

物品仕様書

No.	項 目	内 容
1	契約番号	第 7-3 号
2	品 名	仮棧橋賃貸借(リース) の新品で、下記の内容を満たすもの。
3	数 量	1式
4	規 格	(1) 橋長 L=36.0m (2) 幅員 W=8.0m (3) 賃貸借期間 令和7年8月1日～令和10年3月31 日 詳細は特記仕様書のとおり
5	付属品	
6	参考銘柄	-
7	同等品	-
8	納入場所	糸魚川市大字仙納地内(別添位置図参照)
9	その他	(1) 入札書に記載する金額は、日額(税抜き)とします。 (2) 修理等は、原則として1者以上の業者からの見積もりにより決定します。 (3) 「5付属品」は、取付費用(加工、調整等含む)を入札価格に含めてください。
10	担当課・係	建設課・土木係

市道仙納筒石線道路改良工事大谷橋架設に伴う仮棧橋賃貸借特記仕様書

1 目的

本契約は、市道仙納筒石線道路改良工事における大谷橋架設に伴い、必要となる仮棧橋について、以下の条件により賃貸借契約するものである。

2 内容

以下仮棧橋計画に基づく仮棧橋の部材をリース開始時期までに納入場所へ搬入し、リース完了後に撤去するまでの契約である。

なお、契約は消費税相当額を含む日額単価とし、納入場所までの運搬費や基地での積込取卸費を含む現地渡し単価とする。また整備料や維持点検料を含むものとする。

また、仮棧橋にかかる部材については、購入品とリース品が混在すると管理上責任の所在が不明確になるなどの問題があるため、仮棧橋にかかる全部材をリース材（防護柵や接手材を含む）とする。

なお、全損部材及びリース料金が市中価格×90%を上回る部材は、リース料金＝（市中単価×90%[中古品相当]÷リース期間）とし、当該部材についてはその旨を明記する。

