

大規模地盤変状が耐震継手ダクタイル鉄管の挙動に及ぼす影響に関する研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2021-07-09 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 森本, 皓一, MORIMOTO, Koichi メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/2297/00062886

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



博 士 論 文

大規模地盤変状が耐震継手ダクタイル鉄管の
挙動に及ぼす影響に関する研究

金沢大学大学院 自然科学研究科

環境デザイン学専攻

学籍番号 1824052007

氏名 森本 皓一

主任指導教員名 宮島 昌克

提出年月 2021年1月

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	2
1.2 既往の研究	3
1.3 危機耐性に基づく地盤変状を受けた耐震継手ダクタイル鉄管の挙動検証	6
1.4 研究内容と構成	6
第2章 液状化による地盤変状を受けた管路の挙動解析	11
2.1 はじめに	12
2.2 解析モデル	12
2.3 管路モデル	12
2.3.1 管体部	13
2.3.2 継手部	13
2.4 地盤モデル	14
2.4.1 地盤特性の設定方法	15
2.4.2 地盤ばね特性	18
2.5 液状化を受けた管路挙動解析方法の妥当性確認	19
2.5.1 確認方法	19
2.5.2 解析方法の妥当性確認結果	26
2.6 複数回の液状化による地盤変状を受けた管路挙動の検証	26
2.6.1 検証目的	26
2.6.2 検証方法	27
2.6.3 検証結果	28
2.6.4 複数回の地盤変状を受けた管路挙動に関する考察	34
2.7 2章のまとめ	35
第3章 断層による地盤変状を受けた管路の挙動解析	37
3.1 はじめに	38
3.2 断層変位を受けた管路挙動解析方法の妥当性確認	38
3.2.1 確認方法	38
3.2.2 解析方法の妥当性確認結果	40
3.3 複数回の断層による地盤変状を受けた管路挙動の検証	40
3.3.1 検証目的	40

3.3.2 検証方法	41
3.3.3 検証結果	44
3.3.4 活動セグメント間の距離が管路挙動に及ぼす影響の分析	48
3.4 3章のまとめ	52
第4章 盛土崩壊による地盤変状を受けた管路の挙動解析	53
4.1 はじめに	54
4.2 盛土崩壊区間での地盤の剛性低下設定方法	54
4.2.1 管軸方向の剛性低下を考慮した地盤ばね特性	55
4.2.2 管軸直交方向の剛性低下を考慮した地盤ばね特性	57
4.3 管路への外力負荷方法	59
4.3.1 土荷重の算出方法	59
4.3.2 管自重の算出方法	60
4.3.3 管路モデルへの外力負荷方法	60
4.4 盛土崩壊を受けた管路挙動解析方法の妥当性確認	62
4.4.1 対象事例	62
4.4.2 管路変位の解析結果	65
4.4.3 管路挙動と盛土崩壊区間との関係に関する考察	65
4.5 盛土崩壊区間外側での地盤の剛性低下検討	67
4.5.1 検討条件	68
4.5.2 検討結果	68
4.6 4章のまとめ	71
第5章 国内で発生した地盤変状が耐震継手ダクタイル鉄管に及ぼす影響分析	73
5.1 はじめに	74
5.2 対象とする地盤変状事例	74
5.2.1 液状化に起因する地盤変状事例	74
5.2.2 断層に起因する地盤変状事例	77
5.2.3 盛土崩壊に起因する地盤変状事例	78
5.3 地盤変状を受けた管路挙動の分析方法	79
5.3.1 分析対象とする継手管	79
5.3.2 管路挙動解析方法	80
5.4 地盤変状を受けた管路挙動の分析結果	81
5.4.1 事例比較に用いた物理量と管路挙動との関係	82

5.4.2 地盤ばね特性の違いが管路挙動に及ぼす影響	87
5.4.3 地盤変状タイプの違いが管路挙動に及ぼす影響	92
5.5 分析結果を活用した地盤変状対策の検討	95
5.5.1 対策の概要	95
5.5.2 対策の有効性確認結果	101
5.6 5章のまとめ	105
第6章 結論	109
6.1 研究成果	110
6.2 今後の課題	112
謝辞	113

第 1 章 序 論

第1章 序論

1-1 研究の背景

環太平洋造山帯上に位置する我が国では、現在まで多くの地震が発生しており、それらの地震に起因して大規模な地盤変状が発生してきた。2016年4月に発生した熊本地震は、布田川断層、日奈久断層の活動に起因する内陸型地震であるが、地表に断層が出現し、さらには南阿蘇村を中心に大規模な斜面崩壊が生じた。2018年9月に発生した北海道胆振東部地震では、厚真町で広範囲にわたり斜面崩壊が生じた他に、札幌市清田区では大規模な液状化が発生した。このように地震により様々な地盤変状が発生し、その都度人々の生活に大きな影響を及ぼしてきた。また、近年の気候変動により局所的な集中降雨や台風による大規模降雨の頻度が高まっており、それらの降雨に起因して、斜面崩壊や盛土崩壊といった地盤災害が頻発している。2018年7月に発生した平成30年7月豪雨や、2019年10月に発生した台風19号による豪雨により、多くの地盤災害が生じたことは記憶に新しい。

地中に埋設されたライフラインは周辺地盤の挙動に大きな影響を受けるため、地盤変状に伴い大きな被害を受けてきた。水道管も例外ではなく、大規模な地盤変状により管体の破断や漏水といった被害が発生したことが多く報告されている。一方で、耐震継手ダクタイトイル鉄管は外力を継手部の伸縮または屈曲で吸収し、さらには離脱防止性能を有することから、大規模な地盤変状を受けても管路機能を維持した実績がある¹⁾²⁾。ただし、地盤変状が発生した地点に耐震継手ダクタイトイル鉄管が埋設されていた事例は限られるため、大規模な地盤変状を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動に関して、明らかでない点も数多い。

地盤変状は、これまで発生要因や発生地点の地形的特徴により液状化や盛土崩壊といったタイプ別に分類され、埋設された水道管の地盤変状対策も地盤変状のタイプ別に異なる対策が実施されてきた³⁾。耐震継手ダクタイトイル鉄管であればどういった外力を受けても複数の継手が伸縮、屈曲して外力を吸収することに変わりはないことが、液状化や盛土崩壊を受けた管路の挙動調査¹⁾²⁾や断層変位を受けた管路の挙動確認実験⁴⁾により確認されている。そのため、異なるタイプの地盤変状を受けても管路挙動は同様の傾向となる可能性が高い。仮に管路挙動が同様の傾向となることが明確となれば、耐震継手ダクタイトイル鉄管を用いた地盤変状対策を統一的に扱うことが可能となり、より効率的に対策を実施できるものと期待できる。このように、地盤変状をタイプ別に分類せずに埋

設された耐震継手ダクタイル鉄管の挙動を基に比較検討した研究は、未だに実施されていない。

異なるタイプの地盤変状を比較検討するにあたり、過去に発生した地盤変状事例であれば、多くの事例で地盤変位等の地盤変状に関する数値データが記録されている。また、管路の挙動検証のための一つの有効な方法である数値解析であれば、管路モデルに地盤変状データを与えることで、地盤変状を受けた管路の挙動を予測することが可能となる。

そこで本研究では、地盤変状が発生した地点に耐震継手ダクタイル鉄管が埋設されていたものと想定して、地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測した。その上で、それらの予測結果を分析することで、従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した。

1-2 既往の研究

地震や大規模降雨に起因して発生した地盤変状に関する研究、および地盤変状を受けたダクタイル鉄管の挙動に関する研究は、数多く実施されてきた。ここでは、以下3つの項目ごとに説明する。

- 地盤変状調査および地盤変状メカニズムの検討
- 地盤変状と管路挙動との関係性分析および地盤変状を受けた管路挙動メカニズムの検討
- 管路の地盤変状対策

地盤変状調査および地盤変状メカニズムの検討に関する研究として、以下の研究が実施されてきた。液状化に関して、濱田ら⁵⁾は1995年兵庫県南部地震時に大規模な地盤変状が発生した地域での地盤変位量を航空写真測量により計測し、液状化による地盤変状の図化を実施した。また、液状化メカニズムの検証として、濱田ら⁶⁾は既往地震における事例分析や模型地盤による流動実験等の結果を基に、液状化による地盤の水平変位発生メカニズムを検討した。断層変位に関して、石村ら⁷⁾は2014年長野県神城断層地震時に地表に出現した断層変位を詳細に計測し、考察を加えている。盛土崩壊に関して、藤岡ら⁸⁾は平坦地盤で比較的規模の大きい盛土崩壊の発生要因について分析し、過剰間隙水圧が上昇しやすい盛土材料を用いた場合における大規模な盛土崩壊に至るメカニズムを明らかにした。また、土木学会や地盤工学会から発行された地震被害調査報告

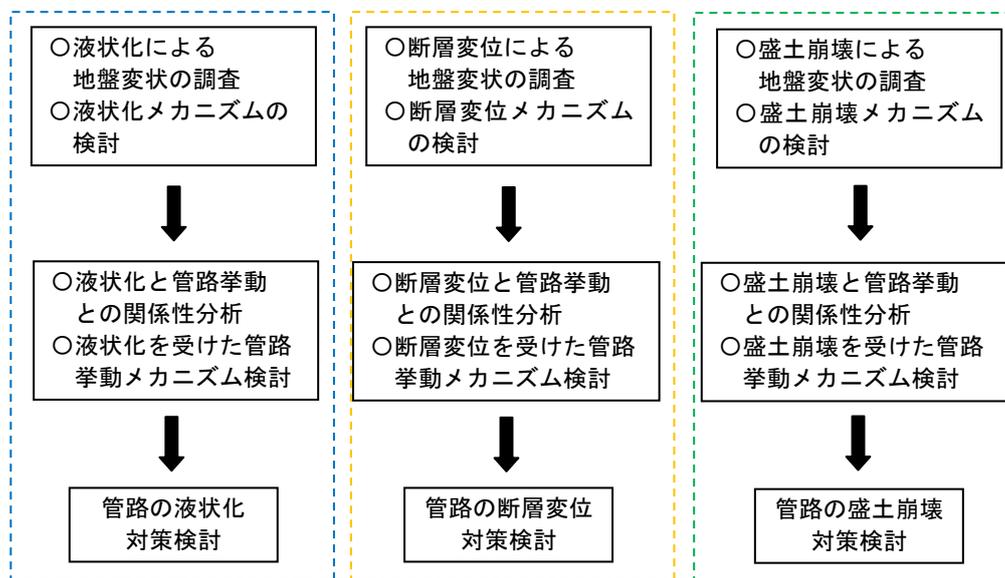
書⁹⁾では、大規模な地盤変状の状況や数値データが記録されている。

地盤変状と管路挙動との関係性分析および地盤変状を受けた管路挙動メカニズムの検討に関する研究として、以下の研究が挙げられる。液状化に関して、三浦ら¹⁾は兵庫県南部地震後に神戸市のポートアイランドに埋設されていた耐震継手ダクタイトイル鉄管の継手伸縮量を管内カメラにより計測し、管路が液状化による地盤変状を受けても継手の離脱防止機構が働き、管路に被害が生じなかったことを確認した。安田ら¹⁰⁾は、2011年東北地方太平洋沖地震時に千葉県浦安市内で液状化による被害を受けた水道管理設位置を対象に、航空写真や表面波探査等を用いて地盤モデルを作成して2次元地震応答解析を実施し、水平方向の地盤ひずみを求めることで非耐震のダクタイトイル鉄管の被災メカニズムを検討した。断層変位に関して、金子ら⁴⁾は、断層変位を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管がどのように挙動するか明らかにするために、土槽実験および解析により耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動を検証した。盛土崩壊に関して、三原ら²⁾は平成30年7月豪雨に起因した道路盛土崩壊により耐震継手ダクタイトイル鉄管が露出した現場での管路状況を調査し、露出した状況を模擬した継手性能試験より、継手の健全性を確認した。

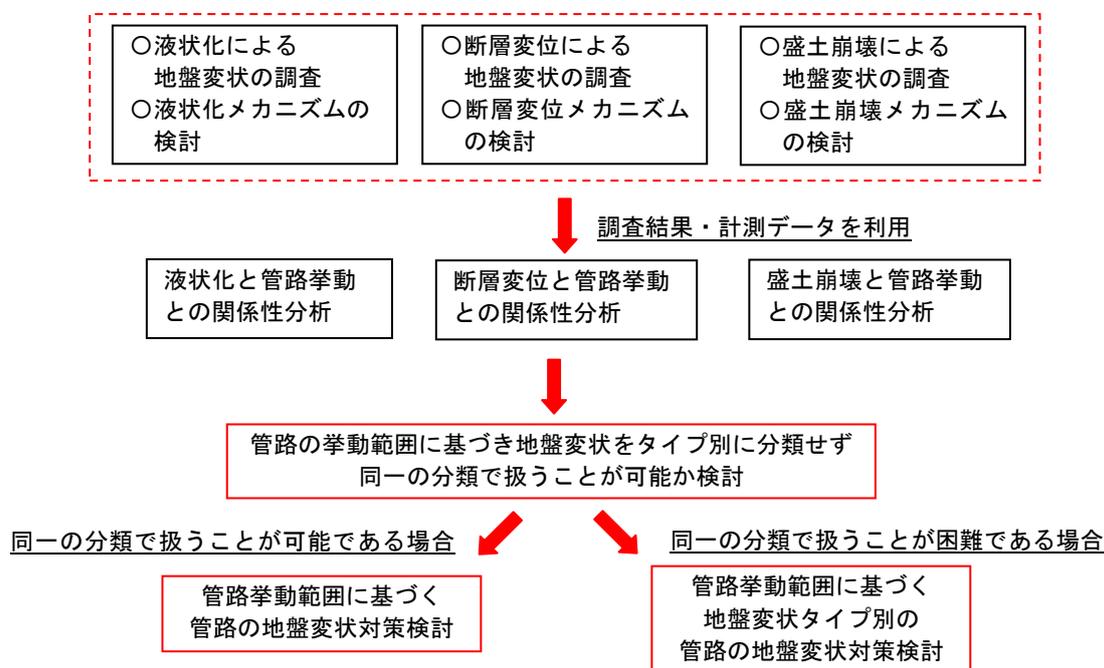
管路の地盤変状対策に関する研究として、以下の研究が挙げられる。液状化に関して、日本ダクタイトイル鉄管協会¹¹⁾は管路と構造物との取り合い部において耐震継手ダクタイトイル鉄管で構成された管路に継ぎ輪を組み合わせることで、液状化による地盤変状に追従し地盤変状対策として有効であることを、土槽実験により明らかにした。断層変位に関して、小田ら¹²⁾は、土槽実験により数値解析の妥当性を確認した上で、大口径の耐震継手ダクタイトイル鉄管を大きな断層変位が想定される断層横断部に配管する場合には、通常の継手よりも伸縮性能が優れる長尺継ぎ輪を断層の両側に配置することで管路の健全性を確保できることを数値解析により明らかにした。

これらの研究は、地盤変状を受けた管路の健全性を確保するための知見として非常に有益な研究であり、研究成果を組み合わせることで効果的な管路の地盤変状対策が可能と考えられるが、いずれの研究も個々の地盤変状タイプに特化した研究であるため、タイプが異なる地盤変状相互間の関係性については明らかとはなっていない。また、耐震継手ダクタイトイル鉄管は複数の継手が伸縮、または屈曲することで地盤変状に追従するため、管路がどの程度の範囲で挙動したか検証することが管路の地盤変状対策を実施する上では重要であるが、管路の挙動範囲に着目した研究は数少ない。よって本研究では、管路の挙動範囲に着目して、異なるタイプとして分類される地盤変状を同一の分類で扱うこと

が可能な検討することで、耐震継手ダクタイル鉄管を用いたより効果的な地盤変状対策の提案に貢献できるものと期待できる。図 1-1 に、管路の地盤変状対策に至る従来の検討フローおよび本研究の検討フローを示す。



(a) 既往の検討フロー



(b) 本研究の検討フロー

図 1-1 管路の地盤変状対策に至る検討フローの比較

1-3 危機耐性に基づく地盤変状を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動検証

2011年東北地方太平洋沖地震の地震規模は、日本の観測史上最大となるモーメントマグニチュード9.0であった。また、2016年熊本地震では、気象庁の震度階級で最も大きい震度7を観測する地震動が短期間のうちに2回発生した。このように、今までの耐震設計では考慮できていなかった現象が高頻度で発生している。近年、経験したことの無い現象に対し、構造物が最低限の機能を維持できるように備える考え方が土木学会より提案されている。この概念は「危機耐性」と定義され、現在改訂中の水道施設耐震工法指針でも重要なキーワードとして取り上げられている。

本研究で対象としている地盤変状を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動に関しては、管路が1回のみならず複数回の地盤変状を受けた事例は今まで報告されていなかったため、複数回の地盤変状を受けた管路挙動について未だに明らかとはなっていない。そのため、複数回の地盤変状を受けた管路がどのように挙動するかあらかじめ把握しておくことも危機耐性に基づいた管路の地盤変状対策の1つといえる。そこで本研究では、耐震継手ダクタイトイル鉄管で構成された管路モデルに複数回の地盤変状を与えて管路挙動解析を実施し、複数回の地盤変状を受けた管路挙動を検証することとした。

1-4 研究内容と構成

本研究では、地盤変状発生地点に耐震継手ダクタイトイル鉄管が埋設されていたものと想定して、大規模な地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測し、それらの予測結果を分析することで、従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した。さらに、特別な地盤変状対策が必要な場合を対象に、得られた知見を活用した対策方法を提案し、方法の有効性を確認した。

本論文の構成は、以下に示す通りである。

- 第1章 序論
- 第2章 液状化による地盤変状を受けた管路の挙動解析
- 第3章 断層による地盤変状を受けた管路の挙動解析
- 第4章 盛土崩壊による地盤変状を受けた管路の挙動解析

第 5 章 国内で発生した地盤変状が耐震継手ダクタイル鉄管に及ぼす影響分析

第 6 章 結 論

以下に、本論文の構成を示す。本研究で対象とした地盤変状は、液状化、断層、盛土崩壊に起因するものである。

第 2 章では、液状化に起因する地盤変状を受けた管路挙動解析方法について説明した上で、1995 年兵庫県南部地震で発生した液状化により継手の抜けが生じた非耐震のダクタイル鉄管の挙動を解析で再現することで、方法の妥当性を確認した。さらに、危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、非耐震のダクタイル鉄管が埋設されていた位置に耐震継手ダクタイル鉄管が埋設されていたものと想定して、液状化による地盤変状を複数回与えて管路の挙動解析を実施し、複数回の地盤変状を受けて管路がどのように挙動するか検証した。

第 3 章では、断層に起因する地盤変状を受けた管路挙動解析方法について説明した上で、金子ら⁴⁾により実施された断層変位を受けた耐震継手ダクタイル鉄管の挙動確認実験の結果を解析で再現することで、解析方法の妥当性を確認した。また 2 章と同じく、危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、耐震継手ダクタイル鉄管に対して断層による地盤変状を複数回与えて管路の挙動解析を実施し、複数回の地盤変状を受けて管路がどのように挙動するか検証した。

第 4 章では、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けた管路挙動解析方法について説明した上で、2004 年の台風 21 号に起因する盛土崩壊により耐震継手ダクタイル鉄管が露出した事例を対象に、盛土崩壊を受けた管路挙動の計測結果を解析で再現することで、解析方法の妥当性を確認した。管路周辺の地盤は、盛土崩壊に伴い剛性が低下すると考えられる。そこで本研究では、土質試験の結果¹³⁾を引用して地盤の剛性低下を考慮するための方法を検討した。

第 5 章では、国内で記録された大規模な地盤変状事例を対象に、地盤変状発生地点に耐震継手ダクタイル鉄管が埋設されていたものと想定して、地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測した。それらの予測結果を分析することで、従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した。さらに、管路挙動を示す項目である軸力、継手屈曲角、軸方向応力いずれかが許容値を超えた事例を対象に、得られた知見を活用した地盤変状対策を提案し、その有効性を確認した。

図 1-2 に、本研究のフローを示す。

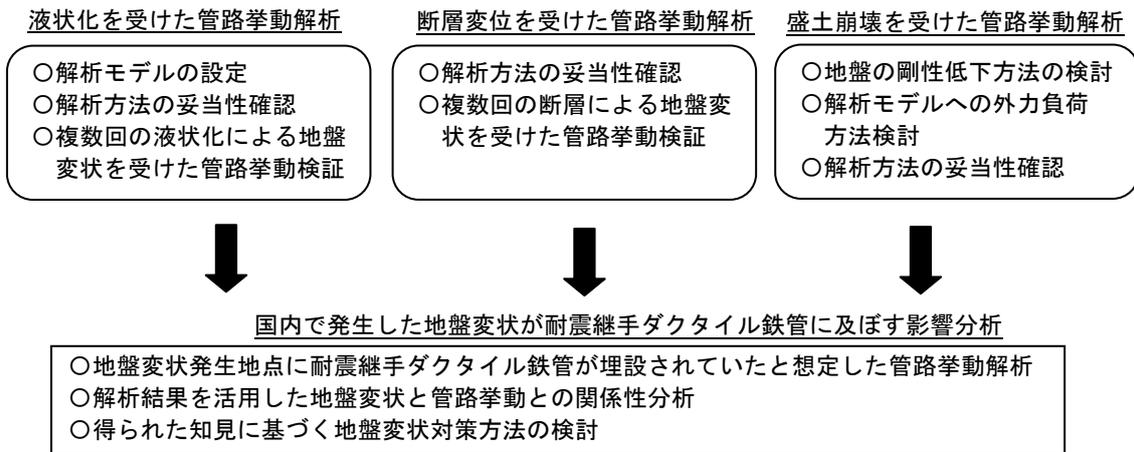


図 1-2 研究フロー

【第 1 章の参考文献】

- 1) 三浦久人:阪神・淡路大震災による耐震形ダクタイル鋳鉄管路の挙動調査(ポートアイランド, 六甲アイランド),ダクタイル鉄管, 第 61 号, pp. 41-48, 1996.
- 2) 三原正幸:豪雨による護岸道路崩壊で露出したダクタイル管路の健全性の検証, 日本水道協会 平成 30 年度水道研究発表会講演集, pp. 416-417, 2018.
- 3) 日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説 I総論 2009年版, pp. 75-86, 2009.
- 4) 金子正吾, 宮島昌克:逆断層を横断する耐震継手ダクタイル鉄管の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 945-952, 2014.
- 5) 濱田政則, 磯山龍二, 若松加寿江:1995 年兵庫県南部地震 液状化, 地盤変位及び地盤条件, 地震予知総合研究振興会, 1995.
- 6) 濱田政則, 若松加寿江:液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, No.596, III-43, pp.189-208, 1998.
- 7) 藤岡一頼, 横田聖哉, 日下寛彦, 広瀬剛:東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分析, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 1 号(特集号), pp.285-308, 2016.
- 8) 石村大輔, 岡田真介, 丹羽雄一, 遠田晋次:2014 年 11 月 22 日長野県北部の地震(Mw 6.2)によって出現した神城断層沿いの地表地震断層の分布と性状, 活断層研究, 第 43 号, pp.95-108, 2015.
- 9) 例えば 土木学会耐震工学委員会:1993 年北海道南西沖地震震害調査報告, pp.165-166, 1997.
- 10) 安田進, 石川敬祐, 五十嵐翔太, 田中佑典, 畑中哲夫, 岩瀬伸朗, 並木武史, 斉藤尚登:東日本大震災における浦安市の水道管被害メカニズムの解明, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 3 号(特集号), pp.183-200, 2016.

- 11) 日本ダクタイル鉄管協会：液状化地盤でのダクタイル管路の対策について，ダクタイル鉄管，第 64 号，pp.71-75, 1998.
- 12) 小田圭太，岸正蔵，宮島昌克：耐震型ダクタイル鉄管を用いた断層横断部の管路設計方法の研究，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.75，No.4，pp.454-463，2019.
- 13) 野々山栄人，八嶋厚，沢田和秀，森口周二，井上裕：一面せん断試験における砂のせん断挙動の可視化とその数値シミュレーション，第 21 回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp. 25-30，2009 .

第 2 章 液状化による地盤変状を受けた管路の挙動解析

第2章 液状化による地盤変状を受けた管路の挙動解析

2-1 はじめに

本章では、液状化に起因する地盤変状を受けた管路の挙動解析方法について述べた上で、1995年の兵庫県南部地震時に発生した液状化による非耐震のダクタイル鉄管の被害状況と解析による再現結果を比較することで、解析方法の妥当性を確認した。

2-2 解析モデル

本節では、解析モデルについて述べる。埋設されたダクタイル鉄管の挙動を解析する場合には、複数継手の挙動を再現するため、管体をはり要素、継手や管路周辺地盤をばね要素でモデル化したはり-ばねモデルを用いる。図 2-1 に解析モデルを示す。管体はり要素でモデル化し、管同士を継手ばね要素で接続した。また、管路周辺の地盤はばね要素でモデル化し、管と地盤質点とをばね要素で接続した。その上で、地盤質点に計測された地盤変位を与えて管路挙動を解析した。なお、解析は汎用構造解析ソフト ANSYS Mechanical を用いて実施した。

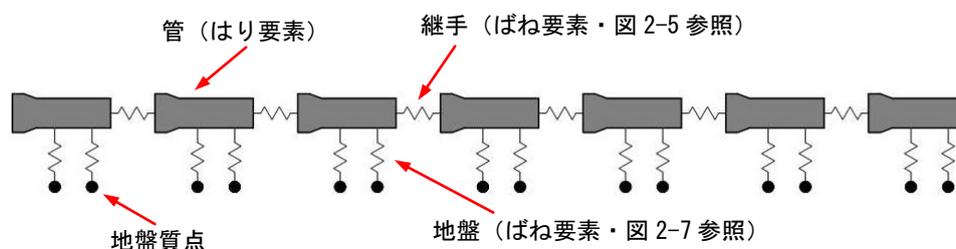


図 2-1 解析モデル

2-3 管路モデル

本研究で対象とする耐震継手ダクタイル鉄管は、図 2-2 に示す通り管体部と継手部で構成される。地盤変状により発生した外力が管路に作用した場合、主に継手の伸縮や屈曲により外力を吸収することが特徴である。

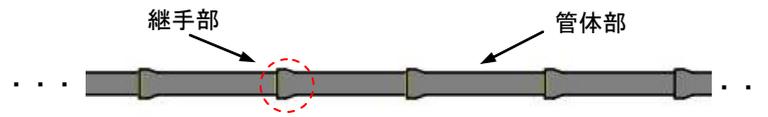


図 2-2 耐震継手ダクタイル鉄管で構成された管路模式図

表 2-1 管の材料特性

ヤング率 E	ポアソン比 ν
$1.6 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	0.28

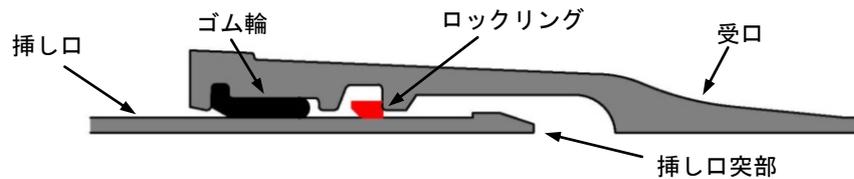


図 2-3 NS 形の継手構造

2-3-1 管体部

表 2-1 に管体部の材料特性を示す¹⁾。本研究では、管体の材料特性を線形材料とした。

2-3-2 継手部

継手管の一例として、図 2-3 に主に開削工法での配管に用いられる耐震継手ダクタイル鉄管 NS 形の継手構造を示す。耐震継手ダクタイル鉄管は図 2-4 に示す通り、管路に作用する外力を継手の伸縮や屈曲で吸収する構造を有する。さらに、大きな引抜き力や曲げモーメントが継手に作用した場合、ロックリングと挿し口突部がかかりあい継手の離脱を防止するため、 $3D \text{ kN}$ (D : 呼び径 (mm))²⁾ の引抜き力や大きな曲げモーメントに耐えることが可能となる。

図 2-5 に、継手モデルの概要を示す。継手の挙動を表現するために、ばね要素を管軸方向、せん断方向、回転方向にそれぞれモデル化した。

図 2-6 に、耐震継手ダクタイル鉄管の継手ばね特性を示す。継手ばね特性は、継手性能試験等³⁾に基づき設定した。管軸方向、回転方向においては、継手が伸縮、屈曲することで外力を吸収する領域の継手ばね定数を、それぞれ S_{a1} 、 S_{c1} とした。一方で、管軸方向、せん断方向、回転方向において、金属同士が接触して外力に耐え、隣り合う継手が次々と伸縮、屈曲して外力を吸収する領域の継手ばね定数を、それぞれ S_{a2} 、 S_b 、 S_{c2} とした。管軸方向、回転方向においては、2つの領域の境界となる継手変位や継手屈曲角を、それぞれ δ_a 、 δ_c とした。

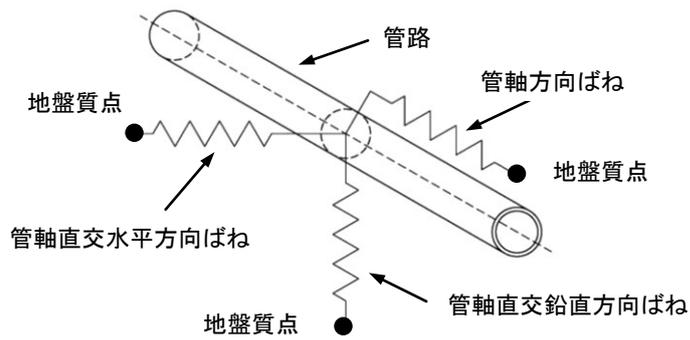


図 2-7 地盤モデル

2-4-1 地盤特性の設定方法

地盤変状発生地点は砂地盤であると想定すると、後述する地盤ばね特性の設定においては、土の単位体積重量、土の内部摩擦角、砂の相対密度といった地盤特性値が必要となる。本研究では、地盤変状発生地点それぞれで N 値を求めた上で、表 2-2 に示す N 値と単位体積重量、内部摩擦角、相対密度との関係から^{4)~7)}、地盤ばね特性の設定に必要な値を決定することとした。

N 値を求めるにあたり、それぞれの発生地点で地盤調査により N 値を計測することが望ましいが、本研究で解析対象とする地点は数多く存在するため、全ての地点で地盤の N 値を計測することは困難である。そこで、全国を対象に 250m のメッシュ区画で微地形を分類した微地形区分⁸⁾ごとに、ボーリングデータを用いて N 値を推定することとした。

図 2-8 に、 N 値の推定フローを示す。最初に、国土地盤情報検索サイト「Kuniziban」⁹⁾より沖縄県を除く 46 都道府県を対象にボーリングデータを抽出し、それぞれのデータを抽出した地点に対応する微地形区分ごとに分類することで、データセットを作成した。ここで、埋設管の土被り（地表面から埋設管頂部までの距離）は他の埋設物との位置関係や埋設条件により様ではないが、一般的には開削工法であれば 1.2m とすることが多いため、本研究では土被り 1.2m の位置での N 値を抽出した。次に、作成したデータセットよりデータのばらつきが考慮された N 値を推定するため、微地形区分ごとにデータ標本集団の平均値の信頼区間を求めた。信頼区間を 95% とした場合、信頼区間の最小値 V_{MIN} 、最大値 V_{MAX} は、式(2-1)、(2-2)より算出される。

$$V_{MIN} = x_A - t \sqrt{\frac{S^2}{n}} \quad (2-1)$$

$$V_{MAX} = x_A + t \sqrt{\frac{s^2}{n}} \quad (2-2)$$

x_A はデータの平均値、 t は95%信頼区間における t 値、 s^2 は不偏分散、 n は標本数である。表 2-3 に微地形区分ごとに N 値の平均値、および平均値の信頼区間最小値、最大値を示す。対象とした微地形区分は、表 2-3 に示す 19 種類である。地盤変状を受けた管路挙動の計測値または実験値と解析値とを比較することで管路挙動解析方法の妥当性を確認する場合には、 N 値は平均値を使用した。一方で、管路が埋設されていなかった地盤変状発生地点に仮に耐震継手ダクタイル鉄管が埋設されていたものと想定して管路挙動解析を実施する場合には、管路に作用する外力が想定される範囲内で最大のものと考えて、管路にとって厳しい条件で管路挙動を予測することとした。そのため、 N 値は信頼区間最大値を使用した。表 2-4 に、微地形区分ごとに求めた N 値より換算した、土の単位体積重量、内部摩擦角、砂の相対密度を微地形区分ごとに示す。

表 2-2 地盤特性値の関係

地盤の状態	N 値	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	相対密度 (%)
ゆるい	4~10	14~18	30~35	20~40
中位の	10~30	17~20	35~40	40~60

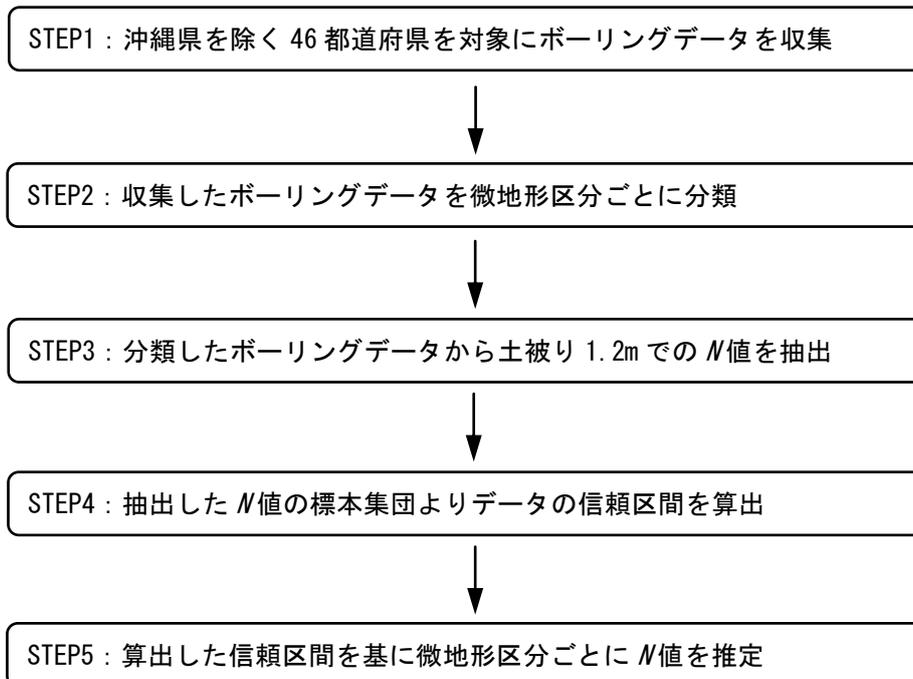


図 2-8 N 値の推定フロー

表 2-3 微地形区分ごとの N 値

微地形区分	標本数	不偏分散	信頼区間最小値	平均値	信頼区間最大値
山地	900	226	14	15	16
山麓地	80	224	11	14	17
丘陵	502	159	10	11	13
火山地	47	254	12	16	21
火山山麓地	200	193	11	13	15
火山性丘陵	92	87	6	8	10
砂礫質台地	631	178	12	13	14
ローム台地	187	72	5	6	8
谷底低地	705	195	11	12	13
扇状地	492	191	12	13	15
自然堤防	238	93	6	7	9
後背湿地	685	92	6	7	8
旧河道	94	59	6	7	9
三角洲・海岸低地	522	70	6	7	7
砂州・砂礫洲	128	80	8	10	12
砂丘	87	63	8	9	11
砂州・砂丘間低地	7	312	-3	11	24
干拓地	133	76	5	7	8
埋立地	187	123	8	10	12

表 2-4 微地形区分ごとの地盤特性値一覧

微地形区分	N 値の平均値を利用する場合				N 値の信頼区間最大値を利用する場合			
	N 値	単位体積重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 ($^\circ$)	相対密度 (%)	N 値	単位体積重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 ($^\circ$)	相対密度 (%)
山地	15	17.8	36.3	45	16	17.9	36.5	46
山麓地	14	17.6	36.0	44	17	18.1	36.8	47
丘陵	11	17.2	35.3	41	13	17.5	35.8	43
火山地	16	17.9	36.5	46	21	18.7	37.8	51
火山山麓地	13	17.5	35.8	43	15	17.8	36.3	45
火山性丘陵	8	16.7	33.3	33	10	17	35	40
砂礫質台地	13	17.5	35.8	43	14	17.6	36	44
ローム台地	6	15.3	31.7	27	8	16.7	33.3	33
谷底低地	12	17.3	35.5	42	13	17.5	35.8	43
扇状地	13	17.5	35.8	43	15	17.8	36.3	45
自然堤防	7	16.0	32.5	30	9	17.3	34.2	37
後背湿地	7	16.0	32.5	30	8	16.7	33.3	33
旧河道	7	16.0	32.5	30	9	17.3	34.2	37
三角洲・海岸低地	7	16.0	32.5	30	7	16	32.5	30
砂州・砂礫洲	10	17.0	35.0	40	12	17.3	35.5	42
砂丘	9	17.3	34.2	37	11	17.2	35.3	41
砂州・砂丘間低地	11	17.2	35.3	41	24	19.1	38.5	54
干拓地	7	16.0	32.5	30	8	16.7	33.3	33
埋立地	10	17.0	35.0	40	12	17.3	35.5	42

