

通信管路の経年的な劣化メカニズムを踏まえた
耐震性能評価に関する研究

2021年 3月

奥津 大

通信管路の経年的な劣化メカニズムを踏まえた
耐震性能評価に関する研究

奥津 大

システム情報工学研究科

筑波大学

2021年 3月

目次

第1章 序論	1
1.1. 通信管路の現状と課題	1
1.1.1. 通信管路の概要	1
1.1.2. 通信管路の維持管理上の課題	2
1.1.3. 通信管路の耐震上の課題	4
1.2. 埋設鋼管の劣化に関する既往研究	7
1.3. 埋設塩化ビニル管の劣化に関する既往研究	9
1.4. 埋設管の地震応答に関する研究	10
1.5. 通信管路の課題解決に向けた取り組み	12
1.6. 本論文の目的と構成	15
参考文献	16
第2章 経年的な影響を受けた既設管路の特性の解明	21
2.1. 本研究で対象とする管路及び継手	21
2.2. 鋼管ねじ継手の特性に関する実験的研究	27
2.2.1. 鋼管ねじ継手の強度測定	27
2.2.2. 鋼管の腐食速度の測定	32
2.2.3. 劣化を考慮した継手特性のモデル化	34
2.3. 塩化ビニル管接着継手の特性に関する実験的研究	34
2.3.1. 塩化ビニル管接着継手の強度測定	34
2.3.2. 塩化ビニル材料の強度測定	38
2.3.3. 接着剤成分分析及び接着状態の観察	39
2.3.4. 劣化を考慮した塩化ビニル管接着継手のモデル化	43
2.4. 本章の結論	44
参考文献	45
第3章 経年的な影響を考慮した既設管路の地震応答	47
3.1. 解析モデル	47
3.1.1. 管路系のモデル化	47
3.1.2. 管のモデル化	52
3.1.3. 継手のモデル化	52
3.1.4. 管路系と周辺地盤の相互作用のモデル化	58
3.1.5. 地震外乱のモデル化	60
3.1.6. 解析方法	62
3.2. 劣化を考慮した通信管路の地震応答	63
3.2.1. ねじ継手鋼管の地震応答	63
3.2.2. 接着継手塩化ビニル管の地震応答	70
3.2.3. 区間中央の継手の地震応答比較	78
3.3. 本章の結論	82
参考文献	83
第4章 通信管路のライニング技術とそのケーブル防護効果	85
4.1. 既設管路の補修補強方法	85
4.2. ライニング管の解析モデル	86
4.2.1. ライニング管を含む管路系のモデル化	86
4.2.2. 地震外乱のモデル化	87
4.2.3. ライニング管のモデル化	87

4.2.4.	ライニング管継手のモデル化.....	88
4.2.5.	ライニング管と既設管の相互作用のモデル化.....	90
4.2.6.	解析方法及び評価基準.....	92
4.3.	既設管に対するライニング補修の効果.....	93
4.3.1.	円筒形成型の地震応答.....	93
4.3.2.	組立連結の地震応答.....	97
4.3.3.	劣化を考慮した既設管に対するライニング管の挙動比較.....	103
4.4.	ライニングの効果の実験的検証.....	105
4.4.1.	継手離脱後の繰り返し衝突に対する効果.....	106
4.4.2.	地盤変状による曲げに対する効果.....	108
4.4.3.	不等沈下によるせん断に対する効果.....	109
4.4.4.	検証実験のまとめ.....	111
4.5.	本章の結論.....	111
	参考文献.....	113
第5章	結論と今後の課題.....	114
5.1.	結論.....	114
5.2.	研究成果の活用・展開.....	118
5.3.	今後の課題.....	118
	謝辞.....	121
	業績リスト.....	123
	付録1：継手破壊実験及び再現解析.....	125
1.1.	位置づけ・考え方.....	125
1.2.	供試体検討.....	125
1.3.	実験方法.....	126
1.4.	実験結果.....	127
1.5.	再現解析.....	127
1.6.	まとめ.....	129
	参考文献.....	130

第1章 序論

1.1. 通信管路の現状と課題

1.1.1. 通信管路の概要

固定通信サービスは、お客様宅／ビルと通信設備ビルを結ぶ通信ケーブルを介して提供されている。通信ケーブルは電柱に設置される架空ケーブルと、地下設備に收容される地下ケーブルに大別される。屋外通信設備の構成は図 1-1 の通りであり、地下ケーブルの大部分は図中の管路に收容されている。地下管路は、呼び径 75mm の管を多段多条に積んで地下 1~2m 程度に埋設している。主な管種は、導入が古い順に铸铁管、鋼管、塩化ビニル管である。現在は塩化ビニル管を標準としており、盛土や地震による液状化が想定される地盤等では鋼管が、鉄道軌道近傍では誘導対策として铸铁管がそれぞれ選択される。それ以外にごく少数であるが、陶管、コンクリート管等が使われていた時期がある。1950 年代以降の管種及び継手の変遷を図 1-2 に示す。各管種の被覆や継手構造はこれまでに見直しを重ねており、1980 年代半ば以降は各管種とも差込み継手となっている。铸铁管と塩化ビニル管は管と継手が一体となっており、鋼管は片側で可鍛铸铁製の差込み継手とねじで接続されている。通信管路の累計建設量は図 1-3 に示す通り全国で 60 万 km 以上である。通信管路の建設量は 1960 年代後半から 1980 年代半ばにかけて増加して累計約 50 万 km に達し、全体の約 80% を占める。本研究では、この時期に大量に建設されたねじ継手鋼管と接着継手塩化ビニル管を対象とする。

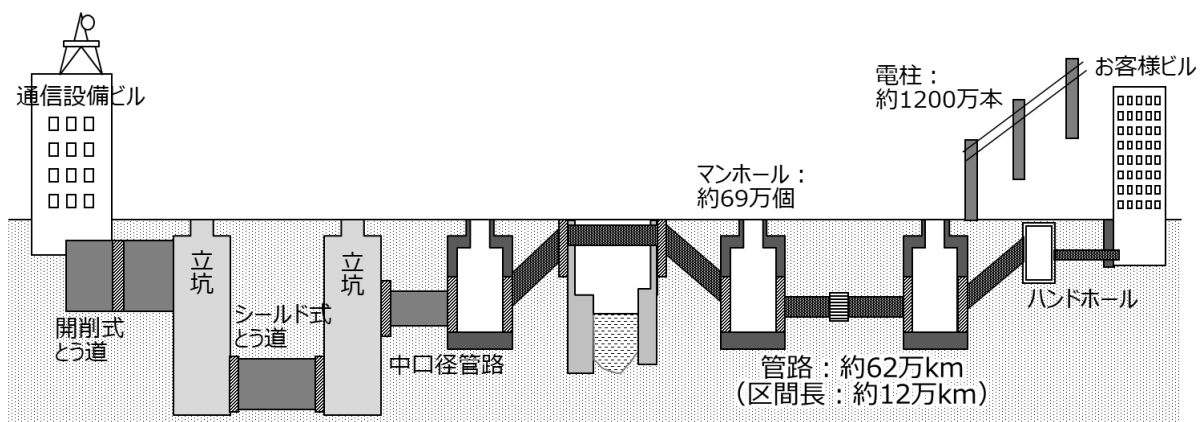


図 1-1 屋外通信設備の構成

管種	項目	1950	1960	1970	1980～	
鋳鉄	管	ダクタイル鋳鉄管				差込み継手 鋳鉄管
	継手	印籠継手	ねじ継手			
鋼	管	ジュート巻鋼管	塗覆装鋼管			差込み継手
	継手	ねじ継手				
塩化 ビニル	管	塩化ビニル管				差込み継手 塩化ビニル管
	継手	接着継手				

図 1-2 管種及び継手の変遷

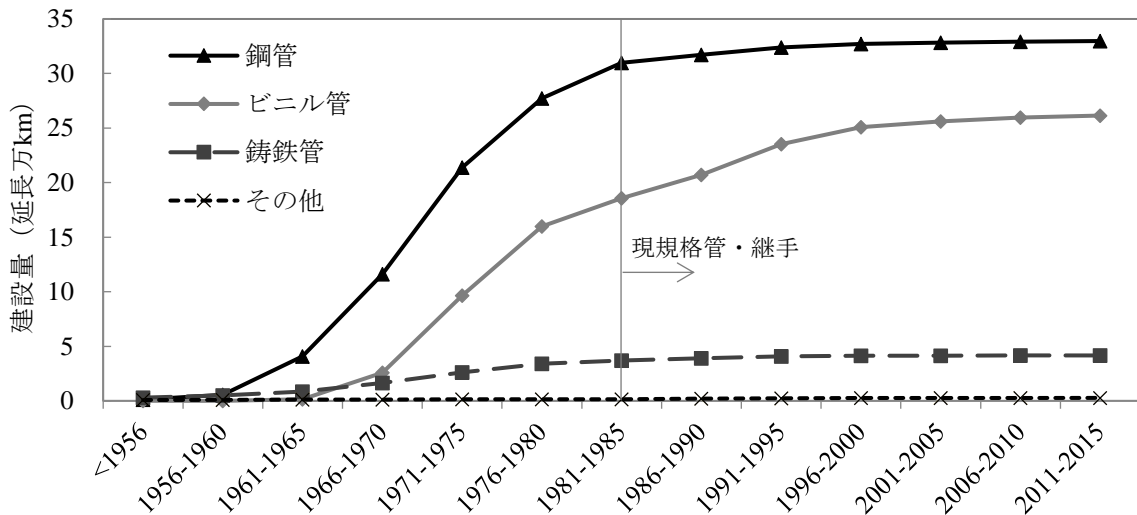


図 1-3 通信管路の累計建設量推移 個別の累計

1.1.2. 通信管路の維持管理上の課題

通信管路は、上述の通り 1960 年代後半から 1980 年代にかけて大量に建設されたため建設後 40 年以上経過した管路が全体の約 75%を占めており、今後も老朽化・劣化が進行していくことが確実である。

管路点検で不良と判定される事象としては、金属管の錆・腐食、たわみ・偏平、継手の外れ、亀裂・割れ、異物詰まり等がある。山口ら²⁾は約 2 万 km の通信管路点検結果を分析し、不良と判定された管路は約 25%で、金属管の不良率が塩化ビニル管と比較して高いと報告している。鋼管と鋳鉄管を合わせた金属管及び塩化ビニル管の不良原因別の構成比を図 1-4 に示す

3). 金属管の場合は腐食が 55%を占め劣化が顕在化している。パイプカメラによる鋼管の点検結果の例を図 1-5 に示す。図 1-5 (c), (d)の例から、通信用鋼管の場合、全面的に錆が発生していると考えられる。地下設備が比較的集中する都市部は多くの場合沖積平野に位置しており、このような地盤では一般的に地下水位が高く、管路の両端にあるマンホールの約 7 割に溜水があるとされている。そのため、鋼管に腐食が発生しやすい環境と考えられ、管軸方向にも広く腐食が分布する傾向にある。一方、塩化ビニル管の場合は偏平、継手離脱・折損が多く、上載荷重、周辺地盤の変状、近接工事の影響など外的要因によるものが主と考えられる。

このような管路の不良を発見する点検は、ケーブルを敷設する前の管路状態を確認するために行われる。通信管路の場合、ケーブルを収容する空間を確保することができていれば、水道やガスのような気密性、水密性が要求されないため定期的な点検は行われていない。管路の点検は、通常、マンドレルと呼ばれる円柱状の点検器具を管路内でけん引し、片側のマンホールから反対側まで通過すれば合格となる。マンドレルが不通過だった場合は、パイプカメラで詳細点検を行い、不通過原因を特定する。そして不通過の原因に対応する非開削又は開削の工法で解消・補修をする。

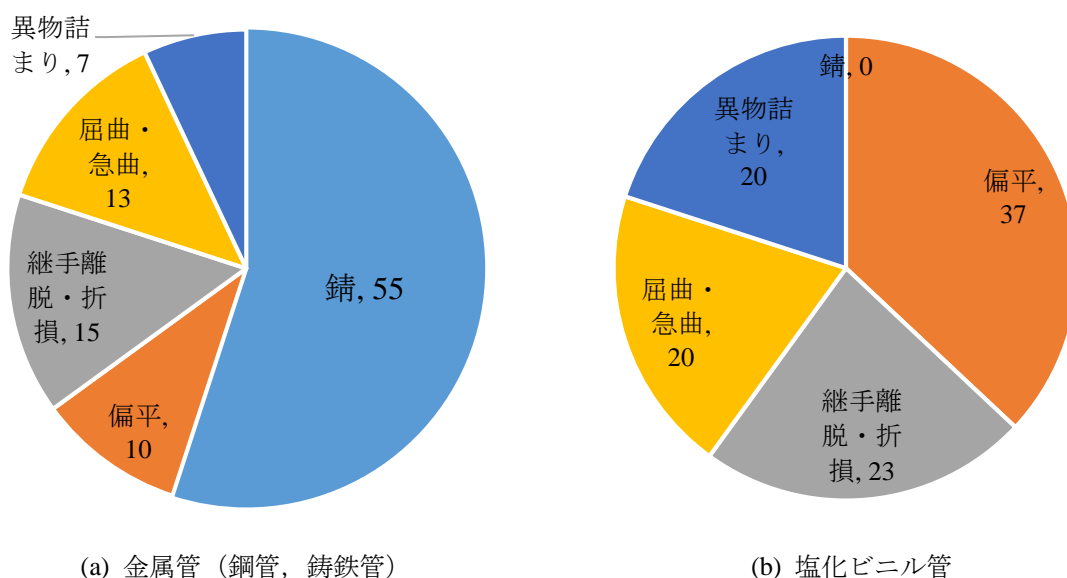


図 1-4 管路の不良原因の構成比

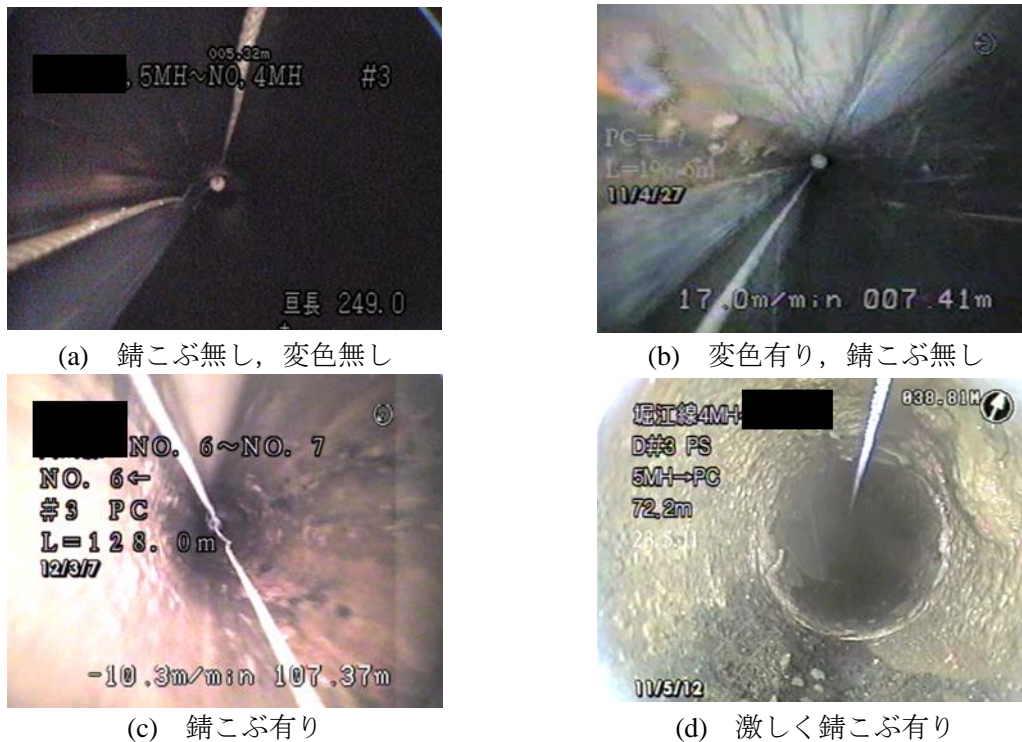


図 1-5 管路の劣化状況の例

1.1.3. 通信管路の耐震上の課題

前項で述べた通り、通信管路は戦後、都市部を中心に日本全国で建設が進められてきており、その過程でいくつもの大地震による被災を経験した。地震による通信管路の被災形態としては、図 1-6 に示すように離脱、圧縮、折損、屈曲、偏平の 5 種類がある。この他に管路内に土砂が流入している場合、被災形態は特定できないが離脱や折損が疑われるため被災と判定している。

ここでは、本研究で対象とするねじ継手鋼管と接着継手塩化ビニル管の被災形態について述べる。ねじ継手鋼管の被災形態は、主に離脱、圧縮、屈曲で、主に継手で発生する。離脱は、鋼管がねじ継手から引き抜かれる現象で、内部のケーブルにも引張が作用するためケーブル損傷、サービス断にまで至る恐れがある。圧縮は、鋼管がねじ継手内に押し込まれる現象で、管の先端がすぼまるように変形して断面が減少するため、不良となる。圧縮を受けて継手で座屈してくの字状や S 字状に変形する場合もある。屈曲は、地盤変状に伴う側方への地盤変位や地盤沈下の影響で管軸直角方向に力を受けて継手で発生する。接着継手塩化ビニル管の被災形態は、主に離脱、圧縮、屈曲、折損、偏平である。離脱は、塩化ビニル管が接着継手から引き抜

かれたり、接着継手又は塩化ビニル管又はその両方が破断したりする現象である。圧縮は、接着継手又は塩化ビニル管又はその両方が破壊する現象である。屈曲と折損は、曲げを受けて発生し、継手だけでなく管体でも発生する。偏平は、曲げを受けて発生する場合と近接する構造物の影響を受けて発生する場合がある。通信管路以外の埋設管地震被害についても継手での被災が多いことが報告されている。片桐ら⁴⁾は2007年新潟県中越地震における小口径上水道配水管路被害分析で、ダクタイル鋳鉄管の一般継手の離脱、鋳鉄管の印ろう継手の抜けや緩み、鋼管のカップリング継手の抜け、ねじ継手の破断、塩化ビニル管のカップリング継手、TS継手、RR継手の抜けが多いことを報告している。猪股ら⁵⁾は、東北地方太平洋沖地震における東京ガス供給エリアの低圧ガス導管本支管の被害合計145箇所のうちねじ継手が93箇所、その他の継手が52箇所と報告している。

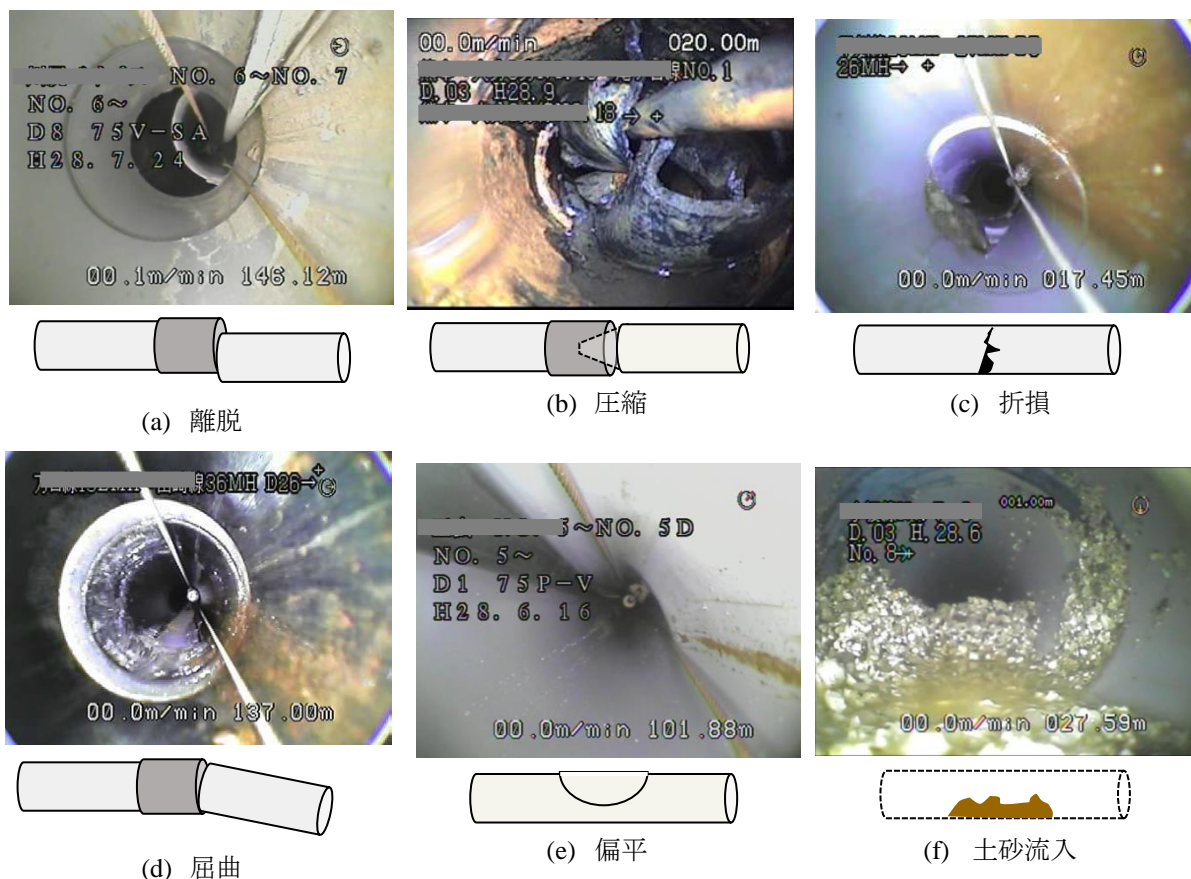


図 1-6 通信管路の被災形態

このような管路の被災形態の分類に基づき、大地震発生後の緊急点検結果を精査し、設備ごとに「被災有」、「被災無」の判定を行い、設備の情報、地震動の情報、地盤・地形の情報を組み合わせて被災状況の分析が行われた。庄司ら⁶⁾による2011年東日本大震災の分析、張ら⁷⁾による1995年兵庫県南部地震、2004年中越沖地震、2007年新潟県中越地震の分析、若竹ら⁸⁾による2016年熊本地震の分析をもとに再集計した管種別の被災有・無スパン数、被災率を図1-7に示す。被災率は、被災有スパン数を点検スパン数で除した値である。

管種は、铸铁管、ねじ継手鋼管、接着継手塩ビ管、現規格管に分類した。現規格管には、差込み継手形式の铸铁管、鋼管、塩化ビニル管が含まれる。左縦軸はスパン数を、右縦軸は被災率を示す。濃い灰色棒は被災無スパン数、薄い灰色棒は被災有スパン数、折れ線は被災率を示す。なお、東日本大震災については津波浸水域の点検結果は含まない。図1-7より、本研究で対象とするねじ継手鋼管及び接着継手塩化ビニル管の被災率が現規格管と比較して被災率が高いことがわかる。ねじ継手鋼管や接着継手塩化ビニル管は、管と管を剛結する方式であり、

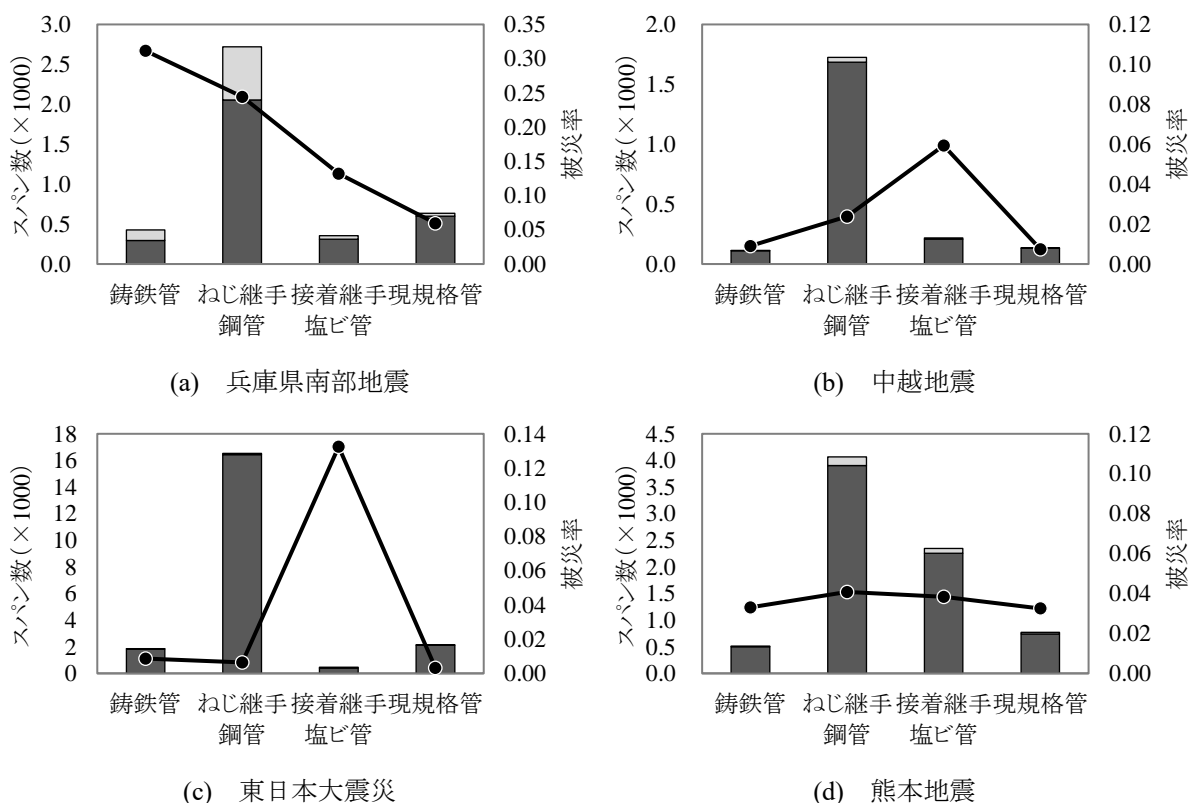


図 1-7 過去の大地震による管種別の点検結果と被災率

ここで挙げた 4 地震以前の大地震でも被災があったため、設備構成や継手構造等の見直し・改良が行われてきた。具体的には、固定点際に伸縮継手を設置することで地震による変位を吸収することとし、伸縮継手の構造の改良、伸縮しろの拡大を行ってきた。現在の管路設備は、1980 年代半ばに導入された片端が差込み継手である長さ 5.5m の塩化ビニル管同士を接続し、両端のマンホールとの接続にはダクトスリーブと呼ばれる継手を設置する構成を標準としている。差込み継手、ダクトスリーブには、管軸方向伸縮しろ及び回転しろがあり、温度伸縮、地震動を吸収する。しかし、過去に開発・改良された伸縮継手も現規格の差込み継手も新設設備の工事には適用されたものの、既設設備の改良や更改は行われておらず、古い規格の管路設備が現在も使用されている。ねじ継手鋼管は、1950 年代から 1980 年代半ばまで使われていた管・継手であり、兵庫県南部地震の時点では 10～45 年程度、熊本地震の時点で 30～65 年程度それぞれ経過していたと考えられる。一方、接着継手塩化ビニル管は、1960 年代半ばから 1980 年代半ばまで使われていた管・継手であり、兵庫県南部地震の時点では 10～30 年程度、熊本地震の時点で 30～50 年程度それぞれ経過していたと考えられる。

これら旧規格管路は、当時の耐震基準で設計していること、継手に伸縮性・可とう性がないことから耐震性能が十分でないと考えられる。耐震性が低く、老朽・劣化した管路に大きな地震外乱が作用すれば損傷は免れない。このような設備は、補修・補強又は更改することが望ましいが、設備量が膨大で短期間で実施することは困難である。そのため、劣化を考慮した耐震性評価を行い、脆弱な設備から優先的に対処していくことが効率的であるが、劣化した管路の耐震性を評価する方法はまだ確立していない。したがって、本研究では設備量が多く、かつ過去の大地震で被災率が高い傾向にある鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手を対象に、その機械的特性の経年的な変化を考慮した耐震性を検討する。

1.2. 埋設鋼管の劣化に関する既往研究

本研究で対象とする鋼管の代表的な劣化として腐食がある。鋼の腐食は、水と水中の溶存酸

素の作用によって Fe^{2+} 又は Fe^{3+} が OH^- と反応して腐食生成物の被膜を生成する現象である⁹⁾。腐食生成物が厚くなると元の部材の断面積が減少するため、耐荷性能が低下する。腐食生成物厚さの時間変化は、反応物の被膜中での拡散に依存する。腐食生成物の層が厚くなるほど、溶解酸素、塩化物イオンなどの拡散物質が腐食生成物の表面から鋼材の表面に層を通過する期間 dt が長くなり、腐食速度が低下する。したがって、時間 t に対する腐食深さ x の変化率として定義される腐食速度 dx/dt は x に反比例し、式 (1-1) で表され、これを積分すると式(1-2)になる¹⁰⁾。 C は積分定数である。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{k'}{x} \quad (1-1)$$

$$\frac{x^2}{2} = k't + C \quad (1-2)$$

初期条件として $t=0$ のとき、 $x=0$ であるので式 (1-3) となる。

$$x = \sqrt{2k't} = kt^{0.5} \quad (1-3)$$

式(1-3)は、より一般化されて式(1-4)で表される。

$$x = kt^n \quad (1-4)$$

ここで、 t は時間、 k と n は金属と環境に依存する定数である。すべての腐食生成物が金属表面に残っている場合、 $n=0.5$ であるが、腐食生成物が亀裂や断片化等により剥離すると $n>0.5$ となり、腐食生成物が再結晶化、凝集すると $n<0.5$ となる。 n の値について、実験的には様々な値が報告されている。Yua¹¹⁾らは、パイプ用の X65 鋼について、乾湿繰り返し条件の場合 $n=0.3854$ 、水中浸漬条件の場合 $n=0.1796$ という実験結果を得た。Hunkeler and Bohni¹²⁾は、純粋な Al の孔食深さの場合、 n は 0.5 に近いことを示した。Zhang and Frankes¹³⁾は、Al 合金の実験より、 n は 0.5 で近似できるという結果を得ている。Marshall¹⁴⁾は、鋳鉄管の内部・外部の腐食に関するデータを収集・分析し、内部腐食については $n=0.4$ 、外部腐食については $n=0.32$ と

するモデルを構築した。伊藤ら¹⁵⁾は、通信用鋼管の内面腐食が $n = 0.5$ で近似できることを示した。

このように腐食深さが時間 t の n 乗で進行していくと鋼管の断面積が減少し、耐荷性能が低下する。Ahammed and Melchers¹⁶⁾は、鋼製圧力管の経年的な損傷確率を、 k, n を含む 16 種類の変数を用いて計算した結果、腐食に係るこの 2 変数の寄与度が高いことを示した。Zhou ら¹⁷⁾は、埋設ガス管路の腐食と交通等による繰り返し荷重を考慮した残存寿命を推定する手法を提案している。腐食深さについては経過時間の指数関数でモデル化している。腐食と埋設管路の被災の関係については、Isenberg¹⁸⁾が 1970 年前後にアメリカで発生した 3 地震での上水道管の被災分析があり、漏水が発生した箇所少なくとも 60%が腐食の影響を受けていた、と述べている。向後ら¹⁹⁾は、東北地方太平洋沖地震における東京ガス供給エリアの低圧ガス導管本支管の被害合計 145 箇所のうち 55 箇所が経年劣化と関係していると報告している。Mazumber ら²⁰⁾は、2014 年ナパ地震での上水道管被害と観察された腐食の関係を分析し、腐食を考慮した指標を導入し、配水システムの地震に評価する手法を提案している。

上述した通り、主に上水道を対象として腐食が管の耐荷性能に与える影響に関する研究は行われているが、管の継手の腐食に着目した研究はほとんどない。本研究では、通信用鋼管を対象にした伊藤ら¹⁵⁾の継手内面の経年的な腐食深さのモデルを用いて継手劣化が管路設備の地震応答に与える影響を分析する。

1.3. 埋設塩化ビニル管の劣化に関する既往研究

本研究のもう一方の対象の塩化ビニル管の材料である塩化ビニルを含む合成樹脂は化学的、電氣的に安定しており前述した鋼のような腐食劣化は起こりにくい。しかし熱、紫外線、化学薬品、応力などがその性能を低下させる。塩化ビニルの代表的な劣化は、空气中で高温又は直射日光にさらされるときに脱塩酸と酸化が起こるものである。脱塩酸と酸化に伴い、塩化ビニル分子主鎖の切断と橋かけが生じ、引張強さの変化、切断伸びの低下、変色が生じる²¹⁾。Folkman

ら²²⁾による北米の188の上水道事業者を対象とした調査では、塩化ビニル管の故障率は鋳鉄、鋼等の管と比較して低いことが示されている。Boersma and Breen²³⁾は、塩化ビニル圧力管の化学的および物理的劣化を調べ、15°Cでの化学的劣化は、塩化ビニル配水管の品質に大きな影響を与えていない、高品質の塩化ビニルの耐用年数は100年を超えるに違いないと結論付けた。Konstantinosら²⁴⁾は、塩化ビニル下水管の耐久性・寿命に関する既往研究と実設備の検査データを比較・考察している。それによると、材料の劣化に関する研究からは塩化ビニル下水管の特性変化は小さく、100年を超える寿命が示唆される一方、実設備では様々な劣化現象が見られており、両者の間には一定の矛盾があり、さらなる研究の必要性を述べている。塩化ビニル管については、塩化ビニル管・継手協会が敷設後30年²⁵⁾及び35年²⁶⁾経過した下水道用硬質塩化ビニル管の調査を行っている。管の性能として引張降伏強さ、偏平強さ、曲げ強さ等を調査し、いずれも新管の規格値と遜色なく、実用上の問題はないとしている。著者ら²⁷⁾は30~50年程度使用された通信用塩化ビニル管の継手破壊実験等を行い、撤去管の破壊荷重は新管と比較して低い傾向にあること、塩化ビニルの機械的特性及び接着剤の化学成分には劣化が見られなかったことなどを報告した。

上述した通り、上水道・下水道分野で塩化ビニル管の劣化に関する調査・研究が行われており、材料の劣化はほとんどないと報告されているが、接着継手の劣化に関する研究はほとんどない。そのため、本研究では接着継手の劣化を実験的に明らかにするとともに、劣化が管路設備の地震応答に与える影響を分析する。

1.4. 埋設管の地震応答に関する研究

本研究で対象とする埋設管の地震応答は、Newmark²⁸⁾が地盤・岩盤を伝播する弾性波動による地盤ひずみを地盤振動の速度と波動伝播速度の商で表わされることを示したことを端緒とする。Newmark²⁸⁾のアプローチでは、慣性力と管-地盤の相互作用の影響を無視し、管に発生するひずみは地盤のひずみと等しいと仮定する。Sakurai and Takahashi²⁹⁾は、松代群発地震にお

いて、埋設された電線管路用鋼管の地震時挙動を観測・研究し、地震時に地盤と管路の変形はほぼ等しく、慣性の影響は無視できる、直管のひずみは軸方向が軸直角方向よりも卓越すると結論付けた。西尾ら³⁰⁾は、ガス管を対象として地震時の挙動を観測し、管体ひずみは軸方向に卓越し、曲げひずみはその1/10以下であること、水平方向に伝播する波動の影響は小さいことなどを報告している。

これら既往の研究によって得られた知見をまとめると、1)埋設管の慣性力は無視できる、2)埋設管の挙動は地盤の挙動に支配される、3)埋設管のひずみは軸方向に卓越する、となる。したがって埋設管の地震時挙動については、静的な計算が可能で、地盤挙動の管への伝達を表現するモデルを構築することで解析が可能と考えられる。

地盤から管への挙動の伝達についてNewmark²⁸⁾は、管と地盤の境界面に相対変位が生じないと仮定したのに対して、Shinozuka and Koike³¹⁾は、管と地盤の境界面でのせん断ひずみがある限界値を超えると境界面で滑りが発生する修正を提案した。Shinozuka and Koike³¹⁾は、限界となるひずみを 1.0×10^{-3} と推定した。鶴飼³²⁾は、継手の無い無限長の管に定常正弦波が作用する場合の動的挙動を理論解析し、滑り出し相対変位はミリオーダーで、滑りを考慮した場合、管に発生する軸ひずみは小さくなることを示した。Takada and Tanabe³³⁾は、管を離散化したはり要素、継手を非線形ばねにモデル化し、管と地盤の相対変位とそれによって生じる摩擦力を同じく非線形ばねにモデル化し、伝達マトリックスを適用して準静的に解析する手法を提案した。この手法で曲線・エルボを有する3次元管路の挙動を解析し、固定点及び曲がりでの応力集中、ねじれ挙動を解明した。O'Rourke and El Hmadi³⁴⁾は、管と継手についてはTakada and Tanabe³³⁾と同様にモデル化し、管の軸方向変位に対する抵抗を線形ばねと、ばねの抵抗を管と地盤の境界面での最大摩擦抵抗に制限するスライダーによってモデル化した。さらに、地盤と継手の特性について変動をレイリー密度関数で近似し、モンテカルロシミュレーションで変動させて直線管路の非線形挙動を準静的に解析した。その結果、地盤特性の変動よりも継手特性の変動の影響が大きいと述べている。これらの研究成果に基づいて提案された地中構造物の地震応答計算

方法として応答変位法がある。応答変位法は地中構造物をはりにモデル化し地盤の変位を、地盤ばねを介して地中構造物に伝達する手法である。共同溝³⁵⁾、ガス導管³⁶⁾等の耐震設計指針類で採用されている。本研究では、継手の劣化に着目することから、劣化を考慮した継手ばねモデルをTakada and Tanabe³³⁾の手法に適用する。

1.5. 通信管路の課題解決に向けた取り組み

以上述べてきた通り、通信管路は建設後40年以上が経過した管路を今でも使い続けており、劣化が懸念されていること、それらの古い管路の継手が伸縮性・可とう性を有しておらず過去の大地震で被災率が高いこと、この両者が組み合わさることで、将来の大地震によって大きな被害が発生し、通信サービスに障害が発生し、社会インフラ全体の機能に影響することが懸念される。そこで腐食による劣化が顕在化している金属管を補修するとともに、地震時に管路に收容される通信ケーブルを保護する方法としてライニング技術の開発が進められてきた。ライニング技術は、既設管路内に新たな通信ケーブル收容空間を構築する技術で、本研究では図1-8に示す構造の異なる2種類のライニング技術、「円筒形成型」と「組立連結型」を対象とする。ライニング技術の適用対象は、昭和中期以前の金属管やパイプカメラ点検で腐食による不良と診断された管路である。

円筒形成型は³⁷⁾、ケーブル布設済み管路の内面にライニング管を構築する技術である。熱硬化性樹脂（不飽和ポリエステル）を含浸させたシート状のライニング材とファスナで既設ケー

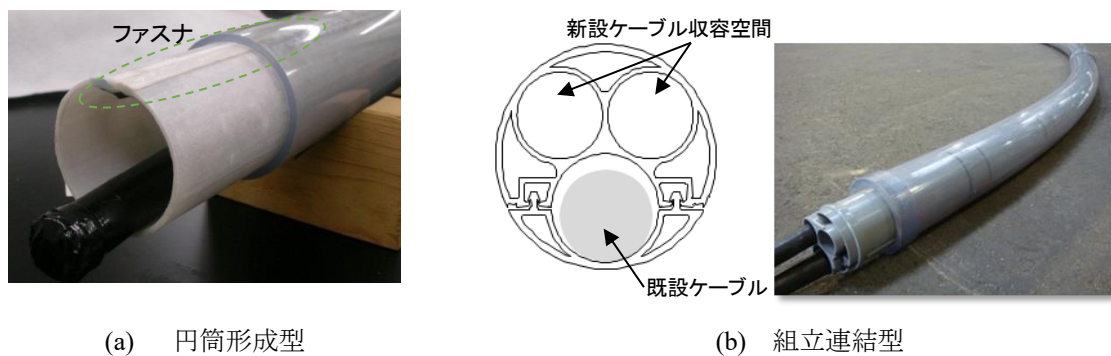


図 1-8 本研究で対象とするライニング管

ブルを包む筒を形成しながら、ライニング材を既設管路内に引き込み、水圧による拡張と温水による熱硬化を経てライニング管を形成する。このような施工法のため、円筒成型は既設管内面に密着している。円筒成型は、現場成形のため既設管路の内径や線形に対する適用範囲が広い。補修後は、1000心光ケーブルを収容可能な外径36mmのインナーパイプを1条追加布設可能である。

組立連結型³⁸⁾は、長さ230mmの塩化ビニル製部材を現場で組み立てて、継手で接続しながら区間全長を施工する方式である。組立連結型は、既設の1000心光ケーブル1条と新設の細径1000心光ケーブル2条を、インナーパイプ無しで収容可能な独立した3つの空間を備えている。

このようなライニング技術は、管路更生工法とも呼ばれ、上下水道分野においても導入されている。設計等について日本下水道協会によって「管きよ更生工法における設計・施工管理ガイドライン」³⁹⁾（以下、更生工法 GL）がまとめられている。更生工法 GL では、更生工法を適用した既設管及び更生管の構成として、既設管がないものとして更生管のみで外力を負担する自立管、既設管と更生管が一体として挙動する複合管、既設管と更生管が2層になった二層構造管の3種類の考え方を示している。これらの考え方のうち、自立管は既設管を考慮しないため安全側の設計となると考えられるが、口径が大きくなると管厚が厚くなってしまい内空間が小さくなってしまいうという課題がある。また、一般的に更生管は樹脂製で剛性が小さいため、更生管が直接埋設されているとした場合、地震時に更生管全体が変形することで変位に追従すると計算される可能性がある。しかし、1.1.3 で述べた通り既設管路は、地震時に継手で被災することが多く、例えば継手が離脱した後、その部分の更生管にひずみが集中する可能性がある。一方、複合管と考えた場合、更生管の剛性が既設管であるコンクリート管や金属管の剛性と比較して小さいため、更生管による荷重の負担が評価されない。

岡澤ら⁴⁰⁾は、通信用の鋳鉄管印ろう継手内部に樹脂製のライニングを適用した供試体と適用しない供試体について圧縮・引張・曲げ実験を実施し、ライニング管の剛性が低い場合、ライニング管の有無が継手破壊強度に及ぼす影響は小さいと述べている。一方、石関ら⁴¹⁾は、水道

用ダクティル鋳鉄管内面に自立型更生管を施工することで耐震性の低い継手の抜け出し抵抗が増加し、離脱防止機能が向上することを実験的に明らかにするとともに、両者が一体化し、均一にひずみが発生すると仮定した場合の更生管の地震時ひずみの算出方法を提案した。片桐ら⁴²⁾は、19世紀末に建設された鋳鉄製防火用水管路を補修するために既設管内部にポリエチレン管を挿入し、既設管と内管の間にセメントミルクを充填する工法について、その耐震性能について検討した。その結果、既設管－充填材－内管の間の摩擦抵抗特性を考慮する計算モデルにより、既設管の地震応答を求めることで内管の最大ひずみを簡易的に算定できることを示した。田中ら⁴³⁾は、2007年新潟県中越沖地震で鋼管路と光ケーブルが被災した設備について、静的なはり－ばねモデルを用いて被災の再現解析及びライニングがあった場合の応答解析を行った。田中らは、実験的に求めた既設管とライニング管の拘束特性をばねにモデル化した解析を行い、ライニングに生じるひずみは小さく、通信ケーブルを保護できると述べるとともに、解析で得られた継手伸縮量、回転角を考慮した既設管継手離脱後の繰返し载荷によりライニング管にケーブル保護効果があることを実験的に検証した。清野ら⁴⁴⁾、古川ら⁴⁵⁾は、中口径の下水道の更生に用いる塩化ビニル管とらせん状の繊維強化プラスチックを対象に、その機械的特性をそれぞれ個別の場合、両者を組み合わせた場合について実験で求め、有限要素法解析により再現した。さらに塩化ビニル管とらせん状部材が独立している場合、一体化している場合、両者の間に接触・摩擦を考慮した場合について、設計条件を満たす許容管厚を算定し、接触・摩擦を考慮した場合に必要な管厚を小さくでき、経済的な設計ができることを示した。

このように、ライニング管（更生管）を施工した場合の既設管を含む管路系の力学的特性や設計方法は、管種、管径、材質、構造により様々でありまだ確立されていないと言える。また、ライニング管は劣化した管路に適用されるが、既設管の継手の劣化がライニング管の地震応答に与える影響は解明されていないため、本研究では両者の拘束力特性を実験に基づくばねでモデル化し、既設管の劣化を考慮したライニング管の地震応答を解析的に明らかにする。

1.6. 本論文の目的と構成

上述の通り、鋼材の腐食や塩化ビニルの劣化に関する研究は行われているが、埋設管路、特に継手の機械的特性の経年的な劣化に関する研究は多くない。また、埋設管路の地震被害を建設年度又は埋設期間に着目して統計的に分析する研究はあるが、埋設期間が長くなることによる耐震性能の低下メカニズムは十分明らかになっていない。以上を踏まえ、本研究では、通信用の鋼管ねじ継手、塩化ビニル管接着継手を対象とし、経年等による機械的特性の変化、具体的には継手の変位—荷重関係をモデル化し、経年した管路の地震応答を求め耐震性能を評価する。さらに、劣化した既設管路に補修・補強を施した場合の耐震性能を明らかにする。

2章では経年的な影響を考慮するため、実際に使われていたねじ継手鋼管と接着継手塩化ビニル管を収集し、継手の引張・圧縮・曲げ性能の変化を把握するために実施した実験について述べ、劣化の要因や経年との関係について既往研究も踏まえて考察する。3章では、経年的な影響を受けた既設のねじ継手鋼管及び接着継手塩化ビニル管の管路の地震応答解析により耐震性の変化を評価・考察する。地震応答解析においては、管をはりに、継手をばねにモデル化し、地震動による地盤変位を管に伝達する地盤ばねを介して静的に作用させる手法を用いる。4章では、劣化した既設鋼管内部に構築されるライニング管の耐震性、ケーブル防護効果を解析的に評価・考察する。既設鋼管とライニング管の間の拘束力特性をばねにモデル化し、3章の解析で得られた劣化を考慮した既設鋼管の管体応答変位を入力として、既設鋼管と同様の手法で解析する。また、既設鋼管のねじ継手が破壊した後に想定される地震外乱に対してライニング管が破壊しないか、ケーブル収容空間を確保できるか、といった点に着目して実験により検証する。

参考文献

- 1) 天野博文:アクセスネットワークのすべて, オーム社, pp26-30. 2017
- 2) 山口茂, 柴田健一郎, 奥村賢志, 森厚芳:管路設備の点検診断および補修再生技術, NTT 技術ジャーナル, Vol.18 No.3, pp.47-50, 2006.
- 3) 情報流通インフラ研究会:情報流通インフラを支える通信土木技術, p.141, 電気通信協会, 2000.
- 4) 片桐信, 中野雅弘, 坂口眞幸:新潟県中越地震における小口径水道配水管路の被害分析と耐震性向上策に関する検討, 地域安全学会論文集, No.11, pp.187-297, 2009.
- 5) 猪股渉, 乗藤雄基, 石田栄介, 塚本博之, 山崎文雄:東日本大震災における東京ガスの設備被害の概況と超高密度地震観測情報に基づく低圧ガス導管被害推定の精度検証, 日本地震工学会論文集, 第 13 巻, 第 2 号, pp.37-44, 2013.
- 6) 庄司学, 岸太陽, 宮崎史倫, 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸:東北地方太平洋沖地震の作用を受けた通信埋設管の被災分析, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 3 号, pp.213-233, 2016.
- 7) 張 秋松, 奥津 大, 若竹 雅人, 末富 岩雄, 塚本 博之, 庄司 学, 鈴木 崇伸:直下型地震における地下埋設管の被災傾向分析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 74 巻 4 号, pp. I_1062-I_1069, 2018.
- 8) 若竹雅人, 張秋松, 末富岩雄, 鈴木崇伸:熊本地震による被害を受けた通信埋設管の概況について, 土木学会第 72 回年次学術講演会予稿集, I -097, pp.193-194, 2017.
- 9) 日根文男:金属腐食の化学と電気化学, p.3, さんえい出版, 2006.
- 10) Morcillo, M., Simancas, J., & Feliu, S.: Long-term atmospheric corrosion in Spain: results after 13 to16 years of exposure and comparison with world wide data, In W. W. Kirk, & H. H. Lawson, Atmospheric Corrosion ASTM STP 1239, pp. 195-214, ASTM, Philadelphia, 1995.
- 11) Yua, J., Wang, H., Yua, Y., Luob, Z., Liuc, W., & Wang, C.: Corrosion behavior of X65 pipeline steel: Comparison of wet-dry cycle and full immersion. *Corrosion Science*, 133, pp.276-287, 2018.

