

(5) 浸出水集排水管の耐圧性能検討書

ダイポリンハウエル管 高盛土におけるたわみ率と発生曲げ応力について

①幹線φ1000の場合

【目的】

ダイポリンハウエル管 R120-1000 を土被り 67mにおいて施工された場合、そのたわみ率と発生曲げ応力について以下に検討する。

1. 設計条件

・管種	R120	・活荷重	T-25
・呼び径	φ1000	・基礎材（裏込材）の材料	割栗石（50～150）
・管外径	φ1180	・基礎材（裏込材）の受動抵抗係数	16,300（kN/m ² ）
・盛土の鉛直荷重算出式	マーストン土圧公式	・基礎の設計支持角	120（°）
・埋戻土の単位重量	18（kN/m ³ ）	・変形遅れ係数	1.25
・埋戻土の内部摩擦角	30（°）		

2. 構造計算の許容値

・許容たわみ率	5.0（％）	
・許容曲げ応力	16,200（kN/m ² ）	曲げ降伏応力：32,400（kN/m ² ）に対して安全率2.0を考慮。

3. 計算結果

土被り (m)	たわみ率 (%)	発生曲げ応力	
		(kN/m ²)	安全率
36	4.9	12,769	2.53 許容土被り
40	5.5	14,177	2.29
50	6.8	17,699	1.83
60	8.2	21,223	1.53
67	9.1	23,690	1.37

※構造計算書の詳細につきましては、添付資料を参照下さい。

計算の結果、「たわみ率9.1%」、発生曲げ応力は「安全率1.37」が得られた。

安全率が1.00以上確保されていることから、管内円空断面は保持されるものと推察できる。

また、下図のとおりたわみ率9.1%における管断面が計画水深20%を阻害しないことも確認できた。

ここで、上記構造計算の許容値（許容たわみ率5.0%と安全率2.0）は、管路が漏水なく管内流水が円滑に行える十分な安全率として設定されたものである。

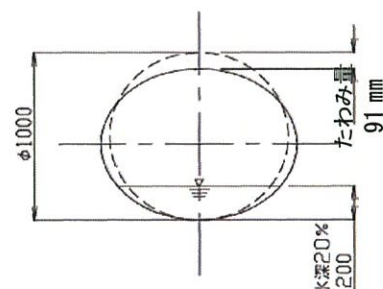


図-1 管円空断面

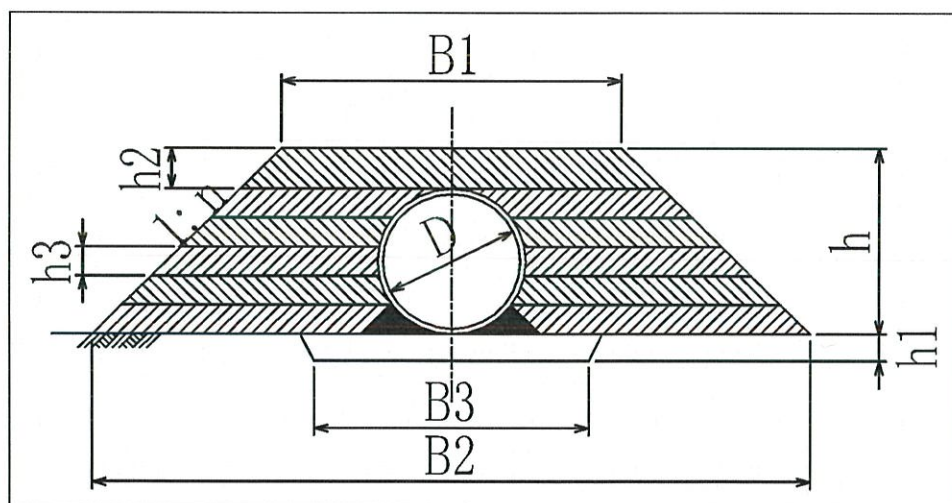
次項以降に、構造計算書を添付する。

1.設計条件

1.1 設計条件

管種	R120
呼び径	ϕ 1000 mm
管外径	D 1180 mm
土被り	h 67.00 m
埋戻土の単位重量	γ 18 KN/m ³
埋戻土の内部摩擦角	ϕ 30°
活荷重	T- 25
その他荷重	q 0.00 KN/m ²
基礎材(裏込材)の材料	割栗石(50~150)
基礎材(裏込材)の受働抵抗係数	E' 16,300 KN/m ²
基礎の設計支持角	2 θ 120°
変形遅れ係数	Fd 1.25

1.2 施工標準断面



※ 寸法表

(単位:mm)

管外径	n	h	h1	h2	h3	B1	B2	B3
1180	1.0	1480	300	300	200	2400	5360	1500

2.鉛直荷重の算出

2.1 埋戻土による鉛直荷重

埋戻土による鉛直荷重は『マーストン土圧公式』を用いる。

$$W_v = C_c \cdot \gamma \cdot D$$

$$= 903.19 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 W_v : 埋戻土による鉛直荷重 (KN/m²)
 C_c : 土圧係数 42.523
 γ : 埋戻土の単位重量 18 (KN/m³)
 D : 管外径 1.18 (m)

① 等沈下面 (H_e) の計算

【基本式】 $\exp \frac{-2 \cdot K \cdot \mu \cdot H_e}{D} = \frac{-2 \cdot K \cdot \mu \cdot H_e}{D} - 2 \cdot K \cdot \mu \cdot \gamma_{sd} \cdot P + 1$

$$H_e = 0.893 \text{ (m)}$$

ここに、 H_e : 等沈下面 (m)
 ϕ : 内部摩擦角 30 (°)
 K : 主働土圧係数 $= \tan (45 - \phi / 2)^2$ 0.333
 μ : 摩擦係数 $= \tan \phi$ 0.577
 D : 管外径 1.18 (m)
 γ_{sd} : 沈下比 -0.1
 P : 突出比 1.0

② 土圧係数 (C_c) の計算

$$C_c = \frac{1 - \exp (-2 \cdot K \cdot \mu \cdot H_e / D)}{2 \cdot K \cdot \mu} + \frac{H - H_e}{D} \cdot \exp (-2 \cdot K \cdot \mu \cdot H_e / D)$$

$C_c = 42.523$
 ここに、 C_c : 土圧係数
 H : 土被り 67.00 (m)

2.2 その他荷重による鉛直荷重

$$W_q = 0.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 W_q : その他荷重による鉛直荷重 (KN/m²)

2.3 活荷重による鉛直荷重

$$W_w = \frac{2 \cdot P \cdot (1 + i) \cdot \beta}{C \cdot (a + 2 \cdot H \cdot \tan \theta)}$$

$$= 0.488 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 W_w : 活荷重による鉛直荷重 (KN/m²)
 P : 1後輪の荷重 100 (KN)
 i : 衝撃係数 0
 β : 低減係数 0.9
 C : 車体占有幅 2.75 (m)
 a : タイヤの接地長さ 0.20 (m)
 H : 土被り 67.00 (m)
 θ : 荷重の分散角 45 (°)

衝撃係数 (i)

土被り H(m)	$H < 1.5$	$1.5 \leq H < 6.5$	$H \geq 6.5$
i	0.5	$0.65 - H/10$	0

低減係数 (β)

	土被り $H \leq 1\text{m}$ かつ内径または スパン $B' \geq 4\text{m}$ の場合	左記以外の場合
β	1	0.9

3.管体に発生するのたわみ率

3.1 管体のたわみ量

$$x = \frac{2 \cdot F_k \cdot F_d \cdot r_m^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot E' \cdot r_m^3} \cdot (q_d + q_d' + q_l)$$

$$= 0.097 \text{ (m)}$$

ここに、
 x : 埋戻土及びその他荷重によるたわみ量 (m)
 F_k : 基礎材(裏込め材)の支持角係数 0.09
 F_d : 変形遅れ係数 1.25
 r_m : 管の平均半径 0.530 (m)
 q_d : 埋戻土による鉛直荷重 903.19 (KN/m2)
 q_d' : その他荷重による鉛直荷重 0.000 (KN/m2)
 q_l : 活荷重による鉛直荷重 0.488 (KN/m2)
 $E \cdot I$: 管の曲げ剛性 17.879 (KN・m2/m)
 E' : 基礎材(裏込め材)の受働抵抗係数 16,300 (KN/m2)

基礎材(裏込め材)の支持角係数 (F_k)

基礎の支持角 (°)	60	90	120
係 数	0.102	0.096	0.090

3.2 管体のたわみ率

$$V = \frac{x}{2 \cdot r_m} \cdot 100$$

$$= 9.124 \text{ (\%)}$$

ここに、
 Δx : 管体のたわみ量 0.097 (m)
 r_m : 管の平均半径 0.530 (m)

4.管体に発生する曲げ応力 (管底部) の計算

4.1 水平荷重の算出

$$P = \frac{E' \cdot x}{2 \cdot F_d \cdot r_m}$$

$$= 1189.711 \text{ (KN/m2)}$$

ここに、
 P : 水平荷重 (KN/m2)
 F_d : 変形遅れ係数 1.25
 E' : 基礎材(裏込め材)の受働抵抗係数 16,300 (KN/m2)
 r_m : 管の平均半径 0.530 (m)
 x : 管のたわみ量 0.097 (m)

4.2 発生曲げモーメント

$$M = k_1 \cdot (q_d + q_d' + q_l) \cdot r_m^2 + k_2 \cdot P \cdot r_m^2$$

$$= 14.339 \text{ (KN・m/m)}$$

ここに、
 M : 曲げモーメント (KN・m/m)
 k_1 : 基礎の支持角係数による曲げモーメント係数 0.275
 q_d : 埋戻土による鉛直荷重 903.19 (KN/m2)
 q_d' : その他荷重による鉛直荷重 0.000 (KN/m2)
 q_l : 活荷重による鉛直荷重 0.488 (KN/m2)
 r_m : 管の平均半径 0.530 (m)
 k_2 : 基礎の支持角係数による曲げモーメント係数 -0.166
 P : 水平荷重 1189.711 (KN/m2)

基礎支持角による曲げモーメント係数 (管底)

基礎の支持角 (°)	60	90	120
係 数 (k_1)	0.377	0.314	0.275
係 数 (k_2)	-0.166		

4.3 管体に発生する曲げ応力

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6 \cdot M}{t^2}$$
$$= 23684.30 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 σ : 管体に発生する曲げ応力
 M : 曲げモーメント
 Z : 断面係数
 t : 換算肉厚

(KN/m²)
14.339 (KN・m/m)
(m³/m)
0.06027 (m)

5.計算結果

【たわみ率】 $V = 9.124 \text{ (%)}$

【曲げ応力】 $\sigma = 23684.30 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

②支線φ350の場合

【目的】

ダイポリンハウエル管 R120-350 を土被り 67mにおいて施工された場合、そのたわみ率と発生曲げ応力について以下に検討する。

1. 設計条件

・管種	R120	・活荷重	T-25
・呼び径	φ350	・基礎材（裏込材）の材料	割栗石（50～150）
・管外径	φ430	・基礎材（裏込材）の受動抵抗係数	16,300 (kN/m ²)
・盛土の鉛直荷重算出式	マースト土圧公式	・基礎の設計支持角	120 (°)
・埋戻土の単位重量	18 (kN/m ³)	・変形遅れ係数	1.25
・埋戻土の内部摩擦角	30 (°)		

