

第2編 設 計

PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」のご使用上の注意事項

このたび、全国ヒューム管協会では、管の設計・施工を行うユーザーのご要望により「ヒューム管設計施工要覧」を電子データ化をおこないました。

PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」のご使用上に際しては以下の事項に御注意ください。

- ①PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」は、平成 21 年版ヒューム管設計施工要覧を PDF 化した物です。平成 21 年版「ヒューム管設計施工要覧」は当時の規格や基準を元に編集を行っているため、現在の規格、基準と異なる箇所があります。
また、PDF 版の作成に当たり JIS 規格、下水道協会規格から削除された C 形についてはそれぞれの規格表より削除をしています。
- ②PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」と書籍版「ヒューム管設計施工要覧」とは、フォントや文字の配置等が異なる部分があります。
- ③ページ番号は、書籍版「ヒューム管設計施工要覧」の白紙部分を削除しているため、ページ番号が飛んでいる箇所があります。

平成 25 年 10 月

全国ヒューム管協会 技術委員会

第 2 編 設 計

第 1 章 水 理

1.1 水理公式

下水は、普通の水に比較して浮遊物質を多く含んでいるが、水理計算に支障をきたすほどではないので普通の水と考えて水理計算をする。したがって、流量計算には、一般に自然流下ではマニング式、又はクッター式を用い、圧送式ではヘーゼン・ウィリアム式を用いる。

マニングの式を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} Q &= AV \\ V &= \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1.1-1)$$

ここに

- Q : 流量 (m³/s)
- A : 流水の断面積 (m²)
- $A = \frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)D^2$
- θ : 中心角 (rad)
- D : 内径 (m)
- V : 流速 (m/s)
- n : 粗度係数
- R : 径深 (m) (= A/P)
- P : 潤辺 (m)
- $P = \frac{1}{2}\theta D$
- I : こう配 (分数又は小数)

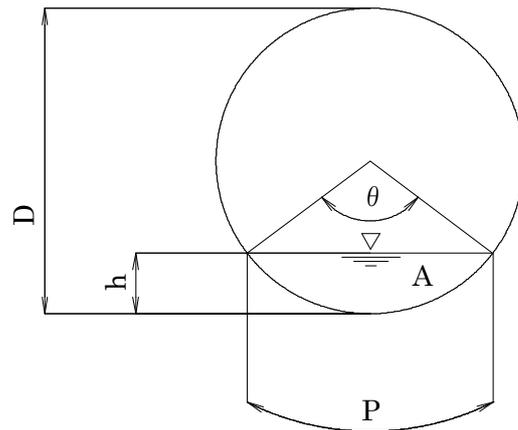


図 2.1.1-1 流水断面

粗度係数 n は、2001 年度版「下水道施設計画・設計指針と解説」では、陶管、鉄筋コンクリート管きよなどの工場製品及び現場打ち鉄筋コンクリート管きよの場合 0.013 を標準とする、とされている。しかし、諸外国では一般に管きよの流量計算にはコンクリート管、陶管、プラスチック管等、管きよ材質の如何にかかわらず、マニング式の粗度係数は 0.013 が推奨されている。

粗度係数を求める実験は古くから数多く行われている。実験の結果を総合すると、コンクリート管では $n=0.009\sim 0.011$ 、プラスチック管では $n=0.009$ 程度の値が得られている。これらの実験は新管の直線管路に良質の水を使用し、満流で管内面のなめらかさのみを実験の対象としている。しかし、現実の下水管路は理想的な条件下で使用される事が少ないこと、流水には土砂や固

形汚物も含まれている。損失水頭や摩擦係数に影響を及ぼす因子としては、以下のような事が考えられる。

- ①沈下や地盤の移動によるこう配の変化や断面の変形
- ②管内における固形物の沈積
- ③油脂などの管内面への付着
- ④マンホールや合流部における流水断面の拡大によって生じる渦流や沈積
- ⑤取付管からの流入

経年使用された下水管の内面は、汚物や油脂の沈積、付着などによって、管の材質に関係なく流水に対して同じ状態になることが知られている。

このような事情をふまえて、設計に用いる粗度係数は、実験値に対して十分な余裕を見込んだ値が採用されるべきである。

アメリカの水質汚濁防止連盟（WPCF）と土木学会（ASCE）の合同委員会により制定された、「下水管きよの設計と施工（WPCF マニュアル）」ではコンクリート管、陶管、プラスチック管に対して粗度係数の範囲を 0.011～0.015 としている。通常の管路の設計値としては $n=0.013$ が用いられる。

全国ヒューム管協会では、実際の下水を用いた水理特性実験を平成 4 年 7 月～平成 5 年 9 月に横浜市緑下水処理場内において日本大学理工学部と共同で行った。

処理場内の未処理水を用いた実験の結果、粗度係数は 0.009～0.011 で変化し平均で $0.0098 \approx 0.010$ となった。

1.2 水理特性曲線

下水道の円形管では、満流時の流量と計画流量から管きよ断面の大きさを決定する。流速は水深 81%のとき最大となり、流量は水深が 93%のとき最大になるので、満流時における設計は、十分余裕のあるものとなっている。

図 2.1.2-1 に、マンニングの式による円形管の水理特性曲線を、表 2.1.2-1 に流水断面諸係数を示す。

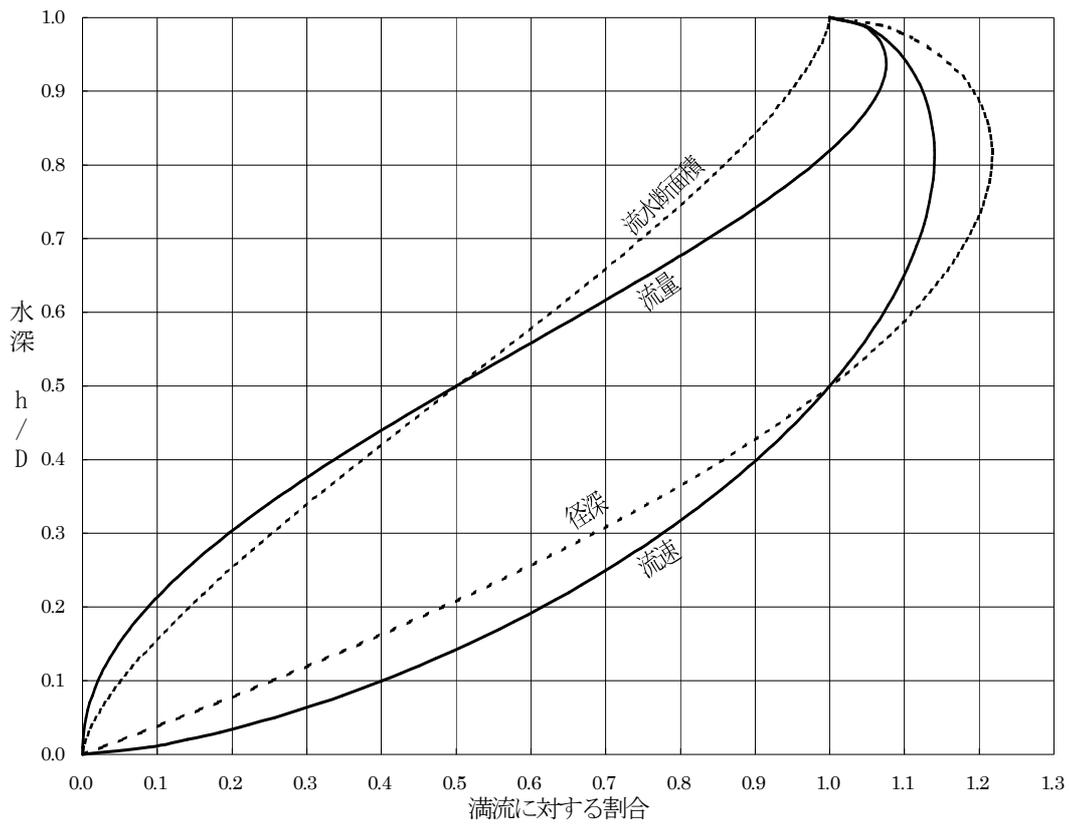


图 2.1.2-1 水力特性曲线

表 2.1.2-1 流水断面诸系数

h/D	流水断面积比	径深比	流速比	流量比
1.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.95	0.9813	1.1460	1.0950	1.0745
0.90	0.9479	1.1920	1.1243	1.0657
0.85	0.9059	1.2132	1.1374	1.0304
0.80	0.8577	1.2168	1.1397	0.9775
0.70	0.7476	1.1848	1.1197	0.8371
0.60	0.6264	1.1040	1.0724	0.6718
0.50	0.5000	1.0000	1.0000	0.5000
0.40	0.3736	0.8568	0.9019	0.3370
0.30	0.2524	0.6836	0.7759	0.1958
0.20	0.1424	0.4824	0.6148	0.0876
0.15	0.0940	0.3712	0.5163	0.0485
0.10	0.0521	0.2540	0.4008	0.0209
0.05	0.0187	0.1304	0.2569	0.0048

1.3 管きょ断面の決定

下水道の場合を例にとると、管きょの大きさは計画汚水量、計画雨水量を算出し、これに対する管きょ断面及びこう配を決定する。

管きょ断面の決定には、次の点に注意しなければならない。

- ① 流速は上流より下流になるにしたがって漸増させる。一般的に汚水管きょでは、いかなる流量の時でも汚物が沈殿しないよう流速とこう配を定めるべきである。流速が小さいと管きょ底部に汚物や泥土が沈殿し、管路のこう配を急にして流速を大きくすれば管の断面が小さくなるが、下流部は埋設の深さが大きくなり、また流速が過大となって管壁を摩耗するおそれがある。また管きょのこう配は下流ほどゆるやかにする。これは下流ほど流量は増大し、管きょは大きくなるのでこう配がゆるくても流速を大きくとることができるためである。

下水管きょの最大・最小流速について、「下水道施設計画・設計指針と解説」では、つぎのように規定している。

- 1) 汚水管きょ

計画下水量に対し、最小 0.6m/sec、最大 3.0m/sec

- 2) 雨水管きょ・合流管きょ

計画下水量に対し、最小 0.8m/sec、最大 3.0m/sec

2) の場合の最小流量を 1) の場合より大きくとるのは、沈殿物の比重が土砂類の流入により大きいためである。

なお、理想的な流速は 1)、2) とともに 1.0～1.8m/sec 程度である。

- ② 管きょ内の清掃や点検及び供用後の新たな取付け管の設置等維持管理に支障をきたすので、計算上 200mm 又は 250mm 以下で十分であっても、200mm 又は 250mm の管径のものを使用する。

ただし、汚水管きょでは、局所的な下水量の増加が将来にわたって見込まれない場合には 150mm とし、更に次のすべての要件を満たす場合には 100mm とすることができる。

- 1) 取付け管の接続の追加が将来にわたって見込まれないこと。

- 2) 瞬間最大下水量の掃流作用によって下水中の固形物を 100mm 以上 150mm 未満の管きょから 150mm 以上の管きょまで流下させることができること。

なお、100mm～150mm とする場合には、将来的に工場や集合住宅の立地等土地利用の変更が全く見込まれない地域に限定するなど、十分な検討が必要である。

第2章 設 計

2.1 埋設管の耐荷力

(1) ひび割れ及び破壊保証モーメント

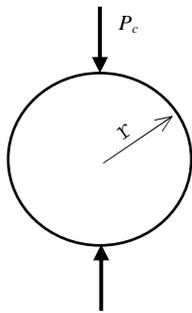


図 2.2.1-1

“ひび割れ保証モーメント”は式 2.2.1-1 を用いて算出する。
ひび割れ保証耐荷力(規定のひび割れ試験荷重)の荷重段階では、管は、完全弾性体として扱う。また式 2.2.1-1 は、円管を薄肉弾性リングとして解いたときの、管底部での最大曲げモーメントとなる。

$$\begin{aligned}
 M_C &= 0.318P_C \cdot r + 0.239W \cdot r \\
 \text{又は} & \\
 M_C &= 0.318P_C \cdot r + 1.5w \cdot r^2
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} M_C \\ \text{又は} \\ M_C \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (2.2.1-1)$$

ここに M_C : ひび割れ保証モーメント (kN・m/m)
 P_C : ひび割れ試験荷重 (kN/m)
 r : 管厚中心までの半径 (m)
 W : 管の自重 (kN/m)
 w : 単位管長、単位弧長の管の自重 (kN/m/m)

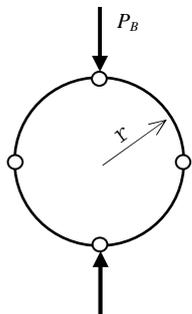


図 2.2.1-2

“破壊保証モーメント”は式 2.2.1-2 で表す。
式 2.2.1-2 は、極限設計により求めたもので、円管の上下左右の4点に降伏ヒンジが生じるときの、降伏モーメントとなる。

$$\begin{aligned}
 M_B &= 0.25P_B \cdot r + 0.165W \cdot r \\
 \text{又は} & \\
 M_B &= 0.25P_B \cdot r + 1.036w \cdot r^2
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} M_B \\ \text{又は} \\ M_B \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (2.2.1-2)$$

ここに M_B : 破壊保証モーメント (kN・m/m)
 P_B : 破壊試験荷重 (kN/m)

(2) 埋設管に生じる曲げモーメント

外圧荷重により埋設管に生じる曲げモーメントは、式 2.2.1-1 に示したひび割れ保証モーメントと同様、薄肉弾性リングとして解き、式 2.2.1-3 によって求める。

$$M = k \cdot p \cdot r^2 \quad \dots\dots\dots (2.2.1-3)$$

ここに M : 埋設管に生じる曲げモーメント (kN・m/m)
 k : 荷重分布及び支承の状態によって変わる係数
 p : 外圧荷重 (kN/m²)
 r : 管厚中心までの半径 (m)

(3) 埋設管の耐荷力

埋設管に作用する外圧荷重（鉛直土圧及び活荷重）及び埋設管の耐荷力は、等分布荷重として考える。耐荷力は、式 2.2.1-1 及び式 2.2.1-3 より $M_c = M$ として式 2.2.1-4 によって求める。

$$P_r = \frac{0.318P_c \cdot r + 0.239W \cdot r}{k \cdot r^2} \dots\dots\dots (2.2.1-4)$$

- ここに
- P_r : 埋設管の耐荷力 (kN/m²)
 - P_c : ひび割れ試験荷重 (kN/m)
 - r : 管厚中心までの半径 (m)
 - W : 管の自重 (kN/m)
 - k : 荷重分布及び支承の状態によって変わる係数

この式では、埋設状態での管の自重及び管内水重による曲げモーメントが、土の側圧（主働土圧）による曲げモーメントと相殺するものと仮定した。

またヒューム管は剛性管であるので、管の変形による受働土圧は考慮しない。

(4) 支承条件による係数

通常、管を埋設するときの基礎形状としては、砂又は土の上に直接置く場合（砂又は土基礎）と下部の一部分をコンクリートで固定する場合（コンクリート基礎）に大別できる。

砂又は土基礎は自由支承、コンクリート基礎は固定支承として取り扱う。

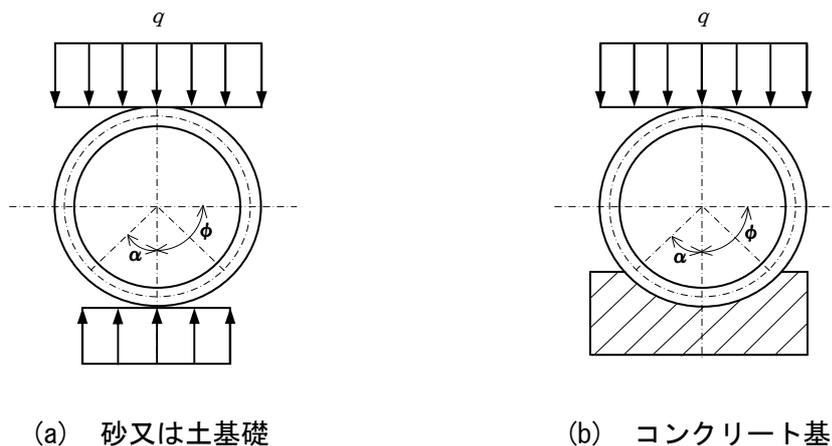


図 2.2.1-3 荷重と支承条件

砂又は土基礎の場合は、基礎の部分に等分布力を仮定して（図 2.2.1-3(a)）、係数 k を求めると、底面反力の作用する部分（ $0 \leq \phi \leq \alpha$ ）については式 2.2.1-5 で求められる。

$$k = \frac{3}{8} + \frac{1}{2\pi} \left\{ \frac{3}{2} \cos \alpha + \frac{\alpha}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} - (\pi - \alpha) \sin \alpha \right\} - \frac{1}{3\pi} \cos^2 \alpha \cdot \cos \phi - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \sin^2 \phi$$

..... (2.2.1-5)

ここに α : 基礎の支承角の半分 (rad)
 ϕ : 管の断面の位置を表わす角度で、管底から測る (rad)

最大曲げモーメントは管底 ($\phi=0$ の点) で発生するので 式 2.2.1-5 で $\phi=0$ とおいて係数 k を求めると表 2.2.1-1 に示す値となる。

表 2.2.1-1 係数 k の値

支 承 角	砂又は土基礎	コンクリート基礎
60°	0.377	———
90°	0.314	0.303
120°	0.275	0.243
180°	———	0.220

コンクリート基礎 (図 2.2.1-3(b)) については、従来は円形アーチと考えて係数 k を計算していたが、実際には、理論上の最大曲げモーメントが生じると予想されるアーチの固定部 ($\phi = \alpha$) ではなく、管頂 ($\phi = \pi$) にひび割れが発生することなどから、模型実験及び埋設実験の結果から推定した値 (表 2.2.1-1) を用いる。参考までに、固定部の中心角を 2α とするときの係数 k の式を示すと、式 2.2.1-6 のようになる。

なお、式 2.2.1-6 による計算値は、120°コンクリート基礎の場合 0.230、180°コンクリート基礎の場合 0.107 である。

$$k = \frac{\frac{3}{16} \pi \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \cos^3 \alpha + \frac{5}{6} (\pi - \alpha) \cos \alpha + \frac{1}{3} \sin \alpha - \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha}{\frac{1}{2} (\pi - \alpha)^2 - \frac{1}{2} (\pi - \alpha) \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \sin^2 \alpha} + \frac{3}{16} \pi (\pi - \alpha) - \frac{1}{2} (\pi - \alpha)^2 \sin \alpha$$

..... (2.2.1-6)

表 2.2.1-2、表 2.2.1-3 に基礎形状と k の値を示す。

[参考] 管内水重及び管の自重による曲げモーメント

自由支承の場合の、管内水重及び管の自重による曲げモーメントは、式 (1) 及び式 (3) の通りである。

管内水重による曲げモーメント $M = k \cdot w \cdot r^3$ (1)

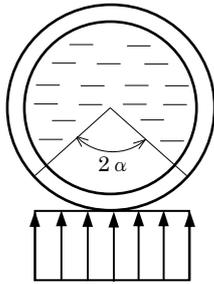


図 1

$$k = \left(\frac{\alpha}{8 \sin \alpha} + \frac{5}{12} + \frac{3}{8} \cos \alpha - \frac{\pi}{4} \sin \alpha + \frac{\alpha}{4} \sin \alpha - \frac{1}{6} \cos^2 \alpha \right) \dots\dots(2)$$

ここに w : 管内水の単位重量 (9.8 kN/m³)

