

柔構造槌門の設計・3D配筋 サンプルデータ

出力例

Sample5

本体縦方向レベル2計算書

目次

1章 縦方向レベル2地震動に対する照査	1
1.1 解析モデル	1
1.1.1 基本条件	1
1.1.2 樋門概略側面図	2
1.1.3 樋門概略平面図	2
1.1.4 堤体形状図	3
1.1.5 材料	4
単位重量	4
コンクリート	4
鉄筋	4
1.1.6 盛土	5
堤防盛土	5
1.1.7 地盤条件	6
地層条件	6
1.1.8 函体形状	8
スパン・ブロック	8
断面寸法	9
しゃ水壁工	10
1.1.9 鉄筋(レベル2)	11
1.1.10 地震時沈下・水平分布	13
地震時沈下量	13
地震時水平変位量	15
1.1.11 連動荷重	17
1.1.12 荷重(レベル2)	18
荷重(レベル2)	18
1.1.13 M-φ曲線	19
レベル2地震動(レベル2-2)	19
1.2 断面諸元	70
1.3 地盤反力係数	73
1.3.1 鉛直方向地盤反力係数	73
鉛直方向地盤反力係数の一覧(レベル2地震動(レベル2-2))	182
鉛直方向地盤反力図(レベル2地震動(レベル2-2))	184
1.3.2 水平方向せん断地盤反力係数	186
水平方向せん断地盤反力係数の一覧(レベル2地震動(レベル2-2))	292
水平方向地盤反力図(レベル2地震動(レベル2-2))	294
1.3.3 しゃ水壁の水平方向地盤反力係数	296
しゃ水壁の水平方向地盤反力係数の一覧(レベル2地震動(レベル2-2))	298
しゃ水壁水平方向地盤反力図(レベル2地震動(レベル2-2))	299
1.4 荷重	300
1.4.1 自重	300
1.4.2 連動荷重	303
1.4.3 地盤変位に伴う荷重	303
レベル2地震動(レベル2-2)	303
1.5 変位・反力	310
1.5.1 レベル2地震動(レベル2-2)	310
1.5.2 レベル2地震動(レベル2-2)(軸力算定)	314
1.6 断面力	318
1.6.1 レベル2地震動(レベル2-2)	318

1.6.2 レベル2地震動(レベル2-2)(軸力算定)	322
1.7 耐力照査	327
1.7.1 曲げ耐力照査	327
レベル2地震動(レベル2-2)	327
1.7.2 せん断耐力照査	329
レベル2地震動(レベル2-2)	329

1章 縦方向レベル2地震動に対する照査

1.1 解析モデル

1.1.1 基本条件

- | | |
|-----------------|--------------|
| (1) 函体種別 | : RC函体(矩形) |
| (2) 形式 | : 2連 |
| (3) 設計モデル | : 柔支持 |
| (4) 樋門全長 | : 24.000 (m) |
| (5) 継手形式 | : カラー継手 |
| (6) 本体左右端部の支持条件 | |

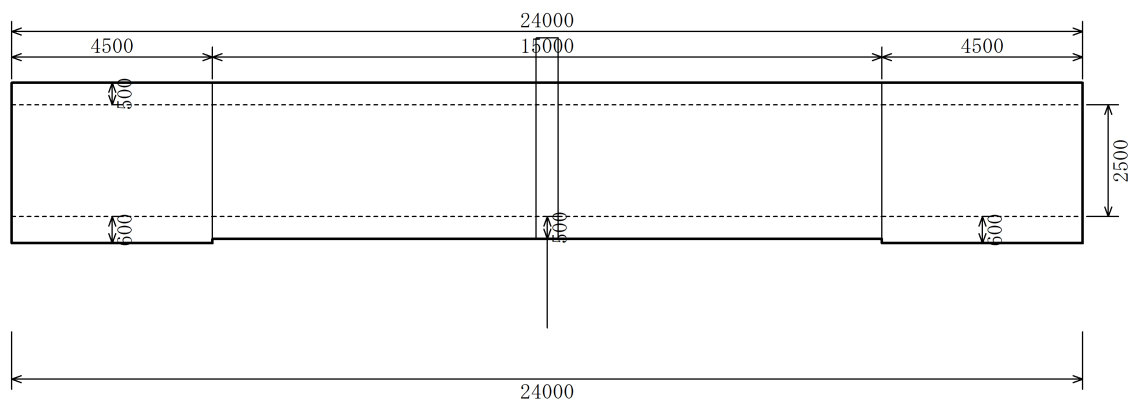
	Kx(kN/m)	Ky(kN/m)	Km(kN・m/rad)
左端支点バネ	0.00000000E+000	0.00000000E+000	0.00000000E+000
右端支点バネ	0.00000000E+000	0.00000000E+000	0.00000000E+000

注記) -1.00 : バネ固定

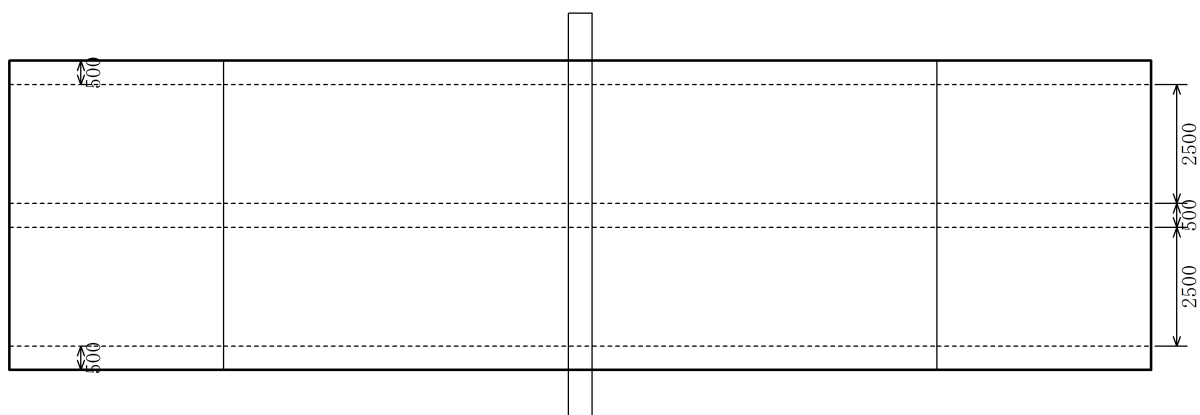
- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| (7) 圧密沈下の算定方法 | : Δe法, Cc法 |
| (8) 残留沈下算出に用いる圧密沈下量 | : Δe法 |
| (9) キャンバー盛土 | : 考慮する |
| (10) 水平方向バネの算定方法 | : 函体周長(張り出し寸法考慮) |
| (11) Esm算出時の最下層, hnの取り扱い(即時沈下) | : hnまで最終層を広げる |
| (12) Esm算出時の最下層, hnの取り扱い(側方変位) | : hnまで最終層を広げる |
| (13) 地盤反力係数算出時に用いる長さ | : 函体のスパン長 |
| 鉛直方向の載荷面積 | : スパン長×函体幅 |
| (14) 斜層時のEom地層生成範囲 | : ブロック |
| (15) 地盤反力係数の算定方法 | : 張り出し寸法考慮 |
| (16) 地盤変形係数の算定方法 | : 張り出し寸法考慮 |
| (17) 地震動 | : レベル2-2 |
| (18) 耐震性能 | : 2 |
| (19) My>Muとなった場合の処理 | : MyをMuとして計算を実行する |
| (20) Mc>My、My>Mu時のM-φ曲線生成方法 | : トリリニア型 |
| (21) Mu算出時のεcu発生位置(芯かぶり)の取り扱い | : コンクリート圧縮縁位置 |
| (22) 地震時地盤変位の載荷方法 | : 荷重 |
| (23) 地盤バネの一次剛性に対する二次剛性の剛性比 | : 1/10000 |
| (24) シャ水鋼矢板の取り扱い | : 計算に考慮しない |
| (25) スパン間支点バネの拘束条件 | : 拘束しない |
| (26) 地盤変位鉛直荷重の上限値 | : 鉛直土圧 |
| (27) 函体上面の上限値算出時の函体幅 | : 張り出し寸法無視 |
| (28) 函体下面の上限値算出時の函体幅 | : 張り出し寸法無視 |
| (29) 地盤変位荷重算出時(幅B)の算定方法 | : 張り出し寸法無視 |
| (30) 浮力算出時(幅B)の算定方法 | : 張り出し寸法無視 |
| (31) 断面諸量の算定方法 | : 張り出し寸法無視 |
| (32) 有効高さ算出時の鉄筋範囲 | : 頂版・底版配筋域 |
| (33) M-φ計算時に軸力1/2計算 | : しない |
| (34) 壁面摩擦角δの取扱い | : 常時 |
| (35) 曲げ耐力照査 | : 解析結果の軸力によるM-φ特性で照査する |
| (36) 継手の基準値 | |

開口量基準値(mm)	100.0
------------	-------

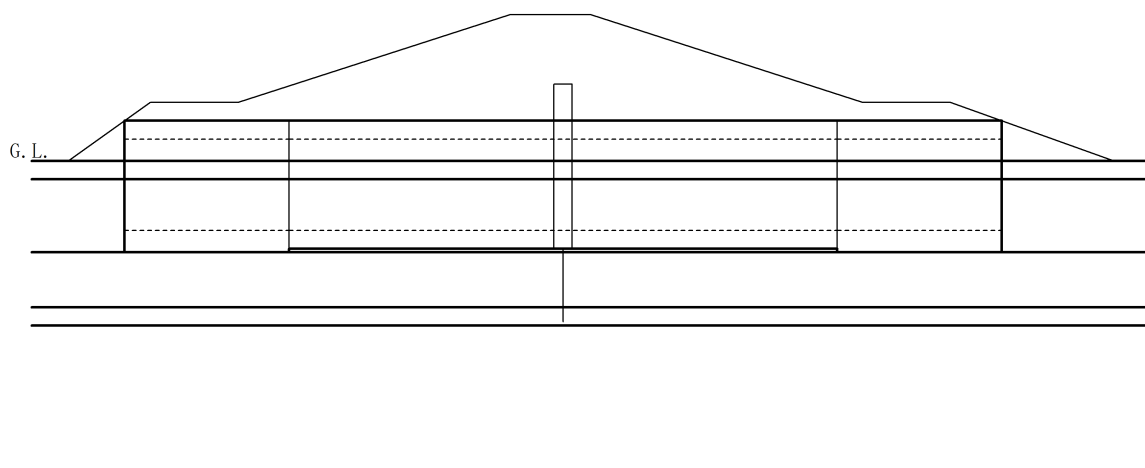
1.1.2 樋門概略側面図



1.1.3 樋門概略平面図



1.1.4 堤体形状図



1.1.5 材料

■適用基準

土工指針 H11

単位重量

躯体	γ_c	kN/m^3	24.50
水	γ_w	kN/m^3	9.80

コンクリート

設計基準強度	σ_{ck}	N/mm^2	24.00
ヤング係数 $\times 10^4$	E_c	N/mm^2	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm^2	8.00
許容軸圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm^2	6.50
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm^2	0.390
許容せん断応力度	τ_{a2}	N/mm^2	1.700
平均せん断応力度	τ_c	N/mm^2	0.350
ヤング係数比	E_s/E_c		15.0

鉄筋

材質 SD345			常時	地震時
許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm^2	180.00	300.00
許容圧縮応力度	σ_{sa}'	N/mm^2	200.00	300.00

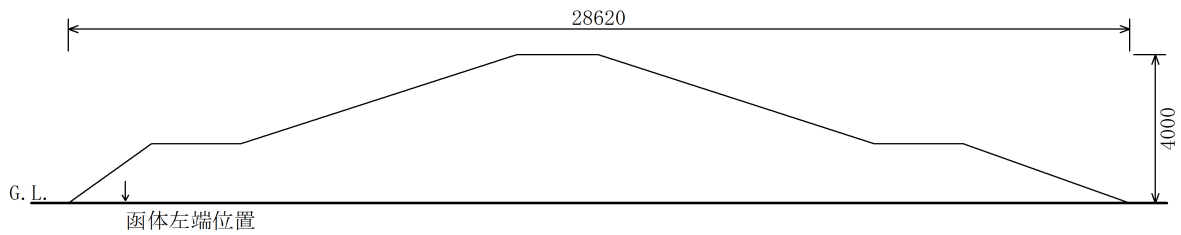
鉄筋の 降伏強度	主鉄筋	σ_{sy}	N/mm^2	345.00
	帯鉄筋	σ_{sy}	N/mm^2	345.00

1.1.6 盛土

堤防盛土

定型盛土タイプ：なし

No	盛土名称	単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (度)	沈下計算	奥行き長 L(m)
1	任意盛土	18.00	30.00	全計算	3.000



盛土基準点から函体左端までのX方向距離 (m) : 0.000

任意形状：任意盛土

座標 No	X (m)	Y (m)
1	-1.540	0.000
2	0.700	1.600
3	3.100	1.600
4	10.540	4.000
5	12.760	4.000
6	20.200	1.600
7	22.600	1.600
8	27.080	0.000

1.1.7 地盤条件

地層条件

(1) 地表面

始点座標		終点座標	
XS(m)	YS(m)	XE(m)	YE(m)
-2.540	0.000	28.080	0.000

地表面の傾斜を圧密沈下量の計算に考慮しない。

(2) 地層数 : 5

層 No	始点YS (m)	層厚 (m)	深度 (m)	終点YE (m)	層厚 (m)	深度 (m)
1	-0.500	0.500	0.500	-0.500	0.500	0.500
2	-2.500	2.000	2.500	-2.500	2.000	2.500
3	-4.000	1.500	4.000	-4.000	1.500	4.000
4	-4.500	0.500	4.500	-4.500	0.500	4.500
5	-8.500	4.000	8.500	-8.500	4.000	8.500

床付け面 : 3層目上面 地表面からの深さ : 2.500 (m)

(3) 水位線

水位なし

G. L. _____

_____ [床付け面] _____

(4) 地層条件

地盤のポアソン比 : 0.30

層 No	名称	層区分	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 Φ (度)	圧縮指数 Cc	先行圧密応力 q0(kN/m ²)
1	砂質	砂層	18.000	30.00	1.0000	0.0
2	シルト(1)	粘性両面層	18.000	30.00	1.0000	0.0
3	シルト(2)	粘性両面層	18.000	30.00	1.0000	0.0
4	シルト(3)	粘性両面層	18.000	30.00	1.0000	0.0

層 No	名称	層区分	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (度)	圧縮指数 Cc	先行圧密応力 q0(kN/m ²)
5	シルト(4)	粘性両面層	20.000	30.00	1.0000	0.0

(5) 即時沈下量、側方変位量算出用

影響を調べなければならない深さ:即時沈下 : 6.000 (m)
 影響を調べなければならない深さ:側方変位 : 15.000 (m)
 Esm算出用載荷幅 B : 7.500 (m)
 Esm算出用載荷奥行 L : 10.000 (m)
 地層毎に荷重データを内部で生成する(床付け面より上)
 地層荷重生成奥行 L : 10.000 (m)
 左端からのオフセット量 : 0.000 (m)
 右端からのオフセット量 : 0.000 (m)
 即時沈下量集計時の計算精度 : 0.1 (mm)

層 No	名称	N値	即時沈下/側方変位用 Es(kN/m ²)	地盤反力係数用 α・Eo(kN/m ²)
1	砂質	1.0	1400.0	2800.0
2	シルト(1)	4.1	5740.0	11480.0
3	シルト(2)	7.8	10920.0	21840.0
4	シルト(3)	8.7	12180.0	24360.0
5	シルト(4)	10.6	14840.0	29680.0

(6) 水平方向せん断地盤反力係数算出用

鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断反力係数の比 λ : 0.333

1.1.8 函体形状

スパン・ブロック

(1) スパン

スパン総数 : 1

スパン全長 : 24.000 (m)

スパン No	スパン名称	スパン長 (m)	ブロック数
1		24.000	3

(2) ブロック

スパン/ ブロック	ブロック長 (m)	地盤反力 深さ (m)
1- 1	4.500	19.500
1- 2	15.000	19.500
1- 3	4.500	19.500

断面寸法

(1) 断面寸法(ブロック)

スパン/ ブロック	左内空幅 X2 (m)	右内空幅 X4 (m)	内空高 Y2 (m)
1- 1	2.500	2.500	2.500
1- 2	2.500	2.500	2.500
1- 3	2.500	2.500	2.500

スパン/ ブロック	左側壁幅 X1(m)	中側壁幅 X3(m)	右側壁幅 X5(m)	頂版厚 Y1(m)	底版厚 Y3(m)	張出高 Y4(m)	左張出長 B1(m)	右張出長 B3(m)
1- 1	0.500	0.500	0.500	0.500	0.600	0.000	0.000	0.000
1- 2	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000	0.000	0.000
1- 3	0.500	0.500	0.500	0.500	0.600	0.000	0.000	0.000

スパン/ ブロック	左側壁上側ハンチ		左側壁下側ハンチ		右側壁上側ハンチ		右側壁下側ハンチ	
	幅 W1(m)	高 H1(m)	幅 W2(m)	高 H2(m)	幅 W3(m)	高 H3(m)	幅 W4(m)	高 H4(m)
1- 1	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	0.200	0.000	0.000
1- 2	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	0.200	0.000	0.000
1- 3	0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	0.200	0.000	0.000

スパン/ ブロック	左中壁上側ハンチ		左中壁下側ハンチ		右中壁上側ハンチ		右中壁下側ハンチ	
	幅 W5(m)	高 H5(m)	幅 W6(m)	高 H6(m)	幅 W7(m)	高 H7(m)	幅 W8(m)	高 H8(m)
1- 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1- 2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1- 3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

しゃ水壁工

(1) しゃ水鋼矢板(寸法)

矢板 No	スパン No	スパン左端から の距離 (m)	純断面積 (m^2)	矢板長 (m)	周長 (m)
1	1	12.000	0.04592	2.000	13.000

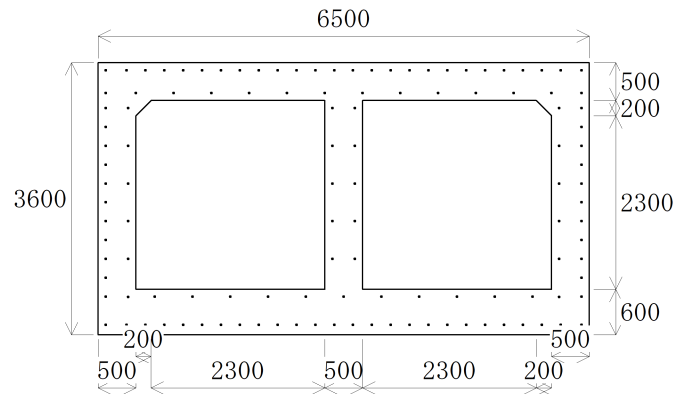
(2) しゃ水壁(寸法)

しゃ水壁 No	スパン No	スパン左端から の距離 (m)	側壁厚 L1 (m)	頂版厚 L2 (m)	奥行き幅 b (m)	張出幅 L3 (m)	張出厚 L4 (m)
1	1	12.000	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000

1.1.9 鉄筋(レベル2)

(1) 1スパンー1ブロック

■主鉄筋図



■主鉄筋

部材	配置面	位置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	開始位置 (mm)	最小ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
底版	外	簡易入力	129.5	D25	26	250	100.0	250	13174.2
底版	内	簡易入力	99.5	D25	13	500	100.0	500	6587.1
頂版	内	簡易入力	99.5	D25	14	500	100.0	250	7093.8
頂版	外	簡易入力	99.5	D25	26	250	100.0	250	13174.2
両側壁	外	上寄せ	100.0	D25	10	250	600.0	--	10134.0
両側壁	内	上寄せ	100.0	D25	6	500	600.0	--	6080.4
隔壁	左右	上寄せ	100.0	D25	5	500	600.0	--	5067.0

■帯鉄筋

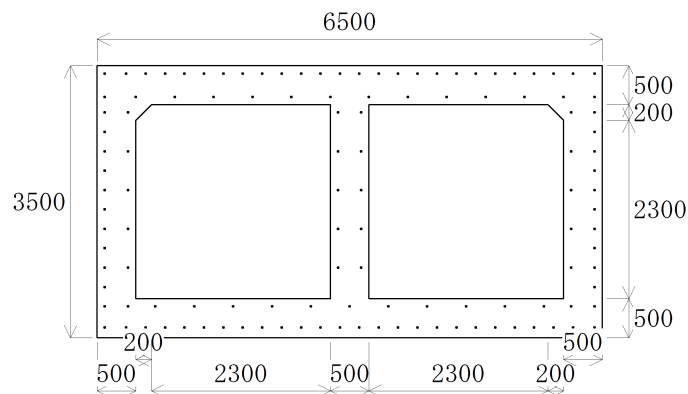
荷重条件	間隔a (mm)	鉄筋量Aw (mm ²)	角度θ (度)
L2	500.0	506.7	90.0

■横拘束筋

間隔s (mm)	断面積Ah (mm ²)	有効長d (m)	断面補正 係数α	断面補正 係数β	降伏点応力度 σ _{sy} (N/mm ²)
500.0	126.7	1.000	0.200	0.400	345.00

(2) 1スパンー2ブロック

■主鉄筋図



■主鉄筋：参照断面 1スパンー1ブロック

■帯鉄筋

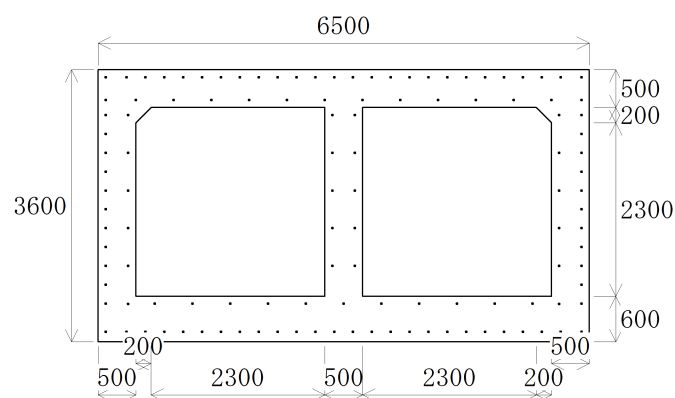
荷重条件	間隔a (mm)	鉄筋量 A_w (mm^2)	角度 θ (度)
L2	500.0	506.7	90.0

■横拘束筋

間隔s (mm)	断面積 A_h (mm^2)	有効長d (m)	断面補正 係数 α	断面補正 係数 β	降伏点応力度 σ_{sy} (N/mm^2)
500.0	126.7	1.000	0.200	0.400	345.00

(3) 1スパンー3ブロック

■主鉄筋図



■主鉄筋：参照断面 1スパンー1ブロック

■帯鉄筋

荷重条件	間隔a (mm)	鉄筋量 A_w (mm^2)	角度 θ (度)
L2	500.0	506.7	90.0

■横拘束筋

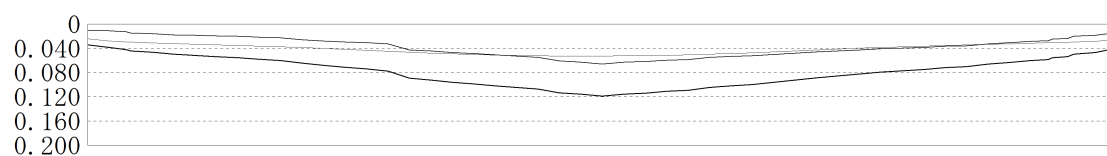
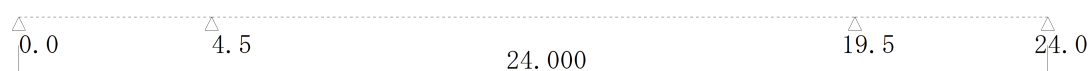
間隔s (mm)	断面積 A_h (mm^2)	有効長d (m)	断面補正 係数 α	断面補正 係数 β	降伏点応力度 σ_{sy} (N/mm^2)
500.0	126.7	1.000	0.200	0.400	345.00

1.1.10 地震時沈下・水平分布

地震時沈下量

No	検討位置 (m)	常時 沈下量(mm)	レベル2-2 沈下量(mm)	常時+L2-2合計 沈下量(mm)
1	0.0000	24.36	10.25	34.61
2	0.5000	27.79	11.00	38.79
3	0.9000	29.56	12.78	42.34
4	1.0000	29.79	14.78	44.57
5	1.5000	30.95	15.67	46.62
6	2.0000	32.07	17.78	49.85
7	2.5000	33.15	18.65	51.80
8	3.0000	34.22	19.76	53.98
9	3.5000	35.29	20.01	55.30
10	4.0000	36.39	21.78	58.17
11	4.5000	37.51	22.89	60.40
12	5.0000	38.67	25.89	64.56
13	5.5000	40.02	27.89	67.91
14	6.0000	41.56	29.56	71.12
15	6.5000	43.17	30.67	73.84
16	7.0000	45.06	32.67	77.73
17	7.5000	46.62	42.78	89.40
18	8.0000	47.97	44.56	92.53
19	8.5000	49.15	46.78	95.93
20	9.0000	50.18	48.56	98.74
21	9.5000	51.06	50.67	101.73
22	10.0000	51.77	52.78	104.55
23	10.5000	52.31	54.98	107.29
24	11.0000	52.66	60.67	113.33
25	11.5000	52.82	62.67	115.49
26	12.0000	52.79	65.89	118.68
27	12.5000	52.56	63.00	115.56
28	13.0000	52.15	61.78	113.93
29	13.5000	51.56	59.56	111.12
30	14.0000	50.80	58.67	109.47
31	14.5000	49.88	54.78	104.66
32	15.0000	48.80	53.23	102.03
33	15.5000	47.58	52.15	99.73
34	16.0000	46.18	50.15	96.33
35	16.5000	44.45	47.89	92.34
36	17.0000	42.73	45.78	88.51
37	17.5000	41.19	44.56	85.75

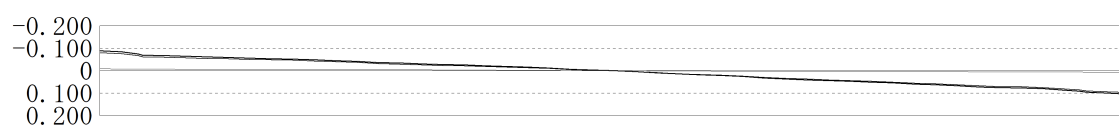
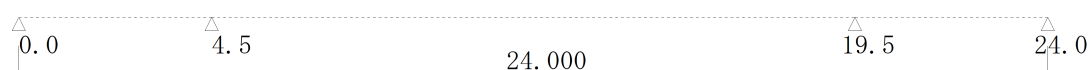
No	検討位置 (m)	常時 沈下量(mm)	レベル2-2 沈下量(mm)	常時+L2-2合計 沈下量(mm)
38	18.0000	39.72	42.67	82.39
39	18.5000	38.51	40.52	79.03
40	19.0000	37.43	39.76	77.19
41	19.5000	36.39	38.63	75.02
42	20.0000	35.39	36.45	71.84
43	20.5000	34.43	35.78	70.21
44	21.0000	33.50	32.56	66.06
45	21.5000	32.58	30.65	63.23
46	22.0000	31.65	28.56	60.21
47	22.4000	30.88	27.54	58.42
48	22.5000	30.69	24.67	55.36
49	22.8500	29.99	23.67	53.66
50	23.0000	29.70	20.12	49.82
51	23.5000	28.32	18.56	46.88
52	24.0000	25.55	14.35	39.90



地震時水平変位量

No	検討位置 (m)	常時 水平変位量(mm)	レベル2-2 水平変位量(mm)	常時+L2-2合計 水平変位量(mm)
1	0.0000	-8.22	-80.87	-89.09
2	0.5000	-7.70	-76.45	-84.15
3	0.9000	-7.33	-67.00	-74.33
4	1.0000	-7.24	-62.12	-69.36
5	1.5000	-6.83	-60.34	-67.17
6	2.0000	-6.47	-57.45	-63.92
7	2.5000	-6.15	-55.32	-61.47
8	3.0000	-5.86	-53.67	-59.53
9	3.5000	-5.60	-50.67	-56.27
10	4.0000	-5.37	-48.45	-53.82
11	4.5000	-5.18	-46.78	-51.96
12	5.0000	-5.02	-43.56	-48.58
13	5.5000	-4.92	-39.76	-44.68
14	6.0000	-4.86	-36.89	-41.75
15	6.5000	-4.89	-31.56	-36.45
16	7.0000	-4.70	-29.45	-34.15
17	7.5000	-4.07	-26.45	-30.52
18	8.0000	-3.51	-23.45	-26.96
19	8.5000	-3.01	-22.45	-25.46
20	9.0000	-2.55	-18.65	-21.20
21	9.5000	-2.12	-16.43	-18.55
22	10.0000	-1.72	-13.78	-15.50
23	10.5000	-1.32	-10.34	-11.66
24	11.0000	-0.93	-5.34	-6.27
25	11.5000	-0.56	-2.34	-2.90
26	12.0000	-0.18	0.00	-0.18
27	12.5000	0.20	3.40	3.60
28	13.0000	0.59	8.56	9.15
29	13.5000	0.98	13.56	14.54
30	14.0000	1.39	16.78	18.17
31	14.5000	1.82	19.68	21.50
32	15.0000	2.28	23.78	26.06
33	15.5000	2.79	29.56	32.35
34	16.0000	3.36	33.45	36.81
35	16.5000	3.97	36.78	40.75
36	17.0000	3.87	40.45	44.32
37	17.5000	3.86	43.45	47.31
38	18.0000	3.91	46.76	50.67

No	検討位置 (m)	常時 水平変位量(mm)	レベル2-2 水平変位量(mm)	常時+L2-2合計 水平変位量(mm)
39	18.5000	4.00	50.45	54.45
40	19.0000	4.14	55.34	59.48
41	19.5000	4.30	58.89	63.19
42	20.0000	4.49	62.98	67.47
43	20.5000	4.71	67.08	71.79
44	21.0000	4.95	70.43	75.38
45	21.5000	5.21	71.45	76.66
46	22.0000	5.49	74.78	80.27
47	22.4000	5.74	79.45	85.19
48	22.5000	5.81	81.56	87.37
49	22.8500	6.05	84.67	90.72
50	23.0000	6.15	89.56	95.71
51	23.5000	6.54	93.67	100.21
52	24.0000	6.98	96.67	103.65



1.1.11 連動荷重

川表の方向：右側

常時 荷重総ケース数 [1]

常時荷重1ケース

常時荷重名称：[門柱・胸壁（常時）1]

No	荷重名称	函体左端から の位置 (m)	X軸方向 集中荷重(kN)	Y軸方向 集中荷重(kN)	モーメント 荷重(kN・m)
1	門柱	22.850	0.00	1632.86	48.71
2	左胸壁	0.900	-684.05	594.73	-602.22
3	右胸壁	22.400	623.58	464.14	348.66



1.1.12 荷重(レベル2)

荷重(レベル2)

連動荷重 常時荷重ケース : 1
 荷重の分割数
 死荷重・浮力・連動荷重 : 10
 その他荷重 : 10
 しゃ水壁設置位置の換算係数 : 2800.0

低減係数

レベル2-2	0.333
--------	-------

埋め戻し土

土砂(湿潤)	γ_t	kN/m ³	18.00
土砂(飽和)	γ_{sat}	kN/m ³	18.80
内部摩擦角	ϕ	度	30.00

函体下面の上限値

地盤の単位重量	γ_t	kN/m ³	9.80
地盤の粘着力	c	kN/m ²	0.00
地盤の内部摩擦角	ϕ	度	30.00
改良体の単位重量	γ	kN/m ³	18.60
改良体の地層厚	D	m	0.000

1.1.13 M-φ曲線

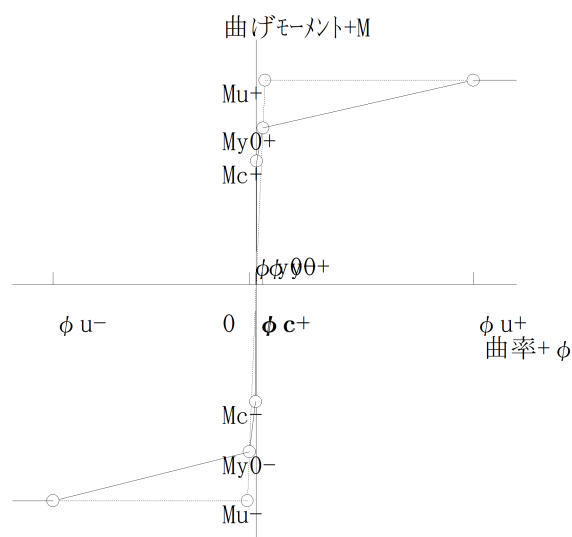
レベル2地震動(レベル2-2)

スパン1 スパン名称[]

部材No:1

N=-11.681(kN)

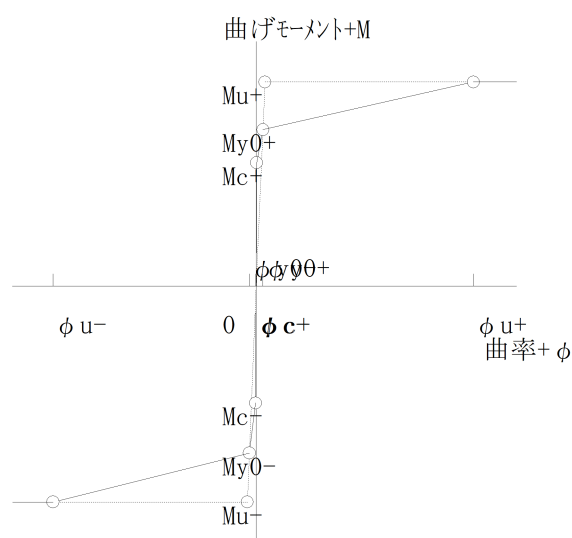
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	φ (1/m)	M(kN・m)	φ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、φc)	-20350.435	-0.00004140	-20350.435	-0.00004140
	降伏時 (My、φy)	-29071.888	-0.00056999	-29071.888	-0.00056999
	終局時 (Mu、φu)	-37595.635	-0.01706247	-37595.635	-0.01706247
下面引張	ひび割れ時(Mc、φc)	21467.915	0.00004367	21467.915	0.00004367
	降伏時 (My、φy)	27238.719	0.00057262	27238.719	0.00057262
	終局時 (Mu、φu)	35529.807	0.01824974	35529.807	0.01824974



部材No:2

N=-35.259(kN)

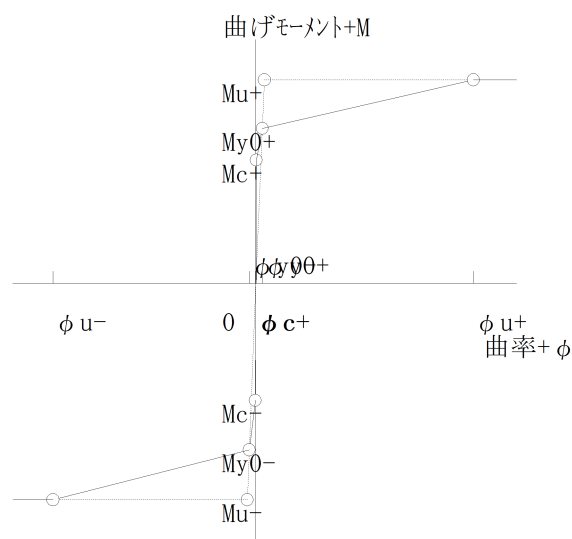
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-20328.488	-0.00004135	-20328.488	-0.00004135
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-29037.262	-0.00056989	-29037.262	-0.00056989
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-37557.160	-0.01708098	-37557.160	-0.01708098
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	21444.763	0.00004362	21444.763	0.00004362
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	27201.413	0.00057252	27201.413	0.00057252
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	35488.785	0.01827150	35488.785	0.01827150



部材No:3

N=-733.835(kN)

