

RCセグメント(外径 3550mm)の設計

区間1常時

1. 設計概要

1-1 荷重算定についての地盤の分類

セグメントの荷重算定における地盤の分類は、土質学上の土の分類とは異にし、原則的に次の区分によるものとする。

- ・土水一体地盤 : 土圧と水圧を一体として考える。
- ・土水分離地盤 : 土圧と水圧を分離して考える。

1-2 鉛直土圧の考え方

- ・土水一体地盤 : 全土被り重量
- ・土水分離地盤 : 土被りがセグメント外径 D_0 の2倍以下 ($2D_0 \geq H_0$) … 全土被り重量
土被りがセグメント外径 D_0 の2倍を超える ($2D_0 < H_0$) … Terzaghiの緩み土圧

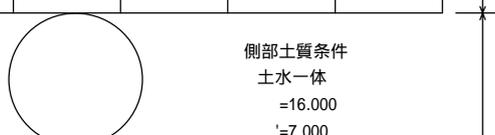
但し、緩み土圧を緩み高さに換算したとき、これがセグメント外径の2倍以下の場合には、緩み高さは2倍以下になることはないものとし、2倍を下限とする。

1-1、1-2 共に社団法人日本下水道協会『シールド工事中標準セグメント』第1章総説より抜粋。

1-3 設計条件

地盤種類	層厚 (H)	N値 (N)	内部 摩擦角 (ϕ)	粘着力 (C)	土の単位体積重量	
					水位以上 (γ)	水位以下 (γ')
土水一体	12.944	2	0	13	16.000	7.000

H0=12.944m



側部土質条件
土水一体
=16.000
 γ' =7.000

D0=3.550m

1-4 側方土圧係数 及び地盤反力kの選定

側方土圧係数 及び地盤反力係数kについては、表 - 1に示す『シールド工用標準セグメント』(日本下水道協会)ならびに表 - 2に示す『トンネル標準示方書(シールド編)』(土木学会)に準じて揚げられた、kの組合せ表より選択する。

表 - 1 側方土圧係数()と地盤反力係数(k)との組合せ

土水分離地盤の場合					土水一体地盤の場合				
k (MN/m ³)	10	20	40	80	k (MN/m ³)	0	2.5	5.0	10
0.4					0.6				
0.5					0.7				
0.6					0.8				
0.7					0.9				

表 - 2 側方土圧係数()及び地盤反力係数(k)

地盤の分類	土の工学的分類		k (MN/m ³)	N値による目安
土水分離地盤	非常によく締まった砂質土	0.35 ~ 0.45	30 ~ 50	30 N
	締まった砂質土	0.45 ~ 0.55	10 ~ 30	15 N < 30
	ゆるい砂質土	0.50 ~ 0.60	0 ~ 10	N < 15
	固結した粘性土	0.35 ~ 0.45	30 ~ 50	25 N
	硬い粘性土	0.45 ~ 0.55	10 ~ 30	8 N < 25
	中位の粘性土	0.45 ~ 0.55	5 ~ 10	4 N < 8
土水一体地盤	中位の粘性土	0.55 ~ 0.65	5 ~ 10	4 N < 8
	軟らかい粘性土	0.65 ~ 0.75	0 ~ 5	2 N < 4
	非常に軟らかい粘性土	0.75 ~ 0.85	0	N < 2

原則的に下水道協会の『シールド工用標準セグメント』では表 - 1の 印の組合せ数値で考えられている。

(表 - 2については土水の取扱いが明確でないため、参考値として示している。)

これより $\lambda = 0.80$

$k = 3 \text{ (MN/m}^3\text{)}$ とする。

2. 設計条件

2-1 セグメント形状

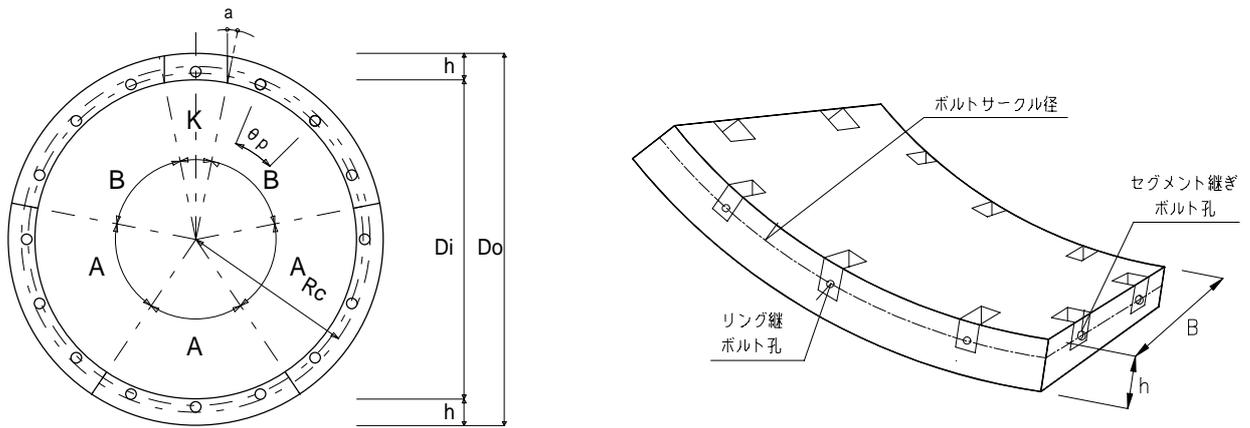


図-2.1.1 セグメント形状

[セグメント番号 C23]

項目		単位	諸元値
外 径	D_0	mm	3550
内 径	D_i	mm	3300
セグメント幅	B	mm	1000
セグメント厚	h	mm	125
図 心 半 径	R_c	mm	1712.5
ボルトサークル径	D_p	mm	3390
継 手 角 度		°	14.5
分 割 数	n_{sg}	分割	6
セグメント自重	W_g	kN/m	35.00

2-2 上載荷重

(1)活荷重

管にかかる活荷重 $W_0 = 0.000\text{KN/m}^2$ とする。

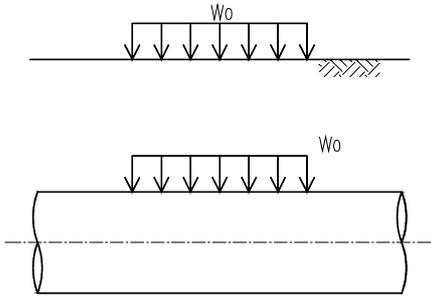


図-2.2.1 活荷重

(2)死荷重

管にかかる死荷重 $P_0 = 0.000$ (KN/m²) とする。

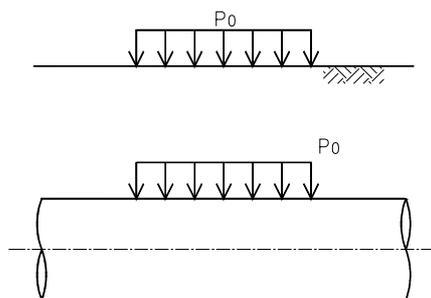


図-2.2.2 死荷重

3. 材料の許容応力度

3-1 セグメント

- (1) ヤング係数 $E_s = 33 \times 10^3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- (2) ヤング係数比 $n = 15$
- (3) コンクリート許容曲げ圧縮応力度 $c_a = 16 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- (4) コンクリート許容せん断応力度 $a = 0.71 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- (5) 鉄筋の許容応力度 $s_a = 200 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

