

水道配水用ポリエチレン管の耐震性評価
に関する研究

平成 30 年

西川 源太郎

目次

1 章. 序論	1
1.1 研究背景と目的.....	1
1.2 近年発生した地震時の管路被害.....	2
1.2.1 2011 年東北地方太平洋沖地震.....	2
1.2.2 2016 年熊本地震.....	4
1.3 部位別被害の特徴.....	5
1.3.1 直管部	5
1.3.2 付属部	6
1.3.3 給水装置	6
1.4 給水装置の被害調査報告.....	6
1.5 水道配水用ポリエチレン管の被害調査報告.....	8
1.5.1 長野県神城断層直下に埋設された水道配水用ポリエチレン管	9
1.6 本論文の構成	14
1 章の参考文献.....	16
2 章. 水道配水用ポリエチレン管の性能特性.....	17
2.1 材質、分類	17
2.2 基本物性	18
2.3 構造	18
2.4 材料性能に関する試験.....	19
2.4.1 引張試験による性能評価.....	19
2.5 耐震性能に関する試験.....	20
2.5.1 地震動に対する許容ひずみの 3% の設定根拠	20
2.5.2 繰り返し伸縮試験.....	20
2 章の参考文献.....	24
3 章. 地中埋設管路の耐震設計法.....	25
3.1 地中埋設管路の耐震設計.....	25
3.2 管路構造と地震時挙動.....	26
3.3 水道管路に求められる耐震性能.....	26
3.4 一体構造管路の耐震計算法.....	27
3.4.1 滑りの発生条件.....	27
3.4.2 限界せん断応力について既往の研究	29
3.5 水道配水用ポリエチレン管の耐震設計法.....	31

3.5.1	課題	31
3.5.2	設計フローチャート	31
3.5.3	想定する配管モデル	34
3章	の参考文献	35
4章	水道配水用ポリエチレン管の限界せん断応力の設定	36
4.1	突起部の無い管（裸管）における土槽実験	36
4.1.1	実験概要	36
4.1.2	実験結果	39
4.2	突起部を有する管（融着継手・給水分岐）における土槽実験	45
4.2.1	実験概要	45
4.2.2	実験結果	47
4.3	実管路を想定した限界せん断応力	57
4.3.1	設定条件（融着継手、給水分岐の密度）	57
4.3.2	単位表面積あたりの限界せん断応力	57
4章	の参考文献	61
5章	管と地盤との滑りの判定	62
5.1	限界せん断応力の設定値	62
5.2	地盤モデル	62
5.3	滑りの発生評価	65
5.4	想定される最大相対変位量	67
5.5	直管部の耐震性評価	69
5.5.1	地盤変位伝達係数	69
5.5.2	直管部に発生するひずみ	70
5章	の参考文献	73
6章	異形管と給水分岐の耐震性評価	74
6.1	実験目的	74
6.2	実験概要	75
6.3	実験結果	78
6.3.1	90° 曲管	78
6.3.2	T字管	80
6.3.3	サドル付分水栓	82
6章	の参考文献	86

7 章. 給水管の耐震性評価	87
7.1 実験目的	87
7.2 想定する地盤変位	88
7.3 耐震性評価実験	88
7.3.1 配水管の滑りに対する実験	88
7.3.2 給水管の管軸方向変位に対する実験	95
7.4 給水管の耐震性評価まとめ	99
7 章の参考文献	100
8 章. 結論	101
謝辞	104
参考資料 1 水道配水用ポリエチレン管の設計事例集	105
参考資料 2 水道施工法指針・解説への水道配水用ポリエチレン管の耐震設計法記載例	147

第 1 章 序論

1 章 序論

1.1. 本研究の背景と目的

わが国における水道の普及率は97.9%であり、安心・安全な水を誰もがアクセスできるように面的なネットワーク整備がなされてきた。

一方で、世界有数の地震国である日本列島では、度重なる大規模地震が発生し、その都度管路被害に起因する断水が生じ、産業活動の休止や被災者の生活用水が断たれるなどの被害をもたらされてきた。2011年に生じた東北地方太平洋沖地震では最大で256.7万戸におよぶ断水が生じ、その復旧までに最大5ヵ月要するほどの被害であった。

厚生労働省が2013年3月に発行した新水道ビジョンにおいても¹⁾、耐震化率の向上は重要かつ急務の課題と位置づけられ、老朽管路を耐震性の有する管への置き換えが進む中、基幹管路の耐震適合率は全国平均で37.2%（2015年度末）と²⁾、財政的な側面からもなかなか進まないのが現状である。

水道配水用ポリエチレン管（以降、青ポリ管と呼ぶ）は、1995年兵庫県南部地震以前に採用されていた融着接合のガス用ポリエチレン管（PE80）に全く被害が無かったことから、その耐震性が脚光を浴び、高密度ポリエチレン（PE100）を主原料とする青ポリ管として1996年から使用が開始された。2004年には厚生労働省が公表する水道ビジョンで耐震化率算定管材と認められたこと³⁾や他管種に比べて経済的であることから、徐々に採用が拡大し、これまでに布設された延長距離は35,000km（2016年度末時点）を超えている⁴⁾。また、1996年の採用開始以降、数多くの地震被災地域に青ポリ管が埋設されていたが、津波や土砂崩れ、使用方法のミスを除く、地震動による被害はゼロであり、耐震管材としての信頼度が増している。

一方で、日本水道協会が発行する水道施設耐震工法指針・解説⁵⁾によると青ポリ管の耐震設計法は、「耐震計算法を審議した総論専門委員会において検証していないので、関係業界から示された計算事例を参考として記載した。」と記されており、水道事業者からは参考扱いである管材を選択できないといった理由で逡巡するケースが見られる。また、これまでの青ポリ管の関係機関の取組としても、地震被害調査などの活動は行ってきたが、耐震性能に関する理論構築は十分であったとは言えないことも事実である。

さらに、これまでの埋設管路の地震被害調査を分析すると、その被害は直管部での継手部離脱に次いで、仕切弁や消火栓などの付属設備やサドル付分水栓などのいわゆる管体から突起した部位に多いことが明らかになっている⁶⁾。これらの被害は、管と地盤との滑り（相対変位）が生じることで管から突起した部位や異形管などの分岐部に応力が集中し、被害をもたらすとする小池の研究⁶⁾ならびに高圧ガス導管耐震設計指針⁷⁾の指摘と一致する。昨今の地震調査においても、管軸方向から直角に張り出す給水管に数多くの被害が発生していることから、これら付属設備および給水管などの地震時に弱点となる部分を含めた管路システム全体の耐震性評価が不可欠であると考えられる。

本研究では、これらの背景を鑑みて、以下に示す事項を目的とする。

- (1) 管と地盤との境界に発生する滑りに着目し、青ポリ管の地震時挙動を実験的根拠に基づき明らかにする。具体的には管と地盤との滑りの挙動を把握する上で不可欠となる限界せん断応力を実験により提案し、各種地盤モデルにおける滑りの有無および相対変位量を評価する。
- (2) 次に、滑りに伴う応力集中が懸念される異形管や給水分岐および給水管の耐震性能を評価する。
- (3) これらの研究を通じて、青ポリ管の直管部だけでなく、異形管や給水分岐および給水管を含めた管路システム全体の耐震性能を評価する。

1.2. 近年発生した地震時の管路被害

管路システム全体の耐震性能を評価する上で、地震時の埋設管路被害について分析を行い、その被害メカニズムを把握することは重要と考える。管路被害調査については、近年発生した2011年東北地方太平洋沖地震（以降、東日本大震災）および2016年熊本地震（以降、熊本地震）を対象に、厚生労働省が発行する被害調査報告書などを参考に整理を行う。管路被害は、直管部だけでなく異形管やサドル分岐など付属設備にも数多く確認されているため、部位ごとに被害件数を整理し、被害メカニズムについて考察を加える。

1.2.1. 2011年東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）⁸⁾

2011年3月11日宮城県三陸沖を震源とする観測史上最大を記録した東日本大震災では、東北地方を中心としてマグニチュード9.0、最大震度7を記録し、水道施設に関しても東日本の広範囲に及ぶ地域で大規模な断水が発生した。総断水戸数は19都道府県、264事業体におよび、最大で256.7万戸に達し、津波被害などに復旧困難地域を除き、復旧に約5ヵ月要するほどの被害であった。

表-1.1は、災害査定資料に基づき抽出された管路被害調査結果に基づき作成した地震動による管路被害集計表を示す。ここで、災害査定資料とは、被災した水道事業体が国庫補助申請のために被災状況・復旧内容・費用等を取りまとめた資料である。災害査定は、基本的に修繕に要した費用の補助を申請するためのものであり、自己負担で修繕された場合などは含まれないため、その限界にも留意が必要である。災害査定資料から抽出された埋設管の被害件数は、津波が原因となる被害を除くと、地震動の被害として13,585件であった。導水・送水・配水管（φ50以上）の被害件数は、付属設備の被害件数を含めると6,653件、一方、給水管（φ50未満）の被害は、サドル付分水栓や止水栓等を含めると6,932件と給水管部に甚大な被害が生じたことが確認された。

導水・送水・配水管の被害内訳は、管体および継手部が5,722件（地震動による被害全体13,585件の42%）、付属設備の被害が931件（7%）であった。また、給水管部の被害内訳では、管体および継手部が5,286件（39%）、サドル付分水栓の被害が678件（5%）であっ

た。つまり、地震動による被害全体のうち、導水・送水・配水管の管体被害は4割程度であるが、残り6割は付属設備やサドル付分水栓、給水管の被害であることがわかる。これらの部位は管路から張り出した突起部に当たる部分であり、管軸方向に伸縮する地震動に対して突起部が抵抗となり、被害につながったと考えられる(写真-1.1)。また、これまでの地震調査では、サドル付分水栓や給水管の報告はなされていなかったが、東日本大震災以降の地震ではこれらの被害が整理されている。

管種別の被害件数は、塩ビ管、ダクトイル鋳鉄管が多く、その被害形態は、塩ビ管のTS接合では管体の破損が多く、ダクトイル鋳鉄管では継手部の抜けが多いことが確認されている(写真-1.2)。なお、青ポリ管の被害3件は全て津波による被害であることが確認されており、被災9件に2,234kmで布設されていた青ポリ管に地震動による被害はなかったことが明らかとなった。

表-1.1 地震動による導・送・配水管被害の集計表(被災9県)

区分	被害箇所・口径	鋳鉄管(CIP)	ダクトイル鋳鉄管(DIP)	鋼管(SP)	塩化ビニル管		ポリエチレン管		その他不明	合計(件)	
				溶接等	TS継手	RR継手・他	融着 ^{注2)}	その他			
(管路延長)		(1,664km)	(34,582km)	(1,439km)	(25,514km)		(2,234km)	(260km)	(2,585km)	(68,277km)	
導送配水管	管体・継手部	50mm/65mm	0	0	66	857	283	1	13	80	1300
		75mm-150mm	211	1109	147	869	839	2	1	357	3535
		200mm-	92	633	94	3	18	-	-	38	878
		不明	0	0	0	7	1	-	-	1	9
		小計									5722
	付属設備	仕切弁					-				500
		空気弁					-				402
		消火栓					-				24
		水槽部					-				5
		小計									931
小計						-				6653	
給水管	管体・継手部	50mm未満				-				5286	
	サドル付分水栓	-	17	171	4	285	0	14	187	678	
	止水栓、メーター廻り	-				-				968	
	小計					-				6932	
合計										13585	

注1) 本表は、参考文献⁸⁾に基づき作成

注2) ポリエチレン管(融着式)の被害3件は津波による被害であることが確認されている



写真-1.1 仕切弁近傍の継手破損⁸⁾



写真-1.2 ダクトイル鋳鉄管の継手抜け⁸⁾

1.2.2. 2016年熊本地震⁹⁾

2016年熊本地震は、4月14日に熊本地方で発生したマグニチュード(M)6.5の前震(震度7)および同地方で4月16日に発生したマグニチュード(M)7.3の本震(震度7)からなり、震度7を2度記録する地震であった。また、4月14日の前震発生以降の10日間で2712回を超える地震が観測されたことも熊本地震の特長と言える。

水道の断水被害は、熊本県内を中心に、大分県、宮城県、長崎県、福岡県、佐賀県、鹿児島県において発生し、最大断水戸数は44万5,857戸であった。

2017年3月に報告された厚生労働省の水道施設被害等現地調査報告書によると⁹⁾、熊本市をはじめ、益城町、阿蘇市、南阿蘇村、西原村の管路被害状況について示されているが、ここでは管種別の被害分析が存在する熊本市について表-1.2にまとめる。管路の延長は、ダクタイル鋳鉄管の延長が全体の73%を占める2508kmと最も長い。次いで塩化ビニル管が約400kmで全体の12%、青ポリ管で104kmと全体の3%であった。管路の被害は、管体および継手部で263件、サドル付分水栓と付属設備で143件、給水管引込部で1536件と本地震でも付属部および給水管の被害比率が高いことが確認された。付属部の被害に関しては、管体から突起した消火栓や仕切弁などに応力が集中することによる破損が多数確認されている(写真-1.3)。

管種別にみると被害原因を分析すると、ダクタイル鋳鉄管では継手部の抜け被害、鋼管ではねじ接合部の腐食に伴う漏水が多いことが示されている。一方、青ポリ管(融着式)の被害は確認されていない。

熊本地震では、震度7を記録する地震が2度生じたが、熊本市の管路被害率は阪神大震災の神戸市と比較すると一桁小さかったことが明らかとなった。これは、熊本市が積極的に耐震化に取り組み、基幹管路の耐震適合率が全国平均の倍以上の74%と高かったことが一因と考えられている。また、断層が地表面に数多く出現したために断層を横断する管路に被害が集中したことも特筆すべき点である(写真-1.4)。また、東日本大震災同様にサドル付分水栓を含む付属部および給水管に多数の被害が生じており、今後は管路システム全体で耐震化の必要性が再認識された。



写真-1.3 消火栓の破損⁹⁾



写真-1.4 断層直管に埋設された配管

表-1.2 地震動による導・送・配水管被害の集計表（熊本市）

区分	被害箇所・口径	铸铁管 (CIP)	ダクタイル铸铁管 (DIP)		鋼管 (SP)		塩化ビニル管		ポリエチレン管		その他 不明	合計(件)	
			耐震	その他	溶接	その他	TS継手	RR継手・他	融着	その他			
	(管路延長)	(90km)	(628km)	(1,881km)	(69km)	(132km)	(400km)		(104km)	(49km)	(62km)	(3414km)	
導送配水管	管体・継手部	65mm/50mm以下	0	0	0	0	45	34	0	1	0	80	
		75mm-150mm	29	0	65	2	19	23	0	0	2	140	
		200mm-	7	0	7	6	8	14	0	0	0	42	
		不明	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	
		小計	36	0	72	8	72	0	0	1	3	263	
	付属設備	サドル付分水栓	-										15
		仕切弁	-										3
		空気弁	-										114
		消火栓	-										11
		水槽部	-										-
	小計	-										143	
	給水装置引込部	-										1536	
	合計	-										1942	

注1) 本表は、参考文献⁹⁾に基づき作成し、サドル付分水栓(補助対象のみ)の被害件数を追加

注2) φ50以下の延長は、鋼管(その他):110km, 塩化ビニル管:159km, ポリエチレン管(融着):93km, ポリエチレン管(その他):47km

注3) 熊本市上下水道局 補助対象申請件数。その他対象外が480件あるが、区分不明のため未計上。

1.3. 部位別被害の特徴

1.3.1. 直管部

阪神大震災以降の地震調査結果を分析すると¹⁰⁾、布設延長の長いダクタイル铸铁管の継手部に最も多くの被害が発生している。被害の多くは継手の抜けや破損であり、特に老朽化したダクタイル铸铁管では継手部に力が加わった際に継手部が圧壊するなどの被害も確認されている。

これらの被害は、管軸方向の地盤伸縮に対して、継手部の許容伸縮量が不足した際に抜けや破損が生じる。一般に軟弱地盤や人工改変地盤では地盤ひずみが大きくなるため、これらの地域に管路被害も集中する傾向にある。一方で昨今では、継手部に離脱防止機構を有した管など製品改良が行われている。



写真-1.5 継手の抜け被害①



写真-1.6 継手の抜け被害②

1.3.2. 付属部（突起部）

仕切弁や消火栓などの付属部の被害は、厚生労働省の2011年東日本大震災における管本体と管路付属設備の被害調査報告書¹¹⁾において各設備の被害について詳細な報告がなされている。仕切弁被害に関しては「地震時において、弁体は管とは異なる挙動を示すために、管路の中でも不平均力がかかりやすい部分である」と示されている。また、サドル付分水栓に関しては「給水取出し部は、構造上、本管と給水管が直角に配置されるため、地震によって別方向に力がかかりやすく、応力的に不利になりやすい部分であるため、被害が多い」と指摘されている。

これらの指摘は、管と地盤との滑りが発生することで分岐部に応力集中すると指摘した小池⁶⁾の各種研究とも一致する。このことから、高圧ガス導管耐震設計指針⁷⁾では滑り挙動を考慮した耐震設計法が提案され、直管部のみならず異形管部も設計の対象としている。

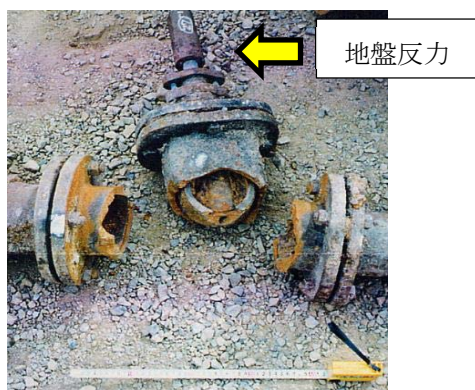


写真-1.7 仕切弁の破損



写真-1.8 サドル部のズレ

1.3.3. 給水装置

給水装置の被害は、次項で詳細な説明を行うが、付属設備同様に配水管とは直角方向に配管されるため、地震時に応力が集中し、写真で示すように給水管との接合部における漏水やサドル付分水栓のズレなどの被害が生じている。



写真-1.9 給水管接合部からの漏水

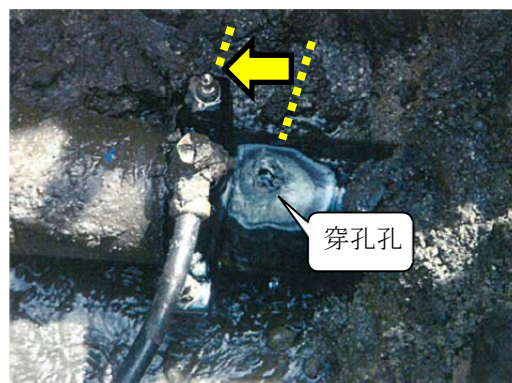


写真-1.10 サドル付分水栓のズレ

1.4. 給水装置の被害調査報告¹²⁾

給水装置の地震時被害に関しては、給工財団の東日本大震災給水装置被害状況調査報告書¹²⁾に、給水装置引込部（図-1.1）を対象に被害状況を部位別、被害原因に分類し、詳細な報告がなされている。調査対象は、給水装置引込部の被害件数が多く、かつ、資料提供に協力した11事業者である。図-1.2、表-1.3に報告書に基づき作成した部位別、原因別の被害件数を示す。給水装置引込部の被害総数は、4,454件であり、その内訳は、被害原因別に材料劣化による被害、施工の確実性を確認できない被害（いわゆる施工不良）、地震動による被害の3つに大別されている。地震動による被害では、給水管および給水分岐部に2,500件以上の被害が確認され、これらの被害の要因は、配水管の管軸方向に作用する地震動に対して給水管部が抵抗として働くため、被害につながったと考えられている。

2016年に発生した熊本地震においても給水装置引込部の被害が多数報告されており、当該部分の耐震性向上は重要な課題とであることが再認識された。

また、報告書では水道管路の耐震設計の分野において、配水管に対する耐震設計は理論構築および設計法が確立しているが、給水管に対しては耐震設計法が確立されておらず、それぞれの給水管の耐震性評価も定まっていないことから今後の研究の進展が望まれるとされている。

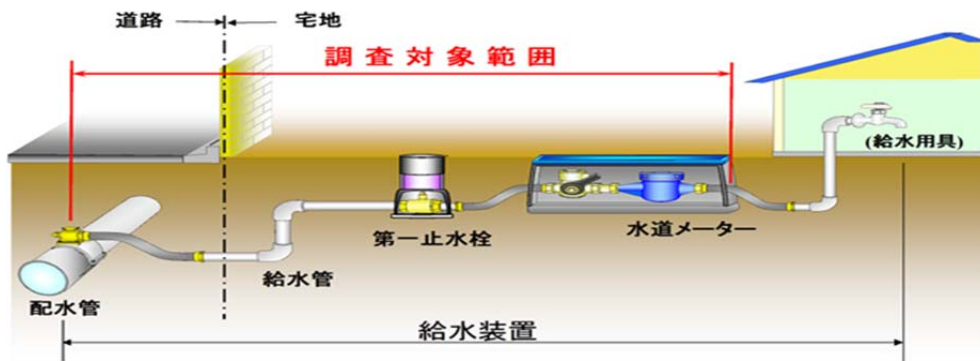


図-1.1 調査の対象範囲

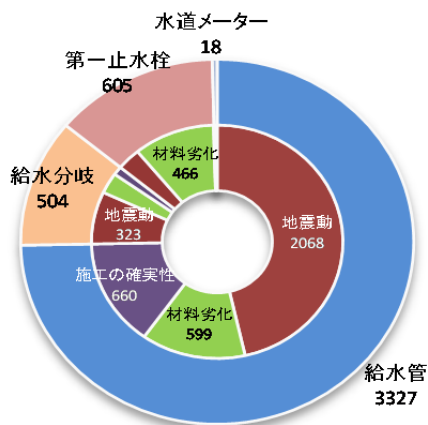


図-1.2 給水装置引込部の被害内訳

表-1.3 給水装置引込部の被害件数

被害箇所/原因	被害件数
給水管	3327
(被害原因)	
地震動	2068
材料劣化	599
施工の確実性	660
給水分岐	504
(被害原因)	
地震動	323
材料劣化	128
施工の確実性	53
第一止水栓	605
(被害原因)	
地震動	136
材料劣化	466
施工の確実性	3
水道メーター	18
(被害原因)	
地震動	6
材料劣化	12
施工の確実性	0

1.5. 水道配水用ポリエチレン管の被害調査報告^{4),13)}

青ポリ管は、1996年に使用が開始されて以降、全国で普及が進み、これまでに国内で35,000km（2016年度末時点）を超える布設がなされている。国内で発生した大規模地震における被災地域にも、数多くの青ポリ管が埋設されており、配水用ポリエチレンパイプシステム協会や民間企業が中心となり、事業者へのヒアリングによる調査を行ってきた。

表-1.4では、過去の震度6弱以上の地震における青ポリ管の被災状況を示す。使用が開始して間もない時期は、被災実績が少なく検証が困難であったが、昨今発生した東日本大震災や熊本地震では、その被災地域に600km～1000kmに及ぶ青ポリ管が布設されており、十分な布設延長における調査によって被害が無いことを確認できた。特に、熊本地震では震度7を2度記録した益城町で13.4kmの布設延長を確認し、被害は無いこと、長野県神城断層地震では断層直下に埋設された青ポリ管に被害が無かったなどの重要なデータが得られている。

一方、東日本大震災で生じたように橋梁添架管では、津波によって管路が引きちぎられる被害が数件確認されているが、これまでの調査における布設延長1700kmに対して、青ポリ管は地震動による被害は一切確認されていないことが明らかであり、過去の実績から十分に耐震性能を有しているものと考えられる。

表-1.4 過去の地震調査結果⁴⁾

地震名 (発生年月)	断水戸数	震度	水道配水用ポリエチレン管(φ50～φ200)			
			対象	延長	地震動による被害	地震動以外による被害
宮城県北部地震 (2003年7月)	14,000	震度6弱	鹿島台町	10.0km	0	
十勝沖地震 (2003年9月)	16,000	震度6弱	浦河町	2.6km	0	
新潟県中越地震 (2004年10月)	130,000	震度6強・弱	小千谷市 山古志村	22.1km	0	2箇所 ^{注1)}
能登半島地震 (2007年3月)	13,000	震度6強	輪島市 (門前町)	2.0km	0	
新潟中越沖地震 (2007年7月)	59,000	震度6強	柏崎市 刈羽村	13.0km	0	
岩手・宮城内陸地震 (2008年6月)	5,500	震度6強	奥州市	47.4km	0	
東北地方太平洋沖地震 (2011年3月)	2,567,000	震度7	宮城県 岩手県	995.7km	0	津波被害7箇所 ^{注2)}
熊本地震 (2011年3月)	445,857	震度7	熊本県	638.2km	0	
合計				1,731km		

注1) 山古志村で土砂崩れによる被害1箇所、小千谷市でフランジ継手1箇所

注2) 橋梁添架管など津波の波力により管切断などの被害

1.5.1. 長野県神城断層直下に埋設された水道配水用ポリエチレン管

長野県神城断層地震において断層直下に埋設された青ポリ管が、逆断層による地盤変状を受けたが通水機能を継続した世界的にも貴重な事例について紹介する^{14), 15), 16)}.

(1) 現場調査状況

長野県神城断層地震は、2013年11月22日に発生した震源深さ約5km マグニチュード(Mj)6.7、長野県白馬村では最大震度5強を観測した地震である。震央西方の白馬村塩島地区では、地表面で80cmの隆起と30cmの横ズレが生じる断層が確認された(写真-1.11)。

白馬村塩島地区に埋設されていた青ポリ管(φ75, 埋設年度H10年前後)は、直下に埋設され被害を受けた下水道管(写真-1.16, 写真-1.17)の復旧工事に伴い、地表に断層の現れた箇所を掘削して青ポリ管の調査を行った。青ポリ管の布設ラインにおける断層変形は、鉛直80cm, 水平30cm, 変形幅1.15mであった(写真-1.12)。地表断層の変形と同様に管体も変形したと仮定すると、管体ひずみは約25%となる。掘削時の青ポリ管の変形については、鉛直方向に70cm(写真-1.13), 水平方向に45cmの変位が確認できた(写真-1.14)。水平方向には既設マンホールを迂回するために布設時に15cmの生曲げ配管を行っていたため、地震による水平変位は30cmであると考えられる。地表断層の変形による管体ひずみ25%が作用したと仮定すると、管体のネッキング開始ひずみ15%をはるかに上回るひずみが発生したことになるが、実際には管体にネッキング等の被害は無く、通水機能を継続していた。

また、現場調査における管路の変形範囲は3mと計測され、この変形範囲から管路ひずみを計算すると3.2%と計算できる(写真-1.15, 変形幅3m, 垂直70cm, 水平30cm)。これらの調査結果を踏まえ、管路に被害が生じなかったメカニズムについて、解析による比較を検証を行う。



写真-1.11 配管布設ライン¹⁷⁾ (地震直後)

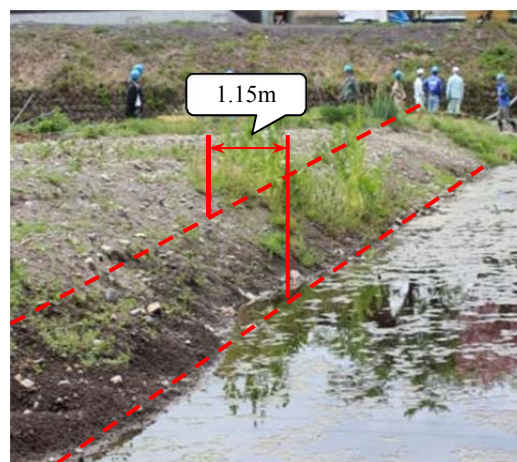


写真-1.12 断層変形幅



写真-1.13 鉛直方向変位 70cm



写真-1.14 水平方向変位 45cm
(*マンホール迂回で15cm)

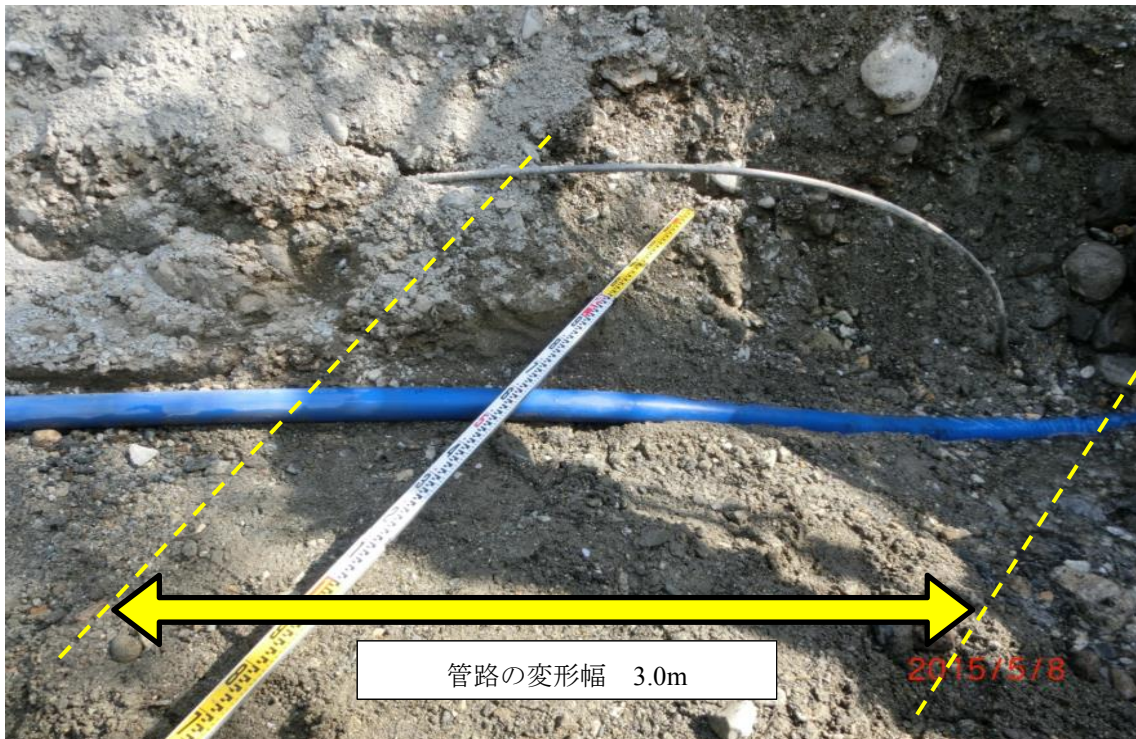


写真-1.15 掘削後の管路変形範囲

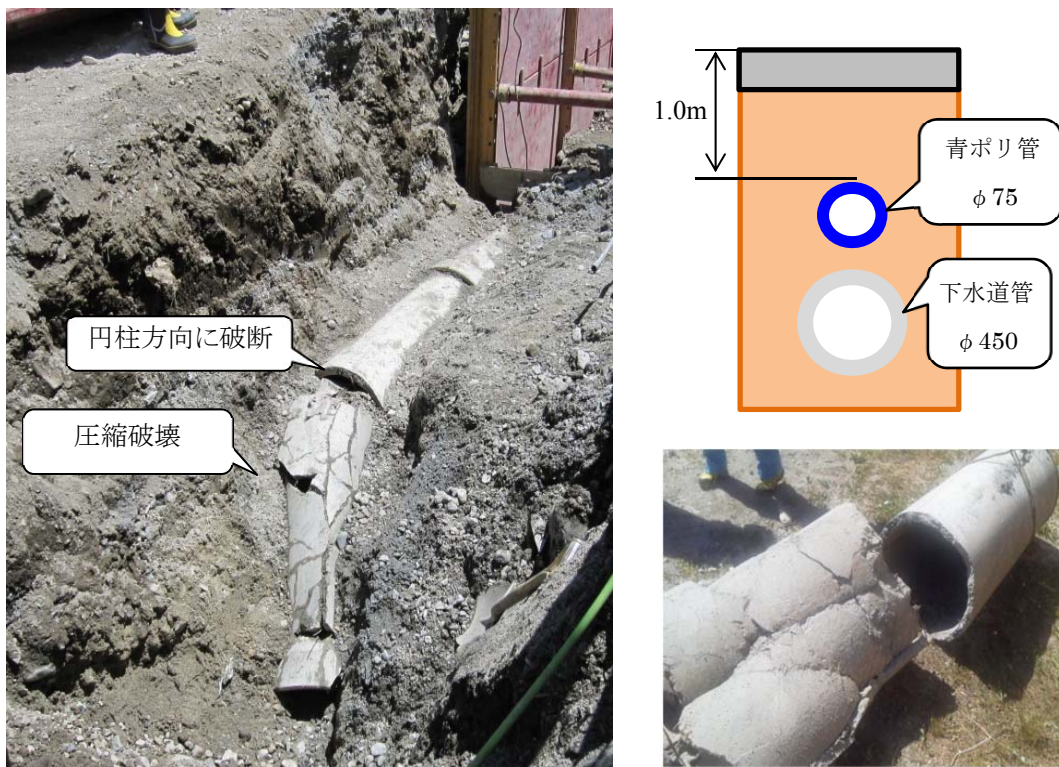


写真-1.16 下水道管（ヒューム管）の破損状況



写真-1.17 下水道管（ヒューム管）の変形状況

(2) 数値解析による確認

a) 解析条件

現場での青ポリ管の挙動を再現することを目的に CAE 解析を行った。青ポリ管はシェル要素，地盤は 30m の立方体としてソリッド要素でモデル化した。地盤は断層角度 60° の断層面を境界に左右独立しており，断層境界ラインで不連続となっている。使用した土の物性は，FEM 解析で一般的に使用される土質定数として表-1.5 に示す。図-1.3 に示す解析モデルにおいて，パイプ周辺部は細かいメッシュ分割として土①（細砂）で埋め戻し，その他周辺地盤は粗いメッシュとして土②（礫）を使用した。負荷条件は右半分の土の断層対面，底面，手前側面を固定とした状態で，左半分の土の断層対面，奥側側面を相当量圧縮し，ライズタイム 0.94s で鉛直と水平の変位の再現を試みた（図-1.5，図-1.6）。土と青ポリ管および断層面同士の摩擦係数は 0.3 として，土被り 1m の位置に埋設し，管は固定しない条件とした。断層ラインと PE 管の角度は 80° とし，断層ラインから 30cm 離れた位置に生曲げ 15cm の変形を考慮した。

表-1.5 土質定数

呼称	名称	N値	変形係数 (MPa)	ポアソン比	摩擦角 ($^\circ$)	粘着力 (kPa)	密度 (kN/m^3)	Sv (m/s)	層厚 (m)
土①	細砂	N=10	8	0.35	30	1	18	100.5	5
土②	礫	N=50	50	0.3	42	1	20	334.3	25
	青ポリ管	-	714.2	0.46	-	-	9.4	-	

備考) 土の物性値は、トンネル標準示方書[開削工法編] 土木学会参考

Sv:せん断弾性波速度は、水道施設耐震工法指針の算出式に基づきN値より算出

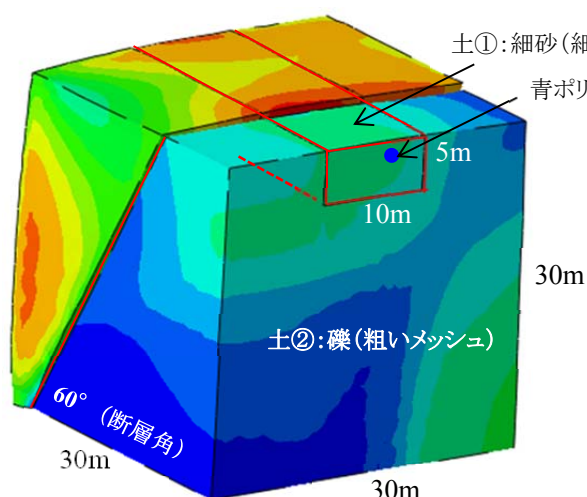


図-1.3 変位後の解析モデル
(30m 立方体)

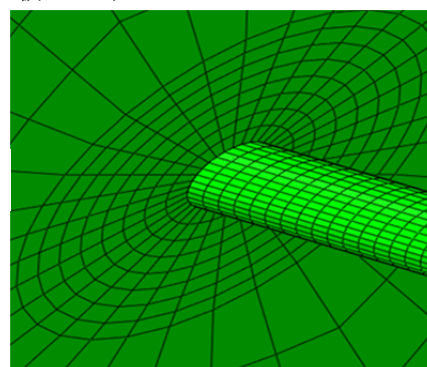


図-1.4 断層境界と管
(右側の土：非表示)

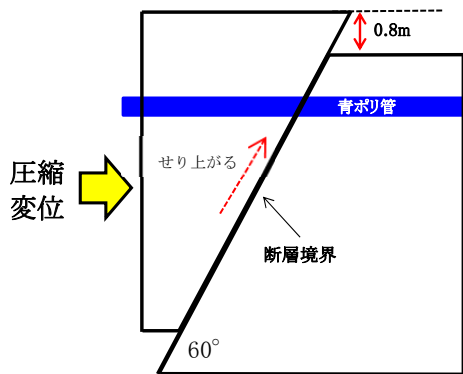


図-1.5 断層変位後（側面図）

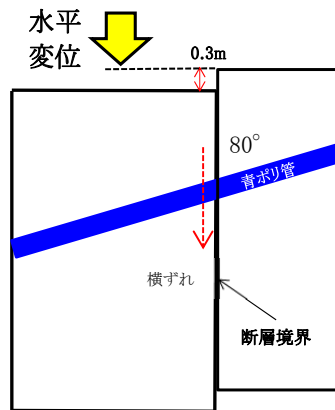


図-1.6 断層変位後（平面図）

b) 解析結果

解析と現場調査における管路の変形状況およびひずみを比較し、表-1.6に示す。また、変位後の管路の変形状態を図-1.7に示す。結果より、管路の変形状態および管路の変形幅は解析と現場で概ね一致する傾向を示す結果を得た。解析により発生した最大ひずみは2.6%と、現地調査で想定した値よりやや小さくなった。解析では断層変位に伴い青ポリ管の周辺土が塑性変形していく、つまり管と地盤との境界が滑っている様子が確認できた。このことが一因となり青ポリ管に発生するひずみが、想定するひずみより十分に小さくなったと考える。ここで、図-1.8～図-1.9では配管埋設深さにおける土の塑性変形の面的な広がりを平面図で示す。赤くなった部分が砂の塑性変形した状態を示す。断層の変形が進むに従い、管周の塑性変形が進み、管と地盤との境界で滑りが生じていることがわかる。管と地盤との滑りは、土の粘着力を大きくすると、発生しにくくなり、管体ひずみが大きくなる結果を別途得ている。一般的な現場では、青ポリ管の周囲10cmは管体防護の観点から粒径の小さな砂で埋戻しが行われており、今回の解析における粘着力は妥当であると考えられる。

本結果より、青ポリ管の柔軟性と管と地盤との滑りによって、80cmの断層変位を受けた場合でも通水機能が継続できたと考える。

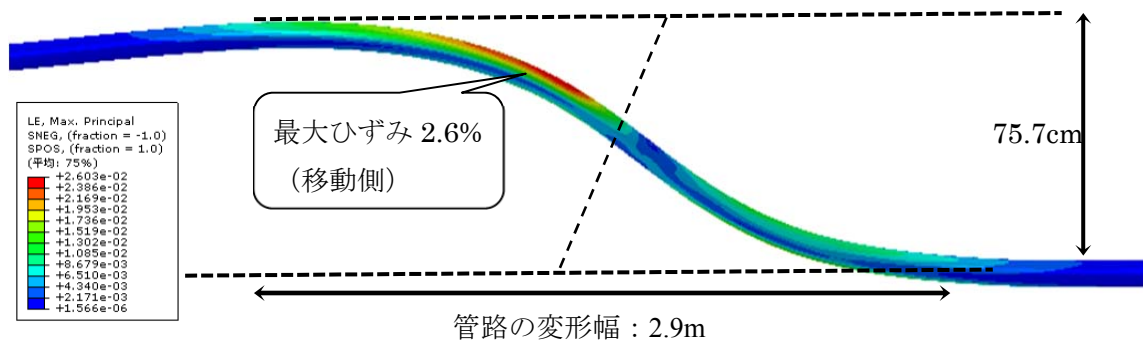


図-1.7 管路の変形状態

表-1.6 解析結果と現地調査の比較

	管体変位		管体ひずみ	管路変形幅
	鉛直方向	水平方向		
解析	75.7cm	30.7	2.60%	2.9m
現地調査	70cm	30cm	3.20%	3.0m

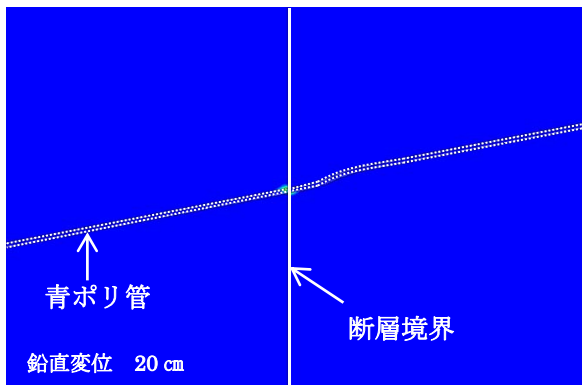


図-1.8 土の変形状態 (鉛直変位 20cm)

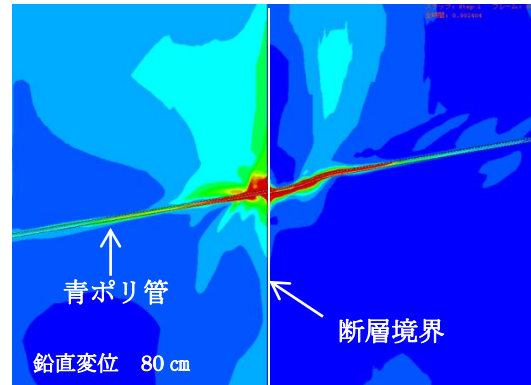


図-1.9 土の変形状態 (鉛直変位 70cm)
(赤：土の塑性変形)

1.6. 本論文の構成

本論文は青ポリ管の水道管路システムとしての耐震性評価を完了することを目的として構成を行う。

第 1 章では、研究の背景および目的述べる。また、過去の地震被害調査結果を分析し、管路被害の原因とそのメカニズムについて言及することで、管路システム全体の耐震性評価を行うことの意義を確認する。

第 2 章では、青ポリ管の基本的な物性ならびに耐震性能に関する各種試験結果について示す。地震動に対する評価は、管体の繰り返し伸縮試験によって行うことができるため、その結果について考察を行う。

第 3 章では、埋設管路の耐震設計法について概論を述べ、管と地盤との滑りのメカニズム、および滑りの判定に不可欠となる限界せん断応力に関する既存の研究について整理を行う。また、現行の青ポリ管の耐震性評価に関する課題について述べる。

第 4 章からは耐震性評価に関する基礎的な実験データを示す。青ポリ管の限界せん断応力については、裸管および融着継手、給水分岐が設置される一般的な配管を想定した結果について報告を行う。さらに実験結果に対して理論式を用いた考察を加え、実管路に相応しい青ポリ管の限界せん断応力を提案する。

第 5 章では、前章で得た限界せん断応力に基づき、各種地盤モデル、想定地震動における管と地盤との滑りの判定を行う。滑りが発生する場合には相対変位量を算出し、地震時における管と地盤との挙動について把握する。

第 6 章、第 7 章では、前章までに明らかとなった管と地盤との滑り量に基づき、90° 曲管および T 字管、サドル付分水栓、給水管などの管体から突起した部位への応力集中を定量化し、管路システム全体での耐震性評価を行う。

最後の第 8 章では本研究で得た成果および今後の課題について述べる。また、付録として青ポリ管の耐震計算事例集を紹介し、本研究で得た基礎的な実験データに基づき管路システム全体の耐震性評価結果を示す。

第1章の参考文献

- 1) 厚生労働省健康局：新水道ビジョン， pp.8-pp.10， 2013.
- 2) 厚生労働省ホームページ：水道施設の耐震化の推進（2017年9月28日閲覧）
<http://www.mhlw.go.jp/stf/seisakunitsuite/bunya/topics/bukyoku/kenkou/suido/taishin/index.html>
- 3) 厚生労働省健康局：水道ビジョン 参考文献， pp.51， 2004.
- 4) 配水用ポリエチレンパイプシステム協会：水道配水用ポリエチレン管の耐震性能に関する技術資料， 2016.
- 5) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 I 総論， pp.257-pp.272， 2009.
- 6) 小池武：埋設パイプラインの地震時ひずみ評価， 土木学会論文報告集， No. 331， pp.13-pp.24， 1983.
- 7) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針， pp.77-pp.85， 2013.
- 8) 厚生労働省健康局水道課：東日本大震災水道施設被害状況調査報告書（平成23年度災害査定資料整理版）， 2012.
- 9) 熊本地震水道施設被害等現地調査団：平成28年（2016年）熊本地震水道施設被害等現地調査団報告書， 2017.
- 10) 配水用ポリエチレンパイプシステム協会：水道配水用ポリエチレン管の耐震設計の手引き， 2018.
- 11) 日本水道協会：2011年東日本大震災における管本体と管路附属設備の被害調査報告書， pp.109-pp.126， 2012.
- 12) 給水工事技術振興財団：東日本大震災給水装置被害状況調査報告書， 2016.
- 13) 大室秀樹ら：熊本地震における水道配水用ポリエチレン管の調査報告， 第65回全国水道会議（水道研究発表会）講演集， pp.844-pp.845， 2016.
- 14) 酒井洋ら：長野県神城断層地震における水道配水用ポリエチレン管の調査報告， 第64回全国水道会議（水道研究発表会）講演集， pp.360-pp.361， 2015.
- 15) 西川源太郎ら：長野県神城断層において断層下に埋設された水道配水用ポリエチレン管の挙動に関する研究， 第35回日本自然災害学会学術講演会， pp.21.-pp.22， 2016.
- 16) 大塚勉：長野県神城断層地震（2014年11月28日， M6.7）緊急調査報告， pp.6， 2014.