2-4-2 地盤ばね特性

地盤をばね要素でモデル化するために、本研究ではアメリカライフライン協定（以降 ALA と記す）¹⁰⁾で提案された式を使用して地盤ばね特性を設定した。図 2-9 に、地盤ばね特性を管軸方向、管軸直交方向それぞれで示す。管軸方向の単位長さあたりの地盤ばね定数 K_{g1} を式(2-3)で、管軸直交方向の単位長さあたりの地盤ばね定数 K_{g2} を式(2-6)で算出した。なお、ここで算出した地盤ばね定数は地盤の剛性を示すものである。

$$K_{g1} = F_1 / \delta_1 \quad (2-3)$$

$$F_1 = \left(H + \frac{D}{2} \right) \pi D \gamma_t' \frac{K_0 + 1}{2} \tan f \phi \quad (2-4)$$

$$\gamma_t' = \frac{G_s - 1}{G_s (1 + w)} \gamma_t \quad (2-5)$$

$$K_{g2} = F_2 / \delta_2 \quad (2-6)$$

$$F_2 = \left(H + \frac{D}{2} \right) N_{qh} D \gamma_t' \quad (2-7)$$

$$\delta_2 = C_{ls} (H + D) \quad (\text{緩い砂の状態}) \quad (2-8)$$

$$\delta_2 = C_{ms} (H + D) \quad (\text{中位の砂の状態}) \quad (2-9)$$

F_1 は管軸方向における単位長さあたりの摩擦力最大値であり、 F_2 は管軸直交方向における単位長さあたりの地盤反力最大値である。 δ_1 、 δ_2 は管軸方向、管軸直交方向における地盤に対して管路が滑り出す相対変位である。

管軸方向の相対変位 δ_1 に関して、参考文献¹⁰⁾より解析対象位置の砂が密な状態である場合には $\delta_1 = 2.54\text{mm}$ 、緩い状態である場合には $\delta_1 = 5.08\text{mm}$ と設定した。そのため、解析対象地点の砂が中位の状態である場合には、 δ_1 を両者の中間値である 3.81mm とした。一方で、参考文献¹¹⁾より管軸直交方向の相対変位 δ_2 を式(2-8)、(2-9)で算出した。 C_{ls} 、 C_{ms} はそれぞれ砂が緩い状態である場合、中位の状態である場合における係数である。 C_{ls} は $0.07 \sim 1$ の範囲で、 C_{ms} は $0.03 \sim 0.05$ の範囲で設定されているが、本報ではそれぞれ中央値を使用したため、 $C_{ls} = 0.085$ 、 $C_{ms} = 0.04$ とした。 H は土被り、 D は管外径である。 γ_t' は土の有効単位体積重量、 K_0 は静止土圧係数である。参考文献¹²⁾より、 K_0 を 1 とした。 f は管の外面塗装に関する係数、 ϕ は土の内部摩擦角である。 f は $0.6 \sim 1$ の範囲で設定されているが¹²⁾、本報では管路に大きな負荷がかかる場合を想定して、 f を 1 とした。 G_s

は土粒子の比重、 w は土の含水比、 γ_t は土の単位体積重量である。 G_s は代表値として用いられる $2.65^{13)}$ 、 w は砂質土の代表値として用いられる $20\%^{14)}$ とした。また、 N_{qh} は土被りや管外径、土の内部摩擦角から決定される係数である。

本研究では、管路埋設深さより深い層が液状化することで、管路は大きな地盤変位を受けるが管路周辺の地盤は液状化しないものと想定したため、液状化に伴う管路周辺地盤の剛性低下を解析では考慮しないものとした。また、地盤変位そのものを使用して管路の挙動を検証したため、地震時における地盤のせん断ひずみによる管路周辺地盤の剛性低下も考慮しないものとした。

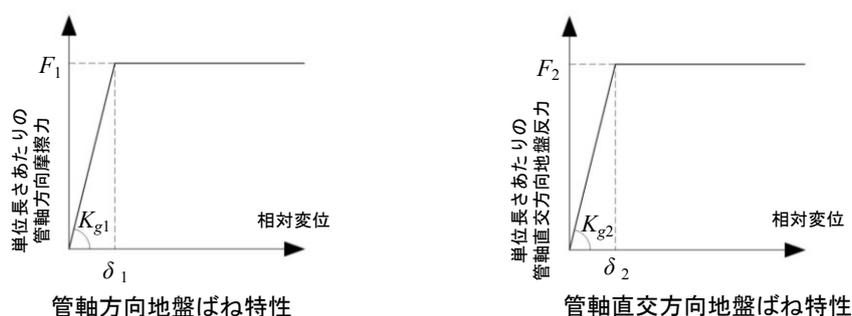


図 2-9 地盤ばね特性

2-5 液状化を受けた管路挙動解析方法の妥当性確認

2-5-1 確認方法

(1) 対象位置

本節では、1995 年に発生した兵庫県南部地震において、液状化の被害が著しかった地区での非耐震のダクタイル鉄管の被害状況を本研究で用いる解析方法で再現できるか検討することで、解析方法の妥当性を確認した。

図 2-10 に、兵庫県南部地震発生後に神戸市内で地盤変位が計測された地域を示す。航空写真測量により、沿岸部や埋立地を中心に地盤変位が計測された¹⁵⁾。また、地震後には水道管の被害調査が実施された¹⁶⁾。図 2-11 に、神戸市における水道管の管種別被害図を示す。図 2-11 より、沿岸部や埋立地で多数の水道管に被害が発生したことが確認できる。

解析対象位置の選定では、まず直線管路で多くの継手に抜けが生じた神戸市のポートアイランドに着目した。次に、管路が直線上に埋設されており、かつ継手の抜けが発生した位置を抽出し、位置 A~F とした。なお、兵庫県南部地震では液状化現象が発生した地域において、護岸から 100m 以内の領域では護岸の

移動による側方流動の影響が大きかったことが確認されている¹⁷⁾。本研究では、液状化そのものに起因する地盤変位を受けた管路の挙動を検証するため、護岸から100m以上離れた人工島内陸部を対象とした。

図2-12に抽出した位置を、区間長、地盤変位計測数、継手の抜け発生数と併せて示す。図2-12より、位置Aでは地盤変位計測値や継手の抜けに関する情報が複数得られることが確認できる。以上より、位置Aであれば継手の抜けが生じた範囲と生じなかった範囲を解析で求めることで実際の継手状況との比較が可能と考えられることから、位置Aを解析対象位置として解析対象区間は800mと設定した。なお、解析対象位置の微地形区分は「埋立地」であった。

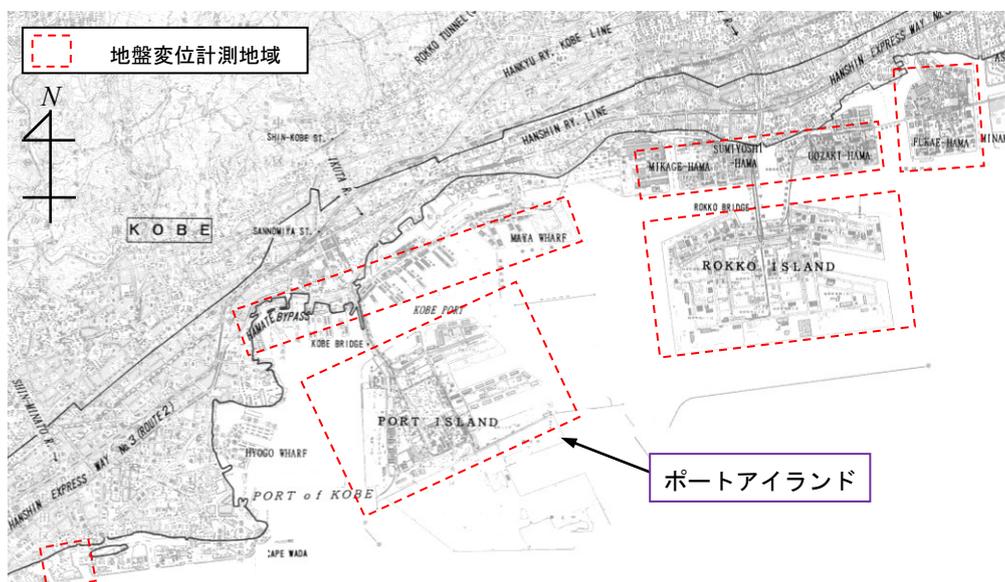


図 2-10 兵庫県南部地震後に神戸市内で地盤変位が計測された位置

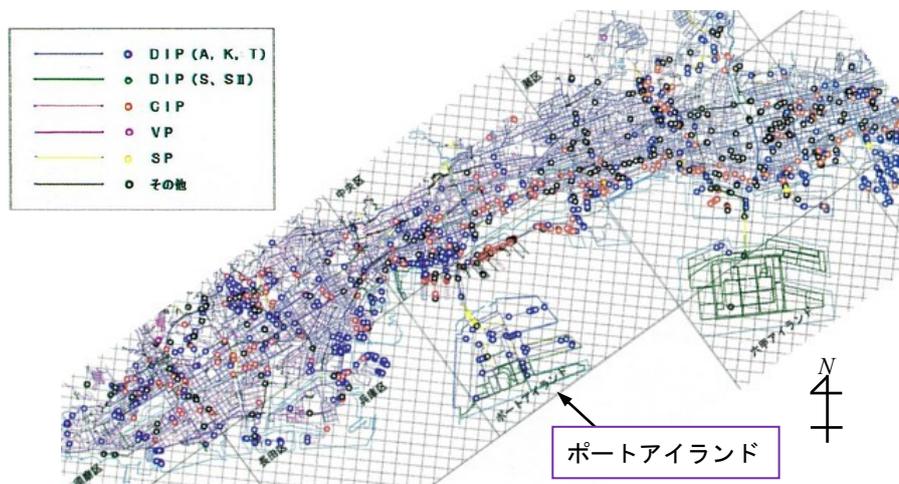


図 2-11 兵庫県南部地震時の神戸市における水道管被害図

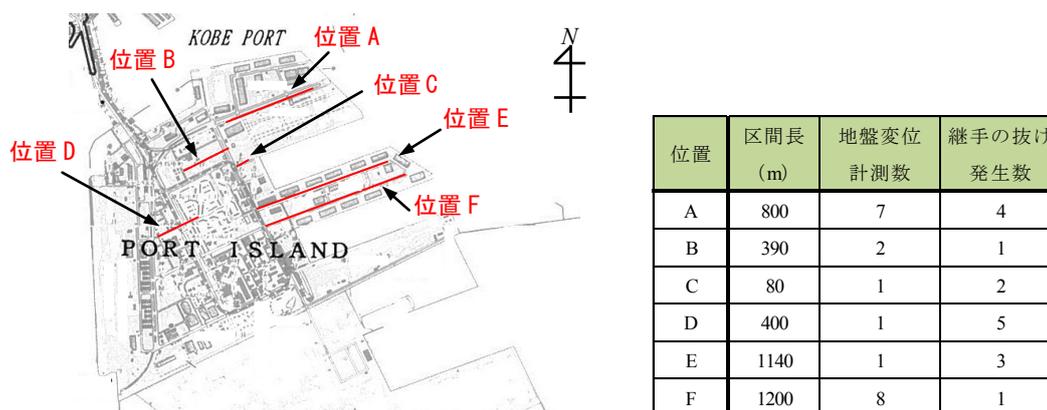


図 2-12 ポートアイランド内での継手抜け発生位置

(2) 対象継手

解析対象位置では、呼び径 200 A 形、K 形、T 形継手のいずれかで構成されたダクタイル鉄管の継手管が埋設されていたことが記録されているが、継手の種類を特定する情報は得られなかった。

ここで、水道技術研究センターで確立された、液状化の情報を有しており、かつ液状化の可能性ありの場合の管路被害予測式¹⁸⁾より、対象継手を選定することとした。図 2-13 に、管路被害予測式を示す。本式は、地震による管路被害データを基に確立されたもので、被害データには継手の抜けが含まれている。K 形継手は A 形継手、T 形継手と比較して、予測式で用いる管種・継手補正係数 C_p が小さいため、管路 1km あたりに推定される被害率が低くなることが確認できる。以上より、K 形継手を解析対象として解析で継手の抜けを再現できれば、より継手の抜けが生じやすい A 形、T 形継手を対象とした場合でも、解析で継手の抜けが再現できると考えられる。そこで、本研究では解析対象を K 形定尺 5m 管とした。

図 2-14 に K 形の継手構造を示し、図 2-15 に呼び径 200 K 形の継手ばね特性を示す。図 2-15 には、比較のため NS 形の継手ばね特性を併記した。K 形継手は耐震継手管ではないため、継手ばね特性を得るための継手性能試験は実施されていない。そこで、管軸方向および回転方向の継手ばね特性は呼び径 200 NS 形を基に設定した。K 形は離脱防止機構を有さないため、管軸引張方向および回転方向の継手ばね定数は、継手が伸縮、屈曲することで外力を吸収する領域の値である S_{a1} 、 S_{c1} のみとした。図 2-16 に示す通り、K 形継手の引張方向ではゴム輪の一部が挿し口と接触しなくなる継手変位を δ_{a2} とし、圧縮方向では挿し口が受口奥部に接触する継手変位を δ_{a3} とした¹⁹⁾。

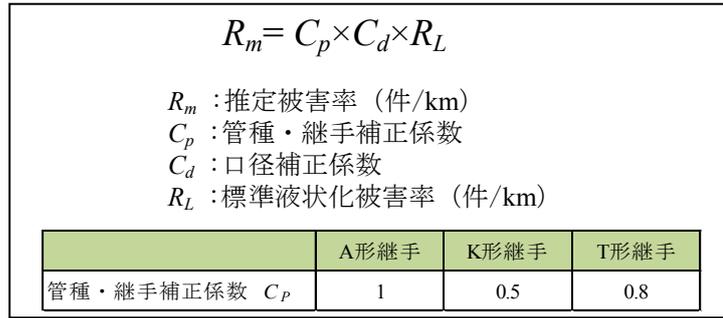


図 2-13 液状化地盤での管路被害予測式

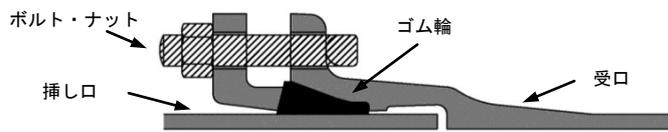
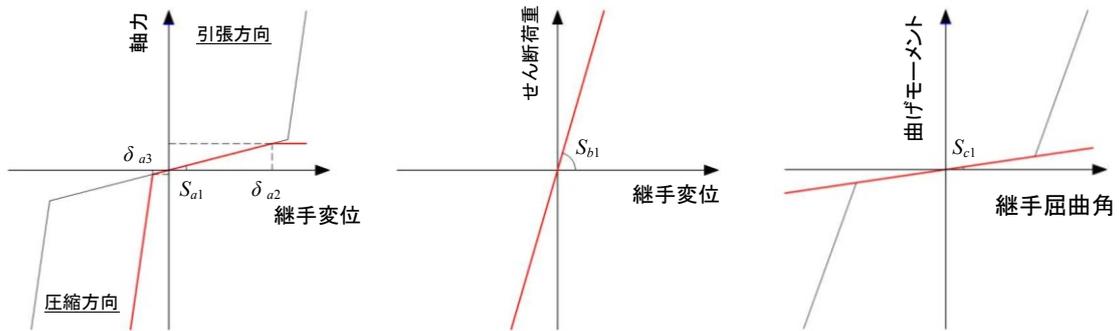


図 2-14 K形継手の構造



管軸方向継手ばね特性

せん断方向継手ばね特性

回転方向継手ばね特性

管軸方向ばね		せん断方向ばね		回転方向ばね	
S_{a1}	547 (kN/m)	S_{b1}	1,440,000 (kN/m)	S_{c1}	0.22 (kN・m/°)
δ_{a2}	35 (mm)				
δ_{a3}	-5 (mm)				

図 2-15 呼び径 200 K形の継手ばね特性(赤線：K形・黒線：NS形)

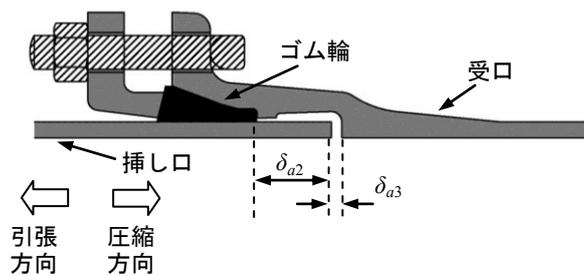


図 2-16 K形の継手変位

(3) 地盤変位の入力方法

図 2-17 に、解析対象位置で計測された地盤変位を示す。地盤変位は水平方向、鉛直方向共に計測されているが、後述する理由により水平方向の地盤変位のみを使用した。図 2-17 中の 7 地点で計測された水平方向の地盤変位 D を、式(2-10)、(2-11)より管軸方向の地盤変位 D_X 、管軸直交方向の地盤変位 D_Y に分解した。

$$D_X = D \cos \theta \quad (2-10)$$

$$D_Y = D \sin \theta \quad (2-11)$$

θ は地盤変位ベクトルと管路のなす角度である。表 2-5 に、解析に使用する地盤変位を示す。管軸方向は管路の基点から終点へ向かう方向を、管軸直交方向は北方向を正とした。

ここで、各計測地点間では地盤変位が計測されていないため、ある仮定の基に地盤質点に地盤変位を与える必要がある。本節では、地盤ひずみと 2 地点間の相対地盤変位から補間距離を算出し、補間距離内で地盤変位が線形に変化するように変位を与えた。参考文献¹⁷⁾より、兵庫県南部地震時にポートアイランド内陸部で計測された水平方向の地盤変位より求められた地盤ひずみの最大値は、地盤が引張方向に変位した場合、圧縮方向に変位した場合、共に 2.5%であった。本章では、いずれの 2 地点間においても、この地盤ひずみを使用して補間距離を求めた。

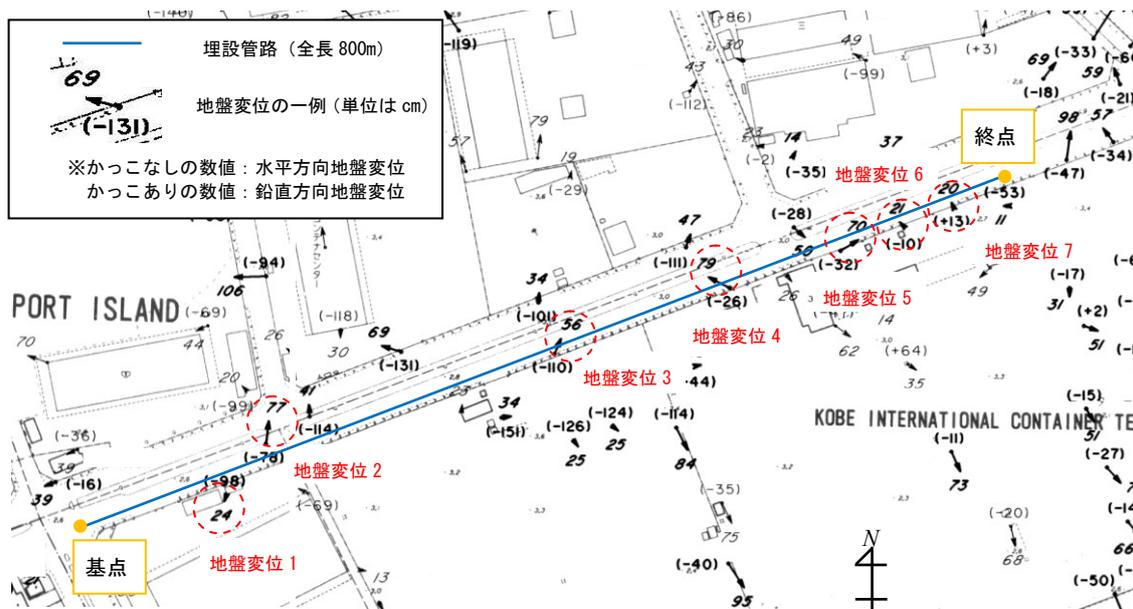


図 2-17 解析対象位置で計測された地盤変位

表 2-6 に地盤変位計測地点間の相対地盤変位と補間距離を示し、図 2-18 に一例として地点 1～2 地点間での管軸直交方向の地盤変位を示す。なお、地点 1～7 はそれぞれ地盤変位 1～7 の計測地点である。また、一例として地点 1～2 間での管軸方向、管軸直交方向における相対地盤変位 D_{RX12} 、 D_{RY12} の算出式を式(2-12)、(2-13)で示し、地点 1～2 間での補間距離 L_{12} の算出式を式(2-14)で示す。

$$D_{RX12} = D_{X2} - D_{X1} \quad (2-12)$$

$$D_{RY12} = D_{Y2} - D_{Y1} \quad (2-13)$$

$$L_{12} = \frac{\sqrt{D_{RX12}^2 + D_{RY12}^2}}{\varepsilon_s} \quad (2-14)$$

ここに、 D_{X2} 、 D_{X1} は地点 2、1 の管軸方向地盤変位、 D_{Y2} 、 D_{Y1} は地点 2、1 の管軸直交方向地盤変位、 ε_s は地盤ひずみである。地盤ひずみは水平方向の地盤変位のみを用いて求められたものであるため¹⁷⁾、対応して相対地盤変位も水平方向成分のみを用いた。

表 2-5 管軸および管軸直交方向の地盤変位

	水平方向 変位 D (cm)	地盤変位ベクトルと 管路のなす角度 θ	管軸方向 地盤変位 D_X (cm)	管軸直交方向 地盤変位 D_Y (cm)
地盤変位1	24	236	-13.4	-19.9
地盤変位2	77	60	38.5	66.7
地盤変位3	56	45	39.6	39.6
地盤変位4	79	133	-53.9	57.8
地盤変位5	70	9	69.1	11
地盤変位6	21	111	-7.5	19.6
地盤変位7	20	95	-1.7	19.9

表 2-6 計測地点間の相対地盤変位と補間距離

	管軸方向相対変位 D_{RX} (cm)	管軸直交方向相対変位 D_{RY} (cm)	補間距離 L (m)
地点1～2間	51.9	86.6	40.4
地点2～3間	1.1	-27.1	10.8
地点3～4間	-93.5	18.2	38.1
地点4～5間	123	-46.8	52.7
地点5～6間	-76.6	8.6	30.9
地点6～7間	5.8	0.3	2.3

図 2-19 に、解析対象位置での地盤変位を、管軸方向、管軸直交方向それぞれで示す。また、表 2-7 に解析条件を示し、図 2-20 に解析対象位置での地盤ばね特性を示す。管路の土被りに関する情報は得られなかったため、ここでは土被りを 1.2m とした。

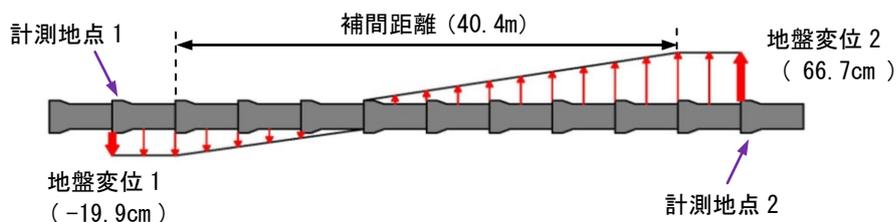
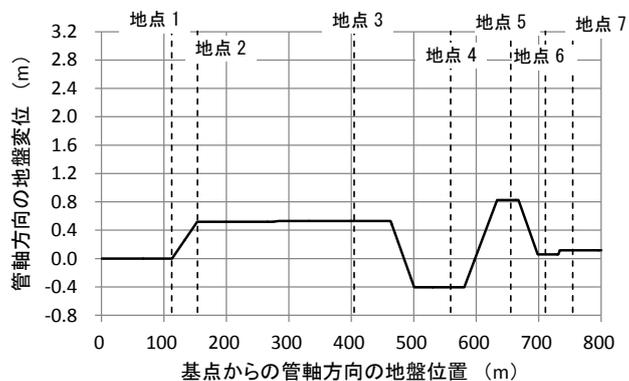
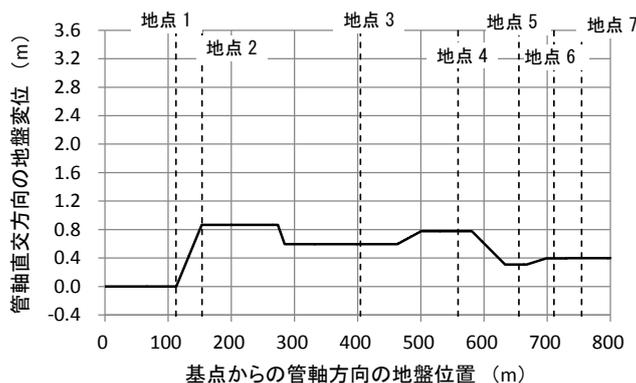


図 2-18 2 地点間での地盤変位の与え方
(地点 1~2 間での管軸直交方向の場合)



(a) 管軸方向

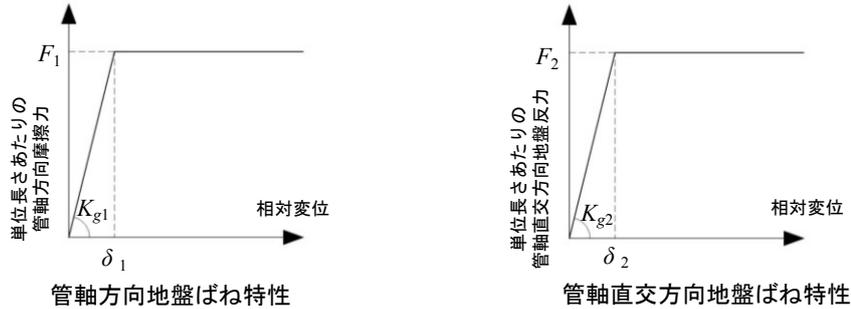


(b) 管軸直交方向

図 2-19 解析対象位置での地盤変位

表 2-7 解析条件

管路	呼び径・継手形式	呼び径200 K形
	管長	5m
	管路長	800m
地盤	管路の土被り	1.2m
	N値	10



管軸方向ばね			管軸直交方向ばね		
K_{g1}	1.46	(N/mm ²)	K_{g2}	0.67	(N/mm ²)
F_1	5.6	(N/mm)	F_2	38.3	(N/mm)
δ_1	3.81	(mm)	δ_2	56.8	(mm)

図 2-20 解析対象位置での地盤ばね特性

2-5-2 解析方法の妥当性確認結果

図 2-21 に、K 形ダクタイル鉄管の継手伸縮量の解析結果を解析対象位置と併せて示す。継手の伸び量を正の値、縮み量を負の値で表した。水道管の被害調査¹⁶⁾より、解析対象とした区間のうち、赤丸で囲った範囲で継手の抜けが生じたことが確認されている。図 2-21 より、解析では基点から 100m~200m の区間および 600m~700m の区間で、一部の継手が抜け出す結果となった。これより、解析対象位置での継手の抜けが生じた範囲と抜けが生じなかった範囲を解析で再現できているため、解析方法は妥当と判断した。

2-6 複数回の液状化による地盤変状を受けた管路挙動の検証

2-6-1 検証目的

2016 年 4 月に発生した熊本地震では、最大震度 7 を観測する地震動が 2 回発生した。埋設された管路に着目すれば、大規模な地震動が連続して発生した場

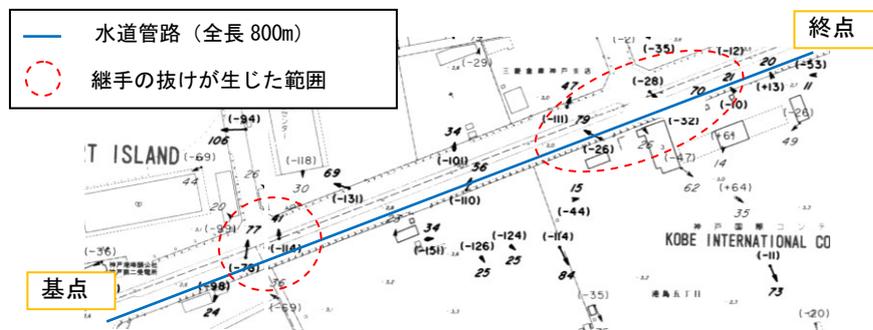
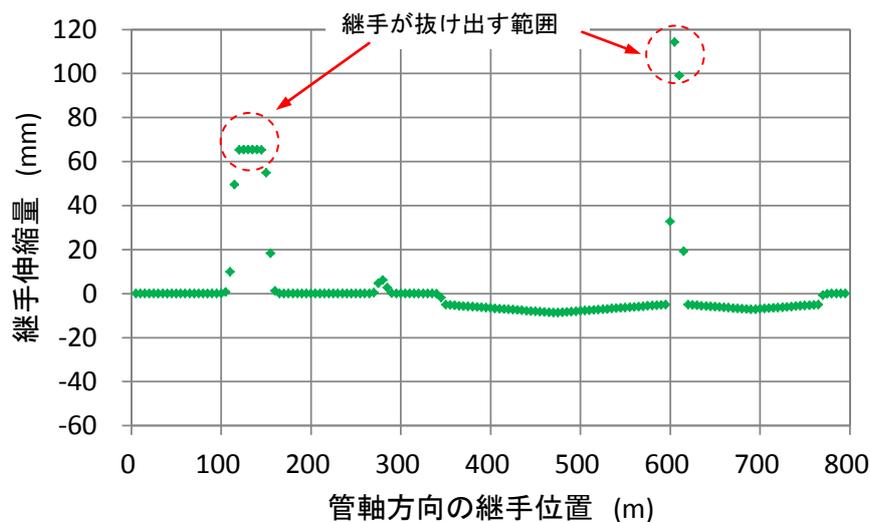


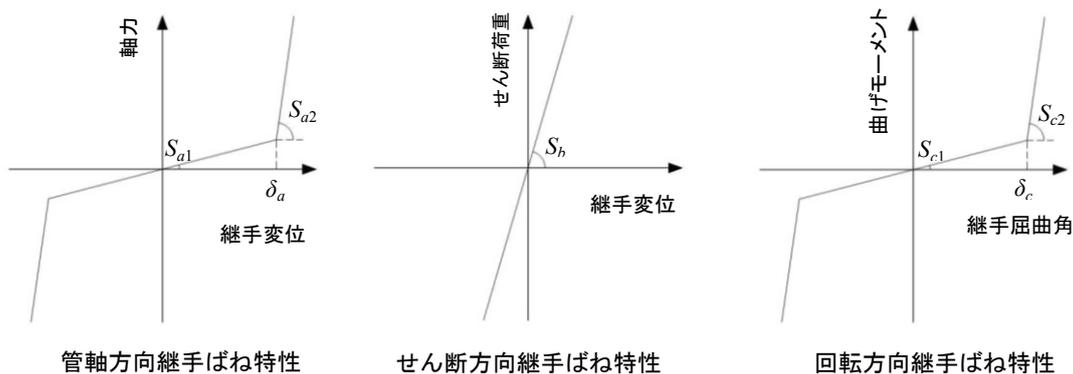
図 2-21 K 形の継手伸縮量

合、管路が 1 回のみならず複数回の地盤変状を受けてどのように挙動するか、未だに明らかにはなっていない。一方で、管路の使用期間内に管路が大規模な地盤変状を複数回受けることは、十分に起こりえると考えられる。

1 章で説明した通り、管路の地盤変状対策においても今後は危機耐性の概念が必要と考えられるため、複数回の地盤変状を受けた管路がどのように挙動するかあらかじめ把握しておくことが危機耐性に基づいた管路の地盤変状対策の一環として重要である。そこで本節では、液状化に起因する地盤変状を管路モデルに複数回与えて管路の挙動解析を実施し、複数回の地盤変状を受けて管路がどのように挙動するか検証した。

2-6-2 検証方法

本節では、解析方法の妥当性確認のために K 形ダクトイル鉄管が埋設されていた解析対象位置に、耐震管である呼び径 200 NS 形ダクトイル鉄管が埋設されていたものと想定した。図 2-22 に、呼び径 200 NS 形ダクトイル鉄管の継手ば



管軸方向継手ばね特性

せん断方向継手ばね特性

回転方向継手ばね特性

管軸方向ばね		せん断方向ばね		回転方向ばね	
S_{a1}	547 (kN/m)	S_b	2,496,000 (kN/m)	S_{c1}	0.58 (kN・m/°)
S_{a2}	185,424 (kN/m)			S_{c2}	10.37 (kN・m/°)
δ_{a2}	50 (mm)			δ_c	5.3 (°)

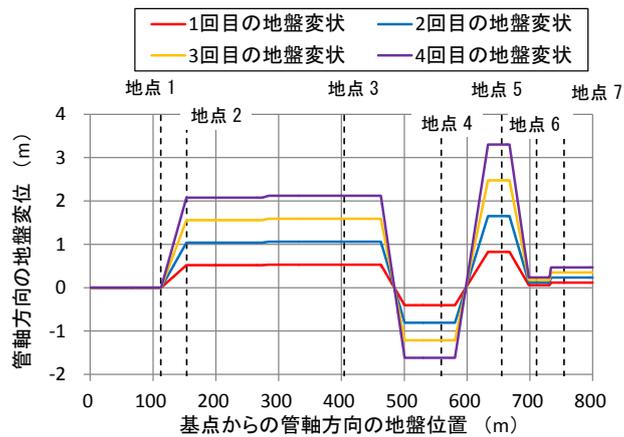
図 2-22 呼び径 200 NS 形の継手ばね特性

ね特性を示す。なお、NS 形継手の挙動は、軸力、継手屈曲角、および軸方向応力で表される。設計上での管路の使用限界性能であるこれら項目の許容値は、それぞれ軸力 600kN、継手屈曲角 8° ²⁾、軸方向応力 $270\text{N}/\text{mm}^{20)$ となる。

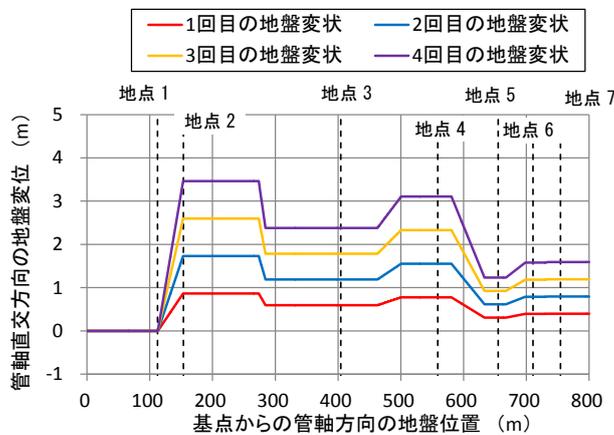
NS 形ダクタイル鉄管に対して、表 2-6 に示す相対地盤変位 1~7 を管路の同じ地点に繰り返し与えた。ここでは、 i 回目 ($i=1,2,\dots$) の管路挙動結果を $i+1$ 回目の管路の初期状態とした。図 2-23 に、一例として 1 回目~4 回目の地盤変状による解析対象位置での累積地盤変位を示す。地盤変位計測地点間の補間距離等、他の入力条件は K 形ダクタイル鉄管が地盤変状を受けた場合と同一であるものとしたため、管軸方向、管軸直交方向共に、1 回目~4 回目の地盤変状発生時にいずれも同じ区間で地盤変位が変化する条件としている。このような管路に大きな負荷がかかる厳しい条件で、複数回の地盤変状により軸力、継手屈曲角および軸方向応力がどのように変化するか検証した。

2-6-3 検証結果

表 2-8 に、管路が地盤変状を受けた回数ごとに発生する軸力、継手屈曲角および軸方向応力の最大値を示す。なお、軸力、軸方向応力は引張側、圧縮側それぞれを対象とし、圧縮側は負の値で示した。また、許容値に達したものは赤色で示した。表 2-8 の通り、今回の条件では 4 回目の地盤変状を受けて軸方向応力が許容値に達したため、本節では 1 回目~4 回目の地盤変状を受ける場合の管路挙動解析結果を述べる。



(a) 管軸方向



(b) 管軸直角方向

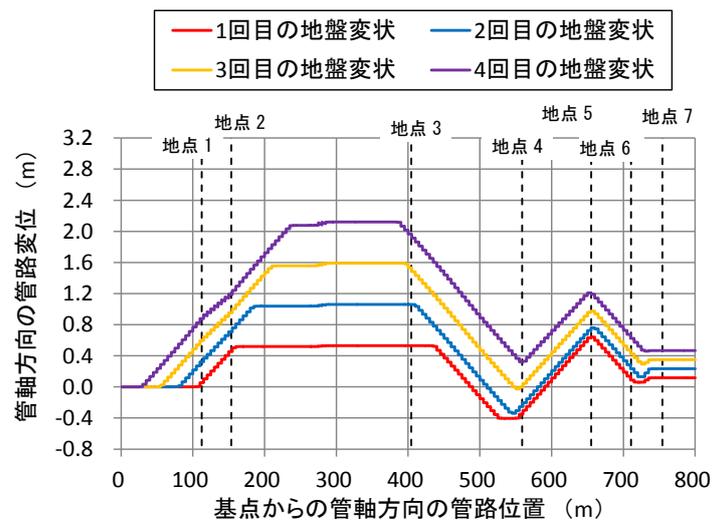
図 2-23 i 回目 ($i=1\sim 4$) の地盤変状による解析対象位置での累積地盤変位

