

【整番】SE-20-IG-001	【標題】ASCE 埋設管ガイドラインの紹介と補足(その 1)	
分類：構造(埋設管)／種別：初心手引き	作成年月：H28.06／改訂：Ver.0.0(H28.7)	作成者：N. Miyamoto

全 29 枚

【 はじめに 】

- (1) 地下埋設配管は周辺を土で連続的に拘束されているので、要所ごとに点として支持拘束された一般の配管(→地上配管)とはだいぶ違った見方が必要になる。特に一般配管の設計から埋設配管の設計に転じるとき戸惑いと混乱を起さるので、TS 作成者なりに初心者手引きを思案してみたが、関連情報が錯綜して整理がつかない。そこで比較的知られた ASCE(米国土木学会)の埋設管ガイドライン(下記)の内容を紹介するとともに補足情報をプラスして TS 化してみた。

American Lifelines Alliance 「Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe」
July 2001 (with addenda through February 2005)

このガイドラインは強度便覧としての側面が強いが、それなりに埋設管の基本的な設計ポイントが集約されている。

- (2) 本 TS ではまず ASCE 埋設管ガイドラインの内容を紹介し(和訳し)、そのあと各項目について補足的に関連する情報を追加する。なおガイドラインはかなりボリュームがあるので、3 分冊とする。本 TS(その 1)の範囲は下記の目次の朱枠で囲った部分である。

***** 目 次 *****

1. 序言	1.1 起案の目的	1.2 注意事項	1.3 記号の定義	-----1~8 (P2)
2. 内圧	2.1 内圧源	2.2 例解		-----9 (P3)
3. 垂直土荷重	3.1 作用荷重	3.2 土荷重下の撓みと応力	3.3-3.5 例解	-----10~12 (P3-P4)
4. 表面活荷重	4.1 作用荷重	4.2 楕円化と応力	4.3 例解	-----13~19 (P4-P9)
5. 表面衝撃荷重	5.1 最大衝撃荷重	5.2 貫通及び PPV	5.3 例解	-----21~23 (P9-P10)
6. 浮力	6.1 作用荷重	6.2 管の応力	6.3 例解	-----24~26 (P10-P12)
7. 熱膨張	7.1 熱膨張荷重と応力	7.2 例解		-----27~28 (P12-P13)
8. 管-土の相対変位	8.1 作用荷重	8.2 評価	8.3 例解	-----29~40 ()
9. 管ベンドの動き	9.1 管の動き	9.2 評価		-----41~42()
10. 自己沈下				-----43()
11. 地震	11.1 地震波動伝播	11.2 永久地盤変形	11.3 例解	-----44~48()
12. 近隣爆破の影響	12.1 作用応力	12.2 評価	12.3 例解	-----50~54()
13. 流体過渡	13.1 作用荷重	13.2 評価	13.3 例解	-----55~56()
14. 供用中の再配置	14.1 作用荷重	14.2 評価	14.3 例解	-----58~61()
参考文献				-----62
付録 A 推奨受容基準				-----66~67()
付録 B 地盤バネ	B-1 軸バネ	B-2 水平バネ	B-3 垂直上方バネ	B-4 垂直下方バネ-----68-72()

【 ASCE 埋設管ガイドラインの内容(訳) 】

1.0 序言

ALA(米国ライフライン連盟)は ASCE(米国土木学会) と FEMA(連邦緊急管理局)の協定のもとに 1998 年設置された。1999 年 ALA は土木/機械技術者グループを組織化して埋設鋼管の設計ガイドを準備することを委託した。本レポートに示されたガイドラインは委託グループが準備したもので手計算に適した基本設計式に力点をおくとともに、必要個所では FEM への手引きも行っている。

1.1 起案の目的

本ガイドの目的は、作用荷重の範囲で埋設管の健全性を評価するための設計規定を開発することである。本レポートに含まれる規定は以下のような埋設管類に適用する。

- ASTM や API の材料仕様に適応した炭素鋼あるいは合金鋼で作られた新設/既設埋設管
- ASME コードや API スタンダードで認められた溶接技術を用いて接合された溶接管
- ASME B31 圧力配管(下記)に従って設計製作され試験検査された配管

B31.1 動力配管、B31.3 プロセス配管、B31.4 液体炭化水素パイプライン、
B31.5 冷凍配管、B31.8 ガス輸送分配配管、B31.9 ビル設備配管、
B31.11 スラリー配管、ASME Sect.Ⅲ Div.1 原子力プラント配管

本ガイドの各章は作用荷重のタイプ別に割り当てられる。即ち、

2.0 内圧、3.0 垂直土荷重、4.0 表面活荷重、5.0 表面衝撃荷重、6.0 浮力、7.0 熱膨張、
8.0 管-土の相対変位、9.0 管ベンドの動き、10.0 自己沈下、11.0 地震、
12.0 近隣爆破の影響、13.0 流体過渡、14.0 供用中の再配置

特に断りのない限り寸法上一貫した単位設定が使用される。また圧力配管等への適用において荷重条件によっては、ここで要求される計算結果が殆ど問題にならない応力レベルになるかも知れない。しかしそれだからといって計算手順に異同が生じることはない。本書に慣れれば、どの設計条件がどの適用に関連するか効率的に決めることができるようになるはずである。

埋設管に対する種々の要求に対し各章ごとに計算例をできるだけ付けるようにしている。場合によっては埋設管の健全性を評価する際に同時に発生する荷重の効果を適宜 組み合わせる必要もでてくる。そこで、**Appendix A** [推奨受容基準]に埋設管の能力評価に関する手引きを示している。またいくつかの荷重状態に共通している所から、**Appendix B** [地盤バネ] に地盤反力に関する計算式を用意している。

本書の規定は随意の言い回しで書かれており、ユーザに一連の選択ないし助言を提供しているが具体的な行動を指示するものではない。ユーザ側で有意な判断を行う必要がある。

1.2 注意事項

本ガイドは、腐食や亀裂のような材料劣化あるいは凹みやえぐれのような輸送/据付け時の損傷または故意の損傷による影響にはふれていない。また設計に付加的な要件や制約を課するような規則遵守、あるいは通行権や最小間隔などの団体規約にはふれていない。

1.3 記号の定義 (→割愛、個々の式で定義)

2.0 内 圧

2.1 内圧源

液体/ガス/2 相流配管系の設計に用いられる内圧は次のいずれか大きい方とすること。

* システムの最大運転圧力ないし設計圧力。設計圧力は運転中のシステムで到達可能な最大圧力で、偶発的な温度上昇/制御装置の故障/誤操作のような予想しうる逸脱状態から生じる圧力や液体ラインの水撃などから生じる過渡的な過剰圧力を含む。

* システムの水圧試験圧力あるいは気密試験圧力

* なんらかの供用中の圧力漏洩試験

埋設管とそれに連なる地上管の内圧設計は同じ式に由る。

2.2 例 解

ある化学プラントで 6 inch シームレス炭素鋼管 ASTM A106 Gr.B を埋設する。パイプは ASME B31.3 に従って設計圧力 500psi、最大設計温度 100°F で設計され、許容応力は $S=20000\text{psi}$ である。埋設管の最小肉厚は？

$$t = pD/[2(SE + pY)] = 500 \times 6.625 / [2 \times (20000 \times 1.0 + 500 \times 0.4)] = 0.082 \text{ inch}$$

ここで、 t =B31.3 による最小肉厚(inch)、 D =管外径(=6.625 inch)、

S =B31.3 許容応力(=20000 psi at 100°F)、 E =品質係数(=1.0)

p =設計圧力(=500 psi)、 Y =B31.3 温度依存係数(=0.4)

この肉厚に腐れ代や製作公差(12.5%/ASTM A106)を加えて必要最小肉厚が得られる。この肉厚計算プロセスは相当する地上配管のそれと同じである。

3.0 垂直土荷重

3.1 作用荷重

垂直土荷重は主にパイプラインに内圧がなく埋設管が運転状態にない場合に重要である。たいていの運転では、外部土圧は内圧に較べて軽少なので垂直土荷重は無視できるが、レールや道路を横断するときの配管ケーシングを設計する場合に重要になる。

埋設管上の土荷重を計算する目的であれば、鋼管はフレキシブルと見なされ、**撓性管**の設計手順が適用される。トレンチに置かれ埋戻し土で覆われた撓性管では、管に作用する土の自重は Fig.3.1-1 に示すように、管と等しい幅と管を覆った盛り土深さに等しい高さをもった角柱(プリズム)の重量になる。このモデルは[トレンチ+盛り土]の状態に適用される。その場合、管路が地下水位よりも上にあるときは、土の重量から生じる圧力(垂直土圧)の上限は次の式で見積もることができる。

$$P_v = \gamma C \quad \text{-----}(3-1)$$

ここで P_v =管上の土重量による圧力、 γ =盛り土の全乾燥比重量、 C =管上の盛り土高さ

管路が地下水位よりも下にあるときは、土粒子の浮力効果が効いてくる。即ち

$$P_v = \gamma_w h_w + R_w \gamma_d C \quad \text{-----}(3-2)$$

$$R_w = 1 - 0.33(h_w/C)$$

ここで γ_d =盛り土の全乾燥比重量、 γ_w =水の比重量、 h_w =管上の水位高さ、 R_w =水浮力係数

もし管がトレンチに置かれて埋戻し土で覆われる代わりに、乱されていない未飽和の土の中に置かれるなら、土摩擦と土粘着が結合し、角柱(プリズム)の時に較べて管上の土荷重が著しく減少する。乱されていない土の中に置かれた土荷重は次の Moser の式で、安全側に見積もれる。

$$P_{vu} = P_v - 2c(C/D) \quad \text{-----(3-3)}$$

ここで P_{vu} =未攪乱/未飽和の土中に設置した状態の垂直土圧、 D =管外径、 P_v , C =前記に同じ
 c =土の粘着力 (loosed dry sand の 0 psf から hard clay の 1500 psf まで)

3.2 土荷重による撓みと応力

管上の土荷重の効果と断面の楕円化については、表面荷重と併せて 4.2 節で評価する。

3.3 例解 1

単位重量 120 lb/ft^3 の土の下 10 ft 深さに埋設された管路の土荷重(土圧)は、

$$P_v = (120 \text{ lb/ft}^3) \times 10 \text{ ft} = 1200 \text{ psf}$$

3.4 例解 2

乾燥単位重量 100 lb/ft^3 の土の下 10 ft に埋設された管路では、その土圧は、

$$P_v = (100 \text{ lb/ft}^3) \times 10 \text{ ft} = 1000 \text{ psf}$$

もしその土が表面に達する水位で飽和しているなら、水圧のみで

$$P_v = (62.4 \text{ lb/ft}^3) \times 10 \text{ ft} = 624 \text{ psf}$$

もし土と水の働きだけなら、垂直土圧の合計は 1624 lb/ft^3 になるが、実際には土に浮力が働いてその合計垂直土圧は次のようになる。

$$P_v = (62.4 \text{ lb/ft}^3) \times 10 \text{ ft} + \{1 - 0.33(10/10)\}(100 \text{ lb/ft}^3) \times 10 \text{ ft} = 1294 \text{ psf}$$

3.5 例解 3

30 inch 径の管が、全単位重量 120 lb/ft^3 の未攪乱 medium clay の 10 ft 深さに埋設されており、その粘着力は 500 psf と見積もれる。式(3.1)と式(3.3)を用いて垂直土圧をチェックせよ。

$$P_v = (120 \text{ lb/ft}^3) \times 10 \text{ ft} = 1200 \text{ psf}$$

$$P_{uv} = 1200 \text{ lb/ft}^3 - 2 \times (500 \text{ lb/ft}^3) \times (10 \text{ ft} / 30 \text{ in}) \times (12 \text{ in} / 1 \text{ ft}) = -2800 \text{ psf}$$

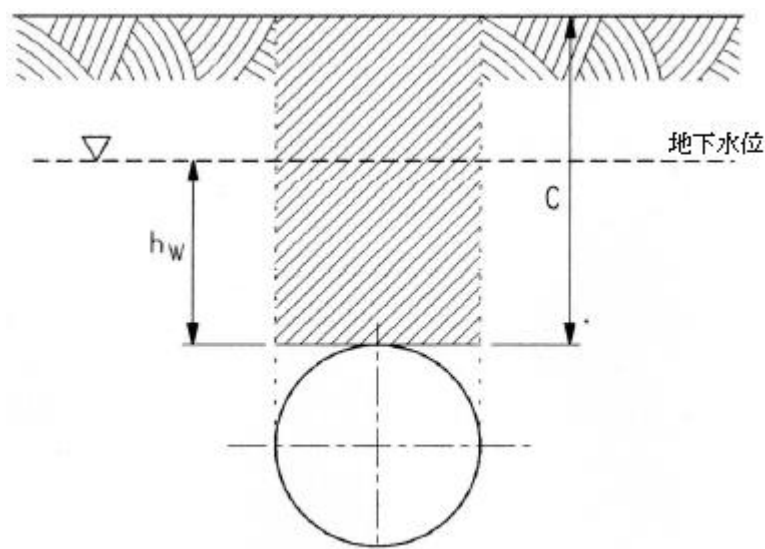


Figure 3.1-1 Soil Prism Above Pipe 管上の土の角柱

4.0 表面活荷重

4.1 作用荷重

土被りによる死荷重以外にも、埋設管には載荷による集中/分布活荷重が加わる。特にトラックの

車輪荷重、鉄道/自動車/動力車荷重および空港の航空機荷重のような大きな集中荷重に関心が集まる。設計仕様書の規定によるが、活荷重効果は、Table 4.1-1 に示すように AASHTO HS-20 トラック荷重、Copper E-80 鉄道荷重あるいは 180 kip 航空機ギアアセンブリ荷重に基づいている。この場合活荷重 P_v は psi で与えられ、打撃や移動面の凸凹を考慮して衝撃係数 $F'=1.5$ が含まれている。このほかの衝撃係数は Table 4.1-2 に示される。

(注記) 活荷重は管上の土被り深さに依存するが、HS-20 荷重については土被りが 8ft を越えるとき、E-80 荷重については土被りが 30ft を越えるとき、航空機荷重については土被りが 24ft を越えるときは無視できる。

Live load transferred to pipe, lb/in ²				Live load transferred to pipe, lb/in ²			
Height of cover, ft	Highway H20*	Railway E80†	Airport‡	Height of cover, ft	Highway H20*	Railway E80†	Airport‡
1	12.50	--	--	14	§	4.17	3.06
2	5.56	26.39	13.14	16	§	3.47	2.29
3	4.17	23.61	12.28	18	§	2.78	1.91
4	2.78	18.40	11.27	20	§	2.08	1.53
5	1.74	16.67	10.09	22	§	1.91	1.14
6	1.39	15.63	8.79	24	§	1.74	1.05
7	1.22	12.15	7.85	26	§	1.39	§
8	0.69	11.11	6.93	28	§	1.04	§
10	§	7.64	6.09	30	§	0.69	§
12	§	5.56	4.76	35	§	§	§
				40	§	§	§