- 12) Hunkeler, F., & Bohni, H.: Determination of pit growth rates on aluminum using a metal foil technique. *Corrosion*, 37, pp.645-650, 1981.
- 13) Zhang, W., & Frankes, G. S.: Anisotropy of localized corrosion in AA2024-T3. *Electrochemical and Solid-State Letters*, 3(6), pp.268-270, 2000.
- 14) Marshall, P.: The residual structural properties of cast iron pipes - Structure and design criteria for lining for water mains in pipeline innovation. London, UK: UK Water Industry Research, 2001.
- 15) 伊藤陽, 齋藤博之, 鈴木崇伸: 通信用地下管路における腐食による耐震性能低下の定量化とその予測, *材料試験技術*, Vol. 59, No. 4, pp.188-193, 2014.
- 16) M. Ahammed and R. E. Melchers: Reliability of underground pipelines subject to corrosion, *Journal of Transportation Engineering*, pp.989-1002, 1994.
- 17) Zhou, W., Liu, D., Wang, H., Pan, X.: Remaining-Life Prediction and Reliability Assessment of Buried Gas Pipelines under Corrosion and Alternating Loads, *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, Vol. 6, No. 1, 2015.
- 18) Isenberg, J.: Role of Corrosion in Water Pipeline Performance in Three US Earthquakes, *Proceedings of the 2nd US National Conf. on Earthquake Engineering*, EERI, Stanford, CA, pp.683-692, 1979.
- 19) 向後陽平, 丸山喜久, 猪股渉: 東北地方太平洋沖地震における都市ガス導管の被害分析, *土木学会論文集 A1*, Vol.72, No.4, pp. I_140- I_145, 2016.
- 20) Mazumder, R. K., Salman, A. M., Yue, L., & Xiong, Y.: Seismic Functionality and Resilience Analysis of Water Distribution Systems, *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, ASCE, 11 (1), 4019045, 2020.
- 21) 松田種光: ポリ塩化ビニル及びポリエチレンの劣化, *高分子*, 11 巻, 6 号, pp.455-459, 1962.
- 22) Folkman, S.: Validation of the long life of PVC pipes. *Proceedings of the 17th Plastic Pipes Conference*, 52_1-52_9, 2014.

- 23) Boersma, A. and Breen, J.: Long term performance prediction of existing PVC water distribution systems. 9th International Conference PVC, 2005.
- 24) Konstantinos F. M., Jeroen L. and François H. L. R. Clemens: A review on the durability of PVC sewer pipes: research vs. practice, *Structure and Infrastructure Engineering*, 2019.
- 25) 塩化ビニル管・継手協会:敷設後 30 年経過した下水道用硬質塩化ビニル管の評価について, 2011. https://www.ppfa.gr.jp/pdf/valuation_pdf_01.pdf(閲覧日:2019 年 11 月 27 日)
- 26) 塩化ビニル管・継手協会:敷設後 35 年経過した下水道用硬質塩化ビニル管の評価について, 2014. https://www.ppfa.gr.jp/pdf/valuation_pdf_02.pdf(閲覧日:2019 年 11 月 27 日)
- 27) 奥津大, 金次良, 若竹雅人, 片桐信, 鈴木崇伸:既設硬質ビニル管の耐震性評価に用いる接着継手の解析モデル設定の基礎検討, 第 8 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム講演集, 2018.
- 28) Newmark, N.M.: Problems in Wave Propagation in Soil and Rocks, *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, University of New Mexico Press, pp. 7-26, 1967.
- 29) Sakurai, A., & Takahashi, T.: Dynamic stresses of underground pipe lines during earthquakes. *Proceedings of the 4th World Conference of Earthquake Engineering*, pp.81-95, 1969.
- 30) 西尾宣明, 宇梶忠雄, 塚本克良:地中埋設管の地震時挙動に関する研究, 第 5 回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.921-928, 1978.
- 31) Shinozuka, M., & Koike, T.: Estimation of Structural Strains in Underground Lifeline Pipes, *Lifeline Earthquake Engineering - Buried Pipelines, Seismic Risk, and Instrumentation*, PVP-34, ASME, pp. 31-48, 1979.
- 32) 鵜飼恵三:軸方向すべりを考慮した場合の地中埋設管の震動応答解析, 土木学会論文報告集, 第 272 号, pp.27-37, 1978.

- 33) Takada, S. and Tanabe, K.: Three-dimensional seismic response analysis of buried continuous or jointed pipelines, *Journal of Pressure Vessel Technology*, ASME, 109, pp.80-87, 1987.
- 34) O'Rourke, M.J., & El Hmadi, K.E.: Analysis of Continuous Buried Pipelines for Seismic Wave Effects, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 917-929, 1988.
- 35) 日本道路協会:共同溝設計指針(案), 1981.
- 36) 日本ガス協会:ガス導管耐震設計指針, 1982.
- 37) 山下宏幸, 是國亨, 山崎泰司, 山田佳彦: ケーブル収容管補修技術に伴うケーブル防護材施工方法の開発について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.65, VI-088, pp.175-176, 2010.
- 38) 秋山武志, 山崎泰司, 是國亨, 谷島章彦, 阿部智徳, 保坂陽: ケーブル収容管路再生技術の開発, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.64, VI-399, pp.797-798, 2009.
- 39) 公益社団法人日本下水道協会: 管きよ更生工法における設計・施工管理ガイドライン 2017年版, 2017.
- 40) 岡澤毅, 田中宏司, 山崎泰司, 岸本敏明: 通信用鑄鉄管路の耐震性能検証, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.63, I-334, pp.667-668, 2008.
- 41) 石関宏真, 宮島昌克: 自立型管路更生工法による非耐震継手の離脱防止効果に関する研究, 構造工学論文集, Vo.66A, pp.283-291, 2020.
- 42) 片桐信, 荒川昭治: PE 管 Pipe-in-Pipe 工法で管路更生を行った場合の本願寺水道の耐震性評価, 歴史都市防災論文集, Vol.6, pp.73-80, 2012.
- 43) 田中宏司, 奥津大, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸, 杉山俊幸: ライニング補強した通信管路の地震時ケーブル防護効果評価方法, 土木学会論文集, A1(構造・地震工学), V01.68 No.4, pp.I_959-I_968, 2012.
- 44) 清野純史, 古川愛子, 坂田賢亮, Freddy Duran: 塩化ビニル管と螺旋状 FRP を用いた中口径下水道更生管に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.957-966, 2013.

- 45) 古川愛子, 坂田賢亮, 清野純史: 中口径下水道管きよを対象とした塩化ビニル管と螺旋状 FRP の
2 層構造更生管の管厚設計に関する研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.841-850, 2015.

第2章 経年的な影響を受けた既設管路の特性の解明

2.1. 本研究で対象とする管路及び継手

2.1.1. 管路構成

1.1.で述べたように通信用管路設備は両端のマンホール、マンホールとマンホールの間をつなぐ管、マンホールと管又は管と管を接続する継手で構成される。管種は、主に鋼管と塩化ビニル管で、継手は管種や建設された時期によって異なる。本研究では、数量が大きく1986年度まで標準仕様であった次の2種類の構成の管路を対象とする。第一は、管種は鋼管、管相互の接続はねじ継手、ただしマンホールから1本目と2本目の接続は伸縮継手、マンホールと管の接続はダクトソケットという構成である。第二は、管種は塩化ビニル管、管相互の接続は接着継手、マンホールと管の接続はダクトソケットという構成である。これらの構成においてね

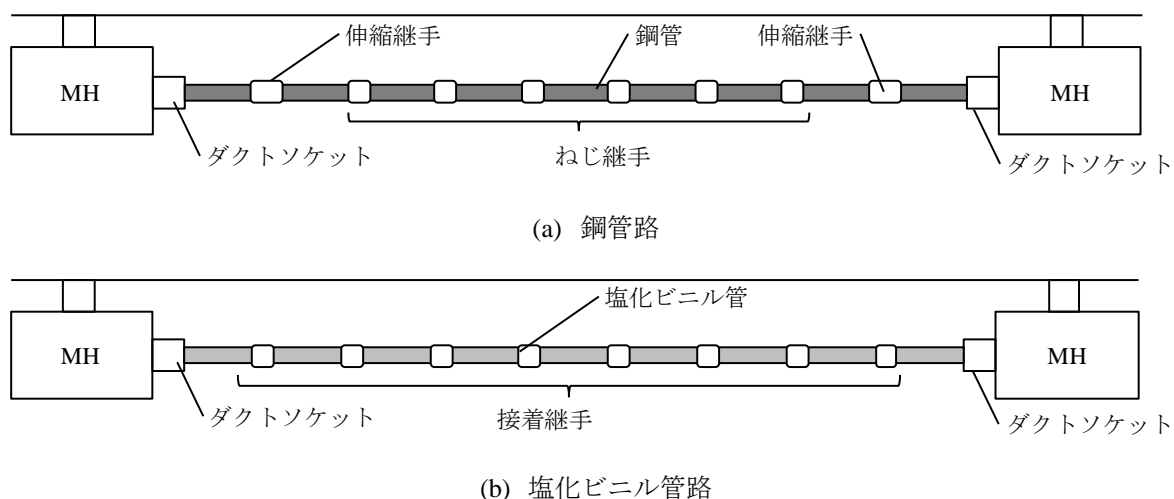


図 2-1. 管路設備の構成

表 2-1. 管の材料, 機械的特性及び寸法

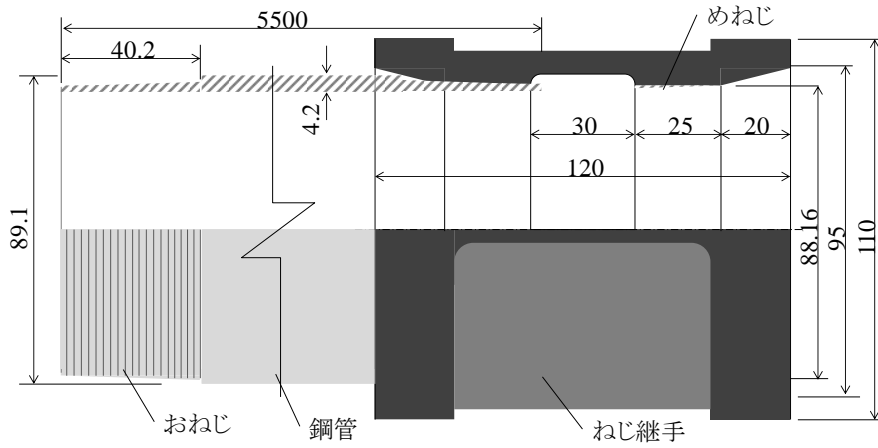
項目	鋼管	塩化ビニル管
材料	炭素鋼 JIS G 3452	塩化ビニル樹脂又は塩化ビニル重合体
比重	7.35	1.38
引張強さ (MPa)	393	49.1
破断伸び (%)	≥ 30	≥ 40
弾性係数 (MPa)	2.1×10^5	2450
外径 (mm)	89.1	96.0
内径 (mm)	80.7	83.0
長さ (mm)	5500	5500

じ継手と接着継手の劣化を考慮することとし、その他の継手、管路については劣化を考慮しない。検討対象とする管路構成を図 2-1 に、鋼管、塩化ビニル管の諸元を表 2-1 に、管及び継手の形状寸法を図 2-2 から図 2-4 にそれぞれ示す。

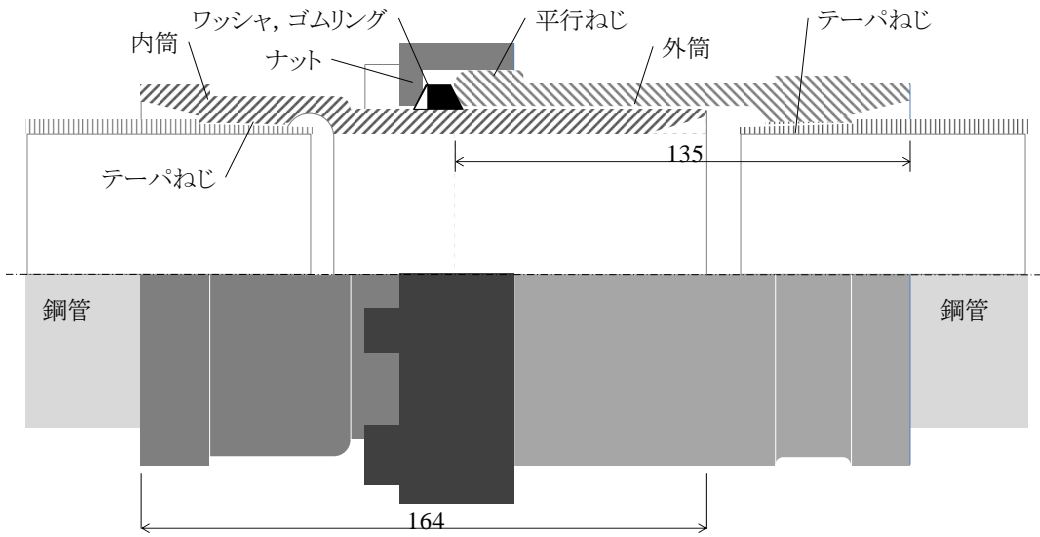
2.1.2. 管及び継手の構造詳細

鋼管及びねじ継手を図 2-2(a)に示す。鋼管は、日本工業規格に規定された JIS G 3452 配管用炭素鋼管¹⁾である。外径は 89.1mm、内径は 80.7mm、標準管長は 5.5m である。管の両端は、図 2-2(c)に示す JIS B 0203 管用テーパおねじ²⁾で、その有効径は 86.405mm、ねじ山数 n は 25.4mm あたり 11、山の高さ h は 1.479mm、ねじ部の長さは 33mm、テーパ角は 1/16 である。ねじ継手は、JIS B 2301 ねじ込み式可鍛鋳鉄製管継手³⁾に準拠しており、長さ 120mm、最大外径 115mm、めねじの仕様はおねじと同じ JIS B 0203 である。ねじ部の長さ 25mm である。

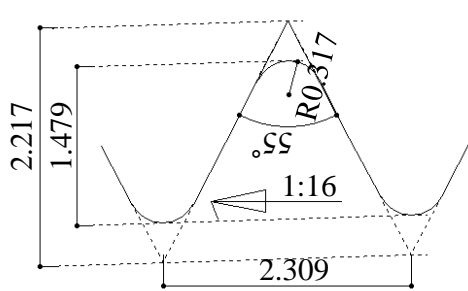
鋼管伸縮継手の寸法・形状を図 2-2(b)に示す。伸縮継手は可鍛鋳鉄製の外筒、内筒、黄銅製ワッシャ及びゴム輪で構成される。外筒に挿入された内筒が軸方向に移動することにより変位を吸収する構造である。図 2-2(b)の外筒の左端は、内筒が挿入される受け口であり、外面はナットが締結されるおねじである。おねじの規格は、図 2-2(d)に示す JIS B 0202 管用平行ねじ⁴⁾で、有効径 118mm と平行ねじである点以外は鋼管おねじと同じ仕様である。図 2-2(b)の外筒の右端は、ねじ継手と同じ仕様のテーパめねじである。外筒は、全長 135mm、受け口の内径 97mm、肉厚 7mm、長さ 110mm である。図 2-2(b)の内筒の右端は、外筒に挿入される挿し口、左端はねじ継手と同じ仕様のめねじである。内筒は、全長 164mm、挿し口の外径 95mm、肉厚 7mm、長さ 100mm である。ナットは、外筒との間にワッシャとゴム輪を挟んで締結される。ナットの平行めねじの仕様は、外筒のおねじと同じである。ゴム輪は、気密性を維持するために使用される。接続の際、内筒を外筒の奥に突き当たるまで挿入する。鋼管伸縮継手は、両端のマンホールのダクト口に作用する荷重を緩和するため、マンホールから 1 本目と 2 本目の鋼管の接続に使用される。



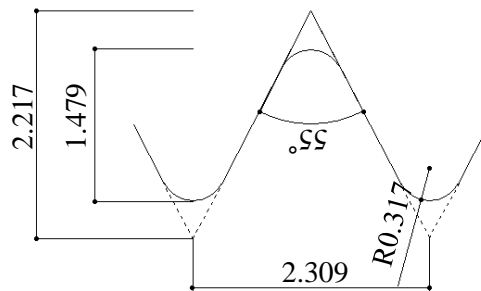
(a) 鋼管及びねじ継手



(b) 鋼管伸縮継手



(c) テーパーねじ



(d) 平行ねじ

図 2-2. 鋼管, ねじ継手, 伸縮継手のねじの構造・寸法

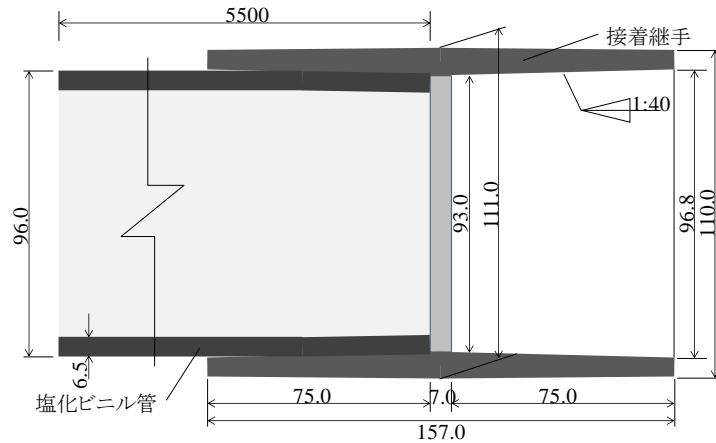


図 2-3. 塩化ビニル管及び接着継手の構造・寸法

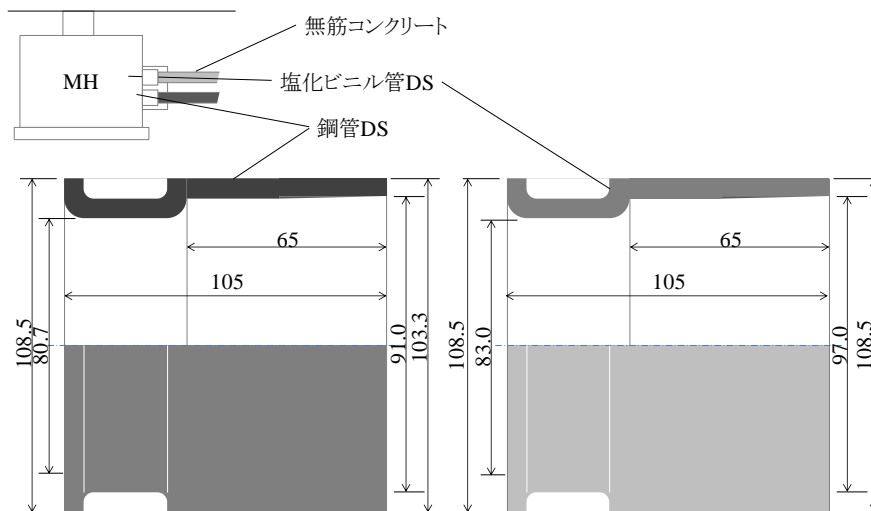


図 2-4. 鋼管用及び塩化ビニル管用 DS の構造・寸法

鋼管と両端のマンホールの接続部を図 2-4 に示す。接続部には、ダクトソケットと呼ばれる塩化ビニル製の継手があり、コンクリートで覆われている。鋼管用ダクトソケットは、長さが 105mm、最大外径 108.5mm、管を挿入する側の内径 90.3mm、MH 側の内径は鋼管と同じ 80.7mm である。

塩化ビニル管及び接着継手を図 2-3 に示す。塩化ビニル管は、外径 96mm、内径 83mm、標準管長 5.5m である。塩化ビニル管同士の接続は、同じく塩化ビニル製の継手の両側から塩化ビニル管を挿入し接着する。接着継手は、長さ 157mm、最大外径 111mm、入り口の外径 110mm、入り口内径 96.8mm である。内径は、テーパ角 1/40 で奥に向かって小さくなる。軸方向中央に

幅 7mm, 高さ約 1mm の突起があり, 塩化ビニル管はこの突起に突き当たるまで接着継手の両側から 75mm ずつ挿入される。接着剤は, 継手の内側全面と管の外面の先端から 75mm の範囲に塗布される。

図 2-4 に示す塩化ビニル管用ダクトソケットは, 塩化ビニル製で長さが 105mm, 最大外径 108.5mm, 管を挿入する側の内径 95.5mm, MH 側の内径は塩化ビニル管と同じ 83.0mm である。塩化ビニル管をダクトソケットに接続する際には, 前述の接着剤をダクトソケットの内面及び管の外面のそれぞれ先端から 60mm の範囲に塗布する。

2.1.3. 劣化供試体

通信管路は主に公道の地下に埋設されており, 道路工事や掘削を伴う近傍の工事の影響で撤去されることがある。撤去管を収集するため, 全国規模でこのような工事の計画を調査し, その中から十分な継手サンプルが得られ, かつ建設年度が適度に分散するよう工事を選定した。収集した鋼管ねじ継手及び塩化ビニル管接着継手の本数を図 2-5 に示す。本研究では, このような継手を含む撤去管を実験に用いる場合には「劣化鋼供試体」, 「劣化塩化ビニル供試体」と表記する。比較のために未使用の管又は継手を実験に用いる場合は「非劣化鋼供試体」, 「非劣化塩化ビニル供試体」と表記する。このようにして収集した供試体を含め, 2 章の各節で用いた供試体の種類と数量を表 2-2 に示す。

2.2.1 項の鋼管ねじ継手の強度測定実験では, 伊藤ら⁹⁾が 2012 年に 29 工事から収集した計 182 体の劣化鋼供試体と 48 体の非劣化鋼供試体を用いた。劣化鋼供試体の建設年度は, 1963～1982 年度, 埋設期間は 30～49 年である。

2.2.2 項の腐食実験では, 長さ 50mm に切断した非劣化鋼供試体 42 体を用いた。供試体は, 非劣化鋼管の内・外面の塗装を除去, 肉厚を 3mm に調整後に重量を測定し, 内面のみが腐食するよう内面以外をポリウレタンで塗装した。

2.3.1 項の塩化ビニル管接着継手の強度測定実験では, 著者ら⁹⁾が 2017 年に 15 工事から収集

した計 117 体の劣化塩化ビニル供試体と 27 体の非劣化塩化ビニル供試体を用いた。劣化塩化ビニル供試体の建設年度は 1969～1982 年度，埋設期間は 35～48 年である。

2.3.2 項の塩化ビニル管の機械的特性試験では，2.3.1 項の実験に用いた 117 本の劣化塩化ビニル供試体から引張試験用 13 体，圧縮試験用 13 体，曲げ試験用 12 体の計 38 体を，27 体の非劣化塩化ビニル供試体から各試験用に 1 体ずつ計 3 体を抽出し，各供試体から 5 個ずつ試験片を作成した。

2.3.3 項の接着剤の分析では，2.3.1 項の実験に用いた劣化塩化ビニル供試体から 3 体抽出し，それぞれの供試体から採取した接着剤の成分を分析した。比較用の非劣化として接着剤そのものの成分も分析した。また，別に抽出した引張実験用 7 体，圧縮実験用 5 体，曲げ試験用 3 体の劣化塩化ビニル供試体の接着面の観察及び接着長，接着面積の推定を行った。

3 章の地震応答解析では，上記 2 種類の継手に加えて鋼管伸縮継手，鋼管ダクトソケット，塩化ビニル管ダクトソケットを対象とする。伸縮継手及びダクトソケットは，ねじ継手や接着継手と比較して設置数が少なく，経年的な特性の変化についての十分なデータが得られていないため本研究では劣化を考慮せず新管の特性を用いる。

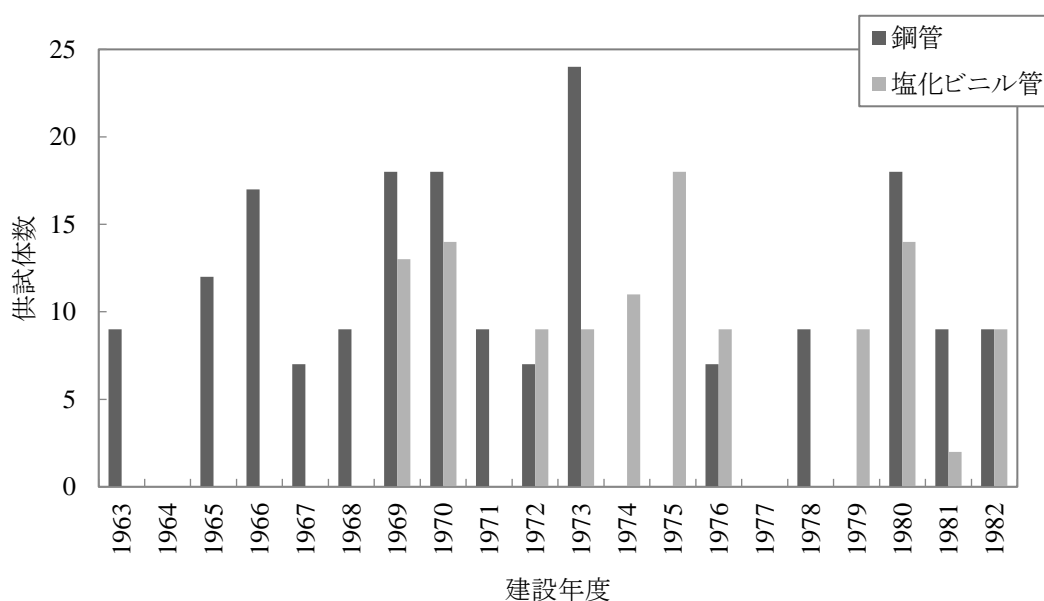


図 2-5. 建設年度別の収集した劣化供試体数.

表 2-2. 2 章の実験で使用した供試体, 試験片.
(a) 継手破壊実験, 材料試験に使用した供試体

管種		鋼管			塩化ビニル管		
収集年度		2012			2017		
建設年度		1963-1982			1969-1982		
埋設期間		30-49			35-48		
収集本数		182			117		
載荷方法		引張	圧縮	曲げ	引張	圧縮	曲げ
劣化	継手破壊実験	60	64	58	38	39	39
	材料試験				13	13	12
	接着剤分析				2		1
	接着面観察				7	5	3
非劣化	継手破壊実験	18	20	10	9	9	9
	材料試験				1	1	1

(b) 鋼管腐食実験に使用した供試体

管種		鋼管	
非劣化	腐食実験	42 (3 体×14 バッチ)	

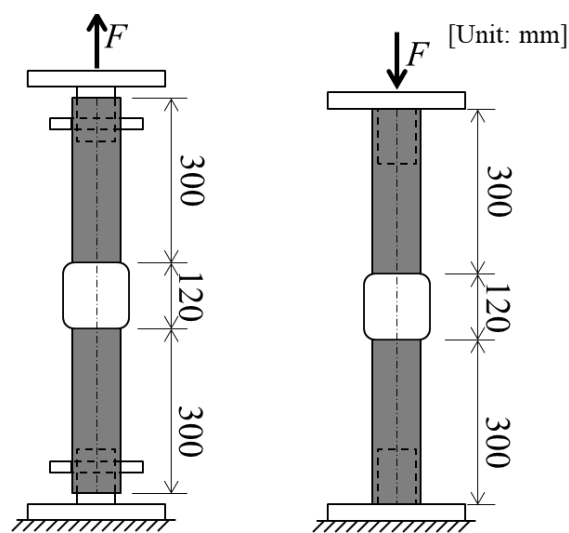
2.2. 鋼管ねじ継手の特性に関する実験的研究

2.2.1. 鋼管ねじ継手の強度測定

本項では、伊藤ら⁵⁾の研究で得られた鋼管ねじ継手の特性に関するデータに分析を加え、経年による継手の強度の変化を明らかにすることを目的とする。文献 5 では、劣化鋼供試体について、引張・圧縮・曲げ載荷による継手破壊実験を行っている。実験の概要を図 2-6 に、測定機材を表 2-3 にそれぞれ示す。3MN 構造物試験機を用い、引張と圧縮は 5mm/min で、曲げは 2.5mm/min でそれぞれ単調載荷した。

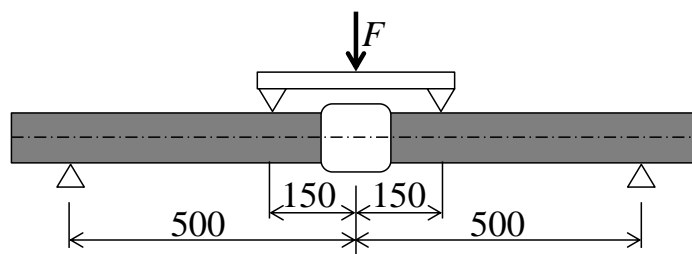
図 2-7(a)は、引張実験を行った劣化鋼供試体 60 体の引張変位 u_T と引張荷重 P_T の関係を、図 2-7 (b)は、圧縮実験を行った劣化鋼供試体 64 体の圧縮変位 u_C と圧縮荷重 P_C の関係を、図 2-7 (c)は、曲げ実験を行った劣化鋼供試体 58 体の回転角 θ と曲げモーメント M の関係をそれぞれ示す。引張最大変位 u_{Tmax} は 2.9mm から 9.9mm の範囲に、引張最大荷重 P_{Tmax} は 159.4kN から 268.0kN の範囲にそれぞれ分布する。圧縮最大変位 u_{Cmax} は 2.3mm から 11.1mm の範囲に、圧縮最大荷重 P_{Cmax} は 121.1kN から 316.7kN の範囲にそれぞれ分布する。引張と圧縮を比較す

ると、圧縮の方が最大値の分布範囲がやや広い。最大回転角 θ_{max} は 0.2 度から 3.9 度の範囲に、最大曲げモーメント M_{max} は 2.8kN・m から 8.0kN・m の範囲にそれぞれ分布する。それぞれの実験において、供試体ごとに最大変位、最大荷重、最大回転角、最大曲げモーメントにばらつきはあるもの、変位－荷重関係、回転角－曲げモーメント関係は同じような曲線となる。



(a) 引張

(b) 圧縮



(c) 曲げ

図 2-6. 鋼管ねじ継手供試体の寸法及び実験方法.

表 2-3. 実験に用いた計測機器.

測定器	静ひずみ測定器 東京測器研究所製 (TDS1100)
	スイッチボックス 東京測器研究所製 (IHW50)
荷重計	試験機内蔵ロードセル
変位計	ひずみゲージ式変位計 東京測器研究所製 (CDP100)

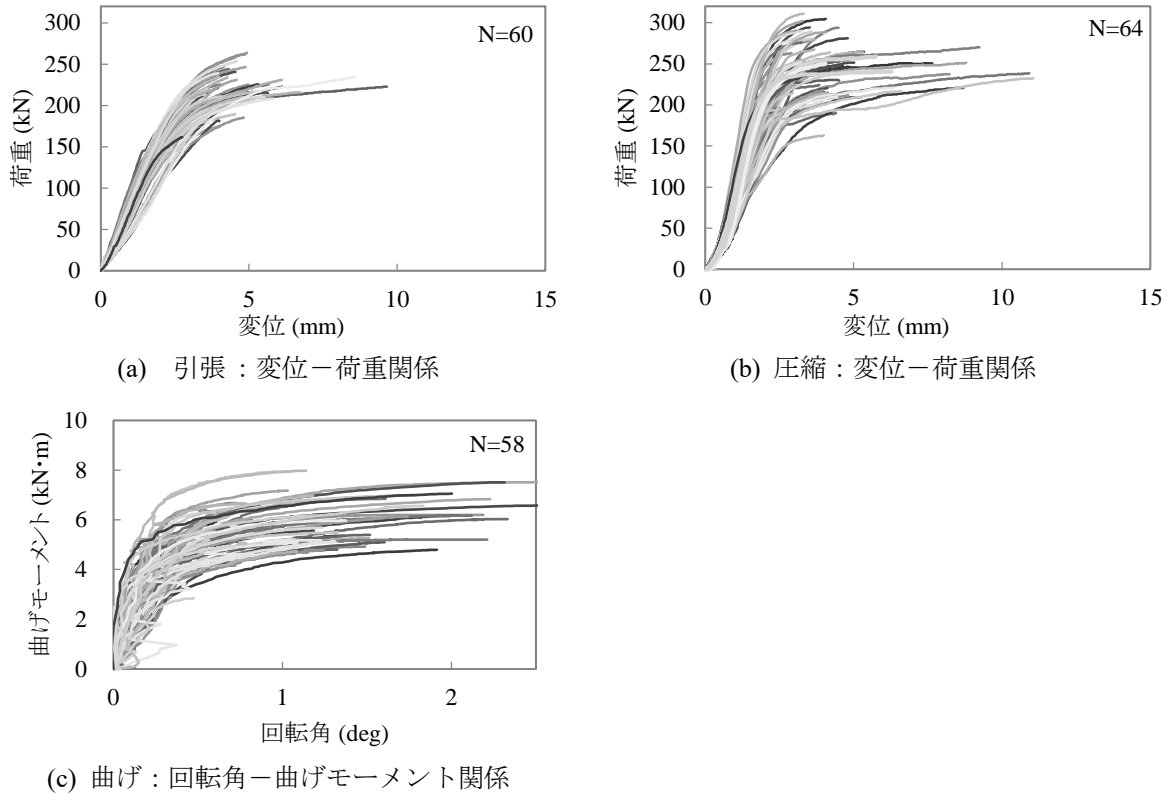


図 2-7. 劣化鋼供試体の破壊実験結果.

埋設期間 t_b と最大荷重 P_{Tmax} , P_{Cmax} , 最大曲げモーメント M_{max} の関係を図 2-8 に示す. さらに劣化鋼供試体について埋設期間 30~49 年を区間幅 5 年としてグループ化し, 最大引張荷重, 最大圧縮荷重, 最大曲げモーメントの平均 $\overline{P_{Tmax}^l}$, $\overline{P_{Cmax}^l}$, $\overline{M_{max}^l}$ と標準偏差 $\overline{\sigma_{Tmax}^l}$, $\overline{\sigma_{Cmax}^l}$, $\overline{\sigma_{Mmax}^l}$ を図 2-8 に重ねて示すとともに, 値を表 2-4 に示す. 図 2-8 から, 劣化鋼供試体の最大荷重・最大曲げモーメントはばらついているが, グループ毎の $\overline{P_{Tmax}^l}$, $\overline{P_{Cmax}^l}$, $\overline{M_{max}^l}$ は埋設期間 t_b が長くなると小さくなる傾向が見られる.

引張実験におけるねじ継手の破壊モードは, ねじ谷部での破断とねじ部の変形による引き抜きの 2 種類がある. 圧縮実験におけるねじ継手の破壊モードは, く字状の変形と S 字状の変形の 2 種類がある. 曲げ実験におけるねじ継手の破壊モードは, 引張縁でのねじ谷部での破断である.

図 2-8 (a) では, 観察をもとに比較的激しい腐食が発生している供試体とほとんど発生していない供試体に分けている. 腐食に着目して区分した実験結果の最大荷重及び標準偏差を表

表 2-4. 非劣化鋼供試体, 劣化鋼供試体及び埋設期間 5 年区切りでグループ化した劣化鋼供試体の P_{Tmax} , P_{Cmax} , M_{max} の平均及び標準偏差.

(a) 引張実験

	非劣化	劣化				
グループ i	0	1	2	3	4	
t_b (年)	0	30-34	35-39	40-44	45-49	30-49
(平均年)	(0)	(31.8)	(38.4)	(42.1)	(46.8)	(40.0)
供試体数	18	15	10	21	14	60
$\overline{P_{Tmax}^l}$ (kN)	223.5	233.1	207.3	221.2	186.6	213.8
$\overline{\sigma_{Tmax}^l}$ (kN)	11.4	16.6	21.6	22.2	18.7	26.0

(b) 圧縮実験

	非劣化	劣化				
グループ i	0	1	2	3	4	
t_b (年)	0	30-34	35-39	40-44	45-49	30-49
(平均年)	(0)	(31.8)	(38.3)	(42.3)	(46.6)	(40.1)
供試体数	20	15	13	20	16	64
$\overline{P_{Cmax}^l}$ (kN)	266.7	266.6	231.6	245.9	230.9	244.1
$\overline{\sigma_{Cmax}^l}$ (kN)	10.6	28.5	27.6	46.1	28.0	36.7

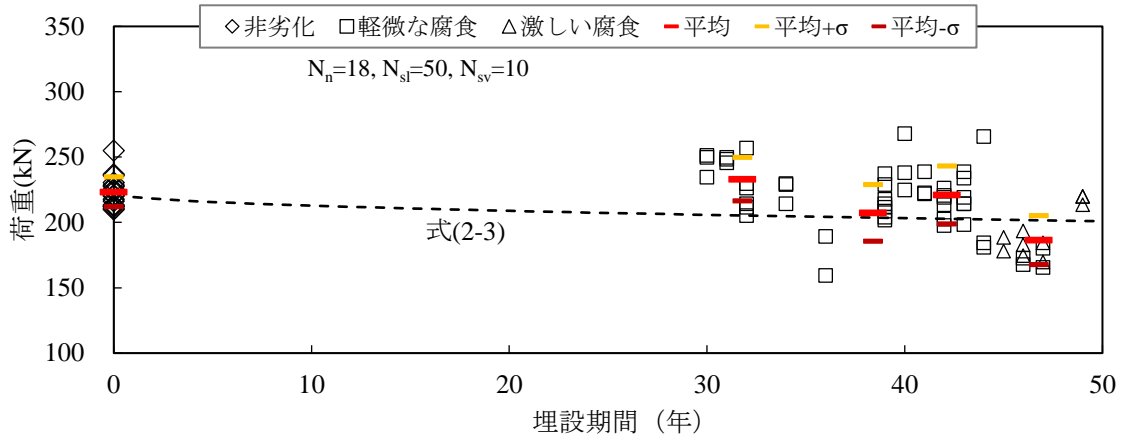
(c) 曲げ実験

	非劣化	劣化				
グループ i	0	1	2	3	4	
t_b (年)	0	30-34	35-39	40-44	45-49	30-49
(平均年)	(0)	(31.8)	(38.3)	(42.3)	(46.7)	(40.2)
供試体数	10	15	8	20	15	58
$\overline{M_{max}^l}$ (kN·m)	6.3	6.8	5.6	6.0	5.3	6.0
$\overline{\sigma_{Mmax}^l}$ (kN·m)	0.8	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0

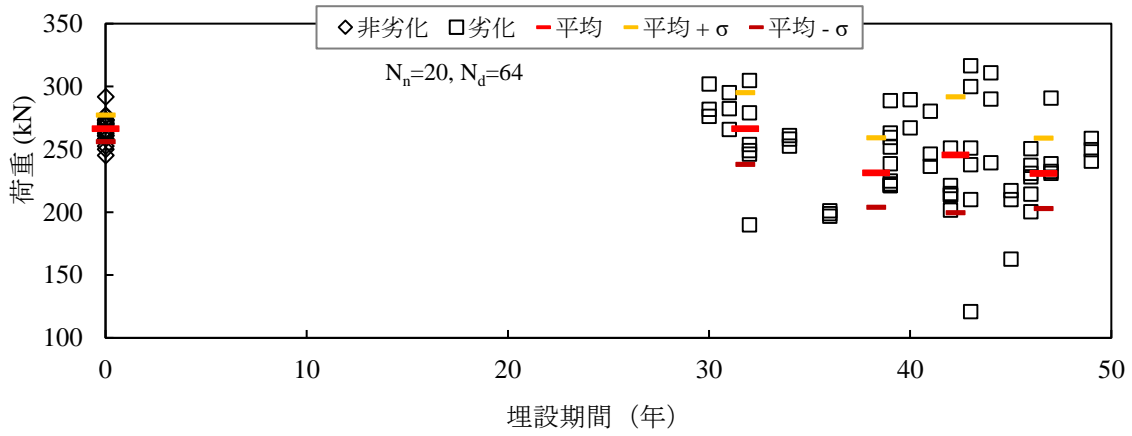
表 2-5. 腐食の程度で分類した P_{Tmax} の平均及び標準偏差

	非劣化	劣化		
		全体	激しい腐食	軽微な腐食
t_b (年)	0	30-49	45-49	30-47
供試体数	18	60	10	50
$\overline{P_{Tmax}}$ (kN)	223.5	213.8	192.6	218.0
$\overline{\sigma_{Tmax}}$ (kN)	11.4	26.0	18.7	25.3

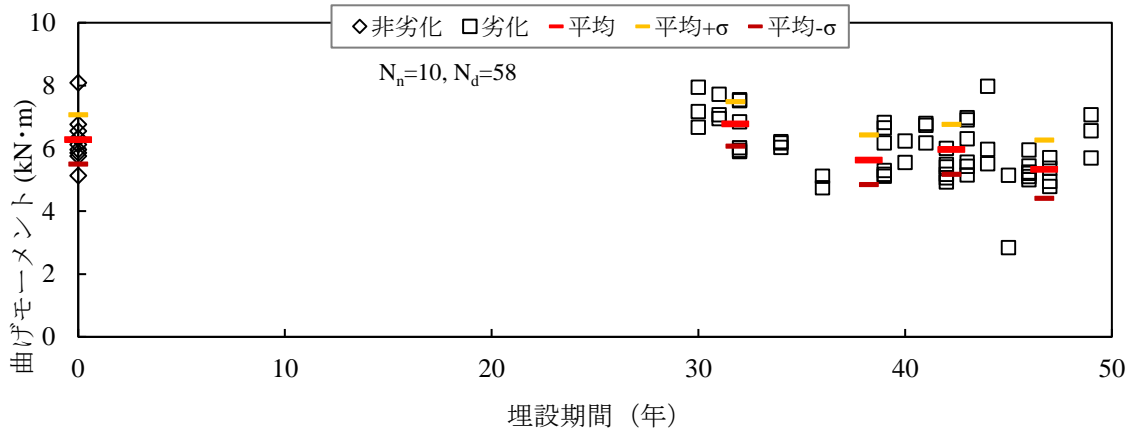
2-5 に示す. 腐食の激しい供試体の平均値は, 軽微な供試体と比較して小さい. それぞれの供試体の実験結果が正規分布であると仮定して t 検定を行うと, $p < 0.005$ となり, 有意な差があると確認された. 次項では腐食進行速度について検討した内容を述べる.



(a) 引張



(b) 圧縮



(c) 曲げ

図 2-8. 鋼供試体の埋設期間 t_b と P_{Tmax} , P_{Cmax} , M_{max} , $\overline{P_{Tmax}^l}$, $\overline{P_{Cmax}^l}$, $\overline{M_{max}^l}$ の関係

2.2.2. 鋼管の腐食速度の測定

本項では、伊藤ら⁷⁾が通信用鋼管の腐食の進行を定量的に把握することを目的として実施した模擬環境における腐食実験について述べる。供試体を実験用マンホールに設置し、約4年の間、14回に分けて3体ずつ回収し腐食量を測定した。腐食量は供試体の実験前の重量と、腐食生成物を除去した後の重量の差とする。腐食生成物は、供試体を80℃の20%クエン酸ニアンモニウム水溶液に20分浸漬させたのち金ブラシで除去した。実験用マンホールは、内寸が長さ2.3m、幅1.1m、高さ1.5mのコンクリート製直方体で、滞留水の水深は0.2mである。実験後の供試体及び実験状況を図2-9に示す。実験期間と腐食深さの関係を表2-6及び図2-10に示す。腐食深さ x は、実験前後の重量の変化 Δw_p 、供試体内面の面積 A_{in} 、材料の比重 ρ を用いて次式で換算した。

$$x = \frac{\Delta w_p}{A_{in} \cdot \rho} \quad (2-1)$$

実験結果の腐食深さ x と時間 t の関係を、最小二乗法を用いて式(1-3)で近似すると式(2-2)となる。このとき、放物線速度定数 k の次元は $[\text{mm}/\text{s}^{-1/2}]$ となる。

$$x = 0.042t^{0.5} \quad (2-2)$$



図 2-9. 腐食実験における供試体のマンホール内設置状況及び供試体の腐食状況⁵⁾

表 2-6. 実験期間と腐食深さ

実験期間		1 バッチ 3 供試体の平均腐食深さ (mm)
日数	年数	
90	0.25	0.005
180	0.49	0.015
455	1.25	0.039
547	1.50	0.049
635	1.74	0.043
732	2.01	0.040
825	2.26	0.039
916	2.51	0.057
1007	2.76	0.060
1090	2.99	0.074
1188	3.25	0.076
1276	3.50	0.071
1367	3.75	0.118
1485	4.07	0.118

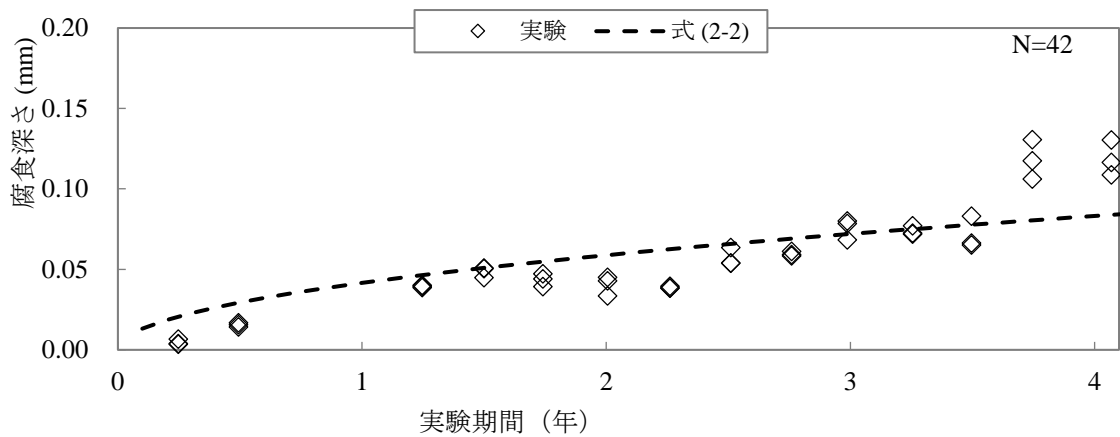


図 2-10. 実験期間と腐食深さの関係 7).