【仮棧橋計画】 橋 長：L＝36.0m
 幅 員：W＝8.0m
 線 形：別添図面のとおり
 設計荷重：別添設計計算書のとおり

3 使用場所

糸魚川市大字仙納地内（別添位置図参照）

4 賃貸借期間

全部材について、令和7年8月1日～令和10年3月31日（974日間）を予定している。

なお、工事の進捗により期間が前後するので、契約後の協議事項とする。

5 支払い条件

仮棧橋にかかるリース料は、4半期ごとに支払うものとする。

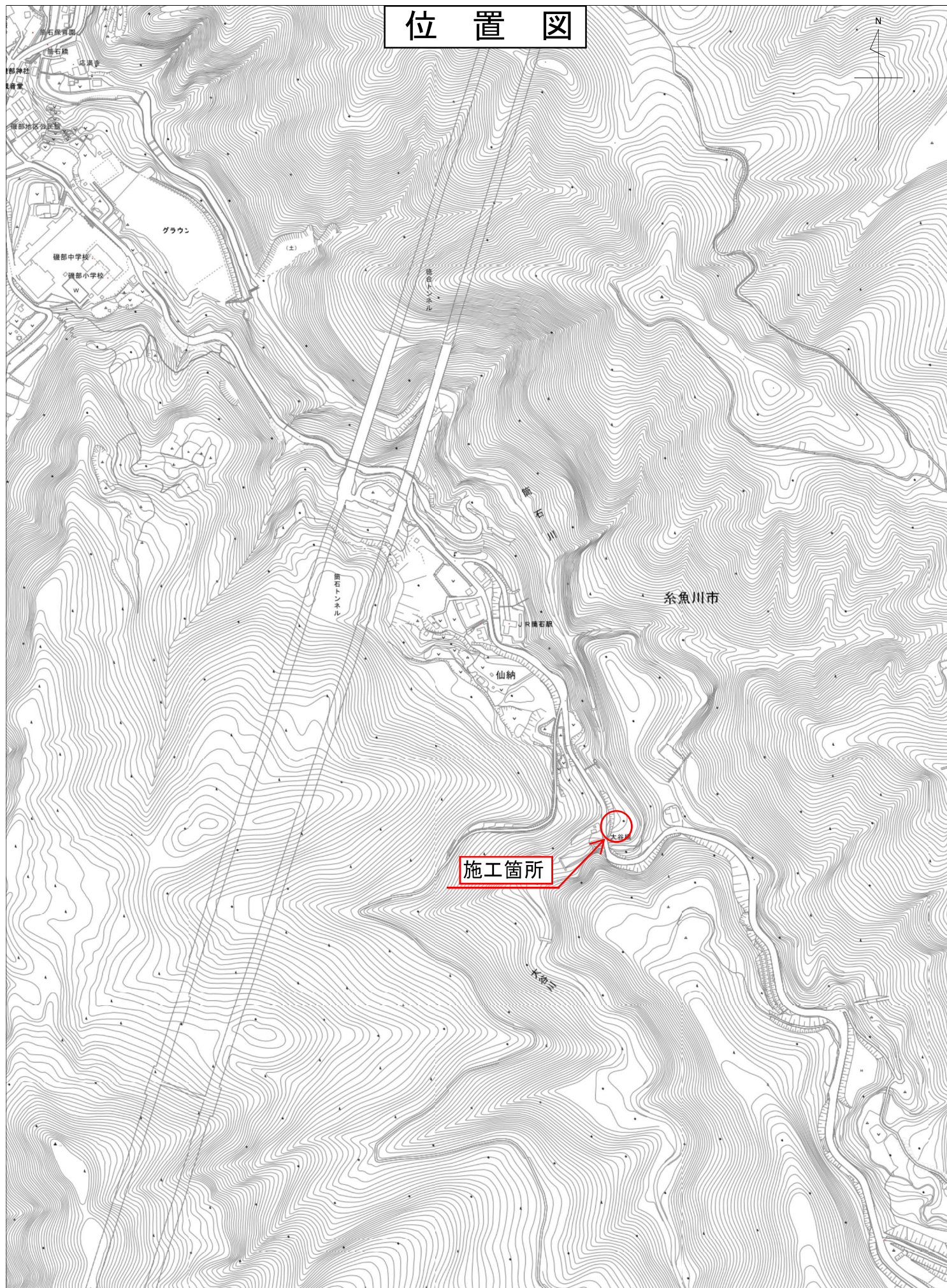
6 入札書記載上の注意事項

入札金額は、日額リース料（消費税抜き）とする。

7 添付資料

- (1) 位置図・仮棧橋設計図
- (2) 年次計画表
- (3) 仮設工設計計算書
- (4) 数量計算書

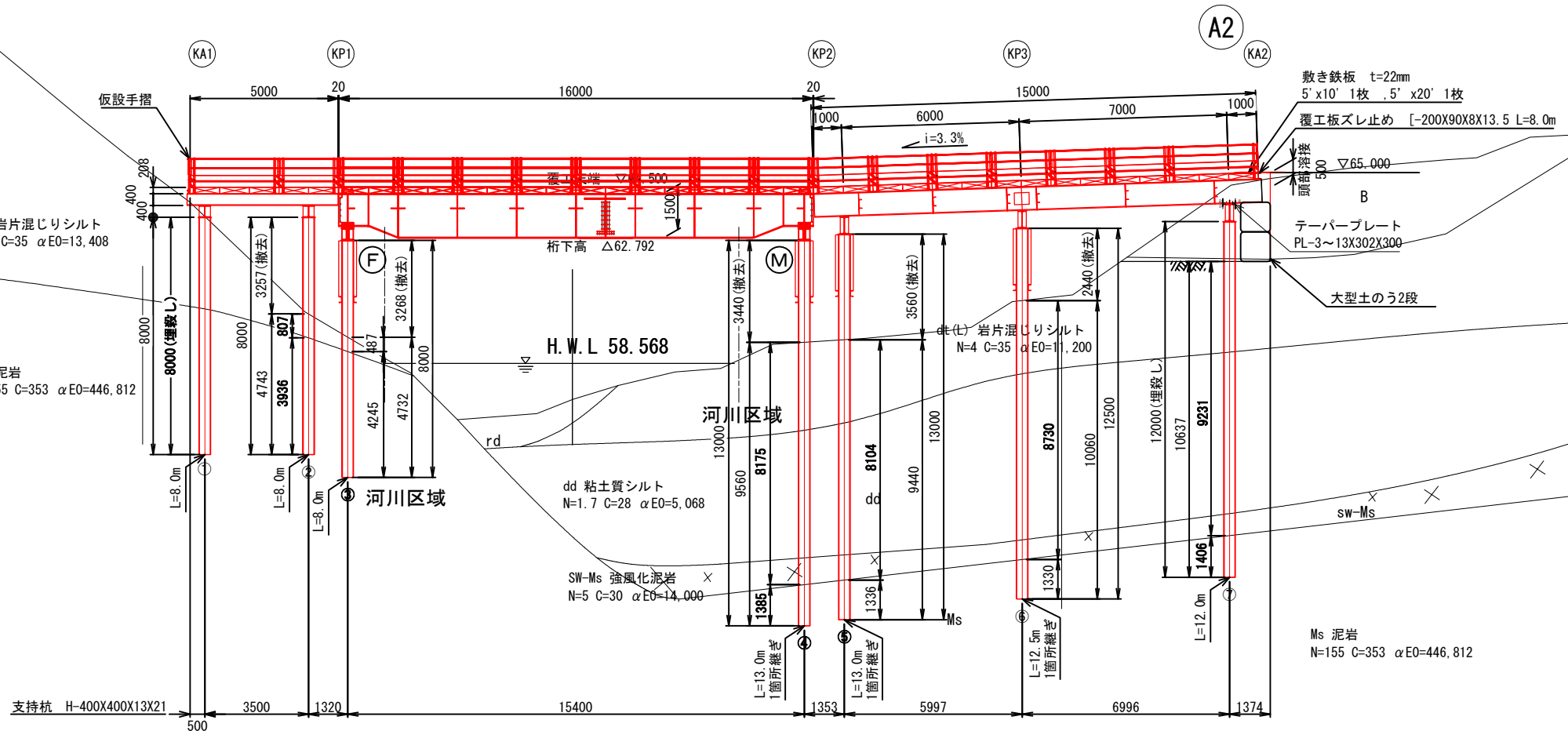
位置図



A1

仮棧橋工一般図(1)