表 2-8 発生する軸力・継手屈曲角・軸方向応力最大値の一覧

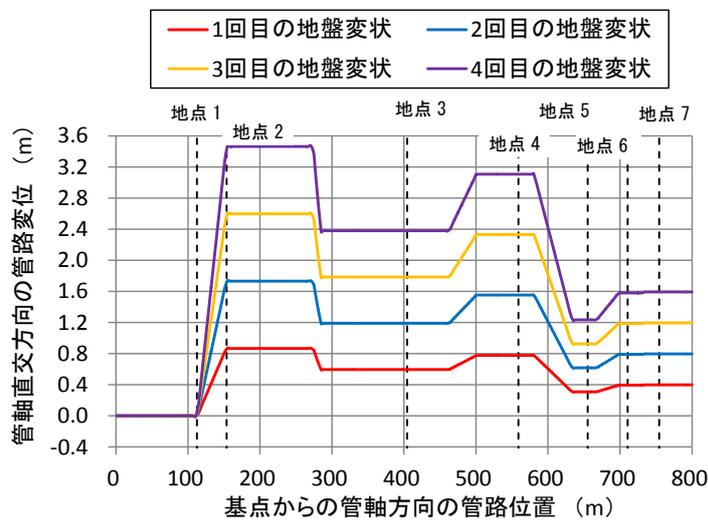
管路が地盤変状を受けた回数	軸力最大値 (kN)		継手屈曲角最大値 (°)	軸方向応力最大値 (N/mm ²)	
	引張側	圧縮側		引張側	圧縮側
1回目	283	-255	1.3	59	-53
2回目	299	-377	2.6	140	-89
3回目	438	-435	4.0	222	-133
4回目	584	-478	5.2	305	-178
許容値	600	-600	8	270	-270

(1) 管路変位

図 2-24 に、管路変位の解析結果を管軸方向、管軸直角方向それぞれで示す。図 2-24(a) より、管軸方向では基点から 0~250m の区間および 350~550m の区間で、地盤変状を受けた回数が増加するにつれ、より広い範囲で管路に変位が生じていることが確認できる。また、図 2-24(b) より管軸直角方向では地盤変状



(a) 管軸方向



(b) 管軸直交方向

図 2-24 複数回の液状化による地盤変状を受けた NS 形の管路変位

を受けた回数が増加するにつれ、それぞれ 2 地点間の一定区間内で管路変位が同程度ずつ増加していることがわかる。

(2) 継手伸縮量

図 2-25 に、継手伸縮量の解析結果を示す。図 2-25 より、基点から 0~250m の区間および 350~550m の区間で、地盤変状を受けた回数が増加するにつれ、50mm 程度まで大きく伸縮する継手の数が増加する結果となった。呼び径 200 NS 形は継手接合状態から最大 50mm まで小さな力で継手が伸縮し、50mm まで伸縮すれば金属同士が接触して大きな力に耐える構造を有する。そのため、管路が

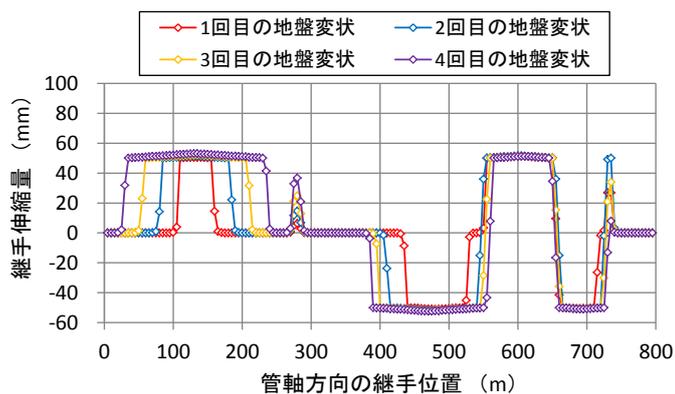


図 2-25 複数回の液状化による地盤変状を受けた NS 形の継手伸縮量

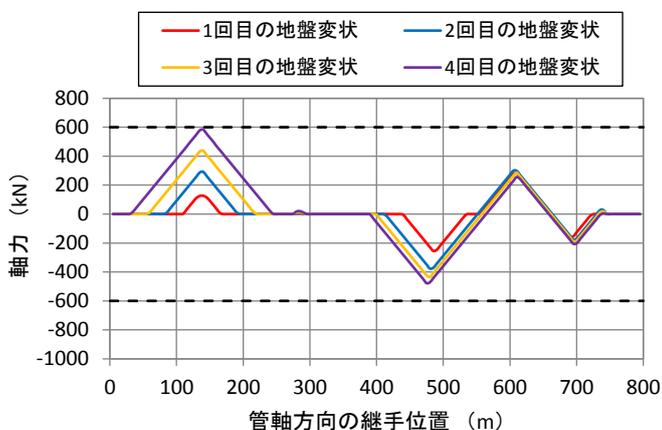


図 2-26 複数回の液状化による地盤変状を受けた NS 形の発生軸力

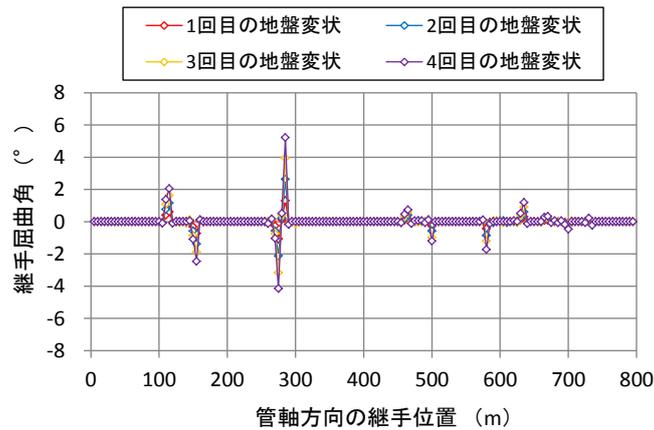
複数回の地盤変状を受けても、その都度耐震継手ダクタイトイル鉄管の性能を発揮してより広い範囲で複数の継手が伸縮し、地盤変位を吸収していることが確認できる。一方で、基点から 550～750m の区間では、地盤変状を受けた回数が増加しても、50mm 程度まで伸縮する継手の数はほとんど変化しない結果となった。

(3) 軸力

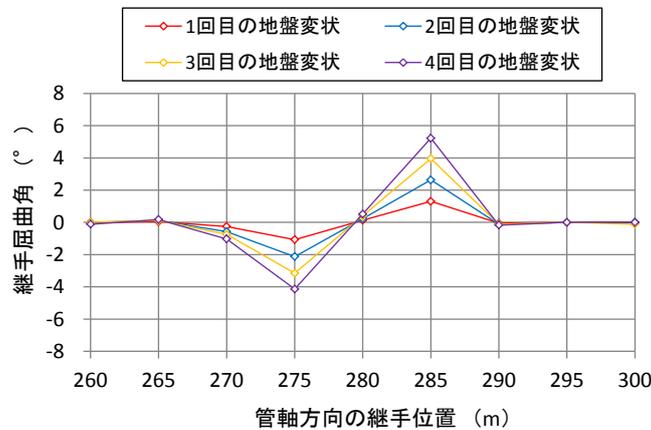
図 2-26 に、発生軸力の解析結果を示す。図 2-26 では、許容値 600kN を黒破線で示した。地盤変状を受けた回数が増加するにつれ、基点から 50～250m の区間で引張側、400～550m の区間で圧縮側の軸力最大値、および軸力発生範囲が増加することが確認できる。一方で、基点から 550～750m の区間では、地盤変状を受けた回数が増加しても、軸力発生範囲はほとんど変化しない結果となった。

(4) 継手屈曲角

図 2-27 に、継手屈曲角の解析結果を示す。ここでは、継手が最も大きく屈曲



(a) 解析対象位置全域



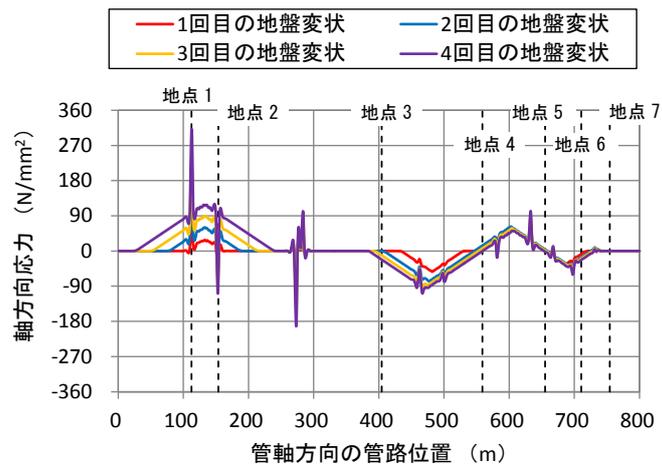
(b) 基点から 260m~300m の区間

図 2-27 複数回の液状化による地盤変状を受けた NS 形の継手屈曲角

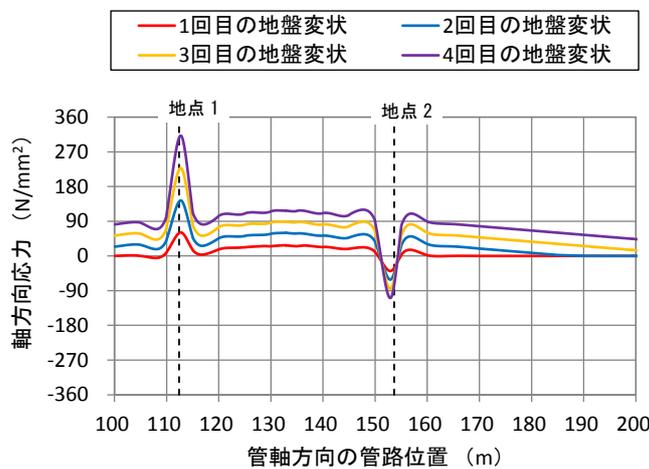
した基点から 260~300m の区間に着目する。屈曲している継手では、地盤変状を受けた回数が増加するにつれ、1.3°程度ずつ継手屈曲角が増加することが確認できる。なお、4 回目の地盤変状を受けた場合の継手屈曲角最大値は 5.2°程度であり、許容値 8°と比較して、6 割~7 割程度の値であった。

(5) 軸方向応力

図 2-28 に、軸方向応力の解析結果を示す。軸方向応力は継手の伸縮により解析対象区間の広い範囲で発生している。一方で、解析対象区間内の一部で局所的に大きな軸方向応力が発生していることも確認できる。軸方向応力が発生する条件は、2 つ存在する。耐震継手ダクティル鉄管の管軸方向に引張力、または圧縮力が作用する場合には、主に継手が伸縮することで力を吸収することとなるが、管体部にも力が作用するため、管体部に引張応力または圧縮応力が発生



(a) 解析対象位置全域



(b) 基点から 100m~200m の区間

図 2-28 複数回の液状化による地盤変状を受けた NS 形の軸方向応力

する。この場合は、地盤変状を受けた回数が増加するにつれ、応力最大値および応力発生範囲が大きくなることが確認できる。

一方で、耐震継手ダクタイトイル鉄管の管軸直交方向に外力が作用する場合には、主に継手が屈曲することで力を吸収することとなるが、管体部にも力が作用するため、管体部に曲げ応力が発生する。今回の解析条件では、地盤変位計測地点で地盤変位量や地盤変位の向きを変更しているため、計測地点周辺で局所的に大きな曲げ応力が発生する結果となった。また、この場合には応力発生範囲そのものは地盤変状を受けた回数が増加しても概ね変化しないことが確認される。以上より、今回の条件では 4 回目の地盤変状を受けて計測地点 1 で軸方向応力が許容値に達することとなった。

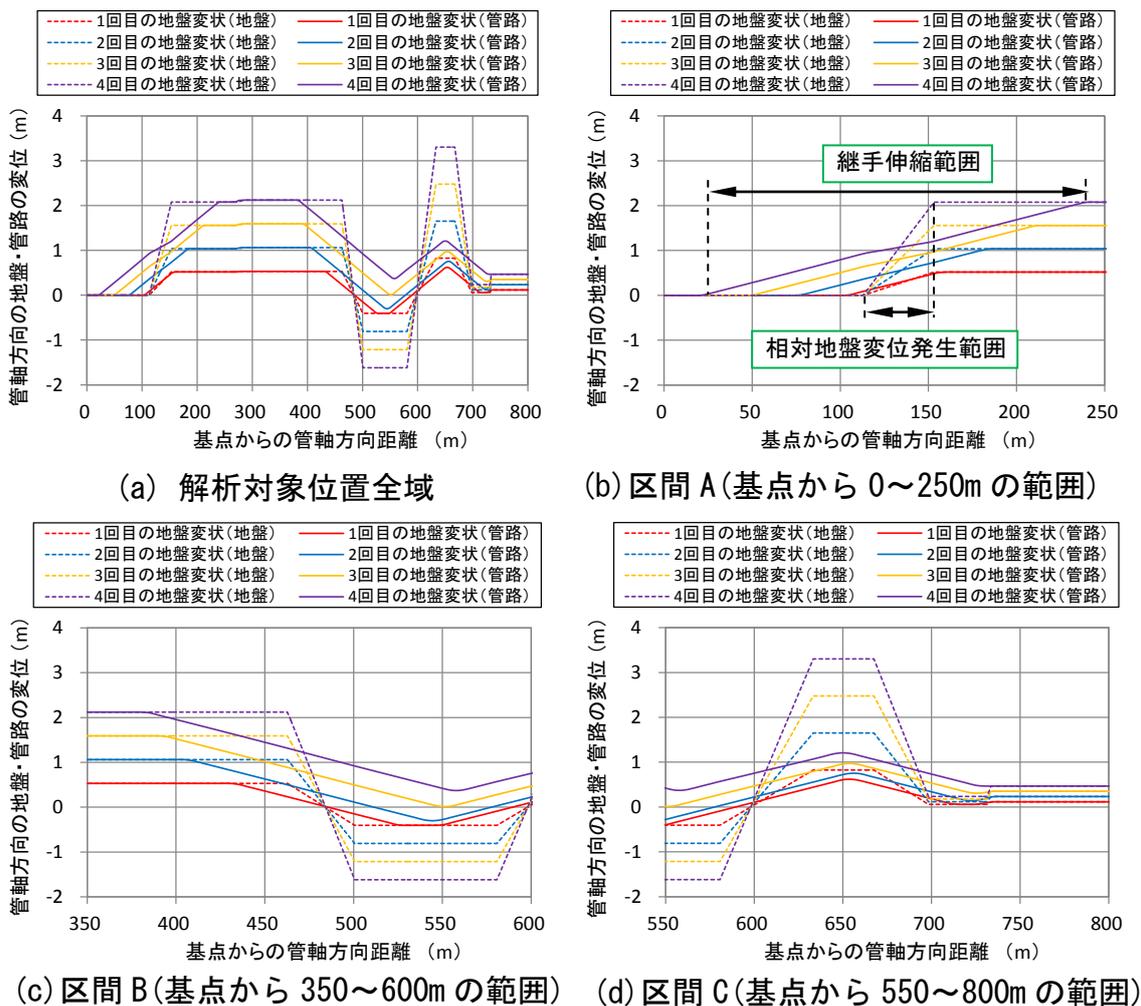


図 2-29 管軸方向の地盤変位と管路変位との関係

2-6-4 複数回の地盤変状を受けた管路挙動に関する考察

複数回の地盤変状を受けた場合に、解析対象位置内の区間によって、継手伸縮量や軸力が異なる傾向で変化する原因を考察する。継手伸縮量や軸力は管軸方向の管路挙動に大きな影響を受けるため、管軸方向の管路挙動に着目した。

図 2-29 に、管軸方向の地盤変位と管路変位との関係を示す。なお、地盤変位は破線で、管路変位は実線で示した。図 2-29 (b) より、地盤変状を受けた回数が増加するにつれ多くの継手が 50mm 程度まで伸び引張側の軸力が増加した区間 A では、2 回目以降の地盤変状を受けて、地盤変位に対し管路変位が異なる挙動を示すことがわかる。図中には、4 回目の地盤変状を受けた場合を例に、相対地盤変位が生じる範囲、継手が伸縮する範囲を表記した。この範囲では管路と地盤との間に滑りが生じており、解析対象位置の一部で発生した大きな地盤変位

を複数の継手で吸収していることを意味する。区間 A では、3 回目、4 回目と地盤変状を受けるにつれ、大きな地盤変位をより広い範囲で吸収しており、その結果、伸びきる継手が増加することで大きな軸力が発生したと考えられる。また、図 2-29 (c) に地盤変状を受けた回数が増加するにつれ多くの継手が 50mm 程度まで縮み圧縮側の軸力が増加した区間 B での両者の関係を示す。区間 A と同様に地盤変状を受けた回数が増加するにつれ、複数の継手を用いて大きな地盤変位をより広い範囲で吸収していることが確認できる。

一方で、図 2-29 (d) より地盤変状を受けた回数が増加しても 50mm 程度まで伸縮する継手数や軸力がほとんど変化しない区間 C では、地盤変位を複数の継手で吸収しているものの、1 回目の地盤変状に対し、2 回目以降の地盤変状を受けても継手が伸縮する範囲は大きくは変化しないことがわかる。これは、区間 C では地盤が管軸引張方向に変位する範囲と管軸圧縮方向に変位する範囲が近接しており、地盤変位を受けて管路に作用する力を打ち消し合うように管路が挙動するためと考えられる。

2-7 2 章のまとめ

本章では、液状化に起因する地盤変状を受けた管路の挙動解析方法を述べた上で、解析方法の妥当性を確認した。以下に、明らかとなったことを述べる。

- 1) 1995 年兵庫県南部地震時に発生した液状化による非耐震のダクタイル鉄管の被害状況を模擬して、管路挙動解析を実施した。解析対象とした区間のうち、地震により継手の抜けが生じた範囲と生じなかった範囲を解析で再現できたことから、解析方法の妥当性を確認できた。
- 2) 危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、非耐震のダクタイル鉄管が埋設されていた位置に耐震継手ダクタイル鉄管が埋設されていたと想定し、液状化に起因する地盤変状を複数回与えて管路の挙動解析を実施した。管路が複数回の地盤変状を受けても、耐震継手ダクタイル鉄管の性能を発揮し、隣り合う継手を次々と巻き込むように挙動することがわかった。特に、地盤が管軸引張方向に変位する範囲と圧縮方向に変位する範囲が近接するような複雑な状況においても、その性能を十分に発揮することを確認できた。

【第 2 章の参考文献】

- 1) 日本ダクタイル鉄管協会：ダクタイル管路の耐震設計について，pp.3-5, 2009.

- 2) 日本ダクタイトイル鉄管協会：NS 形・S 形ダクタイトイル鉄管管路の設計， pp. 3-6, 2016.
- 3) 日本ダクタイトイル鉄管協会：NS 形ダクタイトイル鉄管， pp. 1-21, 2005.
- 4) 矢部正宏：現場技術者のための N 値を用いた基礎・土留の設計計算法の実例，近代図書，1981.
- 5) Terzagi, K. and Peck, R. B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willy&Sons, 1948.
- 6) 土質工学会：土質調査法，1982.
- 7) 地盤工学会：地盤調査 基本と手引き， pp. 105-112, 2005.
- 8) J-SHIS 地震ハザードステーション, <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>, (2021 年 1 月 7 日閲覧)
- 9) 国土地盤情報検索サイト Kunijiban, <http://www.kunijiban.pwri.go.jp/>, (2021 年 1 月 7 日閲覧)
- 10) ASCE: American Lifelines Alliance Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, pp. 68-76, 2001.
- 11) O'Rourke, M. J., Liu, X.: Response of Buried Pipelines, Subject to Earthquake Effects, pp. 80-81, 1999.
- 12) O'Rourke, T. D., Grigoriu, M. D. and Khater, M. M.: A State of the Art Review: Seismic Response of Buried Pipe-lines, Decade of Progress in Pressure Vessel Technology, ASME, 1985.
- 13) 石原研而：第 2 版 土質力学， pp. 4-6, 丸善，2001.
- 14) 地盤工学会：土質試験 基本と手引き， pp. 17-26, 2001.
- 15) 濱田政則，磯山龍二，若松加寿江：1995 年兵庫県南部地震 液状化，地盤変位及び地盤条件， pp. 134-135, 地震予知総合研究振興会，1995.
- 16) 日本水道協会：1995 年兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析， pp. 22-135, 1996.
- 17) Hamada, M. and O'Rourke, T. D.: Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Proceedings from the Sixth Japan-US Workshop, pp. 136-152, 1996.
- 18) 水道技術研究センター：地震による管路被害予測の確立に向けた研究報告書， No. 2012-03, 2013.
- 19) 日本ダクタイトイル鉄管協会：K 形ダクタイトイル鉄管接合要領書， pp. 10-11, 2014
- 20) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 II 各論 2009 年版， pp.35-39, 2009.

第3章 断層による地盤変状を受けた管路の挙動解析

第3章 断層による地盤変状を受けた管路の挙動解析

3-1 はじめに

本章では、断層に起因する地盤変状を受けた管路の挙動解析方法について述べた上で、断層変位を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動確認実験結果を基に、実験結果と解析による再現結果を比較することで、解析方法の妥当性を確認した。なお、解析方法のうち、解析モデル、管路モデル、および地盤モデルの概要は前章と同一であるため、本章ではそれらの説明は省略した。

3-2 断層変位を受けた管路挙動解析方法の妥当性確認

3-2-1 確認方法

現在まで、断層変位を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動確認事例は報告されていない。そこで、解析方法の妥当性を確認するため、金子ら¹⁾により実施された断層変位を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動確認実験結果を引用することとした。表 3-1 に実験条件を示し、図 3-1 に実験概要を示す。

この実験では、呼び径 75 NS 形ダクタイトイル鉄管を用いて移動側土槽を 0.5m 鉛直上方向に変位させることで、断層変位を模擬している。図 3-2 に、呼び径 75 NS 形ダクタイトイル鉄管の継手ばね特性を示す。継手ばね特性は参考文献¹⁾に記載されたものを引用したため、ここでは断層変位を受けた管路挙動解析に本研究で使用する ALA の地盤ばね特性を用いることが妥当か確認することを主な目的とした。図 3-3 に、実験条件での地盤ばね特性を示す。実験時には N 値は 15 であったため、単位体積重量、および内部摩擦角に換算した。

表 3-1 実験条件

管路	呼び径・継手形式	呼び径75 NS形
	管長	1m
	管路長	9m
地盤	管路の土被り	0.6m
	N 値	15
断層	変位量	0.5m
	管路との交差角	90°

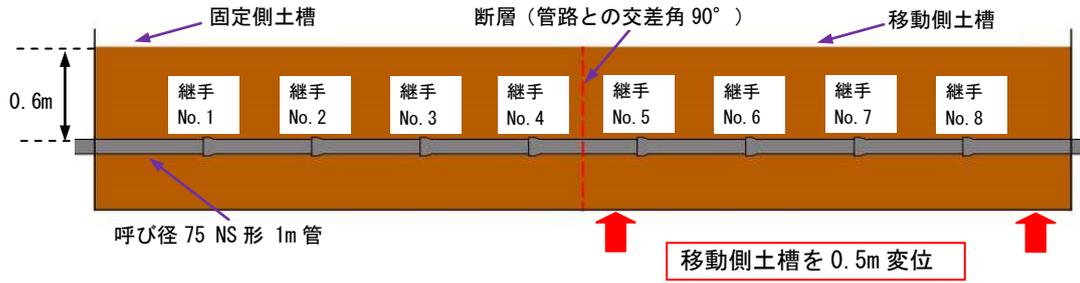
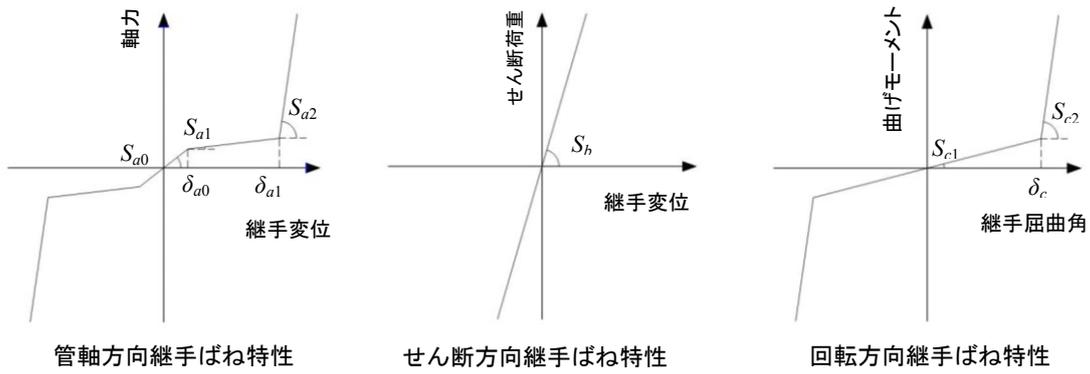
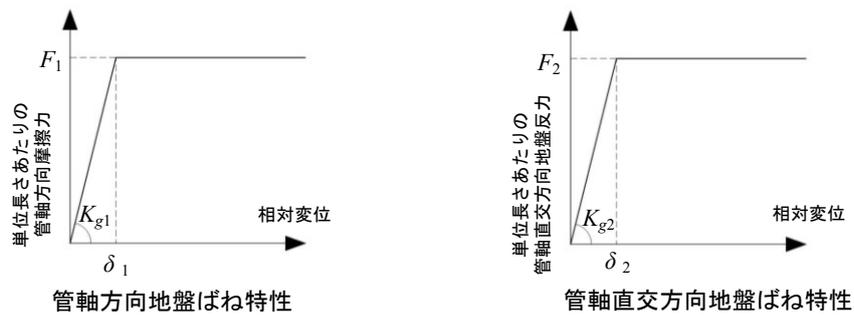


図 3-1 実験の概要



管軸方向ばね		せん断方向ばね		回転方向ばね	
S_{a0}	980 (kN/m)	S_b	196,000 (kN/m)	S_{c1}	0.09 (kN・m/°)
S_{a1}	9.8 (kN/m)	/	/	S_{c2}	4.78 (kN・m/°)
S_{a2}	259,700 (kN/m)			δ_c	4.9 (°)
δ_{a0}	1 (mm)			/	
δ_{a1}	40 (mm)				

図 3-2 呼び径 75 NS 形の継手ばね特性



管軸方向ばね		管軸直交方向ばね	
K_{g1}	0.34 (N/mm ²)	K_{g2}	0.36 (N/mm ²)
F_1	1.3 (N/mm)	F_2	9.9 (N/mm)
δ_1	3.81 (mm)	δ_2	27.7 (mm)

図 3-3 実験条件に対応する地盤ばね特性

3-2-2 解析方法の妥当性確認結果

ここでは、実験で計測された項目のうち、継手屈曲角を対象に実験値と解析値とを比較することとした。図 3-4 に継手屈曲角の比較結果を示す。継手 No.4 では実験値と解析値が大きく離れているものの、継手屈曲角が大きい継手 No.3、No.5、No.6 では、概ね解析値は実験値を再現できているといえる。なお、実験では移動側土槽の変位により継手 No.4 周辺の管路は鉛直上方向に変位しようとするものと予想される。そのため、管路上方の地盤は鉛直下方向から力を受ける。ただし、管路の土被りは 0.6m と小さく地表面には荷重が載荷されていないため、管路が水平方向に変位する場合と比較して管路が地盤から受ける土圧は小さいと考えられる。一方で、解析で用いる ALA の地盤ばね特性は管軸直交水平方向のものである。そのため、継手 No.4 周辺では管路の挙動に関して大きな差が生じたと考えられる。以上の結果より、解析方法は妥当であると判断した。

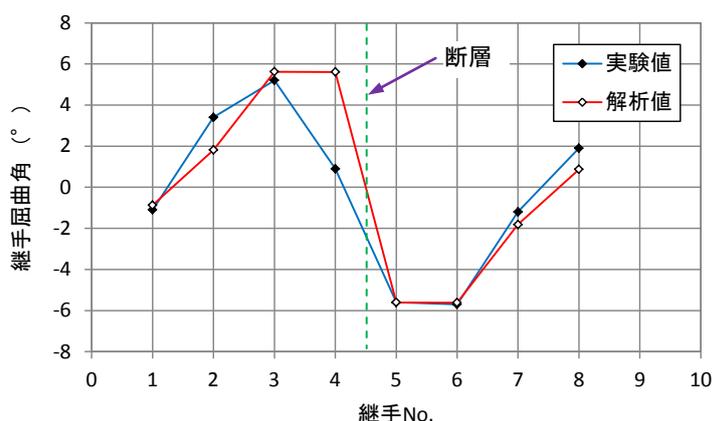


図 3-4 継手屈曲角比較結果

3-3 複数回の断層による地盤変状を受けた管路挙動の検証

3-3-1 検証目的

2016年4月に発生した熊本地震では、4月14日に日奈久断層で断層変位が生じ、2日後の4月16日に近接する布田川断層で断層変位が生じた。このように近接する断層が短い期間内に連続して活動することは、今後も十分に起こりえると考えられる。管路が断層を横断するように埋設される場合を想定して、断層変位を受けた管路挙動を実験や数値解析により明らかにするための研究は数

多く実施されてきた。ただし、それらの研究では 1 回の断層変位に対する管路挙動を対象としており、管路が複数回の断層変位を受けてどのように挙動するか明らかにはなっていない。

1 章で述べた通り、管路の地盤変状対策においても今後は危機耐性の概念が必要と考えられるため、複数回の地盤変状を受けた管路がどのように挙動するかあらかじめ把握しておくことが危機耐性に基づいた管路の地盤変状対策の一環として重要である。そこで本節では、断層に起因する地盤変状を管路モデルに複数回与えて管路の挙動解析を実施し、複数回の地盤変状を受けて管路がどのように挙動するか検証した。

3-3-2 検証方法

複数回の断層変位を管路に与えるにあたり、本節では産業技術総合研究所 活断層データベース²⁾を引用した。活断層データベースでは、起震断層ごとに断層変位量や断層タイプ、断層の位置等の活動セグメントに関する情報が整理されている。最初に、同一の起震断層のうち断層変位量や断層位置が明確であり活動セグメントが近接している組み合わせを抽出した。なお、本節では一方の活動セグメントは管路と 45°で交差するものと想定した。

(1) 対象位置

表 3-2 に、抽出した活動セグメントの組み合わせを示す。表 3-2 では、活動セグメント間の最短距離が小さいものから順に並べた。本節では、抽出した事例のうち、最も活動セグメント間の距離が短い組み合わせ 1 を対象に検証を進めることとした。なお、表 3-2 で示した断層変位量は、鉛直方向成分と水平方向成分を合成したものである。

表 3-2 活動セグメント間の距離が小さい組み合わせ

組み合わせ No.	断層が位置する都道府県	起震断層	近接する活動セグメント				活動セグメント間の最短距離 (m)
			セグメント1	断層変位量 (m)	セグメント2	断層変位量 (m)	
1	岐阜県・三重県	養老	四日市	2.6	千里	2.4	163
2	熊本県	布田川-日奈久	布田川	2.8	御船	2.2	241
3	山形県	長井盆地西縁	米沢	2.6	高戸屋山	1.5	295
4	長野県	木曾川	柿其	3	倉本	1.2	355
5	福島県	双葉	亘理	2.4	原町	1.5	560
.
.

