

研究開発課題名：泥炭地等超軟弱地盤における農業用パイプラインの
安全性向上技術に関する研究開発

【参考資料】

《「ガラス繊維強化ポリエチレン管」を用いたパイプライン配管工法》

～ 中大口径ポリエチレン管の設計ガイドとEF 接合施工マニュアル ～



はじめに

農業水利施設における突発事故の約70%がパイプライン(管水路)で発生している。事故原因は管路老朽化だけでなく、軟弱地盤における腐食、不均一地盤、液状化などの地盤条件下で起こっており、特に北海道地区は超軟弱地盤と呼ばれる“泥炭性軟弱地盤”を抱え、毎年事故の修復に多額の事業費が費やされている。事故の発生個所としては継手部、屈曲点部、構造物近傍で多く発生し、事象としては「継手の抜け出し」や「大変形による破損」が多い。これに対し、昨今の大地震において電気融着により一体管路化されたポリエチレン管は破損、抜けなどが無くその耐震性（地盤追従性）が広く認められてきている。また、泥炭性地盤など酸性土壌でも腐食しない耐薬品性も持ち合わせていることから、上記、農業用パイプラインでも、その普及が見込まれる。

一方で、土地改良事業計画設計基準「パイプライン」ではポリエチレン管の適用範囲は小口径のφ300以下となっており、修復費用の大半を占める中大口径に関してはポリエチレン管での設計や施工の指針がないのが現状である。

そこで、本マニュアルでは、“耐震設計”を含めた“泥炭性軟弱地盤”での設計条件と施工方法を明確にし、記述した。この技術では、特に【ガラス繊維強化ポリエチレン管】を用いたことにより、中大口径において管路の安全性を向上させることができる。

なお、本マニュアルについては官民連携新技術開発事業において実施した実証試験の結果などを元に作成されている。

目 次

〔 設 計 編 〕

1. 総則

- 1-1 マニュアルの位置付け
- 1-2 適用範囲
- 1-3 引用文献

2. ガラス繊維強化ポリエチレン管の特長

- 2-1 ガラス繊維強化ポリエチレン管の概要
- 2-2 EF 接合の概要
- 2-3 高密度ポリエチレンの特長

3. 管路の構造設計

- 3-1 検討順序および内容
- 3-2 管体の横断方向の設計
- 3-3 管体の縦断方向の設計
- 3-4 耐震設計

〔 施 工 編 〕

1. 施工の重要性

2. 土工

- 2-1 掘削
- 2-2 裏込め材料
- 2-3 基礎および埋戻し工
- 2-4 フランジ接続部および軟弱地盤での基礎工
- 2-5 矢板施工

3. 荷降ろし・運搬および保管

- 3-1 荷降ろし・運搬
- 3-2 保管

4. 配管および EF 接合

- 4-1 作業フローチャート
- 4-2 EF 接合に必要な治工具
- 4-3 気象条件の確認
- 4-4 接合準備
- 4-5 継手の接合
- 4-6 EF 接合

5. 現場曲げ配管工法

- 5-1 作業フローチャート
- 5-2 現場曲げ配管（管軸の心出し）
- 5-3 管の固定
- 5-4 施工管理に関する資料

[参 考 資 料]

- 1. 引張試験(管周方向)
- 2. 引張試験(管軸方向)
- 3. 曲げ試験(管周方向)
- 4. 圧縮試験(管周方向)
- 5. 引張疲労試験(管周方向)
- 6. 引張疲労試験(管軸方向)
- 7. 耐薬品性試験
- 8. 偏平試験
- 9. 偏平負圧試験
- 10. 水圧試験
- 11. 熱間内圧クリープ試験
- 12. 3点曲げ試験（官民連携新技術開発事業 成果）
- 13. ピーリング試験
- 14. 環片圧縮疲労試験(円周方向)
- 15. 環片引張疲労試験(管軸方向)

【 設計編 】

1. 総則

1-1 マニュアルの位置付け

本マニュアルは、中大口径ポリエチレン管（特に【ガラス繊維強化ポリエチレン管】）の泥炭性軟弱地盤での不同沈下を含めた地盤変状に対し、安全な設計・施工方法を示したものである。

「解説」

従来からポリエチレン管は、その柔軟性により耐震や地盤追従に優れているという特長を活かし幅広く普及してきた。反面、口径がφ300を超えると管周方向においてもたわみが大きくなり、中大口径の普及を妨げてきた。本マニュアルにおいて管種として用いた、ガラス繊維（短繊維）を管周方向のみに配向させた【ガラス繊維強化ポリエチレン管】では、管軸方向の地盤追従性を損なわず、管周方向のたわみを抑えることが可能になるなど、軟弱地盤などの地盤変状において安全な設計・施工できるポリエチレン管の口径を拡大することを目的とした技術である。施工においては、一体管路化するために電気融着（EF 継手）を用いるが、専門的な知識や大型の設備は不要な簡易な方法である。またバーコードに入った情報を読み込むだけで寒冷地などでも施工が簡単に行える。

1-2 適用範囲

本マニュアルは、農業用パイプラインにおいて、【ガラス繊維強化ポリエチレン管】の性能と EF 継手を用いた軟弱地盤を含めた管路設計に適用する。

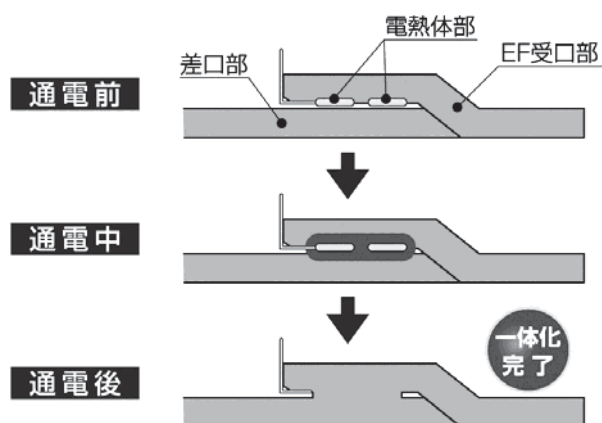
本マニュアルで対象とする管種は、実証実験等で安全性が確認された【ガラス繊維強化ポリエチレン管】（略式名称：PE-GF 管 または PE-GF）のみとする。

「解説」

本工法では、施工現場において電気融着を行うが、各種ある電気融着のうち下記構造を有する EF 継手のみとする。その他の電気融着方法に関しては別途、設計指針等が必要であり今マニュアルには含まない。



EF 部継手構造例



EF 継手メカニズム

1-3 引用文献

- 1) 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」
基準 基準の運用 基準及び運用の解説
付録 技術書
平成 21 年 3 月
農林水産省農村振興局整備部設計課監修
社団法人 農業農村工学会 発行
以下、「設計 P L」と称す。

- 2) 構造力学公式集
(公社)土木学会 発行

2. ガラス繊維強化ポリエチレン管の特長

2-1 ガラス繊維強化ポリエチレン管の概要

内水圧が作用する農業用パイプライン用途で使用される、ガラス繊維強化ポリエチレン管の概要を表 2-1-1 に示す。

表 2-1-1 ガラス繊維強化ポリエチレン管の概要

管形状 ・ 外 観	
原材料	高密度ポリエチレン樹脂(PE100 グレード)に ガラス繊維を混入したもの
製造方法	巻付け製管(クロスワイディング製法)
管 径	φ 300～φ 2000 (mm)
管 種	1, 1.5, 2, 3, 4 種 (5 種類)
比 重	1.1 (g/cm ³)
ヤング係数	管周方向：2,500 (MPa) 管軸方向：1,300 (MPa)
引張強度	管周方向：40 (N/mm ²) 管軸方向：24 (N/mm ²)

2-2 EF 接合の概要

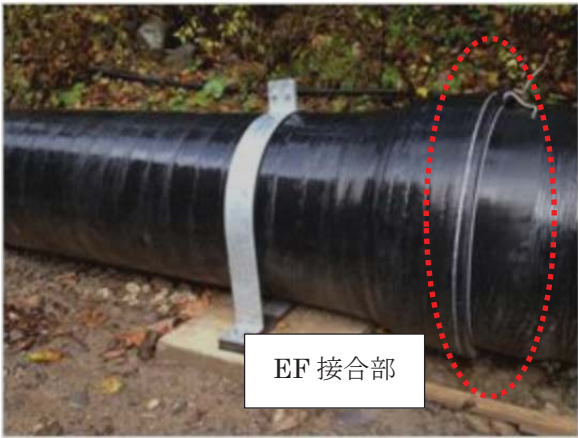
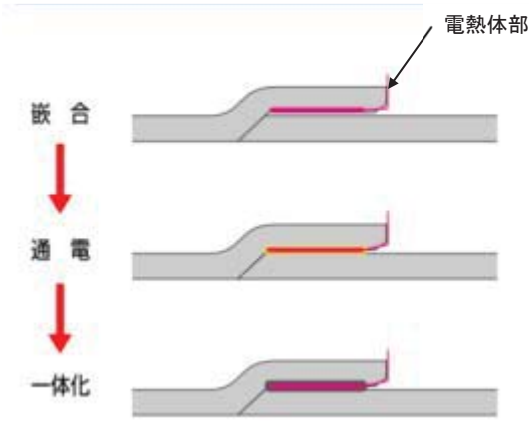
ポリエチレン管は配管施工において、継手を現地で融着接合することにより、一体化管路を構築できることが可能である。

融着接合の継手形式としては、掘削溝内でコンパクトな機材により融着作業を行う、EF 接合(電気融着接合)が挙げられ、その特徴を以下に示す。また、EF 接合の概要を表 2-2-1 に示す。

- ① EF 接合により、現地にて一体化管路が構築できるため、継手部の抜け出し、漏水の心配がない。
- ② 作業が小規模の機材で可能であり、容易かつ迅速な作業となり、工費が軽減できる。

- ③ 作業スペースの縮小が可能であり、狭窄地、急傾斜地および掘削溝内での施工が可能。
- ④ EF 接合の管据付け、芯出しおよび融着作業は、特に熟練度を必要としない。
- ⑤ 作業者、環境条件による融着品質のばらつきが少なく、信頼性が高い。
- ⑥ 機材を複数準備することにより複数継手の同時融着が可能となり、工期短縮が可能。

表 2-2-1 EF 接合の概要

EF 接合(電気融着接合)	
【特徴】	継手(受口)内面に埋込まれた電熱線を加熱することにより、差口外面と受口内面の接触面を溶融することにより接合する。
【写真】	
【施工イメージ】	

2-3 ガラス繊維強化ポリエチレン管の特長

ガラス繊維強化ポリエチレン管は、熱可塑性樹脂の一種である高密度ポリエチレン樹脂(PE100 グレード)を主原料とした従来のポリエチレン管と比較して、より軽量で高強度を実現した管材である。

管の材料は、エチレン共重合体を主体とした PE100 グレードのポリエチレン(高密度ポリエチレン)にガラス繊維を配合したものであり、その構造および管壁構造を図 2-3-1 に示す。

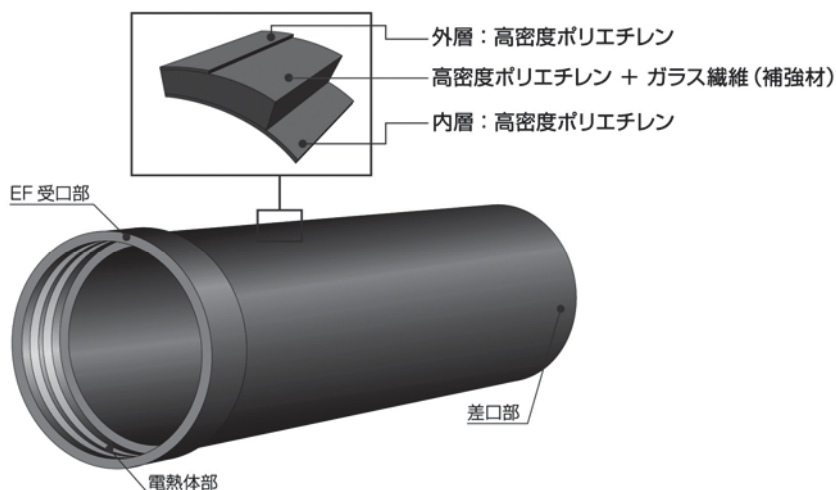


図 2-3-1 ガラス繊維強化ポリエチレン管の構造および管壁構造

2-3-1 柔軟性

ガラス繊維強化ポリエチレン管は、写真 2-3-1 に示す通り、管軸方向には従来のポリエチレン管の柔軟性を保持しながら、管周方向にはガラス繊維により補強された構造となっているため、軟弱地盤など地盤変状が大きな地盤内に施工されたパイプが不均一な沈下などで曲げられても断面形状が保持される。また、耐震性にも優れる。



写真 2-3-1 現地曲げ配管状況(管の柔軟性)

2-3-2 長期寿命(耐食性・耐薬品性)

ガラス繊維強化ポリエチレン管は、耐食性・耐薬品性に優れているため、管内・管外の水質(薬品)による影響を受けにくい。(表 2-3-1 参照)

また、泥炭地盤等の酸性土壌下であっても錆、腐食が生じないことから、メンテナンスフリーでの長期供用に適している。(写真 2-3-2 参照)

表 2-3-1 耐薬品性の比較(PLASTIC DATABOOK より)

判 定	硫 酸	塩 酸	硝 酸	酢 酸	塩 化 ナ トリ ウ ム	硝 酸 ア ン モ ニ ウ ム	硫 化 水 素
E 優秀							
G 良好							
F 可	50	10	10	10			
P 不可	%	%	%	%			
炭素鋼	P	P	P	P	F	F	F
ポリエチレン	E	E	E	E	E	E	E

海水浸漬試験

浸水期間：1 ヶ月

場所：海岸から約 100m 沖合 推進 1～2m

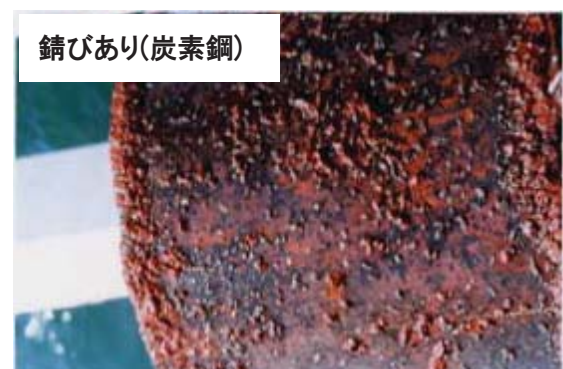


写真 2-3-2 耐食性の比較

2-3-3 流水特性

ガラス繊維強化ポリエチレン管は摩耗抵抗が少なく、平滑性に優れているため、必要水量を最小口径で提供することが可能となり、工事の小規模化に寄与する。

流水特性の指標となる流速係数(C)を、表 2-3-2 に示す。

表 2-3-2 各管材の流速係数(C)の値

管の種類(内面の状態)	流速係数 C		
	最大値	最小値	標準値
鋼管(塗装なし)	150	90	100
水道用液状エポキシ塗装管(鋼)			
φ 800 以上	—	—	130
φ 700～600	—	—	120
φ 500～350	—	—	110
φ 300 以下	—	—	100
モルタルライニング管(鋳鉄)	150	120	130
遠心力鉄筋コンクリート管	140	120	130
ポリエチレン管	170	130	150

※ 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説「パイプライン」 P177
表-7.2.2 より抜粋

3. 管路の構造設計

3-1 検討順序および内容

管路の構造設計は、地形条件、土質条件、水理条件、施工条件等を考慮し、埋設深を想定した後、管上に作用する荷重を設定し、管体の横断方向および縦断方向の構造計算を行う。