3-2 ボルト

(1) 許容応力度

強度区分	4.6	6.8	8.8	10.9
許容応力度				
引張り(N/mm ²)	120	210	290	380
せん断(N/mm ²)	90	150	200	270

(2) 強度比較

強度区分	4.6	6.8	8.8	10.9
降伏点又は耐力(N/mm ²)	240	480	660	940
引張強度(N/mm ²)	400	600	830	1040

3-3 短期荷重(ジャッキ推力等)許容応力度

常時許容応力度の 1.5 倍とする。

$$\text{短期許容支圧応力度 } c_{as} = 15 \times 1.5 = 22 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3-4 適用示方書

『トンネル標準示方書[シールド工法編・同解説]』土木学会編

『シールド工用標準セグメント』土木学会・日本下水道協会共編

4. 設計荷重の算定

4-1 鉛直土圧

鉛直土圧については、土水一体地盤であるため土のアーチング効果は期待できないと判別される。

よって、全土被り荷重として算定する。

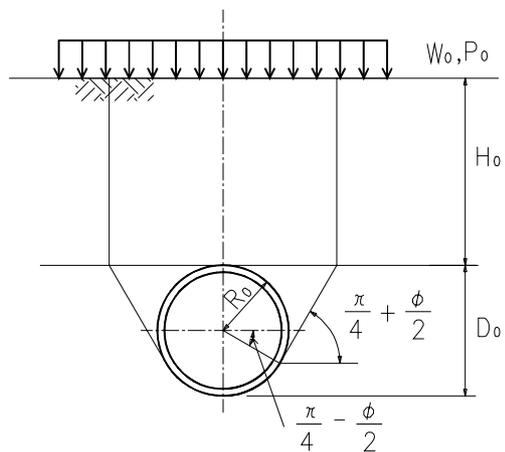


図-4.1.1 鉛直土圧

4-2 設計荷重の算定

(1) 鉛直荷重 : P_{V1}

$$\text{○上載荷重(活荷重)} : W_0 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{○上載荷重(死荷重)} : P_0 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{○土圧} & : P_{sv} = \gamma \cdot H_0 \\ & = 16.000 \times 12.944 \\ & = 207.104 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{○水圧} : P_{wv} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} P_{V1} &= W_0 + P_0 + P_{sv} + P_{wv} \\ &= 0.000 + 0.000 + 207.104 + 0.000 \\ &= 207.104 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2) 頂部水平荷重 : P_{H1}

$$\text{○上載荷重(活荷重)} : W_H = \alpha \cdot W_0 = 0.80 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{○上載荷重(死荷重)} : P_H = \alpha \cdot P_0 = 0.80 \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{○土圧} & : P_{sh1} = \alpha \cdot (P_{sv} + \gamma \cdot (D_0 / 2 - R_c)) \\ & = 0.80 \times (207.104 + 16.000 \times (3.550 / 2 - 1.7125)) = 166.483 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{○水圧} : P_{w1} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} P_{H1} &= W_H + P_H + P_{sh1} + P_{w1} \\ &= 0.000 + 0.000 + 166.483 + 0.000 = 166.483 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(3)底部水平荷重 : P_{H2}

$$\begin{aligned} \text{○土圧} \quad : P_{Sh2} &= \gamma \cdot (P_{sv} + \gamma \cdot (D_0 / 2 + R_c)) \\ &= 0.80 \times (207.104 + 16.000 \times (3.550 / 2 + 1.7125)) \\ &= 210.323 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{○水圧} \quad : P_{W2} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} P_{H2} &= W_H + P_H + P_{Sh2} + P_{W2} \\ &= 0.000 + 0.000 + 210.323 + 0.000 \\ &= 210.323 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(4) 自重による底部反力荷重 : P_g

セグメントの自重(1m当り) $w_g = 35.00 \text{ kN/m}$ (セグメント番号 C23)

したがって、セグメント円周単位当り重量 : W_g は、

$$W_g = \frac{w_g}{2 \cdot \pi \cdot R_c} = \frac{35.00}{2 \times \pi \times 1.7125} = 3.253 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_g = \gamma \cdot W = \pi \times 3.253 = 10.220 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(5) 地盤反力 : q

$$q = k \cdot \delta$$

ここに k : 地盤反力係数 = 3 (MN/m³)

$$= 3000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

δ : 抵抗土圧によるたわみ量 (m)

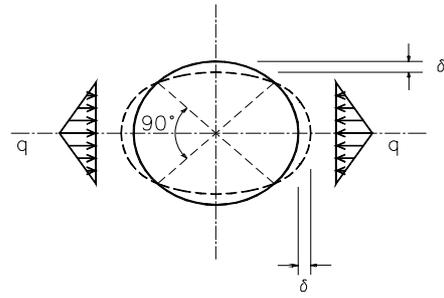


図-4.2.1 地盤反力

ここに、たわみ量 δ は

$$\delta = \frac{(2 \cdot P_{V1} - P_{H1} - P_{H2}) \cdot Rc^4}{24 \cdot (\alpha \cdot Es \cdot Is + 0.0454 \cdot k \cdot Rc^4)}$$

但し α : 曲げ剛性の有効率 100 (%)

Es : セグメントのヤング係数 = 33 (kN/mm²) = 33 × 10⁶ (kN/m²)

Is : 主断面の断面二次モーメント (m⁴/m)

$$Is = \frac{1.0 \cdot h^3}{12} = \frac{1.0 \times 0.125^3}{12} = 0.000162760 \text{ (m}^4\text{/m)}$$

a) たわみ量 δ の算定

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{(2 \cdot P_{V1} - P_{H1} - P_{H2}) \cdot Rc^4}{24 \cdot (\alpha \cdot Es \cdot Is + 0.0454 \cdot k \cdot Rc^4)} \\ &= \frac{(2 \times 207.104 - 166.483 - 210.323) \times 1.7125^4}{24 \times (1.0 \times 33 \times 10^6 \times 162760 \times 10^{-9} + 0.0454 \times 3000 \times 1.7125^4)} \\ &= 0.002049 \text{ (m)} \end{aligned}$$

b) 地盤反力の算定

$$q = k \cdot \delta = 3000 \times 0.002049 = 6.147 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