第2章

水道配水用ポリエチレン管の性能特性

2章 水道配水用ポリエチレン管の性能特性

2.1. 材質, 分類

ポリエチレン (PE) は、プラスチック(合成樹脂)の一種であり、石油由来のエチレンを重合という反応操作によって次々と結合して高分子化したものである。構造を図-2.1に示す。プラスチックは熱に対する挙動の違いから、熱可塑性樹脂と熱硬化性樹脂に大別されるが、ポリエチレンは、加熱すると軟化・変形するが、冷却すると元の硬い状態に戻る熱可塑性樹脂に分類される。また、ポリエチレンは密度によって、低密度ポリエチレン (LDPE: Low Density Polyethylene)、中密度ポリエチレン (MDPE: Middle Density Polyethylene)、高密度ポリエチレン (HDPE: High Density Polyethylene) に分類される。

ここで、代表的な分類を表-2.1に示す。水道配水用ポリエチレン管(青ポリ管)は、高密度ポリエチレン樹脂材料を主原料とし、添加材に酸化防止剤や顔料を加え、成型された管材料である。一般に密度が大きくなると剛性が大きくなり、耐圧強度に優れる。現在使用されている高密度ポリエチレン樹脂は、長期静水圧強度(50年クリープ強度)で分類されたポリエチレンの材料分類(ISO 9080)においてPE100という長期静水圧強度に優れた材料で構成されたものである。また、ガス導管として広く使用されたポリエチレン管は、中密度のPE80というグレードの樹脂を使用した管材料である。

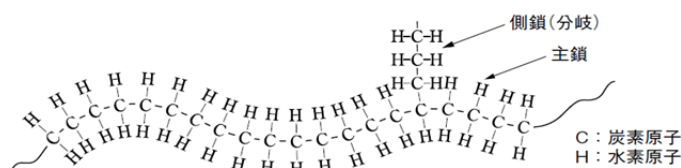



図-2.1 ポリエチレンの分子構造¹⁾

表-2.1 ポリエチレンの代表分類

分類	低密度ポリエチレン管 ²⁾	中密度ポリエチレン管	高密度ポリエチレン管
用途	 給水用途	 ガス用途	 配水用途
密度	910~929kg/m ³	930~941kg/m ³	942~kg/m ³
50年クリープ強度	PE50 (1種2層管)	PE80	PE100
引張弾性率	196MPa以上	590-620MPa	900-1100MPa
引張降伏強さ	9.2MPa以上	17.7MPa以上	20MPa以上

2.2. 基本物性

表-2.2 では高密度ポリエチレン（PE100）の基本物性について示す。

表-2.2 基本物性

試験名	試験方法	単位	物性値
比重	JIS K 7112	kg/m ³	942~953
引張降伏応力	JIS K 7161	MPa	20 以上
破断点伸び		%	350 以上
引張弾性率		MPa	900~1100
ポアソン比		-	0.46
曲げ強さ		MPa	24~25
曲げ弾性率		MPa	1000~1200
シャルピー衝撃強度	JIS K 7111	KJ/m ²	16~18
線膨張係数	JIS K 7197	10 ⁻⁵ /°C	11~13
融点	JIS K 7123	°C	128~132
軟化温度	JIS K 7206	°C	125~127
脆化温度	JIS K 7216	°C	-70 以下

2.3. 構造

青ポリ管は、電熱線が埋め込まれた EF 継手を用いた融着接合によって、管と継手を完全に一体化する。融着方法は、継手内部の電熱線にコントローラーを用いて電気を流し、発熱させる（写真-2.1）。ポリエチレン樹脂の融点は約 130°C であるが、継手と管の界面温度を 210°C まで上昇させることで、継手内面と管外面を完全に溶かし、その後冷却により固化させることで一体化し、強い接合強度有する管路を形成する。図-2.2 では融着継手の断面図を一部半割れにし、内部の構造を示したものである。正確に融着が行われている場合、融着中に樹脂が溶けることで界面圧力が上昇し、図中に示すインジケータが融着中に隆起する。このことで施工者は正確な融着が完了したことを施工後に目視で確認でき、施工管理指標の一つとなる。



写真-2.1 融着接合状況

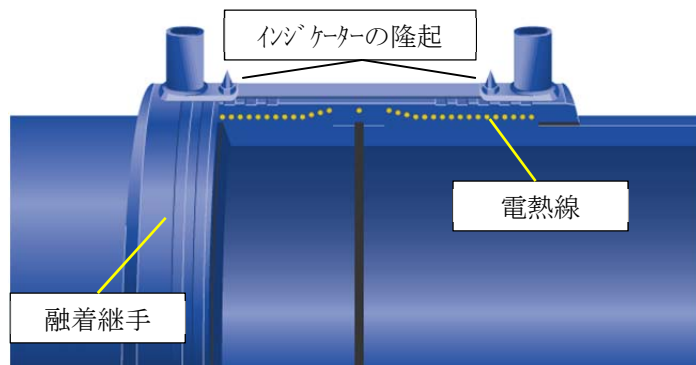


図-2.2 融着継手の断面図

2.4. 材料性能に関する試験

2.4.1. 引張試験による性能評価³⁾

青ポリ管の性能を規定する指標の一つである引張試験による応力-ひずみ曲線を図-2.4に示す。ここでは呼び径 75, 長さ 1.5m における実管での結果を代表として示す。一般に青ポリ管のような粘弾性樹脂は弾性域と塑性域が明瞭に区分できないことや、引張速度依存性があることが知られている。図-2.3 によると青ポリ管の降伏ひずみは、概ね 7.8%~11% の範囲であると考えられる。引張速度が速くなると最大降伏点がやや小さくなる傾向にあるが、レベル 2 地震動の速度応答スペクトルである 100cm/s(100Kine)においても、7.8%であり、青ポリ管の引張降伏点ひずみは約 8%であるとするのが妥当である。

管体発生ひずみは 2~3%付近までは直線的に増加するが、それを越える辺りから増加が小さくなり、降伏点をピークに微減に転じる。降伏点を越えてさらに引っ張ると、管体が急にネッキングする現象が見られる。ネッキングの開始ひずみは 15%程度となっており、引張降伏点ひずみを過ぎるとひずみが管体の 1箇所集中することが確認できた。

また、管体が完全に破断するまで試験を行うと、引張破断伸びは 600%程度となる結果を得ている。

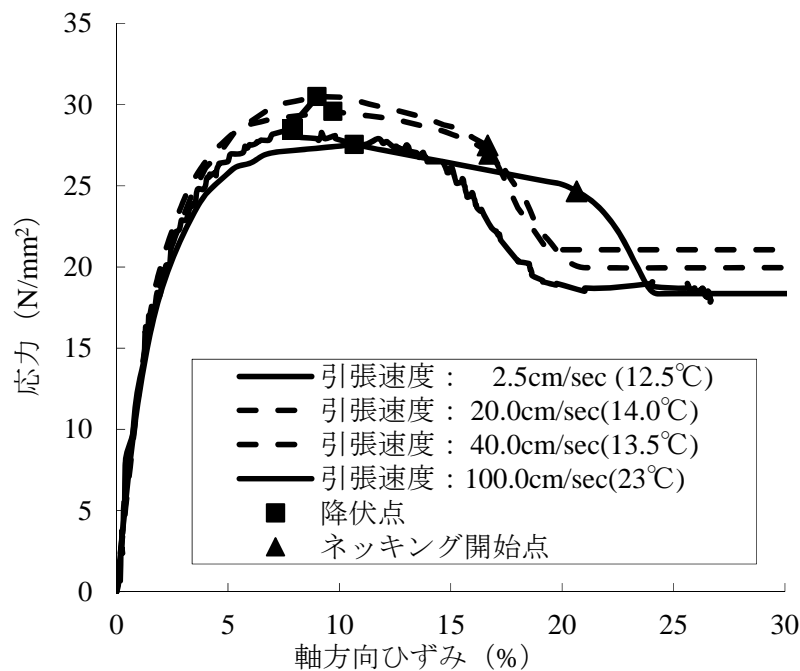


図-2.3 引張試験による応力-ひずみ曲線³⁾

2.5. 耐震性能に関する試験

2.5.1. 地震動に対する許容ひずみ 3%の設定根拠³⁾

1998年に日本水道協会が発行した「水道配水用ポリエチレン管・継手に関する調査報告書」によるとレベル2地震動に対する許容ひずみは3%であることが示されている³⁾。これは、図-2.4に示す実管（呼び径75，長さ1.5m）を用いた管軸方向の繰り返し伸縮試験（管軸方向ひずみ $\pm 3\%$ ，加振周期1Hz，加振回数50回）において，管体のネッキングや破断などの異常が無かったためである。地震動に対する許容ひずみ3%は，青ポリ管の引張試験や圧縮試験から得た降伏点ひずみ8%に対して，安全率が2以上見込めるとされている。

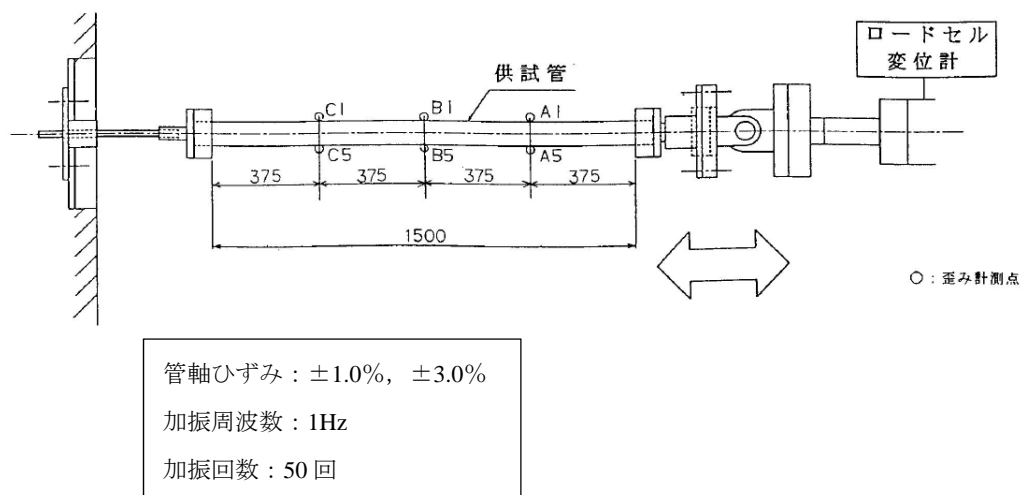


図-2.4 繰り返し伸縮試験の概要³⁾

2.5.2. 繰り返し伸縮試験

(1) 試験条件

青ポリ管の地震動に対する許容ひずみは，3%であると設定されているが，青ポリ管の繰り返し伸縮については，1998年の「水道配水用ポリエチレン管・継手に関する調査報告書」だけであり，3%以上の繰り返し伸縮試験はこれまで行われていない。そこで，より高い材料性能を確認するために，配水用ポリエチレンパイプシステム協会が発行する「水道配水用ポリエチレン管の耐震設計の手引き」では，3%を上回るひずみ領域での繰り返し伸縮試験（ $\pm 3\%$ ， $\pm 4.5\%$ ， $\pm 6\%$ ， $\pm 8\%$ ）が実施されており，繰り返し伸縮の限界性能を把握することができる⁴⁾。

ここでの繰り返し回数は，1Hzで30回とした。高圧ガス導管耐震設計指針によると，これまで発生した観測地震波から最大ひずみの等価繰り返し回数が算定されており，繰り返し回数は，内陸型地震で2.9回（最大で11.2回），海溝型地震で5.6回（最大で5.45回）と設定されている⁵⁾。よって，30回はおおよそ3倍程度の繰り返し回数であることに留意が

必要である。また、ひずみレベル±8%に関しては、破壊までのメカニズムを把握するために繰り返し回数を50回とさらに増加させている。各繰り返し伸縮試験後には、引張試験を行い、部材の材料強度に変化が無いか確認している。

(2) 試験結果

各ひずみレベルにおける繰り返し試験の結果を、図-2.5～図-2.8に示す。試験結果は、横軸にひずみ、縦軸に応力を示し、各サイクルの履歴曲線として表す。

結果は、6%の繰り返し伸縮試験までは管体に目視で確認できる座屈等の異常および、急激な応力変化は無かった。また、試験後の引張試験においても物性の低下は確認されなかった。一方で、管体に設置したひずみゲージの値は、4.5%までは軸方向にほぼ均一であったが、6%伸縮の場合は部分的にひずみが減衰するなど軸方向に均一な応力が負荷されない状態が確認された。さらに伸縮量を大きくした8%の繰り返し伸縮試験によると、管体が局所的に23℃から116℃まで(温度上昇93℃)発熱し、管体が約40回加振させた際に円周方向に破断する結果となった。このことから繰り返し伸縮の限界は、目視での管体異常や試験後の引張試験結果に問題はなかったものの、一部でひずみが減衰するなどの異常も見られた6%から、管体が局所的に発熱し、実際に破断した8%の範囲にあると考えられる。

よって、現行の許容ひずみ3%は、繰り返し伸縮試験の限界値6%～8%に対しては少なくとも安全率2以上を有するレベルであることが確認された。

また、繰り返し伸縮試験後の残留ひずみは、3%伸縮で残留ひずみ0.5%程度、4.5%伸縮で残留ひずみ1%程度、6%伸縮で残留ひずみ2%弱となることが確認された。これは、繰り返し伸縮に伴い材料の塑性化が生じているためと推測されるが、繰り返し伸縮後の試験体に対する引張試験結果では新管(繰り返し伸縮無し)との物性に差異が無いことから(表-2.3)、管路としての性能に問題が無いと判断されている。

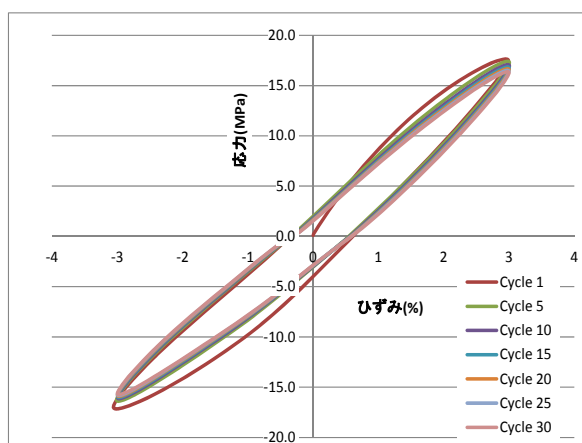


図-2.5 履歴曲線 (±3%×30回)

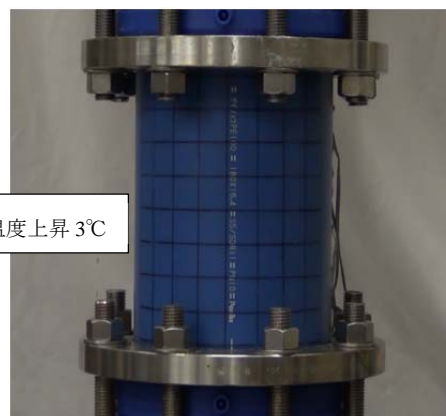


写真-2.2 試験後の供試体

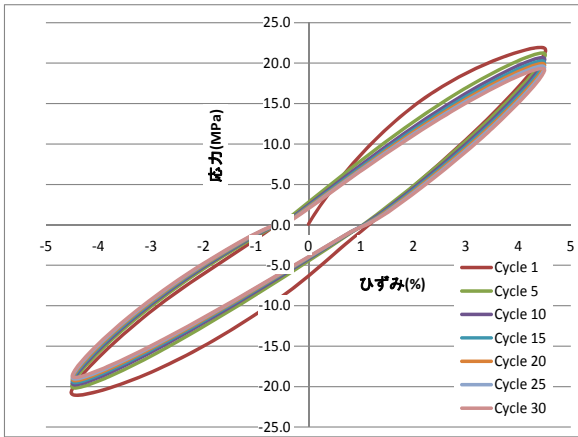


図-2.6 履歴曲線 (±4.5%×30回)

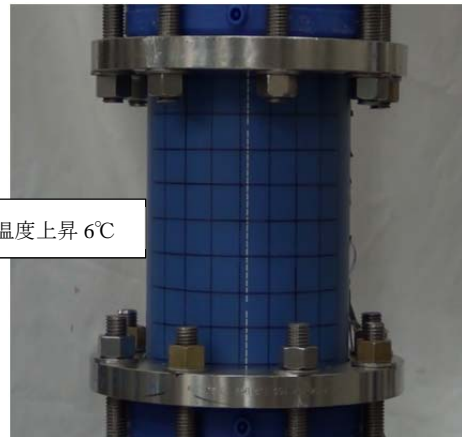


写真-2.3 試験後の供試体

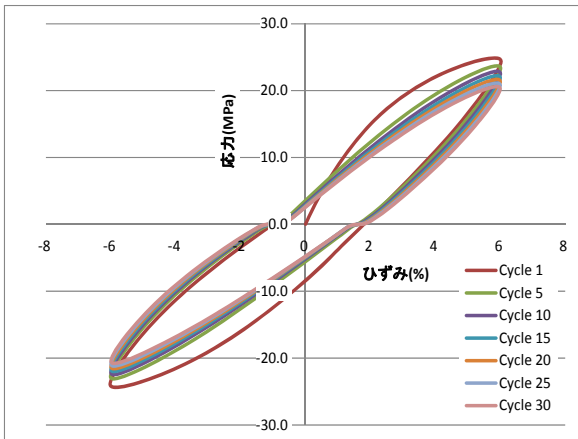


図-2.7 履歴曲線 (±6%×30回)

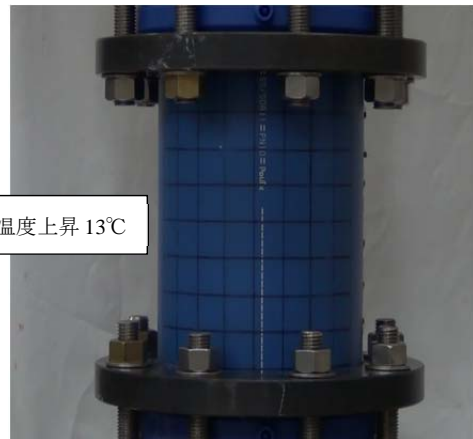


写真-2.4 試験後の供試体

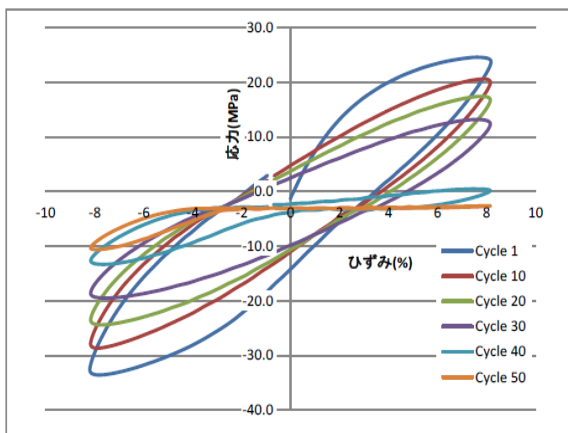


図-2.8 履歴曲線 (±8% 50回)

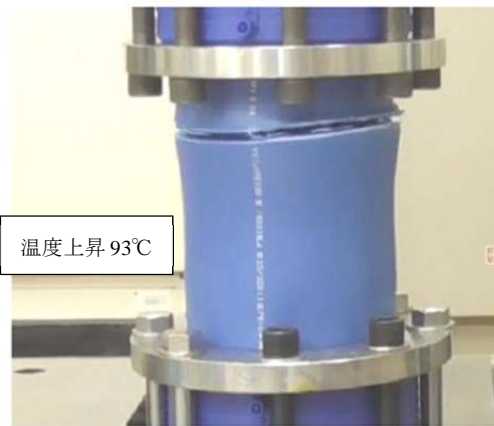


写真-2.5 試験後の供試体

表-2.3 繰り返し伸縮試験後の引張試験結果

	結果		判定
	引張降伏強さ (MPa)	引張破断伸び (%)	
0 (加振なし)	23.7	760	-
±3%	23.8	757	○
±4.5%	23.8	747	○
±6.0%	23.6	742	○
±8.0%	-	-	-

備考) n=4 平均値を示す

判定：JWWA の規格値を満足すること

(降伏応力 20MPa 以上・引張破断伸び 350%以上)

2章参考文献

- 1) 積水化学工業(株)：水道耐震型高性能ポリエチレン管 技術資料, 2017.
- 2) 日本ポリエチレンパイプシステム協会ホームページ：水道用ポリエチレン 2 層管技術資料 (2017 年 9 月 7 日閲覧)
<http://www.jppe.org/about/index.html#index01>
- 3) 日本水道協会：水道配水用ポリエチレン管・継手に関する調査報告書, pp.26-pp.59, 1998.
- 4) 配水用ポリエチレンパイプシステム協会：水道配水用ポリエチレン管の耐震設計の手引き, 2018.
- 5) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針, pp.296-301, 2013.

第3章

地中埋設管路の耐震設計法

3章 地中埋設管路の耐震設計法

3.1. 地中埋設管路の耐震設計

埋設管路の地震時挙動は、一般に断面外周と比較して管の軸方向が長く、かつ、見かけの単位体積重量も周辺地盤と比較して軽いことから、地震時に独自の振動をすることなく、周辺地盤の動きに支配されるものと考えられる。そのため、一般的には地盤の応答特性を反映させた静的解析法の一つである応答変位法が用いられている。

地震波に関しては、水道施設耐震工法指針・解説と高圧ガス導管耐震設計指針では考え方が異なる。水道施設耐震工法指針では、管路に対して 45° で入射する横波 SH 波が、管軸方向に正弦波をなして伝搬すると考えられている (図-3.1)。入射した地震波は、管軸方向と管軸直角方向に分解され、それぞれに起因する軸ひずみと曲げひずみを合成することで管体ひずみを算出することで評価を行うが、曲げひずみは軸ひずみに対して極めて小さくなるため、基本的には管軸方向の管体ひずみによって耐震性能を評価することになる。

一方、高圧ガス導管耐震設計指針では、表面波が表層地盤を水平方向に伝搬することから、管体に 0° で入射する表面波 (Rayleigh 波) を地震波と想定し、評価している。

本研究では、対象が水道管路であるため基本的な耐震計算の考え方については、水道施設耐震工法指針に準じることとした。一方、管路システム全体の評価を行うために、高圧ガス導管耐震設計指針を参考に、管と地盤との境界で発生する滑りの概念を取り入れ、滑りに伴う相対変位が異形管および給水装置に与える影響評価を行う。

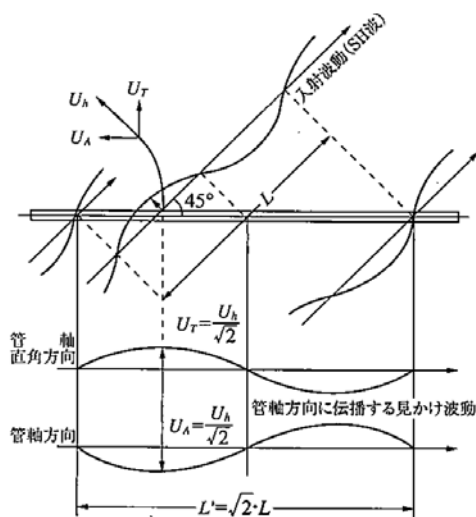


図-3.1 管軸方向地盤振幅図¹⁾

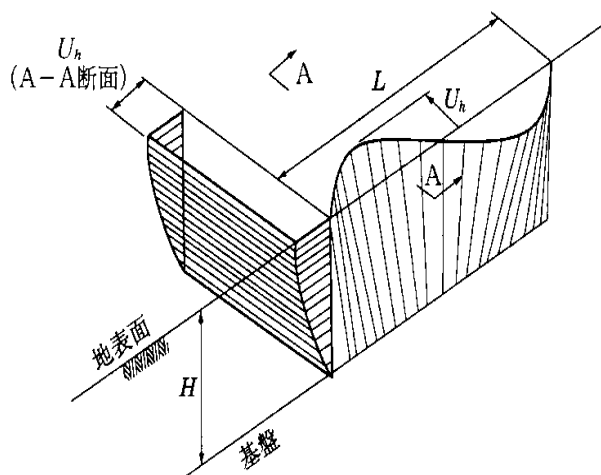

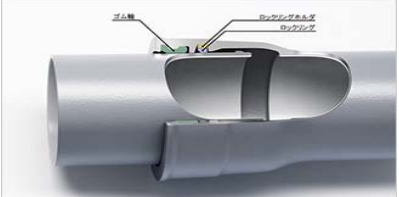


図-3.2 想定する地震波²⁾

3.2. 管路構造と地震時挙動

管路構造は、溶接鋼管や青ポリ管のように管と継手が一体化することで接合され、地震時の地盤変位を管体の伸縮で対応する一体構造管路と、ダクタイル鋳鉄管に代表される継手部に伸縮代を有することで、地盤変位を継手で吸収する継手構造管路に大別される。耐震性能を照査する方法は、一体構造管路の場合、地震時に管体に発生する最大ひずみと管体の許容ひずみの比較によってなされる。一方、継手構造管路では、地震時に継手部に生じる最大伸縮量と継手の設計伸縮量の比較によって照査される。

表-3.1 管路構造

項目	一体構造管路	継手構造管路
代表管種	鋼管(溶接) 青ポリ管(融着式)	ダクタイル鋳鉄管(離脱防止付)
継手部	 写真-3.1 青ポリ管の融着接合部 ³⁾	 写真-3.2 ダクタイル鋳鉄管の接合部 ⁴⁾
地震時挙動	管路全体の伸びで地盤変位に追従	継手部の伸縮で地盤変位に追従
設計法	地震による管体ひずみ ≤ 管体の許容ひずみ	地震による継手伸縮量 ≤ 継手設計伸縮量

3.3. 水道管路に求められる耐震性能

水道施設に求められる耐震性能は、対象施設の重要度および地震動レベルに応じて3段階の設定がなされている。埋設管路に関しては、表-3.2で示すように地震動レベルごとに2段階の耐震性能が規定され、レベル2地震動においては漏水しないことが評価のポイントとなる。

表-3.2 耐震性能に対する各部材の限界性能¹⁾

部材		耐震性能1 レベル1地震動	耐震性能2 レベル2地震動
一体構造管路		力学的特性が弾性域を超えない限界状態	部分的に塑性化しても漏水が発生しない限界状態
継手構造 管路	管体	力学的特性が弾性域を超えない限界状態	力学的特性が弾性域を超えない限界状態
	継手部	継手から漏水が発生しない限界状態	継手から漏水が発生しない限界状態

3.4. 一体構造管路の耐震設計法

一体構造管路の耐震計算は，地盤ひずみが地盤ばねを介して管体に伝達され，地震時に管体に生じる最大ひずみと管体の許容ひずみとの比較によって評価がなされる．地盤ひずみが管体に伝達する際には，管と地盤との境界で滑りが発生するか否かが，重要なポイントとなる．ここでは滑りのメカニズムについて説明を行う．

3.4.1. 滑り発生の条件

小池⁵⁾によると，地震時に管と地盤との境界で滑りが発生する場合には，管体に発生するひずみは低減されるが，滑った分が90°曲管やT字管などの異形管部や給水分岐部に応力集中し，破壊の原因となることを指摘している．第1章でも述べたように，仕切弁や空気弁などの付属設備，サドル付分水栓を含む給水装置に被害が集中することも，この滑りのメカニズムが影響していると推測される．

滑り発生の判定は，地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G と地盤の拘束力である限界せん断応力 τ_{cr} との比較によりなされる．即ち， $\tau_G > \tau_{cr}$ であれば地盤と管との間に滑りが発生することになるが， $\tau_G < \tau_{cr}$ であれば滑らない判定となる．

図-3.3では，地震時の地盤ひずみと管ひずみの関係図を示す．地盤変位 u_G が作用した場合，管体変位 u_p が生じる．地盤変位に管体変位が追従できなければ，その差分($u_G - u_p$)が管と地盤との相対変位 Δ として現れる．滑り発生のポイントは， τ_{cr} が一定の場合，図-3.4中の式(1)で示される τ_G の大きさに起因する． τ_G は，同一の地盤，同一地震動の場合，管体の剛性($E \times t$)が支配的な要素となる．一般的な水道管路として使用されるダクタイル鋳鉄管や鋼管などの金属管と青ポリ管などの樹脂管では，弾性係数が160~200倍程度異なるため，金属管では滑りが発生しやすく，樹脂管では滑りにくくなることが想定される．

次に，地震時に管表面に作用する管軸方向せん断応力分布を図-3.4に示す． τ_G の分布は，管軸方向 x に正弦波をなして伝搬する． τ_G は，限界せん断応力 τ_{cr} を上限とし，それ以上は増加せず， τ_G が τ_{cr} を上回る領域では，管と地盤との境界で滑り(相対変位)が発生することになる．この相対変位は，1/4波長の位置で最大値となる．

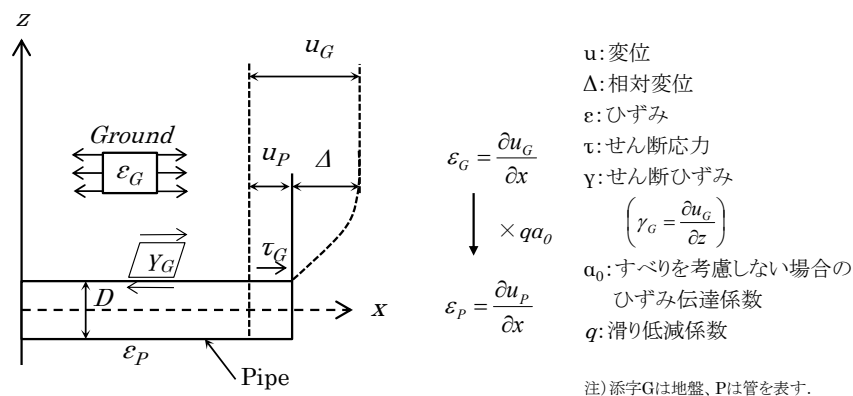


図-3.3 管ひずみと地盤ひずみ⁵⁾

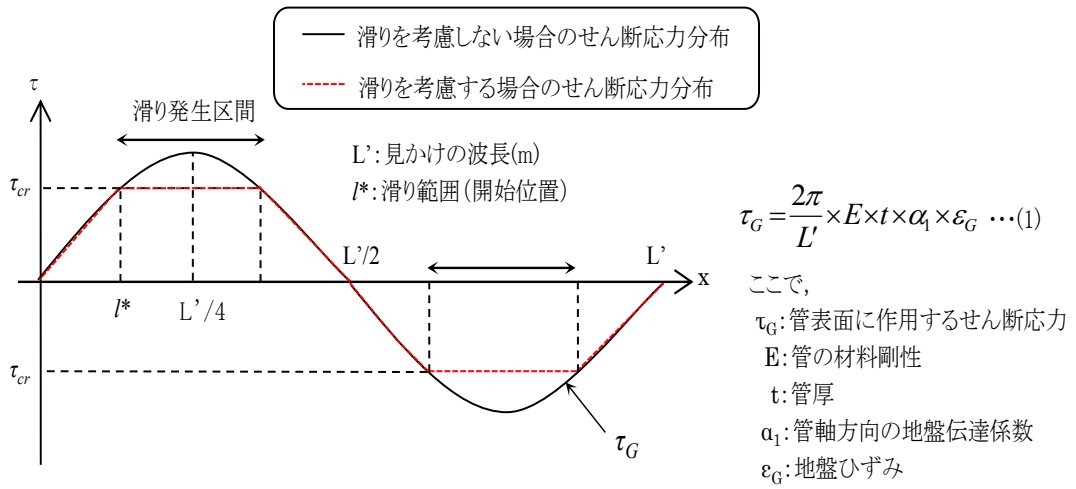


図-3.4 管軸方向のせん断応力分布と滑り範囲

滑り発生の有無と地震時挙動

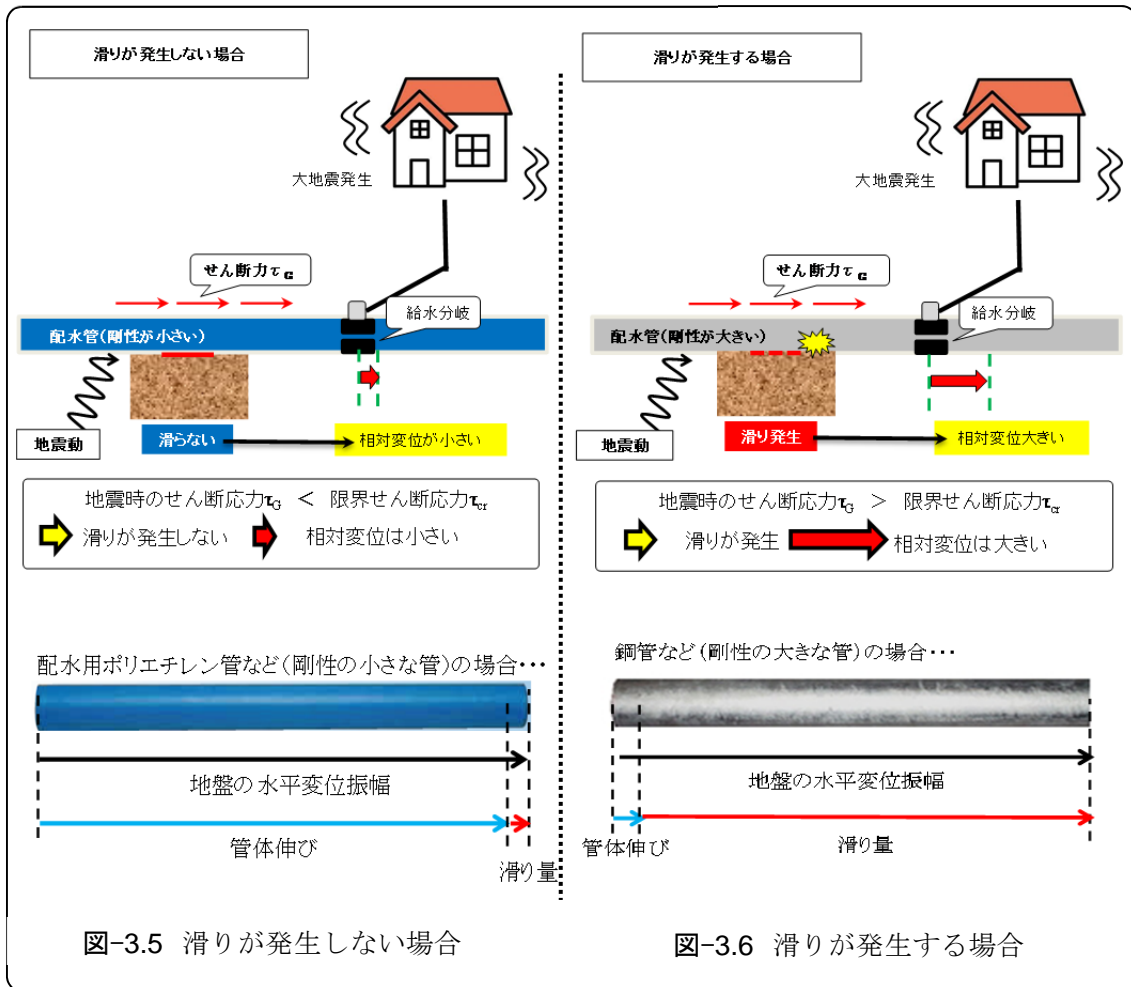


図-3.5 滑りが発生しない場合

図-3.6 滑りが発生する場合

3.4.2. 限界せん断応力について既往の研究

本項では、滑りの判定において重要な因子である限界せん断応力に関する既往の研究について報告する。

(1) 高圧ガス導管耐震設計指針に示された限界せん断応力(付属部の無い直管)⁶⁾

高圧ガス導管耐震設計指針によると、限界せん断応力 τ_{cr} は、図-3.7 で示す完全弾塑性型として提案されている。つまり、管表面に作用するせん断応力 τ_G が限界値 τ_{cr} を超えるとそれ以上は増加しない。 τ_{cr} は、過去の実規模埋設実験(表-3.3)で突起部の無い(裸管)ポリエチレンライニング鋼管を対象に測定を行い、土被り 1.8m において概ね $10\text{kN/m}^2 \sim 20\text{kN/m}^2$ の範囲にあることが示されている。これらの結果から、高圧ガス導管耐震設計指針では、限界せん断応力 τ_{cr} および地盤ばね係数 k_1 を次の通り、提案している。

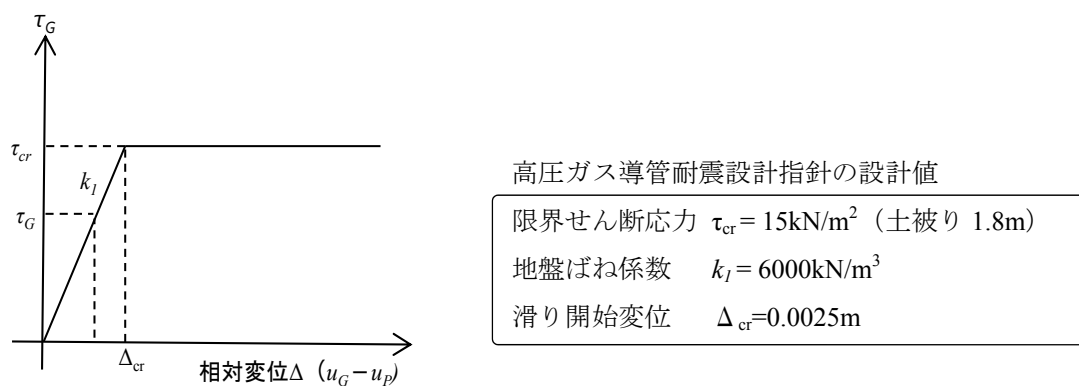


図-3.7 せん断応力と相対変位の関係

表-3.3 限界せん断応力に関する実験結果一覧⁶⁾

	データ数等	τ_{cr} の平均値 ^{注1)}
'82 指針の実験	呼び径 150A~600A の 8 ケース ^{注2)}	19kN/m^2
東京ガスの実験	呼び径 150A~300A の 15 ケース	9kN/m^2
ガスパイプライン保安対策調査の実験 ⁴⁾	呼び径 600A の 2 ケース ^{注3)}	14kN/m^2
平均	—	14kN/m^2

注1) '82 指針の実験および東京ガスの実験では、土被りが 1.2m であったため、本表では土被り 1.8m に換算した。

注2) 全部で 86 ケースあるうち、呼び径 100A 以上のポリエチレンライニング鋼管で締固め度が 95% 程度あるものに限定した。

注3) 全部で 7 ケースあるうち、塗覆装の違いによる影響が無いもの(変位速度が低速のもの)に限定した。

また、島村らによると管表面がポリエチレンライニングされた鋼管を対象に限界せん断応力 τ_{cr} の速度依存性、繰り返し载荷の影響に着目した実験を実施している⁷⁾。载荷速度に関しては、速度が 40Kine や 85Kine と速くなるほど限界せん断応力 τ_{cr} が载荷直後に過渡的に大きくなる傾向が示されている。また、限界せん断応力は1回目の载荷時に最も大きく、2回目には管周面土が乱されるため、せん断応力が 40%~50%低下する結果が得られている。

これらの結果を踏まえて、高圧ガス導管耐震設計指針では最も安全側の結果を得るため、低速载荷における初期の限界せん断応力を設計値として採用している。

(2) 中低圧ガス導管耐震設計指針に示された限界せん断応力(付属部を有する直管)⁸⁾

中低圧ガス導管耐震設計指針によると、地震時に本管・支管が管軸方向に動くとき、継手部の張出や分岐部に対する地盤の抵抗力も同時に管軸方向の限界せん断応力として作用するものと考えられている。指針では、これらの継手部や分岐部を有する管における各種埋設実験を行い、継手部や分岐部の抵抗を含めたせん断応力を地盤拘束力(限界せん断応力)として提案している。

継手部や分岐部の要素に対する地盤拘束力は実験結果から計算式が与えられ、実際の配管形態に合わせて計算することが可能であるが、都度計算するにはやや煩雑となるため、標準的な継手間隔、分岐間隔および変位の大きさを考慮して得られた抵抗力の大きさを管軸方向に単位表面積あたりの値に換算し、表-3.4 に示す見かけ上管表面に作用する地盤拘束力として提案している。この時の標準的な継手間隔は 4m、分岐部の間隔は 10m、継手張出部の変位量は平均的に 2cm 程度を見込むとされている。

表-3.4 中低圧ガス導管耐震設計指針に示された限界せん断応力 単位:kN/m²

呼び径	対象管種	継手, 分岐を 考慮せず	分岐のみ考慮	継手, 分岐と も考慮
小口径 (80A 以下)	PLP (ポリエチレンライニング鋼管)	9.8	14.7	19.6
	裸(亜鉛メッキ)管	14.7	19.6	24.5
中口径 (100A 以上)	PLP(溶接)	9.8	14.7	14.7
	鋳鉄管	14.7	19.6	29.4

(3) 水道施設耐震工法指針・解説に示された限界せん断応力

水道施設耐震工法指針・解説（総論・VII 埋設管路の耐震設計法）によると，一体構造管路である鋼管の耐震計算法中に，限界せん断応力 τ_{cr} を 10kN/m^2 と設定することが記載されている．この数値は高圧ガス導管耐震設計指針で示された τ_{cr} に水道分野での一般的な土被りを考慮した値であると考えられる．

一方で，同じ一体構造管路である青ポリ管は，耐震設計法自体が参考扱いであるが，基本的には管と滑りを考慮しないものとして耐震計算がなされている．しかし，青ポリ管の限界せん断応力に関する実験的根拠は無く，いかなる地震においても滑りが発生しないとする妥当性は乏しい．

3.5. 水道配水用ポリエチレン管の耐震設計法

3.5.1. 課題

青ポリ管の耐震設計は，一体構造管路の耐震計算手法に基づき計算を行うことが可能である．一体構造管路の計算においては，水道施設耐震工法指針（1997年版）から管と地盤との境界で発生する滑りの概念がレベル2地震動に限り考慮されている．一方，青ポリ管は滑りが発生しないことと仮定して耐震計算が行われているが，その挙動については明らかとなっていない．また，限界せん断応力に関する実験データについても不足している．

よって，本研究では管と地盤との滑りの挙動を明らかにするためには青ポリ管に適した限界せん断応力を実験的根拠に基づき，設定する必要があると考え，第4章で青ポリ管に相応しい限界せん断応力の提案，第5章で管と地盤との滑りの判定評価を行うこととした．

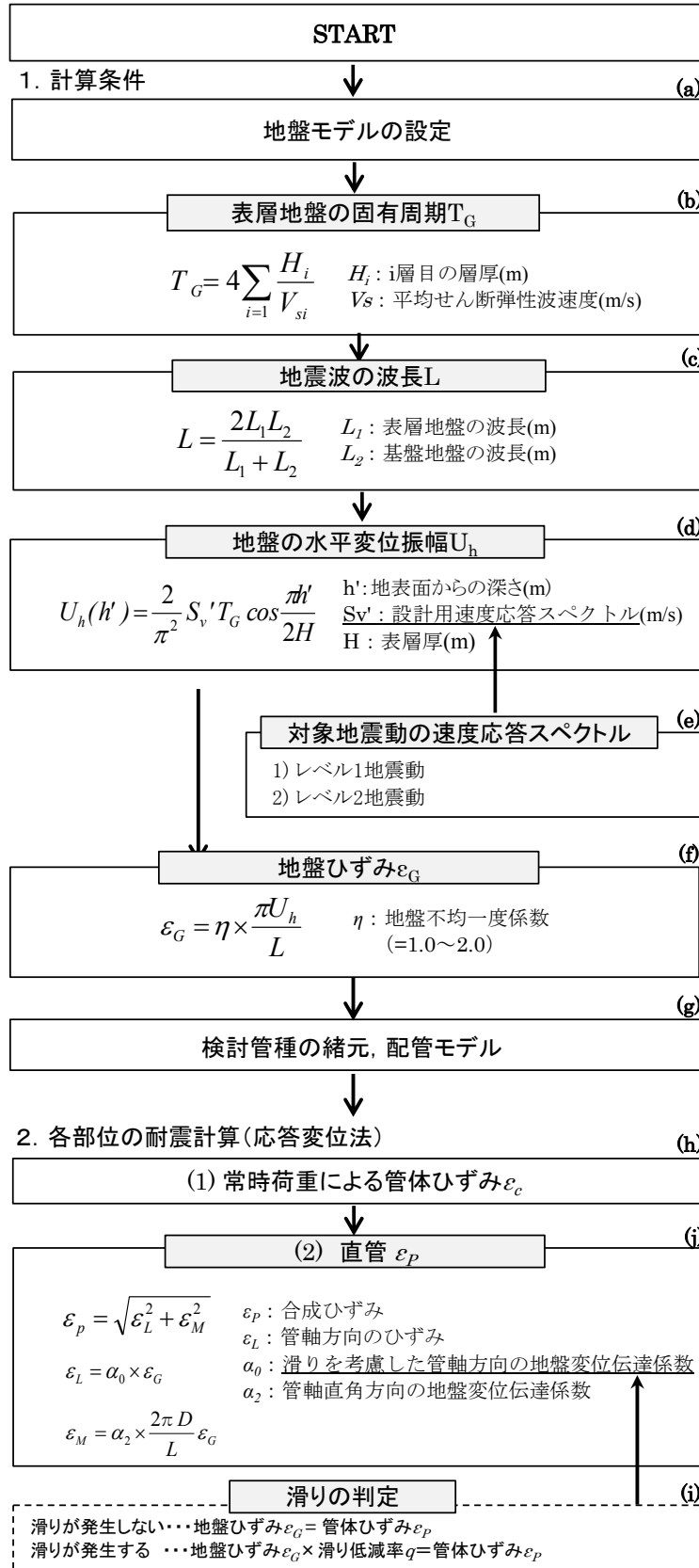
3.5.2. 設計フローチャート

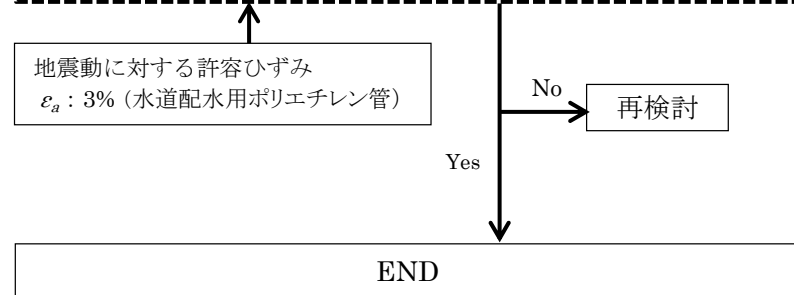
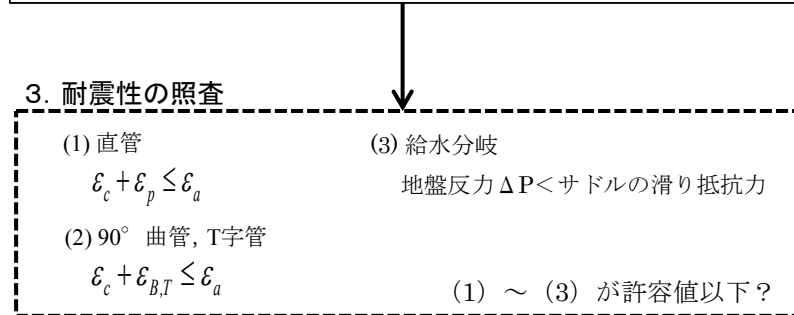
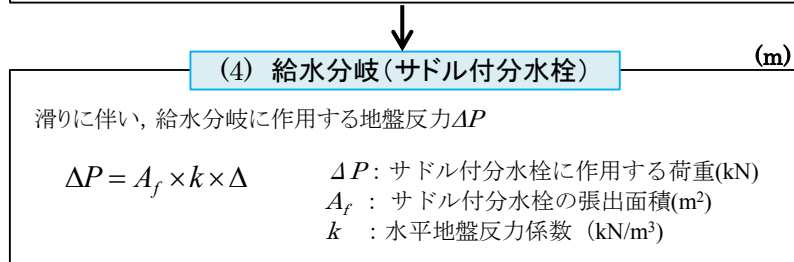
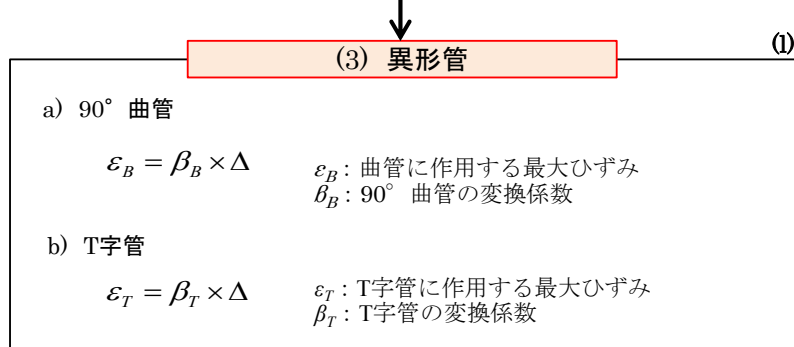
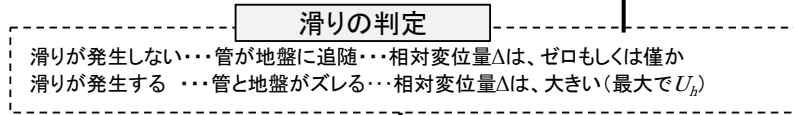
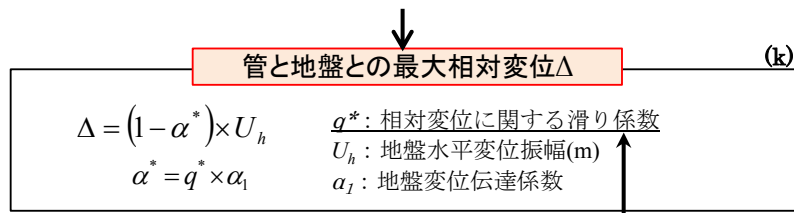
次に，本研究で検討する青ポリ管の耐震設計フローを示す．現行の水道施設耐震工法指針では，主に直管部を対象に耐震計算を行っているが，これまでの地震被害調査によると地震時には，管軸方向から分岐した部位である異形管部や給水分岐，給水管が弱点となることが明らかになっている．よって，青ポリ管に対しては，直管部だけでなく 90° 曲管やT字管などの異形管や給水分岐（サドル付分水栓），給水管を含めた管路システム全体の耐震性能を照査することとする．

評価のポイントは管と地盤との滑り挙動およびその滑りが分岐部に与える影響評価である．これらの計算緒元は，直管の耐震計算までは水道施設耐震工法指針に則り算出し¹⁾，滑り量の算出および異形管，給水分岐の耐震計算は，高圧ガス導管耐震設計指針⁶⁾および本研究の実験結果を参考とした．

計算フローに基づいた青ポリ管の耐震計算結果については，付録の計算事例集において地盤モデル，対象地震動をいくつか設定した計算を行い，管路システム全体の耐震性能を確認することとする．

【水道配水用ポリエチレン管の耐震計算フローチャート】





- : 水道施設耐震工法指針・解説を参考
- : 高圧ガス導管耐震設計指針を参考
- : 埋設実験結果に基づき、検討する項目

3.5.3. 想定する配管モデル

管路モデルは、青ポリ管の一般的な配管を想定し、**図-3.8**に示すモデルとした。一般的な管路を想定した場合には、5m毎に融着継手を用いて接合が行われ、10m毎には給水分岐がなされる。また、T字管や90°曲管等の異形管が存在する。

よって、耐震性能を検証する対象は、直管、異形管（T字管、90°曲管）および給水分岐（サドル付分水栓）とした。

- a) 直管-Case1
- b) 曲管-Case2
- c) T字管-Case3
- d) 給水分岐（サドル付分水栓）-Case4

※いずれも土被りは60cmとする。

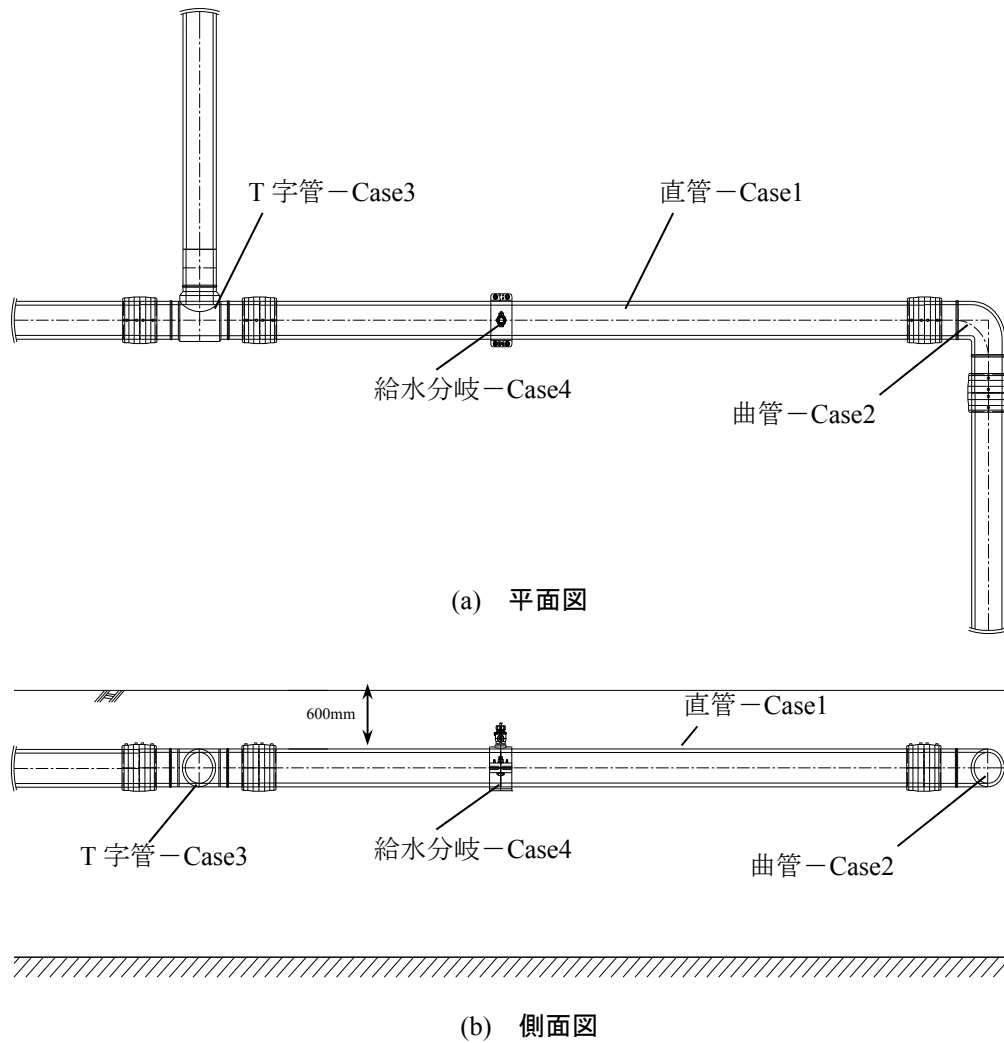


図-3.8 管路モデル

3 章参考文献

- 1) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，I 総論，pp.42-43，pp.257-272，2009.
- 2) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」 pp.345，2009
- 3) 積水化学工業(株)：水道耐震型高性能ポリエチレン管 エスロハイパーJW カタログ，pp.6，2017.
- 4) (株)クボタ HP：進化する耐震継手ダクタイル鉄管について（2017年9月28日閲覧）
<https://www.kubota.co.jp/tekkan/product/genex.html>
- 5) 小池武：埋設パイプラインの地震時ひずみ評価，土木学会論文報告集，No. 331，pp. 13-24，1983.
- 6) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，pp.26-30，pp.159-163，2013.
- 7) 島村一訓，竹之内博之，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ばね特性の研究，土木学会論文集 No.612，I-46，pp.55- pp.66，1999.
- 8) 日本ガス協会：中低圧ガス導管耐震設計指針，pp.19-25，pp.56-63，2004.

