

液状化地盤における
パイプラインの耐震化向上技術 設計・施工マニュアル

管路屈曲部の耐震工法



神戸大学



茨城大学
Ibaraki University



農研機構

目 次

1. 総論	1
1.1 マニュアルの位置づけ	2
1.2 適用範囲	3
1.3 工法の特徴及び構成	4
2. 設計	6
2.1 検討内容と手順	6
2.2 管路の重要性	7
2.3 液状化の検討	9
2.4 曲管のスラスト対策	12
2.5 地震時の曲管変位の検討	15
2.5.1 被災データによる曲管変位の分析	15
2.5.2 数値解析による曲管変位の検証	17
2.6 鎖構造継手管路の変形モード	19
2.7 管路の耐震化範囲の検討	20
2.8 屈曲部以外の検討	24
3. 設計例	27
3.1 液状化の判定計算	27
3.2 管路耐震化範囲の計算	33
4. 施工	46
4.1 一般事項	46
4.2 施工方法	46
4.3 施工上の留意点	47
4.4 施工事例	48
5. 参考資料	50
5.1 柔構造継手管路の限界変位の検討	50
5.1.1 過去の地震における被災事例	51
5.1.2 計算による曲管部継手の限界変位	54
5.2 費用対効果の検討	56
6. 参考文献	62

1. 総論

東北地方太平洋沖地震により、東北・関東地方では広い範囲にわたって震度 5 強以上を観測した。農業用パイプラインでは、従来から地震時のウィークポイントとされてきた異形管部や構造物周辺、地形・地質の変化点などに加えて、地盤の液状化により直線部においても大規模な不陸、許容値を超える拔出しなど甚大な被害が発生している。今後も起こり得る大規模地震に対して、被害を軽減するための有効な手法が求められている。

一方で、土地改良事業計画設計基準「パイプライン」（以下、設計基準）では、地盤変状に対する地震応答対策として「埋戻し土」、「現地盤」、「管路」に対して行う対策が各々記載されているが、対策を施す具体的な条件や範囲が明確でなく、設計実務に展開することが難しい。

そこで本マニュアルでは、特に管路に対して行う対策について、必要な条件やその範囲を定量的に明確化することにより農業用パイプラインの地震時安全性を向上させることを目的として、液状化地盤における耐震性向上技術の設計・施工方法について記述する。

砕石やセメント系改良土のような強度の高い埋戻し材料の使用に加えて、離脱防止機構を有する鎖構造継手管路を採用することにより、高い耐震性を確保したパイプラインシステムを構築し、大規模地震発生時の被害軽減と復旧費用の低減に大きく貢献できる。

また、新設管路だけでなく既設管路の部分的な改修にも適用が可能であり、適切な改修範囲を選定することで工事費を大幅に削減し、既存施設の耐震性を効率的に向上させることができる。

1.1 マニュアルの位置づけ

本マニュアルは、液状化地盤におけるウィークポイント（屈曲部など）の耐震性を向上させるための設計・施工方法を示したものである。

【解説】

パイプラインの耐震設計にあたっては、その用途、規模、立地条件及び地震被害等を考慮し、社会的、経済的な重要度を検討して、それに適合した手法で行う。

液状化等による地盤変状の可能性を判定し、必要箇所について対策工法を採用する。

1.2 適用範囲

本マニュアルは液状化（地震動による地盤の剛性低下を含む）に対して、鎖構造継手管路による屈曲部の設計に適用する。

【解説】

設計基準の耐震設計においては、地震被害を軽減するための対策を骨子として、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と、計算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な対策（地震応答対策という）の両面から設計・施工を実施することを基本としている。

設計基準の耐震計算フローを簡略化して図 1.1 に示す。図 1.1 によると、重要度がA種またはB種と判定された管路のうちで液状化対策が必要な場合、また重要度に関わらず耐震計算で対策が検討できないウィークポイントに該当する箇所では地震応答対策が求められる。

地震動に対する地震応答対策が必要な例としては、

- (1) パイプラインの屈曲部、構造物と管路接続部

- (2) 土質・地盤の変化点

地盤変状に対する地震応答対策が必要な例としては、

- (3) 現地盤の液状化
- (4) 埋戻し土の液状化
- (5) 地すべり、斜面崩壊、地盤沈下の起こりやすい地盤

などが示されている。

本マニュアルでは、これらに対して「伸縮可とう性が大きく離脱防止機構を持った鎖構造継手管路」を適用する場合の設計方法を示す。

なお、本マニュアルで対象とする管種は、継手の伸縮可とう性と離脱防止性能が明確に規定され、これまでの大地震で安全性が実証されている耐震継手ダクティル铸铁管とする。

耐震継手ダクティル铸铁管は、上記(1)～(5)への地震応答対策として適用が可能である。

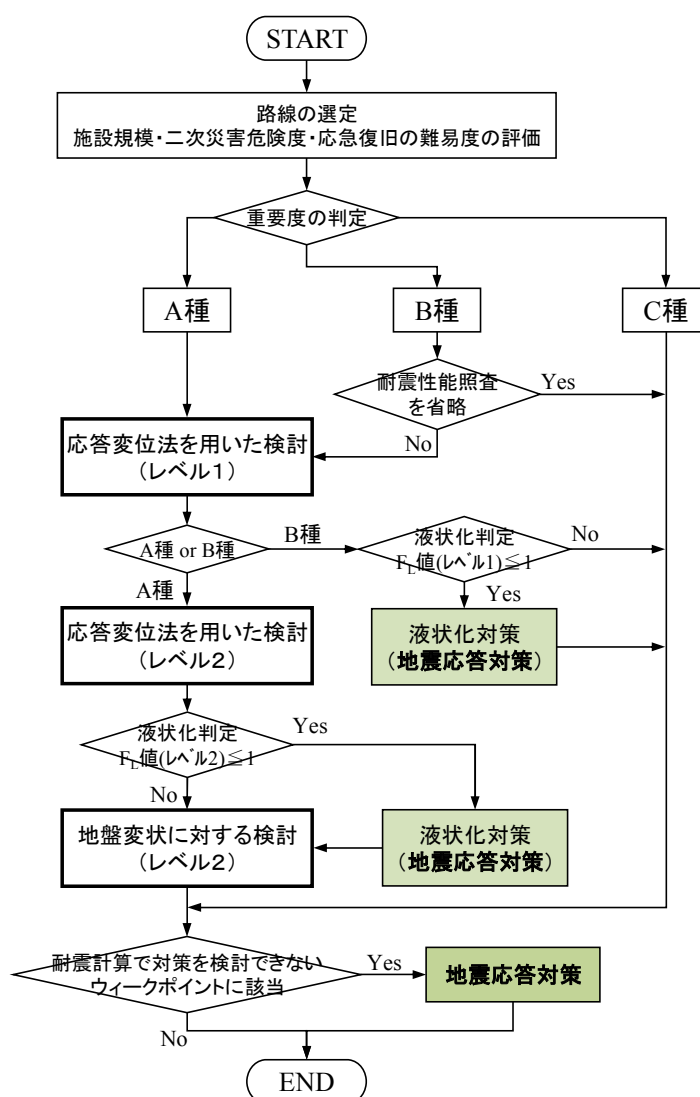


図 1.1 耐震計算フローにおける地震応答対策

1.3 工法の特徴及び構成

曲管の背面地盤や基礎材が液状化すると、スラスト力に対する抵抗力が不足し、変位が生じる。適切な範囲に配置した鎖構造継手管路が変位に追従することで安全性を確保する。

【解説】

液状化等による地盤変状の可能性を判定し、必要箇所について対策工法を採用する。
本工法の構成と内容について以下に示す。

(1) 目的

異形管部や構造物ぎわの耐震補強を目的として、図 1.2 のように一般の柔構造継手に替えて鎖構造継手を部分的に適用する。これにより、埋戻し材料や現地盤に液状化や地割れ等の大変形が生じたときでもスラスト力による管の離脱を防止し、通水機能を確保できる。

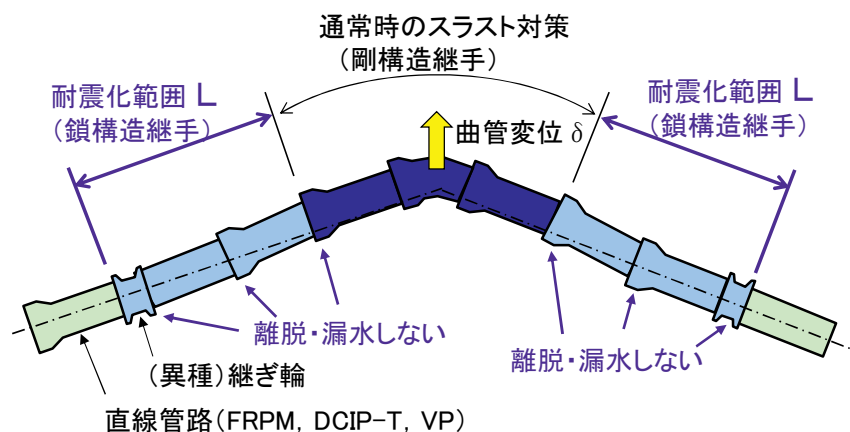
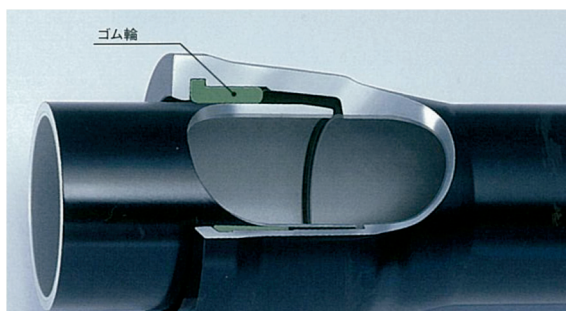


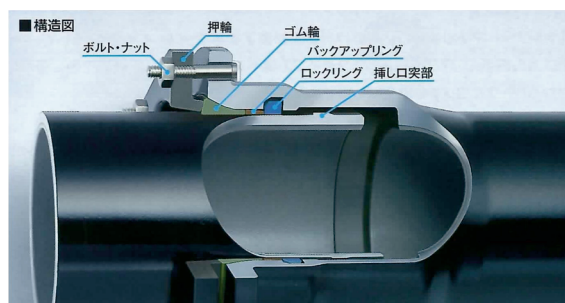
図 1.2 工法の構成模式図

- ①柔構造継手：FRPM 管、PVC 管、T 形・K 形ダクタイル鉄管など、農業用パイプラインに一般に用いられる継手。伸縮可とう性を有し地盤の動きに追従するが、限界伸び量を超えると離脱する。



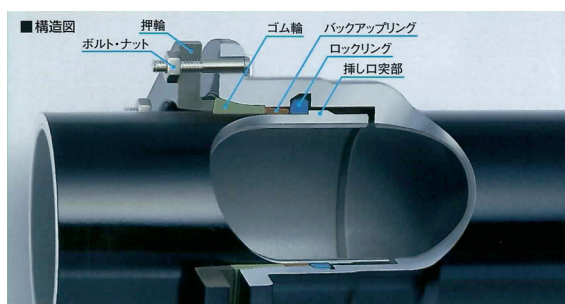
柔構造 (T 形継手)

- ②鎖構造継手：大きな伸縮可とう性に加えて離脱防止性能を有する NS 形・GX 形などのダクタイル鉄管継手。耐震、耐地盤変動用に用いられる。上水道管路としては 56,000km の布設延長があるが、過去の大地震での被害はない。



鎖構造（NS形直管継手）

- ③剛構造継手：伸縮も屈曲もしない継手。鎖構造管路の異形管継手は必ず剛構造であり、前後の直管と一体化してスラスト力に抵抗する。スラスト抵抗力が不足する場合は剛構造の継手箇所を増やして一体化範囲を拡大する。



剛構造（NS形异形管継手）

- ④曲管変位 δ ：地震時の背後地盤の剛性低下や液状化に伴い、内圧スラスト力への抵抗力が低下して曲管が移動する量。地盤条件、スラスト力、地震継続時間などにより異なるが、設計で想定する変位を δ とする。
- ⑤耐震化範囲 L ：曲管に背面側への変位が生じると、それに応じて曲管前後の継手は伸び出しと屈曲を生じる。曲管変位 δ が生じて各継手が離脱しないよう、鎖構造継手を採用する範囲を L とする。

(2) 効果

本工法を採用することにより、以下の効果が期待できる。

- ①通常時：スラストブロックを省略する。

設計基準に準拠して管路の一体化長さでスラスト力に抵抗し、構造物を省略する。軟弱地盤では地盤改良の軽減とともに重量構造物による不等沈下を抑制し、工期短縮にもつながる。

- ②地震時：継手の離脱を防止する。

強震時には曲管やコンクリート構造物付近で変位が大きくなることが知られている。この部分に離脱防止性能を有する継手を配置することで継手離脱による漏水を防止できる。

- ③液状化時：曲管背面への許容変位、浮上・沈下への許容変位を拡大し離脱を防止する。

管周辺地盤の液状化に伴い、曲管部はスラスト力により背面側へ移動する。一般の柔構造継手では曲管部の許容水平変位が 200mm 程度であるため、これを想定変位に対応できるよう拡大するとともに、スラスト対策も兼用することで液状化時の継手離脱による漏水を防止する。