図 2-10 において、実験期間 4 年前後の実験値が近似式よりやや大きな値となっている。この理由として、二つの仮説を立てている。一つは腐食生成物に亀裂が入ったり、剥離したりして供試体表面に反応物質が供給されやすくなり腐食が進行したためである。もう一つは腐食生成物をワイヤブラシで除去する過程で供試体表面を削りすぎてしまったためである。今後残っている供試体を回収し、計測することで検証する予定であるが、本研究では実験データから得られた近似式の決定係数 R^2 が 0.67 であるため腐食深さの推定にこの式を用いることとする。

2.2.3. 劣化を考慮した継手特性のモデル化

上述の実験により、鋼管の継手性能は腐食により低下し、腐食深さは時間の関数で表されることを明らかにした。そこで、継手内面は均一に腐食し、継手は引張によりねじ谷部が破断すると仮定する。本仮定に基づくと断面積の経年的な減少から継手の性能低下を推定することが可能となり、引張による破壊時の荷重 P_{Tmax} は、式(2-3) で表す事ができ、式(2-2)を式(2-3)に代入し、式(2-4)を得る。

$$P_{Tmax}(t) = \frac{\pi}{4} \{d_1^2 - (d_i + 2x)^2\} \cdot \sigma_T \quad (2-3)$$

$$P_{Tmax}(t) = \frac{\sigma_T \pi}{4} (d_1^2 - d_i^2 - 0.084d_i t^{0.5} - 0.007t) \quad (2-4)$$

ここで、 d_1 はおねじ部の基準径 84.9mm、 d_i は管の内径、 σ_i は管の材料の引張強さ 290kN/mm²である。式(2-3)を実験結果に重ねて示すと図 2-8(a)のようになり、式(2-4)は実験値の中央付近を通過しており、本曲線を用いることで鋼管ねじ継手の耐震性能を過大に評価することはないと考えられるため、3章の地震応答解析では本曲線を用いることとする。

2.3. 塩化ビニル管接着継手の特性に関する実験的研究

2.3.1. 塩化ビニル管接着継手の強度測定

実験用の供試体として収集した埋設期間 35～48 年の劣化塩化ビニル供試体を用いた。劣化鋼供試体と同様、引張・圧縮・曲げ载荷による継手破壊実験を実施した。供試体寸法及び実験方法を図 2-11 に示す。

引張実験を行った劣化塩化ビニル供試体 38 体の引張変位 u_T と引張荷重 P_T の関係を図 2-12 (a)に、圧縮実験を行った劣化塩化ビニル供試体 38 体の圧縮変位 u_C と圧縮荷重 P_C の関係を図 2-12 (b)に、曲げ実験を行った劣化塩化ビニル供試体 39 体の回転角 θ と曲げモーメント M の関係を図 2-12 (c)にそれぞれ示す。引張最大変位 u_{Tmax} は 1.6mm から 5.5mm の範囲に、引張最大荷重 P_{Tmax} は 20.6kN から 66.7kN の範囲にそれぞれ分布する。圧縮最大変位 u_{Cmax} は 0.9mm か

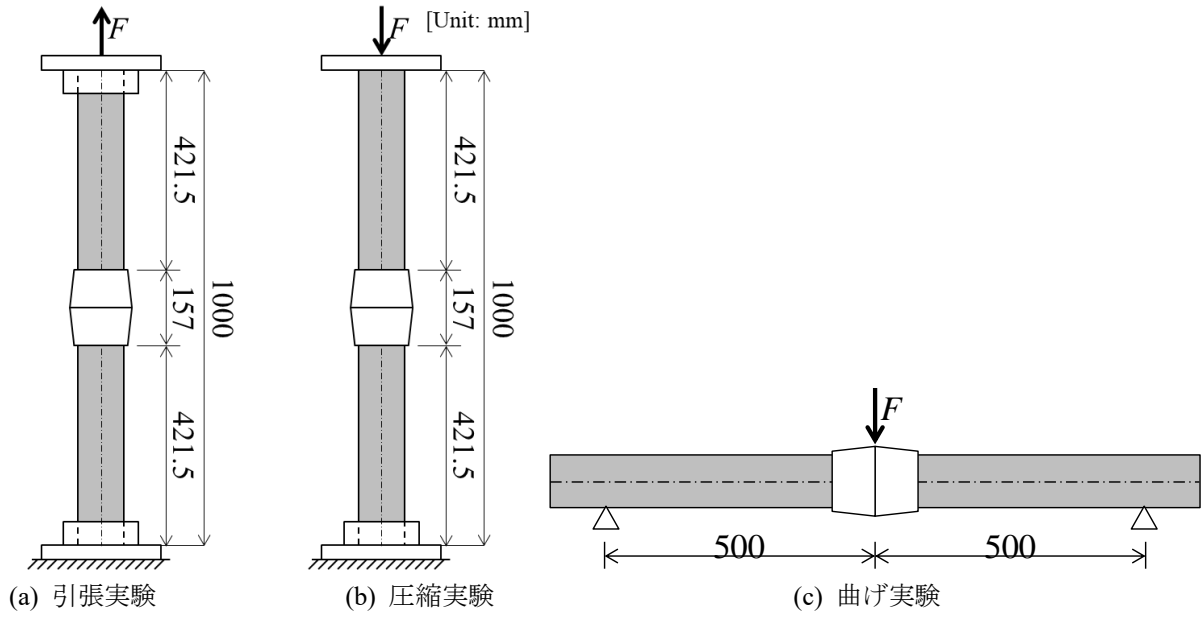
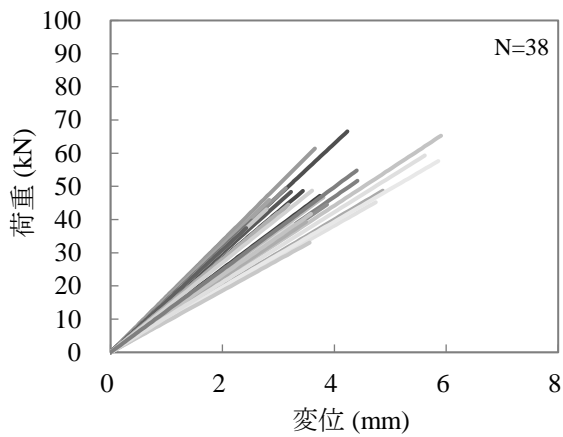
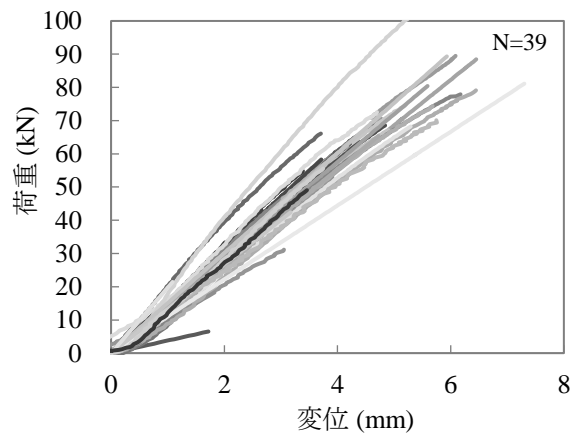


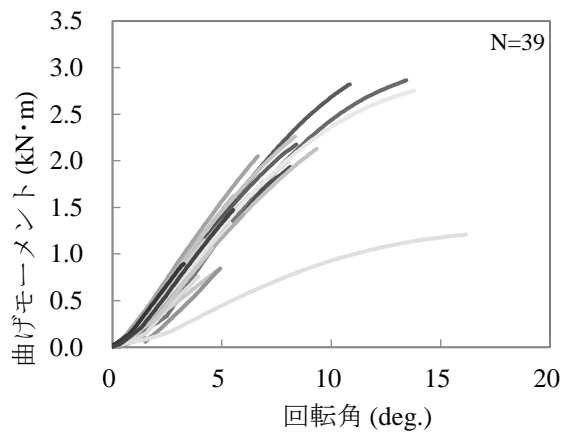
図 2-11. 塩化ビニル管接着継手供試体の寸法及び実験方法.



(a) 引張：変位－荷重関係

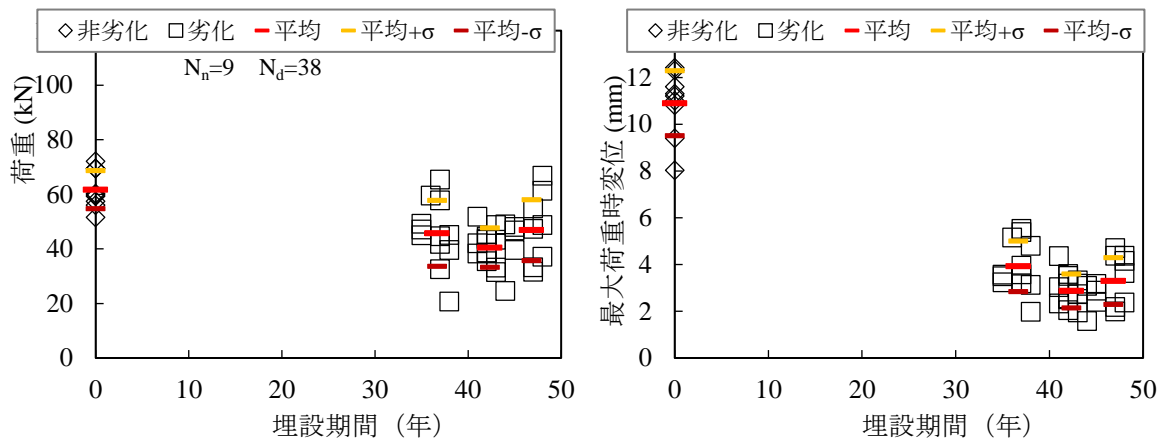


(b) 圧縮：変位－荷重関係

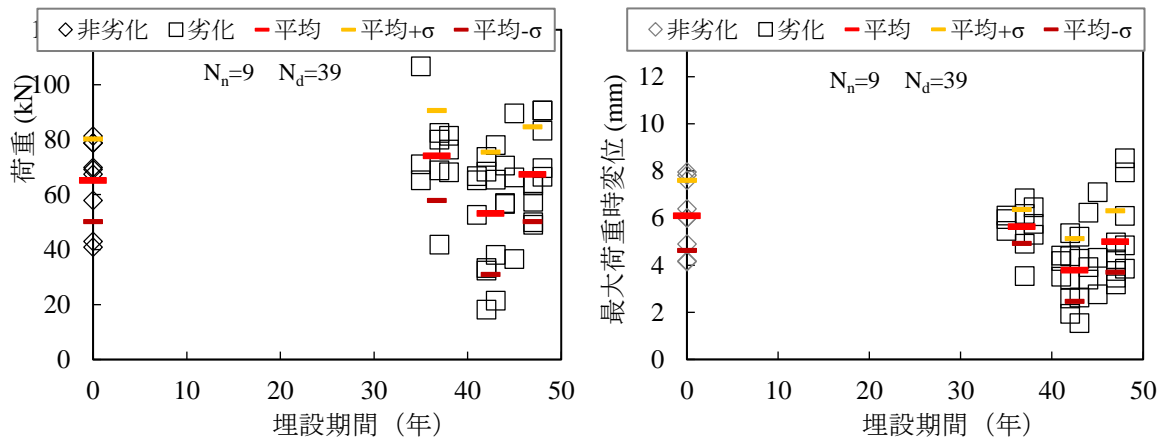


(c) 曲げ：回転角－曲げモーメント関係

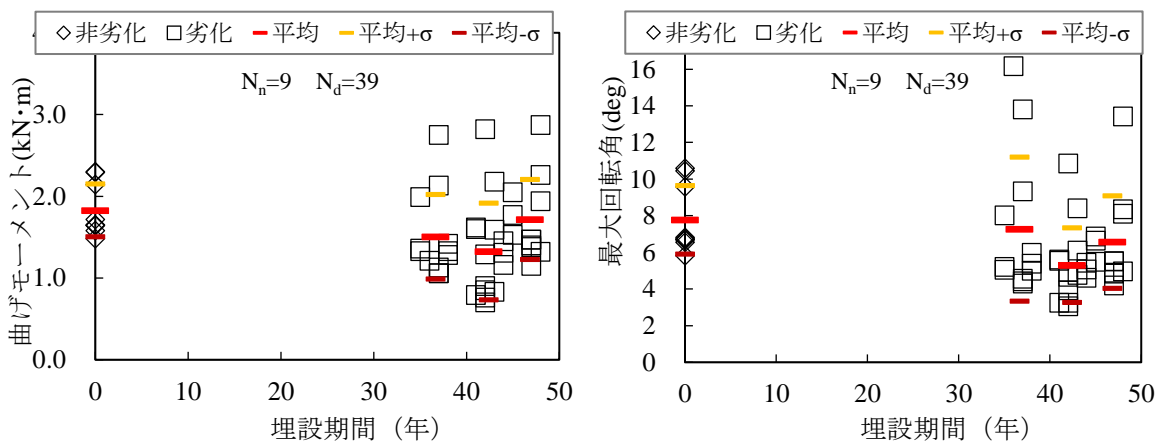
図 2-12. 劣化塩化ビニル供試体の継手破壊実験結果.



(a) 引張実験



(b) 圧縮実験



(c) 曲げ実験

図 2-13. 塩化ビニル供試体の埋設期間 t_b と P_{Tmax} , u_{Tmax} , P_{Cmax} , u_{Cmax} , M_{max} , θ_{max} 及び δ 5年区切りでグループ化した平均の関係

表 2-7. 非劣化塩化ビニル供試体, 劣化塩化ビニル供試体及び埋設期間 5 年区切りでグループ化した劣化塩化ビニル供試体の P_{Tmax} , u_{Tmax} , P_{Cmax} , u_{Cmax} , M_{max} , θ_{max} の平均及び標準偏差.

(a) 引張実験

	非劣化	劣化			
グループ j	0	1	2	3	劣化全体
t_b (年)	0	35-39	40-44	45-48	35 - 48
(平均年)	(0)	(36.7)	(42.3)	(46.8)	(41.8)
供試体数	9	12	15	11	38
$\overline{P_{Tmax}^j}$ (kN)	61.7	45.7	40.4	46.8	43.9
標準偏差(kN)	7.0	12.0	7.3	11.1	10.2
$\overline{u_{Tmax}^j}$ (kN)	10.9	3.9	2.9	3.3	3.3
標準偏差(kN)	1.4	1.1	0.7	1.0	1.0

(b) 圧縮実験

	非劣化	劣化			
グループ j	0	1	2	3	劣化全体
t_b (年)	0	35-39	40-44	45-48	35 - 48
(平均年)	(0)	(36.7)	(42.5)	(46.9)	(42.3)
供試体数	9	10	15	13	38
$\overline{P_{Cmax}^j}$ (kN)	65.3	74.3	50.3	67.5	63.7
標準偏差(kN)	15.1	16.4	22.2	17.2	19.7
$\overline{u_{Cmax}^j}$ (kN)	6.1	5.6	3.8	5.0	4.7
標準偏差(kN)	1.5	0.7	1.3	1.3	1.6

(c) 曲げ実験

	非劣化	劣化			
グループ j	0	1	2	3	劣化全体
t_b (年)	0	35-39	40-44	45-48	35 - 48
(平均年)	(0)	(36.7)	(42.4)	(46.8)	(42.0)
供試体数	9	12	15	12	39
$\overline{M_{max}^j}$ (kN・m)	1.8	1.5	1.3	1.7	1.5
標準偏差(kN・m)	0.3	0.5	0.6	0.5	0.6
$\overline{\theta_{max}^j}$ (kN・m)	7.8	7.3	5.3	6.6	6.3
標準偏差(kN・m)	1.9	3.9	2.0	2.5	2.9

ら 6.2mm の範囲に, 圧縮最大荷重 P_{Cmax} は 6.5kN から 106.8kN の範囲にそれぞれ分布する. 引張と圧縮を比較すると, 圧縮の方が最大値の分布範囲がやや広い. 最大回転角 θ_{max} は 3.1 度から 16.2 度の範囲に, 最大曲げモーメント M_{max} は 0.7kN・m から 2.9kN・m の範囲にそれぞれ分布

する。それぞれの実験において、供試体ごとに最大変位、最大荷重、最大回転角、最大曲げモーメントにばらつきはあるもの、変位－荷重関係、回転角－曲げモーメント関係は同じような曲線となる。埋設期間 t_b と P_{Tmax} , u_{Tmax} , P_{Cmax} , u_{Cmax} , M_{max} , θ_{max} の関係を図 2-13 に示す。さらに劣化塩化ビニル供試体について埋設期間 30～49 年を区間幅 5 年としてグループ化し、最大引張荷重、最大圧縮荷重、最大曲げモーメント及びその時の変位、回転角の平均 $\overline{P_{Tmax}^J}$, $\overline{u_{Tmax}^J}$, $\overline{P_{Cmax}^J}$, $\overline{u_{Cmax}^J}$, $\overline{M_{max}^J}$, $\overline{\theta_{max}^J}$ と標準偏差の範囲を図 2-13 に重ねて示し、値を表 2-7 にそれぞれ示す。劣化塩化ビニル供試体の最大荷重、曲げモーメント及びその時の変位、回転角は、平均的には非劣化塩化ビニル供試体よりも低く、標準偏差は大きい傾向であることから、経年的な影響が考えられる。劣化塩化ビニル供試体と非劣化塩化ビニル供試体の $\overline{P_{Tmax}}$, $\overline{P_{Cmax}}$, $\overline{M_{max}}$ の比は、0.71, 0.95, 0.83 で、 $\overline{P_{Tmax}}$ の低下が大きく、 $\overline{P_{Cmax}}$ の変化は小さい。図 2-13 (a) に示す $\overline{P_{Tmax}}$, $\overline{u_{Tmax}}$ は、埋設期間が長くなると小さくなる傾向が見られる。劣化塩化ビニル供試体の $\overline{P_{Cmax}}$ は埋設期間に依る低下傾向が見られずほぼ横ばいである。 $\overline{u_{Cmax}}$ は、埋設期間が長くなると低下する傾向が見えるが、 $\overline{u_{Tmax}}$ と比較すると変化が小さい。劣化塩化ビニル供試体の $\overline{M_{max}}$, $\overline{\theta_{max}}$ は、埋設期間が長くなると低下する傾向が見える。すなわち、特に引張方向において変位－荷重関係の傾きが劣化により大きくなり、ばねが「硬くなる」と言える。

劣化塩化ビニル供試体の最大荷重・曲げモーメントが非劣化塩化ビニル供試体に比較して低下している理由として、材料の劣化、接着剤の劣化、接着面の状態変化の 3 点の仮説を立て、以下の検討を行った。

2.3.2. 塩化ビニル材料の強度測定

材料の経年劣化の有無を検証するため、継手破壊実験後の供試体から抽出した供試体から試験片を作成し JIS 規格に基づく材料の試験を実施した。試験方法は、引張試験 JIS K 7161^{8,9)}、圧縮試験 JIS K 7181¹⁰⁾、曲げ試験 JIS K 7171¹¹⁾ である。埋設期間と引張強度 σ_T 、圧縮強度 σ_C 、曲げ強度 σ_F の関係を図 2-14 に示す。引張試験では、全ての試験片で建設当時の社内規格である

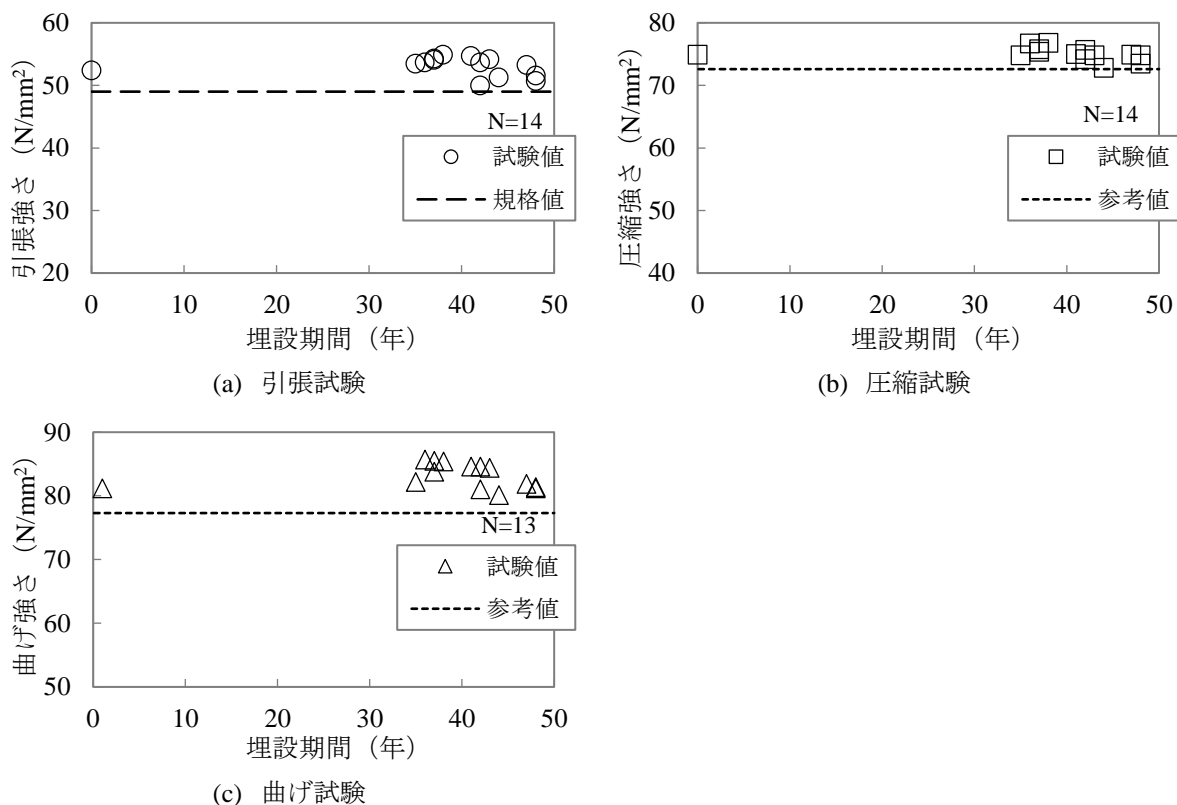


図 2-14. 塩化ビニル試験片の埋設期間 t_b と σ_T , σ_C , σ_F の関係.

49N/mm²を満たしており、経年的に明瞭な低下傾向は見られない。圧縮、曲げについては、一般的な物性値¹²⁾と比較して大幅な低下はなかった。先行研究¹³⁾において、塩化ビニル試験片を65、80、95℃の恒温槽で促進劣化させると、実験時間の増加に比例して引張強さは増加し、引張破断伸びは低下すること、それらの比例係数は温度が高いほど大きいことが述べられているが、本研究で対象とした通信用塩化ビニル管の設置環境で想定される平均温度は、10~20℃程度であり、埋設期間30~50年ではほとんど変化しないと考えられる。

2.3.3. 接着剤成分分析及び接着状態の観察

接着剤の成分をFT-IR法（フーリエ変換赤外分光分析法）を用いて分析した。FT-IR法は、試料に赤外光を照射し、透過光のスペクトルから分子の同定・構造の解析をする分析法で高分子の分析方法として広く応用されている¹⁴⁾。

強度測定に用いた塩化ビニル供試体41体から抽出した埋設期間45年の劣化塩化ビニル供試

表 2-8. FT-IR 法の使用機器, 測定条件.

項目	内容
測定装置	FTS-7000/UMA-600 (VARIAN 製)
測定手法	顕微-透過法 (ダイヤモンドセル使用)
測定範囲	4000~600cm ⁻¹
分解能	400cm ⁻¹
積算回数	128 回

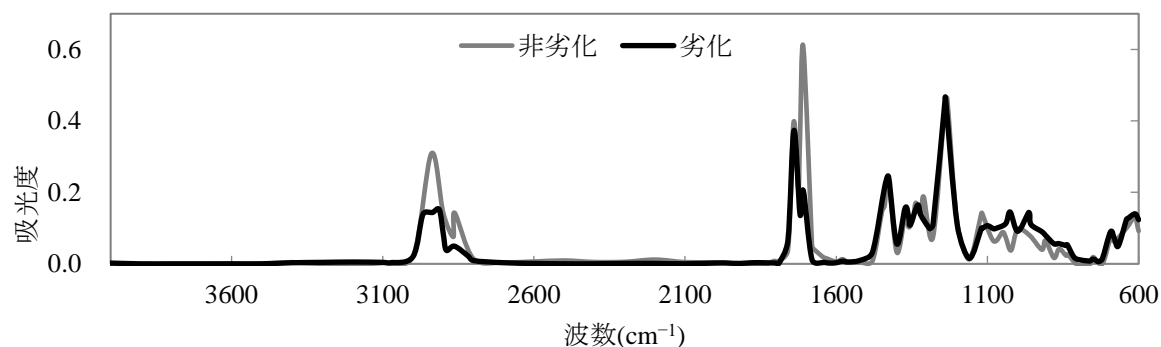


図 2-15. 非劣化供試体, 劣化供試体から採取した接着剤試料の FT-IR スペクトラム.

体から採取した約 100×100 μm の大きさの接着剤及び同量の未使用接着剤について, 表 2-8 に示す条件で FT-IR 法で測定を行った. 得られた吸光度と波数の関係を示すと図 2-15 のようになる. 横軸は波数, 縦軸は吸光度である. 試料に赤外光を照射したときの吸光度 A は無次元で, 入射光強度 I_0 と透過光強度 I を用いて次式で表される.

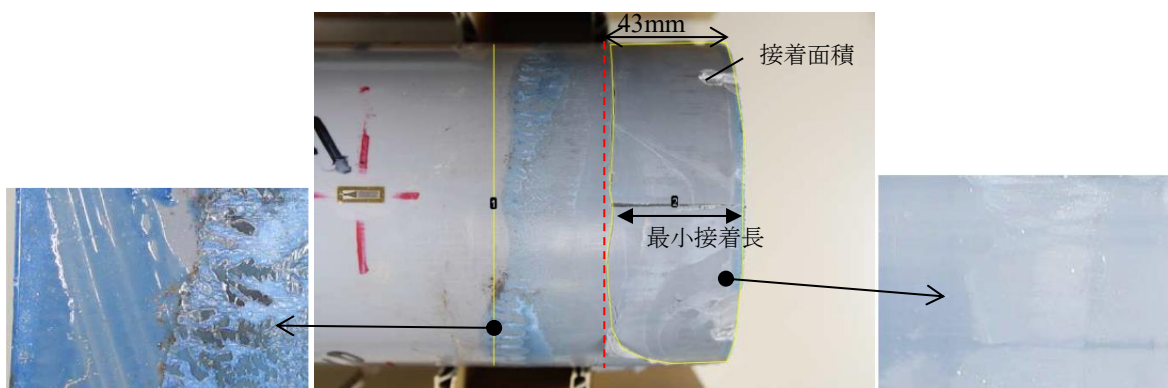
$$A = -\log_{10} \left(\frac{I_0}{I} \right) \quad (2-5)$$

図 2-15 の非劣化供試体の 1700cm⁻¹ 付近のピークは C=O 伸縮振動, 3000cm⁻¹ 付近のピークは C-H 伸縮振動で, とともに接着剤の溶剤として使用されているシクロヘキサノン由来のピークである. 非劣化塩化ビニル供試体と比較して劣化塩化ビニル供試体ではピークが低くなっており, 溶剤が揮発していることを示す. 塩化ビニルの劣化により脱塩酸が進行すると 700~600cm⁻¹ の C-Cl 伸縮振動が低下するが, 図 2-15 では明瞭な差は見られない. また, 加水分解を示す 3700~3100cm⁻¹ の O-H 伸縮振動はほとんど見られない. 以上の点から, 接着剤の劣化は無いと結論付けられる.

継手引張破壊実験に用いた劣化塩化ビニル供試体 38 体から 7 体を抽出し, 供試体を管軸方

向に切断し、断面を観察した。接着継手の内部は入口から奥に向かって内径が小さくなるテーパ構造になっており、管を規定通り挿入した場合、管先端から 43mm の範囲で管と継手が密着する。継手入口付近の内径は管の外径よりも大きく、空隙があるため接着剤が未充填で接着されていない場合も見られた。継手奥付近では管と継手が密着して接着剤の厚みがほぼなくなり、薄い均一な層が見られた。破壊実験後の破片で管と継手が接着されたままのものを分離して観察した。事例を図 2-16 に示す。強力に接着されていた管先端付近の面は、図 2-16(c)に示すようにムラの少ない薄い水色になっている。一方、実験時に分離した継手入り口付近の接着面は図 2-16(a)に示すように色にムラがあったり、砂・気泡の混入が見られたりした。

継手破壊実験後の供試体の破片をつなぎ合わせて撮影されたデジタルカメラ画像から、破断位置を境に強く接着された領域とそうでない領域があると考え、管先端から破断位置までの最小値を最小接着長、管先端から破断位置までの領域を接着面積と定義した。最小接着長、接着面積と引張最大荷重、埋設期間の関係を図 2-17 に示す。図 2-17 (a)からは最小接着長と破壊荷重には比例関係がみられる。図中の破線は塩化ビニル管と接着継手の寸法から算出した管先端から両者が密着している範囲を示す。埋設期間と接着長の関係を示すと図 2-17(b)のようになる。埋設期間 35 年前後の 2 点が上下に大きく離れているため傾向は明確ではない。次に継手破壊実験後の供試体の正対する 2 方向から撮影したデジタルカメラ画像から図 2-16(b)の黄



(a) 継手入り口付近

(b) 塩化ビニル管の接着面

(c) 管先端付近

図 2-16. 接着面の状態の例.

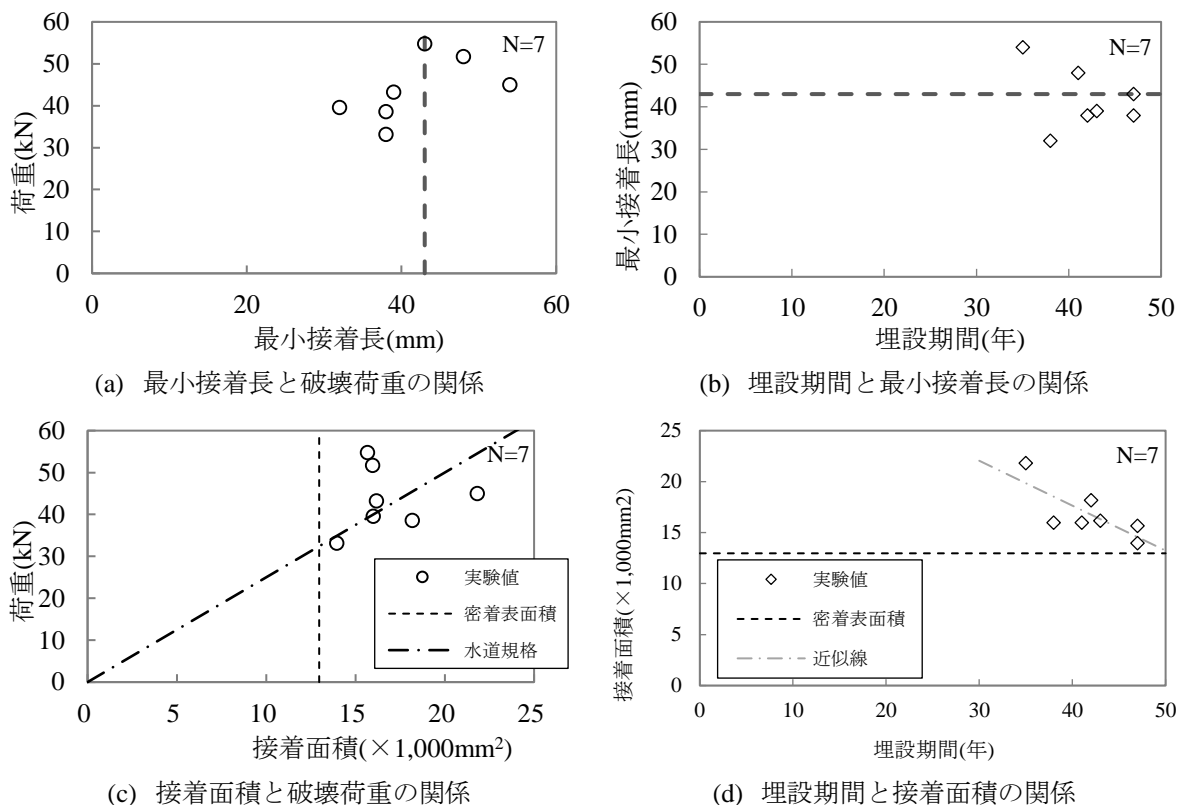


図 2-17. 最小接着長, 接着面積, P_{Tmax} , 埋設期間 t_b の関係

色線で囲んだ面積を測定した。画像の接着剤が薄く均一になっている範囲や亀裂の位置から接着されていた範囲を推定し、画像処理ソフトでその面積を算出した。画像から算出しているため実際の面積ではなく投影面積である。その投影面積を管の外径 $D=96\text{mm}$ で除した値を平均接着長 l_a と定義し、さらに平均接着長と外径から得られる管の表面積を接着面積と定義した。接着面積と引張最大荷重を比較すると図 2-17(c) のようになり、接着面積 $15,000\text{mm}^2$ 近辺で荷重が $35\sim 55\text{kN}$ の範囲にあるが、接着面積が大きくなると荷重が大きくなる傾向がある。図 2-17(c) に日本水道協会規格¹⁵⁾に規定された単位面積当たりの接着力 2.5N/mm^2 から算出される荷重を一点鎖線で示しており、両者は良い対応を見せている。埋設期間と接着面積の関係は図 2-17(d) のようになり、埋設期間が長くなると接着面積が小さくなる傾向がある。図 2-17(c), (d) 中に示した破線は、前述した塩化ビニル管と接着継手が密着する長さ 43mm と塩化ビニル管の外径 96mm から得られる表面積である。接着面積が埋設期間とともに減少する理由としては、振動、温度伸縮等により継手入り口付近から接着部が徐々に剥離することが考えられる。

2.3.4. 劣化を考慮した塩化ビニル管接着継手のモデル化

塩化ビニル材料の強度試験，接着剤の化学的分析からは顕著な劣化は確認できず，塩化ビニル管接着継手の引張破壊荷重は，接着面積と正の相関があり，埋設期間が長くなると小さくなる傾向がみられる．そこで本研究では，継手破壊実験で得られた埋設期間と荷重，変位それぞれの関係から経年的な継手特性を推定したモデルを構築する．塩化ビニル管接着継手を埋設期間 5 年毎にグループ化した引張最大荷重，圧縮最大荷重については，3.2.2 で述べた通りであり，図 2-18 に再掲する．引張最大荷重，引張及び圧縮の最大変位については図 2-18 に示す通り埋設期間とともに減少する傾向である．以上の結果から，塩化ビニル管接着継手の引張最大荷重，引張最大変位，圧縮最大変位を埋設期間とともに減少する線形モデルとする．圧縮最大荷重については決定係数 R^2 が小さく，近似値とみなすことが困難であるため，埋設期間に関わらず非劣化塩化ビニル供試体の値を用いることとする．引張荷重 P_{Tmax} ，引張変位 u_{Tmax} ，圧縮変位 u_{Cmax} は埋設期間 t を用いて式(2-6)～(2-8)になる．

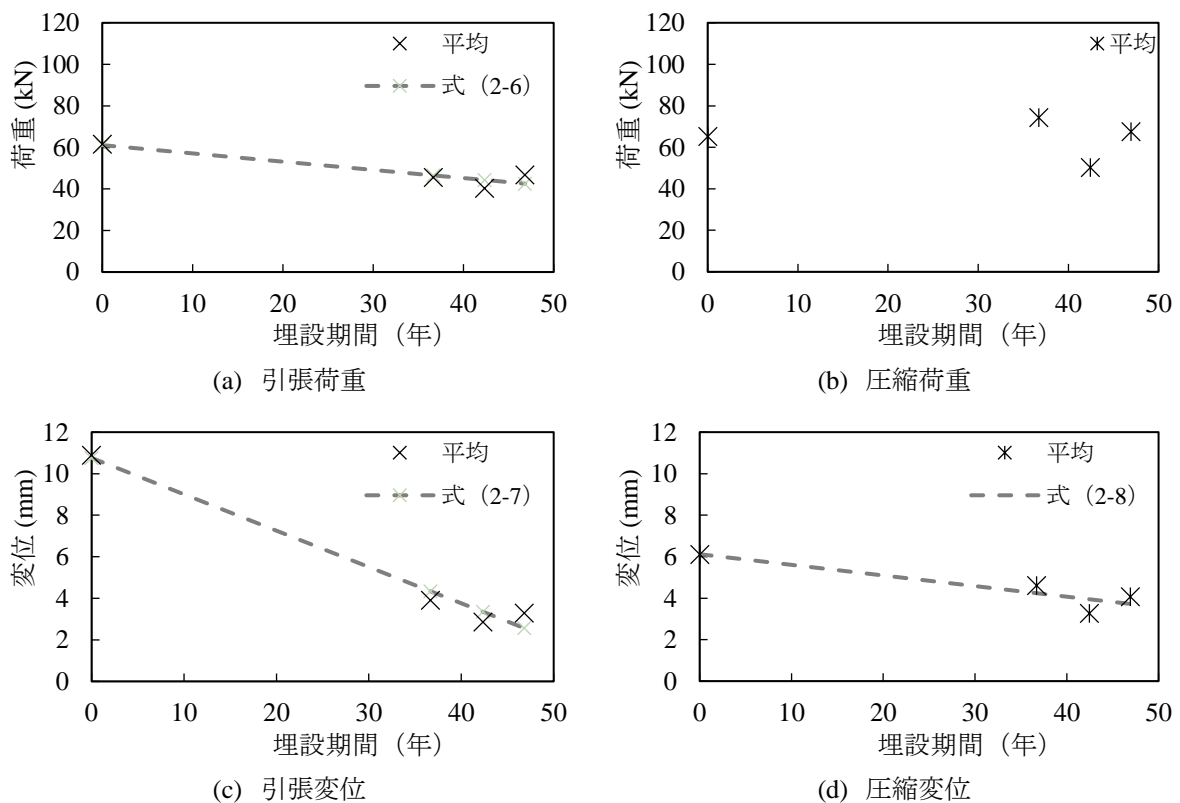


図 2-18. 埋設期間 t_b と塩化ビニル管接着継手の荷重，変位の関係.

$$P_{Tmax} = -0.396t + 61.094 \quad (2-6)$$

$$u_{Tmax} = -0.175t + 10.756 \quad (2-7)$$

$$u_{Cmax} = -0.051t + 6.118 \quad (2-8)$$

2.4. 本章の結論

通信管路として過去に大量に建設され、現在も使用されている鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手について、建設後 30～50 年程度使用された撤去管を収集し、継手破壊実験等を通じて経年的な影響を分析し以下の知見を得た。

鋼、塩化ビニルの劣化供試体の破壊荷重を非劣化供試体と比較すると、平均値は下回っていた。引張破壊荷重は、鋼管ねじ継手が非劣化で 223.5kN、劣化で 213.8kN、塩化ビニル管接着継手が非劣化で 61.7kN、劣化で 43.9kN だった。個々の供試体の破壊荷重と埋設期間との間に明瞭な関係はないものの、埋設期間によりグループ化し、平均値を比較すると埋設期間が長くなると破壊荷重が小さくなる傾向が見られた。引張最大荷重は、埋設期間約 50 年では鋼管ねじ継手の場合 186.6kN、塩化ビニル管接着継手の場合 46.8kN だった。

鋼管については、腐食劣化が激しい供試体の破壊荷重が小さい傾向だったので、内面腐食に着目し、腐食の進行速度を把握する実験を行った。その結果、内面腐食の速度は時間の 1/2 乗に比例する理論式で近似できることがわかった。この近似式をもとに経年とともに管内面が一樣に腐食し、断面が減少する継手特性モデルを設定した。

塩化ビニル管については、破壊荷重の低下の要因として材料劣化、接着剤の劣化、接着状態の影響を仮説とし試験等を行った。その結果、JIS 試験に基づく塩化ビニル材料の引張・圧縮・曲げ強度の測定値は規格値又は一般的な値以上であり、経年的に顕著な変化は見られなかった。接着剤の成分の FT-IR 法による分析では、劣化を示す成分の経年的な変化はなかった。継手破壊実験後の接着面の観察から接着状態は一樣ではないこと、接着長、接着面積と最大荷重には相関があることがわかった。また、埋設期間が長いほど接着面積が小さくなる傾向がみられた。

そこで、塩化ビニル管接着継手については、埋設期間と最大荷重、最大変位の関係を線形で近似したモデルを設定した。

参考文献

- 1) JIS G 3452 : 配管用炭素鋼管.
- 2) JIS B 0203 : 管用テーパねじ.
- 3) JIS B 2301 : ねじ込み式可鍛铸铁製管継手.
- 4) JIS B 0202 : 管用平行ねじ
- 5) 伊藤陽, 齋藤博之, 鈴木崇伸 : 通信用地下管路における腐食による耐震性能低下の定量化とその予測, 材料試験技術, Vol. 59, No. 4, pp.188-193, 2014.
- 6) 奥津大, 金次良, 若竹雅人, 片桐信, 鈴木崇伸 : 既設硬質ビニル管の耐震性評価に用いる接着継手の解析モデル設定の基礎検討, 第8回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム講演集, 2018.
- 7) 伊藤陽, 岡村陽介, 藤本憲宏, 齋藤博之 : 地下に建設された通信用鋼管のマンホール環境下における腐食速度, 材料と環境 2019 講演集, C-106, 2019.
- 8) JIS K 7161 : プラスチック-引張特性の求め方-第1部 : 通則.
- 9) JIS K 7161 : プラスチック-引張特性の求め方-第2部 : 型成形, 押出成形及び注型プラスチックの試験条件.
- 10) JIS K 7181 : プラスチック-圧縮特性の求め方.
- 11) JIS K 7171 : プラスチック-曲げ特性の求め方.
- 12) 塩化ビニル管・継手協会 : 水道用硬質ポリ塩化ビニル管 技術資料<規格・設計編>, p.49, 2020. <https://ebook.wisebook4.jp/html/ppfabook/20531/#1> (閲覧日 : 2020年3月31日)
- 13) Hsuan, Y. G., Schroeder, H. F., Rowe, K., Muller, W., Greenwood, J., Cazzuffi, D., Koerner, R. M., Long-term performance and lifetime prediction of geosynthetics, EuroGeo4, 2014.

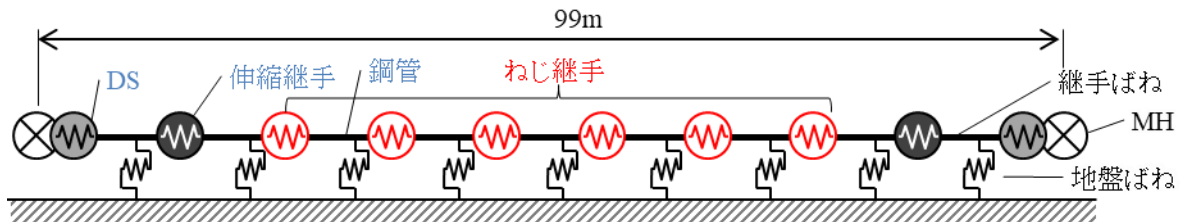
- 14) 津田健, 久保内昌敏 : 赤外分光法(IR), 材料と環境, 42, pp.454-461, 1993.
- 15) 日本水道協会 : 水道用硬質ポリ塩化ビニル管の接着剤 (JWWA S101), 2019.

第3章 経年的な影響を考慮した既設管路の地震応答

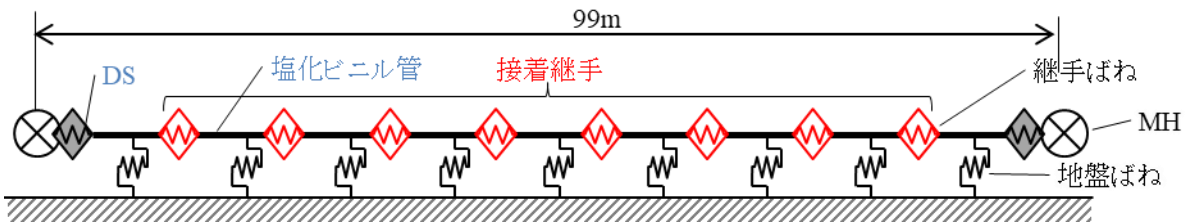
3.1. 解析モデル

3.1.1. 管路系のモデル化

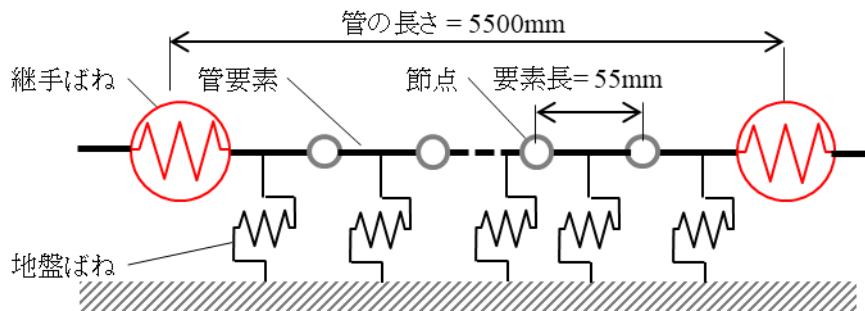
MH—管—MH で構成される系を図 3-1 に示す. 赤で示した鋼管ねじ継手, 塩化ビニル管接着継手については劣化を考慮し, それ以外は劣化を考慮しない. 本研究では, 軸方向の地震動が作用する埋設管路の非線形挙動が擬似静的に解析する. これは Sakurai and Takahashi¹⁾, 西尾ら²⁾の既往の研究, 観測において埋設管路は慣性力の影響を受けず, 直線管路においては軸方向のひずみが曲げひずみよりも大きく支配的であることが示されているためである. このよう



(a) 鋼管路モデル



(b) 塩化ビニル管路モデル



(c) モデル詳細

図 3-1. 解析モデル.

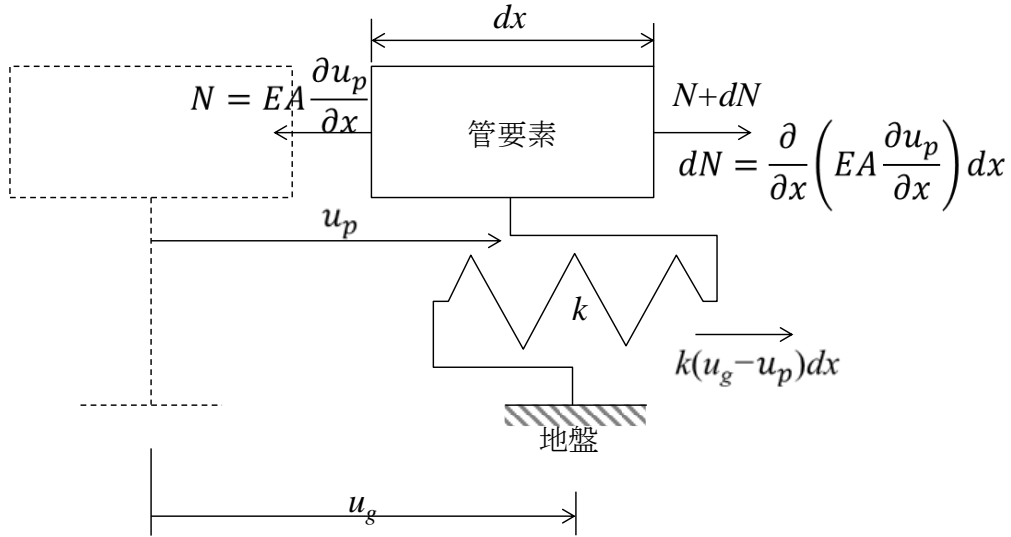


図 3-2. 管軸方向の力の釣り合い.

