

Excelで解く樋門設計(2連構造編)

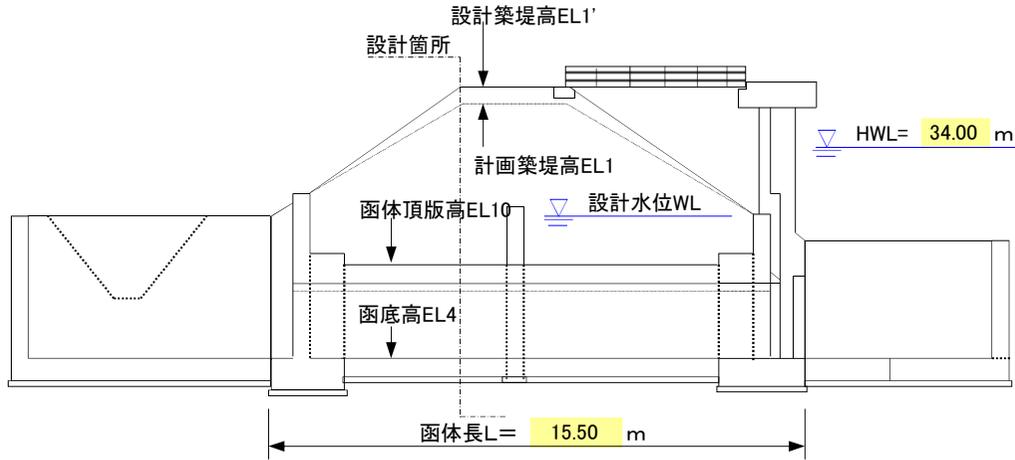
第3章 函渠工の設計

[「スタートメニュー」に戻る](#)

入力および計算結果

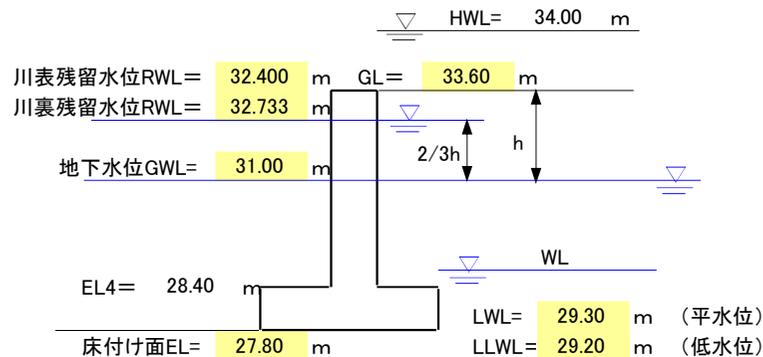
入 カ デ ー タ

【構造図入力】



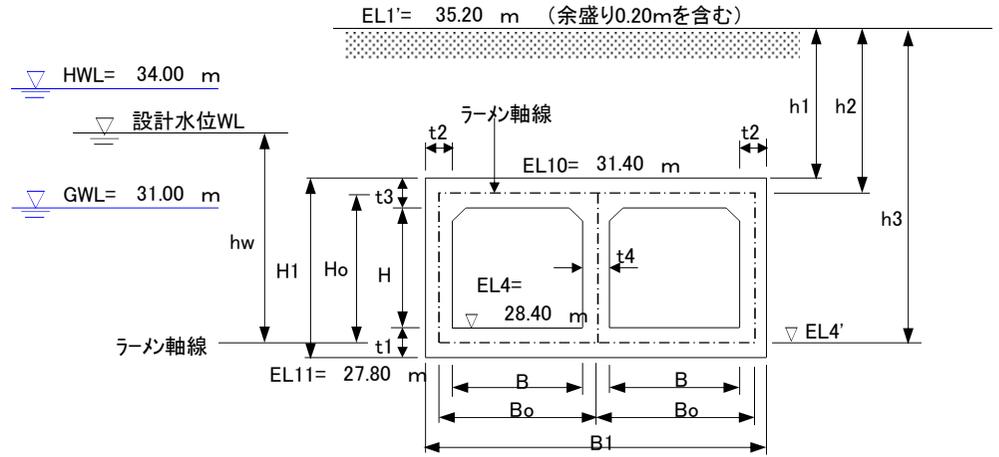
計画築堤高	EL1 =	35.00	m
余盛り高	Δh =	0.20	m
設計築堤高	EL1' =	35.20	m
函底高	EL4 =	28.40	m
函体頂版上面高	EL10 =	31.40	m

【胸壁水位入力】



※ 函体の設計水位は「川裏胸壁」と「川表胸壁」の残留水位の高い方とする。

【函体工断面図入力】



内空幅	B =	2.500	m
内空高	H =	2.500	m
総幅	B1 = 2 · (B+t2) + t4 =	6.400	m
総高	H1 = H+t1+t3 =	3.600	m
底板厚	t1 =	0.600	m
側壁厚	t2 =	0.500	m
頂版厚	t3 =	0.500	m
隔壁厚	t4 =	0.400	m
頂版下のハンチの幅、高さ	Δh =	0.150	m
ラーメン軸線幅	Bo = B+(t2+t4)/2 =	2.950	m
ラーメン軸線高	Ho = H+(t1+t3)/2 =	3.050	m
土被り高(頂版上面)	h1 = EL1' - EL10 =	3.800	m (設計土被り高)
土被り高(ラーメン上軸線)	h2 = h1+t3/2 =	4.050	m
土被り高(ラーメン下軸線)	h3 = h2+Ho =	7.100	m
設計水位高(ラーメン軸線)	hw = WL - EL4' =	4.633	m
ここに、			
設計水位標高	WL = 川裏胸壁RWL =	32.733	m
ラーメン軸線(底板)標高	EL4' = EL4 - t1/2 =	28.100	m
床付け面標高	EL11 = EL4 - t1 =	27.800	m

第3章 函渠工の設計

入 力 デ ータ

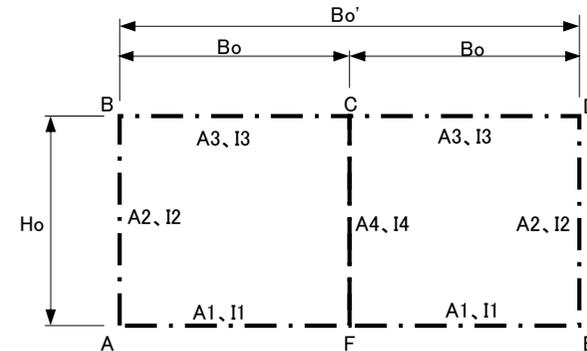
【設計条件】

- 1) 単位体積重量
 - ・ 鉄筋コンクリート $\gamma_{c} = 24.50$ KN/m³
 - ・ 土(湿潤)の単位体積重量 $\gamma_{s} = 18.60$ KN/m³
 - ・ 土(飽和)の単位体積重量 $\gamma_{t} = 19.60$ KN/m³
 - ・ 土の水中重量 $\gamma_{s'} = 9.80$ KN/m³
 - ・ 水の単位体積重量 $\gamma_{w} = 10.00$ KN/m³
- 2) 静止土圧係数 $K_0 = 0.50$
- 3) 鉛直土圧係数 $\alpha = 1.00$
- 4) 活荷重(T-25) $q = 10.00$ KN/m²
 - 1後輪荷重 $T1 = 100$ KN
 - 1前輪荷重 $T2 = 25$ KN
 - 自動車占有幅 $B = 2.75$ m
- 5) 衝撃係数 $i = 0.30$
- 6) 許容応力
 - ・ コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0$ N/mm²
 - ・ コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8.0$ N/mm²
ただし、底板端部および側壁・隔壁下端は、 $\sigma_{ca} = 6.0$ N/mm² とする(ハンチなしの影響)
 - ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 160.0$ N/mm²
 - ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{al} = 0.39$ N/mm² (隅角部 = 0.78 N/mm²)
- 7) 物理定数
 - ・ コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7$ KN/m²
 - ・ コンクリートと鉄筋のヤング係数比 $n = 15$ (ただし、断面の決定および応力度計算の場合)
 - ・ 線熱膨張係数 $\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5}$ °/C
- 8) 地盤のバネ
考慮しない
- 9) 構造計算
「たわみ角法」によるボックス断面のラーメン解析
- 10) 鉄筋のかぶり
鉄筋のかぶりは以下のとおりとする。
(鉄筋のかぶり)

部材	鉄筋のかぶりd'(cm)
側壁	両面 12
頂版	両面 12
底板	上面 12
	下面 15
隔壁	両面 12
- 11) 地盤支持力
 $q_a = 300$ KN/m²

設 計 計 算 結 果

【ラーメン構造の諸元】



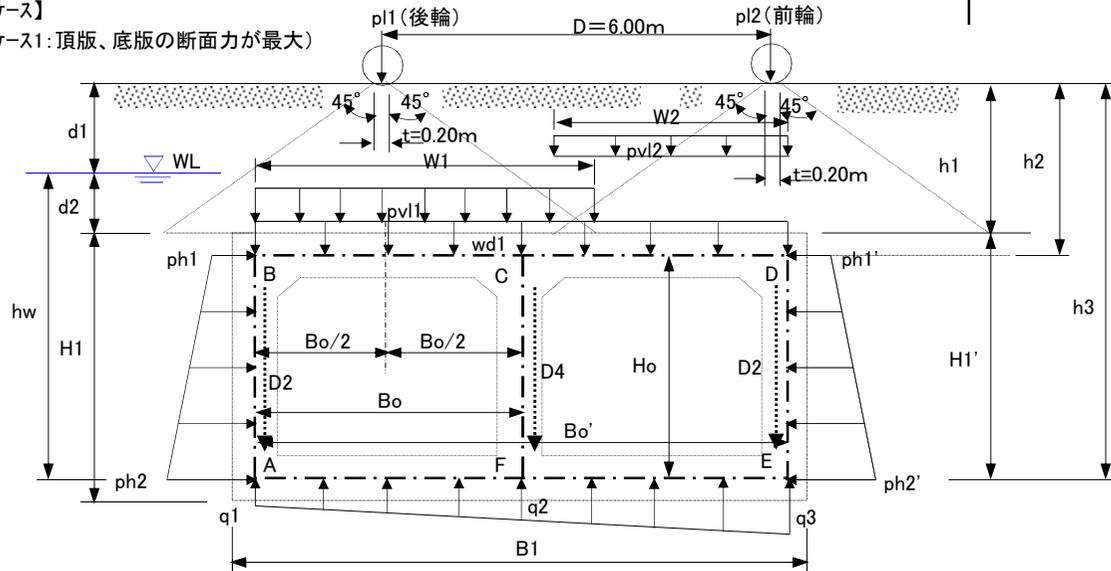
(ラーメン寸法)
 $B_o = 2.950$ m
 $H_o = 3.050$ m
 $B_o' = 5.900$ m
 A : 断面積
 I : 断面二次モーメント

(部材の諸元)

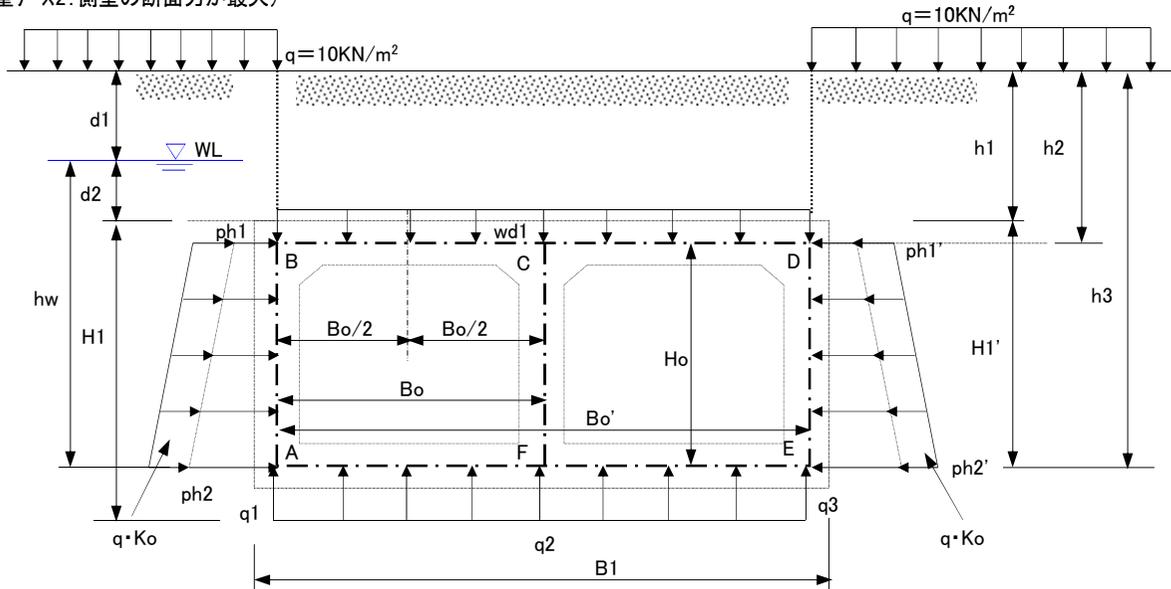
部 材		諸 元			
名称	符号	部材厚	断面積A	断面二次モーメントI	
底板	A-F、F-E	t1 = 0.600 m	A1 = 0.600 m ²	I1 = 0.0180 m ⁴	
側壁	A-B、E-D	t2 = 0.500 m	A2 = 0.500 m ²	I2 = 0.0104 m ⁴	
頂版	B-C、C-D	t3 = 0.500 m	A3 = 0.500 m ²	I3 = 0.0104 m ⁴	
隔壁	C-F	t4 = 0.400 m	A4 = 0.400 m ²	I4 = 0.0053 m ⁴	

【荷重ケース】

(荷重ケース1: 頂版、底版の断面力が最大)



(荷重ケース2: 側壁の断面力が最大)

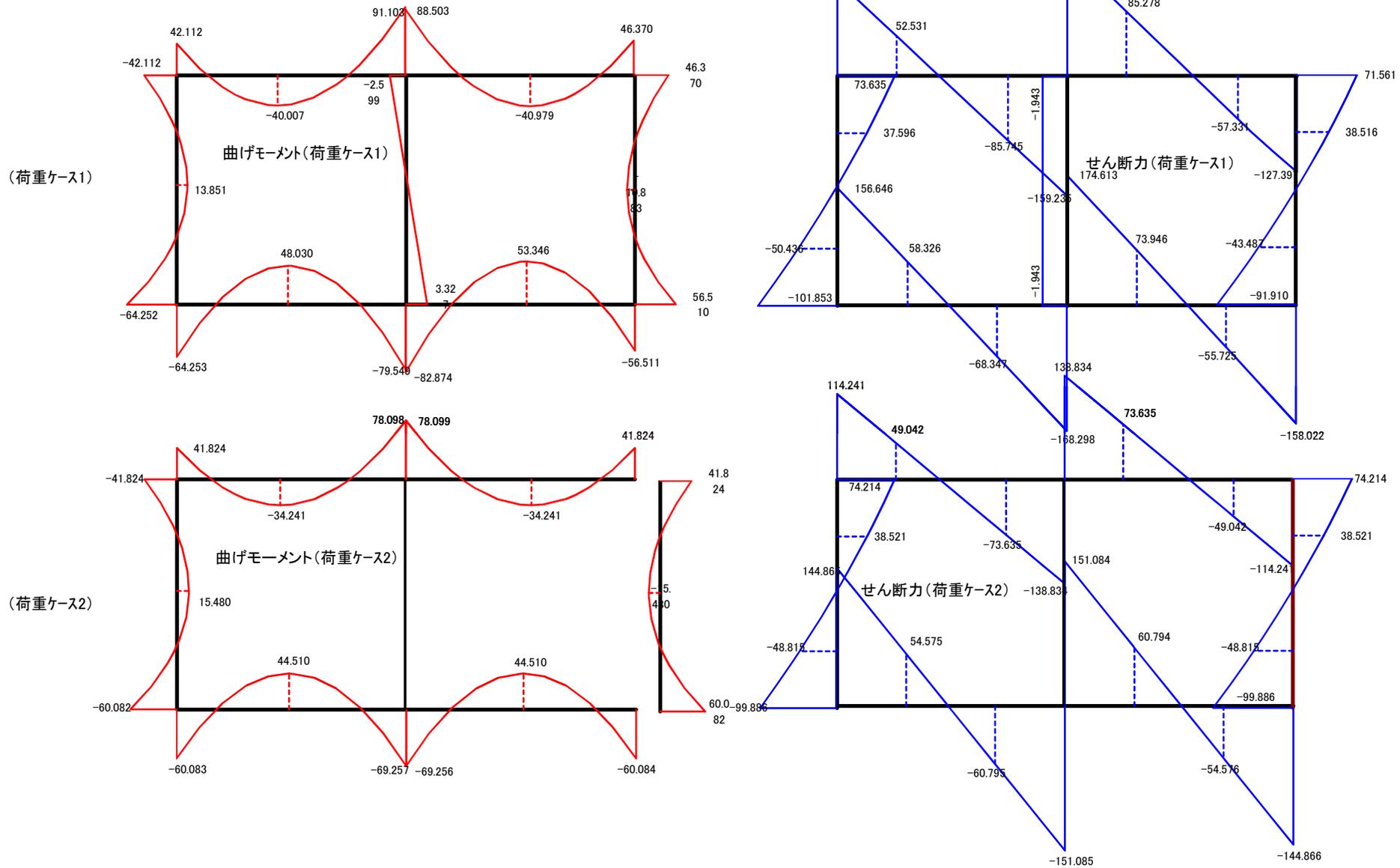


(設計荷重)

荷重項目		荷重ケース		備考	
符号	項目	ケース1	ケース2		
wd1	土重+頂版荷重	KN/m ²	85.788	85.788	
pvl1	自動車後輪荷重	KN/m ²	10.909	—	
pvl2	自動車前輪荷重	KN/m ²	3.030	—	
ph1	側壁荷重(B点)	KN/m ²	44.062	43.607	
ph2	側壁荷重(A点)	KN/m ²	71.012	70.557	
ph1'	側壁荷重(D点)	KN/m ²	40.122	43.607	
ph2'	側壁荷重(E点)	KN/m ²	67.072	70.557	
q1	底版反力(A点)	KN/m ²	108.847	100.322	
q2	底版反力(F点)	KN/m ²	111.454	100.322	
q3	底版反力(E点)	KN/m ²	114.061	100.322	
W1	後輪荷重の作用幅	m	5.375	—	頂版上面
W2	前輪荷重の作用幅	m	2.325	—	頂版上面
D2	側壁自重	KN	30.625	30.625	
wd2	側壁自重(mあたり)	KN/m	12.250	12.250	
D4	隔壁自重	KN	24.500	9.800	
wd4	隔壁自重(mあたり)	KN/m	9.800	9.800	

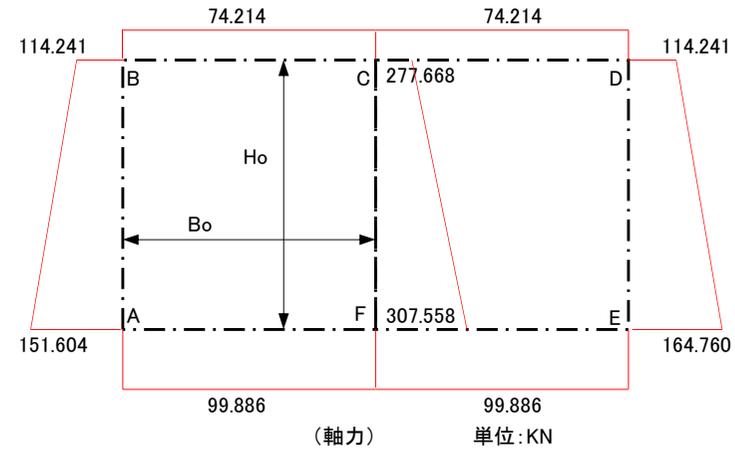
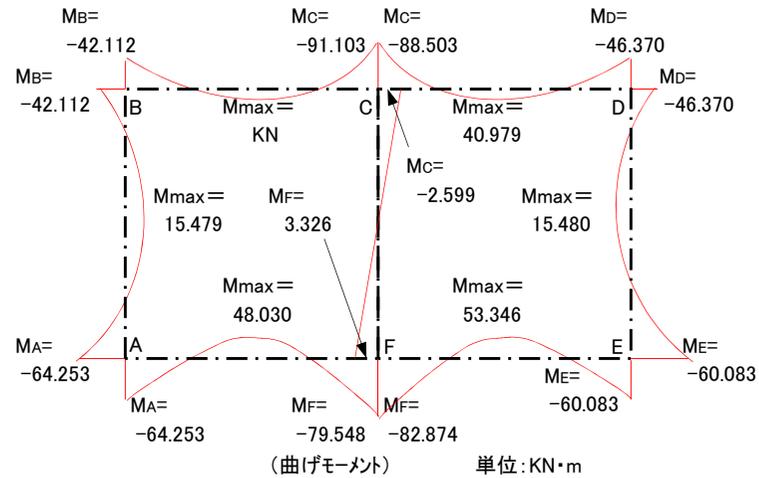
設計計算結果

【断面力の計算結果】

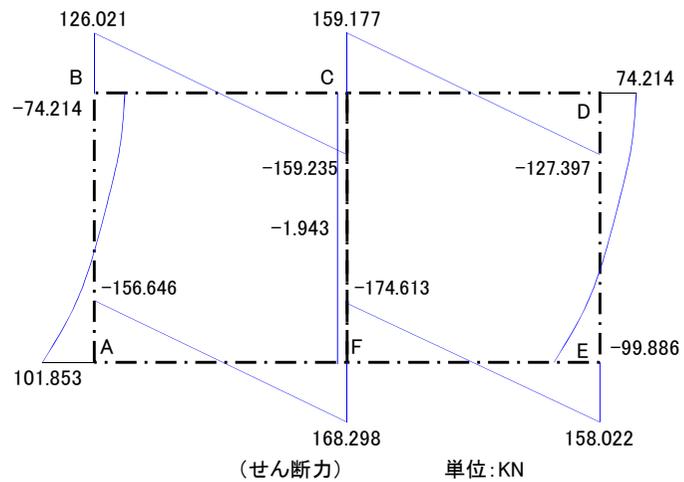


設計計算結果

「設計断面力図」



Bo = 2.950 m
Ho = 3.050 m



2d位置のせん断力

部材	2d位置のせん断力	
	x1=2d	x2
B→A	50.436	-38.521
D→E	38.521	-48.815
B→C	52.531	-85.745
C→D	85.687	-59.895
A→F	-58.326	68.347
F→E	-73.946	55.725
C→F	-1.943	-1.943

(単位: KN)

設計計算結果

【断面力のまとめ】

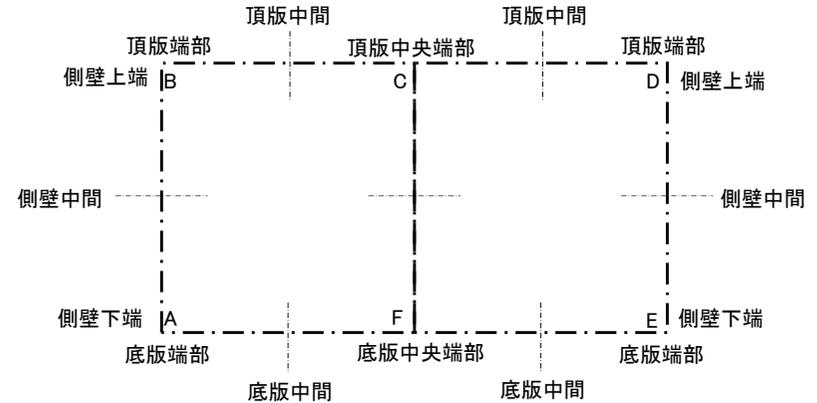
部材	位置	荷重ケース1							荷重ケース2							設計断面力						
		距離(m)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	設計断面力Ms(KN・m)			距離(m)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	設計断面力Ms(KN・m)			曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	設計断面力 Ms(KN・m)	荷重ケース	配筋	
						e(m)	c(m)	Ms					e	c	Ms							
側壁	A-B	A(節点)	0	-64.253	101.853	163.384	0.393	0.130	85.45	0	-60.083	99.886	151.604	0.396	0.130	79.744	-64.253	101.853	151.604	85.45	ケース1	外面引張
		A'(2d)	0.760	-6.707	50.436	154.074				0.760	-3.900	48.815	142.294				-6.707	50.436			ケース1	外面引張
		Mmax	1.592	13.850	0.000	143.882	0.096	0.130	32.517	1.570	15.479	0.000	132.371	0.117	0.130	32.696	15.479	0.000	143.882	32.696	ケース2	内面引張
		B'(x2)	2.290	0.479	-37.596	135.331				2.290	1.337	-38.521	123.551				1.337	-38.521			ケース2	内面引張
		B(節点)	3.050	-42.112	-73.635	126.021	0.334	0.130	58.474	3.050	-41.824	-74.214	114.241	0.366	0.130	56.664	-42.112	-74.214	114.241	58.474	ケース1	外面引張
	D-E	D(節点)	0.000	-46.370	71.561	127.397	0.364	0.130	62.934	0.000	-41.824	74.214	114.241	0.366	0.130	56.664	-46.370	74.214	114.241	62.934	ケース1	外面引張
		D'(2d)	0.760	-4.217	38.516	136.707				0.760	1.338	38.521	123.551				-4.217	38.521			ケース1	外面引張
		Mmax	1.527	10.883	0.000	146.103	0.074	0.130	29.805	1.480	15.480	0.000	132.371	0.117	0.130	32.696	15.480	0.000	146.103	32.696	ケース2	内面引張
		E'(x2)	2.290	-5.383	-43.487	155.450				2.290	-3.899	-48.815	142.294				-5.383	-48.815			ケース1	外面引張
		E(節点)	3.050	-56.511	-91.910	164.760	0.343	0.130	77.931	3.050	-60.083	-99.886	151.604	0.396	0.130	79.744	-60.083	-99.886	164.760	79.744	ケース2	外面引張
頂版	B-C	B(節点)	0.000	-42.112	126.021	73.635	0.572	0.130	51.692	0.000	-41.824	114.241	74.214	0.564	0.130	51.505	-42.112	126.021	74.214	51.692	ケース1	上面引張
		B'(2d)	0.760	25.738	52.531	73.635				0.760	20.224	49.042	74.214				25.738	52.531			ケース1	下面引張
		Mmax	1.303	40.007	0.000	73.635	0.543	0.130	49.556	1.332	34.241	0.000	74.214	0.461	0.130	43.860	40.007	0.000	74.214	49.556	ケース1	下面引張
		C'(x2)	2.190	1.990	-85.745	73.635				2.190	2.640	-73.635	74.214				2.640	-85.745			ケース2	下面引張
		C(節点)	2.950	-91.103	-159.235	73.635	1.237	0.130	100.659	2.950	-78.099	-138.834	74.214	1.052	0.130	87.721	-91.103	-159.235	74.214	100.659	ケース1	上面引張
	C-D	C(節点)	0.000	-88.503	159.177	71.561	1.237	0.130	97.824	0.000	-78.099	138.834	74.214	1.052	0.130	87.721	-88.503	159.177	74.214	97.824	ケース1	上面引張
		C'(2d)	0.760	4.518	85.687	71.561				0.760	2.639	73.635	74.214				4.518	85.687			ケース1	下面引張
		Mmax	1.615	40.979	0.000	71.561	0.573	0.130	50.307	1.618	34.241	0.000	74.214	0.461	0.130	43.860	40.979	0.000	74.214	50.307	ケース1	下面引張
		D'(x2)	2.190	24.500	-59.895	71.561				2.190	20.224	-49.042	74.214				24.500	-59.895			ケース1	下面引張
		D(節点)	2.950	-46.370	-127.397	71.561	0.648	0.130	55.674	2.950	-41.824	-114.241	74.214	0.564	0.130	51.505	-46.370	-127.397	74.214	55.674	ケース1	上面引張
底板	A-F	A(節点)	0.000	-64.253	-156.646	99.886	0.643	0.150	79.210	0.000	-60.083	-144.865	99.886	0.602	0.150	75.114	-64.253	-156.646	99.886	79.210	ケース1	下面引張
		A'(2d)	0.900	32.538	-58.326	99.886				0.900	29.665	-54.576	99.886				32.538	-58.326			ケース1	上面引張
		Mmax	1.431	48.030	0.000	99.886	0.481	0.180	66.025	1.444	44.510	0.000	99.886	0.446	0.180	62.529	48.030	0.000	99.886	66.025	ケース1	上面引張
		F'(x2)	2.050	26.888	68.347	99.886				2.050	26.089	60.794	99.886				26.888	68.347			ケース1	上面引張
		F(節点)	2.950	-79.548	168.298	99.886	0.796	0.150	94.492	2.950	-69.256	151.084	99.886	0.693	0.150	84.204	-79.548	168.298	99.886	94.492	ケース1	下面引張
	F-E	F(節点)	0.000	-82.874	-174.613	91.910	0.902	0.150	96.689	0.000	-69.256	-151.084	99.886	0.693	0.150	84.204	-82.874	-174.613	99.886	96.689	ケース1	下面引張
		F'(2d)	0.900	29.031	-73.946	91.910				0.900	26.089	-60.794	99.886				29.031	-73.946			ケース1	上面引張
		Mmax	1.557	53.346	0.000	91.910	0.580	0.180	69.852	1.506	44.510	0.000	99.886	0.446	0.180	62.529	53.346	0.000	99.886	69.852	ケース1	上面引張
		E'(x2)	2.050	39.621	55.725	91.910				2.050	29.665	54.576	99.886				39.621	55.725			ケース1	下面引張
		E(節点)	2.950	-56.511	158.022	91.910	0.615	0.150	70.311	2.950	-60.083	144.865	99.886	0.602	0.150	75.114	-60.083	158.022	91.910	75.114	ケース2	上面引張
隔壁	C-F	C(節点)	0.000	-2.599	-1.943	318.412	0.008	0.080	28.020	0.000	0.000	0.000	277.668	0.000	0.080	22.213	-2.599	-1.943	277.668	28.020	ケース1	左面引張
		C'(2d)	0.560	-1.511	-1.943	323.900				0.560	0.000	0.000	283.156				-1.511	-1.943			ケース1	左面引張
		Mmax	1.338	0.000	-1.943	331.524	0.000	0.080	26.522	1.525	0.000	0.000	292.613	0.000	0.080	23.409	0.000	-1.943	331.524	26.522	ケース1	左面引張
		F'(x2)	2.490	2.239	-1.943	342.814				2.490	0.000	0.000	302.070				2.239	-1.943			ケース1	右面引張
		F(節点)	3.050	3.326	-1.943	348.302	0.010	0.080	31.347	3.050	0.000	0.000	307.558	0.000	0.080	24.605	3.326	-1.943	307.558	31.347	ケース1	右面引張

第3章 函渠工の設計

設計計算結果

(設計断面力の決定)

部材	位置	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S(KN)		軸力N(KN)	Ms (KN・m)	決定部材と荷重ケース	
			端部、中間	2d			決定部材	荷重ケース
側壁	上端	46.370	74.214	50.436	114.241	62.934	D-C	ケース1
	中間	15.480			146.103	32.696	A-B	ケース2
	下端	64.253	101.853	48.815	151.604	85.450	A-B	ケース1
頂版	端部	46.370	127.397	59.895	74.214	55.674	C-D	ケース1
	中間	40.979			74.214	50.307	C-D	ケース1
	中央端部	91.103	159.235	85.745	74.214	100.659	B-C	ケース1
底板	端部	64.253	158.022	58.326	99.886	79.210	A-F	ケース1
	中間	53.346			99.886	69.852	F-E	ケース1
	中央端部	82.874	174.613	73.946	99.886	96.689	F-E	ケース1
隔壁	上端	2.599	1.943	1.943	277.668	28.020	C-F	ケース1
	中間	0.000			331.524	26.522	C-F	ケース1
	下端	3.326	1.943	1.943	307.558	31.347	C-F	ケース1



(必要部材厚の照査)

部材	部材		Ms(KN・m)	係数C1	部材幅b (cm)	必要有効高(cm)			仮定部材厚 (cm)	照査
	位置	ハンチの有無				有効高d	かぶりd'	必要部材厚		
側壁	上端	有	62.934	0.082	100	20.57	12	32.57	50	OK
	中間	無	32.696	0.082	100	14.83	12	26.83	50	OK
	下端	無	85.450	0.103	100	30.11	12	42.11	50	OK
頂版	端部	有	55.674	0.082	100	19.35	12	31.35	50	OK
	中間	無	50.307	0.082	100	18.39	12	30.39	50	OK
	中央端部	有	100.659	0.082	100	26.02	12	38.02	50	OK
底板	端部	無	79.210	0.103	100	28.99	15	43.99	60	OK
	中間	無	69.852	0.082	100	21.67	12	33.67	60	OK
	中央端部	無	96.689	0.103	100	32.03	15	47.03	60	OK
隔壁	上端	有	28.020	0.082	100	13.73	12	25.73	40	OK
	中間	無	26.522	0.082	100	13.35	12	25.35	40	OK
	下端	無	31.347	0.103	100	18.24	12	30.24	40	OK

- ※ 1. 底板は、端部を下面引張、中央部を上面引張としてかぶりを設定した。
 2. 必要部材厚は次の計算による。
 必要部材厚=必要有効高d+主鉄筋のかぶりd'
 3. 係数C1
 ハンチあり : C1= 0.082
 ハンチなし : C1= 0.103 (ただし、側壁・隔壁下端および底板端部)

設計計算結果

① 側壁(A-B)

表 応力度および鉄筋量の検討(側壁A-B)

項目			端部(下側)		2d(下側)			中間部			2d(上側)			端部(上側)				
			外面引張		外面引張			内面引張			内面引張			外面引張				
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	
部材厚	t2	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	
曲げモーメント	M	KN・m	—	64.253	—	—	—	—	—	15.479	—	—	—	—	—	42.112	—	
軸力	N	KN	—	151.604	—	—	—	—	—	143.882	—	—	—	—	—	114.241	—	
せん断力	S	KN	—	101.853	—	—	50.436	—	—	0.000	—	—	38.521	—	—	74.214	—	
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	
As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00407	—	—	0.00407	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.44497	—	—	—	—	—	0.10720	—	—	—	—	—	0.29163	—	
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	7.549	—	—	7.549	—	—	9.769	—	—	9.769	—	—	9.769	—	
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	272.362	—	—	272.362	—	—	516.521	—	—	516.521	—	—	516.521	—	
係数	k		—	0.29367	—	—	0.29367	—	—	0.22100	—	—	0.22100	—	—	0.22100	—	
	j		—	0.90211	—	—	0.90211	—	—	0.92633	—	—	0.92633	—	—	0.92633	—	
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	3.4	○	—	—	—	8	1.0	○	—	—	—	8	2.8	○	
引張応力度	σs	N/mm ²	160	121.2	○	—	—	—	160	55.4	○	—	—	—	160	150.6	○	
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.27	○	0.39	0.13	○	0.39	0.00	○	0.39	0.10	○	0.78	0.20	○	
最小鉄筋量		%	0.2	0.41	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.21	○	
最大鉄筋量		%	2.0	0.41	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.21	○	
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.103	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—	
		m		—	0.360	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—	
		C2		—	0.00070	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—	
		Ms	KN・m	—	85.450	—	—	—	—	32.696	—	—	—	—	—	58.474	—	
		As'	cm ²	15.484	6.738	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	3.964	○
		軸力無視	As'	cm ²	15.484	11.715	○	—	—	—	7.944	2.748	○	—	—	—	7.944	7.477

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁の上側端部の鉄筋(外面)は頂版の上面鉄筋と一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から側壁の下側端部の鉄筋(外面)は底版の下面鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

設計計算結果

② 側壁(D-E)

表 応力度および鉄筋量の検討(側壁D-E)

項目			端部(下側)		2d(下側)			中間部			2d(上側)			端部(上側)			
			外面引張			外面引張			内面引張			外面引張			外面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t2	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	60.083	—	—	—	—	—	15.48	—	—	—	—	—	46.37	—
軸力	N	KN	—	164.76	—	—	—	—	—	146.103	—	—	—	—	—	114.241	—
せん断力	S	KN	—	99.886	—	—	48.815	—	—	0.000	—	—	38.521	—	—	74.214	—
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	16	—	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—			
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00407	—	—	0.00407	—	—	0.00209	—	—	0.00302	—	—	0.00302	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.41609	—	—	—	—	—	0.10720	—	—	—	—	—	0.32112	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	7.549	—	—	7.549	—	—	9.769	—	—	8.449	—	—	8.449	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	272.362	—	—	272.362	—	—	516.521	—	—	362.425	—	—	362.425	—
係数	k		—	0.29367	—	—	0.29367	—	—	0.22100	—	—	0.25909	—	—	0.25909	—
	j		—	0.90211	—	—	0.90211	—	—	0.92633	—	—	0.91364	—	—	0.91364	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	3.1	○	—	—	—	8	1.0	○	—	—	—	8	2.7	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	113.3	○	—	—	—	160	55.4	○	—	—	—	160	116.4	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.26	○	0.39	0.13	○	0.39	0.00	○	0.39	0.10	○	0.78	0.20	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.41	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.30	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.41	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.30	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.103	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—
		m		—	0.360	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—
		C2		—	0.00070	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	79.744	—	—	—	—	32.696	—	—	—	—	—	62.934	—
		As'	cm ²	15.484	4.833	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	11.460	4.811
軸力無視	As'	cm ²	15.484	10.954	○	—	—	—	7.944	2.749	○	—	—	—	11.460	8.348	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁の上側端部の鉄筋(外面)は頂版の上面鉄筋と一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から側壁の下側端部の鉄筋(外面)は底版の下面鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

設計計算結果

③ 頂版(B-C)

表 応力度および鉄筋量の検討(頂版B-C)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			上面引張		下面引張			下面引張			下面引張			上面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	42.112	—	—	—	—	—	43.86	—	—	—	—	—	91.103	—
軸力	N	KN	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—
せん断力	S	KN	—	126.021	—	—	52.531	—	—	0	—	—	85.745	—	—	159.235	—
配筋	As	cm ²	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	25	—	D	25	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	5.067 cm ²	—	s=	5.067 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	20.268 cm ²	—	As=	20.268 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00533	—	—	0.00533	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.29163	—	—	—	—	—	0.30374	—	—	—	—	—	0.63091	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	9.769	—	—	9.769	—	—	9.769	—	—	6.849	—	—	6.849	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	516.521	—	—	516.521	—	—	516.521	—	—	210.636	—	—	210.636	—
係数	k		—	0.22100	—	—	0.22100	—	—	0.22100	—	—	0.32784	—	—	0.32784	—
	j		—	0.92633	—	—	0.92633	—	—	0.92633	—	—	0.89072	—	—	0.89072	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	8	2.80	○	—	—	—	8	3.00	○	—	—	—	8	4.30	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	150.60	○	—	—	—	160	156.90	○	—	—	—	160	132.90	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.33	○	0.39	0.14	○	0.39	0.00	○	0.39	0.23	○	0.78	0.42	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.53	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.53	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.082	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—
		m		—	0.429	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—
		C2		—	0.00088	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	51.692	—	—	—	—	49.556	—	—	—	—	—	100.659	—
		As'	cm ²	7.944	5.178	○	—	—	—	7.944	4.772	○	—	—	—	20.268	14.476
軸力無視	As'	cm ²	7.944	7.477	○	—	—	—	7.944	7.788	○	—	—	—	20.268	16.822	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(A-B)の上側端部の鉄筋(外面)と頂版の鉄筋(上面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から右側端部の鉄筋(上面)は頂版C-Dの左側端部の鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

設計計算結果

④ 頂版(C-D)

表 応力度および鉄筋量の検討(頂版C-D)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			上面引張		下面引張			下面引張			下面引張			上面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	87.721	—	—	—	—	—	40.979	—	—	—	—	—	46.370	—
軸力	N	KN	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—
せん断力	S	KN	—	159.177	—	—	85.687	—	—	0.000	—	—	59.895	—	—	127.397	—
配筋	As	cm ²	D	25	—	D	25	—	D	16	—	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	5.067 cm ²	—	s=	5.067 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	20.268 cm ²	—	As=	20.268 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00533	—	—	0.00533	—	—	0.00209	—	—	0.00302	—	—	0.00302	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.60749	—	—	—	—	—	0.28379	—	—	—	—	—	0.32112	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	6.849	—	—	6.849	—	—	9.769	—	—	8.449	—	—	8.449	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	210.636	—	—	210.636	—	—	516.521	—	—	362.425	—	—	362.425	—
係数	k		—	0.32784	—	—	0.32784	—	—	0.22100	—	—	0.25909	—	—	0.25909	—
	j		—	0.89072	—	—	0.89072	—	—	0.92633	—	—	0.91364	—	—	0.91364	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	8	4.2	○	—	—	—	8	2.8	○	—	—	—	8	2.7	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	128.0	○	—	—	—	160	146.6	○	—	—	—	160	116.4	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.42	○	0.39	0.23	○	0.39	0.00	○	0.39	0.16	○	0.78	0.34	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.53	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.30	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.53	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.30	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.082	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—
		m		—	0.429	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—
		C2		—	0.00088	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	97.824	—	—	—	—	50.307	—	—	—	—	—	55.674	—
		As'	cm ²	20.268	13.938	○	—	—	—	7.944	4.915	○	—	—	—	11.460	5.934
軸力無視	As'	cm ²	20.268	16.198	○	—	—	—	7.944	7.276	○	—	—	—	11.460	8.348	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(D-E)の上側端部の鉄筋(外面)と頂版の鉄筋(上面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から右側端部の鉄筋(上面)は頂版B-Cの左側端部の鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

設計計算結果

⑤ 底板(A-F)

表 応力度および鉄筋量の検討(底板A-F)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			下面引張		上面引張			上面引張			上面引張			下面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	64.253	—	—	—	—	—	48.03	—	—	—	—	—	79.548	—
軸力	N	KN	—	99.886	—	—	—	—	—	99.886	—	—	—	—	—	99.886	—
せん断力	S	KN	—	156.646	—	—	58.326	—	—	0	—	—	68.347	—	—	168.298	—
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	19	—	D	22	—	D	22	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00344	—	—	0.00323	—	—	0.00239	—	—	0.00323	—	—	0.00344	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.31730	—	—	—	—	—	0.20846	—	—	—	—	—	0.39283	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	8.039	—	—	8.234	—	—	9.259	—	—	8.234	—	—	8.039	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	319.891	—	—	339.791	—	—	453.856	—	—	339.791	—	—	319.891	—
係数	k		—	0.27377	—	—	0.26659	—	—	0.23431	—	—	0.26659	—	—	0.27377	—
	j		—	0.90874	—	—	0.91114	—	—	0.92190	—	—	0.91114	—	—	0.90874	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	2.6	○	—	—	—	8	1.9	○	—	—	—	6	3.2	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	101.5	○	—	—	—	160	94.6	○	—	—	—	160	125.7	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.35	○	0.39	0.12	○	0.39	0.00	○	0.39	0.14	○	0.78	0.37	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.34	○	—	—	—	0.2	0.24	○	—	—	—	0.2	0.34	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.34	○	—	—	—	2.0	0.24	○	—	—	—	2.0	0.34	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.103	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.103	—
		m		—	0.360	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.360	—
		C2		—	0.00070	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00070	—
		Ms	KN・m	—	79.210	—	—	—	—	66.025	—	—	—	—	—	94.492	—
		As'	cm ²	15.484	6.448	○	—	—	—	11.460	3.683	○	—	—	—	15.484	8.897
軸力無視	As'	cm ²	15.484	9.820	○	—	—	—	11.460	6.784	○	—	—	—	15.484	12.158	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As'=0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(A-B)の下側端部の鉄筋(外面)と底板の左側端部の鉄筋(上面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から右側端部の鉄筋(下面)は底板F-Eの左側端部の鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

設計計算結果

⑥ 底版(F-E)