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。

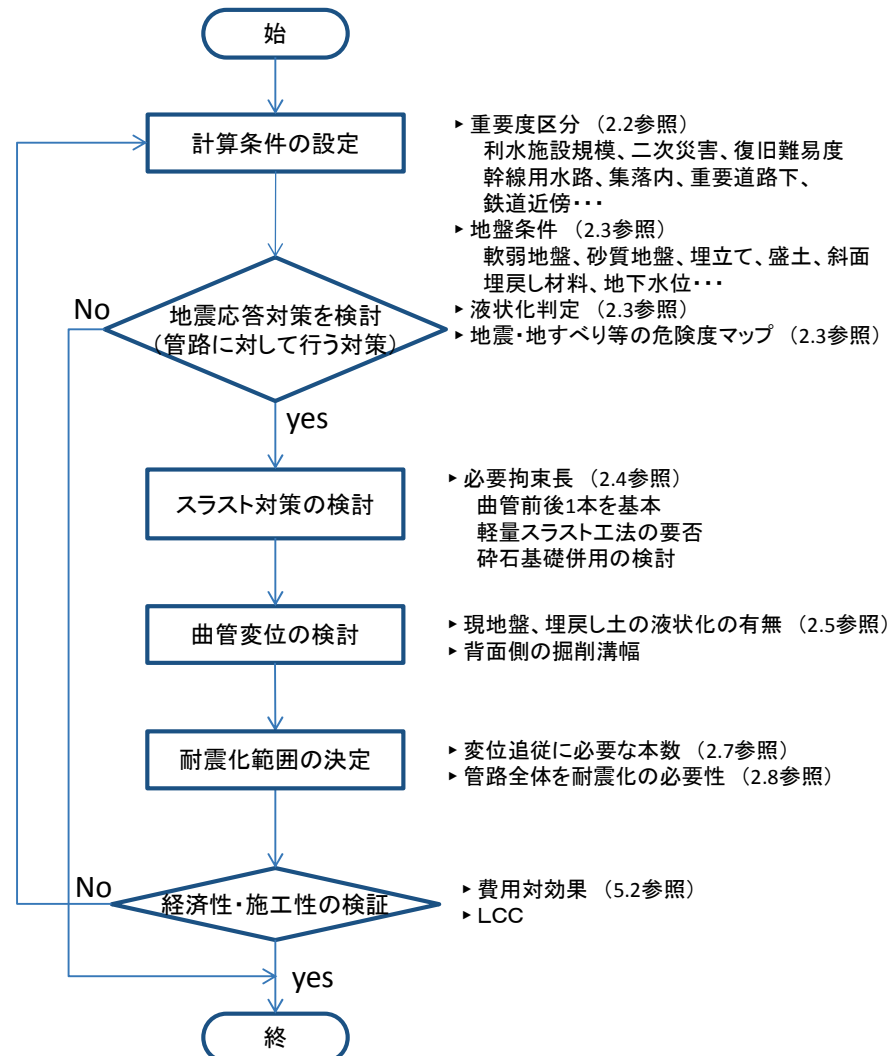


図 2.1 管路の耐震性強化の検討手順

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。

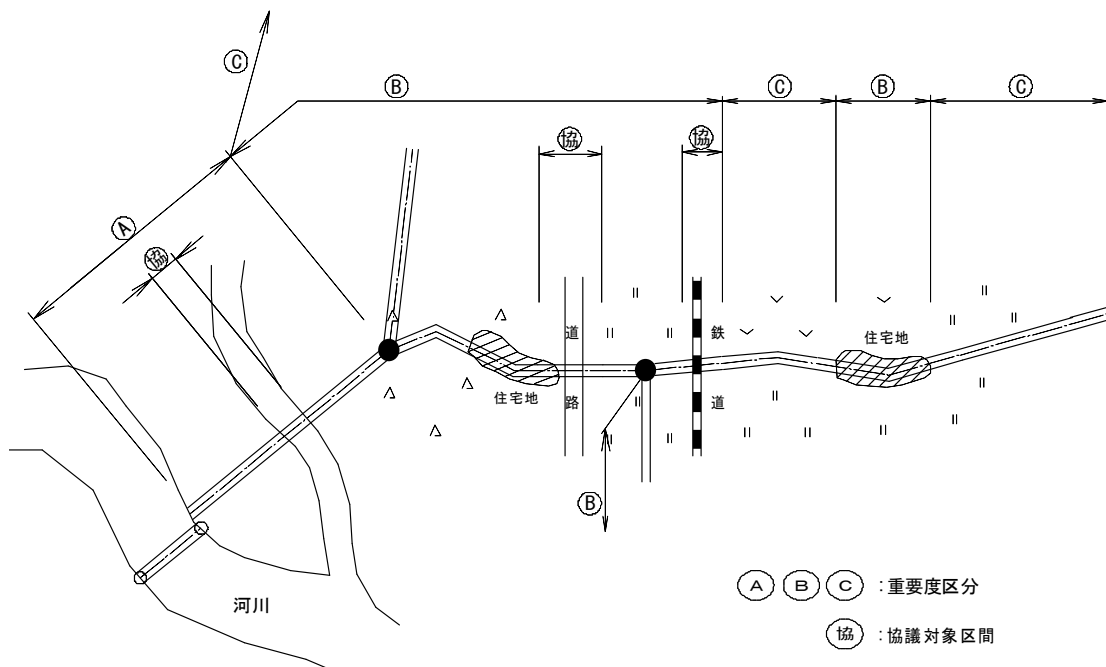


図2.2 重要度判定のイメージ

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

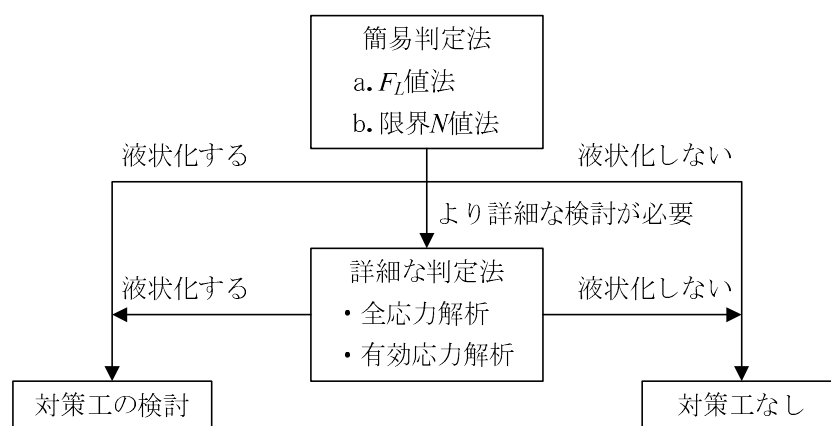


図 2.5 液状化判定フロー図

図 2.6 に、 F_L 値法の基本的なフロー図を示す。

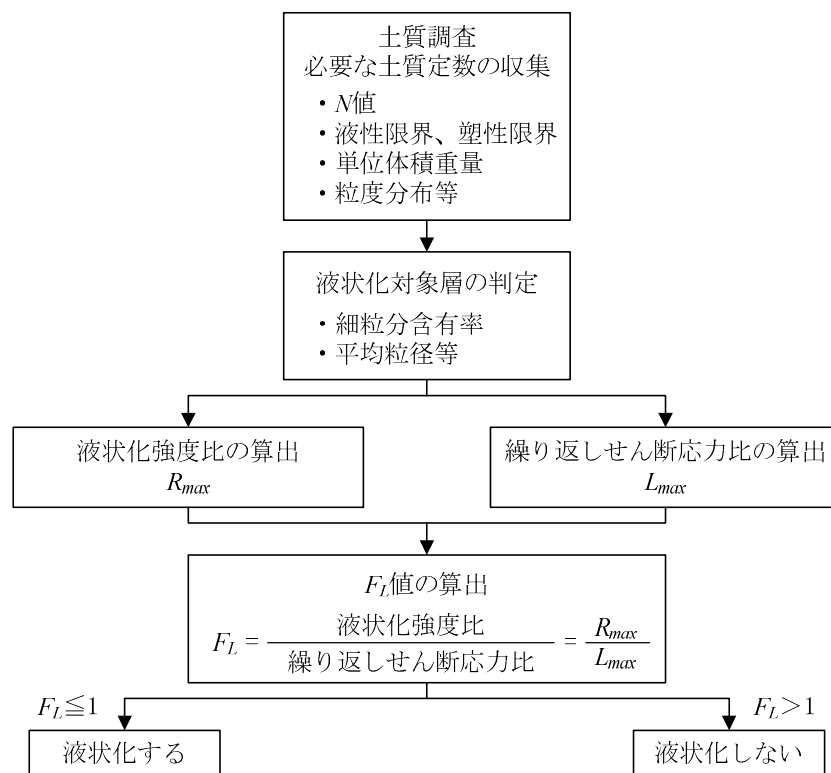


図 2.6 F_L 値法の基本的な検討フロー

(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。

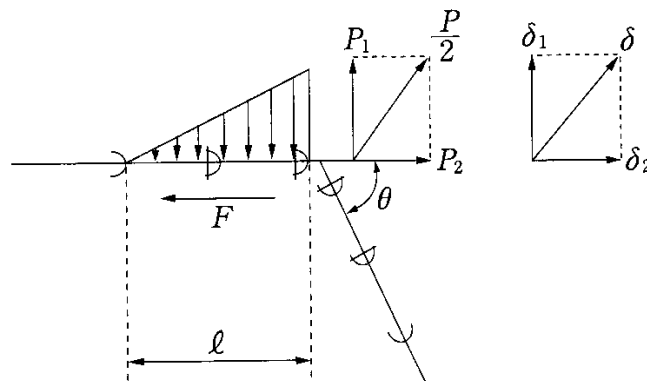


図 2.7 曲管に作用する力と変位

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)

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

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

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

..... (2.4.2)

ここに、

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

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)

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

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

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（北桧山地区）※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

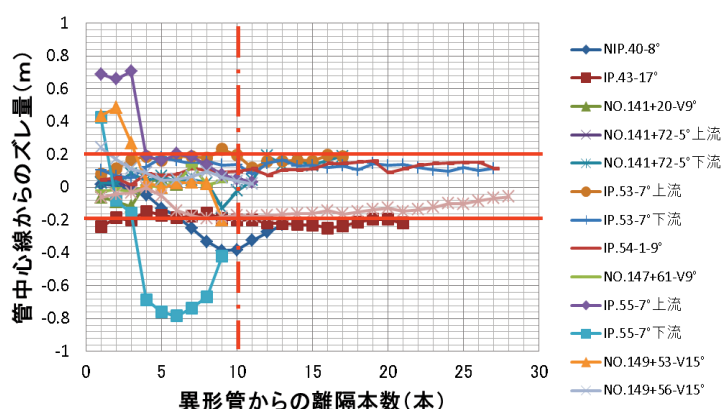


図 2.8 異形管からの離隔と水平変位量の関係

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。

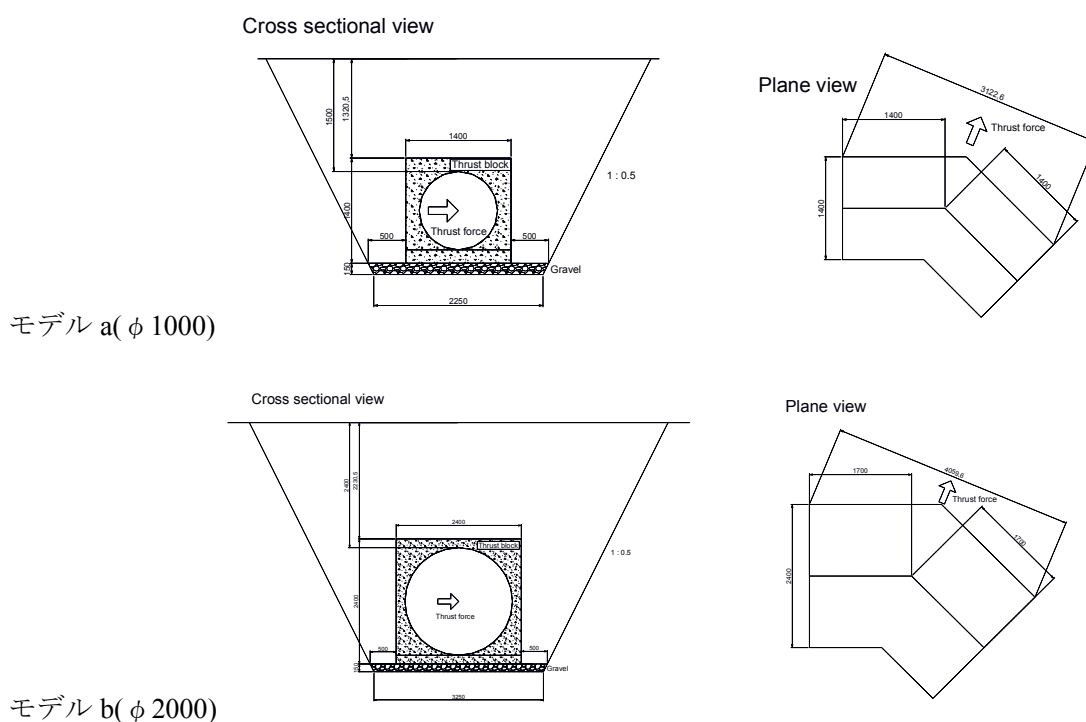


図 2.9 解析モデル a (φ 1000) および解析モデル b (φ 2000)

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 パイプライン 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

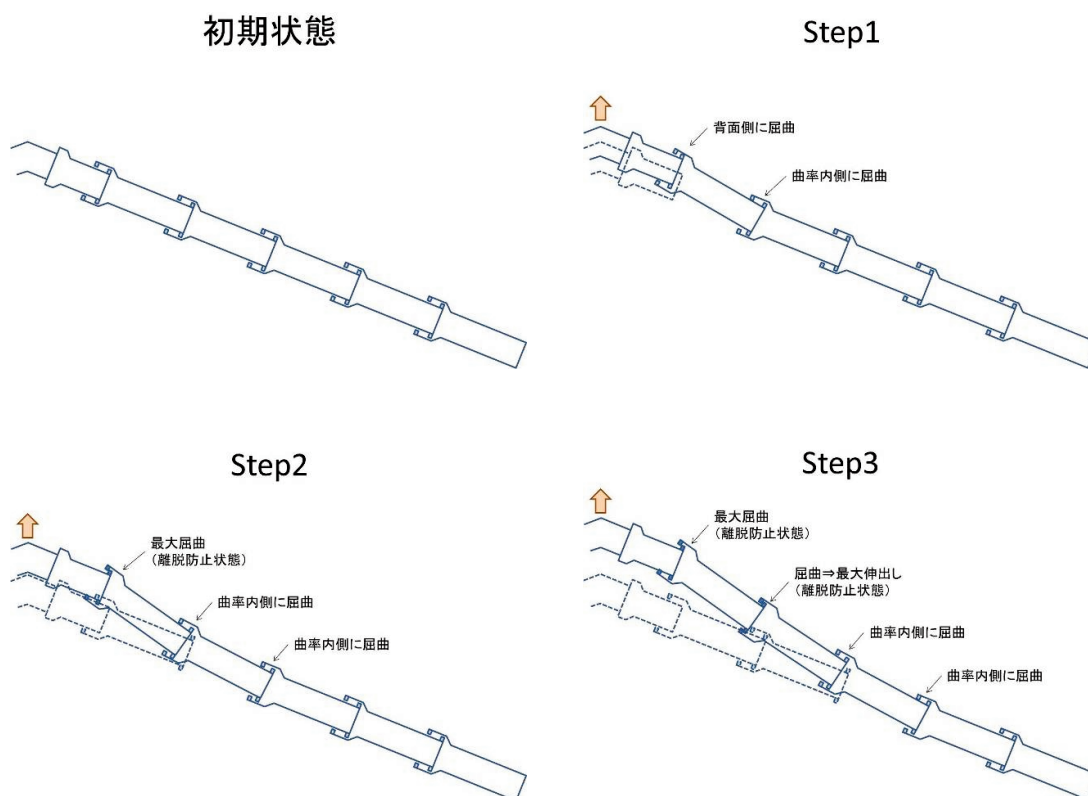
曲管変位に伴う鎖構造継手管路の挙動は、実験および解析結果から得られた変形モードとする。

