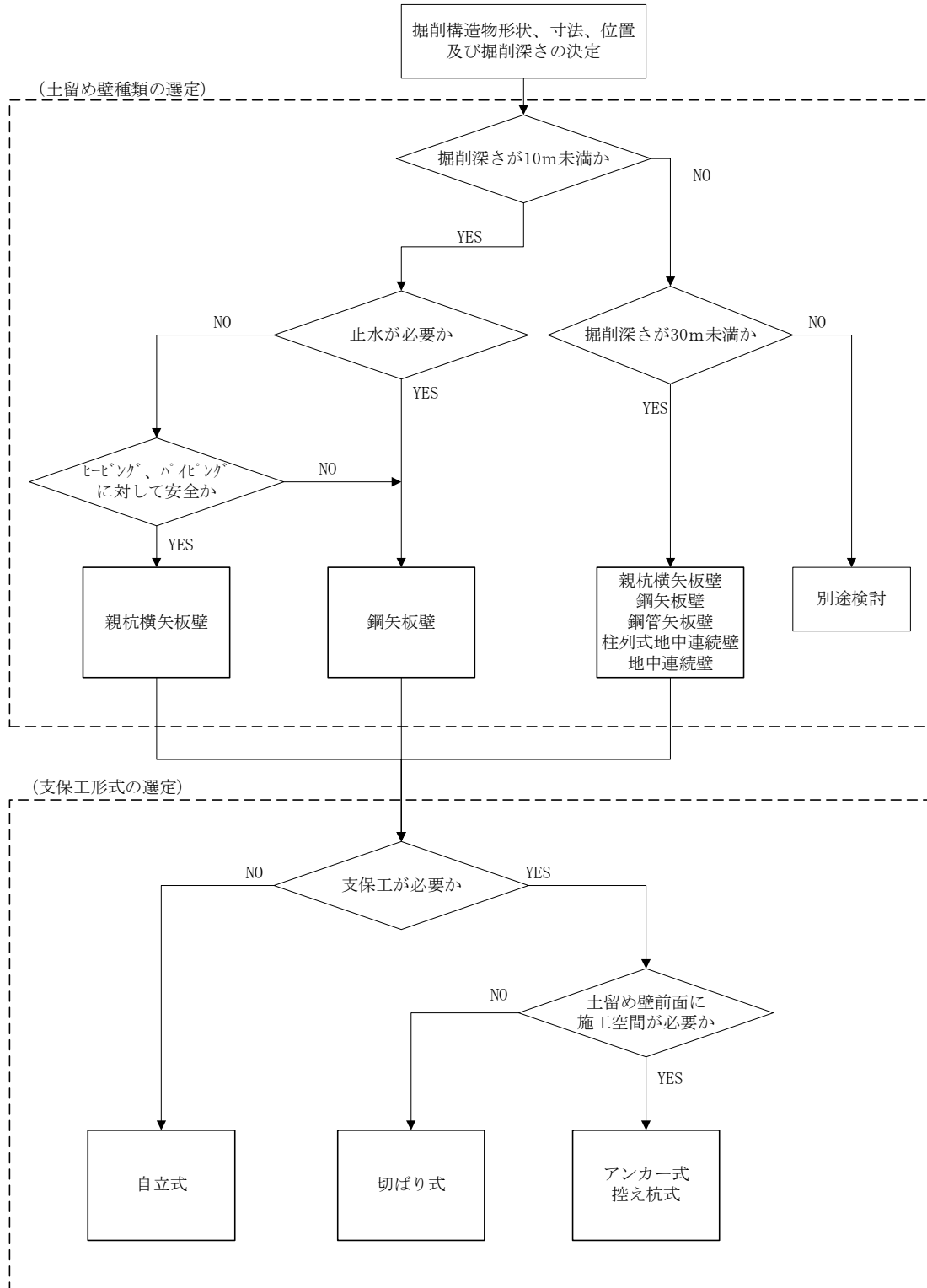


第 3 章 附属資料

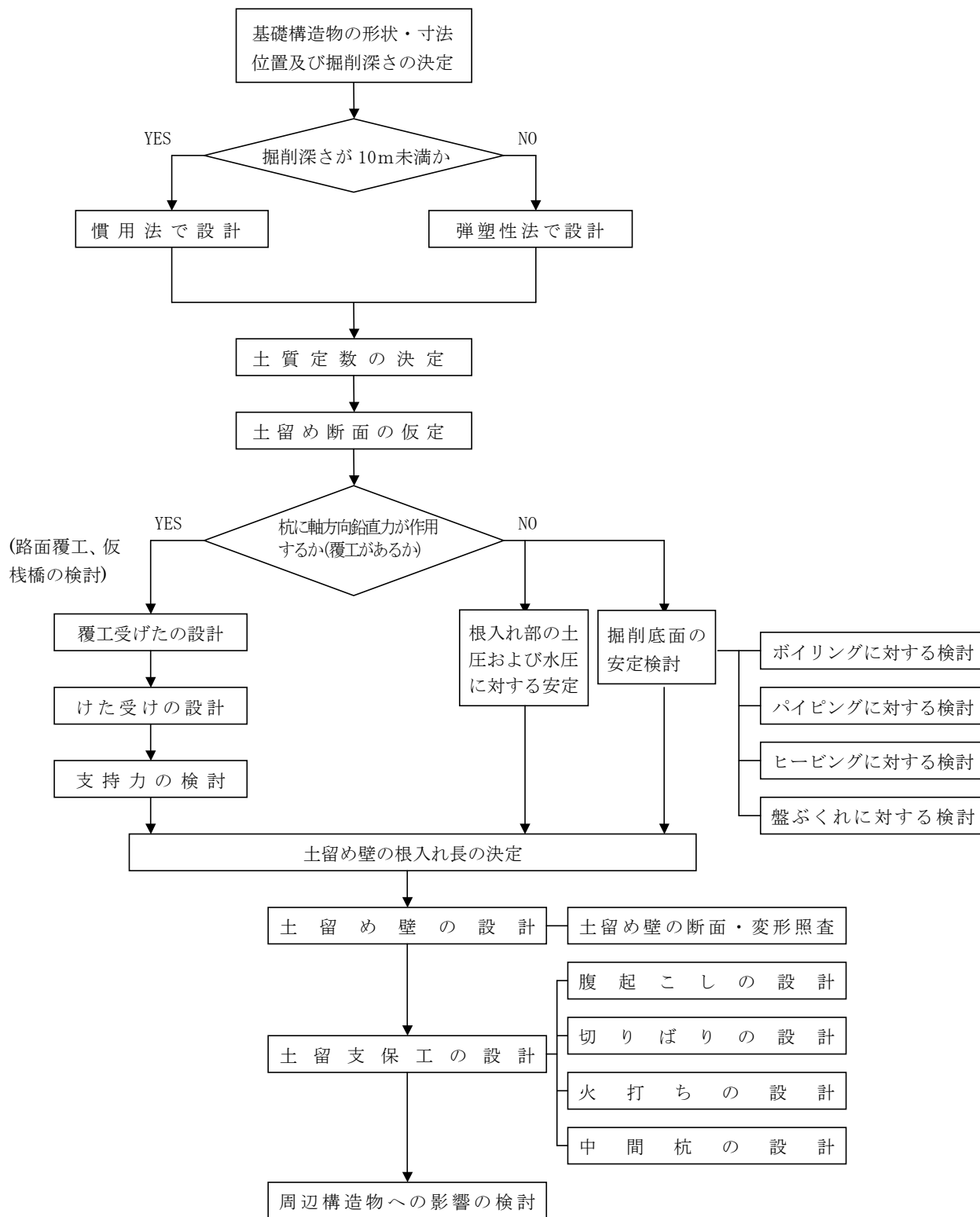
第3章 付属資料

第1節 設計計算フローチャート

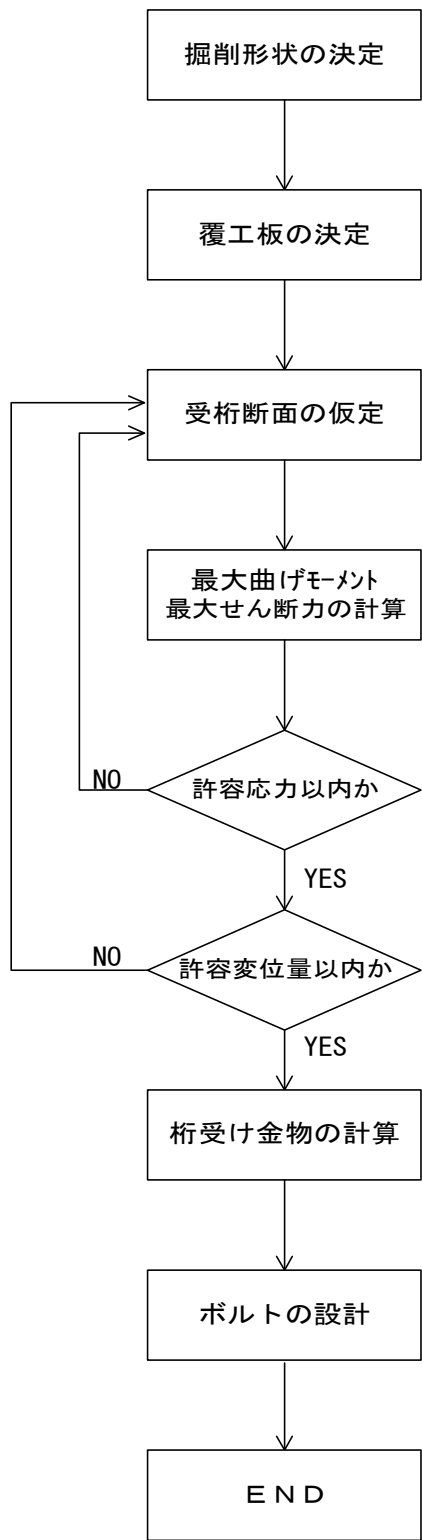
1. 土留め工法の選定フローチャート



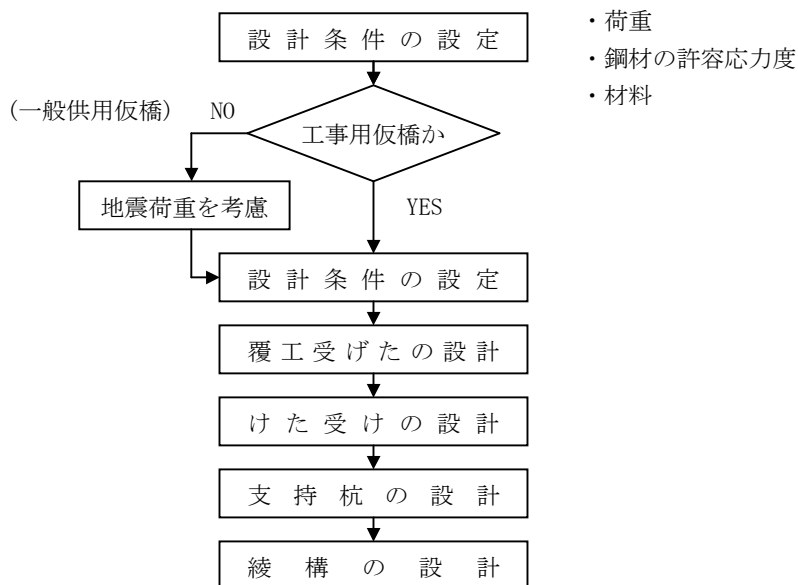
2. 土留めの設計計算フローチャート



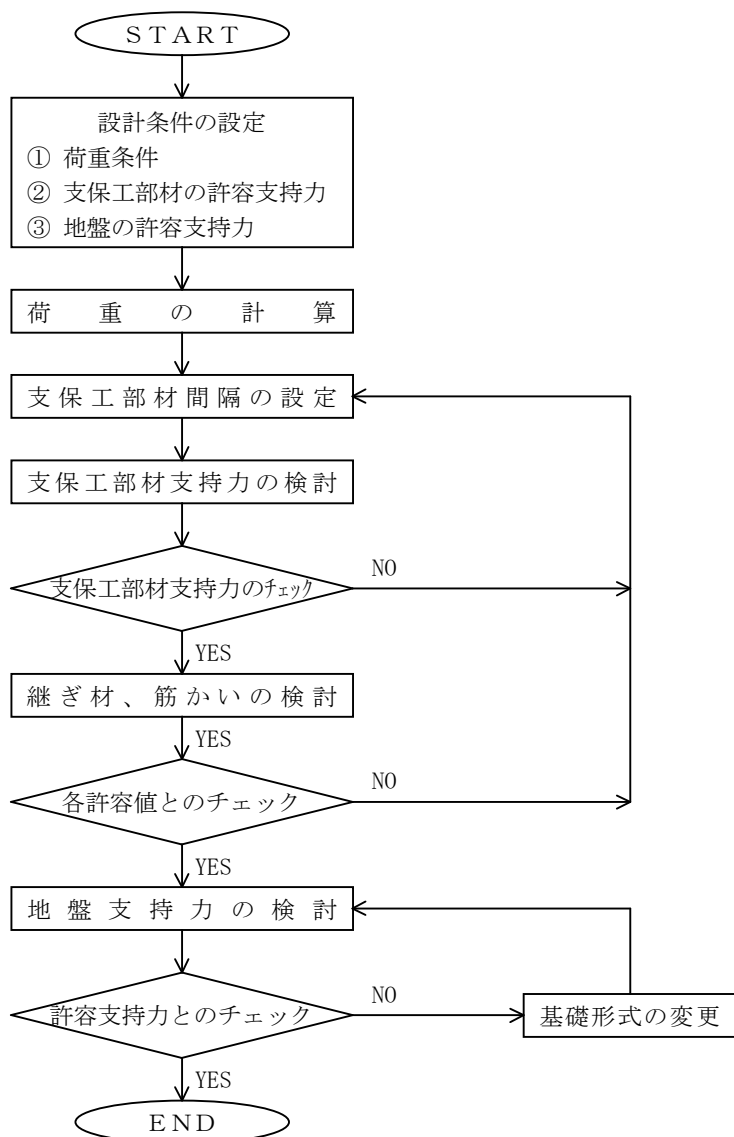
3. 路面覆工の設計計算フローチャート



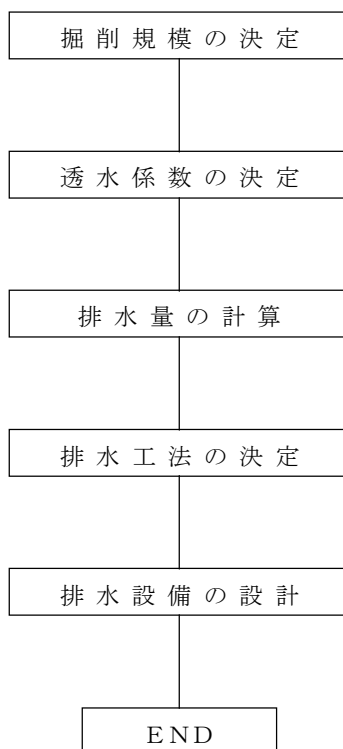
4. 仮橋の設計計算フローチャート



5. 支保工の設計計算フローチャート



6. 水替工法の設計計算フローチャート



第2節 設計計算例

1. 山留め

土質条件

深 度	土 質	土質調査結果		設計土層 区 分	土質常数	
		標準貫入値 (N) 回				一軸圧縮強度 (qu) KN/m ²
		10	20 30 40 50			
(地下水位) -2.00	砂質土			第1層 砂質土 -3.00	$\bar{N}=7 \rightarrow \phi 25^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$	
-3.00				第2層 砂質土 -6.00	$\bar{q}_u=36\text{kN/m}^2 \rightarrow C=18\text{kN/m}^2$ $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 9\text{kN/m}^3$	
-6.00	粘性土			第3層 砂質土 -9.00	$\bar{N}=15 \rightarrow \phi 30^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$	
	砂質土			第4層 砂質土 -25.00	$\bar{N}=27 \rightarrow \phi 35^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$	
-25.00		砂質土			第5層 砂 礫	$\bar{N}=50 \rightarrow \phi 42^\circ$ $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 11\text{kN/m}^3$
	砂礫					

1-1 親ぐい横矢板土留工

1-1-1 荷重及び断面力の計算

1) 第1次掘削時

a) 根入れ長

弾性上の半無限長の杭として根入れ長を計算する。

	層厚	\bar{N}	C kN/m ²	E _o kN/m ²	αE_o kN/m ²	K _{HO} kN/m ³	K _H kN/m ³
1	0.40	7	0	19600	19600	65333	18838
2	3.00	3	18.0	3780	3780	12600	3633
3	3.00	15	0	42000	42000	140000	40367
4	16.00	27	0	75600	75600	252000	72661

杭として、H-350×350×12×19 使用の場合

$$D = 35 \text{ cm} = 0.35 \text{ m}$$

$$E = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \approx 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 39800 \text{ cm}^4 \approx 39800 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$K_{HO} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$K_H = \eta \cdot K_{HO} \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^3$$

$$\eta = B_o/B_f = 1.50/0.35 = 4.29 > 4 \quad \therefore \eta = 4$$

$$BH = 10 \text{ m}$$

杭の特性値 β

但し K_H は $1/\beta$ 区間の平均値

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = \sqrt[4]{4 \times \frac{6176 \times 0.35}{2.00 \times 10^8 \times 39800 \times 10^{-8}}} = 0.287 \text{ m}^{-1}$$

根入れ長

$$D = \frac{2.50}{\beta} = \frac{2.50}{0.287} = 8.71 \text{ m (GL-11.31m)}$$

b) 最大曲げモーメント

Chang の式により計算を行う。

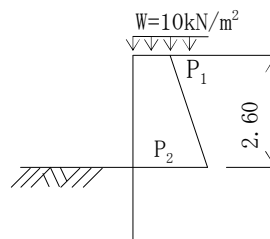
親ぐい間隔 1.50m

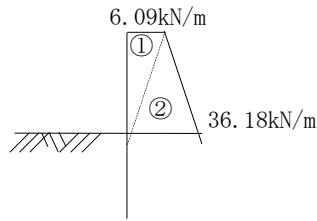
親ぐい幅 0.35m

土圧強度

$$P_1 = 10.0 \times 0.406 \times 1.50 = 6.09 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 2.60) \times 1.50 = 24.12 \times 1.50 = 36.18 \text{ kN/m}$$





	P (kN)	h (m)	M (kN・m)
①	$1/2 \times 6.09 \times 2.60 = 7.92$	1.73	13.70
②	$1/2 \times 36.18 \times 2.60 = 47.03$	0.867	40.78
計	54.95	(0.991)	54.48

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{P}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0)^2 + 1} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0} \right]$$

H-350×350×12×19 使用の場合

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{54.95}{2 \times 0.287} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.287 \times 0.991)^2 + 1} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.287 \times 0.991} \right] \\ &= 178.10 \times 0.567 \\ &= 100.98 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの生ずる位置

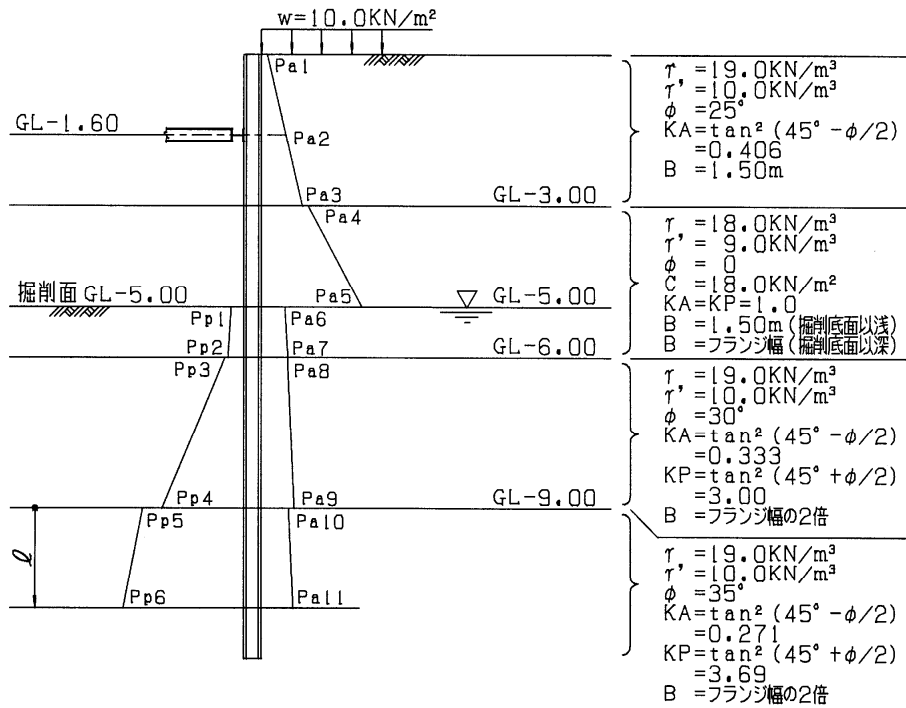
$$\begin{aligned} L_m &= \frac{1}{\beta} \cdot \left[\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0} \right] \\ &= \frac{1}{0.287} \times \left[\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.287 \times 0.991} \right] \\ &= 1.98 \text{ m} \end{aligned}$$

2) 第2次掘削時

a) 根入れ長

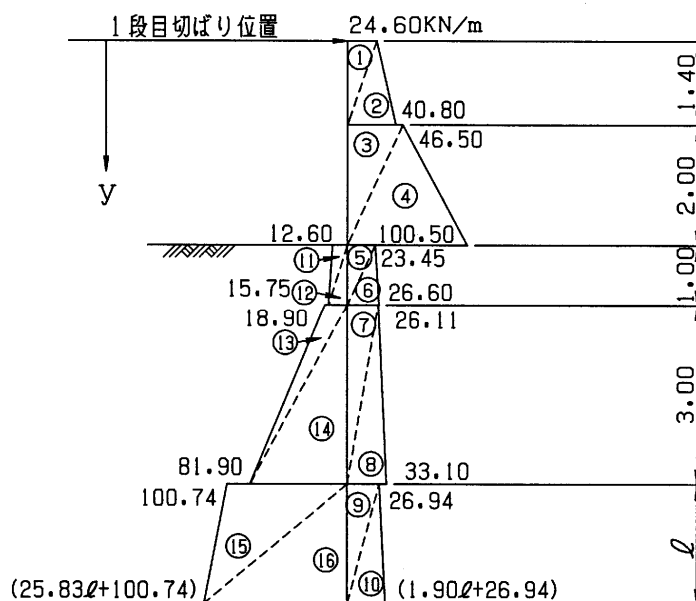
1段目切ばり位置に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗土圧による抵抗モーメントが釣り合う深さを求める。

釣り合う点がGL-9.00m～-25.00mの砂層にあると仮定して、GL-9.00mからの深さをλとする。



親ぐい間隔=1.50m 親ぐい幅=0.35m

	$\gamma \cdot h$	$\Sigma \gamma h$	K	2·C	P	B · P
Pa 1	10.0	10.00	0.406		4.06	6.09
2	$19.0 \times 1.60 = 30.40$	40.40	0.406		16.40	24.60
3	$19.0 \times 1.40 = 26.60$	67.00	0.406		27.20	40.80
4		67.00	1.0	36.0	31.00	46.50
5	$18.0 \times 2.00 = 36.00$	103.00	1.0	36.0	67.00	100.50
6		103.00	1.0	36.0	67.00	23.45
7	$9.0 \times 1.00 = 9.00$	112.00	1.0	36.0	76.00	26.60
8		112.00	0.333		37.30	26.11
9	$10.0 \times 3.00 = 30.00$	142.00	0.333		47.29	33.10
10		142.00	0.271		38.48	26.94
11	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$142.00 + 10.0 \lambda$	0.271		$38.48 + 2.71 \lambda$	$1.90 \lambda + 26.94$
Pp 1		0	1.0	36.0	36.00	12.60
2	$9.0 \times 1.00 = 9.00$	9.00	1.0	36.0	45.00	15.75
3		9.00	3.00		27.00	18.90
4	$10.0 \times 3.00 = 30.00$	39.00	3.00		117.00	81.90
5		39.00	3.69		143.91	100.74
6	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$39.00 + 10.0 \lambda$	3.69		$143.91 + 36.90 \lambda$	$25.83 \lambda + 100.74$



		P (kN)	y (m)	M (kN·m)
主働側	①	$1/2 \times 24.60 \times 1.40 = 17.22$	0.467	8.04
	②	$1/2 \times 40.80 \times 1.40 = 28.56$	0.933	26.65
	③	$1/2 \times 46.50 \times 2.00 = 46.50$	2.07	96.26
	④	$1/2 \times 100.50 \times 2.00 = 100.50$	2.73	274.37
	⑤	$1/2 \times 23.45 \times 1.00 = 11.73$	3.73	43.75
	⑥	$1/2 \times 26.60 \times 1.00 = 13.30$	4.07	54.13
	⑦	$1/2 \times 26.11 \times 3.00 = 39.17$	5.40	211.52
	⑧	$1/2 \times 33.10 \times 3.00 = 49.65$	6.40	317.76
	⑨	$1/2 \times 26.94 \times \lambda = 13.47 \lambda$	$7.40 + 1/3 \lambda$	$4.49 \lambda^2 + 99.68 \lambda$
	⑩	$1/2 \times (1.90 \lambda + 26.94) \times \lambda = 0.95 \lambda^2 + 13.47 \lambda$	$7.40 + 2/3 \lambda$	$0.633 \lambda^3 + 16.01 \lambda^2 + 99.68 \lambda$
計	$M_a = 0.633 \lambda^3 + 20.50 \lambda^2 + 199.36 \lambda + 1032.48$			
受働側	⑪	$1/2 \times 12.60 \times 1.00 = 6.30$	3.73	23.50
	⑫	$1/2 \times 15.75 \times 1.00 = 7.88$	4.07	32.07
	⑬	$1/2 \times 18.90 \times 3.00 = 28.35$	5.40	153.09
	⑭	$1/2 \times 81.90 \times 3.00 = 122.85$	6.40	786.24
	⑮	$1/2 \times 100.74 \times \lambda = 50.37 \lambda$	$7.40 + 1/3 \lambda$	$16.79 \lambda^2 + 372.74 \lambda$
	⑯	$1/2 \times (25.83 \lambda + 100.74) \times \lambda = 12.92 \lambda^2 + 50.37 \lambda$	$7.40 + 2/3 \lambda$	$8.61 \lambda^3 + 129.19 \lambda^2 + 372.74 \lambda$
計	$M_p = 8.61 \lambda^3 + 145.98 \lambda^2 + 745.48 \lambda + 994.90$			

$$F = \frac{M_a}{M_p} \geq 1$$

∴ $M_a = M_p$ より

$$\therefore 7.98 \lambda^3 + 125.48 \lambda^2 + 546.12 \lambda - 37.58 \geq 0$$

代入法より解くと

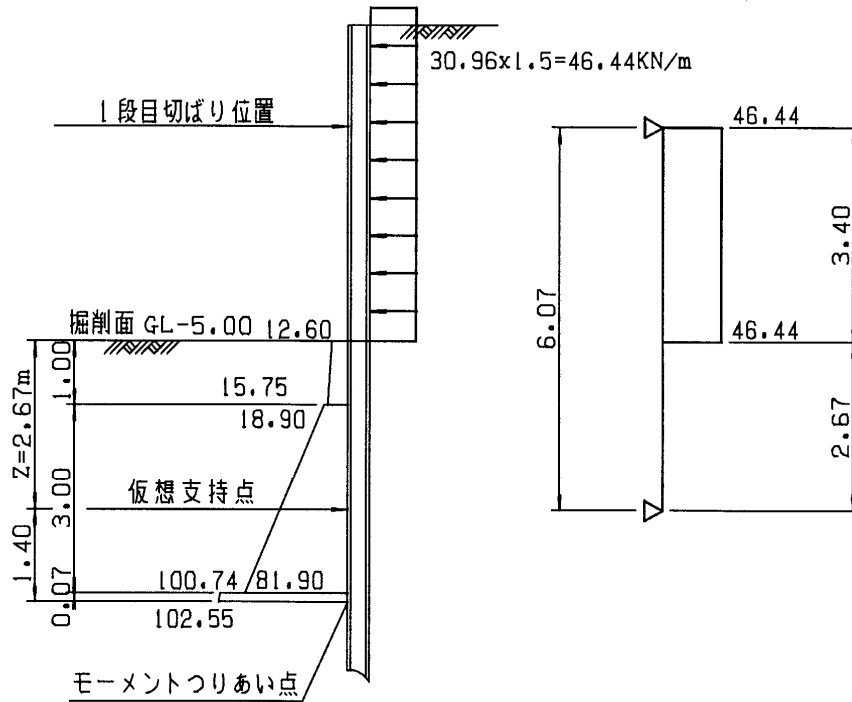
$$\lambda = 0.07\text{m}$$

故につりあい点は、GL-9.00より下、0.07mの所にある。

(掘削面より 4.07m)

根入れ長 $D = 1.2 \times 4.07 = 4.88\text{m}$ (GL-9.88m)

b) 最大曲げモーメント



仮想支持点は、受働土圧の合力の作用位置とする。

掘削面（GL-5.00m）から仮想支持点までの距離をZとする。

$$Z = \frac{\sum P_p \cdot Z}{\sum P_p}$$

$$\begin{aligned} \sum P_p \cdot Z &= 1/2 \times 12.60 \times 1.00 \times 0.333 + 1/2 \times 15.75 \times 1.00 \times 0.667 \\ &\quad + 1/2 \times 18.90 \times 3.00 \times 2.00 + 1/2 \times 81.90 \times 3.00 \times 3.00 \\ &\quad + 1/2 \times 100.74 \times 0.07 \times 4.02 + 1/2 \times 102.55 \times 0.07 \times 4.05 \\ &= 461.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum P_p &= 1/2 \times 12.60 \times 1.00 + 1/2 \times 15.75 \times 1.00 + 1/2 \times 18.90 \times 3.00 \\ &\quad + 1/2 \times 81.90 \times 3.00 + 1/2 \times 100.74 \times 0.07 + 1/2 \times 102.55 \times 0.07 \\ &= 172.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore Z = \frac{461.31}{172.49} = 2.67 \text{ m}$$

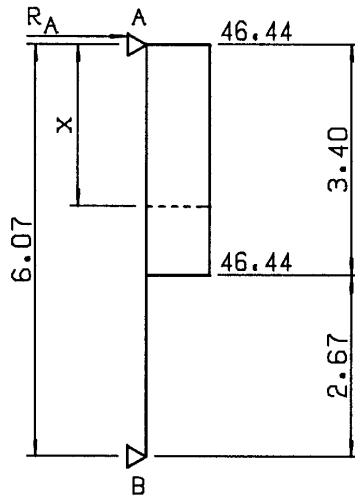
$$P = \alpha \cdot \bar{\gamma}$$

$$\alpha = 2.0$$

$\bar{\gamma}$: 平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma \cdot \lambda}{\sum \lambda} = \frac{19.0 \times 3.00 + 18.00 \times 2.00 + 9.00 \times 1.00 + 10.00 \times 1.67}{3.00 + 2.00 + 1.00 + 1.67} = 15.48 \text{ kN/m}^3$$

$$P = 2.0 \times 15.48 = 30.96 \text{ kN/m}^3$$



支点反力

$$P_A = \frac{1}{6.07} \times (46.44 \times 3.40 \times 4.37)$$

$$= 113.67 \text{ kN}$$

$$P_B = (46.44 \times 3.40) - 113.67$$

$$= 44.23 \text{ kN}$$

最大曲げモーメントは、せん断力が零になる点に生ずる。

今、A点からXmとすると、

$$M_x = 113.67x - 46.44 \times x \times 1/2 \times x$$

$$= -23.22x^2 + 113.67x$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = -46.44x + 113.67 = 0 \text{ より}$$

$$x = 2.45 \text{ m}$$

$$\therefore M_{\max} = -23.22 \times 2.45^2 + 113.67 \times 2.45$$

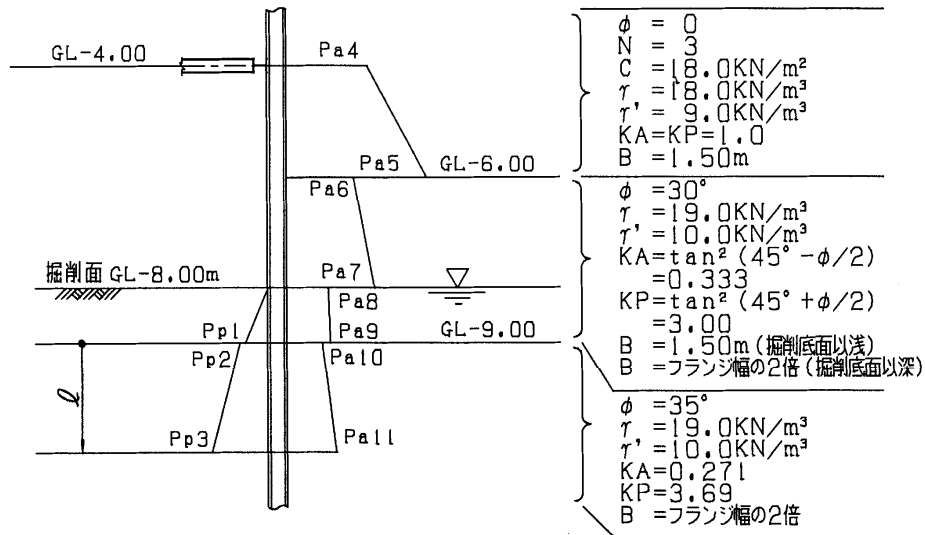
$$= 139.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 第3次掘削時 (最大段切ばり設置前)

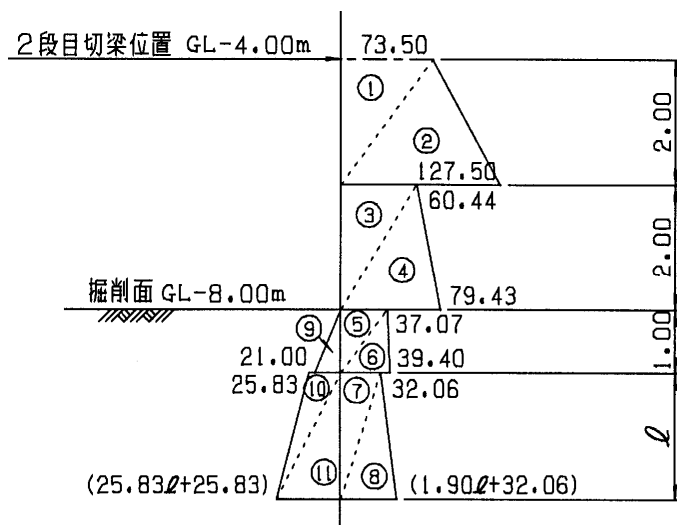
a) 根入れ長

2段目切ばり位置に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗土圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。

GL-9.00mからの距離をλとする。



	$\gamma \cdot h$	$\Sigma \gamma \cdot h$	K	$2 \cdot C$	P	P · B
Pa4	$10.0 + 19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 1.00 = 85.00$	85.00	1.0	36.0	49.00	73.50
5	$18.0 \times 2.00 = 36.00$	121.00	1.0	36.0	85.00	127.50
6		121.00	0.333		40.29	60.44
7	$19.0 \times 2.00 = 38.00$	159.00	0.333		52.95	79.43
8		159.00	0.333		52.95	37.07
9	$10.0 \times 1.00 = 10.00$	169.00	0.333		56.28	39.40
10		169.00	0.271		45.80	32.06
11	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$169.00 + 10.00 \lambda$	0.271		$2.71 \lambda + 45.80$	$1.90 \lambda + 32.06$
Pp1	$10.0 \times 1.00 = 10.00$	10.00	3.00		30.00	21.00
2		10.00	3.69		36.90	25.83
3	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$10.00 + 10.00 \lambda$	3.69		$36.90 \lambda + 36.90$	$25.83 \lambda + 25.83$



	P (kN)	y (m)	M (kN·m)	
主働側	①	$1/2 \times 73.50 \times 2.00 = 73.50$	0.667	49.02
	②	$1/2 \times 127.50 \times 2.00 = 127.50$	1.33	169.58
	③	$1/2 \times 60.44 \times 2.00 = 60.44$	2.67	161.37
	④	$1/2 \times 79.43 \times 2.00 = 79.43$	3.33	264.50
	⑤	$1/2 \times 37.07 \times 1.00 = 18.54$	4.33	80.28
	⑥	$1/2 \times 39.40 \times 1.00 = 19.70$	4.67	92.00
	⑦	$1/2 \times 32.06 \times \lambda = 16.03 \lambda$	$5.00 + 1/3 \lambda$	$5.34 \lambda^2 + 80.15 \lambda$
	⑧	$1/2 \times (1.90 \lambda + 32.06) \times \lambda = 0.95 \lambda^2 + 16.03 \lambda$	$5.00 + 2/3 \lambda$	$0.633 \lambda^3 + 15.44 \lambda^2 + 80.15 \lambda$
計	$M_a = 0.633 \lambda^3 + 20.78 \lambda^2 + 160.30 \lambda + 816.75$			
受働側	⑨	$1/2 \times 21.00 \times 1.00 = 10.50$	4.67	49.04
	⑩	$1/2 \times 25.83 \times \lambda = 12.92 \lambda$	$5.00 + 1/3 \lambda$	$4.31 \lambda^2 + 64.60 \lambda$
	⑪	$1/2 \times (25.83 \lambda + 25.83) \times \lambda = 12.92 \lambda^2 + 12.92 \lambda$	$5.00 + 2/3 \lambda$	$8.61 \lambda^3 + 73.21 \lambda^2 + 64.60 \lambda$
	計	$M_p = 8.61 \lambda^3 + 77.52 \lambda^2 + 129.20 \lambda + 49.04$		

$M_a = M_p$ より

$$7.98 \lambda^3 + 56.74 \lambda^2 - 31.10 \lambda - 767.71 = 0$$

代入法で解いて

$$\lambda = 3.24\text{m (掘削面より } 4.24\text{m)}$$

根入れ長

$$D = 4.24 \times 1.2 = 5.09\text{m (GL - 13.09m)}$$

b) 最大曲げモーメント

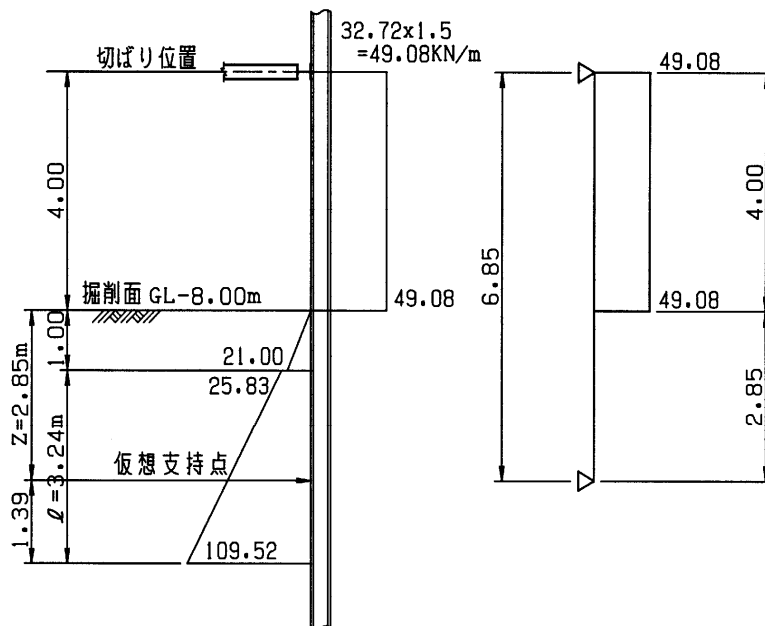
断面決定土圧

$$P = \alpha \cdot \bar{\gamma}$$

$$\alpha = 2.0$$

$\bar{\gamma}$: 平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma \cdot \lambda}{\sum \lambda} = \frac{19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 3.00 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 2.85}{3.00 + 3.00 + 2.00 + 2.85} = 16.36\text{kN/m}^2$$

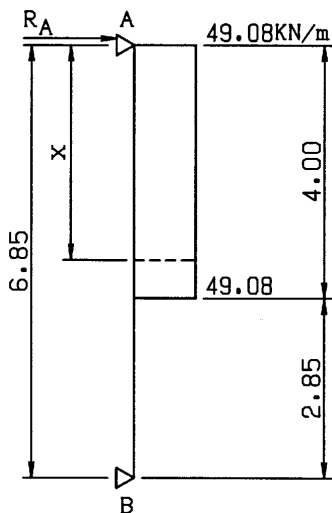


$$\therefore P = 2.0 \times 16.36 = 32.72 \text{ kN/m}^2$$

仮想支持点

$$Z = \frac{\sum P_p \cdot Z}{\sum P_p} = \frac{1/2 \times 21.00 \times 1.00 \times 0.667 + 1/2 \times 25.83 \times 3.24 \times 2.08 + 1/2 \times 109.52 \times 3.24 \times 3.16}{1/2 \times 21.00 \times 1.00 + 1/2 \times 25.83 \times 3.24 + 1/2 \times 109.52 \times 3.24}$$

$$= \frac{654.70}{229.77} = 2.85 \text{ m}$$



支点反力

$$R_A = \frac{1}{6.85} \times (49.08 \times 4.00 \times 4.85)$$

$$= 139.00 \text{ kN}$$

$$R_B = 49.08 \times 4.00 - 139.00$$

$$= 57.32 \text{ kN}$$

最大曲げモーメントは、せん断力が零の点に生じる。

$$M_x = 139.00 x - 49.08 \times x \times 1/2 \times x$$

$$= -24.54 x^2 + 139.00 x$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -49.08 x + 139.00 = 0 \text{ より}$$

$$x = 2.83 \text{ m}$$

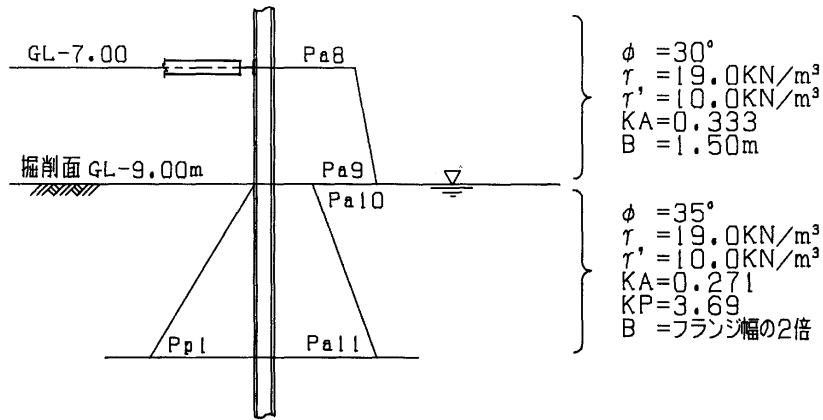
$$M_{\max} = -24.54 \times 2.83^2 + 139.00 \times 2.83 = 196.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 第4次掘削時 (最終掘削)

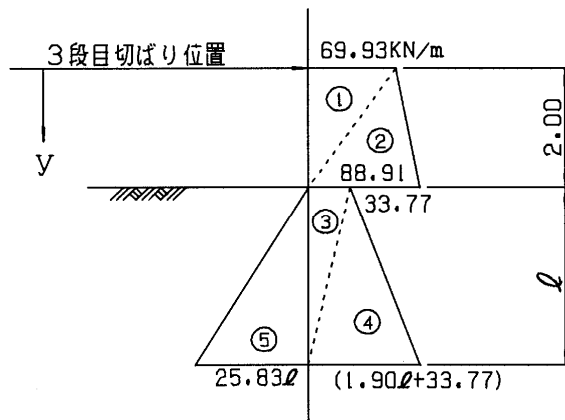
a) 根入れ長

下段切ばり位置に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗土圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。

掘削面からつり合う深さを λ とする。



	$\gamma \cdot h$	$\Sigma \gamma \cdot h$	K	P	P · B
Pa8	$10.0 + 19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 3.00 + 19.0 \times 1.00$	140.00	0.333	46.62	69.93
9	$19.0 \times 2.00 = 38.00$	178.00	0.333	59.27	88.91
10		178.00	0.271	48.24	33.77
11	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$10.00 \lambda + 178.00$	0.271	$2.71 \lambda + 48.24$	$1.90 \lambda + 33.77$
Pp1	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	10.00λ	3.69	36.90λ	25.83λ



	P (kN)	y (m)	M (kN·m)
主働側	① $1/2 \times 69.93 \times 2.00 = 69.93$	0.667	46.64
	② $1/2 \times 88.91 \times 2.00 = 88.91$	1.33	118.25
	③ $1/2 \times 33.77 \times \lambda = 16.89 \lambda$	$2.00 + 1/3 \lambda$	$5.63 \lambda^2 + 33.78 \lambda$
	④ $1/2 \times (1.90 \lambda + 33.77) \times \lambda = 0.950 \lambda^2 + 16.89 \lambda$	$2.00 + 2/3 \lambda$	$0.633 \lambda^3 + 13.16 \lambda^2 + 33.78 \lambda$
	計	$M_a = 0.633 \lambda^3 + 18.79 \lambda^2 + 67.56 \lambda + 164.89$	
受働側	⑤ $1/2 \times 25.83 \lambda \times \lambda = 12.92 \lambda^2$	$2.00 + 2/3 \lambda$	$8.61 \lambda^3 + 25.84 \lambda^2$
	計	$M_p = 8.61 \lambda^3 + 25.84 \lambda^2$	

$M_a = M_p$ より

$$0.633 \lambda^3 + 18.79 \lambda^2 + 67.56 \lambda + 164.89 = 8.61 \lambda^3 + 25.84 \lambda^2$$

$$7.98 \lambda^3 + 7.05 \lambda^2 - 67.56 \lambda - 164.89 = 0$$

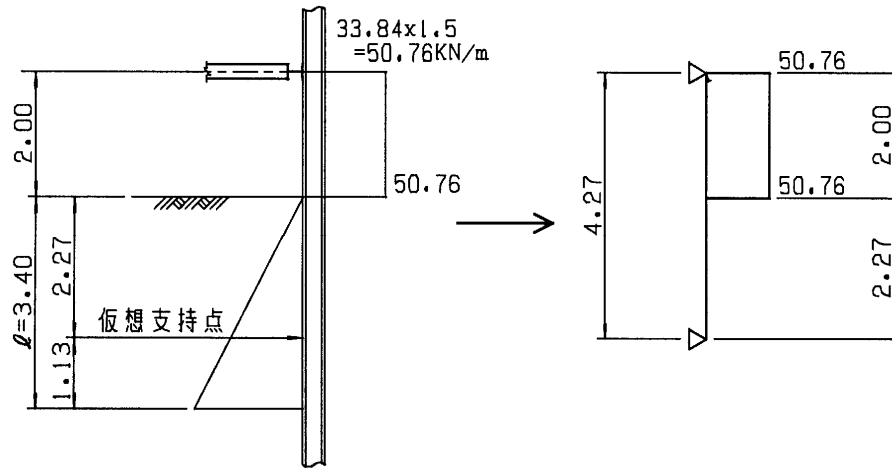
代入法で解くと

$$\lambda = 3.40\text{m (掘削面下 } 3.40\text{m)}$$

根入れ長

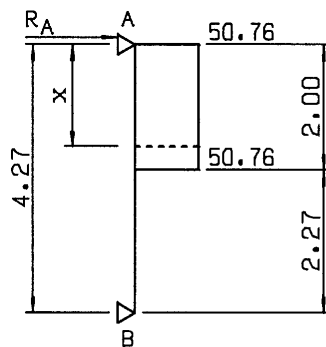
$$D = 3.40 \times 1.2 = 4.08\text{m (GL - 13.08m)}$$

b) 最大曲げモーメント



$$\gamma = \frac{19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 3.00 + 19.0 \times 3.00 + 10.0 \times 2.27}{3.00 + 3.00 + 3.00 + 2.27} = 16.92\text{kN/m}^3$$

$$P = \alpha \cdot \gamma = 2 \times 16.92 = 33.84\text{kN/m}^2$$



$$R_A = \frac{1}{4.27} \times (50.76 \times 2.00 \times 3.27)$$

$$= 77.74\text{kN}$$

$$R_B = (50.76 \times 2.00) - 77.74$$

$$= 23.78\text{kN}$$

$$M_x = 77.74 \times x - 50.76 \times x \times 1/2 \times x$$

$$= -25.38 x^2 + 77.74 x$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -50.76 x + 77.74 = 0 \text{ より}$$

$$x = 1.53\text{m}$$

$$M_{\max} = -25.38 \times 1.53^2 + 77.74 \times 1.53 = 59.53\text{kN}\cdot\text{m}$$

1-1-2 親ぐいの根入れ長の検討

根入れ長は最下段ばり設置前に於いて、3段目切梁より下方の主働土圧による作用モーメントと、受働土圧による抵抗モーメントのつりあう深さの1.2倍とする。

$$L = 4.24 \times 1.2$$

$$= 5.08\text{m (GL-13.08m)}$$

よって杭長は、 $L = 13.08 - (0.200 + 0.300) = 12.58 \approx 13.00\text{m}$ とする。

その時の根入れ長は、 $D = 13.00 + 0.20 + 0.30 - 9.00 = 4.50\text{m}$

1-1-3 親ぐいの支持力の検討

1) 反力

親ぐいに作用する鉛直力として路面覆工反力と親ぐいの自重、支保工の自重を考慮する。

又、路面覆工反力は覆工受桁の最大反力を親杭1本で受け持つものとする。

a) 路面覆工反力

別紙路面覆工・覆工受桁の計算より

$$R = 274.70\text{kN}$$

b) 親ぐい自重

$$H-350 \times 350 \quad \lambda = 13.50\text{m}$$

$$w_1 = 1.35\text{kN/m} \times 13.50 = 18.23\text{kN}$$

c) 支保工自重

腹起し

$$1 \text{ 段} \quad H-350 \times 350 \quad \lambda = 1.50\text{m}$$

$$2、3 \text{ 段} \quad H-300 \times 300 \quad \lambda = 1.50\text{m}$$

切梁

$$1 \sim 3 \text{ 段} \quad H-300 \times 300 \quad \lambda = 3.50\text{m} \quad @3.00\text{m}$$

$$w_{2-1} = 1.35 \times (1.50 \times 1) + 0.93 \times (1.50 \times 2) = 4.82\text{kN}$$

$$w_{2-2} = 0.93 \times (3.50 \times 3) \times 1.50 / 3.00 = 4.88\text{kN}$$

d) 反力の集計

$$\Sigma R = 274.70 + 18.23 + 4.82 + 4.88 = 302.63\text{kN}$$

2) 許容鉛直支持力の計算

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma \lambda_i \cdot f_i$$

ここに、 R_a : 許容鉛直支持力

n : 安全率 ($n = 2$)

R_u : 地盤から決まる土留壁の極限支持力

q_d : 土留壁先端地盤の極限支持力

$$q_d = 200 \cdot \alpha \cdot N$$

A : 土留壁の先端面積

$$A = a \cdot b$$

U : 周長で土留壁の設置状況を考慮し土と接する部分とする。

$$U = 2 \times (a + b) \text{ 掘削底面以深}$$

$$U = a + b \quad \text{掘削底面以浅}$$

λ_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度

$$f_i = 2 \cdot \beta \cdot N_s \quad (\text{砂質土})$$

$$t_i = \beta \cdot N_s \quad (N_c : \text{粘着力} C \text{の場合})$$

α : 施工条件による先端支持力度の係数

$$\alpha = 1.0 \quad (\text{プレボーリング工法で打撃・振動・圧入による先端処理})$$

N : 先端地盤のN値

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

N_1 : 杭先端位置のN値

N_2 : 杭先端から上方へ2mの範囲における平均N値

β : 施工条件による周面摩擦力度の係数

$$\beta = 1.0 \quad (\alpha \text{と同じ})$$

N_s : 砂質土のN値 ($N_s \leq 50$)

