

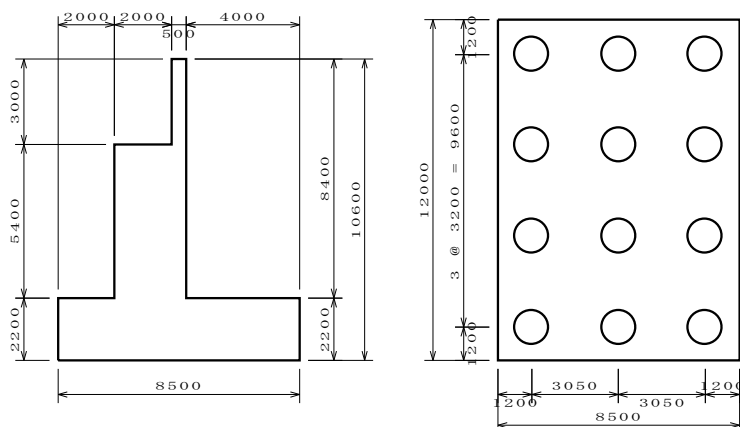
目次

1	杭の安定照査	1
1-1	安定照査結果一覧表	1
1-1-1	安定照査	1
2	設計条件	5
2-1	設計条件	5
2-2	橋台形状	5
2-3	基本条件	6
2-4	荷重条件	8
2-5	杭基礎条件	10
3	荷重集計	12
3-1	荷重計算	12
3-2	荷重集計	25
4	安定計算（杭基礎）	31
4-1	杭の諸元及び杭配置	31
4-2	杭の軸方向押込み力及び引抜き力の制限値の計算	32
4-2-1	計算式	32
4-2-2	地盤条件	35
4-2-3	杭の軸方向押込み力の制限値	38
4-2-4	杭の軸方向引抜き力の制限値	38
4-3	地盤ばねの計算	39
4-3-1	地盤反力係数	39
4-3-2	杭の軸方向ばね定数	42
4-4	杭反力及び変位の計算	43
4-4-1	計算法	43
4-4-2	杭反力及び変位	47
4-5	杭本体各部の断面力及び変位	67
4-6	部材の強度に関する照査	123
4-6-1	計算式	123
4-6-2	耐久性能の照査	128
4-6-3	耐荷性能の照査	128
4-7	フーチングの剛体判定	132
4-8	杭とフーチングの接合部の照査	133
4-8-1	フーチングへの鉄筋の定着長	133
5	パラペットの断面計算	134
5-1	設計条件	134
5-2	パラペット前面の計算	135
5-2-1	耐久性能の照査	135
5-2-2	耐荷性能の照査	138
5-3	パラペット背面の計算	142
5-3-1	耐荷性能の照査	142
5-4	受台の計算	151
5-4-1	耐久性能の照査	151
5-4-2	耐荷性能の照査	154
5-5	踏掛版の計算	159
5-5-1	耐久性能の照査	159
5-5-2	耐荷性能の照査	161
6	橋座部耐力の検討	165
7	たて壁の断面計算	167
7-1	設計条件	167
7-1-1	形状	167

7-2 断面力	167
7-2-1 断面力一覧	167
7-2-2 断面力算出	167
7-2-3 荷重の集計	173
7-3 耐久性能の照査	181
7-4 耐荷性能の照査	183
8 フーチングの断面計算	189
8-1 設計条件	189
8-1-1 照査位置と照査項目	189
8-2 前フーチング	190
8-2-1 断面力一覧	190
8-2-2 断面力算出	191
8-2-3 荷重の集計	194
8-2-4 耐久性能の照査	202
8-2-5 耐荷性能の照査	206
8-3 後フーチング	214
8-3-1 断面力一覧	214
8-3-2 断面力算出	216
8-3-3 荷重の集計	261
8-3-4 耐久性能の照査	275
8-3-5 耐荷性能の照査	282
9 ウィングの断面計算	295
9-1 設計条件	295
9-2 主働土圧係数	296
9-3 断面力計算	297
9-3-1 左側ウィング (D点)	297
9-4 断面力一覧表	302
9-4-1 左側ウィング	302
9-5 断面照査	303
9-5-1 左側ウィング (D点)	303
10 配筋計画	309
10-1 配筋計画図	309
10-1-1 躯体	309
10-1-2 左ウイング	310
10-2 パラペット	310
10-2-1 前面 (橋座位置)	310
10-2-2 背面 (橋座位置)	310
10-2-3 組立筋 (橋座位置)	311
10-2-4 受台	311
10-3 たて壁	311
10-3-1 前面	311
10-3-2 背面	311
10-3-3 組立筋	311
10-4 前フーチング	312
10-4-1 上面	312
10-4-2 下面	312
10-4-3 組立筋	312
10-5 後フーチング	312
10-5-1 上面	312
10-5-2 下面	313
10-5-3 組立筋	313
10-6 左ウイング	313
10-6-1 内側	313
10-6-2 外側	313
10-6-3 組立筋	313

1 杭の安定照査

1-1 安定照査結果一覧表



1-1-1 安定照査

(1) 橋軸方向
安定計算

荷重ケース				D	D+U	D+L(載荷荷重あり)
照査対象				基礎の変位		
作用の組合せ				① D	① D	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))
設計状況				永続作用支配状況		
安定照査	作用力	V	kN	23612.24	21262.39	24506.85
		H	kN	3461.35	3689.55	3623.89
		M	kN・m	-7252.24	-6911.59	-6042.62
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本	2058.2 (4675.7)	1897.5 (4675.7)	2192.2 (4675.7)
		P _{min} (制限値)	kN/本	1877.2 (0.0)	1646.3 (0.0)	1892.3 (0.0)
		変位 (制限値)	d mm	5.194 (15.000)	5.591 (15.000)	5.542 (15.000)
	耐久性	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ²	_____
主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ²	_____	_____	
帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ²	_____	_____	
耐荷性能 の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ²	_____	_____
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{vd})	kN・mm	_____	_____
		負曲げ	M (M _{vd})	kN・mm	_____	_____
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{vd})	kN・mm	_____	_____
		負曲げ	M (M _{vd})	kN・mm	_____	_____
	せん断力		S (S _{usd}) (S _{vsd})	kN kN kN	_____	_____
判定				OK	OK	OK

荷重ケース				D+L+(U) (載荷荷重あり)	D+L (載荷荷重なし)	D+L+(U) (載荷荷重なし)
照査対象				基礎の変位	基礎の変位	基礎の変位
作用の組合せ				1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))
設計状況				永続作用支配状況	永続作用支配状況	永続作用支配状況
安定照査	作用力	V	kN	22268.90	24026.85	21788.90
		H	kN	3841.22	3623.89	3841.22
		M	kN・m	-5718.21	-4962.62	-4638.21
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本 kN/本	2039.1 (4675.7)	2190.6 (4675.7)	2037.5 (4675.7)
		P _{min} (制限値)	kN/本 kN/本	1672.4 (0.0)	1813.9 (0.0)	1593.9 (0.0)
	変位	d (制限値)	mm mm	5.920 (15.000)	5.614 (15.000)	5.993 (15.000)
耐久性性能	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —
	主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —
	帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —
		負曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —
		負曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —
	せん断力		S (S _{ust}) (S _{cut})	kN kN kN	— — —	— — —
	判定				OK	OK

荷重ケース				D+L (載荷荷重あり)	D+L+U (載荷荷重あり)	D+L (載荷荷重なし)	
照査対象				耐久性性能	耐久性性能	耐久性性能	
作用の組合せ				1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
設計状況							
安定照査	作用力	V	kN	24506.85	22268.90	24026.85	
		H	kN	3623.89	3841.22	3623.89	
		M	kN・m	-6042.62	-5718.21	-4962.62	
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本 kN/本	— —	— —	— —	
		P _{min} (制限値)	kN/本 kN/本	— —	— —	— —	
	変位	d (制限値)	mm mm	— —	— —	— —	
耐久性性能	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ² N/mm ²	6.28 (8.00)	6.67 (8.00)	6.20 (8.00)
	主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	53.15 (180.00)	70.15 (180.00)	54.55 (180.00)
	帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	0.00 (160.00)	0.00 (160.00)	0.00 (160.00)
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —	
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —	
		負曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —	
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —	
		負曲げ	M (M _{vd})	kN・mm kN・mm	— —	— —	
	せん断力		S (S _{ust}) (S _{cut})	kN kN kN	— — —	— — —	
	判定				OK	OK	OK

荷重ケース				D+L+U(載荷荷重なし)	①D	①D+U	
照査対象				耐久性能	耐荷性能	耐荷性能	
作用の組合せ				1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	① D	① D	
設計状況					永続作用支配状況	永続作用支配状況	
安定照査	作用力	V	kN	21788.90	23612.24	21262.39	
		H	kN	3841.22	3461.35	3689.55	
		M	kN・m	-4638.21	-7252.24	-6911.59	
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本 kN/本	———— ————	2058.2 (6166.9)	1897.5 (6166.9)	
		P _{min} (制限値)	kN/本 kN/本	———— ————	1877.2 (0.0)	1646.3 (0.0)	
	変位	d (制限値)	mm mm	———— ————	5.194 (15.000)	5.591 (15.000)	
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— (8.00)	———— ————	
	主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— (180.00)	———— ————	
	帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— (160.00)	———— ————	
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— (1.700)	———— (1.700)	
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	———— (1541.99)	788.37 (1535.79)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	———— (1541.99)	-185.46 (1535.79)	
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	———— (2027.63)	788.37 (1983.55)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	———— (2027.63)	-185.46 (1983.55)	
	せん断力		S (S _{ust}) (S _{cut})	kN kN kN	———— ———— ————	288.45 (1046.26) (1989.33)	307.46 (1044.65) (1989.33)
	判定				OK	OK	OK

荷重ケース				②D+L(載荷荷重あり)	②D+L+U(載荷荷重あり)	②D+L(載荷荷重なし)	
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能	
作用の組合せ				② D+L	② D+L	② D+L	
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査	作用力	V	kN	26002.19	23652.34	25498.19	
		H	kN	3805.08	4033.28	3805.08	
		M	kN・m	-6142.27	-5801.63	-5008.27	
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本 kN/本	2331.5 (6166.9)	2170.8 (6166.9)	2329.8 (6166.9)	
		P _{min} (制限値)	kN/本 kN/本	2002.2 (-2026.6)	1771.3 (-2026.6)	1919.9 (-2026.6)	
	変位	d (制限値)	mm mm	5.833 (15.000)	6.230 (15.000)	5.909 (15.000)	
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— ————	———— ————	
	主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— ————	———— ————	
	帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	———— ————	———— ————	
耐荷性能の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ² N/mm ²	0.321 (2.600)	0.341 (2.600)	
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	846.60 (1545.53)	889.60 (1539.09)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	-207.53 (1545.53)	-221.46 (1539.09)	
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	846.60 (2050.72)	889.60 (2007.75)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	-207.53 (2050.72)	-221.46 (2007.75)	
	せん断力		S (S _{ust}) (S _{cut})	kN kN kN	317.09 (1050.70) (1989.33)	336.11 (1048.92) (1989.33)	317.09 (1049.49) (1989.33)
	判定				OK	OK	OK

荷重ケース				②D+L+U(載荷荷重なし)	⑨D+TH+EQ	⑨D+TH+EQ+U	
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	耐荷性能	
作用の組合せ				② D+L	⑨ D+TH+EQ	⑨ D+TH+EQ	
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査	作用力	V	kN	23148.34	22789.01	20479.93	
		H	kN	4033.28	6657.66	6657.66	
		M	kN・m	-4667.63	11375.07	11375.07	
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本 kN/本	2169.1 (6166.9)	2842.4 (6166.9)	2650.0 (6166.9)	
		P _{min} (制限値)	kN/本 kN/本	1688.9 (-2026.6)	955.8 (-2026.6)	763.3 (-2026.6)	
	変位	d (制限値)	mm mm	6.306 (15.000)	7.252 (15.000)	7.252 (15.000)	
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —	
	主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —	
	帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	— —	
耐荷性能 の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ² N/mm ²	0.341 (2.600)	0.562 (2.600)	
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	877.18 (1536.90)	970.16 (1520.21)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	-223.92 (1536.90)	-370.31 (1520.21)	
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	877.18 (1991.86)	970.16 (1846.49)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	-223.92 (1991.86)	-370.31 (1846.49)	
	せん断力		S	kN	336.11	554.80	554.80
			(S _{ust}) (S _{cut})	kN kN	(1047.61) (1989.33)	(1046.08) (1989.33)	(1040.89) (1989.33)
判定				OK	OK	OK	

荷重ケース				⑩D+EQ	⑩D+EQ+U	
照査対象				耐荷性能	耐荷性能	
作用の組合せ				⑩ D+EQ	⑩ D+EQ	
設計状況				変動作用支配状況	変動作用支配状況	
安定照査	作用力	V	kN	23059.13	20750.06	
		H	kN	9937.60	9937.60	
		M	kN・m	25651.13	25651.13	
	杭反力	P _{max} (制限値)	kN/本 kN/本	3631.3 (6166.9)	3438.9 (6166.9)	
		P _{min} (制限値)	kN/本 kN/本	211.9 (-2026.6)	19.4 (-2026.6)	
	変位	d (制限値)	mm mm	11.300 (15.000)	11.300 (15.000)	
耐久性能	コンクリート応力度		σ_c (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	
	主鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	
	帯鉄筋応力度		σ_s (制限値)	N/mm ² N/mm ²	— —	
耐荷性能 の前提	平均せん断応力度		τ_m (制限値)	N/mm ² N/mm ²	0.839 (2.600)	
耐荷性能	曲げ 限界状態1	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	1338.88 (1663.80)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	-590.27 (1663.80)	
	曲げ 限界状態3	正曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	1338.88 (2115.81)	
		負曲げ	M (M _{ed})	kN・mm kN・mm	-590.27 (2115.81)	
	せん断力		S	kN	828.13	828.13
			(S _{ust}) (S _{cut})	kN kN	(1502.36) (2841.90)	(1491.96) (2841.90)
判定				OK	OK	

2 設計条件

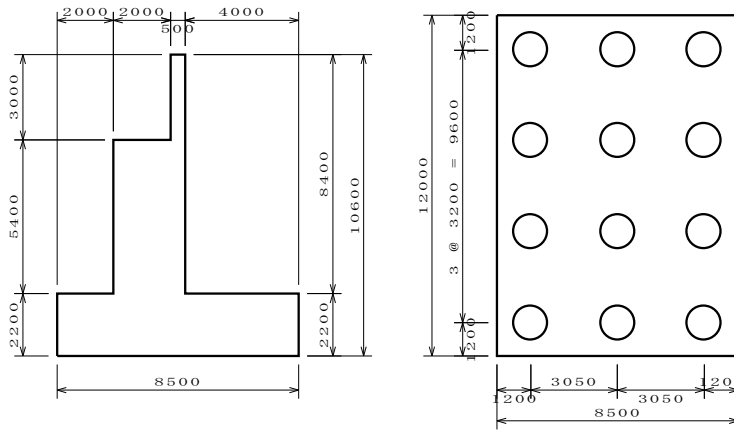
2-1 設計条件

設計書タイトル 逆T式橋台 場所打ち杭

基礎形式 杭基礎

設計基準 道路橋示方書（平成29年）

2-2 橋台形状



フーチング奥行き

12.000 m

2-3 基本条件

(1) 使用材料

1) 鉄筋コンクリート

・パラペット

設計基準強度	N/mm ²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm ²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm ²	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.2)	N/mm ²	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.4)		
永続作用支配状況	N/mm ²	1.70
変動作用支配状況	N/mm ²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c (Ⅲ編 表-5.8.5)	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax} (Ⅲ編 表-5.8.6)	N/mm ²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax} (Ⅲ編 表-5.8.10)	N/mm ²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc} (Ⅲ編 表-5.7.1)	N/mm ²	0.900
コンクリートの付着応力度の特性値 τ_{0a} (Ⅳ編 表-5.2.2)	N/mm ²	1.20
ヤング係数	N/mm ²	25000

・たて壁

設計基準強度	N/mm ²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm ²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm ²	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.2)	N/mm ²	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.4)		
永続作用支配状況	N/mm ²	1.70
変動作用支配状況	N/mm ²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c (Ⅲ編 表-5.8.5)	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax} (Ⅲ編 表-5.8.6)	N/mm ²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax} (Ⅲ編 表-5.8.10)	N/mm ²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc} (Ⅲ編 表-5.7.1)	N/mm ²	0.900
コンクリートの付着応力度の特性値 τ_{0a} (Ⅳ編 表-5.2.2)	N/mm ²	1.20
ヤング係数	N/mm ²	25000

・フーチング

設計基準強度	N/mm ²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm ²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm ²	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.2)	N/mm ²	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.4)		
永続作用支配状況	N/mm ²	1.70
変動作用支配状況	N/mm ²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c (Ⅲ編 表-5.8.5)	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax} (Ⅲ編 表-5.8.6)	N/mm ²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax} (Ⅲ編 表-5.8.10)	N/mm ²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc} (Ⅲ編 表-5.7.1)	N/mm ²	0.900
コンクリートの付着応力度の特性値 τ_{0a} (Ⅳ編 表-5.2.2)	N/mm ²	1.20
ヤング係数	N/mm ²	25000

・ウイング

設計基準強度	N/mm ²	24.0
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.3.2)		
曲げ圧縮応力度の制限値	N/mm ²	8.00
軸圧縮応力度の制限値	N/mm ²	6.50
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.2)	N/mm ²	9.70
せん断応力度の制限値 (Ⅳ編 表-5.2.4)		
永続作用支配状況	N/mm ²	1.70
変動作用支配状況	N/mm ²	2.60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c (Ⅲ編 表-5.8.5)	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax} (Ⅲ編 表-5.8.6)	N/mm ²	1.20
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax} (Ⅲ編 表-5.8.10)	N/mm ²	3.20
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc} (Ⅲ編 表-5.7.1)	N/mm ²	0.900
コンクリートの付着応力度の特性値 τ_{0a} (Ⅳ編 表-5.2.2)	N/mm ²	1.20
ヤング係数	N/mm ²	25000

2) 鉄筋

・パラペット

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.2.1)	N/mm ²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材 (Ⅲ編 表-6.3.1)	N/mm ²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-6.3.1)	N/mm ²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm ²	180.0	180.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.1)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm ²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm ²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値 (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm ²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm ²	345.0	345.0
ヤング係数	N/mm ²	200000	200000

・たて壁

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.2.1)	N/mm ²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材 (Ⅲ編 表-6.3.1)	N/mm ²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-6.3.1)	N/mm ²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm ²	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.1)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm ²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm ²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値 (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm ²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm ²	345.0	345.1
ヤング係数	N/mm ²	200000	200000

・フーチング

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.2.1)	N/mm ²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材 (Ⅲ編 表-6.3.1)	N/mm ²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-6.3.1)	N/mm ²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm ²	160.0	160.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.1)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm ²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm ²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値 (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm ²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm ²	345.0	345.0
ヤング係数	N/mm ²	200000	200000

・ウイング

		主鉄筋	せん断補強鉄筋
材質		SD345	SD345
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値 (Ⅲ編 表-6.2.1)	N/mm ²	100.0	100.0
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値			
一般の部材 (Ⅲ編 表-6.3.1)	N/mm ²	180.0	180.0
水中又は地下水位以下にある部材 (Ⅳ編 表-6.3.1)	N/mm ²	160.0	160.0
土中にある部材	N/mm ²	180.0	180.0
鉄筋の圧縮応力度の制限値 (Ⅳ編 表-解5.2.1)			
作用の組合せが「⑩ (D+E)」以外の場合	N/mm ²	200.0	200.0
作用の組合せが「⑩ (D+E)」の場合	N/mm ²	300.0	300.0
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値 (Ⅲ編 表-5.2.4)	N/mm ²	200.0	200.0
降伏強度の特性値	N/mm ²	345.0	345.0
ヤング係数	N/mm ²	200000	200000

(2) 単位体積重量

	大気中 (kN/m ³)	水中 (kN/m ³)
コンクリート (パラペット)	24.5	—
コンクリート (たて壁)	24.5	14.7
コンクリート (フーチング)	24.5	14.7
コンクリート (ウイング)	24.5	—
前フーチング上載土	18.0	9.0
裏込め土砂	19.0	10.0
水	9.8	—

2-4 荷重条件

(1) 設計水平震度

	橋軸方向
躯体	0.20
土砂	0.16

(2) 荷重組合せ

	荷重ケース名	照査対象	作用の組合せ	設計状況の区分
橋軸方向	D	基礎の変位	①D	永続作用支配状況
	D+U	基礎の変位	①D	永続作用支配状況
	D+L(載荷荷重あり)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L+(U)(載荷荷重あり)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L(載荷荷重なし)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L+(U)(載荷荷重なし)	基礎の変位	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	永続作用支配状況
	D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
	①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況
	①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況
	②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
	②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	

荷重ケース名		壁の断面照査	躯体自重	上載土重量	裏込め土重量	地表面載荷荷重	通常時水位	洪水時水位	地震時慣性力	水圧	地震時動水圧	土圧(裏込め土)	土圧(地表面載荷荷重)	側面土重量	上載土水平力	側面土水平力
橋軸方向	D	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
	D+U	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	×	×
	D+L(載荷荷重あり)	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+U(載荷荷重あり)	○	○	○	○	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L(載荷荷重なし)	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+U(載荷荷重なし)	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L(載荷荷重あり)	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+U(載荷荷重あり)	○	○	○	○	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L(載荷荷重なし)	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	D+L+U(載荷荷重なし)	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	①D	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
	①D+U	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	×	×	×	×
	②D+L(載荷荷重あり)	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	②D+L+U(載荷荷重あり)	○	○	○	○	○	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	②D+L(載荷荷重なし)	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×
	②D+L+U(載荷荷重なし)	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	×	×	×
	⑨D+TH+EQ	○	○	○	○	×	×	×	○	×	×	○	×	×	×	×
	⑨D+TH+EQ+U	○	○	○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×
	⑩D+EQ	○	○	○	○	×	×	×	○	×	×	○	×	×	×	×
	⑩D+EQ+U	○	○	○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×

(3) 上部工反力

・橋軸方向

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	X (m)	Y (m)
死荷重反力	2800.00	—	0.500	—
活荷重反力	1350.00	—	0.500	—
温度変化の影響による反力	—	0.00	—	0.000
橋桁に作用する風荷重による反力	—	—	—	—
活荷重に対する風荷重による反力	—	—	—	—
地震の影響による反力	—	1120.00	—	0.300
プレストレス力	—	—	—	—
クリープの影響による反力	—	0.00	—	0.000
乾燥収縮の影響による反力	—	—	—	—
温度差の影響による反力	0.00	—	0.000	—
雪荷重反力	0.00	—	0.000	—

X:パラペット左端からの距離

Y:橋座面からの高さ

(4) 地表面載荷荷重

荷重強度 (kN/m ²)	作用位置
10.00	たて壁背面

・地表面勾配

勾配なし

(5) 地盤標高および水位標高

標高記号: GL

計画地表面の標高	m	2.700	
ボーリングデータ表面の標高	m	0.000	
フーチング下面の標高	m	0.000	
浮力	洪水時水位(H.W.L.)	m	2.200
設定	通常時水位(M.W.L.)	m	2.200
支持設定	地下水位	m	2.200

・杭の突出長(地震の影響を含まない場合)

0.000 m

(地震の影響を含む場合)

0.000 m

- (6) 土圧
- | | |
|-----------------------|--|
| ・安定計算時の土圧載荷方法 | 土と土 |
| ・裏込め土砂 | せん断抵抗角 ϕ
30.000 度 |
| | 残留せん断抵抗角 ϕ_{res}
30.000 度 |
| | せん断抵抗角のピーク強度 ϕ_{peak}
45.000 度 |
| ・水位の設定 (地震の影響を含まない場合) | 水位と水圧を考慮 |
| | (地震の影響を含む場合)
水位を無視 |
| ・特殊データ | |
| 土圧作用高さ | |
| フーチング下面から土圧上端 | 10.600 m |
| フーチング下面から土圧下端 | 0.000 m |
| 奥行き方向の土圧を考慮する幅 | フーチング幅 |

2-5 杭基礎条件

(1) 杭基礎条件

- | | |
|--------|---------|
| ・杭種 | 場所打ち杭 |
| ・杭工法 | 場所打ち杭工法 |
| ・杭先端条件 | ヒンジ |

(2) 杭の水平変位の制限値

- | | |
|-------------|---------|
| ・基礎の変位照査の場合 | 15.0 mm |
| ・耐荷性能照査の場合 | 15.0 mm |

(3) 杭断面諸元

<場所打ち杭>

杭径	1200.0 mm	
杭長	20.000 m	
ヤング係数	2.50×10^4 N/mm ²	
杭の埋込み長	0.100 m	
コンクリートの呼び強度		
呼び強度	30.0	N/mm ²
設計基準強度	24.0	N/mm ²
鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値		
曲げ圧縮応力度の制限値	8.00	N/mm ²
軸圧縮応力度の制限値	6.50	N/mm ²
作用の組合せが「⑩(D+E)」の場合の軸圧縮応力度の制限値	9.70	N/mm ²
せん断応力度の制限値		
永続作用支配状況	1.70	N/mm ²
変動作用支配状況	2.60	N/mm ²
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 τ_c	0.350	N/mm ²
コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 τ_{cmax}	1.20	N/mm ²
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 τ_{rmax}	3.20	N/mm ²
押抜きせん断応力度の基本値 τ_{pc}	0.900	N/mm ²
コンクリートの付着応力度の特性値 τ_{0a}	1.20	N/mm ²

主鉄筋

材質	SD345	
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値	100.0	N/mm ²
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値		
一般の部材	180.0	N/mm ²
水中又は地下水以下にある部材	160.0	N/mm ²
土中にある部材	180.0	N/mm ²
鉄筋の圧縮応力度の制限値		
作用の組合せが「⑩ D+E」以外の場合	200.0	N/mm ²
作用の組合せが「⑩ D+E」の場合	300.0	N/mm ²
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200.0	N/mm ²
降伏強度の特性値	345.0	N/mm ²

帯鉄筋

材質	SD345	
気中にある部材の内部鋼材の防食に対する引張応力度の制限値	100.0	N/mm ²
鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の引張応力度の制限値		
一般の部材	180.0	N/mm ²
水中又は地下水位以下にある部材	160.0	N/mm ²
土中にある部材	160.0	N/mm ²
鉄筋の圧縮応力度の制限値		
作用の組合せが「⑩ D+E」以外の場合	200.0	N/mm ²
作用の組合せが「⑩ D+E」の場合	300.0	N/mm ²
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200.0	N/mm ²
降伏強度の特性値	345.0	N/mm ²

配筋データ

	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1層目	160	D32	22.0	17472.4

帯鉄筋 (せん断補強鉄筋)

鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
D19	150.0	2.0	573.0

せん断力の制限値の算出に用いる曲げモーメント M_d
部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 $M_{y,d}$

(4) ボーリングデータ

No.	層厚 (m)	土質名	平均N値	γ	γ'	c	E_0	周面摩擦力
1	10.500	粘性土	4.000	16.00	7.00	60.00	12800.0	考慮する
2	8.000	砂質土	15.000	18.00	9.00	0.00	42000.0	考慮する
3	1.400	砂質土	50.000	20.00	11.00	0.00	140000.0	考慮する

ここに、

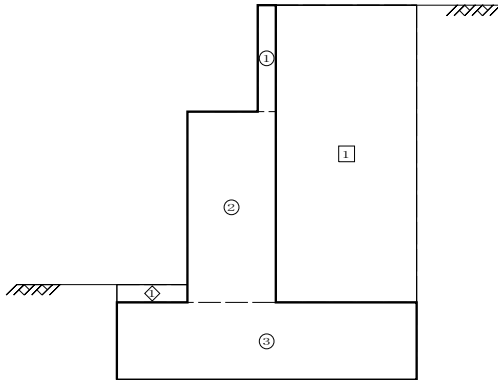
- γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)
- γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)
- c : 土の粘着力 (kN/m²)
- E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

3 荷重集計

3-1 荷重計算

(1) 重量計算

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂
・ブロック割



・躯体自重および重心位置

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛直力 V (kN)
①	$0.500 \times 3.000 \times 12.000 \times 24.5$	441.00
②	$2.500 \times 5.400 \times 12.000 \times 24.5$	3969.00
③	$8.500 \times 2.200 \times 12.000 \times 24.5$	5497.80
	合計	9907.80

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	441.00	4.250	9.100	1874.25	4013.10
②	3969.00	3.250	4.900	12899.25	19448.11
③	5497.80	4.250	1.100	23365.65	6047.58
計	9907.80			38139.15	29508.79

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{38139.15}{9907.80} = 3.849 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{29508.79}{9907.80} = 2.978 \text{ (m)}$$

・前フーチング上載土砂自重および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	2.000 × 0.500 × 12.000 × 18.0	216.00
計	合 計	216.00

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
①	216.00	1.000	2.450	216.00	529.20
計	216.00			216.00	529.20

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum M_x}{\sum V} = \frac{216.00}{216.00} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum V} = \frac{529.20}{216.00} = 2.450 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂自重および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	4.000 × 8.400 × 12.000 × 19.0	7660.80
計	合 計	7660.80

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
①	7660.80	6.500	6.400	49795.20	49029.13
計	7660.80			49795.20	49029.13

重心位置 (前フーチング先端下面より)

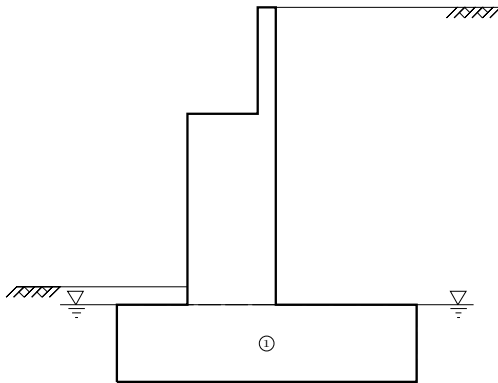
$$X = \frac{\sum M_x}{\sum V} = \frac{49795.20}{7660.80} = 6.500 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum V} = \frac{49029.13}{7660.80} = 6.400 \text{ (m)}$$

(2) 浮力計算 (通常時水位)

1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂

- ・ブロック割



・躯体浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	$8.500 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	2199.12
	合 計	2199.12

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	2199.12	4.250	—	9346.26	—
計	2199.12			9346.26	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{9346.26}{2199.12} = 4.250 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
	合 計	0.00

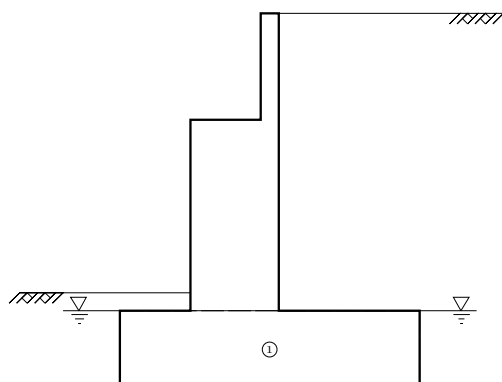
区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
計	0.00			0.00	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{0.00}{0.00} = 0.000 \text{ (m)}$$

(3) 浮力計算 (洪水時水位)

- 1) 躯体・上載土砂・裏込め土砂
・ブロック割



・躯体浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
①	$8.500 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	2199.12
	合 計	2199.12

区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	2199.12	4.250	—	9346.26	—
計	2199.12			9346.26	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{9346.26}{2199.12} = 4.250 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂浮力および重心位置

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛 直 力 V (kN)
	合 計	0.00

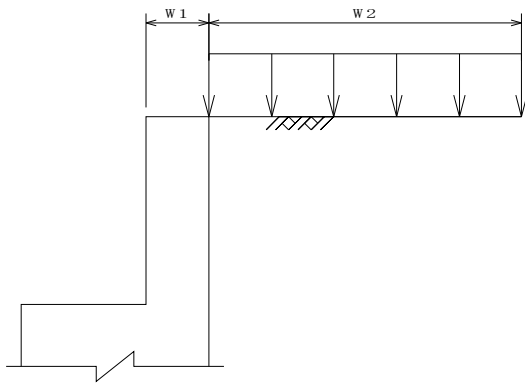
区分	鉛 直 力 V (kN)	ア ー ム 長		曲 げ モ ー メ ン ト	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
計	0.00			0.00	—

重心位置 (前フーチング先端下面より)

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{0.00}{0.00} = 0.000 \text{ (m)}$$

(4) 地表面載荷荷重

・地表面載荷荷重の計算



$$LQ = W2 \times L \times Q$$

		単位	
作用位置	W1	m	0.500
分布幅	W2	m	4.000
奥行き	L	m	12.000
荷重強度	Q	kN/m ²	10.00
地表面載荷荷重	LQ	kN	480.00

(5) 上部工反力

1) 橋軸方向 (前フーチング先端下面より)

1-1) D

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN·m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00

1-2) D+U

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN·m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00

1-3) D+L (載荷荷重あり)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+ (U))

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN·m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-4) D+L+ (U) (載荷荷重あり)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+ (U))

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN·m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-5) D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-6) D+L+(U)(載荷荷重なし)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-7) D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-8) D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-9) D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-10) D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	3.500	—	9800.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	3.500	—	4725.00	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00

1-11) ①D

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00

1-12) ①D+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00

1-13) ②D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.500	—	5906.25	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00

1-14) ②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.500	—	5906.25	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00

1-15) ②D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.500	—	5906.25	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00

1-16) ②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	3.500	—	5906.25	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00

1-17) ⑨D+TH+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	7.900	—	4645.20
合計	—	—	—	0.50	2940.00	588.00	—	—	10290.00	4645.20

1-18) ⑨D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	7.900	—	4645.20
合計	—	—	—	1.00	2940.00	588.00	—	—	10290.00	4645.20

1-19) ⑩D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	7.900	—	9290.40
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	10290.00	9290.40

1-20) ⑩D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	3.500	—	10290.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	7.900	—	9290.40
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	10290.00	9290.40

(6) 土圧

i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角

$$\phi = 30^\circ 0'$$

地表面と水平面とのなす角

$$\alpha = 0^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 0^\circ 0'$$

《地震の影響を含まない場合》

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 30^\circ 0'$$

$$K_{A1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(30^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(60^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(30^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2}$$

$$= 0.29717$$

《地震の影響を含む場合》

$$\phi_{res} = 30^\circ 0'$$

$$\phi_{peak} = 45^\circ 0'$$

$$\theta = 0^\circ 0'$$

$$\alpha = 0^\circ 0'$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.26 + 0.97 \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot k_h = 0.26 + 0.97 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.33760$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.26 + 0.97 \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot k_h = 0.26 + 0.97 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41520$$

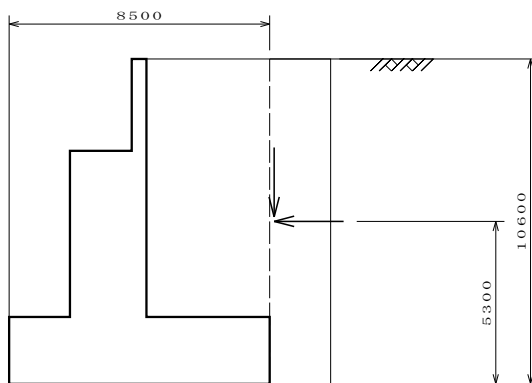
ここに、

 ϕ_{res} : 土の残留せん断抵抗角 (度) ϕ_{peak} : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度) θ : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度) α : 地表面と水平面とのなす角 (度) k_h : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度 γ_{pEQ} : 地震の影響の荷重組合せ係数 γ_{qEQ} : 地震の影響の荷重係数

ii) 土圧力の計算

《地震の影響を含まない場合》

・地表面載荷荷重による土圧



地表面載荷荷重強度 $Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 土圧作用面の壁面摩擦角 $\delta = 30^\circ 0'$
 奥行き方向土圧作用幅 $L = 12.000 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \cos\delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.29717 \times 10.600 \times \cos(30^\circ 0') \times 12.000 \\ &= 327.36 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 5.300 \text{ (m)}$$

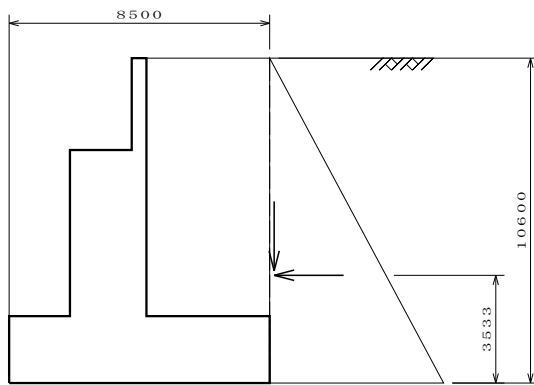
鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= Q \cdot K_{a1} \cdot H_1 \cdot \sin\delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.29717 \times 10.600 \times \sin(30^\circ 0') \times 12.000 \\ &= 189.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.500 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量 $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 土圧作用面の壁面摩擦角 $\delta = 30^\circ 0'$
 奥行き方向土圧作用幅 $L = 12.000 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{a1} \cdot H_1^2 \cdot \cos\delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.29717 \times 10.600^2 \times \cos(30^\circ 0') \times 12.000 \\
 &= 3296.53 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.533 \text{ (m)}$$

鉛直力

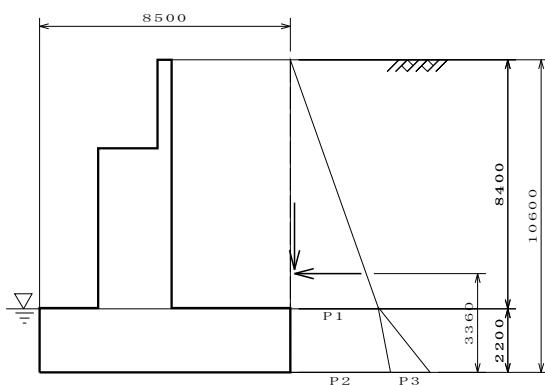
$$\begin{aligned}
 P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{a1} \cdot H_1^2 \cdot \sin\delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.29717 \times 10.600^2 \times \sin(30^\circ 0') \times 12.000 \\
 &= 1903.25 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.500 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位と水圧を考慮)

水位：洪水時水位



裏込め土砂の単位体積重量 $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 裏込め土砂の単位体積重量 (水中) $\gamma_w = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 土圧作用面の壁面摩擦角 $\delta = 30^\circ 0'$
 奥行き方向土圧作用幅 $L = 12.000 \text{ (m)}$

土圧強度

$$\begin{aligned} P_1 &= \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_3 \\ &= 19.00 \times 0.29717 \times 8.400 \\ &= 47.43 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + \gamma_w \cdot K_{A1} \cdot H_4 \\ &= 47.43 + 10.00 \times 0.29717 \times 2.200 \\ &= 53.97 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= W_0 \cdot H_4 \\ &= 9.80 \times 2.200 \\ &= 21.56 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \{ (P_1 \cdot H_3 + (P_1 + P_2) \cdot H_4) \cos \delta + P_3 \cdot H_4 \} \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times \{ (47.43 \times 8.400 + (47.43 + 53.97) \times 2.200) \times \cos(30^\circ 0') + 21.56 \times 2.20 \} \times 12.000 \\ &= 3513.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.360 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \{ (P_1 \cdot H_3 + (P_1 + P_2) \cdot H_4) \sin \delta \} \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times \{ (47.43 \times 8.400 + (47.43 + 53.97) \times 2.200) \times \sin(30^\circ 0') \} \times 12.000 \\ &= 1864.42 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

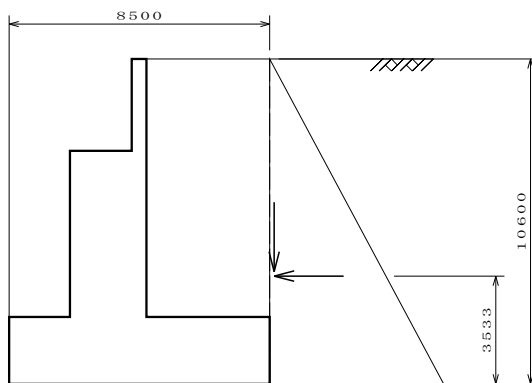
鉛直力作用位置

$$X_P = 8.500 \text{ (m)}$$

《地震の影響を含む場合》

⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 15^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.000 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.33760 \times 10.600^2 \times \cos(15^\circ 0') \times 12.000 \\ &= 4176.98 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.533 \text{ (m)}$$

鉛直力

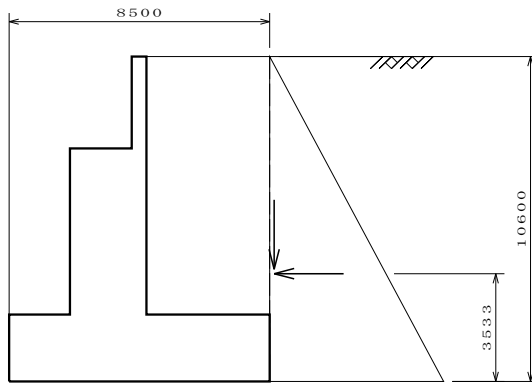
$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \sin \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.33760 \times 10.600^2 \times \sin(15^\circ 0') \times 12.000 \\ &= 1119.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.500 \text{ (m)}$$

⑩ D+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 15^\circ 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.000 \text{ (m)}$$

水平力

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41520 \times 10.600^2 \times \cos(15^\circ 0') \times 12.000 \\ &= 5137.10 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 3.533 \text{ (m)}$$

鉛直力

$$\begin{aligned} P_V &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \sin \delta \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41520 \times 10.600^2 \times \sin(15^\circ 0') \times 12.000 \\ &= 1376.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直力作用位置

$$X_P = 8.500 \text{ (m)}$$

3-2 荷重集計

(1) 橋軸方向

- 1) 荷重ケース : D
 照査対象 : 基礎の変位
 作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.05	1998.41	3461.35	8.500	3.533	16986.51	12230.11
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00
合計	—	—	—	—	23612.24	3461.35	—	—	119834.38	12230.11

$M_x - M_y = 107604.26$

- 2) 荷重ケース : D+U
 照査対象 : 基礎の変位
 作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.05	-2309.08	—	4.250	—	-9813.57	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.05	1957.64	3689.55	8.500	3.360	16639.91	12397.46
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00
合計	—	—	—	—	21262.39	3689.55	—	—	109674.20	12397.46

$M_x - M_y = 97276.75$

- 3) 荷重ケース : D+L(載荷荷重あり)
 照査対象 : 基礎の変位
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重	480.00	—	1.00	1.00	480.00	—	6.500	—	3120.00	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.00	1903.25	3296.53	8.500	3.533	16177.63	11647.73
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	24506.85	3623.89	—	—	123579.49	13382.74

$M_x - M_y = 110196.75$

- 4) 荷重ケース : D+L+(U) (載荷荷重あり)
 照査対象 : 基礎の変位
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.00	-2199.12	—	4.250	—	-9346.26	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重	480.00	—	1.00	1.00	480.00	—	6.500	—	3120.00	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.00	1864.42	3513.85	8.500	3.360	15847.53	11807.10
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	22268.90	3841.22	—	—	113903.14	13542.11

$M_x - M_y = 100361.03$

- 5) 荷重ケース : D+L(載荷荷重なし)
 照査対象 : 基礎の変位
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.00	1903.25	3296.53	8.500	3.533	16177.63	11647.73
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	24026.85	3623.89	—	—	120459.49	13382.74
$M_x - M_y = 107076.75$										

- 6) 荷重ケース : D+L+(U) (載荷荷重なし)
 照査対象 : 基礎の変位
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.00	-2199.12	—	4.250	—	-9346.26	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.00	1864.42	3513.85	8.500	3.360	15847.53	11807.10
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	21788.90	3841.22	—	—	110783.14	13542.11
$M_x - M_y = 97241.03$										

- 7) 荷重ケース : D+L(載荷荷重あり)
 照査対象 : 耐久性能
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重	480.00	—	1.00	1.00	480.00	—	6.500	—	3120.00	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.00	1903.25	3296.53	8.500	3.533	16177.63	11647.73
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	24506.85	3623.89	—	—	123579.49	13382.74
$M_x - M_y = 110196.75$										

- 8) 荷重ケース : D+L+U(載荷荷重あり)
 照査対象 : 耐久性能
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.00	-2199.12	—	4.250	—	-9346.26	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重	480.00	—	1.00	1.00	480.00	—	6.500	—	3120.00	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.00	1864.42	3513.85	8.500	3.360	15847.53	11807.10
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	22268.90	3841.22	—	—	113903.14	13542.11
$M_x - M_y = 100361.03$										

- 9) 荷重ケース : D+L(載荷荷重なし)
 照査対象 : 耐久性能
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.00	1903.25	3296.53	8.500	3.533	16177.63	11647.73
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	24026.85	3623.89	—	—	120459.49	13382.74
									$M_x - M_y = 107076.75$	

- 10) 荷重ケース : D+L+U(載荷荷重なし)
 照査対象 : 耐久性能
 作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.00	9907.80	—	3.849	—	38139.15	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.00	-2199.12	—	4.250	—	-9346.26	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.00	216.00	—	1.000	—	216.00	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.00	7660.80	—	6.500	—	49795.20	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.00	189.00	327.36	8.500	5.300	1606.52	1735.01
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.00	1864.42	3513.85	8.500	3.360	15847.53	11807.10
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	14525.00	0.00
合計	—	—	—	—	21788.90	3841.22	—	—	110783.14	13542.11
									$M_x - M_y = 97241.03$	

- 11) 荷重ケース : ①D
 照査対象 : 耐荷性能
 作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.05	1998.41	3461.35	8.500	3.533	16986.51	12230.11
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00
合計	—	—	—	—	23612.24	3461.35	—	—	119834.38	12230.11
									$M_x - M_y = 107604.26$	

- 12) 荷重ケース : ①D+U
 照査対象 : 耐荷性能
 作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.05	-2309.08	—	4.250	—	-9813.57	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.05	1957.64	3689.55	8.500	3.360	16639.91	12397.46
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	10290.00	0.00
合計	—	—	—	—	21262.39	3689.55	—	—	109674.20	12397.46
									$M_x - M_y = 97276.75$	

13) 荷重ケース : ②D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
地表面載荷荷重	480.00	—	1.00	1.05	504.00	—	6.500	—	3276.00	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.05	198.45	343.73	8.500	5.300	1686.84	1821.76
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.05	1998.41	3461.35	8.500	3.533	16986.51	12230.11
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00
合計	—	—	—	—	26002.19	3805.08	—	—	130703.47	14051.88
$M_x - M_y = 116651.59$										

14) 荷重ケース : ②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.05	-2309.08	—	4.250	—	-9813.57	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
地表面載荷荷重	480.00	—	1.00	1.05	504.00	—	6.500	—	3276.00	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.05	198.45	343.73	8.500	5.300	1686.84	1821.76
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.05	1957.64	3689.55	8.500	3.360	16639.91	12397.46
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00
合計	—	—	—	—	23652.34	4033.28	—	—	120543.30	14219.22
$M_x - M_y = 106324.08$										

15) 荷重ケース : ②D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.05	198.45	343.73	8.500	5.300	1686.84	1821.76
裏込め土土圧	1903.25	3296.53	1.00	1.05	1998.41	3461.35	8.500	3.533	16986.51	12230.11
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00
合計	—	—	—	—	25498.19	3805.08	—	—	127427.47	14051.88
$M_x - M_y = 113375.59$										

16) 荷重ケース : ②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.05	-2309.08	—	4.250	—	-9813.57	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
地表面載荷荷重土圧	189.00	327.36	1.00	1.05	198.45	343.73	8.500	5.300	1686.84	1821.76
裏込め土土圧	1864.42	3513.85	1.00	1.05	1957.64	3689.55	8.500	3.360	16639.91	12397.46
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	16196.25	0.00
合計	—	—	—	—	23148.34	4033.28	—	—	117267.30	14219.22
$M_x - M_y = 103048.08$										

17) 荷重ケース : ⑨D+TH+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体慣性力	—	1981.56	1.00	1.05	—	1040.32	—	2.978	—	3098.42
			0.50	1.00						
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土慣性力	—	1225.73	1.00	1.05	—	643.51	—	6.400	—	4118.45
			0.50	1.00						
裏込め土土圧	1119.22	4176.98	1.00	1.05	1175.18	4385.83	8.500	3.533	9989.03	15496.61
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	10290.00	4645.20
合計	—	—	—	—	22789.01	6657.66	—	—	112836.90	27358.68
$M_x - M_y = 85478.22$										

18) 荷重ケース : ⑨D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体慣性力	—	1981.56	1.00	1.05	—	1040.32	—	2.978	—	3098.42
			0.50	1.00						
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.05	-2309.08	—	4.250	—	-9813.57	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土慣性力	—	1225.73	1.00	1.05	—	643.51	—	6.400	—	4118.45
			0.50	1.00						
裏込め土土圧	1119.22	4176.98	1.00	1.05	1175.18	4385.83	8.500	3.533	9989.03	15496.61
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	10290.00	4645.20
合計	—	—	—	—	20479.93	6657.66	—	—	103023.33	27358.68
$M_x - M_y = 75664.65$										

19) 荷重ケース : ⑩D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体慣性力	—	1981.56	1.00	1.05	—	2080.64	—	2.978	—	6196.84
			1.00	1.00						
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土慣性力	—	1225.73	1.00	1.05	—	1287.01	—	6.400	—	8236.89
			1.00	1.00						
裏込め土土圧	1376.48	5137.10	1.00	1.05	1445.31	5393.95	8.500	3.533	12285.09	19058.63
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	10290.00	9290.40
合計	—	—	—	—	23059.13	9937.60	—	—	115132.96	42782.77
$M_x - M_y = 72350.20$										

20) 荷重ケース : ⑩D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
躯体自重	9907.80	—	1.00	1.05	10403.19	—	3.849	—	40046.11	—
躯体慣性力	—	1981.56	1.00	1.05	—	2080.64	—	2.978	—	6196.84
			1.00	1.00						
躯体浮力	-2199.12	—	1.00	1.05	-2309.08	—	4.250	—	-9813.57	—
前フーチング上載土自重	216.00	—	1.00	1.05	226.80	—	1.000	—	226.80	—
裏込め土自重	7660.80	—	1.00	1.05	8043.84	—	6.500	—	52284.96	—
裏込め土慣性力	—	1225.73	1.00	1.05	—	1287.01	—	6.400	—	8236.89
			1.00	1.00						
裏込め土土圧	1376.48	5137.10	1.00	1.05	1445.31	5393.95	8.500	3.533	12285.09	19058.63
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	10290.00	9290.40
合計	—	—	—	—	20750.06	9937.60	—	—	105319.39	42782.77
									$M_x - M_y = 62536.63$	

4 安定計算 (杭基礎)

4-1 杭の諸元及び杭配置

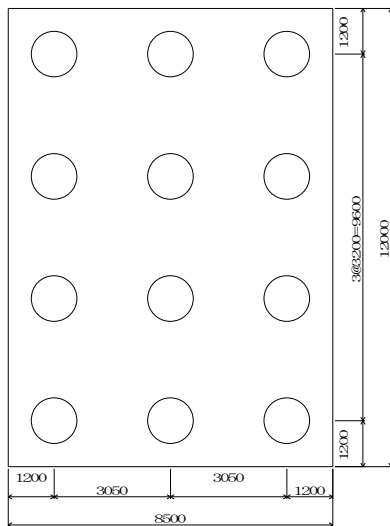
(1) 杭の諸元

杭種	場所打ち杭 $\phi 1200.0$ (mm)
材 料	コンクリートの呼び強度 : 30.0 (N/mm ²) コンクリートの設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)
	主鉄筋材質 : SD345
	帯鉄筋材質 : SD345
配 筋	かぶり 160.0 mm D32 \times 22.0本 $A_s = 17472.4$ mm ²

杭 長	L = 20.000 (m)
杭の埋込み長	L _t = 0.100 (m)

杭先端条件	ヒンジ
施工方法	場所打ち杭工法
支持条件	支持杭

(2) 杭配置



4-2 杭の軸方向押込み力及び引抜き力の制限値の計算

4-2-1 計算式

(1) 基礎の変位の制限

1) 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値

$$R_{dp} = \lambda_s \cdot \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W$$

ここに、

- R_{dp} : 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)
- λ_s : 沈下量を抑制するための係数で、0.55 とする。
- λ_f : 支持形式の違いを考慮する係数
- R_y : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 (kN)
- W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