【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。



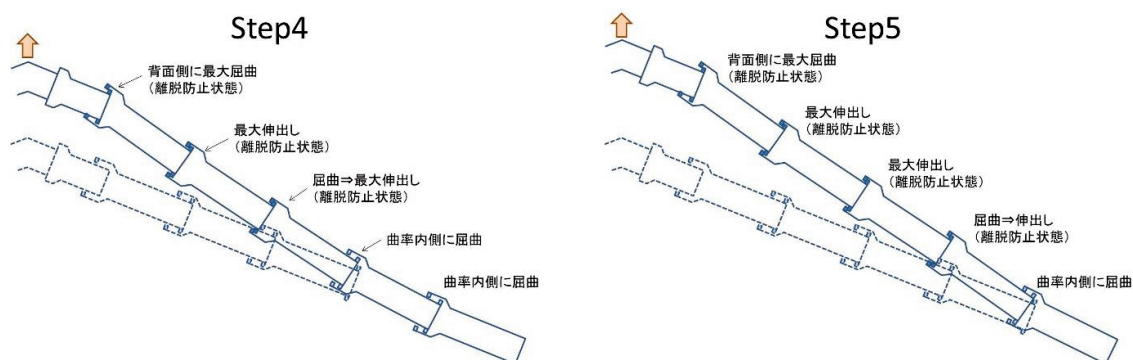


図 2.10 管路の変形モード模式図

(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。

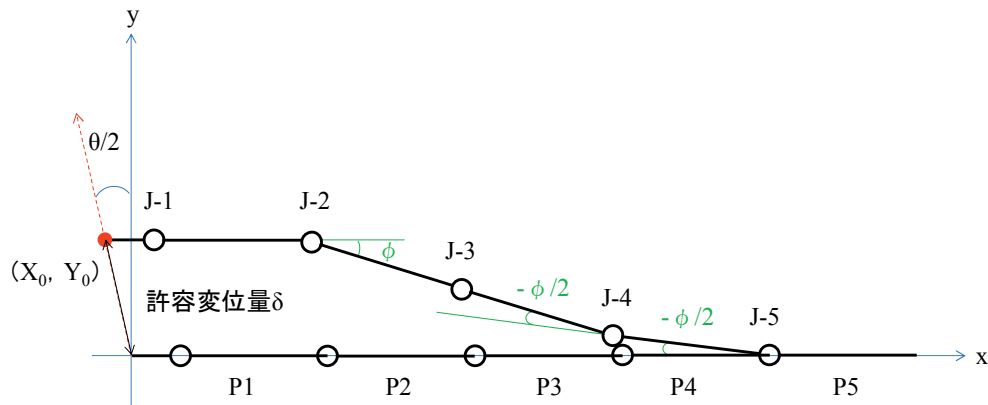


図 2.11 曲管許容変位量の求め方

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

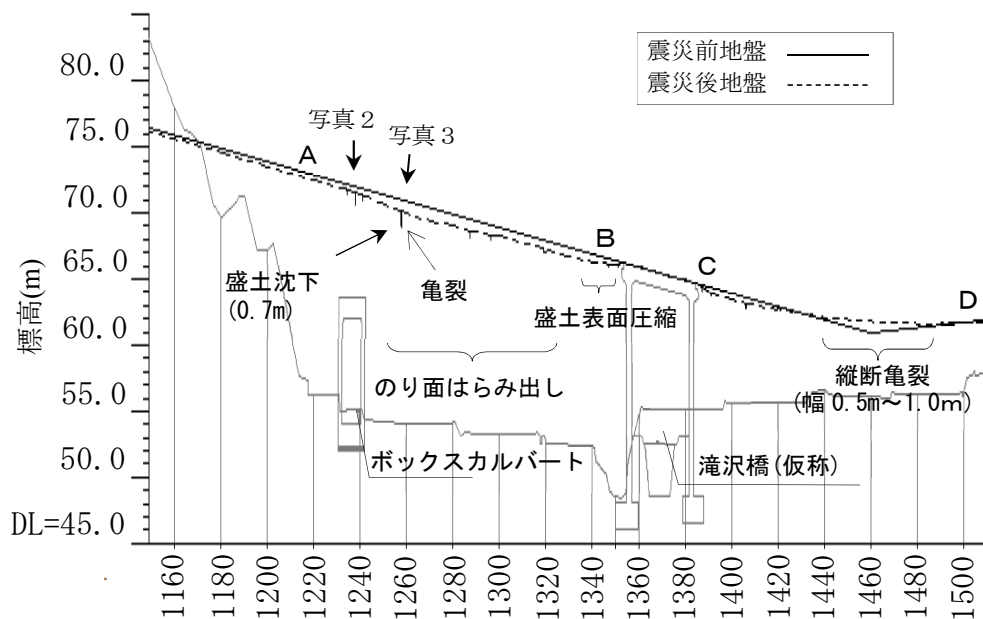


図 2.12 被災した道路盛土の縦断図



写真 2.1 横断亀裂 測点 1230m



写真 2.2 縦断亀裂 測点 1260m

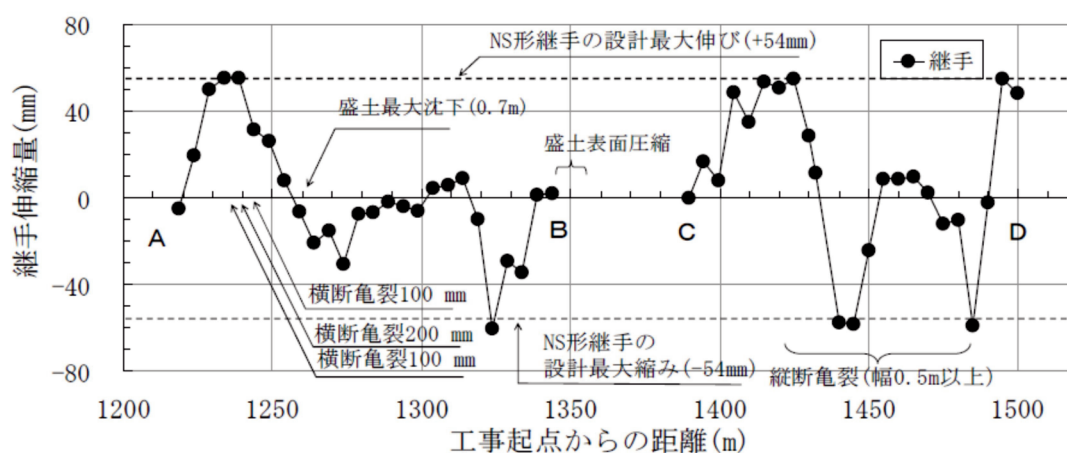


図 2.13 鎖構造継手の伸縮量 (実測値)

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。

3. 設計例

3.1 液状化の判定計算

対象管路の周辺で採取した土質柱状図、各層ごとの土質試験結果などを基に、現地盤の液状化の判定の要否を判断し、必要な場合は F_L 値法により判定する。

【解説】

これまでの地震における管路被害の分析結果によると、亀裂、崩壊、液状化による側方流動等の大きな地盤変状の発生したところで被害が多発することが明らかになっている。

ここでは、2.3(2)に示した F_L 値法により、対象管路周辺の現地盤の液状化を判定する。

(1) 液状化の判定を行う必要がある土層

構造物の基礎地盤の砂質土層が、以下の 3 つの条件すべてに該当する場合には、地震時に液状化が生じる可能性があるとしてされている。

- ①地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- ②細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層、または FC が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- ③平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

(2) 計算方法

F_L 値法による液状化判定について、設計基準の該当箇所 (p.360-362) を引用すると下記のとおりである。

液状化判定の検討は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対し行うものとする。

また、液状化の判定には、通常標準貫入試験が実施された深度において F_L 値が得られるが土層ごとに平均的な F_L 値にて実施する。

$$F_L = R / L \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.1)$$

$$R = c_w R_L \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.2)$$

$$L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.3)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.4)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w) \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.5)$$

$$\sigma'_v = \gamma'_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.6)$$

(タイプ I の地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.7)$$

(タイプ II の地震動の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \cdots \cdots \cdots (3.1.8)$$

ここに、 F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比
 L : 地震時せん断応力比
 c_w : 地震動特性による補正係数
 レベル 1 地震動の場合の c_w は、タイプ I の地震動の値を用いてよい。
 R_L : 繰り返し三軸強度比
 γ_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
 k_{hg} : 液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度
 レベル 2 (タイプ II)
 I 種地盤 : $k_{hg} = 0.8 \times C_Z$
 II 種地盤 : $k_{hg} = 0.7 \times C_Z$
 III 種地盤 : $k_{hg} = 0.6 \times C_Z$
 レベル 1 : $k_{hg} = 0.15 \times C_Z$
 σ_v : 全上載圧 (kN/m²)
 σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)
 x : 地表面からの深さ (m)
 γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
 γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
 γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m³)
 h_w : 地下水位の深さ (m)
 C_Z : 地域別補正係数 (表 3.1 参照)
 地盤種別は、設計基準 (p.337-340) による。

表 3.1 地域別補正係数 C_Z

地域区分	地域別補正係数 C_Z
A	1.0
B	0.85
C	0.7

・繰り返し三軸強度比

繰り返し三軸強度比 R_L は式 (3.1.9) により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots (3.1.9)$$

ここで、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \dots\dots\dots (3.1.10)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots (3.1.11)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad (3.1.12)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad (3.1.13)$$

<礫質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad (3.1.14)$$

ここに、 R_L : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1 、 c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

(3) 計算データ

現地盤の土質柱状図を図 3.1 に示す。

また、図 3.1 の土質柱状図に示された As1 層、Ac 層、As2 層の諸元を表 3.2 に示す。

これによると Ac 層は液状化しないと考えられるので、As1 層および As2 層について判定する。

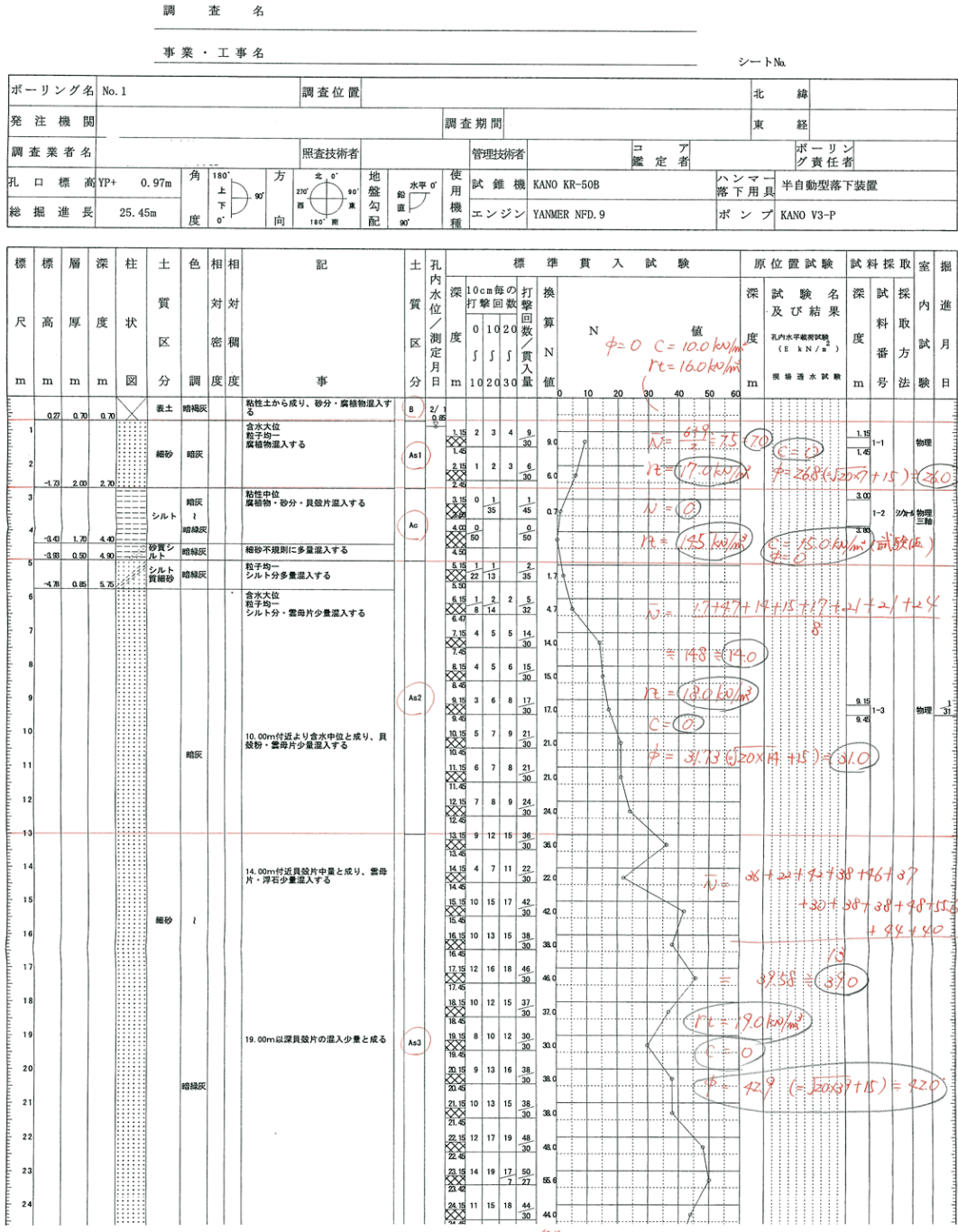


図 3.1 土質柱状図

表 3.2 各層の土質試験結果

試料番号 (深さ m)			1-1 (1.15~1.45m)	1-2 (3.00~3.80m)	1-3 (9.15~9.45m)
地質記号			As1	Ac	As2
一般	湿潤密度 ρ_t	g/cm ³		1.463	
	乾燥密度 ρ_d	g/cm ³		0.743	
	土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.713	2.594	2.661
	自然含水比 W_n	%	29.9	93.7	34.8
	間隙比 e			2.497	
	飽和度 S_r	%		100.9	
粒度	石分 75mm以上	%	0.0	0.0	0.0
	礫分 2~75mm	%	0.1	1.1	0.0
	砂分 0.0075~2mm	%	93.9	10.4	93.9
	シルト分 0.005~0.075mm	%	6.0	58.8	6.1
	粘土分 0.005mm未満	%		29.7	
	最大粒径	mm	4.75	4.75	2.00
	均等係数 U_c		1.95	—	1.55
	D_{20}	mm	0.168	0.00265	0.131
コンシステンシー特性	液性限界 W_L	%		94.8	
	塑性限界 W_P	%		47.2	
	塑性指数 I_P			47.6	
分類	分類名		細粒分まじり砂	砂まじり火山灰質粘性土	細粒分まじり砂
	分類記号		(S-F)	(VH2-S)	(S-F)
圧密	圧縮指数 C_c				
	圧密降伏応力 P_c	kN/m ²			
一軸圧縮	一軸圧縮強さ q_u	kN/m ²			
	破壊ひずみ ε_f				
	E_{50}	MN/m ²			
せん断	試験条件			UU(三軸)	
	全応力	c kN/m ²		16.2	
		ϕ^*		0.4	
	有効応力	c kN/m ²			
		ϕ^*			

(4) 計算結果

液状化判定結果を表 3.3 に示す。

As1 層の F_L 値は 0.441、As2 層の F_L 値は 0.403 となり、ともに 1.0 を下回っている。
両層の自然含水比 ω_n は表 3.2 によると 30% 前後を示しており、いずれも地下水位以下にあることから飽和地盤とみなすと液状化の危険性があると判定される。

また、両層の均等係数 U_c はともに 2 以下と非常に小さい（均等な）値であり、この点からも液状化の危険性が高いと考えられる。

表 3.3 現地盤の液状化判定結果

重要度区分			A種	A種	備 考
地震動のレベル			レベル2	レベル2	
土質区分			As1	As2	
液状化に対する抵抗率	F_L		0.441	0.403	$F_L \leq 1$ で液状化
動的せん断強度比	R		0.361	0.405	
地震動特性による補正係数	c_w		1.476	1.539	タイプⅡの場合
繰り返し三軸強度比	R_L		0.244	0.263	
地震時せん断応力比	L		0.819	1.005	
地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数	γ_d		0.9745	0.865	
液状化判定に用いる地盤面における設計水平震度	k_{hg}		0.6	0.6	Ⅲ種地盤の場合
全上載圧	σ_v	kN/m ²	29.75	168.45	
有効上載圧	σ'_v	kN/m ²	21.25	86.95	
地表面からの深さ	x	m	1.7	9.0	
地下水位の深さ	h_w	m	0.85	0.85	
地下水位より浅い位置での土の単位体積重量	γ_{t1}	kN/m ³	16	16	
地下水位より深い位置での土の単位体積重量	γ_{t2}	kN/m ³	19	19	
地下水位より深い位置での土の有効単位体積重量	γ'_{t2}	kN/m ³	9	9	
地域別補正係数	C_Z		1.0	1.0	地域区分Aの場合
標準貫入試験から得られるN値	N		7	14	
<砂質土の場合の N_a >					
粒度の影響を考慮した修正N値	N_a		13.04	15.16	
有効上載圧100kN/m ² 相当に換算したN値	N_1		13.04	15.16	
細粒分含有率によるN値の補正係数	c_1		1	1	
細粒分含有率によるN値の補正係数	c_2		0	0	
細粒分含有率(粒径75μm以下の質量百分率)	FC	%	6	6	
<礫質土の場合の N_a >					
粒度の影響を考慮した修正N値	N_a				
平均粒径	D_{50}	mm			

3.2 管路耐震化範囲の計算

対象管路の設計条件をもとに、屈曲部のスラスト計算（常時）、屈曲部の許容変位の計算（地震時）を行い、対策範囲を定める。

3.2.1 計算事例 1（片側 5 本の場合）

1) 設計条件

- | | |
|--------------------|---|
| (1) 管種・呼び径 | : GX 形ダクタイル鉄管・ $\phi 200$ |
| (2) 直管の管長 | : 5.0m |
| (3) 屈曲部の角度 | : $\theta = 78.75^\circ (45^\circ + 22^\circ 1/2 + 11^\circ 1/4)$ |
| (4) 耐震管の使用本数 | : 曲管片側に各 5 本（両端の 2.5m 短管を含む） |
| 耐震管のうち剛構造継手 | : 曲管前後の各 1 箇所 |
| (5) 継手の許容伸出し量 | : 100mm（伸び量 100mm／縮み量 10mm） |
| (6) 設計水圧 | : $p = 1.0\text{MPa}$ |
| (7) 土被り | : $h = 1.5\text{m}$ |
| (8) 土の内部摩擦角 | : $\phi = 30.0^\circ$ |
| (9) 地盤反力係数 | : $k = 3000\text{ kN/m}^3$ |
| (10) 管と土との摩擦係数 | : $\mu = 0.5$ |
| (11) 土の単位体積重量 | : $\gamma_s = 16\text{ kN/m}^3$ |
| (12) ダクタイル鋳鉄の弾性係数 | : $E = 160000000\text{ kN/m}^2$ |
| (13) 継手の限界曲げモーメント | : $M_o' = 24.0\text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| (14) 曲管部の許容移動量（常時） | : $\delta_o = 0.01\text{ m}$ |
| (15) 想定する曲管変位（地震時） | : $\delta = 0.600\text{ m}$ |