なお、縦断方向の構造計算は、埋設管の特性として管体にかかる荷重が均衡する場合が多く、その検討を省略することがある。

また、縦断方向の管の移動については、耐震設計が必要な場合に行う。

図 3-1-1 に、構造設計のフローチャートを示す。

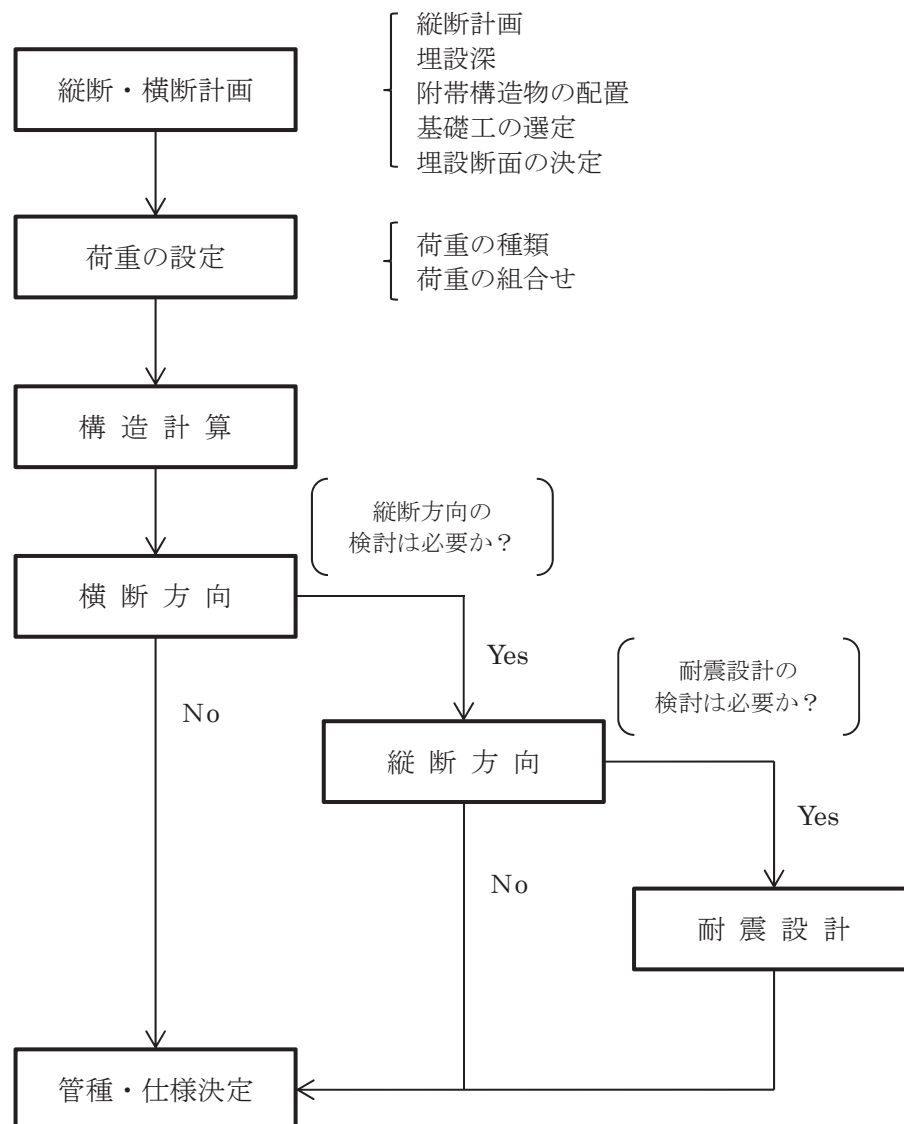


図 3-1-1 構造設計フローチャート

3-2 管体の横断方向の設計

3-2-1 概要

ガラス繊維強化ポリエチレン管の横断方向の設計では、管体に同時に働く内外圧の複合作用について検討し、これに対して十分安全であるように設計する。

3-2-2 構造計算の検討内容

(1) 構造計算の検討内容

ガラス繊維強化ポリエチレン管は管厚中心半径の数十%までたわんでも実質的に損傷を起こさない特性を有しているが、水平たわみ ΔX が異常に大きくなると、必要な通水断面を確保できなくなったりすることになる。

これを防止するため、ガラス繊維強化ポリエチレン管ではたわみ量を制限することとして許容たわみ率を定め、管厚中心半径 R に対する $\delta(=\Delta X/2R \times 100(\%))$ で表すこととした。

許容たわみ率は 5% を標準とし、これに施工のバラツキを考慮して設計たわみ率を定める。ここで、設計たわみ量は $\Delta X = \delta \times 2R / 100$ である。

したがって、ガラス繊維強化ポリエチレン管の管種選定に当たっては、管材の許容応力度から定まる管厚と設計たわみ率から定まる管厚を求め、その両方を満足する管種を採用する必要がある。

(2) ガラス繊維強化ポリエチレン管の材料特性

ガラス繊維強化ポリエチレン管の材料特性(設計値)は、表 3-2-1 に示す通りとする。

表 3-2-1 材料特性 (設計値)

項 目		単 位	設計値	試験方法
比 重		kg/m ³	1100	JIS K 7112
弾性率 (ヤング係数)	管周方向	N/mm ²	2500	JIS K 7161
	管軸方向	N/mm ²	1300	JIS K 7161
引張強さ	管周方向	N/mm ²	40	JIS K 7161
	管軸方向	N/mm ²	24	JIS K 7161
曲げ強さ	管周方向	N/mm ²	54	JIS K 7171
ポアソン比		—	0.35	JIS K 7161
線膨張係数		1/°C	5×10 ⁻⁵	JIS K 7197

3-2-3 構造計算に用いる許容値

(1) 内外圧に対する許容応力度

内外圧に対する許容応力度は $\sigma_a=13.3(\text{N/mm}^2)$ とする。ガラス繊維強化ポリエチレン管の管周方向の材料引張強度 $40(\text{N/mm}^2)$ を安全率3で除した値を用いるものとする。

(2) 設計たわみ率

設計たわみ率は、許容たわみ率5%に対し、施工のバラツキを考慮して表3-2-2に示す通りとする。

表 3-2-2 設計および許容たわみ率

締固めの程度	締固めⅠ	締固めⅡ
許容たわみ率 (%)	5	5
たわみ率のバラツキ (%)	±2(±1)	±1
設計たわみ率 (%)	3 (4)	4

注1) 締固めの程度は、次のとおりとする。

締固めⅠ：締固め度90%平均(一定の仕様を定めて管理する締固め)

締固めⅡ：締固め度95%平均(厳密な施工管理のもとで行う締固め)

管理制度：施工上のバラツキ具合は5%以内とする。

注2) ()内は基礎材料に礫質土を使用した場合の値を示す。

3-2-4 構造計算に用いる管の諸元

横断方向の構造設計に用いる管の諸元は、次頁の表3-2-3、表3-2-4に示すとおりとする。

表3-2-3 管の諸元(1種管・1.5種管・2種管)

呼び径	内径 d (mm)	1種管				1.5種管				2種管			
		管厚 t (mm)	平均半径 r _m (mm)	断面2次 モーメント I (mm ⁴ /mm)	曲げ剛性 E・I (N・mm ² /mm)	管厚 t (mm)	平均半径 r _m (mm)	断面2次 モーメント I (mm ⁴ /mm)	曲げ剛性 E・I (N・mm ² /mm)	管厚 t (mm)	平均半径 r _m (mm)	断面2次 モーメント I (mm ⁴ /mm)	曲げ剛性 E・I (N・mm ² /mm)
300	305	15	160.0	281.3	703125	---	---	---	---	---	---	---	---
350	355	17	186.0	409.4	1023542	15	185.0	281.3	703125	---	---	---	---
400	405	19	212.0	571.6	1428958	17	211.0	409.4	1023542	15	210.0	281.3	703125
450	455	21	238.0	771.8	1929375	19	237.0	571.6	1428958	17	236.0	409.4	1023542
500	505	23	264.0	1013.9	2534792	21	263.0	771.8	1929375	19	262.0	571.6	1428958
600	610	28	319.0	1829.3	4573333	25	317.5	1302.1	3255208	22	316.0	887.3	2218333
700	710	33	371.5	2994.8	7486875	29	369.5	2032.4	5081042	26	368.0	1464.7	3661667
800	810	37	423.5	4221.1	10552708	34	422.0	3275.3	8188333	29	419.5	2032.4	5081042
900	910	42	476.0	6174.0	15435000	37	473.5	4221.1	10552708	33	471.5	2994.8	7486875
1000	1015	47	531.0	8651.9	21629792	41	528.0	5743.4	14358542	37	526.0	4221.1	10552708
1100	1115	51	583.0	11054.3	27635625	45	580.0	7593.8	18984375	40	577.5	5333.3	13333333
1200	1215					49	632.0	9804.1	24510208	44	629.5	7098.7	17746667
1350	1370					55	710.0	13864.6	34661458	49	707.0	9804.1	24510208
1500	1520									55	787.5	13864.6	34661458

※ 管材料の管周方向ヤング係数 E= 2500 (N/mm²)

表3-2-4 管の諸元(3種管・4種管)

呼び径	内径 d (mm)	3種管				4種管			
		管厚 t (mm)	平均半径 r _m (mm)	断面2次 モーメント I (mm ⁴ /mm)	曲げ剛性 E・I (N・mm ² /mm)	管厚 t (mm)	平均半径 r _m (mm)	断面2次 モーメント I (mm ⁴ /mm)	曲げ剛性 E・I (N・mm ² /mm)
300	305	---	---	---	---	---	---	---	---
350	355	---	---	---	---	---	---	---	---
400	405	---	---	---	---	---	---	---	---
450	455	---	---	---	---	---	---	---	---
500	505	15	260.0	281.3	703125	---	---	---	---
600	610	18	314.0	486.0	1215000	15	312.5	281.3	703125
700	710	21	365.5	771.8	1929375	16	363.0	341.3	853333
800	810	24	417.0	1152.0	2880000	18	414.0	486.0	1215000
900	910	26	468.0	1464.7	3661667	20	465.0	666.7	1666667
1000	1015	29	522.0	2032.4	5081042	22	518.5	887.3	2218333
1100	1115	32	573.5	2730.7	6826667	24	569.5	1152.0	2880000
1200	1215	35	625.0	3572.9	8932292	26	620.5	1464.7	3661667
1350	1370	39	702.0	4943.3	12358125	30	697.5	2250.0	5625000
1500	1520	44	782.0	7098.7	17746667	33	776.5	2994.8	7486875

※ 管材料の管周方向ヤング係数 E= 2500 (N/mm²)

3-2-5 構造設計

3-2-5-1 管体のたわみ率

(1) 埋戻し土による鉛直荷重

- ① 土被りが $H \leq 2.0\text{m}$ の場合は、垂直土圧公式 式 (3.2.1) を用いて鉛直土圧を算出する。

$$W_v = \gamma \cdot H \quad \dots \dots \dots (3.2.1)$$

ここに、

W_v : 埋戻し土又は盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m^2)

γ : 埋戻し土又は盛土の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 埋戻し面又は盛土面から管頂までの深さ (m)

- ② 土被りが $H > 2.0\text{m}$ の場合はマーストン公式(突出形) 式 (3.2.2) を用いて鉛直土圧を算出する。ただし、算出した鉛直土圧が $H = 2.0\text{m}$ の垂直土圧公式による鉛直土圧より小さい場合は、 $H = 2.0\text{m}$ の垂直土圧公式による鉛直土圧を採用する。

$$W_v = C_c \cdot \gamma \cdot D_c \quad \dots \dots \dots (3.2.2)$$

ここに、

W_v : 埋戻し土又は盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m^2)

C_c : 突出形の土圧係数

$H \leq H_e$ のとき (完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \dots \dots \dots (3.2.3)$$

$H > H_e$ のとき (不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} \quad \dots \dots \dots (3.2.4)$$

$$\begin{aligned} H_e &= \frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} \\ &\quad - \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{D_c} \right)^2 - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_c}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} \\ &= -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \quad \dots \dots \dots (3.2.5) \end{aligned}$$

ここに、

γ : 埋戻し土又は盛土の単位体積重量 (kN/m³)

D_c : 管外径 (m)

H : 埋戻し面又は盛土面から管頂までの深さ (m)

H_e : 等沈下面から管長までの深さ (m)

K : ランキンの主働土圧係数

$$K = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad \dots \dots \dots (3.2.6)$$

μ : 埋戻し土の内部摩擦係数

$$\mu = \tan\phi \quad \dots \dots \dots (3.2.7)$$

ϕ : 埋戻し土の内部摩擦角 (°)

P : 突出形における突出比、 $P = x/D_c$ (通常、 $P = 1.0$)

γ_{sd} : 沈下比 (表 3-2-5 参照)

表 3-2-5 沈下比の標準値 γ_{sd}

管種	地盤の状態	沈下比
とう性管	締固めⅠの管体側面埋戻し土	-0.1
	締固めⅡの管体側面埋戻し土	0

(2) 自動車荷重による鉛直荷重

自動車荷重は、輪荷重が接地幅 0.2m で自動車の進行方向にのみ 45° に分布するものとし、それと直角方向には自動車が制限なく載荷されることを考慮して、車両占有幅の範囲に分布するものとする。

自動車荷重による鉛直荷重は、式 (3.2.8) によって算出する。

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{W} = \frac{P \cdot \beta}{0.2 + 2h} \quad \dots \dots \dots (3.2.8)$$

ここに、

W_w : 輪荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

P : 進行直角方向単位長さ当たりの後輪荷重 (kN/m)

$$P = \frac{2 \times \text{後輪荷重}}{\text{車両占有幅}} \times (1 + i) \quad \dots \dots \dots (3.2.9)$$

後輪荷重 : (kN)

β : 断面力の低減係数 (表 3-2-6 参照)

W : 後輪荷重の分布幅 (m)

h : 土かぶり (m)

i : 衝撃係数 (表 3-2-7 参照)

表 3-2-6 断面力の低減係数

荷重条件	低減係数 B
T-25	0.9
T-20 以下	1.0

表 3-2-7 衝撃係数(自動車荷重) i の標準値

土かぶり深さ(m) 道路状態	1.5 未満	1.5～2.5 未満	2.5 以上
未舗装道路	0.4	0.3	0.2
コンクリート及び アスファルト舗装道路	0.3	0.2	0.1

(3) 鉛直荷重、管内水重および管体の自重によるたわみ量

鉛直荷重、管内水重及び管体の自重によるたわみ量は、式 (3.2.10) によって算出する。

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2(K \cdot W_v \cdot R^4 + K_0 \cdot w_0 \cdot R^5 + K_P \cdot W_P \cdot R^4)}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots \dots \dots (3.2.10)$$

ここに、

ΔX_1 : 鉛直荷重、管内水重及び管体の自重によるたわみ量 (m)

R : 管中心半径 (m)

W_v : 土圧、上載荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

W_P : 管体の単位面積当たり重量(長さ 1m の環片から管周方向に 1m の間隔で切取ったものの重量) (kN/m²)

$$W_P = \gamma_P \cdot t \quad \dots \dots \dots (3.2.11)$$

γ_P : 管体の単位体積重量 (kN/m³)

t : 管厚 (m)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)

K_0 : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)

K_P : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)

F_1 : 変形遅れ係数 (表 3-2-9 参照)

E : 管材の管周方向ヤング係数 (kN/m²)

I : 管軸方向を軸とし、管延長 1m 当たりの管壁の断面二次モーメント
(m^4/m)

$$I = t^3/12 \quad \dots \dots \dots (3.2.12)$$

e' : 基礎材の反力係数 ((7) 基礎材の反力係数 参照) (kN/m^2)

表 3-2-8 K、 K_0 、 K_P の標準値

基礎の設計支持角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
K	0.110	0.108	0.103	0.096	0.089	0.083
K_0	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065
K_P	0.215	0.208	0.191	0.169	0.149	0.131

表 3-2-9 変形遅れ係数 F_1 の標準値

基礎材料 現地盤の土質	砂質土	礫質土	泥炭土
礫質土	1.0	1.0	—
砂質土	1.1	1.0	—
粘性土	1.3	1.2	—
その他	1.5 以上	1.5	—
泥炭土	—	—	1.0

※泥炭性軟弱地盤におけるパイプライン基礎については、流用土基礎（泥炭土流用）も可能である。この場合、構造計算に使用する諸係数は以下の通りとする。

設計指示角 (2θ) = 60°

変形遅れ係数 $F=1.0$

基礎反力係数については、別途記載 (3-2-5-1 (7) 基礎材の反力係数)

出典：官民連携新技術開発事業の成果より

(4) 活荷重によるたわみ量

活荷重又は軌道荷重又は施工時荷重によるたわみ量は、式 (3.2.13) によって算出する。

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_W \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots \dots \dots (3.2.13)$$

ここに、

ΔX_2 : 活荷重又は軌道荷重又は施工時荷重によるたわみ量 (m)

R : 管中心半径 (m)