表 応力度および鉄筋量の検討(底版F-E)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			下面引張		上面引張			上面引張			上面引張			下面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	82.874	—	—	—	—	—	53.346	—	—	—	—	—	60.083	—
軸力	N	KN	—	99.886	—	—	—	—	—	99.886	—	—	—	—	—	91.91	—
せん断力	S	KN	—	174.613	—	—	73.946	—	—	0	—	—	55.725	—	—	158.022	—
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	19	—	D	22	—	D	22	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00344	—	—	0.00323	—	—	0.00239	—	—	0.00323	—	—	0.00344	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.40925	—	—	—	—	—	0.23154	—	—	—	—	—	0.29671	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	8.039	—	—	8.234	—	—	9.259	—	—	8.234	—	—	8.039	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	319.891	—	—	339.791	—	—	453.856	—	—	339.791	—	—	319.891	—
係数	k		—	0.27377	—	—	0.26659	—	—	0.23431	—	—	0.26659	—	—	0.27377	—
	j		—	0.90874	—	—	0.91114	—	—	0.92190	—	—	0.91114	—	—	0.90874	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	3.3	○	—	—	—	8	2.1	○	—	—	—	6	2.4	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	130.9	○	—	—	—	160	105.1	○	—	—	—	160	94.9	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.39	○	0.39	0.15	○	0.39	0.00	○	0.39	0.12	○	0.78	0.35	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.34	○	—	—	—	0.2	0.24	○	—	—	—	0.2	0.34	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.34	○	—	—	—	2.0	0.24	○	—	—	—	2.0	0.34	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.103	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.103	—
		m		—	0.360	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.360	—
		C2		—	0.00070	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00070	—
		Ms	KN・m	—	96.689	—	—	—	—	69.852	—	—	—	—	—	75.114	—
		As'	cm ²	15.484	9.249	○	—	—	—	11.460	4.258	○	—	—	—	15.484	6.291
軸力無視	As'	cm ²	15.484	12.666	○	—	—	—	11.460	7.535	○	—	—	—	15.484	9.183	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(D-E)の下側端部の鉄筋(外面)と底版の右側端部の鉄筋(下面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から左側端部の鉄筋(下面)は底版A-Fの左側端部の鉄筋(下面)と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

設計計算結果

⑦ 隔壁

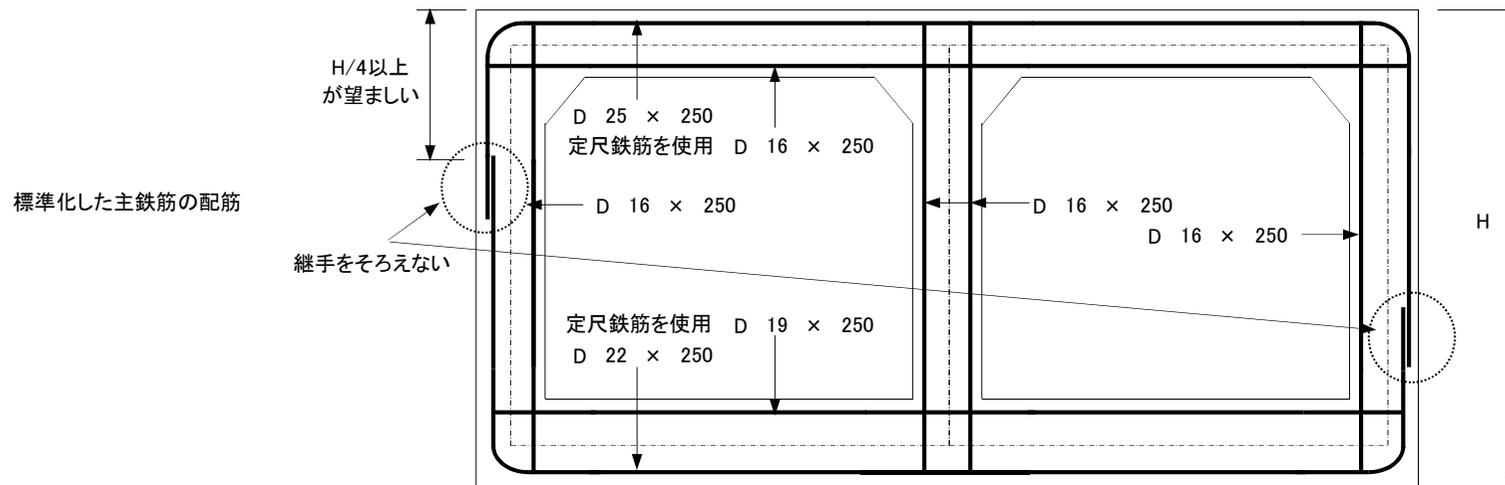
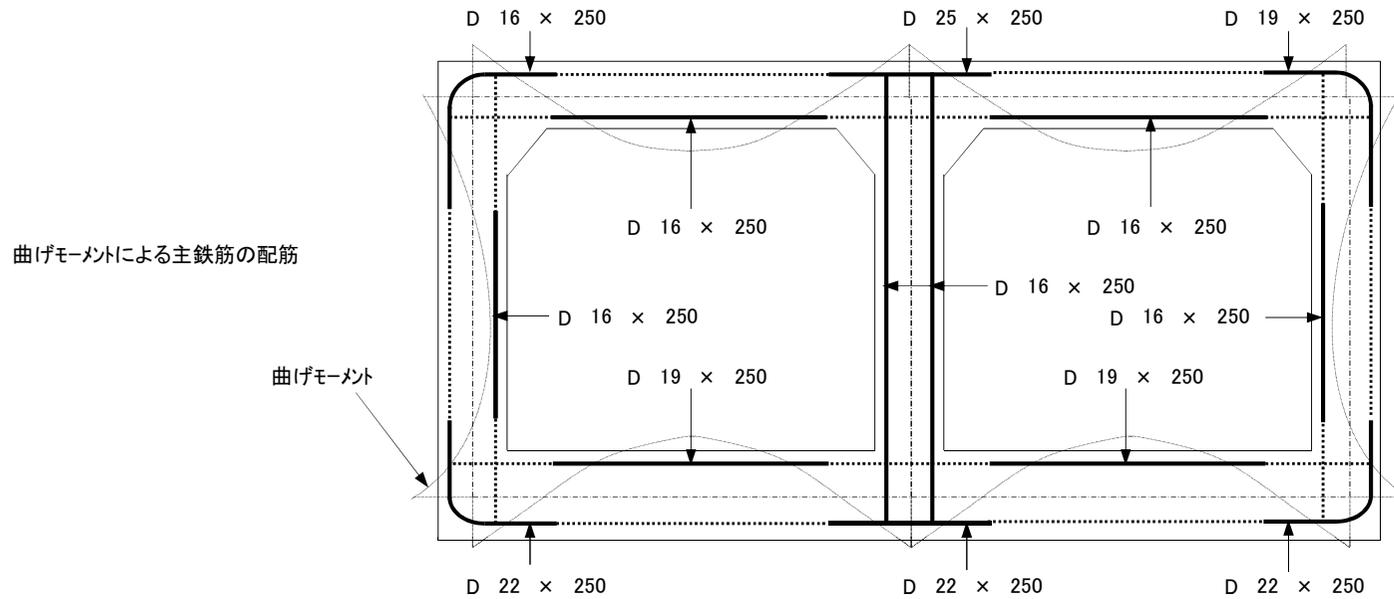
表 応力度および鉄筋量の検討(隔壁C-F)

項目			上部		2d(上側)			中間部			2d(下側)			下部			
			左面引張		左面引張			左面引張			右面引張			右面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	2.599	—	—	—	—	—	0.000	—	—	—	—	—	3.326	—
軸力	N	KN	—	277.668	—	—	—	—	—	331.524	—	—	—	—	—	307.558	—
せん断力	S	KN	—	1.943	—	—	1.943	—	—	1.943	—	—	1.943	—	—	1.943	—
配筋	As	cm ²	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.03315	—	—	—	—	—	0.00000	—	—	—	—	—	0.04242	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—
係数	k		—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—
	j		—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	8	0.3	○	—	—	—	8	0.0	○	—	—	—	6	0.4	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	12.7	○	—	—	—	160	0.0	○	—	—	—	160	16.3	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.01	○	0.39	0.01	○	0.39	0.01	○	0.39	0.01	○	0.78	0.01	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.28	○	—	—	—	0.2	0.28	○	—	—	○	0.2	0.28	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.28	○	—	—	—	2.0	0.28	○	—	—	○	2.0	0.28	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.082	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.103	—
		m		—	0.429	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.360	—
		C2		—	0.00088	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00070	—
		Ms	KN・m	—	28.020	—	—	—	—	26.522	—	—	—	—	—	31.347	—
		As'	cm ²	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	0.000
軸力無視	As'	cm ²	7.944	0.633	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	0.811	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で「As' ≤ 0」となるが、頂版および底版との接続部であることを考慮して配筋した。
 2. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 3. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

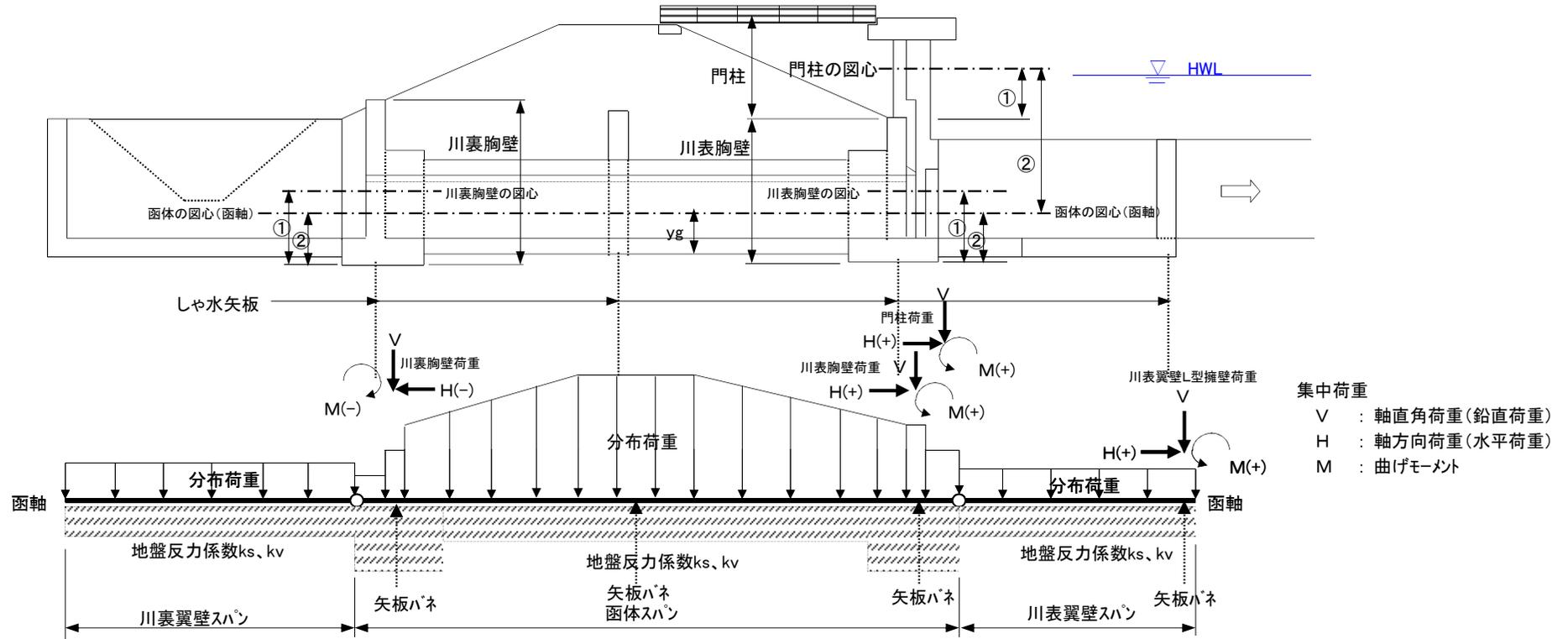
設計計算結果

【配筋計画】



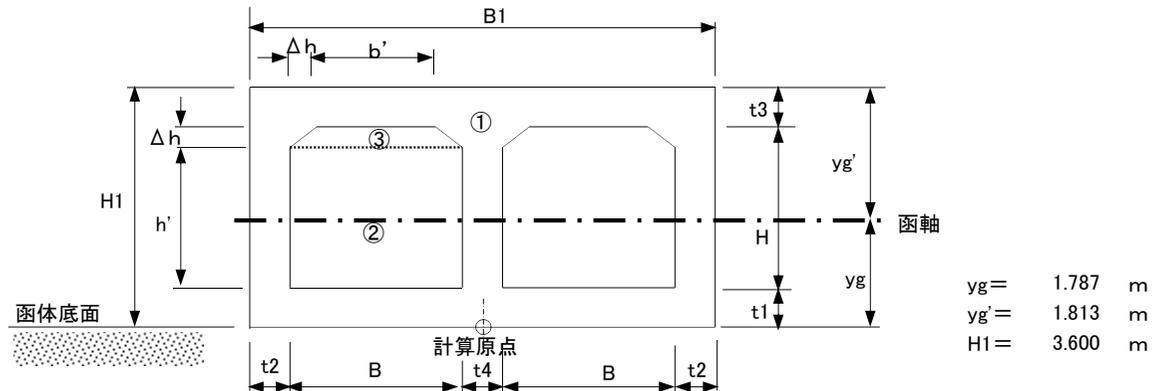
設計計算結果

【函軸の計算】



【地盤支持力の検討】

底版反力
 荷重「ケース1」
 $Q = 123.547 \text{ KN/m}^2 < \text{地盤支持力} q_a = 300 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$
 「terzaghiの支持力理論式」の検討
 ・ 常時
 $Q = 123.547 \text{ KN/m}^2 < \text{地盤支持力} q_a = 510 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$
 ・ 施工時
 $Q = 123.547 \text{ KN/m}^2 < \text{地盤支持力} q_a = 240 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$



$yg = 1.787 \text{ m}$
 $yg' = 1.813 \text{ m}$
 $H1 = 3.600 \text{ m}$

設 計 計 算

3-1. 函体横方向の計算
3-1-1. 函体の構造図

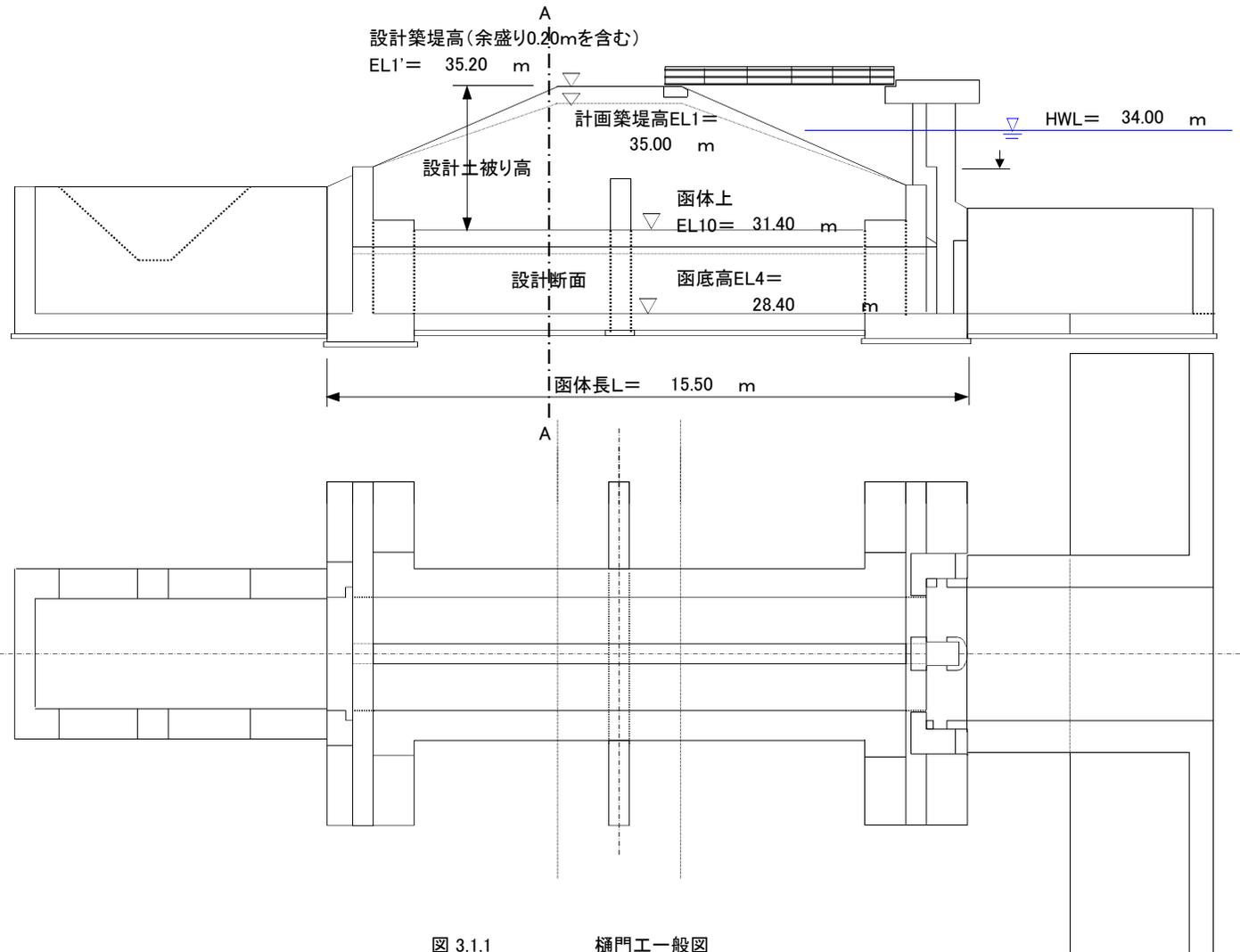
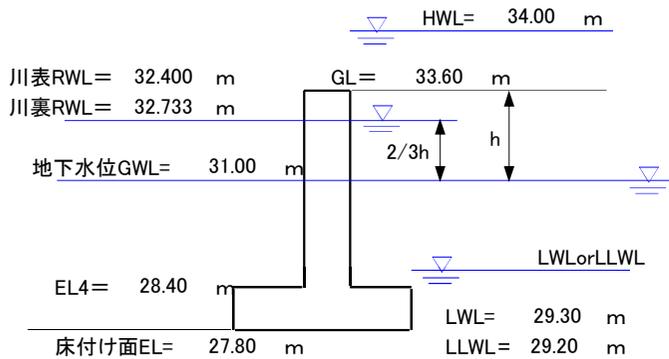


図 3.1.1 樋門工一般図

3-1-2. 仮定断面およびラーメン寸法

・ 胸壁の残留水位



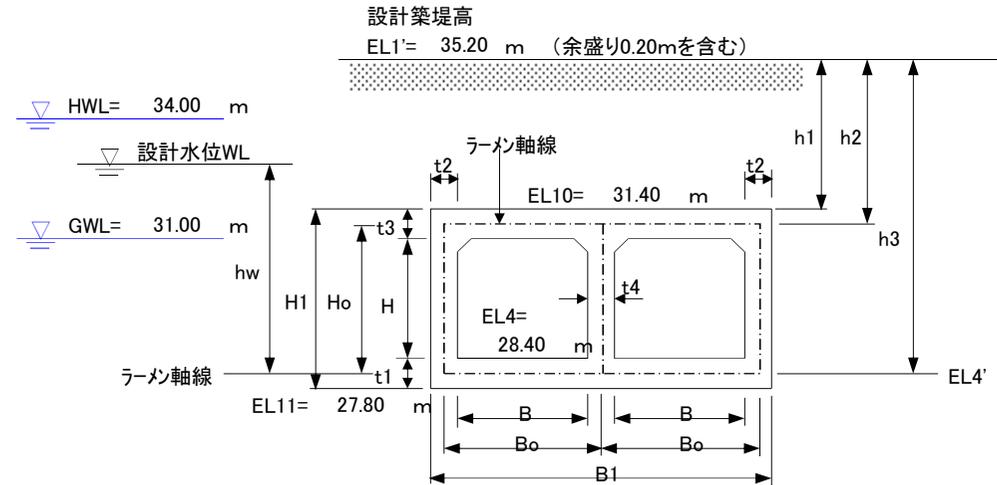
・ 常時の水位

前面水位WL = 29.30 m
 残留水位(背面水位) $RWL = GWL + 2/3 \cdot h$
 $= 31.00 + 2/3 \times 2.60 = 32.733 \text{ m}$

・ 設計水深

$hw = RWL - EL4' = 32.733 - 28.100 = 4.633 \text{ m}$

函体工の計算では川裏、川表胸壁の内、背面水位の大きい方の値を採用する。



ここに、

内空幅	$B =$	2.500 m	
内空高	$H =$	2.500 m	
総幅	$B1 = 2 \cdot (B+t2) + t4 =$	6.400 m	
総高	$H1 = H+t1+t3 =$	3.600 m	
底版厚	$t1 =$	0.600 m	
側壁厚	$t2 =$	0.500 m	
頂版厚	$t3 =$	0.500 m	
隔壁厚	$t4 =$	0.400 m	
頂版下のハンチの幅、高さ	$\Delta h =$	0.150 m	
ラーメン軸線幅	$B0 = B+(t2+t4)/2 =$	2.950 m	
ラーメン軸線高	$Ho = H+(t1+t3)/2 =$	3.050 m	
土被り高(頂版上面)	$h1 = EL1' - EL10 =$	3.800 m	(設計土被り高)
土被り高(ラーメン上軸線)	$h2 = h1 + t3/2 =$	4.050 m	
土被り高(ラーメン下軸線)	$h3 = h2 + Ho =$	7.100 m	
設計水位高(ラーメン軸線)	$hw = WL - EL4' =$	4.633 m	
ここに、			
設計水位標高	$WL =$ 川裏胸壁RWL =	32.733 m	(川裏胸壁の残留水位)
ラーメン軸線(底版)標高	$EL4' = EL4 - t1/2 =$	28.100 m	
床付け面標高	$EL11 = EL4 - t1 =$	27.800 m	

図3.1.2 函体横方向の断面図

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

- ・活荷重 「樋門設計の手引き」P45
活荷重は、自動車荷重および群集荷重とする。
- 1) 自動車荷重は、原則として25tf(245KN)荷重とし、衝撃を考慮する。この自動車荷重を上載荷重として考慮する場合は10KN/m²を標準とする。
- 2) 群集荷重は、原則として3.5KN/m²とする。
自動車荷重は道路横断方向には制限なく載荷させるものとし、堤防上における樋門本体の函軸方向の単位長さ当たりの荷重は次式による。

$$PI+i = \frac{2 \cdot T}{B} (1+i)$$

ここに、

- PI+i : 自動車後輪による活荷重(KN/m)
- T : 自動車の1後輪荷重 T = 100 KN
- B : 自動車占有幅 B = 2.75 m
- i : 衝撃係数

(衝撃係数(i)と自動車後輪による活荷重)

土被り(h)	4m未満	4m以上	備考
衝撃係数	0.3	0	
PI+i(KN/m)	92.7	71.3	

また、自動車後輪による活荷重は、地表面より設置幅0.2mで堤防縦断方向にのみ45°の角度をもって地中に分布するものとする。したがって、函体上面に作用する活荷重は次のようになる。なお、前輪の影響は原則として考慮しなくてよいが、函体幅が大きいなどで前輪の影響を考慮する必要がある場合および円形管体等で上記により難しい場合は「道路土工学カルバート工指針」に示される計算方法に準じてよい。

- a) 土被り4.0m未満の場合

$$Pvl = \frac{PI+i \cdot \beta t}{W} = \frac{PI+i \cdot \beta t}{2h+0.2}$$

ここに、

- Pvl : 自動車後輪による函体上面の活荷重強度(KN/m²)
- βt : 断面力の低減係数で下表の値とする。この低減係数はT荷重によって算出される断面力を車両制限令に基づく後輪荷重によって算出される断面力に換算する係数である。活荷重により函体に生じる断面力の大きさは正比例するので、設計時に用いる荷重に低減係数を乗じるものとする。

ここに、断面力の低減係数は次の値とする。

- ・土被りh ≤ 1mかつ内空幅B ≥ 4mの場合 : $\beta t = 1.0$
- ・上記以外の場合 : $\beta t = 0.9$

W : 活荷重強度の分布幅(m)

h : 函体の土被り厚さ(m)

3-1-3. 設計条件

- 1) 単位体積重量

- ・鉄筋コンクリート $\gamma c = 24.50$ KN/m³
- ・土(湿潤)の単位体積重量 $\gamma s = 18.60$ KN/m³
- ・土(飽和)の単位体積重量 $\gamma t = 19.60$ KN/m³
- ・土の水中重量 $\gamma s' = 9.80$ KN/m³
- ・水の単位体積重量 $\gamma w = 10.00$ KN/m³

- 2) 静止土圧係数 $Ko = 0.50$

- 3) 鉛直土圧係数 $\alpha = 1.00$

- 4) 活荷重(T-25)

- 1後輪荷重 T1 = 100 KN
- 1前輪荷重 T2 = 25 KN
- 自動車占有幅 B = 2.75 m
- 5) 衝撃係数 i = 0.30

- 6) 許容応力

- ・コンクリートの設計基準強度 $\sigma ck = 24.00$ N/mm²
- ・コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma ca = 8.00$ N/mm²
- ただし、底板端部および側壁・隔壁下端は、 $\sigma ca = 6.0$ N/mm² とする(ハンチなしの影響)
- ・鉄筋の許容引張応力度 $\sigma sa = 160.0$ N/mm²
- ・コンクリートの許容せん断応力度 $\tau a1 = 0.39$ N/mm² (隅角部 = 0.78 N/mm²)

- 7) 物理定数

- ・コンクリートのヤング係数 $Ec = 2.45 \times 10^7$ KN/m²
- ・コンクリートと鉄筋のヤング係数比 $n = 15.00$ (ただし、断面の決定および応力度計算の場合)
- ・線熱膨張係数 $\epsilon = 1.00 \times 10^{-5}$ °/C

- 8) 地盤のパネ

考慮しない

- 9) 構造計算

「たわみ角法」によるボックス断面のラーメン解析

- 10) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは以下のとおりとする。

表3.1.1 鉄筋のかぶり

部材	鉄筋のかぶりd'(cm)	
側壁	両面	12
頂版	両面	12
底板	上面	12
	下面	15
隔壁	両面	12

- 11) 地盤支持力

$$qa = 300 \text{ KN/m}^2$$

第3章 函渠工の設計

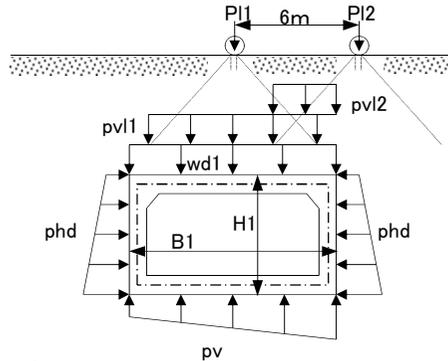
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

i) 土被り4.0m未満の場合 「カルバート工指針」P53

土被り4m未満の場合には、下図に示す2とおりの組合せについて計算をおこない、求めた各点の曲げモーメントおよびせん断力のうち、大きい曲げモーメントおよびせん断力で断面計算をおこなう。なお、後輪荷重は頂版の中央に載荷する。

(a) 頂版および底版の断面力が最大となる場合(荷重ケース1)



ここに、

wd1 : 頂版に作用する死荷重(KN/m²)

$$wd1 = pvd + wt1$$

pvd : カルバート上面に作用する鉛直土圧(KN/m²)

wt1 : 頂版自重(KN/m²)

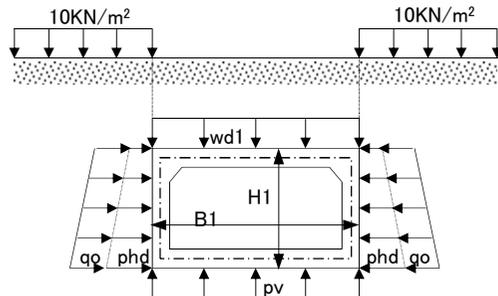
pvl1 : 頂版に作用する活荷重(後輪)による鉛直荷重(KN/m²)

pvl2 : 頂版に作用する活荷重(前輪)による鉛直荷重(KN/m²)

pv : 底版に作用する反力(KN/m²)

phd : 水平土圧(KN/m²)

(b) 側壁の断面力が最大となる場合(荷重ケース2)



ここに、

qo : 活荷重による水平荷重(KN/m²)

$$qo = 10 \cdot Ko \quad (Ko : \text{静止土圧係数})$$

3-1-4. 函体部材の断面二次モーメントとラーメンの寸法

1) 断面二次モーメントの計算

各部材の断面二次モーメントは次の式で求める。

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

ここに、

I : 部材の断面二次モーメント(m⁴)

b : 部材の幅(単位幅) $b = 1.00 \text{ m}$

h : 部材の高さ(部材厚)(m)

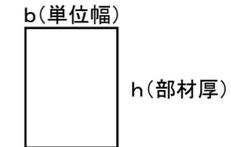
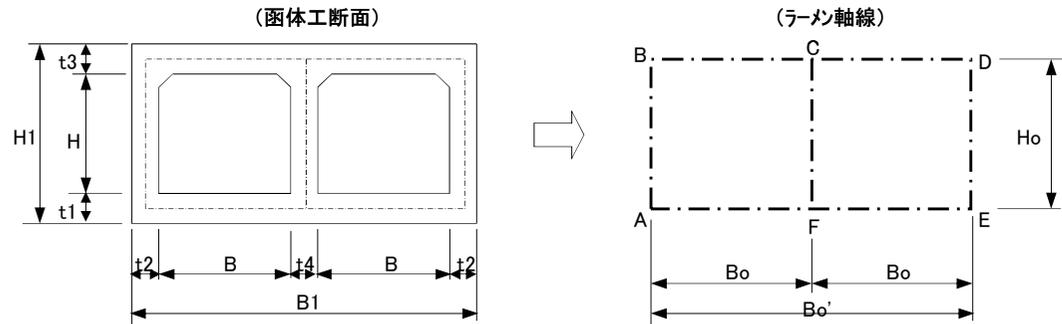


表 3.1.2 断面二次モーメントの計算

部材	部材符号	部材厚 t(m)	断面積 A(m ²)	断面二次モーメント I(m ⁴)	
				計 算	I
底版	t1	0.600	0.600	$I1 = (1.00 \times 0.600^3) / 12 = 0.0180$	0.0180 m ⁴
側壁	t2	0.500	0.500	$I2 = (1.00 \times 0.500^3) / 12 = 0.0104$	0.0104 m ⁴
頂版	t3	0.500	0.500	$I3 = (1.00 \times 0.500^3) / 12 = 0.0104$	0.0104 m ⁴
隔壁	t4	0.400	0.400	$I4 = (1.00 \times 0.400^3) / 12 = 0.0053$	0.0053 m ⁴

2) ラーメンの寸法



ここに、

t1 = 0.600 m

t2 = 0.500 m

t3 = 0.500 m

t4 = 0.400 m

ここに、

B = 2.500 m

H = 2.500 m

B1 = 6.400 m

H1 = 3.600 m

Bo = 2.950 m

Ho = 3.050 m

$$Bo' = 2 \cdot Bo = 2 \times 2.950 = 5.900 \text{ m}$$

図3.1.3

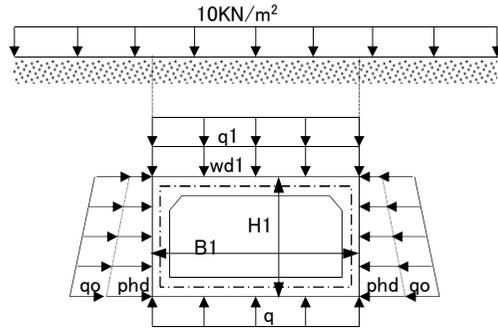
ラーメンの寸法

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

b) 土被り4.0m以上の場合

土被り4.0m以上の場合には、鉛直荷重として函体上面に一様に10KN/m²の荷重を考慮する。



ここに、

q1 : 頂版に作用する活荷重による鉛直荷重 (=10KN/m²)

※ 活荷重を上載荷重として考慮する場合

上載荷重は、自動車荷重等の活荷重を便宜的に等分布荷重に換算して扱うものであり、一般に10KN/m²としてよい。

・ 群集荷重

管理橋および操作台等に負載する群集荷重は、原則として3.5KN/m²とし、地震時には考慮しないものとする。

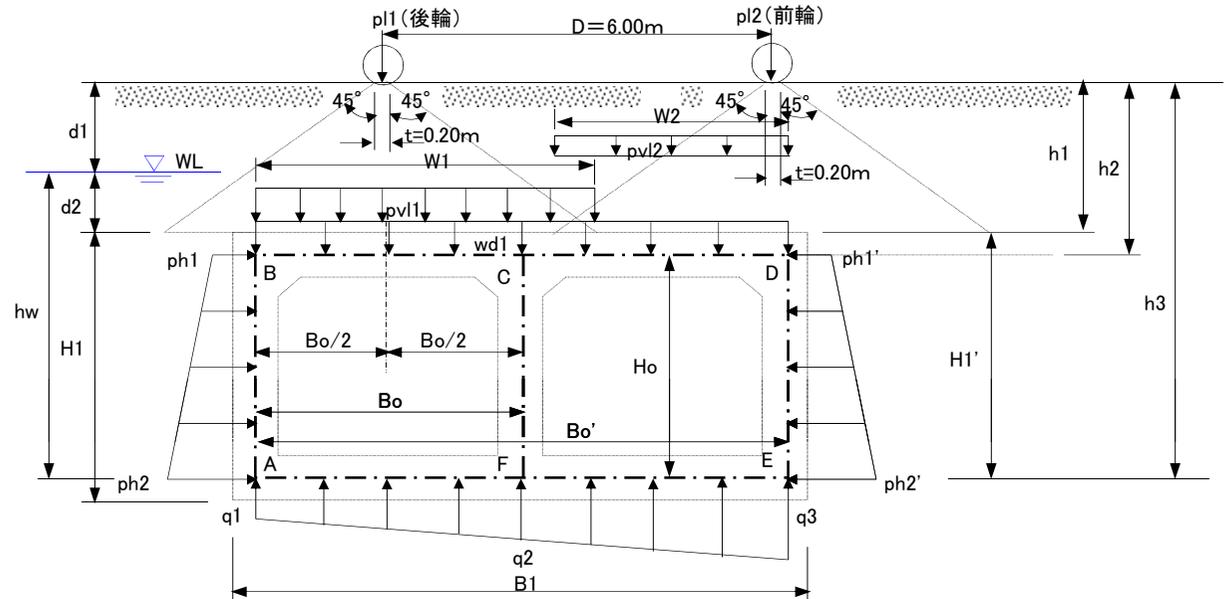
設 計 計 算

3-2. ラメンの計算

3-2-1. 荷重ケース1の計算 …… 頂版および底版の断面力が最大となるケース

(1) 荷重図

頂版および底版の断面力が最大となるケースで、荷重はラメン軸線に作用するものとする。



ここに、

Bo = 2.950 m	B1 = 6.400 m
Ho = 3.050 m	H1 = 3.600 m
Bo' = 5.900 m	t1 = 0.600 m (底版の厚さ)
h1 = 3.800 m	t2 = 0.500 m (側壁の厚さ)
h2 = 4.050 m	t3 = 0.500 m (頂版の厚さ)
h3 = 7.100 m	t4 = 0.400 m (隔壁の厚さ)
hw = 4.633 m	H1' = H1 - t1 = 3.600 - 0.600 = 3.000 m
d1 = h1 - d2 = 2.167 m	γs = 18.60 KN/m ³ (湿潤土の単位体積重量)
d2 = hw - H1' = 1.633 m	γt = 19.60 KN/m ³ (飽和土の単位体積重量)
	γc = 24.50 KN/m ³ (鉄筋コンクリートの単位体積重量)

図3.2.1 荷重ケース1(頂版および底版の断面力が最大)

(2) 荷重の計算(荷重ケース1)

① 頂版軸線に作用する荷重

頂版軸線に作用する荷重は、死荷重wd1(土重+頂版自重)と活荷重pvl(後輪荷重+前輪荷重)の合計とし、次により求める。

・ 死荷重

$$wd1 = pvd + \frac{D1}{Bo'} = 72.313 + \frac{79.503}{5.900} = 85.788 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

pvd : 頂版上面に作用する鉛直土圧

$$pvd = \alpha \cdot (d1 \cdot \gamma_s + d2 \cdot \gamma_t) = 1.00 \times (2.167 \times 18.60 + 1.633 \times 19.60) = 72.313 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

α : 鉛直土圧係数 $\alpha = 1.00$

D1 : 頂版の自重

$$D1 = (B1 \cdot t3 + 2 \cdot \Delta h^2) \cdot \gamma_c = (6.400 \times 0.500 + 2 \times 0.150^2) \times 24.50 = 79.503 \text{ KN}$$

・ 活荷重(後輪荷重) … 土被り高 $h1 = 3.800 \text{ m} < h = 4.00 \text{ m}$

頂版に作用する活荷重(後輪荷重)による鉛直荷重pvl1は左側函体幅Boの中央部に作用するものとし、次により求める。

$$pvl1 = \frac{PI1 \cdot \beta t}{2 \cdot h1 + t} = \frac{94.545 \times 0.9}{2 \times 3.800 + 0.20} = 10.909 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$PI1 = \frac{2 \times \text{後輪荷重}}{\text{T荷重1組の占有幅}} \times (1 + \text{衝撃係数}) = \frac{2 \times 100}{2.75} \times (1 + 0.30) = 94.545 \text{ KN/m}$$

t : 車輪の接地幅 $t = 0.20 \text{ m}$

βt : 断面力の低減係数 $\beta t = 0.9$ (内空幅B = 2.500 m、土被り高h1 = 3.800 m)

(後輪荷重の分布幅の計算: 頂版上面)

$$\text{後輪荷重の分布幅} = W1 = 2 \cdot h1 + t = 2 \times 3.800 + 0.20 = 7.800 \text{ m}$$

(ラーメン軸線での分布幅の計算: 頂版上面を軸線に投影)

$$w1 = \frac{W + Bo}{2} = \frac{7.800 + 2.950}{2} = 5.375 \text{ m}$$

$w1 = 5.375 \text{ m} < Bo' = 5.900 \text{ m}$

したがって、後輪荷重はラーメン上側軸線上の **W1の幅** で作用する(左図参照)。

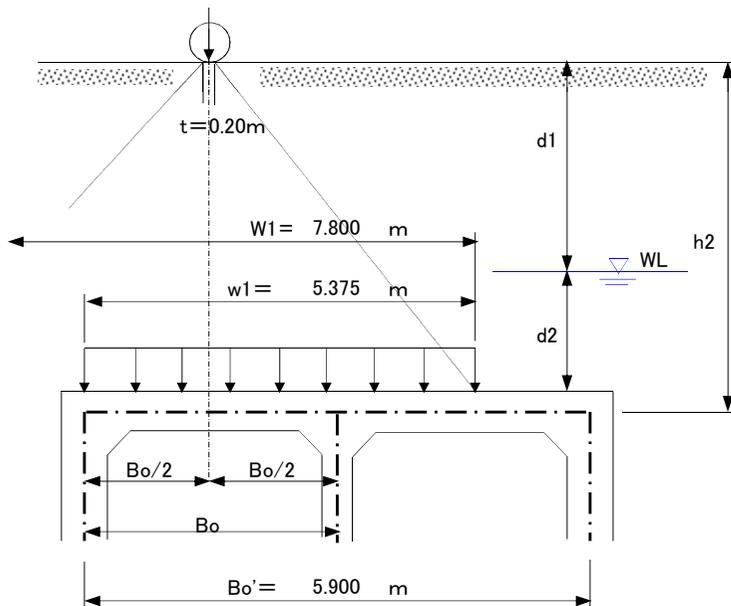


図3.2.2 後輪荷重の分布幅(荷重ケース1)

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

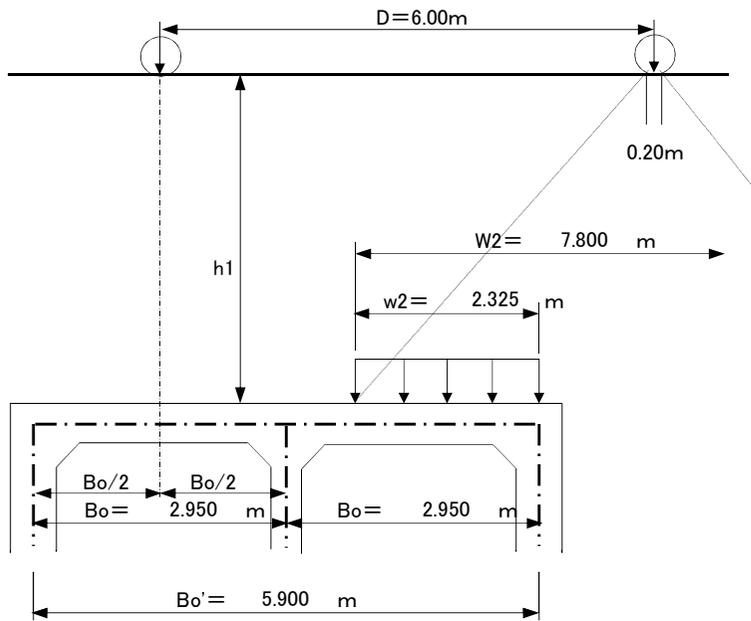


図3.2.3 前輪荷重の分布幅(荷重ケース1)

設 計 計 算

・活荷重(前輪荷重)

前輪荷重 p_{vl2} は、後輪荷重より6mの間隔で作用するものとし、次により求める。

$$p_{vl2} = \frac{PI2}{2 \cdot h1 + t} = \frac{23.636}{2 \times 3.800 + 0.20} = 3.030 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$PI1 = \frac{2 \times \text{前輪荷重}}{\text{T荷重1組の占有幅}} \times (1 + \text{衝撃係数}) = \frac{2 \times 25}{2.75} \times (1 + 0.30) = 23.636 \text{ KN/m}$$

(前輪荷重の分布幅の計算: 頂版上面)

$$\text{前輪荷重の分布幅} = W2 = 2 \cdot h1 + t = 2 \times 3.800 + 0.20 = 7.800 \text{ m}$$

(ラーメン軸線での分布幅の計算: 頂版上面を軸線に投影)

$$w2 = h1 + t/2 - \{ D - (Bo' - Bo/2) \} = 3.800 + 0.20 / 2 - \{ 6.00 - (5.900 - 2.950 / 2) \} = 2.325 \text{ m}$$

ここに、

$$D : \text{後輪荷重と前輪荷重の間隔} \quad D = 6.00 \text{ m}$$

(ラーメン軸線B点から前輪荷重の開始点までの距離 $x1$ の計算)

$$x1 = Bo' - w2 = 5.900 - 2.325 = 3.575 \text{ m}$$

(後輪荷重の分布幅 $W1$ と前輪荷重の分布幅 $W2$ の重複幅 $x2$ の計算)

$$x2 = (w1 + w2) - Bo' = (5.375 + 2.325) - 5.900 = 1.800 \text{ m}$$

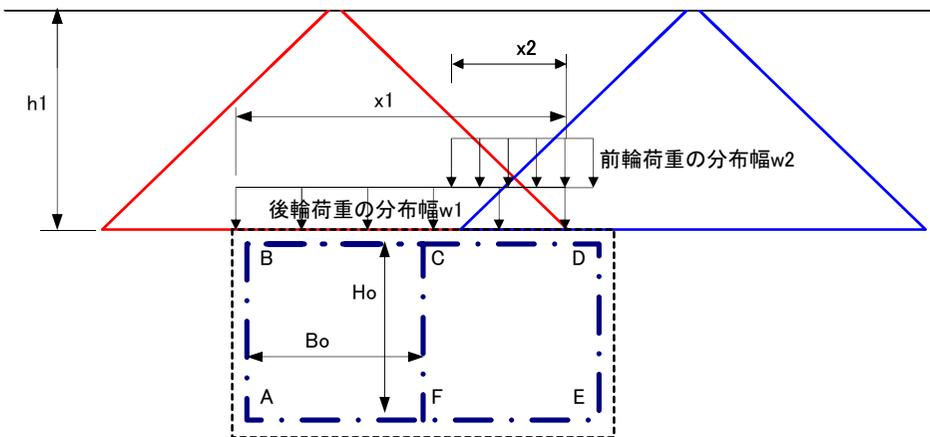


図3.2.4 活荷重の分布(荷重ケース1)