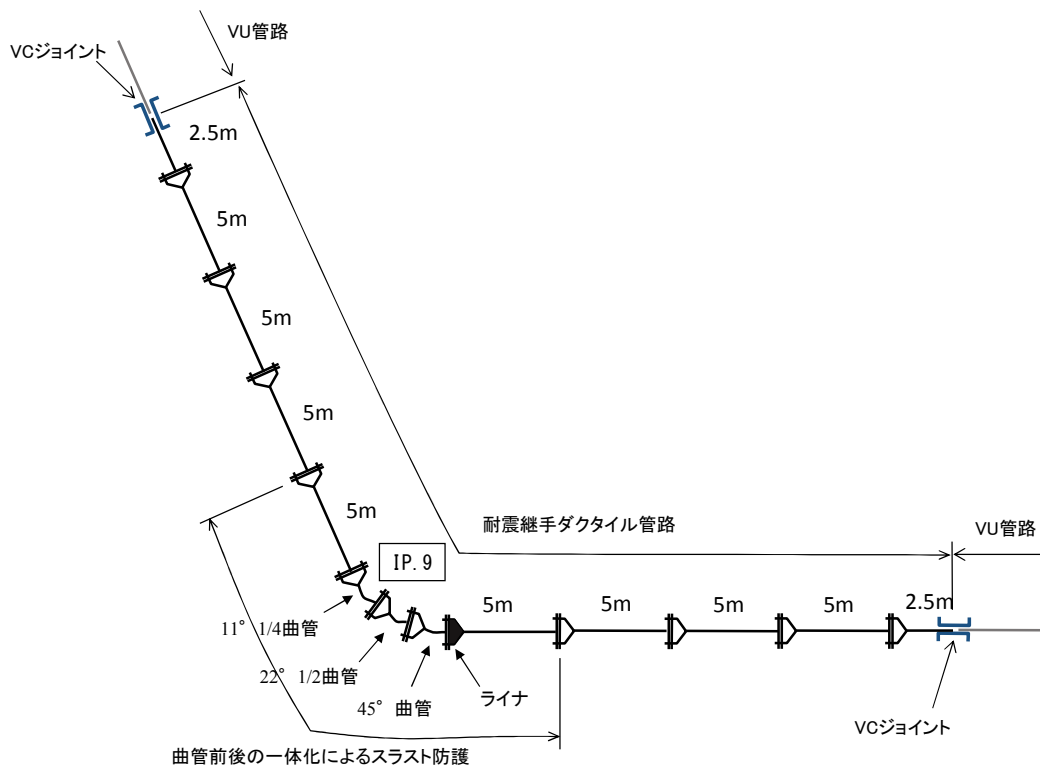


図 3.2 設計管路（事例 1）

2) スラスト対策の検討（通常時）

曲管前後に剛構造（離脱防止状態）のGX形継手を使用し、一体化長さを片側5mとしたときのスラスト力に対する安全性を検討する。

なお、曲管から2本目以降は鎖構造（伸縮屈曲・離脱防止性を有する）のGX形継手とする。

図3.3に検討を行う曲管部の概要を示す。曲管部に水圧によるスラスト力 P が作用すると曲管部は P の方向に δ だけ移動する。このとき曲管と一体化された直管部には管背面の地盤からの反力 q 、および管と土との摩擦力 f がスラスト力 P の抵抗力として作用する。曲管部はA-A断面に対して左右対象であるため片側について考えれば、直管と曲管の継手部には $P/2$ の分力として管軸直角方向に P_1 、管軸方向に P_2 の力、また q によって曲げモーメント M が作用する。さらに、曲管部は P_1 によって δ_1 、 P_2 によって δ_2 だけ移動する。このとき、 $\vec{P}_1 + \vec{P}_2 = \vec{P}/2$ および $\vec{\delta}_1 + \vec{\delta}_2 = \vec{\delta}$ を満足し、かつ、曲管継手部の M に対する安全率が2.5以上、 δ が許容移動量以下となるように、曲管両側にそれぞれ確保すべき一体長さ L_p を求める。ただし、曲管部に作用する土圧および曲管部の変形は無視し、曲管部は平行移動するものとする。

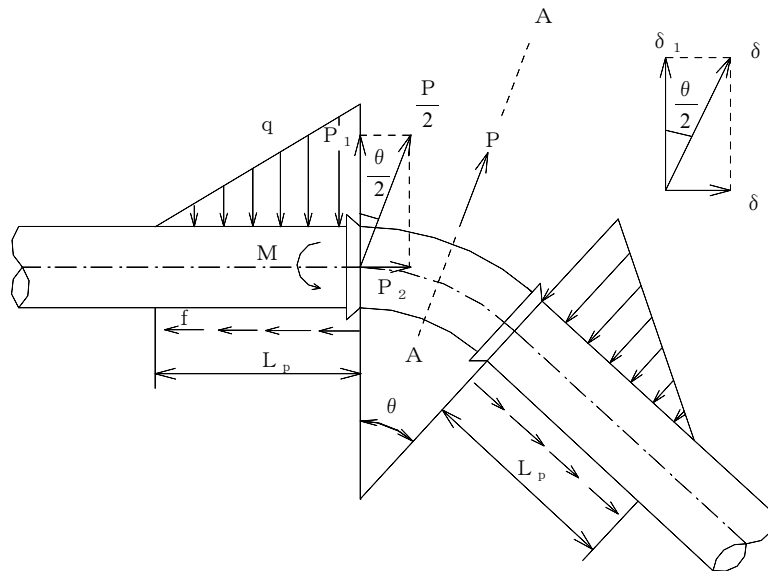


図3.3 曲管部の概要

(1) 曲管部に作用するスラスト力

$$P = 2 p A_0 \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) = 48.23 \text{ kN}$$

ここに、 P : 曲管部に作用するスラスト力 (kN)

p : 設計水圧 (=1000 kN/m²)

A_0 : 管の断面積 ($= \frac{\pi}{4} D_2^2 = 0.0380133 \text{ m}^2$)

D_2 : 管外径 (=0.22 m)

θ : 曲管角度 (=78.75 °)

(2) 管軸方向に作用する力 (その 1)

曲管の片側一体化長さを $L_p = 5.00$ m とする。この場合の管軸方向に作用する力は次式で求まる。

$$P_2 = -\frac{\beta \alpha}{k} X \tan^2\left(\frac{\theta}{2}\right) + \sqrt{\left\{\frac{\beta \alpha}{k} X \tan^2\left(\frac{\theta}{2}\right)\right\}^2 + \frac{P \beta \alpha \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)}{k \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} X}$$

$$= 37.73 \text{ kN} \quad \text{----- ①}$$

ここに、 P_2 : 管軸方向に作用する力 (kN)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k D_2}{4 E I}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad \text{----- ②}$$

k : 地盤反力係数 ($= 3000 \text{ kN/m}^3$)

D_2 : 管外径 ($= 0.22$ m)

E : ダクタイル鋳鉄の弾性係数 ($= 160000000 \text{ kN/m}^2$)

I : 管の鉄部の断面 2 次モーメント

$$\left\{ = \frac{\pi}{64} (D_2^4 - D_1^4) = 19.52 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \right\}$$

D_1 : 管内径 ($= D_2 - 2t = 0.2100$ m)

t : 計算管厚 ($= T - 0.0015 = 0.0050$ m)

$\alpha = A_1 E \mu W_f \pi$

A_1 : 管の鉄部の断面積

$$\left\{ = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) = 0.003377 \text{ m}^2 \right\}$$

μ : 管と土との摩擦係数 ($= 0.5$)

W_f : 土被りによる土圧 ($= \gamma_s \cdot h = 25.76 \text{ kN/m}^2$)

$$X = \frac{\cosh(2\beta L_n) + \cos(2\beta L_n) + 2}{\sinh(2\beta L_p) + \sin(2\beta L_p)} \quad \text{----- ③}$$

L_p : 仮定した一体化長さ ($= 5.00$ m)

θ : 曲管角度 ($= 78.75^\circ$)

P : 曲管部に作用するスラスト力 ($= 48.23 \text{ kN}$)

(3) 管と土との摩擦係数から計算される一体化長さ

(2) の管軸方向に作用する力 P_2 と管と土との摩擦係数 f が釣り合うときの一体化長さは次式で求まる。

$$P_2 = f = \mu W_f \pi D_2 L_{p1} \quad \text{----- ④}$$

これより、

$$L_{p1} = \frac{P_2}{\mu W_f \pi D_2} = 4.24 \text{ m}$$

ここに、 L_{p1} ：管と土との摩擦力が釣り合うときの一体化長さ（m）

P_2 ：管軸方向に作用する力（=37.73 kN）

μ ：管と土との摩擦係数（=0.5）

W_f ：土被りによる土圧（=25.76 kN/m²）

D_2 ：管外径（=0.22 m）

（４）管軸方向に作用する力（その２）

（２）で仮定した一体化長さ $L_p=5.00$ mと（３）で算出した一体化長さ $L_{p1}=4.24$ mの大小によって以下に示すように P_2 を求める。

[$L_p \geq L_{p1}$ の場合]

P_2 は①式で計算した値を使用する。

[$L_p < L_{p1}$ の場合]

P_2 は④式の L_{p1} に $L_p=5.00$ mを代入して再計算した値を使用する。

本条件の場合、①式より $P_2=37.73$ kNとなる。

（５）管軸直角方向に作用する力

管軸直角方向に作用する力 P_1 と管軸方向に作用する力 P_2 には以下に示す関係が成立する。

$$P_1 \cos \left(\frac{\theta}{2} \right) + P_2 \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) = \frac{P}{2}$$

ここに、 P_1 ：管軸直角方向に作用する力（kN）

P_2 ：管軸方向に作用する力（kN）

θ ：曲管角度（=78.75 °）

P ：曲管部に作用するスラスト力（=48.23 kN）

これより、 $P_2=37.73$ kNを代入すると P_1 は次のように求められる。

$$P_1 = \frac{P}{2 \cos \left(\frac{\theta}{2} \right)} - P_2 \tan \left(\frac{\theta}{2} \right) = 0.236 \text{ kN}$$

(6) 発生曲げモーメント

図 3.3 に示す曲管の継手部には、管背面の地盤からの反力によって以下に示す曲げモーメントが作用する。

$$M = \frac{P_1}{2\beta} Y = 0.250 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ここに、 M : 曲管継手部に作用する曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

P_1 : 管軸直角方向に作用する力 ($=0.236 \text{ kN}$)

β : ②式による。(m^{-1})

$$Y = \frac{\cosh(2\beta L_p) - \cos(2\beta L_p)}{\sinh(2\beta L_p) + \sin(2\beta L_p)}$$

L_p : 仮定した一体化長さ ($=5.00 \text{ m}$)

(7) 曲げモーメントに対する継手の安全率

$$S_f = \frac{M_0}{M} = 96.1 (\geq 2.5)$$

ここに、 S_f : 継手の曲げモーメントに対する安全率

M_0 : 計算に用いる限界曲げモーメント ($=24.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

$$\left[\begin{array}{l} \text{呼び径 } 900 \text{ mm 以下は } M_0 = M_0' \\ \text{呼び径 } 1000 \text{ mm 以上は } M_0 = M_0' \sqrt{1 - \frac{p}{p_0}} \text{ とする。} \end{array} \right]$$

M_0' : 継手の限界曲げモーメント ($=24.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

p : 設計水圧 (kN/m^2)

p_0 : 限界水圧 (kN/m^2)

M : 継手に作用する曲げモーメント ($=0.0022 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

(8) 曲管部の移動量

管軸直角方向の曲管部の移動量は次式で求まる。

$$\delta_1 = \frac{P_1 \beta}{k D_2} X = 0.00018 \text{ m}$$

ここに、 δ_1 : P_1 によって生じる管軸直角方向の移動量 (m)

P_1 : 管軸直角方向に作用する力 ($=0.236 \text{ kN}$)

β : ②式による。(m^{-1})

k : 地盤反力係数 ($=3000 \text{ kN/m}^3$)

D_2 : 管外径 ($=0.22 \text{ m}$)

X : ③式による。

これより、スラスト力P方向の曲管部の移動量は以下のように求まる。

$$\delta = \frac{\delta_1}{\cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} = 0.00023 \text{ m} \quad (\leq \delta_0 = 0.01 \text{ m})$$

ここに、 δ : スラスト力P方向の曲管部の移動量 (m)

δ_1 : P_1 によって生じる管軸直角方向の移動量(=0.00018 m)

θ : 曲管角度 (=78.75 °)

δ_0 : 曲管部の許容移動量

(NS 形(呼び径 75～450)、GX 形離脱防止継手 : 0.01 m)
(NS 形(呼び径 500～1000)、UF 形離脱防止継手 : 0.02 m)

(9) まとめ

以上の検討結果より、曲管継手部の曲げモーメントに対する安全率が 2.5 以上、曲管部の移動量が許容移動量以下となり、曲管部（曲管＋前後各 1 本の直管）はスラスト力に対して安全である。

図 3.3 の曲管部は、2) での検討のとおり通常時には十分な安全率を有しているが、地震動により管路の周辺地盤が剛性低下や液状化を生じると、スラスト力によって曲管が背面側に移動する。

(1) 計算条件

- i) スラスト力は曲管部に作用し、水平変位は曲管から前後の管路へと伝達する。
- ii) 曲管に直接つながる継手は剛構造(離脱防止状態)であり、伸縮屈曲しない。
- iii) 曲管から2箇所目以降の鎖構造継手は、伸縮量と屈曲に伴う伸出し量の合計が許容伸出し量に達した時点で離脱防止状態となり、それ以降は隣接する継手が伸び出して追隨する。
- iv) 管路の変形モードは「**2.7 管路の耐震化範囲の検討**」に記載した図 2.11 による。
- v) 5箇所目の鎖構造継手が許容伸出し量に達した時点で、管路の許容最大変位とみなす。
すなわち、柔構造管路へとつながる5本目の耐震管が動きだす直前を限界状態とする。

上記の計算条件に従い、設計管路（図 3.2）の初期状態の曲管中心を原点とし、管路の片側を模式的に示した図 3.4 により、曲管中心位置の許容最大変位 $\delta_{\max}$ を計算する。

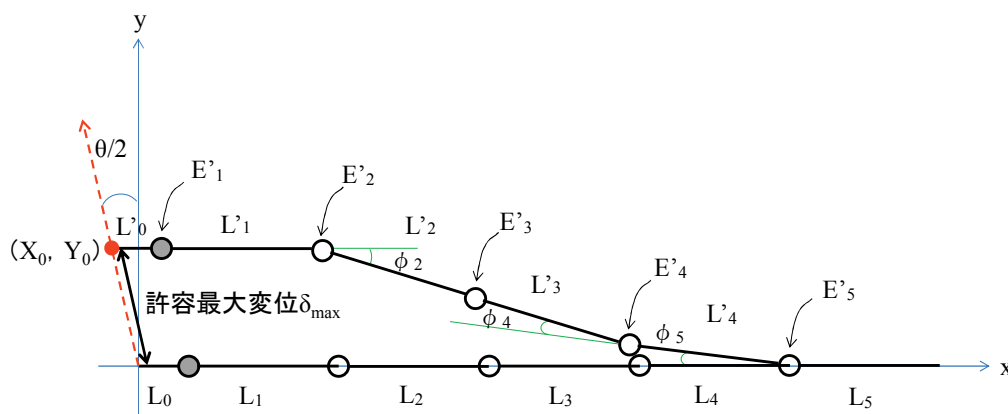


図 3.4 管路の変形モードと各部寸法

(3) 各部寸法の算出

直管長さ ($L_0 \sim L_5$)、継手の屈曲角度 ($\phi_1 \sim \phi_5$)、継手の許容伸び量 ($E'_1 \sim E'_5$)、継手伸び量を含む曲管変位に伴う直管長さ ($L'_0 \sim L'_5$) を表 3.4 に示す。