以上セグメント設計荷重をまとめると次に示す作用荷重分布図のとおりとなる。

4-3 作用荷重分布図

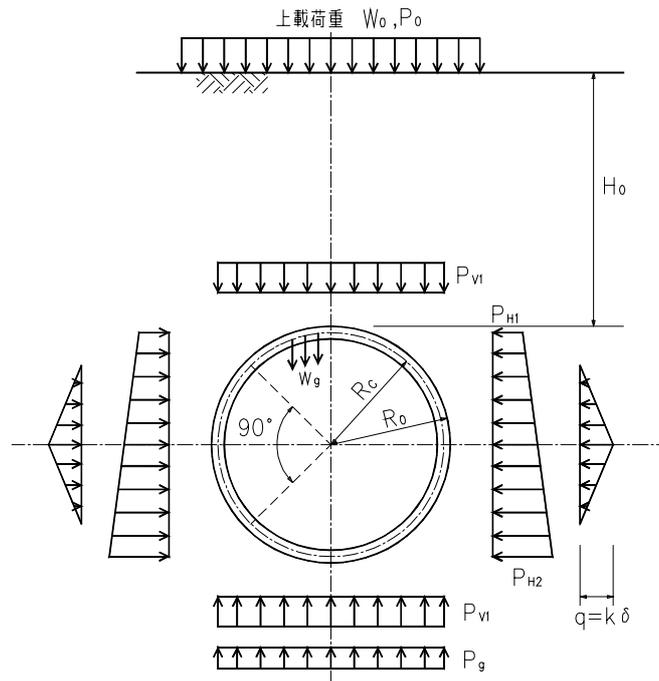


図-4.3 作用荷重分布図

作用荷重

項目		単位	荷重値
鉛直荷重	P_{v1}	kN/m ²	207.104
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m ²	166.483
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m ²	210.323
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m ²	3.253
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m ²	10.220
地盤反力	q	kN/m ²	6.147

計算諸元

項目		単位	諸元値
図心半径	R_c	m	1.7125
主断面の断面二次モーメント	I_s	m ⁴	162760×10^{-9}
地盤反力係数	k	kN/m ³	3000
ヤング係数	E_s	kN/m ²	33×10^6
曲げ剛性の有効率		%	100
曲げモーメント割増率		%	0
抵抗土圧によるたわみ量		m	2.049×10^{-3}

5. 自重、土圧及び水圧による断面力の算定

5-1 断面力の算定

(1)鉛直等分布荷重

$$M_{V1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \sin^2 \theta) \cdot P_{V1} \cdot R_c^2$$

$$N_{V1} = P_{V1} \cdot R_c \cdot \sin^2 \theta$$

$$Q_{V1} = - P_{V1} \cdot R_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

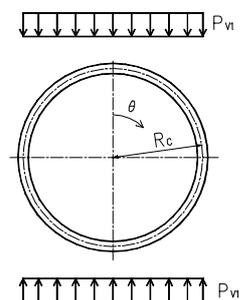


図-5.1.1 鉛直等分布荷重

鉛直等分布荷重

(°)	曲げモーメント M _{V1} (kN・m/m)	軸力 N _{V1} (kN/m)	せん断力 Q _{V1} (kN/m)
0	151.841	0.000	0.000
10	142.684	10.694	-60.651
20	116.317	41.488	-113.987
30	75.921	88.666	-153.575
40	26.367	146.539	-174.639
50	-26.367	208.126	-174.639
60	-75.921	265.999	-153.575
70	-116.317	313.178	-113.987
80	-142.684	343.971	-60.651
90	-151.841	354.666	0.000
100	-142.684	343.971	60.651
110	-116.317	313.178	113.987
120	-75.921	265.999	153.575
130	-26.367	208.126	174.639
140	26.367	146.539	174.639
150	75.921	88.666	153.575
160	116.317	41.488	113.987
170	142.684	10.694	60.651
180	151.841	0.000	0.000

(2)水平等分布荷重

$$M_{H1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \cos^2 \theta) \cdot P_{H1} \cdot R_c^2$$

$$N_{H1} = P_{H1} \cdot R_c \cdot \cos^2 \theta$$

$$Q_{H1} = P_{H1} \cdot R_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

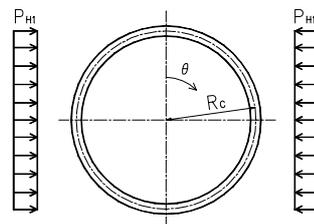


図-5.1.2 水平等分布荷重

水平等分布荷重

(°)	曲げモーメント M _{H1} (kN・m/m)	軸力 N _{H1} (kN/m)	せん断力 Q _{H1} (kN/m)
0	-122.059	285.102	0.000
10	-114.698	276.505	48.755
20	-93.503	251.752	91.630
30	-61.030	213.827	123.453
40	-21.195	167.305	140.385
50	21.195	117.797	140.385
60	61.030	71.276	123.453
70	93.503	33.351	91.630
80	114.698	8.597	48.755
90	122.059	0.000	0.000
100	114.698	8.597	-48.755
110	93.503	33.351	-91.630
120	61.030	71.276	-123.453
130	21.195	117.797	-140.385
140	-21.195	167.305	-140.385
150	-61.030	213.827	-123.453
160	-93.503	251.752	-91.630
170	-114.698	276.505	-48.755
180	-122.059	285.102	0.000

(3)水平等変分布荷重

$$M_{H0} = \frac{1}{48} \cdot (6 - 3 \cdot \cos \theta - 12 \cdot \cos^2 \theta + 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot R_c^2$$

$$N_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\cos \theta + 8 \cdot \cos^2 \theta - 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot R_c$$

$$Q_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\sin \theta + 8 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - 4 \cdot \sin \theta \cdot \cos^2 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot R_c$$

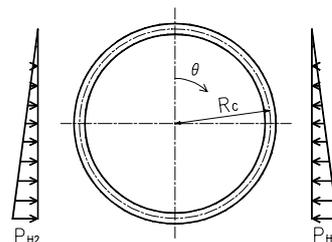


図-5.1.3 水平等変分布荷重

水平等変分布荷重

(°)	曲げモーメント M _{H0} (kN・m/m)	軸力 N _{H0} (kN/m)	せん断力 Q _{H0} (kN/m)
0	-13.392	23.461	0.000
10	-12.782	23.101	4.073
20	-10.972	21.982	8.001
30	-8.035	20.026	11.562
40	-4.130	17.185	14.420
50	0.471	13.541	16.138
60	5.357	9.385	16.254
70	9.991	5.245	14.411
80	13.763	1.848	10.483
90	16.071	0.000	4.692
100	16.441	0.415	-2.356
110	14.631	3.537	-9.718
120	10.714	9.384	-16.254
130	5.110	17.478	-20.830
140	-1.451	26.871	-22.547
150	-8.035	36.281	-20.947
160	-13.650	44.312	-16.128
170	-17.421	49.712	-8.766
180	-18.749	51.615	0.000

(4)抵抗土圧

0 45° の場合

$$M_q = (0.2346 - 0.3536 \cdot \cos \theta) \cdot q \cdot R_c^2$$

$$N_q = 0.3536 \cdot \cos \theta \cdot q \cdot R_c$$

$$Q_q = 0.3536 \cdot \sin \theta \cdot q \cdot R_c$$

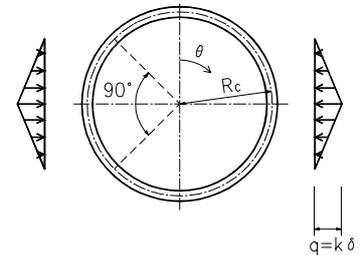


図-5.1.4 抵抗土圧

45° 90° の場合

$$M_q = (-0.3487 + 0.5 \cdot \sin^2 \theta + 0.2357 \cdot \cos^3 \theta) \cdot q \cdot R_c^2$$

$$N_q = (-0.7071 \cdot \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos \theta) \cdot q \cdot R_c$$

$$Q_q = (\sin \theta \cdot \cos \theta - 0.7071 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta) \cdot q \cdot R_c$$