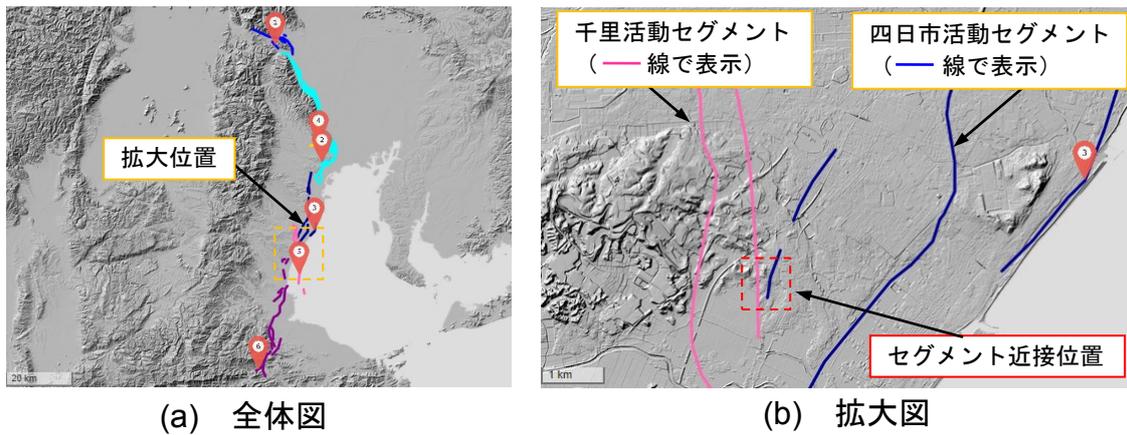


図 3-5 組み合わせ 1 における 2 つの活動セグメントの位置関係

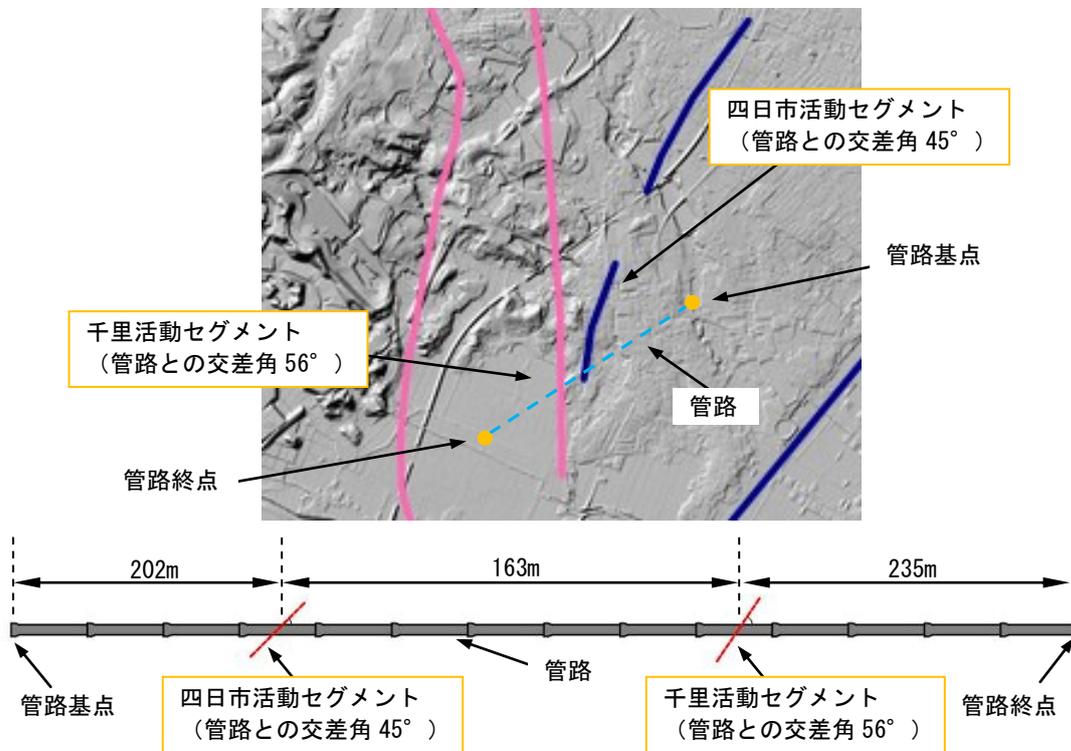


図 3-6 管路と断層との位置関係

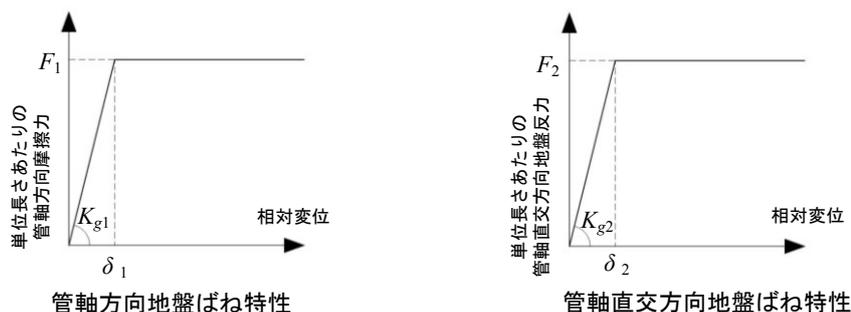
図 3-5 に対象とした 2 つの活断層セグメントの位置関係を示し、図 3-6 に管路と断層との位置関係を示す。ここでは、四日市活動セグメントが管路と 45° で交差しているものとした。

(2) 検証条件

表 3-3 に、解析条件を示す。管路の土被りは 1.2m とし、 N 値は対象位置の微地形区分「海岸低地・三角州」より 7 と推定した。図 3-7 に、解析対象位置での

表 3-3 解析条件

管路	呼び径・継手形式	呼び径75 NS形
	管長	4m
	管路長	600m
地盤	管路の土被り	1.2m
	N値	7



管軸方向ばね			管軸直交方向ばね		
K_{g1}	0.04	(N/mm ²)	K_{g2}	0.01	(N/mm ²)
F_1	0.2	(N/mm)	F_2	1.6	(N/mm)
δ_1	5.08	(mm)	δ_2	109.9	(mm)

図 3-7 解析対象位置での地盤ばね特性

地盤ばね特性を示す。

表 3-4 に解析で用いる断層変位量を管軸方向、管軸直交水平方向それぞれで示す。本節では、管軸直交方向においては全て水平方向に断層が変位するものとした。それぞれの活動セグメントにおける管軸方向、管軸直交水平方向の断層変位量 D_a 、 D_t は、断層変位量 D_s および断層と管路との交差角 θ_c を用いて、以下の式(3-1)、(3-2)より求めた。

$$D_a = D_s \cos \theta_c \quad (3-1)$$

$$D_t = D_s \sin \theta_c \quad (3-2)$$

最初に四日市活動セグメントで断層変位が生じ、次に千里活動セグメントで断層変位が生じるものと想定した。本節では、2 回目の断層変位において千里活動セグメントの断層変位方向が異なる 2 ケースを設定し、それぞれのケースで検証を実施した。

表 3-4 解析で用いる断層変位量

(a) 断層変位量と交差角

ケース名	1回目の断層変位（四日市活動セグメント）			2回目の断層変位（千里活動セグメント）		
	断層変位量 (m)	管路と断層との交差角 (°)	断層変位方向	断層変位量 (m)	管路と断層との交差角 (°)	断層変位方向
ケースA	2.6	45	管軸引張方向	2.4	56	管軸引張方向
ケースB	2.6	45	管軸引張方向	2.4	56	管軸圧縮方向

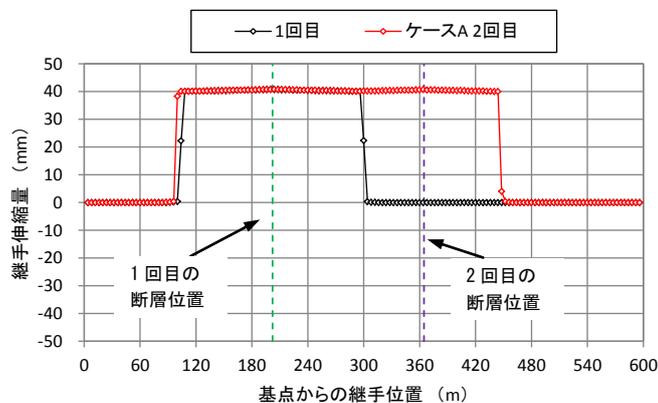
(b) 管軸および管軸直交成分の断層変位量

ケース名	1回目の断層変位（四日市活動セグメント）		2回目の断層変位（千里活動セグメント）	
	断層変位量 管軸方向成分 (m)	断層変位量 管軸直交方向成分 (m)	断層変位量 管軸方向成分 (m)	断層変位量 管軸直交方向成分 (m)
ケースA	1.84	1.84	1.34	1.99
ケースB	1.84	1.84	-1.34	-1.99

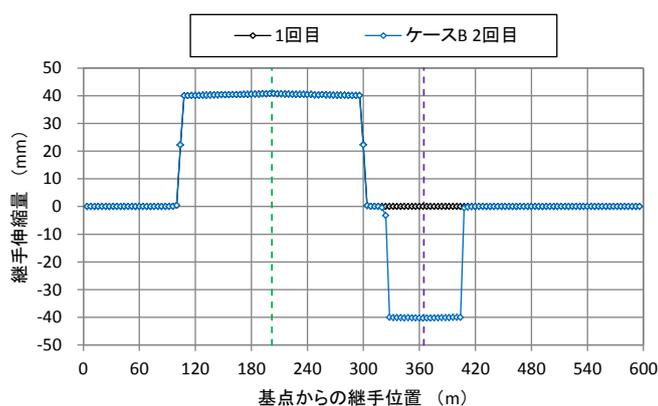
3-3-3 検証結果

(1) 継手伸縮量

図 3-8 に、継手伸縮量の解析結果をケース A、ケース B それぞれで示す。呼び径 75 NS 形は継手接合状態から最大 40mm まで小さな力で継手が伸縮し、40mm まで伸縮すれば金属同士が接触して大きな力に耐える構造を有する。ケース A では、1 回目の断層変位により継手が大きく伸縮する区間が基点から 100～300m の区間であったのに対し、2 回目の断層変位により基点から 100～450m の区間となり、より広い範囲で継手が大きく伸びる結果となった。一方で、ケース B では 2 回目の断層変位により基点から 320～400m の区間で継手が大きく縮むが、1 回目の断層変位により継手が大きく伸びる区間とは独立して継手が挙動する結果となった。

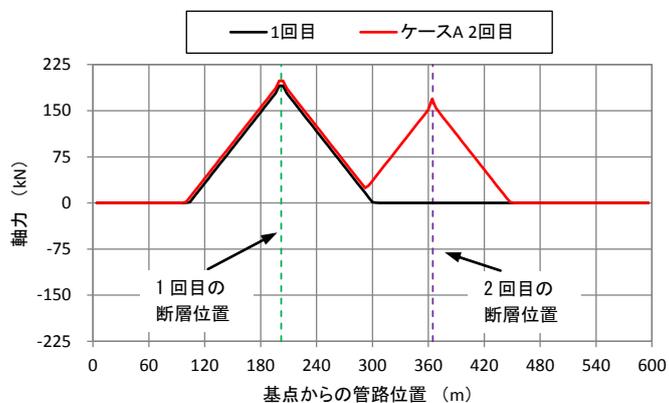


(a) ケース A

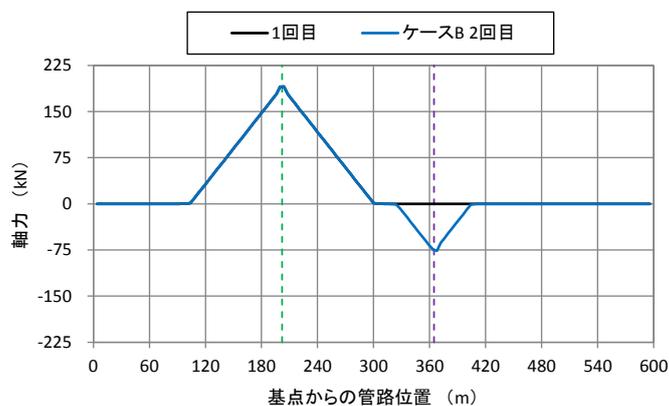


(b) ケース B

図 3-8 複数回の断層による地盤変状を受けた NS 形の継手伸縮量



(a) ケース A



(b) ケース B

図 3-9 複数回の断層による地盤変状を受けた NS 形の発生軸力

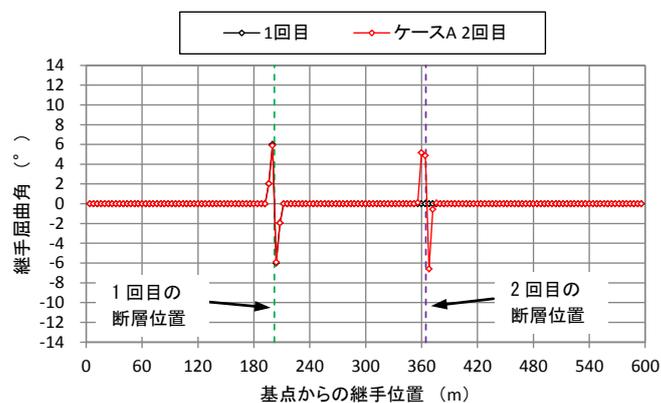
(2) 軸力

図 3-9 に、発生軸力の解析結果を示す。両ケース共に断層位置で軸力最大値が発生していることが確認できる。ケース A では、基点から 300m の位置で 1 回目、2 回目それぞれの断層変位による軸力発生区間が重なることにより、1 回目

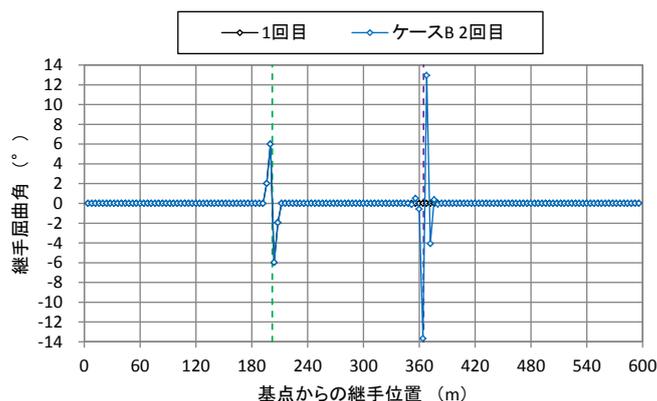
の断層変位発生時と比較して 2 回目の断層変位により軸力最大値がわずかに増加していることが確認できる。一方で、ケース B では 1 回目、2 回目それぞれの断層変位による軸力発生区間が独立しているため、1 回目の断層変位による軸力最大値は 2 回目の断層変位を受けても変化しない結果となった。

(3) 継手屈曲角

図 3-10 に、継手屈曲角の解析結果を示す。両ケース共に断層位置近傍で継手が大きく屈曲する結果となったが、継手が伸縮する区間と比較して継手が屈曲する区間は断層近傍に限られることが確認される。そのため、継手屈曲区間は独立しており、1 回目の断層変位による継手屈曲角最大値は、2 回目の断層変位を受けても変化しない結果となった。



(a) ケース A

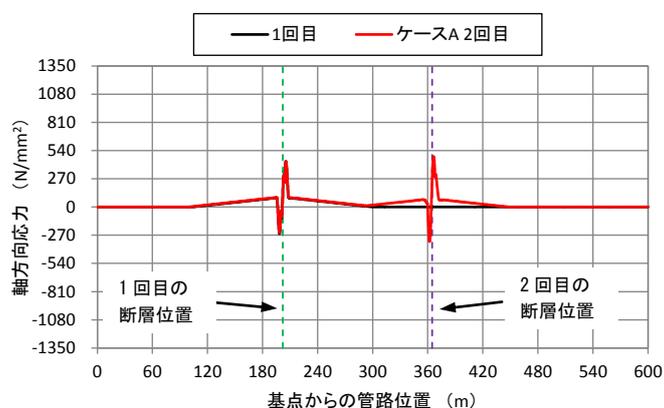


(b) ケース B

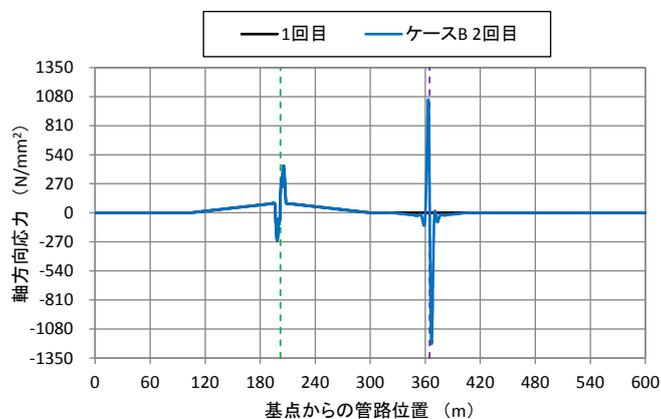
図 3-10 複数回の断層による地盤変状を受けた NS 形の継手屈曲角

(4) 軸方向応力

図 3-11 に、軸方向応力の解析結果を示す。管路の管軸方向に引張力、または圧縮力が作用しているため、両ケース共に断層位置を中心に広い範囲で管軸方向に引張応力、および圧縮応力が発生した。ただし、断層近傍では管路に曲げ応力が発生するため、局所的に大きな値が断層近傍で発生する結果となった。大きな軸方向応力が発生する区間は断層近傍に限られるため、1 回目の断層変位による軸方向応力最大値は、2 回目の断層変位を受けても変化しない結果となった。



(a) ケース A



(b) ケース B

図 3-11 複数回の断層による地盤変状を受けた NS 形の軸方向応力

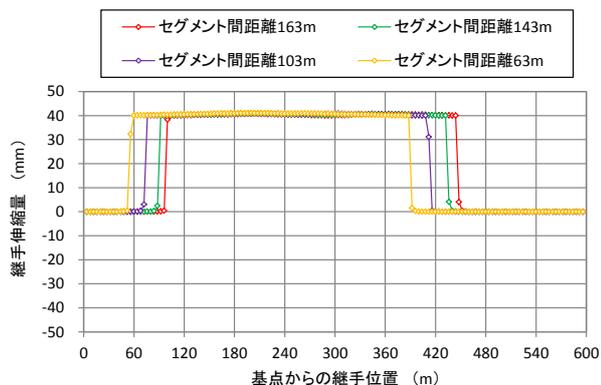
以上の結果より、一部のケースでは 1 回目の断層変位による軸力や継手伸縮量の発生区間が 2 回目の断層変位によって影響を受けるものの、継手屈曲角や大きな軸方向応力が発生する区間は断層近傍の一部区間に限られるため、2 回目の断層変位による影響は確認できなかった。

3-3-4 活動セグメント間の距離が管路挙動に及ぼす影響の分析

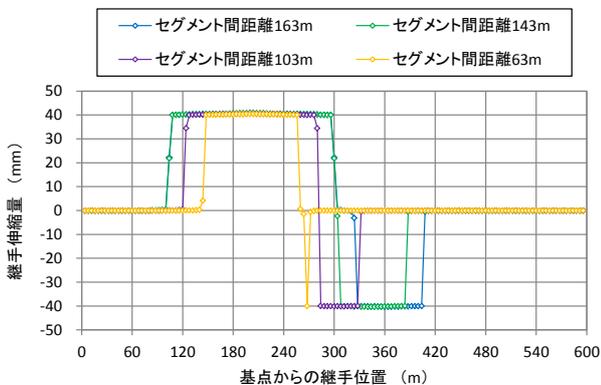
活動セグメント間の距離が変化すれば複数回の断層変位を受けた管路挙動にも大きな影響が及ぶものと考えられるため、活動セグメント間の距離を変化させて管路挙動にどのような影響を及ぼすか検証することとした。ここでは、前述の解析条件である活動セグメント間の距離 163m に対して、セグメント間の距離を 20m、60m、100m だけ短くした場合の管路挙動を確認した。

(1) 継手伸縮量

図 3-12 に、活動セグメント間の距離を変化させた場合の継手伸縮量の解析結果を示す。ケース A では、活動セグメント間の距離が短くなるにつれ継手が大きく伸びる区間が基点側に移動しているが、継手が大きく伸びる区間の長さには大きくは変化していないことが確認できる。一方で、ケース B では活動セグメント間の距離が短くなるにつれ継手が大きく伸びる区間、および継手が大きく縮む区間共に短くなる結果となった。



(a) ケース A



(b) ケース B

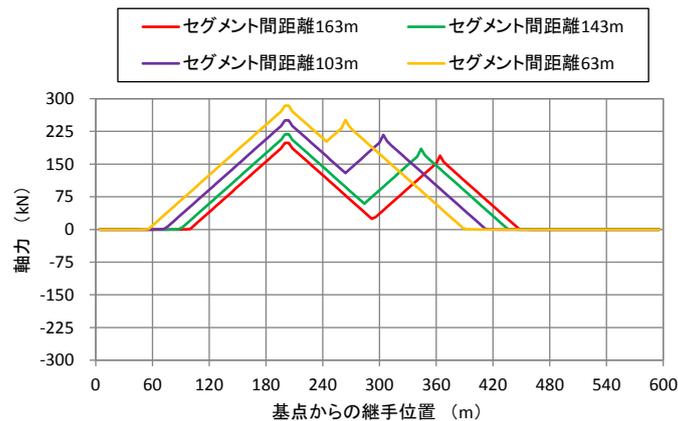
図 3-12 セグメント間距離の変化による継手伸縮量への影響

(2) 軸力

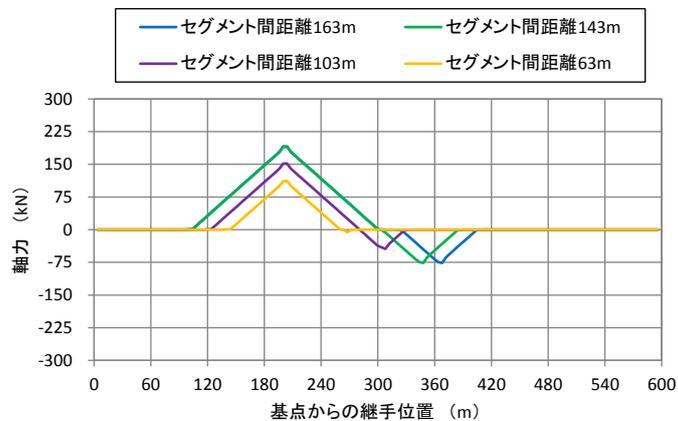
図 3-13 に、活動セグメント間の距離を変化させた場合の発生軸力の解析結果を示す。ケース A では、活動セグメント間の距離が短くなるにつれ 1 回目、2 回目それぞれの断層変位による軸力発生区間が重なる範囲が増加し、軸力最大値は増加することがわかる。一方で、ケース B では活動セグメント間の距離が 103m 以下の場合、1 回目の断層変位により発生した引張方向の軸力と 2 回目の断層変位により発生した圧縮方向の軸力が打ち消し合うように管路が挙動するため、軸力最大値は減少する結果となった。

(3) 継手屈曲角

図 3-14 に、活動セグメント間の距離を変化させた場合の継手屈曲角の解析結果を示す。ケース A では、活動セグメント間の距離が変化しても継手屈曲角最大値は大きくは変化しないことが確認できる。一方で、ケース B では活動セグ

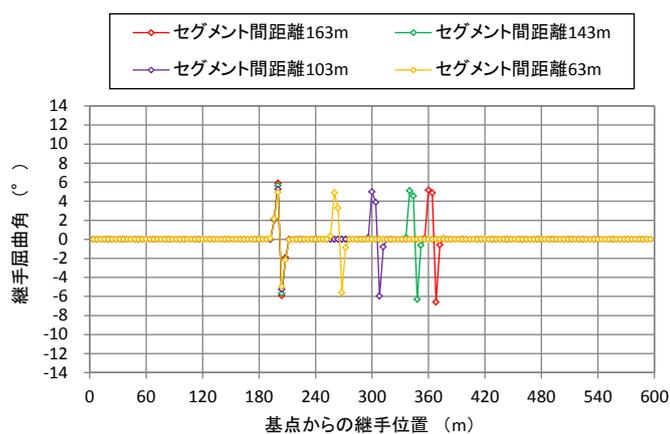


(a) ケース A

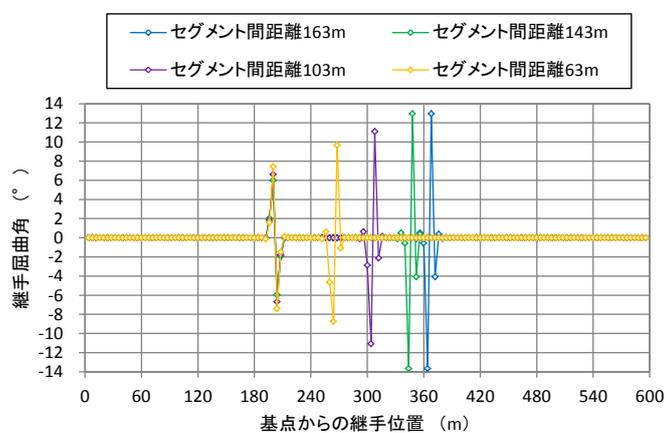


(b) ケース B

図 3-13 セグメント間距離の変化による軸力への影響



(a) ケース A



(b) ケース B

図 3-14 セグメント間距離の変化による継手屈曲角への影響

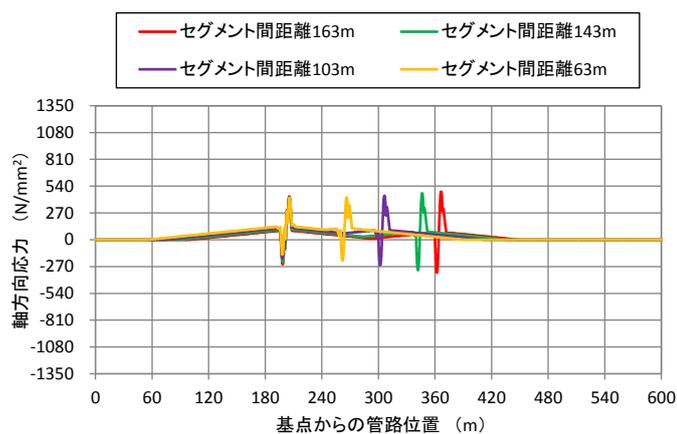
メント間の距離が短くなるにつれ、1回目、2回目それぞれの断層変位による継手屈曲区間は重ならないものの、継手屈曲角最大値は減少する結果となった。

(4) 軸方向応力

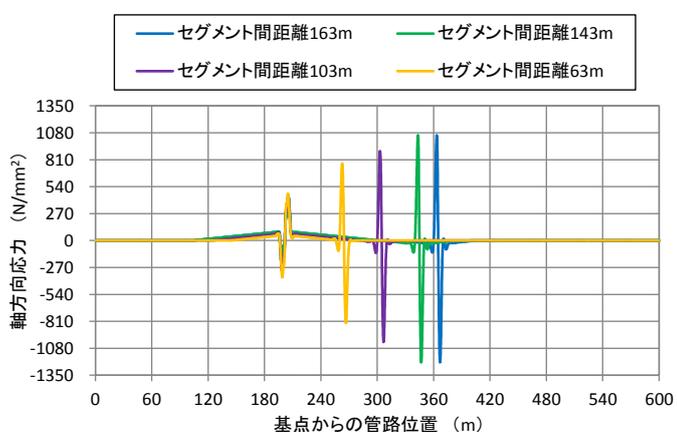
図 3-15 に、活動セグメント間の距離を変化させた場合の軸方向応力の解析結果を示す。ケース A では活動セグメント間の距離が変化しても軸方向応力最大値は大きくは変化しないことが確認される。一方で、ケース B では活動セグメント間の距離が短くなるにつれ、軸方向応力最大値は減少する結果となった。

(5) 継手屈曲角および軸方向応力とセグメント間距離との関係に対する考察

ケース B において、活動セグメント間の距離を短くした場合に継手屈曲角や軸方向応力の最大値が小さくなる原因を考察する。図 3-16 に、ケース B における活動セグメント間の距離を変化させた場合の管軸方向管路変位の解析結果を



(a) ケース A



(b) ケース B

図 3-15 セグメント間距離の変化による軸方向応力への影響

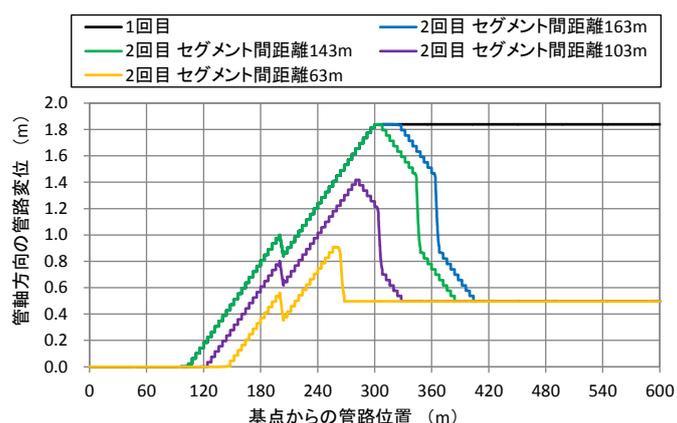


図 3-16 セグメント間距離の変化による管軸方向管路変位への影響

示す。図 3-16 には、1 回目の断層変位による管軸方向管路変位を併せて示した。セグメント間距離が 143m 以上の場合では、基点から 300m の位置で管路変位最大値が発生している。この値は、1 回目の断層変位による管軸方向断層変位 1.84m

と等しい。一方で、セグメント間距離が 103m 以下の場合では、管路変位最大値は減少し、最大値発生位置は基点側に移動していることが確認される。

ケース B では、1 回目の断層変位により管軸引張方向に断層変位が生じ、2 回目の断層変位により管軸圧縮方向に断層変位が生じる。また、2 回目の断層変位時には断層位置を中心に多くの継手が圧縮することで断層変位を吸収する必要がある。ケース B で想定する逆断層の場合、断層近傍の継手の圧縮代がなくなると継手の屈曲により断層変位による地盤変状を吸収しようとするため、断層近傍の継手屈曲角や軸方向応力が局所的に大きくなる。一方で、活動セグメント間の距離が短くなれば、継手が大きく伸びている区間に 2 回目に変位する断層が位置することとなる。そのため、継手が通常の状態と比較して縮み代が多く確保されることで複数継手の圧縮により多くの断層変位を吸収することが可能となり、継手屈曲角や軸方向応力最大値が小さくなるものと推測できる。

3-4 3章のまとめ

本章では、断層に起因する地盤変状を受けた管路の挙動解析方法について述べ、解析方法の妥当性を確認した。以下に、明らかとなったことを述べる。

- 1) 断層変位を受けた耐震継手ダクタイル鉄管の挙動確認実験結果を引用して、管路挙動解析を実施した。実験で計測された継手屈曲角を解析で再現できたことから、解析方法の妥当性を確認できた。
- 2) 危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、断層が近接する位置に管路が埋設されているものと想定し、断層変位に起因する地盤変状を複数回与えて管路の挙動解析を実施した。今回の検討条件より、断層の走向や断層変位量によっては 1 回の断層変位を受けた場合よりも管路に大きな負荷が作用する可能性があるため、危機耐性に基づいた管路の地盤変状対策として、複数回の地盤変状を受けた管路がどのように挙動するかあらかじめ把握しておくことが重要であることが示唆される。

【第 3 章の参考文献】

- 1) 金子正吾, 宮島昌克: 逆断層を横断する耐震継手ダクタイル鉄管の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 945-952, 2014.
- 2) 産業技術総合研究所 活断層データベース, <https://gbank.gsj.jp/activefault/> (2021 年 1 月 7 日閲覧)

第4章 盛土崩壊による地盤変状を受けた管路の挙動解析

第4章 盛土崩壊による地盤変状を受けた管路の挙動解析

4-1 はじめに

本章では、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けた管路の挙動解析方法について述べる。盛土崩壊現象は、第2章で扱った液状化、および第3章で扱った断層と異なり、崩壊過程で地盤の大変形が進行するため、管路周辺地盤の剛性が低下するものと考えられる。数値解析を実施するにあたり、地盤の崩壊現象を解析対象とする場合には、粒子法を用いて地盤崩壊を再現することが主流となりつつある。一方で、本研究では埋設されたダクタイル鉄管の挙動を解析対象とするため、地盤変状を受けた管路挙動解析で実績があるはり-ばねモデルを用いることが望ましいと考えた。そのため、盛土崩壊を受けた管路挙動を解析対象とした場合においても、地盤をばね要素でモデル化することとした。ただし、地盤の大変形を再現する場合には地盤の剛性が低下することを考慮したばね要素で地盤をモデル化する必要があるが、具体的な方法は確立されていない。

そこで本章では、土質試験の結果¹⁾を引用して地盤の剛性低下を考慮した地盤ばねモデルを作成し、盛土崩壊時の管路挙動を解析する方法を検討した。その上で、盛土崩壊を受けた管路挙動を対象に計測値と解析値を比較することで、解析方法の妥当性を検証した。なお、解析モデル、管路モデルの概要は2章と同一である。

4-2 盛土崩壊区間での地盤の剛性低下設定方法

図4-1に、管路と盛土崩壊区間との関係を示す。崩壊区間外側では、液状化および断層に起因する地盤変状を受けた場合と同様にALA²⁾の地盤ばね特性を解析で用いた。一方で、盛土崩壊区間では地盤の大変形に伴い、地盤の剛性が低下するものと想定されるため、剛性低下を考慮した地盤ばね特性について検討することとした。

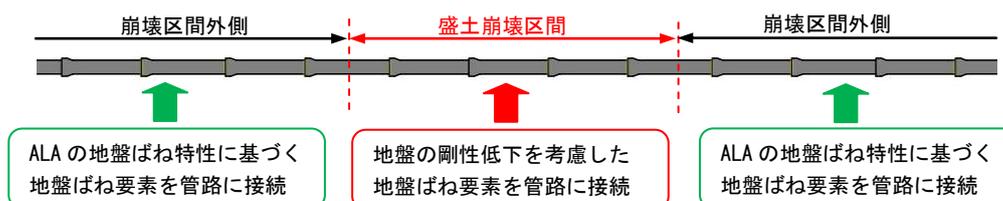


図4-1 管路と盛土崩壊区間との関係

4-2-1 管軸方向の剛性低下を考慮した地盤ばね特性

(1) 土質試験結果に基づく地盤剛性低下の設定方法

最初に、管軸方向での地盤の剛性低下設定方法について述べる。図 4-2 に、地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の概要図を示す。図 4-2 に示す荷重は、管と地盤との摩擦力である。地盤の剛性低下を考慮した場合には、地盤ばね定数や荷重の低下を考慮する必要があると考えた。また、最大荷重発生前、最大荷重発生後で地盤ばね特性の傾向が異なるものとした。最大荷重発生前は、管路と地盤との相対変位が増加するにつれて地盤ばね定数が二次関数に沿って低下すると仮定した。一方で、最大荷重発生後は相対変位の増加に伴い荷重が低下して最終的に荷重が 0 となると仮定した。この仮定に基づき地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を設定するためには、最大荷重、最大荷重発生時の相対変位、および盛土崩壊時の相対変位に対する荷重の低下率が必要となる。本研究では、野々山らの一面せん断試験結果¹⁾を引用して、それぞれの値を決定した。

図 4-3 に地盤の一面せん断試験の概要図を示し、図 4-4 に野々山らが実施した砂地盤を対象とした一面せん断試験におけるせん断変位とせん断応力との関係を示す。野々山らの試験の 6 ケースは、垂直荷重または砂の相対密度がそれぞれ異なる。試験結果より、せん断変位に対するせん断応力の変化傾向が本研究で仮定する地盤の剛性低下状況と合致すること、および盛土崩壊時の管軸方向における地盤状況を一面せん断試験での地盤のせん断状況で模擬できると考えられることから、野々山らの試験結果を引用することとした。

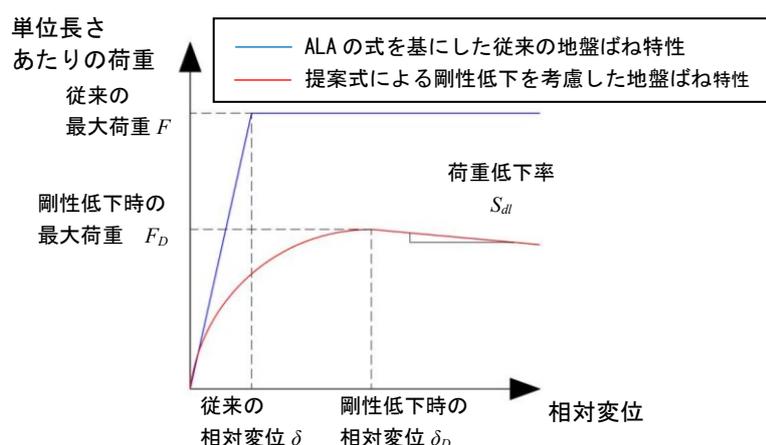


図 4-2 地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の概要

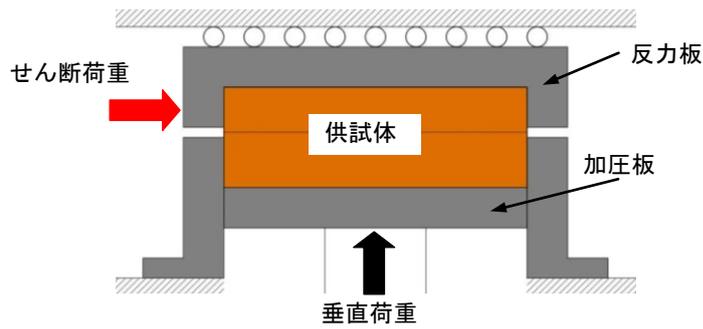
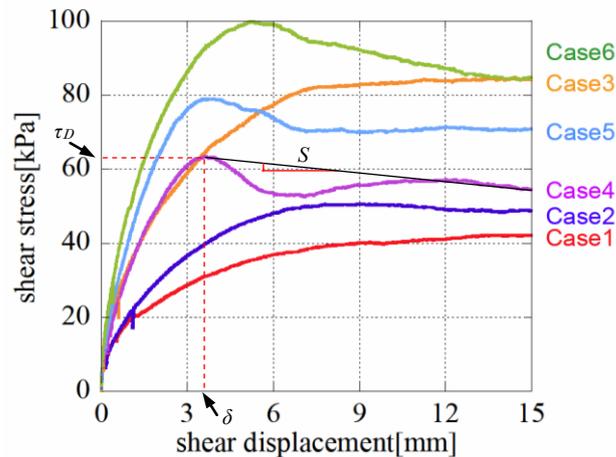


図 4-3 一面せん断試験の概要



	case1	case2	case3	case4	case5	case6
垂直応力 σ_v (kPa)	32	52	86	32	52	86
相対密度 D_r (%)	13			78		

図 4-4 野々山らが実施した一面せん断試験におけるせん断変位とせん断応力との関係

図 4-4 の case4 を例に、地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の設定に必要な値の算出方法を説明する。単位長さあたりの最大荷重 F_D は、一面せん断試験時の最大せん断応力 τ_D 、および供試体の単位長さあたりの断面積 A_u ($= 60\text{mm}^2/\text{mm}$) を用いて、式(4-1)より算出した。 A_u は供試体の断面積を供試体の横幅で除した値である。最大荷重発生時の相対変位は、最大せん断応力発生時のせん断変位 δ_D と同じものとした。盛土崩壊時の荷重低下率 S_{dl} は、最大せん断応力発生時、および試験での最大せん断変位 15mm 発生時のせん断応力、せん断変位を用いて、式(4-2)より算出した。

$$F_D = \tau_D A_u \quad (4-1)$$

$$S_{dl} = \frac{(\tau_{15} - \tau_D) A_u}{15 - \delta_D} \quad (4-2)$$

表 4-1 一面せん断試験 6 ケースより算出される値

	case1	case2	case3	case4	case5	case6
垂直応力 σ_v (kPa)	32	52	86	32	52	86
相対密度 D_r (%)	13			78		
単位長さあたりの最大荷重 F_D (N/mm)	2.5	3	5.1	3.8	4.7	5.9
相対変位 δ_D (mm)	13.4	9.1	11.4	3.6	3.7	5.3
荷重低下率 S_{dl} (N/mm ²)	0	-0.011	0	-0.035	-0.028	-0.071

τ_{15} はせん断変位 15mm 発生時のせん断応力である。表 4-1 に、一面せん断試験 6 ケースにおける単位長さあたりの最大荷重、相対変位、荷重低下率を示す。

(2) 解析対象位置への適用

解析対象位置での地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の設定に必要な値を求めるため、解析対象位置の相対密度、および管体に作用する垂直応力を算出した上で、表 4-1 に示す 6 ケースの一面せん断試験より算出した値を線形補間した。相対密度は第 2 章で説明した通り、解析対象位置の微地形区分より N 値を推定した上で換算した。また、垂直応力 σ_v は管中心深さにおいて土荷重により発生する応力と想定して、式(4-3)より算出した。

$$\sigma_v = \left(H + \frac{D}{2} \right) \gamma_t \quad (4-3)$$

4-2-2 管軸直交方向の剛性低下を考慮した地盤ばね特性

管軸直交方向では、盛土崩壊時の地盤状況は一面せん断試験での地盤のせん断状況と異なるものと考えられる。ただし、管軸直交方向においても地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を設定するために、ある仮定を基に単位長さあたりの最大荷重、最大荷重発生時の相対変位、最大荷重発生後の荷重低下率を求める必要がある。一方で、盛土崩壊区間外側の地盤をモデル化するために用いた ALA の式を基にした従来の地盤ばね特性では、管軸方向、管軸直交方向共に単位長さあたりの最大荷重や最大荷重発生時の相対変位が算出されているため、地盤ばね特性に関する管軸方向と管軸直交方向との関係を把握することが可能である。そこで、ALA の式を基にした地盤ばね特性における管軸方向と管軸直交方向との関係を活用して、管軸直交方向における地盤の剛性低下を考慮

