

杭基礎スラブ板の検討システム

Ver1.0

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
- 道路土工「擁壁工指針」(H24/7)
- 土木学会 コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(H14/3)

出力例

杭基礎スラブ板の計算書

荷重項目：詳細設定&簡易設定（2種）

（3列4本杭の配列のスラブ板）

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：大阪事務所（技術サービス）

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL：06-6125-2232 FAX：06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

1. 設計条件

荷重：詳細設定

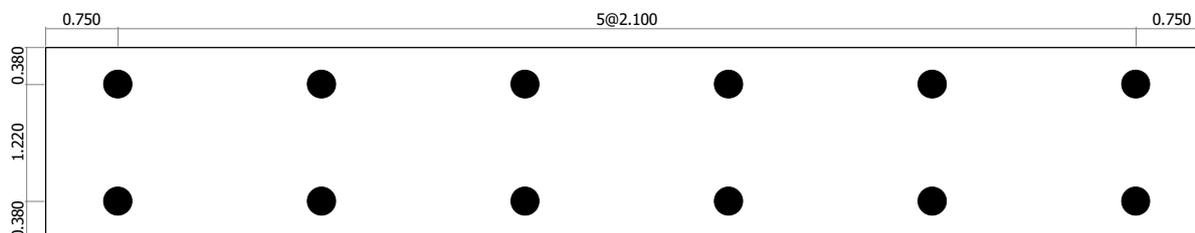
1.1 基礎スラブ条件

項目	記号	値	単位	備考
躯体単位体積重量	γ	24.500	kN/m ³	
基礎スラブ幅	B_s	1.980	m	
基礎スラブ延長	L_s	12.000	m	
基礎スラブ厚	T_s	0.350	m	
杭の貫入深	T_p	0.100	m	

1.2 杭条件

項目	記号	値	単位	備考
杭の許容支持力	R_a	244.310	kN/本	
杭外径	D	300.0	mm	
杭列数(幅方向)	B_{Num}	2	本	
杭行数(延長方向)	L_{Num}	6	本	
杭の配置条件	<input type="radio"/>	等間隔配置		任意間隔配置
項目	記号	値	単位	備考
幅方向杭ピッチ	B_{Pit}	1.220	m	
延長方向杭ピッチ	L_{Pit}	2.100	m	

1.3 杭配置図

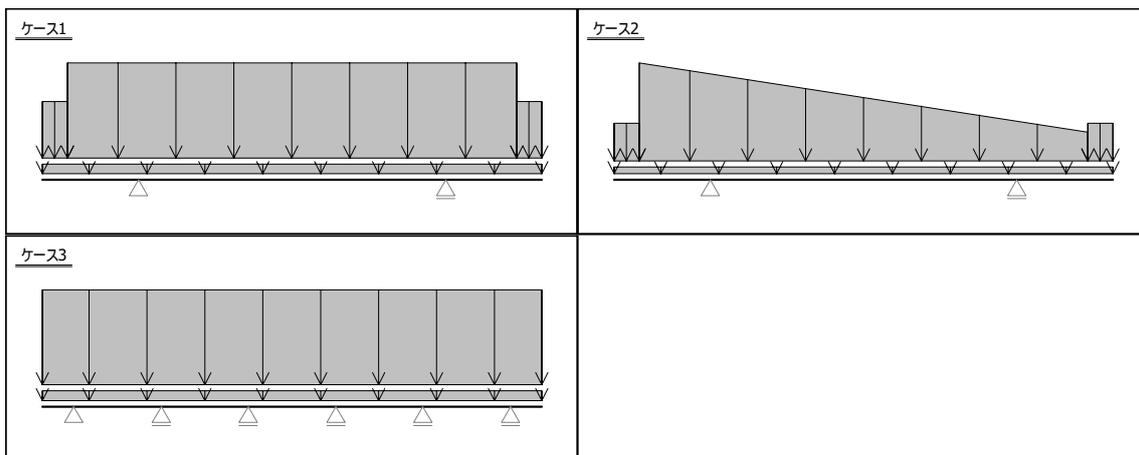


2. 荷重条件

2.1 荷重設定

荷重設定条件		簡易設定		詳細設定			
荷重No	荷重名称	上載荷重(kN/m)	荷重強度(kN/m ²)		作用範囲(m)		偏心距離(m)
			左	右	左から	右から	
1	輪荷重頂版中央時	151.176			0.100	0.100	0.000
2	輪荷重頂版端部時	151.176			0.100	0.100	-0.163
3	左側載荷重	5.046			0.000	1.880	0.000
4	右側載荷重	5.046			1.880	0.000	0.000
5	延長方向全重	979.909			0.000	0.000	0.000
No	荷重ケース名称				検討方向		
1	ケース1				幅方向		
2	ケース2				幅方向		
3	ケース3				鉛直方向		
荷重名称		1	2	3			
検討の方向		幅	幅	延長			
スラブ自重		○	○	○			
輪荷重頂版中央時		○	—	—			
輪荷重頂版端部時		—	○	—			
左側載荷重		○	○	—			
右側載荷重		○	○	—			
延長方向全重		—	—	○			

2.2 荷重ケース図



2.3 基礎スラブ自重の算出

$$\text{基礎スラブ自重 } W_s = B_s \cdot L_s \cdot T_s \cdot \gamma = 1.980 \times 12.000 \times 0.350 \times 24.500 = 203.742 \text{ (kN)}$$

$$\text{自重による荷重強度 } q_s = T_s \cdot \gamma = 0.350 \times 24.500 = 8.575 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.4 荷重強度の算出

- ・ 輪荷重頂版中央時(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T1} = B_s - 0.100 - 0.100 = 1.980 - 0.100 - 0.100 = 1.780 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_1 = Q_1 / B_s = 151.176 / 1.780 = 84.930 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・ 輪荷重頂版端部時(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T2} = B_s - 0.100 - 0.100 = 1.980 - 0.100 - 0.100 = 1.780 \text{ (m)}$$

幅(1.780)/6 ≥ |偏心距離(-0.163)| であるため台形形状。

$$\text{荷重強度 } q_{L2} = Q_2(1 - 6E_b / B_s) / B_s = 151.176 \times (1 - 6 \times (-0.163) / 1.780) / 1.780 = 131.594 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R2} = Q_2(1 + 6E_b / B_s) / B_s = 151.176 \times (1 + 6 \times (-0.163) / 1.780) / 1.780 = 38.266 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・左側荷重(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T3} = B_s - 0.000 - 1.880 = 1.980 - 0.000 - 1.880 = 0.100 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_3 = Q_3 / B_s = 5.046 / 0.100 = 50.460 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・右側荷重(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T4} = B_s - 1.880 - 0.000 = 1.980 - 1.880 - 0.000 = 0.100 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_4 = Q_4 / B_s = 5.046 / 0.100 = 50.460 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・延長方向全重(延長方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T5} = L_s - 0.000 - 0.000 = 12.000 - 0.000 - 0.000 = 12.000 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