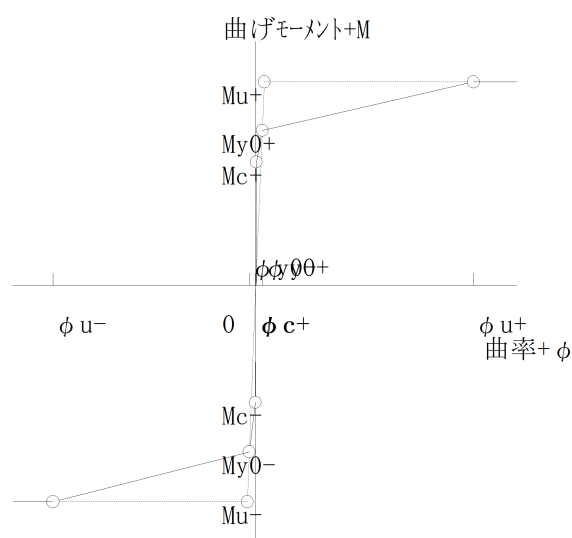
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-19678.229	-0.00004003	-19678.229	-0.00004003
	降伏時 (My、 ϕy)	-28010.542	-0.00056700	-28010.542	-0.00056700
	終局時 (Mu、 ϕu)	-36417.242	-0.01764264	-36417.242	-0.01764264
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	20758.797	0.00004223	20758.797	0.00004223
	降伏時 (My、 ϕy)	26094.697	0.00056953	26094.697	0.00056953
	終局時 (Mu、 ϕu)	34265.976	0.01893789	34265.976	0.01893789



部材No:4

N=-751.817(kN)

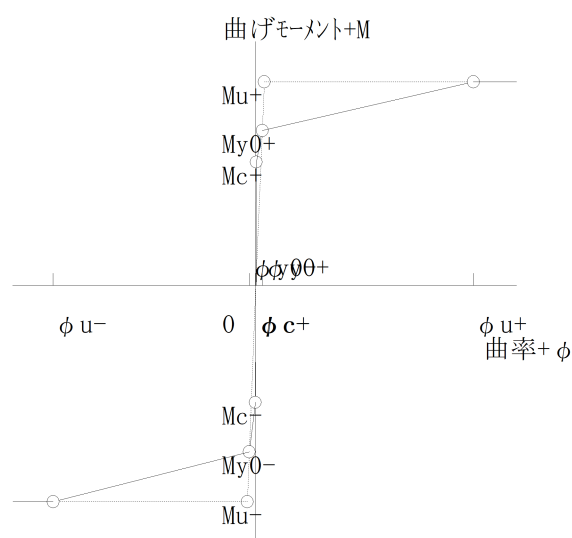
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-19661.491	-0.00004000	-19661.491	-0.00004000
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-27984.041	-0.00056692	-27984.041	-0.00056692
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-36387.947	-0.01765741	-36387.947	-0.01765741
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	20741.140	0.00004219	20741.140	0.00004219
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	26066.120	0.00056946	26066.120	0.00056946
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	34234.316	0.01895560	34234.316	0.01895560



部材No:5

N=-781.796(kN)

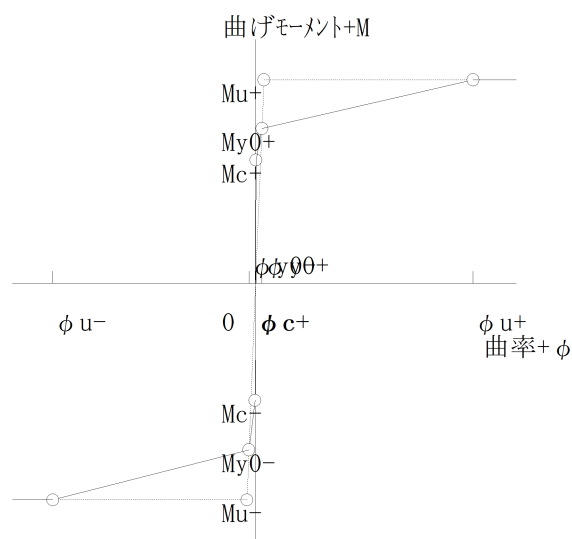
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-19633.585	-0.00003994	-19633.585	-0.00003994
	降伏時 (My、 ϕy)	-27939.944	-0.00056680	-27939.944	-0.00056680
	終局時 (Mu、 ϕu)	-36339.275	-0.01768199	-36339.275	-0.01768199
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	20711.702	0.00004213	20711.702	0.00004213
	降伏時 (My、 ϕy)	26018.498	0.00056933	26018.498	0.00056933
	終局時 (Mu、 ϕu)	34182.229	0.01898481	34182.229	0.01898481



部材No:6

N=-811.786(kN)

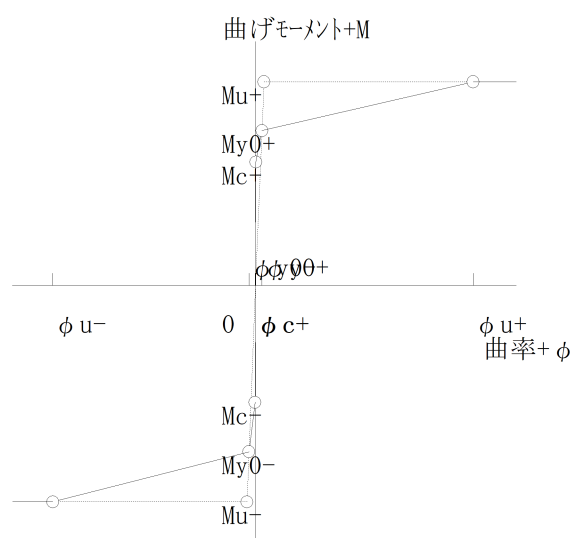
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	-19605.669	-0.00003988	-19605.669	-0.00003988
	降伏時 (My、 ϕ y)	-27895.764	-0.00056667	-27895.764	-0.00056667
	終局時 (Mu、 ϕ u)	-36290.008	-0.01770693	-36290.008	-0.01770693
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	20682.253	0.00004207	20682.253	0.00004207
	降伏時 (My、 ϕ y)	25970.945	0.00056920	25970.945	0.00056920
	終局時 (Mu、 ϕ u)	34129.559	0.01901440	34129.559	0.01901440



部材No:7

N=-841.788(kN)

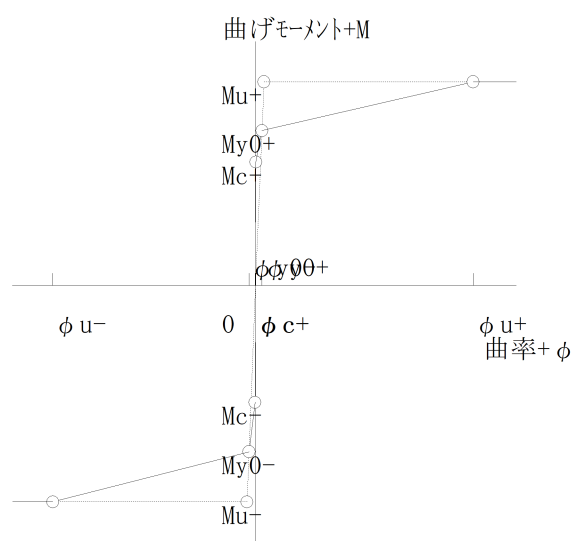
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-19577.743	-0.00003983	-19577.743	-0.00003983
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-27851.500	-0.00056654	-27851.500	-0.00056654
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-36241.253	-0.01773165	-36241.253	-0.01773165
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	20652.793	0.00004201	20652.793	0.00004201
	降伏時 (My、 ϕ_y)	25923.310	0.00056907	25923.310	0.00056907
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	34076.844	0.01904409	34076.844	0.01904409



部材No:8

N=-872.326(kN)

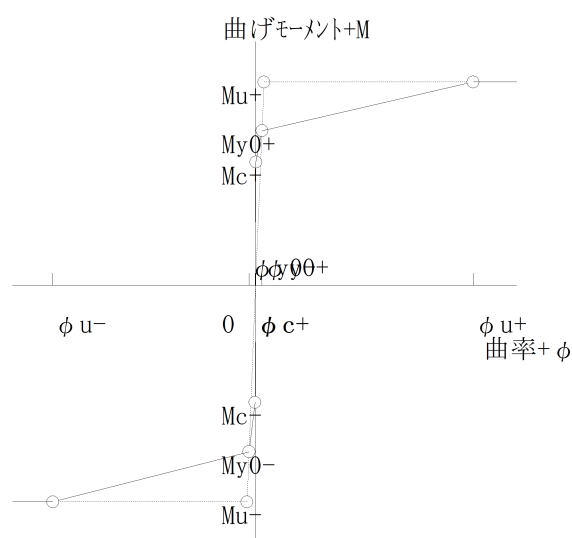
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-19549.317	-0.00003977	-19549.317	-0.00003977
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-27806.431	-0.00056642	-27806.431	-0.00056642
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-36191.347	-0.01775700	-36191.347	-0.01775700
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	20622.806	0.00004195	20622.806	0.00004195
	降伏時 (My、 ϕ_y)	25874.835	0.00056893	25874.835	0.00056893
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	34023.543	0.01907418	34023.543	0.01907418



部材No:9

N=-905.014(kN)

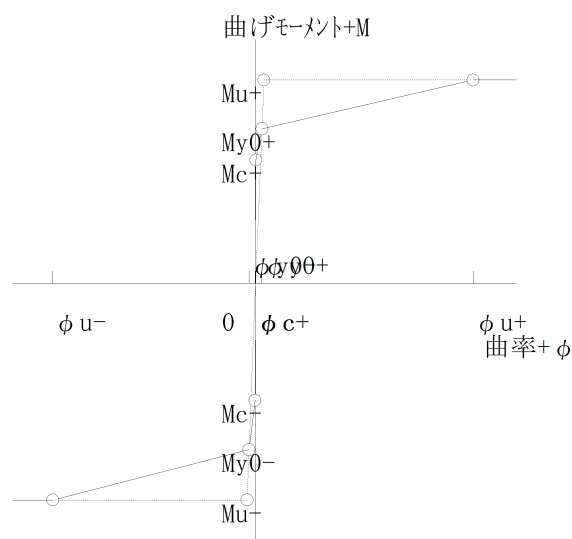
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-19518.890	-0.00003971	-19518.890	-0.00003971
	降伏時 (My、 ϕy)	-27758.254	-0.00056628	-27758.254	-0.00056628
	終局時 (Mu、 ϕu)	-36138.067	-0.01778413	-36138.067	-0.01778413
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	20590.708	0.00004189	20590.708	0.00004189
	降伏時 (My、 ϕy)	25822.793	0.00056879	25822.793	0.00056879
	終局時 (Mu、 ϕu)	33966.422	0.01910649	33966.422	0.01910649



部材No:10

N=-940.491(kN)

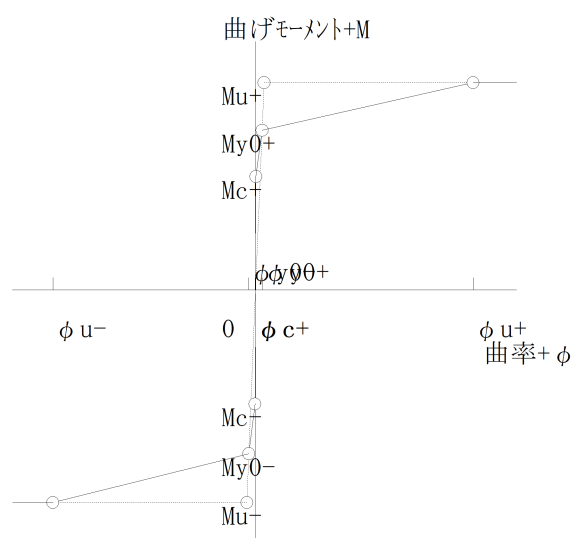
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-19485.867	-0.00003964	-19485.867	-0.00003964
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-27705.978	-0.00056613	-27705.978	-0.00056613
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-36080.290	-0.01781361	-36080.290	-0.01781361
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	20555.872	0.00004182	20555.872	0.00004182
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25766.448	0.00056863	25766.448	0.00056863
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33903.849	0.01914199	33903.849	0.01914199



部材No:11

N=-978.398(kN)

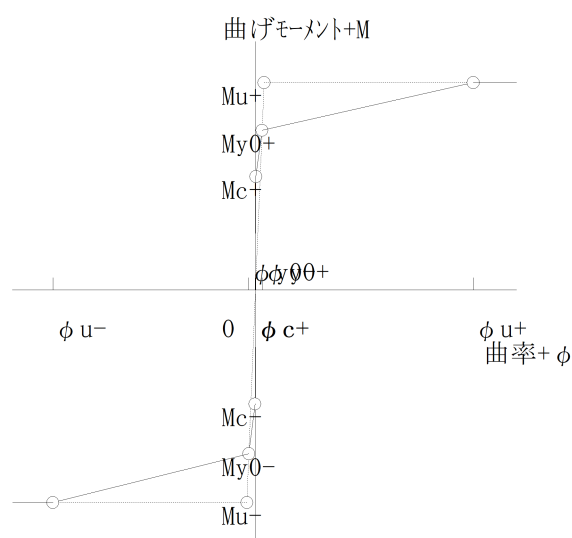
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18424.007	-0.00004180	-18424.007	-0.00004180
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26470.061	-0.00058291	-26470.061	-0.00058291
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-34350.588	-0.01784528	-34350.588	-0.01784528
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18308.726	0.00004154	18308.726	0.00004154
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25785.917	0.00058737	25785.917	0.00058737
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33488.057	0.01917963	33488.057	0.01917963



部材No:12

N=-1019.342(kN)

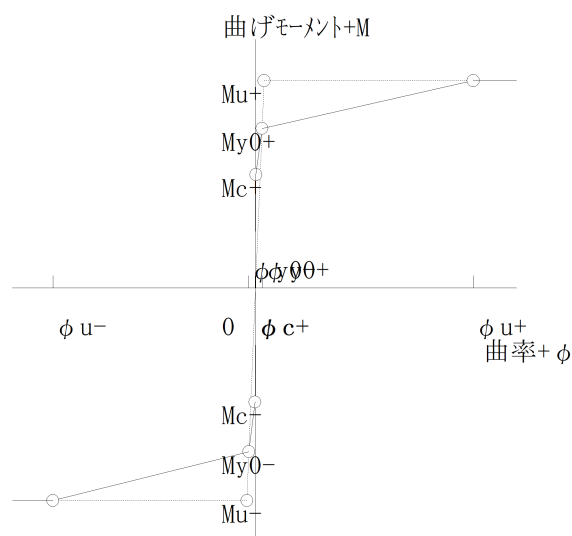
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18385.622	-0.00004171	-18385.622	-0.00004171
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26409.009	-0.00058273	-26409.009	-0.00058273
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-34283.482	-0.01787954	-34283.482	-0.01787954
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18270.580	0.00004145	18270.580	0.00004145
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25725.032	0.00058718	25725.032	0.00058718
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33420.553	0.01922065	33420.553	0.01922065



部材No:13

N=-1063.689(kN)

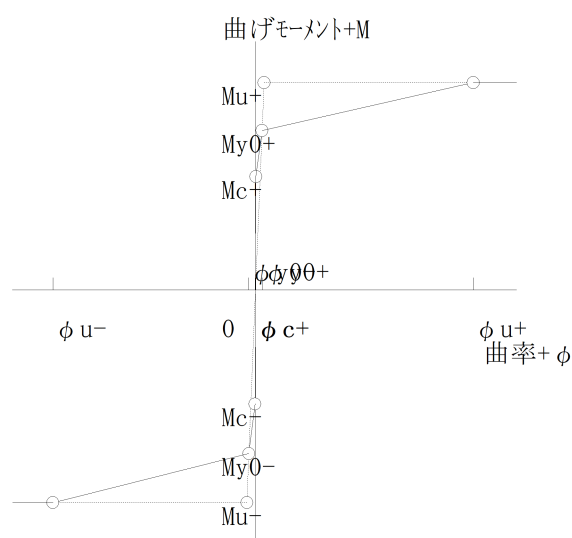
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18344.046	-0.00004162	-18344.046	-0.00004162
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26342.907	-0.00058253	-26342.907	-0.00058253
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-34210.694	-0.01791680	-34210.694	-0.01791680
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18229.265	0.00004136	18229.265	0.00004136
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25659.073	0.00058698	25659.073	0.00058698
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33347.881	0.01926494	33347.881	0.01926494



部材No:14

N=-1111.505(kN)

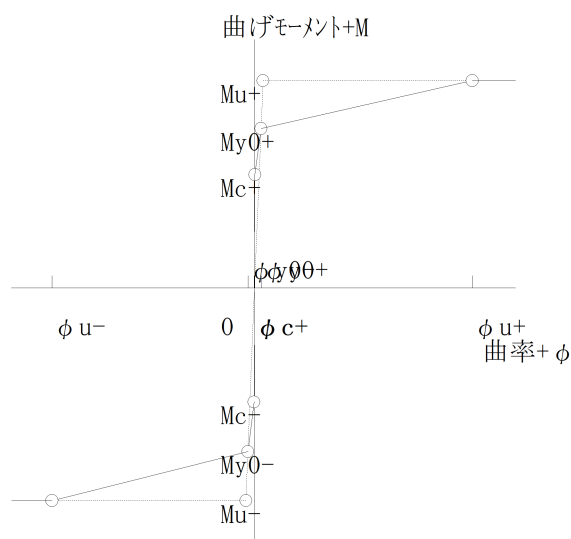
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18299.218	-0.00004151	-18299.218	-0.00004151
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-26271.571	-0.00058231	-26271.571	-0.00058231
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-34132.202	-0.01795710	-34132.202	-0.01795710
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18184.717	0.00004126	18184.717	0.00004126
	降伏時 (My、 ϕ_y)	25588.001	0.00058676	25588.001	0.00058676
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	33269.003	0.01931319	33269.003	0.01931319



部材No:15

N=-1162.856(kN)

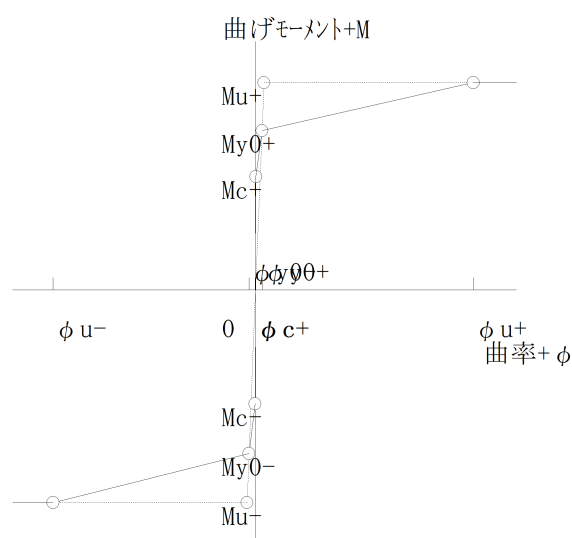
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18251.075	-0.00004141	-18251.075	-0.00004141
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26194.966	-0.00058208	-26194.966	-0.00058208
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-34047.983	-0.01800049	-34047.983	-0.01800049
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18136.876	0.00004115	18136.876	0.00004115
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25511.567	0.00058652	25511.567	0.00058652
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33184.402	0.01936513	33184.402	0.01936513



部材No:16

N=-1217.809(kN)

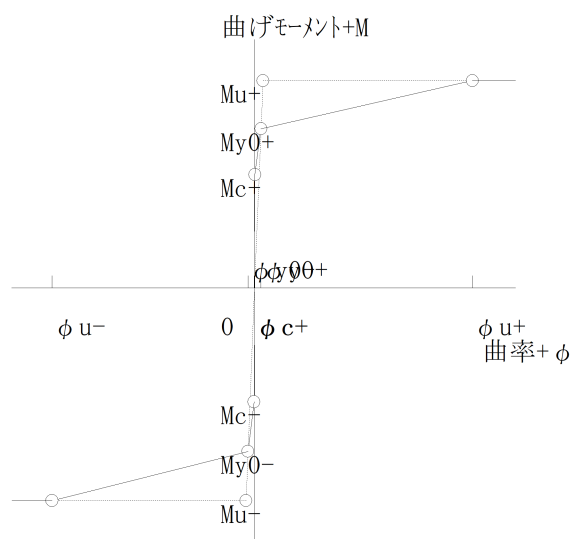
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18199.556	-0.00004129	-18199.556	-0.00004129
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26113.059	-0.00058184	-26113.059	-0.00058184
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33957.448	-0.01804728	-33957.448	-0.01804728
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18085.679	0.00004103	18085.679	0.00004103
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25429.742	0.00058627	25429.742	0.00058627
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33094.050	0.01942082	33094.050	0.01942082



部材No:17

N=-1276.430(kN)

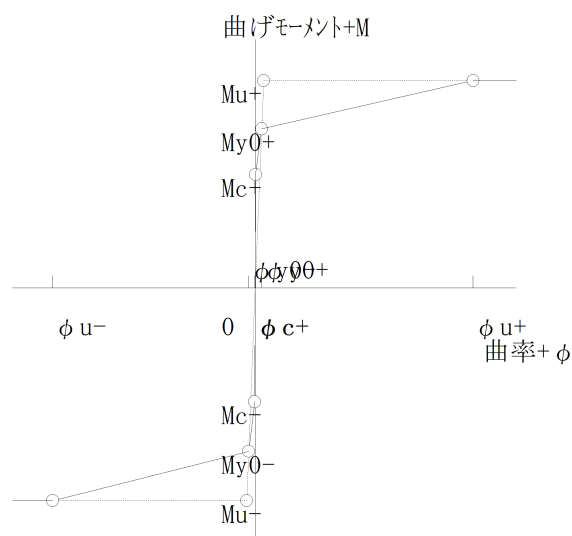
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18144.598	-0.00004116	-18144.598	-0.00004116
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26025.536	-0.00058157	-26025.536	-0.00058157
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33861.130	-0.01809725	-33861.130	-0.01809725
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18031.064	0.00004091	18031.064	0.00004091
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25342.499	0.00058600	25342.499	0.00058600
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32997.406	0.01948064	32997.406	0.01948064



部材No:18

N=-1338.786(kN)

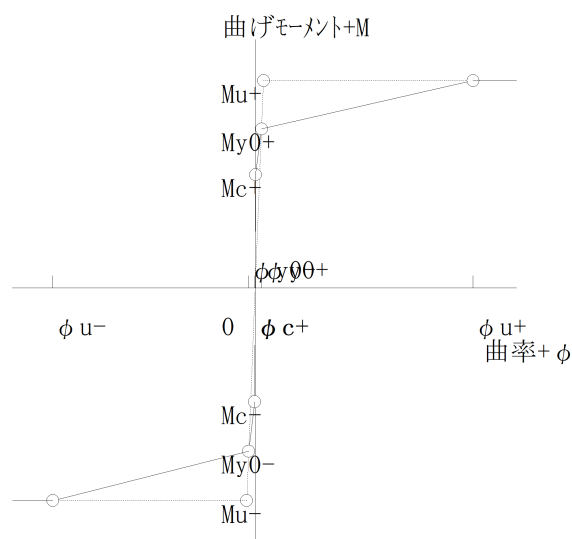
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18086.139	-0.00004103	-18086.139	-0.00004103
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25932.374	-0.00058129	-25932.374	-0.00058129
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33758.998	-0.01815045	-33758.998	-0.01815045
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17972.971	0.00004077	17972.971	0.00004077
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25249.676	0.00058571	25249.676	0.00058571
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32894.950	0.01954434	32894.950	0.01954434



部材No:19

N=-1404.942 (kN)

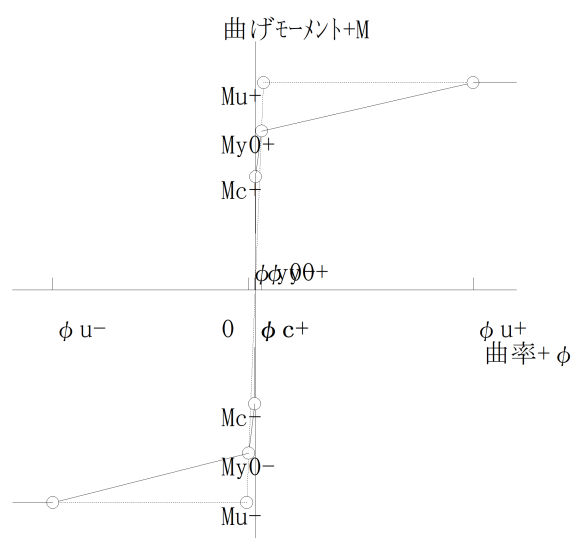
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18024.116	-0.00004089	-18024.116	-0.00004089
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25833.629	-0.00058099	-25833.629	-0.00058099
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33650.453	-0.01820722	-33650.453	-0.01820722
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17911.337	0.00004063	17911.337	0.00004063
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25151.045	0.00058541	25151.045	0.00058541
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32786.134	0.01961232	32786.134	0.01961232



部材No:20

N=-1474.966(kN)

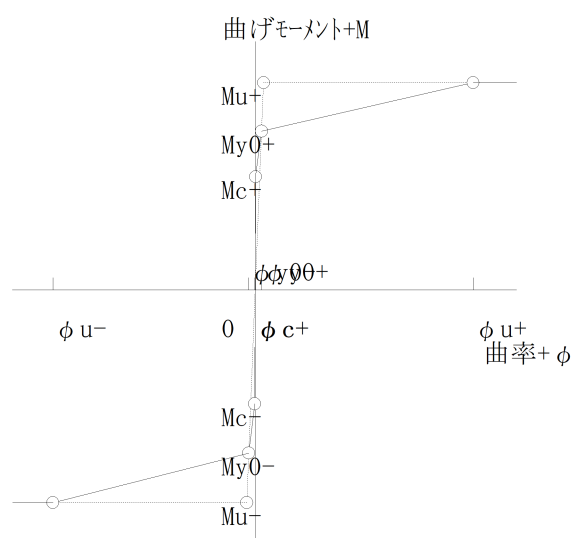
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17958.468	-0.00004074	-17958.468	-0.00004074
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25728.931	-0.00058067	-25728.931	-0.00058067
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33535.459	-0.01826763	-33535.459	-0.01826763
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17846.099	0.00004049	17846.099	0.00004049
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25046.666	0.00058508	25046.666	0.00058508
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32670.402	0.01968500	32670.402	0.01968500



部材No:21

N=-1548.923(kN)

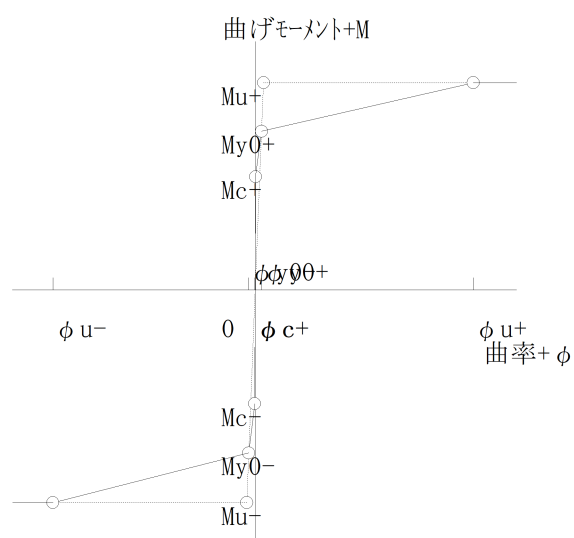
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17889.132	-0.00004058	-17889.132	-0.00004058
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25618.417	-0.00058034	-25618.417	-0.00058034
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33413.972	-0.01833175	-33413.972	-0.01833175
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17777.197	0.00004033	17777.197	0.00004033
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24936.465	0.00058474	24936.465	0.00058474
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32548.742	0.01976180	32548.742	0.01976180



部材No:22

N=-1626.881(kN)

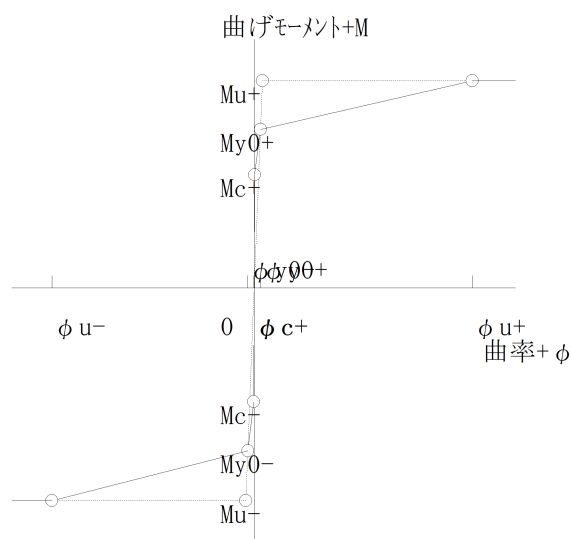
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17816.045	-0.00004042	-17816.045	-0.00004042
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-25501.803	-0.00057998	-25501.803	-0.00057998
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-33285.951	-0.01839966	-33285.951	-0.01839966
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17704.567	0.00004017	17704.567	0.00004017
	降伏時 (My、 ϕ_y)	24820.093	0.00058438	24820.093	0.00058438
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	32420.336	0.01984332	32420.336	0.01984332



部材No:23

N=-1700.322(kN)

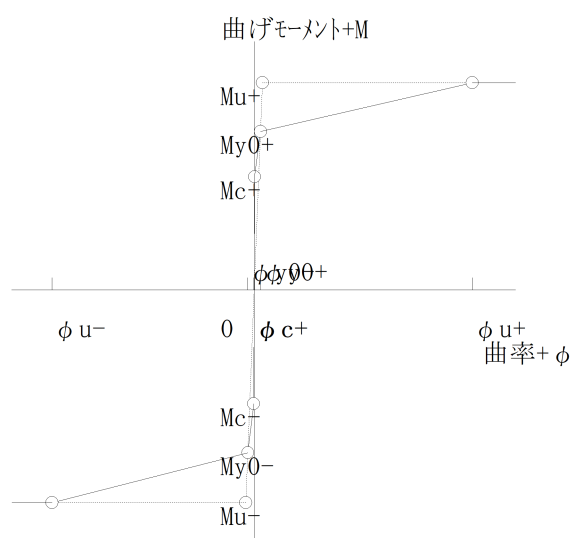
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17747.193	-0.00004026	-17747.193	-0.00004026
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25391.928	-0.00057964	-25391.928	-0.00057964
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33165.050	-0.01846410	-33165.050	-0.01846410
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17636.146	0.00004001	17636.146	0.00004001
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24710.481	0.00058403	24710.481	0.00058403
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32299.394	0.01992054	32299.394	0.01992054



部材No:24

N=-1747.803(kN)

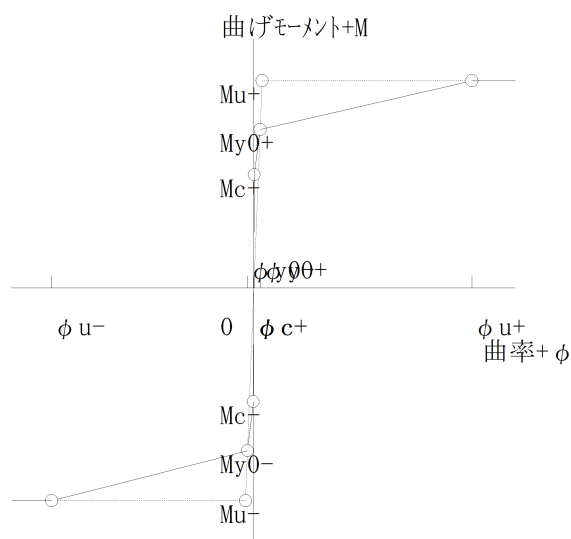
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17702.679	-0.00004016	-17702.679	-0.00004016
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-25320.856	-0.00057943	-25320.856	-0.00057943
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-33087.349	-0.01850568	-33087.349	-0.01850568
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17591.910	0.00003991	17591.910	0.00003991
	降伏時 (My、 ϕ_y)	24639.593	0.00058381	24639.593	0.00058381
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	32221.034	0.01997079	32221.034	0.01997079



部材No:25

N=-1768.236(kN)

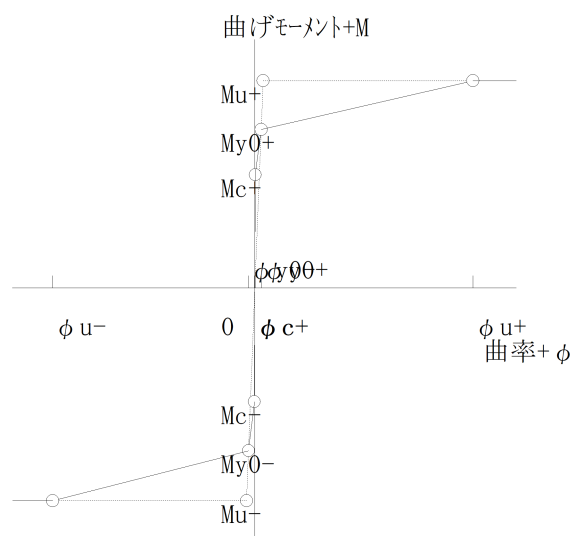
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17683.522	-0.00004012	-17683.522	-0.00004012
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25290.269	-0.00057933	-25290.269	-0.00057933
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33053.606	-0.01852378	-33053.606	-0.01852378
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17572.874	0.00003987	17572.874	0.00003987
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24609.088	0.00058371	24609.088	0.00058371
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32187.267	0.01999251	32187.267	0.01999251



部材No:26

N=-1764.656(kN)

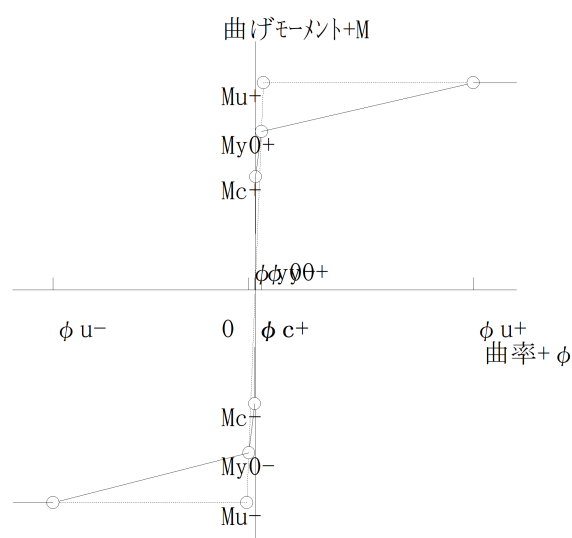
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17686.879	-0.00004013	-17686.879	-0.00004013
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25295.611	-0.00057935	-25295.611	-0.00057935
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33059.613	-0.01852055	-33059.613	-0.01852055
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17576.210	0.00003987	17576.210	0.00003987
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24614.448	0.00058373	24614.448	0.00058373
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32193.503	0.01998849	32193.503	0.01998849



部材No:27

N=-1732.657(kN)

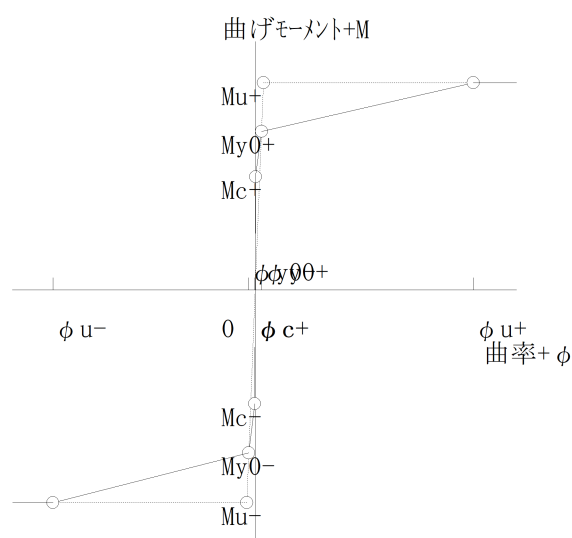
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17716.879	-0.00004019	-17716.879	-0.00004019
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25343.518	-0.00057950	-25343.518	-0.00057950
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33111.928	-0.01849251	-33111.928	-0.01849251
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17606.022	0.00003994	17606.022	0.00003994
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24662.249	0.00058388	24662.249	0.00058388
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32245.956	0.01995479	32245.956	0.01995479



部材No:28

N=-1667.982(kN)