曲管直近の継手は離脱防止状態であり、ここでは 2 本目の継手屈曲角を $\phi_2 = 2.124^\circ$ と仮定して計算を進める。

表 3.4 設計管路の各部寸法算定

L_0	L_1	L_2	L_3	L_4	L_5
1000mm	5039mm	4950mm	4950mm	4950mm	—
	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
	0	2.124°	0°	-1.062°	-1.062°
	E'_1	E'_2	E'_3	E'_4	E'_5
	0.00mm	95.92mm	100.00mm	97.96mm	97.96mm
L'_0	L'_1	L'_2	L'_3	L'_4	L'_5
1000mm	5039mm	5046mm	5050mm	5048mm	—

(4) 曲管中心位置の確認

表 3.4 の寸法をもとに、曲管中心位置 (X_0 , Y_0) を求める。

$$X_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L_i - \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \cos \sum_{k=0}^i \phi_k - E'_n = 20889 - 21175 - 98.0 = -384.0 \text{ mm}$$

$$Y_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \sin \sum_{k=0}^i \phi_k = 467.9 \text{ mm}$$

曲管中心位置の初期状態 (0,0) と限界状態 (X_0 , Y_0) を結ぶ線分と Y 軸のなす角 $\theta/2$ を求めると、

$$\theta/2 = \tan^{-1} (X_0 / Y_0) = 39.375^\circ$$

$$\theta = 78.75^\circ$$

となり、曲管中心位置の移動条件を満足している。

(5) 曲管の許容最大変位

曲管の許容最大変位 $\delta_{\max}$ は下式で求められる。

$$\delta_{\max} = \sqrt{X_0^2 + Y_0^2} = \sqrt{(-384.5)^2 + 458.3^2} = 605.3 \text{ mm}$$

以上の計算結果より、図 3.2 に示す設計管路の曲管部が許容できる最大変位は 605mm となり、設計照査値 600mm を上回っている。管路の耐震化範囲は設計条件を満足しており、安全である。

3.2.2 計算事例2（片側4本の場合）

1) 設計条件

- | | |
|--------------------|--|
| (1) 管種・呼び径 | : NS形ダクティル鉄管・ $\phi 500$ |
| (2) 直管の管長 | : 6.0m |
| (3) 屈曲部の角度 | : $\theta = 56.25^\circ (45^\circ + 11^\circ 1/4)$ |
| (4) 耐震管の使用本数 | : 曲管片側に各4本（両端の3m短管を含む） |
| 耐震管のうち剛構造継手 | : 曲管前後の各1箇所 |
| (5) 継手の許容伸出し量 | : 120mm（伸び量120mm／縮み量15mm） |
| (6) 設計水圧 | : $p = 1.0\text{MPa}$ |
| (7) 土被り | : $h = 1.5\text{m}$ |
| (8) 土の内部摩擦角 | : $\phi = 30.0^\circ$ |
| (9) 地盤反力係数 | : $k = 3000\text{ kN/m}^3$ |
| (10) 管と土との摩擦係数 | : $\mu = 0.5$ |
| (11) 土の単位体積重量 | : $\gamma_s = 16\text{ kN/m}^3$ |
| (12) ダクティル鋳鉄の弾性係数 | : $E = 160000000\text{ kN/m}^2$ |
| (13) 継手の限界曲げモーメント | : $M_0' = 360\text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| (14) 曲管部の許容移動量（常時） | : $\delta_0 = 0.02\text{ m}$ |
| (15) 想定する曲管変位（地震時） | : $\delta = 0.600\text{ m}$ |

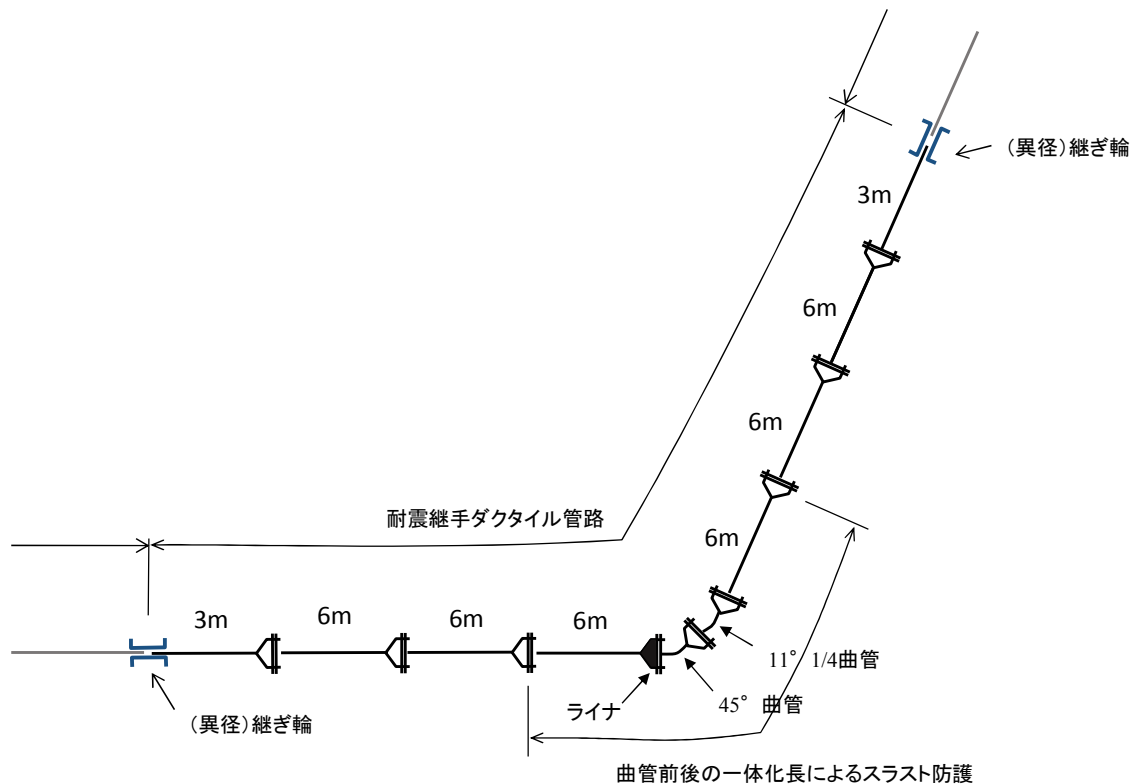


図 3.5 設計管路（事例2）

2) スラスト対策の検討（通常時）

（1）曲管部に作用するスラスト力

$$P = 2 p A_0 \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) = 206.43 \text{ kN}$$

（2）管軸方向に作用する力（その１）

曲管の片側一体化長さを $L_p = 3.10 \text{ m}$ とする。この場合の管軸方向に作用する力は次式で求まる。

$$P_2 = -\frac{\beta \alpha}{k} X \tan^2 \left(\frac{\theta}{2} \right) + \sqrt{\left\{ \frac{\beta \alpha}{k} X \tan^2 \left(\frac{\theta}{2} \right) \right\}^2 + \frac{P \beta \alpha \tan \left(\frac{\theta}{2} \right)}{2 k \cos \left(\frac{\theta}{2} \right)} X}$$

$$= 211.38 \text{ kN} \quad \text{----- ①}$$

（3）管と土との摩擦から計算される一体化長さ

（2）の管軸方向に作用する力 P_2 と管と土との摩擦力 f が釣り合うときの一体化長さは次式で求まる。

$$P_2 = f = \mu W_f \pi D_2 L_{p1} \quad \text{----- ②}$$

これより、

$$L_{p1} = \frac{P_2}{\mu W_f \pi D_2} = 9.03 \text{ m}$$

（4）管軸方向に作用する力（その２）

（2）で仮定した一体化長さ $L_p = 3.10 \text{ m}$ と（3）で算出した一体化長さ $L_{p1} = 9.03 \text{ m}$ の大小によって以下に示すように P_2 を求める。

[$L_p \geq L_{p1}$ の場合]

P_2 は①式で計算した値を使用する。

[$L_p < L_{p1}$ の場合]

P_2 は②式の L_{p1} に $L_p = 3.10 \text{ m}$ を代入して再計算した値を使用する。

本条件の場合、②式より $P_2 = 72.57 \text{ kN}$ となる。

（5）管軸直角方向に作用する力

管軸直角方向に作用する力 P_1 と管軸方向に作用する力 P_2 には以下に示す関係が成立する。

$$P_1 \cos \left(\frac{\theta}{2} \right) + P_2 \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) = \frac{P}{2}$$

これより、 $P_2=72.57 \text{ kN}$ を代入すると P_1 は次のように求められる。

$$P_1 = \frac{P}{2 \cos \left(\frac{\theta}{2} \right)} - P_2 \tan \left(\frac{\theta}{2} \right) = 78.25 \text{ kN}$$

(6) 発生曲げモーメント

曲管の継手部には、管背面の地盤からの反力によって以下に示す曲げモーメントが作用する。

$$M = \frac{P_1}{2\beta} \quad Y = 115.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{ここに、} \quad Y = \frac{\cosh (2\beta L_p) - \cos (2\beta L_p)}{\sinh (2\beta L_p) + \sin (2\beta L_p)}$$

L_p : 仮定した一体化長さ ($=3.10 \text{ m}$)

(7) 曲げモーメントに対する継手の安全率

$$S_f = \frac{M_0}{M} = 3.11 (\geq 2.5)$$

ここに、 S_f : 継手の曲げモーメントに対する安全率

M_0 : 計算に用いる限界曲げモーメント ($=360 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

M : 継手に作用する曲げモーメント ($=115.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

(8) 曲管部の移動量

管軸直角方向の曲管部の移動量は次式で求まる。

$$\delta_1 = \frac{P_1 \beta}{k D_2} \quad X = 0.018 \text{ m}$$

これより、スラスト力 P 方向の曲管部の移動量は以下のように求まる。

$$\delta = \frac{\delta_1}{\cos \left(\frac{\theta}{2} \right)} = 0.020 \text{ m} (\leq \delta_0 = 0.02 \text{ m})$$

ここに、 δ : スラスト力 P 方向の曲管部の移動量 (m)

δ_1 : P_1 によって生じる管軸直角方向の移動量 ($=0.018 \text{ m}$)

θ : 曲管角度 ($=56.25^\circ$)

δ_0 : 曲管部の許容移動量

(NS 形(呼び径 75~450)、GX 形離脱防止継手 : 0.01 m)
(NS 形(呼び径 500~1000)、UF 形離脱防止継手 : 0.02 m)

(9) まとめ

以上の検討結果より、曲管継手部の曲げモーメントに対する安全率が 2.5 以上、曲管部の移動量が許容移動量以下となり、曲管部（曲管+前後各 1 本の直管）はスラスト力に対して安全である。

3) 曲管の許容変位の検討（地震時）

図 3.5 の曲管部は、2) での検討のとおり通常時には十分な安全率を有しているが、地震により管路の周辺地盤が剛性低下や液状化を生じると、スラスト力によって曲管が背面側に移動する。

地震時の曲管部に求められる最大変位を 600mm としたとき、図 3.5 の管路が許容できる曲管の最大変位 $\delta_{\max}$ を求める。

(1) 計算条件

「3.2.1 計算事例 1」と同じ。

(2) 管路の変形モード

上記の計算条件に従い、設計管路（図 3.5）の初期状態の曲管中心を原点とし、管路の片側を模式的に示した図 3.6 により、曲管中心位置の許容最大変位 $\delta_{\max}$ を計算する。

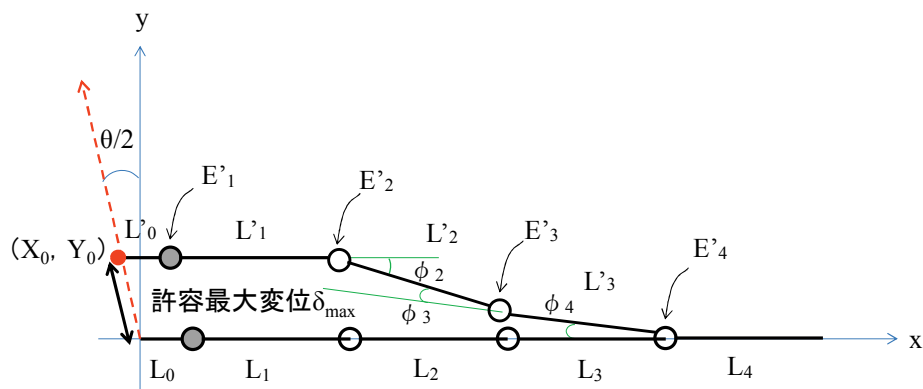


図 3.6 管路の変形モードと各部寸法

(3) 各部寸法の算出

直管長さ ($L_0 \sim L_4$)、継手の屈曲角度 ($\phi_1 \sim \phi_4$)、継手の許容伸び量 ($E'_1 \sim E'_4$)、継手伸び量を含む曲管変位に伴う直管長さ ($L'_0 \sim L'_4$) を表 3.5 に示す。

曲管直近の継手は離脱防止状態であり、ここでは 2 本目の継手屈曲角を $\phi_2 = 3.674^\circ$ と仮定して計算を進める。

表 3.5 設計管路の各部寸法算定

L_0	L_1	L_2	L_3	L_4
500mm	6068mm	5940mm	5940mm	—
	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4
	0	3.674°	-1.837°	-1.837°
	E'_1	E'_2	E'_3	E'_4
	0.00mm	103.08mm	111.54mm	111.54mm
L'_0	L'_1	L'_2	L'_3	L'_4
500mm	6068mm	6043mm	6052mm	—

(4) 曲管中心位置の確認

表 3.5 の寸法をもとに、曲管中心位置 (X_0 , Y_0) を求める。

$$X_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L_i - \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \cos \sum_{k=0}^i \phi_k - E'_n = 18448 - 18647.1 - 111.5 = -310.6 \text{ mm}$$

$$Y_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \sin \sum_{k=0}^i \phi_k = 581.2 \text{ mm}$$

曲管中心位置の初期状態 (0,0) と限界状態 (X_0 , Y_0) を結ぶ線分と Y 軸のなす角 $\theta/2$ を求めると、

$$\theta/2 = \tan^{-1} (X_0 / Y_0) = 28.125^\circ$$

$$\theta = 56.25^\circ$$

となり、曲管中心位置の移動条件を満足している。

(5) 曲管の許容最大変位

曲管の許容最大変位 $\delta_{\max}$ は下式で求められる。

$$\delta_{\max} = \sqrt{X_0^2 + Y_0^2} = \sqrt{(-310.6)^2 + 581.2^2} = 659.0 \text{ mm}$$

以上の計算結果より、図 3.5 に示す設計管路の曲管部が許容できる最大変位は 659mm となり、設計照査値 600mm を上回っている。管路の耐震化範囲は設計条件を満足しており、安全である。

4. 施工

4.1 一般事項

管路屈曲部の耐震化工法の施工にあたっては、設計条件、施工条件を満足するよう、継手の種別、埋戻し材の締固めに留意して実施する。

【解説】

本工法の施工は、通常の管路布設と同様、設計条件・施工条件等を考慮した施工計画に基づき、安全性が十分確保されるよう入念に行わなければならない。

本工法は管路屈曲部周辺に離脱防止機能を有する継手を配置することで、大規模地震時の曲管変位を許容できる構造としている。管の種類および継手の種別が混在することになるため、誤使用しないよう留意する。

また、管路屈曲部では内圧によって常時スラスト力が作用し、曲管背面側の受働土圧で安定性が確保される構造物であるため、特に基礎材の締固め等に注意が必要である。

4.2 施工方法

本工法では、管路屈曲部周辺に離脱防止機能を有する継手（鎖構造継手）を使用する。鎖構造継手は、一般の柔構造継手とは受口・挿し口の構造が異なるため、接合作業に際しては、それぞれの継手形式に応じた施工および管理を実施する必要がある。

【解説】

管路屈曲部の耐震化工法では、管路屈曲部周辺に NS 形ならびに GX 形ダクトイル鉄管等の鎖構造継手を用いる。一般の T 形ならびに K 形ダクトイル鉄管（柔構造継手）等とは形状が異なり、作業手順も若干異なるため接合作業に際しては混同しないように注意する必要がある。NS 形ならびに GX 形ダクトイル鉄管の接合要領ならびに施工管理については、日本ダクトイル鉄管協会発行の「NS 形ダクトイル鉄管接合要領書」や「GX 形ダクトイル鉄管接合要領書」を参照し、さらに「4.3 施工上の留意点」も踏まえて実施すること。