第4章

水道配水用ポリエチレン管の限界せん断 応力の設定

4章 水道配水用ポリエチレン管の限界せん断応力 τ_{cr} の設定

4.1 突起部の無い管(裸管)における土槽実験

これまで埋設管の限界せん断応力 τ_{cr} は外面がポリエチレンライニングされた鋼管の実験結果をもとに定められてきた^{1),2)}。しかし青ポリ管の弾性係数は鋼管の約1/200であり、載荷後に管体の伸びが想定される。よって、本項ではこれらの材料剛性の違いが限界せん断応力に与える影響について確認を行った。

4.1.1. 実験概要

(1) 実験土槽, 測定項目

実験は、**図-4.1**に示す鋼製の土槽内(長さ1.6m×幅0.9m×深さ1.2m)に青ポリ管を埋設し、軸方向に複動型油圧ジャッキ(能力:100kN, ストローク:200mm, オックスジャッキ株)で載荷する。載荷時に管体自身の変形による影響を軽減させるため軸心に鋼管を用いて端部のフランジと溶接し、その軸心に載荷を行った。よって、**図-4.1**の変位計②側から管を引き抜く載荷形態となる。載荷位置詳細を**写真-4.1**に示す。

載荷荷重は軸芯端部に設置したロードセル(型名:CLP-50KNB, 株東京測器研究所)で測定し、その値を土槽内の管表面積で除することで管に作用するせん断応力を算出した。管の変位量は変位計①と②(型名:SDP-100C, 株東京測器研究所)によって測定した。また、ひずみゲージを土槽端から40cm毎に**図-4.1**に示す①~④の箇所を設置することで、載荷中に生じる軸ひずみを把握した。

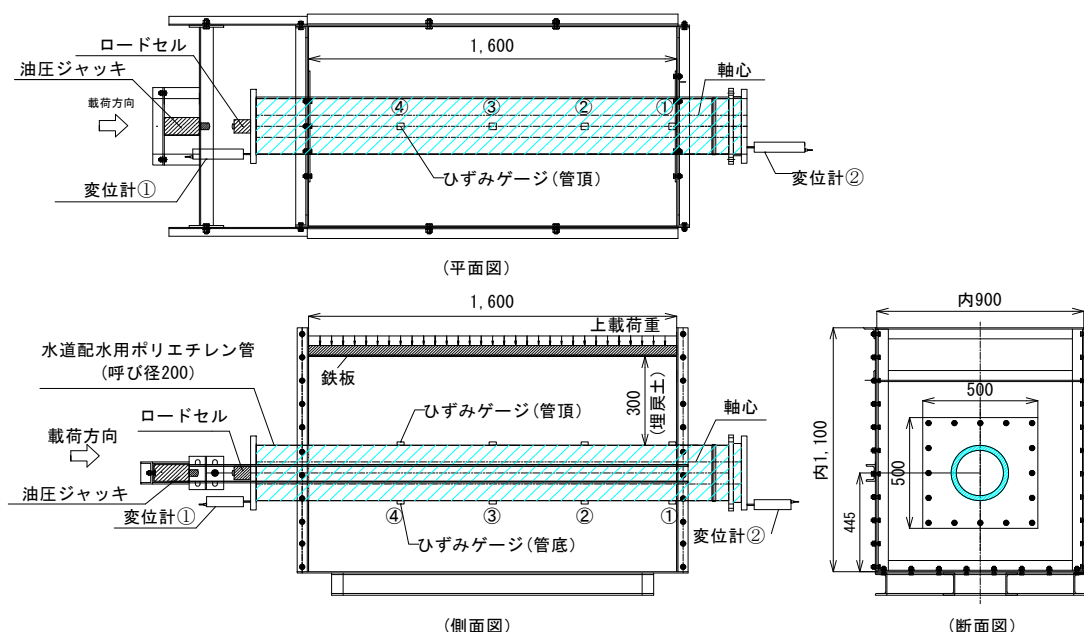


図-4.1 実験土槽

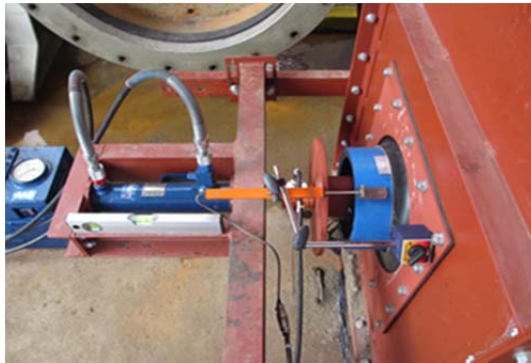


写真-4.1 載荷位置（呼び径 200）



写真-4.2 上載荷重の載荷状況



写真-4.3 管設置状況（呼び径 50）



写真-4.4 載荷板設置

(2) 実験条件

実験は青ポリ管の呼び径 50～呼び径 200（JWWA K 144 及び PTC K 03 規格品）を対象に土被り 30cm, 60cm, 120cm と 3 水準設定した。近年採用されている浅層埋設の最小土被りが 60cm であることを考慮し、滑り易い条件である土被り 60cm を基本とし、30cm と 120cm の土被りについても実験を行い、データの精度を確認する。

載荷条件ごとの平均載荷速度について表-4.1 に示す。載荷速度は最大でも 15.2mm/s である。載荷速度に関しては、島村ら¹⁾の実験で、載荷速度が遅くなると限界せん断応力が小さくなると報告されており、本研究では安全側の結果を得るために静的載荷に近い低速載荷を採用した。

表-4.1 載荷条件，載荷速度一覧 [] 内は，平均載荷速度を示す。

	土被り		
	30cm	60cm	120cm
呼び径 50	● [7.6mm/s]	● [7.3mm/s]	● [6.6mm/s]
呼び径 100	—	● [12.5mm]	—
呼び径 200	● [15.2mm/s]	● [2.0mm/s]	● [13.3mm/s]

埋戻し土は青ポリ管に埋戻しで標準的に使用されている川砂を使用し、30cmの砂層で締固め度90%以上となるようにRI測定器を用いて締固め度を管理した。表-4.2、図-4.2に使用した埋戻し土の土質試験結果を示す。管頂部は土被り30cmを川砂で埋戻し、60cm及び120cmの土被りに関しては、油圧ジャッキによる上載荷重を土槽内に設置した載荷板に面的に負荷することで想定する土被りを再現した(写真-4.2、写真-4.4)。

表-4.2 土質試験結果一覧

試験項目		川砂：京都府福知山市由良川産
含水比 (%)		11.8
土粒子の密度； ρ_s (g/cm ³)		2.687
締固め	試験方法	A-b 法
	最大乾燥密度； ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.720
	最適含水比； w_{opt}	13.8
三軸 (CD)	粘着力； C_d (kNm ²)	1.9 [*]
	せん断抵抗角； ϕ_d (°)	36.0 [*]

※供試体作製条件= $\rho_{dmax} \times$ 締固め度 90% $\times w_n$ (自然含水比)



写真-4.5 試料土状況

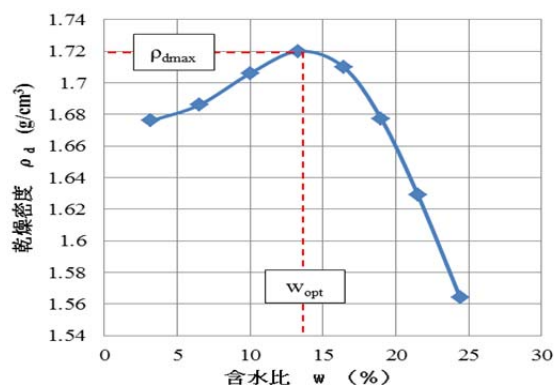


図-4.2 乾燥密度-含水比曲線



写真-4.6 木ダコを用いた締固め



写真-4.7 締固度の測定

4.1.2. 実験結果

(1) 限界せん断応力

せん断応力 τ と変位量 δ の関係と呼び径 50, 呼び径 200 ごとに図-4.3, 図-4.4 に示す. 横軸の変位量 δ は変位計②の測定値を示す. 変位計②は引張側の値であり, 管の軸方向伸びと変位量を合算した値を示す. 図よりせん断応力 τ は, 管と境界面の砂の破壊に伴い滑り出し, 一定のせん断応力値に収束することがわかる.

ここで, 限界せん断応力の算出はバイリニアモデルによって近似を行うこととした. 近似方法は高圧ガス導管耐震設計指針を参考に実験結果を双曲線に近似させ, さらに変位量とせん断応力の積(面積)が同じになる点(図-4.5, 面積①と②が等しくなる点)を変曲点とし, 限界せん断応力と滑り開始変位を求めた²⁾. これらの結果より得られたバイリニア近似に基づく限界せん断応力・滑り開始変位・地盤ばね係数について表-4.3 にまとめる. 限界せん断応力に関しては, 図-4.6 より土被りに応じた比例関係を示すことが確認できた. この傾向は高圧ガス導管耐震工法指針においても示されている²⁾. また, 標準土被り 60cm における裸管の限界せん断応力は, $8.7 \text{ kN/m}^2 \sim 11.2 \text{ kN/m}^2$ (平均 10.4 kN/m^2) となる結果を得た. 実験結果を外挿し, 高圧ガス導管耐震設計指針で示された $\tau_{cr} = 15 \text{ kN/m}^2$ (土被り 1.8m) と比較すると概ね一致し²⁾, 本実験結果の妥当性が確認できた.

これらの結果を踏まえると, 青ポリ管の材料剛性は鋼管の約 1/200 程度であるが, この違いが限界せん断応力に与える影響は無いことがわかった. 一方, 高圧ガス導管耐震設計指針では管軸方向地盤ばね係数が $6,000 \text{ kN/m}^3$ (土被り 1.8m 相当) と示されており, 土被りが異なるため単純な比較はできないが, 青ポリ管の地盤ばね係数(概ね $3,000 \text{ kN/m}^3$) は約半分程度になる結果を得た.

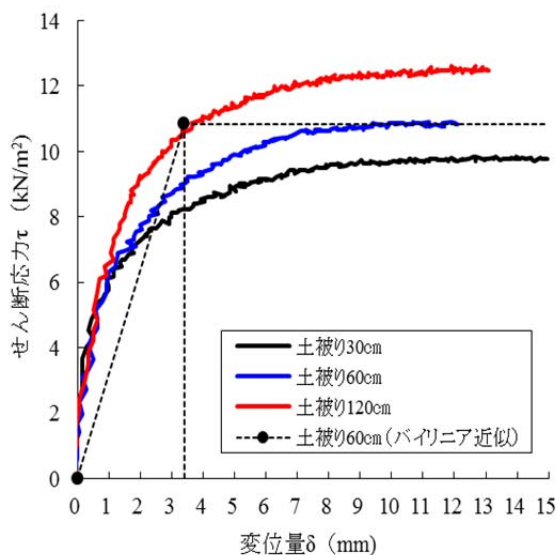


図-4.3 τ - δ 曲線 (呼び径 50)

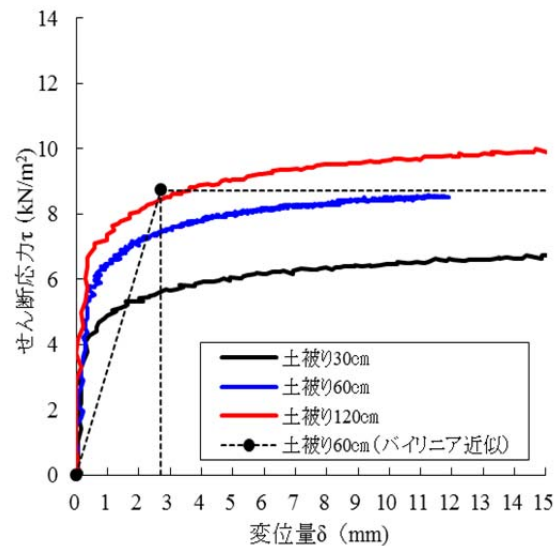


図-4.4 τ - δ 曲線 (呼び径 200)

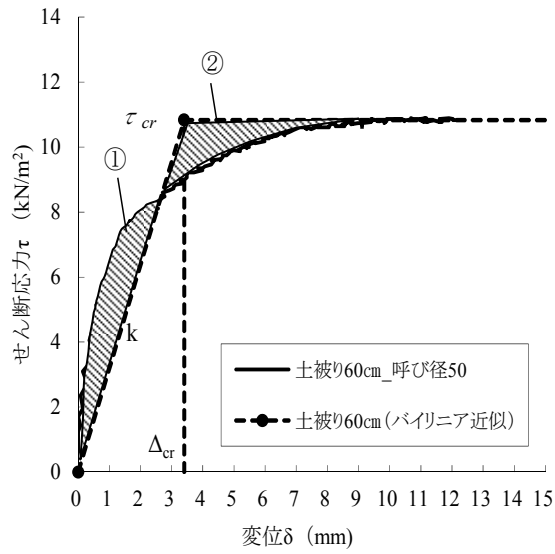


図-4.5 実験結果のバイリニア近似

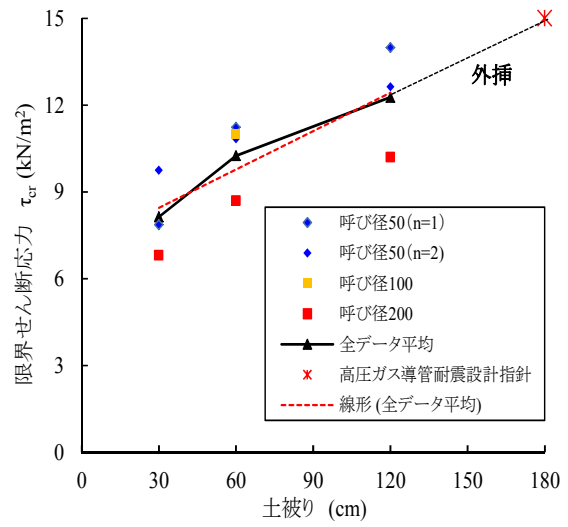


図-4.6 土被りと τ_{cr} の関係

表-4.3 実験結果一覧 (突起部の無い裸管)

土被り	呼び径	限界せん断応力		滑り開始変位 Δ_{cr} (mm)	地盤ばね係数 k (kN/m ³)
		τ_{cr} (kN/m ²)			
30cm	50	7.9	8.2	-	-
		9.8		3.0	3266
	200	6.8		2.2	3090
60cm	50	11.2	10.4	-	-
		10.8		3.4	3176
	100	11.0		-	-
	200	8.7		2.7	3222
120cm	50	14.0	12.3	-	-
		12.6		3.6	3500
	200	10.2		3.2	3187

(2) 変位量, ひずみ

実験では管端に設置した 2 つの変位計①, 変位計②によって変位量を測定する. ここでは変位計の値から青ポリ管の伸び量について考察する. また, 実験中は軸方向にひずみゲージを設置しており, それらの値を用いて管周面に作用したせん断応力の値の妥当性についても理論計算を行うことで検討を行う.

図-4.7, 図-4.8 では変位量と管体伸びの関係について示す. 横軸に引張側に設置した変位計②の値を基準として, 縦軸に変位計①②および変位計②から①の値を差し引いた管の伸び量を示す. これらの結果から, 変位計①と変位計②では载荷中に差が生じていない, つまり青ポリ管の軸方向の伸び量は生じていないことがわかる.

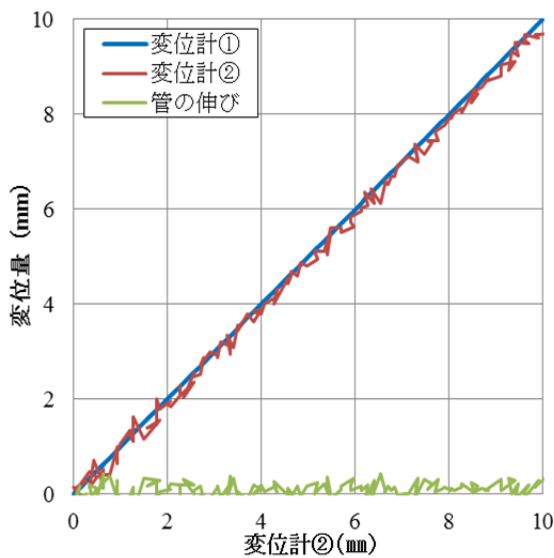


図-4.7 変位量と管体伸び (呼び径 50)

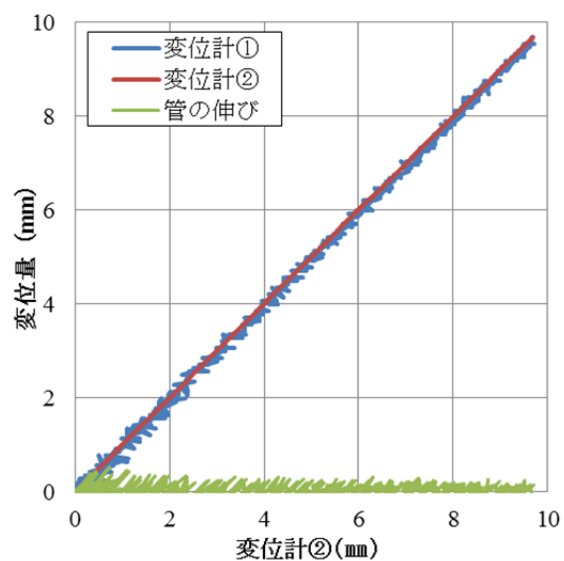


図-4.8 変位量と管体伸び (呼び径 200)

次に, 実験では管に作用したせん断応力を把握するために軸方向に 40cm 間隔でひずみゲージを設置した. 土槽内でせん断応力が管表面に均等に作用するとした場合 (図-4.9), 力の釣り合いより軸方向の理論ひずみは, (4.1)式で表すことができる. 第 1 項は土槽端 (引張側) の最大ひずみ, 第 2 項は拘束長 x によるひずみの変化を示す.

ここで, 呼び径 50 および呼び径 200 (土被り 60cm) において測定した軸方向のひずみ (管底と管頂の平均値) を図-4.10, 図-4.11 に示す. x 軸は実験土槽と位置関係を合わせるため, 右側を引張側の土槽端とした. 結果は, 引張側の土槽端が最大となり, それ以降はひずみが徐々に減少していく, 理論通りのひずみ分布を示すことが確認でき, 管表面に均一にせん断応力が作用していることが推測される. これらの図中のひずみ分布の傾きは, (4.1)式の第 2 項の係数を意味するため, ひずみ分布の傾きと第 2 項を比較することで, 管表面に均一に作用したせん断応力 τ を逆算する. このひずみから逆算された τ とロードセルを管表面積で除した τ を比較することで実験値の妥当性を検証できるものと考えた. ここで, ひずみ①は土槽外のひずみであり, 今回の傾きの算出からは除外した. また, ひずみは滑

り開始以降は理論式が成立しないため、4mmまでのひずみを対象に考察を行った。

検証結果は、[図-4.12](#)、[図-4.13](#)にロードセルから算出したせん断応力とひずみから逆算したせん断応力の比較関係と呼び径ごとに示す。図より、ひずみゲージから算出したせん断応力とロードセルから算出したせん断応力値は概ね一致することが確認できた。このことから、本土槽実験は管軸方向に均一なせん断応力が作用しており、ロードセルの測定荷重から求めたせん断応力を実験結果とすることの妥当性が確認できた。

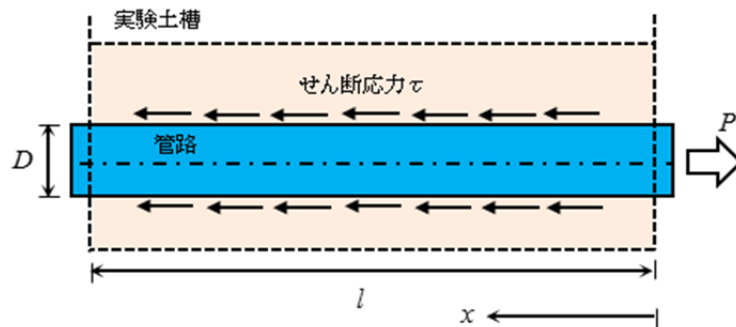


図-4.9 土槽内の力の釣り合い

$$\varepsilon(x) = \frac{\Delta l}{x} = \frac{P}{\pi D t E} - \frac{\tau}{2tE} x \quad (4.1)$$

$$\frac{\tau}{2tE} = \alpha \quad \tau = \alpha 2tE \quad (4.2)$$

ただし、 P ：ロードセルで測定した荷重 (kN)

D ：管外径(m)

t ：管の肉厚(m)

E ：青ポリ管の弾性係数 (1.0×10^6 kN/m²)

τ ：せん断応力 (kN/m²)

x ：土槽端（引張側）からの距離(m)

α ：変位量ごとのひずみ分布の傾き([図-4.10](#)、[図-4.11](#)より)

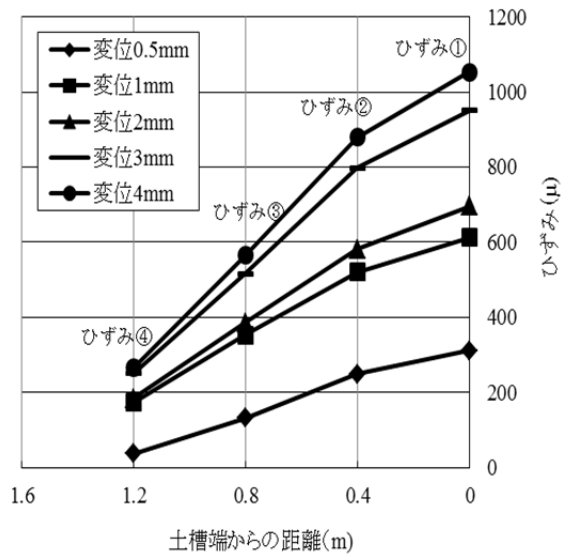


図-4.10 管軸ひずみ分布（呼び径 50）

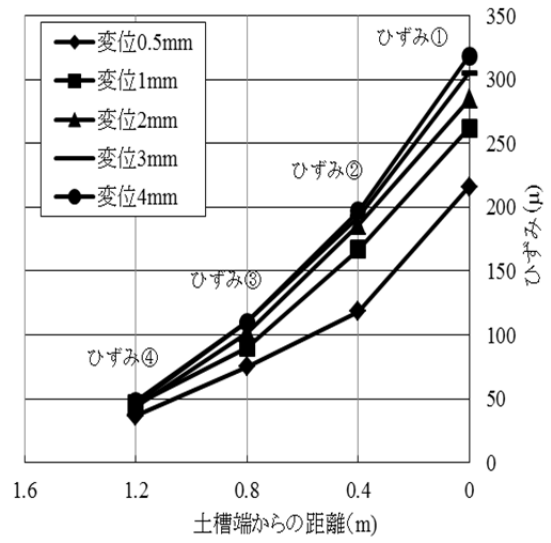


図-4.11 管軸ひずみ分布（呼び径 200）

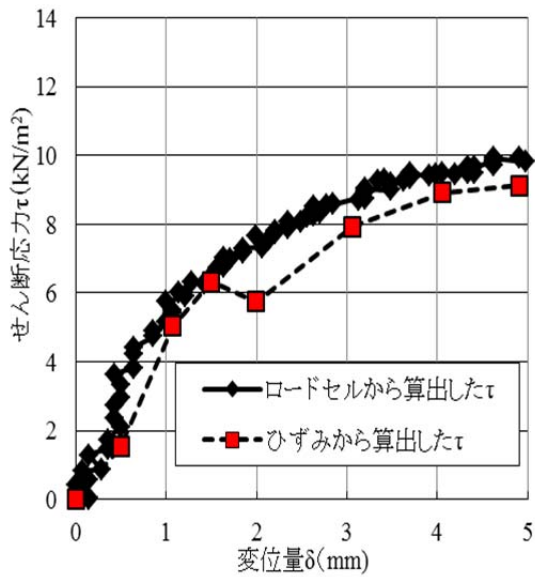


図-4.12 管軸ひずみ分布（呼び径 50）

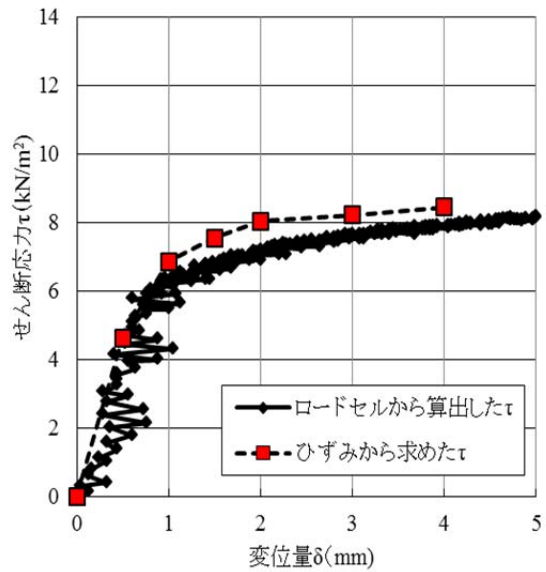


図-4.13 管軸ひずみ分布（呼び径 200）

(3) 繰り返し載荷の影響

実際の地震動を想定した場合、地盤には管軸方向の連続した変位振幅が生じる。本実験では、これまで乱されない土（締固度 90%以上）の状態での限界せん断応力について議論を行ってきたが、一度乱された土（載荷後）に対して再び載荷した場合について影響を把握することで、地震動のような繰り返し振幅時の限界せん断応力について検証を行う。

呼び径 50 を対象に管軸方向に合計 4 度の載荷を行った。締固度 90%以上を確認した最初の試験を乱されない土と呼び、10mm 程度変位させる。その後、さらに 10mm ずつ軸方向に 3 度載荷を行った。これらの試験を乱された土とする。表-4.4、図-4.14 に乱れない土と乱された土での限界せん断応力の比較を行った。結果より、一度管周面土が乱された後では、限界せん断応力が減少していくことがわかる。乱された土では、4~7%程度せん断応力が減少し、3 度目の乱された土では 15~18%程度減少する結果となった。本結果は過去の繰り返し載荷試験においても同様の事象が示されており⁷⁾、地震時の挙動を把握するためには、せん断抵抗の期待できる初期の乱されない土での限界せん断応力を測定し、管と地盤との滑りの評価を行うことが妥当であると考ええる。

表-4.4 繰り返し載荷が限界せん断応力に与える影響

土被り (cm)		30		60		120	
試験条件		τ_{cr}	減少率	τ_{cr}	減少率	τ_{cr}	減少率
乱されない土	-	9.8	0%	10.8	0%	12.6	0%
乱された土	1	9.1	7%	10.4	4%	11.9	5%
	2	8.5	13%	10.0	7%	11.0	13%
	3	8.3	15%	9.3	15%	10.4	18%

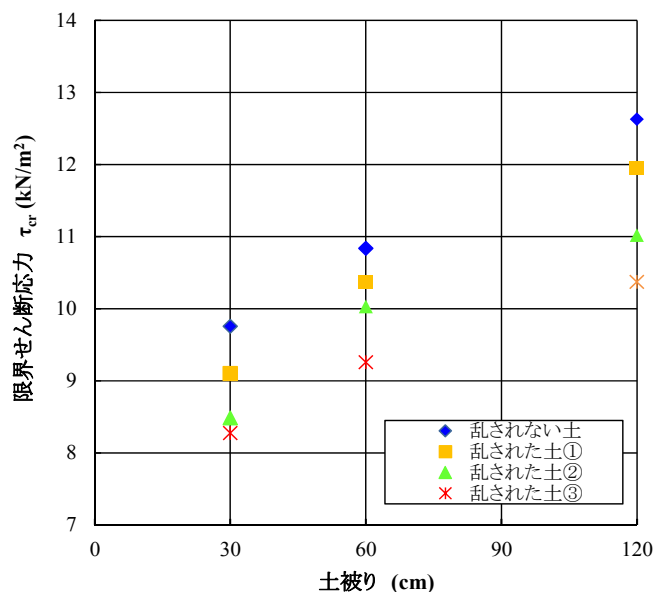


図-4.14 繰り返し載荷と限界せん断応力の関係

4.2 突起部を有する管(融着継手・給水分岐)における土槽実験

次に実際の現場における配管形態を想定した土槽実験を行う。一般的に青ポリ管は、5m毎に融着継手を用いて接合され、10m毎には各家庭に給水分岐がなされる。よって、実管路を想定した場合には融着継手や給水分岐などの突起部が地震時には抵抗になると考えられる。本項では、前項で得た突起部の無い直管(裸管)の実験結果に加え、突起部を有する管における実験を行い、実管路に相応しい限界せん断応力を導くことを目的とする。

4.2.1 実験概要

(1) 実験土槽, 測定項目

実験は裸管で使用した実験土槽を用いて実験を行った。図-4.15に突起部を有する管(例として融着継手φ200)における実験土槽の側面図, 平面図, 断面図を示す。裸管の実験との違いは、水圧を負荷した状態で載荷を行うため、管内に軸心を設置していない点である。これは、給水分岐に用いるサドル付分水栓の管拘束力が、水圧の有無によって異なるためである。よって、本実験では水圧0.5MPaを負荷した状態で載荷を行った。載荷は、裸管の実験とは異なり、図中左側から圧縮載荷となる。実験に使用したロードセルおよび変位計の設置箇所は、裸管の実験と同様である。

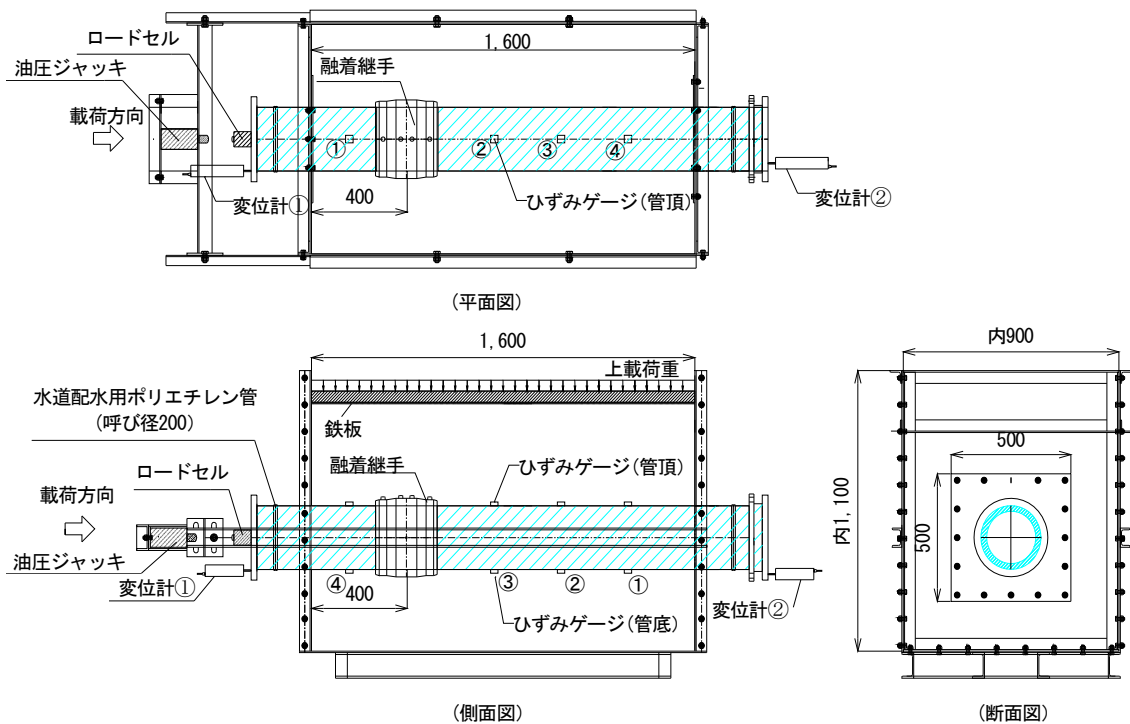


図-4.15 土槽寸法図(融着継手を有する管φ200)



写真-4.8 給水分岐 $\phi 50 \times 20$



写真-4.9 融着継手 $\phi 50$



写真-4.10 給水分岐 $\phi 100 \times 20$



写真-4.11 融着継手 $\phi 100$



写真-4.12 給水分岐 $\phi 200 \times 20$



写真-4.13 融着継手 $\phi 200$

(2) 実験条件

実験は、表-4.5 に示す載荷速度で各継手に対して実験を行った。土被りと限界せん断応力は裸管の実験において一定の相関を示す結果を得ているため、国内の浅層埋設基準である最小土被り 60cm を中心に実験を行った。

融着継手及び給水分岐は、土槽の境界条件の影響を極力緩和するため載荷側から 0.4m の位置に設置した (図-4.15)。給水分岐実験は、給水分岐として一般的に使用される金属製サドル付分水栓 (配水用ポリエチレンパイプシステム協会規格品、バンド部滑り止め塗装付) を標準締付けトルク 40N・m で締付けた後、青ポリ管に穿孔を行い、分岐側を閉栓した状態で水圧 0.5MPa を負荷した。また、本実験における軸方向の強制変位量は 100mm とした。

表-4.5 載荷条件，載荷速度一覧 [] 内は，平均載荷速度を示す。

呼び径	融着継手	給水分岐
呼び径 50	● [11.5mm/s]	● [11.2mm/s]
呼び径 100	● [11.4mm/s]	● [10/3mm/s]
呼び径 200	● [10.8mm/s]	● [9.8mm/s]

4.2.2 実験結果

(1) 境界条件の影響

本実験のように周面を鋼材で囲んだ土槽を用いる場合、その境界条件が実験結果に与える影響を把握することが重要であると考え。融着継手や給水分岐などのいわゆる突起部を有する管では、土槽の境界効果によって限界せん断応力を過大に評価する可能性があると考え、2種類の上載荷重の載荷方法を用いて比較、検討を行った。図-4.16、図-4.17 に上載荷重の載荷方法の違いを模式図で示す。上載荷重①では必要荷重分の土嚢を載せ、突き上げ量を写真-4.13 に示すマイクロゲージで測定した。一方、上載荷重②では油圧ジャッキで必要荷重を一定載荷し、間に設置したロードセルにより載荷中の上載荷重の変化を測定した。上載荷重①の方が上面に力が逃げる分、境界効果が緩和された条件であると推測される。

突起部を有する管における載荷中の突き上げ量と計測された上載荷重の変化を呼び径ごとに表-4.6 に示す。結果より、土槽内容積に対して相対的に突起部の投影面積の大きい呼び径 200 では、より大きな突き上げ量と荷重増分を示し、上方へ大きな突き上げ力が作用していることがわかる。一方で、呼び径 50 では上面までの影響は軽微であった。つまり呼び径が大きい方が土槽の境界条件の影響を受けやすくなるため、極力境界条件の影響を緩和した実験を行うことが望ましいと考えられる。

また、写真-4.16 に呼び径 200 給水分岐の実験後の埋戻土の表面を示す。突起部が設置された土槽端から 0.4m~0.5m を中心に砂のひび割れが確認でき、砂のせん断破壊が上面まで達していることがわかる。また、呼び径 200 給水分岐の突起部側部を掘削した際には変位量の分だけ側部に空洞を確認することができた（写真-4.17）。これらはいずれも突起部が抵抗となって周辺土を破壊したためと考えられる。なお、地震動を想定した場合には突起部の両側に交互に圧縮破壊が生じ、抵抗になるものとする。

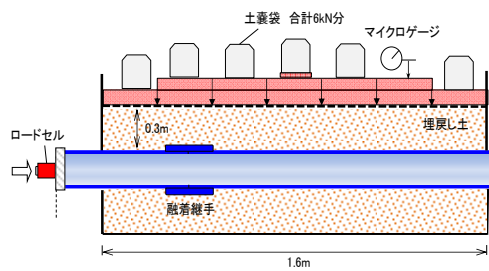


図-4.16 上乗荷重①

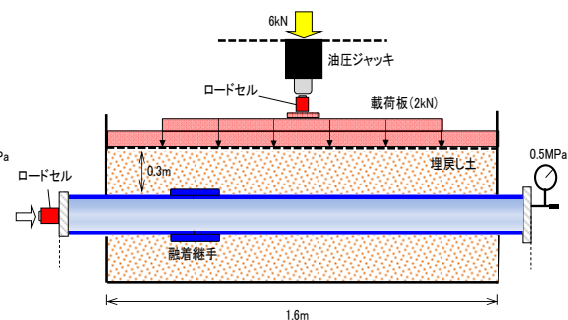


図-4.17 上乗荷重②



写真-4.14 土嚢袋による上乗荷重①



写真-4.15 油圧ジャッキによる上乗荷重②



写真-4.16 上面に生じた亀裂
(呼び径 200 給水分岐)



写真-4.17 分岐部側部の空洞
(呼び径 200 給水分岐)

表-4.6 突き上げ量と荷重増分

	呼び径 50		呼び径 200	
	上載荷重①	上載荷重②	上載荷重①	上載荷重②
	突き上げ量	荷重変化	突き上げ量	荷重変化
融着継手	+0.1mm	+0.0kN	+1.9mm	+1.3kN
給水分岐	+0.3mm	+0.5kN	+1.4mm	+1.5kN

次に、上載荷重①②の違いが限界せん断応力に与える影響を把握するため、上載荷重①②におけるせん断応力 τ -変位量 δ の関係を図-4.18、図-4.19 にそれぞれ示す。これまで示した裸管の τ - δ 曲線とは異なり、滑り開始以降では突起部が抵抗となりせん断応力が漸増していることがわかる。上載荷重①②の結果を比較すると、呼び径 50 の融着継手の結果を除いて上載荷重①の方が上面の境界条件が緩和されているためせん断応力が小さくなる結果を得た。一方で、100mm 変位時においてもせん断応力が増加しているため、土槽底部と側部の境界条件は未だに残っていると考えるが、極力境界条件の影響を緩和できる上載荷重①を実験の基本とした。

一般的な青ポリ管の土工断面を写真-4.18、図-4.20 に示す。管防護を目的に青ポリ管の周囲 100mm は砂（粒径 3mm 以下）が使用され、その上方には発生土、砕石、アスファルト舗装の順となる。よって、実際の現場を想定した場合でも、上方の砕石部に砂や発生土はある程度入り込むと考えられるため、本実験における上載荷重①の方が現場条件に近いと考える。

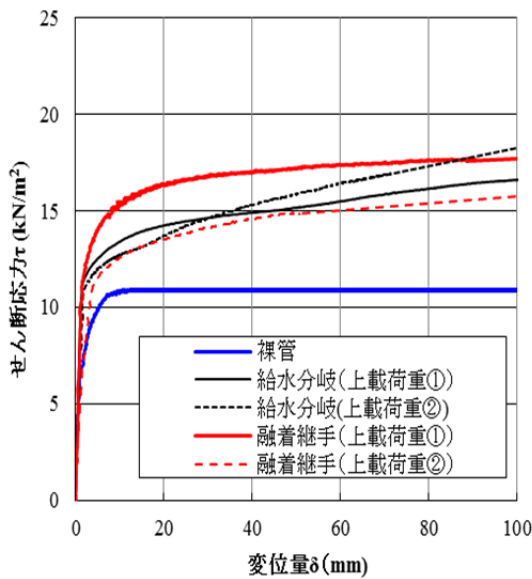


図-4.18 上載荷重ごとの τ - δ 曲線 (ϕ 50)

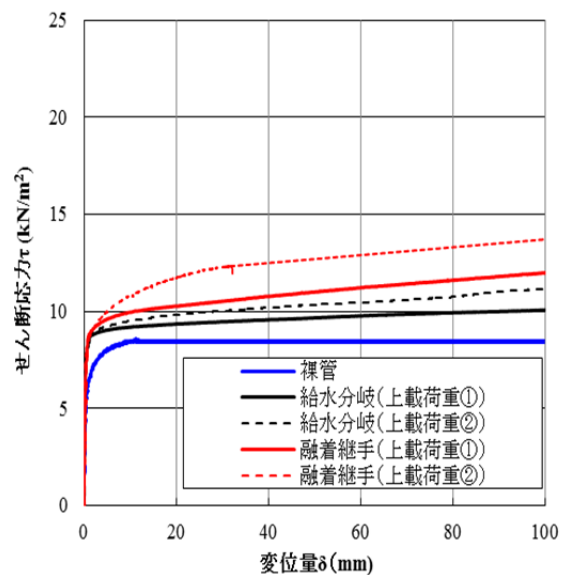


図-4.19 上載荷重ごとの τ - δ 曲線 (ϕ 200)



写真-4.18 現場埋設状況

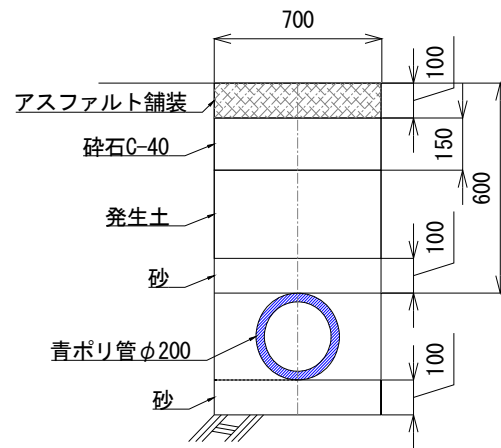


図-4.20 一般的な土工断面 (φ200)

(2) 荷重-変位関係

突起部を有する管（融着継手，サドル付分水栓）における荷重と変位量の間を図-4.23～図-4.28 に呼び径ごとに示す．荷重は管端に設置したロードセルの荷重であり，変位量は変位計①の値とする．結果より，突起部の無い管（裸管）の測定結果は，変位量の増加に伴い滑り出し，荷重が一定値に収束していたが，突起部を有する管では直管部に滑りが生じて（変化点 [1]）からは，荷重が漸増していることがわかる．この増加率は，概ね 20mm の変化点 [2] 以降は，やや増加率が低下していく傾向を示した．これは，20mm 変位付近で，突起部側部の砂の破壊が進行したためと考えられる

本研究では，これらの荷重-変位量の実験結果をトリリニア直線によってモデル化して考察できると考えた（図-4.22）．変化点 [1] は，初期勾配の変化点であり，ここまでは主に直管部分の地盤拘束力で管体を拘束している状態であり，荷重が急増している．変化点 [1] 以降は，突起部に地盤反力が作用し，荷重が増分する．この時の荷重増分 ΔP は，突起部の張出面積 A_f と地盤反力係数 k ，相対変位量 Δ を乗じた式(4.3)を用いて計算できる．ここで，実験結果から地盤反力係数を逆算すると，変化点 [1] から変化点 [2] までは，十分に締固められた砂の地盤反力（以降，初期の地耐力）である $k_2=18,000\sim 20,000\text{kN/m}^3$ (N 値 15 相当)となり^{4),5)}，それ以降は砂の破壊が進行し， $k_3=5,000\text{kN/m}^3$ 程度の地盤反力となる．つまり，突起部を有する管では，変化点 [2] (=20mm 変位) を境に滑り状態に移行したと考えられ，この点を滑り開始と考える．

図-4.23～図-4.28 では，図中には実験で得た初期の地耐力である $k_2=20,000\text{kN/m}^3$ と，破壊が進行した後の $k_3=5,000\text{kN/m}^3$ を用いて式(4.3)で計算したトリリニアモデルを併記する．トリリニアモデルと実験結果を比較すると呼び径 50 の融着継手が若干大きな値を示す結果となったことを除いては，概ね一致する傾向を示した．

また，参考として図-4.29 で 20mm 変位における荷重増分 ΔP と張出面積 A_f の関係について，中低圧ガス導管耐震設計指針で示された計算式と比較して示す⁶⁾．今回の実験結果は，

過去に中低圧ガス導管耐震設計指針の計算式とも概ね一致する傾向であった。

変化点 [2] 以降の荷重増分は、実験土槽の側面（六面）の境界効果であるため、境界条件を緩和していくと地盤反力係数はさらに小さくなると考えが、実際の現場ではアスファルト舗装面の拘束などがあり、ゼロにはならないと考える。

これらの実験結果から、突起部を有する青ポリ管の荷重と変位量の関係は、トリリニアモデルを用いることで良く説明ができ、境界条件の影響をさらに緩和すると概ね 20mm 変位を境に滑り状態に移行すると考えられる。本結果の設計への活用については次章で説明を行う。

$$\Delta P = A_f \times k \times \Delta \quad (4.3)$$

ここで、 ΔP ：突起部に作用する荷重（kN）

A_f ：突起部の投影面積（ m^2 ）

k ：地盤反力係数（ kN/m^3 ）

$\Delta \leq 20mm$ $k_2 = 20,000kN/m^3$

$20mm < \Delta$ $k_3 = 5,000kN/m^3$

Δ ：相対変位量（m）

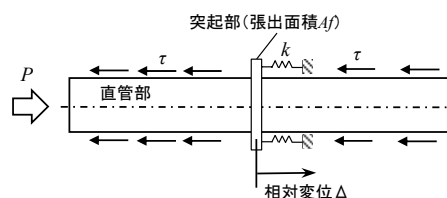


図-4.21 突起部を有する管のモデル化

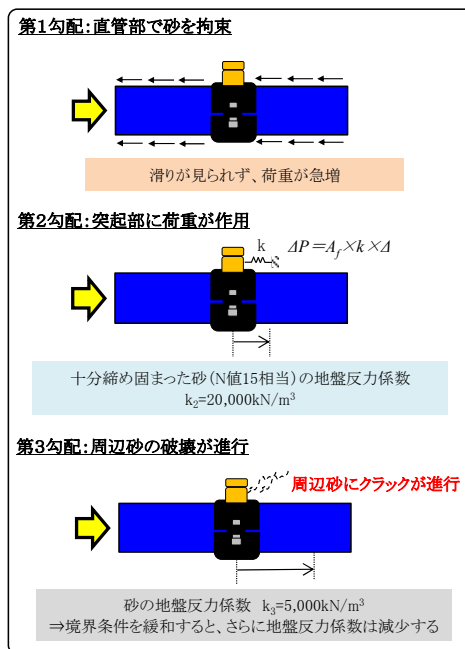
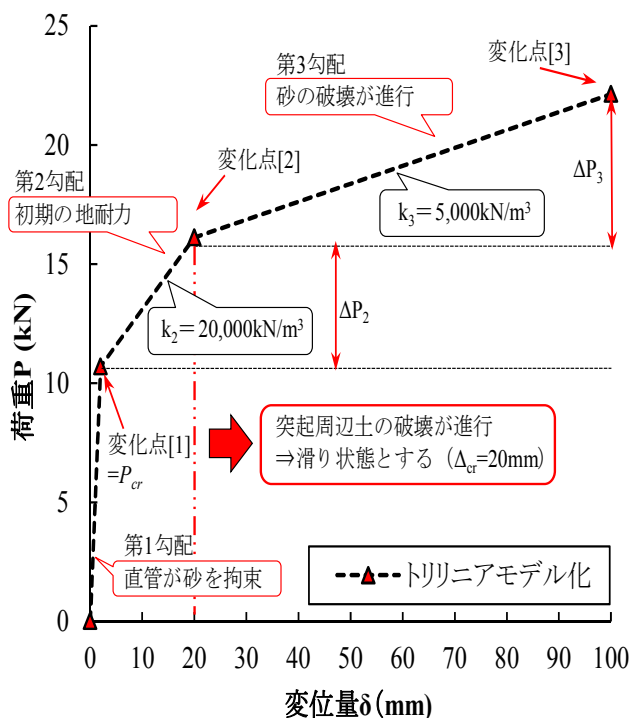


図-4.22 トリリニアモデル化の詳細と滑り挙動の図解

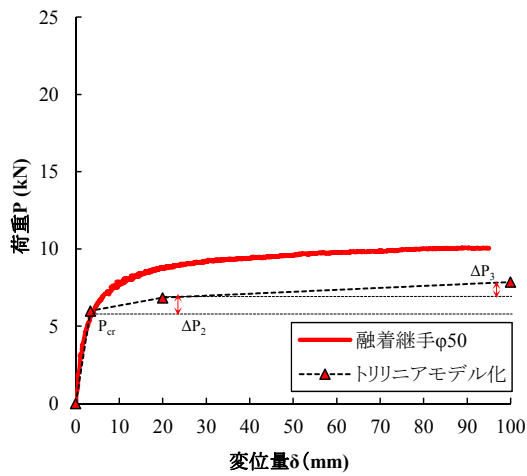


図-4.23 P-δ 曲線
(融着継手 φ 50)

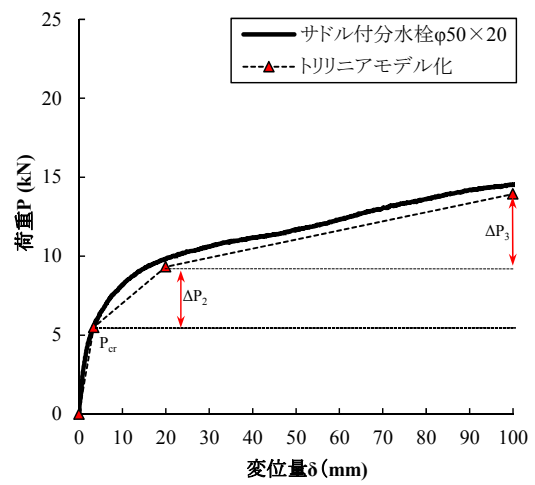


図-4.24 P-δ 曲線
(サドル付分水栓 φ 50)

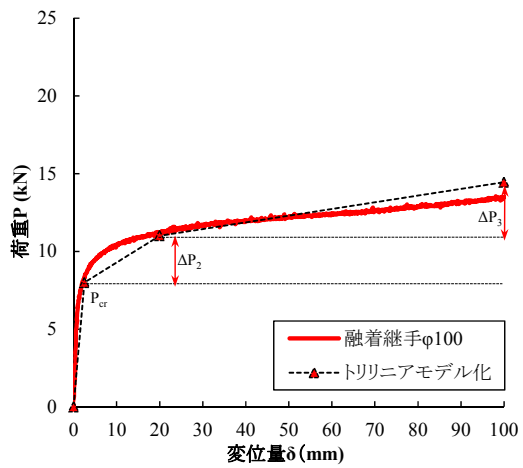


図-4.25 P-δ 曲線
(融着継手 φ 100)

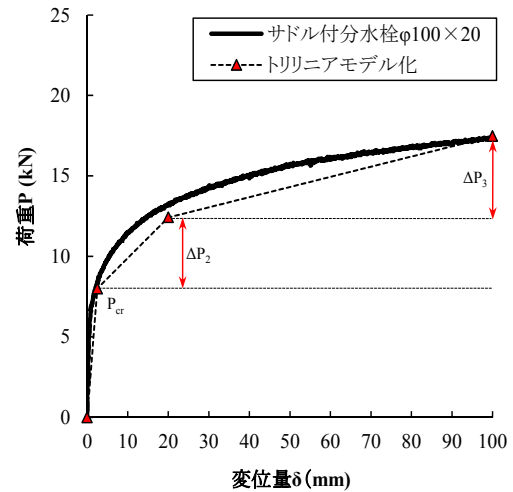


図-4.26 P-δ 曲線
(サドル付分水栓 φ φ 100)

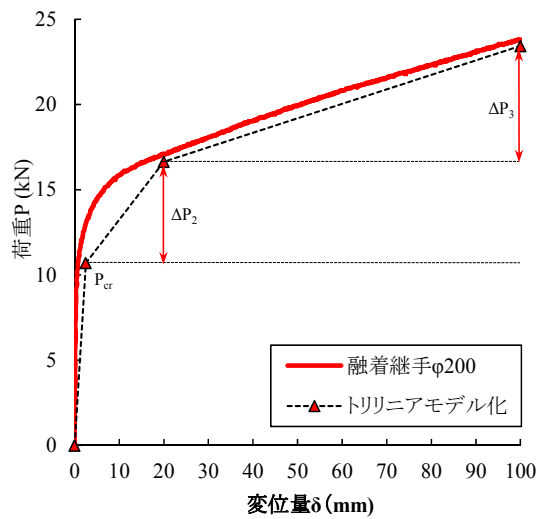


図-4.27 P-δ 曲線
(融着継手 φ 200)

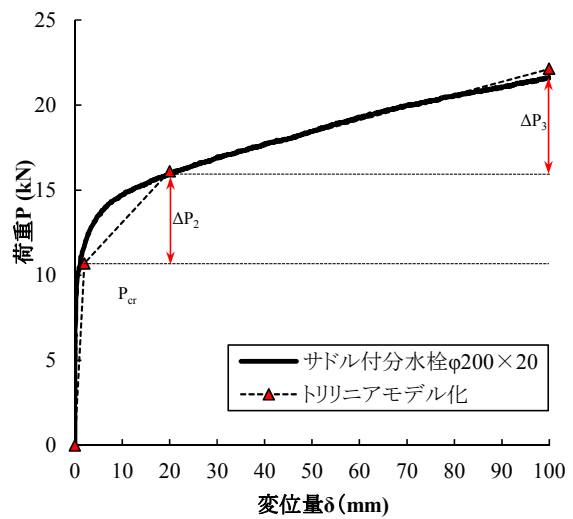


図-4.28 P-δ 曲線
(サドル付分水栓 φ φ 200)

表-4.7 突起部に作用する荷重（実験値）

対象	呼び径	突起部の 張出面積 A_f (m^2)	荷重増分 ΔP_2 (kN)	地盤反力係数 k_2 (kN/m^3)	荷重増分 ΔP_3 (kN)	地盤反力係数 k_3 (kN/m^3)
給水分岐	50	0.0115	4.3	20,710	3.4	3,684
	100	0.0126	5.2	22,870	3.4	3,364
	200	0.0150	5.2	19,357	5.4	4,488
融着継手	50	0.0026	3.2	69,635	2.1	10,282
	100	0.0086	3.2	20,672	2.3	3,343
	200	0.0170	6.3	20,631	6.8	5,010