N_c : 粘性土の粘着力 ($N_c \leq 150 \text{kN/m}^2$)

$$N = \frac{36 + 1/3 \times (36 + 31 + 27)}{2} = 33$$

$$q_d = 200 \times 1.0 \times 33 = 6600 \text{kN/m}^2$$

$$A = 0.35 \times 0.35 = 0.12 \text{m}^2$$

$$U_1 = 2 \times (0.35 + 0.35) = 1.40 \text{m}$$

$$U_2 = 0.35 + 0.35 = 0.70 \text{m}$$

$$U \sum \lambda_i \cdot f_i = 0.70 \times \{ (2 \times 1.0 \times 7) \times 3.00 + (1.0 \times 18.0) \times 3.00 + (2 \times 1.0 \times 15) \times 3.00 \} \\ + 1.40 \times (2 \times 1.0 \times 27) \times 4.50 \\ = 470.40 \text{KN}$$

$$R_u = 6600 \times 0.12 + 470.40 = 1262.40 \text{kN}$$

$$R_a = \frac{1}{2} \times 1262.40 = 631.20 \text{kN} > R = 302.63 \text{kN}$$

1-1-4 親杭の検討

第1次掘削から最終掘削までに生ずる曲げモーメントの内から最大曲げモーメントに対して検討する。

断面力

ケース	曲げモーメント	せん断力
1次掘削時	100.98	54.95
2次掘削時	139.11	113.67
3次掘削時	196.83	139.00
最終掘削時	59.53	77.74

$$M_{\max} = 196.83 \text{kN} \cdot \text{m}, \quad N = 274.70 \text{kN}, \quad S = 139.00 \text{kN}$$

使用部材

H-350×350×12×19 を使用の場合

$$A = 171.9 \text{cm}^2$$

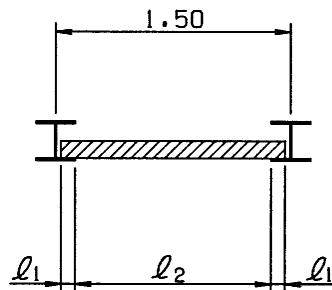
$$Z_x = 2280 \text{ cm}^3$$

応力度

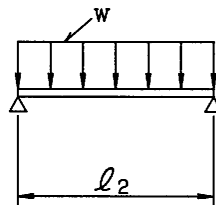
$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \\ &= \frac{274.70 \times 10^3}{171.9 \times 10^2} + \frac{196.83 \times 10^6}{2280 \times 10^3} \\ &= 16.0 + 86.3 \\ &= 102.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{S}{A_w} \\ &= \frac{139.00 \times 10^3}{(350 - 2 \times 19) \times 12} \\ &= 37.1 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

1-1-5 土留板の検討



λ_1 : 板厚以上、4 cm以上



土留板は、最終掘削深さでの土圧強度に応じて計算された板厚を掘削全面に用いる。

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma}}$$

ここで、 t : 板厚 (mm)

b : 板幅 (1000 mm)

σ : 許容応力度 (13.5 N/mm²)

M : 作用モーメント ($\frac{w \lambda^2}{8}$) (N・mm)

W : 掘削完了時の土圧強度 (N/mm²)

(断面決定土圧による)

λ_2 : 土留板の計算スパン (mm) で、土留ぐいのフランジ間距離

$$w = \alpha \cdot \bar{\gamma} = 33.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_2 = 1.50 - 0.35 = 1.15 \text{ m}$$

$$\therefore M = 1/8 \cdot w \lambda_2 = 1/8 \times 33.84 \times 1.15^2 = 5.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore t = \sqrt{\frac{6 \times 5.59 \times 10^6}{1000 \times 13.5}} = 49.8 \text{ mm}$$

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot t} \leq \tau_a$$

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

Q : 作用せん断力 ($\frac{w \cdot \lambda_2}{2}$) (kN)

τ_a : 許容せん断応力度 ($1.05 \text{ N}/\text{mm}^2$)

$$Q = \frac{w \cdot \lambda_2}{2} = \frac{33.84 \times 1.15}{2} = 19.46 \text{ kN}$$

$$I = \frac{19.46 \times 10^3}{1000 \times 50} = 0.39 \text{ N}/\text{mm}^2 < \tau_a = 1.05 \text{ N}/\text{mm}^2$$

したがって、板厚 50 mm とする。

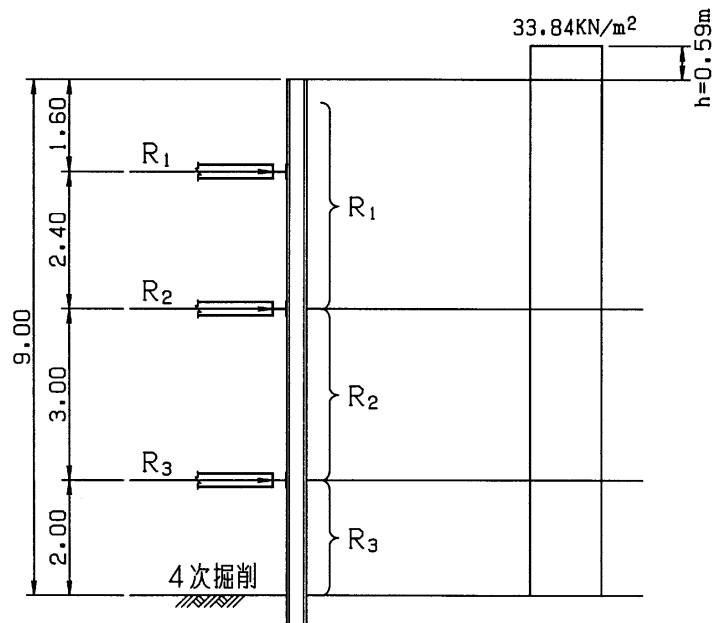
又、長さ $L = 1.15 + 0.05 \times 2 = 1.25 \text{ m}$

1-1-6 腹起しの検討

腹起しに作用する土圧は、最終掘削時に於ける土圧分布のうちで、最大土圧分布を用い下方分担法によって求める。

また、過載荷重 $w = 10 \text{ kN}/\text{m}^2$ を換算土圧として、地表面にとる。

$$\text{最終掘削時} \rightarrow h = \frac{10.0}{16.92} = 0.59 \text{ m}$$



$$R_1 : \Sigma R = 33.84 \times (0.59 + 1.60 + 2.40) = 155.33 \text{ kN}/\text{m}$$

$$R_2 : \Sigma R = 33.84 \times 3.00 = 101.52 \text{ kN}/\text{m}$$

$$R_3 : \Sigma R = 33.84 \times 2.00 = 67.68 \text{ kN}/\text{m}$$

a) 1 段目腹起し

a-1) 長辺方向

切梁間隔が 3.00m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力 $R = 155.33 \text{ kN/m}$

曲げスパン $L = 3.00 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 3.85 \text{ m}$

温度軸力 $N_t = 150.0 \text{ kN}$

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 155.33 \times 3.85 + 150.00 = 748.02 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = 1/8 \times R \times L^2 = 1/8 \times 155.33 \times 3.00^2 = 174.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力 $S = 1/2 \times R \times L = 1/2 \times 155.33 \times 3.00 = 233.00 \text{ kN}$

使用部材

H-350×350×12×19 (リース材)

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 2000 \text{ cm}^3$

断面 2 次半径 $\gamma_x = 15.1 \text{ cm}$

$\gamma_y = 8.99 \text{ cm}$

ウェブ断面積 $A_w = (350 - 2 \times 19) \times 12 = 3744 \text{ mm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{748.02 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 48.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{174.75 \times 10^6}{2000 \times 10^3} = 87.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{233.00 \times 10^3}{3744} = 62.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) $L_y = 3.00 \text{ m}$

座屈スパン (曲げ作用面外) $L_z = 3.00 \text{ m}$

フランジ固定間距離 $L_b = 3.00 \text{ m}$

$L_y / \gamma_y = 300 / 15.1 = 19.9$

$L_z / \gamma_z = 300 / 8.99 = 33.4$

$L_b / b = 300 / 35 = 8.6$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 $\sigma_{ca\lambda}$: 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 33.4 < 92$$

$$\therefore \sigma_{ca\lambda} = \{140 - 0.82 \times (33.4 - 18)\} \times 1.5 = 191.1 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 8.6 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (8.6 - 4.5)\} \times 1.5 = 195.2 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 19.9$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 19.9^2\} = 3030.2 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca\lambda}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{48.3}{191.1} + \frac{87.4}{195.2 \times (1 - 48.3 / 3030.2)} = 0.71 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$48.3 + \frac{87.4}{(1 - 48.3 / 3030.2)} = 137.1 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

a - 2) 短辺方向

切梁間隔が 3.20m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力 $R = 155.33 \text{ kN/m}$

曲げスパン $L = 3.20 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 3.35 \text{ m}$

温度軸力 $N_t = 150.0 \text{ kN}$

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 155.33 \times 3.35 + 150.00 = 670.36 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = 1/8 \times R \times L^2 = 1/8 \times 155.33 \times 3.20^2 = 198.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力 $S = 1/2 \times R \times L = 1/2 \times 155.33 \times 3.20 = 248.53 \text{ kN}$

使用部材

H-350×350×12×19 (リース材)

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 2000 \text{ cm}^3$

断面 2 次半径 $\gamma_x = 15.1 \text{ cm}$

$\gamma_y = 8.99 \text{ cm}$

ウェブ断面積 $A_w = (350 - 2 \times 19) \times 12 = 3744 \text{ mm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{670.36 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 43.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{198.82 \times 10^6}{2000 \times 10^3} = 99.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{248.53 \times 10^3}{3744} = 66.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) $L_y = 3.20 \text{ m}$

座屈スパン (曲げ作用面外) $L_z = 3.20 \text{ m}$

フランジ固定間距離 $L_b = 3.20 \text{ m}$

$$L_y / \gamma_y = 320 / 15.1 = 21.2$$

$$L_z / \gamma_z = 320 / 8.99 = 35.6$$

$$L_b / b = 320 / 35 = 9.1$$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 35.6 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (35.6 - 18)\} \times 1.5 = 188.4 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 9.1 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (9.1 - 4.5)\} \times 1.5 = 193.4 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 21.2$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 21.2^2\} = 2670.0 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{43.3}{188.4} + \frac{99.4}{193.4 \times (1 - 43.3 / 2670.0)} = 0.75 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$43.3 + \frac{99.4}{(1 - 43.3/2670.0)} = 144.3 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

b) 2 段目腹起し

b-1) 長辺方向

切梁間隔が 3.00m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力	R = 101.52kN/m
曲げスパン	L = 3.00m
軸力分担幅	B = 3.85m
温度軸力	N _t = 150.0kN

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力	N = R × B + N _t	= 101.52 × 3.85 + 150.00	= 540.85kN
曲げモーメント	M = 1/8 × R × L ²	= 1/8 × 101.52 × 3.00 ²	= 114.21kN・m
せん断力	S = 1/2 × R × L	= 1/2 × 101.52 × 3.00	= 152.28kN

使用部材

H-300×300×10×15 (リース材)

断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Z _x = 1150 cm ³
断面 2 次半径	γ _x = 12.90 cm
	γ _y = 7.51 cm
ウェブ断面積	A _w = (300 - 2 × 15) × 10 = 2700 mm ²

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{540.85 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 51.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{BC} = \frac{M}{Z} = \frac{114.21 \times 10^6}{1150 \times 10^3} = 99.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{152.28 \times 10^3}{2700} = 56.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内)	L _y = 3.00m
座屈スパン (曲げ作用面外)	L _z = 3.00m
フランジ固定間距離	L _b = 3.00m
L _y / γ _y	= 300 / 12.90 = 23.3
L _z / γ _z	= 300 / 7.51 = 39.9
L _b / b	= 300 / 30 = 10.0

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_2 / \gamma_2 = 39.9 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (39.9 - 18)\} \times 1.5 = 183.1 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 10.0 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (10.0 - 4.5)\} \times 1.5 = 190.2 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 23.3$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 23.3^2\} = 2210.4 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{51.6}{183.1} + \frac{99.3}{190.2 \times (1 - 51.6 / 2210.4)} = 0.82 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$51.6 + \frac{99.3}{(1 - 51.6 / 2210.4)} = 153.3 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

b-2) 短辺方向

切梁間隔が 3.20m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力 $R = 101.52 \text{ kN/m}$

曲げスパン $L = 3.20 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 3.35 \text{ m}$

温度軸力 $N_t = 150.0 \text{ kN}$

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 101.52 \times 3.35 + 150.00 = 490.09 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = 1/8 \times R \times L^2 = 1/8 \times 101.52 \times 3.20^2 = 129.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$

せん断力 $S = 1/2 \times R \times L = 1/2 \times 101.52 \times 3.20 = 162.43 \text{ kN}$

使用部材

H-300×300×10×15 (リーヌ材)

断面積 $A = 104.80 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 1150 \text{ cm}^3$

断面2次半径 $\gamma_x = 12.90 \text{ cm}$

$\gamma_y = 7.51 \text{ cm}$

ウェブ断面積 $A_w = (300 - 2 \times 15) \times 10 = 2700 \text{ mm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{490.09 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 46.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{129.95 \times 10^6}{1150 \times 10^3} = 113.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{162.43 \times 10^3}{2700} = 60.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) $L_y = 3.20 \text{ m}$

座屈スパン (曲げ作用面外) $L_z = 3.20 \text{ m}$

フランジ固定間距離 $L_b = 3.20 \text{ m}$

$L_y / \gamma_y = 320 / 12.9 = 24.8$

$L_z / \gamma_z = 320 / 7.51 = 42.6$

$L_b / b = 320 / 30 = 10.7$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 42.6 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (42.6 - 18)\} \times 1.5 = 179.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 10.7 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (10.7 - 4.5)\} \times 1.5 = 187.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 24.8$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 24.8^2\} = 1951.1 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1-\sigma_c/\sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{46.8}{179.7} + \frac{113.0}{187.7 \times (1-46.8/1951.1)} = 0.88 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1-\sigma_c/\sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$46.8 + \frac{113.0}{(1-46.8/1951.1)} = 162.6 \text{N/mm}^2 < 210 \text{N/mm}^2$$

c) 3段目腹起し

3段目腹起しは、各断面力が2段目より小さく、又2段目腹起しの部材が最小部材H-300×300となっているので、計算を省略する。

1-1-7 切梁の検討

a) 1段目切梁

軸力とモーメントが作用する部材として計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として軸力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力	R = 155.33kN/m
曲げスパン	L = 3.50m
軸力分担幅	B = 3.00m (切梁間隔)
温度軸力	N _t = 150.0kN
鉛直荷重	W = 5.00kN/m

断面力

軸力	N = R × B + N _t	= 155.33 × 3.00 + 150.00	= 615.99kN
曲げモーメント	M = 1/8 × W × L ²	= 1/8 × 5.00 × 3.50 ²	= 7.66kN・m

使用部材

H-300×300×10×15 (リース材)

断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Z _x = 1150 cm ³
断面2次半径	γ _x = 12.90 cm
	γ _y = 7.51 cm

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{615.99 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 58.8 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{BC} = \frac{M}{Z} = \frac{7.66 \times 10^6}{1150 \times 10^3} = 6.7 \text{N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内)	$L_y = 3.50\text{m}$
座屈スパン (曲げ作用面外)	$L_z = 3.65\text{m}$
フランジ固定間距離	$L_b = 3.65\text{m}$
L_y / γ_y	$= 350 / 12.90 = 27.1$
L_z / γ_z	$= 365 / 7.51 = 48.6$
L_b / b	$= 365 / 30.0 = 12.2$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 48.6 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (48.6 - 18)\} \times 1.5 = 172.4 \text{N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 12.2 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (12.2 - 4.5)\} \times 1.5 = 182.3 \text{N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 27.1$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 27.1^2\} = 1634.0 \text{N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{58.8}{172.4} + \frac{6.7}{182.3 \times (1 - 58.8 / 1634.0)} = 0.38 < 1.0$$

照査(2)

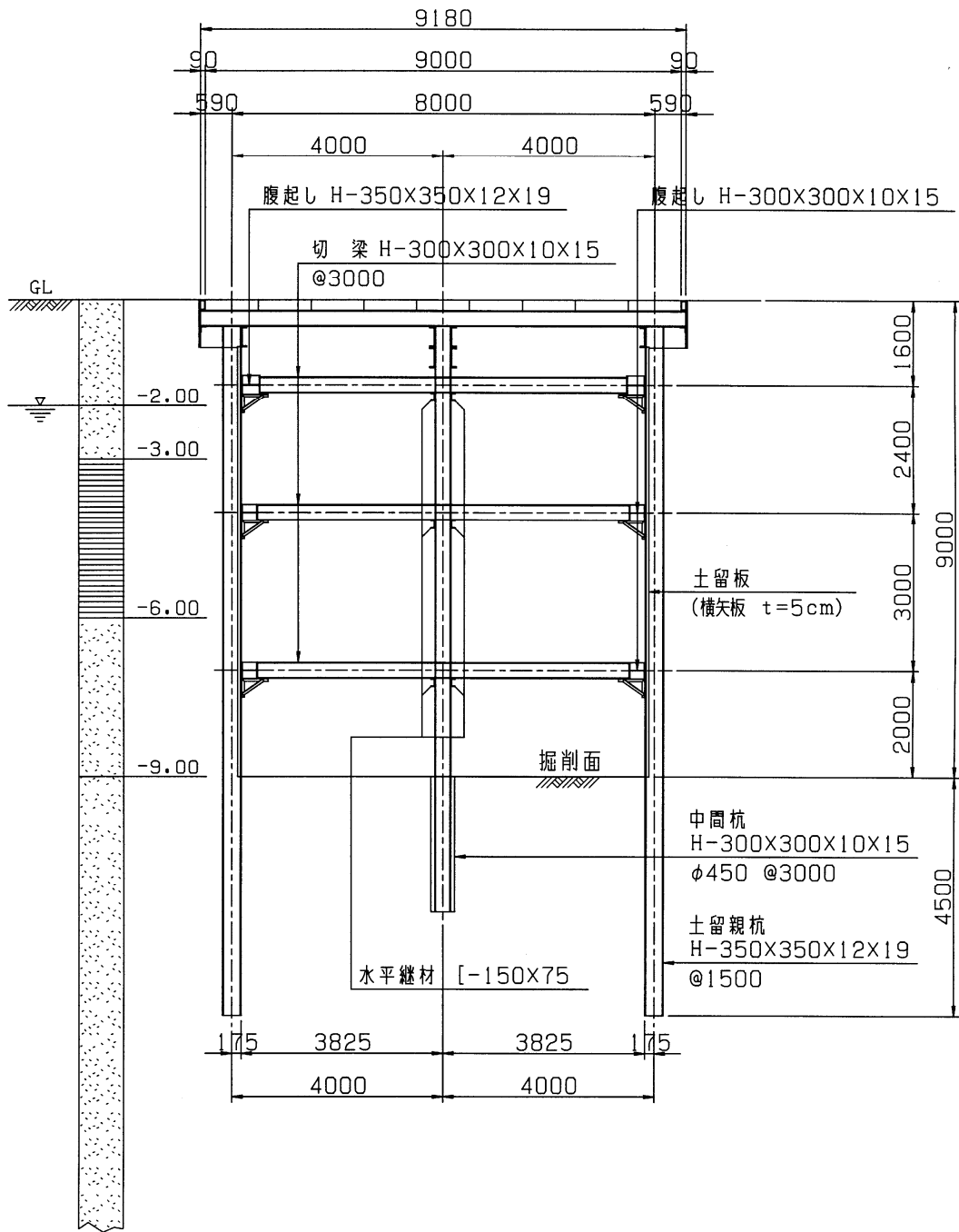
$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$58.8 + \frac{6.7}{(1 - 58.8 / 1634.0)} = 65.8 \text{N/mm}^2 < 210 \text{N/mm}^2$$

b) 2 段目切梁

2 段目及び 3 段目の切梁は、各支保工反力が 1 段目より小さく、又 1 段目の切梁の部材が最小部材 H-300 × 300 となっているので、計算を省略する。

断面図



平面图

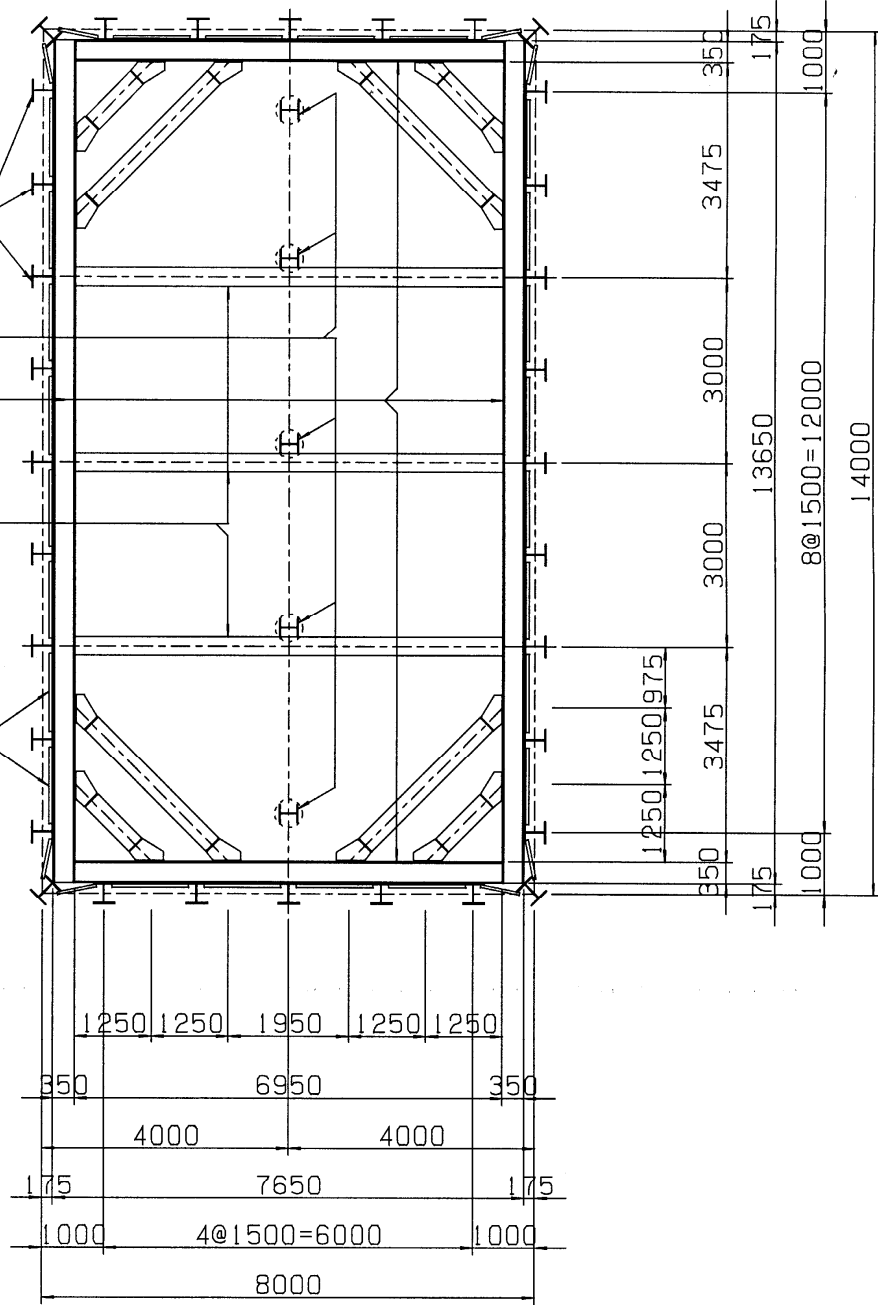
1段目 H-350X350X12X19
 腰起し 2、3段目 H-300X300X10X15

切 梁 H-300X300X10X15

土留板 (横矢板 t=5cm)

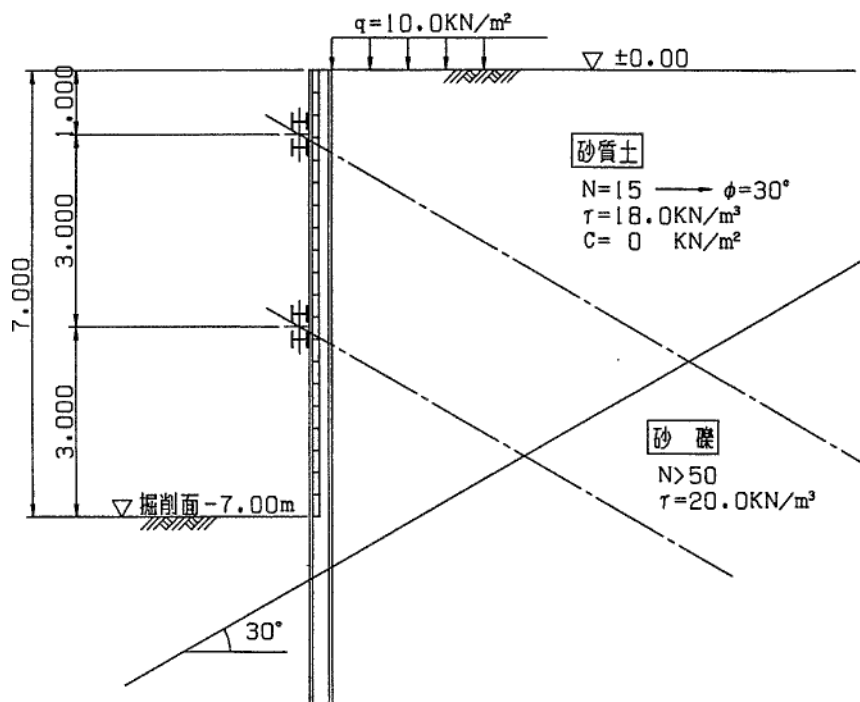
土留親杭 H-350X350X12X19

中間杭 H-300X300X10X15



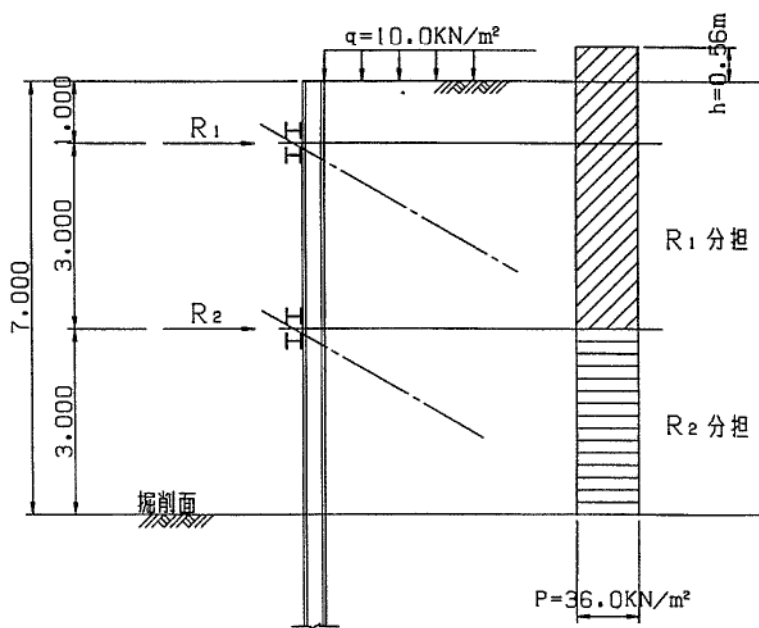
1-1-8 仮設（グラウンド）アンカー

(1) 土質モデル



(2) 切梁反力の計算

下方分担法によって求める。



最終掘削時

$$h = \frac{q}{\gamma} = \frac{10.0}{18.0} = 0.56\text{m}$$

$$P = b \cdot \gamma = 2.0 \times 18.0 = 36.0\text{kN/m}^2$$

$$R_1 = 36.0 \times (0.56 + 1.00 + 3.00) = 164.16\text{kN/m}$$

$$R_2 = 36.0 \times 3.00 = 108.00\text{kN/m}$$

(3) アンカー支点反力

$$P = R \cdot \lambda$$

ここに

P : アンカー支点反力 (kN)

R : 切梁反力 (kN/m)

λ : アンカー間隔 (m)

1) 上段アンカー

$$P_1 = R_1 \cdot \lambda$$

$$R_1 = 164.16 \text{ kN/m}$$

$$\lambda = 3.00 \text{ m}$$

$$P_1 = 164.16 \times 3.00 = 492.48 \text{ kN/本}$$

2) 上段アンカー

$$P_2 = R_2 \cdot \lambda$$

$$R_2 = 108.00 \text{ kN/m}$$

$$\lambda = 3.00 \text{ m}$$

$$P_2 = 108.00 \times 3.00 = 324.00 \text{ kN/本}$$

(4) 設計アンカー力

$$P_o = \frac{P}{\cos \theta}$$

ここに

P_o : 設計アンカー力 (kN/本)

P : アンカー支点反力 (kN)

θ : アンカー打設角度 (度)

1) 上段アンカー

$$P_{o1} = \frac{492.48}{\cos 30^\circ} = 568.67 \text{ kN/本}$$

2) 下段アンカー

$$P_{o2} = \frac{324.00}{\cos 30^\circ} = 374.12 \text{ kN/本}$$

(5) 設計アンカー力

1) 上段アンカー

a) 使用アンカー

異形 P.C. 鋼棒 $\phi 36$

b) 引張り強度に対して

$$P_{uea} = 1100.0 \times 0.65 = 715.00 \text{ kN/本}$$

c) 降伏強度に対して

$$P_{yea} = 949.0 \times 0.80 = 759.20 \text{ kN/本}$$

d) 許容引張強度

$$P_{uea} < P_{yea} \text{ より}$$

$$P_a = 568.67 \text{ kN/本} > P_{o\max} = 715.00 \text{ kN/本}$$

2) 下段アンカー

a) 使用アンカー

異形 P.C. 鋼棒 φ 32

b) 引張り強度に対して

$$P_{uea} = 868.0 \times 0.65 = 564.20 \text{ kN/本}$$

c) 降伏強度に対して

$$P_{yea} = 750.0 \times 0.80 = 600.00 \text{ kN/本}$$

d) 許容引張強度

$$P_{uea} < P_{yea} \text{ より}$$

$$P_a = 374.12 \text{ kN/本} > P_{omax} = 564.20 \text{ kN/本}$$

(6) アンカー定着長の計算

1) アンカー体と地盤の周辺摩擦抵抗による定着長

$$\lambda_{a1} = \frac{F_s \cdot P_o}{\pi \cdot D \cdot \tau_a} \lambda$$

ここに、

λ_{a1} : 定着長 (m)

F_s : 計画安全率 (仮設アンカー $F_s = 1.5$)

P_o : 設計アンカー力 (kN)

D : アンカー体の径 (削孔径 φ 0.115m)

τ_a : アンカー体と地盤の周面摩擦抵抗力 (kN/m²)

(定着地盤を砂礫の $\bar{N} > 50$ の地盤と考え、 $\tau_a = 450 \text{ kN/m}^2$)

	設計アンカー力	計画安全率	削孔径	摩擦抵抗力	定着長
	P_o (kN/本)	F_s	D (m)	τ_a (kN/m ²)	λ_{a1} (m)
上段アンカー	568.67	1.5	0.115	450	5.25
下段アンカー	374.12	1.5	0.115	450	3.50

2) アンカー材とグラウト材の付着力による定着力

$$\ell_{a2} = \frac{P_o}{U \cdot \tau_{ao}}$$

ここに、

ℓ_{a2} : 定着長 (mm)

P_o : 設計アンカー力 (N)

U : 引張材の見掛けの周長 (mm)

τ_{ao} : グラウトの許容付着応力度 (N/mm²)

($\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ 、異形 P.C. 棒鋼 $\tau_{ao} = 1.6 \text{ N/mm}^2$)

	設計アンカー力	引張材の周長	付着応力度	定着長
	P_o (N/本)	U (mm)	τ_{ao} (N/mm ²)	ℓ_{a2} (mm)
上段アンカー	568.67	113.1	1.6	3.15
下段アンカー	374.12	100.5	1.6	2.33

3) 定着長の決定値

	摩擦抵抗による定着力	付着応力度による定着長	定着長の決定値
	ℓ_{a1} (m)	ℓ_{a2} (m)	ℓ_a (m)
上段アンカー	5.25	3.15	5.50
下段アンカー	3.50	2.33	3.50

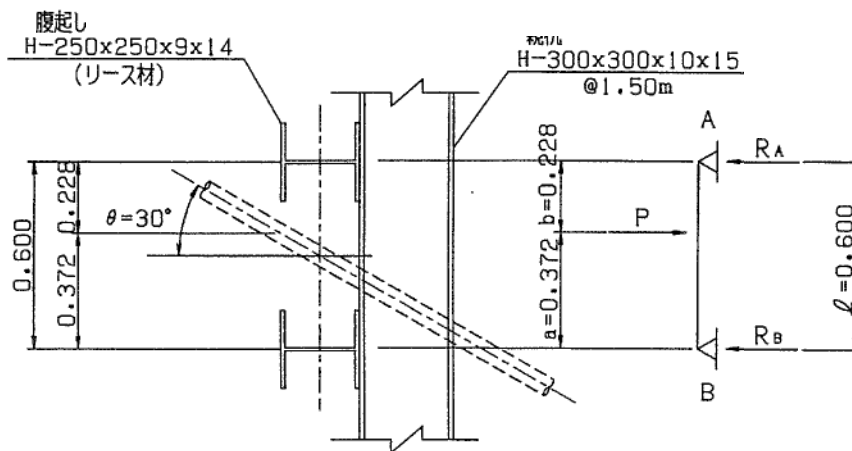
自由長の最小長 $\ell_f = 4.00\text{m}$

定着長の最小長 $\ell_a = 3.00\text{m}$

定着長の最大長 $\ell_a = 10.00\text{m}$

アンカーの定着は良質な地盤にする。

(7) 腹起し材の計算



1) アンカー支点反力 (親杭間隔 $\lambda = 1.50\text{m}$ 当たり)

上段アンカー点

$$P_1 = R_1 \cdot \lambda = 164.16 \times 1.50 = 246.24\text{kN}$$

下段アンカー点

$$P_2 = R_2 \cdot \lambda = 108.00 \times 1.50 = 162.00\text{kN}$$

2) 上側腹起しに作用するアンカー支点反力

$$R_A = \frac{P \cdot a}{\lambda}$$

上段アンカー点の腹起し

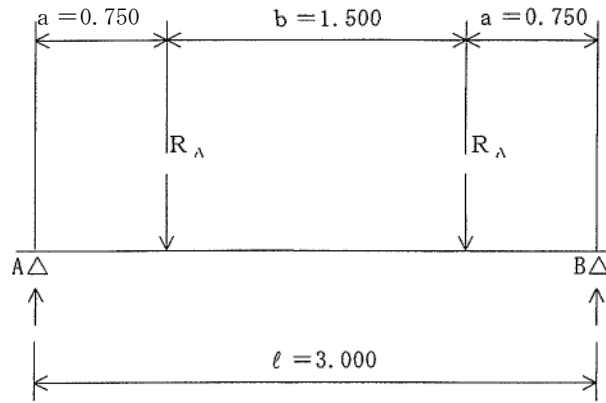
$$R_{A1} = \frac{246.24 \times 0.372}{0.600} = 152.67\text{kN}$$

下段アンカー点の腹起し

$$R_{A2} = \frac{162.00 \times 0.372}{0.600} = 100.44\text{kN}$$

3) 腹起しに作用する断面力

アンカー点を支承とし、親杭の位置に集中荷重が作用する単純梁として計算する。



曲げモーメント

$$M_{\max} = R_A \cdot a$$

せん断力

$$S_{\max} = R_A$$

	R_A (kN)	a (m)	曲げモーメント	せん断力
			$M = R_A \cdot a$ (kN·m)	$S = R_A$ (kN)
上段アンカー腹起し	152.67	0.75	114.50	152.67
下段アンカー腹起し	100.44	0.75	75.33	100.44

4) 応力度の計算

上段、下段共

H-250×250×9×14 (リース材) 使用する。

$$Z = 708 \text{ cm}^3$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} < \sigma_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{t_1(H-2 \cdot t_2)} < \tau_a = 80 \times 1.5 = 120 \text{ N/mm}^2$$

a) 上断腹起し

$$\sigma = \frac{114.50 \times 10^6}{708 \times 10^3} = 161.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{152.67 \times 10^3}{9 \times (250 - 2 \times 14)} = 76.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

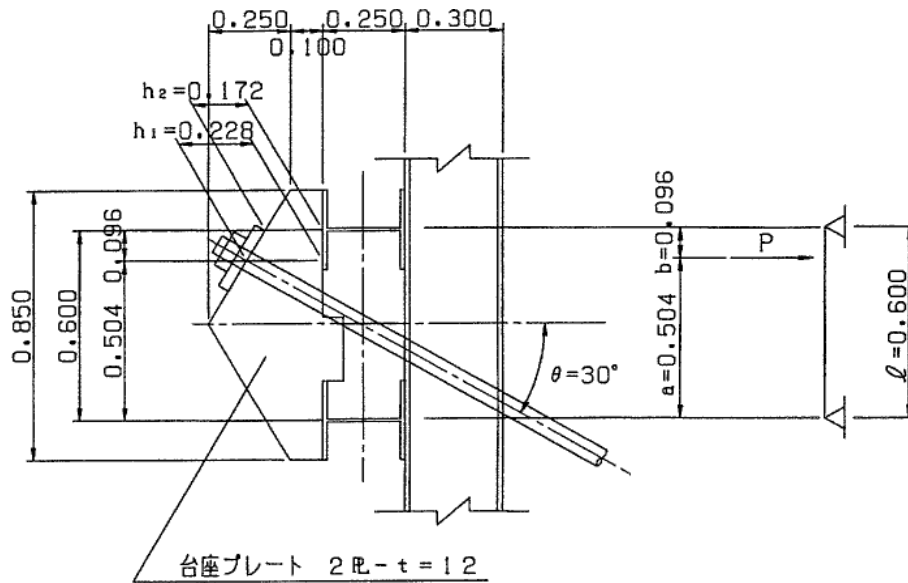
b) 下断腹起し

$$\sigma = \frac{75.33 \times 10^6}{708 \times 10^3} = 106.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{100.44 \times 10^3}{9 \times (250 - 2 \times 14)} = 50.3 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

下断腹起し材については、上側と同一部材を使用し計算は省略する。

(8) 台座の計算



1) アンカー支点反力

アンカー間隔 $\lambda = 3.00\text{m}$ 当たり

上段アンカー支点反力 $P_1 = 492.48\text{kN}$

下段アンカー支点反力 $P_2 = 324.00\text{kN}$

2) 台座に作用する断面力

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{\lambda}$$

せん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{\lambda}$$

a) 上段台座

$$M_{\max} = \frac{492.48 \times 0.504 \times 0.096}{0.600} = 39.71\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$S = \frac{492.48 \times 0.504}{0.600} = 413.68\text{kN}$$

b) 下段台座

$$M_{\max} = \frac{324.00 \times 0.504 \times 0.096}{0.600} = 26.13\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$S = \frac{324.00 \times 0.504}{0.600} = 272.16\text{kN}$$

3) 応力度計算

プレートの諸元

$t = 12\text{ mm}$ $n = 2\text{ 枚}$

$$A = t \cdot h_2 \cdot n = 12 \times 172 \times 2 = 4128\text{ mm}^2$$

$$Z = \frac{t}{6} \cdot h_1^2 \cdot n = \frac{12 \times 228^2 \times 2}{6}$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} < \sigma_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} < \tau_a = 80 \times 1.5 = 120 \text{N/mm}^2$$

a) 上段台座

$$\sigma = \frac{39.71 \times 10^6}{207936} = 191.0 \text{N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{413.68 \times 10^3}{4128} = 100.2 \text{N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{N/mm}^2$$

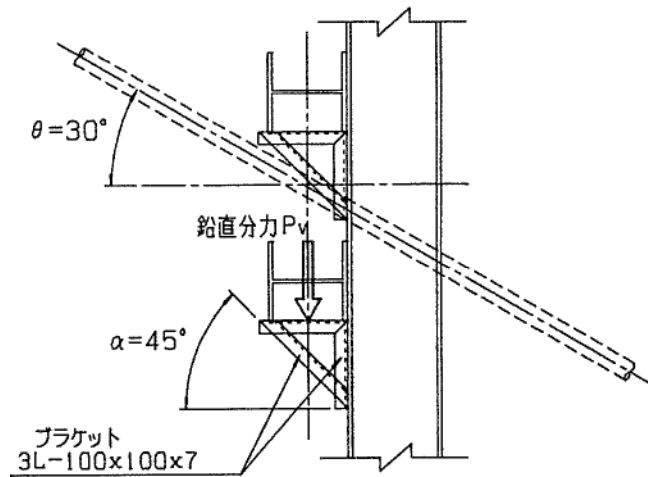
b) 下段台座

$$\sigma = \frac{26.13 \times 10^6}{207936} = 125.7 \text{N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{272.16 \times 10^3}{4128} = 65.9 \text{N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{N/mm}^2$$

(9) ブラケットの計算

アンカー張力による鉛直分力が作用する。この鉛直力を下側ブラケットで受け持たせる。



1) 鉛直分力

ブラケットを親柱間隔 $\ell = 1.50\text{m}$ に設置すると

$$P_v = R \cdot \lambda \cdot \tan \theta + w \cdot \lambda$$

上段ブラケット

$$P_{v1} = 164.16 \times 1.50 \times \tan 30^\circ + 0.8 \times 1.50 = 143.37 \text{kN}$$

下段

$$P_{v2} = 108.00 \times 1.50 \times \tan 30^\circ + 0.8 \times 1.50 = 94.73 \text{kN}$$

2) ブラケット斜材に生じる最大圧縮力

$$N = P \cdot v \cdot \frac{1}{\cos\alpha}$$

上段ブラケット

$$N_1 = 143.37 \times \frac{1}{\cos 45^\circ} = 202.76 \text{ kN}$$

3) 応力度

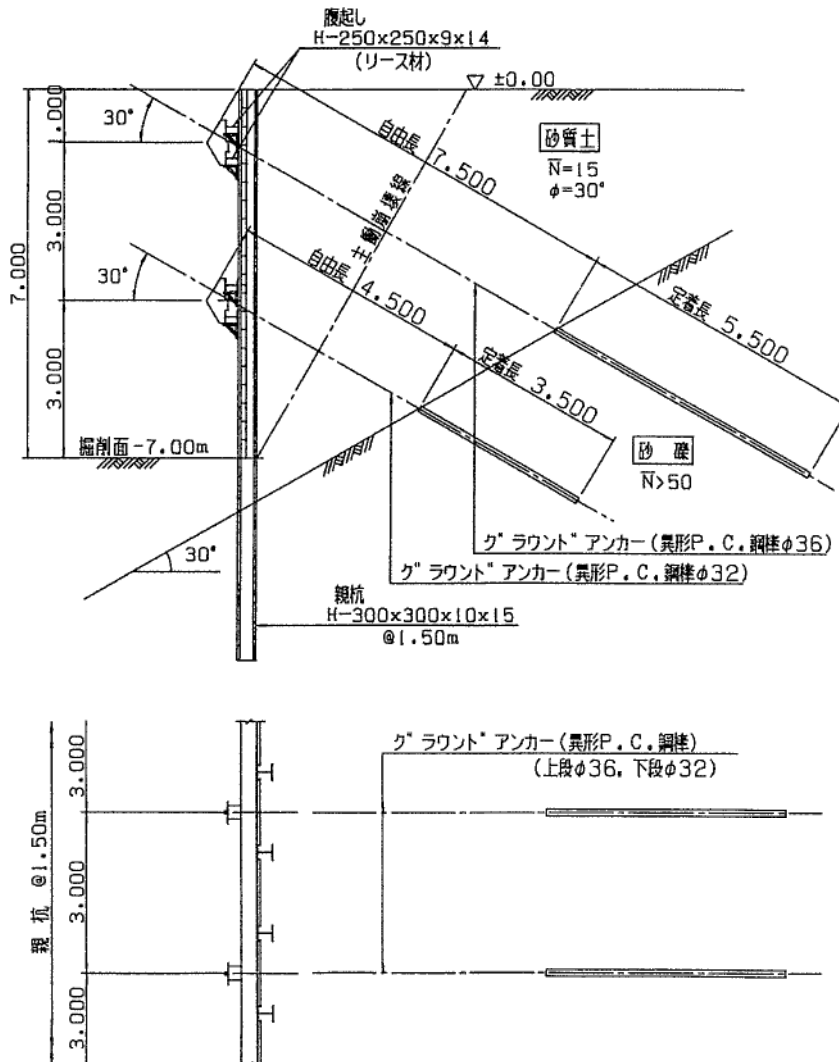
L-100×100×τ 使用する。

$$A = 13.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$= \frac{202.76 \times 10^3}{13.62 \times 10^2} = 148.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

上側腹起し下にも同一のブラケットを使用する。



1-2 鋼矢板土留工

1-2-1 根入れ長の計算

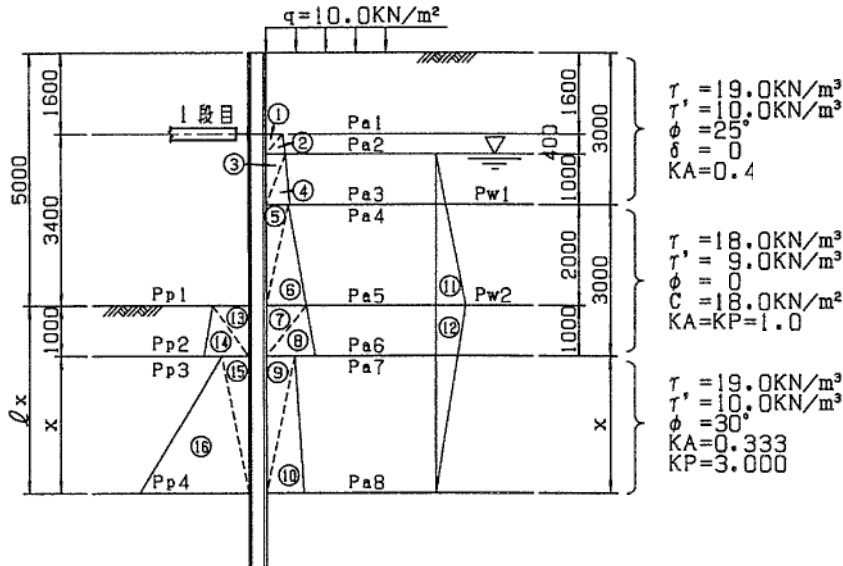
(1) 第1次掘削

「1. 自立式鋼矢板土留工」を参照の事。

(2) 第2次掘削

1) 釣り合い深さの計算

1段目支保工を支点とした主働側モーメントと受働側モーメントの釣り合う深さを求める。



a) 土圧及び水圧強度

i) 主働土圧強度

$$\begin{aligned}
 P_{a1} &= K_A \cdot (q + \Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 0.406 \times (10.00 + 19.00 \times 1.600) = 16.402 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a2} &= 0.406 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000) = 19.488 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a3} &= 19.488 + 0.406 \times (10.00 \times 1.000) = 23.548 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a4} &= K_A \cdot (q + \Sigma \gamma \cdot h) - 2 \cdot C \\
 &= 1.000 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000) - 2 \times 18.00 = 22.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a5} &= 22.000 + 1.000 \times (9.00 \times 2.000) = 40.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a6} &= 40.000 + 1.000 \times (9.00 \times 1.000) = 49.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a7} &= K_A \cdot (q + \Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 0.333 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000) = 28.305 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a8} &= 28.305 + 0.333 \times (10.00 \times x)
 \end{aligned}$$

ii) 受働土圧強度

$$\begin{aligned}
 P_{p1} &= 2 \cdot C \\
 &= 2 \times 18.00 = 36.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p2} &= K_p \cdot (\Sigma \gamma \cdot h) + 2 \cdot C \\
 &= 1.000 \times (9.00 \times 1.000) + 2 \times 18.000 = 45.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p3} &= K_p \cdot (\Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 3.000 \times (9.00 \times 1.000) = 27.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$P p_4 = 27.000 + 3.000 (10.00 \times x)$$

$$= 30.000 x + 27.000$$

iii) 水圧 (主働側)

$$P w_1 = w_o \cdot h$$

$$= 10.00 \times 1.000 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P w_2 = 10.00 \times 3.000 = 30.000 \text{ kN/m}^2$$

b) 釣り合い深さの計算

		P (kN/m ²)	y (m)	M = P · y (kN·m)	
主働側	①	1/2 × 16.402 × 0.400	3.280	0.133	0.436
	②	1/2 × 19.488 × 0.400	3.898	0.267	1.041
	③	1/2 × 19.488 × 1.000	9.744	0.733	7.142
	④	1/2 × 23.548 × 1.000	11.774	1.067	12.563
	⑤	1/2 × 22.000 × 2.000	22.000	2.067	45.474
	⑥	1/2 × 40.000 × 2.000	40.000	2.733	109.320
	⑦	1/2 × 40.000 × 1.000	20.000	3.733	74.660
	⑧	1/2 × 49.000 × 1.000	24.500	4.067	99.642
	⑨	1/2 × 28.305 × x	14.153 x	4.400 + 1/3 x	4.718 x ² + 62.273 x
	⑩	1/2 × (3.330 x + 28.305) × x	1.665 x ² + 14.153 x	4.400 + 2/3 x	1.110 x ³ + 16.761 x ² + 62.273 x
	⑪	1/2 × 30.000 × 3.000	45.000	2.400	108.00
	⑫	1/2 × 30.000 × (1.000 + x)	15.000 x + 15.000	3.400 + 1/3 × (1.000 + x)	5.000 x ² + 61.000 x + 56.000
	計	1.110 x ³ + 26.479 x ² + 185.546 x + 514.278			
受働側	⑬	1/2 × 36.000 × 1.000	18.000	3.733	67.194
	⑭	1/2 × 45.000 × 1.000	22.500	4.067	91.508
	⑮	1/2 × 27.000 × x	13.500 x	4.400 + 1/3 x	4.500 x ² + 59.400 x
	⑯	1/2 × (30.000 x + 27.000) × x	15.000 x ² + 13.500 x	4.400 + 2/3 x	10.000 x ³ + 75.000 x ² + 59.400 x
		計	10.000 x ³ + 79.500 x ² + 118.800 x + 158.702		

$$F = \frac{M p}{M a} = 1 \text{ より}$$

$$M a = M p$$

$$\therefore 1.110 x^3 + 26.479 x^2 + 185.546 x + 514.278$$

$$= 10.000 x^3 + 79.500 x^2 + 118.800 x + 158.702$$

$$8.890 x^3 + 53.021 x^2 - 66.746 x - 355.576 = 0$$

代入法より解くと

$$x = 2.637 \text{ m}$$

$$\ell x = 3.637 \text{ m} \quad (\text{GL} - 8.637 \text{ m})$$

c) 仮想支持点の計算

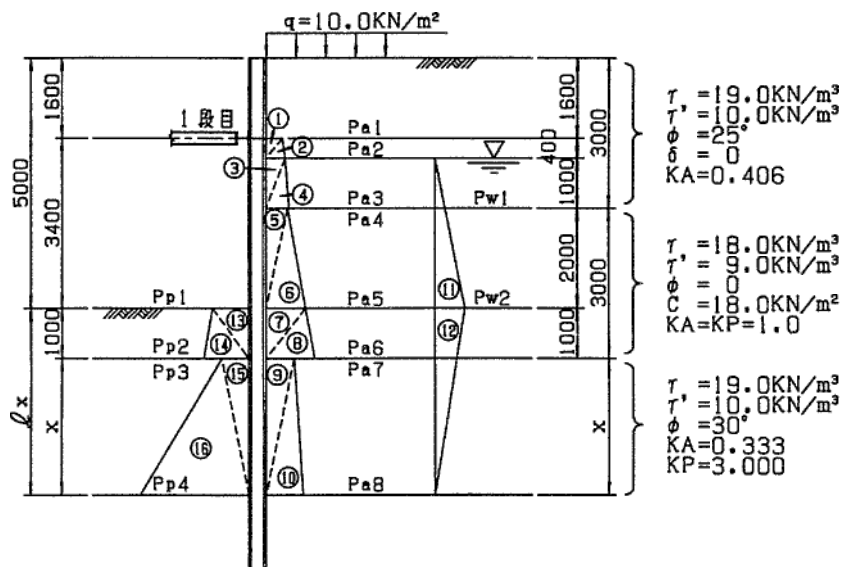
受働側土圧力の合力の作用点を求める。

		P (kN/m ²)	y (m)	M=P・y (kN・m)	
受働側	⑬	—	18.000	0.333	5.994
	⑭	—	22.500	0.667	15.008
	⑮	1/2×27.000×2.637	35.600	1.897	67.533
	⑯	1/2×(30.000×2.637+27.000)×2.637	139.906	2.758	385.861
	計	—	216.006	—	474.396

$$x_o = \frac{M}{P} = \frac{959.358}{333.893} = 2.873\text{m (GL -10.873m)}$$

(3) 第3次掘削時

1) 釣り合い深さの計算



a) 土圧及び水圧強度

i) 主働側土圧強度

$$P a_1 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h) - 2 C$$

$$= 1.000 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 1.000) - 2 \times 18.000 = 31.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_2 = 31.000 + 1.000 \times (9.00 \times 2.000) = 49.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_3 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h)$$

$$= 0.333 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000) = 28.305 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_4 = 28.305 + 0.333 \times (10.00 \times 2.000) = 34.965 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_5 = 34.965 + 0.333 \times (10.00 \times 1.000) = 38.295 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_6 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h)$$

$$= 0.271 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000 + 10.00 \times 3.000) = 31.165 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_7 = 31.165 + 0.271 \times (10.00 \times x)$$

$$= 2.710 x + 31.165$$

ii) 受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 P_{p_1} &= K_p \cdot (\Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 3.000 \times 0 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p_2} &= 3.000 \times (10.00 \times 1.000) &= 30.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p_3} &= 3.690 \times (10.00 \times 1.000) &= 36.906 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p_4} &= 36.900 + 3.690 \times (10.00 \times x) \\
 &= 36.900x + 36.900
 \end{aligned}$$

iii) 水圧 (主働側)

$$\begin{aligned}
 P_{w_1} &= w_o \cdot h \\
 &= 10.00 \times 2.000 &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{w_2} &= 10.00 \times 6.000 &= 60.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b) 釣り合い深さの計算