抵抗土圧

(°)	曲げモーメント M _q (kN・m/m)	軸力 N _q (kN/m)	せん断力 Q _q (kN/m)
0	-2.145	3.722	0.000
10	-2.048	3.666	0.646
20	-1.761	3.498	1.273
30	-1.291	3.224	1.861
40	-0.654	2.851	2.393
50	0.132	2.373	2.827
60	1.005	1.701	2.947
70	1.843	0.934	2.565
80	2.478	0.278	1.579
90	2.727	0.000	0.000
100	2.478	0.278	-1.579
110	1.843	0.934	-2.565
120	1.005	1.701	-2.947
130	0.132	2.373	-2.827
140	-0.654	2.851	-2.393
150	-1.291	3.224	-1.861
160	-1.761	3.498	-1.273
170	-2.048	3.666	-0.646
180	-2.145	3.722	0.000

90° 180° でのQ_qは 0 90° でのQ_qに絶対値は等しく符号は逆になる。

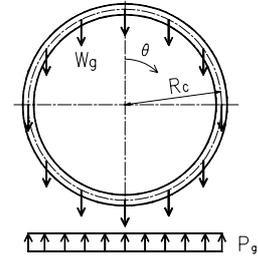
(5)自重

0° 90° の場合

$$M_g = \left(\frac{3}{8} \cdot \sin^2 \theta - \frac{5}{6} \cdot \cos^2 \theta \right) \cdot W_g \cdot R_c^2$$

$$N_g = \left(\frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cdot \cos^2 \theta \right) \cdot W_g \cdot R_c$$

$$Q_g = - \left(\frac{1}{6} \cdot \cos^2 \theta + \frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta \right) \cdot W_g \cdot R_c$$



90° 180° の場合

図-5.1.5 自重

$$M_g = \left(-\frac{1}{8} \cdot \sin^2 \theta + \left(\frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta - \frac{5}{6} \cdot \cos^2 \theta - \frac{1}{2} \cdot \sin^2 \theta \right) \right) \cdot W_g \cdot R_c^2$$

$$N_g = \left(-\frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta + \frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta + \frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cdot \cos^2 \theta \right) \cdot W_g \cdot R_c$$

$$Q_g = \left(\left(\frac{1}{6} \cdot \cos^2 \theta - \frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos^2 \theta - \frac{1}{6} \cdot \sin^2 \theta \right) \right) \cdot W_g \cdot R_c$$

自重による断面力

(°)	曲げモーメント Mg(kN・m/m)	軸力 Ng(kN/m)	せん断力 Qg(kN/m)
0	3.289	-0.928	0.000
10	3.121	-0.746	-1.119
20	2.630	-0.207	-2.145
30	1.857	0.654	-2.990
40	0.868	1.789	-3.576
50	-0.249	3.127	-3.836
60	-1.388	4.588	-3.721
70	-2.432	6.078	-3.200
80	-3.259	7.499	-2.265
90	-3.746	8.751	-0.928
100	-3.781	9.474	0.728
110	-3.307	9.376	2.424
120	-2.359	8.538	3.857
130	-1.052	7.143	4.781
140	0.433	5.442	5.042
150	1.890	3.721	4.588
160	3.110	2.255	3.480
170	3.920	1.273	1.874
180	4.204	0.928	0.000

5-2 断面力の重ね合せ

(1)常時の断面力算定結果(単位m当り)

リングに作用する合成断面力は自重・土圧及び水圧により算出した断面力をもって下式で求める。

$$\text{曲げモーメント } M = M_{V1} + M_{H1} + M_{H0} + M_q + M_g$$

$$\text{軸力 } N = N_{V1} + N_{H1} + N_{H0} + N_q + N_g$$

$$\text{せん断力 } Q = Q_{V1} + Q_{H1} + Q_{H0} + Q_q + Q_g$$

覆工頂点からの角度 (°)	曲げモーメント M(kN・m/m)	軸力 N(kN/m)	せん断力 Q(kN/m)
0	17.534	311.357	0.000
10	16.277	313.220	-8.296
20	12.711	318.513	-15.228
30	7.422	326.397	-19.689
40	1.256	335.669	-21.017
50	-4.818	344.964	-19.125
60	-9.917	352.949	-14.642
70	-13.412	358.786	-8.581
80	-15.004	362.193	-2.099
90	-14.730	363.417	3.764
100	-12.848	362.735	8.689
110	-9.647	360.376	12.498
120	-5.531	356.898	14.778
130	-0.982	352.917	15.378
140	3.500	349.008	14.356
150	7.455	345.719	11.902
160	10.513	343.305	8.436
170	12.437	341.850	4.358
180	13.092	341.367	0.000

(は右回り)

この断面力図を次に示す。

(2) 最大断面力(リング当り)

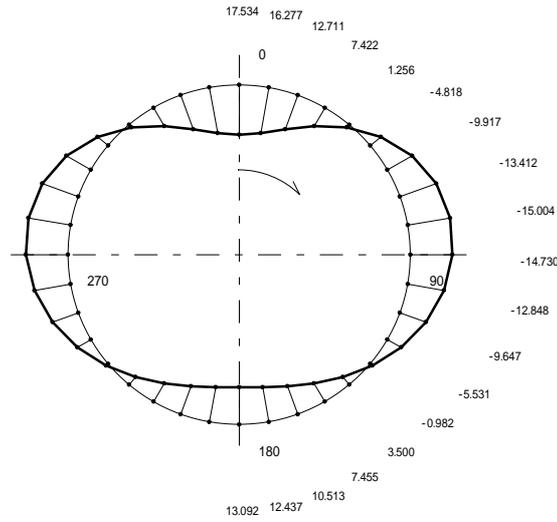
項 目	正最大曲げ位置 0°	負最大曲げ位置 80°	最大せん断位置 40°
曲げモーメント $M \cdot (1 + \quad) \cdot B$ (kN·m)	17.534	-15.004	1.256
曲げモーメント $M \cdot (1 - \quad) \cdot B$ (kN·m)	17.534	-15.004	-
軸 力 $N \cdot B$ (kN)	311.357	362.193	335.669
せん断力 $Q \cdot B$ (kN)	0.000	-2.099	-21.017

： 曲げモーメントの割増率 0 (%)

B : セグメント幅 1.000 (m)