管の自重による曲げモーメントは、管底部で発生し式 (3) で示される。

$$M = k \cdot w_d \cdot r^2 = \frac{k}{2\pi} W \cdot r \dots\dots(3)$$

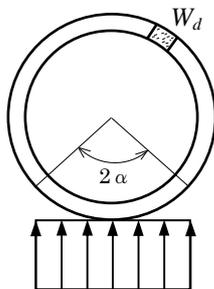


図 2

$$k = \left(\frac{5}{6} + \frac{\alpha}{4 \sin \alpha} + \frac{3}{4} \cos \alpha - \frac{1}{3} \cos^2 \alpha - \frac{\pi}{2} \sin \alpha + \frac{\alpha}{2} \sin \alpha \right) \dots\dots(4)$$

ここに w_d : 単位管長単位弧長の管の自重 (kN/m/m)

W : 管の自重 (kN/m)

これら、代表的な支承角のものについての、管に生じる曲げモーメント式を表 2.2.1.1-4 に示す。

表 2.2.1-2 基礎形状と k の値 (溝型)

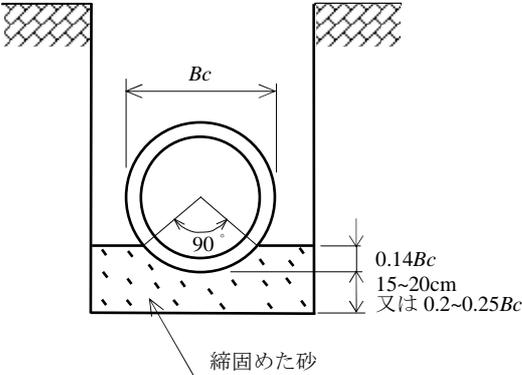
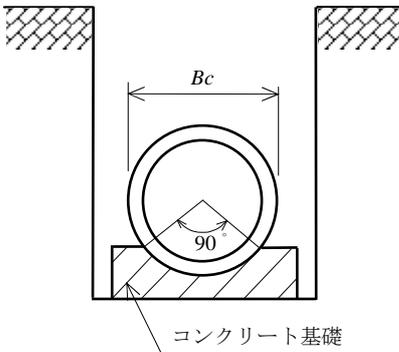
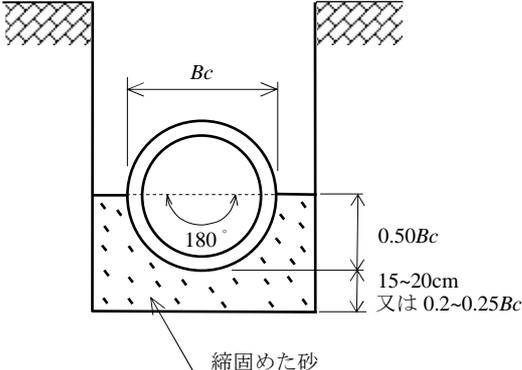
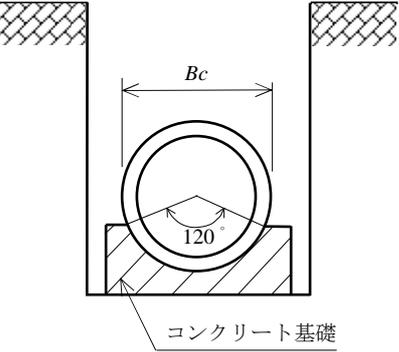
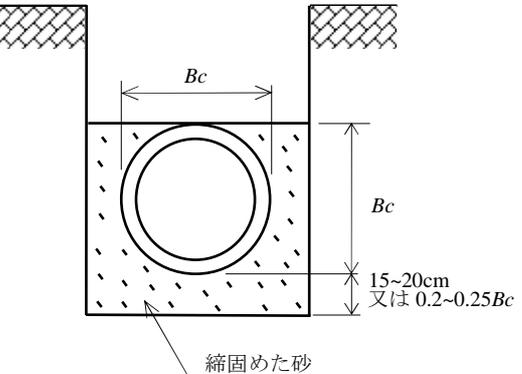
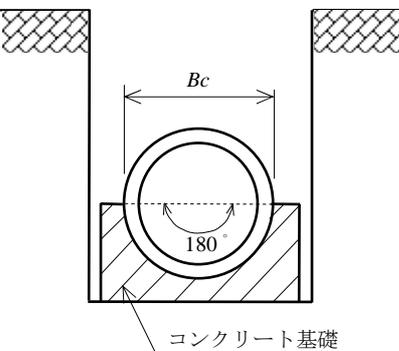
— 溝 型 —	
砂又は土基礎	コンクリート基礎
 <p style="text-align: center;">設計支承角 90° k の値 0.377</p>	 <p style="text-align: center;">設計支承角 90° k の値 0.303</p>
 <p style="text-align: center;">設計支承角 90° k の値 0.314</p>	 <p style="text-align: center;">設計支承角 120° k の値 0.243</p>
 <p style="text-align: center;">設計支承角 120° k の値 0.275</p>	 <p style="text-align: center;">設計支承角 180° k の値 0.220</p>

表 2.2.1-3 基礎形状と k の値 (正の突出型、負の突出型)

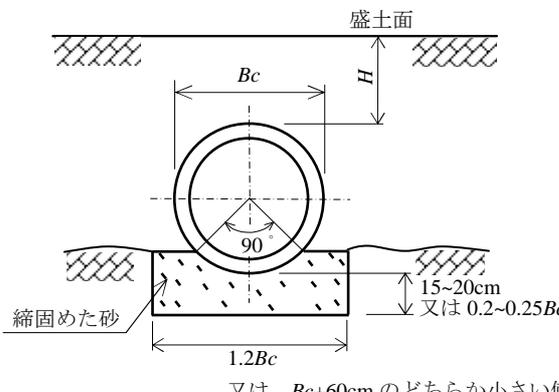
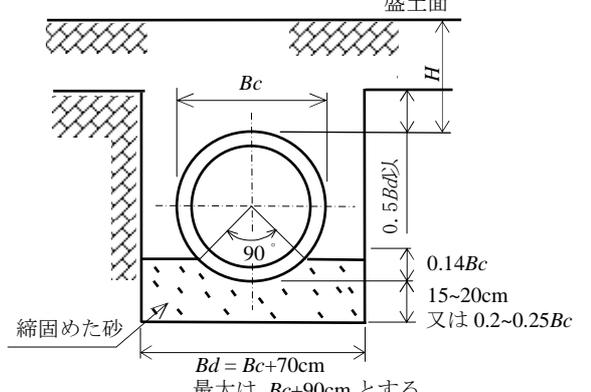
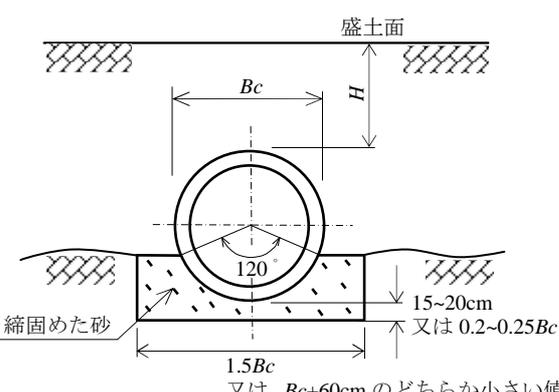
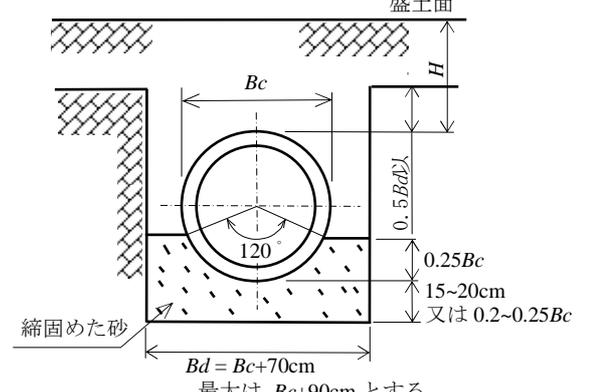
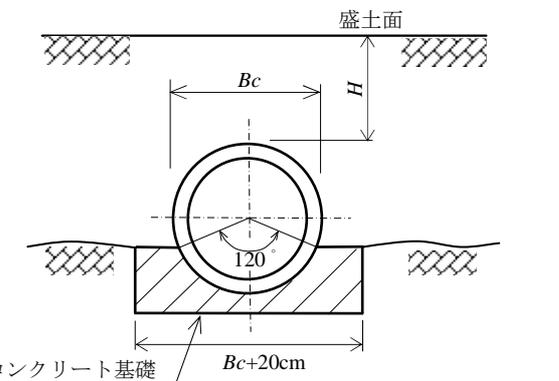
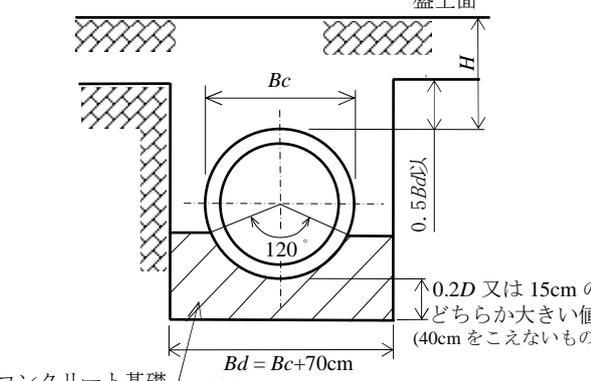
— 正の突出型 —	— 負の突出型 —
 <p>設計支承角 60° k の値 0.377</p>	 <p>設計支承角 60° k の値 0.377</p>
 <p>設計支承角 90° k の値 0.314</p>	 <p>設計支承角 90° k の値 0.314</p>
 <p>設計支承角 120° k の値 0.243</p>	 <p>設計支承角 120° k の値 0.243</p>

表 2.2.1-4 管に生じる最大曲げモーメント M

荷 重	支承角 2α (度)	支 承 条 件		荷 重 作 用 状 態	
		砂又は土基礎 (自由支承)	コンクリート 基礎 (固定支承)	砂又は土基礎 (自由支承)	コンクリート基礎 (固定支承)
外圧荷重	0	$0.587p \cdot r^2$	————		
	30	$0.468p \cdot r^2$	————		
	60	$0.377p \cdot r^2$	————		
	90	$0.314p \cdot r^2$	$0.303p \cdot r^2$		
	120	$0.275p \cdot r^2$	$0.243p \cdot r^2$		
	180	————	$0.202p \cdot r^2$		
管内水重	0	$0.750w \cdot r^3$	————		
	30	$0.563w \cdot r^3$	————		
	60	$0.419w \cdot r^3$	————		
	90	$0.321w \cdot r^3$	$0.260w \cdot r^3$		
	120	$0.260w \cdot r^3$	$0.166w \cdot r^3$		
	180	————	$0.055w \cdot r^3$		
管自重	0	$0.239W \cdot r$	————		
	30	$0.179W \cdot r$	————		
	60	$0.133W \cdot r$	————		
	90	$0.102W \cdot r$	$0.082W \cdot r$		
	120	$0.082W \cdot r$	$0.052W \cdot r$		
	180	————	$0.017W \cdot r$		
側 圧	————	$-(0.104 + 0.146C) \cdot p_1 \cdot r^2$	————		

- M : 管に生じる最大曲げモーメント (kN・m/m)
 p : 管に作用する外圧荷重 (kN/m²)
 r : 管厚中心までの半径 (m)
 w : 管内水の単位重量 (9.8kN/m³)
 W : 管の自重 (kN/m)
 p_1, p_2 : 管頂部、管底部に作用する側圧 (kN/m²)
 C : $\frac{p_1}{p_2}$

2.2 活荷重

2.2.1 トラック荷重

輪荷重は、地表面よりある角度をもって地中に分布するものとする。分布角は、車両の進行方向については 45°で分布するものとするが、それと直角方向は車両が並列に並ぶ可能性があることを考慮して、車両占有幅 2.75m の範囲に均等に分布するものとする（図 2.2.2.1-1）。

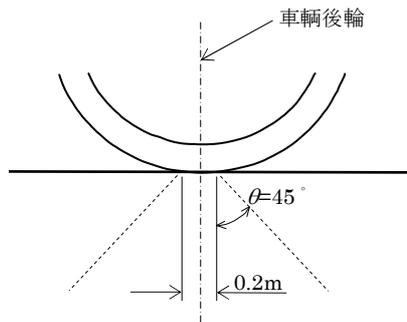


図 2.2.2.1-1 輪荷重の分布

「道路橋示方書 I 共通編 2.2.2」に示す T 荷重が作用する場合、トラック荷重による鉛直荷重 p_l は式 2.2.2.1-1 で計算する。

$$P_l = \frac{2 P(1+i) \beta}{2.75(0.2+2H)} \dots\dots\dots (2.2.2.1-1)$$

ここに

- P_l : トラック荷重による鉛直荷重 (kN/m²)
- P : T 荷重 (後輪 100kN)
- H : 土かぶり (m)
- i : 衝撃係数で表 2.2.2.1-1 による。
- β : 断面力の低減係数で表 2.2.2.2-2 による。

表 2.2.2.1-1 衝撃係数

H (m)	$H < 1.5$	$1.5 \leq H < 6.5$	$6.5 \leq H$
i	0.5	$0.65 - 0.1H$	0

表 2.2.2.1-2 断面力の低減係数

	土かぶり $H \leq 1\text{m}$ かつ 内径 $\geq 4\text{m}$ の場合	左記以外の場合
β	1.0	0.9

トラック荷重による鉛直荷重の計算値を表 2.2.2.1-3 に示す。

表 2.2.2.1-3 トラック荷重による鉛直荷重の計算値

単位：kN/m²

土かぶり H (m)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
鉛直荷重 (後輪 100kN)	81.82	44.63	30.68	22.60	17.62	14.25	11.82	9.98	8.54	7.38

2.2.2 ローラ荷重

ローラ荷重は、前輪及び後輪荷重の影響範囲を考慮し荷重が最大となる条件で設計を行う。

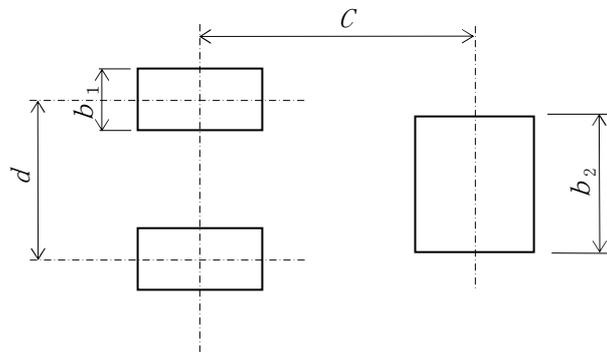


図 2.2.2.2-1 ローラ荷重

表 2.2.2.2-1 ローラ荷重の例

	機種	総重量 W (kN)	輪荷重(kN)		輪帯幅 (m)		軸距 C (m)	前輪中心間隔 d (m)	車輪接地長 a (m)
			前輪 P_1	後輪 P_2	前輪 b_1	後輪 b_2			
K社	K12B (14ton)	138.0	34.7	68.6	0.550	1.100	3.400	1.550	0.200
H社	CS125	98.5	24.6	49.2	0.550	1.100	3.400	1.550	0.200

1) 前輪

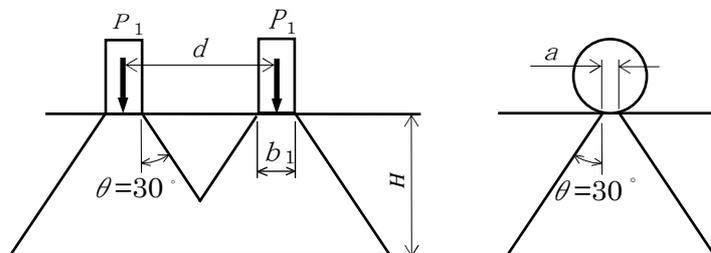


図 2.2.2.2-2 前輪荷重分布

$$d \geq b_1 + 2H \cdot \tan \theta$$

$$P_{11} = \frac{P_1}{(b_1 + 2H \cdot \tan \theta)(a + 2H \cdot \tan \theta)}$$

$$d < b_1 + 2H \cdot \tan \theta$$

$$P_{12} = P_{11} \times 2$$

..... (2.2.2.2-1)

2) 後輪

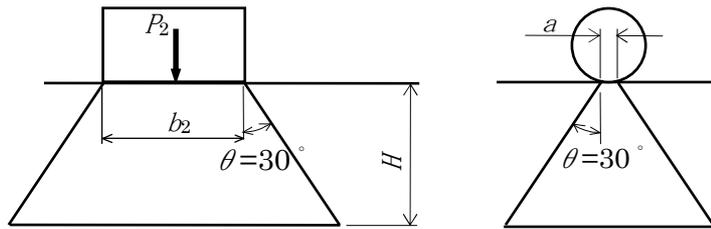


図 2.2.2.2-3 後輪荷重分布

$$P_{13} = \frac{P_2}{(b_2 + 2H \cdot \tan \theta)(a + 2H \cdot \tan \theta)} \quad \text{..... (2.2.2.2-2)}$$

3) 3輪全ての荷重が影響する場合

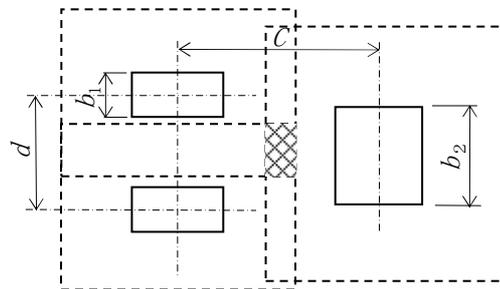


図 2.2.2.2-4 前後輪荷重分布

$$C < a + 2H \cdot \tan \theta$$

$$P_{14} = P_{12} + P_{13} \quad \text{..... (2.2.2.2-3)}$$

ここに

$P_{11 \sim 4}$: ローラ荷重による荷重強度 (kN/m²)

2.2.3 ブルドーザ荷重

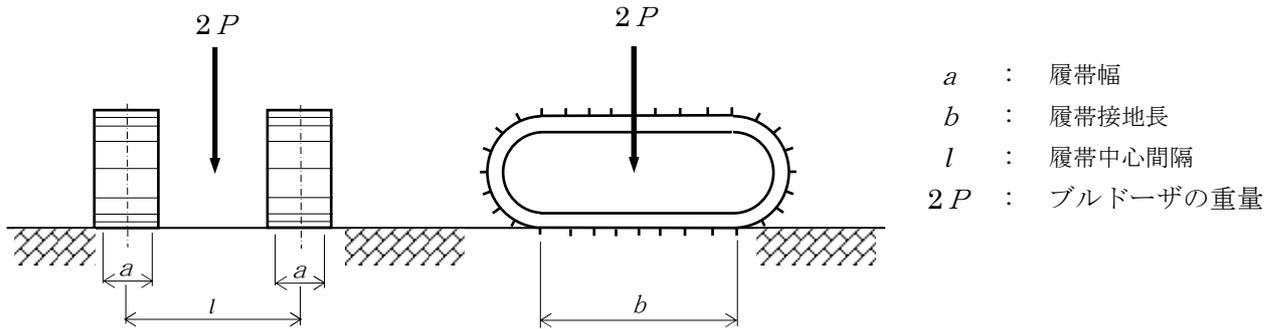


図 2.2.2.3-1 ブルドーザ荷重

表 2.2.2.3-1 ブルドーザ荷重の例

機 種	C 社			K 社		
	BD2J II	BD3C	D5G	D65-12E	D85A-21E	D155AX-5
全装備重量 (kN)	37.1	72.1	91.7	183.3	274.9	377.6
履 帯 幅 (mm)	300	405	510	510	560	560
履帯接地長 (m)	1.740	2.065	2.320	2.675	2.840	3.210
履帯中心間隔 (m)	1.200	1.45	1.55	1.880	2.000	2.100
接 地 圧 (kPa)	35.3	43.1	38.8	68.0	86.3	105.0