な条件の下，埋設管路は一般的に管を Bernoulli-Euler のほりに，地盤を Winkler ばねにモデル化して解析される³⁾．このモデルにおいて，図 3-2 に示すように地盤が地震によって u_g 変位し，地盤変位が地盤ばねを介して管要素に伝達されると軸方向の運動方程式は式(3-1)で表される．

$$-EA \frac{d^2 u_p}{dx^2} + k u_p = k u_g \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (3-1)$$

ここに u_p は管路の軸方向変位， E は管の弾性係数， A は管の断面積， k は管軸方向単位長さ当たりの地盤ばね係数， ω は角速度， c は地震波の波速である．式(3-1)の一般解は以下の通りである．

$$u(x) = C_1 \cosh \beta_1 x + C_2 \sinh \beta_1 x + u_0(x) \quad (3-2)$$

ただし，

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{k}{EA}}$$

$$u_0(x) = \frac{u_g}{1 + \frac{EA}{k} \left(\frac{\omega}{c} \right)^2} \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right)$$

ここで C_1, C_2 は積分定数, $u_0(x)$ は特殊解である. 境界条件として, 管の左端 $x=0$ における軸方向変位を u^L , 軸力を N^L として積分定数 C_1 を求める.

$$u(0) = C_1 + u_0(0) = u^L \quad (3-3)$$

$$C_1 = u^L - u_0(0) \quad (3-4)$$

管の左端 $x=0$ における軸力 N^L をとすると式(3-5)で表され, 式(3-2)を x で微分した式に代入して積分定数 C_2 を求める.

$$N(0) = -EA \frac{du(x)}{dx} = N^L \quad (3-5)$$

$$\frac{du(x)}{dx} = C_1 \beta_1 \sinh \beta_1 x + C_2 \beta_1 \cosh \beta_1 x + u'_0(x)$$

$$\frac{du(0)}{dx} = C_2 \beta_1 + u'_0(0) = -\frac{N^L}{EA}$$

$$C_2 = -\frac{1}{\beta_1} \left(\frac{N^L}{EA} + u'_0(0) \right) \quad (3-6)$$

以上より, 軸力 $N(x)$ と軸方向変位 $u(x)$ は以下の式で計算される.

$$u(x) = u^L B_1(x) - N^L \frac{B_2(x)}{EA \beta_1} + D_1(x) \quad (3-7)$$

$$N(x) = -u^L EA \beta_1 B_2(x) + N^L B_1(x) + D_1(x) \quad (3-8)$$

ここに,

$$B_1(x) = \cosh \beta_1(x)$$

$$B_2(x) = \sinh \beta_1(x)$$

$$D_1(x) = -u_0(0) B_1(x) - \frac{u'_0(x) B_2(x)}{\beta_1} + u_0(x)$$

$$D_2(x) = u_0(0) EA \beta_1 B_2(x) + u'_0(x) EA B_1(x) - EA u'_0(x)$$

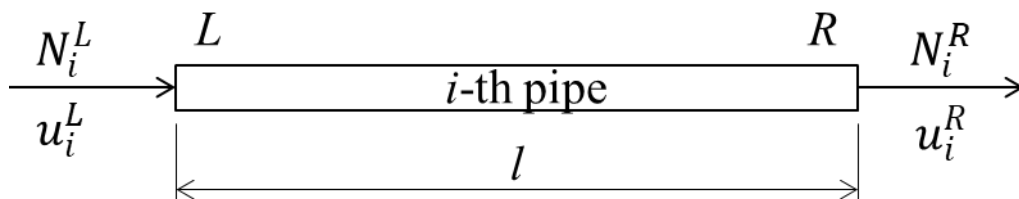


図 3-3. 管要素における軸力と変位の状態

図 3-3 に示す i 番目の管について、その長さを l とすると、管の右端 $x=l$ の物理量と管の左端 $x=0$ の物理量の関係は式(3-7)と(3-8)を用いて以下の式で表される。

$$\begin{bmatrix} u(l) \\ N(l) \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_1(l) & \frac{B_2(l)}{EA\beta_1} & D_1(l) \\ -EA\beta_1 B_2(l) & B_2(l) & D_2(l) \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u(0) \\ N(0) \\ 1 \end{bmatrix} \quad (3-9)$$

式 (3-9)を次式に書き換える。

$$\mathbf{V}_s^R = \mathbf{M}_f \mathbf{V}_s^L \quad (3-10)$$

ここで $\mathbf{V}_s^R, \mathbf{V}_s^L$ は、状態ベクトルと呼ばれ管の右端と左端の変位、軸力、荷重項を表す。 \mathbf{M}_f は管の幾何的条件と荷重項を表す格間伝達マトリックスと呼ばれ、管左端の状態ベクトルを右端の状態ベクトルに伝達する役割を持つ。

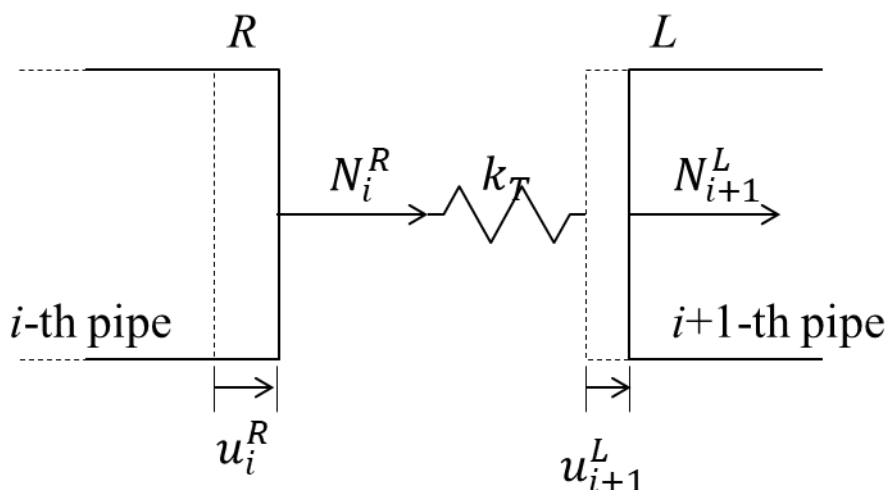


図 3-4. 継手要素における軸力と変位の状態

次に管の継手における釣り合いを考える。 i 番目の管の右端の軸力と変位， $i+1$ 番目の管の左端の軸力と変位は図 3-4 に示す状態であり，次式の関係が成り立つ。

$$u_{i+1}^L = u_i^R - \frac{N_i^R}{k_T} \quad (3-11)$$

$$N_{i+1}^L = N_i^R = -k_T(u_{i+1}^L - u_i^R) \quad (3-12)$$

ここで k_T は軸方向のばね係数である。式(3-11)と(3-12)は，式 (3-9)， (3-10)と同様，以下のように書き換えられる。

$$\begin{bmatrix} u \\ N \\ 1 \end{bmatrix}_{i+1}^L = \begin{bmatrix} 1 & \frac{-1}{k_T} & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ N \\ 1 \end{bmatrix}_i^R$$

$$\mathbf{V}_{si+1}^L = \mathbf{M}_{pi} \mathbf{V}_{si}^R \quad (3-13)$$

ここで \mathbf{M}_p は格点伝達マトリックスと呼ばれ， i 番目の管の右端の状態ベクトルを，継手ばねを介して $i+1$ 番目の管の左端に伝達する役割を持つ。

i 番目の管について式(3-10)は次式で表される。

$$\mathbf{V}_{si}^R = \mathbf{M}_{fi} \mathbf{V}_{si}^L \quad (3-14)$$

式(3-13)を式(3-14)に代入すると次式が得られる。

$$\mathbf{V}_{si+1}^L = \mathbf{M}_{pi} \mathbf{M}_{fi} \mathbf{V}_{si}^L \quad (3-15)$$

式(3-15)は， i 番目の管の左端の状態ベクトル \mathbf{V}_{si}^L が格間伝達マトリックス \mathbf{M}_{fi} と格点伝達マトリックス \mathbf{M}_{pi} を介して $i+1$ 番目の管の左端の状態ベクトル \mathbf{V}_{si+1}^L に伝達されることを示す。式(3-15)で示される伝達を繰り返すことにより管路系の左端の状態ベクトル \mathbf{V}_{s1}^L は，管路系の右端の状態ベクトル \mathbf{V}_{sN}^R に伝達され，次式で表される。

$$V_{sN}^R = M_{fN} M_{p_{N-1}} M_{f_{N-1}} \cdots M_{p_2} M_{f_2} M_{p_1} M_{f_1} V_{s1}^L \quad (3-16)$$

管路系の両端の点が地盤とともに変位する場合、境界条件は、管路系の左端 $x = 0$ において軸方向変位は $u_g(0, t)$ であり、管路系の右端 $x = Nl$ において軸方向変位は $u_g(Nl, t)$ である。管路系の左端において未知量である軸力は、これらの境界条件を上式に代入して解くことにより求めることができる。

3.1.2. 管のモデル化

長さ 5500mm の単体の管は、長さ 55mm のはり要素に 100 分割される。はり要素は、弾性体の Bernoulli-Euler のはりとする。鋼管と塩化ビニル管の材料、機械的特性、寸法は表 2-1 の値を使用する。

3.1.3. 継手のモデル化

管と管、MH と管を接続する継手は、非線形の変位－荷重関係の継手ばねにモデル化される。2.1 節で述べた通り、鋼管と鋼管はねじ継手で接続される。ただし、MH から 1 本目と 2 本目の鋼管は伸縮継手で接続される。MH と 1 本目の鋼管の接続には DS が使われる。同じく 2.1 節で述べた通り、塩化ビニル管と塩化ビニル管は接着継手で接続され、MH と 1 本目の塩化ビニル管は DS で接続される。

非劣化鋼管ねじ継手は、最大荷重が圧縮方向約 250kN ，引張方向約 200kN で他の継手と比較して大きい。最大荷重時の変位は圧縮方向 2.1mm，引張方向 1.1mm と小さい。鋼管ねじ継手は、2.2.1 項の実験に基づき圧縮方向、引張方向それぞれに屈曲点と最大荷重点を有するバイリニアのモデルとする。非劣化鋼管供試体の実験により得られた圧縮方向の屈曲点の荷重 $P_{C_0}(0)$ ，変位 $u_{C_0}(0)$ ，最大荷重 $P_{Cmax}(0)$ ，最大荷重相当の変位 $u_{Cmax}(0)$ 及び引張方向の屈曲点の荷重 $P_{T_0}(0)$ ，変位 $u_{T_0}(0)$ ，最大荷重 $P_{Tmax}(0)$ ，最大荷重相当の変位 $u_{Tmax}(0)$ を用いたモデルを基本と

する。劣化した鋼管ねじ継手の引張最大荷重 $P_{Tmax}(t_b)$ は、埋設期間 t_b をパラメータとして式 (2-4)を再掲した次式で得られる。

$$P_{Tmax}(t_b) = A(t_b)\sigma_{Tmax} = \frac{\sigma_{Tmax}\pi}{4}(d_1^2 - d_i^2 - 0.084d_i t_b^{0.5} - 0.007t_b) \quad (3-17)$$

鋼管については、埋設期間 $t_b=20, 30, 40, 50$ 年での劣化を考慮した地震応答を分析する。ねじ継手断面は経年により劣化し、断面積 $A(t_b)$ が減少するが、屈曲点の応力 σ_T, σ_C , 最大荷重点の応力 $\sigma_{Tmax}, \sigma_{Cmax}$, 屈曲点までの勾配 K , 屈曲点以降の勾配 K' はそれぞれ材料に依存し、埋設期間に依らないと仮定する。各埋設期間 t_b の引張方向の屈曲点の荷重 $P_T(t_b)$, 変位 $u_T(t_b)$, 最大荷重点の荷重 $P_{Tmax}(t_b)$, 変位 $u_{Tmax}(t_b)$ は以下の式で求める。圧縮方向についても同様に求める。継手が離脱する最大荷重点以降の応答値については、本解析手法では計算できないため議論の対象としない。

$$\sigma_{Tmax} = \frac{P_{Tmax}(0)}{A(0)} = \frac{P_{Tmax}(t_b)}{A(t_b)} \quad (3-18)$$

$$P_{Tmax}(t_b) = \frac{A(t_b)}{A(0)} P_{Tmax}(0) \quad (3-19)$$

$$\sigma_{Ty} = \frac{P_{Ty}(0)}{A(0)} = \frac{P_{Ty}(t_b)}{A(t_b)} \quad (3-20)$$

$$P_{Ty}(t_b) = \frac{A(t_b)}{A(0)} P_{Ty}(0) \quad (3-21)$$

$$u_{Ty}(t_b) = \frac{P_{Ty}(t_b)}{K} \quad (3-22)$$

$$u_{Tmax}(t_b) = u_{Ty}(t_b) + \frac{P_{Ty}(t_b) - P_{Ty}(t_b)}{K'} \quad (3-23)$$

鋼管伸縮継手は、圧縮、引張方向に 26mm, 85mm の伸縮しろがある。図 3-5 に鋼管伸縮継手に引張・圧縮载荷をした実験における変位－荷重関係を示す。この実験では、鋼管伸縮継手が破壊するまでの荷重は行っていない。鋼管伸縮継手には内筒と外筒の間の止水のためのゴム

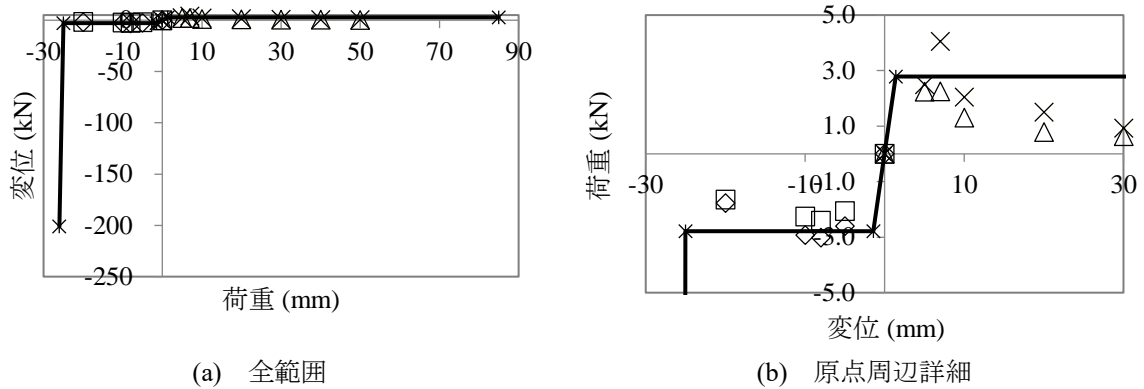


図 3-5 鋼管伸縮継手の変位－荷重特性

リングがあり，引張・圧縮方向の初期の抵抗は静止摩擦によるものと考えられる．その後は，3kN 程度の小さな荷重で変位する．伸縮継手は，内筒が外筒に圧縮方向に 25mm 押し込まれると奥に突き当たり，荷重が急増し鋼管と伸縮継手を接続するねじ部が破壊される．この時の荷重を鋼管ねじ継手の圧縮最大荷重とする．一方，引張方向には離脱防止機構がないため伸縮しろ 85mm を超えると内筒が外筒から引き抜ける．

鋼管と MH の接続部は，DS，鋼管及びそれらを防護するコンクリートで構成される．鋼管と MH の接続部の強度に関する実験データがないため，本研究では後述する塩化ビニル管と MH の接続部の特性を代用する．

塩化ビニル管接着継手については，圧縮方向，引張方向の変位－荷重関係で明確な降伏点が見られないため，最大荷重と最大変位を用いて特性をモデル化する．経年を考慮した引張方向の最大荷重 P_{Tmax} ，引張方向の最大変位 u_{Tmax} 及び圧縮方向の最大変位 u_{Cmax} は式(2-6)から(2-8)で計算される．圧縮方向の最大変位 P_{Cmax} は，実験の結果，経年による変化がなかったため経年に関わらず非劣化供試体の値を用いる．2.3.4 で述べた通り，引張方向には荷重，変位ともに埋設期間とともに減少しており，変位－荷重関係における傾きが大きくなる特性を示す．塩化ビニル管接着継手は，鋼管ねじ継手と同様埋設後 20，30，40，50 年経過した場合について地震応答を求める．塩化ビニル管接着継手についても鋼管ねじ継手と同様，最大荷重点以降の応答値については議論しない．

塩化ビニル管とMHの接続部は、鋼管と同様、ダクトソケット、塩化ビニル管およびそれらを防護するコンクリートで構成される。塩化ビニル管とMHの接続部の強度実験については、破壊荷重以下の荷重を実施した例がある。塩化ビニル管用、鋼管用ダクトソケットが既に廃止になっていて実験することができないため、この実験データと次のような仮定のもと最大荷重、最大変位を設定した。

実験は、塩化ビニル管、ダクトソケット、コンクリートで構成される供試体の管軸方向に圧縮・引張荷重を載荷し、塩化ビニル管とコンクリートの相対変位及び荷重を計測した。実験によって得られた変位－荷重関係を図 3-6 に示す。非線形性を示す変位－荷重関係の初期勾配が得られる。接続部の変位を小さく設定するため、勾配が大きい圧縮実験の値を代表値とし、引張方向の特性も圧縮方向と同じにする。次に最大荷重を以下のように設定した。コンクリートのせん断強度は、一般的に設計基準強度の1/5～1/8程度とされていることから、この範囲の最小値である1/8と社内規格の設計基準強度14.7MPaを用いてせん断強度を1.8MPaと仮定する。コンクリートの厚さを20cm、ダクトソケットと管の周長を30cmとするとダクトコンクリートとダクトソケット+管の接触面積は600cm²となる。せん断強度と接触面積の積より、ダクト部の破壊強度を117.7kNとする。初期勾配と仮定した最大荷重から最大変位を概算で1mmとする。劣化に関する十分なデータがないため劣化は考慮せず、埋設期間に関わらずここに記した特性を使用する。

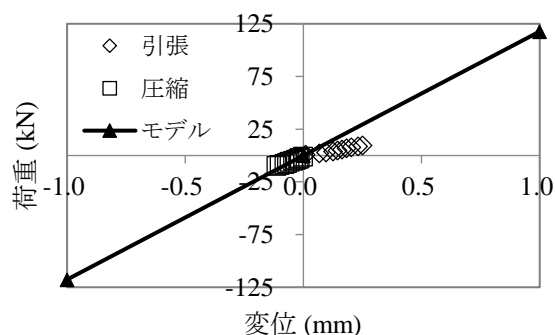
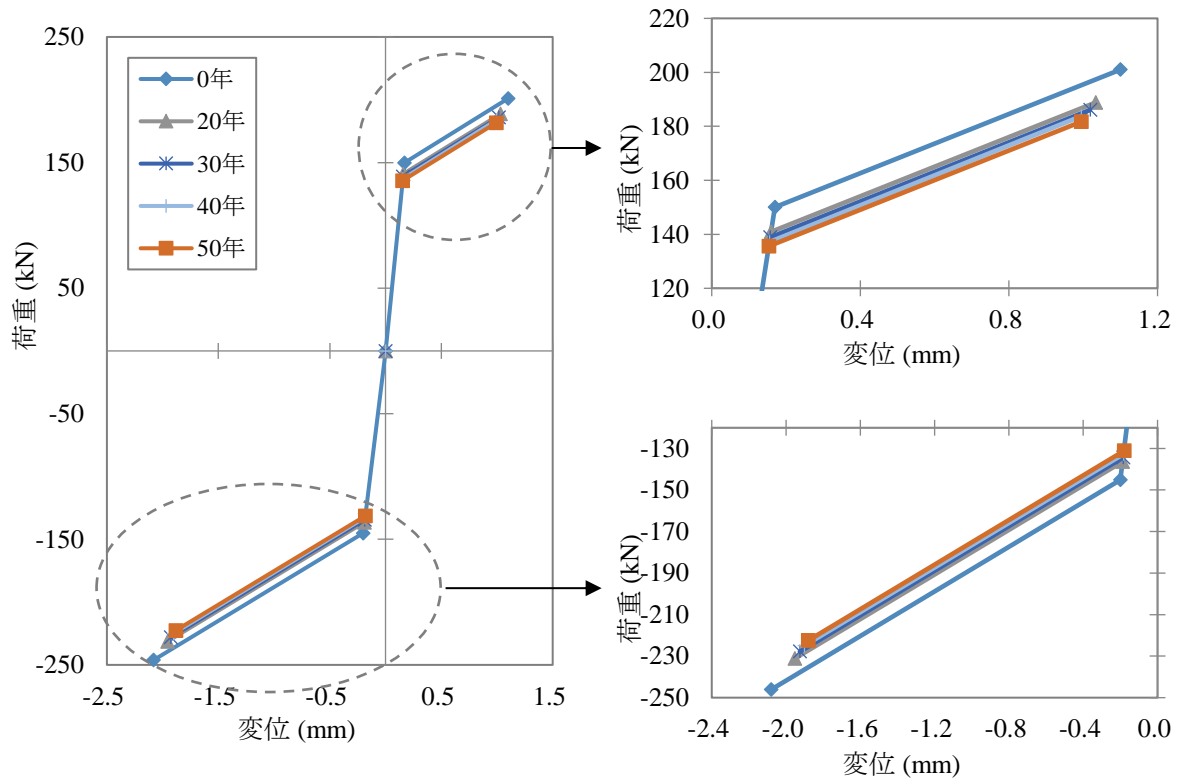


図 3-6 DS の変位－荷重特性

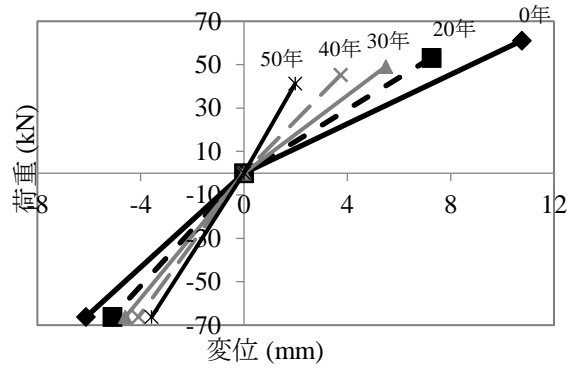
表 3-1 には各継手の最大荷重とその時の変位を示し、鋼管ねじ継手、伸縮継手については特性の屈曲点を併記した。DS については、前述通り鋼管と塩化ビニル管で同じ特性を使用する。鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手のモデル化にあたっては、2.2 節、2.3 節で述べた劣化を考慮する。図 3-7 に鋼管ねじ継手、鋼管伸縮継手、塩化ビニル管接着継手及び DS の 4 種類の継手の軸方向の変位－荷重特性を示す。

表 3-1. 軸方向の継手ばね特性.

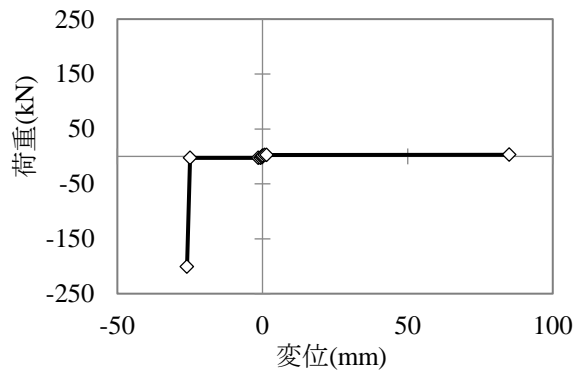
継手種別	t_b (年)	引張				圧縮			
		屈曲点		最大点		屈曲点		最大点	
		u_{Ty} (mm)	P_{Ty} (kN)	u_{Tmax} (mm)	P_{Tmax} (kN)	u_{Cy} (mm)	P_{Cy} (kN)	u_{Cmax} (mm)	P_{Cmax} (kN)
鋼管ねじ 継手	0	0.17	150.0	1.10	201.0	-0.20	-145.1	-2.08	-246.1
	20	0.16	140.9	1.03	188.8	-0.19	-136.3	-1.95	-231.2
	30	0.16	138.9	1.02	186.1	-0.19	-134.3	-1.93	-227.8
	40	0.16	137.1	0.99	183.8	-0.18	-132.7	-1.90	-225.0
	50	0.15	135.6	0.99	181.7	-0.18	-131.2	-1.88	-222.5
塩化ビニ ル管接着 継手	0	—	—	10.76	61.1	—	—	-6.12	-66.2
	20	—	—	7.26	53.2	—	—	-5.10	-66.2
	30	—	—	5.49	49.2	—	—	-4.59	-66.2
	40	—	—	3.74	45.3	—	—	-4.09	-66.2
	50	—	—	1.984	41.3	—	—	-3.68	-66.2
鋼管伸縮 継手	—	—	—	85.0	2.9	-25.0	-2.8	-26.0	-201.0
鋼管及び 塩化ビニ ル管 DS	—	—	—	1.0	117.7	—	—	-1.0	-117.7



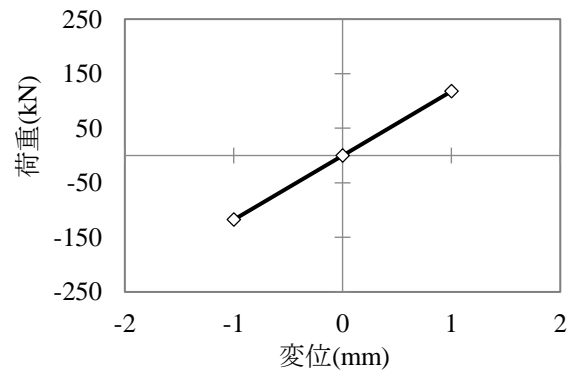
(a) 鋼管ねじ継手



(b) 塩化ビニル管接着継手



(c) 鋼管伸縮継手



(d) 鋼管 DS 及び塩化ビニル管 DS

図 3-7. 軸方向の継手ばね特性.

3.1.4. 管路系と周辺地盤の相互作用のモデル化

本解析では、地震時の地盤変位を、地盤ばねを介して静的に管路に作用させる。地盤ばね特性については、多くの実験的研究が行われており、高田⁴⁾は、砂土槽中の小口径アルミ管を用いた静的・動的実験により、管軸方向に強制変位を作用させると、管と地盤の間に滑りが生じること、滑り始めるときの摩擦係数は静的には0.2~0.6程度と考えられること、その時の変位は土圧に正比例すること、動的摩擦力は静的摩擦力の7割程度になることを報告している。小林ら⁵⁾、島村ら⁶⁾はポリエチレン被覆鋼管を用いた動的載荷実験を実施している。小林らはφ300, 150を用いており、地盤と管の相対変位1mm以内で滑り出しが発生すること、地盤拘束力は速度と口径に依存しないことを報告している。島村らはφ600を用いており、載荷速度によらず変位0.6~1.0mmで管と地盤の間に滑りが生じること、地盤拘束力は載荷速度が大きくなるにつれて増加する傾向を示すことを報告している。鋏田ら⁷⁾は、φ75配水用ポリエチレン管を用いた動的載荷実験を行い、管の引き抜き力は低含水粘性土では引き抜き速度の増大とともに大きくなること、低含水砂質土ではその傾向が見られないこと、継手がある場合、継手の凸部に作用する地盤摩擦力は、砂質土の場合には低速の方が中速・高速よりも大きいことなどを報告した。

本研究においては、白川ら⁸⁾が、通信用の鋼管と塩化ビニル管をそれぞれ土槽に埋設し、軸方向に周期的な強制変位を加える実験をもとに設定した地盤ばね特性を用いる。この実験では、**図 3-8**に示す長さ4.8m、高さ2.0m、幅0.96mの土槽に管軸方向中央に継手を有する長さ5.5mの管を布設した。管の片端を200kN載荷装置に固定し、最大振幅40mmの正弦波形の強制変位を加えた。周波数は、0.5, 1.0, 3.0Hzの3段階とし、各3体実験した。埋設深度は、通信管路で一般的な1.2mとし、埋め戻しには山砂を用い、5層に分けてランマーで十分締め固めた。締め固め後の土の含水量 $w=11.8\%$ 、単位体積重量 $\gamma_t=1.76\text{g/mm}^3$ であった。一例として**図 3-9**に周波数0.5Hzで実験した結果を示す。図の横軸は変位 δ 、縦軸は荷重 F を、 N は載荷回数を示す。鋼管、塩化ビニル管いずれの場合にも載荷回数とともに荷重が減少しており、管周囲の

土が緩んでいることが考えられる。鋼管の場合、一定の変位を超えると傾きが小さくなっており、管と土の間の滑りが生じている。塩化ビニル管の場合には、傾きの変化が明確ではなく荷重は緩やかに増加している。地盤ばね特性を模式的に示すと図 3-10 の通りであり、管が滑り出すときの管と地盤の相対変位を δ_s 、地盤拘束力を τ_s 、最大変位を δ_{max} 、最大地盤拘束力を τ_{max}

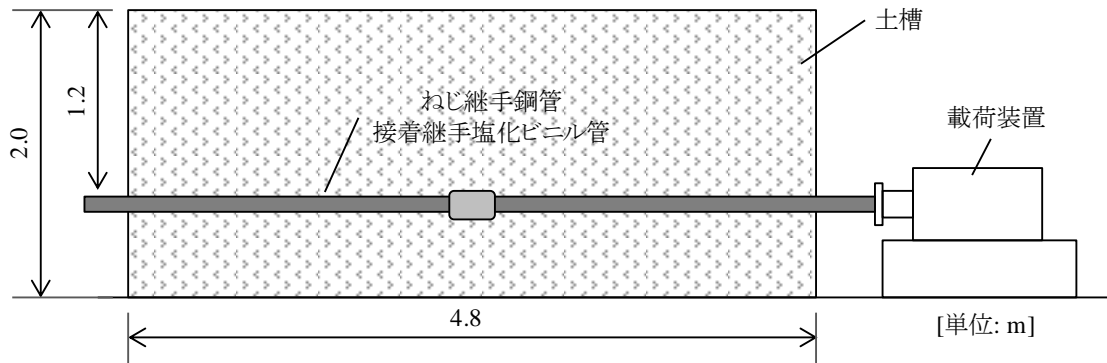
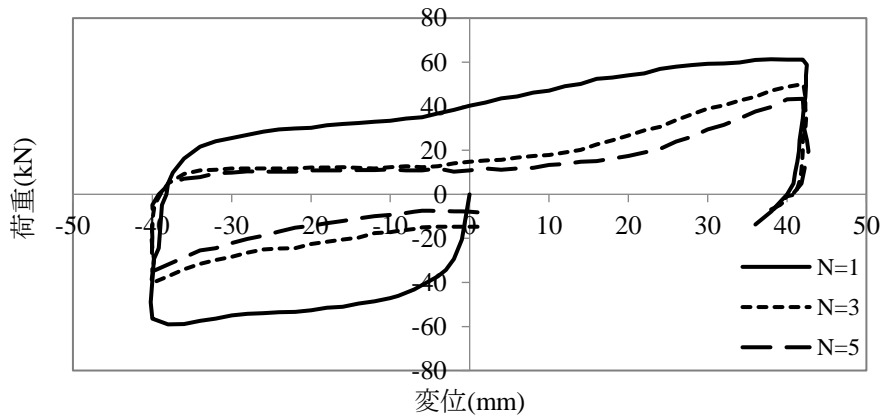
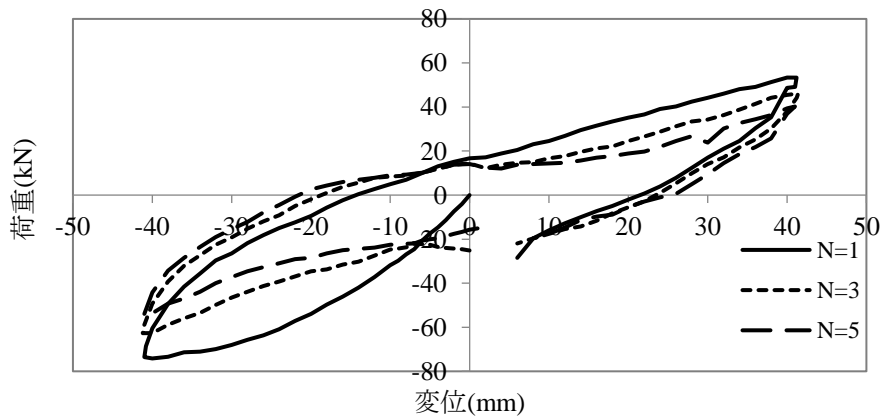


図 3-8 実験土槽を用いた鋼管及び塩化ビニル管の動的載荷実験⁸⁾。



(a) 鋼管の変位－荷重曲線の例



(b) 塩化ビニル管の変位－荷重曲線の例

図 3-9 動的載荷実験による鋼管と塩化ビニル管の変位－荷重関係

$$k = \frac{\tau_s}{\delta_s} = \frac{F_s}{A_{ex}\delta_s} \quad (3-17)$$

$$k' = \frac{\tau_{max} - \tau_s}{\delta_{max} - \delta_s} = \frac{F_{max} - F_s}{A_{ex}(\delta_{max} - \delta_s)} \quad (3-18)$$

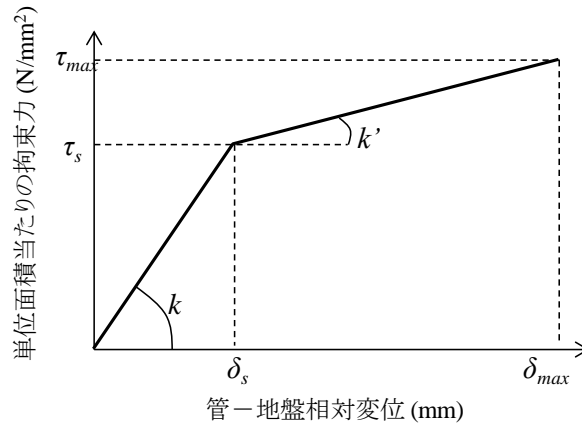


図 3-10. 地盤ばね特性の模式図.

表 3-2. 鋼管及び塩化ビニル管の軸方向地盤ばね特性.

項目	単位	鋼管	塩化ビニル管
k	$\times 10^{-6}$ N/mm ³	5820	2670
k'		504	904
δ	mm	5.0	6.4

とそれぞれ置くと、滑り出すまでの地盤ばね係数 k と滑り出した後の地盤ばね係数 k' は式(3-17), (3-18)でそれぞれ得られる。ただし、管が滑り出すときの軸方向の荷重を F_s 、最大荷重を F_{max} 、管と地盤の接触面積を A_{ex} とする。この実験で得られた地盤-管相対変位とせん断応力の関係を踏まえて設定した表 3-2 の値を地盤ばね特性として用いる。

3.1.5. 地震外乱のモデル化

前項までに述べた管路系に対して地震外乱として地震波動を入力する。通信管路について、1995 年兵庫県南部地震以前は、日本各地の各種地盤で観測された強震波形から求めた速度応答スペクトルの平均と分散を考慮した解析用の速度応答スペクトルを設定していた。その後、

兵庫県南部地震で多数の非常に強い地震動が記録されたことから、本田ら⁹⁾は高い信頼性が要求される通信用管路設備の耐震性評価のため、土木学会が提言した「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動」であるレベル2地震動を、観測された強震記録を用いて設定した。本田らは、兵庫県南部地震において得られた地表面付近と工学的基盤面とみなしうる地中における強震記録から、地表面付近の最大速度 V_s を 150cm/s (JR 西日本鷹取駅)、基盤における速度応答スペクトル S_v を最大 100cm/s 程度と判定した。最大応答速度が 0.6 秒以上の周期域において表れていることから、軟弱地盤を想定しせん断弾性波速度を表層で $V_s=100\text{m/s}$ 、基盤で $V_{sd}=300\text{m/s}$ 、表層地盤の固有周期 $T_s=0.7\text{s}$ とそれぞれ設定した。地中建造物の耐震設計において、一様地盤を仮定した場合、地盤変位は一般的に式(3-19)で計算され、地表面 $z=0$ では式(3-20)となる。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_s \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (3-19)$$

$$U_h(0) = \frac{2}{\pi^2} S_v T_s \quad (3-20)$$

ここに、 $U_h(z)$ は地表面から深さ z における水平方向の変位振幅、 H は表層地盤の厚さである。式(3-20)で求めた変位振幅と波長を用いて地盤ひずみ ε_G は式(3-21)より求めることができる。また波長 L は、表層における波長 L_s と基盤における波長 L_{sd} の調和平均として式(3-22)によって算出する。

$$\varepsilon_G = \frac{2\pi U}{L} \quad (3-21)$$

$$L = \frac{2 \cdot L_s \cdot L_{sd}}{L_s + L_{sd}} = \frac{2 \cdot T \cdot V_s \cdot V_{sd}}{V_s + V_{sd}} \quad (3-22)$$

式(3-20)と式 (3-22) を式(3-21)に代入すると式 (3-23) となり、

$$\varepsilon_G = \frac{2}{\pi} S_v \frac{V_s + V_{sd}}{V_s \cdot V_{sd}} \quad (3-23)$$

表 3-3. 地震外乱の設定.

項目	内容
地盤ひずみ	1.0%
波長	99m
変位振幅	157.6mm
地盤変位分布	軸方向疎密波. 区間中央で引張ひずみ最大

基盤における速度応答スペクトル $S_v=100\text{cm/s}$ と諸数値を代入すると地盤ひずみ $\varepsilon_G=0.85\%$ となる。一方、表層地盤を一様地盤とみなせば、一時固有振動モードにおける刺激係数は $4/\pi$ となることから、地表面での最大速度 150cm/s から求めた S_v は 117.8cm/s となり、これを式 (3-23) に代入すると地盤ひずみ 1.0% となるため、地盤ひずみを 1.0% と設定した。兵庫県南部地震以前に軟弱地盤で震度階Ⅶを想定した地盤ひずみは、平均で 0.29% 、標準偏差を考慮した場合 0.42% だったの¹⁰⁾で、 $2.5\sim 3$ 倍と非常に大きな値である。兵庫県南部地震後に改定された水道施設耐震工法指針・解説¹¹⁾の計算例におけるレベル 2 地震動を考慮した地盤ひずみが 0.5% 、高圧ガス導管耐震設計指針¹²⁾における表面波伝播に伴う地盤ひずみは最大 0.4% であったことと比較して非常に大きな想定である。本稿では区間中央で引張ひずみが最大となるパターンについて述べる。地震外乱を表 3-3 に示す。

3.1.6. 解析方法

本解析では、地盤ばねと継手ばねの非線形性を考慮するため、荷重増分法の考え方を採用する。本解析では、地盤変位を強制変位として最大変位量まで細かく分割して漸増させることで、分割した小さな変位量の範囲で地盤ばね及び継手ばねの特性を線形とみなすことができる。最適な分割幅を検討するため、ステップ数を $10\sim 10,000$ の範囲で変化させて予備的な解析を実施した。予備解析は、埋設期間 0 年の鋼管、ねじ継手、伸縮継手、DS、MH で構成される管路モデルについて地震応答を計算し、引張ひずみが最大となる区間中央の鋼管ねじ継手の変位で比較した。図 3 11 の横軸はステップ数、縦軸はステップ数 10,000 回での応答値に対する応答値の比である。ステップ数 1,000 回で 10,000 回との比が 1.01 未満となることから、計算負荷、計算時間を考慮してステップ数を 1,000 回に設定した。

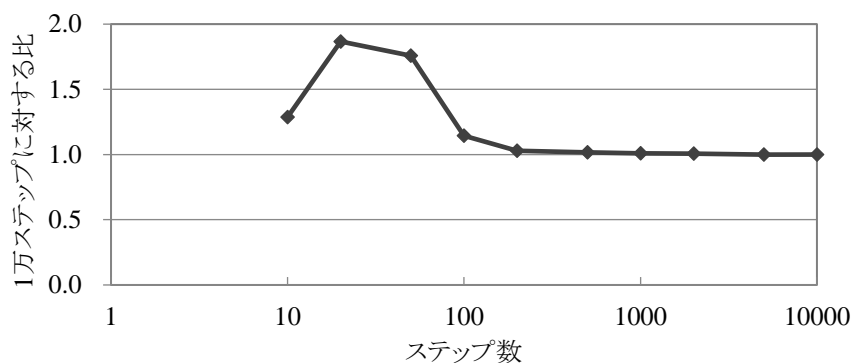


図 3-11 解析ステップ数毎の応答値の 1 万ステップでの応答値に対する比.

3.2. 劣化を考慮した通信管路の地震応答

3.2.1. ねじ継手鋼管の地震応答

鋼管が主にねじ継手で接続される管路モデルについて、最も劣化が進行している埋設期間 50 年のモデルに区間中央で引張ひずみが最大となる地盤変位が作用するケースについて述べる。

図 3-12 に、入力である地盤変位、鋼管の管体及び継手の変位、継手伸縮量、軸力及びひずみの各分布を、地盤ひずみを 1.0%まで 0.1%ピッチで示す。図 3-12 の横軸は、左端 MH からの距離である。縦軸は地盤と管体・継手変位が左から右、継手伸縮量が引き抜き方向、軸力及びひずみは引張がそれぞれ正方向である。

管体・継手変位は、地盤ひずみの増加とともに増加し、地盤ひずみ 0.5%と 0.6%の間で変位量の差が大きくなり、分布形状が変化する。管体・継手変位分布で段差になっている箇所は継手が伸縮している箇所である。左端から 11~88m の範囲にある鋼管ねじ継手の伸縮量の地盤ひずみの増大に伴う増加は小さいが、区間中央で最大となっており、地盤ひずみ 0.6%では埋設期間 50 年の鋼管ねじ継手の引張方向の最大変位 0.99mm を大きく上回る 13mm の引き抜き量となり離脱している。鋼管の軸力は、区間中央で引張が、両端で圧縮が最大となる分布で、区間中央の引張軸力は、区間中央のねじ継手が離脱する地盤ひずみ 0.5%までは地盤ひずみの増大とともに増加し、離脱以降は約 183kN で頭打ちとなる。鋼管の管体のひずみは、区間中央のねじ継手が離脱する地盤ひずみ 0.5%までは地盤ひずみの増大とともに増加し、離脱以降は約

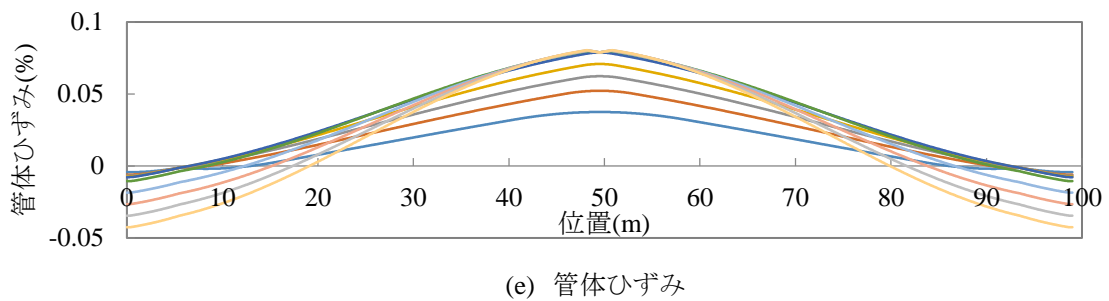
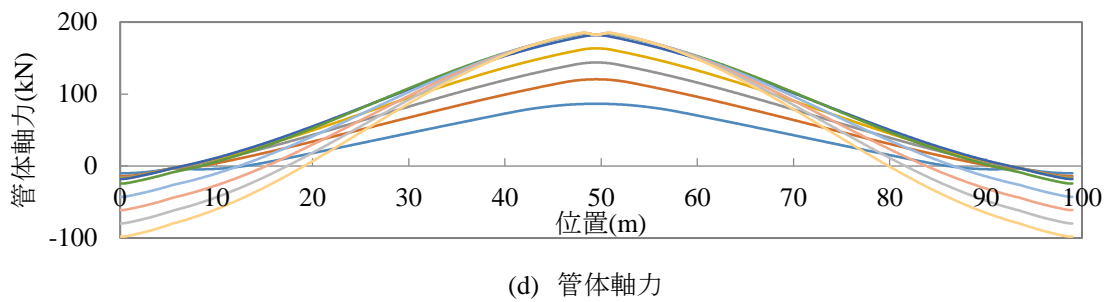
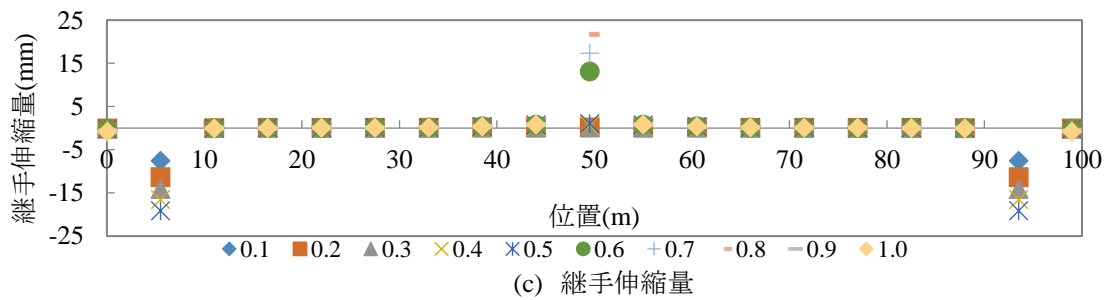
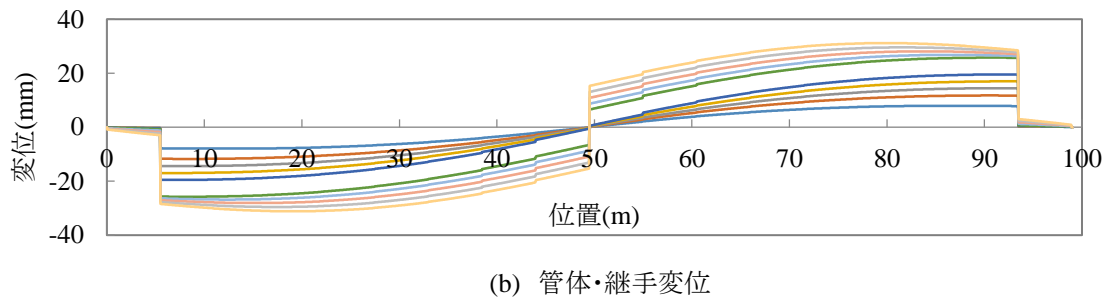
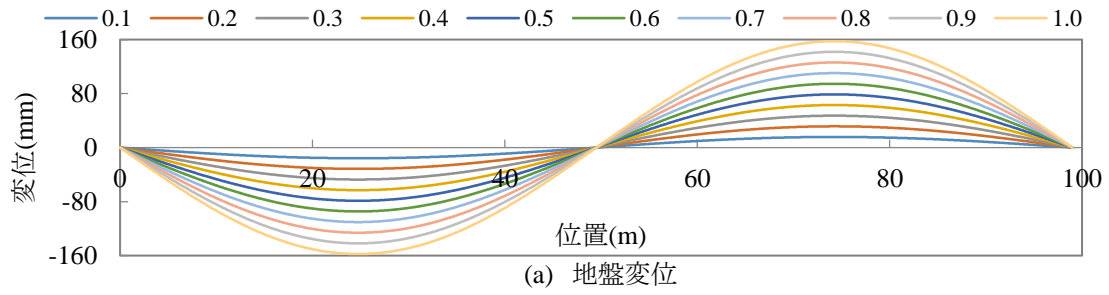


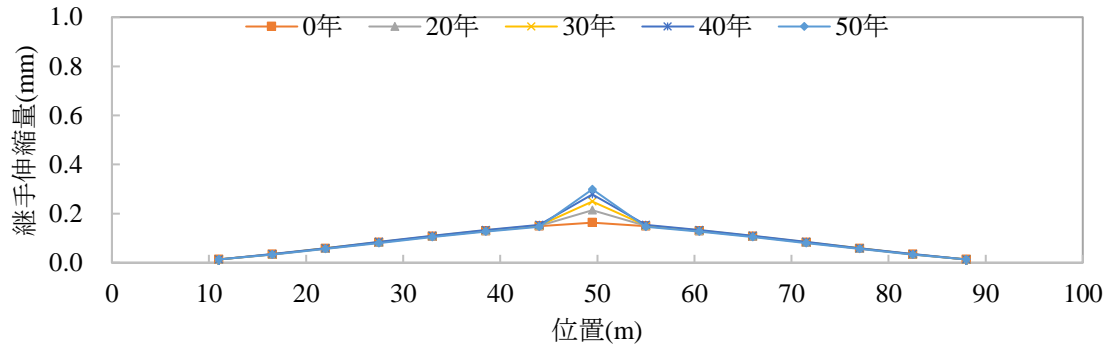
図 3-12 入力地盤変位と埋設期間 50 年の鋼管路の継手及び管体の応答

0.08%で頭打ちとなる。鋼管の軸力と同様の挙動である。一般的な鋼材の降伏ひずみが0.2%程度であることを考えると弾性変形の範囲内である。

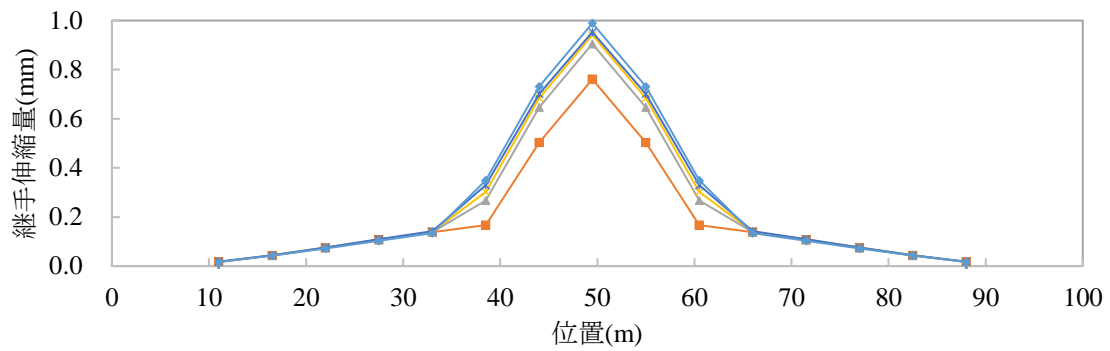
続いて埋設期間0, 20, 30, 40, 50年の管路設備の継手伸縮量, 軸力, ひずみについて地盤ひずみ0.30%から0.60%における分布を図3-13~15に示す。横軸は, 左端MHからの位置であり, 縦軸はそれぞれ継手伸縮量, 管体軸力, 管体ひずみであり, 各応答値を表3-4に示す継手伸縮量, 管体軸力, 管体ひずみの最大値と比較して大きい場合に破壊と判定する。地盤ひずみは, 従来の計算で用いていた地盤ひずみ0.30%から, 本解析で鋼管ねじ継手の継手伸縮量が基準値と同等以上に達する地盤ひずみ0.60%までに着目した。継手の変位量は, 本研究で対象とする鋼管ねじ継手に着目し, 劣化を考慮していない伸縮継手とDSは割愛する。

本研究で着目する鋼管ねじ継手は, 左端MHから11~88mの範囲にあり, 継手伸縮量は区間中央で最大となる。区間中央のねじ継手伸縮量は, 地盤ひずみが0.30%のとき埋設期間0年で0.16mm, 20年で0.21mm, 30年で0.25mm, 40年で0.28mm, 50年で0.30mmであり, 埋設期間が長く, 継手の劣化が進行しているほど継手伸縮量は大きくなる。図3-16で示したねじ継手の継手ばね特性の変位-荷重関係で引張方向, 圧縮方向にそれぞれ屈曲点があり, この点の変位は埋設期間が短い順に0.17, 0.16, 0.16, 0.16, 0.15mmであるため, 埋設期間20年以上のモデルは継手変位量がこの点を超過している。劣化に対応した最大変位量は埋設期間が短い順に1.10, 1.03, 1.02, 0.99, 0.99mmであるため, 地盤ひずみ0.3%では破壊までは余裕があるものの, 埋設期間が20年以上の鋼管ねじ継手が地盤ひずみ0.3%相当の地震動の作用を受けた場合には, 被災していなくても次の地震に備えて補修・補強又は更改することが望ましい。

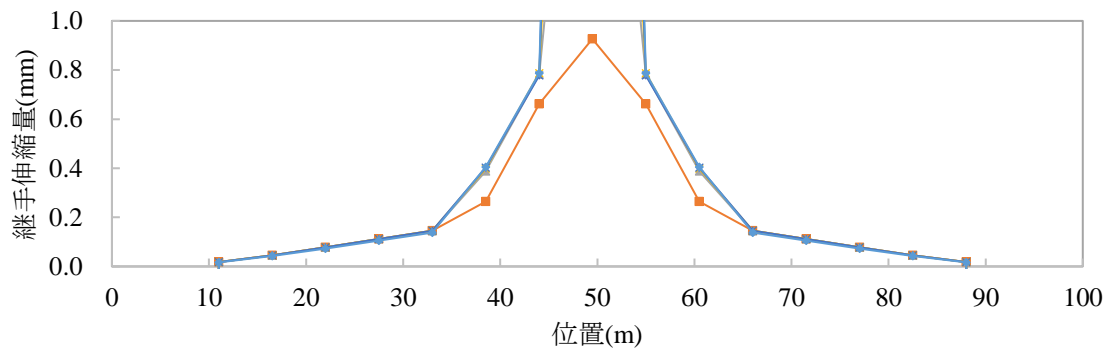
管体軸力は, ねじ継手同様に区間中央で最大となる分布となる。区間中央の軸力は, 埋設期間0年で144.0kN, 20年で144.0kN, 30年で143.9kN, 40年で143.8kN, 50年で143.8kNであり, 埋設期間に関わらずほとんど変化がなく, 劣化による継手部の伸縮量の変化が, 管体の軸力には影響を与えていない。管体ひずみは, 埋設期間に依らず0.06%であり, 埋設期間による変化はなく, 管体軸力と同様, 劣化による継手部の伸縮量の変化の影響を受けていない。



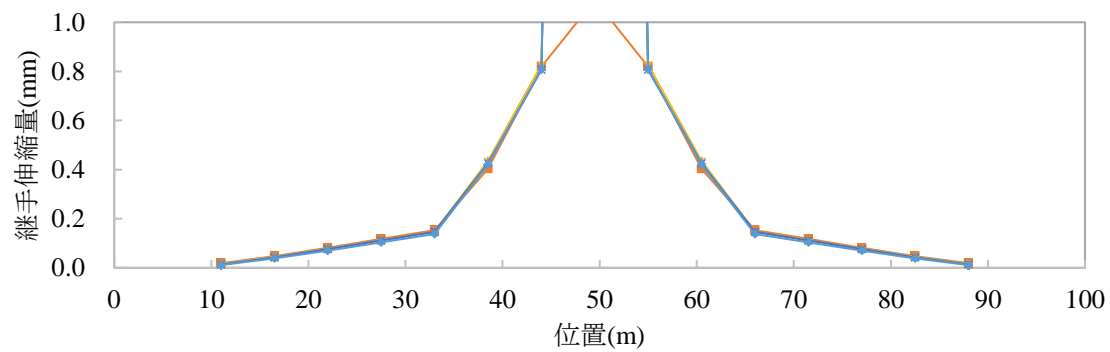
(a) 地盤ひずみ：0.30%



(b) 地盤ひずみ：0.50%

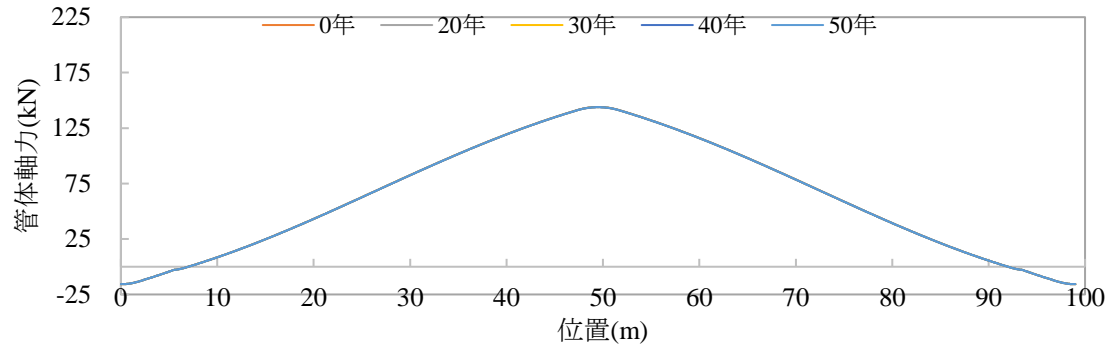


(c) 地盤ひずみ：0.55%

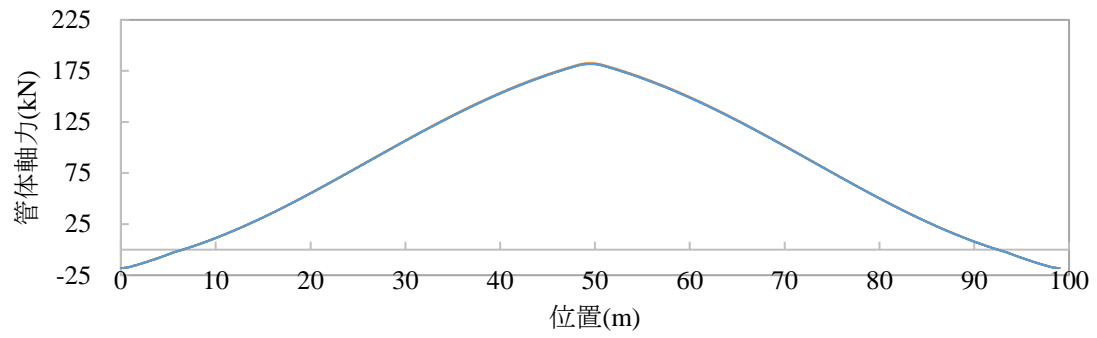


(d) 地盤ひずみ：0.60%

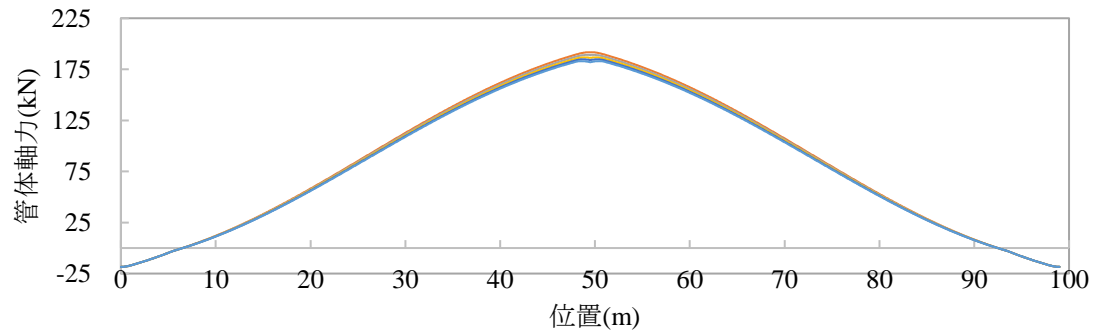
図 3-13. 鋼管ねじ継手の伸縮量.



