

2. 設計

2.1 検討内容と手順

パイプラインのウィークポイント(屈曲部)の耐震性を強化する設計においては、液状化に対して管路の安全性を確保するため、発生変位に追従して抜け出し等が生じない鎖構造継手の範囲の検討を行う。

【解説】

農業用パイプラインの耐震性については、地震による被害を軽減するための対策を骨子として、①応答変位法や地盤の液状化判定などの設計手法を用いて検討する対策、②設計手法は確立していないものの過去の被災事例などから有効と考えられる対策、の両面から設計・施工を実施することを基本としている。

本工法は、管路の重要度や液状化判定、地盤条件等により対策の要否を検討したうえで、管路のウィークポイント(屈曲部)の耐震性を強化するために適用する。

設計手順を図 2.1 に示す。

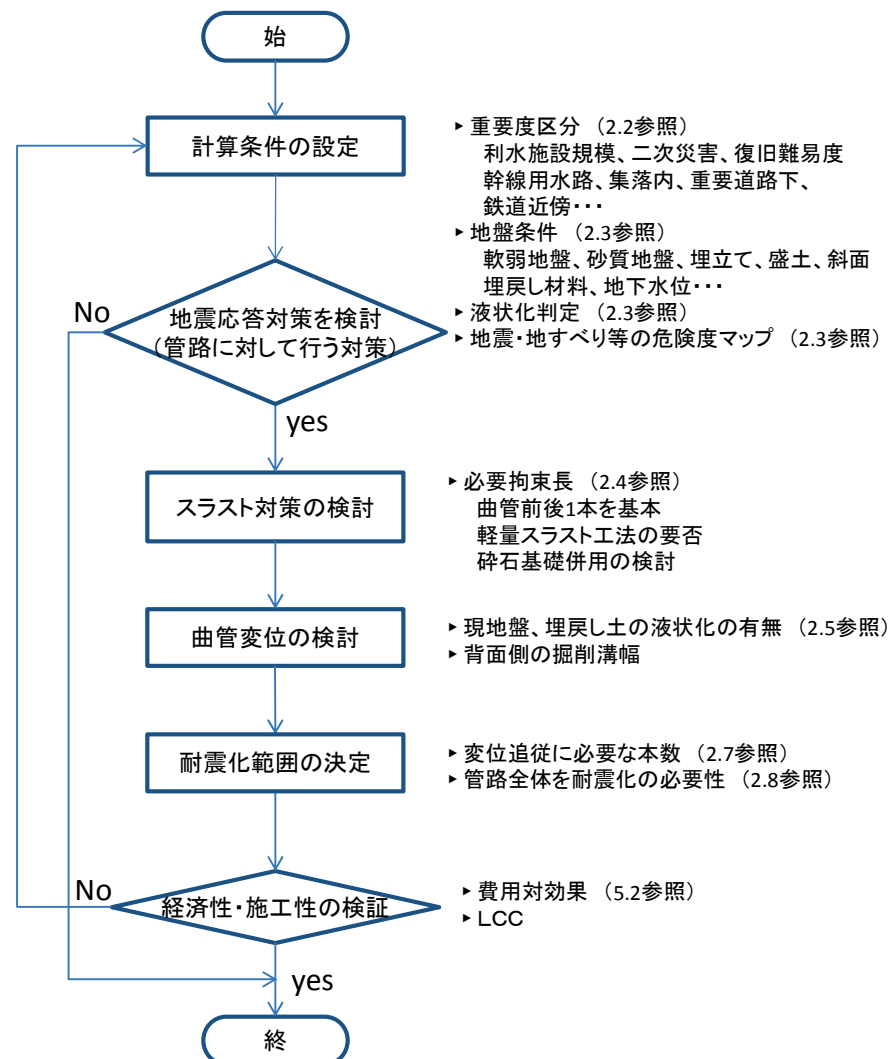


図 2.1 管路の耐震性強化の検討手順

2.2 管路の重要性

土地改良施設の耐震設計を行うに当たっては、水利システム等の特性を踏まえ、以下に挙げる2つの事項を総合的に判断して施設の重要度区分を設定する。

- (1) 被災による二次災害に与える影響
- (2) 被災による本来の機能に与える影響

【解説】

重要度区分は耐震設計上の観点から評価される重要度であり、利水上の影響、被災時のリスク管理上の影響を考慮し、総合的に判断して決定するものである。

耐震設計を行うに当たっては、パイプラインの路線を「極めて重要度の高い施設（重要度A種）」、「重要度の高い施設（重要度B種）」、「被災の影響が少ない施設（重要度C種）」の3種類に区分する。