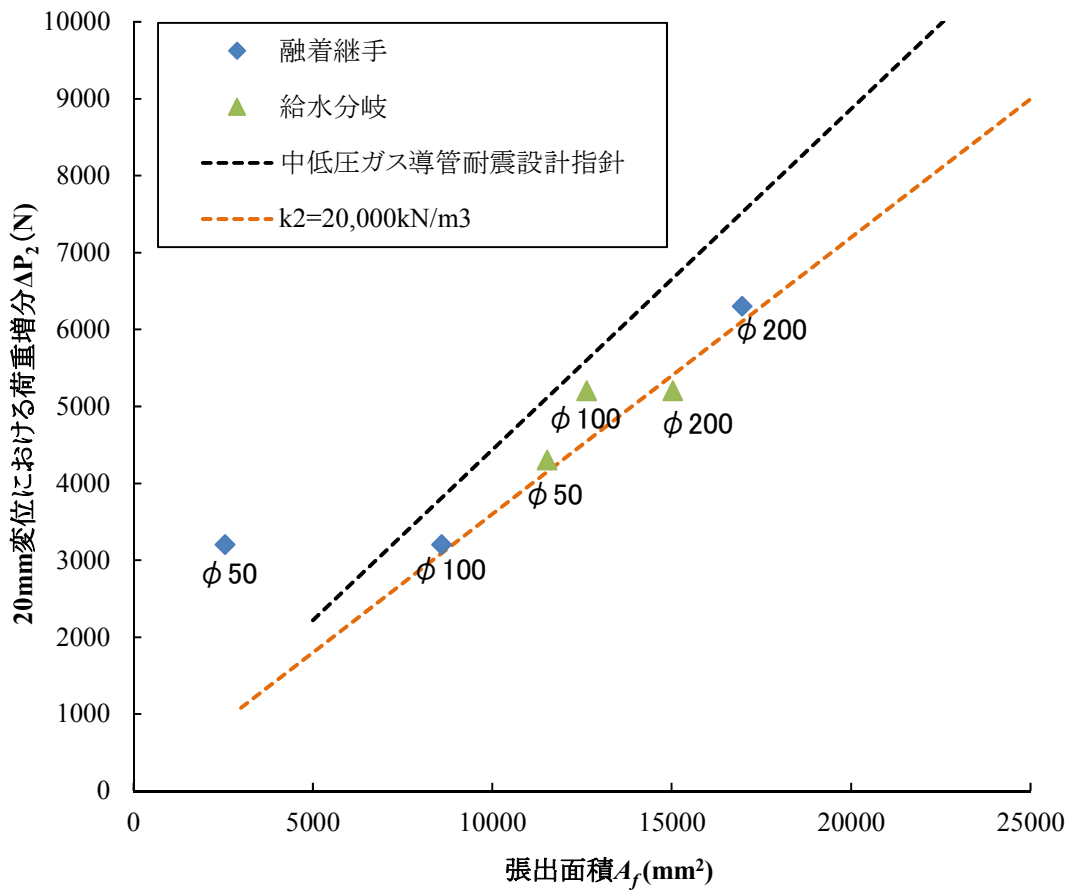


図-4.29 突起部の張出面積 A_f と荷重増分 ΔP の関係 (20mm 変位時)

(3) 突起部を有する管の管体伸び

代表として土被り 60cm の融着継手を有する管における変位量と管体伸び量の関係について、呼び径 50, 200 を図-4.30, 図-4.31 にそれぞれ示す。横軸は引張側である変位計②の変位量を基準とし、縦軸に変位計①と②の変位量を示す。変位計②と変位計①の差が青ポリ管の伸び量を示す。図-4.30 より呼び径 50 においては、変位計②が約 2mm 動いた後に、変位計①が動き出す。つまり、管が 2mm 伸びた時点から、継手の前部（引張側）の砂が圧縮を始めたと考えられる。また、管体伸びが 9mm 程度の地点で、砂の圧縮量が管体伸びを上回り、以降は管体の伸び量の増加が小さくなる。図-4.31 より呼び径 200 においては、载荷後に管体が 0.5mm 伸び、その後に砂の圧縮が進行すると考えられる。また管体伸びと変位計①の変曲点は、1.5mm 程度であった。いずれの場合も、最初に管の伸びが卓越し、その後には砂の圧縮が進行すると考えられる。

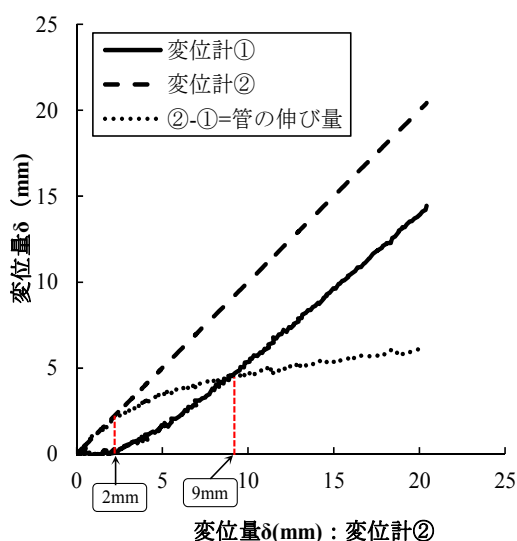


図-4.30 変位量（呼び径 50）

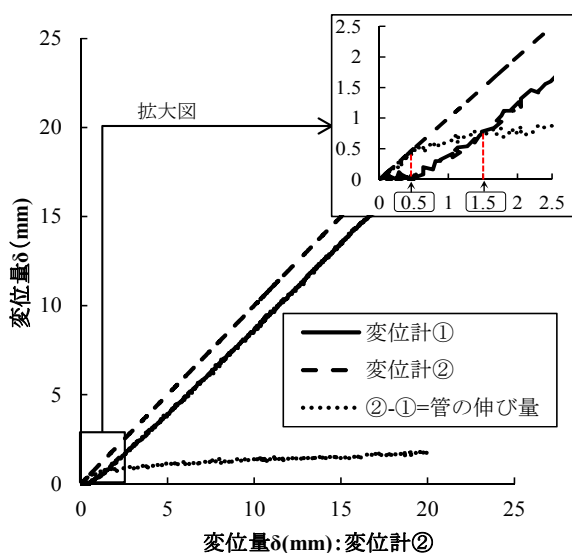


図-4.31 変位量（呼び径 200）

(4) 突起部近傍のひずみ

融着継手の軸方向ひずみ分布について、図-4.33, 図-4.34に呼び径50, 呼び径200の結果をそれぞれ示し、突起部近傍のひずみについて考察する。本データは融着継手が土槽中心にある場合の実験結果である。図より滑りが開始する（初期勾配の変化点）までのひずみ分布は管軸方向に直線的であるが、滑りが開始以降は、継手部の前後（ひずみ③とひずみ④）で差が生じていることがわかる。これは、継手部が抵抗となり、継手部前方（引張側）が引張を受けたことを示す。継手前後のひずみ増分は、30mmの変位量で3500 μ （呼び径50）、700 μ （呼び径200）程度であった。

次に、これらのひずみ③④の差について計算式との比較を行った。突起部がある管における位置 x での理論ひずみは、図-4.32に示す力の釣り合いより、式(4.4), 式(4.5)で表すことができる。式(4.4)は、引張側から継手部中央($0 < x < a$)の位置 x における理論ひずみを示し、式

(4.5)は継手部以降($a \leq x < l$)の位置 x における理論ひずみを表す。式(4.5)の第3項では、継手部が地盤ばねの作用によって、その変位量に伴いひずみに差が生じることが理論的にも説明できる。つまり理論的には、ひずみ③④の差は、この(4.5)式の第3項となる。このひずみ③④の差を比較した結果を図-4.35、図-4.36に示す。ここで使用する地盤反力係数は、表-4.7で得た地盤反力係数を各呼び径ごとに用いた。図より実測ひずみ・理論ひずみともに変位量に伴い、増加傾向を示し、概ね20mm変位までは一致する傾向を確認した。前述した通り、20mm変位付近で突起部近傍の砂が破壊し、地盤反力係数が低下する結果を得たが、実測ひずみの結果からも20mm付近で傾きが低下している。これらの結果を踏まえて、突起部近傍のひずみは、地盤反力係数、継手部の張出面積、変位量を用いて説明できることがわかった。

$$\varepsilon(x) = \frac{d\Delta l(x)}{dx} = \frac{P}{\pi D t E} - \frac{\tau}{t E} x \quad (0 < x < a) \quad (4.4)$$

$$\varepsilon(x) = \frac{d\Delta l(x)}{dx} = \frac{P}{\pi D t E} - \frac{\tau}{t E} x - \frac{k A_f \delta}{E \pi D t} \quad (a \leq x < l) \quad (4.5)$$

ただし、 P ：ロードセルで測定した荷重(kN)

k ：地盤反力係数 (kN/m³)

(呼び径50の場合、69,635kN/m²，呼び径200の場合、20,631kN/m³)

a ：継手部の中心位置

A_f ：継手部の張出面積 (m²)

δ ：変位量 (m)

l ：土槽長さ (=1.6m)

t ：管の肉厚 (m)

D ：管の外径 (m)

E ：青ポリ管の弾性係数 (1.0×10⁶kN/m²)

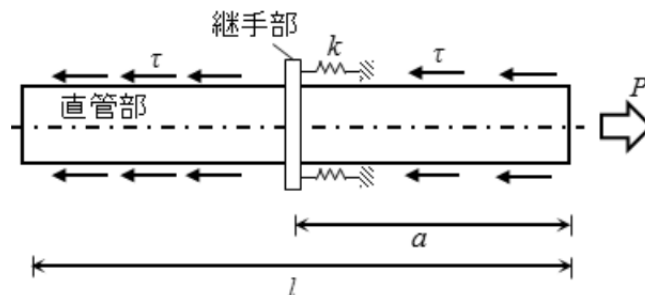


図-4.32 土槽内の管路モデル化

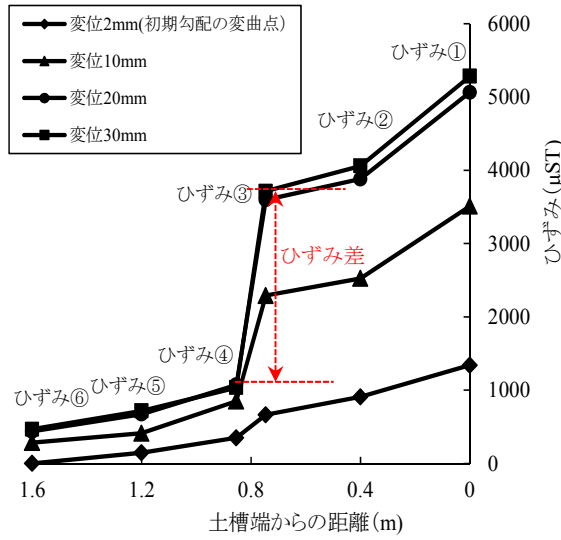


図-4.33 軸方向ひずみ (呼び径 50)

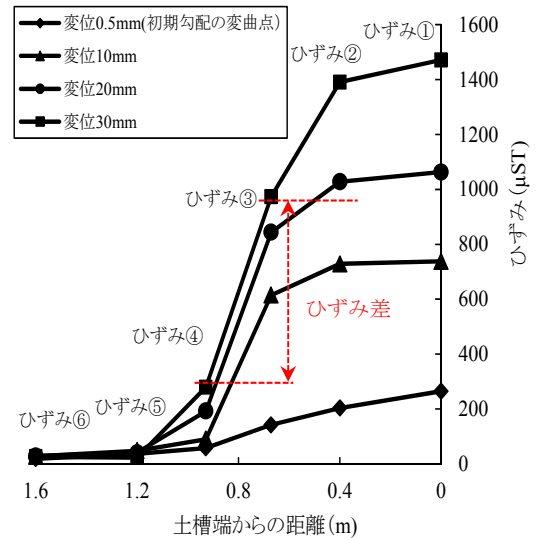


図-4.34 軸方向ひずみ (呼び径 200)

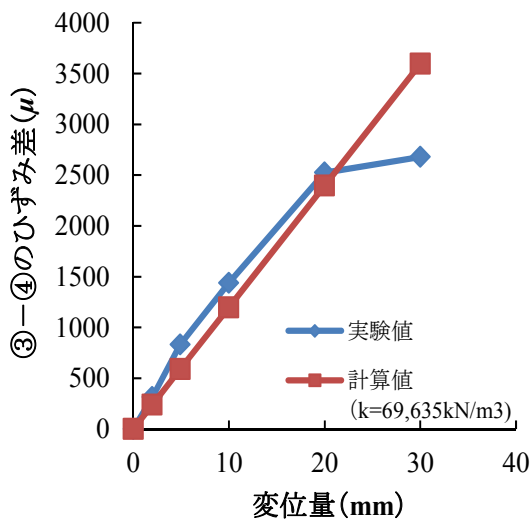


図-4.35 突起前後のひずみ比較 (呼び径 50)

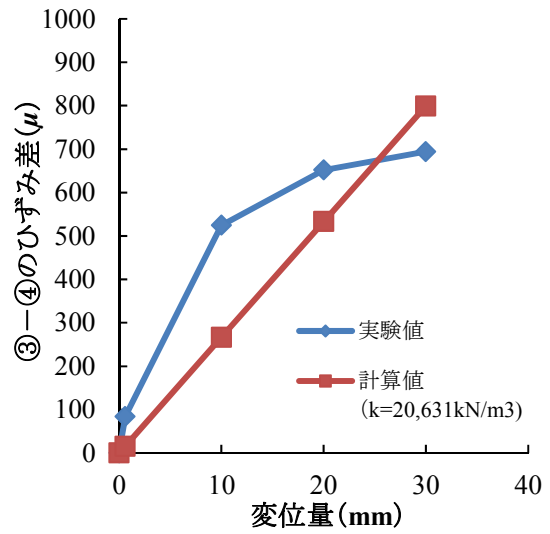


図-4.36 突起前後のひずみ比較 (呼び径 200)

4.3 実管路を想定した限界せん断応力

4.3.1 設定条件（融着継手，給水分岐の密度）

次に実際の管路により近い配管形態を想定した土槽実験を行う。実管路を想定した場合、一般的に図-4.37に示すように5m毎に融着継手を用いて接合され、各家庭の間口を10mと想定し、10m間隔で給水分岐がなされるものとした。よって、青ポリ管の限界せん断応力は、これら突起部の抵抗を加味した単位表面積あたりのせん断応力線図より決定する。

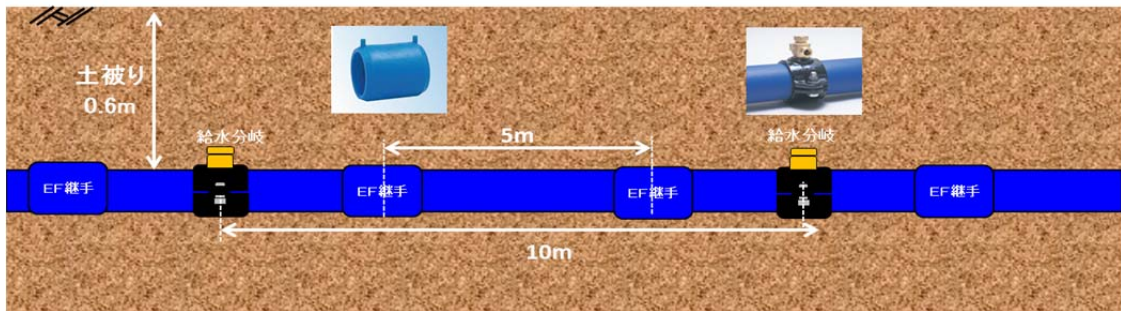


図-4.37 一般的な青ポリ管の配管モデル

4.3.2 単位表面積あたりの限界せん断応力

青ポリ管の限界せん断応力は、給水分岐や融着継手の突起部が抵抗となることを加味した値が実管路に相応しいと考える。これらの抵抗は、配管形態ごとに実験値から計算することが可能であるが、都度計算するにはやや煩雑となるため、標準的な継手間隔、分岐間隔および変位の大きさを考慮して得られた抵抗力の大きさを管表面の単位表面積あたりの値に換算し、見かけ上の管表面に作用する限界せん断応力として提案する（図-4.38）。

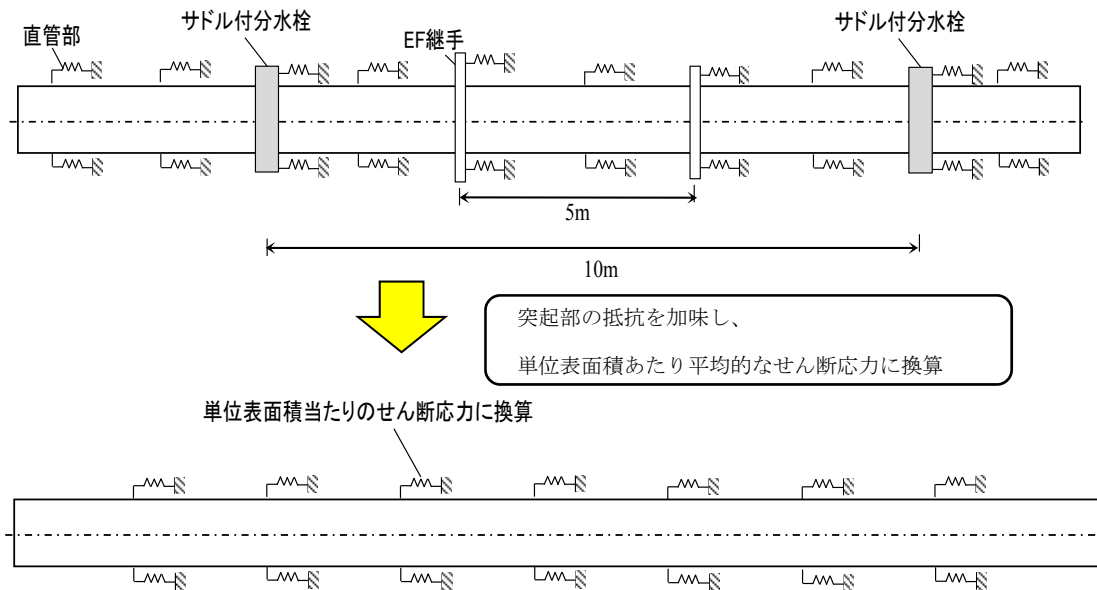


図-4.38 管軸方向地盤ばねのイメージ図

次に図-4.39～図-4.41 に、標準的な継手間隔，給水分岐間隔ごとに換算した合成グラフのせん断応力線図を示す。換算方法は，式 (4.6) で示すように直線部（裸管）の実験で得た限界せん断応力を基準とし，融着継手に作用する荷重 ΔP_1 とサドル付分水栓に作用する荷重 ΔP_2 をそれぞれの標準設置間隔あたりに換算したせん断応力として加え，合成グラフとする。

先に述べた通り，青ポリ管の限界せん断応力は 20mm 変位を境に周辺土の破壊が進行し，滑り状態に移行すると考えられるため，20mm 変位を滑り開始変位と定め，この合成グラフにおける 20mm 変位の地点でのせん断応力を青ポリ管の限界せん断応力 τ_{cr} として提案することとする。ここで， τ_{cr} を与える滑り開始変位 δ_{cr} は，管軸方向の青ポリ管の伸縮量と周辺土の変形量を合算した値である。

また，突起部を有する管の τ_{cr} に関しては，中低圧ガス導管耐震設計指針にも突起部の変位量を 20mm 見込んだせん断応力を τ_{cr} として提案されている⁶⁾。

本研究で得た青ポリ管の限界せん断応力，滑り開始変位，地盤ばね係数を表-4.8 に示す。 τ_{cr} の結果は，土被り 60cm において 10.8kN/m²～19.5kN/m² となる結果となり，呼び径が小さい管の方が管外径に比べて相対的に張出部の面積が大きくなるため， τ_{cr} は大きくなり，地震時に滑りにくくなる結果を得た。また，地盤ばねについては，滑り開始を 20mm としたことにより，かなり軟らかいばねを設定することになる。これは，地震時に生じる相対変位を大きく見積もることになり，分岐部や異形管部にとってはより厳しい評価になると考える。一方で，直管部ではひずみ伝達係数を若干小さく見積もることになるが，埋設管に大きな変形を与える軟弱地盤においては，大きな差は無いことを確認している。

$$\tau_{sum} = \frac{P_{cr}}{\pi D l_1} + \frac{\Delta P_2}{\pi D l_2} + \frac{\Delta P_3}{\pi D l_3} \quad (4.6)$$

ここで， P_{cr} ：直管部の滑り開始荷重 (kN)

ΔP_2 ：融着継手の荷重増分 (kN)

ΔP_3 ：サドル付分水栓の荷重増 (kN)

l_1 ：実験土槽寸法 (=1.6m)

l_2 ：融着継手間隔 (=5m)

l_3 ：給水分岐間隔 (=10m)

D：管外径 (m)

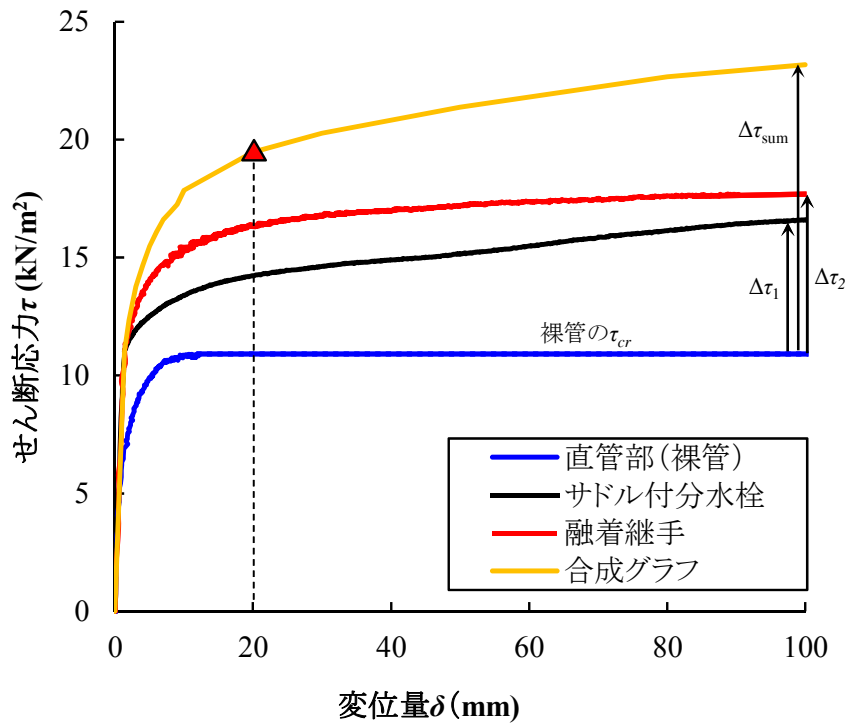


図-4.39 単位表面積あたりの τ - δ 曲線 (呼び径 50)

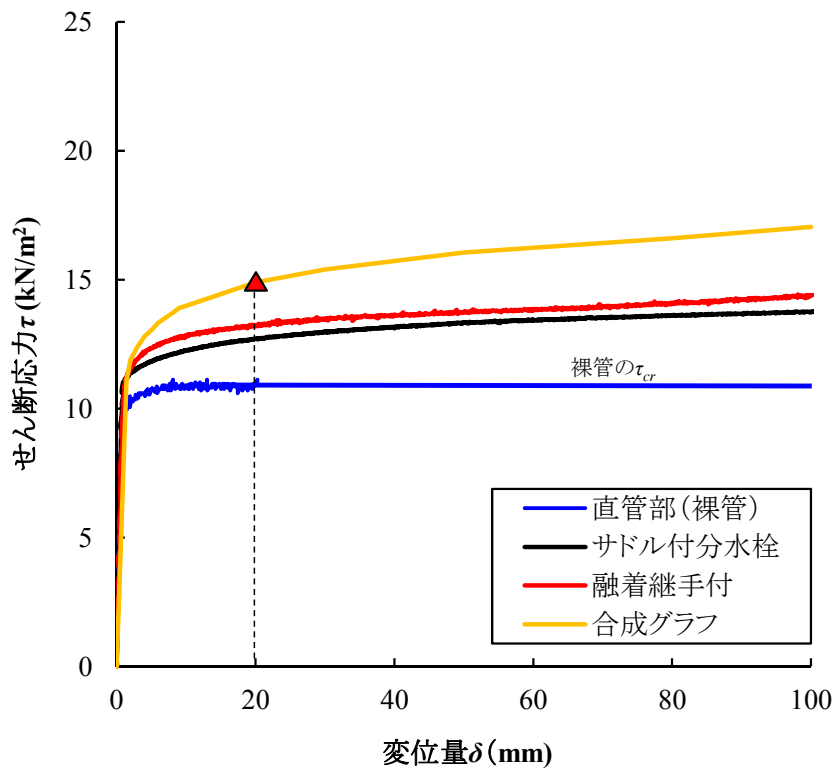


図-4.40 単位表面積あたりの τ - δ 曲線 (呼び径 100)

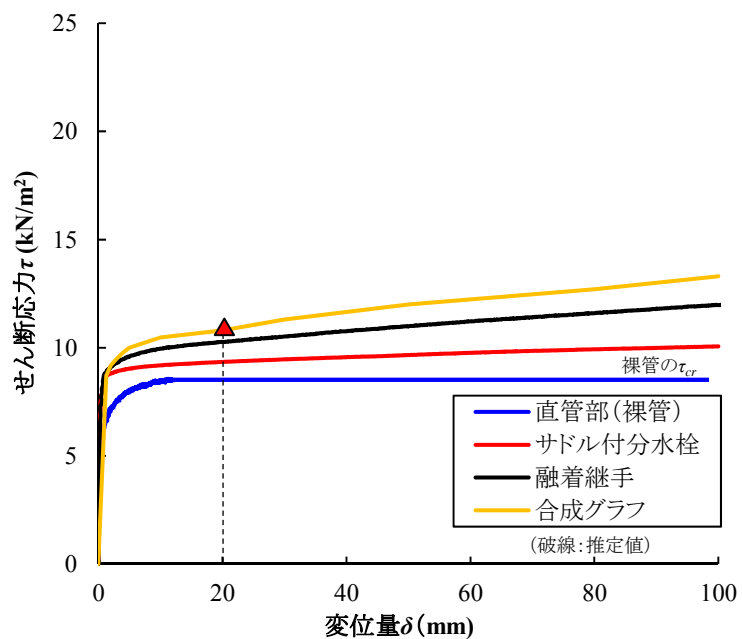


図-4.41 単位表面積あたりの τ - δ 曲線 (呼び径 200)

表-4.8 呼び径ごとの限界せん断応力

	限界せん断応力 (kN/m^2)	滑り開始変位 (m)	地盤ばね係数 (kN/m^3)
呼び径 50	19.5	0.02	975
呼び径 100	14.9	0.02	745
呼び径 200	10.8	0.02	540

4 章参考文献

- 1) 島村一訓, 竹之内博之, 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ばね特性の研究, 土木学会論文集 No.612, I-46, pp.55- pp.66, 1999.
- 2) 日本ガス協会: 高圧ガス導管耐震設計指針, pp.26-49, 2013.
- 3) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, I 総論, pp.257 pp.-272, 2009.
- 4) 福岡正巳, 宇都一馬: ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向 k 値測定について, 土と基礎, 特集号-I, pp.3-8, 1977.
- 5) 金子正吾, 宮島昌克: 逆断層を横断する耐震継手ダクタイル鉄管の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 60 A, pp .945-952, 2014.
- 6) 日本ガス協会: 中低圧ガス導管耐震設計指針, pp.19-25, pp.56-63, 2004.
- 7) 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.
- 8) 西川源太郎, 塩浜裕一, 鈴木剛史, 大沼博幹, 清野純史: 水道配水用ポリエチレン管の地震動に対する耐震性評価に関する研究, 土木学会論文集 A1, Vol.72, No.4, pp. I_424-I_433, 2016.
- 9) 西川源太郎, 塩浜裕一, 鈴木剛史, 大沼博幹, 清野純史: 地震時における水道配水用ポリエチレン管の異形管・給水分岐の耐震性評価, 土木学会論文集 A1, Vol.73, No.4, pp. I-412-I_421, 2017.
- 10) 平山智章, 鋏田泰子, 澤田純男: 小型模型実験による管路・地盤間に働く摩擦力の速度依存性, 土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 4, pp. I_290-I_296, 2016.

第5章

管と地盤との滑りの判定

5 章 管と地盤との滑りの判定

5.1. 限界せん断応力の設定値

4 章の実験結果を踏まえ、中小口径管を対象とした青ポリ管の限界せん断応力は標準的な間隔で融着継手・給水分岐が設置されることを考慮した以下の数値を標準とする。下図のせん断応力は、突起部の抵抗を管の単位長さ当たりに換算した値である。管と地盤との滑りが生じやすい場合が分岐部を含めた管路システムの耐震性評価としては厳しくなることから、土被り 60cm の呼び径 200 の限界せん断応力値(計算の簡便性から、実験結果の $\tau_{cr}=10.8 \text{ kN/m}^2$ を $\tau_{cr}=10.0 \text{ kN/m}^2$ とする) を全ての呼び径に対して採用し、評価を行う。滑り開始変位は、突起部の周辺土の破壊が進行する変位量 $\Delta_{cr}=20\text{mm}$ とする。

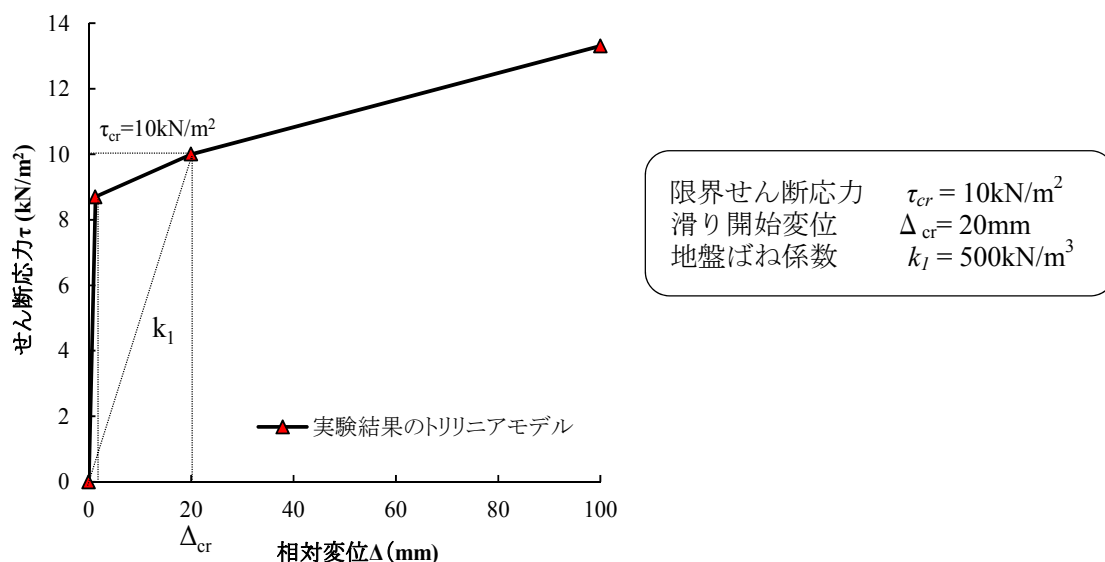


図-5.1 限界せん断応力の設定値

5.2. 地盤モデル

ここでは、滑りの判定を行うために表-5.1 で示す 4 つの地盤モデルを設定する。水道施設耐震工法指針・解説の計算事例集には、図-5.2 に示す非常に軟弱な地盤モデルが示されている。これは、軟弱地盤の方が管軸方向の地盤ひずみが大きくなり、管路の抜け・管体破断等の被害が生じやすく、より厳しい評価となるためである。本研究では、水道施設耐震工法指針・解説の計算例に示された地盤モデル I に加えて、第 1 層および第 2 層の表層厚を変化させた地盤モデル I ~ 地盤モデル IV の地盤を評価対象とする。地盤モデル I 地盤(固有周期 1.54 秒)は最も軟弱な地盤であり、地盤モデル IV (固有周期 0.14 秒)になるほど良好な地盤モデルとなる。

対象とする地震動は、水道施設耐震工法指針・解説で示されたレベル 1 およびレベル 2 地震動を標準とする。また、阪神淡路大震災以降の地震記録を分析した結果、基盤面の速度応答が 200kine に迫る記録も確認されていることから^{6),7)}、本論文ではレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動を基本として、その 1.5 倍、2.0 倍相当の速度応答値についても参考として計算を行う(図-5.3, 図-5.4)。ここで、表-5.2 に対象地震動、地盤モデルごとの速度応答スペクトル、水平変位振幅および地盤ひずみを示す。

U_h および ε_G の計算式は、水道施設耐震工法指針に示す式に準拠し、地盤の不均一度係数は最も厳しい評価とするため、極めて不均一とする $\eta=2.0$ とした。

耐震設計上、最も厳しい評価となる地盤は地盤ひずみが大きな地盤である。つまり、モデル I、モデル II の地盤が管路に発生するひずみが大きくなる。また、管体と地盤との滑りは、波長が短い方が生じやすく、滑りが生じると分岐部への応力集中が生じる。よって、直管および曲管等の異形管を含めた耐震性評価を行う場合、より波長が短くなるモデル II 地盤が最も耐震設計上、厳しい条件となると考えられる。

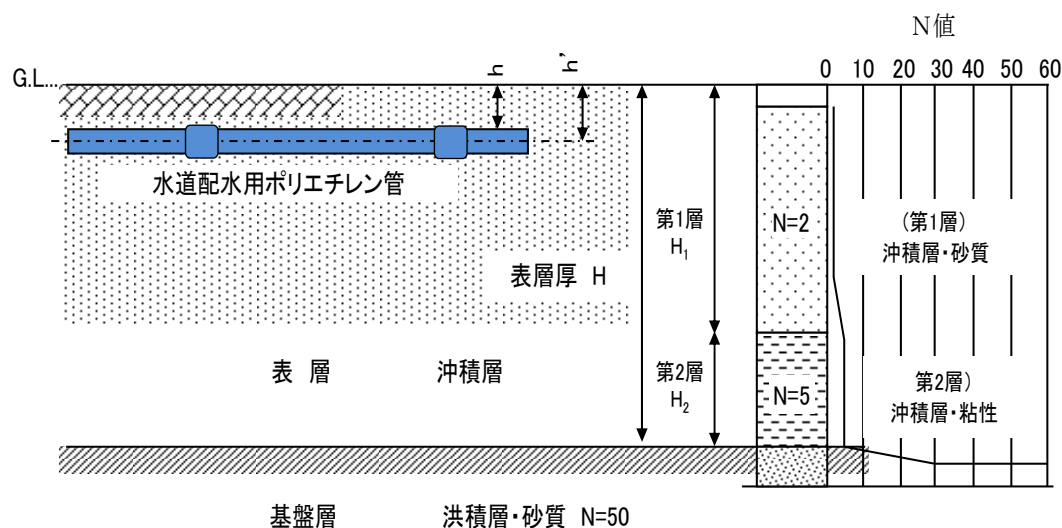


図-5.2 地盤モデル (水道施設耐震工法指針より抜粋)

表-5.1 想定する地盤モデル

モデル	地盤条件		平均弾性波速度		固有周期	波長(m)			見かけの波長	軟弱地盤 ↓ 良好地盤
			各地層	平均		L1	L2	L		
	Hiの組合せ		Vsi (m/s)	Vbs (m/s)	Tg (sec)				Vbs×Tg	
モデル I	H1	25	71.5	77.7	1.54	119.7	514.8	194.2	274.6	↓
	H2	5	138.3							
モデル II	H1	10	71.5	85.2	0.70	59.6	234.0	95.1	134.4	
	H2	5	138.3							
モデル III	H1	5	71.5	94.2	0.42	39.6	140.4	61.7	87.3	↓
	H2	5	138.3							
モデル IV	H1	0	71.5	138.3	0.14	19.4	46.8	27.4	38.7	
	H2	5	138.3							

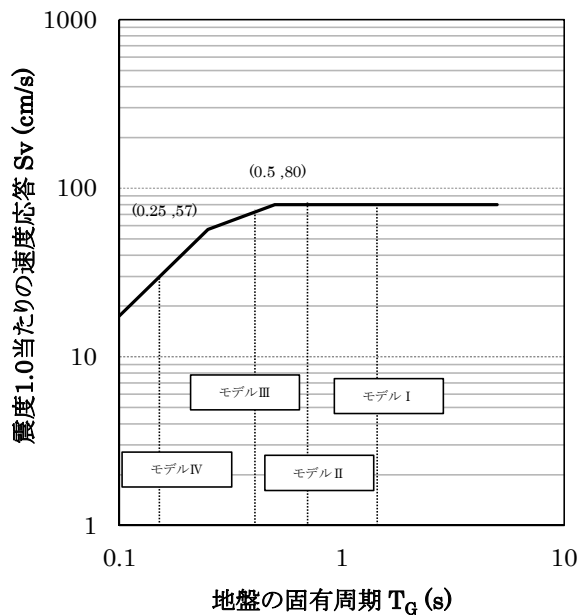


図-5.3 設計用速度応答スペクトル
(レベル1地震動)

K'h1 : 基準面における設計水平震度 (=0.15)

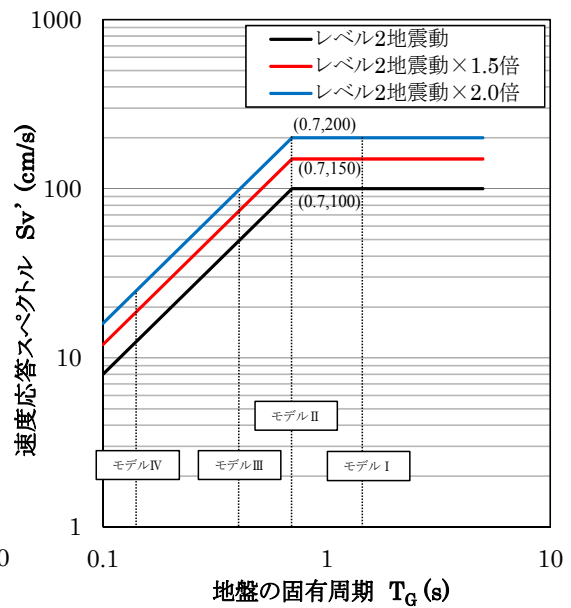


図-5.4 設計用速度応答スペクトル
(レベル2地震動)

表-5.2 対象地震動

	レベル1地震動			レベル2地震動			レベル2地震動×1.5倍			レベル2地震動×2.0倍		
	速度応答 スペクトル Sv' (cm/s)	水平変位 振幅 Uh (cm)	地盤ひずみ εg (%)	速度応答 スペクトル Sv' (cm/s)	水平変位 振幅 Uh (cm)	地盤ひずみ εg (%)	速度応答 スペクトル Sv' (cm/s)	水平変位 振幅 Uh (cm)	地盤ひずみ εg (%)	速度応答 スペクトル Sv' (cm/s)	水平変位 振幅 Uh (cm)	地盤ひずみ εg (%)
モデルI	12	3.7	0.12	100	31.2	1.01	150	46.8	1.52	200	62.4	2.02
モデルII	12	1.7	0.11	100	14.1	0.94	150	21.2	1.41	200	28.2	1.88
モデルIII	10.5	0.9	0.09	50	4.2	0.43	75	6.3	0.65	100	8.4	0.86
モデルIV	3	0.1	0.02	15	0.4	0.10	22.5	0.6	0.15	30	0.8	0.20

5.3. 滑りの発生評価

次にこれらの地盤モデルにおける滑り発生の有無を確認する。滑りの発生は、地震時に管表面に作用するせん断応力が砂（地盤）の限界せん断応力を上回った際に生じる。地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G は、(5.1)式で求めることができる。一方、青ポリ管の限界せん断応力は、5.1 限界せん断応力の設定値で定めた $\tau_{cr}=10\text{kN/m}^2$ とする。

表-5.3 では対象地震動，地盤モデルごとに計算したせん断応力 τ_G を一覧で示す。表中の黄色で網掛けをした箇所は， τ_{cr} が τ_G を上回り，滑りが発生することを示す。結果より，レベル 2 地震動より小さい地震動であれば，いかなる呼び径・モデル地盤においても滑りが発生しない。つまり、地盤変位に管が追随することがわかる。一方，対象地震動，呼び径が大きいほど滑りが発生しやすくなるのがわかる。また，同じ地震動レベルの場合，地盤モデル II の τ_G が地盤モデル I の τ_G より大きくなる。これはモデル II の波長が短いためである。よって，滑りの発生において厳しい条件は，速度応答スペクトル，呼び径（管厚 t ）が大きく，波長が短い場合（固有周期 0.7s 付近）であることがわかる。

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L'} \times E \times t \times \alpha_l \times \varepsilon_G \quad (5.1)$$

ここに、

L' : 見かけの波長 (m)

E : 管体の弾性係数 (=1GPa)

t : 管厚 (m)

α_l : 管軸方向の地盤変位伝達係数

ε_G : 地盤ひずみ

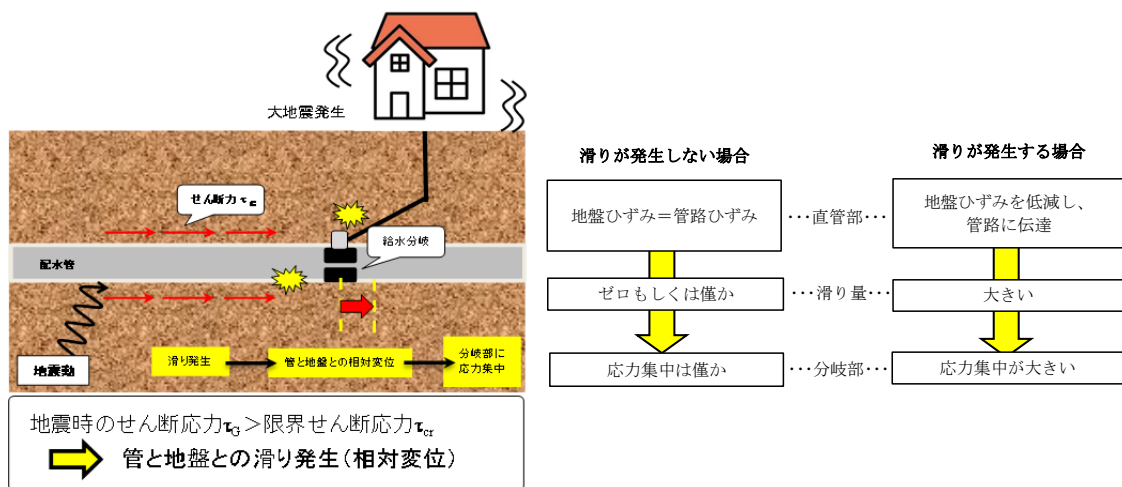


図-5.5 滑り発生のイメージ

5.4. 想定される最大相対変位量（滑り量）

管と地盤との滑りが生じる場合の相対変位量は、管軸方向の1/4波長の位置で発生し、高圧ガス導管耐震設計指針を参考にすると(5.2)式より計算することができる¹⁾。相対変位量 Δ は、**図-5.1**で示したように $\Delta_{cr}=20\text{mm}$ まではせん断応力に応じて増加するが、滑りが発生すると相対変位量は増大する。

ここで、青ポリ管に生じる最大相対変位量を地盤モデルおよび地震動ごとに**表-5.4**に示す。最大相対変位量は、レベル2地震動においては、最大12.2mmと僅かであることがわかる。一方、レベル2地震動の2倍(200Kine)に相当するスペクトルを与えると呼び径200では、滑りが発生し、114.7mmの最大相対変位が生じることになる。いずれの相対変位も1/4波長の地点で最大となり、最も厳しい条件を想定すると1/4波長の位置にちょうど給水分岐や異形管が存在する場合となる。**(図-5.8, 図-5.9)**よって、最大相対変位が異形管や給水管に与える影響については次章以降で検討を行う。

$$\Delta = (1 - \alpha^*) \times U_h \quad (5.2)$$

$$\alpha^* = q^* \times \alpha_0 \quad (5.3)$$

ここで、

Δ : 相対変位量 (mm)

U_h : 地盤の水平変位振幅

α^* : 直管と地盤間の相対変位に関する係数

$$\alpha^* = q^* \times \alpha_0$$

q^* : 相対変位に関する滑り係数

α_0 : 地盤変位伝達係数

$$\tau_G \leq \tau_{cr} \cdots \text{滑りが発生, } q^* = \sin \xi \times \left(1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2}\right) - \xi \times \cos \xi, \quad \xi = \arcsin\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_G}\right), \quad q \leq 1$$

$$\tau_G < \tau_{cr} \cdots \text{滑りが発生しない, } q^* = 1$$

α^* : 直管と地盤間の相対変位に関する係数

α_0 : 滑りを考慮した地盤変位伝達係数

q^* : 相対変位に関する滑り低減係数

l^* : 滑りが発生する管軸方向の位置

$$l^* = \frac{L'}{2\pi} \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L'}\right)^2}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}}$$

K_1 : 導管単位長さ当たりの管軸方向の地盤ばね係数(kN/m²)で、

$$K_1 = \pi D k_1 \text{ であり、 } k_1 = 500 \text{ kN/m}^3$$

A : 管路の断面積

表-5.4 最大相対変位量 (mm)

対象地震動	地盤モデル	50	75	100	150	200
レベル1地震動 <small>K_{h1}:基準面における設計水平震度 (=0.15)</small>	モデルI	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
	モデルII	0.4	0.6	0.8	1.1	1.5
	モデルIII	0.5	0.7	0.9	1.2	1.6
	モデルIV	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4
レベル2地震動	モデルI	1.8	2.5	3.5	5.0	6.9
	モデルII	3.3	4.7	6.4	9.1	12.2
	モデルIII	2.3	3.2	4.3	5.9	7.8
	モデルIV	0.9	1.1	1.4	1.7	2.0
レベル2地震動×1.5倍	モデルI	2.7	3.8	5.3	7.5	10.4
	モデルII	5.0	7.0	9.6	13.7	50.9
	モデルIII	3.4	4.8	6.4	8.8	11.6
	モデルIV	1.3	1.7	2.1	2.6	3.1
レベル2地震動×2.0倍	モデルI	3.6	5.1	7.0	10.1	17.1
	モデルII	6.7	9.4	12.8	60.4	114.7
	モデルIII	4.6	6.3	8.6	11.8	19.7
	モデルIV	1.7	2.2	2.8	3.5	4.1

備考) 地盤不均一度係数 $\eta = 2.0$

 : 滑り発生 $\tau_G > \tau_{cr} = 10.0 \text{ kN/m}^2$

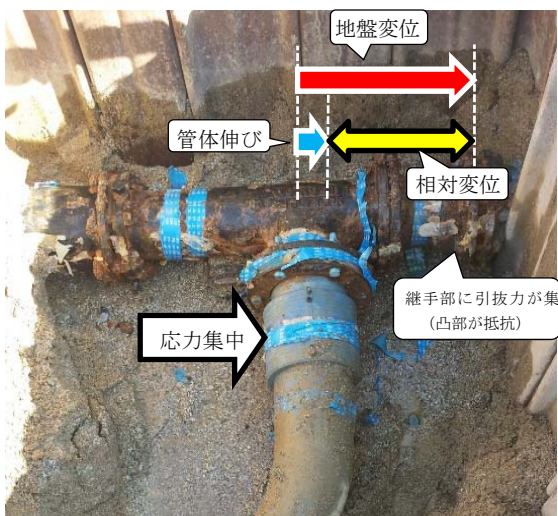


図-5.8 T字管への応力集中

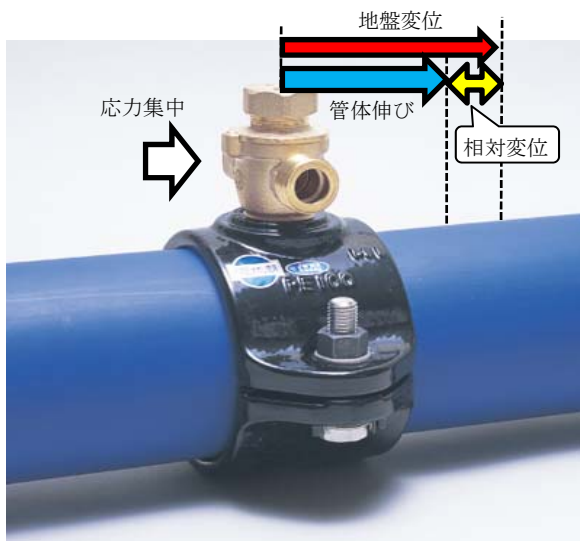


図-5.9 サドル付分水栓への応力集中

5.5. 直管部の耐震性評価

ここで直管部の耐震性評価を行うために、管体が発生するひずみを算出する。水道施設耐震工法指針によると直管部の耐震性評価は、管軸方向に発生する地盤ひずみに滑りを考慮した地盤変位伝達係数 α_0 を乗じることで管路に発生するひずみとしている。また、滑りが発生する場合には滑り低減係数 q を乗じて地盤ひずみを低減させて管発生ひずみとする計算手法が示されている。本研究では実験で得た地盤ばね係数を用いて想定する地盤モデルごと、対象地震動ごとの直管部に発生するひずみを整理する。

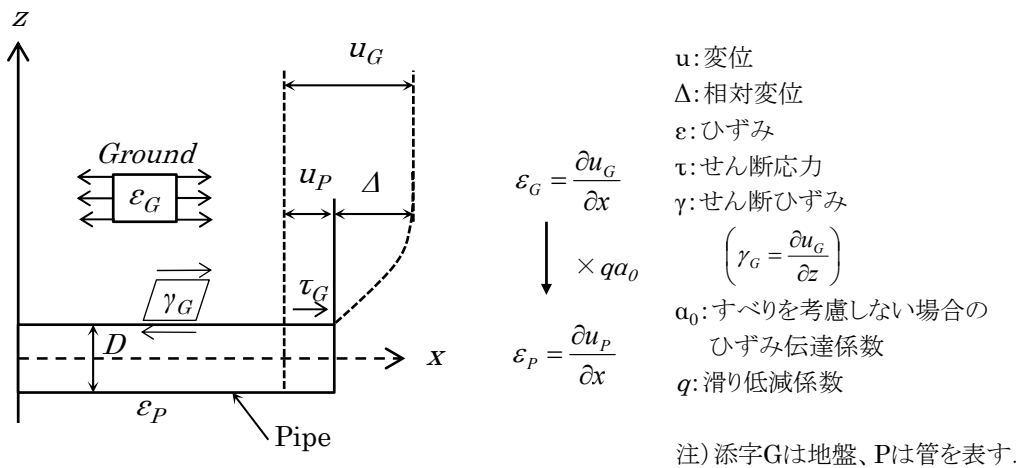


図-5.10 地盤ひずみと管路ひずみ¹⁾

5.5.1. 地盤変位伝達係数

管軸方向の地盤変位伝達係数は、地盤と管の相対変位の関係を示すものであり、青ポリ管のように中小口径管かつ軸方向の伸びが卓越しやすい管材料であることを考慮し、高圧ガス導管耐震設計指針で示された式(5.5)を採用する¹⁾。水道施設耐震工法指針の青ポリ管の計算では、滑りが発生しないと仮定し、地盤変位伝達係数を一律 $\alpha_1=1.0$ として計算しているが、4章の実験結果を踏まえると表-5.5 に示す通りとなる。

$$\alpha_0 = q \times \alpha_1 \tag{5.4}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L'}\right)^2} \tag{5.5}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \tag{5.6}$$

ここで、 α_0 ：滑りを考慮した地盤変位伝達係数

q : 滑り低減係数

α_l : 地盤変位伝達係数

K_l : 管単位長さ当たりの管軸方向の地盤ばね係数(kN/m²)で、

$K_l = \pi D k_l$ であり、 $k_l = 500 \text{ kN/m}^3$ (5.1 限界せん断応力の設定値参照)