した地盤ばね特性を設定した。

管軸直交方向における単位長さあたりの最大荷重、相対変位については、ALAの式を基にした地盤ばね特性における管軸方向と管軸直交方向との定量的な関係が、地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性においても成り立つものと仮定した。管軸直交方向における地盤の剛性低下を考慮した単位長さあたりの最大荷重 F_{D2} 、相対変位 δ_{D2} を、それぞれ式(4-4)、(4-5)より求めた。

$$F_{D2} = \frac{F_2}{F_1} F_{D1} \quad (4-4)$$

$$\delta_{D2} = \frac{\delta_2}{\delta_1} \delta_{D1} \quad (4-5)$$

F_{D1} 、 δ_{D1} は、管軸方向における地盤の剛性低下を考慮した単位長さあたりの最大荷重、相対変位である。

一方で、管軸直交方向の荷重低下率については、ALAの式を基にした地盤ばね特性における管軸方向と管軸直交方向との定性的な関係が、地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性においても成り立つものと仮定した。図4-5に、ALAの式における管軸方向および管軸直交方向での単位長さあたりの地盤ばね定数を示す。本研究では、盛土崩壊を受けた管路挙動解析を全て土被り $H=1.2\text{m}$ 、管外径 $D=425.6\text{mm}$ の条件で実施したため、ここではそれらの値を用いて地盤ばね定数を算出した。図4-5より地盤ばね定数は土の内部摩擦角に依存して変化するが、いずれの内部摩擦角でも地盤ばね定数は管軸方向の値よりも管軸直交方向の値が小さいことが確認できる。ここで、地盤ばね定数、地盤の剛性低下を考慮した場合の荷重低下率共に相対変位に対する荷重の変化割合を示す指標であることから、荷重低下率においても管軸方向の値よりも管軸直交方向の値が小さいものと仮定した。さらに、ALAの式を基にした地盤ばね特性を用いて地盤の剛性低下を考慮した場合における管軸方向と管軸直交方向との関係を設定することとしたため、管軸直交方向の荷重低下率 S_{d2} は、 F_1 、 F_2 、および管軸方向の荷重低下率 S_{d1} を用いて式(4-6)より求めた。

$$S_{d2} = \frac{F_1}{F_2} S_{d1} \quad (4-6)$$

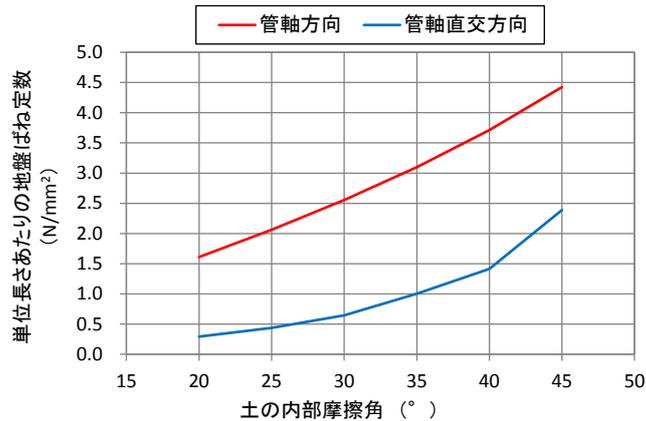


図 4-5 土の内部摩擦角と地盤ばね定数との関係

4-3 管路への外力負荷方法

盛土崩壊時には管路周辺地盤の変形が顕著であるため、崩壊後の地盤変位を正確に計測することは非常に困難である。一方で、盛土崩壊時に管路に作用する外力を定式化できれば、盛土崩壊に伴う管路挙動の予測が可能となると考えられる。また、他の地盤変状タイプと異なり、盛土崩壊区間で地盤の剛性低下を考慮すれば崩壊前後で地盤に対する管自重の影響力が変化することから、管自重を解析で考慮する必要があると考えられる。そのため、盛土崩壊時に管路に作用する土荷重、管自重をそれぞれ算出し、それらの荷重の影響を受けた管路挙動を求めることとした。

4-3-1 土荷重の算出方法

本研究では、盛土崩壊領域のうち図 4-6 に示す管路影響領域の地盤が管路に影響を及ぼすものとした。ここでは、式(4-7)より土被り H 、管外径 D 、盛土崩壊面の角度 θ を使用して、管路 1m あたりの管路影響領域の体積 V_l を算出し、式(4-8)より、土の単位体積重量 γ_t を使用して管路 1m あたりに負荷される土荷重 F_s を算出した。

$$V_l = \frac{\left(H + \frac{D}{2}\right)}{\sin \theta} D - \frac{\left(\frac{D}{2}\right)^2}{2} \pi \quad (4-7)$$

$$F_s = CV_l \gamma_t \sin \theta \quad (4-8)$$

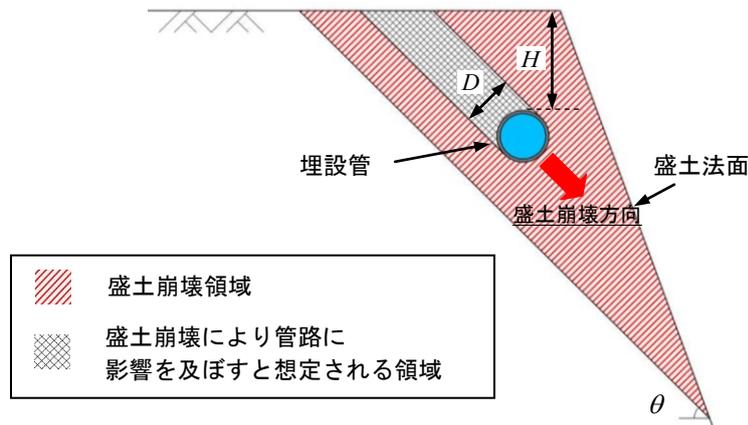


図 4-6 盛土崩壊時に管路に影響を及ぼす領域

本研究では、盛土崩壊時には管路周辺地盤の急激な変化により衝撃力を加味した土荷重が管路に作用するものと考えた。 C は衝撃係数であり、2とした³⁾。また、盛土崩壊面の角度 θ は計測されていないため、ここでは 45° とした。

4-3-2 管自重の算出方法

管路 1m あたりに負荷される管自重 F_e は、式(4-9)より算出した。

$$F_e = F_p + F_w \quad (4-9)$$

$$F_p = \frac{W}{L_p} g \quad (4-10)$$

$$F_w = \frac{D_I^2}{4} \pi \gamma_w \quad (4-11)$$

F_p は管路 1m あたりの管体重量、 W は管 1 本あたりの質量、 L_p は管長、 g は重力加速度、 F_w は管路 1m あたりの管内部の水の重量、 D_I は管内径、 γ_w は水の単位体積重量である。

4-3-3 管路モデルへの外力負荷方法

図 4-7 に、解析モデルへの外力負荷方法を示す。盛土崩壊区間外側では、管自重を管軸直交方向から管路に直接与えた。一方で、盛土崩壊区間では管軸直交方向に作用する地盤反力と同様に、土荷重も管と地盤との相対変位の増加に伴

い低下するものと想定した。図 4-8 に、管軸直交方向における相対変位と地盤反力および土荷重との関係を示す。図 4-8 に示す通り、土荷重そのものは地盤反力が減少に転じた時点から減少し、地盤反力が 0 となった時点で土荷重も 0 となり管自重に等しくなるものとした。ただし、本研究で使用した解析ソフトでは必要な精度で土荷重の低下を考慮することが困難であることが判明した。

そこで、土荷重を直接管路に負荷する方法とは別の方法で、管路挙動解析を実施することとした。第 2 章で扱った液状化、および第 3 章で扱った断層を受けた管路挙動を解析対象とする場合には、計測された地盤変位を地盤質点に与えることで管路挙動を求めた。そこで、図 4-9 に示す通り盛土崩壊による管路変位発生時点での土荷重を管路に与えた場合と管路挙動が同等となるように、盛土崩壊区間の地盤質点に変位 D_m を与えることとした。 D_m は、盛土崩壊による管路変位後に管路に負荷される管路 1m あたりの土荷重 F_{ms} 、管軸直交方向での管路 1m あたりの地盤反力 F_{mD} 、および管軸直交方向の相対変位 δ_{m2} を用いて式 (4-12) より算出した。

$$D_m = \frac{F_{ms} + F_e}{K_{gm2}} \quad (4-12)$$

$$K_{gm2} = \frac{F_{mD}}{\delta_{m2}} \quad (4-13)$$

K_{gm2} は、管軸直交方向での盛土崩壊による管路変位後の地盤ばね定数である。ここで、 F_{ms} 、 F_{mD} 、 δ_{m2} は図 4-8 に示す通り、地盤反力が最大となる時点での相対変位 δ_2 から地盤反力が 0 となる時点での相対変位 δ_{F0} までの範囲で、管路 1m あたりに管路に負荷される初期の土荷重 F_s や管自重 F_e 等を用いて、係数 a 、 b より内分して求めた。これより、盛土崩壊区間の地盤質点に与える変位 D_m は、土荷重および地盤反力の低下を考慮したものと考えることができる。なお、 a 、 b の設定方法は後述する。

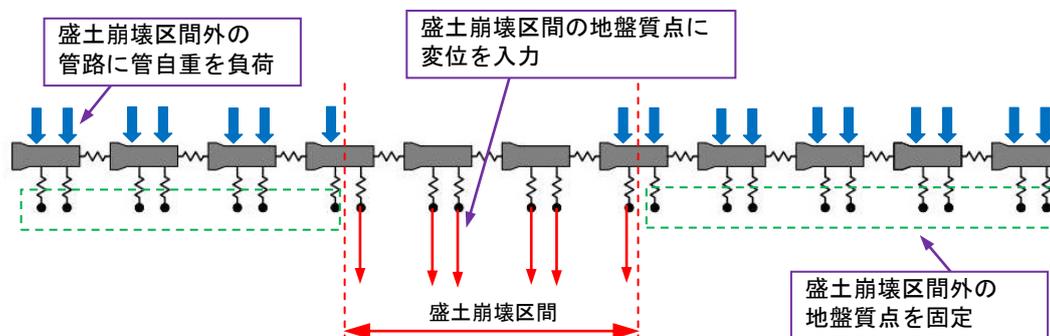


図 4-7 管路への外力負荷条件

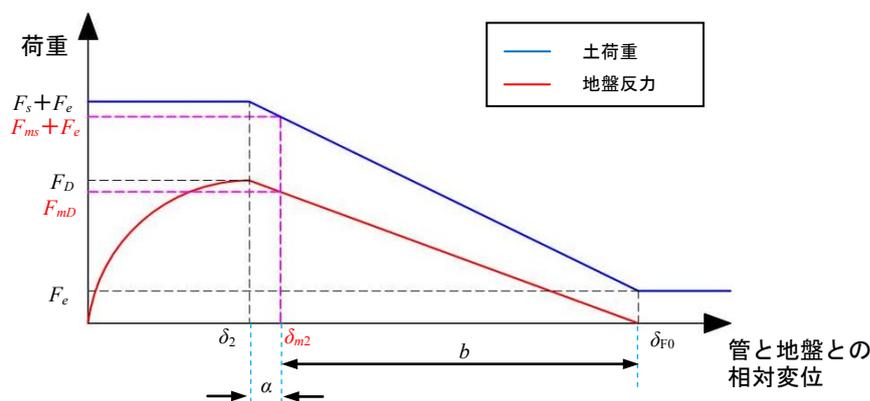


図 4-8 盛土崩壊区間での相対変位と土荷重および地盤反力との関係

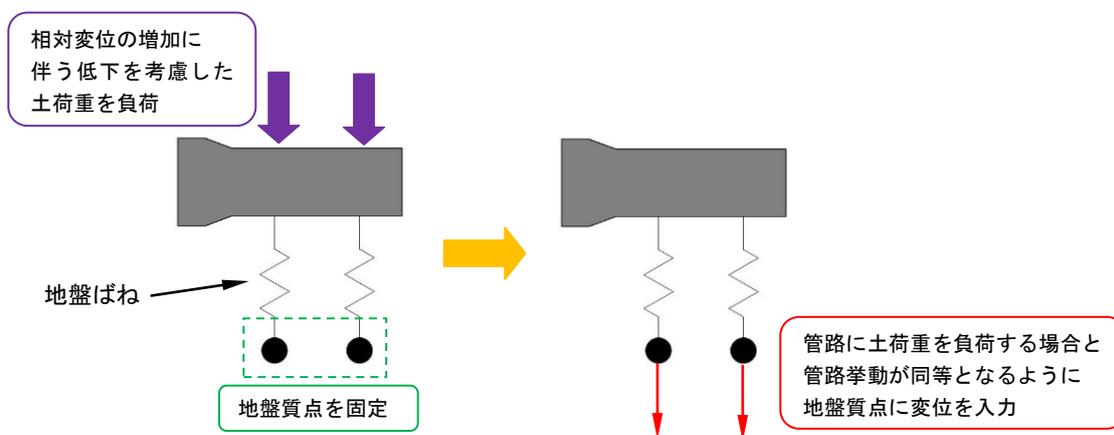


図 4-9 盛土崩壊区間での外力負荷条件

4-4 盛土崩壊を受けた管路挙動解析方法の妥当性確認

盛土崩壊現場である解析対象位置で計測された管軸直交方向の管路変位量を対象に、計測値と解析値を比較することで、盛土崩壊を受けた管路挙動解析方法の妥当性を確認した。

4-4-1 対象事例

対象とした事例は、秋田県秋田市で 2004 年の台風 21 号による盛土崩壊に伴い耐震継手ダクタイトイル鉄管が露出した事例⁴⁾である。盛土崩壊発生位置では、管路変位量や継手屈曲角、継手伸縮量が計測された。図 4-10(a)に盛土崩壊後の管路露出状況を示す。盛土崩壊現場では、呼び径 400 SII 形ダクタイトイル鉄管が埋設されており、図 4-10(b)の通り盛土崩壊により管路には最大で管軸直交水平方向

に 0.65m、管軸直交鉛直方向に 0.8m の変位が発生した。今回の解析では管路モデルの直交方向より外力を負荷するため、解析の収束性確保のため管路モデル両端部を固定する必要がある。そこで、解析結果が管路モデル両端部を固定した条件の影響を受けないようにするため、盛土崩壊区間 15.9m と比較して十分に大きい 162m（定尺 6m 管×27 本）区間を解析対象区間とした。

解析対象とする呼び径 400 SII 形の継手構造を図 4-11 に示し、SII 形の継手ばね特性を図 4-12 に示す。SII 形は現在製造が終了しているため、継手ばね特性が得られない項目については、同じ耐震継手ダクタイトイル鉄管である NS 形の値を用いた⁵⁾。表 4-2 に解析条件を示し、図 4-13 に解析対象位置での地盤ばね特性を示す。図 4-13 には、提案式による地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性、および ALA の式に基づく地盤ばね特性それぞれ示した。なお、解析対象位置での微地形区分は、「丘陵」であった。



図 4-10 盛土崩壊後の管路状況

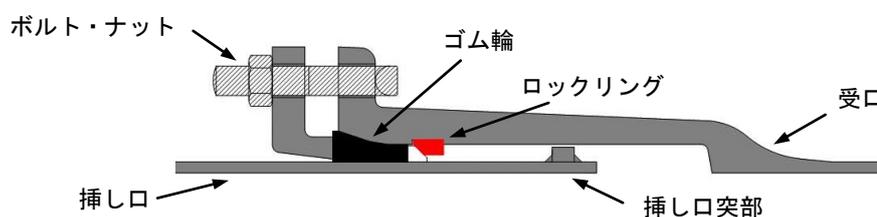
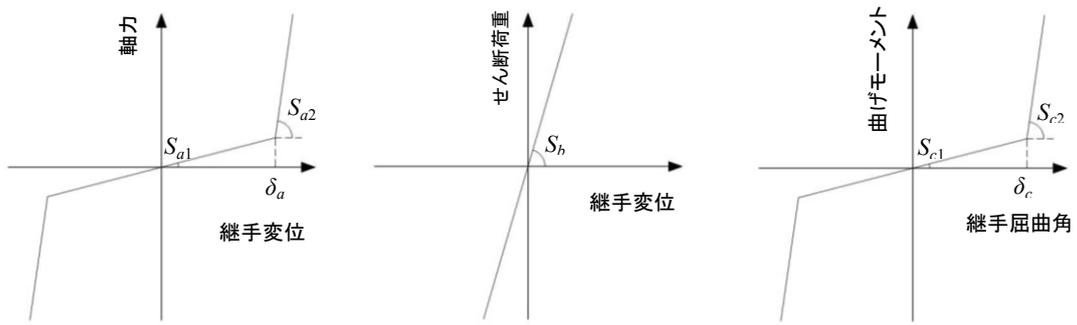


図 4-11 SII 形継手の構造



管軸方向継手ばね特性

せん断方向継手ばね特性

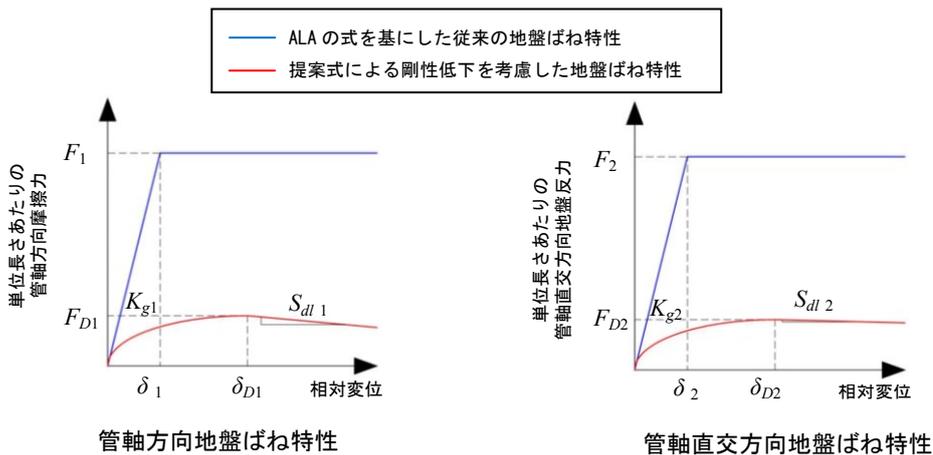
回転方向継手ばね特性

管軸方向ばね		せん断方向ばね		回転方向ばね	
S_{a1}	1,095 (kN/m)	S_b	3,488,000 (kN/m)	S_{c1}	1.84 (kN・m/°)
S_{a2}	370,848 (kN/m)			S_{c2}	40.37 (kN・m/°)
δ_a	50 (mm)			δ_c	5.1 (°)

図 4-12 呼び径 400 SII 形の継手ばね特性

表 4-2 解析条件

管路	呼び径・継手形式	呼び径400 SII形
	管長	6m
管路長	162m	
地盤	管路の土被り	1.2m
	N値	11
盛土崩壊	盛土崩壊区間長	15.9m



管軸方向地盤ばね特性

管軸直交方向地盤ばね特性

管軸方向ばね				管軸直交方向ばね			
K_{g1}	3.13 (N/mm ²)	F_{D1}	2.8 (N/mm)	K_{g2}	1.03 (N/mm ²)	F_{D2}	15.8 (N/mm)
F_1	11.9 (N/mm)	δ_{D1}	10.13 (mm)	F_2	58.5 (N/mm)	δ_{D2}	172.9 (mm)
δ_1	3.81 (mm)	S_{dl1}	-0.014 (N/mm ²)	δ_2	56.8 (mm)	S_{dl2}	-0.025 (N/mm ²)

図 4-13 解析対象位置での地盤ばね特性

4-4-2 管路変位の解析結果

解析対象位置で計測された管軸直交方向の管路変位を対象として、解析結果と計測結果とを比較した。本研究では、盛土崩壊区間の地盤質点に変位 D_m を与えて管路挙動解析を実施したが、**図 4-8** に示す係数 a 、 b の値を設定する必要がある。ただし、係数 a 、 b の値を設定するための知見は得られていないため、 a 、 b の値を変化させて管路挙動解析を実施し、計測値との関係を確認することとした。**図 4-14** に、管路変位の解析値を示す。係数 a 、 b の値を変化させた 4 ケースの解析値を示した。また、**図 4-14** 中には盛土崩壊現場における管路変位の計測値を併せて示した。なお、結果は管路の鉛直方向、水平方向それぞれで示し、鉛直方向の結果は管路が沈下する方向を負の値とした。

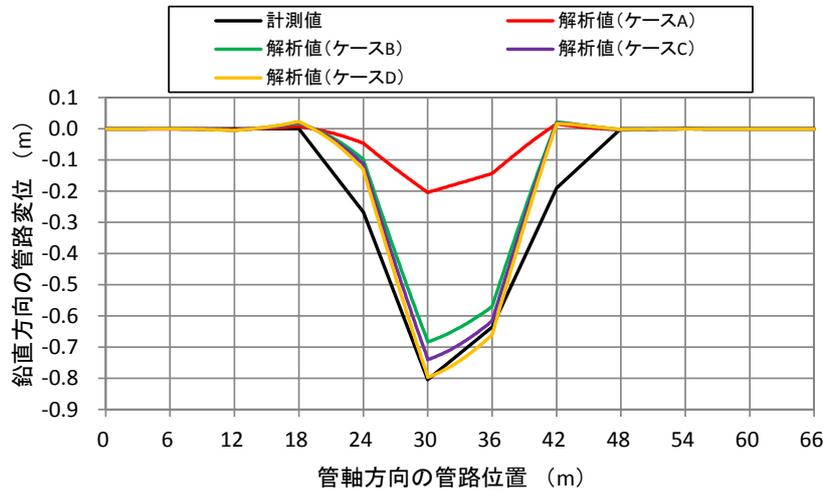
図 4-14 中のケース A は係数 a を 0、 b を 10 としたケースであるが、このケースでは最大管路変位の解析値は計測値の 1/4 程度となった。これより、盛土崩壊初期の土荷重や地盤反力が低下していない状態では、管路変位が小さく実現象と大きく異なることが確認できる。

ケース B～D では地盤質点に与える変位が大きくなるにつれ、管軸直交鉛直方向、水平方向共に最大管路変位が増加し計測値に近づいていることがわかる。また、両方向共に解析において管路が最も大きく変位する位置は管路基点から 30m の継手位置であり、計測値と一致した。ただし、管路に変位が発生する範囲はケース B～D でいずれも 24m 程度であり、計測値と比較して小さい結果となった。特にケース D では、管軸直交水平方向の最大管路変位解析値は計測値より大きいものの、管路に変位が生じる範囲が計測値と比較して小さいため、地盤質点への入力変位を過大に想定している可能性が高い。一方で、ケース C では最大管路変位の解析値は計測値と比較して小さいものの、管路に変位が生じる範囲が計測値に近づけば、解析値は計測値の再現性が向上する可能性が高いと考えられる。以上より、以降の検討では係数 a 、 b をケース C で設定した値 $a=0.6$ 、 $b=9.4$ とし、管路挙動の計測値と盛土崩壊区間との関係を基に、計測値の再現性向上を検討することとした。

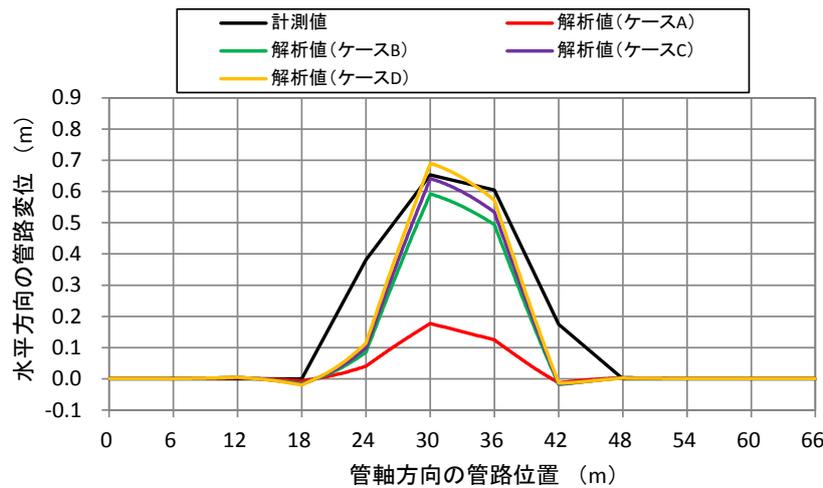
4-4-3 管路挙動と盛土崩壊区間との関係に関する考察

図 4-15 に管路変位の解析値、計測値を盛土崩壊区間と併せて示す。**図 4-15** より、計測値は盛土崩壊区間より 5～10m 程度外側の範囲でも、管路に大きな変位が発生していることが確認できる。これより、盛土崩壊区間の外側でも一定の

	ケースA	ケースB	ケースC	ケースD
係数 a	0	0.5	0.6	0.7
係数 b	10	9.5	9.4	9.3
地盤質点への入力変位 D_m (mm)	228	876	961	1,046



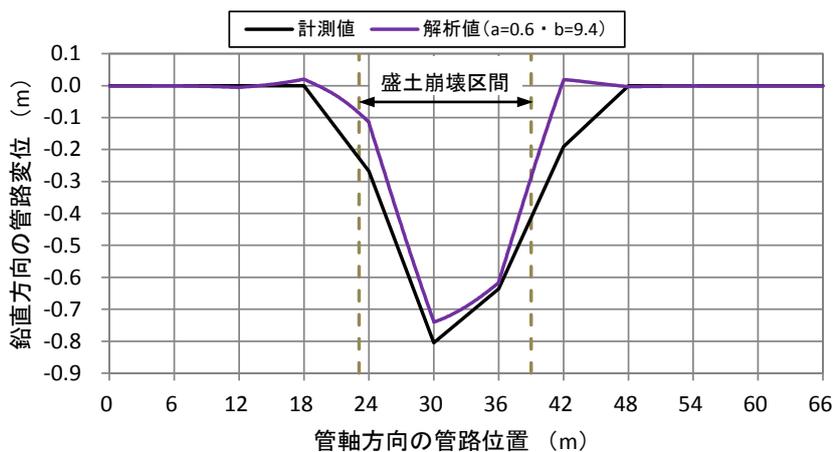
(a) 管軸直交鉛直方向



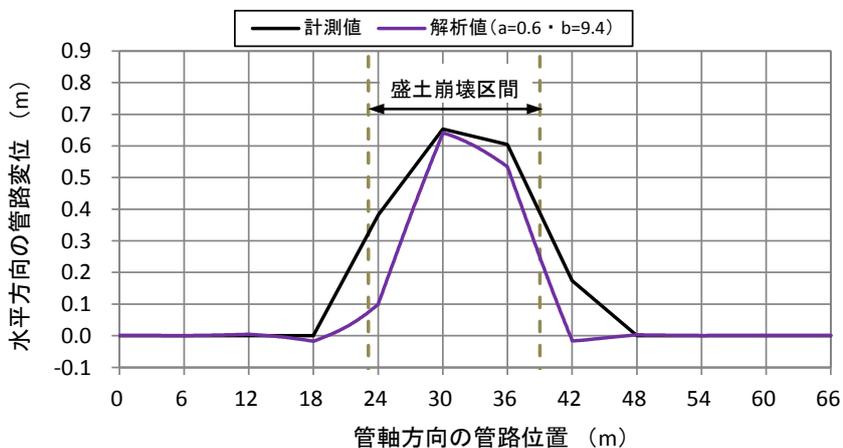
(b) 管軸直交水平方向

図 4-14 管路変位の解析結果

区間では、崩壊には至っていないものの地盤の変形に起因してある程度地盤の剛性が低下しており、そのため管路に大きな変位が生じたと考えられる。一方で解析では、盛土崩壊区間のみ地盤の剛性低下を考慮したため、盛土崩壊区間外側では管路に生じる変位が計測値と比較して小さくなったと推測される。



(a) 管軸直交鉛直方向



(b) 管軸直交水平方向

図 4-15 管路変位と盛土崩壊区間との関係

4-5 盛土崩壊区間外側での地盤の剛性低下検討

本研究では図 4-1 に示した通り、盛土崩壊区間では地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を、盛土崩壊区間外側では ALA の式に基づく地盤ばね特性をそれぞれ用いて、盛土崩壊時の管路変位を求めた。計測による管路変位の発生区間と盛土崩壊区間との関係より、盛土崩壊区間の外側でも一定の区間では、両者の地盤ばね特性を内分した性質を有する地盤ばねを用いれば、より実現象に近い条件での解析が可能であると考えられる。そこで、このような区間を崩壊危険区間とし、崩壊危険区間での地盤の剛性低下について検討した。

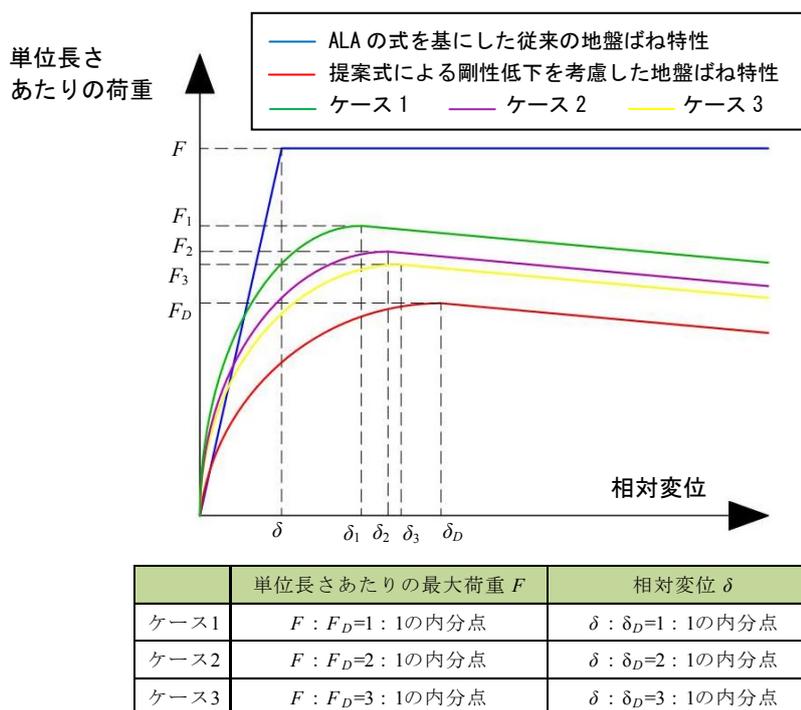


図 4-16 崩壊危険区間の地盤ばね特性

4-5-1 検討条件

崩壊危険区間の長さをどの程度とすればよいか検討した事例はないため、崩壊危険区間は盛土崩壊区間 15.9m よりも短く、盛土崩壊区間の両側に等距離で分布するものと仮定した。解析対象である呼び径 400 SII 形ダクタイル鉄管は管長が 6m であるため、ここでは管 1 本分である 6m を崩壊危険区間の長さとした。

図 4-16 に、崩壊危険区間の地盤ばね特性を示す。ALA の式に基づく従来の地盤ばね特性、および地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性それぞれの単位長さあたりの最大荷重 F 、相対変位 δ を 1:1、2:1、3:1 に内分した点を、ケース 1～3 の単位長さあたりの最大荷重、相対変位とした。また、ケース 1～3 においても、最大荷重発生後は相対変位の増加に伴い荷重が低下して最終的に荷重が 0 となるものと仮定し、荷重低下率は地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性と同一の値とした。表 4-3 に管軸方向、管軸直交方向におけるケース 1～3 の単位長さあたりの最大荷重、相対変位、荷重低下率をそれぞれ示す。

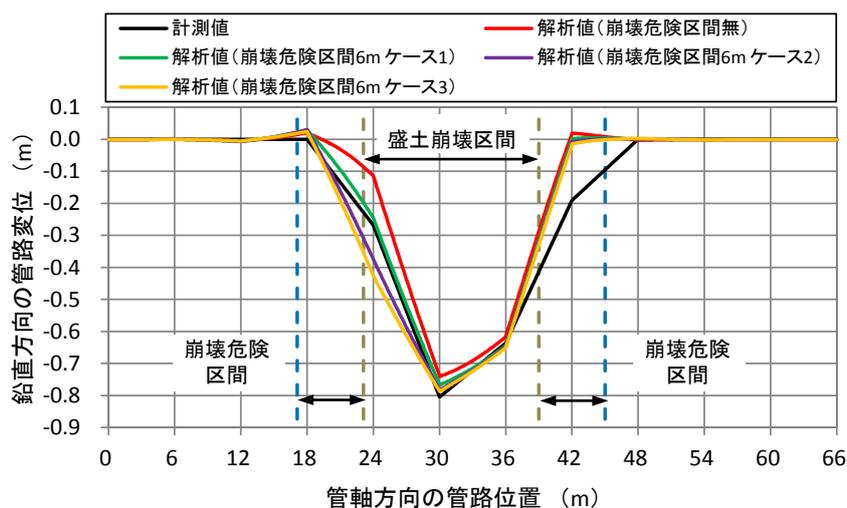
4-5-2 検討結果

(1) 管路変位

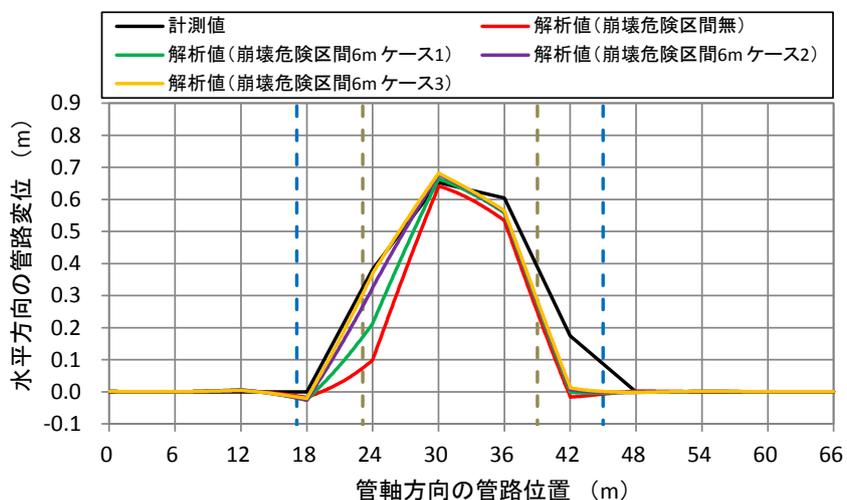
図 4-17 に、ケース 1～3 の地盤ばね特性を用いて算出した管軸直交方向におけ

表 4-3 崩壊危険区間を考慮した各ケースでの地盤ばね特性

	管軸方向			管軸直交方向		
	単位長さあたりの最大荷重 F (N/mm)	相対変位 δ (mm)	荷重低下率 S_{dl} (N/mm ²)	単位長さあたりの最大荷重 F (N/mm)	相対変位 δ (mm)	荷重低下率 S_{dl} (N/mm ²)
ケース1	7.4	7	-0.014	41.4	118.9	-0.0025
ケース2	5.9	8.02		32.8	136.9	
ケース3	5.1	8.55		28.6	145.9	



(a) 管軸直交鉛直方向



(b) 管軸直交水平方向

図 4-17 崩壊危険区間を考慮した管路変位

る管路変位の解析結果を示す。なお、計測結果および崩壊危険区間を考慮しない場合の解析結果を併せて示した。

崩壊危険区間において地盤の剛性を低下させたケース 1~3 の解析値は、崩壊危険区間を考慮しない解析値と比較して、最大管路変位そのものは大きくは増

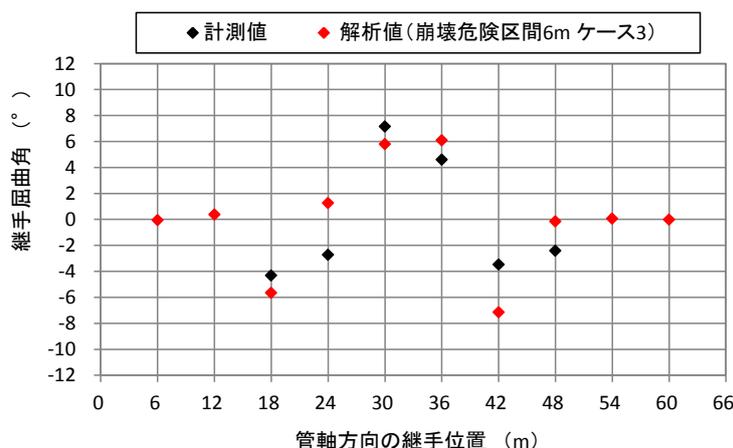


図 4-18 継手屈曲角の比較結果

加しないものの、崩壊危険区間である基点から 18～24m の範囲では管路変位が増加し、計測値に近づく結果となった。今回の検討条件では、鉛直方向での最大管路変位、および水平方向における基点から 18～24m の範囲での管路変位に関して、ケース 3 の解析値が最も計測値の再現性が高いといえる。ただし、管路基点から 42m の管路位置では計測値は管路変位が生じているものの、ケース 3 の解析値は管路変位が生じておらず、傾向が異なる。本研究では、盛土崩壊区間、崩壊危険区間でそれぞれ地盤ばね特性を同一としており、局所的な地盤特性の違いは考慮していない。そのため、解析対象区間の一部では計測値と解析値に違いが生じるものと考えられる。以上より、以降の検討では最も計測値の再現性が高いケース 3 を対象に、継手屈曲角および継手伸縮量の比較結果を述べる。

(2) 継手屈曲角

図 4-18 に、継手屈曲角の解析結果を計測結果と併せて示す。継手屈曲角は、管軸直交方向の管路変位と密接に関係するものである。継手が大きく屈曲した管路基点から 18m、30m、36m の継手位置では、解析値は計測値に概ね近い値であるため、これらの位置では計測値の再現性が高いといえる。一方で、管路基点から 42m の継手位置では、計測値と比較して解析値は 2 倍程度大きな値となった。また、管路基点から 48m の継手位置では、解析では継手がほとんど屈曲していないことが確認される。これより、実際には管路基点から 42m、48m に位置する 2 つの継手が屈曲することで盛土崩壊に起因する地盤変状に追従しているが、解析では管路基点から 42m の継手のみが集中して屈曲しているといえる。

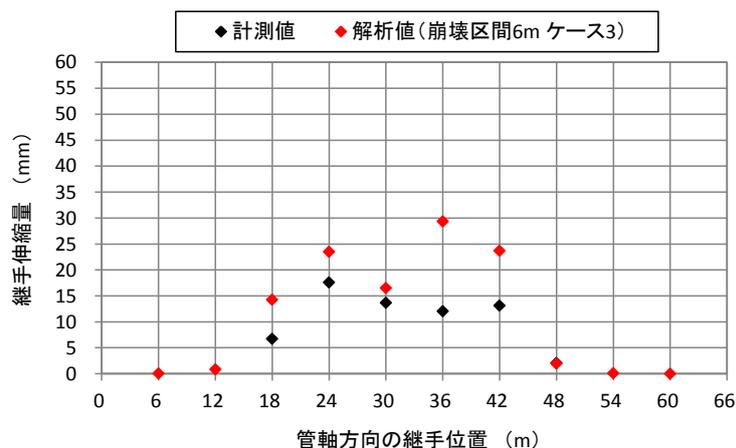


図 4-19 継手伸縮量の比較結果

(3) 継手伸縮量

継手伸縮量は、管軸方向の管路挙動を示すものである。図 4-19 に、継手伸縮量の解析結果を計測結果と併せて示す。継手の伸び量を正の値で、縮み量を負の値で示した。解析対象とした呼び径 400 SII 形は、接合状態から最大 60mm まで小さな力で継手が伸縮し、60mm まで伸縮すれば金属同士が接触して大きな力に耐える構造を有する。図 4-19 より、継手の伸びが発生した範囲や全ての継手が小さな力で伸縮する範囲に収まっている状況が計測値と解析値で一致していることがわかる。また、管路基点から 36m の継手位置では計測値に対して解析値は 2 倍程度大きく継手が伸びる結果となったものの、管路変位が最も大きくなった管路基点から 30m の継手位置では解析値は計測値と概ね近い結果となった。

管路変位、継手屈曲角、継手伸縮量を対象に計測値と解析値を比較した結果より、一部では両者が乖離しているものの、管路変位や継手屈曲角が大きい位置では、解析値は計測値の再現性が高いことが確認できる。以上より、本研究で検討した盛土崩壊時の地盤の剛性低下を考慮した管路挙動解析方法は妥当と判断した。

4-6 4 章のまとめ

本章では、土質試験の結果を引用して地盤の剛性低下を考慮した地盤ばねモデルを作成し、盛土崩壊時の管路挙動を解析する方法を検討した。その上で、解析方法の妥当性を検証した。以下に、明らかとなったことを述べる。

- 1) 2004 年の台風 21 号による盛土崩壊に伴い耐震継手ダクタイトイル鉄管が露出した事例を模擬して管路挙動解析を実施した。盛土崩壊時には地盤の大変形が進行するため、解析では一面せん断試験の結果を引用して地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を設定した。解析の結果、盛土崩壊区間で地盤の剛性低下を考慮することで管軸直交方向に大きな管路変位が生じ、計測値に近づく結果が得られた。
- 2) 盛土崩壊区間の外側でも一定の区間で地盤の剛性低下を考慮すれば、管路変位に関して解析値は計測値を比較的精度良く再現できることがわかった。そのため、盛土崩壊区間に加え、盛土崩壊区間の外側でも地盤の剛性低下を考慮する必要があることが判明した。以上より、本研究で検討した盛土崩壊時の地盤の剛性低下を考慮した管路挙動解析方法は妥当と判断した。

【第 4 章の参考文献】

- 1) 野々山栄人，八嶋厚，沢田和秀，森口周二，井上裕：一面せん断試験における砂のせん断挙動の可視化とその数値シミュレーション，第 21 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp. 25-30, 2009 .
- 2) ASCE: American Lifelines Alliance Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, pp. 68-76, 2001.
- 3) 稲田重男，川喜田隆，本荘恭夫：改訂新版 機械設計法, pp.12-13, 朝倉書店, 1983.
- 4) 保積克彦：道路盛土破壊に伴う地中埋設管の挙動解析，平成 17 年度金沢大学修士学位論文，pp. 33-44, 2006.
- 5) 日本ダクタイトイル鉄管協会：NS 形ダクタイトイル鉄管，pp. 1-21, 2005.