重要度区分は、表2.1に示す「①利水施設としての規模」「②被災による二次災害危険度」「③応急復旧の難易度」の3項目で判定する。

ただし、次に示すような場合においては、他の技術基準等と整合を図り、耐震性能を決定するものとする。

- ① 道路法の適用を受ける道路下に埋設する施設
- ② 河川法の適用を受ける河川下に埋設する施設
- ③ 鉄道下に埋設する施設

重要度判定のイメージを図2.2に示す。

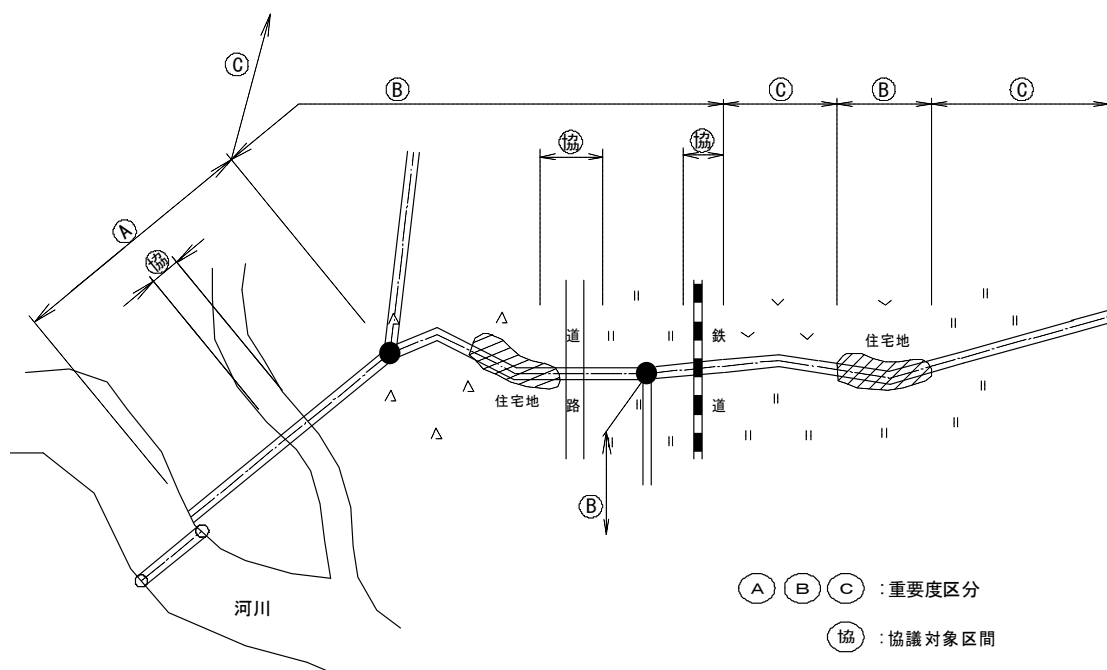


図2.2 重要度判定のイメージ

表 2.1 重要度区分の考え方

区 分	項 目 ①～③のいずれかに該当する施設	判断する上での参考指標
重要度 A 種 (レベル 2 地震動を考慮する)	①利水施設としての規模。 供給される用水の中断あるいは減量が地域の生活機能および経済活動・生産活動に与える影響の度合い。	水路システムの中で上流に位置し、施設規模が極めて大きく、かつ被災した場合にライフラインとしての水供給、ひいては地域の生活機能や経済活動・生産活動に著しい支障をきたす場合。 例) 基幹水利施設(水田用水)として、流量 $5\text{m}^3/\text{s}$ 以上、管径で $\phi 2000$ ($V=1.5\sim 2.0\text{m/s}$ 程度を想定) 以上 ^{注)} など。また、バイパス水路の有無や、関連施設からの供給の可能性など地区の状況に応じて勘案する。
	②被災による二次災害危険度。 パイプライン施設が被災することによる第三者への被害で、特に人命・財産やライフラインなどへの影響。	パイプライン施設に近接して家屋、避難場所、若しくは公道、鉄道、ライフライン等重要公共施設があり、水路の損壊による流出水が大量にこれらの場所に流入、または湛水し、人命若しくは社会経済的に重大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度。 パイプライン施設が被災した場合に直ちに実施すべき応急復旧のための現場作業の難易度。	応急復旧のための作業が極めて困難、若しくは長期間を要する場合。 例) 宅地などの隣接部や構造物の埋設が深い場合などに難易度が高くなると考えられる。
重要度 B 種 (レベル 1 地震動を考慮する)	①利水施設としての規模。 同上	施設規模が極めて大きく、かつ被災した場合にライフラインとしての水供給、ひいては地域の生活機能や経済活動・生産活動に相当の支障をきたす場合で、A 種以外のもの。
	②被災による二次災害危険度。 同上	パイプライン施設に近接して家屋、避難場所、若しくは重要公共施設があり、水路の損壊による流出水がこれらの場所に流入または湛水し、人命に重大な影響はないものの、社会経済的に多大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度。 同上	応急復旧のための作業 に比較的長期間を要する場合。
重要度 C 種 (耐震設計は行わない)	①利水施設としての規模。 同上	A 種、B 種に該当しない場合。
	②被災による二次災害危険度。 同上	②の例) 水路施設が甚大な被害を受けた場合でも付近の原野、水田等が浸水する程度で、社会経済的な影響が軽微な場合。
	③応急復旧の難易度。 同上	③の例) 応急復旧のための作業が容易で、短期間で実施できる場合。

注) 水田用水における流量 $5\text{m}^3/\text{s}$ 以上、管径で $\phi 2000$ ($V=1.5\sim 2.0\text{m/s}$ 程度を想定) 以上は、ひとつの例示として示しているものであることから、地区の状況に応じて勘案する。

出典：設計基準、p.332

2.3 液状化の検討

パイプラインの耐震設計にあたっては、現地盤及び埋戻し土の液状化の可能性を検討する必要がある。液状化の可能性があると判定された場合には、必要に応じて対策工を検討するものとする。

【解説】

(1) 液状化の危険度

現地盤はボーリング調査（土質柱状図や土質試験）や公表情報の防災マップ等により、液状化の危険性を知ることができる。

防災科学技術研究所の地震ハザードステーション(J-SHIS)による表層地盤分類 250mメッシュデータと、検討対象の幹線用水路等とを重ね合わせることで、図 2.3 のように表層地盤からみた路線全体の耐震上の危険度を俯瞰することができる。



図 2.3 表層地盤分類と幹線用水路の重ね合わせ（例）

その他の方法としては、地域防災計画などに基づいて公表された防災マップ、震度予測などを参照して検討することができる。



図 2.4 液状化危険度マップ（例）

(2) 現地盤の液状化の判定

砂質地盤のような地盤条件にあるパイプラインは、液状化の判定を行う。

設計基準（p.358-363）に示された判定方法に従って行う。液状化の判定法には、以下の 3 種類があるが、パイプラインでは、①の簡易な判定法によるものとし、その中でも、 F_L 値法を標準とする。

- ① 一般の土質調査・試験結果をもとにした簡易な判定法
- ② 室内液状化試験や地震応答解析を行う詳細な判定法
- ③ 模型振動台実験や原位置液状化試験を行う判定法