2. 構造計算の許容値

・許容たわみ率	5.0 (%)	
・許容曲げ応力	16,200 (kN/m ²)	曲げ降伏応力：32,400 (kN/m ²) に対して安全率 2.0 を考慮。

3. 計算結果

土被り (m)	たわみ率 (%)	発生曲げ応力	
		(kN/m ²)	安全率
36	4.9	12,722	2.55 許容土被り
40	5.4	14,128	2.28
50	6.8	17,646	1.84
60	8.2	21,165	1.53
67	9.1	23,629	1.37

※構造計算書の詳細につきましては、添付資料を参照下さい。

計算の結果、「たわみ率 9.1%」、発生曲げ応力は「安全率 1.37」が得られた。

安全率が 1.00 以上確保されていることから、管内円空断面は保持されるものと推察できる。

また、下図のとおりたわみ率 9.1%における管断面が計画水深 20%を阻害しないことも確認できた。

ここで、上記構造計算の許容値（許容たわみ率 5.0%と安全率 2.0）は、管路が漏水なく管内流水が円滑に行える十分な安全率として設定されたものである。

次項以降に、構造計算書を添付する。

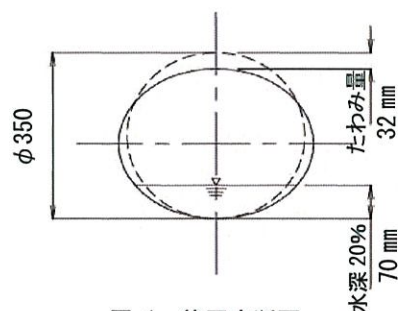


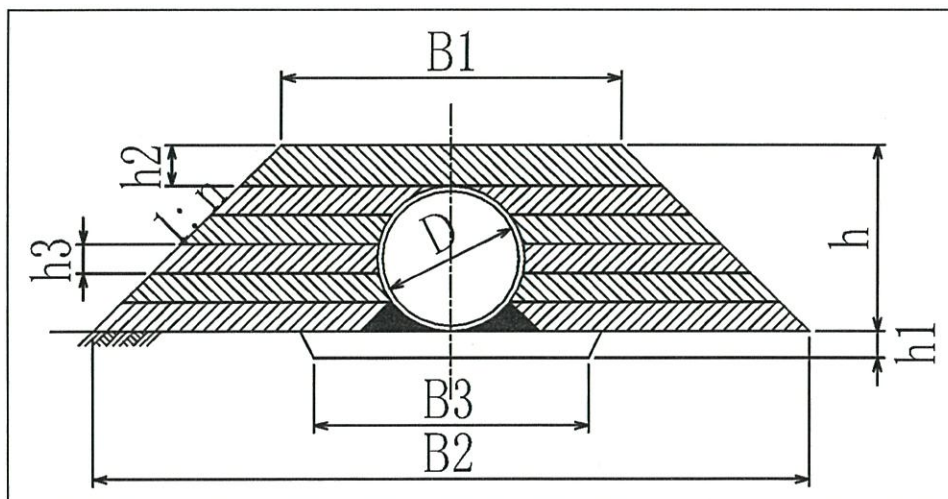
図-1 管円空断面

1.設計条件

1.1 設計条件

管種	R120
呼び径	ϕ 350 mm
管外径	D 430 mm
土被り	h 67.00 m
埋戻土の単位重量	γ 18 KN/m ³
埋戻土の内部摩擦角	ϕ 30°
活荷重	T- 25
その他荷重	q 0.00 KN/m ²
基礎材(裏込材)の材料	割栗石(50~150)
基礎材(裏込材)の受働抵抗係数	E' 16,300 KN/m ²
基礎の設計支持角	2 θ 120°
変形遅れ係数	Fd 1.25

1.2 施工標準断面



※ 寸法表

(単位:mm)

管外径	n	h	h1	h2	h3	B1	B2	B3
430	1.0	730	200	300	200	750	2210	530

2.鉛直荷重の算出

2.1 埋戻土による鉛直荷重

埋戻土による鉛直荷重は『マーストン土圧公式』を用いる。

$$W_v = C_c \cdot \gamma \cdot D$$

$$= 900.95 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 W_v : 埋戻土による鉛直荷重 (KN/m²)
 C_c : 土圧係数 116.402
 γ : 埋戻土の単位重量 18 (KN/m³)
 D : 管外径 0.43 (m)

① 等沈下面 (He) の計算

【基本式】 $\exp \frac{-2 \cdot K \cdot \mu \cdot He}{D} = \frac{-2 \cdot K \cdot \mu \cdot He}{D} - 2 \cdot K \cdot \mu \cdot \gamma_{sd} \cdot P + 1$

$$He = 0.327 \text{ (m)}$$

ここに、 He : 等沈下面 (m)
 ϕ : 内部摩擦角 30 (°)
 K : 主働土圧係数 $= \tan (45 - \phi / 2)^2$ 0.333
 μ : 摩擦係数 $= \tan \phi$ 0.577
 D : 管外径 0.43 (m)
 γ_{sd} : 沈下比 -0.1
 P : 突出比 1.0

② 土圧係数 (Cc) の計算

$$C_c = \frac{1 - \exp (-2 \cdot K \cdot \mu \cdot He / D)}{2 \cdot K \cdot \mu} + \frac{H - He}{D} \cdot \exp (-2 \cdot K \cdot \mu \cdot He / D)$$

$$C_c = 116.402$$

ここに、 C_c : 土圧係数
 H : 土被り 67.00 (m)

2.2 その他荷重による鉛直荷重

$$W_q = 0.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 W_q : その他荷重による鉛直荷重 (KN/m²)

2.3 活荷重による鉛直荷重

$$W_w = \frac{2 \cdot P \cdot (1 + i) \cdot \beta}{C \cdot (a + 2 \cdot H \cdot \tan \theta)}$$

$$= 0.488 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 W_w : 活荷重による鉛直荷重 (KN/m²)
 P : 1後輪の荷重 100 (KN)
 i : 衝撃係数 0
 β : 低減係数 0.9
 C : 車体占有幅 2.75 (m)
 a : タイヤの接地長さ 0.20 (m)
 H : 土被り 67.00 (m)
 θ : 荷重の分散角 45 (°)

衝撃係数 (i)

土被り H(m)	$H < 1.5$	$1.5 \leq H < 6.5$	$H \geq 6.5$
i	0.5	$0.65 - H/10$	0

低減係数 (β)

	土被り $H \leq 1\text{m}$ かつ内径または スパン $B' \geq 4\text{m}$ の場合	左記以外の場合
β	1	0.9

3.管体に発生するのたわみ率

3.1 管体のたわみ量

$$x = \frac{2 \cdot F_k \cdot F_d \cdot r_m^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot E' \cdot r_m^3} \cdot (q_d + q_d' + q_l)$$

$$= 0.0338 \text{ (m)}$$

ここに、
 x : 埋戻土及びその他荷重によるたわみ量 (m)
 F_k : 基礎材(裏込め材)の支持角係数 0.09
 F_d : 変形遅れ係数 1.25
 r_m : 管の平均半径 0.186 (m)
 q_d : 埋戻土による鉛直荷重 900.95 (KN/m²)
 q_d' : その他荷重による鉛直荷重 0.000 (KN/m²)
 q_l : 活荷重による鉛直荷重 0.488 (KN/m²)
 $E \cdot I$: 管の曲げ剛性 0.766 (KN・m²/m)
 E' : 基礎材(裏込め材)の受働抵抗係数 16,300 (KN/m²)

基礎材(裏込め材)の支持角係数 (F_k)

基礎の支持角 (°)	60	90	120
係 数	0.102	0.096	0.090

3.2 管体のたわみ率

$$V = \frac{x}{2 \cdot r_m} \cdot 100$$

$$= 9.108 \text{ (%)}$$

ここに、
 Δx : 管体のたわみ量 0.034 (m)
 r_m : 管の平均半径 0.186 (m)

4.管体に発生する曲げ応力(管底部)の計算

4.1 水平荷重の算出

$$P = \frac{E' \cdot x}{2 \cdot F_d \cdot r_m}$$

$$= 1187.723 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、
 P : 水平荷重 (KN/m²)
 F_d : 変形遅れ係数 1.25
 E' : 基礎材(裏込め材)の受働抵抗係数 16,300 (KN/m²)
 r_m : 管の平均半径 0.18555 (m)
 x : 管のたわみ量 0.0338 (m)

4.2 発生曲げモーメント

$$M = k_1 \cdot (q_d + q_d' + q_l) \cdot r_m^2 + k_2 \cdot P \cdot r_m^2$$

$$= 1.7466 \text{ (KN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、
 M : 曲げモーメント (KN・m/m)
 k_1 : 基礎の支持角係数による曲げモーメント係数 0.275
 q_d : 埋戻土による鉛直荷重 900.95 (KN/m²)
 q_d' : その他荷重による鉛直荷重 0.000 (KN/m²)
 q_l : 活荷重による鉛直荷重 0.488 (KN/m²)
 r_m : 管の平均半径 0.1855 (m)
 k_2 : 基礎の支持角係数による曲げモーメント係数 -0.166
 P : 水平荷重 1187.723 (KN/m²)

基礎支持角による曲げモーメント係数(管底)

基礎の支持角 (°)	60	90	120
係 数 (k_1)	0.377	0.314	0.275
係 数 (k_2)	-0.166		

4.3 管体に発生する曲げ応力

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6 \cdot M}{t^2}$$
$$= 23629.23 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 σ : 管体に発生する曲げ応力 (KN/m²)
M : 曲げモーメント 1.752 (KN・m/m)
Z : 断面係数 (m³/m)
t : 換算肉厚 0.02109 (m)

5.計算結果

【たわみ率】 $V = 9.102 \text{ (}\%)$

【曲げ応力】 $\sigma = 23629.23 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

§1 基本条件の設定

1. はじめに

本計算書は、奥山の社クリーンセンター施設の内、排水管渠の補強検討を行うものである。

§1 基本条件の設定	2
1 はじめに	2
2 構造形式	2
3 管の仕様	3
4 形状寸法	4
§2 構造計算の条件	5
1 準拠指針	5
2 許容応力度	5
3 土質条件	5
4 荷重	5
5 検討ケース	5
§3 計算結果	7
1 断面力図	7
2 RC断面計算	7
3 配筋要領図	8
4 電算入出力	9

目次

管径φ＝	1000 mm
土被り＝	67 m

2. 構造型式

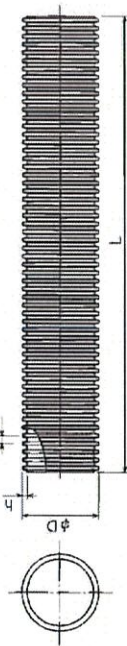
排水管φ1000は高密度ポリエチレン管を使用するが、土被り67mの条件下では直接使用できないため、ボックスカルバートによる補強構造を検討する。