Notes:

* Simulates a 20-ton truck traffic load, with impact 20tonトラックショック付き

† Simulates an 80,000 lb/ft railway load, with impact 120ton/m鉄道荷重

‡ 180,000-pound dual-tandem gear assembly, 26-inch spacing between tires and 66-inch center-to center spacing between fore and aft tires under a rigid pavement 12 inches thick, with impact

§ Negligible influence of live load on buried pipe 活荷重無視

Table 4.1-1 Live Loads

Installation Surface Condition 設置面条件				
Height of cover, ft 土被り深さ	ハイウェイ Highways	鉄道 Railways	走路 Runways	Taxiways, aprons, hardstands, run-up pads
0 to 1	1.50	1.75	1.00	1.50
1 to 2	1.35	1.50	1.00	1.35
2 to 3	1.15	1.50	1.00	1.35
Over 3'	1.00	1.35*	1.00	1.15†

Notes:

タキシ路、エプロン、舗装駐機、離陸

* Refer to data available from American Railway Engineering Association (AREA)

† Refer to data available from Federal Aviation Administration (FAA)

Table 4.1-2. Impact Factor (F') versus Height of Cover

AASHTO HS-20、Copper E-80、あるいは 180 kip 航空機以外の活荷重については、集中表面荷重 P_s によって埋設管に作用する土圧 P_v (Table 4.1-1 に同じ) は、次の Boussinesq (ブーシネスク) の式を

用いて計算できる。

$$P_p = 3P_s / [2\pi C^2 \{1 + (d/C)^2\}^{2.5}] \quad \text{-----}(4.1)$$

ここで、 P_p =管に伝達される圧力(psf)、 P_s =管上の地表面に作用する集中荷重(lb)

C =管上の土被り深さ(ft)、 d =管から表面荷重作用ラインまでのオフセット距離(ft)

P_p には、**Table 4.1-2** の衝撃係数 F' を乗じて表面線荷重の動的効果を考慮する必要がある。

過剰荷重がパイプライン近傍の地表面に加わるときは 管路廻りの土壌が縦横に変形する可能性がある。この場合は専門的な地盤工学検討のような付加情報から、管路が地盤変形に追従するかどうかを判断する必要がある。

10 平方フィートを越える面積にわたって過剰荷重があり、管路上に置かれた載荷重量や盛り土高さが以下の値を越えるときは、更に詳細な検討を行うべきである。

載荷重 500 psf or 盛り土 5 ft -----1941 年以前の管路

載荷重 1000 psf or 盛り土 10 ft -----12 inch 径以上の管路

載荷重 1500 psf or 盛り土 15 ft -----12 inch 径未満の管路

4.2 楕円化と応力

4.2.1 楕円化

埋設管は **Fig.4.2-1** の図示するように土荷重/活荷重の効果で楕円化する傾向がある。管の楕円化計算には修正 Iowa 撓み公式が用いられる。

$$\Delta y/D = D_1 K P / [(EI)_{eq} / R^3 + 0.061 E'] \quad \text{-----}(4-2)$$

$$(EI)_{eq} = EI + E_L I_L + E_C I_C = E(t^3/12) + E_L(t_L^3/12) + E_C(t_C^3/12) \quad \text{-----}(4-3)$$

ここで Δy =管の垂直撓み(inch)、 D =管外径(inch)、 D_1 =撓み遅れ係数(約 1.0~1.5)、

K =管底の支持による定数(～0.1)、 P =[土荷重 P_v +活荷重 P_p]による管上の圧力(psi)、

R =管の半径(inch)、 $(EI)_{eq}$ =単位管長当たりの管壁の等価(曲げ)剛性(in/ lb)、

E, E_L, E_C =それぞれ管材,ライニング材,コーティング材の縦弾性係数(psi)、

I, I_L, I_C =それぞれ管材,ライニング材,コーティング材の慣性モーメント(psi)、

t, t_L, t_C =それぞれ管材,ライニング材,コーティング材の肉厚(in)

E' =土の反力係数(psi)(→末尾メモ参照)

管壁の剛性 $(EI)_{eq}$ は、[素管+ライニング(添字 L)+コーティング(添字 C)]の合計である。土の反力係数 E' は管を囲む埋込み土の剛性の大きさと、実際は土の受働側の反力係数と管半径の積である。 E' の値は、砕かれ緩められた細粒土の 0 からかなり搗き固められた粗粒土の 3000psi まで変化する。最近の研究では限定範囲の圧縮係数が E' の代りに使用できることがわかっている。

4.2.2 壁貫通曲げ(板曲げ)

(土荷重+表面荷重)のもとで、埋設管の壁貫通曲げ応力(板曲げ応力)は **Fig.4.2-2** のように分布し(4-4)式から見積もることができる。

$$\sigma_{bw} = 4E(\Delta y/D)(t/D) \quad \text{-----}(4-4)$$

ここで σ_{bw} =板曲げ応力、 $\Delta y/D$ =楕円化率、 t =肉厚、 D =管外径、 E =管材の縦弾性係数

4.2.3 側壁(管)の圧潰

(土荷重+表面荷重)による管上の圧力が側壁(管)の圧潰圧力よりも少なくなるように埋設深さをとる。

$D/t < 100$ で降伏応力 $> 30000 \text{ psi}$ の埋設鋼管では管の圧潰はまず起きないだろう。

4.2.4 円環座屈

もし(土荷重+表面荷重)が過大になれば **Fig.4.2-4** に示されるような座屈が起きる。Appendix A にその評価を示すが、管上の全垂直圧力荷重 P は次式によって制限される。

$$P \leq (1/FS)[32R_w B' E' \{ (EI)_{eq}/D^3 \}]^{0.5} \quad \text{-----(4-5)}$$

$$B' = 1/(1 + 4e^{-0.065C/D}) \quad \text{-----(4-6)}$$

ここで P =全垂直圧力荷重、 FS =安全率= 2.5 [$(C/D) \geq 2$ のとき]、 3.0 [$(C/D) < 2$ のとき]

C =管上の土被り深さ、 R_w =水浮力係数= $1 - 0.33(h_w/C)$ (但し $0 < h_w < C$)、

h_w =管頂より上にある水位の高さ、 B' =弾性支持に対する経験係数(無次元)

E' =土の反力係数

B' は AWWA Manual 11, Steel Pipe – A Guide for Design and Installation による。

鋼製管路では典型的な座屈は楕円化率が 20% に達したときに起きる。建設工事規定やコード規定では新規鋼製管路の断面楕円化率をもっと低い値に制限している(例えば API RP-1102 で 3%)。

4.2.5 疲労

鉄道やハイウェイの下を横断する場合のように埋設管が周期的な大きな繰返し荷重を受ける所では通常、連邦/州/地方自治体によって最小埋設深さが規制されている。これは一般に 1~6 ft であって、横断のタイプ、暗渠のタイプ、管サイズおよび損傷の影響などによって決まる (→ASME B31.4, B31.8, 40CFR, API RP-1102)。例えば API RP-1102 では鉄道下で 6 ft、ハイウェイ下で 4 ft。もし管が 2 ft 以下の土被りであれば、管の伸縮で路面に亀裂がでる。管にモルタルライニングやコーティングがされているなら、周期的な活荷重による撓み限界は 1 % に抑えられるべき。

4.3 例 解

フレキシブルライニングおよびコーティングを施した 24 inch 径/ 0.375 inch 厚さ(慣性モーメント $I = 1943 \text{ in}^4$)の炭素鋼管が道路下を横断する。最大設計表面荷重は $P_s = 10000 \text{ lb}$ で、管は地下水位より上にあり地表から 3 ft (36 inch) 深さに埋設されている。土の全単位重量は 100 lb/ft^3 、土の反力係数 E' は 500 psi である。この場合の管応力を求めよ。但し内圧は零とする。

管上の土圧は、 $P_v = \gamma C = 100 \text{ lb/ft}^3 \times 3 \text{ ft} \times (1 \text{ psi}/144 \text{ psf}) = 2.1 \text{ psi}$

管の直上(オフセット $d=0$)における 10000 lb 表面荷重による管上の圧力は

$$P_p = 3P_s / [2\pi C^2 \{1 + (d/C)^2\}^{2.5}] = 3 \times 10000 \text{ lb} / [2\pi \times 36 \text{ in}^2 \{1 + (0/36 \text{ in})^2\}^{2.5}] = 3.7 \text{ psi}$$

衝撃係数を 1.15 とすれば、全活荷重は $1.15 \times 3.7 \text{ psi} = 4.3 \text{ psi}$

以上より、管上の全作用荷重は、次のようになる。

$$P = P_v + P_p = 2.1 + 3.7 = 6.4 \text{ psi}$$

管の単位周当たりの管壁の慣性モーメントは、幅 0.375 inch、長さ 1 inch の帯板の慣性モーメントであるから、

$$I = (1/12) \times 1 \times 0.375^3 = 0.00439 \text{ in}^4/\text{in}$$

管の楕円化率は、 $E = 29 \times 10^6 \text{ psi}$ として、

$$\Delta y/D = D_1 K P / [(EI)_{eq}/R^3 + 0.061 E'] = 1.5 \times 0.1 \times 6.4 / [(29 \times 10^6 \times 0.00439 / 12^3 + 0.061 \times 500)] = 0.009$$

楕円化に由る壁貫通曲げ応力は、

$$\sigma_{bw} = 4E(\Delta y/D)(t/D) = 4 \times 29 \times 10^6 \times 0.009 \times (0.375/24) = 16313 \text{ psi}$$

限界円環座屈圧力は、

$$B' = 1/(1 + 4e^{-0.065C/D}) = 1/(1 + 4e^{-0.065 \times 36/24}) = 0.216$$

$$P_c = (1/FS)[32R_w B' E' \{(E/eq/D^3)\}^{0.5}] = 1 \times [32 \times 1 \times 0.216 \times 500 \times \{(29 \times 10^6 \times 0.00439/24^3)\}^{0.5}] = 178 \text{ psi}$$

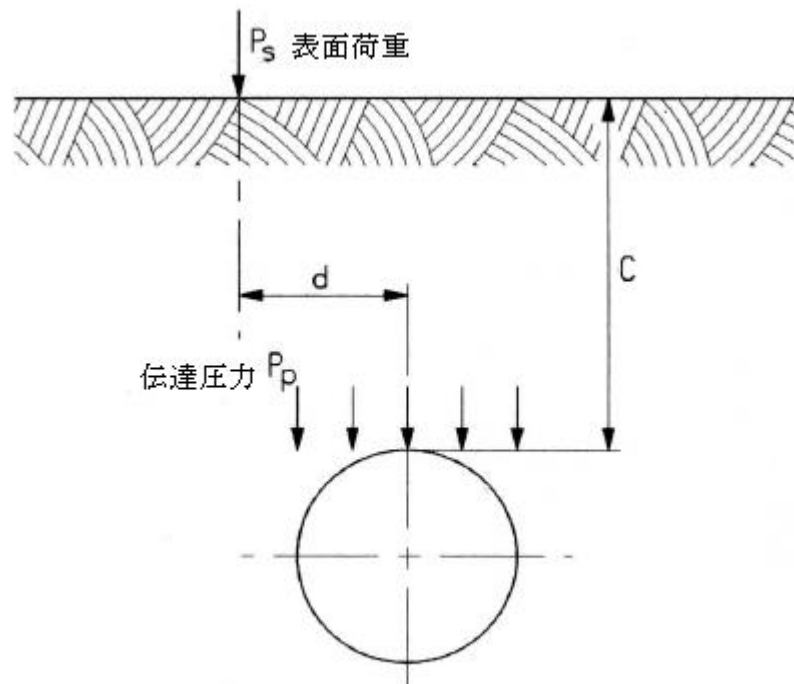


Figure 4.1-1 Surface Load and Transmitted Pressure

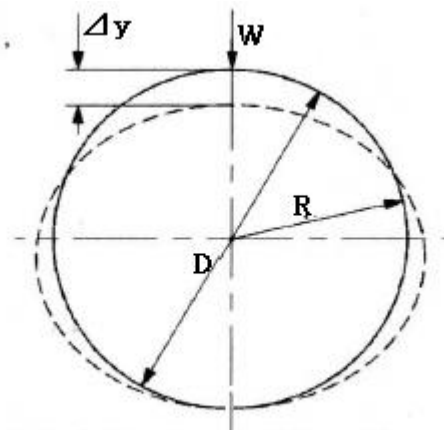


Figure 4.2-1 Ovality of Pipe Cross Section

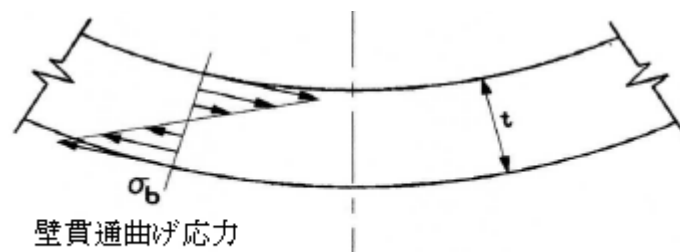


Figure 4.2-2 Through-Wall Bending Stress

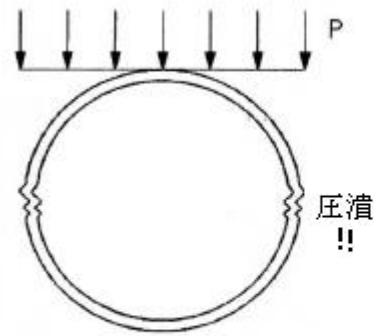


Figure 4.2-3
Crushing of Side Wall

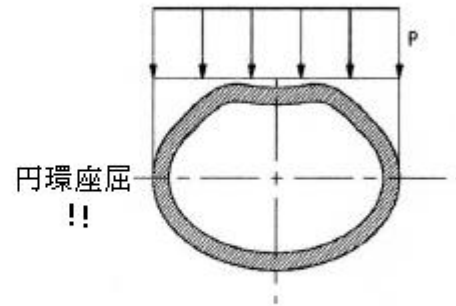


Figure 4.2-4
Ring Buckling of Pipe Cross Section

5.0 表面衝撃荷重

5.1 最大衝撃荷重

ここで云う衝撃荷重は有意な高さから落下する大重量物から生じるもの。この場合、4章で適用した衝撃係数 F' の使用は埋設管に及ぼす衝撃荷重の影響を見積もるには十分でない。重量 W の落下体(Fig.5.1-1 参照)による表面衝撃荷重は次式で得られる。

$$P_{\max} = [32WH_f G r_o / \{\pi^2(1 - \nu)\}]^{0.5} \quad \text{-----}(5-1)$$

ここで $P_{\max}$ = 地表面での最大荷重(lb)、 W = 落下物重量(lb)、 H_f = 落下高さ(inch)、
 r_o = 落下物の最小水平半径(inch)、 ν = ポアソン比、 G = 土のせん断弾性係数(psi)