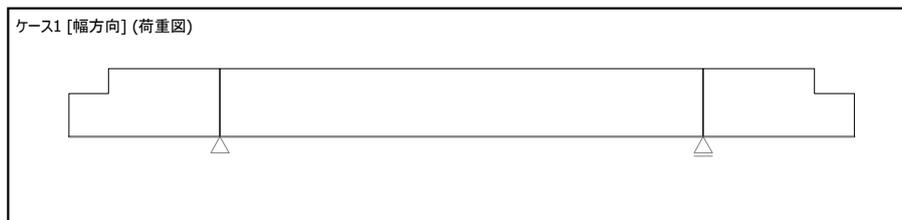
$$\text{荷重強度 } q_5 = Q_5 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.5 荷重図

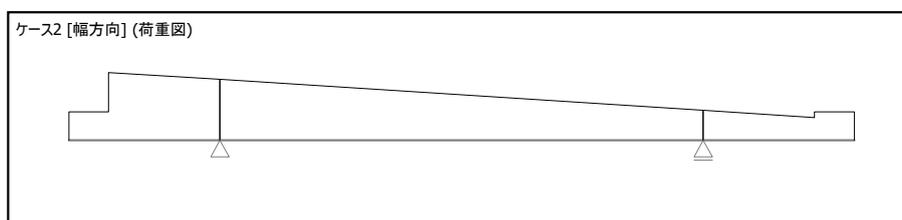
本計算では、各スパン(杭で分けられた区間)毎の荷重は、座標法により面積(荷重強度と区間による面積)として算出し、図心位置も座標法により算出している。

なお、3連モーメント式にて用いるモーメント荷重図は、50mmとスパン長の1/200のいずれか大きい値をピッチとしてモーメントを算出し作成している。

モーメント荷重図から算出する、面積や図心位置も全て座標法により算出している。

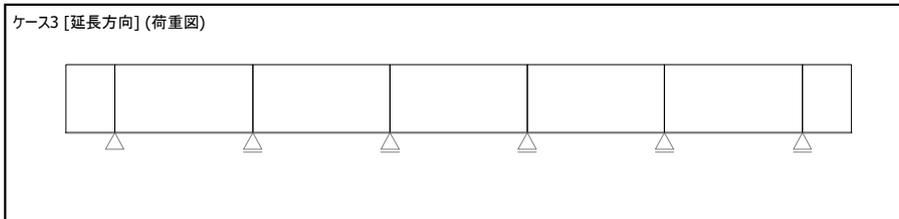


スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	59.035
3	0.100	59.035	4	0.100	93.505
5	0.380	93.505	6	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.205	荷重[面積]	F (kN/m)	32.085
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	93.505
3	1.600	93.505	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.990	荷重[面積]	F (kN/m)	114.077
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	93.505
3	1.880	93.505	4	1.880	59.035
5	1.980	59.035	6	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.775	荷重[面積]	F (kN/m)	32.085



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	59.035
3	0.100	59.035	4	0.100	140.169
5	0.380	125.489	6	0.380	0.000
図心 G _x (m)		0.212	荷重[面積] F (kN/m)		43.096
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	125.489
3	1.600	61.522	4	1.600	0.000
図心 G _x (m)		0.920	荷重[面積] F (kN/m)		114.077
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	61.522
3	1.880	46.841	4	1.880	59.035
5	1.980	59.035	6	1.980	0.000
図心 G _x (m)		1.789	荷重[面積] F (kN/m)		21.074

ケース3 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心 G _x (m)		0.375	荷重[面積] F (kN/m)		67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心 G _x (m)		1.800	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心 G _x (m)		3.900	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心 G _x (m)		6.000	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心 G _x (m)		8.100	荷重[面積] F (kN/m)		189.492

スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心 G _x (m)		10.200	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心 G _x (m)		11.625	荷重[面積] F (kN/m)		67.676

3. 応力計算

3.1 応力計算について

張り出し部に関しては「片持ち梁」として計算し、中央部は端部に曲げモーメントが生じる「単純梁」か「連続梁」として計算を行う。

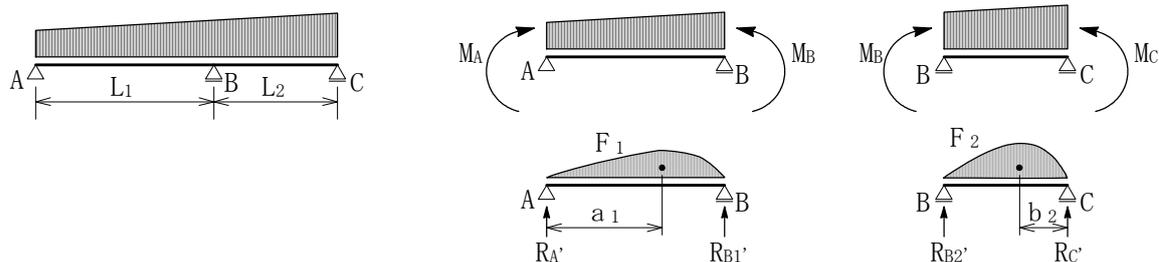
連続梁の計算は「3連モーメント公式」を用いて中央部支点の曲げモーメントを算出し、さらに各区間を端部に曲げモーメントが生じる単純梁として計算を行う。

本計算では、基礎スラブの断面形状や材質が、どの区間においても同一であることから断面二次モーメントは全て同じとして一般の3連モーメント公式を変化させたものを用いる。

以下に3連モーメント公式と、本計算で用いている式を記す。

なお、下図右側は左図をA～B間とB～C間の2つに分けた図であり、さらにその右下図は分布荷重から求めた曲げモーメントで表される「モーメント荷重図」である。

3連モーメント公式は、このモーメント荷重図を基に計算する。



分布荷重が作用する連続梁

・ 3連モーメント公式

$$M_A \frac{L_1}{I_1} + 2M_B \left(\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + M_C \frac{L_2}{I_2} = -6 \left(\frac{R_{B1'}}{I_1} + \frac{R_{B2'}}{I_2} \right)$$