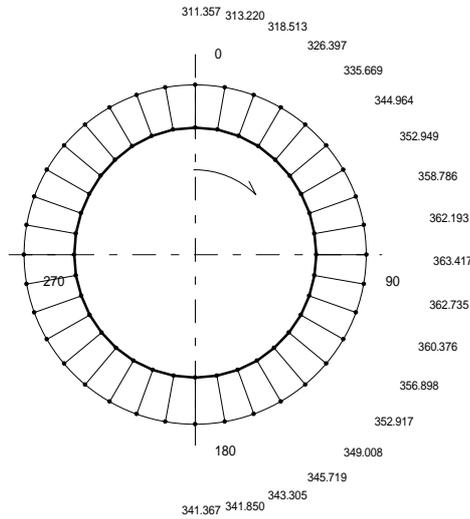
5-3 断面力図

(1) 曲げモーメント



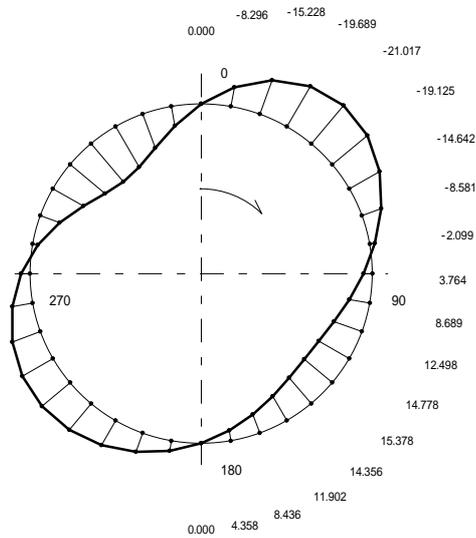
正最大曲げモーメント位置 = 0°
 正最大曲げモーメント = 17.534 (kN·m)
 負最大曲げモーメント位置 = 80°
 負最大曲げモーメント = -15.004 (kN·m)

(2) 軸力図



正最大軸力位置 = 90°
 正最大軸力 = 363.417 (kN)

(3) せん断力図



最大せん断力位置 = 40°
 最大せん断力 = -21.017 (kN)

6. 主断面の設計

6-1 断面応力の算定方式

(1) 主断面の応力状態の判定

コンクリートセグメントの主断面決定の設計計算は、断面に生じる応力状態が全断面圧縮状態か、もしくは、曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合になるかによって異なり、これを偏心管軸方向圧縮力が心外になるか、心内になるかで判定する。

応力状態判定式

$$K_i \geq f \quad \text{全断面圧縮状態}$$

$$K_i < f \quad \text{曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生ずる状態}$$

ただし、

$$K_i = \frac{li}{A_i \cdot (h - u)}$$

ここで、

$$A_i = B \cdot h + n \cdot (A_s + A_s')$$

$$u = (0.5 \cdot B \cdot h^2 + n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot d')) / A_i$$

$$li = B \cdot (u^3 + (h - u)^3) / 3 + n \cdot (A_s \cdot (d - u)^2 + A_s' \cdot (u - d')^2)$$

$$e = M / N$$

$$f = u - \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

- ただし、
- A_i : 換算等値断面積
 - B : セグメント幅
 - u : 軸力側の縁側から換算等値断面の図心までの距離
 - h : セグメント厚
 - li : 換算等値面積の断面二次モーメント
 - e : 重心より軸力作用位置までの距離
 - n : ヤング係数比
 - A_s : 引張側鉄筋量
 - A_s' : 圧縮側鉄筋量
 - d : 引張側有効高
 - d' : 圧縮側有効高
 - M : 正の曲げモーメント
 - N : 正の曲げモーメント位置軸力

(2) 主断面の応力算定式

1) 全断面圧縮状態($K_i \leq f$ の場合)

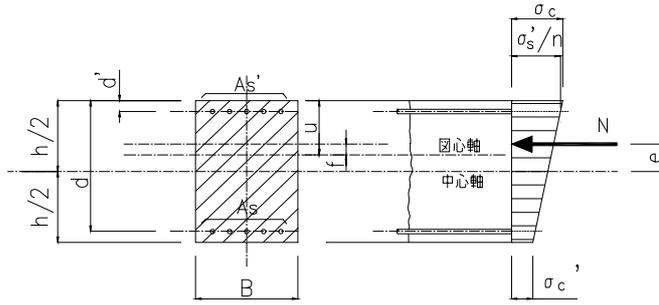


図-0.1.1 全断面圧縮状態の応力度

ただし、

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} \cdot u \quad \sigma_c$$

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_c : コンクリート最大圧縮応力度 (N/mm²)

2) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 ($K_i < f$ の場合、 $N < 0$ の場合)

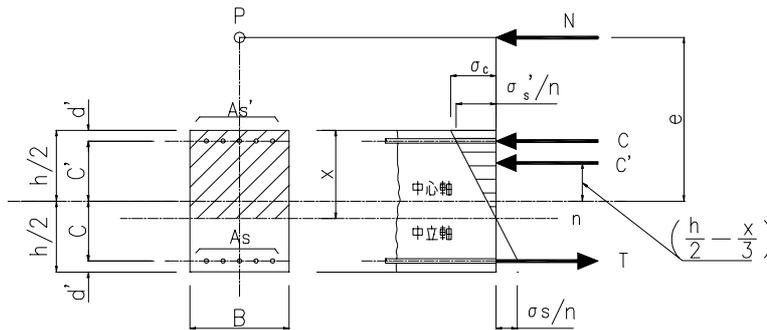


図-.1.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\sigma_c^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \sigma_c^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e+C) + As' \cdot (e-C')) \cdot \sigma_c - (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e+C) \cdot (C+h/2) + As' \cdot (e-C') \cdot (h/2-C')) = 0$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (h/2 - x/3) + (n \cdot As' / B) \cdot (C' - h/2 + x) \right] + (n \cdot As / B) \cdot (C \cdot (C+h/2 - x))} \quad \sigma_c$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c}{B} \cdot \left(C + \frac{h}{2} - x \right) \quad \sigma_s$$

$$\sigma_s' = \frac{n \cdot \sigma_c}{B} \cdot \left(C' - \frac{h}{2} + x \right) \quad \sigma_s$$

3) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合($K_i < f$ の場合、 $N = 0$ の場合)

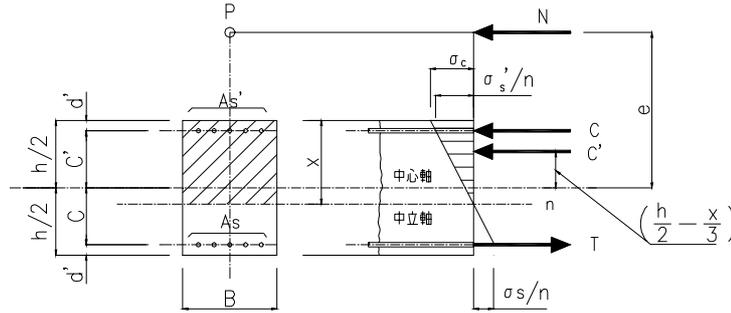


図-.1.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$= -n \cdot \frac{(A_s + A_{s'})}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (A_s + A_{s'})}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_{s'})}$$

$$c = \frac{M}{B \cdot \left[\frac{d}{2} \cdot \left(\frac{d-d'}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \left(\frac{d-d'}{2} \right) \right]} \quad ca$$

$$s = n \cdot c \cdot \frac{d - c}{c} \quad sa$$

$$s' = n \cdot c \cdot \frac{-d' - c}{c} \quad sa$$

- ただし、
- c : 圧縮側縁から中立軸までの距離 (mm)
 - C : セグメント厚中心から引張鉄筋までの距離 (mm)
 - C' : セグメント厚中心から圧縮鉄筋までの距離 (mm)
 - s_a : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)
 - s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
 - s' : 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)