A : 管路の断面積

管と地盤との滑りの有無によって、滑り低減係数 q を算出する。

$$\tau_G \geq \tau_{cr} \quad \cdots \text{滑り発生, } q = 1 - \cos \xi + \left(\frac{\pi}{2} - \xi\right) \sin \xi, \quad \xi = \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}, \quad q \leq 1.0$$

$$\tau_G < \tau_{cr} \quad \cdots \text{滑りが発生しない, } q = 1.0$$

表-5.5 地盤変位伝達係数 α_l

地盤モデル	50	75	100	150	200
モデルⅠ	0.994	0.992	0.989	0.984	0.978
モデルⅡ	0.976	0.967	0.955	0.936	0.914
モデルⅢ	0.946	0.925	0.899	0.860	0.817
モデルⅣ	0.775	0.708	0.636	0.548	0.467

5.5.2. 直管部に発生するひずみ

直管に発生する地震時ひずみは、軸ひずみと曲げひずみを合成する式(5.7)により算出する。計算の結果を対象地震動ごとに表-5.6～表-5.9に示す。直管部のひずみに関しては、呼び径による差は少ないため、呼び径 200 の結果を代表として示す。他の計算結果については、参考資料 1 の水道配水用ポリエチレン管の設計事例集に示すこととする。

計算結果より、曲げひずみは、軸ひずみ比べて 1/500 程度と極めて小さくなるため、耐震計算に与える影響は限定的であることがわかる。また、最も大きなひずみが発生する場合でも管体ひずみが 2% (レベル 2 地震動×2 倍, モデル I) 程度であり、青ポリ管の許容ひずみ 3% に比べて小さくなり、耐震設計上、安全と考える。一方、レベル 2 地震動×2 倍の地震動の場合、地盤モデル I～地盤モデル III で滑りが発生しているため、地盤ひずみが低減されて管体に伝達されている。この場合、相対変位が分岐部に与える影響の検討が必要となる。よって、次章では分岐部の応力集中を評価する。

$$\varepsilon_p = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2} \quad (5.7)$$

ここで、 ε_p : 合成ひずみ

ε_L : 管軸方向ひずみ

ε_B : 管軸直角方向ひずみ

管軸方向のひずみは式(5.4)となる。

$$\varepsilon_L = \alpha_0 \times \varepsilon_G \quad (5.8)$$

また、管軸直角方向のひずみは式(5.5)となる。

$$\varepsilon_B = \alpha_2 \times \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G \quad (5.9)$$

ここで、 α_2 : 管軸直角方向の地盤変位伝達係数 (=1.0 とする)

表-5.6 レベル 1 地震動時の管体ひずみ

レベル1地震動			地盤モデル			
			I	II	III	IV
地盤ひずみ		ε_G	0.12%	0.11%	0.09%	0.02%
管体ひずみ	管軸方向	ε_L	0.12%	0.10%	0.07%	0.01%
	(地盤変位伝達係数)	(α_0)	(0.978)	(0.914)	(0.817)	(0.467)
	管軸直角方向	ε_B	0.01%	0.02%	0.01%	0.002%
		合成ひずみ	0.12%	0.10%	0.07%	0.01%

表-5.7 レベル2地震動時の管体ひずみ

レベル2地震動			地盤モデル			
			I	II	III	IV
地盤ひずみ		ε_G	1.01%	0.93%	0.43%	0.10%
管体ひずみ	管軸方向 (地盤変位伝達係数)	ε_L (α_0)	0.99% (0.978)	0.85% (0.914)	0.35% (0.817)	0.04% (0.467)
	管軸直角方向	ε_B	0.01%	0.02%	0.01%	0.002%
	合成ひずみ	ε_P	0.99%	0.85%	0.35%	0.04%

表-5.8 レベル2地震動×1.5倍の管体ひずみ

レベル2地震動×1.5倍			地盤モデル			
			I	II	III	IV
地盤ひずみ		ε_G	1.51%	1.40%	0.65%	0.19%
管体ひずみ	管軸方向 (地盤変位伝達係数)	ε_L (α_0)	1.48% (0.978)	1.11% (0.795)	0.53% (0.817)	0.09% (0.467)
	管軸直角方向	ε_B	0.01%	0.02%	0.01%	0.003%
	合成ひずみ	ε_P	1.48%	1.11%	0.53%	0.09%

：滑り発生

表-5.9 レベル2地震動×2.0倍の管体ひずみ

レベル2地震動×2.0倍			地盤モデル			
			I	II	III	IV
地盤ひずみ		ε_G	2.02%	1.87%	0.86%	0.25%
管体ひずみ	管軸方向 (地盤変位伝達係数)	ε_L (α_0)	1.97% (0.974)	1.21% (0.649)	0.67% (0.781)	0.12% (0.467)
	管軸直角方向	ε_B	0.02%	0.03%	0.01%	0.004%
	合成ひずみ	ε_P	1.97%	1.21%	0.67%	0.12%

：滑り発生

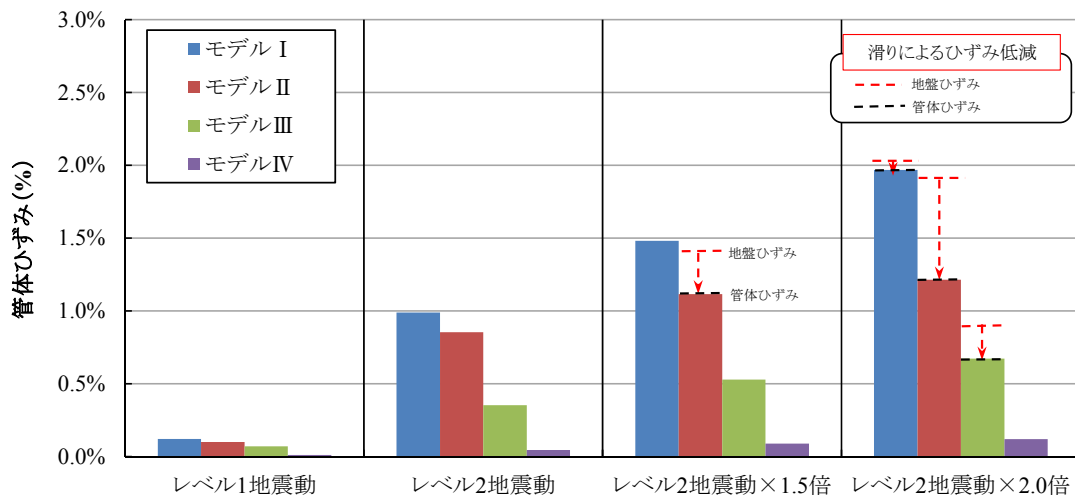


図-5.11 青ポリ管の直管部に発生するひずみ (呼び径 200)

5章参考文献

- 1) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，pp.26-49，2013.
- 2) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，I 総論，pp.257 pp.-272，2009.
- 3) 小池武：埋設パイプラインの地震時ひずみ評価，土木学会論文報告集，No. 331，pp. 13-24，1983.
- 4) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：水道配水用ポリエチレン管の地震動に対する耐震性評価に関する研究，土木学会論文集 A1，Vol.72，No.4，pp. I_424-I_433，2016.
- 5) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：地震時における水道配水用ポリエチレン管の異形管・給水分岐の耐震性評価，土木学会論文集 A1，Vol.73，No.4，pp. I-412-I_421，2017.
- 6) 配水用ポリエチレンパイプシステム協会：水道配水用ポリエチレン管の耐震設計の手引き，2018.
- 7) 大林組技術研究所：水道配水用ポリエチレン管の耐震性評価におけるレベル 2 設計地震動の妥当性に関する調査報告書，2017 年 11 月

第6章

異形管と給水分岐の耐震性評価

6章 異形管（曲管，T字管）と給水分岐の耐震性評価

6.1. 実験目的

本章では、管と地盤との相対変位が、異形管（曲管，T字管）と給水分岐に与える影響について検討を行う。各呼び径ごとの相対変位量は、表-5.4に従う。異形管，給水分岐に関する評価は、高圧ガス導管耐震設計指針に基づき、図-6.1~図-6.3に示すように地震波が平行すなわち入射角0度で入射し、最大相対変位 Δ が生じる地震波1/4波長の位置に異形管および給水分岐が設置されている厳しい条件を仮定する。高圧ガス導管耐震設計指針によると、各種曲管における応力解析の結果、90°曲管が最も発生ひずみが多いことが確認されているため、本研究でも90°曲管を耐震性評価の対象とする¹⁾。

実験は、4章で示した実験土槽を用い、異形管と給水分岐を設置した管に対して強制的に相対変位を生じさせ、管体に発生するひずみや給水分岐のズレの有無を確認することで耐震性を評価する。

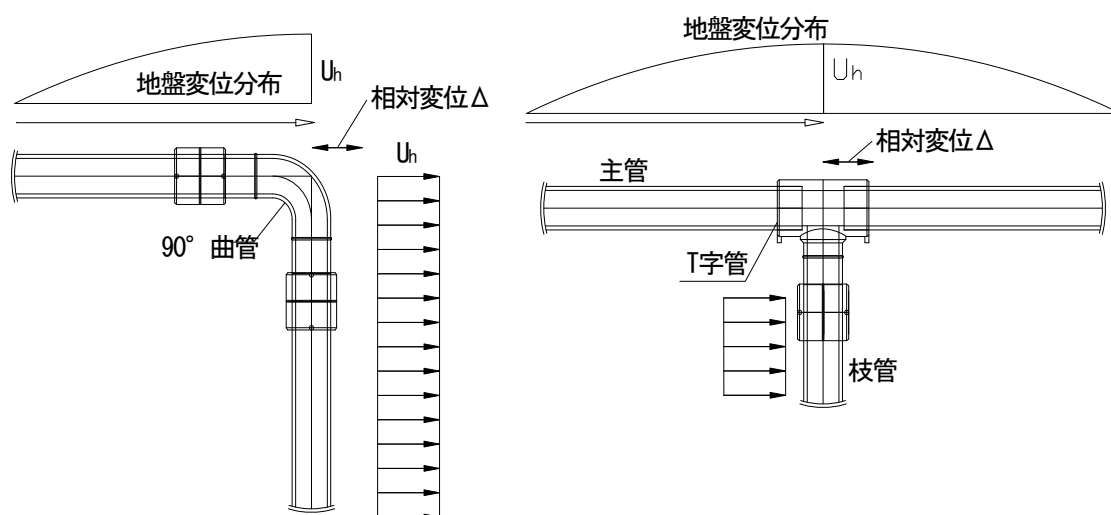


図-6.1 90° 曲管に生じる相対変位

図-6.2 T字管に生じる相対変位

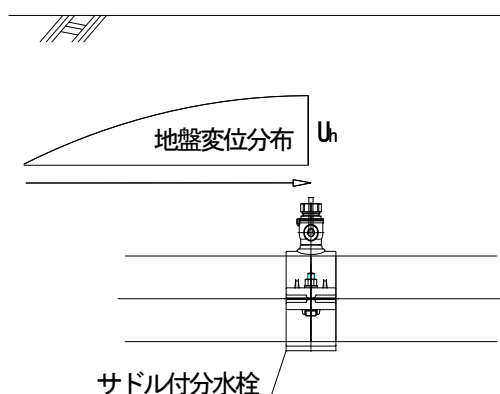
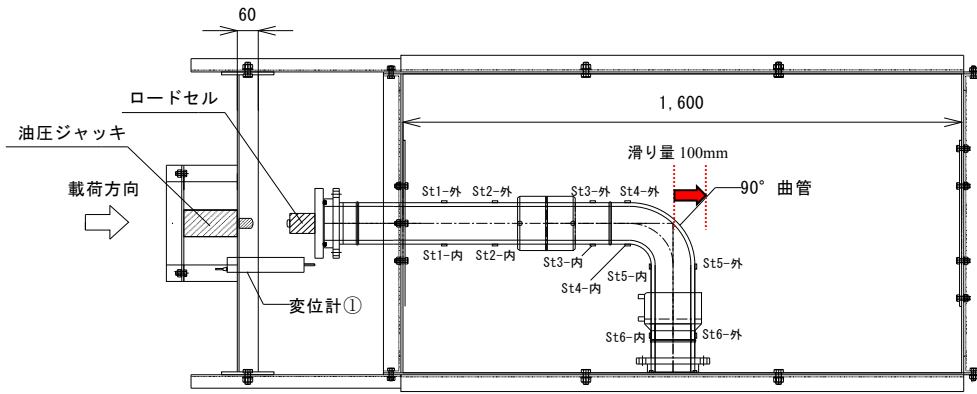
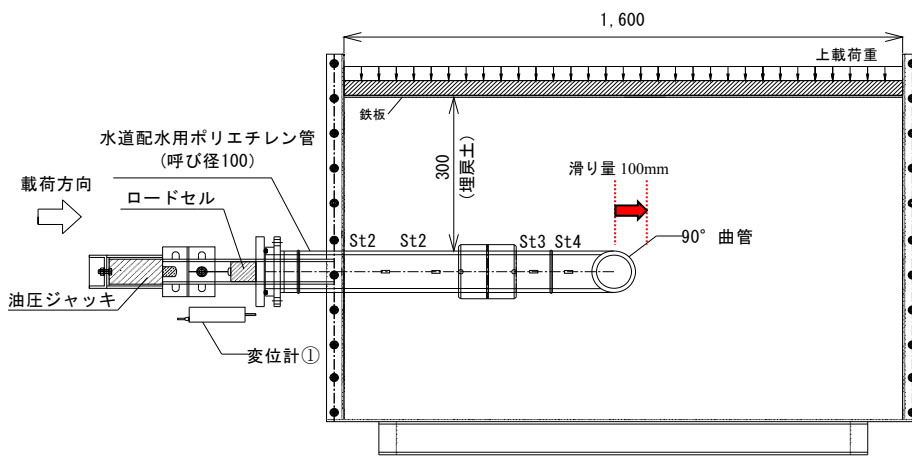


図-6.3 給水分岐に生じる相対変位



(平面図)

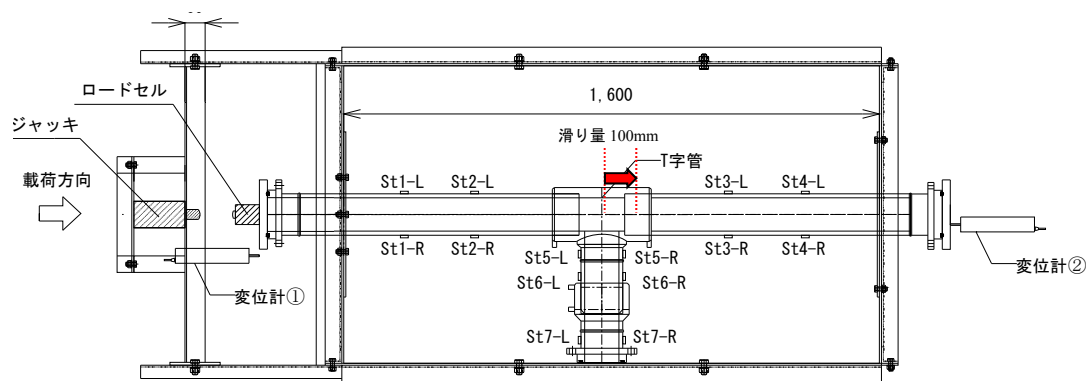


(側面図)

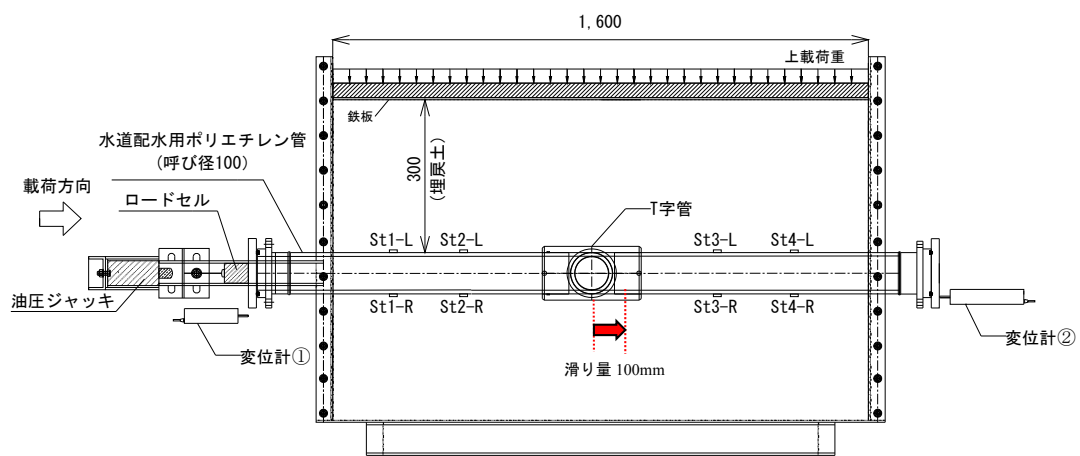
図-6.5 土槽図面 (90° 曲管)



写真-6.2 90° 曲管



(平面図)



(側面図)

図-6.6 土槽図面 (T字管)



写真-6.3 T字管

6.3. 実験結果

6.3.1. 90°曲管

90° 曲管におけるひずみ分布を曲管部の内側と外側に分けて図-6.7, 図-6.8 にそれぞれ示す。ひずみゲージ位置詳細は図中に示す位置である。载荷に伴い St3 の内側で圧縮ひずみ, St4 の外側で引張ひずみが卓越していく状況が確認できる。これは, 90° 曲管の曲がり部に地盤反力が作用し, 曲管部を内側に曲げる力が作用したためと考えられる。また, St5 のひずみが内側外側ともに引張が作用しており, 曲がり部が地盤反力を受けて地盤中に留まるのに対して, 直管側に相対変位が進んでいるためと考えられる。つまり, 曲管部の曲げ性能で相対変位を吸収していることがわかる。

図-6.9 は, 変位量と荷重の関係を示す。変位が 5mm 付近までは荷重が急激に立ち上がり, 5mm 以降は増加率が低下している。これは, 5mm 付近で滑りが発生し, 曲管部の変形と周辺土の破壊が進行したためと考えられる。また, 100mm 変位後に除荷した際には, 変位が 60mm 程度まで戻される現象も確認できた。これは, 土中で変形していた青ポリ管が除荷に伴い力が解放され, 元に戻ったためである。

異形管部の耐震設計は, 地震時に想定される滑りが異形管部に生じた際の最大発生ひずみを照査することで行うため, 90° 曲管の照査対象は, 曲管外側に設置した St4-外側のひずみとなる。表-6.1 には相対変位ごとの最大発生ひずみを示す。比較として, 高圧ガス導管耐震設計指針で示された 90° 曲管のひずみ計算式による結果を併記する。レベル 2 地震動で青ポリ管に発生する最大の相対変位量は, 12.2mm である。本実験では, これらの変位量に加えて, 想定以上の滑りを考慮した 100mm まで相対変位を与えた厳しい条件での評価を行った。

結果は, レベル 2 地震時の相対変位 12.2mm に対しては管体に発生する実測ひずみが 0.13%, 相対変位 100mm においても実測ひずみが 1.22%であり, 許容ひずみ 3.0%に対して十分に小さいことが確認できた。高圧ガス導管耐震設計指針で示された計算式は, 波長の影響を受けるため, 一概に比較することは難しいが, 5 章で示したモデル I 地盤 (波長 $L'=274.3\text{m}$, 固有周期 $T_G=1.54\text{s}$) を入力した結果と近い値を示した。

表-6.1 90° 曲管に生じた最大ひずみ

相対変位	実験ひずみ	計算ひずみ ($L'=274.3\text{m}$)
12.2mm (レベル 2 地震動)	0.13%	0.15%
50mm	0.61%	0.77%
100mm	1.22%	1.53%

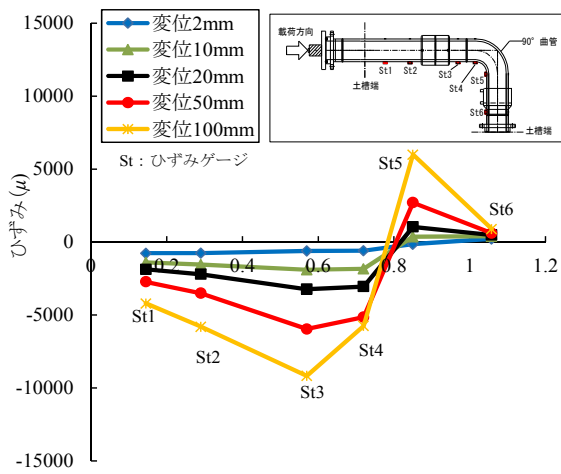


図-6.7 90° 曲管 (内側)

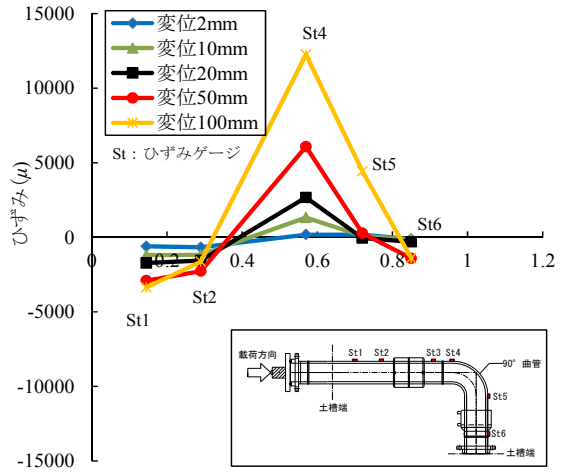


図-6.8 90° 曲管 (外側)

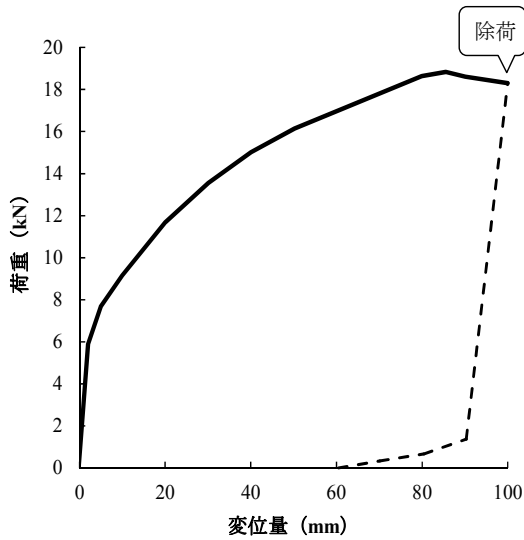


図-6.9 荷重-変位量曲線

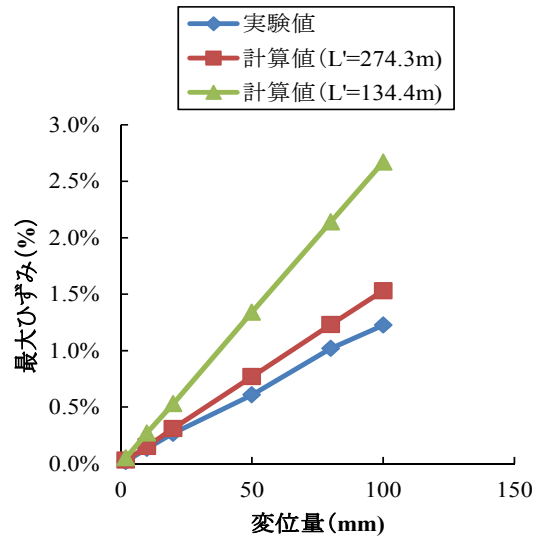


図-6.10 最大ひずみ (St4-外) の比較

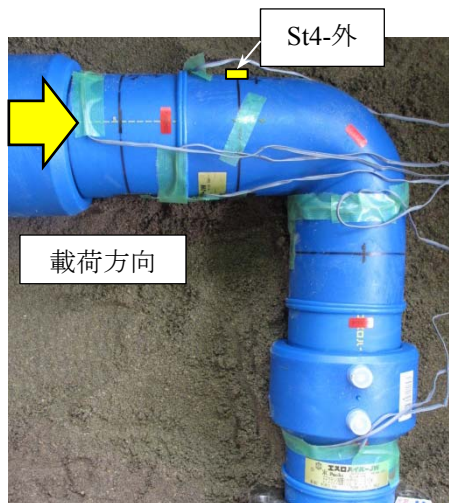


写真-6.4 最大ひずみ (st4-外) の位置

6.3.2. T字管

次にT字管に相対変位が生じた場合の実験結果を示す。T字管は、主管側(St-1～St-4)と枝管側(St-5～St-7)とで構成され、それぞれのひずみを測定した。まず、**図-6.11**～**図-6.12**では、T字管の主管側の軸方向ひずみを示す。主管側ひずみは、枝管部に地盤反力が作用することで、S字形に変形していることが推測できる。また、ひずみの大きさは分岐部よりも載荷側で大きくなっている。次に、**図-6.13**では枝管側のひずみについて、**図-6.13**中に示すR側とL側に設置したひずみゲージの値を示す。図より、載荷に伴い、地盤反力が枝管部に作用することで枝管の根元で最もひずみが大きくなっていることが確認できた。主管側と枝管側のひずみを比較すると、枝管の根元に生じたひずみ(St5-L)が最も大きい結果となった。よって、枝管根元のひずみを耐震性評価の対象とした。

表-6.2では、相対変位ごとの最大発生ひずみ(St5-L)を示す。90°曲管と同様に高圧ガス導管耐震設計指針で示されてT字管の耐震計算結果についても併記する。結果は、レベル2地震時の相対変位12.2mmに対しては管体に発生する実測ひずみが0.22%、相対変位100mmにおいても実測ひずみが2.16%であり、許容ひずみ3.0%に対して小さいことが確認できた。高圧ガス導管耐震設計指針で示された計算式は、5章で示したモデルII地盤(波長 $L'=134.4\text{m}$ 、固有周期 $T_G=0.70\text{s}$)を入力した結果と近い値を示した。

これらの結果より、地震時に発生する最大滑り量を上回る相対変位が生じた場合においても90°曲管・T字管においても発生ひずみは許容ひずみ以下となり、耐震性が確保できていることを確認できた。

表-6.2 T字管に生じた最大ひずみ

相対変位	実験ひずみ	計算ひずみ ($L'=133.4\text{m}$)
12.2mm (レベル2地震動)	0.33%	0.22%
50mm	1.50%	1.19%
100mm	2.2%	2.16%

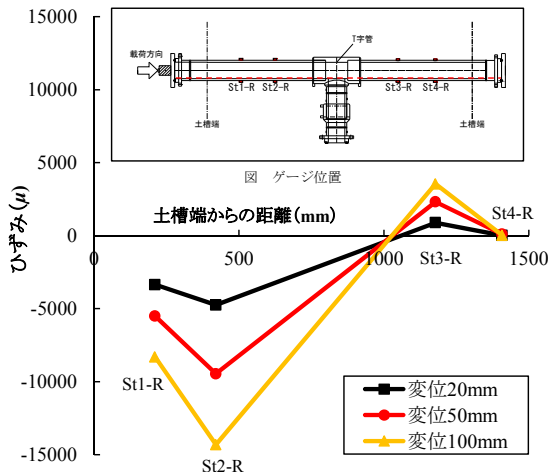


図-6.11 T字管（主管 R 側）

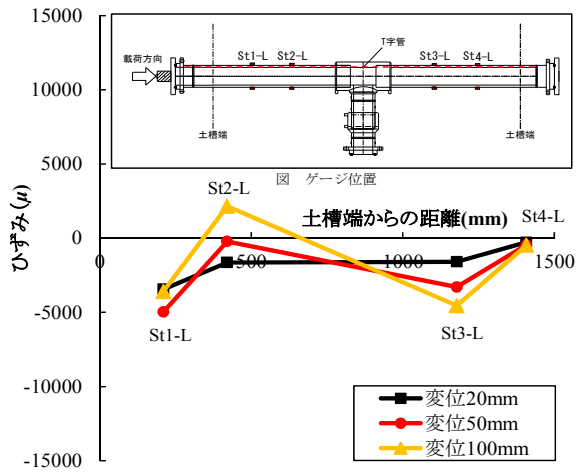


図-6.12 T字管（主管 L 側）

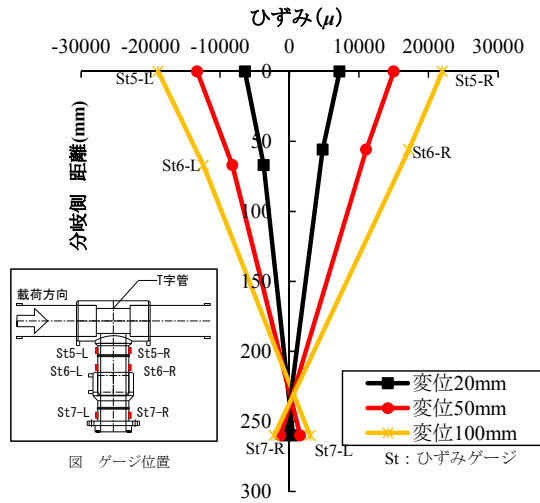


図-6.13 T字管（枝管 R 側 L 側）

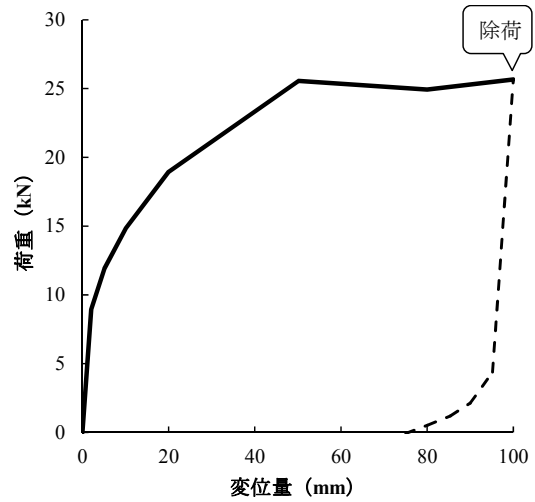


図-6.14 荷重-変位量の関係

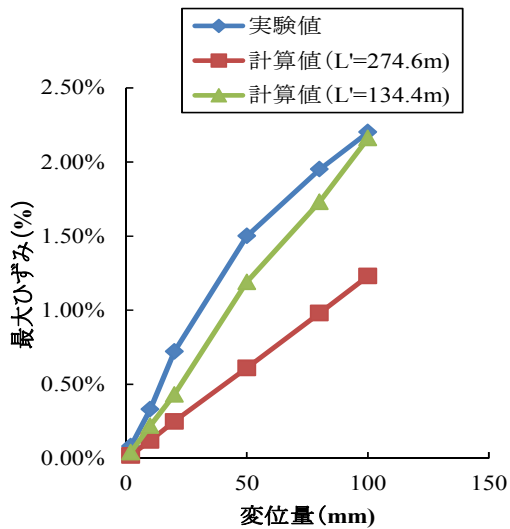


図-6.15 最大ひずみの計算値との比較



写真-6.5 最大ひずみ (st5-L) の位置

6.3.3. サドル付分水栓

サドル付分水栓を設置した青ポリ管の耐震性評価を行う。評価のポイントは、サドル付分水栓の近傍への応力集中とサドル付分水栓にズレが発生し、漏水するかどうかである。

(1) サドル付分水栓近傍へのひずみ集中

軸方向ひずみ分布（管頂、管底）を図-6.16~図-6.19 に呼び径 $\phi 50$ 、 $\phi 200$ それぞれの結果を示す。x 軸は載荷側の土槽端からの距離を示し、0.4m の位置に金属製サドル付分水栓が設置されている。変位は変位計①の値を示す。

呼び径 50 では、2mm の変位で 0.1% の圧縮ひずみが発生し、相対変位の増加とともに圧縮ひずみが増大し、実験で与えた最大変位では 1% に達している。一方、St4 地点では管頂、管底ともにほとんどひずみが発生していないことがわかる。相対変位の増加に伴い、載荷側を最大とする圧縮ひずみが作用し、その後滑りが生じる。滑り開始以降は設置したサドル突起部に地盤反力が作用し、サドル部より載荷側では圧縮ひずみが増加し、サドル以降ではひずみが小さくなった。サドル付分水栓は管頂側に分岐の張出部を有するため、曲げが作用し、管頂側により大きな圧縮ひずみが作用した。

表-6.3 に呼び径ごとの最大ひずみ (St1-上) を示す。レベル 2 地震動の際に想定される相対変位量は表-5.4 で示す通りであるため、これらの相対変位時に管路に発生する最大ひずみを示している。最大発生ひずみは、呼び径 200 で 0.05%、呼び径 50 で 0.3% であった。また、想定以上の滑りが作用する場合における最大相対変位 100mm においても、最大ひずみは 1.0% (呼び径 50) であった。想定以上の滑りが生じた場合においても、青ポリ管に発生するひずみは許容ひずみ以下となり、サドル部近傍への応力集中は耐震設計上、問題無いと評価できる。

表-6.3 サドル部近傍に発生する最大ひずみ

	呼び径 50	呼び径 100	呼び径 200
レベル 2 地震動で 想定される相対変位 Δ (表-5.4 参照)	0.3%	0.18%	0.05%
	$\Delta=3.3\text{mm}$	$\Delta=6.4\text{mm}$	$\Delta=12.2\text{mm}$
実験での最大相対変位 ($\Delta=100\text{mm}$)	1.0%	0.35%	0.07%

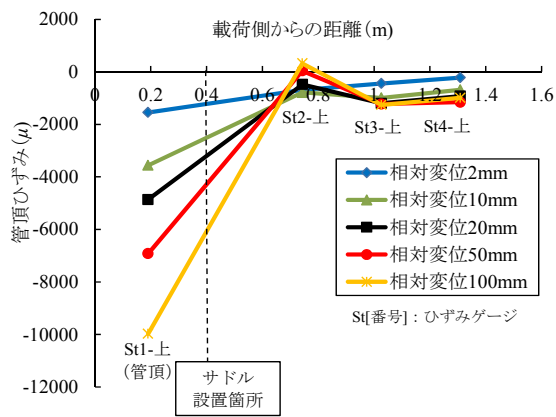


図-6.16 管頂ひずみ（呼び径 50）

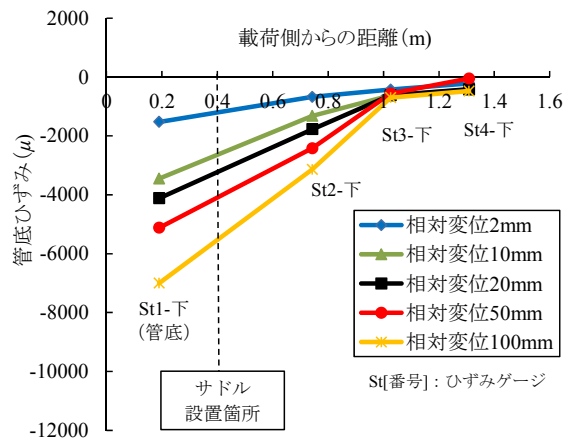


図-6.17 管底ひずみ（呼び径 50）

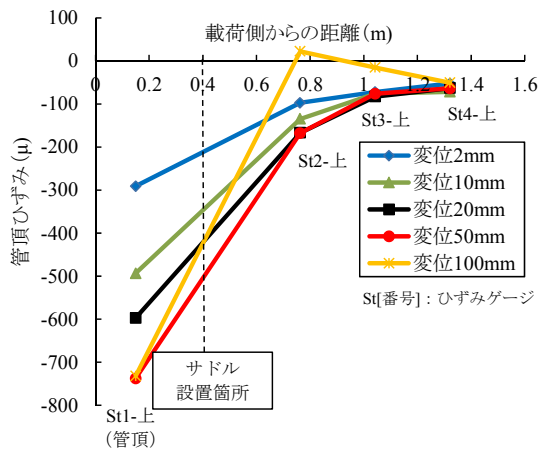


図-6.18 管頂ひずみ（呼び径 200）

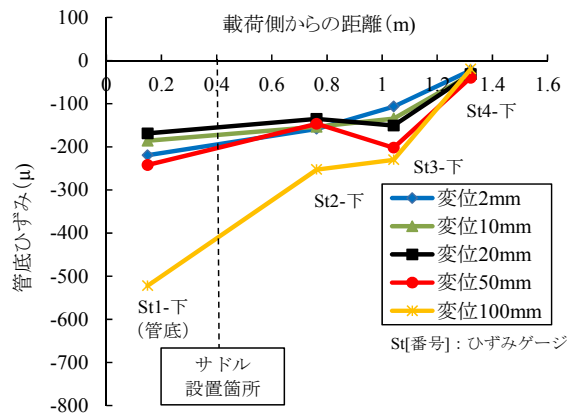


図-6.19 管底ひずみ（呼び径 200）

(2) サドル付分水栓に作用した荷重

サドル付分水栓は、管と地盤との相対変位に伴い、地盤反力がサドル部に作用し、サドルが管を拘束する力（摩擦抵抗力）を上回ることによって、ズレて漏水することが懸念される。

表-6.4 では、サドル付分水栓に作用した荷重を呼び径ごとに示す。表中の上段は、レベル2地震動で想定される相対変位、下段は、本実験における最大相対変位 100mm における値を示す。サドル付分水栓に作用する荷重 ΔP の算出方法は、直管部で滑りが開始した荷重 P_{cr} （初期勾配の変化点）を基準とし、滑り開始以降の荷重増分がサドル部に作用した荷重と考え、その値を示す（図-6.20～図-6.23）。

結果は、レベル2地震動で想定される相対変位において、サドル部に作用する荷重は 1.7kN~4.6kN となった。さらに、本実験における最大相対変位 100mm における荷重は、7.7kN~10.3 kN であったが、サドル付分水栓がズレて漏水することは無く、サドル部の管体を拘束する力（摩擦抵抗力）がサドル部に作用する地盤反力を上回る結果となった（写真-6.6～写真-6.8）。

よって、レベル2地震動で想定される相対変位および、想定以上の滑りを考慮した 100mm 変位においてもサドル付分水栓からの漏水は無いと考えられる。

表-6.4 サドル付分水栓に作用する地盤反力 ΔP

	呼び径 50	呼び径 100	呼び径 200
レベル2地震動で 想定される相対変位 Δ (表-5.4 参照)	1.7kN	4.4kN	4.6kN
	$\Delta=3.3\text{mm}$	$\Delta=6.4\text{mm}$	$\Delta=12.2\text{mm}$
実験での最大相対変位 ($\Delta=100\text{mm}$)	7.7kN	8.6kN	10.3kN

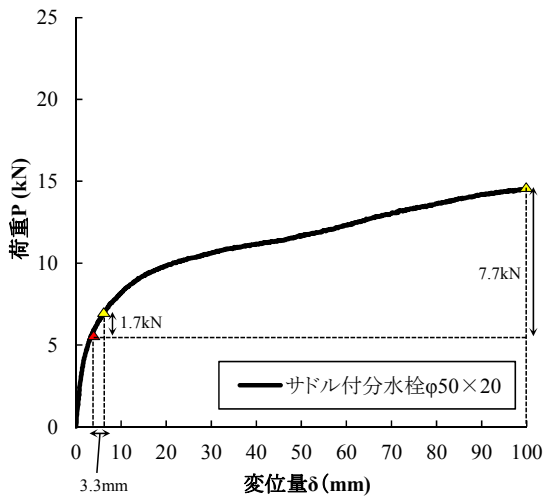


図-6.20 荷重-変位曲線（呼び径 50）

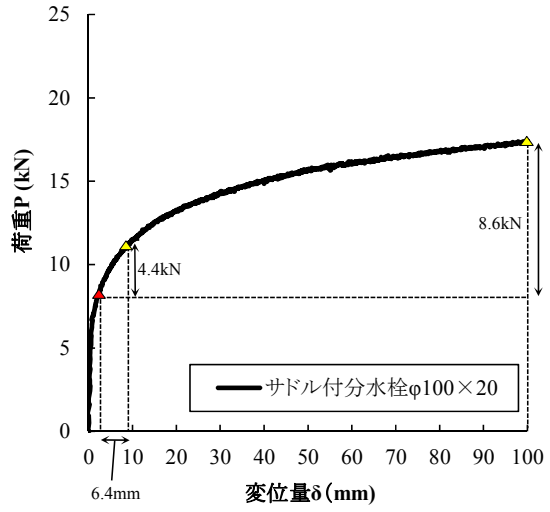


図-6.21 荷重-変位曲線（呼び径 100）

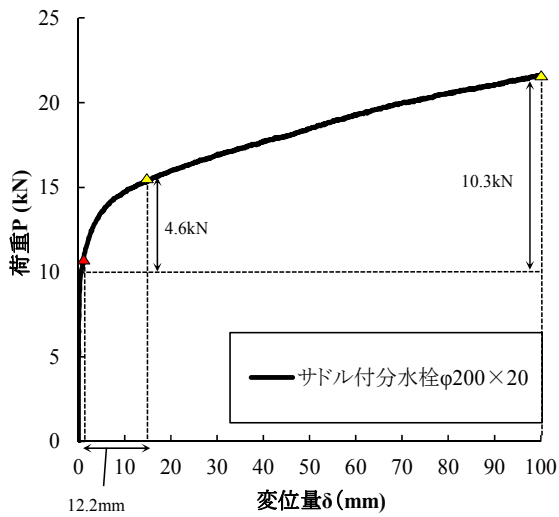


図-6.22 荷重-変位曲線（呼び径 200）



写真-6.6 100mm 変位後（呼び径 50）



写真-6.7 100mm 変位後（呼び径 100）



写真-6.8 100mm 変位後（呼び径 200）

6章参考文献

- 1) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，pp.26-49，2013.
- 2) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，I 総論，pp.257 pp.-272，2009.
- 3) 小池武：埋設パイプラインの地震時ひずみ評価，土木学会論文報告集，No. 331，pp. 13-24，1983.
- 4) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：水道配水用ポリエチレン管の地震動に対する耐震性評価に関する研究，土木学会論文集 A1，Vol.72，No.4，pp. I_424-I_433，2016.
- 5) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：地震時における水道配水用ポリエチレン管の異形管・給水分岐の耐震性評価，土木学会論文集 A1，Vol.73，No.4，pp. I-412-I_421，2017.
- 6) 配水用ポリエチレンパイプシステム協会：水道配水用ポリエチレン管の耐震設計の手引き，2018.

第7章

給水管の耐震性評価

7章 給水管の耐震性評価

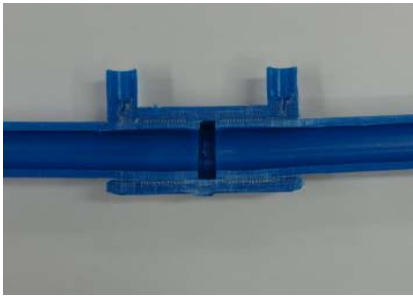

7.1. 実験目的

東日本大震災では、地震動による影響で給水管および給水分岐部に 2,500 件以上の被害が確認されており、当該部分の耐震性向上は重要な課題と指摘されている（1.4 給水管の被害を参考）。2016 年に発生した熊本地震においても同様に給水管の被害が多数報告されており、給水管の耐震性評価は急務の課題であることが指摘されている。

本章では、このような背景に鑑み、給水装置引き込み部を対象に耐震性評価を行うことを目的とする。対象とする給水管の管種は、配水管の分野で耐震管と位置づけられている青ポリ管の小口径管種である給水用高密度ポリエチレン管（以降、給水青ポリ管と呼ぶ）を用いる。接合部は表-7.1 に示すように融着継手および金属継手による接合が存在するが、異種材料の接合が耐震性評価では厳しい条件となると考え、評価対象を金属継手による接合である樹脂と金属の複合構造（ハイブリッド構造）とする。

水道施設耐震工法指針・解説によると水道管路に求められる耐震性能として、その施設の重要度に応じて耐震性能が規定されている。重要施設におけるレベル 2 地震動の耐震性能は、耐震性能 2 と規定され、埋設管路に対しては「部分的に塑性化しても漏水しない限界状態」である。本研究では、給水管に対しても耐震性能 2 を地震時の要求性能とする。

表-7.1 給水青ポリ管の接合方式

	融着継手	金属継手（抜け止め機構）
接合断面		
備考	電気融着により管と継手を完全に一体化することで十分な接合強度を有する。	管内にインコアを挿入し、継手で締め付けることで、抜け止め構造となる。

7.2. 想定する地盤変位

実験は、図-7.1 に示す給水分岐から水道メーターまでの給水装置引込部を対象に耐震性評価を行う。想定する地震動は、配水管の管軸方向に地震波が伝搬し、配水管と地盤との境界に滑りが生じた場合（地盤変位Ⅰ）と、給水管の管軸方向に地震動が作用した場合（地盤変位Ⅱ）の2方向を想定する。

配水管と地盤との滑り（地盤変位Ⅰ）については、配水管の材料剛性によってその挙動が異なることが前章までに明らかになっているため、管種ごとに水道施設耐震工法指針・解説の地盤モデルに基づく相対変位量を設定し、評価する。

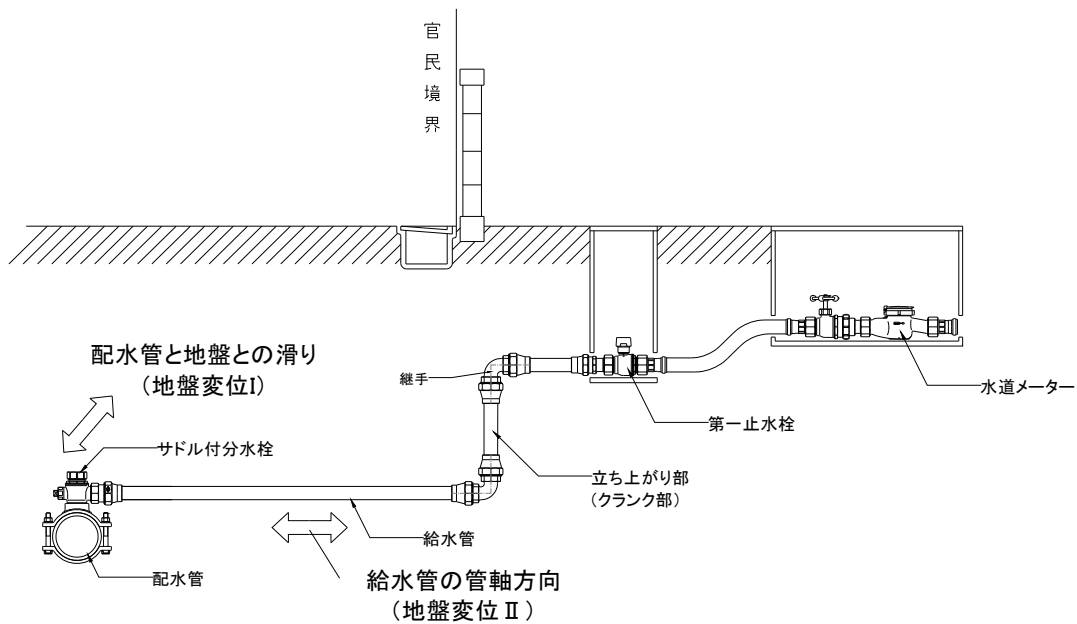


図-7.1 給水装置引込部の配管モデル

7.3. 耐震性評価実験

7.3.1. 配水管の滑りに対する実験

(1) 実験概要

実験は、図-7.2 に示す鋼製土槽内（2.0m×1.35m×0.9m）に配水管を埋設し、サドル付分水栓を規定トルクで取付け・穿孔した後、給水青ポリ管φ20を給水青ポリ管用金属継手（以降、金属継手）を用いて直線的に約1.5m配管する。一般的な配管を想定した場合にもサドル付分水栓で分岐した以降は、1.5m程度は直線的に配管される。給水管の接合方式は、金属継手によるメカニカル接合と樹脂継手を用いた融着接合があり、実現場ではいずれの場合も存在する。本稿では、異種材料の接合となる金属継手の方が耐震設計上厳しい条件と考え、金属継手による複合構造を供試体の基本とする。

配水管の管種は、材料剛性が大きいため管と地盤との滑りが大きくなるダクタイル鋳鉄

管等の金属管と、材料剛性が小さく滑りが生じにくい青ポリ管の2種類を評価対象とした。

管種ごとの滑り量は、表-7.2 で示す通りである。レベル2地震動を想定した場合、配水管が青ポリ管であれば、管と地盤との最大相対変位量が、最も厳しい条件の呼び径 200 で約 12.2mm であることが確認されている⁴⁾。本実験ではより厳しい条件での評価を行うため 100mm まで強制的に相対変位を加えた評価を行った。一方、配水管がダクタイル鋳鉄管等の金属管の場合、管材料の剛性が大きく、滑りが発生し、最も厳しい条件ではレベル2地震動の最大水平振幅である 312mm (表-5.2 参照) の相対変位が考えられる。よって本実験では、油圧ジャッキの制約上もあり、300mm の相対変位量で評価した。

荷重は、配水管の管軸方向に複動油圧ジャッキ (型名 MD1-300, 能力 100kN, 最大ストローク 300mm) を用いて、管と地盤との相対変位が管種ごとの想定滑り量に達するまで強制変位させる。管路には、水圧 0.5MPa を負荷した状態とし、荷重中の荷重および変位量を配水管の管端部に設置したロードセル (型名 CLP-50KNB, ㈱東京測器研究所), 変位計[1][2] (型名 SDP-300D, ㈱東京測器研究所) で測定する。(図-7.2, 写真-7.2) また、荷重中の給水青ポリ管の変形は、図-7.2 の側面図中に示す軸方向に設置したひずみゲージ[番号]で把握する。

埋戻し土は青ポリ管の埋戻しで標準的に使用される川砂を用い、浅層埋設の最小土被り 60cm となるように埋戻し土と鉄板を介して上載荷重を負荷することで再現する。締固度の管理は、木ダコ等を用いて薄層に締固めを行った後、RI 測定器を用いて締固度 90%以上となるように管理を行う。

表-7.2 実験条件

CASE	配水管	給水管 / 継手	レベル2地震動の相対変位量	本実験での滑り量	配管形態 (給水管)
1	青ポリ管	給水青ポリ管 (20A) / 金属継手	12.2mm ^{注1)}	100mm	直線配管
2	ダクタイル鋳鉄管		312mm ^{注2)}	300mm	

注1) レベル2地震動における最大相対変位量 12.2mm (表-5.4 参照)

注2) レベル2地震動における最大水平変位振幅 312mm (表-5.2 参照)



写真-7.1 実験土槽 (全景)



写真-7.2 載荷位置 (詳細)

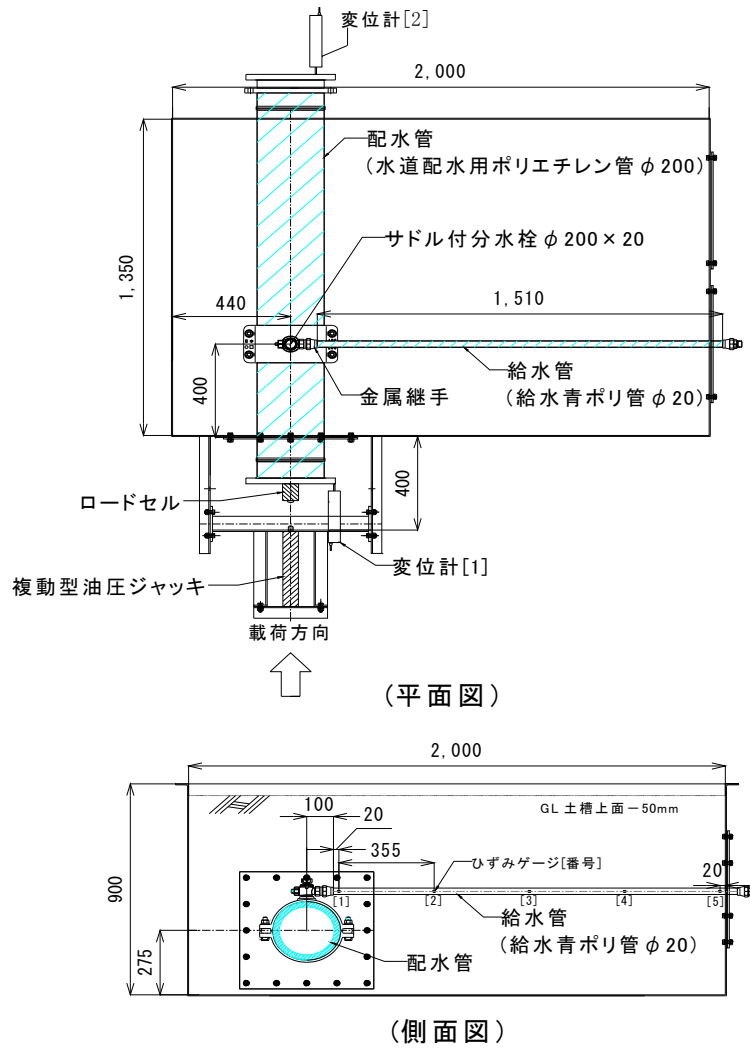


図-7.2 実験土槽図

(2) CASE1 の実験結果

CASE1 における給水青ポリ管に発生した軸ひずみを図-7.3, 図-7.4 に示す。横軸はサドル分岐中心部からの距離を示す。ひずみゲージは図-7.2 および写真-7.3 に示す[1]~[5]の位置に、給水青ポリ管の流水方向に対して右側 (R 側) と左側 (L 側) の管側部に設置した。