【参考資料】

- ・ 土被り高の変化による活荷重の分布幅

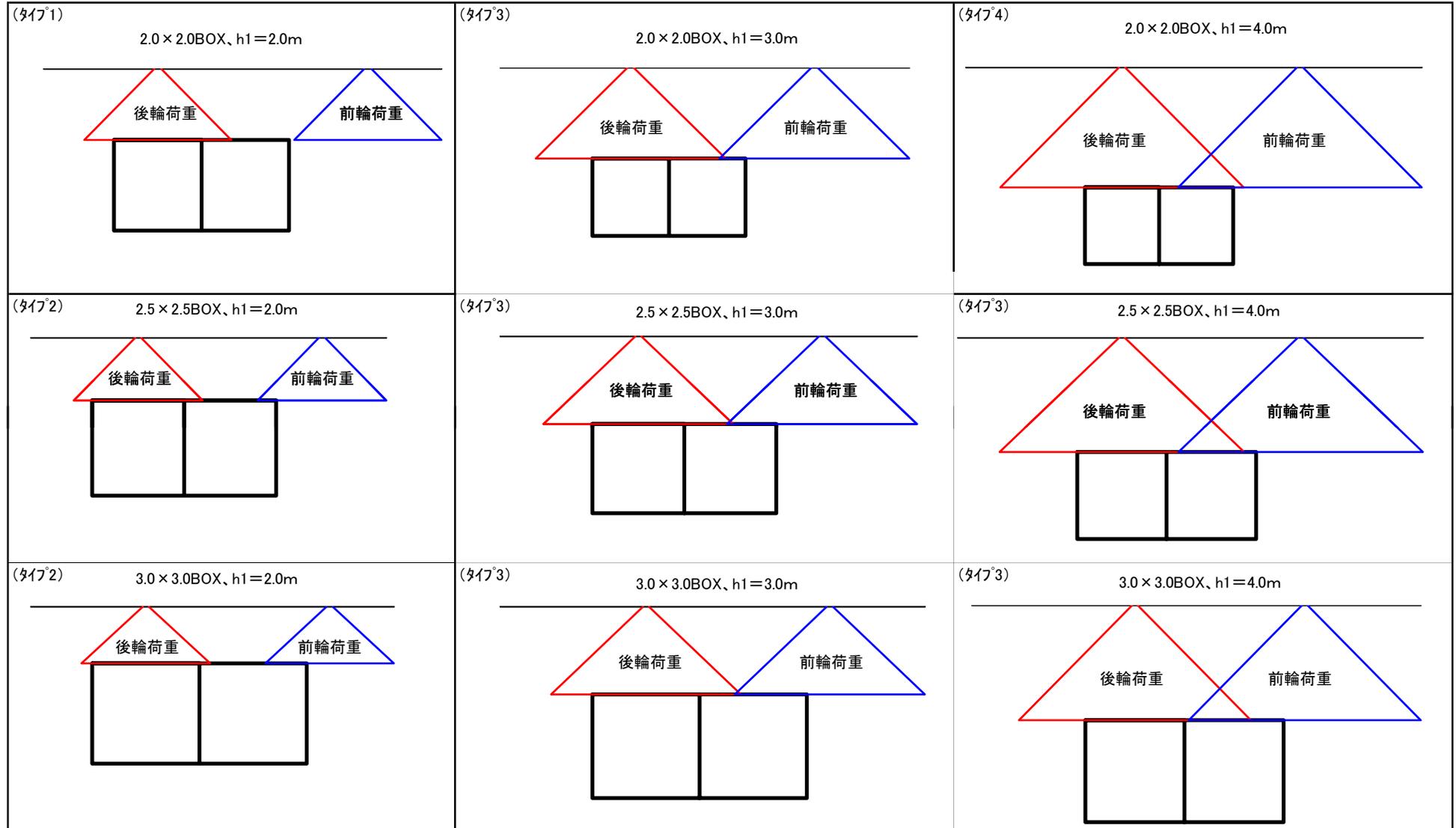
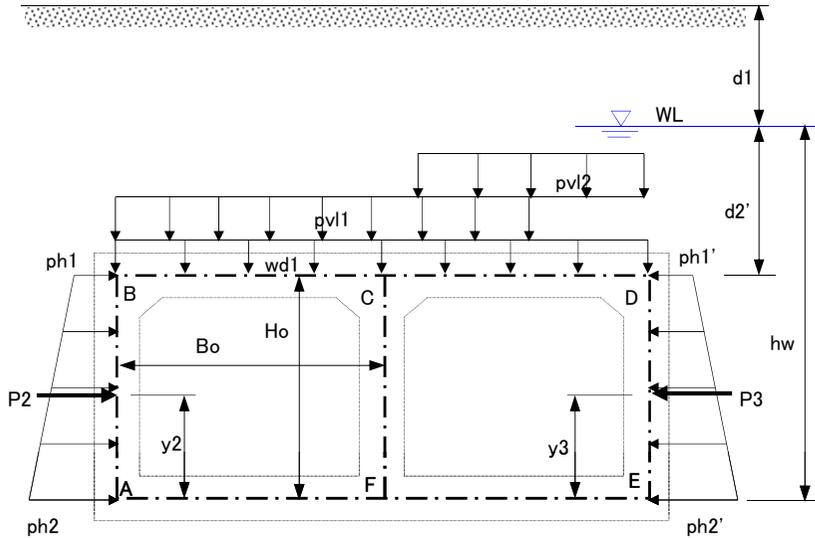


図3.2.5 函体断面と土被り高による活荷重の分布



ここに、

$B_o = 2.950$ m	$wd1 = 85.788$ KN/m ²
$H_o = 3.050$ m	$pvl1 = 10.909$ KN/m ²
$d1 = 2.167$ m	$pvl2 = 3.030$ KN/m ²
$d2' = d2 + t3/2 = 1.883$ m	$\gamma_s = 18.60$ KN/m ³
$hw = 4.633$ m	$\gamma_t = 19.60$ KN/m ³

図3.2.6 側壁に作用する荷重(荷重ケース1)

② 側壁に作用する水平土圧の計算

側壁に作用する水平荷重 ph は水平土圧 phd と活荷重 phl の合計とし、土圧は「静止土圧」として求める。

1) 側壁A-B

(ランメン上側軸線に作用する水平荷重)

$$ph1 = phd1 + phl1 = 38.607 + 5.455 = 44.062 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$Phd1 = (d1 \cdot \gamma_s + d2' \cdot \gamma_t) \cdot K_o = (2.167 \times 18.60 + 1.883 \times 19.60) \times 0.50 = 38.607 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$K_o : \text{静止土圧係数} \quad K_o = 0.50$$

$$phl1 = pvl1 \cdot K_o = 10.909 \times 0.50 = 5.455 \text{ KN/m}^2$$

(ランメン下側軸線に作用する水平土圧)

$$ph2 = phd2 + phd1 = 65.557 + 5.455 = 71.012 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$Phd2 = (d1 \cdot \gamma_s + hw \cdot \gamma_t) \cdot K_o = (2.167 \times 18.60 + 4.633 \times 19.60) \times 0.50 = 65.557 \text{ KN/m}^2$$

(側壁A-Bの荷重合力 $P2$ の計算)

$$P2 = 1/2 \cdot (ph1 + ph2) \cdot H_o = 1/2 \times (44.062 + 71.012) \times 3.050 = 175.488 \text{ KN}$$

(荷重 $P2$ の作用位置 $y2$)

$$y2 = \frac{H_o}{3} \cdot \frac{2 \cdot ph1 + ph2}{ph1 + ph2} = \frac{3.050}{3} \times \frac{2 \times 44.062 + 71.012}{44.062 + 71.012} = 1.406 \text{ m}$$

2) 側壁F-E

(ランメン上側軸線に作用する水平荷重)

$$ph1' = phd1 + phl2 = 38.607 + 1.515 = 40.122 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$phl2 = pvl2 \cdot K_o = 3.030 \times 0.50 = 1.515 \text{ KN/m}^2$$

(ランメン下側軸線に作用する水平土圧)

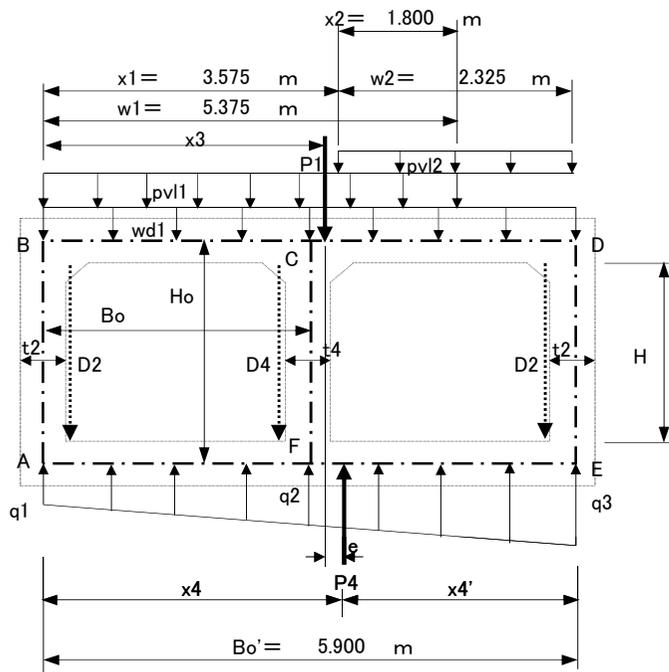
$$ph2' = phd2 + phl2 = 65.557 + 1.515 = 67.072 \text{ KN/m}^2$$

(側壁F-Eの荷重 $P3$)

$$P3 = 1/2 \cdot (ph1' + ph2') \cdot H_o = 1/2 \times (40.122 + 67.072) \times 3.050 = 163.471 \text{ KN}$$

(荷重 $P3$ の作用位置 $y3$)

$$y3 = \frac{H_o}{3} \cdot \frac{2 \cdot ph1' + ph2'}{ph1' + ph2'} = \frac{3.050}{3} \times \frac{2 \times 40.122 + 67.072}{40.122 + 67.072} = 1.397 \text{ m}$$



ここに、
 $B_o = 2.950 \text{ m}$
 $H_o = 3.050 \text{ m}$

図3.2.7 底版の反力(荷重ケース1)

③ 底版反力の計算

底版反力は、頂版に作用する鉛直荷重と側壁および隔壁の自重の合計とし、次により求める(底版自重は考慮しない)。

・ 側壁1本の自重(奥行き1.0m当たり)の計算

$$D2 = H \cdot t2 \cdot \gamma_c = 2.500 \times 0.500 \times 24.50 = 30.625 \text{ KN}$$

ここに、

$$H : \text{側壁の高さ(内空高)} \quad H = 2.500 \text{ m}$$

$$t2 : \text{側壁の厚さ} \quad t2 = 0.500 \text{ m}$$

また、フレーム計算に用いる側壁の分布荷重wd2は次により求める。

$$wd2 = t2 \cdot \gamma_c = 0.500 \times 24.50 = 12.250 \text{ KN/m}$$

・ 隔壁1本の自重(奥行き1.0m当たり)の計算

$$D4 = H \cdot t4 \cdot \gamma_c = 2.500 \times 0.400 \times 24.50 = 24.500 \text{ KN}$$

ここに、

$$t4 : \text{隔壁の厚さ} \quad t4 = 0.400 \text{ m}$$

また、フレーム計算に用いる隔壁の分布荷重wd4は次により求める。

$$wd4 = t4 \cdot \gamma_c = 0.400 \times 24.50 = 9.800 \text{ KN/m}$$

・ 頂版上面に作用する荷重P1と作用位置x3の計算

死荷重の合力Wdの計算

$$Wd = wd1 \cdot B_o' = 85.788 \times 5.900 = 506.149 \text{ KN}$$

Wdの作用位置xwの計算(B点より)

$$xw = B_o' / 2 = 5.900 / 2 = 2.950 \text{ m}$$

後輪荷重の合力Pv1の計算

$$Pv1 = pv1 \cdot w1 = 10.909 \times 5.375 = 58.636 \text{ KN}$$

Pv1の作用位置xp1の計算(B点より)

$$xp1 = w1 / 2 = 5.375 / 2 = 2.688 \text{ m}$$

前輪荷重の合力Pv2の計算

$$Pv2 = pv2 \cdot w2 = 3.030 \times 2.325 = 7.045 \text{ KN}$$

Pv2の作用位置xp2の計算(B点より)

$$xp2 = x1 + w2 / 2 = 3.575 + 2.325 / 2 = 4.738 \text{ m}$$

合力P1の計算

$$P1 = Wd + Pv1 + Pv2 = 506.149 + 58.636 + 7.045 = 571.830 \text{ KN}$$

合力P1の作用位置x3の計算(B点より)

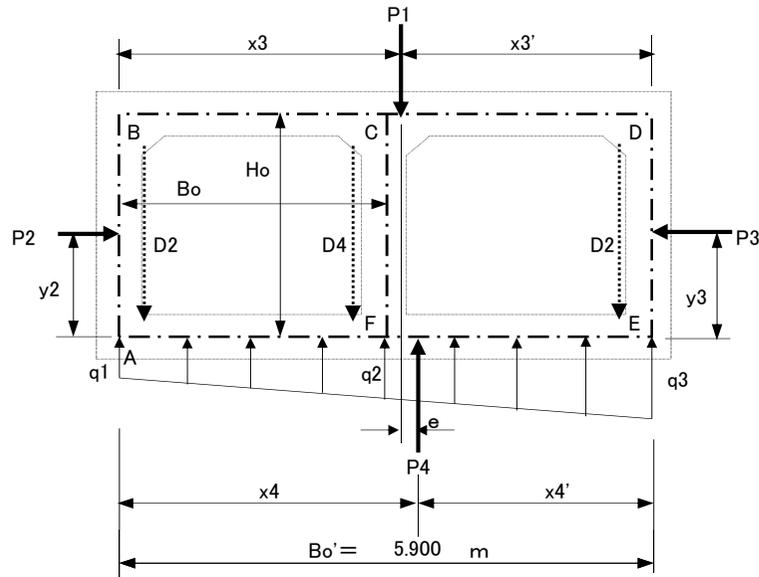
$$x3 = \frac{Wd \cdot xw + Pv1 \cdot xp1 + Pv2 \cdot xp2}{P1} = \frac{506.149 \times 2.950 + 58.636 \times 2.688 + 7.045 \times 4.738}{571.830} = 2.945 \text{ m}$$

合力P1のD点からの距離x3'

$$x3' = B_o' - x3 = 5.900 - 2.945 = 2.955 \text{ m}$$

底版反力の合力P4の計算

$$P4 = P1 + 2 \cdot D2 + D4 = 571.830 + 2 \times 30.625 + 24.500 = 657.580 \text{ KN}$$



ここに、

Bo =	2.950	m		
Ho =	3.050	m		
Bo' =	5.900	m		
P1 =	571.830	KN	x3 =	2.945 m
P2 =	175.488	KN	y2 =	1.406 m
P3 =	163.471	KN	y3 =	1.397 m
P4 =	657.580	KN	x4 =	2.973 m
D2 =	30.625	KN(側壁自重)		
D4 =	24.500	KN(隔壁自重)		

図3.2.8 底版に作用する荷重(荷重ケース1)

- 合力P4の作用位置x4の計算(節点AからのP4の距離)
 底版反力は直線分布と仮定し、反力の合力P4は頂版と側壁に作用する荷重の影響を受け偏心するものとして求める。
 (側壁荷重の影響による荷重P4のP1からの偏心距離eの計算)

$$e = \frac{P2 \cdot y2 - P3 \cdot y3}{P4} = \frac{175.488 \times 1.406 - 163.471 \times 1.397}{657.580} = 0.028 \text{ m}$$

したがって、荷重P4のE点からの距離x4'は次のようになる。

$$x4' = Bo' - x3 - e = 5.900 - 2.945 - 0.028 = 2.927 \text{ m}$$

また、節点Aからの距離x4は次のようになる。

$$x4 = Bo' - x4' = 5.900 - 2.927 = 2.973 \text{ m}$$

以上から、底版反力は次により求める。

$$q1 = \frac{P4}{Bo} \cdot \left(2 - \frac{3 \cdot x4}{2 \cdot Bo} \right) = \frac{657.580}{2.950} \times \left(2 - \frac{3 \times 2.973}{2 \times 2.950} \right) = 108.847 \text{ KN/m}^2$$

$$q3 = \frac{P4}{Bo} \cdot \left(\frac{3 \cdot x4}{2 \cdot Bo} - 1 \right) = \frac{657.580}{2.950} \times \left(\frac{3 \times 2.973}{2 \times 2.950} - 1 \right) = 114.061 \text{ KN/m}^2$$

(底版反力の合計荷重の照査)

$$P4' = \frac{q1 + q3}{2} \cdot Bo' = \frac{108.847 + 114.061}{2} \times 5.900 = 657.579 \text{ KN} \approx P4 = 657.580 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

- 軸線中央部の反力q2の計算

$$q2 = q1 - \frac{Bo}{Bo'} \cdot (q1 - q3) = 108.847 - \frac{2.950}{5.900} \times (108.847 - 114.061) = 111.454 \text{ KN/m}^2$$

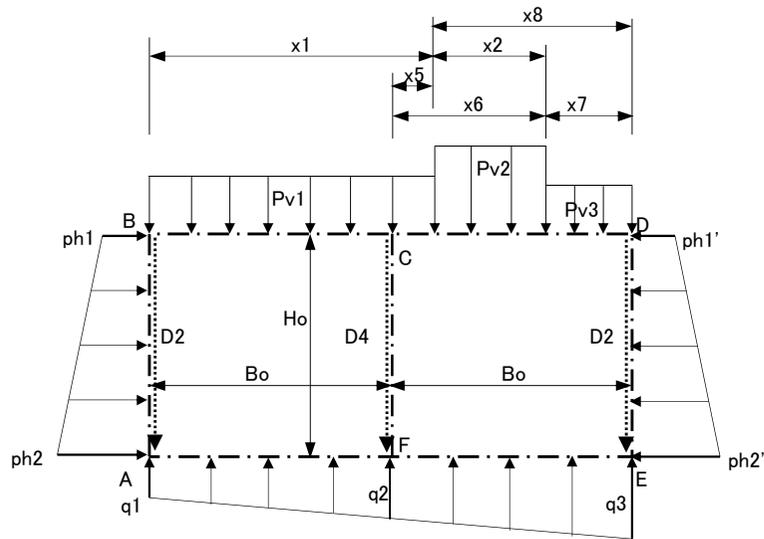
(照査)

$$q2 = \frac{q1 + q3}{2} = \frac{108.847 + 114.061}{2} = 111.454 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」



ここに、

Bo = 2.950 m	wd1 = 85.788 KN/m ²
Ho = 3.050 m	pv1 = 10.909 KN/m ²
Bo' = 5.900 m	pv2 = 3.030 KN/m ²
x1 = 3.575 m	ph1 = 44.062 KN/m ²
x2 = 1.800 m	ph2 = 71.012 KN/m ²
x5 = x1 - Bo = 0.625 m	ph1' = 40.122 KN/m ²
x6 = w1 - Bo = 2.425 m	ph2' = 67.072 KN/m ²
x7 = Bo - x6 = 0.525 m	q1 = 108.847 KN/m ²
x8 = Bo' - x1 = 2.325 m	q2 = 111.454 KN/m ²
w1 = 5.375 m	q3 = 114.061 KN/m ²
w2 = 2.325 m	Pv1 = wd1 + pv1 = 96.697 KN/m ²
	Pv2 = Pv1 + pv2 = 99.727 KN/m ²
	Pv3 = wd1 + pv2 = 88.818 KN/m ²
	D2 = 30.625 KN/m
	D4 = 24.500 KN/m

図3.2.9 荷重図(荷重ケース1)

設計計算

3-2-2. ラーメンの解析(荷重ケース1)

(1) 荷重項の計算

$$C_{AB} = \frac{Ho^2}{60} \cdot (2 \cdot ph1 + 3 \cdot ph2) = \frac{3.050^2}{60} \times (2 \times 44.062 + 3 \times 71.012) = 46.692 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BA} = \frac{Ho^2}{60} \cdot (3 \cdot ph1 + 2 \cdot ph2) = \frac{3.050^2}{60} \times (3 \times 44.062 + 2 \times 71.012) = 42.514 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BC} = \frac{Bo^2}{12} \cdot Pv1 = \frac{2.950^2}{12} \times 96.697 = 70.125 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CB} = C_{BC} = 70.125 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CD} = \frac{Pv1 \cdot x5^2}{12 \cdot Bo^2} \cdot (Bo^2 + 2 \cdot Bo \cdot x8 + 3 \cdot x8^2) + \frac{Pv2}{12 \cdot Bo^2} \cdot \{4 \cdot Bo \cdot (x8^3 - x7^3) - 3 \cdot (x8^4 - x7^4)\} + \frac{Pv3 \cdot x7^3}{12 \cdot Bo^2} \cdot (4 \cdot Bo - 3 \cdot x7)$$

$$= \frac{96.697 \times 0.625^2}{12 \times 2.950^2} \times (2.950^2 + 2 \times 2.950 \times 2.325 + 3 \times 2.325^2) + \frac{99.727}{12 \times 2.950^2} \times \{4 \times 2.950 \times (2.325^3 - 0.525^3) - 3 \times (2.325^4 - 0.525^4)\} + \frac{88.818 \times 0.525^3}{12 \times 2.950^2} \times (4 \times 2.950 - 3 \times 0.525) = 71.730 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DC} = \frac{Pv3 \cdot x7^2}{12 \cdot Bo^2} \cdot (Bo^2 + 2 \cdot Bo \cdot x6 + 3 \cdot x6^2) + \frac{Pv2}{12 \cdot Bo^2} \cdot \{4 \cdot Bo \cdot (x6^3 - x5^3) - 3 \cdot (x6^4 - x5^4)\} + \frac{Pv1 \cdot x5^3}{12 \cdot Bo^2} \cdot (4 \cdot Bo - 3 \cdot x5)$$

$$= \frac{88.818 \times 0.525^2}{12 \times 2.950^2} \times (2.950^2 + 2 \times 2.950 \times 2.425 + 3 \times 2.425^2) + \frac{99.727}{12 \times 2.950^2} \times \{4 \times 2.950 \times (2.425^3 - 0.625^3) - 3 \times (2.425^4 - 0.625^4)\} + \frac{96.697 \times 0.625^3}{12 \times 2.950^2} \times (4 \times 2.950 - 3 \times 0.625) = 71.082 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DE} = \frac{Ho^2}{60} \cdot (3 \cdot ph1' + 2 \cdot ph2') = \frac{3.050^2}{60} \times (3 \times 40.122 + 2 \times 67.072) = 39.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{ED} = \frac{Ho^2}{60} \cdot (2 \cdot ph1' + 3 \cdot ph2') = \frac{3.050^2}{60} \times (2 \times 40.122 + 3 \times 67.072) = 43.638 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{AF} = \frac{Bo^2}{60} \cdot (3 \cdot q1 + 2 \cdot q2) = \frac{2.950^2}{60} \times (3 \times 108.847 + 2 \times 111.454) = 79.693 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{FA} = \frac{Bo^2}{60} \cdot (2 \cdot q1 + 3 \cdot q2) = \frac{2.950^2}{60} \times (2 \times 108.847 + 3 \times 111.454) = 80.071 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{FE} = \frac{Bo^2}{60} \cdot (3 \cdot q2 + 2 \cdot q3) = \frac{2.950^2}{60} \times (3 \times 111.454 + 2 \times 114.061) = 81.584 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

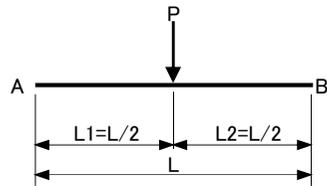
$$C_{EF} = \frac{Bo^2}{60} \cdot (2 \cdot q2 + 3 \cdot q3) = \frac{2.950^2}{60} \times (2 \times 111.454 + 3 \times 114.061) = 81.962 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・荷重項のまとめ

C _{AB} = 46.692 KN·m	C _{CB} = 70.125 KN·m	C _{DE} = 39.460 KN·m	C _{FA} = 80.071 KN·m
C _{BA} = 42.514 KN·m	C _{CD} = 71.730 KN·m	C _{ED} = 43.638 KN·m	C _{FE} = 81.584 KN·m
C _{BC} = 70.125 KN·m	C _{DC} = 71.082 KN·m	C _{AF} = 79.693 KN·m	C _{EF} = 81.962 KN·m

【メモ】

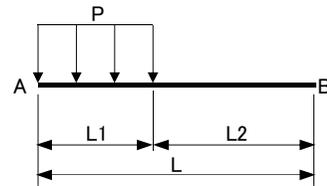
・ ラーメン解析における荷重項の計算式



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L}{8}$$

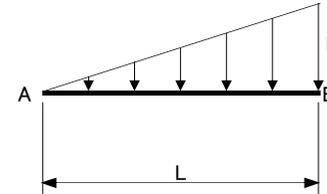
$$C_{BA} = \frac{P \cdot L}{8}$$



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L_1^2}{12 \cdot L^2} \cdot (6 \cdot L^2 - 8 \cdot L \cdot L_1 + 3 \cdot L_1)$$

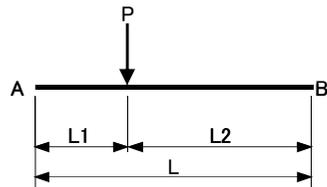
$$C_{BA} = \frac{P \cdot L_1^3}{12 \cdot L^2} \cdot (4 \cdot L - 3 \cdot L_1)$$



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L^2}{30}$$

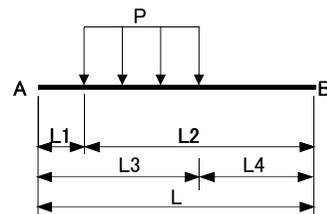
$$C_{BA} = \frac{P \cdot L^2}{20}$$



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L_1 \cdot L_2^2}{L^2}$$

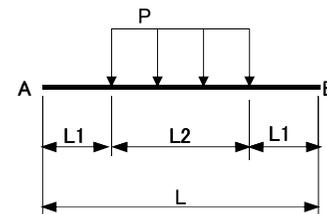
$$C_{BA} = \frac{P \cdot L_1^2 \cdot L_2}{L^2}$$



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P}{12 \cdot L^2} \cdot \{4 \cdot L \cdot (L_2^3 - L_4^3) - 3 \cdot (L_2^4 - L_4^4)\}$$

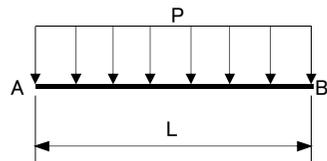
$$C_{BA} = \frac{P}{12 \cdot L^2} \cdot \{4 \cdot L \cdot (L_3^3 - L_1^3) - 3 \cdot (L_3^4 - L_1^4)\}$$



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L_2 \cdot (3 \cdot L^2 - L_2^2)}{24 \cdot L}$$

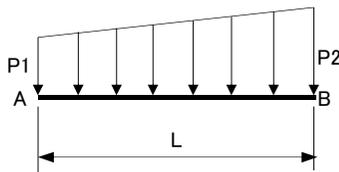
$$C_{BA} = \frac{P \cdot L_2 \cdot (3 \cdot L^2 - L_2^2)}{24 \cdot L}$$



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L^2}{12}$$

$$C_{BA} = \frac{P \cdot L^2}{12}$$



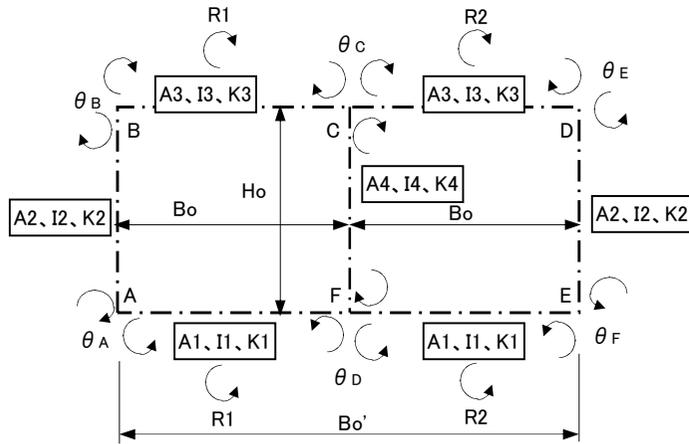
荷重項

$$C_{AB} = -\frac{L^2}{60} \cdot (3 \cdot P_1 + 2 \cdot P_2)$$

$$C_{BA} = \frac{L^2}{60} \cdot (2 \cdot P_1 + 3 \cdot P_2)$$

※ 計算の方向によりCABの符号が(-)となっているが、荷重項の計算ではCAB、CBAとも(+)で計算する。

「荷重ケース1」



ここに、

	部材厚		断面積		断面二次モーメント
底版	t1 = 0.600 m	A1 =	0.600 m ²	I1 =	0.0180 m ⁴
側壁	t2 = 0.500 m	A2 =	0.500 m ²	I2 =	0.0104 m ⁴
頂版	t3 = 0.500 m	A3 =	0.500 m ²	I3 =	0.0104 m ⁴
隔壁	t4 = 0.400 m	A4 =	0.400 m ²	I4 =	0.0053 m ⁴

Bo =	2.950 m
Ho =	3.050 m
Bo' =	5.900 m
Ec =	2.45 × 10 ⁷ KN/m ²
ε =	1.00 × 10 ⁻⁵ °/C
γc =	24.50 KN/m ³
D2 =	30.625 KN

図3.2.10 ラーメンの解析モデル

(2) ラーメンの解析(荷重ケース1)

ラーメンの解析は、部材節点の剛域を考慮しない「たわみ角法」によりおこなう。なお、ラーメン構造は非対称荷重が作用するが構造的には対称断面であるので、層方程式の計算は「側壁A-B部材」を基準部材としておこなうこととする。

1) 剛比の計算

$$K2 = 1.00 \quad (\text{側壁A-B部材})$$

(頂版部材の剛比)

$$K3 = \alpha = \frac{H_o \cdot t_3^3}{B_o \cdot t_2^3} = \frac{3.050 \times 0.500^3}{2.950 \times 0.500^3} = 1.0339$$

(底版部材の剛比)

$$K1 = \beta = \frac{H_o \cdot t_1^3}{B_o \cdot t_2^3} = \frac{3.050 \times 0.600^3}{2.950 \times 0.500^3} = 1.7866$$

(隔壁部材の剛比)

$$K4 = \gamma = \frac{t_4^3}{t_2^3} = \frac{0.400^3}{0.500^3} = 0.5120$$

2) マトリクス

ラーメン構造では節点の曲げモーメントが釣り合うという条件から、節点方程式および層方程式は次のようになる。

$$\text{節点方程式} \quad : \sum M_i = 0$$

$$\text{層方程式} \quad : \sum H = 0$$

これより、各節点のたわみ角θ、部材の回転角Rを未知数としたマトリクスは次のようになる。なお、回転角Rは水平部材に生じるものとする。

$$\begin{pmatrix} 2(1+\beta) & 1 & 0 & 0 & 0 & \beta & -3\beta & 0 \\ 1 & 2(1+\alpha) & \alpha & 0 & 0 & 0 & -3\alpha & 0 \\ 0 & \alpha & 2(2\alpha+\gamma) & \alpha & 0 & \gamma & -3\alpha & -3\alpha \\ 0 & 0 & \alpha & 2(1+\alpha) & 1 & 0 & 0 & -3\alpha \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2(1+\beta) & \beta & 0 & -3\beta \\ \beta & 0 & \gamma & 0 & \beta & 2(\gamma+2\beta) & -3\beta & -3\beta \\ \beta & \alpha & \alpha & 0 & 0 & \beta & -2(\alpha+\beta) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha & \alpha & \beta & \beta & 0 & -2(\alpha+\beta) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{AB}-C_{AF} \\ C_{BC}-C_{BA} \\ C_{CD}-C_{CB} \\ C_{DE}-C_{DC} \\ C_{EF}-C_{ED} \\ C_{FA}-C_{FE} \\ C1 \\ C2 \end{pmatrix}$$

ここに、

$$2(1+\beta) = 2 \times (1 + 1.7866) = 5.5732$$

$$2(1+\alpha) = 2 \times (1 + 1.0339) = 4.0678$$

$$2(2\alpha+\gamma) = 2 \times (2 \times 1.0339 + 0.5120) = 5.1596$$

$$2(\gamma+2\beta) = 2 \times (0.5120 + 2 \times 1.7866) = 8.1703$$

$$-2(\alpha+\beta) = -2 \times (1.0339 + 1.7866) = -5.6409$$

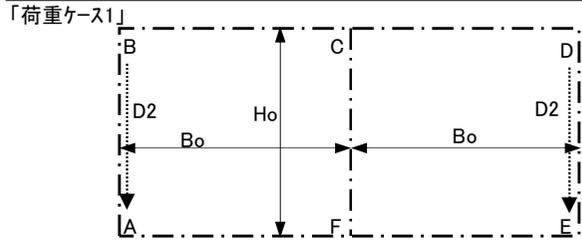
$$-3\alpha = -3 \times 1.0339 = -3.1017$$

$$-3\beta = -3 \times 1.7866 = -5.3597$$

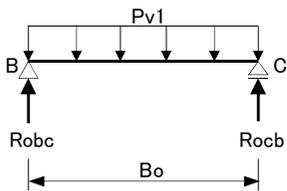
第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

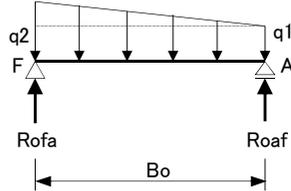
設 計 計 算



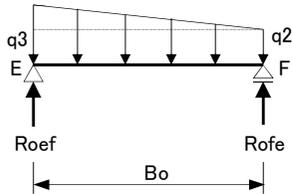
(部材B-C)



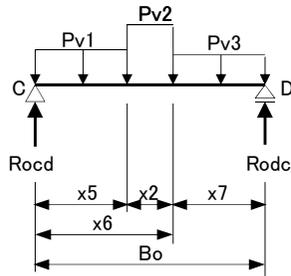
(部材A-D)



(部材E-F)



(部材C-D)



ここに、

Bo = 2.950 m	x2 = 1.800 m
Pv1 = 96.697 KN/m ²	x5 = 0.625 m
Pv2 = 99.727 KN/m ²	x6 = 2.425 m
Pv3 = 88.818 KN/m ²	x7 = 0.525 m
q1 = 108.847 KN/m ²	D2 = 30.625 KN/m
q2 = 111.454 KN/m ²	pvl2 = 3.030 KN/m ²
q3 = 114.061 KN/m ²	wd2 = 12.250 KN/m ²

図3.2.11 水平部材の反力(荷重ケース1)

$$C1 = \{ (CBC - CCB) - (CAF - CFA) + Bo \cdot (Robc - Roaf + D2) \} / 3 = \{ (70.125 - 70.125) - (79.693 - 80.071) + 2.950 \times (142.628 - 161.831 + 30.625) \} / 3 = 11.358 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

Robc : B-C部材を単純梁としたB点の反力

$$Robc = \frac{Pv1 \cdot Bo}{2} = \frac{96.697 \times 2.950}{2} = 142.628 \text{ KN}$$

Roaf : A-F部材を単純梁としたA点の反力

$$Roaf = \frac{Bo \cdot (2 \cdot q1 + q2)}{6} = \frac{2.950 \times (2 \times 108.847 + 111.454)}{6} = 161.831 \text{ KN}$$

$$C2 = \{ (CDC - CCD) - (CEF - CFE) + Bo \cdot (Roef - Rodc - D2) \} / 3 = \{ (81.962 - 81.584) - (71.082 - 71.730) + 2.950 \times (166.958 - 141.679 - 30.625) \} / 3 = -4.915 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

Roef : F-E部材を単純梁としたE点の反力

$$Roef = \frac{Bo \cdot (2 \cdot q3 + q2)}{6} = \frac{2.950 \times (2 \times 114.061 + 111.454)}{6} = 166.958 \text{ KN}$$

Rodc : C-D部材を単純梁としたD点の反力

$$Rodc = \frac{Pv3 \cdot x7 \cdot (x7/2 + x6) + Pv2 \cdot x2 \cdot (x2/2 + x5) + Pv1 \cdot x5^2 / 2}{Bo} = \frac{88.818 \times 0.525 \times (0.525 / 2 + 2.425) + 99.727 \times 1.800 \times (1.800 / 2 + 0.625) + 96.697 \times 0.625^2 / 2}{2.950} = 141.679 \text{ KN}$$

ここに、

$$Pv1' = Pv1 - Pv3 = 96.697 - 88.818 = 7.879 \text{ KN/m}^2$$

$$Pv2' = Pv2 - Pv1 = 0.000 \text{ KN/m}^2$$

$$Pv3' = Pv2 - Pv3 = 0.000 \text{ KN/m}^2$$

$$CAB - CAF = 46.692 - 79.693 = -33.001 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CBC - CBA = 70.125 - 42.514 = 27.611 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CCD - CCB = 71.730 - 70.125 = 1.605 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CDE - CDC = 39.460 - 71.082 = -31.622 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CEF - CED = 81.962 - 43.638 = 38.324 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CFA - CFE = 80.071 - 81.584 = -1.513 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

「荷重ケース1」

3) たわみ角および部材角の計算

マトリックスの既知数が求められたことから、未知数のたわみ角 θ および部材角 R を求めることとする。

$$\begin{pmatrix} 5.5732 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.3597 & 0 \\ 1 & 4.0678 & 1.0339 & 0 & 0 & 0 & -3.1017 & 0 \\ 0 & 1.0339 & 5.1596 & 1.0339 & 0 & 0.5120 & -3.1017 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 4.0678 & 1 & 0 & 0 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 5.5732 & 1.7866 & 0 & -5.3597 \\ 1.7866 & 0 & 0.5120 & 0 & 1.7866 & 8.1703 & -5.3597 & -5.3597 \\ 1.7866 & 1.0339 & 1.0339 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.6409 & 0 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 1.0339 & 1.7866 & 1.7866 & 0 & -5.6409 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -33.001 \\ 27.611 \\ 1.605 \\ -31.622 \\ 38.324 \\ -1.513 \\ 11.358 \\ -4.915 \end{pmatrix}$$

このマトリックスから8元1次方程式を導くと、次のようになる。

5.5732	θ_A	+	1	θ_B	+	0	θ_C	+	0	θ_D	+	0	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	-5.3597	R1	+	0	R2	=	-33.001	KN・m	… ①式
1	θ_A	+	4.0678	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	0	θ_D	+	0	θ_E	+	0	θ_F	+	-3.1017	R1	+	0	R2	=	27.611	KN・m	… ②式
0	θ_A	+	1.0339	θ_B	+	5.1596	θ_C	+	1.0339	θ_D	+	0	θ_E	+	0.5120	θ_F	+	-3.1017	R1	+	-3.1017	R2	=	1.605	KN・m	… ③式
0	θ_A	+	0	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	4.0678	θ_D	+	1	θ_E	+	0	θ_F	+	0	R1	+	-3.1017	R2	=	-31.622	KN・m	… ④式
0	θ_A	+	0	θ_B	+	0	θ_C	+	1	θ_D	+	5.5732	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	0	R1	+	-5.3597	R2	=	38.324	KN・m	… ⑤式
1.7866	θ_A	+	0	θ_B	+	0.5120	θ_C	+	0	θ_D	+	1.7866	θ_E	+	8.1703	θ_F	+	-5.3597	R1	+	-5.3597	R2	=	-1.513	KN・m	… ⑥式
1.7866	θ_A	+	1.0339	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	0	θ_D	+	0	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	-5.6409	R1	+	0	R2	=	11.358	KN・m	… ⑦式
0	θ_A	+	0	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	1.0339	θ_D	+	1.7866	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	0	R1	+	-5.6409	R2	=	-4.915	KN・m	… ⑧式

この方程式から未知数を解くと次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 5.5732 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.3597 & 0 \\ 1 & 4.0678 & 1.0339 & 0 & 0 & 0 & -3.1017 & 0 \\ 0 & 1.0339 & 5.1596 & 1.0339 & 0 & 0.5120 & -3.1017 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 4.0678 & 1 & 0 & 0 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 5.5732 & 1.7866 & 0 & -5.3597 \\ 1.7866 & 0 & 0.5120 & 0 & 1.7866 & 8.1703 & -5.3597 & -5.3597 \\ 1.7866 & 1.0339 & 1.0339 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.6409 & 0 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 1.0339 & 1.7866 & 1.7866 & 0 & -5.6409 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -33.001 \\ 27.611 \\ 1.605 \\ -31.622 \\ 38.324 \\ -1.513 \\ 11.358 \\ -4.915 \end{pmatrix}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -11.573 \\ 5.586 \\ -1.219 \\ -8.898 \\ 10.885 \\ -2.638 \\ -5.714 \\ 1.629 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix}$$

「荷重ケース1」

(検算)

・①式

$$\begin{aligned} & 5.5732 \theta_A + 1 \theta_B + 0 \theta_C + 0 \theta_D + 0 \theta_E + 1.7866 \theta_F + -5.3597 R1 + 0 R2 \\ & = -33.001 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad -33.001 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・②式

$$\begin{aligned} & 1 \theta_A + 4.0678 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 0 \theta_D + 0 \theta_E + 0 \theta_F + -3.102 R1 + 0 R2 \\ & = 27.611 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad 27.611 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・③式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 1.0339 \theta_B + 5.1596 \theta_C + 1.0339 \theta_D + 0 \theta_E + 0.5120 \theta_F + -3.1017 R1 + -3.1017 R2 \\ & = 1.605 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad 1.605 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・④式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 0 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 4.0678 \theta_D + 1 \theta_E + 0 \theta_F + 0 R1 + -3.1017 R2 \\ & = -31.622 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad -31.622 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑤式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 0 \theta_B + 0 \theta_C + 1 \theta_D + 5.5732 \theta_E + 1.7866 \theta_F + 0 R1 + -5.3597 R2 \\ & = 38.324 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad 38.324 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑥式

$$\begin{aligned} & 1.7866 \theta_A + 0 \theta_B + 0.5120 \theta_C + 0 \theta_D + 1.7866 \theta_E + 8.1703 \theta_F + -5.3597 R1 + -5.3597 R2 \\ & = -1.513 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad -1.513 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑦式

$$\begin{aligned} & 1.7866 \theta_A + 1.0339 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 0 \theta_D + 0 \theta_E + 1.7866 \theta_F + -5.6409 R1 + 0 R2 \\ & = 11.358 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad 11.358 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑧式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 0 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 1.0339 \theta_D + 1.7866 \theta_E + 1.7866 \theta_F + 0 R1 + -5.6409 R2 \\ & = -4.915 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \doteq \quad -4.915 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

ここに、

$$\theta_A = -11.5733$$

$$\theta_B = 5.5856$$

$$\theta_C = -1.2192$$

$$\theta_D = -8.8977$$

$$\theta_E = 10.8855$$

$$\theta_F = -2.6383$$

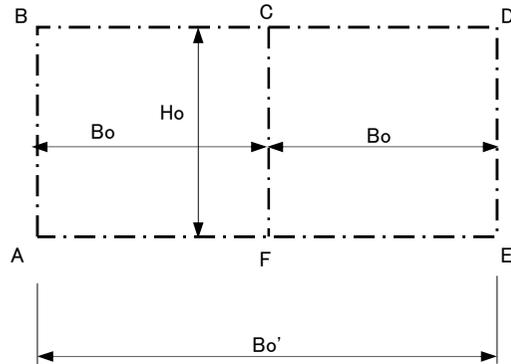
$$R1 = -5.7142$$

$$R2 = 1.6290$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」



- MAB = -64.253 KN·m
- MBA = 42.112 KN·m
- MBC = -42.112 KN·m
- MCB = 91.103 KN·m
- MCD = -88.503 KN·m
- MDC = 46.370 KN·m
- MDE = -46.370 KN·m
- MED = 56.511 KN·m
- MEF = -56.511 KN·m
- MFE = 82.874 KN·m
- MFA = -79.548 KN·m
- MAF = 64.253 KN·m
- MCF = -2.599 KN·m
- MFC = -3.326 KN·m

図3.2.12 端モーメントのまとめ(荷重ケース1)