第5章 国内で発生した地盤変状が耐震継手ダクタイ
ル鉄管に及ぼす影響分析

第5章 国内で発生した地盤変状が耐震継手ダクタイトイル鉄管に及ぼす影響分析

5-1 はじめに

第2章から第4章では、液状化、断層、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動解析方法について述べ、解析方法が妥当であることを確認した。今までに耐震継手ダクタイトイル鉄管は液状化、断層、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けて管体の破断や漏水といった被害は報告されていない。ただし、今後は耐震継手ダクタイトイル鉄管が今まで経験したことがないような大規模な地盤変状を受けることも十分に考えられる。そこで本章では、大規模な地盤変状データが記録された地盤変状事例を対象に、地盤変状発生地点に耐震継手ダクタイトイル鉄管が埋設されていたものと想定して、地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測した。それらの結果を分析することで、従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した。さらに、特別な地盤変状対策が必要な場合に得られた知見を活用した検討方法を提案し、その有効性を確認した。

5-2 対象とする地盤変状事例

本章で対象とする地盤変状事例は、液状化、断層、盛土崩壊に起因する事例である。現在まで、地震に起因して発生した地盤変状事例に関して、多くのデータが収集、記録されている。本研究では、今まで記録された地盤変状事例のうち、主に大規模な地盤変状事例を中心に可能な限りデータを収集し、活用することとした。

5-2-1 液状化に起因する地盤変状事例

表5-1に、本研究で対象とする液状化に起因する地盤変状事例を示す¹⁾²⁾。地盤変状事例のうち管軸圧縮方向に地盤変位が生じる事例は、ケース名を赤色で示した。液状化が発生したエリアでは、水平方向、鉛直方向共に複数の地盤変位が計測されている。本研究では、地盤変位計測地点2地点での地盤変位より算出される相対地盤変位を基に、検討を進めた。図5-1に本研究で対象とする事例であるケースA1～A14、およびケースB1～B15における水平方向相対地盤変

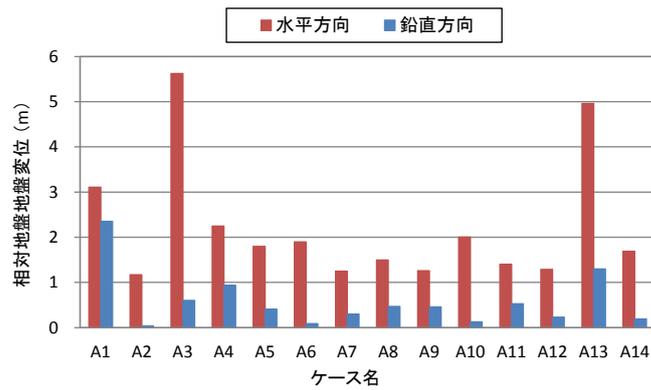
表 5-1 液状化に起因する地盤変状事例
 (黒文字:管軸引張方向に地盤が変位・赤文字:管軸圧縮方向に地盤が変位)
 (a) 2 地点間の管軸方向平均地盤ひずみが最大の事例

地震	液状化発生エリア	微地形区分	管軸方向平均 地盤ひずみ (%)	管軸方向 相対地盤変位 (m)	ケース 名
1964年新潟地震	海老ヶ瀬・大潟	旧河道	25.2	3.1	A1
1983年日本海中部地震	能代市南部	砂丘	21.9	1.2	A2
1964年新潟地震	松浜・下山・新川	自然堤防	20.3	5.1	A3
1964年新潟地震	新潟駅	三角州・海岸低地	9.5	2.1	A4
1983年日本海中部地震	能代市北部	砂丘	4.9	1.7	A5
1964年新潟地震	新潟港	砂州・砂礫洲	4.7	1.3	A6
1995年兵庫県南部地震	六甲アイランド	埋立地	3.8	1.3	A7
1995年兵庫県南部地震	深江浜	埋立地	3.7	1.4	A8
1995年兵庫県南部地震	西宮浜	埋立地	3.6	1.2	A9
1995年兵庫県南部地震	ポートアイランド	埋立地	3.1	1.5	A10
1995年兵庫県南部地震	芦屋浜	埋立地	2.9	1.2	A11
1995年兵庫県南部地震	住吉浜・御影浜	埋立地	2.5	1.3	A12
1964年新潟地震	信濃川下流	砂丘	2.0	2.1	A13
1995年兵庫県南部地震	魚崎浜	埋立地	1.7	1.6	A14

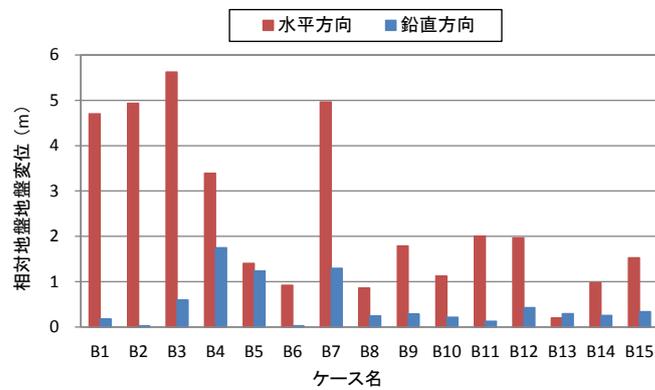
(b) 2 地点間の管軸直交方向平均地盤ひずみが最大の事例

地震	液状化発生エリア	微地形区分	管軸直交方向 平均地盤ひずみ (%)	管軸直交方向 相対地盤変位 (m)	ケース 名
1983年日本海中部地震	能代市南部	砂丘	33.0	4.7	B1
1964年新潟地震	海老ヶ瀬・大潟	旧河道	11.9	4.9	B2
1964年新潟地震	松浜・下山・新川	自然堤防	9.8	2.5	B3
1964年新潟地震	信濃川上流	三角州・海岸低地	8.5	3.4	B4
1964年新潟地震	新潟駅	三角州・海岸低地	8.3	1.2	B5
1964年新潟地震	新潟港	三角州・海岸低地	5.1	0.9	B6
1964年新潟地震	信濃川下流	砂丘	4.2	4.5	B7
1995年兵庫県南部地震	芦屋浜	埋立地	4.1	0.9	B8
1995年兵庫県南部地震	深江浜	埋立地	3.2	1.8	B9
1995年兵庫県南部地震	六甲アイランド	埋立地	2.8	1.0	B10
1995年兵庫県南部地震	ポートアイランド	埋立地	2.7	1.3	B11
1995年兵庫県南部地震	西宮浜	埋立地	2.5	2.0	B12
1983年日本海中部地震	能代市北部	砂丘	1.7	0.2	B13
1995年兵庫県南部地震	住吉浜・御影浜	埋立地	1.7	1.0	B14
1995年兵庫県南部地震	魚崎浜	埋立地	1.2	1.4	B15

位と鉛直方向相対地盤変位を示す。図 5-1 より、多くのケースで鉛直方向相対地盤変位と比較して水平方向相対地盤変位が明らかに大きいため、水平方向相対地盤変位が管路挙動に大きな影響を及ぼすと考えられる。また、本研究で対象とした地震の 1 つである 1995 年兵庫県南部地震時に計測された地盤変位の計測精度は、水平方向に 33cm、鉛直方向に 53cm であったことから²⁾、水平方向の計測誤差は鉛直方向の計測誤差と比較して 1/2 程度と小さいことが確認される。そのため、本研究では水平方向の地盤変位のみを使用した。



(a) 2 地点間の管軸方向平均地盤ひずみが最大の事例



(b) 2 地点間の管軸直交方向平均地盤ひずみが最大の事例

図 5-1 液状化に起因する地盤変状事例における水平方向相対地盤変位と鉛直方向相対地盤変位

液状化地盤に埋設された管路は地盤ひずみの影響を大きく受けると考えられるため²⁾、液状化に起因する地盤変状は液状化発生エリアごとに最も地盤ひずみが大きい事例を管軸方向、管軸直交方向それぞれで抽出し、ケース A、B とした。事例の抽出にあたり、図 5-2 の通り地盤変位が計測された 2 地点間に管路が埋設されているものと想定して、各地点の地盤変位を管軸方向、管軸直交方向に分解した。その上で、2 地点間の距離 L および管軸、管軸直交方向の相対地盤変位 D_{ra} 、 D_{rt} より、2 地点間の平均地盤ひずみを管軸方向、管軸直交方向それぞれで求めた。式(5-1)、(5-2)に、管軸方向平均地盤ひずみ ε_a 、管軸直交方向平均地盤ひずみ ε_t の算出式を示す。

$$\varepsilon_a = D_{ra} / L \quad (5-1)$$

$$\varepsilon_t = D_{rt} / L \quad (5-2)$$

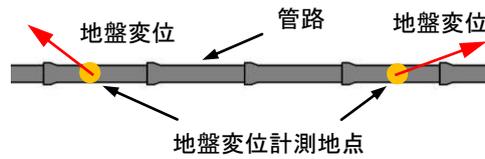


図 5-2 液状化事例における地盤変位と管路との位置関係

5-2-2 断層に起因する地盤変状事例

表 5-2 に、本研究で対象とする断層に起因する地盤変状事例を示す^{3)~8)}。断層が地表に出現した場合には、地震断層ごとに複数の断層出現地点で水平方向、鉛直方向の地盤変位が計測されている。断層に起因する地盤変状は、地震断層ごとに最も合成地盤変位が大きい事例を抽出した。合成地盤変位 D_s の算出式を、式(5-3)で示す。

$$D_s = \sqrt{D_h + D_v} \quad (5-3)$$

D_h は水平方向の地盤変位、 D_v は鉛直方向の地盤変位である。

断層と管路との交差角によって、管路の挙動は大きく異なることが確認されている⁹⁾。本報では、断層と管路との交差角を 90° (ケース C) および 45° とし、異なるタイプとして扱った。さらに、交差角を 45° とした場合は、記録を基に管軸方向に管路が引っ張られる正断層タイプ、または管路が圧縮される逆断層タイプに分類し、それぞれケース D、E とした。横ずれタイプの事例については、断層と管路との位置関係により引張力または圧縮力いずれも作用する可能性があるため、正断層、逆断層両タイプを分析対象とした。なお、いずれのケースにおいても、1本の管の中央で断層と管路が交差するものとした。各事例における管軸方向、管軸直交方向地盤変位 D_a 、 D_t は、 D_s および断層と管路との交差角 θ_c を用いて、以下の式(5-4)、(5-5)より求めた。

$$D_a = D_s \cos \theta_c \quad (5-4)$$

$$D_t = D_s \sin \theta_c \quad (5-5)$$

表 5-2 断層に起因する地盤変状事例
(黒文字:管軸引張方向に地盤が変位・赤文字:管軸圧縮方向に地盤が変位)

地震	地震断層	微地形区分	合成地盤変位(m)	交差角90°		交差角45° 正断層タイプ			交差角45° 逆断層タイプ		
				管軸直交方向地盤変位(m)	ケース名	管軸方向地盤変位(m)	管軸直交方向地盤変位(m)	ケース名	管軸方向地盤変位(m)	管軸直交方向地盤変位(m)	ケース名
1891年濃尾地震	根尾谷断層	山地	8.00	8.00	C1	5.66	5.66	D1	-	-	-
1891年濃尾地震	水島断層	砂礫質台地	7.21	7.21	C2	5.10	5.10	D2	-	-	-
1891年濃尾地震	梅原断層	谷底低地	5.28	5.28	C3	3.73	3.73	D3	-	-	-
1896年陸羽地震	千屋断層	丘陵	4.00	4.00	C4	-	-	-	-2.83	2.83	E1
1927年北丹後地震	高橋断層	谷底低地	3.25	3.25	C5	2.30	2.30	D4	-2.30	2.30	E2
1891年濃尾地震	温見断層	山地	3.24	3.24	C6	2.29	2.29	D5	-2.29	2.29	E3
1891年濃尾地震	黒津断層	谷底低地	3.00	3.00	C7	2.12	2.12	D6	-2.12	2.12	E4
1896年陸羽地震	川舟断層	扇状地	2.80	2.80	C8	-	-	-	-1.98	1.98	E5
1945年三河地震	横須賀断層	山地	2.79	2.79	C9	-	-	-	-1.97	1.97	E6
1896年陸羽地震	太田断層	扇状地	2.47	2.47	C10	-	-	-	-1.75	1.75	E7
1896年陸羽地震	白岩断層	扇状地	2.45	2.45	C11	-	-	-	-1.73	1.73	E8
1945年三河地震	深溝断層	砂礫質台地	2.42	2.42	C12	-	-	-	-1.71	1.71	E9
1927年北丹後地震	生野内断層	丘陵	2.29	2.29	C13	1.62	1.62	D7	-1.62	1.62	E10
2011年福島県浜通り地震	井戸沢断層	山地	2.27	2.27	C14	1.60	1.60	D8	-	-	-
2016年熊本地震	布田川断層	火山地	2.20	2.20	C15	1.56	1.56	D9	-1.56	1.56	E11
1927年北丹後地震	下岡断層	山地	2.19	2.19	C16	1.55	1.55	D10	-1.55	1.55	E12
1995年兵庫県南部地震	野島断層	砂礫質台地	2.14	2.14	C17	-	-	-	-1.51	1.51	E13
1896年陸羽地震	生保内断層	山地	1.90	1.90	C18	-	-	-	-1.34	1.34	E14
1927年北丹後地震	杉谷断層	丘陵	1.57	1.57	C19	1.11	1.11	D11	-1.11	1.11	E15
1943年鳥取地震	鹿野断層	扇状地	1.54	1.54	C20	1.09	1.09	D12	-1.09	1.09	E16
1927年北丹後地震	安断層	谷底低地	1.48	1.48	C21	1.04	1.04	D13	-1.04	1.04	E17
1978年伊豆大島近海地震	稲取断層	山麓地	1.17	1.17	C22	0.83	0.83	D14	-0.83	0.83	E18
1943年鳥取地震	吉岡断層	谷底低地	1.03	1.03	C23	0.73	0.73	D15	-0.73	0.73	E19
2014年長野県神城断層地震	神城断層	砂礫質台地	0.95	0.95	C24	-	-	-	-0.67	0.67	E20
1927年北丹後地震	新治断層	丘陵	0.90	0.90	C25	0.64	0.64	D16	-0.64	0.64	E21
1927年北丹後地震	長岡断層	丘陵	0.82	0.82	C26	0.58	0.58	D17	-0.58	0.58	E22
2011年福島県浜通り地震	湯ノ岳断層	丘陵	0.76	0.76	C27	0.54	0.54	D18	-	-	-
2016年熊本地震	日奈久断層	ローム台地	0.75	0.75	C28	0.53	0.53	D19	-0.53	0.53	E23
1927年北丹後地震	山田断層	扇状地	0.73	0.73	C29	0.52	0.52	D20	-0.52	0.52	E24
1974年伊豆半島沖地震	石廊崎断層	山地	0.43	0.43	C30	0.30	0.30	D21	-0.30	0.30	E25
1998年岩手県内陸北部の地震	篠崎地震断層	火山山麓地	0.38	0.38	C31	-	-	-	-0.27	0.27	E26
2004年新潟県中越地震	小平尾断層	砂礫質台地	0.30	0.30	C32	-	-	-	-0.21	0.21	E27
2004年新潟県中越地震	六日町盆地西縁断層	谷底低地	0.20	0.20	C33	-	-	-	-0.14	0.14	E28

5-2-3 盛土崩壊に起因する地盤変状事例

表 5-3 に、本研究で対象とする盛土崩壊に起因する地盤変状事例を示す^{10)~13)}。盛土崩壊時には、管路は土荷重により管軸直交方向に大きく変位すると考えられるため、盛土崩壊に起因する地盤変状については、土荷重を地盤変位の規模を表す指標とした。図 5-3 に盛土崩壊時に管路に影響を及ぼすと想定される領域を示し、式(5-6)に盛土崩壊区間全体での土荷重 F_{vs} の算出式を示す。

$$F_{vs} = CV\gamma_t \sin\theta \quad (5-6)$$

$$V = BS \quad (5-7)$$

$$S = \frac{\left(H + \frac{D}{2}\right)}{\sin\theta} D - \frac{\left(\frac{D}{2}\right)^2 \pi}{2} \quad (5-8)$$

C は衝撃係数、 γ_t は土の単位体積重量、 θ は盛土崩壊面の角度、 V は盛土崩壊量、 B は盛土崩壊区間の長さ、 S は管路影響領域の断面積、 H は土被り、 D は管外径である。本章では、 H を 1.2m とした。また、第 4 章での検討と同様に、 C を 2、 θ を 45° とした。

表 5-3 盛土崩壊に起因する地盤変状事例

地震	地盤変状発生位置	微地形区分	崩壊区間長さ (m)	片側の崩壊危険区間の長さ (m)	盛土崩壊量 (m ³)	土荷重 (kN)	ケース名
1993年北海道南西沖地震	長万部町知来	砂礫質台地	100	48	77.9	1940	F1
2011年東北地方太平洋沖地震	会津若松市一箕	火山性丘陵	80	36	62.3	1499	F2
2011年東北地方太平洋沖地震	いわき市内郷内町	丘陵	40	18	31.2	771	F3
1993年釧路沖地震	厚岸町糸魚沢町	ローム台地	9	0	7.0	166	F4
1993年釧路沖地震	白糠町馬主来	砂礫質台地	5	0	3.9	97	F5

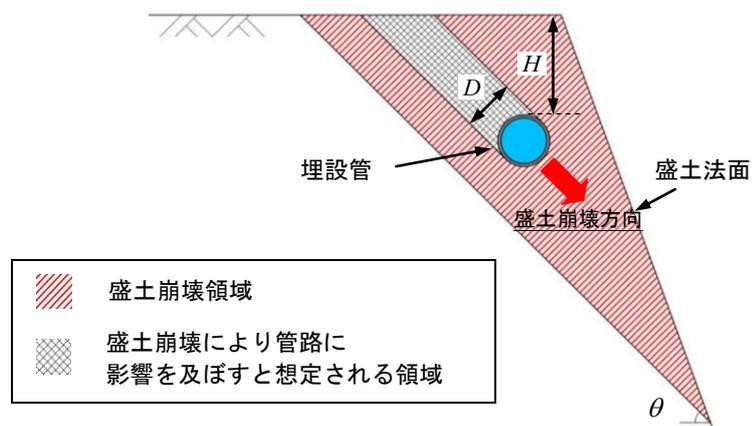


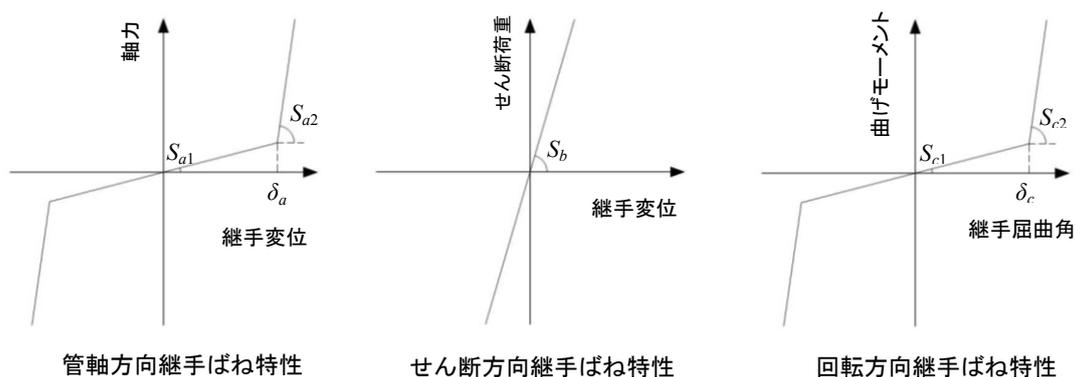
図 5-3 盛土崩壊時に管路に影響を及ぼす領域

以上の方法より抽出した各事例を、ケースごとに地盤変状の規模が大きなものから順に並べ、表 5-1～表 5-3 に示した。

5-3 地盤変状を受けた管路挙動の分析方法

5-3-1 分析対象とする継手管

本章で分析対象とする継手管は、耐震継手ダクタイル鉄管である NS 形とした。NS 形は呼び径 75～1000 まで 15 の口径区分で規格化されている。本章では、対象呼び径を中央の口径区分である 400 とした。図 5-4 に、呼び径 400 NS 形の継手ばね特性を示す。なお、呼び径 400 NS 形の管 1 本の長さは 6m である。



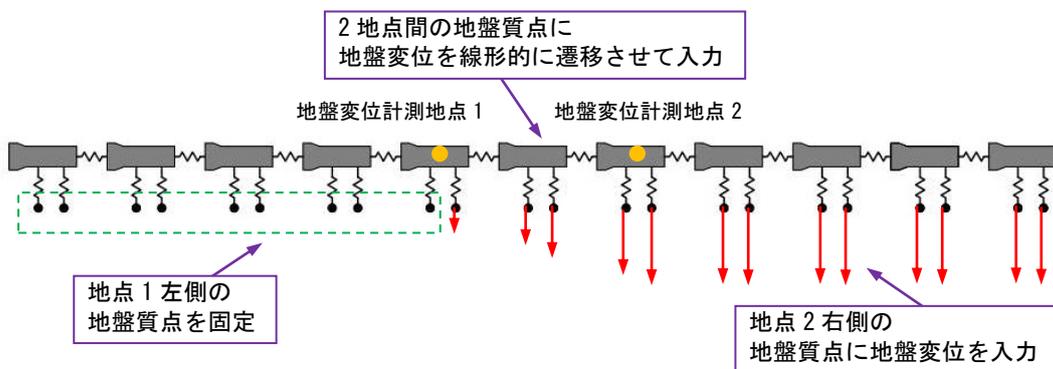
管軸方向ばね		せん断方向ばね		回転方向ばね	
S_{a1}	1,095 (kN/m)	S_b	3,488,000 (kN/m)	S_{c1}	2.13 (kN・m/°)
S_{a2}	370,848 (kN/m)			S_{c2}	40.37 (kN・m/°)
δ_a	60 (mm)			δ_c	5.1 (°)

図 5-4 呼び径 400 NS 形の継手ばね特性

5-3-2 管路挙動解析方法

図 5-5 に、地盤変状のタイプ別での管路挙動解析条件を示す。液状化、断層変位に起因する地盤変状については、それぞれ第 2 章、第 3 章で説明した通り地盤質点に地盤変位を与えて解析を実施した。

盛土崩壊に起因する地盤変状については、第 4 章で説明した通り他の地盤変状タイプと異なり盛土崩壊区間および崩壊危険区間で地盤の剛性低下を考慮したため、崩壊前後で地盤に対する管自重の影響力が変化することから、管自重を解析で考慮した。盛土崩壊区間外側では管自重を管軸直交方向から管路に直接与え、盛土崩壊区間では地盤質点に変位を与えて管路挙動解析を実施した。



(a) 液状化

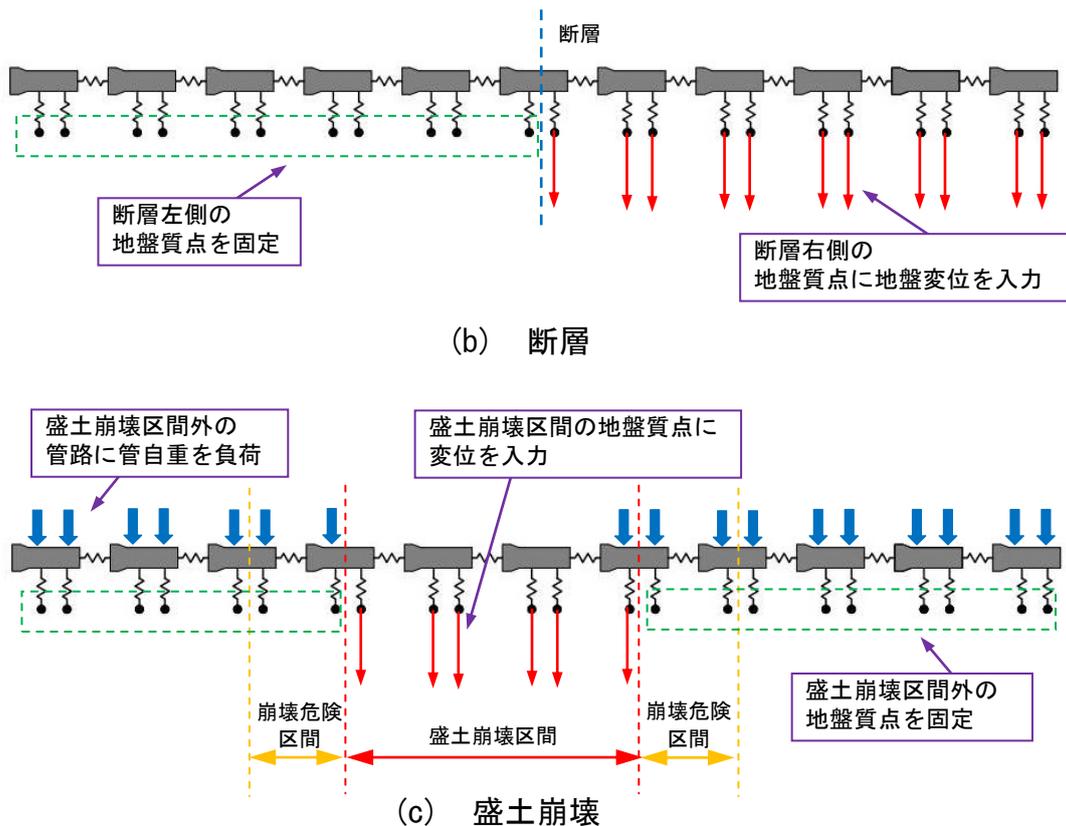


図 5-5 管路挙動解析条件

5-4 地盤変状を受けた管路挙動の分析結果

耐震継手ダクタイル鉄管の挙動を示す項目として、軸力、継手屈曲角、軸方向応力が挙げられる。表 5-4 に解析対象とした呼び径 400 NS 形の軸力、継手屈曲角、軸方向応力の許容値をそれぞれ示す^{14) 15)}。なお、本研究で対象とする軸方向応力は、管軸方向に作用する引張応力、または圧縮応力を指す。また、本研究で使用した解析ソフトでは管路の円周方向 8 点で軸方向応力が算出されるため、管体に発生した曲げ応力を把握することも可能となる。

事例ごとに得られた管路挙動解析結果より、軸力、継手屈曲角、軸方向応力をそれぞれ抽出した上で、以下の分析を実施した。

表 5-4 呼び径 400 NS 形の許容値

軸力 (kN)	継手屈曲角 (°)	軸方向応力 (N/mm ²)
1,200	6	270

5-4-1 事例比較に用いた物理量と管路挙動との関係

最初に、液状化、断層、盛土崩壊に起因する地盤変状事例の規模を比較するために用いた物理量である平均地盤ひずみ、合成地盤変位、土荷重と、管路挙動を示す軸力、継手屈曲角、軸方向応力の最大値との関係を確認することで、各物理量が管路挙動にどのような影響を及ぼすか分析した。

(1) 液状化に起因する地盤変状事例

図 5-6 に、管軸方向平均地盤ひずみを用いて抽出した事例であるケース A1～A14 を対象とした、管軸方向平均地盤ひずみと軸力、軸方向応力最大値との関係を、相関係数と併せて示す。なお、許容値を図中の黒破線で示した。図 5-6 に示す通り、管軸方向平均地盤ひずみと軸方向応力最大値との間には正の相関は強いものの、軸力最大値との間には強い相関が見られない結果となった。一方で、図 5-7 に示す通り、管軸方向の相対地盤変位と軸力最大値との間には強い正の相関がある結果となった。耐震継手ダクタイル鉄管であれば、管軸方向に局所的に大きな地盤ひずみが発生しても、複数の継手が伸縮して地盤変位を吸収する。ただし、管路と地盤との間に管軸方向摩擦力が作用することで、図 5-8 に示す通り軸力は管路全体に均一に作用せず、2つの地盤変位計測地点の中間位置である 0m の管路位置で最大値が発生することとなる。なお、図 5-8 中のケース A3、A2 は、図 5-7 で示した事例のうち、それぞれ管軸方向相対地盤変位が最大、最小の事例である。図 5-8 より、管軸方向の相対地盤変位が大きいほど伸縮する継手の数が増えて軸力が発生する範囲が広くなり軸力最大値が大きくなることから、相対地盤変位と軸力最大値との間に強い正の相関

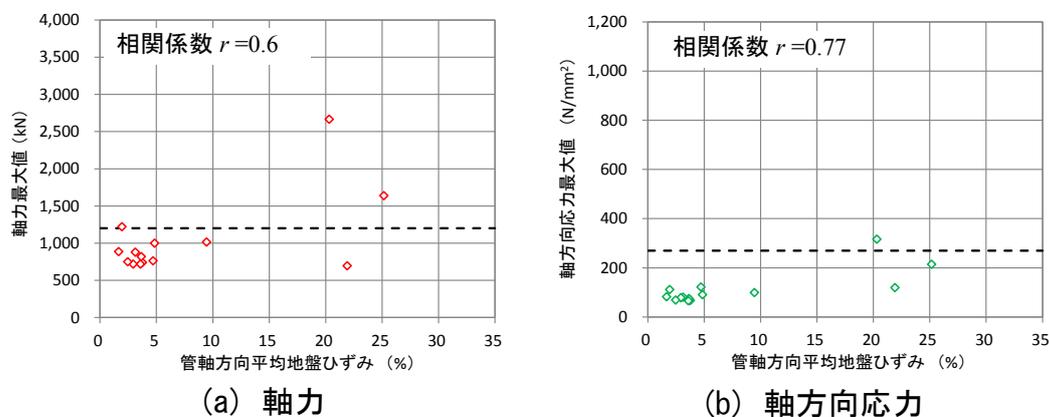


図 5-6 液状化に起因する事例における管軸方向平均地盤ひずみと管路挙動との関係

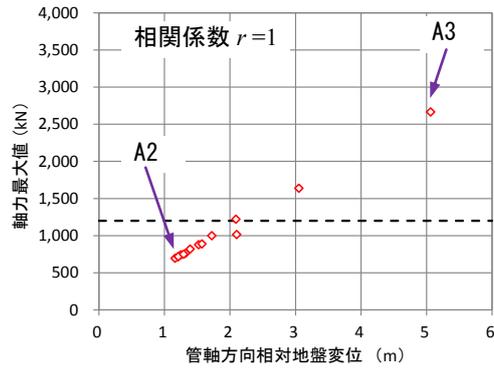


図 5-7 液状化に起因する事例における管軸方向相対変位と軸力最大値との関係

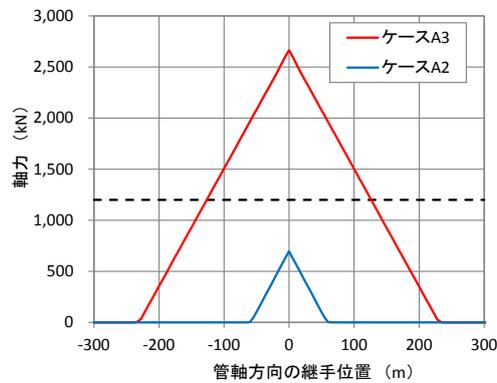


図 5-8 軸力の発生分布

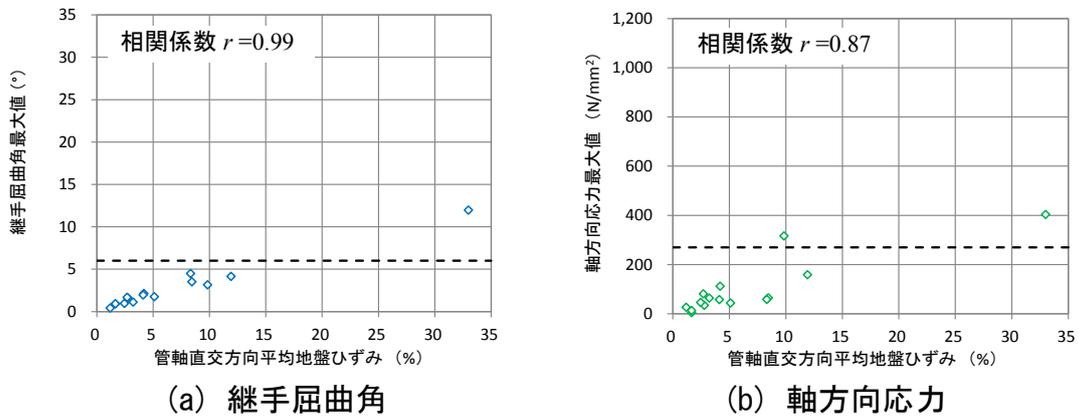


図 5-9 液状化に起因する事例における管軸直交方向平均地盤ひずみと管路挙動との関係

が見られると考えられる。

図 5-9 に、管軸直交方向平均地盤ひずみを用いて抽出した事例であるケース B1～B15 を対象とした、管軸直交方向平均地盤ひずみと継手屈曲角、軸方向応力の最大値との関係を示す。両者共に、強い正の相関があることが確認できる。