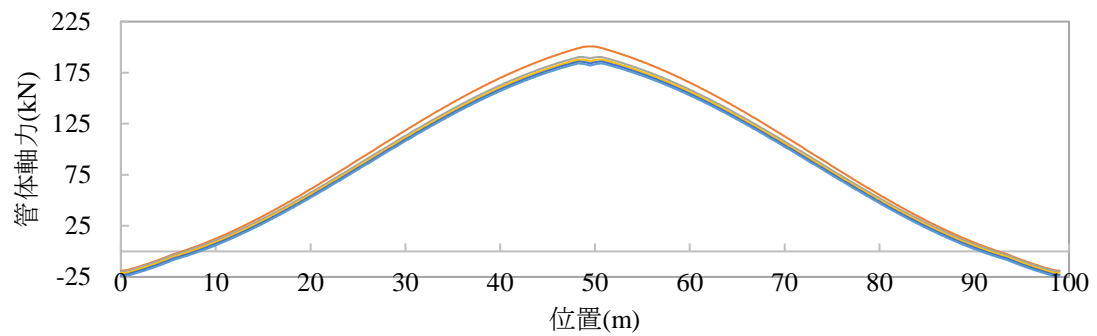
(a) 地盤ひずみ : 0.30%



(b) 地盤ひずみ : 0.50%

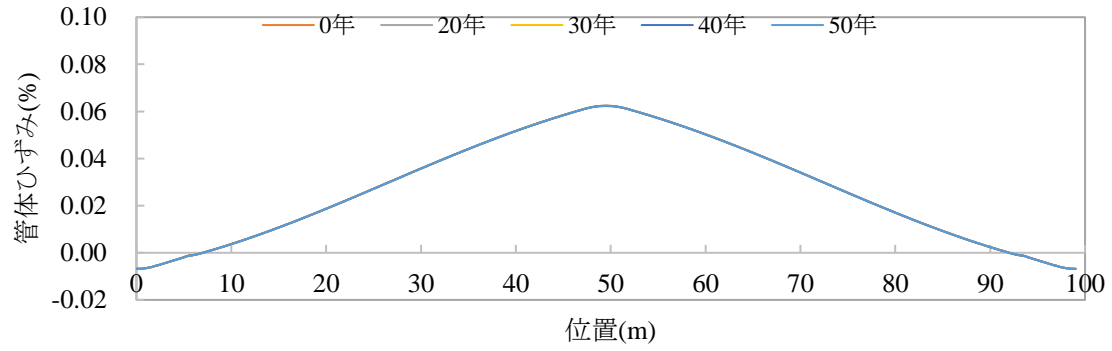


(c) 地盤ひずみ : 0.55%

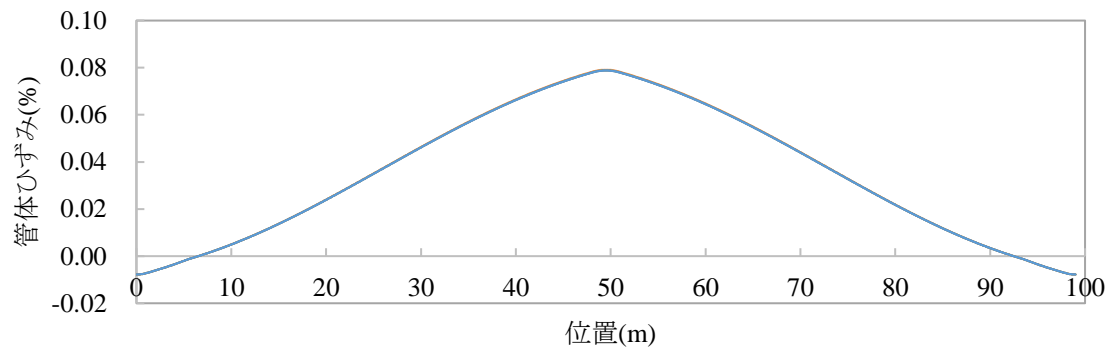


(d) 地盤ひずみ : 0.60%

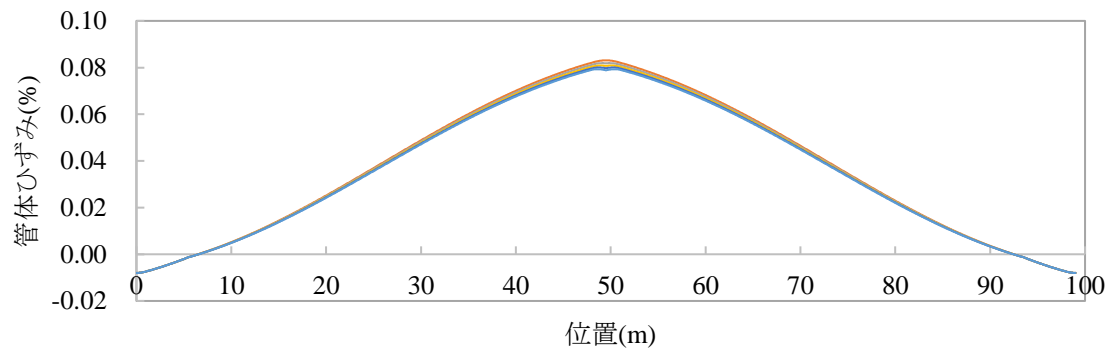
図 3-14. 鋼管の管体軸力



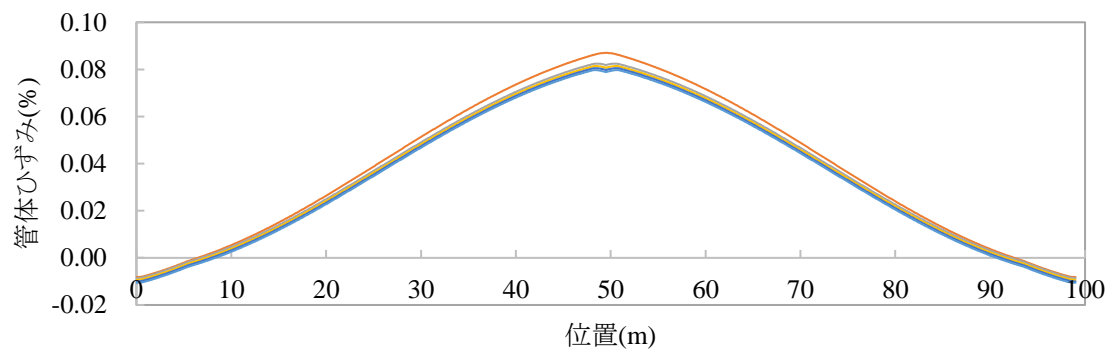
(a) 地盤ひずみ : 0.30%



(b) 地盤ひずみ : 0.50%



(c) 地盤ひずみ : 0.55%



(d) 地盤ひずみ : 0.60%

図 3-15. 鋼管の管体ひずみ.

表 3-4 鋼管の継手伸縮量と荷重, 管体ひずみ, 管体軸力の最大値

継手種別	t_b (年)	引張		圧縮	
		u_{Tmax} (mm)	P_{Tmax} (kN)	u_{Cmax} (mm)	P_{Cmax} (kN)
ねじ継手	0	1.10	201.0	-2.08	-246.1
	20	1.03	188.8	-1.95	-231.2
	30	1.02	186.1	-1.93	-227.8
	40	0.99	183.8	-1.90	-225.0
	50	0.99	181.7	-1.88	-222.5
伸縮継手	—	85.0	2.9	-26.0	-201.0
DS	—	1.0	117.7	-1.0	-117.7

	t_b (年)	引張		圧縮	
		ひずみ (%)	軸力 (kN)	ひずみ (%)	軸力 (kN)
鋼管	—	0.17	392	-0.17	-392

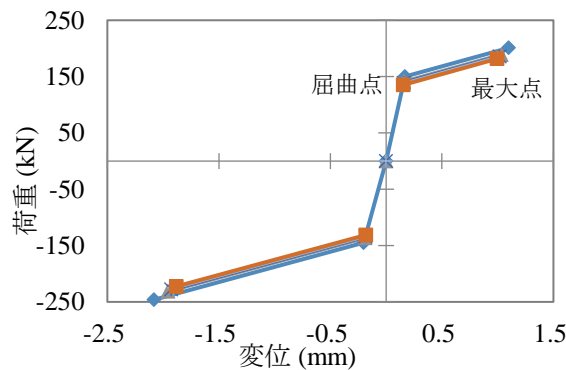


図 3-16 鋼管ねじ継手の継手ばね特性(再掲)

地盤ひずみが 0.50%に高まると、左端から 40~60m の範囲の継手伸縮量が大きくなり、区間中央では埋設期間 0 年で 0.76mm, 20 年で 0.91mm, 30 年で 0.94mm, 40 年で 0.95mm, 50 年で 0.99mm であり、埋設期間が長いほど大きく、埋設期間 50 年の劣化が進行しているねじ継手では、最大変位 0.99mm 相当の大きな変位になる。この時、区間中央の管体軸力は埋設期間 0 年で 182.6kN, 20 年で 182.0kN, 30 年で 181.9kN, 40 年で 181.8kN, 50 年で 181.7kN であり、埋設期間による差はほとんどなく、劣化したねじ継手の伸縮量が増加しても傾向は変わらない。管体ひずみは、埋設期間 0 年で 0.08%, 20 年で 0.08%, 30 年で 0.08%, 40 年で 0.08%, 50 年で 0.08%であり、埋設期間による変化はなく、管体軸力と同様、劣化による継手部の伸縮量の増加の影響を受けていない。

さらに地盤ひずみ 0.55%になると、埋設期間 20 年以上のモデルでは区間中央のねじ継手伸

縮量が、埋設期間が短い順に 1.03mm, 1.02mm, 0.99mm, 0.99mm である継手最大伸縮量をそれぞれ超過し、離脱する。継手破壊後の管体軸力、管体ひずみは意味がないため、これ以降は記載しない。

最終的に地盤ひずみが 0.60%に達すると、区間中央のねじ継手伸縮量は埋設期間によらず最大伸縮量を超過し、破壊と判定される。

3.2.2. 接着継手塩化ビニル管の地震応答

次に塩化ビニル管が主に接着継手で接続される管路モデルにおいて、劣化が進行している埋設期間 50 年のモデルに区間中央で引張ひずみが最大となる地盤変位が作用するケースについて述べる。図 3-17 に入力である地盤変位、塩化ビニル管の管体及び継手の変位、継手伸縮量、継手荷重、管体軸力及び管体ひずみの各分布を、表 3-5 に破壊の評価に用いる最大値を示す。

塩化ビニル管の管体・継手変位は、接着継手が伸縮している箇所段差を生じているが地盤変位と似た正弦波状の分布である。管体・継手変位は、地盤ひずみ 1.0%のとき最大で 137.7mm であり、地盤変位 157.6mm に対して約 10%小さいが、鋼管と比較すると地盤変位に追従している。接着継手荷重は、左端 MH から 30～70m では引張が、MH 際はほぼ固定、MH から 30m の範囲では圧縮が生じている。区間中央の継手荷重は、地盤ひずみ 0.9%で引張荷重の最大値 41.3kN を超過し、破壊と判定される。接着継手伸縮量の分布は継手荷重と同様であり、地盤ひずみ 0.9%のとき区間中央で引張方向の最大伸縮量 2.0mm を超過し、破壊と判定される。塩化ビニル管の軸力は、区間中央で引張が最大 44kN、MH 際で圧縮が最大 49kN となっている。塩化ビニル管の引張最大荷重は 89.1kN であるため、破壊は生じていない。塩化ビニル管の管体のひずみは、区間中央で引張が最大 0.77%、MH 際で圧縮が最大 0.87%で、管体ひずみの最大値 2.0%に対して半分以下で弾性変形の範囲内である。

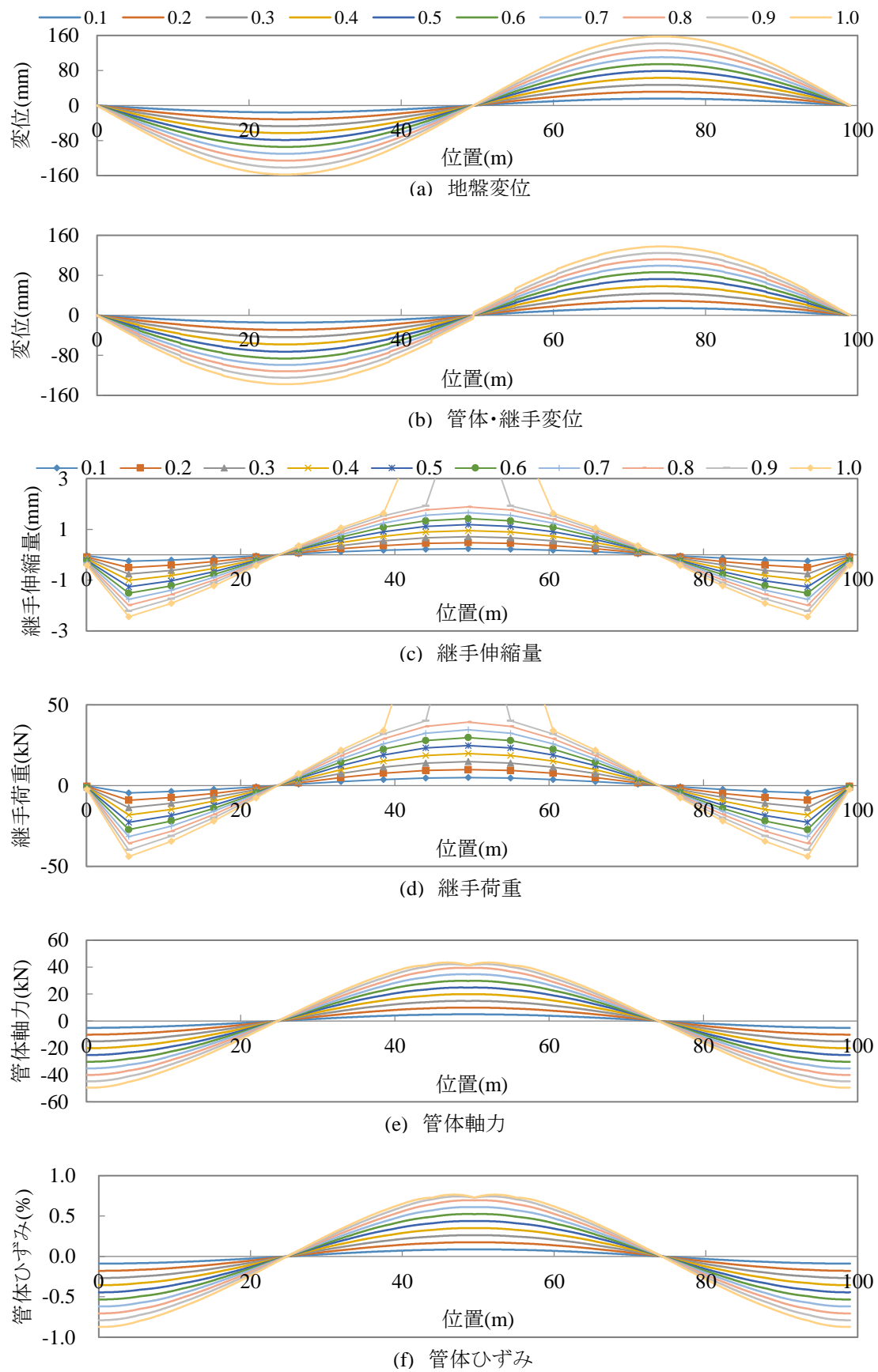
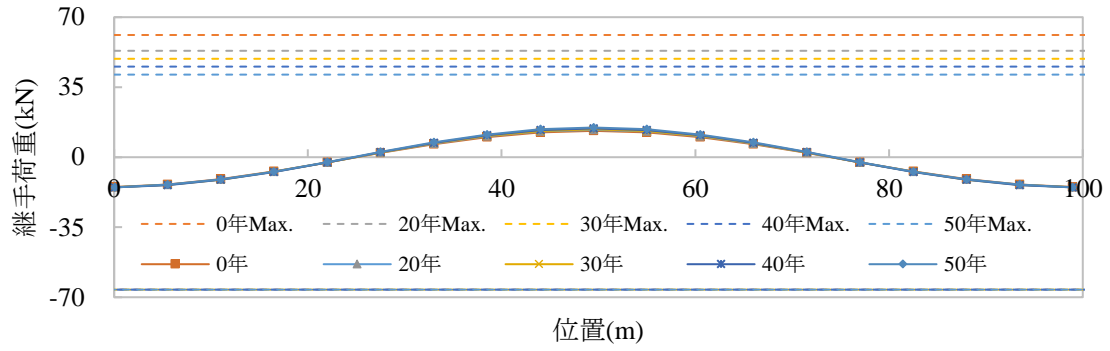
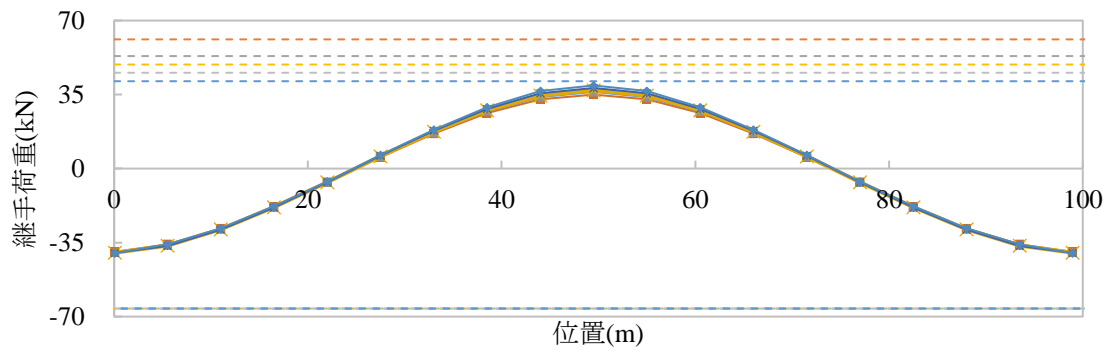


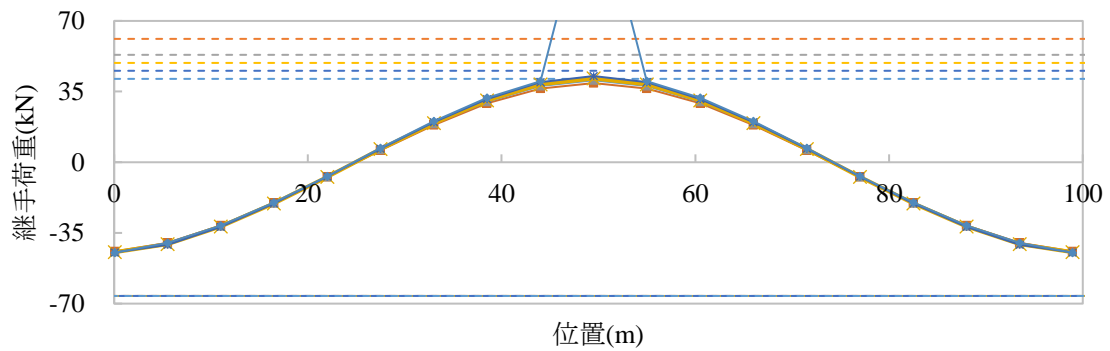
図 3-17 入力地盤変位と埋設期間 50 年の塩化ビニル管の継手及び管体の応答.



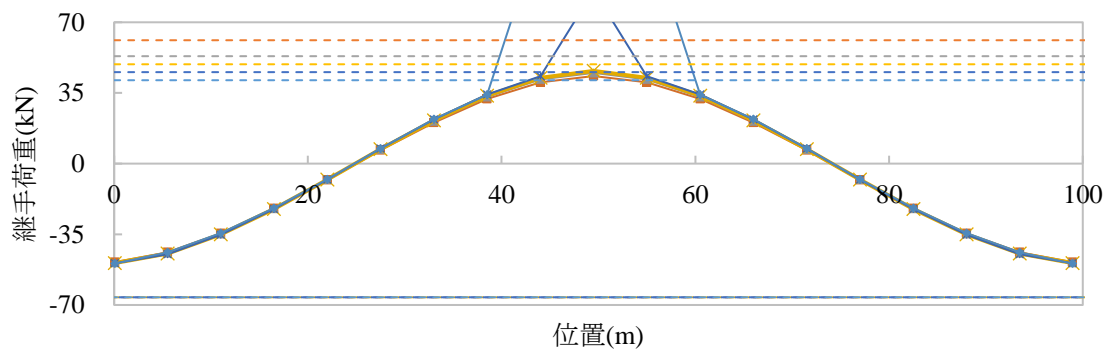
(a) 地盤ひずみ：0.30%



(b) 地盤ひずみ：0.80%



(c) 地盤ひずみ：0.90%



(d) 地盤ひずみ：1.00%

図 3-18. 塩化ビニル管接着継手及び DS の荷重

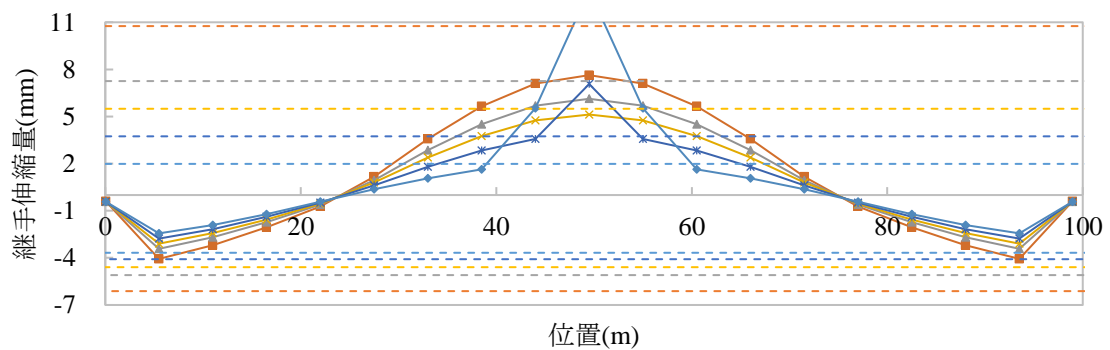
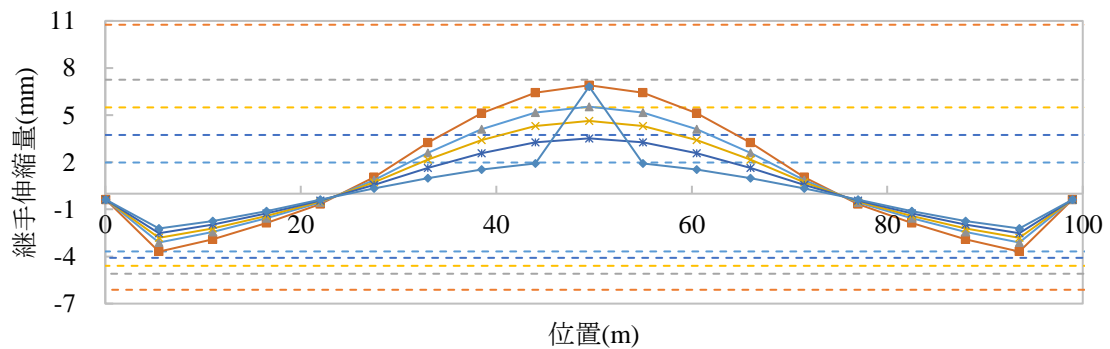
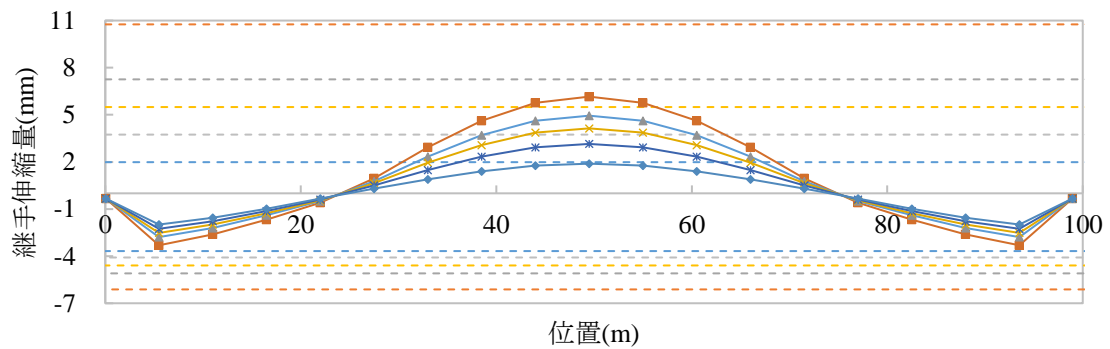
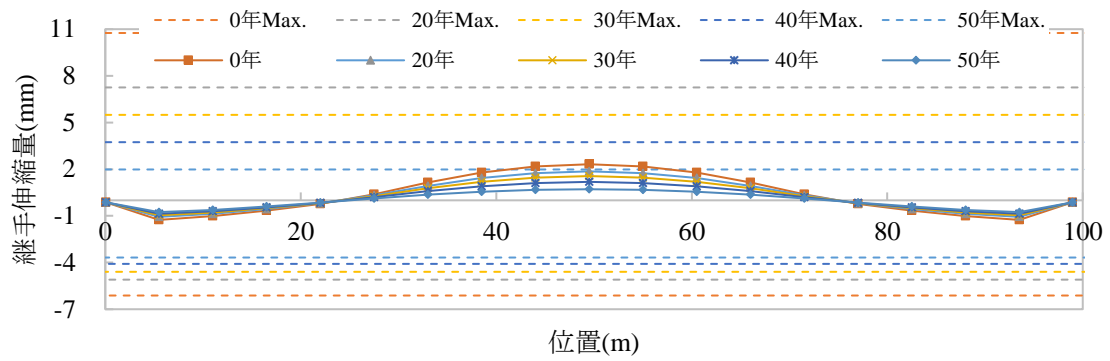


図 3-19. 塩化ビニル管接着継手及び DS の伸縮量

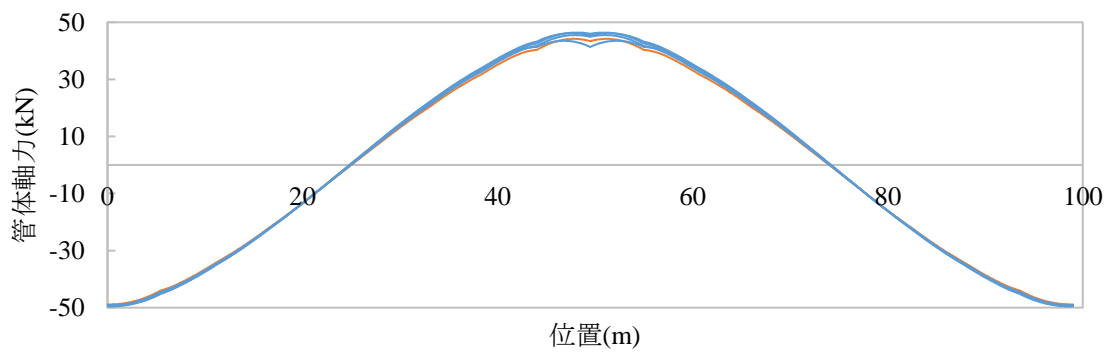
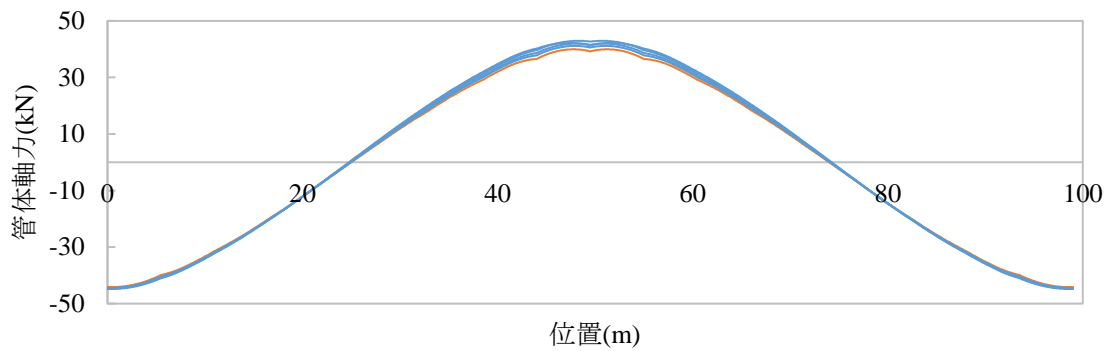
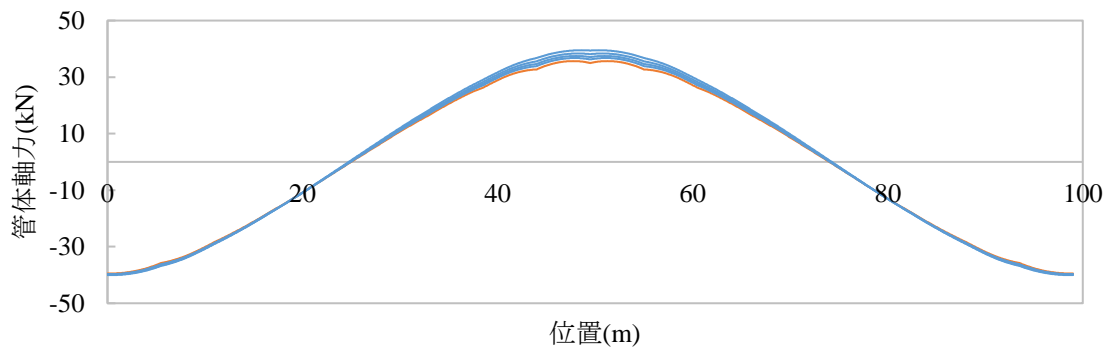
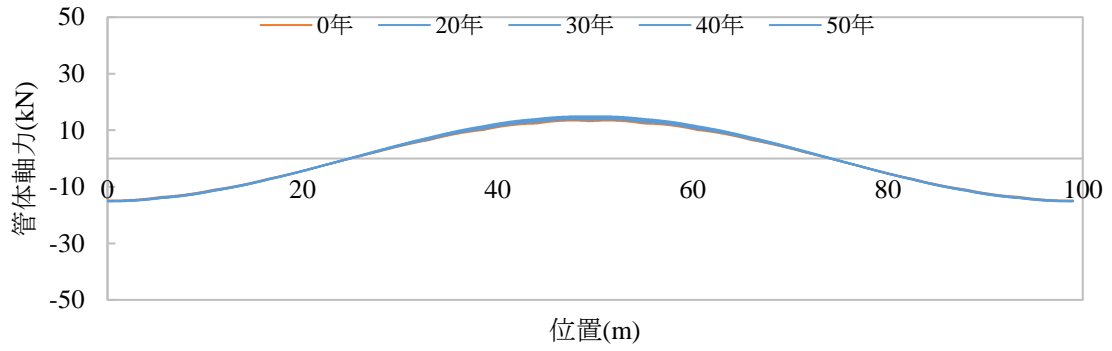
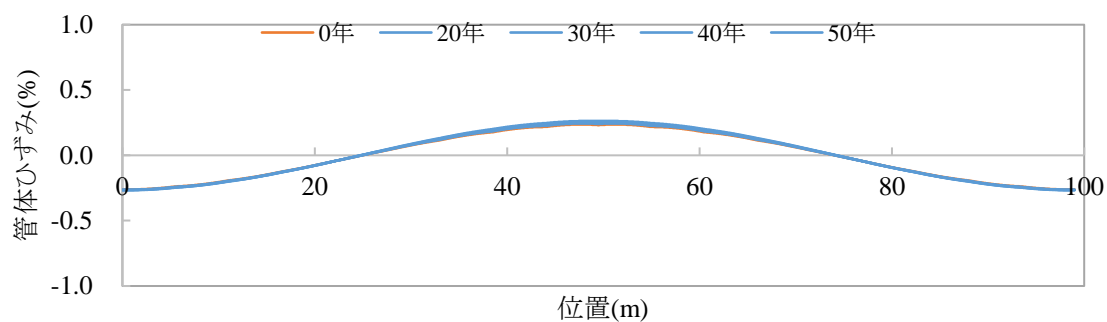
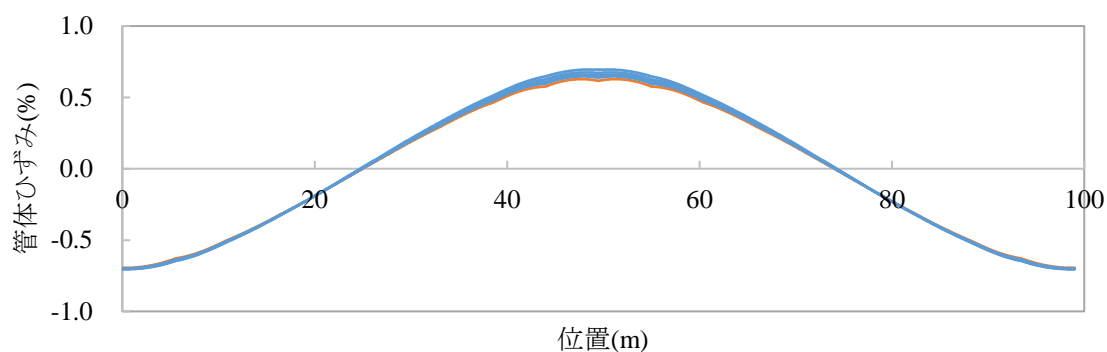


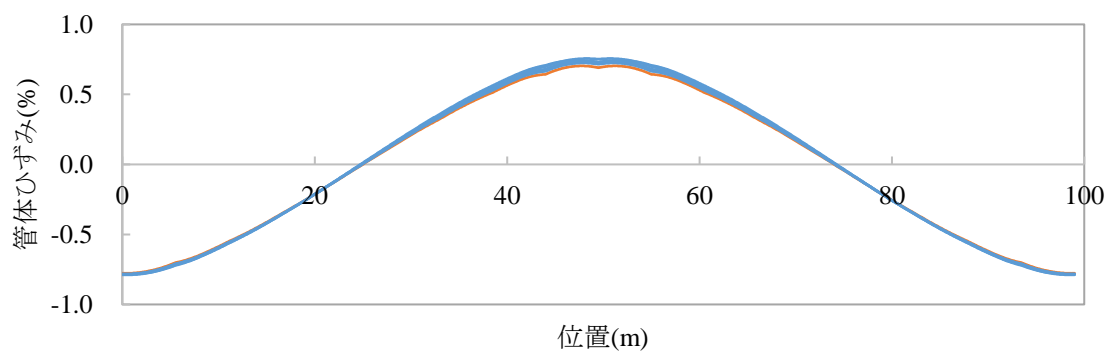
図 3-20 塩化ビニル管の管体軸力



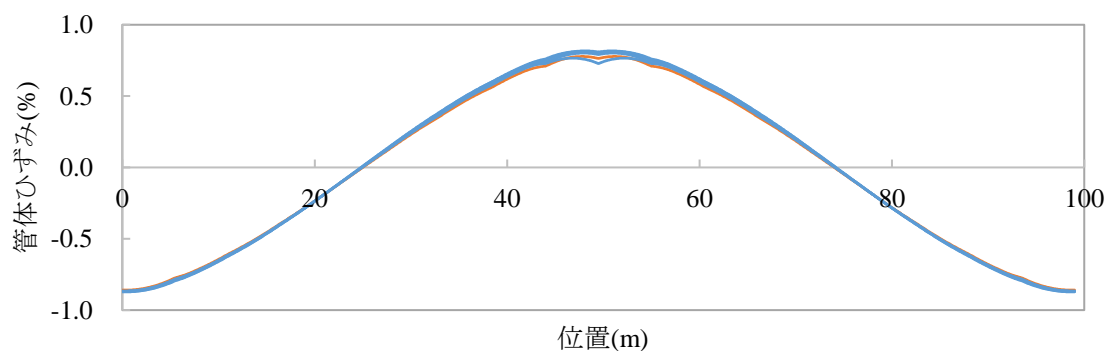
(a) 地盤ひずみ : 0.30%



(b) 地盤ひずみ : 0.80%



(c) 地盤ひずみ : 0.90%



(d) 地盤ひずみ : 1.00%

図 3-21. 塩化ビニル管の管体ひずみ

表 3-5 塩化ビニル管の継手伸縮量と荷重, 管体ひずみ, 管体軸力の最大値

(a) 塩化ビニル管接着継手及び DS

継手種別	t_b (年)	引張		圧縮	
		u_{Tmax} (mm)	P_{Tmax} (kN)	u_{Cmax} (mm)	P_{Cmax} (kN)
接着継手	0	10.8	61.1	-6.1	-66.2
	20	7.3	53.2	-5.1	-66.2
	30	5.5	49.2	-4.6	-66.2
	40	3.7	45.3	-4.1	-66.2
	50	2.0	41.3	-3.7	-66.2
DS	—	1.0	117.7	-1.0	-117.7

(b) 塩化ビニル管

	t_b (年)	引張		圧縮	
		ひずみ (%)	軸力 (kN)	ひずみ (%)	軸力 (kN)
塩化ビニル管	—	2.00	89.1	-2.00	-89.1

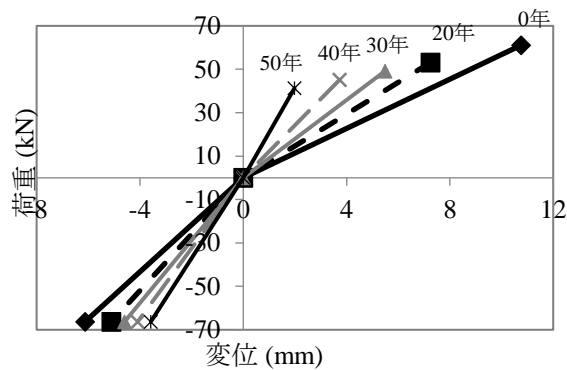


図 3-22 塩化ビニル管接着継手の継手ばね特性(再掲)

続いて埋設期間 0, 20, 30, 40, 50 年の塩化ビニル管路設備の継手荷重, 継手伸縮量, 管体軸力, 管体ひずみ分布の挙動を比較する. 地盤ひずみ 0.30%, 0.80%, 0.90%, 1.00%における継手荷重, 継手伸縮量, 管体軸力, 管体ひずみの分布を図 3-18~図 3-21 に示す. 地盤ひずみは, 従来の計算で用いていた地盤ひずみ 0.30%と本解析で塩化ビニル管接着継手の伸縮量が最大値と同等以上になった地盤ひずみ 0.80~1.00%に着目した. 図中の破線は, 表 3-5 の最大値を示す.