2) 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値

$$P_{dp} = \lambda_p \cdot P_y + W$$

ここに、

- P_{dp} : 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)
- λ_p : 引抜き変位を抑制するための係数で、0.25 とする。
- P_y : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 (kN)
- W : 杭の有効重量 (kN)

(2) 杭の軸方向押込み力に対する支持の限界状態1 及び限界状態3

1) 杭の軸方向押込み力の制限値

$$R_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_f \cdot \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W$$

ここに、

- R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- Φ_Y : 抵抗係数
- λ_f : 支持形式の違いを考慮する係数
- λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。
- R_y : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 (kN)
- W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y	
		打込み杭工法 場所打ち杭工法 中掘り杭工法	プレボーリング杭工法 鋼管ソイルセメント杭工法 回転杭工法
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90*
載荷試験から求める場合	0.95	1.00	

*ただし、摩擦杭基礎の場合には0.80 とする。

2) 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値

地盤から決まる杭の極限支持力の特性値の0.65倍とする。

3) 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)
- q_d : 杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)
- A : 杭先端面積 (m²)
- U : 杭の周長 (m)
- L_i : 周面摩擦力を考慮するi層の層厚 (m)
- f_i : 周面摩擦力を考慮するi層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d
場所打ち杭工法	粘性土	110 N (≤ 3,300)
	砂	110 N (≤ 3,300)
	砂れき	160 N (≤ 8,000)

ここに、N：標準貫入試験のN値

最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

杭工法	地盤の種類	最大周面摩擦力度の特性値 f_i
場所打ち杭工法	粘性土	c 又は 5 N (≤ 100)
	砂質土	5 N (≤ 120)

ここに、c：粘着力 (kN/m²)、N：標準貫入試験のN値

注) N<5の軟弱粘性土層では、信頼性が乏しいので、N値による最大周面摩擦力度を推定しない。

4) 杭で置き換えられる部分の土の有効重量

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \sum (\gamma_i \cdot L_i)$$

ここに、

- W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- D : 杭径 (m)
- γ_i : 杭で置き換えられる部分の土の単位体積重量 (kN/m³)
- L_i : 杭で置き換えられる部分の土の層厚 (m)

(3) 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1 及び限界状態3

1) 杭の軸方向引抜き力の制限値

$$P_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_n \cdot P_y + W$$

ここに、

- P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- Φ_Y : 抵抗係数
- λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。
- P_y : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 (kN)
- W : 杭の有効重量 (kN)

調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y
推定式から求める場合	0.90	0.55
載荷試験から求める場合	0.95	0.65

2) 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値

地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値の0.65倍とする。

3) 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 (kN)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する*i*層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する*i*層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

4-2-2 地盤条件

1) 杭の軸方向押し込み力の制限値計算時

・ 周面摩擦力

層 番号	標 高 (m) ▽ GL +0.000	土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
				kN/m ²	m	kN/m
1	(フーチング下面) ▽ GL -10.500	粘性土	4.000 (60.00)	60.00	10.500	630.00
2	▽ GL -18.500	砂質土	15.000	75.00	8.000	600.00
3	▽ GL -18.700	砂質土	50.000	120.00	0.200	24.00
	(考慮範囲下端)			Σ		1254.00

・ 杭先端の極限支持力度の特性値 q_d

$$\begin{aligned}
 q_d &= 160 \cdot N \\
 &= 160 \times 50.000 = 8000.00 (\leq 8000) \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

・杭で置き換えられる部分の土の有効重量の特性値 W_s

層番号	標高 (m) ▽ GL +2.200	γ_i	L_i	$\gamma_i \cdot L_i$
		kN/m ³	m	kN/m ²
	(水位) ▽ GL +0.000	—	—	—
1	(フーチング下面) ▽ GL -10.500	7.00	10.500	73.50
2	▽ GL -18.500	9.00	8.000	72.00
3	▽ GL -19.900	11.00	1.400	15.40
	(杭先端)	Σ		160.90

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot L_i)$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 1.200^2 \times 160.90 = 181.97 \text{ (kN)}$$

(2) 杭の軸方向引抜力の制限値計算時

・周面摩擦力

層 番号	標 高 (m) ▽ GL +0.000	土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
				kN/m ²	m	kN/m
1	(フーチング下面) ▽ GL -10.500	粘性土	(4.000 60.00)	60.00	10.500	630.00
2	▽ GL -18.500	砂質土	15.000	75.00	8.000	600.00
3	▽ GL -19.900	砂質土	50.000	120.00	1.400	168.00
	(杭 先 端)			Σ		1398.00

4-2-3 杭の軸方向押し込み力の制限値

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ = 8000.00 \times 1.13097 + 3.7699 \times 1254.00 = 13775.26 \text{ (kN)}$$

$$R_y = 0.65 \cdot R_u \\ = 0.65 \times 13775.26 = 8953.92 \text{ (kN)}$$

$$R_{dp} = \lambda_s \cdot \lambda_f \cdot (R_y - W_s) + W_s - W \\ = 0.55 \times 1.00 \times (8953.92 - 181.97) + 181.97 - 330.84 = 4675.70 \text{ (kN)}$$

$$R_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_f \cdot \lambda_n \cdot (R_y - W_s) + W_s - W \\ = 0.90 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.00 \times (8953.92 - 181.97) + 181.97 - 330.84 = 6166.93 \text{ (kN)}$$

4-2-4 杭の軸方向引抜き力の制限値

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ = 3.7699 \times 1398.00 = 5270.34 \text{ (kN)}$$

$$P_y = 0.65 \cdot P_u \\ = 0.65 \times 5270.34 = 3425.72 \text{ (kN)}$$

$$P_{dp} = 0.00 \text{ (kN)}$$

$$P_d = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot \lambda_n \cdot P_y + W \\ = 0.90 \times 0.55 \times 1.00 \times 3425.72 + 330.84 = 2026.57 \text{ (kN)}$$

4-3 地盤ばねの計算

4-3-1 地盤反力係数

(1) 計算式

$$k = \lambda \cdot k_0 \cdot \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 基礎の施工方法の影響を考慮する係数

k₀ : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_0 = \frac{\alpha \cdot E_0}{0.3}$$

B' : 基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数

地震の影響を考慮しない場合 α = 1

地震の影響を考慮する場合 α = 2

E₀ : 地盤変形係数 (kN/m²)

杭基礎の杭前面の水平方向地盤反力係数及び杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数を求める場合には、基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は下表による。

杭基礎の施工方法の影響を考慮する係数λ及び換算載荷幅B'

地盤反力係数の種類	λ	B'
水平方向地盤反力係数 k _H	1.0	√D/β
鉛直方向地盤反力係数 k _V	1.0	D

ここに、

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

D : 杭径 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

(2) 水平方向地盤反力係数の算出に用いる換算載荷幅 B' の計算

B' 算出上の要点は、

- ・ B' を求める際の k_H は荷重組合せに地震の影響を含まない場合の値とする。
- ・ 深さ方向に地層が変化する場合でも、 B' を算出する際の k_H は設計地盤面から $1/\beta$ の深さまでの平均値とする。また、各層の k_H 算出時にもこの B' を用いる。

杭径	D	1.200 (m)
ヤング係数	E	25000000 (kN/m ²)
断面二次モーメント	I	0.10178760 (m ⁴)

$1/\beta = 5.629$ (m) ($\beta = 0.17766$ (m⁻¹)) と仮定する
 →平均 $E_0 = 12800.0$ (kN/m²)

$$B' = \sqrt{\frac{1.200}{0.17766}} = 2.599 \text{ (m)}$$

$$k_H = 1.0 \times \frac{1.0 \times 12800.0}{0.3} \times \left(\frac{2.599}{0.3} \right)^{-3/4} = 8449.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、 β を計算すると下記となり、仮定した β に一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{8449.5 \times 1.200}{4 \times 25000000 \times 0.10178760}} = 0.17766 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

以上により、換算載荷幅 B' は、 $B' = 2.599$ (m) となる。

(3) 各層の水平方向地盤反力係数 k_H の計算

杭径	D	1.200 (m)
ヤング係数	E	25000000 (kN/m ²)
断面二次モーメント	I	0.10178760 (m ⁴)

1) 地震の影響を考慮しない場合

No	層厚 (m)	E_0 (kN/m ²)	k_{H0} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
1	10.500	12800.0	42666.7	8449.5
2	8.000	42000.0	140000.0	27724.8
3	1.400	140000.0	466666.7	92416.0

特性値 β : 0.17766 (m⁻¹)

2) 地震の影響を考慮する場合

No	層厚 (m)	E_0 (kN/m ²)	k_{H0} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
1	10.500	12800.0	85333.3	16898.9
2	8.000	42000.0	280000.0	55449.6
3	1.400	140000.0	933333.3	184831.9

特性値 β : 0.17766 (m⁻¹)

(4) 鉛直方向地盤反力係数 k_v の計算

$$k_0 = \frac{\alpha \cdot E_0}{0.3} = \frac{1 \times 140000.0}{0.3} = 466666.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$k_v = \lambda \cdot k_0 \cdot \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} = 1.0 \times 466666.7 \times \left(\frac{1.200}{0.3} \right)^{-3/4} = 164991.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

4-3-2 杭の軸方向ばね定数

(1) 計算式

$$K_v = \frac{1}{\frac{L}{2A_p \cdot E_p} (1 + \gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 \cdot k_v}}$$

ここに、

 K_v : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m) A_p : 杭の断面積 (m²) E_p : 杭のヤング係数 (kN/m²) L : 杭長 (m) D_p : 杭先端の径 (m) k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) γ_y : 杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押し込み力の杭先端への伝達率の推定値 ($0 \leq \gamma_y \leq 1$)

$$\gamma_y = \lambda_{yu} \cdot \gamma_u$$

 λ_{yu} : 先端伝達率算出のための補正係数 γ_u : 杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押し込み力の杭先端への伝達率の推定値

$$\gamma_u = R_{up}/R_u$$

 R_{up} : 杭先端の極限支持力の特性値 (kN)

$$R_{up} = q_d \cdot A$$

 q_d : 杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²) A : 杭先端面積 (m²) R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN) ζ_e : 杭体収縮量に関する補正係数 ζ_d : 杭の先端変位量に関する補正係数

(2) 杭の軸方向ばね定数の計算

杭長	L	19.900 (m)
杭の断面積	A_p	1.130973 (m ²)
杭のヤング係数	E_p	25000000 (kN/m ²)
杭先端の径	D_p	1.200 (m)
鉛直方向地盤反力係数	k_v	164991.6 (kN/m ³)
杭先端面積	A	1.130973 (m ²)
杭先端の極限支持力度の特性値	q_d	8000.00 (kN/m ²)
先端伝達率算出のための補正係数	λ_{yu}	0.48
杭体収縮量に関する補正係数	ζ_e	0.30
杭の先端変位量に関する補正係数	ζ_d	0.99

$$A_p \cdot E_p = 1.130973 \times 25000000 = 28274334.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{up} = q_d \cdot A = 8000.00 \times 1.130973 = 9047.79 \text{ (kN)}$$

$$R_u = 13775.26 \text{ (kN)}$$

$$\gamma_u = R_{up}/R_u = 9047.79 / 13775.26 = 0.656814$$

$$\gamma_y = \lambda_{yu} \cdot \gamma_u = 0.48 \times 0.656814 = 0.315271$$

$$K_v = \frac{1}{\frac{L}{2A_p \cdot E_p} (1 + \gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 \cdot k_v}}$$

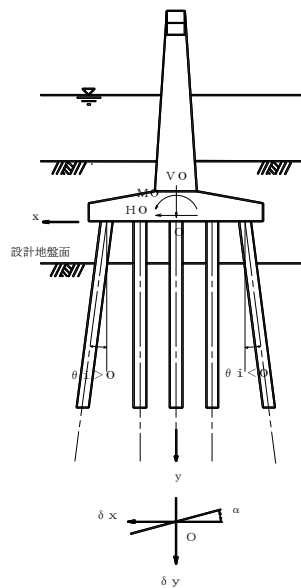
$$= \frac{1}{\frac{19.900}{2 \times 28274334.0} \times (1 + 0.315271 - 0.30) + 0.99 \times \frac{4 \times 0.315271}{\pi \times 1.200^2 \times 164991.6}}$$

$$= 492627.1 \text{ (kN/m)}$$

4-4 杭反力及び変位の計算

4-4-1 計算法

変位法による計算方法は、下図のように座標を組み、杭群中心を原点0とし、0点に作用する外力を図中にあるように定める。



この時、原点0の変位は、次の三元連立方程式を解いて求める。

$$A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{xa} \cdot \alpha = H_0$$

$$A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{ya} \cdot \alpha = V_0$$

$$A_{ax} \cdot \delta_x + A_{ay} \cdot \delta_y + A_{aa} \cdot \alpha = M_0$$

フーチング下面を水平ととれば各係数は次式で求められる。

$$A_{xx} = \sum (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i$$

$$A_{xa} = A_{ax} = \sum \{ (K_v - K_1) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \}$$

$$A_{yy} = \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{ya} = A_{ay} = \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \}$$

$$A_{aa} = \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \}$$

ここに、

H_0 : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)

V_0 : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)

M_0 : 原点0の回りの外力のモーメント (kN・m)

δ_x : 原点0の水平変位量 (m)

δ_y : 原点0の鉛直変位量 (m)

α : フーチングの回転角 (rad)

x_i : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)

θ_i : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

求められたフーチング原点における変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$) より、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} 、杭軸直角方向力 P_{Hi} 、及びモーメント M_{ti} は以下の式により求める。

$$\begin{aligned} P_{Ni} &= K_V \cdot \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \cdot \delta_{xi}' + K_4 \cdot \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{xi}' &= \delta_x \cdot \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \cdot \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$

ここに、

- δ_{xi}' : i番目の杭の杭頭の軸直角方向の変位量 (m)
- δ_{yi}' : i番目の杭の杭頭の軸方向の変位量 (m)
- K_V : 杭頭に単位量の軸方向変位量を生じさせる杭軸方向力 (kN)
(杭の軸方向ばね定数)
- K_1, K_2, K_3, K_4 : 杭の軸直角方向ばね定数
- x_i : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- θ_i : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)
- P_{Ni} : i番目の杭の杭軸方向力 (kN)
- P_{Hi} : i番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
- M_{ti} : i番目の杭の杭頭に作用するモーメント (kN・m)

杭頭での鉛直反力 V_i 、及び水平反力 H_i は、次式による。

$$\begin{aligned} V_i &= P_{Ni} \cdot \cos \theta_i - P_{Hi} \cdot \sin \theta_i \\ H_i &= P_{Ni} \cdot \sin \theta_i + P_{Hi} \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$

(3) 剛性マトリックス

1) 橋軸方向

a) 地震の影響を考慮しない場合

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 689012.8 & 0.0 & -1949722.4 \\ 0.0 & 5911525.5 & 0.5 \\ -1949722.4 & 0.5 & 47729144.0 \end{bmatrix}$$

b) 地震の影響を考慮する場合

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1154246.1 & 0.0 & -2729034.0 \\ 0.0 & 5911525.5 & 0.5 \\ -2729034.0 & 0.5 & 49642612.0 \end{bmatrix}$$

4-4-2 杭反力及び変位

(1) 橋軸方向

1) D

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ① D (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 23612.24 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3461.35 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -7252.24 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.194 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.994 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.06023 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2058.18	288.45	-788.37	2058.18	288.45
2	0.000	4	0.0	1967.69	288.45	-788.37	1967.69	288.45
3	-3.050	4	0.0	1877.19	288.45	-788.37	1877.19	288.45

$$d = 5.194 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2058.18 \text{ (kN)} < R_d = 4675.70 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1877.19 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

2) D+U

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : ① D (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 21262.39 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3689.55 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -6911.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.591 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.597 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.08360 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	1897.47	307.46	-831.37	1897.47	307.46
2	0.000	4	0.0	1771.87	307.46	-831.37	1771.87	307.46
3	-3.050	4	0.0	1646.26	307.46	-831.37	1646.26	307.46

$$d = 5.591 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 1897.47 \text{ (kN)} < R_d = 4675.70 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1646.26 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm)

 R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

 P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

3) D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+ (U)) (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 24506.85 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3623.89 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -6042.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.542 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 4.146 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.09978 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2192.16	301.99	-808.40	2192.16	301.99
2	0.000	4	0.0	2042.24	301.99	-808.40	2042.24	301.99
3	-3.050	4	0.0	1892.31	301.99	-808.40	1892.31	301.99

$$d = 5.542 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2192.16 \text{ (kN)} < R_d = 4675.70 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1892.31 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

4) D+L+(U) (載荷荷重あり)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U)) (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 22268.90 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3841.22 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -5718.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.920 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.767 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.12204 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2039.10	320.10	-849.35	2039.10	320.10
2	0.000	4	0.0	1855.74	320.10	-849.35	1855.74	320.10
3	-3.050	4	0.0	1672.38	320.10	-849.35	1672.38	320.10

$$d = 5.920 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2039.10 \text{ (kN)} < R_d = 4675.70 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1672.38 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

5) D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+ (U)) (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 24026.85 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3623.89 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -4962.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.614 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 4.064 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.12537 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2190.60	301.99	-796.56	2190.60	301.99
2	0.000	4	0.0	2002.24	301.99	-796.56	2002.24	301.99
3	-3.050	4	0.0	1813.87	301.99	-796.56	1813.87	301.99

$$d = 5.614 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2190.60 \text{ (kN)} < R_d = 4675.70 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1813.87 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

6) D+L+(U) (載荷荷重なし)

照査対象 : 基礎の変位

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U)) (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 21788.90 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3841.22 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -4638.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.993 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.686 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.14762 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2037.55	320.10	-837.52	2037.55	320.10
2	0.000	4	0.0	1815.74	320.10	-837.52	1815.74	320.10
3	-3.050	4	0.0	1593.94	320.10	-837.52	1593.94	320.10

$$d = 5.993 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2037.55 \text{ (kN)} < R_d = 4675.70 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1593.94 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

7) D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 24506.85 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3623.89 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -6042.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.542 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 4.146 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.09978 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2192.16	301.99	-808.40	2192.16	301.99
2	0.000	4	0.0	2042.24	301.99	-808.40	2042.24	301.99
3	-3.050	4	0.0	1892.31	301.99	-808.40	1892.31	301.99

$$d = 5.542 \text{ (mm)}$$

$$P_{Nmax} = 2192.16 \text{ (kN)}$$

$$P_{Nmin} = 1892.31 \text{ (kN)}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

8) D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 22268.90 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3841.22 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -5718.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.920 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.767 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.12204 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2039.10	320.10	-849.35	2039.10	320.10
2	0.000	4	0.0	1855.74	320.10	-849.35	1855.74	320.10
3	-3.050	4	0.0	1672.38	320.10	-849.35	1672.38	320.10

$$d = 5.920 \text{ (mm)}$$

$$P_{Nmax} = 2039.10 \text{ (kN)}$$

$$P_{Nmin} = 1672.38 \text{ (kN)}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

9) D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 24026.85 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3623.89 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -4962.62 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.614 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 4.064 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.12537 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2190.60	301.99	-796.56	2190.60	301.99
2	0.000	4	0.0	2002.24	301.99	-796.56	2002.24	301.99
3	-3.050	4	0.0	1813.87	301.99	-796.56	1813.87	301.99

$$d = 5.614 \text{ (mm)}$$

$$P_{Nmax} = 2190.60 \text{ (kN)}$$

$$P_{Nmin} = 1813.87 \text{ (kN)}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

10) D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 21788.90 \quad (\text{kN})$$

$$H_0 = 3841.22 \quad (\text{kN})$$

$$M_0 = -4638.21 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.993 \quad (\text{mm})$$

$$\delta_y = 3.686 \quad (\text{mm})$$

$$\alpha = 0.14762 \times 10^{-3} \quad (\text{rad})$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2037.55	320.10	-837.52	2037.55	320.10
2	0.000	4	0.0	1815.74	320.10	-837.52	1815.74	320.10
3	-3.050	4	0.0	1593.94	320.10	-837.52	1593.94	320.10

$$d = 5.993 \quad (\text{mm})$$

$$P_{Nmax} = 2037.55 \quad (\text{kN})$$

$$P_{Nmin} = 1593.94 \quad (\text{kN})$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

11) ①D

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ① D (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 23612.24 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3461.35 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -7252.24 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.194 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.994 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.06023 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2058.18	288.45	-788.37	2058.18	288.45
2	0.000	4	0.0	1967.69	288.45	-788.37	1967.69	288.45
3	-3.050	4	0.0	1877.19	288.45	-788.37	1877.19	288.45

$$d = 5.194 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2058.18 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1877.19 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm)

R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

12) ①D+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ① D (永続作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 21262.39 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 3689.55 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -6911.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.591 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.597 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.08360 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	1897.47	307.46	-831.37	1897.47	307.46
2	0.000	4	0.0	1771.87	307.46	-831.37	1771.87	307.46
3	-3.050	4	0.0	1646.26	307.46	-831.37	1646.26	307.46

$$d = 5.591 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 1897.47 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1646.26 \text{ (kN)} > P_d = 0.00 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押し込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押し込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

13) ②D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ② D+L (変動作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 26002.19 \quad (\text{kN})$$

$$H_0 = 3805.08 \quad (\text{kN})$$

$$M_0 = -6142.27 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.833 \quad (\text{mm})$$

$$\delta_y = 4.399 \quad (\text{mm})$$

$$\alpha = 0.10957 \times 10^{-3} \quad (\text{rad})$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2331.48	317.09	-846.60	2331.48	317.09
2	0.000	4	0.0	2166.85	317.09	-846.60	2166.85	317.09
3	-3.050	4	0.0	2002.22	317.09	-846.60	2002.22	317.09

$$d = 5.833 \quad (\text{mm}) < d_d = 15.00 \quad (\text{mm}) \quad \text{OK}$$

$$P_{N\max} = 2331.48 \quad (\text{kN}) < R_d = 6166.93 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

$$P_{N\min} = 2002.22 \quad (\text{kN}) > P_d = -2026.57 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 $P_{N\max}$: 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 $P_{N\min}$: 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

14) ②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ② D+L (変動作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 23652.34 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 4033.28 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -5801.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 6.230 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 4.001 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.13294 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2170.77	336.11	-889.60	2170.77	336.11
2	0.000	4	0.0	1971.03	336.11	-889.60	1971.03	336.11
3	-3.050	4	0.0	1771.29	336.11	-889.60	1771.29	336.11

$$d = 6.230 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2170.77 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1771.29 \text{ (kN)} > P_d = -2026.57 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm)

 R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

 P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

15) ②D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ② D+L (変動作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 25498.19 \quad (\text{kN})$$

$$H_0 = 3805.08 \quad (\text{kN})$$

$$M_0 = -5008.27 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 5.909 \quad (\text{mm})$$

$$\delta_y = 4.313 \quad (\text{mm})$$

$$\alpha = 0.13643 \times 10^{-3} \quad (\text{rad})$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2329.84	317.09	-834.17	2329.84	317.09
2	0.000	4	0.0	2124.85	317.09	-834.17	2124.85	317.09
3	-3.050	4	0.0	1919.86	317.09	-834.17	1919.86	317.09

$$d = 5.909 \quad (\text{mm}) < d_d = 15.00 \quad (\text{mm}) \quad \text{OK}$$

$$P_{N\max} = 2329.84 \quad (\text{kN}) < R_d = 6166.93 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

$$P_{N\min} = 1919.86 \quad (\text{kN}) > P_d = -2026.57 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 $P_{N\max}$: 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 $P_{N\min}$: 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

16) ②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ② D+L (変動作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 23148.34 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 4033.28 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = -4667.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 6.306 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.916 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.15980 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2169.13	336.11	-877.18	2169.13	336.11
2	0.000	4	0.0	1929.03	336.11	-877.18	1929.03	336.11
3	-3.050	4	0.0	1688.93	336.11	-877.18	1688.93	336.11

$$d = 6.306 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2169.13 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 1688.93 \text{ (kN)} > P_d = -2026.57 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm)

 R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

 P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

17) ⑨D+TH+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨ D+TH+EQ (変動作用支配状況)

・杭群中心作用力

$$V_0 = 22789.01 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 6657.66 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = 11375.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・変位の計算

$$\delta_x = 7.252 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.855 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.62783 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2842.40	554.80	-970.16	2842.40	554.80
2	0.000	4	0.0	1899.08	554.80	-970.16	1899.08	554.80
3	-3.050	4	0.0	955.76	554.80	-970.16	955.76	554.80

$$d = 7.252 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2842.40 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 955.76 \text{ (kN)} > P_d = -2026.57 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

 d : 杭の水平変位 (mm) P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

18) ⑨D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨ D+TH+EQ (変動作用支配状況)

・杭群中心作用力

$$V_0 = 20479.93 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 6657.66 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = 11375.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・変位の計算

$$\delta_x = 7.252 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.464 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.62783 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	2649.98	554.80	-970.16	2649.98	554.80
2	0.000	4	0.0	1706.66	554.80	-970.16	1706.66	554.80
3	-3.050	4	0.0	763.34	554.80	-970.16	763.34	554.80

$$d = 7.252 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 2649.98 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 763.34 \text{ (kN)} > P_d = -2026.57 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

19) ⑩D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩ D+EQ (変動作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 23059.13 \quad (\text{kN})$$

$$H_0 = 9937.60 \quad (\text{kN})$$

$$M_0 = 25651.13 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 11.300 \quad (\text{mm})$$

$$\delta_y = 3.901 \quad (\text{mm})$$

$$\alpha = 1.13792 \times 10^{-3} \quad (\text{rad})$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	3631.33	828.13	-1338.88	3631.33	828.13
2	0.000	4	0.0	1921.59	828.13	-1338.88	1921.59	828.13
3	-3.050	4	0.0	211.86	828.13	-1338.88	211.86	828.13

$$d = 11.300 \quad (\text{mm}) < d_d = 15.00 \quad (\text{mm}) \quad \text{OK}$$

$$P_{N\max} = 3631.33 \quad (\text{kN}) < R_d = 6166.93 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

$$P_{N\min} = 211.86 \quad (\text{kN}) > P_d = -2026.57 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 $P_{N\max}$: 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。

 $P_{N\min}$: 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。

 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm)

 R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

 P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

20) ⑩D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩ D+EQ (変動作用支配状況)

・ 杭群中心作用力

$$V_0 = 20750.06 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 9937.60 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = 25651.13 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・ 変位の計算

$$\delta_x = 11.300 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.510 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 1.13792 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・ 杭頭作用力(1本あたり)

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN・m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	3.050	4	0.0	3438.91	828.13	-1338.88	3438.91	828.13
2	0.000	4	0.0	1729.17	828.13	-1338.88	1729.17	828.13
3	-3.050	4	0.0	19.43	828.13	-1338.88	19.43	828.13

$$d = 11.300 \text{ (mm)} < d_d = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmax} = 3438.91 \text{ (kN)} < R_d = 6166.93 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{Nmin} = 19.43 \text{ (kN)} > P_d = -2026.57 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

ここに、

d : 杭の水平変位 (mm)

 P_{Nmax} : 杭の軸方向押込み力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最大値とする。 P_{Nmin} : 杭の軸方向引抜き力 (kN) で、杭の杭軸方向力の最小値とする。 d_d : 杭の水平変位の制限値 (mm) R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN) P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

4-5 杭本体各部の断面力及び変位

(1) 橋軸方向

1) D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

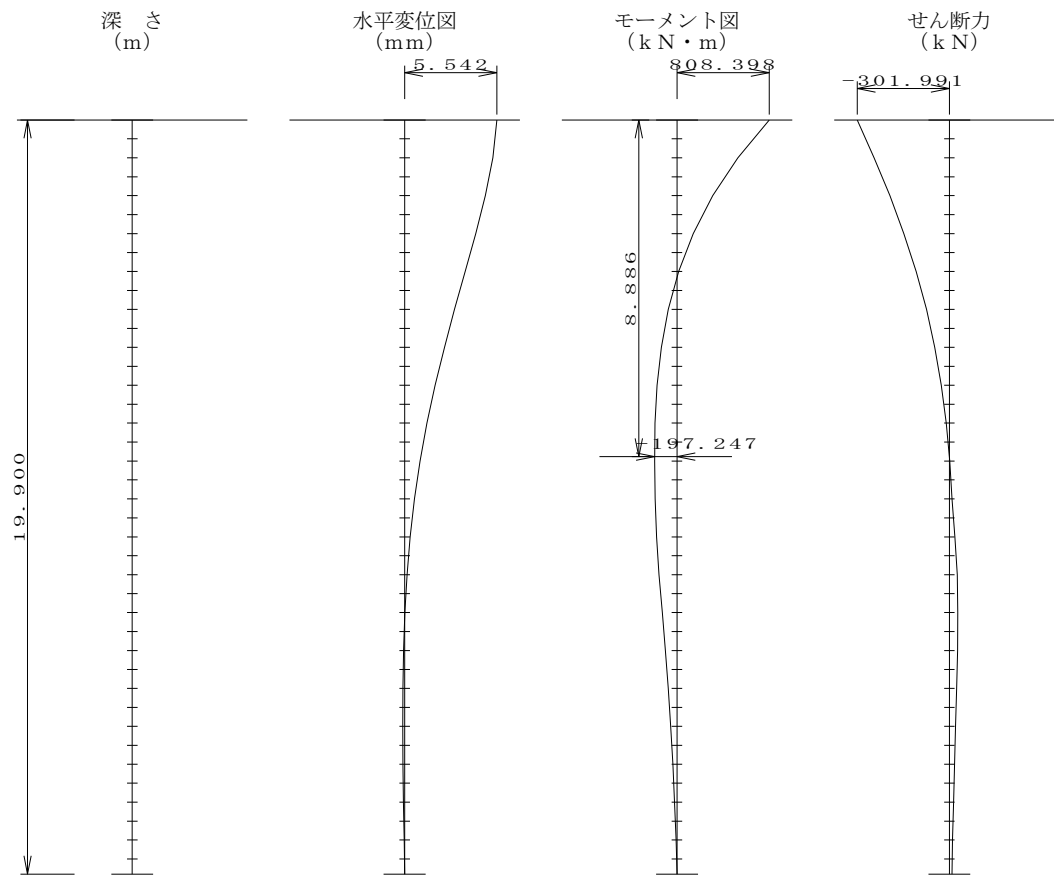
作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.542	808.398	-301.991
2	1.000	8449.5	5.302	534.210	-246.794
3	2.000	8449.5	4.851	313.604	-195.183
4	3.000	8449.5	4.274	142.076	-148.848
5	4.000	8449.5	3.641	13.840	-108.696
6	5.000	8449.5	3.001	-77.485	-75.037
7	6.000	8449.5	2.390	-138.360	-47.746
8	7.000	8449.5	1.833	-174.957	-26.391
9	8.000	8449.5	1.344	-192.914	-10.349
10	9.000	8449.5	0.930	-197.182	1.113
11	10.000	8449.5	0.594	-191.955	8.773
12	11.000	27724.8	0.332	-179.454	17.934
13	12.000	27724.8	0.141	-157.144	25.627
14	13.000	27724.8	0.012	-129.964	28.016
15	14.000	27724.8	-0.067	-102.251	26.976
16	15.000	27724.8	-0.105	-76.645	24.026
17	16.000	27724.8	-0.113	-54.442	20.335
18	17.000	27724.8	-0.099	-35.933	16.759
19	18.000	27724.8	-0.071	-20.686	13.890
20	19.000	92416.0	-0.035	-8.257	10.358
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.581

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	808.398	—
地中部最大曲げモーメント	-197.247	8.886
1/2最大曲げモーメント	404.199	1.560

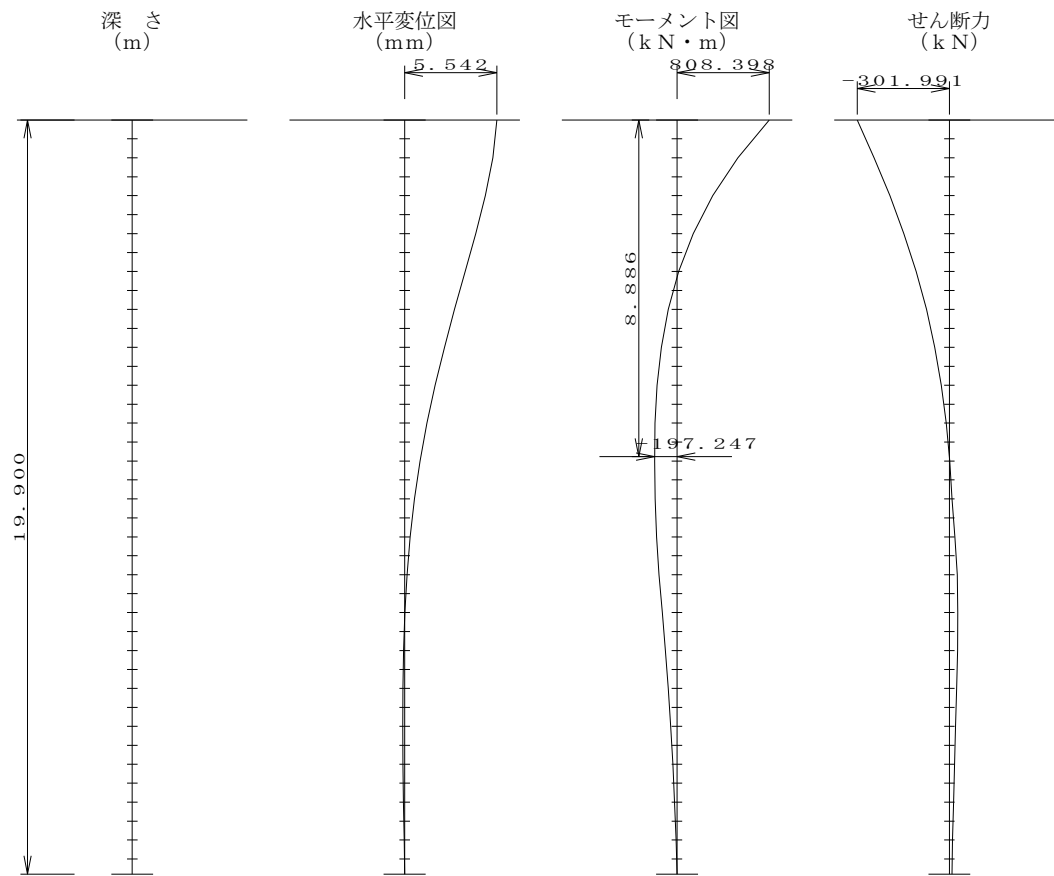


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.542	808.398	-301.991
2	1.000	8449.5	5.302	534.210	-246.794
3	2.000	8449.5	4.851	313.604	-195.183
4	3.000	8449.5	4.274	142.076	-148.848
5	4.000	8449.5	3.641	13.840	-108.696
6	5.000	8449.5	3.001	-77.485	-75.037
7	6.000	8449.5	2.390	-138.360	-47.746
8	7.000	8449.5	1.833	-174.957	-26.391
9	8.000	8449.5	1.344	-192.914	-10.349
10	9.000	8449.5	0.930	-197.182	1.113
11	10.000	8449.5	0.594	-191.955	8.773
12	11.000	27724.8	0.332	-179.454	17.934
13	12.000	27724.8	0.141	-157.144	25.627
14	13.000	27724.8	0.012	-129.964	28.016
15	14.000	27724.8	-0.067	-102.251	26.976
16	15.000	27724.8	-0.105	-76.645	24.026
17	16.000	27724.8	-0.113	-54.442	20.335
18	17.000	27724.8	-0.099	-35.933	16.759
19	18.000	27724.8	-0.071	-20.686	13.890
20	19.000	92416.0	-0.035	-8.257	10.358
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.581

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	808.398	—
地中部最大曲げモーメント	-197.247	8.886
1/2最大曲げモーメント	404.199	1.560



2) D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

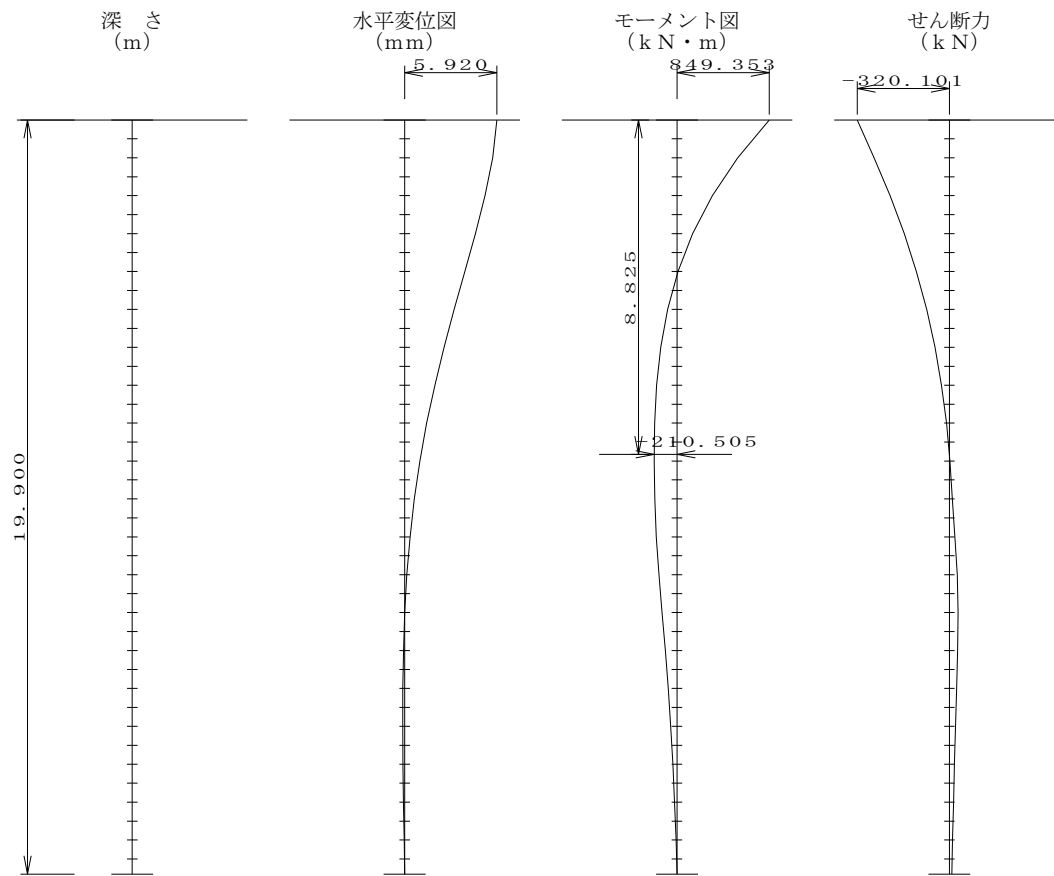
作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.920	849.353	-320.101
2	1.000	8449.5	5.651	558.928	-261.205
3	2.000	8449.5	5.161	325.619	-206.245
4	3.000	8449.5	4.541	144.529	-156.985
5	4.000	8449.5	3.862	9.431	-114.360
6	5.000	8449.5	3.179	-86.509	-78.677
7	6.000	8449.5	2.528	-150.189	-49.782
8	7.000	8449.5	1.936	-188.182	-27.205
9	8.000	8449.5	1.417	-206.482	-10.271
10	9.000	8449.5	0.979	-210.344	1.806
11	10.000	8449.5	0.623	-204.212	9.857
12	11.000	27724.8	0.347	-190.452	19.442
13	12.000	27724.8	0.145	-166.454	27.436
14	13.000	27724.8	0.009	-137.438	29.842
15	14.000	27724.8	-0.073	-107.967	28.646
16	15.000	27724.8	-0.113	-80.808	25.452
17	16.000	27724.8	-0.121	-57.313	21.495
18	17.000	27724.8	-0.106	-37.769	17.677
19	18.000	27724.8	-0.076	-21.704	14.619
20	19.000	92416.0	-0.038	-8.640	10.859
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.968

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	849.353	—————
地中部最大曲げモーメント	-210.505	8.825
1/2最大曲げモーメント	424.676	1.546

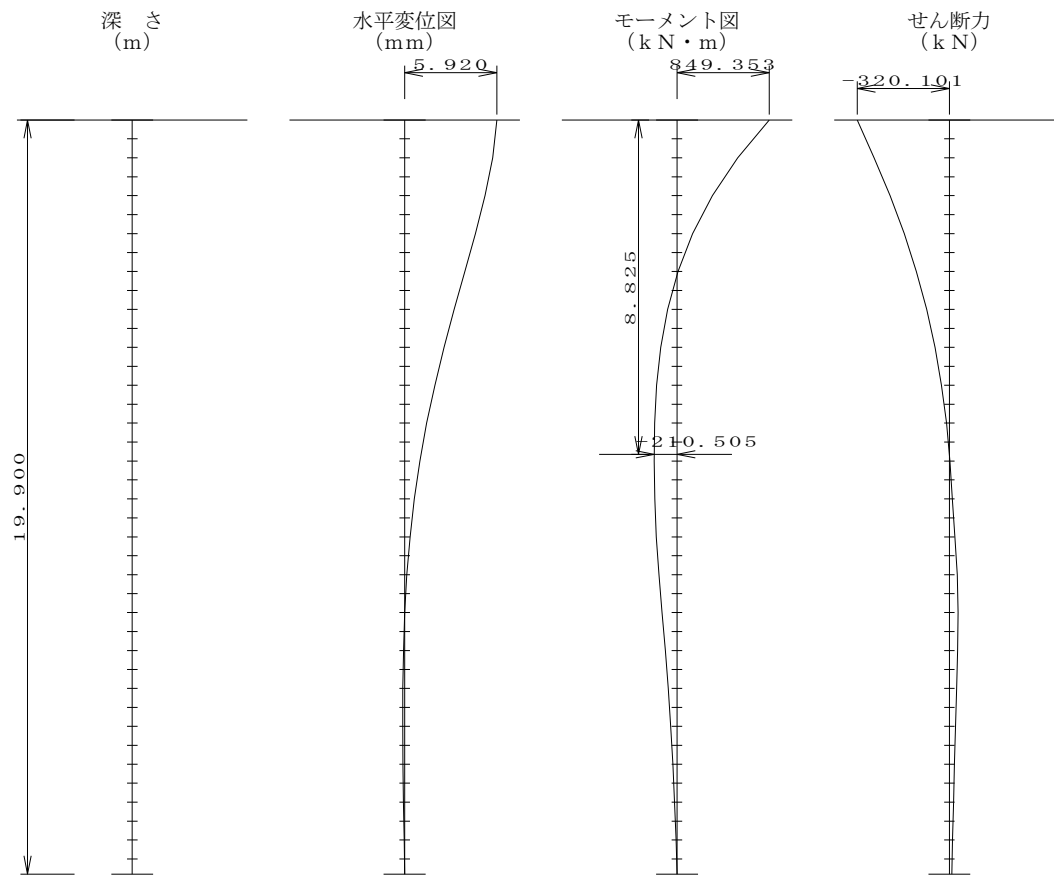


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.920	849.353	-320.101
2	1.000	8449.5	5.651	558.928	-261.205
3	2.000	8449.5	5.161	325.619	-206.245
4	3.000	8449.5	4.541	144.529	-156.985
5	4.000	8449.5	3.862	9.431	-114.360
6	5.000	8449.5	3.179	-86.509	-78.677
7	6.000	8449.5	2.528	-150.189	-49.782
8	7.000	8449.5	1.936	-188.182	-27.205
9	8.000	8449.5	1.417	-206.482	-10.271
10	9.000	8449.5	0.979	-210.344	1.806
11	10.000	8449.5	0.623	-204.212	9.857
12	11.000	27724.8	0.347	-190.452	19.442
13	12.000	27724.8	0.145	-166.454	27.436
14	13.000	27724.8	0.009	-137.438	29.842
15	14.000	27724.8	-0.073	-107.967	28.646
16	15.000	27724.8	-0.113	-80.808	25.452
17	16.000	27724.8	-0.121	-57.313	21.495
18	17.000	27724.8	-0.106	-37.769	17.677
19	18.000	27724.8	-0.076	-21.704	14.619
20	19.000	92416.0	-0.038	-8.640	10.859
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.968

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	849.353	—
地中部最大曲げモーメント	-210.505	8.825
1/2最大曲げモーメント	424.676	1.546



3) D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

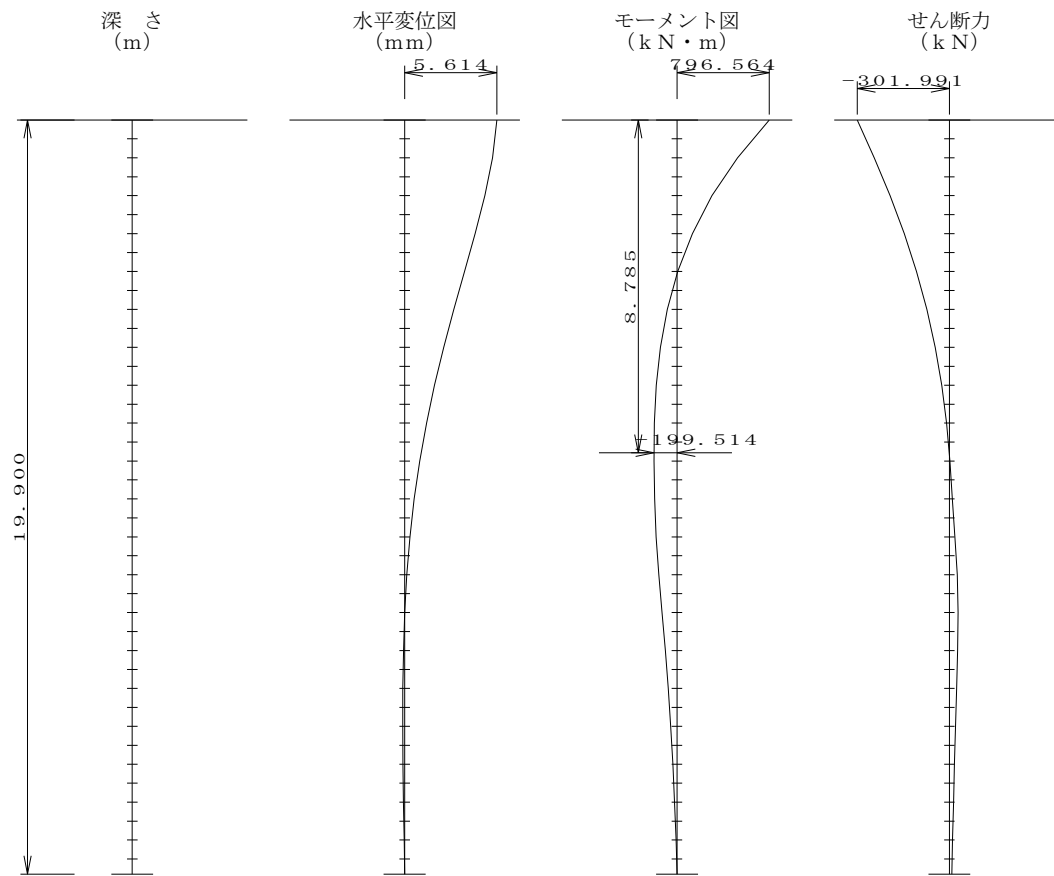
作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.614	796.564	-301.991
2	1.000	8449.5	5.351	522.701	-246.182
3	2.000	8449.5	4.881	302.923	-194.172
4	3.000	8449.5	4.290	132.534	-147.606
5	4.000	8449.5	3.646	5.601	-107.352
6	5.000	8449.5	2.998	-84.369	-73.684
7	6.000	8449.5	2.382	-143.913	-46.446
8	7.000	8449.5	1.823	-179.254	-25.183
9	8.000	8449.5	1.332	-196.057	-9.251
10	9.000	8449.5	0.919	-199.285	2.097
11	10.000	8449.5	0.584	-193.128	9.650
12	11.000	27724.8	0.324	-179.824	18.614
13	12.000	27724.8	0.134	-156.965	26.055
14	13.000	27724.8	0.007	-129.461	28.245
15	14.000	27724.8	-0.070	-101.597	27.058
16	15.000	27724.8	-0.107	-75.964	24.003
17	16.000	27724.8	-0.114	-53.823	20.241
18	17.000	27724.8	-0.100	-35.431	16.622
19	18.000	27724.8	-0.072	-20.335	13.727
20	19.000	92416.0	-0.036	-8.081	10.169
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.381

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	796.564	—————
地中部最大曲げモーメント	-199.514	8.785
1/2最大曲げモーメント	398.282	1.537



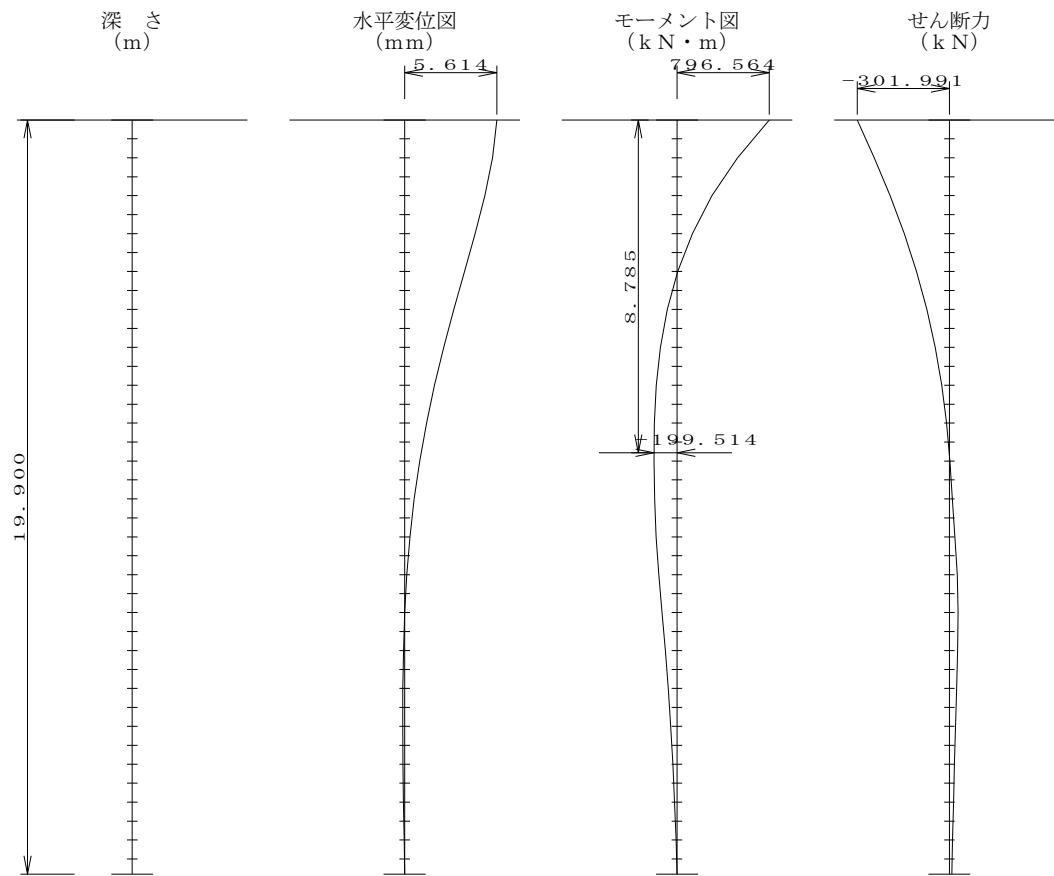
78

(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.614	796.564	-301.991
2	1.000	8449.5	5.351	522.701	-246.182
3	2.000	8449.5	4.881	302.923	-194.172
4	3.000	8449.5	4.290	132.534	-147.606
5	4.000	8449.5	3.646	5.601	-107.352
6	5.000	8449.5	2.998	-84.369	-73.684
7	6.000	8449.5	2.382	-143.913	-46.446
8	7.000	8449.5	1.823	-179.254	-25.183
9	8.000	8449.5	1.332	-196.057	-9.251
10	9.000	8449.5	0.919	-199.285	2.097
11	10.000	8449.5	0.584	-193.128	9.650
12	11.000	27724.8	0.324	-179.824	18.614
13	12.000	27724.8	0.134	-156.965	26.055
14	13.000	27724.8	0.007	-129.461	28.245
15	14.000	27724.8	-0.070	-101.597	27.058
16	15.000	27724.8	-0.107	-75.964	24.003
17	16.000	27724.8	-0.114	-53.823	20.241
18	17.000	27724.8	-0.100	-35.431	16.622
19	18.000	27724.8	-0.072	-20.335	13.727
20	19.000	92416.0	-0.036	-8.081	10.169
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.381