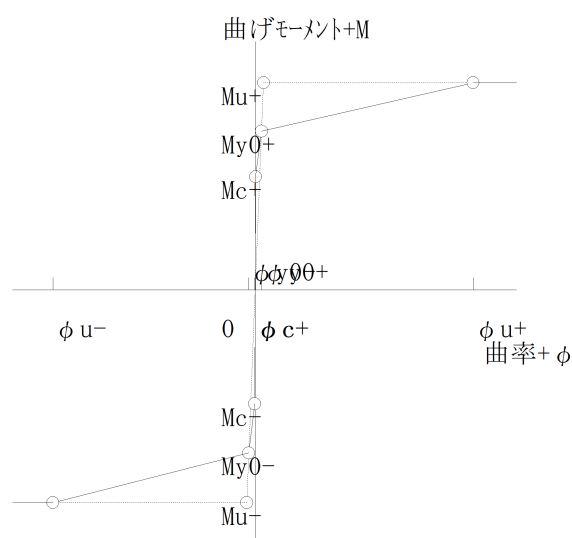
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17777.512	-0.00004033	-17777.512	-0.00004033
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25440.349	-0.00057979	-25440.349	-0.00057979
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33218.405	-0.01843562	-33218.405	-0.01843562
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17666.276	0.00004008	17666.276	0.00004008
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24758.795	0.00058418	24758.795	0.00058418
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32352.778	0.01988640	32352.778	0.01988640



部材No:29

N=-1589.751(kN)

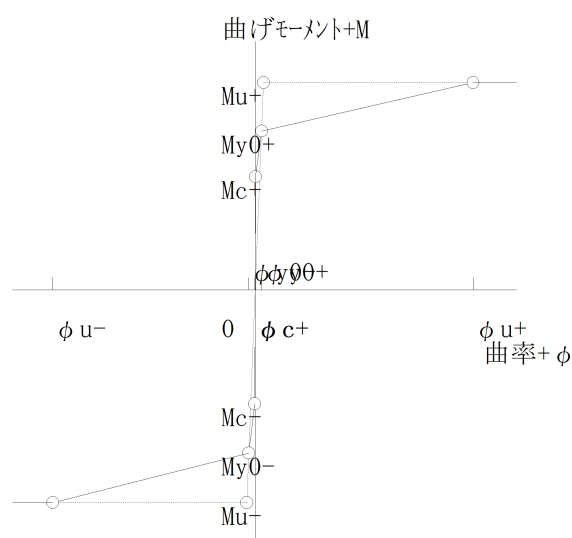
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17850.855	-0.00004050	-17850.855	-0.00004050
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25557.356	-0.00058015	-25557.356	-0.00058015
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33346.869	-0.01836730	-33346.869	-0.01836730
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17739.160	0.00004024	17739.160	0.00004024
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24875.549	0.00058455	24875.549	0.00058455
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32481.607	0.01980436	32481.607	0.01980436



部材No:30

N=-1512.676(kN)

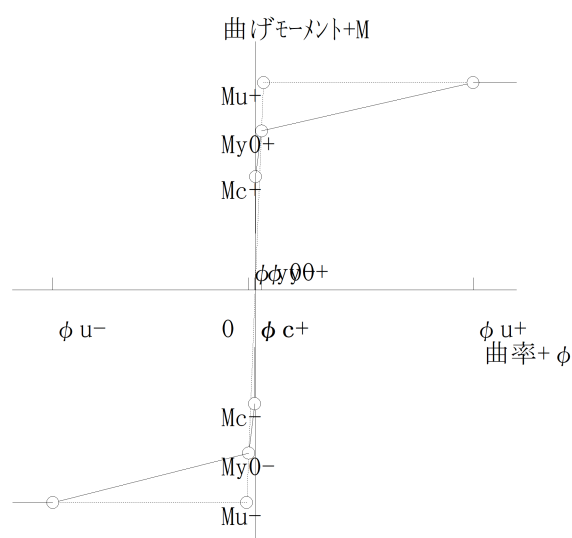
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17923.114	-0.00004066	-17923.114	-0.00004066
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25672.625	-0.00058050	-25672.625	-0.00058050
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33473.614	-0.01830024	-33473.614	-0.01830024
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17810.966	0.00004041	17810.966	0.00004041
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	24990.455	0.00058491	24990.455	0.00058491
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32608.576	0.01972397	32608.576	0.01972397



部材No:31

N=-1439.509(kN)

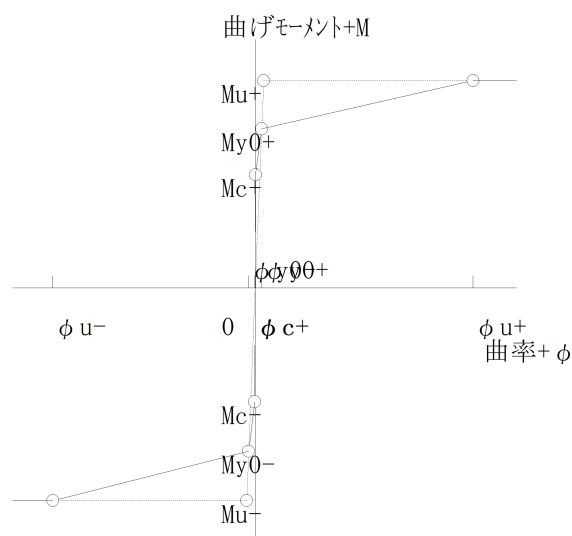
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-17991.709	-0.00004082	-17991.709	-0.00004082
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25781.913	-0.00058084	-25781.913	-0.00058084
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33593.835	-0.01823693	-33593.835	-0.01823693
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17879.132	0.00004056	17879.132	0.00004056
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25099.587	0.00058525	25099.587	0.00058525
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32729.071	0.01964811	32729.071	0.01964811



部材No:32

N=-1370.184(kN)

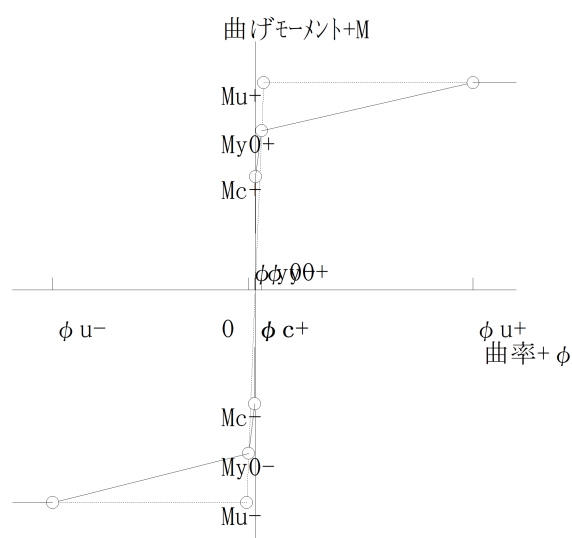
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18056.702	-0.00004096	-18056.702	-0.00004096
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-25885.579	-0.00058115	-25885.579	-0.00058115
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-33707.578	-0.01817731	-33707.578	-0.01817731
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	17943.719	0.00004071	17943.719	0.00004071
	降伏時 (My、 ϕ_y)	25202.877	0.00058557	25202.877	0.00058557
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	32843.136	0.01957667	32843.136	0.01957667



部材No:33

N=-1304.635(kN)

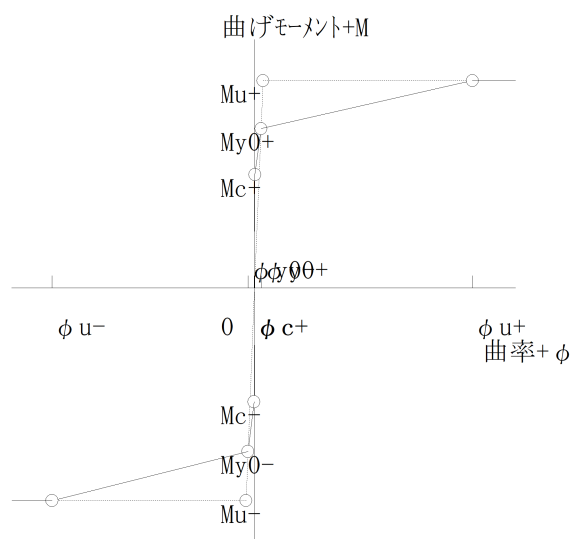
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18118.156	-0.00004110	-18118.156	-0.00004110
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-25983.416	-0.00058145	-25983.416	-0.00058145
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33814.883	-0.01812132	-33814.883	-0.01812132
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18004.788	0.00004085	18004.788	0.00004085
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25300.543	0.00058587	25300.543	0.00058587
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	32951.069	0.01950941	32951.069	0.01950941



部材No:34

N=-1242.793(kN)

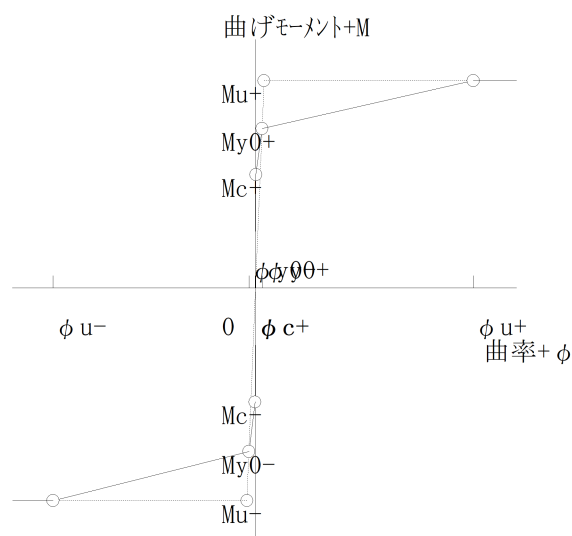
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-18176.133	-0.00004124	-18176.133	-0.00004124
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26075.724	-0.00058172	-26075.724	-0.00058172
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-33916.350	-0.01806858	-33916.350	-0.01806858
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	18062.402	0.00004098	18062.402	0.00004098
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25392.596	0.00058616	25392.596	0.00058616
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33052.652	0.01944641	33052.652	0.01944641



部材No:35

N=-1184.594(kN)

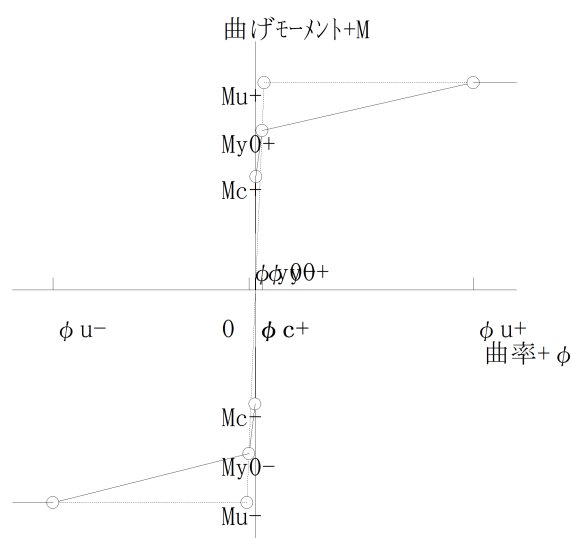
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-18230.695	-0.00004136	-18230.695	-0.00004136
	降伏時 (My、 ϕy)	-26162.524	-0.00058199	-26162.524	-0.00058199
	終局時 (Mu、 ϕu)	-34012.012	-0.01801906	-34012.012	-0.01801906
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	18116.623	0.00004110	18116.623	0.00004110
	降伏時 (My、 ϕy)	25479.197	0.00058642	25479.197	0.00058642
	終局時 (Mu、 ϕu)	33148.687	0.01938712	33148.687	0.01938712



部材No:36

N=-1129.971(kN)

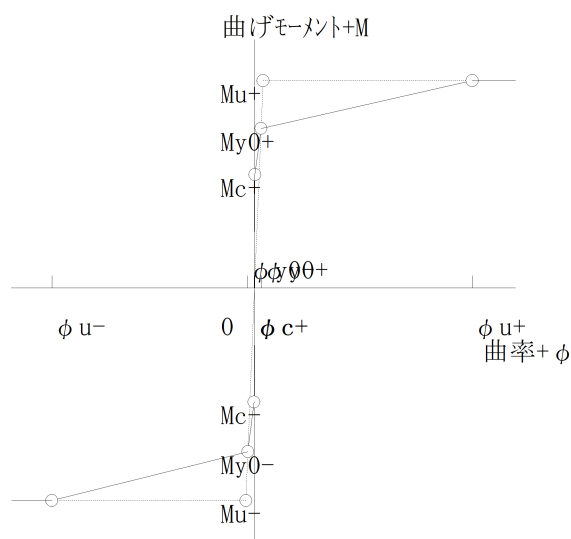
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-18281.906	-0.00004148	-18281.906	-0.00004148
	降伏時 (My、 ϕy)	-26244.055	-0.00058223	-26244.055	-0.00058223
	終局時 (Mu、 ϕu)	-34101.898	-0.01797270	-34101.898	-0.01797270
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	18167.513	0.00004122	18167.513	0.00004122
	降伏時 (My、 ϕy)	25560.511	0.00058668	25560.511	0.00058668
	終局時 (Mu、 ϕu)	33238.440	0.01933193	33238.440	0.01933193



部材No:37

N=-1078.857(kN)

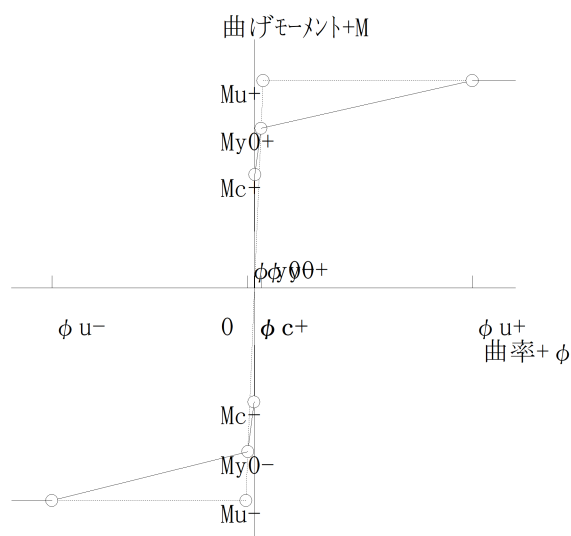
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18329.826	-0.00004158	-18329.826	-0.00004158
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-26320.274	-0.00058246	-26320.274	-0.00058246
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-34185.476	-0.01792974	-34185.476	-0.01792974
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18215.133	0.00004132	18215.133	0.00004132
	降伏時 (My、 ϕ_y)	25636.566	0.00058691	25636.566	0.00058691
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	33322.704	0.01928033	33322.704	0.01928033



部材No:38

N=-1031.186(kN)

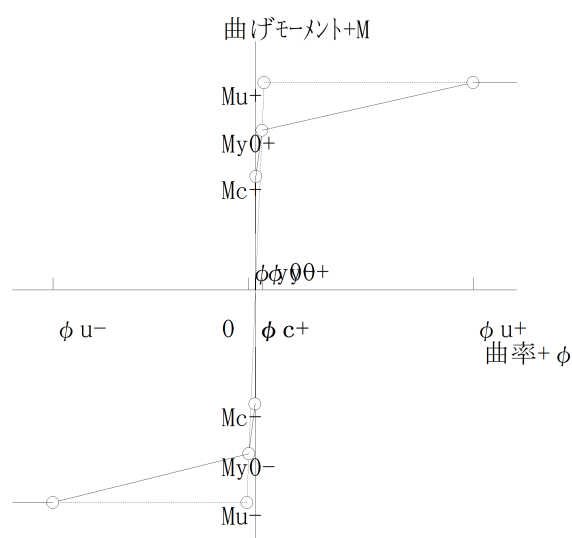
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18374.518	-0.00004169	-18374.518	-0.00004169
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26391.358	-0.00058267	-26391.358	-0.00058267
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-34263.894	-0.01788956	-34263.894	-0.01788956
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18259.546	0.00004142	18259.546	0.00004142
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25707.463	0.00058713	25707.463	0.00058713
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33401.251	0.01923240	33401.251	0.01923240



部材No:39

N=-986.892(kN)

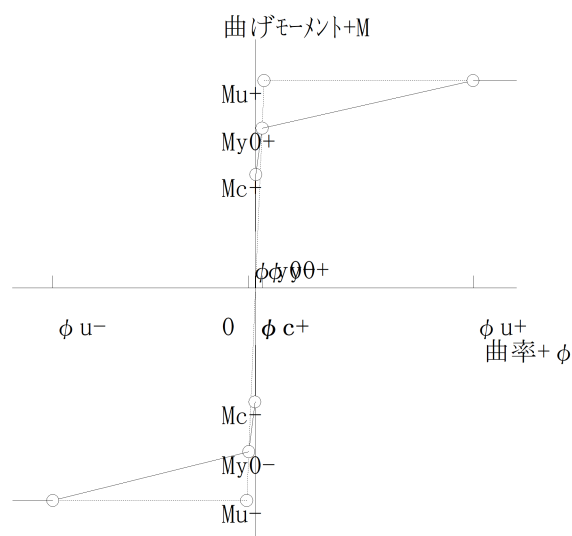
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-18416.044	-0.00004178	-18416.044	-0.00004178
	降伏時 (My、 ϕ_y)	-26457.344	-0.00058287	-26457.344	-0.00058287
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	-34336.614	-0.01785241	-34336.614	-0.01785241
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	18300.812	0.00004152	18300.812	0.00004152
	降伏時 (My、 ϕ_y)	25773.310	0.00058733	25773.310	0.00058733
	終局時 (Mu、 ϕ_u)	33473.853	0.01918825	33473.853	0.01918825



部材No:40

N=-945.611(kN)

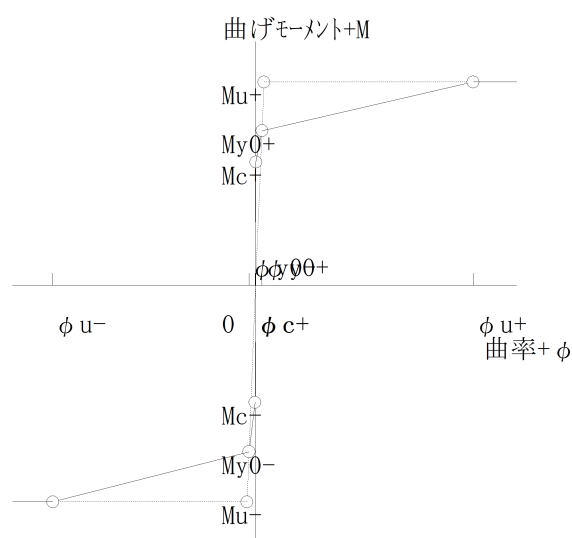
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-18454.746	-0.00004187	-18454.746	-0.00004187
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-26518.931	-0.00058306	-26518.931	-0.00058306
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-34404.216	-0.01781797	-34404.216	-0.01781797
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	18339.272	0.00004161	18339.272	0.00004161
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25834.655	0.00058752	25834.655	0.00058752
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	33541.799	0.01914706	33541.799	0.01914706



部材No:41

N=-906.746(kN)

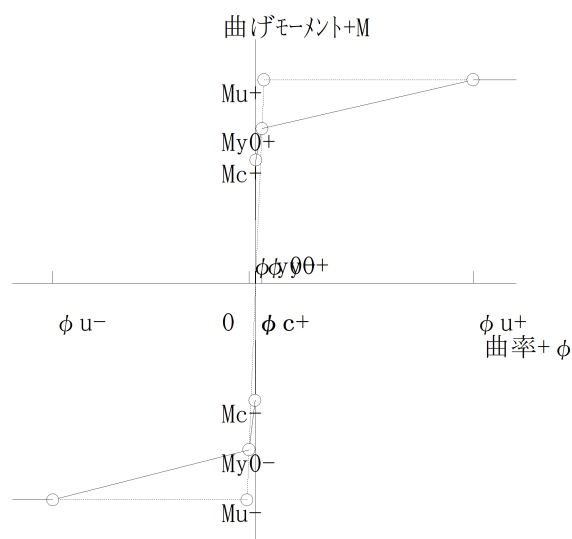
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	-19517.278	-0.00003970	-19517.278	-0.00003970
	降伏時 (My、 ϕ y)	-27755.732	-0.00056627	-27755.732	-0.00056627
	終局時 (Mu、 ϕ u)	-36135.290	-0.01778554	-36135.290	-0.01778554
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	20589.008	0.00004188	20589.008	0.00004188
	降伏時 (My、 ϕ y)	25820.065	0.00056878	25820.065	0.00056878
	終局時 (Mu、 ϕ u)	33963.187	0.01910833	33963.187	0.01910833



部材No:42

N=-870.386(kN)

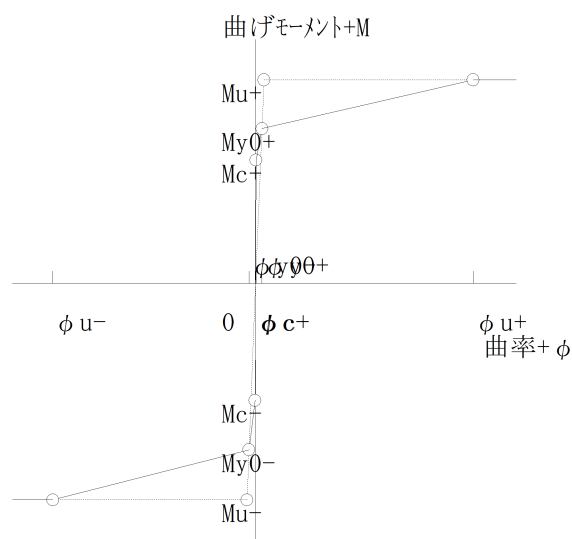
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	-19551.122	-0.00003977	-19551.122	-0.00003977
	降伏時 (My、 ϕ y)	-27809.318	-0.00056642	-27809.318	-0.00056642
	終局時 (Mu、 ϕ u)	-36194.676	-0.01775531	-36194.676	-0.01775531
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	20624.711	0.00004196	20624.711	0.00004196
	降伏時 (My、 ϕ y)	25877.872	0.00056894	25877.872	0.00056894
	終局時 (Mu、 ϕ u)	34026.775	0.01907235	34026.775	0.01907235



部材No:43

N=-835.434(kN)

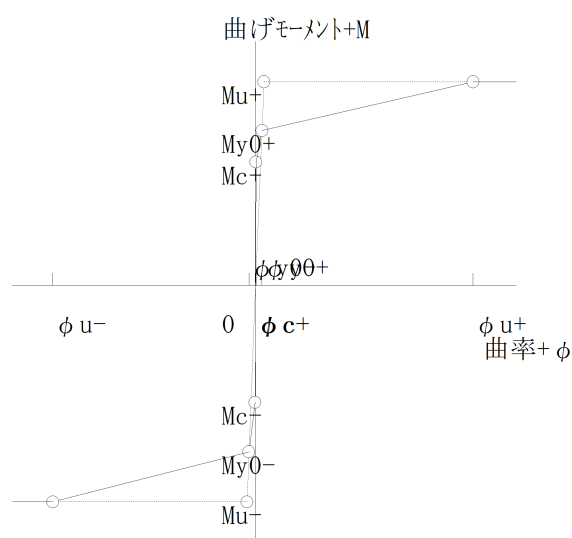
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	-19583.657	-0.00003984	-19583.657	-0.00003984
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-27860.897	-0.00056657	-27860.897	-0.00056657
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-36251.783	-0.01772630	-36251.783	-0.01772630
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ_c)	20659.032	0.00004202	20659.032	0.00004202
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	25933.349	0.00056909	25933.349	0.00056909
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	34088.144	0.01903772	34088.144	0.01903772



部材No:44

N=-800.755(kN)

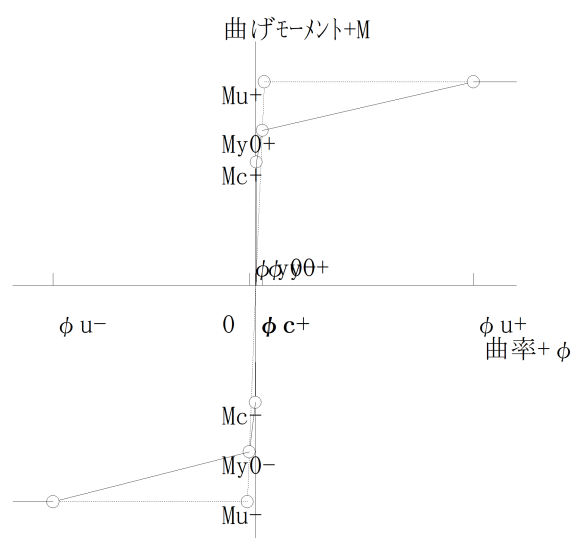
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	-19615.938	-0.00003990	-19615.938	-0.00003990
	降伏時 (My、 ϕ y)	-27911.981	-0.00056672	-27911.981	-0.00056672
	終局時 (Mu、 ϕ u)	-36308.281	-0.01769767	-36308.281	-0.01769767
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	20693.086	0.00004209	20693.086	0.00004209
	降伏時 (My、 ϕ y)	25988.464	0.00056924	25988.464	0.00056924
	終局時 (Mu、 ϕ u)	34148.913	0.01900352	34148.913	0.01900352



部材No:45

N=-766.086(kN)

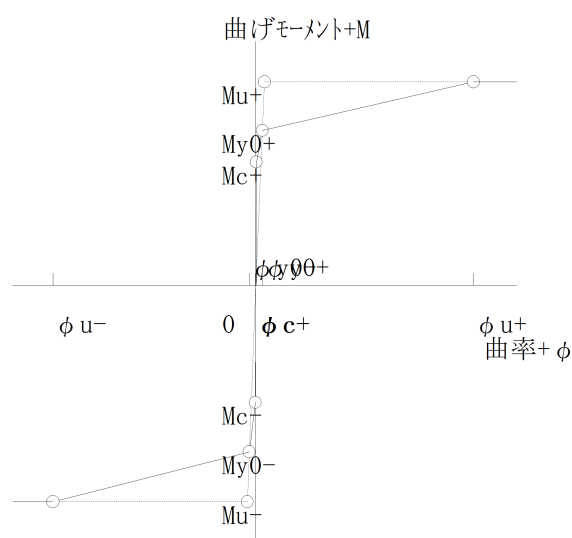
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-19648.209	-0.00003997	-19648.209	-0.00003997
	降伏時 (My、 ϕy)	-27963.000	-0.00056686	-27963.000	-0.00056686
	終局時 (Mu、 ϕu)	-36364.723	-0.01766913	-36364.723	-0.01766913
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	20727.128	0.00004216	20727.128	0.00004216
	降伏時 (My、 ϕy)	26043.521	0.00056939	26043.521	0.00056939
	終局時 (Mu、 ϕu)	34209.620	0.01896944	34209.620	0.01896944



部材No:46

N=-734.894(kN)

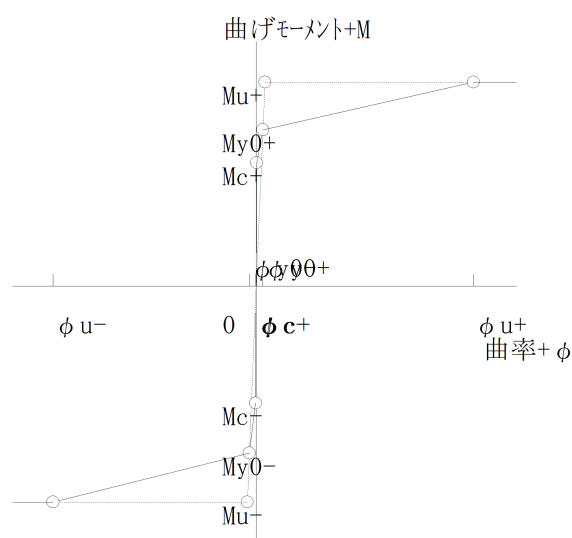
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-19677.243	-0.00004003	-19677.243	-0.00004003
	降伏時 (My、 ϕy)	-28009.017	-0.00056699	-28009.017	-0.00056699
	終局時 (Mu、 ϕu)	-36415.584	-0.01764347	-36415.584	-0.01764347
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	20757.757	0.00004223	20757.757	0.00004223
	降伏時 (My、 ϕy)	26093.015	0.00056953	26093.015	0.00056953
	終局時 (Mu、 ϕu)	34264.366	0.01893879	34264.366	0.01893879



部材No:47

N=-93.989(kN)

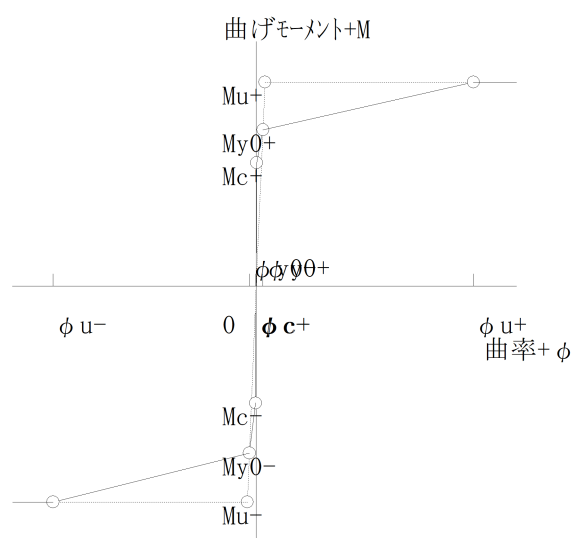
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-20273.820	-0.00004124	-20273.820	-0.00004124
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-28951.221	-0.00056965	-28951.221	-0.00056965
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-37461.137	-0.01712732	-37461.137	-0.01712732
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	21387.093	0.00004351	21387.093	0.00004351
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	27108.638	0.00057228	27108.638	0.00057228
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	35386.116	0.01832613	35386.116	0.01832613



部材No:48

N=-78.648(kN)

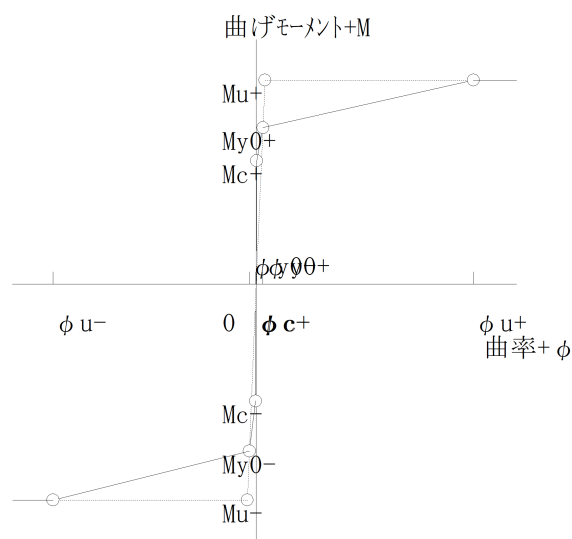
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-20288.100	-0.00004127	-20288.100	-0.00004127
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-28973.646	-0.00056971	-28973.646	-0.00056971
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-37486.107	-0.01711525	-37486.107	-0.01711525
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	21402.157	0.00004354	21402.157	0.00004354
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	27132.912	0.00057234	27132.912	0.00057234
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	35412.457	0.01831209	35412.457	0.01831209



部材No:49

N=-61.996(kN)

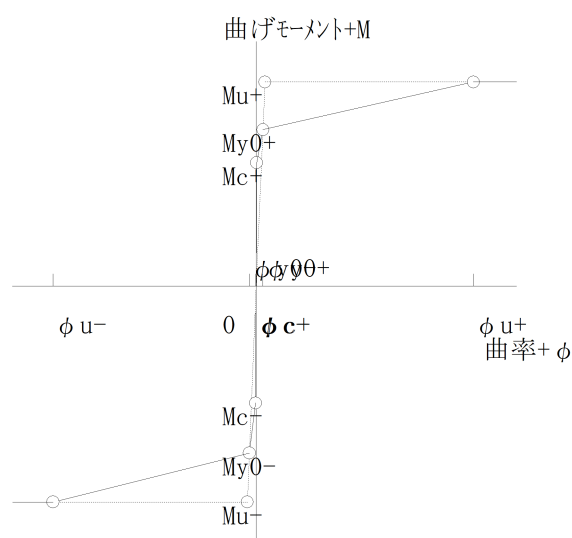
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-20303.600	-0.00004130	-20303.600	-0.00004130
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-28998.105	-0.00056978	-28998.105	-0.00056978
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-37513.236	-0.01710216	-37513.236	-0.01710216
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	21418.508	0.00004357	21418.508	0.00004357
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	27159.255	0.00057241	27159.255	0.00057241
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	35441.946	0.01829639	35441.946	0.01829639



部材No:50

N=-41.891(kN)

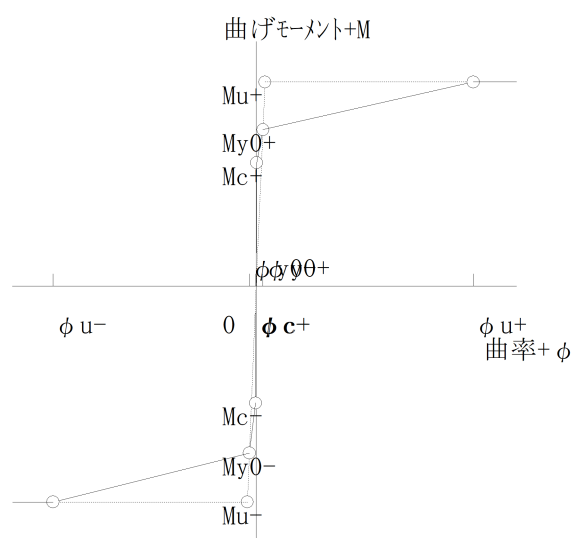
		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	-20322.314	-0.00004134	-20322.314	-0.00004134
	降伏時 (My、 ϕ y)	-29027.524	-0.00056987	-29027.524	-0.00056987
	終局時 (Mu、 ϕ u)	-37546.317	-0.01708621	-37546.317	-0.01708621
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕ c)	21438.250	0.00004361	21438.250	0.00004361
	降伏時 (My、 ϕ y)	27190.987	0.00057250	27190.987	0.00057250
	終局時 (Mu、 ϕ u)	35477.210	0.01827765	35477.210	0.01827765



部材No:51

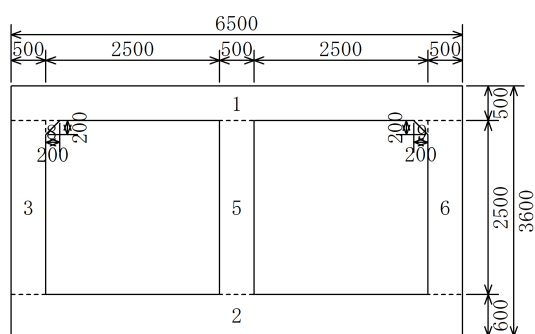
N=-13.322(kN)

		計算結果		設定値	
		M(kN・m)	ϕ (1/m)	M(kN・m)	ϕ (1/m)
上面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	-20348.908	-0.00004139	-20348.908	-0.00004139
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	-29069.489	-0.00056998	-29069.489	-0.00056998
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	-37592.926	-0.01706377	-37592.926	-0.01706377
下面引張	ひび割れ時(Mc、 ϕc)	21466.304	0.00004367	21466.304	0.00004367
	降伏時 (M_y 、 ϕ_y)	27236.188	0.00057262	27236.188	0.00057262
	終局時 (M_u 、 ϕ_u)	35527.179	0.01825114	35527.179	0.01825114