区間中央の接着継手の荷重は, 地盤ひずみ 0.30%のとき埋設期間 0 年で 13.2kN, 20 年で 13.7kN, 30 年で 14.0kN, 40 年で 14.4kN, 50 年で 14.9kN であり, 埋設期間が長く, 継手の劣化が進行しているほど継手荷重は大きくなる. 劣化に対応した最大引張荷重は埋設期間が短い順に 61.1, 53.2, 49.2, 45.3, 41.3kN で, 埋設期間が長いほど小さくなり, 応答値と最大引張荷

重の比はそれぞれ 0.21, 0.26, 0.28, 0.32, 0.36 で、埋設期間が長いほど大きくなるが、破壊と判定されるまでは余裕がある。区間中央の接着継手の伸縮量は、埋設期間が短い順に 2.3, 1.9, 1.6, 1.2, 0.7mm であり、埋設期間が長く、継手の劣化が進行しているほど継手伸縮量は小さくなる。劣化に対応した引張方向の最大伸縮量は、埋設期間が短い順に 10.8, 7.3, 5.5, 3.7, 2.0mm であり、応答値は最大伸縮量よりも小さいが、両者の比は 0.21, 0.26, 0.28, 0.32, 0.36 で劣化が進行しているため埋設期間が長いほど大きくなる。塩化ビニル管の管体に作用する軸力は、ねじ継手同様に区間中央で最大となる分布となる。区間中央の管体軸力は、埋設期間 0 年で 13.2kN, 20 年で 13.7kN, 30 年で 14.0kN, 40 年で 14.4kN, 50 年で 14.9kN であり、埋設期間が長くなるほど大きくなる。この傾向は継手荷重と同様であり、劣化による継手部の荷重の変化は管体軸力に影響を与えている。塩化ビニル管の管体ひずみは、埋設期間が短い順に 0.23, 0.24, 0.25, 0.25, 0.26% であり、埋設期間が長くなるほど大きくなる。管体軸力と同様、劣化による継手部の伸縮量の変化の影響を受けている。

地盤ひずみ 0.8% では、接着継手の継手荷重は 35.0~39.3kN であり、埋設期間が長いほど大きくなる。最大荷重に対する比は、0.57~0.95 で埋設期間が長いほど大きく、その傾向は地盤ひずみ 0.3% のときと同様で、劣化が進行している埋設期間 50 年では最大荷重に対する比が 1 に近づいており破壊寸前である。区間中央の接着継手伸縮量は、1.9~6.2mm で埋設期間が長いほど小さく、最大伸縮量に対する比は 0.57~0.95 で継手荷重の場合と同様埋設期間が長いほど大きい。塩化ビニル管の管体軸力は、区間中央で 35.0~39.4kN で埋設期間が長いほど大きい傾向は地盤ひずみ 0.3% の場合と変わらず、継手の劣化の影響は塩化ビニル管の管体軸力に影響している。塩化ビニル管の管体ひずみは、0.62~0.69% であり、埋設期間が長いほど大きく、傾向は地盤ひずみ 0.3% の場合と変わらず継手の劣化の影響は塩化ビニル管の管体ひずみに影響している。

地盤ひずみが 0.9% に増大すると接着継手荷重、継手伸縮量は、埋設期間 50 年の場合劣化を考慮した最大荷重 41.3kN, 最大伸縮量 2.0mm をそれぞれ超過し、破壊と判定される。埋設期

間 40 年以下では、継手荷重は埋設期間が長いほど大きく、継手伸縮量は埋設期間が長いほど小さい傾向は変わらない。埋設期間 40 年では、継手荷重の最大荷重に対する比及び継手伸縮量の最大伸縮量に対する比がそれぞれ 0.95 で破壊寸前である。塩化ビニル管の管体軸力及び管体ひずみは、接着継手が破壊と判定される埋設期間 50 年を除く埋設期間 0~40 年では、区間中央で埋設期間が長いほど大きくなる傾向は地盤ひずみ 0.3%の場合と変わらず、接着継手の劣化の影響は塩化ビニル管の管体軸力、管体ひずみに影響している。

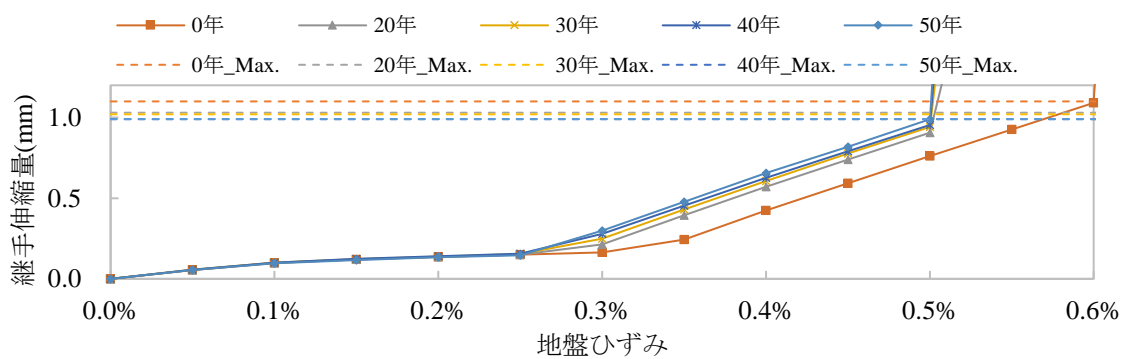
地盤ひずみがさらに増大して本解析で設定した最大値である 1.0%に達すると、埋設期間 40 年の場合の区間中央接着継手荷重及び継手伸縮量は劣化を考慮した最大荷重 45.3kN、最大伸縮量 3.7mm をそれぞれ超過し、破壊と判定される。破壊と判定されていない埋設期間 30 年以下では、区間中央の継手荷重は埋設期間が長いほど大きく、継手伸縮量は小さい。継手荷重の最大荷重に対する比、継手伸縮量の最大伸縮量に対する比は、埋設期間が長いほど大きく、その傾向は地盤ひずみ 0.3%のときと同様で、埋設期間 30 年では最大荷重に対する比が 1 に近づいており破壊寸前である。塩化ビニル管の管体軸力及び管体ひずみは、区間中央で埋設期間 0~30 年では埋設期間が長いほど大きくなる傾向は地盤ひずみ 0.3%の場合と変わらず、接着継手の劣化による荷重、伸縮量の変化は塩化ビニル管の管体軸力に影響している。

3.2.3. 区間中央の継手の地震応答比較

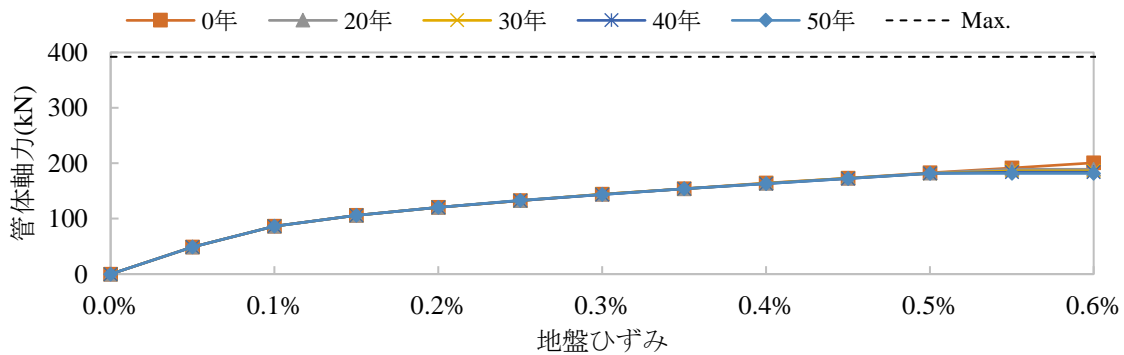
鋼管ねじ継手及び塩化ビニル管接着継手の劣化を考慮した地震応答について 3.2.1、3.2.2 でそれぞれ述べた。ここでは、応答値が最大となる区間中央の継手荷重、継手伸縮量、管体軸力、管体ひずみに着目して比較する。埋設期間別の地盤ひずみと区間中央の鋼管ねじ継手の荷重、伸縮量、鋼管の管体軸力、管体ひずみとの関係を図 3-23 に示す。実線は解析結果、破線は表 3-4 に示した最大値である。

区間中央の鋼管ねじ継手の伸縮量は、地盤ひずみ 0.25%までは埋設期間による差が小さく、ほぼ同じ挙動を示す。先述した通り、鋼管ねじ継手の引張方向の変位-荷重関係の屈曲点の変

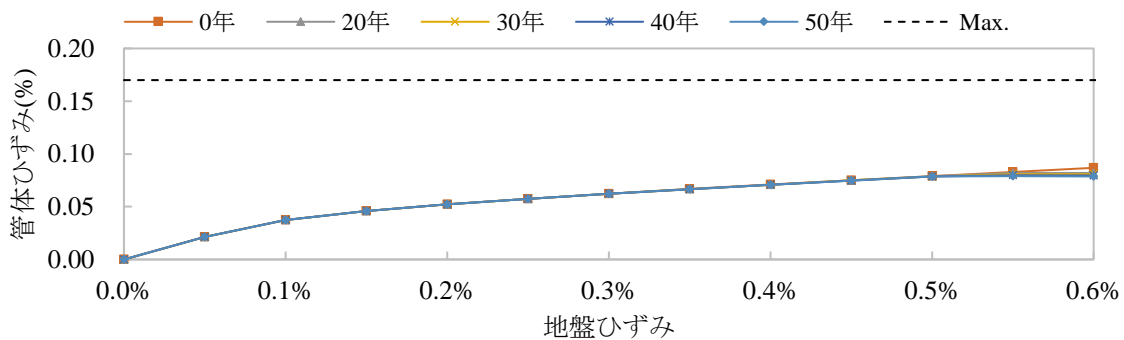
位は、埋設期間が短い順に 0.17, 0.16, 0.16, 0.16, 0.15mm であり、埋設期間 20 年以上のモデルは地盤ひずみが 0.25%より大きくなると、その点を過ぎるため継手伸縮量の増加傾向が大きくなる。その後も地盤ひずみに比例してねじ継手の伸縮量は増加し、埋設期間が長く劣化が進行したモデルほど伸縮量は大きくなる。最も劣化が進行している埋設期間 50 年のモデルの継手伸縮量は、地盤ひずみ 0.5%で最大伸縮量である 0.99mm 相当になり離脱する。地盤ひずみが 0.55%になると、埋設期間 20 年以上のモデルの継手伸縮量は最大伸縮量を超過する。



(a) ねじ継手伸縮量

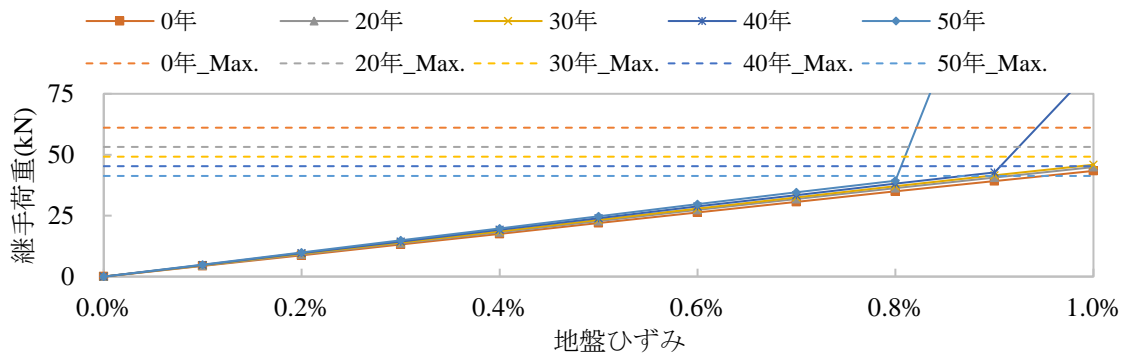


(b) 鋼管管体軸力

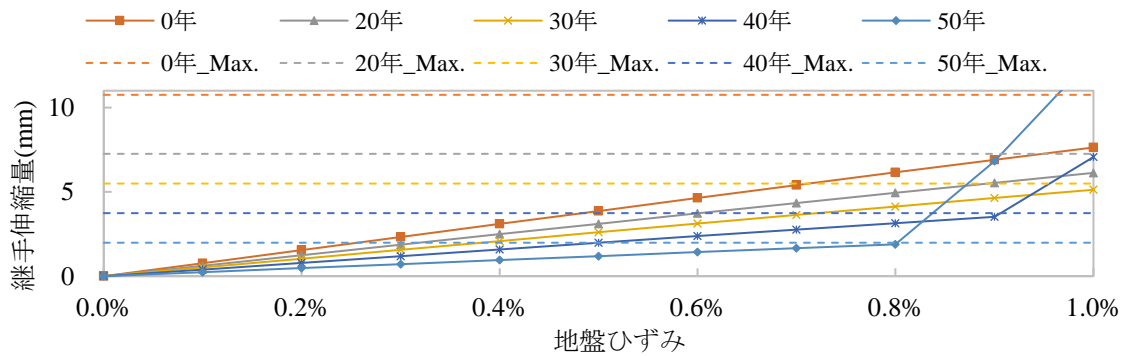


(c) 鋼管管体ひずみ

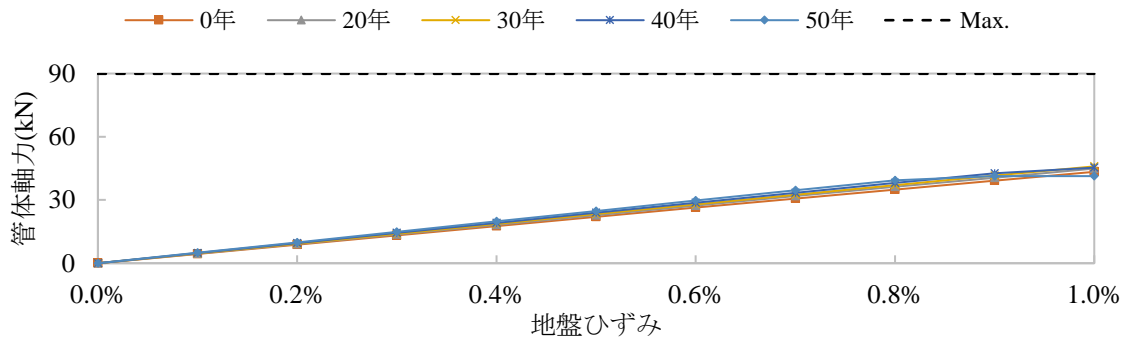
図 3-23. 地盤ひずみと区間中央の鋼管ねじ継手伸縮量, 鋼管の管体軸力, 管体ひずみの関係。



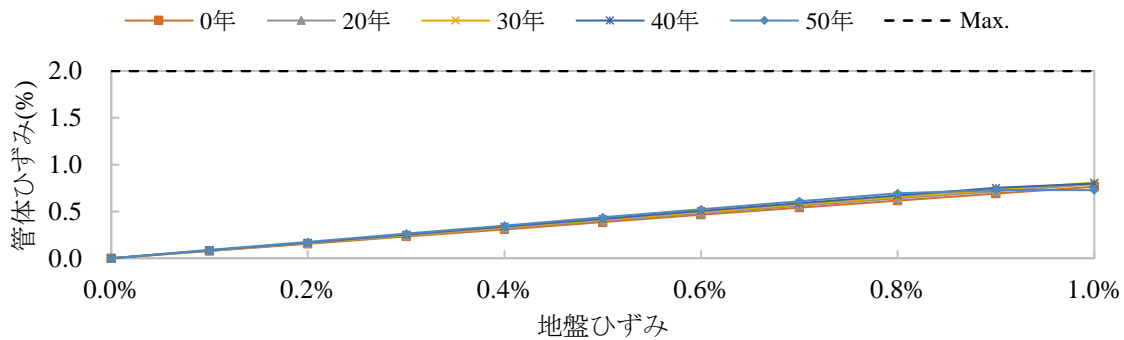
(a) 接着継手荷重



(b) 接着継手伸縮量



(c) 塩化ビニル管管体軸力



(d) 塩化ビニル管管体ひずみ

図 3-24. 地盤ひずみと区間中央の接着継手荷重, 接着継手伸縮量, 塩化ビニル管の管体軸力, 管体ひずみの関係.

鋼管の管体軸力及び管体ひずみは、地盤ひずみの増加とともに増加するが、傾きは徐々に小さくなり、頭打ちとなる傾向がみられる。鋼管の管体軸力及び管体ひずみは、先述した通り埋設期間による差はほとんどなく、劣化による継手伸縮量の変化は管体軸力にほとんど影響を与えていない。

埋設期間別の地盤ひずみと区間中央の塩化ビニル管接着継手の荷重、伸縮量、管体軸力、管体ひずみの関係を図 3-24 に示す。塩化ビニル管接着継手の荷重は、地盤ひずみに比例して大きくなり、埋設期間が長いほど値が大きい。埋設期間 50 年では地盤ひずみ 0.8%で、埋設期間 40 年では地盤ひずみ 0.9%で、それぞれ劣化を考慮した接着継手の最大荷重を超過する。継手伸縮量は、継手荷重と同様の傾向を示す。

塩化ビニル管の管体軸力、管体ひずみも地盤ひずみに比例して増加し、埋設期間が長いほど値が大きく、劣化に伴う継手の荷重、伸縮量の変化が管体にも影響を及ぼしている。

鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手の伸縮量について、劣化を考慮した最大伸縮量に達する地盤ひずみと埋設期間の関係を求めると図 3-25 のようになる。鋼管ねじ継手は、新設時（埋設期間 0 年）で地盤ひずみ 0.6%で破壊と判定され、経年とともに低下し、埋設期間 50 年では 0.5%になる。埋設期間 20 年までは低減割合が相対的に大きく、それ以降は緩やかになっていく。塩化ビニル管接着継手の荷重、伸縮量は、埋設期間 40 年では地盤ひずみ 1.0%で、50 年では地盤ひずみ 0.9%でそれぞれ最大荷重、最大伸縮量を超過する。

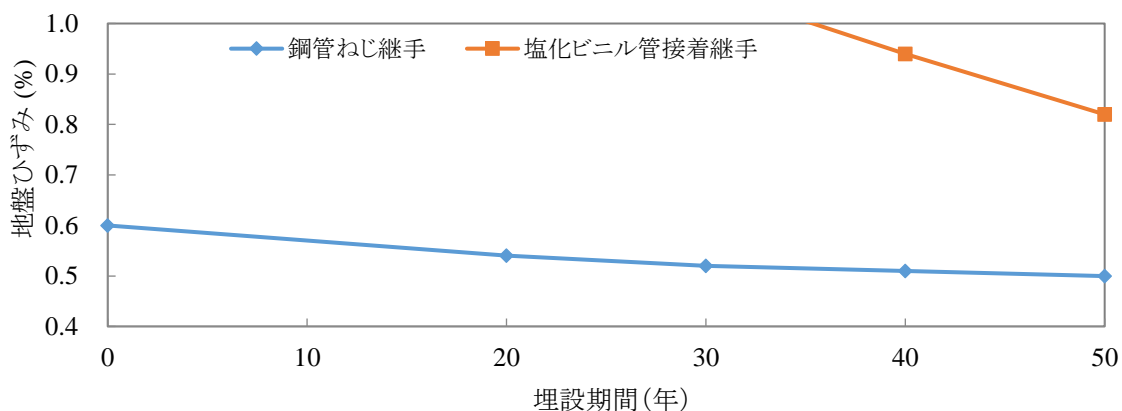


図 3-25. 埋設期間と区間中央の継手伸縮量が最大伸縮量に達する地盤ひずみの関係。

劣化を考慮した塩化ビニル管接着継手が破壊される地盤ひずみは 0.9, 1.0%と非常に大きい値となったが、1章で述べた通り過去の大地震では鋼管ねじ継手と同じ程度の被災率となっている。実設備の地震による被災の要因としては設置環境や設備形態、地震動以外の地震外乱も考えられるため、今後対象を平面的に曲線で敷設された設備や縦断勾配を有する設備に拡大するとともに、地震外乱として地盤変状に伴う沈下や流動、断層変位等も考慮した解析を実施し、塩化ビニル管接着継手の地震被災の検証を進める必要がある。

3.3. 本章の結論

鋼管ねじ継手及び塩化ビニル管接着継手の経年的な劣化を考慮したモデルを用いた地震応答解析を行った。それぞれのモデルについて得られた知見は以下の通りである。

鋼管ねじ継手の伸縮量は地盤ひずみの増加とともに増加し、埋設期間が長いほど大きく、劣化の影響が表れた。従来の想定地盤ひずみである 0.3%では、埋設期間に関わらず応答値は最大伸縮量以下であった。ただし、埋設期間 20 年以上では、継手ばね特性の屈曲点の伸縮量を超えて塑性変形が始まっており、地震により地盤ひずみ 0.3%以上の地震動の作用を受けたねじ継手鋼管については破壊していなくても補修・補強又は交換することが望ましい。地盤ひずみ 0.5%で埋設期間 50 年モデルの継手伸縮量が最大伸縮量 0.99mm になり、地盤ひずみ 0.55%では埋設期間 20, 30, 40 年モデルの継手伸縮量が劣化を考慮した最大伸縮量を超過する。鋼管管体軸力及び管体ひずみは、地盤ひずみの増加に伴い増加するが、埋設期間による差はほとんどなく、鋼管ねじ継手の劣化による伸縮量の変化は鋼管の管体軸力、管体ひずみにほとんど影響を及ぼさない。

塩化ビニル管接着継手の荷重は、地盤ひずみの増加に比例して増加し、その値は埋設期間が長いほど大きく、継手荷重の最大値との比も埋設期間が長くなるほど大きくなる。継手荷重は、埋設期間 50 年モデルが地盤ひずみ 0.9%で、40 年モデルが地盤ひずみ 1.0%でそれぞれ最大荷重を超過し、離脱する。塩化ビニル管接着継手の伸縮量は、継手荷重と同様の傾向を示す。塩

化ビニル管の管体軸力及び管体ひずみは、地盤ひずみの増加とともに大きくなり、埋設期間が長いほど値が大きく、劣化による接着継手の継手荷重、継手変位の変化が管体軸力、管体ひずみに影響している。

参考文献

- 1) Sakurai, A., and Takahashi, T.: Dynamic stresses of underground pipe lines during earthquakes. Proceedings of the 4th World Conference of Earthquake Engineering, 81-95, 1969.
- 2) 西尾宣明, 宇梶忠雄, 塚本克良: 地中埋設管の地震時挙動に関する研究, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.921-928, 1978.
- 3) Takada, S., and Tanabe, K.: Three-dimensional seismic response analysis of buried continuous or jointed pipelines. Journal of Pressure Vessel Technology, 109, pp.80-87, 1987.
- 4) 高田至郎: 埋設管路—地盤系の復元力特性と地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第259号, pp.1-11, 1976.
- 5) 小林実央, 安藤広和, 小口憲武: 埋設管に作用する軸方向地震時地盤拘束力に及ぼす地盤の速度と繰り返し変位の影響, 土木学会論文集, No.591, I-43, pp.299-312, 1998.
- 6) 島村一訓, 竹之内博行, 三木千壽, 福澤小太郎: 実大実験による埋設パイプラインの軸方向動的地盤特性の研究, 土木学会論文集, No.612, I-612, pp.55-66, 1999.
- 7) 鍬田泰子, 稲瀬友樹, 澤田純男: 振動台を用いた管軸方向の地盤ばねの速度依存性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1, Vol.74, No.4, I_568- I -577, 2018.
- 8) 白川淳一, 奥村強, 澤橋剛志: 地下管路の動的載荷実験について, 土木学会年次学術講演会予稿集, I-304, pp.607-608, 1982.
- 9) 本田健一, 出口大志, 高田至郎, 鈴木崇伸, 中野雅弘: 通信用中口径管路評価における地震波動モデル化に関する一考察, 土木学会年次学術講演会予稿集, 52巻, I-B452, pp.902-903, 1997.

- 10) 又木慎治, 出口大志, 中野雅弘, 鈴木崇伸, 友永則雄 : 通信用中口径管路設備の耐震設計方法の検討, 構造工学論文集 A, 42-2 卷, pp.685-696, 1996.
- 11) 日本水道協会 : 水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版, 1997.
- 12) 日本ガス協会 : 高圧ガス導管耐震設計指針, 2000.

第4章 通信管路のライニング技術とそのケーブル防護効果

4.1. 既設管路の補修補強方法

ここまで述べてきたように、耐震性の低い継手を有する古い規格の管路が大量に存在し、劣化と大地震による被災が懸念されることから、経年に伴う継手特性の変化を実験的に明らかにし、その特性をモデル化した地震応答解析を行った結果、経年に伴う鋼管と塩化ビニル管の耐震性の低下を定量することができた。本章では、劣化と耐震性の両面から既設管路を補修・補強する方法として、既設管内面に新たなケーブル収容空間を構築するライニング技術を適用した場合のライニング管の地震応答について述べる。対象とするライニング管は、1.5で述べた円筒成型型と組立連結型である。図 4-1に検討対象としたライニング管を再掲する。なお、ライニング技術は腐食という劣化現象が顕在化している金属管を対象に先行的に開発されたため、本研究では既設管としては鋼管のみを扱う。

円筒成型型は、熱硬化性樹脂を含浸させたシートで既設管をくるみ、ファスナを閉じながら円筒を形成する工法である。ライニング管の材料を片側のマンホールから反対側のマンホールまで引き通したのち、円筒内部を温水で満たして既設管内面に押し当てるとともに熱で硬化させる。円筒成型型には継手はなく、マンホールーマンホール間が一体となっており、既設管と密着していることなどが特徴である。

組立連結型は、工場で製造された塩化ビニル製の部品を現場で組み立てる方式で、長さ230mmの部材を継手で連結しながら既設管内に押し込んでライニング管を構築する。継手は、

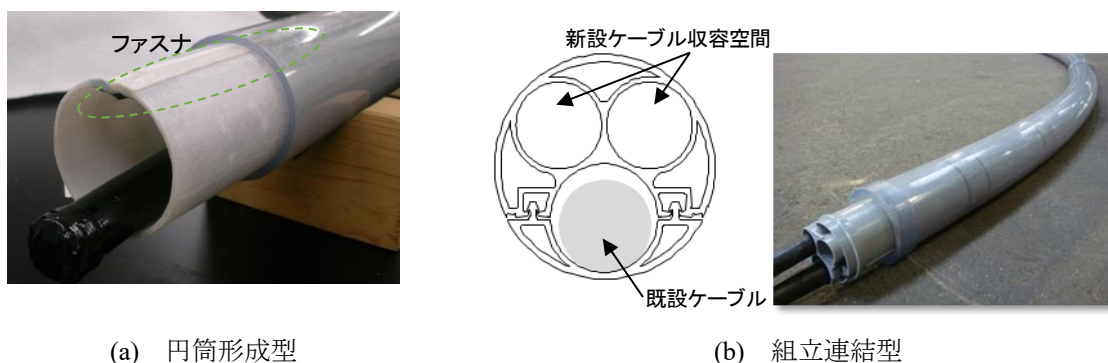


図 4-1 本研究で対象とするライニング管(再掲)

軸方向の伸縮と回転機能がある。継手部の外径は管体部よりも大きく、既設管内径よりも小さいためライニング管と既設管の間には空隙があり、接触面積も小さくなっている。このことは、ライニング管を既設管内に押し込む際の摩擦抵抗の低減にも効果がある。

4.2. ライニング管の解析モデル

4.2.1. ライニング管を含む管路系のモデル化

本研究では、3.1節で述べた地中構造物の地震解析に一般的に用いられている手法を応用した解析を試みる^{1,2)}。まず3.1節で述べた手法で既設管路の応答変位を求め、次にその変位を入力として、既設管とライニング管との間の拘束力特性をモデル化したばねを介して、ライニング管に作用させてその地震応答を求める。ライニング管要素の管軸方向の力の釣り合いを図 4-2 に示す。3章の解析では、地盤変位 u_g 、管要素の応答変位 u_p 、地盤ばね係数 k を考えていたが、本章の解析では管要素の応答変位 u_p を入力として拘束力ばねを介してライニング管要素の軸力 N と応答変位 u_l を求める。

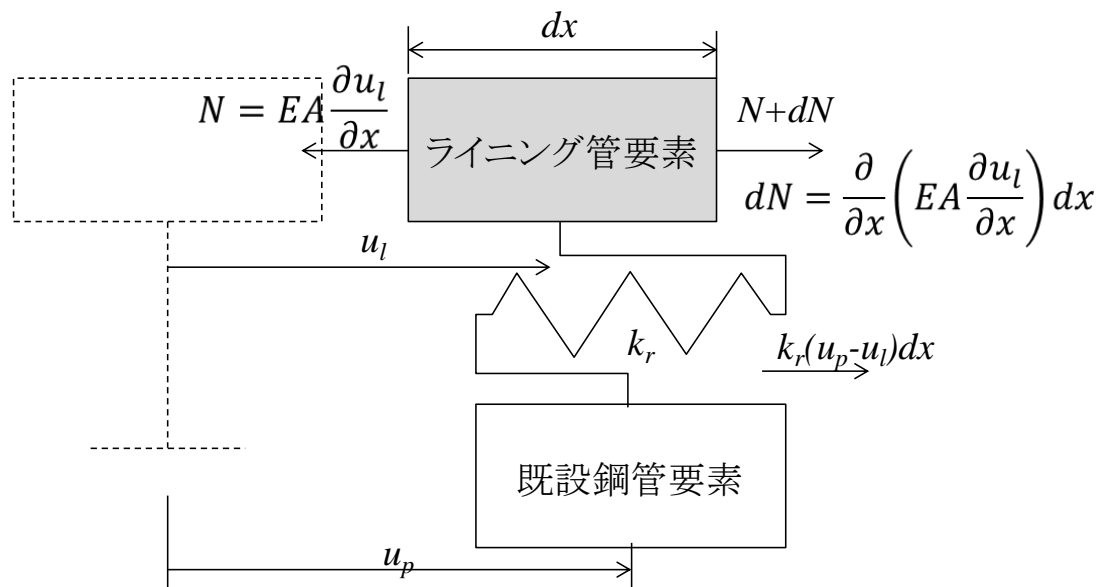


図 4-2 ライニング管要素の管軸方向の力の釣り合い

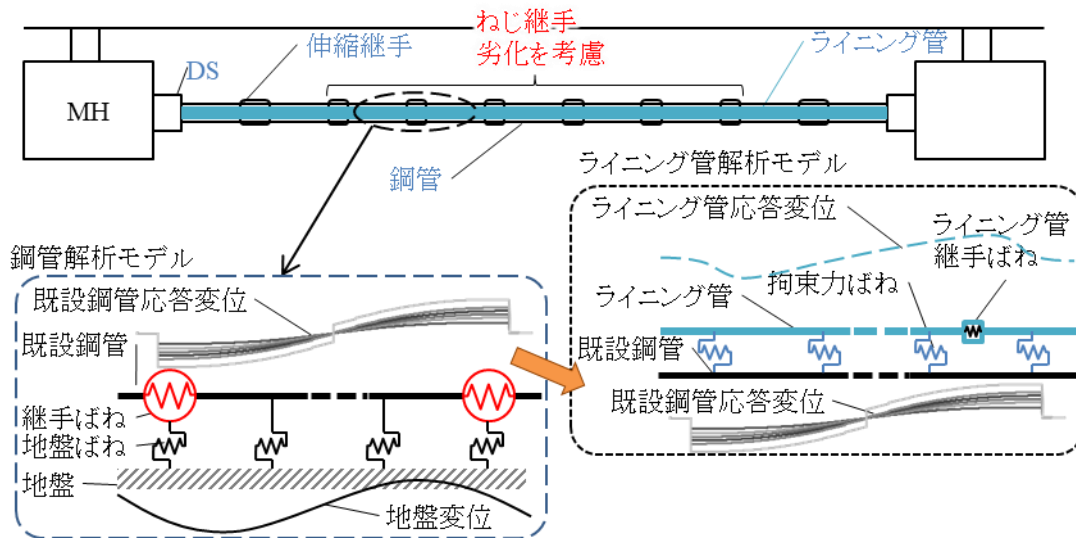


図 4-3 ライニング管を含む管路系のモデル

解析モデルを図 4-3に示す。既設管は、3.1で述べた鋼管のモデルと同じで、両端はMHで区間長は99m、既設管は鋼管でMHとの接続はDS、MHから1本目と2本目の鋼管の接続は伸縮継手で、それ以外の鋼管と鋼管の接続はねじ継手である。2章で対象とした塩化ビニル管は、現在のところライニングによる補修の対象でないため本章では扱わない。既設鋼管内部に施工されるライニング管は、円筒成型と組立連結型の2種類を対象とする。円筒成型は継手がなく、全長は鋼管の区間長と等しい99mとする。組立連結型は継手があり、長さが230mmの部材を連結するが、解析上は連結した全長を既設鋼管と等しくするため長さ220mmでモデル化する。

4.2.2. 地震外乱のモデル化

地震外乱は、3.1.5で述べた地震波動とし、その結果生じる既設管である鋼管の管体・継手変位を入力としてライニング管モデルに作用させる。鋼管ねじ継手は、劣化を考慮した埋設期間20、30、40、50年の継手ばねモデルを用いる。

4.2.3. ライニング管のモデル化

ライニング管の管体部は、はりにモデル化し、要素長を鋼管の標準管長の1/100である55mmとする。検討対象管の管体特性を表 4-1に示す。鋼管の管体特性は、表 2-1の再掲である。

表 4-1 解析に用いる管体特性

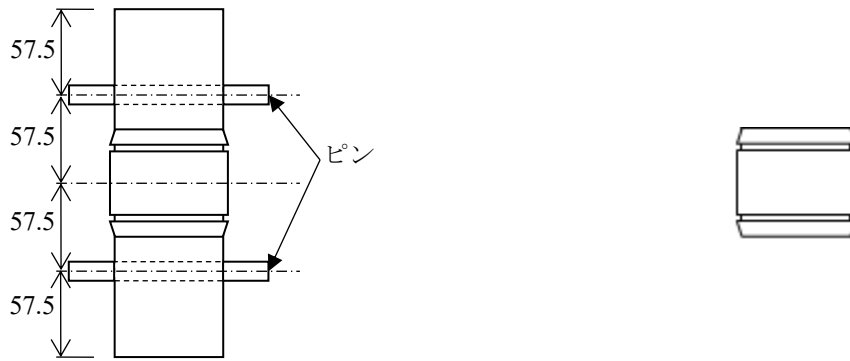
	円筒形成型	組立連結型	鋼管
弾性係数(N/mm ²)	12,609	2,800	205,940
塑性域の弾性係数(N/mm ²)	126.1	28	205,940
塑性開始ひずみ(%)	0.62	1.75	0.17
標準管長(mm)	—	220	5,500
外径(mm)	80.7	78.0	89.1
内径(mm)	74.7	66.2	80.7
肉厚(mm)	3.0	5.9	4.2

ライニング管の特性は、開発時の物性試験値等を基に設定した。引張弾性係数に関するデータがない場合は、曲げ弾性係数を用いた。塑性開始ひずみは、引張強さを弾性係数で除した値とした。塑性域の傾きを弾性係数の 1/100 するバイリニアとした。円筒形成型の外径は施工対象となる鋼管の内径と等しい 80.7mm になる。また、内径は、肉厚を 3mm で一定として 74.7mm とする。組立連結型の断面は複雑な形状をしており、円筒状ではないため偏平試験で得られた偏平強度が同等となる組立連結型と外径が等しい円筒に置き換えて肉厚を設定した。

4.2.4. ライニング管継手のモデル化

組立連結型の継手の引張、圧縮両方向の変位－荷重関係を測定するため図 4-4 に示す実験を実施した。引張用供試体は、継手の両側にピンを通して引っ張った。引張実験及び圧縮実験の変位－荷重関係を図 4-5 に示す。継手特性のモデル化にあたっては、継手性能が過大評価にならないよう、実験をした供試体の中で最大荷重が最も小さい供試体の最大荷重とその時の変位を用いた。引張特性は変位（引き抜き量）13.7mm、荷重0.4kN、圧縮特性は変位（押し込み量）2.9mm、最大荷重16.9kNのモデルとした。組立連結型の継手は、引張方向には小さな荷重で変位し、変位量が大きい。一方、圧縮方向の変位量は引張方向の1/4以下であるが、荷重は引張方向の40倍以上ある。組立連結型の継手特性を図 4-6 に示す。

3章で述べたように、既設鋼管とMHの接続部にはダクトソケットが設置されていて継手ばねを設定していたが、ライニング管の場合には、それぞれ条件が異なる。円筒形成型、組立連結

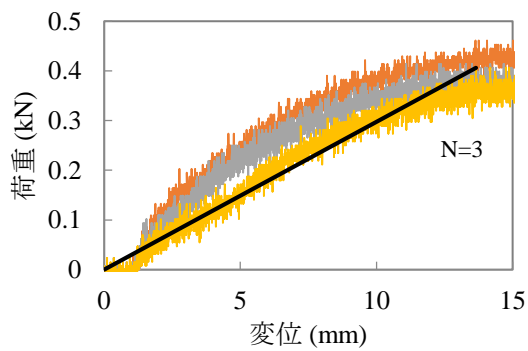


(a) 引張

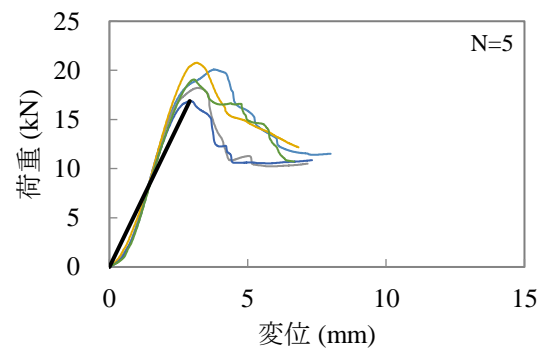


(b) 圧縮

図 4-4 組立連結型継手強度実験



(a) 引張



(b) 圧縮

図 4-5 組立連結型継手の変位-荷重関係

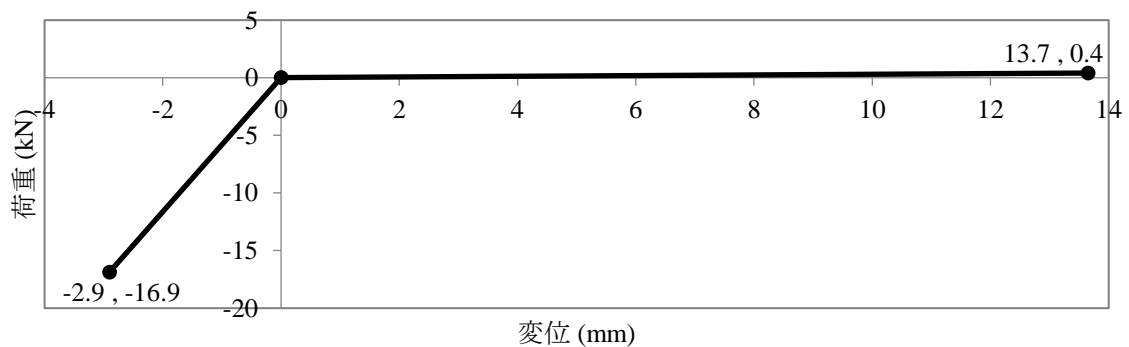


図 4-6 組立連結型の継手ばねモデル



(a) 円筒形成型

(b) 組立連結型

図 4-7 MH 内ダクト面でのライニング管の状況

型のMH内ダクト面の状況を図 4-7に示す。円筒形成型は、MH内ダクト面をパテで成形してケーブルを傷つけないようにしているのみであり固定はされていないが、解析上は両端を自由にすると不安定になり計算が収束しない可能性があり、既設鋼管から円筒形成型への作用が大きくなるようにする方針から、既設鋼管と固定されている設定とする。組立連結型は、両端のMH内において、軸方向の移動を拘束しない金具で接続されているが、解析上は円筒形成型と同様の理由でMHに固定されている設定とする。

4.2.5. ライニング管と既設管の相互作用のモデル化

ライニング管と既設管の拘束特性をばねにモデル化するため、図 4-8に示す方法で実験を行い、非劣化鋼管とライニング管の相対変位、荷重を計測した。組立連結型は、本体部材4本を連結した全長920mm、重さ1.9kgの内部に長さ1m、重さ0.6kgの光ケーブルを収容した供試体を非劣化鋼管内に設置し、ワイヤで引っ張って変位と荷重を計測した。円筒形成型は、長さ240mmと560mmの鋼管を合わせて長さ800mmにして内部に長さ680mmの円筒形成型を施工し、240mmの鋼管を引き抜いて変位と荷重を計測した。変位－荷重関係を図 4-9示す。円筒形成型の荷重は樹脂の付着力と摩擦力、組立連結型の荷重は摩擦力によるものと考えられる。

既設管とライニングが付着している範囲で拘束力が均等に作用するものとし、実験結果の荷

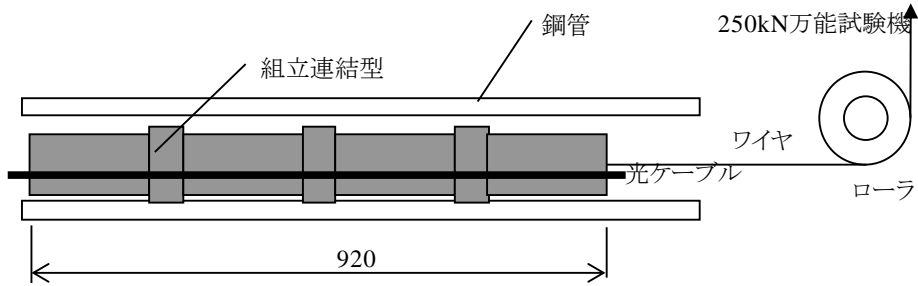
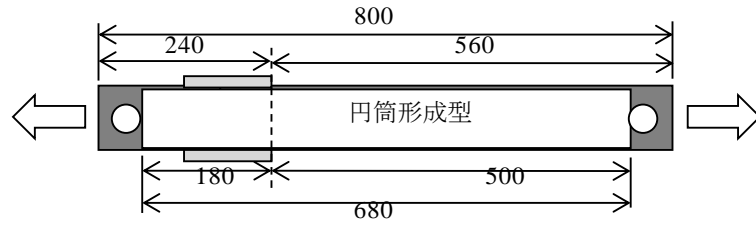
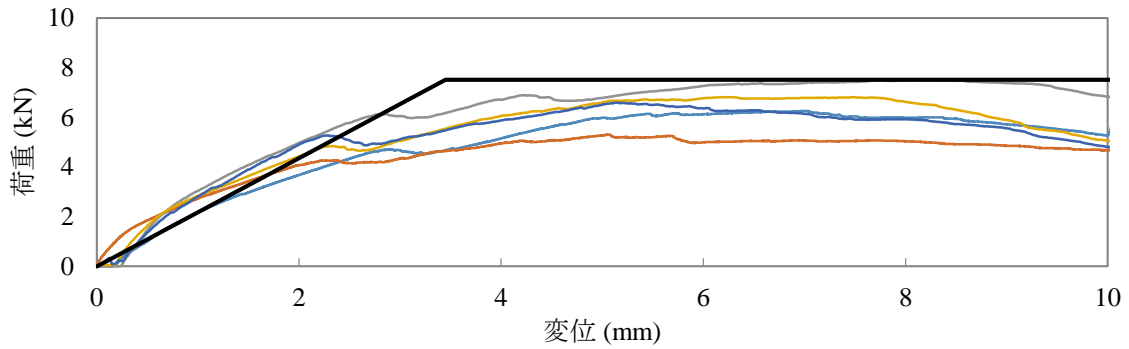
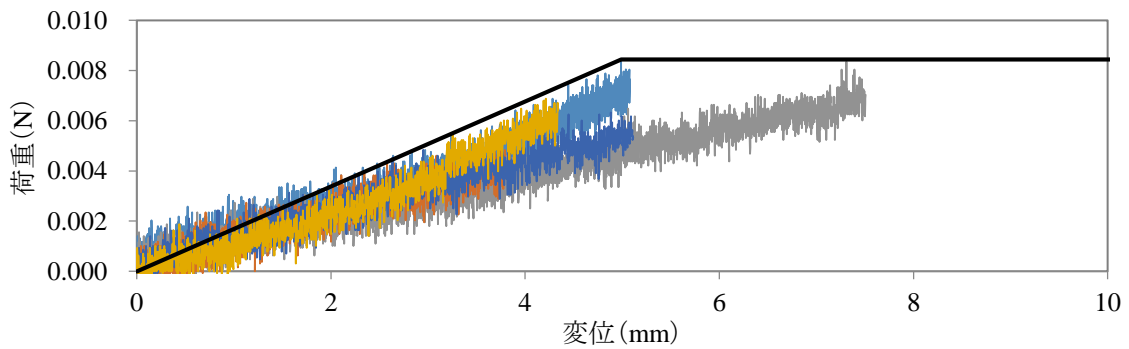


図 4-8 拘束力特性実験方法



(a) 円筒形成型



(b) 組立連結型

図 4-9 拘束力特性実験における変位－荷重関係

重－変位曲線の最大荷重と変位で第1勾配を設定し，最大荷重に達した後は勾配が1/100となるバイリニアモデルとした．拘束力ばね係数の考え方を図 4-10に示す．第1勾配 k は，単位面積当たりの拘束力 τ を最大荷重時の変位 δ で除した値で，最大荷重 F ，ライニング管の外径 D ，ライ

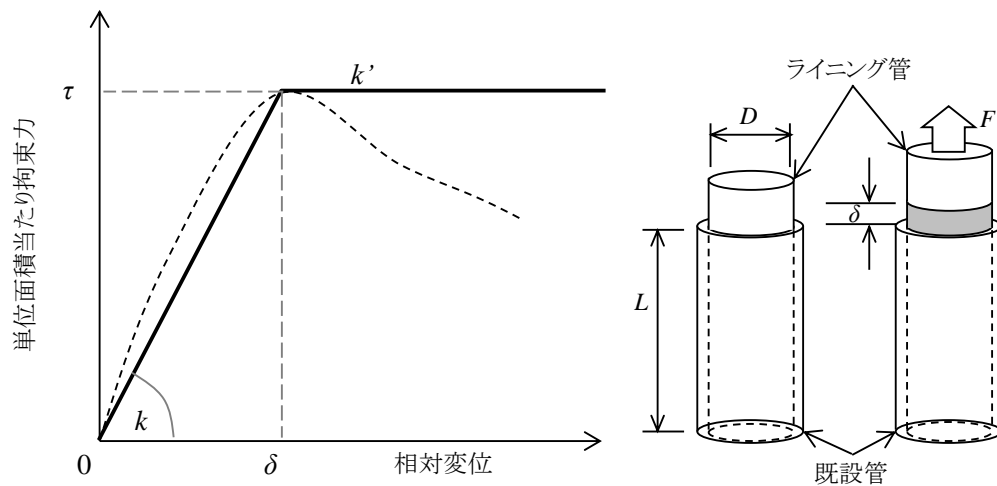


図 4-10 拘束力ばね設定の考え方

表 4-2 軸方向の拘束力ばね特性

項目	単位	円筒成型型—鋼管	組立連結型—鋼管	鋼管—地盤
$k \times 10^{-5}$	(N/mm ³)	4,810	0.75	582
$k' \times 10^{-7}$		4,810	0.75	50.4
δ	(mm)	3.5	5.0	5.0

ニング管と既設管の付着長 L を用いて式(4-1)で表される。

$$k = \frac{\tau}{\delta} = \frac{F}{\pi DL\delta} \quad (4-1)$$

円筒成型型、組立連結型のライニング管と鋼管の拘束力ばね特性を表 4-2にそれぞれ示す。表 4-2には、比較として鋼管の地盤ばね特性を併記した。円筒成型型—鋼管間のばね係数は、鋼管—地盤間と比較して8倍以上大きく、組立連結型—鋼管のばね係数は、鋼管—地盤間と比較して1/700以下と小さい。本実験では非劣化鋼管を使用した。現場の劣化した鋼管に適用する場合は施工前にウォータージェットで清掃しており、腐食生成物がライニング管と既設鋼管の間の拘束に与える影響は小さいと考えられる。

4.2.6. 解析方法及び評価基準

3章で述べた通り、既設管の地震応答解析においては、地震外乱による地盤変位を、地盤ばねを介して管路に伝達する解析法を用いた。ライニング管の解析においては、この方法を応用し、既設鋼管とライニング管との間の拘束力特性をばねにモデル化し、前述の解析法で求めた

表 4-3 ライニング管の評価基準値

継手種別	引張				圧縮			
	継手		管体		継手		管体	
	u_{Tmax} (mm)	P_{Tmax} (kN)	ひずみ (%)	軸力 (kN)	u_{Cmax} (mm)	P_{Cmax} (kN)	ひずみ (%)	軸力 (kN)
組立連結型	13.7	0.4	1.75	65.5	-2.9	-16.9	-1.75	-65.5
円筒形成型			0.62	57.2			-0.62	-57.2

既設管の変位を、そのばねを介してライニング管に作用させて地震応答を求める。表 4-3に評価基準を示す。継手がない円筒形成型は管体ひずみで、組立連結型は継手伸縮量でそれぞれ評価することとし、応答値が評価基準値を超過した場合に破壊と判定する。

4.3. 既設管に対するライニング補修の効果

3章の解析と同様、区間中央で引張ひずみが最大となるケースについて、円筒形成型と組立連結型の応答をそれぞれ述べる。

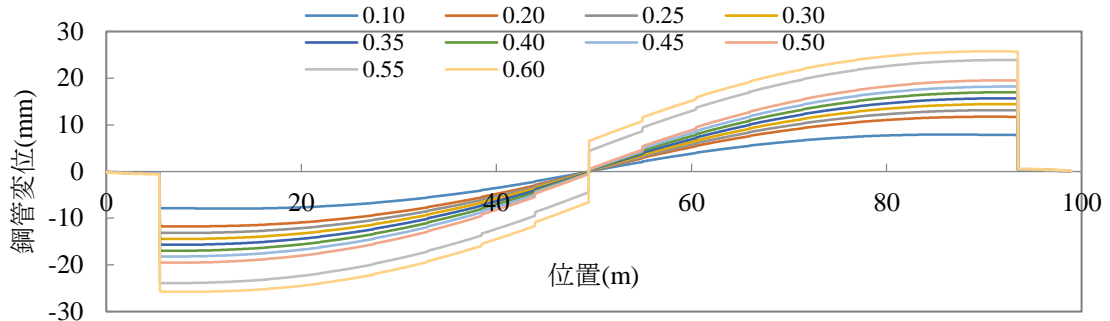
4.3.1. 円筒形成型の地震応答

3章で解析した各埋設期間の鋼管モデルの管体・継手の応答変位を強制変位としてライニング管に入力する。ライニング管には、区間中央の鋼管ねじ継手が破壊と判定された地盤ひずみ0.6%に相当する応答変位を段階的に入力する。

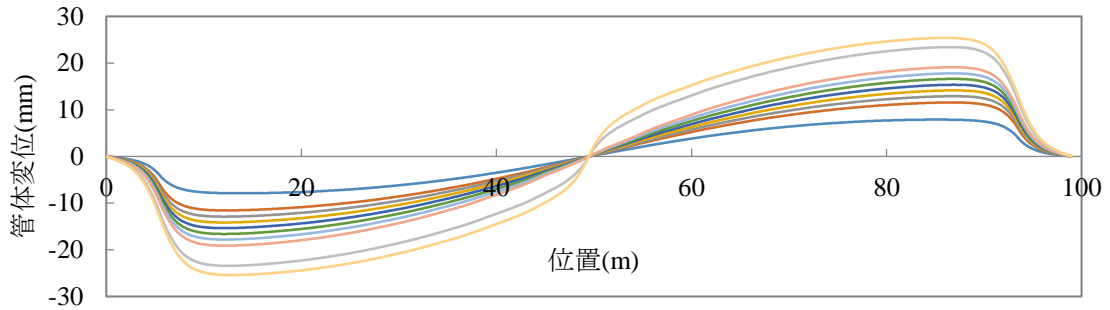
劣化が最も進行している埋設期間 50 年の鋼管に円筒形成型を施工し、鋼管が地震動相当の地盤ひずみを受け、その結果の応答変位が円筒形成型に作用した場合の円筒形成型の応答を図 4-11 に示す。図 4-11 の横軸は左端 MH からの位置、縦軸は鋼管の管体・継手変位、円筒形成型の管体変位、管体軸力、管体ひずみである。変位は左から右への方向が正、軸力とひずみは引張方向がそれぞれ正である。