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	796.564	—
地中部最大曲げモーメント	-199.514	8.785
1/2最大曲げモーメント	398.282	1.537



4) D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

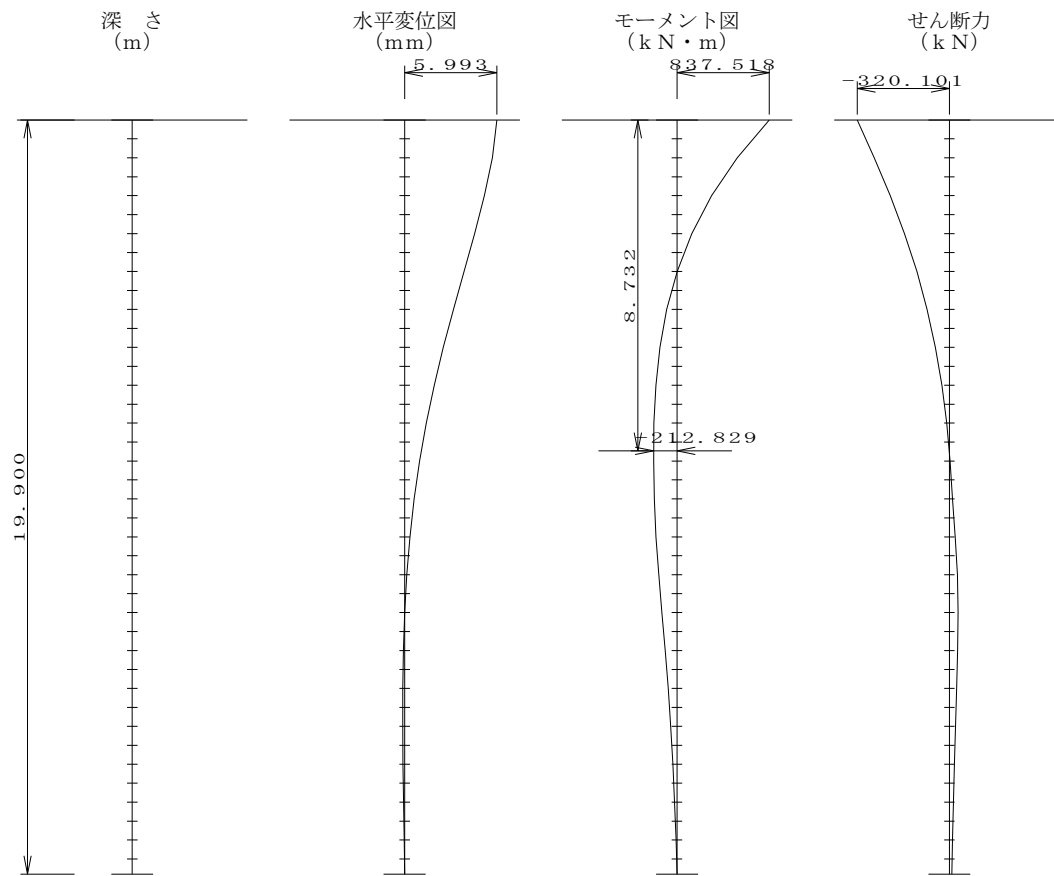
作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.993	837.518	-320.101
2	1.000	8449.5	5.700	547.420	-260.593
3	2.000	8449.5	5.191	314.938	-205.234
4	3.000	8449.5	4.557	134.987	-155.743
5	4.000	8449.5	3.867	1.191	-113.015
6	5.000	8449.5	3.176	-93.394	-77.323
7	6.000	8449.5	2.521	-155.742	-48.483
8	7.000	8449.5	1.926	-192.480	-25.997
9	8.000	8449.5	1.406	-209.625	-9.173
10	9.000	8449.5	0.968	-212.447	2.790
11	10.000	8449.5	0.613	-205.385	10.734
12	11.000	27724.8	0.338	-190.822	20.123
13	12.000	27724.8	0.139	-166.275	27.864
14	13.000	27724.8	0.004	-136.935	30.071
15	14.000	27724.8	-0.077	-107.312	28.727
16	15.000	27724.8	-0.115	-80.128	25.429
17	16.000	27724.8	-0.122	-56.694	21.402
18	17.000	27724.8	-0.107	-37.266	17.539
19	18.000	27724.8	-0.077	-21.353	14.456
20	19.000	92416.0	-0.038	-8.464	10.671
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.768

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	837.518	—————
地中部最大曲げモーメント	-212.829	8.732
1/2最大曲げモーメント	418.759	1.524

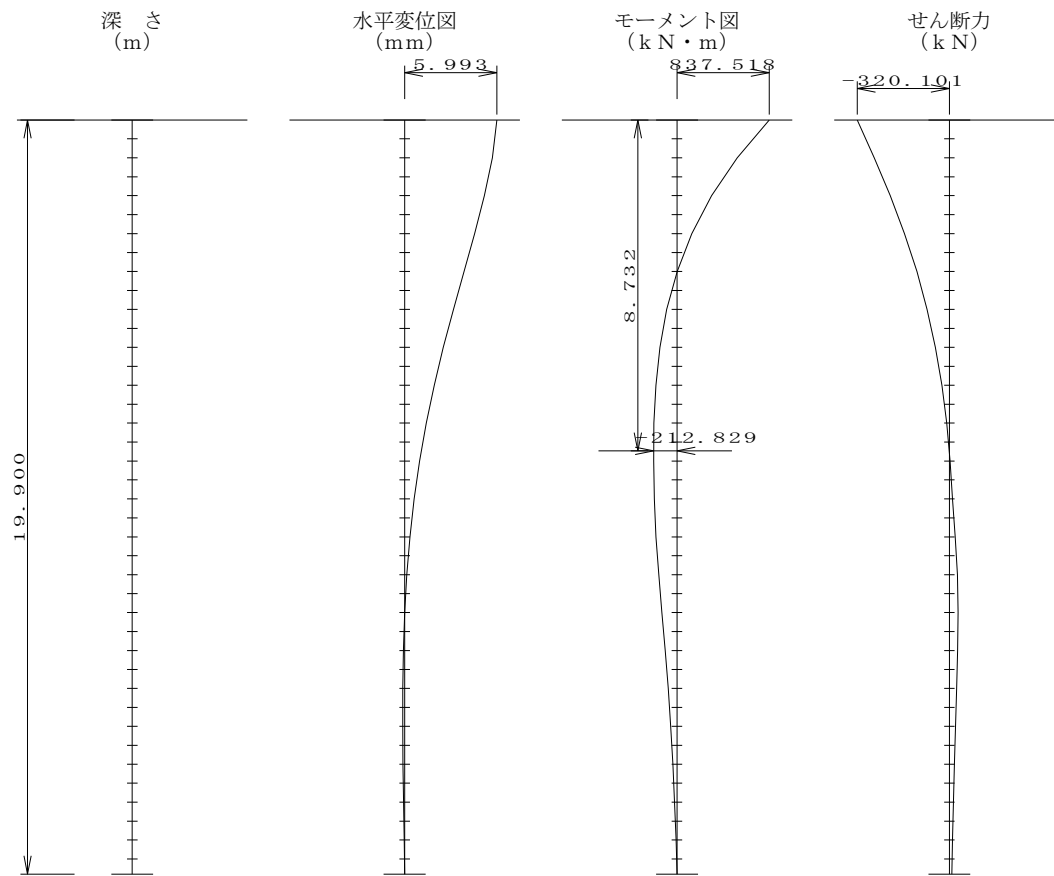


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.993	837.518	-320.101
2	1.000	8449.5	5.700	547.420	-260.593
3	2.000	8449.5	5.191	314.938	-205.234
4	3.000	8449.5	4.557	134.987	-155.743
5	4.000	8449.5	3.867	1.191	-113.015
6	5.000	8449.5	3.176	-93.394	-77.323
7	6.000	8449.5	2.521	-155.742	-48.483
8	7.000	8449.5	1.926	-192.480	-25.997
9	8.000	8449.5	1.406	-209.625	-9.173
10	9.000	8449.5	0.968	-212.447	2.790
11	10.000	8449.5	0.613	-205.385	10.734
12	11.000	27724.8	0.338	-190.822	20.123
13	12.000	27724.8	0.139	-166.275	27.864
14	13.000	27724.8	0.004	-136.935	30.071
15	14.000	27724.8	-0.077	-107.312	28.727
16	15.000	27724.8	-0.115	-80.128	25.429
17	16.000	27724.8	-0.122	-56.694	21.402
18	17.000	27724.8	-0.107	-37.266	17.539
19	18.000	27724.8	-0.077	-21.353	14.456
20	19.000	92416.0	-0.038	-8.464	10.671
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.768

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	837.518	—
地中部最大曲げモーメント	-212.829	8.732
1/2最大曲げモーメント	418.759	1.524



5) ①D

照査対象 : 耐荷性能

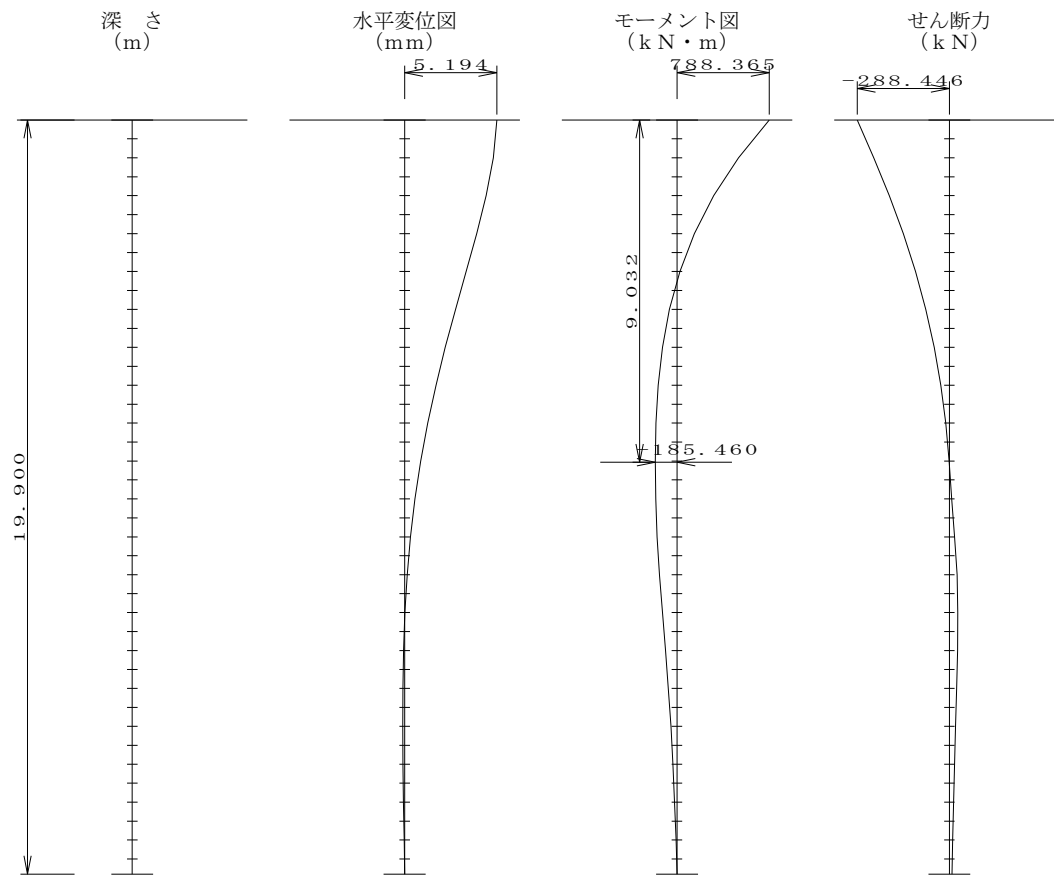
作用の組合せ : ① D (永続作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.194	788.365	-288.446
2	1.000	8449.5	4.997	526.028	-236.564
3	2.000	8449.5	4.592	314.182	-187.816
4	3.000	8449.5	4.061	148.786	-143.875
5	4.000	8449.5	3.471	24.516	-105.664
6	5.000	8449.5	2.870	-64.571	-73.527
7	6.000	8449.5	2.293	-124.541	-47.386
8	7.000	8449.5	1.765	-161.219	-26.863
9	8.000	8449.5	1.299	-179.952	-11.390
10	9.000	8449.5	0.903	-185.455	-0.286
11	10.000	8449.5	0.581	-181.737	7.177
12	11.000	27724.8	0.329	-170.898	16.196
13	12.000	27724.8	0.144	-150.342	23.892
14	13.000	27724.8	0.018	-124.825	26.445
15	14.000	27724.8	-0.059	-98.563	25.655
16	15.000	27724.8	-0.097	-74.140	22.980
17	16.000	27724.8	-0.105	-52.850	19.551
18	17.000	27724.8	-0.093	-35.011	16.196
19	18.000	27724.8	-0.067	-20.239	13.492
20	19.000	92416.0	-0.033	-8.128	10.151
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.470

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	788.365	—————
地中部最大曲げモーメント	-185.460	9.032
1/2最大曲げモーメント	394.183	1.595

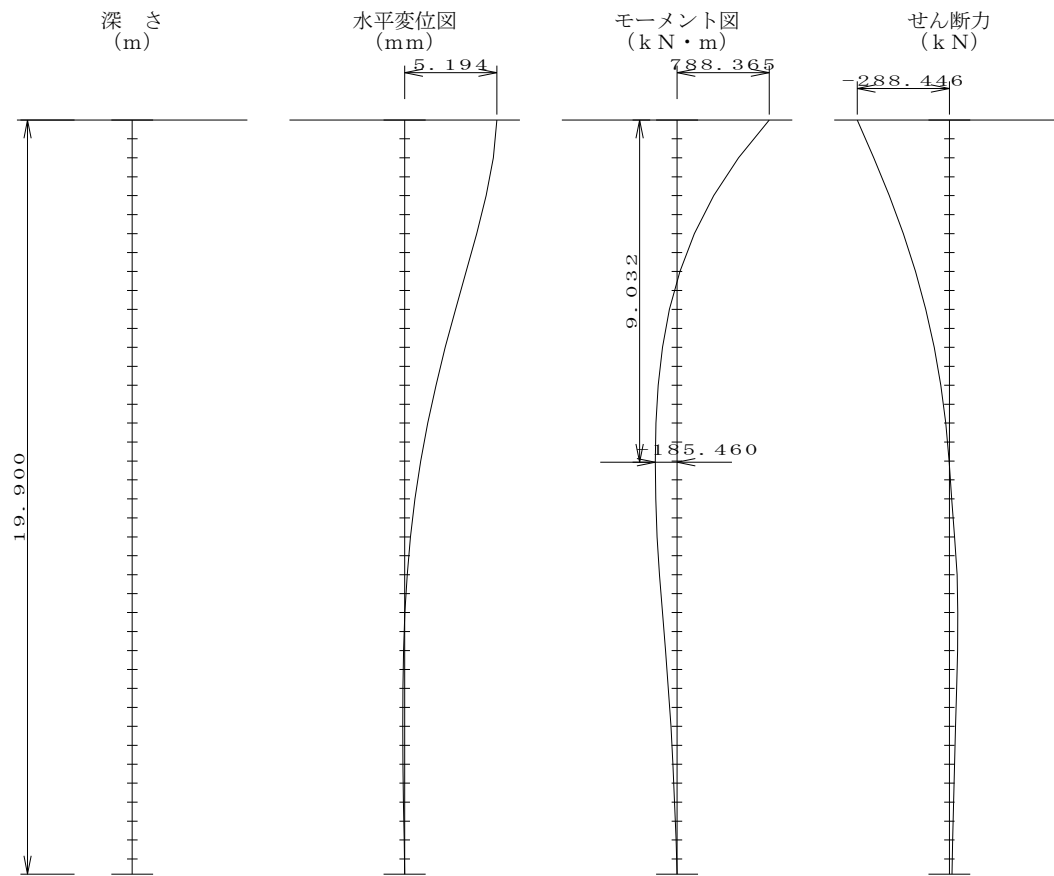


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.194	788.365	-288.446
2	1.000	8449.5	4.997	526.028	-236.564
3	2.000	8449.5	4.592	314.182	-187.816
4	3.000	8449.5	4.061	148.786	-143.875
5	4.000	8449.5	3.471	24.516	-105.664
6	5.000	8449.5	2.870	-64.571	-73.527
7	6.000	8449.5	2.293	-124.541	-47.386
8	7.000	8449.5	1.765	-161.219	-26.863
9	8.000	8449.5	1.299	-179.952	-11.390
10	9.000	8449.5	0.903	-185.455	-0.286
11	10.000	8449.5	0.581	-181.737	7.177
12	11.000	27724.8	0.329	-170.898	16.196
13	12.000	27724.8	0.144	-150.342	23.892
14	13.000	27724.8	0.018	-124.825	26.445
15	14.000	27724.8	-0.059	-98.563	25.655
16	15.000	27724.8	-0.097	-74.140	22.980
17	16.000	27724.8	-0.105	-52.850	19.551
18	17.000	27724.8	-0.093	-35.011	16.196
19	18.000	27724.8	-0.067	-20.239	13.492
20	19.000	92416.0	-0.033	-8.128	10.151
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.470

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	788.365	———
地中部最大曲げモーメント	-185.460	9.032
1/2最大曲げモーメント	394.183	1.595



6) ①D+U

照査対象 : 耐荷性能

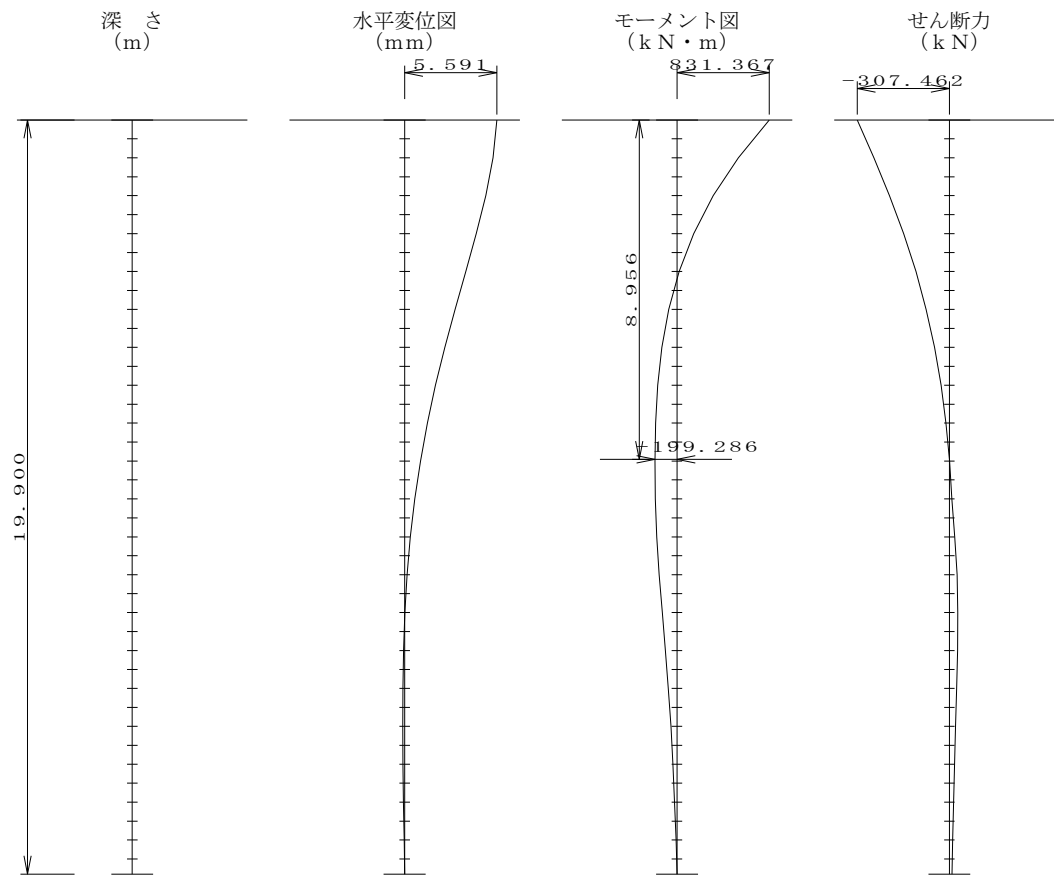
作用の組合せ : ① D (永続作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.591	831.367	-307.462
2	1.000	8449.5	5.364	551.982	-251.696
3	2.000	8449.5	4.917	326.797	-199.431
4	3.000	8449.5	4.341	151.361	-152.418
5	4.000	8449.5	3.703	19.885	-111.611
6	5.000	8449.5	3.057	-74.047	-77.349
7	6.000	8449.5	2.439	-136.961	-49.525
8	7.000	8449.5	1.873	-175.105	-27.719
9	8.000	8449.5	1.376	-194.199	-11.308
10	9.000	8449.5	0.955	-199.276	0.442
11	10.000	8449.5	0.611	-194.608	8.315
12	11.000	27724.8	0.344	-182.445	17.780
13	12.000	27724.8	0.149	-160.118	25.791
14	13.000	27724.8	0.016	-132.673	28.363
15	14.000	27724.8	-0.065	-104.564	27.408
16	15.000	27724.8	-0.105	-78.512	24.478
17	16.000	27724.8	-0.114	-55.865	20.769
18	17.000	27724.8	-0.100	-36.938	17.160
19	18.000	27724.8	-0.072	-21.307	14.257
20	19.000	92416.0	-0.036	-8.531	10.678
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.877

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	831.367	—————
地中部最大曲げモーメント	-199.286	8.956
1/2最大曲げモーメント	415.684	1.577

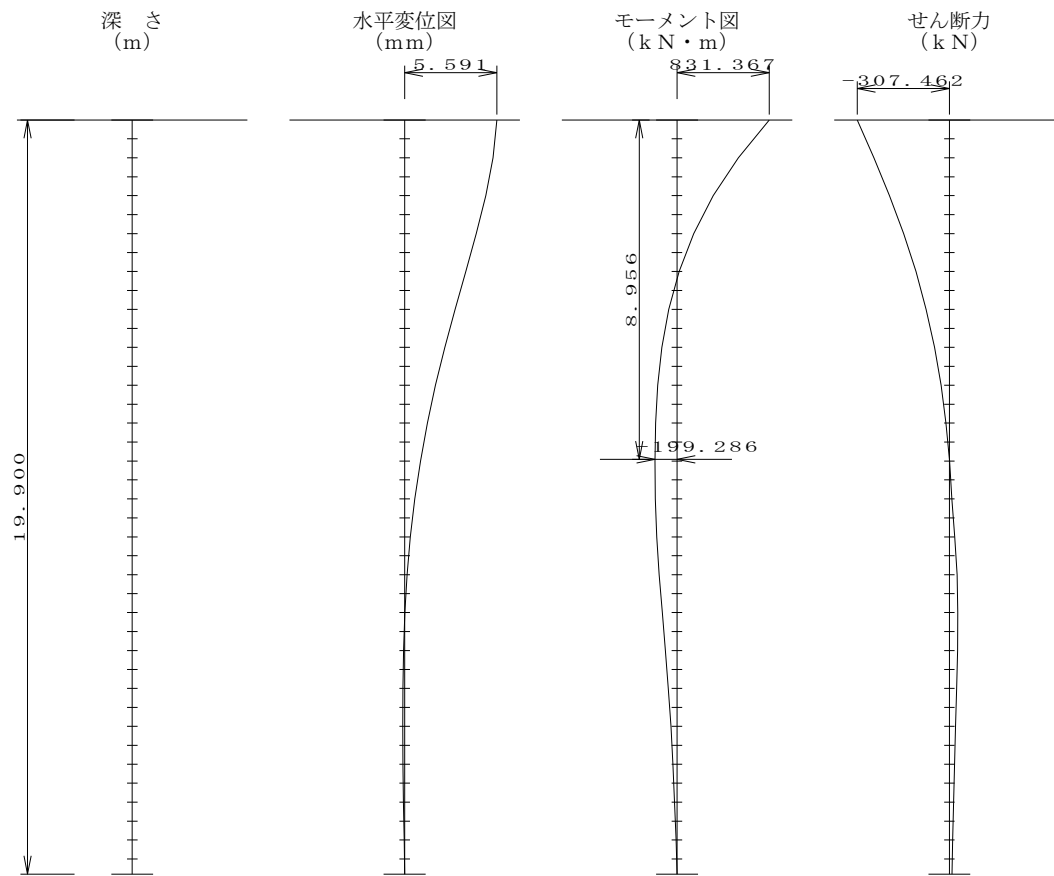


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.591	831.367	-307.462
2	1.000	8449.5	5.364	551.982	-251.696
3	2.000	8449.5	4.917	326.797	-199.431
4	3.000	8449.5	4.341	151.361	-152.418
5	4.000	8449.5	3.703	19.885	-111.611
6	5.000	8449.5	3.057	-74.047	-77.349
7	6.000	8449.5	2.439	-136.961	-49.525
8	7.000	8449.5	1.873	-175.105	-27.719
9	8.000	8449.5	1.376	-194.199	-11.308
10	9.000	8449.5	0.955	-199.276	0.442
11	10.000	8449.5	0.611	-194.608	8.315
12	11.000	27724.8	0.344	-182.445	17.780
13	12.000	27724.8	0.149	-160.118	25.791
14	13.000	27724.8	0.016	-132.673	28.363
15	14.000	27724.8	-0.065	-104.564	27.408
16	15.000	27724.8	-0.105	-78.512	24.478
17	16.000	27724.8	-0.114	-55.865	20.769
18	17.000	27724.8	-0.100	-36.938	17.160
19	18.000	27724.8	-0.072	-21.307	14.257
20	19.000	92416.0	-0.036	-8.531	10.678
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.877

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	831.367	—
地中部最大曲げモーメント	-199.286	8.956
1/2最大曲げモーメント	415.684	1.577



7) ②D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

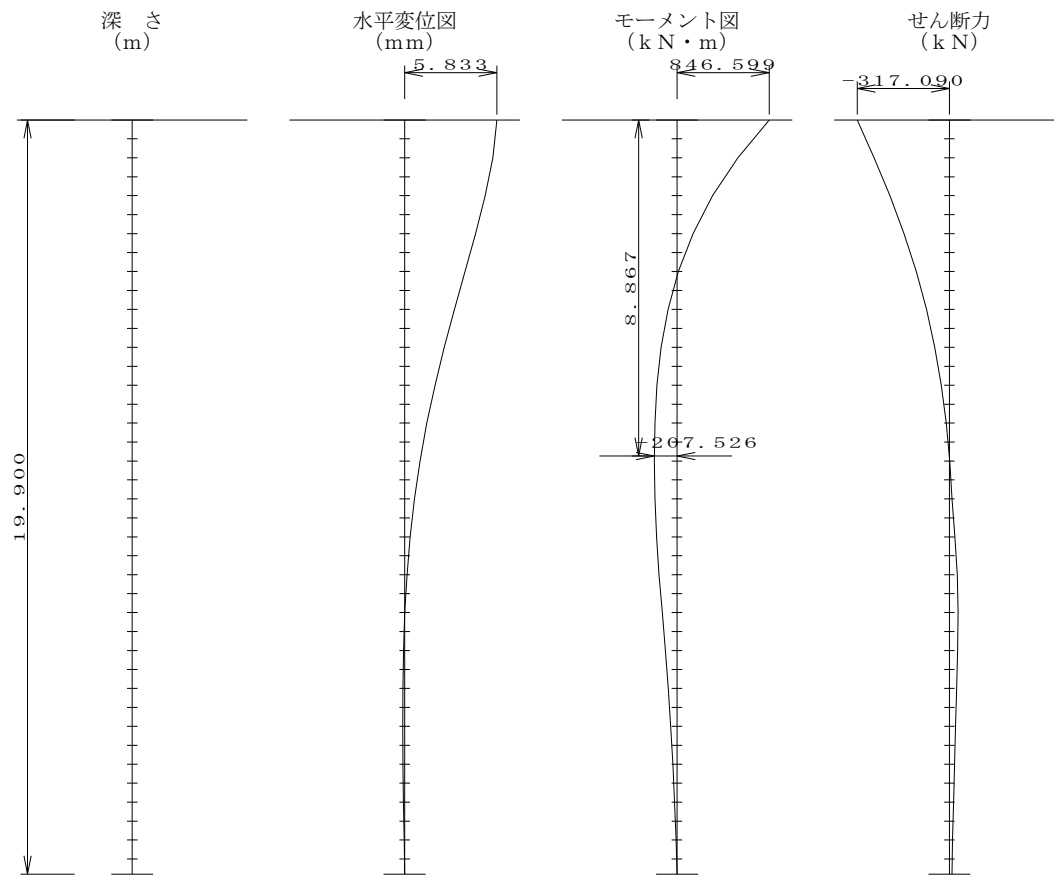
作用の組合せ: ② D+L (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.833	846.599	-317.090
2	1.000	8449.5	5.576	558.763	-259.019
3	2.000	8449.5	5.099	327.282	-204.753
4	3.000	8449.5	4.491	147.391	-156.058
5	4.000	8449.5	3.824	12.988	-113.879
6	5.000	8449.5	3.150	-82.650	-78.535
7	6.000	8449.5	2.508	-146.319	-49.889
8	7.000	8449.5	1.922	-184.511	-27.484
9	8.000	8449.5	1.409	-203.149	-10.661
10	9.000	8449.5	0.975	-207.435	1.353
11	10.000	8449.5	0.621	-201.772	9.376
12	11.000	27724.8	0.347	-188.496	18.958
13	12.000	27724.8	0.147	-164.968	26.989
14	13.000	27724.8	0.011	-136.368	29.460
15	14.000	27724.8	-0.071	-107.241	28.340
16	15.000	27724.8	-0.111	-80.349	25.223
17	16.000	27724.8	-0.119	-57.048	21.334
18	17.000	27724.8	-0.104	-37.636	17.571
19	18.000	27724.8	-0.075	-21.654	14.554
20	19.000	92416.0	-0.037	-8.637	10.840
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.972

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	846.599	—————
地中部最大曲げモーメント	-207.526	8.867
1/2最大曲げモーメント	423.300	1.556

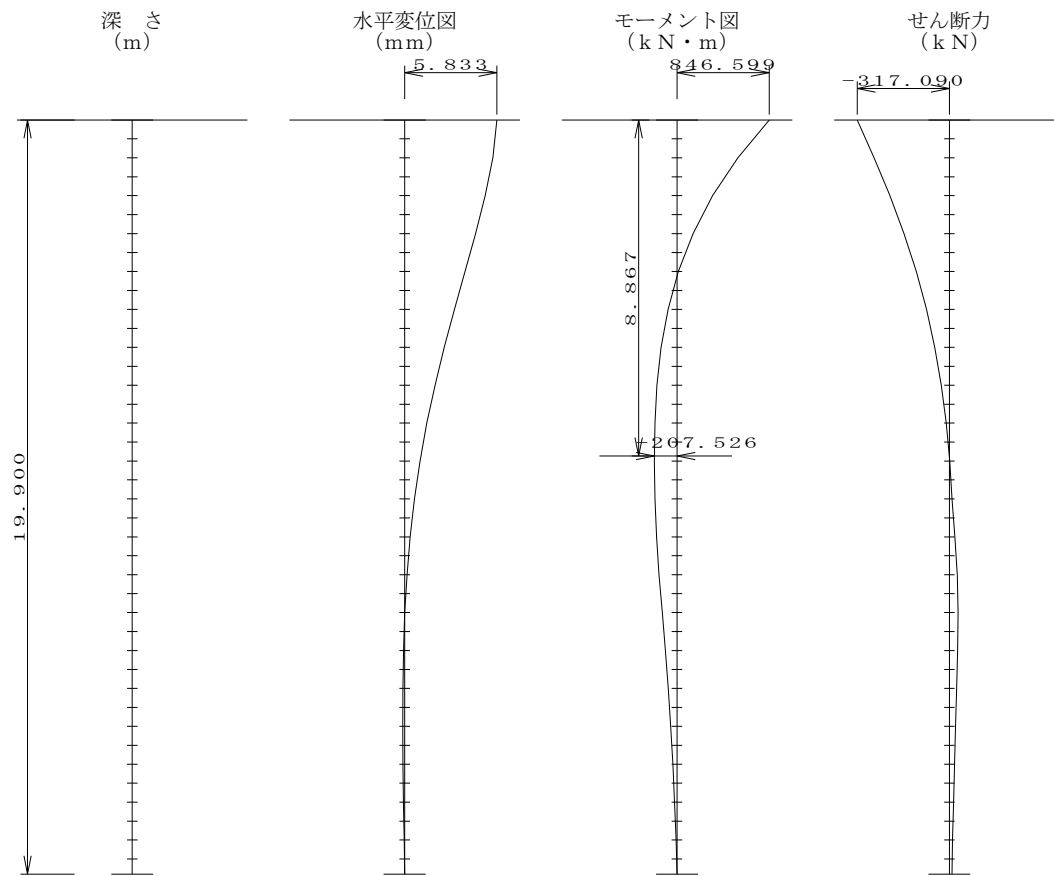


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.833	846.599	-317.090
2	1.000	8449.5	5.576	558.763	-259.019
3	2.000	8449.5	5.099	327.282	-204.753
4	3.000	8449.5	4.491	147.391	-156.058
5	4.000	8449.5	3.824	12.988	-113.879
6	5.000	8449.5	3.150	-82.650	-78.535
7	6.000	8449.5	2.508	-146.319	-49.889
8	7.000	8449.5	1.922	-184.511	-27.484
9	8.000	8449.5	1.409	-203.149	-10.661
10	9.000	8449.5	0.975	-207.435	1.353
11	10.000	8449.5	0.621	-201.772	9.376
12	11.000	27724.8	0.347	-188.496	18.958
13	12.000	27724.8	0.147	-164.968	26.989
14	13.000	27724.8	0.011	-136.368	29.460
15	14.000	27724.8	-0.071	-107.241	28.340
16	15.000	27724.8	-0.111	-80.349	25.223
17	16.000	27724.8	-0.119	-57.048	21.334
18	17.000	27724.8	-0.104	-37.636	17.571
19	18.000	27724.8	-0.075	-21.654	14.554
20	19.000	92416.0	-0.037	-8.637	10.840
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.972

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	846.599	—
地中部最大曲げモーメント	-207.526	8.867
1/2最大曲げモーメント	423.300	1.556



8) ②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

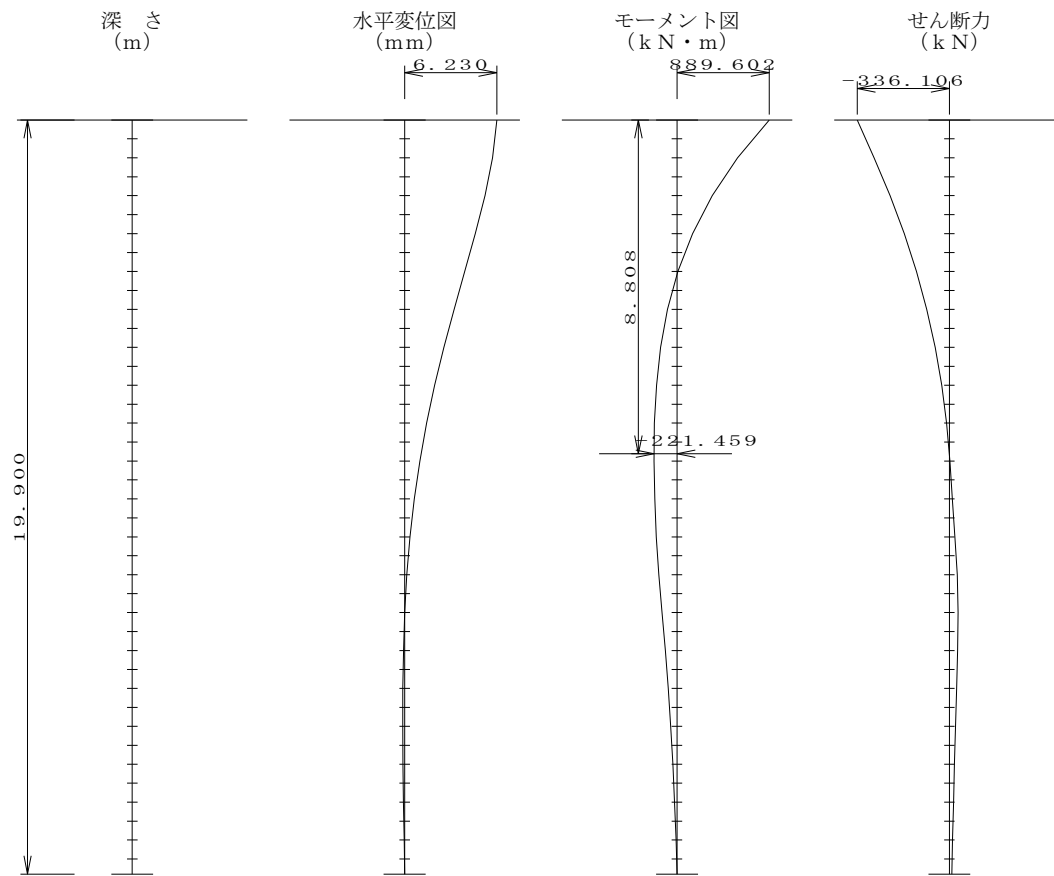
作用の組合せ: ② D+L (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	6.230	889.602	-336.106
2	1.000	8449.5	5.943	584.717	-274.150
3	2.000	8449.5	5.425	339.897	-216.368
4	3.000	8449.5	4.771	149.966	-164.601
5	4.000	8449.5	4.056	8.357	-119.825
6	5.000	8449.5	3.337	-92.126	-82.357
7	6.000	8449.5	2.653	-158.740	-52.028
8	7.000	8449.5	2.031	-198.397	-28.339
9	8.000	8449.5	1.486	-217.395	-10.579
10	9.000	8449.5	1.026	-221.256	2.081
11	10.000	8449.5	0.652	-214.643	10.514
12	11.000	27724.8	0.363	-200.044	20.542
13	12.000	27724.8	0.151	-174.744	28.888
14	13.000	27724.8	0.009	-144.216	31.377
15	14.000	27724.8	-0.077	-113.243	30.093
16	15.000	27724.8	-0.119	-84.721	26.721
17	16.000	27724.8	-0.127	-60.063	22.552
18	17.000	27724.8	-0.111	-39.563	18.535
19	18.000	27724.8	-0.080	-22.723	15.320
20	19.000	92416.0	-0.040	-9.039	11.367
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	9.379

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	889.602	—————
地中部最大曲げモーメント	-221.459	8.808
1/2最大曲げモーメント	444.801	1.542

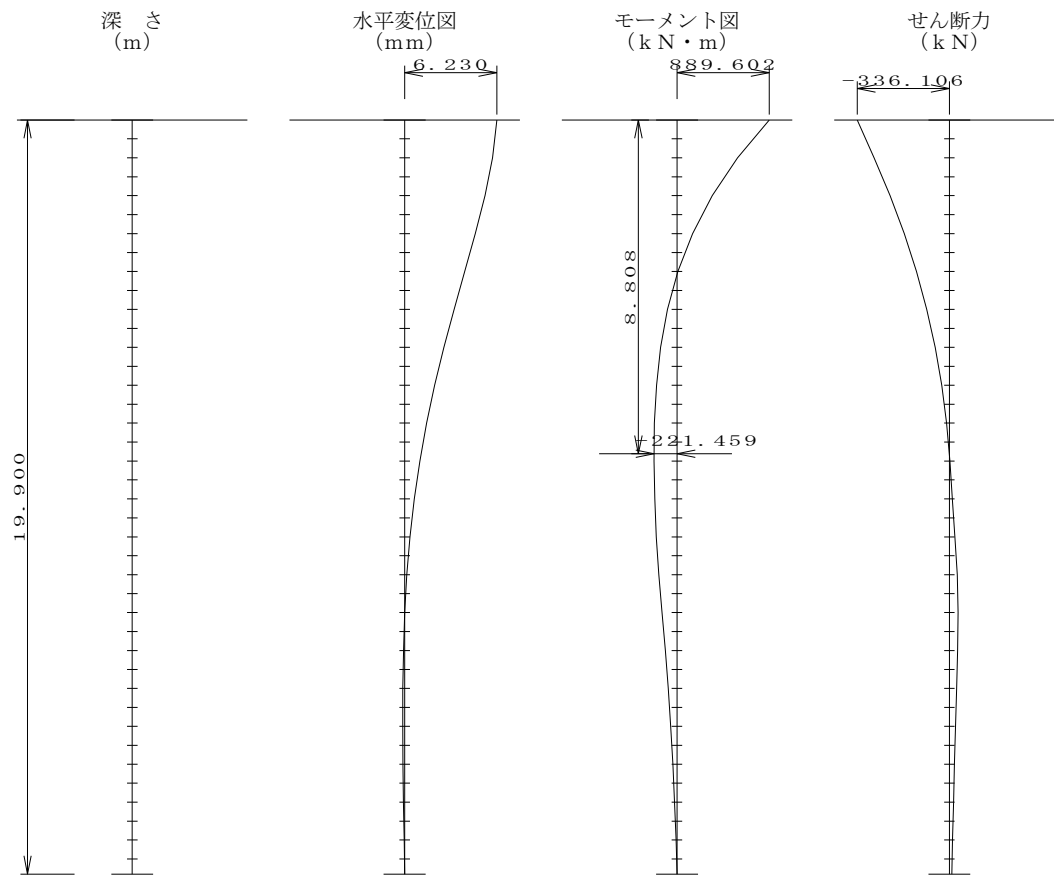


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	6.230	889.602	-336.106
2	1.000	8449.5	5.943	584.717	-274.150
3	2.000	8449.5	5.425	339.897	-216.368
4	3.000	8449.5	4.771	149.966	-164.601
5	4.000	8449.5	4.056	8.357	-119.825
6	5.000	8449.5	3.337	-92.126	-82.357
7	6.000	8449.5	2.653	-158.740	-52.028
8	7.000	8449.5	2.031	-198.397	-28.339
9	8.000	8449.5	1.486	-217.395	-10.579
10	9.000	8449.5	1.026	-221.256	2.081
11	10.000	8449.5	0.652	-214.643	10.514
12	11.000	27724.8	0.363	-200.044	20.542
13	12.000	27724.8	0.151	-174.744	28.888
14	13.000	27724.8	0.009	-144.216	31.377
15	14.000	27724.8	-0.077	-113.243	30.093
16	15.000	27724.8	-0.119	-84.721	26.721
17	16.000	27724.8	-0.127	-60.063	22.552
18	17.000	27724.8	-0.111	-39.563	18.535
19	18.000	27724.8	-0.080	-22.723	15.320
20	19.000	92416.0	-0.040	-9.039	11.367
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	9.379

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	889.602	—
地中部最大曲げモーメント	-221.459	8.808
1/2最大曲げモーメント	444.801	1.542



100

9) ②D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

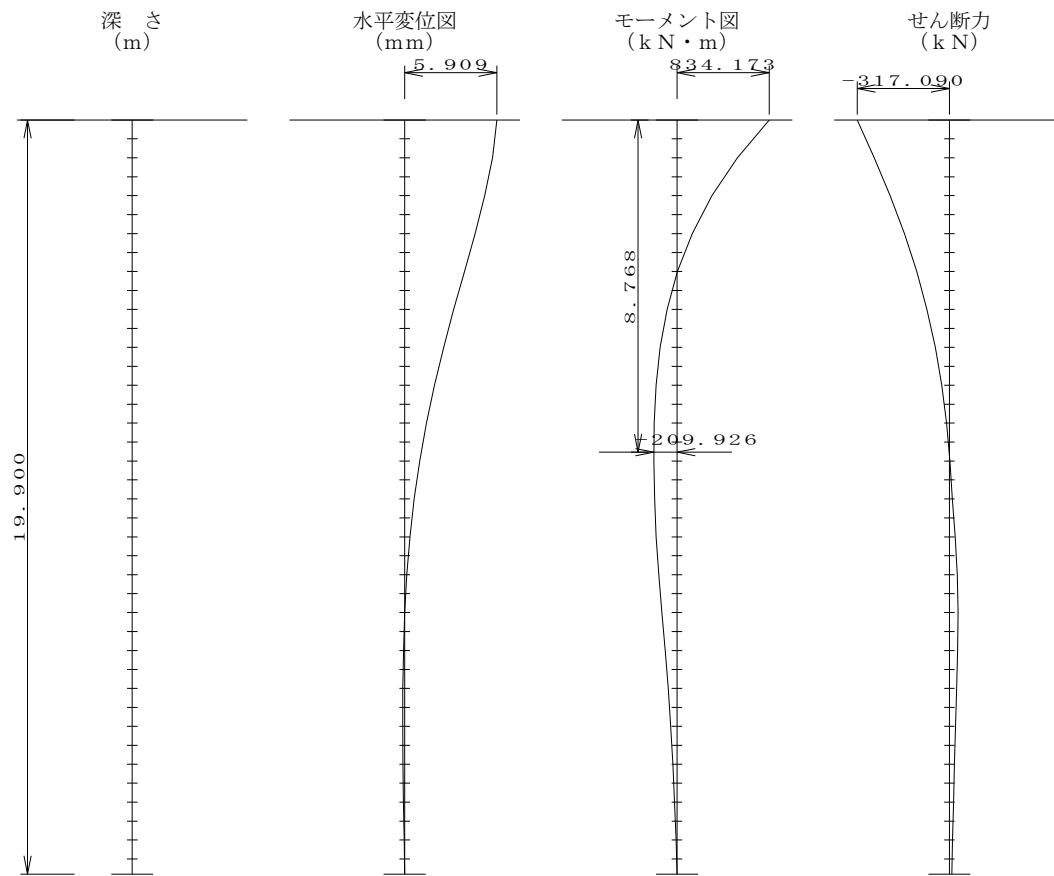
作用の組合せ : ② D+L (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.909	834.173	-317.090
2	1.000	8449.5	5.628	546.678	-258.376
3	2.000	8449.5	5.131	316.067	-203.691
4	3.000	8449.5	4.508	137.372	-154.753
5	4.000	8449.5	3.829	4.336	-112.467
6	5.000	8449.5	3.147	-89.878	-77.114
7	6.000	8449.5	2.500	-152.150	-48.524
8	7.000	8449.5	1.912	-189.023	-26.215
9	8.000	8449.5	1.397	-206.449	-9.508
10	9.000	8449.5	0.963	-209.643	2.387
11	10.000	8449.5	0.611	-203.004	10.297
12	11.000	27724.8	0.338	-188.885	19.673
13	12.000	27724.8	0.140	-164.780	27.438
14	13.000	27724.8	0.006	-135.840	29.700
15	14.000	27724.8	-0.075	-106.554	28.426
16	15.000	27724.8	-0.113	-79.635	25.199
17	16.000	27724.8	-0.121	-56.398	21.236
18	17.000	27724.8	-0.105	-37.108	17.427
19	18.000	27724.8	-0.076	-21.286	14.383
20	19.000	92416.0	-0.037	-8.452	10.643
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.762

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	834.173	—————
地中部最大曲げモーメント	-209.926	8.768
1/2最大曲げモーメント	417.086	1.532



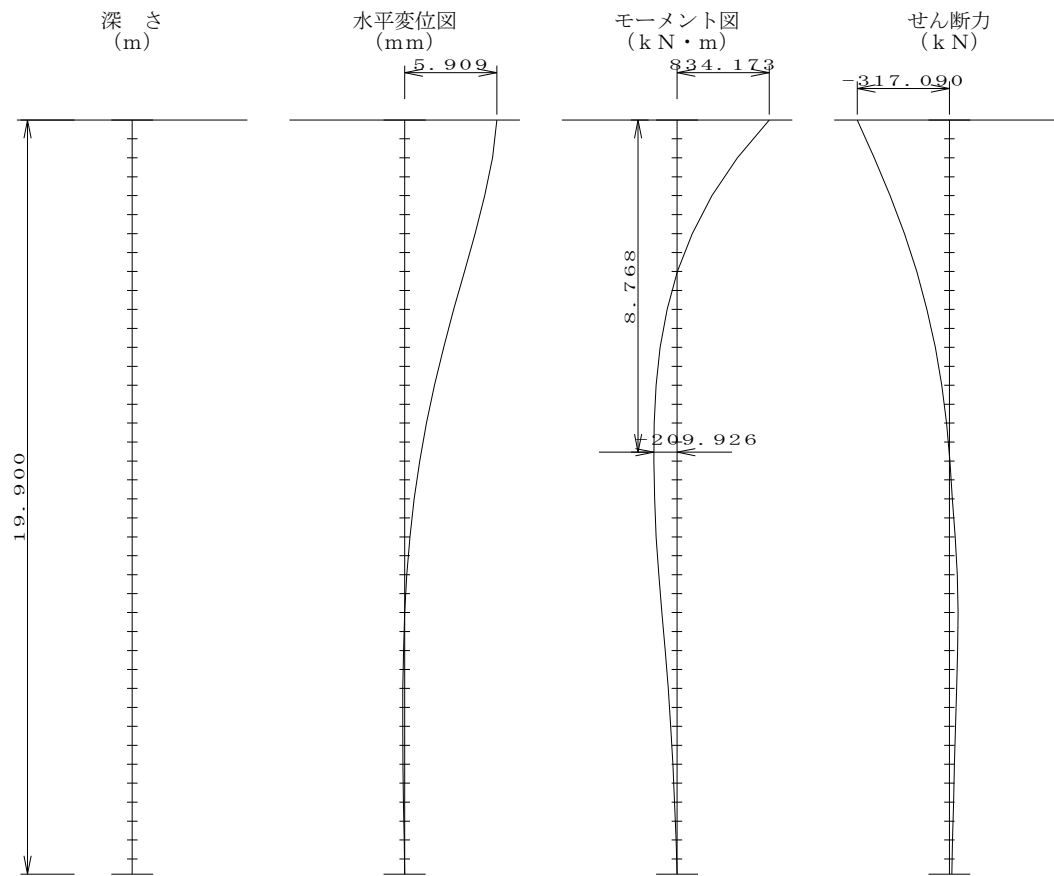
102

(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	5.909	834.173	-317.090
2	1.000	8449.5	5.628	546.678	-258.376
3	2.000	8449.5	5.131	316.067	-203.691
4	3.000	8449.5	4.508	137.372	-154.753
5	4.000	8449.5	3.829	4.336	-112.467
6	5.000	8449.5	3.147	-89.878	-77.114
7	6.000	8449.5	2.500	-152.150	-48.524
8	7.000	8449.5	1.912	-189.023	-26.215
9	8.000	8449.5	1.397	-206.449	-9.508
10	9.000	8449.5	0.963	-209.643	2.387
11	10.000	8449.5	0.611	-203.004	10.297
12	11.000	27724.8	0.338	-188.885	19.673
13	12.000	27724.8	0.140	-164.780	27.438
14	13.000	27724.8	0.006	-135.840	29.700
15	14.000	27724.8	-0.075	-106.554	28.426
16	15.000	27724.8	-0.113	-79.635	25.199
17	16.000	27724.8	-0.121	-56.398	21.236
18	17.000	27724.8	-0.105	-37.108	17.427
19	18.000	27724.8	-0.076	-21.286	14.383
20	19.000	92416.0	-0.037	-8.452	10.643
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	8.762

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	834.173	—
地中部最大曲げモーメント	-209.926	8.768
1/2最大曲げモーメント	417.086	1.532