3. 管の仕様

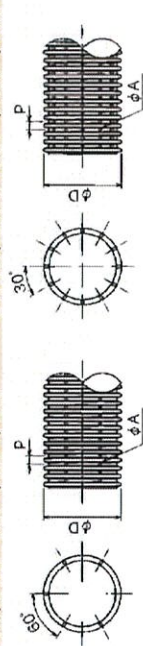
管種：高密度ポリエチレン管（下図参照）
継手部外径 = 1220 mm
（メーカー・ヒアリング値：ボルト含まない）

独立山シングルプレスト管φ350～φ1500

◆無孔管：DSM-φ350～φ1500



◆有孔管(5列孔)：DSY-φ350～φ1000



◆有孔管(12列孔)：DSY-φ1100～φ1500



◆無孔管

(単位:mm)

呼称	寸法	外径 φD	壁厚 P	波高 h	全長 L	質量 (kg/m)	使用継手
DSM-350	402	402	49.0	26.0	5,000	26.9	DSMJ-350
DSM-400	460	460	49.0	30.0	5,000	33.8	DSMJ-400
DSM-450	518	518	49.0	34.0	5,000	44.4	DSMJ-450
DSM-500	576	576	49.0	38.0	5,000	51.9	DSMJ-500
DSM-600	692	692	49.0	46.0	5,000	70.6	DSMJ-600
DSM-700	804	804	49.0	52.0	5,000	110.7	DSMJ-700
DSM-800	914	914	49.0	57.0	5,000	137.4	DSMJ-800
DSM-900	1,022	1,022	49.0	61.0	5,000	179.7	DSMJ-900
DSM-1000	1,177	1,177	49.0	78.5	5,100	225.0	DSMJ-1000
DSM-1100	1,289	1,289	49.0	89.5	5,100	292.0	DSMJ-1100
DSM-1200	1,426	1,426	49.0	103.0	5,100	330.0	DSMJ-1200
DSM-1350	1,673	1,673	49.0	126.5	5,100	406.0	DSMJ-1350
DSM-1500	1,800	1,800	49.0	140.0	5,150	545.0	DSMJ-1500

(単位:mm)

◆有孔管

呼称	寸法	壁厚 P	孔径 φH	使用継手
DSY-350	402	49.0	13	DSY-350
DSY-400	460	49.0	13	DSY-400
DSY-450	518	49.0	13	DSY-450
DSY-500	576	49.0	13	DSY-500
DSY-600	692	49.0	15	DSY-600
DSY-700	804	49.0	18	DSY-700
DSY-800	914	49.0	18	DSY-800
DSY-900	1,022	49.0	18	DSY-900
DSY-1000	1,177	49.0	20	DSY-1000
DSY-1100	1,289	49.0	20	DSY-1100
DSY-1200	1,426	49.0	20	DSY-1200
DSY-1350	1,673	49.0	20	DSY-1350
DSY-1500	1,800	49.0	20	DSY-1500

他の規格は孔孔径寸法と同一様

注1. 寸法公差は、外径±2%、長さ±1%、壁厚±1%、他はメーカー標準とします。

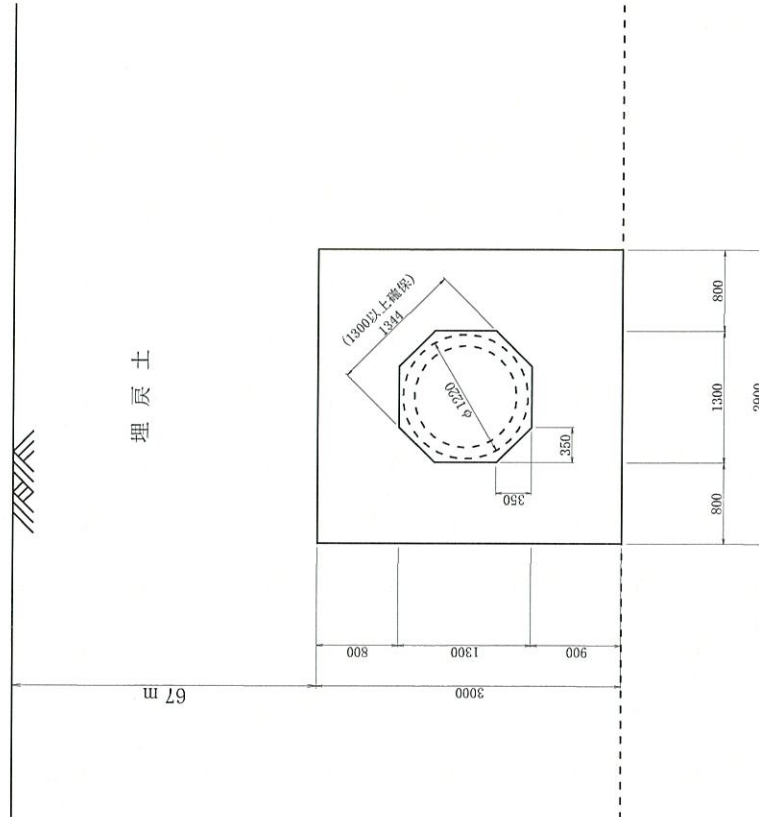
継手外径 = 1220 (※ 含まない)



4. 形状寸法

カルバート内寸 = 1300 × 1300 mm (管継手ボルトの余裕を考慮)
同ハンチ寸法 = 350 × 350 mm (管継手に干渉しない寸法)

検計形状図 S=1/50



S2 構造計算の条件
1. 準拠指針

準拠指針は「道路土工 カルバート工指針 H22-3 (社)日本道路協会」(以降「準拠-1」)とする。

2. 許容応力度

各部材の材質および許容応力度は下表のとおりとする。

種別	材質	許容引張 応力度 (N/mm ²)	許容圧縮 応力度 (N/mm ²)	許容せん断 応力度 (N/mm ²)	備考
鉄筋	SD345	180	—	—	
コンクリート	$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	—	8.0	0.23	

3. 土質条件

埋戻土の単位体積重量は $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$ とする。
土圧係数は静止土圧係数を用い 0.50 とする。

4. 荷重

考慮する荷重は躯体自重、土被り荷重、地表面活荷重とする。
排水処理により地下水位は考慮しない。

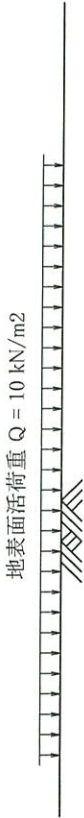
地表面活荷重 = 10.0 kN/m^2

5. 検討ケース

土被りが大きく岩盤上の設置となるため常時にて検討を行う。

荷重図を次頁に示す。

荷重図



地表面活荷重 $Q = 10 \text{ kN/m}^2$

埋 戻 土

単位重量 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

外荷重の計算

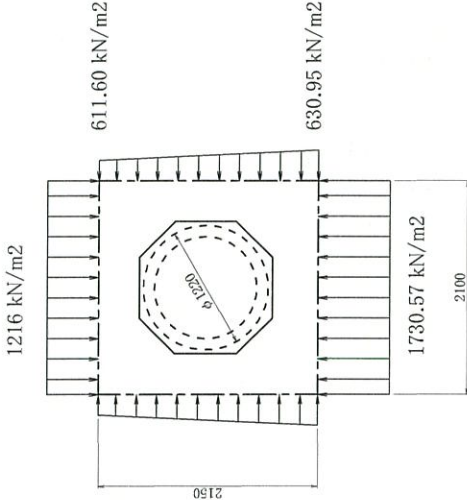
鉛直荷重 $W_v = 67m \cdot \gamma + Q$
 $= 67 \cdot 18 + 10 = 1216 \text{ kN/m}^2$

水平荷重 $W_h = W_v \cdot 0.5$

$W_{h上} = (0.4 \cdot 18 + 1216) \cdot 0.5$
 $= 611.60 \text{ kN/m}^2$

$W_{h下} = 611.6 + (2.15 \cdot 18 \cdot 0.5)$
 $= 630.95 \text{ kN/m}^2$

地盤反力 $W_r = W_v + \text{自重反力等}$
 $= 1216 + 514.57 \text{ (電算出力参照)}$
 $= 1730.57 \text{ kN/m}^2$



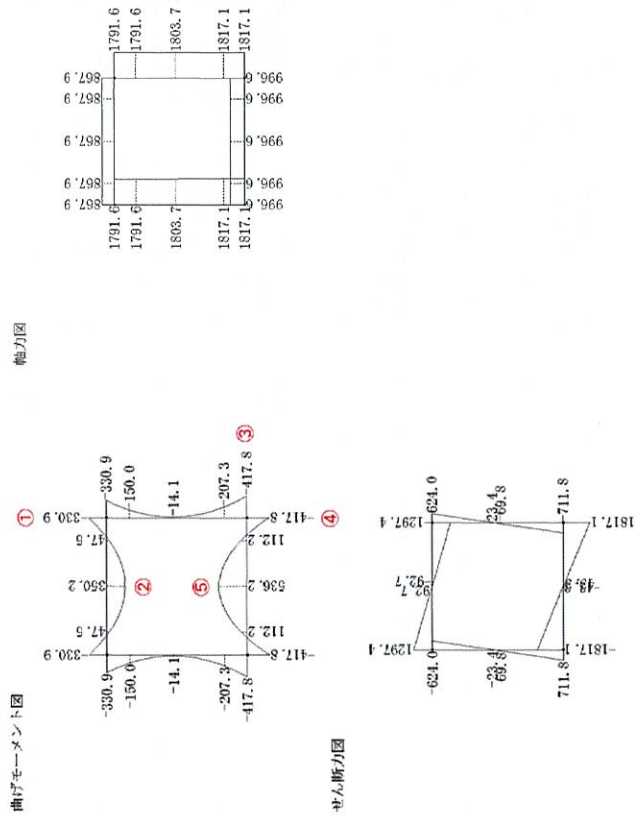
躯体自重の計算

頂版と側壁は自重 W_c を考慮する

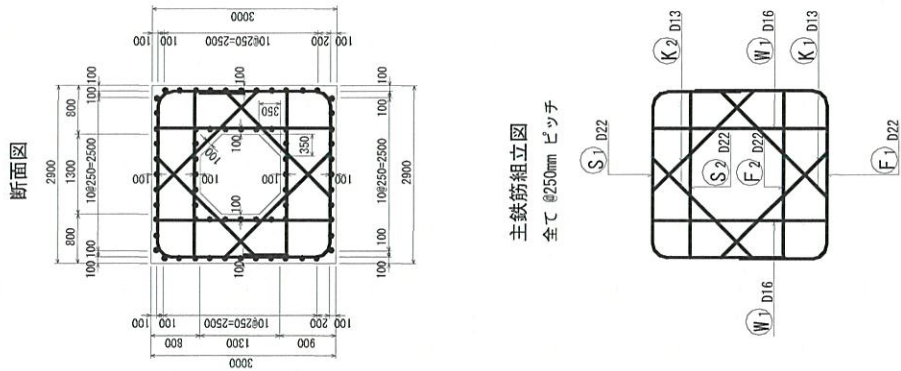
躯体自重 $W_c = 0.8 \cdot 24.5$
 $= 19.60 \text{ kN/m}^2$