W_W : 活荷重又は軌道荷重又は施工時荷重による鉛直荷重 (kN/m²)
 K : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)
 F_2 : 変形遅れ係数 (ここでは、 $F_2 = 1.0$ とする。)
 E : 管材の管周方向ヤング係数 (kN/m²)
 I : 管軸方向を軸とし、管延長 1m 当たりの管壁の断面二次モーメント
 $I = t^3/12 \quad \dots \dots \dots (3.2.12)$
 e' : 基礎材の反力係数 ((7) 基礎材の反力係数 参照) (kN/m²)

(5) 管体の水平たわみ量

管体の水平たわみ量は、式 (3.2.14) によって算出する。

$$\Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2 \quad \dots \dots \dots (3.2.14)$$

ここに、

ΔX : 管体の水平たわみ量 (m)
 ΔX_1 : 鉛直荷重、管内水重及び管体の自重によるたわみ量 (m)
 ΔX_2 : 活荷重によるたわみ量 (m)

(6) 管体たわみ率

管体のたわみ率は、式 (3.2.15) によって算出する。

$$\frac{\Delta X}{2 \cdot R} \times 100 = \frac{F_1(K \cdot W_v + K_0 \cdot w_0 \cdot R + K_p \cdot W_p) + F_2 \cdot K \cdot W_W}{\frac{E \cdot I}{R^3} + 0.061e'} \times 100 \quad \dots \dots (3.2.15)$$

ここに、

ΔX : 管体の水平たわみ量 (m)
 R : 管中心半径 (m)

(7) 基礎材の反力係数【参考】

基礎材の反力係数(e')は、現地盤の土質および施工方法などによって異なるので、以下の式 (3.2.16) により算定する。

$$e' = e'_0 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_b \cdot \alpha_w \quad \dots \dots \dots (3.2.16)$$

ここに

e' : 基礎材の反力係数 (kN/m²)
 e'_0 : 現地盤、施工方法、基礎材による基準反力係数 (表 3-2-10 参照) (kN/m²)
 α_a : 溝幅による補正係数(現地盤が岩盤の場合は補正しない)

$$\alpha_a = \{1 + 0.1 \times (B_c - B_s)\} \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.2.17)$$

P_r : 基礎材の締固め度 $\leq 95\%$

表 3-2-12 締固め度合いによる補正係数 αb

区 分	締固め度	
	I	II
砂 質 土	1.0	1.2
礫 質 土	1.0	1.1

注) 締固め度は「パイプライン」P302 表-9.4.6 を参照のこと。

3-2-5-2 内外圧による発生応力

(1) 埋戻し土による水平土圧

埋戻し土による水平土圧は、式 (3.2.19) によって算出する。

$$P_v = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \quad \dots \dots \dots (3.2.19)$$

ここに、

P_v : 管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m²)

e' : 基礎材の反力係数 ((7) 基礎材の反力係数 参照) (kN/m²)

F_1 : 変形遅れ係数 (表 3-2-9 参照)

R : 管中心半径 (m)

ΔX_1 : 水平たわみ量 (m)

(2) 管体の自重による水平荷重

管体の自重による水平荷重は、式 (3.2.20) によって算出する。

$$P_p = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \quad \dots \dots \dots (3.2.20)$$

ここに、

P_p : 管体の自重による水平荷重 (kN/m²)

F_1 : 変形遅れ係数 (表 3-2-9 参照)

e' : 基礎材の反力係数 ((7) 基礎材の反力係数 参照) (kN/m²)

R : 管中心半径 (m)

ΔX : 管体の自重による水平たわみ量 (m)

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2 \cdot K_p \cdot W_p \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots \dots \dots (3.2.21)$$

K_p : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)

W_p : 管体の単位面積当たり重量 (長さ 1m の環片から管周方向に 1m の間隔で切取ったものの重量) (kN/m²)

$$W_p = \gamma_p \cdot t \quad \dots \dots \dots (3.2.11)$$

E : 管材の管周方向ヤング係数 (kN/m²)

I : 管軸方向を軸とし、管延長 1m 当たりの管壁の断面二次モーメント

$$I = t^3/12 \quad \dots \dots \dots (3.2.12)$$

γ_p : 管体の単位体積重量 (kN/m³)

t : 管厚 (m)

(3) 管内水重による水平荷重

管内水重による水平荷重は、式 (3.2.22) によって算出する。

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \quad \dots \dots \dots (3.2.22)$$

ここに、

P_0 : 管内水重による水平荷重 (kN/m²)

ΔX : 管体内重による水平たわみ量 (m)

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2 \cdot K_0 \cdot w_0 \cdot R^5}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots \dots \dots (3.2.23)$$

K_0 : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

F_1 : 変形遅れ係数 (表 3-2-9 参照)

e' : 基礎材の反力係数 ((7) 基礎材の反力係数 参照) (kN/m²)

R : 管中心半径 (m)

E : 管材の管周方向ヤング係数 (kN/m²)

I : 管軸方向を軸とし、管延長 1m 当たりの管壁の断面二次モーメント

$$I = t^3/12 \quad \dots \dots \dots (3.2.12)$$

(4) 活荷重による水平荷重

活荷重による水平荷重は、式 (3.2.24) によって算出する。

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots \dots \dots (3.2.24)$$

ここに、

P_w : 活荷重による水平荷重 (kN/m²)

F_2 : 変形遅れ係数 (ここでは、 $F_2 = 1.0$ とする。)

ΔX_2 : 管体内重による水平たわみ量 (m)

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_W \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots \dots \dots (3.2.25)$$

K : 基礎の支持角によって決まる係数 (表 3-2-8 参照)

W_W : 活荷重又による鉛直荷重 (kN/m²)

e' : 基礎材の反力係数 ((7) 基礎材の反力係数 参照) (kN/m²)

R : 管中心半径 (m)

E : 管材の管周方向ヤング係数 (kN/m²)

I : 管軸方向を軸とし、管延長 1m 当たりの管壁の断面二次モーメント

$$I = t^3/12 \quad \dots \dots \dots (3.2.12)$$

(5) 管体側面中央に作用する水平荷重

管体側面中央に作用する水平荷重は、式 (3.2.26) によって算出する。

$$P = P_v + P_p + P_o + P_w \quad \dots \dots \dots (3.2.26)$$

ここに、

P : 管体側面中央に作用する水平荷重 (kN/m²)

P = 水平土圧+管体の自重及び管内水重+水平活荷重

P_v : 管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m²)

P_p : 管体の自重による水平荷重 (kN/m²)

P_o : 管内水重による水平荷重 (kN/m²)

P_w : 活荷重による水平荷重 (kN/m²)

(6) 外圧によって延長 1m 当たりの管体に作用する最大曲げモーメント

外圧によって延長 1m 当たりの管体に発生する最大モーメントは、式 (3.2.27) によって算出する。

$$M = k1 \cdot W \cdot R^2 + k2 \cdot w_0 \cdot R^3 + k3 \cdot W_d \cdot R + k4 \cdot P \cdot R^2 \quad \dots \dots \dots (3.2.27)$$

ここに、

M : 外圧によって延長 1m 当たりの管体に発生する最大モーメント
(kN・m/m)

k1 ~ k4 : 曲げモーメント係数 (表 3-2-13 参照)

W : 管体の単位面積に働く鉛直荷重 (kN/m²)

W = 鉛直土圧 + 活荷重

W_v : 埋戻し土又は盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m²)

W_W : 活荷重又による鉛直荷重 (kN/m²)

w_0 : 水の単位体積重量 $w_0=9.8$ (kN/m³)

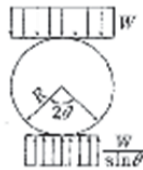
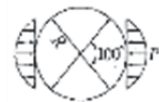
W_d : 管長 1m あたりの管体重量 (kN/m²)

P : 管体側面中央に作用する水平荷重 (kN/m²)

P = 水平土圧+管体の自重及び管内水重+水平活荷重

R : 管中心半径 (m)

表 3-2-13 とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント(単位:kN・m/m)

対象荷重	設計 支持角 (2θ°)	自由支承	
		最大曲げ モーメント	荷重作用状態
鉛直分布荷重 (k1)	60	$0.377 WR^2$	
	90	$0.314 WR^2$	
	120	$0.275 WR^2$	
	180	$0.250 WR^2$	
管内水重 (k2)	60	$0.420 w_0 R^3$	
	90	$0.321 w_0 R^3$	
	120	$0.260 w_0 R^3$	
	180	$0.220 w_0 R^3$	
管体自重 (k3)	60	$0.134 W_d R$	
	90	$0.102 W_d R$	
	120	$0.083 W_d R$	
	180	$0.070 W_d R$	
側面水平荷重 (k4)	60	$-0.166 PR^2$	
	90	$-0.166 PR^2$	
	120	$-0.166 PR^2$	
	180	$-0.166 PR^2$	

(7) 内外圧から求める管厚

内外圧が同時に作用するとき、管体に生じる曲げモーメントにより発生する縁応力度が、管材の許容応力度以内にあることを条件として導いた式 (3.2.28) によって求められる。

$$t \geq \frac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5D \cdot H)^2 + 24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \cdot \sigma_a} \quad \dots \dots \dots (3.2.28)$$

ここで、式 (3.2.28) を σ について解くと、式 (3.2.29) が得られる。

$$\sigma \leq \frac{H \cdot D}{2t} + \frac{6 \cdot \alpha \cdot M}{t^2} \quad \dots \dots \dots (3.2.29)$$

ここに、

σ : 引張応力度 (N/mm²)

H : 設計水圧 (MPa)、 $H = H_1 + H_2$ (MPa)

H_1 : 静水圧 (MPa) H_2 : 水撃圧 (MPa)

t : 管厚 (mm)

D : 管の内径 (mm)

M : 外圧によって延長 1m 当たりの管体に発生する最大モーメント
(kN・m/m)

α : 引張強さ / 曲げ強さ

$\alpha = 0.75$

3-3 縦断方向および曲げ配管の構造設計

3-3-1 概要

一般に埋設管では、埋戻し土や盛土による荷重とその反力が管体の縦断方向のどの部分をとってもほぼ均衡し、この方向には曲げモーメントは加わらないか、又は非常に小さいとみなし得るので、縦断方向の強度は通常の場合は検討しない。

しかし、管体に支台を設けたり、軟弱地盤により不同沈下したり、異種構造物との接続部等の無視し得ない曲げモーメントが作用することがあるので、このような場合には管体が荷重に対し安全に耐え得るか否かを確かめる必要がある。

また、ガラス繊維強化ポリエチレン管は、材料の延性(柔軟性)と融着接合による一体化管路の特性を活かし、管本体による曲げ配管工法の設計・施工が可能であることから、現場条件を踏まえ、曲げ配管工法について検討が必要となる。

3-3-2 構造計算の検討内容

(1) 構造計算の検討内容

構造計算で管体に作用する荷重としては、地表上の載荷重はもちろん、土圧・管体の自重、管内水重も考慮しなければならない。

ただし、内水圧は作用ベクトルが異なるため、考慮する必要はない。
計算手法としては、弾性地盤上の梁として荷重モデルを設定し、配管状況により適切に支点条件・荷重条件を設定する。

その後、管体に作用する曲げモーメントを算出し、管軸方向の断面係数で除した発生応力と管材の許容応力度の関係を比較し、管種が満足するか否かを検討する。

(2) ガラス繊維強化ポリエチレン管の材料特性

ガラス繊維強化ポリエチレン管の材料特性(設計値)は、表 3-3-1 に示す通りとする。

表 3-3-1 材料特性 (設計値)

項 目		単 位	設計値	試験方法
比 重		kg/m ³	1100	JIS K 7112
弾性率 (ヤング係数)	管周方向	N/mm ²	2500	JIS K 7161
	管軸方向	N/mm ²	1300	JIS K 7161
引張強さ	管周方向	N/mm ²	40	JIS K 7161
	管軸方向	N/mm ²	24	JIS K 7161
曲げ強さ	管周方向	N/mm ²	54	JIS K 7171
ポアソン比		—	0.35	JIS K 7161
線膨張係数		1/°C	5×10 ⁻⁵	JIS K 7197

3-3-3 構造計算に用いる許容値

外圧に対する許容応力度は $\sigma_a=12(\text{N/mm}^2)$ とする。ガラス繊維強化ポリエチレン管の管軸方向の材料引張強度 $24(\text{N/mm}^2)$ を安全率 2 で除した値を用いるものとする。

3-3-4 構造計算に用いる管の諸元

縦断方向の構造設計に用いる管の諸元は、次頁の表3-3-2、表3-3-3に示すとおりとする。

表3-3-2 管の諸元(1種管・1.5種管・2種管)

呼び径	内径 d (mm)	1種管				1.5種管				2種管			
		管厚 t (mm)	管外径 D (mm)	断面2次 モーメント I ($\times 10^8\text{mm}^4$)	断面係数 Z ($\times 10^6\text{mm}^3$)	管厚 t (mm)	管外径 D (mm)	断面2次 モーメント I ($\times 10^8\text{mm}^4$)	断面係数 Z ($\times 10^6\text{mm}^3$)	管厚 t (mm)	管外径 D (mm)	断面2次 モーメント I ($\times 10^8\text{mm}^4$)	断面係数 Z ($\times 10^6\text{mm}^3$)
300	305	15	335	1.9	11.5	---	---	---	---	---	---	---	---
350	355	17	389	3.4	17.7	15	385	2.9	155.3	---	---	---	---
400	405	19	443	5.7	25.7	17	439	5.0	228.9	15	435	4.3	20.0
450	455	21	497	8.9	35.8	19	493	7.9	322.9	17	489	7.0	28.7
500	505	23	551	13.3	48.3	21	547	1.2	439.5	19	543	10.7	39.5
600	610	28	666	28.6	85.9	25	660	25.1	762.9	22	654	21.8	66.7
700	710	33	776	53.2	137.3	29	768	46.0	119.9	26	762	40.7	107.0
800	810	37	884	88.4	200.1	34	878	80.4	183.1	29	868	67.3	155.2
900	910	42	994	142.6	286.9	37	984	123.6	251.2	33	976	108.8	223.0
1000	1015	47	1109	221.5	399.5	41	1097	189.9	346.2	37	1089	169.4	311.1
1100	1115	51	1217	318.1	522.8	45	1205	276.2	458.5	40	1195	242.3	405.6
1200	1215					49	1313	389.2	592.8	44	1303	345.2	529.9
1350	1370					55	1480	625.9	845.8	49	1468	550.5	749.9
1500	1520												

表3-3-3 管の諸元(3種管・4種管)

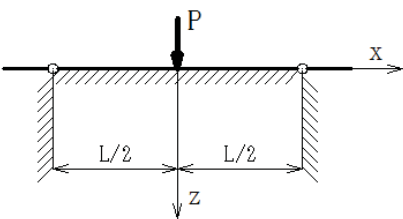
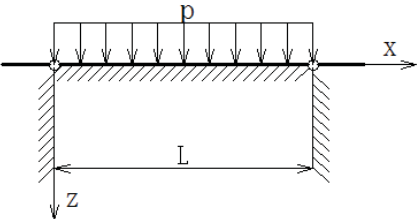
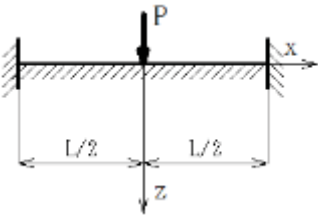
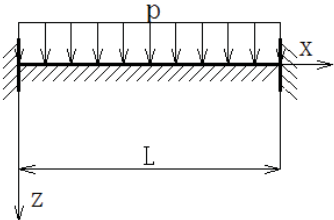
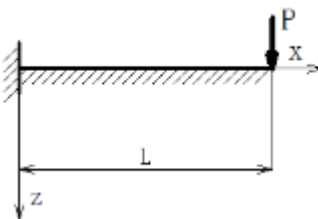
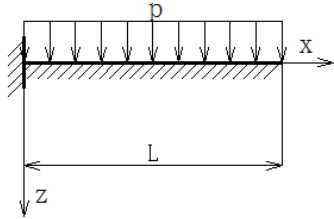
呼び径	内径 d (mm)	3種管				4種管			
		管厚 t (mm)	管外径 D (mm)	断面2次 モーメント I ($\times 10^8 \text{mm}^4$)	断面係数 Z ($\times 10^6 \text{mm}^3$)	管厚 t (mm)	管外径 D (mm)	断面2次 モーメント I ($\times 10^8 \text{mm}^4$)	断面係数 Z ($\times 10^6 \text{mm}^3$)
300	305	---	---	---	---	---	---	---	---
350	355	---	---	---	---	---	---	---	---
400	405	---	---	---	---	---	---	---	---
450	455	---	---	---	---	---	---	---	---
500	505	15	535	8.2	30.9	---	---	---	---
600	610	18	646	17.5	54.2	15	640	14.3	44.9
700	710	21	752	32.2	85.7	16	742	24.0	64.8
800	810	24	858	54.7	127.5	18	846	40.1	94.9
900	910	26	962	83.7	174.2	20	950	63.2	133.1
1000	1015	29	1073	129.7	241.7	22	1059	96.3	182.0
1100	1115	32	1179	189.8	321.9	24	1163	139.3	239.6
1200	1215	35	1285	268.7	418.1	26	1267	195.2	308.2
1350	1370	39	1448	428.7	592.2	30	1430	323.4	452.3
1500	1520	44	1608	661.6	822.8	33	1586	485.6	612.4