4) せん断力に対する設計

a) せん断応力度 c は、

$$c = \frac{1.15 \cdot Q_{\max}}{B \cdot d} \quad a$$

ただし、 Q_{\max} : 最大せん断力

6-2 応力度の算定

検討位置		正最大曲げ位置		負最大曲げ位置		最大せん断位置	
節点番号		0		0		0	
断面寸法	B (mm)	1000		1000		1000	
	h (mm)	125		125		125	
断面力	M (kN・m)	17.534		-15.004		1.256	
	N (kN)	311.357		362.193		335.669	
	Q (kN)	0.000		-2.099		-21.017	
引張側有効高	d (mm)	90		90		90	
引張側鉄筋量	As (cm ²)	6.9770		6.9770		6.9770	
圧縮側有効高	d' (mm)	35		35		35	
圧縮側鉄筋量	As' (cm ²)	6.9770		6.9770		6.9770	
ヤング係数比	n	15		15		15	
せん断補強筋							
断面積	Aw (cm ²)	-		-		-	
部材軸との角度	w (°)	-		-		-	
配置間隔	Ss (mm)	-		-		-	
応力度	e (mm)	56		41		4	
	Ai (mm ²)	145931		145931		145931	
	u (mm)	62		62		62	
	Ii (mm ⁴ /Ring)	178625968		178625968		178625968	
	Ki (mm)	19		19		19	
	f (mm)	56		40		4	
	応力状態	曲げ引張が作用		曲げ引張が作用		全圧縮状態	
	(mm)	58		73		-	
	c (N/mm ²)	11.400	OK	9.300	OK	2.700	OK
	s (N/mm ²)	95.800	OK	33.400	OK	-	-
	s' (N/mm ²)	69.300	OK	73.600	OK	-	-
	c (N/mm ²)	0.000	OK	0.027	OK	0.269	OK
せん断補強筋 の応力度	Qc (kN)	-		-		-	
	Qs (kN)	-		-		-	
	w (N/mm ²)	-	-	-	-	-	-
許容応力度	ca (N/mm ²)	16		16		16	
	sa (N/mm ²)	200		200		200	
	a (N/mm ²)	0.71		0.71		0.71	

7. セグメント本体強度の検討

7-1 断面応力の算定方式

ここではまず、日本下水道協会編『シールド工用標準セグメント』に示される、セグメント本体強度の規格値との照査を行う。

セグメント本体規格値(セグメント番号 C23)

単体の抵抗モーメント M_{ra}	11.0 (kN・m)
単体の破壊モーメント M_{ru}	26.4 (kN・m)

7-2 セグメント本体強度の検討

(1) 主断面抵抗モーメント M_d の算定方式

主断面の設計抵抗モーメントは次の2ケース内、小なる数値とする。

- ・主断面のコンクリートの許容圧縮応力 c_a に達する時のモーメント $M_{d'}$
- ・引張鉄筋の許容引張応力 s_a に達する時のモーメント $M_{d''}$

使用セグメントの許容応力度(単位: N/mm²)

許容圧縮応力度 c_a	16
許容引張応力度 s_a	200

なお、 $M_{d'}$ 、 $M_{d''}$ の算出は、主断面を複鉄筋長方形断面と考え、

- ・中立軸の位置()及び断面二次モーメント(I_c)

$$= -n \cdot \frac{(A_s + A_{s'})}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (A_s + A_{s'})}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_{s'})}$$

- ・許容圧縮応力度(c_a)に達するモーメント $M_{d'}$

$$M_{d'} = \left(\frac{B \cdot}{2} \cdot \left(d - \frac{c_a}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{-d'}{n \cdot (d - \frac{c_a}{3})} \cdot (d - d') \right) \cdot c_a$$

- ・許容引張応力度(s_a)に達するモーメント $M_{d''}$

$$s_a = n \cdot c_a \cdot \frac{(d - \frac{c_a}{3})}{n \cdot (d - \frac{c_a}{3})} \quad \text{より}$$

$$M_{d''} = \left(\frac{B \cdot}{2} \cdot \left(d - \frac{c_a}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{-d'}{n \cdot (d - \frac{c_a}{3})} \cdot (d - d') \right) \cdot s_a \cdot \frac{1}{n \cdot (d - \frac{c_a}{3})}$$

(2) 主断面抵抗モーメントの算定

・中立軸の位置 ()

$$\begin{aligned}
 &= -n \cdot \frac{(A_s + A_{s'})}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (A_s + A_{s'})}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_{s'})} \\
 &= -15 \times \frac{(697.7 + 697.7)}{1000} \\
 &\quad + \sqrt{\left(\frac{15 \times (697.7 + 697.7)}{1000}\right)^2 + \frac{2 \times 15}{1000} \times (90 \times 697.7 + 35 \times 697.7)} \\
 &= 34.34 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

ここに、

項目		単位	諸元値
ヤング係数比	n	-	15
引張側鉄筋量	A _s	mm ²	697.7
圧縮側鉄筋量	A _{s'}	mm ²	697.7
セグメント幅	B	mm	1000
引張側有効高	d	mm	90
圧縮側有効高	d'	mm	35

$$\begin{aligned}
 M_{d'} &= \left(\frac{B \cdot}{2} \cdot \left(d - \frac{\quad}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{-d'}{\quad} \cdot (d - d') \right) \cdot c_a \\
 &= \left(\frac{1000 \times 34.34}{2} \times \left(90 - \frac{34.34}{3} \right) \right. \\
 &\quad \left. + 15 \times 697.7 \times \frac{34.34 - 35}{34.34} \times (90 - 35) \right) \times 16 \\
 &= 21403166 \text{ (N}\cdot\text{mm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{d''} &= \left(\frac{B \cdot}{2} \cdot \left(d - \frac{\quad}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{-d'}{\quad} \cdot (d - d') \right) \cdot s_a \cdot \frac{\quad}{n \cdot (d - \quad)} \\
 &= \left(\frac{1000 \times 34.34}{2} \times \left(90 - \frac{34.34}{3} \right) + 15 \times 697.7 \times \frac{34.34 - 35}{34.34} \right. \\
 &\quad \left. \times (90 - 35) \right) \times 200 \times \frac{34.34}{15 \times (90 - 34.34)} \\
 &= 11004083 \text{ (N}\cdot\text{mm)}
 \end{aligned}$$

したがって、設計抵抗モーメント M_d は、

$$M_{d'} = 21403166 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \quad M_{d''} = 11004083 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \text{ より}$$

$$M_d = 11004083 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \text{ となる。}$$