K社の D65-12E のブルドーザについて例示する。

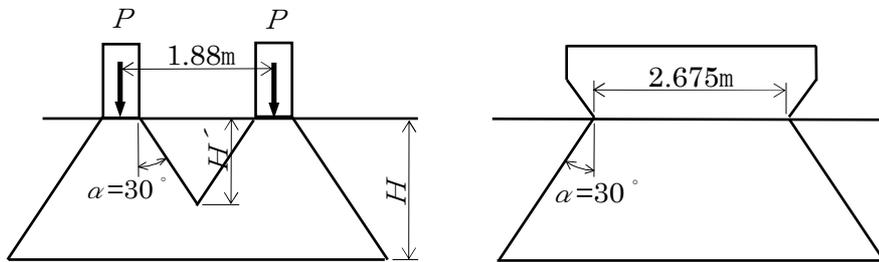


図 2.2.2.3-2 荷重分布図

$$H' = 1.186\text{m}$$

$$H \leq 1.186\text{m}$$

$$P_l = \frac{P(1+i)}{(1.155H+2.675)(1.155H+0.51)}$$

$$H > 1.186\text{m}$$

$$P_l = \frac{2P(1+i)}{(1.155H+2.675)(1.155H+2.39)}$$

..... (2.2.2.3-1)

ここに、

- P_l : 183.3kNブルドーザによる荷重強度 (kN/m²)
- P : 1履帯の荷重 91.65 (kN)
- i : 衝撃係数

2.3 土圧荷重

2.3.1 開削工法に用いる土圧

埋戻しによる鉛直土圧の算定には、種々の式が提案されているが、管きよの設計では、一般にマーストンの式及び下水道協会式が用いられている。

マーストンの式は土圧算定式として、最も広く用いられているもので、鉛直土圧は埋設管直上又は掘削溝の直上の土柱の重量に、これに隣接する土柱との間の摩擦せん断力を加味して求める。

摩擦せん断力は、これらの土柱の相対的沈下によって決まり、これには、水平土圧が関与する。マーストンの式では、この水平土圧にランキン理論を採用している。

下水道協会式は、旧下水道協会式が、小口径管では過大な値を与える傾向があることなどから、現場計測、実験等をもとに提案された式である。

下水道協会式は図 2.2.3.1.2-1 に示すように施工方法（埋戻し後の矢板引抜きの有無）、基礎の種類（砂又はコンクリート）、土かぶり、コンクリート基礎の基礎幅と埋設管の外径、矢板引抜きを行う場合の埋戻し土のゆるみ幅等の設計条件により 24 通りに分けられているが、ここでは下水管の設計条件として比較的頻度が高い 11 通りの算定式を示す。

なお、下水道協会式の詳細については「下水道用管（剛性管）に係わる土圧調査報告書」（日本下水道協会）を参照されたい。

2.3.1.1 マーストンの式

マーストンの式は、管の埋設方法により、次のように分けている。

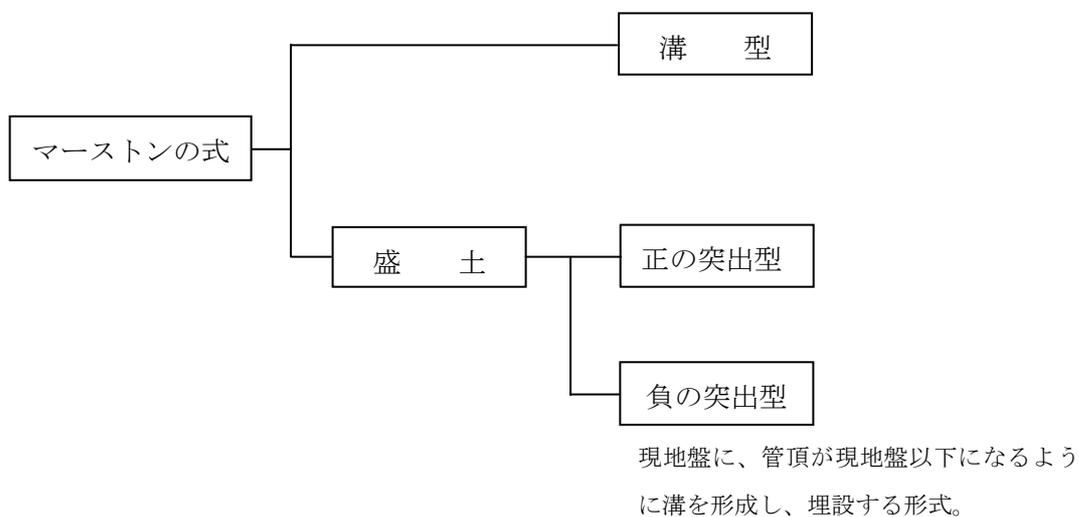
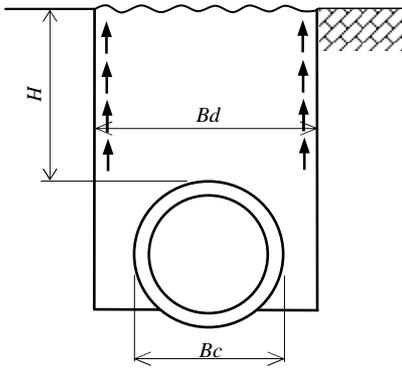


図 2.2.3.1.1-1 マーストンの式の構成

(1) 溝型



$$p_e = C_d \cdot \gamma \cdot \frac{B_d^2}{B_c} \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-1)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-\alpha' \cdot H}}{2K \cdot \mu'}$$

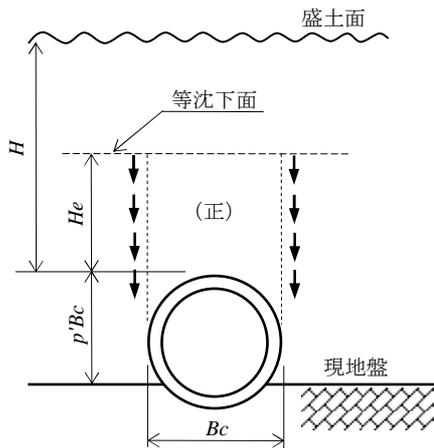
$$\alpha' = \frac{2K \cdot \mu'}{B_d}$$

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu}$$

図 2.2.3.1.1-2 溝型

- ここに
- p_e : 鉛直土圧 (kN/m²)
 - γ : 埋戻し土の単位体積重量 (kN/m³)
 - B_d : 溝の掘削幅 (m)ただし、掘削面にこう配があるときは、一般に管頂部での掘削幅を採用する。
 - B_c : 管の外径 (m)
 - μ' : 埋戻し土と溝側面との摩擦係数 = $\tan \phi'$
 - μ : 埋戻し土の内部摩擦係数 = $\tan \phi$ (通常 $\mu' = \mu$ とする)
 - K : ランキンの土圧係数
 - H : 土かぶり (m)
 - e : 自然対数の底

(2) 正の突出型



$$p_e = C_c \cdot \gamma \cdot B_c \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-2)$$

$H \leq He$ のとき

$$C_c = \frac{e^{\beta \cdot H} - 1}{2K \cdot \mu}$$

$H > He$ のとき

$$C_c = \frac{e^{\beta \cdot He} - 1}{2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{He}{B_c} \right) e^{\beta \cdot He}$$

$$\beta = \frac{2K \cdot \mu}{B_c}$$

図 2.2.3.1.1-3 正の突出型

ここに、 He は等沈下面の位置で、式 2.2.3.1.1-3 による。

$$e^{\beta \cdot He} - 2K \cdot \mu \cdot \frac{He}{Bc} = 2K \cdot \mu \cdot \delta \cdot p' + 1 \quad \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-3)$$

ここに He : 等沈下面の位置 (m)
 δ : 沈下比
 p' : 突出比

なお、沈下比の決定はむずかしいため、現在では広く設計に用いてきた経験値を採用している。剛性管で普通地盤の場合、沈下比 δ は 0.5~0.8 程度に採るのが一般的であるとされているので、代表的なものとして、 $\delta \cdot p' = 0.7$ の場合と、 $\delta \cdot p' = 0.5$ の場合の 2 通りについて、 $\phi = 30^\circ$ 、 $K \cdot \mu = 0.1924$ としての He と Cc の計算式を表 2.2.3.1.1-1 に示す。

表 2.2.3.1.1-1 正の突出型の場合の He 及び Cc

$H \leq He$	$H > He$	
	$\delta \cdot p' = 0.7$	$\delta \cdot p' = 0.5$
$Cc = \frac{e^{\frac{0.3848 H}{Bc}} - 1}{0.3848}$	$He \doteq 1.70 Bc$ $Cc = 1.924 \frac{H}{Bc} - 0.869$	$He \doteq 1.46 Bc$ $Cc = 1.754 \frac{H}{Bc} - 0.602$

表 2.2.3.1.1-2 沈下比

地盤条件	沈下比 (δ)
岩盤または硬質地盤	1.0
普通地盤	0.5~0.8
軟弱な地盤	0~0.5

注) 溝を掘削し管を埋設する場合でも、溝の掘削幅を拡げてゆくと、ある幅のところ、溝型の土圧でなく、正の突出型の土圧が働くようになる。この幅を転移幅といい、掘削幅の拡がりにともない溝型の土圧は、正の突出型の土圧に等しくなるまで増加する。

したがって、広い溝を掘削したときは、溝型の土圧と、正の突出型の土圧のどちらが作用するかを判別する必要がある。この場合、式 2.2.3.1.1-1 と式 2.2.3.1.1-2 の両方を計算し、そのうちの小さい方の値を、管にかかる鉛直土圧として採用すればよい。

(3) 負の突出型

負の突出型は浅い溝の中に、管頂が現地盤高以下になるよう、管を埋設し、溝内には、圧縮されやすい土を埋戻し、あとは、通常の盛土を行い、摩擦せん断力の方向を上向きにして、土圧を軽減させる埋設形式である。

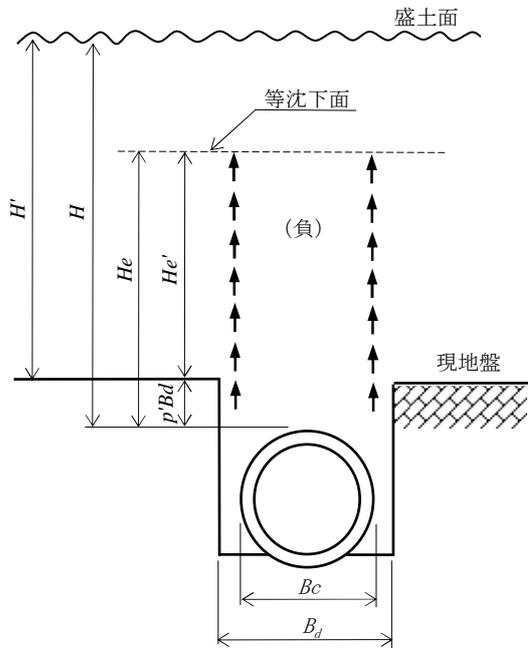


図 2.2.3.1.1-4 負の突出型

$$p_e = C_n \cdot \gamma \cdot \frac{B_d^2}{Bc} \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-4)$$

$H \leq He$ のとき

$$C_n = \frac{1 - e^{-\alpha \cdot H}}{2K \cdot \mu} \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-5)$$

$H > He$ のとき

$$C_n = \frac{1 - e^{-\alpha \cdot He}}{2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{B_d} - \frac{He}{B_d} \right) e^{-\alpha \cdot He} \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-6)$$

$$\alpha = \frac{2K \cdot \mu}{B_d}$$

ここに、 He は等沈下面の位置で、式 2.2.3.1.1-7 による。

$$\left\{ \left(\frac{H'}{B_d} - \frac{He'}{B_d} \right) - \frac{1}{2K \cdot \mu} \right\} \frac{1 - e^{-\alpha \cdot He'}}{2K \cdot \mu} - \frac{He'}{B_d} \left\{ \left(\frac{H'}{B_d} - \frac{He'}{B_d} \right) + \frac{1}{2} \frac{He'}{B_d} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \right\}$$

$$= \frac{2}{3} \delta \cdot p' \left\{ \frac{1 - e^{-\alpha \cdot He'}}{2K \cdot \mu} + \left(\frac{H'}{B_d} - \frac{He'}{B_d} \right) e^{-\alpha \cdot He'} \right\} \dots\dots\dots (2.2.3.1.1-7)$$

ここに $H' = H - p' \cdot B_d$ 、 $He' = He - p' \cdot B_d$

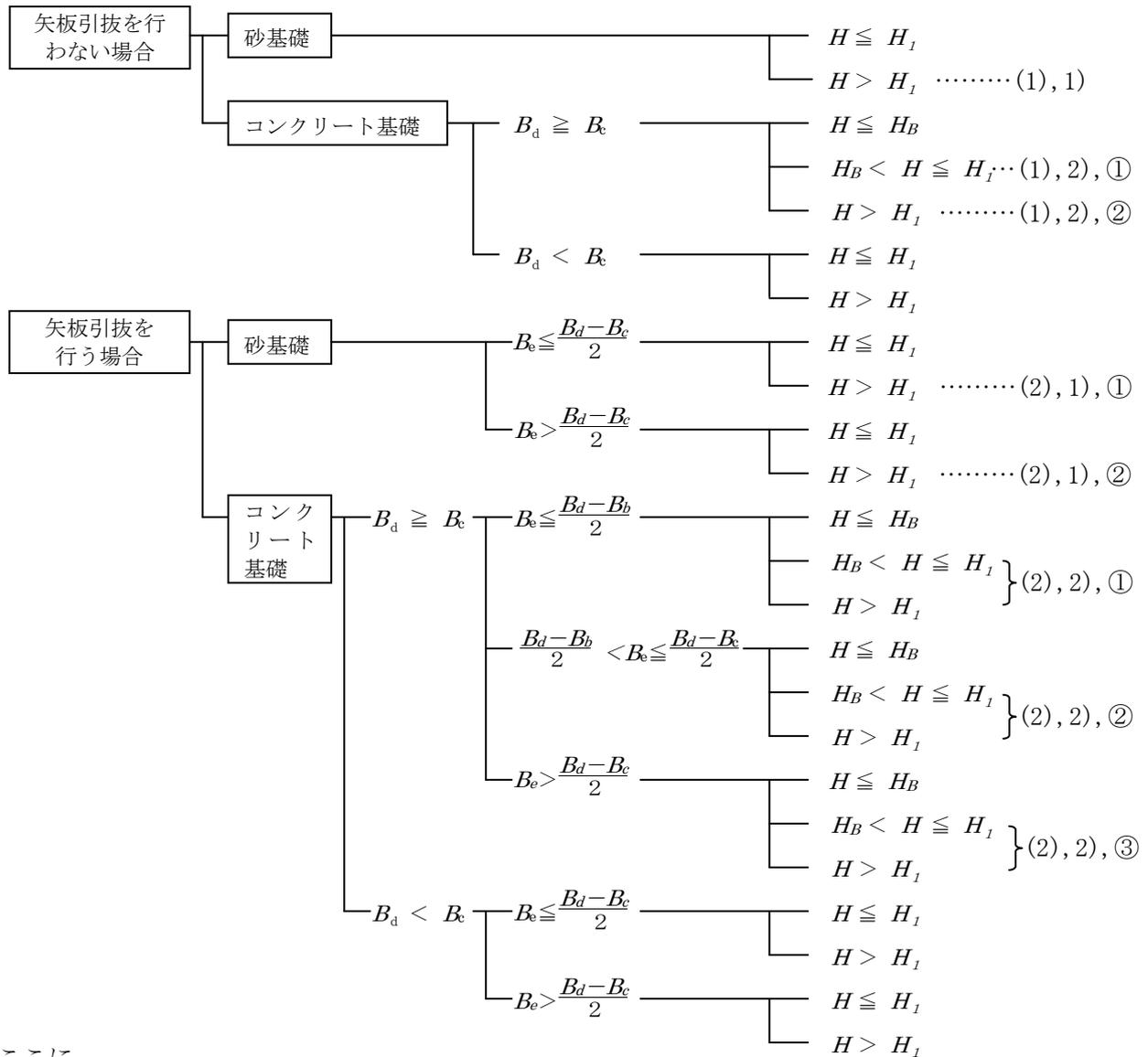
表 2.2.3.1.1-3 に示す C_n の算定式は表中の p' 及び土かぶり H の範囲において適用される近似式であり、土かぶり H が表 2.2.3.1.1-3 以下の場合には、 $H \leq He$ のときの式 2.2.3.1.1-5 で C_n を算出する。

沈下比 δ は、経験的な数値として-0.3 を用いることが多い。 $K \cdot \mu$ の値は、通常 0.130 を用いる。また、一般的には $B_d = B_c + 0.7$ (m) として計算を行う。

表 2.2.3.1.1-3 突出比と H の範囲及び C_n の算定式

p'	H の範囲	C_n の算定式
0.5	$H > 2.00B_d$	$C_n = 0.71 \frac{H}{B_d} + 0.14$
1.0	$H > 3.03B_d$	$C_n = 0.58 \frac{H}{B_d} + 0.34$
1.5	$H > 3.89B_d$	$C_n = 0.48 \frac{H}{B_d} + 0.58$
2.0	$H > 4.82B_d$	$C_n = 0.40 \frac{H}{B_d} + 0.82$

2.3.1.2 下水道協会式



ここに

H : 土かぶり (m)

$$H_1 = \frac{B_d - B_c}{2 \tan \phi} \text{ (m)}, \quad H_B = \frac{B_b - B_c}{2 \tan \phi} \text{ (m)}$$

B_b : 基礎コンクリート幅 (m)

B_c : 管外径 (m)

B_d : 掘削溝幅 (m)

B_e : ゆるみ幅 (m), 次の B_{e1-3} のうち最小のもの

$$B_{e1} = l_0 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right), \quad B_{e2} = \frac{B_d - B_c \cdot \tan\left\{\left(45^\circ + \phi/2\right)/2\right\}}{2}, \quad B_{e3} = \frac{B_d - B_b + B_c(1 + \cos \theta) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)}{2}$$

l_0 : 管頂レベルから矢板先端までの長さ (m)

θ : 有効支承角の 1/2 (度)

ϕ : 埋戻し土の内部摩擦角 (度)

図 2.2.3.1.2-1 下水道協会式の構成

(1) 矢板引抜きを行わない場合

1) 砂基礎、 $H > H_1$

埋設管は図 2.2.3.1.2-2 に示す状態にある。この場合、埋設管に作用する土圧に寄与する土荷重は、 $B C D D' C' B'$ (黒部) 埋戻し土の荷重から、溝壁と埋戻し土の間に生じる上向きの摩擦力を引いたものである。

この土荷重については埋設管と管側部埋戻し土との分担比率を考慮し、埋設管にかかる鉛直土圧 w は式 2.2.3.1.2-1 で求める。

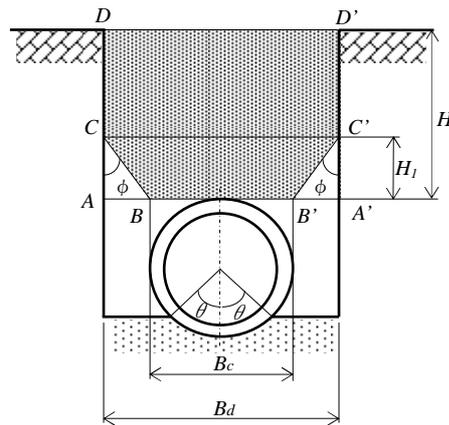


図 2.2.3.1.2-2 管の埋設状態

$$w = \alpha \frac{1}{B_c} \gamma \cdot B_d \{ C_{dH_1} (B_c + H_1 \cdot \tan \phi) \Psi_2 + (C_d - C_{dH_1}) B_d \cdot \Psi_3 \} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-1)$$