ただし、 $R_{B1'} = F_1 \cdot a_1 / L_1$ …… A～B間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

$R_{B2'} = F_2 \cdot b_2 / L_2$ …… B～C間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

・ 断面二次モーメントが同一時の変化式

$$M_A \cdot L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C \cdot L_2 = -6(R_{B1'} + R_{B2'})$$

ここに、 L_1 、 L_2 : 各杭間の距離

M_A 、 M_B 、 M_C : 各支点(杭)に生じる曲げモーメント

F_1 、 F_2 : モーメント荷重図の面積

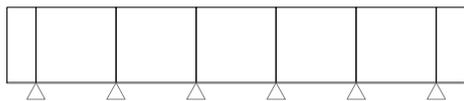
a_1 、 b_2 : 支点からモーメント荷重図図心までの距離

3.2 張出し部の計算（片持ち梁）

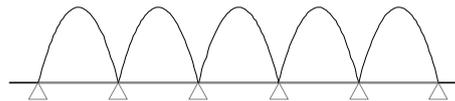
Case No	検討方向	スパンNo	スパン長 L (m)	荷重 F (kN)	図心位置 G _x (m)	アーム長 a (m)	モーメント M (kN・m)	備考
1	幅	1	0.380	32.085	0.205	0.175	-5.615	M=-32.085×0.175
1	幅	3	0.380	32.085	1.775	0.175	-5.615	M=-32.085×0.175
2	幅	1	0.380	43.096	0.212	0.168	-7.240	M=-43.096×0.168
2	幅	3	0.380	21.074	1.789	0.189	-3.983	M=-21.074×0.189
3	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
3	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375

3.3 3連モーメント計算

ケース3 [延長方向] (荷重図)



ケース3 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _{A'} (kN・m ²)	支点反力 R _{B'} (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800

$$-25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 = -364.304$$

$$M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 = -364.304$$

上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

3.4 単純梁

ケース1 [幅方向] (荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	114.077	0.610	-57.039	-57.039	-5.615	-5.615

ケース2 [幅方向] (荷重図)



スパン No	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	114.077	0.540	-63.584	-50.493	-7.240	-3.983

ケース3 [延長方向] (荷重図)



スパン No	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-25.379	-35.186
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-32.734
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-32.734
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-35.186
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-25.379

3.5 支点反力

各スパン毎の支点反力は、下記に示す基本公式に基づき算出する。

また杭の支点反力は、その杭に対する左右スパンの該当側支点反力の合計になる。

- 片持ち梁

$$R = -F$$

- 単純梁

$$R_L = \{-F \cdot (L - a) + M_L - M_R\} / L$$

$$R_R = (-F \cdot a - M_L + M_R) / L$$

- 杭の支点反力

$$R_n = R_{Rn} + R_{L(n+1)}$$

ここに、R, R_L, R_R : 支点反力 (R_L, R_Rは左右) (kN)

F : スパン上の全荷重 (荷重図面積) (kN)

a : スパン上の全荷重の図心位置 (m)

L : スパン長 (m)

M_L, M_R : 左右端の曲げモーメント (kN・m)

R_n : n番目の杭の支点反力 (kN)

R_{Rn} : n番目のスパンの右側支点反力 (kN)

R_{L(n+1)} : n+1番目のスパンの左側支点反力 (kN)

ケース1 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	32.085	0.205	——	-5.615	——	-32.085	-89.124
2	1.220	114.077	0.610	-5.615	-5.615	-57.039	-57.039	-89.124
3	0.380	32.085	0.175	-5.615	——	-32.085	——	——

ケース2 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)

ケース2 [幅方向]

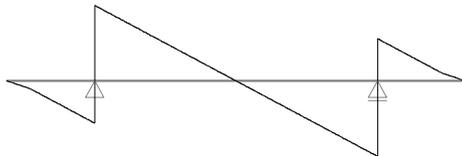
スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	43.096	0.212	—	-7.240	—	-43.096	-109.350
2	1.220	114.077	0.540	-7.240	-3.983	-66.254	-47.823	-68.897
3	0.380	21.074	0.189	-3.983	—	-21.074	—	—

ケース3 [延長方向]

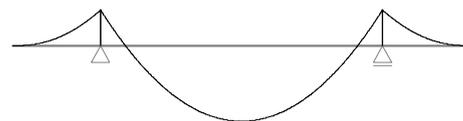
スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.750	67.676	0.375	—	-25.379	—	-67.676	-157.752
2	2.100	189.492	1.050	-25.379	-35.186	-90.076	-99.416	-195.329
3	2.100	189.492	1.050	-35.186	-32.734	-95.913	-93.579	-188.325
4	2.100	189.492	1.050	-32.734	-32.734	-94.746	-94.746	-188.325
5	2.100	189.492	1.050	-32.734	-35.186	-93.579	-95.913	-195.329
6	2.100	189.492	1.050	-35.186	-25.379	-99.416	-90.076	-157.752
7	0.750	67.676	0.375	-25.379	—	-67.676	—	—

3.6 せん断力・曲げモーメント

ケース1 [幅方向] (せん断力図)

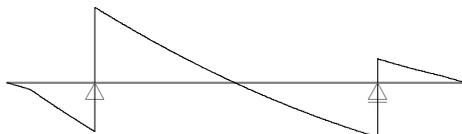


ケース1 [幅方向] (曲げモーメント図)

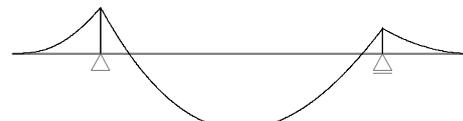


スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	—	0.380	-5.615	32.085
2	0.380	1.220	0.990	11.782	—	0.380	-5.615	57.039
3	1.600	0.380	1.980	0.000	—	1.600	-5.615	32.085
採用値			0.990	11.782	—	0.380	-5.615	57.039

ケース2 [幅方向] (せん断力図)

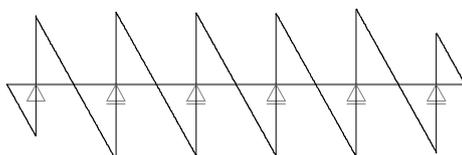


ケース2 [幅方向] (曲げモーメント図)

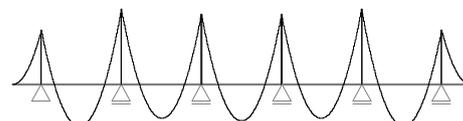


スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	—	0.380	-7.240	43.096
2	0.380	1.220	0.984	11.813	—	0.380	-7.240	66.254
3	1.600	0.380	1.980	0.000	—	1.600	-3.983	21.074
採用値			0.984	11.813	—	0.380	-7.240	66.254