円筒形成型の管体変位は、継手がないため段差になる箇所はなく、ほぼ鋼管に追従して変位する。地盤ひずみが 0.5%から 0.6%に増加すると、3章で述べた通り埋設期間 50 年モデルの区

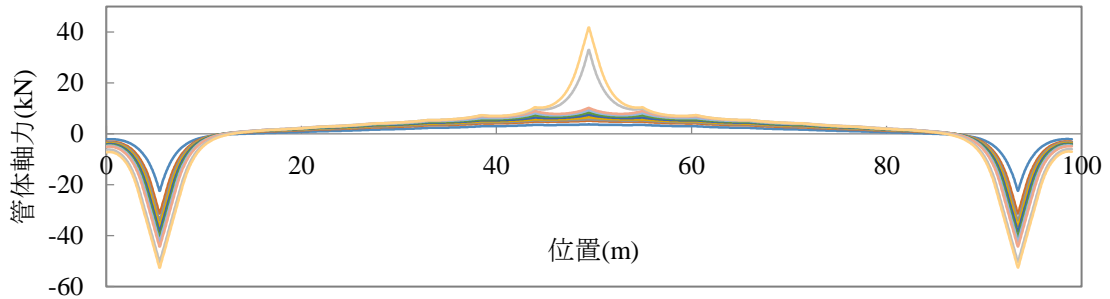
間中央の劣化したねじ継手が離脱するほどの大きな応答変位になるため、その作用を円筒形成型の管体が受け止める結果、管体変位量が大きくなる。円筒形成の管体軸力と管体ひずみは、



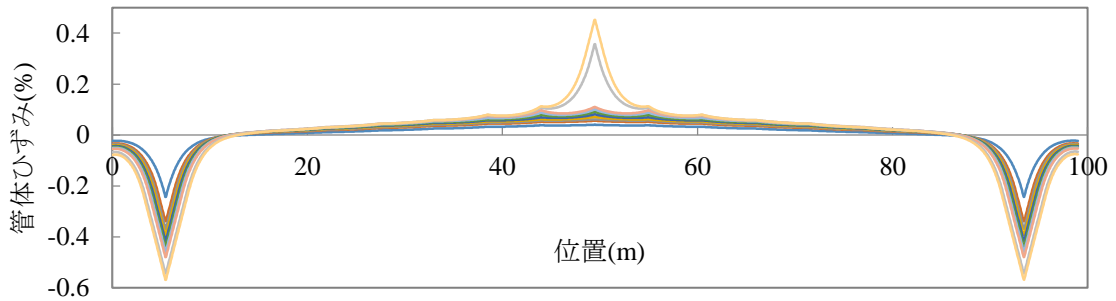
(a) 既設鋼管応答変位



(b) 円筒形成型管体変位

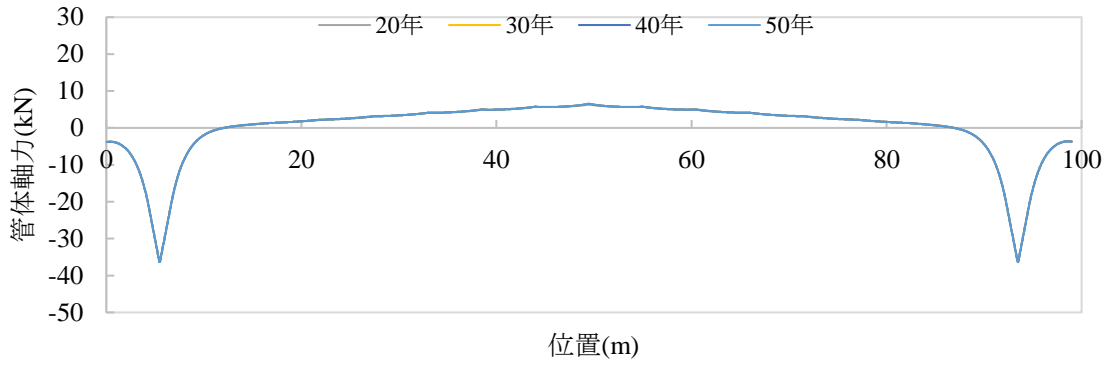


(c) 円筒形成型管体軸力

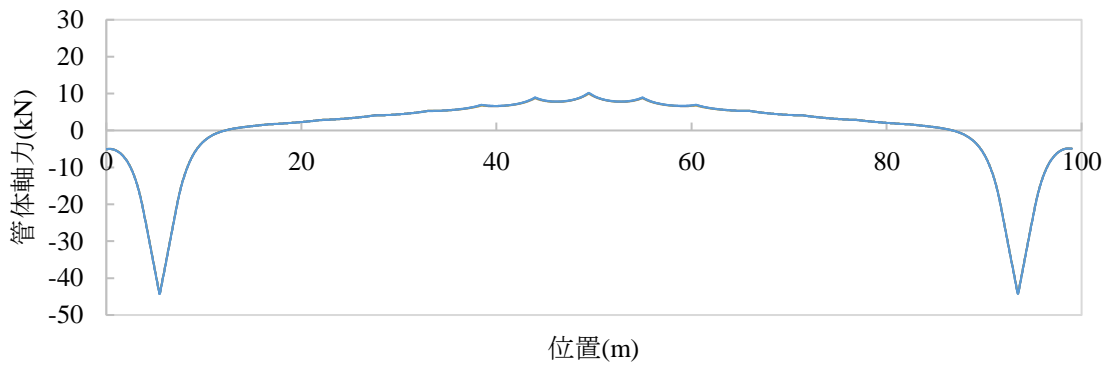


(d) 円筒形成型管体ひずみ

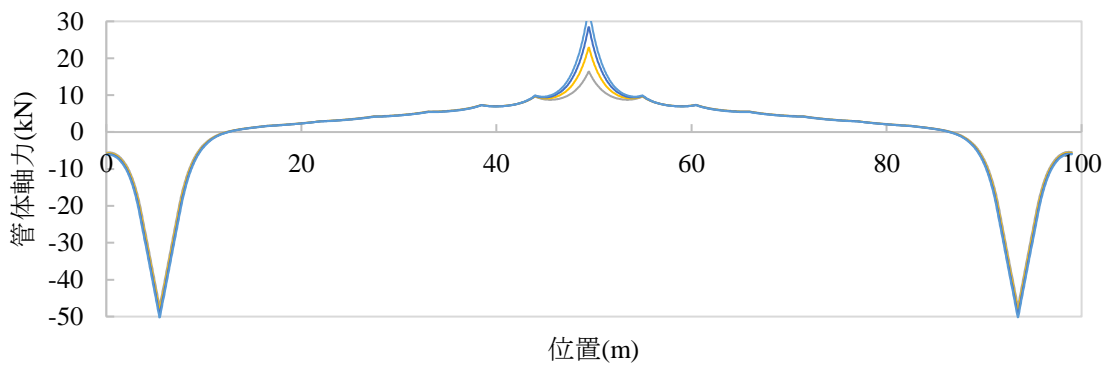
図 4-11 埋設期間 50 年のねじ継手鋼管と円筒形成型の応答



(a) 地盤ひずみ 0.30%



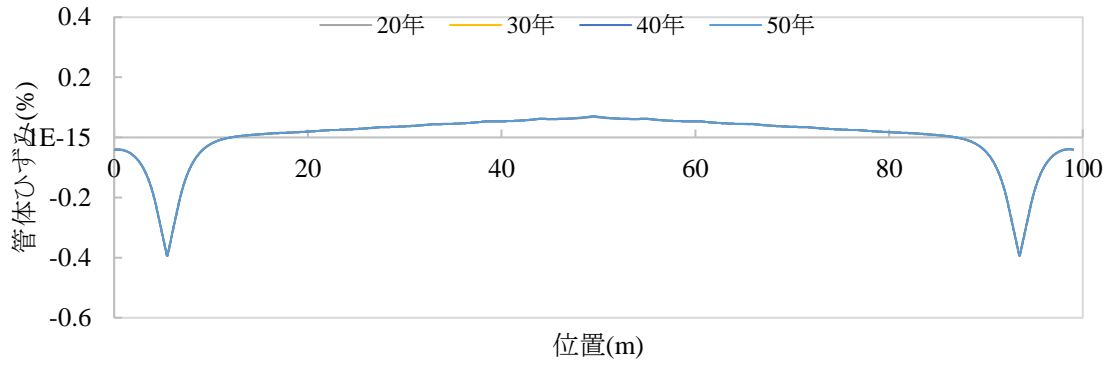
(b) 地盤ひずみ 0.50%



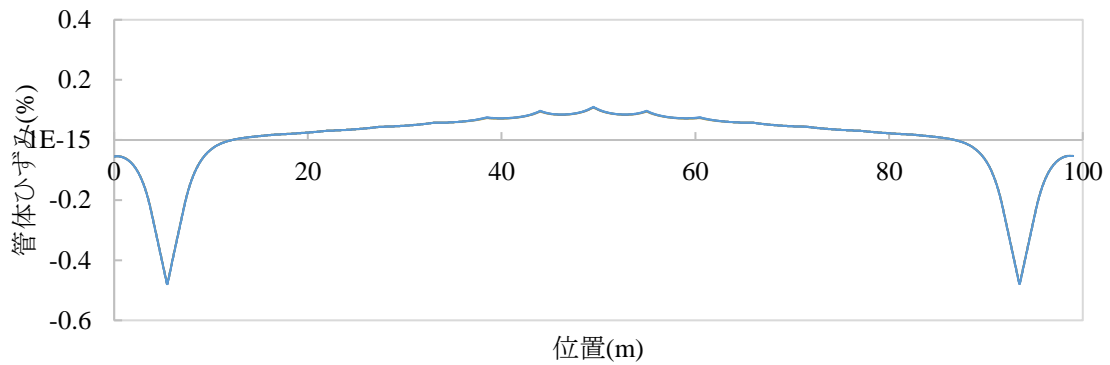
(c) 地盤ひずみ 0.55%

図 4-12 円筒形成型の管体軸力

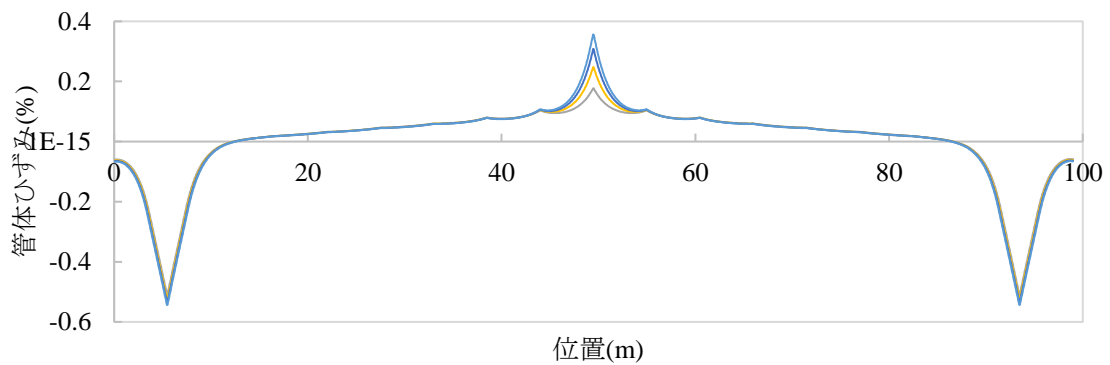
図 4-11 (c), (d)に示す通り，区間中央で引張方向に，両端の MH 付近の伸縮継手の位置で圧縮方向に大きな応答を示している．区間中央の管体軸力及び管体ひずみは，既設鋼管の区間中央ねじ継手が地盤ひずみ 0.5%で離脱すると，既設鋼管の変位の作用を受け大きくなる．埋設期間 50 年モデルの区間中央ねじ継手が離脱する地盤ひずみ 0.5%相当の既設鋼管管体変位の作用を受けた円筒形成型の引張方向の管体軸力は 10.2kN，管体ひずみは 0.11%で最大軸力 57.2kN，最



(a) 地盤ひずみ 0.30%



(b) 地盤ひずみ 0.50%



(c) 地盤ひずみ 0.55%

図 4-13 円筒形成型の管体ひずみ

大ひずみ 0.62%には達していない。次に円筒形成型の管体軸力，管体ひずみをそれぞれ鋼管の埋設期間 20～50 年に着目して比較する。地盤ひずみ 0.30，0.50、0.55%における円筒形成型の管体軸力を図 4-12 に，管体ひずみを図 4-13 にそれぞれ示す。地盤ひずみ 0.3%は，従来想定していた地震動レベル，0.5%と 0.55%は 3 章の解析で鋼管ねじ継手が破壊する地震動レベルである。

地盤ひずみ 0.3%では、3章の鋼管の解析で述べた通り、埋設期間 20 年以上の場合、区間中央の鋼管ねじ継手の伸縮量は、継手特性の屈曲点を過ぎている。しかし、鋼管ねじ継手の伸縮量は 50 年でも最大値にはまだ余裕があり、そのような作用を円筒成型が受けた結果、その管体軸力は既設鋼管の埋設期間が短い順に 6.3, 6.4, 6.5, 6.6kN で既設鋼管ねじ継手の劣化の影響をほとんど受けていない。円筒成型の管体軸力の最大値 57.2kN に対する比は、埋設期間に関わらず 0.11 で破壊までは余裕がある。円筒成型の管体ひずみは、管体軸力と同様の傾向を示す。

地盤ひずみ 0.5%は、劣化が進行した埋設期間 50 年の鋼管モデルでは区間中央のねじ継手の荷重、伸縮量が破壊相当になるほどの大きな地盤ひずみである。このような地盤ひずみの作用を受けた既設鋼管の応答変位を入力とする円筒成型の管体軸力は、区間中央で既設鋼管の埋設期間が短い順に 10.0, 10.1, 10.1, 10.2kN で、埋設期間による差はほとんどなく、円筒成型は既設鋼管ねじ継手の劣化の影響を受けていない。円筒成型の管体軸力の最大値に対する比は、既設鋼管の埋設期間が短い順に 0.17, 0.18, 0.18, 0.18 でほとんど差はなく、破壊と判定される 0.62%までは余裕がある。円筒成型の管体ひずみは、管体軸力と同様の傾向を示す。

地盤ひずみ 0.55%では、劣化が進行した埋設期間 20 年以上の鋼管モデルでは区間中央のねじ継手の伸縮量が破壊になる。このとき既設鋼管のねじ継手は破壊しているが、仮にこの段階での既設鋼管の管体変位を円筒成型に作用させたとすると、円筒成型の管体軸力は区間中央で既設鋼管の埋設期間が短い順に 16.4, 22.9, 28.4, 32.9kN になり、埋設期間が長いほど大きい。円筒成型の管体軸力の最大値に対する比は 0.29, 0.40, 0.50, 0.57 で全く問題にならない。

4.3.2. 組立連結の地震応答

続いて組立連結型を最も劣化している埋設期間50年の鋼管に施工した場合の解析結果を図 4-14に示す。各図の軸は、図 4-11と同様である。組立連結型の管体・継手変位は、入力である

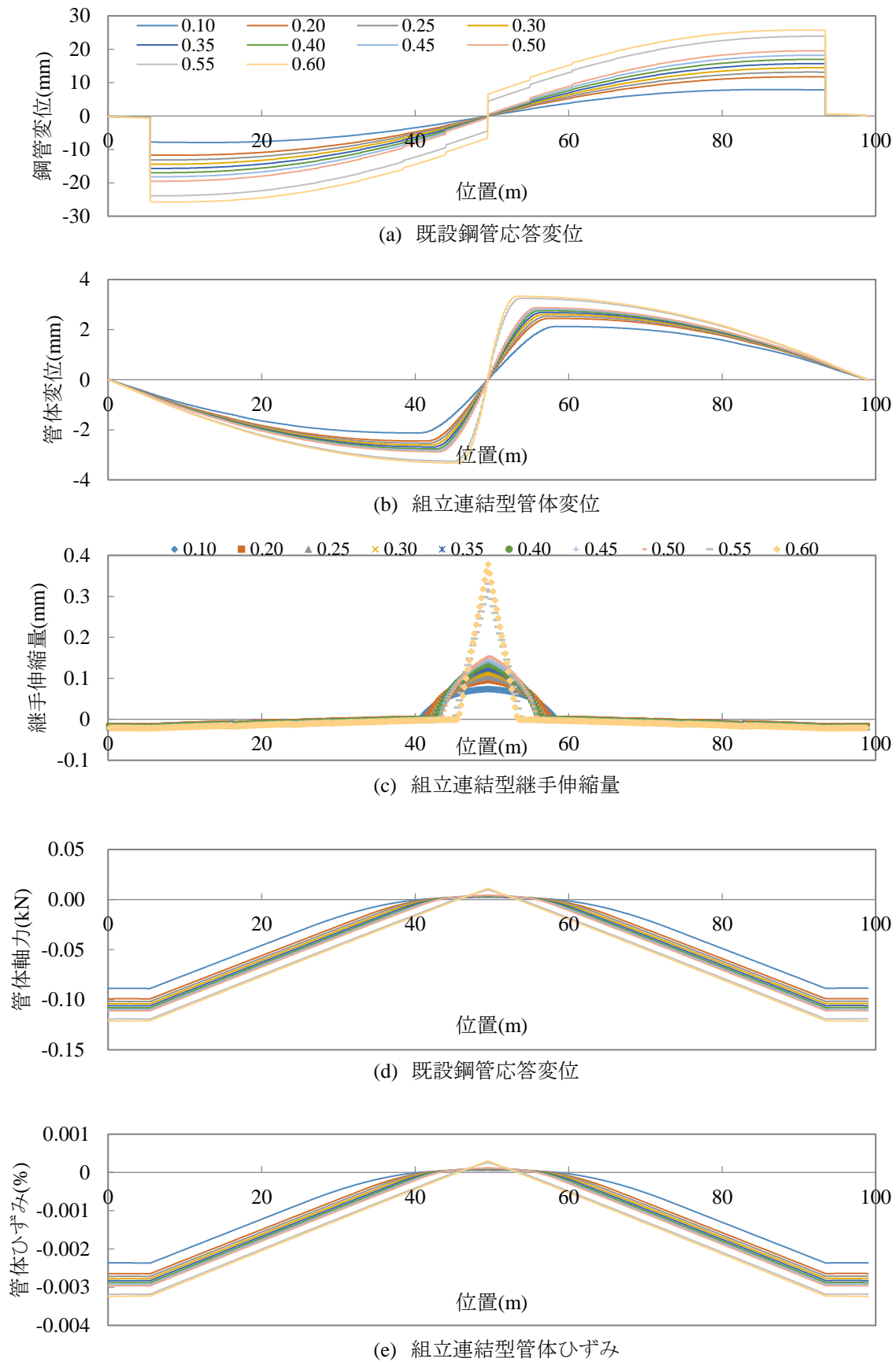
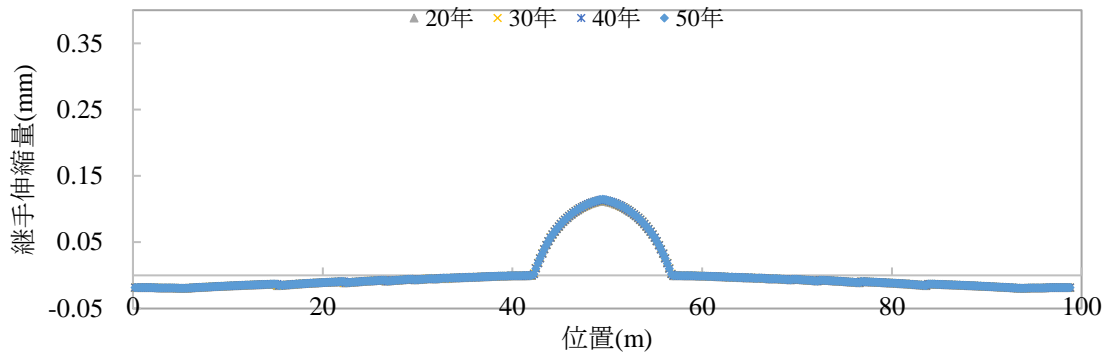
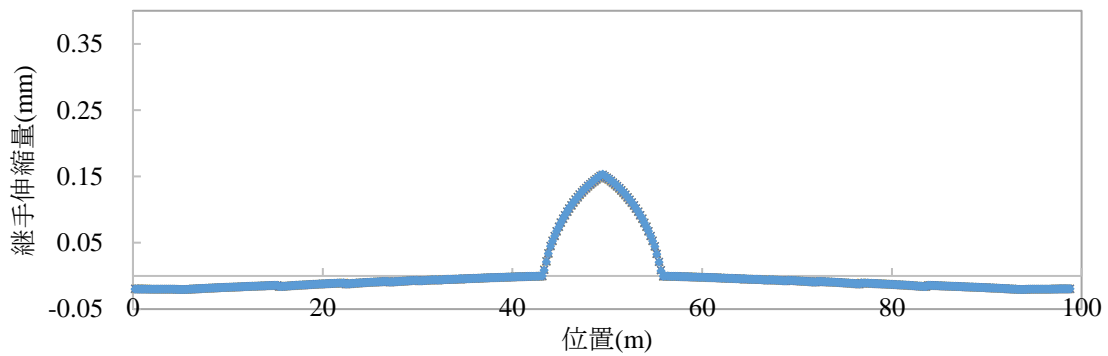


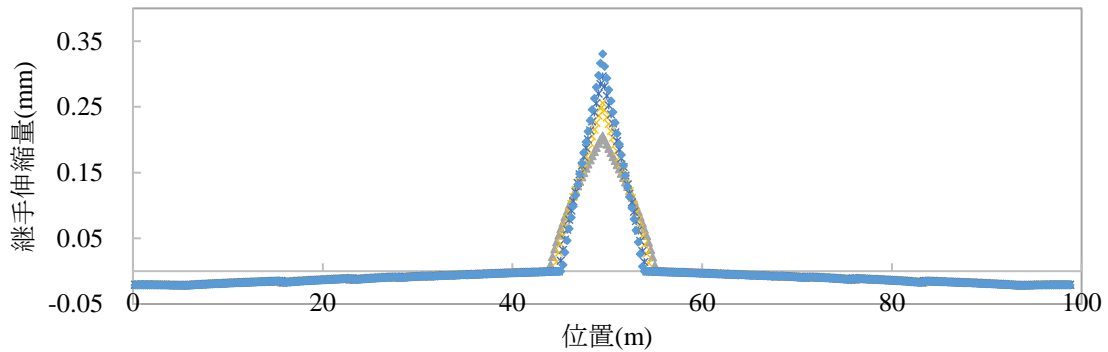
図 4-14 埋設期間 50 年のねじ継手鋼管と組立連結型の応答



(a) 地盤ひずみ 0.30%相当



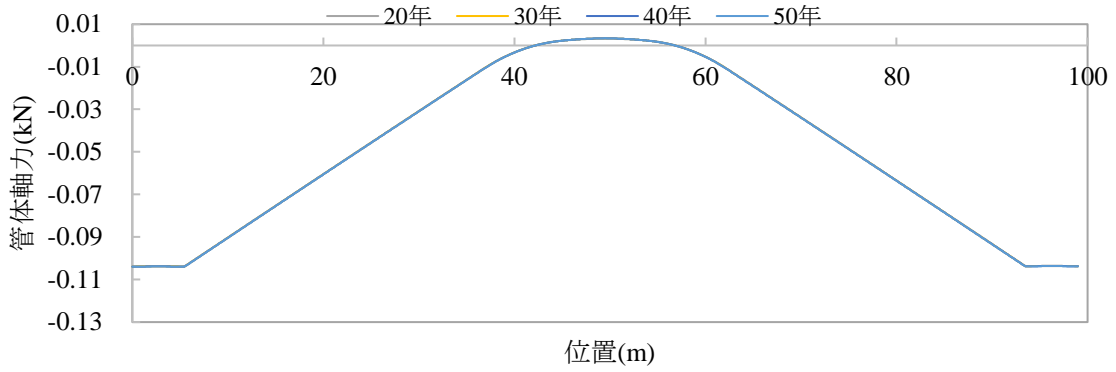
(b) 地盤ひずみ 0.50%相当



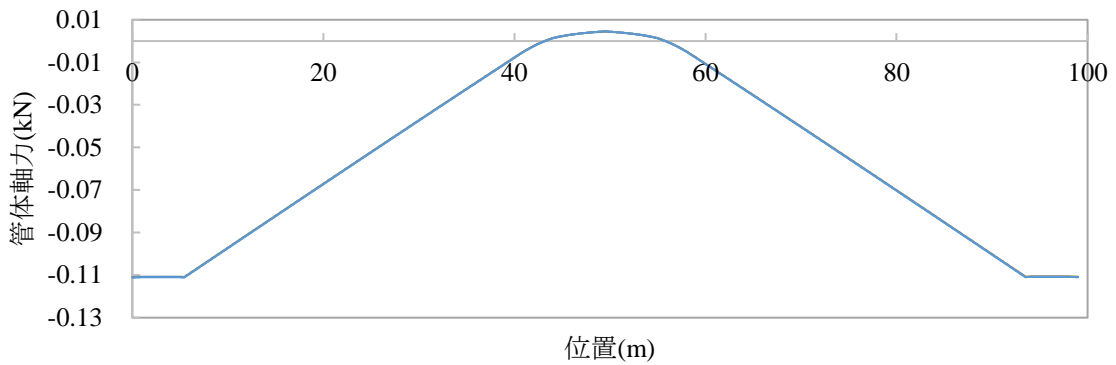
(c) 地盤ひずみ 0.55%相当

図 4-15 組立連結型の継手伸縮量

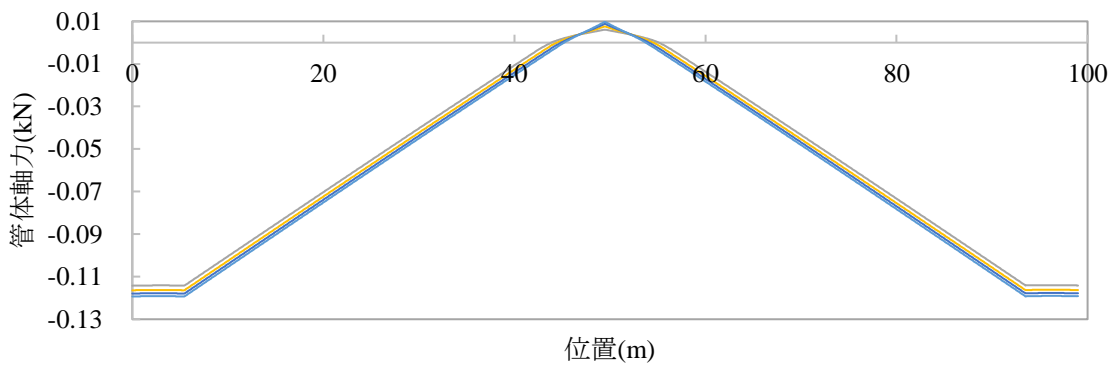
既設鋼管の変位分布と傾向が異なっており、値も一桁小さい。これは、4.2.4で述べた組立連結型と鋼管の間の拘束力が小さいためである。組立連結型の継手伸縮量は、区間中央の約20mの区間では引き抜く方向に、それ以外では押し込まれる方向に変位する。組立連結型の解析モデルは、220mm間隔で継手が存在しており、それら一つ一つが伸縮している。組立連結型の継手は、引き抜かれる方向の最大伸縮量が大きく、最大荷重が小さいため伸縮量が大きく、押し込



(a) 地盤ひずみ 0.30%



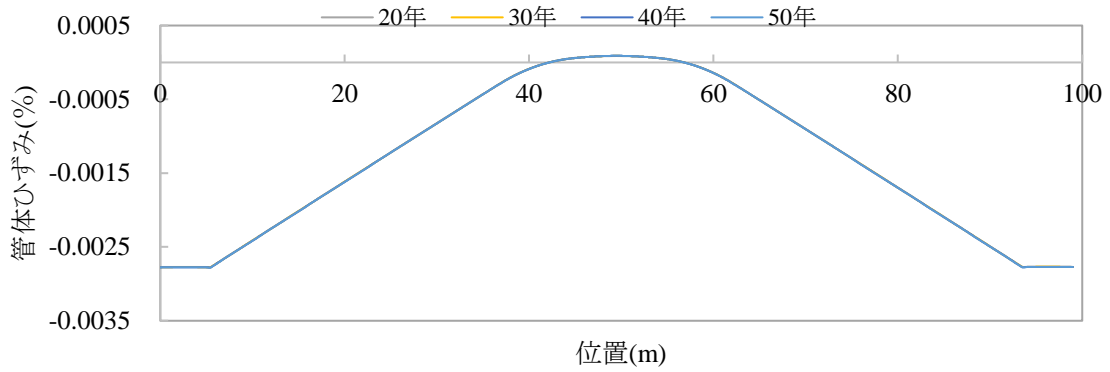
(b) 地盤ひずみ 0.50%



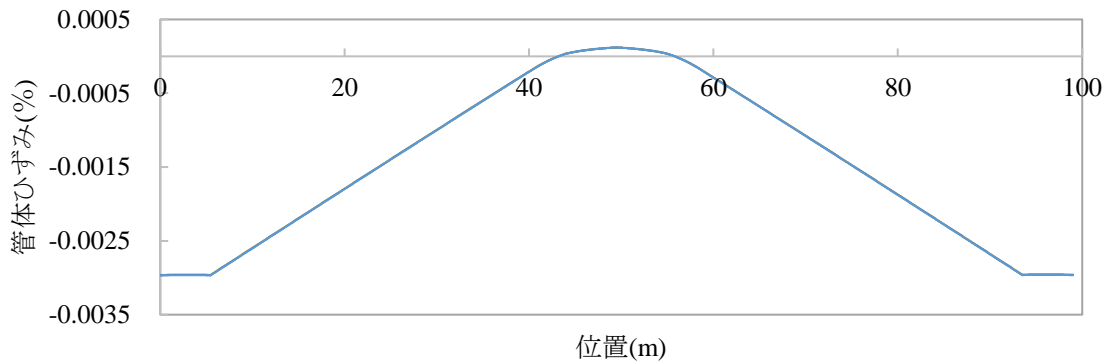
(c) 地盤ひずみ 0.55%

図 4-16 組立連結型の管体軸力

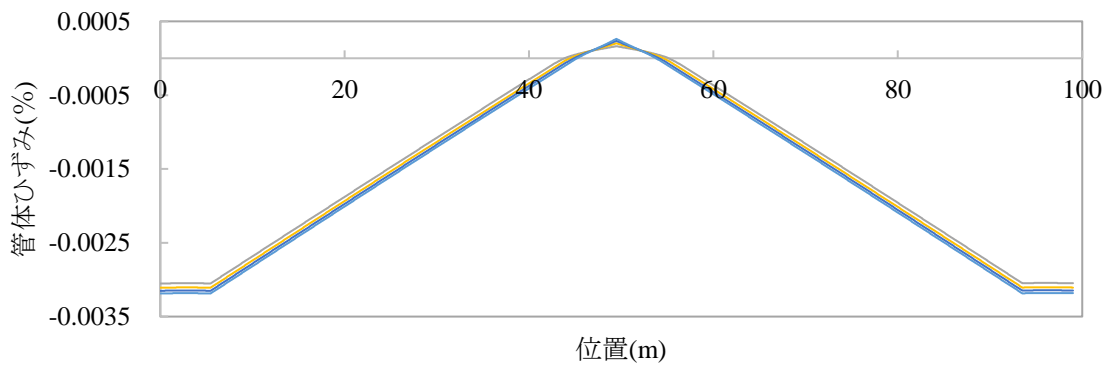
み方向には最大伸縮量が小さく、最大荷重が大きいため伸縮量が小さい。しかし、区間中央のねじ継手が引張で離脱する地盤ひずみ0.50%においても、引き抜き方向の変位は0.15mmで、最大伸縮量13.7mmを大きく下回っている。組立連結型の管体軸力と管体ひずみは、前述した組立連結型の継手が引張方向に引き抜かれている範囲では小さく、圧縮方向に押し込まれている範囲では大きい。これは、前述した組立連結型の引張方向・圧縮方向の特性に起因する。しかし、



(a) 地盤ひずみ 0.30%



(b) 地盤ひずみ 0.50%



(c) 地盤ひずみ 0.55%

図 4-17 組立連結型の管体ひずみ

最大応答値でも表 4-3に示した最大値に対しては二桁小さく、組立連結型の管体は破壊の恐れはない。組立連結型の応答値が小さい理由としては、1) 拘束力ばね係数が小さく、既設管の変位が伝達されにくい、2) 短い間隔の継手の変位を吸収する、等が挙げられる。

次に組立連結型の継手伸縮量、管体軸力、管体ひずみをそれぞれ鋼管の埋設期間に着目して比較する。地盤ひずみ0.3, 0.5, 0.55%における埋設期間20, 30, 40, 50年の鋼管の応答変位を

組立連結型に作用させたときの組立連結型の継手伸縮量を図 4-15に、管体軸力を図 4-16に、管体ひずみを図4-17にそれぞれ示す。

地盤ひずみ0.3%では3章で述べた通り、埋設期間20年以上の劣化を考慮した鋼管ねじ継手では、継手伸縮量が継手特性の屈曲点を超えている。しかし鋼管ねじ継手の最大伸縮量にはまだ余裕があり、そのような作用を組立連結型が受けた結果、その継手伸縮量は、区間中央で既設鋼管の埋設期間に関わらず0.11mmでほとんど変わらず、組立連結型の継手伸縮量は既設鋼管の劣化に伴う影響を受けていない。組立連結型の引張軸力は、区間中央で最大となり、既設鋼管の埋設期間が短い順に3.3, 3.3, 3.4, 3.4, 3.4kNで既設鋼管の埋設期間による差はほとんどない。以上より、組立連結型の軸力は、既設鋼管の劣化に伴う継手伸縮量の影響をほとんど受けていない。組立連結型の管体ひずみは、管体軸力と同様の傾向である。

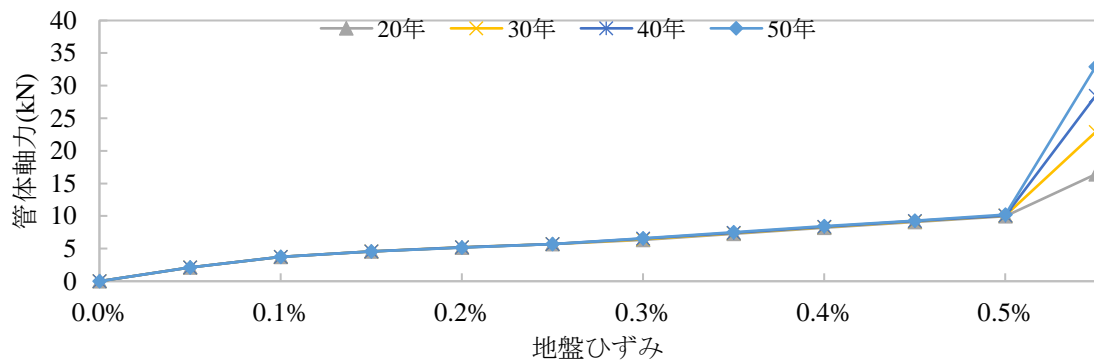
地盤ひずみ0.5%になると、埋設期間50年の区間中央ねじ継手の伸縮量は最大伸縮量相当になっている。0.5%という大きな地盤ひずみを受けて、劣化した既設鋼管ねじ継手の応答値が大きくなっても区間中央の組立連結型の継手伸縮量は、既設鋼管の埋設期間に関わらず0.15mmでほとんど変わらない。地盤ひずみ0.5%では、劣化による既設鋼管の応答の変化は組立連結型の継手伸縮量にはほとんど影響を与えていない。組立連結型の管体軸力、管体ひずみの既設鋼管の埋設期間による差がほとんどないという傾向は変わらない。

地盤ひずみが0.55%になると、埋設期間20年以上の既設鋼管の区間中央のねじ継手は破壊する。既設鋼管ねじ継手が破壊するような大きな地盤ひずみが作用した結果としての既設鋼管の応答変位が組立連結型に作用したと仮定すると、区間中央の継手伸縮量は既設鋼管の埋設期間が短い順に0.16, 0.21, 0.26, 0.30, 0.33mmになり、既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなる。しかし、組立連結型の引張方向の最大伸縮量13.7mmと比較すると二桁小さく、破壊の恐れはない。組立連結型の管体軸力、管体ひずみについても同様の傾向で、劣化による既設鋼管ねじ継手の応答値の変化はほとんど影響を与えておらず、最大値に対しても十分な余裕があり、破壊の恐れは全くない。

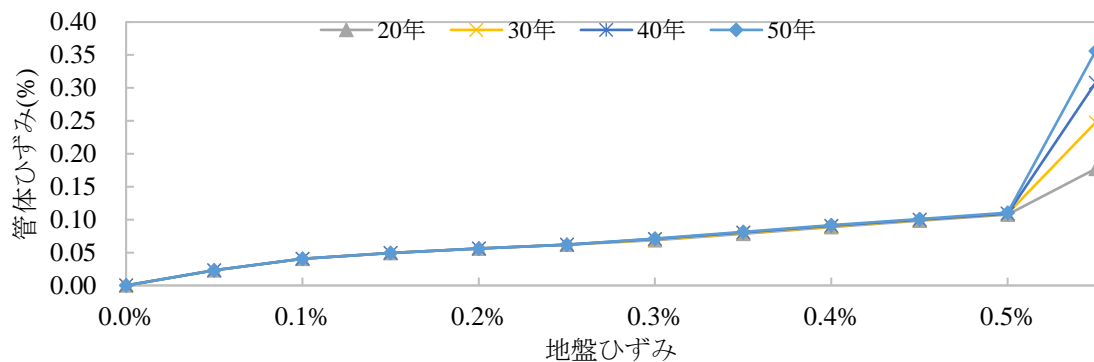
4.3.3. 劣化を考慮した既設管に対するライニング管の挙動比較

前項で述べた、既設鋼管ねじ継手が最も劣化した埋設期間 50 年の場合の円筒形成型と組立連結型のライニング管の地震応答解析を踏まえ、既設管の埋設期間に応じてライニング管の地震応答がどのような影響を受けるかについて比較検討を行う。前項までの解析で特徴的な挙動を示す区間中央において、円筒形成型の管体軸力と管体ひずみ、組立連結型の継手伸縮量、管体軸力、管体ひずみに着目し、地盤ひずみとそれぞれの値を、既設鋼管の埋設期間別に図 4-18 にと図 4-19 に示す。

既設鋼管の区間中央のねじ継手は、地盤ひずみ 0.3% で埋設期間 20 年以上では継手ばね特性の屈曲点を過ぎ、地盤ひずみ 0.5% で埋設期間 50 年モデルが、地盤ひずみ 0.55% で埋設期間 20



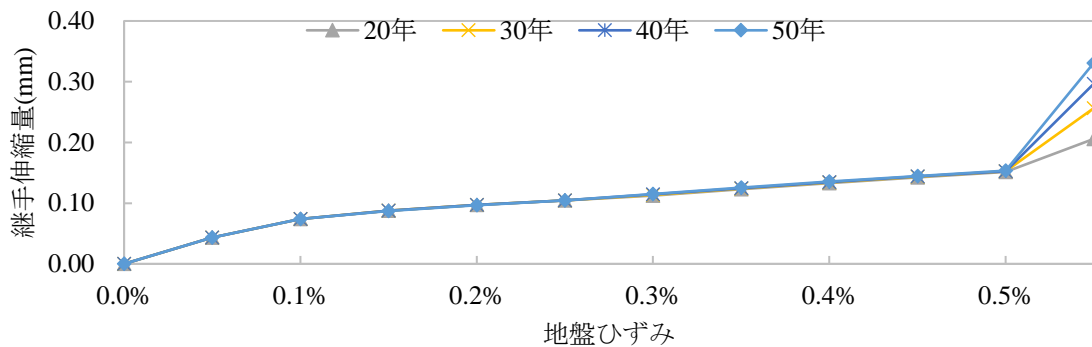
(a) 管体軸力



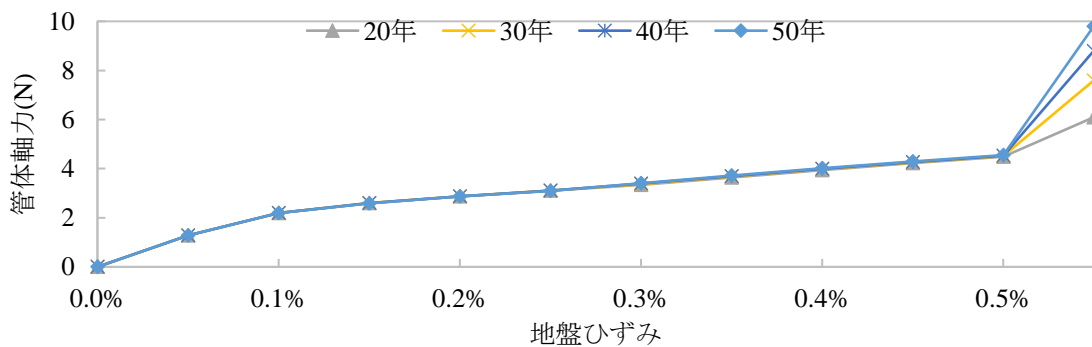
(b) 管体ひずみ

図 4-18 地盤ひずみと円筒形成型の管体軸力及び管体ひずみの関係

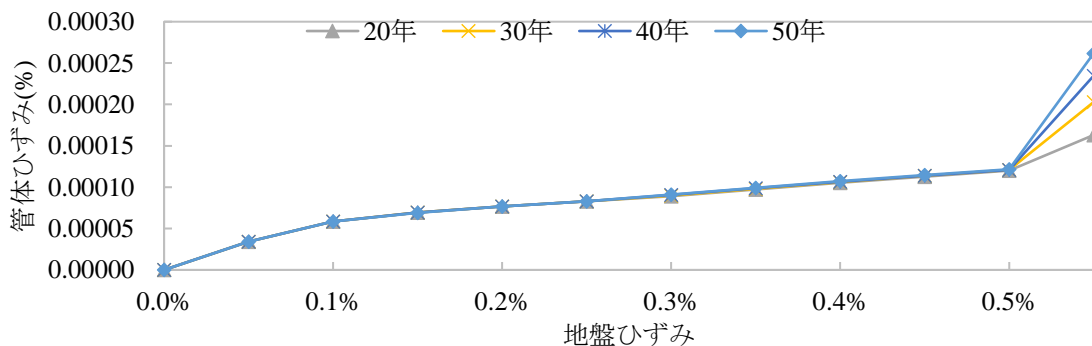
～40年モデルがそれぞれ離脱する。円筒形成型の管体軸力は、地盤ひずみ0.5%相当まで徐々に増加するが、その値は既設鋼管の埋設期間による差はほとんどなく、劣化による既設鋼管ねじ継手伸縮量の変化は円筒形成型の管体軸力にほとんど影響を与えていない。既設鋼管ねじ継手が、地盤ひずみ0.5%で埋設期間50年が、地盤ひずみ0.55%で埋設期間20年以上が破壊すると、既設鋼管の管体の応答変位が大きくなり、これに伴い円筒形成型の管体軸力も大きくなり、その値は既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなるが、管体軸力の最大値57.2kNに対しては



(a) 継手伸縮量



(b) 管体軸力



(c) 管体ひずみ

図 4-19 地盤ひずみと組立連結型の継手伸縮量, 管体軸力, 管体ひずみ

余裕があり、円筒形成型は損傷しないと考えられる。円筒形成型の管体ひずみについても同様の傾向である。

組立連結型の継手伸縮量は、地盤ひずみの増大とともに徐々に増加するが、既設鋼管の埋設期間による差はほとんどなく、劣化による既設鋼管ねじ継手の伸縮量の変化は組立連結型の継手伸縮量に影響を与えていない。既設鋼管の区間中央のねじ継手が前述の地盤ひずみ 0.5%、0.55%で離脱すると、組立連結型の継手伸縮量も大きくなり、その値は既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなるが、組立連結型の継手伸縮量の最大値 13.7mm に対しては余裕があり、組立連結型は損傷しないと考えられる。組立連結型の管体軸力、管体ひずみについても同様の傾向である。

組立連結型の応答値が小さい理由としては、組立連結型の継手伸縮しろが大きいこと、短い間隔で継手があること、既設鋼管との拘束力ばね係数が小さく滑りやすいことが挙げられる。

4.4. ライニングの効果の実験的検証

前節までに、20年から50年の埋設を経て劣化した既設管に施工したライニング管の応答を解析的に検証した結果、0.5、0.55、0.6%といった大きな地盤ひずみの作用を受けて劣化した既設鋼管ねじ継手が破壊するような場合でも、ライニング管の継手伸縮量、管体軸力、管体ひずみは最大値に対して余裕があり、破壊に至らない結果となった。すなわち、既設管の埋設期間に応じた劣化によって既設管の地震応答は顕著に変化するが、それらの地震応答の作用を受けるライニング管の地震応答は破壊に対して尤度があり、ほとんど問題とならないレベルに留まることが明らかになった。上記解析は、埋設管路の地震応答が地盤ひずみに支配され、軸方向に応答が卓越するという知見に基づいているが、既設鋼管の継手が破壊するよりもさらに大きな地盤変状を伴うような地盤ひずみや実際に作用する3次元的な地震外乱までは再現できない。そこで、継手離脱後に地盤ひずみが増大し、地盤変状が発生しているような解析では再現できないような状態を想定し、ライニング管の性能を実験的に検証した。

4.4.1. 継手離脱後の繰り返し衝突に対する効果

4章において、劣化した鋼管ねじ継手が地盤ひずみ0.5, 0.55%で破壊して離脱するとき、円筒形成型の管体、組立連活型の継手、管体は破壊しないという解析結果であった。この解析では解析モデルの各要素に作用する地盤変位は一方向に静的に漸増させており、ランダムに正負の方向に繰り返し作用する実際の地震動や、既設鋼管の継手が離脱した後の挙動を再現できない。そのため、田中ら³⁾の実験を参考に250kN万能試験機を用いてライニングされた鋼管ねじ継手の軸方向に繰り返し圧縮・引張を加える実験を実施した。

文献3では、2007年新潟県中越沖地震で実際に被災した鋼管とねじ継手で構成された管路設備を対象に3章と同様地盤ひずみ1.0%の疎密波が作用する地震応答解析を行い、ねじ継手破壊後の引き抜き・押し込み方向の変位量として得られた±50mmを繰り返し载荷の振幅としている。また同じく2007年新潟県中越沖地震で、道路路肩が崩壊し管軸直角方向水平に地盤が1.2m、鋼管路が0.6mそれぞれ移動した被災事例の地震応答解析から得られたねじ継手の最大屈曲角4度の場合についても実験を行っている。ねじ継手が破壊された後の状態を想定し、鋼管を継手にねじ込んだ位置から30mm戻した勘合させる前の状態を実験開始状態としている。本研究では、文献3を参考に表 4-4に示す条件で図 4-20に示す供試体を用いて実験を実施した。継手角度4度の供試体について、円筒形成型は文献3と同じ条件としたが、組立連結型は供試体作成上の都合によりねじ込んだ位置から65mm戻した位置を実験開始状態とした。供試体には非劣化の鋼管を用いた。

実験結果を表 4-5に示す。鋼管のみの場合、7供試体の実験のうち、全てで管先端が大きく変形し、3供試体で離脱した管先端が継手に押し込まれる際に大きく変形し、ケーブルを損傷させた。円筒形成型がある場合、6供試体の実験のうち、繰り返し载荷の過程で継手に衝突した鋼管端部がすぼまるように変形して鋼管内部の円筒形成型に食い込み、4供試体が周方向に全体的または部分的に破断した。円筒形成型は、既設鋼管内面に密着していること、鋼管先端の衝突による変形が円筒形成型の厚さ3mmよりも大きかったことが破断につながったと考

表 4-4 繰り返し载荷実験の条件

	鋼管のみ		鋼管+円筒成型		鋼管+組立連結型	
振幅(mm)	±50					
繰り返し回数(回)	3					
载荷速度(mm/min)	500		250			
継手角度(度)	0	4	0	4	0	4
供試体数	3	4	3	3	3	3