大きなひずみの場合、衝撃部分近傍ではせん断弾性係数は低振幅せん断弾性係数の 1/10 あるいは

$$G = \rho V_s^2 / 10 \quad \text{-----}(5-2)$$

ここで、 V_s = 地表面近くのせん断波速度(inch/s)、 ρ = 地表面近くの質量密度 ($\text{lb} \cdot \text{sec}^2 / \text{in}^4$)

5.2 貫通および PPV

管の位置の廻りの衝撃に対し、管に伝達される増圧は、 $P_{\max}$ を作用荷重とみなして 4 節で述べたような方法で評価できる。この場合、楕円化、壁貫通曲げ、側壁圧潰および円環座屈を考慮する。加えて、落下物による地面貫通に対し十分な埋設深さであるかを確認する。貫通深さは次式で見積もることができる。

$$x_p = k P_a \log_{10}(1 + V^2 / 215000) \quad \text{-----}(5-3)$$

ここで x_p = 貫通深さ(ft)、 P_a = 衝撃面積当たりの重量(psf)、 V = 衝撃速度(f/s) [= $(2gH_f)^{0.5}$]、
 k = 貫通係数(経験値として砂混じりの土で 0.0367、植生土で 0.0482、軟質土で 0.0732)

管からかなり離れた位置で衝撃が起きるときは、波動伝播が埋設管の変形の主因になる。そのような場合のピーク粒子速度は次式で計算できる。

$$PPV = 8[(WH_f)^{0.5} / d]^{1.7} \quad \text{-----}(5-4)$$

ここで、 PPV = ピーク粒子速度(in/s)、 W = 落下物重量(ton)、 H_f = 落下高さ(ft)、
 d = 衝撃の位置から管中心までの最短距離(ft)

PPV の計算値は例えば、後述の爆発荷重項の手順による評価に使用できる。

5.3 例 解

建設中に吊り上げられた大型熱交が 15 ft 高さから落下するときの地面の衝撃を考える。熱交重量

420 トン(840000 lb)、衝撃面積 6 ft 径、土密度 110 lb/ft³、土のポアソン比 0.37、せん断波速度 833 ft/s=10000 in/s とする。

$W=840000\text{ lb}$ 、 $H_f=180\text{ in}$ 、衝撃面積の等価半径 $r_o=36\text{ inch}$ 、 $\gamma=110\text{ lb/ft}^3$ 、 $\rho=\gamma/g$ 、 $\nu=0.37$ 、 $V_s=10000\text{ in/s}$ であるから

$$\rho=110/32.15/12^4=0.0001647\text{ lb}\cdot\text{sec}^2/\text{in}^4, G=\rho V_s^2/10=0.0001647\times 10000^2/10=1647\text{ psi}$$

$$P_{\max}=[32WH_fGr_o/\{\pi^2(1-\nu)\}]^{0.5}=[32\times 840000\times 180\times 1647\times 36/\{\pi^2\times 0.63\}]^{0.5}=6793000\text{ lb}$$

貫通深さを求めるためにまず、衝撃の時の速度を求める。

$$V=(2gH_f)^{0.5}=(2\times 32.2\times 15)^{0.5}=31\text{ ft/s}$$

$$\text{衝撃圧は、} P=P_{\max}/(\pi r_o^2)=6793000/(\pi \times 36^2)=1668\text{ psi}$$

$$\text{単位衝撃面積当たりの重量は} P=W/(\pi r_o^2)=840000/(\pi \times 36^2)=206\text{ psi}$$

砂混じり土の場合、 $k=0.0367$ 、従って貫通深さは

$$x_p=kP_a\log(1+V^2/215000)=0.0367\times(206\times 144)\log_{10}(1+31^2/215000)=2.1\text{ ft}$$

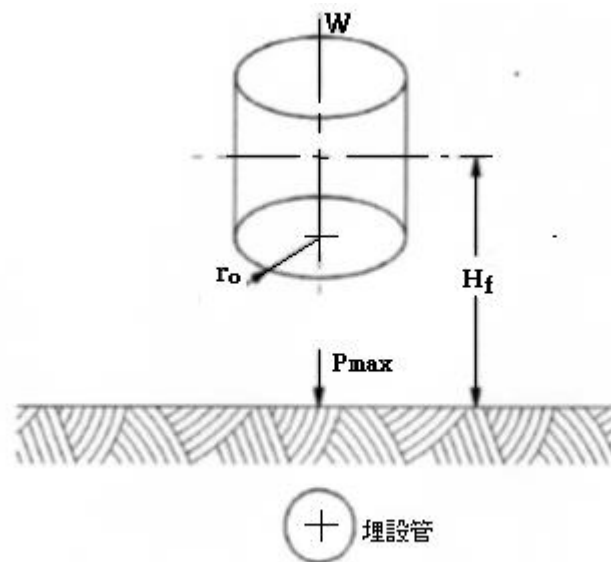


Fig.5.1-1 Fall of a Heavy Object on Ground Surfaces
地表面上の重量物の落下

6. 浮力

6.1 作用荷重

パイプ下の地下水面による浮力が、管とその上の土被りの組合せによる下向き重量を越えるとき正味の上向きフォース(力)が発生する。**Fig.6.1-1**は地下水位より下に設置された埋設管に作用する力の様子を示している。

最大の上向きフォースを算出するには、設計者は、設置及びテストの際に埋設管が空管になることを考えておく必要がある。周囲の流体の重量は 土の密度と埋設管に対する水位に依存する。

地下水位が管より上にあるとき、真直な炭素鋼鋼管がかかる上向き力は次式から得られる。

$$F_b=W_w-\{W_p+W_c+(P_v-\gamma_{whw})D\} \quad \text{-----(6-1)}$$

ここで D =管外径、 F_b =管の単位長さ当たりの浮力による上向き力、 $P_v=3$ 節で定義の土圧、

W_w =単位長さ当たりの管で置き換えられた水重量、 W_p =単位長さ当たりの管重量、

W_c =単位長さ当たりの管の内容物重量

なお計算を簡略化するため管壁の土の粘着力は無視される。

6.2 管の応力

比較的短区間の埋設管については、浮力によって生じる長手梁曲げ応力 σ_{bf} は次式で近似できる。

$$\sigma_{bf} = F_b L^2 / (10Z) \quad \text{-----(6-2)}$$

ここで、 Z =管の断面係数、 L =浮力ゾーンにあるパイプスパン長

長いパイプスパンについては、梁的な動きだけではなくケーブル的な動きもみられる。浮力に対して付加抵抗をつけるため、コンクリートコーティング、コンクリート重錘、砂利詰め、ブラケットのようなバラスト(安定材)が使われる。例えば、ネジ式アンカで管を固定することもある。

6.3 例 解

ガス管が 2 ft (24inch)の深さに埋設されている。管は 48 inch(4ft)径で 0.5inch 肉厚、土の乾燥密度は 80 lb/ft^3 である。洪水によって管路ルート沿い 25ft にわたり地下水面が地表まで上昇した(例えば **Fig.6.1-2**)。管の浮き上がりをチェックせよ。もし浮き上がりが起きるなら、浮力による管応力を見積もれ。

管によって置き換えられた水の重量は、 $W_w = \gamma_w (\pi D^2/4) = 62.4 \text{ lb/ft}^3 \times \pi \times 4^2/4 = 784.1 \text{ lb/ft}$

管の重量及び内容物は、 $W_p + W_c = 253.9 + 0 = 253.9 \text{ lb/ft}$

管上の土の有効重量は、

$$\begin{aligned} W_s &= D(P_v - \gamma_w h_w) = D[\gamma_w h_w + \{1 - 0.33(h_w/C)\} \gamma_d C - \gamma_w h_w] \\ &= 4 \times [62.4 \times 2 + \{1 - 0.33(2/2)\} \times 80 \times 2 - 62.4 \times 2] = 428.8 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

管に作用する正味の向上き力(→6.1 式)は、

$$F_b = 784.1 - 253.9 - 428.8 = 101.4 \text{ lb/ft}$$

向上き力が正なので、浮き上がりが起きる。浮力区間 25 ft による曲げ応力は、 $Z = 877 \text{ inch}^3$ として次のように見積られる。

$$\sigma_{bf} = F_b L^2 / (10Z) = 101.4 \times (25 \times 12)^2 / (10 \times 877) = 1041 \text{ psi}$$

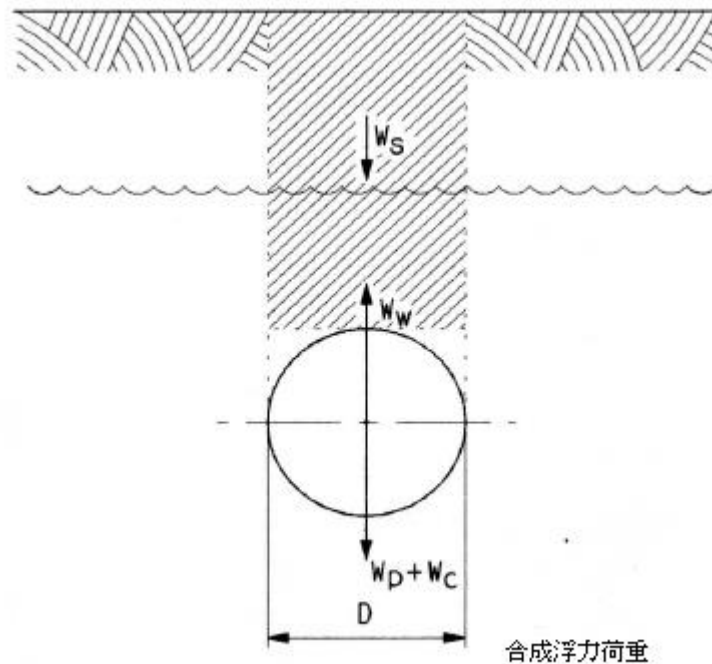


Figure 6.1-1 Resultant Buoyancy Load on Pipe

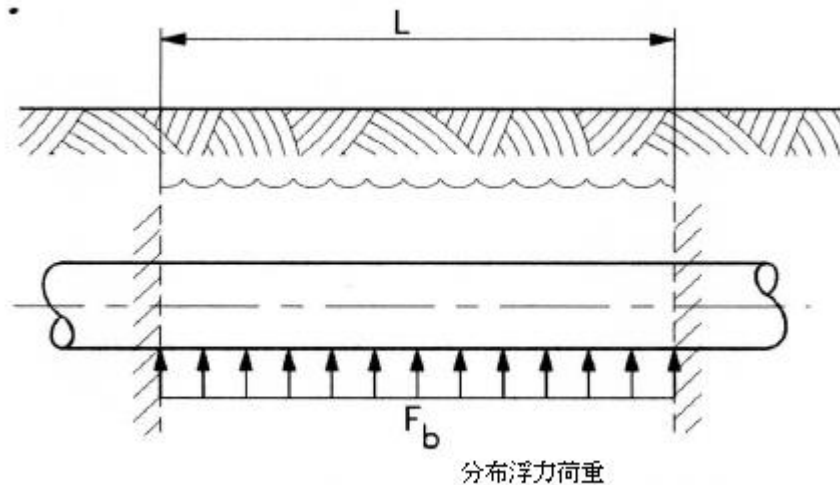


Figure 6.1-2 Distributed buoyancy Load on Pipe

7. 熱膨張

7.1 膨脹荷重及び応力

温度差による埋設管の軸応力やアンカー反力は、管が非常に長くて、管-土の摩擦力によって十分に拘束されるという仮定をおくことで安全側に見積もることができる。この場合、その埋設管は完全拘束(fully restrained) として扱われる。完全拘束管の最大圧縮熱応力は次式で計算される。

$$\sigma_c = E \alpha (T_2 - T_1) - \nu \sigma_h \quad \text{-----(7-1)}$$

ここで、 σ_c =最大温度差による圧縮熱応力 (psi)、 E =管材の縦弾性係数 (psi)、

α =線膨張係数 (in/in/°F)、 T_2 =最大運転温度 (°F)、 T_1 =据付け時の温度 (°F)、

ν =管材のポアソン比、 σ_h =内圧によるフープ応力 (psi)

温度差による管やアンカの軸荷重 F_a は、

$$F_a = \sigma_c A \quad (\text{但し } A = \text{管の金属断面積}) \quad \text{-----(7-2)}$$

しかし土には無限の剛性はないので、実際には Fig.7.1-1 に示すようにベンド部で膨脹して応力が発生する傾向がある。この影響は FEM モデルと地盤バネから解析できる。管応力が降伏点以下で土荷重が Appendix B で定義される最大値以下にあって管の挙動が弾性域に留まるならば、ASME B31.1 の Appendix VII で提案されるようなマニュアル計算を FEM の代りに用いることができる。マニュアル計算で用いる土の特性(地盤バネ)は、本書の Appendix B に基づき計算できる。

[メモ：マニュアル計算→近似モデルによる線形構造解析になる]

7.2 例 解

次のパラメータをもった埋設管を考える。

材料=炭素鋼鋼管 SA-106 Gr.B、外径 $D=12.75$ inch、肉厚 $t=0.375$ inch、

断面積 $A=14.57$ in²、慣性モーメント $I_p=279.3$ in⁴、降伏応力 $\sigma_y=35000$ psi、

縦弾性係数 $E=29.5 \times 10^6$ psi、線膨張係数 $\alpha=6.345 \times 10^{-6}$ in/in/°F、ポアソン比 $\nu=0.3$ 、
管は 3D 深さの締固めた埋戻し土で覆われたトレンチに埋設され、次の条件で運転される。

運転温度 140 °F、大気温度 70 °F、内圧 $P=100$ psig

フープ応力は、 $S_h = PD/(2t) = 100 \times 12.75 / (2 \times 0.375) = 1700$ psi

完全拘束のときの最大長手方向圧縮応力は、

$$S_L = E \alpha (T_2 - T_1) - \nu S_h = 29.5 \times 10^6 \times 6.345 \times 10^{-6} \times (140 - 70) - 0.3 \times 1700 = 12592 \text{ psi} (< \sigma_y)$$