S3 計算結果

1. 断面力図



3. 配筋要領図



2. RC計算結果

部位	部材厚 (mm)	外側鉄筋 d=100 (mm)	内側鉄筋 d=100 (mm)	コンクリート 圧縮 (N/mm ²)	鉄筋 引張 (N/mm ²)	判定	コンクリート せん断 (N/mm ²)	判定 ※
① 頂部端部	800	D22@250	D22@250	5.44	88.0	< 8.0:○	0.132	< 0.331:○
② 頂部中央	800	D22@250	D22@250	5.84	103.6	< 8.0:○	—	—
③ 側壁下端	800	D22@250	D16@250	6.49	79.7	< 8.0:○	0.100	< 0.496:○
④ 底版端部	900	D22@250	D22@250	5.46	89.8	< 8.0:○	0.054	< 0.291:○
⑤ 底版中央	900	D22@250	D22@250	7.44	176.4	< 8.0:○	—	—

※: 許容せん断応力度は、標準-1に示す補正を行った値である

3. 電算入出力

計算に用いる電算ソフトは

メーカー：フォーラムエイト
ソフト名：BOXカルバートの設計 Ver.14 である。

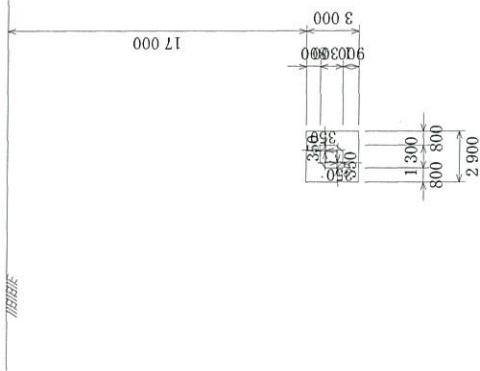
なお、本ソフトの土被り入力値は最大20mとなっているため次の入力操作を行った。

- 実土被り 67m のうち 17m を土被り値として入力
 - 不足土被り 50m は上載荷重として入力
- 上載荷重 $Q = (50 \times 18) + 10$
= 910 KN/m²

電算出力を次頁以降に示す。

1章 断面方向の計算

- 1.1 設計条件
(主たる適用基準：土工指針(H21))
- 1.1.1 一般条件
(1) 構造寸法図



- (2) 基礎形式 地盤反力度 (断面力算出時の底版反力算出方法：骨組)

1.1.2 材料の単位重量

		(kN/m ³)	
舗	装	γ_a	22.50
盛	潤	γ_t	18.00
土	飽	γ_{sat}	18.80
鉄筋コンクリート		γ_c	24.50
水		γ_w	9.80

1.1.3 土圧係数

鉛直土圧	α	
	(左) K_0	0.500
水平土圧	(右) K_0	
	0.500	

1.1.4 水位

case	外水位(m)	内水位(m)
1	0.000	0.000

外水位:底版下面からの高さ
内水位:底版上面からの高さ

1.1.5 路面上載荷重

(kN/m ²)	
雪 荷 重	0.000
歩 道 荷 重	0.000
そ の 他	910.000

1.1.6 温度変化

	温度上昇(度)	温度下降(度)
頂 版	0.0	0.0
左側壁	0.0	0.0
右側壁	0.0	0.0
底 版	0.0	0.0

1.1.7 材料の基準値および許容応力度

コ ン ク リ ー ト	設計基準強度	σ _{ck} N/mm ²		24.00
		σ _{ca} N/mm ²	σ _{ca} N/mm ²	
許容曲げ圧縮応力度	一般部	隅角部	隅角部有	8.00
			隅角部無	8.00
許容支圧応力度	一般部	隅角部	隅角部有	6.00
			隅角部無	6.00
許容せん断応力度	一般部	隅角部	隅角部有	7.20
			隅角部無	7.20
許容せん断応力度	一般部	隅角部	隅角部有	0.230
			隅角部無	0.230
許容押抜きせん断応力度	一般部	隅角部	隅角部有	1.700
			隅角部無	1.700
許容付着応力度	一般部	隅角部	隅角部有	0.900
			隅角部無	0.900
ヤ ン グ 係 数	一般部	隅角部	隅角部有	1.60
			隅角部無	1.60
材 質	一般部	隅角部	隅角部有	2.50 × 10 ⁴
			隅角部無	2.50 × 10 ⁴
鉄 筋	一般部	隅角部	隅角部有	SD345
			隅角部無	SD345
許容引張応力度(頂版以外)	一般部	隅角部	隅角部有	180.00
			隅角部無	180.00
許容引張応力度(頂版)	一般部	隅角部	隅角部有	180.00
			隅角部無	180.00
許容圧縮応力度	一般部	隅角部	隅角部有	200.00
			隅角部無	200.00
ヤ ン グ 係 数 比 (E _s / E _c)	一般部	隅角部	隅角部有	15.0
			隅角部無	15.0

1.1.8 鉄筋かぶり

部 位	かぶり (cm)	部 位	かぶり (cm)
頂 版	10.00	外側	10.00
左側壁	10.00	内側	10.00
右側壁	10.00	上側	10.00
底 版	10.00	下側	10.00
中 壁	—	ハ ン チ 筋	10.00

1.1.9 断面力計算条件

- (1) 剛 域 考慮しない
(2) 軸線外に作用する荷重 軸線外分の荷重を集中荷重として格点に作用
(3) 頂版自重 部材厚×単位重量の値を軸線に載荷
(4) 浮力の考え方 全浮力を全幅で除した値を載荷
(5) 活荷重分布作用位置 頂版天端
(6) 底版自重 無視する

1.1.10 許容支持力度

許容支持力度 q_a = 300.0 (kN/m²)

1.2 荷重

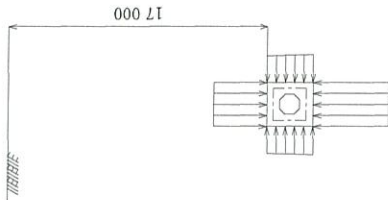
1.2.1 荷重の組合せ

(1) 死 荷 重

case	荷 重 名 称	載荷する任意死荷重No
1		—

1.2.2 死荷重(case-1)

[図面]



躯体自重

(1) 頂 版

$$w = 0.800 \times 24.50 = 19.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

格点集中荷重

	格点	P (kN/m)
左隅角部	1	7.84
右隅角部	3	7.84

(2) 左側壁

$$w = 0.800 \times 24.50 = 19.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁

$$w = 0.800 \times 24.50 = 19.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

上載荷重

(1) 舗装および盛土

α

$$\text{舗装} = 1.000 \times 0.000 \times 22.50 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{盛土} = 1.000 \times 17.000 \times 18.00 = 306.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma w_d = 306.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 路面上載荷重

雪 荷 重 = 0.000 (kN/m²)
歩道荷重 = 0.000 (kN/m²)
そ の 他 = 910.000 (kN/m²)

$$\Sigma qd = 910.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

$$w = 306.00 + 910.00 = 1216.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

格点集中荷重

格点	P (kN/m)
左隅角部 1	486.40
右隅角部 3	486.40

土圧および水圧

土圧・水圧強度

$$p_i = K_o \times (qd + Y_o \times \gamma a + Z_o \times \gamma)$$

K_o : 静止土圧係数 左 = 0.500

右 = 0.500

qd : 路面上載荷重

(kN/m²)

Y_o : 鋪装厚

(m)

γa : 鋪装の単位重量

(kN/m³)

γ : 土砂の単位重量

(kN/m³)

Z_o : 着目位置での土砂の深さ (m)

(1) 左側壁

記号	着目位置	Z_o (m)	p (kN/m ²)
p_1	頂版天端	17.000	608.00
p_2	頂版軸線	17.400	611.60
p_3	底板軸線	19.550	630.95
p_4	底面	20.000	635.00

(2) 右側壁

格点	P (kN/m)
上隅角部 1	243.92
下隅角部 6	284.84

記号	着目位置	Z_o (m)	p (kN/m ²)
p_1	頂版天端	17.000	608.00
p_2	頂版軸線	17.400	611.60
p_3	底板軸線	19.550	630.95
p_4	底面	20.000	635.00

格点集中荷重

格点	P (kN/m)
上隅角部 3	243.92
下隅角部 8	284.84

外力集計

項 目	V (kN/m)	H (kN/m)	$\bar{x}$ (m)	$\bar{y}$ (m)	M (kN·m/m)
躯体自重	頂版	41.16	1.050		43.22
	集中荷重	7.84	0.000		0.00
	集中荷重	7.84	2.100		16.46
	左側壁	25.48	0.000		0.00
上載荷重	右側壁	25.48	2.100		53.51
	分布荷重	2553.60	1.050		2681.28
	集中荷重	486.40	0.000		0.00
	集中荷重	486.40	2.100		1021.44
土圧	左側壁		1335.74	1.069	1428.47
	集中		243.92	2.150	524.43
	右側壁		-1335.74	1.069	-1428.47
	集中		-243.92	2.150	-524.43
合計		3634.20			3815.91

軸線寸法

軸線幅 = 2.100 (m)

軸線高 = 2.150 (m)

躯体重量

頂版

$$V = 19.60 \times 2.100 = 41.16 \text{ (kN/m)}$$

$$x = 1/2 \times 2.100 = 1.050 \text{ (m)}$$

左側壁

$$V = 19.60 \times 1.300 = 25.48 \text{ (kN/m)}$$

$$x = 0.000 \text{ (m)}$$

右側壁

$$V = 19.60 \times 1.300 = 25.48 \text{ (kN/m)}$$

$$x = 2.100 \text{ (m)}$$

上載荷重

$$V = 1216.00 \times 2.100 = 2553.60 \text{ (kN/m)}$$

$$x = 1/2 \times 2.100 = 1.050 \text{ (m)}$$

土圧・水圧

左側壁

$$H = 1/2 \times (611.60 + 630.95) \times 2.150 = 1335.74 \text{ (kN/m)}$$

$$y = \frac{(2 \times 611.60 + 630.95) \times 2.150}{3 \times (611.60 + 630.95)} = 1.069 \text{ (m)}$$

右側壁

$$H = 1/2 \times (-611.60 + (-630.95)) \times 2.150 = -1335.74 \text{ (kN/m)}$$

$$y = \frac{(2 \times (-611.60) + (-630.95)) \times 2.150}{3 \times (-611.60 + (-630.95))} = 1.069 \text{ (m)}$$

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 1.050 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法: 骨組)

$$M_e = \sum V \times e = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{M_e}{B^2} = 1730.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

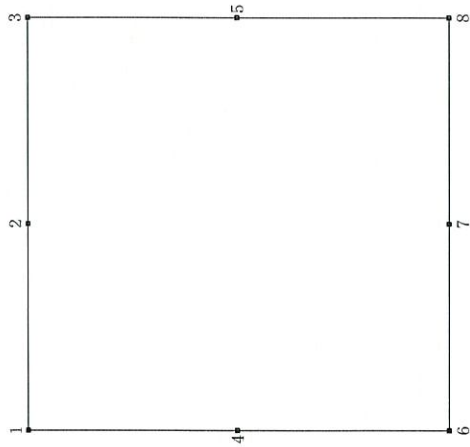
$$= 1730.57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.3 検討ケース

No	荷 重 名 称
1	死荷重-1

1.4 構造解析モデル

1.4.1 骨組図



1.4.2 格点

No	X(m)	Y(m)
1	0.000	2.150
2	1.050	2.150
3	2.100	2.150
4	0.000	1.075
5	2.100	1.075
6	0.000	0.000
7	1.050	0.000
8	2.100	0.000