	P (kN/m ²)	y (m)	M = P · y (kN·m)	
主働側	① 1/2 × 31.000 × 2.000	31.000	0.667	20.677
	② 1/2 × 49.000 × 2.000	49.000	1.333	65.317
	③ 1/2 × 28.305 × 2.000	28.305	2.667	75.489
	④ 1/2 × 34.965 × 2.000	34.965	3.333	116.538
	⑤ 1/2 × 34.965 × 1.000	17.483	4.333	75.754
	⑥ 1/2 × 38.295 × 1.000	19.148	4.667	89.364
	⑦ 1/2 × 31.165 × x	15.583x	5.000 + 1/3 x	5.194x ² + 77.915x
	⑧ 1/2 × (2.710x + 31.165) × x	1.355x ² + 15.583x	5.000 + 2/3 x	0.903x ³ + 17.164x ² + 77.915x
	⑨ 1/2 × 20.000 × 4.000	40.000	1.333	53.320
	⑩ 1/2 × 60.000 × 4.000	120.000	2.667	320.040
	⑪ 1/2 × 60.000 × (1.000 + x)	30.000x + 30.000	4.000 + 1/3 × (1.000 + x)	10.000x ² + 140.000x + 130.000
計	0.903x ³ + 32.358x ² + 295.830x + 946.499			
受働側	⑫ 1/2 × 30.000 × 1.000	15.000	4.667	70.005
	⑬ 1/2 × 36.900 × x	18.450x	5.000 + 1/3 x	46.150x ² + 92.250x
	⑭ 1/2 × (36.900x + 36.900) × x	18.450x ² + 18.450x	5.000 + 2/3 x	12.300x ³ + 104.550x ² + 92.250x
	計	12.300x ³ + 110.700x ² + 184.500x + 70.005		

$$F = \frac{M_p}{M_a} = 1 \text{ より}$$

$$M_a = M_p$$

$$\therefore 0.903x^3 + 32.358x^2 + 295.830x + 946.499$$

$$= 12.300x^3 + 110.700x^2 + 184.500x + 70.005$$

$$11.397x^3 + 78.342x^2 - 111.330x - 876.494 = 0$$

代入法より解くと

$$x = 3.276 \text{ m}$$

$$\therefore \ell x = 4.276 \text{ m} \quad (\text{G L} - 12.276 \text{ m})$$

c) 仮想支持点の計算

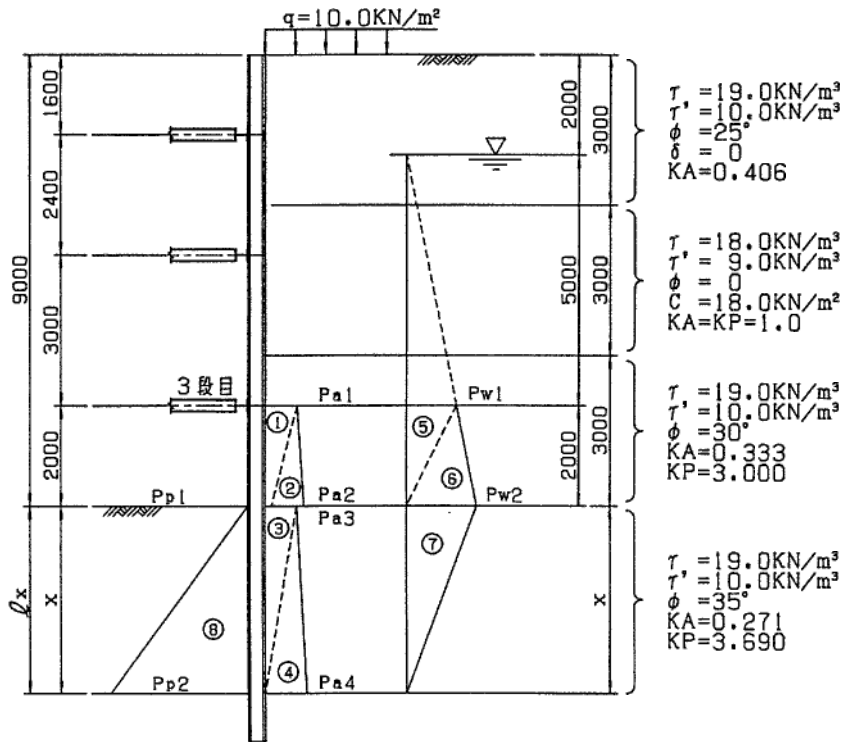
受働側土圧力の合力の作用点を求める。

		P (kN/m ²)	y (m)	M=P・y (kN・m)	
受働側	⑫	—	15.000	0.667	10.005
	⑬	1/2×36.900×3.276	60.442	2.092	126.445
	⑭	1/2×(36.900×3.276+36.900)×3.276	258.451	3.184	822.908
	計	—	333.893	—	959.358

$$x_o = \frac{M}{P} = \frac{959.358}{333.893} = 2.873\text{m (GL-10.873m)}$$

(4) 第4次掘削時 (最終掘削時)

1) 釣り合い深さの計算



a) 土圧及び水圧強度

i) 主働側土圧強度

$$P a_1 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h)$$

$$= 0.333 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000 + 10.00 \times 1.000)$$

$$= 31.635 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_2 = 31.635 + 0.333 \times (10.00 \times 2.000)$$

$$= 38.295 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_3 = 0.271 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000 + 10.00 \times 3.000)$$

$$= 31.165 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_4 = 31.165 + 0.271 \times (10.00 \times x)$$

$$= 2.710x + 31.165$$

ii) 受働土圧係数

$$P p_1 = K_P \cdot (\sum \gamma \cdot h)$$

$$=3.690 \times 0$$

$$=0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{p4} = 3.690 + (10.00 \times x)$$

$$=36.900 \text{ x}$$

iii) 水圧 (主働側)

$$P_{w1} = w_o \cdot h$$

$$=10.00 \times 5000$$

$$=50.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{w2} = 10.00 \times 7.000$$

$$=70.000 \text{ kN/m}^2$$

b) 釣り合い深さの計算

		P (kN/m ²)	y (m)	M = P · y (kN·m)	
主働側	①	1/2 × 31.635 × 2.000	31.635	0.667	21.101
	②	1/2 × 38.295 × 2.000	38.295	1.333	51.047
	③	1/2 × 31.165 × x	15.583 x	2.000 + 1/3 x	5.194 x ² + 31.166 x
	④	1/2 × (2.710 x + 31.165) × x	1.355 x ² + 15.583 x	2.000 + 2/3 x	0.903 x ³ + 13.099 x ² + 31.166 x
	⑤	1/2 × 50.000 × 2.000	50.000	0.667	33.350
	⑥	1/2 × 70.000 × 2.000	70.000	1.333	93.310
	⑦	1/2 × 70.000 × x	35.000 x	2.000 + 1/3 x	11.667 x ² + 70.000 x
	計	0.903 x ³ + 29.960 x ² + 132.332 x + 198.808			
受働側	⑧	1/2 × 36.900 x × x	18.450 x ²	2.000 + 2/3 x	12.300 x ³ + 36.900 x ²
	計	12.300 x ³ + 36.900 x ²			

$$F = \frac{M_p}{M_a} = 1 \text{ より}$$

$$M_a = M_p$$

$$\therefore 0.903 x^3 + 29.960 x^2 + 132.332 x + 198.808$$

$$= 12.300 x^3 + 36.900 x^2$$

$$11.397 x^3 + 6.940 x^2 - 132.332 x - 198.808 = 0$$

代入法より解くと

$$x = 3.741 \text{ m}$$

$$\therefore \ell x = 3.741 \text{ m} \quad (\text{GL} - 12.741 \text{ m})$$

c) 仮想支持点の計算

受働側土圧力の合力の作用点を求める。

$$X_o = 2/3 \times 3.741 = 2.494 \text{ m} \quad (\text{GL} - 11.494 \text{ m})$$

(5) ボイリングの検討

ボイリングより決まる必要根入れ長

$$F_s = \frac{w}{u}$$

$$w = \gamma' \cdot \ell_d$$

$$u = \lambda \frac{1.57 \lambda_w h_w}{4}$$

以上の式より、

$$\begin{aligned} \ell_d &= \frac{\lambda 11.57 \gamma_w h_w}{4 \gamma} F_s \\ &= \frac{1.86 \times 1.57 \times 10.00 \times 7.000}{4 \times 10.00} \times 1.20 \\ &= 6.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、 F_s : ボイリングに対する安全率 1.20

γ : 土の水中単位体積重量 10.00 (kN/m³)

λ_d : 土留め壁の根入長

γ_w : 水の単位体積重量 10.00 (kN/m³)

h_w : 水位差 7.00 (m)

λ : 土留め壁形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 = 1.92 \times 0.97 = 1.86$$

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (B / \lambda_d)^{-0.45}$$

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (8.000 / 6.132)^{-0.45}$$

$$= 1.92$$

λ_2 : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (L / B) + 0.37 \}^{-2}$$

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (14.000 / 8.000) + 0.37 \}^{-2}$$

$$= 0.97$$

B : 土留め平面形状の短辺 8.000 (m)

L : 土留め平面形状の長辺 14.000 (m)

必要根入れ長 6.132 (m) [G.L. -15.132 (m)]

(6) 鋼矢板の根入れ長

つり合い深さ $L = 3.741$ (m) [G.L. -12.741 (m)] 最終掘削時

$$1.2 \times L = 4.489 \text{ (m)} \quad [G.L. -12.489 \text{ (m)}]$$

最小根入れ長 3.000 (m) [G.L. -12.000 (m)]

ボイリングより 6.132 (m) [G.L. -15.132 (m)]

よって必要根入れ長は 6.132 (m) [G.L. -15.132 (m)]

使用鋼材 $L = 15.500 - (0.200 + 0.300) = 15.000$ (m) (鋼矢板IV型)

1-2-2 土留壁の断面計算

(1) 第1次掘削時

第1次掘削時は「自立式土留工」を参照の事。

(2) 第2次掘削時

最下段切梁と仮想支持点を支点とする単純梁として、断面力を求める。

尚、土圧は断面計算用土圧を使用する。

1) 掘削深さによる係数

$$a = 1.00$$

2) 土質による係数

砂質地盤 $b = 2$

3) 仮想支持点までの土の平均単位体積重量

深 度 (m)	層厚 (t) (m)	単位重量 (γ) (kN/m ³)	t · γ (kN/m ²)
0.000~2.000	2.000	19.00	38.000
2.000~3.000	1.000	10.00	10.000
3.000~6.000	3.000	9.00	27.000
6.000~7.196	1.196	10.00	11.960
合 計	7.196	—	86.960

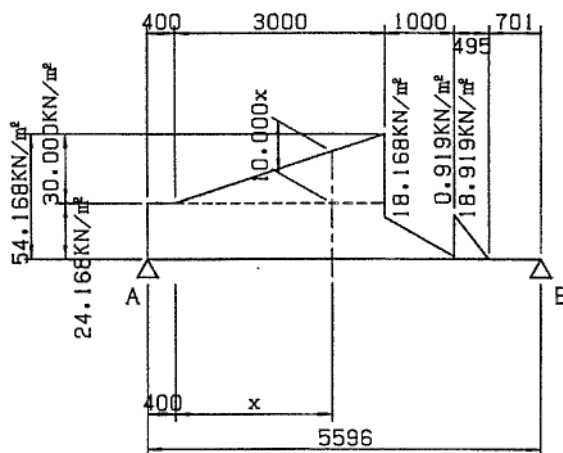
$$\bar{\gamma} = \frac{t \cdot \gamma}{t} = \frac{86.960}{7.196} = 12.084 \text{ kN/m}^3$$

4) 土圧強度

$$P = 1.00 \times 2 \times 12.084 = 24.168 \text{ kN/m}^2$$

$$q / \bar{\gamma} = 10.00 / 11.380 = 0.879 \text{ m}$$

5) 断面力の計算



i) 支点反力

$$\begin{aligned} R_A &= 1/6.873 \times (42.760 \times 4.000 \times 4.873 + 1/2 \times 40.000 \times 4.000 \times 4.206 + 38.728 \times 1.000 \\ &\quad \times 2.373 + 1/2 \times 44.032 \times 1.000 \times 2.540 + 1/2 \times 31.828 \times 0.625 \times 1.665) \\ &= 194.142 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ii) せん断力が0となる位置

$$\begin{aligned} M_x &= 86.921 \times (0.400 + x) - 24.168 \times (0.400 + x) \times 1/2 \times (0.400 + x) - 1/2 \\ &\quad \times 10.000 \times x \times x \times 1/3 \times x = 0 \\ &= 32.835 + 77.254x - 12.084x^2 - 1/6 \times 10.000x^3 \end{aligned}$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = 77.254 - 24.168x - 5.000x^2$$

$$x = \frac{24.168 \pm \sqrt{24.168^2 + 4 \times 5.000 \times 77.254}}{2 \times (-5.000)} = 2.197 \text{ m}$$

iii) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 32.835 + 77.254 \times 2.197 - 12.084 \times 2.197^2 - 1/6 \times 10.000 \times 2.197^3$$

$$= 126.561 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 第3次掘削時

1) 掘削深さによる係数

$$a = 1.00$$

2) 土質による係数

砂質地盤 $b = 1.00$

3) 仮想支持点までの土の単位体積重量

深度 (m)	層厚 (t) (m)	単位重量 (γ) (kN/m ³)	t · γ (kN/m ²)
0.000 ~ 2.000	2.000	19.00	38.000
2.000 ~ 3.000	1.000	10.00	10.000
3.000 ~ 6.000	3.000	9.00	27.000
6.000 ~ 9.000	3.000	10.00	30.000
9.000 ~ 10.873	1.873	10.00	18.730
合計	10.873	—	123.730

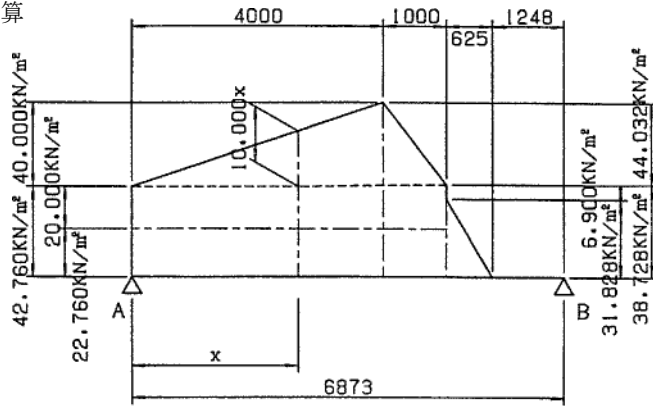
$$\bar{\gamma} = \frac{t \cdot \gamma}{t} = \frac{123.730}{10.873} = 11.380 \text{ kN/m}^3$$

4) 土圧強度

$$P = 1.00 \times 2 \times 11.380 = 22.760 \text{ kN/m}^2$$

$$q / \bar{\gamma} = 10.00 / 11.380 = 0.879 \text{ m}$$

5) 断面力の計算



i) 支点反力

$$R_A = 1/6.873 \times (42.760 \times 4.000 \times 4.873 + 1/2 \times 40.000 \times 4.000 \times 4.206 + 38.728 \times 1.000 \times 2.373 + 1/2 \times 44.032 \times 1.000 \times 2.540 + 1/2 \times 31.828 \times 0.625 \times 1.665)$$

$$= 194.142 \text{ kN/m}$$

ii) せん断力が0となる位置

$$M_x = 194.142 \times x - 1/2 \times 42.760 \times x^2 - 1/2 \times 10.000 \times x \times x \times 1/3 x$$

$$= 194.142 \times x - 21.380 x^2 - 1/6 \times 10.000 \times x^3$$

$$S_x = \frac{dMx}{dx} = 194.142 - 42.760x - 5.000x^2$$

$$\therefore x = \frac{42.760 \pm \sqrt{42.760^2 + 4 \times 5.000 \times 194.142}}{2 \times (-5.000)} = 3.281\text{m}$$

iii) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 194.142 \times 3.281 - 21.380 \times 3.281^2 - 1/6 \times 10.000 \times 3.281^3$$

$$= 347.959\text{kN}\cdot\text{m}$$

(4) 第4次掘削時

1) 掘削深さによる係数

$$a = 1.00$$

2) 土質による係数

$$\text{砂質地盤 } b = 2$$

3) 仮想支持点までの土の単位体積重量

深度 (m)	層厚 (t) (m)	単位重量 (γ) (kN/m ³)	t · γ (kN/m ²)
0.000 ~ 2.000	2.000	19.00	38.000
2.000 ~ 3.000	1.000	10.00	10.000
3.000 ~ 6.000	3.000	9.00	27.000
6.000 ~ 9.000	3.000	10.00	30.000
9.000 ~ 11.494	2.494	10.00	24.940
合計	11.494	—	129.940

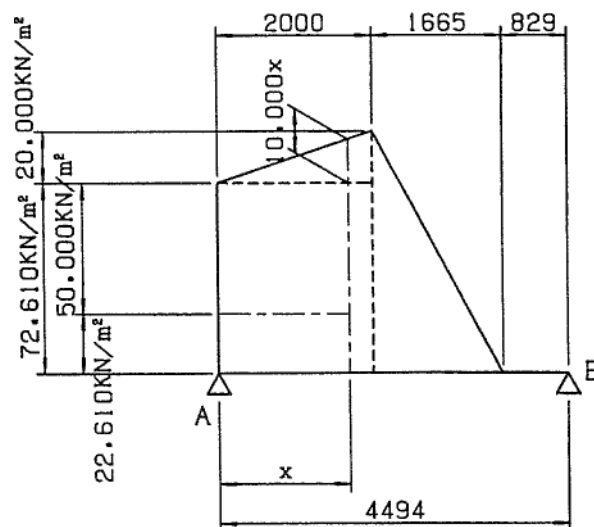
$$\bar{\gamma} = \frac{t \cdot \gamma}{t} = \frac{129.940}{11.494} = 11.305\text{kN/m}^3$$

4) 土圧強度

$$P = 1.00 \times 2 \times 11.305 = 22.610\text{kN/m}^2$$

$$q / \bar{\gamma} = 10.00 / 11.305 = 0.885\text{m}$$

5) 断面力



i) 支点反力

$$R_A = 1/4.494 \times (72.610 \times 2.000 \times 3.494 + 1/2 \times 20.000 \times 2.000 \times 3.161 + 1/2 \times 92.610 \times 1.665 \times 1.939)$$

$$= 160.238 \text{ kN/m}$$

ii) せん断力が0となる位置

$$M_x = 160.238x - 1/2 \times 72.610x^2 - 1/2 \times 10.000x \times x \times 1/3x$$

$$= 160.238x - 36.305x^2 - 1/6 \times 10.000x^3 = 0$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = 160.238 - 72.610x - 5.000x^2$$

$$x = \frac{72.610 \pm \sqrt{72.610^2 + 4 \times 5.000 \times 160.238}}{2 \times (-5.000)} = 1.946 \text{ m}$$

iii) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 160.238 \times 1.946 - 36.305 \times 1.946^2 - 1/6 \times 10.000 \times 1.946^3$$

$$= 162.056 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(5) 鋼矢板の応力度計算

最大曲げモーメント	$M_{\max} = 347.959 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (第3次掘削時)
路面覆工反力	$N_{\max} = 274.7 \times 1/2 = 137.35 \text{ kN}$
使用鋼矢板	鋼矢板IV型 ($Z = 2270000 \text{ mm}^3$, $A = 24250 \text{ mm}^2$)
鋼矢板継手剛性率	$i = 2270000 \text{ mm}^3$, $A = 24250 \text{ mm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{0.60 \cdot Z} + \frac{N}{A} = \frac{347.959 \times 10^6}{0.60 \times 2.27 \times 10^6} + \frac{137.35 \times 10^3}{2.425 \times 10^4}$$

$$= 255.5 + 5.7 = 261 \leq \sigma_a = 265 \text{ N/mm}^2$$

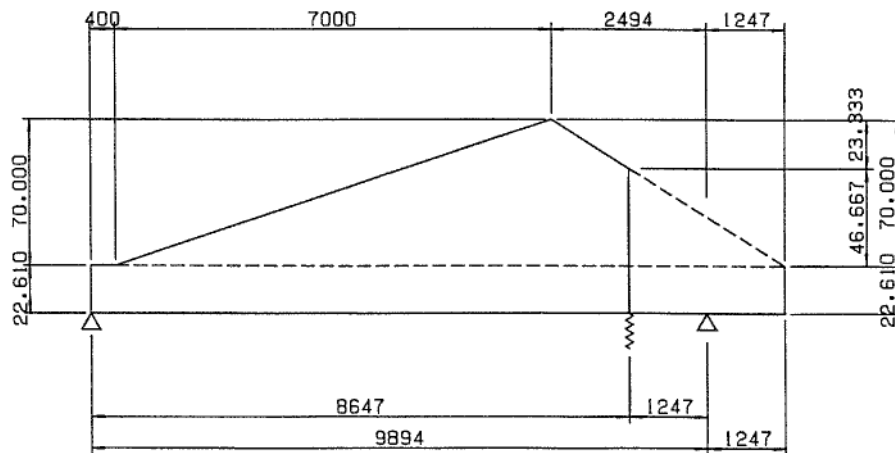
1-2-3 鋼矢板変位量の計算 (切梁式)

鋼矢板変位量の自立式はChangの式により切梁式は最上段切梁位置を剛な支点とし、仮想支持点深さの1/2を弾性支点として、その間を単純梁として梁のたわみにバネ支点のたわみを加えて求める。

尚、自立式に関しては「自立式土留工」を参照の事。

(1) 最終掘削時

1) 平均土圧強度



$$\Sigma P = 22.610 \times 8.647 + 1/2 \times (70.000 \times 7.000 + 70.000 \times 1.247 + 46.667 \times 1.247)$$

$$= 513.251 \text{ kN/m}$$

$$\therefore \bar{q} = \frac{P}{\lambda} = \frac{513.251}{8.647} = 59.356 \text{ kN/m}$$

2) 鋼矢板最大変位量

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

ここで、 δ : 最大変位量

δ_1 : 単純梁の中央のたわみ

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot \bar{q} \cdot \ell^4}{384 \cdot E \times 0.45 I}$$

δ_2 : バネによる中央のたわみ

$$\delta_2 = \frac{1}{2} \times \frac{R}{K}$$

λ : 支間 $\lambda = 7.400 + 1/2 \times 2.494 = 8.647 \text{ m}$

\bar{q} : 平均土圧強度 $\bar{q} = 59.356 \text{ kN/m}$

R : バネ支点の反力

$$R = 1/2 \cdot \bar{q} \cdot \lambda = 1/2 \times 59.356 \times 8.647 = 256.626 \text{ kN}$$

K : 弾性支点のばね定数

$$K = K \cdot x = 1830.09 \times 2.494 \times 1.00 = 4564.2 \text{ kN/m}$$

i) 単純梁の中央のたわみ

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot \bar{q} \cdot \ell^4}{384 \cdot E \times 0.45 I} = \frac{5 \times 59.356 \times 864.7^4}{384 \times 20000000 \times 0.45 \times 38600} = 12.438 \text{ cm}$$

ii) バネによるの中央のたわみ

$$\delta_2 = \frac{1}{2} \times \frac{M}{K} = \frac{1}{2} \times \frac{256626}{445642} = 2.811 \text{ cm}$$

iii) 鋼矢板最大変位量

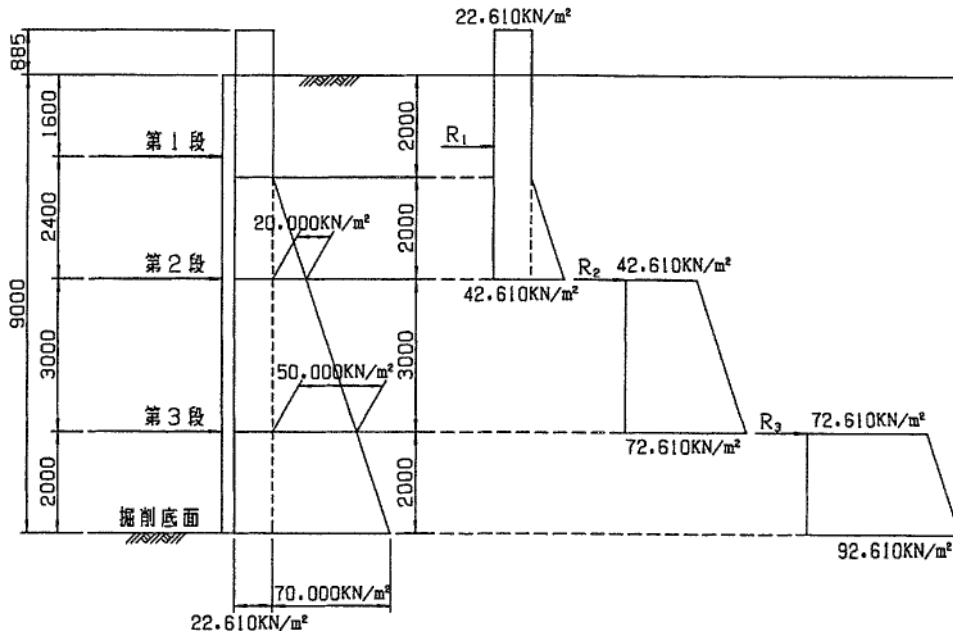
$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 12.438 + 2.811 = 15.249 \text{ cm} \leq \delta_a = 30.0 \text{ cm}$$

(2) 鋼矢板天端の変位量

鋼矢板天端の変位量の計算は「自立式鋼矢板土留工」を参照の事。

1-2-4 各段切梁反力の計算

最終掘削時荷重状態で下方分担法により算出する。



(1) 切梁反力

1) 第1段

$$R_1 = 22.610 \times (0.885 + 2.000) + 1/2 \times (22.610 + 42.610) \times 2.000 = 130.450 \text{ kN/m}$$

2) 第2段

$$R_2 = 1/2 \times (42.610 + 72.610) \times 3.000 = 172.830 \text{ kN/m}$$

3) 第3段

$$R_3 = 1/2 \times (72.610 + 92.610) \times 2.000 = 165.220 \text{ kN/m}$$

1-2-5 腹起しの計算

1) 第1段

使用鋼材	H-350×350×12×19
鋼材断面積	A 154.9 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x 2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x 15.10 (cm)
	r _y 8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 130.45 × 4.00 + 0.00	= 521.80 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 130.45 × 3.00 ²	= 146.76 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 130.45 × 3.00	= 195.68 (kN)

応力度の計算

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{3.00 \times 1000}{151.0} = 19.87$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{3.00 \times 1000}{89.9} = 33.37$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.00 \times 1000}{350.0} = 8.57$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.18 + 0.43 = 0.61 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 33.7 + 84.6 = 118.3 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{521800}{15490} = 33.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{146760000}{2000000 \times 1.00} = 73.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (33.37 - 18)\} = 191.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (8.57 - 4.5)\} = 195.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 12000000}{6700 + 19.87^2} = 253.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{195680}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

2) 第2段

使用鋼材	H-350×350×12×19
鋼材断面積	A = 154.9 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x = 2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x = 15.10 (cm)
	r _y = 8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 172.83 × 4.00 + 0.00	= 691.32 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 172.83 × 3.00 ²	= 194.43 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 172.83 × 3.00	= 259.25 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.00 \times 1000}{151.0} = 19.87$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.00 \times 1000}{89.9} = 33.37$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.00 \times 1000}{350.0} = 8.57$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.23 + 0.60 = 0.84 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 44.6 + 118.0 = 162.6 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{691320}{15490} = 44.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{194430000}{2000 \times 1.00} = 97.2 \text{ (KN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (33.37 - 18)\} = 191.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (8.57 - 4.5)\} = 195.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 12000000}{6700 + 19.87^2} = 253.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{259250}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 69 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 第3段

使用鋼材	H-350×350×12×19	
鋼材断面積	A	154.90 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x	15.10 (cm)
	r _y	8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 165.22 × 4.00 + 0.00	= 660.88 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 165.22 × 3.00 ²	= 185.87 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 165.22 × 3.00	= 247.83 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.00 \times 1000}{151.0} = 19.87$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.00 \times 1000}{89.9} = 33.37$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.00 \times 1000}{350.0} = 8.57$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.22 + 0.57 = 0.80 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 42.7 + 111.7 = 154.4 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{660880}{15490} = 42.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{185870000}{2000000 \times 1.00} = 92.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (33.37 - 18)\} = 191.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (8.57 - 4.5)\} = 195.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 19.87^2} = 253.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ &= \frac{247830}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 66 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2) 短辺方向の計算

1) 第1段

使用鋼材	H-350×350×12×19
鋼材断面積	A = 154.90 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x = 2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x = 15.10 (cm)
	r _y = 8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 130.45 × 3.51 + 0.00	= 457.88 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 130.45 × 3.21 ²	= 168.02 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 130.45 × 3.21	= 209.37 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.21 \times 1000}{151.0} = 21.26$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.21 \times 1000}{89.9} = 35.71$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.21 \times 1000}{350.0} = 9.17$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.16 + 0.49 = 0.65 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 29.6 + 95.2 = 124.7 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{457880}{15490} = 29.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{168020000}{2000000 \times 1.00} = 84.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (35.71 - 18)\} = 188.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (9.17 - 4.5)\} = 193.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 21.26^2} = 251.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{209370}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 56 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 第2段

使用鋼材	H-350×350×12×19	
鋼材断面積	A	154.9 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x	15.10 (cm)
	r _y	8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 172.83 × 3.51 + 0.00	= 606.63 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 172.83 × 3.21 ²	= 222.61 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 172.83 × 3.21	= 277.39 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.21 \times 1000}{151.0} = 21.26$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.21 \times 1000}{89.9} = 35.71$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.21 \times 1000}{350.0} = 9.17$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.21 + 0.68 = 0.89 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 39.2 + 131.8 = 171.0 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{606630}{15490} = 39.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{222610000}{2000000 \times 1.00} = 111.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (35.71 - 18)\} = 188.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (9.17 - 4.5)\} = 193.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 21.26^2} = 251.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{277390}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 74 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 第3段

使用鋼材	H-350×350×12×19	
鋼材断面積	A	154.90 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	2000 (cm ³)

断面2次半径	r_x	15.10 (cm)
	r_y	8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	$N = 165.22 \times 3.51 + 0.00$	= 579.92 (kN)
曲げモーメント	$M = 1/8 \times 165.22 \times 3.21^2$	= 212.81 (kN·m)
せん断力	$S = 1/2 \times 165.22 \times 3.21$	= 265.18 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.21 \times 1000}{151.0} = 21.26$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.21 \times 1000}{89.9} = 35.71$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.21 \times 1000}{350.0} = 9.17$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.20 + 0.65 = 0.85 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 37.4 + 125.0 = 162.4 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{579920}{15490} = 37.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{212810000}{2000000 \times 1.00} = 106.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (35.71 - 18)\} = 188.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (9.17 - 4.5)\} = 193.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 21.26^2} = 251.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{265180}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 71 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1-2-6 切梁の計算

1) 第1段

使用鋼材	H-300×300×10×15	
鋼材断面積	A	104.80 (cm ²)
鋼材断面係数	Z_x	1150 (cm ³)
断面2次半径	r_x	12.90 (cm)
	r_y	7.51 (cm)

断面力の計算

軸力	$N = 130.45 \times 3.00 + 150.00$	= 579.92 (kN)
曲げモーメント	$M = 1/8 \times 5.0 \times 3.48^2$	= 7.57 (kN·m)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.48 \times 1000}{129.0} = 26.98$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.48 \times 1000}{75.1} = 46.34$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.48 \times 1000}{300.0} = 11.60$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.29 + 0.05 = 0.34 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 51.7 + 8.4 = 60.1 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{541350}{10480} = 51.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{7570000}{1150000 \times 1.00} = 6.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (46.34 - 18)\} = 175.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (11.60 - 4.5)\} = 184.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 26.98^2} = 242.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

2) 第2段

使用鋼材	H-300×300×10×15	
鋼材断面積	A	104.80 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	1150 (cm ³)
断面2次半径	r _x	12.90 (cm)
	r _y	7.51 (cm)

断面力の計算

$$\text{軸力} \quad N = 172.83 \times 3.00 + 150.00 = 668.49 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1/8 \times 5.0 \times 3.48^2 = 7.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.48 \times 1000}{129.0} = 26.98$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.48 \times 1000}{75.1} = 46.34$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.48 \times 1000}{300.0} = 11.60$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.36 + 0.05 = 0.41 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 63.8 + 8.9 = 72.7 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{668490}{10480} = 63.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{7570000}{1150000 \times 1.00} = 6.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (46.34 - 18)\} = 175.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (11.60 - 4.5)\} = 184.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 26.98^2} = 242.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 第3段

使用鋼材	H-300×300×10×15	
鋼材断面積	A	104.80 (cm ²)
鋼材断面係数	Z	1150 (cm ³)
断面2次半径	r _x	12.90 (cm)
	r _y	7.51 (cm)

断面力の計算

$$\text{軸力} \quad N = 165.22 \times 3.00 + 150.00 = 645.66 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1/8 \times 5.0 \times 3.48^2 = 7.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.48 \times 1000}{129.0} = 26.98$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.48 \times 1000}{75.1} = 46.34$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.48 \times 1000}{300.0} = 11.60$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.35 + 0.05 = 0.40 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 61.6 + 8.8 = 70.4 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{645660}{10480} = 61.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{7570000}{1150000 \times 1.00} = 6.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (46.34 - 18)\} = 175.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (11.60 - 4.5)\} = 184.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 26.98^2} = 242.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1-2-7 火打ち梁の計算

1) 第1段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A = 104.80 (cm ²)
断面2次半径	r _y = 7.51 (cm)
	$\frac{L}{r_y} = 47.14$

荷重 130.45 (kN/m)

断面力の計算

$$\text{軸力 } N = \sqrt{2} \times 130.45 \times 1.61 + 150.00 = 447.02 \text{ (kN)}$$

$$\text{せん断力 } S = 1 / \sqrt{2} \times 447.02 = 316.09 \text{ (kN)}$$

応力度の計算

$$\sigma_n = \frac{447020}{10480.0} = 42.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{na} = 174.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{na} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (47.14 - 18)\} = 174.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

火打ち取付部のボルトをM22 とするとボルトの必要本数 n は

$$n = \frac{S}{\pi/4 \cdot D^2 \cdot \sigma_{\tau a}} = \frac{316090}{\pi/4 \times 22^2 \times 135.0} = 6.2 \text{ (本)}$$

ここで、 $\sigma_{\tau a}$: ボルトの許容せん断応力度

使用ボルト本数を8本とすると鋼材の支圧応力度により決まる火打ちピースのプレートの必要厚さおよび腹起しH鋼のフランジの必要厚さ t は

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{316090}{8 \times 22 \times 315} = 5.70 \text{ (mm)}$$

ここで、 σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度

2) 第2段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A = 104.80 (cm ²)
断面2次半径	r _y = 7.51 (cm)
	$\frac{L}{r_y} = 47.14$

荷重 172.83 (kN/m)

断面力の計算

$$\begin{aligned} \text{軸力} & N = \sqrt{2} \times 172.83 \times 1.61 + 150.00 = 543.51 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力} & S = 1 / \sqrt{2} \times 543.51 = 384.32 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

応力度の計算

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \frac{543510}{10480.0} = 51.9 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{na} = 174.2 \text{ (N/mm}^2) \\ \sigma_{na} &= 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (47.14 - 18)\} = 174.2 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

火打ち取付部のボルトをM22 とするとボルトの必要本数 n は

$$n = \frac{S}{\pi/4 \cdot D^2 \cdot \tau_a} = \frac{S}{\pi/4 \cdot 22^2 \times 135.0} = 7.5 \text{ (本)}$$

ここで、 τ_a : ボルトの許容せん断応力度

使用ボルト本数を 8 本とすると鋼材の支圧応力度により決まる火打ちピースのプレートの必要厚さおよび腹起しH鋼のフランジの必要厚さ t は

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{384320}{8 \times 22 \times 315} = 6.93 \text{ (mm)}$$

ここで、 σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度

3) 第3段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A 104.80 (cm ²)
断面2次半径	r_y 7.51 (cm)
	$\frac{L}{r_y} = 47.14$

$$\text{荷重} = 165.22 \text{ (kN/m)}$$

断面力の計算

$$\begin{aligned} \text{軸力} & N = \sqrt{2} \times 165.22 \times 1.61 + 150.00 = 526.19 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力} & S = 1 / \sqrt{2} \times 526.19 = 372.07 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

応力度の計算

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \frac{526190}{10480.0} = 50.2 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{na} = 174.2 \text{ (N/mm}^2) \\ \sigma_{na} &= 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (47.14 - 18)\} = 174.2 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

火打ち取付部のボルトをM22 とするとボルトの必要本数 n は

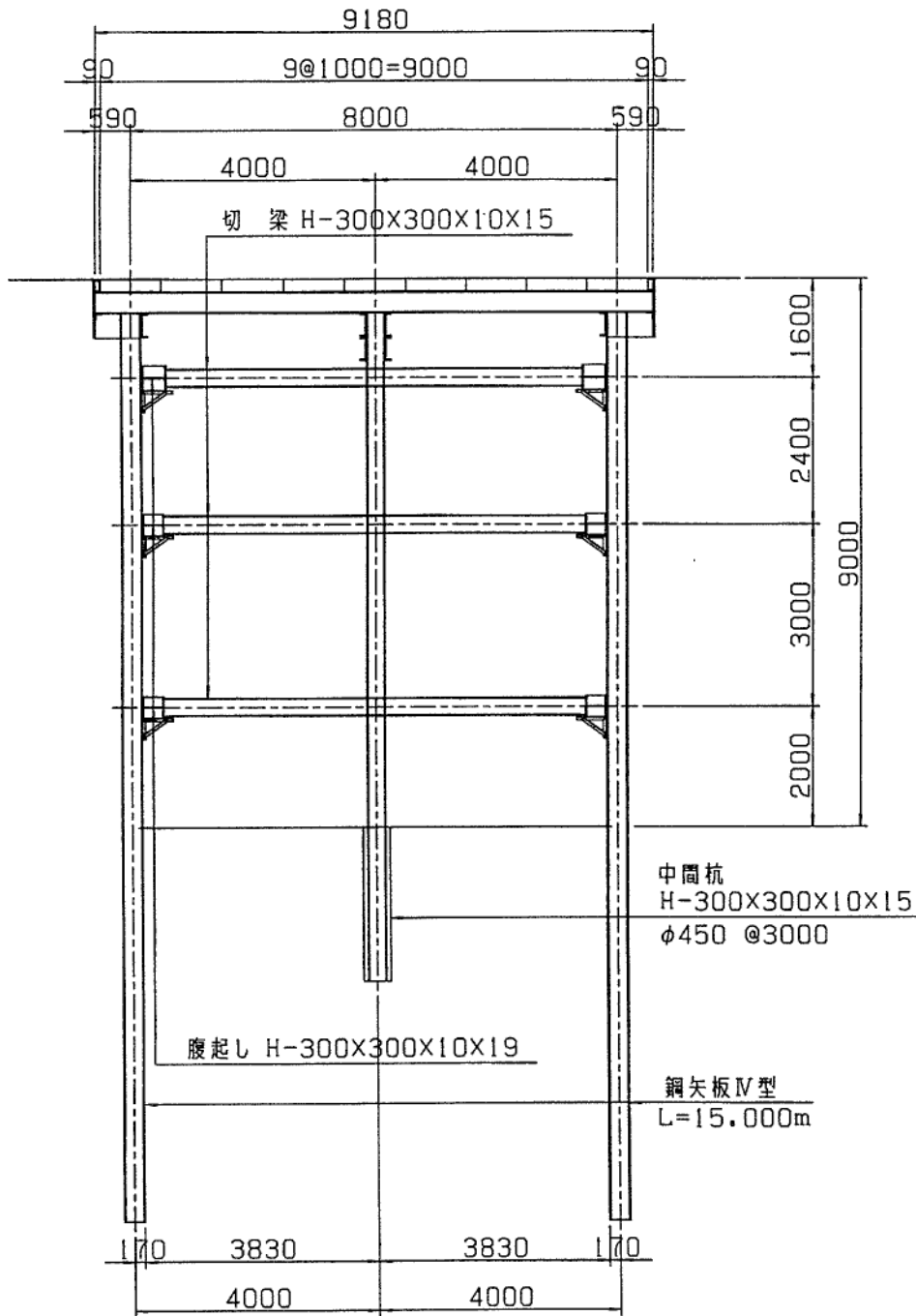
$$n = \frac{S}{\pi/4 \cdot D^2 \cdot \tau_a} = \frac{372070}{\pi/4 \times 22^2 \times 135.0} = 7.3 \text{ (本)}$$

ここで、 τ_a : ボルトの許容せん断応力度

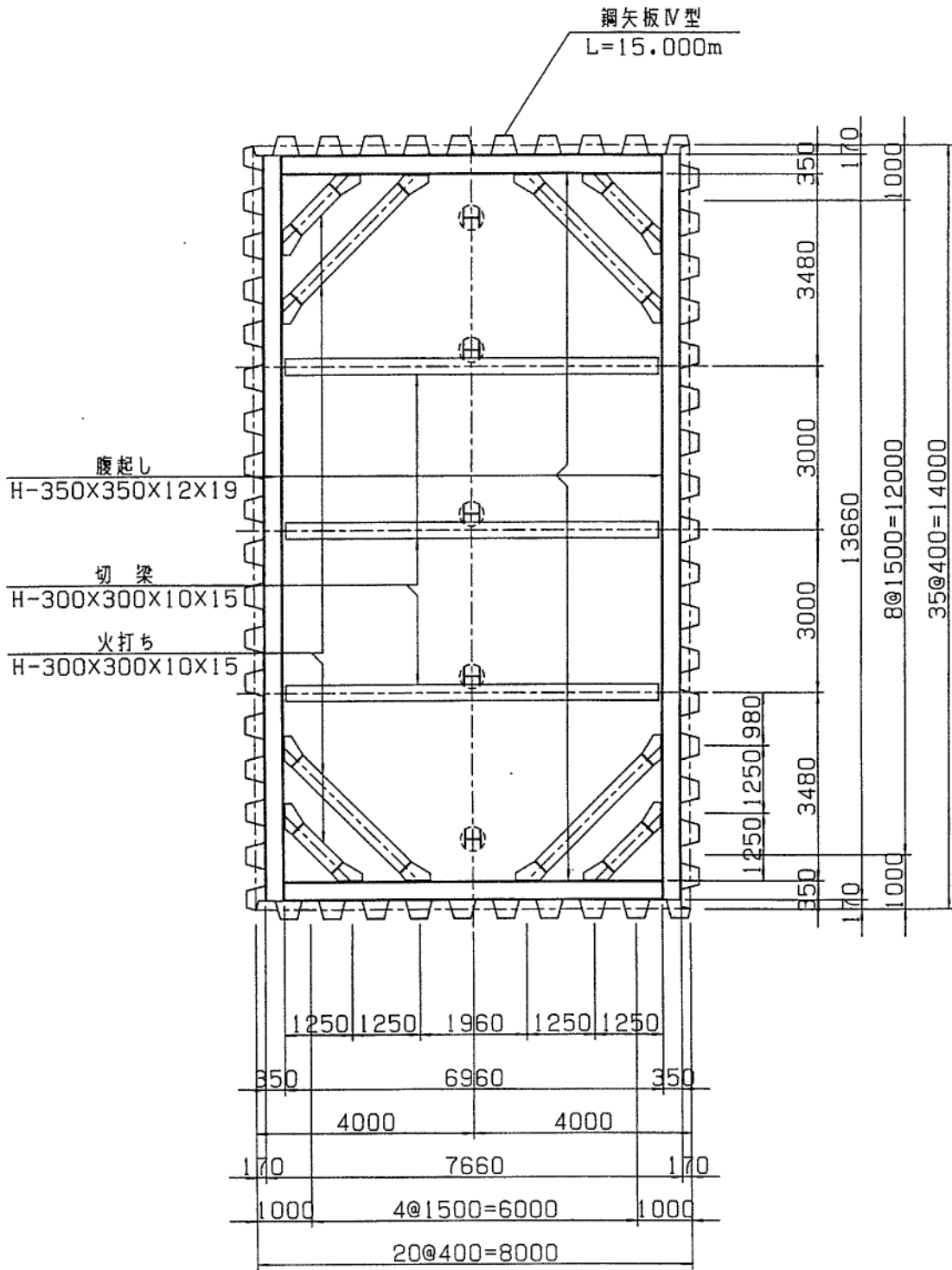
使用ボルト本数を 8 本とすると鋼材の支圧応力度により決まる火打ちピースのプレートの必要厚さおよび腹起しH鋼のフランジの必要厚さ t は

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{372070}{8 \times 22 \times 315} = 6.71 \text{ (mm)}$$

ここで、 σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度



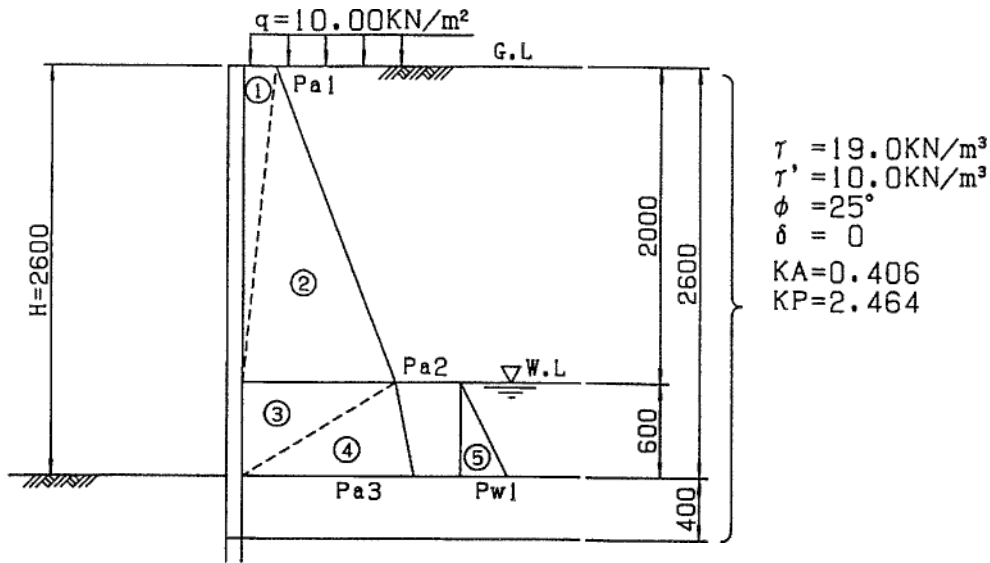
覆工板 1000X200X2000
 覆工受桁 H-300X300X10X15
 受桁受け [-380X100X13X20



1-3 自立式鋼矢板土留工

1-3-1 根入れ長の計算

1) 断面力



a) 土圧及び水圧強度

i) 土圧強度

$$P_{a1} = 10.00 \times 0.406 = 4.060 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{a2} = (10.00 + 19.00 \times 2.000) \times 0.406 = 19.488 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{a3} = (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 0.600) \times 0.406 = 21.924 \text{ kN/m}^2$$

ii) 水圧強度

$$P_{w1} = 10.00 \times 0.600 = 6.000 \text{ kN/m}^2$$

b) 断面力

		P (kN)	y (m)	M=P·y (kN·m)	
主働側	①	1/2 × 4.060 × 2.000	4.060	1.933	7.848
	②	1/2 × 19.488 × 2.000	19.488	1.267	24.691
	③	1/2 × 19.488 × 0.600	5.846	0.400	2.338
	④	1/2 × 21.924 × 0.600	6.577	0.200	1.315
	⑤	1/2 × 6.000 × 0.600	1.800	0.200	0.360
合計		—————	37.771	—————	36.552

c) 主働側水平力の作用位置

$$y_o = \frac{M}{y} = \frac{36.552}{37.771} = 0.968 \text{ m}$$

$$\therefore \text{GL} - 1.632 \text{ m}$$

2) 根入れ長の計算

chang の式により計算する。

$$L = 2.5 / \beta = 2.5 / 0.319 = 7.837 \text{ m}$$

ここで、

L	:	根入れ長 (m)	
β	:	$\sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1393.57 \times 1.000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 1.68 \times 10^{-4}}} = 0.319 \text{ m}^{-1}$	
K_H	:	水平方向地盤反力係数	1393.57 kN/m ³
B	:	水平方向地盤反力係数	1393.57 kN/m ³
E	:	土留壁のヤング係数	200000000 kN/m ²
I	:	土留め壁の断面二次モーメント	0.000168 m ⁴ (Ⅲ型) (100%)

∴ 根入れ長 $L = 7.837 \text{ m}$ (G.L. - 10.437m)

3) ボイリングの検討

a) ボイリングによって決まる根入れ長

$$F_s = \frac{w}{u}$$

$$w = \gamma' \lambda_d$$

$$u = \lambda \frac{1.57r_w h_w}{4}$$

以上の式より

$$\begin{aligned} \lambda_d &= \lambda \frac{1.57r_w h_w}{4r} F_s \\ &= \frac{1.46 \times 1.57 \times 10.00 \times 0.600}{4 \times 9.617} \times 1.20 = 0.429 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、 F_s : ボイリングに対する安全率

γ' : 土の水中単位体積重量

$$\gamma' = 1/7.837 \times (3.000 \times 9.00 + 4.837 \times 10.00) = 9.617 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

λ_d : 土留め壁の根入れ長

γ_w : 水の単位体積重量 10.00 (kN/m³)

h_w : 水位差

λ : 土留め壁の形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 = 1.50 \times 0.97 = 1.46$$

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 1.30 + 0.7 (B/\lambda_d)^{-0.45} \\ &= 1.30 + 0.7 (8.000/0.429)^{-0.45} \\ &= 1.49 \rightarrow 1.50 \text{ とする。} \end{aligned}$$

λ_2 : 土留め平面形状に関する補正係数

$$\begin{aligned} \lambda_2 &= 0.95 + 0.09 \{ (L/B) + 0.37 \}^{-2} \\ &= 0.95 + 0.09 \{ (14.000/8.000) + 0.37 \}^{-2} \\ &= 0.97 \end{aligned}$$

B : 土留め平面形状の短辺 8.000 (m)

L : 土留め平面形状の長辺 14.000 (m)

必要根入れ長 0.429 (m) [G.L. - 3.029 (m)]

4) Chang の式による根入れ長の計算結果

つり合い深さ	L = 7.837 (m)	[G.L. - 10.437 (m)]
最小根入れ長	3.000 (m)	[G.L. - 5.600 (m)]
ボーリングより	0.429 (m)	[G.L. - 3.029 (m)]
よって必要根入長は	7.837 (m)	[G.L. - 10.437 (m)]
使用鋼材	L = 10.500 (m)	鋼矢板Ⅲ型

1-3-2 土留壁の断面計算

土圧は根入れ長の計算時のものを使用する。

1) 最大曲げモーメントを生じる深さ

$$X_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1+2\beta h} \right)$$

$$= \frac{1}{0.390} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1+2 \times 0.390 \times 0.968} \right) = 1.328 \text{ m (G.L. - 3.928m)}$$

ここに $\beta = \sqrt[4]{\frac{KH \cdot B}{4 \cdot E (I \times 0.45)}} = \sqrt[4]{\frac{1393.57 \times 1.000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 0.390 \times 10^8 (1.68 \times 10^{-1} \times 0.45)}} = 0.390 \text{ m}^{-1}$

2) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = -\frac{P}{2\beta} \sqrt{\{(1+2\beta h)^2\} + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot X_m)$$

$$= -\frac{37.771}{2 \times 0.390} \times \sqrt{\{(1+2 \times 0.390 \times 0.968)^2\} + 1} \cdot \exp(0.390 \times 1.328)$$

$$= -58.274 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ここに、 P : 主働側水平力 37.771 kN/m
h : 主働側水平力の作用位置 0.968 m

3) 鋼矢板の応力計算

最大曲げモーメント	M _{max} = 58.274 kN·m
使用鋼矢板	鋼矢板Ⅲ型
断面係数	Z = 1340000 mm ³
継手剛性率	i = 60 %

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z \times 0.60} = \frac{58.274 \times 10^6}{1.34 \times 10^6 \times 0.60} = 72 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 265 \text{ N/mm}^2$$

1-3-3 鋼矢板天端変位の計算

変位はChangの式による掘削底面での変位、掘削底面での傾斜角による変位に掘削底面を支点とする片持梁としての変位を加えて求める。

荷重は断面計算と同様に掘削底面以上の土圧及び水圧を集中荷重として載荷する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

$$= 2.90 + 3.75 + 0.33 = 6.98 \text{ (cm)} \leq \delta_a = 7.80 \text{ (cm)}$$

δ_1 : 掘削底面での変位量 (m)

$$\delta = \frac{1+\beta h}{2 \times E I \beta^3} p$$

$$= \frac{1+0.390 \times 0.968}{2 \times 15120 \times 0.390^3} \times 37.771 = 0.0290 \text{ (m)}$$

δ_2 : 掘削底面での壁体傾斜角による変位量 (m)

$$\delta_2 = \frac{1+2\beta h}{2 \times E I \beta^2} P \cdot H$$

$$= \frac{1+2 \times 0.390 \times 0.968}{2 \times 15120 \times 0.390^2} \times 37.771 \times 2.600 = 0.0375 \text{ (m)}$$

δ_3 : 掘削底面より上の壁体の片持ち梁としての変位量 (m)

$$\delta_3 = \frac{P_2' + H^1}{30 \times E I}$$

$$= \frac{32.443 \times 2.600^4}{30 \times 15120} = 0.0033 \text{ (m)}$$

ここで、
H : 掘削深さ 2.600 (m)
P : 側圧合計値 37.711 (kN/m)
h : Pの作用位置

$$h = \frac{36.552}{37.771} = 0.968 \text{ m (m) [G. L. -1.632 (m)]}$$

P_2' : モーメントを等価とする三角形分布荷重底面での荷重強度 (kN/m)

$$P_2' = \frac{6 \times M}{H^2} = \frac{6 \times 36.552}{2.600^2} = 32.443 \text{ m (kN/m)}$$

M : 側圧による掘削底面回りのモーメント 36.552 (kN・m)

E : 鋼矢板のヤング係数 200000 (N/mm²)

I : 鋼矢板の断面二次モーメント 16800 (cm³)

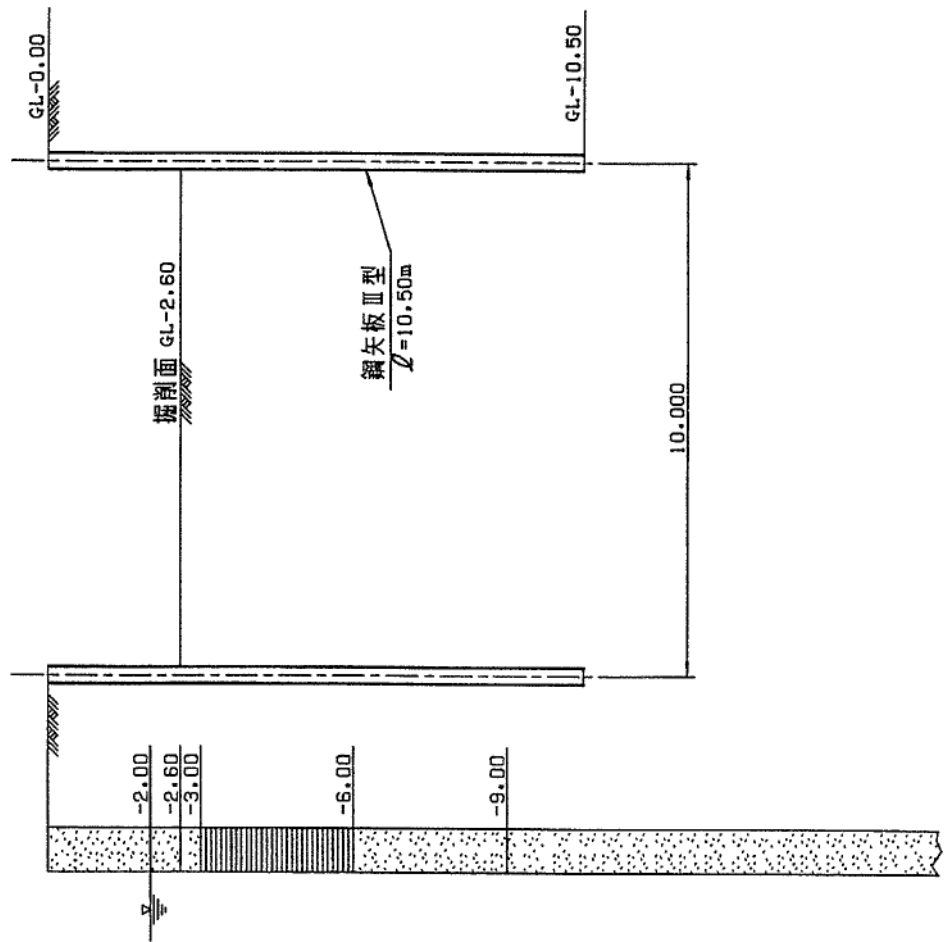
$$E I = 200000 \times 16800 \times 0.45 \times 1 / 100000 = 15120.00 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2)$$

許容値 : 掘削深さの3%

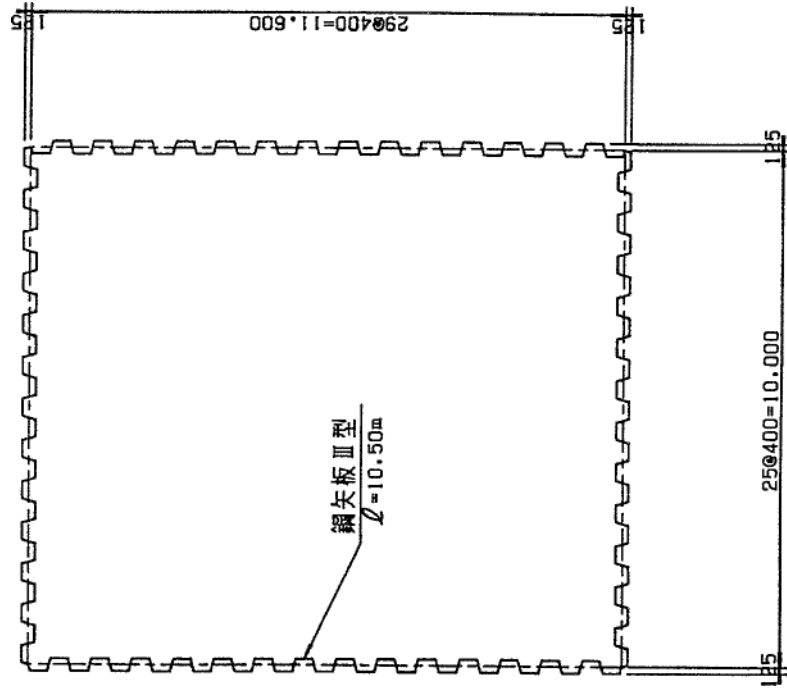
$$\therefore \delta_a = 260 \times 0.03 = 7.80 \text{ (cm)}$$

自立鋼矢板

断面図



平面図

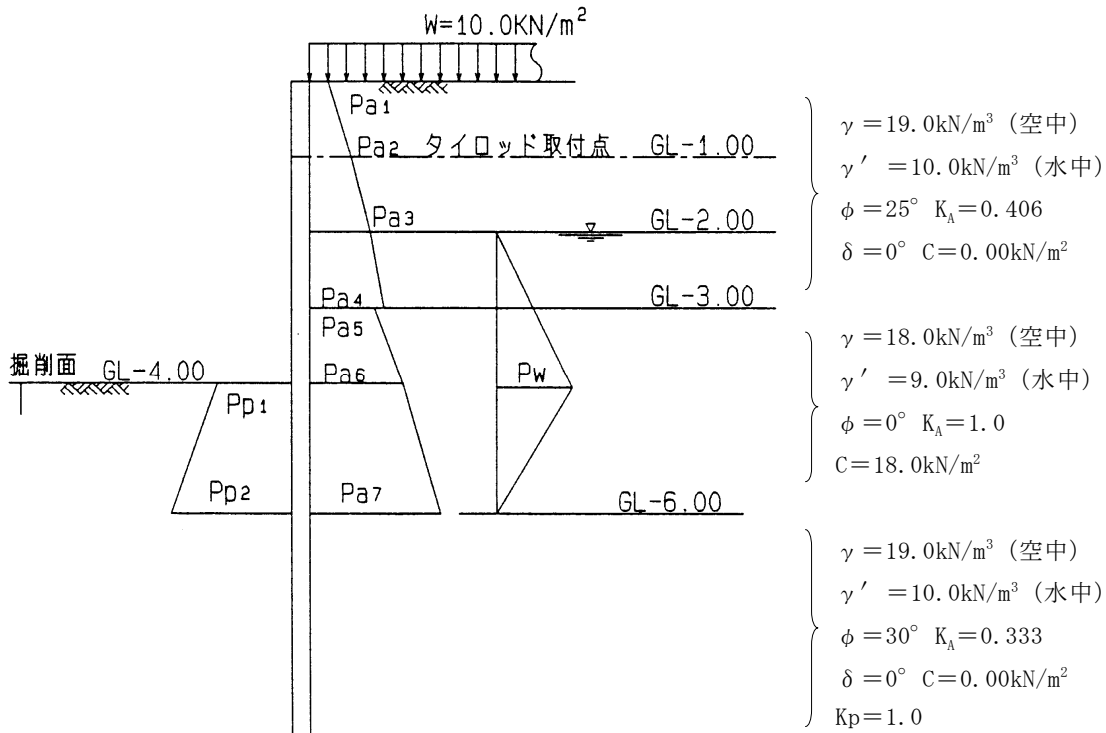


1-4 控え鋼矢板土留工

1-4-1 荷重及び断面力の計算

a) 仮想支持点

タイロッド取付点に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗圧による抵抗モーメントがつりあう深さを求める。



各点の土圧強度

$$Pa_1 = K_A (w + \sum \gamma h)$$

$$= 0.406 \times 10.0 = 4.06 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa_2 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 1.00) = 11.77 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa_3 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00) = 19.49 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa_4 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00) = 23.55 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa_5 = K_A (w + \sum \gamma h - 2C)$$

$$= 1.0 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00 - 2 \times 18.0) = 22.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa_6 = 1.0 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00 + 9.0 \times 1.00 - 2 \times 18.0) = 31.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa_7 = 31.00 + 1.0 \times 9.0 \times L = 31.00 + 9.00L \text{ kN/m}^2$$

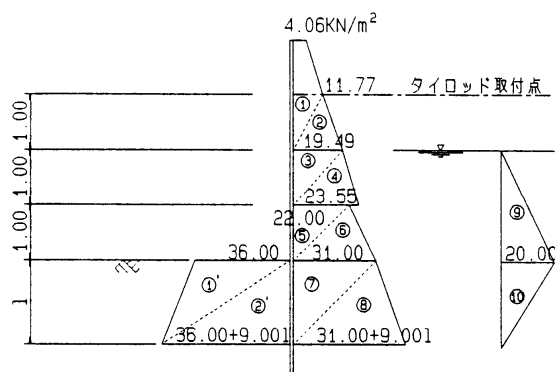
$$Pp_1 = K_P (\sum \gamma h + 2C)$$

$$= 1.0 \times 2 \times 18.0 = 36.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pp_2 = 36.00 + 1.0 \times 9.0 \times L = 36.00 + 9.00L \text{ kN/m}^2$$

$$Pw = 10.0 \times 2.00 = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

但し、Lは掘削面 (GL-4.00m) からつりあい深さまでの距離で、 $0 \leq L \leq 2.00$ とする。



		P (kN)	y (m)	M = Py (kN・m)
主働側	①	$1/2 \times 11.77 \times 1.00 = 5.89$	0.33	1.94
	②	$1/2 \times 19.49 \times 1.00 = 9.75$	0.67	6.53
	③	$1/2 \times 19.49 \times 1.00 = 9.75$	1.33	12.97
	④	$1/2 \times 23.55 \times 1.00 = 11.78$	1.67	19.67
	⑤	$1/2 \times 22.00 \times 1.00 = 11.00$	2.33	25.63
	⑥	$1/2 \times 31.00 \times 1.00 = 15.50$	2.67	41.39
	⑦	$1/2 \times 31.00 \times L = 15.50L$	$3.00 + 1/3L$	$5.17L^2 + 46.50L$
	⑧	$1/2 \times (31.00 + 9.00L) L = 4.50L^2 + 15.50L$	$3.00 + 2/3L$	$3.00L^3 + 23.83L^2 + 46.50L$
	⑨	$1/2 \times 20.00 \times 2.00 = 20.00$	2.33	46.60
	⑩	$1/2 \times 20.00 \times L = 10.00L$	$3.00 + 1/3L$	$3.33L^2 + 30.00L$
	計	$Ma = 3.00L^3 + 32.33L^2 + 123.00L + 154.73$		
受働側	①'	$1/2 \times 36.00 \times L = 18.00L$	$3.00 + 1/3L$	$6.00L^2 + 54.00L$
	②'	$1/2 \times (36.00 + 9.00L) = 4.50L^2 + 18.00L$	$3.00 + 2/3L$	$3.00L^3 + 25.50L^2 + 54.00L$
	計	$Ma = 3.00L^3 + 31.50L^2 + 108.00L$		

$Ma = Mp$ とおくと

$$3.00L^3 + 32.33L^2 + 123.00L + 154.73 = 3.00L^3 + 31.50L^2 + 108.00L$$

$$\therefore 0.83L^2 + 15.00L + 154.73 = 0$$

この方程式を満たすLは存在しない

故に $0 \leq L \leq 2.00$ 間の層ではつり合わない。つり合い点は、 -6.00 m より下の砂層 ($GL-6.00 \sim -9.00$ m) にあるものと思われる。ここで新たに $GL-6.00$ m からつり合い点までの深さを Z_m とする。

$$0 \leq Z \leq 3.00 \text{ m}$$

$GL-6.00$ m より上のモーメントは、前算式の Ma 、 Mp に $L=2.00$ m を代入することにより求める。

$$\begin{aligned} Ma &= 3.00L^3 + 32.33L^2 + 123.00L + 154.73 \\ &= 3.00 \times 2.00^3 + 32.33 \times 2.00^2 + 123.00 \times 2.00 + 154.73 \\ &= 554.05 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

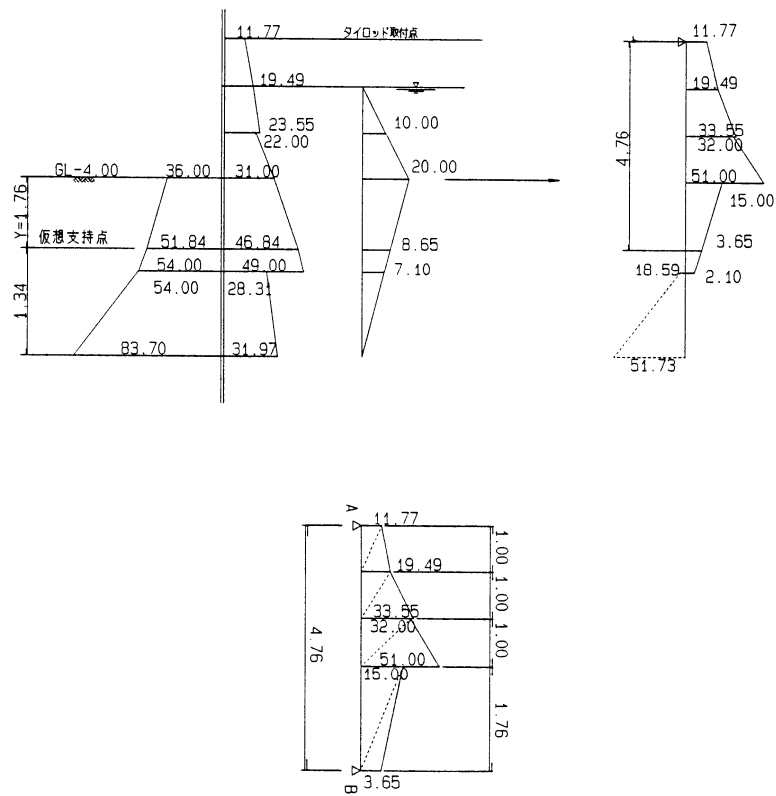
$$\begin{aligned} Mp &= 3.00L^3 + 31.50L^2 + 108.00L \\ &= 3.00 \times 2.00^3 + 31.50 \times 2.00^2 + 108.00 \times 2.00 \\ &= 366.00 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

	P (kN)	y (m)	M = Py (kN・m)
①	$1/2 \times 36.00 \times 2.00 = 36.00$	0.67	24.12
②	$1/2 \times 54.00 \times 2.00 = 54.00$	1.33	71.82
③	$1/2 \times 54.00 \times 1.10 = 29.70$	2.37	70.39
④	$1/2 \times 83.70 \times 1.10 = 46.04$	2.73	125.69
計	165.74		292.02

$$\therefore y = \frac{M}{p} = \frac{292.02}{165.74} = 1.76\text{m}$$

b) 最大曲げモーメント

仮想支持点とタイロッド取付点を支点とする単純ばりとして解く。

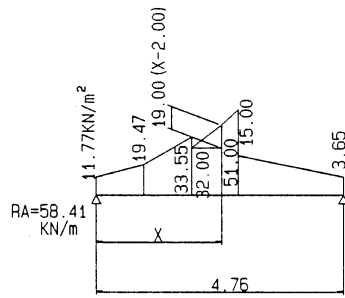


支点反力

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{1}{4.76} \times (1/2 \times 11.77 \times 1.00 \times 4.43 + 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times 4.09 \\
 &\quad + 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times 3.43 + 1/2 \times 33.55 \times 1.00 \times 3.09 \\
 &\quad + 1/2 \times 32.00 \times 1.00 \times 2.43 + 1/2 \times 51.00 \times 1.00 \times 2.09 \\
 &\quad + 15.00 \times 1.76 \times 1.17 + 3.65 \times 1.76 \times 0.59) \\
 &= 58.41\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

せん断力が零になる点で最大曲げモーメントを生じるからこの点を A 点から xm とに求める。

$$(2.00\text{m} \leq x \leq 3.00\text{m})$$



$$\begin{aligned}
 M_x &= 58.41 \times x - 1/2 \times 11.77 \times 1.00 \times (x - 0.333) - 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times \\
 &\quad (x - 0.667) - 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times (x - 1.33) - 1/2 \times 33.55 \times 1.00 \times \\
 &\quad (x - 1.67) - 32.00 \times (x - 2.00) \times 1/2 \times (x - 2.00) - 1/2 \times 19.00 \times \\
 &\quad (x - 2.00) \times (x - 2.00) \times 1/3 \times (x - 2.00) \\
 &= -3.17x^3 + 3.00x^2 + 42.27x + 10.75
 \end{aligned}$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = -9.51x^2 + 6.00x + 42.27 = 0 \text{ より}$$

$$X = \frac{-6.00 \pm \sqrt{6.00^2 - 4 \times (-9.51) \times 42.27}}{2 \times (-9.51)}$$

$$= 2.48\text{m}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore M_{\max} &= -3.17 \times 2.48^3 + 3.00 \times 2.48^2 + 42.27 \times 2.48 + 10.75 \\
 &= 85.68\text{kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

1-4-2 鋼矢板応力度の検討

鋼矢板Ⅱ型使用（但し、これは断面係数を60%に低減した場合の計算例である。）

なお、重要な仮設工事においては、最小部材である鋼矢板Ⅲ型を使用しなければならない。

断面係数 $Z = 874 \times 0.6 = 524\text{cm}^3/\text{m}$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{M}{Z} \\
 &= \frac{85.68 \times 10^6}{524 \times 10^3} \\
 &= 164\text{N}/\text{mm}^2 < 265\text{N}/\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

1-4-3 刃がね矢板変位の検討

タイロッド取付点と仮想支持点を支点とする単純ばりとして変位量を検討する。

鋼矢板Ⅱ型使用の場合

$$M = 85.68 \times 10^6\text{N} \cdot \text{mm}/\text{m}$$

$$E = 2.0 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$$

$$I = 8,740\text{cm}^4/\text{m} \times 0.45 = 3,933\text{cm}^4/\text{m}$$

$$L = 4.76\text{m}$$

たわみ δ は

$$\delta = \frac{5 \cdot w_0 \cdot L^4}{384E \cdot I} \quad w_0 = \frac{8 \cdot M}{L^2}$$

$$= \frac{5 \times 85.68 \times 10^6 \times 4,760^2}{48 \times 2.0 \times 10^5 \times 3,933 \times 10^4}$$

$$= 25.71 \text{mm} < \delta a = 30.00 \text{mm}$$

1-4-4 鋼矢板の根入れ長の検討

根入れ長は掘削底面からつり合い点までの距離Dの1.2倍とする。

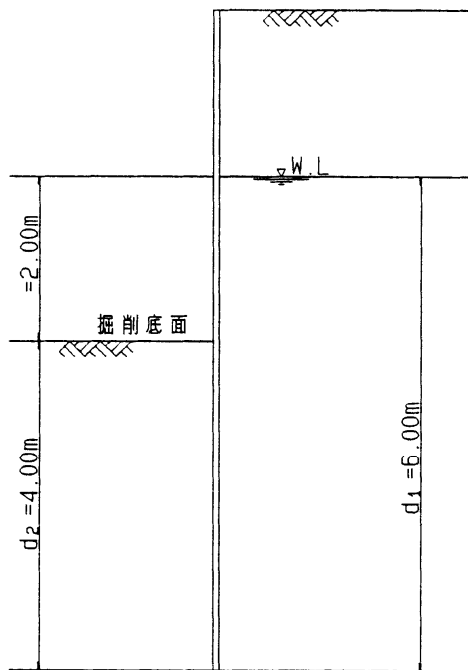
$$\text{距離 } D = 2.00 + 1.10 = 3.10 \text{m}$$

$$\text{必要根入れ長} = 3.10 \times 1.2$$

$$= 3.72 \text{m} \approx 4.00 \text{m}$$

$$\therefore \text{鋼矢板の長さ } L = 4.00 + 4.00 = 8.00 \text{m}$$

1-4-5 ボイリング及びパイピングの検討



$$i) F_s = \frac{w}{u}$$

$$ii) d_1 + d_2 \geq 2h$$

γ' : 砂の単位体積重量 (9.0kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (10.0kN/m³)

d_2 : 掘削底面からの根入れ長

d_1 : W・Lからの根入れ長

h : 水位差

F_s : 安全率 ($F_s \geq 1.20$)

w : 土の有効重量 $w = \gamma' \cdot d_2$

u : 土留壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h}{4}$$

λ : 土留めの形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$$

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (B/d_2)^{-0.45}$$

λ_2 : 土留め平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (L/B) + 0.37 \}^{-2}$$

L/Bは、土留め平面形状の(長辺/短辺)とする。

$$L = B = 10.00 \text{m}$$

上記の2式を満足するか否か検討する。

$$i) F_s = \frac{9.0 \times 4.00}{13.812} = 2.61 \geq 1.20$$

$$ii) 4.00 + 6.00 = 10.00 \text{m} \geq 4.00 \text{m}$$

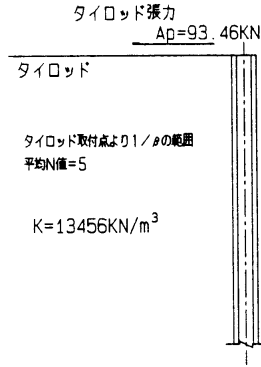
以上の結果よりボイリング及びパイピングに対して安定である。

1-4-6 控え直ぐいの検討

控え直ぐいはくい頭にタイロッド張力を水平力として受けるくいとして設計する。

鋼杭横抵抗理論は Chang の方法を用いる。(杭間隔 $L=1.60\text{m}$ とする)

$$\text{タイロッド張力 } T = R_A \cdot L = 58.41 \times 1.60 = 93.46\text{kN/本}$$



$$K_H = \eta K_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$\eta = B_o/B_f = 1.60/0.175 = 9.14 \text{ ただし、} \eta \leq 4 \text{ より、} \eta = 4$$

$$B_H = 10.00 \text{ (m)}$$

$$B_o = \text{杭間隔 (m)}$$

$$B_f = \text{杭フランジ幅 (m)}$$

$$K_{HO} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$\alpha = 1.0$$

$$E_o = 2,800\text{N} = 2800 \times 5 = 14,000$$

$$K_H = 4 \times \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 14,000 \times \left(\frac{10.00}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 13,456\text{kN/m}^3$$

H-175×175×7.5×11 使用の場合

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$$

$$I = 2,900\text{cm}^4$$

$$K_H = 13,456\text{kN/m}^3$$

$$D = 0.175\text{m}$$

$$Z = 331\text{cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{13,456 \times 0.175}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 2,900 \times 10^{-8}}}$$

$$= 0.564\text{m}^{-1}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{A_p}{\beta} \exp \left\{ -\frac{\pi}{4} \right\} \sin \frac{\pi}{4}$$

$$= 0.3224 \frac{A_p}{\beta}$$

$$= 0.3224 \times \frac{93.46}{0.564}$$

$$= 53.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$= \frac{53.42 \times 10^6}{331 \times 10^3}$$

$$= 161 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

根入長 (タイロッド取付点からの根入長)

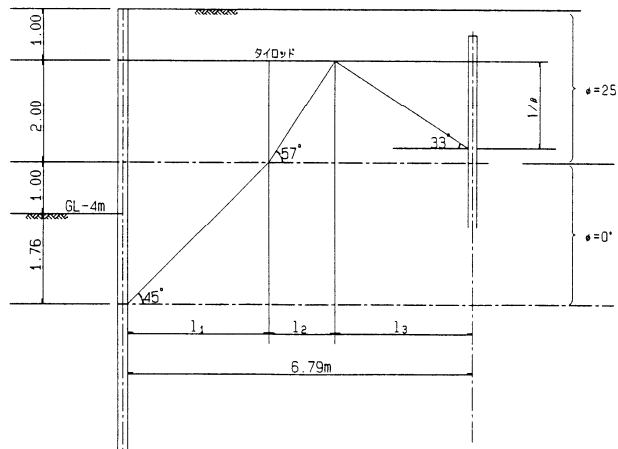
$$L = \frac{2.5}{\beta}$$

$$= \frac{2.5}{0.564}$$

$$= 4.43 \text{ m}$$

$$\approx 4.50 \text{ m}$$

1-4-7 控え直ぐいと鋼矢板の間隔



$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.564} = 1.77 \text{ m}$$

$$L_1 = 2.76 \times \text{Cot}45^\circ = 2.76 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.00 \times \text{Cot}57^\circ = 1.30$$

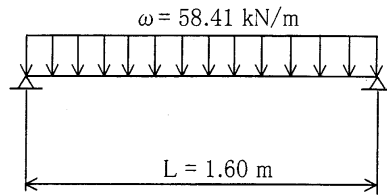
$$L_3 = 1.77 \times \text{Cot}33^\circ = 2.73$$

$$\Sigma L = 6.79 \text{ m}$$

控え直ぐいと鋼矢板の間隔は 6.80m とする。

1-4-8 腹起しの検討

タイロッド間隔を支間とする単純ばりとして計算する。



$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{w \cdot L^2}{8} \\ &= \frac{58.41 \times 1.60^2}{8} \\ &= 18.69 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2-[125×65×6×8 使用の場合

断面係数 $Z = 68 \times 2 = 136 \text{ cm}^3$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{18.69 \times 10^6}{136 \times 10^3} \\ &= 137 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

1-4-9 タイロッドの検討

タイロッド張力 T: (タイロッド間隔 1.60m)

$$\begin{aligned} T &= 58.41 \times 1.60 \\ &= 93.46 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

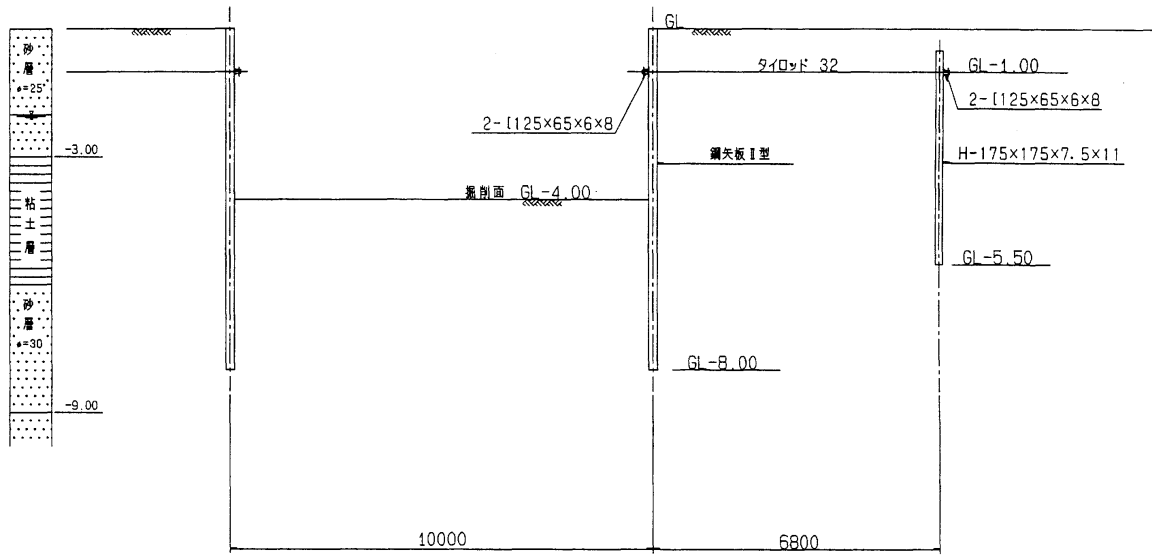
タイロッド必要断面積 (σ_a :許容引張応力度)

$$\begin{aligned} A &= \frac{T}{\sigma_a} \\ \sigma_a &= 141 \text{ N/mm}^2 \\ T &= 93.46 \text{ kN} \\ A &= \frac{93.46 \times 10^3}{141 \times 10^2} \\ &= 6.63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

故にタイロッド $\phi 32 \text{ mm}$ ($A = 8.04 \text{ cm}^2$ 、材質 SS400) を使用する。

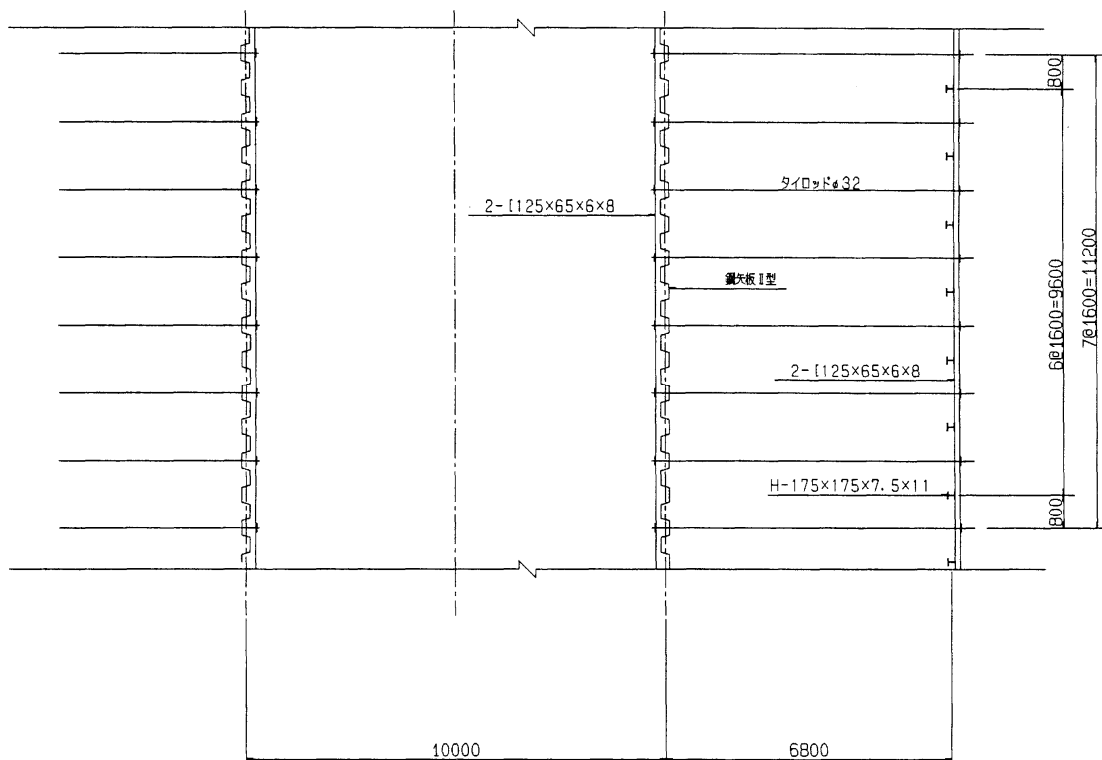
控え鋼矢板 (その1)

断面図



控え鋼矢板 (その2)

平面図



1-5 弾塑性法による切ばり式土留め工設計

1-5-1 設計条件

掘削幅 5 m、掘削深さ 15 m の切ばり式土留め壁の設計を行う。

土留め壁天端および先端の支持条件は、自由とする。

遮水性が必要であるため、鋼矢板壁とする。設計計算は壁幅 1 m あたりで行う。

土留め壁の許容変位量は 30 cm とする。

土留め壁背面には換算自動車活荷重 10 kN/m^2 を考慮する。

切ばりの設置間隔は、5 m とする。切ばりはジャッキでゆるみを除去する。

切ばりには、温度による軸力を考慮する。

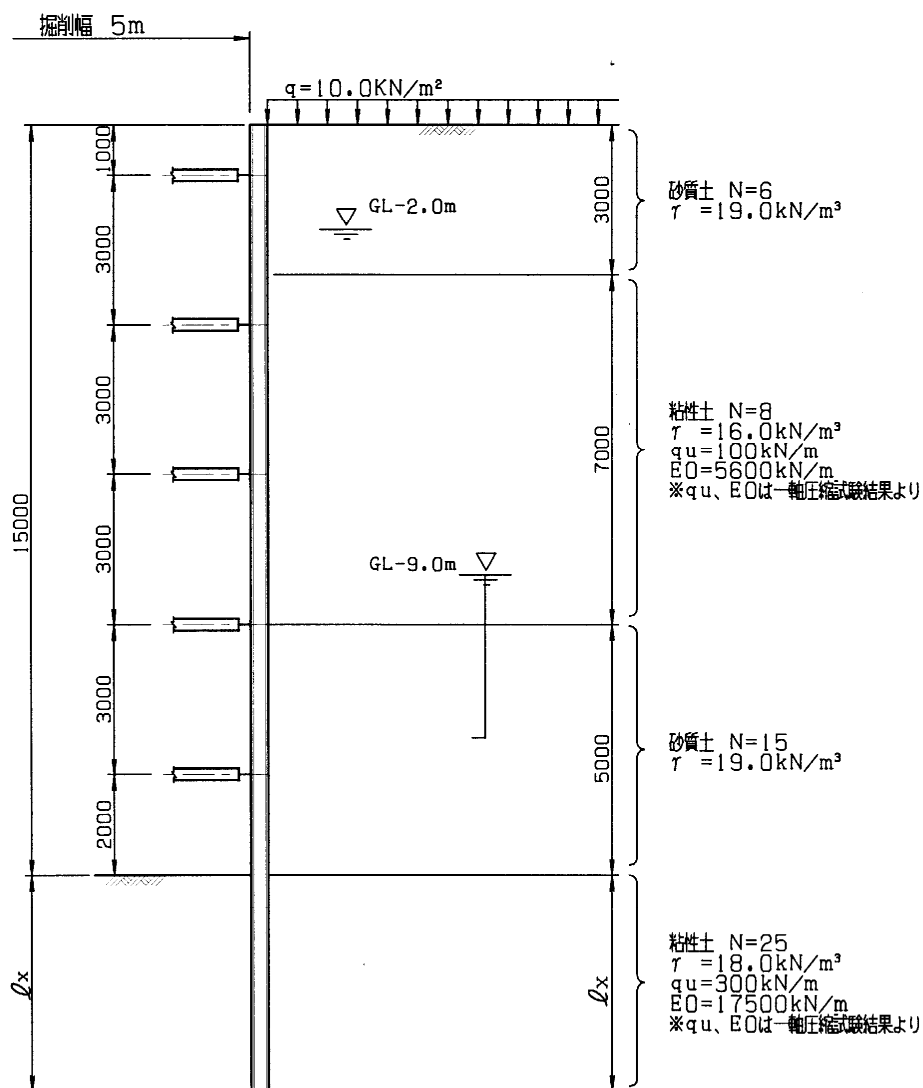
腹起しの継手間隔は、10 m とする。

余掘りは、1.0 m とする。

土留め壁には鉛直荷重は作用しない。

プレロード荷重は考慮しない。

構造モデルおよび既存土質資料で判明している土質条件を以下に示す。



1-5-2 入力値の整理

(1) 構造部材データ

1) 土留め壁

鋼矢板は、初期値としてⅢ型（SY295）を想定する。以下に、鋼矢板Ⅲ型（壁幅1mあたり）の断面性能を示す。

壁幅1mあたりの鋼矢板断面性能

種類	寸法			断面積 cm ²	断面二次 モーメント m ⁴	断面係数 m ³
	w mm	h mm	t mm			
Ⅲ型	400	125	13.0	191.0	(全断面) 16,800 (45%低減値) 7,560	(全断面) 1,340 (60%低減値) 804

※鋼材のヤング係数：E = 2.1 × 10⁵ N/mm²

応力、変形計算時の断面二次モーメントは、全断面有効の45%とする。

$$16800 \times 0.45 = 7560 \text{ m}^4$$

断面係数は、全断面有効の60%とする。

$$1340 \times 0.60 = 804 \text{ m}^3$$

2) 切ばりおよび腹起し

切ばりおよび腹起しは、H形鋼300×300以上(SS400)のリース材を使用する。

以下に、H形鋼300×300の場合の断面性能を示す。

H形鋼断面性能

寸法	単位 質量 kg/m	断面積 cm ²	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
			I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	i _x cm	i _y cm	z _x cm ³	z _y cm ³
H300× 300×10 ×15	100	104.80	17,300	5,900	12.90	7.51	1,150	394

※鋼材のヤング係数：E = 2.1 × 10⁵ N/mm²

この場合、弾塑性法に用いる切ばりバネ常数 K_s は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 K_s &= \alpha \frac{2 \times A \times E}{1 \times s} \\
 &= 1.0 \times \frac{2 \times 104.8 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^5 \times 10^3}{5 \times 5} \\
 &= 176,064 \text{ kN/m/m}
 \end{aligned}$$

(2) 土質定数

設計条件に示した土質定数より、粘着力 c、せん断抵抗角 φ、壁面摩擦角 δ、水平方向地盤反力係数 K_h を推定する。（これらの値は、土質調査により判明している場合は、それを用いる。）

1) 粘着力 c

沖積層の粘性土は、一軸圧縮試験から得られた一軸圧縮強度 q_u との間に、 $c = q_u / 2$ の関係が認められており、ここではこの関係を用いて粘着力 c を求める。なお、沖積砂質土の粘着力は設計に考慮しない。

・第2層

$$\begin{aligned} c &= 100 / 2 \\ &= 50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・第4層

$$\begin{aligned} c &= 300 / 2 \\ &= 150 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) せん断抵抗角 ϕ

砂質土のせん断抵抗角 ϕ は、以下のとおりとする。なお、粘性土のせん断抵抗角は考慮しない。

・第1層

$$\begin{aligned} \phi &= \sqrt{15 \cdot N} + 15 \quad (\text{ただし } N > 5) \\ &= \sqrt{15 \times 6} + 15 \\ &= 24.4^\circ \end{aligned}$$

・第3層

$$\begin{aligned} \phi &= \sqrt{15 \times 15} + 15 \\ &= 30.0 \end{aligned}$$

※上記は旧の計算式 ($\phi = \sqrt{15 \cdot N} + 15$ (ただし $N > 5$)) で求めているため、実際の計算式は、第2章 第1節 4. 仮設構造物に用いる土質定数 4-2 砂質土のせん断抵抗角を参照のこと。

3) 壁面摩擦角 δ

土圧の算定に用いる壁面摩擦角は、 $\delta = \phi / 3$ により求められる。

・第1層

$$\begin{aligned} \delta &= 24.4 / 3 \\ &= 8.1^\circ \end{aligned}$$

・第3層

$$\begin{aligned} \delta &= 30.0 / 3 \\ &= 10.0^\circ \end{aligned}$$

4) 水平方向地盤反力係数 K_h

水平方向地盤反力係数は、次式により求める。

$$K_h = \eta \times K_{h0} \times (BH / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、 $\eta = 1$ (鋼矢板)

$$BH = 10 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0$$

・第1層

$$\begin{aligned} E_0 &= 2800 \text{ N} \\ &= 2800 \times 6 \end{aligned}$$

$$= 16800 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 1$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 1 \times 16800 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 4036.7 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 4000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

・第2層

$$E0 = 5600 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{一軸圧縮試験結果})$$

$\alpha = 4$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 4 \times 5600 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 5382.3 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 5300 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

・第3層

$$E0 = 2800 \text{ N}$$

$$= 2800 \times 15$$

$$= 42000 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 1$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 1 \times 42000 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 10091.8 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 10000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

第4層

$$E0 = 17500 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{一軸圧縮試験結果})$$

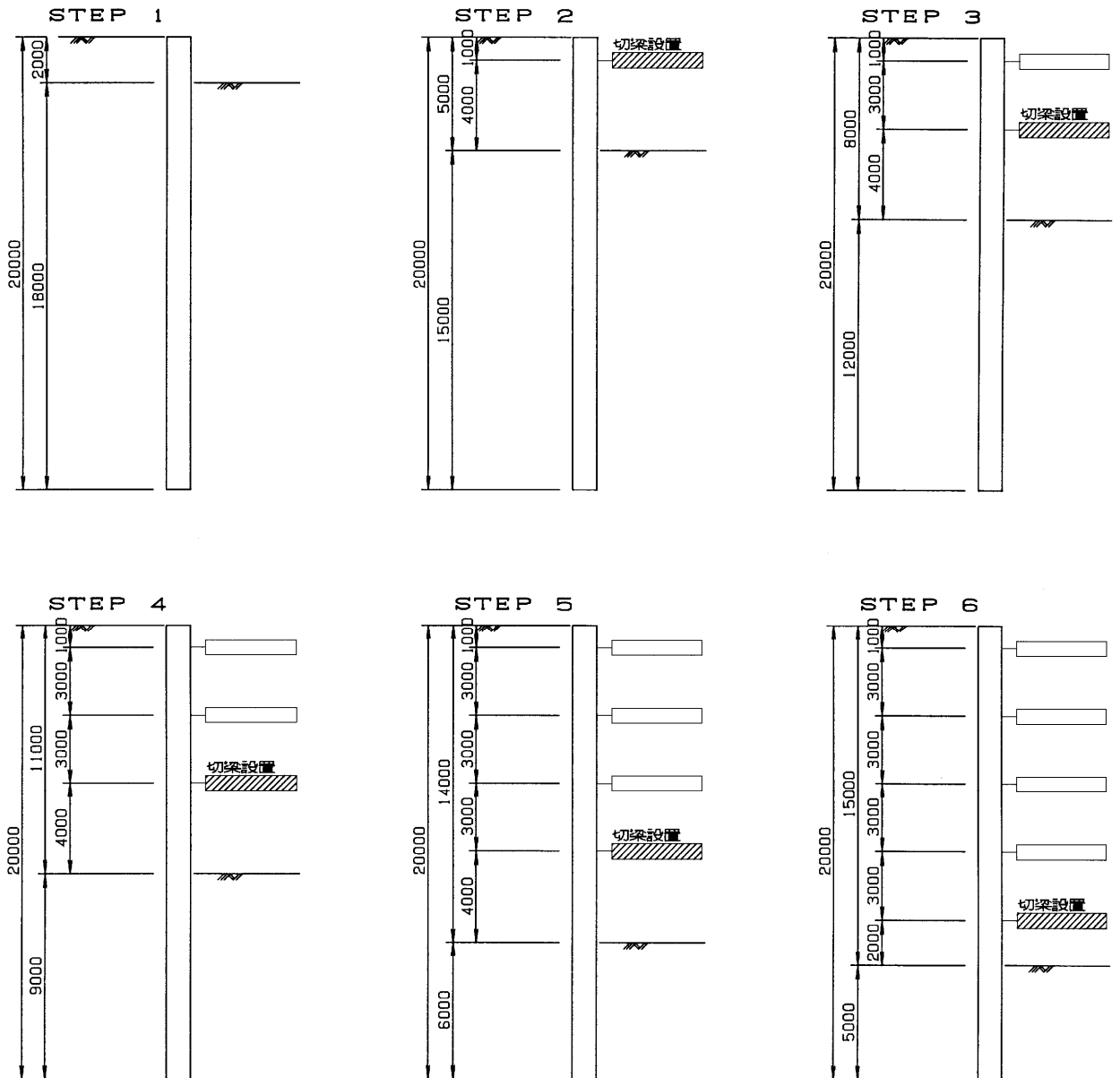
$\alpha = 4$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 4 \times 17500 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 16819.7 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 16800 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

(3) 掘削条件

余掘り量は各ステップ 1.0m とする。

掘削ステップは、以下に示す。



1-5-3 根入れ長の決定

(1) 最小根入れ長

鋼矢板壁を採用しているため、最小根入れは3.0m。

掘削深さ15.0mより、壁体長は、

$$3.0 + 15.0 = \text{GL} - 18.0\text{m}$$

(2) つり合い根入れ長

弾塑性法に用いる土圧および水圧を用いて、つり合い根入れ長の計算を行う。

掘削面より下方任意の点において、主働土圧および水圧による作用モーメントと受働土圧および水圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。検討は、最終掘削時および最下段切ばり設置時の2ケース行う。

(計算方法については、鋼矢板の計算と同じであるため、省略する。ただし、土圧および水圧は弾塑性法の計算式を用いていることに注意。)

結果を、以下に示す。

	仮想支持点 位置	つり合い深さ 位置	つり合い深さ ×1.2倍 位置
最終掘削時	GL-15.264m	GL-15.525m	GL-15.630m
最下段切ばり 設置時	GL-15.464m	GL-16.029m	GL-16.434m
決定根入れ長	GL-15.464m	GL-16.029m	GL-16.434m

(3) 掘削底面の安定

掘削底面以下が粘性土であることから、ヒービングについて検討する必要がある。

ここでは、Ac層に対するヒービングの検討を行う。

・ヒービングの検討

安定係数Nbは、以下の式で求められる。

$$Nb = \gamma H / c < 3.14$$

$$Nb = (19 \times 3.0 + 16 \times 7.0 + 19 \times 5.0) / 150.0 = 1.76 < 3.14$$

よって、ヒービングに対して安全である。

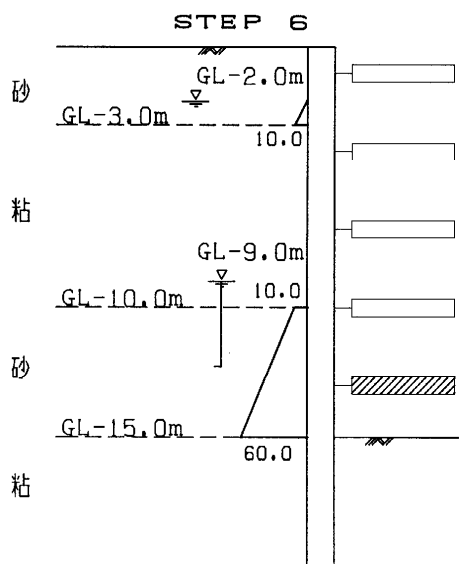
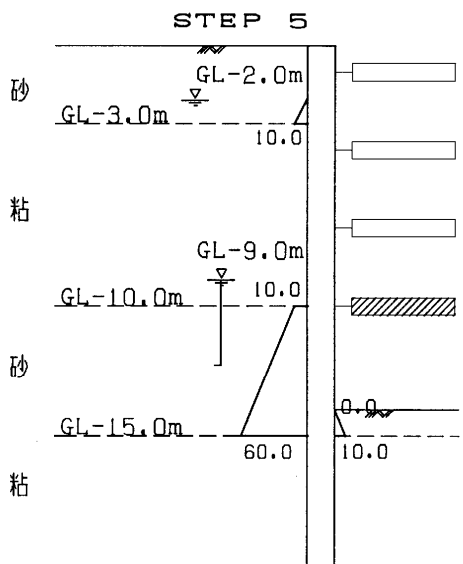
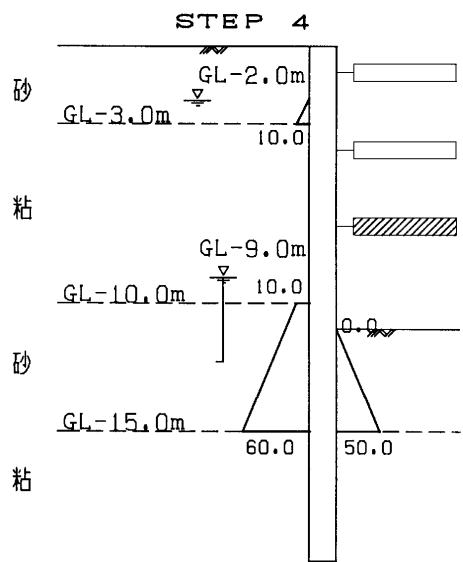
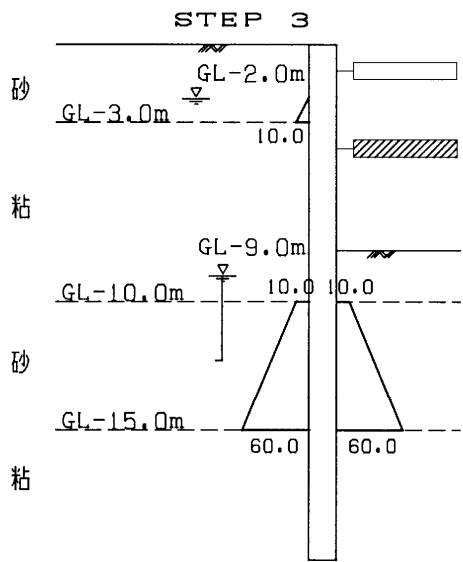
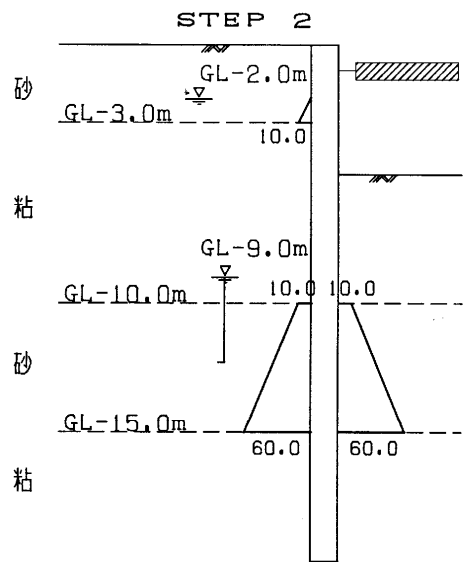
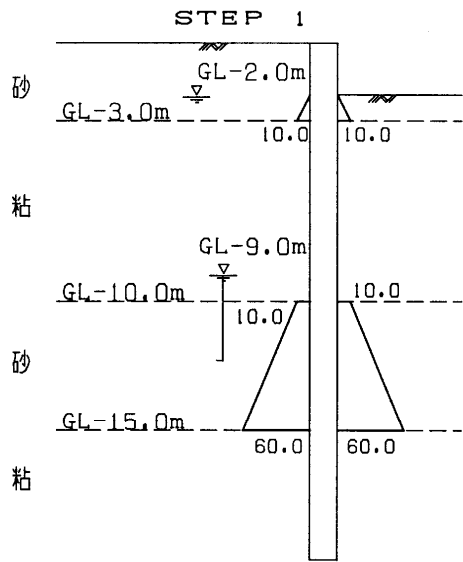
(4) 根入れ長の決定