104

10) ②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

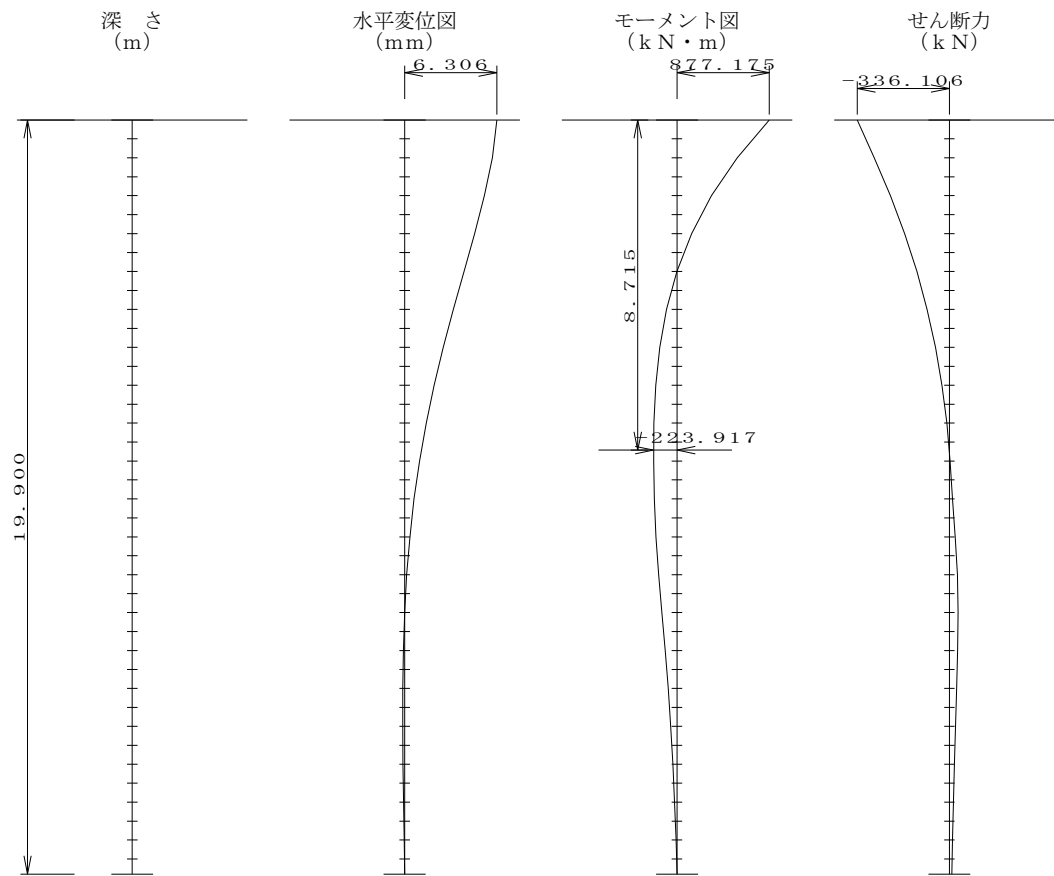
作用の組合せ : ② D+L (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	6.306	877.175	-336.106
2	1.000	8449.5	5.995	572.633	-273.508
3	2.000	8449.5	5.457	328.682	-215.306
4	3.000	8449.5	4.787	139.947	-163.297
5	4.000	8449.5	4.062	-0.294	-118.414
6	5.000	8449.5	3.335	-99.354	-80.936
7	6.000	8449.5	2.646	-164.571	-50.663
8	7.000	8449.5	2.020	-202.909	-27.071
9	8.000	8449.5	1.474	-220.696	-9.426
10	9.000	8449.5	1.014	-223.464	3.114
11	10.000	8449.5	0.642	-215.874	11.435
12	11.000	27724.8	0.354	-200.432	21.257
13	12.000	27724.8	0.144	-174.555	29.337
14	13.000	27724.8	0.003	-143.687	31.618
15	14.000	27724.8	-0.081	-112.555	30.179
16	15.000	27724.8	-0.122	-84.007	26.696
17	16.000	27724.8	-0.129	-59.412	22.454
18	17.000	27724.8	-0.112	-39.036	18.390
19	18.000	27724.8	-0.081	-22.355	15.148
20	19.000	92416.0	-0.040	-8.854	11.169
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	9.169

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	877.175	———
地中部最大曲げモーメント	-223.917	8.715
1/2最大曲げモーメント	438.588	1.520



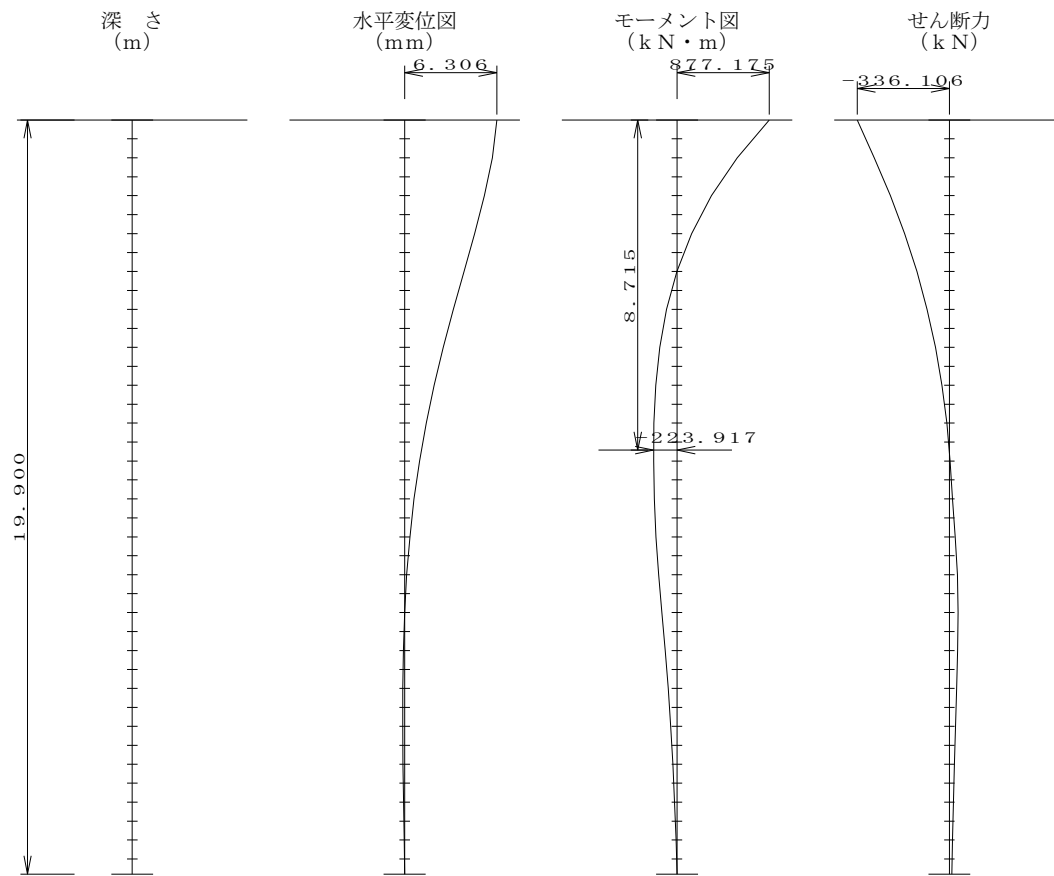
106

(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	8449.5	6.306	877.175	-336.106
2	1.000	8449.5	5.995	572.633	-273.508
3	2.000	8449.5	5.457	328.682	-215.306
4	3.000	8449.5	4.787	139.947	-163.297
5	4.000	8449.5	4.062	-0.294	-118.414
6	5.000	8449.5	3.335	-99.354	-80.936
7	6.000	8449.5	2.646	-164.571	-50.663
8	7.000	8449.5	2.020	-202.909	-27.071
9	8.000	8449.5	1.474	-220.696	-9.426
10	9.000	8449.5	1.014	-223.464	3.114
11	10.000	8449.5	0.642	-215.874	11.435
12	11.000	27724.8	0.354	-200.432	21.257
13	12.000	27724.8	0.144	-174.555	29.337
14	13.000	27724.8	0.003	-143.687	31.618
15	14.000	27724.8	-0.081	-112.555	30.179
16	15.000	27724.8	-0.122	-84.007	26.696
17	16.000	27724.8	-0.129	-59.412	22.454
18	17.000	27724.8	-0.112	-39.036	18.390
19	18.000	27724.8	-0.081	-22.355	15.148
20	19.000	92416.0	-0.040	-8.854	11.169
21	19.900	92416.0	0.000	0.000	9.169

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	877.175	—
地中部最大曲げモーメント	-223.917	8.715
1/2最大曲げモーメント	438.588	1.520



108

11) ⑨D+TH+EQ

照査対象 : 耐荷性能

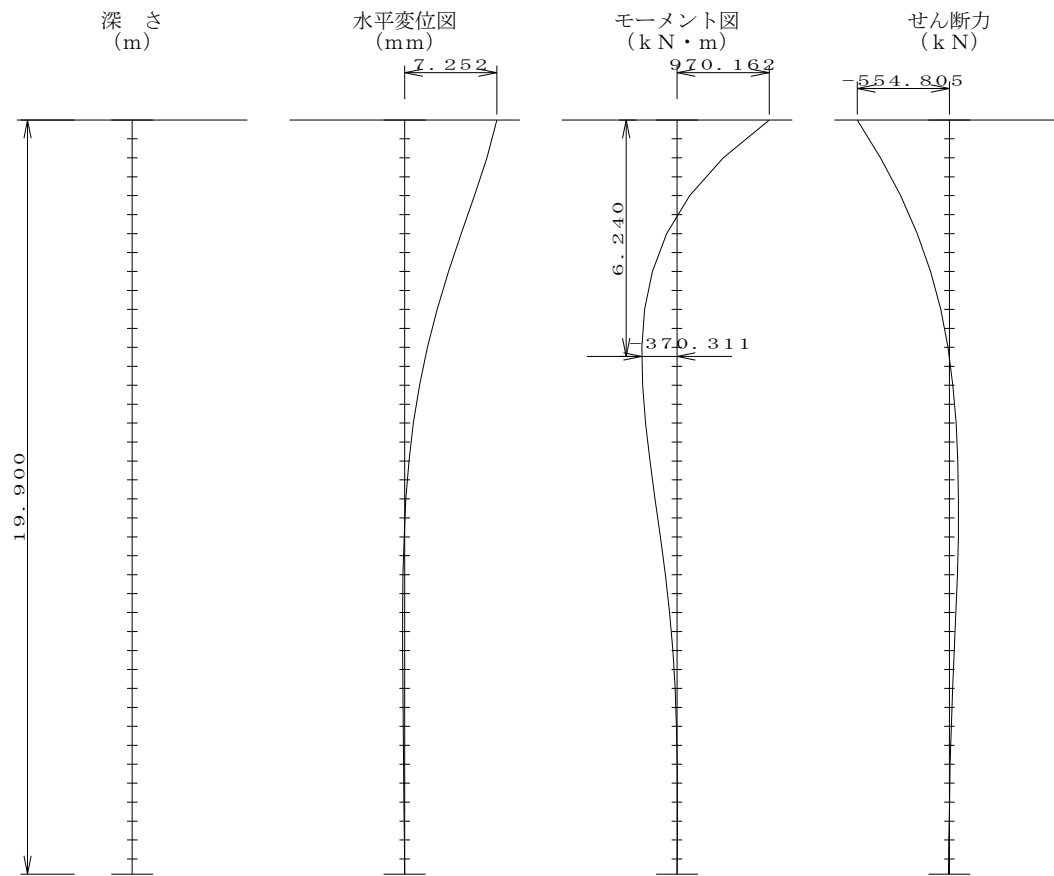
作用の組合せ : ⑨ D+TH+EQ (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	7.252	970.162	-554.805
2	1.000	16898.9	6.468	486.483	-415.216
3	2.000	16898.9	5.488	133.638	-293.794
4	3.000	16898.9	4.452	-108.010	-193.009
5	4.000	16898.9	3.455	-259.310	-112.963
6	5.000	16898.9	2.558	-340.372	-52.194
7	6.000	16898.9	1.793	-369.332	-8.311
8	7.000	16898.9	1.172	-361.682	21.512
9	8.000	16898.9	0.693	-330.021	40.190
10	9.000	16898.9	0.342	-284.096	50.477
11	10.000	16898.9	0.103	-231.044	54.820
12	11.000	55449.6	-0.045	-175.771	54.934
13	12.000	55449.6	-0.124	-123.381	48.972
14	13.000	55449.6	-0.155	-78.992	39.473
15	14.000	55449.6	-0.154	-44.722	29.082
16	15.000	55449.6	-0.135	-20.578	19.417
17	16.000	55449.6	-0.107	-5.355	11.332
18	17.000	55449.6	-0.078	2.728	5.165
19	18.000	55449.6	-0.049	5.627	0.951
20	19.000	184831.9	-0.022	4.641	-3.668
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-5.899

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	970.162	—————
地中部最大曲げモーメント	-370.311	6.240
1/2最大曲げモーメント	485.081	1.003



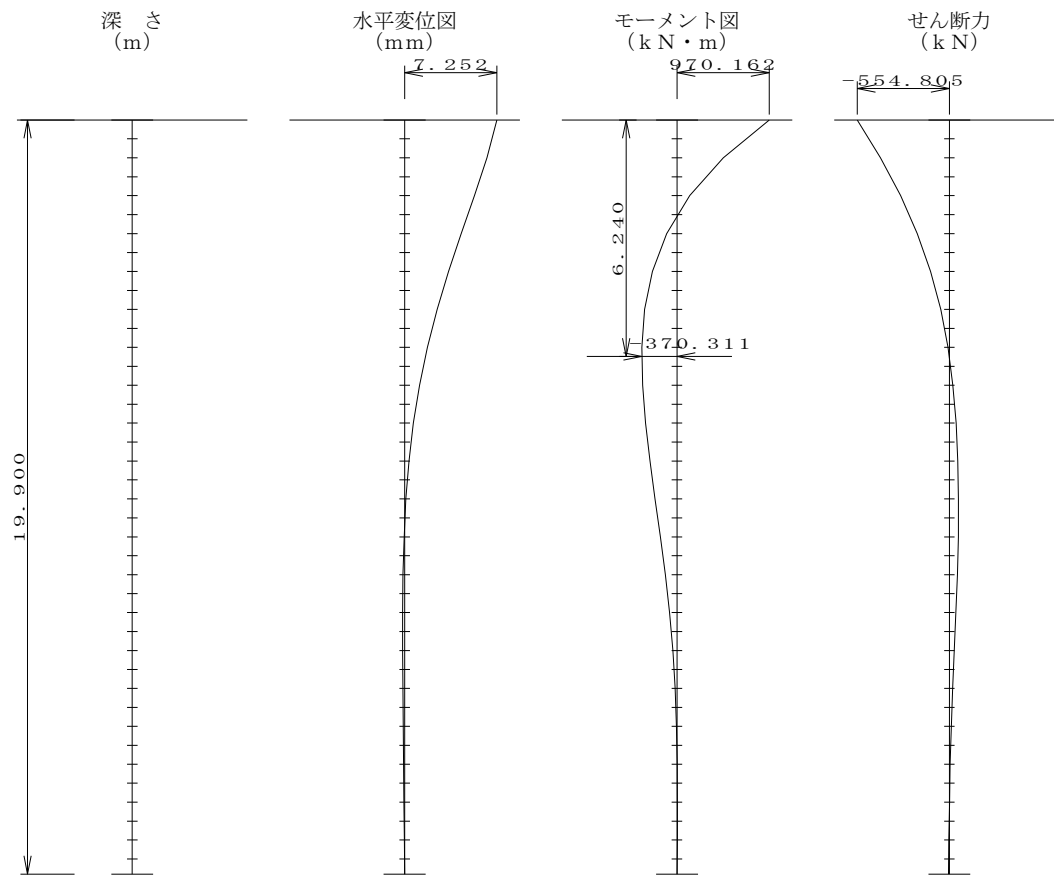
110

(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	7.252	970.162	-554.805
2	1.000	16898.9	6.468	486.483	-415.216
3	2.000	16898.9	5.488	133.638	-293.794
4	3.000	16898.9	4.452	-108.010	-193.009
5	4.000	16898.9	3.455	-259.310	-112.963
6	5.000	16898.9	2.558	-340.372	-52.194
7	6.000	16898.9	1.793	-369.332	-8.311
8	7.000	16898.9	1.172	-361.682	21.512
9	8.000	16898.9	0.693	-330.021	40.190
10	9.000	16898.9	0.342	-284.096	50.477
11	10.000	16898.9	0.103	-231.044	54.820
12	11.000	55449.6	-0.045	-175.771	54.934
13	12.000	55449.6	-0.124	-123.381	48.972
14	13.000	55449.6	-0.155	-78.992	39.473
15	14.000	55449.6	-0.154	-44.722	29.082
16	15.000	55449.6	-0.135	-20.578	19.417
17	16.000	55449.6	-0.107	-5.355	11.332
18	17.000	55449.6	-0.078	2.728	5.165
19	18.000	55449.6	-0.049	5.627	0.951
20	19.000	184831.9	-0.022	4.641	-3.668
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-5.899

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	970.162	———
地中部最大曲げモーメント	-370.311	6.240
1/2最大曲げモーメント	485.081	1.003



112

12) ⑨D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

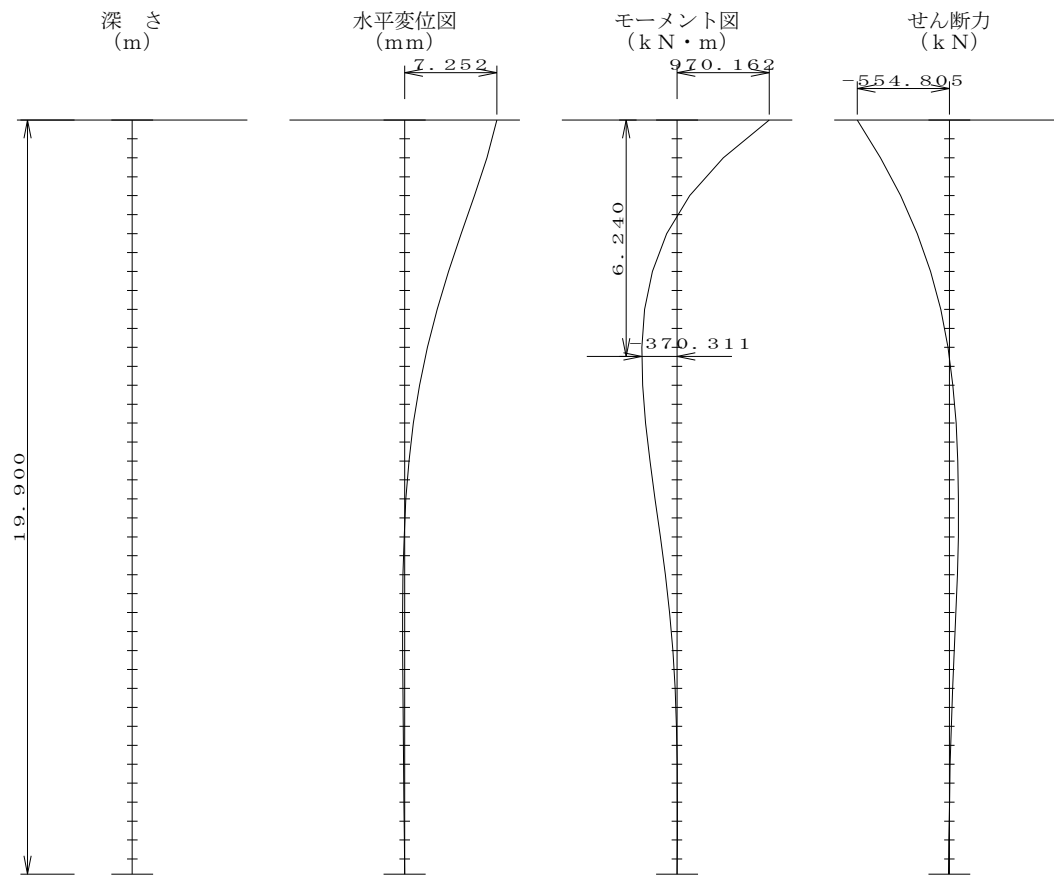
作用の組合せ : ⑨ D+TH+EQ (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	7.252	970.162	-554.805
2	1.000	16898.9	6.468	486.483	-415.216
3	2.000	16898.9	5.488	133.638	-293.794
4	3.000	16898.9	4.452	-108.010	-193.009
5	4.000	16898.9	3.455	-259.310	-112.963
6	5.000	16898.9	2.558	-340.372	-52.194
7	6.000	16898.9	1.793	-369.332	-8.311
8	7.000	16898.9	1.172	-361.682	21.512
9	8.000	16898.9	0.693	-330.021	40.189
10	9.000	16898.9	0.342	-284.096	50.477
11	10.000	16898.9	0.103	-231.044	54.820
12	11.000	55449.6	-0.045	-175.771	54.934
13	12.000	55449.6	-0.124	-123.381	48.972
14	13.000	55449.6	-0.155	-78.992	39.473
15	14.000	55449.6	-0.154	-44.722	29.082
16	15.000	55449.6	-0.135	-20.578	19.417
17	16.000	55449.6	-0.107	-5.355	11.332
18	17.000	55449.6	-0.078	2.728	5.165
19	18.000	55449.6	-0.049	5.627	0.951
20	19.000	184831.9	-0.022	4.641	-3.668
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-5.899

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	970.162	—————
地中部最大曲げモーメント	-370.311	6.240
1/2最大曲げモーメント	485.081	1.003



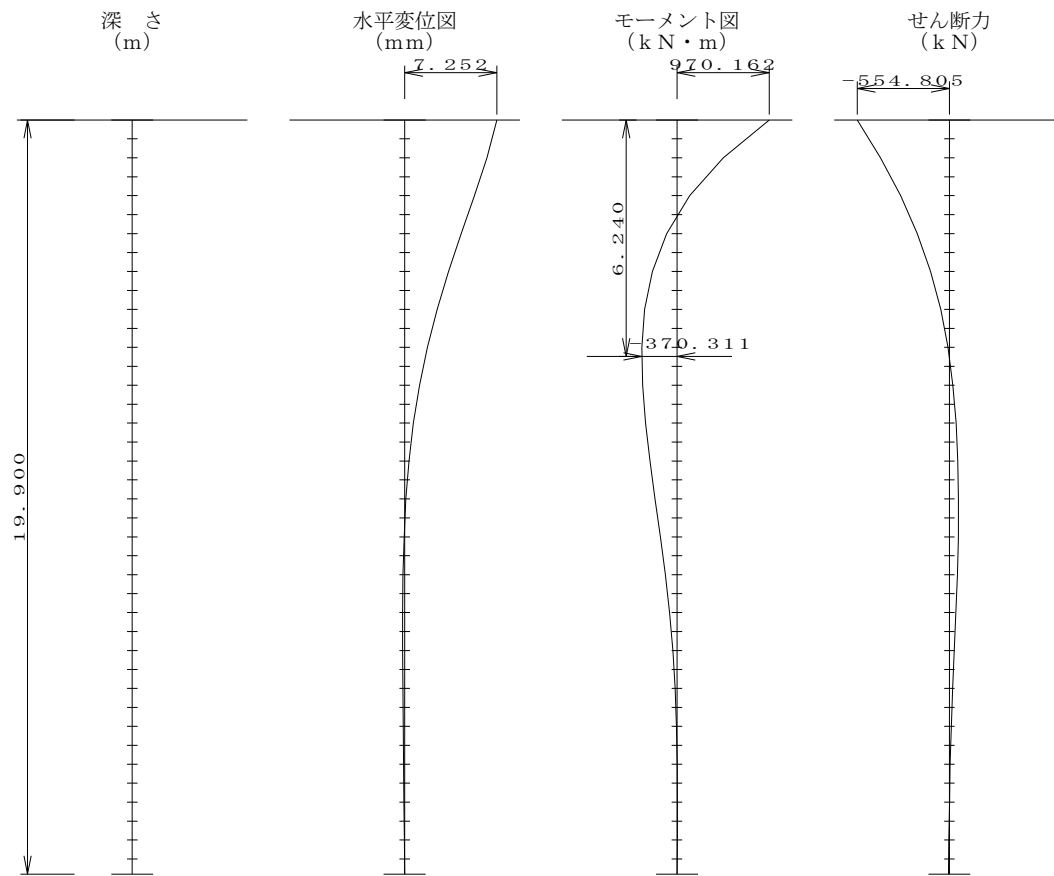
114

(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	7.252	970.162	-554.805
2	1.000	16898.9	6.468	486.483	-415.216
3	2.000	16898.9	5.488	133.638	-293.794
4	3.000	16898.9	4.452	-108.010	-193.009
5	4.000	16898.9	3.455	-259.310	-112.963
6	5.000	16898.9	2.558	-340.372	-52.194
7	6.000	16898.9	1.793	-369.332	-8.311
8	7.000	16898.9	1.172	-361.682	21.512
9	8.000	16898.9	0.693	-330.021	40.189
10	9.000	16898.9	0.342	-284.096	50.477
11	10.000	16898.9	0.103	-231.044	54.820
12	11.000	55449.6	-0.045	-175.771	54.934
13	12.000	55449.6	-0.124	-123.381	48.972
14	13.000	55449.6	-0.155	-78.992	39.473
15	14.000	55449.6	-0.154	-44.722	29.082
16	15.000	55449.6	-0.135	-20.578	19.417
17	16.000	55449.6	-0.107	-5.355	11.332
18	17.000	55449.6	-0.078	2.728	5.165
19	18.000	55449.6	-0.049	5.627	0.951
20	19.000	184831.9	-0.022	4.641	-3.668
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-5.899

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	970.162	—
地中部最大曲げモーメント	-370.311	6.240
1/2最大曲げモーメント	485.081	1.003



116

13) ⑩D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

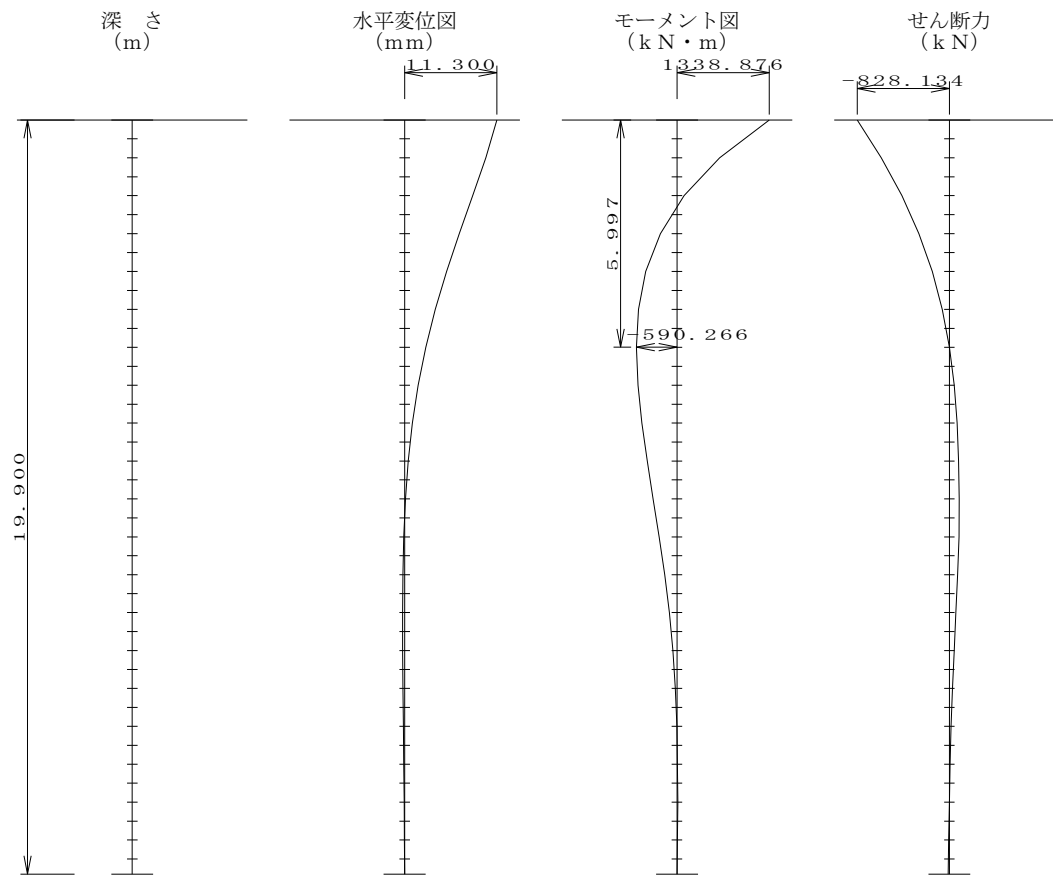
作用の組合せ : ⑩ D+EQ (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	11.300	1338.876	-828.134
2	1.000	16898.9	9.950	621.079	-612.039
3	2.000	16898.9	8.349	104.631	-426.280
4	3.000	16898.9	6.701	-242.593	-273.746
5	4.000	16898.9	5.144	-453.777	-153.888
6	5.000	16898.9	3.762	-560.350	-63.931
7	6.000	16898.9	2.598	-590.266	0.164
8	7.000	16898.9	1.664	-567.114	42.983
9	8.000	16898.9	0.951	-509.850	69.138
10	9.000	16898.9	0.439	-432.957	82.918
11	10.000	16898.9	0.096	-346.880	88.081
12	11.000	55449.6	-0.110	-258.936	86.148
13	12.000	55449.6	-0.215	-177.861	74.849
14	13.000	55449.6	-0.249	-110.698	59.102
15	14.000	55449.6	-0.239	-59.865	42.678
16	15.000	55449.6	-0.205	-24.812	27.807
17	16.000	55449.6	-0.161	-3.356	15.596
18	17.000	55449.6	-0.115	7.394	6.414
19	18.000	55449.6	-0.072	10.464	0.206
20	19.000	184831.9	-0.033	7.839	-6.540
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-9.790

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	1338.876	—————
地中部最大曲げモーメント	-590.266	5.997
1/2最大曲げモーメント	669.438	0.922



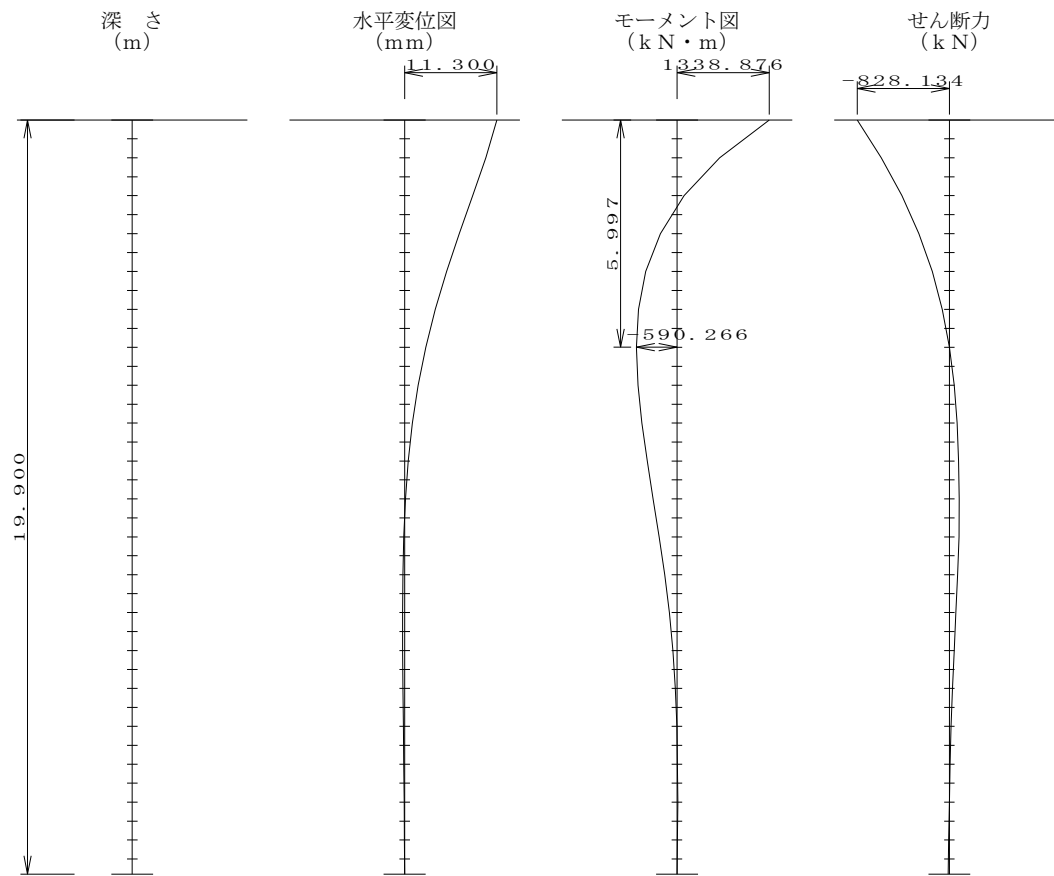
118

(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	11.300	1338.876	-828.134
2	1.000	16898.9	9.950	621.079	-612.039
3	2.000	16898.9	8.349	104.631	-426.280
4	3.000	16898.9	6.701	-242.593	-273.746
5	4.000	16898.9	5.144	-453.777	-153.888
6	5.000	16898.9	3.762	-560.350	-63.931
7	6.000	16898.9	2.598	-590.266	0.164
8	7.000	16898.9	1.664	-567.114	42.983
9	8.000	16898.9	0.951	-509.850	69.138
10	9.000	16898.9	0.439	-432.957	82.918
11	10.000	16898.9	0.096	-346.880	88.081
12	11.000	55449.6	-0.110	-258.936	86.148
13	12.000	55449.6	-0.215	-177.861	74.849
14	13.000	55449.6	-0.249	-110.698	59.102
15	14.000	55449.6	-0.239	-59.865	42.678
16	15.000	55449.6	-0.205	-24.812	27.807
17	16.000	55449.6	-0.161	-3.356	15.596
18	17.000	55449.6	-0.115	7.394	6.414
19	18.000	55449.6	-0.072	10.464	0.206
20	19.000	184831.9	-0.033	7.839	-6.540
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-9.790

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	1338.876	———
地中部最大曲げモーメント	-590.266	5.997
1/2最大曲げモーメント	669.438	0.922



120

14) ⑩D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

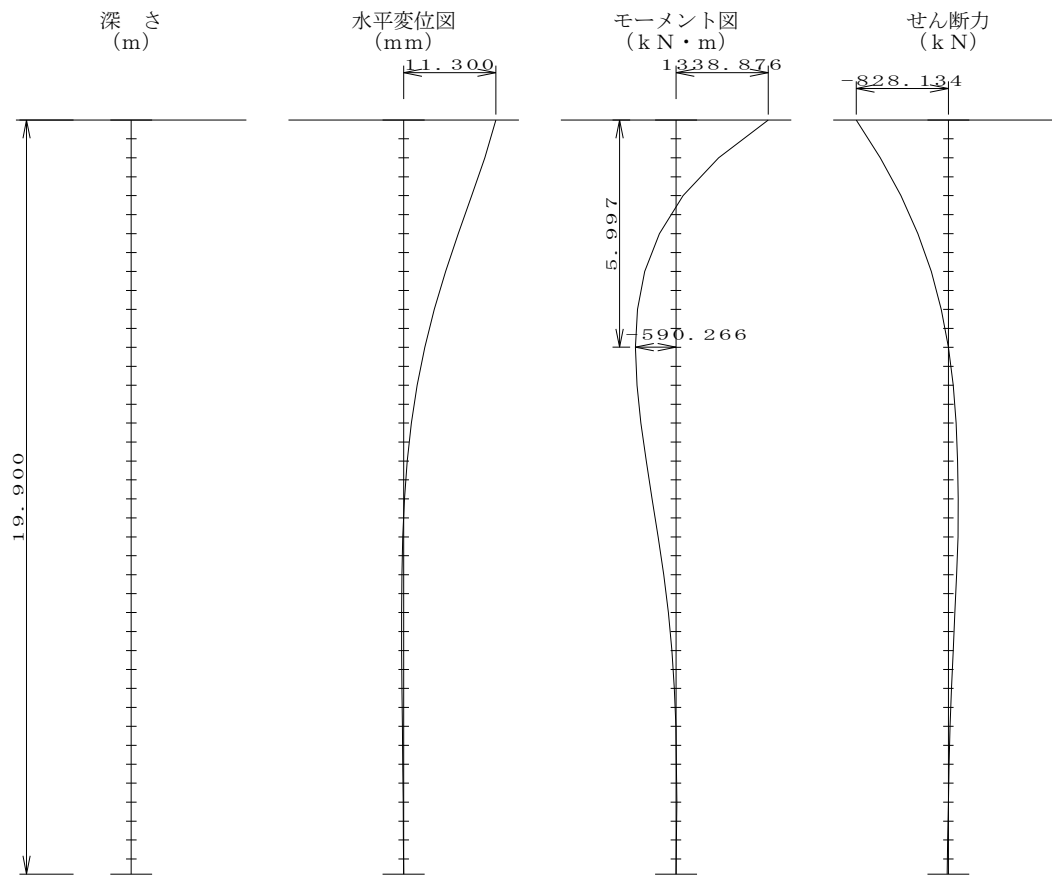
作用の組合せ : ⑩ D+EQ (変動作用支配状況)

(1 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	11.300	1338.876	-828.134
2	1.000	16898.9	9.950	621.079	-612.039
3	2.000	16898.9	8.349	104.631	-426.280
4	3.000	16898.9	6.701	-242.593	-273.746
5	4.000	16898.9	5.144	-453.777	-153.888
6	5.000	16898.9	3.762	-560.350	-63.931
7	6.000	16898.9	2.598	-590.266	0.164
8	7.000	16898.9	1.664	-567.114	42.983
9	8.000	16898.9	0.951	-509.850	69.138
10	9.000	16898.9	0.439	-432.957	82.918
11	10.000	16898.9	0.096	-346.880	88.081
12	11.000	55449.6	-0.110	-258.936	86.148
13	12.000	55449.6	-0.215	-177.861	74.849
14	13.000	55449.6	-0.249	-110.698	59.102
15	14.000	55449.6	-0.239	-59.865	42.678
16	15.000	55449.6	-0.205	-24.812	27.807
17	16.000	55449.6	-0.161	-3.356	15.596
18	17.000	55449.6	-0.115	7.394	6.414
19	18.000	55449.6	-0.072	10.464	0.206
20	19.000	184831.9	-0.033	7.839	-6.540
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-9.790

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	1338.876	—————
地中部最大曲げモーメント	-590.266	5.997
1/2最大曲げモーメント	669.438	0.922

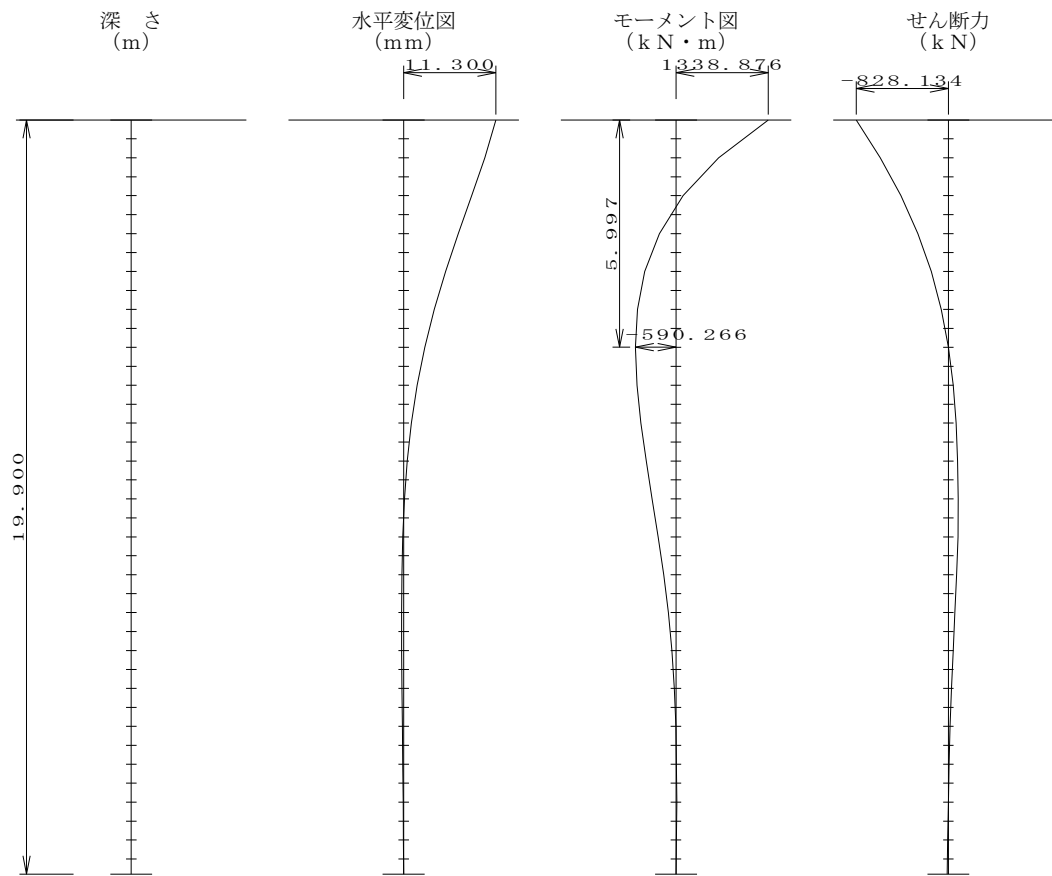


(3 列目)

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	変位 (mm)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	0.000	16898.9	11.300	1338.876	-828.134
2	1.000	16898.9	9.950	621.079	-612.039
3	2.000	16898.9	8.349	104.631	-426.280
4	3.000	16898.9	6.701	-242.593	-273.746
5	4.000	16898.9	5.144	-453.777	-153.888
6	5.000	16898.9	3.762	-560.350	-63.931
7	6.000	16898.9	2.598	-590.266	0.164
8	7.000	16898.9	1.664	-567.114	42.983
9	8.000	16898.9	0.951	-509.850	69.138
10	9.000	16898.9	0.439	-432.957	82.918
11	10.000	16898.9	0.096	-346.880	88.081
12	11.000	55449.6	-0.110	-258.936	86.148
13	12.000	55449.6	-0.215	-177.861	74.849
14	13.000	55449.6	-0.249	-110.698	59.102
15	14.000	55449.6	-0.239	-59.865	42.678
16	15.000	55449.6	-0.205	-24.812	27.807
17	16.000	55449.6	-0.161	-3.356	15.596
18	17.000	55449.6	-0.115	7.394	6.414
19	18.000	55449.6	-0.072	10.464	0.206
20	19.000	184831.9	-0.033	7.839	-6.540
21	19.900	184831.9	0.000	0.000	-9.790

・最大曲げモーメント

	曲げモーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭曲げモーメント	1338.876	———
地中部最大曲げモーメント	-590.266	5.997
1/2最大曲げモーメント	669.438	0.922



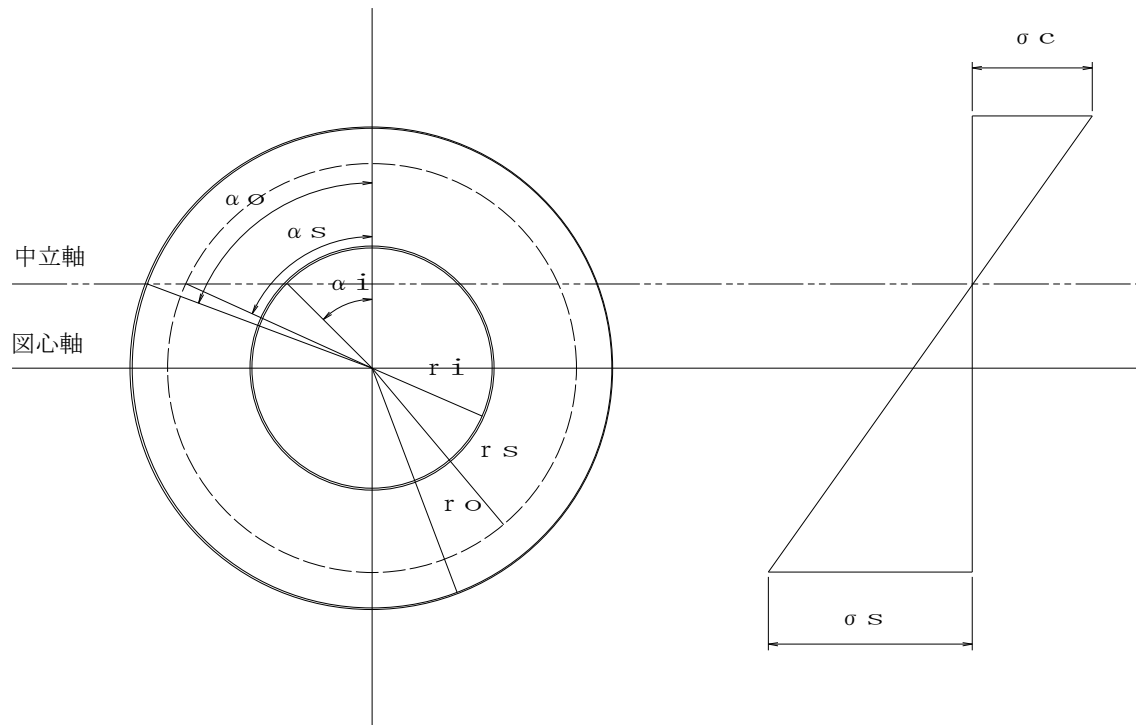
124

4-6 部材の強度に関する照査

4-6-1 計算式

(1) 耐久性能の照査

1) コンクリートに生じる軸方向圧縮応力度及び軸方向鉄筋に生じる応力度



① 偏心圧縮力を心内に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{Z_i}$$

$$\sigma'_c = \frac{N}{A_i} - \frac{M}{Z_i}$$

② 偏心圧縮力を心外に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{G_i} \cdot r_0 \cdot (1 - \cos \alpha_0)$$

$$\sigma_s = \frac{r_s / r_0 + \cos \alpha_0}{1 - \cos \alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

$$\sigma'_s = \frac{r_s / r_0 - \cos \alpha_0}{1 - \cos \alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

ここに、

- σ_c : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_c' : コンクリートの引張応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- σ_s' : 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)
- N : 部材断面に生じる軸力 (N)
- M : 部材断面に生じる曲げモーメント (N・mm)
- e : 偏心 (mm)
- A_i : 部材断面積 (= 1.1310×10⁶ mm²)
- G_i : 部材の断面一次モーメント (mm³)
- Z_i : 部材の断面係数 (= 1.6965×10⁸ mm³)
- r_o : 部材の外径 (mm)
- r_i : 部材の内径 (mm)
- r_s : 部材中心から鉄筋までの半径 (mm)
- n : ヤング係数比 (n = 15)
- α_0 : 中立軸位置における半角 (rad)

2) せん断補強鉄筋に生じる応力度

$$\sigma_s = 1.15S_s \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)}$$

$$S_s = S - S_{cd}$$

ここに、

- σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
- S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計(N)であり、0を下回るときには0とする。
- S : 部材断面に生じるせん断力 (N)
- S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (N)で次式により求める。

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \left(\tau_r \cdot b_w \cdot d + \frac{1}{k} S \frac{M_0}{M_d} \right)$$

ただし、 $S_{cd} \leq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d/k$ 及び $M_0/M_d \leq 1.0$ の範囲とする。

- Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数 (= 0.65)
- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c$$

$$= 0.350 \times 1.041 \times 1.431 \times 1.00 \times 1.00 = 0.522 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

- τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (= 0.350 N/mm²)
- b_w : 部材断面のウェブ厚 (= 1063.5 mm)
- d : 部材断面の有効高 (= 927.9 mm)
- C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数 (= 1.041)
- C_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比p_tに関する補正係数 (= 1.431)
- p_t : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比

$$p_t = \left(\frac{A_s/2}{b_w \cdot d} \right) \times 100 = \left(\frac{17472.4/2}{1063.5 \times 927.9} \right) \times 100 = 0.885 \text{ (\%)}$$

- A_s : 軸方向鉄筋量 (= 17472.4 mm²)
- C_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 (= 1.0)
- C_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 (= 1.0)
- k : 補正係数で1.3とする
- M_d : 部材断面に生じる曲げモーメント (N・mm)で杭頭における部材降伏に対する曲げモーメントの制限値M_{yd}を用いる。
- M₀ : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)

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

- I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (= 1.0179×10¹¹ mm⁴)
- A_c : 部材断面積 (= 1.1310×10⁶ mm²)
- y : 部材断面の図心軸より部材引張縁までの距離 (= 600.0 mm)
- τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.200 N/mm²)
- A_w : 間隔a及び角度θで配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (573.0 mm²)
- a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
- θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (= 90°)

(2) 耐荷性能の照査

1) 軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態1

部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した次式に定める制限値を超えない。

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

- M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- Φ_y : 抵抗係数
- M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m) で $M_{yc}(S)$ と $M_{yc}(C)$ の小さい方とする。
- $M_{yc}(S)$: 鉄筋の引張応力度が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメント (kN・m)
- $M_{yc}(C)$: コンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の2/3に達するときの抵抗曲げモーメント (kN・m)

調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	Φ_y
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	下表による	0.85
ii) 3.5(2) 3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2) 3) で㊹を考慮する場合		

調査・解析係数 ξ_1

地盤の変形係数の推定方法	正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合	0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合	0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N値が5以上の砂質土	0.85
	N値が5以上の粘性土	0.80
	N値が5未満	0.75

部材断面の降伏曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の引張側鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントとし、i) から iv) の規定に基づき算出する。

- i) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- ii) コンクリートの引張強度は無視する。
- iii) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、圧縮応力度がコンクリートの設計基準強度の2/3以下となる範囲で、Ⅲ編 図-5.5.1 に示したものをを用いる。このとき、コンクリートの終局ひずみは、設計基準強度が50N/mm²以下のコンクリートに対して0.0035とする。
- iv) 鉄筋の応力度-ひずみ曲線は、Ⅲ編 図-5.5.2に示したものをを用いる。

2) 軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態3

部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した次式に定める制限値を超えない。

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

- M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- Φ_u : 抵抗係数
- M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m)

調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_u
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	下表による	0.90	0.80
ii) 3.5(2) 3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2) 3) で㊹を考慮する場合			

調査・解析係数 ξ_1

地盤の変形係数の推定方法	正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合	0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合	0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N値が5以上の砂質土	0.85
	N値が5以上の粘性土	0.80
	N値が5未満	0.75

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで、抵抗曲げモーメントは、i)からiv)の規定に基づき算出する。

- i) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- ii) コンクリートの引張強度は無視する。
- iii) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、III編 図-5.8.1 に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、下表の値を用いる。
- iv) 鉄筋の応力度-ひずみ曲線は、III編 図-5.8.2 に示したものをを用いる。

コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035	0.0035から0.0025の間を線形補間	0.0025

3) せん断力を受ける部材等の強度に関する限界状態1 及び限界状態3

a) 斜引張破壊に対する照査

部材断面に生じるせん断力が、次式に定める制限値を超えない。

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (N)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N) で次式により求める。

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d + S \cdot \frac{M_0}{M_d}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d$ 及び $M_0/M_d \leq 1.0$ の範囲とする。

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (N)

k : 補正係数で1.3とする

b_w : 部材断面のウェブ厚 (= 1063.5 mm)

d : 部材断面の有効高 (= 927.9 mm)

S : 部材断面に生じるせん断力 (N)

M_d : 部材断面に生じる曲げモーメント (N・mm) で杭頭における部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} を用いる。

M_0 : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)

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

N : 部材断面に生じる軸方向力 (N)

I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (= 1.0179×10^{11} mm⁴)

A_c : 部材断面積 (= 1.1310×10^6 mm²)

y : 部材断面の図心軸より部材引張縁までの距離 (= 600.0 mm)

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

$$\begin{aligned} \tau_r &= \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c \\ &= 0.350 \times 1.041 \times 1.431 \times 1.00 \times 1.00 = 0.522 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (= 0.350 N/mm²)

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.200 N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数 (= 1.041)

C_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数 (= 1.431)

p_t : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比

$$p_t = \left(\frac{A_s/2}{b_w \cdot d} \right) \times 100 = \left(\frac{17472.4/2}{1063.5 \times 927.9} \right) \times 100 = 0.885 \text{ (\%)}$$

- A_s : 軸方向鉄筋量 (= 17472.4 mm²)
 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 (= 1.0)
 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 (= 1.0)
 Φ_{uc} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (N)

$$\begin{aligned}
 S_s &= c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \right) \\
 &= 1.00 \times 1.3 \times \left(\frac{573.0 \times 345.0 \times 927.9 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150.0} \right) \\
 &= 1382349 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

- c_{ds} : せん断補強筋が負担するせん断力の低減係数 (= 1.0)
 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 573.0 mm²)
 σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (= 345.0 N/mm²)
 a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 150.0 mm)
 θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}, Φ_{us}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.65
ii) 3.5(2) 3) で㊸を考慮する場合			0.95
iii) 3.5(2) 3) で㊹を考慮する場合	1.00		

- b) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査
部材断面に生じるせん断力が、次式に定める制限値を超えない。

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

- S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (N)
 ξ_1 : 調査・解析係数
 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積
 S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (N)

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.200 \times 1063.5 \times 927.9 = 3157672 \text{ (N)}$$

- τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の特性値 (= 3.200 N/mm²)
 b_w : 部材断面のウェブ厚 (= 1063.5 mm)
 d : 部材断面の有効高 (= 927.9 mm)

調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ucw}$
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2) 3) で㊸を考慮する場合	(標準値)	1.00
iii) 3.5(2) 3) で㊹を考慮する場合	1.00	

- c) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査
次式により算出されるコンクリートの平均せん断応力度が、せん断応力度の制限値を超えない。

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
 S : 部材断面に生じるせん断力 (N)
 b : 部材断面幅 (= 1063.5 mm)
 d : 部材断面の有効高 (= 927.9 mm)

4-6-2 耐久性能の照査

(1) コンクリート及び軸方向鉄筋に対する照査

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	設計断面力		コンクリート		軸方向鉄筋		判定
			M (kN・m)	N (kN)	σ_c (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
1	D+L(載荷荷重あり)	1	808.40	2192.16	6.24	8.00	41.38	180.00	OK
		3	808.40	1892.31	6.28	8.00	53.15	180.00	OK
2	D+L+U(載荷荷重あり)	1	849.35	2039.10	6.59	8.00	53.71	180.00	OK
		3	849.35	1672.38	6.67	8.00	70.15	180.00	OK
3	D+L(載荷荷重なし)	1	796.56	2190.60	6.15	8.00	39.68	180.00	OK
		3	796.56	1813.87	6.20	8.00	54.55	180.00	OK
4	D+L+U(載荷荷重なし)	1	837.52	2037.55	6.50	8.00	51.86	180.00	OK
		3	837.52	1593.94	6.59	8.00	71.86	180.00	OK

(2) せん断補強鉄筋に対する照査

1) 部材断面に生じる曲げモーメント M_d

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	N (kN)	ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)	$M_d(=M_{rd})$ (kN・m)
1	D+L(載荷荷重あり)	1	2192.16	0.90	0.85	2465.59	2027.58	1551.10
		3	1892.31	0.90	0.85	2376.70	2016.23	1542.41
2	D+L+U(載荷荷重あり)	1	2039.10	0.90	0.85	2420.41	2021.68	1546.59
		3	1672.38	0.90	0.85	2310.48	2008.46	1536.47
3	D+L(載荷荷重なし)	1	2190.60	0.90	0.85	2465.13	2027.52	1551.05
		3	1813.87	0.90	0.85	2353.18	2013.40	1540.25
4	D+L+U(載荷荷重なし)	1	2037.55	0.90	0.85	2419.95	2021.63	1546.54
		3	1593.94	0.90	0.85	2286.66	2005.81	1534.45

2) コンクリートが負担するせん断力 S_{cd}

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	N (kN)	M_0 (kN・m)	M_d (kN・m)	S_{cd}		
							計算値 (kN)	最大値 (kN)	採用値 (kN)
1	D+L(載荷荷重あり)	1	301.99	2192.16	328.82	1551.10	366.54	865.32	366.54
		3	301.99	1892.31	283.85	1542.41	362.32	865.32	362.32
2	D+L+U(載荷荷重あり)	1	320.10	2039.10	305.87	1546.59	366.18	865.32	366.18
		3	320.10	1672.38	250.86	1536.47	360.66	865.32	360.66
3	D+L(載荷荷重なし)	1	301.99	2190.60	328.59	1551.05	366.52	865.32	366.52
		3	301.99	1813.87	272.08	1540.25	361.20	865.32	361.20
4	D+L+U(載荷荷重なし)	1	320.10	2037.55	305.63	1546.54	366.16	865.32	366.16
		3	320.10	1593.94	239.09	1534.45	359.47	865.32	359.47

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度 σ_s

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	S_{cd} (kN)	S_s (kN)	σ_s (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
1	D+L(載荷荷重あり)	1	301.99	366.54	0.00	0.00	160.00	OK
		3	301.99	362.32	0.00	0.00	160.00	OK
2	D+L+U(載荷荷重あり)	1	320.10	366.18	0.00	0.00	160.00	OK
		3	320.10	360.66	0.00	0.00	160.00	OK
3	D+L(載荷荷重なし)	1	301.99	366.52	0.00	0.00	160.00	OK
		3	301.99	361.20	0.00	0.00	160.00	OK
4	D+L+U(載荷荷重なし)	1	320.10	366.16	0.00	0.00	160.00	OK
		3	320.10	359.47	0.00	0.00	160.00	OK

4-6-3 耐荷性能の照査

(1) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値				判定	
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(S)$ (kN・m)	$M_{yc}(C)$ (kN・m)		M_{rd} (kN・m)
1	①D	1	正曲げ	788.37	2058.18	0.90	0.85	2426.07	2022.41	1547.14	OK
			負曲げ	-185.46	2058.18	0.90	0.85	2426.07	2022.41	1547.14	OK
		3	正曲げ	788.37	1877.19	0.90	0.85	2372.17	2015.68	1541.99	OK
			負曲げ	-185.46	1877.19	0.90	0.85	2372.17	2015.68	1541.99	OK
2	①D+U	1	正曲げ	831.37	1897.47	0.90	0.85	2378.24	2016.42	1542.56	OK
			負曲げ	-199.29	1897.47	0.90	0.85	2378.24	2016.42	1542.56	OK
		3	正曲げ	831.37	1646.26	0.90	0.85	2302.56	2007.57	1535.79	OK
			負曲げ	-199.29	1646.26	0.90	0.85	2302.56	2007.57	1535.79	OK

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	Φ_y	M _{yc} (S) (kN・m)	M _{yc} (C) (kN・m)	M _{yd} (kN・m)	
3	②D+L(載荷荷重あり)	1	正曲げ	846.60	2331.48	0.90	0.85	2506.35	2033.11	1555.33	OK
			負曲げ	-207.53	2331.48	0.90	0.85	2506.35	2033.11	1555.33	OK
		3	正曲げ	846.60	2002.22	0.90	0.85	2409.46	2020.29	1545.53	OK
			負曲げ	-207.53	2002.22	0.90	0.85	2409.46	2020.29	1545.53	OK
4	②D+L+U(載荷荷重あり)	1	正曲げ	889.60	2170.77	0.90	0.85	2459.30	2026.74	1550.46	OK
			負曲げ	-221.46	2170.77	0.90	0.85	2459.30	2026.74	1550.46	OK
		3	正曲げ	889.60	1771.29	0.90	0.85	2340.37	2011.89	1539.09	OK
			負曲げ	-221.46	1771.29	0.90	0.85	2340.37	2011.89	1539.09	OK
5	②D+L(載荷荷重なし)	1	正曲げ	834.17	2329.84	0.90	0.85	2505.88	2033.04	1555.28	OK
			負曲げ	-209.93	2329.84	0.90	0.85	2505.88	2033.04	1555.28	OK
		3	正曲げ	834.17	1919.86	0.90	0.85	2384.93	2017.24	1543.19	OK
			負曲げ	-209.93	1919.86	0.90	0.85	2384.93	2017.24	1543.19	OK
6	②D+L+U(載荷荷重なし)	1	正曲げ	877.18	2169.13	0.90	0.85	2458.82	2026.68	1550.41	OK
			負曲げ	-223.92	2169.13	0.90	0.85	2458.82	2026.68	1550.41	OK
		3	正曲げ	877.18	1688.93	0.90	0.85	2315.49	2009.02	1536.90	OK
			負曲げ	-223.92	1688.93	0.90	0.85	2315.49	2009.02	1536.90	OK
7	⑨D+TH+EQ	1	正曲げ	970.16	2842.40	0.90	0.85	2652.92	2054.41	1571.62	OK
			負曲げ	-370.31	2842.40	0.90	0.85	2652.92	2054.41	1571.62	OK
		3	正曲げ	970.16	955.76	0.90	0.85	2088.73	1987.20	1520.21	OK
			負曲げ	-370.31	955.76	0.90	0.85	2088.73	1987.20	1520.21	OK
8	⑨D+TH+EQ+U	1	正曲げ	970.16	2649.98	0.90	0.85	2598.26	2046.23	1565.37	OK
			負曲げ	-370.31	2649.98	0.90	0.85	2598.26	2046.23	1565.37	OK
		3	正曲げ	970.16	763.34	0.90	0.85	2027.61	1982.72	1516.78	OK
			負曲げ	-370.31	763.34	0.90	0.85	2027.61	1982.72	1516.78	OK
9	⑩D+EQ	1	正曲げ	1338.88	3631.33	0.90	1.00	2870.23	2088.62	1879.76	OK
			負曲げ	-590.27	3631.33	0.90	1.00	2870.23	2088.62	1879.76	OK
		3	正曲げ	1338.88	211.86	0.90	1.00	1848.67	1950.48	1663.80	OK
			負曲げ	-590.27	211.86	0.90	1.00	1848.67	1950.48	1663.80	OK
10	⑩D+EQ+U	1	正曲げ	1338.88	3438.91	0.90	1.00	2818.24	2080.29	1872.26	OK
			負曲げ	-590.27	3438.91	0.90	1.00	2818.24	2080.29	1872.26	OK
		3	正曲げ	1338.88	19.43	0.90	1.00	1784.90	1931.62	1606.41	OK
			負曲げ	-590.27	19.43	0.90	1.00	1784.90	1931.62	1606.41	OK

(2) 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態3

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M _{uc} (kN・m)	M _{ud} (kN・m)	
1	①D	1	正曲げ	788.37	2058.18	0.90	0.90	0.80	3178.77	2059.84	OK
			負曲げ	-185.46	2058.18	0.90	0.90	0.80	3178.77	2059.84	OK
		3	正曲げ	788.37	1877.19	0.90	0.90	0.80	3129.05	2027.63	OK
			負曲げ	-185.46	1877.19	0.90	0.90	0.80	3129.05	2027.63	OK
2	①D+U	1	正曲げ	831.37	1897.47	0.90	0.90	0.80	3134.90	2031.42	OK
			負曲げ	-199.29	1897.47	0.90	0.90	0.80	3134.90	2031.42	OK
		3	正曲げ	831.37	1646.26	0.90	0.90	0.80	3061.04	1983.55	OK
			負曲げ	-199.29	1646.26	0.90	0.90	0.80	3061.04	1983.55	OK
3	②D+L(載荷荷重あり)	1	正曲げ	846.60	2331.48	0.90	0.90	0.80	3246.99	2104.05	OK
			負曲げ	-207.53	2331.48	0.90	0.90	0.80	3246.99	2104.05	OK
		3	正曲げ	846.60	2002.22	0.90	0.90	0.80	3164.69	2050.72	OK
			負曲げ	-207.53	2002.22	0.90	0.90	0.80	3164.69	2050.72	OK
4	②D+L+U(載荷荷重あり)	1	正曲げ	889.60	2170.77	0.90	0.90	0.80	3206.97	2078.12	OK
			負曲げ	-221.46	2170.77	0.90	0.90	0.80	3206.97	2078.12	OK
		3	正曲げ	889.60	1771.29	0.90	0.90	0.80	3098.38	2007.75	OK
			負曲げ	-221.46	1771.29	0.90	0.90	0.80	3098.38	2007.75	OK
5	②D+L(載荷荷重なし)	1	正曲げ	834.17	2329.84	0.90	0.90	0.80	3246.59	2103.79	OK
			負曲げ	-209.93	2329.84	0.90	0.90	0.80	3246.59	2103.79	OK
		3	正曲げ	834.17	1919.86	0.90	0.90	0.80	3141.35	2035.60	OK
			負曲げ	-209.93	1919.86	0.90	0.90	0.80	3141.35	2035.60	OK
6	②D+L+U(載荷荷重なし)	1	正曲げ	877.18	2169.13	0.90	0.90	0.80	3206.56	2077.85	OK
			負曲げ	-223.92	2169.13	0.90	0.90	0.80	3206.56	2077.85	OK
		3	正曲げ	877.18	1688.93	0.90	0.90	0.80	3073.85	1991.86	OK
			負曲げ	-223.92	1688.93	0.90	0.90	0.80	3073.85	1991.86	OK
7	⑨D+TH+EQ	1	正曲げ	970.16	2842.40	0.90	0.90	0.80	3372.14	2185.14	OK
			負曲げ	-370.31	2842.40	0.90	0.90	0.80	3372.14	2185.14	OK
		3	正曲げ	970.16	955.76	0.90	0.90	0.80	2849.52	1846.49	OK
			負曲げ	-370.31	955.76	0.90	0.90	0.80	2849.52	1846.49	OK
8	⑨D+TH+EQ+U	1	正曲げ	970.16	2649.98	0.90	0.90	0.80	3325.40	2154.86	OK
			負曲げ	-370.31	2649.98	0.90	0.90	0.80	3325.40	2154.86	OK
		3	正曲げ	970.16	763.34	0.90	0.90	0.80	2789.28	1807.45	OK
			負曲げ	-370.31	763.34	0.90	0.90	0.80	2789.28	1807.45	OK

No	荷重ケース名称	杭列番号	曲げ方向	設計断面力		制限値					判定
				M (kN・m)	N (kN)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m)	M_{ud} (kN・m)	
9	⑩D+EQ	1	正曲げ	1338.88	3631.33	0.90	0.90	1.00	3558.07	2882.04	OK
			負曲げ	-590.27	3631.33	0.90	0.90	1.00	3558.07	2882.04	OK
		3	正曲げ	1338.88	211.86	0.90	0.90	1.00	2612.11	2115.81	OK
			負曲げ	-590.27	211.86	0.90	0.90	1.00	2612.11	2115.81	OK
10	⑩D+EQ+U	1	正曲げ	1338.88	3438.91	0.90	0.90	1.00	3513.63	2846.04	OK
			負曲げ	-590.27	3438.91	0.90	0.90	1.00	3513.63	2846.04	OK
		3	正曲げ	1338.88	19.43	0.90	0.90	1.00	2549.51	2065.10	OK
			負曲げ	-590.27	19.43	0.90	0.90	1.00	2549.51	2065.10	OK

(3) せん断力に対する限界状態1 及び限界状態3

1) 斜引張破壊に対する照査

1-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	S (kN)	N (kN)	M_0 (kN・m)	M_d (kN・m)	S_c		
							計算値 (kN)	最大値 (kN)	採用値 (kN)
1	①D	1	288.45	2058.18	308.73	1547.14	726.62	1184.12	726.62
		3	288.45	1877.19	281.58	1541.99	721.74	1184.12	721.74
2	①D+U	1	307.46	1897.47	284.62	1542.56	725.79	1184.12	725.79
		3	307.46	1646.26	246.94	1535.79	718.50	1184.12	718.50
3	②D+L(載荷荷重あり)	1	317.09	2331.48	349.72	1555.33	740.36	1184.12	740.36
		3	317.09	2002.22	300.33	1545.53	730.68	1184.12	730.68
4	②D+L+U(載荷荷重あり)	1	336.11	2170.77	325.61	1550.46	739.65	1184.12	739.65
		3	336.11	1771.29	265.69	1539.09	727.09	1184.12	727.09
5	②D+L(載荷荷重なし)	1	317.09	2329.84	349.48	1555.28	740.32	1184.12	740.32
		3	317.09	1919.86	287.98	1543.19	728.24	1184.12	728.24
6	②D+L+U(載荷荷重なし)	1	336.11	2169.13	325.37	1550.41	739.60	1184.12	739.60
		3	336.11	1688.93	253.34	1536.90	724.47	1184.12	724.47
7	③D+TH+EQ	1	554.80	2842.40	426.36	1571.62	819.58	1184.12	819.58
		3	554.80	955.76	143.36	1520.21	721.39	1184.12	721.39
8	③D+TH+EQ+U	1	554.80	2649.98	397.50	1565.37	809.95	1184.12	809.95
		3	554.80	763.34	114.50	1516.78	710.95	1184.12	710.95
9	⑩D+EQ	1	828.13	3631.33	544.70	1879.76	909.03	1184.12	909.03
		3	828.13	211.86	31.78	1663.80	684.88	1184.12	684.88
10	⑩D+EQ+U	1	828.13	3438.91	515.84	1872.26	897.23	1184.12	897.23
		3	828.13	19.43	2.91	1606.41	670.57	1184.12	670.57

1-2) 斜引張破壊に対する照査

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	せん断力 S (kN)	制限値						判定	
				ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN)	Φ_{us}	S_s (kN)		S_{usd} (kN)
1	①D	1	288.45	0.90	0.85	0.65	726.62	0.65	1382.35	1048.69	OK
		3	288.45	0.90	0.85	0.65	721.74	0.65	1382.35	1046.26	OK
2	①D+U	1	307.46	0.90	0.85	0.65	725.79	0.65	1382.35	1048.27	OK
		3	307.46	0.90	0.85	0.65	718.50	0.65	1382.35	1044.65	OK
3	②D+L(載荷荷重あり)	1	317.09	0.90	0.85	0.65	740.36	0.65	1382.35	1055.52	OK
		3	317.09	0.90	0.85	0.65	730.68	0.65	1382.35	1050.70	OK
4	②D+L+U(載荷荷重あり)	1	336.11	0.90	0.85	0.65	739.65	0.65	1382.35	1055.16	OK
		3	336.11	0.90	0.85	0.65	727.09	0.65	1382.35	1048.92	OK
5	②D+L(載荷荷重なし)	1	317.09	0.90	0.85	0.65	740.32	0.65	1382.35	1055.49	OK
		3	317.09	0.90	0.85	0.65	728.24	0.65	1382.35	1049.49	OK
6	②D+L+U(載荷荷重なし)	1	336.11	0.90	0.85	0.65	739.60	0.65	1382.35	1055.14	OK
		3	336.11	0.90	0.85	0.65	724.47	0.65	1382.35	1047.61	OK
7	③D+TH+EQ	1	554.80	0.90	0.85	0.65	819.58	0.65	1382.35	1094.91	OK
		3	554.80	0.90	0.85	0.65	721.39	0.65	1382.35	1046.08	OK
8	③D+TH+EQ+U	1	554.80	0.90	0.85	0.65	809.95	0.65	1382.35	1090.12	OK
		3	554.80	0.90	0.85	0.65	710.95	0.65	1382.35	1040.89	OK
9	⑩D+EQ	1	828.13	0.90	0.85	0.95	909.03	0.95	1382.35	1665.26	OK
		3	828.13	0.90	0.85	0.95	684.88	0.95	1382.35	1502.36	OK
10	⑩D+EQ+U	1	828.13	0.90	0.85	0.95	897.23	0.95	1382.35	1656.68	OK
		3	828.13	0.90	0.85	0.95	670.57	0.95	1382.35	1491.96	OK

2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	せん断力 S (kN)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN)	S_{ucd} (kN)	
1	①D	1	288.45	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	288.45					OK

No	荷重ケース名称	杭列 番号	せん断力 S (kN)	制限値				判定
				ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{UCW}$	S_{UCW} (kN)	S_{UCd} (kN)	
2	①D+U	1	307.46	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	307.46					OK
3	②D+L(載荷荷重あり)	1	317.09	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	317.09					OK
4	②D+L+U(載荷荷重あり)	1	336.11	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	336.11					OK
5	②D+L(載荷荷重なし)	1	317.09	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	317.09					OK
6	②D+L+U(載荷荷重なし)	1	336.11	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	336.11					OK
7	⑨D+TH+EQ	1	554.80	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	554.80					OK
8	⑨D+TH+EQ+U	1	554.80	0.90	0.70	3157.67	1989.33	OK
		3	554.80					OK
9	⑩D+EQ	1	828.13	0.90	1.00	3157.67	2841.90	OK
		3	828.13					OK
10	⑩D+EQ+U	1	828.13	0.90	1.00	3157.67	2841.90	OK
		3	828.13					OK

3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査(耐荷性能の前提となる応力度の照査)

i) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	作用の区分	杭列 番号	せん断力 S (kN)	平均せん断応力度 τ_m (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
1	①D	永続作用	1	288.45	0.292	1.700	OK
			3	288.45	0.292	1.700	OK
2	①D+U	永続作用	1	307.46	0.312	1.700	OK
			3	307.46	0.312	1.700	OK
3	②D+L(載荷荷重あり)	変動作用	1	317.09	0.321	2.600	OK
			3	317.09	0.321	2.600	OK
4	②D+L+U(載荷荷重あり)	変動作用	1	336.11	0.341	2.600	OK
			3	336.11	0.341	2.600	OK
5	②D+L(載荷荷重なし)	変動作用	1	317.09	0.321	2.600	OK
			3	317.09	0.321	2.600	OK
6	②D+L+U(載荷荷重なし)	変動作用	1	336.11	0.341	2.600	OK
			3	336.11	0.341	2.600	OK
7	⑨D+TH+EQ	変動作用	1	554.80	0.562	2.600	OK
			3	554.80	0.562	2.600	OK
8	⑨D+TH+EQ+U	変動作用	1	554.80	0.562	2.600	OK
			3	554.80	0.562	2.600	OK
9	⑩D+EQ	変動作用	1	828.13	0.839	2.600	OK
			3	828.13	0.839	2.600	OK
10	⑩D+EQ+U	変動作用	1	828.13	0.839	2.600	OK
			3	828.13	0.839	2.600	OK

4-7 フーチングの剛体判定

$$\begin{aligned}
 k &= k_p \\
 &= K_v \frac{n}{L \cdot B} = 492627 \times \frac{12}{8.500 \times 12.000} \\
 &= 57956 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 4\sqrt{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} = 4\sqrt{\frac{3 \times 57956}{2.50 \times 10^7 \times 2.200^3}} \\
 &= 0.160 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \max(l , b) = 4.000 \text{ m} \\
 l &\leq L/2 \\
 b &\leq B/2 \\
 \therefore l &\leq b
 \end{aligned}$$

以上より、 $\beta \cdot \lambda = 0.639 \leq 1.0$

∴ このフーチングは剛体として取り扱ってよい。

ここに、

- k_p : 換算地盤反力係数 (kN/m³)
- K_v : 1本の杭の軸方向ばね定数 (kN/m)
- n : 杭本数
- L : フーチングの幅 (m)
- B : フーチングの奥行 (m)
- E : フーチングのヤング係数 (kN/m²)
- h : フーチングの平均厚さ (m)
- λ : フーチングの換算突出長 (m)

4-8 杭とフーチングの接合部の照査

4-8-1 フーチングへの鉄筋の定着長

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi + 10 \cdot \phi$$
$$= \frac{200.00}{4 \times 1.20} \times 32.0 + 10 \times 32.0 = 1653.3 \text{ (mm)}$$

ここに、

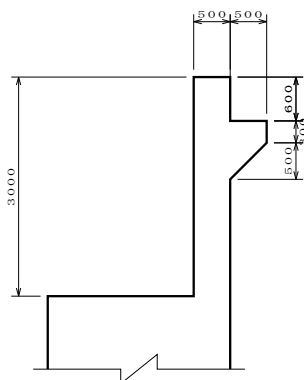
- L : 定着長 (mm)
- σ_{sa} : 鉄筋の引張応力度の基本値 (N/mm²)
- τ_{0a} : コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm²)
- ϕ : 鉄筋径 (mm)

※ 定着長は、フーチング下面主鉄筋からの必要長さ

5 パラペットの断面計算

5-1 設計条件

(1) パラペット形状



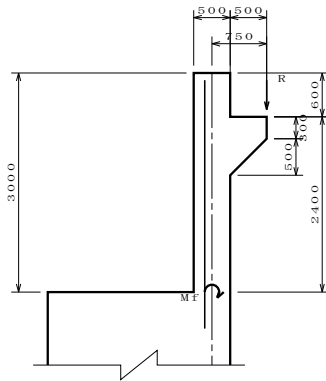
- (2) T荷重の片側荷重 100 (kN)
- (3) 舗装の厚さ 0.200 (m)
- (4) 舗装の単位体積重量 22.50 (kN/m³)
- (5) 踏掛版の厚さ 0.400 (m)
- (6) 踏掛版の単位体積重量 24.50 (kN/m³)
- (7) 踏掛版の長さ 5.000 (m)
- (8) 作用の組合せ

前面	耐久性能 (鋼材の腐食)	①D	永続作用支配状況
	耐久性能 (疲労)	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	—
背面	耐荷性能	①D	永続作用支配状況
		②D+L	変動作用支配状況
	耐荷性能	⑨ D+TH+EQ	変動作用支配状況
		⑩D+EQ	変動作用支配状況

5-2 パラペット前面の計算

5-2-1 耐久性能の照査

(1) 断面力算出



1) 鋼材の腐食に対する照査用断面力

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.02 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 \\
 &= 26.28 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_f &= R \cdot l_x \\
 &= 26.28 \times 0.750 \\
 &= 19.71 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

M_f	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
l_x	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
R_f	: 受台に作用する w_1, w_2 による反力	(kN/m)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
γ_{pd}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qD}	: 死荷重の荷重係数	

2) 疲労に対する照査用断面力

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.02 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.73 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 25.025 + 1.00 \times 1.00 \times 72.727$$

$$= 97.75 \text{ (kN/m)}$$

$$M_f = R \cdot l_x$$

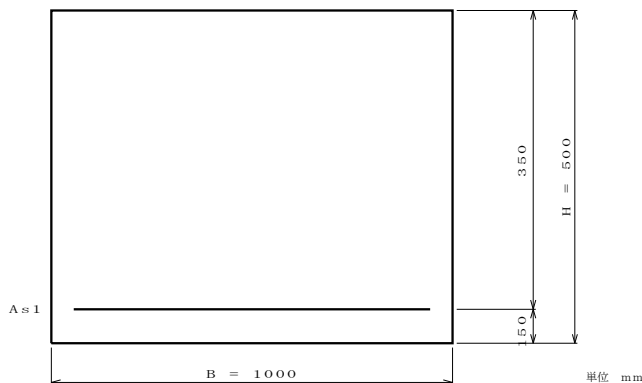
$$= 97.75 \times 0.750$$

$$= 73.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

M_f	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
l_x	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
R_f	: 受台に作用する w_1, w_2 による反力	(kN/m)
T	: T荷重の片側荷重	(kN)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
R_T	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
γ_{pD}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qD}	: 死荷重の荷重係数	
γ_{pL}	: 活荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qL}	: 活荷重の荷重係数	

(2) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

(3) 鋼材の腐食に対する照査

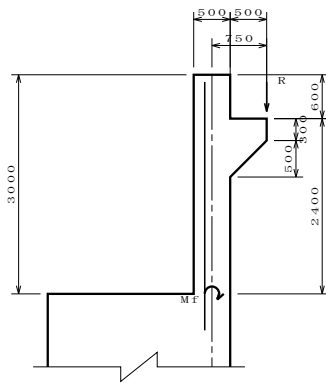
作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
①D (永続支配作用状況)	19.71	31.32	100.00	OK

(4) 疲労に対する照査

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	73.31	3.98	8.00	116.51	180.00	OK

5-2-2 耐荷性能の照査

(1) 断面力算出



1) 作用の組合せ：①D (永続作用支配状況)

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.02 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 \\
 &= 26.28 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_f &= R \cdot l_x \\
 &= 26.28 \times 0.750 \\
 &= 19.71 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

M_f	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
l_x	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
R_f	: 受台に作用する w_1, w_2 による反力	(kN/m)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
γ_{pD}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qD}	: 死荷重の荷重係数	

2) 作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.02 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.73 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 + 1.00 \times 1.25 \times 72.727$$

$$= 117.19 \text{ (kN/m)}$$

$$M_f = R \cdot l_x$$

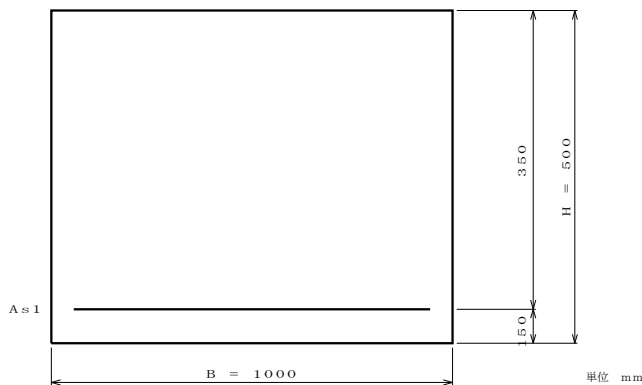
$$= 117.19 \times 0.750$$

$$= 87.89 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

M_f	: パラペット基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
l_x	: パラペット断面の図心位置から反力作用位置までの距離	(m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
R_f	: 受台に作用する w_1, w_2 による反力	(kN/m)
T	: T荷重の片側荷重	(kN)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
R_T	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
γ_{pD}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qD}	: 死荷重の荷重係数	
γ_{pL}	: 活荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qL}	: 活荷重の荷重係数	

(2) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

(3) 最小鉄筋量の計算

・1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 87.889 \times 10^6 \\ = 149.411 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) \\ = 4.1667 \times 10^7 \times \left(1.9137 + \frac{0}{500000} \right) \\ = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

1. $7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_u = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u : 破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)

σ_{sy} : 引張鉄筋の降伏点 (= 345.0 N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (= 200000.0 N/mm²)

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (= 0.0035)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮主鉄筋の全断面積 (mm²)

C : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

T_s : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

T_s' : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

b : 部材幅 (=1000.0 mm)

h : 部材高さ (= 500.0 mm)

d_1 : 圧縮鉄筋のかぶり (= 150.0 mm)

d_0 : 引張鉄筋のかぶり (= 150.0 mm)

x : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$M_u = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$x = 14.19 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 671.3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

(4) 最大鉄筋量の計算

$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ 、 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$x = 234.45 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 11223.34 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

ϵ_{sy} : 引張主鉄筋の降伏ひずみ

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

A_{sb} : 釣合鉄筋量 (mm²)

C : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

T_s : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

T_s' : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

x : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

(5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値(kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

$M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	19.71	0.90	0.85	219.31	225.59	167.77	OK
②D+L (変動作用支配状況)	87.89	0.90	0.85	219.31	225.59	167.77	OK

2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値(kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

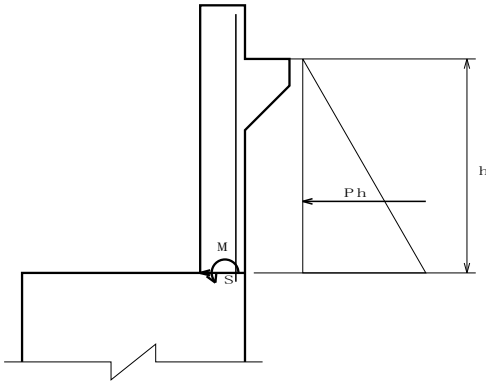
M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値(kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D (永続支配作用状況)	19.71	0.90	0.90	0.80	232.42	150.61	OK
②D+L (変動支配作用状況)	87.89	0.90	0.90	0.80	232.42	150.61	OK

5-3 パラペット背面の計算

5-3-1 耐荷性能の照査

(1) 断面力算出



1) 踏掛版の地震時慣性力とそれによるモーメント

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.02 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_H &= 2 \cdot R_f \cdot k_h \\
 &= 2 \times 25.02 \times 0.200 \\
 &= 10.01 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= R_H \cdot y_R \\
 &= 10.01 \times 2.400 \\
 &= 24.02 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

R_H	: 踏掛版の地震時慣性力	(kN/m)
M_R	: 踏掛版の地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
R_f	: 受台に作用する踏掛版の自重および踏掛版上の舗装の自重による反力	(kN/m)
k_h	: レベル1地震時の照査に用いる設計水平震度	
y_R	: 橋座から作用位置までの高さ	(m)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)

2) パラペットおよび受台の地震時慣性力とそれによるモーメント

$$\begin{aligned} G_{H1} &= R_1 \cdot k_h \\ &= 36.75 \times 0.200 \\ &= 7.35 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_{H2} &= R_2 \cdot k_h \\ &= 6.74 \times 0.200 \\ &= 1.35 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G1} &= G_{H1} \cdot y_{G1} \\ &= 7.35 \times 1.500 \\ &= 11.02 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G2} &= G_{H2} \cdot y_{G2} \\ &= 1.35 \times 2.106 \\ &= 2.84 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_H &= G_{H1} + G_{H2} \\ &= 7.35 + 1.35 \\ &= 8.70 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_G &= M_{G1} + M_{G2} \\ &= 11.02 + 2.84 \\ &= 13.86 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

ここに、

M_{G1}	: パラペットの地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
M_{G2}	: 受台の地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
M_G	: パラペットおよび受台の地震時慣性力による曲げモーメント	(kN・m/m)
G_{H1}	: パラペットの地震時慣性力	(kN/m)
G_{H2}	: 受台の地震時慣性力	(kN/m)
G_H	: パラペットおよび受台の地震時慣性力	(kN/m)
R_1	: パラペットの自重	(kN/m)
R_2	: 受台の自重	(kN/m)
k_h	: レベル1地震時の照査に用いる設計水平震度	
y_{G2}	: 橋座から受台部分の作用位置までの高さ	(m)
y_{G1}	: 橋座からパラペット部分の作用位置までの高さ	(m)

3) 土圧による断面力

3-1) 主働土圧係数

$$\begin{aligned}\phi_{res} &= 30^\circ \quad 0' \\ \phi_{peak} &= 45^\circ \quad 0' \\ \theta &= 0^\circ \quad 0' \\ \alpha &= 0^\circ \quad 0'\end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_{A1} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.32640$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_{A1} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41280$$

ここに、

- ϕ_{res} : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- ϕ_{peak} : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- θ : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- α : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- k_h : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度
- γ_{pEQ} : 地震の影響の荷重組合せ係数
- γ_{qEQ} : 地震の影響の荷重係数

3-2) 裏込め土砂による土圧力

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
壁面摩擦角	$\delta = 0^\circ \quad 0'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 1.000 \text{ (m)}$

土圧力

$$\begin{aligned}P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times 2.400^2 \times \cos(0^\circ \quad 0') \\ &= 17.86 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

作用高さ

$$P_V = 0.800 \text{ (m)}$$

土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}M_e &= 17.86 \times 0.800 \\ &= 14.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

裏込め土砂の単位体積重量	$\gamma = 19.00$ (kN/m ³)
壁面摩擦角	$\delta = 0^\circ 0'$
奥行き方向土圧作用幅	$L = 1.000$ (m)

土圧力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 2.400^2 \times \cos(0^\circ 0') \\
 &= 22.59 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

作用高さ

$$P_V = 0.800 \text{ (m)}$$

土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 M_e &= 22.59 \times 0.800 \\
 &= 18.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

4) 断面力の合計

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_G + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_e \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 24.024 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 13.863 + 1.00 \times 1.05 \times 14.288 \\
 &= 34.894 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot R_H + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot G_H + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot P_H \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 10.010 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 8.698 + 1.00 \times 1.05 \times 17.861 \\
 &= 28.575 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_G + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_e \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 24.024 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 13.863 + 1.00 \times 1.05 \times 18.071 \\
 &= 58.756 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot R_H + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot G_H + \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot P_H \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 10.010 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 8.698 + 1.00 \times 1.05 \times 22.588 \\
 &= 43.361 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

γ_{pD} : 死荷重の荷重組合せ係数

γ_{qD} : 死荷重の荷重係数

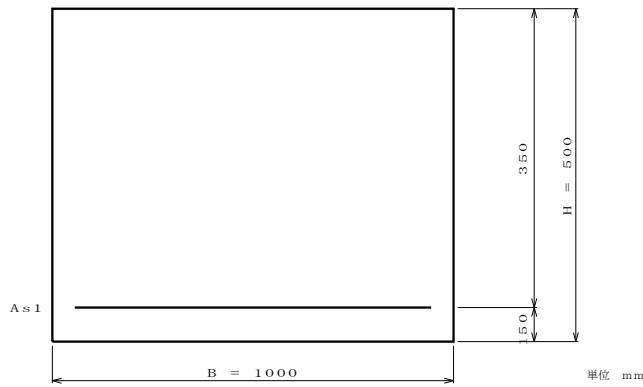
γ_{pEQ} : 地震の影響の荷重組合せ係数

γ_{qEQ} : 地震の影響の荷重係数

γ_{pE} : 土圧の荷重組合せ係数

γ_{qE} : 土圧の荷重係数

(2) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
—	0.000	0.0

(3) 最小鉄筋量の計算

・1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 58.756 \times 10^6 \\ = 99.884 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 4.1667 \times 10^7 \times \left(1.9137 + \frac{0}{500000} \right)$$

$$= 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.23 \times 24.00^{2/3}$$

$$= 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

1. $7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_i}{x}$$

ここに、

M_d	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(= 500.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_d = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 14.19 \quad (\text{mm}) \\ A_s &= 671.3 \quad (\text{mm}^2) \\ A_s' &= 0.0 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

(4) 最大鉄筋量の計算

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 234.45 \quad (\text{mm}) \\ A_{sb} &= 11223.34 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

ここに、

ε_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

(5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

$M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値				判定	
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)		M_{yd} (kN・m/m)
⑨D+TH+EQ	34.89	0.90	0.85	219.31	225.59	167.77	OK
⑩D+EQ	58.76	0.90	1.00	219.31	225.59	197.38	OK

2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

 Φ_u : 抵抗係数

 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
⑨D+TH+EQ	34.89	0.90	0.90	0.80	232.42	150.61	OK
⑩D+EQ	58.76	0.90	0.90	1.00	232.42	188.26	OK

(6) せん断力に対する照査

1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

 S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

 Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

 S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

作用の組合せ	作用 せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
⑨D+TH+EQ	28.58	0.90	0.85	0.65	272.44	0.65	0.00	135.47	OK
⑩D+EQ	43.36	0.90	0.85	0.95	272.44	0.95	0.00	198.00	OK

1-1) 部材断面の有効高dに関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	有効高dに関する 補正係数 c_e
350.0	1.371

1-2) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張 主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 c_{pt}
2026.8	350.0	0.579	1.247

1-3) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.247 \times 1.00 \times 1.00 = 0.59878 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)

 c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数

 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

1-4) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.59878 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 272.44 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 420.00 \text{ (kN/m)}$ の範囲とする。

ここに、

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (N/mm²)

1-5) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\sum \frac{0.0 \times 345.0 \times 350.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 0.0} \right) \times 0.001$$

$$= 0.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

k : 補正係数で1.3とする

A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

作用の組合せ	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
⑨D+TH+EQ	28.58	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
⑩D+EQ	43.36	0.90	1.00	1120.00	1008.00	OK

2-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 1120.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

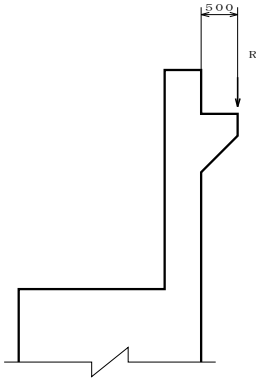
- τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)
 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
 d : 部材断面の有効高 (= 350.0 mm)

作用の組合せ	作用の区分	作用 せん断力 (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	28.58	0.082	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	43.36	0.124	2.60	OK

5-4 受台の計算

5-4-1 耐久性能の照査

(1) 断面力算出



1) 鋼材の腐食に対する照査用

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.025 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot R_f \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 \\
 &= 26.276 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_D &= R + \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot W_D \\
 &= 26.276 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \\
 &= 33.35 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_D &= R \cdot l_x + \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot W_D \cdot G_y \\
 &= 26.276 \times 0.500 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \times 0.212 \\
 &= 14.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

M_D	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
S_D	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
W_D	: 受台自重	(kN/m)
l_x	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
G_y	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
R_f	: 受台に作用する w_1 、 w_2 による全反力	(kN/m)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
γ_{pd}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qd}	: 死荷重の荷重係数	

2) 疲労に対する照査用

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.025 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.727 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 25.025 + 1.00 \times 1.00 \times 72.727$$

$$= 97.752 \text{ (kN/m)}$$

$$S_D = R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D$$

$$= 97.752 + 1.00 \times 1.00 \times 6.738$$

$$= 104.49 \text{ (kN/m)}$$

$$M_D = R \cdot l_x + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \cdot G_y$$

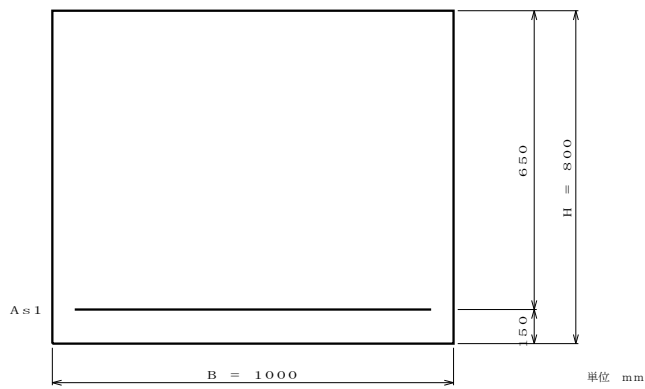
$$= 97.752 \times 0.500 + 1.00 \times 1.00 \times 6.738 \times 0.212$$

$$= 50.31 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

M_D	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
S_D	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
W_D	: 受台自重	(kN/m)
l_x	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
G_y	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
T	: T荷重の片側荷重	(kN)
R_f	: 受台に作用する w_1 、 w_2 による全反力	(kN/m)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
R_T	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
γ_{pD}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qD}	: 死荷重の荷重係数	
γ_{pL}	: 活荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qL}	: 活荷重の荷重係数	

(2) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

(3) 鋼材の腐食に対する照査

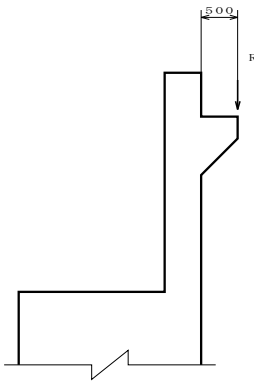
作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
①D (永続支配作用状況)	14.64	12.18	100.00	OK

(4) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する照査

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	50.31	0.99	8.00	41.85	180.00	OK

5-4-2 耐荷性能の照査

(1) 断面力算出



1) 荷重の組合せ：①D

$$\begin{aligned}
 R_f &= \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500 \\
 &= 25.025 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot R_f \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 \\
 &= 26.276 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_D &= R + \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot W_D \\
 &= 26.276 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \\
 &= 33.35 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_D &= R \cdot l_x + \gamma_{pd} \cdot \gamma_{qd} \cdot W_D \cdot G_y \\
 &= 26.276 \times 0.500 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \times 0.212 \\
 &= 14.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

M_D	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
S_D	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
W_D	: 受台自重	(kN/m)
l_x	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
G_y	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
R_f	: 受台に作用する w_1 、 w_2 による全反力	(kN/m)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
γ_{pd}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qd}	: 死荷重の荷重係数	

2) 荷重の組合せ：②D+L

$$R_f = \frac{1}{2} (w_1 + w_2) \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500$$

$$= 25.025 \text{ (kN/m)}$$

$$R_T = T/1.375 = 100.00/1.375 = 72.727 \text{ (kN/m)}$$

$$R = \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot R_f + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot R_T$$

$$= 1.00 \times 1.05 \times 25.025 + 1.00 \times 1.25 \times 72.727$$

$$= 117.185 \text{ (kN/m)}$$

$$S_D = R + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D$$

$$= 117.185 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738$$

$$= 124.26 \text{ (kN/m)}$$

$$M_D = R \cdot l_x + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot W_D \cdot G_y$$

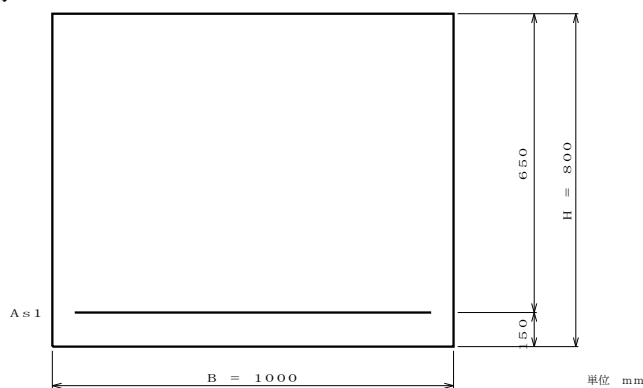
$$= 117.185 \times 0.500 + 1.00 \times 1.05 \times 6.738 \times 0.212$$

$$= 60.09 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

M_D	: 受台基部における曲げモーメント	(kN・m/m)
S_D	: 受台基部におけるせん断力	(kN/m)
R	: 受台に作用する全反力	(kN/m)
W_D	: 受台自重	(kN/m)
l_x	: パラペットの背面から反力作用位置までの距離	(m)
G_y	: パラペットの背面から受台重心位置までの距離	(m)
T	: T荷重の片側荷重	(kN)
R_f	: 受台に作用する w_1 、 w_2 による全反力	(kN/m)
w_1	: 踏掛版上の舗装の自重	(kN/m ²)
w_2	: 踏掛版の自重	(kN/m ²)
L	: 支間長(0.7 L_0 とする)	(m)
L_0	: 踏掛版の長さ	(= 5.000 m)
R_T	: 受台に作用するT荷重による反力	(kN/m)
γ_{pD}	: 死荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qD}	: 死荷重の荷重係数	
γ_{pL}	: 活荷重の荷重組合せ係数	
γ_{qL}	: 活荷重の荷重係数	

(2) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

(3) 最小鉄筋量の計算

・ $1.7M_d \leq M_c$ の判別

$$1.7M_d = 1.7 \times 60.093 \times 10^6 \\ = 102.159 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) \\ = 1.0667 \times 10^8 \times \left(1.9137 + \frac{0}{800000} \right) \\ = 204.126 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

$1.7M_d \leq M_c$ となるため、以下の規定によらなくてよい。

・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 204.126 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm ²)
ϵ_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(= 800.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

(4) 最大鉄筋量の計算

$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ 、 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$x = 435.41 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 20843.33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

ϵ_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ϵ_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

(5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

$M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値				判定	
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)		M_{yd} (kN・m/m)
①D (永続作用支配状況)	14.64	0.90	0.85	419.29	435.36	320.76	OK
②D+L (変動作用支配状況)	60.09	0.90	0.85	419.29	435.36	320.76	OK

2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

 Φ_u : 抵抗係数

 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D (永続支配作用状況)	14.64	0.90	0.90	0.80	442.19	286.54	OK
②D+L (変動支配作用状況)	60.09	0.90	0.90	0.80	442.19	286.54	OK

(6) せん断力に対する照査

1) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

 d : 部材断面の有効高 (= 650.0 mm)

作用の組合せ	作用の区分	作用 せん断力 (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
①D	永続作用支配状況	10.83	0.017	1.70	OK
②D+L	変動作用支配状況	31.81	0.049	2.60	OK

2) 有効高の変化を考慮したせん断力

$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} (\tan\beta + \tan\gamma)$$

ここに、

 S_d : 部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

 M_d : 部材断面に生じる曲げモーメント (kN・m/m)

 d : 有効高さ (m)

 β : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 ($\tan\beta = 1.0000$)

 γ : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 ($\tan\gamma = 0.0000$)

作用の組合せ	せん断力 S_d (kN/m)	モーメント M_d (kN・m/m)	有効高 d (m)	S_h (kN/m)
①D	33.35	14.64	0.650	10.83
②D+L	124.26	60.09	0.650	31.81

5-5 踏掛版の計算

5-5-1 耐久性能の照査

(1) 設計曲げモーメント

1) 死荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \frac{1}{8} \cdot (W_1 + W_2) \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500^2 \\
 &= 21.90 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 M_b : 死荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

W_1 : 踏掛版上の舗装の自重 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 22.50 \times 0.200 \\
 &= 4.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

W_2 : 踏掛版の自重 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 24.50 \times 0.400 \\
 &= 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

L : 踏掛版の支間長 (m)

$$\begin{aligned}
 L &= 5.000 \times 0.7 \\
 &= 3.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

2) 活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_L &= \left(\frac{1}{4} \cdot W_L \cdot L \cdot (0.2 + 2 \cdot d) - \frac{1}{8} \cdot W_L \cdot (0.2 + 2 \cdot d)^2 \right) \cdot \alpha \\
 &= \left(\frac{1}{4} \times 157.58 \times 3.500 \times (0.2 + 2 \times 0.200) - \frac{1}{8} \times 157.58 \times (0.2 + 2 \times 0.200)^2 \right) \times 1.000 \\
 &= 75.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 M_L : 活荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

W_L : 活荷重による分布荷重 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 W_L &= \frac{2 \cdot T \cdot (1 + i)}{2.75 \cdot (0.2 + 2 \cdot d)} \\
 &= \frac{2 \times 100.00 \times (1 + 0.3)}{2.75 \times (0.2 + 2 \times 0.200)} \\
 &= 157.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

T : T荷重の片側荷重 (kN)

d : 踏掛版上の舗装厚 (m)

i : 衝撃係数 (=0.3)

α : 断面力に乗じる係数

踏掛版の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係数 (α)	1.0	$L/32+7/8$

$$\alpha = 1.0$$

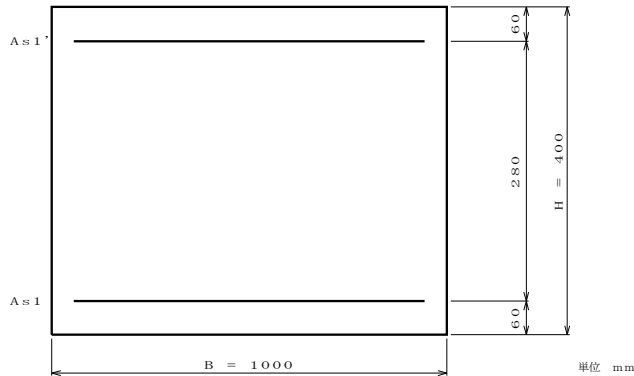
3) 設計曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot M_D + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot M_L \\
 &= 1.00 \times 1.00 \times 21.90 + 1.00 \times 1.00 \times 75.64 \\
 &= 97.53 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- γ_{pD} : 死荷重の荷重組合せ係数
- γ_{qD} : 死荷重の荷重係数
- γ_{pL} : 活荷重の荷重組合せ係数
- γ_{qL} : 活荷重の荷重係数

(2) 配筋



・ 上面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	60	D19ctc250	4.000	1146.0

・ 下面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	60	D19ctc125	8.000	2292.0

(3) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する照査

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	97.53	5.33	8.00	142.22	180.00	OK

5-5-2 耐荷性能の照査

(1) 設計曲げモーメント

1) 死荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \frac{1}{8} \cdot (W_1 + W_2) \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times (4.50 + 9.80) \times 3.500^2 \\
 &= 21.90 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 M_b : 死荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

W_1 : 踏掛版上の舗装の自重 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 22.50 \times 0.200 \\
 &= 4.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

W_2 : 踏掛版の自重 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 24.50 \times 0.400 \\
 &= 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

L : 踏掛版の支間長 (m)

$$\begin{aligned}
 L &= 5.000 \times 0.7 \\
 &= 3.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

2) 活荷重による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_L &= \left(\frac{1}{4} \cdot W_L \cdot L \cdot (0.2 + 2 \cdot d) - \frac{1}{8} \cdot W_L \cdot (0.2 + 2 \cdot d)^2 \right) \cdot \alpha \\
 &= \left(\frac{1}{4} \times 157.58 \times 3.500 \times (0.2 + 2 \times 0.200) - \frac{1}{8} \times 157.58 \times (0.2 + 2 \times 0.200)^2 \right) \times 1.000 \\
 &= 75.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 M_L : 活荷重による支間中央での曲げモーメント (kN・m/m)

W_L : 活荷重による分布荷重 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 W_L &= \frac{2 \cdot T \cdot (1 + i)}{2.75 \cdot (0.2 + 2 \cdot d)} \\
 &= \frac{2 \times 100.00 \times (1 + 0.3)}{2.75 \times (0.2 + 2 \times 0.200)} \\
 &= 157.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

T : T荷重の片側荷重 (kN)

d : 踏掛版上の舗装厚 (m)

i : 衝撃係数 (=0.3)

α : 断面力に乗じる係数

踏掛版の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係数 (α)	1.0	$L/32+7/8$

$$\alpha = 1.0$$

3) 設計曲げモーメント

3-1) 作用の組合せ：①D

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot M_D \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 21.90 \\
 &= 22.99 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

γ_{pD} : 死荷重の荷重組合せ係数

γ_{qD} : 死荷重の荷重係数

3-2) 作用の組合せ：②D+L

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot M_D + \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot M_L \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 21.90 + 1.00 \times 1.25 \times 75.64 \\
 &= 117.54 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