ただし、

$$H_1 = \frac{B_d - B_c}{2 \tan \phi}$$

$$C_d = \frac{1 - \exp(-2K \cdot \mu \cdot \frac{H}{B_d})}{2K \cdot \mu}$$

$$C_{dH_1} = \frac{1 - \exp\left(-2K \cdot \mu \cdot \frac{H_1}{B_d}\right)}{2K \cdot \mu}$$

$$\Psi_2 = \frac{A_2}{A_2 + \frac{H_1 \cdot \tan \phi}{(K_{01} \cdot B_c \cdot \sin \theta)}}$$

$$A_2 = \frac{1}{K_{02}} + \frac{B_c}{2E_g} (1 + \cos \theta)$$

$$K_{01} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_c \cdot \sin \theta}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{H_1 \cdot \tan \phi}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$\Psi_3 = \frac{A_3}{A_3 + \frac{(B_d - B_c)}{(K_{01} \cdot B_c \cdot \sin \theta)}}$$

$$A_3 = \frac{1}{K_{02}} + \frac{B_c}{2E_g} (1 + \cos \theta)$$

$$K_{01} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_c \cdot \sin \theta}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_d - B_c}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここに

w : 鉛直土圧 (kN/m²)

H : 土かぶり (m)

B_d : 掘削溝幅 (m)

B_c : 管外径 (m)

ϕ : 埋戻し土の内部摩擦角 (度)

θ : 有効支承角の $\frac{1}{2}$ (度)

α : 補正係数 (=1.1)

γ : 埋戻し土の単位体積重量 (kN/m³)

K : 埋戻し土の主働土圧係数 ($= \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$)

μ : 溝壁と埋戻し土の摩擦係数 ($= \tan \delta$)

δ : 溝壁と埋戻し土の摩擦角(度)

素掘り、木矢板 $\delta = \phi$

鋼矢板 $\delta = 0.54 \phi$

E_g : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験から求められる埋戻し土の変形係数 (kN/m²)

E_0 : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験から求められる地盤の変形係数 (kN/m²)

Ψ_2, Ψ_3 : 土圧分担係数

K_{01} : 管下部基礎地盤の反力係数 (kN/m³)

K_{02} : 管側部下地盤の反力係数 (kN/m³)

2) コンクリート基礎 $B_b \geq B_c$

この場合の管の埋設状態は図 2.2.3.1.2-3 のようになり、埋設管にかかる鉛直土圧 w は式 2.2.3.1.2-2、又は式 2.2.3.1.2-3 で求める。

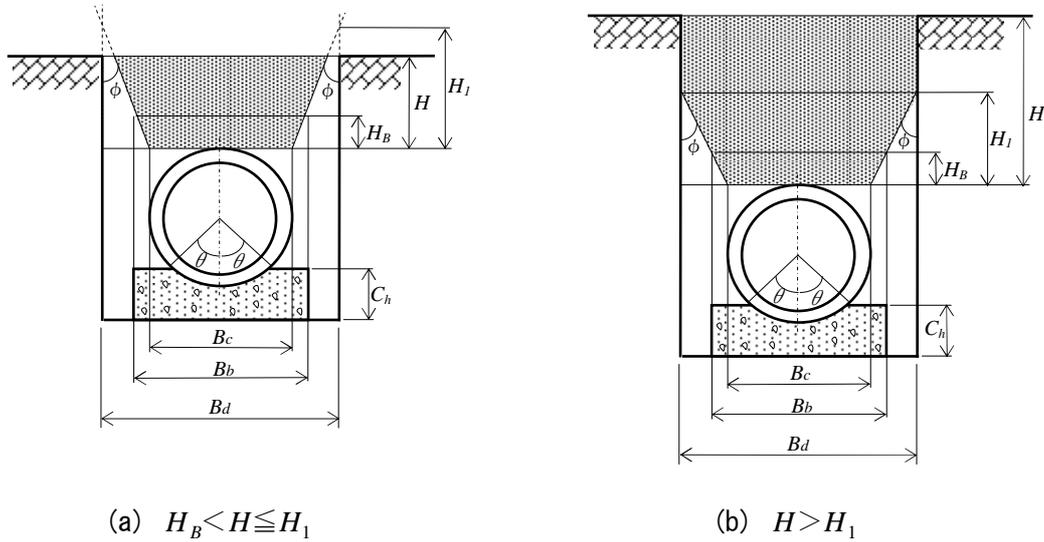


図 2.2.3.1.2-3 管の埋設状態

① $H_B < H \leq H_1$

$$w = \alpha \frac{1}{B_c} \gamma \cdot B_d [C_{dHB} (B_c + H_B \cdot \tan \phi) + (C_d - C_{dHB}) \{B_c + (H_B + H) \tan \phi\} \Psi_{C1}] \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-2)$$

② $H > H_1$

$$w = \alpha \frac{1}{B_c} \gamma \cdot B_d [C_{dHB} (B_c + H_B \cdot \tan \phi) + (C_{dH1} - C_{dHB}) \{B_c + (H_B + H_1) \tan \phi\} \Psi_{C2} + (C_d - C_{dH1}) B_d \cdot \Psi_{C3}] \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-3)$$

ただし、

$$H_B = \frac{B_d - B_c}{2 \tan \phi}$$

$$C_{dHB} = \frac{1 - \exp\left(-2K \cdot \mu \cdot \frac{H_B}{B_d}\right)}{2K \cdot \mu}$$

$$\Psi_{C1} = \frac{A_{C1}}{A_{C1} + (H - H_B) \frac{\tan \phi}{(K_{01} \cdot B_b)}}$$

$$\Psi_{C2} = \frac{A_{C2}}{A_{C2} + (H_1 - H_B) \frac{\tan \phi}{(K_{01} \cdot B_b)}}$$

$$\Psi_{C3} = \frac{A_{C3}}{A_{C3} + \frac{(B_d - B_b)}{(K_{01} \cdot B_b)}}$$

$$A_{C1 \sim C3} = \frac{1}{K_{02}} + \frac{1}{E_g} \left\{ \frac{B_c}{2} (1 + \cos \theta) + C_h \right\}$$

$$K_{01} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_b}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$A_{C1} \text{ に対して } K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{(H - H_B) \tan \phi}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$A_{C2} \text{ に対して } K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{(H_1 - H_B) \tan \phi}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$A_{C3} \text{ に対して } K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{(B_d - B_b)}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここに、

B_b : 基礎コンクリート幅 (m)

C_h : 基礎コンクリート厚さ (m)

Ψ_{C1} 、 Ψ_{C2} 、 Ψ_{C3} : 土圧分担係数

K_{01} : 基礎コンクリート下部基礎地盤の反力係数 (kN/m³)

K_{02} : 基礎コンクリート側部下部地盤の反力係数 (kN/m³)

(2) 矢板引抜きを行う場合

1) 砂基礎 $H > H_1$

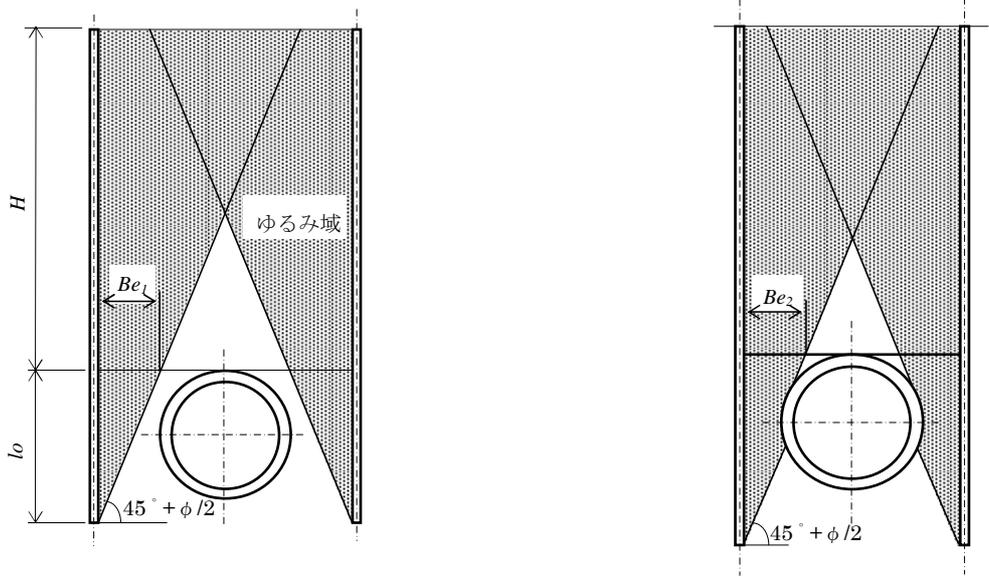
埋戻しを行ったときの管の埋設状態は、図 2.2.3.1.2-2 に同じである。この状態で矢板の引抜きを行うと図 2.2.3.1.2-4 に示すゆるみ域（黒で示す部分）にゆるみが生じる。このゆるみ現象は、ゆるみ境界線の位置によって図に示すように二つの場合が考えられ、管頂レベルにおける矢板とゆるみ境界線との距離「ゆるみ幅 B_e 」はそれぞれ次の二つの式で表される。

$$B_{e1} = l_0 \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-4)$$

$$B_{e2} = \frac{B_d - B_c \cdot \tan\{(45^\circ + \phi/2)/2\}}{2} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-5)$$

矢板引抜き後に管にかかる鉛直土圧 w は、ゆるみ幅 B_e の値によって次の二つの場合に分けられる。

この場合の B_e は、上記式 2.2.3.1.2-4 及び式 2.2.3.1.2-5 による算定値のうち小さい方の値をとる。



(a) ゆるみ境界線が管に接しない場合 (b) ゆるみ境界線が管に接する場合

図 2.2.3.1.2-4 ゆるみ幅 B_e

① $B_e \leq \frac{B_d - B_c}{2}$ の場合

$$w = \frac{\alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot B_d}{B_c + \xi(B_d - B_c - B_e)} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-6)$$

② $B_e > \frac{B_d - B_c}{2}$ の場合

$$w = \frac{\alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot B_d}{B_d - B_e - (1 - \xi)(B_d - B_c)^2 / 4B_e} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-7)$$

ただし

$$\xi = \frac{q_2}{q_1}$$

$$q_1 = \frac{\gamma \{ H_1 (B_c + H_1 \cdot \tan \phi) \Psi_2 + (H - H_1) B_d \cdot \Psi_3 \}}{B_c}$$

$$q_2 = \frac{\gamma \{ H_1 \cdot B_d - H_1 (B_c + H_1 \cdot \tan \phi) \Psi_2 + (H - H_1) B_d (1 - \Psi_3) \}}{B_d - B_c}$$

他の記号は(1)に同じである。

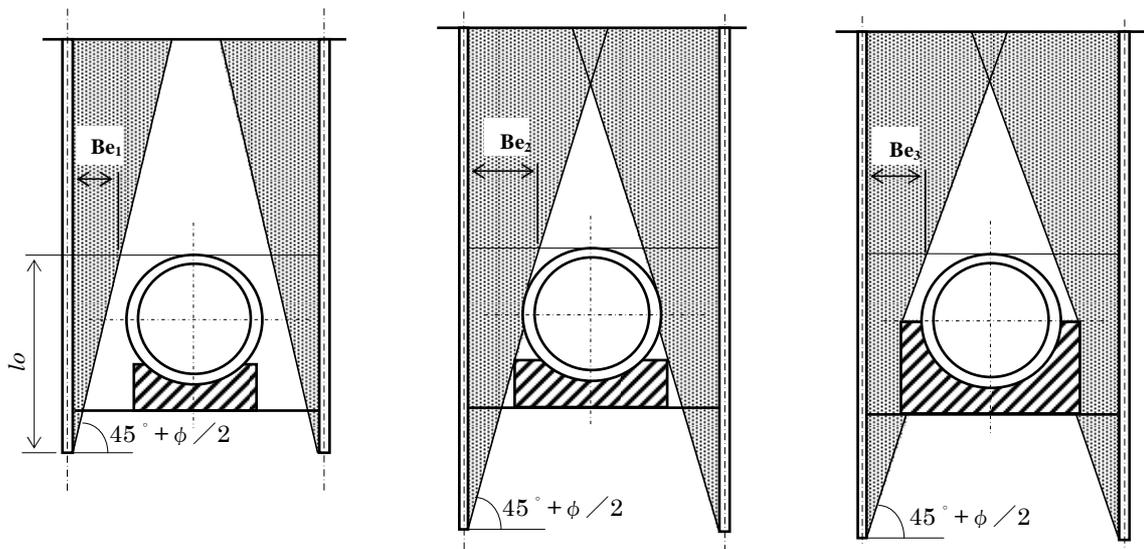
2) コンクリート基礎 $B_b \geq B_c$

埋戻し時の管の埋設状態は図 2.2.3.1.2-3 に同じであり、矢板引抜き時のゆるみの状態は図 2.2.3.1.2-5 のようになる。

$$B_{e1} = l_0 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-8)$$

$$B_{e2} = \frac{B_d - B_c \cdot \tan\left\{\frac{(45^\circ + \phi/2)}{2}\right\}}{2} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-9)$$

$$B_{e3} = \frac{B_d - B_b + B_c(1 + \cos \theta) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)}{2} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-10)$$



(a) ゆるみ境界線が管基礎コンクリートに接しない場合 (b) ゆるみ境界線が管に接する場合 (c) ゆるみ境界線が基礎コンクリートに接する場合

図 2.2.3.1.2-5 ゆるみ幅 B_e

矢板引抜き後に管にかかる鉛直土圧 w は、ゆるみ幅 Be の値によって次の三つ場合に分けられる。

この場合の Be は、前記式 2.2.3.1.2-8、式 2.2.3.1.2-9 及び式 2.2.3.1.2-10 による算定値のうち最小値をとる。

① $Be \leq \frac{B_d - B_b}{2}$ の場合

$$w = \frac{\alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot B_d}{B_c + \xi(B_d - B_c) + \zeta(B_d - B_b - B_e)} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-11)$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{B_d - B_b}{2} < Be \leq \frac{B_d - B_c}{2} \quad \text{の場合}$$

$$w = \frac{\alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot B_d}{B_c + \xi(B_d - B_c - Be) - (\xi - \zeta)(B_d - B_b)^2 / 4Be} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-12)$$

$$\textcircled{3} \quad Be > \frac{B_d - B_c}{2} \quad \text{の場合}$$

$$w = \frac{\alpha \cdot \gamma \cdot H \cdot B_d}{B_d - Be - \left\{ \frac{(1 - \xi)(B_d - B_c)^2 + (\xi - \zeta)(B_d - B_b)^2}{4Be} \right\}} \dots\dots\dots (2.2.3.1.2-13)$$

ただし

$$\xi = \frac{q_2}{q_1}$$

$$\zeta = \frac{q_3}{q_1}$$

$H_B < H \leq H_1$ の場合

$$q_1 = \frac{\gamma [H_B (B_C + H_B \cdot \tan \phi) + (H - H_B) \{B_C + (H_B + H) \tan \phi\} \Psi_{C1}]}{B_C}$$

$$q_2 = \frac{\gamma \cdot H_B}{2}$$

$$q_3 = \frac{\gamma (H - H_B) [B_d - \{B_C + (H_B + H) \tan \phi\} \Psi_{C1}]}{B_d - B_b} + \gamma \cdot H_B$$

$H > H_1$ の場合

$$q_1 = \frac{\gamma [H_B (B_C + H_B \cdot \tan \phi) + (H_1 - H_B) \{B_C + (H_B + H_1) \tan \phi\} \Psi_{C2} + (H - H_1) B_d \cdot \Psi_{C3}]}{B_C}$$

$$q_2 = \frac{\gamma \cdot H_B}{2}$$

$$q_3 = \frac{\gamma (H_1 - H_B) [B_d - \{B_C + (H_B + H_1) \tan \phi\} \Psi_{C2}] + \gamma (H - H_1) B_d (1 - \Psi_{C3})}{B_d - B_b} + \gamma \cdot H_B$$

他の記号は (1) に同じである。

土圧算定に用いる土質定数を表 2.2.3.1.2-1 に、また、変形係数の概略値を表 2.2.3.1.2-2 に示す。

表 2.2.3.1.2-1 土圧算定に用いる土質定数

裏込め土の種類	内部摩擦角 ϕ	粘着力 C
れき（礫）質土 ^注	35°	—
砂 質 土	30°	—
シルト・粘性土 （ただし $W_L < 50\%$ ）	25°	—

注 きれいな砂はれき質土の値を用いてよい。

表 2.2.3.1.2-2 変形係数の概略値

土の種類	変形係数 (kN/m ²)
れき（密な）	100 000 ～ 200 000
砂（密な）	50 000 ～ 80 000
砂（ゆるい）	10 000 ～ 20 000
粘土（硬い）	8 000 ～ 15 000
粘土（中位の）	4 000 ～ 8 000
粘土（軟い）	1 500 ～ 4 000
粘土（非常に軟い）	500 ～ 3 000

2.3.2 推進工法に用いる土圧

2.3.2.1 緩み土圧（テルツァーギ）の式

推進工法に使用する管にかかる等分布荷重には、活荷重、土圧、地盤反力、水圧がある。管の断面方向の耐荷力を検討するための土圧には鉛直土圧のみを考慮し、鉛直土圧は土かぶりにより直土圧と緩み土圧を使い分け、推進工法では全ての地盤で土水一体として鉛直土圧を算出する。直土圧と緩み土圧の使い分けは、「下水道推進工法の指針と解説—2003年版—」などに、土かぶりが2D（D：掘削外径）程度以下では、直土圧を採用する旨の内容が記載されているが、実設計においては、地盤の条件等を考慮して、設計者の判断によりその土圧式を適切に使い分ける必要がある。

ここに示されているテルツァーギの式を用いる場合には上載荷重が見込まれているため、鉛直荷重を算出するときには、活荷重を考慮する必要はない。

また、緩み土圧は、土かぶり10m程度以内に計画する場合は原則として均一地盤、それを超える場合は多層地盤の式を用いて計算を行う。さらに、N値 ≥ 25 の基盤層と判断される粘性土地盤以外では、土質調査結果による粘着力 c をそのまま緩み土圧の計算式に用いるのではなく、安全率 $sf(=2.0$ 程度)で除した値を採用することが望ましい。

(1) 均一地盤における緩み土圧の基本式

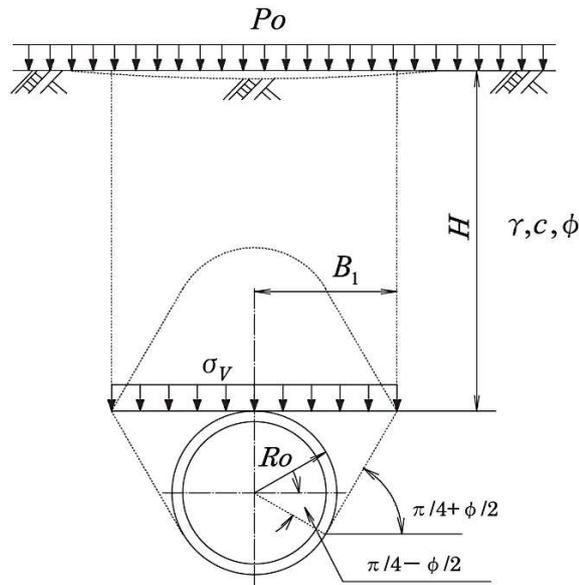


図 2.2.3.2.1-1 均一地盤における緩み土圧

$$p = \sigma_v = \frac{B_1 \left(\gamma - \frac{c}{B_1} \right)}{K_o \cdot \tan \phi} \left(1 - e^{-K_o \cdot \tan \phi \cdot \frac{H}{B_1}} \right) + P_o \cdot e^{-K_o \cdot \tan \phi \cdot \frac{H}{B_1}} \quad \dots\dots\dots (2.2.3.2.1-1)$$

$$B_1 = R_o \cdot \cot \left(\frac{\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}}{2} \right)$$