設計計算

4) 端モーメントの計算

荷重項、たわみ角および部材角は次のように求められたことから、節点の曲げモーメントを計算する。

CAB = 46.692 KN·m	CAF = 79.693 KN·m	$\theta_A = -11.5733$	$\alpha = 1.0339$
CBA = 42.514 KN·m	CFA = 80.071 KN·m	$\theta_B = 5.5856$	$\beta = 1.7866$
CBC = 70.125 KN·m	CFE = 81.584 KN·m	$\theta_C = -1.2192$	$\gamma = 0.5120$
CCB = 70.125 KN·m	CEF = 81.962 KN·m	$\theta_D = -8.8977$	
CCD = 71.730 KN·m		$\theta_E = 10.8855$	
CDC = 71.082 KN·m		$\theta_F = -2.6383$	
CDE = 39.460 KN·m		R1 = -5.7142	
CED = 43.638 KN·m		R2 = 1.6290	

$$MAB = 2\theta_A + \theta_B - CAB = 2 \times -11.5733 + 5.5856 - 46.692 = -64.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MBA = 2\theta_B + \theta_A + CBA = 2 \times 5.5856 + -11.5733 + 42.514 = 42.112 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MBC = \alpha(2\theta_B + \theta_C - 3R1) - CBC = 1.0339 \times (2 \times 5.5856 + -1.2192 - 3 \times -5.7142) - 70.125 = -42.112 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MCB = \alpha(2\theta_C + \theta_B - 3R1) + CCB = 1.0339 \times (2 \times -1.2192 + 5.5856 - 3 \times -5.7142) + 70.125 = 91.103 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MCD = \alpha(2\theta_C + \theta_D - 3R2) - CCD = 1.0339 \times (2 \times -1.2192 + -8.8977 - 3 \times 1.6290) - 71.730 = -88.503 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MDC = \alpha(2\theta_D + \theta_C - 3R2) + CDC = 1.0339 \times (2 \times -8.8977 + -1.2192 - 3 \times 1.6290) + 71.082 = 46.370 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MDE = 2\theta_D + \theta_E - CDE = 2 \times -8.8977 + 10.8855 - 39.460 = -46.370 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MED = 2\theta_E + \theta_D + CED = 2 \times 10.8855 + -8.8977 + 43.638 = 56.511 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MEF = \beta(2\theta_E + \theta_F - 3R2) - CEF = 1.7866 \times (2 \times 10.8855 + -2.6383 - 3 \times 1.6290) - 81.962 = -56.511 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MFE = \beta(2\theta_F + \theta_E - 3R2) + CFE = 1.7866 \times (2 \times -2.6383 + 10.8855 - 3 \times 1.6290) + 81.584 = 82.874 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MFA = \beta(2\theta_F + \theta_A - 3R1) - CFA = 1.7866 \times (2 \times -2.6383 + -11.5733 - 3 \times -5.7142) - 80.071 = -79.548 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MAF = \beta(2\theta_A + \theta_F - 3R1) + CAF = 1.7866 \times (2 \times -11.5733 + -2.6383 - 3 \times -5.7142) + 79.693 = 64.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

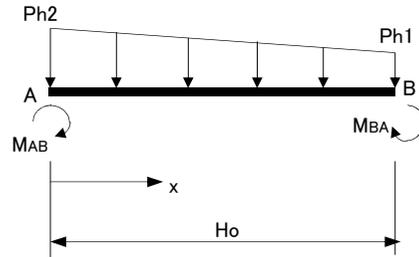
$$MCF = \gamma(2\theta_C + \theta_F) = 0.5120 \times (2 \times -1.2192 + -2.6383) = -2.599 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MFC = \gamma(2\theta_F + \theta_C) = 0.5120 \times (2 \times -2.6383 + -1.2192) = -3.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・照査

節点A	: MAF + MAB =	64.253 + -64.253	= 0.000	… OK
節点B	: MBA + MBC =	42.112 + -42.112	= 0.000	… OK
節点C	: MCB + MCF + MCD =	91.103 + -2.599 + -88.503	= 0.001	… OK
節点D	: MDC + MDE =	46.370 + -46.370	= 0.000	… OK
節点E	: MED + MEF =	56.511 + -56.511	= 0.000	… OK
節点F	: MFE + MFC + MFA =	82.874 + -3.326 + -79.548	= 0.000	… OK

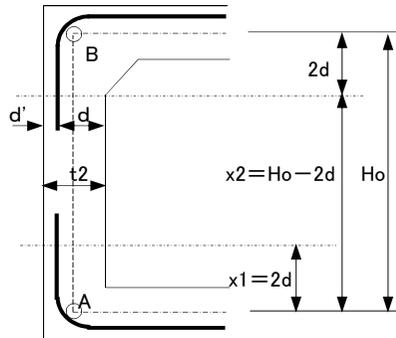
「荷重ケース1」



ここに、

- Ho = 3.050 m
- ph1 = 44.062 KN/m²
- ph2 = 71.012 KN/m²
- MAB = -64.253 kn・m
- MBA = 42.112 kn・m

図3.2.13 側壁(A-B)部材の荷重



ここに、

- t2 : 側壁の部材厚 t2 = 0.50 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.38 m (=t2-d')
- d' : 鉄筋のかぶり d' = 0.12 m
- Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 m

図3.2.14 側壁部材のせん断力照査位置

3-2-3. 断面力の計算(荷重ケース1)

(1) 側壁(A-B)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d:部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{2ph2+ph1}{6} \times Ho - \frac{M_{AB}+M_{BA}}{Ho} = \frac{2 \times 71.012 + 44.062}{6} \times 3.050 - \frac{-64.253 + 42.112}{3.050}$$

$$= 101.853 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = -\frac{ph2+2ph1}{6} \times Ho - \frac{M_{AB}+M_{BA}}{Ho} = \frac{71.012 + 2 \times 44.062}{6} \times 3.050 - \frac{-64.253 + 42.112}{3.050}$$

$$= -73.635 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{AB} - ph2 \cdot x - \frac{ph1-ph2}{2Ho} \cdot x^2$$

節点Aから中央部までの距離は「x=Ho/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{x0} = 101.853 - 71.012 \times \frac{3.050}{2} - \frac{44.062 - 71.012}{2 \times 3.050} \times \left(\frac{3.050}{2}\right)^2 = 3.834 \text{ KN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$x1 = 2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m (節点Aから2dの距離)}$$

$$x2 = Ho - 2d = 3.050 - 0.760 = 2.290 \text{ m (節点Bから2dの距離)}$$

(節点Aから2dのせん断力)

$$S_{x1} = 101.853 - 71.012 \times 0.760 - \frac{44.062 - 71.012}{2 \times 3.050} \times 0.760^2 = 50.436 \text{ KN}$$

(節点Aからx2のせん断力)

$$S_{x2} = 101.853 - 71.012 \times 2.290 - \frac{44.062 - 71.012}{2 \times 3.050} \times 2.290^2 = -37.596 \text{ KN}$$

「荷重ケース1」

2) 曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = -64.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -42.112 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ Mmaxの位置

$$S_x = S_{AB} - ph_2 \cdot x - \frac{ph_1 - ph_2}{2Ho} \cdot x^2 = 0 \text{ より、}$$

$$101.853 - 71.012 \cdot x - \frac{44.062 - 71.012}{2 \times 3.050} \cdot x^2 = 0$$

$$4.418 \cdot x^2 - 71.012 \cdot x + 101.853 = 0$$

$$\therefore x = \frac{71.012 \pm \sqrt{71.012^2 - 4 \times 4.418 \times 101.853}}{2 \times 4.418} = \begin{cases} 14.481 \text{ m} > Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 1.592 \text{ m} < Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Aより $x = 1.592 \text{ m}$ でMmaxを示す(B点より $x' = Ho - x = 3.050 - 1.592 = 1.458 \text{ m}$)

$$M_{max} = S_{AB} \cdot x - \frac{ph_2}{2} x^2 - \frac{ph_1 - ph_2}{6Ho} x^3 + M_{AB}$$

$$= 101.853 \times 1.592 - \frac{71.012}{2} \times 1.592^2 - \frac{44.062 - 71.012}{6 \times 3.050} \times 1.592^3 + (-64.253) = 13.850 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

節点Aから中央部の曲げモーメントMxoは「 $x = Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xo} = 101.853 \times 1.525 - \frac{71.012}{2} \times 1.525^2 - \frac{44.062 - 71.012}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-64.253) = 13.722 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Aから2dの曲げモーメントMxdは「 $2d = 0.760 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd} = 101.853 \times 0.760 - \frac{71.012}{2} \times 0.760^2 - \frac{44.062 - 71.012}{6 \times 3.050} \times 0.760^3 + (-64.253) = -6.707 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Bから2dの曲げモーメントMxd'は「 $x_2 = 2.290 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd'} = 101.853 \times 2.290 - \frac{71.012}{2} \times 2.290^2 - \frac{44.062 - 71.012}{6 \times 3.050} \times 2.290^3 + (-64.253) = 0.479 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Bからの断面力の計算

前述の計算は節点Aからの算出であるが、節点Bから任意点xにおけるせん断力を求めると次の式になる。

$$S_x = S_{BA} + ph_1 \cdot x + \frac{ph_2 - ph_1}{2Ho} \cdot x^2$$

この式で中央部のせん断力を求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$S_{x2''} = -73.635 + 44.062 \times 1.525 + \frac{71.012 - 44.062}{2 \times 3.050} \times 1.525^2 = 3.834 = S_{xo} = 3.834 \text{ KN}$$

... OK

また、節点Bから任意点xにおける曲げモーメントは次式で求めることができる。

$$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{ph_1}{2} x^2 - \frac{ph_2 - ph_1}{6Ho} x^3 + M_{BA}$$

この式で中央部の曲げモーメントを求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$M_{xo'} = 73.635 \times 1.525 - \frac{44.062}{2} \times 1.525^2 - \frac{71.012 - 44.062}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-42.112) = 13.723 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

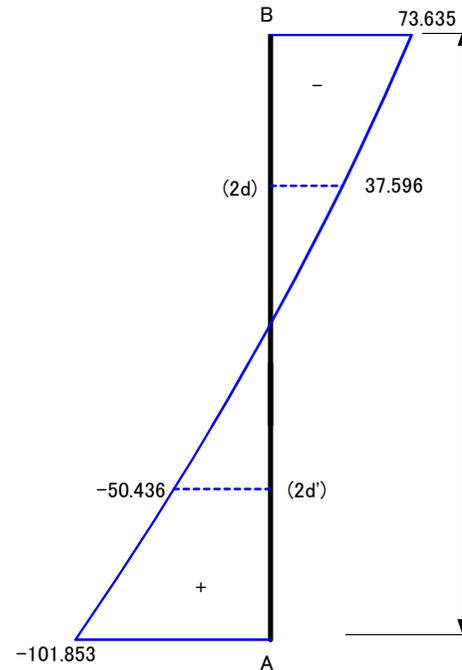
表3.2.1 側壁(A-B)の断面力(荷重ケース1)

計算点x (m)	せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		備考
	節点Aから	節点Bから	節点Aから	節点Bから	
0.000	101.853	-73.635	-64.253	-42.112	B点
0.305	80.605	-59.785	-36.449	-21.745	
0.610	60.180	-45.113	-15.000	-5.727	
0.760	50.436	-37.596	-6.707	0.479	A点から2d(Sx1)
0.915	40.576	-29.619	0.344	5.691	
1.220	21.794	-13.304	9.835	12.258	
1.458	7.709	-0.001	13.336	13.851	B点からMmax
1.525	3.834	3.834	13.722	13.723	Ho/2
1.830	-13.303	21.794	12.257	9.835	
2.135	-29.619	40.576	5.691	0.345	
2.290	-37.596	50.436	0.479	-6.706	B点から2d(Sx2)
2.440	-45.113	60.179	-5.727	-15.000	
2.745	-59.785	80.605	-21.745	-36.448	
3.050	-73.635	101.853	-42.112	-64.252	A点

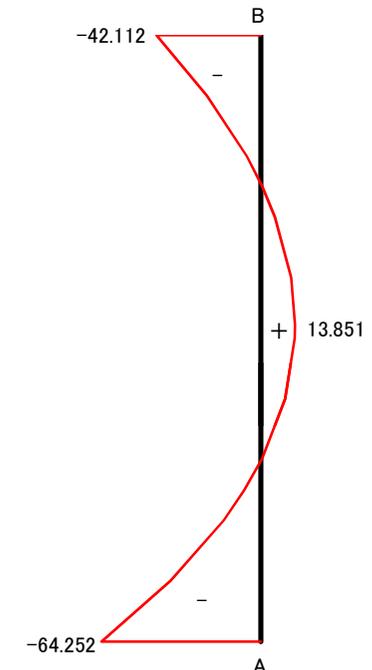
ph1 = 44.062 KN/m ²	S _{AB} = 101.853 KN
ph2 = 71.012 KN/m ²	S _{BA} = -73.635 KN
Ho = 3.050 m	M _{AB} = -64.253 KN・m
・せん断力	M _{BA} = -42.112 KN・m
(節点Aから)	
$S_x = S_{AB} - ph_2 \cdot x - \frac{ph_1 - ph_2}{2Ho} \cdot x^2$	
(節点Bから)	
$S_x = S_{BA} + ph_1 \cdot x + \frac{ph_2 - ph_1}{2Ho} \cdot x^2$	
・曲げモーメント	
(節点Aから)	
$M_x = S_{AB} \cdot x - \frac{ph_2}{2} x^2 - \frac{ph_1 - ph_2}{6Ho} x^3 + M_{AB}$	
(節点Bから)	
$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{ph_1}{2} x^2 - \frac{ph_2 - ph_1}{6Ho} x^3 + M_{BA}$	

断面力図

せん断力図(A-B部材)



曲げモーメント図(A-B部材)

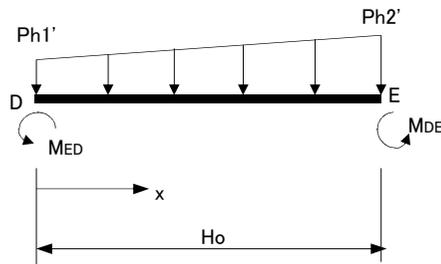


※ S図の符号は、正負が逆になる。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

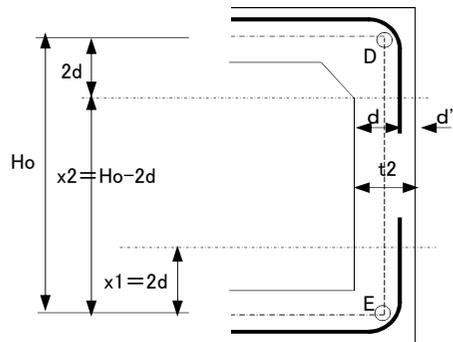
「荷重ケース1」



ここに、

- Ho = 3.050 m
- ph1' = 40.122 KN/m²
- ph2' = 67.072 KN/m²
- MDE = -46.370 kn・m
- MED = 56.511 kn・m

図3.2.15 側壁(D-E)部材の荷重



ここに、

- t2 : 側壁の部材厚 t2 = 0.50 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.38 m (=t2-d')
- d' : 鉄筋のかぶり d' = 0.12 m
- Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 m

図3.2.16 側壁部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

(2) 側壁(D-E)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d:部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{DE} = \frac{2ph1' + ph2'}{6} \cdot Ho - \frac{M_{DE} + M_{ED}}{Ho} = \frac{2 \times 40.122 + 67.072}{6} \times 3.050 - \frac{-46.370 + 56.511}{3.050}$$

$$= 71.561 \text{ KN}$$

$$S_{ED} = -\frac{ph1' + 2ph2'}{6} \times Ho - \frac{M_{DE} + M_{ED}}{Ho} = -\frac{40.122 + 2 \times 67.072}{6} \times 3.050 - \frac{-46.370 + 56.511}{3.050}$$

$$= -91.910 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

節点Dから任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{DE} - ph1' \cdot x - \frac{ph2' - ph1'}{2Ho} \cdot x^2$$

節点Dから中央部までの距離は「x=Ho/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{xo} = 71.561 - 40.122 \times \frac{3.050}{2} - \frac{67.072 - 40.122}{2 \times 3.050} \times \left(\frac{3.050}{2}\right)^2 = 0.100 \text{ KN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$x1 = 2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m (節点Eから2dの距離)}$$

$$x2 = Ho - 2d = 3.050 - 0.760 = 2.290 \text{ m (節点Dから2dの距離)}$$

(節点Dからx1=2d位置のせん断力)

$$S_{x1} = 71.561 - 40.122 \times 0.760 - \frac{67.072 - 40.122}{2 \times 3.050} \times 0.760^2 = 38.516 \text{ KN}$$

(節点Dからx2のせん断力)

$$S_{x2} = 71.561 - 40.122 \times 2.290 - \frac{67.072 - 40.122}{2 \times 3.050} \times 2.290^2 = -43.487 \text{ KN}$$

「荷重ケース1」

2) 曲げモーメント

$$M_D = M_{DE} = -46.370 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_E = -M_{ED} = -56.511 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ Mmaxの位置

$$S_x = S_{DE} - ph1' \cdot x - \frac{ph2' - ph1'}{2Ho} \cdot x^2 = 0 \text{ より、}$$

$$71.561 - 40.122 \cdot x - \frac{67.072 - 40.122}{2 \times 3.050} \cdot x^2 = 0$$

$$-4.418 \cdot x^2 - 40.122 \cdot x + 71.561 = 0$$

$$\therefore x = \frac{40.122 \pm \sqrt{40.122^2 - 4 \times -4.418 \times 71.561}}{2 \times -4.418} = \begin{cases} -10.608 \text{ m} > Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 1.527 \text{ m} < Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Dより $x = 1.527 \text{ m}$ でMmaxを示す(E点より $x' = Ho - x = 3.050 - 1.527 = 1.523 \text{ m}$)

$$M_{max} = S_{DE} \cdot x - \frac{ph1'}{2} x^2 - \frac{ph2' - ph1'}{6Ho} x^3 + M_{DE}$$

$$= 71.561 \times 1.527 - \frac{40.122}{2} \times 1.527^2 - \frac{67.072 - 40.122}{6 \times 3.050} \times 1.527^3 + (-46.370) = 10.883 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

節点Dから中央部の曲げモーメントMxoは「 $x = Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xo} = 71.561 \times 1.525 - \frac{40.122}{2} \times 1.525^2 - \frac{67.072 - 40.122}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-46.37) = 10.883 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Dから2dの曲げモーメントMxdは「 $2d = 0.760 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd} = 71.561 \times 0.760 - \frac{40.122}{2} \times 0.760^2 - \frac{67.072 - 40.122}{6 \times 3.050} \times 0.760^3 + (-46.37) = -4.217 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Dから2dの曲げモーメントMxd'は「 $x2 = 2.290 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd'} = 71.561 \times 2.290 - \frac{40.122}{2} \times 2.290^2 - \frac{67.072 - 40.122}{6 \times 3.050} \times 2.290^3 + (-46.37) = -5.383 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Eからの断面力の計算

前述の計算は節点Dからの算出であるが、節点Eから任意点xにおけるせん断力を求めると次の式になる。

$$S_x = S_{ED} + ph2' \cdot x + \frac{ph1' - ph2'}{2Ho} \cdot x^2$$

この式で中央部のせん断力を求めて、節点Dから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$S_{x2''} = -91.910 + 67.072 \times 1.525 + \frac{40.122 - 67.072}{2 \times 3.050} \times 1.525^2 = 0.100 = S_{xo} = 0.100 \text{ KN}$$

... OK

また、節点Eから任意点xにおける曲げモーメントは次式で求めることができる。

$$M_x = -S_{ED} \cdot x - \frac{ph2'}{2} x^2 - \frac{ph1' - ph2'}{6Ho} x^3 + M_{ED}$$

この式で中央部の曲げモーメントを求めて、節点Dから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$M_{xo'} = 91.910 \times 1.525 - \frac{67.072}{2} \times 1.525^2 - \frac{40.122 - 67.072}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-56.511) = 10.883 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表3.2.2 側壁(E-D)の断面力(荷重ケース1)

計算点x (m)	せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		備考	断面力図
	節点Dから	節点Eから	節点Dから	節点Eから		
0.000	71.561	-91.910	-46.370	-56.511	D点	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>せん断力図(D-E部材)</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>曲げモーメント図(D-E部材)</p> </div> </div> <p>※ M図の符号は、正負が逆になる。</p>
0.305	58.913	-71.864	-26.452	-31.556		
0.610	45.443	-52.640	-10.517	-12.590		
0.760	38.516	-43.487	-4.217	-5.383	D点から2d(Sx1)	
0.915	31.150	-34.238	1.185	0.638		
1.220	16.036	-16.658	8.401	8.378		
1.527	-0.007	0.207	10.883	10.882	D点からMmax	
1.525	0.100	0.100	10.883	10.883	Ho/2	
1.830	-16.658	16.036	8.379	8.401		
2.135	-34.238	31.150	0.638	1.184		
2.290	-43.487	38.516	-5.383	-4.218	E点から2d(Sx2)	
2.440	-52.640	45.442	-12.590	-10.517		
2.745	-71.864	58.913	-31.556	-26.452		
3.050	-91.910	71.561	-56.510	-46.370	E点	

$ph1' = 40.122 \text{ KN/m}^2$ $S_{ED} = -91.910 \text{ KN}$
 $ph2' = 67.072 \text{ KN/m}^2$ $S_{DE} = 71.561 \text{ KN}$
 $Ho = 3.050 \text{ m}$ $M_{ED} = 56.511 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 ・せん断力 $M_{DE} = -46.370 \text{ KN}\cdot\text{m}$

(節点Dから)

$$S_x = S_{DE} - ph1' \cdot x - \frac{ph2' - ph1'}{2Ho} \cdot x^2$$

(節点Eから)

$$S_x = S_{ED} + ph2' \cdot x + \frac{ph1' - ph2'}{2Ho} \cdot x^2$$

・曲げモーメント
 (節点Dから)

$$M_x = S_{DE} \cdot x - \frac{ph1'}{2} x^2 - \frac{ph2' - ph1'}{6Ho} x^3 + M_{DE}$$

(節点Eから)

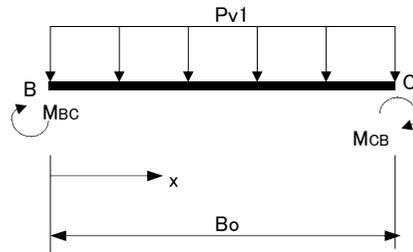
$$M_x = -S_{ED} \cdot x - \frac{ph2'}{2} x^2 - \frac{ph1' - ph2'}{6Ho} x^3 + -M_{ED}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

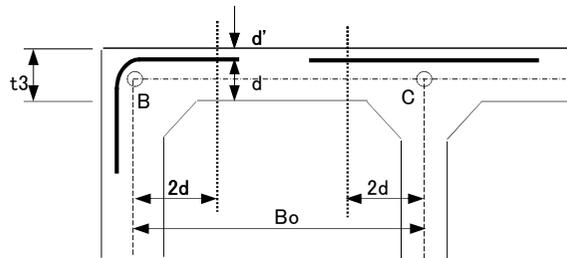
設 計 計 算

「荷重ケース1」



ここに、
 $Bo = 2.950 \text{ m}$
 $Pv1 = 96.697 \text{ KN/m}^2$
 $MBC = -42.112 \text{ kn}\cdot\text{m}$
 $MCB = 91.103 \text{ kn}\cdot\text{m}$

図3.2.17 頂版(B-C)部材の荷重



ここに、
 $t3$: 側壁の部材厚 $t3 = 0.50 \text{ m}$
 d : 部材の有効厚 $d = 0.38 \text{ m} (=t3-d')$
 d' : 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$
 $Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$

図3.2.18 頂版部材のせん断力照査位置

(3) 頂版(B-C)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{BC} = \frac{Pv1 \cdot Bo}{2} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{Bo} = \frac{96.697 \times 2.950}{2} - \frac{-42.112 + 91.103}{2.950} = 126.021 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - Pv1 \cdot Bo = 126.021 - 96.697 \times 2.950 = -159.235 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{BC} - Pv1 \cdot x$$

節点Bから中央部までの距離は「 $x = Bo/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{x0} は次のようになる。

$$S_{x0} = S_{BC} - Pv1 \cdot Bo/2 = 126.021 - 96.697 \times 1.475 = -16.607 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$$

・ 節点Bから2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m}$$

$$x2 = Bo - 2d = 2.950 - 0.760 = 2.190 \text{ m}$$

ここに、

$$d = t3 - d' = 0.500 - 0.12 = 0.380 \text{ m}$$

節点Bから2dのせん断力

$$S_{x0} = S_{BC} - Pv1 \cdot 2d = 126.021 - 96.697 \times 0.760 = 52.531 \text{ KN}$$

節点Bからx2のせん断力

$$S_{x2} = S_{BC} - Pv1 \cdot x2 = 126.021 - 96.697 \times 2.190 = -85.745 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -42.112 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -91.103 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力 $S=0$ 」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_{BC} - Pv1 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{S_{BC}}{Pv1} = \frac{126.021}{96.697} = 1.303 \text{ m}$$

節点Bから任意点xの曲げモーメントは次式で求める。

$$M = S_{BC} \cdot x - \frac{Pv1 \cdot x^2}{2} + M_{BC}$$

この式から最大曲げモーメントを求めると次のようになる。

$$M_{max} = 126.021 \times 1.303 - \frac{96.697 \times 1.303^2}{2} + (-42.112) = 40.007 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表3.2.3 頂版(B-C)の断面力(荷重ケース1)

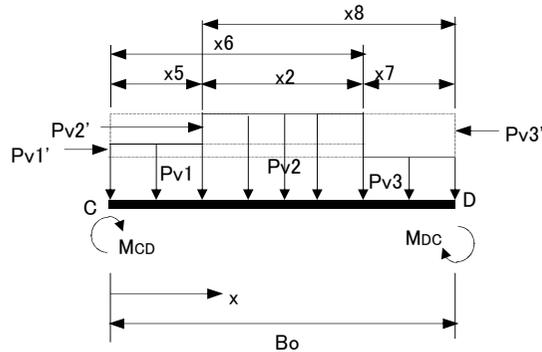
計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考	断面力図	
0.000	126.021	-42.112	B点	<p>せん断力図(B-C部材)</p> <p>曲げモーメント図(B-C部材)</p>	
0.295	97.495	-9.143			
0.590	68.970	15.410			
0.760	52.531	25.738	B点より2d		
0.885	40.444	31.549			
1.180	11.919	39.272			
1.303	0.025	40.007	Mmax		
1.475	-16.607	38.581			
1.770	-45.133	29.474			
2.065	-73.658	11.952			
2.190	-85.745	1.990	C点より2d		
2.360	-102.184	-13.984			
2.655	-130.710	-48.336			
2.950	-159.235	-91.103	C点		
$B_0 = 2.950 \text{ m}$ $P_{v1} = 96.697 \text{ KN/m}^2$ $S_{BC} = 126.021 \text{ KN}$ $S_{CB} = -159.235 \text{ KN}$ $M_{BC} = -42.112 \text{ KN}\cdot\text{m}$ $M_{CB} = 91.103 \text{ KN}\cdot\text{m}$ $S_x = S_{BC} - P_{v1} \cdot x$ $M_x = S_{BC} \cdot x - (P_{v1}/2) \cdot x^2 + M_{BC}$				<p>※ M図の符号は、正負が逆になる。</p>	

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

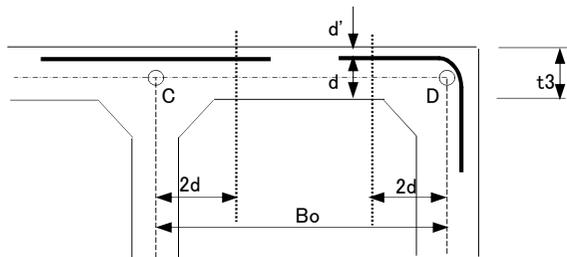
「荷重ケース1」



ここに、
 $Bo = 2.950 \text{ m}$ $x2 = 1.800 \text{ m}$
 $Pv1 = 96.697 \text{ KN/m}^2$ $x5 = 0.625 \text{ m}$
 $Pv2 = 99.727 \text{ KN/m}^2$ $x6 = 2.425 \text{ m}$
 $Pv3 = 88.818 \text{ KN/m}^2$ $x7 = 0.525 \text{ m}$
 $Mcd = -88.503 \text{ kn}\cdot\text{m}$ $x8 = 2.325 \text{ m}$
 $Mdc = 46.370 \text{ kn}\cdot\text{m}$

図3.2.19 頂版(C-D)部材の荷重

$$Mx = S_{cd} \cdot x - Pv1 \cdot x^2 / 2 + Pv2 \cdot (x - x5)^2 / 2 + M_{cd}$$



ここに、
 $t3$: 側壁の部材厚 $t3 = 0.50 \text{ m}$
 d : 部材の有効厚 $d = 0.38 \text{ m}$ (= $t3 - d'$)
 d' : 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$
 $Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$

図3.2.20 頂版部材のせん断力照査位置

(4) 頂版(C-D)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{cd} = \frac{Pv1 \cdot x5 \cdot (x5/2 + x8) + Pv2 \cdot x2 \cdot (x2/2 + x7) + Pv3 \cdot x7^2 / 2}{Bo} - \frac{M_{cd} + M_{dc}}{Bo}$$

$$= \frac{96.697 \times 0.625 \times (0.625 / 2 + 2.325) + 99.727 \times 1.800 \times (1.800 / 2 + 0.525)}{2.950} + \frac{88.818 \times 0.525^2 / 2 - 88.503 + 46.370}{2.950} = 159.177 \text{ KN}$$

ここに、

$$Pv1' = Pv1 - Pv3 = 96.697 - 88.818 = 7.879 \text{ KN/m}^2$$

$$Pv2' = Pv2 - Pv1 = 99.727 - 96.697 = 3.030 \text{ KN/m}^2$$

$$Pv3' = Pv2 - Pv3 = 99.727 - 88.818 = 10.909 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{dc} = S_{cd} - (Pv1 \cdot x5 + Pv2 \cdot x2 + Pv3 \cdot x7) = 159.177 - (96.697 \times 0.625 + 99.727 \times 1.800 + 88.818 \times 0.525) = -127.397 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

(「 $x < x5$ 」の場合) : $S_x = S_{cd} - Pv1 \cdot x$ ①式

(「 $x5 \leq x < x6$ 」の場合) : $S_x = S_{cd} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot (x - x5)$ ②式

(「 $x \geq x6$ 」の場合) : $S_x = S_{cd} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot x2 - Pv3 \cdot (x - x6)$ ③式

節点Cから中央部までの距離は「 $x = Bo/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{xo} は次のようになる。

$$S_x = S_{cd} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot (x - x5) = 159.177 - 96.697 \times 0.625 - 99.727 \times (1.475 - 0.625) = 13.973 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m} \text{ (②式 で求める)}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m}$$

$$x2 = Bo - 2d = 2.950 - 0.760 = 2.190 \text{ m}$$

ここに、

$$d = t3 - d' = 0.500 - 0.12 = 0.380 \text{ m}$$

節点Cから2dのせん断力 (②式 で求める)

$$S_{xo} = S_{cd} - Pv1 \cdot 2d = 159.177 - 96.697 \times 0.760 = 85.687 \text{ KN}$$

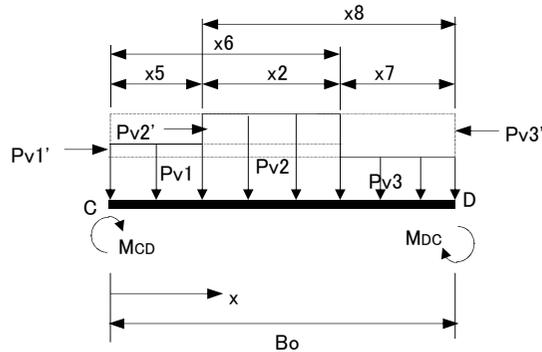
節点Cからx2のせん断力 (②式 で求める)

$$S_{x2} = S_{cd} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot x2 - Pv3 \cdot (x - x6) = 159.177 - 96.697 \times 0.625 - 99.727 \times 1.800 - 88.818 \times (2.190 - 2.425) = -59.895 \text{ KN}$$

・ 節点Dのせん断力の照査(③式)

$$S_{xd} = S_{cd} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot x2 - Pv3 \cdot (x - x6) = 159.177 - 96.697 \times 0.625 - 99.727 \times 1.800 - 88.818 \times (2.950 - 2.425) = -127.397 \text{ KN} \approx S_{dc} = -127.397 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

「荷重ケース1」



ここに、

Bo = 2.950 m	x2 = 1.800 m
Pv1 = 96.697 KN/m ²	x5 = 0.625 m
Pv2 = 99.727 KN/m ²	x6 = 2.425 m
Pv3 = 88.818 KN/m ²	x7 = 0.525 m
MCD = -88.503 kn・m	x8 = 2.325 m
MDC = 46.370 kn・m	
SCD = 159.177 KN	
SDC = -127.397 KN	
Pv1' = Pv1 - Pv3 = 7.879 KN/m ²	
Pv2' = Pv2 - Pv1 = 3.030 KN/m ²	
Pv3' = Pv2 - Pv3 = 10.909 KN/m ²	

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_C = M_{CD} = -88.503 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_D = -M_{DC} = -46.370 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 中間部の曲げモーメント

任意点xにおける曲げモーメントの一般式は、次式で与えられる。

(「x < x5」の場合)

$$M_x = S_{CD} \cdot x - P_{v1} \cdot x^2 / 2 + M_{CD} \dots\dots\dots \text{④式}$$

(「x5 ≤ x < x6」の場合)

$$M_x = S_{CD} \cdot x - P_{v1} \cdot x^2 / 2 - P_{v2}' \cdot (x - x5)^2 / 2 + M_{CD} \dots\dots\dots \text{⑤式}$$

(「x ≥ x6」の場合)

$$M_x = S_{CD} \cdot x - P_{v3} \cdot x^2 / 2 - P_{v1}' \cdot x5 \cdot (x5/2 + x8) - P_{v3}' \cdot x2 \cdot (x2/2 + x7) + M_{CD} \dots\dots \text{⑥式}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

ここに、頂版のMmaxはC点より中央部付近で生じると仮定し、前述の「②式」で検討する。

$$S_x = S_{CD} - P_{v1} \cdot x5 - P_{v2}' \cdot (x - x5) = 0$$

$$x = \frac{S_{CD} - P_{v1} \cdot x5}{P_{v2}'} + x5 = \frac{159.177 - 96.697 \times 0.625}{99.727} + 0.625 = 1.615 \text{ m}$$

仮定した式の妥当性を照査すると次のようになり、仮定は正しい。

$$x5 = 0.625 \text{ m} < x = 1.615 \text{ m} < x6 = 2.425 \text{ m} \dots \text{②式}$$

以上から、最大曲げモーメントは次のように求められる。

$$\begin{aligned} M_x &= S_{CD} \cdot x - P_{v1} \cdot x^2 / 2 - P_{v2}' \cdot (x - x5)^2 / 2 + M_{CD} \\ &= 159.177 \times 1.615 - 96.697 \times 1.615^2 / 2 - 3.030 \times (1.615 - 0.625)^2 / 2 + -88.503 \\ &= 40.979 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

・ 「x = Bo = 2.950 m」の照査

$$\begin{aligned} M_{xD} &= S_{CD} \cdot x - P_{v3} \cdot x^2 / 2 - P_{v1}' \cdot x5 \cdot (x - x5/2) - P_{v3}' \cdot x2 \cdot (x2/2 + x - x6) + M_{CD} \\ &= 159.177 \times 2.950 - 88.818 \times 2.950^2 / 2 - 7.879 \times 0.625 \times (2.950 - 0.625 / 2) - \\ &\quad 10.909 \times 1.800 \times (1.800 / 2 + 2.950 - 2.425) + -88.503 \\ &= -46.370 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad M_D = -46.370 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表3.2.4 頂版(C-D)の断面力(荷重ケース1)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	159.177	-88.503	C点
0.295	130.651	-45.753	
0.590	102.126	-11.419	
0.760	85.278	4.518	C点より2d
0.885	72.812	14.398	
1.180	43.393	31.539	
1.475	13.973	40.000	Bo/2
1.615	0.012	40.979	Mmax
1.770	-15.446	39.783	
2.065	-44.866	30.887	
2.190	-57.331	24.500	D点より2d
2.360	-74.285	13.312	
2.655	-101.195	-12.652	
2.950	-127.397	-46.370	D点

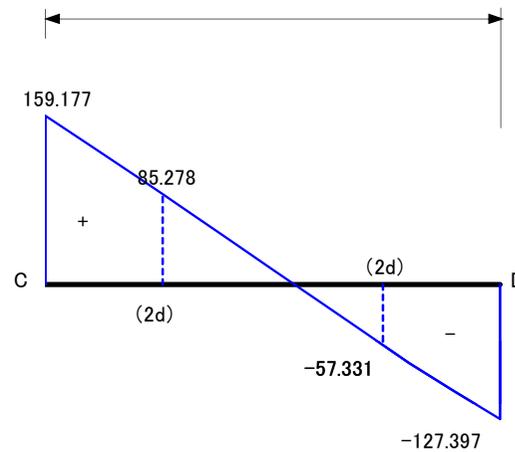
Bo=	2.950	m	SCD=	159.177	KN
Pv1=	96.697	KN/m ²	SDC=	-127.397	KN
Pv2=	99.727	KN/m ²	MCD=	-88.503	KN・m
Pv3=	88.818	KN/m ²	MDC=	46.370	KN・m
x2=	1.800	m	Pv1'=	7.879	KN/m ²
x5=	0.625	m	Pv2'=	3.030	KN/m ²
x6=	2.425	m	Pv3'=	10.909	KN/m ²
x7=	0.525	m			
x8=	2.325	m			

・せん断力
 (「x<x5」の場合) : $S_x = S_{CD} - Pv1 \cdot x$... ①式
 (「x5 ≤ x < x6」の場合) : $S_x = S_{CD} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot (x - x5)$... ②式
 (「x ≥ x6」の場合) : $S_x = S_{CD} - Pv1 \cdot x5 - Pv2 \cdot x2 - Pv3 \cdot (x - x6)$... ③式

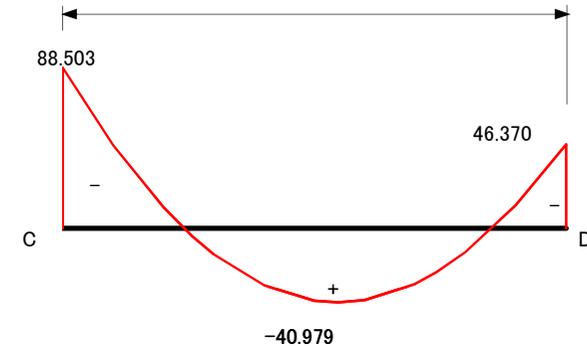
・曲げモーメント
 (「x < x5」の場合) : $M_x = S_{CD} \cdot x - Pv1 \cdot x^2 / 2 + M_{CD}$... ④式
 (「x5 ≤ x < x6」の場合) : $M_x = S_{CD} \cdot x - Pv1 \cdot x^2 / 2 - Pv2 \cdot (x - x5)^2 / 2 + M_{CD}$... ⑤式
 (「x ≥ x6」の場合) : $M_x = S_{CD} \cdot x - Pv3 \cdot x^2 / 2 - Pv1' \cdot x5 \cdot (x - x5 / 2) - Pv3' \cdot x2 \cdot (x2 / 2 + x - x6) + M_{CD}$... ⑥式

断面力図

せん断力図(C-D部材)



曲げモーメント図(C-D部材)

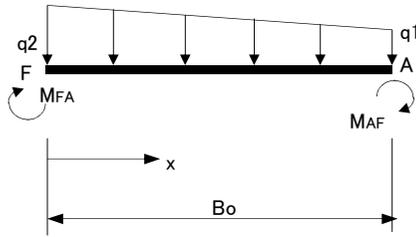


※ M図の符号は、正負が逆になる。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

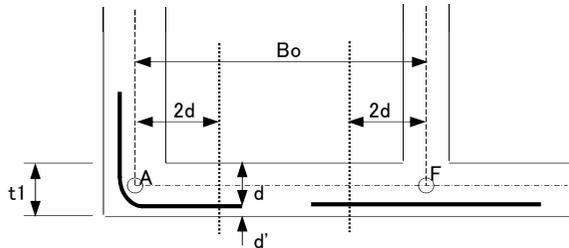
「荷重ケース1」



ここに、

- Bo = 2.950 m
- q1 = 108.847 KN/m²
- q2 = 111.454 KN/m²
- MFA = -79.548 kn・m
- MAF = 64.253 kn・m

図3.2.21 底版(A-F)部材の荷重



ここに、

- t1 : 底版の部材厚 t1 = 0.60 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.45 m (=t1-d')
- d' : 鉄筋のかぶり(下面) d' = 0.15 m
- Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 m

図3.2.22 底版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

(5) 底版(A-F)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{FA} = \frac{(q1 + 2 \cdot q2) \cdot Bo}{6} - \frac{M_{FA} + M_{AF}}{Bo}$$

$$= \frac{(108.847 + 2 \times 111.454) \times 2.950}{6} - \frac{-79.548 + 64.253}{2.950} = 168.298 \text{ KN}$$

$$S_{AF} = -\frac{(2 \cdot q1 + q2) \cdot Bo}{6} - \frac{M_{FA} + M_{AF}}{Bo}$$

$$= -\frac{(2 \times 108.847 + 111.454) \times 2.950}{6} - \frac{-79.548 + 64.253}{2.950} = -156.646 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

節点Fから任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{FA} - q2 \cdot x - \frac{q1 - q2}{2 \cdot Bo} \cdot x^2$$

節点Fから中央部までの距離は「x=Bo/2」であるから、中央部のせん断力S_{xo}は次のようになる。

$$S_{xo} = 168.298 - 111.454 \times 1.475 - \frac{108.847 - 111.454}{2 \times 2.950} \times 1.475^2 = 4.865 \text{ KN}$$

・ 節点Fから2d離れた位置のせん断力

$$x1 = 2d = 2 \times 0.450 = 0.900 \text{ m (節点Fから2dの距離)}$$

$$x2 = Bo - 2d = 2.950 - 0.900 = 2.050 \text{ m (節点Aから2dの距離)}$$

(節点Fからx1=2d位置のせん断力)

$$S_{x1} = 168.298 - 111.454 \times 0.900 - \frac{108.847 - 111.454}{2 \times 2.950} \times 0.900^2 = 68.347 \text{ KN}$$

(節点Fからx2のせん断力)

$$S_{x2} = 168.298 - 111.454 \times 2.050 - \frac{108.847 - 111.454}{2 \times 2.950} \times 2.050^2 = -58.326 \text{ KN}$$

・ 節点Aから2d離れた位置のせん断力の照査

$$S_x = S_{AF} + q1 \cdot x - \frac{q1 - q2}{2 \cdot Bo} \cdot x^2$$

$$S_{x2} = -156.646 + 108.847 \times 0.900 - \frac{108.847 - 111.454}{2 \times 2.950} \times 0.900^2 = -58.326 \text{ KN}$$

$$S_{x1} = -156.646 + 108.847 \times 2.050 - \frac{108.847 - 111.454}{2 \times 2.950} \times 2.050^2 = 68.347 \text{ KN}$$

OK
OK

「荷重ケース1」

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_F = M_{FA} = -79.548 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_A = -M_{AF} = -64.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 中間部の曲げモーメント

任意点xにおける曲げモーメントの一般式は、次式で与えられる。

$$M_x = S_{FA} \cdot x - \frac{q_2}{2} \cdot x^2 - \frac{q_1 - q_2}{6 \cdot B_0} \cdot x^3 + M_{FA}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_x = S_{FA} - q_2 \cdot x - \frac{q_1 - q_2}{2 \cdot B_0} \cdot x^2 = 0$$

$$168.298 - 111.454 \cdot x - \frac{108.847 - 111.454}{2 \times 2.950} \cdot x^2 = 0$$

$$0.442 \cdot x^2 - 111.454 \cdot x - 168.298 = 0$$

$$\therefore x = \frac{111.454 \pm \sqrt{111.454^2 - 4 \times 0.442 \times 168.298}}{2 \times 0.442} = \begin{cases} 250.639 \text{ m} > H_0 = 2.950 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 1.519 \text{ m} < H_0 = 2.950 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Fより x = 1.519 m でMmaxを示す(A点よりx' = B₀ - x = 2.950 - 1.519 = 1.431 m)

$$M_{\max} = S_{FA} \cdot x - \frac{q_2}{2} \cdot x^2 - \frac{q_1 - q_2}{6 \cdot B_0} \cdot x^3 + M_{FA}$$

$$= 168.298 \times 1.519 - \frac{111.454}{2} \times 1.519^2 - \frac{108.847 - 111.454}{6 \times 2.950} \times 1.519^3 + (-79.548)$$

$$= 48.031 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

最大曲げモーメントを節点Aより求めて照査する。

$$M_{\max} = -S_{AF} \cdot x' - \frac{q_1}{2} \cdot x'^2 + \frac{q_1 - q_2}{6 \cdot B_0} \cdot x'^3 + M_{AF}$$

$$= 156.646 \times 1.431 - \frac{108.847}{2} \times 1.431^2 + \frac{108.847 - 111.454}{6 \times 2.950} \times 1.431^3 + (-64.253)$$

$$= 48.030 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表3.2.5 底版(A-F)の断面力(荷重ケース1)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考	断面力図
0.000	-156.646	-64.253	A点	
0.295	-124.498	-22.782		
0.590	-92.272	9.193		
0.885	-59.970	31.651		
0.900	-58.326	32.538	A点より2d	
1.180	-27.591	44.568		
1.431	0.019	48.030	Mmax	
1.475	4.865	47.922		
1.770	37.398	41.690		
2.050	68.347	26.888	A点より2d	
2.065	70.007	25.850		
2.360	102.694	0.378		
2.655	135.457	-34.747		
2.950	168.298	-79.549	F点	