	壁体長下端位置
①最小根入れ長	GL-18.00m
②つり合い根入れ検討	GL-16.43m
③ヒービング	安全
④ボーリング	安全
⑤パイピング	安全
⑥盤ぶくれ	安全
①～⑥の最大値 (0.5mでまるめる)	GL-18.0m

この根入れ長に対して、弾塑性計算を行い、根入れ部の弾性領域を確認した上で、最終の根入れ長を定める。なお、支持杭を兼ねる場合は、別途検討する。また、ソイルセメント柱列壁等の場合は、ソイルセメント部の根入れと芯材の根入れを分離できるので、適宜判断する。

1-5-4 水圧条件の整理

各掘削ステップの水圧を整理する。



1-5-5 弾塑性計算結果

弾塑性計算は、前項までに整理した入力条件を基に、電算による自動計算で算出する。

以下では、電算結果をまとめる。

(1) 最大断面力および最大変位

	最大値	発現ステップ
変位	130.26 mm < 300mm OK	5
モーメント (絶対値)	282.49 kN・m	5
せん断力 (絶対値)	277.37 kN	6

(2) 切梁反力

	最大値	発現ステップ
第1段	56.01 kN	2
第2段	182.62 kN	3
第3段	400.65 kN	4
第4段	194.88 kN	5
第5段	28.01 kN	6

(3) 弾性領域の確認

電算結果より、各ステップの根入れ部の弾性領域のうち、最小となるものは37%であった。根入れ部の弾性領域については、「駐車場設計・施工指針 同解説」（平成4年11月、(社)日本道路協会)を参考にすれば、N値8以上の粘性土において、50%確保することとなっている。よって、ここでは、弾性領域の確保のため根入れ長を延ばすこととした。

1-5-6 部材の応力度照査

得られた断面力に対して土留め壁および腹起し、切ばりの応力度照査を行う。

(応力度計算の方法については、鋼矢板の計算と同じであり、ここでは省略する。応力度照査の結果、土留め壁や切ばりのランクを上げる必要があるときは、土留め剛性や切ばりバネ値が変更となるので、再計算を行う。)

照査の結果、鋼矢板Ⅲ型および第3段切ばりの応力度照査について、耐力不足となった。よって、それぞれ部材のランクを上げて再計算を行う。

1-5-7 再計算結果

再計算の結果、土留め部材は以下の形状となった。

土留め壁		鋼矢板Ⅳ型
根入れ長		5 m (壁体長 20m)
切ばり	第1段	H-300×300×10×15
	第2段	H-300×300×10×15
	第3段	H-350×350×12×19
	第4段	H-300×300×10×15
	第5段	H-300×300×10×15

次頁以降に最終時の弾塑性計算結果を示す。

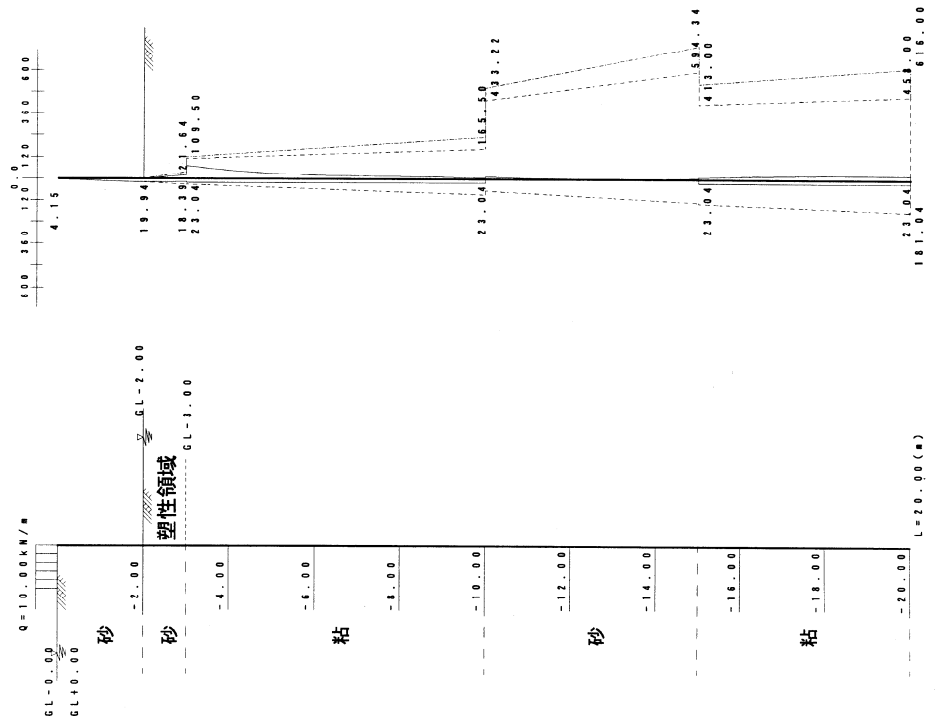
弾塑性による土留め設計例

STEP 1

構造図

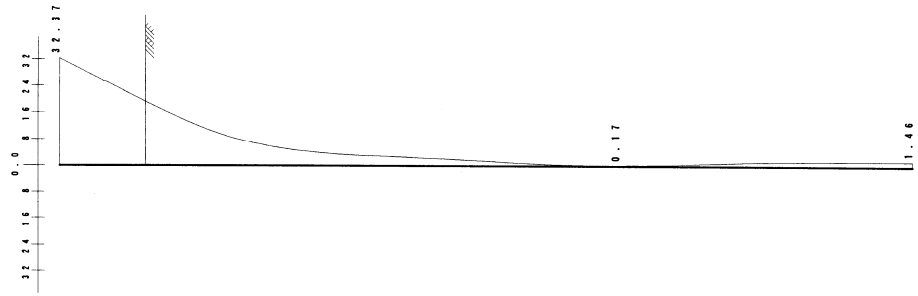
(m)

側圧図
地盤反力図 (kN/m)



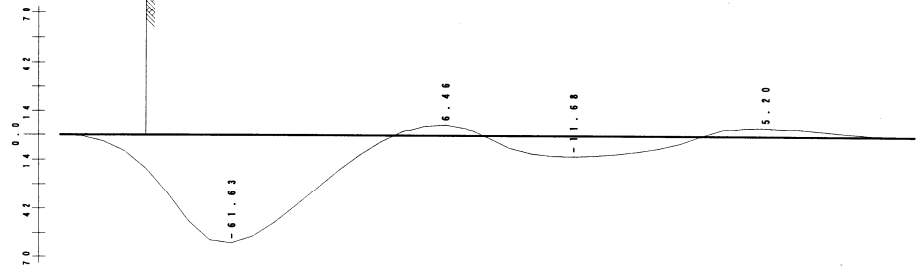
変位図

(mm)



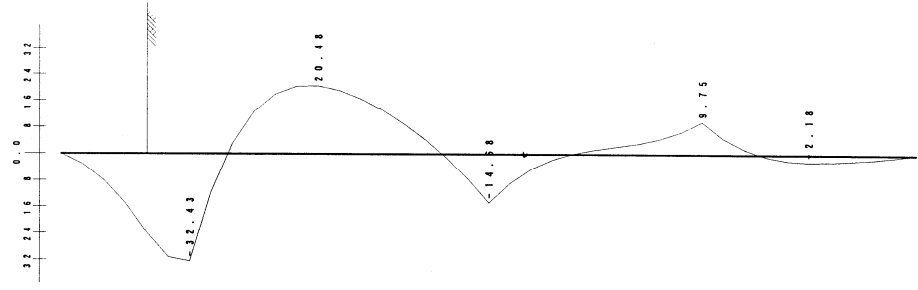
モーメント図

(kNm)



せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

STEP 2

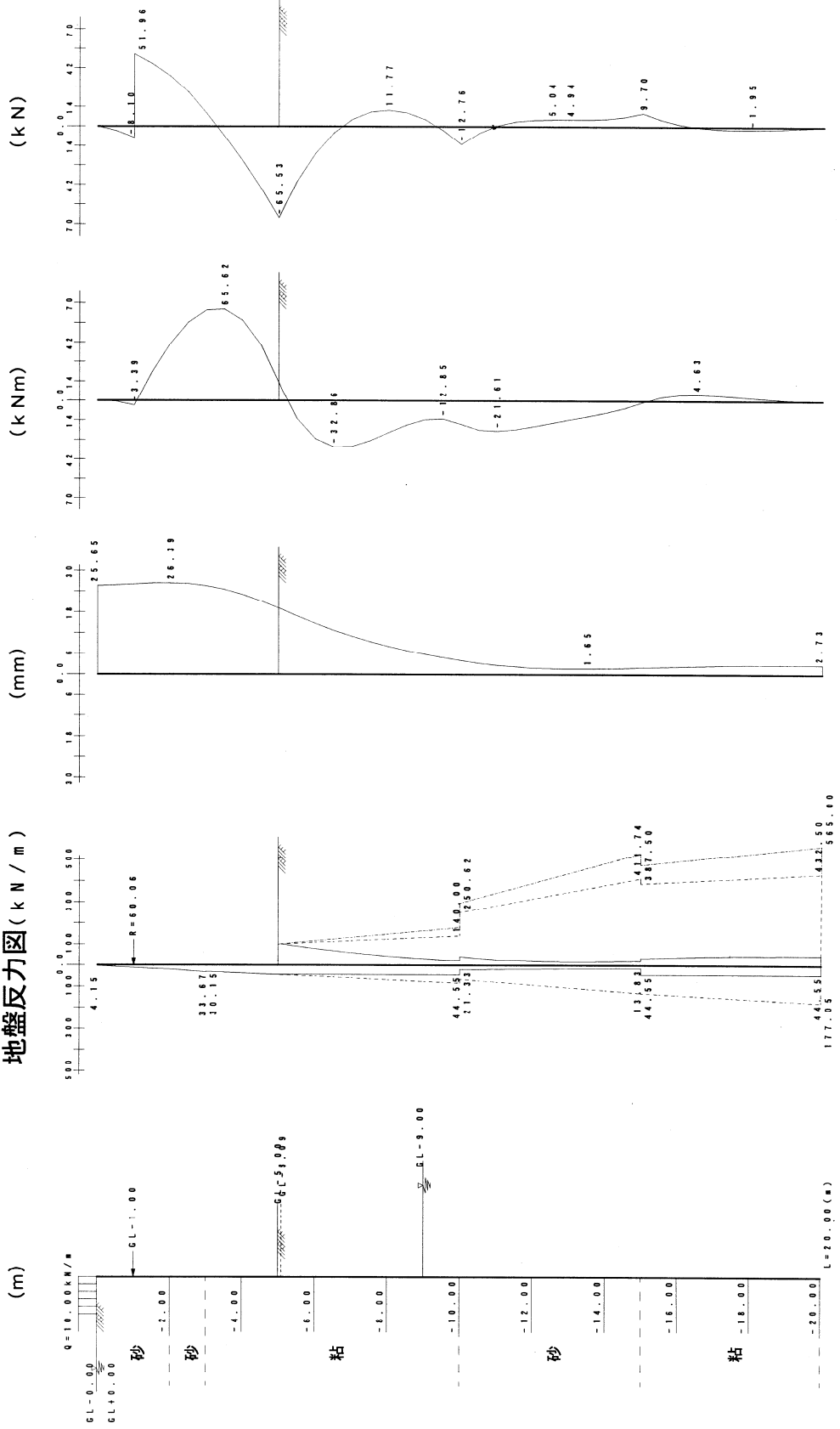
構造図 (m)

側圧図 地盤反力図 (kN/m)

変位図 (mm)

モーメント図 (kNm)

せん断力図 (kN)



弾塑性性による土留め設計例

STEP 3

構造図

(m)

側圧図

地盤反力図 (kN/m)

変位図

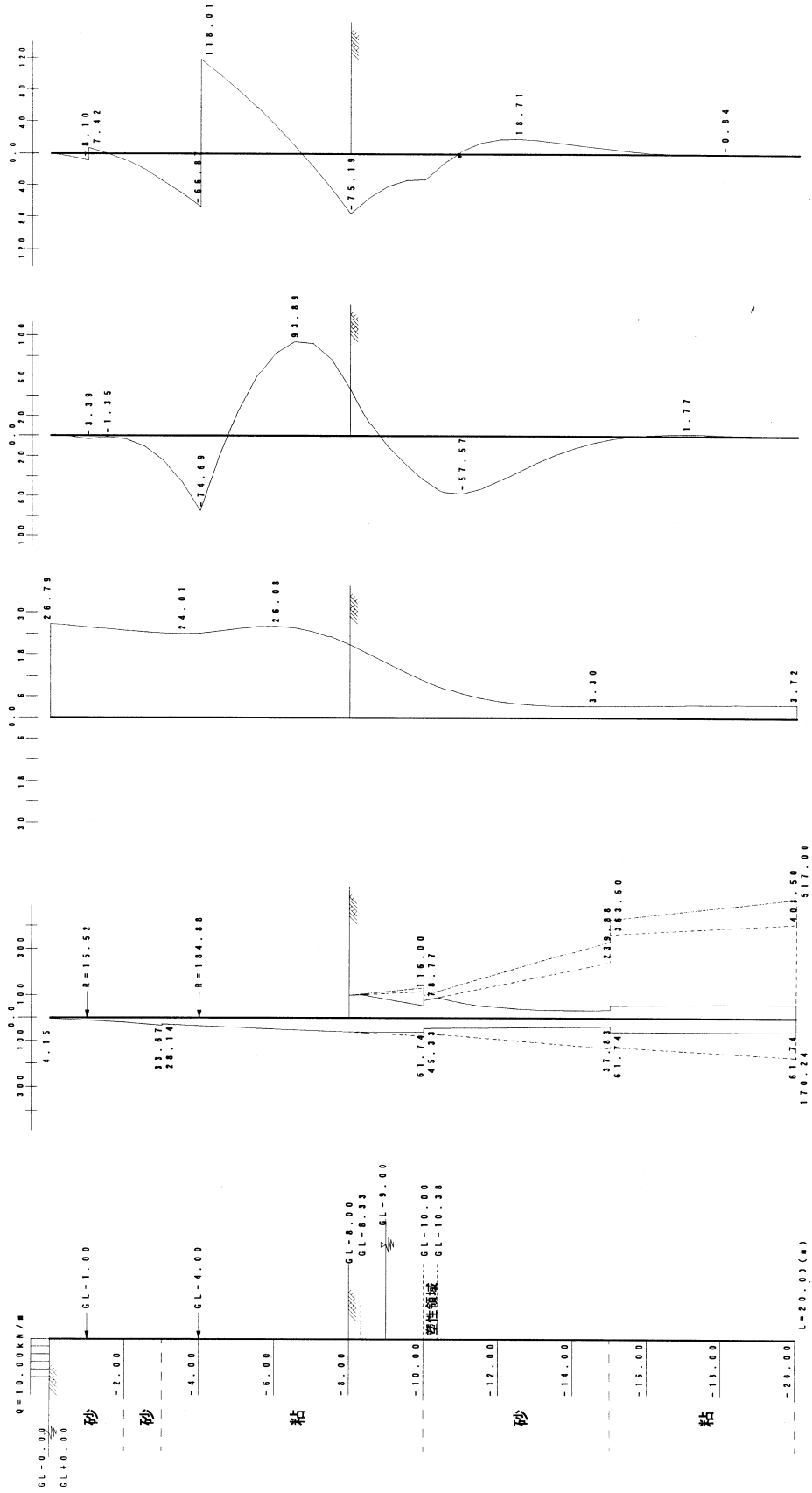
(mm)

モーメント図

(kNm)

せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

STEP 4

構造図

側圧図

地盤反力図 (kN/m)

変位図

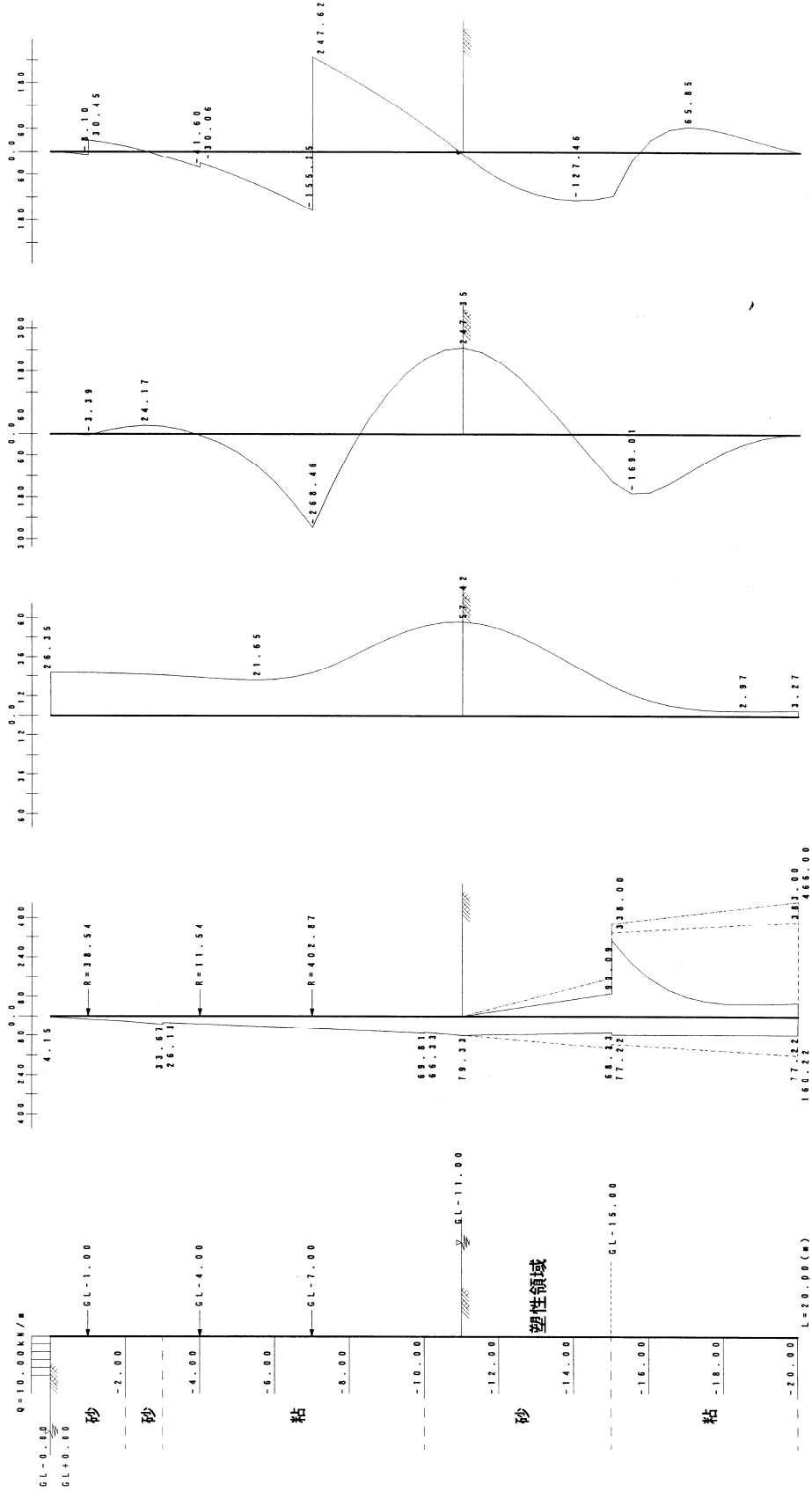
(mm)

モーメント図

(kNm)

せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

STEP 5

構造図

側圧図

地盤反力図 (kN/m)

変位図

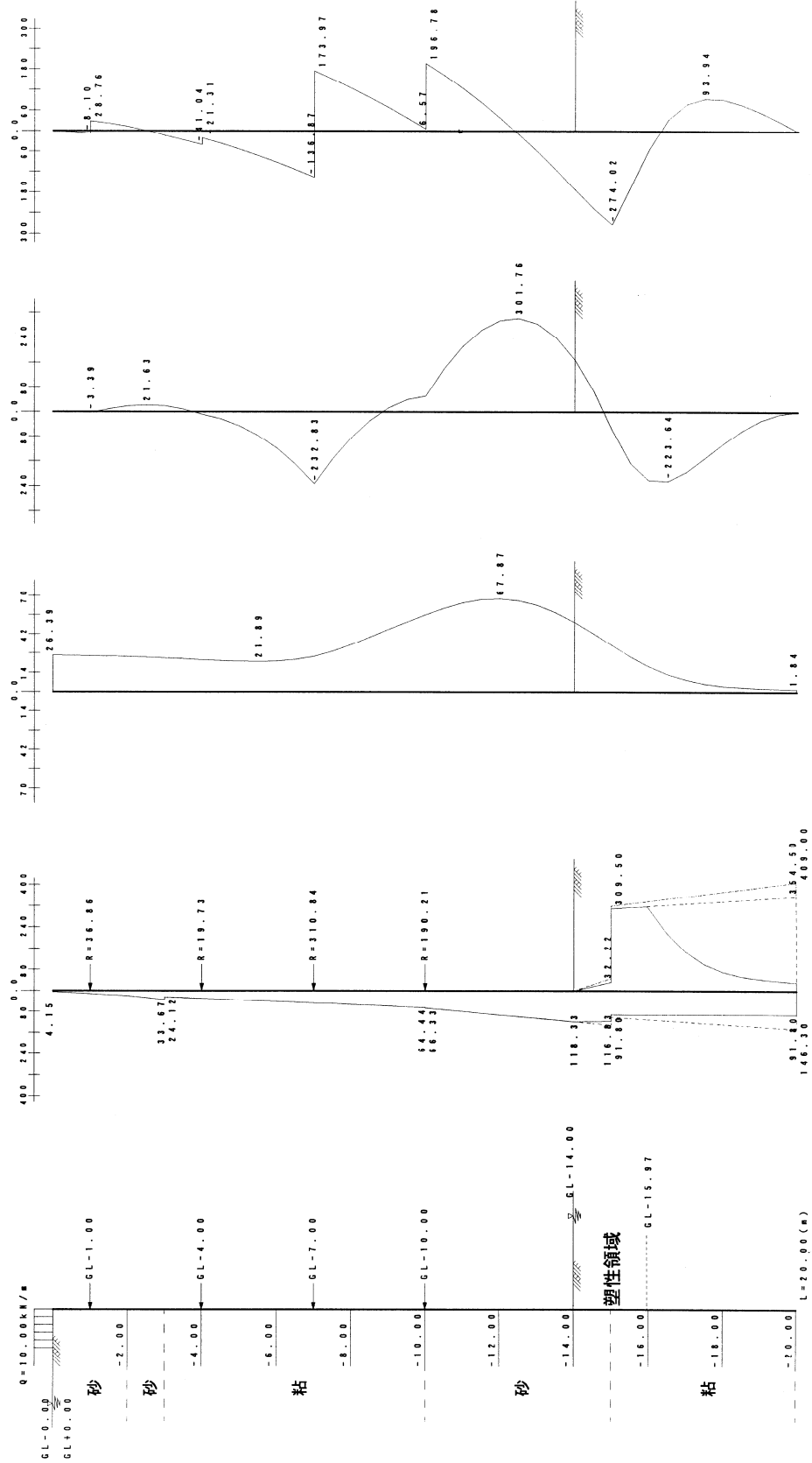
(mm)

モーメント図

(kNm)

せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

STEP 6

構造図

(m)

側圧図

地盤反力図 (kN/m)

変位図

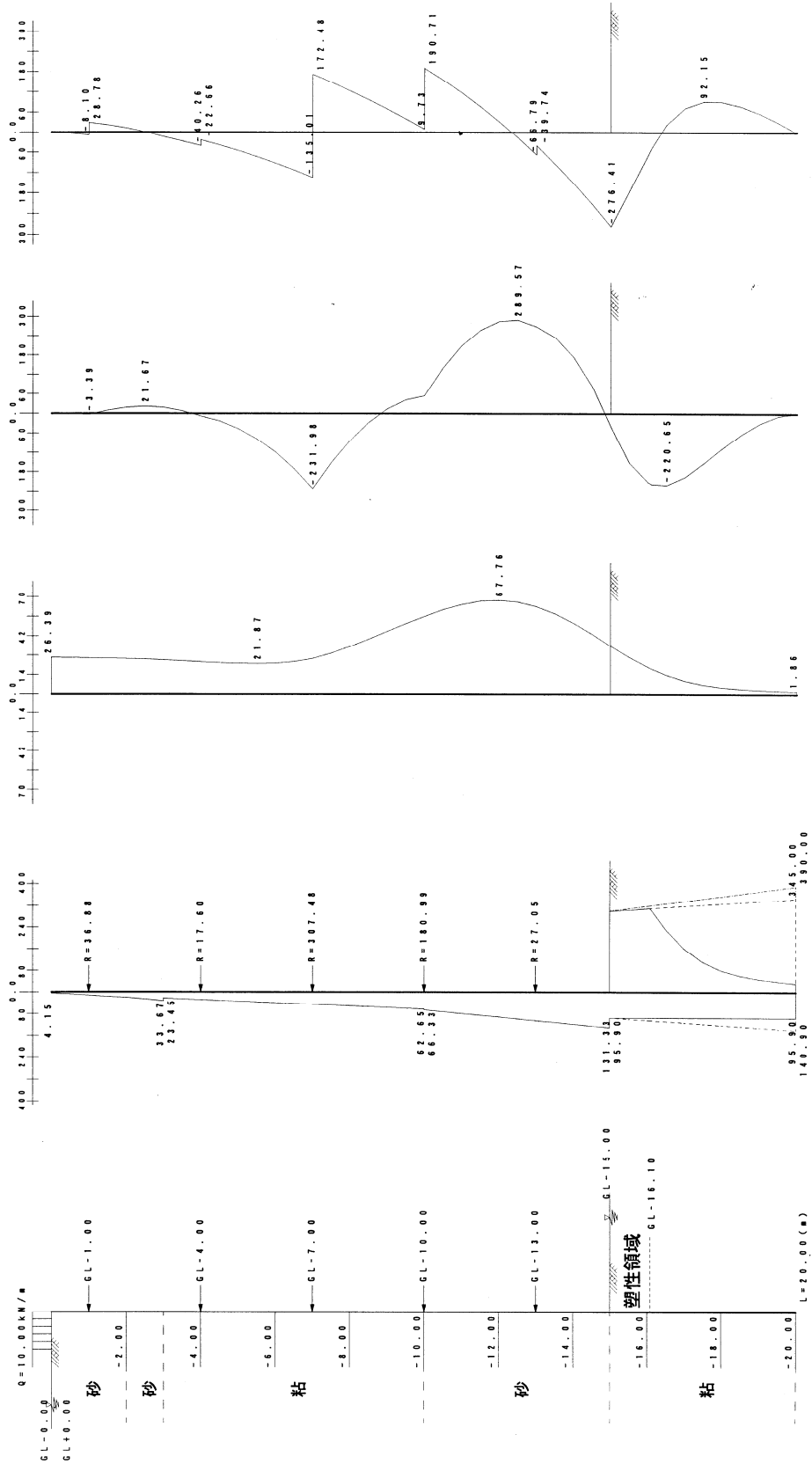
(mm)

モーメント図

(kNm)

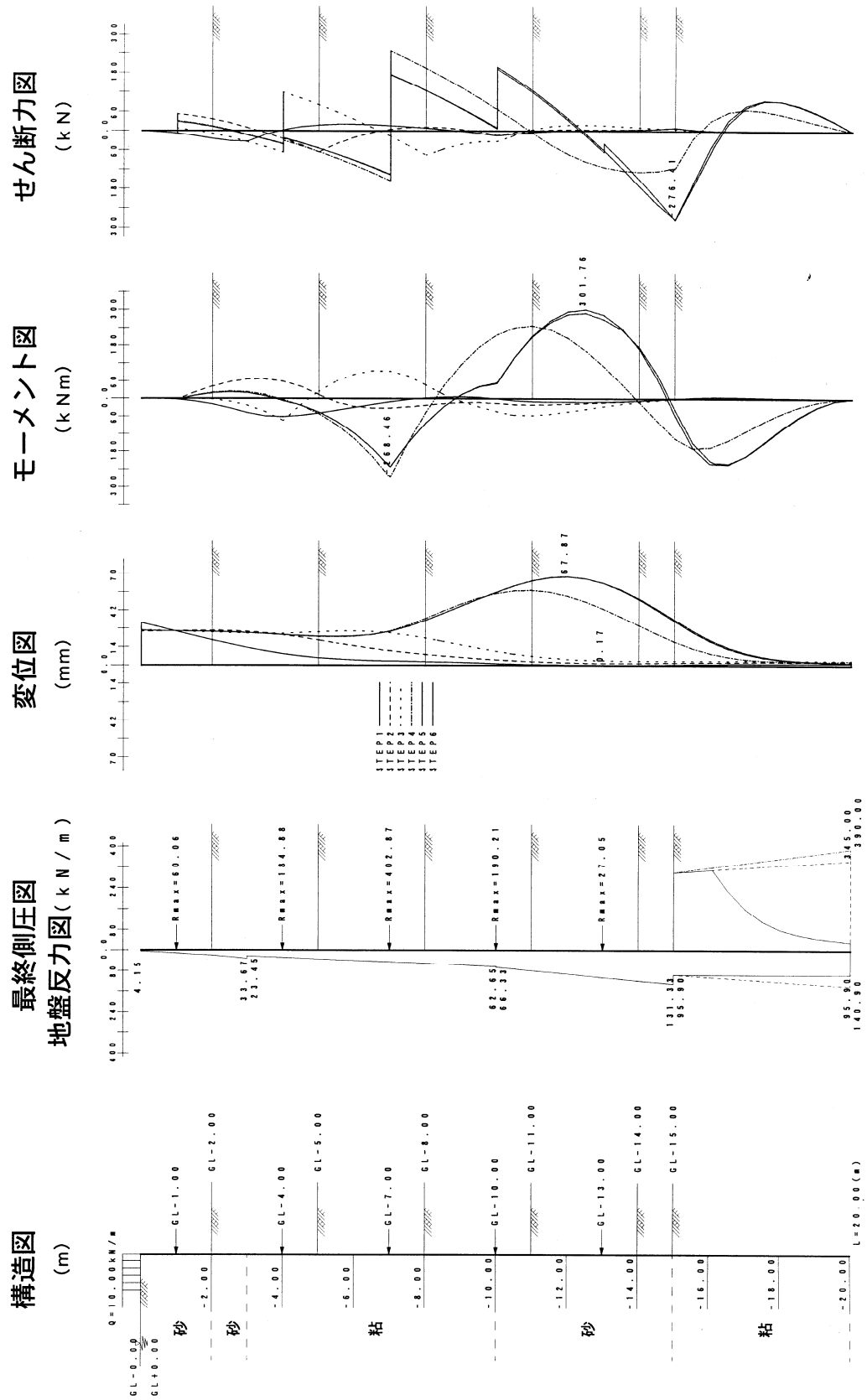
せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

合成図



1-6 仮締切

条件：①仮締切の形態は、鋼矢板一重締切とする。

②水位条件は表-1のとおりとする。

③土質条件は表-2のとおりとする。

④自立式の土留杭として設計する。

⑤底面の安定照査は省略する。

⑥受動土圧は現地盤面より考慮できるものとする。

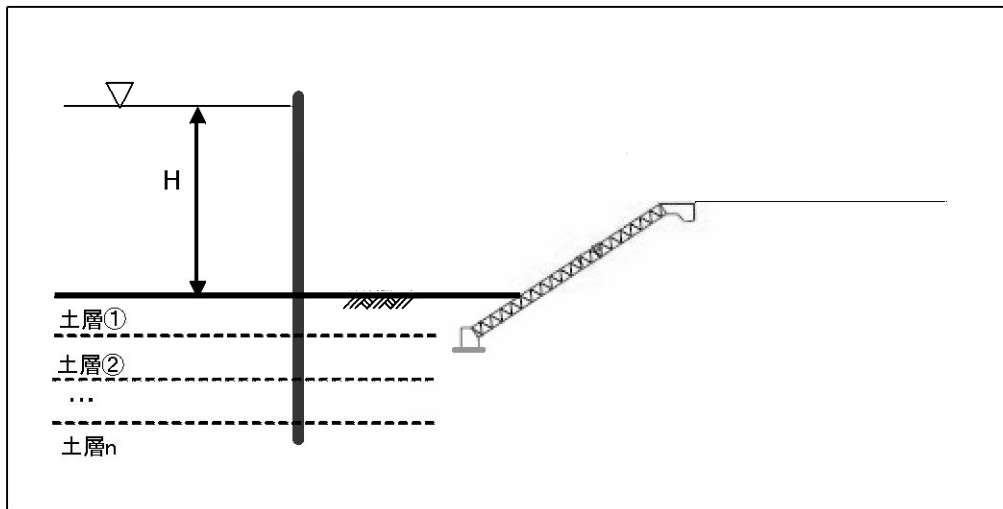


図-2 断面図

表-1 水位条件

ケース	H(m)
H-1	3.0
H-2	3.5
H-3	4.0
H-4	4.5
H-5	5.0

表-2 土質条件

層No	深さ(m)	土質	N	γ (kN/m ³)	C(kN/m ²)	ϕ (°)
①	1.5	粘性土	7	19.5	46.0	0.0
②	2.7	砂質土	11	19.0	0.0	28.0
③	3.9	粘性土	4	17.0	24.0	0.0
④	6	粘性土	5	17.0	30.0	0.0
⑤	9.8	砂質土	11	18.0	0.0	27.5
⑥	12.4	粘性土	5	19.0	60.0	0.0
⑦	~	砂質土	47	20.0	0.0	41.0

1. 部材断面の設定

鋼矢板Ⅲ型 (SY295) を使用するものとする。

断面係数 (Z) : 1,340 cm³/m

断面二次モーメント (I) : 16,800 cm⁴/m

2. 杭の特性値の計算

(1) 層ごとの地盤反力係数 k_h の計算

$$k_h = \eta k_{h0} (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \\ k_{h0} = (1 / 0.3)^\alpha E_0 \\ B_H = 1.0 \text{ m} \\ E_0 = 2,800 \text{ N} \\ \alpha = 1 \end{array} \right.$$

表-3 k_h の計算結果

層No	深さ(m)	土質	N	E0(kN/m ²)	kh0(kN/m ³)	kh(kN/m ³)
①	1.5	粘性土	7	19,600	65,333	4,710
②	2.7	砂質土	11	30,800	102,667	7,401
③	3.9	粘性土	4	11,200	37,333	2,691
④	6	粘性土	5	14,000	46,667	3,364
⑤	9.8	砂質土	11	30,800	102,667	7,401
⑥	12.4	粘性土	5	14,000	46,667	3,364
⑦	~	砂質土	47	131,600	438,667	31,621

(2) 杭の特性値 β の計算

$$\beta = (k_h B / 4 E I)^{1/4} \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_h : 1 / \beta \text{ の範囲の平均値} \\ B : \text{単位幅} (= 1 \text{ m}) \\ E : \text{ヤング係数} (= 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2) \\ I : \text{断面二次モーメント} \end{array} \right.$$

β を仮定してトライアル計算をする。

$\beta_{仮} = 0.4514$ と仮定し、 $1 / \beta_{仮}$ の範囲の k_h の平均値を計算する。

$1 / \beta_{仮} = 2.215 \text{ m}$ なので、層①と層②の途中までの平均となる。

$$\text{平均 } k_h = \frac{4,710 \times 1.5 + 7,401 \times (2.215 - 1.5)}{1.5 + (2.215 - 1.5)} = 5,578 \text{ kN/m}^3$$

上記の平均 k_h を用いて β を計算する。

$$\beta = (5,578 \times 1.0 / (4 \times 200,000,000 \times 0.000168))^{1/4} = 0.4514$$

仮定 β と一致したので、 0.4514 が求める β の値となる。

3. 根入れ長の計算

$$l_o = 2.5 / \beta \quad \dots \text{式(3)}$$

$$= 2.5 / 0.4514$$

$$= 5.538 \text{ m}$$

4. 断面力の照査

(1) 水圧の計算

$$\begin{aligned} \text{底面における水圧 } p \text{ (kN/m}^2\text{)} &= 9.8 \text{ kN/m}^3 \times H \text{ (m)} \\ \text{水圧の合力 } P \text{ (kN)} &= p \times H / 2 \times 1.0 \text{ m (単位幅)} \\ \text{作用位置 } h_0 \text{ (m)} &= H / 3 \quad (\text{底面からの高さ}) \end{aligned}$$

表-4 水圧の計算結果

H(m)	p(kN/m ³)	P(kN)	h0(m)
3.0	29.4	44.1	1.000
3.5	34.3	60.0	1.167
4.0	39.2	78.4	1.333
4.5	44.1	99.2	1.500
5.0	49.0	122.5	1.667

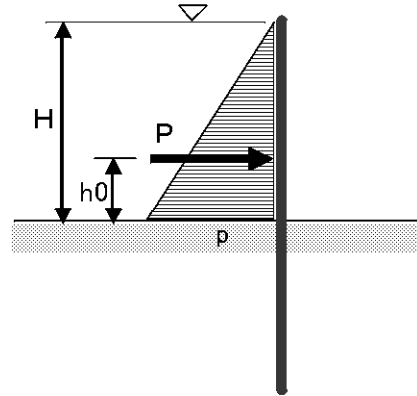


図-3 水圧

(2) 曲げモーメントの計算

$$M = \frac{P}{2\beta} \left((1 + 2\beta h_0)^2 + 1 \right)^{1/2} \cdot \exp \left(-\tan^{-1} \left(1 / (1 + 2\beta h_0) \right) \right) \quad \dots \text{式(4)}$$

β の計算 :

断面二次モーメントの有効率 = 45%

$$\beta = (5,578 \times 1.0 / (4 \times 200,000,000 \times 0.000168 \times 0.45))^{1/4} = 0.5511$$

表-5 曲げモーメントの計算結果

H(m)	h0(m)	β (1/m)	P(kN)	M(kN·m)
3.0	1.000	0.5511	44.100	59.747
3.5	1.167	0.5511	60.025	89.962
4.0	1.333	0.5511	78.400	128.991
4.5	1.500	0.5511	99.225	178.016
5.0	1.667	0.5511	122.500	238.226

(3) 応力度の照査

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad \dots \text{式(5)}$$

断面係数 Z の計算 :

断面係数の有効率 = 60%

$$Z = 1,340 \times 0.6 = 804 \text{ cm}^3/\text{m}$$

許容応力度 $\sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2$

表-6 応力度の照査結果

H(m)	M(kN·m)	σ (N/mm ²)	
3.0	59.747	74.31	< 270N/mm ² ... OK
3.5	89.962	111.89	< 270N/mm ² ... OK
4.0	128.991	160.44	< 270N/mm ² ... OK
4.5	178.016	221.41	< 270N/mm ² ... OK
5.0	238.226	296.30	> 270N/mm ² ... OUT

5. 変位の照査

(1) δ_1 の計算

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0)}{2 E I \beta^3} P \quad \dots \text{式(6)}$$

断面二次モーメントの有効率 = 45%

$$I = 16,800 \text{ cm}^4/\text{m} \times 0.45 = 7,560 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$\beta = (5,578 \times 1.0 / (4 \times 200,000,000 \times 0.000168 \times 0.45))^{1/4} = 0.5511$$

表-7 δ_1 の計算結果

H(m)	h0(m)	β (1/m)	P(kN)	δ_1 (mm)
3.0	1.000	0.5511	44.100	13.52
3.5	1.167	0.5511	60.025	19.48
4.0	1.333	0.5511	78.400	26.87
4.5	1.500	0.5511	99.225	35.81
5.0	1.667	0.5511	122.500	46.43

(2) δ_2 の計算

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \beta h_0)}{2 E I \beta^2} P H \quad \dots \text{式(7)}$$

表-8 δ_2 の計算結果

H(m)	h0(m)	β (1/m)	P(kN)	δ_2 (mm)
3.0	1.000	0.5511	44.100	30.28
3.5	1.167	0.5511	60.025	52.29
4.0	1.333	0.5511	78.400	84.33
4.5	1.500	0.5511	99.225	129.00
5.0	1.667	0.5511	122.500	189.20

(3) δ_3 の計算

$$\delta_3 = \frac{p_2' H^4}{30 E I} \quad \dots \text{式(8)}$$

$$p_2' = \frac{6 \Sigma M}{H^2} \quad \dots \text{式(9)}$$

表-9 δ_3 の計算結果

H(m)	M(kN·m)	p_2 (kN/m)	δ_3 (mm)
3.0	59.747	39.83	7.11
3.5	89.962	44.06	14.58
4.0	128.991	48.37	27.30
4.5	178.016	52.75	47.68
5.0	238.226	57.17	78.78

(4) 変位の照査

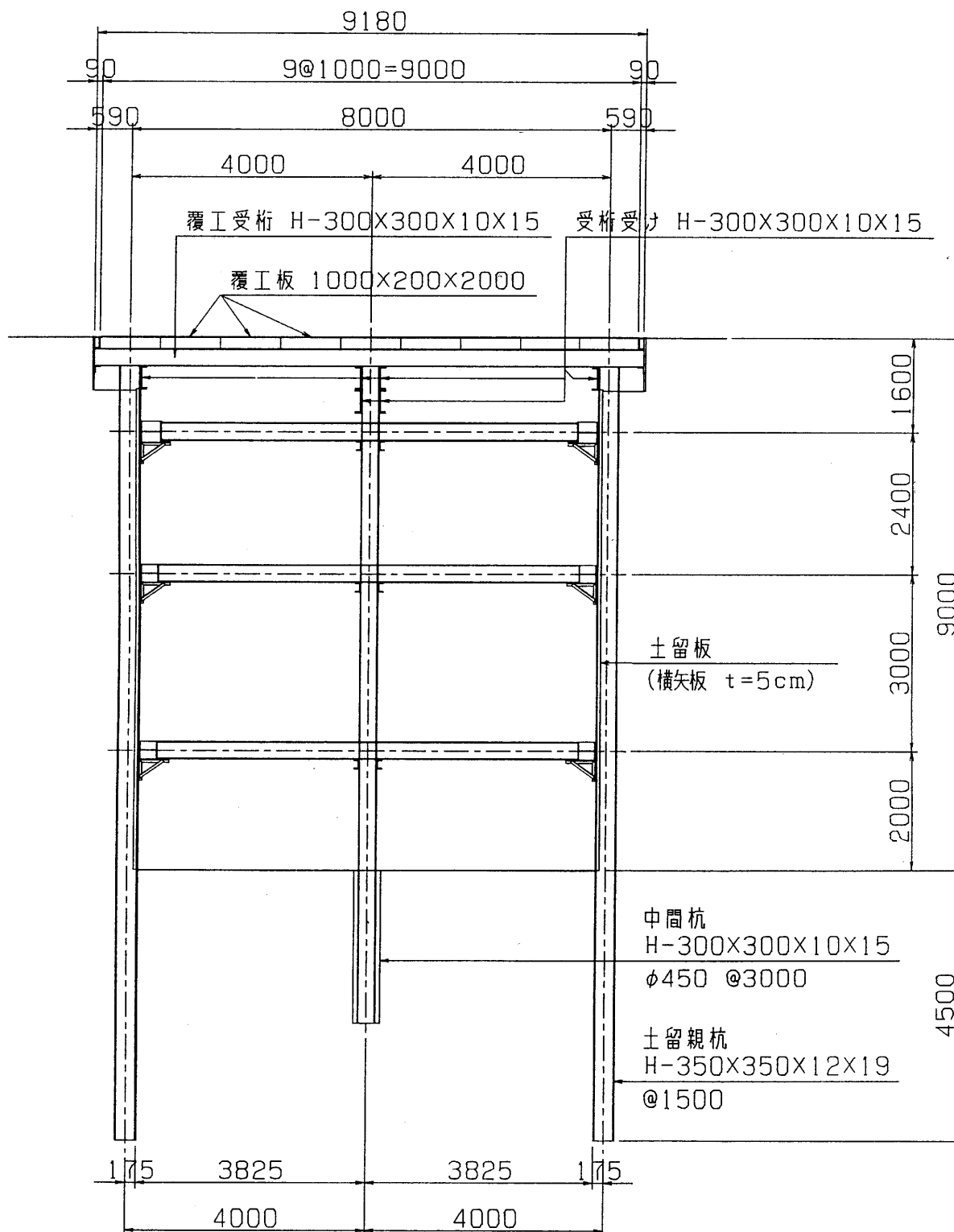
許容変位量 = $H \times 3\%$

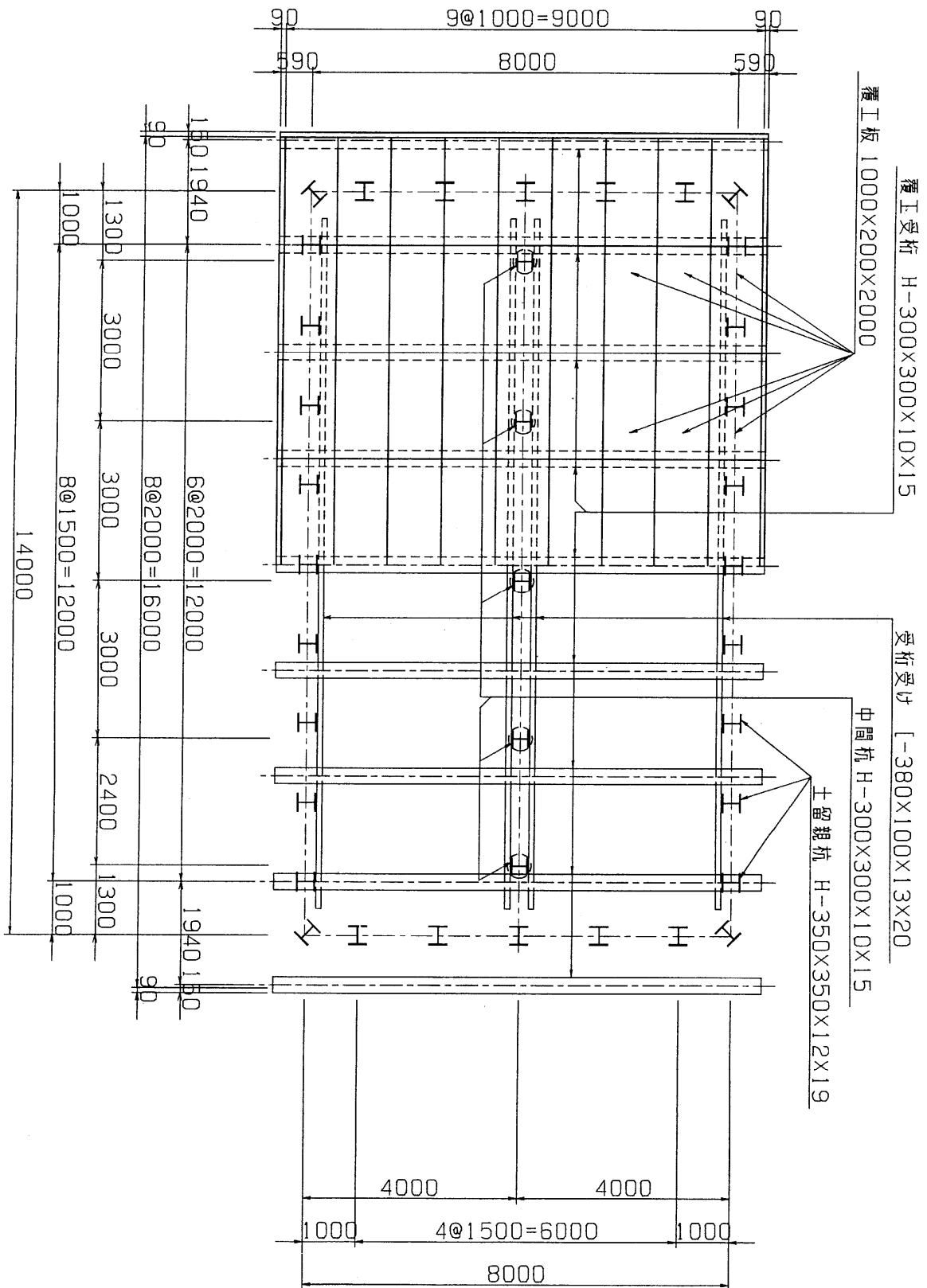
表-10 変位の照査結果

H(m)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	δ_3 (mm)	δ (mm)	許容変位量(mm)	
3.0	13.52	30.28	7.11	50.91	90.00	... OK
3.5	19.48	52.29	14.58	86.35	105.00	... OK
4.0	26.87	84.33	27.30	138.50	120.00	... OUT
4.5	35.81	129.00	47.68	212.49	135.00	... OUT
5.0	46.43	189.20	78.78	314.42	150.00	... OUT

2. 路面覆工

2-1 一般図





2-2 覆工受桁の検討

受桁間隔 $l = 2.00\text{m}$

(A) 死荷重による断面力

覆工板 $2.00 \times 2.00 = 4.00\text{kN/m}$

桁自重 $0.93 \approx 1.00\text{kN/m}$ (H-300×300×10×15 を使用すると仮定)

$w_d = 5.00\text{kN/m}$

曲げモーメント

$$M_d = 1/8 \cdot w_d \cdot \lambda^2 = 1/8 \times 5.00 \times 3.85^2 = 9.26\text{kN/m}$$

せん断力

$$S_d = 1/2 \cdot w_d \cdot \lambda = 1/2 \times 5.00 \times 3.85^2 = 9.63\text{kN}$$

(B) 活荷重

(a) 桁と自動車進行方向が直角の場合

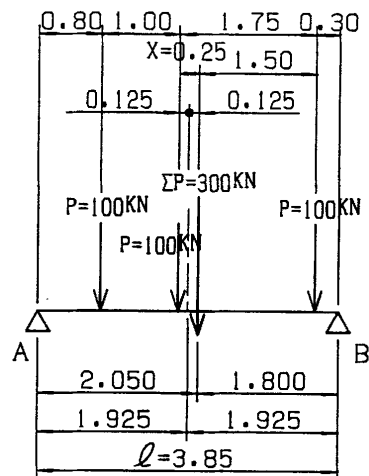
後輪荷重 $P = 100\text{kN}$

衝撃係数 $i = 0.300$

(直角方向には2組を限度とし、3組目からは1/2に低減する。)

(1) 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントが生じるT荷重の載荷状態



合力の作用位置

$$X = 1.75 - 1/30.0 \times 10.0 \times (1.75 + 2.75) = 0.25\text{m}$$

全T荷重

$$\Sigma P = 100.0 \times 3 = 300.00\text{kN}$$

反力

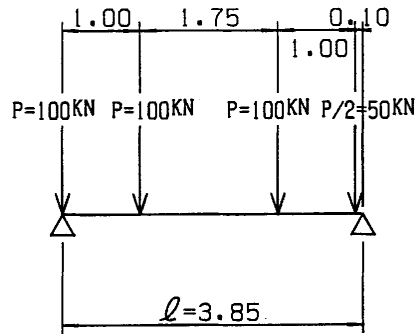
$$R_A = 300.00 \times \frac{1.80}{3.85} = 140.26\text{kN}$$

最大曲げモーメント (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (140.26 \times 1.80 - 100.0 \times 1.00) \times (1 + i) \\ &= 152.47 \times (1 + 0.300) = 198.21\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 最大せん断力

最大せん断力が生じるT荷重載荷状態



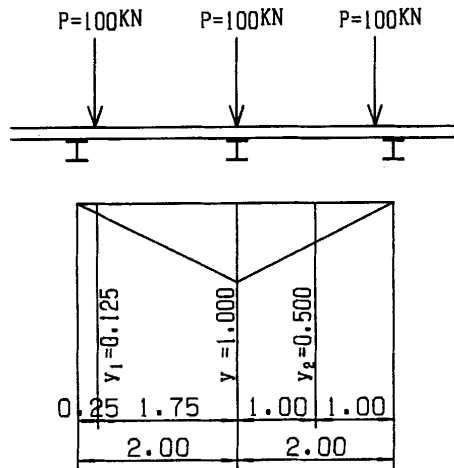
最大せん断力 (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned}
 S_{\Delta} &= \frac{100.0 \times (3.85 + 2.85 + 1.10) + 50.0 \times 0.10}{3.85} \times (1 + i) \\
 &= 203.90 \times (1 + 0.300) \\
 &= 265.07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(b) 桁と自動車進行方向が平行の場合