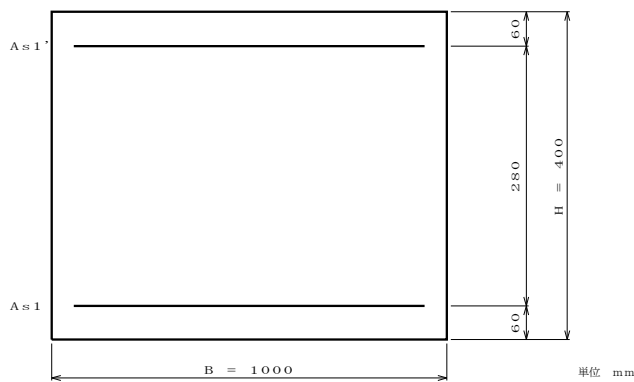
γ_{pD} : 死荷重の荷重組合せ係数

γ_{qD} : 死荷重の荷重係数

γ_{pL} : 活荷重の荷重組合せ係数

γ_{qL} : 活荷重の荷重係数

(2) 配筋



・ 上面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	60	D19ctc250	4.000	1146.0

・ 下面配筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
1	60	D19ctc125	8.000	2292.0

(3) 最小鉄筋量の計算

・ 1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$\begin{aligned}
 1. 7M_d &= 1.7 \times 117.537 \times 10^6 \\
 &= 199.813 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}
 \end{aligned}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 2.6667 \times 10^7 \times \left(1.9137 + \frac{0}{400000} \right)$$

$$= 51.031 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

M_c	: ひび割れ曲げモーメント	(N・mm)
Z_c	: コンクリート部材の断面係数	(mm ³)
σ_{bt}	: コンクリートの曲げ引張強度	(N/mm ²)
	$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$	
	$= 0.23 \times 24.00^{2/3}$	
	$= 1.9137$ (N/mm ²)	
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
N_d	: 軸方向力	(N)
A_c	: コンクリート部材の断面積	(mm ²)

1. $7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・ $M_u = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 51.031 \times 10^6 \text{ (N・mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(= 400.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 60.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 60.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

 $M_u = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$x = 9.30 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 439.9 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・ なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

(4) 最大鉄筋量の計算

$$\epsilon_s = \epsilon_{sy}, \epsilon_c = \epsilon_{cu} \text{ および } C + T_s' - T_s = 0.0 \text{ の釣合い式により}$$

$$x = 227.75 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 10902.67 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

 ϵ_{sy} : 引張主鉄筋の降伏ひずみ

 ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

 A_{sb} : 釣合鉄筋量 (mm²)

 C : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

 T_s : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

 T_s' : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

 x : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

(5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

 M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値(kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 Φ_y : 抵抗係数

 $M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

 $M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D (永続作用支配状況)	22.99	0.90	0.85	238.83	244.36	182.71	OK
②D+L (変動支配作用状況)	117.54	0.90	0.85	238.83	244.36	182.71	OK

2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値(kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

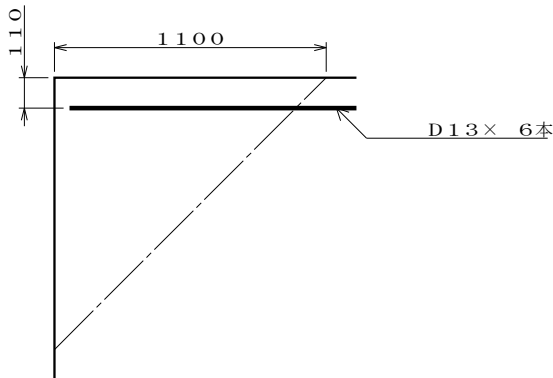
 Φ_u : 抵抗係数

 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値(kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D (永続支配作用状況)	22.99	0.90	0.90	0.80	253.10	164.01	OK
②D+L (変動支配作用状況)	117.54	0.90	0.90	0.80	253.10	164.01	OK

6 橋座部耐力の検討

<<第1番沓の橋座部の耐力>>

設計水平地震力 $R_h = 1120000.0$ (N)

$$\begin{aligned}
 P_{bs} &= P_c + P_s \\
 &= 5578589.2 + 118021.1 \\
 &= 5696610.3 \text{ (N)} \geq R_h = 1120000.0 \text{ (N)} \quad \text{--- OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_c &= 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \\
 &= 0.32 \times 1.00000 \times \sqrt{24.00} \times 3558514.9 \\
 &= 5578589.2 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \varepsilon \beta \cdot \left(1 - \frac{h_i}{d_a}\right) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \\
 &= 0.50 \times \left(1 - \frac{110.0}{1100.0}\right) \times 345.00 \times 760.2 \\
 &= 118021.1 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

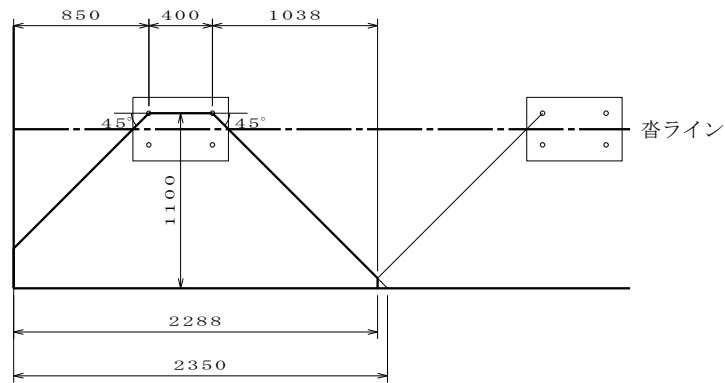
ここに、

P_{bs} : 橋座部の耐力 (N)
 P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)
 P_s : 補強筋の負担する耐力 (N)
 α : コンクリートの負担分を算出するための係数
 σ_n : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)

$$\sigma_n = \frac{R_d}{A_p} = \frac{2800000}{24000.0} = 116.667 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

R_d : 支承に作用する死荷重反力 (N)
 A_p : 支承の下鋼板の面積 (mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)
 β : 補強筋の負担分に関する補正係数
 h_i : i 番目の補強筋の橋座面からの距離 (mm)
 d_a : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (mm)
 σ_{sy} : 補強筋の降伏点 (N/mm²)
 A_{si} : i 番目の補強筋の断面積 (mm²)

《《コンクリート抵抗面積の計算》》



$$\begin{aligned}
 A_c &= S_1 + S_2 + B_1 \\
 &= 510884.6 + 761134.2 + 2286496.1 \\
 &= 3558514.9 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

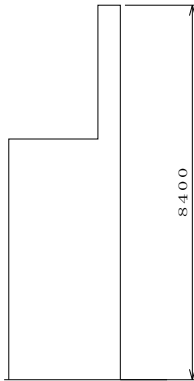
ここに、

- A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)
- S_1 : A_c の側面積(左側) = 510884.6 (mm²)
- S_2 : A_c の側面積(右側) = 761134.2 (mm²)
- B_1 : A_c の底面積 = 2286496.1 (mm²)

7 たて壁の断面計算

7-1 設計条件

7-1-1 形状



7-2 断面力

7-2-1 断面力一覧

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部)

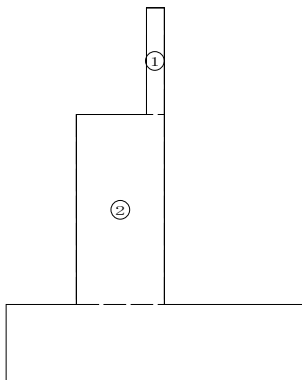
荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	曲げモーメント M(kN・m/m)	鉛直力 V(kN/m)	水平力 H(kN/m)
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	713.33	229.15
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	713.33	229.15
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	713.33	229.15
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		677.34	713.33	229.15
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	598.67	630.87	213.81
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	598.67	630.87	213.81
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	771.50	240.60
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	771.50	240.60
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	771.50	240.60
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	711.20	771.50	240.60
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	1042.94	630.87	317.32
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	1042.94	630.87	317.32
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1612.91	630.87	465.72
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1612.91	630.87	465.72

7-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部)

1) 躯体自重

i) ブロック割



ii) 躯体自重および重心位置 (照査断面図心位置より)

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	鉛直力 V (kN)
①	0.500 × 3.000 × 12.000 × 24.5	441.00
②	2.500 × 5.400 × 12.000 × 24.5	3969.00
	合計	4410.00

区分	鉛直力 V (kN)	アーム長		曲げモーメント	
		X (m)	Y (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
①	441.00	-1.000	6.900	-441.00	3042.90
②	3969.00	0.000	2.700	0.00	10716.30
計	4410.00			-441.00	13759.20

重心位置

$$X = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{-441.00}{4410.00} = -0.100(\text{m})$$

$$Y = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{13759.20}{4410.00} = 3.120(\text{m})$$

2) 上部工反力の集計 (照査断面図心位置より)

2-1) D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.250	—	-700.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.250	—	-337.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-1037.50	0.00

2-2) D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.250	—	-700.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.250	—	-337.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-1037.50	0.00

2-3) D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.250	—	-700.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.250	—	-337.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-1037.50	0.00

2-4) D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.00	2800.00	—	-0.250	—	-700.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.00	1350.00	—	-0.250	—	-337.50	—
合計	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	-1037.50	0.00

2-5) ①D

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	-735.00	0.00

2-6) ①D+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
合計	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	-735.00	0.00

2-7) ②D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.250	—	-421.88	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-1156.88	0.00

2-8) ②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.250	—	-421.88	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-1156.88	0.00

2-9) ②D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.250	—	-421.88	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-1156.88	0.00

2-10) ②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
活荷重反力	1350.00	—	1.00	1.25	1687.50	—	-0.250	—	-421.88	—
合計	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	-1156.88	0.00

2-11) ⑨D+TH+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	5.700	—	3351.60
合計	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	-735.00	3351.60

2-12) ⑨D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	588.00	—	5.700	—	3351.60
合計	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	-735.00	3351.60

2-13) ⑩D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	5.700	—	6703.20
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	-735.00	6703.20

2-14) ⑩D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		アーム長 (m)		曲げモーメント (kN・m)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	Mx	My
死荷重反力	2800.00	—	1.00	1.05	2940.00	—	-0.250	—	-735.00	—
地震の影響	—	1120.00	1.00	1.05	—	1176.00	—	5.700	—	6703.20
合計	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	-735.00	6703.20

3) 土圧

i) 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角

$$\phi = 30^\circ 0'$$

地表面と水平面とのなす角

$$\alpha = 0^\circ 0'$$

土圧作用面と鉛直面とのなす角

$$\theta = 0^\circ 0'$$

《地震の影響を含まない場合》

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^\circ 0'$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(10^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(10^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2}$$

$$= 0.30847$$

《地震の影響を含む場合》

$$\begin{aligned}\phi_{\text{res}} &= 30^{\circ} 0' \\ \phi_{\text{peak}} &= 45^{\circ} 0' \\ \theta &= 0^{\circ} 0' \\ \alpha &= 0^{\circ} 0'\end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

- ・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.32640$$

- ・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_{A2} = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41280$$

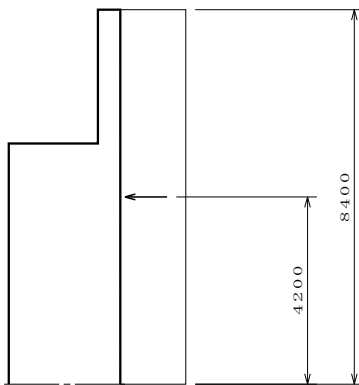
ここに、

- ϕ_{res} : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- ϕ_{peak} : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- θ : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- α : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- k_h : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度
- γ_{pEQ} : 地震の影響の荷重組合せ係数
- γ_{qEQ} : 地震の影響の荷重係数

ii) 土圧力の計算

《地震の影響を含まない場合》

- ・地表面載荷荷重による土圧



地表面載荷荷重強度

$$Q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧作用面の壁面摩擦角

$$\delta = 10^{\circ} 0'$$

奥行き方向土圧作用幅

$$L = 12.000 \text{ (m)}$$

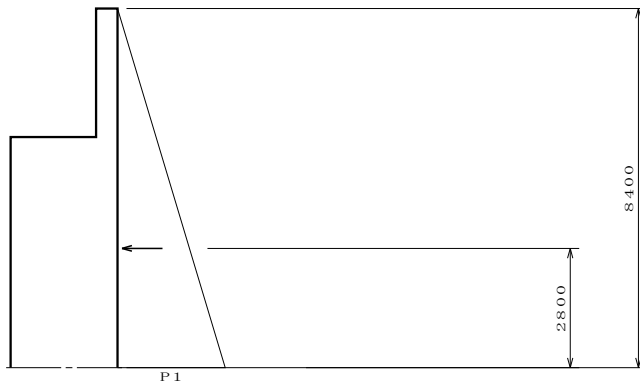
水平力

$$\begin{aligned}P_H &= Q \cdot K_{A1} \cdot H_1 \cdot \cos \delta \cdot L \\ &= 10.00 \times 0.30847 \times 8.400 \times \cos(10^{\circ} 0') \times 12.000 \\ &= 306.21 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 4.200 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量 $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 土圧作用面の壁面摩擦角 $\delta = 10^\circ 0'$
 奥行き方向土圧作用幅 $L = 12.000 \text{ (m)}$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A1} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times 8.400^2 \times \cos(10^\circ 0') \times 12.000$$

$$= 2443.55 \text{ (kN)}$$

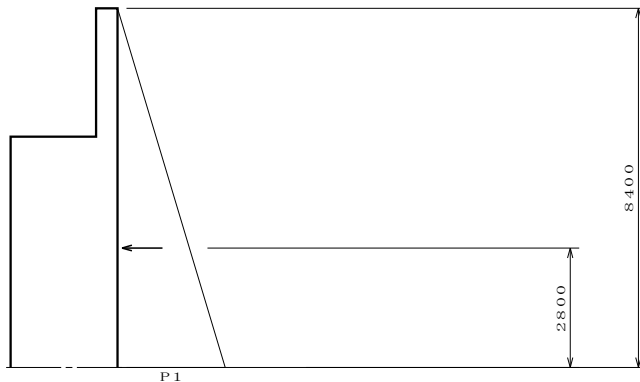
水平力作用位置

$$Y_P = 2.800 \text{ (m)}$$

《地震の影響を含む場合》

⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量 $\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 土圧作用面の壁面摩擦角 $\delta = 0^\circ 0'$
 奥行き方向土圧作用幅 $L = 12.000 \text{ (m)}$

水平力

$$P_H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times 8.400^2 \times \cos(0^\circ 0') \times 12.000$$

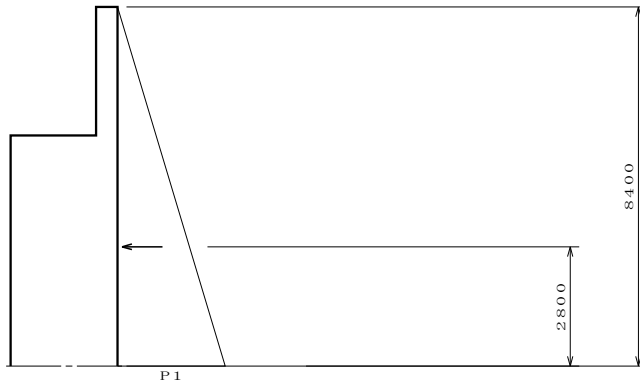
$$= 2625.51 \text{ (kN)}$$

水平力作用位置

$$Y_P = 2.800 \text{ (m)}$$

⑩ D+EQ を考慮する場合

・裏込め土砂による土圧 (水位無視)



裏込め土砂の単位体積重量

$\gamma = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

土圧作用面の壁面摩擦角

$\delta = 0^\circ 0'$

奥行き方向土圧作用幅

$L = 12.000 \text{ (m)}$

水平力

$$\begin{aligned}
 P_H &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{A2} \cdot H_1^2 \cdot \cos \delta \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times 8.400^2 \times \cos(0^\circ 0') \times 12.000 \\
 &= 3320.50 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

水平力作用位置

$Y_P = 2.800 \text{ (m)}$

7-2-3 荷重の集計

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部)

1) 荷重ケース名: D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ: 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.00	4410.00	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.00	—	306.21	—	4.200	—	1286.08
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.00	—	2443.55	—	2.800	—	6841.95
合計	—	—	—	—	8560.00	2749.76	—	—	0.00	8128.03

曲げモーメントの合計

$$\begin{aligned}
 M &= M_y + M_x \\
 &= 8128.03 + 0.00 = 8128.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

単位幅当たりの鉛直力

$V = 8560.00 / 12.000 = 713.33 \text{ (kN/m)}$

単位幅当たりの水平力

$H = 2749.76 / 12.000 = 229.15 \text{ (kN/m)}$

単位幅当たりの曲げモーメント

$M = 8128.03 / 12.000 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

2) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.00	4410.00	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.00	—	306.21	—	4.200	—	1286.08
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.00	—	2443.55	—	2.800	—	6841.95
合計	—	—	—	—	8560.00	2749.76	—	—	0.00	8128.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8128.03 + 0.00 = 8128.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8560.00 / 12.000 = 713.33 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2749.76 / 12.000 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8128.03 / 12.000 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

3) 荷重ケース名 : D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.00	4410.00	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.00	—	306.21	—	4.200	—	1286.08
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.00	—	2443.55	—	2.800	—	6841.95
合計	—	—	—	—	8560.00	2749.76	—	—	0.00	8128.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8128.03 + 0.00 = 8128.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8560.00 / 12.000 = 713.33 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2749.76 / 12.000 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8128.03 / 12.000 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4150.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.00	4410.00	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.00	—	306.21	—	4.200	—	1286.08
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.00	—	2443.55	—	2.800	—	6841.95
合計	—	—	—	—	8560.00	2749.76	—	—	0.00	8128.03

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8128.03 + 0.00 = 8128.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 8560.00 / 12.000 = 713.33 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2749.76 / 12.000 = 229.15 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8128.03 / 12.000 = 677.34 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

5) 荷重ケース名 : ①D

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.05	—	2565.73	—	2.800	—	7184.05
合計	—	—	—	—	7570.50	2565.73	—	—	0.00	7184.05

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 7184.05 + 0.00 = 7184.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7570.50 / 12.000 = 630.87 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2565.73 / 12.000 = 213.81 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 7184.05 / 12.000 = 598.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

6) 荷重ケース名：①D+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：①D (永続作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.05	—	2565.73	—	2.800	—	7184.05
合計	—	—	—	—	7570.50	2565.73	—	—	0.00	7184.05

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 7184.05 + 0.00 = 7184.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7570.50 / 12.000 = 630.87 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2565.73 / 12.000 = 213.81 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 7184.05 / 12.000 = 598.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.05	—	321.52	—	4.200	—	1350.39
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.05	—	2565.73	—	2.800	—	7184.05
合計	—	—	—	—	9258.00	2887.25	—	—	0.00	8534.43

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8534.43 + 0.00 = 8534.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9258.00 / 12.000 = 771.50 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2887.25 / 12.000 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8534.43 / 12.000 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

- 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.05	—	321.52	—	4.200	—	1350.39
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.05	—	2565.73	—	2.800	—	7184.05
合計	—	—	—	—	9258.00	2887.25	—	—	0.00	8534.43

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 8534.43 + 0.00 = 8534.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9258.00 / 12.000 = 771.50 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2887.25 / 12.000 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8534.43 / 12.000 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

- 9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
地表面載荷荷重土圧	—	306.21	1.00	1.05	—	321.52	—	4.200	—	1350.39
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.05	—	2565.73	—	2.800	—	7184.05
合計	—	—	—	—	9258.00	2887.25	—	—	0.00	8534.43

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 8534.43 + 0.00 = 8534.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9258.00 / 12.000 = 771.50 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2887.25 / 12.000 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8534.43 / 12.000 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	4627.50	0.00	—	—	—	0.00
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
地表面載荷重土圧	—	306.21	1.00	1.05	—	321.52	—	4.200	—	1350.39
裏込め土土圧	—	2443.55	1.00	1.05	—	2565.73	—	2.800	—	7184.05
合計	—	—	—	—	9258.00	2887.25	—	—	0.00	8534.43

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 8534.43 + 0.00 = 8534.43 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 9258.00 / 12.000 = 771.50 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 2887.25 / 12.000 = 240.60 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 8534.43 / 12.000 = 711.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	—	3351.60
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	882.00	1.00	1.05	—	463.05	—	3.120	—	1444.72
裏込め土土圧	—	2625.51	1.00	1.05	—	2756.78	—	2.800	—	7719.00
合計	—	—	—	—	7570.50	3807.83	—	—	0.00	12515.31

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 12515.31 + 0.00 = 12515.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7570.50 / 12.000 = 630.87 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3807.83 / 12.000 = 317.32 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 12515.31 / 12.000 = 1042.94 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	588.00	—	—	—	3351.60
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	882.00	1.00	1.05	—	463.05	—	3.120	—	1444.72
			0.50	1.00						
裏込め土土圧	—	2625.51	1.00	1.05	—	2756.78	—	2.800	—	7719.00
合計	—	—	—	—	7570.50	3807.83	—	—	0.00	12515.31

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 12515.31 + 0.00 = 12515.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7570.50 / 12.000 = 630.87 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 3807.83 / 12.000 = 317.32 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 12515.31 / 12.000 = 1042.94 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_p	γ_q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	—	6703.20
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	882.00	1.00	1.05	—	926.10	—	3.120	—	2889.43
			1.00	1.00						
裏込め土土圧	—	3320.50	1.00	1.05	—	3486.52	—	2.800	—	9762.26
合計	—	—	—	—	7570.50	5588.62	—	—	0.00	19354.90

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x \\ = 19354.90 + 0.00 = 19354.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7570.50 / 12.000 = 630.87 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 5588.62 / 12.000 = 465.72 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 19354.90 / 12.000 = 1612.91 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ (変動作用支配状況)

項目	特性値 (kN)		γ_D	γ_Q	作用力 (kN)		作用位置 (m)		曲げモーメント (kN)	
	鉛直力	水平力			鉛直力	水平力	X	Y	M_x	M_y
上部工反力	—	—	—	—	2940.00	1176.00	—	—	—	6703.20
躯体自重	4410.00	—	1.00	1.05	4630.50	—	—	—	—	—
躯体慣性力	—	882.00	1.00	1.05	—	926.10	—	3.120	—	2889.43
	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
裏込め土土圧	—	3320.50	1.00	1.05	—	3486.52	—	2.800	—	9762.26
合計	—	—	—	—	7570.50	5588.62	—	—	0.00	19354.90

曲げモーメントの合計

$$M = M_y + M_x$$

$$= 19354.90 + 0.00 = 19354.90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

単位幅当たりの鉛直力

$$V = 7570.50 / 12.000 = 630.87 \text{ (kN/m)}$$

単位幅当たりの水平力

$$H = 5588.62 / 12.000 = 465.72 \text{ (kN/m)}$$

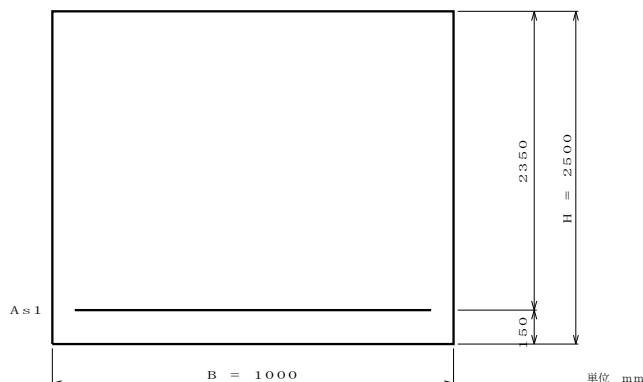
単位幅当たりの曲げモーメント

$$M = 19354.90 / 12.000 = 1612.91 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

7-3 耐久性能の照査

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部から L = 0.000 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
背面	1	150	D29ctc250	2569.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D19ctc500	1.000	286.5

2) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する照査

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
D+L(載荷荷重あり)	677.34	713.33	1.22	8.00	16.28	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	677.34	713.33	1.22	8.00	16.28	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	677.34	713.33	1.22	8.00	16.28	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	677.34	713.33	1.22	8.00	16.28	160.00	OK

3) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

 σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²) S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計 (N/m) であり、0を下回るときには0とする S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N/m) S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (N/m) d : 部材断面の有効高 (= 2350.0 mm) A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 286.5 mm²) a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm) θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

荷重ケース	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
D+L(載荷荷重あり)	229.15	306.42	0.00	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	229.15	306.42	0.00	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	229.15	306.42	0.00	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	229.15	306.42	0.00	0.00	160.00	OK

3-1) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 0.20060 \times 1000.0 \times 2350.0 \times 0.001 = 306.42 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_{cd} \leq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 1000.0 \times 2350.0 \times 0.001 / 1.3 = 1410.00 \text{ (kN/m)}$
の範囲とする。

ここに、

S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

k : 補正係数で1.3とする

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

3-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.798 \times 0.719 \times 1.00 \times 1.00 = 0.20060 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)

c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

3-3) 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	有効高 d に関する 補正係数 c_e
2350.0	0.798

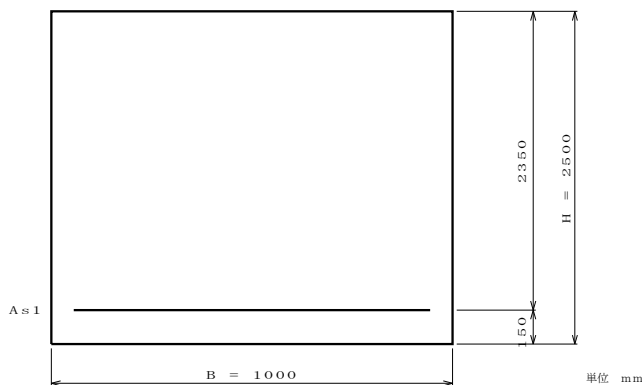
3-4) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張 主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 c_{pt}
2569.6	2350.0	0.109	0.719

7-4 耐荷性能の照査

(1) 断面(1) (位置: たて壁基部から L = 0.000 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
背面	1	150	D29ctc250	2569.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D19ctc500	1.000	286.5

2) 最小鉄筋量の計算

2-1) 背面配筋に対して)

・ $1.7M_d \leq M_c$ の判別 (⑩D+EQにて照査)

$$1.7M_d = 1.7 \times 1612.908 \times 10^6 \\ = 2741.944 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 1.0417 \times 10^9 \times \left(1.9137 + \frac{630875}{2500000} \right)$$

$$= 2256.278 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 M_c : ひびわれ曲げモーメント (N・mm) Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³) σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.23 \times 24.00^{2/3}$$

$$= 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) N_d : 軸方向力 (N) A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)1. $1.7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・ $M_u = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 2256.278 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_u = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(N/mm ²)
ϵ_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(=0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮応力度の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張応力度の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(=2500.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_c = M_u$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$x = 77.96 \quad (\text{mm})$$

$$A_s = 1859.2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$A_s' = 0.0 \quad (\text{mm}^2)$$

・軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の 0.8%以上となる鉄筋量の計算 (②D+L(載荷荷重あり)にて照査)

$$A' = \frac{N}{(0.008 \cdot \sigma_{sa} + \sigma_{ca})} = \frac{771500}{(0.008 \times 200.0 + 6.50)} = 95246.9 \quad (\text{mm}^2)$$

$$A_s = 0.008 \cdot A' = 0.008 \times 95246.9 = 762.0 \quad (\text{mm}^2)$$

ここに、

A_s	: 軸方向鉄筋量	(mm ²)
A'	: 計算上必要なコンクリート断面積	(mm ²)
N	: 軸方向圧縮力	(N)
σ_{sa}	: 鉄筋の圧縮応力度の制限値	(N/mm ²)
σ_{ca}	: コンクリートの軸圧縮応力度の制限値	(N/mm ²)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

3) 最大鉄筋量の計算

ぜい性的な破壊を避けるため終局モーメント(M_u)が降伏モーメント(M_y)より大きくなるよう配筋する。

$$x_y = 421.28 \quad (\text{mm})$$

$$M_y = 2655.204 \times 10^6 \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

$$x_u = 91.88 \quad (\text{mm})$$

$$M_u = 2813.897 \times 10^6 \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

ここに、

$$x \quad : \quad \text{部材圧縮縁から中立軸までの距離} \quad (\text{mm})$$

4) 軸方向鉄筋

断面積の6%となる鉄筋量

$$A_{sb1} = b \cdot h \cdot 0.06 = 1000 \times 2500 \times 0.06 = 150000.0 \quad (\text{mm}^2)$$

ここに、

$$b \quad : \quad \text{部材の幅} \quad (\text{mm})$$

$$h \quad : \quad \text{部材の高さ} \quad (\text{mm})$$

5) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

5-1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

$M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値(kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

荷重ケース	作用力		制限値					判定
	モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D	598.67	630.87	0.90	0.85	2655.20	2781.73	2031.23	OK
①D+U	598.67	630.87	0.90	0.85	2655.20	2781.73	2031.23	OK
②D+L(載荷荷重あり)	711.20	771.50	0.90	0.85	2800.66	2940.02	2142.51	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	711.20	771.50	0.90	0.85	2800.66	2940.02	2142.51	OK
②D+L(載荷荷重なし)	711.20	771.50	0.90	0.85	2800.66	2940.02	2142.51	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	711.20	771.50	0.90	0.85	2800.66	2940.02	2142.51	OK
⑨D+TH+EQ	1042.94	630.87	0.90	0.85	2655.20	2781.73	2031.23	OK
⑨D+TH+EQ+U	1042.94	630.87	0.90	0.85	2655.20	2781.73	2031.23	OK
⑩D+EQ	1612.91	630.87	0.90	1.00	2655.20	2781.73	2389.68	OK
⑩D+EQ+U	1612.91	630.87	0.90	1.00	2655.20	2781.73	2389.68	OK

5-2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

荷重ケース	作用力		制限値					判定
	モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D	598.67	630.87	0.90	0.90	0.80	2813.90	1823.41	OK
①D+U	598.67	630.87	0.90	0.90	0.80	2813.90	1823.41	OK
②D+L(載荷荷重あり)	711.20	771.50	0.90	0.90	0.80	2978.43	1930.02	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	711.20	771.50	0.90	0.90	0.80	2978.43	1930.02	OK
②D+L(載荷荷重なし)	711.20	771.50	0.90	0.90	0.80	2978.43	1930.02	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	711.20	771.50	0.90	0.90	0.80	2978.43	1930.02	OK
⑨D+TH+EQ	1042.94	630.87	0.90	0.90	0.80	2813.90	1823.41	OK
⑨D+TH+EQ+U	1042.94	630.87	0.90	0.90	0.80	2813.90	1823.41	OK
⑩D+EQ	1612.91	630.87	0.90	0.90	1.00	2813.90	2279.26	OK
⑩D+EQ+U	1612.91	630.87	0.90	0.90	1.00	2813.90	2279.26	OK

6) せん断力に対する照査

6-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	作用せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D	213.81	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
①D+U	213.81	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
②D+L(載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
②D+L(載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
⑨D+TH+EQ	317.32	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
⑨D+TH+EQ+U	317.32	0.90	0.85	0.65	612.85	0.65	525.15	565.87	OK
⑩D+EQ	465.72	0.90	0.85	0.95	612.85	0.95	525.15	827.04	OK
⑩D+EQ+U	465.72	0.90	0.85	0.95	612.85	0.95	525.15	827.04	OK

6-1-1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.20060 \times 1000.0 \times 2350.0 \times 0.001 = 612.85 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 2350.0 \times 0.001 = 2820.00 \text{ (kN/m)}$
の範囲とする。

ここに、

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (= 1.20 N/mm²)

6-1-2) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 0.798 \times 0.719 \times 1.00 \times 1.00 = 0.20060 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)

c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

6-1-3) 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	有効高 d に関する 補正係数 c_e
2350.0	0.798

6-1-4) 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数

引張 主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 _{pt} (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 c _{pt}
2569.6	2350.0	0.109	0.719

6-1-5) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\sum \frac{286.5 \times 345.0 \times 2350.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 500.0} \right) \times 0.001$$

$$= 525.15 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

- S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)
c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数
k : 補正係数で1.3とする
A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)
d : 部材断面の有効高 (mm)
a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

6-2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

- S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
ξ₁ : 調査・解析係数
ξ₂・Φ_{ucw} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		ξ ₁	ξ ₂ ・Φ _{ucw}	S _{ucw} (kN/m)	S _{ucd} (kN/m)	
①D	213.81	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
①D+U	213.81	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
②D+L(載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	240.60	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
②D+L(載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	240.60	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
⑨D+TH+EQ	317.32	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	317.32	0.90	0.70	7520.00	4737.60	OK
⑩D+EQ	465.72	0.90	1.00	7520.00	6768.00	OK
⑩D+EQ+U	465.72	0.90	1.00	7520.00	6768.00	OK

6-2-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 2350.0 \times 0.001 = 7520.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

- S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)
τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)
b_w : 部材断面の幅 (mm)
d : 部材断面の有効高 (mm)

6-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

- τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)
 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
 d : 部材断面の有効高 (= 2350.0 mm)

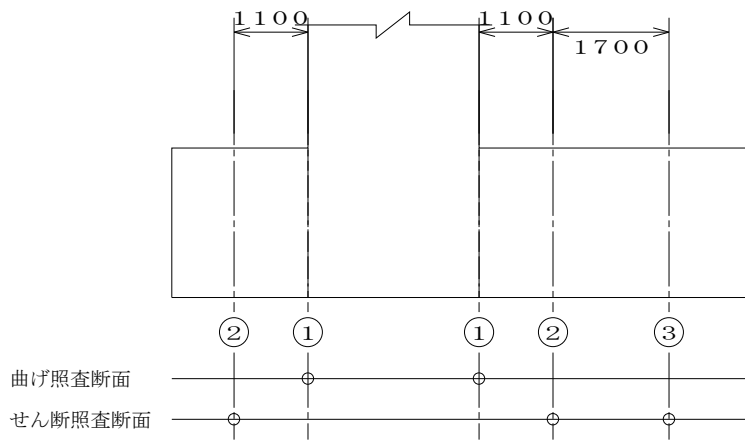
荷重ケース	作用の区分	作用 せん断力 (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
①D	永続作用支配状況	213.81	0.091	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	213.81	0.091	1.70	OK
②D+L(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	240.60	0.102	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	変動作用支配状況	240.60	0.102	2.60	OK
②D+L(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	240.60	0.102	2.60	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	変動作用支配状況	240.60	0.102	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	317.32	0.135	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	317.32	0.135	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	465.72	0.198	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	465.72	0.198	2.60	OK

8 フーチングの断面計算

8-1 設計条件

8-1-1 照査位置と照査項目

(1) 橋軸方向



8-2 前フーチング

8-2-1 断面力一覧

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 曲げモーメント

荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)		作用方向
				有効幅考慮	全幅	
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-476.78	-476.78	下側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-479.08	-479.08	下側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-476.36	-476.36	下側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-478.67	-478.67	下側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-435.66	-435.66	下側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-438.08	-438.08	下側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-508.54	-508.54	下側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-510.96	-510.96	下側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-508.10	-508.10	下側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-510.52	-510.52	下側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-644.78	-644.78	下側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	-638.75	-638.75	下側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-855.17	-855.17	下側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	-849.13	-849.13	下側引張

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 曲げモーメント

荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		21.83	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		13.10	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		21.83	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		13.10	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	22.92	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	13.75	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	22.92	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	13.75	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	22.92	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	13.75	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	22.92	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	13.75	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	22.92	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	13.75	上側引張

2) せん断力

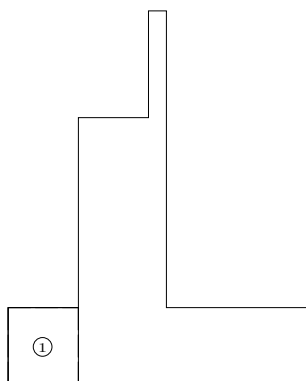
荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	せん断力 S(kN/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		48.51	下側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		29.11	下側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		48.51	下側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		29.11	下側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	50.94	下側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	30.56	下側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	50.94	下側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	30.56	下側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	50.94	下側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	30.56	下側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	50.94	下側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	30.56	下側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	50.94	下側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	30.56	下側引張

8-2-2 断面力算出

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置: フーチング根元位置)

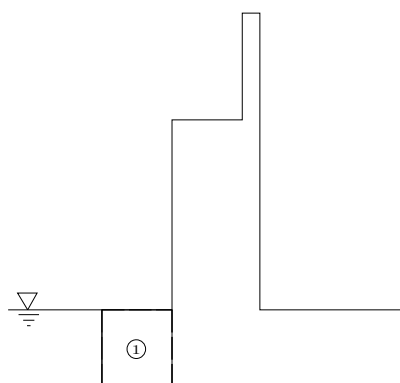
《自重》



・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.000 \times 2.200 \times 12.000 \times 24.5$	1293.60	1.000	1293.60
	合 計	1293.60		1293.60

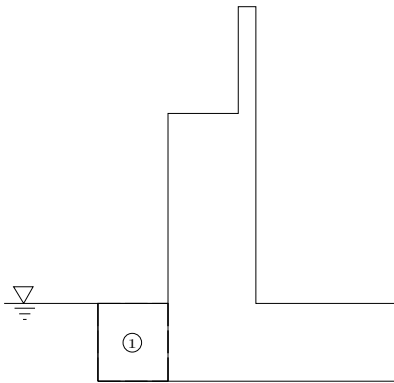
《浮力(通常時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.000 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	517.44	1.000	517.44
	合 計	517.44		517.44

《浮力(洪水時水位)》



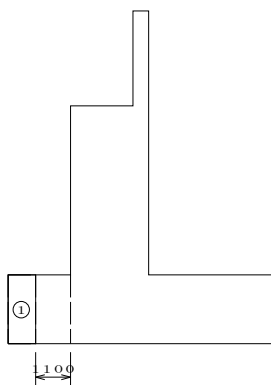
・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.000 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	517.44	1.000	517.44
	合 計	517.44		517.44

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

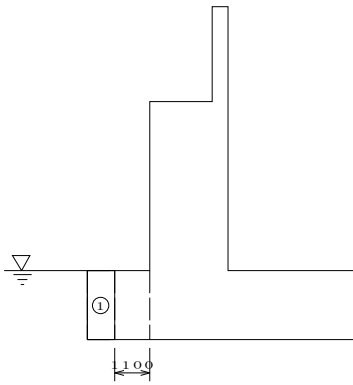
《自重》



・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$0.900 \times 2.200 \times 12.000 \times 24.5$	582.12	0.450	261.95
	合 計	582.12		261.95

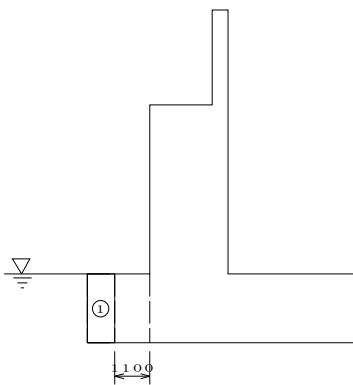
《浮力(通常時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.900 × 2.200 × 12.000 × 9.8	232.85	0.450	104.78
	合 計	232.85		104.78

《浮力(洪水時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	0.900 × 2.200 × 12.000 × 9.8	232.85	0.450	104.78
	合 計	232.85		104.78

8-2-3 荷重の集計

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_D	γ_Q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.00	1293.60	1.000	1293.60
杭反力(Pn1)	-8768.65	————	————	-8768.65	0.800	-7014.92
合計	————	————	————	-7475.05	————	-5721.32

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -5721.32/12.000 \\ &= -476.78 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -5721.32/12.000 \\ &= -476.78 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_D	γ_Q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.00	1293.60	1.000	1293.60
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.00	-517.44	1.000	-517.44
杭反力(Pn1)	-8156.41	————	————	-8156.41	0.800	-6525.13
合計	————	————	————	-7380.25	————	-5748.97

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -5748.97/12.000 \\ &= -479.08 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -5748.97/12.000 \\ &= -479.08 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

3) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_D	γ_Q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.00	1293.60	1.000	1293.60
杭反力(Pn1)	-8762.42	————	————	-8762.42	0.800	-7009.93
合計	————	————	————	-7468.82	————	-5716.33

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -5716.33/12.000 \\ &= -476.36 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -5716.33/12.000 \\ &= -476.36 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.00	1293.60	1.000	1293.60
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.00	-517.44	1.000	-517.44
杭反力(Pn1)	-8150.18	————	————	-8150.18	0.800	-6520.14
合計	————	————	————	-7374.02	————	-5743.98

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -5743.98/12.000 \\ &= -478.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -5743.98/12.000 \\ &= -478.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

5) 荷重ケース名 : ①D

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
杭反力(Pn1)	-8232.74	————	————	-8232.74	0.800	-6586.19
合計	————	————	————	-6874.46	————	-5227.91

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -5227.91/12.000 \\ &= -435.66 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -5227.91/12.000 \\ &= -435.66 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

6) 荷重ケース名 : ①D+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.05	-543.31	1.000	-543.31
杭反力(Pn1)	-7589.89	————	————	-7589.89	0.800	-6071.91
合計	————	————	————	-6774.93	————	-5256.95

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -5256.95/12.000 \\ &= -438.08 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -5256.95/12.000 \\ &= -438.08 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

7) 荷重ケース名 : ②D+L(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
杭反力(Pn1)	-9325.91	————	————	-9325.91	0.800	-7460.73
合計	————	————	————	-7967.63	————	-6102.45

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= -6102.45/12.000 \\ &= -508.54 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= -6102.45/12.000 \\ &= -508.54 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.05	-543.31	1.000	-543.31
杭反力(PnL)	-8683.06	————	————	-8683.06	0.800	-6946.45
合計	————	————	————	-7868.10	————	-6131.48

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -6131.48/12.000 \\ &= -510.96 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -6131.48/12.000 \\ &= -510.96 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
杭反力(PnL)	-9319.37	————	————	-9319.37	0.800	-7455.49
合計	————	————	————	-7961.08	————	-6097.21

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -6097.21/12.000 \\ &= -508.10 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -6097.21/12.000 \\ &= -508.10 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.05	-543.31	1.000	-543.31
杭反力(PnL)	-8676.52	————	————	-8676.52	0.800	-6941.22
合計	————	————	————	-7861.55	————	-6126.25

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -6126.25/12.000 \\ &= -510.52 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -6126.25/12.000 \\ &= -510.52 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
杭反力(PnL)	-11369.62	————	————	-11369.62	0.800	-9095.69
合計	————	————	————	-10011.34	————	-7737.41

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -7737.41/12.000 \\ &= -644.78 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -7737.41/12.000 \\ &= -644.78 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

12) 荷重ケース名 : ㊸D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.05	-543.31	1.000	-543.31
杭反力(Pn1)	-10599.93	————	————	-10599.93	0.800	-8479.94
合計	————	————	————	-9784.96	————	-7664.97

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -7664.97/12.000 \\ &= -638.75 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -7664.97/12.000 \\ &= -638.75 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

13) 荷重ケース名 : ㊸D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
杭反力(Pn1)	-14525.33	————	————	-14525.33	0.800	-11620.27
合計	————	————	————	-13167.05	————	-10261.99

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -10261.99/12.000 \\ &= -855.17 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -10261.99/12.000 \\ &= -855.17 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

14) 荷重ケース名 : ㊸D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1293.60	1.00	1.05	1358.28	1.000	1358.28
フーチング浮力	-517.44	1.00	1.05	-543.31	1.000	-543.31
杭反力(Pn1)	-13755.64	————	————	-13755.64	0.800	-11004.51
合計	————	————	————	-12940.68	————	-10189.55

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= -10189.55/12.000 \\ &= -849.13 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= -10189.55/12.000 \\ &= -849.13 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.00	582.12	0.450	261.95
合計	———	———	———	582.12	———	261.95

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 261.95/12.000 = 21.83 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 582.12/12.000 = 48.51 \text{ (kN/m)}$$

2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.00	582.12	0.450	261.95
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.00	-232.85	0.450	-104.78
合計	———	———	———	349.27	———	157.17

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 157.17/12.000 = 13.10 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 349.27/12.000 = 29.11 \text{ (kN/m)}$$

3) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.00	582.12	0.450	261.95
合計	———	———	———	582.12	———	261.95

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 261.95/12.000 = 21.83 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 582.12/12.000 = 48.51 \text{ (kN/m)}$$

4) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.00	582.12	0.450	261.95
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.00	-232.85	0.450	-104.78
合計	———	———	———	349.27	———	157.17

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 157.17/12.000 = 13.10 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 349.27/12.000 = 29.11 \text{ (kN/m)}$$

- 5) 荷重ケース名：①D
照査対象：耐荷性能
作用の組合せ：①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
合計	—	—	—	611.23	—	275.05

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 275.05/12.000 = 22.92 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 611.23/12.000 = 50.94 \text{ (kN/m)}$$

- 6) 荷重ケース名：①D+U
照査対象：耐荷性能
作用の組合せ：①D

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.05	-244.49	0.450	-110.02
合計	—	—	—	366.74	—	165.03

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 165.03/12.000 = 13.75 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 366.74/12.000 = 30.56 \text{ (kN/m)}$$

- 7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)
照査対象：耐荷性能
作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
合計	—	—	—	611.23	—	275.05

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 275.05/12.000 = 22.92 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 611.23/12.000 = 50.94 \text{ (kN/m)}$$

- 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)
照査対象：耐荷性能
作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.05	-244.49	0.450	-110.02
合計	—	—	—	366.74	—	165.03

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 165.03/12.000 = 13.75 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 366.74/12.000 = 30.56 \text{ (kN/m)}$$

9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
合計	—	—	—	611.23	—	275.05

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 275.05/12.000 = 22.92 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 611.23/12.000 = 50.94 \text{ (kN/m)}$$

10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.05	-244.49	0.450	-110.02
合計	—	—	—	366.74	—	165.03

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 165.03/12.000 = 13.75 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 366.74/12.000 = 30.56 \text{ (kN/m)}$$

11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
合計	—	—	—	611.23	—	275.05

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 275.05/12.000 = 22.92 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 611.23/12.000 = 50.94 \text{ (kN/m)}$$

12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.05	-244.49	0.450	-110.02
合計	—	—	—	366.74	—	165.03

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 165.03/12.000 = 13.75 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 366.74/12.000 = 30.56 \text{ (kN/m)}$$

- 13) 荷重ケース名：⑩D+EQ
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
合計	—	—	—	611.23	—	275.05

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 275.05/12.000 = 22.92 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 611.23/12.000 = 50.94 \text{ (kN/m)}$$

- 14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	せん断力 (特性値) S (kN)	γ_p	γ_q	せん断力 (作用力) S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	582.12	1.00	1.05	611.23	0.450	275.05
フーチング浮力	-232.85	1.00	1.05	-244.49	0.450	-110.02
合計	—	—	—	366.74	—	165.03

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 165.03/12.000 = 13.75 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

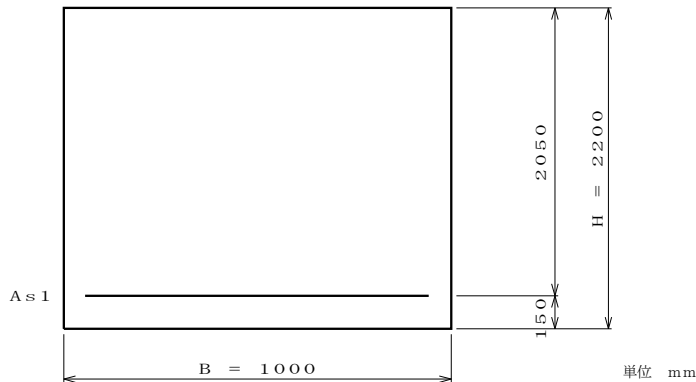
$$S = 366.74/12.000 = 30.56 \text{ (kN/m)}$$

8-2-4 耐久性能の照査

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

・せん断補強鉄筋

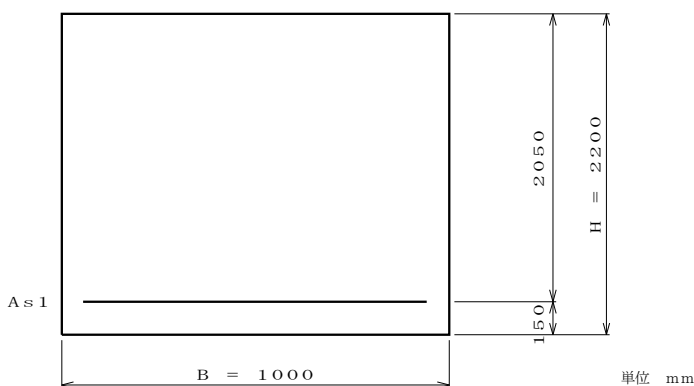
配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
—	0.000	0.0

2) 曲げ応力度の計算(単鉄筋計算)

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	作用方向	M (kN・m/m)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-476.78	1.516	8.00	121.130	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-479.08	1.523	8.00	121.715	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-476.36	1.514	8.00	121.024	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-478.67	1.522	8.00	121.610	160.00	OK

(2) 断面(2) <せん断力着目>
 (位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力に対する照査

2-1) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)} \cdot 1000$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)

c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計であり、0を下回るときには0とする

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)
 ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

d : 部材断面の有効高 (mm)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm²)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパンを用いる。

荷重ケース	作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高 d (mm)	σ_s (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	48.51	1754.59	0.00	0.149	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	29.11	1754.59	0.00	0.152	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	48.51	1754.59	0.00	0.149	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	29.11	1754.59	0.00	0.152	2050.0	0.00	160.00	OK

2-2) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

有効高(上側引張時) $d = 2.200$ (m)

有効高(下側引張時) $d = 2.050$ (m)

2-3) せん断スパン a

荷重ケース	作用方向	L (m)	L' (m)	a (m)
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	—	—	0.765
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	—	—	0.779
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	—	—	0.765
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	—	—	0.779

2-4) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数(c_{dc})

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 c_{dc}
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.765	2.050	5.125	行う	6.400
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	6.400
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.765	2.050	5.125	行う	6.400
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	6.400

2-5) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数(c_{ds})

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

- a : せん断スパン (m)
d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 c_{ds}
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.765	2.050	5.125	行う	0.149
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	0.152
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.765	2.050	5.125	行う	0.149
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	0.152

2-6) 部材断面の有効高 d に関する補正係数(c_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 c_e
上側引張時	2.200	1.000
下側引張時	2.050	0.842

2-7) 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

	引張 主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c_{pt}
上側引張時	0.0	2200.0	0.000	1.000
下側引張時	2026.8	2050.0	0.099	0.698

2-8) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)
 c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数
 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	τ_c (N/mm^2)	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r (N/mm^2)
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677

2-9) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

- S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)
 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm)

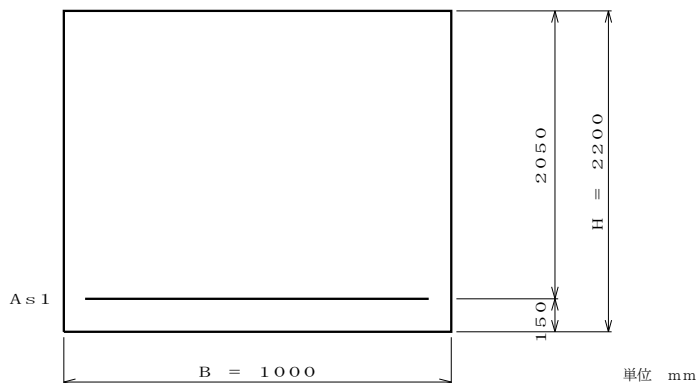
荷重ケース	作用方向	Φ_{uc}	τ_r (N/mm ²)	有効高 d(mm)	S_{cd} (kN/m) 計算値
D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.65	1.31677	2050.0	1754.59
D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.65	1.31677	2050.0	1754.59
D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.65	1.31677	2050.0	1754.59
D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.65	1.31677	2050.0	1754.59

8-2-5 耐荷性能の照査

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
—	0.000	0.0

2) 最小鉄筋量の計算

2-1) 下面配筋に対して

・1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 855.166 \times 10^6 \\ = 1453.782 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 8.0667 \times 10^8 \times \left(1.9137 + \frac{0}{2200000} \right)$$

$$= 1543.700 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³) σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) N_d : 軸方向力 (N) A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)1. $7M_d \leq M_c$ となるため、以下の規定によらなくてよい。・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 1543.700 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_u	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm ²)
ϵ_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(=2200.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

3) 最大鉄筋量の計算

3-1) 下面配筋に対して

$\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ 、 $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$x = 1373.21 \text{ (mm)}$$

$$A_{sb} = 65736.66 \text{ (mm}^2\text{)}$$

ここに、

ϵ_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ϵ_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