1.2 断面諸元

スパン1-ブロック1

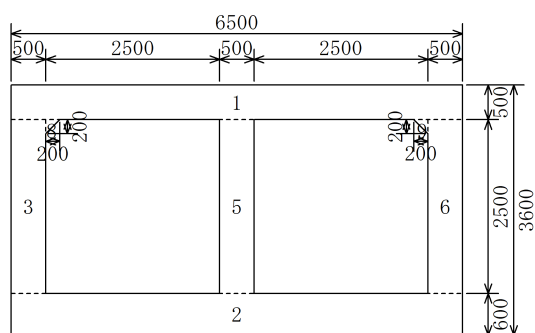


位置	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i ・Y _i (m ³)	A _i ・Y _i ² (m ³)	I _{oi} (m ⁴)
1	3.250	3.350	10.8875	36.4731	0.06771
2	3.900	0.300	1.1700	0.3510	0.11700
3	1.250	1.850	2.3125	4.2781	0.65104
5	1.250	1.850	2.3125	4.2781	0.65104
6	1.250	1.850	2.3125	4.2781	0.65104
8	0.020	3.033	0.0607	0.1840	0.00004
9	0.020	3.033	0.0607	0.1840	0.00004
合計	10.940		19.1163	50.0265	2.13792

$$Y_g = \Sigma (A_i \cdot Y_i) / \Sigma A_i = 19.1163 / 10.940 = 1.7474 \text{ (m)}$$

$$I = \Sigma (A_i \cdot Y_i^2) + \Sigma I_{oi} - Y_g^2 \cdot \Sigma A_i = 50.0265 + 2.13792 - 3.0533 \cdot 10.940 \\ = 18.76097 \text{ (m}^4\text{)}$$

スパン1-ブロック3



位置	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i ・Y _i (m ³)	A _i ・Y _i ² (m ³)	I _{oi} (m ⁴)
1	3.250	3.350	10.8875	36.4731	0.06771
2	3.900	0.300	1.1700	0.3510	0.11700
3	1.250	1.850	2.3125	4.2781	0.65104
5	1.250	1.850	2.3125	4.2781	0.65104
6	1.250	1.850	2.3125	4.2781	0.65104
8	0.020	3.033	0.0607	0.1840	0.00004
9	0.020	3.033	0.0607	0.1840	0.00004
合計	10.940		19.1163	50.0265	2.13792

$$Y_g = \Sigma (A_i \cdot Y_i) / \Sigma A_i = 19.1163 / 10.940 = 1.7474 \text{ (m)}$$

$$I = \Sigma (A_i \cdot Y_i^2) + \Sigma I_{oi} - Y_g^2 \cdot \Sigma A_i = 50.0265 + 2.13792 - 3.0533 \cdot 10.940 = 18.76097 \text{ (m}^4\text{)}$$

1.3 地盤反力係数

1.3.1 鉛直方向地盤反力係数

多層地盤の換算変形係数 E_{om}

多層地盤の換算変形係数 E_{om} は、下式で算出する。

$B \neq L$ の場合

$$E_{om} = \frac{\log \frac{(B+2h_n \cdot \tan \theta) \cdot L}{(L+2h_n \cdot \tan \theta) \cdot B}}{\sum \frac{1}{E_i} \log \frac{(B+2h_i \cdot \tan \theta) (L+2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(L+2h_i \cdot \tan \theta) (B+2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}}$$

$B=L$ の場合

$$E_{om} = \frac{-\frac{1}{B+2h_n \cdot \tan \theta} + \frac{1}{B}}{\sum \frac{1}{E_i} \left(-\frac{1}{B+2h_i \cdot \tan \theta} + \frac{1}{B+2h_{i-1} \cdot \tan \theta} \right)}$$

ここに、

E_{om} : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²)

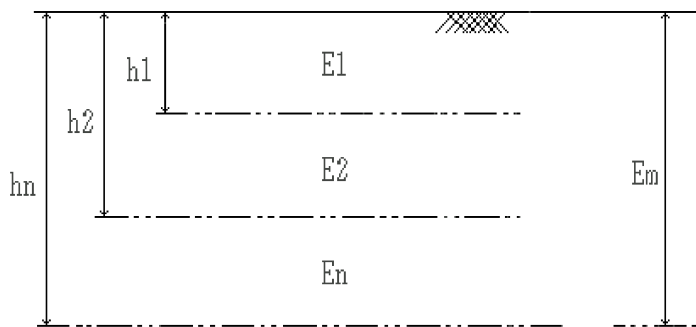
B : 載荷幅 (m)

L : 載荷奥行 (m)

h_n : 影響を調べなければならない深さで、載荷幅の3倍以上とする。(m)

E_i : 細分した第*i*番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度 (=30°)



(a) 土層の変化状態

(b) 換算変形係数による土層状態

土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

直接基礎及び浮き直接基礎の樋門の設計に用いる鉛直方向地盤反力係数は次式による。

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_{om}$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

E_{om} : 地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (=1.0)

A_v : 鉛直方向の載荷面積(スパン長×函体幅) (m²)

D : 底版の幅 (m)

l : 函体のスパン長 (m)

β : 函体の特性値 (m⁻¹)

$E \cdot I$: 函体の曲げ剛性 (kN・m²)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

基礎の換算載荷幅 B_v

函体剛性の評価	B_v	摘要
剛 体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot l \leq 1.5$ の場合
弾性体	$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	$\beta \cdot l > 1.5$ の場合

函体上面の上限値

$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{vmax} = \Sigma (P_{vmax})$$

ここに、

P_{vmax} : 函体上面の上限値 (kN/m²)

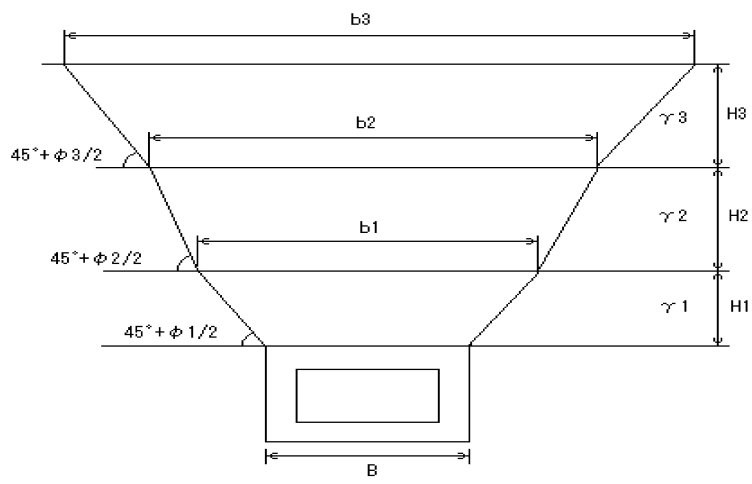
B : 基礎幅 (m)

H : 土被り厚 (m)

W_i : 土の重量 (kN/m)

ϕ : 土被り土の内部摩擦角 (°)

γ : 土被り土の単位体積重量 (kN/m³)



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

Q_u :地盤極限支持力度 (kN/m²)

c :粘着力 (kN/m²)

q :上載荷重 $q = \gamma_2 \cdot D_f$ (kN/m²)

γ_1 、 γ_2 :支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

B :荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

D :基礎幅 (m)

D_f :スパン長 (m)

D_f :基礎地盤の有効根入れ深さ (m)

α 、 β :基礎の形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \cdot B/D \quad (B/D > 1 \text{ の場合、} B/D = 1)$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot B/D \quad (B/D > 1 \text{ の場合、} B/D = 1)$$

κ :根入れ効果に対する割増係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B$$

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_q 、 N_γ :荷重の傾斜を考慮した支持量係数

地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 ($\tan \theta$) から求められる。

$$\tan \theta = HB/V = 0$$

HB :基礎底面に作用する水平荷重 = 0 (kN)

V :基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

S_c 、 S_q 、 S_γ :支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (c^*)^\lambda$$

$$S_q = (q^*)^\nu$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu$$

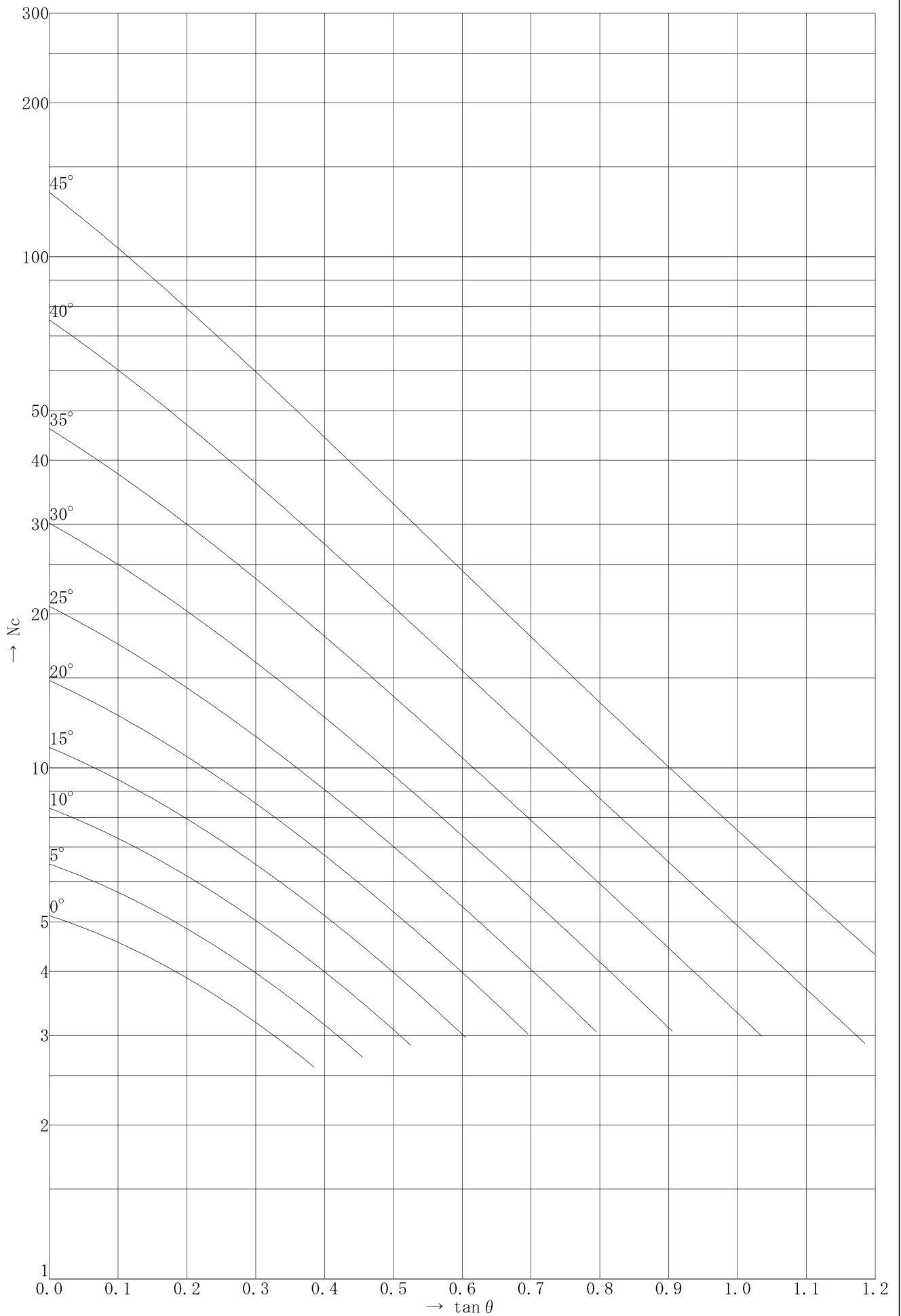
$$\lambda = \nu = \mu = -1/3$$

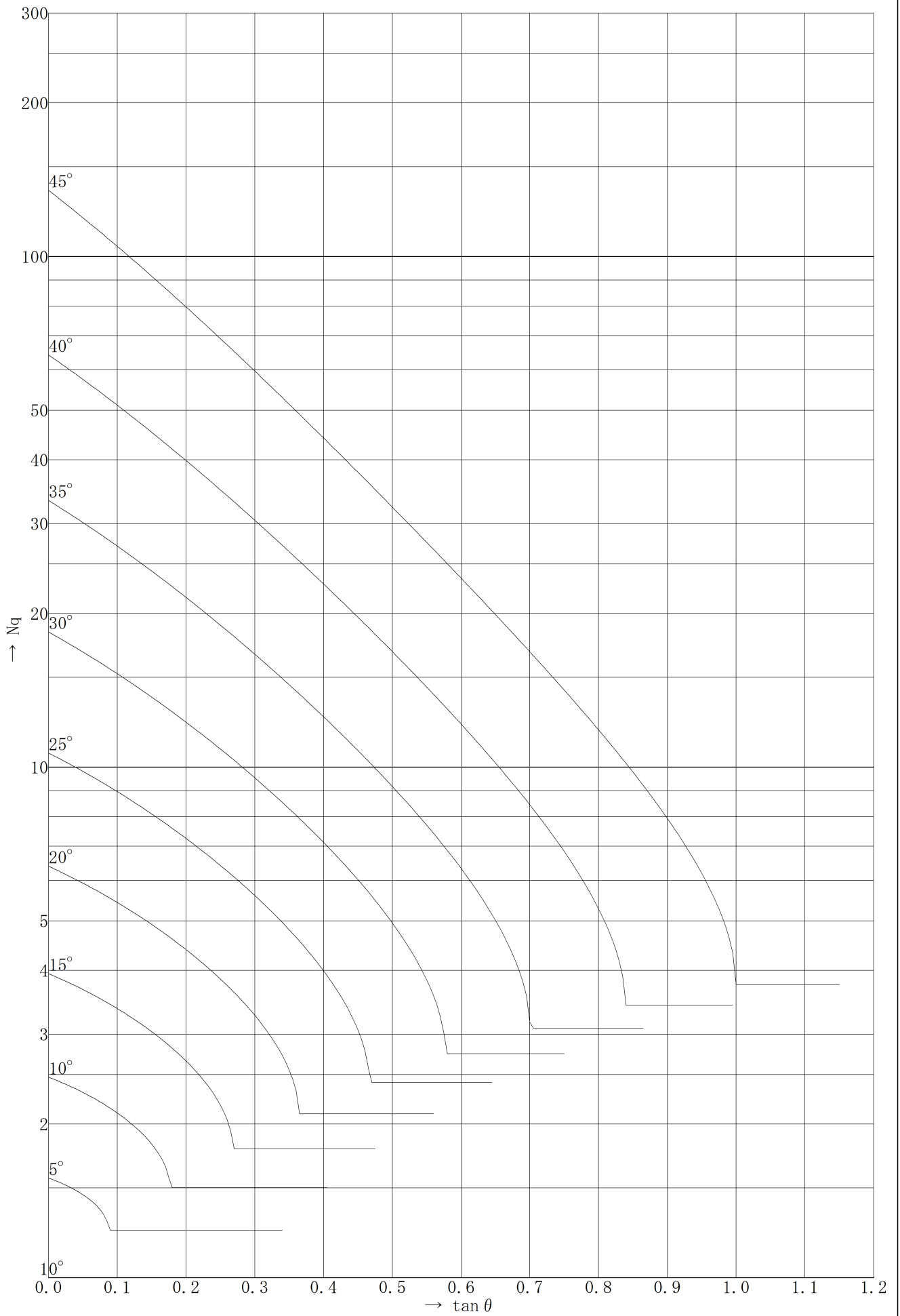
$$c^* = c/c_0 \quad (1 \leq c^* \leq 10)$$

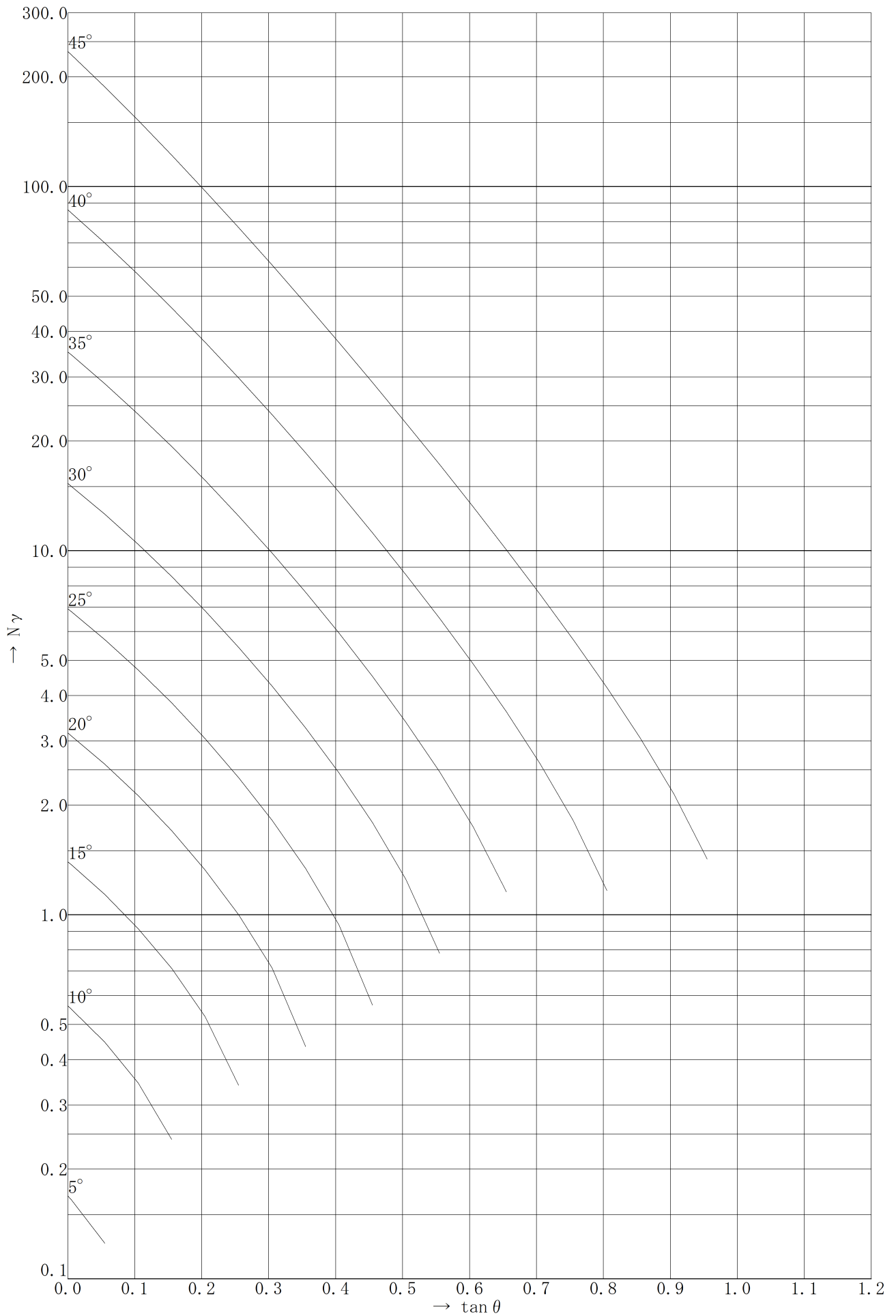
$$q^* = q/q_0 \quad (1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = B/B_0 \quad (1 \leq B^*)$$

$$c_0 = 10(\text{kN/m}^2), \quad q_0 = 10(\text{kN/m}^2), \quad B_0 = 1.0(\text{m})$$







照査点1 (X=0.000 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$\begin{aligned} k_{v0} &= \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o \\ &= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} k_v &= k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \\ &= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)} \end{aligned}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{vmax} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma l \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\begin{aligned} \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c &= 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 3.600 = 64.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\begin{aligned} \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q &= 1.000 \cdot 64.800 \cdot 18.401 \cdot 0.536 \\ &= 639.579 \end{aligned}$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$\begin{aligned} 1/2 \cdot \gamma l \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma &= 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ &= 232.887 \end{aligned}$$

$$Q_u = 0.000 + 639.579 + 232.887$$

$$= 872.466 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点2 (X=0.500 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

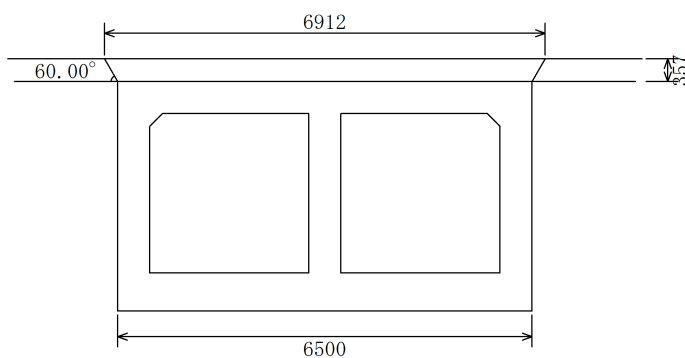
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	6.912	0.357	30.000	18.00	43.111	6.633
Σ					43.111	6.633

上限値 $P_{vmax} = 6.633 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 3.957 = 71.229 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 71.229 \cdot 18.401 \cdot 0.520$$

$$= 681.209$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 681.209 + 232.887$$

$$= 914.096 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点3 (X=0.900 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

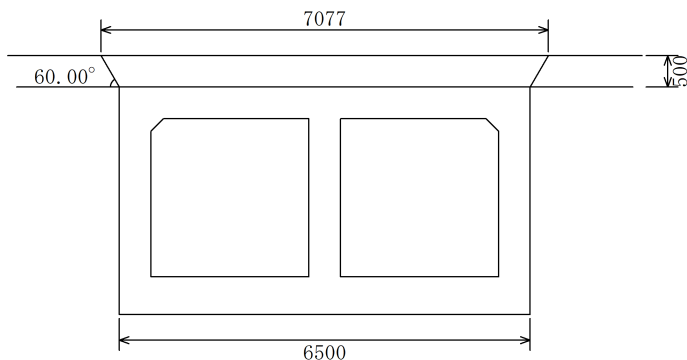
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点4 (X=1.000 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

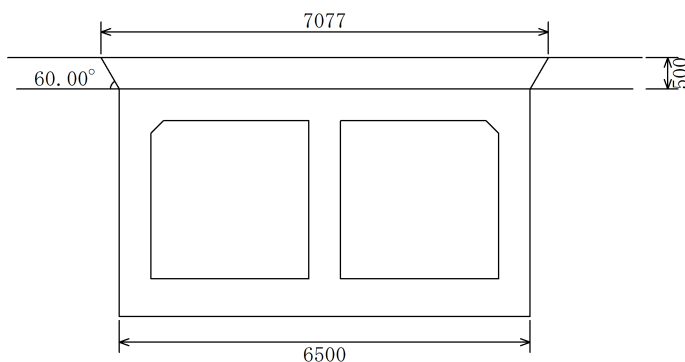
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514$$

$$= 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点5 (X=1.500 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

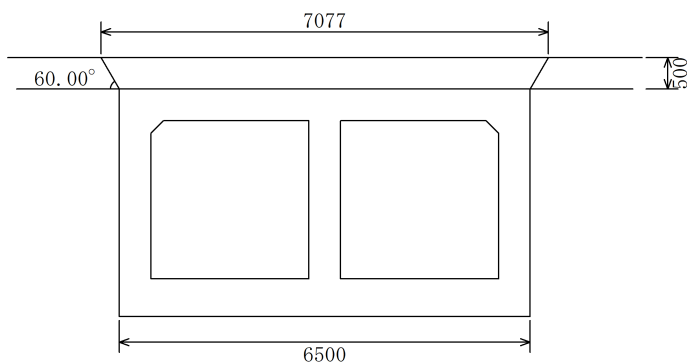
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887 \\ = 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点6 (X=2.000 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

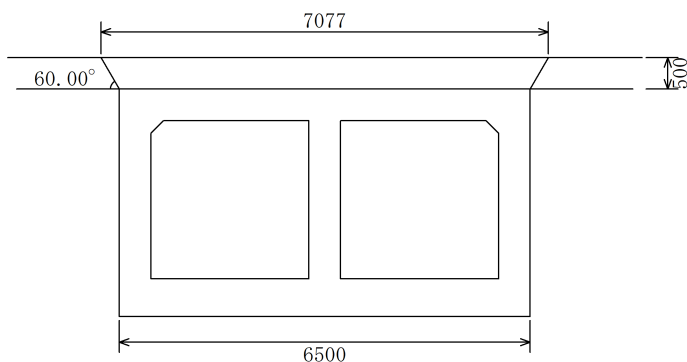
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点7 (X=2.500 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3}\right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta = \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

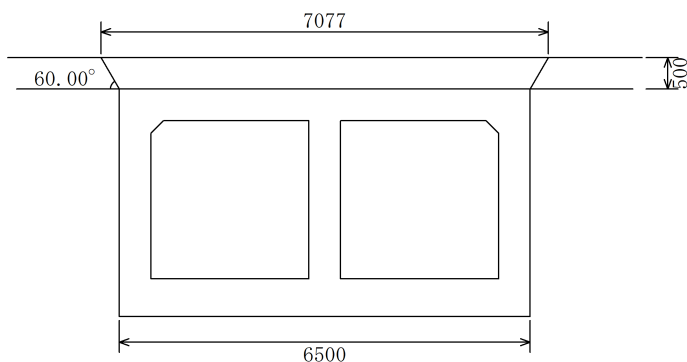
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 bi(m)	土被り厚 H(m)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点8 (X=3.000 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

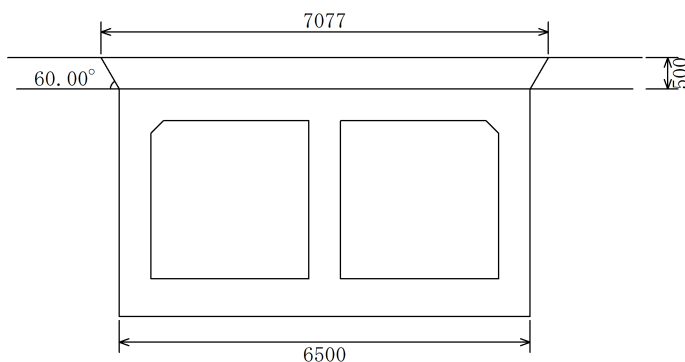
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点9 (X=3.500 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

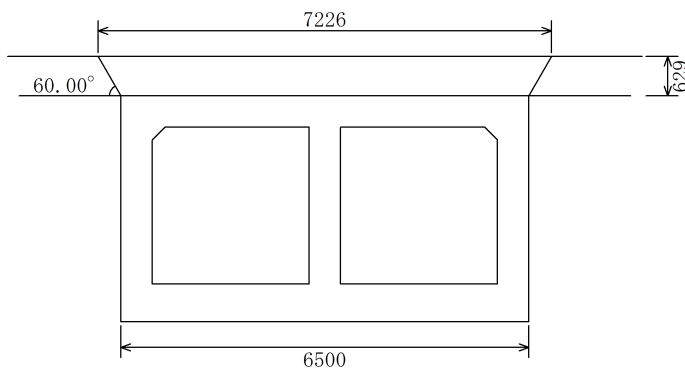
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.226	0.629	30.000	18.00	77.709	11.955
Σ					77.709	11.955

上限値 $P_{vmax} = 11.955 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.229 = 76.123 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 76.123 \cdot 18.401 \cdot 0.508$$

$$= 712.066$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 712.066 + 232.887$$

$$= 944.952 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点10 (X=4.000 m) [スパン1-ブロック1]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

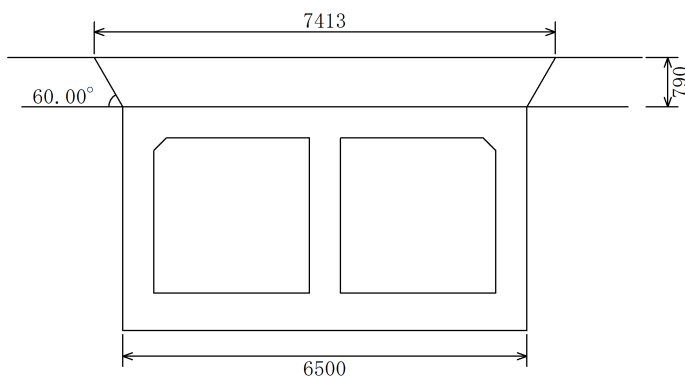
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.413	0.790	30.000	18.00	98.959	15.224
Σ					98.959	15.224

上限値 $P_{vmax} = 15.224 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.390 = 79.026 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 79.026 \cdot 18.401 \cdot 0.502$$

$$= 730.057$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 730.057 + 232.887$$

$$= 962.944 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点11 (X=4.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

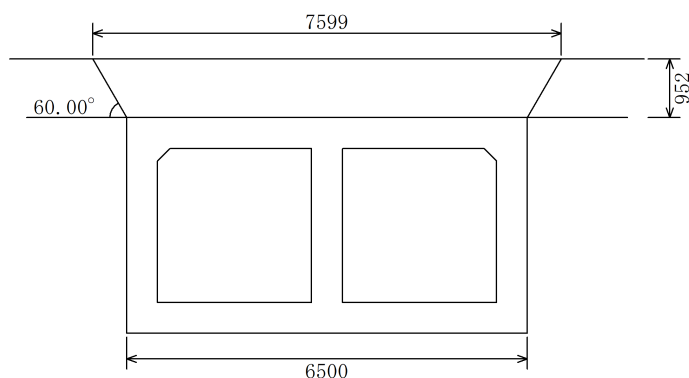
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{基礎幅 } B = 6.500 \text{ (m)}$$

No	分布幅 bi(m)	土被り厚 H(m)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 Wi (kN/m)	上限値 Pvmax(kN/m ²)
1	7.599	0.952	30.000	18.00	120.750	18.577
Σ					120.750	18.577

$$\text{上限値 } P_{vmax} = 18.577 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.452 = 80.129 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 80.129 \cdot 18.401 \cdot 0.500$$

$$= 736.836$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 736.836 + 232.887$$

$$= 969.723 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点12 (X=5.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

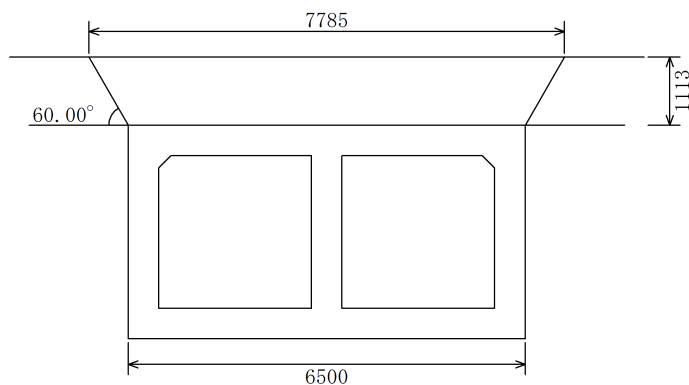
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{基礎幅 } B = 6.500 \text{ (m)}$$

No	分布幅 bi(m)	土被り厚 H(m)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.785	1.113	30.000	18.00	143.081	22.012
Σ					143.081	22.012

$$\text{上限値 } P_{vmax} = 22.012 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.613 = 83.032 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 83.032 \cdot 18.401 \cdot 0.494 \\ = 754.528$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 754.528 + 232.887 \\ = 987.415 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点13 (X=5.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

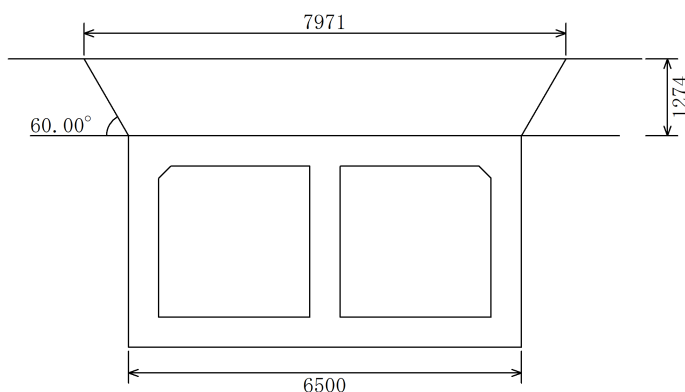
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.971	1.274	30.000	18.00	165.953	25.531
Σ					165.953	25.531

上限値 $P_{vmax} = 25.531 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.774 = 85.935 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 85.935 \cdot 18.401 \cdot 0.488 \\ = 772.015$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 772.015 + 232.887$$

$$= 1004.902 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点14 (X=6.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

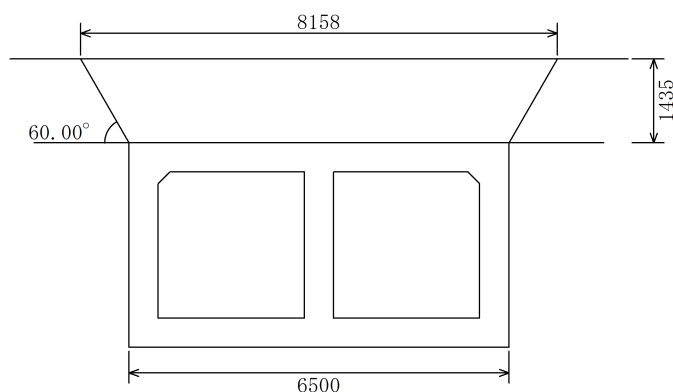
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.158	1.435	30.000	18.00	189.366	29.133
Σ					189.366	29.133

上限値 $P_{vmax} = 29.133 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.935 = 88.839 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 88.839 \cdot 18.401 \cdot 0.483$$

$$= 789.307$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 789.307 + 232.887$$

$$= 1022.194 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点15 (X=6.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

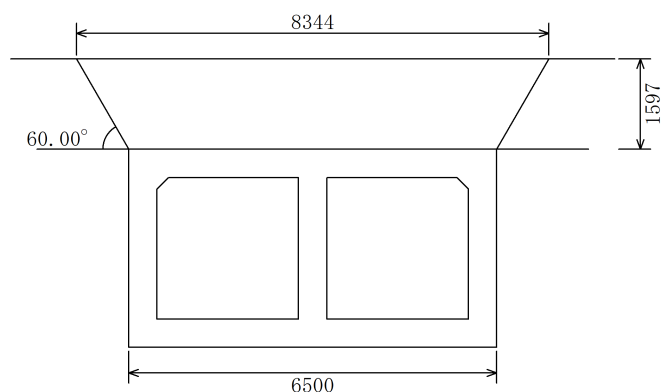
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.344	1.597	30.000	18.00	213.320	32.818
Σ					213.320	32.818

上限値 $P_{vmax} = 32.818 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.097 = 91.742 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 91.742 \cdot 18.401 \cdot 0.478$$

$$= 806.411$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 806.411 + 232.887$$

$$= 1039.297 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点16 (X=7.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

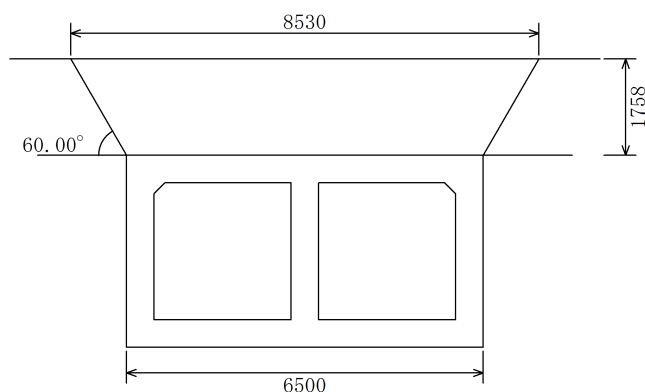
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.530	1.758	30.000	18.00	237.814	36.587
Σ					237.814	36.587

上限値 $P_{vmax} = 36.587 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.258 = 94.645 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 94.645 \cdot 18.401 \cdot 0.473$$

$$= 823.335$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 823.335 + 232.887$$

$$= 1056.222 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点17 (X=7.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

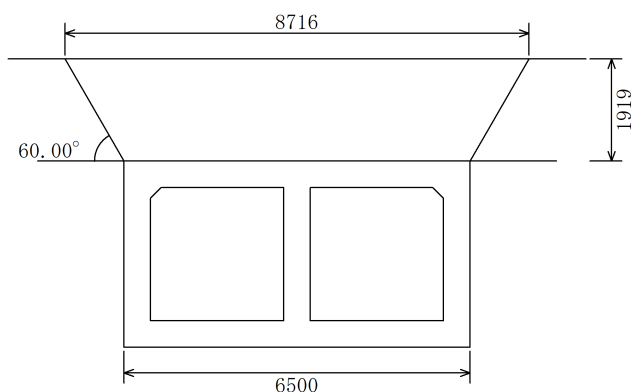
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.716	1.919	30.000	18.00	262.849	40.438
Σ					262.849	40.438

上限値 $P_{vmax} = 40.438 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.419 = 97.548 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 97.548 \cdot 18.401 \cdot 0.468$$

$$= 840.087$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 840.087 + 232.887$$

$$= 1072.974 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点18 (X=8.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