ただし、内部摩擦角 $\phi=0$ の場合は解が不定となって適用できない。

$\phi=0$ の場合、緩み土圧の計算式に式 2.2.3.2.1-2 を便宜的に適用する。

$$p = \sigma_v = \left(\gamma - \frac{c}{B_1} \right) H + P_o \quad \dots\dots\dots (2.2.3.2.1-2)$$

ここに、 P : 管にかかる等分布荷重 (kN/m²)

σ_v : テルツァーギの緩み土圧 (kN/m²)

K_o : 水平土圧と鉛直土圧との比 (通常 $K_o=1$ としてよい)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

P_o : 上載荷重の影響 (= 10 kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

R_o : 掘削半径 $R_o = \frac{Bc + 0.1}{2}$ (m)

Bc : 管外径 (m)

(2) 多層地盤における緩み土圧の基本式

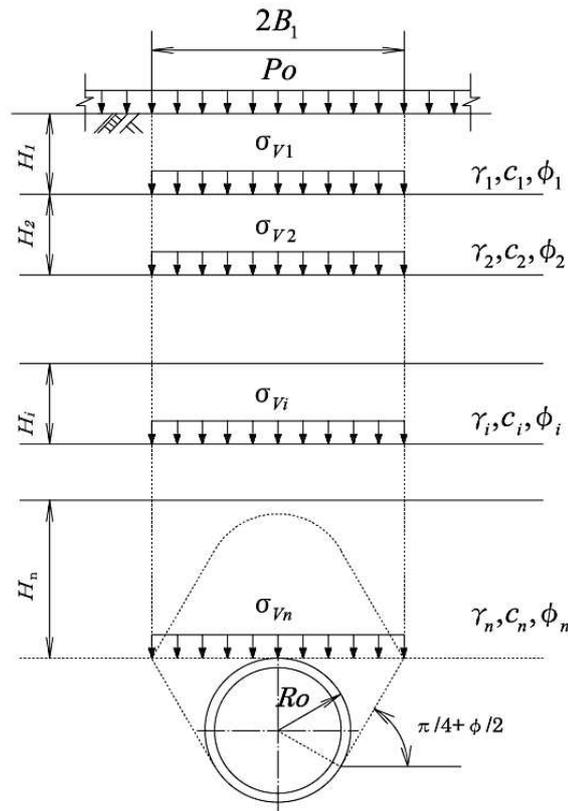


図 2. 2. 3. 2. 1-2 多層地盤における緩み土圧

土の単位体積重量 γ 、粘着力、内部摩擦角 ϕ がそれぞれ異なる多層地盤の場合は式 2. 2. 3. 2. 1-3 により緩み土圧を算出する。

$$\sigma_{v1} = \frac{B_1(\gamma_1 - \frac{c_1}{B_1})}{Ko \cdot \tan \phi_1} \left(1 - e^{-Ko \cdot \tan \phi_1 \cdot \frac{H_1}{B_1}} \right) + Po \cdot e^{-Ko \cdot \tan \phi_1 \cdot \frac{H_1}{B_1}}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - \frac{c_2}{B_1})}{Ko \cdot \tan \phi_2} \left(1 - e^{-Ko \cdot \tan \phi_2 \cdot \frac{H_1}{B_1}} \right) + \sigma_{v1} \cdot e^{-Ko \cdot \tan \phi_2 \cdot \frac{H_1}{B_1}}$$

$$\sigma_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - \frac{c_i}{B_1})}{Ko \cdot \tan \phi_i} \left(1 - e^{-Ko \cdot \tan \phi_i \cdot \frac{H_i}{B_1}} \right) + \sigma_{vi-1} \cdot e^{-Ko \cdot \tan \phi_i \cdot \frac{H_i}{B_1}}$$

$$p = \sigma_{vn} = \frac{B_1(\gamma_n - \frac{c_n}{B_1})}{Ko \cdot \tan \phi_n} \left(1 - e^{-Ko \cdot \tan \phi_n \cdot \frac{H_n}{B_1}} \right) + \sigma_{vn-1} \cdot e^{-Ko \cdot \tan \phi_n \cdot \frac{H_n}{B_1}} \dots\dots\dots (2.2.3.2.1-3)$$

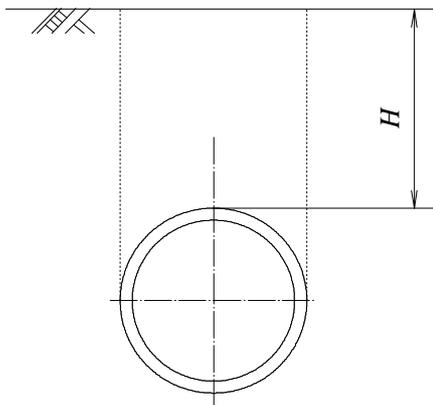
$$B_1 = R_o \cdot \cot \left(\frac{\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_n}{2}}{2} \right)$$

$\phi = 0$ の場合、緩み土圧の計算式に式 2.2.3.2.1-4 を便宜的に適用する。

$$\sigma_{vi} = \left(\gamma_i - \frac{c_i}{B_1} \right) \cdot H_i + \sigma_{vi-1} \dots \dots \dots (2.2.3.2.1-4)$$

2.3.2.2 推進工法における直土圧の式

推進管の設計を行うときに用いる直土圧の式は、設計者が地盤及び管の敷設状態等から土のアーチング効果への信頼性が低いと判断した場合等に使用される。



$$Pe = \gamma \cdot H \dots \dots \dots (2.2.3.2.2-1)$$

ここに、

Pe : 鉛直土圧 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 土かぶり (m)

図 2.2.3.2.2-1 直土圧

2.4 開削管の設計

開削管の外圧荷重に対する設計フローチャートを図 2.2.4-1 に示す。

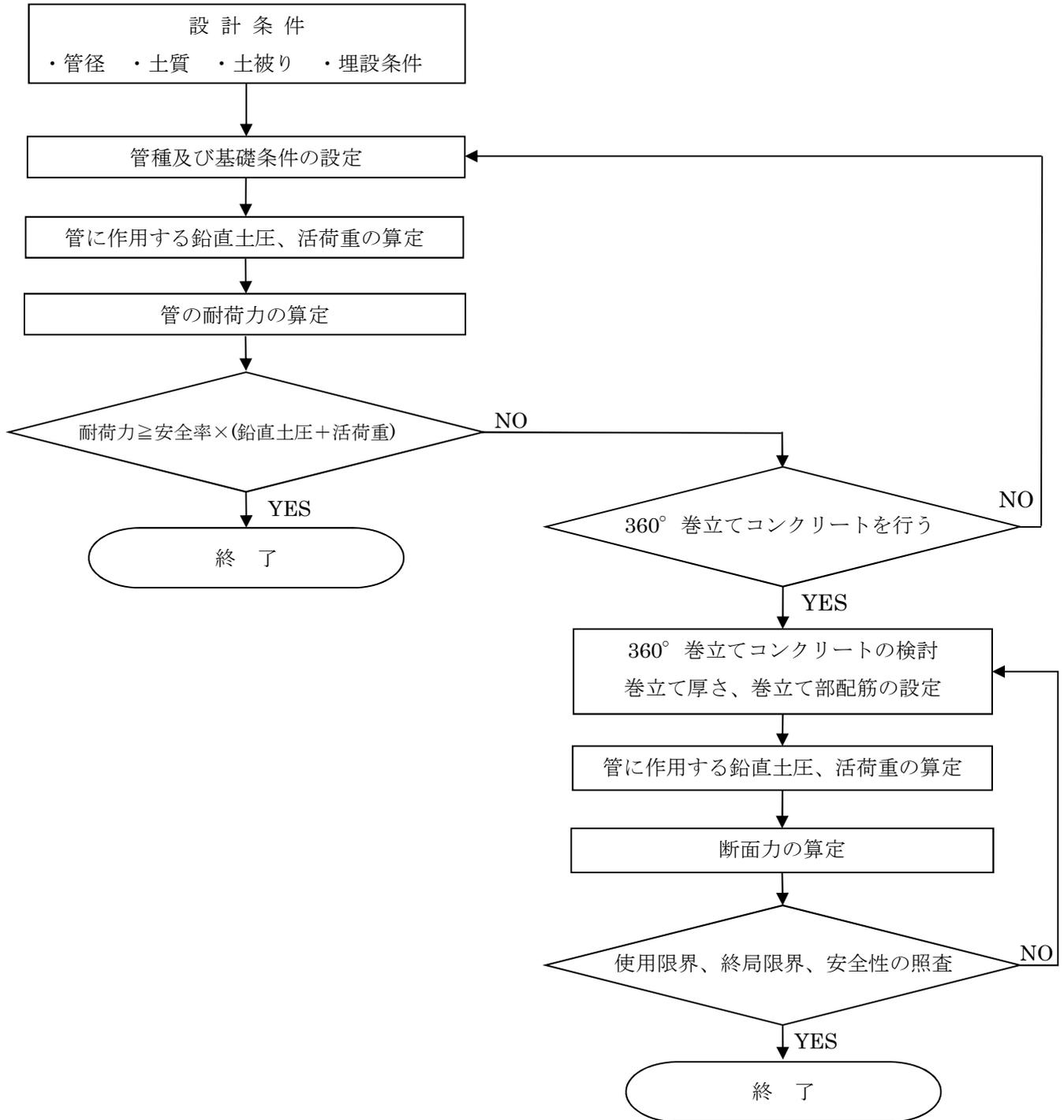


図 2.2.4-1 開削管の設計フローチャート

2.5 推進管の設計

推進管の設計においては、鉛直荷重及び推進力、また曲線布設の場合には、曲線推進時に側部からかかる外圧荷重に対する検討を行うことが必要である。推進管の設計フローチャートを図 2.2.5-1～図 2.2.5-4 に示す。

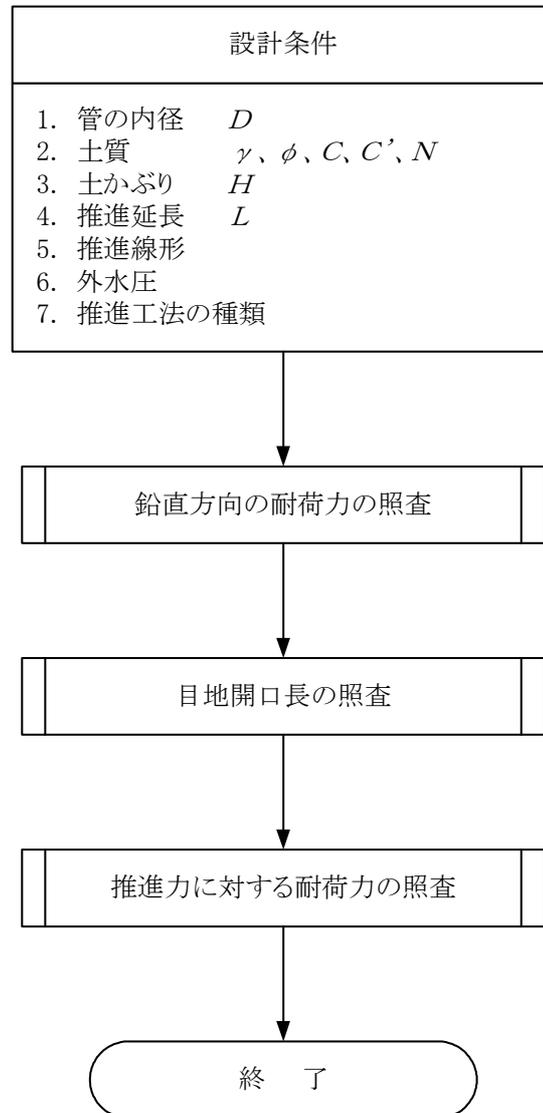


図 2.2.5-1 推進管の設計フロー

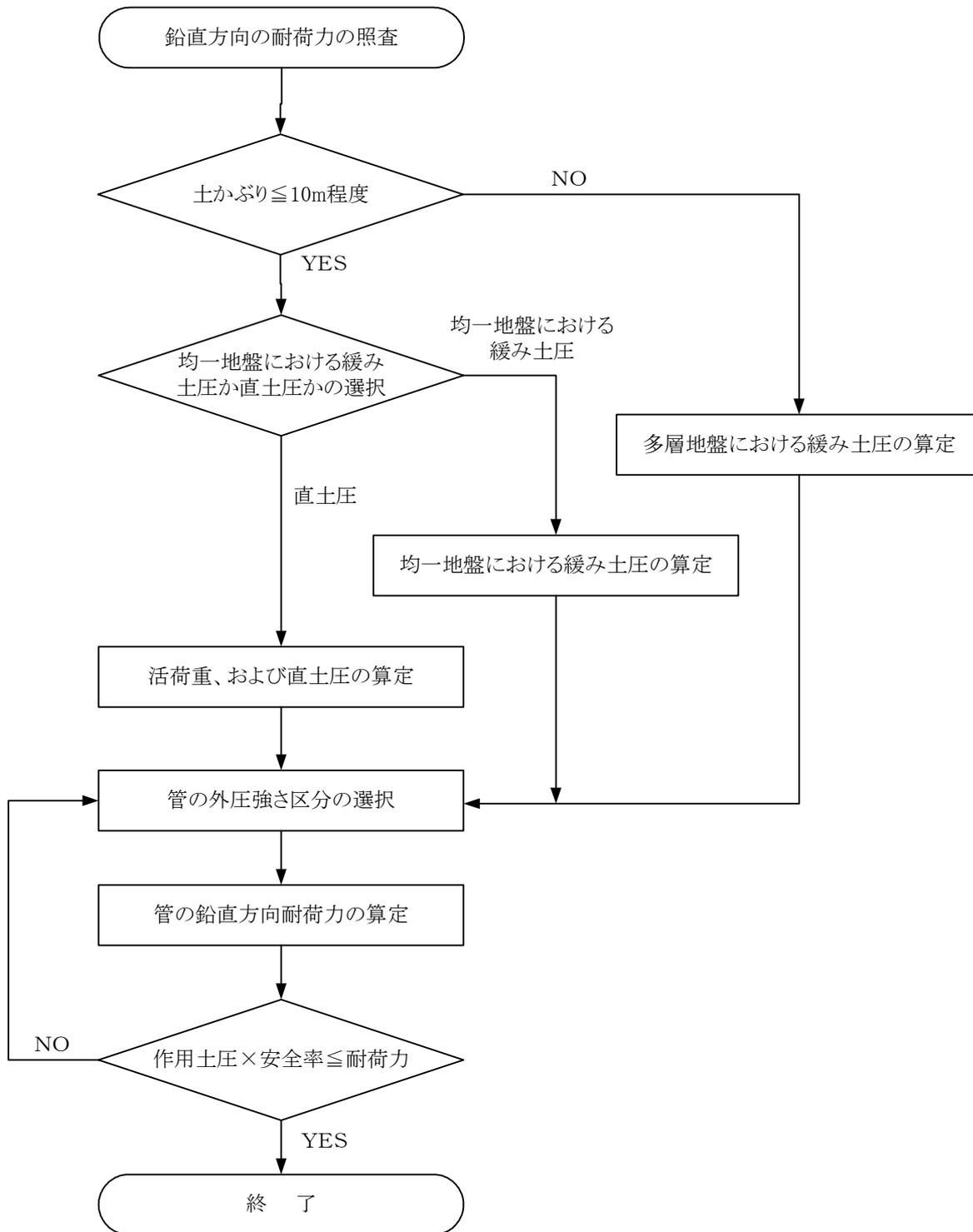


図 2.2.5-2 鉛直方向の耐荷力の照査フロー

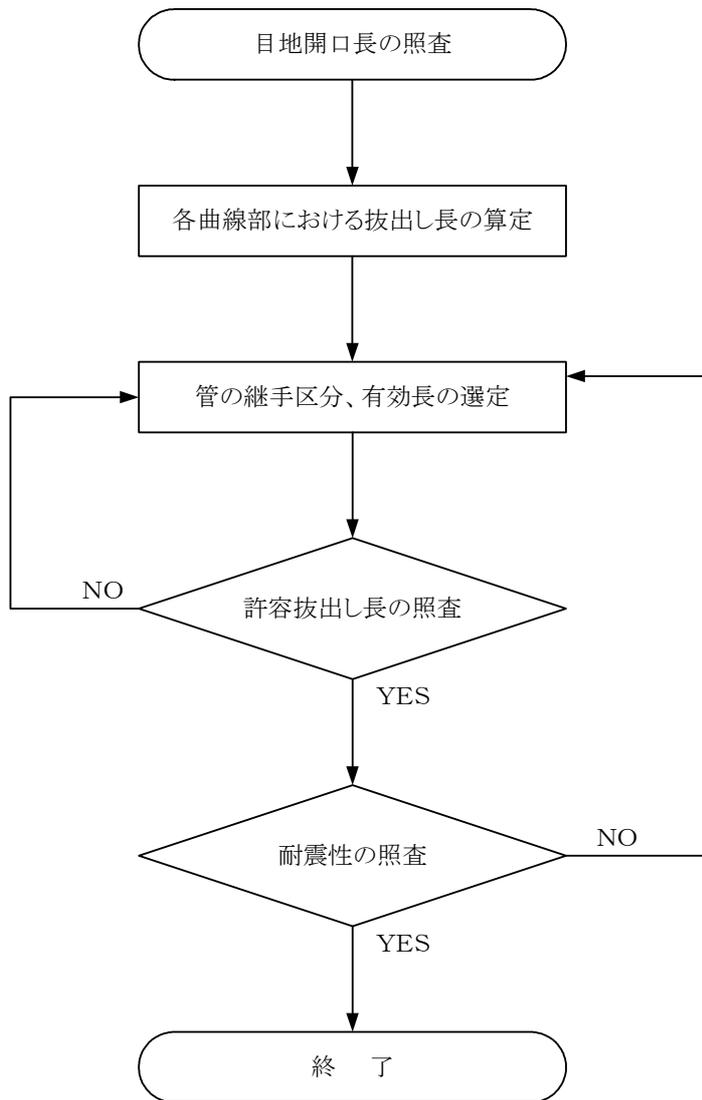


図 2. 2. 5-3 目地開口長の照査フロー

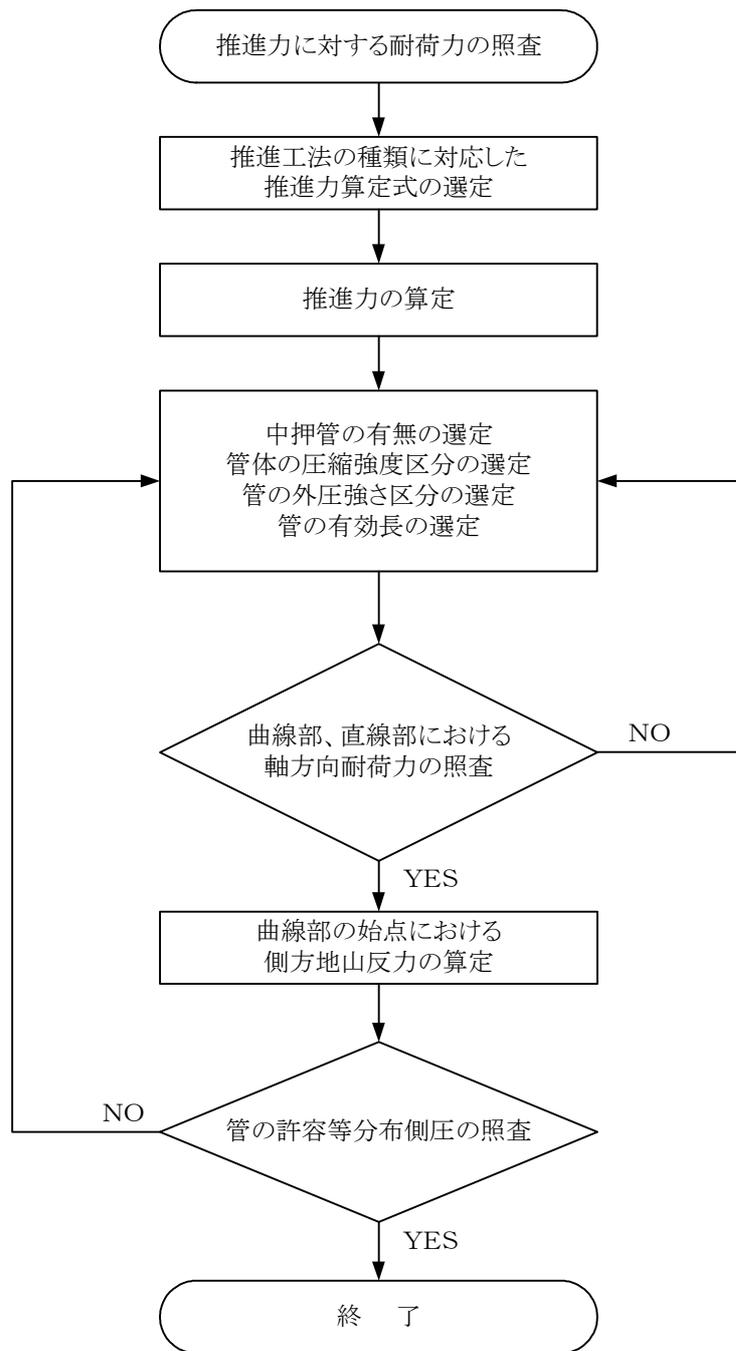


図 2.2.5-4 推進力に対する耐荷力の照査フロー

2.6 内圧管の設計

内圧強さが要求される内圧管の試験水圧は JIS に規定されているが、埋設された内圧管には、内圧と同時に外圧荷重も作用する。管の内圧荷重に対する設計フローチャートを図 2.2.6-1 に示す。