3-3-5 縦断方向の構造設計(弾性地盤上の梁)

3-3-5-1 計算モデル

縦断方向の構造設計を行う際には、埋設条件、支点条件ならびに荷重作用状態を考慮して、『構造力学公式集』の弾性地盤上の梁による。なお、計算モデルとしては表 3-3-4 に示す 6 種の計算モデルを標準とする。

表 3-3-4 弾性地盤上の梁の計算モデル

支点条件	荷重条件(計算モデル)	
	集中荷重	等分布荷重
両端ヒンジ		
両端固定		
片持梁		

3-3-5-2 管の縦断方向に作用する曲げモーメントおよび変位量

上記の 6 計算モデルでの管体に作用する曲げモーメントは以下により、求められる。

(1) 両端ヒンジー集中荷重モデル

両端ヒンジー集中荷重の場合の曲げモーメントおよび変位量は下式により求める。

$$0 \leq x \leq L/2:$$

$$M = \frac{P}{4\beta (\cosh \beta L + \cos \beta L)} \cdot \{ \cos \beta x \cdot \sinh \beta (L-x) - \sin \beta x \cdot \cosh \beta (L-x) \\ + \sin \beta (L-x) \cdot \cosh \beta x - \cos \beta (L-x) \cdot \sinh \beta x \} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.1)$$

$$\omega = \frac{P \cdot \beta}{4k(\cosh \beta L + \cos \beta L)} \cdot \{ \sin \beta x \cdot \cosh \beta (L-x) + \cos \beta x \cdot \sinh \beta (L-x) \\ - \sin \beta (L-x) \cdot \cosh \beta x - \cos \beta (L-x) \cdot \sinh \beta x \} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.2)$$

ここに、

M : 管の縦断方向に作用する曲げモーメント (kN・m²)

ω : 検討位置 x における縦断方向の変位量 (m)

β : 弾性地盤上の梁の相対的曲げ剛度 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt{\frac{k \cdot b}{4E \cdot I}} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.3)$$

k : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

b : 管の支持幅 $b = D_c \cdot \sin(\theta/2)$ (m)

D_c : 管外径 (m)

θ : 基礎の設計支持角 (°)

E : 管材の縦断方向のヤング係数 (kN/m²)

I : 管の縦断方向断面二次モーメント (m⁴)

L : 支間長 (m)

(2) 両端ヒンジ等分布荷重モデル

両端ヒンジ等分布荷重の場合の曲げモーメントおよび変位量は下式により求める。

$0 \leq x \leq L$:

$$M = \frac{p}{2\beta^2 (\cosh \beta L + \cos \beta L)} \cdot \{ \sin \beta x \cdot \sinh \beta (L-x) + \sin \beta (L-x) \cdot \sinh \beta x \} \quad (3.3.4)$$

$$\omega = \frac{p}{k} - \frac{p}{k(\cosh \beta L + \cos \beta L)} \cdot \{ \cos \beta x \cdot \cosh \beta (L-x) + \cos \beta (L-x) \cdot \cosh \beta x \} \quad (3.3.5)$$

(3) 両端固定一集中荷重モデル

両端固定一集中荷重の場合の曲げモーメントおよび変位量は下式により求める。

$0 \leq x \leq L/2$:

$$M = -\frac{P}{4\beta (\sinh \beta L + \sin \beta L)} \cdot \{ 2\sin \beta x \cdot \sinh \beta x + \sin \beta x \cdot \sinh \beta (L-x) \\ + \sin \beta (L-x) \cdot \sinh \beta x - \cos \beta x \cdot \cosh(L-x) \\ + \cos \beta (L-x) \cdot \cosh \beta x \} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.6)$$

$$\omega = \frac{P \cdot \beta}{2k(\sinh \beta L + \sin \beta L)} \cdot \{\sin \beta x \cdot \sinh \beta (L - x) - \sin \beta (L - x) \cdot \sinh \beta x - 2\cos \beta x \cdot \cosh \beta x + \cos \beta x \cdot \cosh \beta (L - x) + \cos \beta (L - x) \cdot \cosh \beta x\} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.7)$$

(4) 両端固定一等分布荷重モデル

両端固定一等分布荷重の場合の曲げモーメントおよび変位量は下式により求める。

$0 \leq x \leq L$:

$$M = \frac{P}{2\beta^2 \{(\cosh \beta L)^2 + (\cos \beta L)^2\}} \cdot \{\cosh \beta L \cdot \sin \beta x \cdot \sinh \beta (L - x) - \cosh \beta L \cdot \cos \beta x \cdot \cosh \beta (L - x) + \cos \beta L \cdot \sin \beta (L - x) \cdot \sinh \beta x + \cos \beta L \cdot \cos \beta (L - x) \cdot \cosh \beta x\} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.8)$$

$$\omega = \frac{p}{k} - \frac{p}{k\{(\cosh \beta L)^2 + (\cos \beta L)^2\}} \cdot \{\cosh \beta L \cdot \sin \beta x \cdot \sinh \beta (L - x) + \cosh \beta L \cdot \cos \beta x \cdot \cosh \beta (L - x) - \cos \beta L \cdot \sin \beta (L - x) \cdot \sinh \beta x + \cos \beta L \cdot \cos \beta (L - x) \cdot \cosh \beta x\} \quad (3.3.9)$$

(5) 片持梁—集中荷重モデル

片持梁—集中荷重の場合の曲げモーメントおよび変位量は下式により求める。

$0 \leq x \leq L$:

$$M = \frac{P}{\beta \{(\cosh \beta L)^2 + (\cos \beta L)^2\}} \cdot \{\cosh \beta L \cdot \sin \beta (L - x) \cdot \cosh \beta x + \cos \beta L \cdot \cos \beta x \cdot \sinh \beta (L - x)\} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.10)$$

$$\omega = \frac{2P\beta}{k\{(\cosh \beta L)^2 + (\cos \beta L)^2\}} \cdot \{\cosh \beta L \cdot \cos \beta (L - x) \cdot \sinh \beta x + \cosh \beta L \cdot \sin \beta x \cdot \cosh \beta (L - x)\} \quad (3.3.11)$$

(6) 片持梁—等分布荷重モデル

片持梁—等分布荷重の場合の曲げモーメントおよび変位量は下式により求める。

$0 \leq x \leq L$:

$$M = \frac{p}{2\beta^2 (\sinh \beta L + \sin \beta L)} \cdot \{\sin \beta x \cdot \cosh \beta (L - x) + \sin \beta (L - x) \cdot \cosh \beta x - \cos \beta x \cdot \sinh \beta (L - x) - \cos \beta (L - x) \cdot \sinh \beta x\} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot (3.3.12)$$

$$\omega = \frac{p}{k} - \frac{p}{k(\sinh \beta L + \sin \beta L)} \cdot \{ \sin \beta x \cdot \sinh \beta (L - x) + \sin \beta (L - x) \cdot \cosh \beta x + \cos \beta x \cdot \sinh \beta (L - x) + \cos \beta (L - x) \cdot \sinh \beta x \} \quad \dots \dots \dots (3.3.13)$$

3-3-6 曲げ配管の構造設計

3-3-6-1 計算モデル

曲げ配管の構造設計を行う際には、縦断方向の構造設計とは異なり、許容曲率半径が管径および管の材料諸元により定められることから、地盤面の要素を考慮しないこととする。

3-3-6-2 曲げ配管の許容曲率半径

曲げ配管の設計を行う際の許容曲率半径は以下の手順により求められる。

(1) 許容曲率半径(ρ)と曲率(ϕ)の関係

許容曲率半径(ρ)と、曲がり具合を示す曲率(ϕ)との関係は、以下の式(3.3.14)で示すことができる。

$$\rho = \frac{1}{\phi} \quad \dots \dots \dots (3.3.14)$$

ここに、

ρ : 許容曲率半径 (mm)

ϕ : 曲率 (1/mm)

(2) 曲げモーメント(M)と曲率(ϕ)の関係

図 3-3-1 に示すとおり、曲げモーメント(M)と曲率(ϕ)の関数(M- ϕ 曲線)の傾きは、その当該曲線区間の曲げ剛性(EI)を表し、以下の式(3.3.15)で示すことができる。

$$\frac{M}{\phi} = E \cdot I \quad \dots \dots \dots (3.3.15)$$

ここに、

M : 許容曲率半径 (mm)

ϕ : 曲率 (1/mm)

E·I : 曲げ剛性 (N・mm²)

E : 管軸方向ヤング係数 (N/mm²)

I : 断面二次モーメント (mm⁴)

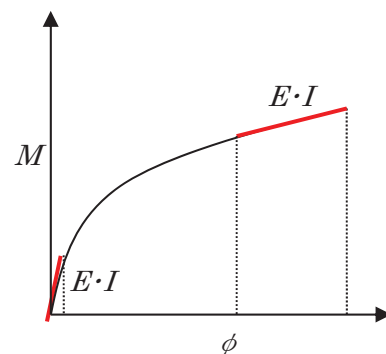


図 3-3-1 M- ϕ 曲線(例)

(3) 曲げ応力(σ)

管に発生する曲げ応力は以下の式(3.3.16)により求め、また、部材の断面形状が円形の場合、断面二次モーメント(I)と断面係数(Z)との関係は式(3.3.17)で示すことができる。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \cdots \cdots \cdots (3.3.16)$$

$$Z = \frac{I}{D/2} \cdots \cdots \cdots (3.3.17)$$

ここに、

σ : 許容引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (N・mm²)

I : 断面二次モーメント (mm⁴)

D : 管外径 (mm)

(4) 許容曲率半径(ρ)

前項までに示した、式(3.3.14)～(3.3.17)により、許容曲率半径(ρ)を以下の手順により導く。

① 式(3.3.17)を式(3.3.16)に代入し、 M について解くと、以下の通りとなる。

$$M = \sigma \cdot \frac{2}{D} \cdot I \cdots \cdots \cdots (3.3.18)$$

② 式(3.3.18)を式(3.3.15)に、また式(3.3.15)を式(3.3.14)に代入すると、以下の通りとなり、結果として、許容曲率半径(ρ)を求める算出式(3.3.20)が得られる。

$$\frac{1}{\phi} \cdot \left(\sigma \cdot \frac{2}{D} \cdot I \right) = E \cdot I \cdots \cdots \cdots (3.3.19)$$

$$\rho = \frac{1}{\phi} = \frac{E \cdot D}{2 \cdot \sigma} \cdots \cdots \cdots (3.3.20)$$

3-4 耐震設計

3-4-1 概要

農業用のパイプラインは水源地からほ場までの区間、あるいは、その一部の区間に敷設される線状の構造物である。パイプラインは中山間にあつては変化に富んだ地形に埋設され、一方、末端のほ場近くにあつては軟弱地盤や地下水、湧水などの影響を強く受けることになる。さらには、パイプラインには空気弁などの構造物や分岐のための付帯施設が付属して構築される。このように地盤条件やパイプラインの構成材料が多種多様であることから、パイプライン系全体の耐震性能を均一に確保することは極めて困難である。

したがって、農業用パイプラインの耐震性につ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、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する。

3-4-2 耐震設計の検討内容

3-4-2-1 耐震設計手法

パイプラインは一般に断面の外周の長さと比較して構造物軸方向の長さが長く、かつ見かけの単位体積重量も周辺地盤と比較して相対的に軽いため、地震時に独自の振動をすることはなく、周辺地盤の動きに支配されるものと考えられる。したがって、管路の耐震設計は応答変位法による。

3-4-2-2 応答変位法の概要

応答変位法は、埋設管に沿っての地震波動の伝播に伴い、強制変位を受ける管体や継手の応力や変形は地盤の水平変位振幅や地盤ひずみ等から算出し、それらの許容値と比較して安全性を照査する。

3-4-2-3 耐震設計による照査項目

ガラス繊維強化ポリエチレン管は、融着接合により一体構造管路に分類されるため、管軸方向のひずみに対して照査を行う。なお、応答変位法で設定する地盤ひずみは、通常、弾性波の伝播によるものであり、その振幅は表層地盤の地震動増幅を算定することに基づく。

3-4-2-4 耐震設計計算フローチャート

ガラス繊維強化ポリエチレン管の応答変位法による耐震設計フローチャートを図 3-4-1 に示す。

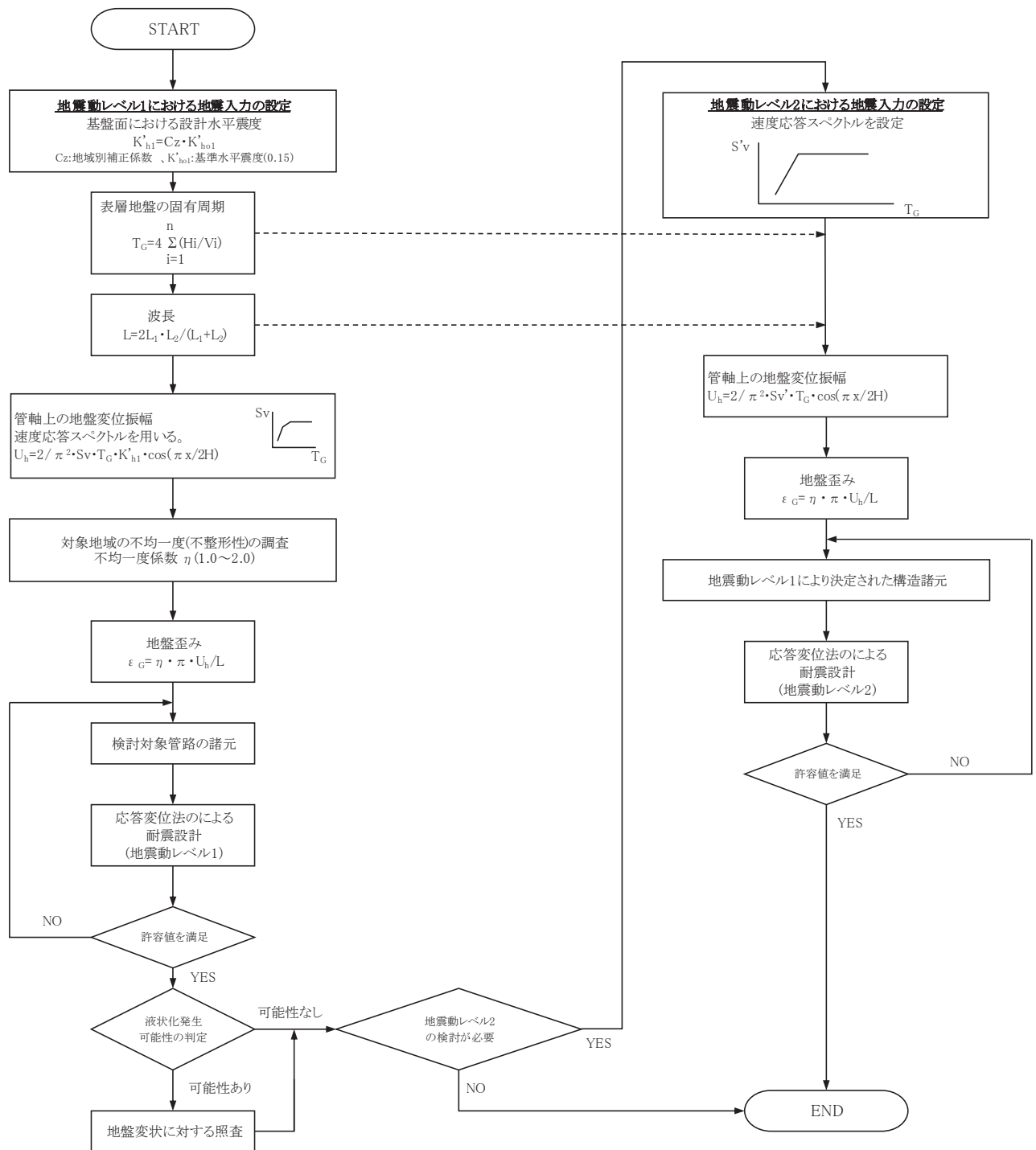


図 3-4-1 耐震設計フローチャート

3-4-2-5 ガラス繊維強化ポリエチレン管の材料特性

ガラス繊維強化ポリエチレン管の材料特性(設計値)は、表 3-4-1 に示す通りとする。

表 3-4-1 材料特性（設計値）

項 目		単 位	設計値	試験方法
比 重		kg/m ³	1100	JIS K 7112
弾性率 (ヤング係数)	管周方向	N/mm ²	2500	JIS K 7161
	管軸方向	N/mm ²	1300	JIS K 7161
引張強さ	管周方向	N/mm ²	40	JIS K 7161
	管軸方向	N/mm ²	24	JIS K 7161
曲げ強さ	管周方向	N/mm ²	54	JIS K 7171
ポアソン比		—	0.35	JIS K 7161
線膨張係数		1/°C	5×10 ⁻⁵	JIS K 7197