覆工板受桁間隔 $\lambda = 2.00 \text{ m}$

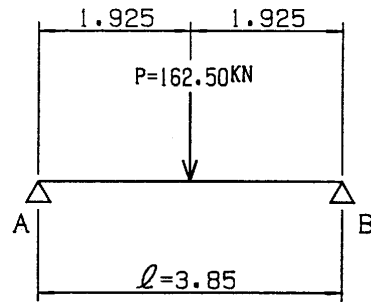
合成荷重 (P)



$$\begin{aligned}
 P &= 100.0 \times (1.00 + 0.125 + 0.500) \\
 &= 162.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(1) 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントが生じる合成荷重の载荷状態



反 力

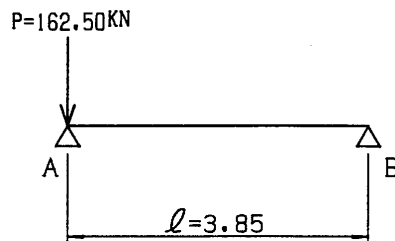
$$R_A = R_B = P/2 = 162.50/2 = 81.25 \text{ kN}$$

最大曲げモーメント (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/4 \times 162.50 \times 3.85 \times (1 + i) \\ &= 156.41 \times (1 + 0.300) \\ &= 203.33 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 最大せん断力

最大せん断力が生じる合成荷重の载荷状態



最大せん断力 (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned} S_A &= 162.50 \times (1 + 0.300) \\ &= 211.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

(C) 合成断面力

(a) 死荷重 + T 荷重

$$M = M_d + M(t + i) = 9.26 + 198.21 = 207.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = S_d + S(t + i) = 9.63 + 265.07 = 274.70 \text{ kN}$$

(b) 死荷重 + 合成荷重

$$M = M_d + M(\lambda + i) = 9.26 + 203.33 = 212.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = S_d + S(l + i) = 9.63 + 211.25 = 220.88 \text{ kN}$$

故に、曲げモーメントは合成荷重载荷の場合、せん断力はT荷重载荷の場合で応力度検討を行う。

(D) 断面及び応力度

使用断面	H形鋼 H-300×300×10×15
断面係数	$Z = 1350 \times 10^3 \text{ mm}^3$
断面2次モーメント	$I = 20200 \times 10^4 \text{ mm}^4$
ヤング係数	$E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度

$$\gamma = \frac{M}{Z} = \frac{212.59 \times 10^6}{1350 \times 10^3} = 157.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 180.1 \text{ N/mm}^2$$

$$4.5 < \lambda/b = 385/30 = 12.8 < 30$$

$$\sigma_a = \{140 - 2.4 \times (12.8 - 4.5)\} \times 1.5 = 180.1 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{274.70 \times 10^3}{10 \times (300 - 2 \times 15)} = 101.7 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

(E) 活荷重によるたわみ量

衝撃は含まない。

$$w_o = \frac{8 \cdot \frac{M t}{1.30}}{\lambda^2} = \frac{8 \times \frac{203.33}{1.3}}{3.85^2} = 84.42 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w_o \cdot \lambda^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{5 \times 84.42 \times 385^4}{384 \times 2.0 \times 10^5 \times 20200 \times 10^4} = 5.98 \text{ mm} < \delta_a = 9.6 \text{ mm}$$

許容たわみ量

$$\delta_a = \frac{\lambda}{400} = \frac{3850}{400} = 9.6 \text{ mm}$$

2-3 受桁受けの検討

(A) 土留杭側

親杭間隔@1.50m

覆工桁最大反力 $P = 274.70 \text{ kN}$

最大曲げモーメント

$$M = \frac{1}{4} P \lambda = \frac{1}{4} \times 274.70 \times 1.50 = 103.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大せん断力

$$S = P = 274.70 \text{ kN}$$

使用部材

[-380×100×13×20 を使用

$$Z_x = 926 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_w = (380 - 2 \times 20 - 2 \times 23) \times 13 = 3822 \text{ mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z_x} = \frac{103.01 \times 10^6}{926 \times 10^3} = 111.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 172.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda/b = 150/10 = 15.0$$

$$\sigma_a = \{140 - 2.4 \times (15.0 - 4.5)\} \times 1.5 = 172.2 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{274.70 \times 10^3}{3822} = 71.9 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

取付ボルト (高力ボルト (F10T))

M-20 ボルトを使用すれば1本当り耐力は次のようになる。

$$\tau_a \cdot A = 285 \times 245 = 69825 \text{ N/本}$$

必要本数は

$$n = \frac{S}{S_a} = \frac{274.70 \times 10^3}{69825} = 3.9 \text{ 本}$$

∴ M-20 ボルトを4本使用

(B) 中間杭部

親杭間隔@3.00m

覆工桁最大反力 $P = 274.70 \text{ kN}$

最大曲げモーメント

$$M = \frac{1}{4} P \lambda = \frac{1}{4} \times 274.70 \times 3.00 = 206.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大せん断力

$$S = P = 1/3.00 \times 274.70 \times (1.00 + 3.00) = 366.27 \text{ kN}$$

使用部材

2[-380×100×13×20 を使用

$$Z_x = 926 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_w = (380 - 2 \times 20 - 2 \times 23) \times 13 = 3822 \text{ mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z_x} = \frac{\frac{1}{2} \times 206.03 \times 10^6}{926 \times 10^3} = 111.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 118.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda/b = 300/10 = 30$$

$$\sigma_a = \{140 - 2.4 \times (30 - 4.5)\} \times 1.5 = 118.2 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{\frac{1}{2} \times 366.27 \times 10^3}{3822} = 47.9 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

取付ボルト（高力ボルト（F10T））

M-20 ボルトを使用すれば1本当り耐力は次のようになる。

$$\tau_a \cdot A = 285 \times 245 = 69825 \text{N/本}$$

必要本数は

$$n = \frac{S}{S_a} = \frac{\frac{1}{2} \times 366.27 \times 10^3}{69825} = 2.6 \text{ 本}$$

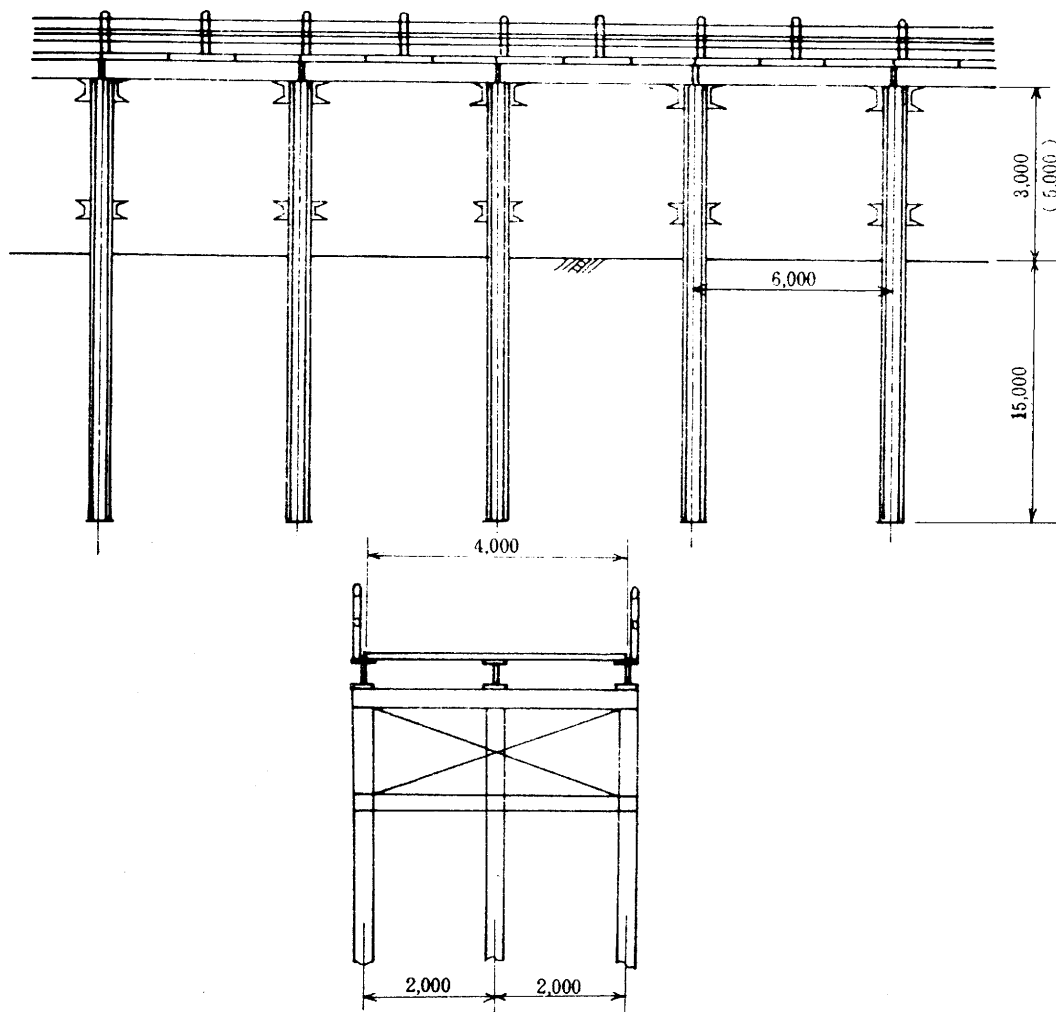
∴ M-20 ボルトを4本使用(桁受金物1本当り)

3. 仮 橋

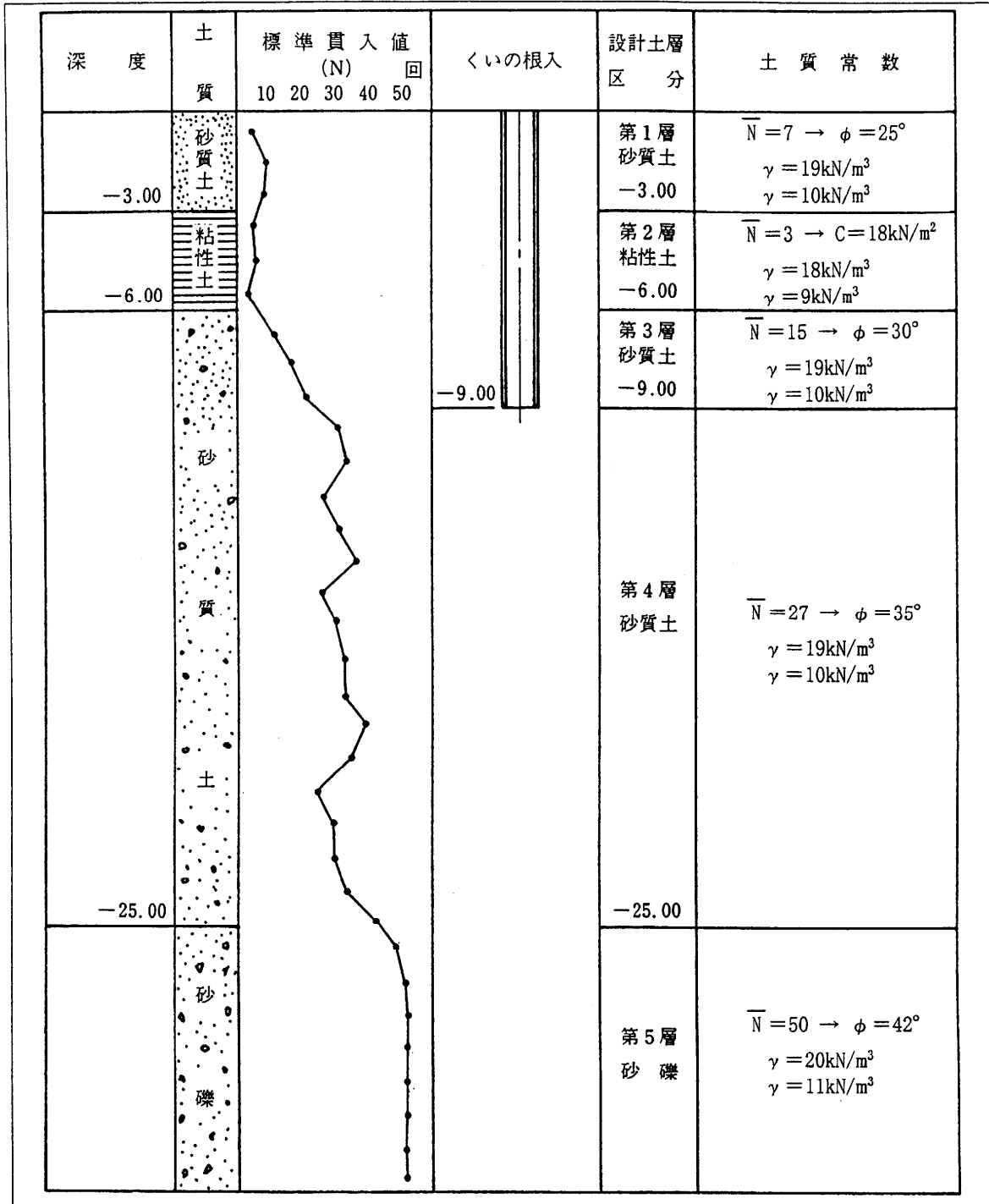
3-1 工事用仮橋の設計（活荷重の適用区分については道路橋示方書によるものとする。）

3-1-1 設計条件

- 活荷重 B活荷重
- 支 間 6.0m
- 幅 員 4.0m
- 許容応力度 50%割増しを行う
- 支持地盤 土留の計算例と同一
- GLからの高さ 3.0m, 5.0m



3-1-2 土質条件



3-1-3 主桁の設計

設計は外桁より中桁の方が設計荷重が大きいのので、中桁で設計する。

(A) 死荷重による断面力

$$\begin{array}{rcl}
 \text{覆工板} & 2.00 \times 2.00 = & 4.00\text{kN/m} \\
 \text{桁自重} & & = 1.00\text{kN/m} \\
 \hline
 \text{w d} & = & 5.00\text{kN/m}
 \end{array}$$

曲げモーメント

$$M d = 1/8 \cdot w d \cdot l^2 = 1/8 \times 5.00 \times 6.00^2 = 22.5\text{kN/m}$$

せん断力

$$S_d = 1/2 \cdot w_d \cdot l^2 = 1/2 \times 5.00 \times 6.00 = 15.0 \text{ kN}$$

(B) 活荷重による断面力

(a) T 荷重

中桁に後輪荷重 1 輪載荷すると考える。

$$\text{後輪荷重 } P = 100 \text{ kN}$$

$$\text{衝撃係数 } i = 0.300$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{t+i} &= 1/4 \cdot P \cdot l \cdot \left(\frac{1}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+i) \\ &= 1/4 \times 100 \times 6.00 \times \left(\frac{6.0}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+0.300) = 207.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{t+i} &= P \cdot \left(\frac{1}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+i) \\ &= 100 \times \left(\frac{6.0}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+0.300) = 138.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

(b) L 荷重

等分布荷重

曲げモーメントを計算する場合

$$P_1 = 10.0 \times 2.00 = 20.0 \text{ kN/m}$$

せん断力を計算する場合

$$P_1 = 12.0 \times 2.00 = 24.0 \text{ kN/m}$$

等分布荷重

$$P_2 = 3.5 \times 2.00 = 7.0 \text{ kN/m}$$

衝撃係数 $i = 0.300$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{l+i} &= 1/8 (P_1 + P_2) \cdot l^2 \cdot (1+i) \\ &= 1/8 \times (20.0 + 7.0) \times 6.00^2 \times (1+0.300) = 158.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{l+i} &= 1/2 (P_1 + P_2) \cdot l \cdot (1+i) \\ &= 1/2 \times (24.0 + 7.0) \times 6.00 \times (1+0.300) = 120.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

(C) 合成断面力

(a) 死荷重 + T 荷重

$$M = M_d + M_{t+i} = 22.5 + 207.2 = 229.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = S_d + S_{t+i} = 15.0 + 138.1 = 153.1 \text{ kN}$$

(b) 死荷重 + L 荷重

$$M = M_d + M_{l+i} = 22.5 + 158.0 = 180.5 \text{ kN}$$

$$S = S_d + S_{l+i} = 15.0 + 120.9 = 135.9 \text{ kN}$$

故に、T 荷重載荷の場合で応力度検討を行う。

(D) 断面及び応力度

使用断面 H形鋼 H-300×300×10×15

断面係数 $Z = 1,350\text{cm}^3$

断面2次モーメント $I = 20,200\text{cm}^4$

曲げ応力度

$$\gamma = \frac{M}{Z} = \frac{229.7 \times 10^5}{1350} = 17014.8\text{N/cm}^2 = 170.1\text{N/mm}^2 < \gamma_a = 210\text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A \omega} = \frac{153.1 \times 10^3}{1.0 \times (30 - 2 \times 1.5)} = 5670.3\text{N/cm}^2 = 56.7\text{N/mm}^2 < \tau_a = 120\text{N/mm}^2$$

(E) 活荷重によるたわみ量 (衝撃は含まない)

T荷重の場合

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{l^3}{E \cdot I} \cdot \frac{P}{48} \cdot \left(\frac{1}{32} + \frac{7}{8} \right) \\ &= \frac{6.00^3}{2.0 \times 10^8 \times 0.000202} \times \frac{100}{48} \times \left(\frac{6.0}{32} + \frac{7}{8} \right) \\ &= 0.0118\text{m} \end{aligned}$$

L荷重の場合

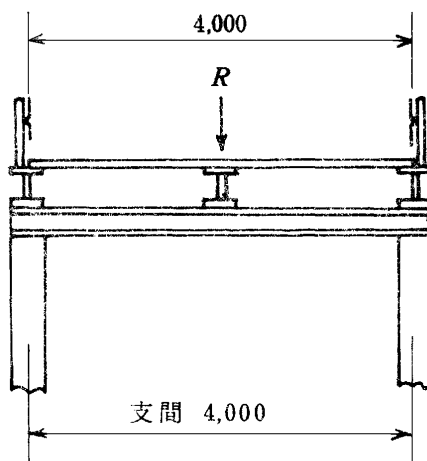
$$\begin{aligned} \delta &= \frac{l^3}{E \cdot I} \cdot \frac{5 \cdot (P_1 + P_2) \cdot l}{384} \\ &= \frac{6.00^3}{2.0 \times 10^8 \times 0.000202} \times \frac{5 \times (20.0 + 7.0) \times 6.00}{384} \\ &= 0.0113\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{許容たわみ量 } \delta_a = \frac{l}{400} = \frac{6.0}{400} = 0.015\text{m}$$

3-1-4 横桁の設計

横桁は主桁の直下に杭がくる場合は、主桁からの力は荷重分配作用と水平つなぎ材として作用する部材であるから、[300×90×9×13]程度の溝形鋼を使用しておけば十分である。

中桁直下のくいを省略する場合は、主桁反力による曲げモーメントによって設計しなければならない。



$$M = \frac{1}{4}R \cdot 1 = \frac{1}{4} \times 153.1 \times 4.0 = 153.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

[380×100×10.5×16] を 1 本使用

$$W_x = 762 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 14,500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{153.1 \times 10^6}{762 \times 10^3} = 200.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 210 \text{ N/mm}^2$$

3-1-5 桁受けの取付ボルト

ボルトにかかる水平力

T 荷重による制動荷重

制動荷重は T 荷重の 10% とする。

$$H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{ kN}$$

ボルトの断面及び応力度

M22 2 本使用

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 2 = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{13800}{7.60} = 18.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

横桁取付ボルトの設計

ボルトにかかる水平力

$$S = 1/2 \cdot R = 1/2 \times 153.1 = 76.6 \text{ kN}$$

ボルトの断面及び応力度

M22 4 本使用

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 4 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{7.66 \times 10^3}{15.21} = 50.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

3-1-6 脚にかかる鉛直反力

L 荷重より

$$R_d = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN/本}$$

$$R_{1+i} = 2 \times \left(\frac{24.6 \times 5.00 \times 3.50}{6.00} + \frac{7.00 \times 6.00 \times 3.00}{6.00} \right) \times 1.3 = 241.2 \text{ kN/本}$$

$$\Sigma R = 30.0 + 241.2 = 271.2 \text{ kN/本}$$

3-1-7 橋脚（高さ 3.0m の場合）

(A) 支持力

H-250×250×9×14 を使用

根入長 9.00m

$$Q_a = \frac{1}{F} \{ 200N_A + (10N_c A_c + 2N_s A_s) \alpha \beta \} \text{ kN/本}$$

Q_a : < いの許容支持力 (kN/本)

$$F = 2 \quad N = 27$$

$$A = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{m}^2$$

$$N_c = 3 \quad A_c = 0.25 \times 4 \times 300 = 3.00 \text{m}^2$$

$$N_s = \begin{cases} \text{第1層} & 7 \\ \text{第3層} & 15 \end{cases} \quad A_s = \begin{cases} \text{第1層} & 0.25 \times 4 \times 3.00 = 3.00 \text{m}^2 \\ \text{第2層} & 0.25 \times 4 \times 3.00 = 3.00 \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.0 \quad (\text{打撃による施工})$$

$$\beta = 1.0 \quad (\text{周囲が土})$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \{200 \times 27 \times 0.0625 + (10 \times 3 \times 3.00 + 2 \times 7 \times 3.00 + 2 \times 15 \times 3.00) \times 1.0 \times 1.0\}$$

$$= 280 \text{kN/本} > \Sigma R = 271.2 \text{kN/本}$$

(B) くゝ本体の設計

地盤及び杭部材の諸元

$$K = 15000 \text{kN/m}^3 \quad (\because \bar{N} = 7 \quad K = 0.691 \bar{N}^{0.406} = 0.691 \times 7^{0.406} = 1.5)$$

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2 = 2.0 \times 10^8 \text{kN/m}^2$$

$$D = 25 \text{cm}$$

$$\text{横軸方向} \quad I_y = 10,700 \text{cm}^4 = 1.07 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\text{橋軸直角方向} \quad I_x = 3,650 \text{cm}^4 = 3.65 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

(1) 橋軸方向の計算 (くゝ頭部自由)

T荷重より

$$\text{鉛直力} \quad R = 15.0 \times 2 + 138.1 = 168.1 \text{kN}$$

$$\text{水平力 (制動荷重)} \quad H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{kN} \quad (\text{履工板上 } 1.80 \text{m に作用する})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_y}} = \sqrt[4]{\frac{0.25 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.07 \times 10^{-4}}} = 0.457 \text{m}^{-1} = 0.00457 \text{cm}^{-1}$$

$$3/\beta = 3/0.0046 = 652 \text{cm} < 900 \text{cm}$$

$$M_{\max} = -H(h+ho) \frac{\sqrt{\{1+2\beta \cdot (h+ho)\}^2 + 1}}{2\beta \cdot (h+ho)} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+ho)} \right]$$

$$= -H \cdot (h+ho) \cdot \phi_m \beta (h+ho)$$

$$2 \cdot \beta (h+ho) = 2 \times 0.457 \times (3.00 + 1.80) = 4.387$$

$$\phi_m \beta (h+ho) = 1.039$$

$$M_{\max} = -1.38 \times (3.00 + 1.80) \times 1.039 = 68.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$I_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+ho)}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+ho)} = 0.184$$

$$I_m = \frac{1}{0.00457} \times 0.184 = 40 \text{cm}$$

$$I = 300 + 40 = 340 \text{cm} \quad (\text{固定点間距離})$$

$$\text{H鋼断面積} \quad A = 91.43 \text{cm}^2$$

$$\text{断面係数} \quad W_y = 860 \text{cm}^3$$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{168100}{91.43 \times 10^2} = 18.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 186 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{may}}}{W_y} = \frac{68.8 \times 10^6}{860 \times 10^3} = 80 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作用面内の曲げ

y 軸に関する断面 2 次半径 $r_y = 10.8 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma_{cay} &= \{135 - 0.82(1/r - 18)\} \times 1.5 \\ &= \{135 - 0.82(340/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 186 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= \left\{ \frac{1200000}{6700 + (1/r)^2} \right\} \times 1.5 \\ &= \left\{ \frac{1200000}{6700 + (340/10.8)^2} \right\} \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} &= \frac{18.4}{186} + \frac{80}{210(1 - 18.4/234)} \\ &= 0.10 + 0.41 = 0.51 < 1.0 \end{aligned}$$

作用面外の横倒れ座屈

z 軸に関する断面 2 次半径 $r_z = 6.32 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma_{caz} &= \{135 - 0.82(340/6.32 - 18)\} \times 1.5 \\ &= 158 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} &= \frac{18.4}{158} + \frac{80}{210(1 - 18.4/234)} \\ &= 0.11 + 0.41 = 0.52 < 1.0 \end{aligned}$$

温度変化による影響は、

$$C_t = \Delta = \alpha \cdot L \cdot t$$

C_t : 温度変化による主桁の伸び

α : 鋼の線膨張率 ($\pm 0.00012 / \text{deg}$)

L : スパン (6.00m)

t : 温度変化量 (15deg)

$$C_t : 0.00012 \times 6.00 \times 15 = 0.00108 \text{ m}$$

$$H = \frac{\Delta \cdot 3 \cdot E \cdot I}{h^3 \cdot \phi \Delta (\beta h)} = \frac{0.00108 \times 3 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.07 \times 10^{-4}}{3.00^3 \times 5.3663} = 0.48 \text{ kN}$$

以上のように温度変化による影響は、軽微であるため省略する。

(2) 橋軸直角方向の計算 (くい頭部固定)

地震時で検討

$$\text{鉛直力 } N = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN}$$

$$\text{水平力 } H = (15.0 \times 2) \times 0.20 = 6.0 \text{ kN}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_x}} = \sqrt[4]{\frac{0.25 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 3.65 \times 10^{-5}}} = 0.598 \text{ m}^{-1} = 0.0060 \text{ cm}^{-1}$$

$$\overline{M}_o = \frac{H}{2\beta} (1 + \beta h) = H h \frac{1 + \beta h}{2\beta h} = H h \overline{\phi}_o(\beta h)$$

$$\beta h = 0.0060 \times 300 = 1.80$$

$$\overline{\phi}_o(\beta h) = 0.778$$

$$\overline{M}_o = 6000 \times 3000 \times 0.778 = 14,004,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} = 0.507$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{0.0060} \times 0.507 = 85 \text{ cm}$$

$$l = 300 + 85 = 385 \text{ cm (固定点間距離)}$$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{30.0}{91.43 \times 10^2} = 3.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 150 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{14004000}{292 \times 10^3} = 48 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作業面内の曲げ座屈

$$\sigma_{cay} = \{135 - 0.82(385/632 - 18)\} \times 1.5 = 150 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (385/6.32)^2} \right\} \times 1.5 = 177 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{3.3}{150} + \frac{48}{210 \times (1 - 3.3/177)} = 0.02 + 0.23 = 0.25 < 1.0$$

作業面外の曲げ座屈

$$\sigma_{caz} = \{135 - 0.82(385/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 181 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{3.3}{181} + \frac{48}{210 \times (1 - 3.3/177)} = 0.02 + 0.23 = 0.25 < 1.0$$

3-1-8 橋脚 (高さG.Lまで5.0mの場合)

(A) 支持力

H-250×250×9×14 を使用

根入長 15m

(B) くい本体の設計

(1) 橋軸方向の計算 (くい頭自由)

$$M_{\max} = -H(h + h_o) \phi_m \beta (h + h_o)$$

$$2\beta(h + h_o) = 2 \times 0.457 \times (5.00 + 1.80) = 6.215$$

$$\phi_m \beta (h + h_o) = 1.023$$

$$M_{\max} = -13.8 \times (5.00 + 1.80) \times 1.023 = 96.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta(h+h_0)}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta(h+h_0)} = 0.138$$

$$l_m = \frac{1}{0.00457} \times 0.138 = 30 \text{ cm}$$

$$l = 500 + 30 = 530 \text{ cm (固定点間距離)}$$

軸方向応力度

$$\sigma_c = 18.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 164 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{960000}{8600} = 112 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作業面内の曲げに対して

$$\sigma_{cay} = \{135 - 0.82(530/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 164 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cay} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (530/10.8)^2} \right\} \times 1.5 = 198 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{cay})} = \frac{18.4}{164} + \frac{112}{210 \times (1 - 18.4/198)} = 0.11 + 0.59 = 0.70 < 1.0$$

作業面外の横倒れ座屈に対して

$$\sigma_{caz} = \{135 - 0.82(530/6.32 - 18)\} \times 1.5 = 121 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{caz})} = \frac{18.4}{121} + \frac{112}{210 \times (1 - 18.4/198)} = 0.15 + 0.58 = 0.73 < 1.0$$

温度変化による影響は、

$$Ct = \Delta = \alpha \cdot L \cdot t = 0.000012 \times 6.00 \times 15 = 0.00108 \text{ m}$$

$$H = \frac{\Delta \cdot 3 \cdot E \cdot I}{h^3 \cdot \phi \Delta(\beta h)} = \frac{0.00108 \times 3 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.07 \times 10^{-4}}{5.0^3 \times 3.013} = 0.18 \text{ kN}$$

以上のように温度変化による影響は、軽微であるため省略する。

(2) 橋軸方向の計算 (くい頭部自由)

$$\overline{M}_o = H h \overline{\phi}_o(\beta h)$$

$$\beta h = 0.0060 \times 500 = 3.00$$

$$\overline{\phi}_o(\beta h) = 0.6667$$

$$\overline{M}_o = 6000 \times 5000 \times 0.6667 = 20,001,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} = 0.322$$

$$l_m = \frac{1}{0.0060} \times 0.322 = 53 \text{ cm}$$

$$l = 500 + 53 = 553 \text{ cm (固定点間距離)}$$

軸方向応力度

$$\sigma_a = \frac{30000}{91.43 \times 10^2} = 3.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 117 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{20001000}{292 \times 10^3} = 68 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作業面内の曲げ座屈に対して

$$\sigma_{cay} = \{135 - 0.82(553/6.32 - 18)\} \times 1.5 = 117 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{6700 + (553/6.32)^2} \times 1.5 = 125 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{3.3}{117} + \frac{68}{210 \times (1 - 3.3/117)} = 0.03 + 0.33 = 0.36 < 1.0$$

作業面外の曲げ座屈に対して

$$\sigma_{caz} = \{135 - 0.82(553/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 162 \text{ N/mm}^2$$

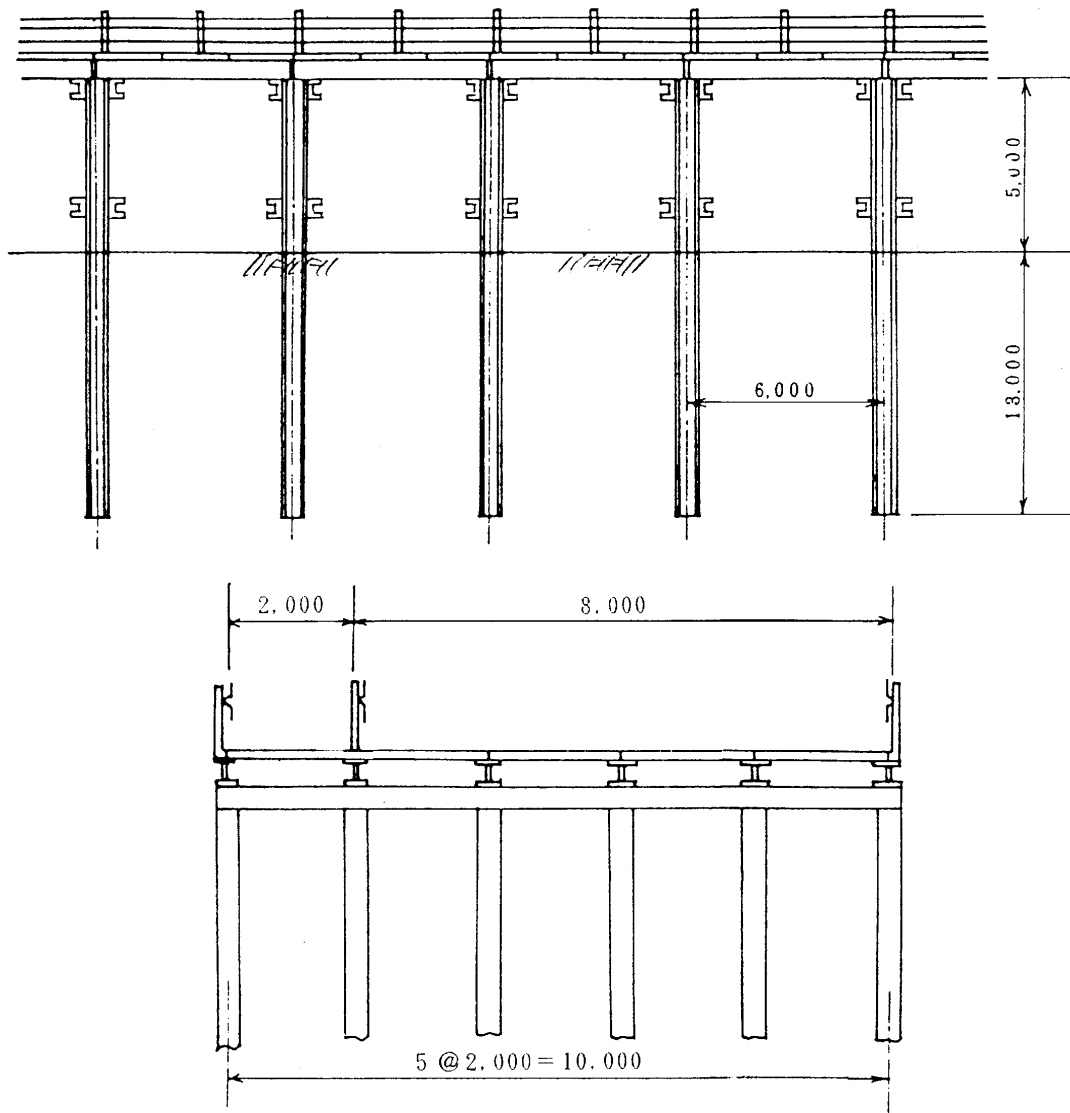
$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} = \frac{3.3}{162} + \frac{68}{210 \times (1 - 3.3/117)} = 0.02 + 0.33 = 0.35 < 1.0$$

3-2 一般供用仮橋の設計 (活荷重の適用区分については道路橋示方書によるものとする。)

3-2-1 設計条件

活荷重	B活荷重
支間	6.0m
幅員	車道 8.0
	歩道 2.0m
許容応力度	50%割増しを行わない
支持地盤	土留の計算例と同一

3-2-2 一般寸法図



3-2-3 主桁の設計

主桁は車道部中桁で設計する。

曲げモーメント及び反力は工事用仮橋に同じ

(A) 断面及び応力度

使用断面 H形鋼 390×300×10×16

断面2次モーメント $I_y = 37,900\text{cm}^4$

断面係数 $W_y = 1,940\text{cm}^3$

応力度 $\sigma = \frac{229.7 \times 10^6}{1940 \times 10^3} = 118\text{N/mm}^2$

許容応力度 $\sigma_{sa} = 140\text{N/mm}^2 > \sigma = 118\text{N/mm}^2$

(B) 活荷重によるたわみ

工事用仮橋によるたわみより小さいので省略する。

3-2-4 桁受の取付ボルト

ボルトにかかる水平力

T荷重による制動荷重

制動荷重はT荷重の10%

$$H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{ kN}$$

ボルトの断面及び応力度

M22 2本使用

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 2 = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{13800}{7.60 \times 10^2} = 18.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

3-2-5 脚にかかる最大鉛直反力

L荷重より

$$R_d = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN/本}$$

$$R_{l+i} = 2 \times \left(\frac{24.6 \times 5.00 \times 3.50}{6.00} + \frac{7.00 \times 6.00 \times 3.00}{6.00} \right) \times 1.3 = 241.2 \text{ kN/本}$$

$$\Sigma R = 30.0 + 241.2 = 271.2 \text{ kN/本}$$

3-2-6 橋脚（高さ5.0mの場合）

(A) 支持力

H-300×300×10×15を使用

根入長 9.00m

$$Q_a = \frac{1}{F} \{ 200NA + (10N_c A_c + 2N_s A_s \alpha \beta) \} \text{ kN/本}$$

Q_a : <い>の許容支持力 (KN/本)

$$F = 2 \quad N = 27$$

$$A = 0.03 \times 0.30 = 0.090 \text{ m}^2$$

$$N_c = 3 \quad A_c = 0.30 \times 4 \times 300 = 3.60 \text{ m}^2$$

$$N_s = \begin{cases} \text{第1層} & 7 \\ \text{第3層} & 15 \end{cases} \quad A_s = \begin{cases} \text{第1層} & 0.30 \times 4 \times 3.00 = 3.60 \text{ m}^2 \\ \text{第2層} & 0.30 \times 4 \times 3.00 = 3.60 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (打撃による施工)}$$

$$\beta = 1.0 \text{ (周囲が土)}$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \{ 200 \times 27 \times 0.090 + (10 \times 3 \times 3.60 + 2 \times 7 \times 3.60 + 2 \times 15 \times 3.60) \times 1.0 \times 1.0 \}$$

$$= 376 \text{ kN/本} > \Sigma R = 271.2 \text{ kN/本}$$

(B) <い>本体の設計

地盤及び杭部材の諸元

$$K = 15000 \text{ kN/m}^3 \text{ (}\therefore \overline{N} = 7 \text{ } K = 0.691 \overline{N}^{0.406} = 0.691 \times 7^{0.406} = 1.5)$$

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$D = 30 \text{ cm}$$

横軸方向 $I_y = 20,200 \text{ cm}^4 = 2.02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

橋軸直角方向 $I_z = 6,750 \text{ cm}^4 = 6.75 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

(1) 橋軸方向の計算 (くい頭部自由)

T 荷重より

鉛直力 $R = 15.0 \times 2 + 138.1 = 168.1 \text{ kN}$

水平力 (制動荷重) $H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{ kN}$ (履工板上 1.80m に作用する)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_y}} = \sqrt[4]{\frac{0.30 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 2.02 \times 10^{-4}}} = 0.409 \text{ m}^{-1} = 0.00409 \text{ cm}^{-1}$$

$$3/\beta = 3/0.0041 = 731 \text{ cm} < 900 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = -H(h+h_0) \frac{\sqrt{\{1+2\beta \cdot (h+h_0)\}^2+1}}{2\beta \cdot (h+h_0)} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}\right]$$

$$= -H(h+h_0) \cdot \phi_m \beta (h+h_0)$$

$$2\beta(h+h_0) = 2 \times 0.409 \times (5.00 + 1.80) = 5.562$$

$$\phi_m \beta (h+h_0) = 1.026$$

$$M_{\max} = -13.8 \times (5.00 + 1.80) \times 1.026 = 96.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$I_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)} = 0.151$$

$$I_m = \frac{1}{0.00409} \times 0.151 = 37 \text{ cm}$$

$$I = 500 + 37 = 537 \text{ cm} \text{ (固定点間距離)}$$

H 鋼断面積 $A = 118.4 \text{ cm}^2$

断面係数 $W_y = 1350 \text{ cm}^3$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{168100}{118.4 \times 10^2} = 14.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 116 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{96.3 \times 10^6}{1350 \times 10^3} = 71.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

作用面内の曲げ座屈

y 軸に関する断面 2 次半径 $r_y = 13.1 \text{ cm}$

$$\sigma_{cay} = 135 - 0.82(1/r - 18)$$

$$= 135 - 0.82(537/13.1 - 18) = 116 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{6700 + (1/r)^2}$$

$$= \frac{1200000}{6700 + (537/13.1)^2} = 143 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba0}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})}$$

$$= \frac{14.2}{116} + \frac{71.3}{140(1-14.2/143)} = 0.12 + 0.56 = 0.68 < 1.0$$

作業面外の横倒れ座屈

$$z \text{ 軸に関する断面 2 次半径 } r_z = 7.55 \text{ cm}$$

$$\sigma_{caz} = 135 - 0.82(537/7.55 - 18) = 91.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})}$$

$$= \frac{14.2}{91.4} + \frac{71.3}{140 \times (1 - 14.2/143)} = 0.15 + 0.56 = 0.71 < 1.0$$

温度変化による影響は、

$$Ct = \Delta = \alpha \cdot L \cdot t$$

Ct : 温度変化による主桁の伸び

α : 鋼の線膨張率 (0.000012/deg)

L : スパン (6 m)

t : 温度変化量 (15deg)

$$Ct : 0.000012 \times 6.00 \times 15 = 0.00108 \text{ m}$$

$$H = \frac{\Delta \cdot 3 E I}{h^3 \cdot \phi \Delta(\beta h)} = \frac{0.00108 \times 3 \times 2.0 \times 10^8 \times 2.02 \times 10^{-4}}{5.0^3 \times 3.360} = 0.31 \text{ kN}$$

H : 温度変化によって生じる水平力

以上のように温度変化による影響は、軽微であるため省略する。

(2) 橋軸直角方向の計算 (くい頭部固定)

地震時で検討

$$\text{鉛直力 } R = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN}$$

$$\text{水平力 } H = (15.0 \times 2) \times 0.20 = 6.0 \text{ kN}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_z}} = \sqrt[4]{\frac{0.30 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 6.75 \times 10^{-5}}} = 0.537 \text{ m}^{-1} = 0.0054 \text{ cm}^{-1}$$

$$\overline{M}_o = \frac{H}{2\beta} (1 + \beta h) = H h \frac{1 + \beta h}{2\beta h} = H h \overline{\phi}_o(\beta h)$$

$$\beta h = 0.0054 \times 500 = 2.70$$

$$\overline{\phi}_o(\beta h) = 0.6852$$

$$\overline{M}_o = 6000 \times 5000 \times 0.6852 = 20,556,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} = 0.355$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{0.0054} \times 0.355 = 66 \text{ cm}$$

$$l = 500 + 66 = 566 \text{ cm (固定点間距離)}$$

断面係数 $W_z = 450\text{cm}^3$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{30000}{118.4 \times 10^2} = 2.5\text{N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 88\text{N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{20556000}{450 \times 10^3} = 45.7\text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140\text{N/mm}^2$$

作業面内の曲げ座屈

$$\sigma_{cay} = 135 - 0.82(566/7.55 - 18) = 88\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{6700 + (566/7.55)^2} \times 1.5 = 97.4\text{N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{2.5}{88} + \frac{45.7}{140 \times (1 - 2.5/97.4)} = 0.03 + 0.34 = 0.37 < 1.0$$

作業面外の曲げ座屈

$$\sigma_{caz} = 135 - 0.82(566/13.1 - 18) = 114\text{N/mm}^2$$

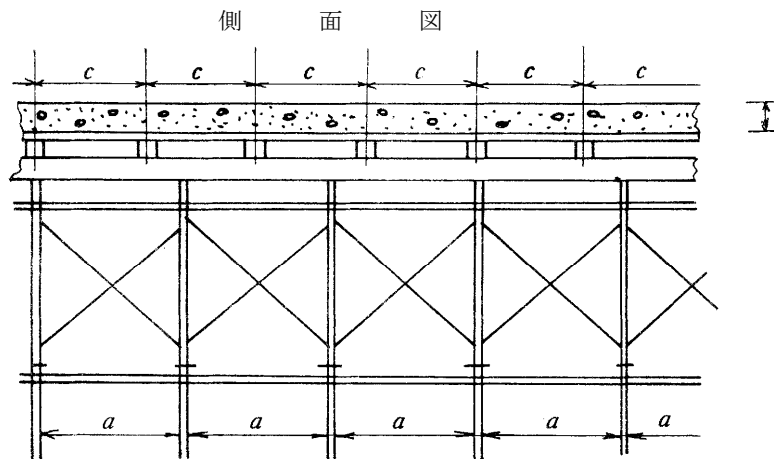
$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} = \frac{2.5}{114} + \frac{45.7}{140 \times (1 - 2.5/97.4)} = 0.02 + 0.34 = 0.36 < 1.0$$

4. 支保工

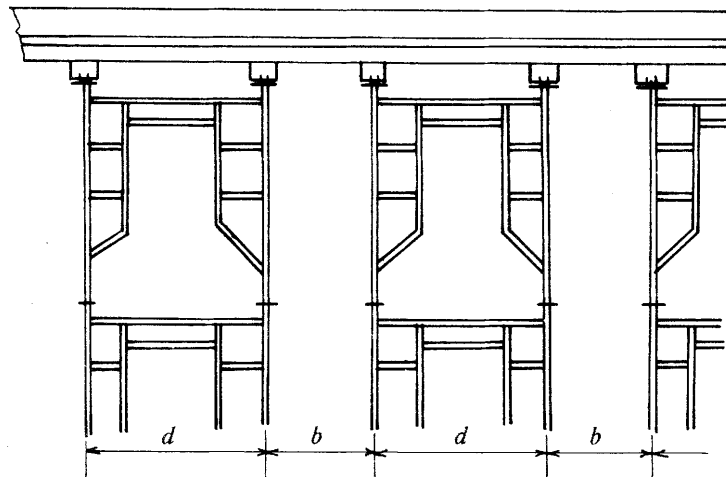
4-1 鳥居型支保工

4-1-1 設計条件

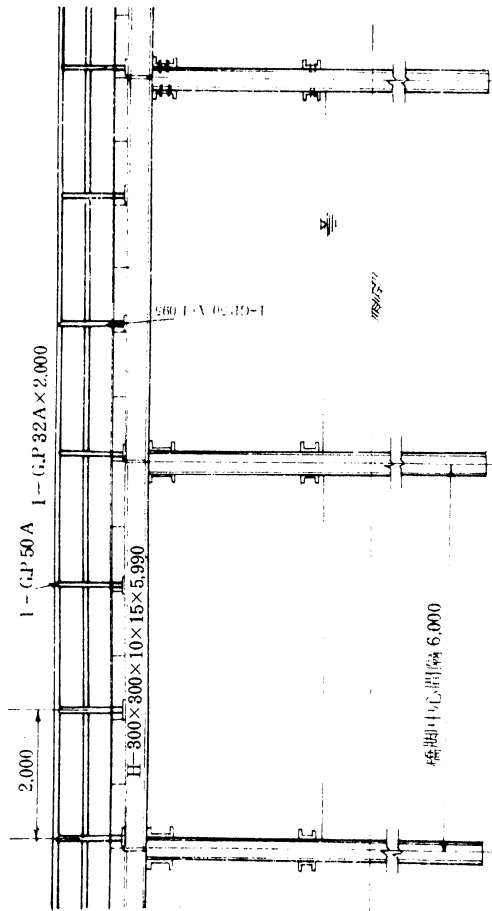
スラブコンクリート	1 m ³ 当り	24.5kN
作業荷重	1 m ² 当り	1.8kN
型枠重量	1 m ² 当り	0.6kN
木材許容応力度 (曲げ)	1 m ² 当り	1.2kN
ビテー枠一組負荷限界		50kN
桁材のたわみ許容限界		1/480



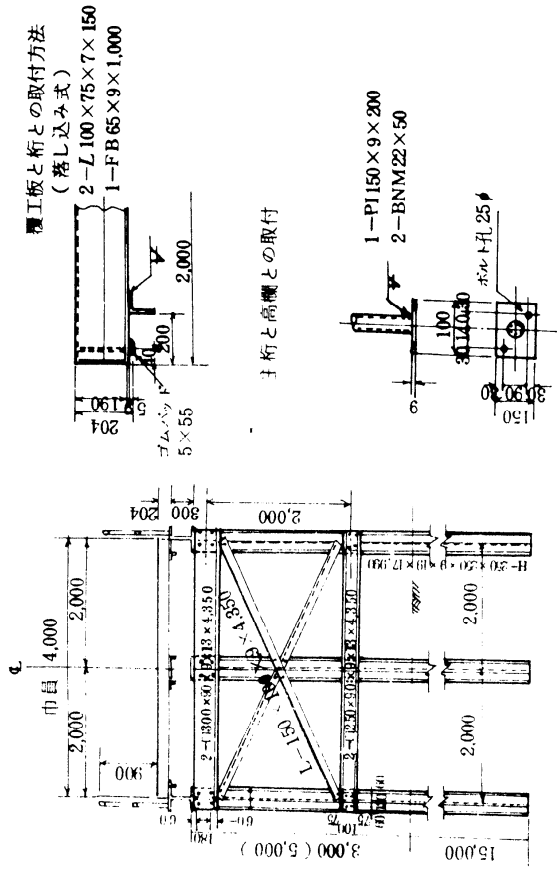
正 面 図



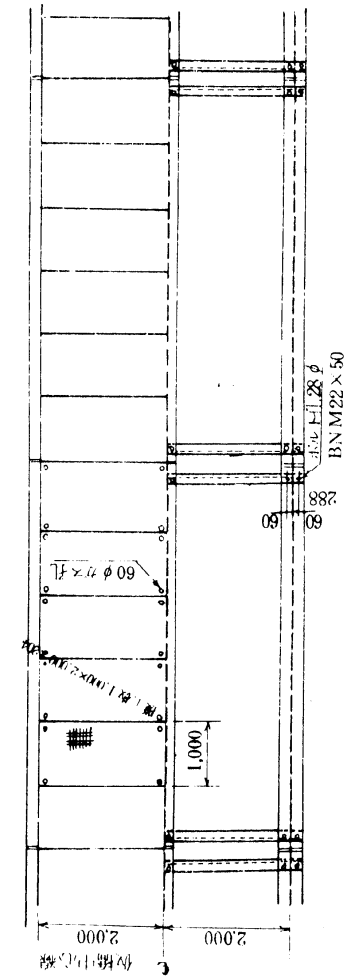
側面図



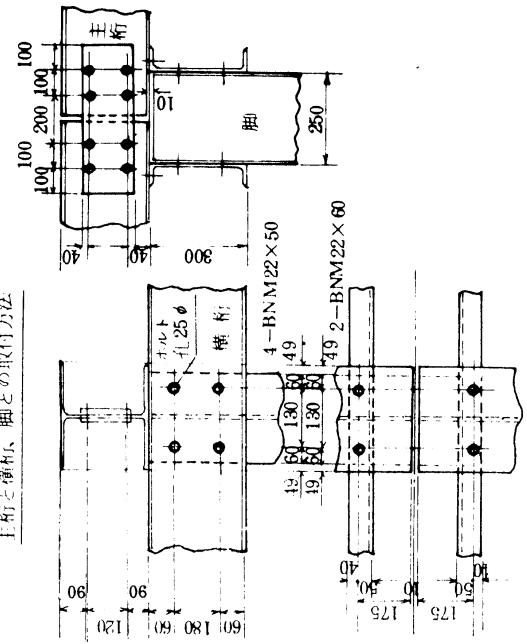
断面図



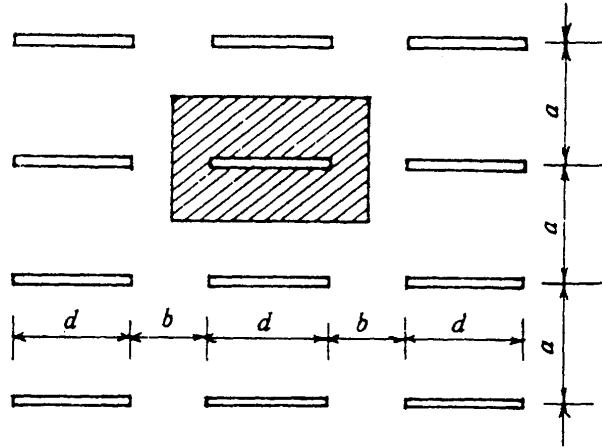
水平面図



主桁と横桁、脚との取付方法



平面図



配置表

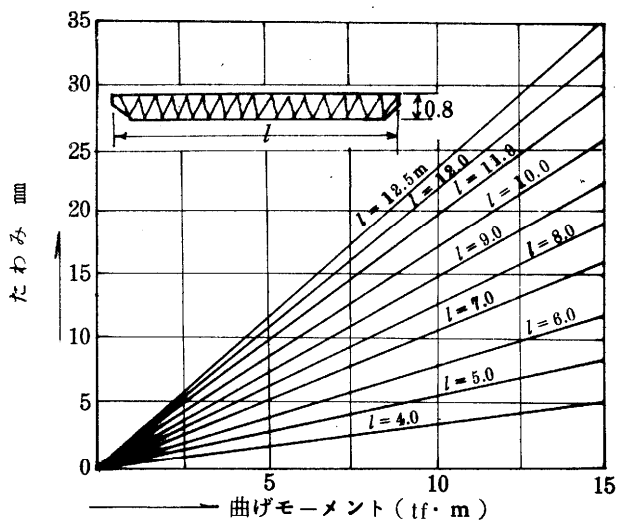
荷 重				横 バ タ				縦 バ タ				ビテ一枠		〃
スラブ厚 cm	コンクリート 重量 kN/m ²	作業 重量 kN/m ²	合計 kN/m ²	寸 法 cm	C 間隔 cm	応力 σ N/mm ²	たわみ δ cm	寸 法 cm	bz, d 間隔 cm	応力 σ N/mm ²	たわみ δ cm	ピッチ a cm	b 枠 間隔 cm	一枠当 り負荷 kN
20	4.9	2.4	7.3	10×10	75	0.59	0.25	10.5×15	120	0.90	0.57	180	120	31.39
30	7.4	〃	9.8	10×10	75	0.78	0.33	15×15	120	0.84	0.53	180	120	41.99
40	9.8	〃	12.2	10×10	50	0.66	0.27	15×15	120	0.73	0.32	150	120	43.75
50	12.3	〃	14.7	10.5×10.5	50	0.68	0.27	15×15	100 120	0.81	0.35	150	100	48.17
60	14.7	〃	17.1	12×12	75	0.60	0.28	12×15	110 120	0.75	0.21	120	110	47.19
70	17.2	〃	19.6	12×12	50	0.61	0.21	15×15	80 120	0.62	0.18	120	80	46.89
80	19.6	〃	22.0	12×12	50	0.69	0.24	12×15	60 120	0.79	0.22	120	60	47.48
90	22.1	〃	24.5	12×12	50	0.76	0.27	15×15	40 120	0.63	0.17	120	40	46.89
100	24.5	〃	26.9	12×13.5	50	0.66	0.21	12×13.5	70 120	0.71	0.12	90	70	46.01
120	29.4	〃	31.8	15×15	75	0.76	0.21	12×13.5	40 120	0.71	0.12	90	40	45.81
150	36.8	〃	39.2	15×15	50	0.68	0.17	10×12	80 120	0.73	0.06	60	80	46.89
200	49.0	〃	51.4	13.5×15	37.5	0.69	0.19	10×12	30 120	0.72	0.06	60	30	46.21