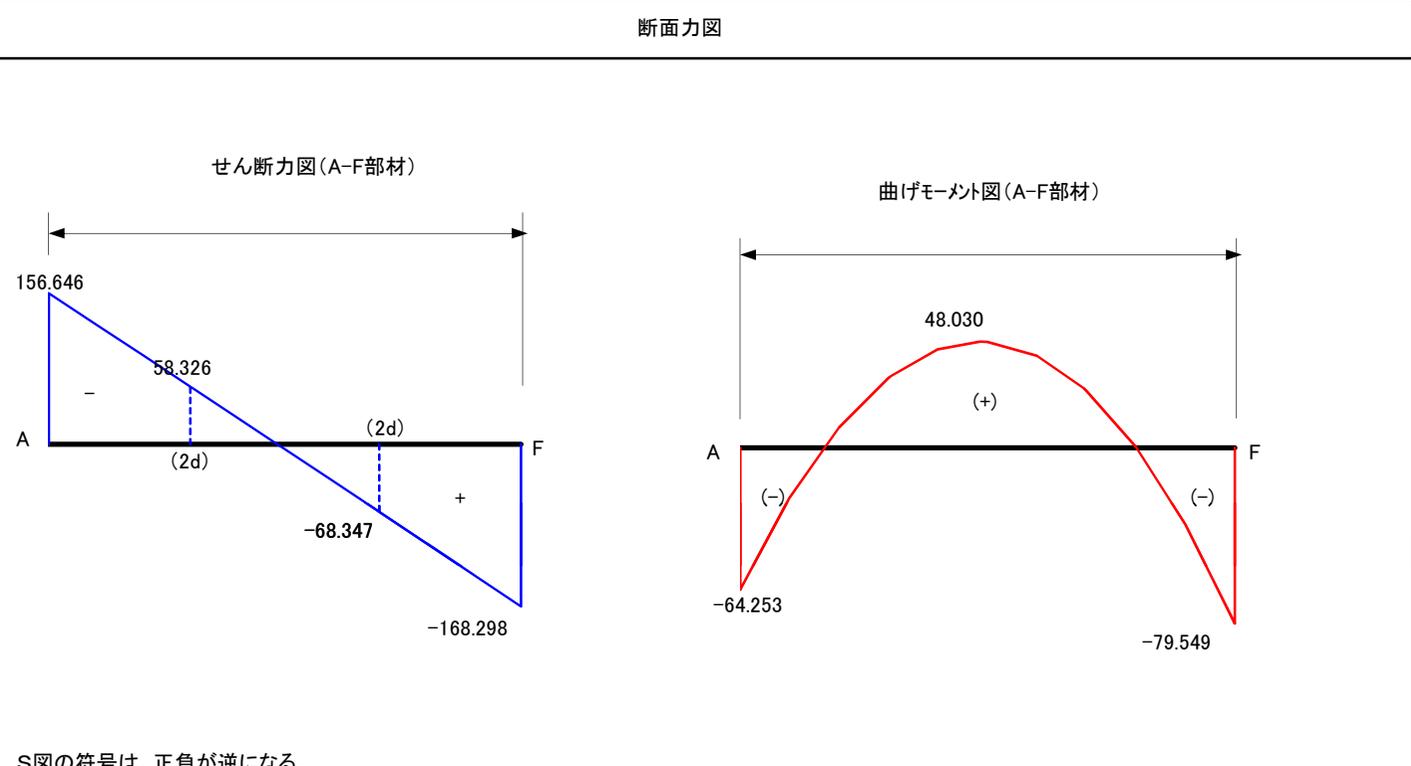
Bo= 2.950 m	SAF= -156.646 KN
q1= 108.847 KN/m ²	SFA= 168.298 KN
q2= 111.454 KN/m ²	MAF= -64.253 KN・m
	MFA= -79.548 KN・m

・せん断力(節点Aからの計算)

$$Sx = SAF + q1 \cdot x - \frac{q1 - q2}{2 \cdot Bo} \cdot x^2$$

・曲げモーメント(節点Aからの計算)

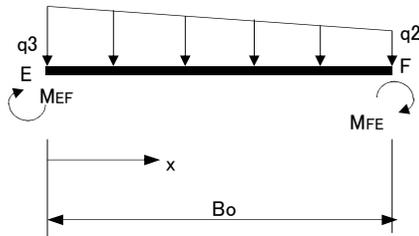
$$Mx = -SAF \cdot x - \frac{q1}{2} \cdot x^2 + \frac{q1 - q2}{6 \cdot Bo} \cdot x^3 + MAF$$



第3章 函渠工の設計

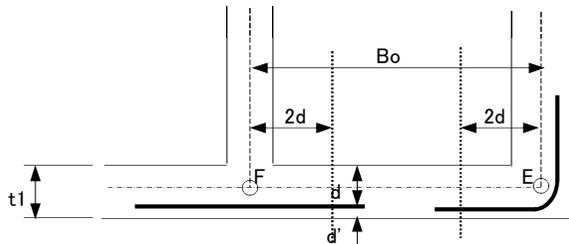
設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」



ここに、
 $B_o = 2.950 \text{ m}$
 $q_2 = 111.454 \text{ KN/m}^2$
 $q_3 = 114.061 \text{ KN/m}^2$
 $M_{EF} = -56.511 \text{ kn}\cdot\text{m}$
 $M_{FE} = 82.874 \text{ kn}\cdot\text{m}$

図3.2.23 底版(E-F)部材の荷重



ここに、
 t_1 : 底版の部材厚 $t_1 = 0.60 \text{ m}$
 d : 部材の有効厚 $d = 0.45 \text{ m} (=t_1 - d')$
 d' : 鉄筋のかぶり(下面) $d' = 0.15 \text{ m}$
 $B_o/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$

図3.2.24 底版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

(6) 底版(F-E)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{EF} = \frac{(q_2 + 2 \cdot q_3) \cdot B_o}{6} - \frac{M_{EF} + M_{FE}}{B_o}$$

$$= \frac{(111.454 + 2 \times 114.061) \times 2.950}{6} - \frac{-56.511 + 82.874}{2.950} = 158.022 \text{ KN}$$

$$S_{FE} = -\frac{(2 \cdot q_2 + q_3) \cdot B_o}{6} - \frac{M_{EF} + M_{FE}}{B_o}$$

$$= \frac{(2 \times 111.454 + 114.061) \times 2.950}{6} - \frac{-56.511 + 82.874}{2.950} = -174.613 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

節点Eから任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{EF} - q_3 \cdot x - \frac{q_2 - q_3}{2 \cdot B_o} \cdot x^2$$

節点Fから中央部までの距離は「 $x = B_o/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{x0} は次のようになる。

$$S_{x0} = 158.022 - 114.061 \times 1.475 - \frac{111.454 - 114.061}{2 \times 2.950} \times 1.475^2 = -9.257 \text{ KN}$$

・ 節点Eから2d離れた位置のせん断力

$$x_1 = 2d = 2 \times 0.450 = 0.900 \text{ m} \text{ (節点Fから2dの距離)}$$

$$x_2 = B_o - 2d = 2.950 - 0.900 = 2.050 \text{ m} \text{ (節点Aから2dの距離)}$$

(節点Eから $x_1 = 2d$ 位置のせん断力)

$$S_{x1} = 158.022 - 114.061 \times 0.900 - \frac{111.454 - 114.061}{2 \times 2.950} \times 0.900^2 = 55.725 \text{ KN}$$

(節点Eから x_2 のせん断力)

$$S_{x2} = 158.022 - 114.061 \times 2.050 - \frac{111.454 - 114.061}{2 \times 2.950} \times 2.050^2 = -73.946 \text{ KN}$$

・ 節点Fから2d離れた位置のせん断力の照査

$$S_x = S_{FE} + q_2 \cdot x - \frac{q_2 - q_3}{2 \cdot B_o} \cdot x^2$$

$$S_{x2} = -174.613 + 111.454 \times 0.900 - \frac{111.454 - 114.061}{2 \times 2.950} \times 0.900^2 = -73.946 \text{ KN}$$

$$S_{x1} = -174.613 + 111.454 \times 2.050 - \frac{111.454 - 114.061}{2 \times 2.950} \times 2.050^2 = 55.725 \text{ KN}$$

OK
OK

「荷重ケース1」

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_E = M_{EF} = -56.511 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_F = -M_{EF} = -82.874 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 中間部の曲げモーメント

任意点xにおける曲げモーメントの一般式は、次式で与えられる。

$$M_x = S_{EF} \cdot x - \frac{q^3}{2} \cdot x^2 - \frac{q^2 - q^3}{6 \cdot B_0} \cdot x^3 + M_{EF}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_x = S_{EF} - q^3 \cdot x - \frac{q^2 - q^3}{2 \cdot B_0} \cdot x^2 = 0$$

$$158.022 - 114.061 \cdot x - \frac{111.454 - 114.061}{2 \times 2.950} \cdot x^2 = 0$$

$$0.442 \cdot x^2 - 114.061 \cdot x - 158.022 = 0$$

$$\therefore x = \frac{114.061 \pm \sqrt{114.061^2 - 4 \times 0.442 \times 158.022}}{2 \times 0.442} = \begin{cases} 256.664 \text{ m} > H_0 = 2.950 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 1.393 \text{ m} < H_0 = 2.950 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Eより x = 1.393 m でMmaxを示す(F点よりx' = B_0 - x = 2.950 - 1.393 = 1.557 m)

$$M_{\max} = S_{EF} \cdot x - \frac{q^3}{2} \cdot x^2 - \frac{q^2 - q^3}{6 \cdot B_0} \cdot x^3 + M_{EF}$$

$$= 158.022 \times 1.393 - \frac{114.061}{2} \times 1.393^2 - \frac{111.454 - 114.061}{6 \times 2.950} \times 1.393^3 + (-56.511)$$

$$= 53.347 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

最大曲げモーメントを節点Fより求めて照査する。

$$M_{\max} = -S_{FE} \cdot x' - \frac{q^2}{2} \cdot x'^2 + \frac{q^2 - q^3}{6 \cdot B_0} \cdot x'^3 + M_{FE}$$

$$= 174.613 \times 1.557 - \frac{111.454}{2} \times 1.557^2 + \frac{111.454 - 114.061}{6 \times 2.950} \times 1.557^3 + (-82.874)$$

$$= 53.346 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表3.2.6 底版(E-F)の断面力(荷重ケース1)

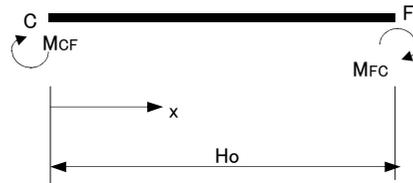
計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考	断面力図	
0.000	-174.613	-82.874	F点	<p>せん断力図(F-E部材)と曲げモーメント図(F-E部材)の断面力図。せん断力図はF点で174.613 KN、E点で-158.022 KNを示し、途中73.946 KNと-55.725 KNの値が示されている。曲げモーメント図はF点で-82.874 KN・m、E点で-56.511 KN・mを示し、途中53.346 KN・mの最大値を示している。</p>	
0.295	-141.696	-36.217			
0.590	-108.701	0.719			
0.885	-75.630	27.910			
0.900	-73.946	29.031	F点より2d		
1.180	-42.482	45.333			
1.475	-9.257	52.966			
1.557	-0.008	53.346	Mmax		
1.770	24.045	50.787			
2.050	55.725	39.621	F点より2d		
2.065	57.424	38.772			
2.360	90.879	16.900			
2.655	124.412	-14.854			
2.950	158.022	-56.511	E点		
$B_0 = 2.950 \text{ m}$ $q_2 = 111.454 \text{ KN/m}^2$ $q_3 = 114.061 \text{ KN/m}^2$ $S_{FE} = -174.613 \text{ KN}$ $S_{EF} = 158.022 \text{ KN}$ $M_{FE} = -82.874 \text{ KN}\cdot\text{m}$ $M_{EF} = -56.511 \text{ KN}\cdot\text{m}$					
・せん断力(節点Aからの計算) $S_x = S_{FE} + q_2 \cdot x - \frac{q_2 - q_3}{2 \cdot B_0} \cdot x^2$					
・曲げモーメント(節点Aからの計算) $M_x = -S_{FE} \cdot x - \frac{q_2}{2} \cdot x^2 + \frac{q_2 - q_3}{6 \cdot B_0} \cdot x^3 + M_{FE}$					
				※ S図の符号は、正負が逆になる。	

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

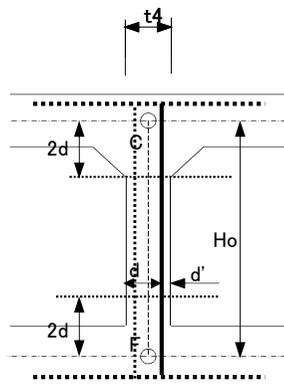
「荷重ケース1」



ここに、

$$\begin{aligned} Ho &= 3.050 \text{ m} \\ M_{CF} &= -2.599 \text{ kn}\cdot\text{m} \\ M_{FC} &= -3.326 \text{ kn}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

図3.2.25 隔壁(C-F)部材の荷重



ここに、

$$\begin{aligned} t_4 &: \text{ 隔壁の部材厚} & t_4 &= 0.40 \text{ m} \\ d &: \text{ 部材の有効厚} & d &= 0.28 \text{ m} \quad (=t_4-d) \\ d' &: \text{ 鉄筋のかぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ Ho/2 &= 3.050 / 2 = & & 1.525 \text{ m} \end{aligned}$$

図3.2.26 隔壁部材のせん断力照査位置

(7) 隔壁(C-F)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{CF} = \frac{M_{CF} + M_{FC}}{Ho} = \frac{-2.599 + -3.326}{3.050} = -1.943 \text{ KN}$$

$$S_{FC} = S_{CF} = -1.943 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

中央部のせん断力は「 $S_{CF} = S_{FC}$ 」より、「 $S_x = S_{CF}$ 」となる。

$$S_{x0} = S_{CF} = -1.943 \text{ KN}$$

したがって、節点Cから2d位置のせん断力は「 $S_{x1} = S_{x2} = S_{CF}$ 」となる。

$$S_{x1} = S_{x2} = -1.943 \text{ KN}$$

ここに、

$$x_1 = 2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

$$x_2 = Ho - 2d = 3.050 - 0.560 = 2.490 \text{ m} \quad (\text{節点Fから2dの距離})$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_C = M_{CF} = -2.599 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_F = -M_{FC} = 3.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 中間部の曲げモーメント

任意点xにおける曲げモーメントの一般式は、次式で与えられる。

$$M_x = -S_{CF} \cdot x + M_{CF}$$

・ 「 $M_x = 0$ 」となるC点からの距離

$$M_x = Ho \cdot \left(1 - \frac{M_F}{M_{CF} + M_{FC}} \right) = 3.050 \times \left(1 - \frac{-3.326}{-2.599 + -3.326} \right) = 1.338 \text{ m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表3.2.7 隔壁(C-F)の断面力(荷重ケース1)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考	断面力図
0.000	-1.943	-2.599	C点	
0.305	-1.943	-2.006		
0.560	-1.943	-1.511	C点から2d(Sx1)	
0.610	-1.943	-1.414		
0.915	-1.943	-0.821		
1.220	-1.943	-0.229		
1.525	-1.943	0.364	Ho/2	
1.830	-1.943	0.957		
2.135	-1.943	1.549		
2.440	-1.943	2.142		
2.490	-1.943	2.239	F点から2d(Sx2)	
2.745	-1.943	2.735		
3.050	-1.943	3.327	F点	

Ho=	3.050	m
Scf=	-1.943	KN
Sfc=	-1.943	KN
Mcf=	-2.599	KN・m
Mfc=	3.326	KN・m
・せん断力	Sx = Scf	
・曲げモーメント	Mx = -Scf・x + Mcf	

せん断力図(C-F部材)

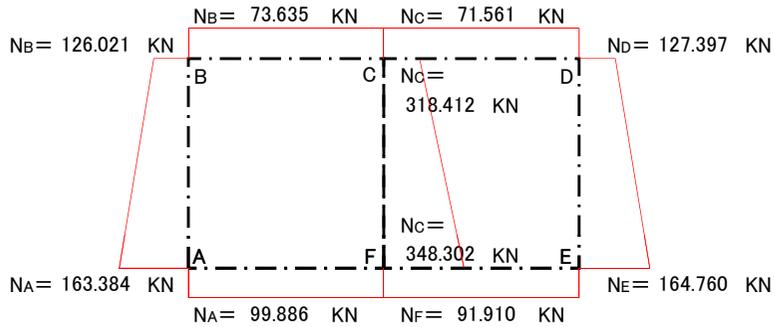
曲げモーメント図(C-F部材)

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」



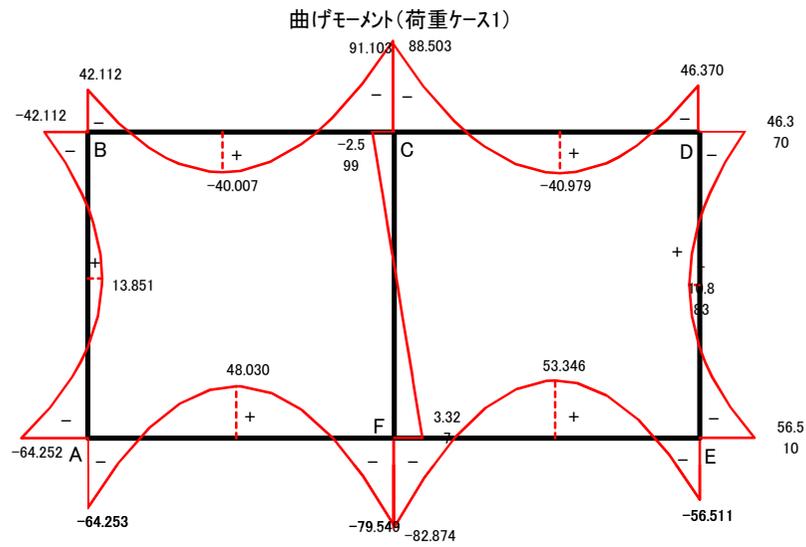
ここに、
 $B_o = 2.950 \text{ m}$
 $H_o = 3.050 \text{ m}$

3.2.27 軸力図(荷重ケース1)

(8) 軸力の計算(荷重ケース1)

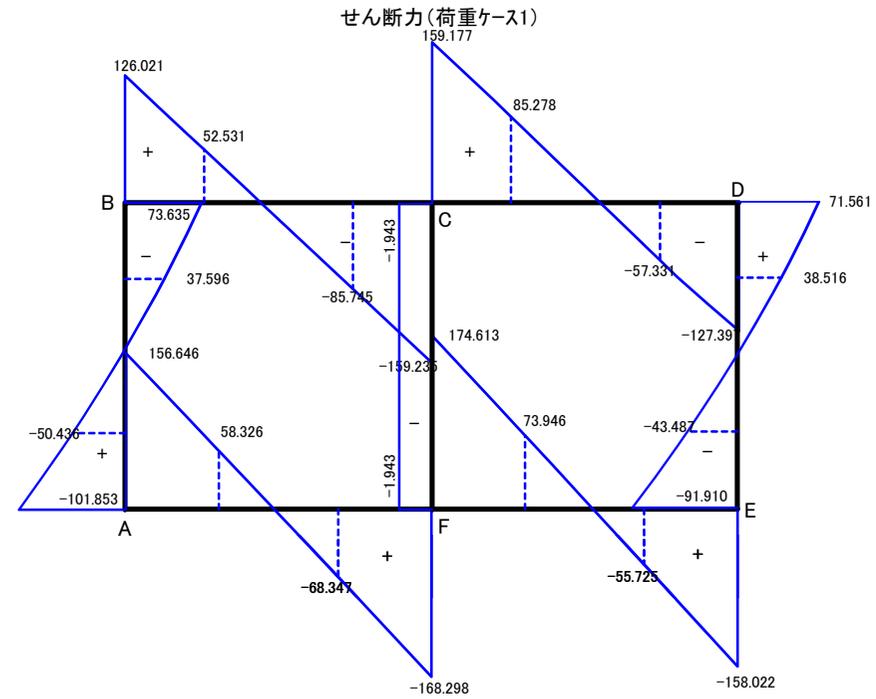
- ・ 側壁A-B
 (側壁上側の軸力)
 $N_B = S_{BC} = 126.021 \text{ KN}$
 (側壁下側の軸力)
 $N_A = N_B + wd2 \cdot H_o = 126.021 + 12.250 \times 3.050 = 163.384 \text{ KN}$
 ここに、
 $wd2$: 側壁自重による分布荷重 $wd2 = 12.250 \text{ KN/m}$
- ・ 側壁D-E
 (側壁上側の軸力)
 $N_D = S_{DC} = 127.397 \text{ KN}$
 (側壁下側の軸力)
 $N_E = N_D + wd2 \cdot H_o = 127.397 + 12.250 \times 3.050 = 164.760 \text{ KN}$
- ・ 頂版B-C
 $N_B = N_C = S_{BA} = 73.635 \text{ KN}$
- ・ 頂版C-D
 $N_C = N_D = S_{DE} = 71.561 \text{ KN}$
- ・ 底版A-F
 $N_A = N_F = S_{AB} = 99.886 \text{ KN}$
- ・ 底版E-F
 $N_F = N_E = S_{ED} = 91.910 \text{ KN}$
- ・ 隔壁C-F
 (隔壁上側の軸力)
 $N_C = S_{CB} + S_{CD} = 159.235 + 159.177 = 318.412 \text{ KN}$
 (隔壁下側の軸力)
 $N_F = N_C + wd4 \cdot H_o = 318.412 + 9.800 \times 3.050 = 348.302 \text{ KN}$
 ここに、
 $wd4$: 隔壁自重による分布荷重 $wd4 = 9.800 \text{ KN/m}$

「荷重ケース1」



※ M図の次の符号は正負が逆となる。

- ・ 頂版B-C、C-D部材
- ・ 側壁D-E部材

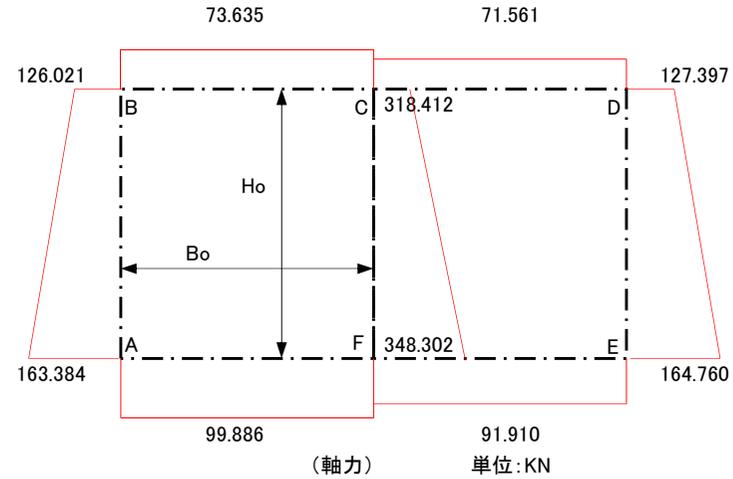
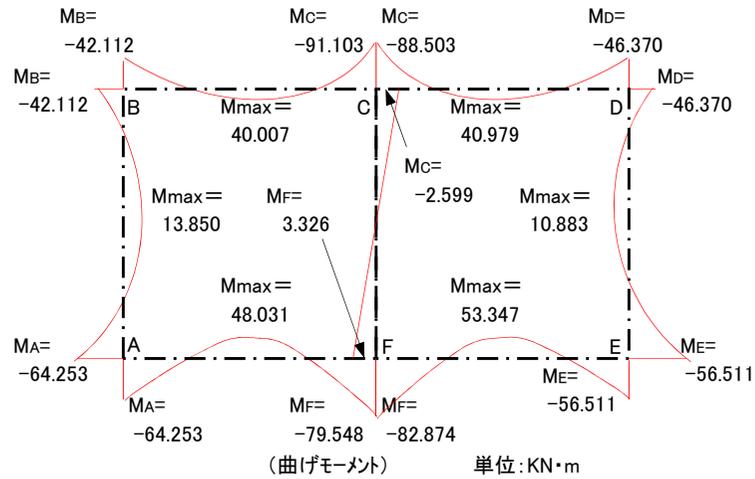


※ S図の次の符号は正負が逆となる。

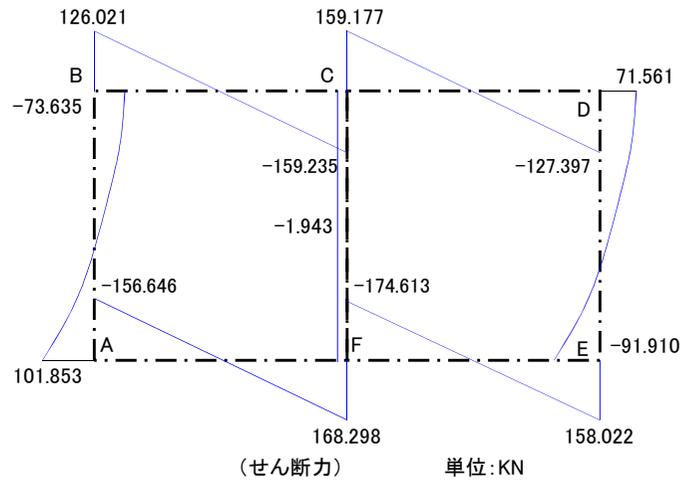
- ・ 側壁A-B部材
- ・ 底板A-F、F-E部材

図3.2.28 荷重ケース1の断面力図

「荷重ケース1」



Bo = 2.950 m
Ho = 3.050 m



2d位置のせん断力

部材	2d位置のせん断力	
	x1=2d	x2
B→A	-37.596	50.436
D→E	38.516	-43.487
B→C	52.531	-85.745
C→D	85.687	-59.895
A→F	-58.326	68.347
F→E	-73.946	55.725
C→F	-1.943	-1.943

(単位: KN)

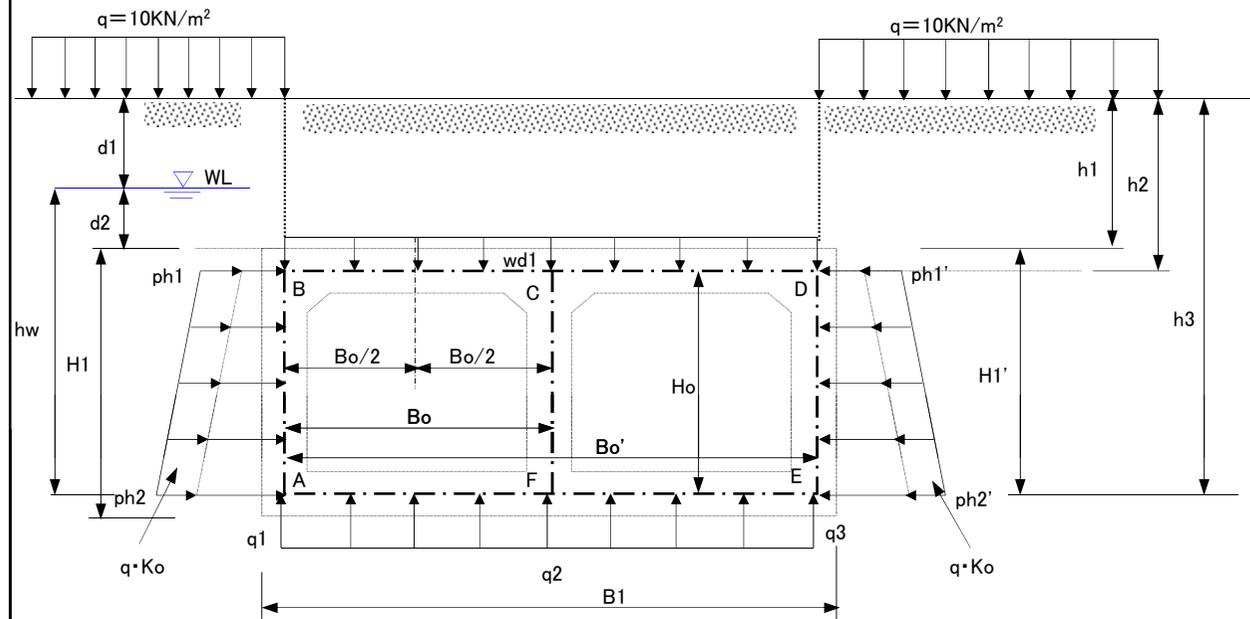
図3.2.29 荷重ケース1の断面力のまとめ

「荷重ケース2」

3-2-4. 荷重ケース2の計算 …… 側壁の断面力が最大となるケース

(1) 荷重図

側壁の断面力が最大となるケースで、荷重はラーン軸線に作用するものとする。



ここに、

$B_o = 2.950$ m	$B_1 = 6.400$ m	$q = 10.00$ KN/m ²
$H_o = 3.050$ m	$H_1 = 3.600$ m	
$B_o' = 5.900$ m	$t_1 = 0.600$ m (底版の厚さ)	
$h_1 = 3.800$ m	$t_2 = 0.500$ m (側壁の厚さ)	
$h_2 = 4.050$ m	$t_3 = 0.500$ m (頂版の厚さ)	
$h_3 = 7.100$ m	$t_4 = 0.400$ m (隔壁の厚さ)	
$h_w = 4.633$ m	$H_1' = H_1 - t_1 = 3.600 - 0.600 = 3.000$ m	
$d_1 = h_1 - d_2 = 2.167$ m	$\gamma_s = 18.60$ KN/m ³ (湿潤土の単位体積重量)	
$d_2 = h_w - H_1' = 1.633$ m	$\gamma_t = 19.60$ KN/m ³ (飽和土の単位体積重量)	
	$\gamma_c = 24.50$ KN/m ³ (鉄筋コンクリートの単位体積重量)	

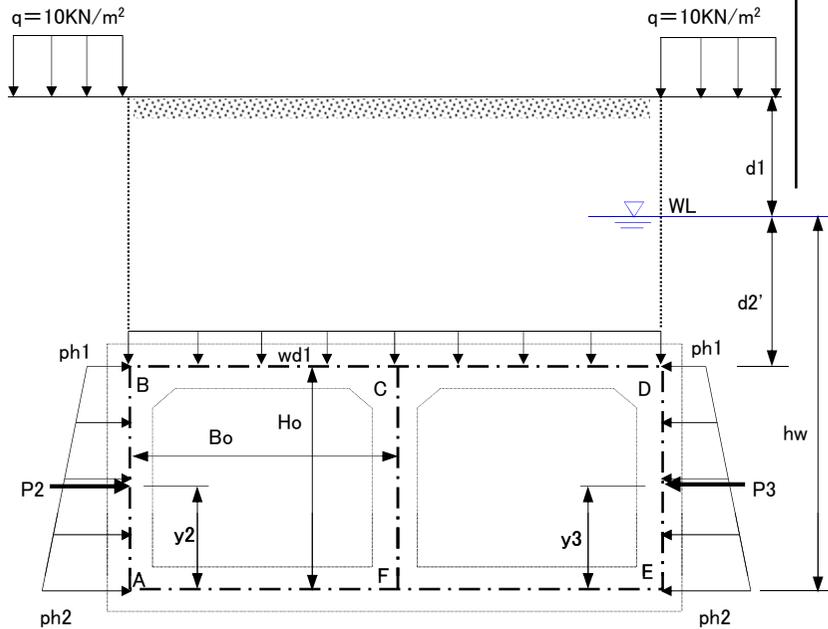
図3.2.30 荷重ケース1(頂版および底版の断面力が最大)

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」



ここに、

$$B_0 = 2.950 \text{ m} \quad \gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$$

$$H_0 = 3.050 \text{ m} \quad \gamma_t = 19.60 \text{ KN/m}^3$$

$$d_1 = 2.167 \text{ m}$$

$$d_2 = 1.633 \text{ m}$$

$$d_2' = d_2 + t_3/2 = 1.883 \text{ m}$$

$$h_w = 4.633 \text{ m}$$

図3.2.31 頂版および側壁の作用荷重(荷重ケース2)

(2) 荷重の計算(荷重ケース2)

① 頂版軸線に作用する荷重

頂版軸線に作用する荷重は、死荷重wd1(土重+頂版自重)とし、次により求める。

・ 死荷重

$$wd_1 = pvd + \frac{D_1}{B_0'} = 72.313 + \frac{79.503}{5.900} = 85.788 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

pvd : 頂版上面に作用する鉛直土圧

$$pvd = \alpha \cdot (d_1 \cdot \gamma_s + d_2 \cdot \gamma_t) = 1.00 \times (2.167 \times 18.60 + 1.633 \times 19.60) = 72.313 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

α : 鉛直土圧係数 $\alpha = 1.00$

D1 : 頂版の自重

$$D_1 = (B_1 \cdot t_3 + 2 \cdot \Delta h^2) \cdot \gamma_c = (6.400 \times 0.500 + 2 \times 0.150^2) \times 24.50 = 79.503 \text{ KN}$$

② 側壁軸線に作用する荷重

側壁に作用する活荷重は、次により求める。

$$ph_1 = q \cdot K_0 = 10.00 \times 0.50 = 5.000 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

K_0 : 静止土圧係数 $K_0 = 0.50$

・ 側壁上側軸線の作用荷重

$$ph_1 = phd_1 + phl = 38.607 + 5.000 = 43.607 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$phd_1 = (d_1 \cdot \gamma_s + d_2' \cdot \gamma_t) \cdot K_0 = (2.167 \times 18.60 + 1.883 \times 19.60) \times 0.50 = 38.607 \text{ KN/m}^2$$

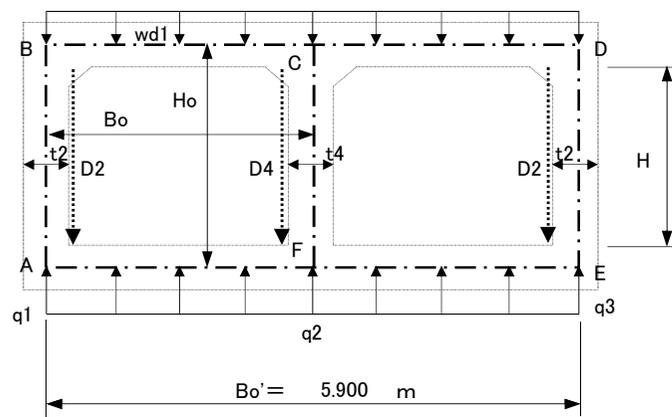
・ 側壁下側軸線の作用荷重

$$ph_2 = phd_2 + phl = 65.557 + 5.000 = 70.557 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$phd_2 = (d_1 \cdot \gamma_s + h_w \cdot \gamma_t) \cdot K_0 = (2.167 \times 18.60 + 4.633 \times 19.60) \times 0.50 = 65.557 \text{ KN/m}^2$$

「荷重ケース2」



ここに、
 $B_o = 2.950 \text{ m}$
 $H_o = 3.050 \text{ m}$

図3.2.32 底版の反力(荷重ケース2)

③ 底版反力の計算

底版反力は、頂版に作用する鉛直荷重と側壁および隔壁の自重の合計とし、次により求める(底版自重は考慮しない)。

・ 側壁1本の自重(奥行き1.0m当たり)の計算

$$D2 = H \cdot t2 \cdot \gamma_c = 2.500 \times 0.500 \times 24.50 = 30.625 \text{ KN}$$

ここに、

$$H : \text{側壁の高さ(内空高)} \quad H = 2.500 \text{ m}$$

$$t2 : \text{側壁の厚さ} \quad t2 = 0.500 \text{ m}$$

また、フレーム計算に用いる側壁の分布荷重wd2は次により求める。

$$wd2 = t2 \cdot \gamma_c = 0.500 \times 24.50 = 12.250 \text{ KN/m}$$

・ 隔壁1本の自重(奥行き1.0m当たり)の計算

$$D4 = H \cdot t4 \cdot \gamma_c = 2.500 \times 0.400 \times 24.50 = 24.500 \text{ KN}$$

ここに、

$$t4 : \text{隔壁の厚さ} \quad t4 = 0.400 \text{ m}$$

また、フレーム計算に用いる隔壁の分布荷重wd4は次により求める。

$$wd4 = t4 \cdot \gamma_c = 0.400 \times 24.50 = 9.800 \text{ KN/m}$$

・ 頂版上面に作用する荷重P1と作用位置x3の計算

死荷重の合力Wdの計算

$$P1 = Wd = wd1 \cdot B_o' = 85.788 \times 5.900 = 506.149 \text{ KN}$$

底版反力の合力P4の計算

$$P4 = P1 + 2 \cdot D2 + D4 = 506.149 + 2 \times 30.625 + 24.500 = 591.899 \text{ KN}$$

両側の側壁に作用する荷重が対称形であることから、底版反力の分布は次のようになる。

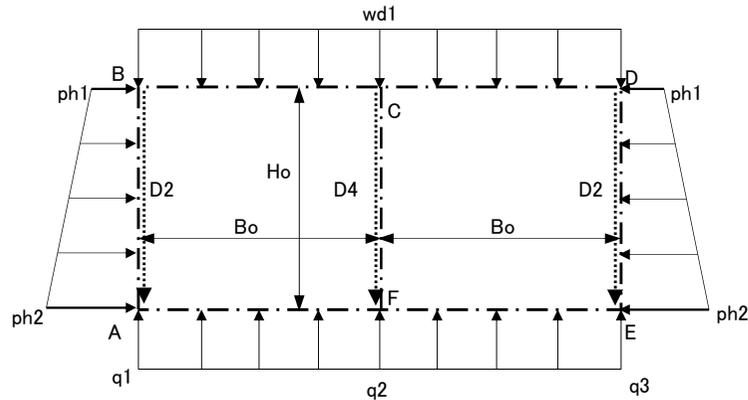
$$q1 = q2 = q3 = \frac{P4}{B_o'} = \frac{591.899}{5.900} = 100.322 \text{ KN/m}^2$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」



ここに、

$B_o = 2.950 \text{ m}$	$wd1 = 85.788 \text{ KN/m}^2$
$H_o = 3.050 \text{ m}$	$ph1 = 43.607 \text{ KN/m}^2$
$B_o' = 5.900 \text{ m}$	$ph2 = 70.557 \text{ KN/m}^2$
	$q1 = 100.322 \text{ KN/m}^2$
	$q2 = 100.322 \text{ KN/m}^2$
	$q3 = 100.322 \text{ KN/m}^2$
	$D2 = 30.625 \text{ KN}$
	$D4 = 9.800 \text{ KN}$
	$wd2 = 12.250 \text{ KN/m}$
	$wd4 = 9.800 \text{ KN/m}$

3-2-5. ラーメンの解析(荷重ケース2)

(1) 荷重項の計算

$$C_{AB} = \frac{H_o^2}{60} \cdot (2 \cdot ph1 + 3 \cdot ph2) = \frac{3.050^2}{60} \times (2 \times 43.607 + 3 \times 70.557) = 46.340 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BA} = \frac{H_o^2}{60} \cdot (3 \cdot ph1 + 2 \cdot ph2) = \frac{3.050^2}{60} \times (3 \times 43.607 + 2 \times 70.557) = 42.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BC} = \frac{B_o^2}{12} \cdot wd1 = \frac{2.950^2}{12} \times 85.788 = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CB} = C_{BC} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CD} = C_{BC} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DC} = C_{CD} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DE} = C_{BA} = 42.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{ED} = C_{AB} = 46.340 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{AF} = \frac{B_o'^2}{12} \cdot q1 = \frac{2.950^2}{12} \times 100.322 = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{FA} = C_{AF} = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{FE} = \frac{B_o'^2}{12} \cdot q2 = \frac{2.950^2}{12} \times 100.322 = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

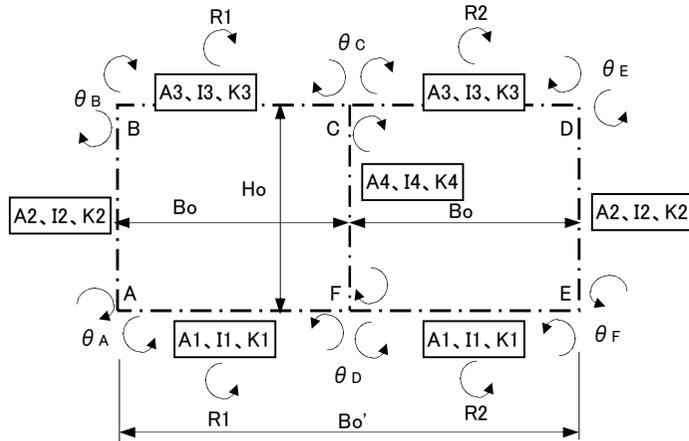
$$C_{EF} = C_{FE} = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 荷重項のまとめ

$C_{AB} = 46.340 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{CB} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{DE} = 42.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{FA} = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$
$C_{BA} = 42.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{CD} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{ED} = 46.340 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{FE} = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$
$C_{BC} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{DC} = 62.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{AF} = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{EF} = 72.754 \text{ KN}\cdot\text{m}$

図3.2.33 荷重図(荷重ケース1)

「荷重ケース2」



ここに、

	部材厚		断面積		断面二次モーメント
底版	: t1 = 0.600 m	A1 =	0.600 m ²	I1 =	0.0180 m ⁴
側壁	: t2 = 0.500 m	A2 =	0.500 m ²	I2 =	0.0104 m ⁴
頂版	: t3 = 0.500 m	A3 =	0.500 m ²	I3 =	0.0104 m ⁴
隔壁	: t4 = 0.400 m	A4 =	0.400 m ²	I4 =	0.0053 m ⁴

Bo =	2.950 m
Ho =	3.050 m
Bo' =	5.900 m
Ec =	2.45 × 10 ⁷ KN/m ²
ε =	1.00 × 10 ⁻⁵ °/C
γc =	24.50 KN/m ³
D2 =	30.625 KN

図3.2.34 ラーメンの解析モデル

(2) ラーメンの解析(荷重ケース2)

ラーメンの解析は、部材節点の剛域を考慮しない「たわみ角法」によりおこなう。なお、荷重ケース2のラーメン構造は対称荷重が作用することから、層方程式の計算は「側壁A-B部材」を基準部材としておこなうこととする。

1) 剛比の計算

$$K2 = 1.00 \quad (\text{側壁A-B部材})$$

(頂版部材の剛比)

$$K3 = \alpha = \frac{H_o \cdot t_3^3}{B_o \cdot t_2^3} = \frac{3.050 \times 0.500^3}{2.950 \times 0.500^3} = 1.0339$$

(底版部材の剛比)

$$K1 = \beta = \frac{H_o \cdot t_1^3}{B_o \cdot t_2^3} = \frac{3.050 \times 0.600^3}{2.950 \times 0.500^3} = 1.7866$$

(隔壁部材の剛比)

$$K4 = \gamma = \frac{t_4^3}{t_2^3} = \frac{0.400^3}{0.500^3} = 0.5120$$

2) マトリックス

ラーメン構造では節点の曲げモーメントが釣り合うという条件から、節点方程式および層方程式は次のようになる。

$$\text{節点方程式} \quad : \sum M_i = 0$$

$$\text{層方程式} \quad : \sum H = 0$$

これより、各節点のたわみ角θ、部材の回転角Rを未知数としたマトリックスは次のようになる。なお、回転角Rは水平部材に生じるものとする。

$$\begin{pmatrix} 2(1+\beta) & 1 & 0 & 0 & 0 & \beta & -3\beta & 0 \\ 1 & 2(1+\alpha) & \alpha & 0 & 0 & 0 & -3\alpha & 0 \\ 0 & \alpha & 2(2\alpha+\gamma) & \alpha & 0 & \gamma & -3\alpha & -3\alpha \\ 0 & 0 & \alpha & 2(1+\alpha) & 1 & 0 & 0 & -3\alpha \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2(1+\beta) & \beta & 0 & -3\beta \\ \beta & 0 & \gamma & 0 & \beta & 2(\gamma+2\beta) & -3\beta & -3\beta \\ \beta & \alpha & \alpha & 0 & 0 & \beta & -2(\alpha+\beta) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha & \alpha & \beta & \beta & 0 & -2(\alpha+\beta) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{AB}-C_{AF} \\ C_{BC}-C_{BA} \\ C_{CD}-C_{CB} \\ C_{DE}-C_{DC} \\ C_{EF}-C_{ED} \\ C_{FA}-C_{FE} \\ C1 \\ C2 \end{pmatrix}$$