1.4.3 部材

$A = 1.0 \times \text{部材厚}$

$I = 1.0 \times \text{部材厚}^3 / 12$

No	始格点	終格点	A(m)	I(m ⁴)
1	1	2	0.8000	0.0427
2	2	3	0.8000	0.0427
3	1	4	0.8000	0.0427
4	4	6	0.8000	0.0427
5	3	5	0.8000	0.0427
6	5	8	0.8000	0.0427
7	6	7	0.9000	0.0607
8	7	8	0.9000	0.0607

1.4.4 材質

ヤング係数 $E = 2.50 \times 10^7$ (kN/m²)

線膨張係数 $= 1.00 \times 10^{-6}$ (1/°C)

1.4.5 支点

(1) 支点ケース1

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN·m/rad)
6	-1	-1	0
7	0	0	0
8	0	-1	0

注) -1 : 固定, 0 : 自由

(2) 支点ケース2

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN·m/rad)
6	0	-1	0
7	0	0	0
8	-1	-1	0

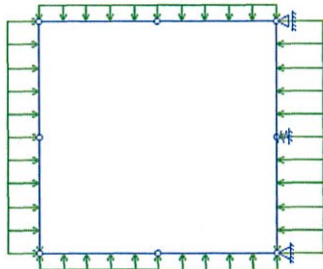
注) -1 : 固定, 0 : 自由

(3) 荷重ケースごとの支点ケース

荷重 CASE	荷 重 名 称	支点 CASE
1	死荷重-1	1

荷重データ

荷重ケース [死荷重-1]



分布ハネケース
支点ケース番号

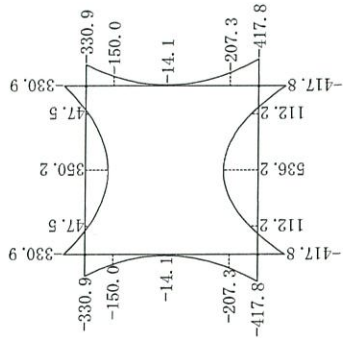
[0]
[1]

荷重コード	部材 (格点) 番号	P 1	P 2	L 1	L 2
14	1 2	-19.600	-19.600	0.000	0.000
14	3 4	-19.600	-19.600	0.400	0.450
14	5 6	-19.600	-19.600	0.400	0.450
51	1 0	0.000	-7.840	0.000	0.000
51	3 0	0.000	-7.840	0.000	0.000
14	1 2	-1216.000	-1216.000	0.000	0.000
51	1 0	0.000	-486.400	0.000	0.000
51	3 0	0.000	-486.400	0.000	0.000
13	3 4	611.600	630.950	0.000	0.000
13	5 6	-611.600	-630.950	0.000	0.000
51	1 0	243.920	0.000	0.000	0.000
51	6 0	284.839	0.000	0.000	0.000
51	3 0	-243.920	0.000	0.000	0.000
51	8 0	-284.839	0.000	0.000	0.000
14	7 8	1730.571	1730.572	0.000	0.000

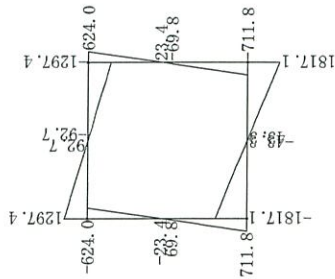
1.5 断面力図

検討ケース 1

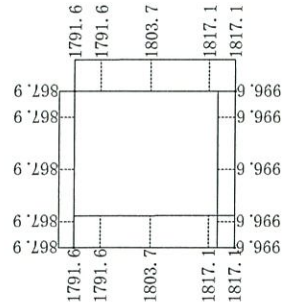
曲げモーメント図



せん断力図



軸力図



1.6 応力度計算

1.6.1 曲げ応力度

項 版 (外側引張)

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	-330.9	0.0	0.0	0.0	-330.9
軸 力	N	867.9	0.0	0.0	0.0	867.9
部 材 幅	b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
有 効 高	d	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
外側鉄筋かぶり	d1	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
必要鉄筋量	外側	5.40	0.00	0.00	0.00	5.40
	内側	5.40	0.00	0.00	0.00	5.40
使用鉄筋	外側	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484
	内側	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484
中 立 軸	X	33.676	0.000	0.000	0.000	33.676
応 力 度	σ_c	N/mm ²	5.44	0.00	0.00	5.44
	σ_s	N/mm ²	87.96	0.00	0.00	87.96
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00
判 定	—	OK	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	1	—	—	—	1

最小鉄筋量照査

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	-330.9	—	—	—	-330.9
軸 力	N	867.9	—	—	—	867.9
	Mu	674.4	—	—	—	674.4
	Mc	319.8	—	—	—	319.8
	1.7M	562.5	—	—	—	562.5
	0.008・A1'	8.57	—	—	—	8.57
全使用鉄筋量	As'	30.97	—	—	—	30.97
引張側使用鉄筋量	As	15.48	—	—	—	15.48
判 定	—	OK	—	—	—	OK
検 討 ケ ー ス	—	1	—	—	—	1

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $As \geq 5(cm^2)$, 4) $As' \geq 0.008 \cdot A1'$
 1), 2) のどちらかと 3), 4) を満足するとき OK
 M_u : 最大振曲げモーメント, M_c : ひびわれ曲げモーメント
 $A1' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 = 200.00 (N/mm²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
軸 力	kN	867.9	—	—	—	867.9
引張側使用鉄筋量	As	15.48	—	—	—	15.48
鈎合鉄筋量	Asb	214.78	—	—	—	214.78
判 定	—	OK	—	—	—	OK
検 討 ケ ー ス	—	1	—	—	—	1

As ≤ Asb を満足するとき OK

項 版 (内側引張)

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	47.5	350.2	47.5	0.0
軸 力	N	kN	867.9	867.9	867.9	0.0
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	80.00	80.00	80.00	80.00
有 効 高	d	cm	70.00	70.00	70.00	70.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	7.24	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	7.24	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$
	内側	cm ²	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$	D22 Ø250 D— $\frac{e}{15.484}$
中 立 軸	X	cm	0.000	32.052	141.072	0.000
応 力	σ_c	N/mm ²	0.00	5.84	1.43	0.00
	σ_s	N/mm ²	0.00	103.63	-19.95	0.00
許 容 応 力 度	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	-200.00	180.00
判 定	—	—	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	1	1	—

最小鉄筋量照査

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	47.5	350.2	47.5	—
軸 力	N	kN	867.9	867.9	867.9	—
	Mu	kN・m	674.4	674.4	674.4	—
	Mc	kN・m	319.8	319.8	319.8	—
	1.7M	kN・m	80.8	595.4	80.8	—
	0.008・Al'	cm ²	8.57	8.57	8.57	—
全使用鉄筋量	As'	cm ²	30.97	30.97	30.97	—
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	15.48	15.48	15.48	—
判 定	—	—	OK	OK	OK	—
検 討 ケ ー ス	—	—	1	1	1	—

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $As \geq 5(cm^2)$, 4) $As' \geq 0.008 \cdot Al'$
1), 2) のどちらかと 3), 4) を満足するとき OK
Mu : 最大抵抗曲げモーメント, Mc : ひびわれ曲げモーメント
Al' = $N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
 σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 = 200.00 (N/mm²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
軸 力	N	kN	867.9	867.9	867.9	—
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	15.48	15.48	15.48	—
鈎合鉄筋量	Asb	cm ²	214.78	214.78	214.78	—
判 定	—	—	OK	OK	OK	—
検 討 ケ ー ス	—	—	1	1	1	—

As ≤ Asb を満足するとき OK

左側壁（外側引張）

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント	M	-330.9	-150.0	-14.1	-207.3	-417.8
軸 力	N	1791.6	1791.6	1803.7	1817.1	1817.1
部 材 幅	b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
有 効 高	d	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
外側鉄筋かぶり	d1	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
必要鉄筋量	外側	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	D22 ϕ 250	D22 ϕ 250	D22 ϕ 250	D22 ϕ 250	D22 ϕ 250
	内側	D16 ϕ 250	D16 ϕ 250	D16 ϕ 250	D16 ϕ 250	D16 ϕ 250
中立軸	X	66.235	102.895	501.135	86.851	55.312
応 力 度	σ_c	5.27	3.53	2.35	4.07	6.49
	σ_s	-67.12	-47.84	-34.53	-54.00	-79.70
許容応力度	σ_{ca}	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	σ_{sa}	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00
判 定	—	OK	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	1	1	1	1	1

最小鉄筋量照査

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント	M	-330.9	-150.0	-14.1	-207.3	-417.8
軸 力	N	1791.6	1791.6	1803.7	1817.1	1817.1
	Mu	956.2	956.2	959.7	963.6	963.6
	Mc	443.0	443.0	444.6	446.4	446.4
	1.7M	562.5	255.0	24.1	352.3	710.2
全使用鉄筋量	As'	17.70	17.70	17.81	17.95	17.95
引張側使用鉄筋量	As	23.43	23.43	23.43	23.43	23.43
判 定	—	OK	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	1	1	1	1	1

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 5(\text{cm}^2)$, 4) $A_s' \geq 0.008 \cdot A1'$
1) 2) のどちらかを 3) 4) を満足するとき OK
Mu : 最大抵抗曲げモーメント, Mc : ひびわれ曲げモーメント
A1' = $N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
σsa : 鉄筋の引張圧縮応力度 = 200.00 (N/mm²)
σca : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
軸 力	N	1791.6	1791.6	1803.7	1817.1	1817.1
引張側使用鉄筋量	As	15.48	15.48	15.48	15.48	15.48
鈎合鉄筋量	Asb	180.46	180.46	180.11	179.72	179.72
判 定	—	OK	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	1	1	1	1	1

As ≤ Asb を満足するとき OK

左側壁 (内側引張)

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント M	kN・m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
軸 力 N	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
部 材 幅 b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高 h	cm	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
有 効 高 d	cm	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
外側鉄筋かぶり d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
外側鉄筋量	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
内側鉄筋量	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	cm ²	D22 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 15.484
中 立 軸 X	cm	D16 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 7.944	D16 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 7.944	D16 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 7.944	D16 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 7.944	D16 @250 D— $\frac{e}{\phi}$ — 7.944
応 力 σ_c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
σ_s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度 σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
判 定	—	OK	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	—	—	—	—

最小鉄筋量照査

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント M	kN・m	—	—	—	—	—
軸 力 N	kN	—	—	—	—	—
M_u	kN・m	—	—	—	—	—
M_c	kN・m	—	—	—	—	—
1. 7M	kN・m	—	—	—	—	—
$0.008 \cdot A l'$	cm ²	—	—	—	—	—
全使用鉄筋量 A_s'	cm ²	—	—	—	—	—
引張側使用鉄筋量 A_s	cm ²	—	—	—	—	—
判 定	—	—	—	—	—	—
検 討 ケ ー ス	—	—	—	—	—	—