軸力は、 $F_a = S_L A = 12592 \times 14.57 = 183465 \text{ lb}$

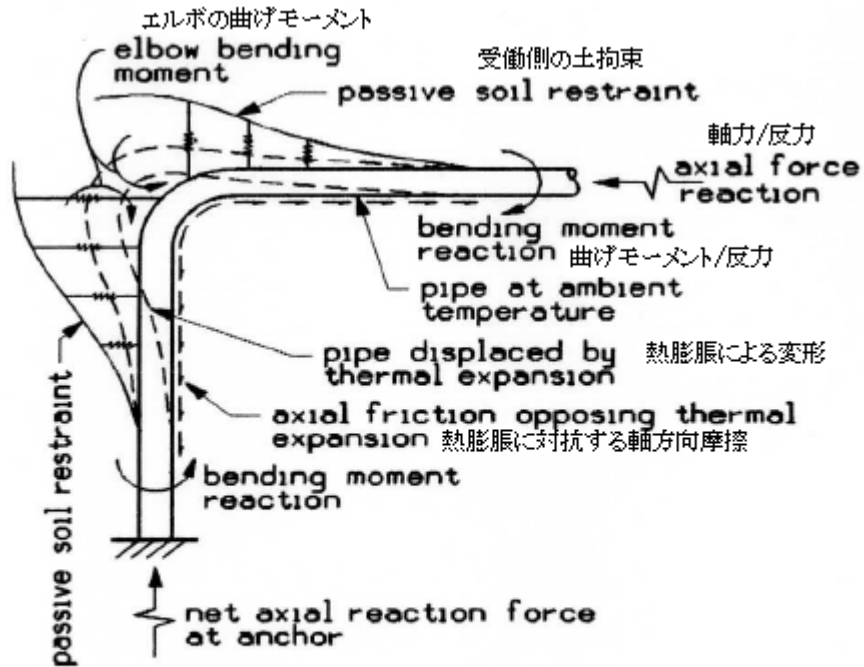


Figure 7.1-1
Bending Moment at Buried Pipe Bend Due to Constrained Pipe Expansion

管の熱膨脹拘束による埋設管ベンドの曲げモーメント

-----次ページ以降は補足説明-----

【 ガイドの補足説明 】

(S-1) 内圧について

埋設管に作用する荷重には次のようなものがある。

内圧、管自重、管内重量、土圧、路面荷重、雪荷重、地盤ひずみ、温度荷重など

このうち土圧、路面荷重、地盤ひずみは埋設環境から生じる埋設管固有の荷重であり、これ以外は地上配管と特に変りはないが、埋設によって荷重間の相互干渉の機会は増える。内圧も管壁を介して土圧に対抗する形になる。しかし内圧～土圧の圧力差でもって肉厚を計算したり管の応力をチェックすることはない。その理由は

- ①土圧を無視することで安全側に肉厚/強度を評価できる。
- ②内圧に較べ土圧は小さく無視できる場合が多い(2m 深さで土圧 $\gamma H = 0.03 \sim 0.05 \text{ MPa}$)
- ③埋設地盤が排除されたあるいは損なわれた状態でもラインは運転できる。
- ④管周に分布する土圧は不均一で、均一な内圧分布とマッチしない。

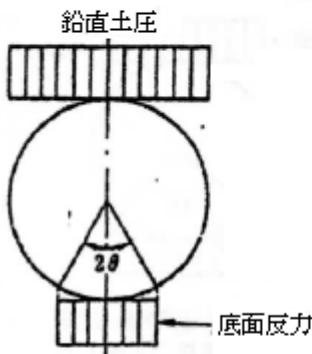
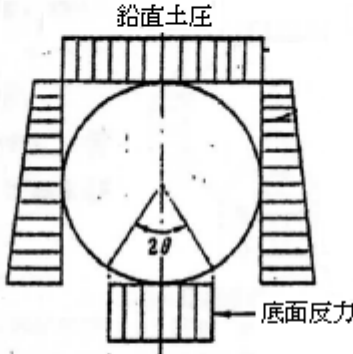
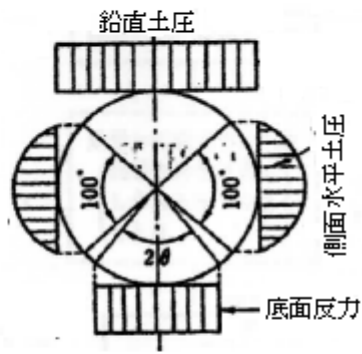
国内法規/基準でも[内圧－土圧]の扱いはない。ただ非常に深い埋設管のマイナーな技術検討では当然土圧による効果を考える必要がある。

[ガイドで規定される設計圧力は ASME B31 系とほぼ同じ内容。ASME と連動している。]

(S-2) 垂直土荷重について → (3-1),(3-3)式

埋設管の管強度や管の変形に影響を与える重要な因子なのでここでは少し丁寧に述べてみたい。

付図 1 埋設管の土圧分布状態

側面土圧を無視する場合	側面土圧を考慮する場合	
不撓性管 & 撓性管	不撓性管(剛性管)	撓性管
		
【適用範囲】 不撓性管 ① 径600mm以下で自由支承 ② 90°以上のコンクリート固定支承 撓性管 ① 径250mm以下の鋼管、ダクタイル 鉄鉄管の自由支承 ② 径125mm以下のPVC管、ポリ エチレン管、FW管の自由支承 ③ 90°以上のコンクリート固定支承	【適用範囲】 ① 径650mm以上で自由支承 ② 90°以下の固定支承	【適用範囲】 ① 鉄鉄、ダクタイル鉄鉄管の径300mm 以上で自由支承 ② PVC管、ポリエチレン管、FW管の径 150mm 以上で自由支承 ③ 90°以下の固定支承

(1) 埋設管の管断面の土圧分布は一般に付図 1 のようになる。口径が余り大きくならない範囲あるいは管底の支持が強固な範囲では土圧は鉛直方向のみに分布する。しかし口径が大きくなるか、管底の支持が弱くなると管側面の水平土圧が無視できなくなる。付図 1 はこの変化を管の材質/サイズおよび管底の支持度合いによって区分したもの。撓性管の方がより小さな口径まで水平土圧の影響

が残ることになる。また不撓性管と撓性管では側面の水平土圧が違っている(特に撓性管の放物線状の水平土圧は **Spangler** の土圧分布として知られている)。ただ水平土圧の影響は限られており鉛直土圧の方が重視されている。

(2) 実際の鉛直土圧(垂直土圧)は決して単純ではなく、次の因子によってかなり影響を受ける。

①管の撓み易さ(上記の撓性管/不撓性管)、②埋設管の埋設形態

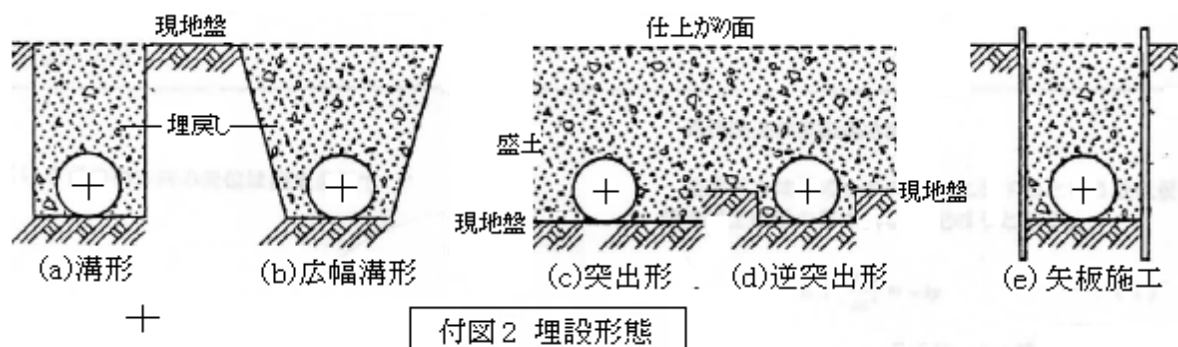
まず①について。AWWA の規準では、管の撓みが[0.03x 管径]であっても実質的に何ら損傷を生じない場合はこれを撓性管としている。この規準によれば、

撓性管 → 鋼管、ダクタイル鋳鉄管、硬質塩ビ管、FRP 管、硬質ポリエチレン管など

不撓性管 → 石綿セメント管、鋳鉄管、鉄筋コンクリート管など

に分類される。撓性管は土重量で楕円化し易いので、不撓性管に較べて土圧が減少する傾向がある。なお、ASCE ガイドは鋼管を対象にしているの、土圧に関しては撓性管で扱われる。

次に②について。埋設管の代表的な埋設形態を付図 2 に示す。(a)(b)は掘削溝の中に管を埋込むもので、標準的な設置工法である。(c)(d)は地ならしした原地盤の上に埋設管を置きその上に盛土を被せるものでやや特例的な設置工法、(e)は土留めの矢板を打って周辺地盤の影響から管を隔離するもの。掘削溝によった溝管と盛土を行なった突出管/逆突出管では、前者が溝一埋戻し土の摩擦で土圧が減少する傾向があるのに対し、後者は盛り土をした後の沈下の具合と管の撓み具合によって土圧が増減する傾向がみられる。



付図 2 埋設形態

(3) 埋設管の埋設形態ごとに、管の撓み易さ(即ち撓性管/不撓性管)に合わせて土圧を考慮するとなるとかなり複雑になる(末尾の添付 A を参照のこと)。しかし ASCE ガイドでは撓性管のみが対象になるから土圧式はよりシンプルになる。ここでは付図 3 のような計算モデル(候補)を考えてみる。

(a)の垂直式モデルは鉛直土圧式の基本形。管上の土柱重量はストレートに管径幅にかかるものとして土柱側面の摩擦力や粘着力を無視すれば、次の単純な式で土圧を見積もることができる。

$$q_v = \gamma H \quad \text{----- (a)}$$

ここで、 γ = 土の単位体積重量(kN/m³)、 H = 地表～管頂の土被り深さ(m)

(b)のマーストン式(溝形)モデルは、土柱の沈下で溝一土の境界に上向きの摩擦力が生じて土柱を吊り上げ土圧が減少する効果を考慮したもの。溝幅 B_d の土柱の重量は管径幅 D_c にかかる。故に

$$\text{マーストン式: } q_v = \{ \gamma / (2K\mu) \} \{ 1 - e^{-2K\mu (H/B_d)} \} (B_d^2/D_c) \quad \text{----- (b)}$$

ここで K = 埋戻し土の主働土圧係数(-) = $(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ 、 ϕ = 内部摩擦角、

μ = 土・溝の摩擦係数($=\tan \phi$)、 $\gamma, H=(a)$ 式に同じ

[なおここでは溝形を考えているが、撓性管では突出形/逆突出形でも土圧減少傾向があり、ほぼ(b)式で見積もることができる。]

(c)のヤンセン式モデルは、基本的にマーストン式に同じであるが、この場合は溝内の締固めが十分で溝幅 B_d の土柱の重量は溝幅に均一に分布するものとする(土圧は低くなる)。故に

$$\text{ヤンセン式: } q_v = \{ \gamma / (2K\mu) \} \{ 1 - e^{-2K\mu (H/B_d)} \} B_d \quad \text{----- (c)}$$

ここで、記号定義は(b)(c)式に同じ。

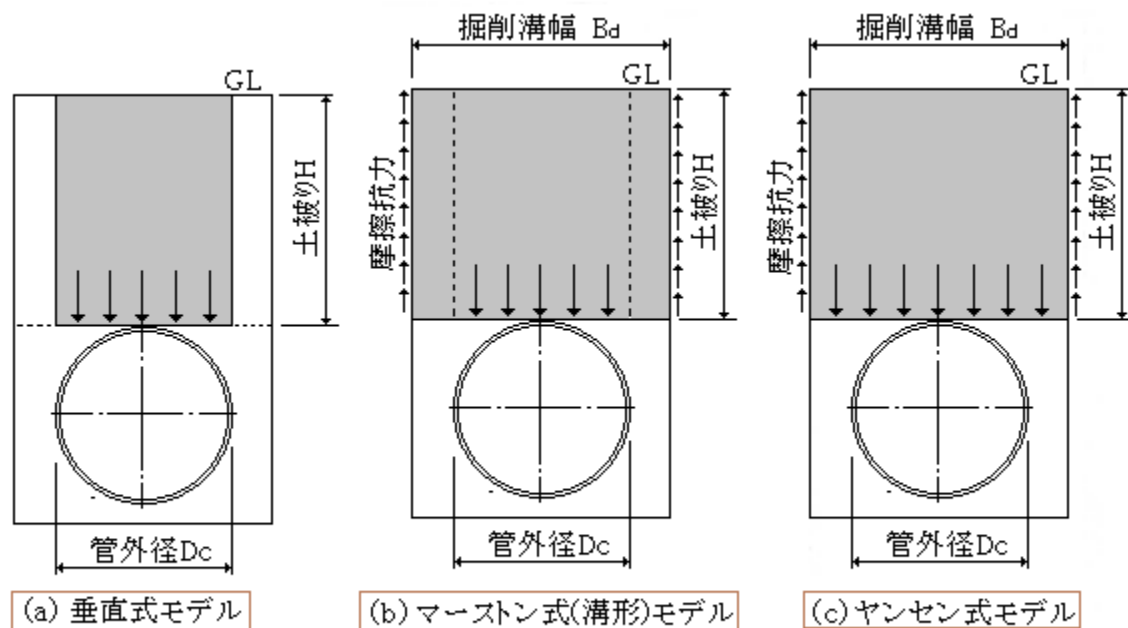
文献(3)の計算結果は次の通り。マーストン式>垂直式>ヤンセン式になっている。

土被り H	垂直式	マーストン式	ヤンセン式
1.5m	27.0 kN/m ²	55.5 kN/m ²	19.6 kN/m ²
3.0m	54.0	83.7	29.5
5.0m	90.0	100.9	35.5

経験的にはマーストン式はより大きな値を、ヤンセン式は実測に近い値を見積もると云われる。従ってヤンセン式を採るのがよいが、小口径では裕度に不安があるので垂直式が採用されているようだ。例えば国内の水門鉄管基準では、埋設鋼管について、

土被り $H \leq 2\text{m} \rightarrow$ 垂直式、 土被り $H > 2\text{m} \rightarrow$ ヤンセン式

としている。ASCE ガイドでは、土被りに関係なく安全側に垂直式を採用されている。種々な技術検討でも垂直式が使われることが多いが、これは安全側の選択ということになる。