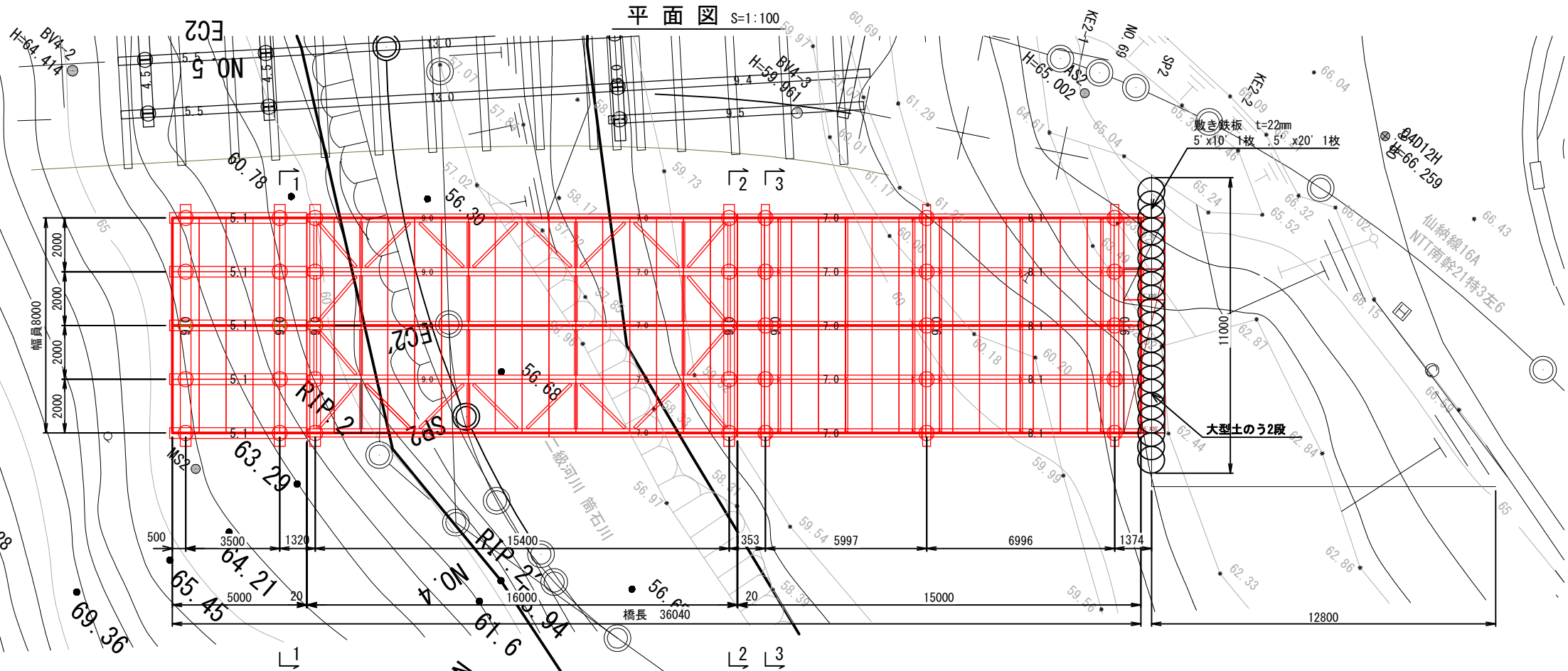
側面図 S=1:100



仮棧橋設計条件	
項目	内容
橋種	仮棧橋
活荷重	100t吊クローラークレーン作業
吊荷重	120 kN (ダウンザホールハンマ施工時)
橋長	L=36.04m
支間長	L=5.0m+16.0m+15.0m
仮棧橋幅員	W=8.000m
衝撃係数	i=0.300 (覆工板はi=0.400)
水平荷重	活荷重の15%
許容応力度割増	1.50
上部工	形式 覆工受桁 H400, 仮設飯桁 H=1500, 覆工受桁 H800
下部工	許容たわみ L/400以内
基礎形式	H鋼杭 (H-400X400X13X21) 埋殺し
施工工法	ダウンザホールハンマ工法
支持力安全率	n = 2

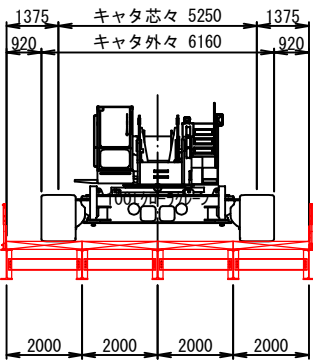
※支持杭の引抜きは行わないものとする。(切断撤去)