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 5(\text{cm}^2)$, 4) $A_s' \geq 0.008 \cdot A l'$
 1), 2) のどちらかと 3), 4) を満足するとき OK
 M_u : 最大抵抗曲げモーメント, M_c : ひびわれ曲げモーメント
 $A l' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
 σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 = 200.00 (N/mm²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
軸 力 N	kN	—	—	—	—	—
引張側使用鉄筋量 A_s	cm ²	—	—	—	—	—
鈎合鉄筋量 A_{sb}	cm ²	—	—	—	—	—
判 定	—	—	—	—	—	—
検 討 ケ ー ス	—	—	—	—	—	—

$A_s \leq A_{sb}$ を満足するとき OK

右側壁（外側引張）

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント	M	-330.9	-150.0	-14.1	-207.3	-417.8
軸 力	N	1791.6	1791.6	1803.7	1817.1	1817.1
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	80.00	80.00	80.00	80.00
有 効 高	d	cm	70.00	70.00	70.00	70.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 Ø250 D=φ 15.484	D22 Ø250 D=φ 15.484	D22 Ø250 D=φ 15.484	D22 Ø250 D=φ 15.484
	内側	cm ²	D16 Ø250 D=φ 7.944	D16 Ø250 D=φ 7.944	D16 Ø250 D=φ 7.944	D16 Ø250 D=φ 7.944
中 立 軸	X	cm	66.235	102.895	501.135	86.851
応 力 度	σ c	N/mm ²	5.27	3.53	2.35	4.07
	σ s	N/mm ²	-67.12	-47.84	-34.53	-54.00
許 容 応 力 度	σ ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00
	σ sa	N/mm ²	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00
判 定	—	—	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	1	1	1

最小鉄筋量照査

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	-330.9	-150.0	-14.1	-207.3
軸 力	N	kN	1791.6	1791.6	1803.7	1817.1
	Mu	kN.m	956.2	956.2	959.7	963.6
	Mc	kN.m	443.0	443.0	444.6	446.4
	1.7M	kN.m	562.5	255.0	24.1	352.3
	0.008・A1'	cm ²	17.70	17.70	17.81	17.95
全使用鉄筋量	As'	cm ²	23.43	23.43	23.43	23.43
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	15.48	15.48	15.48	15.48
判 定	—	—	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	1	1	1

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 5(\text{cm}^2)$, 4) $A_s' \geq 0.008 \cdot A1'$
1), 2) のいずれかに 3), 4) を満足するとき OK
Mu : 最大引張側曲げモーメント, Mc : ひびわれ曲げモーメント
A1' = $N / (0.008 \cdot \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
σ sa : 鉄筋の許容圧縮応力度 = 200.00 (N/mm²)
σ ca : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項 目	単 位	上隅角部	上ハンチ端	支 間 部	下ハンチ端	下隅角部
軸 力	N	kN	1791.6	1803.7	1817.1	1817.1
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	15.48	15.48	15.48	15.48
鈎合鉄筋量	Asb	cm ²	180.46	180.11	179.72	179.72
判 定	—	—	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	1	1	1

As ≤ Asb を満足するとき OK

右側壁 (内側引張)

項	目	単位	上隅角部	上ハンチ端	支間部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
軸力	N	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
部材幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部材高	h	cm	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
有効高	d	cm	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484
	内側	cm ²	D16 Ø250 D=7.944	D16 Ø250 D=7.944	D16 Ø250 D=7.944	D16 Ø250 D=7.944	D16 Ø250 D=7.944
中立軸	X	cm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
応力	σ_c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	σ_s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
判定	—	—	OK	OK	OK	OK	OK
検討ケース	—	—	—	—	—	—	—

最小鉄筋量照査

項	目	単位	上隅角部	上ハンチ端	支間部	下ハンチ端	下隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	—	—	—	—	—
軸力	N	kN	—	—	—	—	—
	Mu	kN・m	—	—	—	—	—
	Mc	kN・m	—	—	—	—	—
	l. 7M	kN・m	—	—	—	—	—
	0.008・Al'	cm ²	—	—	—	—	—
全使用鉄筋量	As'	cm ²	—	—	—	—	—
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	—	—	—	—	—
判定	—	—	—	—	—	—	—
検討ケース	—	—	—	—	—	—	—

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $As \geq 5(cm^2)$, 4) $As' \geq 0.008 \cdot Al'$
1), 2) のどちらか 3), 4) を満足するとき OK
Mu : 最大抵抗曲げモーメント, Mc : ひびわれ曲げモーメント
Al' = $N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
σsa : 鉄筋の許容引張応力度 = 200.00 (N/mm²)
σca : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項	目	単位	上隅角部	上ハンチ端	支間部	下ハンチ端	下隅角部
軸力	N	kN	—	—	—	—	—
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	—	—	—	—	—
鈎合鉄筋量	Asb	cm ²	—	—	—	—	—
判定	—	—	—	—	—	—	—
検討ケース	—	—	—	—	—	—	—

As ≤ Asb を満足するとき OK

底版（外側引張）

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	-417.8	0.0	0.0	-417.8
軸 力	N	kN	996.6	0.0	0.0	996.6
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	90.00	90.00	90.00	90.00
有 効 高	d	cm	80.00	80.00	80.00	80.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	5.40	0.00	0.00	5.40
	内側	cm ²	5.40	0.00	0.00	5.40
	外側	cm ²	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484
	内側	cm ²	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484	D22 @250 D— $\frac{e}{2}$ — 15.484
中 立 軸	X	cm	38.164	0.000	0.000	38.164
応 力	σ_c	N/mm ²	5.46	0.00	0.00	5.46
	σ_s	N/mm ²	89.80	0.00	0.00	89.80
	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00
許 容 応 力 度	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00
判 定	—	—	OK	OK	OK	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	—	—	1

最小鉄筋量照査

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	-417.8	—	—	-417.8
軸 力	N	kN	996.6	—	—	996.6
	lu	kN・m	817.9	—	—	817.9
	Mc	kN・m	407.8	—	—	407.8
	1.7M	kN・m	710.2	—	—	710.2
全使用鉄筋量	As'	cm ²	9.84	—	—	9.84
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	30.97	—	—	30.97
判 定	—	—	OK	—	—	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	—	—	1

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $As \geq 5(cm^2)$, 4) $As' \geq 0.008 \cdot A1'$
 1), 2) のどちらか 3), 4) を満足するとき OK
 M_u : 最大抗曲げモーメント, M_c : ひびわれ曲げモーメント
 $A1' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$
 σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 = 200.00 (N/mm²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項 目	単 位	左隅角部	左ハンチ端	支 間 部	右ハンチ端	右隅角部
軸 力	N	kN	996.6	—	—	996.6
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	15.48	—	—	15.48
鈎合鉄筋量	Asb	cm ²	243.11	—	—	243.11
判 定	—	—	OK	—	—	OK
検 討 ケ ー ス	—	—	1	—	—	1

As ≤ Asb を満足するとき OK

底版 (内側引張)

項	目	単位	左隅角部	左ハンチ端	支間部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	0.0	112.2	536.2	112.2	0.0
軸力	N	kN	0.0	996.6	996.6	996.6	0.0
部材幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部材高	h	cm	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
有効高	d	cm	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	0.00	15.11	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	15.11	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484
	内側	cm ²	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484	D22 Ø250 D=15.484
中立軸	X	cm	0.000	107.353	30.995	107.353	0.000
応力	σ_c	N/mm ²	0.00	1.81	7.44	1.81	0.00
	σ_s	N/mm ²	0.00	-24.66	176.40	-24.66	0.00
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	-200.00	180.00	-200.00	180.00
判定	—	—	OK	OK	OK	OK	OK
検討ケース	—	—	1	1	1	1	—

最小鉄筋量照査

項	目	単位	左隅角部	左ハンチ端	支間部	右ハンチ端	右隅角部
曲げモーメント	M	kN・m	—	112.2	536.2	112.2	—
軸力	N	kN	—	996.6	996.6	996.6	—
	Mu	kN・m	—	817.9	817.9	817.9	—
	Mc	kN・m	—	407.8	407.8	407.8	—
	1.7M	kN・m	—	190.7	911.5	190.7	—
	0.008・Al'	cm ²	—	9.84	9.84	9.84	—
全使用鉄筋量	As'	cm ²	—	30.97	30.97	30.97	—
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	—	15.48	15.48	15.48	—
判定	—	—	—	OK	OK	OK	—
検討ケース	—	—	—	1	1	1	—

1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $As \geq 5(cm^2)$, 4) $As' \geq 0.008 \cdot Al'$
 1), 2) のどちらかと 3), 4) を満足するとき OK
 M_u : 最大抵抗曲げモーメント, M_c : ひびわれ曲げモーメント
 $Al' = b \cdot h \cdot (0.008 \cdot \sigma_{sa} + \sigma_c)$
 σ_{sa} : 鉄筋許容圧縮応力度 = 200.00 (N/mm²)
 σ_c : コンクリートの許容軸圧縮応力度 = 6.50 (N/mm²)

最大鉄筋量照査

項	目	単位	左隅角部	左ハンチ端	支間部	右ハンチ端	右隅角部
軸力	N	kN	—	996.6	996.6	996.6	—
引張側使用鉄筋量	As	cm ²	—	15.48	15.48	15.48	—
鈎合鉄筋量	Asb	cm ²	—	243.11	243.11	243.11	—
判定	—	—	—	OK	OK	OK	—
検討ケース	—	—	—	1	1	1	—

As ≤ Asb を満足するとき OK

1.6.2 セン断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

部材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定	検 討 ゲージ	L (m)
頂版	左 τ 点	92.7	70.00	0.132	0.331	OK	1	0.975
	右 τ 点	-92.7	70.00	0.132	0.331	OK	1	0.975
左側壁	上 τ 点	-23.4	70.00	0.033	0.496	OK	1	0.975
	下 τ 点	69.8	70.00	0.100	0.496	OK	1	1.025
右側壁	上 τ 点	23.4	70.00	0.033	0.496	OK	1	0.975
	下 τ 点	-69.8	70.00	0.100	0.496	OK	1	1.025
底板	左 τ 点	-43.3	80.00	0.054	0.291	OK	1	1.025
	右 τ 点	43.3	80.00	0.054	0.291	OK	1	1.025

注) τ 点 : セン断応力度照査位置

L : 隅角部格点からの距離

許容せん断応力度の割増

部材	照査位置	M (kN・m)	N (kN)	A _c (m ²)	I _c (m ⁴)	y (m)	M ₀ (kN・m)	CN
頂版	左 τ 点	346.8	867.9	0.800	0.0427	0.400	115.7	1.33
	右 τ 点	346.8	867.9	0.800	0.0427	0.400	115.7	1.33
左側壁	上 τ 点	-14.6	1802.9	0.800	0.0427	0.400	240.4	2.00
	下 τ 点	-18.1	1805.8	0.800	0.0427	0.400	240.8	2.00
右側壁	上 τ 点	-14.6	1802.9	0.800	0.0427	0.400	240.4	2.00
	下 τ 点	-18.1	1805.8	0.800	0.0427	0.400	240.8	2.00
底板	左 τ 点	535.6	996.6	0.900	0.0608	0.450	149.5	1.28
	右 τ 点	535.6	996.6	0.900	0.0608	0.450	149.5	1.28