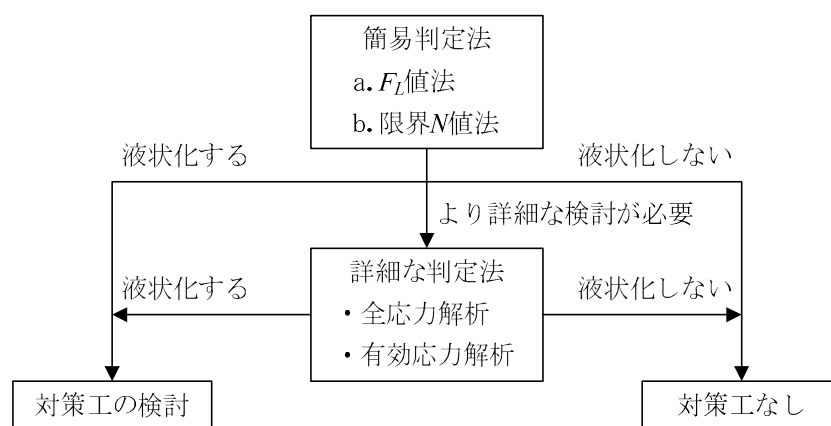


図 2.5 液状化判定フロー図

図 2.6 に、 F_L 値法の基本的なフロー図を示す。

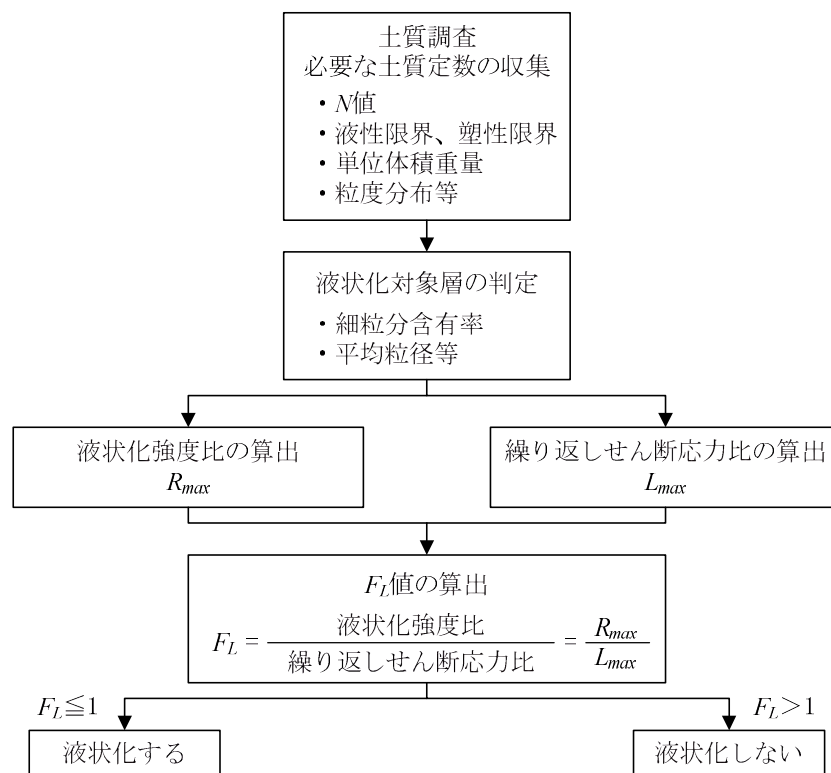


図 2.6 F_L 値法の基本的な検討フロー

(3) 埋戻し土の液状化の判定

液状化による被害は、現地盤の液状化のみならず埋戻し土の液状化によっても生じる。

埋戻し土の液状化は、現地盤が液状化のおそれのある地盤に加えて、軟弱粘性土地盤や泥炭地盤等の周辺地盤が液状化のおそれのない地盤であっても、埋戻し部の地下水位が常時あるいは雨天時に一時的に高くなることが予想される場合に生じるおそれがある。一方で、現地盤が礫質土地盤や密な砂質土地盤、埋設深さが浅い場合あるいは地下水位が低い場合には、このような埋戻し土の液状化による被害が生じる可能性は低い。そのため、液状化による被害を防止するためには、埋戻し土の液状化の可能性についても判定する。

埋戻し土の液状化による被害の可能性の判定手法としては確立したものがないが、「下水道施設の耐震対策指針と解説 -2006 年版-」によれば、以下の条件全てに該当する場合に埋戻し土の液状化による被害の可能性がある。

- ① 地下水位が高い場合 (GL-3m以浅)
- ② 埋設深度が深い場合 (管きよの土被りが GL-2.0m以深、かつ地下水位以下)
- ③ 周辺地盤が軟弱な場合 (緩い砂地盤 (おおむね N 値 ≤ 15)、軟弱粘性土地盤 (おおむね N 値 ≤ 7) 等)

ただし、②の埋設深の条件について、管きよの土かぶりが GL-2.0mより浅い場合でも液状化の可能性を否定できないことから対象路線の重要性や対策の経済性等を考慮し対応を検討することが望ましい。

2.4 曲管のスラスト対策

本工法の対象となる曲管部は、通常時の内圧スラスト力に対しては曲管前後の管路一体化により安定性を確保することを原則とする。

【解説】

スラスト対策は曲管前後を一体化することで確保する。

設計基準（p.402-404）に示されたダクタイル鋳鉄管（NS 形、UF 形継手等）の一体化長さの計算方法に従って行う。

(1) 水平曲管部

水平曲管部に UF 形、S 形、NS 形、GX 形継手を使用する場合の一体化長さの計算手順及び算式を①～⑨に示す。

管路の屈曲が多くかつ静水圧が 1.0MPa を超える高圧パイプラインで、UF 形管等が長くつながった剛構造管路となる時は、スラストブロックを併用し、柔構造とする。

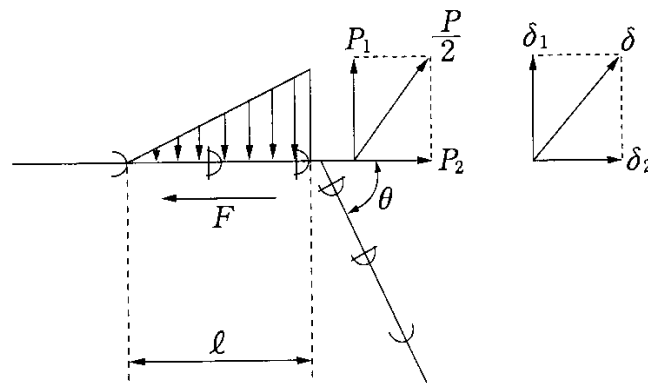


図 2.7 曲管に作用する力と変位

① 片側一体化長を ℓ (m) と仮定する。

② スラスト力 P (kN)

$$P = 2H \cdot a_c \cdot \sin(\theta/2) \dots\dots\dots (2.4.1)$$

ここに、

H : 設計水圧 (kN/m²)
 a_c : 管外径の断面積 (m²)
 θ : 曲がり角 (°)

③ 軸力 P_2 (kN)

$$P_2 = -\frac{\beta \cdot A_s \cdot E \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi}{k} \cdot \frac{\cosh(2\beta \cdot \ell) + \cos(2\beta \cdot \ell) + 2}{\sinh(2\beta \cdot \ell) + \sin(2\beta \cdot \ell)} \cdot \tan^2 \theta/2$$

$$+ \sqrt{\left\{ \frac{\beta \cdot A_s \cdot E \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi}{k} \cdot \frac{\cosh(2\beta \cdot \ell) + \cos(2\beta \cdot \ell) + 2}{\sinh(2\beta \cdot \ell) + \sin(2\beta \cdot \ell)} \cdot \tan^2 \theta/2 \right\}^2}$$

$$+ \frac{P \cdot \beta \cdot A_s \cdot E \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot \tan(\theta/2)}{k \cdot \cos \theta/2} \cdot \frac{\cosh(2\beta \cdot \ell) + \cos(2\beta \cdot \ell) + 2}{\sinh(2\beta \cdot \ell) + \sin(2\beta \cdot \ell)}$$

$$\dots\dots\dots (2.4.2)$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D_c}{4E \cdot I}}$$

D_c : 管の実外径 (m)

E : 管の弾性係数 (kN/m²) (ダクタイル管の場合は 160×10^6 kN/m²)

μ : 管と土の摩擦係数

w : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H_c : 管中心位置までの土かぶり (m)

k : 横方向地盤反力係数 (kN/m³) (安全をみて、 $k = 2000 \sim 5000$ を用いる。)

A_s : 管の断面積 (m²)、 $A_s = (\pi/4) \{ D_c^2 - (D_c - 2t)^2 \}$

I : 管の断面二次モーメント (m⁴)、 $I = (\pi/64) \{ D_c^4 - (D_c - 2t)^4 \}$

t : 計算管厚 (m)

④ 軸力に対する有効長さ ℓ_a (m)

$$\ell_a = \frac{P_2}{\mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c} \dots\dots\dots (2.4.3)$$

⑤ 横力 P_1 (kN)

$\ell \geq \ell_a$ の時

$$P_1 = \frac{P}{2 \cos(\theta/2)} - P_2 \tan(\theta/2)$$

ℓ / ℓ_a の時

$$P_1 = \frac{P}{2 \cos(\theta/2)} - \mu \cdot \pi \cdot w \cdot H_c \cdot D_c \cdot \ell \cdot \tan(\theta/2)$$

$$\left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.4.4)$$

⑥ 継手部に発生する曲げモーメント M_1 (kN・mm)

$$M_1 = \frac{P_1}{2\beta} \cdot \frac{\cosh(2\beta \cdot \ell) - \cos(2\beta \cdot \ell)}{\sinh(2\beta \cdot \ell) + \sin(2\beta \cdot \ell)} \dots\dots\dots (2.4.5)$$

⑦ 曲げモーメントの安全率の計算 S_f

$$S_f = \frac{M_0}{M_1} \dots\dots\dots (2.4.6)$$

ここに、

M_0 : 計算に用いる限界曲げモーメント (表 2.4 参照)