評価結果は、金属継手の根元から 20mm (サドル分岐中心部からは 120mm) の位置に設置したひずみ[1]の L 側で最大引張ひずみが生じ、R 側で最大圧縮ひずみが生じた。ひずみ[3]以降はひずみがほとんど発生していない。これは、実験後の変形状況を示した写真-5 からも確認でき、サドル分岐から 800mm 程度の直線部で変位量を吸収していることがわかる。

青ポリ管のレベル 2 地震動における想定相対変位量 12.2mm における最大発生ひずみは、ひずみ[1]の L 側で 0.7%程度と許容ひずみ 3%に対して十分に小さいことが確認できた。また、100mm まで強制的に相対変位させる厳しい条件での評価の結果では、最大 4.2%のひずみが発生したが、給水青ポリ管は十分な変形性能を有していたため、管体および金属継手に異常は無く、通水機能を継続できた。水道施設耐震工法指針・解説では、埋設管路 (一体構造管路) の耐震性能として、レベル 2 地震動の場合は耐震性能 2 を規定し、「部分的に塑性化しても漏水が発生しない限界の状態」と記されている。つまり、地震後に通水機能を継続していることが評価のポイントであると考えられる。本研究では、給水管に対しても耐震性能 2 を照査基準として定め、評価を行う。実験結果は、より厳しい条件を仮定した 100m 変位時においても、漏水は無く、耐震性能 2 を満足するものと考えられる。

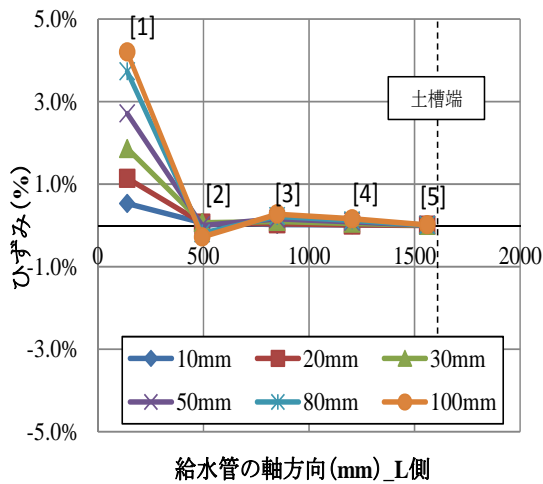


図-7.3 管体ひずみ (L 側)

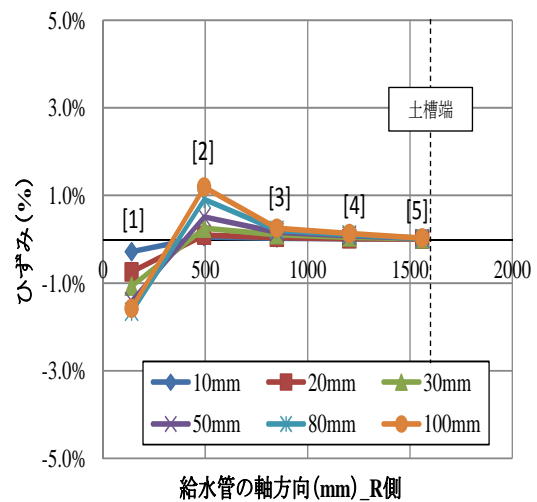


図-7.4 管体ひずみ (R 側)

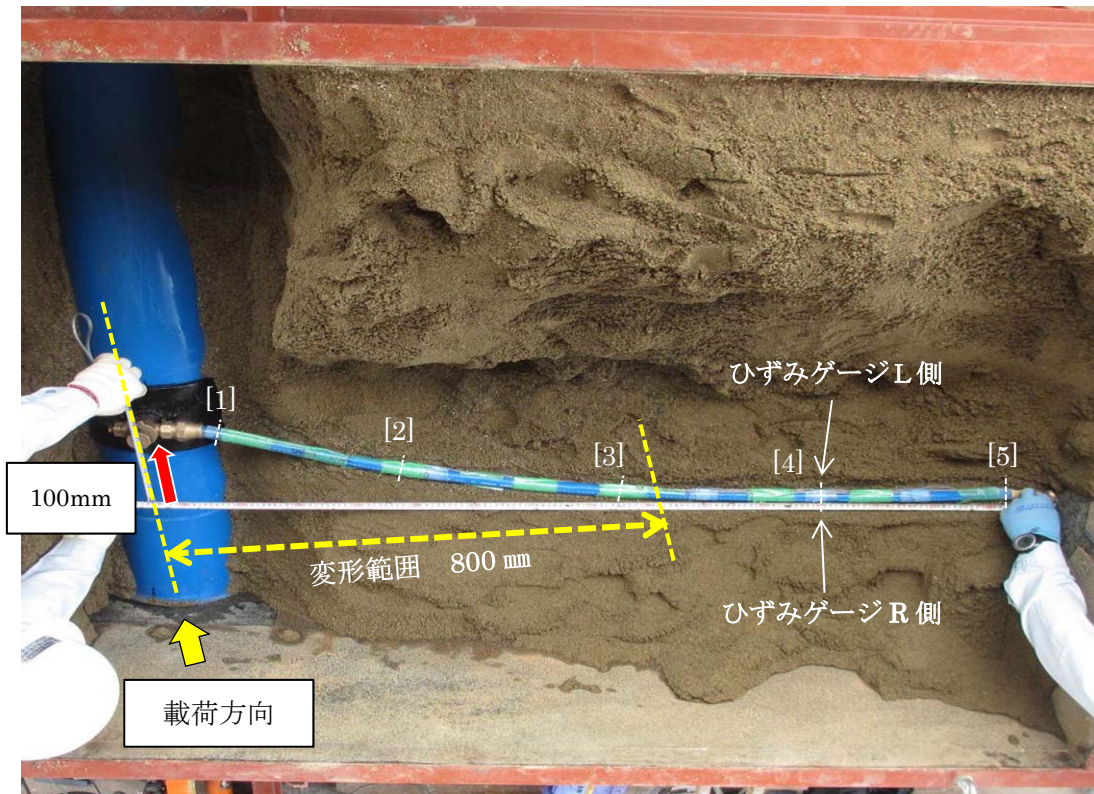


写真-7.3 100mm 変位後の給水青ポリ管

(3) CASE2 の実験結果

次に大きな相対変位が想定されるダクタイル鋳鉄管を配水管に想定し、CASE2 の実験を行った。相対変位量は 300mm を想定する。

CASE2 の給水青ポリ管に発生した軸ひずみを図-7.5、図-7.6 に示す。横軸はサドル分岐中心部からの距離を示す。発生ひずみは、300mm 変位時において、金属継手部の根元から 20mm (サドル分岐中心部から 120mm) の位置に設置したひずみ[1]-L 側で最大引張ひずみ 5.1%、[1]-R 側で最大圧縮ひずみ 2.0%であった。また、300mm 変位時にはサドル分岐から 1000mm の範囲で概ね変形を吸収していることが確認できる(写真-7.4)。[1]-L 側のひずみは、変位量 50mm 程度までは変位量に伴い比例的にひずみが増分しているが、50mm 以降はひずみの増加率が小さくなることが確認された。これは、サドル上部に地盤反力が作用し、サドル分岐部の根元が徐々に回されたため、ひずみが緩和したと考える(写真-7.4, サドル上部の拡大)。また、この時にサドル部からの漏水は無かった。

レベル 2 地震動を想定した場合、ダクタイル鋳鉄管では大きな滑りが想定されるが、給水青ポリ管および金属継手は、可とう管を用いなくとも、管体の柔軟性で地盤変位を吸収し、通水機能を継続できることが確認された。

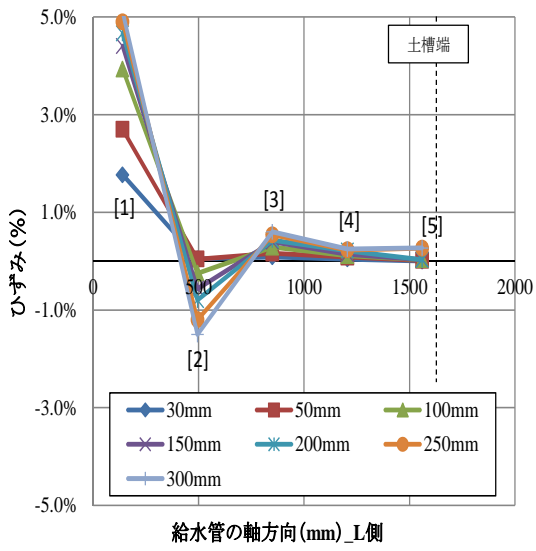


図-7.5 管体ひずみ (L側)

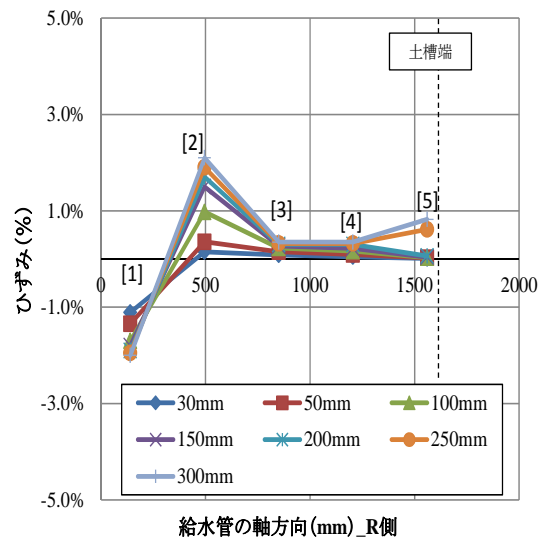


図-7.5 管体ひずみ (R側)

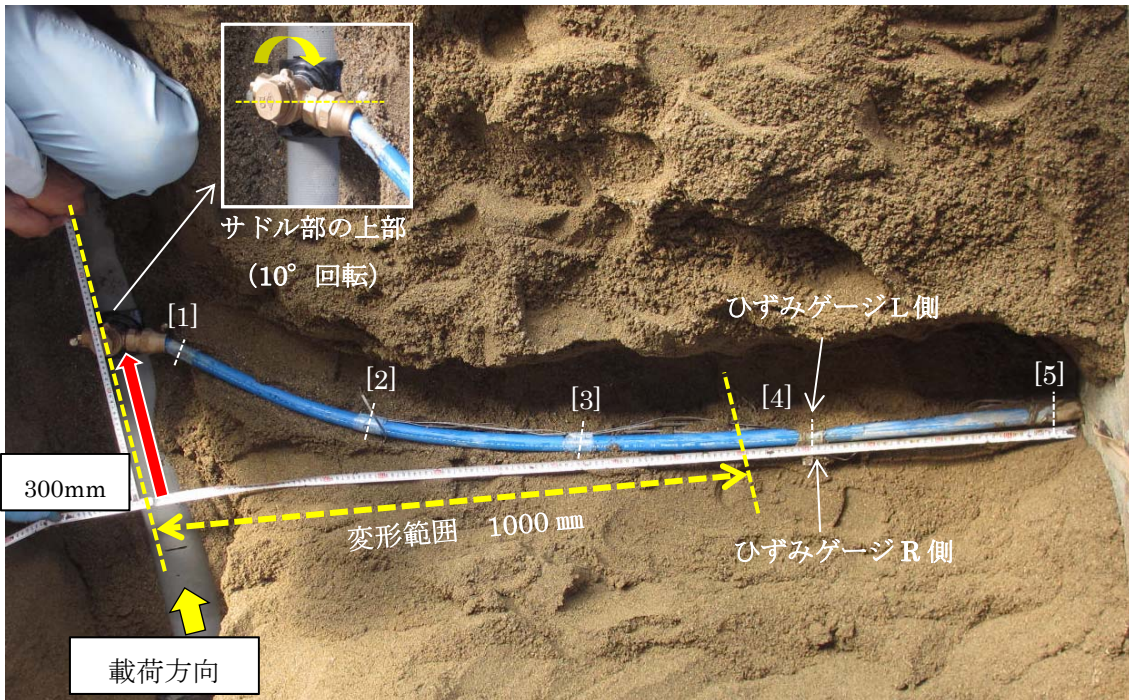


写真-7.4 300mm 変位後の給水青ポリ管

(4) 給水青ポリ管が水道配水用ポリエチレン管の限界せん断応力に与える影響

配水管の地震時挙動は管表面に作用するせん断応力と砂（地盤）の拘束力である限界せん断応力の比較によってなされる。5章の限界せん断応力測定実験では、融着継手やサドル付分水栓の抵抗を加味した限界せん断応力を提案し、地震時の管と地盤との相互作用に関する検証を行ってきた。これまでの実験は、給水管を設置しない条件（サドル付分水栓のみ）で評価を行い、限界せん断応力を提案してきたが、給水管の設置有無が限界せん断応力に与える影響評価を行った。せん断応力は、管端に設置したロードセルの荷重を土槽内の配水管の表面積で除した値である。

図-7.6において、給水青ポリ管の設置有無ごとのせん断応力と相対変位量の関係を示す。図より、せん断応力は給水管の設置有無に関わらず同程度であることがわかる。つまり、給水青ポリ管自体が、土中で変形し、せん断抵抗にならなかったと考えられる。給水青ポリ管のような柔軟性に富む管材料を給水管として使用した場合、これまで提案してきた限界せん断応力値をそのまま使用できるものと考えられる。一方、給水管に剛性の大きな材料を使用した場合、せん断抵抗を別途実験等で加味することが望ましいが、限界せん断応力が大きくなることは、滑りにくくなる条件であり、耐震性設計上は安全サイドとなる。

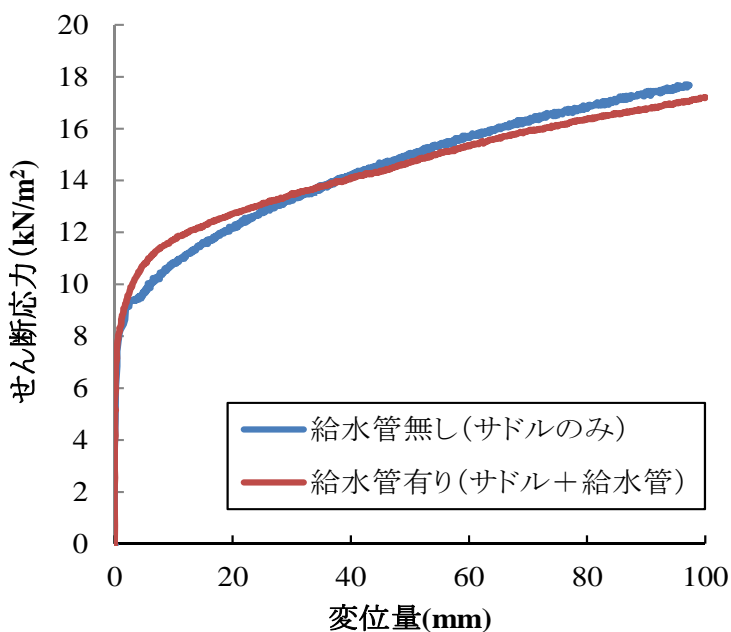


図-7.6 せん断応力-変位量の関係

7.3.2. 給水管の管軸方向変位に対する実験

次に、給水管の管軸方向変位（地盤変位Ⅱ）を対象に、給水管の配管形態を直線配管およびクランク配管とした場合について評価を行う。直線配管では、配管途中に金属継手を設け、クランク配管ではエルボを用いて配管し、継手近傍での応力集中を把握する（写真-7.6）。

レベル2地震動における地盤ひずみは管軸方向に対して1%であり、管体にも最大1%のひずみが生じることが想定される。本実験では、給水管を土槽内に埋設した状態で、直線配管は軸方向に100mm（ひずみに換算すると6%）、クランク配管は軸方向に150mm（ひずみに換算すると10%）の引張変位を加えた。また、中低圧ガス導管耐震設計指針によると給水管の管軸方向に50mmの変位吸収能力を有することで地震時被害を軽減できるとされている⁹⁾。

実験は、油圧ジャッキを用いて給水青ポリ管の管軸方向に引張り、载荷中の荷重および変位量をロードセル（型名 TLP-10KNB, ㈱東京測器研究所）、変位計[1]で測定する（図-7.7, 写真-7.5）。ひずみゲージの設置位置は、直線配管の場合は図-7.2と同様であり、クランク配管の場合は図-7.7の側面図に示す。

表-7.3 実験条件

CASE	配水管	給水管 / 継手	本実験での変位量 (引張)	配管 形態
3	青ポリ管 (φ200)	給水用ポリエチレン 管(20A) / 金属継手	100mm (6%ひずみに相当)	直線配管
4			150mm (10%ひずみに相当)	クランク配管



写真-7.5 载荷位置

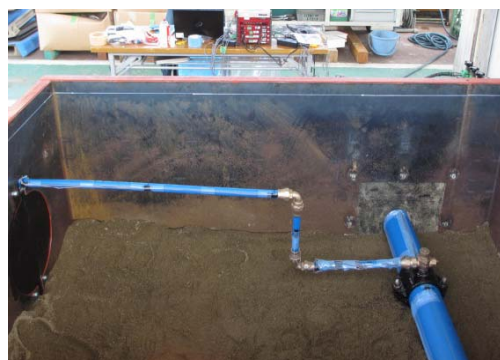


写真-7.6 クランク配管

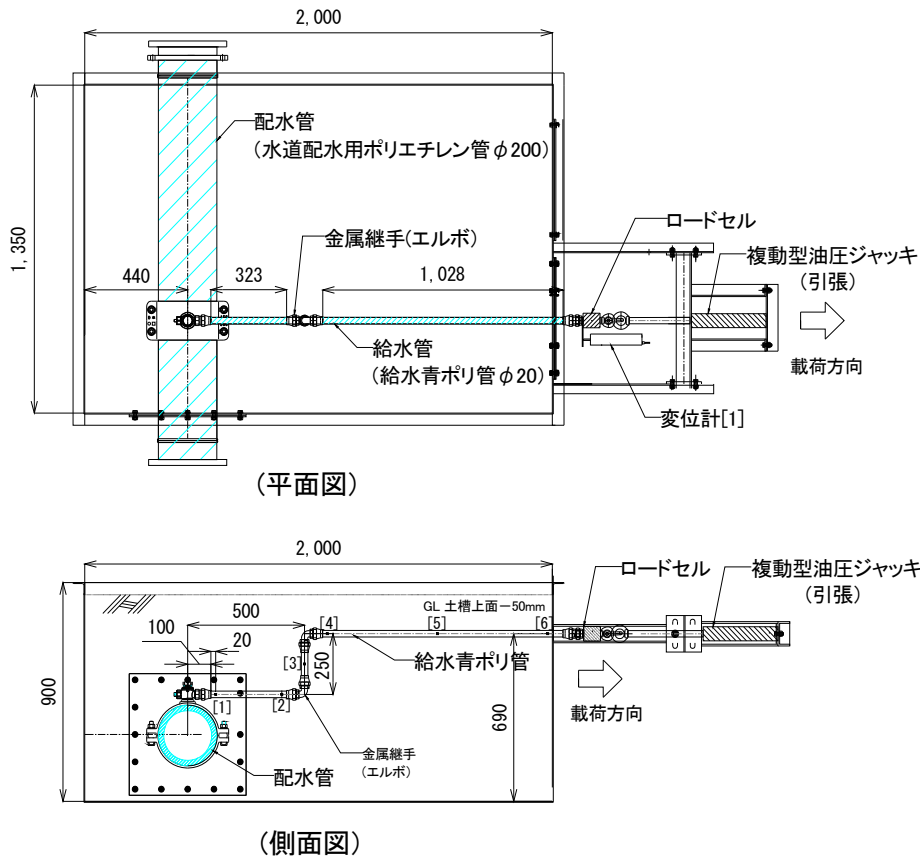


図-7.7 給水管の管軸方向変位による土槽実験(クランク配管)

(1) CASE3 (直線配管) の実験結果

CASE3 (直線配管) の給水青ポリ管に発生したひずみを軸方向に図-7.8 に示す. ひずみは, 管の両側部に設置した一対のひずみゲージの値を平均した値である. また, ひずみ[3] [4]の間には金属継手が設置されている. 図より, ひずみ[5]の引張载荷側の土槽端を最大とするひずみ分布を確認した. ひずみ[5]は, 载荷直後から土槽外に引き出され, 地震動と異なる単純な引張試験の状態となったため, 評価対象から除外した. よって, 管路には 100mm 変位の時点では, 軸方向に 3%~4%のひずみが発生している. 地震時に管軸方向に発生する最大ひずみが 1%であるため, その 3~4 倍程度のひずみが作用していることになるが, 管および金属継手に異常は無かったことがわかる. また, 金属継手の前後でひずみに最大 0.7%のひずみ差が生じていることから, 金属継手部が土中で抵抗となっていることがわかる. 100mm 引張後に荷重を除荷し, 掘削した際の管体を写真-7.7 の下段に示す. 写真-7.7 上段の载荷前と比較すると, 継手位置が除荷後には元の位置に戻っていることが確認できた.

これらの結果から, 給水青ポリ管に地震時の 3~4 倍のひずみレベルまで変形を加えた場合でも, 通水機能を継続できることを確認した. また, この時に軸方向に少なくとも 100mm

の地盤変位吸収力を有することが確認でき、中低圧ガス導管耐震設計指針で示された管軸方向の設計地盤変位 50mm に対して、2 倍の吸収能力を有する結果となった。

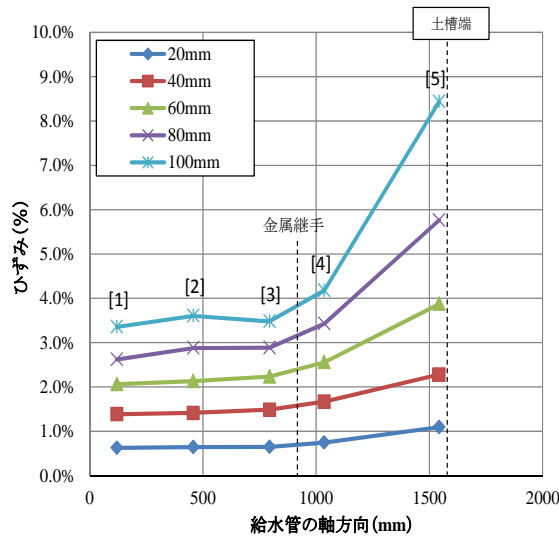


図-7.8 給水管に発生したひずみ（直線配管）

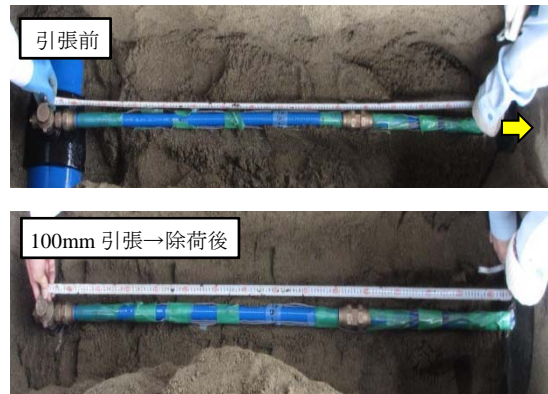


写真-7.7 直線配管の実験結果
(上段：実験前，下段：実験後)

(2) CASE4（クランク配管）の実験結果

次に CASE4（クランク配管）において給水青ポリ管に発生したひずみを図-7.9 に示す。ひずみ[4]は、管底ひずみが最も大きくなったため、管底のひずみ値を示す。図より、クランク（立ち上がり部）の上段であるひずみ[4]から[6]に変形が集中し、ひずみ[1]から[3]は小さいひずみとなっている。これは、図-7.10 および写真-7.8 の変形状況からもわかるように、クランク部で変位量を 70mm 程度吸収していたため、クランクの下段に変形が伝わらなかったためと考えられる。最大発生ひずみは、変位に伴い土槽外に移動したひずみ[6]を除くと、エルボ根元の管底部に取り付けたひずみ[4]で、6%であった。これは変位に伴い、エルボ根元に曲げが作用し、管底部のひずみが大きくなったためにひずみが集中したと考えられる。

レベル 2 地震動で作用する地盤ひずみが最大 1%であるのに対して、管体には最大 6%近いひずみが発生したが、給水青ポリ管および金属継手に異常は無く、通水機能を継続した。また、この時に軸方向に少なくとも 150mm の地盤変位吸収力を有することが確認でき、中低圧ガス導管耐震設計指針で示された管軸方向の設計地盤変位 50mm に対して、3 倍の吸収能力を有する結果となった。

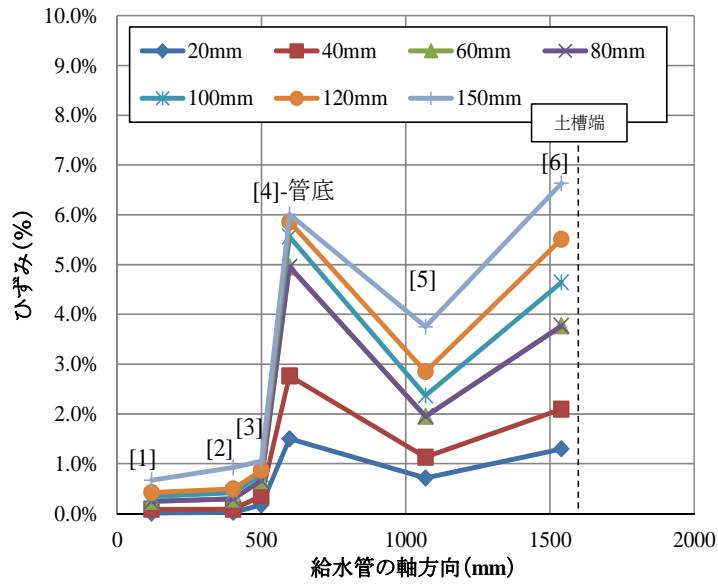


図-7.9 給水管に発生したひずみ (クランク)

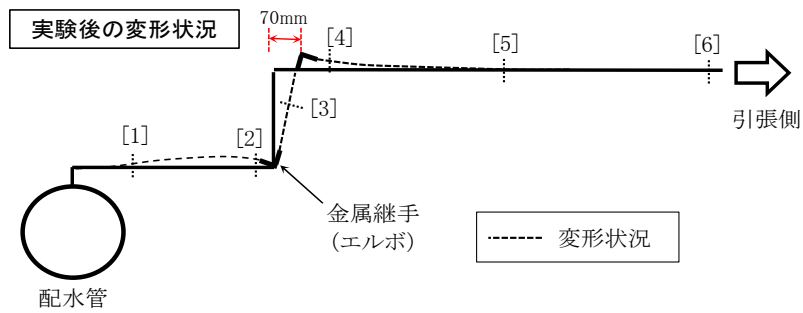


図-7.10 実験後の変形状況 (クランク配管)



写真-7.8 クランク配管の実験結果 (上段：実験前，下段：実験後)

7.4. 給水管の耐震性評価まとめ

本研究では給水装置引き込み部を対象に、給水青ポリ管と金属継手による複合配管（ハイブリッド配管）を用いた耐震性評価を行った結果を以下にまとめる。

配水管の軸方向にレベル2地震動が作用し（地盤変位 I）、配水管と地盤の協会に滑り（相対変位）が発生した場合において、給水青ポリ管に与える影響を評価した。結果は、配水管が青ポリ管の場合、レベル2地震動で想定される相対変位量は 12.2mm であるが、さらに厳しい条件の 100mm 変位において、管体および継手に異常が無く、通水機能を継続することができた。また、配水管に最大で 300mm の相対変位量が想定される金属管における実験においても、給水青ポリ管に発生したひずみは最大 5.1%であったが、給水青ポリ管および金属継手に異常は無く、通水機能を継続した。いずれの場合も、給水青ポリ管を用いることで可とう管がなくとも、漏水することなく通水機能を継続できる（耐震性能 2 を満足する）ことを確認した。また、給水青ポリ管の最大発生ひずみは、サドル付分水栓から分岐した給水管の根元に生じた曲げひずみであり、金属継手には地震時に引張りと曲げを同時に受けた場合にも給水管が抜け出さない性能が求められる。

配水管が青ポリ管の場合、給水青ポリ管に発生する最大ひずみは 0.7%と許容ひずみ以下であったが、配水管が金属管の場合、最大 5.1%と許容ひずみを上回るひずみが発生した。このひずみが繰り返し作用した場合の影響については、今後の研究課題であると考えている。

次に給水管の管軸方向にレベル2地震動が作用した場合（地盤変位 II）において、給水青ポリ管に与える影響を評価した。結果は、地震動による最大地盤ひずみ 1%を上回るひずみを管体に作用させて場合でも、管体および金属継手部からの漏水等の異常は無かった。また、クランク配管の場合は、エルボ近傍にひずみが集中し、150mm 変位時には最大 6%のひずみが生じたが、通水機能を継続した。

これらの実験を通じて、配水管の管軸方向および給水管の管軸方向にレベル 2 地震動が作用した場合において、給水青ポリ管は地盤変位によく追随し、可とう管を用いることなく、通水機能を継続でき、水道施設耐震工法指針で求められる耐震性能 2 を満足することが確認できた。

7章の参考文献

- 1) 公益財団法人 給水工事技術振興財団：東日本大震災給水装置被害状況調査報告書，2016.
- 2) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，I 総論，pp.87-92, pp. 185-197, pp. 257-272, 2009.
- 3) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，設計事例集，pp. 42-48, 2009.
- 4) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：水道配水用ポリエチレン管の地震動に対する耐震性評価に関する研究，土木学会論文集 A1, Vol.72, No.4, pp. I_424-I_433, 2016.
- 5) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：地震時における水道配水用ポリエチレン管の異形管・給水分岐の耐震性評価，土木学会論文集 A1, Vol.73, No.4, pp. I_412-I_421, 2017.
- 6) 日本ガス協会：中低圧ガス導管耐震設計指針，pp. 6-15, pp. 20-35, 2013.
- 7) 日本水道協会：水道配水用ポリエチレン管・継手に関する調査報告書，1998.
- 8) 片桐信，坂本宏昭，橋津健二，大室秀樹：給水管路の地盤変位吸収の性能評価，平成 26 年度全国水道会議（水道研究発表会）講演集 pp.454-pp.455, 2014.
- 9) 山田俊光，渡辺隆雄：小口径高密度ポリエチレン管金属継手の開発，平成 28 年全国水道会議（水道研究発表会）講演集，pp.578-pp.579, 2016.

第 8 章

結論

8章 結論

本研究は水道配水用ポリエチレン管（青ポリ管）の耐震性評価を完了することを目的とし、特に、地震時の管と地盤との滑りに着目することで、異形管や給水装置等の分岐部への応力集中を把握し、水道管路システム全体としての耐震性評価を行ったものである。

各種埋設実験の結果、青ポリ管はレベル 2 地震動相当の地盤伸縮に対して管体の柔軟性と同様に伸縮するため、異形管や給水分岐および給水管への応力集中が少なく、水道管路システム全体として十分な耐震性能を有することが確認できた。

以下に、本研究で得た結果を章ごとに整理する。

第 1 章は、本研究の背景および目的を述べ、さらに近年発生した水道埋設管路の被害分析を行うことで、その被害メカニズムについて考察を行った。ここでは、管体から突起した部位を有する付属設備（消火栓・仕切弁等）や給水装置に地震時被害が集中することを確認したため、地震時における管と地盤との相互作用を把握し、水道管路システム全体としての耐震性評価を行うことの重要性を述べた。

第 2 章は、対象とする管材料である青ポリ管の基本的な材料性能について述べた。また、地震動に対する許容ひずみの考え方については繰り返し伸縮試験の結果に基づいて、限界値および許容ひずみ 3%の妥当性について検証を行った。結果は地震動のような繰り返し伸縮に対しては、6%～8%が限界値であると考えることが妥当であり、現行採用している許容ひずみ 3%は安全率 2 以上あると考えられる。

第 3 章は、埋設管路の耐震設計法の概論を述べ、特に、水道管路システムとしての評価を行う上でポイントとなる管と地盤との滑りのメカニズムについて説明を行った。また、滑りの評価を行う際に重要な因子となる限界せん断応力に関しては、高圧ガス導管耐震設計指針等で引用されている既往の研究を紹介し、青ポリ管の耐震設計の課題として、限界せん断応力の実験的検証が不十分であると述べた。

第 4 章ではこれまでの研究で不足していた青ポリ管の限界せん断応力について、以下の知見が得られた。

- (1) 突起部の無い管（裸管）では、管と地盤との境界で滑り（管周面の砂の破壊）が発生した以降、せん断応力は一定値に収束する結果を得た。実験結果は、土被り 60cm において限界せん断応力は、 $8.7\text{kN/m}^2 \sim 11.2\text{kN/m}^2$ （平均 10.4kN/m^2 ）となる結果を得た。この結果は、これまで高圧ガス導管耐震設計指針で数多く実施された実験結果とも概ね一致することが確認できた。

- (2) 実際の配管形態を想定し、融着継手や給水分岐などの突起部を有する管における実験を行った結果、これらの突起部が滑りに対して抵抗となり、せん断応力が上昇する傾向を得た。実験で得たせん断応力と変位量の関係は、トリリニアモデルにより説明することができ、土槽の境界条件を考慮すると概ね 20mm 変位で突起部周辺の砂が破壊され、滑り状態に移行することが確認できた。
- (3) 本研究では、20mm 変位の地点を滑り開始と定め、突起部の抵抗を含めた限界せん断応力を青ポリ管の実管路に相応しい値として採用した。結果は、限界せん断応力が 10.8 kN/m^2 (呼び径 200) $\sim 19.5 \text{ kN/m}^2$ (呼び径 50) となり、小口径の方が限界せん断応力が大きくなる結果を得た。これは、一般的に配管される給水分岐の張出面積が呼び径によらず同程度であるため、小口径の方が相対的に単位表面積あたりのせん断抵抗が大きくなり、滑りにくくなるためである。

第 5 章は、第 4 章で得た限界せん断応力を用いて、青ポリ管の滑りの発生の有無について、軟弱地盤から良好地盤まで 4 つのモデル地盤を想定して評価を行った。ここでの限界せん断応力は、第 4 章の実験結果の最小値 10 kN/m^2 を用いた。

滑りの判定結果は、レベル 2 地震動以下であれば、青ポリ管は、いかなる地盤・呼び径でも滑りが発生せず、地盤ひずみそのまま管体に伝達されることが明らかとなった。管と地盤との相対変位量は、レベル 2 地震動で最大 12.2mm となり、地盤ひずみ対して管体が伸びることで相対変位が少なくなったことがわかった。

また、同じ条件で埋設された金属管（例えば鋼管）の場合は、滑りが発生し、レベル 2 地震動で最大 295mm の相対変位が生じることから、材料剛性の違いによって地震時挙動が大きく異なることが確認できた。

第 6 章は、第 5 章で得た相対変位量が 90° 曲管、T 字管およびサドル付分水栓（給水分岐）に与える影響について検証を行った。レベル 2 地震動で想定される相対変位 12.2mm が異形管（ 90° 曲管・T 字管）に作用した場合の発生ひずみは、最大で 0.33% 程度であり、許容ひずみ 3% に対して十分に小さいことが確認できた。

次にサドル付分水栓近傍への応力集中およびサドル部のズレを検証した結果、サドル部近傍で発生したひずみは 0.05%、サドル部に作用した荷重は 4.6kN であり、耐震設計上問題無い値であることが確認できた。

これらの結果から、青ポリ管に発生するひずみは基本的に直管部で最大となり、異形管や給水分岐への応力集中は無視できるほど小さいことがわかった。

第 7 章は、地震時に多くの被害が確認されている給水引込み部を対象に耐震性評価を行った。給水管には青ポリ管と同材料である給水用高密度ポリエチレン管（給水青ポリ管）を用い、配水管の管軸方向に地震動が作用する場合、給水管の管軸方向に地震動が作用す

る場合の2ケースについて検証を行った。

結果は、配水管が青ポリ管の場合、レベル2地震動で想定される相対変位量は12.2mmであるが、さらに厳しい条件の100mm変位において、管体および継手に異常が無く、通水機能を継続することができた。また、配水管に最大で300mmの相対変位量が想定される金属管における実験においても、給水青ポリ管に発生したひずみは最大5.1%であったが、給水青ポリ管および金属継手に異常は無く、通水機能を継続し、配水管がいずれの場合でも、給水青ポリ管を用いることで可とう管がなくとも、漏水することなく通水機能を継続できる（耐震性能2を満足する）ことを確認した。

また、給水管の管軸方向に地震動が作用した場合には、配管途中で使用されるエルボ近傍にひずみが集中し、給水青ポリ管に最大6%を超えるひずみが生じたが、管体および継手からの漏水は無く、通水機能を継続できることを確認した。

これらの結果から、給水管に給水青ポリ管を用いることにより、レベル2地震動で想定される地盤変位が生じた場合にも耐震性能を有することが確認された。

本研究で対象とした水道配水用ポリエチレン管は、主に給水分岐や異形管が多数存在する中小口径管（概ね200mm以下）として使用されるため、地震時に管体伸びが卓越し、分岐部への応力集中が少ないことは、配水システムの耐震性を担保する上では理にかなった材料であることが理論的に確認できた。

以上、水道配水用ポリエチレン管の耐震性評価に関する研究成果について結論を述べた。本研究成果が、今後の耐震設計において管路システム全体としての耐震性能を議論する材料になり、今後の水道管路の耐震化対策の一助となれば幸甚である。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、京都大学大学院工学研究科 清野純史教授にはご多忙にも関わらず、常に的確なご指導をいただきましたこと、厚く御礼申し上げます。研究者としてまだまだ未熟な私でしたが、清野教授の常に理論的に現象を捉えようとする姿は今後の私の技術者としての生活にも大きな財産となると確信しております。さらには、水道配水用ポリエチレン管の認知には対外的な発表も重要とご指導いただき、国際学会を含め 15 件を超える学会にて発表する機会を頂き、感謝の気持ちでいっぱいです。

本論文の審査に際しては、京都大学大学院工学研究科 高橋良和教授、古川愛子准教授に示唆に富んだ貴重なご助言をいただき、論文に新たな視点を加えることができました。ここに厚く御礼を申し上げます。また、社会人ドクターとして大学生活を送る中では、入学以降 3 年間、常に暖かく接していただいた清野研究室のメンバー、特に同学年である岩本哲也氏、四井早紀氏、Shuanglan Wu 氏、Angga Fajar Satiawan 氏には多大なるサポートをいただき、本当にありがとうございました。

本研究の発端となる問題提起をいただきました大沼水道技術研究所 大沼博幹所長には、元水道事業者の立場として、また建築・土木分野に幅広く精通された知見から数多くのご指導・ご助言をいただきました。本論文が完成に至ったことは紛れもなく大沼所長のお力添えがあってこそと確信しております。また、本研究のテーマである埋設管と地盤との滑り挙動に関しては、元京都大学大学院 小池武教授にミャンマーでの JICA 活動のご多忙の中、適切なご指導をいただき、心より御礼を申し上げます。

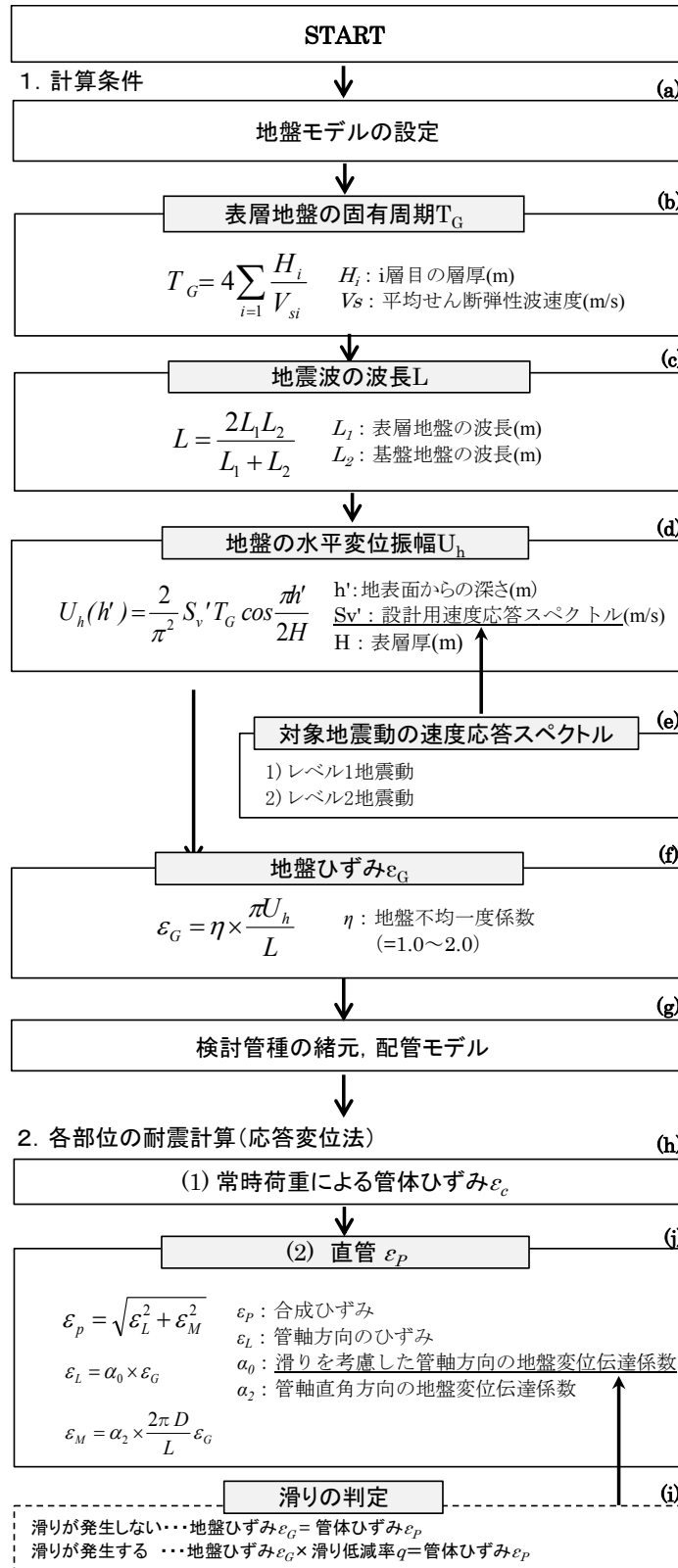
私が社会人ドクターとして研究を進めることができたのは、積水化学工業株式会社ならびにセキスイ管材テクニクス株式会社（当時）の皆様のお力添えによるものです。3 年前に社会人ドクターという道にご理解いただきましたセキスイ管材テクニクス㈱の伊藤重幸氏、奥山哲弘氏、水川賢司氏、栗尾浩行氏ならびに積水化学工業株式会社 吉川弘樹氏、塩浜裕一氏、鈴木剛史氏には、3 年間という長い期間、ご指導、ご理解をいただきありがとうございました。また、繰り返し実施した土槽実験に協力いただきました同グループの皆様にも多大なるご支援をいただき感謝の想いでいっぱいです。本当にありがとうございました。

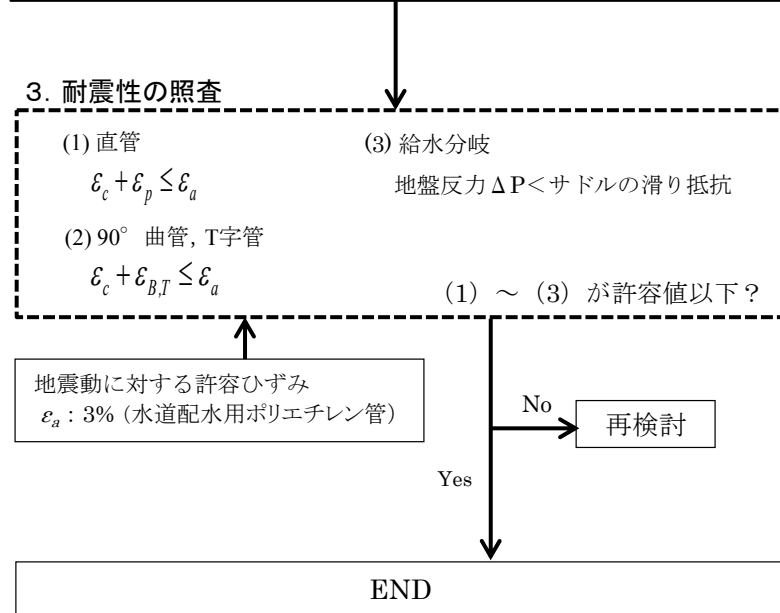
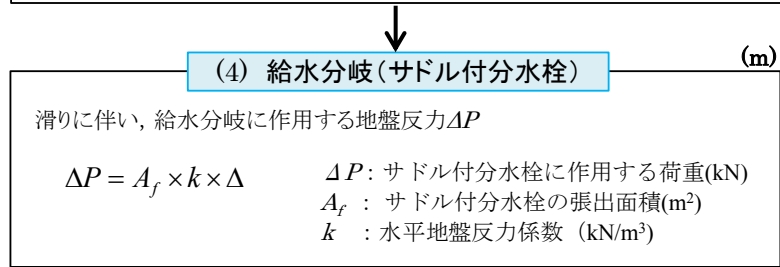
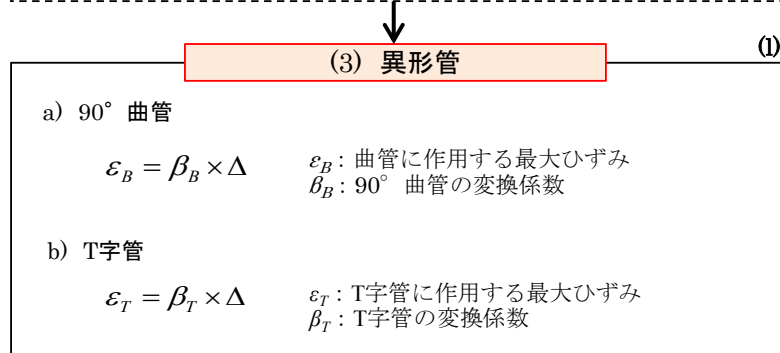
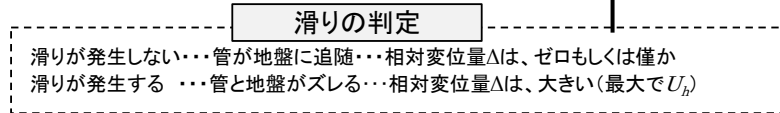
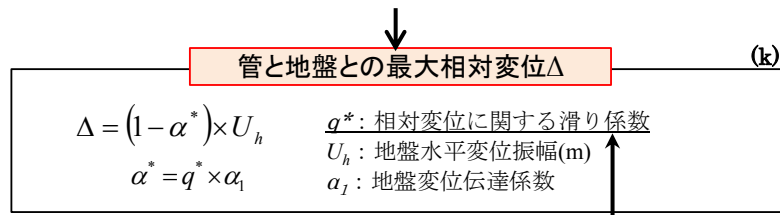
最後に 3 年間およぶ研究生生活に理解を示し、サポートしてくれた妻の真由美、研究生生活 2 年目で誕生し、心の支えとなった娘の真帆には心から感謝いたします。

参考資料 1

水道配水用ポリエチレン管の耐震設計事例集

耐震設計事例集は、以下に示す耐震設計フローにより計算を行う。





- : 水道施設耐震工法指針・解説を参考
- : 高圧ガス導管耐震設計指針を参考
- : 埋設実験結果に基づき、検討する項目

1. 計算条件

1.1 地盤モデルの設定 (a)

地盤モデルは、水道施設耐震工法指針・解説(2009年版)で示された図-1の地盤モデルに基づき、表層の第1層と第2層の層厚を変更した表-1の4つモデルについて耐震計算を行う。モデルI(固有周期1.54秒)が最も軟弱地盤であり、モデルIV(固有周期0.14秒)が最も良好な地盤となる。

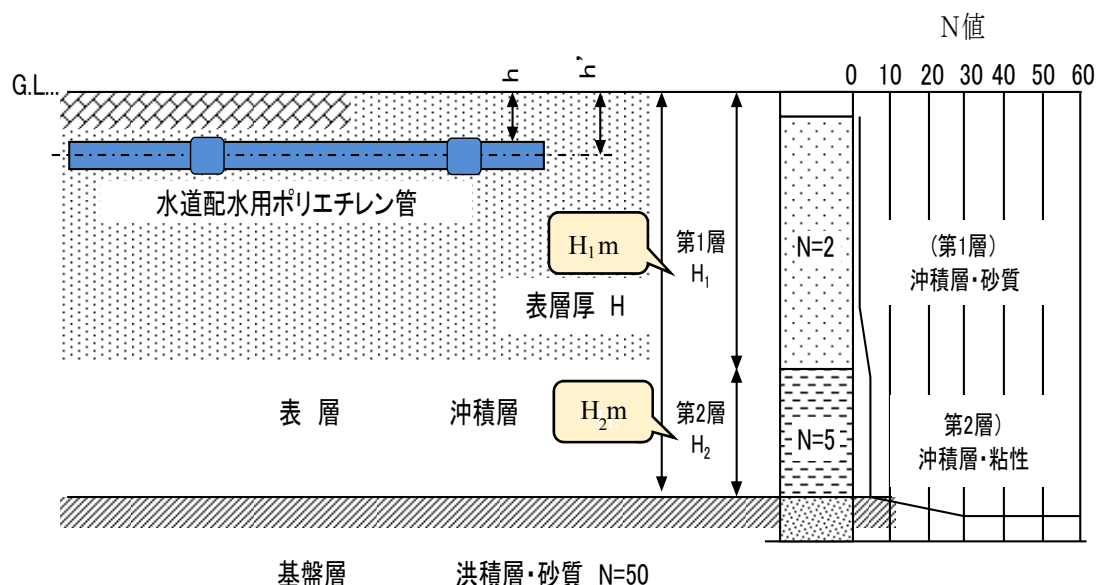
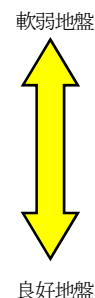


図-1 地盤モデル (モデルI)

表-1 各地盤モデルと固有周期 T_G (b), 波長 L (c)

モデル	地盤条件		平均弾性波速度		固有周期 (b) T_G	波長 (c)			見かけの波長 L'
			各地層	平均		$L1$ $V_{DS} \times T_G$	$L2$ $V_{BS} \times T_G$	L (m)	
	H_i の組合せ		V_{si} (m/s)	V_{DS} (m/s)					
モデルI	H_1	25	71.5	77.7	1.54	119.7	514.8	194.2	274.6
	H_2	5	138.3						
モデルII	H_1	10	71.5	85.2	0.70	59.6	234.0	95.1	134.4
	H_2	5	138.3						
モデルIII	H_1	5	71.5	94.2	0.42	39.6	140.4	61.7	87.3
	H_2	5	138.3						
モデルIV	H_1	0	71.5	138.3	0.14	19.4	46.8	27.4	38.7
	H_2	5	138.3						



1 ロメモ：管路被害とモデル地盤

過去の管路被害調査では、軟弱な地盤に多くの管路被害(継手抜けや管体破損)が確認されている。これは、軟弱地盤の方が入力された地震波が大きく増幅され、水平変位振幅(地盤の伸縮)が大きくなり、継手の抜け等の管路被害を引き起こすためである。よって、水道施設耐震工法指針・解説の設計事例集では、モデルIで示される表層30mに軟弱層(沖積層)が堆積した地盤モデルで耐震計算を行っている。

1.2 対象地震動の設定 (e)

対象とする地震動は、水道施設耐震工法指針・解説で示されたレベル1地震動、レベル2地震動の設計用速度応答スペクトルを用いる。

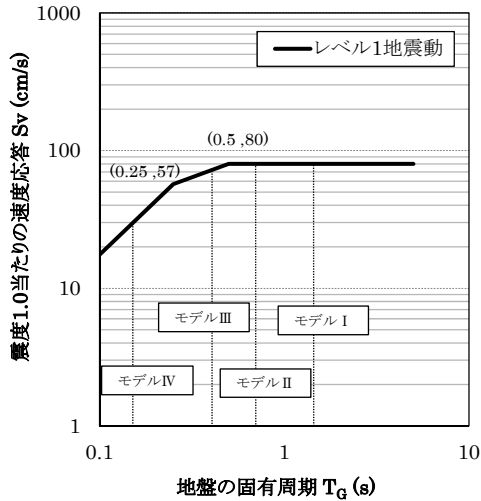


図-2 設計用速度応答スペクトル
(レベル1地震動)

K' h1 : 基準面における設計水平震度 (=0.15)

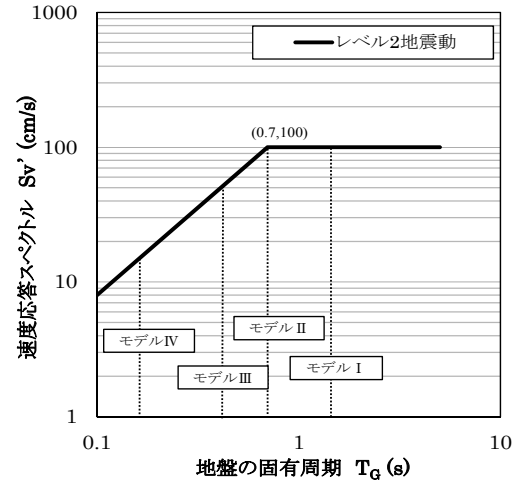


図-3 設計用速度応答スペクトル
(レベル2地震動)

1.3 水平変位振幅 U_h (d) および地盤ひずみ ϵ_G (f)

対象地震動ごとの水平変位振幅 U_h と地盤ひずみ ϵ_G を表-2 に示す。地盤不均一度係数は、地盤にかかわらず一律に最も厳しい条件となる $\eta=2.0$ (極めて不均一) として地盤ひずみを計算した。

表-2 対象地震動ごとの水平変位振幅, 地盤ひずみ($\eta=2.0$)

地盤モデル	レベル1地震動			レベル2地震動		
	速度応答 スペクトル S_v' (cm/s)	水平変位 振幅 U_h (cm)	地盤 ひずみ ϵ_G (%)	速度応答 スペクトル S_v' (cm/s)	水平変位 振幅 U_h (cm)	地盤 ひずみ ϵ_G (%)
I	12	3.7	0.12	100	31.2	1.01
II	12	1.7	0.11	100	14.1	0.94
III	10.5	0.9	0.09	50	4.2	0.43
IV	3	0.1	0.02	15	0.4	0.10

1 ロメモ : 最も厳しい評価となる地盤モデル

耐震設計上、厳しい評価となる地盤は地盤ひずみが大きな地盤である。つまり、モデルI、モデルIIの地盤が管路に発生するひずみが大きく、厳しい条件となる。また、異形管や給水分岐などの管路全体の耐震性評価を行う場合、同程度の地震動であれば、波長が短い方が滑りが生じやすく、ひずみが集中する。よって、地盤ひずみが大きくかつ波長が短くなるモデルII地盤(スペクトルの変化点)が耐震設計上、最も厳しい条件となる。

1.4 検討管種の緒元 (g)

検討管種である水道配水用ポリエチレン管の寸法, 基本的な材料物性について表-3, 表-4 にそれぞれ示す.