ここに、

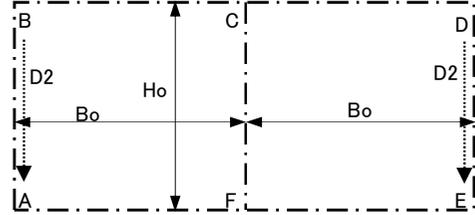
$$\begin{aligned} 2(1+\beta) &= 2 \times (1 + 1.7866) = 5.5732 \\ 2(1+\alpha) &= 2 \times (1 + 1.0339) = 4.0678 \\ 2(2\alpha+\gamma) &= 2 \times (2 \times 1.0339 + 0.5120) = 5.1596 \\ 2(\gamma+2\beta) &= 2 \times (0.5120 + 2 \times 1.7866) = 8.1703 \\ -2(\alpha+\beta) &= -2 \times (1.0339 + 1.7866) = -5.6409 \\ -3\alpha &= -3 \times 1.0339 = -3.1017 \\ -3\beta &= -3 \times 1.7866 = -5.3597 \end{aligned}$$

第3章 函渠工の設計

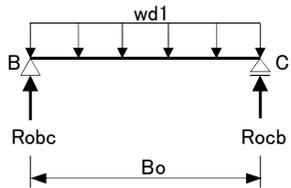
設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

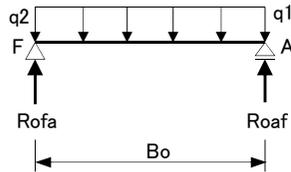
「荷重ケース2」



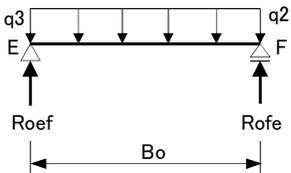
(部材B-C)



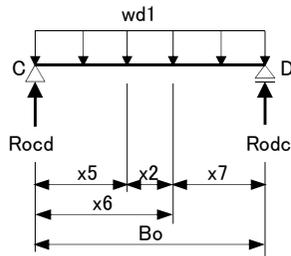
(部材A-D)



(部材E-F)



(部材C-D)



ここに、

- Bo = 2.950 m
- wd1 = 85.788 KN/m²
- q1 = 100.322 KN/m²
- q2 = 100.322 KN/m²
- q3 = 100.322 KN/m²

- D2 = 30.625 KN/m
- wd2 = 12.250 KN/m²

$$C1 = \{ (CBC - CCB) - (CAF - CFA) + Bo \cdot (Robc - Roaf + D2) \} / 3 = \{ (62.214 - 62.214) - (72.754 - 72.754) + 2.950 \times (126.537 - 147.975 + 30.625) \} / 3 = 9.034 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

Robc : B-C部材を単純梁としたB点の反力

$$Robc = \frac{wd1 \cdot Bo}{2} = \frac{85.788 \times 2.950}{2} = 126.537 \text{ KN}$$

Roaf : A-F部材を単純梁としたA点の反力

$$Roaf = \frac{q1 \cdot Bo}{2} = \frac{100.322 \times 2.950}{2} = 147.975 \text{ KN}$$

$$C2 = \{ (CDC - CDD) - (CEF - CFE) + Bo \cdot (Roef - Rodc - D2) \} / 3 = \{ (72.754 - 72.754) - (62.214 - 62.214) + 2.950 \times (147.975 - 126.537 - 30.625) \} / 3 = -9.034 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

Roef : F-E部材を単純梁としたE点の反力

$$Roef = \frac{q2 \cdot Bo}{2} = \frac{100.322 \times 2.950}{2} = 147.975 \text{ KN}$$

Rodc : D-C部材を単純梁としたD点の反力

$$Rodc = \frac{wd1 \cdot Bo}{2} = \frac{85.788 \times 2.950}{2} = 126.537 \text{ KN}$$

$$CAB - CAF = 46.340 - 72.754 = -26.414 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CBC - CBA = 62.214 - 42.161 = 20.053 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CCD - CCB = 62.214 - 62.214 = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CDE - CDC = 42.161 - 62.214 = -20.053 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CEF - CED = 72.754 - 46.340 = 26.414 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CFA - CFE = 72.754 - 72.754 = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

図3.2.35 水平部材の反力(荷重ケース2)

「荷重ケース2」

3) たわみ角および部材角の計算

マトリックスの既知数が求められたことから、未知数のたわみ角 θ および部材角 R を求めることとする。

$$\begin{pmatrix} 5.5732 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.3597 & 0 \\ 1 & 4.0678 & 1.0339 & 0 & 0 & 0 & -3.1017 & 0 \\ 0 & 1.0339 & 5.1596 & 1.0339 & 0 & 0.5120 & -3.1017 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 4.0678 & 1 & 0 & 0 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 5.5732 & 1.7866 & 0 & -5.3597 \\ 1.7866 & 0 & 0.5120 & 0 & 1.7866 & 8.1703 & -5.3597 & -5.3597 \\ 1.7866 & 1.0339 & 1.0339 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.6409 & 0 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 1.0339 & 1.7866 & 1.7866 & 0 & -5.6409 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -26.414 \\ 20.053 \\ 0.000 \\ -20.053 \\ 26.414 \\ 0.000 \\ 9.034 \\ -9.034 \end{pmatrix}$$

このマトリックスから8元1次方程式を導くと、次のようになる。

5.5732	θ_A	+	1	θ_B	+	0	θ_C	+	0	θ_D	+	0	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	-5.3597	R1	+	0	R2	=	-26.414	KN・m	… ①式
1	θ_A	+	4.0678	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	0	θ_D	+	0	θ_E	+	0	θ_F	+	-3.1017	R1	+	0	R2	=	20.053	KN・m	… ②式
0	θ_A	+	1.0339	θ_B	+	5.1596	θ_C	+	1.0339	θ_D	+	0	θ_E	+	0.5120	θ_F	+	-3.1017	R1	+	-3.1017	R2	=	0.000	KN・m	… ③式
0	θ_A	+	0	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	4.0678	θ_D	+	1	θ_E	+	0	θ_F	+	0	R1	+	-3.1017	R2	=	-20.053	KN・m	… ④式
0	θ_A	+	0	θ_B	+	0	θ_C	+	1	θ_D	+	5.5732	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	0	R1	+	-5.3597	R2	=	26.414	KN・m	… ⑤式
1.7866	θ_A	+	0	θ_B	+	0.5120	θ_C	+	0	θ_D	+	1.7866	θ_E	+	8.1703	θ_F	+	-5.3597	R1	+	-5.3597	R2	=	0.000	KN・m	… ⑥式
1.7866	θ_A	+	1.0339	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	0	θ_D	+	0	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	-5.6409	R1	+	0	R2	=	9.034	KN・m	… ⑦式
0	θ_A	+	0	θ_B	+	1.0339	θ_C	+	1.0339	θ_D	+	1.7866	θ_E	+	1.7866	θ_F	+	0	R1	+	-5.6409	R2	=	-9.034	KN・m	… ⑧式

この方程式から未知数を解くと次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 5.5732 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.3597 & 0 \\ 1 & 4.0678 & 1.0339 & 0 & 0 & 0 & -3.1017 & 0 \\ 0 & 1.0339 & 5.1596 & 1.0339 & 0 & 0.5120 & -3.1017 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 4.0678 & 1 & 0 & 0 & -3.1017 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 5.5732 & 1.7866 & 0 & -5.3597 \\ 1.7866 & 0 & 0.5120 & 0 & 1.7866 & 8.1703 & -5.3597 & -5.3597 \\ 1.7866 & 1.0339 & 1.0339 & 0 & 0 & 1.7866 & -5.6409 & 0 \\ 0 & 0 & 1.0339 & 1.0339 & 1.7866 & 1.7866 & 0 & -5.6409 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -26.414 \\ 20.053 \\ 0.000 \\ -20.053 \\ 26.414 \\ 0.000 \\ 9.034 \\ -9.034 \end{pmatrix}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ R1 \\ R2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9.050 \\ 4.357 \\ 0.000 \\ -4.357 \\ 9.050 \\ 0.000 \\ -3.669 \\ 3.669 \end{pmatrix}$$

「荷重ケース2」

(検算)

・①式

$$\begin{aligned} & 5.5732 \theta_A + 1 \theta_B + 0 \theta_C + 0 \theta_D + 0 \theta_E + 1.7866 \theta_F + -5.3597 R1 + 0 R2 \\ & = -26.414 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad -26.414 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・②式

$$\begin{aligned} & 1 \theta_A + 4.0678 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 0 \theta_D + 0 \theta_E + 0 \theta_F + -3.102 R1 + 0 R2 \\ & = 20.053 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad 20.053 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・③式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 1.0339 \theta_B + 5.1596 \theta_C + 1.0339 \theta_D + 0 \theta_E + 0.5120 \theta_F + -3.1017 R1 + -3.1017 R2 \\ & = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・④式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 0 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 4.0678 \theta_D + 1 \theta_E + 0 \theta_F + 0 R1 + -3.1017 R2 \\ & = -20.053 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad -20.053 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑤式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 0 \theta_B + 0 \theta_C + 1 \theta_D + 5.5732 \theta_E + 1.7866 \theta_F + 0 R1 + -5.3597 R2 \\ & = 26.414 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad 26.414 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑥式

$$\begin{aligned} & 1.7866 \theta_A + 0 \theta_B + 0.5120 \theta_C + 0 \theta_D + 1.7866 \theta_E + 8.1703 \theta_F + -5.3597 R1 + -5.3597 R2 \\ & = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑦式

$$\begin{aligned} & 1.7866 \theta_A + 1.0339 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 0 \theta_D + 0 \theta_E + 1.7866 \theta_F + -5.6409 R1 + 0 R2 \\ & = 9.034 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad 9.034 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

・⑧式

$$\begin{aligned} & 0 \theta_A + 0 \theta_B + 1.0339 \theta_C + 1.0339 \theta_D + 1.7866 \theta_E + 1.7866 \theta_F + 0 R1 + -5.6409 R2 \\ & = -9.034 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \cong \quad -9.034 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \quad (\text{差分} = 0.000) \end{aligned}$$

ここに、

$$\theta_A = -9.0500$$

$$\theta_B = 4.3567$$

$$\theta_C = 0.0000$$

$$\theta_D = -4.3567$$

$$\theta_E = 9.0500$$

$$\theta_F = 0.0000$$

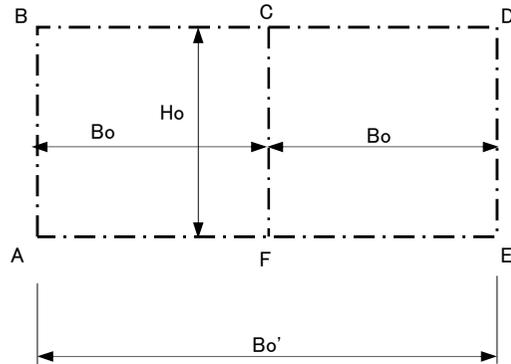
$$R1 = -3.6693$$

$$R2 = 3.6693$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース2」



MAB = -60.083 KN·m
MBA = 41.824 KN·m
MBC = -41.824 KN·m
MCB = 78.099 KN·m
MCD = -78.099 KN·m
MDC = 41.824 KN·m
MDE = -41.824 KN·m
MED = 60.083 KN·m
MEF = -60.083 KN·m
MFE = 69.256 KN·m
MFA = -69.256 KN·m
MAF = 60.083 KN·m
MCF = 0.000 KN·m
MFC = 0.000 KN·m

図3.2.36 端モーメントのまとめ(荷重ケース1)

図3.2.37 ラーメン軸線図

設計計算

4) 端モーメントの計算

荷重項、たわみ角および部材角は次のように求められたことから、節点の曲げモーメントを計算する。

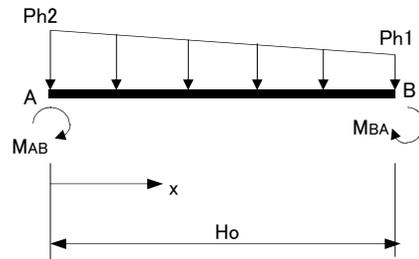
CAB = 46.340 KN·m	CAF = 72.754 KN·m	$\theta_A = -9.0500$	$\alpha = 1.0339$
CBA = 42.161 KN·m	CFA = 72.754 KN·m	$\theta_B = 4.3567$	$\beta = 1.7866$
CBC = 62.214 KN·m	CFE = 72.754 KN·m	$\theta_C = 0.0000$	$\gamma = 0.5120$
COB = 62.214 KN·m	CEF = 72.754 KN·m	$\theta_D = -4.3567$	
CCD = 62.214 KN·m		$\theta_E = 9.0500$	
CDC = 62.214 KN·m		$\theta_F = 0.0000$	
CDE = 42.161 KN·m		R1 = -3.6693	
CED = 46.340 KN·m		R2 = 3.6693	

MAB = $2\theta_A + \theta_B - CAB = 2 \times -9.050 + 4.357 - 46.340 = -60.083$ KN·m
MBA = $2\theta_B + \theta_A + CBA = 2 \times 4.357 + -9.050 + 42.161 = 41.824$ KN·m
MBC = $\alpha(2\theta_B + \theta_C - 3R1) - CBC = 1.0339 \times (2 \times 4.357 + 0.000 - 3 \times -3.669) - 62.214 = -41.824$ KN·m
MCB = $\alpha(2\theta_C + \theta_B - 3R1) + CCB = 1.0339 \times (2 \times 0.000 + 4.357 - 3 \times -3.669) + 62.214 = 78.099$ KN·m
MCD = $\alpha(2\theta_C + \theta_D - 3R2) - CCD = 1.0339 \times (2 \times 0.000 + -4.357 - 3 \times 3.669) - 62.214 = -78.099$ KN·m
MDC = $\alpha(2\theta_D + \theta_C - 3R2) + CDC = 1.0339 \times (2 \times -4.357 + 0.000 - 3 \times 3.669) + 62.214 = 41.824$ KN·m
MDE = $2\theta_D + \theta_E - CDE = 2 \times -4.357 + 9.050 - 42.161 = -41.824$ KN·m
MED = $2\theta_E + \theta_D + CED = 2 \times 9.050 + -4.357 + 46.340 = 60.083$ KN·m
MEF = $\beta(2\theta_E + \theta_F - 3R2) - CEF = 1.7866 \times (2 \times 9.050 + 0.000 - 3 \times 3.669) - 72.754 = -60.083$ KN·m
MFE = $\beta(2\theta_F + \theta_E - 3R2) + CFE = 1.7866 \times (2 \times 0.000 + 9.050 - 3 \times 3.669) + 72.754 = 69.256$ KN·m
MFA = $\beta(2\theta_F + \theta_A - 3R1) - CFA = 1.7866 \times (2 \times 0.000 + -9.050 - 3 \times -3.669) - 72.754 = -69.256$ KN·m
MAF = $\beta(2\theta_A + \theta_F - 3R1) + CAF = 1.7866 \times (2 \times -9.050 + 0.000 - 3 \times -3.669) + 72.754 = 60.083$ KN·m
MCF = $\gamma(2\theta_C + \theta_F) = 0.5120 \times (2 \times 0.000 + 0.000) = 0.000$ KN·m
MFC = $\gamma(2\theta_F + \theta_C) = 0.5120 \times (2 \times 0.000 + 0.000) = 0.000$ KN·m

・照査

節点A	: MAF + MAB =	60.083 + -60.083	= 0.000	… OK
節点B	: MBA + MBC =	41.824 + -41.824	= 0.000	… OK
節点C	: MCB + MCF + MCD =	78.099 + 0.000 + -78.099	= 0.000	… OK
節点D	: MDC + MDE =	41.824 + -41.824	= 0.000	… OK
節点E	: MED + MEF =	60.083 + -60.083	= 0.000	… OK
節点F	: MFE + MFC + MFA =	69.256 + 0.000 + -69.256	= 0.000	… OK

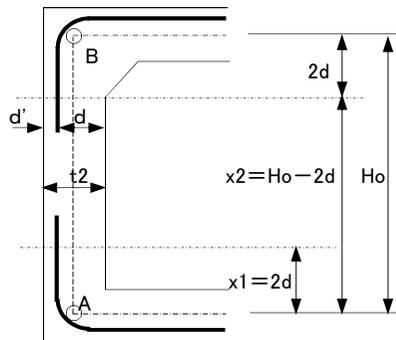
「荷重ケース2」



ここに、

- Ho = 3.050 m
- ph1 = 43.607 KN/m²
- ph2 = 70.557 KN/m²
- MAB = -60.083 kn・m
- MBA = 41.824 kn・m

図3.2.38 側壁(A-B)部材の荷重



ここに、

- t2 : 側壁の部材厚 t2 = 0.50 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.38 m (=t2-d')
- d' : 鉄筋のかぶり d' = 0.12 m
- Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 m

図3.2.39 側壁部材のせん断力照査位置

3-2-6. 断面力の計算(荷重ケース2)

(1) 側壁(A-B)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d:部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{2ph_2 + ph_1}{6} \times Ho - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{Ho} = \frac{2 \times 70.557 + 43.607}{6} \times 3.050 - \frac{-60.083 + 41.824}{3.050}$$

$$= 99.886 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = -\frac{ph_2 + 2ph_1}{6} \times Ho - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{Ho} = \frac{70.557 + 2 \times 43.607}{6} \times 3.050 - \frac{-60.083 + 41.824}{3.050}$$

$$= -74.214 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{AB} - ph_2 \cdot x - \frac{ph_1 - ph_2}{2Ho} \cdot x^2$$

節点Aから中央部までの距離は「x=Ho/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{x0} = 99.886 - 70.557 \times \frac{3.050}{2} - \frac{43.607 - 70.557}{2 \times 3.050} \times \left(\frac{3.050}{2}\right)^2 = 2.561 \text{ KN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$x_1 = 2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m (節点Aから2dの距離)}$$

$$x_2 = Ho - 2d = 3.050 - 0.760 = 2.290 \text{ m (節点Bから2dの距離)}$$

(2d位置のせん断力)

$$S_{x1} = 99.886 - 70.557 \times 0.760 - \frac{43.607 - 70.557}{2 \times 3.050} \times 0.760^2 = 48.815 \text{ KN}$$

(節点Aからx2のせん断力)

$$S_{x2} = 99.886 - 70.557 \times 2.290 - \frac{43.607 - 70.557}{2 \times 3.050} \times 2.290^2 = -38.521 \text{ KN}$$

「荷重ケース2」

2) 曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = -60.083 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -41.824 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ Mmaxの位置

$$S_x = S_{AB} - ph_2 \cdot x - \frac{ph_1 - ph_2}{2Ho} \cdot x^2 = 0 \text{ より、}$$

$$99.886 - 70.557 \cdot x - \frac{43.607 - 70.557}{2 \times 3.050} \cdot x^2 = 0$$

$$4.418 \cdot x^2 - 70.557 \cdot x + 99.886 = 0$$

$$\therefore x = \frac{70.557 \pm \sqrt{70.557^2 - 4 \times 4.418 \times 99.886}}{2 \times 4.418} = \begin{cases} 14.400 \text{ m} > Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 1.570 \text{ m} < Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Aより $x = 1.570 \text{ m}$ でMmaxを示す(B点より $x' = Ho - x = 3.050 - 1.570 = 1.480 \text{ m}$)

$$M_{max} = S_{AB} \cdot x - \frac{ph_2}{2} x^2 - \frac{ph_1 - ph_2}{6Ho} x^3 + M_{AB}$$

$$= 99.886 \times 1.570 - \frac{70.557}{2} \times 1.570^2 - \frac{43.607 - 70.557}{6 \times 3.050} \times 1.570^3 + (-60.083) = 15.479 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

節点Aから中央部の曲げモーメントMxoは「 $x = Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xo} = 99.886 \times 1.525 - \frac{70.557}{2} \times 1.525^2 - \frac{43.607 - 70.557}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-60.083) = 15.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Aから2dの曲げモーメントMxdは「 $2d = 0.760 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd} = 99.886 \times 0.760 - \frac{70.557}{2} \times 0.760^2 - \frac{43.607 - 70.557}{6 \times 3.050} \times 0.760^3 + (-60.083) = -3.900 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Bから2dの曲げモーメントMxd'は「 $x_2 = 2.290 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd'} = 99.886 \times 2.290 - \frac{70.557}{2} \times 2.290^2 - \frac{43.607 - 70.56}{6 \times 3.050} \times 2.290^3 + (-60.083) = 1.337 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Bからの断面力の計算

前述の計算は節点Aからの算出であるが、節点Bから任意点xにおけるせん断力を求めると次の式になる。

$$S_x = S_{BA} + ph_1 \cdot x + \frac{ph_2 - ph_1}{2Ho} \cdot x^2$$

この式で中央部のせん断力を求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$S_{x2''} = -74.214 + 43.607 \times 1.525 + \frac{70.557 - 43.607}{2 \times 3.050} \times 1.525^2 = 2.561 = S_{xo} = 2.561 \text{ KN}$$

... OK

また、節点Bから任意点xにおける曲げモーメントは次式で求めることができる。

$$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{ph_1}{2} x^2 - \frac{ph_2 - ph_1}{6Ho} x^3 + M_{BA}$$

この式で中央部の曲げモーメントを求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$M_{xo'} = 74.214 \times 1.525 - \frac{43.607}{2} \times 1.525^2 - \frac{70.557 - 43.607}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-41.824) = 15.423 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表3.2.8 側壁(A-B)の断面力(荷重ケース2)

計算点x (m)	せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		備考
	節点Aから	節点Bから	節点Aから	節点Bから	
0.000	99.886	-74.214	-60.083	-41.824	B点
0.305	78.777	-60.503	-32.858	-21.259	
0.610	58.490	-45.970	-11.945	-5.001	
0.760	48.815	-38.521	-3.900	1.338	A点から2d(Sx1)
0.915	39.025	-30.615	2.905	6.699	
1.220	20.382	-14.438	11.944	13.591	
1.480	5.139	0.002	15.248	15.480	B点からMmax
1.525	2.561	2.561	15.422	15.423	Ho/2
1.830	-14.438	20.382	13.589	11.945	
2.135	-30.615	39.025	6.698	2.906	
2.290	-38.521	48.815	1.337	-3.899	B点から2d(Sx2)
2.440	-45.970	58.490	-5.002	-11.944	
2.745	-60.503	78.777	-21.260	-32.857	
3.050	-74.214	99.886	-41.825	-60.082	A点

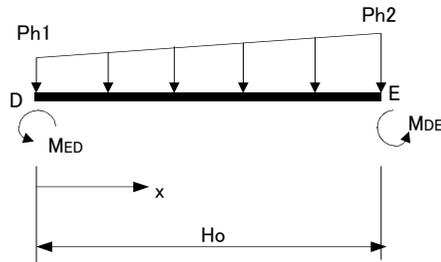
ph1 = 43.607 KN/m ²	SAB = 99.886 KN
ph2 = 70.557 KN/m ²	SBA = -74.214 KN
Ho = 3.050 m	MAB = -60.083 KN・m
・せん断力	MBA = -41.824 KN・m
(節点Aから)	
$S_x = S_{AB} - ph2 \cdot x - \frac{ph1 - ph2}{2Ho} \cdot x^2$	
(節点Bから)	
$S_x = S_{BA} + ph1 \cdot x + \frac{ph2 - ph1}{2Ho} \cdot x^2$	
・曲げモーメント	
(節点Aから)	
$M_x = S_{AB} \cdot x - \frac{ph2}{2} x^2 - \frac{ph1 - ph2}{6Ho} x^3 + M_{AB}$	
(節点Bから)	
$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{ph1}{2} x^2 - \frac{ph2 - ph1}{6Ho} x^3 + M_{BA}$	

せん断力図(A-B部材)

曲げモーメント図(A-B部材)

※ S図の符号は、正負が逆になる。

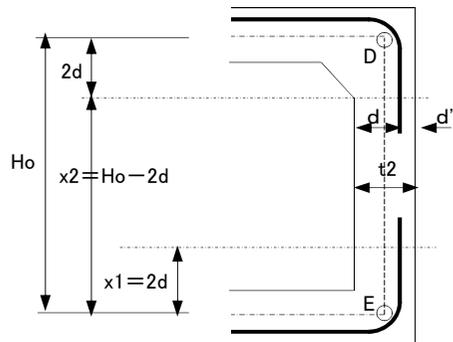
「荷重ケース2」



ここに、

- Ho = 3.050 m
- ph1 = 43.607 KN/m²
- ph2 = 70.557 KN/m²
- MDE = -41.824 kn・m
- MED = 60.083 kn・m

図3.2.40 側壁(D-E)部材の荷重



ここに、

- t2 : 側壁の部材厚 t2 = 0.50 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.38 m (=t2-d')
- d' : 鉄筋のかぶり d' = 0.12 m
- Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 m

図3.2.41 側壁部材のせん断力照査位置

(2) 側壁(D-E)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d:部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{DE} = \frac{2ph1' + ph2'}{6} \cdot Ho - \frac{M_{DE} + M_{ED}}{Ho} = \frac{2 \times 43.607 + 70.557}{6} \times 3.050 - \frac{-41.824 + 60.083}{3.050}$$

$$= 74.214 \text{ KN}$$

$$S_{ED} = -\frac{ph1' + 2ph2'}{6} \times Ho - \frac{M_{DE} + M_{ED}}{Ho} = -\frac{43.607 + 2 \times 70.557}{6} \times 3.050 - \frac{-41.824 + 60.083}{3.050}$$

$$= -99.886 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

節点Dから任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{DE} - ph1' \cdot x - \frac{ph2' - ph1'}{2Ho} \cdot x^2$$

節点Dから中央部までの距離は「x=Ho/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{x0} = 74.214 - 43.607 \times \frac{3.050}{2} - \frac{70.557 - 43.607}{2 \times 3.050} \times \left(\frac{3.050}{2}\right)^2 = -2.561 \text{ KN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$x1 = 2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m (節点Eから2dの距離)}$$

$$x2 = Ho - 2d = 3.050 - 0.760 = 2.290 \text{ m (節点Dから2dの距離)}$$

(節点Dからx1=2d位置のせん断力)

$$S_{x1} = 74.214 - 43.607 \times 0.760 - \frac{70.557 - 43.607}{2 \times 3.050} \times 0.760^2 = 38.521 \text{ KN}$$

(節点Dからx2のせん断力)

$$S_{x2} = 74.214 - 43.607 \times 2.290 - \frac{70.557 - 43.607}{2 \times 3.050} \times 2.290^2 = -48.815 \text{ KN}$$

「荷重ケース2」

2) 曲げモーメント

$$M_D = M_{DE} = -41.824 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_E = -M_{ED} = -60.083 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ Mmaxの位置

$$S_x = S_{DE} - ph1' \cdot x - \frac{ph2' - ph1'}{2Ho} \cdot x^2 = 0 \text{ より、}$$

$$74.214 - 43.607 \cdot x - \frac{70.557 - 43.607}{2 \times 3.050} \cdot x^2 = 0$$

$$-4.418 \cdot x^2 - 43.607 \cdot x + 74.214 = 0$$

$$\therefore x = \frac{43.607 \pm \sqrt{43.607^2 - 4 \times -4.418 \times 74.214}}{2 \times -4.418} = \begin{cases} -11.350 \text{ m} > Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 1.480 \text{ m} < Ho = 3.050 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Dより $x = 1.480 \text{ m}$ でMmaxを示す(E点より $x' = Ho - x = 3.050 - 1.480 = 1.570 \text{ m}$)

$$M_{max} = S_{DE} \cdot x - \frac{ph1'}{2} x^2 - \frac{ph2' - ph1'}{6Ho} x^3 + M_{DE}$$

$$= 74.214 \times 1.480 - \frac{43.607}{2} \times 1.480^2 - \frac{70.557 - 43.607}{6 \times 3.050} \times 1.480^3 + (-41.824) = 15.480 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

節点Dから中央部の曲げモーメントMxoは「 $x = Ho/2 = 3.050 / 2 = 1.525 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xo} = 74.214 \times 1.525 - \frac{43.607}{2} \times 1.525^2 - \frac{70.557 - 43.607}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-41.824) = 15.423 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Dから2dの曲げモーメントMxdは「 $2d = 0.760 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd} = 74.214 \times 0.760 - \frac{43.607}{2} \times 0.760^2 - \frac{70.557 - 43.607}{6 \times 3.050} \times 0.760^3 + (-41.824) = 1.338 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

また、節点Dから2dの曲げモーメントMxd'は「 $x2 = 2.290 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xd'} = 74.214 \times 2.290 - \frac{43.607}{2} \times 2.290^2 - \frac{70.557 - 43.61}{6 \times 3.050} \times 2.290^3 + (-41.824) = -3.899 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Eからの断面力の計算

前述の計算は節点Dからの算出であるが、節点Eから任意点xにおけるせん断力を求めると次の式になる。

$$S_x = S_{ED} + ph2' \cdot x + \frac{ph1' - ph2'}{2Ho} \cdot x^2$$

この式で中央部のせん断力を求めて、節点Dから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$S_{x2''} = -99.886 + 70.557 \times 1.525 + \frac{43.607 - 70.557}{2 \times 3.050} \times 1.525^2 = -2.561 = S_{xo} = -2.561 \text{ KN}$$

... OK

また、節点Eから任意点xにおける曲げモーメントは次式で求めることができる。

$$M_x = -S_{ED} \cdot x - \frac{ph2'}{2} x^2 - \frac{ph1' - ph2'}{6Ho} x^3 + M_{ED}$$

この式で中央部の曲げモーメントを求めて、節点Dから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$M_{xo'} = 99.886 \times 1.525 - \frac{70.557}{2} \times 1.525^2 - \frac{43.607 - 70.557}{6 \times 3.050} \times 1.525^3 + (-60.083) = 15.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表3.2.9 側壁(E-D)の断面力(荷重ケース2)

計算点x (m)	せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		備考	断面力図
	節点Dから	節点Eから	節点Dから	節点Eから		
0.000	74.214	-99.886	-41.824	-60.083	D点	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>せん断力図(E-D部材)</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>曲げモーメント図(E-D部材)</p> </div> </div> <p style="text-align: center;">※ M図の符号は、正負が逆になる。</p>
0.305	60.503	-78.777	-21.259	-32.858		
0.610	45.970	-58.490	-5.001	-11.945		
0.760	38.521	-48.815	1.338	-3.900	D点から2d(Sx1)	
0.915	30.615	-39.025	6.699	2.905		
1.220	14.438	-20.382	13.591	11.944		
1.480	-0.002	-5.139	15.480	15.248	D点からMmax	
1.525	-2.561	-2.561	15.423	15.422	Ho/2	
1.830	-20.382	14.438	11.945	13.589		
2.135	-39.025	30.615	2.906	6.698		
2.290	-48.815	38.521	-3.899	1.337	E点から2d(Sx2)	
2.440	-58.490	45.970	-11.944	-5.002		
2.745	-78.777	60.503	-32.857	-21.260		
3.050	-99.886	74.214	-60.082	-41.825	E点	

$ph1 = 43.607 \text{ KN/m}^2$ $S_{ED} = -99.886 \text{ KN}$
 $ph2 = 70.557 \text{ KN/m}^2$ $S_{DE} = 74.214 \text{ KN}$
 $Ho = 3.050 \text{ m}$ $M_{ED} = 60.083 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 ・せん断力 $M_{DE} = -41.824 \text{ KN}\cdot\text{m}$

(節点Dから)

$$S_x = S_{DE} - ph1 \cdot x - \frac{ph2 - ph1}{2Ho} \cdot x^2$$

(節点Eから)

$$S_x = S_{ED} + ph2 \cdot x + \frac{ph1 - ph2}{2Ho} \cdot x^2$$

・曲げモーメント
 (節点Dから)

$$M_x = S_{DE} \cdot x - \frac{ph1'}{2} x^2 - \frac{ph2 - ph1}{6Ho} x^3 + M_{DE}$$

(節点Eから)

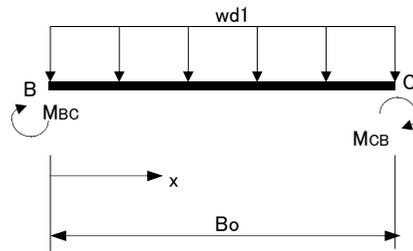
$$M_x = -S_{ED} \cdot x - \frac{ph2'}{2} x^2 - \frac{ph1 - ph2}{6Ho} x^3 + -M_{ED}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

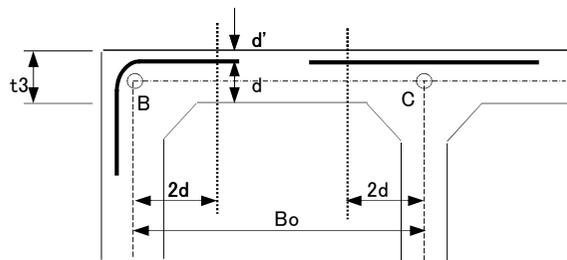
「荷重ケース2」



ここに、

- Bo = 2.950 m
- wd1 = 85.788 KN/m²
- MBC = -41.824 kn・m
- MCB = 78.099 kn・m

3.2.42 頂版(B-C)部材の荷重



ここに、

- t3 : 側壁の部材厚 t3 = 0.50 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.38 m (=t3-d')
- d' : 鉄筋のかぶり d' = 0.12 m
- Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 m

図3.2.43 頂版部材のせん断力照査位置

(3) 頂版(B-C)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{BC} = \frac{wd1 \cdot Bo}{2} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{Bo} = \frac{85.788 \times 2.950}{2} - \frac{-41.824 + 78.099}{2.950} = 114.241 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - wd1 \cdot Bo = 114.241 - 85.788 \times 2.950 = -138.834 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{BC} - wd1 \cdot x$$

節点Bから中央部までの距離は「x=Bo/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{x0} = S_{BC} - wd1 \cdot Bo/2 = 114.241 - 85.788 \times 1.475 = -12.296 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m}$$

$$x_2 = Bo - 2d = 2.950 - 0.760 = 2.190 \text{ m}$$

ここに、

$$d = t_3 - d' = 0.500 - 0.12 = 0.380 \text{ m}$$

2dのせん断力

$$S_{x0} = S_{BC} - wd1 \cdot 2d = 114.241 - 85.788 \times 0.760 = 49.042 \text{ KN}$$

節点Bからx2のせん断力

$$S_{x2} = S_{BC} - wd1 \cdot x_2 = 114.241 - 85.788 \times 2.190 = -73.635 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -41.824 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -78.099 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_{BC} - wd1 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{S_{BC}}{wd1} = \frac{114.241}{85.788} = 1.332 \text{ m}$$

節点Bから任意点xの曲げモーメントは次式で求める。

$$M = S_{BC} \cdot x - \frac{wd1 \cdot x^2}{2} + M_{BC}$$

この式から最大曲げモーメントを求めると次のようになる。

$$M_{max} = 114.241 \times 1.332 - \frac{85.788 \times 1.332^2}{2} + (-41.824) = 34.241 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

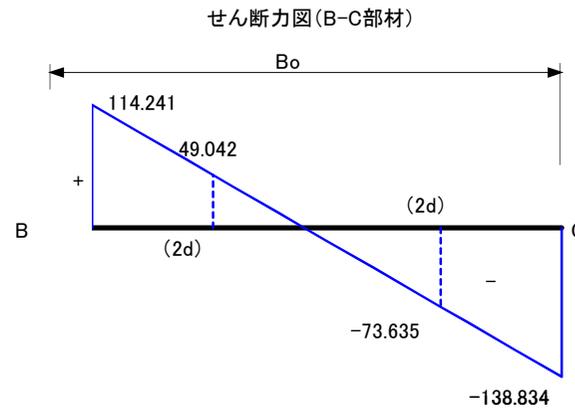
表3.2.10 頂版(B-C)の断面力(荷重ケース2)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	114.241	-41.824	B点
0.295	88.934	-11.856	
0.590	63.626	10.647	
0.760	49.042	20.224	B点より2d
0.885	38.319	25.684	
1.180	13.011	33.255	
1.332	-0.029	34.241	Mmax
1.475	-12.296	33.360	
1.770	-37.604	26.000	
2.065	-62.911	11.174	
2.190	-73.635	2.640	C点より2d
2.360	-88.219	-11.118	
2.655	-113.526	-40.875	
2.950	-138.834	-78.098	C点

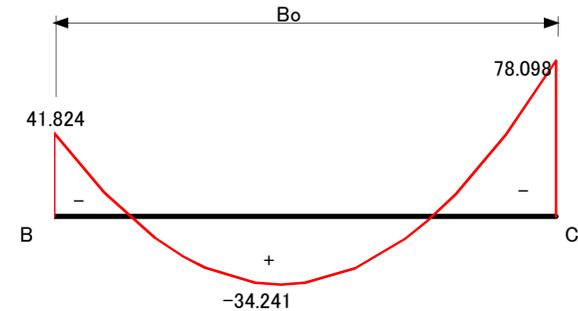
Bo = 2.950 m	SBC = 114.241 KN
wd1 = 85.788 KN/m ²	SCB = -138.834 KN
	MBC = -41.824 KN・m
	MCB = 78.099 KN・m

Sx = SBC - wd1 · x
 Mx = SBC · x - (wd1/2) · x² + MBC

断面力図

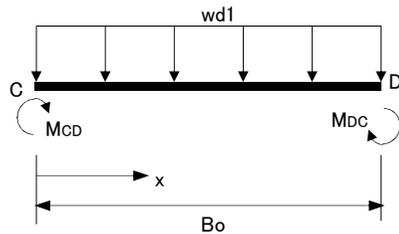


曲げモーメント図(B-C部材)



※ M図の符号は、正負が逆になる。

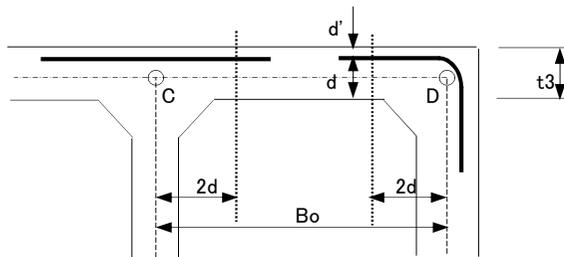
「荷重ケース2」



ここに、

$$\begin{aligned} B_o &= 2.950 \text{ m} \\ wd1 &= 85.788 \text{ KN/m}^2 \\ M_{CD} &= -78.099 \text{ kn}\cdot\text{m} \\ M_{DC} &= 41.824 \text{ kn}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

図3.2.44 頂版(C-D)部材の荷重



ここに、

$$\begin{aligned} t3 &: \text{側壁の部材厚} & t3 &= 0.50 \text{ m} \\ d &: \text{部材の有効厚} & d &= 0.38 \text{ m} \quad (=t3-d') \\ d' &: \text{鉄筋のかぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ B_o/2 &= 2.950 / 2 = & & 1.475 \text{ m} \end{aligned}$$

図3.2.45 頂版部材のせん断力照査位置

(4) 頂版(C-D)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{CD} = \frac{wd1 \cdot B_o}{2} - \frac{M_{CD} + M_{DC}}{B_o} = \frac{85.788 \times 2.950}{2} - \frac{-78.099 + 41.824}{2.950} = 138.834 \text{ KN}$$

$$S_{DC} = -\frac{Pv3 \cdot B_o}{2} - \frac{M_{CD} + M_{DC}}{B_o} = -\frac{85.788 \times 2.950}{2} - \frac{-78.099 + 41.824}{2.950} = -114.241 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{CD} - wd1 \cdot x$$

節点Bから中央部までの距離は「x=B_o/2」であるから、中央部のせん断力S_{xo}は次のようになる。

$$S_{xo} = S_{CD} - wd1 \cdot B_o/2 = 138.834 - 85.788 \times 1.475 = 12.297 \text{ KN}$$

ここに、

$$B_o/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.380 = 0.760 \text{ m}$$

$$x2 = B_o - 2d = 2.950 - 0.760 = 2.190 \text{ m}$$

ここに、

$$d = t3 - d' = 0.500 - 0.12 = 0.380 \text{ m}$$

2dのせん断力

$$S_{x2} = S_{CD} - wd1 \cdot 2d = 138.834 - 85.788 \times 0.760 = 73.635 \text{ KN}$$

節点Bからx2のせん断力

$$S_{x2} = S_{BC} - wd1 \cdot x2 = 138.834 - 85.788 \times 2.190 = -49.042 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_C = M_{CD} = -78.099 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_D = -M_{DC} = -41.824 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_{CD} - wd1 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{S_{CD}}{wd1} = \frac{138.834}{85.788} = 1.618 \text{ m}$$

節点Bから任意点xの曲げモーメントは次式で求める。

$$M = S_{CD} \cdot x - \frac{wd1 \cdot x^2}{2} + M_{CD}$$

この式から最大曲げモーメントを求めると次のようになる。

$$M_{max} = 138.834 \times 1.618 - \frac{85.788 \times 1.618^2}{2} + (-78.099) = 34.241 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

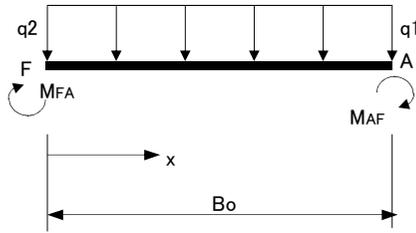
表3.2.11 頂版(C-D)の断面力(荷重ケース2)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考	断面力図	
0.000	138.834	-78.099	C点	<p>せん断力図(C-D部材)と曲げモーメント図(C-D部材)の断面力図。せん断力図はC点で138.834 KN、D点で-114.241 KNに達し、途中73.635 KNを有する。曲げモーメント図はC点で-78.099 KN・m、D点で41.824 KN・mに達し、途中-34.241 KN・mの極小値を有する。両図ともBo幅を示し、(2d)位置を特定している。</p>	
0.295	113.527	-40.876			
0.590	88.219	-11.118			
0.760	73.635	2.639	C点より2d		
0.885	62.912	11.173			
1.180	37.604	26.000			
1.475	12.297	33.360			
1.618	0.029	34.241	Mmax		
1.770	-13.011	33.255			
2.065	-38.318	25.684			
2.190	-49.042	20.224	D点より2d		
2.360	-63.626	10.647			
2.655	-88.933	-11.856			
2.950	-114.241	-41.824	D点		
$B_o = 2.950 \text{ m}$ $wd1 = 85.788 \text{ KN/m}^2$ $S_x = S_{CD} - wd1 \cdot x$ $M_x = S_{CD} \cdot x - (wd1/2) \cdot x^2 + M_{CD}$				$S_{CD} = 138.834 \text{ KN}$ $S_{DC} = -114.241 \text{ KN}$ $M_{CD} = -78.099 \text{ KN}\cdot\text{m}$ $M_{DC} = 41.824 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
				※ M図の符号は、正負が逆になる。	

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

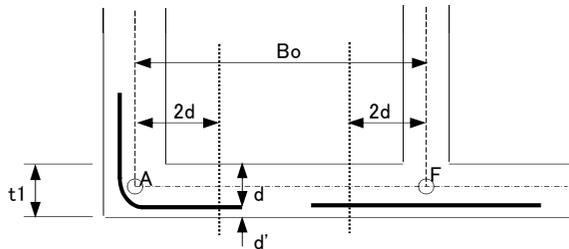
「荷重ケース2」



ここに、

- Bo = 2.950 m
- q1 = 100.322 KN/m²
- q2 = 100.322 KN/m²
- MFA = -69.256 kn・m
- MAF = 60.083 kn・m

図3.2.46 底版(A-F)部材の荷重



ここに、

- t1 : 底版の部材厚 t1 = 0.60 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.45 m (=t1-d')
- d' : 鉄筋のかぶり(下面) d' = 0.15 m
- Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 m

図3.2.47 底版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

(5) 底版(A-F)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{FA} = \frac{q_2 \cdot Bo}{2} - \frac{M_{FA} + M_{AF}}{Bo} = \frac{100.322 \times 2.950}{2} - \frac{-69.256 + 60.083}{2.950} = 151.084 \text{ KN}$$

$$S_{AF} = -\frac{q_1 \cdot Bo}{2} - \frac{M_{FA} + M_{AF}}{Bo} = -\frac{100.322 \times 2.950}{2} - \frac{-69.256 + 60.083}{2.950} = -144.865 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{FA} - q_2 \cdot x$$