⑧ 移動量 δ (m)

$$\delta_1 = \frac{P_1 \cdot \beta}{k \cdot D_c} \cdot \frac{\cosh(2\beta \cdot \ell) + \cos(2\beta \cdot \ell) + 2}{\sinh(2\beta \cdot \ell) + \sin(2\beta \cdot \ell)} \dots\dots\dots (2.4.7)$$

$$\delta = \frac{\delta_1}{\cos(\theta/2)} \dots\dots\dots (2.4.8)$$

⑨ $S_f \geq S_0$ 、かつ $\delta \leq \delta_0$ を満足する ℓ を算出し、一体化長さ L を決定する。

ここに、

S_0 : 許容安全率 (2.5 以上)

δ_0 : 許容移動量 UF 形及び呼び径 500mm 以上の NS 形継手は 0.02m
許容移動量 GX 形及び呼び径 450mm 以下の NS 形継手は 0.01m

表 2.4 離脱防止継手の限界曲げモーメントと限界水圧

呼び径 (mm)	限界曲げモーメント M (kN・m)				限界水圧 H_0 (MPa)	M_0
	NS 形	GX 形	KF 形	UF 形	KF 形、UF 形	
75	4.4	4.4		—	—	—
100	7.4	7.4		—	—	
150	17	17		—	—	
200	24	24		—	—	
250	35	35		—	—	
300	64	64	130	—	7.5	$M_0 = M$
350	81	—	160	—	7.5	
400	130	130	220	—	7.5	
450	170	—	280	—	7.5	
500	360	—	360	—	7.5	
600	540	—	540	—	7.5	
700	820	—	820	820	7.5	
800	1180	—	1180	1180	7.5	
900	1630	—	1630	1630	7.5	
1000	2010	—		2010	7.5	
1100	—	—		2600	7.2	$M_0 = M \sqrt{1 - \frac{H}{H_0}}$
1200	—	—		3140	7.1	
1350	—	—		4360	5.6	
1500	—	—		5150	5.6	
1600	—	—		6670	6.0	
1650	—	—		7310	6.0	
1800	—	—		9270	5.9	
2000	—	—		12600	5.8	
2100	—	—		14000	5.6	
2200	—	—		16100	5.5	
2400	—	—		20300	5.5	
2600	—	—		32300	6.8	

(2) その他の曲管部

鉛直 S ベンド部（鉛直曲管部もこれに準じる）、水平 T 字管部伏越部、片落管部、管端部及び仕切弁部の一体化長の計算については「NS 形・S 形ダクタイル鉄管管路の設計」（日本ダクタイル鉄管協会）の資料による。

なお、曲管前後 1 本の直管だけでは安全率が不足する場合には、継手の一体化範囲を拡大するか、または他の防護方法を併用する。

地震時に沈下等の影響が懸念されるスラストブロックは避け、ソイルセメント基礎や碎石とジオグリッドを用いた軽量スラスト防護工法の併用を検討する。

2.5 地震時の曲管変位の検討

本工法の対象となる曲管部について、地震動による地盤剛性低下や液状化に伴いスラスト抵抗力が減少することで生じる変位量は、以下の検討を参考に安全性照査のための変位量を設定するものとする。

- (1) 被災データからの検討
- (2) 数値解析による検討

【解説】

過去の地震被災調査事例や、地盤の強度・剛性低下を考慮した数値解析等から、安全性照査のための曲管変位量は 400mm 以上を設定することが望ましい。

2.5.1 被災データによる曲管変位の分析

大規模地震による農業用パイプラインの被害は、日本海中部地震以降、被災調査記録が蓄積され、構造上の弱点箇所などが明らかになってきている。しかしながら管路の変位量については地震前後の比較が難しいこともあり、計測事例が非常に少ない。

曲管の変位観測データは少ないが、継手離脱等により漏水に至った事例として、既往の文献に示された曲管の水平変位を表 2.5 に示す。

表 2.5 過去の被災データによる曲管変位

地震	震度 / 震央距離	管路名・対象	口径	屈曲角	水平変位	地盤の状況等
日本海中部 (M7.7) ※1	震度 5 秋田市 (能代市地震 計未設置) / 能代沖 80km	埴川支線用水路 第 2 号スラストブ ロック	800mm	52.975°	約 400mm	洪積粘土 泥岩
		浅内支線用水路 第 5 号スラストブ ロック	1200mm	20.809°	350mm	洪積粘土 腐植土
北海道南西沖 (M7.8) ※2	55～65km	真駒内第一幹線 第 1 号スラストブ ロック	1100mm	56.5°	600～800mm (継手間隔 の累積値)	現地盤は砂を主体 とする層 噴砂あり
東北地方太平 洋沖 (M9.0) ※3	震度 6 強 須賀川市	矢吹北工区 IP. 55 (スラストブロッ ク有)	1500mm	17.3°	780mm	砂基礎 広範囲に液状化が 発生(埋戻し材料)
		矢吹北工区 IP. 50 (スラストブロッ ク無)	1500mm	4.79°	570mm	砂基礎 広範囲に液状化が 発生(埋戻し材料)

※1：毛利栄征、1983 年日本海中部地震によるパイプラインの被災調査報告、農土試技報 169、p.93-147

※2：安中正実ら、平成 5 年(1993 年)北海道南西沖地震による農地・農業用施設の被害調査報告、農工報 35、p.111-142

※3：春本朋洋ら、液状化地盤における管路挙動 ―限戸川地区幹線用水路の被災事例―、平成 27 年度農業農村工学会京都支部研究発表会、p.210-211

液状化が確認された条件での曲管変位は 600mm～800mm、また地盤の剛性低下等に伴う曲管変位としては 400mm 程度が観測されている。

(1) 日本海中部地震（能代地区）※¹

スラストブロックは外側に約 0.4m 移動し、曲管接続部のコンクリートが破損。スラストブロック上流側 23m（PC 管 6 本）と下流側 15m（PC 管 4 本）の区間のパイプの移動が特に大きい。縦断方向には、スラストブロック上下流方向の 10 本以上のパイプが 100mm 以上の沈下を生じ、短管部の沈下は 200mm 以上である。



(2) 北海道南西沖地震（北桵山地区）※²

約 55°の屈曲角を有する第 1 号スラストブロックは背面側に 0.6～0.8m 移動し、下流側短管が離脱している。ブロックの前後は約 2m の短管で接続されているが、ブロックとその両側 2 本の短管部分に移動が集中している。

周辺地盤の地下水位は常に高く維持され、管頂より上部（0.3～0.5m）の位置にある。ブロックが埋設されている深さの現地盤には砂を主体とする層があり、周辺地盤地表面に噴砂跡が散在することから、地震時には埋戻し砂だけでなく周辺地盤を含めた広い範囲に亘って液状化が発生した可能性が高い。



(3) 東北地方太平洋沖地震（隈戸川地区）※³

管布設時と地震後の測量結果との比較により、管路の水平変位が観測されている。スラストブロックからの離隔本数と水平変位量との関係を図 2.8 に示す。最大の移動量は、IP.55 で発生しており、上流側の 1 本目がスラスト力の作用方向に 0.71m 移動している。同じ曲管から下流側の 6 本目では反対方向に 0.78m 移動しているが、これは約 90m