ケース3 [延長方向] (せん断力図)



ケース3 [延長方向] (曲げモーメント図)



スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	—	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	—	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	—	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	—	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	—	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	—	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	—	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	—	2.850	-35.186	99.416

3.7 応力集計表

荷重ケース名称	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
ケース1 [幅方向]	0.990	11.782	—	0.380	-5.615	57.039
ケース2 [幅方向]	0.984	11.813	—	0.380	-7.240	66.254
ケース3 [延長方向]	10.252	19.580	—	2.850	-35.186	99.416

4 部材計算

4.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	8.00	N/mm ²	
許容せん断応力度	τ_a	0.42	N/mm ²	
許容付着応力度	τ_{0a}	1.50	N/mm ²	
許容支圧応力度	σ_{ba}	6.30	N/mm ²	
押抜きせん断応力度	$\tau_{a1'}$	0.85	N/mm ²	
容許容引張応力度	σ_{sa}	157.0	N/mm ²	
容許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		<input type="radio"/> 最大せん断力
その他の条件		付着応力度を無視できる。		

4.2 配筋条件

配筋方法	単鉄筋	全指定		奥外・幅内	幅外・奥内
	複鉄筋	全指定	<input type="radio"/>	奥外・幅内	幅外・奥内
計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
鉄筋かぶり (mm)	上 面	幅方向	92	延長方向	70
	下 面	幅方向	89	延長方向	70
鉄筋呼び径	上 面	幅方向	D22	延長方向	D22
	下 面	幅方向	D19	延長方向	D19
鉄筋ピッチ (mm)	上 面	幅方向	250	延長方向	250
	下 面	幅方向	250	延長方向	250
かぶりの指定方法	<input type="radio"/>	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで	

5 応力計算公式

5.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

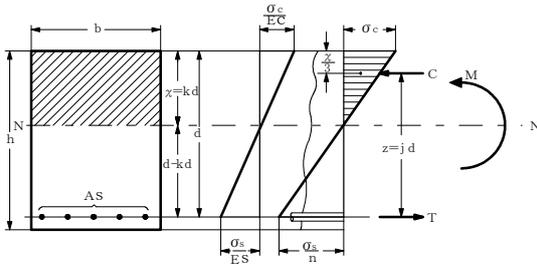
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

5.2 単鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

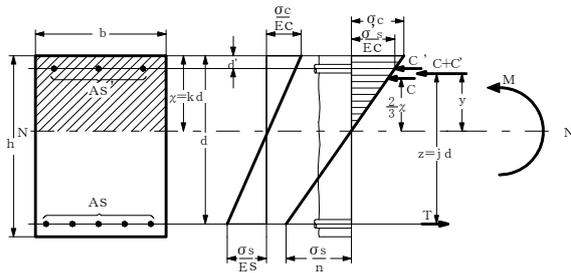
$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.3 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

(最大せん断力)

(平均せん断力)

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.4 応力検討

			許容値	ケース1 [幅方向]		ケース2 [幅方向]		ケース3 [延長方向]	
				下面引張	上面引張	下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M kN・m		11.782	-5.615	11.813	-7.240	19.580	-35.186
	せん断力	S kN		—	57.039	—	66.254	—	99.416
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h mm		350	350	350	350	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		89	92	89	92	70	70
	圧縮側 かぶり	c' mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ			D19@250	D22@250	D19@250	D22@250	D19@250	D22@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s mm ²		1146	1548	1146	1548	1146	1548
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s ' mm ²							
	鉄筋周長	U mm		240	280	240	280	240	280
	有効部材厚	d mm		261	258	261	258	280	280
	圧縮側 かぶり	d' mm							
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00439	0.00600	0.00439	0.00600	0.00409	0.00553
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.30298	0.34370	0.30298	0.34370	0.29427	0.33272
	応力軸比	j		0.89901	0.88543	0.89901	0.88543	0.90191	0.88909
		L _c							
	中立軸の位置	χ mm		79.047	88.606	79.047	88.606	82.396	93.162
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c N/mm ²	8.00	1.271	0.555	1.274	0.716	1.882	3.034
	引張応力度	σ _s N/mm ²	157.00	43.833	15.891	43.947	20.489	67.657	91.305
	圧縮応力度	σ _s ' N/mm ²	176.00						
	せん断応力度	τ N/mm ²	0.42	—	0.250	—	0.290	—	0.399
	付着応力度	τ ₀ N/mm ²	1.50	—	0.892	—	1.037	—	1.426
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算					

6. 基礎杭の検討

6.1 基礎杭の支持力照査

杭の支持力照査は下記式を満足しているかで判定を行う。

$$P = (R \times L) / N \leq R_a$$

ここに、P : 杭の押し込み力 (kN/本)

R : 支点反力 (kN/m)

L : 作用幅・作用長 (m)

N : 杭の本数 (本)

R_a : 杭の許容支持力 (kN/本)

杭の許容支持力 R_a = 244.310 (kN/本)

6.2 支点反力の集計と支持力照査

ケース名称	ケース1 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		89.124
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	89.124	89.124					

$$P = (89.124 \times 12.000) \div 6 = 178.248 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		109.350
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	109.350	68.897					

$$P = (109.350 \times 12.000) \div 6 = 218.700 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース3 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752	

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

6.3 杭と底版結合部の応力照査

(a) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = P / (\pi \cdot D^2 / 4) \leq \sigma_{cva}$$

ここに、σ_{cv} : コンクリートの垂直支圧応力度 (N/mm²)

P : 杭の最大押し込み力 (N)

D : 杭の外径 = 300.0 (mm)

σ_{cva} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

許容支圧応力度 σ_{cva} = 6.30 (N/mm²)

$$\sigma_{cv} = 218,700 \div (\pi \times 300.0^2 \div 4) = 3.094 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{cva} = 6.300 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(b) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = P / (\pi \cdot h (D + h)) \leq \tau_a$$

ここに、τ_v : コンクリートの押抜きせん断応力度 (N/mm²)

h : 押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 250.0 (mm)

τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

許容押抜きせん断応力度 τ_a = 0.85 (N/mm²)

$$\tau_v = 218,700 \div (\pi \times 250.0 \times (300.0 + 250.0)) = 0.506 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