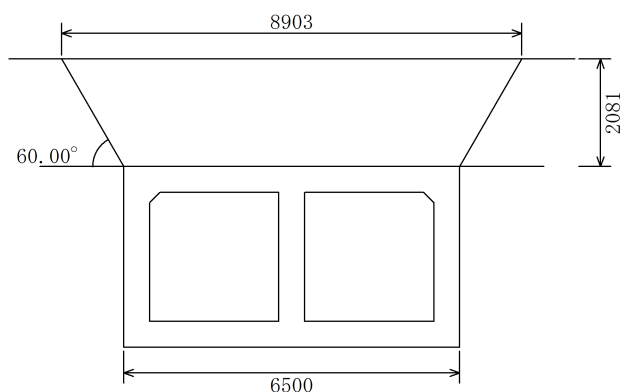
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.903	2.081	30.000	18.00	288.425	44.373
Σ					288.425	44.373

上限値 $P_{vmax} = 44.373 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.581 = 100.452 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 100.452 \cdot 18.401 \cdot 0.464 \\ = 857.962$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 857.962 + 232.887 \\ = 1090.849 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点19 (X=8.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

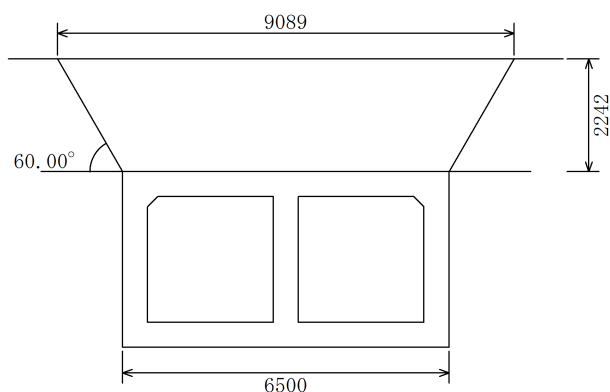
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.089	2.242	30.000	18.00	314.541	48.391
Σ					314.541	48.391

上限値 $P_{vmax} = 48.391 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.742 = 103.355 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 103.355 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 882.758$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 882.758 + 232.887$$

$$= 1115.645 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点20 (X=9.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

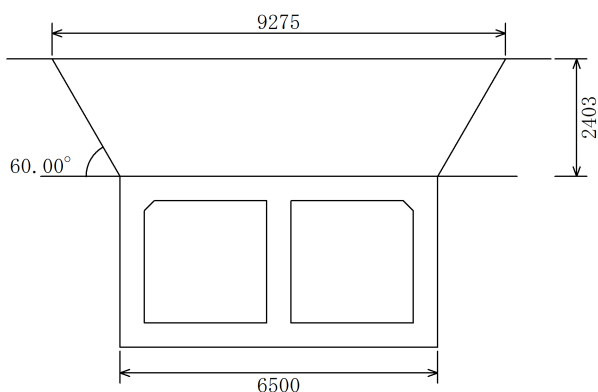
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.275	2.403	30.000	18.00	341.198	52.492
Σ					341.198	52.492

上限値 $P_{vmax} = 52.492 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.903 = 106.258 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 106.258 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 907.555$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 907.555 + 232.887$$

$$= 1140.442 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点21 (X=9.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

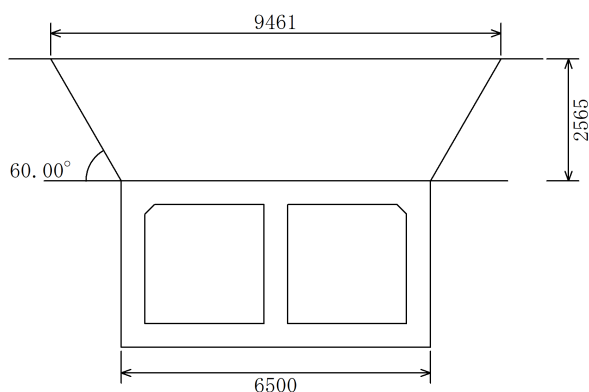
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.461	2.565	30.000	18.00	368.396	56.676
Σ					368.396	56.676

上限値 $P_{vmax} = 56.676 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.065 = 109.161 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 109.161 \cdot 18.401 \cdot 0.464 \\ = 932.351$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 932.351 + 232.887$$

$$= 1165.238 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点22 (X=10.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

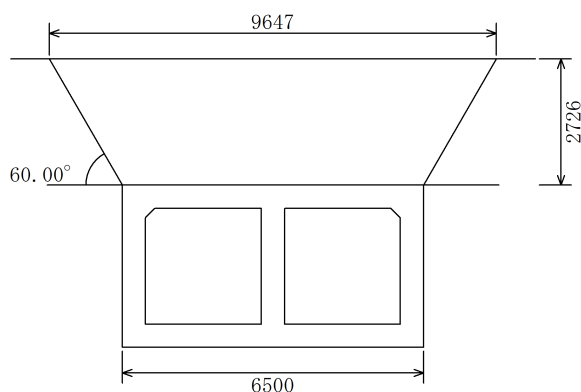
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.647	2.726	30.000	18.00	396.134	60.944
Σ					396.134	60.944

上限値 $P_{vmax} = 60.944 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.226 = 112.065 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 112.065 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 957.148$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 957.148 + 232.887$$

$$= 1190.035 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点23 (X=10.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

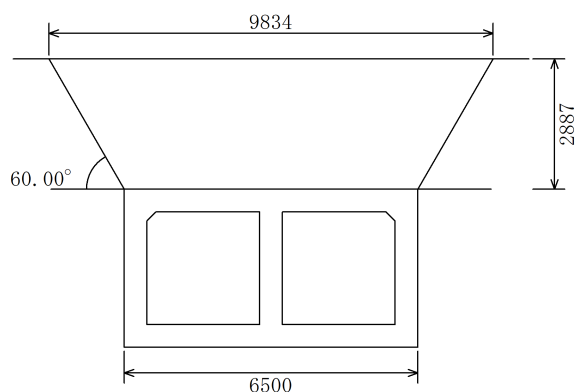
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.834	2.887	30.000	18.00	424.414	65.294
Σ					424.414	65.294

上限値 $P_{vmax} = 65.294 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.387 = 114.968 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 114.968 \cdot 18.401 \cdot 0.464 \\ = 981.945$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 981.945 + 232.887$$

$$= 1214.831 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点24 (X=11.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

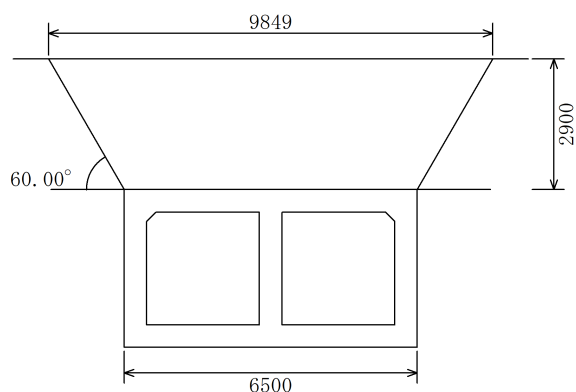
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.849	2.900	30.000	18.00	426.699	65.646
Σ					426.699	65.646

上限値 $P_{vmax} = 65.646 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.400 = 115.200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 115.200 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 983.928$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 983.928 + 232.887$$

$$= 1216.815 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点25 (X=11.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

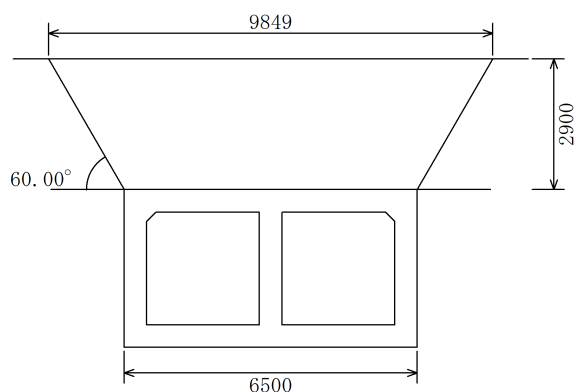
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.849	2.900	30.000	18.00	426.699	65.646
Σ					426.699	65.646

上限値 $P_{vmax} = 65.646 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.400 = 115.200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 115.200 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 983.928$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 983.928 + 232.887$$

$$= 1216.815 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点26 (X=12.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

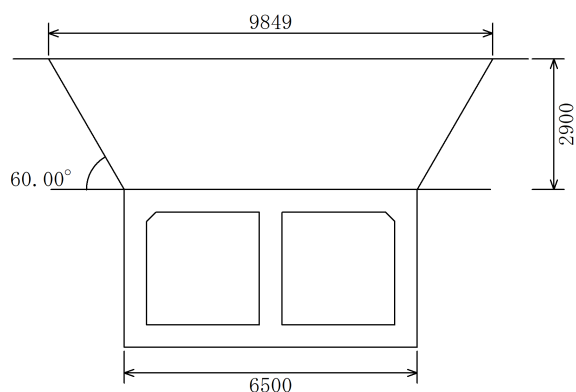
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.849	2.900	30.000	18.00	426.699	65.646
Σ					426.699	65.646

上限値 $P_{vmax} = 65.646 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.400 = 115.200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 115.200 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 983.928$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 983.928 + 232.887$$

$$= 1216.815 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点27 (X=12.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

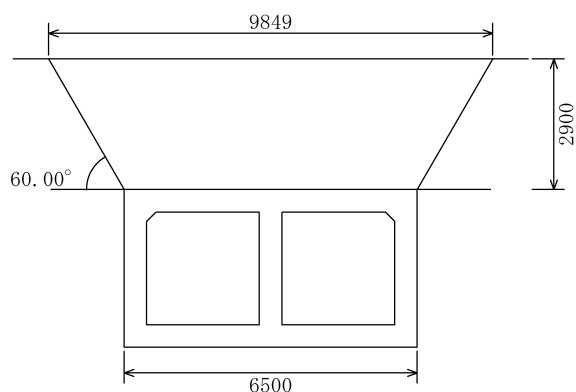
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.849	2.900	30.000	18.00	426.699	65.646
Σ					426.699	65.646

上限値 $P_{vmax} = 65.646 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.400 = 115.200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 115.200 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 983.928$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 983.928 + 232.887$$

$$= 1216.815 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点28 (X=13.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

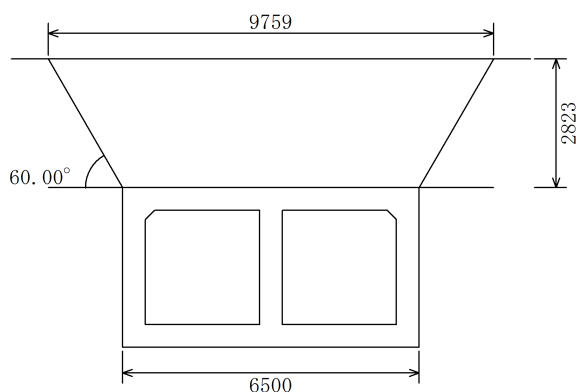
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.759	2.823	30.000	18.00	413.037	63.544
Σ					413.037	63.544

上限値 $P_{vmax} = 63.544 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.323 = 113.806 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 113.806 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 972.026$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 972.026 + 232.887$$

$$= 1204.913 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点29 (X=13.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

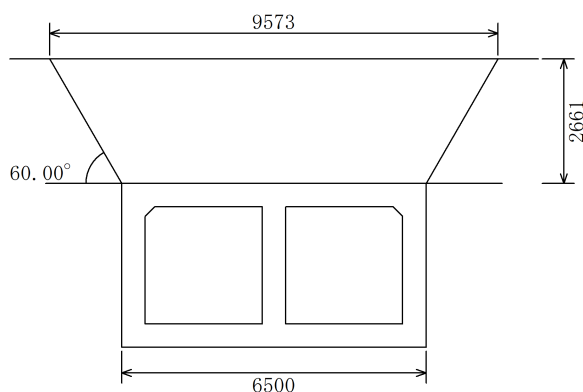
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.573	2.661	30.000	18.00	384.974	59.227
Σ					384.974	59.227

上限値 $P_{vmax} = 59.227 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.161 = 110.903 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 110.903 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 947.229$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 947.229 + 232.887$$

$$= 1180.116 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点30 (X=14.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

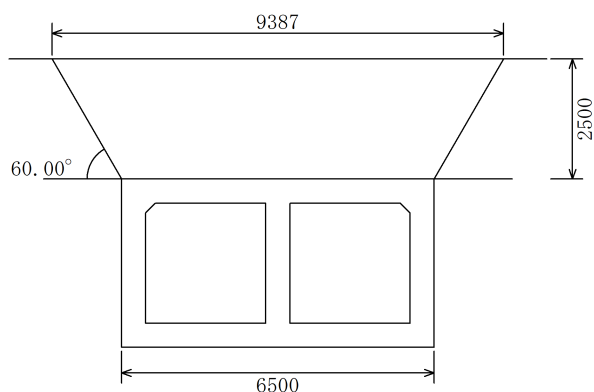
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.387	2.500	30.000	18.00	357.452	54.993
Σ					357.452	54.993

上限値 $P_{vmax} = 54.993 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 6.000 = 108.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 108.000 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 922.433$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 922.433 + 232.887$$

$$= 1155.320 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点31 (X=14.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

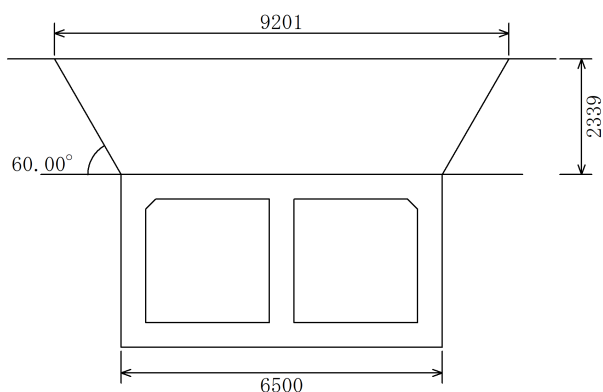
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.201	2.339	30.000	18.00	330.470	50.842
Σ					330.470	50.842

上限値 $P_{vmax} = 50.842 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.839 = 105.097 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 105.097 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 897.636$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 897.636 + 232.887$$

$$= 1130.523 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点32 (X=15.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

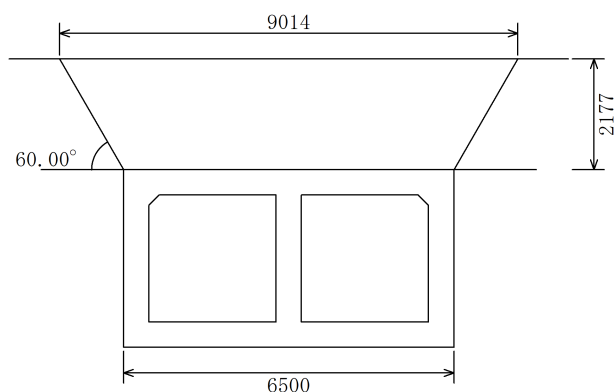
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	9.014	2.177	30.000	18.00	304.030	46.774
Σ					304.030	46.774

上限値 $P_{vmax} = 46.774 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.677 = 102.194 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 102.194 \cdot 18.401 \cdot 0.464$$

$$= 872.840$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 872.840 + 232.887$$

$$= 1105.726 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点33 (X=15.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

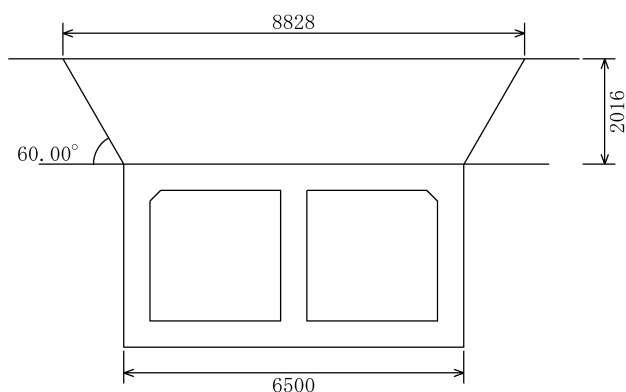
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.828	2.016	30.000	18.00	278.129	42.789
Σ					278.129	42.789

上限値 $P_{vmax} = 42.789 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.516 = 99.290 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 99.290 \cdot 18.401 \cdot 0.465$$

$$= 850.059$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 850.059 + 232.887$$

$$= 1082.946 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点34 (X=16.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

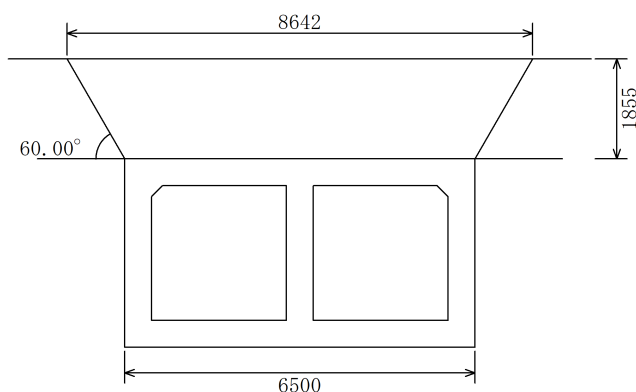
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.642	1.855	30.000	18.00	252.770	38.888
Σ					252.770	38.888

上限値 $P_{vmax} = 38.888 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.355 = 96.387 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 96.387 \cdot 18.401 \cdot 0.470 \\ = 833.407$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 833.407 + 232.887 \\ = 1066.293 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点35 (X=16.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3}\right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

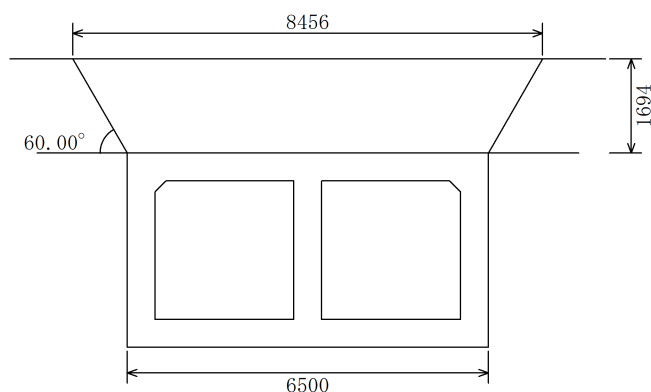
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.456	1.694	30.000	18.00	227.951	35.069
Σ					227.951	35.069

上限値 $P_{vmax} = 35.069 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.194 = 93.484 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 93.484 \cdot 18.401 \cdot 0.475$$

$$= 816.586$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 816.586 + 232.887$$

$$= 1049.473 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点36 (X=17.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

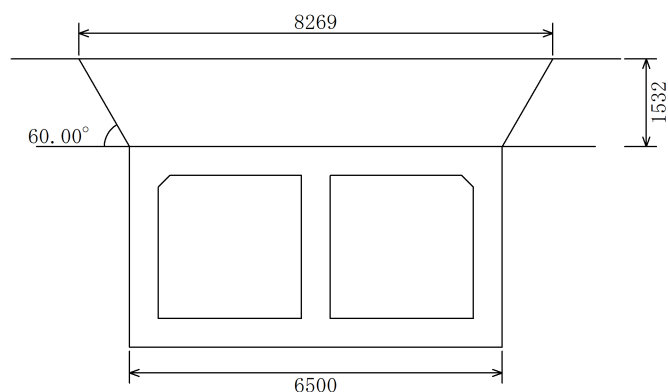
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.269	1.532	30.000	18.00	203.673	31.334
Σ					203.673	31.334

上限値 $P_{vmax} = 31.334 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 5.032 = 90.581 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 90.581 \cdot 18.401 \cdot 0.480$$

$$= 799.591$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 799.591 + 232.887$$

$$= 1032.478 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点37 (X=17.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

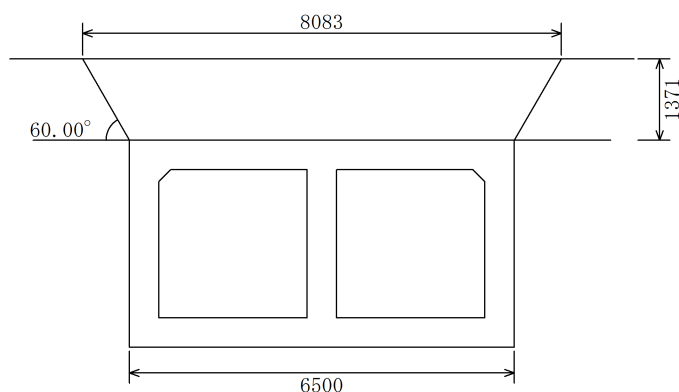
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	8.083	1.371	30.000	18.00	179.936	27.682
Σ					179.936	27.682

上限値 $P_{vmax} = 27.682 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.871 = 87.677 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 87.677 \cdot 18.401 \cdot 0.485$$

$$= 782.413$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 782.413 + 232.887$$

$$= 1015.300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点38 (X=18.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta = \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

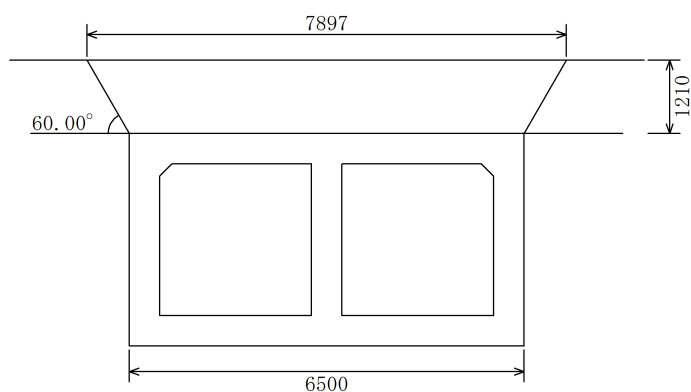
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.897	1.210	30.000	18.00	156.740	24.114
Σ					156.740	24.114

上限値 $P_{vmax} = 24.114 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.710 = 84.774 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 84.774 \cdot 18.401 \cdot 0.490$$

$$= 765.045$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 765.045 + 232.887$$

$$= 997.931 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点39 (X=18.500 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

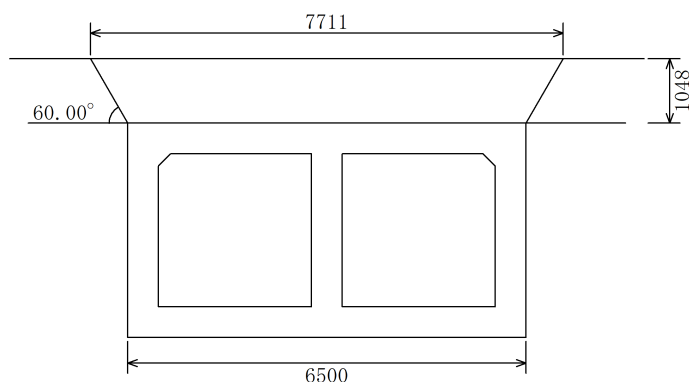
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.711	1.048	30.000	18.00	134.084	20.628
Σ					134.084	20.628

上限値 $P_{vmax} = 20.628 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.548 = 81.871 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 81.871 \cdot 18.401 \cdot 0.496$$

$$= 747.477$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 747.477 + 232.887$$

$$= 980.363 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点40 (X=19.000 m) [スパン1-ブロック2]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0717(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0717}} = 9.519 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.519}{0.3} \right)^{-3/4} = 6829.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6829.0 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 16.76942}} = 0.0717 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0717 \cdot 24.000 = 1.7215 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

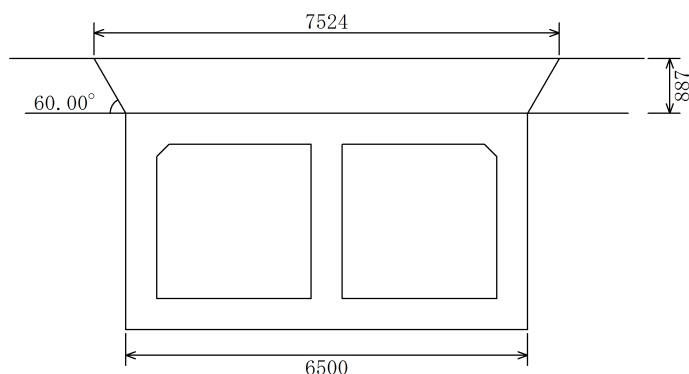
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 bi(m)	土被り厚 H(m)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.524	0.887	30.000	18.00	111.968	17.226
Σ					111.968	17.226

上限値 $P_{vmax} = 17.226 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.387 = 78.968 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 78.968 \cdot 18.401 \cdot 0.502$$

$$= 729.700$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 729.700 + 232.887$$

$$= 962.586 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点41 (X=19.500 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

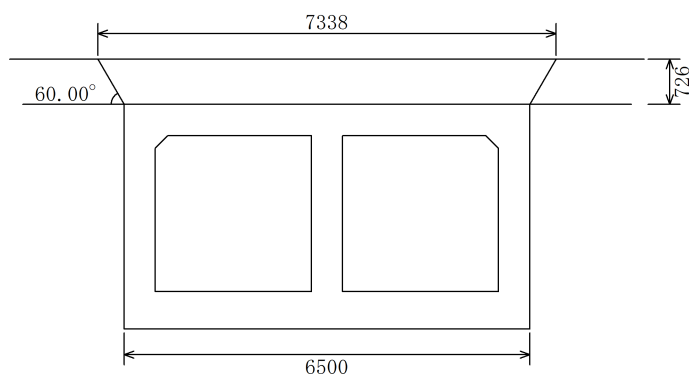
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.338	0.726	30.000	18.00	90.394	13.907
Σ					90.394	13.907

上限値 $P_{vmax} = 13.907 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.326 = 77.865 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 77.865 \cdot 18.401 \cdot 0.505$$

$$= 722.887$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 722.887 + 232.887$$

$$= 955.774 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点42 (X=20.000 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

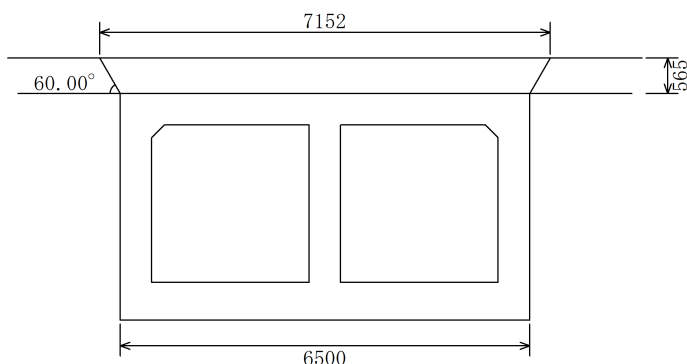
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.152	0.565	30.000	18.00	69.360	10.671
Σ					69.360	10.671

上限値 $P_{vmax} = 10.671 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.165 = 74.961 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 74.961 \cdot 18.401 \cdot 0.511$$

$$= 704.805$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 704.805 + 232.887$$

$$= 937.692 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点43 (X=20.500 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

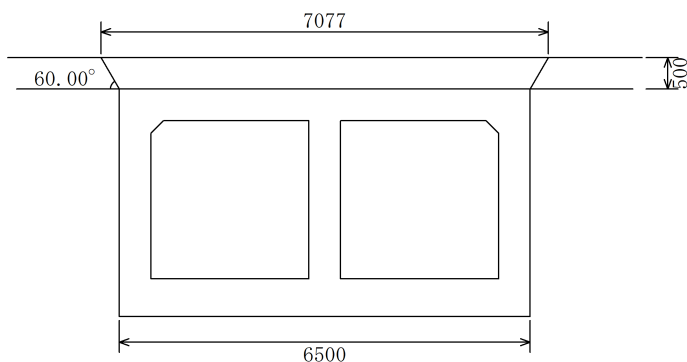
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514$$

$$= 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点44 (X=21.000 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3}\right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

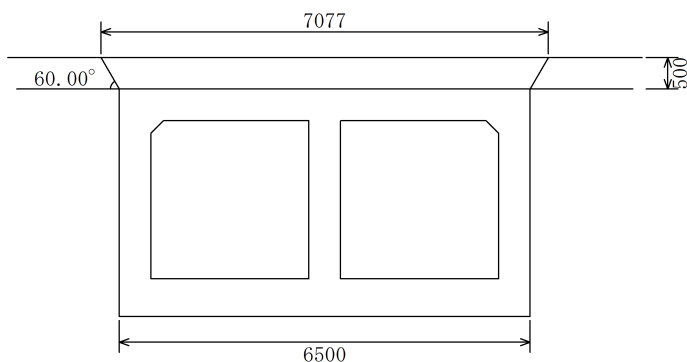
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514$$

$$= 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点45 (X=21.500 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

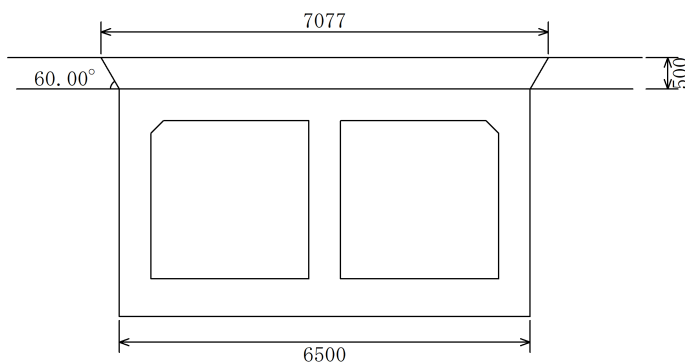
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{基礎幅 } B = 6.500 \text{ (m)}$$

No	分布幅 bi(m)	土被り厚 H(m)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

$$\text{上限値 } P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514$$

$$= 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点46 (X=22.000 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

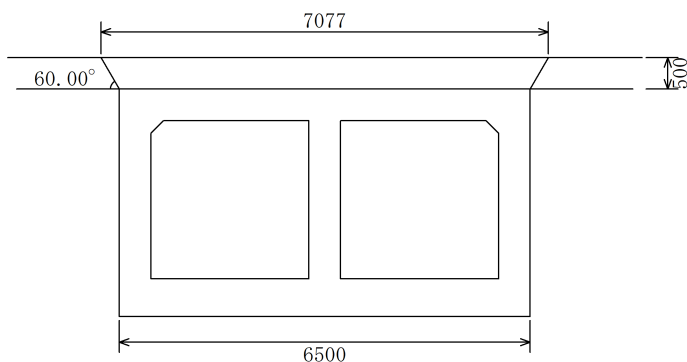
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点47 (X=22.400 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

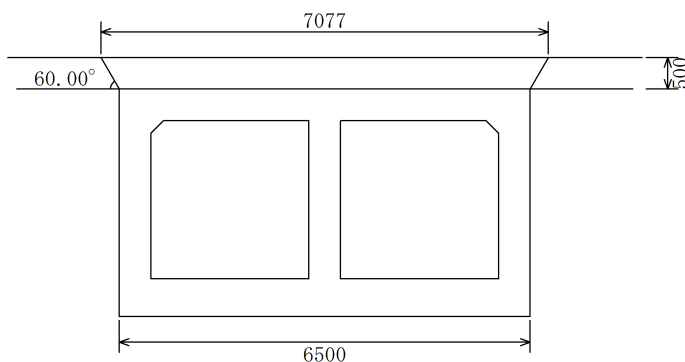
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ = 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514 \\ = 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ = 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887 \\ = 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点48 (X=22.500 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

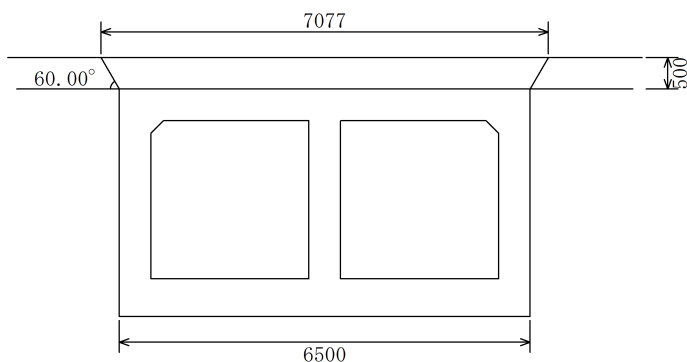
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	7.077	0.500	30.000	18.00	61.098	9.400
Σ					61.098	9.400

上限値 $P_{vmax} = 9.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.100 = 73.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 73.800 \cdot 18.401 \cdot 0.514$$

$$= 697.507$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 697.507 + 232.887$$

$$= 930.394 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点49 (X=22.850 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

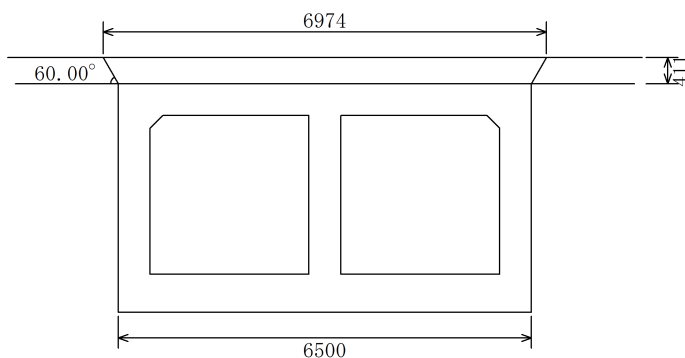
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 bi(m)	土被り厚 H(m)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	6.974	0.411	30.000	18.00	49.807	7.663
Σ					49.807	7.663

上限値 $P_{vmax} = 7.663 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 4.011 = 72.193 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 72.193 \cdot 18.401 \cdot 0.517$$

$$= 687.343$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 687.343 + 232.887$$

$$= 920.230 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点50 (X=23.000 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

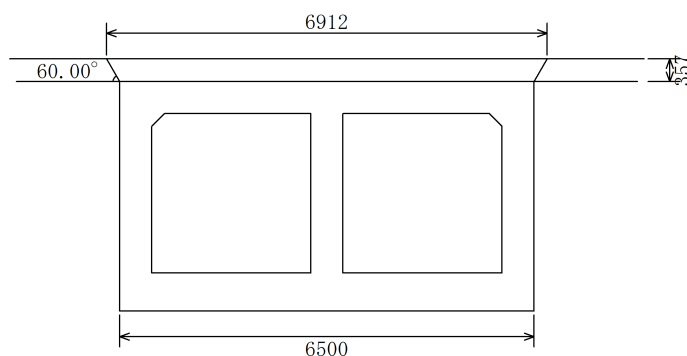
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	6.912	0.357	30.000	18.00	43.111	6.633
Σ					43.111	6.633

上限値 $P_{vmax} = 6.633 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 3.957 = 71.229 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 71.229 \cdot 18.401 \cdot 0.520$$

$$= 681.209$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 681.209 + 232.887$$

$$= 914.096 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点51 (X=23.500 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta > \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

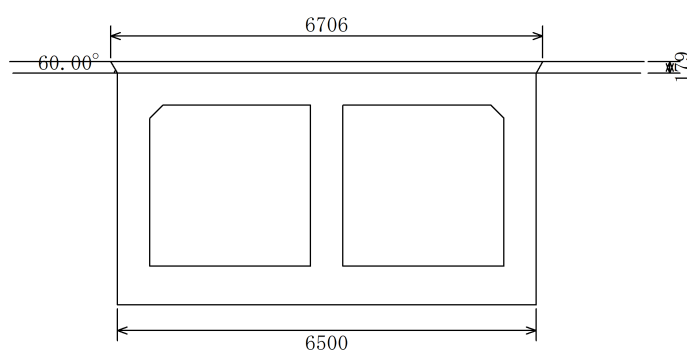
$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

基礎幅 $B = 6.500 \text{ (m)}$

No	分布幅 $b_i(\text{m})$	土被り厚 $H(\text{m})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	土の重量 $W_i \text{ (kN/m)}$	上限値 $P_{vmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	6.706	0.179	30.000	18.00	21.224	3.265
Σ					21.224	3.265

上限値 $P_{vmax} = 3.265 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

■函体上面の上限値図



函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c = 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000$$

$$= 0.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 3.779 = 68.014 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q = 1.000 \cdot 68.014 \cdot 18.401 \cdot 0.528$$

$$= 660.558$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536$$

$$= 232.887$$

$$Q_u = 0.000 + 660.558 + 232.887$$

$$= 893.445 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査点52 (X=24.000 m) [スパン1-ブロック3]