平面図 S=1:100



仮棧橋部作業時載荷位置 S=1:100

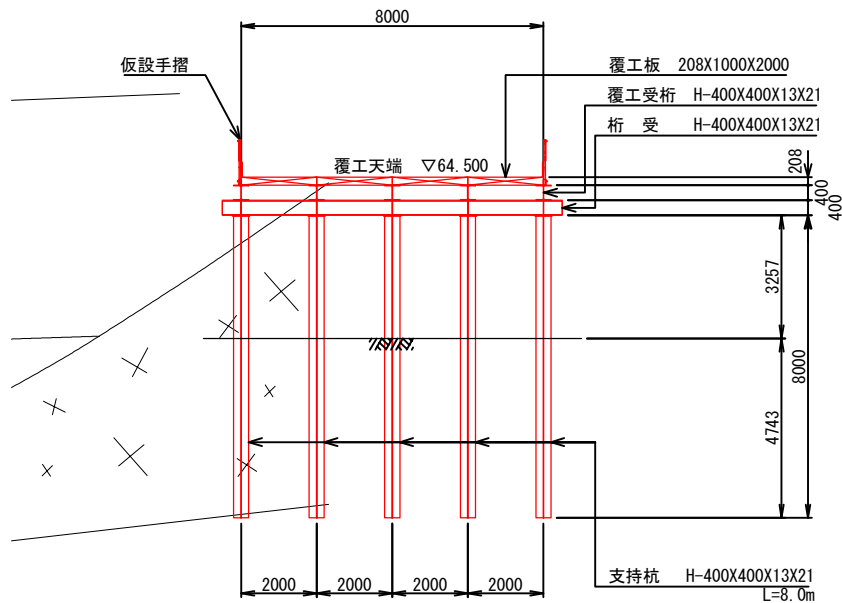
100 t クローラ作業は、下図位置での載荷限定とする。



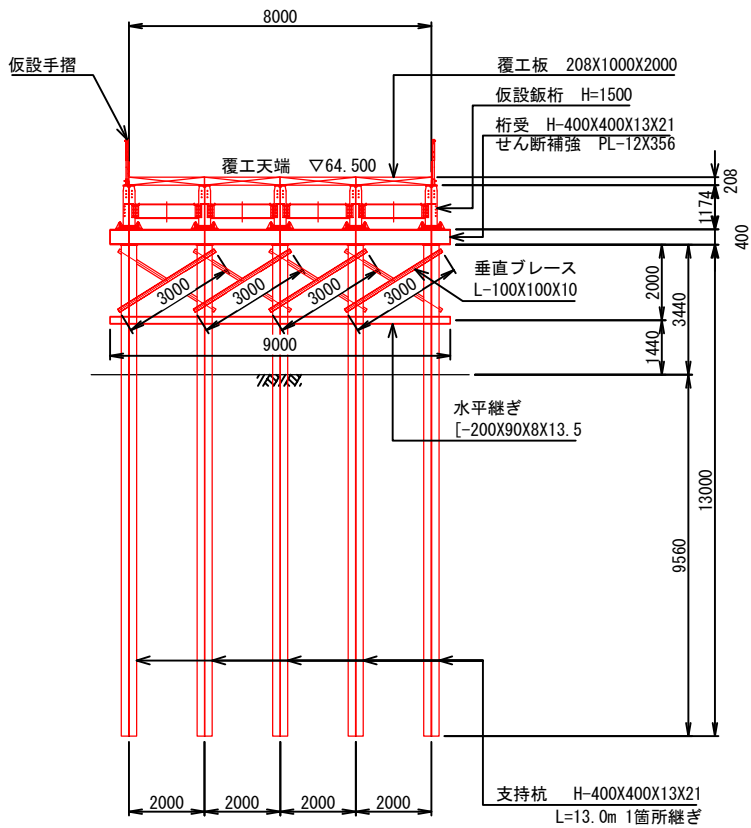
建補第1号 市道仙納筒石線道路改良工事		工区別
糸魚川市 大字仙納 地内		市道仙納筒石線
仮棧橋工一般図(1)		縮尺 図示
縮尺 図示		図面番号 1
全枚数		測量年月
設計年月		令和 5年 9月
調査設計		調 査
糸魚川市		調 査

仮栈橋工一般図(2)