1. 設計条件

荷重：簡易設定

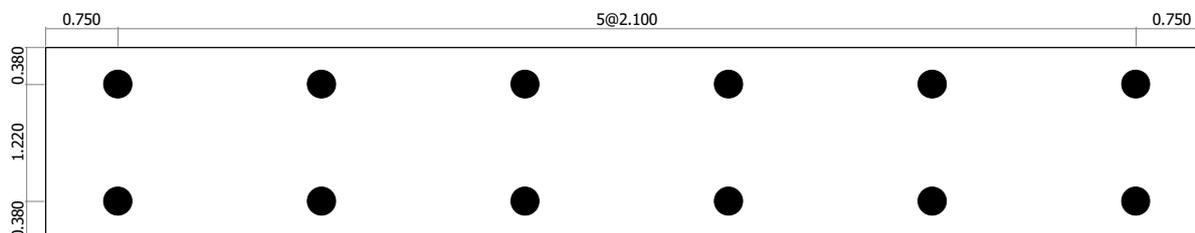
1.1 基礎スラブ条件

項目	記号	値	単位	備考
躯体単位体積重量	γ	24.500	kN/m ³	
基礎スラブ幅	B_s	1.980	m	
基礎スラブ延長	L_s	12.000	m	
基礎スラブ厚	T_s	0.350	m	
杭の貫入深	T_D	0.100	m	

1.2 杭条件

項目	記号	値	単位	備考
杭の許容支持力	R_a	244.310	kN/本	
杭 外 径	D	300.0	mm	
杭列数(幅方向)	B_{Num}	2	本	
杭行数(延長方向)	L_{Num}	6	本	
杭の配置条件	<input type="radio"/>	等間隔配置		任意間隔配置
項目	記号	値	単位	備考
幅方向杭ピッチ	B_{Pit}	1.220	m	
延長方向杭ピッチ	L_{Pit}	2.100	m	

1.3 杭配置図

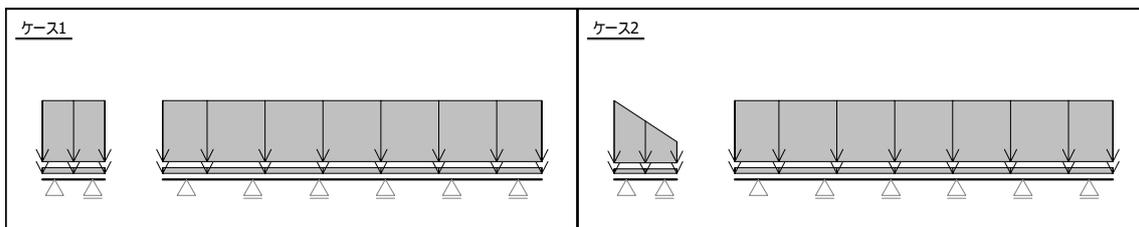


2. 荷重条件

2.1 荷重設定

荷重設定条件	○	簡易設定	詳細設定
荷重ケース名称		ケース1	ケース2
自重の考慮		○	○
全上載荷重 W(kN)		1940.220	1940.220
幅方向偏心距離 E _B (m)		0.000	-0.163
延長方向偏心距離 E _L (m)		0.000	0.000

2.2 荷重ケース図



2.3 基礎スラブ自重の算出

$$\text{基礎スラブ自重 } W_s = B_s \cdot L_s \cdot T_s \cdot \gamma = 1.980 \times 12.000 \times 0.350 \times 24.500 = 203.742 \text{ (kN)}$$

$$\text{自重による荷重強度 } q_s = T_s \cdot \gamma = 0.350 \times 24.500 = 8.575 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.4 荷重強度の算出

・ケース1(幅方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_1 = W_1 / L_s = 1940.220 \div 12.000 = 161.685 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_{11} = Q_1 / B_s = 161.685 / 1.980 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース2(幅方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_2 = W_2 / L_s = 1940.220 \div 12.000 = 161.685 \text{ (kN/m)}$$

幅(1.980)/6 ≥ |偏心距離(-0.163)| であるため台形形状。

$$\text{荷重強度 } q_{12} = Q_2(1 - 6E_B / B_s) / B_s = 161.685 \times (1 - 6 \times (-0.163) \div 1.980) \div 1.980 = 121.994 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R2} = Q_2(1 + 6E_B / B_s) / B_s = 161.685 \times (1 + 6 \times (-0.163) \div 1.980) \div 1.980 = 41.324 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース1(延長方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_3 = W_1 / B_s = 1940.220 \div 1.980 = 979.909 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_3 = Q_3 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース2(延長方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_4 = W_2 / B_s = 1940.220 \div 1.980 = 979.909 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_4 = Q_4 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.5 荷重図

本計算では、各スパン(杭で分けられた区間)毎の荷重は、座標法により面積(荷重強度と区間による面積)として算出し、図心位置も座標法により算出している。

なお、3連モーメント式にて用いるモーメント荷重図は、50mmとスパン長の1/200のいずれか大きい値をピッチとしてモーメントを算出し作成している。

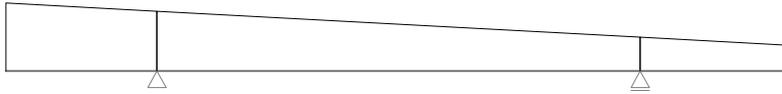
モーメント荷重図から算出する、面積や図心位置も全て座標法により算出している。

ケース1 [幅方向] (荷重図)



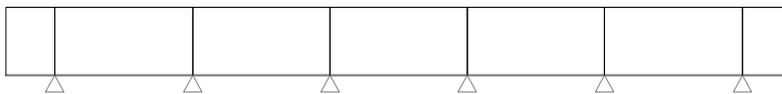
スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.380	90.234	4	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.190	荷重[面積]	F (kN/m)	34.289
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	90.234
3	1.600	90.234	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.990	荷重[面積]	F (kN/m)	110.086
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	90.234
3	1.980	90.234	4	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.790	荷重[面積]	F (kN/m)	34.289

ケース2 [幅方向] (荷重図)

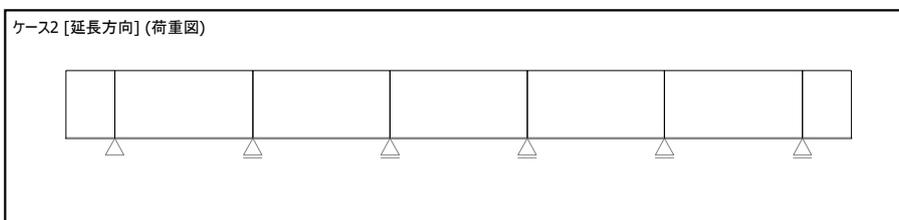


スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	130.569
3	0.380	115.087	4	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.186	荷重[面積]	F (kN/m)	46.675
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	115.087
3	1.600	65.381	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.934	荷重[面積]	F (kN/m)	110.086
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	65.381
3	1.980	49.899	4	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.781	荷重[面積]	F (kN/m)	21.903