(2) 断層に起因する地盤変状事例

図 5-10 に、合成地盤変位を用いて抽出した事例であるケース C1～C33、D1～D21、E1～E28 を対象とした、合成地盤変位と軸力、継手屈曲角、軸方向応力の最大値との関係を示す。図 5-10 より、断層と管路との交差角が 45°で逆断層タイプを想定したケース E では、合成地盤変位が増加すればいずれの項目の最大値も単調に増加することがわかる。ケース C、D では、合成地盤変位の増加に伴い軸力最大値は単調に増加するものの、合成地盤変位が 3m を超えれば合成地盤変位が増加しても継手屈曲角最大値、軸方向応力最大値の増加量が小さくなる、または減少する結果となった。ここで、図 5-11 に地盤変状発生地点の微地形区分が「山地」であるケース C1、C6、C9、C14 を対象に、断層近傍での継手屈曲角を比較した結果を示す。本報で分析対象としたケース C1～C33 のうち、ケース C9 は継手屈曲角最大値が最も大きいケースである。図 5-11 より、ケース C6、C9、C14 では、断層に最も近い管軸方向の継手位置-3m、3m で、継手屈曲角が最も大きい結果となった。また、継手位置-9m、9m では、合成地盤変位量が大きいほど継手屈曲角が大きいことが確認される。一方で、ケース C1 では継手位

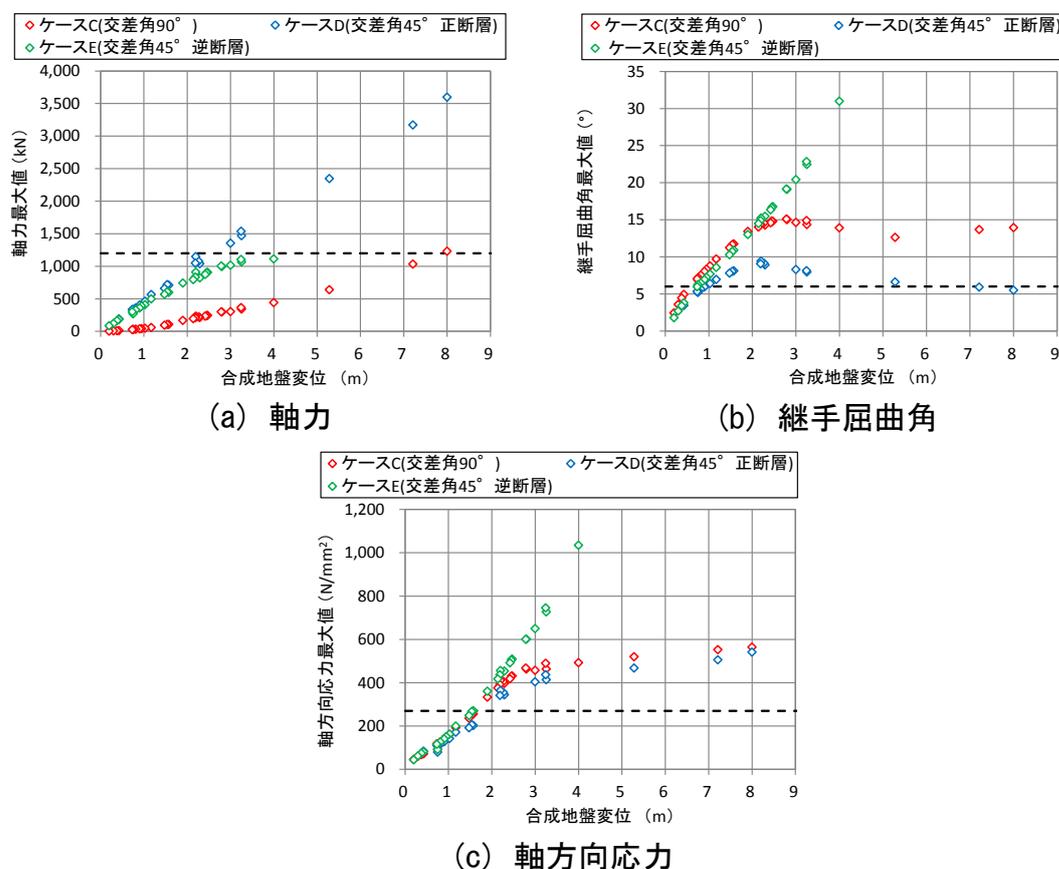


図 5-10 断層に起因する事例における合成地盤変位と管路挙動との関係

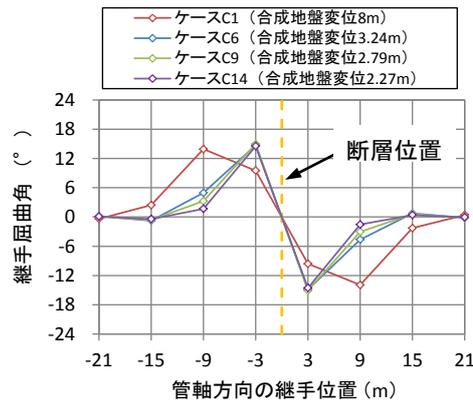
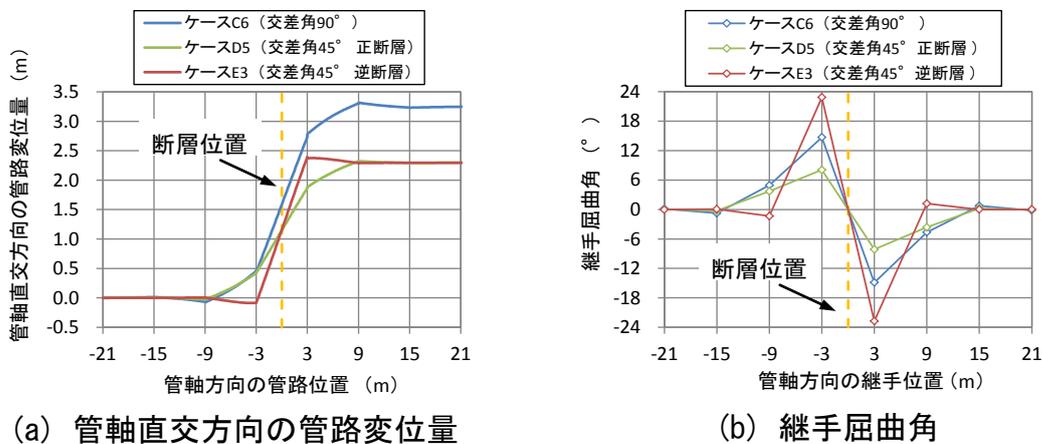


図 5-11 合成地盤変位が異なるケースを対象とした継手屈曲角の比較結果



(a) 管軸直交方向の管路変位量

(b) 継手屈曲角

図 5-12 ケース C~E における管路挙動の比較結果

置-9m、9m で、継手屈曲角が最も大きい。断層近傍では、断層を境に急激に地盤変位が変化するため、管軸直交方向において地盤と管との相対変位が大きくなり、管路に大きな地盤反力が作用して継手が大きく屈曲すると考えられる。ケース C の場合、合成地盤変位量が大きくなれば管軸直交方向の管路変位量が大きくなる。管路に作用する地盤反力が第 2 章の図 2-9 に示す地盤反力最大値 F_2 に達すれば、隣り合う継手が大きく屈曲することで、より広い範囲で管路が挙動して地盤変位に追従すると推測される。

断層タイプの違いが管路挙動に及ぼす影響についても、詳細を確認した。図 5-12 に、1891 年濃尾地震の温見断層で計測された合成地盤変位を基に管路挙動を解析した結果を断層タイプ別に示す。図 5-12(a) より、ケース C6、D5 では、断層変位に伴い管路が管軸方向または管軸直交方向に引張力を受けるため、断層近傍の複数継手が屈曲することで大きな地盤変位に追従していることが確認される。一方で、ケース E3 では断層変位に伴い管路が管軸方向に圧縮力を受けるため、管路が座屈に近い形で変位し断層に最も近い継手のみで大きく屈曲し

ていることがわかる。そのため、図 5-12 (b) の通り他のケースと比較してケース E3 では局所的に大きな継手屈曲角が生じたと考えられる。

(3) 盛土崩壊に起因する地盤変状事例

図 5-13 に、盛土崩壊区間全体の土荷重を用いて抽出した事例であるケース F1～F5 を対象とした、土荷重と軸力、継手屈曲角、軸方向応力の最大値との関係を示す。図 5-13 より土荷重が増加すれば軸力や継手屈曲角の最大値は単調に増加するものの、土荷重が 800kN を超えればそれらの最大値は概ね一定となることが確認される。土荷重が 800kN の時点では、盛土崩壊区間長は 40m 程度となる。これより、崩壊区間長が短ければ崩壊区間外側の地盤拘束力により管路挙動が抑制されるものの、盛土崩壊区間長が 40m 程度となれば管路が大きく挙動するものと考えられる。さらに崩壊区間長が増加しても、管路に影響を及ぼす単位長さあたりの土荷重がいずれのケースでも同等であるため、管路変位は大きくは増加せず管路挙動も概ね一定となると想定される。なお、いずれのケースでも軸力および軸方向応力の最大値が許容値を超えることはなかった。

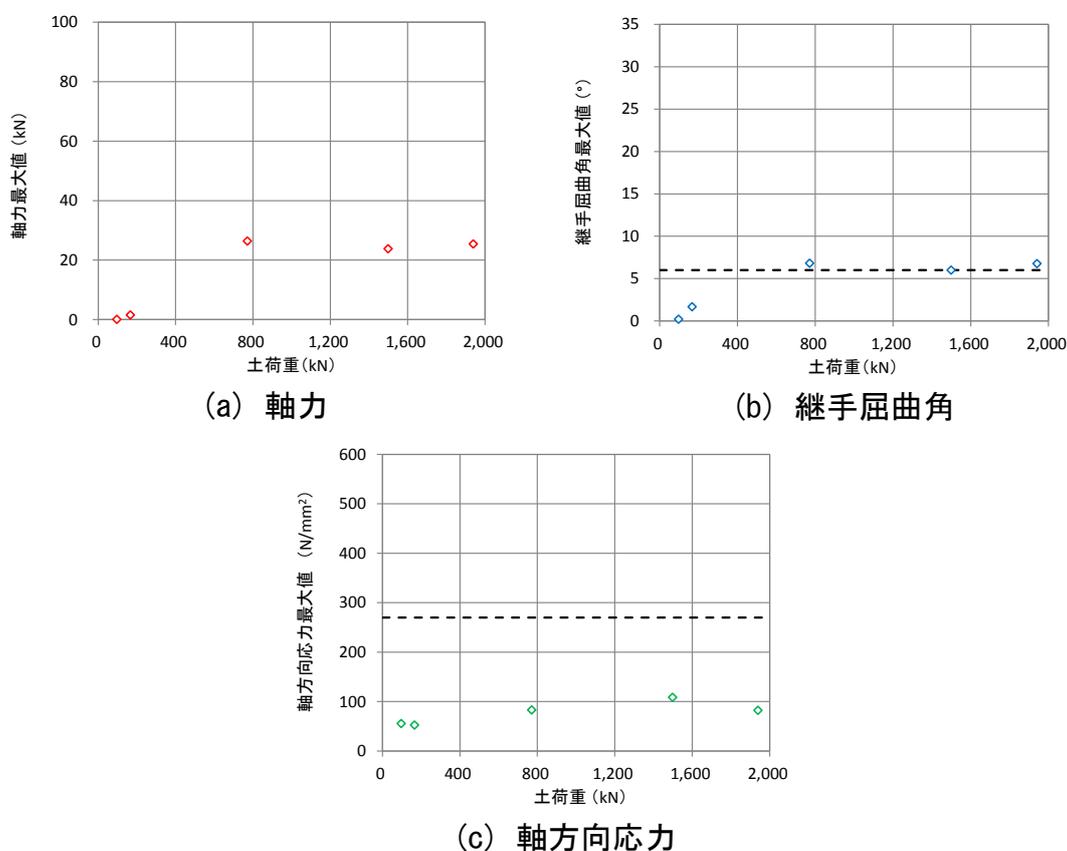


図 5-13 盛土崩壊に起因する事例における土荷重と管路挙動との関係

表 5-5 確認対象としたケース

確認No.	ケース名	ケースの概要	物理量	管路挙動確認項目	用いる地盤ばね特性
1	ケースA	液状化に起因 管軸平均地盤ひずみ最大	相対地盤変位	軸力	管軸方向摩擦力最大値
2	ケースD	断層に起因 交差角45° 正断層タイプ	合成地盤変位	軸力	管軸方向摩擦力最大値
3	ケースE	断層に起因 交差角45° 逆断層タイプ	合成地盤変位	継手屈曲角	管軸直交方向地盤反力最大値
4	ケースE	断層に起因 交差角45° 逆断層タイプ	合成地盤変位	軸方向応力	管軸直交方向地盤反力最大値

5-4-2 地盤ばね特性の違いが管路挙動に及ぼす影響

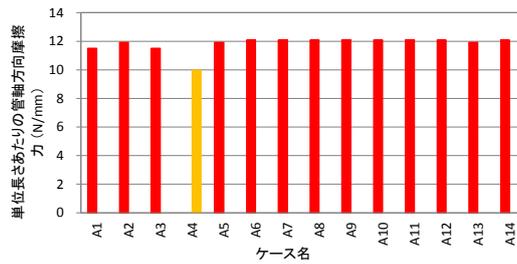
液状化に起因する地盤変状事例では平均地盤ひずみまたは相対地盤変位が、断層に起因する地盤変状事例では合成地盤変位がそれぞれ管路挙動に大きな影響を及ぼすことが確認できた。一方で、本研究では地盤変状発生地点の地盤特性を考慮した地盤ばね特性を用いて数値解析により管路挙動を予測しているため、地盤ばね特性の違いが管路挙動にも影響を及ぼしていると考えられる。そこで、液状化または断層に起因する事例のうち、平均地盤ひずみや合成地盤変位といった物理量と管路挙動との間に強い相関があるケースを抽出して、地盤ばね特性が管路挙動に及ぼす影響を確認した。表 5-5 に、確認対象としたケースを示す。地盤ばね特性のうち、第 2 章の図 2-9 で示す単位長さあたりの管軸方向摩擦力最大値、または単位長さあたりの管軸直交方向地盤反力最大値を用いて確認を実施した。なお、確認にあたり表 5-5 に示す物理量と管路挙動との関係からそれぞれ 1 次近似直線を作成し、各ケースのプロットと 1 次近似直線との距離 L_{PL} を式(5-9)より求めた。

$$L_{PL} = \frac{|ax_0 + by_0 + c|}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (5-9)$$

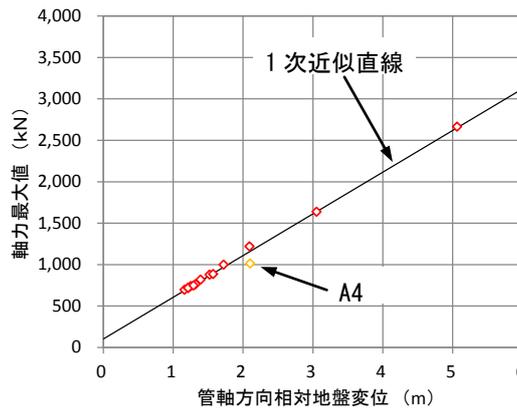
ここに、 x_0 は各ケースでの物理量、 y_0 は各ケースでの管路挙動確認項目の最大値、 a, b, c は 1 次近似直線 $ax + by + c = 0$ の係数である。

(1) 軸力

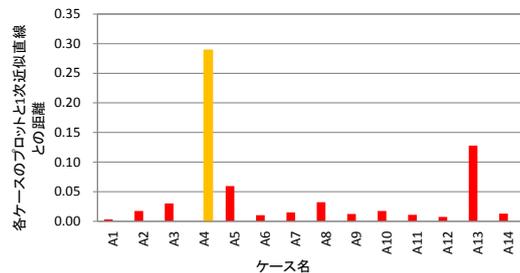
図 5-14 に、ケース A を対象とした地盤ばね特性が軸力に及ぼす影響の確認結果を示す。図 5-14(a) より、対象としたケース A1～A14 のうち、ケース A4 の管軸方向摩擦力最大値が他のケースと比較して小さいことが確認できる。また、図 5-14(b)、(c) よりケース A4 は他のケースと比較してプロットと 1 次近似直線との距離が大きく、軸力最大値が小さいことがわかる。



(a) ケースごとの単位長さあたりの管軸方向摩擦力最大値



(b) 管軸方向相対地盤変位と軸力最大値との関係

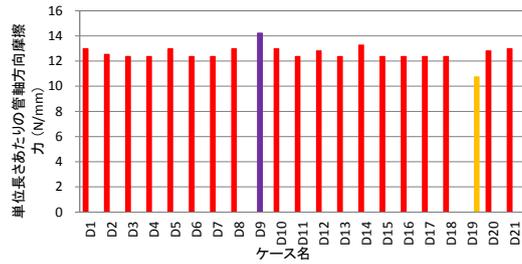


(c) ケースごとのプロットと1次近似直線との距離

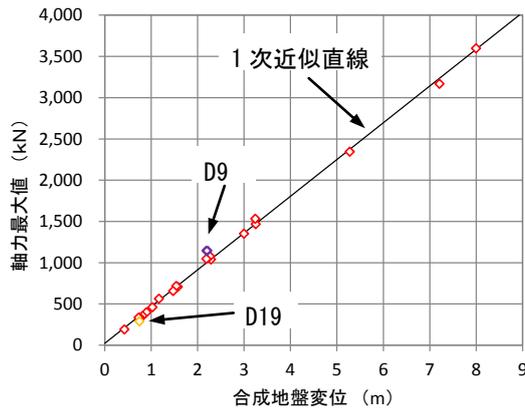
図 5-14 ケース A の軸力を対象とした地盤ばね特性の影響確認結果

図 5-15 に、ケース D を対象とした地盤ばね特性が軸力に及ぼす影響の確認結果を示す。図 5-15(a) より、対象としたケース D1～D21 のうち、管軸方向摩擦力最大値は他のケースと比較してケース D9 は高く、ケース D19 は低いことが確認できる。また、図 5-15(b)、(c) よりケース D9 は他のケースと比較してプロットと 1 次近似直線との距離が大きく、軸力最大値が大きいことがわかる。一方で、ケース D19 では合成地盤変位が比較的小さいため、プロットと 1 次近似直線との距離はケース D2 やケース D5 と同等であるものの、合成地盤変位が小さい他のケースと比較すれば大きい結果となった。

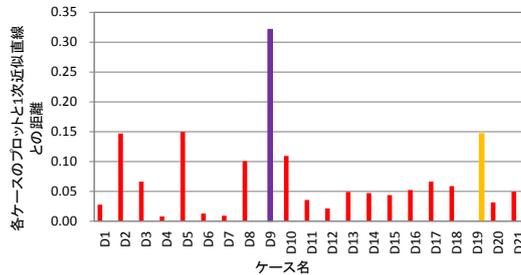
以上より、確認対象としたケースにおいては、管軸方向摩擦力最大値が軸力にも影響を及ぼすことが確認される。



(a) ケースごとの単位長さあたりの管軸方向摩擦力最大値



(b) 合成地盤変位と軸力最大値との関係

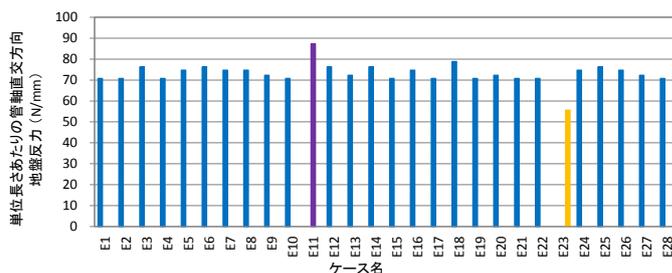


(c) ケースごとのプロットと1次近似直線との距離

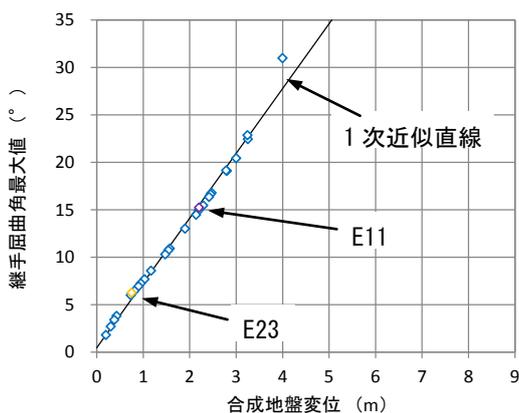
図 5-15 ケース D の軸力を対象とした地盤ばね特性の影響確認結果

(2) 継手屈曲角

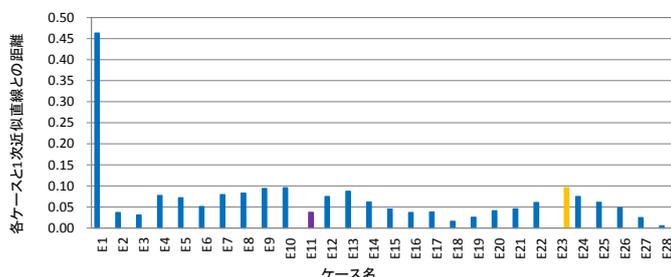
図 5-16 に、ケース E を対象とした地盤ばね特性が継手屈曲角に及ぼす影響の確認結果を示す。図 5-16 (a) より、対象としたケース E1～E28 のうち、管軸直交方向地盤反力最大値は他のケースと比較してケース E11 は高く、ケース E23 は低いことが確認できる。一方で、図 5-16 (b)、(c) よりケース E11、E23 共にプロットと 1 次近似直線との距離は他のケースと比較して同等もしくは小さいことがわかる。これより、確認対象としたケースにおいて管軸直交方向地盤反力最大値が継手屈曲角に及ぼす影響は小さいことが確認される。ケース E は管軸方向に圧縮力が作用する逆断層タイプの事例であるため、継手屈曲角は合成地盤変位そのものに大きく依存するものと推測される。



(a) ケースごとの単位長さあたりの管軸直交方向地盤反力最大値



(b) 合成地盤変位と継手屈曲角最大値との関係



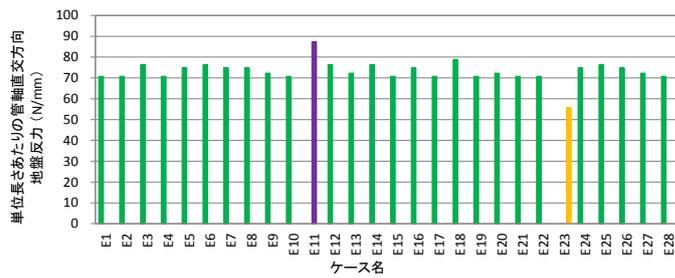
(c) ケースごとのプロットと1次近似直線との距離

図 5-16 ケース E の継手屈曲角を対象とした地盤ばね特性の影響確認結果

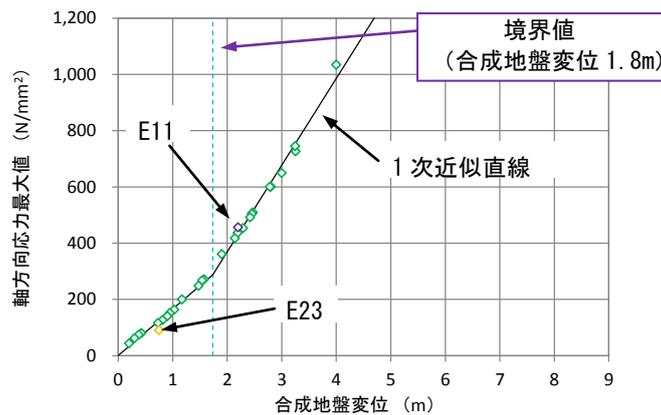
(3) 軸方向応力

図 5-17 に、ケース E を対象とした地盤ばね特性が軸方向応力に及ぼす影響の確認結果を示す。ここでは、データの分布状況を考慮して境界値を設け、領域ごとに 1 次近似直線を設定した。合成地盤変位が大きい領域ではデータ数を変更してもデータに対する 1 次近似直線の決定係数の変化が小さかったため、境界値は合成地盤変位が小さい領域においてデータに対する 1 次近似直線の決定係数が最も高くなるように設定した。

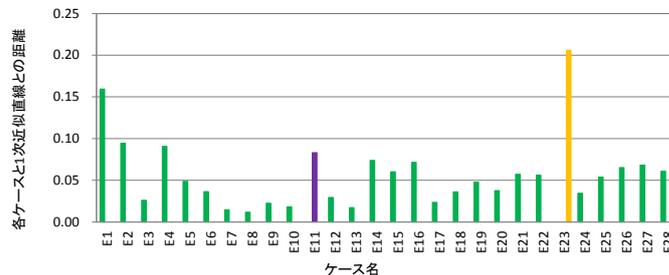
前述した通り、管軸直交方向地盤反力最大値は他のケースと比較してケース E11 は高く、ケース E23 は低いことが確認できる。また、図 5-17 (b)、(c) より



(a) ケースごとの単位長さあたりの管軸直交方向地盤反力最大値



(b) 合成地盤変位と軸方向応力最大値との関係



(c) ケースごとのプロットと1次近似直線との距離

図 5-17 ケース E の軸方向応力を対象とした地盤ばね特性の影響確認結果

ケース E11 は合成地盤変位が同等である他のケースと比較すればプロットと 1 次近似直線との距離が大きいものの、管軸直交方向地盤反力最大値が他のケースと同等であるケース E2 やケース E4 と比較してプロットと 1 次近似直線との距離は同等となった。一方で、ケース E23 では他のケースと比較してプロットと 1 次近似直線との距離が大きく、軸方向応力最大値が小さい結果となった。以上より、確認対象としたケースにおいては、管軸直交方向地盤反力最大値が軸方向応力に影響を及ぼすものの、合成地盤変位そのものにも大きな影響を受けているといえる。そのため、軸力と比較すれば地盤ばね特性が軸方向応力に与える影響は小さいと考えられる。

5-4-3 地盤変状タイプの違いが管路挙動に及ぼす影響

耐震継手ダクタイトイル鉄管は複数の継手が伸縮または屈曲することにより地盤変状に追従するため、地盤変状事例ごとに継手がどの程度の範囲で大きく伸縮、屈曲するか分析することで、地盤変状と耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動との関係が明確になるものと期待できる。そこで、全ての地盤変状事例を対象に、軸力、継手屈曲角、軸方向応力の最大値とそれらの項目が許容値を超える範囲との関係を確認して、地盤変状タイプの違いが管路挙動にどのような影響を及ぼすか分析した。なお、解析対象とした呼び径 400 NS 形は、1 つの継手が 60mm 以上伸縮すれば隣り合う継手が伸縮するため、管軸方向の管路挙動として、軸力最大値と 60mm 以上伸縮した継手の範囲との関係も分析対象とした。また、継手の対象範囲 L_J は、管 1 本あたりの長さ L_P 、継手数 N_J を用いて、以下の式(5-10)より求めた。

$$L_J = L_P N_J \quad (5-10)$$

(1) 軸力

図 5-18 に軸力最大値と継手が 60mm 以上伸縮する範囲との関係を示し、図 5-19 に軸力最大値と軸力が許容値を超過する範囲との関係を示す。両図より、地盤変状のタイプに関わらず両者の関係は概ね一致していることが確認できる。

(2) 継手屈曲角

図 5-20 に、継手屈曲角最大値と継手屈曲角が許容値を超過する範囲との関係を示す。図 5-20 (a) より、ケースによって両者の関係が異なる結果となった。特

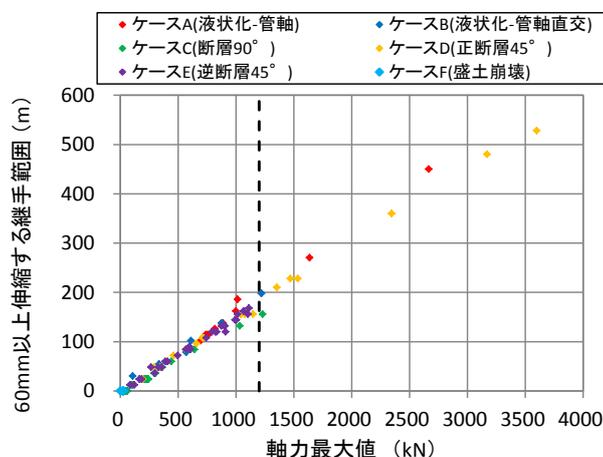


図 5-18 軸力最大値と継手が 60mm 以上伸縮する範囲との関係

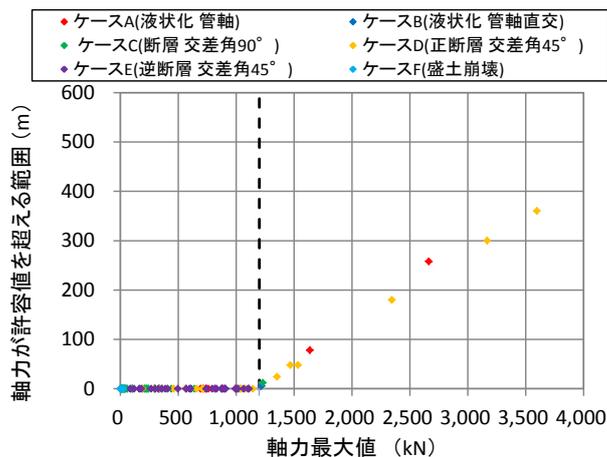
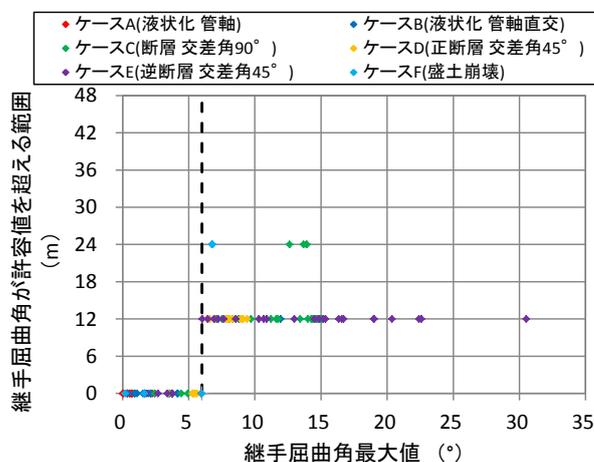
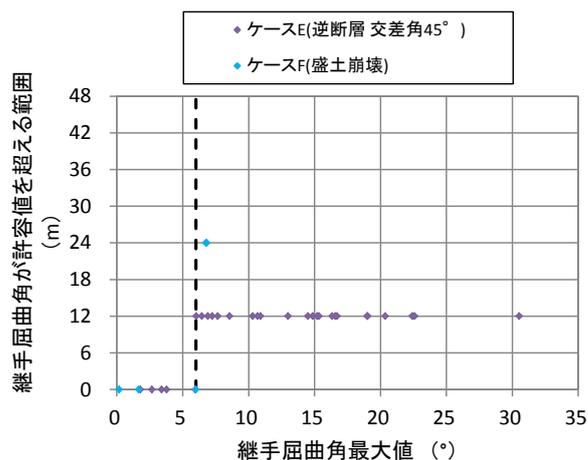


図 5-19 軸力最大値と軸力が許容値を超過する範囲との関係

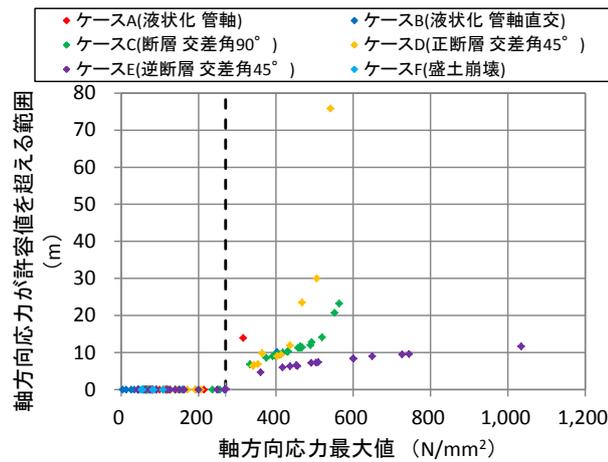


(a) 全事例を対象とした場合

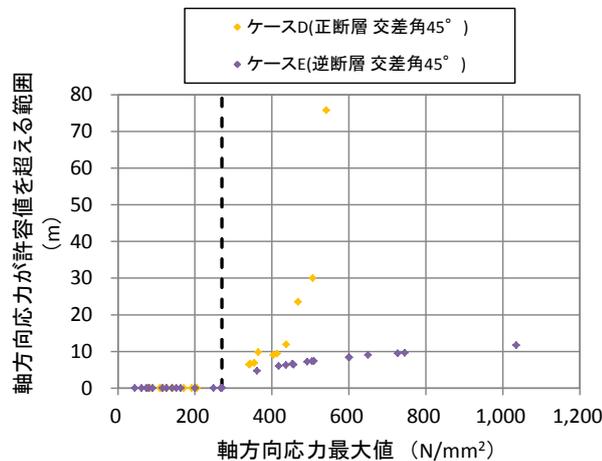


(b) ケース E とケース F を対象とした場合

図 5-20 継手屈曲角最大値と継手屈曲角が許容値を超過する範囲との関係



(a) 全事例を対象とした場合



(b) ケース D と ケース E を対象とした場合

図 5-21 軸方向応力最大値と軸方向応力が許容値を超過する範囲との関係

に、図 5-20 (b) に示す通りケース E と ケース F は異なる傾向を示すことが明確である。断層に起因し断層と管路との交差角が 45° で逆断層タイプであるケース E では、継手屈曲角最大値が増加しても継手屈曲角が許容値を超える範囲は 12m を超えないことが確認される。これは、ケース E では一部の継手のみが屈曲して地盤変状に追従していることを示しており、図 5-10 (b) の結果と整合する。一方で、盛土崩壊に起因するケース F では、継手屈曲角が許容値を超過した場合、その範囲は 24m と大きく増加するものの最大値の増加量はわずかであった。

(3) 軸方向応力

図 5-21 に、軸方向応力最大値と軸方向応力が許容値を超過する範囲との関係を示す。継手屈曲角を分析対象とした場合と同様に、ケースによって両者の関

係が異なる結果となった。特に、**図 5-21 (b)**に示す通りケース D とケース E は異なる傾向を示すことが明確である。断層に起因し断層と管路との交差角が 45°で正断層タイプであるケース D では、軸方向応力最大値の増加に伴い軸方向応力が許容値を超過する範囲が大きく増加する結果となった。一方で、ケース E では、軸方向応力最大値が大きく増加しても、軸方向応力が許容値を超過する範囲は大きくは増加しない結果となった。

5-5 分析結果を活用した地盤変状対策の検討

本章では主に大規模な地盤変状事例を対象に検討を進めたため、複数の事例で軸力、継手屈曲角、軸方向応力が許容値を超えることとなった。今後は耐震継手ダクタイル鉄管がこのような大規模な地盤変状を受けることも十分に考えられるため、許容値を超えるケースに対して特別な地盤変状対策を検討することも、危機耐性の一環として非常に重要である。

前節では、管路挙動分析項目である軸力、継手屈曲角、軸方向応力を対象に、地盤変状事例ごとに分析項目の最大値と分析項目が許容値を超える範囲との関係を分析した。そこで本節では、この関係を用いて分析項目が許容値を超えた地盤変状事例を対象に、特別な地盤変状対策が必要な範囲に着目した検討方法を提案し、方法の有効性を確認した。

5-5-1 対策の概要

(1) 軸力

軸力については、軸力最大値と軸力が許容値を超える範囲との関係は地盤変状のタイプに関わらず一致することを前節で確認した。そこで、全ての地盤変状事例を同一の分類として扱った上で、対策方法を検討することとした。

最初に、**図 5-22**に示す通り、軸力が許容値を超過する領域に存在する事例を対象に、最小二乗法より 1 次近似直線を作成した。式(5-11)に、作成した 1 次近似式を示す。

$$R_F = 0.157F_{MAX} - 188 \quad (5-11)$$

R_F は軸力が許容値を超過する範囲、 F_{MAX} は軸力最大値である。

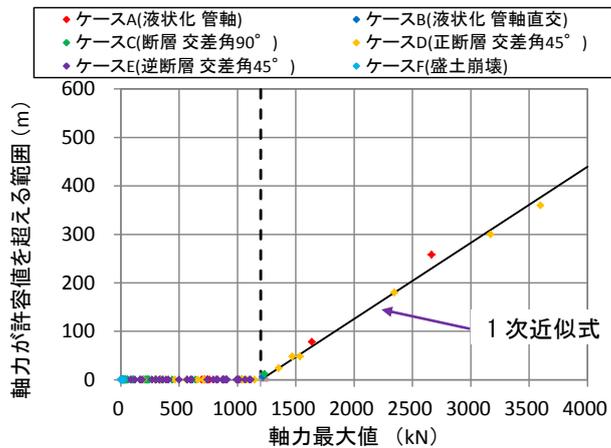


図 5-22 軸力を対象とした許容値超過領域での両者の関係を示す近似式

表 5-6 軸力を対象としたケースごとの地盤変状対策範囲

ケース名	軸力最大値 (kN)	許容値超過範囲 (m)	地盤変状対策範囲 (m)
A1	1,636	69	72
A3	2,667	231	234
A14	1,219	3	6
C1	1,231	5	6
D1	3,599	377	378
D2	3,169	310	312
D3	2,346	180	180
D5	1,470	43	48
D6	1,535	53	54
D7	1,354	25	30