表-3 管寸法

呼び径	外径(D)	厚さ(t)	長さ	重量 (kg/m)	規格
50	63.0	5.8	5000	1.08	JWWA K 144
75	90.0	8.2		2.17	
100	125.0	11.4		4.20	
150	180.0	16.4		8.67	
200	250.0	22.7		16.69	PTC K 03

表-4 材料物性

試験項目	試験方法	単位	物性値	備考
比重	JIS K 7112	kg/m ³	942-953	ISO 1183
引張降伏強さ	JISK 7161	MPa	20 以上	ISO 527-1
破断点伸び		%	350 以上	
弾性率 E		MPa	1000	
ポアソン比 ν	-	-	0.46	
線膨張係数	JIS K 7197	10 ⁻⁵ /°C	11-13	ASTM D 696

1 ロメモ : 青ポリ管のレベル 2 地震動に対する許容ひずみ 3%

青ポリ管の許容ひずみは, 以下に示す実管における繰り返し伸縮試験の結果, 管体の異常および著しい応力低下が無かったことから, 許容ひずみ 3%としている.

【試験条件】

管軸ひずみ : ±3.0%~±6.0%

加振周波数 : 1Hz

加振回数 : 30 回

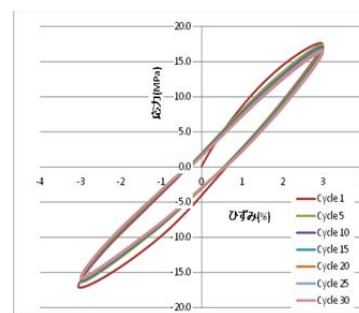
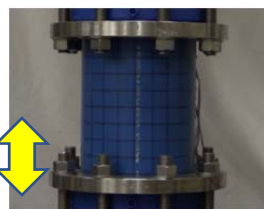


図-4 履歴曲線 (±3.0%)

1 ロメモ : 青ポリ管の応力-ひずみ曲線

青ポリ管の応力-ひずみ曲線を図-5 に示す. 最大降伏点は載荷速度によって若干異なるが 8~11%程度である. 管体発生ひずみは 2~3%付近までは直線的に増加するが, それを超える辺りから増加が小さくなり, 降伏点をピークに微減に転じる. 降伏点をを超えてさらに引っ張ると, 15%程度から管体が急にネッキングする現象が見られる.

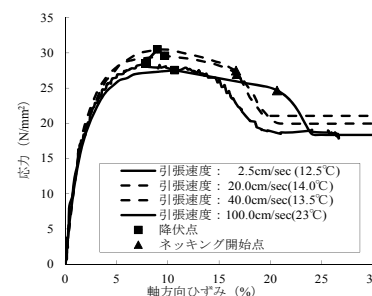


図-5 応力-ひずみ曲線

1.5 配管モデル (g)

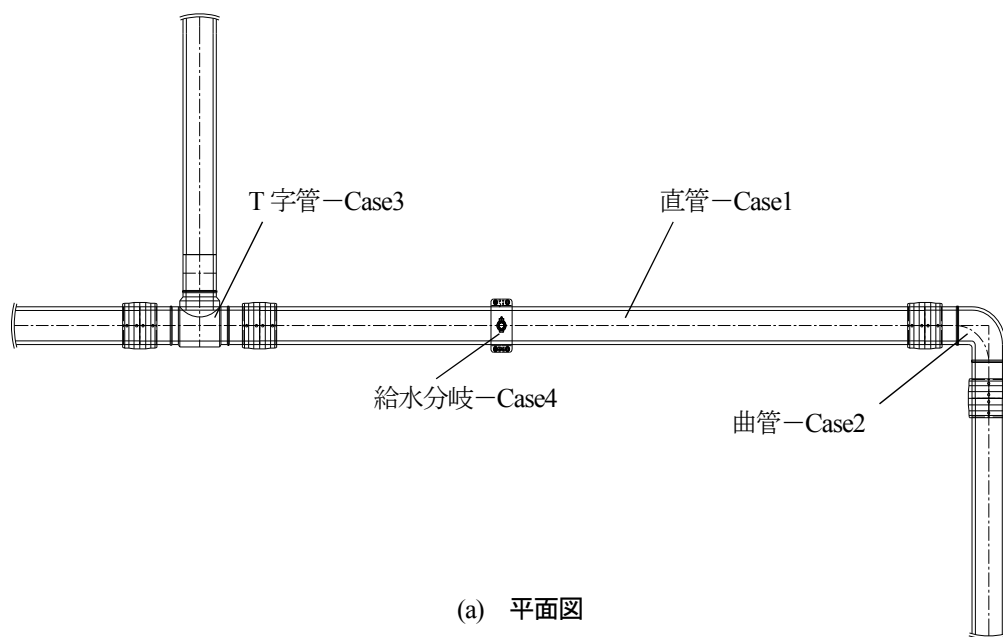
管路モデルは、水道配水用ポリエチレン管の一般的な配管を想定し、図-6に示すモデルとした。一般的な管路を想定した場合には、5m毎に融着継手を用いて接合が行われ、10m毎には給水分岐がなされる。また、T字管や90°曲管等の異形管が存在する。

よって、計算対象は、直管、異形管 (T字管, 90°曲管) および給水分岐 (サドル付分水栓) とした。

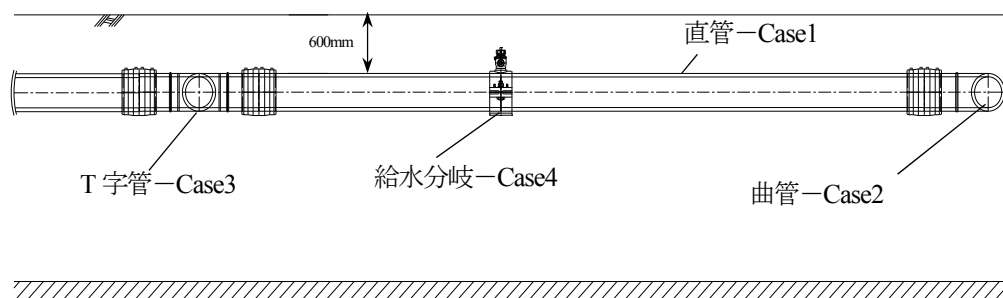
評価対象

- a) 直管-Case1
- b) 曲管-Case2
- c) T字管-Case3
- d) 給水分岐 (サドル付分水栓) -Case4

※いずれも土被りは60cmとする。



(a) 平面図



(b) 側面図

図-6 管路モデル

2. レベル1地震動およびレベル2地震動の耐震計算結果

2.1. 常時荷重による管体ひずみ (h)

耐震性の評価は常時荷重と地震時荷重を合算し、評価を行う。対象とする常時荷重は、①内圧 ②自動車荷重 ③温度変化 ④不同沈下として、これらの荷重によって管軸方向に発生するひずみを算出する。表-5に常時荷重の設計条件を示す。計算過程は後述するため、ここでは呼び径ごとの常時荷重により管軸方向に発生するひずみを表-6に示す。結果より、常時荷重による管軸方向の管体発生ひずみは、0.54%~0.67%となり、以降の部位ごとの耐震計算結果にこれらの数値を加える。

表-5 常時荷重の設計条件

管種	水道配水用ポリエチレン管
呼び径	φ50-φ200
埋設条件	土被り0.6m
設計内圧	1.0MPa
自動車荷重	98kN/輪 (T-25)
温度変化	ΔT=15°C
不同沈下	軟弱地盤区間15m, 盛土高さ1.0m

表-6 常時荷重により管軸方向発生ひずみ

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重	内圧	0.216%	0.219%	0.218%	0.219%	0.219%
	自動車荷重	0.260%	0.219%	0.185%	0.155%	0.131%
	温度変化	0.180%	0.180%	0.180%	0.180%	0.180%
	不同沈下	0.014%	0.014%	0.013%	0.013%	0.012%
	合計	0.670%	0.631%	0.597%	0.566%	0.543%

常時荷重による管軸方向ひずみは、0.54~0.67%となる。

2.2. 滑りの判定 (i)

耐震性評価を行う上で、評価のポイントとなる管と地盤との滑りについて検討を行う。地震時の管と地盤との滑りの判定は、地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G と限界せん断応力 τ_{cr} ($=10\text{kN/m}^2$) の比較によってなされる。式(5.8)で示されるせん断応力 τ_G が τ_{cr} を上回ると滑りが発生することになる。表-7 では、想定する地震動、地盤モデルごとの τ_G の値を示す。表中の値が 10kN/m^2 を上回ると滑りが発生することになる。

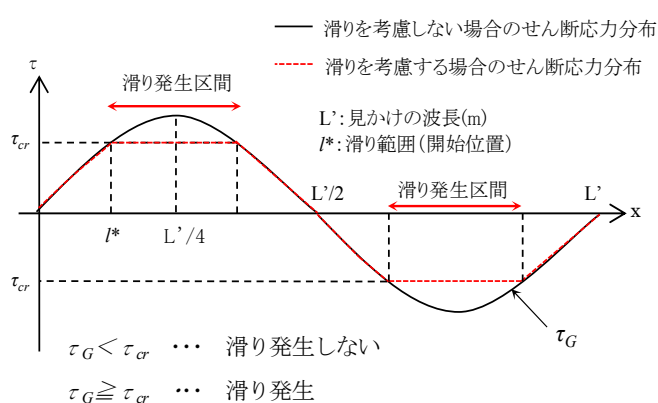


図-7 管軸方向のせん断応力 τ_G 分布

■滑りの判定

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L'} \times E \times t \times \alpha_1 \times \varepsilon_G \quad \text{式(5.8)}$$

ここに、 L' : 見かけの波長 (m)

E : 管体の弾性係数 (kN/m^2)

t : 管厚 (m)

α_1 : 管軸方向の地盤変位伝達係数

ε_G : 地盤ひずみ

$\tau_{cr} = 10\text{kN/m}^2$ (本編 5.3.2 より)

表-7 管軸方向の最大せん断応力 τ_G 一覧 (滑りの判定)

対象地震動	地盤モデル	$\phi 50$	$\phi 75$	$\phi 100$	$\phi 150$	$\phi 200$
レベル1 地震動	I	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6
	II	0.3	0.4	0.6	0.8	1.1
	III	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2
	IV	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05
レベル2 地震動	I	1.3	1.9	2.6	3.7	5.1
	II	2.5	3.5	4.8	6.7	9.1
	III	1.7	2.4	3.2	4.4	5.7
	IV	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7

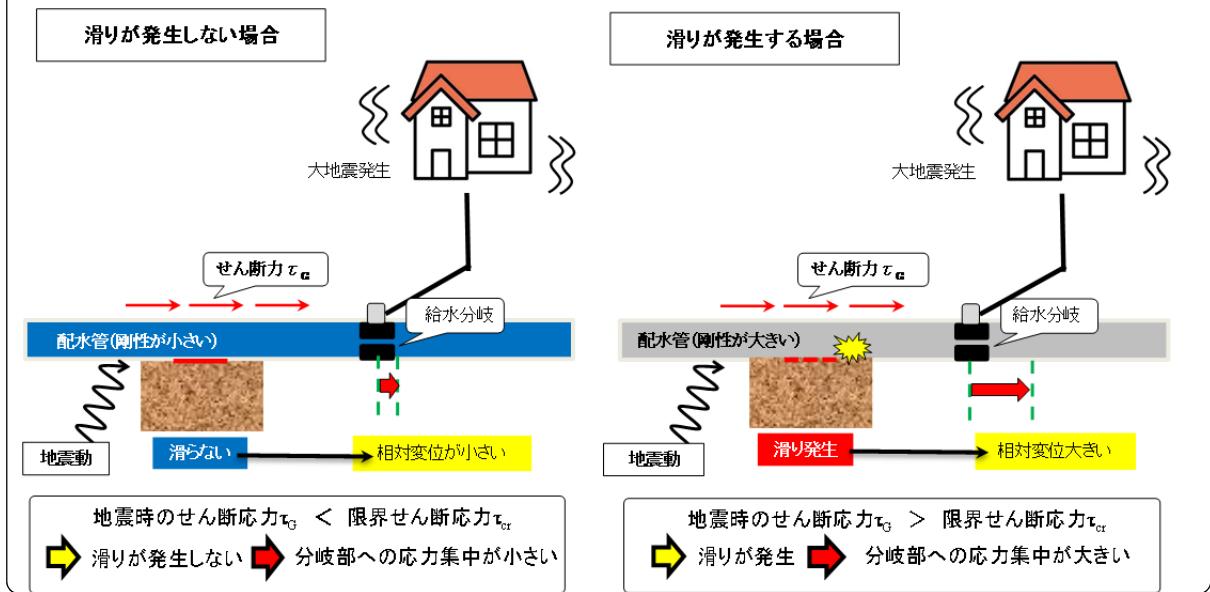
備考) τ_G が 10kN/m^2 を上回ると滑りが発生する

レベル1地震動・レベル2地震動では、全ての地盤、全ての呼び径で青ポリ管と地盤との境界で滑りが発生しない。つまり、地盤伸縮に管体の柔軟性で追従する。

1 ロメモ：滑りの発生と相対変位

滑り発生の有無による管と地盤の挙動を下図に示す。青ポリ管のように材料剛性の小さい樹脂管は、地震時のせん断応力 τ_G が小さく、滑りが発生しにくい。つまり、地盤伸縮と同様に管路も伸縮することで追従するため、地盤ひずみは管体にそのまま伝達されるが、分岐部への応力集中は少ない。

一方、材料剛性が大きい金属管は、せん断応力 τ_G が大きく、滑り易い。つまり、直管部では地盤ひずみが低減されて管体に伝達されるが、管と地盤との相対変位が大きくなり、分岐部への応力集中が大きくなる。

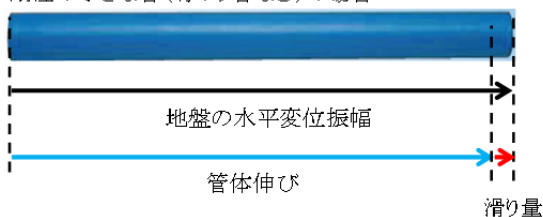


1 ロメモ：滑り易い条件

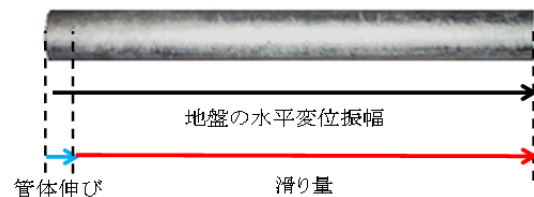
管と地盤との滑りの条件は、式(1)で示したせん断応力 τ_G の大きさが起因する。以下に滑り易くなる条件を示す。同一の地盤かつ地震動の大きさが同じであれば、管体の剛性（実際には $E \times t$ ）が支配的となる。ちなみに鋼管(200GPa)などの金属管と青ポリ管(1GPa)の弾性係数は、約 200 倍異なり、地震時の挙動が大きく異なる。

- ① 管体の弾性係数が大きい
- ② 管厚が厚い
- ③ 波長が短い
- ④ 地盤ひずみ大きい（地震動の大きい）

剛性の小さな管（青ポリ管など）の場合…



剛性の大きな管（鋼管など）の場合…



2.3. 管と地盤との最大相対変位量 (k)

管と地盤との最大相対変位は式(5.16)により計算される。表-8は青ポリ管に生じる最大相対変位量を示す。青ポリ管の滑り開始変位は20mmであり、そこまでは滑りが発生していないことになる。表より、管と地盤との相対変位量は、呼び径が大きいモデルII地盤で最も大きくなることがわかり、レベル2地震動で最大12.2mm（呼び径200，モデルII）となる結果を得た。

$$\Delta = (1 - \alpha^*) \times U_h \quad \dots(5.16)$$

U_h : 地盤の水平変位振幅 (m)

α^* : 直管と地盤間の相対変位に関する係数

$$\alpha^* = q^* \times \alpha_l$$

q^* : 相対変位に関する滑り係数

α_l : 地盤変位伝達係数

$$\tau_{cr} \leq \tau_G : \text{滑りが発生、} q^* = \sin \xi \times \left(1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2}\right) - \xi \times \cos \xi \text{、} \xi = \arcsin\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_G}\right) \text{、} q \leq 1$$

$\tau_G < \tau_{cr}$: 滑りが発生しない、 $q^* = 1$

表-8 管と地盤との最大相対変位 Δ (mm)

対象地震動	地盤モデル	$\phi 50$	$\phi 75$	$\phi 100$	$\phi 150$	$\phi 200$
レベル1 地震動	I	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
	II	0.4	0.6	0.8	1.1	1.5
	III	0.5	0.7	0.9	1.2	1.6
	IV	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4
レベル2 地震動	I	1.8	2.5	3.5	5.0	6.9
	II	3.3	4.7	6.4	9.1	12.2
	III	2.3	3.2	4.3	5.9	7.8
	IV	0.9	1.2	1.5	1.9	2.2

備考) 青ポリ管の滑り開始変位 Δ_{cr} は20mmであり、相対変位20mmまでは滑りが発生していない

レベル1地震動 : 最大相対変位は、1.6mm (呼び径200, モデルIII)

レベル2地震動 : 最大相対変位は、12.2mm (呼び径200, モデルII)

2.4. 各部位の耐震計算結果

(1) 直管 (j)-Case1

直管に発生する地震時ひずみは、管軸方向のひずみと管軸直角方向のひずみを合成する式(5.9)により算出する。計算の結果、レベル1地震動における最大ひずみは0.88%、レベル2地震動における最大ひずみは1.67%となり、いずれも青ポリ管の許容ひずみ以下となることが確認でき、耐震設計上、安全であることがわかる。

$$\varepsilon_p = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_M^2} \quad \dots(5.9)$$

ε_p : 合成ひずみ
 ε_L : 管軸方向ひずみ
 ε_M : 管軸直角方向ひずみ

水道施設耐震工法指針によるとレベル1地震動に対する式(5.9)の ε_L^2 には、重要度に応じて重畳係数1.00~3.12を乗ずるのが望ましいとあり、本計算例では最も厳しい評価となる3.12を乗じた計算結果を示す。

$$\varepsilon_L = \alpha_0 \times \varepsilon_G \quad \dots(5.10)$$

$\alpha_0 = q \times \alpha_1$
 α_0 : 滑りを考慮した地盤変位伝達係数
 q : 滑り低減係数
 α_1 : 地盤変位伝達係数
 ε_G : 地盤ひずみ

$$\varepsilon_M = \alpha_2 \times \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G \quad \dots(5.11)$$

D : 管外径
 L : 波長
 α_2 : 管軸直角方向の地盤変位伝達係数 (=1.0)
 ε_G : 地盤ひずみ

表-9 レベル1地震動の計算結果 (直管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重による管体ひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル1地震動による管体ひずみ ε_p	地盤モデルⅠ	0.21%	0.21%	0.21%	0.21%	0.21%
	地盤モデルⅡ	0.19%	0.19%	0.19%	0.19%	0.18%
	地盤モデルⅢ	0.15%	0.15%	0.14%	0.14%	0.13%
	地盤モデルⅣ	0.03%	0.02%	0.02%	0.02%	0.02%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.88%	0.84%	0.81%	0.78%	0.75%
レベル1地震動に対する許容ひずみ		1%				
判定		○	○	○	○	○

表-10 レベル2地震動の計算結果 (直管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重によるひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動による管体ひずみ ε_p	地盤モデルⅠ	1.00%	1.00%	1.00%	0.99%	0.99%
	地盤モデルⅡ	0.91%	0.90%	0.89%	0.88%	0.85%
	地盤モデルⅢ	0.41%	0.40%	0.39%	0.37%	0.35%
	地盤モデルⅣ	0.06%	0.07%	0.08%	0.08%	0.08%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		1.67%	1.63%	1.60%	1.56%	1.53%
レベル2地震動に対する許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

(2) 90°曲管 (I)-Case2

90° 曲管に作用するひずみは、式(5.17)より求める。結果より、90° 曲管に発生した最大ひずみは、レベル1地震動で最大0.70%、レベル2地震動で最大0.81%であり、いずれの地震動に対しても青ポリ管の許容ひずみ以下となり、耐震設計上、問題が無いことがわかる。

$$\varepsilon_B = \beta_B \times \Delta \quad \dots(5.17)$$

ε_B : 曲管に作用する最大ひずみ
 β_B : 90° 曲管の変換係数
 Δ : 相対変位量

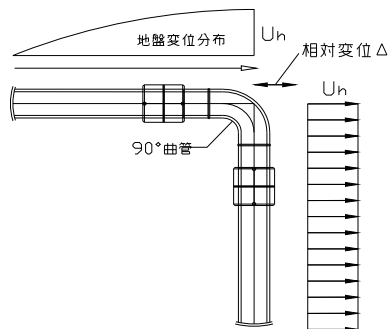


図-8 90° 曲管に作用する相対変位

表-12 レベル1地震動の計算結果 (90° 曲管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重による管体ひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル1地震動 管体ひずみ ε_B	地盤モデルⅠ	0.01%	0.01%	0.01%	0.01%	0.01%
	地盤モデルⅡ	0.02%	0.02%	0.02%	0.03%	0.03%
	地盤モデルⅢ	0.03%	0.03%	0.03%	0.04%	0.04%
	地盤モデルⅣ	0.02%	0.02%	0.02%	0.02%	0.019%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.70%	0.66%	0.69%	0.61%	0.58%
レベル1地震動に対する許容ひずみ		1%				
判定		○	○	○	○	○

表-12 レベル2地震動の計算結果 (90° 曲管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重によるひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動 管体ひずみ ε_B	地盤モデルⅠ	0.04%	0.04%	0.05%	0.07%	0.09%
	地盤モデルⅡ	0.14%	0.14%	0.17%	0.22%	0.26%
	地盤モデルⅢ	0.14%	0.13%	0.15%	0.18%	0.21%
	地盤モデルⅣ	0.11%	0.09%	0.09%	0.10%	0.10%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.81%	0.77%	0.77%	0.79%	0.80%
レベル2地震動に対する許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

(3) T字管 (I)-Case3

T字管に作用するひずみは、式(5.18)より求める。結果より、T字管に発生した最大ひずみは、レベル1地震動で最大0.69%、レベル2地震動で最大0.76%であり、いずれの地震動に対しても青ポリ管の許容ひずみ以下となり、耐震設計上、問題が無いことがわかる。

$$\varepsilon_T = \beta_T \times \Delta \quad \dots(5.18)$$

ε_T : 曲管に作用する最大ひずみ
 β_T : T字管の変換係数
 Δ : 相対変位量

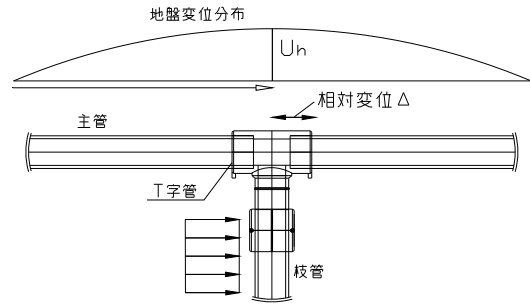


図-9 T字管に作用する相対変位

表-13 レベル1地震動の計算結果 (T字管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重による管体ひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル1地震動 管体ひずみ ε_T	地盤モデルⅠ	0.00%	0.00%	0.01%	0.01%	0.01%
	地盤モデルⅡ	0.01%	0.01%	0.02%	0.02%	0.03%
	地盤モデルⅢ	0.02%	0.02%	0.03%	0.03%	0.04%
	地盤モデルⅣ	0.01%	0.01%	0.02%	0.02%	0.02%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.69%	0.65%	0.63%	0.60%	0.58%
レベル1地震動に対する許容ひずみ		1%				
判定		○	○	○	○	○

表-14 レベル2地震動の計算結果 (T字管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重によるひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動 管体ひずみ ε_T	地盤モデルⅠ	0.03%	0.03%	0.04%	0.06%	0.07%
	地盤モデルⅡ	0.09%	0.11%	0.14%	0.17%	0.21%
	地盤モデルⅢ	0.08%	0.10%	0.12%	0.15%	0.18%
	地盤モデルⅣ	0.06%	0.07%	0.08%	0.08%	0.08%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.76%	0.74%	0.74%	0.74%	0.75%
レベル2地震動に対する許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

(4) 給水分岐 (サドル付分水栓) (m) -Case4

給水分岐 (サドル付分水栓) に作用する地盤反力 ΔP は、式 (5.19) より求める。レベル1地震動に作用する荷重は最大 0.6kN、レベル2地震動に作用する荷重は最大 4.6kN となる結果を得た。いずれの場合もサドル付分水栓の滑り抵抗力が地盤反力を上回り、ズレて漏水するなどの異常が生じないことが確認できた。

$$\Delta P = A_f \times k \times \Delta \quad \dots(5.19)$$

ここで、 ΔP : サドル付分水栓に作用する地盤反力 (kN)
 A_f : サドル付分水栓の張出部の投影面積 (m²)
 Δ : 相対変位量 (m)
 k : 地盤反力係数 (kN/m³)
 $0 < \Delta \leq 20\text{mm}$ $k = 20,000 \text{ kN/m}^3$
 $20\text{mm} < \Delta$ $k = 5,000 \text{ kN/m}^3$

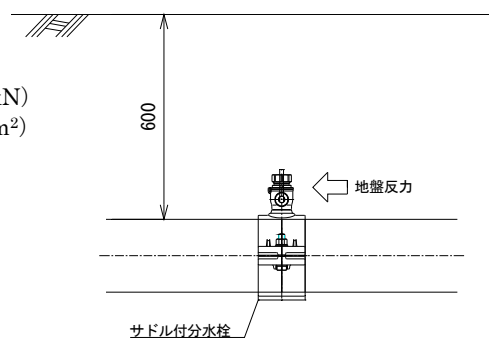


図-10 サドル付分水栓に作用する地盤反力

表-15 レベル1地震動の計算結果 (給水分岐)

呼び径		50	75	100	150	200
レベル1地震動 地盤反力 ΔP (kN)	地盤モデルⅠ	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3
	地盤モデルⅡ	0.1	0.1	0.2	0.4	0.6
	地盤モデルⅢ	0.1	0.2	0.2	0.4	0.6
	地盤モデルⅣ	0.0	0.1	0.1	0.1	0.2
	最大値	0.1	0.2	0.2	0.4	0.6
サドル付分水栓の滑り抵抗力		6.2	8.9	17.3	30.3	39.0
判定		○	○	○	○	○

表-16 レベル2地震動の計算結果 (給水分岐)

呼び径		50	75	100	150	200
レベル2地震動 地盤反力 ΔP (kN)	地盤モデルⅠ	0.5	0.7	0.9	1.7	2.6
	地盤モデルⅡ	0.9	1.2	1.7	3.1	4.6
	地盤モデルⅢ	0.6	0.8	1.1	2.0	2.9
	地盤モデルⅣ	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
	最大値	0.9	1.2	1.7	3.1	4.6
サドル付分水栓の滑り抵抗力		6.2	8.9	17.3	30.3	39.0
判定		○	○	○	○	○

2.5. レベル1地震動およびレベル2地震動の耐震性評価のまとめ

各種地盤における青ポリ管の直管・異形管・給水分岐の耐震性を検証した結果、青ポリ管は管と地盤との境界で滑りが生じず、最大発生ひずみは基本的には直管部に生じることがわかった。

直管部の最大発生ひずみは、常時荷重のひずみを合算してもレベル1地震動で0.88%、レベル2地震動で1.67%と許容ひずみに対して小さい。また、異形管に発生するひずみは、相対変位が最大12.2mmと僅かであるため、発生ひずみもレベル1地震動で0.70%、レベル2地震動で0.81%と、大部分が常時荷重によるひずみ(0.67%)であり、分岐部への応力集中は僅かであることがわかる。給水分岐に関しても同様に12.2mmの相対変位に対して生じる地盤反力はレベル1地震動で0.6kN、レベル2地震動で最大4.6kNであり、給水分岐がズレて漏水することは無い。これらの結果より、青ポリ管はレベル1地震動及びレベル2地震動に対して直管・異形管・給水分岐含めて水道管路として耐震性能を確認できた。

1 ロメモ：サドル付分水栓の滑り抵抗カ測定

サドル付分水栓の滑り抵抗カは、図-11に示す試験装置を用いて行うことが配水用ポリエチレンパイプシステム協会規格の参考試験として示されている。滑り抵抗カは、表初動時から漏れ始めまでの最大荷重とする。

【試験条件】

- 1) 圧力 0.02MPa
- 2) 載荷速度 5mm/min
- 3) 分岐径 20,25

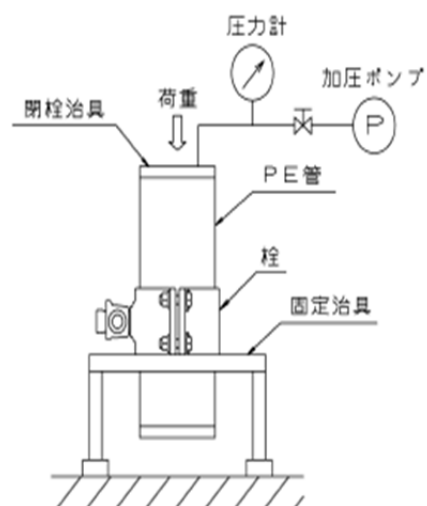


図-11 管軸方向ズレ試験装置

3. 耐震計算例（レベル2地震動）

ここでは、耐震計算例についてその詳細を示す。計算事例は、最も相対変位が大きくなり、異形管や給水分岐への応力集中が大きい、呼び径 200 を代表として示す。

3.1. 常時荷重による管体発生ひずみ

以下に常時荷重による管体発生ひずみを示す。詳細計算は、呼び径 200 を代表として示し、表-18 に呼び径ごとの発生ひずみを示す。結果は、常時荷重による管軸方向の管体発生ひずみは、0.54%~0.67%となる。

表-10 常時荷重の設計条件

管種・呼び径	水道配水用ポリエチレン管・φ200
埋設条件	土被り 0.6m
設計内圧	1.0MPa
自動車荷重	98kN/輪 (T-25)
温度変化	ΔT=15°C

a) 内圧による軸方向ひずみ

$$\varepsilon = \frac{P(D-t)}{2tE} \nu$$

ここに、

P : 内圧 (1MPa)

ν : ポアソン比 (0.46)

t : 管厚 (0.0227m, φ200 の場合)

D : 管外径 (0.25m, φ200 の場合)

E : 弾性率 (1.0×10⁶ kN/m²)

$$\varepsilon = \frac{1.0 \times (0.25 - 0.0227)}{2 \times 0.0227 \times 1.05 \times 10^6} \times 0.46 = 0.00219 = 0.219\%$$

b) 自動車荷重による軸方向ひずみ

$$\varepsilon = \frac{0.322W_m}{ZE} \sqrt{\frac{EI}{K_v D}}$$

ここに、

W_m : 自動車荷重 (h=0.6m, 17.18kN/m)

K_v : 鉛直方向地盤反力係数 (1.0×10⁴ kN/m³)

Z : 管の断面係数 (8.458×10⁻⁴ m³)

I : 管の断面 2 次モーメント ($10.57 \times 10^{-5} \text{ m}^4$)

$$\varepsilon = \frac{0.322 \times 17.18}{8.458 \times 10^{-4} \times 1.05 \times 10^6} \sqrt{\frac{1.0 \times 10^6 \times 10.57 \times 10^{-5}}{1.0 \times 10^4 \times 0.25}} = 0.00131 = 0.131\%$$

c) 温度変化による軸方向ひずみ

$$\varepsilon = \alpha \times \Delta t$$

ここに,

α : 管の線膨張係数 ($1.2 \times 10^{-4} / ^\circ\text{C}$)

Δt : 温度変化 (15°C)

$$\varepsilon = 1.2 \times 10^{-4} \times 15 = 0.00180 = 0.18\%$$

d) 不同沈下による軸方向ひずみ

$$\varepsilon = \frac{M_2 D}{EI} \frac{1}{2}$$

ここに,

M_2 : 不同沈下による最大曲げモーメント ($0.107 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

$$\varepsilon = \frac{0.107}{1.0 \times 10^6 \times 10.57 \times 10^{-5}} \frac{0.25}{2} = 0.00012 = 0.012\%$$

表-18 常時荷重による管体発生ひずみ

呼び径		50	75	100	150	200
常時 荷重	内圧	0.216%	0.219%	0.218%	0.219%	0.219%
	自動車荷重	0.260%	0.219%	0.185%	0.155%	0.131%
	温度変化	0.180%	0.180%	0.180%	0.180%	0.180%
	不同沈下	0.014%	0.014%	0.013%	0.013%	0.012%
	合計	0.670%	0.631%	0.597%	0.566%	0.543%

考慮すべき管軸方向の常時荷重は、0.543%~0.670%となる。

3.2. レベル2地震動による管体発生ひずみ

計算例は、水道施設耐震工法指針・解説の設計事例集で示された地盤モデルⅠにおいて、レベル2地震動が作用した場合の検討である。呼び径は相対変位が大きい方が、分岐部を考慮した場合、厳しい評価となるため呼び径200を対象とした。

表-19 設計条件

管種・呼び径	水道配水用ポリエチレン管・φ200
埋設条件	土被り0.6m
地盤モデル	モデルⅠ地盤(図-12)
地盤不均一度係数	$\eta=2.0$
対象地震動	レベル2地震動

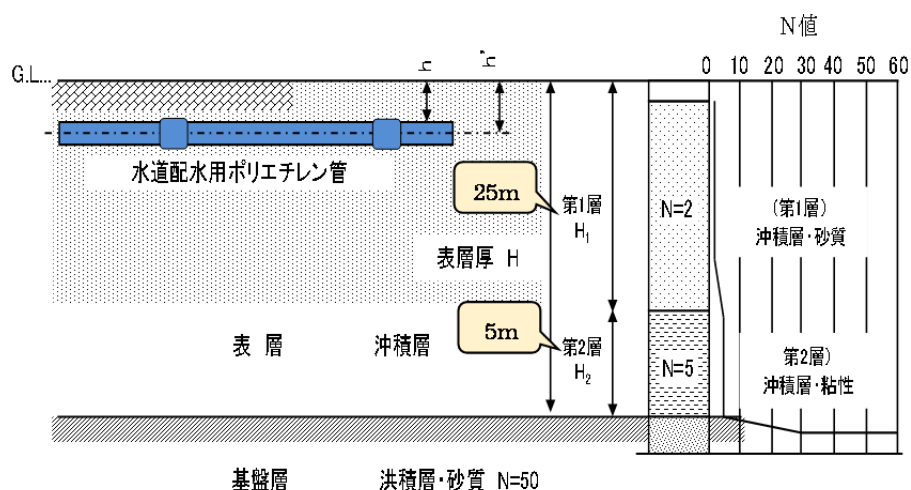


図-12 モデルⅠ地盤

① 平均せん断弾性波速度

地盤のせん断弾性波速度は、表-20を用いてN値から推定する。

表-20 地盤のせん断弾性波速度(せん断ひずみとの関係)

堆積時代別土質		Vs (m/s)		
		せん断ひずみ 10^{-3}	せん断ひずみ 10^{-4}	せん断ひずみ 10^{-6}
洪積層	粘性土	$129N^{0.183}$	$156N^{0.183}$	$172N^{0.183}$
	砂質土	$123N^{0.125}$	$200N^{0.125}$	$205N^{0.125}$
沖積層	粘性土	$122N^{0.0777}$	$142N^{0.0777}$	$143N^{0.0777}$
	砂質土	$61.8N^{0.211}$	$90N^{0.211}$	$103N^{0.211}$

- a) 第1地層 (N値=2) の平均弾性波速度 V_{s1}

$$V_{s1} = 61.8N^{0.211} = 61.8 \times 2^{0.211} = 71.5 \text{ m/s}$$

ここに,

N : 第1地層のN値 (=2)

せん断ひずみレベル : 10^{-3}

- b) 第2地層 (N値=5) の平均弾性波速度 V_{s2}

$$V_{s2} = 122N^{0.0777} = 122 \times 5^{0.0777} = 138.3 \text{ m/s}$$

ここに,

N : 第2地層のN値 (=5)

せん断ひずみレベル : 10^{-3}

- c) 表層地盤の平均弾性波速度 V_{DS}

これより, 表層地盤の平均弾性波速度は以下のように求まる.

$$V_{DS} = \frac{\sum_{i=1} H_i}{\sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{si}}} = \frac{30}{\left(\frac{25}{71.5} + \frac{5}{138.3} \right)} = 77.7 \text{ m/s}$$

ここに,

H : 表層地盤の厚さ (= $\sum H_i = 30\text{m}$)

H_1 : 第1地層の厚さ (= 25m)

H_2 : 第2地層の厚さ (= 5m)

- d) 基盤層の平均弾性波速度 V_{BS}

$$V_{BS} = 205N^{0.125} = 205 \times 50^{0.125} = 334.3 \text{ m/s}$$

ここに,

N : 基盤のN値 (=50)

せん断ひずみレベル : 10^{-6}

② 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は次式で計算される.

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \left(\frac{25}{71.5} + \frac{5}{138.3} \right) = 1.54 \text{ s}$$

③ 地震波の波長

地震波の波長は、表層地盤のせん断震動により地盤変位が最大となるときの波長と表層地盤の固有周期に相当する時間に基盤内を伝搬するせん断波動が進む距離の調和平均をとり、次式より求める。

$$L_1 = V_{DS} \times T_G = 77.7 \times 1.54 = 119.7m$$

$$L_2 = V_{BS} \times T_G = 334.3 \times 1.54 = 514.8m$$

これより、

$$L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 119.7 \times 514.8}{119.7 + 514.8} = 194.2m$$

また、見かけの波長は次式で求まる。

$$L' = \sqrt{2} \times L = \sqrt{2} \times 194.2 = 274.6m$$

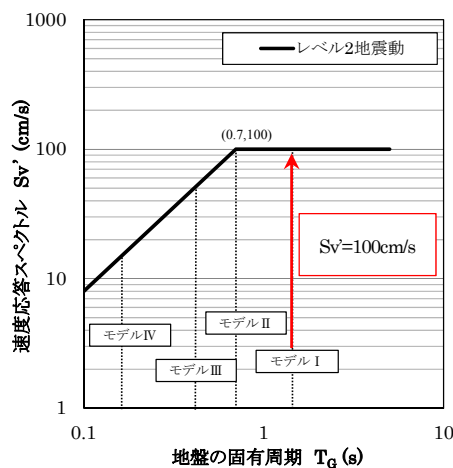
ここに、

L : 波長 L' : 見かけの波長

④ 地盤水平変位振幅, 地盤ひずみ

a) 設計用速度応答スペクトル (レベル2地震動)

設計用速度応答スペクトルは、図-13 を用いて計算する。



表層地盤の固有周期 T_G が 1.54s であるため、
基盤面の速度応答スペクトル $S_v' = 100 \text{ cm/s}$
となる。

図-13 設計用速度応答スペクトル
(レベル2地震動)

b) 地盤の水平変位振幅

地盤の水平変位振幅は、地表面から h' (m)の位置において次式で求まる.

$$U_h(h') = \frac{2}{\pi^2} S_v' T_G \cos \frac{\pi h'}{2H} = 0.3104 \text{ m}$$

ここに,

S_v' : 基盤地震動の速度応答スペクトル (=1.0m)

T_G : 表層地盤の固有周期 (=1.54s)

H : 表層地盤の厚さ (=30m)

h' : 地表面から埋設管中心深さ (=0.6m+0.25/2)

c) 地盤ひずみ

レベル2地震動における基準地盤ひずみは、次式で求まる.

$$\varepsilon_G = \eta \times \frac{\pi U_h}{L} = 2.0 \times \frac{\pi \times 0.3104}{194.2} = 0.0101 = 1.01\%$$

ここに,

ε_G : 管軸方向の地盤ひずみ (%)

η : 地盤不均一度係数 (=2, 極めて不均一)

U_h : 地盤の水平変位振幅 (=0.3104m)

L : 波長 (=194.2m)

⑤ 管体に発生するひずみ（レベル2地震動，モデルI）

a) 直管—Case1

直管の地震時ひずみは、次式により求めるものとする。

$$\varepsilon_p = \sqrt{\varepsilon_L^2 + \varepsilon_B^2} = \sqrt{0.00988^2 + 0.00008^2} = 0.00987 = 0.99\%$$

ε_P : 合成ひずみ

ε_L : 管軸方向ひずみ

ε_B : 管軸直角方向ひずみ

ここで管軸方向のひずみは次式となる。

$$\varepsilon_L = \alpha_0 \times \varepsilon_G = 0.978 \times 0.0101 = 0.00988 = 0.99\%$$

$$\alpha_0 = q \times \alpha_1 = 1.0 \times 0.978 = 0.978 \quad \leftarrow \text{滑りが生じないため, } q=1.0$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L'}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{0.152 \times 274.6}\right)^2} = 0.978$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}} = \sqrt{\frac{393}{1.05 \times 10^6 \times 0.017}} = 0.152 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$K_1 = \pi D k_1 = \pi \times 0.25 \times 500 = 393 \quad (\text{kN/m}^2)$$

α_0 : 滑りを考慮した場合の管軸方向の地盤変位伝達係数

α_1 : 管軸方向の地盤変位伝達係数

K_1 : 導管単位長さ当たりの管軸方向の地盤ばね係数 (kN/m^2) で、

$K_1 = \pi D k_1$ であり、 $k_1 = 500 \text{ kN/m}^3$

【滑りの判定】

地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G と限界せん断応力 τ_{cr} の比較によってなされる。

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L'} \times E \times t \times \alpha_1 \times \varepsilon_G = \frac{2 \times \pi}{274.6} \times 1.05 \times 10^6 \times 0.0227 \times 0.978 \times 0.0101 = 5.12$$

τ_G : 地震時に管表面に作用するせん断応力 (kN)

$$\tau_G < \tau_{cr}, \quad q=1 \cdots \tau_G = 5.12 < \tau_{cr} = 10.0 \quad \text{滑りが発生しない, } q=1.0 \text{ となる.}$$

$$\tau_G \geq \tau_{cr}, \quad q = 1 - \cos \xi + \left(\frac{\pi}{2} - \xi\right) \sin \xi, \quad \xi = \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}, \quad q \leq 1$$

q : 滑り低減係数

τ_{cr} : 滑り開始限界せん断応力 (=10kN/m²)

管軸直角方向のひずみは次式となる。

$$\varepsilon_B = \alpha_2 \times \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G = 1.0 \times \frac{2\pi \times 0.25}{194.2} \times 0.0101 = 0.00008 = 0.008\%$$

α_2 : 管軸直角方向の地盤変位伝達係数 (=1.0 とする)

D : 管外径 (=0.25m)

L : 波長 (=194.2m)

管体発生ひずみ $\varepsilon_P=0.99\%$ + 常時荷重によるひずみ $0.54\% = 1.54\% \leq 3\% \cdots \text{OK}$

レベル2 地震動 (モデルI 地盤) において管体に発生する最大ひずみは、1.54%であり、青ポリ管の許容ひずみ3%より小さいため耐震設計上、安全であると判断できる。

b) 相対変位量 Δ の算出

管と地盤の相対変位量 Δ について、次式より求める。

$$\Delta = (1 - \alpha^*) \times U_h = (1 - 0.978) \times 0.312 = 0.0069 \doteq 0.007$$

$$\alpha^* = q^* \times \alpha_1 = 1.0 \times 0.978 = 0.978 \quad \leftarrow \text{滑りが生じないため, } q^*=1.0$$

ここで、 Δ : 管と地盤と地盤との相対変位量 (m)

U_h : 地盤の水平変位振幅

α^* : 直管と地盤間の相対変位に関する係数

α_1 : 地盤変位伝達係数 (=0.978)

q^* : 相対変位に関する滑り係数

【滑りの判定】

地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G と限界せん断応力 τ_{cr} の比較によってなされる。

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L} \times E \times t \times \alpha_1 \times \varepsilon_G = \frac{2 \times \pi}{274.6} \times 1.05 \times 10^6 \times 0.0227 \times 0.978 \times 0.0101 = 5.12$$

τ_G : 地震時に管表面に作用するせん断応力 (kN)

$$\tau_G < \tau_{cr}, \quad q^* = 1 \cdots \tau_G = 5.12 < \tau_{cr} = 10.0 \quad \text{滑りが発生しない, } q^*=1.0 \text{ となる.}$$

$$\tau_G \geq \tau_{cr}, \quad q^* = \sin \xi \times \left(1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2}\right) - \xi \times \cos \xi, \quad \xi = \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}, \quad q^* \leq 1$$

q^* : 相対変位に関する滑り係数

τ_{cr} : 滑り開始限界せん断応力 (=10kN/m²)

最大相対変位 7mm と僅かであるが、次項より異形管・給水分岐の耐震性評価を行う

c) 90°曲管

90° 曲管 (Case2) に発生するひずみは次式より求める。

$$\varepsilon_B = \beta_B \times \Delta = 0.128 \times 0.007 = 0.00089 = 0.09\%$$

ここで, ε_B : 曲管部に作用するひずみ

β_B : 曲管部の変換係数

Δ : 管と地盤の滑り量 (=0.007m)

$$\beta_B = \frac{2 \cdot i_B \cdot A \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot D \cdot \left\{ (5 + R \cdot \bar{\lambda}) b_1 + 4 \cdot \bar{\lambda}^3 \cdot I \cdot 5 \cdot (1 + b_2) - b_1 \right\}}{10 \cdot A + 5 \cdot L \cdot I \cdot \bar{\lambda}^3 \cdot (1 + b_2) + 10 \cdot A \cdot b_3} = 0.128$$

$$b_1 = -\frac{1 + 2R \cdot \bar{\lambda} + (\pi - 2) \cdot n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2}{(1 + R \cdot \bar{\lambda}) \left\{ 2 + \pi \cdot n \cdot R \cdot \bar{\lambda} + (4 - \pi) n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \right\}} = -0.240$$

$$b_2 = \frac{1 - 2n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 - (4 - \pi) n \cdot R^3 \cdot \bar{\lambda}^3}{(1 + R \cdot \bar{\lambda}) \left\{ 2 + \pi \cdot n \cdot R \cdot \bar{\lambda} + (4 - \pi) n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \right\}} = -0.068$$

$$b_3 = n \cdot R^3 \cdot \bar{\lambda}^3 \left\{ \frac{\pi}{2} + \frac{\pi I}{2n \cdot A \cdot R^2} + \left(1 - \frac{I}{n \cdot A \cdot R^2} \right) b_1 + \left(\frac{2}{R \cdot \bar{\lambda}} + \frac{\pi}{2} + \frac{\pi I}{2n \cdot A \cdot R^2} \right) b_2 \right\} = 0.319$$

ここで,

i_B : 曲管の曲げ荷重

$$i_B = \frac{1.95}{h^{2/3}} = 3.37 \text{ よって, } 1.5 \text{ より大きいので } i_B = 3.37 \text{ になる.}$$

h : パイプファクター, r : 管平均半径, t : 管厚

$$h = \frac{tR}{r^2} = 0.44, \quad R : \text{曲率半径}(=0.25\text{m}),$$

$$r = \frac{D-t}{2} = \frac{0.25-0.0227}{2} = 0.114, \quad t=0.0227\text{m}$$

n : 曲管のたわみ係数

$$n = \frac{1.65}{h} = \frac{1.65}{0.44} = 3.76$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{4500}{4 \times 1.05 \times 10^6 \times 0.000106}} = 1.784$$

K_2 : 単位長さあたりの管軸直角方向の地盤ばね係数 K_2 (kN/m²)で,

$K_2 = Dk_2 = 0.25 \times 18,000 = 4,500$ とする。

$k_2 = 18,000$ kN/m³ (高圧ガス導管耐震設計指針参考)