3-4-3 耐震設計に用いる許容値

応答変位法により、一体構造管路で耐震照査する際の許容値である管体の許容ひずみは、レベル 1 地震動については使用限界値(許容値)、レベル 2 地震動については終局限界値(試験性能値)とし、その値を表 3-4-2 に示す。

表 3-4-2 許容ひずみ

設計地震動	許容ひずみ (%)
レベル 1 地震動	1.5
レベル 2 地震動	3.0

出典：官民連携新技術開発事業の成果より

3-4-4 常時の設計

ガラス繊維強化ポリエチレン管を含め、一体構造管路の耐震性の照査においては、地盤震動による影響の他、以下に示す常時荷重による管軸方向の管体発生ひずみについても考慮する。

3-4-4-1 内圧による管軸方向ひずみ

$$\varepsilon_{li} = \frac{P_i(D - t) \nu}{2t \cdot E} \dots \dots \dots (3.4.1)$$

ここに

ε_{li} : 内圧による管軸方向ひずみ (%)

P_i : 内圧 (kN/m²)

D : 管外径 (m)

t : 管厚 (m)

E : ガラス繊維強化ポリエチレン管の管周方向ヤング係数 (kN/m²)
 ν : ガラス繊維強化ポリエチレン管のポアソン比 (=0.35)

3-4-4-2 自動車荷重による管軸方向ひずみ

$$\varepsilon_{lo} = \frac{0.322W_m}{Z \cdot E} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{k_v \cdot D}} \dots \dots \dots (3.4.2)$$

ここに

ε_{lo} : 自動車荷重による管軸方向ひずみ (%)
 W_m : 輪荷重による鉛直荷重 (kN/m²)
 Z : ガラス繊維強化ポリエチレン管の断面係数 (m³)
 E : ガラス繊維強化ポリエチレン管の管軸方向ヤング係数 (kN/m²)
 I : ガラス繊維強化ポリエチレン管の断面二次モーメント (m⁴)
 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)
 D : 管外径 (m)

3-4-4-3 温度変化による管軸方向ひずみ

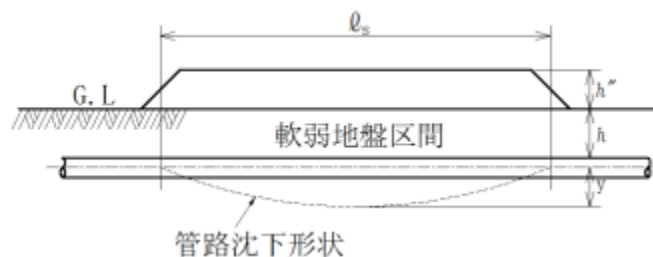
$$\varepsilon_{\lambda m} = \alpha \cdot \Delta t \dots \dots \dots (3.4.3)$$

ここに

ε_{λm} : 温度変化による管軸方向ひずみ (%)
 α : ガラス繊維強化ポリエチレン管の線膨張係数 5.0×10⁻⁵ (°C)
 Δt : 温度変化 (°C)

3-4-4-4 不同沈下による管軸方向ひずみ

不同沈下によってガラス繊維強化ポリエチレン管に発生する管軸方向ひずみの計算に関しては、盛土による地盤の沈下を対象とした計算を行う。



ガラス繊維強化ポリエチレン管を弾性床上の梁とし、最大曲げモーメントは「構造力学

公式集」(土木学会)によると、以下の M_1 又は M_2 のいずれか大きな値によって、安全側に近似することができる。

$$M_1 = \frac{W_d}{2\beta^2} \exp\left(-\frac{\beta \cdot l_s}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{\beta \cdot l_s}{2}\right) \cdot \dots \cdot (3.4.4)$$

$$M_2 = \frac{0.3877W_d}{\beta^2} \{0.2079 + \exp(-\beta \cdot l_s) \cdot (\sin \beta \cdot l_s - \cos \beta \cdot l_s)\} \cdot \dots \cdot (3.4.5)$$

ここに

W_d : 鉛直土荷重 (kN/m)

$$W_d = \gamma_t \cdot (h + h'') \cdot D \cdot \dots \cdot (3.4.6)$$

β : 基礎の特性値 (m^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4E \cdot I}} \cdot \dots \cdot (3.4.7)$$

l_s : 軟弱地盤における沈下計算区間長 (m)

γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 現地盤の土被り (m)

h'' : 盛土高さ (m)

D : 管外径 (m)

E : ガラス繊維強化ポリエチレン管の管軸方向ヤング係数 (kN/m²)

I : ガラス繊維強化ポリエチレン管の断面二次モーメント (m⁴)

K_{g2} : 管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数 (kN/m²)

最大曲げモーメント M は、 M_1 と M_2 の大なる値 $M=\max(M_1, M_2)$ を採用する。

最大ひずみ ε_β は、次式により求める。

$$\varepsilon_\beta = \frac{M}{E \cdot I} \cdot \frac{D}{2} \cdot \dots \cdot (3.4.8)$$

ここに

ε_β : 不同沈下による軸方向ひずみ (%)

M : 最大曲げモーメント (kN・m)

E : ガラス繊維強化ポリエチレン管の管軸方向ヤング係数 (kN/m²)

I

: ガラス繊維強化ポリエチレン管の断面二次モーメント (m⁴)

D : 管外径 (m)

3-4-5 表層地盤の特性値の算定

3-4-5-1 地域別補正係数及び基盤面の水平震度

(1) 地域別補正係数

耐震設計に用いる地域別補正係数 C_z は、表 3-4-3 の地域区分で分けられている地域に対して、表 3-4-4 の値を用いる。ただし、対象構造物が地域区分の境界上にある場合は、係数の大きい方を用いる。

表 3-4-3 地域別補正係数の地域区分

(平成 14 年 11 月現在)

地域区分	対象地域
A	北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡(十勝支庁)、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡 岩手県、宮城県 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡 茨城県、栃木県、群馬県、埼玉県、千葉県、東京都、神奈川県、長野県、山梨県 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東砺波郡、西砺波郡 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静岡県、愛知県、岐阜県、三重県、福井県、滋賀県、京都府、大阪府、奈良県、和歌山県、兵庫県 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名東郡、名西郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡 香川県のうち大川郡、木田郡 鹿児島県のうち名瀬市、大島郡
B	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅渚郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡(上川支庁)のうち東神楽町、上川町、東川町および美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、北会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳至郡、珠洲郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡、三豊郡 愛媛県、高知県 熊本県のうち熊本市、菊池市、人吉市、阿蘇郡、菊池郡、上益城町、下益城町、八代郡、球磨郡 大分県のうち大分市、別府市、臼杵市、津久見市、佐伯市、竹田市、日田郡、玖珠郡、大分郡、直入郡、大野郡、南海部郡、 北海道郡 宮崎県
C	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町および下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、東国東郡、西国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡 鹿児島県(名瀬市および大島郡を除く) 沖縄県

表 3-4-4 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

(2) 基盤面の水平震度

基盤面の水平震度は、次式により求める。

$$k'_{h1} = C_z \cdot k'_{h10} \cdots \cdots (3.4.9)$$

ここに

k'_{h1} : レベル 1 地震動の基盤面における設計水平震度

C_z : 地域別補正係数

k'_{h10} : レベル 1 地震動の基盤面における設計水平震度の標準値 (=0.15)

3-4-5-2 平均せん断弾性波速度

地表面より、 i 番目の地盤の平均せん断弾性波速度 V_{si} は、次式により求める。

$$V_{si} = a_i \cdot N_i^{b_i} \cdots \cdots (3.4.10)$$

ここに

V_{si} : i 番目の地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地盤の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤層まで n 層に区分されときの地表面から i 番目の地層の上面をいう。

表 3-4-5 平均せん断弾性波速度算出に係る係数

土 質 区 分		係数 a	係数 b
洪積層	粘性土	129	0.183
	砂質土	123	0.125
沖積層	粘性土	122	0.0777
	砂質土	61.8	0.211

※ 基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、または動的せん断弾性波速度が 300m/s 以上の地盤の上面をいう。

3-4-5-3 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、下式により求める。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{4 \cdot H_{si}}{V_{si}} \dots \dots \dots (3.4.11)$$

ここに

 T_G : 表層地盤の固有周期 (s)
$$H_{si} : i \text{ 番目の地盤の厚さ (m)}$$

3-4-5-4 地震動の波長

(1) 計算式

地震動の波長 L を算出する計算式は、以下の通りである。

$$L = \left(\frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \right) \dots\dots\dots (3.4.12)$$

$$L_1 = V_{SD} \cdot T_G \cdot \dots \cdot (3.4.13)$$

$$L_2 = V_{SDR} \cdot T_G \cdot \dots \quad (3.4.14)$$

ここに

L : 地震動の波長 (m)

 V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s) V_{SDB} : 基盤面の動的せん断弾性波速度 (m/s)

(2) 表層及び基盤面の動的せん断弾性波速度

表層地盤の動的せん断弾性波速度 V_{SD} は、下式により求める。

$$V_{SD} = \frac{4H}{T_G} \cdot \dots \quad (3.4.15)$$

ここに

H : 表層地盤の厚さ (m)

T_G : 表層地盤の固有周期 (s)

また、基盤面の動的せん断弾性波速度 V_{SDB} は、下式により求める。

$$V_{\text{SDR}} = 205 \cdot N^{0.125} \cdot \dots \cdot (3.416)$$

ここに

N : 基盤面の平均 N 値

3-4-5-5 地盤の剛性係数

埋設管路の管軸および管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数は、次式によ

り求める。

$$K_{g1} = C_1 \cdot \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_s^2 \quad \dots \dots \dots (3.4.17)$$

$$K_{g2} = C_2 \cdot \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_s^2 \quad \dots \dots \dots (3.4.18)$$

$$\gamma_{teq} = \frac{\sum \gamma_{ti} \cdot H_i}{H} \quad \dots \dots \dots (3.4.19)$$

ここに

K_{g1} 、 K_{g2} : 埋設管路の管軸方向および管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数 (kN/m²)

γ_{teq} : 表層地盤の換算単位体積重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

V_s : 埋戻土の平均せん断弾性波速度 (m/s)

C_1 、 C_2 : 埋設管路の管軸方向および管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の伝達係数に対する定数 ($C_1=1.5$ 、 $C_2=3.0$)

3-4-5-6 地盤の伝達係数

α_1 、 α_2 は地盤に生じたひずみの管路に対する伝達率であり、ガラス繊維強化ポリエチレン管は地盤との滑りを考慮せず、 $\alpha_1 = \alpha_2 = 1.0$ とする。

3-4-6 レベル 1 地震動時の耐震設計

3-4-6-1 水平方向地盤振幅

(1) 設計応答速度

表層地盤の固有周期 T_G における設計応答速度 S_v は、図 3-4-2 から読み取る。

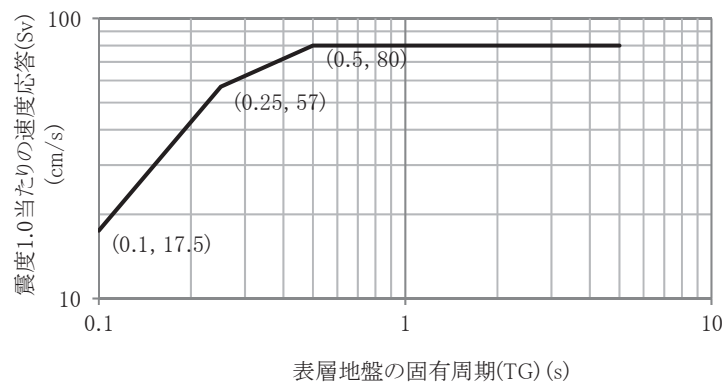


図 3-4-2 表層地盤の固有周期(T_G)と設計応答速度(S_v)との関係

(2) 水平方向変位振幅

管軸位置での水平方向変位振幅は、次式により求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi} \cdot S_v \cdot T_G \cdot k'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \cdot \dots \cdot (6.1)$$

ここに

$U_h(z)$: 管軸位置の水平方向変位振幅 (m)

z : 管軸深さ = 土被り + 管外径/2 (m)

S_v : 設計応答速度 (m/s)

T_G : 表層地盤の固有周期 (s)

k'_{h1} : 基盤面の水平震度

H : 表層地盤の厚さ (m)

3.4.6.2 地盤ひずみ

管軸位置での発生地盤ひずみは、次式により求める。

$$\varepsilon_G = \eta \cdot \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \cdot \dots \cdot (6.2)$$

$$\varepsilon_{1L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G \cdot \dots \cdot (6.3)$$

$$\varepsilon_{1B} = \alpha_2 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot B_c}{L} \cdot \varepsilon_G \cdot \dots \cdot (6.4)$$

$$\varepsilon_{1X} = (\gamma \cdot \varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2)^{1/2} \cdot \dots \cdot (6.5)$$

ここに

ε_{1X} : 軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

ε_{1L} 、 ε_{1B} : 埋設管の軸方向および曲げ方向ひずみ

ε_G : 地盤ひずみ(管軸方向)

α_1 、 α_2 : 地盤変位の伝達係数 (=1.0)

$U_h(z)$: 管軸位置の水平方向変位振幅 (m)

η : 不均一度係数 (表 3-4-6 参照)

L : 自身の波長 (m)

γ : 重畳係数 (1.00～3.12)

表 3-4-6 不均一度係数 η

不均一の程度	不均一度係数	地 盤 条 件
均 一	1.0	洪積地盤、均一な沖積地盤
不 均 一	1.4	層厚の変化が激しい沖積地盤、普通の丘陵宅造地

極めて不均一	2.0	河川流域、おぼれ谷などの非常に不均一な沖積地盤、大規模な切土・盛土の造成地
--------	-----	---------------------------------------

3-4-7 レベル 2 地震動時の耐震設計

3-4-7-1 水平方向地盤振幅

(1) 設計応答速度

表層地盤の固有周期 T_G における設計応答速度 S_v は、図 3-4-3 から読み取る。

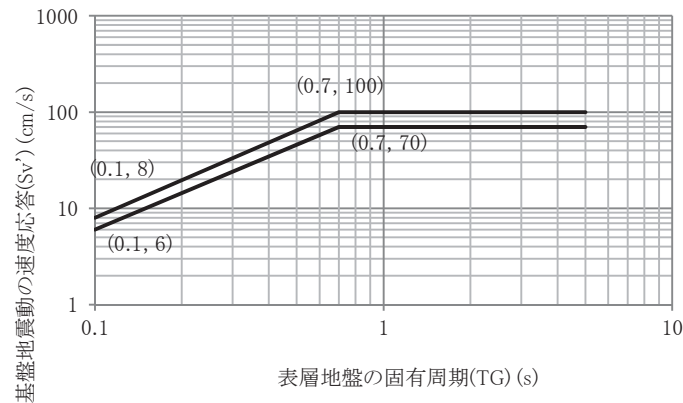


図 3-4-3 表層地盤の固有周期(T_G)と設計応答速度(S_v)との関係

(2) 水平方向変位振幅

管軸位置での水平方向変位振幅は、次式により求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \cdot \dots \cdot (3.4.25)$$