なお、鎖構造継手を用いる範囲の管基礎は、砕石やセメント系改良土のような強度の高い埋戻し材料を使用することが望ましい。

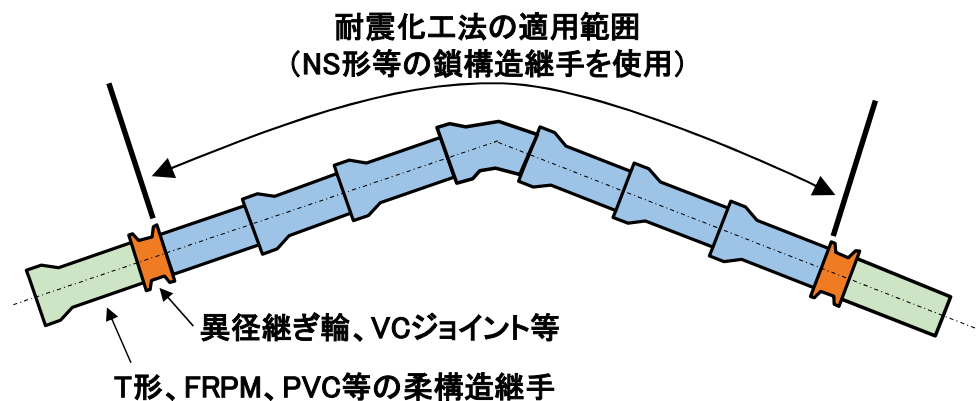


図 4.1 管路屈曲部の耐震化工法 配管例

4.3 施工上の留意点

本工法の施工にあたっては、以下の項目について一般の柔構造管路の布設とは手順・内容が若干異なるため、注意を要する。

- (1) 離脱防止継手の最大伸び量の確保
- (2) 柔構造継手管路との接続
- (3) せめ（結び）配管

【解説】

(1) 離脱防止継手の最大伸び量の確保

一般にダクトイル鉄管の鎖構造継手は、伸び・縮み両方向の地盤ひずみに追従できるよう、直管長の±1%の伸縮が可能な状態で配管される。しかし、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代を最大限に活用し、鎖構造継手の伸び出し量を直管長の+2%、すなわち最も入り込んだ状態を初期状態とする。

(2) 柔構造継手管路との接続

耐震化範囲を構成する鎖構造継手管路の両端は甲切管または乙切管とし、前後の柔構造継手管路と継ぎ輪を用いて接続する。鎖構造継手の挿し口には離脱防止のための突部があり、直接に柔構造継手管路と接続できないためである。

本工法の設計では、鎖構造継手管路の両端の管が動く直前までを考慮しており、両端の管の長さは曲管の許容変位に影響しない。そこで、1本の直管を切管して甲切管および乙切管として用いれば効率的である。

また、前後の柔構造継手管路との接続に際して寸法調整が必要な場合、この切管長さで対応できる場合がある。

なお、前後の管種がダクトイル鉄管ではない場合、PVC管との接続にはVCジョイント、FRPM管との接続には異形継ぎ輪を用いればよい。

(3) せめ（結び）配管

片側施工の場合にはせめ（結び）配管を考慮する必要はないが、曲管部を最後に施工する場合などはせめ（結び）配管となる。この場合、柔構造継手管路の区間でせめ（結び）配管することを基本とする。

4.4 施工事例

本工法の現地実証試験を実施した 2 事例を以下に示す。

液状化時の安全性を高めることを目的として、柔構造継手管路内の屈曲部に、離脱しない構造の鎖構造継手を配置し、管布設時の初期値を計測するとともに継続的に管路（継手）の動きを観測し、地震前後の変化を把握することで有効性を検証する。

布設後 5 年間をめどに観測を継続し、当該地域での震度 5 弱以上の地震発生に備える。

(1) 印旛沼二期農業水利事業所

管路名称：宗吾北地区 分水路－1

口径・管種：φ200GX 形ダクタイトイル管×47 m（屈曲部含む）

土 被 り：1.66 m（屈曲部）

設計内圧：0.2 MPa（静水圧 0.101 MPa）

基礎条件：現地盤＝沖積粘土層と沖積砂層の互層、基礎材＝砂質土

配 管 図：

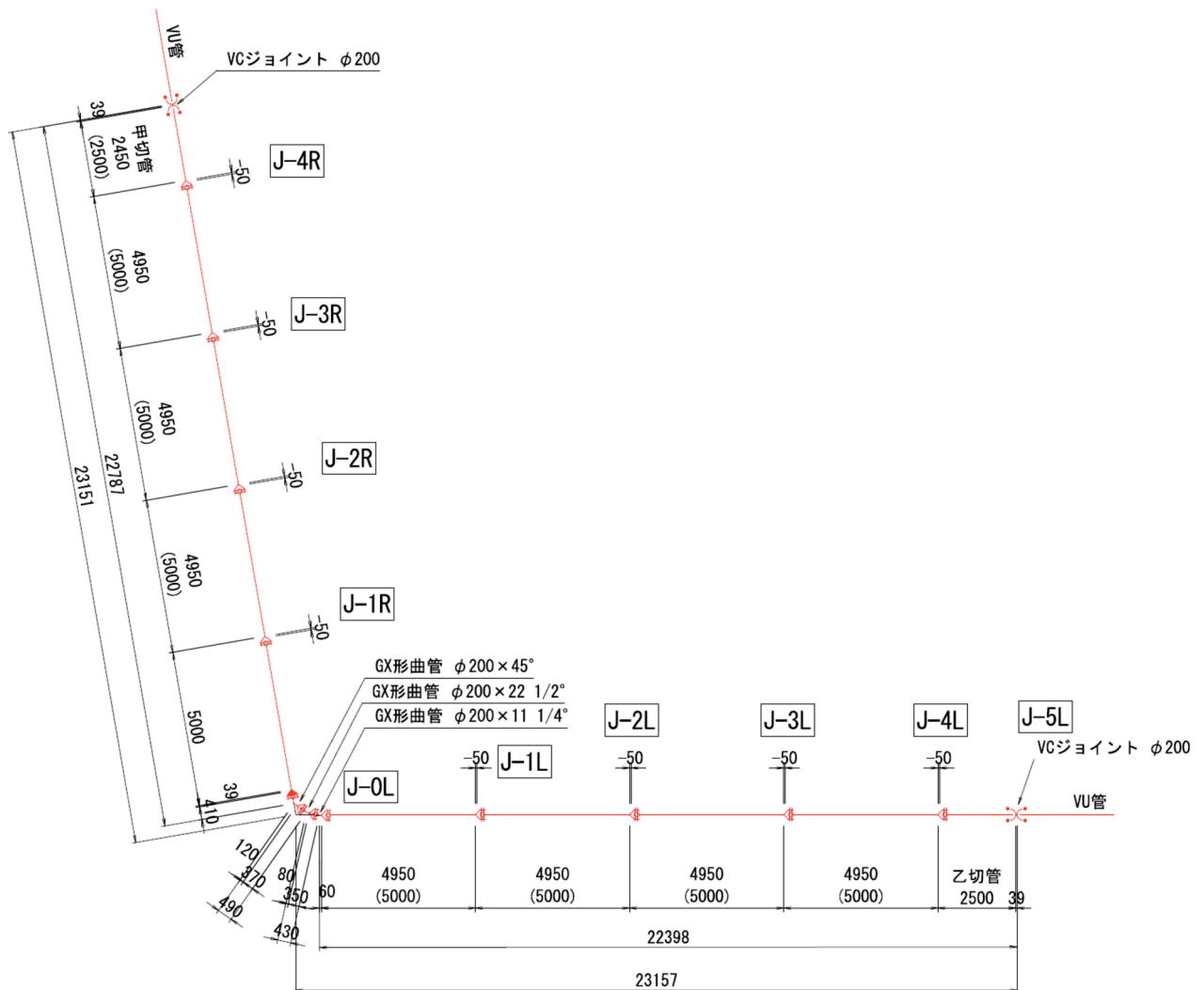


図 4.2 配管事例 1

(2) 愛知県海部農林水産事務所（飛島土地改良区）

管路名称：松梅地区 S3-2、S3-3 路線

口径・管種：φ100GX 形ダクトイル管×約 40 m（屈曲部含む）

土 被 り：0.9 m

設計内圧：0.43 MPa（静水圧 0.211 MPa＋水撃圧 0.211 MPa）

基礎条件：現地盤＝沖積砂層、基礎材＝砂質土

配 管 図：

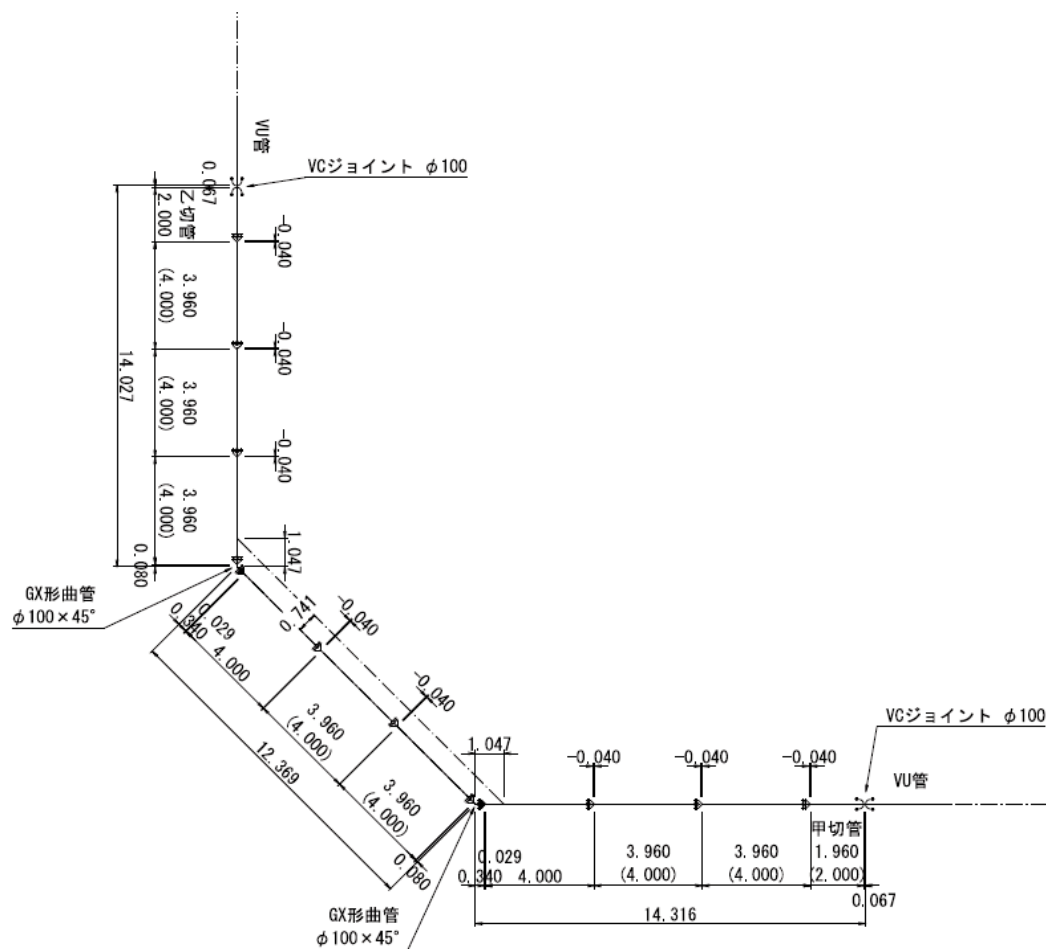


図 4.3 配管事例 2

5. 参考資料

5.1 柔構造継手管路の限界変位の検討

曲管部が柔構造継手で構成されている場合には、継手が離脱する曲管変位を把握し、耐震化の必要性を検討する必要がある。

地震時に曲管背面の基礎材が強度低下し、内圧スラスト力により曲管(スラストブロック)が移動して継手離脱に至る限界変位は、過去の被災事例を参考として、計算により推定する。

5.1.1 過去の地震における被災事例

(1) 鳥取県西部地震におけるダクタイル管路

路線名：大山山麓開拓建設事業 幹線用水路

口径・管種：800～900mm T・K形ダクタイル鉄管

管路延長：18.9km

最大震度：6弱

地震時の状況：管内空虚(建設中)、液状化の発生なし。

管路の被害：31箇所の継手で離脱または重大な拔出し、2箇所のブロックぎわで管変形。

被災箇所の一覧を表5.1に示す。

表5.1 被災箇所一覧

	区分	屈曲角度			ブロックの有無	異形管から 離隔(n本目)	継手拔出量 (mm)	備考
		°	'	"				
1	B	14	48	32	有	1	60	
2	A	弁室のきわ			有	1	段差30	継ぎ輪
3	B	7	29	47	無	1	52	
4	A	86	57	46	有	1	100	ゴム輪露出
5	B	23	26	13	有	2	46	
6	A	21	21	55	有	2	277	継手離脱(継ぎ輪)
7	A	傾斜配管部			有	1	管変形	32° 傾斜下端部
8	B	11	31	34	有	1	48	
9	A	8	2	44	有	1	21	ゴム輪露出
10	B	30	59	52	有	2	50	
11	A	1	25	27	無	1	22	ゴム輪露出
12	B	22	10	21	有	1	56	
13	A	傾斜配管部			有	2	管変形	36° 傾斜埋設部の支台
14	B	8	17	4	有	1	56	
15	B	26	9	20	有	1	47	
16	B	18	44	6	有	1	47	
17	B	18	17	36	有	1	58	
18	A	23	57	26	有	1	116	継手離脱
19	B	23	57	26	有	1	47	
20	A	24	21	39	有	1	65	ゴム輪露出
21	B	77	8	33	有	0	55	ブロック内の曲管同士
22	B	77	8	33	有	1	50	
23	B	77	8	33	有	2	50	
24	B	傾斜配管部			有	0	42	28° 傾斜上端部の曲管同士
25	A	傾斜配管部			有	1	69	28° 傾斜上端(継手離脱)
26	B	水平移行後			有	5	62	
27	B	15	46	12	無	1	55	
28	B	傾斜配管部			有	1	50	30° 傾斜下端部
29	B	5	2	19	無	1	49	
30	B	14	46	51	有	1	47	
31	A	11	18	0	無	3	12	ゴム輪露出
32	B	45	0	0	有	1	53	
33	B	44	48	50	有	1	48	
区分A) 「受口～挿し口の離脱」または「ゴム輪の露出」により水密性を確保できない状態								
区分B) 継手離脱には至らないものの「規格値の1.5倍を超える伸び出し」を示す状態								

表 5.1 より、継手離脱または規格値の 1.5 倍を超える拔出し（継手離脱は規格値の約 2 倍）を示した継手は、合計 31 箇所と調査した 3970 箇所の 0.8% であるが、そのうちの 94% (29/31 箇所) が曲管・構造物から 2 本以内の継手で発生しており、その影響が顕著であることがわかる。

被害を受けた管路の一例を図 5.1 に示す。

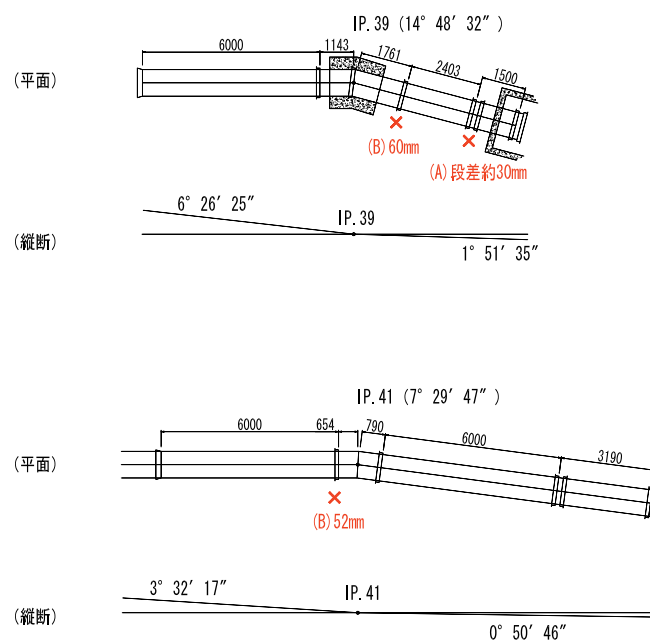


図 5.1 管路の平面・縦断線形と被災箇所 (No.1,2,3)