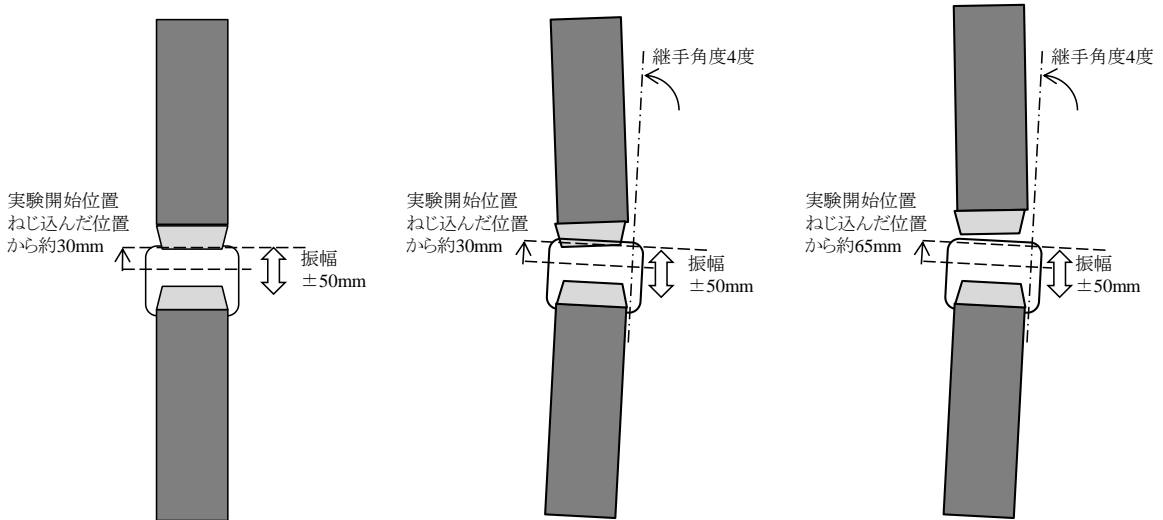






図 4-20 繰り返し载荷実験供試体

表 4-5 繰り返し衝突実験結果

実験状況	鋼管のみ ³⁾	鋼管+円筒成型	鋼管+組立連結型
 ±50mm, 3往復	 ケーブル損傷に 至るおそれあり	 破断する	

えられる。この実験の結果、円筒成型は繰り返し衝突により破断する可能性が明らかになったため、以降の実験は省略した。

組立連結型がある場合、組立連結型表面に傷がつくものの6供試体全てで破断することなくケーブルを保護することが確認できた。組立連結型は、既設鋼管に密着しておらず隙間があること、組立連結型がガイドとなり、鋼管と継手が真っ直ぐ当たることで組立連結型が無い場合と比較して管先端の変形が軽微となることで破断回避につながると考えられる。

4.4.2. 地盤変状による曲げに対する効果

4章の解析では、劣化を考慮したねじ継手鋼管は地盤ひずみ0.5%、0.55%で破壊しても、ライニング管の応答は破壊までは余裕があるが、さらに大きな地盤ひずみになると地盤が非線形化し、液状化や沈下といった地盤変状の発生が想定される。過去の大地震では、橋台際の取り付け道路において地盤変状による地盤の沈下で管路が離脱したり屈曲したりした事例がある。

そこで、既設鋼管ねじ継手が離脱し、ライニング管に曲げが作用する状態を想定した実験を行った。内部が観察できるよう、長さ4mの2本の亚克力製の透明な管を鋼管の代わりに使用し、直列に並べた境界を既設鋼管の継手に見立てた。亚克力管内に部材を36個連結した長さ

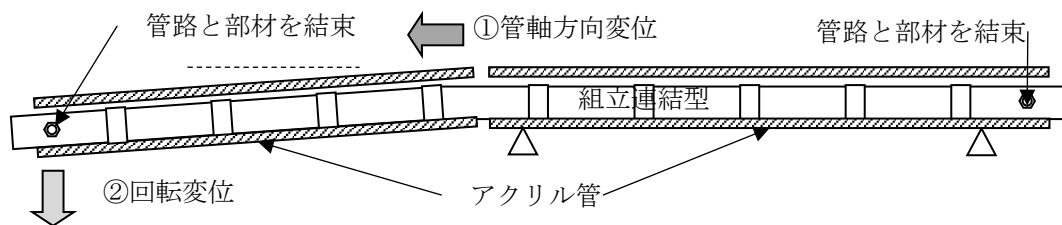


図 4-21 既設鋼管ねじ継手離脱後の地盤変状による曲げを想定した実験



図 4-22 既設鋼管ねじ継手離脱後の地盤変状による曲げを想定した実験状況

表 4-6 既設鋼管ねじ継手離脱後の地盤変状による曲げを想定した実験結果

		②回轉變位量						
		0°	2.5°	5.0°	7.5°	10.0°	12.5°	15.0°
①管軸方向変位量	70mm 引張	損傷無し						
	100mm 引張							
	150mm 引張							
	200mm 引張	隙間発生						

約8mの組立連結型を設置し、両端で両者をボルトにより固定した。この状態を初期状態として、既設鋼管継手離脱後を想定した管軸方向変位70, 100, 150, 200mmの4ケース、回転角0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 12.5, 15.0度の7ケース、合計28ケースの実験を行い、観察により損傷の有無を確認した。管軸方向変位は、ひずみに換算して約1.0, 1.25, 2.0, 2.5%に相当する。実験方法を図 4-21に、管軸方向変位200mm、回転角15.0度での実験状況を図 4-22にそれぞれ示す。表4-6に示す28パターンについて実験し、管軸方向変位、回転角の両方が最大の条件である200mm, 15.0度以外のケースでは円筒成型に損傷はなかった。最大条件では、組立連結型の継手は離脱していないが継手部に隙間が発生しており、止水性に支障をきたす可能性があるため、これを限界値とした。

4.4.3. 不等沈下によるせん断に対する効果

前項と同様0.5, 0.55%という大きな地盤ひずみで既設鋼管ねじ継手が離脱した後、さらに地盤ひずみが増大し地盤変状により舗装や埋戻し土等の上載荷重が管路に作用した結果、既設鋼管と継手の間に生じた離隔でライニング管にせん断力が作用する状況が想定される。

本研究では、2011年東日本大震災において、ボックスカルバート上越し箇所でも劣化した鋼管ねじ継手が離脱し、上載荷重によるせん断力でケーブル損傷にまで至った事例を対象としてライニング管があったと仮定した場合にケーブル損傷を回避できたか否かを実験により検証した。被災現場の状況及びそれを元にしたモデルを図 4-23 に示す。被災現場は、鋼管路がボックスカルバートを上越しする区間で、浅層区間となるため防護コンクリートが施工されていた。

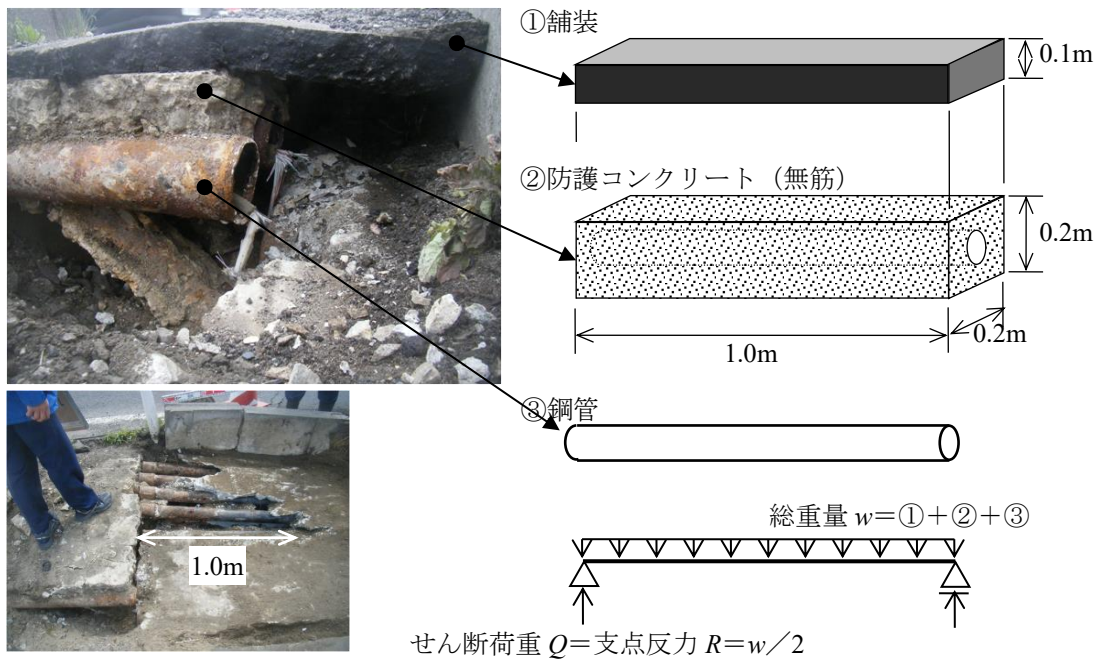


図 4-23 鋼管ねじ継手離脱後，せん断によりケーブルが損傷した現場の状況及びそのモデル化



図 4-24 せん断載荷実験状況

現場調査写真，図面の判読からこの既設鋼管にライニング管が施工されていた場合，1本当たり管路に沿って長さ1m，幅0.2mの範囲の舗装，防護コンクリート及び鋼管の重量が作用すると想定した．舗装の厚さを0.1m，単位体積重量を 22.5kN/m^3 ，防護コンクリートの厚さを0.2m，単位体積重量を 23.0kN/m^3 ，ねじ継手を含む長さ5.5mの鋼管の重量を48kgとすると，舗装・防護コンクリート・鋼管の総重量 w は 1.275kN になり，せん断力 Q は 638N になる．

既設鋼管ねじ継手が離脱した後にこの 638N のせん断荷重が作用することを想定し，離脱後の間隔を 100mm から 10mm ピッチで広げ，その都度 250kN 万能試験機で載荷し，組立連結型の状態を目視で確認した．実験状況を図 4-24 に示す．12 供試体について実験をした結果，離

脱後の間隔 140mm までは全ての供試体で異常がなかったため、4.4.1 で想定したねじ継手離脱後の引き込み方向の変位量 50mm に対しては十分安全である。

4.4.4. 検証実験のまとめ

本章では、4章の静的な解析では再現が困難な既設鋼管のねじ継手破壊後にライニング管に作用すると想定される繰り返し衝突、曲げ、せん断を想定し、実験により内部に収容している通信ケーブルを保護できるか否かを検証した。実験を通じたライニング管の評価結果を表 4-7 に示す。解析では、円筒成型型、組立連結型とも既設鋼管ねじ継手が破壊するような地盤ひずみが作用しても損傷しないという結果だったが、円筒成型型はねじ継手離脱後を想定した繰り返し衝突実験では破断する結果となり、ケーブルを防護できないことが示唆された。組立連結型は、繰り返し衝突実験だけでなく、地盤変状による曲げ、せん断を想定した実験でも既設鋼管ねじ継手の離隔150mm程度まで想定した曲げ角度、せん断荷重に対して損傷しないことが確認できた。

表 4-7 実験結果総括

評価項目		ライニング管		円筒成型型	組立連結型
解析 (参考)				損傷無し	損傷無し
実験	地震動による影響	継手離脱後の繰り返し衝突		破断有り	損傷無し
	地盤変状による影響	曲げ	せん断	繰り返し衝突に対する安全性が確認できなかったため省略	損傷無し
					損傷無し
総合評価				ケーブルを防護できない可能性あり	ケーブル防護の効果あり

4.5. 本章の結論

本章では、既設鋼管の補修技術であるライニング管について、3章の解析で得られたねじ継手の劣化を考慮した既設鋼管路の応答変位を入力として、既設鋼管とライニング管の間の拘束力をモデル化したばねを介してライニング管に作用させ、その応答を求めた。対象としたライ

リング管は、円筒形成型と組立連結型という2種類である。得られた知見は以下の通りである。

既設鋼管の区間中央のねじ継手は、地盤ひずみ 0.3% で埋設期間 20 年以上では継手ばね特性の屈曲点を過ぎ、地盤ひずみ 0.5% で埋設期間 50 年モデルが、地盤ひずみ 0.55% で埋設期間 20 ~40 年モデルがそれぞれ離脱する。円筒形成型は、地盤ひずみ 0.3% のときの鋼管応答変位が作用する場合、管体軸力、管体ひずみは既設鋼管の埋設期間が長いほど大きいが、差はほとんどなく、既設鋼管ねじ継手の劣化による伸縮量の変化は、円筒形成型に影響を及ぼしていない。地盤ひずみが 0.5% になると埋設期間 50 年の、地盤ひずみが 0.55% になると埋設期間 20 年以上の既設鋼管の区間中央のねじ継手の伸縮量はそれぞれ最大伸縮量を超過し、離脱する。鋼管ねじ継手を破壊するような大きな地盤ひずみを受けた既設鋼管の応答変位が、円筒形成型に作用したとすると、円筒形成型の管体軸力、管体変位は既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなり、その差も大きくなるが、最大値に対しては余裕があり破壊には至らない。

組立連結型の管体・継手変位は、入力される既設鋼管の管体・継手変位と比較して一桁小さく、分布も異なる。地盤ひずみ 0.3% のときの鋼管応答変位が作用する場合、組立連結型の継手伸縮量は、区間中央で最大となるが、値は 0.11mm で埋設期間による差はほとんどない。組立連結型の管体軸力、管体ひずみは区間中央で引張が、両端の MH 際で圧縮が最大となる。既設鋼管の埋設期間が長いほど大きいが、差はほとんどなく、既設鋼管ねじ継手の劣化による伸縮量の影響はほとんどない。地盤ひずみが 0.5% になると埋設期間 50 年の、地盤ひずみが 0.55% になると埋設期間 20 年以上の既設鋼管の区間中央のねじ継手の伸縮量はそれぞれ最大伸縮量を超過し、離脱する。このような大きな地盤ひずみにより破壊した既設鋼管の応答変位が組立連結型に作用したとすると、組立連結型の継手伸縮量、管体軸力、管体変位は既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなり、その差も大きくなるが、最大値に対しては余裕があり破壊には至らない。

上記静的な解析で再現できない既設鋼管ねじ継手離脱後にライニング管に作用する地震外乱に対するライニング管の性能を実験的に検証した。想定した外乱は、既設鋼管ねじ継手離脱

後の押し込み・引き抜きの繰り返しによる鋼管先端と継手の衝突，地盤変状による曲げとせん断の3種類である。円筒成型は，鋼管内面と密着して管厚が薄いため，衝突で変形した鋼管先端が食い込むことで破断する結果となった。組立連結型は，鋼管内面との間に空隙があり，鋼管の挙動の影響を受けにくく，離脱した鋼管のガイドになるため鋼管先端と継手が真っ直ぐ衝突することで鋼管先端の変形を小さく抑える効果がある。また管厚が厚いため，鋼管先端が変形して食い込んでも破断はせず，ケーブルには影響を及ぼさない。曲げを想定した実験では，既設鋼管の継手離脱後の離隔 70, 100, 125, 150mm と回転角 0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 12.5, 15.0 度の全ての組み合わせに対して組立連結型は損傷せず，性能限界を確認した。せん断を想定した実験では，実被災現場の状況からせん断荷重 638N を想定し，組立連結型が損傷するまで既設鋼管の継手離脱後の離隔を増加させて載荷した。その結果，離隔 140mm までは損傷しないことを確認した。円筒成型は，繰り返し衝突実験で破断する可能性が高いことが分かったため曲げとせん断の実験は省略した。

参考文献

- 1) 奥津大，田中宏司，山崎泰司，鈴木崇伸，庄司学：ライニング補修された既設通信管路の耐震性評価，日本地震工学会論文集，19 巻，6 号，pp.6_129-6_138，2019.
- 2) 奥津大，榊克実，山崎泰司，片桐信，鈴木崇伸：ケーブル収容管補修技術によりライニングした通信管路の地震時ケーブル防護効果，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.70，No.4 (地震工学論文集第 33 巻)，I_897-I_907，2014.
- 3) 田中宏司，奥津大，山崎泰司，片桐信，鈴木崇伸，杉山俊幸：ライニング補強した通信管路の地震時ケーブル防護効果評価方法，土木学会論文集，A1 (構造・地震工学)，Vol.68 No.4 ，p.I_959-I_968，2012.

第5章 結論と今後の課題

5.1. 結論

通信管路の総延長の約 8 割を占めるねじ継手鋼管と接着継手塩化ビニル管は、建設から 30 年以上を経ており劣化が顕在化している。また、伸縮性のない継手構造であることから耐震性が低く、過去の大地震において現規格管路と比較して被災率が高い傾向にある。このような通信管路の維持管理上及び耐震上の課題を踏まえ、本研究では通信用の鋼管ねじ継手、塩化ビニル管接着継手を対象とし、経年による機械的特性の変化、具体的には継手の変位－荷重関係をモデル化し、経年した管路の地震応答を解析的に評価した。さらに、劣化した既設鋼管を補修するライニング管の地震応答を解析により明らかにするとともに、既設鋼管ねじ継手離脱後にライニング管に作用すると想定される地震外乱に対するライニング管の性能を実験的に検証した。各章で得られた知見・結論を以下にまとめる。

2 章では、鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手を対象として、埋設期間がその変位－荷重特性に与える影響を引張・圧縮・曲げ载荷の継手破壊実験により明らかにした。埋設期間 30～50 年の供試体を用いた実験の結果、埋設期間を経た供試体の最大引張荷重は、非劣化供試体と比較して鋼管ねじ継手で 4%、塩化ビニル管接着継手で 29%それぞれ低下しており、経年により劣化していることを明らかにした。

鋼管ねじ継手の埋設期間約 30～50 年の劣化供試体を 5 年ごとにグループ化し、最大荷重、最大曲げモーメントの平均値を比較すると、継手の最大荷重、最大曲げモーメントは埋設期間が長くなると小さくなる傾向があることを明らかにした。引張最大荷重の場合、非劣化で 223.5kN が埋設期間約 50 年で 186.6kN に約 17%低下する。観察により内面腐食が激しいと判定された劣化供試体グループの引張最大荷重は 192.6kN で、非劣化供試体と比較して 14%低下しており、内面腐食が鋼管ねじ継手の劣化に影響していることを明らかにした。これを踏まえ、鋼管供試体を水中で腐食させる実験を約 4 年の期間をかけて実施した結果、鋼管内面の腐食深さ x は理論式で近似でき、時間 t 年を用いて $0.042t^{0.5}$ で表されることを明らかにした。鋼管ね

じ継手の劣化は、この式を用いて経年とともに肉厚が減少することで降伏荷重、最大荷重が低下するようモデル化した。

塩化ビニル管接着継手の埋設期間約 30～50 年の劣化供試体を 5 年ごとにグループ化し、最大荷重、最大曲げモーメントの平均値を比較すると、埋設期間が長くなると継手の最大荷重、最大曲げモーメントは小さくなる傾向があることを明らかにした。引張最大荷重の場合、非劣化で 61.7kN が約 50 年で 46.8kN に約 24% 低下する。塩化ビニル管接着継手については、材料である塩化ビニルの劣化、接着剤の劣化、接着面の状態変化が影響するとの仮説に基づき、JIS 規格の材料試験及び FT-IR 法による接着剤の成分分析、接着面の観察を行った。その結果、材料の引張・圧縮・曲げ強さの低下はなく、また接着剤成分の変化を示すスペクトルの変化も確認できなかったため、これらの 2 要因による経年的な劣化は極めて生起しにくいことを明らかにした。一方、破壊実験後の供試体の接着面の観察から、接着面積等と継手強度には正の、埋設期間と接着面積には負の相関傾向が見られたため、塩化ビニル管接着継手の経年的な劣化は接着面の状態遷移であるとの結論に至った。以上を踏まえ、塩化ビニル管接着継手の荷重、変位が経年により線形で低下するモデルを提案した。引張荷重については 10 年で約 4kN、引張変位については 10 年で約 1.8mm それぞれ低下し、経年的な劣化を表現するモデルとした。

3 章では、鋼管とねじ継手及び塩化ビニル管と接着継手で構成される通信管路の系を対象に管軸方向に正弦波状の疎密波が伝播し、管路区間中央で引張ひずみが最大となるパターンで地盤ひずみを 1.0% まで漸増させて管路の地震応答を求めた結果、鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手それぞれの劣化を考慮した継手ばね特性の違いにより以下の挙動を示すことが分かった。

鋼管の管路の場合、区間中央の鋼管ねじ継手の伸縮量は埋設期間が長いほど大きい。地盤ひずみ 0.3% では埋設期間 50 年までのねじ継手の伸縮量は最大伸縮量に対して余裕があり、破壊はしない。しかし、埋設期間 20 年以上のモデルでは継手の変位－荷重特性の屈曲点を越える伸縮量となり、ねじ継手部の経年的な劣化が管路系全体の地震応答に対して顕在化し始めるた

め、地盤ひずみ 0.3%以上の地震動の作用を受けた鋼管ねじ継手については破壊していても補修・補強又は更改することが望ましい。継手地盤ひずみが 0.5%に増大すると、最も劣化が進行している埋設期間 50 年のモデルではねじ継手の伸縮量が最大伸縮量 0.99mm を超過し破壊に至る結果、ねじ継手部の経年的な劣化が地震応答に著しくマイナスの影響を与えることが明らかになった。さらに、地盤ひずみが 0.55%に増大すると、埋設期間 20 年以上のモデルではねじ継手の伸縮量が最大伸縮量を超過し、破壊に至る結果、ねじ継手の経年による劣化がわずかな地盤ひずみの差による地震応答の差となり、破壊の発生有無につながる事が明らかになった。鋼管の管体軸力、管体ひずみは埋設期間による差がほとんどなく、劣化による継手伸縮量の変化の影響をほとんど受けない結果、地盤ひずみ 0.55%でも管体は破壊しないことが明らかになった。

塩化ビニル管の管路の場合、区間中央の塩化ビニル管接着継手の荷重は地盤ひずみに比例して大きくなり、埋設期間が長いほど大きい。接着継手の最大荷重は、埋設期間が長くなるほど小さくなるので、応答値と最大値の比は埋設期間が長くなるほど大きくなる。地盤ひずみ 0.3%では、最も劣化が進行している埋設期間 50 年の接着継手でも荷重は最大荷重に対して余裕がある。地盤ひずみが 0.8%に増大すると、最も劣化が進行している埋設期間 50 年のモデルでは応答値 39.3kN で最大値 41.3kN に近づく。地盤ひずみが 0.9%になると埋設期間 50 年のモデルで、1.0%になると埋設期間 40 年のモデルで、それぞれ区間中央の接着継手の荷重、伸縮量が最大値を超えて、継手が破壊する結果となり接着継手の経年的な劣化が地震応答にマイナスの影響を与えていることが明らかになった。塩化ビニル管の管体軸力、管体ひずみは地盤ひずみに比例して大きくなり、埋設期間が長いほど大きく、劣化による接着継手の荷重、伸縮量の変化の影響を受けるが、地盤ひずみ 1.0%でも最大値との比が 0.4 程度であり、管体は破壊しないことが明らかになった。

4 章では、既設金属管の劣化と地震対策としての効果が期待されるライニング技術である円筒形成型、組立連結型という 2 種類を解析対象とした。3 章で得られたねじ継手の劣化を考慮

した鋼管の応答変位を入力として、それらの既設管の地震応答が補修・補強するライニング管の地震応答に与える影響を分析した結果、0.5、0.55%の大きな地盤ひずみが既設鋼管に作用すると、ねじ継手の引張・圧縮の耐荷性能が経年的に劣化するため継手は破壊するにもかかわらず、既設鋼管の地震応答変位がライニング管に作用してもライニング管の応答は最大値に対して小さく、破壊の恐れはないことが分かった。ライニング管の応答をまとめると以下の通りである。

地盤ひずみ 0.3%のとき埋設期間 20 年以上の既設鋼管ねじ継手の挙動は劣化の影響が顕在化していたが、その既設鋼管の応答変位が作用した円筒形成型及び組立連結型の管体軸力、管体ひずみ等の応答値は、既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなったものの、差はほとんどなく劣化による既設鋼管ねじ継手の伸縮量の変化は円筒形成型、組立連結型に影響を及ぼしていなかった。地盤ひずみ 0.5%で最も劣化が進行している埋設期間 50 年の既設鋼管ねじ継手が破壊し、その既設鋼管の応答変位が作用した円筒形成型及び組立連結型の応答値は大きくなるが、最大値に対してはまだ余裕がある。地盤ひずみが 0.55%になると、埋設期間 20 年以上の劣化した既設鋼管ねじ継手の伸縮量は最大伸縮量を超過し離脱する。このときの既設鋼管の応答変位の作用を受けた円筒形成型及び組立連結型の応答値は既設鋼管の埋設期間が長いほど大きくなった。しかし、このとき応答値が大きい円筒形成型の管体ひずみは、既設管の埋設期間 20 年で 0.17%、50 年で 0.36%となり、ねじ継手部の経年的な劣化に伴い最も引張・圧縮の耐荷性能に低下がみられた場合においても、円筒形成型の管体ひずみの最大値 0.62%に対しては十分余裕があることが明らかになった。その他のライニング管の応答値である管体軸力、管体ひずみ、継手荷重、継手伸縮量についても最大値に対しては十分余裕があり、補修・補強するライニング管の破壊の恐れは地盤ひずみ 0.3%から 0.55%のオーダーではほぼ生じ得ないことが明らかになった。

さらに本章の解析手法で再現できない既設鋼管ねじ継手離脱後に想定される繰り返し衝突、地盤変状による曲げ及びせん断に対するライニング管の健全性を実験的に検証した結果、円筒

形成型は繰り返し衝突で破断する可能性があるが、組立連結型については破断しないことを明らかにした。組立連結型については、既設鋼管ねじ継手離脱後の離隔 150mm、回転角 15 度までの曲げ、離隔 140mm まで想定されるせん断荷重 638N に対してそれぞれ損傷しないことを確認した。

5.2. 研究成果の活用・展開

本研究で得られた成果は、埋設期間をパラメータとする継手ばねモデルを用いた管路設備の耐震性評価への活用・展開が期待される。管路設備の区間ごとに埋設期間と区間長を考慮して、継手が破壊する地盤ひずみを算出することで、管路区間ごとの耐震性を定量比較可能となる。次に政府や自治体による地震被害想定地震動分布から、管路設備が位置するエリアの地盤ひずみを推定し、先ほどの管路設備毎に算出した管路継手が破壊する地盤ひずみと比較することで被災有無を推定する。このような推定結果に基づき、收容されている通信ケーブルの重要度や代替ルートの有無などを考慮したうえで、被災しやすい管路設備を優先的、計画的に点検したり、対策を実施したりすることが可能となり、効率的な費用・投資の運用につながる。また、耐震性評価及び点検結果に基づき劣化した管路設備に対して優先度をつけてライニング施工をすることにより、脆弱な管路設備を重点的に補修・補強でき、通信ネットワーク全体のレジリエンス向上に資するものと考えられる。

5.3. 今後の課題

今後の課題を以下に記す。

2章の鋼管ねじ継手の劣化について、収集した劣化供試体の観察から内面腐食に着目し、腐食実験において単一の環境で供試体を腐食させ、時間をパラメータとする腐食深さの推定式を提案した。しかし、鋼管ねじ継手の腐食は周辺環境、例えば地下水位、降雨量、地盤種別、土壌の化学的性質等の影響を受ける可能性があり、因子とその寄与度を明らかにすることにより

個別管路設備の腐食を精度よく推定できる可能性がある。また、収集した劣化供試体では管外面の顕著な腐食は観察されなかったが、環境条件やさらに時間が経過することにより管の内面だけでなく外面の腐食も発現する場合には管体の劣化も考慮する必要がある、引き続き調査をする必要がある。また、本研究では実験結果をもとに、経年とともに内面が腐食し断面積が減少して継手の最大荷重が減少するモデルを提案したが、実験値にはばらつきがあり、設計に反映させる場合には安全率も考慮したモデルが求められる。

2章の塩化ビニル管接着継手の劣化について、収集した劣化供試体の材料の強度低下、接着剤の劣化を示す成分の変化は見られなかったが、さらに経年した場合についても経過観察を続けて変化がないことを確認する必要がある。塩化ビニル管接着継手の劣化を考慮した継手ばねモデルの提案にあたり、非劣化を含む埋設期間別の4グループの実験データの平均をもとに最大荷重、最大変位が経年とともに線形で減少するモデルとした。今後、継続的に供試体の収集、継手破壊実験を行い、データを増やすことでモデルを見直し、精度を向上できる可能性がある。また、鋼管ねじ継手と同様、ばらつきを考慮した設計用モデルの検討が必要である。

3章の鋼管ねじ継手と塩化ビニル管接着継手の劣化を考慮した地震応答解析では、すべての継手が一律に劣化するモデルとした。しかし、通信管路は管軸方向に数十～数百mの長さの空間的な広がりを持つ設備であるため、5.5m間隔で分布する継手の劣化が一様でない可能性がある。継手個々の劣化をモデル化することができればより実態に近い解析が可能となる。地震外乱について、実際は3次元的で複雑かつ動的な現象であるため、高い信頼性が要求される設備、埋設環境が複雑な設備等については、より高度かつ詳細な解析、例えば3次元の動的な有限要素法解析を実施することが望ましい。また、本研究では直線管路に地震動が作用するモデルについて解析したが、曲線やその他の複雑な敷設形態、地盤変状による沈下や側方流動、断層変位等の条件についても解析、研究が必要である。

4章のライニング管の解析においては、前述の手法でまず地震による地盤の作用を受けた既設鋼管の応答変位を求め、既設鋼管の応答変位を同じようにはりと継手ばねでモデル化したラ

ライニング管モデルに、鋼管とライニング管の間の拘束特性をモデル化したばねを介して作用させる静的な解析を行った。この解析では、地盤からの入力に対する鋼管の応答にライニング管は関与しないが、ライニング管の剛性や拘束特性によっては鋼管の応答に影響する可能性があるため、地盤－既設鋼管－ライニング管を組み合わせた系での解析をすることでより実現象を正確に再現できる可能性がある。また、上述した通り高い信頼性が要求される設備や設置環境が複雑な設備については、複雑な現象を扱うことができる高度かつ詳細な解析を行うことが望ましい。最後の課題は、ライニング管自体の劣化の定量化とモデル化である。ライニング管が使用されるようになってからの歴史が浅く、ライニング管自体の劣化に関するデータが十分でないため、本研究ではライニング管自体の劣化は考慮していない。今後継続的に供試体を収集し、継手や材料の破壊実験等を通じて経年的な機械特性の変化を定量化し、劣化を考慮したモデルを用いた解析を通じてライニング管の耐震性を確認し続けることが重要である。

謝辞

本論文は、NTT アクセスサービスシステム研究所在籍中に実施した研究開発をもとに、筑波大学大学院 システム情報系 庄司学教授（指導教員）のご助言、ご指導を賜り学術視点から取りまとめたものです。

庄司学教授には、入学前から研究開発業務上のご助言、ご指導をいただいております。入学後は特に学術的、論理的視点から厳しくも温かく、有益かつ的確なご指導を賜り厚く御礼申し上げます。もとより浅学菲才ゆえに先生のご助言を消化しきれず、お応えできなかったことも多々ありますが、ここで立ち止まらず研鑽を続けて参ります。

筑波大学大学院 システム情報系 西尾真由子准教授には、ゼミでの発表に対するご質問、ご助言をいただき研究内容の不十分な点、あいまいな点を再確認することができました。また研究室の仲間へのご指導・ご助言からも多くを学ばせていただきました。深く感謝申し上げます。

京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 境有紀教授、筑波大学大学院 システム情報系 松島亘志教授には、半期ごとの履修登録時の進捗報告、予備審査において、学術的視点からご指導、ご助言をいただきました。深く感謝申し上げます。

千葉大学大学院 融合理工学府地球環境科学専攻都市環境システムコース 丸山喜久教授には予備審査時にご専門の視点からご意見、ご討議をいただきました。御礼申し上げます。

NTT アクセスサービスシステム研究所 押田博之プロジェクトマネージャ、板坂浩二グループリーダー、田中実前プロジェクトマネージャ（現エヌ・ティ・ティ・インフラネット株式会社設備戦略室室長）、金山守前グループリーダー（現西日本電信電話株式会社設備部部長）には、大学院入学及び研究活動にご理解、ご支援をいただくとともに研究内容について有益なご助言をいただきました。伊藤陽研究員には、鋼管ねじ継手の腐食に関して貴重なデータを提供していただくとともに多数のご支援、ご助言をいただきました。心より感謝いたします。

東洋大学 理工学部都市環境デザイン学科 鈴木崇伸教授には，入社以来，通信設備の耐震性の検討全般にわたり継続的にご指導をいただきました。摂南大学 理工学部都市環境工学科 片桐信教授には，主に解析についてご指導をいただきました。深く感謝いたします。

その他にも本研究の過程において，書ききれないほど多くの皆様に実験，データ分析，考察へのご協力，ご討議とご教示をいただきました。ここに記して深く感謝の意を表します。

業績リスト

1. 査読付き学術論文

- 1.1. 奥津大, 田中宏司, 山崎泰司, 鈴木崇伸, 庄司学: ライニング補修された既設通信管路の耐震性評価, 日本地震工学会論文集, 19 巻, 6 号, pp.6_129-6_138, 2019.
- 1.2. 奥津大, 榊克実, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸: ケーブル収容管補修技術によりライニングした通信管路の地震時ケーブル防護効果, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp. I_891- I_907, 2014.

2. 国際会議論文

- 2.1. Masaru OKUTSU, Akira ITO, Koji ITASAKA, Minoru TANAKA, Gaku SHOJI, and Takanobu SUZUKI: Damage of telecommunication facilities in the 2016 Kumamoto Earthquake, Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering, 10a-0032, Sendai, Japan, 2020.
- 2.2. Masaru OKUTSU, Naoyuki ISHIDA, Nobuhiro SEGAWA, and Yasushi YAMAZAKI: Aseismic capacity of telecommunication conduit repaired with lining, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, pp.4138-4145, Lisbon, Portugal, 2012.
- 2.3. Masaru OKUTSU, Kazuhiko FUJIHASHI, Ken'ichi HONDA: Development of Earthquake-proof Performance Evaluation Program for Underground Telecommunication Facilities, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.0848, Auckland, New Zealand, 2000.

3. 口頭発表

- 3.1. 奥津大, 伊藤陽, 庄司学, 鈴木崇伸: 既設通信管路の経年的な特性変化とその影響を考慮した耐震性評価, 土木学会第 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.16-23, 2020.

- 3.2. 奥津大, 伊藤陽, 庄司学, 鈴木崇伸: 熊本地震における益城での通信管路の被災分析, 土木学会第9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.21-25, 2019.
- 3.3. 奥津大, 金次良, 若竹雅人, 片桐信, 鈴木崇伸: 既設硬質ビニル管の耐震性評価に用いる接着継手の解析モデル設定の基礎検討, 土木学会第8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.106-114, 2018.
- 3.4. 奥津大, 瀬川信博, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸: ライニング補強した通信管路の地震時ケーブル防護効果評価方法(その2)ケーブル収容管補修技術の評価, 土木学会第33回地震工学研究発表会論文集, 7-565, 2013.
- 3.5. 奥津大, 伊藤陽, 板坂浩二, 庄司学, 鈴木崇伸: 地表地震断層に着目した熊本地震における通信管路被災分析, 土木学会第75回年次学術講演会予稿集, CS10-29, 2019.
- 3.6. 奥津大, 伊藤陽, 庄司学, 鈴木崇伸: 熊本地震における益城での通信管路の被災分析, 土木学会第74回年次学術講演会予稿集, CS12-30, 2018.

付録 1：継手破壊実験及び再現解析

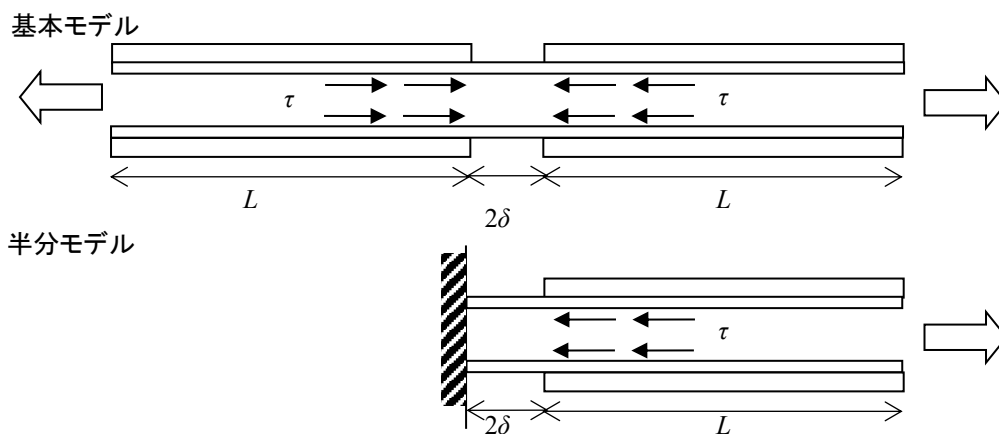
1.1. 位置づけ・考え方

4章の地震応答解析では既設鋼管のねじ継手が破壊するような地盤ひずみでもライニング管は損傷せず、ケーブルを保護する効果があるという結果であったが、ライニング管の地震応答解析に用いた手法の妥当性について実験により検証した^{1,2)}。

実験設備の制約から、実設備と同じモデルで実験することは困難であるため、継手近傍のある区間を取り出した供試体を作成した。この供試体に解析で得られた地盤ひずみ 1.0%のときの継手伸縮量が生じるよう強制変位を加える。このとき、継手の伸縮量、ライニング管のひずみ等を測定した。また、実験における供試体寸法、拘束条件等を考慮したモデルによる解析をあわせて行い、ひずみの解析値と測定値を比較した。

1.2. 供試体検討

供試体の長さは、強制変位が継手の引き抜き方向の最大伸縮量に達するときの軸力に相当する拘束力となる付着長を考慮することとした。必要付着長の考え方を付図1-1に示す。継手を中心に両側を同じ長さにすることが基本であるが、実験によって起きる現象のばらつきを抑えることや実験設備上の制約を考慮し、片側を固定した半分モデルとした。付図1-1の状態のと



付図 1-1 必要付着長の考え方

き，式(付1-1)の力の釣り合いより必要付着長 L が決まる．既設管である鋼管及びライニング管の諸元は，表2-1，表4-1をそれぞれ用いる．

組立連結型の場合，拘束力ばねが非常に小さいため，式(付 1-1)で計算すると必要付着長 L が 94m 以上になり，実験での再現が極めて困難である．そのため外管である鋼管の寸法は，同じく式(付 1-1)で求めた円筒成型の場合と同じ 3.5m とし，拘束条件や予備荷重により調節することとした．

$$EA\varepsilon = EA \frac{2\delta}{L} = \pi D \tau L$$

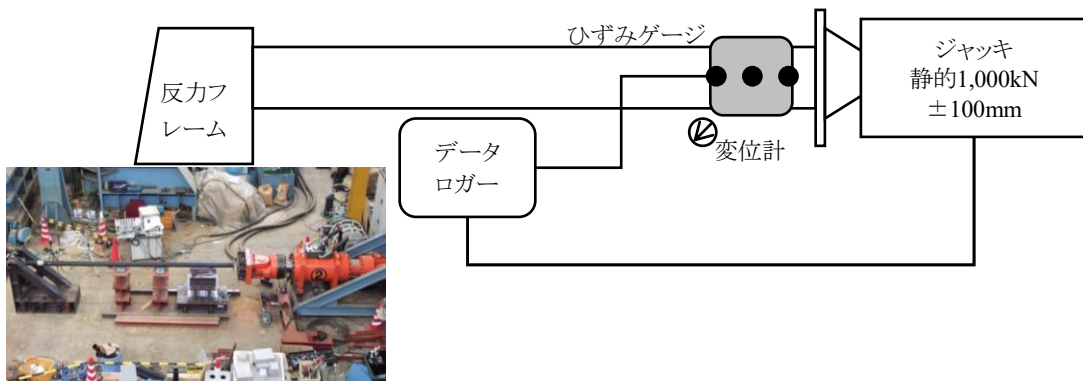
$$L = \sqrt{\frac{2EA\delta}{\pi D \tau}}$$

(付 1-1)

- | | |
|-------------------------|-------------------|
| E : 内管の弾性係数 | L : 付着長 |
| A : 内管の断面積 | D : 内管の外径 |
| ε : 内管の軸ひずみ | τ : 内外管の付着応力 |
| 2δ : 外管の目開き量 | |

1.3. 実験方法

3章で実施した解析によって得られた地盤ひずみ1.0%でのねじ継手の最大伸縮量を強制変位として供試体に作用させ，ライニング管の状態を確認した．既設管にライニングを施工し，既設管継手部のライニング材にひずみゲージを貼り付けた．ひずみゲージは，既設管継手中心にあたる位置及びそこから軸方向に解析での要素長分離れた前後位置の3箇所，2測線，合計6箇所






付図 1-2 実験系概要

に設置した。継手の伸縮量，ジャッキストローク，荷重を測定した。測定は，ジャッキストロークをトリガとして0.1mmピッチで行った。実験系を付図1-2に示す。

1.4. 実験結果

実験結果を付表1-1に示す。円筒成型は3供試体全てで破断したのに対し，組立連結型は3供試体全てで損傷がなかった。

付表 1-1 鋼管ねじ継手及びライニング管の実験結果

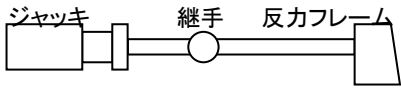

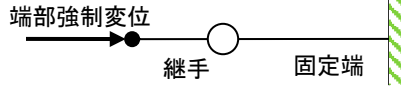
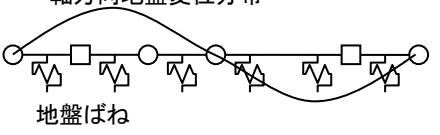
	鋼管ねじ継手	円筒成型	組立連結型
実験状況			
結果	ねじ継手離脱	破断	損傷無

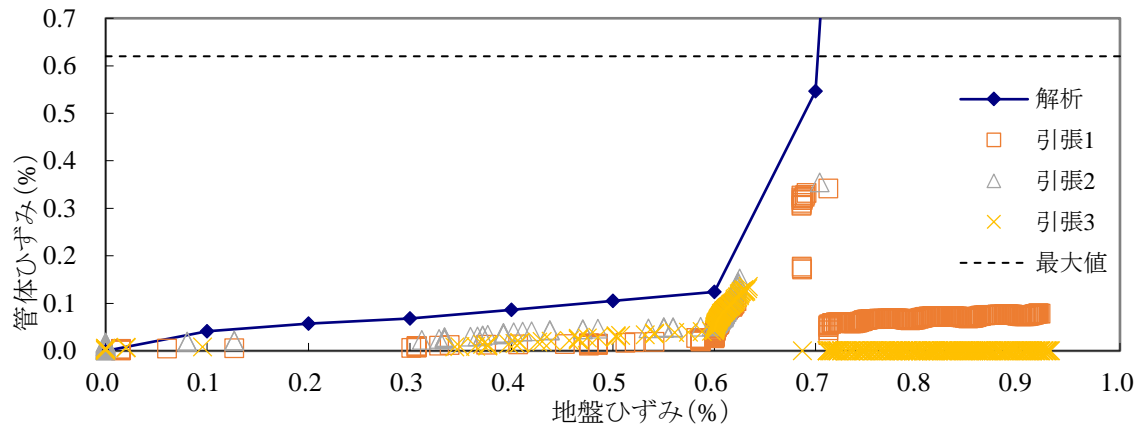
1.5. 再現解析

4章の解析では地盤変位を強制変位として地盤ばねを介して外管に作用させているが，実験では周囲の拘束がない状態で一端をジャッキで引っ張るため，解析上は地盤ばねを一般地盤の1/100に，モデル端部に強制変位を軸方向に作用させた。実験再現解析に使用した外管及びライニング管の各種特性は3章，4章と同じである。実験再現解析の解析条件等を付表1-2に示す。なお，表中には比較のため4章で述べた地震波動（疎密波）を想定した解析の条件を併せて示す。

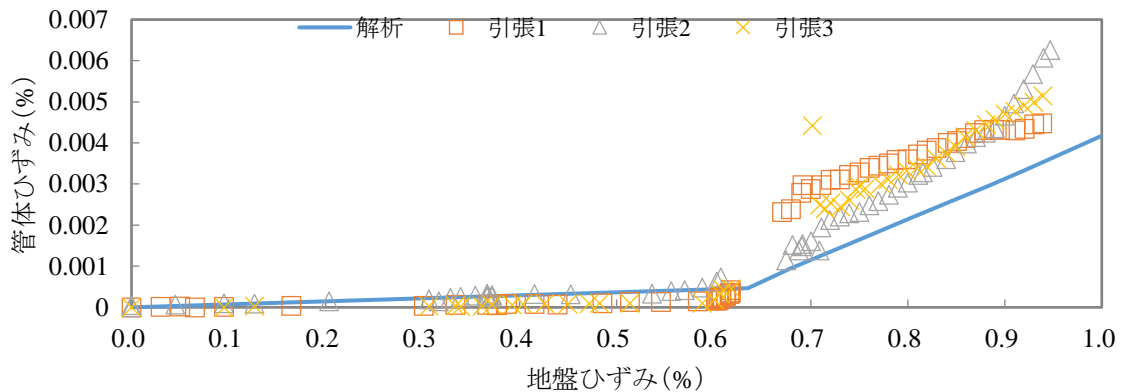
実験で測定されたライニング管のひずみと解析結果を付図1-3に示す。縦軸はライニング管の管体ひずみ，横軸は地盤ひずみである。実線が解析値，プロットは実験で測定されたひずみゲージの値である。実験には3体の供試体を使用し，図中凡例では引張1, 2, 3と表示している。円筒成型は，解析条件上の最大値である管体ひずみ0.62%よりもやや小さいひずみで破断し

付表 1-2 解析条件比較

	実験再現解析	4章におけるライニング管解析
外力	端部強制変位 疎密波解析で求めた地盤ひずみ 1%での継手伸縮量相当	粗密波(波長:99m, 地盤ひずみ 1%)
外管解析条件	地盤ばね無し(地上)	地盤ばね有り(地中)
外管両端条件	ジャッキ側:地盤と同じ 反力側 :固定	両端とも「地盤と同じ」
ライニング管解析条件	外管変位を強制変位として作用させる 拘束力ばね有り	
実設備イメージ		
解析モデルイメージ		



(a) 円筒形成型



(b) 組立連結型

付図1-3 実験結果と解析結果の比較

た。解析値の方が実験値より大きな値となっているが、鋼管ねじ継手が破壊する地盤ひずみ0.6%相当で値が急に大きくなる挙動は共通している。円筒成型が破断するときの管体ひずみと地盤ひずみが、実験値と解析値とで異なっているのは、解析は静的であるのに対し、実験では継手が破壊する瞬間に離脱した鋼管が高速で変形することや円筒成型タイプの材料的なばらつき、施工によるばらつきの影響が考えられる。

組立連結型のひずみは、実験、解析とも地盤ひずみ約0.6%でねじ継手が離脱することにより、鋼管の変位（目開き）がそれ以前と比較して大きくなり、大きくなっている。実験値と解析値の傾向は似ており、両者の差は最大で0.002%程度と小さい。解析では、強制変位を段階的・静的に増加させているが、実験では引っ張った輪ゴムが千切れるように鋼管がねじ継手で離脱した。その挙動が影響して、継手離脱後の実験値が不連続かつ解析値よりも大きくなっていると考えられる。

1.6. まとめ

4章で提案したライニング管の解析手法の妥当性をモデル実験とその再現解析を比較することで検証した。ライニング管を施工したねじ継手鋼管の端部に管軸方向の引張強制変位を加えた結果、鋼管ねじ継手は地盤ひずみ0.6%相当の強制変位で離脱した。ライニング管のひずみは、ねじ継手が離脱するまでは実験値が解析値よりも小さいが、同じような増加傾向を示した。これは、解析においてライニング管の応答が過小評価されないよう、ライニング管と既設鋼管の間の拘束力ばね係数の傾きを大きく設定していることが影響していると考えられる。ねじ継手破壊後、実験値は急増しているが、解析値と傾向は似ている。円筒成型は管体ひずみ0.4%弱で破断した。円筒成型が破断した理由は、先述した通りねじ継手離脱後の鋼管の急激な変位に追従できなかったためと考えられる。組立連結型は、地盤ひずみ1.0%相当まで強制変位を加えても損傷しなかった。組立連結型は4章でも述べた通り、既設鋼管との間の拘束が弱いいため、ねじ継手離脱後の急激な鋼管の変位の影響を受けなかったためと考えられる。本研究で用

いた静的な解析では、ねじ継手破壊後の挙動までは再現できないが、検証実験の結果からはねじ継手離脱後も含めてライニング管の実験値と解析値は似た傾向を示しており、解析手法の妥当性が確認できた。

参考文献

- 1) 奥津大，田中宏司，山崎泰司，鈴木崇伸，庄司学：ライニング補修された既設通信管路の耐震性評価，日本地震工学会論文集，19 巻，6 号，pp.6_129-6_138，2019.
- 2) 奥津大，榊克実，山崎泰司，片桐信，鈴木崇伸：ケーブル収容管補修技術によりライニングした通信管路の地震時ケーブル防護効果，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4，pp. I_891- I_907，2014.