4-2 桁式支保工

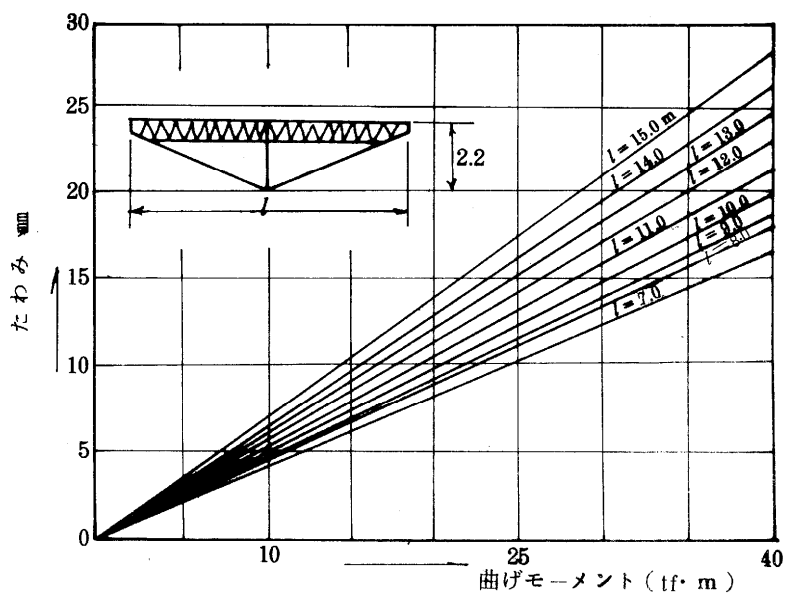
型 耐力 スパン別(m)	A		B		C		D		E		F		G	
	W kN/m	曲げ モーメント	W kN/m	曲げ モーメント	W kN/m	曲げ モーメント	W kN/m	曲げ モーメント	W kN/m	曲げ モーメント	W kN/m	曲げ モーメント	W kN/m	曲げ モーメント
4.95~ 5.75	35.6	150												
5.70~ 6.50	27.9	150												
6.45~ 7.25	22.4	150												
7.20~ 8.00	18.3	150			34.9	284								
7.95~ 8.75	15.4	150			32.4	316								
8.70~ 9.50	13.0	150	30.5	349	30.4	342								
9.45~10.25	11.2	150	25.1	331	26.9	351								
10.20~11.00	9.71	150	24.3	369	25.3	383								
10.95~11.75	8.53	150	19.2	333	20.8	359			25.0	432				
11.70~12.50	7.55	150	18.1	355	19.6	383			23.5	459				
12.45~13.25			15.3	336	16.8	367	19.9	437	22.2	488				
13.20~14.00			14.5	355	15.9	389	17.9	438	20.5	501				
13.95~14.75			12.6	341	13.5	369	16.4	446	18.8	511				
14.70~15.50			11.9	357	13.0	391	14.3	430	17.5	524				
15.45~16.25							13.6	450	15.4	507				
16.20~17.00							12.3	443	14.7	532	14.8	534		
16.95~17.75							11.3	448	13.0	514	13.2	523		
17.70~18.50							10.5	479	12.2	496	12.3	525		
18.45~19.25							10.0	464	11.4	524	11.5	532		
19.20~20.00							9.03	450	10.2	510	10.6	530		
19.95~20.75							8.24	443	9.81	529	9.91	511	10.9	585
20.70~21.50							7.55	437	9.12	527	9.22	533	10.0	580
21.45~22.25							6.87	425	8.24	510	8.63	536	9.52	591
22.20~23.00											8.04	531	8.73	576
22.95~23.75											7.55	534	8.24	587
23.70~24.50											7.06	529	7.75	583
24.45~25.25											6.67	534	7.36	589
25.20~26.00											6.28	531	6.97	589

スパン別たわみとモーメント線図

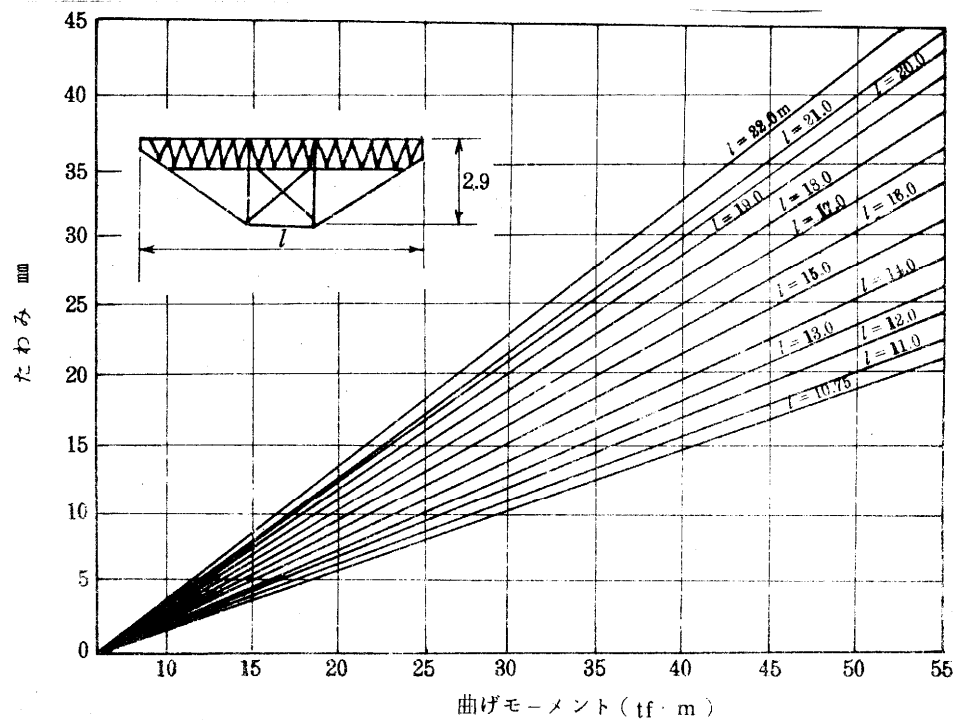
A 型



B・C型



D・E型

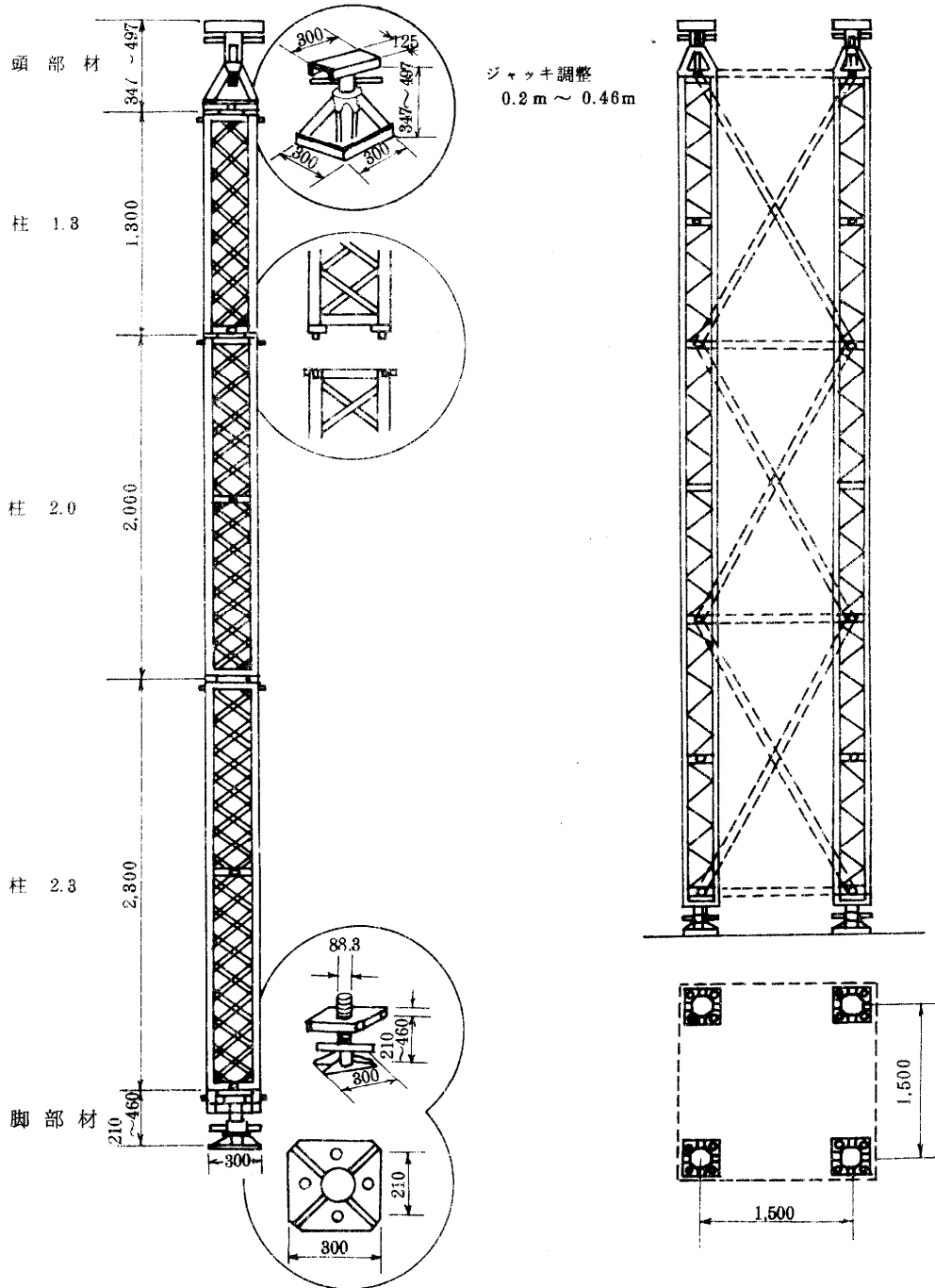


4-3 簡易鋼ベント (16型)

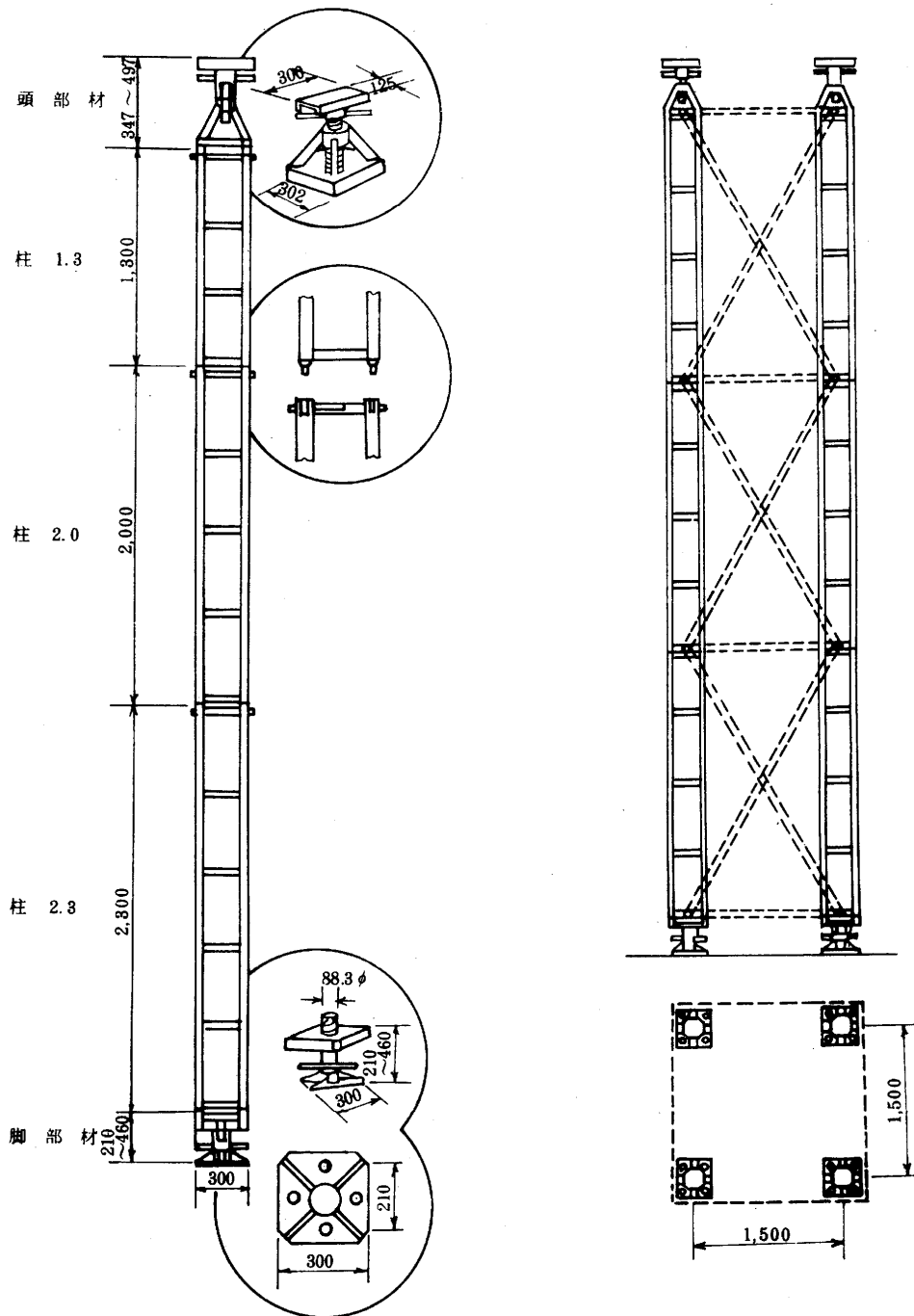
1本当り許容荷重 160kN

高さ 2.3m、2.0m、1.3m

20型

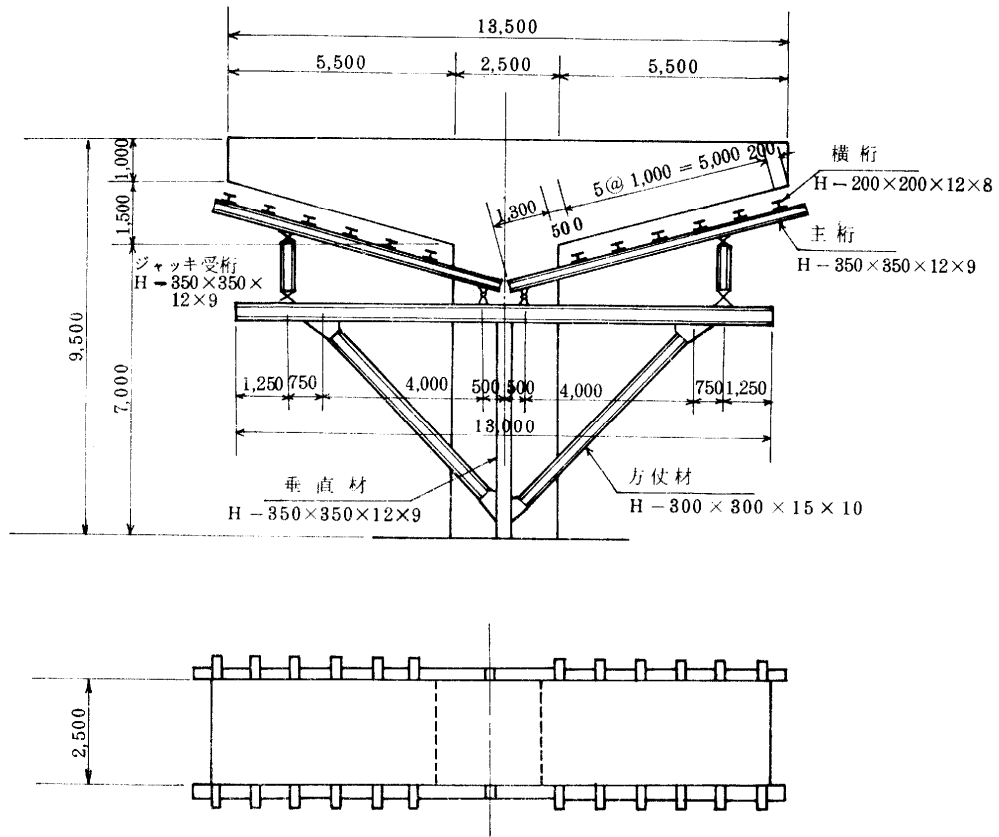


1本当り許容荷重 200kN

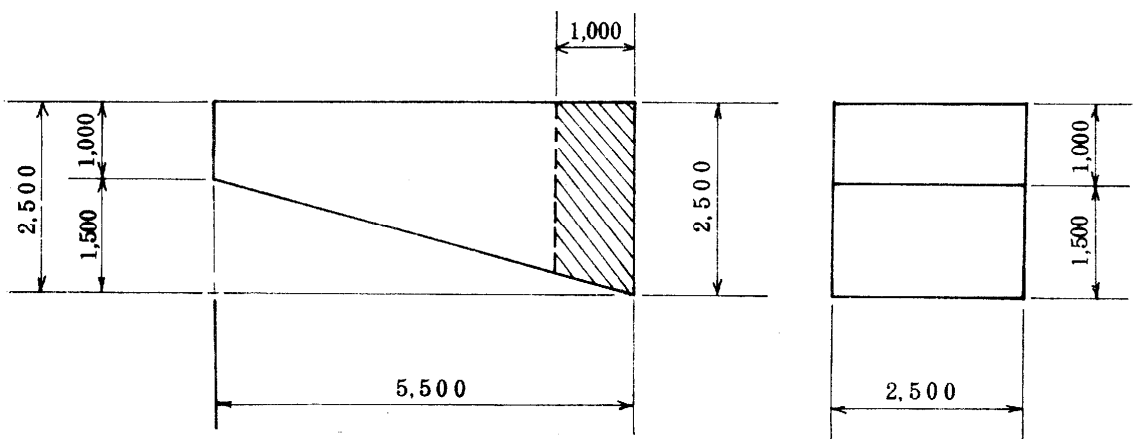


4-4 三角トラス

4-4-1 一般図



4-4-2 横桁の設計



(A) 荷重の計算

(1) 死荷重

(a) コンクリート重量

横桁の間隔を1.000mとし、コンクリートの重量が最大となる位置で求める。

$$w d_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 2.200) \times 1.0 \times 24.5 = 57.58 \text{ kN/m}$$

(b) 型枠重量

$$w d_2 = 0.59 \times 1.00 = 0.59 \text{ kN/m}$$

(c) 横桁自重

横桁としてH-200×200を仮定する。

$$w d_3 = 0.49 \text{ kN/m}$$

(2) 活荷重

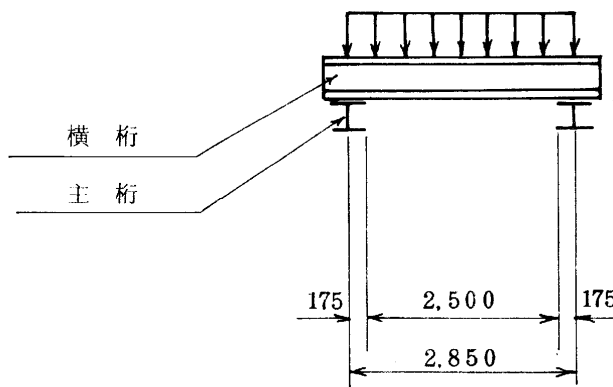
$$w_1 = 2.94 \times 1.00 = 2.94 \text{ kN/m}$$

(3) 荷重の集計

$$\begin{aligned} w &= w d_1 + w d_2 + w d_3 + w_1 \\ &= 57.58 + 0.59 + 0.49 + 2.94 = 61.60 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(B) 断面力の計算

横桁は、主桁に支持された単純ばりとして断面力を求める。



$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} w \lambda^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 61.70 \times 2.850^2 \\ &= 62.65 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ R_A = R_B &= \frac{1}{2} \times w \lambda \\ &= \frac{1}{2} \times 61.70 \times 2.850 \\ &= 87.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

(C) 応力度算定

横桁としてH-200×200×12を使用すると

$$I = 4720 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad Z = 472 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{62.65 \times 10^6}{472 \times 10^3} = 132.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

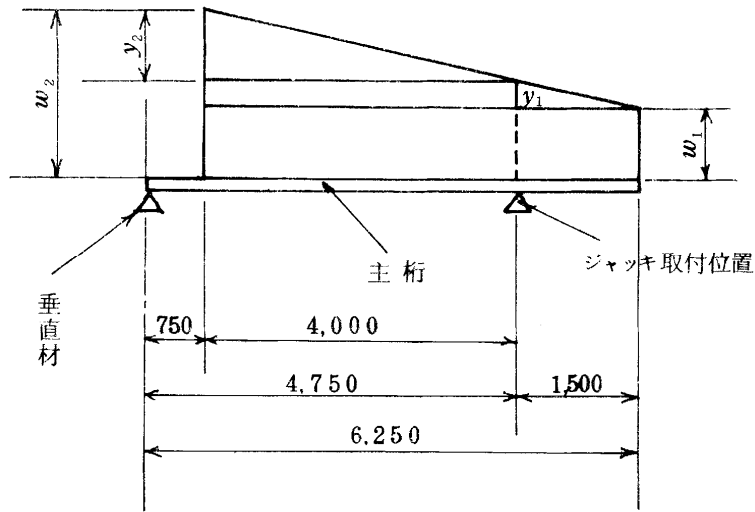
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{h t} = \frac{87.93 \times 10^3}{(200.0 - 12 \times 2) \times 8.0} = \frac{87.93 \times 10^3}{1408} \\ &= 62.45 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

たわみの計算

$$\begin{aligned} y &= \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 61.60 \times 2850^4}{384 \times 2.0 \times 10^5 \times 4720 \times 10^4} \\ &= 5.61 \text{ mm} < y_a = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

4-4-3 主桁の検討

(A) 荷重計算



(1) 死荷重

(a) コンクリート

$$w_{d_{1-1}} = \frac{1}{2} \times 1.000 \times 2.500 \times 24.5 = 30.63 \text{ kN/m}$$

$$w_{d_{1-2}} = \frac{1}{2} \times 2.500 \times 2.500 \times 24.5 = 76.56 \text{ kN/m}$$

(b) 型枠重量

$$w_{d_2} = \frac{1}{2} \times 0.59 \times 2.50 = 0.74 \text{ kN/m}$$

(c) 横桁自重

$$w_{d_3} = \frac{1}{2} \times 3.500 \times 0.49 = 0.86 \text{ kN/m}$$

(d) 主桁自重 (H-350 と仮定)

$$w_{d_4} = 1.37 = 1.37 \text{ kN/m}$$

(2) 活荷重

$$w_1 = \frac{1}{2} \times 2.500 \times 2.94 = 3.68 \text{ kN/m}$$

(3) 荷重の集計

$$\begin{aligned} w_1 &= w_{d_{1-1}} + w_{d_2} + w_{d_3} + w_{d_4} + w_1 \\ &= 30.63 + 0.74 + 0.86 + 1.37 + 3.68 \\ &= 37.28 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

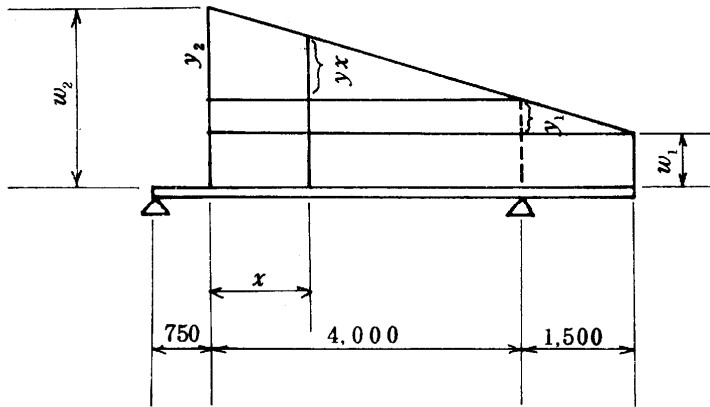
$$\begin{aligned} w_2 &= w_{d_{1-2}} + w_{d_2} + w_{d_3} + w_{d_4} + w_1 \\ &= 76.56 + 0.74 + 0.86 + 1.37 + 3.68 \\ &= 83.21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(B) 断面力の計算

主桁は、ジャッキ取付位置で支持された単純ばりとして設計する。

$$y_1 = (83.21 - 37.28) \times \frac{1.500}{5.500} = 12.25 \text{ kN/m}$$

$$y_2 = (83.21 - 37.28) - 12.25 = 33.68 \text{ kN/m}$$



$$y \cdot x = y_2 = \frac{(4.000 - x)}{4.000}$$

$$y_2 = (1 - 0.25x)$$

支点反力

$$R_A = \frac{1}{4750} \times \left\{ \frac{1}{2} \times 83.21 \times 4.00^2 - \frac{1}{6} \times 33.68 \times 4.00^2 - \left(\frac{1}{2} \times 37.28 \times 1.500^2 + \frac{1}{6} \times 12.25 \times 1.500^2 \right) \right\}$$

$$= \frac{1}{4750} (665.68 - 89.81 - 41.94 - 4.59)$$

$$= 111.44 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{1}{2} \times (37.28 + 83.21) \times 5.500 - 111.44$$

$$= 331.35 - 111.44 = 219.91 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

$$S_A = R_A = 111.44$$

$$M_B = \frac{1}{2} \times 37.28 \times 1.500^2 + \frac{1}{6} \times 12.25 \times 1.500^2$$

$$= 41.94 + 4.59 = 46.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{B左} = 111.44 - \left\{ (37.28 + 12.25) \times 4.00 + \frac{1}{2} \times 33.68 \times 4.00 \right\}$$

$$= 111.44 - (198.12 + 67.36)$$

$$= -154.04 \text{ kN}$$

$$S_{B右} = 219.91 - 154.04 = 65.87 \text{ kN}$$

$$M_x = R_A(0.750 + x) - \left[\frac{1}{2} (W_2) x^2 - \frac{1}{6} \times \{y_2 - y_2(1 - 0.25x)\} \times x^2 \right]$$

$$= 111.44 \times (0.750 + x) - \frac{1}{2} \times 83.21 \times x^2 - \frac{1}{6} \times (0.25 \times 33.68 x^3)$$

$$S = \frac{dM_x}{dx} = 0 \text{ とおくと}$$

$$S = 4.2x^2 - 83.22x + 111.44 = 0$$

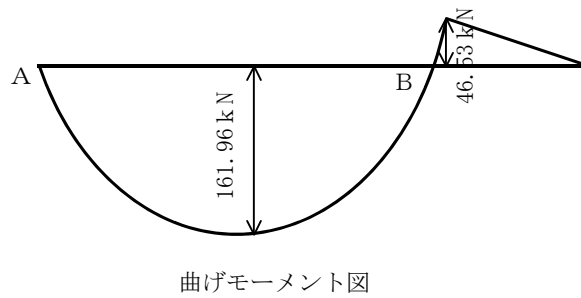
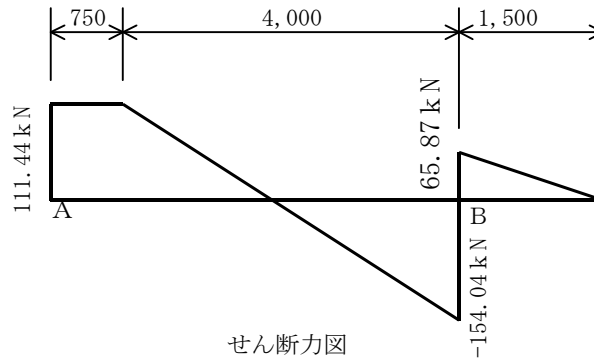
$$x = \frac{83.22 \pm \sqrt{83.22^2 - 4 \times 4.2 \times 111.44}}{2 \times 4.2}$$

$$= 1.444 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1.40 \times (1.444)^3 - 41.61 \times (1.444)^2 + 111.44 \times 1.444 + 83.58$$

$$= 4.215 - 86.76 + 160.92 + 83.58$$

$$= 161.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



(C) 応力度算定

主桁としてH-350×350×12×9を使用する。

$$I = 39800 \times 10^4 \quad Z = 2280 \times 10^3$$

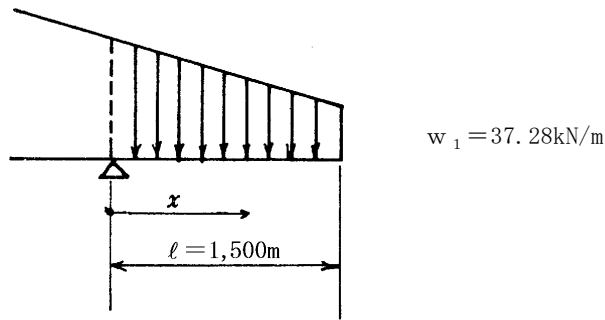
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{161.96 \times 10^6}{2280 \times 10^3}$$

$$= 71.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_B}{h_t} = \frac{154.04 \times 10^3}{(350 - 12 \times 2) \times 9} = 52.5 \text{ N/mm}^2$$

(D) たわみの計算

(1) 突出部



$$\begin{aligned}M_x &= \frac{1}{2} w_1 (\lambda - x)^2 + \frac{1}{6} (\lambda - x)^3 \frac{w_1}{\lambda} \\&= \frac{1}{2} \times 37.28 \times (1.500 - x)^2 + \frac{1}{6} \times (1.500 - x)^3 \times \frac{12.25}{1.500} \\&= 18.64 \times (1.500 - x)^2 + 1.36 \times (1.500 - x)^3 \\&= -1.36 x^3 + 24.76 x^2 - 65.1 x + 46.53\end{aligned}$$

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M}{E I}$$

$$\frac{d y}{d x} = i = \frac{1}{E I} \times (-0.34 x^4 + 8.25 x^3 - 32.55 x^2 + 46.53 x) + C_1$$

$$y = \frac{1}{E I} (-0.068 x^5 + 2.063 x^4 - 10.85 x^3 + 23.265 x^2) + C_1 x + C_2$$

$x = 0 \rightarrow i = 0, y = 0$ であるから、

$$C_1 = C_2 = 0$$

突出部先端のたわみ

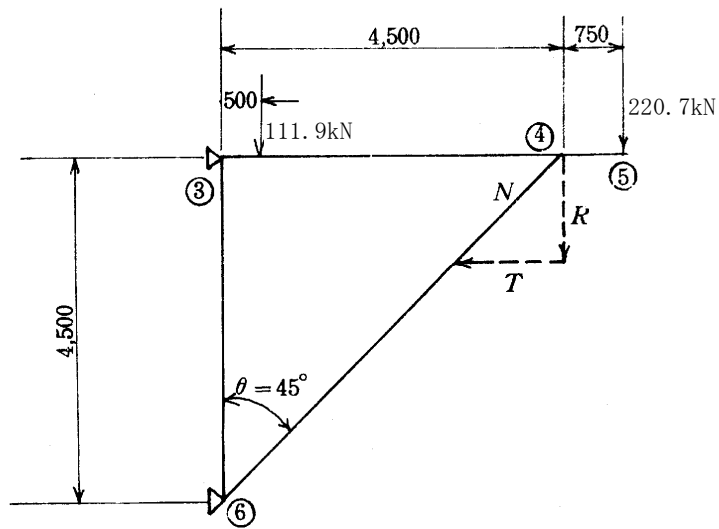
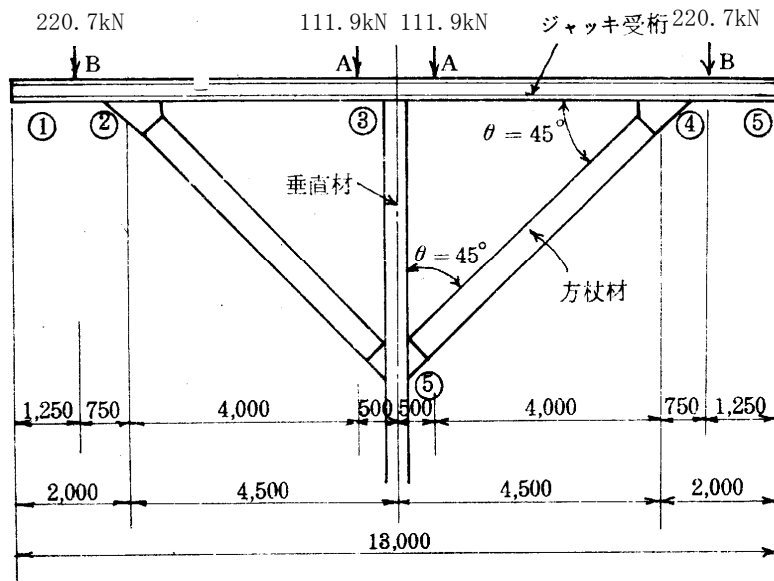
$$\begin{aligned}y = 1.500 &= \frac{1}{2.0 \times 10^8 \times 3.98 \times 10^{-4}} \times \{-0.068 \times (1.500)^5 + 2.063 \times (1.500)^4 - 10.85 \times (1.500)^3 \\&\quad + 23.265 \times (1.500)^2\} \\&= \frac{1}{7.96 \times 10^4} \times (-0.516 + 10.444 - 36.619 + 52.346) \\&= 3.070 \times 10^{-4} \text{m} = 0.32 \text{mm} < y_a = 20 \text{mm}\end{aligned}$$

(2) 径間部

径間部のたわみは、主桁を単純ばりとして次式により求める。

$$\begin{aligned}y &= \frac{5 M_{\max} \lambda^2}{48 E I} \\&= \frac{5 \times 161.96 \times 10^3 \times 4.0^2}{48 \times 2.0 \times 10^8 \times 3.98 \times 10^{-4}} \\&= 3.39 \text{mm} < y_a = 20 \text{mm}\end{aligned}$$

4-4-4 三角トラスの検討



(1) 設計断面力

$$R④ = \frac{1}{4500} \times (220.7 \times 5.250 + 111.9 \times 0.500) = 269.9 \text{ kN}$$

$$R③ = 220.7 + 111.9 - 269.9 = 62.7 \text{ kN}$$

$$M④ = 220.7 \times 0.750 = 165.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = \frac{R④}{\sin 45^\circ} = \frac{269.9}{0.707} = 381.8 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R④}{\tan 45^\circ} = \frac{269.9}{1} = 269.9 \text{ kN}$$

(2) 受桁（部材③-④-⑤）の検討

$$M④ = 165.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T = 269.9 \text{ kN}$$

H-350×350×12×19 を使用する。

$$Z = 2280 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 171.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{T}{A} = \frac{M}{Z}$$

$$= \frac{269.9 \times 10^3}{171.9 \times 10^2} + \frac{165.5 \times 10^6}{2280 \times 10^3} = 15.7 + 72.6$$

$$= 88.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(3) 方杖材（部材④-⑤）の検討

$$N = 381.8 \text{ kN}$$

H-300×300×10×15 を使用する。

$$A = 118.4 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$i_X = 13.1 \times 10 \text{ mm}$$

$$i_Y = 7.55 \times 10 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sa} = \{135 - 0.82(1/r - 18)\} \times 1.5$$

$$= \{135 - 0.82 \times (6360/75.5 - 18)\} \times 1.5$$

$$= 121.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{381.8 \times 10^3}{118.4 \times 10^2}$$

$$= 32.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 121.0 \text{ N/mm}^2$$

(4) 垂直材（部材③-⑥）の検討

$$\Sigma P = 2 \times (220.7 + 111.9) = 665.2 \text{ kN}$$

H-350×350×12×19 を使用する。

$$A = 171.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$i_X = 15.2 \times 10 \text{ mm}$$

$$i_Y = 8.89 \times 10 \text{ mm}$$

$$I = 4,500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{sa} &= \{135 - 0.82(1/r - 18)\} \times 1.5 \\ &= \{135 - 0.82(4500/88.9 - 18)\} \times 1.5 \\ &= 162.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_s = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{665.2 \times 10^3}{171.9 \times 10^2} = 38.7 \text{ N/mm}^2 < 162.4 \text{ N/mm}^2$$

(5) 火打受ピース取付ボルトの検討

(a) 上部取付部

水平方向力 $H = 269.89 \text{ kN}$

使用ボルト M-22

$$A = \pi D^2/4 = 3.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\text{許容せん断力} = 58.8 \times 1.5 = 88.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{耐力 } H_a = 3.8 \times 10^2 \times 88.2 = 33.5 \text{ kN/本}$$

$$n = \frac{H}{H_a} = \frac{269.89}{33.5} \times 8.05 \approx 10 \text{ 本}$$

故に上部取付ボルト本数は 10 本以上必要となる。

(b) 下部取付部

垂直力 $V = 291.66 \text{ kN}$

$$\text{許容せん断力 } \tau = 88.2 \text{ N/mm}^2$$

$$H_a = 33.5 \text{ kN/本}$$

ボルト本数

$$n = \frac{291.66}{33.5} = 8.71 \text{ 本}$$

故に下部取付ボルト本数は 10 本以上必要となる。

(6) 埋込部アンカーボルトの検討

合計垂直力 $N = 665.1 \text{ kN}$

インサート式高張力アンカーボルト

$$\text{許容せん断力 } Z = 78.4 \times 1.5 = 117.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{断面積 } A = 3.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

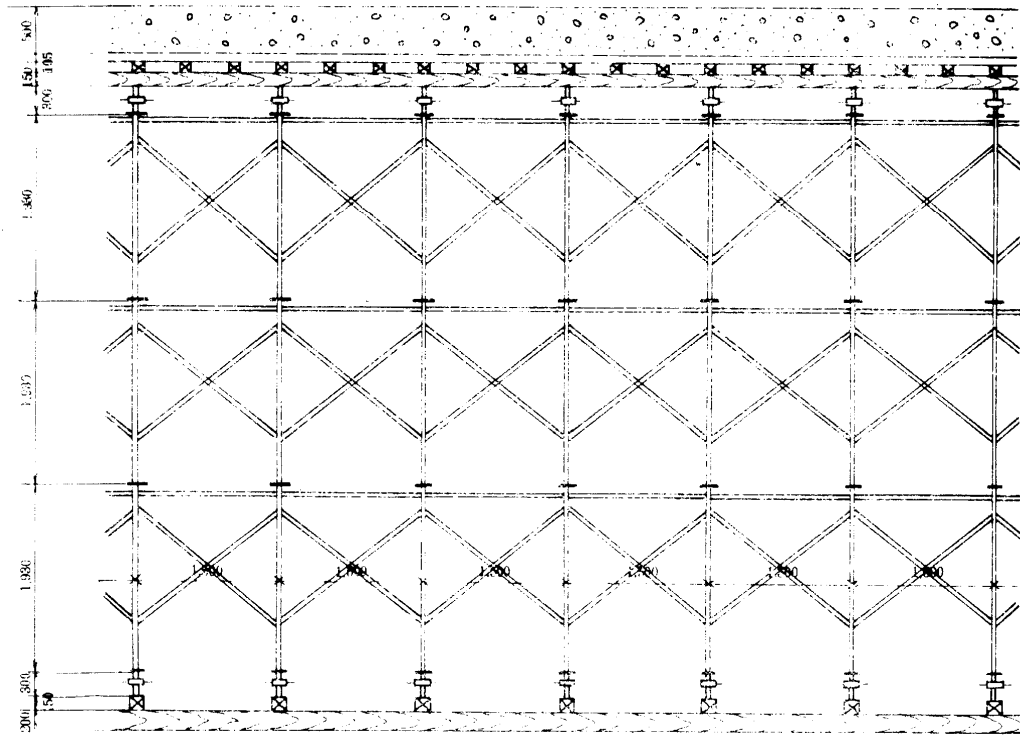
せん断抵抗力

$$P_s = 117.6 \times 3.8 \times 10^2 = 44.7 \text{ kN/本}$$

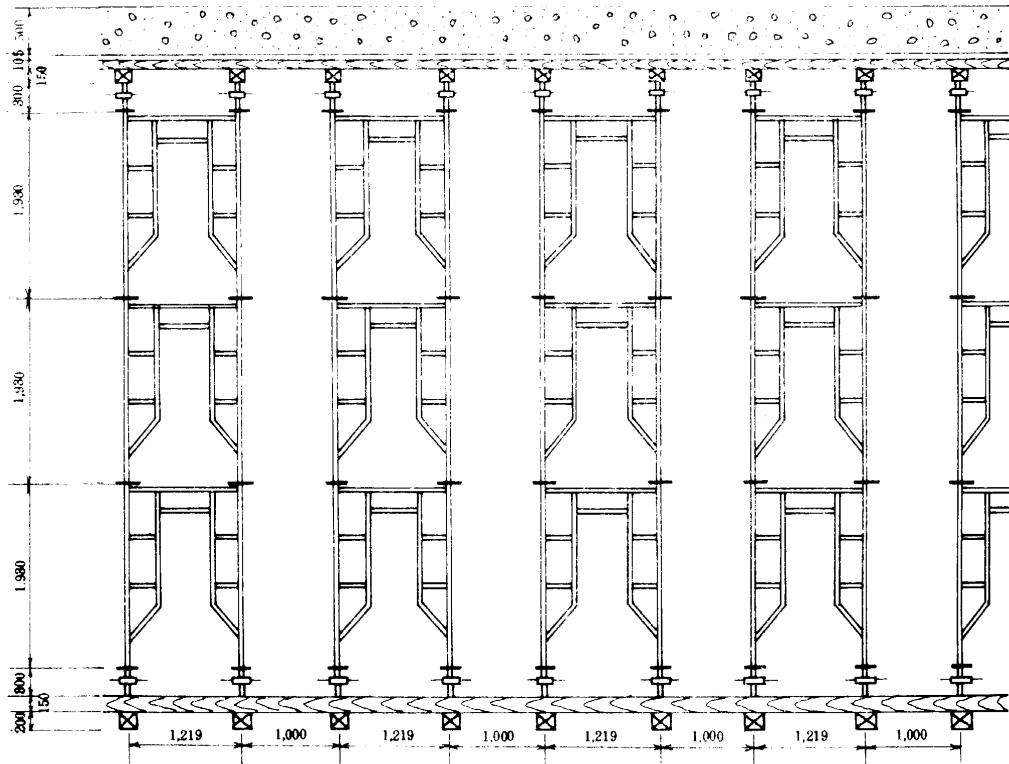
$$n = \frac{665.1}{44.7} = 14.88 \text{ 本}$$

故にアンカーボルトは 16 本以上必要となる。

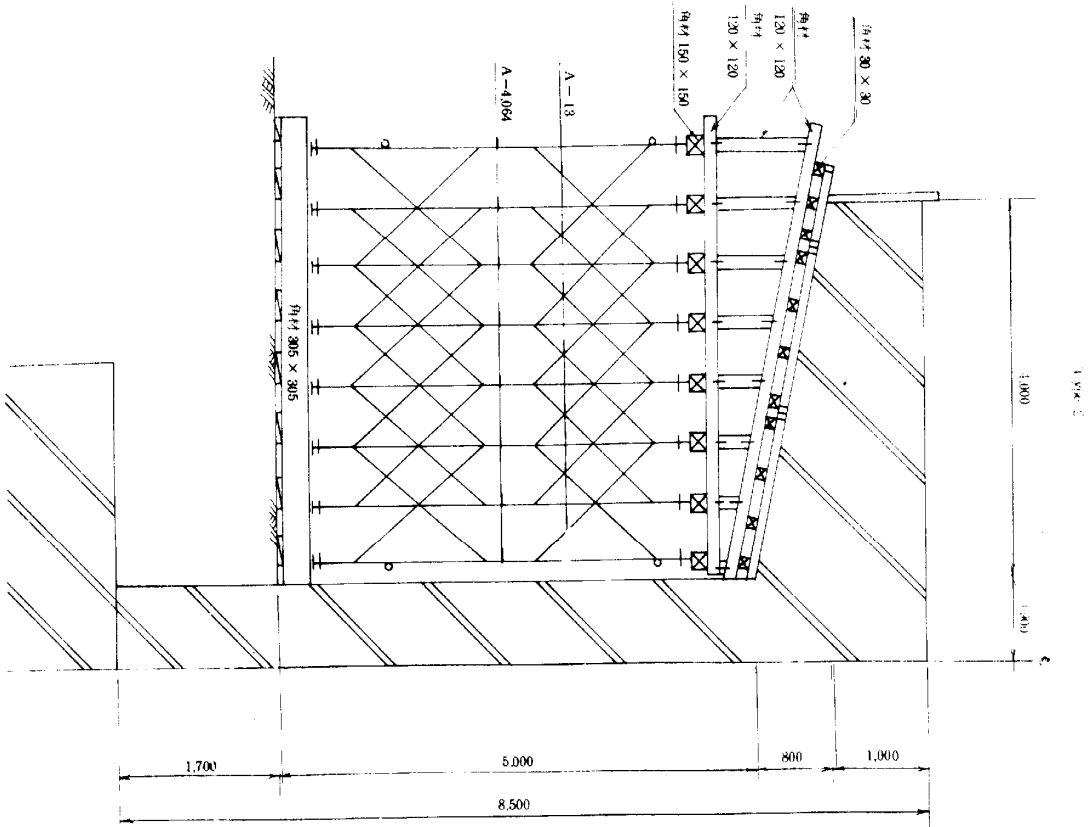
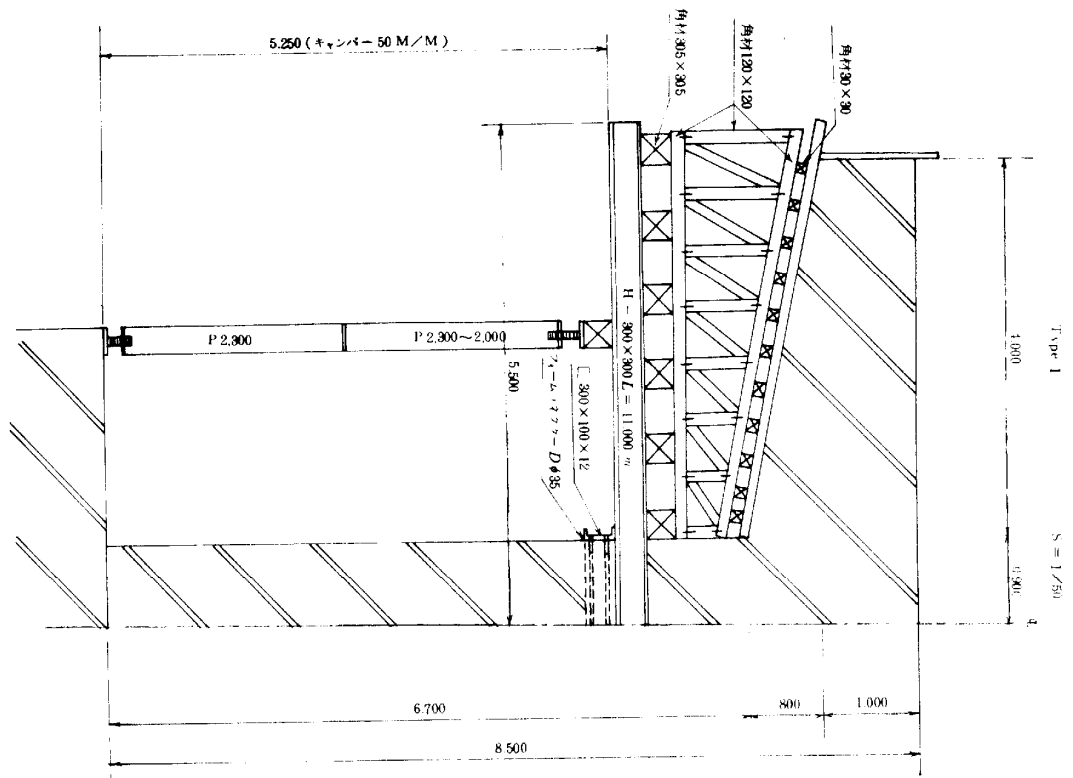
鳥居型支保工



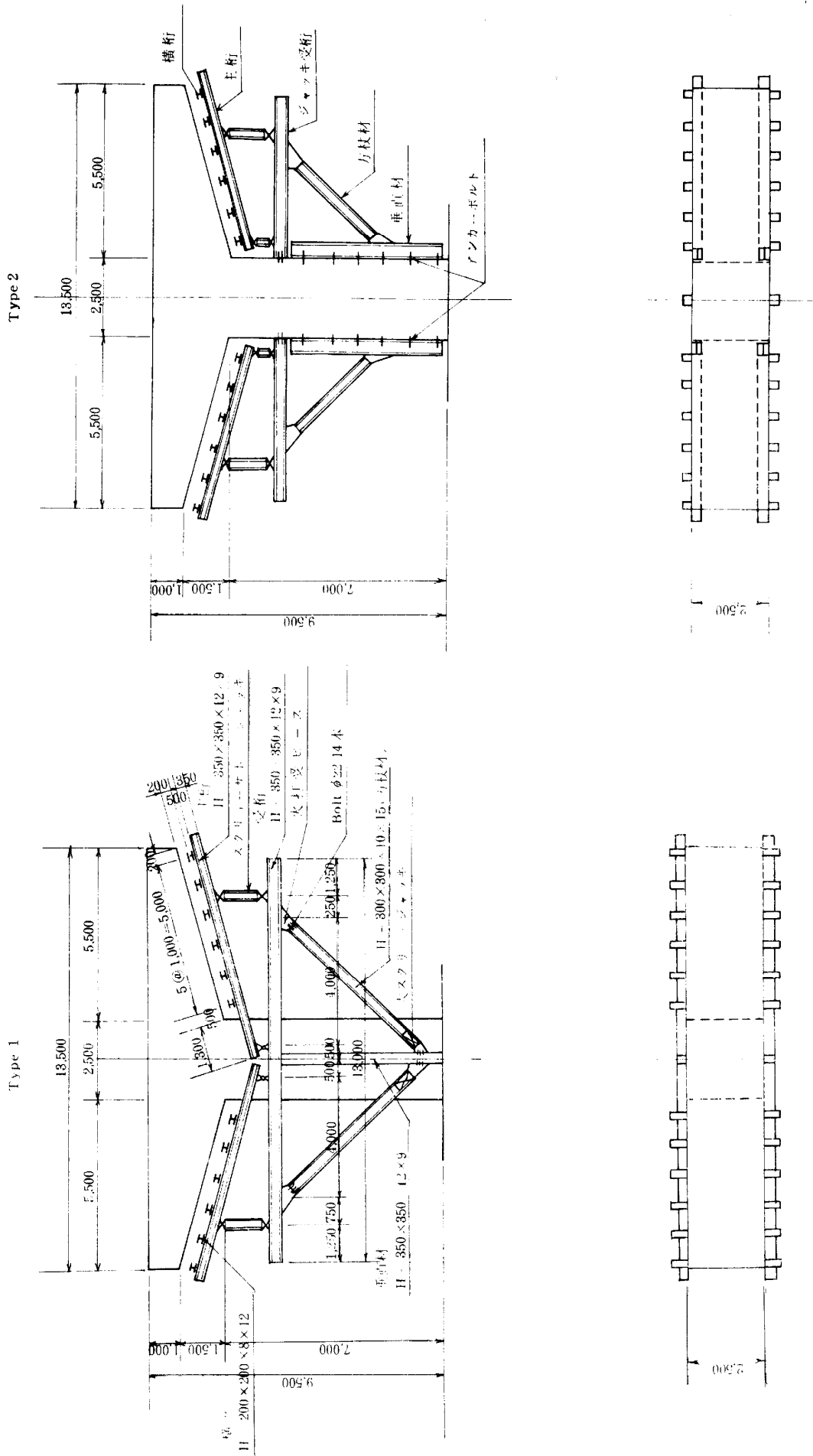
正面図



三角トラス支保工—その1 (2車線)