I : 断面 2 次モーメント (呼び径 200=0.000106 m⁴)

管体発生ひずみ $\varepsilon_B = 0.09\% +$ 常時荷重によるひずみ $0.54\% = 0.63\% \leq 3\% \cdots \text{OK}$

d) T字管-Case3

T字管 (Case3) に発生するひずみは次式より求める.

$$\varepsilon_T = \beta_T \times \Delta = 0.101 \times 0.007 = 0.0007 = 0.07\%$$

ここで, ε_T : T字部に作用するひずみ

β_T : T字部の変換係数

Δ : 管と地盤の滑り量 (=0.007m)

$$\beta_T = \frac{4\bar{\lambda}_1^2 \cdot D_1 \cdot A_2 \cdot (C-1)}{4A_2 + L \cdot I_1 \cdot \bar{\lambda}_1^3 \cdot C} = \frac{4 \times 1.78^2 \times 0.25 \times 0.0162 \times (1.67-1)}{4 \times 0.0162 + 2746 \times 0.0001057 \times 1.78^3 \times 1.67} = 0.101$$

$$C = \frac{1 + 4 \left(\frac{\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_2}{D_1} \right)}{1 + 2 \left(\frac{\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_2}{D_1} \right)} = 1.67$$

$D_{1,2} = 0.25\text{m}$, $I_{1,2} = 0.0001057 \text{ m}^4$, $k_2 = 18,000 \text{ kN/m}^3$, $K_2 = 4,500 \text{ kN/m}^2$ となる.

$$\bar{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{4500}{4 \times 1.05 \times 10^6 \times 0.0001057}} = 1.78$$

ここで,

A : 断面積(=0.0162 m²)

I : 断面2次モーメント

L : 見かけの波長

D : 外径

$$\bar{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}}$$

K_2 : 90° 曲管と同様 (=4,500kNm²)

E : 弾性係数

(式中の添字1: 枝管側, 添字2: 主管側を示す)

管体発生ひずみ $\varepsilon_T = 0.07\%$ + 常時荷重によるひずみ $0.54\% = 0.61\% \leq 3\% \cdots \text{OK}$

e) 給水分岐（サドル付分水栓）-Case4

サドル付分水栓には，図-14 に示す地盤反力が作用することが想定される．サドル付分水栓に作用する地盤反力は，次式より求める．

$$\Delta P = A_f \times k \times \Delta = 0.019 \times 20,000 \times 0.007 = 2.6$$

ここで， ΔP ：サドル部に作用する地盤反力（kN）

A_f ：張出部の面積（=0.019m²_呼び径 200）

k ：地盤反力係数（kN/m³）

地盤反力係数は，20mm 付近で周辺土の破壊が進行するため，

$$0 < \Delta \leq 20\text{mm} \quad 20,000 \text{ kN/m}^3$$

$$20\text{mm} < \Delta \quad 5,000 \text{ kN/m}^3 \quad \text{とする.}$$

Δ ：管と地盤の滑り量（=0.007m）

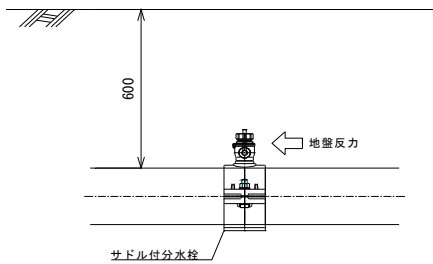


図-14 給水分岐に作用する地盤反力

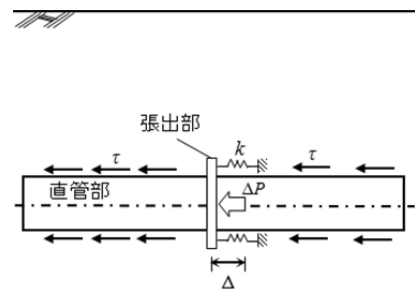


図-15 張出部を有する管のモデル化

$$\Delta P = 2.6 \text{ kN} \leq \text{サドル付分水栓の滑り抵抗} 39 \text{ kN (呼び径 200)} \dots \text{OK}$$

⑥ 結果まとめ

レベル2地震動（モデルI地盤，呼び径200）における，各部位に発生するひずみ，給水分岐に作用する地盤反力を表-21 に示す．いずれの結果も許容値以下となり，水道管路として耐震性能を有することがわかる．

表-21 結果一覧（レベル2地震動，モデルI地盤，呼び径200）

部位	発生ひずみ 地盤反力	常時荷重による 管体ひずみ	合計ひずみ	許容値	判定
直管	0.99%	0.54%	1.53%	3%	○
滑りの判定, 相対変位量	滑り発生しない, 0.007m	—	—	—	
90° 曲管	0.09%	0.54%	0.63%	3%	○
T字管	0.07%	0.54%	0.61%	3%	○
給水分岐	2.6kN	—	—	39kN	○

【参考】レベル2地震動を上回る地震動（1.5倍・2.0倍）に対する検証

阪神淡路大震災以降に発生した震度6強以上の地震波を分析した結果、一部の地震波で最大200Kine(cm/s)に迫る速度応答値が確認された。よって、本計算事例集では参考計算として、レベル2地震動の1.5倍および2.0倍の設計用速度応答スペクトル（図-16）を想定し、耐震計算を行う。対象地盤モデルおよび検討管種については、本事例集のレベル2地震動以下の条件と同じとする。

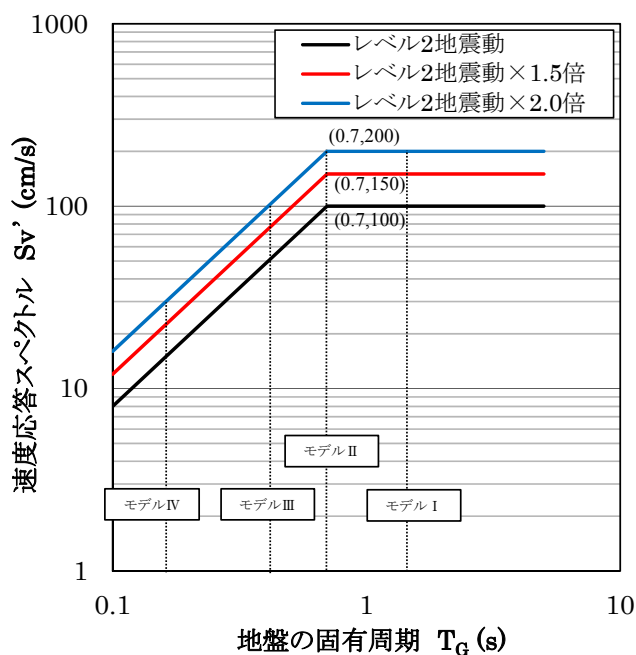


図-16 設計用速度応答スペクトル

表-22 対象地震動ごとの水平変位振幅，地盤ひずみ($\eta=2.0$)

地盤モデル	レベル2地震動×1.5倍			レベル2地震動×2.0倍		
	速度応答 スペクトル Sv' (cm/s)	水平変位 振幅 U_h (cm)	地盤 ひずみ ϵ_G (%)	速度応答 スペクトル Sv' (cm/s)	水平変位 振幅 U_h (cm)	地盤 ひずみ ϵ_G (%)
I	150	46.8	1.52	200	62.4	2.02
II	150	21.15	1.41	200	28.3	1.88
III	75	6.3	0.65	100	8.5	0.86
IV	22.5	0.6	0.15	30	0.8	0.20

備考) 地盤ひずみの算出には、地盤の不均一度係数 $\eta=2.0$ を乗じた

1. レベル2地震動×1.5倍および2.0倍の計算結果

レベル1地震動およびレベル2地震動の耐震計算と同条件の地盤モデルを用いて、レベル2地震動の1.5倍および2.0倍の耐震計算結果を示す。設計速度応答スペクトル（図-16）以外の項目は、同条件とする。

1.1 常時荷重による管体ひずみ (h)

常時荷重により管体に発生するひずみを表-23で示す。本計算結果は、レベル2地震動以下も同様である。

表-23 常時荷重により管軸方向発生ひずみ

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重	内圧	0.216%	0.219%	0.218%	0.219%	0.219%
	自動車荷重	0.260%	0.219%	0.185%	0.155%	0.131%
	温度変化	0.180%	0.180%	0.180%	0.180%	0.180%
	不同沈下	0.014%	0.014%	0.013%	0.013%	0.012%
	合計	0.670%	0.631%	0.597%	0.566%	0.543%

常時荷重による管軸方向ひずみは、0.54～0.67%となる。

1.2 滑りの判定 (i)

管と地盤との滑りの判定を行うため、表-24では管軸方向の最大せん断応力 τ_G を地震動、呼び径ごとに一覧で示す。 τ_G が限界せん断応力(=10kN/m²)を上回ると滑りが発生することになる。

表-24 管軸方向の最大せん断応力 τ_G 一覧 (滑りの判定)

対象地震動	地盤モデル	ϕ 50	ϕ 75	ϕ 100	ϕ 150	ϕ 200
レベル2地震動 ×1.5倍	I	2.0	2.8	3.9	5.6	7.7
	II	3.7	5.2	7.1	10.1	13.6
	III	2.6	3.5	4.8	6.6	8.6
	IV	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5
レベル2地震動 ×2.0倍	I	2.7	3.8	5.2	7.5	10.3
	II	5.0	6.9	9.5	13.4	18.1
	III	3.4	4.7	6.4	8.7	11.5
	IV	0.8	1.1	1.3	1.6	1.9

備考) τ_G が10kN/m²を上回ると滑りが発生する

 : 滑りが発生

レベル2地震動×1.5倍以上の大きな地震動を想定すると、呼び径150以上の一部の地盤で滑りが発生する。また、地盤モデルIに比べて地盤モデルIIの方が τ_G が大きく滑りやすい結果となる。これは地盤モデルIIの方が、同じ速度応答スペクトルに対して、波長が短いためである。

1.3 管と地盤との最大相対変位量 (k)

地震時に生じる青ポリ管と地盤との最大相対変位量について、表-25 に示す。

表-25 管と地盤との最大相対変位 Δ (mm)

対象地震動	地盤モデル	$\phi 50$	$\phi 75$	$\phi 100$	$\phi 150$	$\phi 200$
レベル2 地震動 $\times 1.5$ 倍	I	2.7	3.8	5.3	7.5	10.4
	II	5.0	7.0	9.6	13.7	50.9
	III	3.4	4.8	6.4	8.8	11.6
	IV	1.9	2.4	3.0	3.7	4.4
レベル2 地震動 $\times 2.0$ 倍	I	3.6	5.1	7.0	10.1	17.2
	II	6.7	9.4	12.8	60.4	114.7
	III	4.6	6.3	8.6	11.8	19.7
	IV	2.5	3.2	4.0	5.0	5.9

備考) : 滑りが発生

レベル2 地震動 $\times 1.5$ 倍 : 最大相対変位は, 50.9mm (呼び径 200, 地盤モデル II)

レベル2 地震動 $\times 2.0$ 倍 : 最大相対変位は, 114.7mm (呼び径 200, 地盤モデル II)

滑りが発生すると相対変位は増大することがわかる。次に、この相対変位が図-17、図-18 に示す異形管や給水分岐に作用した場合の耐震性について検討を行う。

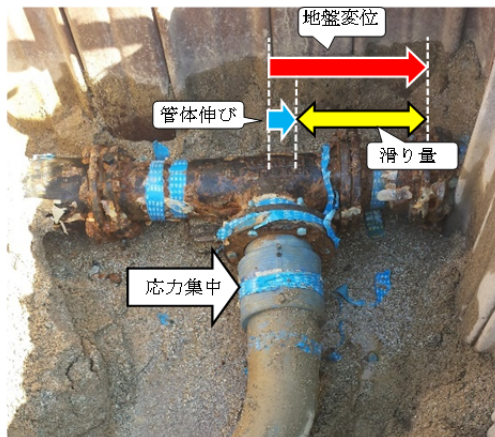


図-17 T字管への応力集中

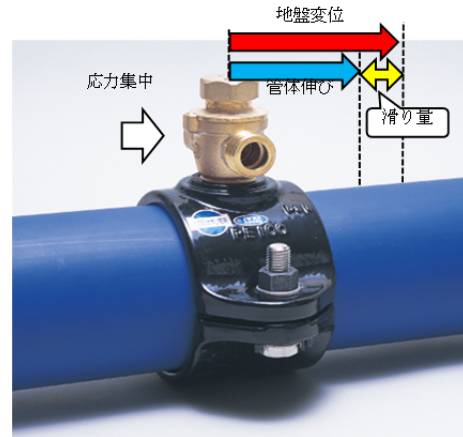


図-18 サドル付分水栓への応力集中

1.4 各部位の耐震計算結果

(1) 直管 (j)-Case1

各地震動において直管部に発生する最大発生ひずみを表-26、表-27に示す。計算の結果、レベル2地震動×1.5倍における最大ひずみは2.18%、レベル2地震動×2.0倍における最大ひずみは2.68%となり、いずれも青ポリ管の許容ひずみ3%以下となることが確認でき、耐震設計上、安全であることがわかる。

表-26 レベル2地震動×1.5倍の計算結果（直管）

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重による管体ひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動×1.5倍 管体ひずみ	地盤モデルⅠ	1.51%	1.50%	1.50%	1.49%	1.48%
	地盤モデルⅡ	1.37%	1.36%	1.34%	1.31%	1.11%
	地盤モデルⅢ	0.61%	0.60%	0.58%	0.56%	0.53%
	地盤モデルⅣ	0.15%	0.14%	0.12%	0.10%	0.09%
常時荷重+地震動（最大値）の合計ひずみ		2.18%	2.13%	2.10%	2.06%	2.02%
許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

備考) : 滑りが発生

表-27 レベル2地震動×2倍の計算結果（直管）

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重によるひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動×2.0倍 管体ひずみ	地盤モデルⅠ	2.01%	2.00%	2.00%	1.99%	1.97%
	地盤モデルⅡ	1.83%	1.81%	1.79%	1.54%	1.21%
	地盤モデルⅢ	0.82%	0.80%	0.77%	0.74%	0.67%
	地盤モデルⅣ	0.20%	0.18%	0.16%	0.14%	0.12%
常時荷重+地震動（最大値）の合計ひずみ		2.68%	2.63%	2.60%	2.56%	2.51%
レベル2地震動に対する許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

備考) : 滑りが発生

(2) 90° 曲管 (I)-Case2

90° 曲管に作用するひずみは、式(5.17)より求める。結果より、90° 曲管に発生した最大ひずみは、レベル2地震動×1.5倍で最大1.62%、レベル2地震動×2.0倍で最大2.98%であり、いずれの地震動に対しても青ポリ管の許容ひずみ3%以下となり、耐震設計上、問題が無いことがわかる。

$$\varepsilon_B = \beta_B \times \Delta \quad \dots(5.17)$$

ε_B : 曲管に作用する最大ひずみ
 β_B : 90° 曲管の変換係数
 Δ : 相対変位量

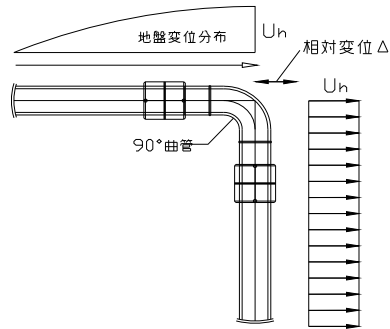


図-19 90° 曲管に作用する相対変位

表-28 レベル2地震動×1.5倍の計算結果 (90°曲管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重による管体ひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動×1.5倍 管体ひずみ ε_B	地盤モデルⅠ	0.06%	0.06%	0.08%	0.10%	0.13%
	地盤モデルⅡ	0.21%	0.21%	0.26%	0.33%	1.08%
	地盤モデルⅢ	0.20%	0.19%	0.23%	0.28%	0.32%
	地盤モデルⅣ	0.22%	0.17%	0.19%	0.19%	0.19%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.89%	0.84%	0.86%	0.90%	1.62%
許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

備考) : 滑りが発生

表-29 レベル2地震動×2.0倍の計算結果 (90°曲管)

呼び径		50	75	100	150	200
常時荷重によるひずみ		0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%
レベル2地震動×2.0倍 管体ひずみ ε_B	地盤モデルⅠ	0.08%	0.08%	0.10%	0.13%	0.16%
	地盤モデルⅡ	0.29%	0.28%	0.34%	1.43%	2.44%
	地盤モデルⅢ	0.27%	0.25%	0.30%	0.37%	0.54%
	地盤モデルⅣ	0.29%	0.23%	0.25%	0.26%	0.25%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ		0.96%	0.91%	0.94%	2.00%	2.98%
許容ひずみ		3%				
判定		○	○	○	○	○

備考) : 滑りが発生

(3) T字管 (I)-Case3

T字管に作用するひずみは、式(5.18)より求める。結果より、T字管に発生した最大ひずみは、レベル2地震動×1.5倍で最大1.42%、レベル2地震動×2.0倍で最大2.52%であり、いずれの地震動に対しても青ポリ管の許容ひずみ3%以下となり、耐震設計上、問題が無いことがわかる。

$$\varepsilon_T = \beta_T \times \Delta \quad \cdots(5.18)$$

ε_T : 曲管に作用する最大ひずみ
 β_T : T字管の変換係数
 Δ : 相対変位量

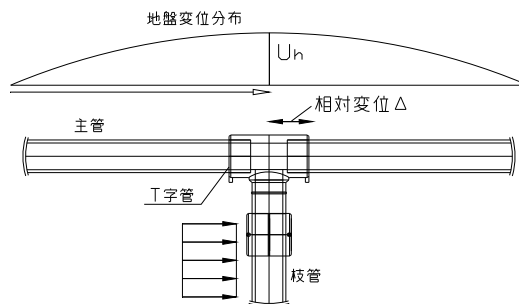


図-20 T字管に作用する相対変位

表-30 レベル2地震動×1.5倍の計算結果 (T字管)

呼び径	50	75	100	150	200	
常時荷重による管体ひずみ	0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%	
レベル2地震動×1.5倍 管体ひずみ ε_T	地盤モデルⅠ	0.04%	0.05%	0.06%	0.08%	0.11%
	地盤モデルⅡ	0.13%	0.17%	0.21%	0.26%	0.88%
	地盤モデルⅢ	0.13%	0.15%	0.19%	0.23%	0.26%
	地盤モデルⅣ	0.13%	0.14%	0.15%	0.16%	0.16%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ	0.80%	0.80%	0.81%	0.83%	1.42%	
許容ひずみ	3%					
判定	○	○	○	○	○	

表-31 レベル2地震動×2.0倍の計算結果 (T字管)

呼び径	50	75	100	150	200	
常時荷重によるひずみ	0.67%	0.63%	0.60%	0.57%	0.54%	
レベル2地震動×2.0倍 管体ひずみ ε_T	地盤モデルⅠ	0.05%	0.06%	0.08%	0.10%	0.13%
	地盤モデルⅡ	0.18%	0.22%	0.28%	1.16%	1.98%
	地盤モデルⅢ	0.17%	0.21%	0.25%	0.30%	0.45%
	地盤モデルⅣ	0.17%	0.19%	0.21%	0.22%	0.22%
常時荷重+地震動 (最大値) の合計ひずみ	0.85%	0.85%	0.88%	1.73%	2.52%	
許容ひずみ	3%					
判定	○	○	○	○	○	

(4) 給水分岐 (サドル付分水栓) (m) -Case4

給水分岐 (サドル付分水栓) に作用する地盤反力 ΔP は、式 (5.19) より求める。レベル2地震動 $\times 1.5$ 倍に作用する荷重は最大 10.5kN、レベル2地震動に作用する荷重は最大 16.6kN となる結果を得たが、いずれの場合もサドルの滑り抵抗力が地盤反力を上回り、ズレて漏水するなどの異常が生じないことが確認できた。

$$\Delta P = A_f \times k \times \Delta \quad \cdots(5.19)$$

ここで、 ΔP : サドル付分水栓に作用する地盤反力 (kN)

A_f : サドル付分水栓の張出部の投影面積 (m²)

Δ : 相対変位量 (m)

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

$0 < \Delta \leq 20\text{mm}$ $k = 20,000 \text{ kN/m}^3$

$20\text{mm} < \Delta$ $k = 5,000 \text{ kN/m}^3$

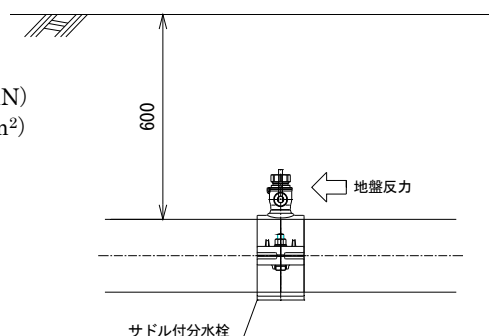


図-21 サドル付分水栓に作用する地盤反力

表-32 レベル2地震動 $\times 1.5$ 倍の計算結果 (給水分岐)

呼び径		50	75	100	150	200
レベル2地震動 $\times 1.5$ 倍 地盤反力 ΔP (kN)	地盤モデルI	0.7	1.0	1.4	2.6	3.9
	地盤モデルII	1.3	1.8	2.5	4.7	10.5
	地盤モデルIII	0.9	1.2	1.7	3.0	4.4
	地盤モデルIV	0.5	0.6	0.8	1.3	1.7
	最大値	1.3	1.8	2.5	4.7	10.5
サドルの滑り抵抗力		6.2	8.9	17.3	30.3	39.0
判定		○	○	○	○	○

表-33 レベル2地震動 $\times 2.0$ 倍の計算結果 (給水分岐)

呼び径		50	75	100	150	200
レベル2地震動 $\times 2.0$ 倍 地盤反力 ΔP (kN)	地盤モデルI	0.9	1.3	1.8	3.4	6.5
	地盤モデルII	1.7	2.4	3.3	10.2	16.6
	地盤モデルIII	1.2	1.6	2.2	4.0	7.5
	地盤モデルIV	0.6	0.8	1.0	1.7	2.2
	最大値	1.7	2.4	3.3	10.2	16.6
サドルの滑り抵抗力		6.2	8.9	17.3	30.3	39.0
判定		○	○	○	○	○

2. 耐震計算例（レベル2地震動×2.0倍）

本計算事例は管と地盤との相対変位が最も大きくなるモデルⅡ地盤かつ呼び径200において、レベル2地震動×2.0倍が作用した場合の最も厳しい条件による検討である。

表-34 設計条件

管種・呼び径	水道配水用ポリエチレン管・φ200
埋設条件	土被り0.6m
地盤モデル	モデルⅡ地盤（図-22）
地盤不均一度係数	$\eta=2.0$
対象地震動	レベル2地震動

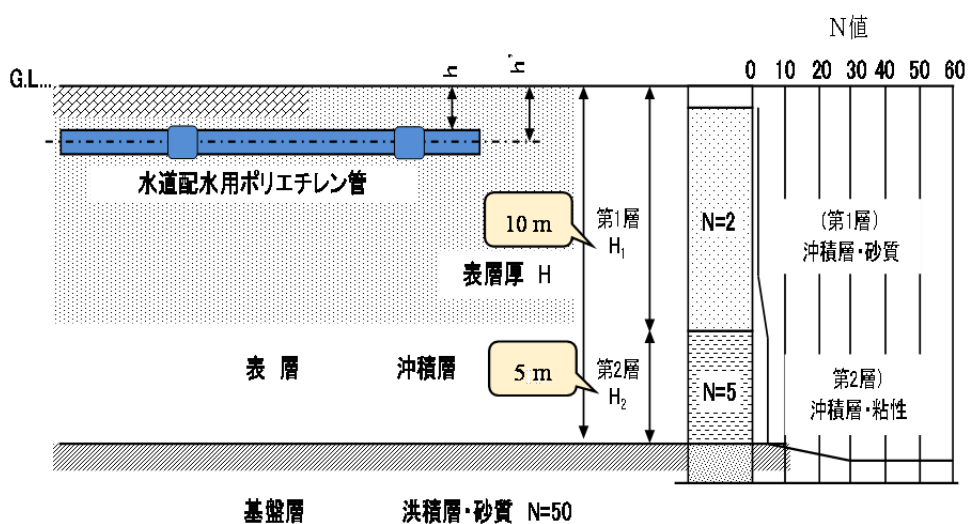


図-22 モデルⅡ地盤

① 平均せん断弾性波速度

地盤のせん断弾性波速度は、表-35を用いてN値から推定する。

表-35 地盤のせん断弾性波速度（せん断ひずみとの関係）

堆積時代別土質		Vs (m/s)		
		せん断ひずみ 10^{-3}	せん断ひずみ 10^{-4}	せん断ひずみ 10^{-6}
洪積層	粘性土	$129N^{0.183}$	$156N^{0.183}$	$172N^{0.183}$
	砂質土	$123N^{0.125}$	$200N^{0.125}$	$205N^{0.125}$
沖積層	粘性土	$122N^{0.0777}$	$142N^{0.0777}$	$143N^{0.0777}$
	砂質土	$61.8N^{0.211}$	$90N^{0.211}$	$103N^{0.211}$

- a) 第1地層 (N値=2) の平均弾性波速度 V_{s1}

$$V_{s1} = 61.8N^{0.211} = 61.8 \times 2^{0.211} = 71.5 \text{ m/s}$$

ここに,

N : 第1地層のN値 (=2)

せん断ひずみレベル : 10^{-3}

- b) 第2地層 (N値=5) の平均弾性波速度 V_{s2}

$$V_{s2} = 122N^{0.0777} = 122 \times 5^{0.0777} = 138.3 \text{ m/s}$$

ここに,

N : 第2地層のN値 (=5)

せん断ひずみレベル : 10^{-3}

- c) 表層地盤の平均弾性波速度 V_{DS}

これより, 表層地盤の平均弾性波速度は以下のように求まる.

$$V_{DS} = \frac{\sum_{i=1} H_i}{\sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{si}}} = \frac{15}{\left(\frac{10}{71.5} + \frac{5}{138.3} \right)} = 85.2 \text{ m/s}$$

ここに,

H : 表層地盤の厚さ (= $\sum H_i = 15\text{m}$)

H_1 : 第1地層の厚さ (= 25m)

H_2 : 第2地層の厚さ (= 5m)

- d) 基盤層の平均弾性波速度 V_{BS}

$$V_{BS} = 205N^{0.125} = 205 \times 50^{0.125} = 334.3 \text{ m/s}$$

ここに,

N : 基盤のN値 (=50)

せん断ひずみレベル : 10^{-6}

② 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は次式で計算される.

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \left(\frac{10}{71.5} + \frac{5}{138.3} \right) = 0.7 \text{ s}$$

③ 地震波の波長

地震波の波長は、表層地盤のせん断震動により地盤変位が最大となる時の波長と表層地盤の固有周期に相当する時間に基盤内を伝搬するせん断波動が進む距離の調和平均をとり、次式より求める。

$$L_1 = V_{DS} \times T_G = 85.2 \times 0.7 = 59.6m$$

$$L_2 = V_{BS} \times T_G = 334.3 \times 0.7 = 234.0m$$

これより、

$$L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 59.6 \times 234.0}{59.6 + 234.0} = 95.1m$$

また、見かけの波長は次式で求まる。

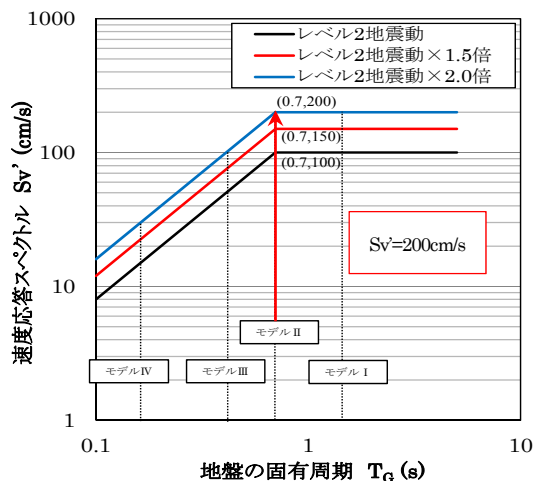
$$L' = \sqrt{2} \times L = \sqrt{2} \times 95.1 = 134.4m$$

ここに、

L : 波長 L' : 見かけの波長

④ 地盤水平変位振幅, 地盤ひずみ

- d) 設計用速度応答スペクトル (レベル2地震動×2.0倍)
 設計用速度応答スペクトルは、図-23 を用いて計算する。



表層地盤の固有周期 T_G が 0.7s であるため、
 基盤面の速度応答スペクトル $S_v' = 200 \text{ cm/s}$
 となる。

図-23 設計用速度応答スペクトル
 (レベル2地震動以上)

e) 地盤の水平変位振幅

地盤の水平変位振幅は、地表面から h' (m)の位置において次式で求まる.

$$U_h(h') = \frac{2}{\pi^2} S_v' T_G \cos \frac{\pi h'}{2H} = 0.283 \text{ m}$$

ここに,

S_v' : 基盤地震動の速度応答スペクトル (=2.0m)

T_G : 表層地盤の固有周期 (=0.7s)

H : 表層地盤の厚さ (=15m)

h' : 地表面から埋設管中心深さ (=0.6m+0.25/2)

f) 地盤ひずみ

レベル2地震動における基準地盤ひずみは、次式で求まる.

$$\varepsilon_G = \eta \times \frac{\pi U_h}{L} = 2.0 \times \frac{\pi \times 0.283}{95.1} = 0.0187 = 1.87\%$$

ここに,

ε_{G2} : 管軸方向の地盤ひずみ (%)

η : 地盤不均一度係数 (=2, 極めて不均一)

U_{h2} : 地盤の水平変位振幅 (=0.283m)

L : 波長 (=95.1m)

⑤ 管体に発生するひずみ（レベル2地震動×2倍，モデルⅡ）

a) 直管—Case1

直管の地震時ひずみは、次式により求めるものとする。

$$\varepsilon_p = \sqrt{\varepsilon_L^2 \times \varepsilon_B^2} = \sqrt{0.0121^2 \times 0.0003^2} = 0.0121 = 1.21\%$$

ε_P : 合成ひずみ

ε_L : 管軸方向ひずみ

ε_B : 管軸直角方向ひずみ

ここで管軸方向のひずみは次式となる。

$$\varepsilon_L = \alpha_0 \times \varepsilon_G = 0.649 \times 0.0187 = 0.0121 = 1.21\%$$

$$\alpha_0 = q \times \alpha_1 = 0.71 \times 0.978 = 0.649$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L'}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{0.152 \times 134.4}\right)^2} = 0.914$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}} = \sqrt{\frac{393}{1.05 \times 10^6 \times 0.017}} = 0.152 \quad (kN/m^2)$$

$$K_1 = \pi D k_1 = \pi \times 0.25 \times 500 = 393 \quad (kN/m^2)$$

α_0 : 滑りを考慮した場合の管軸方向の地盤変位伝達係数

α_1 : 管軸方向の地盤変位伝達係数

K_1 : 導管単位長さ当たりの管軸方向の地盤ばね係数 (kN/m^2) で、

$$K_1 = \pi D k_1 \text{ であり、 } k_1 = 500 kN/m^3$$

地盤ひずみは、低減されて管に伝達する

滑りが発生し、 $q=0.71$

【滑りの判定】

地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G と限界せん断応力 τ_{cr} の比較によってなされる。

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L'} \times E \times t \times \alpha_1 \times \varepsilon_G = \frac{2 \times \pi}{134.4} \times 1.05 \times 10^6 \times 0.0227 \times 0.914 \times 0.0187 = 18.1$$

τ_G : 地震時に管表面に作用するせん断応力 (kN)

$\tau_G < \tau_{cr}$, $q=1.0$ となる。

$$\tau_{cr} \leq \tau_G = 10 \leq 18.1 \cdots \text{滑りが発生, } q = 1 - \cos \xi + \left(\frac{\pi}{2} - \xi\right) \sin \xi = 0.71, \quad \xi = \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}, \quad q \leq 1$$

q : 滑り低減係数

τ_{cr} : 滑り開始限界せん断応力 (=10kN/m²)

ここで、管軸直角方向のひずみは次式となる。

$$\varepsilon_B = \alpha_2 \times \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G = 1.0 \times \frac{2\pi \times 0.25}{95.1} \times 0.0181 = 0.0003 = 0.03\%$$

α_2 : 管軸直角方向の地盤変位伝達係数 (=1.0 とする)

D : 管外径 (=0.25m)

L : 波長 (=95.1m)

管体発生ひずみ $\varepsilon_P=1.21\%$ + 常時荷重によるひずみ $0.54\% = 1.75\% \leq 3\% \cdots \text{OK}$

レベル 2 地震動×2 倍 (モデル II 地盤) において管体に発生する最大ひずみは、1.75%であり、青ポリ管の許容ひずみ 3%より小さいため耐震設計上、安全であると判断できる。

b) 滑り量 Δ (相対変位量の算出)

管と地盤の滑り量 Δ について、次式より求める。

$$\Delta = (1 - \alpha^*) \times U_h = (1 - 0.594) \times 0.283 = 0.115$$

滑りが生じると
 Δ は大きくなる

$$\alpha^* = q^* \times \alpha_1 = 0.651 \times 0.914 = 0.594$$

滑りが発生し、 $q^*=0.651$

ここで、 Δ : 管と地盤との滑り量 (m)

U_h : 地盤の水平変位振幅

α^* : 直管と地盤間の相対変位に関する係数

α_1 : 地盤変位伝達係数 (=0.914)

q^* : 相対変位に関する滑り係数

【滑りの判定】

地震時に管表面に作用するせん断応力 τ_G と限界せん断応力 τ_{cr} の比較によってなされる。

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L'} \times E \times t \times \alpha_1 \times \varepsilon_G = \frac{2 \times \pi}{134.4} \times 1.05 \times 10^6 \times 0.0227 \times 0.914 \times 0.0187 = 18.1$$

τ_G : 地震時に管表面に作用するせん断応力 (kN)

$\tau_G < \tau_{cr}$, $q^*=1.0$ となる。

$\tau_G \geq \tau_{cr}$, $18.1 \geq 10 \cdots$ 滑りが発生, $q^* = \sin \xi \times (1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2}) - \xi \times \cos \xi = 0.651$, $\xi = \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}$

q^* : 相対変位に関する滑り係数

τ_{cr} : 滑り開始限界せん断応力 (=10kN/m²)

最大相対変位 115mm であり、次項において異形管・給水分岐の耐震性評価を行う

c) 90°曲管

90° 曲管 (Case2) に発生するひずみは次式より求める。

$$\varepsilon_B = \beta_B \times \Delta = 0.213 \times 0.115 = 0.0244 = 2.44\%$$

ここで, ε_B : 曲管部に作用するひずみ

β_B : 曲管部の変換係数

Δ : 管と地盤の滑り量 (=0.115m)

$$\beta_B = \frac{2 \cdot i_B \cdot A \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot D \cdot \left| (5 + R \cdot \bar{\lambda}) b_1 \right| + 4 \cdot \bar{\lambda}^3 \cdot I \cdot \left| 5(1 + b_2) - b_1 \right|}{10 \cdot A + 5 \cdot L \cdot I \cdot \bar{\lambda}^3 \cdot (1 + b_2) + 10 \cdot A \cdot b_3} = 0.213$$

$$b_1 = -\frac{1 + 2R \cdot \bar{\lambda} + (\pi - 2) \cdot n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2}{(1 + R \cdot \bar{\lambda}) \left\{ 2 + \pi \cdot n \cdot R \cdot \bar{\lambda} + (4 - \pi) n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \right\}} = -0.240$$

$$b_2 = \frac{1 - 2n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 - (4 - \pi) n \cdot R^3 \cdot \bar{\lambda}^3}{(1 + R \cdot \bar{\lambda}) \left\{ 2 + \pi \cdot n \cdot R \cdot \bar{\lambda} + (4 - \pi) n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \right\}} = -0.068$$

$$b_3 = n \cdot R^3 \cdot \bar{\lambda}^3 \left\{ \frac{\pi}{2} + \frac{\pi I}{2n \cdot A \cdot R^2} + \left(1 - \frac{I}{n \cdot A \cdot R^2} \right) b_1 + \left(\frac{2}{R \cdot \bar{\lambda}} + \frac{\pi}{2} + \frac{\pi I}{2n \cdot A \cdot R^2} \right) b_2 \right\} = 0.319$$

ここで,

i_B : 曲管の曲げ荷重

$$i_B = \frac{1.95}{h^{2/3}} = 3.37 \text{ よって, } 1.5 \text{ より大きいので } i_B = 3.37 \text{ になる.}$$

h : パイプファクター, r : 管平均半径, t : 管厚

$$h = \frac{tR}{r^2} = 0.44, \quad R : \text{曲率半径}(=0.25\text{m}),$$

$$r = \frac{D-t}{2} = \frac{0.25-0.0227}{2} = 0.114, \quad t=0.0227\text{m}$$

n : 曲管のたわみ係数

$$n = \frac{1.65}{h} = \frac{1.65}{0.44} = 3.76$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{4500}{4 \times 1.05 \times 10^6 \times 0.000106}} = 1.784$$

K_2 : 単位長さあたりの管軸直角方向の地盤ばね係数 K_2 (kN/m²)で,

$K_2 = Dk_2 = 0.25 \times 18,000 = 4,500$ とする。

$k_2 = 18,000$ kN/m³ (高圧ガス導管耐震設計指針参考)

I : 断面 2 次モーメント (呼び径 200=0.000106 m⁴)

管体発生ひずみ $\varepsilon_B = 2.44\% + \text{常時荷重によるひずみ } 0.54\% = 2.98\% \leq 3\% \cdots \text{OK}$

d) T字管-Case3

T字管 (Case3) に発生するひずみは次式より求める.

$$\varepsilon_T = \beta_T \times \Delta = 0.173 \times 0.115 = 0.0198 = 1.98\%$$

ここで, ε_T : T字部に作用するひずみ

β_T : T字部の変換係数

Δ : 管と地盤の滑り量 (=0.115m)

$$\beta_T = \frac{4\bar{\lambda}_1^2 \cdot D_1 \cdot A_2 \cdot (C-1)}{4A_2 + L \cdot I_1 \cdot \bar{\lambda}_1^3 \cdot C} = \frac{4 \times 1.78^2 \times 0.25 \times 0.0162 \times (1.67-1)}{4 \times 0.0162 + 1344 \times 0.0001057 \times 1.78^3 \times 1.67} = 0.173$$

$$C = \frac{1 + 4 \left(\frac{\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_2}{D_1} \right)}{1 + 2 \left(\frac{\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_2}{D_1} \right)} = 1.67$$

$D_{1,2} = 0.25\text{m}$, $I_{1,2} = 0.0001057 \text{ m}^4$, $k_2 = 18,000 \text{ kN/m}^3$, $K_2 = 4,500 \text{ kN/m}^2$ となる.

$$\bar{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{4500}{4 \times 1.05 \times 10^6 \times 0.0001057}} = 1.78$$

ここで,

A : 断面積(=0.0162 m²)

I : 断面2次モーメント

L : 見かけの波長

D : 外径

$$\bar{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}}$$

K_2 : 90° 曲管と同様 (=4,500kNm²)

E : 弾性係数

(式中の添字1: 枝管側, 添字2: 主管側を示す)

管体発生ひずみ $\varepsilon_T = 1.98\% + \text{常時荷重によるひずみ } 0.54\% = 2.65\% \leq 3\% \dots \text{OK}$

e) 給水分岐（サドル付分水栓部）-Case4

サドル付分水栓部には，図-24 に示す地盤反力が作用することが想定される．サドル付分水栓に作用する地盤反力は，次式より求める．

$$\Delta P = A_f \times k \times \Delta = 0.019 \times 20,000 \times 0.02 + 0.019 \times 5,000 \times (0.115 - 0.02) = 16.6$$

ここで， ΔP ：サドル部に作用する地盤反力（kN）

A_f ：張出部の面積（=0.019m²_呼び径 200）

k ：地盤反力係数（kN/m³）

地盤反力係数は，20mm 付近で周辺土の破壊が進行するため，

$0 < \Delta \leq 20\text{mm}$ 20,000 kN/m³

$20\text{mm} < \Delta$ 5,000 kN/m³ とする．

Δ ：管と地盤の滑り量（=0.115m）

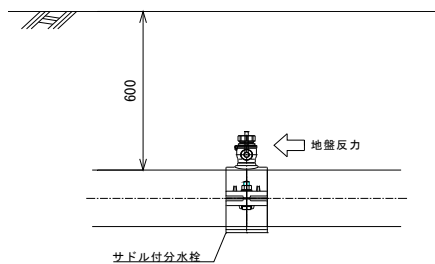


図-24 給水分岐に作用する地盤反力

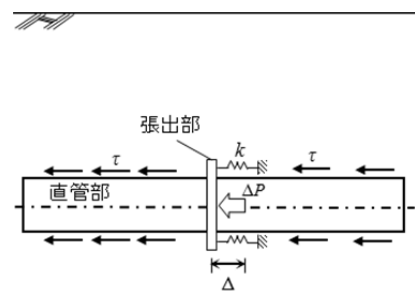


図-25 張出部を有する管のモデル化

$\Delta P=16.6\text{kN} \leq$ サドル付分水栓の滑り抵抗力 39kN（呼び径 200）・・・OK

⑥ 結果まとめ

レベル 2 地震動×2.0 倍（モデルⅡ地盤，呼び径 200）における，各部位に発生するひずみ，給水分岐に作用する地盤反力を表-36 に示す．いずれの結果も許容値以下となり，管路全体として耐震性能を有することがわかる．

表-36 結果一覧（レベル 2×2 倍，モデルⅡ地盤，呼び径 200）

部位	発生ひずみ 地盤反力	常時荷重による管 体ひずみ	合計ひず み	許容値	判定
直管	1.22%	0.54%	1.76%	3%	○
滑りの判定， 相対変位量	滑り発生， 0.115m	—	—	—	
90° 曲管	2.44%	0.54%	2.98%	3%	○
T 字管	1.98%	0.54%	2.65%	3%	○
給水分岐	16.6kN	—	—	39kN	○

参考資料 2

水道施設耐震工法指針・解説への水道配水用ポリエチレン管の耐震設計法記載例

水道施設耐震工法指針・解説（2009年版）では、「I 総論 VII 埋設管路の耐震設計法」において各種管材料における耐震計算法が記載されている。水道配水用ポリエチレン管については、「耐震計算法を審議した総論専門委員会において検証していないので、関係業界から示された計算事例を参考として記載した」として、参考扱いとなっている。

よって、本論文において議論した限界せん断応力や滑りの判定結果に基づき、水道施設工法指針・解説への水道配水用ポリエチレン管の耐震設計法記載例を以下に示す。

1) 水道配水用ポリエチレン管の場合（一体構造管路）

①直管部の計算

・地震動レベル1に対する管体ひずみは、次式によって計算する。

$$\varepsilon_{1L} = \alpha_1 \times \varepsilon_G \quad (1.1)$$

$$\varepsilon_{1B} = \alpha_2 \times \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G \quad (1.2)$$

$$\varepsilon_{1x} = \sqrt{\varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2} \quad (1.3)$$

ここに、

ε_{1L} ：埋設管路の軸ひずみ

ε_{1B} ：埋設管路の曲げひずみ

ε_{1x} ：軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

ε_G ：地盤の軸ひずみ

α_1 ：管軸方向の地盤変位の伝達係数

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L'}\right)^2} \quad (1.4)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \quad (1.5)$$

K_1 ：導管単位長さ当たりの管軸方向の地盤ばね係数(kN/m²)

$$K_1 = \pi D k_1 \quad (1.6)$$

A ：管路の断面積 (m²)

E ：管の弾性係数 (kN/m²)

D ：管外径 (m)

L' ：地震動の見かけの波長 (m)

k_1 ：管軸方向の地盤ばね係数 (500kN/m³)

α_2 : 管軸直角方向の地盤変位の伝達係数

(管の可撓性により地盤と同じ挙動としてよく, 1.0 とする)

・地震動レベル2に対する管体ひずみは, 管と地盤の滑りを考慮することとし, 次式によって計算する.

$$\varepsilon_{2x} = \sqrt{\varepsilon_{2L}^2 \times \varepsilon_{2B}^2} \quad (\text{ただし, } \varepsilon_{2x} \leq \varepsilon_G) \quad (1.7)$$

ここに,

ε_{2x} : 軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

ε_{2L} : 埋設管路の軸ひずみ

$$\varepsilon_L = \alpha_0 \times \varepsilon_G \quad (1.8)$$

ε_{2B} : 埋設管路の軸ひずみ

$$\varepsilon_{2B} = \alpha_2 \times \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G \quad (1.9)$$

α_2 : 管軸直角方向の地盤変位の伝達係数 (=1.0)

ε_G : 地盤の軸ひずみ

α_0 : 滑りを考慮した場合の管軸方向の地盤変位の伝達係数

$$\alpha_0 = q \times \alpha_1 \quad (1.10)$$

q : 滑り低減係数

$$\tau_G \geq \tau_{cr} \quad \cdots \text{滑り発生, } q = 1 - \cos \xi + \left(\frac{\pi}{2} - \xi\right) \sin \xi, \quad \xi = \sin^{-1} \frac{\tau_{cr}}{\tau_G}, \quad q \leq 1.0$$

$$\tau_G < \tau_{cr} \quad \cdots \text{滑りが発生しない, } q = 1.0$$

α_1 : 管軸方向の地盤変位の伝達係数 (式(1.4)を適用)

τ_G : 管表面に作用するせん断応力 (kN/m²)

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L'} \times E \times t \times \alpha_1 \times \varepsilon_G \quad (1.11)$$

τ_{cr} : 管と周辺地盤間で滑りが発生するときの滑り開始限界せん断応力 (10kN/m²)

L' : 地震動の見かけの波長 (m)

E : 管の弾性係数 (kN/m²)

t : 管厚 (m)

D : 管外径 (m)

②異形管部，給水分岐(サドル付分水栓)の計算

管と地盤との最大相対変位量 Δ は，次式によって計算する．

$$\Delta = (1 - \alpha^*) \times U_h \quad (1.12)$$

ここに，

U_h ：地盤の水平変位振幅

α^* ：直管と地盤間の相対変位に関する係数

$$\alpha^* = q^* \times \alpha_1$$

q^* ：相対変位に関する滑り係数

α_1 ：管軸方向の地盤変位の伝達係数（式(1.4)を適用）

$$\tau_{cr} \leq \tau_G \cdots \text{滑りが発生, } q^* = \sin \xi \times \left(1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2}\right) - \xi \times \cos \xi, \quad \xi = \sin^{-1} \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_G}\right), \quad q \leq 1$$

$$\tau_G < \tau_{cr} \cdots \text{滑りが発生しない, } q^* = 1$$

曲管に発生するひずみは，90° 曲管を代表とし，次式によって計算する．

$$\varepsilon_B = \beta_B \times \Delta \quad (1.13)$$

$$\beta_B = \frac{2 \cdot i_B \cdot A \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot D \cdot \left| (5 + R \cdot \bar{\lambda}) b_1 + 4 \cdot \bar{\lambda}^3 \cdot I \cdot 5 \cdot (1 + b_2) - b_1 \right|}{10 \cdot A + 5 \cdot L \cdot I \cdot \bar{\lambda}^3 \cdot (1 + b_2) + 10 \cdot A \cdot b_3} \quad (1.14)$$

$$b_1 = -\frac{1 + 2R \cdot \bar{\lambda} + (\pi - 2) \cdot n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2}{(1 + R \cdot \bar{\lambda}) \left\{ 2 + \pi \cdot n \cdot R \cdot \bar{\lambda} + (4 - \pi) n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \right\}} \quad (1.15)$$

$$b_2 = \frac{1 - 2n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 - (4 - \pi) n \cdot R^3 \cdot \bar{\lambda}^3}{(1 + R \cdot \bar{\lambda}) \left\{ 2 + \pi \cdot n \cdot R \cdot \bar{\lambda} + (4 - \pi) n \cdot R^2 \cdot \bar{\lambda}^2 \right\}} \quad (1.16)$$

$$b_3 = n \cdot R^3 \cdot \bar{\lambda}^3 \left\{ \frac{\pi}{2} + \frac{\pi I}{2n \cdot A \cdot R^2} + \left(1 - \frac{I}{n \cdot A \cdot R^2}\right) b_1 + \left(\frac{2}{R \cdot \bar{\lambda}} + \frac{\pi}{2} + \frac{\pi I}{2n \cdot A \cdot R^2} \right) b_2 \right\} \quad (1.17)$$

ここに， ε_B ：曲管部に作用するひずみ

β_B ：曲管部の変換係数

Δ : 管と地盤の相対変位

i_B : 曲管の曲げ荷重

$$i_B = \frac{1.95}{h^{2/3}} \quad \text{または, } 1.5 \text{ のいずれか大きい方の値}$$

A : 管の断面積

$$\bar{\lambda} : \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}}$$

K_2 : 単位長さあたりの管軸直角方向の地盤ばね係数で, $K_2 = Dk_2$ であり,
 $k_2 = 18,000 \text{ kN/m}^3 \sim 20,000 \text{ kN/m}^3$ とする.

E : 弾性係数

I : 断面 2 次モーメント

L' : 見かけの波長

R : 曲率半径

n : 曲管のたわみ係数

h : パイプファクター

$$n = \frac{1.65}{h}, \quad h = \frac{tR}{r^2}$$

t : 管厚

r : 管平均半径

$$r = \frac{D-t}{2}$$

D : 管外径

T 字管に発生するひずみは, 次式によって計算する. また, 式中の添字 1 は枝管側, 添字 2 は主管側を示す.

$$\varepsilon_T = \beta_T \times \Delta \quad (1.18)$$

$$\beta_T = \frac{4\bar{\lambda}_1^2 \cdot D_1 \cdot A_2 \cdot (C-1)}{4A_2 + L' \cdot I_1 \cdot \bar{\lambda}_1^3 \cdot C} \quad (1.19)$$

$$C = \frac{1 + 4 \left(\frac{\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2} \right)^3 \left(\frac{D_2}{D_1} \right)}{1 + 2 \left(\frac{\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_2} \right)^3 \left(\frac{D_2}{D_1} \right)} \quad (1.20)$$

ここに、 ε_T : T字部に作用するひずみ

β_T : T字部の変換係数

Δ : 管と地盤の相対変位

A : 断面積

I : 断面 2 次モーメント

L' : 見かけの波長

D : 外径

$$\bar{\lambda} : \sqrt[4]{\frac{K_2}{4EI}}$$

K_2 : 単位長さあたりの管軸直角方向の地盤ばね係数で、 $K_2 = Dk_2$ であり、

$k_2 = 18,000 \text{ kN/m}^3 \sim 20,000 \text{ kN/m}^3$ とする。

管と地盤との相対変位が生じた場合、サドル付分水栓には、地盤反力が作用する。この時にサドル部に作用する地盤は、次式によって計算する。

$$\Delta P = A_f \times k \times \Delta \quad (1.21)$$

ここに、 ΔP : サドル付分水栓に作用する地盤反力 (kN)

A_f : サドル付分水栓の張出部の投影面積 (m²)

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

$$0 < \Delta \leq 20 \text{ mm} \quad k = 20,000 \text{ kN/m}^3$$

$$20 \text{ mm} < \Delta \quad k = 5,000 \text{ kN/m}^3$$

Δ : 相対変位量 (m)

地震動レベル 1、地震動レベル 2 のいずれの場合にも、地盤の条件に応じて地盤の不均一度係数 η (1.0~2.0) を ε_G に乗じることで、地盤ひずみの増幅を考慮する。また、レベル 1 地震動では式 (1.3) の ε_{IL}^2 に重要度に応じて 1.00~3.12 を乗じるのが望ましい。

耐震安全性照査は、常時荷重による生じる管軸方向ひずみと、地震動により生じる管体ひずみ (直管、曲管それぞれ) を合算し、地震動レベル 1、地震動レベル 2 に対する許容ひずみ 3% 以下であることで照査する。また、サドル付分水栓に関しては地震時に作用する地盤反力に対してサドル部がズレないことで照査する。