(3) 主断面破壊モーメント M_u の算定

1) 圧縮縁から中立軸までの距離

$$N_d = 0.85 \cdot f'_{cd} \cdot B \cdot d - A_s \cdot f_{sd} + A_s' \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{d - d'}{d}$$

より、圧縮縁から中立軸までの距離 x を求める。

$$0 = 0.85 \times 0.8 \times 32.3 \times 1000 \times d - 697.7 \times 210000 \times 0.0035 \\ \times \frac{d - 35}{d} - 697.7 \times 345.0$$

$$= 23.06 \text{ (mm)}$$

ここで、	B	: セグメント幅	1000 (mm)
	d	: 引張側有効高	90 (mm)
	d'	: 圧縮側有効高	35 (mm)
	A_s	: 引張側鉄筋量	697.7 (mm ²)
	A_s'	: 圧縮側鉄筋量	697.7 (mm ²)
	E_s	: 鉄筋のヤング係数	210000 (N/mm ²)
	f'_{ck}	: コンクリートの設計標準強度	42 (N/mm ²)
	f'_{cd}	: $f'_{ck} / \gamma_c = 42 / 1.3$	32.3 (N/mm ²)
	γ_c	: コンクリートの材料係数	1.3
	f_{sy}	: 鉄筋の降伏点	345 (N/mm ²)
	f_{sd}	: $f_{sy} / \gamma_s = 345 / 1.0$	345.0 (N/mm ²)
	γ_s	: 鉄筋の材料係数	1.0
	ϵ_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	0.0035

2) 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力 T_s'

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{d - d'}{d} \quad (\text{ただし、} T_s' = A_s' \cdot f_{sd} \text{ とする})$$

$$= 697.7 \times 210000 \times 0.0035 \times \frac{23.06 - 35}{23.06} = -265522.4 \text{ (N)}$$

$$A_s' \cdot f_{sd} = 697.7 \times 345.0 = 240706.5 \text{ (N)}$$

-265522.4 < 240706.5 である為、条件を満足している。

3) 引張鉄筋の引張応力度の合力 T_s

$$T_s = A_s \cdot f_{sd} = 697.7 \times 345.0 = 240706.5 \text{ (N)}$$

4) コンクリートの圧縮応力度の合力 C

$$\begin{aligned} C &= 0.85 \cdot \quad \cdot f'_{cd} \cdot \quad \cdot B \\ &= 0.85 \times 0.8 \times 32.3 \times 23.06 \times 1000 \\ &= 506489.8 \text{ (N)} \end{aligned}$$

5) 破壊モーメント M_u

破壊モーメントは、曲げモーメントの釣合条件より次式より求める。

$$\begin{aligned} M_u &= C \cdot (h / 2 - \quad / 2 \cdot \quad) + T_s' \cdot (h / 2 - d') + T_s \cdot (h / 2 - d) \\ &= 506489.8 \times (125 / 2 - 0.8 / 2 \times 23.06) \\ &\quad - 265522.4 \times (125 / 2 - 35) + 240706.5 \times (125 / 2 - 90) \\ &= 13062456 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \\ &= 13.1 \text{ (KN}\cdot\text{mm)} \end{aligned}$$

(4) 本体強度規格値との比較

セグメントの抵抗モーメント $M_d = 11004083 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$ [= 11.0 (kN·m)],

破壊モーメント $M_u = 13062456 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$ [= 13.1 (kN·m)],

結果

	本体強度計算値	強度規格値	評価
単体抵抗モーメント	$M_d = 11.0$	$M_{ra} = 11.0$	-
単体破壊モーメント	$M_u = 13.1$	$M_{ru} = 26.4$	-

標準セグメントに対する計算である為、規格値との比較は行わない。

8. セグメント継手の設計

8-1 継手部のコンクリート及びボルトの検討

(1) 継手部許容モーメント

セグメント継手の許容モーメント M_{ja} は、『シールド工用標準セグメント』より、セグメント本体規格値 (M_{ja}) の60%以上になる様設計されている。

- ・継手許容モーメント規格値 $M_{ja}' = 6.6 \text{ (kN}\cdot\text{m/Ring)}$
- ・継手破壊モーメント規格値 $M_{ju}' = 15.8 \text{ (kN}\cdot\text{m/Ring)}$

(2) 継手部の許容モーメント M_{ja}'

セグメント規格値より決められた継手部許容モーメントに対して、次に下図条件での継手抵抗モーメントを求める。

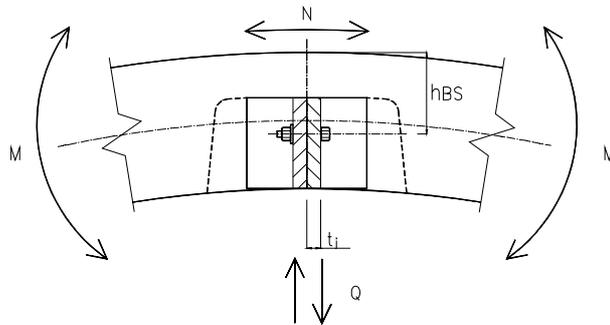


図-8.1.1 力の釣合

継手ボルト仕様

項目		単位	諸元値
ボルト径			M - 22
ボルト長	l_B	mm	60
有効断面積	A_n	mm ²	303
軸断面積	A_b	mm ²	380
セグメント継ボルト本数	n_{sb}	本	2

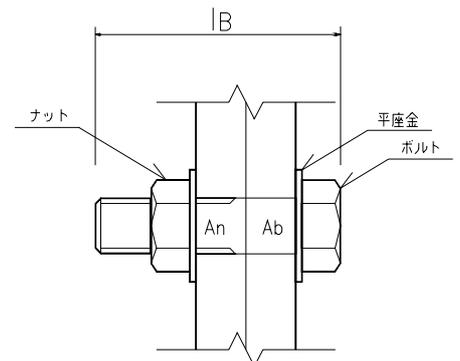


図-8.1.2 ボルト諸元

ボルト本数 $n_{sb} = 2$ (本)

ボルト面積 $A_n = 303 \times 2 = 606$ (mm²)

外面からボルト中心までの距離 $h_{BS} = 80$ (mm)

・中立軸の位置 ()

$$\begin{aligned}
 &= - \frac{n \cdot A_n}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_n}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n \cdot h_{BS} \cdot A_n}{B}} \\
 &= - \frac{15 \times 606}{1000} + \sqrt{\left(\frac{15 \times 606}{1000}\right)^2 + \frac{2 \times 15 \times 80 \times 606}{1000}} \\
 &= 30 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