付図 3 鉛直土圧計算モデル

- (4) ASCE ガイドは垂直式モデルによる(3-1)式のほかに土粒子の浮力効果を考慮した(3-2)式と土の粘着力を考慮した(3-3)式を与えている。(3-2)式については浮力の影響と云うことで、後述の(S-6)で検討するものとし、ここでは(3-3)式について。

付図 3 の(a)では土柱の両側面の粘着力 c を無視しているが、粘土などでは界面の粘着力による

抵抗力 $c \times 2C \times 1.0$ が作用する。従って、これを管上の面積 $D_e \times 1.0$ で除した土圧相当 $2c(C/D_e)$ が垂直土圧から減じられることになる。即ち(3-3)式の $P_{ru} = P_v - 2c(C/D)$ (但し $D_e \rightarrow D$) が得られる。

(S-3) 表面活荷重について → (4-1)式

表面活荷重は、埋設管上を通過する自動車、軌道列車あるいは航空機などの載荷荷重であって近接する埋設管に動土圧を付加するものを指しており、交通荷重、路面荷重あるいは輪荷重などとも呼ばれている(ここでは交通荷重と呼ぶ)。

前節 S-2 の土荷重が静的性質を持ち常時存在するのに対し、交通荷重は、急激な負荷による動的な性質を持ち一時的に存在する。しかし通常かなりの頻度で繰返し負荷されているために強度上は常時荷重として土荷重と同等に扱われる。以下、交通荷重によって付加される土圧について説明する。

(1) 交通荷重による土圧は前述の土荷重による土圧と多少異なるので、以下にその特性を記しておく。

- ① 土荷重による土圧は埋設深さが深いほど大きくなるが、交通荷重による土圧は埋設深さが深いほど(→荷重から離隔が大きいほど)小さくなる。前者は埋設深さに直接比例して増加するが、後者は交通荷重の大きさに直接比例して増加する。
- ② 走行速度が土圧に与える影響は比較的少ない(10km/hr を 1 として前後の速度で 0.94~1.04)。また土の締固めの影響あるいは荷重の大小/土被りの深さの影響も少ない。いずれも動的効果としては弱い(衝撃係数の因子とはならない)。
- ③ 舗装による影響は比較的大きい。砂利道だと 10%土圧増加、良質な舗装だと 25%土圧減少。
- ④ 衝撃係数は負荷速度の急変や道路の凹凸によって大きく影響を受ける。米国規格では通常 0.5 (→静土圧の 5 割増し)がとられている。
- ⑤ 埋戻しによる水平土圧は殆ど無視できるが、交通荷重による水平荷重は砂の場合に鉛直荷重の 50%、粘土の場合に鉛直荷重の 20%とかなり大きいので、例えば管周の曲げモーメントや管撓みの計算では決して無視できない。
- ⑥ 交通荷重の付加によって埋設管断面(円環)の撓みはかなり大きくなる。また埋設管の道路横断面に局所的な集中荷重が加わって梁曲げ変形や梁曲げモーメントが大きくなる。

(2) 通常、交通荷重としては自動車、列車あるいは航空機が対象になる。これらは機種によって様々なので、法規/規準では基準機種(車種)あるいは基準荷重を決めている。ASCE ガイドでは、HS-20 (20t トラック)、E-80(120t/m 列車)あるいは 180kips(82t 航空機)を対象に直接土圧を与えている。

国内法規では道路橋示方書に下記の規定がある。

- ・自動車荷重：T 荷重(トラック)で代表させる。重心に近い後輪の重量(全重量の 80%)のみ考慮。T-25 では 250kN、T-14 では 140kN (→T-No.は工事業者選択)。
- ・列車荷重：軸重(両輪+回転軸)のみ考慮、KS 荷重/EA 荷重/M 荷重/H 荷重。

交通荷重によって生じる土圧の計算式としては、

45 度分散式(ケプラー式)、Boussinesq 式、Fröhlich 式、Fruhling 式、ヤンセン式などがある。国内の法規/規準類では 45 度分散式が、米国規格では Boussinesq(ブージネスク)式が使われることが多い。Fröhlich 式がよく合うという報告もある。ここでは 45 度分散式とブージネスク式をとりあげる。

(3) まず **45 度分散式**について。付図 4 にトラック荷重(T 荷重)による土圧の計算モデルを示す。埋設管強度の観点から埋設管に直交する方向に車両の進行方向を採って、車両の占有幅 C 寸法を車両 1 台分にとると、土圧式は次の式で与えられる。

$$p = 2P(1+i) \beta / \{C(\alpha + 2H \cdot \tan \theta)\} \quad \text{-----}(d)$$

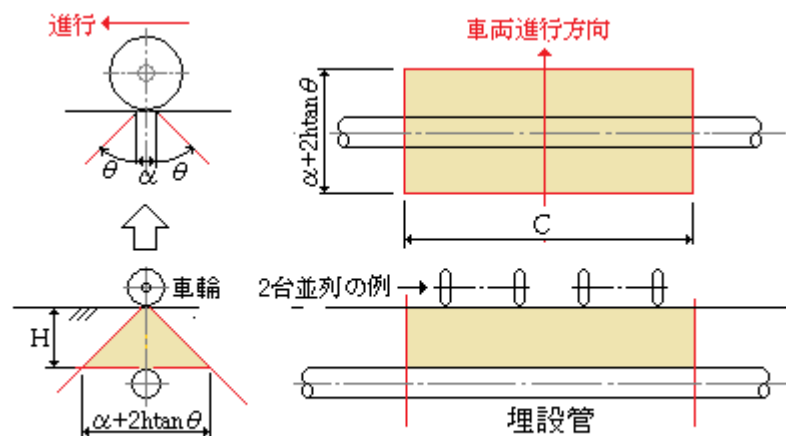
ここで p = トラック荷重による鉛直土圧(kN/m²)、 P = 後輪荷重(KN)(※1)、 β = 低減率(※2)
 i = 衝撃係数(※3)、 C = 通過車両占有幅(m)、 H = 土被り(m)、 θ = 分散角(=30°~45°)
 α = 車輪接地長(m)(例えば 0.2m)

(※1) 後輪 1 個分の重量。故に $P = (1/2) \times (4/5) \times U$ 、ここで U = 車体重量(kN)

(※2) 例えば T 荷重で 0.9、その他荷重で 1.0

(※3) 動的効果割増し分。例えば $H < 1.5\text{m}$ で 0.5、 $1.5\text{m} \leq H < 6.5\text{m}$ で $(0.65 - 0.1H)$ 、
 $H > 6.5\text{m}$ で 0 (浅いとき大、深いとき小)

式としては単純で、分子の調整された荷重を分母の分散面積で割ったものになっている。



付図4 45度分散モデル

水門鉄管技術基準ではトラック荷重による鉛直土圧(基準では最荷重)について次式を与えている。

$$W_t = 2nP_t(1+K_i) / \{nL + (n-1)c + b + 2H \tan \phi\} (a + 2H \tan \phi) \quad \text{-----}(e)$$

ここで W_t , P_t , K_i , H , ϕ , a = (d)式の p , P , i , H , θ , α 、

n = トラック台数、 L = 後輪間隔、 c = トラック間隔、 b = 後輪輪帯幅

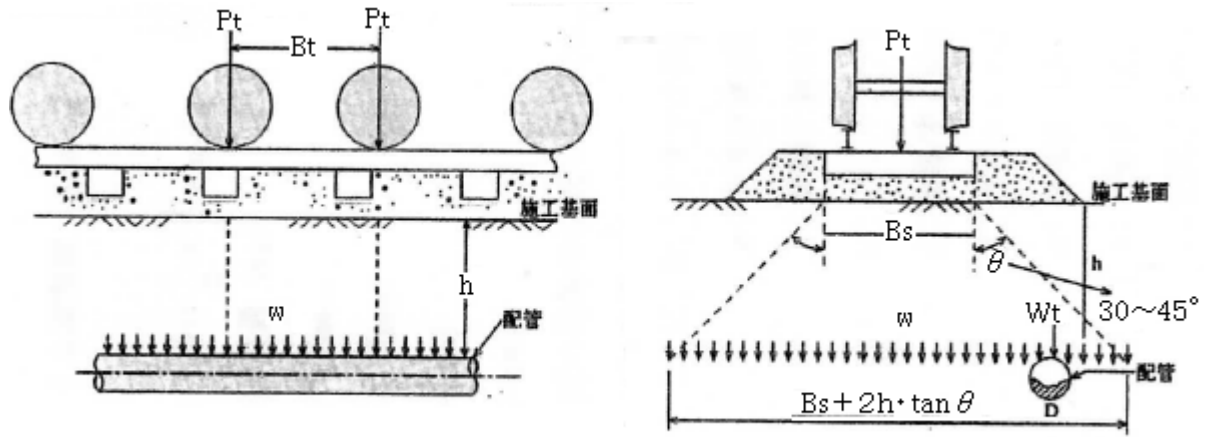
この式は n 台分の後輪荷重と通過車両占有幅を考慮している上に、車両占有幅にも 45 度分散を適用してしており、かなり拡張された 45 度分散式になっている。

消防法の危告示では自動車荷重/列車による鉛直土圧について次式を与えている(付図 5 参照)。

$$\text{自動車荷重: } p = W_m/D = 29.1x(1+i)/(10 + h \tan \theta) \quad \text{-----}(f)$$

$$\text{列車荷重: } p = W_t/D = 2P_t(1+i)/\{B_t(B_s + 2h \cdot \tan \theta)\} \quad \text{-----}(g)$$

列車方向は埋設管と同じ方向になる。



付図5 消防法危告示の列車荷重モデル [文献(6)より抜粋]

- (4) 次にブーシネスク式について。ブーシネスク式は古典土質力学では周知の公式である。弾性地盤の表面に作用する集中荷重によって地盤内の1点に生じる鉛直方向応力は次式で表すことができる。

$$\sigma_z = \{3/(2\pi)\} \{H^3/H_s^5\} P = \{3/(2\pi)\} \{H^3/(H^2+X^2+Y^2)^{5/2}\} P = \phi P \quad (\rightarrow \text{付図6左参照})$$

この式がいわゆるブーシネスクの解である。この式は土被り深さ H のレベルにある任意点 A' の応力であるから、埋設管上の平均的な鉛直土圧を求めるには、一旦管上に分布する σ_z を積算してこれを管上面積で除す必要がある。

$$W = \Sigma(\sigma_z a) / \Sigma a = P \Sigma(\phi a) \rightarrow p = W / \Sigma a = \{ \Sigma(\phi a) / \Sigma a \} P$$

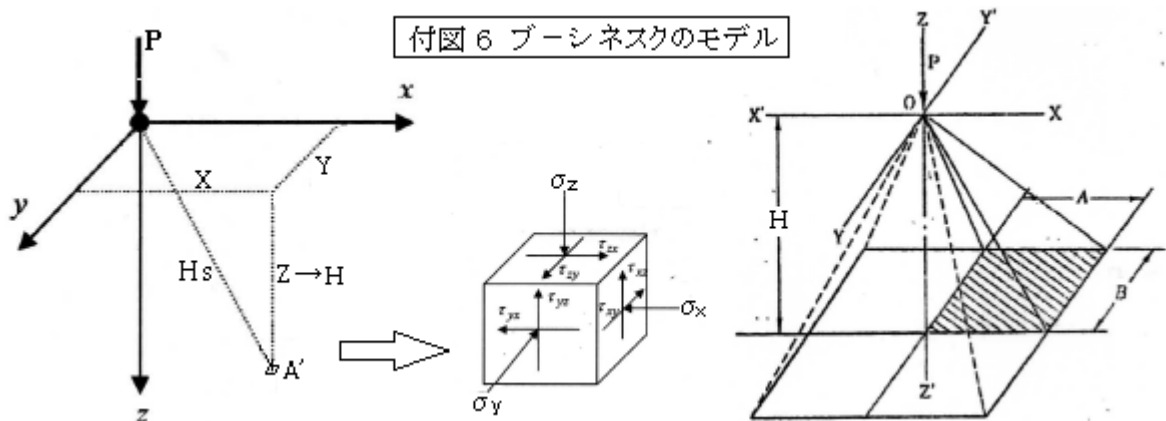
この式に衝撃係数の最大値 1.5 を乗じると次の交通荷重 P による鉛直土圧 p の式が得られる。

$$p = 1.5 \{ \Sigma(\phi a) / \Sigma a \} P \quad \text{----- (h)}$$

$$\phi = \{3/(2\pi)\} \{H^3/(H^2+X^2+Y^2)^{5/2}\}$$

ここで H = 土被り深さ、 X, Y = 位置成分、 a = A' 点の正方形面積、

P = 交通荷重/後輪1個(= $(1/2)(4/5)U$)、 U = 車体重量(例えば T-25 で 250kN)、



付図6 ブーシネスクのモデル

具体的には次のような式が使われている。

$$W_t = p = \alpha (1+i) P \beta \times 10^{-3} \quad \text{----- (i)}$$

$$\alpha = \Sigma \sigma_H \{ (I/2)(D/2) \}$$

$$\Sigma \sigma_H = 0.25 - \{1/(2\pi)\} [\sin^{-1} H \{ (A^2+B^2+H^2)/(A^2+H^2)/(B^2+H^2) \} - \{ ABH/(A^2+B^2+H^2)^{0.5} \} \{ 1/(A^2+H^2) + 1/(B^2+H^2) \}]$$

ここで W_t = 交通荷重による鉛直土圧(MPa)、 P = 1 後輪荷重(kN)、 β = 断面力の低減係数(-)、 i = 衝撃係数(-)、 α = 鉛直荷重係数(-)、 I = 後輪荷重の分布長さ(m)、 H = 土被り(m)、 D = 後輪荷重の分布幅(管外径)(m)、 $\Sigma \sigma_H$ = 深さ H の荷重面積上に作用する荷重の和(-)、

A,B=荷重面積寸法(-)→付図 6 右参照)

- (5) ASCE ガイドの(4-1)式は 前(1)項で示した地盤内の 1 点に生じる鉛直方向応力 σ_z を表わしている。 σ_z 式を変形すると、

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \{3/(2\pi)\} \{H^3/(H^2+X^2+Y^2)^{5/2}\} P = 3PH^3/[2\pi H^5\{1+(X^2+Y^2)/H^2\}^{2.5}] \\ &= 3P/[2\pi H^2\{1+\{(X^2+Y^2)^{0.5}/H\}^2\}^{2.5}]\end{aligned}$$

ここでは、 $P_s=P$ 、 $C=H$ 、 $d=(X^2+Y^2)^{0.5}$ であるから、ガイドの(4-1)式が得られる。

$$\sigma_z = 3P_s/[2\pi C^2\{1+(d/C)^2\}^{2.5}] \quad \rightarrow \quad \text{故に} \quad P_p = \sigma_z$$