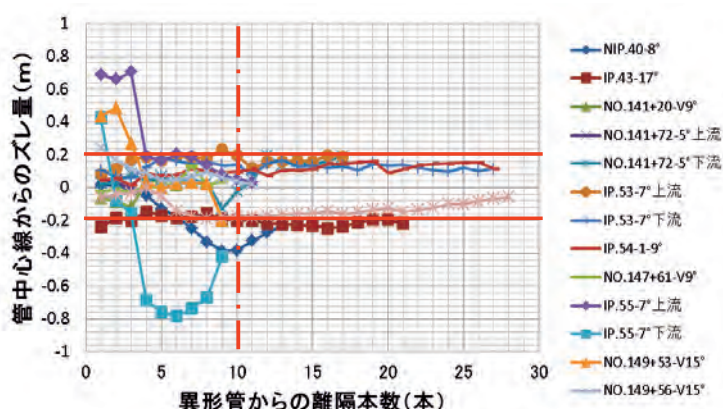


図 2.8 異形管からの離隔と水平変位量の関係

離れた片落管の被災と同様、広範囲の液状化の影響が考えられる。また、異形管から 10 本程度離れると一定の変位量に収束するが、±0.2m 程度の残留が認められる。

2.5.2 数値解析による曲管変位の検証

曲管部の背面地盤（砂基礎および現地盤）が地震の繰返し荷重を受けて強度・剛性低下する過程を考慮した変位解析手法により、曲管の水平変位を計算した。

計算手法は、曲管背面に仮想的なすべり面を設定し、応答加速度、せん断応力比を算定する。次に入力地震動を設定し、累積損傷理論に基づくひずみ振幅の増加に伴う地盤の強度・剛性低下を逐次計算する。これをもとに初期状態から受働土圧、水平方向地盤バネ定数の地震動による低下度合を求め、内圧スラスト力による水平変位を計算する。

解析断面は図 2.9 に示すモデルとし、45°曲管に設計内圧 0.5MPa が作用するときの安全率が 1.5 を満足するよう決定した。

入力地震動は「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」を参照し、2 つの標準的なレベル 2 地震動を用いた。

地盤材料特性（液状化強度特性、せん断強度低下特性、剛性低下特性）は多くのため池堤体材料の解析結果を整理したデータベースを用いて代表的な材料特性より求めた。

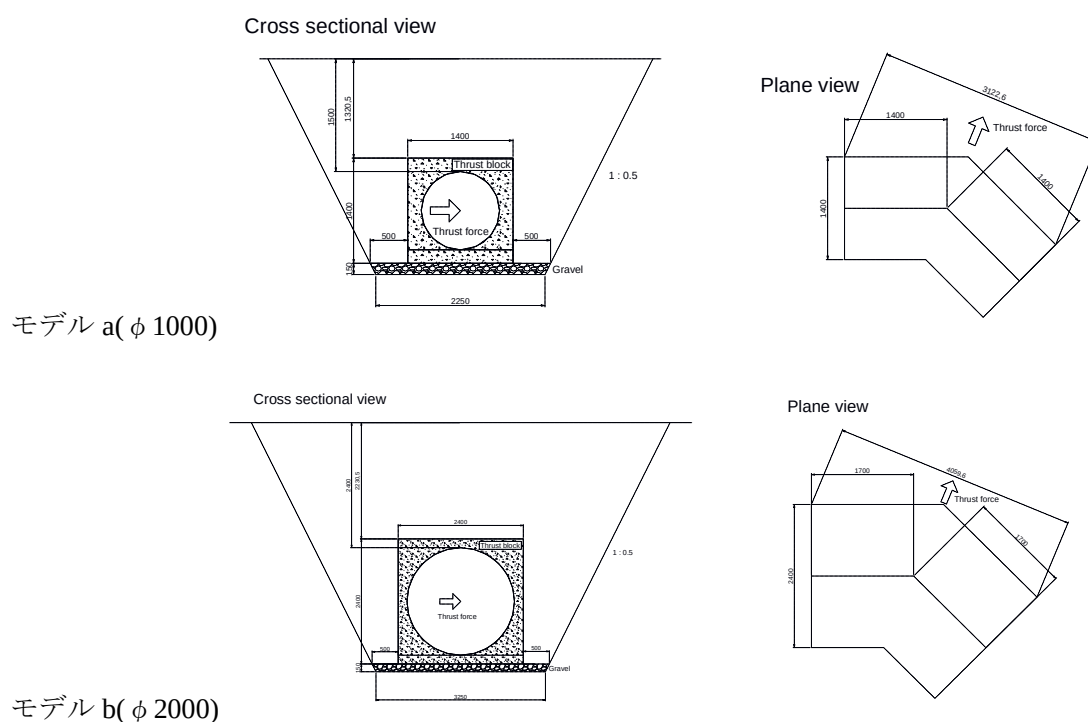


図 2.9 解析モデル a(φ 1000)および解析モデル b(φ 2000)

図 2.9 のモデル a および b について、入力地震動、現地盤の液状化強度、砂基礎の液状化強度を変化させて得られた曲管変位の解析結果を表 2.6 に示す。

現地盤が液状化せず、また砂基礎の液状化強度も高い条件では 10mm 程度の曲管変位にとどまっているが、現地盤および砂基礎の液状化強度が低いほど変位量は増大し、最大 300mm を超える変位を示す結果となっている。

表 2.6 数値解析による曲管変位の想定

想定地震動	地震継続時間	最大加速度 (Gal)	現地盤の液状化強度	砂基礎の液状化強度	曲管水平変位 (mm)	
					φ 1000	φ 2000
海溝型 (プレート境界) Mw8.0 程度	約 80 秒	700	液状化しない	高	10	11
			液状化しない	中	60	97
			高(粘土)	低	137	283
			高(砂)	低	137	317
			中(砂)	低	144 以上	327 以上
内陸活断層型 (直下型) Mw7.0 程度	約 25 秒	800	液状化しない	高	8	12
			液状化しない	中	48	93
			高(粘土)	低	101	204
			高(砂)	低	108	267
			中(砂)	低	112 以上	274 以上

【参考】

埋戻し材料が液状化することを想定しても、現地盤が液状化しない場合には掘削溝幅が曲管変位の上限とみなせる。ここでは参考に矢板施工の標準溝幅から、ブロック背面の隙間を表 2.7 に示す。

表 2.7 掘削溝幅から求めたブロック背面の隙間

呼び径	設計基準 バイブライン 矢板施工における標準 溝幅	矢板までの片側距離 (ブロックかぶり200mmとし て)	100mm単位で丸め
①	②	(②-①) ÷ 2 - 200	
100	900	200	200
150	900	175	
200	900	150	
250	950	150	
300	1000	150	
350	1050	150	
400	1100	150	
450	1150	150	
500	1600	350	400
600	1700	350	
700	1800	350	
800	2000	400	
900	2100	400	
1000	2200	400	
1100	2300	400	500
1200	2600	500	
1350	2750	500	
1500	2900	500	
1650	3050	500	600
1800	3300	550	
2000	3500	550	
2200	3700	550	
2400	3900	550	
2600	4100	550	
2800	4300	550	
3000	4500	550	