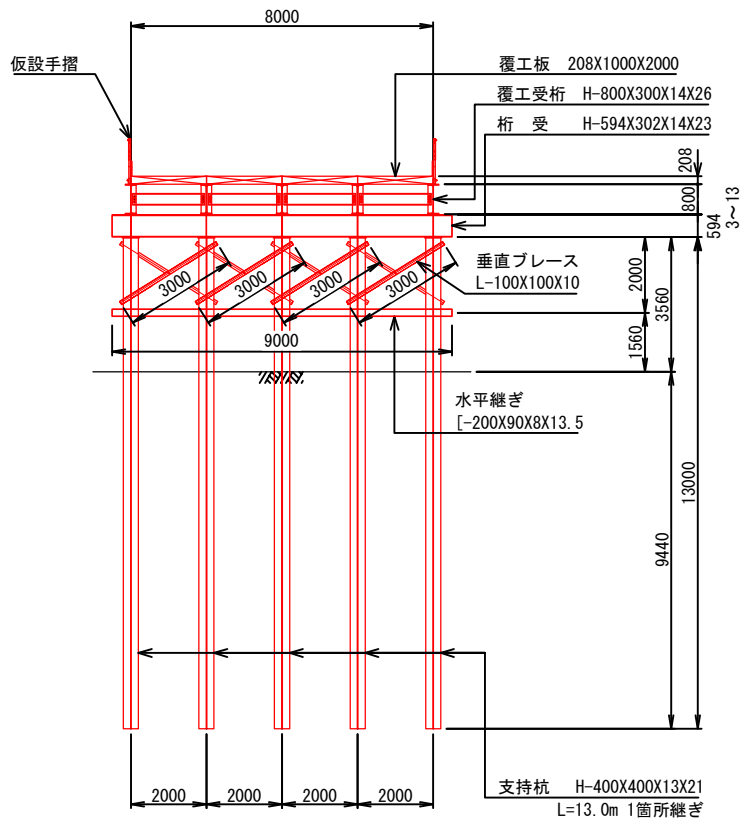
1-1断面図 S=1:100



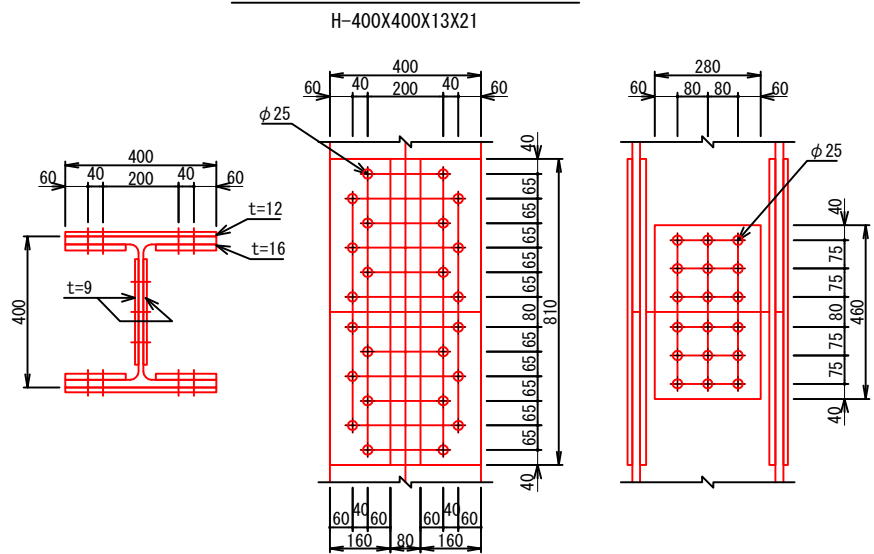
2-2断面図 S=1:100



3-3断面図 S=1:100



支持杭継手詳細図 S=1:10

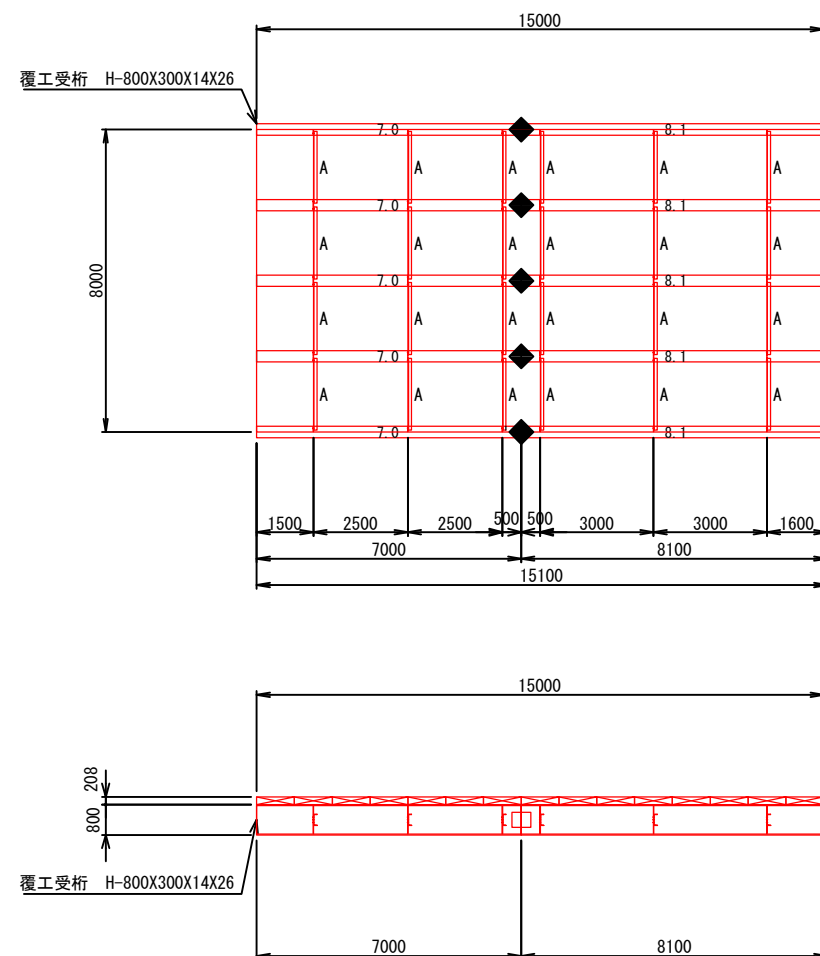


添接箇所	種別	サイズ mm	質量／個 kg	数量	質量 kg	材質
上下 フランジ	上面添接板	PL-12X400X810	30.52	2	61.04	SS400
	下面添接板	PL-16X160X810	16.28	4	65.12	SS400
	トルシアボルト	TCB-M22X85	0.568	48	27.264	S10T
ウェブ	添接板	PL- 9X280X460	9.10	2	18.20	SS400