(2) 東北地方太平洋沖地震における管路被災事例（東北）

路線名：隈戸川地区 幹線用水路

口径・管種：1350～2600mm FRPM 管

管路延長：17.8km（布設替えを実施した区間長はこのうち 3.0km）

最大震度：6 強（須賀川市の地震計）

地震時の状況：通水（供用中）、埋戻し砂に液状化発生、盛土断面で側方流動発生。

管路の被害：109 箇所の継手で許容値を上回る拔出し（うち 3 箇所で継手離脱）、11 箇所の付帯施設で浮上・沈下による被災など。

(3) 東北地方太平洋沖地震における管路被災事例（関東）

路線名：芳賀台地地区 管又幹線用水路

口径・管種：700～800mm FRPM 管

管路延長：9.2km

最大震度：6 強（栃木県市貝町の地震計）

地震時の状況：通水（供用中）、液状化の発生なし。

管路の被害：16 地点、68 箇所の継手で漏水（その内、2 箇所の継手では破損を伴う）。

スラストブロックの移動（被災後の継手計測結果より推察）、管変形が発生。

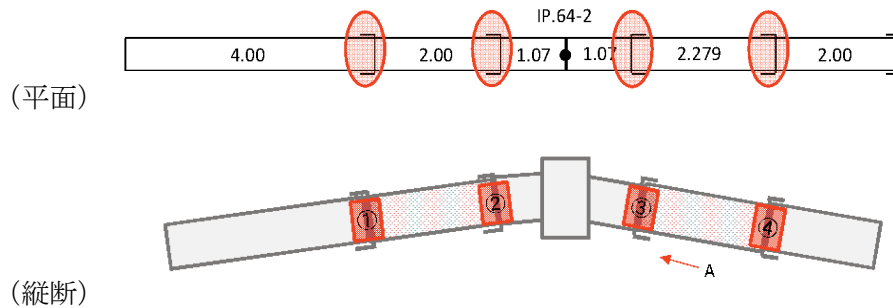
表 5.2 被災箇所一覧

災害査定時 名称	口径	被災状況	構造物情報	水平屈曲 情報	復旧範囲		備 考
					m	継手箇所	
IP64-1	φ 800	抜け出し	スラストブロック	30°	6.00	4	空気弁保護工(2号)併設
IP71	φ 800	抜け出し	スラストブロック	15°	6.22	4	
IP72	φ 800	抜け出し	スラストブロック	19°	6.46	4	
IP76	φ 700	破損・抜け出し	スラストブロック	28°	17.15	6	空気弁保護工(6号)併設
IP109	φ 700	破損・抜け出し	スラストブロック	88°	16.81	6	
IP64-2	φ 700	抜け出し	スラストブロック	30°	6.42	4	
IP135-1	φ 700	抜け出し	スラストブロック	11°	7.86	4	
IP137	φ 700	抜け出し	スラストブロック	11°	7.80	4	
IP139-1	φ 700	抜け出し	スラストブロック	19°	9.70	4	
IP140-1	φ 700	抜け出し	スラストブロック	14°	8.60	4	
IP150	φ 700	抜け出し	スラストブロック	11°	8.44	4	
IP154	φ 700	抜け出し	スラストブロック	8°	9.10	4	空気弁保護工(15号)併設
IP163	φ 700	抜け出し	スラストブロック	6°	8.95	4	空気弁保護工(16号)併設
IP167	φ 700	抜け出し	スラストブロック	38°	9.95	4	空気弁保護工(17号)併設
IP174	φ 700	抜け出し	スラストブロック	34°	8.64	4	
IP226	φ 700	抜け出し	スラストブロック	7°	8.65	4	空気弁保護工(25号)併設

※出典：直轄災害復旧事業 芳賀台地地区 災害復旧事業計画書を整理

表 5.2 より、被災箇所はいずれもスラストブロックが設置された屈曲部に集中しており、被災延長の合計は 146.75m であった。被害を受けた管路の一例を図 5.2 に示す。被災箇所はいずれもスラストブロックを設置した屈曲部の上下流の継手（2～3 ヶ所）に抜け出し又は破損が生じている状況であった。

なお、復旧範囲の判定は、地上への漏水や陥没、管内目視調査が可能な φ 800 は管内への浸入水の状況、施工管理基準値を上回る抜け出し量の計測により行われている。また、管内目視調査ができない φ 800 未満は、漏水や地上部の陥没状況と φ 800 の継手抜け出し傾向（屈曲部の上下流 2 本）を踏まえて復旧範囲を判定している。



(単位：mm)						
測点	設計値	規格値	基準値	実測値	差	判定
FRPM (φ 800mm) L=4000mm						
①	139	+ 53	192	196	+ 4	OUT
FRPM (φ 800mm) L=2000mm						
②	0	+ 53	53	75	+ 22	OUT
SS (φ 800mm) L=2140mm						
③	0	+ 53	53	60	+ 7	OUT
FRPM (φ 800mm) L=2279mm						
④	139	+ 53	192	200	+ 8	OUT
FRPM (φ 800mm) L=2000mm						

出典：直轄災害復旧事業 芳賀台地地区 災害復旧事業計画書を引用

図 5.2 管路の平面・縦断線形と被災箇所(IP64-2 スラストブロック付近)

5.1.2 計算による曲管部継手の限界変位

管路被災事例によると、多くのケースで曲管から1本目、2本目の管が大きく移動し、継手の離脱等もこの箇所に集中している。この傾向をもとに、ここでは図5.2に示すように曲管の変位に伴って直近の管だけが動く（最も厳しい）条件を仮定して継手の伸出量を計算し、離脱に至る曲管の限界変位を求める。

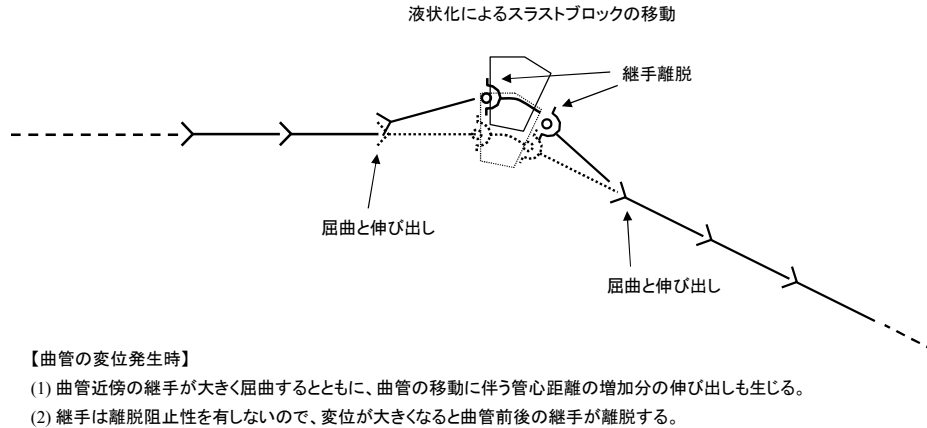


図5.2 柔構造継手管路の曲管の限界変位

計算は曲管継手の屈曲に着目し、模式的に図5.3に示す。曲管継手背面側の最大継手伸び量は、真直に抜け出す量 E_1 と屈曲による抜け出し量 E_2 の和になり、それぞれ次式により求めることができる。

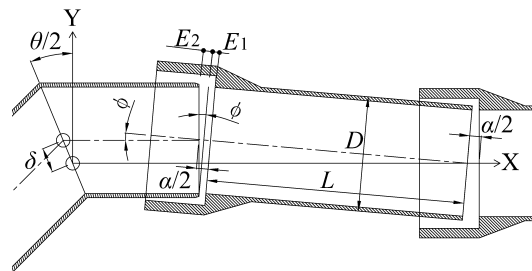


図5.3 屈曲した継手部

$$E_1 = \frac{\alpha}{2} - \frac{D}{2} \times \sin \phi$$

$$E_2 = D \times \sin \phi$$

$$\alpha = \sqrt{\left(L + \delta \times \sin \frac{\theta}{2}\right)^2 + \left(\delta \times \cos \frac{\theta}{2}\right)^2} - L$$

$$\phi = \cos^{-1} \left(\frac{L + \delta \times \sin \frac{\theta}{2}}{L + \alpha} \right)$$

ここで、

α : 曲管が移動して伸びた管中心距離、 D : 管の外径、 ϕ : 継手屈曲角度、

L : 曲管に接続された管の長さ、 δ : 曲管の移動量、 θ : 曲管角度

である。

曲管が背面側へ移動(δ)したとき、曲管に接続された管だけが屈曲(ϕ)し、管中心距離の伸び(α)は屈曲した管の両側の継手で等分に負担すると仮定する。この考え方で求めた曲管継手(背面側)の最大伸び量(E_1+E_2)が、挿し口先端が所定の位置からゴム輪まで抜け出す寸法になるときを曲管の限界変位とする。

口径により継手の呑込み寸法が異なり、曲管角度や接続される管の長さもさまざまであるが、K形直管と曲管の組合せを例として限界変位を表 5.3 に示す。45° 曲管の場合、呼び径 75～250 で 180mm 程度、呼び径 300～1000 で 250mm 程度となる。90° 曲管の場合、呼び径 75～250 で 100mm 程度、呼び径 300～1000 で 160mm 程度となる。

表 5.3 曲管の限界変位 (K 形継手)

呼び径	直管長さ (m)	限界変位(mm)	
		45°曲管	90°曲管
75	4.0	189	110
100		186	109
150		186	109
200	5.0	183	108
250		179	107
300		284	170
350	6.0	279	169
400		275	168
450		270	166
500		266	165
600		258	163
700		250	160
800		243	158
900		236	156
1000		258	173

5.2 費用対効果の検討

設計基準の耐震設計では、施設の重要度がA種またはB種で液状化対策が必要な場合には、対策を検討することとされており、費用対効果の検討に抛らず対策を実施することとなる。ここでは参考として、「大規模地震対策に係る土地改良事業の費用対効果分析に関する効果算定マニュアル」（平成23年6月30日 23農振第600号 農村振興局整備部長）に準じて、本工法を用いて部分的に耐震強化する管路施設の費用対効果を算出した計算例を示す。

（1）土地改良事業の経済効果

① 考え方

経済効果（総費用総便益比）は、土地改良事業の経済性評価を行うもので、一定地域の範囲における評価期間（当該事業の工事期間+40年）の下で必要な投下費用（総費用）と、それによって発現する総便益を対比することで測定を行う。

大規模地震対策の効果の算定にあたっては、大規模地震発生時における一連の確からしいシナリオ（地震発生から復旧までのストーリー想定）を設定する。また、効果額算定では、評価期間内に強い揺れに見舞われる回数の期待値（地震発生確率）を効果額に乗じることにより各効果の適正な評価が得られる。年当たりの地震発生確率は、対象地区内における今後30年以内に震度6以上の揺れが発生する確率を「全国地震動予測地図」から読み取り、ポアソン過程に従って推定する。なお、地震発生確率が大きくなれば、より高い費用対効果となる。

$$\text{総費用総便益比} = \text{総便益} / \text{総費用} \geq 1.0$$

② 総費用

総費用は、通常のパイプライン工事費に加えて別途必要となる耐震対策工事費を合算した全体工事費であり、図5.3の右側の耐震対策ありせば工事費にあたる。

③ 総便益

総便益は、通常のパイプライン工事費（耐震対策なかりせば工事費）に加えて、パイプラインの大規模地震対策を行うことにより未然に防げる被害額であり（図5.4）、図5.3の左側にあたる。また、効果には表5.3に示す項目があり、これらは地震の発生確率及び割引率を乗じて評価期間内の総額を算出する。

なお、図5.3には表記していないが、一律定められない断水に伴う作物減産被害がある。また、その他一律定まらないものとして、道路交通障害に伴う損失、住宅の二次災害被害の発生リスクなど、便益として考慮すべき項目がある。

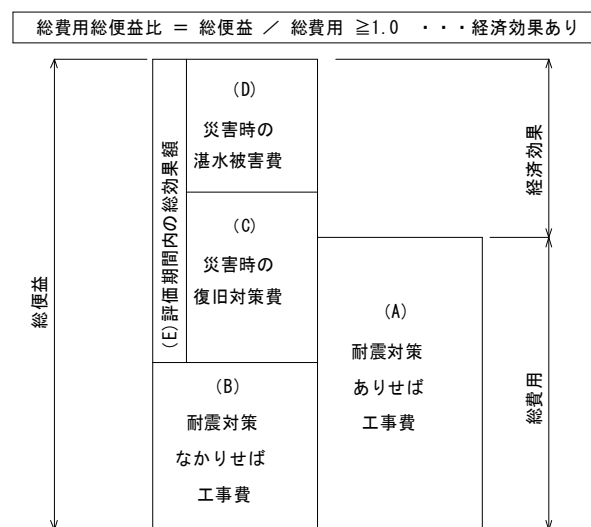


図5.3 耐震対策の費用対効果の概要

表 5.3 効果項目と効果要因

効果項目名	効果の要因
災害時の作物減産防止効果	地震時の断水により生じる作物の生産の減少を防止する
災害時の湛水被害防止効果	地震時、用水氾濫により生じる農地・農業用施設への被害、及び、一般・公共資産への湛水被害が軽減する
災害時の復旧対策費軽減効果	農業水利施設の損壊により生じる復旧工事費が軽減する

パイプラインの大規模地震対策による被害のイメージは、下図のようになる。

〔耐震対策なかりせば〕

―大規模地震発生時―

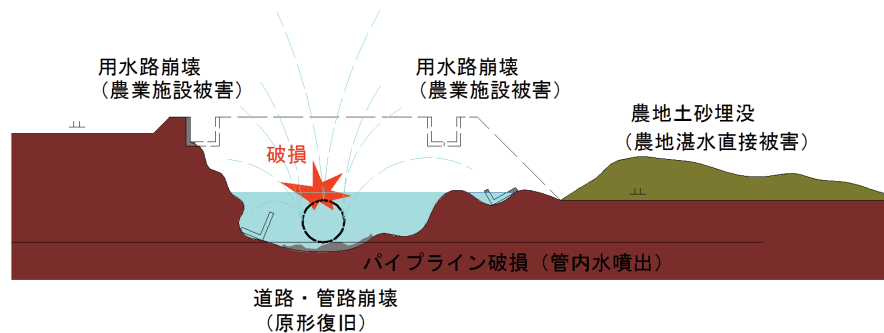


図 5.4 パイプラインの大規模地震による被害

〔耐震対策ありせば〕

―大規模地震発生時―

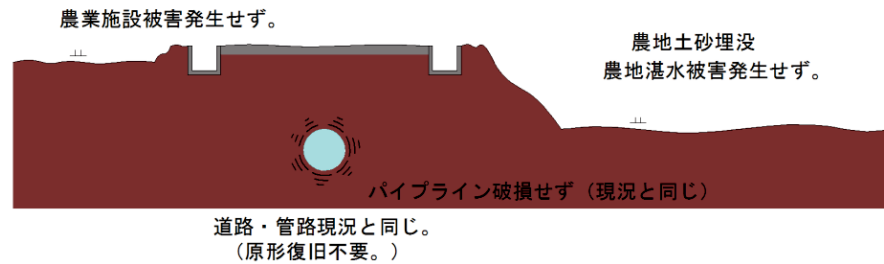


図 5.5 パイプラインの大規模地震対策による効果

(2) 費用対効果の算定例

① 算定条件

費用対効果の算出条件は、新たに新設するパイプラインとし、屈曲角度 45° に対して、「(B) 耐震対策なかりせば」は従来工法としてスラストブロックによるスラスト対策、「(A) 耐震対策ありせば」は、耐震対策として管路の鎖構造化（範囲は屈曲部上下流それぞれ管 5 本）を想定した。