(S-4) 楕円化と応力について → (4.2),(4-4),(4-5)式

- (1) 土重量や交通荷重による大きな鉛直土圧によって、管断面(円環)はサンドイッチ状に圧縮されて楕円化し、円環に沿って板曲げモーメントそして曲げ応力が発生する(→Fig.4.2-1, Fig.4.2-2)。楕円変形によって不安定座屈が、一次(膜応力+曲げ応力)によって延性破壊が懸念される。

楕円化による撓みや応力の計算については Spangler による Iowa 公式の修正版が広く知られており、殆どの法規/規準類で採用されている。なおこの修正 Iowa 公式の導入について文献(6)でうまく要約されているので、これを以下に引用する。

まず鉛直土圧 q_v の作用で管(円環)が楕円化すると、側面に水平土圧による反発がでて管壁を押し戻し、内圧が働くことで更に元の円環に戻ろうとする。即ち付図 7 の(A)→(B)→(C)の過程をとる。

その場合、水平直径の変形量(=鉛直直径の変形量)および円環底部の各曲げモーメントは、リングのひずみエネルギー計算から、以下ようになる(但し M_b' , M_b'' , M_b''' は底部でカウント)。

鉛直土圧に対し → $\angle X_1 = K_x W R^3 / (EI_t)$ 、 $M_b' = K_B W R$ 、

水平土圧に対し → $\angle X_2 = 0.061 K_H \angle X R^4 / (EI_t)$ 、 $M_b'' = -0.082 K_H \angle X R^2$ 、

内圧に対し → $\angle X_3 = 2 K_x P \angle X R^3 / (EI_t)$ 、 $M_b''' = 2 K_B P R \angle X$ 、(☆)

そしてオーバーオールな b 変形量 ΔX および曲げモーメント M は次式で得られる。

$$\angle X = \angle X_1 - \angle X_2 - \angle X_3 = K_x W R^3 / (EI_t + 0.061 K_H R^4 + 2 K_x P D I R^3) -$$

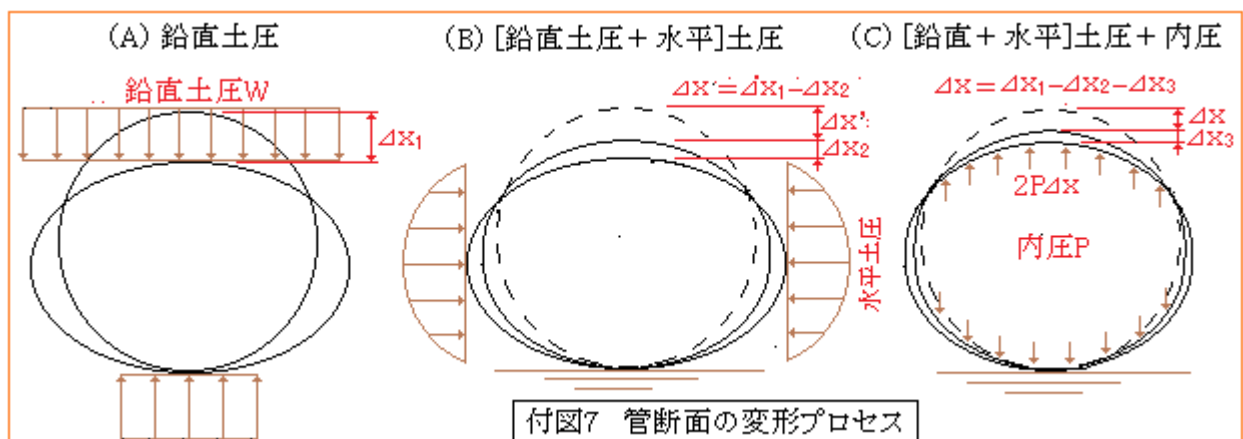
$$M_b = M_b' + M_b'' - M_b''' = (K_B W R E I_t + \alpha W K_H R^5 + 2 \beta K_x W P R^4) / (EI_t + 0.061 K_H R^4 + 2 K_x P R^3)$$

$$\alpha = 0.061 K_B - 0.082 K_x, \quad \beta = K_B - 0.125$$

ここで W =単長当たりの土荷重(=土圧 x 管直径)、 R =管半径、 t =管肉厚、 P =内圧

E =管材の縦弾性係数、 I_t =肉厚断面 2 次モーメント(= $t^3/12$)、 Z_t =肉厚断面の断面係数、

K_B, K_x =基床の状況による曲げモーメント係数、たわみ係数、 K_H =水平方向地盤反力係数



実際には、埋設管 vs 地盤の相互作用で管の撓み $\angle x$ 及び曲げモーメント M_b が時間とともに増加する現象があるので、上記の $\angle X$ と M_b には撓み時間係数 $D_t(\geq 1)$ を乗じる必要がある。また M_b 式の分子の $[\alpha WK_H R^5 + 2\beta K_x WPR^4]$ は第1項の $[K_B WREI_t]$ に較べ無視できる。従って

$$\angle X = D_t K_x W R^3 / (EI_t + 0.061 K_H R^4 + 2 K_x P D_t R^3) \quad \text{----- (j)}$$

$$M_b = D_t K_B W R E I_t / (EI_t + 0.061 K_H R^4 + 2 K_x P D_t R^3) \quad \text{----- (k)}$$

が得られる。更に曲げ応力は $\sigma_b = M_b / Z_t$ ($Z_t \rightarrow$ 肉厚断面の断面係数 $t^2/6$) であるので、埋設管のボトムに生じる最大の板曲げ応力は次式で与えられる。

$$\sigma_b = \{D_t K_B W R E I_t / (EI_t + 0.061 K_H R^4 + 2 K_x P D_t R^3)\} (1/Z_t) \quad \text{----- (l)}$$

この式はパイプライン事業法で用いられているものに同じ。

(☆) 楕円 $\rightarrow$ 真円に伴う不平衡力を $2P\angle X$ として、これが土荷重 W と同じ分布で逆方向に作用するとみなして $W : 2P\angle X = \angle X_1 : \angle X_3$ 、 $M_b'' : M_b = \angle X_3 : \angle X_1$ において $\angle X_3$ と M_b'' を得ている。

(2) (j)式において $\angle X \rightarrow \angle y$ 、 $K_x \rightarrow K$ 、 $W \rightarrow PD$ 、 $EI_t \rightarrow (EI)_{eq}$ 、 $K_H R \rightarrow E'$ 、 $P \rightarrow 0$ とおくと、

$$\angle y / D_t = D_t K P D R^3 / ((EI)_{eq} + 0.061 E' R^3) \rightarrow \angle y / D = D_t K P / [(EI)_{eq} / R^3 + 0.061 E']$$

即ち ASCE ガイドの(4-2)式が得られる。この場合、内圧 P は楕円化を緩和する方向に作用するから内圧 P が存在しない空管状態を考慮している(安全側である)。

ただ ASCE ガイドでは、円環断面の板曲げ応力について $\sigma_{bw} = 4E(\angle y/D)(t/D)$ なる式を与えており、(l)式とは異質である。これについては以下のように解釈される。

付図8のように上下対抗して垂直荷重 P が作用する円環を考える。テキスト(7)の § 80 によれば任意個所の曲げモーメント： $M = M_0 - (Pr/2)(1 - \cos \phi)$

不静定モーメントは $\theta = dU/dM_0 = (d/dM_0) \int M^2 r d\phi / (2EI_t) = 0$ より $M_0 = (Pr/2)(1 - 2/\pi)$ であるから $M = (Pr/2)(\cos \phi - 2/\pi)$ になる。これを用いて直径の増加分 δ 及び荷重 P を求めると

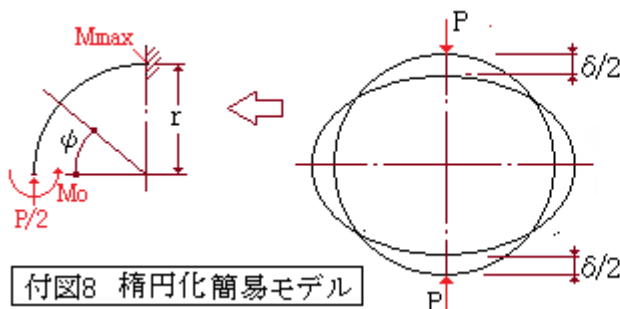
$$\delta = dU/dP = (4/EI_t) \int M(dM/dP) r d\phi = 0.149 Pr^3 / (EI_t) \rightarrow P = 6.71 EI_t \delta / r^3 = 0.559 E \delta (t/r)^3$$

一方、最大曲げモーメントは円環のトップ(ボトム)に発生し $M_{max} = -Pr/\pi = -0.318 Pr$ になる。

これに $P = 0.559 E \delta (t/r)^3$ を代入すると $M_{max} = 0.178 E \delta (t^3/r^2)$ になる。従って円環ボトムに発生する板曲げ応力は次のようになる(但し $\delta = \angle y$ とする)

$$\sigma_b = 6 |M_{max}| / t^2 = 1.07 E \delta (t/r^2) = 1.07 E \delta (4t/D^2) = 4.27 E (\angle y/D)(t/D) \quad \text{----- (m)}$$

この結果は、ASCE ガイドの $\sigma_{bw} = 4E(\angle y/D)(t/D)$ に近い。付図3のモデルでは荷重を集中させているのでやや大きくなっていると思われる。結論として(4-4)式の $\sigma_{bw} = 4E(\angle y/D)(t/D)$ は十分成立する。即ち(4-2)式で得られた $\angle y$ を用いて (l)式と同じような結果が得られるはずである。



付図8 楕円化簡易モデル



付図9 バネ支持リングモデル

(3) 円環座屈に関して、鉛直土圧は(4-6)式で制限される。この式の右辺は座屈限界を示しており、付図9のような外周をバネ支持されたリングの 限界外圧座屈式⁽⁸⁾

$$q_{cr} = (2/R)(k_x EI)^{0.5} \quad (\text{ここで } k_x = \text{単位バネ定数}) \quad \text{-----}(n)$$

をベースにしたものと思われる。 $K_x = E'/R$ (但し $E' = \text{土の反力係数}$)、 $R = D/2$ とし仮に安全率 5 を考慮すれば、

$$q_{cr} = (1/5)(4/D)\{(2E'/D)EI\}^{0.5} = 0.8(2E'EI/D^3)^{0.5}$$

一方、(4-6)式において $FS = 2.5$ 、 $R_w = 1$ (浮力効果なし)、 $B = \text{通常値 } 1/4$ 、 $(EI)_{eq} = EI$ とすれば、

$$P_c = (1/2.5)\{32R_w(1/4)E'EI/D^3\}^{0.5} = 0.8(2E'EI/D^3)^{0.5}$$

となり、上記の限界座屈式とマッチする。仮定した安全率 5 はやや大きいですが、この場合の外圧が全周で一様ではなくトップとボトムに集中していることを考えれば、そこそこ妥当な所ではないかと思われる。

なお水門鉄管技術基準⁽⁴⁾の座屈強度の解説に次の式が記載されている。

$$\text{管の限界座屈圧力: } p_k = [E_s \{12(1-\nu^2)\} (t/r_m)^3 (n^2-1) + \beta r_m \{2(n^2-1)\}] \quad \text{-----}(I \cdot 34-2)$$

この式は、文献(8)の表 12.1(b)のコラム 4 の記述から判るように上記の(n)式と基本的に同じである。

(S-5) 表面衝撃荷重について → (5-1)式

埋設管の直上付近の地表面に重量物が落下すると付図 10 に示すようなプロセスで衝撃荷重が発生する。この場合、静的沈下量から動的沈下量を求める形で衝撃荷重式を導くことができる。

地盤力学のテキストによれば、静荷重による即時沈下量(静的地盤撓み)は次式でカウントできる。

$$\delta_{st} = B \{ (1-\nu^2)/E \} I_s (W/A) \quad \text{-----}(o)$$

ここで δ_{st} = 静的地盤撓み(即時沈下量)、 B = 基礎底辺の長さ(直径)、 E = 地盤の弾性係数、 I_s = 沈下係数、 W = 静荷重(重量)、 A = 受圧面積

テキスト(7)によれば静的地盤撓み δ_{st} と動的地盤撓み δ には $\delta = \{(1/g) \delta_{st} V^2\}^{0.5}$ の関係があるが衝突速度 V は $V = (2gH_f)^{0.5}$ (但し H_f = 落下高さ) になるので、

$$\delta = [(1/g) \cdot B \{ (1-\nu^2)/E \} I_s (W/A) \cdot 2gH_f]^{0.5} = [2H_f \{ (1-\nu^2)/E \} I_s (B/A) W]^{0.5} \quad \text{-----}(p)$$

が得られる。一方、動的地盤撓み δ と動荷重 P の関係にも上記(o)式のような関係が予想されるので

$$\delta = B \{ (1-\nu^2)/E \} I_s (P/A) \rightarrow P = \delta / \{ (B/A) \{ (1-\nu^2)/E \} I_s \}$$

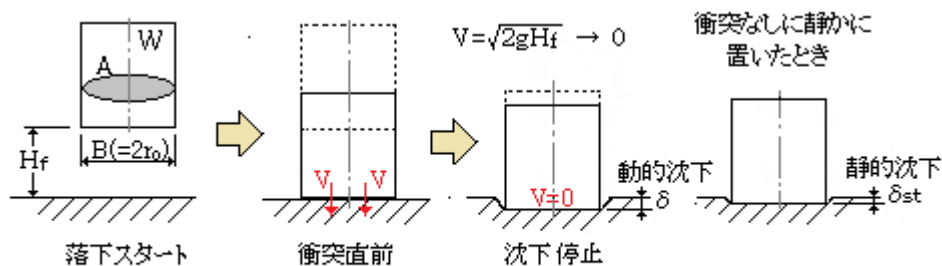
P 式の右边に上記(p)式を代入すると、

$$\begin{aligned} P &= \delta / \{ (B/A) \{ (1-\nu^2)/E \} I_s \} = [2H_f \{ (1-\nu^2)/E \} I_s (B/A) W]^{0.5} / \{ (B/A) \{ (1-\nu^2)/E \} I_s \} \\ &= [2WH_f \{ E/2/(1+\nu) \} \{ 2/(1-\nu) \} (1/I_s) (A/B)]^{0.5} \end{aligned}$$

ここで、 $\{ E/2/(1+\nu) \}$ は土のせん断弾性係数 G に等しく、 (A/B) は $(A/B) = (\pi r_o^2/2r_o) = \pi r_o/2$ になる(但し r_o は落下物の最小水平半径)。また沈下係数 I_s は帯基礎の場合 2.0 程度になる。故に

$$P = [WH_f G r_o \pi / (1-\nu)]^{0.5} = [\pi^3 WH_f G r_o / \{ \pi^2 (1-\nu) \}]^{0.5} = [31 WH_f G r_o / \{ \pi^2 (1-\nu) \}]^{0.5} \quad \text{-----}(q)$$