4-1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

$M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

$M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用力		制限値				判定	
	作用方向	M (kN・m/m)	ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)		M_{yd} (kN・m/m)
①D	下側引張	-435.66	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
①D+U	下側引張	-438.08	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-508.54	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-510.96	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-508.10	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-510.52	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
⑨D+TH+EQ	下側引張	-644.78	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	-638.75	0.90	0.85	1369.35	1414.31	1047.55	OK
⑩D+EQ	下側引張	-855.17	0.90	1.00	1369.35	1414.31	1232.41	OK
⑩D+EQ+U	下側引張	-849.13	0.90	1.00	1369.35	1414.31	1232.41	OK

4-2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

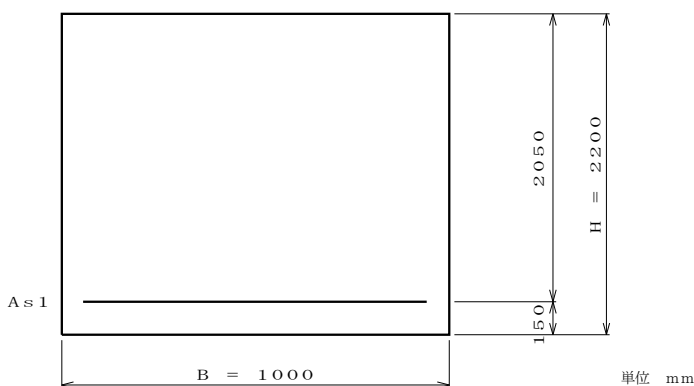
 Φ_u : 抵抗係数

 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

荷重ケース	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D	下側引張	-435.66	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
①D+U	下側引張	-438.08	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	-508.54	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	-510.96	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	-508.10	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	-510.52	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
⑨D+TH+EQ	下側引張	-644.78	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	-638.75	0.90	0.90	0.80	1421.14	920.90	OK
⑩D+EQ	下側引張	-855.17	0.90	0.90	1.00	1421.14	1151.12	OK
⑩D+EQ+U	下側引張	-849.13	0.90	0.90	1.00	1421.14	1151.12	OK

(2) 断面(2) <せん断力着目>
 (位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
下面	1	150	D25ctc250	4.000	2026.8

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力に対する照査

2-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

- S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
- Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
- S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)
- S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D	50.94	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	12.82	1751.32	OK
①D+U	30.56	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.35	1751.58	OK
②D+L(載荷荷重あり)	50.94	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.01	1751.41	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	30.56	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.47	1751.64	OK
②D+L(載荷荷重なし)	50.94	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.01	1751.41	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	30.56	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.47	1751.64	OK
⑨D+TH+EQ	50.94	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.25	1751.53	OK
⑨D+TH+EQ+U	30.56	0.90	0.85	0.65	3509.19	0.65	13.61	1751.71	OK
⑩D+EQ	50.94	0.90	0.85	0.95	3509.19	0.95	13.47	2560.09	OK
⑩D+EQ+U	30.56	0.90	0.85	0.95	3509.19	0.95	13.75	2560.29	OK

2-1-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

- 有効高(上側引張時) $d = 2.200$ (m)
- 有効高(下側引張時) $d = 2.050$ (m)

2-1-2) せん断スパンa

荷重ケース	作用方向	L (m)	L' (m)	a (m)
①D	下側引張	—	—	0.760
①D+U	下側引張	—	—	0.776
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	—	—	0.766
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	—	—	0.779
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	—	—	0.766
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	—	—	0.779
⑨D+TH+EQ	下側引張	—	—	0.773
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	—	—	0.783
⑩D+EQ	下側引張	—	—	0.779
⑩D+EQ+U	下側引張	—	—	0.787

2-1-3) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数(C_{dc})

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 C_{dc}
①D	下側引張	0.760	2.050	5.125	行う	6.400
①D+U	下側引張	0.776	2.050	5.125	行う	6.400
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.766	2.050	5.125	行う	6.400
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	6.400
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.766	2.050	5.125	行う	6.400
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	6.400
⑨D+TH+EQ	下側引張	0.773	2.050	5.125	行う	6.400
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	0.783	2.050	5.125	行う	6.400
⑩D+EQ	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	6.400
⑩D+EQ+U	下側引張	0.787	2.050	5.125	行う	6.400

2-1-4) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数(C_{ds})

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 C_{ds}
①D	下側引張	0.760	2.050	5.125	行う	0.148
①D+U	下側引張	0.776	2.050	5.125	行う	0.151
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.766	2.050	5.125	行う	0.149
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	0.152
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.766	2.050	5.125	行う	0.149
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	0.152
⑨D+TH+EQ	下側引張	0.773	2.050	5.125	行う	0.151
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	0.783	2.050	5.125	行う	0.153
⑩D+EQ	下側引張	0.779	2.050	5.125	行う	0.152
⑩D+EQ+U	下側引張	0.787	2.050	5.125	行う	0.154

2-1-5) 部材断面の有効高 dに関する補正係数(c_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 c_e
上側引張時	2.200	1.000
下側引張時	2.050	0.842

2-1-6) 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

	引張 主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c_{pt}
上側引張時	0.0	2200.0	0.000	1.000
下側引張時	2026.8	2050.0	0.099	0.698

2-1-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)
 c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数
 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	τ_c (N/mm ²)	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r (N/mm ²)
①D	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
①D+U	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
⑨D+TH+EQ	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
⑩D+EQ	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677
⑩D+EQ+U	下側引張	0.350	0.842	0.698	6.400	1.00	1.31677

2-1-8) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

- S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)
 k : 補正係数で1.3とする
 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	τ_r (N/mm ²)	d (mm)	S_c (kN/m) (計算値)
①D	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
①D+U	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
⑨D+TH+EQ	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
⑩D+EQ	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19
⑩D+EQ+U	下側引張	1.31677	2050.0	3509.19

2-1-9) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right) \cdot 0.001$$

ここに、

 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

 c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm²) σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (= 345.0 N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

 θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度※ただし、せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパン(mm)を用いる。

荷重ケース	作用方向	有効高 d(mm)	S_s (kN/m)
①D	下側引張	2050.0	12.82
①D+U	下側引張	2050.0	13.35
②D+L(載荷荷重あり)	下側引張	2050.0	13.01
②D+L+U(載荷荷重あり)	下側引張	2050.0	13.47
②D+L(載荷荷重なし)	下側引張	2050.0	13.01
②D+L+U(載荷荷重なし)	下側引張	2050.0	13.47
⑨D+TH+EQ	下側引張	2050.0	13.25
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	2050.0	13.61
⑩D+EQ	下側引張	2050.0	13.47
⑩D+EQ+U	下側引張	2050.0	13.75

2-2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

 S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m) S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m) ξ_1 : 調査・解析係数 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D	50.94	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
①D+U	30.56	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L(載荷荷重あり)	50.94	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	30.56	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L(載荷荷重なし)	50.94	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	30.56	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑨D+TH+EQ	50.94	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑨D+TH+EQ+U	30.56	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑩D+EQ	50.94	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK
⑩D+EQ+U	30.56	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK

2-2-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (= 3.20 N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	有効高 d (mm)	S_{ucw} (kN/m)
①D	下側引張	2050.0	6560.00
①D+U	下側引張	2050.0	6560.00
②D+L (載荷荷重あり)	下側引張	2050.0	6560.00
②D+L+U (載荷荷重あり)	下側引張	2050.0	6560.00
②D+L (載荷荷重なし)	下側引張	2050.0	6560.00
②D+L+U (載荷荷重なし)	下側引張	2050.0	6560.00
⑨D+TH+EQ	下側引張	2050.0	6560.00
⑨D+TH+EQ+U	下側引張	2050.0	6560.00
⑩D+EQ	下側引張	2050.0	6560.00
⑩D+EQ+U	下側引張	2050.0	6560.00

2-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_n = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_n : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用の区分	作用方向	有効高 d (mm)	せん断力 S_h (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
①D	永続作用支配状況	下側引張	2050.0	50.94	0.025	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	下側引張	2050.0	30.56	0.015	1.70	OK
②D+L (載荷荷重あり)	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	50.94	0.025	2.60	OK
②D+L+U (載荷荷重あり)	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	30.56	0.015	2.60	OK
②D+L (載荷荷重なし)	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	50.94	0.025	2.60	OK
②D+L+U (載荷荷重なし)	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	30.56	0.015	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	50.94	0.025	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	30.56	0.015	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	50.94	0.025	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	下側引張	2050.0	30.56	0.015	2.60	OK

8-3 後フーチング

8-3-1 断面力一覧

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 曲げモーメント

荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)		作用方向
				有効幅考慮	全幅	
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		486.79	486.79	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		510.95	510.95	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		480.00	480.00	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		504.16	504.16	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	485.45	485.45	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	510.82	510.82	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	496.85	496.85	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	522.22	522.22	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	489.73	489.73	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	515.10	515.10	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	1162.51	1162.51	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	1161.00	1161.00	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1916.85	1916.85	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1915.34	1915.34	上側引張

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 曲げモーメント

荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		145.50	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		174.31	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		147.90	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		176.71	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	144.44	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	174.69	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	144.10	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	174.36	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	146.63	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	176.88	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	557.20	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	571.04	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1014.64	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	1028.48	上側引張

2) せん断力

荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	せん断力 S(kN/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		178.55	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		186.34	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		175.70	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		183.49	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	178.32	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	186.50	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	182.38	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	190.56	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	179.38	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	187.57	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	422.05	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	420.54	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	690.82	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	689.31	上側引張

(3) 断面(3) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 2.800 m)

1) 曲げモーメント

荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	M(kN・m/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		217.41	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		200.84	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		210.21	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		193.64	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	215.36	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	197.96	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	228.28	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	210.88	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	220.72	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	203.32	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	193.14	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	176.84	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	200.43	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	184.13	上側引張

2) せん断力

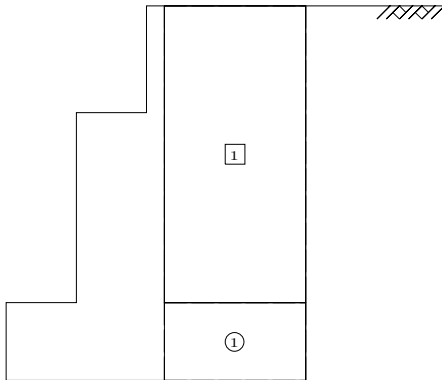
荷重ケース	照査対象	作用の組合せ	設計状況	せん断力 S(kN/m)	作用方向
D+L(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-273.65	上側引張
D+L+U(載荷荷重あり)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-227.86	上側引張
D+L(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-259.50	上側引張
D+L+U(載荷荷重なし)	耐久性能	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)		-213.71	上側引張
①D	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-271.79	上側引張
①D+U	耐荷性能	①D	永続作用支配状況	-223.71	上側引張
②D+L(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-292.43	上側引張
②D+L+U(載荷荷重あり)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-244.35	上側引張
②D+L(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-277.58	上側引張
②D+L+U(載荷荷重なし)	耐荷性能	②D+L	変動作用支配状況	-229.50	上側引張
⑨D+TH+EQ	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	0.37	上側引張
⑨D+TH+EQ+U	耐荷性能	⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	37.34	上側引張
⑩D+EQ	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	259.82	上側引張
⑩D+EQ+U	耐荷性能	⑩D+EQ	変動作用支配状況	296.79	上側引張

8-3-2 断面力算出

(1) 断面(1) < 曲げモーメント着目 >

(位置: フーチング根元位置)

《自重》



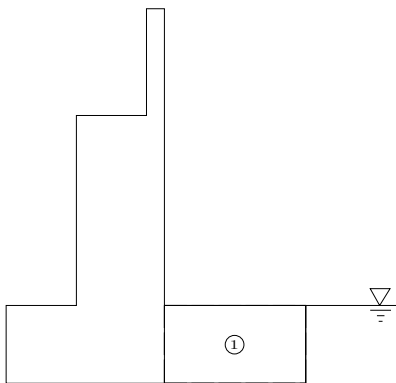
・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 2.200 \times 12.000 \times 24.5$	2587.20	2.000	5174.40
	合 計	2587.20		5174.40

・裏込め土砂自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 8.400 \times 12.000 \times 19.0$	7660.80	2.000	15321.60
	合 計	7660.80		15321.60

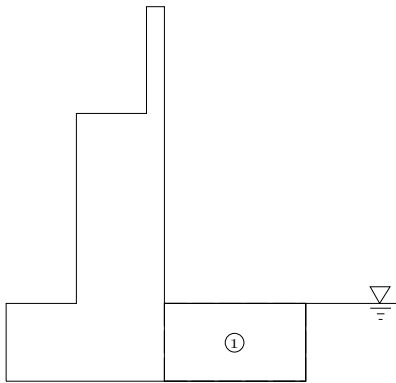
《浮力(通常時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$4.000 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	1034.88	2.000	2069.76
	合 計	1034.88		2069.76

《浮力(洪水時水位)》

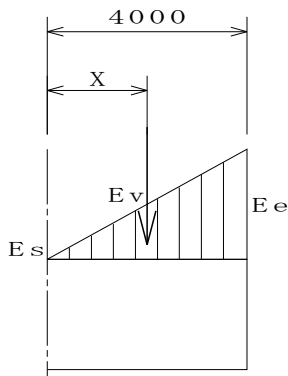


・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	4.000 × 2.200 × 12.000 × 9.8	1034.88	2.000	2069.76
	合 計	1034.88		2069.76

《土圧》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)

・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned}
 E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\
 &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\
 &= 94.50 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- 裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

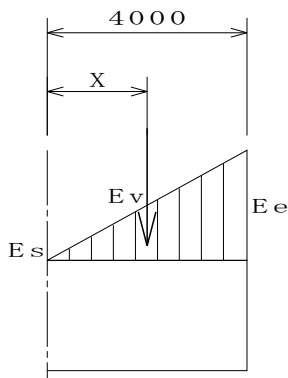
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



- 地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- 裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

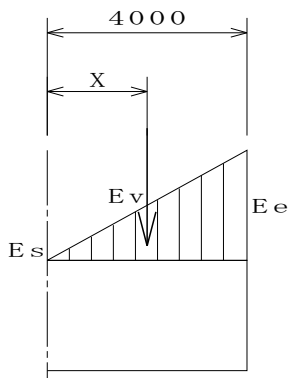
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



- 地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

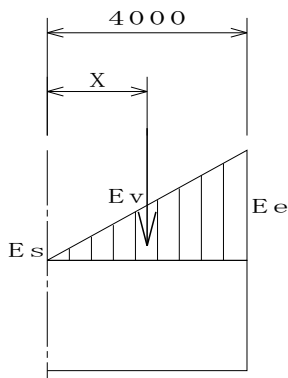
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

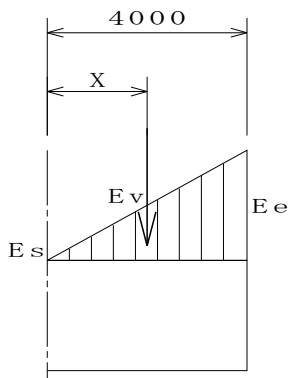
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

5) 荷重ケース名称：①D



・裏込め土砂による土圧

土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

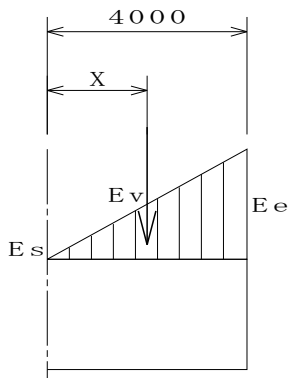
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

6) 荷重ケース名称：①D+U



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

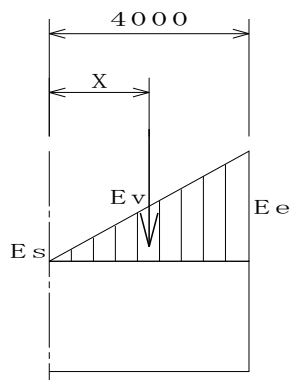
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

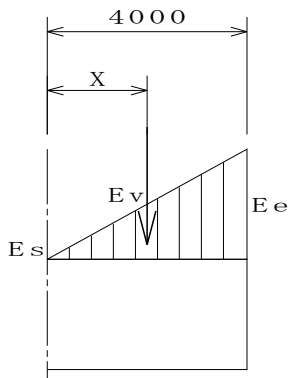
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

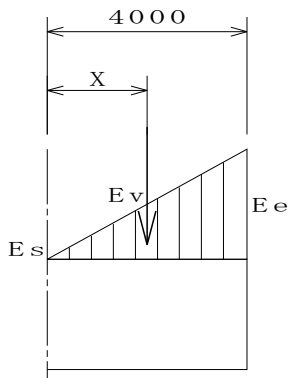
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

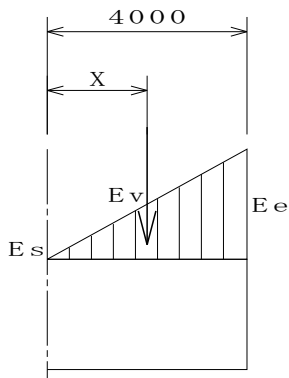
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

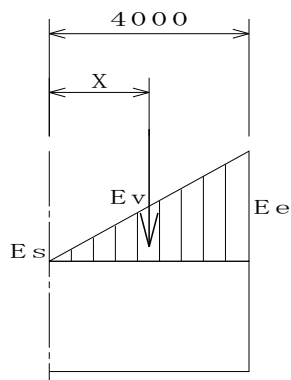
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

11) 荷重ケース名称 : ⑨D+TH+EQ



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1119.22}{4.000} \\ &= 559.61 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

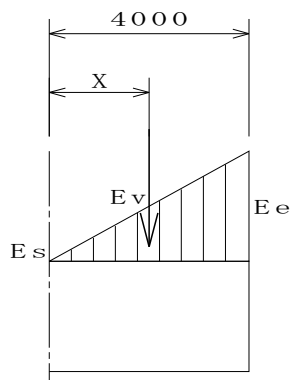
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

12) 荷重ケース名称 : ⑨D+TH+EQ+U



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1119.22}{4.000} \\ &= 559.61 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

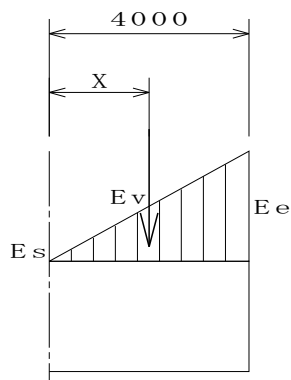
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

13) 荷重ケース名称 : ⑩D+EQ



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1376.48}{4.000} \\ &= 688.24 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

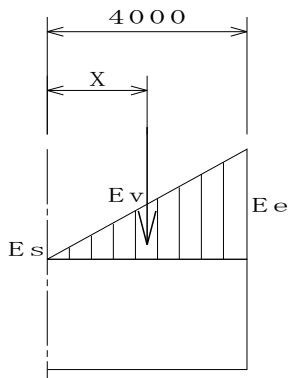
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

14) 荷重ケース名称 : ⑩D+EQ+U



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 1376.48}{4.000}$$

$$= 688.24 \text{ (kN/m)}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

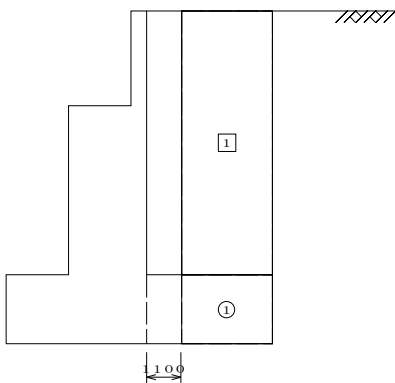
- 作用位置

$$X = 2.667 \text{ (m)}$$

(2) 断面(2) <せん断力着目>

(位置 : フーチング根元位置から $L = 1.100 \text{ m}$)

《自重》



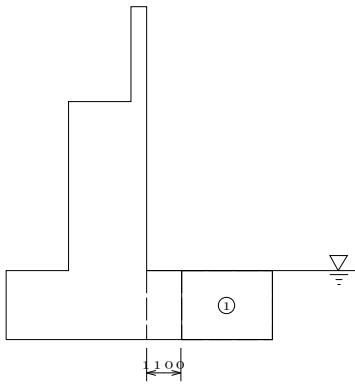
- ・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.900 \times 2.200 \times 12.000 \times 24.5$	1875.72	1.450	2719.79
	合 計	1875.72		2719.79

- ・裏込め土砂自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.900 \times 8.400 \times 12.000 \times 19.0$	5554.08	1.450	8053.42
	合 計	5554.08		8053.42

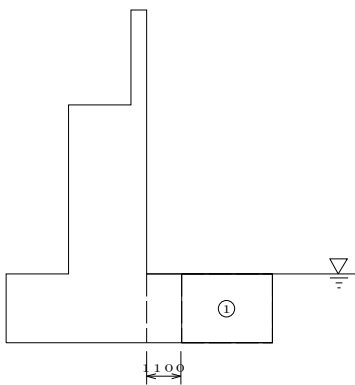
《浮力(通常時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.900 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	750.29	1.450	1087.92
	合 計	750.29		1087.92

《浮力(洪水時水位)》

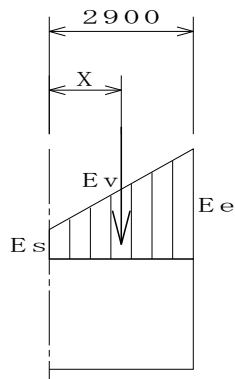


・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	$2.900 \times 2.200 \times 12.000 \times 9.8$	750.29	1.450	1087.92
	合 計	750.29		1087.92

《土圧》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 261.70 \text{ (kN/m)}$$

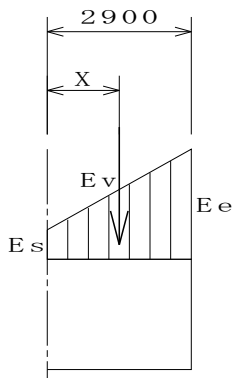
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1759.32 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 256.36 \text{ (kN/m)}$$

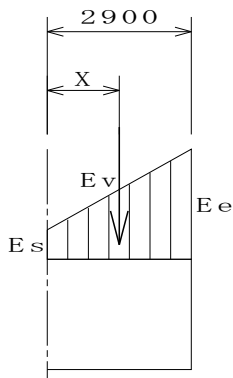
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1723.42 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 261.70 \text{ (kN/m)}$$

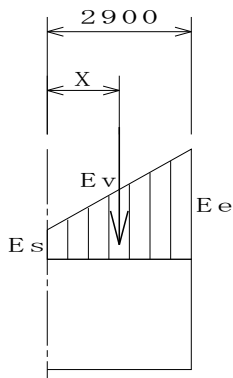
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1759.32 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 256.36 \text{ (kN/m)}$$

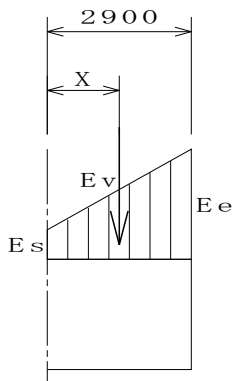
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1723.42 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

5) 荷重ケース名称：①D



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 261.70 \text{ (kN/m)}$$

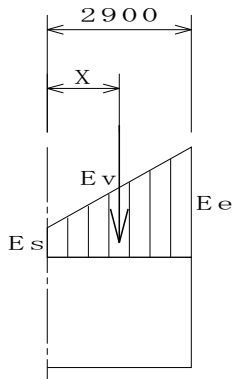
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1759.32 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

6) 荷重ケース名称：①D+U



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 256.36 \text{ (kN/m)}$$

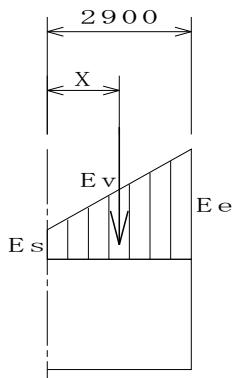
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1723.42 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 261.70 \text{ (kN/m)}$$

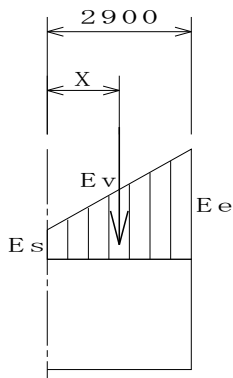
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1759.32 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 256.36 \text{ (kN/m)}$$

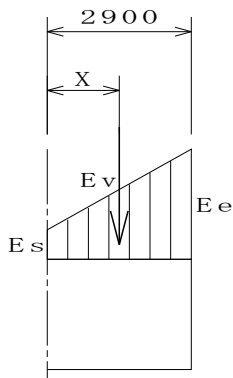
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1723.42 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 261.70 \text{ (kN/m)}$$

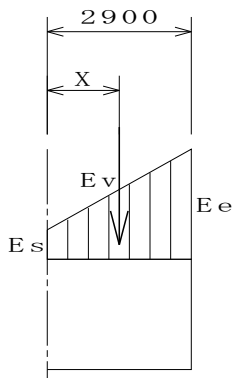
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1759.32 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 25.99 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 174.71 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 256.36 \text{ (kN/m)}$$

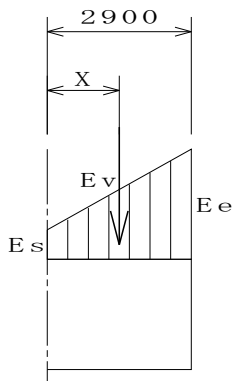
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1723.42 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

11) 荷重ケース名称 : ⑨D+TH+EQ



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1119.22}{4.000} \\ &= 559.61 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 153.89 \text{ (kN/m)}$$

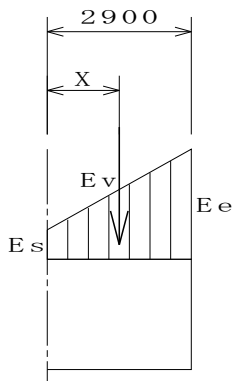
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1034.58 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

12) 荷重ケース名称 : ⑨D+TH+EQ+U



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 1119.22}{4.000}$$

$$= 559.61 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 153.89 \text{ (kN/m)}$$

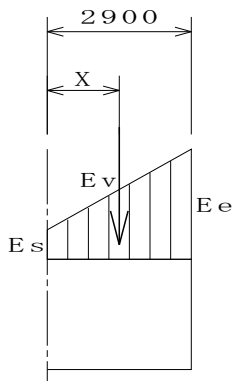
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1034.58 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

13) 荷重ケース名称 : ⑩D+EQ



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1376.48}{4.000} \\ &= 688.24 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 189.27 \text{ (kN/m)}$$

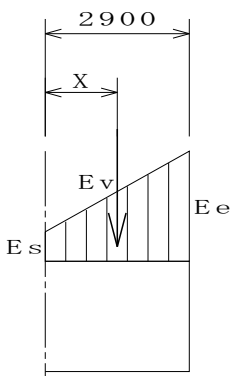
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1272.38 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 1376.48}{4.000}$$

$$= 688.24 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 189.27 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 1272.38 \text{ (kN)}$$

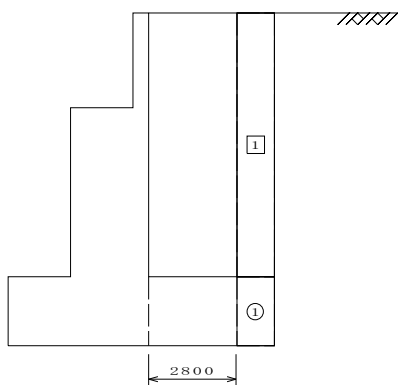
作用位置

$$X = 1.725 \text{ (m)}$$

(3) 断面(3) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 2.800 m)

《自重》



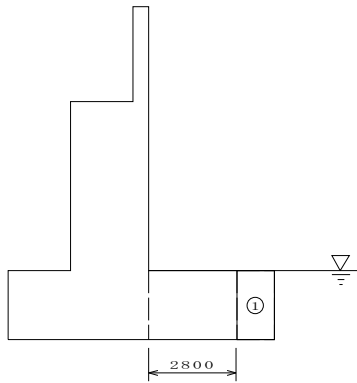
・フーチング自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 2.200 × 12.000 × 24.5	776.16	0.600	465.70
	合 計	776.16		465.70

・裏込め土砂自重

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 8.400 × 12.000 × 19.0	2298.24	0.600	1378.94
	合 計	2298.24		1378.94

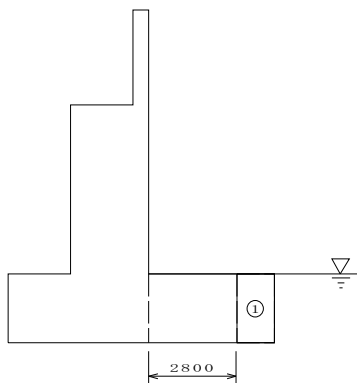
《浮力(通常時水位)》



・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 2.200 × 12.000 × 9.8	310.46	0.600	186.28
	合 計	310.46		186.28

《浮力(洪水時水位)》

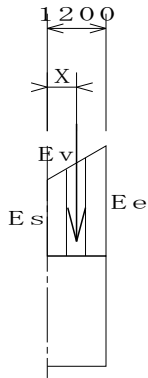


・フーチング浮力

区分	計 算 式 幅 × 高さ × 奥行き × 単位体積重量	せん断力 S (kN)	作用位置 x (m)	モーメント M (kN・m)
①	1.200 × 2.200 × 12.000 × 9.8	310.46	0.600	186.28
	合 計	310.46		186.28

《土圧》

1) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

照査断面に作用する土圧力

$$E_r = 96.39 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 666.14 \text{ (kN/m)}$$

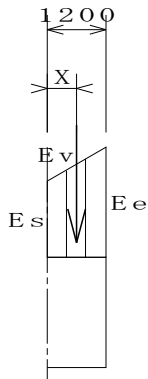
照査断面に作用する土圧力

$$E_r = 970.66 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

2) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 652.55 \text{ (kN/m)}$$

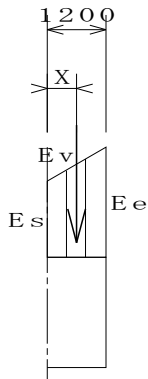
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 950.85 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

3) 荷重ケース名称 : D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 666.14 \text{ (kN/m)}$$

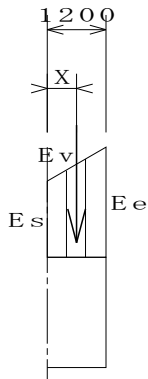
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 970.66 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

4) 荷重ケース名称 : D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 652.55 \text{ (kN/m)}$$

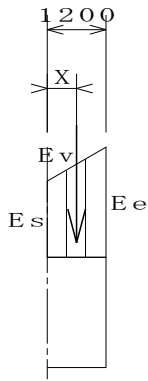
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 950.85 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

5) 荷重ケース名称：①D



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 666.14 \text{ (kN/m)}$$

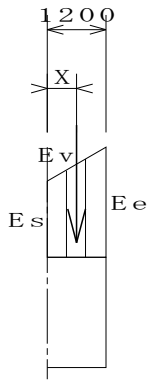
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 970.66 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

6) 荷重ケース名称：①D+U



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 652.55 \text{ (kN/m)}$$

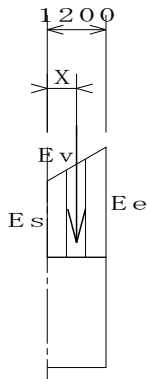
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 950.85 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

7) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 666.14 \text{ (kN/m)}$$

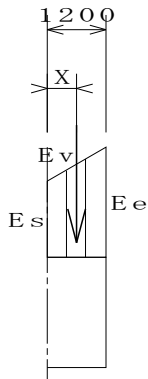
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 970.66 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

8) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重あり)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 652.55 \text{ (kN/m)}$$

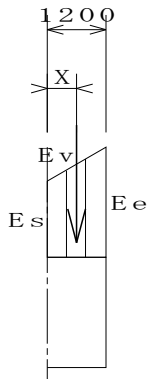
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 950.85 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

9) 荷重ケース名称：②D+L(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1903.25 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1903.25}{4.000} \\ &= 951.63 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 666.14 \text{ (kN/m)}$$

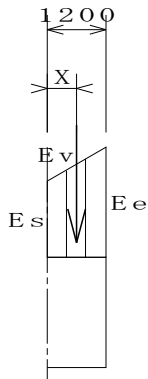
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 970.66 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

10) 荷重ケース名称：②D+L+U(載荷荷重なし)



- ・地表面載荷荷重土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 189.00 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 189.00}{4.000} \\ &= 94.50 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 66.15 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 96.39 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1864.42 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1864.42}{4.000} \\ &= 932.21 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 652.55 \text{ (kN/m)}$$

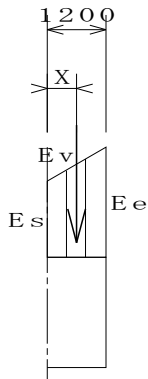
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 950.85 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

11) 荷重ケース名称：⑨D+TH+EQ



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1119.22}{4.000} \\ &= 559.61 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 391.73 \text{ (kN/m)}$$

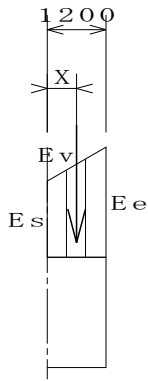
- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 570.80 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

12) 荷重ケース名称 : ⑨D+TH+EQ+U



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1119.22 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$E_e = \frac{2 \cdot P_v}{L}$$

$$= \frac{2 \times 1119.22}{4.000}$$

$$= 559.61 \text{ (kN/m)}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 391.73 \text{ (kN/m)}$$

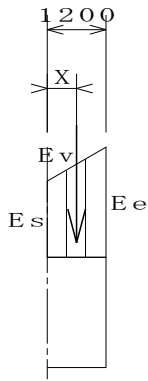
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 570.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

13) 荷重ケース名称 : ⑩D+EQ



・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1376.48}{4.000} \\ &= 688.24 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

照査位置における荷重強度

$$E_s = 481.77 \text{ (kN/m)}$$

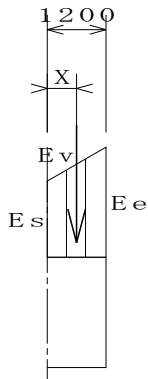
照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 702.01 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

14) 荷重ケース名称：⑩D+EQ+U



- ・裏込め土砂による土圧
土圧鉛直力

$$P_v = 1376.48 \text{ (kN)}$$

- 土圧等価分布荷重

$$\begin{aligned} E_e &= \frac{2 \cdot P_v}{L} \\ &= \frac{2 \times 1376.48}{4.000} \\ &= 688.24 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

- 照査位置における荷重強度

$$E_s = 481.77 \text{ (kN/m)}$$

- 照査断面に作用する土圧力

$$E_v = 702.01 \text{ (kN)}$$

- 作用位置

$$X = 0.635 \text{ (m)}$$

8-3-3 荷重の集計

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.00	2587.20	2.000	5174.40
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.00	7660.80	2.000	15321.60
地表面載荷荷重	480.00	1.00	1.00	480.00	2.000	960.00
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.00	189.00	2.667	504.01
裏込め土砂による土圧	1903.25	1.00	1.00	1903.25	2.667	5075.33
杭反力(Pn1)	-7569.25	—	—	-7569.25	2.800	-21193.91
合計	—	—	—	5251.00	—	5841.43

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅 $M_e = 5841.43/12.000$
= 486.79 (kN・m/m)全幅 $M_a = 5841.43/12.000$
= 486.79 (kN・m/m)

2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.00	2587.20	2.000	5174.40
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.00	-1034.88	2.000	-2069.76
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.00	7660.80	2.000	15321.60
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	480.00	1.00	1.00	480.00	2.000	960.00
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.00	189.00	2.667	504.01
裏込め土砂による土圧	1864.42	1.00	1.00	1864.42	2.667	4971.78
杭反力(Pn1)	-6689.52	—	—	-6689.52	2.800	-18730.65
合計	—	—	—	5057.02	—	6131.37

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅 $M_e = 6131.37/12.000$
= 510.95 (kN・m/m)全幅 $M_a = 6131.37/12.000$
= 510.95 (kN・m/m)

3) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.00	2587.20	2.000	5174.40
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.00	7660.80	2.000	15321.60
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.00	189.00	2.667	504.01
裏込め土砂による土圧	1903.25	1.00	1.00	1903.25	2.667	5075.33
杭反力(Pn1)	-7255.49	—	—	-7255.49	2.800	-20315.36
合計	—	—	—	5084.77	—	5759.98

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅 $M_e = 5759.98/12.000$
= 480.00 (kN・m/m)全幅 $M_a = 5759.98/12.000$
= 480.00 (kN・m/m)

4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.00	2587.20	2.000	5174.40
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.00	-1034.88	2.000	-2069.76
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.00	7660.80	2.000	15321.60
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.00	189.00	2.667	504.01
裏込め土砂による土圧	1864.42	1.00	1.00	1864.42	2.667	4971.78
杭反力(Pn1)	-6375.75	——	——	-6375.75	2.800	-17852.10
合計	——	——	——	4890.79	——	6049.92

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 6049.92/12.000 \\ &= 504.16 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 6049.92/12.000 \\ &= 504.16 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

5) 荷重ケース名 : ①D

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂による土圧	1903.25	1.00	1.05	1998.41	2.667	5329.10
杭反力(Pn1)	-7508.76	——	——	-7508.76	2.800	-21024.52
合計	——	——	——	5250.06	——	5825.39

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 5825.39/12.000 \\ &= 485.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 5825.39/12.000 \\ &= 485.45 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

6) 荷重ケース名 : ①D+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.05	-1086.62	2.000	-2173.25
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1864.42	1.00	1.05	1957.64	2.667	5220.36
杭反力(Pn1)	-6585.03	——	——	-6585.03	2.800	-18438.10
合計	——	——	——	5046.38	——	6129.82

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 6129.82/12.000 \\ &= 510.82 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 6129.82/12.000 \\ &= 510.82 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
地表面載荷荷重	480.00	1.00	1.05	504.00	2.000	1008.00
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.05	198.45	2.667	529.21
裏込め土砂による土圧	1903.25	1.00	1.05	1998.41	2.667	5329.10
杭反力(Pn1)	-8008.89	——	——	-8008.89	2.800	-22424.88
合計	——	——	——	5452.38	——	5962.23

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 5962.23/12.000 \\ &= 496.85 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 5962.23/12.000 \\ &= 496.85 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.05	-1086.62	2.000	-2173.25
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	480.00	1.00	1.05	504.00	2.000	1008.00
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.05	198.45	2.667	529.21
裏込め土砂による土圧	1864.42	1.00	1.05	1957.64	2.667	5220.36
杭反力(Pn1)	-7085.16	——	——	-7085.16	2.800	-19838.46
合計	——	——	——	5248.70	——	6266.66

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 6266.66/12.000 \\ &= 522.22 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 6266.66/12.000 \\ &= 522.22 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.05	198.45	2.667	529.21
裏込め土砂による土圧	1903.25	1.00	1.05	1998.41	2.667	5329.10
杭反力(Pn1)	-7679.43	——	——	-7679.43	2.800	-21502.40
合計	——	——	——	5277.83	——	5876.71

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } M_e &= 5876.71/12.000 \\ &= 489.73 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } M_a &= 5876.71/12.000 \\ &= 489.73 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.05	-1086.62	2.000	-2173.25
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	189.00	1.00	1.05	198.45	2.667	529.21
裏込め土砂による土圧	1864.42	1.00	1.05	1957.64	2.667	5220.36
杭反力(Pn1)	-6755.71	——	——	-6755.71	2.800	-18915.98
合計	——	——	——	5074.16	——	6181.14

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 6181.14/12.000 \\ &= 515.10 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 6181.14/12.000 \\ &= 515.10 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂による土圧	1119.22	1.00	1.05	1175.18	2.667	3133.81
杭反力(Pn1)	-3823.05	——	——	-3823.05	2.800	-10704.55
合計	——	——	——	8112.52	——	13950.06

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 13950.06/12.000 \\ &= 1162.51 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 13950.06/12.000 \\ &= 1162.51 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

12) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.05	-1086.62	2.000	-2173.25
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1119.22	1.00	1.05	1175.18	2.667	3133.81
杭反力(Pn1)	-3053.36	——	——	-3053.36	2.800	-8549.42
合計	——	——	——	7795.59	——	13931.95

単位幅あたりの曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{有効幅 } Me &= 13931.95/12.000 \\ &= 1161.00 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全幅 } Ma &= 13931.95/12.000 \\ &= 1161.00 \text{ (kN・m/m)} \end{aligned}$$

13) 荷重ケース名：⑩D+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂による土圧	1376.48	1.00	1.05	1445.31	2.667	3854.15
杭反力(Pn1)	-847.42	—	—	-847.42	2.800	-2372.78
合計	—	—	—	11358.28	—	23002.17

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅 $Me = 23002.17/12.000$
= 1916.85 (kN・m/m)全幅 $Ma = 23002.17/12.000$
= 1916.85 (kN・m/m)

14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	2587.20	1.00	1.05	2716.56	2.000	5433.12
フーチング浮力	-1034.88	1.00	1.05	-1086.62	2.000	-2173.25
裏込め土砂自重	7660.80	1.00	1.05	8043.84	2.000	16087.68
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1376.48	1.00	1.05	1445.31	2.667	3854.15
杭反力(Pn1)	-77.73	—	—	-77.73	2.800	-217.64
合計	—	—	—	11041.35	—	22984.06

単位幅あたりの曲げモーメント

有効幅 $Me = 22984.06/12.000$
= 1915.34 (kN・m/m)全幅 $Ma = 22984.06/12.000$
= 1915.34 (kN・m/m)

(2) 断面(2)〈せん断力着目〉

(位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.00	1875.72	1.450	2719.79
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.00	5554.08	1.450	8053.41
地表面載荷荷重	348.00	1.00	1.00	348.00	1.450	504.60
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.00	174.71	1.725	301.34
裏込め土砂による土圧	1759.32	1.00	1.00	1759.32	1.725	3034.53
杭反力(Pn1)	-7569.25	—	—	-7569.25	1.700	-12867.73
合計	—	—	—	2142.57	—	1745.95

単位幅あたりの曲げモーメント

 $M = 1745.95/12.000 = 145.50$ (kN・m/m)

単位幅あたりのせん断力

 $S = 2142.57/12.000 = 178.55$ (kN/m)

2) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.00	1875.72	1.450	2719.79
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.00	-750.29	1.450	-1087.92
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.00	5554.08	1.450	8053.41
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	348.00	1.00	1.00	348.00	1.450	504.60
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.00	174.71	1.725	301.34
裏込め土砂による土圧	1723.42	1.00	1.00	1723.42	1.725	2972.62
杭反力(Pn1)	-6689.52	—	—	-6689.52	1.700	-11372.18
合計	—	—	—	2236.12	—	2091.67

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2091.67/12.000 = 174.31 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2236.12/12.000 = 186.34 \text{ (kN/m)}$$

3) 荷重ケース名 : D+L(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.00	1875.72	1.450	2719.79
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.00	5554.08	1.450	8053.41
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.00	174.71	1.725	301.34
裏込め土砂による土圧	1759.32	1.00	1.00	1759.32	1.725	3034.53
杭反力(Pn1)	-7255.49	—	—	-7255.49	1.700	-12334.33
合計	—	—	—	2108.34	—	1774.76

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 1774.76/12.000 = 147.90 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2108.34/12.000 = 175.70 \text{ (kN/m)}$$

4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象 : 耐久性能

作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.00	1875.72	1.450	2719.79
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.00	-750.29	1.450	-1087.92
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.00	5554.08	1.450	8053.41
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.00	174.71	1.725	301.34
裏込め土砂による土圧	1723.42	1.00	1.00	1723.42	1.725	2972.62
杭反力(Pn1)	-6375.75	—	—	-6375.75	1.700	-10838.78
合計	—	—	—	2201.89	—	2120.47

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2120.47/12.000 = 176.71 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2201.89/12.000 = 183.49 \text{ (kN/m)}$$

- 5) 荷重ケース名：①D
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂による土圧	1759.32	1.00	1.05	1847.28	1.725	3186.26
杭反力(Pn1)	-7508.76	—	—	-7508.76	1.700	-12764.89
合計	—	—	—	2139.82	—	1733.24

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 1733.24/12.000 = 144.44 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2139.82/12.000 = 178.32 \text{ (kN/m)}$$

- 6) 荷重ケース名：①D+U
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.05	-787.80	1.450	-1142.31
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1723.42	1.00	1.05	1809.59	1.725	3121.25
杭反力(Pn1)	-6585.03	—	—	-6585.03	1.700	-11194.56
合計	—	—	—	2238.04	—	2096.24

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2096.24/12.000 = 174.69 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2238.04/12.000 = 186.50 \text{ (kN/m)}$$

- 7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
地表面載荷荷重	348.00	1.00	1.05	365.40	1.450	529.83
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.05	183.44	1.725	316.41
裏込め土砂による土圧	1759.32	1.00	1.05	1847.28	1.725	3186.26
杭反力(Pn1)	-8008.89	—	—	-8008.89	1.700	-13615.11
合計	—	—	—	2188.53	—	1729.26

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 1729.26/12.000 = 144.10 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2188.53/12.000 = 182.38 \text{ (kN/m)}$$

8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.05	-787.80	1.450	-1142.31
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	348.00	1.00	1.05	365.40	1.450	529.83
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.05	183.44	1.725	316.41
裏込め土砂による土圧	1723.42	1.00	1.05	1809.59	1.725	3121.25
杭反力(Pn1)	-7085.16	——	——	-7085.16	1.700	-12044.78
合計	——	——	——	2286.76	——	2092.26

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2092.26/12.000 = 174.36 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2286.76/12.000 = 190.56 \text{ (kN/m)}$$

9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.05	183.44	1.725	316.41
裏込め土砂による土圧	1759.32	1.00	1.05	1847.28	1.725	3186.26
杭反力(Pn1)	-7679.43	——	——	-7679.43	1.700	-13055.03
合計	——	——	——	2152.59	——	1759.51

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 1759.51/12.000 = 146.63 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2152.59/12.000 = 179.38 \text{ (kN/m)}$$

10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.05	-787.80	1.450	-1142.31
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	174.71	1.00	1.05	183.44	1.725	316.41
裏込め土砂による土圧	1723.42	1.00	1.05	1809.59	1.725	3121.25
杭反力(Pn1)	-6755.71	——	——	-6755.71	1.700	-11484.70
合計	——	——	——	2250.82	——	2122.51

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2122.51/12.000 = 176.88 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 2250.82/12.000 = 187.57 \text{ (kN/m)}$$

11) 荷重ケース名 : ㊸D+TH+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂による土圧	1034.58	1.00	1.05	1086.31	1.725	1873.70
杭反力(Pn1)	-3823.05	—	—	-3823.05	1.700	-6499.19
合計	—	—	—	5064.54	—	6686.38

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 6686.38/12.000 = 557.20 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 5064.54/12.000 = 422.05 \text{ (kN/m)}$$

12) 荷重ケース名 : ㊸D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.05	-787.80	1.450	-1142.31
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1034.58	1.00	1.05	1086.31	1.725	1873.70
杭反力(Pn1)	-3053.36	—	—	-3053.36	1.700	-5190.72
合計	—	—	—	5046.43	—	6852.54

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 6852.54/12.000 = 571.04 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 5046.43/12.000 = 420.54 \text{ (kN/m)}$$

13) 荷重ケース名 : ㊸D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂による土圧	1272.38	1.00	1.05	1336.00	1.725	2304.39
杭反力(Pn1)	-847.42	—	—	-847.42	1.700	-1440.62
合計	—	—	—	8289.87	—	12175.64

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 12175.64/12.000 = 1014.64 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 8289.87/12.000 = 690.82 \text{ (kN/m)}$$

14) 荷重ケース名：⑩D+EQ+U

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑩D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	1875.72	1.00	1.05	1969.51	1.450	2855.78
フーチング浮力	-750.29	1.00	1.05	-787.80	1.450	-1142.31
裏込め土砂自重	5554.08	1.00	1.05	5831.79	1.450	8456.08
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	1272.38	1.00	1.05	1336.00	1.725	2304.39
杭反力(Pn1)	-77.73	—	—	-77.73	1.700	-132.14
合計	—	—	—	8271.76	—	12341.80

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 12341.80/12.000 = 1028.48 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 8271.76/12.000 = 689.31 \text{ (kN/m)}$$

(3) 断面(3) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 2.800 m)

1) 荷重ケース名：D+L(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.00	776.16	0.600	465.70
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.00	2298.24	0.600	1378.94
地表面載荷荷重	144.00	1.00	1.00	144.00	0.600	86.40
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.00	96.39	0.635	61.24
裏込め土砂による土圧	970.66	1.00	1.00	970.66	0.635	616.65
杭反力(Pn1)	-7569.25	—	—	-7569.25	0.000	0.00
合計	—	—	—	-3283.81	—	2608.93

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2608.93/12.000 = 217.41 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3283.81/12.000 = -273.65 \text{ (kN/m)}$$

2) 荷重ケース名：D+L+U(載荷荷重あり)

照査対象：耐久性能

作用の組合せ：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.00	776.16	0.600	465.70
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.00	-310.46	0.600	-186.28
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.00	2298.24	0.600	1378.94
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	144.00	1.00	1.00	144.00	0.600	86.40
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.00	96.39	0.635	61.24
裏込め土砂による土圧	950.85	1.00	1.00	950.85	0.635	604.07
杭反力(Pn1)	-6689.52	—	—	-6689.52	0.000	0.00
合計	—	—	—	-2734.34	—	2410.07

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2410.07/12.000 = 200.84 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2734.34/12.000 = -227.86 \text{ (kN/m)}$$

- 3) 荷重ケース名 : D+L(載荷荷重なし)
 照査対象 : 耐久性能
 作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.00	776.16	0.600	465.70
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.00	2298.24	0.600	1378.94
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.00	96.39	0.635	61.24
裏込め土砂による土圧	970.66	1.00	1.00	970.66	0.635	616.65
杭反力(Pn1)	-7255.49	—	—	-7255.49	0.000	0.00
合計	—	—	—	-3114.04	—	2522.53

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2522.53/12.000 = 210.21 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3114.04/12.000 = -259.50 \text{ (kN/m)}$$

- 4) 荷重ケース名 : D+L+U(載荷荷重なし)
 照査対象 : 耐久性能
 作用の組合せ : 1. 00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.00	776.16	0.600	465.70
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.00	-310.46	0.600	-186.28
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.00	2298.24	0.600	1378.94
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.00	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.00	96.39	0.635	61.24
裏込め土砂による土圧	950.85	1.00	1.00	950.85	0.635	604.07
杭反力(Pn1)	-6375.75	—	—	-6375.75	0.000	0.00
合計	—	—	—	-2564.57	—	2323.67

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2323.67/12.000 = 193.64 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2564.57/12.000 = -213.71 \text{ (kN/m)}$$

- 5) 荷重ケース名 : ①D
 照査対象 : 耐荷性能
 作用の組合せ : ①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂による土圧	970.66	1.00	1.05	1019.19	0.635	647.49
杭反力(Pn1)	-7508.76	—	—	-7508.76	0.000	0.00
合計	—	—	—	-3261.45	—	2584.35

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2584.35/12.000 = 215.36 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3261.45/12.000 = -271.79 \text{ (kN/m)}$$

- 6) 荷重ケース名：①D+U
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：①D

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.05	-325.99	0.600	-195.59
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	950.85	1.00	1.05	998.39	0.635	634.27
杭反力(Pn1)	-6585.03	———	———	-6585.03	0.000	0.00
合計	———	———	———	-2684.51	———	2375.55

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2375.55/12.000 = 197.96 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2684.51/12.000 = -223.71 \text{ (kN/m)}$$

- 7) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重あり)
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
地表面載荷荷重	144.00	1.00	1.05	151.20	0.600	90.72
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.05	101.21	0.635	64.30
裏込め土砂による土圧	970.66	1.00	1.05	1019.19	0.635	647.49
杭反力(Pn1)	-8008.89	———	———	-8008.89	0.000	0.00
合計	———	———	———	-3509.17	———	2739.37

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2739.37/12.000 = 228.28 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3509.17/12.000 = -292.43 \text{ (kN/m)}$$

- 8) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重あり)
 照査対象：耐荷性能
 作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.05	-325.99	0.600	-195.59
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重	144.00	1.00	1.05	151.20	0.600	90.72
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.05	101.21	0.635	64.30
裏込め土砂による土圧	950.85	1.00	1.05	998.39	0.635	634.27
杭反力(Pn1)	-7085.16	———	———	-7085.16	0.000	0.00
合計	———	———	———	-2932.23	———	2530.57