2.6 鎖構造継手管路の変形モード

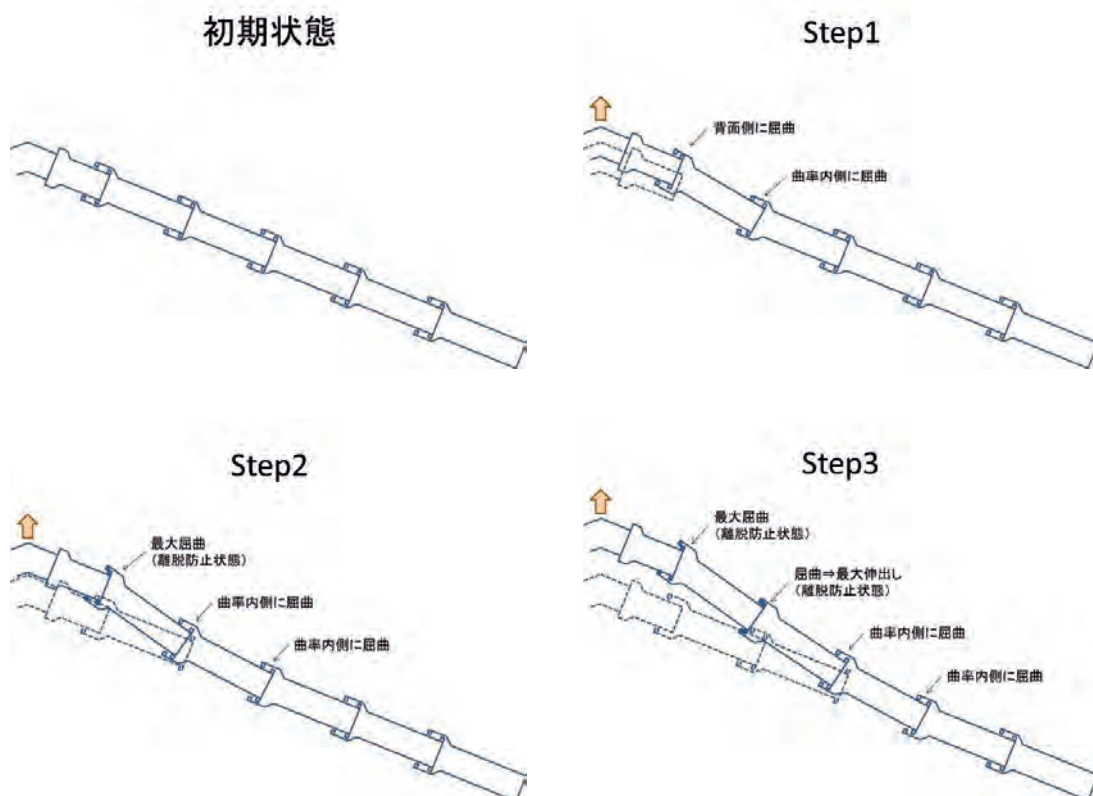
曲管変位に伴う鎖構造継手管路の挙動は、実験および解析結果から得られた変形モードとする。

【解説】

管路周辺の地盤が地震動により剛性低下や液状化を生じると、曲管背面のスラスト抵抗力が大幅に低下し移動する。このとき、①曲管だけに荷重(スラスト力)が作用し、②曲管の移動方向に対して管路が曲管角度の $1/2$ だけ傾斜していることから、曲管変位は継手の伸び出し(管路長の増加)に大きく影響する、という条件にある。これらを考慮して管路の変形モードおよび継手の初期状態を定める。

(1) 変形モード

鎖構造継手管路の挙動は、実験および解析結果より模式的に図 2.10 のように表される。すなわち、曲管直近の継手が背面側に角度 ϕ だけ屈曲する (Step1)。曲管直近の継手が離脱防止状態まで屈曲しながら伸び出したとき、その外側の継手は 2 箇所が一度曲率内側へ屈曲 (Step2) したのち伸び出して離脱防止状態となる動き (Step3) を示し、順次外側の継手に伝達 (Step4, Step5) して、変位に追従する。



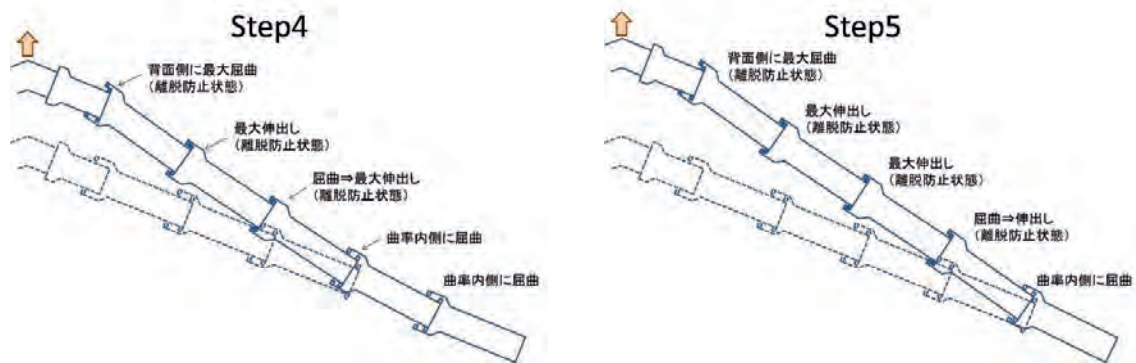


図 2.10 管路の変形モード模式図

(2) 鎖構造継手の特性

上記の変形モードに対応するためには、継手が大きな伸縮・屈曲性能と離脱防止性能とを有する構造であることが求められる。

一般にダクタイル鉄管の鎖構造継手は、伸び・縮み両方向の地盤ひずみが吸収できるよう、管長の±1%の伸縮が可能な状態で配管する。

しかしながら、曲管近傍では地震後の永久変位による管路の伸びが問題となることから、本工法では継手の伸び出し側の寸法を最大限に活用することとし、鎖構造継手の伸縮余裕を+2%、すなわち最も入り込んだ状態を標準とする。伸縮・屈曲性能を表 2.8 に示す。

表 2.8 鎖構造継手（NS 形・GX 形）の伸縮・屈曲性能

	最大伸び量※1	最大伸縮量	許容曲げ角度
φ 75～φ 100	80mm	±40 mm	4°
φ 150～φ 250	100mm	±50 mm	4°
φ 300～φ 450	120mm	±60 mm	3°
φ 500～φ 1000	120mm	±60 mm	3°20'～ 1°50'

※1 最大伸び量は定尺直管長さの 2%に相当し、接合完了時に入り込みが最大となる位置に配置する。
このとき、ジョイント間隔は許容曲げ角度分の屈曲を考慮した寸法の隙間となる。

また、鎖構造継手の離脱防止性能は表 2.9 のとおり、3D kN（D は呼び径）と定められている。これは地震時に継手にかかる抜け出し力(F)を管周面の摩擦抵抗力 $F = \mu \times W_f \times \pi \times D \times L / 4$ で表すと、 $\mu \times W_f$: 土圧による単位面積当たり摩擦力 ($= \mu \times \gamma \times (H + D/2) = 10 \sim 20 \text{ kN/m}^2$)、D : 管外径 (≒呼び径)、L : 地震波の波長 (≒200m) としたときの安全率が 1～2 となる。

本工法では鎖構造継手を管路の一部区間に適用するため、

- ①鎖構造継手を使用する範囲の管が全て伸び切った際に離脱しない離脱防止力が必要。
- ②液状化時に一旦軟化した土も過剰間隙水圧の消散後には強度回復するので、通常時に引っ張られたときと同じ強度検討を行う。
- ③ $F = \mu \times W_f \times \pi \times D \times L_p$ で仮に $\mu \times W_f = 10 \text{ kN/m}^2$ 、 $L_p = 20 \text{ m}$ とすると、必要な離脱防止性能 F は約 0.6D (kN) となる。