(5-1)式は $P_{max} = [32 WH_f G r_o / \{ \pi^2 (1-\nu) \}]^{0.5}$ なので、 P と P_{max} はほぼ合致しており、(5-1)式が即時沈下量の式から導かれていることがわかる。



付図10 落下衝突の状態

(S-6) 浮力の影響について →(3-2),(6-1),(6-2)式

- (1) 管路が水位の下にあって土粒子の浮力の影響を受けると、管上にある土柱の見掛け比重は低下する。水位が地表面に達し $h_w = C$ になり土柱全部に水が浸透し浮力がかかった状態では、

$$\begin{aligned}\text{見掛け比重: } \gamma_a &= (\gamma_H V_v + \gamma_s V_s - \gamma_H V_s) / V = \gamma_H (V_v/V) + \gamma_s (V_s/V) - \gamma_H (V_s/V) \\ &= \gamma_H (V_v/V) + \gamma_s \{1 - (\gamma_H / \gamma_s)\} (V_s/V)\end{aligned}$$

ここで γ_H = 水の密度、 γ_s = 土の密度、 V_v = 土粒子間隙の体積、 V_s = 土粒子の体積、 V = 全体積

密度比(γ_H / γ_s)は通常 1/1.5 ~ 1/2.5 であるがここでは安全側に 1/3 をとる。なお $h_w = 0$ のときは $V_v = 0$ 、 $\gamma_H = 0$ とおけるので γ_a は $\gamma_s (V_s/V)$ になる。従って見掛け比重 γ_a は $0 \leq h_w \leq C$ の範囲で

$$\gamma_s (V_s/V) \rightarrow \gamma_H (V_v/V) + (1 - 1/3) \gamma_s (V_s/V)$$

のように変化し、その変化は(h_w/C)に比例すると考えられる。故に、

$$\gamma_a = \gamma_H (V_v/V) (h_w/C) + \gamma_s \{1 - 0.33(h_w/C)\} (V_s/V)$$

で表すことができる。これに土柱の高さ C を乗じると、垂直土圧 P_v は、

$$P_v = \gamma_a C = \gamma_H (V_v/V) h_w + \{1 - 0.33(h_w/C)\} \gamma_s (V_s/V) C$$

ここで $\gamma_w = \gamma_H (V_v/V)$ 、 $\gamma_d = \gamma_s (V_s/V)$ 、 $R_w = \{1 - 0.33(h_w/C)\}$ とすれば、

$$P_v = \gamma_w h_w + R_w \gamma_d C$$

となり、(3-2)式が得られる。ここで γ_w は拡散された水の密度であり、 γ_d は土質工学で定義される乾燥密度である。

- (2) 管上の土柱における浮力の影響は以上の通り。土柱の下にある埋設管よりも地下水位が上にあると同じように浮力の影響を受け、浮力が(管重量+土柱重量)を上回って管が浮き上がる。即ち

$$F_b = W_w - \{W_p + W_c + P_v D\} > 0 \rightarrow \text{浮き上がり}$$

なお P_v は(3-2)式で定義された土圧であるが、安全側に考えれば、 h_w が零に近く P_v が最小になる場合を選ぶのがよい。そこで P_v の代りに $[P_v - r_w h_w] (= R_w \gamma_d C = \gamma_d C)$ を代入すると

$$F_b = W_w - \{W_p + W_c + (P_v - \gamma_w h_w) D\}$$

となり (6-1)式が得られる。また空管状態のとき浮き上がり易くなるので、内容物重量 W_c を零とおいて式を変形すると次の式が得られる。

$$C > (W_w - W_p) / (\gamma_d D) \rightarrow \text{浮上がり無し}$$

ここで $W_w = (\pi/4) D^2 \gamma_H$ 、 $W_p = (\pi/4) (D^2 - d^2) \gamma_m$ を代入すれば、浮上がりのない土被り深さは、

$$C > (\pi/4) D \{ \gamma_H - (1 - d^2/D^2) \gamma_m \} / \gamma_d \text{ -----(r)}$$

ここで、 γ_H = 水の密度(=1000 kg/m³)、 γ_m = 管材の密度(kg/m³)、 γ_d = 土の乾燥密度(kg/m³)

C = 土被り深さ(m)、 D = 管外径(m)、 d = 管内径(m)、

この式を用いて埋設深さの可否をチェックできる。

- (3) ASCE ガイドの(6-2)式は浮き上がり区間 L の梁曲げ応力を計算するものである。短い埋設管を想定しているようで、両端単純支持の場合の $\sigma_{bf} = F_b L^2 / (8Z)$ に近い $\sigma_{bf} = F_b L^2 / (10Z)$ が与えられている。少し応力が低くなるのは両端の支持が軟らかい地盤バネ支持になるためと思われる。

(S-7) 熱膨張について →(7-1)(7-2)式

- (1) 熱膨張による配管の変形や応力は、配管の形状やその拘束度に依存しておりケースバイケースで

コンピュータ解析が行われているが、地上配管に比べ埋設配管は扱いが少し難しくなる。地上配管が点として支持拘束されるのに対し、埋設配管は全域にわたり地盤バネで支持されるうえに地盤バネに非線形性がある、付図 11 に示すようにバイリニア挙動になるからである（特に軸方向に注目）。そのため埋設配管の熱膨張応力解析では次のような手法がとられている。

① ASME B31.1 の Appendix VII⁽⁹⁾の近似モデルを用いた線形構造解析

② 地盤バネのバイリニア挙動に基づく非線形構造解析

①の近似モデルは熱膨張に伴う配管の挙動をよくとらえているので、以下、このモデル化を用いて埋設管の熱膨張応力を少し説明してみる。詳しくは下記の TS を参照されたい。

【整番 SE-20-TM-001】埋設配管の熱応力解析（B31.1 Appendix ベース）について

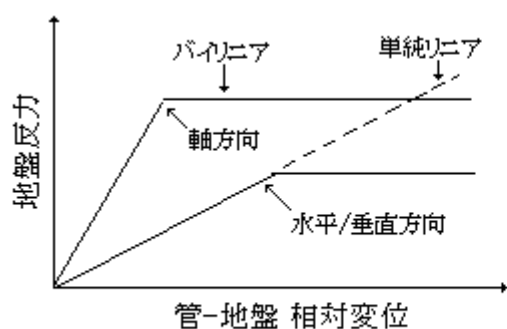
(2) 配管が熱膨張すると軸方向に滑ろうとし、地盤側の摩擦抵抗(摩擦力)によってブレーキがかかる。その摩擦力の分布パターンを付図 12 に示す。(a)は両端に軸拘束のない短い直管で、熱膨張によって両端に向かって伸びると両端から摩擦力が累積していった区間中央で軸力はピークになる。(b)は長い直管の場合で、途中で摩擦力の累積が最大($=E\alpha \Delta T/A$)に達し A-A 区間で軸力がフラットになる。この伸び無し区間 A-A は、(c)のような一端自由/一端固定の長い直管でも、(f)のような曲がり拘束を受ける L 字管でも発生する。A-A 区間では軸方向が完全拘束され、区間全域に $\sigma_c = E\alpha (T_2 - T_1)$ なる軸方向の圧縮応力が発生する。また同時に、内圧によるフープ応力($\sigma_h = PD/2t$)による半径方向の膨張を補う形で派生する軸方向の収縮も拘束されて、 $\sigma_t = \nu \sigma_h$ なる軸方向の引張応力が発生する(付図 13 参照)。従って、運転状態において伸び無し区間 A-A には、

$$\text{軸方向応力: } \sigma_c = E\alpha (T_2 - T_1) - \nu \sigma_h, \text{ 軸荷重: } F_a = \sigma_c A$$

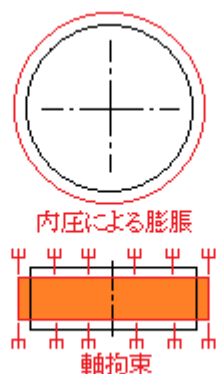
が存在していることになる。すなわち(7-1)式と(7-2)式が成立する。ただ内圧がなくなれば、 $\nu \sigma_h$ は零になるので、ASME B31.1 では $\nu \sigma_h$ を無視している。

(3) なお ASCE ガイドでは地盤拘束を ∞ と仮定して(7-1)(7-2)式を提示している。このような仮定のもとでは確かに $[\sigma_c = E\alpha (T_2 - T_1) - \nu \sigma_h]$ は最大の熱膨張応力になるが、実際には付図 12 の軸力分布があって、ガイドでも述べているように配管の曲がり部分に変形が集中して比較的高い局部応力が発生することが多い。曲がり部分の解析モデルを付図 14 に示す。ラン 1,2 の熱伸びは曲管近くの地盤バネによるバネ力 F とラン 1,2 に沿って分布する摩擦力の累積 S の合計によって拘束されて曲り部分はガイドの Fig.7.1-1 のような変形を起こす。

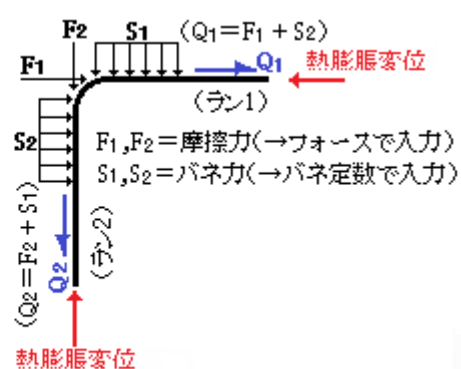
ASME B31.1 Appendix VII では 幾つかの典型的な配管パターンについて摩擦力とバネ力の分布を見積り近似モデルをセットする方法が提示されている。参考として Appendix のサンプル計算で用いられた近似モデル(Fig.VII-6.4.4) を添付しておく。



付図11 地盤バネ(地盤反力)の形状

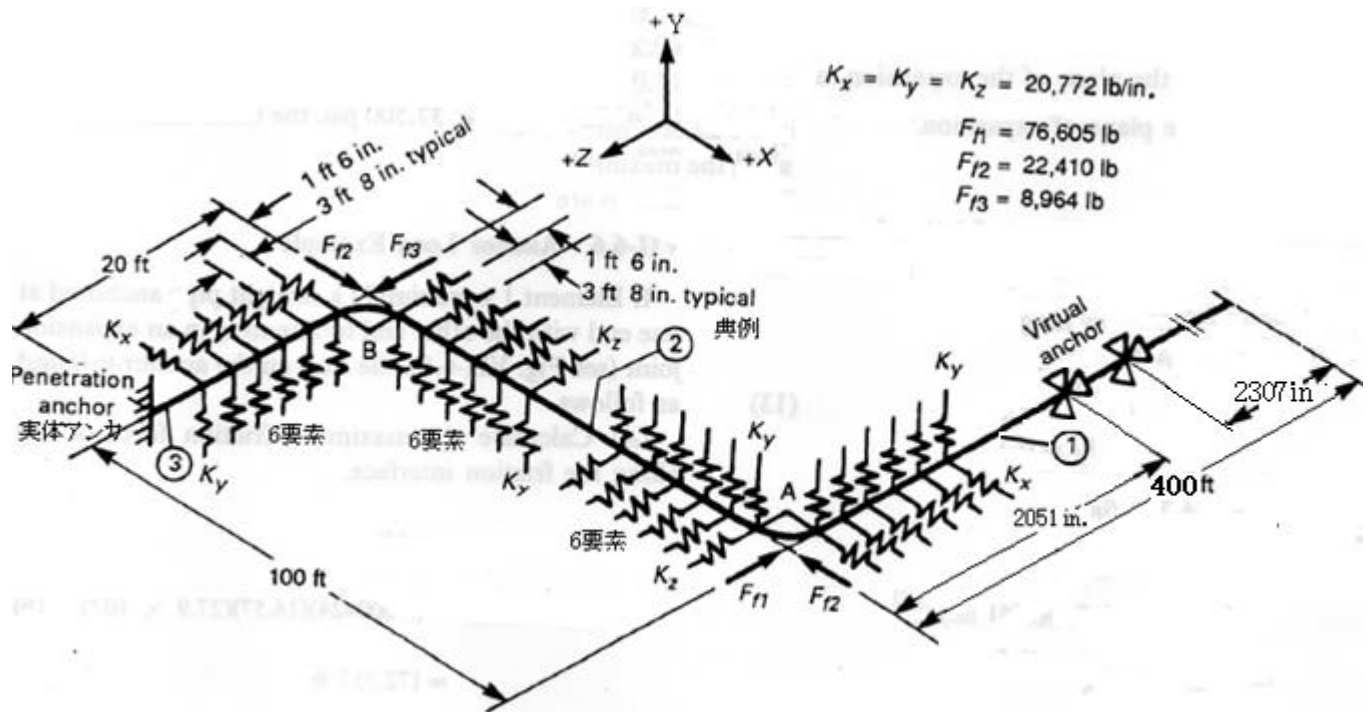
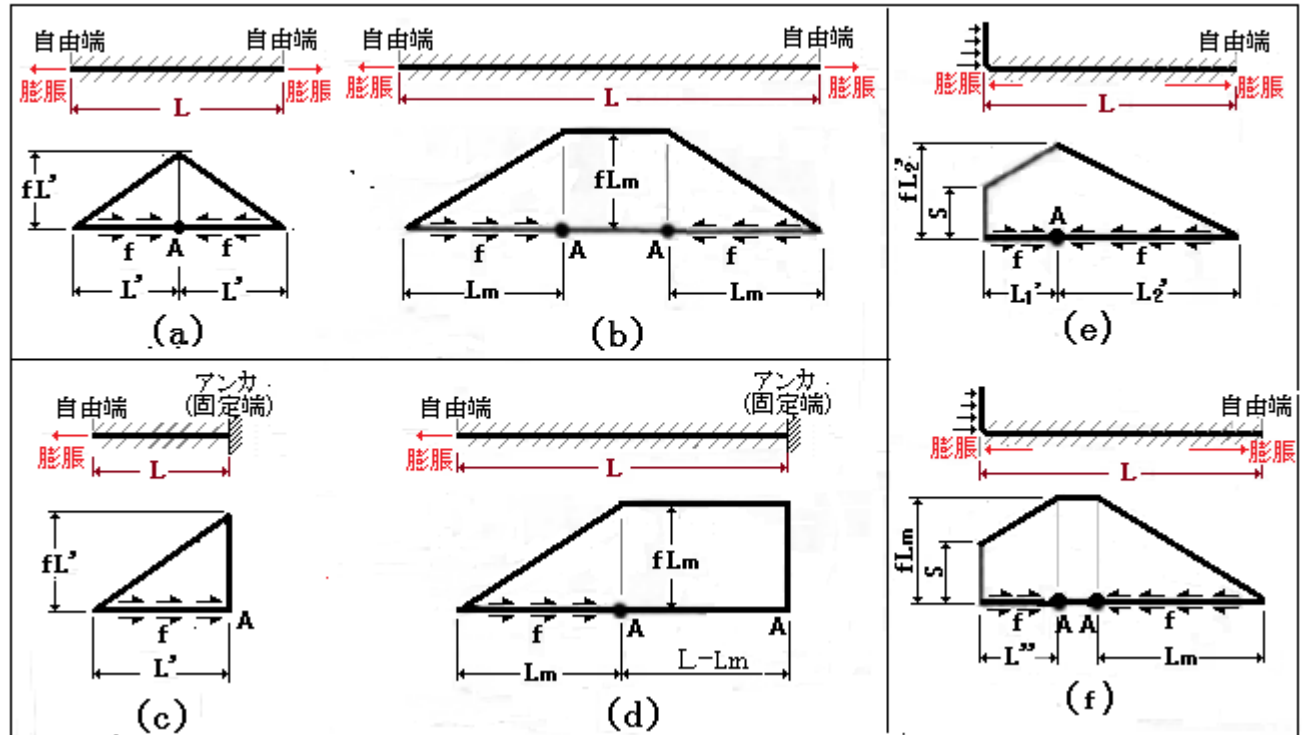