ここに

- $U_h(z)$: 管軸位置の水平方向変位振幅 (m)
- z : 管軸深さ = 土被り + 管外径/2 (m)
- S_v : 設計応答速度 (m/s)
- T_G : 表層地盤の固有周期 (s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)

3-4-7-2 地盤ひずみ

管軸位置での発生地盤ひずみは、次式により求める。

$$\varepsilon_G = \eta \cdot \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \cdot \dots \cdot (3.4.26)$$

$$\varepsilon_{2L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G \cdot \dots \cdot (3.4.27)$$

$$\varepsilon_{2B} = \alpha_2 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot B_C}{L} \cdot \varepsilon_G \cdot \dots \cdot (3.4.28)$$

$$\varepsilon_{2X} = (\varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (3.4.29)$$

ここに

- ε_{2X} : 軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ
- ε_{2L} 、 ε_{2B} : 埋設管の軸方向および曲げ方向ひずみ
- ε_G : 地盤ひずみ(管軸方向)
- α_1 、 α_2 : 地盤変位の伝達係数 (=1.0)
- $U_h(z)$: 管軸位置の水平方向変位振幅 (m)
- η : 不均一度係数 (表 3-4-6 参照)
- L : 自身の波長 (m)

3-4-8 地盤の液状化による発生ひずみ

3-4-8-1 地盤の液状化に伴う側方流動によるひずみ

護岸近傍における地盤の液状化に伴う側方流動により発生する軸方向ひずみは、次式により求める。

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\tau' \cdot L_{p1}}{E \cdot t} \dots \dots \dots (3.4.30)$$

ここに

- ε_{p1} : 地盤の液状化に伴う側方流動により発生する軸方向ひずみ
- τ' : 液状化した地盤の最大摩擦力 (MPa)
- L_{p1} : 変位区間長さ (m)
- E : 管軸方向ヤング係数 (MPa)
- t : 管厚 (m)

3.4.8.2 地盤の液状化に伴う地盤沈下によるひずみ

地盤の液状化に伴う地盤沈下により発生するマンホール接続部の軸方向ひずみは、管路を両端固定梁と仮定し、マンホールスパン中央部で地盤沈下が発生した時に生じるひずみとする。

$$M = \frac{W \cdot L_p}{4} \dots \dots \dots (3.4.31)$$

$$h_0 = \frac{W \cdot L_p^3}{192 \cdot E \cdot I} \dots \dots \dots (3.4.32)$$

ここに

- M : 最大曲げモーメント (kN・m)
- W : 中心部における荷重 (kN)

L_p : 管路長さ (m) ($\doteq L_0$)

L_0 : マンホールスパン (m)

h_0 : 地盤沈下量 (m)

E : 管軸方向ヤング係数 (MPa)

I : 断面二次モーメント (m^4)

上式より、地盤の液状化に伴う地盤沈下により発生する管軸方向ひずみは、次式により求める。

$$\varepsilon_{p2} = \frac{M}{E \cdot I} \cdot \frac{B_c}{2} = \frac{24 \cdot B_c \cdot h_0}{L_p^2} \dots \dots \dots (3.4.33)$$

ここに

ε_{p2} : 地盤の液状化に伴う地盤沈下により発生する管軸方向ひずみ

B_c : 管外径 (m)

[施工編]

1. 施工の重要性

埋設されたガラス繊維強化ポリエチレン管は、鉛直土圧によりたわみ、周囲の土の反力を受けつつ、土と相互に作用して鉛直土圧を支える構造物であるから、側面の抵抗土圧が十分働くように砂や碎石のような良質な土砂を用いて周辺を裏込めし、均一に十分締固めを行うことが必要である。締固めることにより鉛直荷重による側方のわずかな変形で抵抗土圧が発現地し、管は安定する。

しかし、裏込め材料の選定を誤るとか、締固めが不十分な場合には、側方への変形が非常に大きくなり、思わぬ事故の原因となることがある。

このように、たわみ性管はその力学特性をよくふまえた上で施工を行うことが重要となってくる。

● 施工上の注意

- 1) 規定された埋戻し材料を選定する。
- 2) 埋戻しの一層仕上がり厚さは **20cm** 以内とする。
- 3) 規定された締固め密度を遵守する。

2. 土工

2-1 掘削

掘削は、設計図書に基づいて確実にを行う。特に、機械掘削の場合は、掘り過ぎや溝底が波形にならないよう注意する。底面は人力で凹凸をなくし、所定の縦断勾配になるように平坦に床付け面を仕上げる。地下水等の水分は溶接作業に悪影響を与えるため、湧水のあるところではウエルポイント工法、及び釜場排水工法等を用いて地下水位を低下させる。また、敷設後にも管内に水が入らないよう排水工を十分に行う。また、継手部は、ドライワークが確実となるように、あらかじめ図2-1に示す継手掘りを施す必要がある。

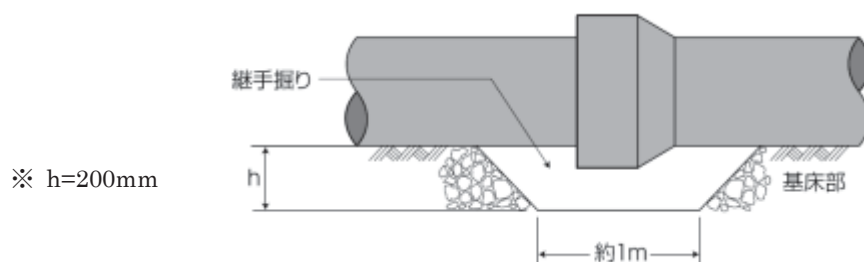


図2-1 継手掘り

2-2 裏込め材料

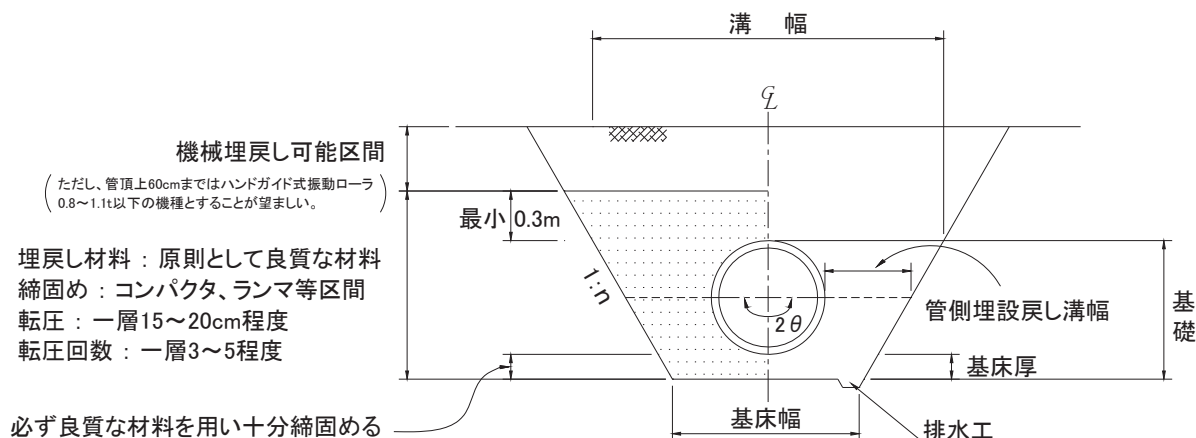
裏込め材料は、その性質の良否が施工後のガラス繊維強化ポリエチレン管に影響を及ぼすため、なるべく良質な材料、特に圧縮性のない砂、碎石などで粒度分布が良い材料が望ましく、かつ粒径が40mm以上の礫を含まない材料が良い。また、凍結した土砂、草木等は使用しない。なお、たわみの抑制効果を高めるために、裏込め材料としてセメント改良土や安定処理土を使用することもある。

また、泥炭性軟弱地盤においては基礎材との単位体積重量差による沈下防止のために流用土基礎（泥炭土流用）も可能である。

2-3 基礎及び埋戻し工

基礎及び埋戻し工は、ガラス繊維強化ポリエチレン管の施工の中で最も重要な点であり、特に注意して入念に締固め施工をしなければならない。これは、パイプ側面の抵抗土圧を大きくして、パイプの耐荷力を十分発揮させるためである。図2-2に示す施工方法例に基づき裏込め材料、締固めなどに十分留意した施工が必要である。

- ① 支持力が均一でない地盤では、地盤及び管床部の急激な変化を避けるため、**図2-3**のように緩衝区間を設ける。
- ② 管体の基礎及び裏込め材料は、原則として砂・砂礫または良質な材料を用いるものとする。
- ③ 管底側部は、基礎材が回り込みにくく、締固め不足が生じやすいため、**図 2-4** に示す通りに基礎材を盛付け、突き棒、タコ、タンパ、水締め等を用いて管に損傷を与えないように突固めるものとする。
- ④ 継手掘りした箇所は、基礎材を十分に充填し、突き棒などで十分突き固める。
- ⑤ 管の芯出しや仮固定に用いた部材は、これらを完全に撤去した上で埋戻しを行う。
- ⑥ 融着前の管の変形は融着不良の原因となるため、埋戻しの範囲は**図2-5**に示す通り、次回融着箇所から10m以上離れた場所までとする。



※ 泥炭性軟弱地盤はこの限りではない

图2-2 施工方法例

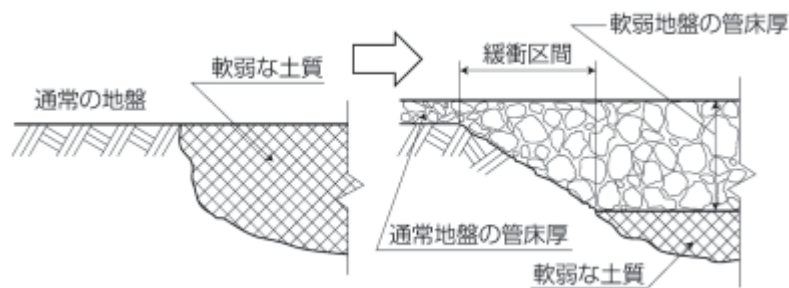


図 2-3 支持力緩衝区間の設置

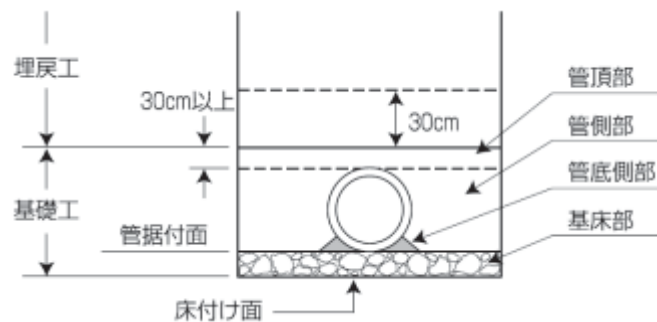


図2-4 管底側部の基礎材の盛付け

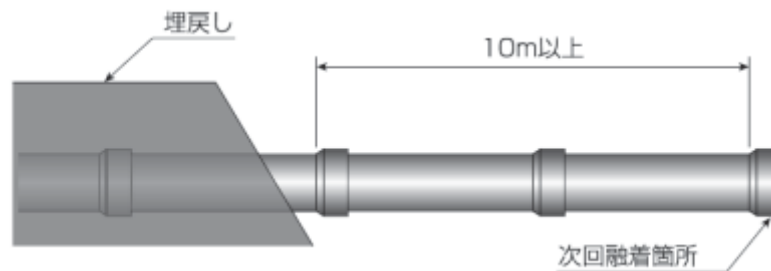


図2-5 埋戻し区間

2-4 矢板施工

軟弱地盤での土留め工は、一般に根入れが深くなり、その引抜き時に基礎工、現地盤の緩みや崩壊が現地じやすく、即時沈下、管変形の原因となりやすいので、施工には慎重な配慮が必要である。

- ① 矢板引抜きは、矢板数本おきに、また左右交互に行う。
- ② 地盤によっては、矢板引抜き時の振動で現地盤に圧密や収縮が現地じ、基礎工の沈下、管変形の原因となりやすい。このような地盤では無振動引抜き工法とする方が望ましい。
- ③ 土質が粘性土の場合、矢板の溝に土が付着し、引抜き後に空洞が現地じやすい。このような場合、基礎のゆるみ、付近の既設管路や家屋等にも影響がでることもある。これに対処する方法として鋼矢板に沿ってジェット水を噴射し、砂を送りながら引抜くか、またはベントナイトやセメントミルク等をグラウト注入する方法等がある。

3. 荷降ろし・運搬および保管

3-1 荷降ろし・運搬

管の荷降ろし・運搬については以下の点に留意することとする。

- ① 管の下には入らない。
- ② 管の吊降ろしに使用するナイロンスリング、ビニール被覆ワイヤーは使用前に必ず点検を行うこと。また、2点吊りで使用すること。
- ③ 管の上は滑りやすいため、乗らないこと。
- ④ 運搬の際には管を放り投げたり、衝撃を与えるような取り扱いをしてはならない。
- ⑤ 管を引きずって運搬してはならない。
- ⑥ フォークリフト、クレーン等を用い、衝撃を与えないように安全に吊り降ろしをする。
- ⑦ 後々の作業性を考慮して、電熱線端子を上部に向け、作業を行う。

3-2 保管

管の保管については以下の点に留意することとする。

- ① 保管場所は平坦な場所を選び、10cm 角の枕木を約 1m 間隔で置き、不陸・ソリが現地にならないように管を静置する。(図 3-1 参照)
- ② 保管時の管の変形を防止する為、積み上げ保管は行ってはならない。
- ③ 保管時にはシート等により、直射日光及び雨を避ける。特に電熱線が埋め込まれている EF 受口部には注意をする。
- ④ EF 受口部と差口部は交互に置く。
- ⑤ 電熱線端子を上部にして保管する。