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2530.57/12.000 = 210.88 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2932.23/12.000 = -244.35 \text{ (kN/m)}$$

9) 荷重ケース名：②D+L(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.05	101.21	0.635	64.30
裏込め土砂による土圧	970.66	1.00	1.05	1019.19	0.635	647.49
杭反力(Pn1)	-7679.43	—	—	-7679.43	0.000	0.00
合計	—	—	—	-3330.91	—	2648.65

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2648.65/12.000 = 220.72 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -3330.91/12.000 = -277.58 \text{ (kN/m)}$$

10) 荷重ケース名：②D+L+U(載荷荷重なし)

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：②D+L

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.05	-325.99	0.600	-195.59
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
地表面載荷荷重による土圧	96.39	1.00	1.05	101.21	0.635	64.30
裏込め土砂による土圧	950.85	1.00	1.05	998.39	0.635	634.27
杭反力(Pn1)	-6755.71	—	—	-6755.71	0.000	0.00
合計	—	—	—	-2753.97	—	2439.85

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2439.85/12.000 = 203.32 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = -2753.97/12.000 = -229.50 \text{ (kN/m)}$$

11) 荷重ケース名：⑨D+TH+EQ

照査対象：耐荷性能

作用の組合せ：⑨D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂による土圧	570.80	1.00	1.05	599.34	0.635	380.76
杭反力(Pn1)	-3823.05	—	—	-3823.05	0.000	0.00
合計	—	—	—	4.41	—	2317.63

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2317.63/12.000 = 193.14 \text{ (kN・m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 4.41/12.000 = 0.37 \text{ (kN/m)}$$

12) 荷重ケース名 : ㊸D+TH+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+TH+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.05	-325.99	0.600	-195.59
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	570.80	1.00	1.05	599.34	0.635	380.76
杭反力(Pn1)	-3053.36	—	—	-3053.36	0.000	0.00
合計	—	—	—	448.11	—	2122.03

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2122.03/12.000 = 176.84 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 448.11/12.000 = 37.34 \text{ (kN/m)}$$

13) 荷重ケース名 : ㊸D+EQ

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂による土圧	702.01	1.00	1.05	737.11	0.635	468.28
杭反力(Pn1)	-847.42	—	—	-847.42	0.000	0.00
合計	—	—	—	3117.80	—	2405.15

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2405.15/12.000 = 200.43 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

$$S = 3117.80/12.000 = 259.82 \text{ (kN/m)}$$

14) 荷重ケース名 : ㊸D+EQ+U

照査対象 : 耐荷性能

作用の組合せ : ㊸D+EQ

項目	特性値 せん断力 S (kN)	γ_p	γ_q	作用力 せん断力 S (kN)	作用位置 X (m)	曲げ モーメント M (kN・m)
フーチング自重	776.16	1.00	1.05	814.97	0.600	488.98
フーチング浮力	-310.46	1.00	1.05	-325.99	0.600	-195.59
裏込め土砂自重	2298.24	1.00	1.05	2413.15	0.600	1447.89
裏込め土砂浮力	0.00	1.00	1.05	0.00	0.000	0.00
裏込め土砂による土圧	702.01	1.00	1.05	737.11	0.635	468.28
杭反力(Pn1)	-77.73	—	—	-77.73	0.000	0.00
合計	—	—	—	3561.51	—	2209.56

単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = 2209.56/12.000 = 184.13 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

単位幅あたりのせん断力

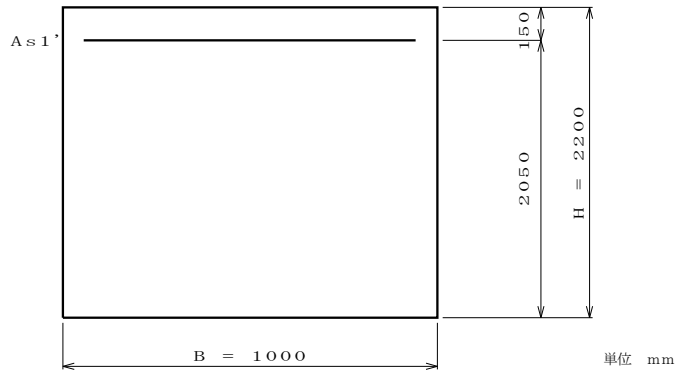
$$S = 3561.51/12.000 = 296.79 \text{ (kN/m)}$$

8-3-4 耐久性能の照査

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

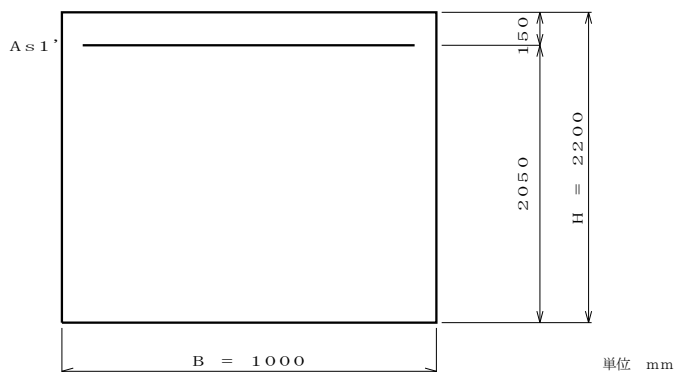
・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
—	0.000	0.0

2) 曲げ応力度の計算(単鉄筋計算)

荷重ケース	作用力		コンクリート		主鉄筋		判定
	作用方向	M (kN・m/m)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	486.79	1.157	8.00	63.117	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	510.95	1.215	8.00	66.250	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	480.00	1.141	8.00	62.237	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	504.16	1.199	8.00	65.370	160.00	OK

(2) 断面(2) <せん断力着目>
 (位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)
 1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力に対する照査

2-1) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)} \cdot 1000$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)

c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計であり、0を下回るときには0とする

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)
 ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

d : 部材断面の有効高 (mm)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm²)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

※せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパンを用いる。

荷重ケース	作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高 d (mm)	σ_s (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	178.55	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	186.34	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	175.70	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	183.49	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK

2-2) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

有効高(上側引張時) $d = 2.050$ (m)

有効高(下側引張時) $d = 2.200$ (m)

2-3) せん断スパン a

- ・上側引張りの場合

$$a = L + L'$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

L : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置からたて壁前面までの距離 (m)

L' : せん断スパンの補正長さ (m)

$$L' = \min(t_{cc}/2, d)$$

t_{cc} : 照査断面直角方向のたて壁の幅 (= 2.500 m)

d : たて壁前面位置におけるフーチングの有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	L (m)	L' (m)	a (m)
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050

2-4) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数(c_{dc})

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 c_{dc}
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644

2-5) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数(c_{ds})

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 c_{ds}
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790

2-6) 部材断面の有効高 d に関する補正係数(c_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 c_e
上側引張時	2.050	0.842
下側引張時	2.200	1.000

2-7) 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

	引張 主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c_{pt}
上側引張時	4053.6	2050.0	0.198	0.895
下側引張時	0.0	2200.0	0.000	1.000

2-8) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)
 c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数
 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	τ_c (N/mm ²)	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r (N/mm ²)
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408

2-9) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

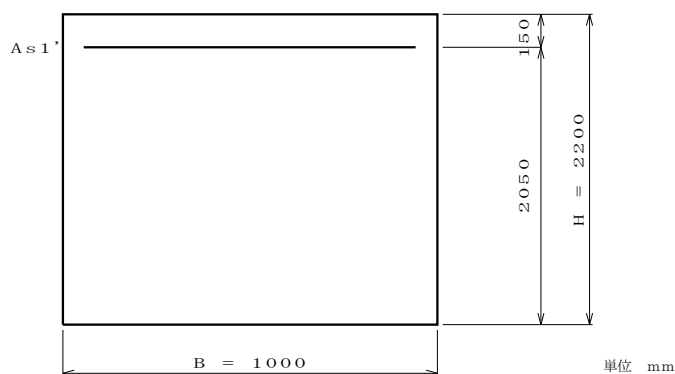
- S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)
 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	Φ_{uc}	τ_r (N/mm ²)	有効高 d(mm)	S_{cd} (kN/m) 計算値
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41

(3) 断面(3) <せん断力着目>

(位置：フーチング根元位置からL= 2.800 m)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力に対する照査

2-1) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{c_{ds} \cdot A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)} \cdot 1000$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

 σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²) c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計であり、0を下回るときには0とする S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

 S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m) d : 部材断面の有効高 (mm) A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm²) a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm) θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度※せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパンを用いる。

荷重ケース	作用方向	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	c_{ds}	有効高 d (mm)	σ_s (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	273.65	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	227.86	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	259.50	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	213.71	578.41	0.00	0.790	2050.0	0.00	160.00	OK

2-2) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

有効高(上側引張時) $d = 2.050$ (m)有効高(下側引張時) $d = 2.200$ (m)

2-3) せん断スパン a

・上側引張りの場合

$$a = L + L'$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

L : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置からたて壁前面までの距離 (m)

L' : せん断スパンの補正長さ (m)

$$L' = \min(t_{cc}/2, d)$$

t_{cc} : 照査断面直角方向のたて壁の幅 (= 2.500 m)

d : たて壁前面位置におけるフーチングの有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	L (m)	L' (m)	a (m)
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050

2-4) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数(c_{dc})

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 c_{dc}
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644

2-5) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数(c_{ds})

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 c_{ds}
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790

2-6) 部材断面の有効高 d に関する補正係数(c_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 c_e
上側引張時	2.050	0.842
下側引張時	2.200	1.000

2-7) 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

	引張 主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c_{pt}
上側引張時	4053.6	2050.0	0.198	0.895
下側引張時	0.0	2200.0	0.000	1.000

2-8) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)
 c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数
 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	τ_c (N/mm ²)	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r (N/mm ²)
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408

2-9) コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

- S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)
 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)
 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm)

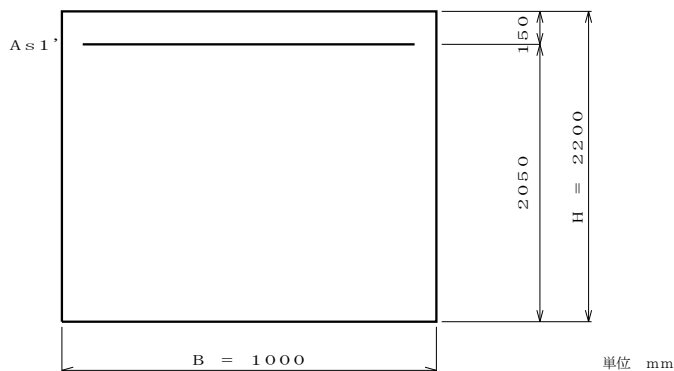
荷重ケース	作用方向	Φ_{uc}	τ_r (N/mm ²)	有効高 d(mm)	S_{cd} (kN/m) 計算値
D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41
D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41
D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41
D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.65	0.43408	2050.0	578.41

8-3-5 耐荷性能の照査

(1) 断面(1) <曲げモーメント着目>

(位置：フーチング根元位置)

1) 配筋



・主鉄筋

	層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
上 面	1	150	D25ctc125	8.000	4053.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
—	0.000	0.0

2) 最小鉄筋量の計算

2-1) 上面配筋に対して

・1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 1916.848 \times 10^6 \\ = 3258.641 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= 8.0667 \times 10^8 \times \left(1.9137 + \frac{0}{2200000} \right)$$

$$= 1543.700 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

 M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm) Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³) σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) N_d : 軸方向力 (N) A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)1. $7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 1543.700 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_d	: 破壊抵抗曲げモーメント	(N・mm)
σ_{sy}	: 引張鉄筋の降伏点	(= 345.0 N/mm ²)
E_s	: 鉄筋のヤング係数	(= 200000.0 N/mm ²)
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	(= 0.0035)
A_s	: 引張主鉄筋の全断面積	(mm ²)
A_s'	: 圧縮主鉄筋の全断面積	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度	(N/mm ²)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
b	: 部材幅	(=1000.0 mm)
h	: 部材高さ	(=2200.0 mm)
d_1	: 圧縮鉄筋のかぶり	(= 0.0 mm)
d_0	: 引張鉄筋のかぶり	(= 150.0 mm)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

$M_d = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 46.58 \quad (\text{mm}) \\ A_s &= 2202.8 \quad (\text{mm}^2) \\ A_s' &= 0.0 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

- ・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

3) 最大鉄筋量の計算

3-1) 上面配筋に対して

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ 、 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ および、 $C + T_s' - T_s = 0.0$ の釣合い式により

$$\begin{aligned} x &= 1373.21 \quad (\text{mm}) \\ A_{sb} &= 65736.66 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

ここに、

ε_{sy}	: 引張主鉄筋の降伏ひずみ	
ε_{cu}	: コンクリートの終局ひずみ	
A_{sb}	: 釣合鉄筋量	(mm ²)
C	: コンクリートの圧縮力の合力	(N)
T_s	: 引張鉄筋の引張力の合力	(N)
T_s'	: 圧縮鉄筋の圧縮力の合力	(N)
x	: 部材圧縮縁から中立軸までの距離	(mm)

4) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

4-1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

 M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 Φ_y : 抵抗係数

 $M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

 $M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D	上側引張	485.45	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
①D+U	上側引張	510.82	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	496.85	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	522.22	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	489.73	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	515.10	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
⑨D+TH+EQ	上側引張	1162.51	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	1161.00	0.90	0.85	2688.05	2790.31	2056.36	OK
⑩D+EQ	上側引張	1916.85	0.90	1.00	2688.05	2790.31	2419.25	OK
⑩D+EQ+U	上側引張	1915.34	0.90	1.00	2688.05	2790.31	2419.25	OK

4-2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

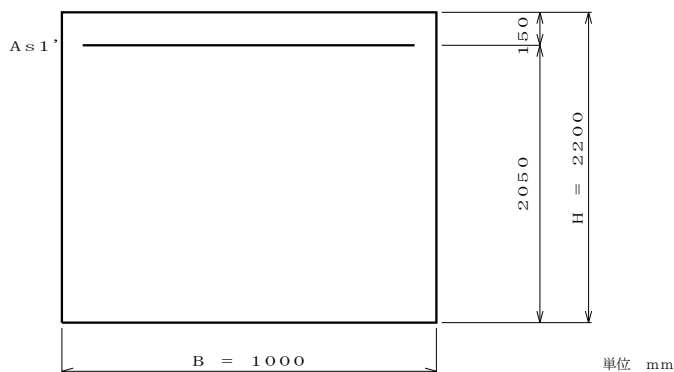
 Φ_u : 抵抗係数

 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

荷重ケース	作用力		制限値					判定
	作用方向	M (kN・m/m)	ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D	上側引張	485.45	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
①D+U	上側引張	510.82	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	496.85	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	522.22	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	489.73	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	515.10	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
⑨D+TH+EQ	上側引張	1162.51	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	1161.00	0.90	0.90	0.80	2817.64	1825.83	OK
⑩D+EQ	上側引張	1916.85	0.90	0.90	1.00	2817.64	2282.29	OK
⑩D+EQ+U	上側引張	1915.34	0.90	0.90	1.00	2817.64	2282.29	OK

(2) 断面(2) <せん断力着目>
 (位置：フーチング根元位置からL= 1.100 m)

1) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
上 面	150	D25ctc125	8.000	4053.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力に対する照査

2-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

- S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
- Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
- S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)
- S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値					判定		
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}		S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)
①D	178.32	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
①D+U	186.50	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L(載荷荷重あり)	182.38	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	190.56	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L(載荷荷重なし)	179.38	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	187.57	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
⑨D+TH+EQ	422.05	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
⑨D+TH+EQ+U	420.54	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
⑩D+EQ	690.82	0.90	0.85	0.95	1156.81	0.95	160.10	957.07	OK
⑩D+EQ+U	689.31	0.90	0.85	0.95	1156.81	0.95	160.10	957.07	OK

2-1-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

- 有効高(上側引張時) $d = 2.050$ (m)
- 有効高(下側引張時) $d = 2.200$ (m)

2-1-2) せん断スパンa

・上側引張りの場合

$$a = L + L'$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

L : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置からたて壁前面までの距離 (m)

L' : せん断スパンの補正長さ (m)

$$L' = \min(t_{cc}/2, d)$$

t_{cc} : 照査断面直角方向のたて壁の幅 (= 2.500 m)

d : たて壁前面位置におけるフーチングの有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	L (m)	L' (m)	a (m)
①D	上側引張	0.000	1.250	4.050
①D+U	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑩D+EQ	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑩D+EQ+U	上側引張	0.000	1.250	4.050

2-1-3) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数(C_{dc})

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 C_{dc}
①D	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
①D+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑨D+TH+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑩D+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑩D+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644

2-1-4) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数(C_{ds})

$$C_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 C_{ds}
①D	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
①D+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑨D+TH+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑩D+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑩D+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790

2-1-5) 部材断面の有効高 dに関する補正係数(C_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 C_e
上側引張時	2.050	0.842
下側引張時	2.200	1.000

2-1-6) 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

	引張 主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c_{pt}
上側引張時	4053.6	2050.0	0.198	0.895
下側引張時	0.0	2200.0	0.000	1.000

2-1-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2) τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2) c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	τ_c (N/mm^2)	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r (N/mm^2)
①D	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
①D+U	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑩D+EQ	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑩D+EQ+U	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408

2-1-8) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

 S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2) b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	τ_r (N/mm^2)	d (mm)	S_c (kN/m) (計算値)
①D	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
①D+U	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑩D+EQ	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑩D+EQ+U	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81

2-1-9) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right) \cdot 0.001$$

ここに、

 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

 c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm²) σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (= 345.0 N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

 θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度※ただし、せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパン(mm)を用いる。

荷重ケース	作用方向	有効高 d(mm)	S_s (kN/m)
①D	上側引張	2050.0	160.10
①D+U	上側引張	2050.0	160.10
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	160.10
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	160.10
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	160.10
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	160.10
⑨D+TH+EQ	上側引張	2050.0	160.10
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	2050.0	160.10
⑩D+EQ	上側引張	2050.0	160.10
⑩D+EQ+U	上側引張	2050.0	160.10

2-2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

 S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m) S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m) ξ_1 : 調査・解析係数 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D	178.32	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
①D+U	186.50	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L(載荷荷重あり)	182.38	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	190.56	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L(載荷荷重なし)	179.38	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	187.57	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑨D+TH+EQ	422.05	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑨D+TH+EQ+U	420.54	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑩D+EQ	690.82	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK
⑩D+EQ+U	689.31	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK

2-2-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (= 3.20 N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	有効高 d (mm)	S_{ucw} (kN/m)
①D	上側引張	2050.0	6560.00
①D+U	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L (載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L+U (載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L (載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L+U (載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	6560.00
⑨D+TH+EQ	上側引張	2050.0	6560.00
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	2050.0	6560.00
⑩D+EQ	上側引張	2050.0	6560.00
⑩D+EQ+U	上側引張	2050.0	6560.00

2-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_n = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_n : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

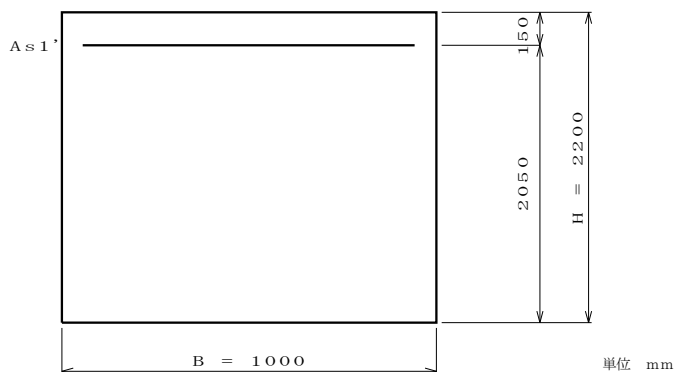
b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用の区分	作用方向	有効高 d (mm)	せん断力 S_h (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
①D	永続作用支配状況	上側引張	2050.0	178.32	0.087	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	上側引張	2050.0	186.50	0.091	1.70	OK
②D+L (載荷荷重あり)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	182.38	0.089	2.60	OK
②D+L+U (載荷荷重あり)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	190.56	0.093	2.60	OK
②D+L (載荷荷重なし)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	179.38	0.088	2.60	OK
②D+L+U (載荷荷重なし)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	187.57	0.091	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	422.05	0.206	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	420.54	0.205	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	690.82	0.337	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	689.31	0.336	2.60	OK

(3) 断面(3) <せん断力着目>
 (位置：フーチング根元位置からL= 2.800 m)

1) 配筋



・主鉄筋

層	かぶり (mm)	配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
上 面	150	D25ctc125	8.000	4053.6

・せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
D13ctc500.0	1.000	126.7

2) せん断力に対する照査

2-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

- S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数
- Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数
- S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)
- S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値					判定		
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}		S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)
①D	271.79	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
①D+U	223.71	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L(載荷荷重あり)	292.43	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	244.35	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L(載荷荷重なし)	277.58	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	229.50	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
⑨D+TH+EQ	0.37	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
⑨D+TH+EQ+U	37.34	0.90	0.85	0.65	1156.81	0.65	160.10	654.83	OK
⑩D+EQ	259.82	0.90	0.85	0.95	1156.81	0.95	160.10	957.07	OK
⑩D+EQ+U	296.79	0.90	0.85	0.95	1156.81	0.95	160.10	957.07	OK

2-1-1) たて壁前面位置におけるフーチングの有効高

- 有効高(上側引張時) d = 2.050 (m)
- 有効高(下側引張時) d = 2.200 (m)

2-1-2) せん断スパンa

・上側引張りの場合

$$a = L + L'$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

L : たて壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置からたて壁前面までの距離 (m)

L' : せん断スパンの補正長さ (m)

$$L' = \min(t_{cc}/2, d)$$

t_{cc} : 照査断面直角方向のたて壁の幅 (= 2.500 m)

d : たて壁前面位置におけるフーチングの有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	L (m)	L' (m)	a (m)
①D	上側引張	0.000	1.250	4.050
①D+U	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑩D+EQ	上側引張	0.000	1.250	4.050
⑩D+EQ+U	上側引張	0.000	1.250	4.050

2-1-3) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数(C_{dc})

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	割増し	割増係数 C_{dc}
①D	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
①D+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑨D+TH+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑩D+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644
⑩D+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	1.644

2-1-4) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数(C_{ds})

$$C_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d)$$

ここに、

a : せん断スパン (m)

d : 壁前面位置の有効高 (m)

荷重ケース	作用方向	a (m)	d (m)	2.5・d (m)	低減	低減係数 C_{ds}
①D	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
①D+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑨D+TH+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑩D+EQ	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790
⑩D+EQ+U	上側引張	4.050	2.050	5.125	行う	0.790

2-1-5) 部材断面の有効高 dに関する補正係数(C_e)

	有効高 d (m)	有効高dに関する 補正係数 C_e
上側引張時	2.050	0.842
下側引張時	2.200	1.000

2-1-6) 引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数(c_{pt})

	引張 主鉄筋量 (mm^2)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	引張主鉄筋比による 補正係数 c_{pt}
上側引張時	4053.6	2050.0	0.198	0.895
下側引張時	0.0	2200.0	0.000	1.000

2-1-7) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c$$

ここに、

- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
- τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)
- c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数
- c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
- c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

荷重ケース	作用方向	τ_c (N/mm^2)	c_e	c_{pt}	c_{dc}	c_c	τ_r (N/mm^2)
①D	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
①D+U	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑩D+EQ	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408
⑩D+EQ+U	上側引張	0.350	0.842	0.895	1.644	1.00	0.43408

2-1-8) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

- S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)
- k : 補正係数で1.3とする
- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)
- b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)
- d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	τ_r (N/mm^2)	d (mm)	S_c (kN/m) (計算値)
①D	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
①D+U	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑨D+TH+EQ	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑩D+EQ	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81
⑩D+EQ+U	上側引張	0.43408	2050.0	1156.81

2-1-9) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right) \cdot 0.001$$

ここに、

 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

 c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 126.7 mm²) σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (= 345.0 N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 500.0 mm)

 θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度※ただし、せん断スパンが $d/1.15$ よりも小さい場合には $d/1.15$ に代わってせん断スパン(mm)を用いる。

荷重ケース	作用方向	有効高 d(mm)	S_s (kN/m)
①D	上側引張	2050.0	160.10
①D+U	上側引張	2050.0	160.10
②D+L(載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	160.10
②D+L+U(載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	160.10
②D+L(載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	160.10
②D+L+U(載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	160.10
⑨D+TH+EQ	上側引張	2050.0	160.10
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	2050.0	160.10
⑩D+EQ	上側引張	2050.0	160.10
⑩D+EQ+U	上側引張	2050.0	160.10

2-2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

 S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m) S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m) ξ_1 : 調査・解析係数 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

荷重ケース	作用 せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D	271.79	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
①D+U	223.71	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L(載荷荷重あり)	292.43	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L+U(載荷荷重あり)	244.35	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L(載荷荷重なし)	277.58	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
②D+L+U(載荷荷重なし)	229.50	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑨D+TH+EQ	0.37	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑨D+TH+EQ+U	37.34	0.90	0.70	6560.00	4132.80	OK
⑩D+EQ	259.82	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK
⑩D+EQ+U	296.79	0.90	1.00	6560.00	5904.00	OK

2-2-1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d \cdot 0.001$$

ここに、

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (= 3.20 N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用方向	有効高 d (mm)	S_{ucw} (kN/m)
①D	上側引張	2050.0	6560.00
①D+U	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L (載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L+U (載荷荷重あり)	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L (載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	6560.00
②D+L+U (載荷荷重なし)	上側引張	2050.0	6560.00
⑨D+TH+EQ	上側引張	2050.0	6560.00
⑨D+TH+EQ+U	上側引張	2050.0	6560.00
⑩D+EQ	上側引張	2050.0	6560.00
⑩D+EQ+U	上側引張	2050.0	6560.00

2-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_n = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

τ_n : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担する平均せん断応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

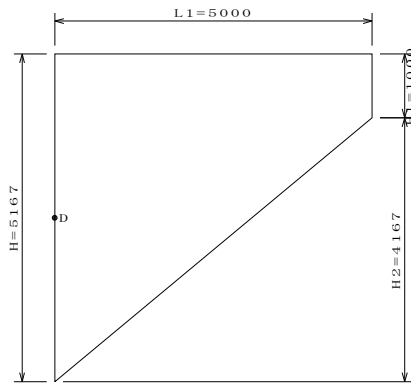
d : 部材断面の有効高 (mm)

荷重ケース	作用の区分	作用方向	有効高 d (mm)	せん断力 S_h (kN/m)	平均せん断 応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
①D	永続作用支配状況	上側引張	2050.0	271.79	0.133	1.70	OK
①D+U	永続作用支配状況	上側引張	2050.0	223.71	0.109	1.70	OK
②D+L (載荷荷重あり)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	292.43	0.143	2.60	OK
②D+L+U (載荷荷重あり)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	244.35	0.119	2.60	OK
②D+L (載荷荷重なし)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	277.58	0.135	2.60	OK
②D+L+U (載荷荷重なし)	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	229.50	0.112	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	0.37	0.000	2.60	OK
⑨D+TH+EQ+U	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	37.34	0.018	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	259.82	0.127	2.60	OK
⑩D+EQ+U	変動作用支配状況	上側引張	2050.0	296.79	0.145	2.60	OK

9 ウィングの断面計算

9-1 設計条件

(1) 左側ウィング形状



ウィング厚さ $t = 0.500 \text{ m}$

$$n = \frac{L_1}{H_2} = \frac{5.000}{4.167} = 1.200$$

(2) 地表面載荷荷重

地表面載荷荷重強度 10.00 kN/m^2

(3) 単位体積重量

裏込め土 $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
 コンクリート $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

(4) 設計水平震度

裏込め土 $k_H = 0.16$
 躯体 $k_H = 0.20$

(5) 作用の組合せ

設定	作用の組合せ
<input type="radio"/>	耐久性能 (疲労照査) : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ①D (永続作用支配状況)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ②D+L (変動作用支配状況)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)
<input type="radio"/>	耐荷性能 : ⑩D+EQ (変動作用支配状況)

9-2 主働土圧係数

$$\begin{aligned} \text{土のせん断抵抗角} & \quad \phi = 30^\circ 0' \\ \text{地表面と水平面とのなす角} & \quad \alpha = 0^\circ 0' \\ \text{土圧作用面と鉛直面なす角} & \quad \theta = 0^\circ 0' \end{aligned}$$

《地震の影響を含まない場合》

$$\text{土圧作用面の壁面摩擦角} \quad \delta = 10^\circ 0'$$

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\ &= \frac{\cos^2(30^\circ 0')}{\cos^2(0^\circ 0') \times \cos(10^\circ 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ 0') \times \sin(30^\circ 0')}{\cos(10^\circ 0') \times \cos(0^\circ 0')}} \right\}^2} \\ &= 0.30847 \end{aligned}$$

《地震の影響を含む場合》

$$\begin{aligned} \phi_{\text{res}} &= 30^\circ 0' \\ \phi_{\text{peak}} &= 45^\circ 0' \\ \theta &= 0^\circ 0' \\ \alpha &= 0^\circ 0' \end{aligned}$$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

・⑨ D+TH+EQ を考慮する場合

$$K_A = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 0.50 \times 1.00 \times 0.16 = 0.32640$$

・⑩ D+EQ を考慮する場合

$$K_A = 0.24 + 1.08 \cdot \gamma_{\text{pEQ}} \cdot \gamma_{\text{qEQ}} \cdot k_h = 0.24 + 1.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.16 = 0.41280$$

ここに、

- ϕ_{res} : 土の残留せん断抵抗角 (度)
- ϕ_{peak} : 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
- θ : 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
- α : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- k_h : 地震時土圧算出に用いる設計水平震度
- γ_{pEQ} : 地震の影響の荷重組合せ係数
- γ_{qEQ} : 地震の影響の荷重係数

9-3 断面力計算

9-3-1 左側ウイング (D点)

(1) 耐久性能 (疲労照査) : 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(\frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(\frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left(\frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(\frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 64.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 \\
 &= 1.00 \times 1.00 \times 64.14 \\
 &= 64.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left(1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 39.66 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 \\
 &= 1.00 \times 1.00 \times 39.66 \\
 &= 39.66 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 耐荷性能：①D (永続作用支配状況)

1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(\frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(\frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 0.00 \times \left(\frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(\frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 46.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 46.58 \\
 &= 48.91 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.30847 \times 0.00 \times \left(1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 30.59 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_D &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 30.59 \\
 &= 32.12 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(3) 耐荷性能：②D+L (変動作用支配状況)

1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$M_1 = \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(\frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(\frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H}$$

$$= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left(\frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \left(\frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167}$$

$$= 64.14 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

・作用曲げモーメント

$$M_b = \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1$$

$$= 1.00 \times 1.05 \times 64.14$$

$$= 67.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$S_1 = \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H}$$

$$= \left\{ 0.30847 \times 10.00 \times \left(1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.30847 \times \left(1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(10^\circ 0') \times \frac{1}{5.167}$$

$$= 39.66 \text{ (kN)}$$

・作用せん断力

$$S_b = \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1$$

$$= 1.00 \times 1.05 \times 39.66$$

$$= 41.64 \text{ (kN)}$$

(4) 耐荷性能：⑨D+TH+EQ (変動作用支配状況)

1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(\frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(\frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.32640 \times 0.00 \times \left(\frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(\frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 50.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{6 \left(H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left(3 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1^2 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{6 \times \left(1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left(3 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000^2 \\
 &= 14.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 50.05 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 14.16 \\
 &= 59.99 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.32640 \times 0.00 \times \left(1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.32640 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 32.87 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{2 \left(H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left(2 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{2 \times \left(1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left(2 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000 \\
 &= 7.31 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot S_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 32.87 + 1.00 \times 1.05 \times 0.50 \times 1.00 \times 7.31 \\
 &= 38.35 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(5) 耐荷性能：⑩D+EQ (変動作用支配状況)

1) 曲げモーメント

・土圧による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(\frac{H_1 \cdot L_1^2}{2} + \frac{L_1^3}{6n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(\frac{H_1^2 \cdot L_1^2}{2} + \frac{H_1 \cdot L_1^3}{3n} + \frac{L_1^4}{12n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.41280 \times 0.00 \times \left(\frac{1.000 \times 5.000^2}{2} + \frac{5.000^3}{6 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(\frac{1.000^2 \times 5.000^2}{2} + \frac{1.000 \times 5.000^3}{3 \times 1.200} + \frac{5.000^4}{12 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 63.30 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{6 \left(H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left(3 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1^2 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{6 \times \left(1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left(3 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000^2 \\
 &= 14.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・作用曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot M_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot M_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 63.30 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 14.16 \\
 &= 81.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

2) せん断力

・土圧によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \left\{ K_A \cdot Q \cdot \left(H_1 \cdot L_1 + \frac{L_1^2}{2n} \right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot \left(H_1^2 \cdot L_1 + \frac{H_1 \cdot L_1^2}{n} + \frac{L_1^3}{3n^2} \right) \right\} \cos \delta \cdot \frac{1}{H} \\
 &= \left\{ 0.41280 \times 0.00 \times \left(1.000 \times 5.000 + \frac{5.000^2}{2 \times 1.200} \right) + \frac{1}{2} \times 19.00 \times 0.41280 \times \right. \\
 &\quad \left. \left(1.000^2 \times 5.000 + \frac{1.000 \times 5.000^2}{1.200} + \frac{5.000^3}{3 \times 1.200^2} \right) \right\} \times \cos(0^\circ 0') \times \frac{1}{5.167} \\
 &= 41.57 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・地震時慣性力によるせん断力

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \frac{K_H \cdot \gamma_c \cdot T}{2 \left(H_1 + \frac{L_1}{n} \right)} \left(2 \cdot H_1 + \frac{L_1}{n} \right) \cdot L_1 \\
 &= \frac{0.200 \times 24.50 \times 0.500}{2 \times \left(1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right)} \times \left(2 \times 1.000 + \frac{5.000}{1.200} \right) \times 5.000 \\
 &= 7.31 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・作用せん断力

$$\begin{aligned}
 S_b &= \gamma_{pE} \cdot \gamma_{qE} \cdot S_1 + \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} \cdot \gamma_{pEQ} \cdot \gamma_{qEQ} \cdot S_2 \\
 &= 1.00 \times 1.05 \times 41.57 + 1.00 \times 1.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 7.31 \\
 &= 51.33 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

9-4 断面力一覧表

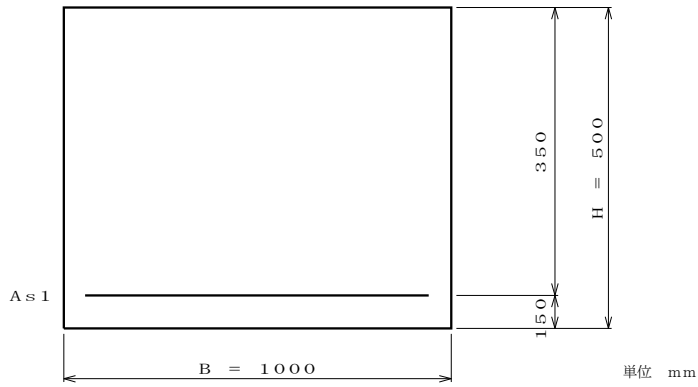
9-4-1 左側ウィング

	項目	単位	耐久性能	①D	②D+L	⑨D+TH+EQ	⑩D+EQ
D点	曲げモーメント	kN・m/m	64.14	48.91	67.34	59.99	81.33
	せん断力	kN/m	39.66	32.12	41.64	38.35	51.33

9-5 断面照査

9-5-1 左側ウィング (D点)

(1) 配筋



1) 主鉄筋 (内側)

層	かぶり (mm)	配筋	鉄筋量 (mm ² /m)
1	150	D22ctc250	1548.4

2) せん断補強鉄筋

配筋	本数 (本)	鉄筋量 (mm ² /m)
—	0.000	0.0

(2) 耐久性能の照査

1) 鉄筋及びコンクリートに生じる応力度に対する照査

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	コンクリート		主鉄筋		判定
		応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	64.14	3.83	8.00	131.69	180.00	OK

2) せん断補強鉄筋に生じる応力度に対する照査

$$\sigma_s = 1.15 \cdot S_s \cdot \Sigma \frac{a}{A_w \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}$$

$$S_s = S_h - S_{cd}$$

ここに、

 σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)

 S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計であり、0を下回るときには0とする

 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (kN/m)

 S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN/m)

 d : 部材断面の有効高 (= 350.0 mm)

 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (= 0.0 mm²)

 a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (= 0.0 mm)

 θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

作用の組合せ	S_h (kN/m)	S_{cd} (kN/m)	S_s (kN/m)	応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	39.66	124.75	0.00	0.00	180.00	OK

・コンクリートが負担できるせん断力 S_{cd}

$$S_{cd} = \Phi_{uc} \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 0.65 \times 0.54835 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 124.75 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{ただし、} S_{cd} \leq \Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d / k = 0.65 \times 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 / 1.3 = 210.00 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

 S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (kN)

 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

 b_w : 部材断面の幅 (mm)

 d : 部材断面の有効高 (mm)

 τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (N/mm²)

 k : 補正係数で1.3とする
・コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.142 \times 1.00 \times 1.00 = 0.54835 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

 τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)

 c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

 c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数

 c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

 c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数
・部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	有効高 d に関する 補正係数 c_e
350.0	1.371

・軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数 c_{pt}

引張 主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 c_{pt}
1548.4	350.0	0.442	1.142

(3) 耐荷性能の照査

1) 最小鉄筋量の計算

・1. $7M_d \leq M_c$ の判別

$$1. 7M_d = 1.7 \times 81.331 \times 10^6 \\ = 138.262 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N_d}{A_c} \right) \\ = 4.1667 \times 10^7 \times \left(1.9137 + \frac{0}{500000} \right) \\ = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³)

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

$$\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \\ = 0.23 \times 24.00^{2/3} \\ = 1.9137 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²)

1. $7M_d > M_c$ となるため、以下の規定により最小鉄筋量を決定する。

・ $M_d = M_c$ となる鉄筋量の計算

$$M_c = 79.737 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$M_d = C \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x \right) + T_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d_0 \right)$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$T_s' = A_s' \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに、

M_d : 破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)

σ_{sy} : 引張鉄筋の降伏点 (= 345.0 N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (= 200000.0 N/mm²)

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (= 0.0035)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮主鉄筋の全断面積 (mm²)

C : コンクリートの圧縮力の合力 (N)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

T_s : 引張鉄筋の引張力の合力 (N)

T_s' : 圧縮鉄筋の圧縮力の合力 (N)

b : 部材幅 (=1000.0 mm)

h : 部材高さ (= 500.0 mm)

d_1 : 圧縮鉄筋のかぶり (= 0.0 mm)

d_0 : 引張鉄筋のかぶり (= 150.0 mm)

x : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$M_d = M_c$ および、 $N_d = C + T_s' - T_s$ の釣合い式により

$$x = 14.19 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 671.3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = 0.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

・なお、表面に沿った長さ1m当たり500mm²以上の断面積の鉄筋量を中心間隔300mm以下で配置するものとする。

2) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

2-1) 限界状態1

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$$

ここに、

 M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 Φ_y : 抵抗係数

 $M_{yc}(s)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (引張側鉄筋が降伏強度となる場合)

 $M_{yc}(c)$: 降伏曲げモーメントの特性値 (kN・m/m) (コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	Φ_y	$M_{yc}(s)$ (kN・m/m)	$M_{yc}(c)$ (kN・m/m)	M_{yd} (kN・m/m)	
①D	48.91	0.90	0.85	169.87	175.79	129.95	OK
②D+L	67.34	0.90	0.85	169.87	175.79	129.95	OK
⑨D+TH+EQ	59.99	0.90	0.85	169.87	175.79	129.95	OK
⑩D+EQ	81.33	0.90	1.00	169.87	175.79	152.88	OK

2-2) 限界状態3

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$$

ここに、

 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (kN・m/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

 Φ_u : 抵抗係数

 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (kN・m/m)

作用の組合せ	作用 モーメント (kN・m/m)	制限値					判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_u	M_{uc} (kN・m/m)	M_{ud} (kN・m/m)	
①D	48.91	0.90	0.90	0.80	179.78	116.50	OK
②D+L	67.34	0.90	0.90	0.80	179.78	116.50	OK
⑨D+TH+EQ	59.99	0.90	0.90	0.80	179.78	116.50	OK
⑩D+EQ	81.33	0.90	0.90	1.00	179.78	145.62	OK

3) せん断力に対する照査

3-1) 斜引張破壊に対する照査

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s)$$

ここに、

 S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 ξ_2 : 部材・構造係数

 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数

 Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数

 S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

作用の組合せ	作用 せん断力 (kN/m)	制限値							判定
		ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}	S_c (kN/m)	Φ_{us}	S_s (kN/m)	S_{usd} (kN/m)	
①D	32.12	0.90	0.85	0.65	249.50	0.65	0.00	124.06	OK
②D+L	41.64	0.90	0.85	0.65	249.50	0.65	0.00	124.06	OK
⑨D+TH+EQ	38.35	0.90	0.85	0.65	249.50	0.65	0.00	124.06	OK
⑩D+EQ	51.33	0.90	0.85	0.95	249.50	0.95	0.00	181.32	OK

・コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d = 1.3 \times 0.54835 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 249.5 \text{ (kN/m)}$$

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 420.00 \text{ (kN/m)}$ の範囲とする。

ここに、

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (kN/m)

k : 補正係数で1.3とする

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 部材断面の幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度

・コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_r

$$\tau_r = \tau_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_{dc} \cdot c_c = 0.350 \times 1.371 \times 1.142 \times 1.00 \times 1.00 = 0.54835 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)

c_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋の鋼材比 p_t に関する補正係数

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

・部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	有効高 d に関する 補正係数 c_e
350.0	1.371

・軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数

引張 主鉄筋量 (mm ²)	有効高 d (mm)	引張 主鉄筋比 p_t (%)	軸方向に配置された引張側の 鉄筋に関する補正係数 c_{pt}
1548.4	350.0	0.442	1.142

・せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 S_s

$$S_s = c_{ds} \cdot k \cdot \left(\sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right)$$

$$= 1.0 \times 1.3 \times \left(\sum \frac{0.0 \times 345.0 \times 350.0 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 0.0} \right) \times 0.001$$

$$= 0.000 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (kN/m)

c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

k : 補正係数で1.3とする

A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3-2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw}$$

ここに、

 S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (kN/m)

 S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

 ξ_1 : 調査・解析係数

 $\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

作用の組合せ	作用せん断力 (kN/m)	制限値				判定
		ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	S_{ucw} (kN/m)	S_{ucd} (kN/m)	
①D	32.12	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
②D+L	41.64	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
⑨D+TH+EQ	38.35	0.90	0.70	1120.00	705.60	OK
⑩D+EQ	51.33	0.90	1.00	1120.00	1008.00	OK

- ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 S_{ucw}

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} \cdot b_w \cdot d = 3.20 \times 1000.0 \times 350.0 \times 0.001 = 1120.000 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

 S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (kN/m)

 τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)

 b_w : 部材断面の幅 (mm)

 d : 部材断面の有効高 (mm)

3-3) コンクリートの平均せん断応力度に対する照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b_w \cdot d} \times 1000$$

ここに、

 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (kN/m)

 b_w : 部材断面の幅 (= 1000.0 mm)

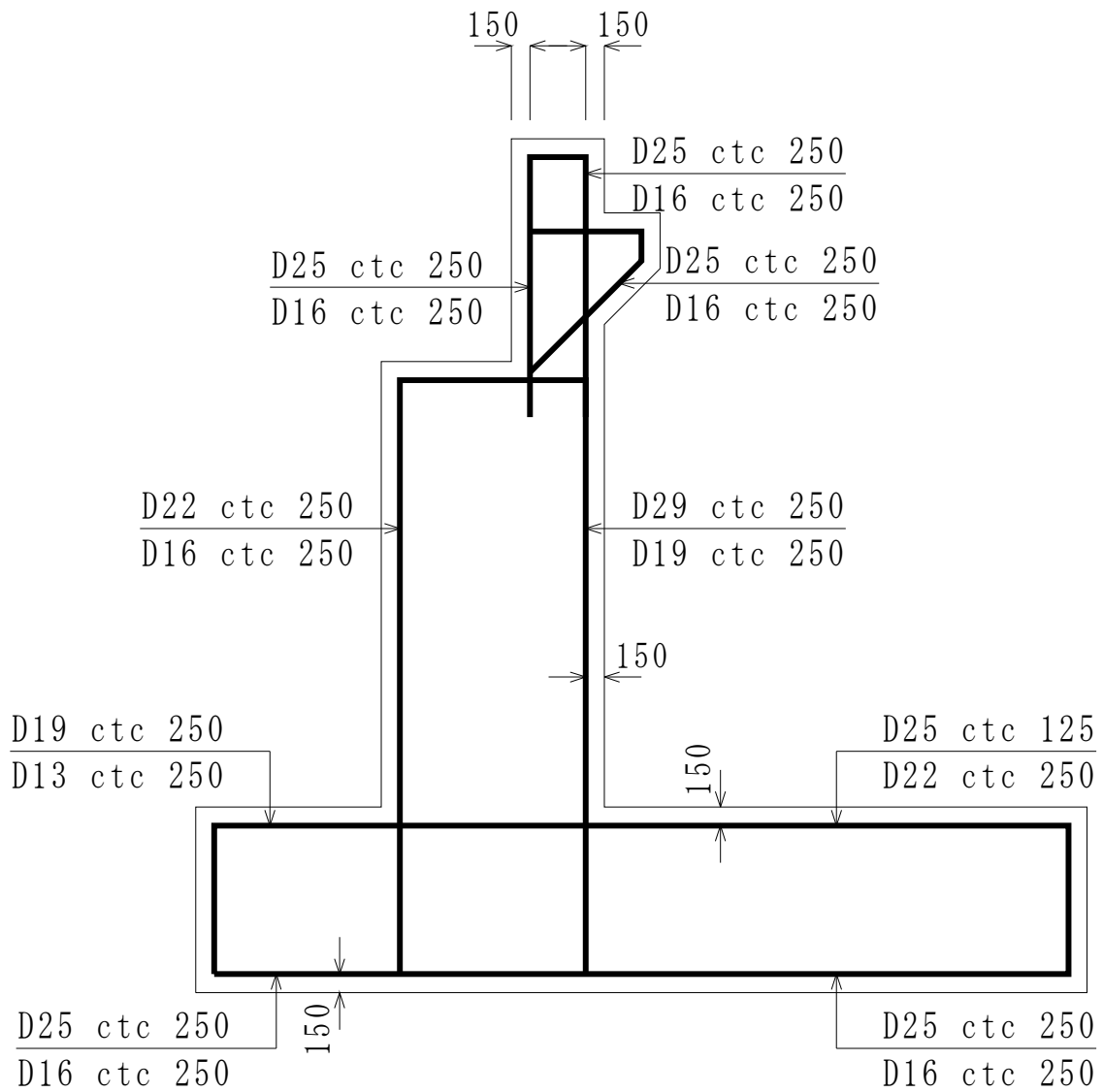
 d : 部材断面の有効高 (= 350.0 mm)

作用の組合せ	作用の区分	作用せん断力 (kN/m)	平均せん断応力度 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	判定
①D	永続作用支配状況	32.12	0.092	1.70	OK
②D+L	変動作用支配状況	41.64	0.119	2.60	OK
⑨D+TH+EQ	変動作用支配状況	38.35	0.110	2.60	OK
⑩D+EQ	変動作用支配状況	51.33	0.147	2.60	OK

10 配筋計画

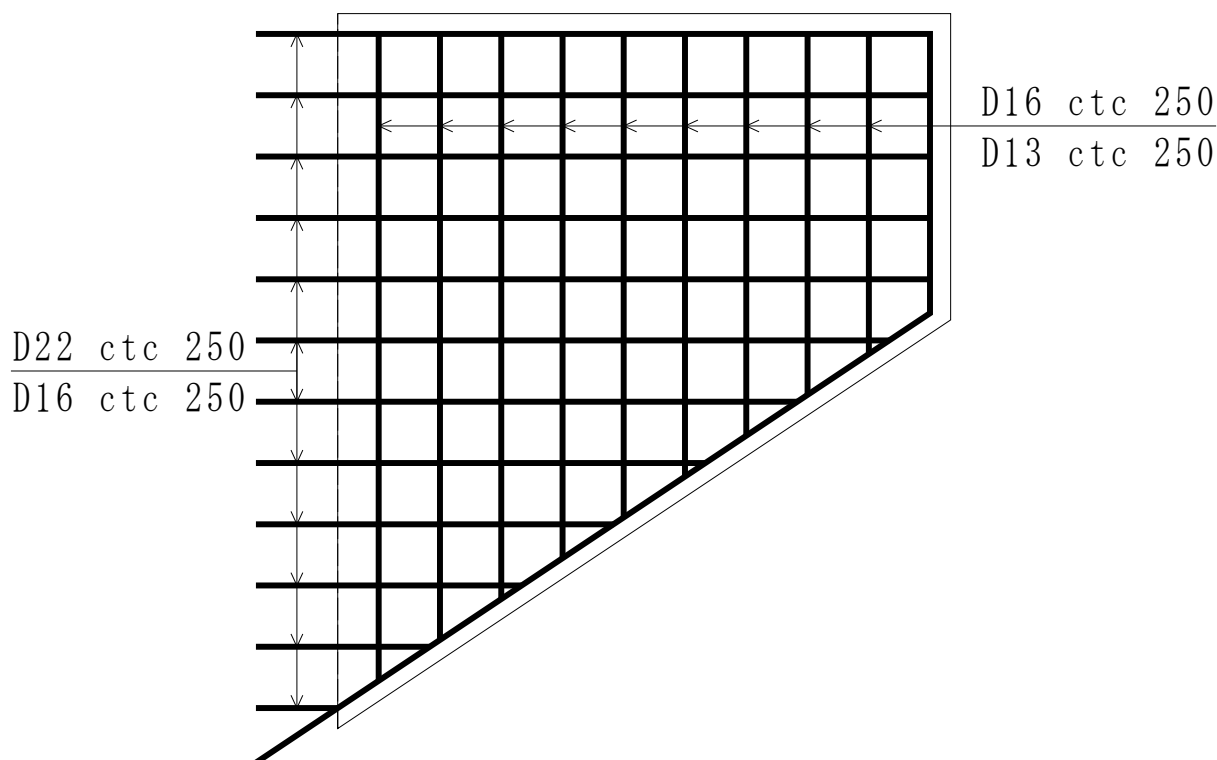
10-1 配筋計画図

10-1-1 躯体



上段：主鉄筋
下段：配力筋

10-1-2 左ウイング



上段：内側
下段：外側

10-2 パラペット

10-2-1 前面 (橋座位置)

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

10-2-2 背面 (橋座位置)

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

10-2-3 組立筋 (橋座位置)

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000

10-2-4 受台

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

10-3 たて壁

10-3-1 前面

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-----	D22	250.000	---	-----
合計					-----

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

10-3-2 背面

・鉛直鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D29	250.000	4.000	2569.6
合計					2569.6

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D19	250.000	---	-----
合計				-----

10-3-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D19	500.000	0.000

10-4 前フーチング

10-4-1 上面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-----	D19	250.000	---	-----
合計					-----

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D13	250.000	---	-----
合計				-----

10-4-2 下面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D25	250.000	4.000	2026.8
合計					2026.8

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

10-4-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	500.000	0.000

10-5 後フーチング

10-5-1 上面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D25	125.000	8.000	4053.6
合計					4053.6

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D22	250.000	---	-----
合計				-----

10-5-2 下面

・主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-----	D25	250.000	---	-----
合計					-----

・配力筋

層	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	D16	250.000	---	-----
合計				-----

10-5-3 組立筋

鉄筋径	軸ピッチ (mm)	奥行ピッチ (mm)
D13	500.000	0.000

10-6 左ウイング

10-6-1 内側

・D部主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150	D22	250.000	4.000	1548.4
合計					1548.4

・D部配力筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-----	D16	250.000	4.000	794.4
合計					794.4

10-6-2 外側

・D部主鉄筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-----	D16	250.000	---	-----
合計					-----

・D部配力筋

層	かぶり (mm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	-----	D13	250.000	4.000	506.8
合計					506.8

10-6-3 組立筋

鉄筋径	垂直ピッチ (mm)	水平ピッチ (mm)
D13	250.000	250.000