付図13



付図14 解析モデル入力データ

付図12 摩擦力(軸力)の分布パターン



解析モデル
FIG. VII-6.4.4 COMPUTER MODEL OF EXAMPLE PIPE

添付 A Marston & Spangler の土圧公式
--

Marston と Spangler の提示した土圧公式については文献(2)などに詳しい説明があるが、情報量が錯綜して多少、読みづらくなっているのでここで少し整理しておく。

垂直土圧式の適用区分

設置形態	管タイプ	管モード	適用式
掘削溝の中に布設する場合	不撓性管	溝管	Marston 式 : $q_v = C_d w B_d^2 / D_c$ -----(a)
		広幅溝管	$q_v = \text{Min.}[q_v', q_v'']$ (* 1) $q_v' \rightarrow (a)\text{式}, q_v'' \rightarrow (c_1)\text{式}$
	撓性管	溝管	Spangler 式 : $q_v = C_d w B_d$ -----(b)
		広幅溝管	$q_v = \text{Min.}[q_v', q_v'']$ (* 1) $q_v' \rightarrow (a)\text{式}, q_v'' \rightarrow (c_2)\text{式}$
盛土の中に布設する場合	不撓性管	突出管	Marston 式 : $q_v = C_e w D_c$ -----(c ₁)
		逆突出管	Marston 式 : $q_v = C_n w B_d^2 / D_c$ -----(d)
	撓性管	突出管	Marston 式 : $q_v = C_e w D_c$ -----(c ₂)
		逆突出管	Marston 式 : $q_v = C_n w B_d^2 / D_c$ -----(d)

(a)式 : $q_v = C_d w B_d^2 / D_c$ 但し $C_d = \{1 - e^{-2K_\mu (H/B_d)}\} / (2K_\mu)$

(b)式 : $q_v = C_d w B_d$ 但し $C_d = \{1 - e^{-2K_\mu (H/B_d)}\} / (2K_\mu)$

(c₁)式 : $q_v = C_e w D_c$

$$H \leq H_e \rightarrow C_e = \{e^{2K_\mu (H/B_d)} - 1\} / (2K_\mu)$$

$$H > H_e \rightarrow C_e = \{e^{2K_\mu (H/D_c)} - 1\} / (2K_\mu) + (H/D_c - H_e/D_c) e^{2K_\mu (H_e/D_c)} \quad (* 2)$$

ここで H_e は次の式から求める。

$$e^{2K_\mu (H_e/D_c)} - 2K_\mu (H_e/D_c) = 2K_\mu \delta p + 1$$

$$p = \text{突出比} (\sim 1.0), \delta = \{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)\} / S_m$$

(c₂)式 : $q_v = C_e w D_c$

$$H \leq H_e \rightarrow C_e = \{e^{-2K_\mu (H_e/B_d)} - 1\} / (-2K_\mu),$$

$$H > H_e \rightarrow C_e = \{e^{-2K_\mu (H/D_c)} - 1\} / (-2K_\mu) + (H/D_c - H_e/D_c) e^{-2K_\mu (H_e/D_c)} \quad (* 2)$$

H_e は下記の式から求める。

$$e^{-2K_\mu (H_e/D_c)} + 2K_\mu (H_e/D_c) = -2K_\mu \delta p + 1$$

$$p = \text{突出比} (\sim 1.0), \delta = \{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)\} / S_m$$

(d)式 : $q_v = C_n w B_d^2 / D_c$

$$H \leq H_e \rightarrow C_d = \{1 - e^{-2K_\mu (H/B_d)}\} / (2K_\mu),$$

$$H > H_e \rightarrow C_d = \{1 - e^{-2K_\mu (H_e/B_d)}\} / (2K_\mu) + (H/B_d - H_e/B_d) e^{-2K_\mu (H_e/B_d)}$$

H_e は次式から求める⁽⁵⁾。

$$A - B = C$$

$$A = \{(e^{-2K_\mu (H/B_d)} - 1) / (-2K_\mu)\} \{(H/B_d) - (H_e/B_d)\}$$

$$B = (H_e/B_d) \{ (H/B_d - H_e/B_d) + (H_e/B_d)/2 - 1/(2K\mu) \}$$

$$C = 2\delta' p' \{ (e^{-2K\mu(H_e/B_d)} - 1)/(-2K\mu) + (H/B_d - H_e/B_d) \} e^{-2K\mu(H_e/B_d)}$$

<記号定義>

q_v = 鉛直土圧(kN/m²)、 w = 土の単位体積重量(kN/m³)、 B_d = 管頂レベルの溝幅(m)、

D_e = 管外径(m)、 H = 地表面～管頂の深さ(m)、 H_e = 等沈下面の高さ(m)、

C_d = 溝管の荷重係数(-)、 C_e = 突出管の荷重係数(-)、 C_n = 逆突出管の荷重係数(-)

K = ランキン土圧係数(-) $[(1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)]$ 、 ϕ = 土の内部摩擦角

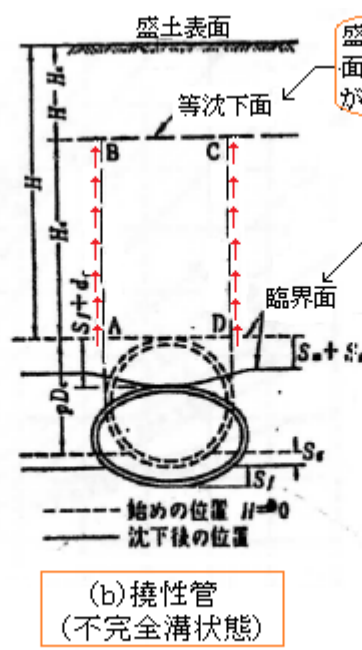
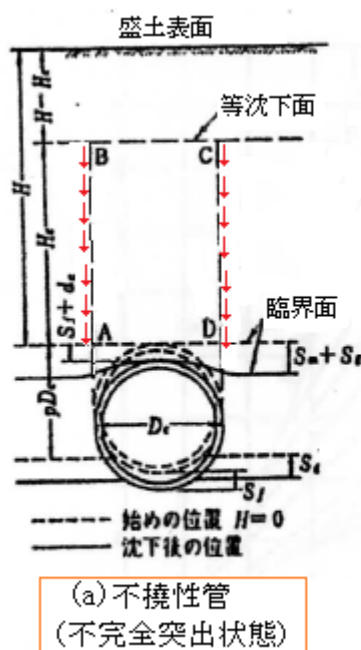
μ = 土の摩擦係数(-) $(= \tan \phi)$ 、 p = 突出比(~ 1)、 p' = 逆突出比(図 A₂ 参照)、

δ = 沈下比(-) $[\{(S_m + S_g) - (S_f + d_e)\}/S_m]$ 下記による

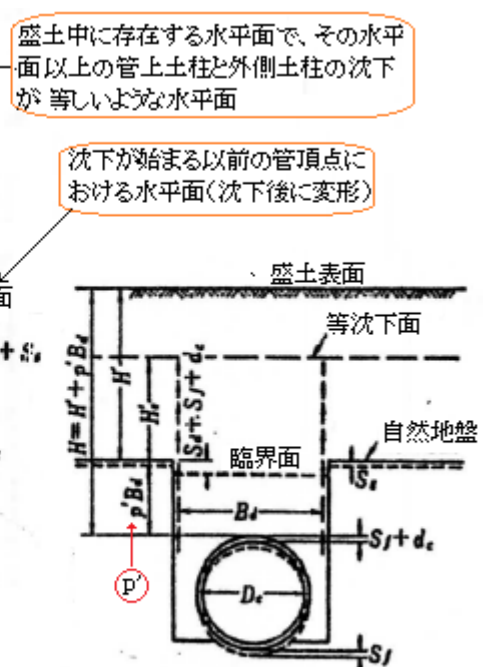
不撓性管	岩盤または沈下性の基礎 $\delta = 1.0$
	良好な土/砂基礎 $\delta = 0.5 \sim 0.8$
	沈下性の自然地盤基礎 $\delta = 0 \sim 0.5$
撓性管	管側埋戻し土の締固め不十分なもの $\delta = -0.4 \sim 0$
	管側埋戻し土の締固め不十分なもの $\delta = -0.2 \sim 0.8$

$\delta' =$ 沈下比(-) $[\{S_g - (S_d + S_f + d_e)\}/S_d] \rightarrow$ 撓性管で $-0.7 \sim -1.0$ 、不撓性管で $-0.3 \sim -0.5$

S_m, S_g, S_f, S_d = 各沈下量(m) (図 A₁, A₂ 参照)、 d_e = 管の垂直方向撓み量(m)



図A1 突出管に負荷される荷重に影響を与える沈下



図A2 逆突出管の沈下状態

<補足説明>

(※1) 広幅溝管は溝管と突出管の中間の性質をもつので、溝管としてあるいは突出管としての計算値のいずれか低い方の値を採る。

(※2) 通常、 $H > H_e$ のパターンになる。突出形の場合、不撓性管ではこの状態を不完全突出状態、撓性管では不完全溝状態と云っている。図 A₁ にこれらの状態を示す。図 A₁ の(a)では、盛土が沈下すると臨界面の管頂部分が周辺よりも突出する。そのため管直上の土柱の両側に下向きの摩擦力がでて土柱を更に押し下げ、実質的に土圧が増加する。一方、図 A₁ の(b)では管撓みによって臨界面が凹んで、逆に上向き摩擦力がでて土柱を押し上げ、実質的に土圧が減少する。

逆突出形の場合、図 A₂に示されるように臨界面の沈下面が自然地盤の沈下面を上回って土柱周辺に上向きの摩擦がでて土圧が減少する。総じて撓性管では土圧が減少する傾向になる。

末尾メモー土の反力係数(受働抵抗係数)

Spangler の水平土圧： $q_h = (E'/R)(\Delta x'/2/D_1) \div K(\Delta x/2) \rightarrow E' = KR$

ここで K =受働側反力係数(kg/m/m²)、 E' =土の反力係数(kg/m²)

Δx = 経時後の水平撓み(m)($\div \Delta y$)、 $\Delta x'$ = 初期の水平撓み(m)

Δy = 経時後の垂直撓み(m)、 D_1 = 撓み時間係数、 R = 管半径、 D = 管直径

単位長さ当たりの管の水平バネ定数 $k = DK = 2Rx(E'/R) = 2E'$

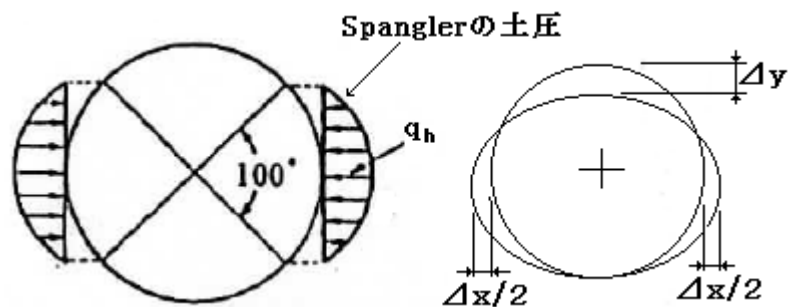


表-1・34-2 土の受働抵抗係数 E' の標準値 (N/mm²) [kgf/cm²]

土 の 種 類 (統一分類法による)	締固め な し	一定の仕様を定めて 管理する締固め	厳密な施工管理のも とで行う締固め
		プロクター密度で <85 % 相 対 密 度 で <40 %	プロクター密度で ≥85 % 相 対 密 度 で ≥40 %
細粒土 (L L ≤50%) 中程度の塑性から塑性のない土まで C L, M L, M L-C L (粗粒部分25%以下)	0.34 [3.5]	1.37 [14]	2.75 [28]
細粒土 (L L ≤50%) 中程度の塑性から塑性のない土まで C L, M L, M L-C L (粗粒部分25%以上) 細粒土を含む粗粒土 G M, G C, S M, S C (12%以上の細粒土を含む)	0.69 [7]	2.75 [28]	6.86 [70]
細粒土をほとんど含まないか、全 く含まない粗粒土 G W, G P, S W, S P (12%以下の細粒土を含む)	1.37 [14]	6.86 [70]	13.7 [140]

(水門鉄管技術基準より引用)

[引用文献・テキスト]

- (1) American Lifelines Alliance 「Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe」
July 2001 (with addenda through February 2005)
- (2) 埋設構造物関連資料(題名逸失) 3.1.2 埋設管の設計 (2)鉛直荷重の計算
- (3) 管路更生の設計手法入門 第2回埋設管に作用する外圧の種類
- (4) 水門鉄管技術基準－水圧鉄管・鉄鋼構造物編 (水門鉄管協会 H19)
- (5) トヨドレン技術資料－土圧 (iT 資料)
- (6) 「埋設管の強度設計」 荒田治(配管技術 2002.9)
- (7) チモシェンコ「材料力学上巻」第11章/第12章
- (8) 構造力学公式集(土木学会) 表 12.1(b)リングの座屈
- (9) ASME B31.1 Power Piping－ Appendix VII Non-mandatory Procedures for the Design
of Restrained Underground Piping