部材	照査位置	d (cm)	C _e	p _t (%)	C _{pt}
頂版	左 τ 点	70.00	1.171	0.22	0.921
	右 τ 点	70.00	1.171	0.22	0.921
左側壁	上 τ 点	70.00	1.171	0.22	0.921
	下 τ 点	70.00	1.171	0.22	0.921
右側壁	上 τ 点	70.00	1.171	0.22	0.921
	下 τ 点	70.00	1.171	0.22	0.921
底板	左 τ 点	80.00	1.114	0.19	0.887
	右 τ 点	80.00	1.114	0.19	0.887

$$\tau_a = C_e \times C_{pt} \times C_N \times \tau_{al}$$

ここに τ_a : 許容せん断応力度

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

C_{pt} : 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数

τ_{al} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度

C_N : 軸方向圧縮力による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{M_0}{M} \leq 2.0$$

M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \times \frac{I_c}{y}$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント

N : 部材断面に作用する軸圧縮力

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント

A_c : 部材断面積

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離

1.6.3 付着応力度

$$\tau_o = \frac{1.15 \times S}{u \times d} \leq \tau_{oa}$$

部材	照査位置	S (kN)	u (cm)	d (cm)	τ_o (N/mm ²)	τ_{oa} (N/mm ²)	判定	検討ケース	L (m)
真版	左 τ 点	92.7	28.0	70.0	0.544	1.600	OK	1	0.975
	右 τ 点	-92.7	28.0	70.0	0.544	1.600	OK	1	0.975
左側壁	上 τ 点	-23.4	28.0	70.0	0.137	1.600	OK	1	0.975
	下 τ 点	69.8	28.0	70.0	0.409	1.600	OK	1	1.025
右側壁	上 τ 点	23.4	28.0	70.0	0.137	1.600	OK	1	0.975
	下 τ 点	-69.8	28.0	70.0	0.409	1.600	OK	1	1.025
底版	左 τ 点	-43.3	28.0	80.0	0.222	1.600	OK	1	1.025
	右 τ 点	43.3	28.0	80.0	0.222	1.600	OK	1	1.025

注) τ 点 : セン断応力度照査位置
L : 隅角部格点からの距離

1.7 安定計算

1.7.1 死荷重時の計算

躯体自重

部 位	計 算 式	V (kN/m)	X (m)	M (kN・m/m)
頂 版	$2.900 \times 0.800 \times 24.50$	56.84	1.450	82.42
左側壁	$1.300 \times 0.800 \times 24.50$	25.48	0.400	10.19
右側壁	$1.300 \times 0.800 \times 24.50$	25.48	2.500	63.70
底 版	$2.900 \times 0.900 \times 24.50$	63.94	1.450	92.72
ハンデ	$1/2 \times 0.350 \times 0.350 \times 24.50$	1.50	0.917	1.38
	$1/2 \times 0.350 \times 0.350 \times 24.50$	1.50	1.983	2.98
	$1/2 \times 0.350 \times 0.350 \times 24.50$	1.50	0.917	1.38
	$1/2 \times 0.350 \times 0.350 \times 24.50$	1.50	1.983	2.98
合 計		177.75	—	257.73

上載荷重

(1) 路面上載荷重

雪荷重 = 0.000 (kN/m²)
歩道荷重 = 0.000 (kN/m²)
その他 = 910.000 (kN/m²)

$$qd = 910.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 舗装および盛土

α

舗装 = $1.000 \times 0.000 \times 22.50 = 0.00$ (kN/m²)
盛土 = $1.000 \times 17.000 \times 18.00 = 306.00$ (kN/m²)

$$wd = 306.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 荷重集計

$$V = (910.000 + 306.00) \times 2.900 = 3526.400 \text{ (kN/m)}$$

$$X = \frac{2.900}{2} = 1.450 \text{ (m)}$$

$$M = V \times X = 5113.28 \text{ (kN・m/m)}$$

土圧

(1) [CASE-1]

水平土圧係数

左 $K_o = 0.500$

右 $K_o = 0.500$

1) [case-1]

$$P_i = K_o \times (q_d + \gamma_o \times \gamma_a + Z_o \times \gamma)$$

K_o : 水平土圧係数
 q_d : 路面上載荷重
 γ_o : 鋪装厚
 γ_a : 鋪装の単位重量
 γ : 土砂の単位重量
 Z_o : 着目位置での土砂の深さ

=910.00 (kN/m²)
= 0.000 (m)
= 22.50 (kN/m²)
= 18.00 (kN/m²)
上端 = 17.000 (m)
下端 = 20.000 (m)

a) 左側壁

上端 P_1 = 608.00 (kN/m²)

下端 P_2 = 635.00 (kN/m²)

$$H = \frac{1}{2} \times (P_1 + P_2) \times 3.000 = 1864.50 \text{ (kN/m)}$$

$$M = \frac{1}{6} \times (2 \times P_1 + P_2) \times 3.000^2 = 2776.50 \text{ (kN.m/m)}$$

b) 右側壁

上端 P_1 = -608.00 (kN/m²)

下端 P_2 = -635.00 (kN/m²)

$$H = \frac{1}{2} \times (P_1 + P_2) \times 3.000 = -1864.50 \text{ (kN/m)}$$

$$M = \frac{1}{6} \times (2 \times P_1 + P_2) \times 3.000^2 = -2776.50 \text{ (kN.m/m)}$$

揚圧・浮力

1) [case-1]

外水位 = 0.000 (m)

集計

(1) [CASE-1]

1) [case-1]

部 位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
躯体自重	177.75	—	257.73
上載荷重	3526.40	—	5113.28
土 圧	—	1864.50	2776.50
右	—	-1864.50	-2776.50
合 計	3704.15	0.00	5371.01

1.7.2 荷重組合せケースの安定計算

(1) 死荷重時(1)

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-1]	3704.15	0.00	5371.01
合 計	3704.15	0.00	5371.01

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 1.450 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

・底面中心におけるモーメント

$$M_e = \Sigma V \times e = 0.00 \text{ (kN.m/m)}$$

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times M_e}{B^2} = 1277.29 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OUT}$$
$$= 1277.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.7.3 結果一覧

許容支持力度 $q_a = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

No	荷重名称	作用力			偏心量 e (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
		V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN·m/m)		q _{max}	q _{min}	
1	死荷重時 (I)	3704.1	0.0	0.0	0.000	1277.292	1277.292	NG



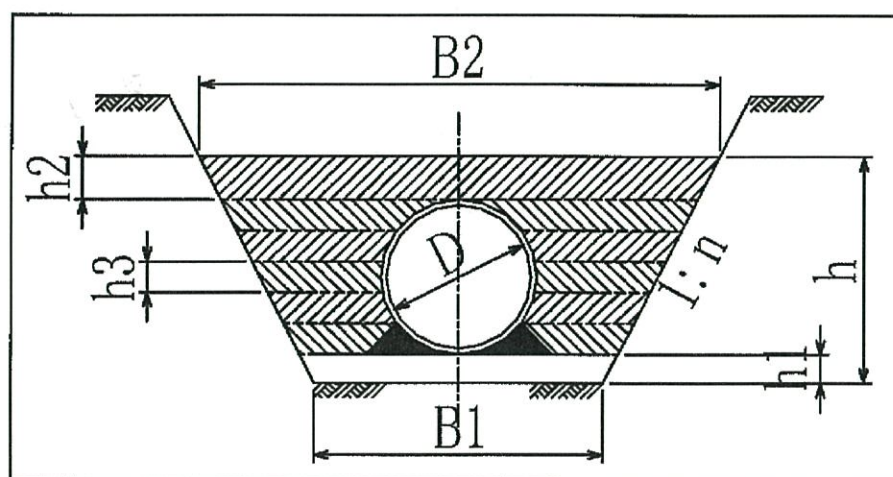
④送水管φ450の場合

1.設計条件

1.1 設計条件

管種	R30
呼び径	φ 450 mm
管外径	D 524 mm
土被り	h 8.00 m
埋戻土の単位重量	γ 19 kN/m ³
活荷重	T- 25
その他荷重	q 0.00 kN/m ²
基礎材(裏込材)の材料	碎石(C-40)
基礎材(裏込材)の受働抵抗係数	E' 9,800 kN/m ²
基礎の設計支持角	2θ 120°
変形遅れ係数	Fd 1.25

1.2 施工標準断面



※ 寸法表

(単位:mm)

管外径	n	h	h1	h2	h3	B1	B2	---
524	0.5	1030	200	300	200	1250	2280	---

2.鉛直荷重の算出

2.1 埋戻土による鉛直荷重

埋戻土による鉛直荷重は『直土圧公式』を用いる。

$$q_d = \gamma \cdot H$$

$$= 152.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 q_d : 埋戻土による鉛直荷重 (KN/m²)
 γ : 埋戻土の単位重量 19 (KN/m³)
 H : 土被り 8.00 (m)

2.2 その他荷重による鉛直荷重

$$q_d' = 0.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 q_d' : その他荷重による鉛直荷重 (KN/m²)

2.3 活荷重による鉛直荷重

$$q_l = \frac{2 \cdot P \cdot (1 + i) \cdot \beta}{C \cdot (a + 2 \cdot H \cdot \tan \theta)}$$

$$= 4.040 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 q_l : 活荷重による鉛直荷重 (KN/m²)
 P : 1後輪の荷重 100 (KN)
 i : 衝撃係数 0
 β : 低減係数 0.9
 C : 車体占有幅 2.75 (m)
 a : タイヤの接地長さ 0.20 (m)
 H : 土被り 8.00 (m)
 θ : 荷重の分散角 45 (°)

衝撃係数 (i)

土被り H(m)	H < 1.5	1.5 ≤ H < 6.5	H ≥ 6.5
i	0.5	0.65 - H/10	0

低減係数 (β)

	土被り H ≤ 1m かつ内径または スパン B' ≥ 4m の場合	左記以外の場合
β	1	0.9

3.管体に発生するのたわみ率

3.1 管体のたわみ量

$$x = \frac{2 \cdot F_k \cdot F_d \cdot r_m^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot E' \cdot r_m^3} \cdot (q_d + q_d' + q_l)$$

$$= 0.0131 \text{ (m)}$$

ここに、 x : 管のたわみ量 (m)
 F_k : 基礎材(裏込め材)の支持角係数 0.09
 F_d : 変形遅れ係数 1.25
 r_m : 管の平均半径 0.233 (m)
 q_d : 埋戻土による鉛直荷重 152.00 (KN/m²)
 q_d' : その他荷重による鉛直荷重 0.00 (KN/m²)
 q_l : 活荷重による鉛直荷重 4.040 (KN/m²)
 $E \cdot I$: 管の曲げ剛性 0.381 (KN・m²/m)
 E' : 基礎材(裏込め材)の受働抵抗係数 9,800 (KN/m²)

基礎材(裏込め材)の支持角係数 (Fk)

基礎の支持角 (°)	60	90	120
係 数	0.102	0.096	0.090

3.2 管体のたわみ率

$$V = \frac{x}{2 \cdot r_m} \cdot 100$$

$$= 2.796 \text{ (\%)}$$

ここに、 x: 管のたわみ量
r_m: 管の平均半径

0.013 (m)
0.233 (m)