「(B) 耐震対策なかりせば」、「(A) 耐震対策ありせば」のそれぞれの配管模式図を図 5.6 に示す。

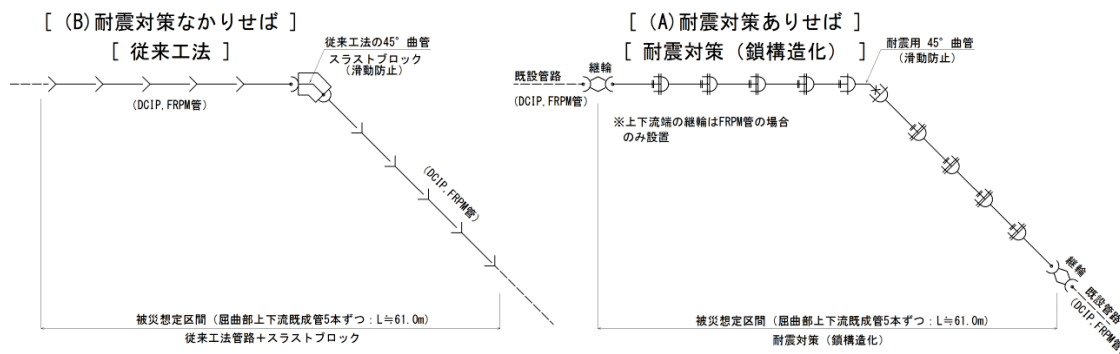


図 5.6 従来工法と部分的な鎖構造化による配管模式図

その他の諸元は下記を想定し、従来工法の管材の規格は、設計基準の構造計算手法により求めた。

- ・ 口径： $\phi 500$ 、 $\phi 1000$
- ・ 管種：ダクタイル鋳鉄管・強化プラスチック複合管（以下 FRPM 管と呼ぶ）
- ・ 設計水圧：0.5MPa、0.75MPa、1.0MPa
- ・ 今後 30 年の大規模地震（震度 6 弱以上）の発生確率：65%

② 総費用

総費用は、(A) 耐震対策ありせば工事費であり、本工法の工事費となる。

屈曲部上下流それぞれ管 5 本ずつの範囲を対策範囲として工事費を計上した。

耐震継手管 10 本＋曲管＋簡易土留施工土工費・仮設費＋舗装取壊し復旧費
(前後の配管が FRPM 管の場合は上記に加え継輪 2 個)

③ 総便益

便益は、以下に示す (B) ～ (F) により算出した。

(B)：耐震対策なかりせば工事費

従来工法の工事費であり、範囲は耐震対策と合わせて、屈曲部上下流それぞれ管 5 本ずつの工事費を計上した。

標準管 10 本＋曲管＋スラストブロック＋簡易土留施工土工費・仮設費

(C)：災害時の復旧対策費

災害時の復旧対策費は、図 5.7 に示す配管、図 5.8 に示す施工断面により、被災箇所の工事費を算出した。なお、既設管に接続するため、DCIP 管・FRPM 管ともに上下流端に継輪が必要になる。

標準管 10 本＋曲管＋継輪 2 個＋スラストブロック＋簡易土留施工土工費・仮設費＋舗装取壊し復旧費

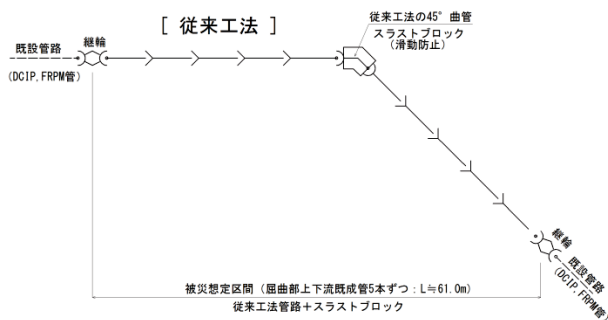


図 5.7 災害復旧時の配管模式図

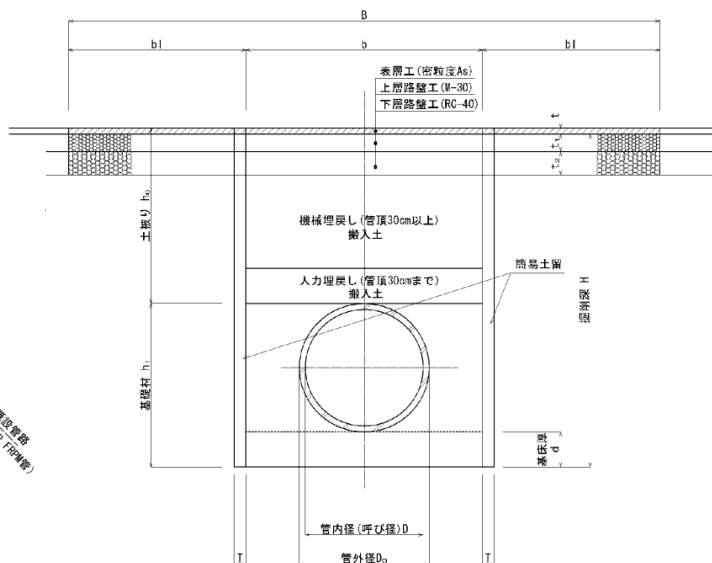


図 5.8 簡易土留施工 工事費算定断面図

(D) : 災害時の湛水被害費

災害時の湛水被害費は農地および農業施設被害額（復旧工事費）であり、以下のように算出した。

- ①被災面積： $A = \{5.0 \times (D + 2.0) \times L61.0m\} \div \text{土砂埋没深 } 0.5m$
- ②農地被害額＝ $A(\text{ha}) \times \text{農地被害単価}(\text{円/ha})$
- ③農作物被害額＝ $A(\text{ha}) \times \text{農作物被害単価}(\text{円/ha})$
- ※農作物被害面積は土砂埋没被害面積と同等の浸水被害面積を見込む。
- ④農業施設被害額＝ $L61.0m \times \text{用水路被害単価}(\text{円/m}) \times 2$ （両側）
- ⑤農地および農業施設被害額＝②＋③＋④

※なお、各被害単価は事例より以下のとおりとした。

農地被害単価：農用地土砂埋没被害単価＝7,441,000(円/ha)

農作物被害単価：水稻浸水被害単価＝258,000(円/ha) (0.5m未滿)

用水路被害単価：コンクリート水路 $0.6m \times 0.6m = 21,000(\text{円/m})$

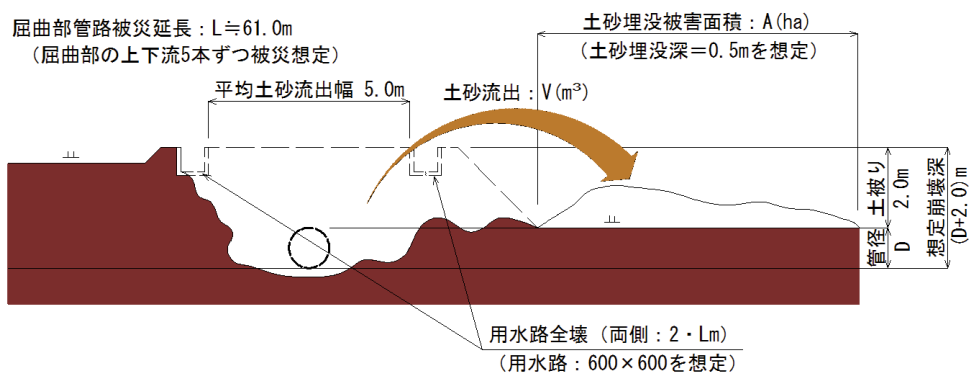


図 5.9 パイプラインの大規模地震による被害想定図

(E)：評価期間内の総効果額

年効果額は、大規模地震想定額（(C) 災害時の復旧対策費＋(D) 災害時の湛水被害費）に年次地震発生確率を乗じて算出する。(E) 評価期間内（40 年間）の総効果額は、年効果額（現在価値化割引後）の合計となる。

(E) 評価期間内の総効果額＝ Σ （評価期間 40 年間の年効果額（現在価値化割引後））

年効果額＝（大規模地震被害想定額） $\times$ 年次地震発生確率 $B_n \div$ 年次割引率 α_n

※ ・30年以内に一回も地震の起こらない確率を p としたときの n 年目の地震発生確率 B_n

n 年目の被害発生確率： $B_n = e^{-p \cdot (n-1)} \cdot (1 - e^{-p})$

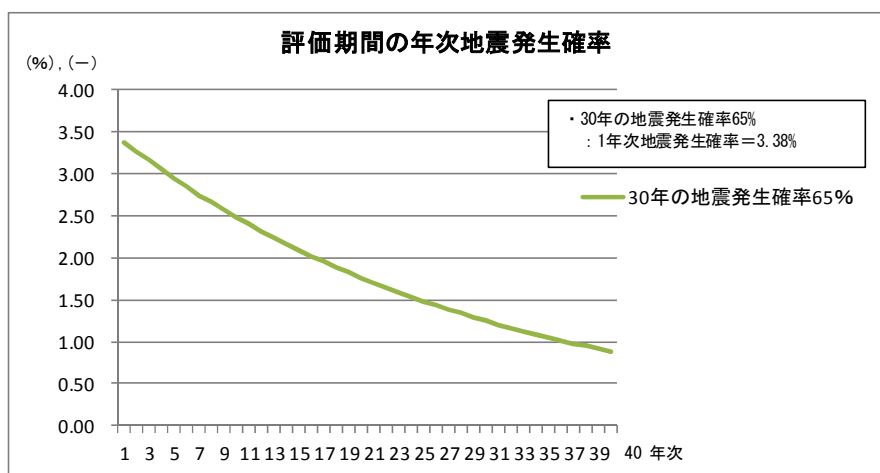
30年以内に震度6弱以上の地震が発生する確率が65%（0.65）の時

$$p = 1 - (1 - 0.65)^{(1/30)} \approx 0.034$$

・現在価値化するための n 年目の割引率： α

1年目の割引率4%： $\alpha_1 = 1 + 4/100 = 1.04$

n 年目の割引率： $\alpha_n = 1.04^n$



← 評価期間：40年 →

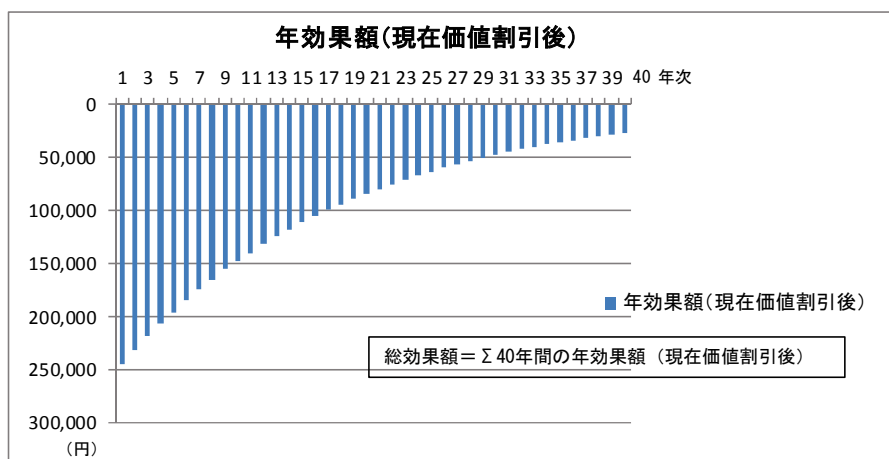


図 5.10 年次地震発生確率及び年効果額（現在価値割引後）の一例

④ 費用対効果の算定結果

パイプラインの大規模地震対策による費用対効果の算定結果は表 5.4 のとおりであり、計算例では全て 1.0 以上となった。

計算例では、効果として農地および農業施設被害額とパイプライン本体の被害額を計上しているが、これら以外に断水に伴う作物減産被害、道路交通障害に伴う損失、住宅近接地においては二次被害の発生リスクなど、便益として考慮すべき項目があり、これらの損失が発生するような条件ではより高い費用対効果となる。

表 5.4 大規模地震対策による経済効果の検討結果

対象施設	使用 圧力 MPa	(A)	(B)	(C)	(D)	=(A)	(E)	=(B)+(E)	総費用 総便益 比 >1.0 ---OK
		耐震対策がある場合の工事費(千円)	耐震対策がない場合の工事費(千円)	災害時の復旧対策費(千円)	災害時の湛水被害費(千円)	総費用(千円)	Σ40年間の割引後総効果額(千円)	総便益(千円)	
DCIP φ 500	0.50	13,600	11,300	11,500	3,696	13,600	6,596	17,896	1.31
	0.75	13,600	11,300	11,600	3,696	13,600	6,640	17,940	1.31
	1.00	13,600	11,300	11,600	3,696	13,600	6,640	17,940	1.31
DCIP φ 1000	0.50	26,700	19,500	20,400	3,927	26,700	10,560	30,060	1.12
	0.75	26,700	19,600	20,600	3,927	26,700	10,647	30,247	1.13
	1.00	26,700	19,800	20,800	3,927	26,700	10,734	30,534	1.14
FRPM φ 500	0.50	14,100	11,100	11,700	3,696	14,100	6,683	17,783	1.26
	0.75	14,100	11,300	11,900	3,696	14,100	6,770	18,070	1.28
	1.00	14,100	11,300	11,900	3,696	14,100	6,770	18,070	1.28
FRPM φ 1000	0.50	28,700	19,000	21,500	3,927	28,700	11,038	30,038	1.04
	0.75	28,800	19,600	22,100	3,927	28,800	11,298	30,898	1.07
	1.00	28,800	20,000	22,500	3,927	28,800	11,472	31,472	1.09

6. 参考文献

- ①埋設管の水平抵抗力と液状化程度の関係、平成 26 年度農業農村工学会大会講演会、2014 年 8 月、井谷昌功、藤田信夫、澤田 豊、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ②液状化地盤における断面形状の異なる埋設管の水平抵抗力、平成 26 年度農業農村工学会大会講演会、2014 年 8 月、藤田信夫、井谷昌功、澤田 豊、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ③水平載荷実験による継手構造管路屈曲部の挙動、平成 27 年度農業農村工学会大会講演会、2015 年 9 月、井谷昌功、横田木綿、藤田信夫、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ④液状化地盤における継手構造管路屈曲部の動的挙動、平成 27 年度農業農村工学会大会講演会、2015 年 9 月、藤田信夫、井谷昌功、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ⑤液状化地盤における管路挙動 ― 隈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、2015 年 11 月、春本朋洋、宮田 勉、有吉 充、井谷昌功、毛利栄征、河端俊典
- ⑥液状化地盤における埋設管の水平抵抗力に関する模型実験、農業農村工学会論文集第 295 号、2015 年 2 月、井谷昌功、藤田信夫、澤田 豊、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ⑦水平載荷時の継手構造管路屈曲部の挙動メカニズム、農業農村工学会論文集第 300 号、2015 年 12 月、井谷昌功、藤田信夫、横田 木綿、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ⑧液状化地盤中の管路屈曲部の動的挙動に関する検討、農業農村工学会論文集第 301 号、2016 年 2 月、井谷昌功、藤田信夫、有吉 充、毛利栄征、河端俊典
- ⑨液状化地盤における管路屈曲部の設計に関する検討、農業農村工学会論文集第 302 号、2016 年 6 月、井谷昌功、藤田信夫、毛利栄征、河端俊典

液状化地盤におけるパイプラインの耐震化向上技術

― 管路屈曲部の耐震工法 ―

設計・施工マニュアル（第 1 版）

平成 28 年 12 月

株式会社クボタ パイプシステム事業部

東京本社 〒104-8307 東京都中央区京橋2丁目1番3号 TEL 03-3245-3104
本社 〒556-8601 大阪市浪速区敷津東1丁目2番47号 TEL 06-6648-3041

内外エンジニアリング株式会社

本社 〒601-8213 京都市南区久世中久世町1丁目141番地 TEL 075-933-5111

国立大学法人

神戸大学 大学院農学研究科

〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1
<http://www.research.kobe-u.ac.jp/ans-soilenv/>

国立大学法人

茨城大学 農学部

〒330-0393 茨城県稲敷郡阿見町中央3-21-1
<http://geotech.agr.ibaraki.ac.jp/MohriLab/index.html>

国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構

農村工学研究部門 施設工学研究領域

〒305-8609 茨城県つくば市観音台2丁目1-6
<http://www.naro.affrc.go.jp/nire/>