ケース1 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心	G _x (m)	0.375	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心	G _x (m)	1.800	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心	G _x (m)	3.900	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心	G _x (m)	6.000	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心	G _x (m)	8.100	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心	G _x (m)	10.200	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心	G _x (m)	11.625	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心	G _x (m)	0.375	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心	G _x (m)	1.800	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492

スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心	G _x (m)	3.900	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心	G _x (m)	6.000	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心	G _x (m)	8.100	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心	G _x (m)	10.200	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心	G _x (m)	11.625	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676

3. 応力計算

3.1 応力計算について

張り出し部に関しては「片持ち梁」として計算し、中央部は端部に曲げモーメントが生じる「単純梁」か「連続梁」として計算を行う。

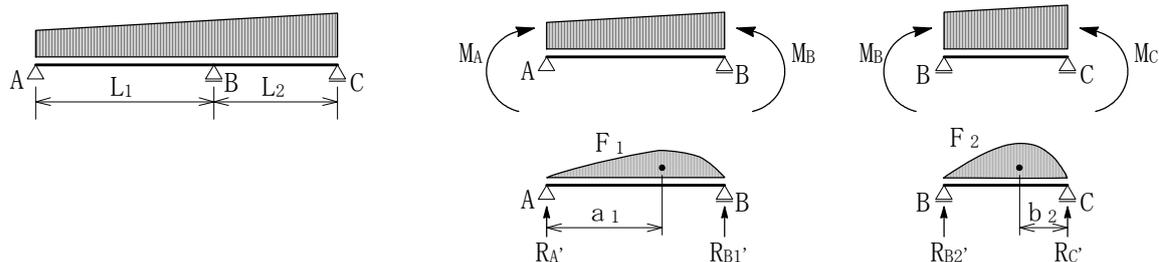
連続梁の計算は「3連モーメント公式」を用いて中央部支点の曲げモーメントを算出し、さらに各区間を端部に曲げモーメントが生じる単純梁として計算を行う。

本計算では、基礎スラブの断面形状や材質が、どの区間においても同一であることから断面二次モーメントは全て同じとして一般の3連モーメント公式を変化させたものを用いる。

以下に3連モーメント公式と、本計算で用いている式を記す。

なお、下図右側は左図をA～B間とB～C間の2つに分けた図であり、さらにその右下図は分布荷重から求めた曲げモーメントで表される「モーメント荷重図」である。

3連モーメント公式は、このモーメント荷重図を基に計算する。



分布荷重が作用する連続梁

・ 3連モーメント公式

$$M_A \frac{L_1}{I_1} + 2M_B \left(\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + M_C \frac{L_2}{I_2} = -6 \left(\frac{R_{B1'}}{I_1} + \frac{R_{B2'}}{I_2} \right)$$

ただし、 $R_{B1'} = F_1 \cdot a_1 / L_1$ …… A～B間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

$R_{B2'} = F_2 \cdot b_2 / L_2$ …… B～C間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

・ 断面二次モーメントが同一時の変化式

$$M_A \cdot L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C \cdot L_2 = -6(R_{B1'} + R_{B2'})$$

ここに、 L_1 、 L_2 : 各杭間の距離

M_A 、 M_B 、 M_C : 各支点(杭)に生じる曲げモーメント

F_1 、 F_2 : モーメント荷重図の面積

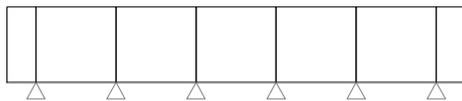
a_1 、 b_2 : 支点からモーメント荷重図図心までの距離

3.2 張出し部の計算（片持ち梁）

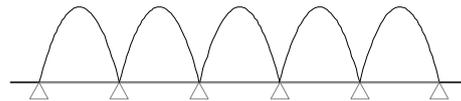
Case No	検討方向	スパンNo	スパン長 L (m)	荷重 F (kN)	図心位置 G _x (m)	アーム長 a (m)	モーメント M (kN・m)	備考
1	幅	1	0.380	34.289	0.190	0.190	-6.515	M=-34.289×0.190
1	幅	3	0.380	34.289	1.790	0.190	-6.515	M=-34.289×0.190
2	幅	1	0.380	46.675	0.186	0.194	-9.055	M=-46.675×0.194
2	幅	3	0.380	21.903	1.781	0.181	-3.964	M=-21.903×0.181
1	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
1	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
2	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
2	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375

3.3 3連モーメント計算

ケース1 [延長方向] (荷重図)



ケース1 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _{A'} (kN・m ²)	支点反力 R _{B'} (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800

$$-25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 = -364.304$$

$$M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 = -364.304$$

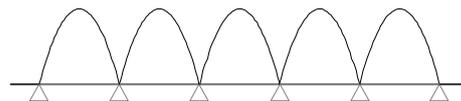
上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

ケース2 [延長方向] (荷重図)



ケース2 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _{A'} (kN・m ²)	支点反力 R _{B'} (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800

$$\begin{aligned}
 -25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800) \\
 M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800) \\
 M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800) \\
 M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800)
 \end{aligned}$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$\begin{aligned}
 M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 &= -364.304 \\
 M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 &= -417.600 \\
 M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 &= -417.600 \\
 M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 &= -364.304
 \end{aligned}$$

上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

3.4 単純梁

ケース1 [幅方向] (荷重図)



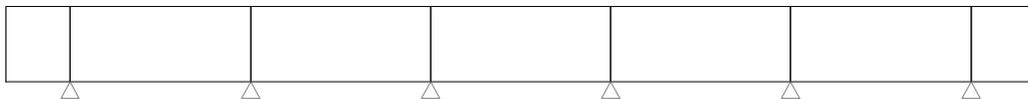
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	110.086	0.610	-55.043	-55.043	-6.515	-6.515

ケース2 [幅方向] (荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	110.086	0.554	-60.096	-49.990	-9.055	-3.964

ケース1 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-25.379	-35.186
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-32.734
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-32.734
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-35.186
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-25.379

ケース2 [延長方向] (荷重図)