・コンクリート許容応力度($c_a = 16$ (N/mm²))に達するモーメント M_{jc}

$$\begin{aligned}
 c_a &= \frac{2 \cdot M_{jc}}{B \cdot (h_b - / 3)} \quad \text{より} \\
 M_{jc} &= \frac{1}{2} \cdot B \cdot (h_{BS} - / 3) \cdot c_a \\
 &= \frac{1}{2} \times 1000 \times 30 \times (80 - 30 / 3) \times 16 \\
 &= 16800000 \text{ (N}\cdot\text{mm)} = 16.800 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・ボルトの許容応力度に達するモーメント M_{jb}

$$\begin{aligned}
 b_a &= n \cdot c_a \cdot \frac{(h_b -)}{3} \quad \text{より} \\
 M_{jb} &= \frac{B \cdot (h_b - / 3)}{2 \cdot n \cdot (h_b -) / 3} \cdot b_a
 \end{aligned}$$

強度区分	許容応力度 b_a (N/mm ²)	ボルト許容応力 度に達するモーメント M_{jb} (kN·m)	コンクリート許容応力 度に達するモーメント M_{jc} (kN·m)	セグメント継手 許容モーメント M_j (kN·m)	継手許容 モーメント規格値 M_j' (kN·m)	判定
4.6	120	5.040	16.800	5.040	6.6	×
6.8	210	8.820	16.800	8.820	6.6	
8.8	290	12.180	16.800	12.180	6.6	
10.9	380	15.960	16.800	15.960	6.6	

8-2 せん断力に対する検討

(1) K型セグメントの継手部

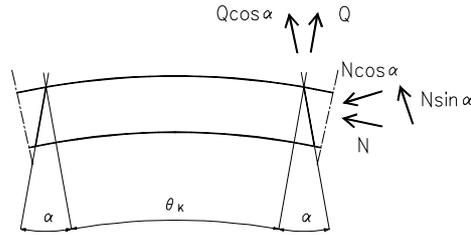


図-8.2.1 K型セグメント継手部に作用する応力

継手角度 = 14.5 °

せん断力 $Q_k = N \cdot (\sin \alpha - f' \cdot \cos \alpha) - Q \cdot (\cos \alpha + f' \cdot \sin \alpha)$

ただし、 $f' = 0.5$ (コンクリートの摩擦係数)

K型セグメントの継手位置は $\kappa = 0^\circ \sim 50^\circ$ の範囲内にあるので、この範囲に作用するせん断力 Q_k を求め検討する。

せん断力の計算結果(単位m当り)

	軸力 N (kN/m)	せん断力 Q (kN/m)	$N \cdot (\sin \alpha - f' \cdot \cos \alpha)$	$Q \cdot (\cos \alpha + f' \cdot \sin \alpha)$	合計せん断力 Q_k (kN/m)
0	311.357	0.000	-72.762	0.000	-72.762
10	313.220	-8.296	-73.198	-9.070	-64.128
20	318.513	-15.228	-74.435	-16.649	-57.786
30	326.397	-19.689	-76.277	-21.527	-54.750
40	335.669	-21.017	-78.444	-22.979	-55.465
50	344.964	-19.125	-80.616	-20.910	-59.706

したがって、最大せん断力(Q_{kmax})は

$$Q_{kmax} = -54.750 \text{ (kN/m)}$$

$Q_{kmax} < 0$ の為、ボルトにせん断力は働かない。

(2) 最大せん断力

$$\text{最大せん断力 } Q_{\max} = -21.017 \text{ (kN)} = 40$$

$$\text{これをリング当りに換算すると } Q_{\max} = -21.017 \times 1000 = -21017 \text{ (N/Ring)}$$

となり、これにより使用ボルトのせん断応力度 σ を求める。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{Q_{\max}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{21017}{2 \times 380} \\ &= 27.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(3) 破断時のボルトに発生する応力度 (F_u)

$$F_u = \frac{M_{ju'}}{h_{BS}} = \frac{15800000}{80} = 197500 \text{ (N)}$$

この時のボルトに発生する応力度 σ_u

$$\sigma_u = \frac{F_u}{n_{rb} \cdot A_n} = \frac{197500}{2 \times 303} = 325.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

強度区分	許容せん断 応力度 σ_a (N/mm ²)	せん断応力度 (K型セグメント部) σ_{BK} (N/mm ²)	せん断応力度 (最大せん断力) σ_B (N/mm ²)	ボルト降伏点 σ_y (N/mm ²)	破断時 応力度 σ_{bu} (N/mm ²)	判定
4.6	90	-	27.7	240	325.9	×
6.8	150	-	27.7	480	325.9	
8.8	200	-	27.7	660	325.9	
10.9	270	-	27.7	940	325.9	

9. ジャッキ推力に対する検討

シールド推進時にセグメントにかかるジャッキ推力は、施工時荷重であることから、短期荷重として扱い、許容応力度の割増し(50%)を考える。

なお、ジャッキ重心とセグメント中心位置の偏心量(e)については、日本下水道協会編『シールド工事用標準セグメント』に示されている1cmとする。

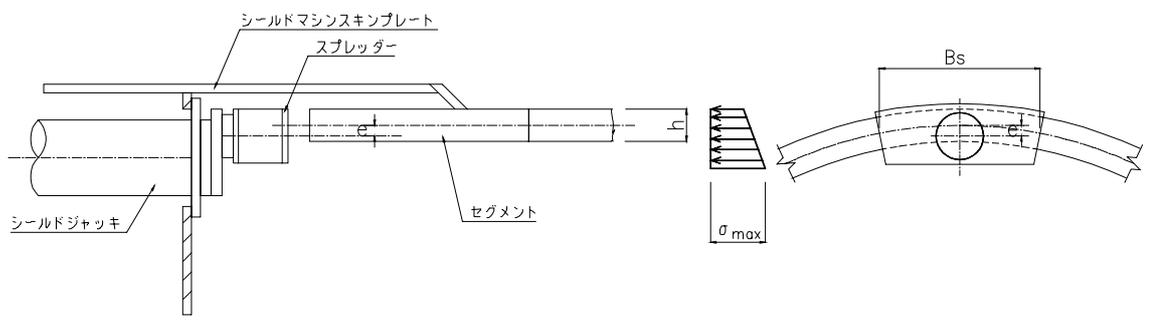


図-9.1 ジャッキ重心と、セグメント中心位置の偏心量

・セグメントに発生する最大支圧応力 σ_{max}

$$\sigma_{max} = \frac{P_{j1}}{A_0} + P_{j1} \cdot e \cdot \frac{h / 2}{I'} < \sigma_{cas}$$

スプレッダーシューに接するセグメント面積 : $A_0 = B_s \cdot h$

・スプレッダーシュー受圧面のセグメント断面二次モーメント : $I' = \frac{B_s \cdot h^3}{12}$

ここに、

項目		単位	諸元値
ジャッキ1本当たり推力	P_{j1}	kN	1000
スプレッダーシュー幅	B_s	mm	700
ジャッキとセグメント中心の偏心量	e	mm	10
セグメント厚	h	mm	125

したがって、

$$A_0 = B_s \cdot h = 700 \times 125 = 87500 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$I' = \frac{B_s \cdot h^3}{12} = \frac{700 \times 125^3}{12} = 113932292 \text{ (mm}^4\text{)} \quad \text{より}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{1000000}{87500} + 1000000 \times 10 \times \frac{125 / 2}{113932292} \\ &= 16.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \sigma_{cas} = 22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK} \end{aligned}$$