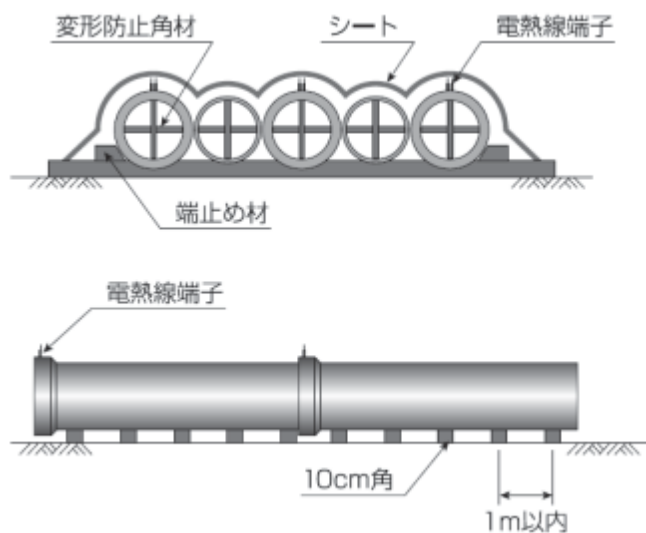


図 3-1 管の保管

4. 配管及び EF 接合

4-1 作業フローチャート

ガラス繊維強化ポリエチレン管の配管及び EF 接合作業フローチャートは図 4-1 に示す通りである。

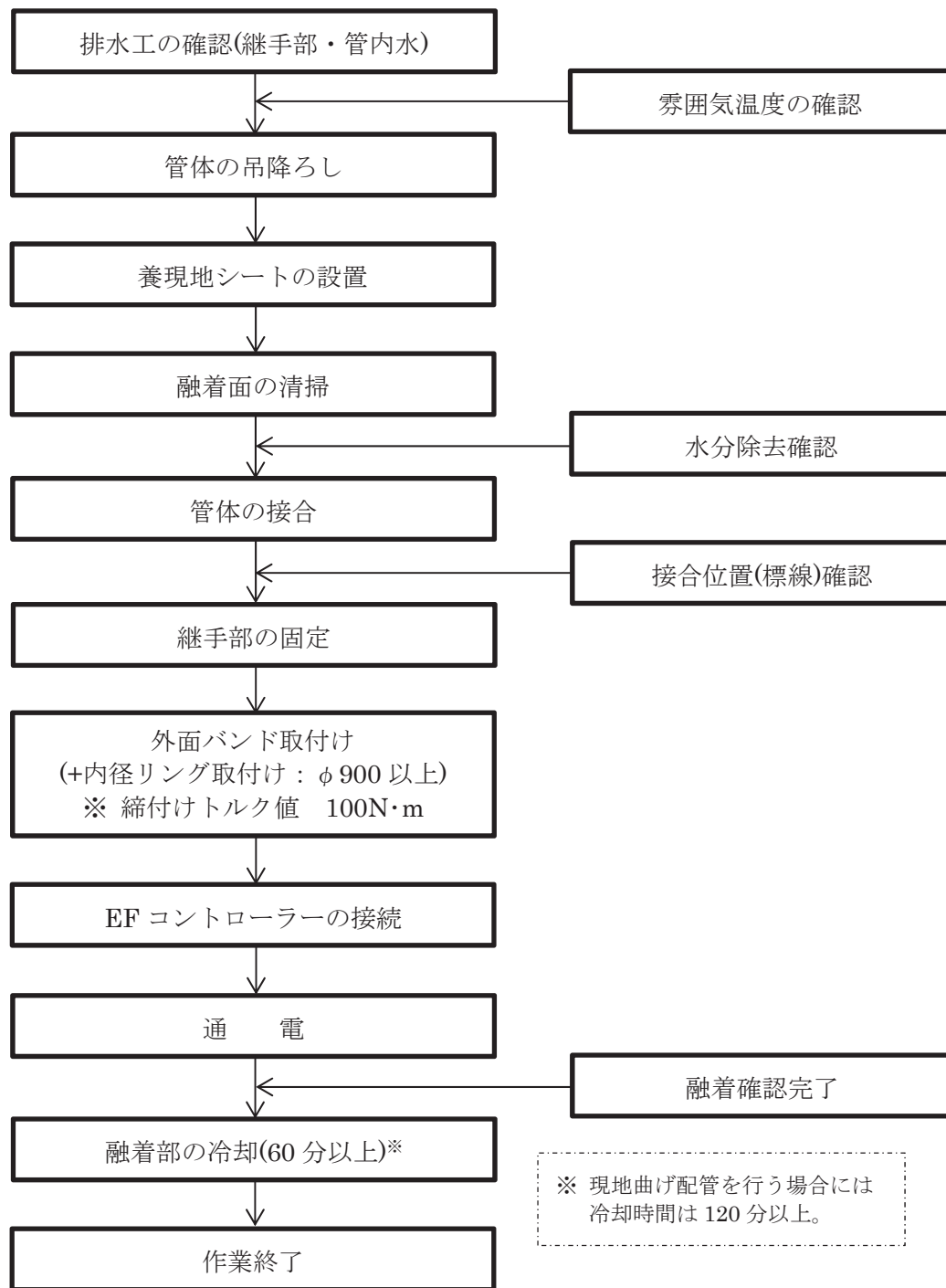


図 4-1 配管及び EF 接合作業フローチャート

4-2 EF 接合に必要な治工具

ガラス繊維強化ポリエチレン管の EF 接合に必要な治工具は表 4-1、表 4-2 に示す通りである。また、風雨対策として写真 4-1 に示す養現地シートを準備する。

表 4-1 施工に必要な治工具

項目	作業名	必要治工具	1箇所 当り	備考
保管	保管	ブルーシート	—	管体の遮光
		敷板・端止材	—	保管時の変形防止
温度 養現地	温度養現地	養現地シート・短管パイプ・クランプ	1 基	温度養現地、風雨除け、加温
	加温	ジェットヒーター	1 基	－10℃以下の場合
接合 準備	融着面の仮清掃	キムタオル	5 枚程度	融着面の清掃
	融着面の水滴除去	小型ヒーター	1 台	融着面の水滴除去
	融着面の清掃	エタノールまたはアセトン、キムタオル	50ml	融着面の清掃
接合	接合	吊降ろし	ナイロンスリング	2 本以上
		レバーブロック 定格荷重 3t 以上	3 台	φ 300、φ 350
			2 台	φ 400～φ 1200
			3 台	φ 1350、φ 1500
		ナイロンスリング ビニール被覆ワイヤー	3 台	φ 300、φ 350
			2 台	φ 400～φ 1200
			3 台	φ 1350、φ 1500
		ゴムシート (10mm 厚、30cm×30cm 以上)	9 枚	φ 300、φ 350
			6 枚	φ 400～φ 1200
			9 枚	φ 1350、φ 1500
EF 接合工	融着準備	内径リング	1 基	
		外面バンド、保護シート	1 基	
		トルクレンチ(100N・m)	1 基	
	配線	EF コントローラー	1 台	通電制御
	融着開始	発電機(25kVA 以上)	1 台	
		200V 延長ケーブル	1 台	径は 3.5mm ² 以上、L=30m 以内
融着部 冷却	融着部の冷却	チェックゲージ(0.2mm 厚)	1 個	
		白マジックインキ	—	
		時計	1 個	

表 4-2 工具の外観

専用 工具	①小型ヒーター 	②EF コントローラー 	③チェックゲージ 
市販品	①養現地シート 	②エタノールまたはアセトン 	③キムタオル 
	④200V 延長ケーブル 	⑤ゴムシート 	⑥トルクレンチ 

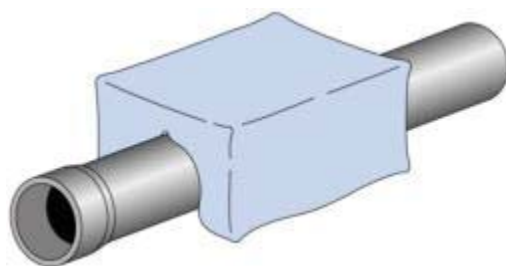


写真 4-1 養現地シート

4-3 気象条件の確認

ガラス繊維強化ポリエチレン管の EF 接合作業を行う場合には、事前に気象条件を確認し、以下の事項を厳守して作業を開始する。

- ① 降雨時の EF 接合作業は原則禁止であるが、やむを得ず作業を行う場合は、融着部、EF コントローラー、発電機が濡れないよう養現地シートでカバーした後、十分注意をして作業を開始する。
- ② 気温が -10°C 以下または 40°C 以上の場合は、EF コントローラーの電源が入らないもしくは正常に作動しない場合があるため、作業を行う際には十分注意が必要である。
- 10°C 以下の場合には、EF コントローラーをジェットヒーターで加温し、 40°C 以上の場合には、直射日光下で EF コントローラーの使用は行わない。

4-4 接合準備

EF 接合の準備としては以下の手順で行う。

4-4-1 変形防止角材の取り外し

あらかじめ管に装着されている変形防止角材を $\phi 800$ 以下の場合は管接合前に、 $\phi 900$ 以上は管接合後に取り外す。

4-4-2 継手の梱包材の取り外し

継手部の梱包材は、融着面を傷つず、かつ泥等が付着しないように取り外す。

4-4-3 融着面の清掃

差口外面、受口内面の清掃はエタノールまたはアセトンをしみ込ませたキムタオルで行い、泥・油脂および水分等の汚れを完全に除去する。清掃後には、融着面に手を触れないようにする。

4-5 継手の接合

継手の接合は以下の手順で行う。

4-5-1 接合工具の設置

図 4-2～図 4-4 および写真 4-2 に示す通り、管の中心位置をあわせて、ナイロンスリング、またはビニール被覆ワイヤー、およびレバーブロックを用いて設置する。その時に管とレバーブロックが直接接触れないようにゴム板等で養生地する。(写真 4-3)

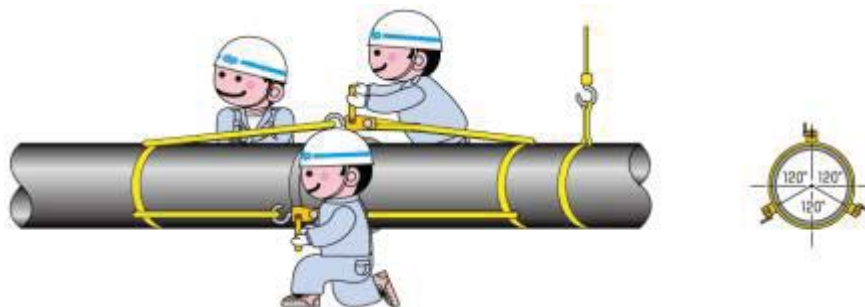


図 4-2 接合状況(φ 300, 350 : 3 点接合)

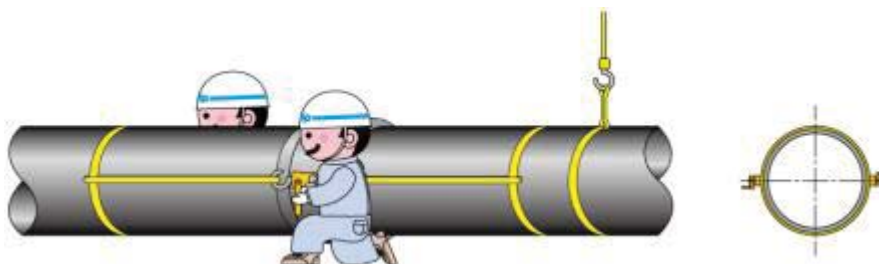


図 4-3 接合状況(φ 400～1200 : 2 点接合)

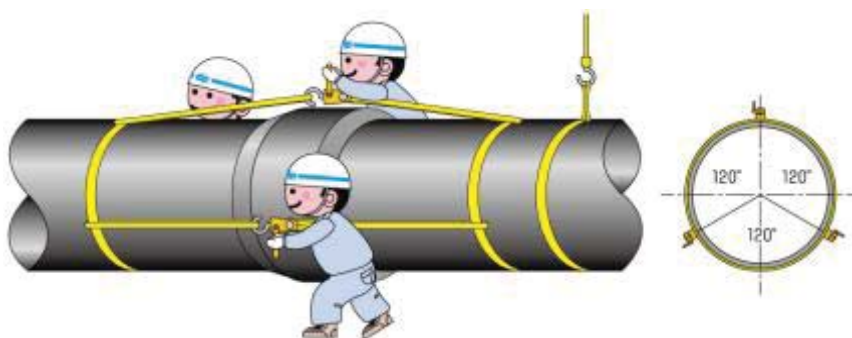


図 4-4 接合状況(φ 1350, 1500 : 3 点接合)



写真 4-2 接合状況



写真 4-3 レバーブロック干渉部の保護

4-5-2 継手の接続

接合工具の設置完了後にレバーブロックにより、差口部を EF 受口部に引き込み、管底高さ、管中心位置を調整しながら接合する。

4-5-3 接合完了時の管理基準

図 4-5 に示す通り、管の受口部の先端があらかじめ差口外面に記入されている 2 本の接合標線内(20mm 以内)にあることを確認する。

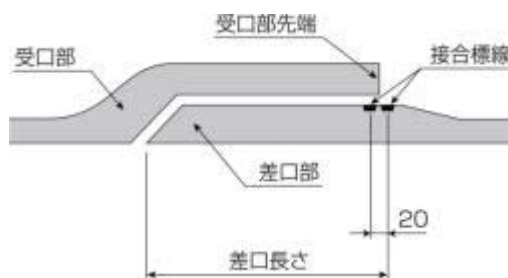


図 4-5 管体の接合位置確認

4-6 EF 接合

4-6-1 融着準備

融着を確実にを行うために、接合完了後の接続部に固定を目的として、表 4-3 に示す工具を設置する。なお、工具の設置位置は、図 4-6 に示すとおりとする。工具の取付けはトルクレンチを使用して、締付けトルク値は $100(\text{N} \cdot \text{m})$ とする。

表 4-3 呼び径と使用する工具

呼び径	固定工具
φ 800 以下	外面バンド
φ 900 以上	内径リング、外面バンド

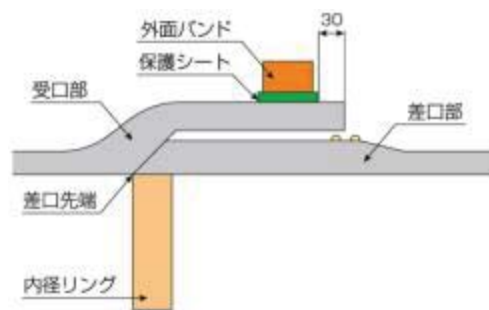


図 4-6 外面バンド、内径リングの設置位置



写真 4-4 外面バンド



写真 4-5 内径リング

4-6-2 融着(通電)

融着に使用する EF コントローラーの外観を写真 4-6 に示す。

- ① 出力ケーブルを EF 受口部の電熱線端子に接続後に電源ケーブルを接続し、電源 ON の状態にする。
- ② 融着条件バーコードを EF コントローラーのバーコードリーダーで読み込ませ、融着条件を確認する。
- ③ 融着スタートボタンを押して融着を開始する。
- ④ 融着完了(EF コントローラーからブザー音が鳴る)
- ⑤ EF コントローラーの電源をオフにした後、ケーブルを取り外す。

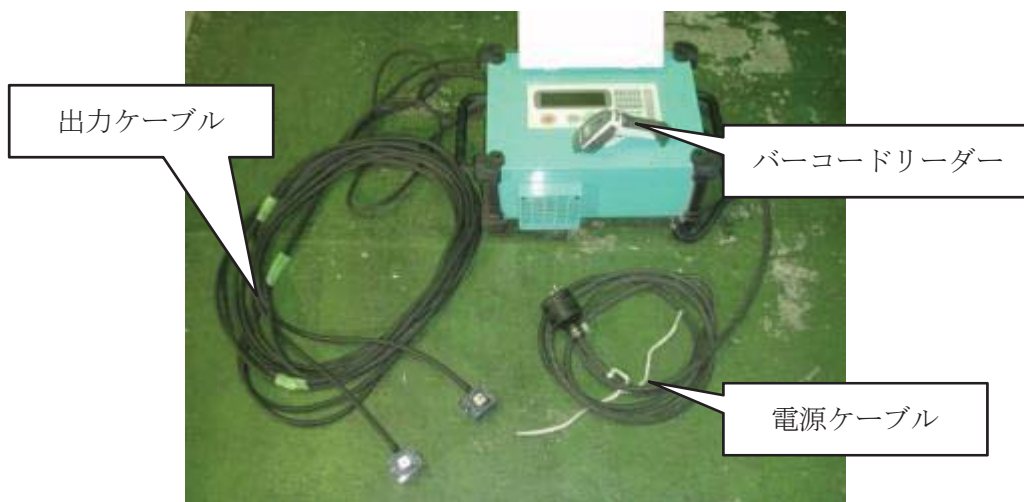


写真 4-6 EF コントローラー

4-6-3 冷却

融着完了後に管体に冷却終了時間(融着完了時間の 1 時間後)を書き込む。レバーブロック等の接続、固定に用いた工具は装着したまま、融着部の自然冷却を行う。



写真 4-7 冷却状況

4-6-4 融着完了確認

融着完了の合否判定基準は、隙間ゲージ(0.2mm)が図 4-7 に示す接合部(EF 受口と差口の隙間)に差し込むことができないこととする。

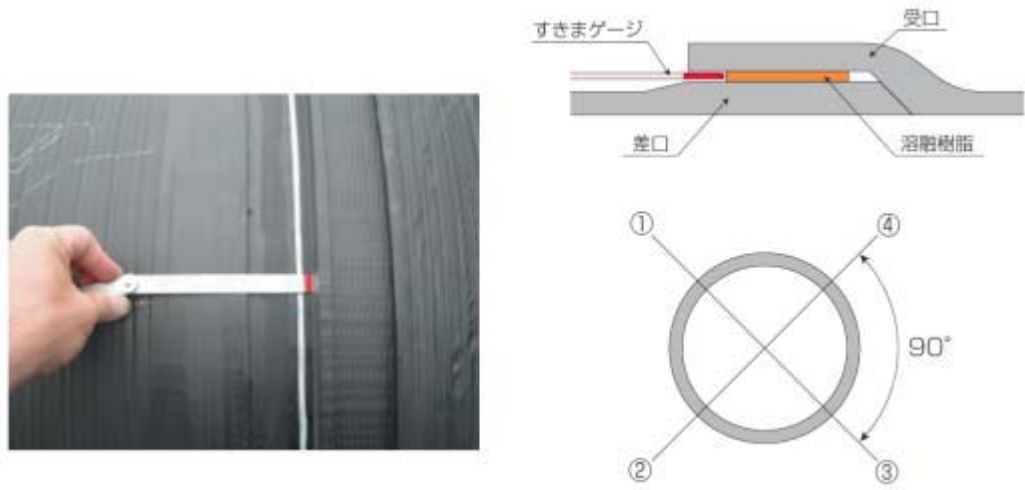


図 4-7 融着完了確認方法と確認位置図

5. 現地曲げ配管工法

5-1 作業フローチャート

ガラス繊維強化ポリエチレン管の現地曲げ配管工法を行う際の作業フローチャートは図5-1の赤枠範囲に示す通りである。

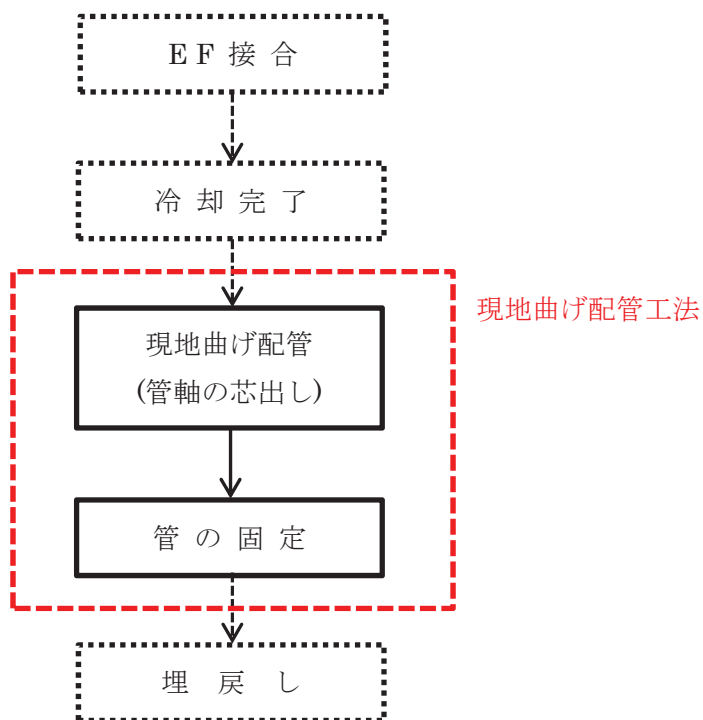


図 5-1 現地曲げ配管フローチャート

5-2 現地曲げ配管(管軸の芯出し)