スパン No	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-25.379	-35.186
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-32.734
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-32.734
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-35.186
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-25.379

3.5 支点反力

各スパン毎の支点反力は、下記に示す基本公式に基づき算出する。
また杭の支点反力は、その杭に対する左右スパンの該当側支点反力の合計になる。

- ・片持ち梁

$$R = -F$$

- ・単純梁

$$R_L = \{-F \cdot (L - a) + M_L - M_R\} / L$$

$$R_R = \{-F \cdot a - M_L + M_R\} / L$$

- ・杭の支点反力

$$R_n = R_{Rn} + R_{L(n+1)}$$

ここに、R, R_L, R_R : 支点反力 (R_L, R_Rは左右) (kN)

F : スパン上の全荷重(荷重図面積) (kN)

a : スパン上の全荷重の図心位置 (m)

L : スパン長 (m)

M_L, M_R : 左右端の曲げモーメント (kN・m)

R_n : n番目の杭の支点反力 (kN)

R_{Rn} : n番目のスパンの右側支点反力 (kN)

R_{L(n+1)} : n+1番目のスパンの左側支点反力 (kN)

ケース1 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	34.289	0.190	———	-6.515	———	-34.289	-89.332
2	1.220	110.086	0.610	-6.515	-6.515	-55.043	-55.043	-89.332
3	0.380	34.289	0.190	-6.515	———	-34.289	———	———

ケース2 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	46.675	0.186	———	-9.055	———	-46.675	-110.944
2	1.220	110.086	0.554	-9.055	-3.964	-64.269	-45.817	-67.720
3	0.380	21.903	0.181	-3.964	———	-21.903	———	———

ケース1 [延長方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.750	67.676	0.375	———	-25.379	———	-67.676	-157.752
2	2.100	189.492	1.050	-25.379	-35.186	-90.076	-99.416	-195.329
3	2.100	189.492	1.050	-35.186	-32.734	-95.913	-93.579	-188.325

ケース1 [延長方向]

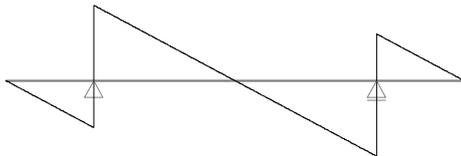
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
4	2.100	189.492	1.050	-32.734	-32.734	-94.746	-94.746	-188.325
5	2.100	189.492	1.050	-32.734	-35.186	-93.579	-95.913	-195.329
6	2.100	189.492	1.050	-35.186	-25.379	-99.416	-90.076	-157.752
7	0.750	67.676	0.375	-25.379	——	-67.676	——	——

ケース2 [延長方向]

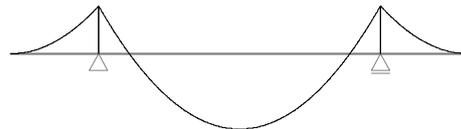
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.750	67.676	0.375	——	-25.379	——	-67.676	-157.752
2	2.100	189.492	1.050	-25.379	-35.186	-90.076	-99.416	-195.329
3	2.100	189.492	1.050	-35.186	-32.734	-95.913	-93.579	-188.325
4	2.100	189.492	1.050	-32.734	-32.734	-94.746	-94.746	-188.325
5	2.100	189.492	1.050	-32.734	-35.186	-93.579	-95.913	-195.329
6	2.100	189.492	1.050	-35.186	-25.379	-99.416	-90.076	-157.752
7	0.750	67.676	0.375	-25.379	——	-67.676	——	——

3.6 せん断力・曲げモーメント

ケース1 [幅方向] (せん断力図)

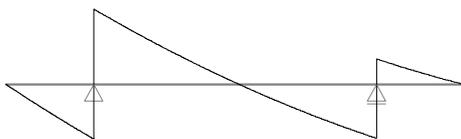


ケース1 [幅方向] (曲げモーメント図)

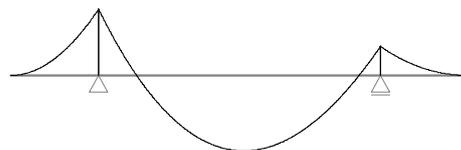


スパンNo	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	——	0.380	-6.515	34.289
2	0.380	1.220	0.990	10.273	——	0.380	-6.515	55.043
3	1.600	0.380	1.980	0.000	——	1.600	-6.515	34.289
採用値			0.990	10.273	——	0.380	-6.515	55.043

ケース2 [幅方向] (せん断力図)

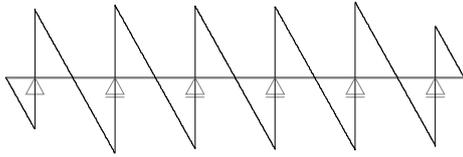


ケース2 [幅方向] (曲げモーメント図)

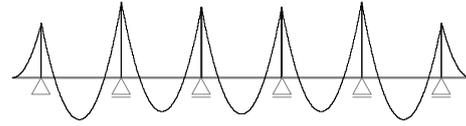


スパンNo	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	——	0.380	-9.055	46.675
2	0.380	1.220	1.009	10.293	——	0.380	-9.055	64.269
3	1.600	0.380	1.980	0.000	——	1.600	-3.964	21.903
採用値			1.009	10.293	——	0.380	-9.055	64.269

ケース1 [延長方向] (せん断力図)

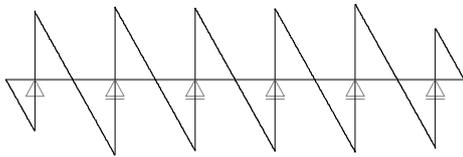


ケース1 [延長方向] (曲げモーメント図)

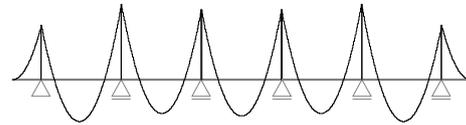


スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	——	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	——	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	——	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	——	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	——	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	——	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	——	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416

ケース2 [延長方向] (せん断力図)



ケース2 [延長方向] (曲げモーメント図)



スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	——	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	——	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	——	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	——	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	——	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	——	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	——	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416

3.7 応力集計表

荷重ケース名称	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
ケース1 [幅方向]	0.990	10.273	——	0.380	-6.515	55.043
ケース2 [幅方向]	1.009	10.293	——	0.380	-9.055	64.269
ケース1 [延長方向]	10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416
ケース2 [延長方向]	10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416