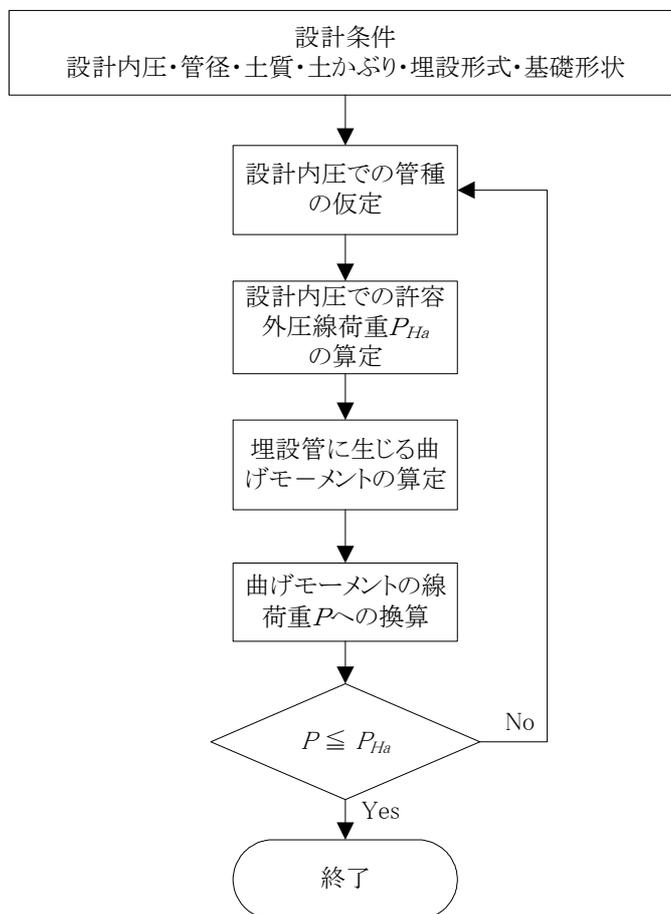


図 2.2.6-1 内圧管の設計フローチャート

2.6.1 設計内圧

設計内圧は、管内通水時の動水こう配線または通水停止時の圧力水頭線に基づいて決まる静水圧と水撃圧を加算して求める。

2.6.2 埋設管に生じる曲げモーメントの線荷重への換算

埋設管に生じる曲げモーメントは、2.1 に述べた手順に従って求まる。このモーメントの線荷重換算値は次式による。

$$P = \frac{M}{0.318 \cdot r} \dots\dots\dots (2.2.6.2-1)$$

- ここに、 P : 線荷重換算値 (kN/m)
- M : 埋設管に生じる曲げモーメント (kN・m/m)
- r : 管厚中心までの半径 (m)

2.6.3 管種算定

(1) 管種の算定

内圧管の設計で、管に内外圧が同時に作用するときのひび割れ荷重と内外圧との関係は、式 2.2.6.3-1 で表すことができる。

$$\left(\frac{P_H}{P_C}\right)^{1.5} + \left(\frac{H_P}{H_C}\right) = 1 \quad \dots\dots\dots (2.2.6.3-1)$$

ここに P_H : 内圧 H_P のときひび割れを発生させる外圧 (kN/m)

P_C : 内圧0のときひび割れを発生させる外圧 (kN/m)

H_P : 外圧 P_H のときひび割れを発生させる内圧 (MPa)

H_C : 外圧0のときひび割れを発生させる内圧 (MPa)

管種を算定するときは、式 2.2.6.3-1 を変型した式 2.2.6.3-2 によればよい。

$$P_{Ha} = \frac{P_C}{S_p} \sqrt[3]{\left(1 - \frac{H_{Pd}}{H_C/S_H}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (2.2.6.3-2)$$

ここに P_{Ha} : 設計内圧作用のもとでの許容外圧線荷重 (kN/m)

P_C : ひび割れ試験荷重、表 1.4.3.2-1 (kN/m)

H_{Pd} : 設計内圧(静水圧+水撃圧) (MPa)

H_C : 試験水圧、表 1.4.3.1-1 (MPa)

S_p : 外圧に対する安全率1.5

S_H : 内圧に対する安全率1.5

(2) 管種算定及び安全性照査手順

① 設計内圧 H_{Pd} に安全率 S_H を乗じて、管の規格試験水圧を選定し、予め管種を仮定する。仮定し

た管種の H_C 及び P_C は、表 1.4.3.1-1 及び表 1.4.3.2-1 参照。

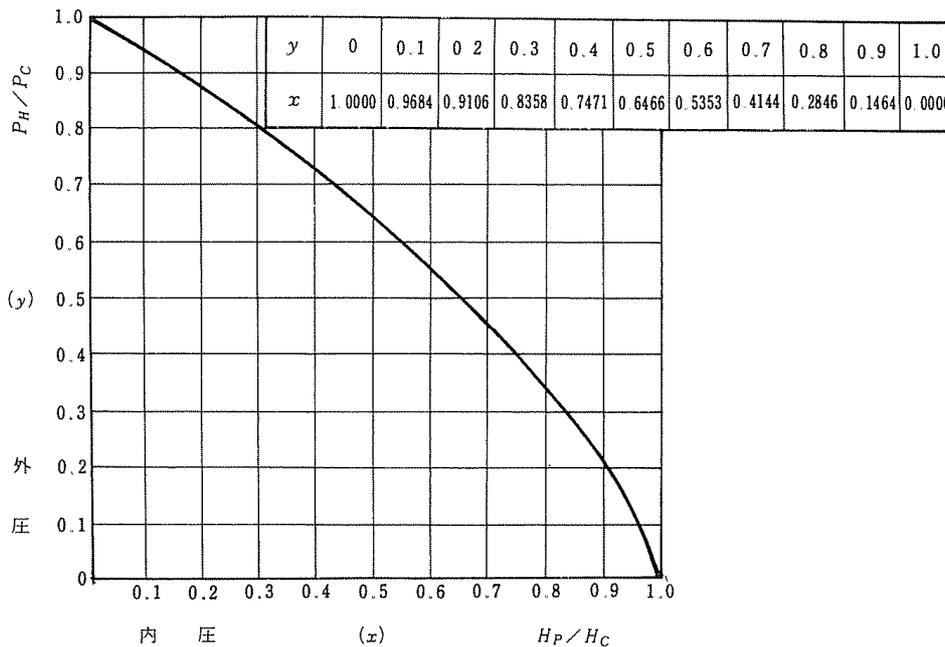
② 式 2.2.6.3-2 から、許容外圧線荷重 P_{Ha} を算定する。

③ 式 2.2.1-3 より、埋設管に生じる曲げモーメント M を算定する。

- ④ 式 2.2.6.2-1 から、埋設管に生じる曲げモーメント M から線荷重換算値 P を求め、 $P \leq P_{Ha}$ を満足することを確認する。
- ⑤ 管種と基礎の両面から経済性の検討を行い、必要に応じて①～④までの試算を繰返して管種算定を行う。

2.6.4 内外圧組合せ荷重曲線

式 2.2.6.3-1 で表したひび割れ荷重と内外圧との関係は、内外圧組合せ荷重曲線として図 2.2.6.4-1 に表すことができる。



式 2.2.6.3-1 中の H_C 及び P_C については、第 1 編第 4 章管の強さ表 1.4.3.1-1 及び表 1.4.3.2-1 に掲げた値を用いる。表 1.4.3.1-1 に示した値は、必ずしも、ひび割れを発生させる内圧ではないが、管体の水密性をも考慮して決められた管の試験水圧であるので、ひび割れ荷重曲線の横軸との交点は、この値を採ることとした。管種の算定にあたっては、安全率を 1.5 としている。

2.7 360° コンクリート巻立てヒューム管の設計

2.7.1 概要

巻立てヒューム管の場合においても、ヒューム管の設計方法との連続性および利便性から、設計の条件に応じて曲げモーメント算定係数 k 値を設定し、それをもとに曲げモーメントの算出を行う。また、設計計算における安全の照査部位及び仮定条件は下記に示すとおりである。

- ① 安全性の検討は、下部中央及び側面部中央にて行う。
- ② 断面力は、ヒューム管と巻立て部とが一体となった弾性体と考えて求める。
- ③ 断面の算定は、薄肉管の一部として、まっすぐなはりとして応力を求める。

2.7.2 断面力算定方法

(1) 設計曲げモーメント及び k 値

1) 設計曲げモーメント

分布荷重による場合の係数 k_p 、自重による場合の係数を k_w とすると、分布荷重及び自重による曲げモーメントは、式 2.2.7.2-1、2.2.7.2-2 で表される。

$$M_{pd} = k_p \cdot p \cdot R^2 \quad \dots\dots\dots (2.2.7.2-1)$$

$$M_{wd} = k_w \cdot W \cdot R \quad \dots\dots\dots (2.2.7.2-2)$$

ここに、 M_{pd} : 等分布荷重による作用曲げモーメント (kN・m/m)

M_{wd} : 自重による作用曲げモーメント (kN・m/m)

P : 等分布荷重(鉛直方向) (kN/m²)

R : 巻立てヒューム管の中心までの半径(= $\frac{d_h + t_h + t_c}{2}$) (m)

W : 巻立てヒューム管の管の自重 (kN/m)

d_h : ヒューム管の内径 (m)

t_h : ヒューム管の厚さ (m)

t_c : 巻立て厚さ (m)

なお、 R はヒューム管と巻立て部との合成断面において、巻立て部をヒューム管のコンクリートに換算した断面における図心とヒューム管の中心までの距離とするのがより正確であると考えられるが、計算が繁雑となるので上記のように求めることとした。

2) k 値算定式

巻立て厚さ、ヒューム管厚さ、弾性係数を与えるときに曲げモーメント係数 値及び 値の算定式を誘導する。算定式は、FEMによって計算した 値及び 値を目的変数とし、巻立て厚比 R_C 、弾性係数比 R_E 、ヒューム管厚比 R_h 及びそれらの交互作用の 6 要因を説明変数とする重回帰分析により定式化した。回帰式を式 2.2.7.2-3~6 に示す。

下部中央

$$k_p = 0.236 - 0.237R_C + 0.017R_E - 0.153R_h + 0.094R_C \cdot R_E + 0.143 \cdot R_E \cdot R_h - 0.637 \cdot R_C \cdot R_h \quad \dots\dots\dots (2.2.7.2-3)$$

$$k_w = 0.0671 - 0.0935R_C + 0.0097R_E - 0.0653R_h + 0.0182R_C \cdot R_E \quad \dots\dots\dots (2.2.7.2-4)$$

側面部中央

$$k_p = -0.228 + 0.050 \cdot R_C + 0.013 \cdot R_E + 0.356 \cdot R_h - 0.107 \cdot R_C \cdot R_E - 0.350 \cdot R_E \cdot R_h \quad \dots\dots\dots (2.2.7.2-5)$$

$$k_w = -0.0524 + 0.0223 \cdot R_C + 0.0017 \cdot R_E + 0.0878 R_h$$

$$- 0.0142 \cdot R_C \cdot R_E - 0.0668 \cdot R_E \cdot R_h \dots\dots\dots (2.2.7.2-6)$$

なお、側面部中央の軸力は、式 2.2.7.2-7 及び 2.2.7.2-8 より求める。

$$N_{pd} = \frac{-p(d_h + 2t_h + 2t_c)}{2} \dots\dots\dots (2.2.7.2-7)$$

$$N_{wd} = \frac{-(W_h + W_c)}{4} \dots\dots\dots (2.2.7.2-8)$$

ここに、 N_{pd} : 等分布荷重による軸力 (kN/m)

N_{wd} : 自重による軸力 (kN/m)

W_h : ヒューム管の自重 (kN/m)

W_c : 巻立て部の自重 (kN/m)

2.7.3 使用限界状態に対する安全性の検討

(1) 応力度の算定

ヒューム管と巻立て部との合成断面に曲げモーメントあるいは、曲げモーメントとともに軸力が作用するときのまっすぐなはりとしての曲げ引張応力は式 2.2.7.3-1, 2.2.7.3-2 により求める。なお、断面は、図 2.2.7.3-1 のように考える。

下部中央ヒューム管内面

$$\sigma_d = \frac{1}{10000} \cdot \frac{M_d}{I} \cdot X_2 \dots\dots\dots (2.2.7.3-1)$$

側面部中央巻立て部外面

$$\sigma_d = \frac{1}{10000} \cdot n \cdot \left[\frac{N_d}{A} - \frac{M_d}{I} \cdot (t_c + t_h - X_2) \right] \dots\dots\dots (2.2.7.3-2)$$

ここに、 M_d : 設計曲げモーメント、 M_{pd} あるいは $M_{pd} + M_{wd}$ (kN・m/m)

N_d : 設計軸力、 N_{pd} あるいは $N_{pd} + N_{wd}$ (kN/m)

σ_d : 曲げ引張応力度 (N/mm²)

n : 巻立て部コンクリートとヒューム管コンクリートの弾性係数比 (= R_E)

$$n = \frac{E_c}{E_h}$$

E_c : 巻立て部コンクリートの弾性係数 (kN/mm²)

E_h ヒューム管コンクリートの弾性係数 (kN/mm²)

A : 換算断面積 (m²)

$$A = b \cdot t_h + n \cdot b \cdot t_c$$

X_2 : 図心から引張縁までの距離 (m)

$$X_2 = \frac{(b \cdot t_h^2 / 2) + n \cdot b \cdot t_c \cdot (t_h + t_c / 2)}{A}$$

I : 換算断面の断面 2 次モーメント (m⁴)

$$I = \frac{b \cdot t_h^3}{12} + b \cdot t_h \cdot \left(X_2 - \frac{t_h}{2} \right)^2 + \frac{n \cdot b \cdot t_c^3}{12} + n \cdot b \cdot t_c \cdot \left(t_h + \frac{t_c}{2} - X_2 \right)^2$$

b : 断面の幅 (1.0m)

t_c : 巻立て厚さ (m)

t_h : ヒューム管の厚さ (m)

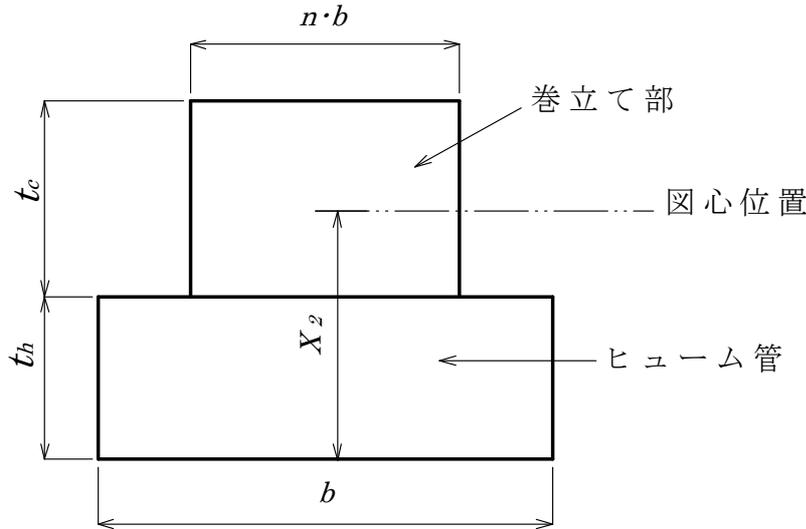


図 2.2.7.3-1 使用限界状況に対する検討を行うときの断面の考え方

(2) 設計曲げ引張応力度及び安全照査

ヒューム管の設計曲げ引張応力度は、ヒューム管の外圧荷重から求める。すなわち、曲げモーメントは、薄肉リングとして式 2.2.7.3-3 により求め、曲げ強度は、まっすぐなはりとして式 2.2.7.3-4 により求める。

$$M = 0.318 \cdot P \cdot r' + 0.239 \cdot W \cdot r' \quad \dots\dots\dots (2.2.7.3-3)$$

$$f_b = 0.001 \cdot M / Z_h \quad \dots\dots\dots (2.2.7.3-4)$$

ここに、 P : ヒューム管のひび割れ荷重 (kN/m)

M : ひび割れ荷重による曲げモーメント (kN・m/m)

W_h : ヒューム管の自重 (kN/m)

r' : 管厚中心までの半径 ($= \frac{d_h + t_h}{2}$) (m)

f_b : ヒューム管コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

Z_h : ヒューム管の長さを幅、厚さを高さとする断面の断面係数 (m³/m)

巻立て部コンクリートの設計曲げ強度は、土木学会制定の「コンクリート標準示方書 設計編 3.2.1 強度 (平成 8 年制定)」に準じ、式 2.2.7.3-5 により求める。

$$f_b = 0.42 \cdot f_{ck}'^{2/3} \dots\dots\dots (2.2.7.3-5)$$

ここに、 f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

安全の照査は、式 2.2.7.3-6 により行う。

$$f_b / \sigma_d \geq \text{安全係数} \dots\dots\dots (2.2.7.3-6)$$

2.7.4 終局限界状態に対する安全性の検討

巻立てヒューム管においては、ひび割れ耐力よりも終局耐力の方が大きいという保証はないので、終局限界状態の安全性の検討も行う必要がある。

下部中央における曲げ耐力の算定は、巻立て部外縁を圧縮縁とする単鉄筋矩形断面であるとして行う。側面部中央においては、ヒューム管内面を圧縮縁とする単鉄筋矩形断面であるとして算定を行う。図 2.2.7.3-1 に示す断面とすることも考えられるが、計算を簡略にするため上記のように矩形断面とする。