4. 管体に発生する曲げ応力 (管底部) の計算

4.1 水平荷重の算出

$$P = \frac{E' \cdot x}{2 \cdot F_d \cdot r_m}$$

$$= 219.227 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 P: 水平荷重 (KN/m²)
F_d: 変形遅れ係数 1.25
E': 基礎材(裏込材)の受働抵抗係数 9,800 (KN/m²)
r_m: 管の平均半径 0.233 (m)
x: 管のたわみ量 0.013 (m)

4.2 発生曲げモーメント

$$M = k_1 \cdot (q_d + q_d' + q_l) \cdot r_m^2 + k_2 \cdot P \cdot r_m^2$$

$$= 0.355 \text{ (KN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、 M: 曲げモーメント (KN・m/m)
k₁: 基礎の支持角係数による曲げモーメント係数 0.275
q_d: 埋戻土による鉛直荷重 152.00 (KN/m²)
q_{d'}: その他荷重による鉛直荷重 0.000 (KN/m²)
q_l: 活荷重による鉛直荷重 4.040 (KN/m²)
r_m: 管の平均半径 0.233 (m)
k₂: 基礎の支持角係数による曲げモーメント係数 -0.166
P: 水平荷重 219.227 (KN/m²)

基礎材(裏込め材)の支持角係数 (F_k)

基礎の支持角 (°)	60	90	120
係 数 (k ₁)	0.377	0.314	0.275
係 数 (k ₂)	-0.166		

4.3 管体に発生する曲げ応力

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6 \cdot M}{t^2}$$

$$= 7628.58 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

ここに、 σ: 管体に発生する曲げ応力 (KN/m²)
M: 曲げモーメント 0.355 (KN・m/m)
Z: 断面係数 (m³/m)
t: 換算肉厚 0.01671 (m)

5. 計算結果

【たわみ率】 V = 2.796 (%) < V_a = 5 (%) … Ok

【曲げ応力】 σ = 7628.58 (KN/m²) < σ_a = 16,200 (KN/m²) … Ok

となり、 実用上問題ない といえる。

6. 裏込め材料とその締固め度

裏込め材料は、その性質の良否が締固め施工の難易を左右し、完工後の『ダイポリンハウエル管』の特性にも及ぼすため、なるべく良質な材料、特に圧縮性のない砂、切込み砂利などで粒度分布の良いものが望ましく、かつ径が40mm以上の礫を含まない材料が良い。裏込め材料とその締固め度については、設計時に用いられた裏込め材料の変形係数により、下表を目安に選定するものとする。
なお、たわみの抑制効果を高めるために、裏込め材料として安定処理土を使用することもある。

- 本構造計算書において、基礎材(裏込材)の受働抵抗係数は $E' = 9800 \text{ KN/m}^2$ であることから、下表より裏込め材料の選定及び締固め密度を設定し、十分な施工管理を行うことが必要である。

○ 裏込材とその変形係数(受働抵抗係数)

裏込材	裏込材の変形係数 (受働抵抗係数) (KN/m ²)	裏込材の材料とその締固め度
B	14,700 ~ 24,500 (9,800 ~ 16,300)	砂または切込み砂利を用い、最大乾燥密度の 95% 以上に締固める。
C	24,500 以上 (16,300 以上)	特に粒度の良い切込み砂利を選定して十分な施工管理のもとで最大乾燥密度の 95% 以上に締固める。

※ 道路土工 カルバート工指針 P136

$$E' = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)}$$

ここに、

E' : 受働抵抗係数 (KN/m²)

E_s : 土の変形係数 (KN/m²)

ν : 土のポアソン比 (通常 $\nu = 0.5$ とする)

【参考】裏込材とその受働抵抗係数

パイプの裏込材料の種類 統一分類表 ^{※1}	裏込の締固めに応じた E' (KN/m ²)			
	ダンプした ままの状態	緩い状態 $\gamma_{dmax}^{※2} < 85\%$ 相対密度 $< 40\%$	普通の状態 $\gamma_{dmax} < 85\% \sim 95\%$ 相対密度 $< 40\% \sim 70\%$	密な状態 $\gamma_{dmax} > 95\%$ 相対密度 $> 70\%$
粒度の良い土(LL<50) ・中位から無塑性の土で25%以下の粗粒分を含むCL,ML,ML-CL	340	1,370	2,750	6,860
粒度の良い土(LL<50) ・中位から無塑性の土で粗粒分を25%以上含むCL,ML,ML-CL ・細粒分を含む粗粒土、12%以上の細粒分を含むGM,GC,SM,SC	690	2,750	6,860	13,700
細粒分を含んでいないか、少量含んでいる粗粒土 細粒分が12%以下のGW,GP,SW,SP	1,370	6,860	13,700	20,600
破碎岩	6,860	20,600	20,600	20,600

※1 ASTM規格 D-2487 USBR規格 E-3

※2 γ_{dmax} : Standard Proctor の最大乾燥密度に対する比

7.留意点

7.1 施工の重要性

埋設された『ダイポリンハウエル管』は鉛直荷重によりたわみ、周囲の土砂の反力を受けつつ、土と協力して鉛直荷重を支える構造物であるから、側面の抵抗土圧が十分働くように基礎材(裏込材)を十分均一に締固めを行う必要がある。この場合には鉛直荷重による側方のわずかな変形で、抵抗土圧が発生し、管は安定する。

しかし、基礎材(裏込材)の選定を誤ったり、締固めが不十分な場合には側方への変形が大きくなり、思わぬ事故の原因となることがある。

また、地下水位の高いところなどでは、揚圧力を受けて浮き上がることがあるから、浮上の恐れがある場合には対策を考慮する必要がある。

このように、たわみ性管はその力学特性を良くふまえた上で、施工を行うことが重要である。

7.2 施工時の注意事項

(1) 基礎形式

『ダイポリンハウエル管』の基礎構造は原則として碎石基礎または砂基礎とし、その範囲は図-1に示す通りである。また、軟弱地盤上に『ダイポリンハウエル管』を設置する場合には基床下部をできるだけ良質な粗粒材料に置き換えることが理想である。

(2) 裏込め

裏込め作業は、『ダイポリンハウエル管』の施工の中で最も重要な点であり、特に注意して入念に締固め施工をしなければならない。これは、パイプ側面の抵抗土圧を大きくして、パイプの耐荷力を十分発揮させるためである。以前には、裏込め作業があまり理解されてなかったため、締固め不足による事故がおこったこともあるので、次に述べる裏込め材料、締固めなどに十分留意した施工が必要である。

裏込め部の締固めに当たっては、次の点に留意する。

- ・ 裏込め部は、40mm以上の礫を含まない碎石などを用い、一層の仕上がり厚さが20cm以内になるようにし、ランマー、振動ローラー等の締固め機械などで入念に締固める。締固め度については、JIS A 1210(突き固めによる土の締固め試験方法)に規定される試験方法E-aにより、【参考】に示す値を目安とする。
- ・ 管底側部は、基礎材が回り込みにくく、締め固め不足が生じやすいため、下図のように基礎材を盛り付け、突き棒やランマーなどで十分突き固める。
- ・ 継手掘りした箇所は、基礎材を十分に充填し、突き棒などで十分突き固める。
- ・ 盛土部において、埋設場所や工法により基礎形状が確保できない場合は、所定の高さまで盛土した後、再掘削して溝形に準じて埋設するのが望ましい。
- ・ 管頂2層程度まで(30cm以上)は周辺盛土と同時に裏込材の施工を行い、管周囲の埋戻しが完了した後の盛土についても管周囲と同様に岩砕等れき分の多い材料を用いその締固めも小型機器を用い十分に行い、大型重機による締固めは管頂1.5mを越えるまでは行わないものとする。

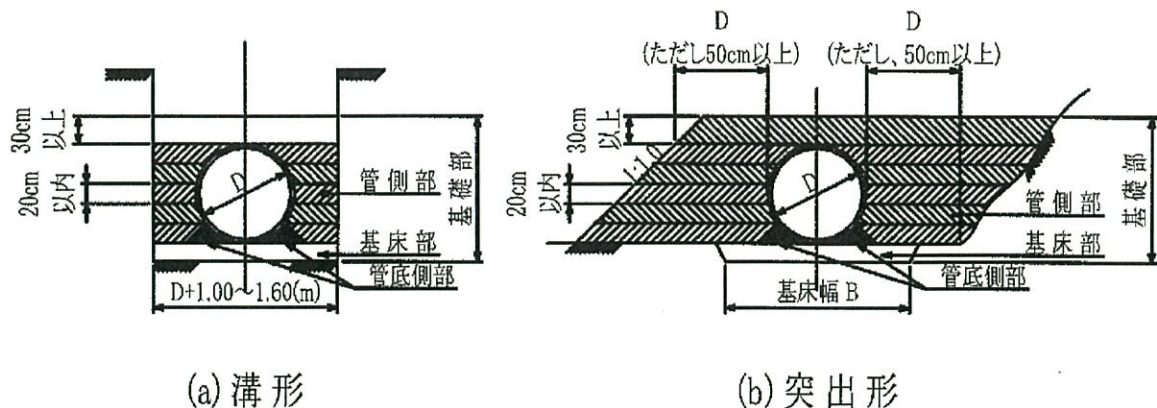


図-1 一般的な基礎構造

(3) 基床部

- ・ 基床材料としては、圧縮性が少なく締固めやすい切込砂利、砂、などが望ましく、なるべく10cm以上の礫を含まない方がよい。
- ・ 凍結した土砂及び草、芝、木根その他有機物を多く含む土は用いてはならない。
- ・ 地下水位の高い所など、水の影響を受けやすい箇所では粒土の良いやく締固まる材料を選定する。

① 通常的地盤の場合

通常的地盤に管を設置する場合には、良く締固めた良質な粗粒材料による図-2のような基床を設けることが望ましい。この場合基床厚は表-1を標準とする。

② 岩盤の場合

岩盤の場合には、岩盤の凹凸がパイプに悪影響を及ぼさない程度の基床を設けなければならない。すなわち、図-3のように下部から最小20cm、幅1.5Dに切り取り、良質な粗粒材料にて置き換え、十分に締固めて基床を形成する。なお、パイプの径によっては、30cm程度に基床厚を必要とする。

③ 軟弱地盤の場合

軟弱地盤上に管を設置する場合は、できるだけ良質な粗粒材料にて置き換えることが理想である。置き換える際の基床厚は表-1を標準とする。

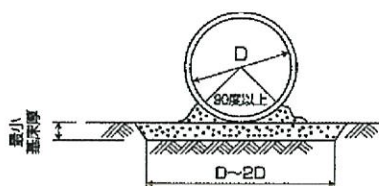


図-2 通常に設置する場合

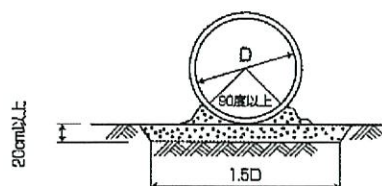


図-3 岩盤の場合

表-1 各種地盤と基床厚

地盤の種類	最小基床厚(mm)	
	呼び径	最小基床厚
普通地盤の場合	900以下	200
	900～2000	300
	2000以上	0.2D
岩盤の場合	200mm以上 管径や盛土高が大きい場合には300mm以上	
軟弱地盤の場合	500mm以上または0.3D～0.5D	