4 部材計算

4.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	8.00	N/mm ²	
許容せん断応力度	τ_a	0.42	N/mm ²	
許容付着応力度	τ_{0a}	1.50	N/mm ²	
許容支圧応力度	σ_{ba}	6.30	N/mm ²	
押抜きせん断応力度	$\tau_{a1'}$	0.85	N/mm ²	
容許容引張応力度	σ_{sa}	176.0	N/mm ²	
容許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		<input type="radio"/> 最大せん断力
その他の条件	<input type="radio"/>	付着応力度を無視できる。		

4.2 配筋条件

配筋方法	単鉄筋	全指定		奥外・幅内	幅外・奥内
	複鉄筋	全指定	<input type="radio"/>	奥外・幅内	幅外・奥内
計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
鉄筋かぶり (mm)	上 面	幅方向	76	延長方向	60
	下 面	幅方向	166	延長方向	150
鉄筋呼び径	上 面	幅方向	D16	延長方向	D16
	下 面	幅方向	D16	延長方向	D16
鉄筋ピッチ (mm)	上 面	幅方向	250	延長方向	250
	下 面	幅方向	250	延長方向	250
かぶりの指定方法	<input type="radio"/>	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで	

5 応力計算公式

5.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

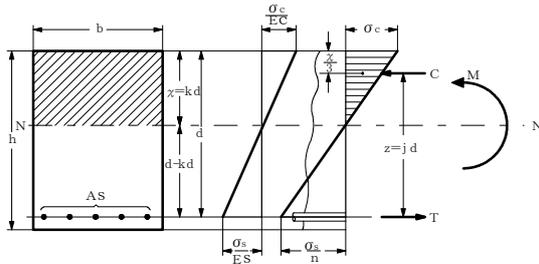
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

5.2 単鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

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

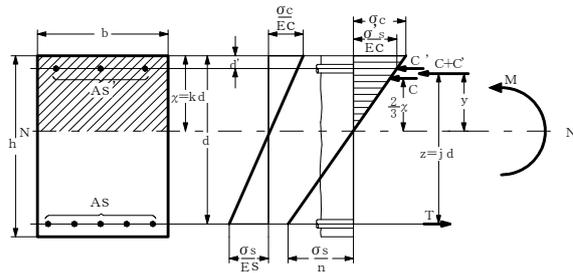
$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.3 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.4 応力検討

			許容値	ケース1 [幅方向]		ケース2 [幅方向]		ケース1 [延長方向]	
				下面引張	上面引張	下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M kN・m		10.273	-6.515	10.293	-9.055	19.580	-35.186
	せん断力	S kN		—	55.043	—	64.269	—	99.416
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h mm		350	350	350	350	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		166	76	166	76	150	60
	圧縮側 かぶり	c' mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ			D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s mm ²		794	794	794	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s ' mm ²							
	鉄筋周長	U mm		200	200	200	200	200	200
	有効部材厚	d mm		184	274	184	274	200	290
	圧縮側 かぶり	d' mm							
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00431	0.00290	0.00431	0.00290	0.00397	0.00274
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.30070	0.25465	0.30070	0.25465	0.29066	0.24854
	応力軸比	j		0.89977	0.91512	0.89977	0.91512	0.90311	0.91715
		L _c							
	中立軸の位置	χ mm		55.359	69.800	55.359	69.800	58.132	72.077
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c N/mm ²	8.00	2.241	0.744	2.245	1.034	3.730	3.671
	引張応力度	σ _s N/mm ²	176.00	78.109	32.712	78.263	45.465	136.529	166.614
	圧縮応力度	σ _s ' N/mm ²	176.00						
	せん断応力度	τ N/mm ²	0.42	—	0.219	—	0.256	—	0.374
	付着応力度	τ _o N/mm ²		—		—		—	
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算					

		許容値		ケース2 [延長方向]	
				下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	19.580	-35.186
	せん断力	S	kN	—	99.416
部材	単位部材幅	b	mm	1000	1000
	部材厚	h	mm	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm	150	60
	圧縮側 かぶり	c'	mm		
	引張側 鉄筋・ピッチ			D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ				
データ	引張側 鉄筋断面積	A_s	mm ²	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	$A_{s'}$	mm ²		
	鉄筋周長	U	mm	200	200
	有効部材厚	d	mm	200	290
	圧縮側 かぶり	d'	mm		
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00397	0.00274
	圧縮鉄筋比	p'			
	中立軸比	k		0.29066	0.24854
	応力軸比	j		0.90311	0.91715
		L_c			
	中立軸の位置	χ	mm	58.132	72.077
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	8.00	3.730
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	176.00	136.529
	圧縮応力度	$\sigma_{s'}$	N/mm ²	176.00	
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.42	—
	付着応力度	τ_0	N/mm ²		—
判定				OK	OK
計算式				単鉄筋計算	

6. 基礎杭の検討

6.1 基礎杭の支持力照査

杭の支持力照査は下記式を満足しているかで判定を行う。

$$P = (R \times L) / N \leq R_a$$

ここに、P : 杭の押し込み力 (kN/本)

R : 支点反力 (kN/m)

L : 作用幅・作用長 (m)

N : 杭の本数 (本)

R_a : 杭の許容支持力 (kN/本)

杭の許容支持力 R_a = 244.310 (kN/本)

6.2 支点反力の集計と支持力照査

ケース名称	ケース1 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		89.332
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	89.332	89.332					

$$P = (89.332 \times 12.000) \div 6 = 178.664 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		110.944
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	110.944	67.720					

$$P = (110.944 \times 12.000) \div 6 = 221.888 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース1 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752	

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752	

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

6.3 杭と底版結合部の応力照査

(a) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = P / (\pi \cdot D^2 / 4) \leq \sigma_{cva}$$

ここに、σ_{cv} : コンクリートの垂直支圧応力度 (N/mm²)

P : 杭の最大押し込み力 (N)

D : 杭の外径 = 300.0 (mm)

σ_{cva} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

許容支圧応力度 σ_{cva} = 6.30 (N/mm²)

$$\sigma_{cv} = 221,888 \div (\pi \times 300.0^2 \div 4) = 3.139 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{cva} = 6.300 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(b) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = P / (\pi \cdot h (D + h)) \leq \tau_a$$

ここに、 τ_v : コンクリートの押抜きせん断応力度 (N/mm²)

h : 押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 250.0 (mm)

τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

許容押抜きせん断応力度 $\tau_a = 0.85$ (N/mm²)

$$\tau_v = 221,888 \div (\pi \times 250.0 \times (300.0 + 250.0)) = 0.514 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$