表 5-6 に、軸力最大値が許容値を超過した 10 ケースでの地盤変状対策範囲を示す。ここで、地盤変状対策範囲は軸力が許容値を超えた範囲よりも大きく、かつ管 1 本の長さ 6m の倍数であるものとした。ここで、図 5-23 にそれぞれのタイプにおいて軸力最大値が最も大きいケース A3、C1、D1 における軸力分布を示す。なお、図 5-23 中の 0m の管路位置は、液状化に起因する事例であるケース A3 では 2 つの地盤変位計測地点の中間位置、断層に起因する事例であるケース C1、D1 では断層位置とした。図 5-23 より、いずれのケースでも管路位置 0m 周辺で軸力最大値が発生しているため、地盤変状対策範囲が管路位置 0m を中心に位置するものとした。

図 5-24 に、断層に起因し断層と管路との交差角が 45°で正断層タイプであるケース D を対象とした地盤変状対策の一例を示す。対策案 A では地盤変状対策

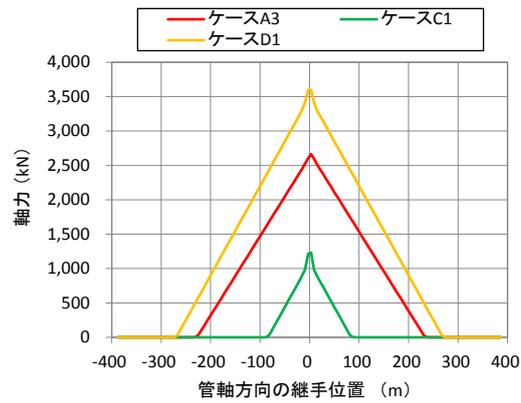


図 5-23 ケースごとの軸力発生分布

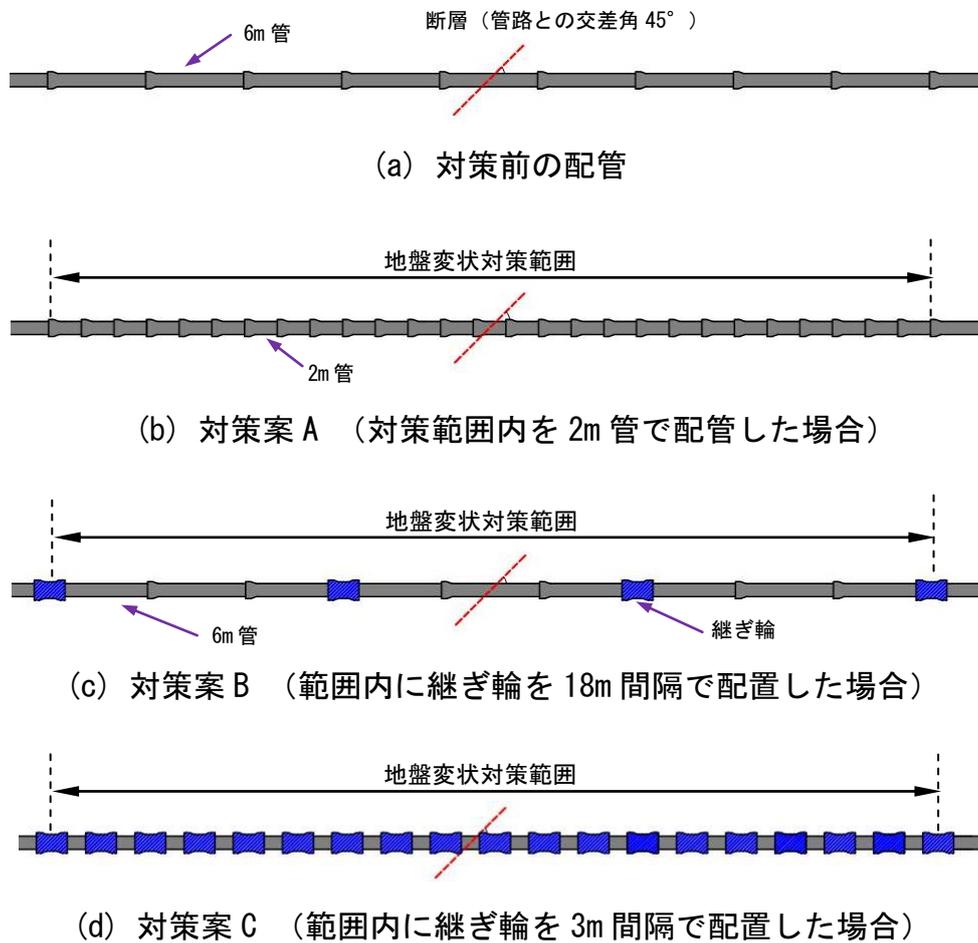


図 5-24 ケース D を対象とした場合の地盤変状対策案の一例

範囲内で管 1 本の長さを 6m 以下として継手の数を増やすことで、複数継手での地盤変位吸収量を増やすこととした。各ケースにおいて、対策範囲内の管長を徐々に短くしていき、軸力最大値が許容値以下となるまで検討を進めた。

一方で、対策案 B では地盤変状対策範囲内で通常の継手と比較して管軸方向

困との関係は地盤変状のタイプごとに異なることを前節で確認した。ここでは、継手屈曲角最大値が許容値を超える事例が複数存在するケース C、ケース D、ケース E、およびケース F を対象に、対策方法をタイプ別に検討することとした。

表 5-7 に、ケースごとに継手屈曲角が許容値を超過する範囲 R_A を示す。表 5-7 に示す通り、 R_A は 12m、24m と管 1 本の長さ 6m の倍数であるため、ここでは地盤変状対策範囲は継手屈曲角が許容値を超過する範囲と同一とした。表 5-8 に、検討対象とする各ケースでの地盤変状対策範囲を示す。

表 5-7 ケースごとの継手屈曲角が許容値を超過する範囲

ケース名	ケースの概要	継手屈曲角が許容値を超過する範囲 R_A (m)
ケースC	断層に起因 交差角90°	24 (継手屈曲角最大値 $A_{MAX} > 12$) 12 (継手屈曲角最大値 $A_{MAX} < 12$)
ケースD	断層に起因 交差角45° 正断層タイプ	12
ケースE	断層に起因 交差角45° 逆断層タイプ	12
ケースF	盛土崩壊に起因	24

表 5-8 継手屈曲角を対象としたケースごとの地盤変状対策範囲

ケース名	継手屈曲角最大値 (°)	地盤変状対策範囲 (m)									
C1	13.9	24	D3	6.6	12	E1	31.0	12	F1	6.8	24
C2	13.7	24	D5	7.9	12	E2	22.4	12	F2	6.8	24
C3	12.6	24	D6	8.1	12	E3	22.8	12	-	-	-
C4	13.9	24	D7	8.3	12	E4	20.4	12	-	-	-
C5	14.3	24	D13	8.9	12	E5	19.1	12	-	-	-
C6	14.9	24	D14	9.1	12	E6	19.1	12	-	-	-
C7	14.6	24	D15	9.4	12	E7	16.8	12	-	-	-
C8	15.0	24	D16	9.1	12	E8	16.6	12	-	-	-
C9	15.1	24	D19	8.1	12	E9	16.3	12	-	-	-
C10	14.8	24	D20	8.0	12	E10	15.4	12	-	-	-
C11	14.8	24	D21	7.8	12	E11	15.2	12	-	-	-
C12	14.6	24	D22	6.9	12	E12	14.9	12	-	-	-
C13	14.3	24	D23	6.4	12	E13	14.5	12	-	-	-
C14	14.6	24	-	-	-	E14	13.0	12	-	-	-
C15	15.0	24	-	-	-	E15	10.9	12	-	-	-
C16	14.4	24	-	-	-	E16	10.7	12	-	-	-
C17	14.0	24	-	-	-	E17	10.3	12	-	-	-
C18	13.4	24	-	-	-	E18	8.6	12	-	-	-
C19	11.8	12	-	-	-	E19	7.7	12	-	-	-
C20	11.7	12	-	-	-	E20	7.2	12	-	-	-
C21	11.2	12	-	-	-	E21	6.9	12	-	-	-
C22	9.7	12	-	-	-	E22	6.5	12	-	-	-
C23	8.8	12	-	-	-	E23	6.2	12	-	-	-
C24	8.3	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C25	8.0	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C26	7.5	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C27	7.2	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C28	6.8	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C29	7.0	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-

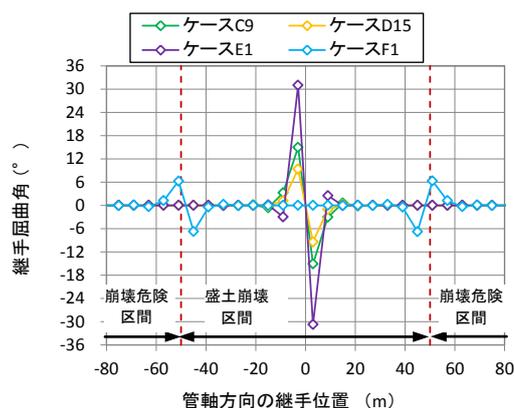


図 5-27 ケースごとの継手屈曲角発生分布

ここで、図 5-27 にそれぞれのタイプにおいて継手屈曲角最大値が最も大きいケース C9、D15、E1、F1 における継手屈曲角の分布を示す。なお、図 5-27 中の 0m の管路位置は断層に起因する事例であるケース E1 では断層位置、盛土崩壊に起因する事例であるケース F1 では盛土崩壊区間の中間位置とした。図 5-27 より、ケース C9、D15、E1 においては管路位置 0m 周辺で継手屈曲角最大値が発生しているため、ケース C、D、E を対象とする場合には地盤変状対策範囲が管路位置 0m を中心に位置するものとした。一方で、ケース F1 においては盛土崩壊区間と崩壊危険区間の境界部周辺で継手屈曲角最大値が発生しているため、ケース F を対象とする場合には地盤変状対策範囲が盛土崩壊区間と崩壊危険区間の境界部を中心にそれぞれ 12m ずつ位置するものとした。

(3) 軸方向応力

軸方向応力についても、軸方向応力最大値と軸方向応力が許容値を超える範囲との関係は地盤変状のタイプごとに異なることを前節で確認した。ここでは、軸方向応力最大値が許容値を超える事例が複数存在し、軸方向応力最大値と軸方向応力が許容値を超える範囲との関係が大きく異なるケース C、ケース D、ケース E を対象に、対策方法をタイプ別に検討することとした。

図 5-28 に示す通り、軸方向応力が許容値を超過する領域に存在する事例を対象に、ケースごとに最小二乗法より 1 次近似直線を作成した。式(5-12)～(5-14)に、作成したケース C、D、E それぞれの 1 次近似式を示す。なお、ケース C、およびケース D では、データの分布状況を考慮して境界値を設け、領域ごとに 1 次近似式を設定した。両ケースの境界値は、それぞれの領域においてデータに対する 1 次近似式の決定係数が最も高くなるように設定した。

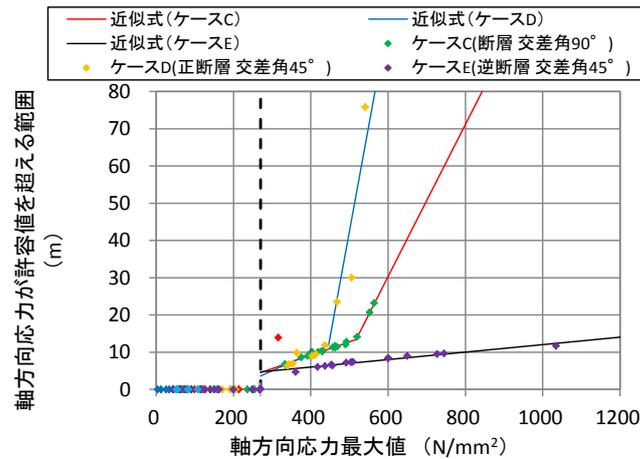


図 5-28 軸方向応力を対象とした許容値超過領域での両者の関係を示す近似式

$$R_S = 0.036S_{MAX} - 5.2 \quad (S_{MAX} \leq 517) \quad (5-12a)$$

$$R_S = 0.204S_{MAX} - 92 \quad (S_{MAX} \geq 517) \quad (5-12b)$$

$$R_S = 0.047S_{MAX} - 9.1 \quad (S_{MAX} \leq 446) \quad (5-13a)$$

$$R_S = 0.567S_{MAX} - 241 \quad (S_{MAX} \geq 446) \quad (5-13b)$$

$$R_S = 0.01S_{MAX} - 2 \quad (5-14)$$

R_S は軸方向応力が許容値を超過する範囲、 S_{MAX} は軸方向応力最大値である。

表 5-9 に、検討対象とする各ケースでの地盤変状対策範囲を示す。

ここで、図 5-29 にそれぞれのタイプにおいて軸方向応力最大値が最も大きいケース C1、D1、E1 における軸方向応力の分布を示す。図 5-29 より、いずれのケースでも断層位置である管路位置 0m 周辺で軸方向応力最大値が発生しているため、地盤変状対策範囲は管路位置 0m を中心に位置するものとした。

5-5-2 対策の有効性確認結果

(1) 軸力

図 5-30 に対策案 A、B それぞれを用いて実施した地盤変状対策の結果を示す。

図 5-30(a) では、対策案 A を用いた場合の、無対策時の軸力最大値と軸力が許

表 5-9 軸方向応力を対象としたケースごとの地盤変状対策範囲

ケース名	軸方向応力最大値 最大値 (N/mm ²)	許容値超過 範囲 (m)	地盤変状対策 範囲 (m)	ケース名	軸方向応力最大値 最大値 (N/mm ²)	許容値超過 範囲 (m)	地盤変状対策 範囲 (m)	ケース名	軸方向応力最大値 最大値 (N/mm ²)	許容値超過 範囲 (m)	地盤変状対策 範囲 (m)
C1	564	23.1	24	D1	541	65.8	66	E1	1,035	12.3	18
C2	552	20.6	24	D2	506	45.8	48	E2	727	9.3	12
C3	520	14.0	18	D3	468	24.4	30	E3	745	9.4	12
C4	493	12.5	18	D4	413	10.3	12	E4	649	8.5	12
C5	463	11.5	12	D5	437	6.7	12	E5	601	8.0	12
C6	490	12.4	18	D6	404	9.9	12	E6	600	8.0	12
C7	457	11.3	12	D7	344	7.1	12	E7	509	7.1	12
C8	463	11.5	12	D8	354	7.5	12	E8	504	7.0	12
C9	468	11.6	12	D9	364	8.0	12	E9	492	6.9	12
C10	432	10.3	12	D10	341	6.9	12	E10	453	6.5	12
C11	429	10.3	12	-	-	-	-	E11	456	6.6	12
C12	418	9.9	12	-	-	-	-	E12	437	6.4	12
C13	397	9.1	12	-	-	-	-	E13	417	6.2	12
C14	406	9.4	12	-	-	-	-	E14	361	5.6	6
C15	411	9.6	12	-	-	-	-	E15	271	4.7	6
C16	392	8.9	12	-	-	-	-	-	-	-	-
C17	376	8.3	12	-	-	-	-	-	-	-	-
C18	333	6.8	12	-	-	-	-	-	-	-	-

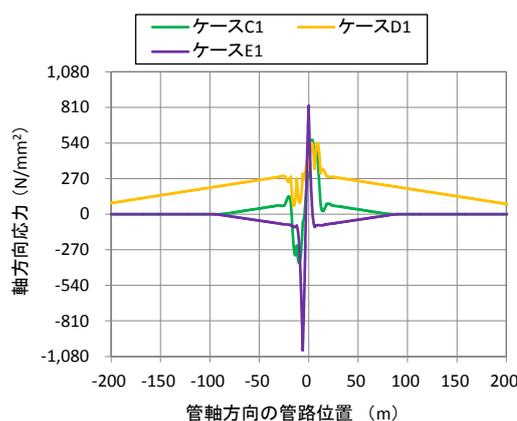
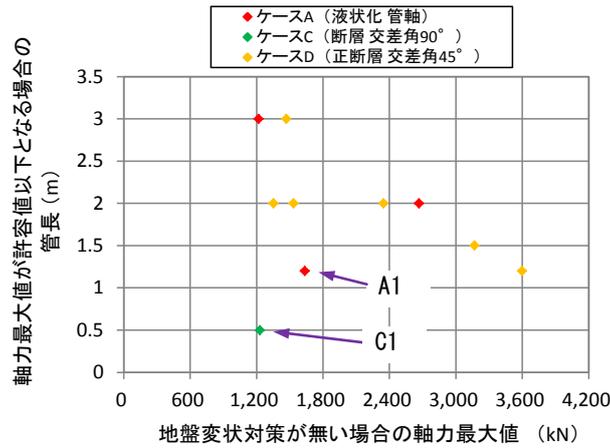


図 5-29 ケースごとの軸方向応力発生分布

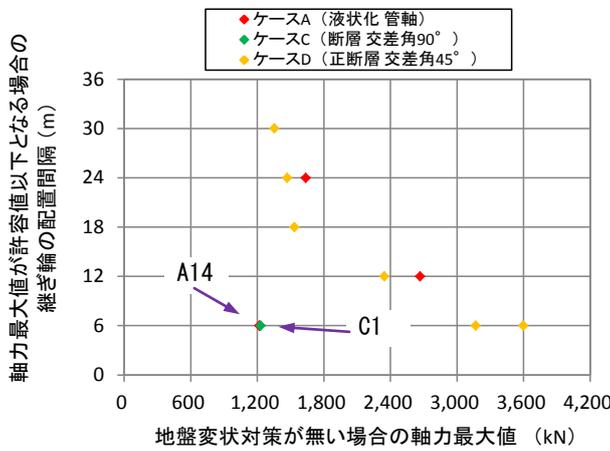
容値以下となる場合での対策範囲内の管長との関係を示した。結果より、軸力最大値を許容値以下とするためには、軸力最大値が大きい事例ほど管長を短くする必要があることが確認される。これは、図 5-23 に示した通り、軸力は管路全体で均一には作用せず山状に分布するためと考えられる。

一方で、液状化に起因し管軸圧縮方向に大きな地盤変位が生じたケース A1、および断層に起因し断層と管路との交差角が 90°となるケース C1 は、軸力最大値が比較的小さいにも関わらず対策範囲内の管長が小さい結果となった。これより、軸力最大値と軸力が許容値を超える範囲との関係が一致するケース同士でも、地盤変状対策という視点では同様の傾向とはならない場合があることが確認される。

図 5-30(b) では、対策案 B を用いた場合の、無対策時の軸力最大値と軸力が許



(a) 対策案 A



(b) 対策案 B

図 5-30 軸力を対象とした地盤変状対策の有効性確認結果

容値以下となる場合での対策範囲内の継ぎ輪の配置間隔との関係を示した。図 5-30 (b) より、軸力最大値を許容値以下とするためには、軸力最大値が大きいほど継ぎ輪の配置間隔を短くする必要があることが確認される。なお、ケース A14、ケース C1 は、軸力最大値が比較的小さいにも関わらず継ぎ輪の配置間隔が短い。これは、両ケースでは、地盤変状対策範囲そのものが 6m と小さいためである。

以上の結果より、両対策共に異なるタイプの地盤変状事例であっても同様の地盤変状対策で得られる結果は概ね同様の傾向となるが、対策案 A を実施した一部事例では地盤変状タイプの特徴から他の事例と異なる傾向を示した。

(2) 継手屈曲角

図 5-31 に、対策案 B および対策案 C を用いて実施した地盤変状対策の結果を示す。なお、軸力と同様に対策案 A を用いて対策を実施したが、継手屈曲角最

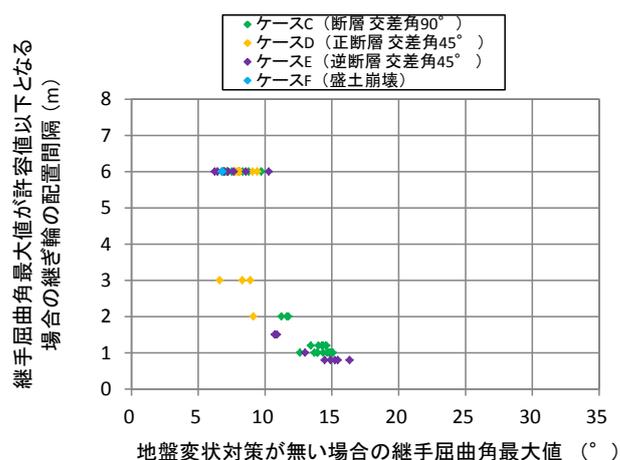


図 5-31 継手屈曲角を対象とした地盤変状対策（対策案 B・C）の有効性確認結果

大値の低減効果は小さかったため、ここでは対策案 B、C を用いた対策の結果のみを示す。

図 5-31 より、ケース C、および断層に起因し断層と管路との交差角が 45° となり逆断層タイプであるケース E では、他のケースと比較して無対策時の継手屈曲角最大値が大きいため、継ぎ輪の配置間隔が小さい結果となった。

また、断層に起因し断層と管路との交差角が 45° となり正断層タイプであるケース D では、無対策時の継手屈曲角最大値が 6~10° の範囲において、継ぎ輪の間隔が 6m、または 3m 以下に分かれる結果となった。

なお、検討対象としたケースのうち、ケース E1~E9 においては、対策案 C で継ぎ輪間の配置間隔を 0.8m と最も短くした場合でも継手屈曲角最大値は許容値 6° 以下とはならなかった。現在、開削工法での配管に使用される耐震継手ダクタイル鉄管として GX 形ダクタイル鉄管が規格化されている。本研究で対象とした呼び径 400 の場合、GX 形であれば許容値は 8° となり解析に用いた NS 形と比較して継手屈曲性能は向上しているため、今後さらなる継手性能の向上により、より大規模な地盤変状に対しても耐震継手ダクタイル鉄管を用いた対策により管路機能を維持できる可能性が高いと期待できる。また、断層近傍といった局所的に継手が非常に大きく屈曲することが想定される場合には、別ルートでの管路 2 重化といった対策を講じることも有効と考えられる。

(3) 軸方向応力

図 5-32 に、対策案 A を用いて実施した地盤変状対策の結果を示す。なお、軸力と同様に対策案 B を用いて対策を実施したが、軸方向応力最大値の低減効果

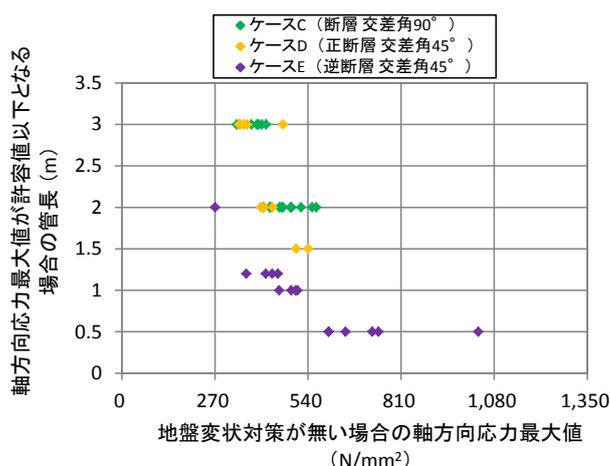


図 5-32 軸方向応力を対象とした地盤変状対策（対策案 A）の有効性確認結果

は小さかったため、ここでは対策案 A を用いた対策の結果のみを示す。

図 5-32 より、ケース D の一部に例外が見られるものの、検討対象としたいずれのケースでも、軸方向応力最大値を許容値以下とするためには、軸方向応力最大値が大きい事例ほど管長を短くする必要があることが確認される。また、ケース C、D と比較してケース E では軸方向応力最大値が同等であっても、軸方向応力最大値を許容値以下とするためにより管長を短くする必要がある結果となった。管長を短くすることで継手数が増え管体に発生する曲げ応力が低減されるが、逆断層タイプを想定したケース E では他のケースと比較して軸方向応力発生範囲が小さいことから、軸方向応力最大値を許容値以下とするためにより多くの継手が必要となるためと考えられる。

5-6 5章のまとめ

本章では、大規模な地盤変状データが記録された地盤変状事例を対象に、地盤変状発生地点に耐震継手ダクタイトイル鉄管が埋設されていたものと想定して、地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測した。それらの結果を分析することで、従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した。さらに、特別な地盤変状対策が必要な場合に、得られた知見を活用した検討方法を提案し、その有効性を確認した。結果を以下に述べる。

- 1) 地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測し、予測結果を分析することで従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した結果、軸力に関しては地盤変状のタイプに関わらず軸力最大値と軸力が許容値を超える範囲との関係は概ね一致するため、地盤変状を同一の分類で扱うことが可能であることが示唆された。
- 2) 継手屈曲角および軸方向応力に関しては、地盤変状のタイプによって両者の関係性が異なる結果となった。この場合には、地盤変状を従来通りタイプ別に扱うことが有効であると考えられる。
- 3) 危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、軸力が許容値を超過した事例を対象に、許容値超過範囲に基づき地盤変状対策を実施した結果、多くの事例では地盤変状のタイプが異なる場合でも対策により得られる結果は同様の傾向となるが、一部の事例では地盤変状タイプの特性から他の事例とは異なる傾向を示した。
- 4) 継手屈曲角および軸方向応力が許容値を超過した事例についても、地盤変状のタイプ別に許容値超過範囲に基づき地盤変状対策を実施した。その結果、地盤変状のタイプが異なる場合には、対策により得られる結果も異なる傾向を示すことが確認された。

【第5章の参考文献】

- 1) Hamada, M. and O'Rourke, T. D.: Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Volume1 Japanese Case Studies, pp. 3_57-4_38, 1992.
- 2) 濱田政則, 磯山龍二, 若松加寿江: 1995年兵庫県南部地震 液状化, 地盤変位及び地盤条件, pp. 114-173, 地震予知総合研究振興会, 1995.
- 3) 松田時彦: 1891年濃尾地震の地震断層, 地震研究所研究速報, 第13号, pp.85-126, 1974.
- 4) 松田時彦, 山崎晴雄, 中田高, 今泉俊文: 1896年陸羽地震の地震断層, 地震研究所彙報, Vol.55, pp.795-855, 1980.
- 5) 森本皓一, 小田圭太, 西川源太郎, 長谷川延広, 小野祐輔: 地表に出現した断層変位量の分布に関する研究, 第10回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム講演集, pp. 212-216, 2020.
- 6) 松田磐余, 田村俊和: 1974年伊豆半島沖地震の地震断層とそれにもなう被害, 地学雑誌 Vol.83, No.4, pp.66-72, 1974.
- 7) 越谷 信ら他 20名: 1998年9月3日岩手県内陸北部の地震に伴う地震断層,

- 活断層研究 Vol.17, pp.9-20, 1998.
- 8) 鈴木康弘, 渡辺満久, 廣内大助 : 2004 年新潟県中越地震の地表地震断層, 地学雑誌 Vol.113, No.6, pp.861-870, 2004.
 - 9) 金子正吾, 宮島昌克 : 逆断層を横断する耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 945-952, 2014.
 - 10) 土木学会耐震工学委員会 : 1993 年北海道南西沖地震震害調査報告, pp.165-166, 1997.
 - 11) 大塚悟, 小石悠介, 磯部公一, 遠藤真哉 : 東北地方太平洋沖地震における火山灰質盛土被害の分析, 地盤工学ジャーナル Vol.10, No.3, pp.381-390, 2015.
 - 12) 中村晋, 仙頭紀明, 梅村順, 大塚悟, 豊田浩史 : 2011 年東北地方太平洋沖地震による福島県中通りおよびいわき地域における地盤災害, 地盤工学ジャーナル Vol.7, No.1, pp.91-101, 2012.
 - 13) 井口隆 : 1993 年 1 月の釧路沖地震によって生じた地盤災害とその特徴, 防災科学技術研究所研究報告 第 59 号, pp.31-56, 1999.
 - 14) 日本ダクタイトイル鉄管協会 : NS 形・S 形ダクタイトイル鉄管管路の設計, pp. 3-6, 2016.
 - 15) 日本水道協会 : 水道施設耐震工法指針・解説 II 各論 2009 年版, pp.35-39, 2009.

第 6 章 結 論

第6章 結論

本研究では、最初に液状化、断層、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けた管路挙動解析方法の妥当性を確認した。次に、記録された地盤変状データを用いて、地盤変状発生地点に耐震継手ダクティル鉄管が埋設されていたものと想定して、液状化、断層、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測し、予測結果を分析することで異なるタイプのもので分類される地盤変状事例を同一の分類として扱うことが可能か検討した。

分析では、主に大規模な地盤変状事例を対象としたため、複数の事例で軸力、継手屈曲角、軸方向応力が許容値を超えることとなった。今までに耐震継手ダクティル鉄管は液状化、断層、盛土崩壊に起因する地盤変状を受けて管体の破断や漏水といった被害は報告されていないが、今後は耐震継手ダクティル鉄管がこのような大規模な地盤変状を受けることも十分に考えられる。そのため、危機耐性の一環として許容値を超えるケースに対して特別な地盤変状対策が必要な範囲に着目した検討方法を提案し、方法の有効性を確認した。

6-1 研究成果

本研究で得られた成果を、以下に列挙する。

(1) 液状化による地盤変状を受けた管路の挙動解析

- 1) 1995年兵庫県南部地震時に発生した液状化による非耐震のダクティル鉄管の被害状況を模擬して、管路挙動解析を実施した。解析対象とした区間のうち、地震により継手の抜けが生じた範囲と生じなかった範囲を解析で再現できたことから、解析方法の妥当性を確認できた。
- 2) 危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、非耐震のダクティル鉄管が埋設されていた位置に耐震継手ダクティル鉄管が埋設されていたと想定し、液状化に起因する地盤変状を複数回与えて管路の挙動解析を実施した。管路が複数回の地盤変状を受けても、耐震継手ダクティル鉄管の性能を発揮し、隣り合う継手を次々と巻き込むように管路が挙動することがわかった。特に、地盤が管軸引張方向に変位する範囲と圧縮方向に変位する範囲が近接する場合といった複雑な地盤変状下においても、その性能を十分に発揮することを確認できた。

(2) 断層による地盤変状を受けた管路の挙動解析

- 1) 断層変位を受けた耐震継手ダクタイトイル鉄管の挙動確認実験結果を引用して、管路挙動解析を実施した。実験で計測された継手屈曲角を解析で再現できたことから、解析方法の妥当性を確認できた。
- 2) 危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、断層が近接する位置に管路が埋設されているものと想定し、断層変位に起因する地盤変状を複数回与えて管路の挙動解析を実施した。今回の検討条件より、断層の走向や断層変位量によっては 1 回の断層変位を受けた場合よりも管路に大きな負荷が作用する可能性があるため、危機耐性に基づいた管路の地盤変状対策として、複数回の地盤変状を受けた管路がどのように挙動するかあらかじめ把握しておくことが重要であることが示唆される。

(3) 盛土崩壊による地盤変状を受けた管路の挙動解析

- 1) 2004 年の台風 21 号による盛土崩壊に伴い耐震継手ダクタイトイル鉄管が露出した事例を模擬して管路挙動解析を実施した。盛土崩壊時には地盤の大変形が進行するため、解析では一面せん断試験の結果を引用して地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を設定した。解析の結果、盛土崩壊区間で地盤の剛性低下を考慮することで管軸直交方向に大きな管路変位が生じ、計測値に近づく結果が得られた。
- 2) 盛土崩壊区間の外側でも一定の区間で地盤の剛性低下を考慮すれば、管路変位に関して解析値は計測値を比較的精度良く再現できることがわかった。そのため、盛土崩壊区間に加え、盛土崩壊区間の外側でも地盤の剛性低下を考慮する必要があることが判明した。以上より、本研究で検討した盛土崩壊時の地盤の剛性低下を考慮した管路挙動解析方法は妥当と判断した。

(4) 国内で発生した地盤変状が耐震継手ダクタイトイル鉄管に及ぼす影響分析

- 1) 地盤変状を受けた管路挙動を数値解析により予測し、予測結果を分析することで従来は異なるタイプとして分類される地盤変状事例を同一の分類で扱うことが可能か検討した結果、軸力に関しては地盤変状のタイプに関わらず軸力最大値と軸力が許容値を超える範囲との関係は概ね一致するため、地盤変状を同一の分類で扱うことが可能であることが示唆された。

- 2) 継手屈曲角および軸方向応力に関しては、地盤変状のタイプによって両者の関係性が異なる結果となった。この場合には、地盤変状を従来通りタイプ別に扱うことが有効であると考えられる。
- 3) 危機耐性に基づく管路の地盤変状対策の一環として、軸力が許容値を超過した事例を対象に、許容値超過範囲に基づき地盤変状対策を実施した結果、多くの事例では地盤変状のタイプが異なる場合でも対策により得られる結果は同様の傾向となるが、一部の事例では地盤変状タイプの特性から他の事例とは異なる傾向を示した。
- 4) 継手屈曲角および軸方向応力が許容値を超過した事例についても、地盤変状のタイプ別に許容値超過範囲に基づき地盤変状対策を実施した。その結果、地盤変状のタイプが異なる場合には、対策により得られる結果も異なる傾向を示すことが確認された。

6-2 今後の課題

本研究の成果を踏まえ、今後の課題を2つ挙げる。

- 1) 本研究の第5章では解析対象管路の呼び径を400として管路挙動解析を実施したため、管路口径の違いによる地盤変状を受けた管路挙動については検討できていない。特に呼び径1000といった大口径管となれば継手ばね特性や地盤ばね特性が中小口径管と大きく異なるため、地盤変状を受けた管路挙動に関して新たな知見が得られる可能性が高い。また、本研究で対象とした盛土崩壊についても、口径の違いによる影響が生じるものと考えられる。今後は、口径の違いも一つの論点として、地盤変状と管路挙動との関係を明らかにすることが重要といえる。
- 2) 本研究では一例として、地盤変状に対する管路の挙動範囲に着目した地盤変状対策を提案したが、地盤変状発生位置や地盤変状規模を精度良く予測することは現状の技術ではまだまだ難しいと言わざるを得ない。本研究で扱った管路挙動解析技術のさらなる精度向上も必要であるが、地盤変状発生位置や規模を予測、特定する技術の進展に伴い、本研究の成果をそれらの技術と組み合わせることで、より効果的に管路の地盤変状対策に貢献できるものと期待できる。

謝 辭

謝辞

本研究を進めるにあたり、多くの方から、ご指導、ご助言をいただきました。ここに深く御礼申し上げ感謝いたします。

金沢大学 理工研究域 地球社会基盤学系 宮島昌克教授には、本研究テーマ創出の段階から多くのご指導をいただき、研究を進めるにあたり様々な視点から貴重なご意見をいただきました。また、学外においても研究、勉強、そして多くの方々との交流の場を与えていただきました。この3年間で得た多くの知識と経験は私の大きな財産となりました。心から御礼申し上げます。

鳥取大学 工学部 社会系システム学科 小野祐輔教授、金沢大学 理工研究域 地球社会基盤学系 深田宰史教授、小林俊一准教授、池本敏和講師には、ご多忙の中論文審査を引き受けていただきました。多くのご助言をいただき、本論文を充実させることができました。ここに感謝の意を表します。

金沢大学 理工研究域 地球社会基盤学系 村田晶助教には、地震防災研究会での討議を中心に、数多くのご意見をいただきました。また、地震防災研究会に参加されていた方々にも多くのご助言をいただきました。改めて研究課題を客観的に見ることができました。ここに厚くお礼申し上げます。

研究室の先輩である Hendra Setiawan 氏、大阪市水道局 玉瀬充康氏、現松江工業高等専門学校助教 芹川由布子氏、そして同じく博士後期課程に在籍されている芦森工業株式会社 石関宏真氏、飛島建設株式会社 村田拓海氏には、研究の進め方について相談させていただきました。深く感謝いたします。

共同研究者である博士前期課程2年 今川暢人氏には、本研究を進めるにあたり、データ収集をはじめ多くの手助けをしていただきました。また、多くの討議により本研究をより有益なものとすることができました。本当にありがとうございました。

本研究は、株式会社栗本鐵工所の多くの方々のお力添えで進めることができました。山本吉彦技師長には、本研究を実施する機会を与えていただきました。また、道浦吉貞部長、高木啓介部長、小仲正純課長には、本研究の実施にあたり多くのご助言をいただきました。鉄管事業部 管路ソリューション部の皆様には、多くの励ましをいただきました。ここに深く御礼申し上げます。

最後に、3年間にわたり休日の研究活動にも理解を示し、私を全面的に支えてくれた、妻 裕子、長女 結衣、長男 大晴に心から感謝いたします。