節点Fから中央部までの距離は「x=Bo/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{x0} = S_{FA} - q_2 \cdot Bo/2 = 151.084 - 100.322 \times 1.475 = 3.109 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.450 = 0.900 \text{ m}$$

$$x_2 = Bo - 2d = 2.950 - 0.900 = 2.050 \text{ m}$$

ここに、

$$d = t_1 - d' = 0.600 - 0.15 = 0.450 \text{ m}$$

節点Fから2dのせん断力

$$S_{x0} = S_{FA} - q_2 \cdot 2d = 151.084 - 100.322 \times 0.900 = 60.794 \text{ KN}$$

節点Fからx2のせん断力

$$S_{x2} = S_{FA} - q_2 \cdot x_2 = 151.084 - 100.322 \times 2.050 = -54.576 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_F = M_{FA} = -69.256 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_A = -M_{AF} = -60.083 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_{FA} - q_2 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{S_{FA}}{q_2} = \frac{151.084}{100.322} = 1.506 \text{ m} \quad \left(\text{A点より、「Bo-x」から、} \frac{2.950 - 1.506}{2.950} = 1.444 \text{ m} \right)$$

節点Fから任意点xの曲げモーメントは次式で求める。

$$M = S_{FA} \cdot x - \frac{q_2 \cdot x^2}{2} + M_{FA}$$

この式から最大曲げモーメントを求めると次のようになる。

$$M_{max} = 151.084 \times 1.506 - \frac{100.322 \times 1.506^2}{2} + (-69.256) = 44.510 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表3.2.12 底版(A-F)の断面力(荷重ケース2)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	-144.865	-60.083	
0.295	-115.270	-21.713	
0.590	-85.675	7.926	
0.885	-56.080	28.835	
0.900	-54.575	29.665	A点より2d
1.180	-26.485	41.014	
1.444	0.000	44.510	Mmax
1.475	3.110	44.461	
1.770	32.705	39.179	
2.050	60.795	26.089	A点より2d
2.065	62.300	25.165	
2.360	91.895	2.422	
2.655	121.490	-29.053	
2.950	151.085	-69.257	

Bo = 2.950 m	SAF = -144.865 KN
q1 = 100.322 KN/m ²	SFA = 151.084 KN
q2 = 100.322 KN/m ²	MAF = 60.083 KN・m
	MFA = -69.256 KN・m

・せん断力(節点Aからの計算)
 $S_x = S_{AF} + q_1 \cdot x$

・曲げモーメント(節点Aからの計算)
 $M = -S_{AF} \cdot x - \frac{q_1 \cdot x^2}{2} - M_{AF}$

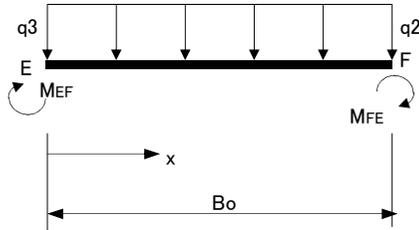
せん断力図(A-F部材)

曲げモーメント図(A-F部材)

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

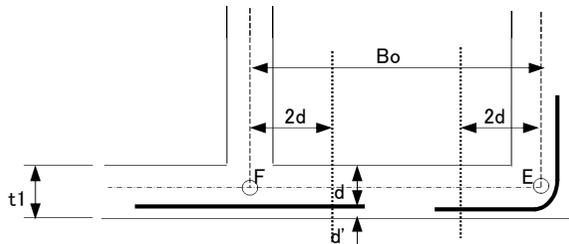
「荷重ケース2」



ここに、

- Bo = 2.950 m
- q2 = 100.322 KN/m²
- q3 = 100.322 KN/m²
- MEF = -60.083 kn・m
- MFE = 69.256 kn・m

図3.2.48 底版(F-E)部材の荷重



ここに、

- t1 : 底版の部材厚 t1 = 0.60 m
- d : 部材の有効厚 d = 0.45 m (=t1-d')
- d' : 鉄筋のかぶり(下面) d' = 0.15 m
- Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 m

図3.2.49 底版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

(6) 底版(F-E)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{EF} = \frac{q3 \cdot Bo}{2} - \frac{MEF + MFE}{Bo} = \frac{100.322 \times 2.950}{2} - \frac{-60.083 + 69.256}{2.950} = 144.865 \text{ KN}$$

$$S_{FE} = -\frac{q2 \cdot Bo}{2} - \frac{MEF + MFE}{Bo} = -\frac{100.322 \times 2.950}{2} - \frac{-60.083 + 69.256}{2.950} = -151.084 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{EF} - q3 \cdot x$$

節点Fから中央部までの距離は「x=Bo/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{xo} = S_{EF} - q3 \cdot Bo/2 = 144.865 - 100.322 \times 1.475 = -3.110 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 2.950 / 2 = 1.475 \text{ m}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.450 = 0.900 \text{ m}$$

$$x2 = Bo - 2d = 2.950 - 0.900 = 2.050 \text{ m}$$

ここに、

$$d = t1 - d' = 0.600 - 0.15 = 0.450 \text{ m}$$

節点Fから2dのせん断力

$$S_{x0} = S_{FE} + q3 \cdot 2d = -151.084 + 100.322 \times 0.900 = -60.794 \text{ KN}$$

節点Fからx2のせん断力

$$S_{x2} = S_{EF} - q3 \cdot x2 = 144.865 - 100.322 \times 2.050 = 54.576 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_E = M_{EF} = -60.083 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_F = -M_{FE} = -69.256 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントは「せん断力S=0」で生じる。したがって、せん断力の一般式から次のようになる。

$$S_{EF} - q3 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{S_{EF}}{q3} = \frac{144.865}{100.322} = 1.444 \text{ m} \quad (F \text{点より, } [Bo-x] \text{から, } 2.950 - 1.444 = 1.506 \text{ m})$$

節点Fから任意点xの曲げモーメントは次式で求める。

$$M = S_{EF} \cdot x - \frac{q3 \cdot x^2}{2} + M_{EF}$$

この式から最大曲げモーメントを求めると次のようになる。

$$M_{max} = 144.865 \times 1.444 - \frac{100.322 \times 1.444^2}{2} + (-60.083) = 44.510 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表3.2.13 底版(F-E)の断面力(荷重ケース2)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	-151.084	-69.256	節点F
0.295	-121.489	-29.051	
0.590	-91.894	2.423	
0.885	-62.299	25.166	
0.900	-60.794	26.089	F点より2d
1.180	-32.704	39.179	
1.475	-3.109	44.461	
1.506	0.001	44.510	Mmax
1.770	26.486	41.013	
2.050	54.576	29.665	F点より2d
2.065	56.081	28.835	
2.360	85.676	7.926	
2.655	115.271	-21.714	
2.950	144.866	-60.084	節点E

Bo = 2.950 m	SFE = -151.084 KN
q2 = 100.322 KN/m ²	SEF = 144.865 KN
q3 = 100.322 KN/m ²	MFE = 69.256 KN・m
	MEF = -60.083 KN・m

・せん断力(節点Aからの計算)
 $S_x = S_{FE} + q_2 \cdot x$

・曲げモーメント(節点Aからの計算)
 $M = -S_{FE} \cdot x - \frac{q_2 \cdot x^2}{2} - M_{FE}$

せん断力図(F-E部材)

曲げモーメント図(F-E部材)

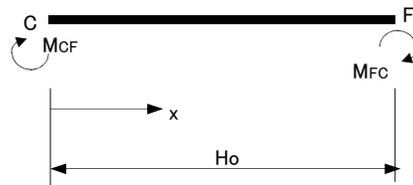
※ S図の符号は、正負が逆になる。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

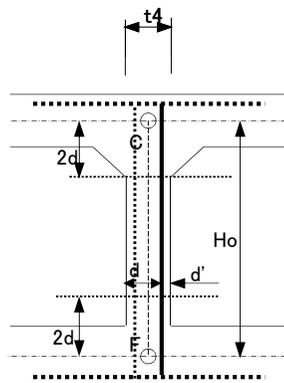
「荷重ケース2」



ここに、

$$\begin{aligned} H_o &= 3.050 \text{ m} \\ M_{CF} &= 0.000 \text{ kn}\cdot\text{m} \\ M_{FC} &= 0.000 \text{ kn}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

図3.2.50 隔壁(C-F)部材の荷重



ここに、

$$\begin{aligned} t_4 &: \text{ 隔壁の部材厚} & t_4 &= 0.40 \text{ m} \\ d &: \text{ 部材の有効厚} & d &= 0.28 \text{ m} \quad (=t_4 - d') \\ d' &: \text{ 鉄筋のかぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ H_o/2 &= 3.050 / 2 = & & 1.525 \text{ m} \end{aligned}$$

図3.2.51 隔壁部材のせん断力照査位置

(7) 隔壁(C-F)

1) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{CF} = \frac{M_{CF} + M_{FC}}{H_o} = \frac{0.000 + 0.000}{3.050} = 0 \text{ KN}$$

$$S_{FC} = S_{CF} = 0 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

中央部のせん断力は「 $S_{CF} = S_{FC}$ 」より、「 $S_x = S_{CF}$ 」となる。

$$S_{x0} = S_{CF} = 0 \text{ KN}$$

したがって、節点Cから2d位置のせん断力は「 $S_{x1} = S_{x2} = S_{CF}$ 」となる。

$$S_{x1} = S_{x2} = 0 \text{ KN}$$

ここに、

$$x_1 = 2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

$$x_2 = H_o - 2d = 3.050 - 0.560 = 2.490 \text{ m} \quad (\text{節点Fから2dの距離})$$

2) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_C = M_{CF} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_F = -M_{FC} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 中間部の曲げモーメント

任意点xにおける曲げモーメントの一般式は、次式で与えられる。

$$M_x = -S_{CF} \cdot x + M_{CF}$$

・ 「 $M_x = 0$ 」となるC点からの距離

$$M_x = \frac{H_o}{2} = \frac{3.050}{2} = 1.525 \text{ m}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表3.2.14 隔壁(C-F)の断面力(荷重ケース2)

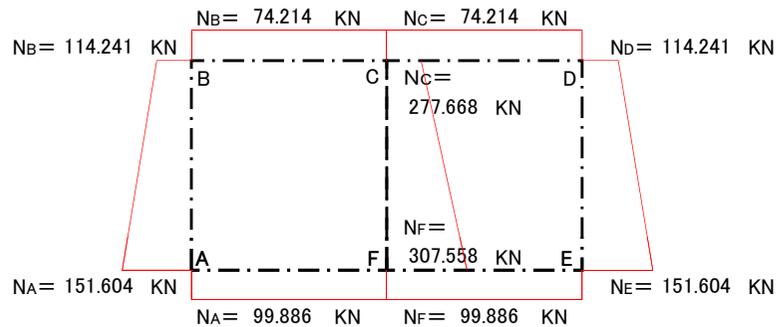
計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考	断面力図	
0.000	0.000	0.000	C点		
0.305	0.000	0.000			
0.560	0.000	0.000	C点から2d(Sx1)		
0.610	0.000	0.000			
0.915	0.000	0.000			
1.220	0.000	0.000			
1.525	0.000	0.000	Ho/2		
1.830	0.000	0.000			
2.135	0.000	0.000			
2.440	0.000	0.000			
2.490	0.000	0.000	F点から2d(Sx2)		
2.745	0.000	0.000			
3.050	0.000	0.000			
Ho = 3.050 m SCF = 0.000 KN SFC = 0.000 KN MCF = 0.000 KN・m MFC = 0.000 KN・m ・せん断力 $S_x = S_{CF}$ ・曲げモーメント $M_x = -S_{CF} \cdot x + M_{CF}$					

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」



ここに、
 $B_o = 2.950 \text{ m}$
 $H_o = 3.050 \text{ m}$

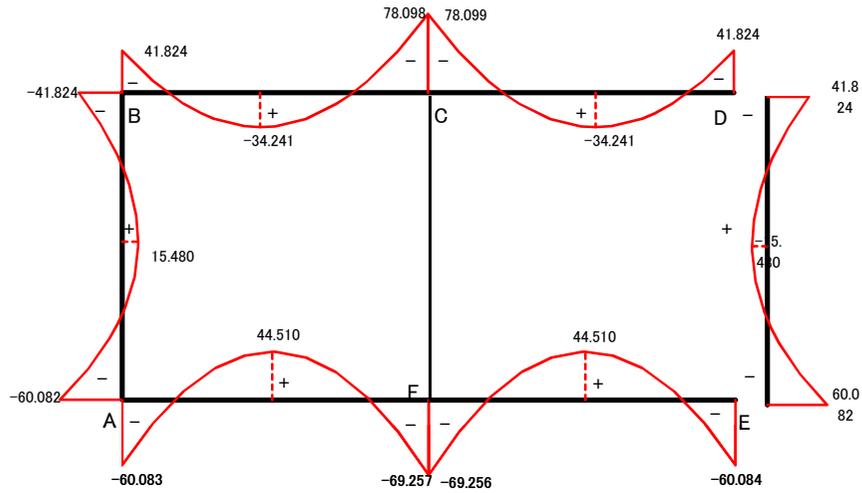
図3.2.52 軸力図(荷重ケース2)

(8) 軸力の計算(荷重ケース2)

- ・ 側壁A-B
 (側壁上側の軸力)
 $N_B = S_{BC} = 114.241 \text{ KN}$
 (側壁下側の軸力)
 $N_A = N_B + wd_2 \cdot H_o = 114.241 + 12.250 \times 3.050 = 151.604 \text{ KN}$
 ここに、
 wd_2 : 側壁自重による分布荷重 $wd_2 = 12.250 \text{ KN/m}$
- ・ 側壁D-E
 (側壁上側の軸力)
 $N_D = S_{DC} = 114.241 \text{ KN}$
 (側壁下側の軸力)
 $N_E = N_D + wd_2 \cdot H_o = 114.241 + 12.250 \times 3.050 = 151.604 \text{ KN}$
- ・ 頂版B-C
 $N_B = N_C = S_{BA} = 74.214 \text{ KN}$
- ・ 頂版C-D
 $N_C = N_D = S_{DE} = 74.214 \text{ KN}$
- ・ 底版A-F
 $N_A = N_F = S_{AB} = 99.886 \text{ KN}$
- ・ 底版E-F
 $N_F = N_E = S_{ED} = 99.886 \text{ KN}$
- ・ 隔壁C-F
 (隔壁上側の軸力)
 $N_c = S_{CB} + S_{CD} = 138.834 + 138.834 = 277.668 \text{ KN}$
 (隔壁下側の軸力)
 $N_f = N_c + wd_4 \cdot H_o = 277.668 + 9.800 \times 3.050 = 307.558 \text{ KN}$
 ここに、
 wd_4 : 隔壁自重による分布荷重 $wd_4 = 9.800 \text{ KN/m}$

「荷重ケース2」

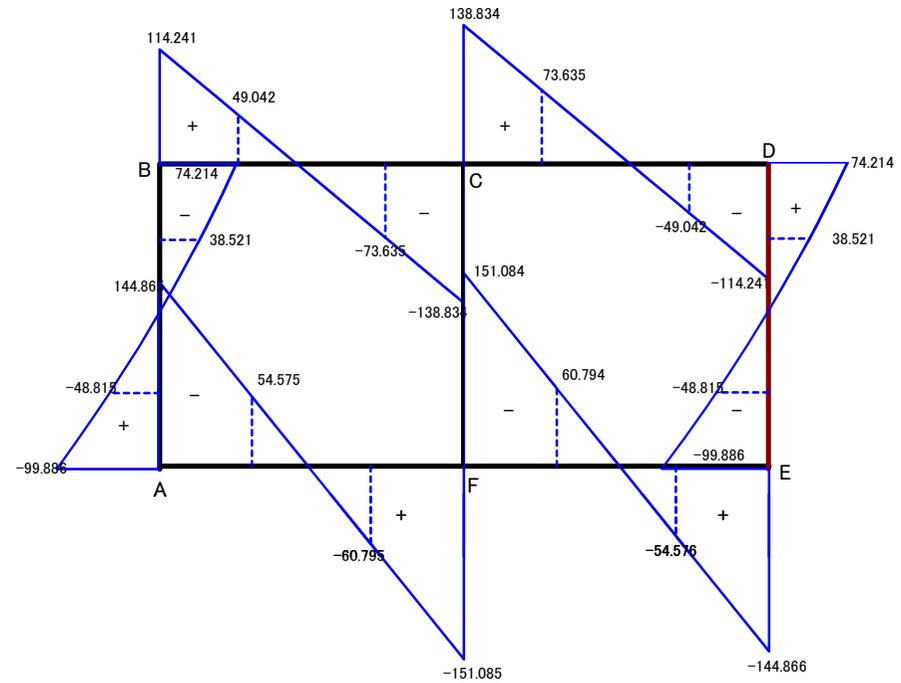
曲げモーメント(荷重ケース2)



※ M図の次の符号は正負が逆となる。

- ・ 頂版B-C、C-D部材
- ・ 側壁D-E部材

せん断力(荷重ケース2)

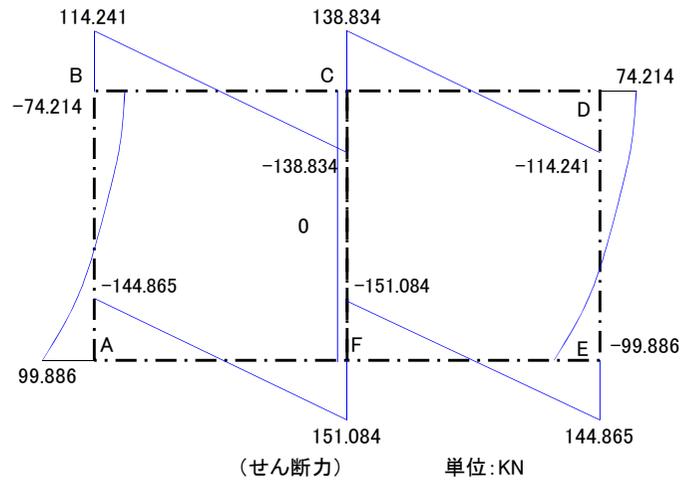
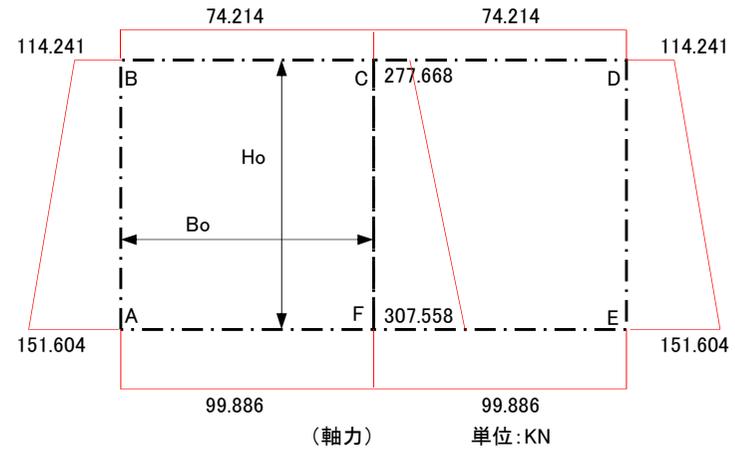
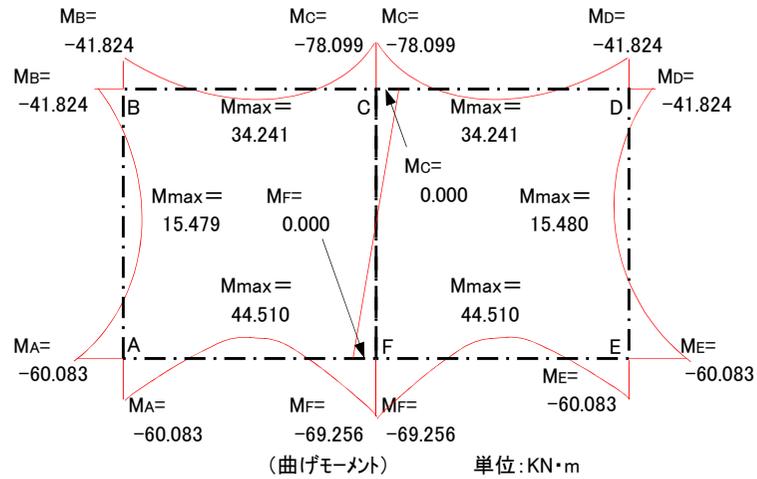


※ S図の次の符号は正負が逆となる。

- ・ 側壁A-B部材
- ・ 底版A-F、F-E部材

図3.2.53 「荷重ケース2」の断面力図

「荷重ケース2」



2d位置のせん断力

部材	2d位置のせん断力	
	x1=2d	x2
B→A	-38.521	48.815
D→E	38.521	-48.815
B→C	49.042	-73.635
C→D	73.635	-49.042
A→F	-54.576	60.794
F→E	-60.794	54.576
C→F	0.000	0.000

(単位: KN)

図3.2.54

「荷重ケース2」の断面力のまとめ

3-3. 設計断面力の計算

(1) 係数の計算

軸力を考慮した曲げモーメント M_s (設計曲げモーメント)は、次の式により求める。

$$M_s = N \times (e + c)$$

ここに、

N : 軸力(軸方向圧縮応力度)(KN)

e : 荷重の偏心量(m)

$$e = M/N$$

c : ラーチ軸線から引張主鉄筋までの距離(m)

$$c = h/2 - d'$$

表3.3.1 cの計算

部材	厚さh(=t)(m)		鉄筋のかぶり(m)		c=t/2-d'
	符号	厚さ	d'(m)	箇所	
側壁	t2	0.500	0.120	両面	0.130
頂版	t3	0.500	0.120	両面	0.130
底版	t1	0.600	0.120	上面	0.180
			0.150	下面	0.150
隔壁	t4	0.400	0.120	両面	0.080

※ 1. ラーチ軸線

$$B_o = 2.950 \text{ m}$$

$$H_o = 3.050 \text{ m}$$

2. 設計断面力の軸力の取り扱い

設計断面力の軸力は、曲げモーメントの大きいケースの値とする。

(2) 設計断面力の決定

次ページでまとめた断面力から設計断面力を決定する。2連BOX断面の設計断面力は、断面力が最大となる部材で決定する。

表3.3.2 設計断面力の決定

部材	位置	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S(KN)		軸力N(KN)	Ms (KN・m)	決定部材と荷重ケース	
			端部、中間	2d			決定部材	荷重ケース
側壁	上端	46.370	74.214	50.436	114.241	62.934	D-C	ケース1
	中間	15.480			146.103	32.696	A-B	ケース2
	下端	64.253	101.853	48.815	151.604	85.450	A-B	ケース1
頂版	端部	46.37	127.397	59.895	74.214	55.674	C-D	ケース1
	中間	40.979			74.214	50.307	C-D	ケース1
	中央端部	91.103	159.235	85.745	74.214	100.659	B-C	ケース1
底版	端部	64.253	158.022	58.326	99.886	79.210	A-F	ケース1
	中間	53.346			99.886	69.852	F-E	ケース1
	中央端部	82.874	174.613	73.946	99.886	96.689	F-E	ケース1
隔壁	上端	2.599	1.943	1.943	277.668	28.020	C-F	ケース1
	中間	0			331.524	26.522	C-F	ケース1
	下端	3.326	1.943	1.943	307.558	31.347	C-F	ケース1

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

(3) 断面力のまとめ
表3.3.3 断面力のまとめ

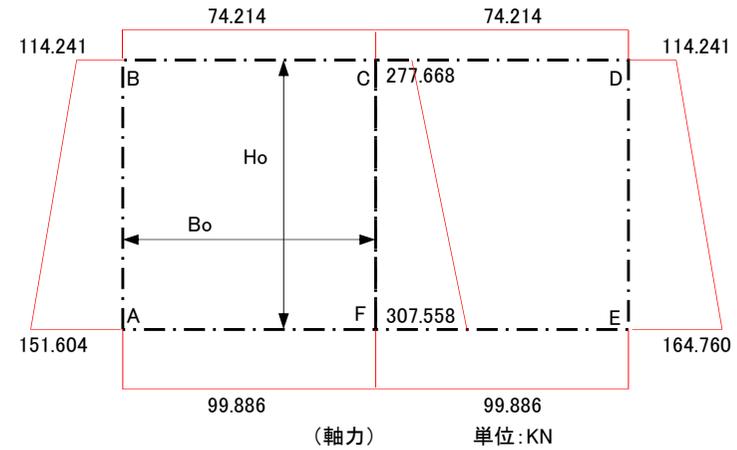
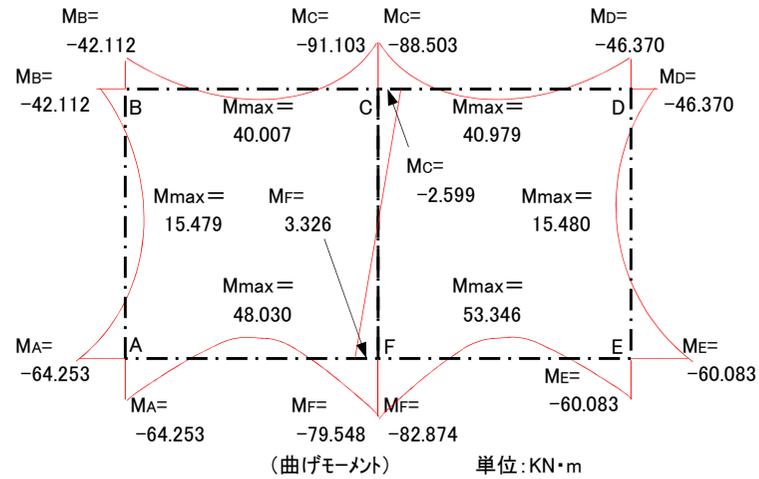
部材	位置	荷重ケース1							荷重ケース2							設計断面力						
		距離(m)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	設計断面力Ms(KN・m)			距離(m)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	設計断面力Ms(KN・m)			曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	設計断面力 Ms(KN・m)	荷重ケース	配筋	
						e(m)	c(m)	Ms					e	c	Ms							
側壁	A-B	A(節点)	0	-64.253	101.853	163.384	0.393	0.130	85.450	0	-60.083	99.886	151.604	0.396	0.130	79.744	-64.253	101.853	151.604	85.450	ケース1	外面引張
		A'(2d)	0.760	-6.707	50.436	154.074				0.760	-3.900	48.815	142.294				-6.707	50.436			ケース1	外面引張
		Mmax	1.592	13.850	0	143.882	0.096	0.130	32.517	1.570	15.479	0	132.371	0.117	0.130	32.696	15.479	0	143.882	32.696	ケース2	内面引張
		B'(x2)	2.290	0.479	-37.596	135.331				2.290	1.337	-38.521	123.551				1.337	-38.521			ケース2	内面引張
		B(節点)	3.050	-42.112	-73.635	126.021	0.334	0.130	58.474	3.050	-41.824	-74.214	114.241	0.366	0.130	56.664	-42.112	-74.214	114.241	58.474	ケース1	外面引張
	D-E	D(節点)	0	-46.370	71.561	127.397	0.364	0.130	62.934	0	-41.824	74.214	114.241	0.366	0.130	56.664	-46.370	74.214	114.241	62.934	ケース1	外面引張
		D'(2d)	0.760	-4.217	38.516	136.707				0.760	1.338	38.521	123.551				-4.217	38.521			ケース1	外面引張
		Mmax	1.527	10.883	0	146.103	0.074	0.130	29.805	1.480	15.480	0	132.371	0.117	0.130	32.696	15.480	0	146.103	32.696	ケース2	内面引張
		E'(x2)	2.290	-5.383	-43.487	155.450				2.290	-3.899	-48.815	142.294				-5.383	-48.815			ケース1	外面引張
		E(節点)	3.050	-56.511	-91.910	164.760	0.343	0.130	77.931	3.050	-60.083	-99.886	151.604	0.396	0.130	79.744	-60.083	-99.886	164.760	79.744	ケース2	外面引張
頂版	B-C	B(節点)	0	-42.112	126.021	73.635	0.572	0.130	51.692	0	-41.824	114.241	74.214	0.564	0.130	51.505	-42.112	126.021	74.214	51.692	ケース1	上面引張
		B'(2d)	0.760	25.738	52.531	73.635				0.760	20.224	49.042	74.214				25.738	52.531			ケース1	下面引張
		Mmax	1.303	40.007	0	73.635	0.543	0.130	49.556	1.332	34.241	0	74.214	0.461	0.130	43.860	40.007	0	74.214	49.556	ケース1	下面引張
		C'(x2)	2.190	1.990	-85.745	73.635				2.190	2.640	-73.635	74.214				2.640	-85.745			ケース2	下面引張
		C(節点)	2.950	-91.103	-159.235	73.635	1.237	0.130	100.659	2.950	-78.099	-138.834	74.214	1.052	0.130	87.721	-91.103	-159.235	74.214	100.659	ケース1	上面引張
	C-D	C(節点)	0	-88.503	159.177	71.561	1.237	0.130	97.824	0	-78.099	138.834	74.214	1.052	0.130	87.721	-88.503	159.177	74.214	97.824	ケース1	上面引張
		C'(2d)	0.760	4.518	85.687	71.561				0.760	2.639	73.635	74.214				4.518	85.687			ケース1	下面引張
		Mmax	1.615	40.979	0	71.561	0.573	0.130	50.307	1.618	34.241	0	74.214	0.461	0.130	43.860	40.979	0	74.214	50.307	ケース1	下面引張
		D'(x2)	2.190	24.500	-59.895	71.561				2.190	20.224	-49.042	74.214				24.500	-59.895			ケース1	下面引張
		D(節点)	2.950	-46.370	-127.397	71.561	0.648	0.130	55.674	2.950	-41.824	-114.241	74.214	0.564	0.130	51.505	-46.370	-127.397	74.214	55.674	ケース1	上面引張
底板	A-F	A(節点)	0	-64.253	-156.646	99.886	0.643	0.150	79.210	0	-60.083	-144.865	99.886	0.602	0.150	75.114	-64.253	-156.646	99.886	79.210	ケース1	下面引張
		A'(2d)	0.900	32.538	-58.326	99.886				0.900	29.665	-54.576	99.886				32.538	-58.326			ケース1	上面引張
		Mmax	1.431	48.030	0	99.886	0.481	0.180	66.025	1.444	44.510	0	99.886	0.446	0.180	62.529	48.030	0	99.886	66.025	ケース1	上面引張
		F'(x2)	2.050	26.888	68.347	99.886				2.050	26.089	60.794	99.886				26.888	68.347			ケース1	上面引張
		F(節点)	2.950	-79.548	168.298	99.886	0.796	0.150	94.492	2.950	-69.256	151.084	99.886	0.693	0.150	84.204	-79.548	168.298	99.886	94.492	ケース1	下面引張
	F-E	F(節点)	0	-82.874	-174.613	91.910	0.902	0.150	96.689	0	-69.256	-151.084	99.886	0.693	0.150	84.204	-82.874	-174.613	99.886	96.689	ケース1	下面引張
		F'(2d)	0.900	29.031	-73.946	91.910				0.900	26.089	-60.794	99.886				29.031	-73.946			ケース1	上面引張
		Mmax	1.557	53.346	0	91.910	0.580	0.180	69.852	1.506	44.510	0	99.886	0.446	0.180	62.529	53.346	0	99.886	69.852	ケース1	上面引張
		E'(x2)	2.050	39.621	55.725	91.910				2.050	29.665	54.576	99.886				39.621	55.725			ケース1	上面引張
		E(節点)	2.950	-56.511	158.022	91.910	0.615	0.150	70.311	2.950	-60.083	144.865	99.886	0.602	0.150	75.114	-60.083	158.022	91.910	75.114	ケース2	下面引張
隔壁	C-F	C(節点)	0	-2.599	-1.943	318.412	0.008	0.080	28.020	0	0.000	0.000	277.668	0.000	0.080	22.213	-2.599	-1.943	277.668	28.020	ケース1	左面引張
		C'(2d)	0.560	-1.511	-1.943	323.900				0.560	0.000	0.000	283.156				-1.511	-1.943			ケース1	左面引張
		Mmax	1.338	0	-1.943	331.524	0.000	0.080	26.522	1.525	0	0	292.613	0.000	0.080	23.409	0.000	-1.943	331.524	26.522	ケース1	左面引張
		F'(x2)	2.490	2.239	-1.943	342.814				2.490	0.000	0.000	302.070				2.239	-1.943			ケース1	右面引張
		F(節点)	3.050	3.326	-1.943	348.302	0.010	0.080	31.347	3.050	0.000	0.000	307.558	0.000	0.080	24.605	3.326	-1.943	307.558	31.347	ケース1	右面引張

第3章 函渠工の設計

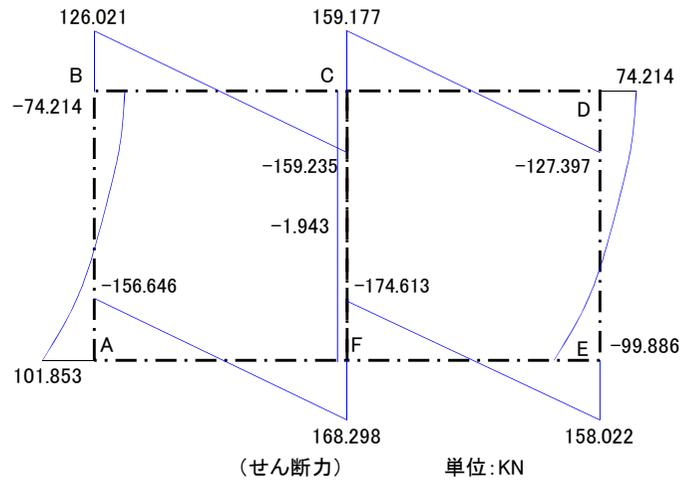
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「設計断面力」



Bo = 2.950 m
Ho = 3.050 m



2d位置のせん断力

部材	2d位置のせん断力	
	x1=2d	x2
B→A	50.436	-38.521
D→E	38.521	-48.815
B→C	52.531	-85.745
C→D	85.687	-59.895
A→F	-58.326	68.347
F→E	-73.946	55.725
C→F	-1.943	-1.943

(単位: KN)

図3.3.1

設計断面力図

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 必要部材厚の照査

ボックスカルバートの部材厚は、最初に部材厚を仮定し設計断面力より必要部材厚を求め、この値と仮定した部材厚の照査をおこなって決定する。

各部材における必要有効高dは次式により求める。

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_{smax}}{b}}$$

ここに、

$$C_1 = \sqrt{\frac{0.02}{\sigma_{ca} \cdot m(1-m/3)}}$$

ここに、

$$m = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}}$$

ただし、

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$

ただし、ハンチなしの場合は許容応力度を3/4まで減じる。

$$\sigma_{ca} = 3/4 \times 8 = 6.0 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sa} : 鉄筋(SD345)の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$

n : コンクリートと鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

d : 部材の必要有効厚(cm)

M_s : 軸力を考慮した設計曲げモーメント(KN・m)

b : 部材の単位幅(cm) $b = 100 \text{ cm}$

表3.4.1 仮定部材厚と鉄筋のかぶり

部材	部材		鉄筋のかぶりd'(cm)	
	符号	厚さ(m)	両面	12
側壁	t2	0.500	両面	12
頂版	t3	0.500	両面	12
底版	t1	0.600	上面	12
			下面	15
隔壁	t4	0.400	両面	12

【メモ】

・ ハンチを設けない場合の許容応力度 「カルバート工指針」P68

ハンチを設けない場合の断面は、余裕としてコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容応力度の3/4程度となる部材厚にすることが望ましい。

3-4. 必要部材厚の照査

1) 係数の計算

① ハンチありおよび中間部の場合

$$C_1 = \sqrt{\frac{0.02}{\sigma_{ca} \cdot m(1-m/3)}} = \sqrt{\frac{0.02}{8 \times 0.429 \times (1 - 0.429 / 3)}} = 0.082$$

ここに、

$$m = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}} = \frac{15 \times 8}{15 \times 8 + 160} = 0.429$$

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$

σ_{sa} : 鉄筋(SD345)の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$

n : コンクリートと鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

② ハンチなし端部の場合

$$C_1 = \sqrt{\frac{0.02}{\sigma_{ca} \cdot m(1-m/3)}} = \sqrt{\frac{0.02}{6 \times 0.36 \times (1 - 0.36 / 3)}} = 0.103$$

ここに、

$$m = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}} = \frac{15 \times 6}{15 \times 6 + 160} = 0.360$$

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 6.0 \text{ N/mm}^2$

2) 必要部材厚の照査

表3.4.2 必要部材厚の照査

部材	位置	ハンチの有無	M_s (KN・m)	係数C1	部材幅b (cm)	必要有効高(cm)			仮定部材厚 (cm)	照査
						有効高d	かぶりd'	必要部材厚		
側壁	上端	有	62.934	0.082	100	20.57	12	32.57	50	OK
	中間	無	32.696	0.082	100	14.83	12	26.83	50	OK
	下端	無	85.450	0.103	100	30.11	12	42.11	50	OK
頂版	端部	有	55.674	0.082	100	19.35	12	31.35	50	OK
	中間	無	50.307	0.082	100	18.39	12	30.39	50	OK
	中央端部	有	100.659	0.082	100	26.02	12	38.02	50	OK
底版	端部	無	79.210	0.103	100	28.99	15	43.99	60	OK
	中間	無	69.852	0.082	100	21.67	12	33.67	60	OK
	中央端部	無	96.689	0.103	100	32.03	15	47.03	60	OK
隔壁	上端	有	28.020	0.082	100	13.73	12	25.73	40	OK
	中間	無	26.522	0.082	100	13.35	12	25.35	40	OK
	下端	無	31.347	0.103	100	18.24	12	30.24	40	OK

※ 1. 底版は、端部を下面引張、中央部を上面引張としてかぶりを設定した。

2. 必要部材厚は次の計算による。

$$\text{必要部材厚} = \text{必要有効高}d + \text{主鉄筋のかぶり}d'$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 応力度の検討

1) 単鉄筋長方形断面の応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度に対する条件

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

・ 鉄筋の引張応力度に対する条件

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{M}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

・ せん断応力度に対する条件

$$\tau_m \leq \tau_{a1}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

$$k = \{ 2np + (np)^2 \}^{1/2} - np$$

$$j = 1 - k/3$$

$$P = A_s / b \cdot d$$

ここに、

k, j : 単鉄筋長方形断面の応力計算に用いる係数

p : 部材断面積と鉄筋断面積の比(鉄筋比)

A_s : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm²)

n : 弾性係数比 n = 15

b : 部材の厚さ(cm) b = 100 cm

d : 部材の有効高さ(cm)

M : 曲げモーメント(KN・m)

S : せん断力(KN)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} = 8.0 N/mm²

ただし、底版端部および側壁・隔壁下端は、σ_{ca} = 6.0 N/mm²

とする(ハンチなしの影響)

σ_{ca} : 鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} = 160.0 N/mm²

τ_{a1} : コンクリートの許容せん断応力度 τ_{a1} = 0.39 N/mm²

ただし、隅角部は τ_{a2} = 0.78 N/mm²

3-5. 応力度の検討

1) 応力度の検討

各部材の応力度は「単鉄筋長方形断面」として計算をおこなうが、計算をおこなう位置は次のとおりとする。

・ 側壁 : 端部(上側、下側)、2d位置(上側、下側)、中間部

・ 頂版 : 端部、2d位置

・ 底版 : 端部、2d位置

なお、端部の許容せん断応力度は割増した値で照査する。

また、必要鉄筋量A_s'の計算は次式で求める。

イ) 軸力を考慮したとき

$$C2 = \frac{\sigma_{ca} \cdot m}{2 \sigma_{sa}} \cdot C1$$

$$A_s' = C1 \cdot C2 \cdot \frac{M_s}{d} - \frac{N}{\sigma_{sa}}$$

ここに、

C1, C2 : 係数

C1 = 0.082

C1 = 0.103 (側壁・隔壁下端および底版端部)

m : 係数

m = 0.429

m = 0.360 (側壁・隔壁下端および底版端部)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

σ_{ca} = 8.0 N/mm²

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

σ_{ca} = 6.0 N/mm² (側壁・隔壁下端および底版端部)

σ_{sa} = 160.0 N/mm²

M_s : 軸力を考慮した設計曲げモーメント(KN・m)

N : 設計断面の軸力(KN)

d : 部材の有効高(m)

ロ) 軸力を考慮しないとき

$$A_s' = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

ここに、

$$j = 1 - k/3$$

$$k = \{ 2np + (np)^2 \}^{1/2} - np$$

$$P = A_s / b \cdot d$$

ここに、

k, j : 単鉄筋長方形断面の応力計算に用いる係数

p : 部材断面積と鉄筋断面積の比(鉄筋比)

A_s : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm²)

n : 弾性係数比 n = 15

b : 部材の幅(単位幅) b = 100 cm

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

2) 鉄筋の定着長 「道示・下部構造編」P183

定着長は、許容引張応力度 $\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$ に達しても抜け出さない長さを確保するものとし、次式で求めた値以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる(SD345の場合)。

$$\text{定着長} l_a = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \tau_{oa}} = \frac{200 \times \phi}{4 \times 1.6} = 31.25 \cdot \phi$$

ここに、
 τ_{oa} : コンクリートと異形棒鋼の許容付着応力度
 $\tau_{oa} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

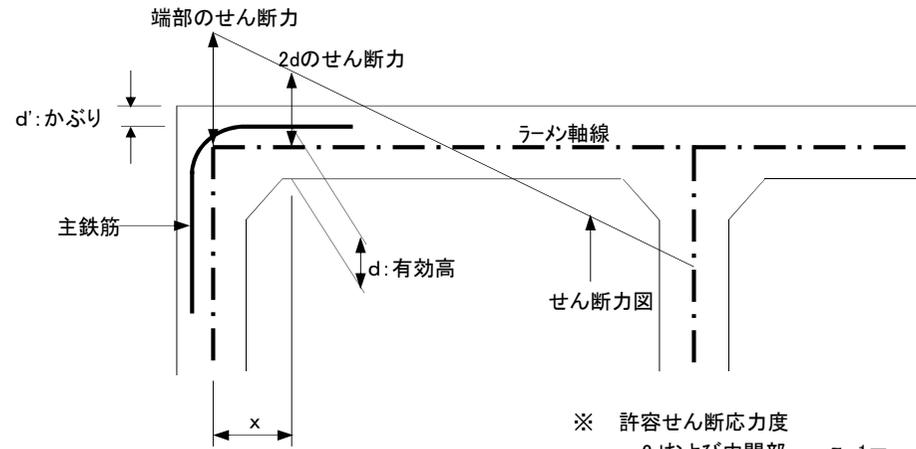
ただし、直角フックを付けて定着させる場合は、重ね継手長の2/3倍以上とすることが出来る。また、圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、 l_a の80%以上かつ鉄筋直径の20倍以上重ね合わせる。

表3.5.1 鉄筋の諸元と定着長(SD345)

呼び名	鉄筋径	単位重量 (kg/m)	公称断面積 $S(\text{cm}^2)$	公称周長 $l(\text{cm})$	定着長 l_a 31.25ϕ (cm)	曲げ半径 r 10.5ϕ (cm)
D13	13	0.995	1.267	4.0	410	140
D16	16	1.560	1.986	5.0	500	170
D19	19	2.250	2.865	6.0	600	200
D22	22	3.040	3.871	7.0	690	240
D25	25	3.980	5.067	8.0	790	270
D29	29	5.040	6.424	9.0	910	310
D32	32	6.230	7.942	10.0	1000	340
D35	35	7.510	9.566	11.0	1100	370
D38	38	8.950	11.400	12.0	1190	400
D41	41	10.500	13.400	13.0	1290	440
D51	51	15.900	20.270	16.0	1600	540

設 計 計 算

2) せん断力の照査
 せん断力の照査位置は、「 $x=0, x=2d$ 」の2箇所でおこなう。



ここに、
 x : 照査位置の支点からの距離
 d : 部材の有効高さ

※ 許容せん断応力度
 2dおよび中間部 $\tau_{a1} = 0.39 \text{ N/mm}^2$
 隅角部 $\tau_{a2} = 0.78 \text{ N/mm}^2$

図3.5.1 函体のせん断応力の照査位置

3) 部材厚と鉄筋のかぶり

表3.5.2 部材厚と鉄筋のかぶり

部材	厚さ $h(=t)$ (m)		鉄筋のかぶり(m)	
	符号	厚さ	d' (m)	箇所
側壁	t_2	0.500	0.120	両面
頂版	t_3	0.500	0.120	両面
底版	t_1	0.600	0.120	上面
			0.150	下面
隔壁	t_4	0.400	0.120	両面