三角トラス支保工—その2 (4車線)



4-5 橋梁上部工支保工

中空床版橋及び箱桁橋の型わく、支保工及び基礎についての計算例を示す。

例とした橋梁規模は次の通りである。

中空床版橋

橋長	: 77.550m
支間	: 25.400m + 25.850m + 25.400m
幅員	: 8.00m
桁下空間	: 8.500m
支保工	: 地上基礎, わく組式支保工
型わく	: 木製型わく

箱桁橋

橋長	: 45.000m
支間	: 43.710m
幅員	: 10.500m
桁下空間	: 12.000m
支保工	: H鋼杭基礎, 支柱式支保工

4-5-1 設計条件

コンクリート単位重量		$W_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
作業荷重		$W_{l1} = 3.4 \text{ kN/m}^2$
型わく荷重		$W_{l2} = 0.5 \text{ kN/m}^2$
水平荷重	支柱支保工	5.0%
	わく組支保工	2.5%
たわみ	型わく	$\delta_a \leq 3.0 \text{ mm}$
	支保工	$\delta_a \leq 0.816\sqrt{L} \text{ m}$
基礎地盤	平均N値 10 程度以上	
許容値の割り増し	型わく 1.0	
	支保工 1.0	
弾性係数	合板 $12 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$	
	角材 $7.0 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$	
	鋼材 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	

4-5-2 許容応力度

許容曲げ応力度

合板		$\sigma_a = 16.5 \text{ N/mm}^2$
角材		$\sigma_a = 10.5 \text{ N/mm}^2$
鋼材	S S 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$
	S T K 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$

許容引張応力度

鋼材	S S 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$
	S T K 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度

角材		$\sigma_a = 9\text{N/mm}^2$
鋼材	S S 400	$\sigma_a = 160\text{N/mm}^2$
	S T K 400	$\sigma_a = 160\text{N/mm}^2$

許容せん断応力度

角材		$\tau_a = 0.75\text{N/mm}^2$
鋼材	S S 400	$\tau_a = 100\text{N/mm}^2$
	S T K 400	$\tau_a = 100\text{N/mm}^2$
高力ボルト	F 10 T	$\tau_a = 150\text{N/mm}^2$

4-5-3 中空床版橋（枠組式支保工）

支保工は、わく組支保工とし図 11-3 の様にわく組にビディわくを使用する。

設計荷重

コンクリート荷重及び作業荷重を主桁底板巾内の支保工で支持すると考え、底板巾内の等分布荷重に換算する。

$$\text{中空断面 } A = 5.85 \times 1.25 - \frac{\pi \times 1.0^2}{4} \times 4 = 4.173\text{m}^2$$

$$\text{充腹断面 } A = 5.85 \times 1.25 = 7.313\text{m}^2$$

$$W_d = \frac{1}{25.85 \times 5.85} \times (4.173 \times 11.775 \times 2 + 7.313 \times 2.3) \times 24.5 = 18.6\text{kN/m}^2$$

設計荷重時

$$\text{コンクリート荷重 } W_d = 18.6\text{kN/m}^2$$

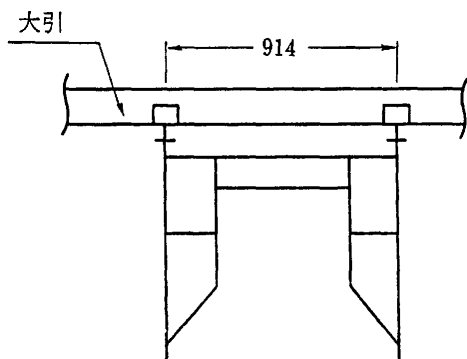
$$\text{作業荷重 } W_i = 3.9 \times \frac{9.0}{5.85} = 6.0\text{kN/m}^2$$

$$= 24.6\text{kN/m}^2$$

(1) 大引の検討

ビディわくを図 11-3 のように 914mm 間隔に設置すると大引に加わる荷重 W は

$$W = 24.6 \times 0.914 = 22.5\text{kN/m} = 22.5\text{N/mm}$$



角鋼管 100×100×3.2 を使用する。

$$Z = 37.5\text{cm}^3 = 37.5 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$I = 187\text{cm}^4$$

$$M = \frac{22.5 \times 914^2}{8} = 2549551\text{N}\cdot\text{mm}$$

$$\sigma = \frac{2349551}{37.5 \times 10^3} = 63\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2$$

$$\delta = \frac{5 \times 22.5 \times 914^4}{384 \times 2.0 \times 10^5 \times 187 \times 10^4}$$

$$= 0.55\text{mm} < 0.816\sqrt{L} = 8.0\text{mm}$$

(2) わく組支保工の検討

図 11-3・図 11-4 のように巾 914mm のビディわくを 914mm 間隔に主桁底板部に 5 わく、両張出し部に巾 1219mm 1 わくずつ計 7 わく使用する。

(a) 主桁底板部ビディわく

前記の様にコンクリート荷重及び作業荷重の全部を主桁底板部の5わくのビディわくで支持するものとし、ビディわく4段の荷重を考慮すると(ビディわく1段につき0.2kN/m²)

$$P = (24.6 \times 0.914 \times 5.85 + 0.2 \times 4 \times 0.914 \times 5.85) \times 1/5 = 27.2 \text{ kN} < 50 \text{ kN}$$

(b) 主桁張出し部ビディわく

張出し部ビディわくも一応コンクリート荷重及び作業荷重を支持すると考えると、
張出し部1わく当り

コンクリート荷重

$$\{(0.2 + 0.343) \times 1.128 \times 1/2 + (0.343 + 0.849) \times 0.447 \times 1/2\} \times 24.5 \times 0.914 = 12.8 \text{ kN}$$

$$\text{作業荷重 } 3.9 \times 1.575 \times 0.914 + 0.2 \times 5 \times 0.914 \times 1.575 = 7.05 \text{ kN}$$

$$19.9 \text{ kN} < 50 \text{ kN}$$

(3) 水平力に対する検討

水平荷重は型わくがほぼ水平の場合、鉛直荷重の2.5%となる。よって水平力Hは、

$$H = (24.6 \times 25.85 \times 5.85 + 19.9 \times 25.85 / 0.914 \times 2) \times 0.025 = 121 \text{ kN}$$

(a) 橋軸方向水平力に対する検討

水平力は単管パイプを各橋台(橋脚)に突当てることにより支えられる。

単管パイプの許容座屈応力は、安衛則第241条より

許容座屈応力 σ_c は次により求めた値以下とする。

$$l/i \leq \Lambda \text{ の場合 } \sigma_c = \frac{[1 - 0.4\{(l/i)\Lambda\}^2]}{\nu} \times F$$

$$l/i > \Lambda \text{ の場合 } \sigma_c = [0.29/\{(l/i)\Lambda\}^2] \times F$$

l : 支柱の長さ (cm) (ただし拘束点間の最大長さ)

i : 支柱の最小断面二次半径 (cm)

Λ : 限界細長比

$$\Lambda = \sqrt{(\pi^2 E / 0.6 \cdot F)}, \quad \pi : \text{円周率}, \quad E : \text{ヤング係数 (N/mm}^2\text{)}$$

σ_c : 許容座屈応力の値 (N/mm²)

ν : 安全率

$$\nu = 1.5 + 0.57\{(l/i)/\Lambda\}^2$$

F : (降伏点) 又は (引張強さ $\times 0.75$) のいずれか小さい値

単管パイプ3種 ($\phi 48.6 \times 2.4$) を使用すれば、

$$\text{断面積 } A = 3.48 \text{ cm}^2 = 348 \text{ mm}^2$$

$$\text{断面二次半径 } i = 1.64 \text{ cm}$$

$$\text{許容圧縮応力度 } \sigma_c = 160 \text{ N/mm}^2$$

l = 2.0m とすれば

$$l/i = 200/1.64 = 122$$

$$l/i > \Lambda = \sqrt{(3.14^2 \times 2.0 \times 10^5 / 0.6 / 240)} = 117$$

$$\sigma_c = [0.29/\{(200/1.64)/117\}^2] \times 240 = 64 \text{ N/mm}^2$$

よって許容軸圧縮力Nは、

$$N = A \cdot \sigma_c = 348 \times 64 = 22.2 \text{ kN/本}$$

各橋台（橋脚）に突当てる単管パイプの本数を 12 本とすれば、

$$HR = 22.2 \times 12 = 266\text{kN} > 121\text{kN}$$

又、クランプの許容伝達力は 350kg/個であるので、

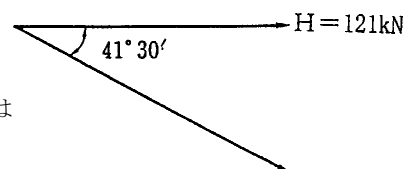
$$N = 121 / (12 \times 3.4) = 3.0$$

単管パイプ 1 本当たり 3 個以上のクランプが必要である。

(b) 橋軸直角方向水平力に対する検討

水平力は単管パイプをビティわくに約 35° に配置することにより受け持たせる。

$$H' = H \times \frac{1}{\cos 41^\circ 30'} = 121 \times 1.355 = 164\text{kN}$$



単管パイプの軸圧縮に対する許容値は前項より 22.2kN 程度は考えられる。又、許容引張力については、パイプ本体では、

$$160 \times 348 = 55680\text{N} = 56\text{kN}$$

であるが、継手部については摩擦形継手金具（クランプ）で 3.43kN/個、せん断継手金具（単管ジョイント）で 7.35kN/個となる。よって、クランプを使用し足場パイプによる筋違いを 10 本使用するとパイプに加わる力 F は、

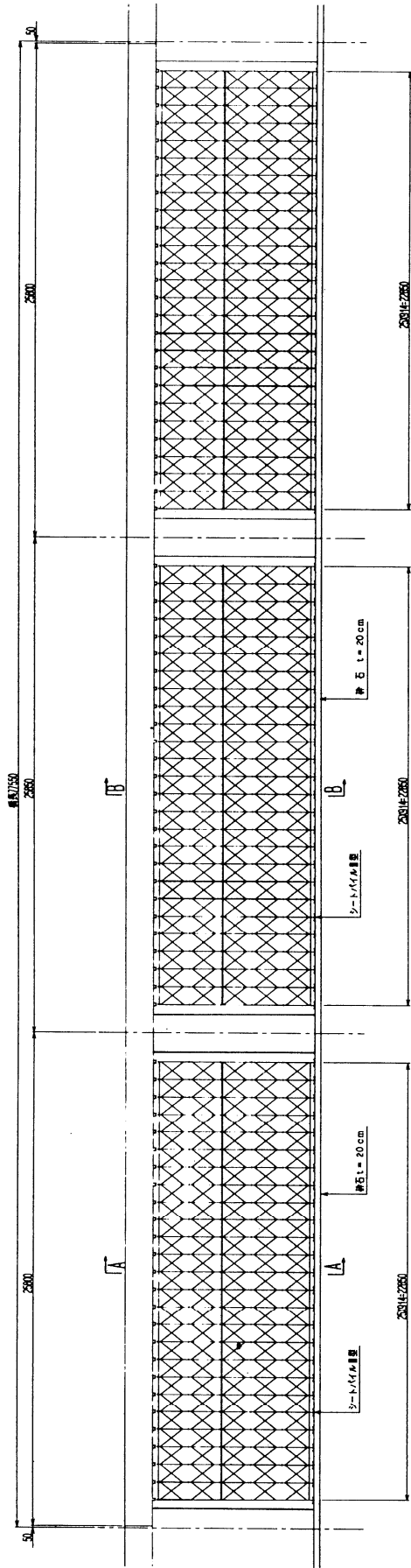
$$F = 10 \times 22.2 = 222\text{kN} > 158\text{kN}$$

又、クランプの許容伝達力は

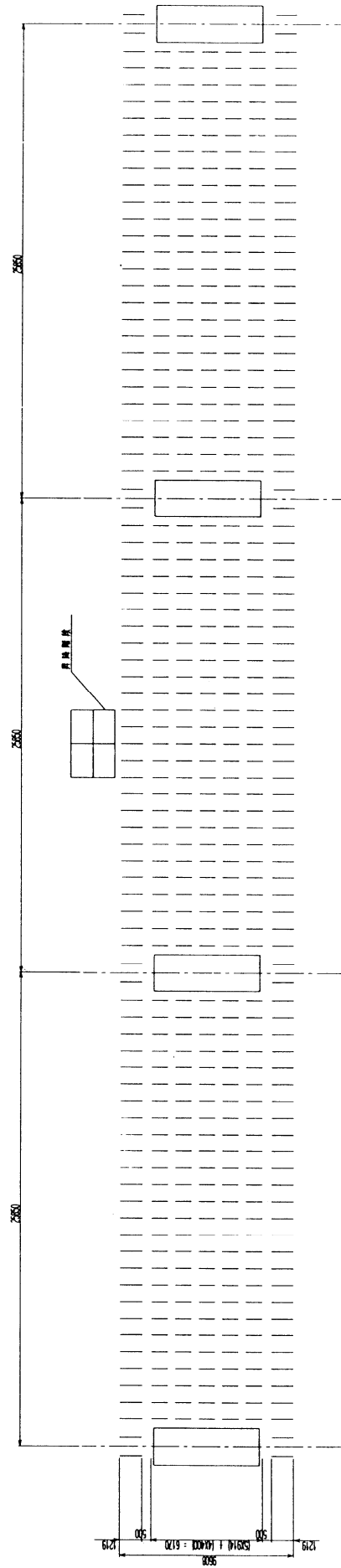
$$N = \frac{158}{3.4 \times 10} = 4.6 \text{ 個}$$

よって単管パイプ 1 本あたり 5 個以上使用する。

側面図



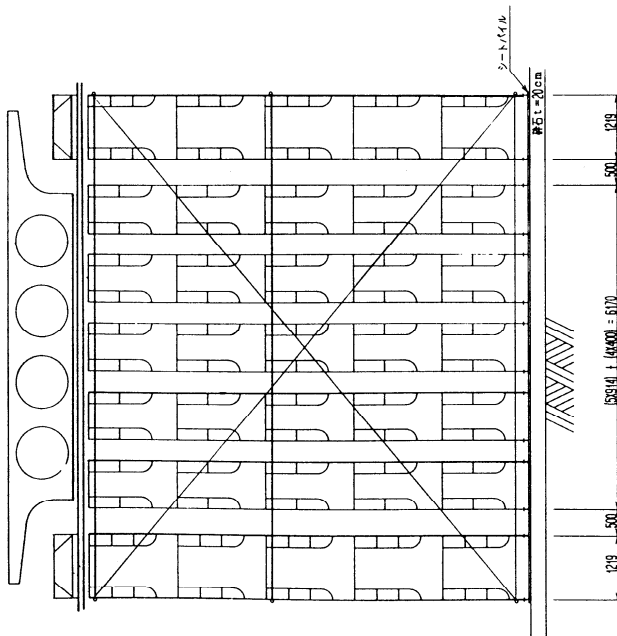
平面図



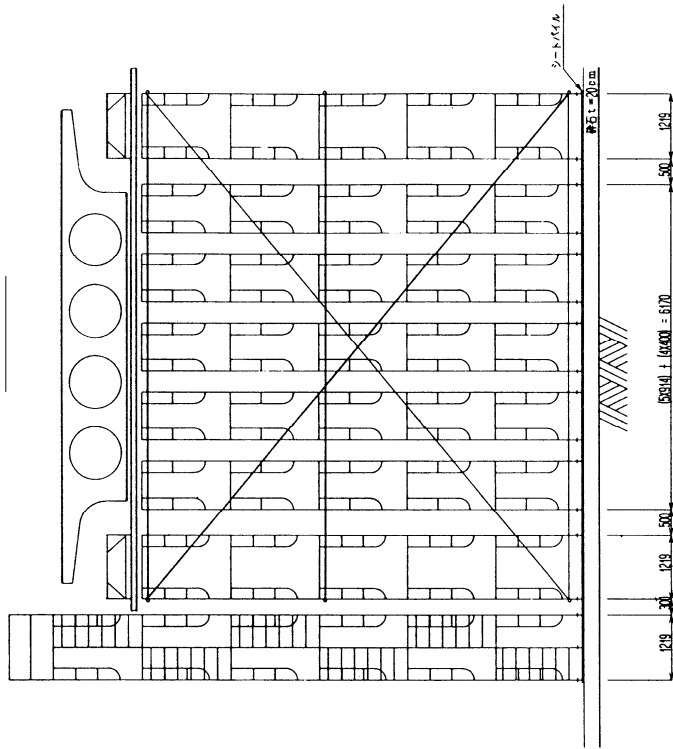
わく組支保工一般図

断面図

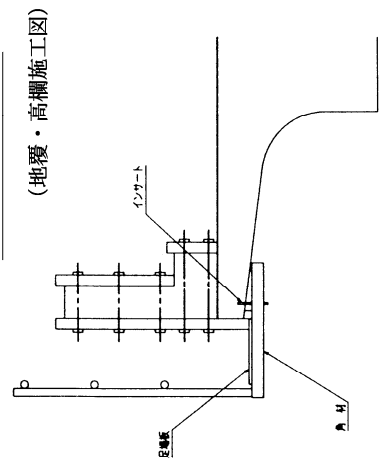
断面A-A



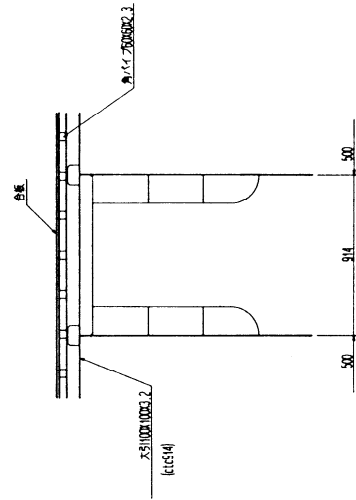
断面B-B



足場及び型枠計画図



断面詳細図



わく組支保工一般図

4-6 支保工の種類

支保工 — ①支柱式支保工 — ②鋼管支柱式 — ③単管支柱式

支柱式支保工は、支柱材に単管、パイプサポート、枠組式支保工、四角支柱及びH形鋼等を用いた構造であり、水平方向の剛性を高めるために単管等を用いて、水平継ぎ及び筋かいで補強したものである。

【解説】

支柱式支保工は、型枠を支える支柱部材を多数使用した構造である。この型式はこのように多数の支柱を必要とするため、転用組立、解体等を考慮して支柱材の規格化が進んでおり、現在数多くの製品が開発利用されている。また、支柱式支保工は、地形が平坦かつ支持地盤条件が良好で、支保工高が低い場合に多く使用されている。

- ②梁式支保工 — ③形鋼梁式 — I形鋼 — H形鋼
- ④組立梁式 — ⑤軽量型支保梁 — ⑥重量型支保梁
- ⑦張出し式支保工 (プラットフォーム式支保工)
- ⑧その他の支保工

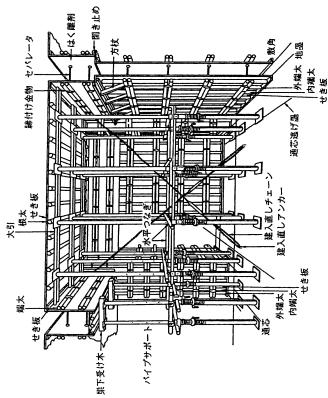
②鋼管支柱式

③単管支柱式

単管支柱式支保工は、足場用鋼管を用いて型枠を支持する方式で、単独で用いられることは少なく、他の支保工と組合せて補助的に用いることが望ましい。なお、単管支保工のみで大規模な支保工に用いる場合、組立・解体方法や支保工の緊結方法等を十分に検討する必要がある。

④パイプサポート

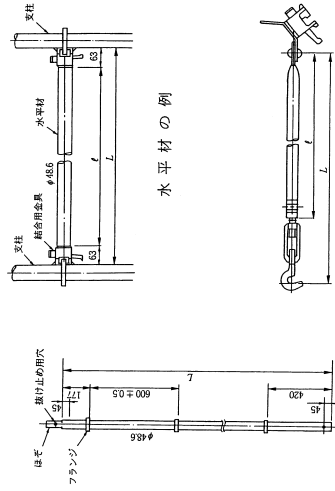
パイプサポートは、橋梁床版工事や、鉄筋コンクリートスラブ等、比較的支柱高の低い所に使用されている支保工型式である。



パイプサポートの使用例

⑤くさび結合式

くさび結合式支保工は、支柱及び水平材等にあらかじめ結合用金具が溶接されているため、各部材の結合がワンタッチで行え、組立、解体が容易にできるという利点がある。また、組立方法によっては大荷重にも耐えることができるため、大きな支持力が必要な場合にも使用される。



水平材の例

⑥枠組式 — ⑦枠組式 (鳥居型) — ⑧三角枠組式

⑨組立鋼柱式 — ⑩四角支柱 — H形鋼

⑪形鋼支柱式 — H形鋼

支柱の例

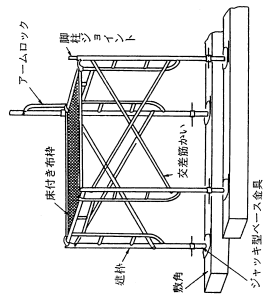
斜材の例

くさび結合式支保工の部材の例

- ①支柱式支保工
- ②鋼管支柱式支保工
- ③単管支柱式
- ④バイブサポート
- ⑤くさび結合式

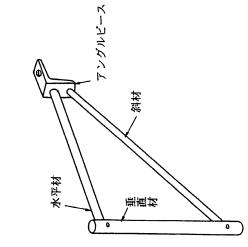
⑥枠組式支保工 (鳥居型)

枠組式支保工は、建築用足場材として開発された鋼管製の枠（以下、建枠という）を多層スパンに組立て、支保工として用いたものであり、組立・解体が容易で広く用いられている。
 鋼管枠組式支保工の主材料は、一般炭素鋼管からなり鳥居型に組立加工したフレームを所定の高さに組立て、布枠、筋かい等で剛性を図り、コンクリート高重を支持する支保工型式である。
 枠組式支保工の基本構造は、2組の建枠と水平方向の布枠及び交差筋かいで構成され、鉛直方向の継手には連結ピンが使用されている。

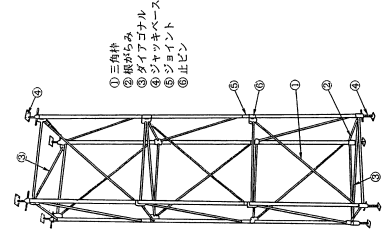


枠組式支保工の基本構成

⑧三角枠組式支保工は、直角三角形の鋼管枠を三角断面、あるいは四角断面の塔状に組み上げた構造の支保工である。
 この支保工は、基本形が三角形であるために、極めて安定した構造で、垂直材の接続が唯一の作業手間であり、組立解体が容易な構造である。
 三角枠の部材名称は図2-5-4のとおりである。



三角枠の部材名称

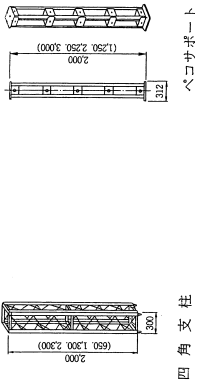
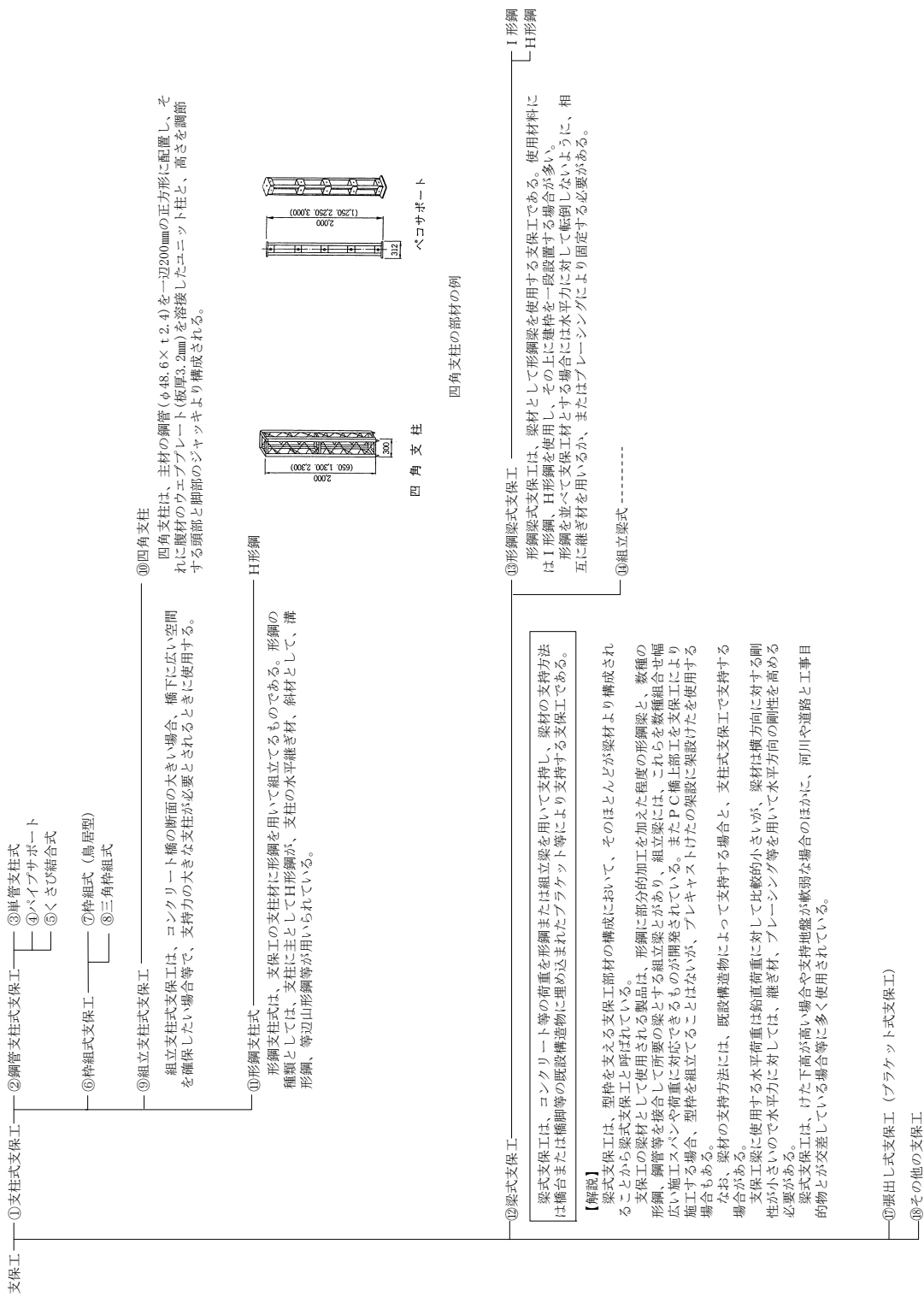


四角形構造

三角形構造

三角枠組式支保工の組立て例

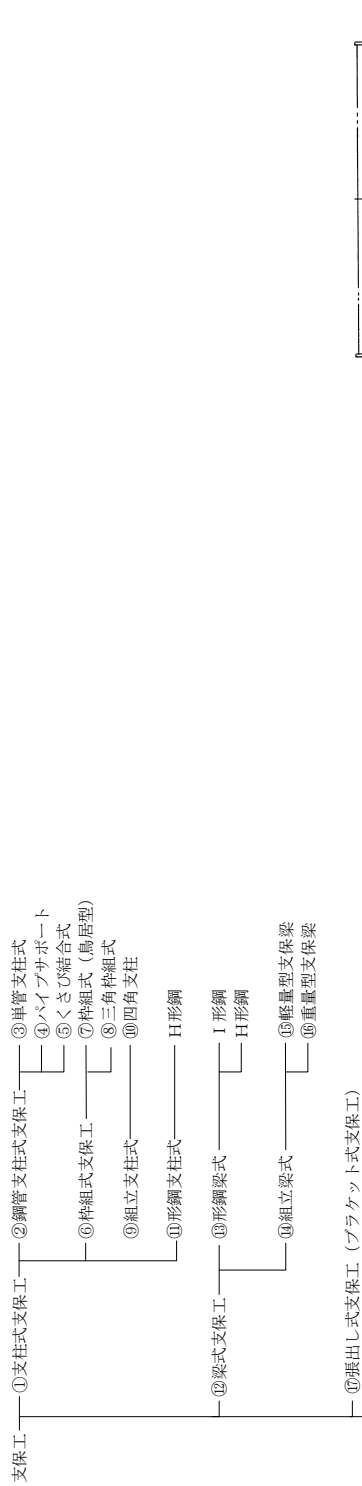
- ⑨組立支柱式
- ⑩四角支柱
- ⑪形鋼支柱式
- H形鋼



四角支柱の部材の例

四角支柱

I形鋼
H形鋼



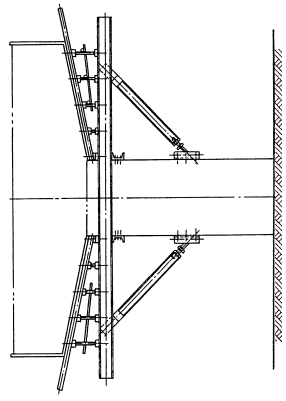
⑰張出し式支保工（ブラケット式支保工）
 張出し式支保工は、橋梁工事のスラブ（合成けた、PCけた等のスラブの突縁部）の張出し部等の工事において、地上から高い場合や障害物があり他の型式の支保工が使えない場合に使用する型式である。

【解説】
 構造を大別すると、ブラケット式、トラス型ブラケット式、方杖式の3種類に区分される。ブラケット式、トラス型ブラケット式は、構造物にアンカーボルトで取り付けるため、その支持力はアンカーボルトの引張強度または付着強度で決まる場合があるので、この部分の検討を十分に行い、あらかじめ計画しておかなければならない。これに対し方杖式は、主材連続梁の張出し部に方杖を取付けるため信頼感があり、かなりの支持力が期待できる型式である。

⑱その他の支保工
 その他の支保工としては、同一の構造物を施工する場合に、支保工をその都度解体せず、順次次の構造物へ転用するいわゆる広義の移動式支保工がある。

【解説】
 通常の支保工はコンクリート打設後、所定強度に達すると組立時とは逆の工程で、支保工を解体し、転用のため次の架設地点（建設現場）へ運搬される。
 移動式支保工は、同一の構造物に対して支保工設備をほとんどそのままの構造物へ移動し、何回も転用するもので、構造物の急進施工を図ると同時に省力化、経済性の向上等を図る工法であり、特に橋梁上部工施工の分野で目ざましい発展をあげている。
 橋梁工事においては、大型移動式支保工法、場所打片持架設工法、押出し工法等により、施工がなされている。また、トンネル工事のセントラル、沈埋トンネルのトラペラー等も移動式支保工の一種と考えられる。
 以下に大型移動式支保工法に用いる支保工設備について概説する。

- ・大型移動式支保工
 大型移動式支保工架設工法は、支保工、型枠設備、荷役設備等が一体となった移動式支保工設備により、一役間ごとに移動しながら躯体を構築していくもので、一定の規模以上の多径間橋梁等で有利な架設工法である。また、大型移動式支保工設備は、高度に機械化されており、急速施工、省力化を可能にするともに施工管理が容易である。
 大型移動式支保工設備には多くの種類があるが、支保工型式は荷重を支持する主構が躯体の下側に配置されるサポートタイプと、橋梁工事等の場合の様に、主構が橋体の上側に配置されるハンガンタイプに分けられる。



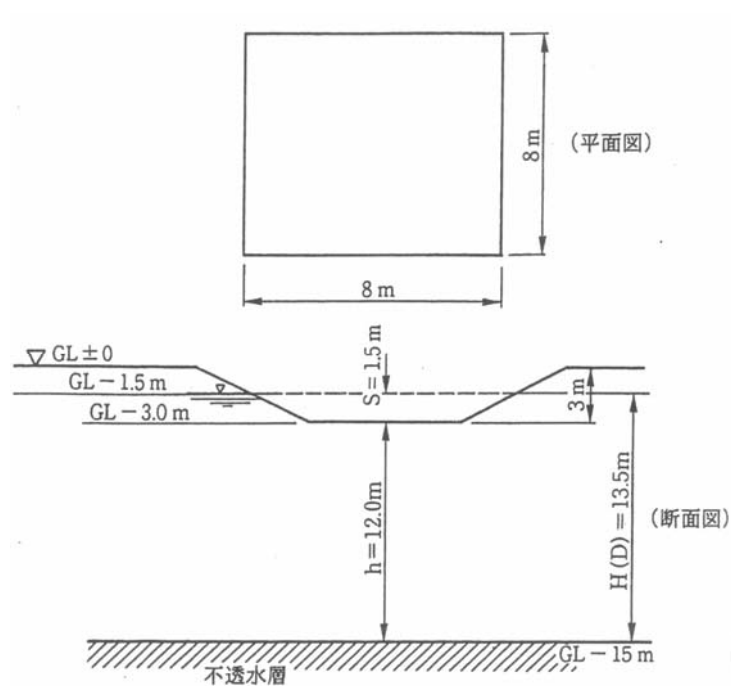
T型橋脚張出し部（方杖式）の施工例

5. 水替工

5-1 設計条件

下図に示す掘削形状におけるポンプ排水工法の設計計算例を示す。

掘削	8m×8m×3m
不透水層から自然水位までの距離	H=13.5m
地下水位	GL-1.5m
計画水位	GL-3.0m
透水係数	$k=2.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$
帯水土層	砂



掘削形状概要

5-2 仮想井戸半径

敷地が正方形なので次式による。

$$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{64}{\pi}} = 4.5\text{m}$$

ここに、
 r_0 : 仮想井戸半径 (m)
 A : 掘削場の面積 (m^2)
 π : 円周率

5-3 影響半径

・Kusakin の式

$$\begin{aligned} R &= 575 s \sqrt{D k} \\ &= 575 \times 1.5 \times \sqrt{13.5 \times 2 \times 10^{-2} \times 10^{-2}} \\ &= 45 \text{m} \end{aligned}$$

・Seichardt の式

$$\begin{aligned} R &= 3,000 s \sqrt{k} \\ &= 3,000 \times 1.5 \times \sqrt{2 \times 10^{-2} \times 10^{-2}} \\ &= 64 \text{m} \end{aligned}$$

ここに、
 R : 影響半径 (m)
 s : 水位低下量 (m)
 D : 帯水層厚 (m)
 k : 透水係数 (m/s)

よって、大きい方を採用し 64m とする。

5-4 排水量の計算

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{2.3 \log_{10} R/r_0} \sqrt{\frac{t + 0.5r_0}{h}} \sqrt{\frac{2h - t}{h}} \\ &= \frac{\pi \times 0.02 \times 10^{-2} \times (13.5^2 - 12.0^2)}{2.3 \times \log_{10} 64/4.5} \sqrt{\frac{0 + 0.5 \times 4.5}{12.0}} \sqrt{\frac{2 \times 12 - 0}{12.0}} \\ &= 0.00555 \text{m}^3/\text{s} = 0.3 \text{m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

ここに、
 Q : 排水量 (m³/s)
 π : 円周率
 k : 透水係数 (m/s)
 H : 初期地下水位 (m)
 h : 内水位 (定常状態) (m)
 R : 影響半径 (m)
 r₀ : 仮想井戸半径 (m)
 t : 内水位以深の井戸の長さ (m)

5-5 ポンプ台数

$$\begin{aligned} N &= \frac{Q}{n q} = \frac{0.3}{0.7 \times 0.5} \\ &= 0.85 \approx 1 \text{台} \end{aligned}$$

ここに、
 N : ポンプ台数 (使用ポンプ : 全揚程 20m, 吐出量 q=0.5m³/min, ポンプ効率 n=0.7)
 Q : 全揚水量 (m³/min)
 q : ポンプ 1 台の吐出量 (m³/min)
 n : ポンプ効率

6. 鋼矢板現場溶接継手

6-1 現場溶接継手計算方法

(1) 前提条件

溶接継ぎ部は、次の前提条件のもとに設計を行なうものとする。

- (I) 溶接継ぎ箇所は図-1 に示すように、隣接する鋼矢板の継ぎ箇所と同一水平面上に並ばないように配置するものとする。
- (II) 溶接継ぎの断面形状は、図-2 に示すように鋼矢板間を突き合わせ溶接し、不足断面を補強板で補なうものとする。
- (III) 溶接継ぎの断面設計にあたっては、素材断面部と同様、許容応力度法によるものとする。
- (IV) 断面力には曲げモーメントをはじめ、軸力、せん断力等があるが、通常鋼矢板の断面は完成時における曲げモーメントによって決定されるため、断面の設計にあたっては素材断面部と等価な曲げ耐力を有するものとする。ただし、打設施工時においては大きな軸圧縮力が作用するため、溶接継ぎ部の純断面積は素材の断面積以上とする。

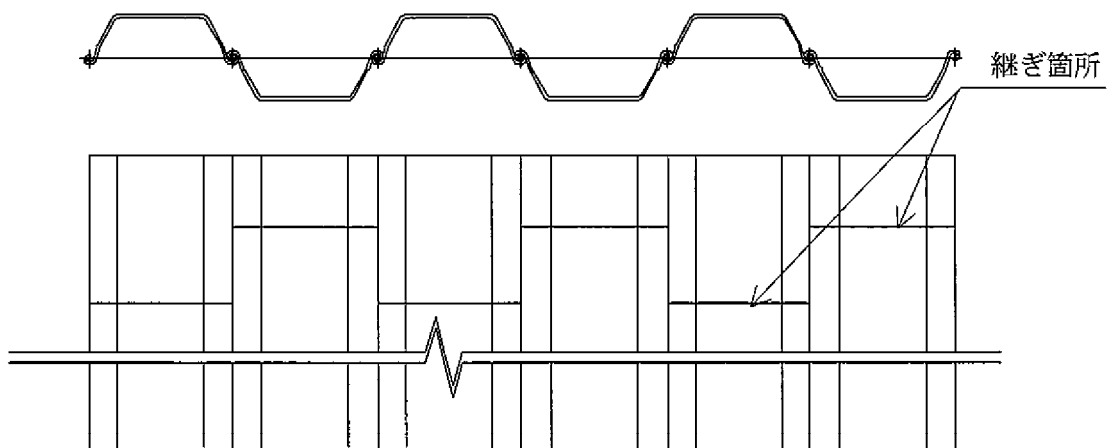


図-1 溶接継ぎ箇所の配置

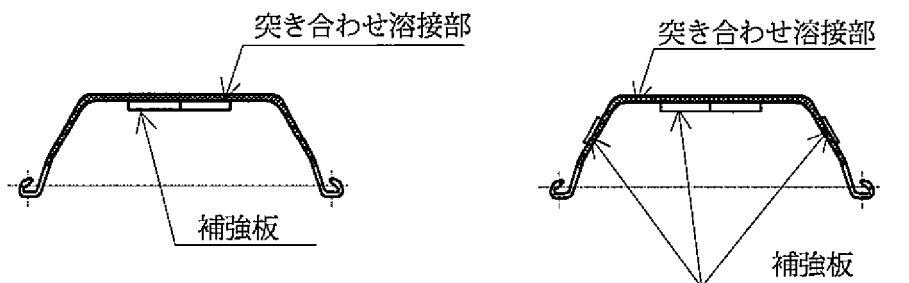


図-2 溶接継ぎ断面形状

(2)許容応力度

許容応力度は次の値を用いるものとする。

(I)鋼矢板および補強板の許容応力度

(N/mm ²)				
	記号	曲げ引張応力度 (純断面積につき)	曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	せん断応力度 (総断面積につき)
鋼矢板	SY295	180	180	100
	SY390	235	235	125
補強板	SM490A	185	185	105

(II)溶接部の許容応力度

強度の異なる鋼材を接合するときは、強度の低い方の鋼材に対する値をとるものとする。

(N/mm ²)					
溶接の種類		応力度の種類	鋼矢板		補強板
			SY295	SY390	SM490
工場溶接	突合せ 溶接	圧縮	180	235	185
		引張 ¹⁾	180	235	185
		せん断	100	125	105
	すみ肉溶接	せん断 ²⁾	100	125	105
現場溶接		それぞれの場合について上記の80%または90%とする ³⁾			

(港湾の施設の技術上の基準・同解説(1999年版)および漁港の技術指針1999年版による)

- 注) 1)十分な溶接を行えない場合には、上記の値の85%とする。
2)すみ肉溶接の設計は、すべてせん断力によるものとする。
3)港湾基準では90%、漁港の技術指針では80%とする。

(3)設計計算法

溶接継ぎ箇所を図-1のように配置した場合、継ぎ断面は図-3に示すような一組の断面によって代表される。

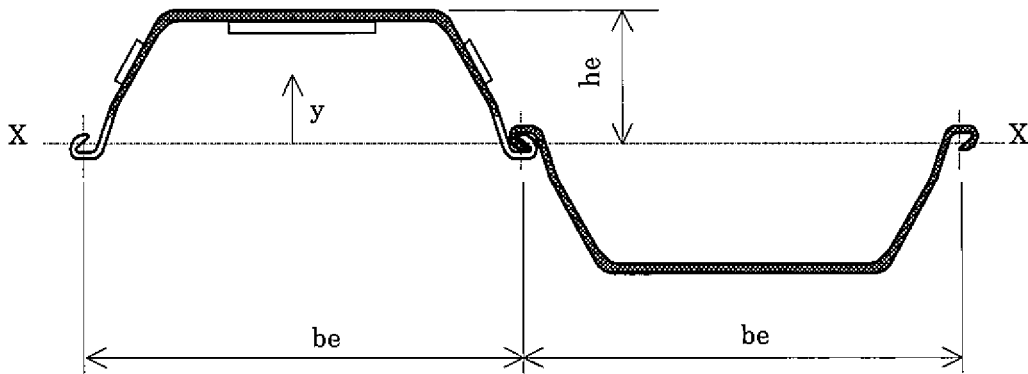


図-3 溶接継ぎ断面

断面は(1)式および(2)式を満足しなければならない。

$$A_w + \sum A_p \geq A_s \dots\dots\dots(1)$$

$$\sigma_y = \frac{2b_e \cdot \sigma_{sa} \cdot Z_s}{100 I_j} \cdot |y| \leq \sigma_{ya} \dots\dots\dots(2)$$

- b_e ; 鋼矢板の有効幅(mm/枚)
- A_s ; 鋼矢板の断面積(mm²/枚)
- A_w ; 突合せの溶接部の断面積(mm²/枚)
- A_p ; 補強板の断面積(mm²/枚)
- σ_{sa} ; 鋼矢板の許容曲げ応力度(N/mm²)
- σ_{ya} ; X軸から距離 y の位置における材料の曲げ応力(N/mm²)
- σ_y ; X軸から距離 y の位置における発生曲げ応力(N/mm²)
- Z_s ; 鋼矢板壁の断面係数(mm³/m)
- I_j ; 図-3にみられる一組の鋼矢板の断面二次モーメント(mm⁴)

$$I_j = \frac{b_e}{100} I_s + I_w + \sum I_p$$

- I_s ; 鋼矢板壁の断面二次モーメント(mm⁴/枚)
- I_w ; 突合せ溶接部の断面二次モーメント(mm⁴/枚)
- I_p ; 補強板の断面二次モーメント(mm⁴/枚)

補強板の長さは、形状により(3)式又は(4)式で与えられる。

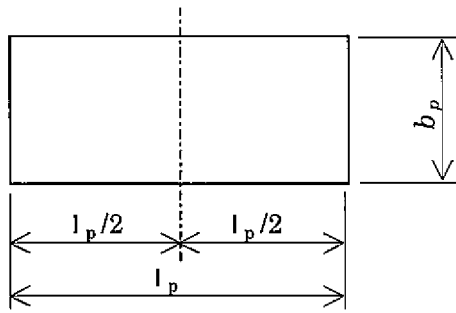


図-4a 矩形補強板

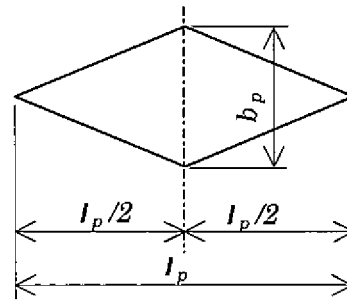


図-4b 菱形補強板

(I) 矩形補強板の場合

$$\left| \frac{\sigma_u + \sigma_l}{2} \right| \cdot \frac{A_p}{\frac{S}{\sqrt{2}}(b_p + l_p)} \leq \tau_{wa} \dots \dots \dots (3)$$

(II) 菱形補強板の場合

$$\left| \frac{\sigma_u + \sigma_l}{2} \right| \cdot \frac{A_p}{\frac{S}{\sqrt{2}}\sqrt{b_p^2 + l_p^2}} \leq \tau_{wa} \dots \dots \dots (4)$$

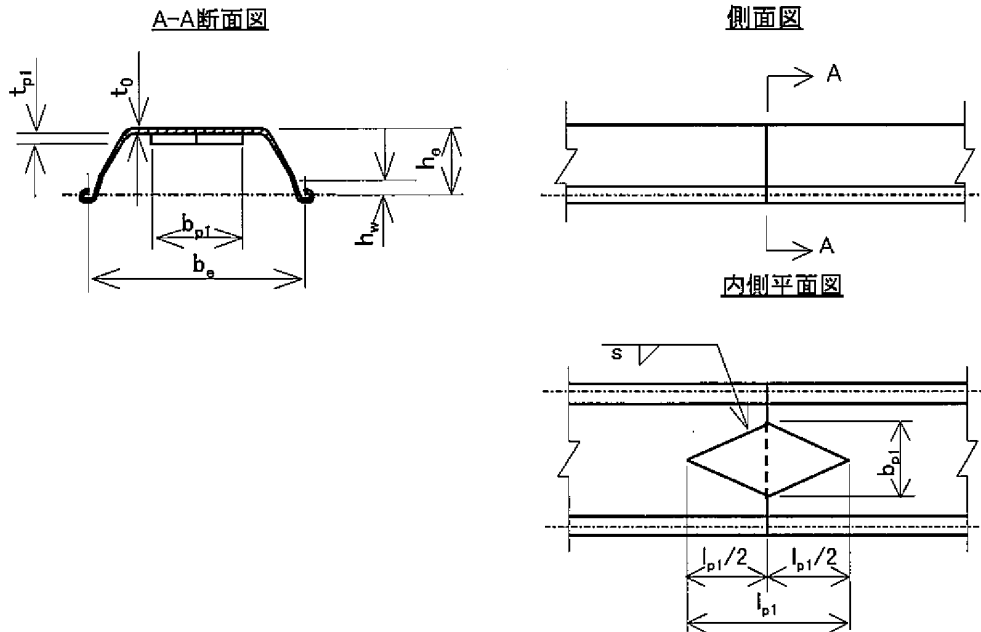
- b_p ; 補強板の幅(mm)
- l_p ; 補強板の長さ(mm)
- A_p ; 補強板の断面積(mm²)
- S ; 隅肉サイズ(mm)
- σ_u ; 補強板に発生する最大曲げ応力度(N/mm²)
- σ_l ; 補強板に発生する最小曲げ応力度(N/mm²)
- τ_{wa} ; 隅肉溶接の許容剪断応力度(N/mm²)

6-2 現場溶接継手計算例 (SY295 SP-III)

溶接:	現場溶接
鋼矢板材質:	SY295
鋼矢板種類:	SP-III
許容応力:	工場溶接の 80 %

設計条件

JIS A 5528に規定された鋼矢板を現場溶接にて継ぎ足し加工を施す際の継手部を設計するものとする。
鋼矢板の材質は SY295、鋼矢板の種類は SP-III とする。



継手形状図

(i) 鋼矢板の断面諸元

有効幅; b_e =	400 mm	断面積; A_s =	7,642 mm ² /枚
有効高さ; h_e =	125 mm	断面係数 Z_s =	1,340 × 10 ³ mm ³ /m
ウェブ厚; t_p =	13 mm	断面二次モーメント; I_s =	16,800 × 10 ⁴ mm ⁴ /m

(ii) 突き合わせ溶接部の断面諸元

溶接縁までの高さ; h_w =	25 mm	断面積; A_w =	5,600 mm ² /枚
		断面二次モーメント; I_w =	6,467 × 10 ⁴ mm ⁴ /m

(iii) 許容応力度

現場溶接部の許容応力は、工場溶接の	80 %とすると、		
鋼矢板の許容応力度	; σ_{sa} =	180 N/mm ²	
補強板(SM490A)の許容応力度	; σ_{pa} =	185 N/mm ²	
現場突き合わせ溶接部の許容応力度	; σ_{wa} =	144 N/mm ²	(工場溶接の 80 %)
現場隅肉溶接部の許容せん断応力度	; τ_{wa} =	80 N/mm ²	(工場溶接の 80 %)

継手設計

(1) 式を用いて、補強板の必要面積を求める。

$$\Sigma A_p \geq A_s - A_w = 7642 \text{ mm}^2 - 5600 \text{ mm}^2 = 2042 \text{ mm}^2$$

ここで、鋼矢板のウェブ内側に幅 b_{p1} 、板厚 t_{p1} の補強板を取付ける。

溶接:	現場溶接
鋼矢板材質:	SY295
鋼矢板種類:	SP-III
許容応力:	工場溶接の 80 %

$$b_{p1} = 180 \text{ mm}, t_{p1} = 19 \text{ mm}, A_{p1} = b_{p1} \times t_{p1} = 3,420 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma A_p = A_{p1} = 3,420 \text{ mm}^2 \geq 2,042 \text{ mm}^2$$

次に(2)式を用いて、嵌合軸から距離yの点における曲げ応力度を求め。

$$I_p = b_e / 100 \cdot I_s + I_w + \Sigma I_p \quad \text{ここで、}\Sigma I_p \text{は、次式により与えられる。}$$

$$\Sigma I_p = 1/12 \times b_{p1} \times t_{p1}^3 + A_{p1} (h_e - t_0 - 1/2 \times t_{p1})^2$$

$$= 1/12 \times 180 \times (19)^3 + 3420 \times (125.0 - 13 - 1/2 \times 19)^2$$

$$= 3603 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\therefore I_j = 400 / 1,000 \times 16,800 \times 10^4 + 6,467 \times 10^4 + 3,603 \times 10^4 = 16,790 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_y = \frac{2 b_e}{1,000} \cdot \frac{\sigma_{sa} \cdot Z_s}{I_j} |y| = \frac{2 \cdot 400}{1000} \times \frac{180 \times 1340 \times 10^3}{16,790 \times 10^4} |y| = 1.149 |y|$$

ここで、突き合わせ溶接部の外縁応力度 σ_w および補強板の両縁応力度 σ_{pu1} 、 σ_{pl1} を求める。

突き合わせ溶接部の外縁応力度

$$y = h_e = 125 \text{ mm} \quad \sigma_w = 1.149 \times 125 = 143.6 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{wa} = 144 \text{ N/mm}^2$$

ウェブ補強板の両縁応力度

$$y = h_e - t_0 = 125 - 13 = 112.0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pu1} = 1.149 \times 112.0 = 128.7 \text{ N/mm}^2 \leq \min(\sigma_{wa}, \sigma_{pa}) = 144 \text{ N/mm}^2$$

$$y = h_e - t_0 - t_{p1} = 125 - 13 - 19 = 93.0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pl1} = 1.149 \times 93.0 = 106.9 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{pa} = 185 \text{ N/mm}^2$$

故に、補強板の断面は仮定どおりとする。

次に(3)式および(4)式を用いて、補強板の長さを求める。

$$S: \text{ウェブ補強板の隅肉溶接サイズ} \quad S = 10 \text{ mm}$$

$$l_p \geq \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{pu1} + \sigma_{pl1}}{\tau_{wa}} \times \frac{A_{p1}}{S} \right)^2 - b_{p1}^2}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{128.7 + 106.9}{80} \times \frac{3420}{10} \right)^2 - (180.0)^2} = 689.0 \text{ mm}$$

したがって、ウェブ補強板の長さ l_p は 690 mm とする。