常時

$$\begin{aligned} k_{v0} &= \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o \\ &= \frac{1}{0.3} \cdot 27390.3 = 91301.0 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0695(\text{m}^{-1})$ と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{6.500}{0.0695}} = 9.668 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} k_v &= k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \\ &= 91301.0 \cdot \left(\frac{9.668}{0.3} \right)^{-3/4} = 6750.2 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{k_v \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{6750.2 \cdot 6.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 18.76097}} = 0.0695 \text{ (m}^{-1}\text{)} \end{aligned}$$

$$\beta \cdot l = 0.0695 \cdot 24.000 = 1.6690 > 1.5$$

よって、弾性体であり、また、 $\beta = \beta'$ より仮定は正しい。

函体上面の上限値

$$P_{vmax} = W_i/B \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{vmax} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

函体下面の上限値(地盤極限支持力度)

$$Q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot \gamma l \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/D$$

$$= 1.0 + 0.3 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 1.081$$

$$\begin{aligned} \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c &= 1.081 \cdot 1.000 \cdot 0.00 \cdot 30.140 \cdot 1.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \cdot 3.600 = 64.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e = 1 + 0.3 \cdot 0.000/6.50 = 1.000$$

$$\begin{aligned} \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q &= 1.000 \cdot 64.800 \cdot 18.401 \cdot 0.536 \\ &= 639.579 \end{aligned}$$

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 6.500 - 2 \cdot 0.000 = 6.500 \text{ (m)}$$

$$\beta = 1.0 - 0.4 \cdot B/D$$

$$= 1.0 - 0.4 \cdot 6.500/24.000$$

$$= 0.892$$

$$\begin{aligned} 1/2 \cdot \gamma l \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma &= 1/2 \cdot 9.80 \cdot 0.892 \cdot 6.500 \cdot 15.304 \cdot 0.536 \\ &= 232.887 \end{aligned}$$

$$Q_u = 0.000 + 639.579 + 232.887$$

$$= 872.466 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

鉛直方向地盤反力係数の一覧(レベル2地震動(レベル2-2))

鉛直方向地盤反力係数の上限値一覧

レベル2地震動(レベル2-2) [低減係数DE : 0.333]

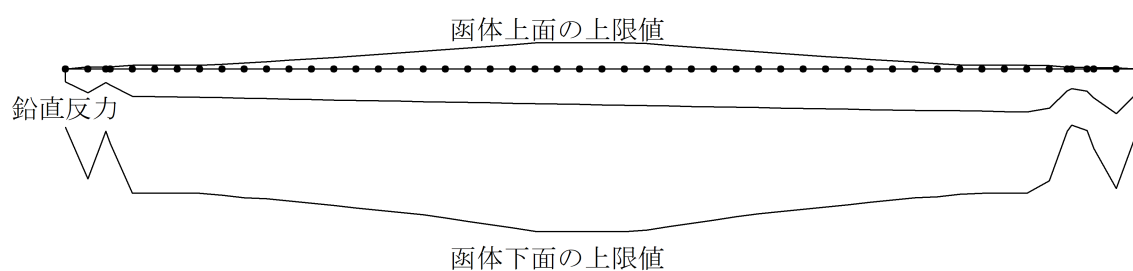
No	距離 X(m)	地盤反力係数 k_v (kN/m ³)	函体上面の上限値 Pvmax(kN/m ²)	函体下面の上限値 Qu(kN/m ²)	$k_v \cdot DE$ (kN/m ³)	$Q_u \cdot DE$ (kN/m ²)
1	0.000	6750.188	0.000	872.466	2247.813	290.531
2	0.500	6750.188	6.633	914.096	2247.813	304.394
3	0.900	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
4	1.000	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
5	1.500	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
6	2.000	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
7	2.500	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
8	3.000	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
9	3.500	6750.188	11.955	944.952	2247.813	314.669
10	4.000	6750.188	15.224	962.944	2247.813	320.660
11	4.500	6829.005	18.577	969.723	2274.059	322.918
12	5.000	6829.005	22.012	987.415	2274.059	328.809
13	5.500	6829.005	25.531	1004.902	2274.059	334.632
14	6.000	6829.005	29.133	1022.194	2274.059	340.390
15	6.500	6829.005	32.818	1039.297	2274.059	346.086
16	7.000	6829.005	36.587	1056.222	2274.059	351.722
17	7.500	6829.005	40.438	1072.974	2274.059	357.300
18	8.000	6829.005	44.373	1090.849	2274.059	363.253
19	8.500	6829.005	48.391	1115.645	2274.059	371.510
20	9.000	6829.005	52.492	1140.442	2274.059	379.767
21	9.500	6829.005	56.676	1165.238	2274.059	388.024
22	10.000	6829.005	60.944	1190.035	2274.059	396.282
23	10.500	6829.005	65.294	1214.831	2274.059	404.539
24	11.000	6829.005	65.646	1216.815	2274.059	405.199
25	11.500	6829.005	65.646	1216.815	2274.059	405.199
26	12.000	6829.005	65.646	1216.815	2274.059	405.199
27	12.500	6829.005	65.646	1216.815	2274.059	405.199
28	13.000	6829.005	63.544	1204.913	2274.059	401.236
29	13.500	6829.005	59.227	1180.116	2274.059	392.979
30	14.000	6829.005	54.993	1155.320	2274.059	384.721
31	14.500	6829.005	50.842	1130.523	2274.059	376.464
32	15.000	6829.005	46.774	1105.726	2274.059	368.207
33	15.500	6829.005	42.789	1082.946	2274.059	360.621
34	16.000	6829.005	38.888	1066.293	2274.059	355.076
35	16.500	6829.005	35.069	1049.473	2274.059	349.475
36	17.000	6829.005	31.334	1032.478	2274.059	343.815

No	距離 X(m)	地盤反力係数 k_v (kN/m ³)	函体上面の上限値 Pvmax(kN/m ²)	函体下面の上限値 Qu(kN/m ²)	$k_v \cdot DE$ (kN/m ³)	$Q_u \cdot DE$ (kN/m ²)
37	17.500	6829.005	27.682	1015.300	2274.059	338.095
38	18.000	6829.005	24.114	997.931	2274.059	332.311
39	18.500	6829.005	20.628	980.363	2274.059	326.461
40	19.000	6829.005	17.226	962.586	2274.059	320.541
41	19.500	6750.188	13.907	955.774	2247.813	318.273
42	20.000	6750.188	10.671	937.692	2247.813	312.251
43	20.500	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
44	21.000	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
45	21.500	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
46	22.000	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
47	22.400	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
48	22.500	6750.188	9.400	930.394	2247.813	309.821
49	22.850	6750.188	7.663	920.230	2247.813	306.437
50	23.000	6750.188	6.633	914.096	2247.813	304.394
51	23.500	6750.188	3.265	893.445	2247.813	297.517
52	24.000	6750.188	0.000	872.466	2247.813	290.531

鉛直方向地盤反力図(レベル2地震動(レベル2-2))

No	距離 X (m)	鉛直反力 Ry (kN)	地盤反力の上限值 (函体上面) (kN)	地盤反力の上限值 (函体下面) (kN)
1	0.000	105.004	0.000	472.113
2	0.500	191.861	19.400	890.352
3	0.900	107.858	15.275	503.459
4	1.000	129.810	18.329	604.151
5	1.500	219.518	30.549	1006.919
6	2.000	222.686	30.549	1006.919
7	2.500	225.853	30.549	1006.919
8	3.000	229.020	30.549	1006.919
9	3.500	232.187	38.854	1022.675
10	4.000	235.355	49.479	1042.146
11	4.500	239.916	60.375	1049.483
12	5.000	244.516	71.541	1068.630
13	5.500	247.724	82.977	1087.555
14	6.000	250.934	94.683	1106.269
15	6.500	254.146	106.660	1124.780
16	7.000	257.358	118.907	1143.096
17	7.500	260.572	131.424	1161.226
18	8.000	263.787	144.212	1180.571
19	8.500	267.002	157.271	1207.407
20	9.000	270.217	170.599	1234.243
21	9.500	273.432	184.198	1261.079
22	10.000	276.648	198.067	1287.915
23	10.500	279.863	212.207	1314.751
24	11.000	283.079	213.350	1316.898
25	11.500	286.295	213.350	1316.898
26	12.000	289.511	213.350	1316.898
27	12.500	292.728	213.350	1316.898
28	13.000	295.948	206.519	1304.017
29	13.500	299.169	192.487	1277.181
30	14.000	302.395	178.726	1250.345
31	14.500	305.626	165.235	1223.509
32	15.000	308.862	152.015	1196.672
33	15.500	312.106	139.065	1172.018
34	16.000	315.358	126.385	1153.996
35	16.500	318.619	113.976	1135.792
36	17.000	321.890	101.837	1117.399
37	17.500	325.171	89.968	1098.808
38	18.000	328.463	78.370	1080.011

No	距離 X (m)	鉛直反力 R _y (kN)	地盤反力の上限值 (函体上面) (kN)	地盤反力の上限值 (函体下面) (kN)
39	18.500	331.766	67.042	1060.998
40	19.000	335.081	55.984	1041.759
41	19.500	336.453	45.197	1034.387
42	20.000	337.796	34.680	1014.817
43	20.500	341.099	30.549	1006.919
44	21.000	344.410	30.549	1006.919
45	21.500	347.725	30.549	1006.919
46	22.000	315.940	27.494	906.227
47	22.400	176.850	15.275	503.459
48	22.500	159.464	13.747	453.113
49	22.850	178.344	12.452	497.960
50	23.000	232.495	14.011	643.032
51	23.500	361.004	10.612	966.931
52	24.000	182.161	0.000	472.113



1.3.2 水平方向せん断地盤反力係数

直接基礎及び浮き直接基礎の樋門の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数は次式による。

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比
= 0.333

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

水平方向せん断地盤反力度の上限値

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

函体上面の摩擦力

$$F1 = \mu \cdot Pv_{max} \cdot B$$

函体側面の摩擦力

$$F2 = F2a + F2b$$

$$F2a = \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1$$

$$F2b = \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (Pv_{max} \cdot B + W)$$

ここに、

F1 : 函体上面摩擦力 (kN/m)

F2 : 函体側面摩擦力 (kN/m)

F3 : 函体底面摩擦力 (kN/m)

Phd : 土圧 (kN/m)

Phd1 : 空中の土圧 (kN/m)

Phd2 : 水面の土圧 (kN/m)

Phd3 : 水中の土圧 (kN/m)

F2a : 空中の摩擦力 (kN/m)

F2b : 水中の摩擦力 (kN/m)

Pv_{max} : 割り増しを考慮した函体上面鉛直土圧

μ : 摩擦係数 ($\tan 2/3 \phi$)

γ : 土の単位重量 (kN/m³)

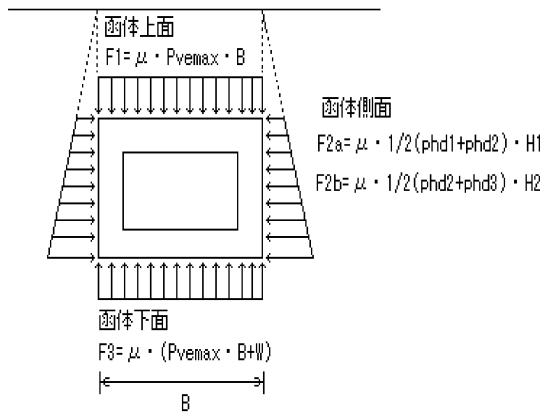
B : 函体幅 (m)

H1 : 水位より上の高さ (m)

H2 : 水位より下の高さ (m)

Ko : 静止土圧係数 (= 0.5)

W : 函体の重量 (kN/m)



水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点1 (X=0.000 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 0.000 \cdot 6.500 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.100	18.00	19.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	3.600		64.800

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 64.800 / 3.600 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 3.600 \\ &= 32.400 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(0.000 + 32.400) \cdot 3.60 \\ &= 21.227 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(32.400 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2 &= F2a + F2b \\ &= 21.227 + 0.000 \\ &= 21.227 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

函体下面の摩擦力

$$\begin{aligned} F3 &= \mu \cdot (Pv_{\max} \cdot B + w) \\ &= 0.364 \cdot (0.000 \cdot 6.500 + 268.030) \\ &= 97.555 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 0.000 + 2 \cdot 21.227 + 97.555$$

$$= 140.008 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点2 (X=0.500 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 6.633 \cdot 6.500 \\ &= 15.691 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.357	18.00	6.429
Σ	0.357		6.429

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 6.429 / 0.357 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.457	18.00	26.229
2	2.500	18.00	45.000
Σ	3.957		71.229

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 71.229 / 3.957 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.357 \\ &= 3.214 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 3.957 \\ &= 35.614 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(3.214 + 35.614) \cdot 3.60 \\ &= 25.438 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(35.614 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 25.438 + 0.000$$

$$= 25.438 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (6.633 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 113.246 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 15.691 + 2 \cdot 25.438 + 113.246$$

$$= 179.814 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点3 (X=0.900 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点4 (X=1.000 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点5 (X=1.500 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点6 (X=2.000 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点7 (X=2.500 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点8 (X=3.000 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点9 (X=3.500 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 11.955 \cdot 6.500 \\ &= 28.284 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.629	18.00	11.323
Σ	0.629		11.323

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 11.323 / 0.629 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.729	18.00	31.123
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.229		76.123

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 76.123 / 4.229 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.629 \\ &= 5.661 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.229 \\ &= 38.061 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(5.661 + 38.061) \cdot 3.60 \\ &= 28.645 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(38.061 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 28.645 + 0.000$$

$$= 28.645 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (11.955 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 125.839 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 28.284 + 2 \cdot 28.645 + 125.839$$

$$= 211.412 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点10 (X=4.000 m) [スパン1-ブロック1]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 15.224 \cdot 6.500 \\ &= 36.018 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.790	18.00	14.226
Σ	0.790		14.226

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 14.226 / 0.790 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.890	18.00	34.026
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.390		79.026

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 79.026 / 4.390 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.790 \\ &= 7.113 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.390 \\ &= 39.513 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(7.113 + 39.513) \cdot 3.60 \\ &= 30.547 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(39.513 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 30.547 + 0.000$$

$$= 30.547 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (15.224 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 133.573 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 36.018 + 2 \cdot 30.547 + 133.573$$

$$= 230.685 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点11 (X=4.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 18.577 \cdot 6.500 \\ &= 43.949 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.952	18.00	17.129
Σ	0.952		17.129

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 17.129 / 0.952 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.052	18.00	36.929
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.452		80.129

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 80.129 / 4.452 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.952 \\ &= 8.565 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.452 \\ &= 40.065 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(8.565 + 40.065) \cdot 3.50 \\ &= 30.974 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(40.065 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 30.974 + 0.000$$

$$= 30.974 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (18.577 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 135.708 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 43.949 + 2 \cdot 30.974 + 135.708$$

$$= 241.606 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点12 (X=5.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 22.012 \cdot 6.500 \\ &= 52.077 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.113	18.00	20.032
Σ	1.113		20.032

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 20.032 / 1.113 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.213	18.00	39.832
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.613		83.032

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 83.032 / 4.613 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.113 \\ &= 10.016 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.613 \\ &= 41.516 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(10.016 + 41.516) \cdot 3.50 \\ &= 32.823 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(41.516 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 32.823 + 0.000$$

$$= 32.823 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{vmax} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (22.012 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 143.836 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 52.077 + 2 \cdot 32.823 + 143.836$$

$$= 261.560 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点13 (X=5.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 25.531 \cdot 6.500 \\ &= 60.402 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.274	18.00	22.935
Σ	1.274		22.935

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 22.935 / 1.274 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.374	18.00	42.735
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.774		85.935

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 85.935 / 4.774 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.274 \\ &= 11.468 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.774 \\ &= 42.968 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(11.468 + 42.968) \cdot 3.50 \\ &= 34.673 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(42.968 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 34.673 + 0.000$$

$$= 34.673 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{vmax} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (25.531 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 152.161 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 60.402 + 2 \cdot 34.673 + 152.161$$

$$= 281.908 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点14 (X=6.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 29.133 \cdot 6.500 \\ &= 68.924 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.435	18.00	25.839
Σ	1.435		25.839

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 25.839 / 1.435 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.535	18.00	45.639
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.935		88.839

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 88.839 / 4.935 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.435 \\ &= 12.919 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.935 \\ &= 44.419 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(12.919 + 44.419) \cdot 3.50 \\ &= 36.522 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(44.419 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 36.522 + 0.000$$

$$= 36.522 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (29.133 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 160.682 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 68.924 + 2 \cdot 36.522 + 160.682$$

$$= 302.650 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点15 (X=6.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 32.818 \cdot 6.500 \\ &= 77.642 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.597	18.00	28.742
Σ	1.597		28.742

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 28.742 / 1.597 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.697	18.00	48.542
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.097		91.742

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 91.742 / 5.097 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.597 \\ &= 14.371 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.097 \\ &= 45.871 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(14.371 + 45.871) \cdot 3.50 \\ &= 38.371 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(45.871 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 38.371 + 0.000$$

$$= 38.371 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (32.818 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 169.401 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 77.642 + 2 \cdot 38.371 + 169.401$$

$$= 323.785 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点16 (X=7.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 36.587 \cdot 6.500 \\ &= 86.557 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.758	18.00	31.645
Σ	1.758		31.645

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 31.645 / 1.758 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.858	18.00	51.445
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.258		94.645

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 94.645 / 5.258 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.758 \\ &= 15.823 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.258 \\ &= 47.323 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(15.823 + 47.323) \cdot 3.50 \\ &= 40.220 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(47.323 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 40.220 + 0.000$$

$$= 40.220 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (36.587 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 178.316 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 86.557 + 2 \cdot 40.220 + 178.316$$

$$= 345.313 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点17 (X=7.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 40.438 \cdot 6.500 \\ &= 95.669 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.919	18.00	34.548
Σ	1.919		34.548

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 34.548 / 1.919 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.019	18.00	54.348
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.419		97.548

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 97.548 / 5.419 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.919 \\ &= 17.274 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.419 \\ &= 48.774 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(17.274 + 48.774) \cdot 3.50 \\ &= 42.069 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(48.774 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 42.069 + 0.000$$

$$= 42.069 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (40.438 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 187.428 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 95.669 + 2 \cdot 42.069 + 187.428$$

$$= 367.236 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点18 (X=8.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 44.373 \cdot 6.500 \\ &= 104.978 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.081	18.00	37.452
Σ	2.081		37.452

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 37.452 / 2.081 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.181	18.00	57.252
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.581		100.452

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 100.452 / 5.581 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.081 \\ &= 18.726 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.581 \\ &= 50.226 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(18.726 + 50.226) \cdot 3.50 \\ &= 43.919 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(50.226 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 43.919 + 0.000$$

$$= 43.919 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (44.373 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 196.737 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 104.978 + 2 \cdot 43.919 + 196.737$$

$$= 389.552 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点19 (X=8.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 48.391 \cdot 6.500 \\ &= 114.484 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.242	18.00	40.355
Σ	2.242		40.355

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 40.355 / 2.242 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.342	18.00	60.155
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.742		103.355

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 103.355 / 5.742 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.242 \\ &= 20.177 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.742 \\ &= 51.677 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(20.177 + 51.677) \cdot 3.50 \\ &= 45.768 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(51.677 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 45.768 + 0.000$$

$$= 45.768 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (48.391 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 206.242 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 114.484 + 2 \cdot 45.768 + 206.242$$

$$= 412.261 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点20 (X=9.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 52.492 \cdot 6.500 \\ &= 124.186 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.403	18.00	43.258
Σ	2.403		43.258

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 43.258 / 2.403 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.503	18.00	63.058
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.903		106.258

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 106.258 / 5.903 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.403 \\ &= 21.629 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.903 \\ &= 53.129 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(21.629 + 53.129) \cdot 3.50 \\ &= 47.617 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(53.129 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 47.617 + 0.000$$

$$= 47.617 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (52.492 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 215.945 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 124.186 + 2 \cdot 47.617 + 215.945$$

$$= 435.365 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点21 (X=9.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 56.676 \cdot 6.500 \\ &= 134.085 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.565	18.00	46.161
Σ	2.565		46.161

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 46.161 / 2.565 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.665	18.00	65.961
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.065		109.161

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 109.161 / 6.065 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.565 \\ &= 23.081 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.065 \\ &= 54.581 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(23.081 + 54.581) \cdot 3.50 \\ &= 49.466 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(54.581 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 49.466 + 0.000$$

$$= 49.466 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (56.676 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 225.844 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 134.085 + 2 \cdot 49.466 + 225.844$$

$$= 458.861 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点22 (X=10.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 60.944 \cdot 6.500 \\ &= 144.181 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.726	18.00	49.065
Σ	2.726		49.065

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 49.065 / 2.726 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.826	18.00	68.865
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.226		112.065

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 112.065 / 6.226 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.726 \\ &= 24.532 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.226 \\ &= 56.032 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(24.532 + 56.032) \cdot 3.50 \\ &= 51.315 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(56.032 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 51.315 + 0.000$$

$$= 51.315 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (60.944 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 235.940 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 144.181 + 2 \cdot 51.315 + 235.940$$

$$= 482.752 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点23 (X=10.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 65.294 \cdot 6.500 \\ &= 154.474 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.887	18.00	51.968
Σ	2.887		51.968

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 51.968 / 2.887 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.987	18.00	71.768
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.387		114.968

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 114.968 / 6.387 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.887 \\ &= 25.984 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.387 \\ &= 57.484 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(25.984 + 57.484) \cdot 3.50 \\ &= 53.165 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(57.484 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 53.165 + 0.000$$

$$= 53.165 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (65.294 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 246.233 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 154.474 + 2 \cdot 53.165 + 246.233$$

$$= 507.036 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点24 (X=11.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 65.646 \cdot 6.500 \\ &= 155.306 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.900	18.00	52.200
Σ	2.900		52.200

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 52.200 / 2.900 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	4.000	18.00	72.000
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.400		115.200

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 115.200 / 6.400 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.900 \\ &= 26.100 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.400 \\ &= 57.600 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(26.100 + 57.600) \cdot 3.50 \\ &= 53.313 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(57.600 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 53.313 + 0.000$$

$$= 53.313 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (65.646 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 247.065 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 155.306 + 2 \cdot 53.313 + 247.065$$

$$= 508.995 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点25 (X=11.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 65.646 \cdot 6.500 \\ &= 155.306 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.900	18.00	52.200
Σ	2.900		52.200

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 52.200 / 2.900 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	4.000	18.00	72.000
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.400		115.200

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 115.200 / 6.400 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.900 \\ &= 26.100 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.400 \\ &= 57.600 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(26.100 + 57.600) \cdot 3.50 \\ &= 53.313 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(57.600 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 53.313 + 0.000$$

$$= 53.313 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (65.646 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 247.065 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 155.306 + 2 \cdot 53.313 + 247.065$$

$$= 508.995 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点26 (X=12.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 65.646 \cdot 6.500 \\ &= 155.306 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.900	18.00	52.200
Σ	2.900		52.200

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 52.200 / 2.900 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	4.000	18.00	72.000
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.400		115.200

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 115.200 / 6.400 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.900 \\ &= 26.100 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.400 \\ &= 57.600 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(26.100 + 57.600) \cdot 3.50 \\ &= 53.313 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(57.600 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 53.313 + 0.000$$

$$= 53.313 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (65.646 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 247.065 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 155.306 + 2 \cdot 53.313 + 247.065$$

$$= 508.995 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点27 (X=12.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 65.646 \cdot 6.500 \\ &= 155.306 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.900	18.00	52.200
Σ	2.900		52.200

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 52.200 / 2.900 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	4.000	18.00	72.000
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.400		115.200

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 115.200 / 6.400 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.900 \\ &= 26.100 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.400 \\ &= 57.600 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(26.100 + 57.600) \cdot 3.50 \\ &= 53.313 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(57.600 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 53.313 + 0.000$$

$$= 53.313 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (65.646 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 247.065 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 155.306 + 2 \cdot 53.313 + 247.065$$

$$= 508.995 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点28 (X=13.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 63.544 \cdot 6.500 \\ &= 150.333 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.823	18.00	50.806
Σ	2.823		50.806

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 50.806 / 2.823 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.923	18.00	70.606
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.323		113.806

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 113.806 / 6.323 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.823 \\ &= 25.403 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.323 \\ &= 56.903 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(25.403 + 56.903) \cdot 3.50 \\ &= 52.425 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(56.903 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 52.425 + 0.000$$

$$= 52.425 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (63.544 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 242.092 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 150.333 + 2 \cdot 52.425 + 242.092$$

$$= 497.275 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点29 (X=13.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 59.227 \cdot 6.500 \\ &= 140.119 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.661	18.00	47.903
Σ	2.661		47.903

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 47.903 / 2.661 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.761	18.00	67.703
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.161		110.903

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 110.903 / 6.161 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.661 \\ &= 23.952 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.161 \\ &= 55.452 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(23.952 + 55.452) \cdot 3.50 \\ &= 50.576 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(55.452 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 50.576 + 0.000$$

$$= 50.576 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (59.227 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 231.878 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 140.119 + 2 \cdot 50.576 + 231.878$$

$$= 473.148 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点30 (X=14.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 54.993 \cdot 6.500 \\ &= 130.102 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.500	18.00	45.000
Σ	2.500		45.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 45.000 / 2.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.600	18.00	64.800
2	2.400	18.00	43.200
Σ	6.000		108.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 108.000 / 6.000 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.500 \\ &= 22.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.000 \\ &= 54.000 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(22.500 + 54.000) \cdot 3.50 \\ &= 48.727 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(54.000 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 48.727 + 0.000$$

$$= 48.727 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (54.993 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 221.861 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 130.102 + 2 \cdot 48.727 + 221.861$$

$$= 449.415 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点31 (X=14.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 50.842 \cdot 6.500 \\ &= 120.281 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.339	18.00	42.097
Σ	2.339		42.097

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 42.097 / 2.339 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.439	18.00	61.897
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.839		105.097

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 105.097 / 5.839 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.339 \\ &= 21.048 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.839 \\ &= 52.548 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(21.048 + 52.548) \cdot 3.50 \\ &= 46.877 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(52.548 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 46.877 + 0.000$$

$$= 46.877 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (50.842 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 212.040 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 120.281 + 2 \cdot 46.877 + 212.040$$

$$= 426.076 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点32 (X=15.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 46.774 \cdot 6.500 \\ &= 110.658 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.177	18.00	39.194
Σ	2.177		39.194

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 39.194 / 2.177 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.277	18.00	58.994
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.677		102.194

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 102.194 / 5.677 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.177 \\ &= 19.597 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.677 \\ &= 51.097 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(19.597 + 51.097) \cdot 3.50 \\ &= 45.028 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(51.097 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 45.028 + 0.000$$

$$= 45.028 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (46.774 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 202.416 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 110.658 + 2 \cdot 45.028 + 202.416$$

$$= 403.130 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点33 (X=15.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 42.789 \cdot 6.500 \\ &= 101.231 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.016	18.00	36.290
Σ	2.016		36.290

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 36.290 / 2.016 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	3.116	18.00	56.090
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.516		99.290

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 99.290 / 5.516 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 2.016 \\ &= 18.145 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.516 \\ &= 49.645 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(18.145 + 49.645) \cdot 3.50 \\ &= 43.179 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(49.645 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 43.179 + 0.000$$

$$= 43.179 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (42.789 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 192.990 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 101.231 + 2 \cdot 43.179 + 192.990$$

$$= 380.578 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点34 (X=16.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned}
 F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\
 &= 0.364 \cdot 38.888 \cdot 6.500 \\
 &= 92.001 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.855	18.00	33.387
Σ	1.855		33.387

$$\begin{aligned}
 &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\
 &= 33.387 / 1.855 \\
 &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.955	18.00	53.187
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.355		96.387

$$\begin{aligned}
 &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\
 &= 96.387 / 5.355 \\
 &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.855 \\
 &= 16.694
 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.355 \\
 &= 48.194
 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\
 &= 0.000
 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned}
 F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\
 &= 0.364 \cdot 1/2(16.694 + 48.194) \cdot 3.50 \\
 &= 41.330 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\
 &= 0.364 \cdot 1/2(48.194 + 0.000) \cdot 0.00 \\
 &= 0.000 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 41.330 + 0.000$$

$$= 41.330 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (38.888 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 183.760 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 92.001 + 2 \cdot 41.330 + 183.760$$

$$= 358.420 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点35 (X=16.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 35.069 \cdot 6.500 \\ &= 82.968 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.694	18.00	30.484
Σ	1.694		30.484

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 30.484 / 1.694 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.794	18.00	50.284
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.194		93.484

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 93.484 / 5.194 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.694 \\ &= 15.242 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.194 \\ &= 46.742 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(15.242 + 46.742) \cdot 3.50 \\ &= 39.480 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(46.742 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 39.480 + 0.000$$

$$= 39.480 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (35.069 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 174.726 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 82.968 + 2 \cdot 39.480 + 174.726$$

$$= 336.655 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点36 (X=17.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 31.334 \cdot 6.500 \\ &= 74.131 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.532	18.00	27.581
Σ	1.532		27.581

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 27.581 / 1.532 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.632	18.00	47.381
2	2.400	18.00	43.200
Σ	5.032		90.581

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 90.581 / 5.032 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.532 \\ &= 13.790 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 5.032 \\ &= 45.290 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(13.790 + 45.290) \cdot 3.50 \\ &= 37.631 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(45.290 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 37.631 + 0.000$$

$$= 37.631 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (31.334 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 165.890 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 74.131 + 2 \cdot 37.631 + 165.890$$

$$= 315.283 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点37 (X=17.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 27.682 \cdot 6.500 \\ &= 65.491 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.371	18.00	24.677
Σ	1.371		24.677

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 24.677 / 1.371 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.471	18.00	44.477
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.871		87.677

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 87.677 / 4.871 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.371 \\ &= 12.339 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.871 \\ &= 43.839 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(12.339 + 43.839) \cdot 3.50 \\ &= 35.782 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(43.839 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 35.782 + 0.000$$

$$= 35.782 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (27.682 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 157.250 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 65.491 + 2 \cdot 35.782 + 157.250$$

$$= 294.306 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点38 (X=18.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 24.114 \cdot 6.500 \\ &= 57.049 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.210	18.00	21.774
Σ	1.210		21.774

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 21.774 / 1.210 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.310	18.00	41.574
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.710		84.774

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 84.774 / 4.710 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.210 \\ &= 10.887 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.710 \\ &= 42.387 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(10.887 + 42.387) \cdot 3.50 \\ &= 33.933 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(42.387 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 33.933 + 0.000$$

$$= 33.933 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (24.114 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 148.807 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 57.049 + 2 \cdot 33.933 + 148.807$$

$$= 273.722 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点39 (X=18.500 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned}
 F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\
 &= 0.364 \cdot 20.628 \cdot 6.500 \\
 &= 48.802 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.048	18.00	18.871
Σ	1.048		18.871

$$\begin{aligned}
 &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\
 &= 18.871 / 1.048 \\
 &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	2.148	18.00	38.671
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.548		81.871

$$\begin{aligned}
 &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\
 &= 81.871 / 4.548 \\
 &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 1.048 \\
 &= 9.435
 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.548 \\
 &= 40.935
 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\
 &= 0.000
 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned}
 F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\
 &= 0.364 \cdot 1/2(9.435 + 40.935) \cdot 3.50 \\
 &= 32.084 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\
 &= 0.364 \cdot 1/2(40.935 + 0.000) \cdot 0.00 \\
 &= 0.000 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 32.084 + 0.000$$

$$= 32.084 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{vmax} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (20.628 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 140.561 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 48.802 + 2 \cdot 32.084 + 140.561$$

$$= 253.531 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点40 (X=19.000 m) [スパン1-ブロック2]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 17.226 \cdot 6.500 \\ &= 40.753 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.887	18.00	15.968
Σ	0.887		15.968

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 15.968 / 0.887 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.987	18.00	35.768
2	2.400	18.00	43.200
Σ	4.387		78.968

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 78.968 / 4.387 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.887 \\ &= 7.984 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.387 \\ &= 39.484 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(7.984 + 39.484) \cdot 3.50 \\ &= 30.234 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(39.484 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 30.234 + 0.000$$

$$= 30.234 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (17.226 \cdot 6.500 + 252.105)$$

$$= 132.512 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 40.753 + 2 \cdot 30.234 + 132.512$$

$$= 233.734 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点41 (X=19.500 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 13.907 \cdot 6.500 \\ &= 32.901 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.726	18.00	13.065
Σ	0.726		13.065

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 13.065 / 0.726 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.826	18.00	32.865
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.326		77.865

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 77.865 / 4.326 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.726 \\ &= 6.532 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.326 \\ &= 38.932 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(6.532 + 38.932) \cdot 3.60 \\ &= 29.786 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(38.932 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 29.786 + 0.000$$

$$= 29.786 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (13.907 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 130.456 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 32.901 + 2 \cdot 29.786 + 130.456$$

$$= 222.928 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点42 (X=20.000 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 10.671 \cdot 6.500 \\ &= 25.245 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.565	18.00	10.161
Σ	0.565		10.161

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 10.161 / 0.565 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.665	18.00	29.961
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.165		74.961

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 74.961 / 4.165 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.565 \\ &= 5.081 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.165 \\ &= 37.481 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(5.081 + 37.481) \cdot 3.60 \\ &= 27.884 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(37.481 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.884 + 0.000$$

$$= 27.884 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (10.671 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 122.800 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 25.245 + 2 \cdot 27.884 + 122.800$$

$$= 203.813 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点43 (X=20.500 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点44 (X=21.000 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点45 (X=21.500 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点46 (X=22.000 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点47 (X=22.400 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点48 (X=22.500 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 9.400 \cdot 6.500 \\ &= 22.238 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.500	18.00	9.000
Σ	0.500		9.000

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 9.000 / 0.500 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.600	18.00	28.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.100		73.800

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 73.800 / 4.100 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.500 \\ &= 4.500 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.100 \\ &= 36.900 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(4.500 + 36.900) \cdot 3.60 \\ &= 27.123 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(36.900 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 27.123 + 0.000$$

$$= 27.123 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (9.400 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 119.793 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 22.238 + 2 \cdot 27.123 + 119.793$$

$$= 196.277 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点49 (X=22.850 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned}
 F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\
 &= 0.364 \cdot 7.663 \cdot 6.500 \\
 &= 18.128 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.411	18.00	7.393
Σ	0.411		7.393

$$\begin{aligned}
 &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\
 &= 7.393 / 0.411 \\
 &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.511	18.00	27.193
2	2.500	18.00	45.000
Σ	4.011		72.193

$$\begin{aligned}
 &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\
 &= 72.193 / 4.011 \\
 &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.411 \\
 &= 3.696
 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 4.011 \\
 &= 36.096
 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned}
 Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\
 &= 0.000
 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned}
 F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\
 &= 0.364 \cdot 1/2(3.696 + 36.096) \cdot 3.60 \\
 &= 26.070 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\
 &= 0.364 \cdot 1/2(36.096 + 0.000) \cdot 0.00 \\
 &= 0.000 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 26.070 + 0.000$$

$$= 26.070 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (7.663 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 115.683 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 18.128 + 2 \cdot 26.070 + 115.683$$

$$= 185.951 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点50 (X=23.000 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 6.633 \cdot 6.500 \\ &= 15.691 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.357	18.00	6.429
Σ	0.357		6.429

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 6.429 / 0.357 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.457	18.00	26.229
2	2.500	18.00	45.000
Σ	3.957		71.229

$$\begin{aligned} \Sigma(h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 71.229 / 3.957 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.357 \\ &= 3.214 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 3.957 \\ &= 35.614 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(3.214 + 35.614) \cdot 3.60 \\ &= 25.438 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(35.614 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 25.438 + 0.000$$

$$= 25.438 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (6.633 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 113.246 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 15.691 + 2 \cdot 25.438 + 113.246$$

$$= 179.814 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点51 (X=23.500 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 3.265 \cdot 6.500 \\ &= 7.725 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

空中の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	0.179	18.00	3.214
Σ	0.179		3.214