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

① 側壁(A-B)

表3.5.3 応力度および鉄筋量の検討(側壁A-B)

項目			端部(下側)		2d(下側)			中間部			2d(上側)			端部(上側)				
			外面引張			外面引張			内面引張			内面引張			外面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	
部材厚	t2	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	
曲げモーメント	M	KN・m	—	64.253	—	—	—	—	—	15.479	—	—	—	—	—	42.112	—	
軸力	N	KN	—	151.604	—	—	—	—	—	143.882	—	—	—	—	—	114.241	—	
せん断力	S	KN	—	101.853	—	—	50.436	—	—	0.000	—	—	38.521	—	—	74.214	—	
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	
As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00407	—	—	0.00407	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.44497	—	—	—	—	—	0.10720	—	—	—	—	—	0.29163	—	
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	7.549	—	—	7.549	—	—	9.769	—	—	9.769	—	—	9.769	—	
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	272.362	—	—	272.362	—	—	516.521	—	—	516.521	—	—	516.521	—	
係数	k		—	0.29367	—	—	0.29367	—	—	0.22100	—	—	0.22100	—	—	0.22100	—	
	j		—	0.90211	—	—	0.90211	—	—	0.92633	—	—	0.92633	—	—	0.92633	—	
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	3.4	○	—	—	—	8	1.0	○	—	—	—	8	2.8	○	
引張応力度	σs	N/mm ²	160	121.2	○	—	—	—	160	55.4	○	—	—	—	160	150.6	○	
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.27	○	0.39	0.13	○	0.39	0.00	○	0.39	0.10	○	0.78	0.20	○	
最小鉄筋量		%	0.2	0.41	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.21	○	
最大鉄筋量		%	2.0	0.41	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.21	○	
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		0.103	—	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—	
		m		0.360	—	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—	
		C2		0.00070	—	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—	
		Ms	KN・m		85.450	—	—	—	—	32.696	—	—	—	—	—	58.474	—	
		As'	cm ²	15.484	6.738	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	3.964	○
		軸力無視	As'	cm ²	15.484	11.715	○	—	—	—	7.944	2.748	○	—	—	—	7.944	7.477

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁の上側端部の鉄筋(外面)は頂版の上面鉄筋と一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から側壁の下側端部の鉄筋(外面)は底版の下面鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

② 側壁(D-E)

表3.5.4 応力度および鉄筋量の検討(側壁D-E)

項目			端部(下側)		2d(下側)			中間部			2d(上側)			端部(上側)			
			外面引張			外面引張			内面引張			外面引張			外面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t2	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	60.083	—	—	—	—	—	15.480	—	—	—	—	—	46.370	—
軸力	N	KN	—	164.760	—	—	—	—	—	146.103	—	—	—	—	—	114.241	—
せん断力	S	KN	—	99.886	—	—	48.815	—	—	0.000	—	—	38.521	—	—	74.214	—
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	16	—	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00407	—	—	0.00407	—	—	0.00209	—	—	0.00302	—	—	0.00302	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.41609	—	—	—	—	—	0.10720	—	—	—	—	—	0.32112	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	7.549	—	—	7.549	—	—	9.769	—	—	8.449	—	—	8.449	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	272.362	—	—	272.362	—	—	516.521	—	—	362.425	—	—	362.425	—
係数	k		—	0.29367	—	—	0.29367	—	—	0.22100	—	—	0.25909	—	—	0.25909	—
	j		—	0.90211	—	—	0.90211	—	—	0.92633	—	—	0.91364	—	—	0.91364	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	3.1	○	—	—	—	8	1.0	○	—	—	—	8	2.7	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	113.3	○	—	—	—	160	55.4	○	—	—	—	160	116.4	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.26	○	0.39	0.13	○	0.39	0.00	○	0.39	0.10	○	0.78	0.20	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.41	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.30	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.41	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.30	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.103	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—
		m		—	0.360	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—
		C2		—	0.00070	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	79.744	—	—	—	—	32.696	—	—	—	—	—	62.934	—
		As'	cm ²	15.484	4.833	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	11.460	4.811
軸力無視	As'	cm ²	15.484	10.954	○	—	—	—	7.944	2.749	○	—	—	—	11.460	8.348	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁の上側端部の鉄筋(外面)は頂版の上面鉄筋と一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から側壁の下側端部の鉄筋(外面)は底版の下面鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

③ 頂版(B-C)

表3.5.5 応力度および鉄筋量の検討(頂版B-C)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部				
			上面引張		下面引張			下面引張			下面引張			上面引張				
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	
部材厚	t3	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	
曲げモーメント	M	KN・m	—	42.112	—	—	—	—	—	43.860	—	—	—	—	—	91.103	—	
軸力	N	KN	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—	
せん断力	S	KN	—	126.021	—	—	52.531	—	—	0.000	—	—	85.745	—	—	159.235	—	
配筋	As	cm ²	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	25	—	D	25	—	
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	
			s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	5.067 cm ²	—	s=	5.067 cm ²	—	
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	
As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	20.268 cm ²	—	As=	20.268 cm ²	—				
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00209	—	—	0.00533	—	—	0.00533	—	
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.29163	—	—	—	—	—	0.30374	—	—	—	—	—	0.63091	—	
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	9.769	—	—	9.769	—	—	9.769	—	—	6.849	—	—	6.849	—	
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	516.521	—	—	516.521	—	—	516.521	—	—	210.636	—	—	210.636	—	
係数	k		—	0.22100	—	—	0.22100	—	—	0.22100	—	—	0.32784	—	—	0.32784	—	
	j		—	0.92633	—	—	0.92633	—	—	0.92633	—	—	0.89072	—	—	0.89072	—	
圧縮応力度	σc	N/mm ²	8	2.8	○	—	—	—	8	3.0	○	—	—	—	8	4.3	○	
引張応力度	σs	N/mm ²	160	150.6	○	—	—	—	160	156.9	○	—	—	—	160	132.9	○	
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.33	○	0.39	0.14	○	0.39	0.00	○	0.39	0.23	○	0.78	0.42	○	
最小鉄筋量		%	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.53	○	
最大鉄筋量		%	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.53	○	
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.082	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	—	0.082	—
		m		—	0.429	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	—	0.429	—
		C2		—	0.00088	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	51.692	—	—	—	—	49.556	—	—	—	—	—	—	100.659	—
		As'	cm ²	7.944	5.178	○	—	—	—	7.944	4.772	○	—	—	—	—	20.268	14.476
軸力無視	As'	cm ²	7.944	7.477	○	—	—	—	7.944	7.788	○	—	—	—	20.268	16.822	○	

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(A-B)の上側端部の鉄筋(外面)と頂版の鉄筋(上面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から右側端部の鉄筋(上面)は頂版C-Dの左側端部の鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

④ 頂版(C-D)

表3.5.6 応力度および鉄筋量の検討(頂版C-D)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			上面引張		下面引張			下面引張			下面引張			上面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	87.721	—	—	—	—	—	40.979	—	—	—	—	—	46.370	—
軸力	N	KN	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—	—	—	—	—	74.214	—
せん断力	S	KN	—	159.177	—	—	85.687	—	—	0.000	—	—	59.895	—	—	127.397	—
配筋	As	cm ²	D	25	—	D	25	—	D	16	—	D	19	—	D	19	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	5.067 cm ²	—	s=	5.067 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
As=	20.268 cm ²	—	As=	20.268 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00533	—	—	0.00533	—	—	0.00209	—	—	0.00302	—	—	0.00302	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.60749	—	—	—	—	—	0.28379	—	—	—	—	—	0.32112	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	6.849	—	—	6.849	—	—	9.769	—	—	8.449	—	—	8.449	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	210.636	—	—	210.636	—	—	516.521	—	—	362.425	—	—	362.425	—
係数	k		—	0.32784	—	—	0.32784	—	—	0.22100	—	—	0.25909	—	—	0.25909	—
	j		—	0.89072	—	—	0.89072	—	—	0.92633	—	—	0.91364	—	—	0.91364	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	8	4.2	○	—	—	—	8	2.8	○	—	—	—	8	2.7	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	128.0	○	—	—	—	160	146.6	○	—	—	—	160	116.4	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.42	○	0.39	0.23	○	0.39	0.00	○	0.39	0.16	○	0.78	0.34	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.53	○	—	—	—	0.2	0.21	○	—	—	—	0.2	0.30	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.53	○	—	—	—	2.0	0.21	○	—	—	—	2.0	0.30	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.082	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.082	—
		m		—	0.429	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.429	—
		C2		—	0.00088	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	97.824	—	—	—	—	50.307	—	—	—	—	—	55.674	—
		As'	cm ²	20.268	13.938	○	—	—	—	7.944	4.915	○	—	—	—	11.460	5.934
軸力無視	As'	cm ²	20.268	16.198	○	—	—	—	7.944	7.276	○	—	—	—	11.460	8.348	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(D-E)の上側端部の鉄筋(外面)と頂版の鉄筋(上面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から右側端部の鉄筋(上面)は頂版B-Cの左側端部の鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

⑤ 底板(A-F)

表3.5.7 応力度および鉄筋量の検討(底板A-F)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			下面引張			上面引張			上面引張			上面引張			下面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	64.253	—	—	—	—	—	48.030	—	—	—	—	—	79.548	—
軸力	N	KN	—	99.886	—	—	—	—	—	99.886	—	—	—	—	—	99.886	—
せん断力	S	KN	—	156.646	—	—	58.326	—	—	0.000	—	—	68.347	—	—	168.298	—
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	19	—	D	22	—	D	22	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
			As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00344	—	—	0.00323	—	—	0.00239	—	—	0.00323	—	—	0.00344	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.31730	—	—	—	—	—	0.20846	—	—	—	—	—	0.39283	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	8.039	—	—	8.234	—	—	9.259	—	—	8.234	—	—	8.039	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	319.891	—	—	339.791	—	—	453.856	—	—	339.791	—	—	319.891	—
係数	k		—	0.27377	—	—	0.26659	—	—	0.23431	—	—	0.26659	—	—	0.27377	—
	j		—	0.90874	—	—	0.91114	—	—	0.92190	—	—	0.91114	—	—	0.90874	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	2.6	○	—	—	—	8	1.9	○	—	—	—	6	3.2	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	101.5	○	—	—	—	160	94.6	○	—	—	—	160	125.7	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.35	○	0.39	0.12	○	0.39	0.00	○	0.39	0.14	○	0.78	0.37	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.34	○	—	—	—	0.2	0.24	○	—	—	—	0.2	0.34	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.34	○	—	—	—	2.0	0.24	○	—	—	—	2.0	0.34	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		0.103	—	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.103	—
		m		0.360	—	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.360	—
		C2		0.00070	—	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00070	—
		Ms	KN・m		79.210	—	—	—	—	66.025	—	—	—	—	—	94.492	—
		As'	cm ²	15.484	6.448	○	—	—	—	11.460	3.683	○	—	—	—	15.484	8.897
軸力無視	As'	cm ²	15.484	9.820	○	—	—	—	11.460	6.784	○	—	—	—	15.484	12.158	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(A-B)の下側端部の鉄筋(外面)と底板の左側端部の鉄筋(上面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から右側端部の鉄筋(下面)は底板F-Eの左側端部の鉄筋と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

⑥ 底板(F-E)

表3.5.8 応力度および鉄筋量の検討(底板F-E)

項目			左側端部		2d(左側)			中間部			2d(右側)			右側端部			
			下面引張		上面引張			上面引張			上面引張			下面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—	—	60.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	45.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	48.0	—	—	45.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	82.874	—	—	—	—	—	53.346	—	—	—	—	—	60.083	—
軸力	N	KN	—	99.886	—	—	—	—	—	99.886	—	—	—	—	—	91.910	—
せん断力	S	KN	—	174.613	—	—	73.946	—	—	0.000	—	—	55.725	—	—	158.022	—
配筋	As	cm ²	D	22	—	D	22	—	D	19	—	D	22	—	D	22	—
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	2.865 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—	s=	3.871 cm ²	—
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	11.460 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—	As=	15.484 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00344	—	—	0.00323	—	—	0.00239	—	—	0.00323	—	—	0.00344	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.40925	—	—	—	—	—	0.23154	—	—	—	—	—	0.29671	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	8.039	—	—	8.234	—	—	9.259	—	—	8.234	—	—	8.039	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	319.891	—	—	339.791	—	—	453.856	—	—	339.791	—	—	319.891	—
係数	k		—	0.27377	—	—	0.26659	—	—	0.23431	—	—	0.26659	—	—	0.27377	—
	j		—	0.90874	—	—	0.91114	—	—	0.92190	—	—	0.91114	—	—	0.90874	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	6	3.3	○	—	—	—	8	2.1	○	—	—	—	6	2.4	○
引張応力度	σs	N/mm ²	160	130.9	○	—	—	—	160	105.1	○	—	—	—	160	94.9	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.39	○	0.39	0.15	○	0.39	0.00	○	0.39	0.12	○	0.78	0.35	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.34	○	—	—	—	0.2	0.24	○	—	—	—	0.2	0.34	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.34	○	—	—	—	2.0	0.24	○	—	—	—	2.0	0.34	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.103	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	0.103	—
		m		—	0.360	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	0.360	—
		C2		—	0.00070	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	0.00070	—
		Ms	KN・m	—	96.689	—	—	—	—	69.852	—	—	—	—	—	75.114	—
		As'	cm ²	15.484	9.249	○	—	—	—	11.460	4.258	○	—	—	—	15.484	6.291
軸力無視	As'	cm ²	15.484	12.666	○	—	—	—	11.460	7.535	○	—	—	—	15.484	9.183	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁(D-E)の下側端部の鉄筋(外面)と底板の右側端部の鉄筋(下面)は一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から左側端部の鉄筋(下面)は底板A-Fの左側端部の鉄筋(下面)と一体とした。
 4. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 5. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

⑦ 隔壁

表3.5.9 応力度および鉄筋量の検討(隔壁C-F)

項目			上部		2d(上側)			中間部			2d(下側)			下部				
			左面引張		左面引張			左面引張			右面引張			右面引張				
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	
部材厚	t3	cm	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	
有効高	d	cm	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	
曲げモーメント	M	KN・m	—	2.599	—	—	—	—	—	0.000	—	—	—	—	—	3.326	—	
軸力	N	KN	—	277.668	—	—	—	—	—	331.524	—	—	—	—	—	307.558	—	
せん断力	S	KN	—	1.943	—	—	1.943	—	—	1.943	—	—	1.943	—	—	1.943	—	
配筋	As	cm ²	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	
			s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	
As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	0.03315	—	—	—	—	—	0.00000	—	—	—	—	—	0.04242	—	
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	
係数	k		—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	
	j		—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	
圧縮応力度	σc	N/mm ²	8	0.3	○	—	—	—	8	0.0	○	—	—	—	6	0.4	○	
引張応力度	σs	N/mm ²	160	12.7	○	—	—	—	160	0.0	○	—	—	—	160	16.3	○	
せん断応力度	τm	N/mm ²	0.78	0.01	○	0.39	0.01	○	0.39	0.01	○	0.39	0.01	○	0.78	0.01	○	
最小鉄筋量		%	0.2	0.28	○	—	—	—	0.2	0.28	○	—	—	—	0.2	0.28	○	
最大鉄筋量		%	2.0	0.28	○	—	—	—	2.0	0.28	○	—	—	—	2.0	0.28	○	
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		—	0.082	—	—	—	—	0.082	—	—	—	—	—	—	0.103	—
		m		—	0.429	—	—	—	—	0.429	—	—	—	—	—	—	0.360	—
		C2		—	0.00088	—	—	—	—	0.00088	—	—	—	—	—	—	0.00070	—
		Ms	KN・m	—	28.020	—	—	—	—	26.522	—	—	—	—	—	—	31.347	—
		As'	cm ²	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	0.000	○
		軸力無視	As'	cm ²	7.944	0.633	○	—	—	—	7.944	0.000	○	—	—	—	7.944	0.811

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で「As' ≤ 0」となるが、頂版および底版との接続部であることを考慮して配筋した。
 2. 必要鉄筋量の計算で、「軸力無視」は参考値であり設計は「軸力考慮」で決定する。
 3. 部材の各所で配筋計算をおこなっているが、「設計マニュアル」で示す配筋の合理化を参照して決定する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・配筋計画 「設計マニュアル(樋門編)」P10
 ユニット鉄筋を使用しない場合の主鉄筋間隔、主鉄筋と配力鉄筋の関係を標準化する。

また、函体横方向および縦方向主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔は下表の組合せを標準とする。

表3.6.1 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

主鉄筋径 配筋間隔	D13	D16	D19	D22	D25	D29
125mm	—	—	—	○	○	△
250mm	○	○	○	○	○	○

- ※ 1. D29-125mmは、函体の縦方向の主鉄筋のみに適用する。
 2. 鉄筋本数の低減を目的とし、応力度や鉄筋の定着などに支障のない限り、配筋間隔を250mmとすることが望ましい。

ここで、鉄筋の最大径をD29としているのは、樋門設計で通常考えられる最大径であることと、D29以内に抑えることで主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離を小さくできることによるものである。

また、配筋間隔を250mmとした場合、部材厚と最小鉄筋比の関係でD13が使用できないことがあるので、この場合の最小鉄筋径はD16とする。

・最小部材厚40cmの鉄筋比(鉄筋のかぶり12cm)

D13使用
 $(1.267 \times 4 \text{ 本}) / (28 \times 100) = 0.18 \% < 0.2 \%$
 ...OUT

D16使用
 $(1.986 \times 4 \text{ 本}) / (28 \times 100) = 0.28 \% > 0.2 \%$
 ...OK

・最小部材厚35cmの鉄筋比

D13使用
 $(1.267 \times 4 \text{ 本}) / (23 \times 100) = 0.22 \% < 0.2 \%$
 ...OK

以上から、部材厚35cm以下であれば製品として市販される最小鉄筋径D13が使用できる。ただし、函体縦方向の主鉄筋は必要鉄筋量の4/3以上が配置されればこの規定によらなくてもよい。

設 計 計 算

3-6. 配筋計画

3-6-1. 配筋の標準化

1) 主鉄筋と配力筋

主鉄筋と配力鉄筋の関係は、下表の組合せを標準とする。

表3.6.2 主鉄筋と配力鉄筋の組合せ

主鉄筋 配力鉄筋(主鉄筋)	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D22	D25	D29
	250mm						125mm		
D13ctc250mm	○	○	○	○	○	○	—	—	—
D16ctc250mm	—	—	—	—	—	—	○	○	—
D19ctc250mm	—	—	—	—	—	—	—	—	○

※ 1. 上表は、圧縮鉄筋および配力鉄筋などの部材設計から算出できない鉄筋については、「当該主鉄筋の1/6以上」の鉄筋量を配置するものとして標準化したものである。

2) 鉄筋のかぶり

「設計マニュアル(樋門編)」P17

鉄筋のかぶりは下表を標準とする。

表3.6.3 鉄筋のかぶり

部材	箇所	かぶり(mm)		「設計マニュアル(樋門編)」の記載頁
		純かぶり	芯かぶり	
函体	頂版・側壁・底版上面	75	120	P9
	底版下面	100	150	
胸壁・しゃ水壁・翼壁	たて壁・底版上面	75	120	P17、P25
	底版下面	100	150	
門柱・操作台	操作台	30	70	P20
	柱	75	120	
	下部戸あたり上面	40	90	

- ※ 1. 端部のかぶりは10cmとする。ただし、止水版で接続される翼壁については12cmとする。
 2. 函体の端部は胸壁の圧縮鉄筋のかぶりに合わせ12cmとする。

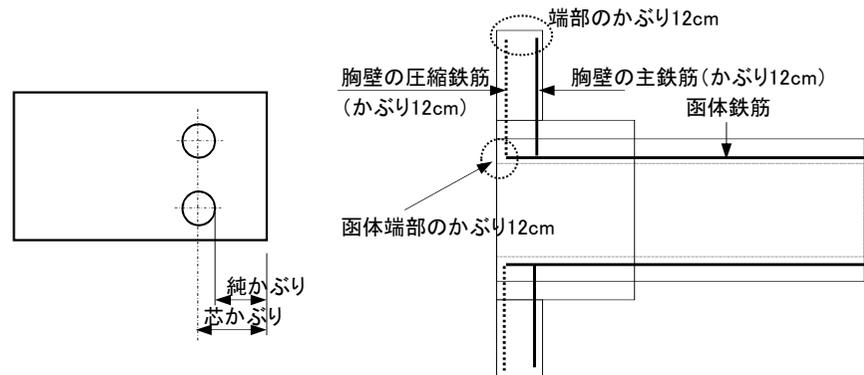
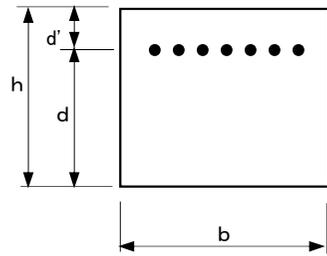


表3.6.4 函体の最小鉄筋量 「樋門設計の手引き」P191

構造計算の方向	最小鉄筋量	摘 要
横方向	有効断面積の0.2%以上	
縦方向	有効断面積の0.3%以上	ただし、必要鉄筋量の4/3以上であればよい



ここに、

- h : 部材厚
- b : 部材幅(単位幅=100cm)
- d : 部材の有効厚
- d' : 鉄筋のかぶり

有効断面積

$$A' = b \cdot d$$

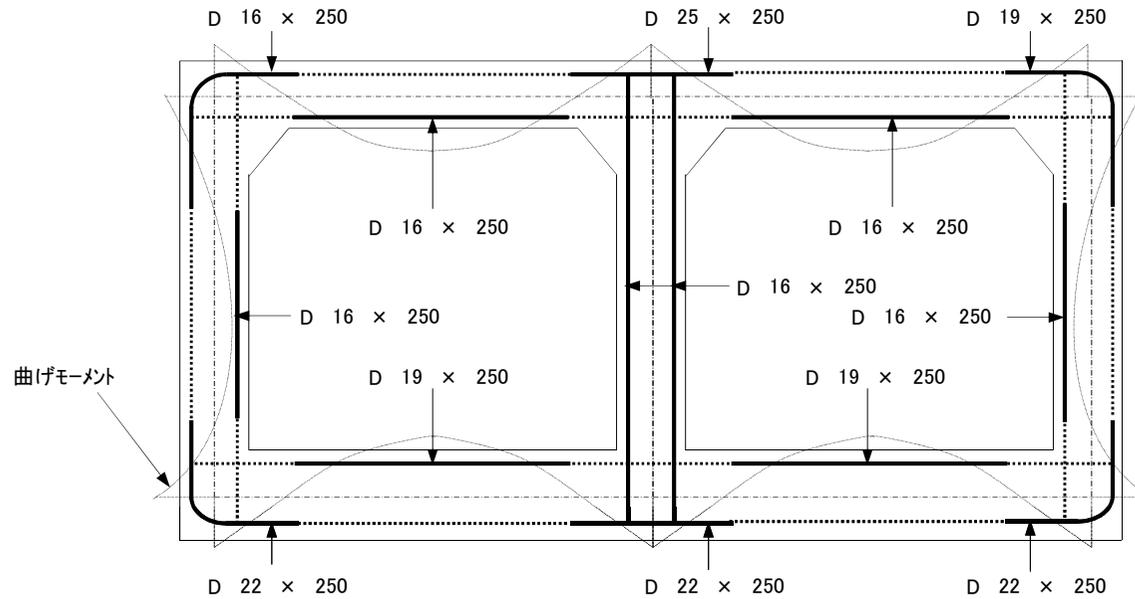
鉄筋比

$$a(\%) = A_s / b \cdot d \quad (A_s = \text{主鉄筋の断面積})$$

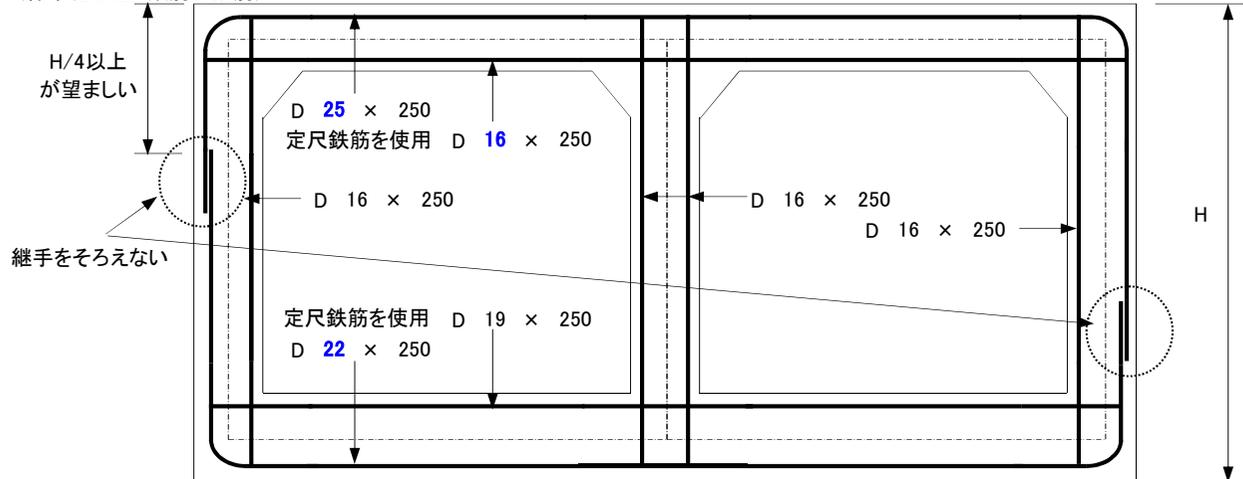
また、胸壁の配筋で底板上面・下面および配力筋は、施工性への配慮からつまず先版とかかと版のそれぞれの大きい径に統一する。

3-6-2. 配筋計画

(曲げモーメントによる主鉄筋の配筋)



(標準化した主鉄筋の配筋)



【メモ】

・ 函軸の決定

樋門・樋管においては基礎地盤の変形に追従できる柔構造とすることが原則である。この構造計算では各構造を函軸にシフトさせて函体縦方向の計算をおこなうこととする。

函軸は函体の断面二次モーメントから求めた図心の位置とし、各部材の断面二次モーメント $I_{oi}(m^4)$ と、下面から図心までの距離 y_i は次の式で求められる。

・ 矩形面積①(函体全体)

$$I_{o1} = \frac{B1 \cdot H1^3}{12}$$

$$y1 = \frac{H1}{2}$$

・ 矩形面積②(内空控除)

$$I_{o2} = \frac{B \cdot h'^3}{12}$$

$$y2 = \frac{h'}{2}$$

・ 台形面積③(内空控除)

$$I_{o3} = \frac{B^2 + 4 \cdot B \cdot b' + b'^2}{36(b+b')} \cdot \Delta h^3$$

$$y3 = \frac{B + 2b'}{B + b'} \cdot \frac{\Delta h}{3}$$

3-7. 函軸の決定

函体(標準部)の断面二次モーメントおよび函軸は、函体横方向の計算と整合を図り下図の断面により求める。

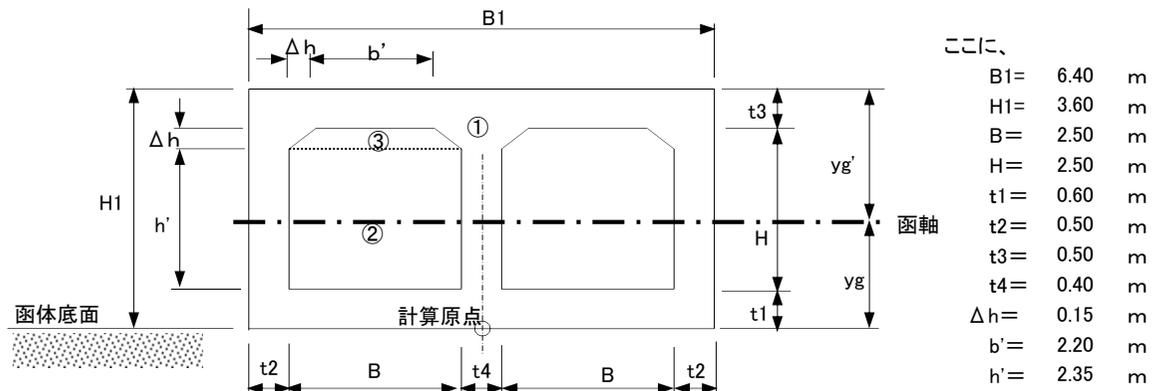


図3.7.1 函体のモデル図

表3.7.1 函体部の断面二次モーメント

部材 番号	名称	断面積 $A_i(m^2)$		図心距離 $y_i(m)$		$A_i \cdot y_i(m^2)$	$A_i \cdot y_i^2(m^4)$	断面二次モーメント $I_{oi}(m^4)$
		計算式	A_i	計算式	y_i			
①	矩形部	$A①=B1 \cdot H1$	23.040	$y①=H1/2$	1.800	41.472	74.650	24.8832
②	矩形部	$A②=2 \cdot B \cdot h'$	-11.750	$y②=h'/2 + t1$	1.775	-20.856	-37.020	-2.7037
③	台形部	$A③=(B+b') \cdot \Delta h$	-0.353	$y③=y_i+h'+t1$	3.023	-1.067	-3.226	-0.0007
合計			10.937			19.549	34.404	22.1788

※ ③の計算

$$y③ = \frac{B + 2b'}{B + b'} \cdot \frac{\Delta h}{3} + h' + t1 = \frac{2.50 + 2 \times 2.20}{2.50 + 2.20} \times \frac{0.15}{3} + 2.35 + 0.60 = 3.023 \text{ m}$$

$$I_{o③} = \frac{B^2 + 4 \cdot B \cdot b' + b'^2}{36(B + b')} \cdot \Delta h^3 = \frac{2.50^2 + 4 \times 2.50 \times 2.20 + 2.20^2}{36 \times (2.50 + 2.20)} \times 0.15^3 = -0.0007 \text{ m}^4$$

原点から図心までの距離(中立軸) $y_g(m)$ は、

$$y_g = \frac{\sum(A_i \cdot y_i)}{A_i} = \frac{19.549}{10.937} = 1.787 \text{ m}$$

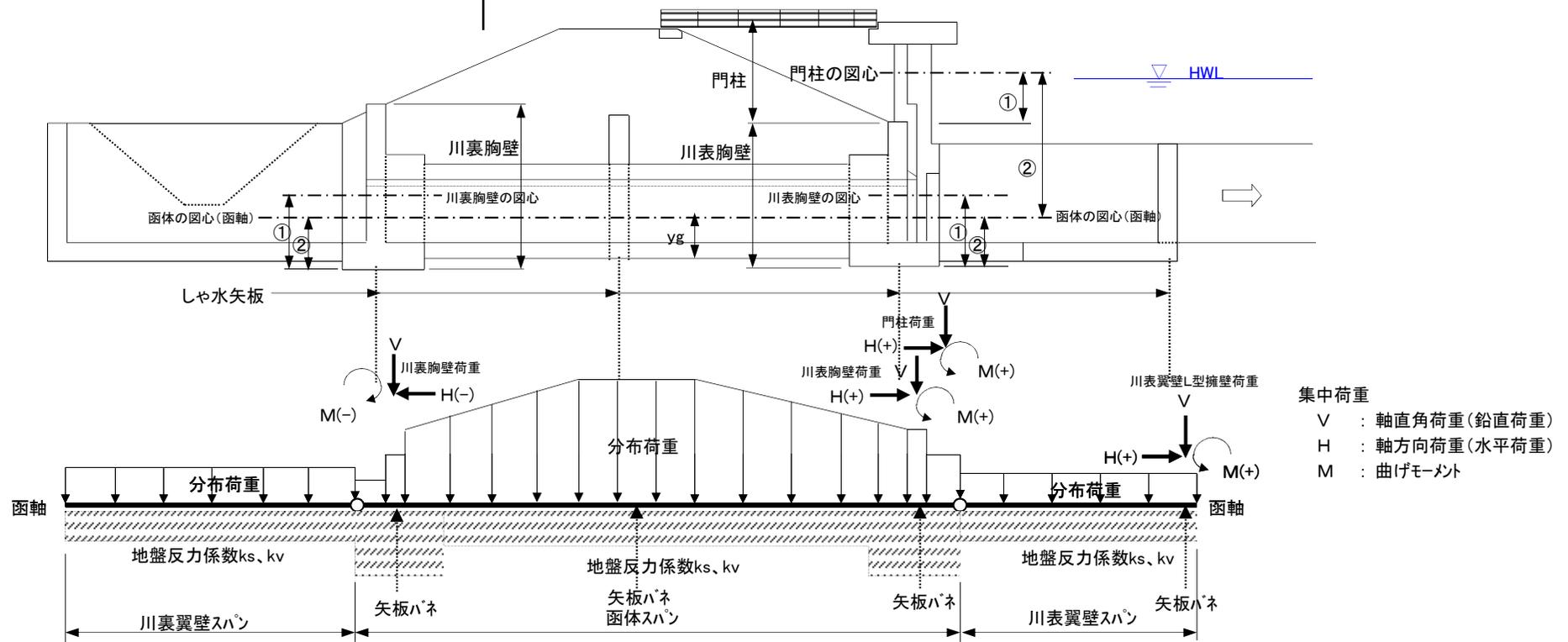
函体の断面二次モーメント $I(m^4)$ は、

$$I = \sum(A_i \cdot y_i^2) + \sum I_{oi} - y_g^2 \cdot \sum A_i = 34.404 + 22.1788 - 1.787^2 \times 10.937 = 21.6569 \text{ m}^4$$

以上から、函軸は以下の値に決定し各構造をこの函軸にシフトさせて函体縦方向の計算をおこなうこととする。

函軸の高さ $y_g = 1.787 \text{ m}$

函軸より上の高さ $y_g' = H1 - y_g = 3.60 - 1.787 = 1.813 \text{ m}$



集中荷重
 V : 軸直角荷重(鉛直荷重)
 H : 軸方向荷重(水平荷重)
 M : 曲げモーメント

函体縦方向の計算で用いる、門柱および胸壁モーメントの函軸へのシフト

門柱 : 縦方向の計算では、函体(頂版)に支持された「片持ち梁」としてモーメントを求めているが、函体縦方向の計算では計算原点を函体頂版から函軸へシフトさせ、この距離に水平力を乗じて曲げモーメントを求める。

胸壁 : 胸壁の曲げモーメントは底版下面を計算原点として求めているが、函体縦方向の計算では計算原点を函軸へシフトさせ、この距離に水平力を乗じて曲げモーメントを求める。

図中の①は部材の図心から計算原点までの距離であり、②は部材の図心から函軸までの距離で、函体縦方向の計算では水平荷重の曲げモーメントを次により函軸へシフトする。

$$Mh' = Mh \cdot (\text{②} - \text{①})$$

ここに、

Mh' : 函軸へシフトした水平荷重の曲げモーメント

Mh : 部材の解析で求めた水平荷重の曲げモーメント

図3.7.2 門柱、胸壁の函軸へのシフト

3-8. 地盤支持力の検討

底版のラーメン軸線で作用する地盤反力は次により求める。

$$Q = Pv_2 + t_1 \cdot \gamma_c$$

ここに、底版のラーメン軸線の反力 q_1 は「ケース1」と「ケース2」で求めた荷重の大きい方の値を用いる。

$$\text{ケース1の} q_1 = 108.847 \text{ KN/m}^2 > \text{ケース2の} q_1 = 100.322 \text{ KN/m}^2$$

したがって地盤支持力の検討は「**ケース1**」の値を用いて検討する。

$$Q = q_1 + t_1 \cdot \gamma_c = 108.847 + 0.60 \times 24.50 = 123.547 \text{ KN/m}^2$$

以上から、地盤支持力に対する検討は次の結果となる。

$$Q = 123.547 \text{ KN/m}^2 < \text{地盤支持力} q_a = 300 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$

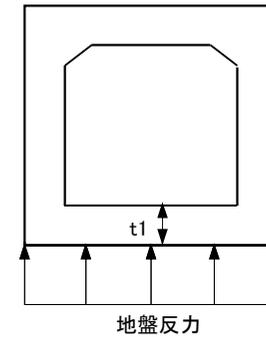


図3.8.1 函体の地盤反力図

※ 「terzaghiの支持力理論式」で検討する場合は、次ページの「参考資料」を参照する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・地盤支持力の上限値

地盤支持力の上限値は次のように定める。

(土質地盤の地盤支持力の上限値) 「樋門設計の手引き」P222

地盤の種類	最大地盤反力度(KN/m ²)		備考
	常時	地震時	
砂れき地盤	700	1050	
砂地盤	400	600	
粘性土地盤	200	300	

(岩盤の地盤支持力の上限値) 「樋門設計の手引き」P223

岩盤の種類	最大地盤反力度(KN/m ²)		目安とする値(N/mm ²)		
	常時	地震時	一軸圧縮強度	変形係数	
硬岩	亀裂が少ない	2500	3750	10以上	500以上
	亀裂が多い	1000	1500		
軟岩・土丹	600	900	1.0以上		500未満

・地盤支持力および摩擦係数は土質試験によるほか、次の値を参考に定めることができる。

(地盤支持力の参考値) 「技術基準(設計編I)」P80

基礎地盤の種類	許容支持力度(KN/m ²)		摩擦係数	一軸圧縮強度qu	N値	
	常時	地震時				
岩盤	き裂の少ない均一な硬岩	1000	1500	0.70	10000以上	—
	き裂の多い硬岩	600	900	0.70	10000以上	—
	軟岩、土丹	300	450	0.70	1000以上	—
礫層	密なもの	600	900	0.60		—
	密でないもの	300	450	—		
砂質地盤	密なもの	300	450	0.60		30~50
	中位なもの	200	300	0.50		15~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	300	0.50	200 ~ 400	15~30
	堅いもの	100	150	0.45	100 ~ 200	8~15
	中位なもの	50	75		50 ~ 100	4~8

※ 1. 摩擦係数: 場所打ちコンクリートの場合の堰等の底面の滑动安定計算に用いるすべり抵抗係数。

【参考資料】

直接基礎の鉛直支持力の検討で、荷重の偏心傾斜を考慮した方法について検討する。

「樋門設計の手引き」P220

1. 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心、傾斜および基礎の沈下量を考慮して定める。この場合、地盤の極限支持力に対し次に示す安全率が確保されていなければならない。

(安全率)

常時	地震時	施工時
3	2	2

2. 地盤の極限支持力

直接基礎の支持力は「terzaghiの支持力理論式」を基本にして求める。ここに、「terzaghiの支持力理論式」は次のとおりである。

$$Q_u = \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r$$

ここに、

Q_u : 荷重の傾斜を考慮した地盤の極限支持力(KN)

c : 地盤の粘着力(KN/m²)

q : 載荷重(KN/m²) $q = \gamma_2 \cdot D_f$

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位重量で地下水位以下は水中重量(KN/m³)

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量で地下水位以下は水中重量(KN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B_e = B - 2e_b$$

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_b : 荷重の偏心量(m)

※ 施工時の検討では、 $D_f=0$ 、 $e_b=0$ とする。

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

α 、 β : 基礎の形状係数

(形状係数)

基礎荷重面の形状	帯状	正方形	長方形
α	1.0	1.3	$1.0+0.3B'/L$
β	1.0	0.6	$1.0-0.4B'/L$

B' : 有効載荷幅、L: 長さ、ただし、 $B'/L > 1$ の場合、 $B'/L = 1$ とする

k : 根入れ効果に対する割り増し係数

$$k = 1 + 0.3 \frac{D_f}{B'}$$

ここに、

B' : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

D_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

N_c 、 N_r 、 N_q : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

3. 地盤支持力の検討

1) 土質情報の整理

本設計では、地質調査結果から床付け面となる「礫混じり砂」(N値=13)で鉛直支持力を検討する。

- ① 基礎地盤(床付け面)の単位体積重量 γ_1
(対象地盤の単位体積重量)

土質	N値	標高EL(m)		土質定数				
		層の分布		地下水位	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘着力c (KN/m ²)	単位体積重量(KN/m ³)	
		分布	層厚(m)				空中 γ_t	水中 $\gamma_{s'}$
礫混じり砂	13	28.90	~ 25.20 m	31.20	30	—	18.6	9.8

- ② 根入れ地盤の単位体積重量 γ_2

根入れ地盤(埋戻し土)は砂礫層を床付け面として仮定し、その単位体積重量 γ_2 は次式で求める。

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_s \cdot h_1 + \gamma_{s'} \cdot h_2}{h}$$

ここに、

γ_t : 埋戻し土砂の空中重量(KN/m³)

$\gamma_{s'}$: 埋戻し土砂の水中重量(KN/m³)

h_1 : 根入れ地盤の空中高(m)

h_2 : 根入れ地盤の水中高(m)

h : 根入れ地盤の総高(m)

(根入れ地盤の単位体積重量)

構造	現地盤高 EL(m)	地下水位 EL(m)	床付け面 EL(m)	埋戻し土重量(KN/m ³)		地盤の厚さ(m)			単位体積重量 γ_2 (KN/m ³)
				空中 γ_s	水中 $\gamma_{s'}$	h_1	h_2	h	
函体	32.50	31.20	27.80	18.6	9.8	1.30	3.40	4.70	12.23

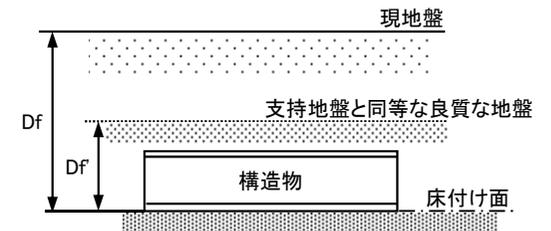
- ③ 有効根入れ地盤の深さ

構造物の有効根入れ地盤の深さDfは、地質調査結果から次のように定義する。

(有効根入れ深さ)

構造	現地盤 高EL(m)	床付け面 EL(m)	有効根入れ深さ(m)	
			Df	Df'
函体	32.50	27.80	4.70	0

※ 施工時は「Df=0」として検討する。



2) 極限支持力および地盤支持力の計算

① 極限支持力の計算

直接基礎の極限支持力 Q_u は「terzaghiの支持力理論式」を基本にして求める。

$$Q_u = \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r$$

(極限支持力の計算: 単位長1.0m当たり)

構造	形状			形状係数		有効載荷幅 B_e				$A' (m^2)$		内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	粘着力 c (KN/m^2)
	B(m)	L(m)	A(m^2)	α	β	eb(m)		Be(m)		常時	施工時		
						常時	施工時	常時	施工時				
函体	6.40	1.00	6.40	1.00	1.00	-0.023	0	6.45	6.40	6.45	6.40	30	0

構造	Df	Df'	割増係 数k	載荷重q(KN/m^2)		支持力係数			単位体積重量(KN/m^3)		極限支持力 Q_u (KN/m^2)	
				常時	施工時	N_q	N_c	N_r	$\gamma 1$	$\gamma 2$	常時	施工時
函体	4.7	0	1.00	57.48	0	18.40	30.14	15.67	9.8	12.2	1552.9	491.4

※ 1. 地震時の極限支持力は、基礎地盤が同一であるため常時の値で地盤支持力を求めることとした。

2. 支持力係数を求める $\tan \theta$ は以下の計算により求めた。

・ 函体 : $\tan \theta = 0$

$$eb = B_o - x4 = 2.950 - 2.973 = -0.023$$

3. ここに、 $\tan \theta = 0$ のときの N_c 、 N_q 、 N_r の関係式は次のとおりである。

・ $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^{\circ} + \phi/2)$

・ $N_c = \cot \phi (N_q - 1)$

・ $N_r = (N_q - 1) \tan 1.4 \phi$

② 地盤支持力の検討

(地盤支持力の検討)

構造	極限支持力 Q_u (KN/m^2)		地盤支持力 q_a (KN/m^2)						設計地盤反力 q (KN/m^2)	照査		
	常時	施工時	常時(n=3)		地震時(n=2)		施工時(n=2)			ケース1	常時	地震時
			計算値	決定値	計算値	決定値	計算値	決定値				
函体	1552.9	491.4	518	510	776	770	246	240	123.547	OK	—	OK

※ 1. 地盤支持力の決定値は「地盤支持力の参考値」等を考慮し、土質地盤の最大値以内で決定した。

※ 検討にあたっての注意事項

函体工は胸壁、門柱と一体となった構造であることから、これらの全荷重を函体および胸壁の底面積で除した荷重を地盤反力として検討することが望ましい。また、地盤支持力 q_a が土質または岩盤の地盤支持力の上限值を超える場合は、「 q_a =地盤支持力の上限值」とする。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算