又、コンクリートは、圧縮側となった部分のコンクリートからなるものとし、引張鉄筋は、引張側となった部分に配置された鉄筋とする。断面力は、2.7.2 で求めた値を用いる。

下部中央においては設計曲げモーメント M_d について、側面部中央においては、設計曲げモーメント M_d とともに設計軸力 N_d が作用するものとして、それぞれの部位における曲げ耐力 M_u を求める。安全照査は、式 2.2.7.4-1 により行う。

$$M_u / M_d \geq \text{安全係数} \dots\dots\dots (2.2.7.4-1)$$

上下部においては、巻立て部における配筋を必要としないが、用心鉄筋として側面部の 1/2 程度配筋すればよいものと考えられる。

参考 ヒューム管の鉄筋比の一例

呼 び 径	外 圧 管		推 進 管	
	1 種	2 種	1 種	2 種
150	0.0025	0.0100	—	—
200	0.0025	0.0100	0.0030	0.0070
250	0.0025	0.0100	0.0030	0.0070
300	0.0030	0.0100	0.0030	0.0070
350	0.0035	0.0100	0.0030	0.0080
400	0.0035	0.0100	0.0040	0.0080
450	0.0040	0.0100	0.0040	0.0090
500	0.0040	0.0100	0.0040	0.0090
600	0.0045	0.0100	0.0040	0.0090
700	0.0045	0.0110	0.0040	0.0090
800	0.0050	0.0110	0.0050	0.0090
900	0.0055	0.0110	0.0070	0.0100
1000	0.0060	0.0125	0.0070	0.0100
1100	0.0065	0.0125	0.0070	0.0100
1200	0.0070	0.0125	0.0070	0.0100
1350	0.0070	0.0125	0.0070	0.0100
1500	0.0070	0.0125	0.0070	0.0100
1650	0.0070	0.0125	0.0070	0.0110
1800	0.0070	0.0125	0.0070	0.0110
2000	0.0070	0.0125	0.0070	0.0110
2200	0.0070	0.0125	0.0070	0.0110
2400	0.0070	0.0125	0.0065	0.0100
2600	0.0070	0.0120	0.0065	0.0100
2800	0.0070	0.0120	0.0065	0.0100
3000	0.0070	0.0120	0.0065	0.0100

備考：外圧管の呼び径 1500 以上は C 形

2.8 耐震設計

重要な幹線等の耐震設計は原則として、図 2.2.8-1 のフローに従って行う。

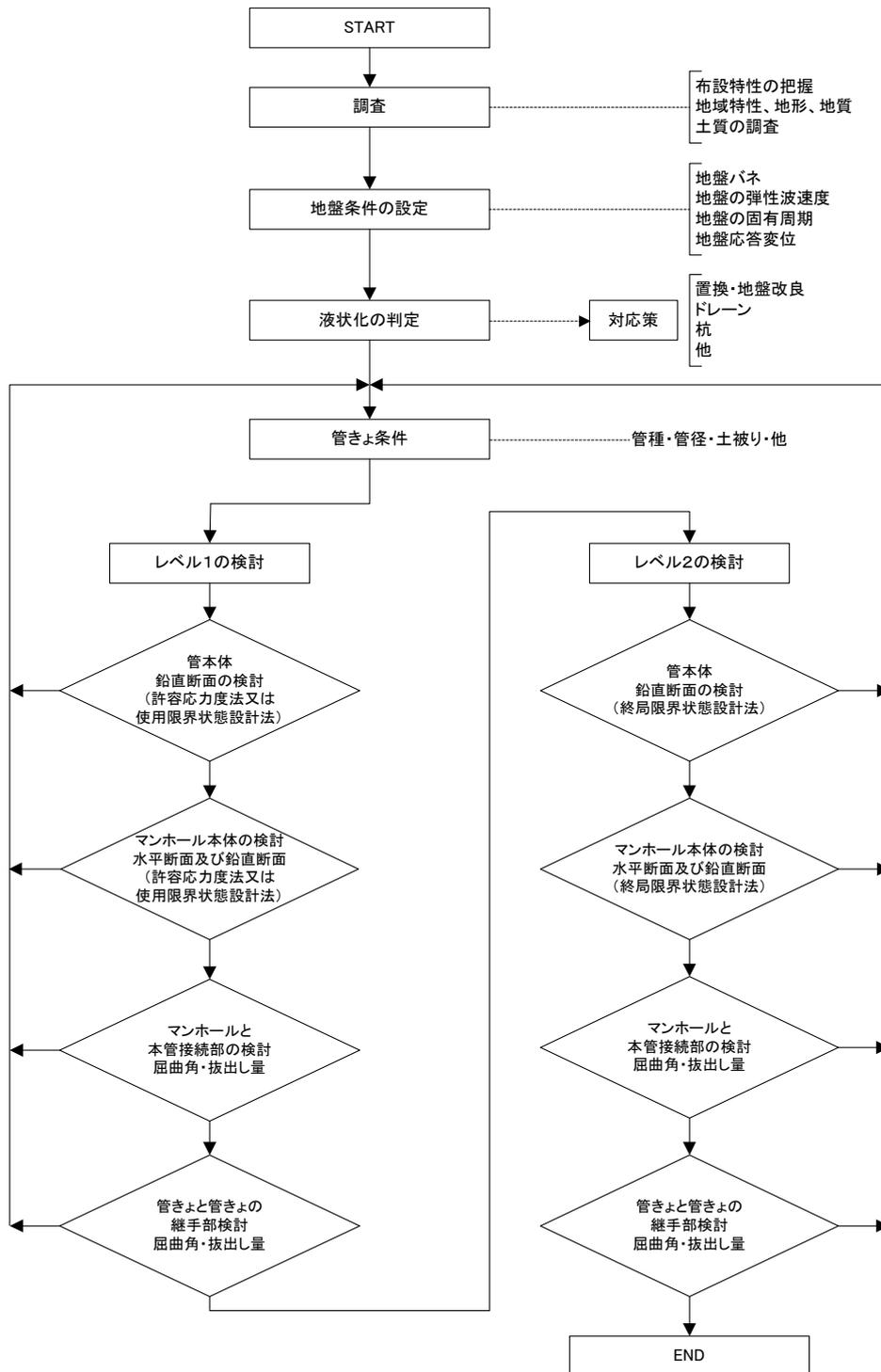


図 2.2.8-1 重要な幹線等の耐震設計手順（差込継手構造の円形管きよ）

2.8.1 本体鉛直断面の検討

1) 鉛直断面耐震計算フロー

鉛直断面耐震計算は、図 2.2.8.1-1 に示すフローに従って行う。

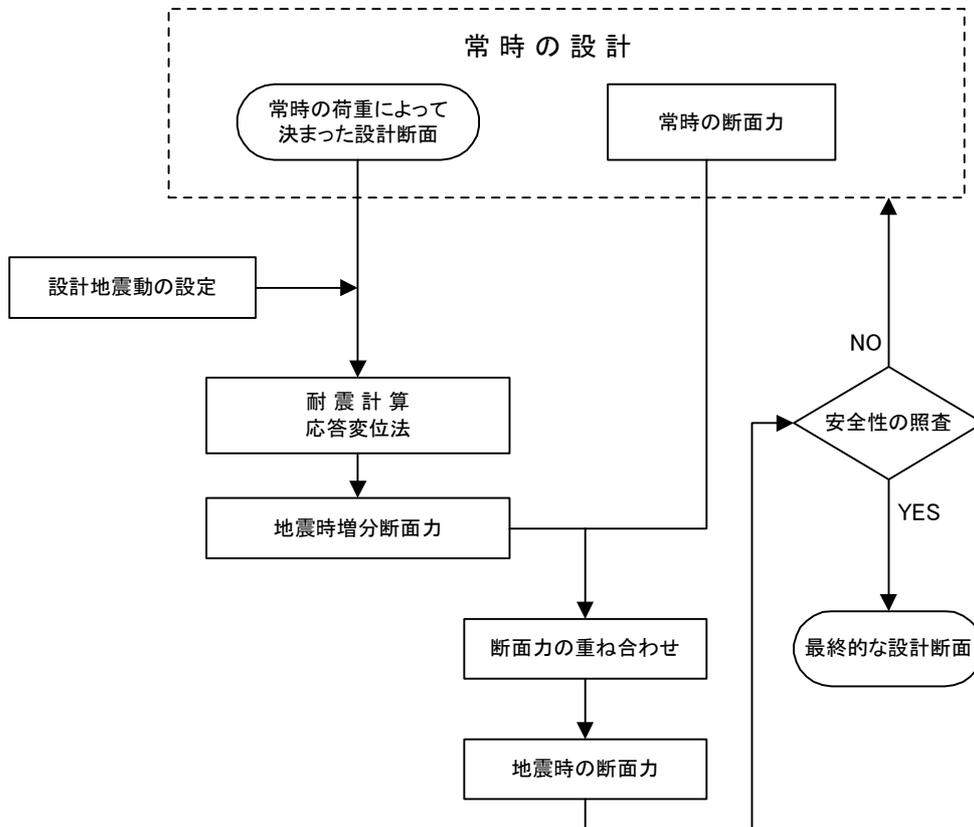


図 2.2.8.1-1 耐震計算フロー

2) 部材計算モデル

応力解析は、図 2.2.8.1-2 に示すように 24 分割の円形フレームモデルを設定して行う。

1~24 : 接点番号 a~x : 部材番号

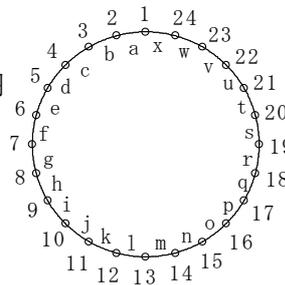


図 2.2.8.1-2 円形フレームモデル

3) 算定式

3.1) 常時荷重の算定

常時の土圧分布モデルを図 2.2.8.1-3 に、また計算式のサフィックスの取扱いは図 2.2.8.1-4 に示すように、鉛直土圧および水平土圧を求める場合においては、第 n 層の層厚は管が埋設されている層における土かぶり厚さとしている。

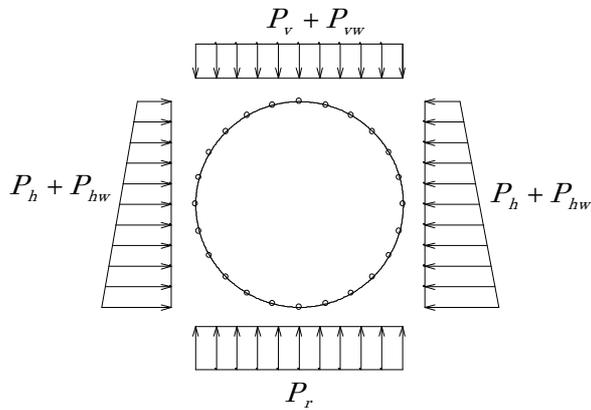


図 2.2.8.1-3 常時土圧分布モデル

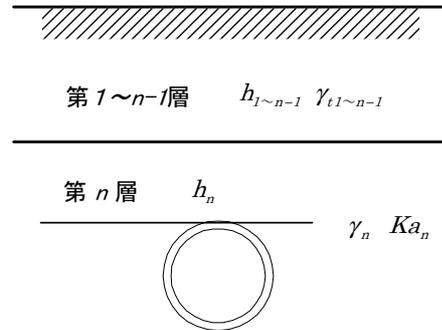


図 2.2.8.1-4 計算式のサフィックス

(1) 鉛直土圧

i) 外圧管の場合

$$P_v = \sum_{i=1}^n (\gamma_{ti} \cdot h_i) \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-1)$$

ここに、

- P_v : 鉛直土圧 (kN/m²)
- γ_{ti} : 各層の土の単位体積重量 (kN/m³)
- h_i : 各層の層厚 (m)

ii) 推進管の場合

第 n 層の鉛直土圧の増分は、次式より計算する。

$$P_{vn} = \left\{ \gamma_t - \frac{2 \cdot C}{B_e} - \frac{2 \cdot K \cdot \mu \cdot (P_{v1} + P_{v2} + \dots + P_{vn-1})}{B_e} \right\} \cdot C_e \quad (2.2.8.1-2)$$

($P_{v1} + P_{v2} + \dots + P_{vn-1} < 0$ のときは $P_{v1} + P_{v2} + \dots + P_{vn-1} = 0$ とおく)

ここに、

- P_{vn} : 第 n 層の鉛直土圧増分 (kN/m²)
- γ_t : 土の単位体積重量(kN/m³)
- C : 土の粘着力(kN/m²)
- B_e : 土のゆるみ幅(m)

$$B_e = B_t \cdot \left\{ \frac{1 + \sin\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} \right\}$$

B_t : トンネル直径 $B_t = B_c + 0.1$ (m)

B_c : 管外径(m)

ϕ : 管埋設層の内部摩擦角(°)

C_e : テルツァギーの土荷重の係数(m)

$$C_e = \frac{1}{\frac{2 \cdot K \cdot \mu}{B_e}} \left\{ 1 - e^{-\left(\frac{2 \cdot K \cdot \mu}{B_e}\right) \cdot h} \right\}$$

ただし、 $\frac{2 \cdot K \cdot \mu}{B_e} = 0$ の場合は、 $C_e = h$ とする。

K : テルツァギーの側方土圧係数($K = 1$)

μ : 土の摩擦係数($= \tan \phi$)

h : 土の層厚(m)

第 n 層の鉛直土圧は、各層の鉛直土圧増分を加算して、次式より求める。

$$P_v = P_{v1} + P_{v2} + \dots + P_{vn} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-3)$$

(2) 鉛直水圧

$$P_{vw} = \gamma_w \cdot h_w \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-4)$$

ここに、

P_{vw} : 鉛直水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 水面から管頂までの深さ (m)

(3) 水平土圧

i) 外圧管の場合

$$P_h = Ka_n \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n (\gamma_{ii} \cdot h_i) + \gamma_m \cdot (z - H) \right\} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-5)$$

ここに、

P_h : 地表面から深さ z の点における水平土圧 (kN/m²)

Ka_n : 管が埋設されている層のランキン主働土圧係数

$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\phi: \text{土の内部摩擦角})$$

γ_{ii} : 各層の土の単位体積重量 (kN/m³)

z : 計算する位置の地表面からの深さ (m)

H : 土かぶり(m)

ii) 推進管の場合

$$P_h = Ka_n \cdot \{ \gamma_m \cdot (z - H) + P_v \} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-6)$$

ここに、

P_h : 地表面から深さ z の点における水平土圧 (kN/m²)

Ka_n : 管が埋設されている層のランキン主働土圧係数

$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\phi: \text{土の内部摩擦角})$$

γ_m : 管が埋設されている層の土の単位体積重量(kN/m³)

z : 地表面からの深さ(m)

H : 土かぶり(m)

P_v : 鉛直方向ゆるみ土圧(kN/m²)

(4) 水平水圧

$$P_{hw} = \gamma_w \cdot z_w \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-7)$$

ここに、

P_{hw} : 水面から深さ z_w の点における水平水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

z_w : 水面からの深さ (m)

(5) 底面地盤反力

$$P_r = P_v + P_{vw} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-8)$$

ここに、

P_r : 底面地盤反力(kN/m²)

P_v : 鉛直土圧(kN/m²)

P_{vw} : 鉛直水圧(kN/m²)

3.2) 地震時増分荷重の算定

地震水平力の分布モデルを図 2.2.8.1-5 に示す。

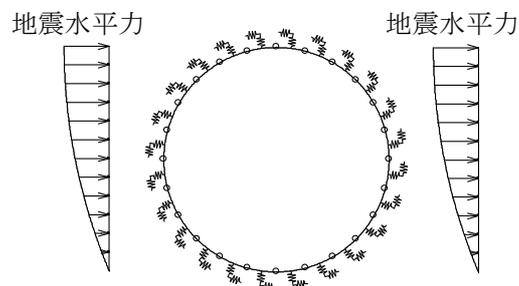


図 2.2.8.1-5 地震水平力の分布モデル

(1) 表層地盤の特性値

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad \text{----- (2.2.8.1-9)}$$

ここに、

T_G : 表層地盤の特性値(s)

H_i : i 番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

粘性土層の場合 $V_{si} = 100 \cdot Ni^{1/3} (1 \leq Ni \leq 25)$

砂質土層の場合 $V_{si} = 80 \cdot Ni^{1/3} (1 \leq Ni \leq 50)$

$Ni = 0$ の場合 $V_{si} = 50$

Ni : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されているときの、地表面から i 番目の地層番号

基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう

(2) 表層地盤の固有周期

$$T_s = 1.25 \cdot T_G \quad \text{----- (2.2.8.1-10)}$$

ここに、

T_s : 表層地盤の固有周期(s)

T_G : 地盤の特性値(s)

(3) 設計応答速度

設計応答速度(S_v)は、地震動レベルに合わせて図 2.2.8.1-6 および図 2.2.8.1-7 より求める。

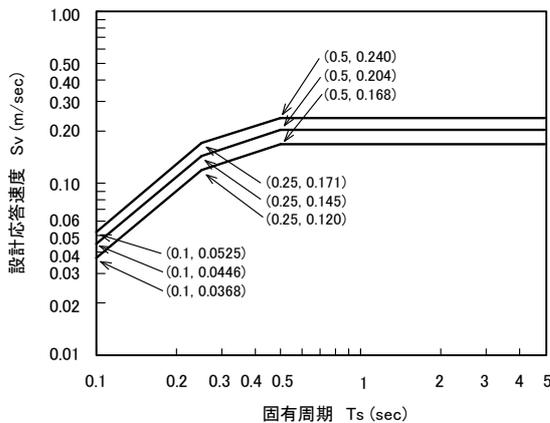


図 2.2.8.1-6 レベル 1 地震動
設計応答速度

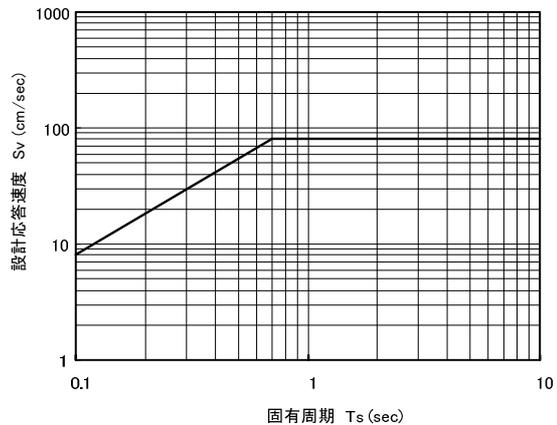


図 2.2.8.1-7 レベル 2 地震動
設計応答速度

(4) 地盤の変位振幅

応答変位法による耐震計算法では、地表面から深さ z における水平方向の変位振幅を次式により求める。図 2.2.8.1-8 に計算位置と部材モデルの位置関係を示す。

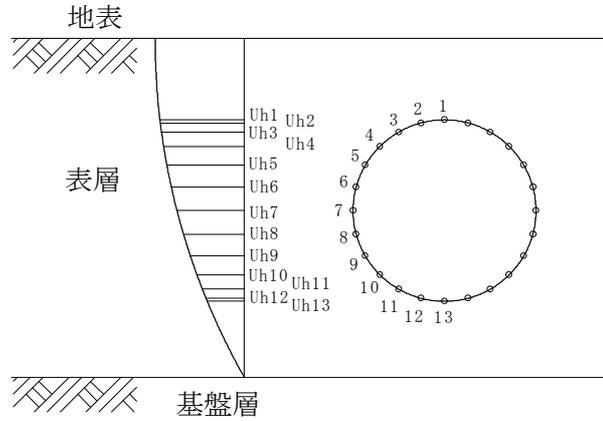


図 2.2.8.1-8 変位振幅計算位置

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H_h}\right) \quad \text{----- (2.2.8.1-11)}$$