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 3.214 / 0.179 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.279	18.00	23.014
2	2.500	18.00	45.000
Σ	3.779		68.014

$$\begin{aligned} \Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 68.014 / 3.779 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 0.179 \\ &= 1.607 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 3.779 \\ &= 34.007 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(1.607 + 34.007) \cdot 3.60 \\ &= 23.333 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(34.007 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$F2 = F2a + F2b$$

$$= 23.333 + 0.000$$

$$= 23.333 \text{ (kN/m)}$$

函体下面の摩擦力

$$F3 = \mu \cdot (P_{\text{vmax}} \cdot B + w)$$

$$= 0.364 \cdot (3.265 \cdot 6.500 + 268.030)$$

$$= 105.280 \text{ (kN/m)}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 7.725 + 2 \cdot 23.333 + 105.280$$

$$= 159.670 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力度の上限値

照査点52 (X=24.000 m) [スパン1-ブロック3]

函体上面の摩擦力

$$\begin{aligned} F1 &= \mu \cdot Pv_{\max} \cdot B \\ &= 0.364 \cdot 0.000 \cdot 6.500 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

単位体積重量

水面の単位体積重量

No	層厚h(m)	γ (kN/m ³)	$h \cdot \gamma$ (kN/m ²)
1	1.100	18.00	19.800
2	2.500	18.00	45.000
Σ	3.600		64.800

$$\begin{aligned} &\Sigma (h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 64.800 / 3.600 \\ &= 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧

$$Phd = K_o \cdot \gamma \cdot h$$

空中の土圧

$$\begin{aligned} Phd1 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

水面の土圧

$$\begin{aligned} Phd2 &= 0.5 \cdot 18.00 \cdot 3.600 \\ &= 32.400 \end{aligned}$$

水中の土圧

$$\begin{aligned} Phd3 &= 0.5 \cdot 0.00 \cdot 0.000 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

函体側面の摩擦力

$$\begin{aligned} F2a &= \mu \cdot 1/2(Phd1 + Phd2) \cdot H1 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(0.000 + 32.400) \cdot 3.60 \\ &= 21.227 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2b &= \mu \cdot 1/2(Phd2 + Phd3) \cdot H2 \\ &= 0.364 \cdot 1/2(32.400 + 0.000) \cdot 0.00 \\ &= 0.000 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F2 &= F2a + F2b \\ &= 21.227 + 0.000 \\ &= 21.227 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

函体下面の摩擦力

$$\begin{aligned} F3 &= \mu \cdot (Pv_{\max} \cdot B + w) \\ &= 0.364 \cdot (0.000 \cdot 6.500 + 268.030) \\ &= 97.555 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

函体周面の摩擦力

$$F = F1 + F2 + F3$$

$$= 0.000 + 2 \cdot 21.227 + 97.555$$

$$= 140.008 \text{ (kN/m)}$$

水平方向せん断地盤反力係数の一覧(レベル2地震動(レベル2-2))

水平方向せん断地盤反力係数の上限値一覧

レベル2地震動(レベル2-2) [低減係数DE : 0.333]

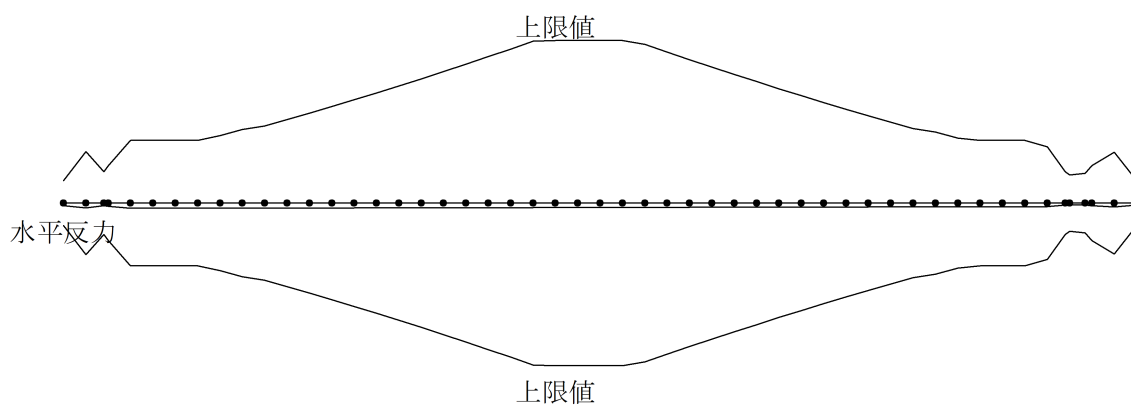
No	距離 X(m)	地盤反力係数 $k_s(\text{kN/m}^3)$	函体周面摩擦力 $F(\text{kN/m})$	$k_s \cdot \text{DE}$ (kN/m^3)	$F \cdot \text{DE}$ (kN/m)
1	0.000	2247.813	140.008	748.522	46.623
2	0.500	2247.813	179.814	748.522	59.878
3	0.900	2247.813	196.277	748.522	65.360
4	1.000	2247.813	196.277	748.522	65.360
5	1.500	2247.813	196.277	748.522	65.360
6	2.000	2247.813	196.277	748.522	65.360
7	2.500	2247.813	196.277	748.522	65.360
8	3.000	2247.813	196.277	748.522	65.360
9	3.500	2247.813	211.412	748.522	70.400
10	4.000	2247.813	230.685	748.522	76.818
11	4.500	2274.059	241.606	757.262	80.455
12	5.000	2274.059	261.560	757.262	87.099
13	5.500	2274.059	281.908	757.262	93.875
14	6.000	2274.059	302.650	757.262	100.782
15	6.500	2274.059	323.785	757.262	107.820
16	7.000	2274.059	345.313	757.262	114.989
17	7.500	2274.059	367.236	757.262	122.290
18	8.000	2274.059	389.552	757.262	129.721
19	8.500	2274.059	412.261	757.262	137.283
20	9.000	2274.059	435.365	757.262	144.976
21	9.500	2274.059	458.861	757.262	152.801
22	10.000	2274.059	482.752	757.262	160.756
23	10.500	2274.059	507.036	757.262	168.843
24	11.000	2274.059	508.995	757.262	169.495
25	11.500	2274.059	508.995	757.262	169.495
26	12.000	2274.059	508.995	757.262	169.495
27	12.500	2274.059	508.995	757.262	169.495
28	13.000	2274.059	497.275	757.262	165.593
29	13.500	2274.059	473.148	757.262	157.558
30	14.000	2274.059	449.415	757.262	149.655
31	14.500	2274.059	426.076	757.262	141.883
32	15.000	2274.059	403.130	757.262	134.242
33	15.500	2274.059	380.578	757.262	126.733
34	16.000	2274.059	358.420	757.262	119.354
35	16.500	2274.059	336.655	757.262	112.106
36	17.000	2274.059	315.283	757.262	104.989

No	距離 X(m)	地盤反力係數 k_s (kN/m ³)	函體周面摩擦力 F(kN/m)	$k_s \cdot DE$ (kN/m ³)	$F \cdot DE$ (kN/m)
37	17.500	2274.059	294.306	757.262	98.004
38	18.000	2274.059	273.722	757.262	91.149
39	18.500	2274.059	253.531	757.262	84.426
40	19.000	2274.059	233.734	757.262	77.833
41	19.500	2247.813	222.928	748.522	74.235
42	20.000	2247.813	203.813	748.522	67.870
43	20.500	2247.813	196.277	748.522	65.360
44	21.000	2247.813	196.277	748.522	65.360
45	21.500	2247.813	196.277	748.522	65.360
46	22.000	2247.813	196.277	748.522	65.360
47	22.400	2247.813	196.277	748.522	65.360
48	22.500	2247.813	196.277	748.522	65.360
49	22.850	2247.813	185.951	748.522	61.922
50	23.000	2247.813	179.814	748.522	59.878
51	23.500	2247.813	159.670	748.522	53.170
52	24.000	2247.813	140.008	748.522	46.623

水平方向地盤反力図(レベル2地震動(レベル2-2))

No	距離 X (m)	水平反力 Rx (kN)	地盤反力の上限值 (kN)
1	0.000	1.357	11.656
2	0.500	2.442	26.945
3	0.900	1.357	16.340
4	1.000	1.627	19.608
5	1.500	2.701	32.680
6	2.000	2.690	32.680
7	2.500	2.679	32.680
8	3.000	2.667	32.680
9	3.500	2.655	35.200
10	4.000	2.642	38.409
11	4.500	2.634	40.227
12	5.000	2.619	43.550
13	5.500	2.604	46.938
14	6.000	2.589	50.391
15	6.500	2.572	53.910
16	7.000	2.555	57.495
17	7.500	2.537	61.145
18	8.000	2.519	64.860
19	8.500	2.499	68.642
20	9.000	2.478	72.488
21	9.500	2.457	76.400
22	10.000	2.434	80.378
23	10.500	2.410	84.421
24	11.000	2.385	84.748
25	11.500	2.359	84.748
26	12.000	2.333	84.748
27	12.500	2.307	84.748
28	13.000	2.282	82.796
29	13.500	2.257	78.779
30	14.000	2.234	74.828
31	14.500	2.211	70.942
32	15.000	2.190	67.121
33	15.500	2.170	63.366
34	16.000	2.151	59.677
35	16.500	2.132	56.053
36	17.000	2.115	52.495
37	17.500	2.098	49.002
38	18.000	2.083	45.575

No	距離 X (m)	水平反力 R _x (kN)	地盤反力の上限值 (kN)
39	18.500	2.067	42.213
40	19.000	2.053	38.917
41	19.500	2.036	37.118
42	20.000	2.023	33.935
43	20.500	2.011	32.680
44	21.000	1.999	32.680
45	21.500	1.988	32.680
46	22.000	1.780	29.412
47	22.400	0.985	16.340
48	22.500	0.886	14.706
49	22.850	0.984	15.480
50	23.000	1.279	19.460
51	23.500	1.968	26.585
52	24.000	0.984	11.656



1.3.3 しゅ水壁の水平方向地盤反力係数

しゅ水壁の水平方向地盤反力係数は次式による。

$$k_H = k_{H0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

k_H : しゅ水壁の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

E_o : 地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (=1.0)

$$\alpha \cdot E_o = 2800.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A_H : 載荷面積(しゅ水壁外側寸法幅×しゅ水壁外側寸法高さ) (m²)

D : しゅ水壁外側寸法幅 (m)

H : しゅ水壁外側寸法高さ (m)

しゅ水壁の水平方向地盤反力の上限值

$$P_{Hmax} = K_p \cdot \gamma \cdot H + K_p \cdot \Sigma \gamma \cdot H$$

ここに、

P_{Hmax} : 受働土圧強度 (kN/m²)

K_p : 受働土圧係数

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 層厚 (m)

照査点1 (X=12.000 m) [スパン1-ブロック2]

$$\begin{aligned}
 k_{H_0} &= \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o \\
 &= \frac{1}{0.3} \cdot 2800.0 = 9333.3 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\
 B_H &= \sqrt{A_H} = \sqrt{D \cdot H} = \sqrt{8.500 \cdot 4.500} = 6.185 \text{ (m)} \\
 k_H &= k_{H_0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \\
 &= 9333.3 \cdot \left(\frac{6.185}{0.3} \right)^{-3/4} = 964.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

しゃ水壁の水平方向地盤反力の上限值

No	層厚 H(m)	壁面摩擦角 $\delta(^{\circ})$	せん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	受働土圧係数 K_p	受働土圧 Phemax(kN/m ²)
1	4.000	-10.000	30.000	18.00	4.143	298.318
2	2.400	-10.000	30.000	18.00	4.143	477.308

函体高H = 3.500 (m)

しゃ水壁側壁厚L1 = 1.000 (m)

しゃ水壁頂版厚L2 = 1.000 (m)

しゃ水壁全幅Bw = 8.500 (m)

しゃ水壁面積A = 15.500 (m²)

函体上面位置の受働土圧PQ1 = 141.701 (kN/m²)

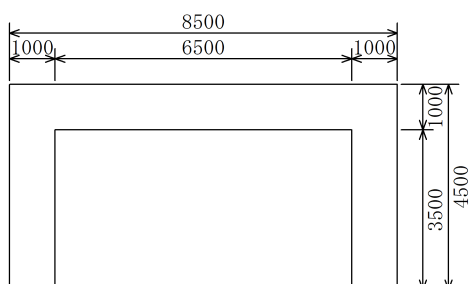
函体頂版位置の受働土圧PQ2 = 216.280 (kN/m²)

函体下面位置の受働土圧PQ3 = 477.308 (kN/m²)

頂版の受働土圧P1 = $1/2 \cdot (PQ1 + PQ2) \cdot L2 \cdot Bw$
 = $1/2 \cdot (141.701 + 216.280) \cdot 1.000 \cdot 8.500$
 = 1521.420 (kN)

側壁の受働土圧P2 = $1/2 \cdot (PQ2 + PQ3) \cdot H \cdot L1 \cdot 2$
 = $1/2 \cdot (216.280 + 477.308) \cdot 3.500 \cdot 1.000 \cdot 2$
 = 2427.559 (kN)

受働土圧P = P1 + P2
 = 1521.420 + 2427.559
 = 3948.979 (kN)



しゃ水壁の水平方向地盤反力係数の一覧(レベル2地震動(レベル2-2))

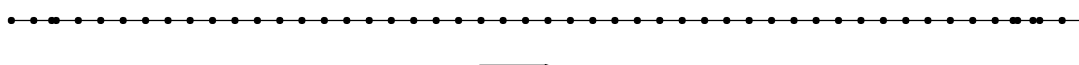
しゃ水壁の水平方向地盤反力の上限值一覧

レベル2地震動(レベル2-2) [低減係数DE : 0.333]

No	距離 X(m)	地盤反力係数 $k_n(\text{kN/m}^3)$	受働土圧 P(kN)	$k_n \cdot DE$ (kN/m^3)	P・DE (kN)	水平バネ $k_n \cdot Ac$ (kN/m)
1	12.000	964.697	3948.979	321.244	1315.010	4979.284

しゃ水壁水平方向地盤反力図(レベル2地震動(レベル2-2))

No	距離 X (m)	水平反力 Rx (kN)	地盤反力の上限值 (kN)
1	12.000	1.534	1315.010



1.4 荷重

1.4.1 自重

(1) 函体自重

スパン1 スパン名称: []

No	距離 X(m)	断面積 Ac(m ²)	自重 W(kN/m)
1	0.000	10.940	268.030
2	0.500	10.940	268.030
3	0.900	10.940	268.030
4	1.000	10.940	268.030
5	1.500	10.940	268.030
6	2.000	10.940	268.030
7	2.500	10.940	268.030
8	3.000	10.940	268.030
9	3.500	10.940	268.030
10	4.000	10.940	268.030
11	4.500	10.290	252.105
12	5.000	10.290	252.105
13	5.500	10.290	252.105
14	6.000	10.290	252.105
15	6.500	10.290	252.105
16	7.000	10.290	252.105
17	7.500	10.290	252.105
18	8.000	10.290	252.105
19	8.500	10.290	252.105
20	9.000	10.290	252.105
21	9.500	10.290	252.105
22	10.000	10.290	252.105
23	10.500	10.290	252.105
24	11.000	10.290	252.105
25	11.500	10.290	252.105
26	12.000	10.290	252.105
27	12.500	10.290	252.105
28	13.000	10.290	252.105
29	13.500	10.290	252.105
30	14.000	10.290	252.105
31	14.500	10.290	252.105
32	15.000	10.290	252.105
33	15.500	10.290	252.105
34	16.000	10.290	252.105

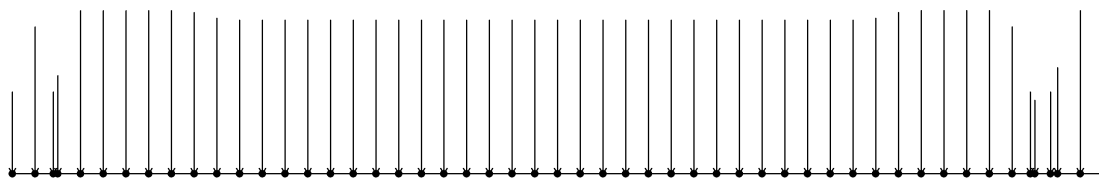
No	距離 X(m)	断面積 Ac(m ²)	自重 W(kN/m)
35	16.500	10.290	252.105
36	17.000	10.290	252.105
37	17.500	10.290	252.105
38	18.000	10.290	252.105
39	18.500	10.290	252.105
40	19.000	10.290	252.105
41	19.500	10.940	268.030
42	20.000	10.940	268.030
43	20.500	10.940	268.030
44	21.000	10.940	268.030
45	21.500	10.940	268.030
46	22.000	10.940	268.030
47	22.400	10.940	268.030
48	22.500	10.940	268.030
49	22.850	10.940	268.030
50	23.000	10.940	268.030
51	23.500	10.940	268.030
52	24.000	10.940	268.030

■自重荷重詳細

No	距離 X(m)	左側荷重 (kN/m)	右側荷重 (kN/m)	左側距離 (m)	右側距離 (m)	鉛直荷重 (kN)
1	0.000	268.030	268.030	0.250	0.000	-67.007
2	0.500	268.030	268.030	0.250	0.200	-120.614
3	0.900	268.030	268.030	0.200	0.050	-67.007
4	1.000	268.030	268.030	0.050	0.250	-80.409
5	1.500	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
6	2.000	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
7	2.500	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
8	3.000	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
9	3.500	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
10	4.000	268.030	260.149	0.250	0.247	-132.356
11	4.500	260.149	252.105	0.253	0.250	-127.711
12	5.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
13	5.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
14	6.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
15	6.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
16	7.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
17	7.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
18	8.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053

No	距離 X(m)	左側荷重 (kN/m)	右側荷重 (kN/m)	左側距離 (m)	右側距離 (m)	鉛直荷重 (kN)
19	8.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
20	9.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
21	9.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
22	10.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
23	10.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
24	11.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
25	11.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
26	12.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
27	12.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
28	13.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
29	13.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
30	14.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
31	14.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
32	15.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
33	15.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
34	16.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
35	16.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
36	17.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
37	17.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
38	18.000	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
39	18.500	252.105	252.105	0.250	0.250	-126.053
40	19.000	252.105	260.149	0.250	0.253	-127.711
41	19.500	260.149	268.030	0.247	0.250	-132.356
42	20.000	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
43	20.500	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
44	21.000	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
45	21.500	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
46	22.000	268.030	268.030	0.250	0.200	-120.613
47	22.400	268.030	268.030	0.200	0.050	-67.007
48	22.500	268.030	268.030	0.050	0.175	-60.307
49	22.850	268.030	268.030	0.175	0.075	-67.007
50	23.000	268.030	268.030	0.075	0.250	-87.110
51	23.500	268.030	268.030	0.250	0.250	-134.015
52	24.000	268.030	268.030	0.000	0.250	-67.007

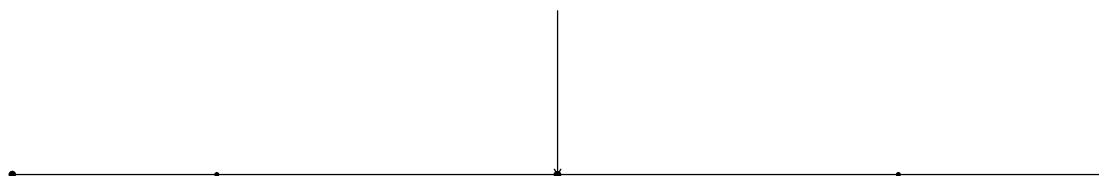
自重図



(2) しゅ水壁荷重

No	距離 X(m)	しゅ水壁体積 (m ³)	しゅ水壁荷重 (kN)
1	12.000	7.7500	-189.875

しゅ水壁荷重図



1.4.2 連動荷重

川表の方向：右側

常時 荷重ケース総数：[1]

常時 荷重ケース1 荷重ケース名称：[門柱・胸壁 (常時)1]

No	荷重名称	函体左端から の位置(m)	X軸方向 集中荷重(kN)	Y軸方向 集中荷重(kN)	モーメント 荷重(kN・m)
1	門柱	22.850	0.000	-1632.860	48.710
2	左胸壁	0.900	-684.050	-594.730	-602.220
3	右胸壁	22.400	623.580	-464.140	348.660

連動荷重図



1.4.3 地盤変位に伴う荷重

レベル2地震動(レベル2-2)

(1) 地盤変位に伴う函体に作用する鉛直荷重(上限値:鉛直土圧)

※全沈下量がマイナス値となった場合、全沈下量を0.0として計算しています。

スパン1 スパン名称: []

No	距離 X(m)	常時沈下量 (mm)	地震時沈下量 (mm)	全沈下量 (mm)	$k_v \cdot DE \cdot B$ (kN/m ²)	荷重の上限値 (kN/m)	荷重 (kN/m)
1	0.000	24.4	10.3	34.6	14610.782	0.000	0.000
2	0.500	27.8	11.0	38.8	14610.782	43.111	43.111
3	0.900	29.6	12.8	42.3	14610.782	61.098	61.098
4	1.000	29.8	14.8	44.6	14610.782	61.098	61.098
5	1.500	31.0	15.7	46.6	14610.782	61.098	61.098
6	2.000	32.1	17.8	49.9	14610.782	61.098	61.098
7	2.500	33.2	18.7	51.8	14610.782	61.098	61.098
8	3.000	34.2	19.8	54.0	14610.782	61.098	61.098
9	3.500	35.3	20.0	55.3	14610.782	77.709	77.709
10	4.000	36.4	21.8	58.2	14610.782	98.959	98.959
11	4.500	37.5	22.9	60.4	14781.381	120.750	120.750
12	5.000	38.7	25.9	64.6	14781.381	143.081	143.081
13	5.500	40.0	27.9	67.9	14781.381	165.953	165.953
14	6.000	41.6	29.6	71.1	14781.381	189.366	189.366
15	6.500	43.2	30.7	73.8	14781.381	213.320	213.320
16	7.000	45.1	32.7	77.7	14781.381	237.814	237.814
17	7.500	46.6	42.8	89.4	14781.381	262.849	262.849
18	8.000	48.0	44.6	92.5	14781.381	288.425	288.425
19	8.500	49.2	46.8	95.9	14781.381	314.541	314.541
20	9.000	50.2	48.6	98.7	14781.381	341.198	341.198
21	9.500	51.1	50.7	101.7	14781.381	368.396	368.396
22	10.000	51.8	52.8	104.6	14781.381	396.134	396.134
23	10.500	52.3	55.0	107.3	14781.381	424.414	424.414
24	11.000	52.7	60.7	113.3	14781.381	426.699	426.699
25	11.500	52.8	62.7	115.5	14781.381	426.699	426.699
26	12.000	52.8	65.9	118.7	14781.381	426.699	426.699
27	12.500	52.6	63.0	115.6	14781.381	426.699	426.699
28	13.000	52.2	61.8	113.9	14781.381	413.037	413.037
29	13.500	51.6	59.6	111.1	14781.381	384.974	384.974
30	14.000	50.8	58.7	109.5	14781.381	357.452	357.452
31	14.500	49.9	54.8	104.7	14781.381	330.470	330.470
32	15.000	48.8	53.2	102.0	14781.381	304.030	304.030
33	15.500	47.6	52.2	99.7	14781.381	278.129	278.129
34	16.000	46.2	50.2	96.3	14781.381	252.770	252.770
35	16.500	44.4	47.9	92.3	14781.381	227.951	227.951
36	17.000	42.7	45.8	88.5	14781.381	203.673	203.673
37	17.500	41.2	44.6	85.7	14781.381	179.936	179.936
38	18.000	39.7	42.7	82.4	14781.381	156.740	156.740

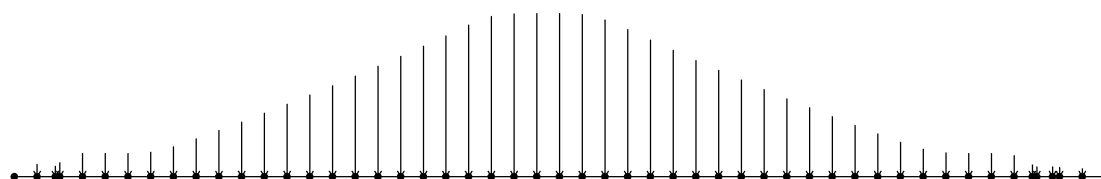
No	距離 X(m)	常時沈下量 (mm)	地震時沈下量 (mm)	全沈下量 (mm)	$k_v \cdot DE \cdot B$ (kN/m ²)	荷重の上限値 (kN/m)	荷重 (kN/m)
39	18.500	38.5	40.5	79.0	14781.381	134.084	134.084
40	19.000	37.4	39.8	77.2	14781.381	111.968	111.968
41	19.500	36.4	38.6	75.0	14610.782	90.394	90.394
42	20.000	35.4	36.5	71.8	14610.782	69.360	69.360
43	20.500	34.4	35.8	70.2	14610.782	61.098	61.098
44	21.000	33.5	32.6	66.1	14610.782	61.098	61.098
45	21.500	32.6	30.7	63.2	14610.782	61.098	61.098
46	22.000	31.6	28.6	60.2	14610.782	61.098	61.098
47	22.400	30.9	27.5	58.4	14610.782	61.098	61.098
48	22.500	30.7	24.7	55.4	14610.782	61.098	61.098
49	22.850	30.0	23.7	53.7	14610.782	49.807	49.807
50	23.000	29.7	20.1	49.8	14610.782	43.111	43.111
51	23.500	28.3	18.6	46.9	14610.782	21.224	21.224
52	24.000	25.6	14.4	39.9	14610.782	0.000	0.000

■鉛直荷重詳細

No	距離 X(m)	左側荷重 (kN/m)	中央荷重 (kN/m)	右側荷重 (kN/m)	左側距離 (m)	右側距離 (m)	鉛直荷重 (kN)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.500	28.741	43.111	52.622	0.167	0.212	-16.112
3	0.900	52.622	61.098	61.098	0.188	0.050	-13.773
4	1.000	61.098	61.098	61.098	0.050	0.250	-18.329
5	1.500	61.098	61.098	61.098	0.250	0.250	-30.549
6	2.000	61.098	61.098	61.098	0.250	0.250	-30.549
7	2.500	61.098	61.098	61.098	0.250	0.250	-30.549
8	3.000	61.098	61.098	69.735	0.250	0.260	-32.281
9	3.500	69.735	77.709	88.760	0.240	0.260	-39.338
10	4.000	88.760	98.959	110.214	0.240	0.258	-49.535
11	4.500	110.214	120.750	132.230	0.242	0.257	-60.431
12	5.000	132.230	143.081	154.799	0.243	0.256	-71.597
13	5.500	154.799	165.953	177.917	0.244	0.255	-83.033
14	6.000	177.917	189.366	201.580	0.245	0.255	-94.739
15	6.500	201.580	213.320	225.789	0.245	0.255	-106.716
16	7.000	225.789	237.814	250.540	0.245	0.254	-118.963
17	7.500	250.540	262.849	275.835	0.246	0.254	-131.481
18	8.000	275.835	288.425	301.671	0.246	0.254	-144.269
19	8.500	301.671	314.541	328.050	0.246	0.253	-157.327
20	9.000	328.050	341.198	354.971	0.247	0.253	-170.655
21	9.500	354.971	368.396	382.433	0.247	0.253	-184.254
22	10.000	382.433	396.134	410.436	0.247	0.253	-198.124

No	距離 X(m)	左側荷重 (kN/m)	中央荷重 (kN/m)	右側荷重 (kN/m)	左側距離 (m)	右側距離 (m)	鉛直荷重 (kN)
23	10.500	410.436	424.414	425.557	0.247	0.250	-209.499
24	11.000	425.557	426.699	426.699	0.250	0.250	-213.112
25	11.500	426.699	426.699	426.699	0.250	0.250	-213.350
26	12.000	426.699	426.699	426.699	0.250	0.250	-213.350
27	12.500	426.699	426.699	419.905	0.250	0.249	-211.926
28	13.000	419.905	413.037	399.170	0.251	0.247	-205.018
29	13.500	399.170	384.974	371.383	0.253	0.247	-192.543
30	14.000	371.383	357.452	344.138	0.253	0.247	-178.782
31	14.500	344.138	330.470	317.434	0.253	0.247	-165.291
32	15.000	317.434	304.030	291.272	0.253	0.246	-152.071
33	15.500	291.272	278.129	265.652	0.254	0.246	-139.121
34	16.000	265.652	252.770	240.574	0.254	0.246	-126.441
35	16.500	240.574	227.951	216.040	0.254	0.245	-114.032
36	17.000	216.040	203.673	192.050	0.255	0.245	-101.893
37	17.500	192.050	179.936	168.604	0.255	0.244	-90.024
38	18.000	168.604	156.740	145.706	0.256	0.244	-78.426
39	18.500	145.706	134.084	123.357	0.256	0.243	-67.098
40	19.000	123.357	111.968	101.565	0.257	0.241	-56.040
41	19.500	101.565	90.394	80.339	0.259	0.239	-45.252
42	20.000	80.339	69.360	65.316	0.261	0.245	-36.013
43	20.500	65.316	61.098	61.098	0.255	0.250	-31.410
44	21.000	61.098	61.098	61.098	0.250	0.250	-30.549
45	21.500	61.098	61.098	61.098	0.250	0.250	-30.549
46	22.000	61.098	61.098	61.098	0.250	0.200	-27.494
47	22.400	61.098	61.098	61.098	0.200	0.050	-15.275
48	22.500	61.098	61.098	55.644	0.050	0.169	-12.923
49	22.850	55.644	49.807	46.539	0.181	0.073	-13.066
50	23.000	46.539	43.111	33.409	0.077	0.222	-11.923
51	23.500	33.409	21.224	14.149	0.278	0.167	-10.551
52	24.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

鉛直荷重図(沈下量)



(2) 地盤変位に伴う函体に作用する水平荷重

スパン1 スパン名称: []

No	距離 X(m)	常時変位量 (mm)	地震時変位量 (mm)	全変位量 (mm)	$k_s \cdot DE \cdot U$ (kN/m ²)	荷重の上限値 (kN/m)	荷重 (kN/m)
1	0.000	-8.2	-80.9	-89.1	15120.136	-46.623	-46.623
2	0.500	-7.7	-76.5	-84.1	15120.136	-59.878	-59.878
3	0.900	-7.3	-67.0	-74.3	15120.136	-65.360	-65.360
4	1.000	-7.2	-62.1	-69.4	15120.136	-65.360	-65.360
5	1.500	-6.8	-60.3	-67.2	15120.136	-65.360	-65.360
6	2.000	-6.5	-57.5	-63.9	15120.136	-65.360	-65.360
7	2.500	-6.1	-55.3	-61.5	15120.136	-65.360	-65.360
8	3.000	-5.9	-53.7	-59.5	15120.136	-65.360	-65.360
9	3.500	-5.6	-50.7	-56.3	15120.136	-70.400	-70.400
10	4.000	-5.4	-48.5	-53.8	15120.136	-76.818	-76.818
11	4.500	-5.2	-46.8	-52.0	14970.432	-80.455	-80.455
12	5.000	-5.0	-43.6	-48.6	15145.230	-87.099	-87.099
13	5.500	-4.9	-39.8	-44.7	15145.230	-93.875	-93.875
14	6.000	-4.9	-36.9	-41.8	15145.230	-100.782	-100.782
15	6.500	-4.9	-31.6	-36.4	15145.230	-107.820	-107.820
16	7.000	-4.7	-29.5	-34.1	15145.230	-114.989	-114.989
17	7.500	-4.1	-26.5	-30.5	15145.230	-122.290	-122.290
18	8.000	-3.5	-23.5	-27.0	15145.230	-129.721	-129.721
19	8.500	-3.0	-22.5	-25.5	15145.230	-137.283	-137.283
20	9.000	-2.6	-18.7	-21.2	15145.230	-144.976	-144.976
21	9.500	-2.1	-16.4	-18.6	15145.230	-152.801	-152.801
22	10.000	-1.7	-13.8	-15.5	15145.230	-160.756	-160.756
23	10.500	-1.3	-10.3	-11.7	15145.230	-168.843	-168.843
24	11.000	-0.9	-5.3	-6.3	15145.230	-169.495	-95.036
25	11.500	-0.6	-2.3	-2.9	15145.230	-169.495	-43.846
26	12.000	-0.2	0.0	-0.2	15145.230	-169.495	-2.681
27	12.500	0.2	3.4	3.6	15145.230	169.495	54.562
28	13.000	0.6	8.6	9.1	15145.230	165.593	138.539
29	13.500	1.0	13.6	14.5	15145.230	157.558	157.558
30	14.000	1.4	16.8	18.2	15145.230	149.655	149.655
31	14.500	1.8	19.7	21.5	15145.230	141.883	141.883
32	15.000	2.3	23.8	26.1	15145.230	134.242	134.242
33	15.500	2.8	29.6	32.3	15145.230	126.733	126.733
34	16.000	3.4	33.5	36.8	15145.230	119.354	119.354
35	16.500	4.0	36.8	40.8	15145.230	112.106	112.106
36	17.000	3.9	40.5	44.3	15145.230	104.989	104.989
37	17.500	3.9	43.5	47.3	15145.230	98.004	98.004
38	18.000	3.9	46.8	50.7	15145.230	91.149	91.149

No	距離 X(m)	常時変位量 (mm)	地震時変位量 (mm)	全変位量 (mm)	$k_s \cdot DE \cdot U$ (kN/m ²)	荷重の上限値 (kN/m)	荷重 (kN/m)
39	18.500	4.0	50.5	54.5	15145.230	84.426	84.426
40	19.000	4.1	55.3	59.5	15145.230	77.833	77.833
41	19.500	4.3	58.9	63.2	15296.683	74.235	74.235
42	20.000	4.5	63.0	67.5	15120.136	67.870	67.870
43	20.500	4.7	67.1	71.8	15120.136	65.360	65.360
44	21.000	4.9	70.4	75.4	15120.136	65.360	65.360
45	21.500	5.2	71.5	76.7	15120.136	65.360	65.360
46	22.000	5.5	74.8	80.3	15120.136	65.360	65.360
47	22.400	5.7	79.5	85.2	15120.136	65.360	65.360
48	22.500	5.8	81.6	87.4	15120.136	65.360	65.360
49	22.850	6.0	84.7	90.7	15120.136	61.922	61.922
50	23.000	6.2	89.6	95.7	15120.136	59.878	59.878
51	23.500	6.5	93.7	100.2	15120.136	53.170	53.170
52	24.000	7.0	96.7	103.6	15120.136	46.623	46.623

■水平荷重詳細

No	距離 X(m)	左側荷重 (kN/m)	中央荷重 (kN/m)	右側荷重 (kN/m)	左側距離 (m)	右側距離 (m)	水平荷重 (kN)
1	0.000	-46.623	0.000	-53.525	0.260	0.000	-13.038
2	0.500	-53.525	-59.878	-62.659	0.240	0.203	-26.020
3	0.900	-62.659	-65.360	-65.360	0.197	0.050	-15.883
4	1.000	-65.360	-65.360	-65.360	0.050	0.250	-19.608
5	1.500	-65.360	-65.360	-65.360	0.250	0.250	-32.680
6	2.000	-65.360	-65.360	-65.360	0.250	0.250	-32.680
7	2.500	-65.360	-65.360	-65.360	0.250	0.250	-32.680
8	3.000	-65.360	-65.360	-67.911	0.250	0.253	-33.205
9	3.500	-67.911	-70.400	-73.656	0.247	0.254	-35.344
10	4.000	-73.656	-76.818	-78.650	0.246	0.252	-38.119
11	4.500	-78.650	-80.455	-83.821	0.248	0.253	-40.541
12	5.000	-83.821	-87.099	-90.530	0.247	0.253	-43.563
13	5.500	-90.530	-93.875	-97.370	0.247	0.253	-46.951
14	6.000	-97.370	-100.782	-104.341	0.247	0.253	-50.405
15	6.500	-104.341	-107.820	-111.443	0.247	0.253	-53.924
16	7.000	-111.443	-114.989	-118.677	0.247	0.253	-57.508
17	7.500	-118.677	-122.290	-126.042	0.247	0.252	-61.158
18	8.000	-126.042	-129.721	-133.538	0.248	0.252	-64.874
19	8.500	-133.538	-137.283	-141.165	0.248	0.252	-68.655
20	9.000	-141.165	-144.976	-148.923	0.248	0.252	-72.502
21	9.500	-148.923	-152.801	-156.812	0.248	0.252	-76.414
22	10.000	-156.812	-160.756	-164.833	0.248	0.252	-80.392