現地曲げ配管の管軸芯出し作業は、以下の手順で行う。

① 管の EF 接合、冷却および埋戻し

現地曲げ配管を行う場合でも、管は図 5-2 に示す通り、まっすぐに引込み EF 接合および冷却を行う。ただし、冷却時間は通常とは異なり、120 分以上とする。

また、埋戻しを行うに際し、現地曲げに必要な管の長さとして、10m 以上は露出させておくこととする。

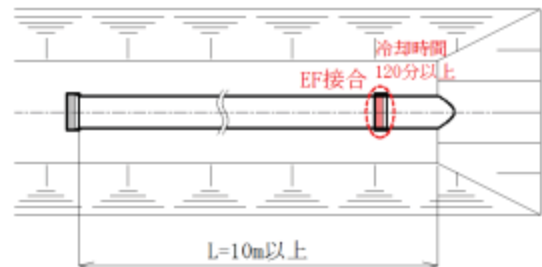


図 5-2 EF 接合、冷却および埋戻し

② 現地曲げ配管準備

現地曲げ配管を行う前に、図 5-3 に示す通り、線形確保のために以下の準備を行う。

1) 現地曲げする内側の中間点付近に大型土のうを設置する。大型土のうの設置位置は、現地曲げ配管後を考慮する。

2) 現地曲げ配管を行うために、現地曲げする内側に反力を得るための反力杭およびレバーブロック、外側には反力壁および油圧ジャッキを設ける。

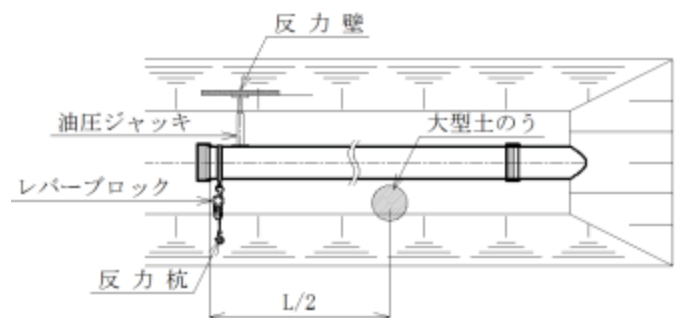


図 5-3 現地曲げ配管準備

③ 現地曲げ配管(管軸の芯出し)

現地曲げ配管は調査・設計の線形に沿うように、図 5-4 に示す通り、内側のレバーブロックおよび外側の油圧ジャッキにより管軸の芯出しを行う。

所定の線形が確認された段階で、レバーブロックおよび油圧ジャッキの状態を保持する。



図 5-4 現地曲げ配管

5-3 管の固定

現地曲げ配管後の管の固定は、以下の手順にて行う。

① パイプサポートの設置

現地曲げ後から埋戻し前までは、線形保持のために、パイプサポートを設置するが、その手順は以下の通りとする。

ただし、内側の反力杭およびレバールックは受口(差し口)の向きを保持するために次の EF 接合が完了するまでは撤去しない。

- 1) 現地曲げ後の管は直線に復元しようとすることから、外側にパイプサポートを設置し、ぐらつかないようにしっかりと保持する。
- 2) 内側の大型土のうの両サイドにパイプサポートを設け、前項と同様にぐらつかないようにしっかりと保持する。
- 3) 大型土のうを撤去し、同位置にパイプサポートを設け、しっかりと保持する。
- 4) 反力壁および油圧ジャッキを撤去する。

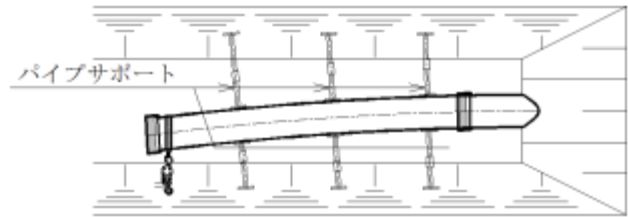


図 5-5 管の固定

② 埋戻し

埋戻しは、所定の埋戻し規定に基づいて行い、パイプサポートに近づいた時点で、パイプサポートを撤去する。現地曲げ配管に用いたパイプサポート等は埋戻し時には管に悪影響を及ぼさないためにも必ず撤去する。

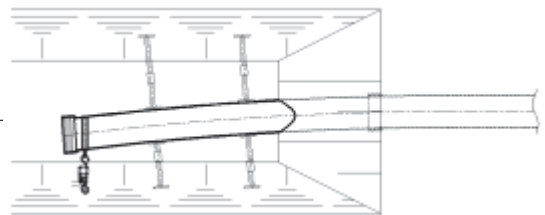


図 5-6 埋戻し

5-4 施工管理に関する資料

ガラス繊維強化ポリエチレン管を現地曲げ配管する際の施工管理に係る資料を以下に示す。

5-4-1 現地曲げ配管最小曲げ半径

ガラス繊維強化ポリエチレン管は、表 5-1 に示す最小曲げ半径以上であれば、直管を現地曲げ配管することが可能である。

表 5-1 直管の現地曲げ配管時の最小曲げ半径の目安（単位：m）

呼び径	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000
1 種管	21	24	27	31	34	41	47	54	60	67
1.5 種管	—	24	27	30	34	40	47	54	60	67
2 種管	—	—	27	30	34	40	47	53	59	66
3 種管	—	—	—	30	34	40	46	52	59	65
4 種管	—	—	—	—	—	39	45	52	58	64

※ 現地曲げ配管による最小曲げ半径は $R=60D$ で試算した。

（【参考資料】12.3 点曲げ試験 参照）

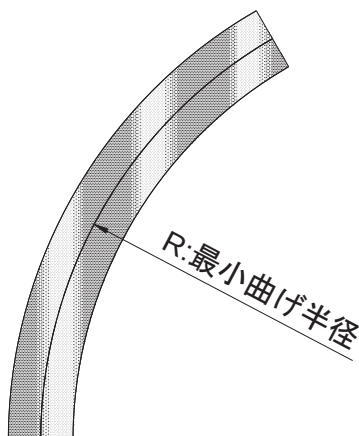


図 5-7 直管の現地曲げ配管(最小曲げ半径)

《計算例》 構造物周辺の不同沈下に追従するための必要管長さ

ガラス繊維強化ポリエチレン管(PE-GF 管)は、管材料である高密度ポリエチレン樹脂の柔軟性の特長を活かし、管本体で地盤沈下に追従可能な管材である。

しかしながら、施工条件・現場条件(沈下量)により、地盤追従が不可となる場合も考えられるため、管の諸元から曲率半径を整理し、構造物周辺の不等沈下に対して、沈下量とその沈下量に対して追従するための必要管長を算出する。

なお、本検討書は直線区間に配管された場合のみ適用可能であり、平面屈点・曲点を有する場合には別途検討が必要である。

1. 検討条件

(1) 管の諸元

管内径	d=	610 mm
管厚(PE 被覆層を含まず)	t=	18 mm
管外径	D=	646 mm
管軸方向のヤング係数	E=	1300 MPa
断面二次モーメント	I=	1.752E+09 mm ⁴

(2) 現場条件

沈下量	Δh =	0.30 m
-----	--------------	--------

2. 曲率半径の算出

ガラス繊維強化ポリエチレン管の曲率半径 R は、下記の基本式によって示すことができる。

前項の管の諸元より、曲率半径 R は以下の通りである。

$$\begin{aligned} \text{[基本式]} \quad R &= 60 \times D \\ &= 60 \times 646 \\ &= 38760 \text{ mm} \\ &\Rightarrow 39 \text{ m} \end{aligned}$$

ここに、 R : 曲率半径 (mm)
D : 管外径 (mm)

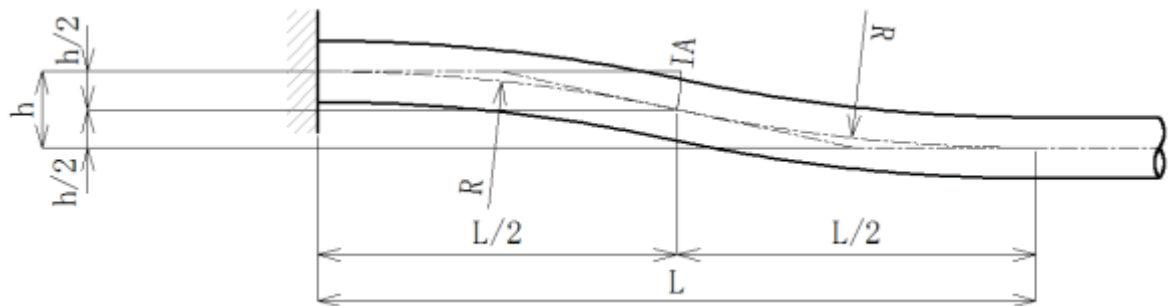
3. 沈下に追従するための必要管長の算出

(1) 現場(配管)条件

現場(配管)条件としては、1 直線かつ均一な地盤上に配管された状態で、支間中央部が沈下量として、 $\Delta h(m)$ 沈下した状態を仮定する。

(2) 現場(配管)イメージ図

前項の現場(配管)条件を下図に示す。



(3) 地盤沈下に追従するための必要管長の算出式

落とし込み高さに追従するための必要管長は、以下の基本式①、②より得られた算出式③により求める。

$$\Delta h/2 = R \cdot \{1 - \cos(IA/2)\} \quad \dots \text{基本式①}$$

$$L = 2 \cdot R \cdot \sin(IA/2) \quad \dots \text{基本式②}$$

$$L \geq 2 \cdot R \cdot \sin [\cos^{-1}\{(R - \Delta h/2)/R\}] \quad \dots \text{算出式③}$$

ここに、 Δh : 沈下量 (m)

R : 曲率半径 (m)

IA : 曲線の接線の交角(rad)

L : 曲線区間の水平距離 (m)

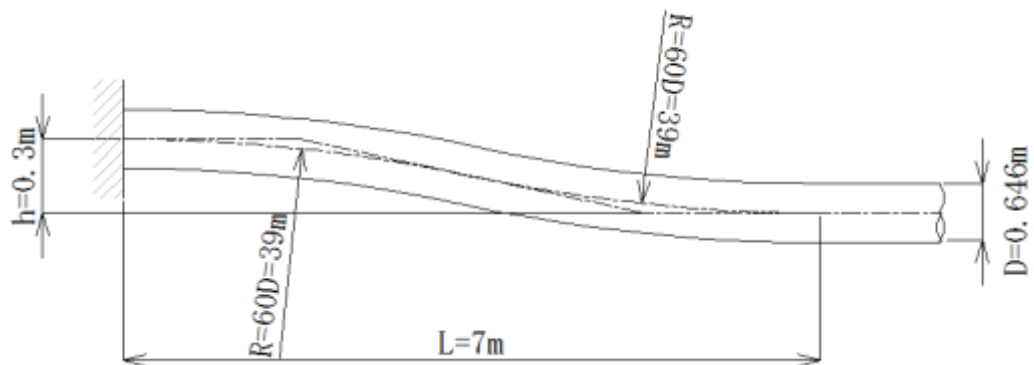
(4) 必要管長の検討

前項の算出式③により、落とし込みに追従するための必要管長(L)は以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} L &\geq 2 \cdot R \cdot \sin [\cos^{-1}\{(R - \Delta h/2)/R\}] \\ &\geq 6.8345(\text{m}) \\ &\Rightarrow \underline{7 \text{ m}} \end{aligned}$$

ここに、 $\Delta h = 0.30 \text{ (m)}$

$R = 39 \text{ (m)}$



5-4-2 施工管理

現地曲げ配管の施工管理(線形管理)の方法の一つとして、直線配管時の管端部と現地曲げ配管後の管端部のズレ(離れ)によって行うことが挙げられる。

以下に、現地曲げ配管時の線形管理となる基本式と図 5-8 にその計算モデル図を示す。

$$\text{【基本式】} \quad Y = b \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot \theta}{180}\right)$$

$$\theta = \frac{a}{R} \cdot \frac{180}{\pi}$$

ここに、 Y : 管端部のズレ(離れ) (mm)

θ : 交角 (°)

b : 現地曲げ配管の半分長 (mm)

a : 現地曲げ配管長 (mm)

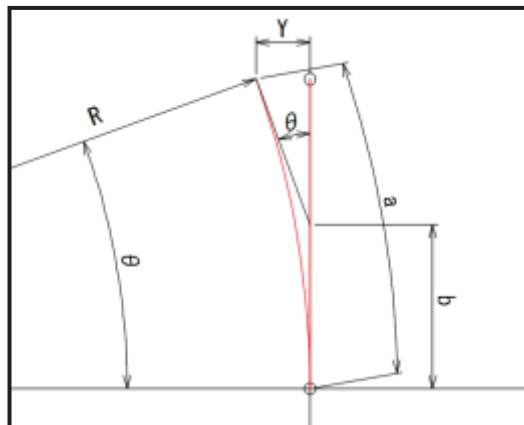


図 5-8 計算モデル図

ここで、現地曲げ配管長(a)を 10m (=10,000mm)と仮定すると、5-4-1 に示した最小曲げ半径における管端部のズレ(離れ) Y および交角 θ は表 5-2 の通りとなる。

表 5-2 配管長 10m 時の管端部のズレ Y および交角 θ 【参考】

呼び径		300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000
1 種管	$Y(\text{mm})$	2292	2024	1810	1585	1449	1207	1056	921	829	744
	$\theta(^{\circ})$	27	24	21	18	17	14	12	11	10	9
1.5 種管	$Y(\text{mm})$	—	2024	1810	1636	1449	1237	1056	921	829	744
	$\theta(^{\circ})$	—	24	21	19	17	14	12	11	10	9
2 種管	$Y(\text{mm})$	—	—	1810	1636	1449	1237	1056	938	843	755
	$\theta(^{\circ})$	—	—	21	19	17	14	12	11	10	9
3 種管	$Y(\text{mm})$	—	—	—	1636	1449	1237	1078	956	843	766
	$\theta(^{\circ})$	—	—	—	19	17	14	12	11	10	9
4 種管	$Y(\text{mm})$	—	—	—	—	—	1268	1102	956	858	778
	$\theta(^{\circ})$	—	—	—	—	—	15	13	11	10	9