表 2.9 鎖構造継手（NS 形・GX 形）の離脱防止性能

	離脱防止力
$\phi 75 \sim \phi 1000$	$3 \cdot D \text{ kN}$ (例： $\phi 500$ の場合、1500 kN)

(3) 留意事項

- ①管路の全線が鎖構造継手で構成されている場合には、仮に曲管に大きな変位が生じたとしても継手離脱を生じる箇所はない。このときには屈曲部についても耐震継手の標準的な $\pm 1\%$ の伸縮量を確保して布設すればよい。
- ②通常時のスラスト対策として、離脱防止押輪を用いて一体化長さを確保する方法では、一体化された区間に伸びる部分がないため、曲管変位が発生すると一体化長さの外側の継手(一般管路との接続部)が伸び出すこととなる。地震時の地盤剛性(抵抗土圧、管周面摩擦力)の低下を踏まえたスラスト対策としては十分でないと考えられる。なお、曲管の長さを増加させてスラスト力に抵抗する場合も同様である。
- ③沈下抑制、液状化抑止のため、屈曲部には基礎材として碎石を併用することが望ましい。

2.7 管路の耐震化範囲の検討

本工法では、対象となる曲管部の地震時想定変位に追従できる範囲を鎖構造継手により耐震化することで安全性を確保する。

【解説】

「2.6 鎖構造継手管路の変形モード」をもとに、曲管角度、継手の初期状態、単位管の長さ、鎖構造継手の本数による許容変位量を求め、耐震化範囲を決定する方法を以下に示す。

(検討方法)

- ・ 曲管の片側に使用する鎖構造管路の本数を n とする。
- ・ ここでは、管は P1 から P5 の 5 本の場合 ($n=5$) を例として考える。
- ・ 曲管の片側長さは L_0 とし、P1 から P5 の管長は変形前をそれぞれ L_1 から L_5 、変形後を L'_1 から L'_5 とする。
- ・ 曲管と接続する継手 J-1 は剛構造であり屈曲も伸びも生じない。
- ・ 鎖構造継手 J-2 から J-5 は変形により、屈曲および伸びが発生する。直管長さの+2%分の伸び量 ($0.02 \times L_n$) を初期状態とし、屈曲による伸び量 ($D_2 \times \sin \phi_n \div 2$) を減じて残存する伸び可能量 E'_n を算出する。
- ・ 変形後の J-2 から J-5 の継手屈曲角 ϕ_n は、図 2.11 および表 2.10 に示すように屈曲してすべての継手が限界状態まで伸び切るものとする。
- ・ J-5 の継手が $\phi/2$ 屈曲し、かつ伸び切ったとき、すなわち P5 が動く直前を許容最大変位とする。

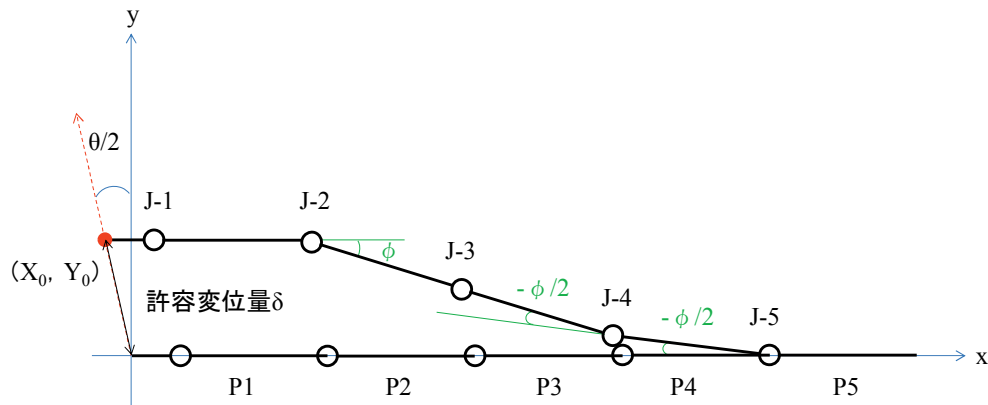


図 2.11 曲管許容変位量の求め方

表 2.10 継手屈曲角 ϕ_n について

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6
$n=4$	0	ϕ	$-\phi/2$	$-\phi/2$	—	—
$n=5$	0	ϕ	0	$-\phi/2$	$-\phi/2$	—
$n=6$	0	ϕ	0	0	$-\phi/2$	$-\phi/2$

管路が変形した後は、各継手は屈曲した状態で限界まで伸びが発生しているため、管長も変化している。このとき、以下の式が成り立つ。

$$L'_n = L_n + E'_n \quad (2.7.1)$$

$$E'_n = 0.02 \cdot L_n - \frac{D_2}{2} \cdot \sin \phi_n \quad (2.7.2)$$

変形前に原点にあった曲管中心は変形後には (X₀, Y₀) まで移動するが、この点は必ず式 (2.7.3) 上にある。ただし、θ は曲管の屈曲角度である。

また、X₀、Y₀ はそれぞれ式 (2.7.4) および式 (2.7.5) により算出できる。ただし、計算上 φ₀=0 とする。

継手屈曲角 φ を変化させて式 (2.7.3) を満足する X₀、Y₀ を求め、式 (2.7.6) により曲管の許容変位量 δ を算出する。

$$y = -\frac{x}{\tan \frac{\theta}{2}} \quad (2.7.3)$$

$$X_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L_i - \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \cos \sum_{k=0}^i \phi_k - E'_n \quad (2.7.4)$$

$$Y_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \sin \sum_{k=0}^i \phi_k \quad (2.7.5)$$

$$\delta = \sqrt{X_0^2 + Y_0^2} \quad (2.7.6)$$

45° および 90° 曲管を対象として、鎖構造継手の本数による許容変位量の試算結果を表 2.11 に示す。

表 2.11 許容変位量の計算結果 (NS 形の場合)

呼び径	直管長さ (m)	45° 曲管			呼び径	直管長さ (m)	90° 曲管		
		n=4本	n=5本	n=6本			n=4本	n=5本	n=6本
75	4.0	559	762	962	75	4.0	329	442	555
100		554	758	959	100		328	441	554
150	5.0	689	944	1195	150	5.0	409	551	692
200		679	936	1188	200		406	549	690
250		670	928	1181	250		403	546	688
300	6.0	805	1114	1418	300	6.0	484	656	825
350		796	1107	1410	350		482	654	824
400		788	1099	1403	400		479	652	822
450		779	1092	1397	450		477	650	820
500		771	1085	1390	500		474	647	818
600		755	1070	1376	600		469	643	814
700		740	1056	1363	700		465	639	810
800		725	1043	1350	800		460	635	807
900		711	1029	1337	900		455	631	803
1000		697	1017	1325	1000		451	627	799

ここで、強震時の液状化等による曲管の水平変位を 400mm と仮定したとき、鎖構造継手管の必要本数は表 2.11 より 45° 曲管では片側 4 本、90° 曲管では呼び径 100 以下で片側 5 本、呼び径 150 以上で片側 4 本、となる。

2.8 屈曲部以外の検討

パイプラインの構造的な弱点箇所としては屈曲部のほかに構造物との接続部があげられ、また地盤変状への対策を考慮するポイントとして液状化のほかに地すべり、斜面崩壊、地盤沈下等の起こりやすい地盤があげられている。