No	距離 X(m)	左側荷重 (kN/m)	中央荷重 (kN/m)	右側荷重 (kN/m)	左側距離 (m)	右側距離 (m)	水平荷重 (kN)
23	10.500	-164.833	-168.843	-135.380	0.248	0.227	-75.851
24	11.000	-135.380	-95.036	-72.586	0.273	0.219	-49.866
25	11.500	-72.586	-43.846	-29.334	0.281	0.176	-22.792
26	12.000	-29.334	-2.681	36.467	0.324	0.342	0.594
27	12.500	36.467	54.562	102.637	0.158	0.286	29.692
28	13.000	102.637	138.539	148.252	0.214	0.255	62.393
29	13.500	148.252	157.558	153.641	0.245	0.248	75.974
30	14.000	153.641	149.655	145.804	0.252	0.248	74.841
31	14.500	145.804	141.883	138.098	0.252	0.248	70.955
32	15.000	138.098	134.242	130.524	0.252	0.248	67.135
33	15.500	130.524	126.733	123.080	0.252	0.248	63.380
34	16.000	123.080	119.354	115.768	0.252	0.247	59.691
35	16.500	115.768	112.106	108.587	0.253	0.247	56.067
36	17.000	108.587	104.989	101.537	0.253	0.247	52.508
37	17.500	101.537	98.004	94.618	0.253	0.247	49.016
38	18.000	94.618	91.149	87.830	0.253	0.247	45.588
39	18.500	87.830	84.426	81.174	0.253	0.247	42.227
40	19.000	81.174	77.833	76.048	0.253	0.248	39.229
41	19.500	76.048	74.235	71.100	0.252	0.246	36.829
42	20.000	71.100	67.870	66.623	0.254	0.248	34.337
43	20.500	66.623	65.360	65.360	0.252	0.250	32.942
44	21.000	65.360	65.360	65.360	0.250	0.250	32.680
45	21.500	65.360	65.360	65.360	0.250	0.250	32.680
46	22.000	65.360	65.360	65.360	0.250	0.200	29.412
47	22.400	65.360	65.360	65.360	0.200	0.050	16.340
48	22.500	65.360	65.360	63.656	0.050	0.173	14.455
49	22.850	63.656	61.922	60.906	0.177	0.075	15.667
50	23.000	60.906	59.878	56.590	0.075	0.245	18.825
51	23.500	56.590	53.170	49.968	0.255	0.245	26.602
52	24.000	49.968	0.000	46.623	0.000	0.255	12.338

水平荷重図(変位量)

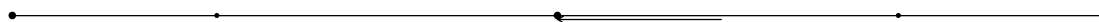


(3) 地盤変位に伴うしゃ水壁に作用する水平荷重

No	距離 X(m)	常時変位量 (mm)	地震時変位量 (mm)	全変位量 (mm)	水平バネ (kN/m)	荷重の上限値 (kN)	水平荷重 (kN)
1	12.000	-0.2	0.0	-0.2	4979.284	-1315.010	-0.881

地盤の水平方向バネを設定し、バネに水平変位(=地震時水平方向変位)を与え、水平力を作用させる。
上限値は、受働土圧とする。

しゃ水壁水平荷重図



1.5 変位・反力

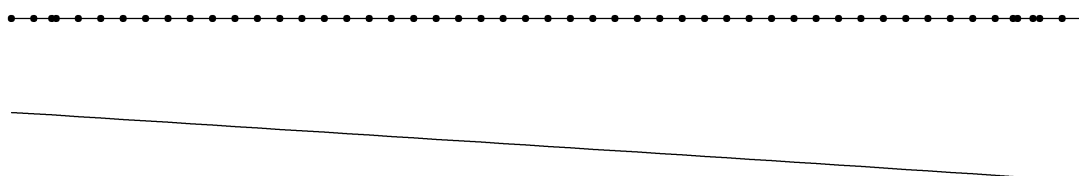
1.5.1 レベル2地震動(レベル2-2)

スパン1 スパン名称: []

番号	距離 X(m)	鉛直変位 δy (mm)	水平変位 δx (mm)	回転変位 θz (mrad)
1	0.000	-28.747	-0.359	-0.868
2	0.500	-29.181	-0.359	-0.868
3	0.900	-29.528	-0.359	-0.868
4	1.000	-29.615	-0.359	-0.868
5	1.500	-30.049	-0.357	-0.867
6	2.000	-30.482	-0.356	-0.867
7	2.500	-30.916	-0.354	-0.867
8	3.000	-31.349	-0.353	-0.867
9	3.500	-31.783	-0.351	-0.867
10	4.000	-32.217	-0.350	-0.867
11	4.500	-32.650	-0.348	-0.868
12	5.000	-33.084	-0.346	-0.868
13	5.500	-33.518	-0.344	-0.868
14	6.000	-33.953	-0.342	-0.869
15	6.500	-34.387	-0.340	-0.869
16	7.000	-34.822	-0.337	-0.870
17	7.500	-35.257	-0.335	-0.870
18	8.000	-35.692	-0.333	-0.870
19	8.500	-36.127	-0.330	-0.870
20	9.000	-36.562	-0.327	-0.870
21	9.500	-36.997	-0.324	-0.870
22	10.000	-37.432	-0.321	-0.870
23	10.500	-37.867	-0.318	-0.870
24	11.000	-38.302	-0.315	-0.870

番号	距離 $X(m)$	鉛直変位 $\delta y(mm)$	水平変位 $\delta x(mm)$	回転変位 $\theta z(mrad)$
25	11.500	-38.737	-0.312	-0.870
26	12.000	-39.172	-0.308	-0.870
27	12.500	-39.608	-0.305	-0.871
28	13.000	-40.043	-0.301	-0.871
29	13.500	-40.479	-0.298	-0.872
30	14.000	-40.916	-0.295	-0.874
31	14.500	-41.353	-0.292	-0.875
32	15.000	-41.791	-0.289	-0.877
33	15.500	-42.230	-0.287	-0.879
34	16.000	-42.670	-0.284	-0.881
35	16.500	-43.111	-0.282	-0.884
36	17.000	-43.553	-0.279	-0.887
37	17.500	-43.997	-0.277	-0.889
38	18.000	-44.443	-0.275	-0.892
39	18.500	-44.890	-0.273	-0.895
40	19.000	-45.338	-0.271	-0.898
41	19.500	-45.788	-0.269	-0.901
42	20.000	-46.239	-0.268	-0.903
43	20.500	-46.691	-0.266	-0.905
44	21.000	-47.145	-0.264	-0.907
45	21.500	-47.598	-0.263	-0.908
46	22.000	-48.053	-0.262	-0.909
47	22.400	-48.416	-0.261	-0.909
48	22.500	-48.507	-0.260	-0.909
49	22.850	-48.825	-0.260	-0.909
50	23.000	-48.962	-0.260	-0.909
51	23.500	-49.416	-0.260	-0.909
52	24.000	-49.870	-0.260	-0.909

変位図

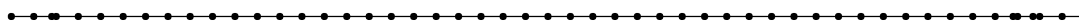


スパン1 スパン名称: []

番号	距離 X(m)	タイプ	水平反力 Rx(kN)	鉛直反力 Ry(kN)	回転反力 RM(kN.m)
1	0.000	支点	0.000	0.000	0.000
2	0.000	地盤バネ	1.357	105.004	0.000
3	0.500	地盤バネ	2.442	191.861	0.000
4	0.900	地盤バネ	1.357	107.858	0.000
5	1.000	地盤バネ	1.627	129.810	0.000
6	1.500	地盤バネ	2.701	219.518	0.000
7	2.000	地盤バネ	2.690	222.686	0.000
8	2.500	地盤バネ	2.679	225.853	0.000
9	3.000	地盤バネ	2.667	229.020	0.000
10	3.500	地盤バネ	2.655	232.187	0.000
11	4.000	地盤バネ	2.642	235.355	0.000
12	4.500	地盤バネ	2.634	239.916	0.000
13	5.000	地盤バネ	2.619	244.516	0.000
14	5.500	地盤バネ	2.604	247.724	0.000
15	6.000	地盤バネ	2.589	250.934	0.000
16	6.500	地盤バネ	2.572	254.146	0.000
17	7.000	地盤バネ	2.555	257.358	0.000
18	7.500	地盤バネ	2.537	260.572	0.000
19	8.000	地盤バネ	2.519	263.787	0.000
20	8.500	地盤バネ	2.499	267.002	0.000

番号	距離 X(m)	タイプ	水平反力 Rx(kN)	鉛直反力 Ry(kN)	回転反力 RM(kN.m)
21	9.000	地盤バネ	2.478	270.217	0.000
22	9.500	地盤バネ	2.457	273.432	0.000
23	10.000	地盤バネ	2.434	276.648	0.000
24	10.500	地盤バネ	2.410	279.863	0.000
25	11.000	地盤バネ	2.385	283.079	0.000
26	11.500	地盤バネ	2.359	286.295	0.000
27	12.000	地盤バネ	2.333	289.511	0.000
28	12.000	地盤バネ	1.534	0.000	0.000
29	12.500	地盤バネ	2.307	292.728	0.000
30	13.000	地盤バネ	2.282	295.948	0.000
31	13.500	地盤バネ	2.257	299.169	0.000
32	14.000	地盤バネ	2.234	302.395	0.000
33	14.500	地盤バネ	2.211	305.626	0.000
34	15.000	地盤バネ	2.190	308.862	0.000
35	15.500	地盤バネ	2.170	312.106	0.000
36	16.000	地盤バネ	2.151	315.358	0.000
37	16.500	地盤バネ	2.132	318.619	0.000
38	17.000	地盤バネ	2.115	321.890	0.000
39	17.500	地盤バネ	2.098	325.171	0.000
40	18.000	地盤バネ	2.083	328.463	0.000
41	18.500	地盤バネ	2.067	331.766	0.000
42	19.000	地盤バネ	2.053	335.081	0.000
43	19.500	地盤バネ	2.036	336.453	0.000
44	20.000	地盤バネ	2.023	337.796	0.000
45	20.500	地盤バネ	2.011	341.099	0.000
46	21.000	地盤バネ	1.999	344.410	0.000
47	21.500	地盤バネ	1.988	347.725	0.000
48	22.000	地盤バネ	1.780	315.940	0.000
49	22.400	地盤バネ	0.985	176.850	0.000
50	22.500	地盤バネ	0.886	159.464	0.000
51	22.850	地盤バネ	0.984	178.344	0.000
52	23.000	地盤バネ	1.279	232.495	0.000
53	23.500	地盤バネ	1.968	361.004	0.000
54	24.000	地盤バネ	0.984	182.161	0.000
55	24.000	支点	0.000	0.000	0.000

反力図



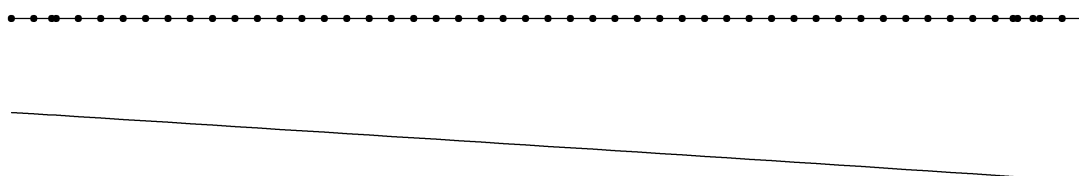
1.5.2 レベル2地震動(レベル2-2)(軸力算定)

スパン1 スパン名称: []

番号	距離 X(m)	鉛直変位 $\delta y(\text{mm})$	水平変位 $\delta x(\text{mm})$	回転変位 $\theta z(\text{mrad})$
1	0.000	-28.750	-0.359	-0.868
2	0.500	-29.184	-0.359	-0.868
3	0.900	-29.531	-0.359	-0.868
4	1.000	-29.618	-0.359	-0.867
5	1.500	-30.051	-0.357	-0.867
6	2.000	-30.485	-0.356	-0.867
7	2.500	-30.918	-0.354	-0.866
8	3.000	-31.351	-0.353	-0.866
9	3.500	-31.784	-0.351	-0.867
10	4.000	-32.218	-0.350	-0.867
11	4.500	-32.651	-0.348	-0.867
12	5.000	-33.085	-0.346	-0.868
13	5.500	-33.519	-0.344	-0.868
14	6.000	-33.953	-0.342	-0.868
15	6.500	-34.387	-0.340	-0.869
16	7.000	-34.822	-0.337	-0.869
17	7.500	-35.256	-0.335	-0.869
18	8.000	-35.691	-0.333	-0.870
19	8.500	-36.126	-0.330	-0.870
20	9.000	-36.561	-0.327	-0.870

番号	距離 $X(m)$	鉛直変位 $\delta y(mm)$	水平変位 $\delta x(mm)$	回転変位 $\theta z(mrad)$
21	9.500	-36.996	-0.324	-0.870
22	10.000	-37.431	-0.321	-0.870
23	10.500	-37.865	-0.318	-0.870
24	11.000	-38.300	-0.315	-0.870
25	11.500	-38.735	-0.312	-0.870
26	12.000	-39.170	-0.308	-0.870
27	12.500	-39.605	-0.305	-0.870
28	13.000	-40.041	-0.301	-0.871
29	13.500	-40.477	-0.298	-0.872
30	14.000	-40.913	-0.295	-0.873
31	14.500	-41.350	-0.292	-0.875
32	15.000	-41.788	-0.289	-0.877
33	15.500	-42.227	-0.287	-0.879
34	16.000	-42.667	-0.284	-0.881
35	16.500	-43.108	-0.282	-0.884
36	17.000	-43.551	-0.279	-0.887
37	17.500	-43.995	-0.277	-0.890
38	18.000	-44.441	-0.275	-0.893
39	18.500	-44.888	-0.273	-0.896
40	19.000	-45.337	-0.271	-0.899
41	19.500	-45.788	-0.269	-0.902
42	20.000	-46.240	-0.268	-0.905
43	20.500	-46.692	-0.266	-0.907
44	21.000	-47.146	-0.264	-0.909
45	21.500	-47.601	-0.263	-0.910
46	22.000	-48.056	-0.262	-0.910
47	22.400	-48.420	-0.261	-0.911
48	22.500	-48.511	-0.260	-0.911
49	22.850	-48.830	-0.260	-0.910
50	23.000	-48.967	-0.260	-0.910
51	23.500	-49.422	-0.260	-0.910
52	24.000	-49.877	-0.260	-0.910

変位図

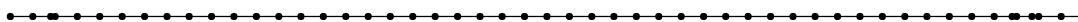


スパン1 スパン名称: []

番号	距離 X(m)	タイプ	水平反力 Rx(kN)	鉛直反力 Ry(kN)	回転反力 RM(kN.m)
1	0.000	支点	0.000	0.000	0.000
2	0.000	地盤バネ	1.357	105.015	0.000
3	0.500	地盤バネ	2.442	191.880	0.000
4	0.900	地盤バネ	1.357	107.867	0.000
5	1.000	地盤バネ	1.627	129.821	0.000
6	1.500	地盤バネ	2.701	219.536	0.000
7	2.000	地盤バネ	2.690	222.701	0.000
8	2.500	地盤バネ	2.679	225.866	0.000
9	3.000	地盤バネ	2.667	229.031	0.000
10	3.500	地盤バネ	2.655	232.196	0.000
11	4.000	地盤バネ	2.642	235.362	0.000
12	4.500	地盤バネ	2.634	239.922	0.000
13	5.000	地盤バネ	2.619	244.520	0.000
14	5.500	地盤バネ	2.604	247.727	0.000
15	6.000	地盤バネ	2.589	250.936	0.000
16	6.500	地盤バネ	2.572	254.146	0.000
17	7.000	地盤バネ	2.555	257.357	0.000
18	7.500	地盤バネ	2.537	260.569	0.000
19	8.000	地盤バネ	2.519	263.782	0.000
20	8.500	地盤バネ	2.499	266.996	0.000

番号	距離 X(m)	タイプ	水平反力 Rx(kN)	鉛直反力 Ry(kN)	回転反力 RM(kN.m)
21	9.000	地盤バネ	2.478	270.210	0.000
22	9.500	地盤バネ	2.457	273.424	0.000
23	10.000	地盤バネ	2.434	276.638	0.000
24	10.500	地盤バネ	2.410	279.852	0.000
25	11.000	地盤バネ	2.385	283.066	0.000
26	11.500	地盤バネ	2.359	286.281	0.000
27	12.000	地盤バネ	2.333	289.496	0.000
28	12.000	地盤バネ	1.534	0.000	0.000
29	12.500	地盤バネ	2.307	292.712	0.000
30	13.000	地盤バネ	2.282	295.930	0.000
31	13.500	地盤バネ	2.257	299.151	0.000
32	14.000	地盤バネ	2.234	302.375	0.000
33	14.500	地盤バネ	2.211	305.605	0.000
34	15.000	地盤バネ	2.190	308.842	0.000
35	15.500	地盤バネ	2.170	312.086	0.000
36	16.000	地盤バネ	2.151	315.338	0.000
37	16.500	地盤バネ	2.132	318.600	0.000
38	17.000	地盤バネ	2.115	321.872	0.000
39	17.500	地盤バネ	2.098	325.155	0.000
40	18.000	地盤バネ	2.083	328.450	0.000
41	18.500	地盤バネ	2.067	331.756	0.000
42	19.000	地盤バネ	2.053	335.074	0.000
43	19.500	地盤バネ	2.036	336.450	0.000
44	20.000	地盤バネ	2.023	337.798	0.000
45	20.500	地盤バネ	2.011	341.107	0.000
46	21.000	地盤バネ	1.999	344.422	0.000
47	21.500	地盤バネ	1.988	347.744	0.000
48	22.000	地盤バネ	1.780	315.962	0.000
49	22.400	地盤バネ	0.985	176.865	0.000
50	22.500	地盤バネ	0.886	159.477	0.000
51	22.850	地盤バネ	0.984	178.361	0.000
52	23.000	地盤バネ	1.279	232.518	0.000
53	23.500	地盤バネ	1.968	361.045	0.000
54	24.000	地盤バネ	0.984	182.185	0.000
55	24.000	支点	0.000	0.000	0.000

反力図



1.6 断面力

1.6.1 レベル2地震動(レベル2-2)

スパン1 スパン名称: []

番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN・m)
1	0.000	11.681	37.997	0.000
2	0.500	11.681	37.997	18.998
3	0.500	35.259	93.132	18.998
4	0.900	35.259	93.132	56.251
5	0.900	733.835	-474.520	658.471
6	1.000	733.835	-474.520	611.019
7	1.000	751.817	-443.449	611.019
8	1.500	751.817	-443.449	389.295
9	1.500	781.796	-388.495	389.295
10	2.000	781.796	-388.495	195.047
11	2.000	811.786	-330.373	195.047
12	2.500	811.786	-330.373	29.861
13	2.500	841.788	-269.084	29.861
14	3.000	841.788	-269.084	-104.681
15	3.000	872.326	-206.360	-104.681
16	3.500	872.326	-206.360	-207.861
17	3.500	905.014	-147.526	-207.861
18	4.000	905.014	-147.526	-281.624
19	4.000	940.491	-94.063	-281.624

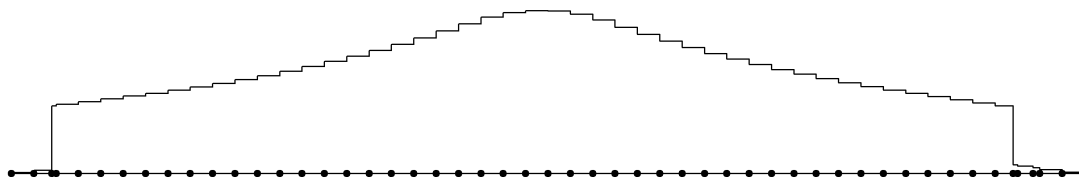
番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN・m)
20	4.500	940.491	-94.063	-328.656
21	4.500	978.398	-42.289	-328.656
22	5.000	978.398	-42.289	-349.800
23	5.000	1019.342	4.577	-349.800
24	5.500	1019.342	4.577	-347.512
25	5.500	1063.689	43.216	-347.512
26	6.000	1063.689	43.216	-325.903
27	6.000	1111.505	73.359	-325.903
28	6.500	1111.505	73.359	-289.224
29	6.500	1162.856	94.736	-289.224
30	7.000	1162.856	94.736	-241.856
31	7.000	1217.809	107.079	-241.856
32	7.500	1217.809	107.079	-188.316
33	7.500	1276.430	110.118	-188.316
34	8.000	1276.430	110.118	-133.257
35	8.000	1338.786	103.583	-133.257
36	8.500	1338.786	103.583	-81.466
37	8.500	1404.942	87.206	-81.466
38	9.000	1404.942	87.206	-37.863
39	9.000	1474.966	60.715	-37.863
40	9.500	1474.966	60.715	-7.505
41	9.500	1548.923	23.840	-7.505
42	10.000	1548.923	23.840	4.415
43	10.000	1626.881	-23.688	4.415
44	10.500	1626.881	-23.688	-7.429
45	10.500	1700.322	-79.376	-7.429
46	11.000	1700.322	-79.376	-47.117
47	11.000	1747.803	-135.461	-47.117
48	11.500	1747.803	-135.461	-114.848
49	11.500	1768.236	-188.568	-114.848
50	12.000	1768.236	-188.568	-209.132
51	12.000	1764.656	-428.334	-209.132
52	12.500	1764.656	-428.334	-423.299
53	12.500	1732.657	-473.585	-423.299
54	13.000	1732.657	-473.585	-660.091
55	13.000	1667.982	-508.708	-660.091
56	13.500	1667.982	-508.708	-914.445
57	13.500	1589.751	-528.134	-914.445
58	14.000	1589.751	-528.134	-1178.512

番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN.m)
59	14.000	1512.676	-530.574	-1178.512
60	14.500	1512.676	-530.574	-1443.799
61	14.500	1439.509	-516.292	-1443.799
62	15.000	1439.509	-516.292	-1701.945
63	15.000	1370.184	-485.553	-1701.945
64	15.500	1370.184	-485.553	-1944.722
65	15.500	1304.635	-438.621	-1944.722
66	16.000	1304.635	-438.621	-2164.032
67	16.000	1242.793	-375.756	-2164.032
68	16.500	1242.793	-375.756	-2351.910
69	16.500	1184.594	-297.222	-2351.910
70	17.000	1184.594	-297.222	-2500.521
71	17.000	1129.971	-203.277	-2500.521
72	17.500	1129.971	-203.277	-2602.160
73	17.500	1078.857	-94.183	-2602.160
74	18.000	1078.857	-94.183	-2649.251
75	18.000	1031.186	29.802	-2649.251
76	18.500	1031.186	29.802	-2634.350
77	18.500	986.892	168.418	-2634.350
78	19.000	986.892	168.418	-2550.141
79	19.000	945.611	319.747	-2550.141
80	19.500	945.611	319.747	-2390.268
81	19.500	906.746	478.591	-2390.268
82	20.000	906.746	478.591	-2150.972
83	20.000	870.386	646.359	-2150.972
84	20.500	870.386	646.359	-1827.793
85	20.500	835.434	822.033	-1827.793
86	21.000	835.434	822.033	-1416.776
87	21.000	800.755	1001.879	-1416.776
88	21.500	800.755	1001.879	-915.836
89	21.500	766.086	1185.041	-915.836
90	22.000	766.086	1185.041	-323.316
91	22.000	734.894	1352.873	-323.316
92	22.400	734.894	1352.873	217.833
93	22.400	93.989	983.301	-130.827
94	22.500	93.989	983.301	-32.497
95	22.500	78.648	1069.536	-32.497
96	22.850	78.648	1069.536	341.841
97	22.850	61.996	-465.054	293.131

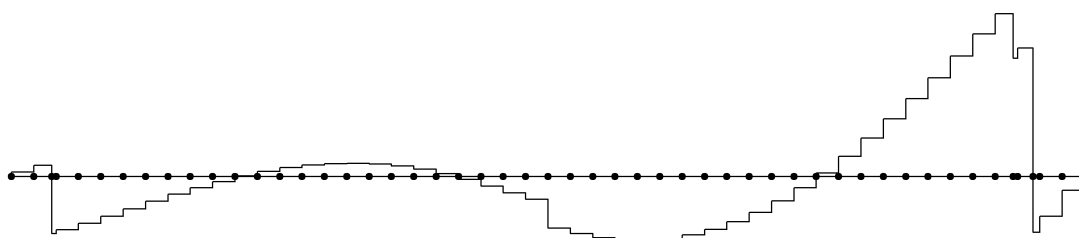
番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN・m)
98	23.000	61.996	-465.054	223.373
99	23.000	41.891	-331.591	223.373
100	23.500	41.891	-331.591	57.577
101	23.500	13.322	-115.154	57.577
102	24.000	13.322	-115.154	0.000

※軸力は引張を正、圧縮を負としています。

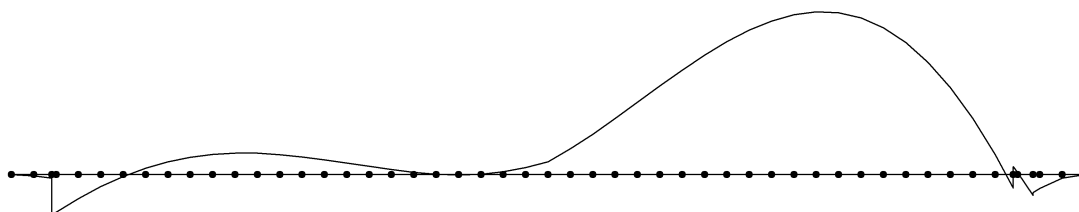
軸力図



せん断力図



曲げモーメント図



1.6.2 レベル2地震動(レベル2-2)(軸力算定)

スパン1 スパン名称: []

番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN・m)
1	0.000	11.681	38.008	0.000
2	0.500	11.681	38.008	19.004

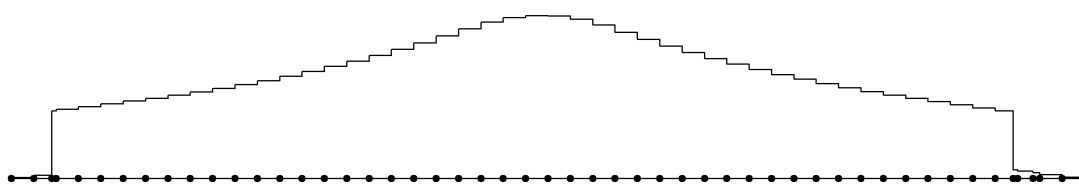
番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN.m)
3	0.500	35.259	93.162	19.004
4	0.900	35.259	93.162	56.269
5	0.900	733.835	-474.481	658.489
6	1.000	733.835	-474.481	611.041
7	1.000	751.817	-443.398	611.041
8	1.500	751.817	-443.398	389.341
9	1.500	781.796	-388.427	389.341
10	2.000	781.796	-388.427	195.128
11	2.000	811.786	-330.289	195.128
12	2.500	811.786	-330.289	29.983
13	2.500	841.788	-268.987	29.983
14	3.000	841.788	-268.987	-104.510
15	3.000	872.326	-206.252	-104.510
16	3.500	872.326	-206.252	-207.636
17	3.500	905.014	-147.408	-207.636
18	4.000	905.014	-147.408	-281.340
19	4.000	940.491	-93.937	-281.340
20	4.500	940.491	-93.937	-328.309
21	4.500	978.398	-42.157	-328.309
22	5.000	978.398	-42.157	-349.387
23	5.000	1019.342	4.714	-349.387
24	5.500	1019.342	4.714	-347.030
25	5.500	1063.689	43.356	-347.030
26	6.000	1063.689	43.356	-325.352
27	6.000	1111.505	73.500	-325.352
28	6.500	1111.505	73.500	-288.603
29	6.500	1162.856	94.876	-288.603
30	7.000	1162.856	94.876	-241.164
31	7.000	1217.809	107.217	-241.164
32	7.500	1217.809	107.217	-187.556
33	7.500	1276.430	110.253	-187.556
34	8.000	1276.430	110.253	-132.429
35	8.000	1338.786	103.714	-132.429
36	8.500	1338.786	103.714	-80.572
37	8.500	1404.942	87.330	-80.572
38	9.000	1404.942	87.330	-36.907
39	9.000	1474.966	60.832	-36.907
40	9.500	1474.966	60.832	-6.491
41	9.500	1548.923	23.949	-6.491

番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN・m)
42	10.000	1548.923	23.949	5.483
43	10.000	1626.881	-23.589	5.483
44	10.500	1626.881	-23.589	-6.311
45	10.500	1700.322	-79.288	-6.311
46	11.000	1700.322	-79.288	-45.955
47	11.000	1747.803	-135.386	-45.955
48	11.500	1747.803	-135.386	-113.648
49	11.500	1768.236	-188.507	-113.648
50	12.000	1768.236	-188.507	-207.902
51	12.000	1764.656	-428.288	-207.902
52	12.500	1764.656	-428.288	-422.046
53	12.500	1732.657	-473.556	-422.046
54	13.000	1732.657	-473.556	-658.824
55	13.000	1667.982	-508.697	-658.824
56	13.500	1667.982	-508.697	-913.172
57	13.500	1589.751	-528.142	-913.172
58	14.000	1589.751	-528.142	-1177.243
59	14.000	1512.676	-530.601	-1177.243
60	14.500	1512.676	-530.601	-1442.544
61	14.500	1439.509	-516.340	-1442.544
62	15.000	1439.509	-516.340	-1700.714
63	15.000	1370.184	-485.622	-1700.714
64	15.500	1370.184	-485.622	-1943.525
65	15.500	1304.635	-438.710	-1943.525
66	16.000	1304.635	-438.710	-2162.879
67	16.000	1242.793	-375.865	-2162.879
68	16.500	1242.793	-375.865	-2350.812
69	16.500	1184.594	-297.350	-2350.812
70	17.000	1184.594	-297.350	-2499.487
71	17.000	1129.971	-203.423	-2499.487
72	17.500	1129.971	-203.423	-2601.198
73	17.500	1078.857	-94.344	-2601.198
74	18.000	1078.857	-94.344	-2648.371
75	18.000	1031.186	29.627	-2648.371
76	18.500	1031.186	29.627	-2633.557
77	18.500	986.892	168.233	-2633.557
78	19.000	986.892	168.233	-2549.440
79	19.000	945.611	319.556	-2549.440
80	19.500	945.611	319.556	-2389.663

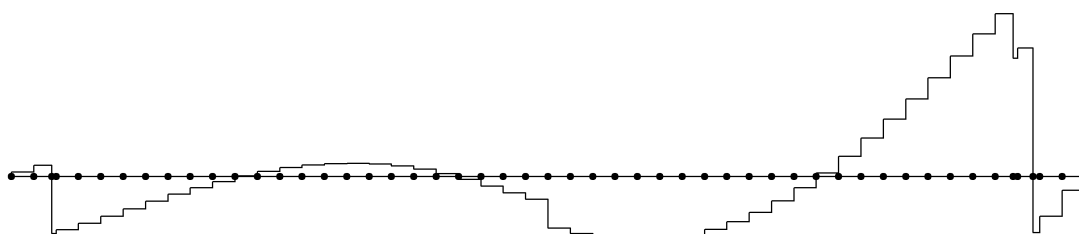
番号	距離 X(m)	軸力 Nx(kN)	せん断力 Sy(kN)	曲げモーメント Mz(kN・m)
81	19.500	906.746	478.398	-2389.663
82	20.000	906.746	478.398	-2150.464
83	20.000	870.386	646.168	-2150.464
84	20.500	870.386	646.168	-1827.380
85	20.500	835.434	821.849	-1827.380
86	21.000	835.434	821.849	-1416.455
87	21.000	800.755	1001.708	-1416.455
88	21.500	800.755	1001.708	-915.602
89	21.500	766.086	1184.887	-915.602
90	22.000	766.086	1184.887	-323.158
91	22.000	734.894	1352.741	-323.158
92	22.400	734.894	1352.741	217.939
93	22.400	93.989	983.184	-130.721
94	22.500	93.989	983.184	-32.403
95	22.500	78.648	1069.431	-32.403
96	22.850	78.648	1069.431	341.898
97	22.850	61.996	-465.141	293.188
98	23.000	61.996	-465.141	223.417
99	23.000	41.891	-331.656	223.417
100	23.500	41.891	-331.656	57.589
101	23.500	13.322	-115.177	57.589
102	24.000	13.322	-115.177	0.000

※軸力は引張を正、圧縮を負としています。

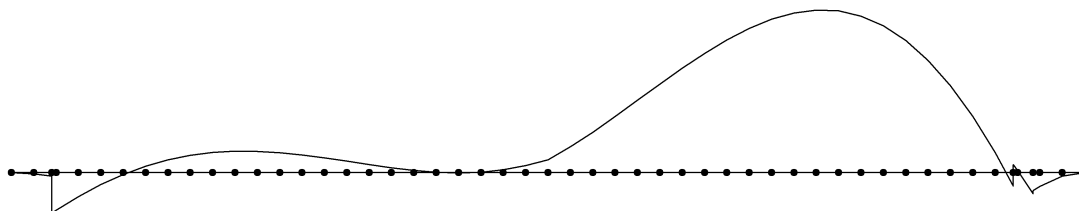
軸力図



せん断力図



曲げモーメント図



1.7 耐力照査

1.7.1 曲げ耐力照査

レベル2地震動(レベル2-2)

曲げ耐力照査(各スパン)

スパン ブロック	距離 X(m)	軸力 N(kN)	曲げ モーメント M(kN.m)	終局 モーメント Mu(kN.m)	判定
(1- 2)	18.000	-1078.857	-2649.251	-34185.476	OK

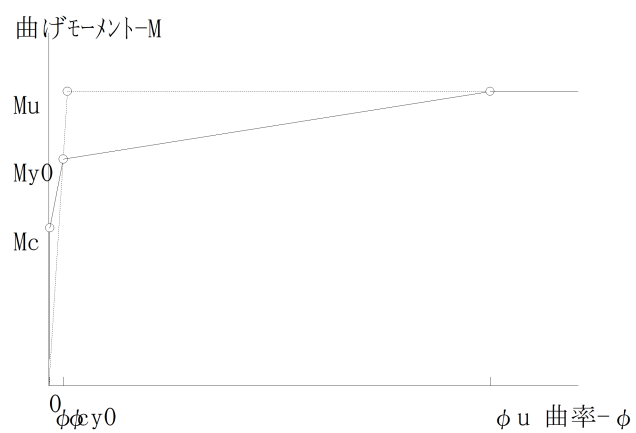
※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

M-φ計算値(各スパン)

スパン1-ブロック2

部材No : 37

ひび割れ モーメント	Mc	kN.m	-18329.826
	φc	1/m	-0.000041584
初降伏 モーメント	My0	kN.m	-26320.274
	φy0	1/m	-0.000582461
終局 モーメント	Mu	kN.m	-34185.476
	φu	1/m	-0.017929735



1.7.2 セン断耐力照査

レベル2地震動(レベル2-2)

せん断耐力照査(各スパン)

スパン ブロック	距離 X(m)	せん断力 S(kN)	せん断耐力 Ps(kN)	判定
(1- 3)	22.400	1352.873	2511.092	OK

せん断耐力詳細(各スパン)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力

 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度

Cc : 荷重の正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数

Ce : 断面の有効高さに関する補正係数

Cpt : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数

Ss : 帯鉄筋の負担するせん断耐力

 θ : 帯鉄筋と水平軸のなす角度

スパン1-ブロック3

部材No : 46

コンクリートが負担するせん断耐力詳細

Sc	kN	1493.587
有効幅 B	mm	1500.0
有効高 d	mm	3346.8
τ_c	N/mm ²	0.350
軸方向引張鉄筋比 p_t	%	0.575
Cc	--	1.000
Ce	--	0.683
Cpt	--	1.245

帯鉄筋の負担するせん断耐力詳細

Ss	kN	1017.504
帯鉄筋間隔 a	mm	500.0
帯鉄筋断面積 A_w	mm ²	506.7
θ	度	90.000
帯鉄筋の降伏強度 σ_{sy}	N/mm ²	345.000