ここに、

- $U_h(z)$: 地表面からの深さ z (m) における水平方向の変位振幅(m)
- S_v : 設計応答速度(m/s)
- T_s : 表層地盤の固有周期(s)
- H_h : 表層地盤の厚さ(m)

(5) 地盤バネ定数

i) 水平方向地盤ばね定数

$$k_h = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \text{----- (2.2.8.1-12)}$$

ここに、

- k_h : 水平方向地盤バネ定数(kN/m³)
- k_{h0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤ばね定数(kN/m³)で、次式により求める。

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

- α : 地盤ばね定数の推定に用いる係数で表 2.2.8.1-1 による。
- E_o : 表 1-4.1 による方法で、測定または推定した解析の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m²)

本検討では、「標準貫入試験の N 値より $E_o = 2800 \cdot N$ で推定した変形係数」を

用いている。

表 2.2.8.1-1 地盤反力係数の推定に用いる係数 α (下水道施設耐震計算例)

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係の推定に用いる係数 α
直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2800 \cdot N$ で推定した変形係数	1

B_h : 換算載荷幅(m)

$$B_h = \sqrt{A_h}$$

A_h 水平方向の載荷面積 (m^2)で、次式により求める。

$$A_h = \frac{\text{内径} + \text{外径}}{2} \times \text{管の有効長}$$

ii) せん断ばね定数

$$k_s = 0.3 \cdot k_h \text{ ----- (2.2.8.1-13)}$$

ここに、

k_s : せん断ばね定数(kN/m^3)

k_h : 水平方向地盤ばね定数 (kN/m^3)

(6) 地盤変位による地震水平力

応答変位法における地盤変位による地震水平力は、図 2.2.8.1-9 のように作用させるものとする。

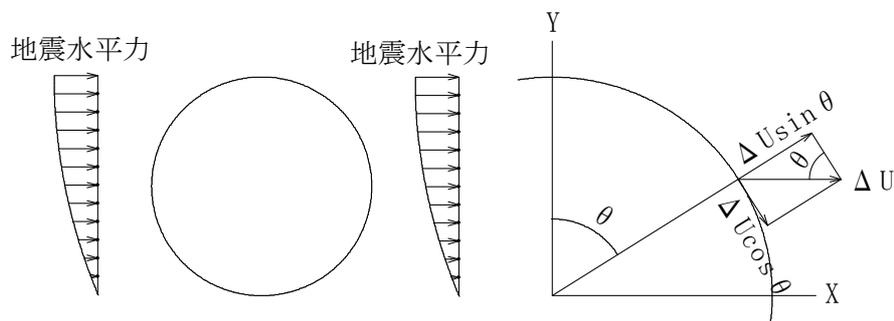


図 2.2.8.1-9 地震水平力

地盤の応答変位(相対変位)を次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解する。

$$\text{法線方向成分} = \Delta U \cdot \sin \theta \text{ (m)} \text{ ----- (2.2.8.1-14)}$$

$$\text{接線方向成分} = \Delta U \cdot \cos \theta \text{ (m)} \text{ ----- (2.2.8.1-15)}$$

地盤の変位成分にそれぞれ、法線方向地盤ばね定数および接線方向地盤ばね定数を乗じて地震力に換算する。

$$q_k = k_n \cdot \Delta U \cdot \sin \theta \text{ ----- (2.2.8.1-16)}$$

$$q_j = k_s \cdot \Delta U \cdot \cos \theta \text{ ----- (2.2.8.1-17)}$$

ここに、

q_k : 法線方向地震力(kN/m²)

q_j : 接線方向地震力(kN/m²)

k_n : 水平方向地盤ばね定数(kN/m³)

k_s : せん断ばね定数(kN/m³)

ΔU : 相対変位量(m)で、次式から求める。

$$\Delta U = U_h(z) - U_h(z_0)$$

$U_h(z)$: 各接点の変位振幅(m)

$U_h(z_0)$: 管底の変位振幅 (m)

θ : 管頂から各節点の角度(°)

3.3) 断面力の算定

(1) 常時断面力

常時断面力算出の計算モデルおよび断面力図の一例を図 2.2.8.1-10 および図 2.2.8.1-11 に示す。

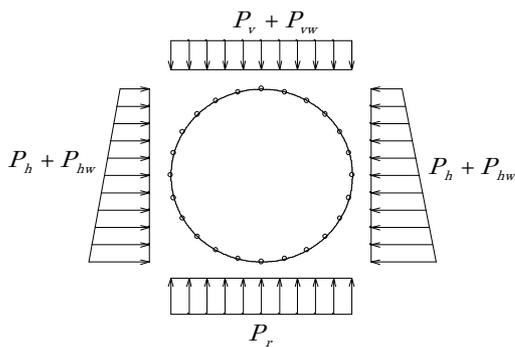


図 2.2.8.1-10 常時断面力計算モデル図

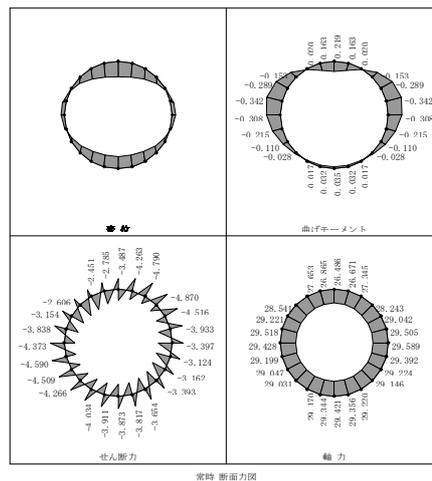


図 2.2.8.1-11 常時断面力図例

(2) 地震水平力による断面力

地震水平力による断面力算出の計算モデルおよび断面力図の一例を図 2.2.8.1-12 および図 2.2.8.1-13 に示す。

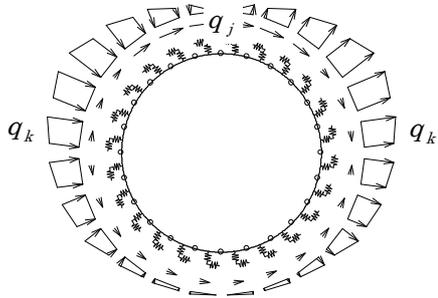


図 2.2.8.1-12 地震水平力による断面力計算モデル図

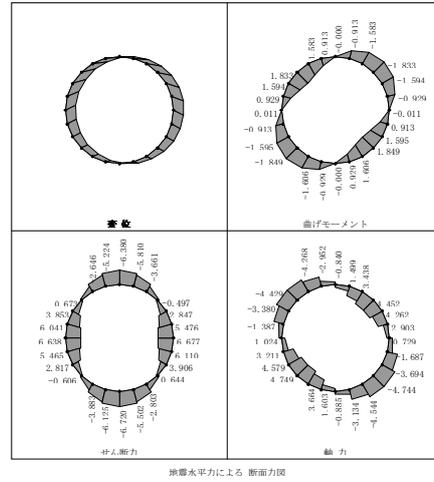


図 2.2.8.1-13 地震水平力による断面力図例

(3) 地震時断面力

地震時断面力算出の計算モデルおよび断面力図の一例を図 2.2.8.1-14 および図 2.2.8.1-15 に示す。

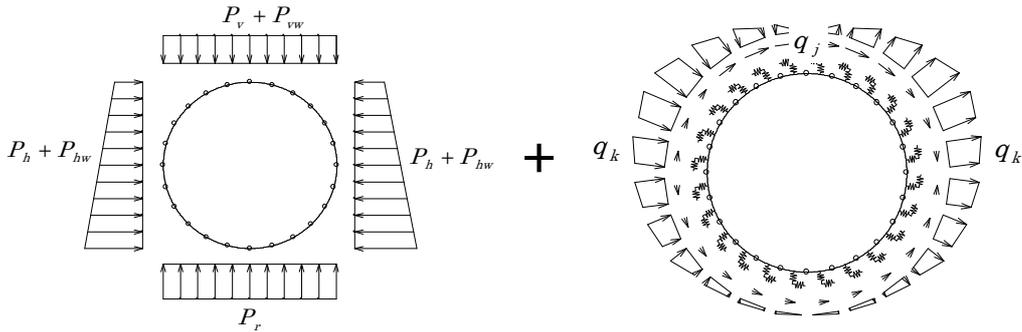


図 2.2.8.1-14 地震時断面力計算モデル図

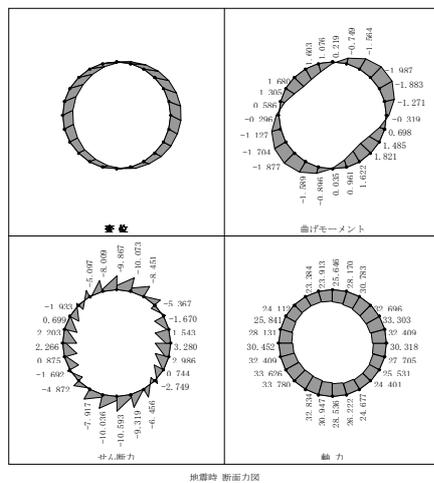


図 2.2.8.1-15 地震時断面力図例

3.4) 埋設管の耐荷力の算定

管きよの保証モーメントは、次式より求める。

(1) レベル1地震動の場合

$$M_C = 0.318 \cdot P_C \cdot r + 0.239 \cdot W \cdot r \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-18)$$

(2) レベル2地震動の場合

$$M_B = 0.25 \cdot P_B \cdot r + 0.165 \cdot W \cdot r \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-19)$$

ここに、

M_C : ひび割れ保証モーメント (kN・m)

M_B : 破壊保証モーメント (kN・m)

P_C : ひび割れ荷重 (kN/m)

P_B : 破壊荷重 (kN/m)

r : 管厚中心半径 (m)

W : 管の自重 (kN/m)

3.5) 安全性の確認

(1) レベル1地震動の場合

$$F_C = \frac{M_C}{M} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-20)$$

(2) レベル2地震動の場合

$$F_B = \frac{M_B}{M} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.1-21)$$

ここに、

F_C : レベル1地震動に対する安全率

F_B : レベル2地震動に対する安全率

M_C : ひび割れ保証モーメント (kN・m)

M_B : 破壊保証モーメント (kN・m)

M : 発生モーメント (kN・m)

2.8.2 管きよと管きよの継手部の検討

1) 算定式

1.1) 地震動による屈曲角と抜き出し量の算定

(1) 表層地盤の特性値

表層地盤の特性値は、式 2.2.8.1-9 より求める。

(2) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、式 2.2.8.1-10 より求める。

(3) 設計応答速度

設計応答速度(S_v)は、地震動レベルに合わせて図 2.2.8.1-6 および図 2.2.8.1-7 より求める。

(4) 表層地盤のせん断弾性波速度

表層地盤のせん断弾性波速度は、次式より求める。

$$V_{DS} = \frac{4 \cdot H}{T_S} \text{-----} (2.2.8.2-1)$$

ここに、

- V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)
- T_S : 表層地盤の固有周期 (s)

(5) 地盤振動の波長

地盤振動の波長は、次式より求める。

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \text{-----} (2.2.8.2-2)$$

- L : 地震動の波長 (m)
- L_1 : 表層地盤の地震動の波長 (m/s)
 $L_1 = T_S \cdot V_{DS}$
 T_S : 表層地盤の固有周期 (s)
 V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)
- L_2 : 基盤面の地震動の波長 (m/s)
 $L_2 = T_S \cdot V_{BS}$
 T_S : 表層地盤の固有周期 (s)
 V_{BS} : 基盤面のせん断弾性波速度 (m/s)

(6) 検討位置での最大変位振幅

検討位置での最大変位振幅は、式 2.2.8.1-11 より求める。

(7) 地震動により地盤に生ずるひずみ

地震動により地盤に生ずるひずみは、次式より求める。

$$\varepsilon_{gd} = \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \text{-----} (2.2.8.2-3)$$

ここに、

- ε_{gd} : 地震動により地盤のに生じるひずみ
- $U_h(z)$: 検討位置 z (m)での最大変位振幅 (cm)
- L : 地震動の波長 (m)

(8) 地震動による屈曲角

地震動による屈曲角は、次式より求める。

$$\theta = \left(\frac{2\pi}{T_S} \right)^2 \frac{U_h(z)}{V_{DS}} \cdot \ell \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-4)$$

ここに、

- θ : 地震動による屈曲角(°)
- T_S : 表層地盤の固有周期 (s)
- $U_h(z)$: 管中心での最大変位振幅 (cm)
- V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)
- ℓ : 管の有効長 (m)

(9) 地震動による抜出し量

地震動による抜出し量は、次式より求める。

$$\delta_2 = \varepsilon_{gd} \cdot \ell \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-5)$$

ここに、

- δ : 地震動により抜出し量 (m)
- ε_{gd} : 地震動により地盤のに生じるひずみ
- ℓ : 管の有効長 (m)

1.2) 地盤沈下による屈曲角と抜出し量

液状化に伴う地盤沈下による屈曲角および抜出し量は以下により求める。

(1) 地盤沈下による屈曲角

地盤沈下による屈曲角は、次式より求める。

$$\theta_2 = 2 \tan^{-1} \left(\frac{4 \cdot h'}{L'^2} \cdot \ell \right) \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-6)$$

ここに、

- θ_2 : 管渠と管渠の継手部の屈曲角
- h' : 沈下量 (m) 液状化層を H' (m) としたとき沈下量は最大 5% を見込み、 $h' = 0.05 \cdot H'$
- L' : マンホールスパン (m)
- ℓ : 管の有効長 (m)

(2) 地盤沈下による抜出し量

地盤沈下による抜出し量は、次式より求める。

$$\delta_{s \max} = \frac{\ell}{\cos \left(\frac{n-1}{2} \right) \cdot \theta_2} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-7)$$

ここに、

- $\delta_{s \max}$: 管渠と管渠の継手部の最大抜出し量 (m)
- θ_2 : 管渠と管渠の継手部の屈曲角 … 参考 3-1 より算出
- n : マンホールスパンの管渠の本数 (本) $n = \frac{L'}{\ell}$
- ℓ : 管の有効長 (m)

1.3) 地盤の永久ひずみによる抜出し量

地盤の永久ひずみによる抜出し量は、次式より求める。

$$\delta_l = \varepsilon_g \cdot l \quad \text{----- (2.2.8.2-8)}$$

ここに、

δ_l : 地盤の永久ひずみによる抜出し量 (m)

ε_g : 地盤の永久ひずみ

l : 管の有効長 (m)

別条件の地盤の永久ひずみ量

地形条件	永久ひずみ量
a. 護岸近傍の液状化地盤(護岸から 100m 未満)	1.5
b. 内陸部の液状化地盤(護岸から 100m 以上)	1.2
c. 非液状化の傾斜地盤(地表面勾配が 5%以上の盛土)	1.3

1.4) 地盤急変部での抜出し量の算定

(1) 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、地盤の特性値 T_G をもとに表 2.2.8.2-1 により区分する。

表 2.2.8.2-1 地盤の特性値 T_G (s)

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

(2) 設計水平震度

設計水平震度は、次式より求める。

i) 地震動レベル 1 の場合

$$K_{oh} = K_{hf} \cdot (1 - 0.015 \cdot z)$$

$$= C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot K_{h0} \cdot (1 - 0.015 \cdot z) \quad \text{----- (2.2.8.2-9)}$$

ここに、

K_{oh} : レベル 1 地震動における地下部の設計水平震度

K_{hf} : レベル 1 地震動における地上部の設計水平震度

C_z : 地域別補正係数

地域別	A 地域	B 地域	C 地域
補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7

C_G : 地盤別補正係数

地域別	I 種	II 種	III 種
補正係数 C_G	0.8	1.0	1.2

C_I : 重要度別補正係数 (=1.1)

K_{ho} : 標準設計水平震度

構造物	一般構造物	特殊構造物
標準設計水平震度 K_{ho}	0.2	0.3

z : 検討位置の地表面からの深さ (m)

ii) 地震動レベル2の場合

$$K_{Oh} = K_{hf} \cdot (1 - 0.015 \cdot z) \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-10)$$

ここに、

K_{Oh} : レベル2地震動における地下部の設計水平震度

K_{hf} : レベル2地震動における地上部の設計水平震度

地盤別	I種	II種	III種
一般構造物	0.8	0.6	0.6
特殊構造物	1.2	0.9	0.9

z : 検討位置の地表面からの深さ (m)

(3) 検討位置での最大変位振幅

検討位置での最大変位振幅は、式 2.2.8.1-11 より求める。

(4) 急変地盤設計地点における一様地盤ひずみ

急変地盤設計地点における一様地盤ひずみひずみは、次式より求める。

$$\varepsilon_{G1} = \varepsilon_{gd} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-11)$$

ここに、

ε_{G1} : 急変地盤設計地点における一様地盤ひずみ

ε_{gd} : 地震動による地盤に生じるひずみ

(5) 基盤傾斜角が大きいことにより応答変位量に差が生じて発生するひずみ

基盤傾斜角が大きいことにより応答変位量に差が生じて発生するひずみは、次式より求める。

$$\varepsilon_{G3} = k \cdot \frac{K_{Oh}}{V_s} \cdot \tan \theta \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \quad \text{-----} \quad (2.2.8.2-12)$$

ここに、

ε_{G3} : 応答変位量に差が生じて発生するひずみ

K : 係数 k (cm/s) … 参考 5-2 より算出

$$T_s < 0.3(s) \text{の時} \quad K = 405 \cdot T_s$$

$$T_s \geq 0.3(s) \text{の時} \quad K = 122$$

T_s : 急変地盤設計地点における表層地盤の固有周期

K_{Oh} : 設計水平震度

V_s : 表層地盤のせん断波弾性速度 (m/s)

θ : 基盤傾斜角 (°) θ が 30 度を超えるときは $\theta = 30$ 度とする。

z : 地表面から管中心までの距離

H : 表層地盤厚(m)

(6) 急変地盤ひずみ

急変地盤ひずみは、次式より求める。

$$\varepsilon_{G2} = \sqrt{(\varepsilon_{G1}^2 + \varepsilon_{G3}^2)} \quad \text{----- (2.2.8.2-13)}$$

ここに、

ε_{G2} : 急変地盤ひずみ

ε_{G1} : 急変地盤設計地点における一様地盤ひずみ

ε_{G3} : 基盤傾斜角が大きいことにより応答変位量に差が生じて発生するひずみ

(7) 地盤急変部での抜き出し量

地盤急変部での抜き出し量は、次式より求める。

$$\delta_3 = \varepsilon_{G2} \cdot l \quad \text{----- (2.2.8.2-14)}$$

ここに、

δ : 地盤急変部での抜き出し量(cm)

ε_{G2} : 急変地盤ひずみ

l : 管の有効長(m)

1.5) 安全性の検討

地震時の安全性の検討は、布設時の抜き出し量および屈曲角を考慮して行う。

布設時抜き出し長 + 地震時抜き出し長 ≤ 許容または最大抜き出し長

布設時曲げ角度 + 地震時曲げ角度 ≤ 許容または最大曲げ角度

	許容値	判定方法
地震動による屈曲角	レベル1:許容屈曲角	許容値以下であること
	レベル2:最大屈曲角	
地震動による抜き出し量	レベル1:許容抜き出し量	許容値以下であること
	レベル2:最大抜き出し量	
地盤沈下による屈曲角	レベル2:最大屈曲角	許容値以下であること
地盤沈下による抜き出し量	レベル2:最大抜き出し量	許容値以下であること
地盤の永久ひずみによる抜き出し量*1	レベル2:最大抜き出し量	許容値以下であること
地盤急変部での抜き出し量	レベル1:許容抜き出し量	許容値以下であること
	レベル2:最大抜き出し量	