鎖構造継手はこれら屈曲部以外にも対応が可能である。

【解説】

構造物との接続部など、パイプラインの弱点箇所が特定できる場合については、部分的に耐震性を強化することが可能と考えられる。一方で、沈下・地すべり・盛土斜面の側方移動などの変状については地形や地盤の不均一性が影響するため弱点箇所の特定が難しく、広範囲の対策が求められるものと考えられる。

(1) 構造物ぎわへの対応

屈曲部の場合と同様に考えて管路の耐震化範囲を検討する。構造物近傍での変位を設定すれば「2.7 管路の耐震化範囲の検討」と同様に検討することができる。

(2) 浮上・沈下への対応

浮上・沈下は地下水位が高く周辺地盤や埋戻し材料の強度低下と、管路と埋戻し材料との比重の違いによって生じるため、屈曲部だけでなく管路全体で発生する危険性がある。したがって、局所的な地盤の急変部など、大きな変位が予期される箇所以外では、部分的に鎖構造継手を用いても十分な効果が期待できない。液状化を抑制する砕石埋戻しなどの対策を主とし、重要路線など条件によっては区間全体の鎖構造管路化も対策として考えられる。

(3) 盛土斜面等での沈下・側方移動への対応 ※⁴

東北地方太平洋沖地震で大きな沈下や亀裂が生じた盛土斜面において、区間全体を鎖構造継手で構成した管路が機能を発揮した事例を以下に示す。

建設途中の道路盛土部(約 5%勾配)は、震度 6 弱の地震動により広範囲に渡る沈下と側方へのはらみ出し、亀裂、構造物近傍での盛土表面の圧縮、隆起などが発生した。

この道路盛土の歩道部に口径 150mmNS 形ダクティル鉄管が水道管として布設されており、地震発生時には 0.4～0.5MPa の水圧が負荷されていたが漏水はなかった。その後、道路復旧時に管路を露出させ、目視により継手挙動を検証した。

図 2.12 に道路盛土の縦断図を、写真 2.1、写真 2.2 に道路表面の被災状況を、図 2.13 に NS 形継手の伸縮量を示す。

※4：小淵清志ら、道路盛土の被災箇所における耐震継手ダクティル管路の挙動調査、第 4 回相互連関を考慮したライフライン減災対策に関するシンポジウム、土木学会・地震工学委員会、2012 年 12 月

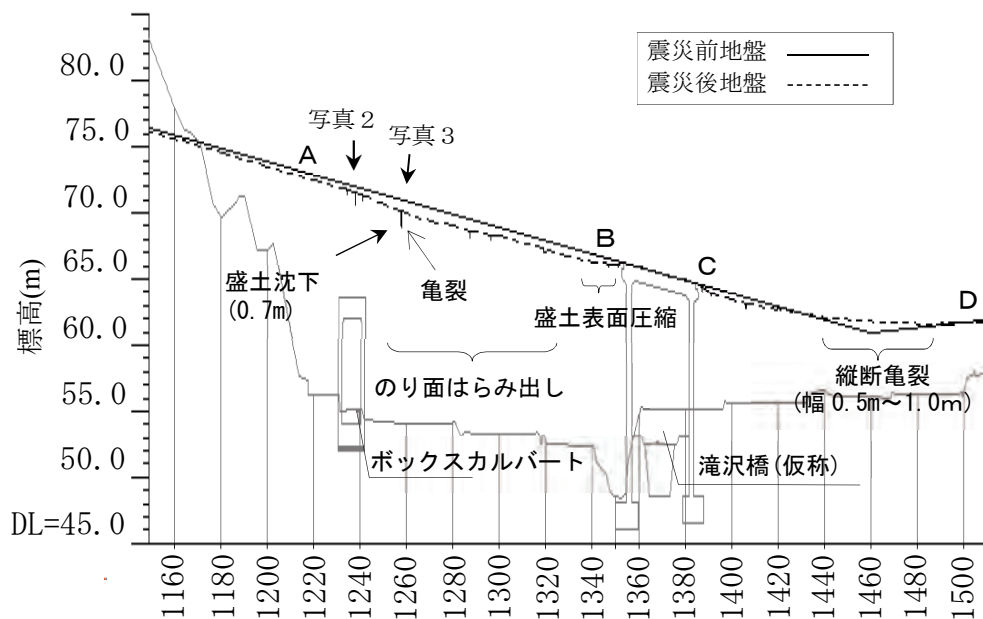


図 2.12 被災した道路盛土の縦断図



写真 2.1 横断亀裂 測点 1230m



写真 2.2 縦断亀裂 測点 1260m

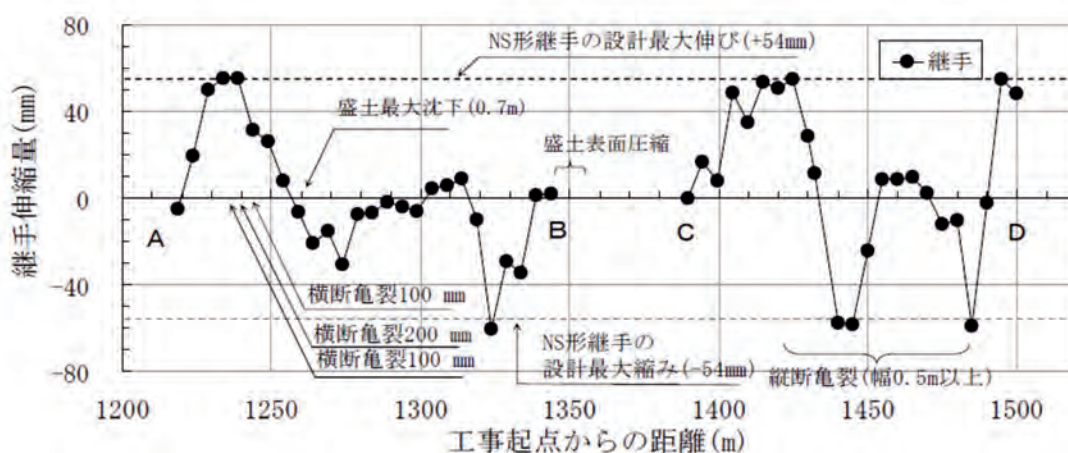


図 2.13 鎖構造継手の伸縮量 (実測値)

この事例から得られる知見は下記のとおりである。

- ①A-B 区間では盛土変形(沈下)の起点にあたる測点 1230m～1240m 付近で最大 200 mm幅の横断亀裂が複数発生し、3 箇所の継手が連続して最大伸び量に達している。離脱防止機

構が作用して通水機能を維持している。一方、測点 1350m の橋台付近では盛土表面に圧縮変形が生じており、管路も追従して継手が最大縮み量を示している。

また、C-D区間では測点1420m～1480m付近でクラック幅0.5m以上の極めて大きな縦断亀裂が発生したが、NS形継手は部分的に最大伸びあるいは最大縮みに達することで追従し、管路の連続性を保持している。

- ②管路の伸び率は、継手伸縮量の総和を管路全長で除して求められる。各継手の伸縮量が管長の±1%であるから、管路全体も同様に±1%の伸縮率を有している。A-B区間の管路伸び率を求めると0.02%、C-D区間で0.19%と小さな値であり、管路全体としてはまだ十分な余裕があることがわかる。
- ③強震時に局所的なひずみの発生箇所を特定できない条件では、区間全体を鎖構造とすることが有効である。