	トルシアボルト	TCB-M22X70	0.523	18	9.414	S10T

建補第1号 市道仙納筒石線道路改良工事		工 区 別
糸魚川市 大字仙納 地内	市道仙納筒石線	仮栈橋工一般図(2)
		縮 尺 図 示
		図面番号 2
		全 枚 数
		測量年月
		設計年月 令和 5年 9月
		調 査 設 計 監 写
		糸 魚 川 市

仮栈橋工詳細図(1)

仮棧橋上部工組立図 S=1:100
 (KP2)~(KA2) B=8.0m L=15.0m × 1橋

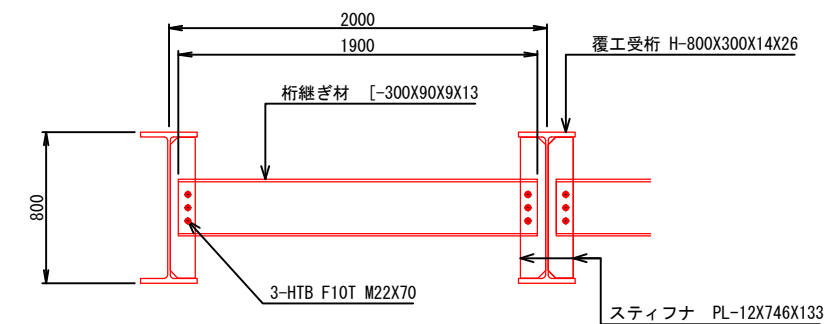


＜1橋当たりの数量＞

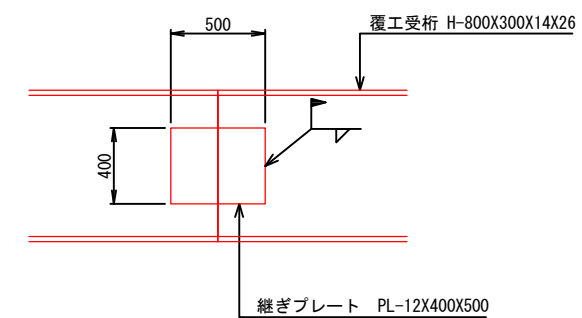
A : 桁継ぎ材 [-300X90X9X13 L=1.9m 24箇所
◆ : 主桁継手部 5箇所

x 1

(A) 桁継ぎ材 S=1:20

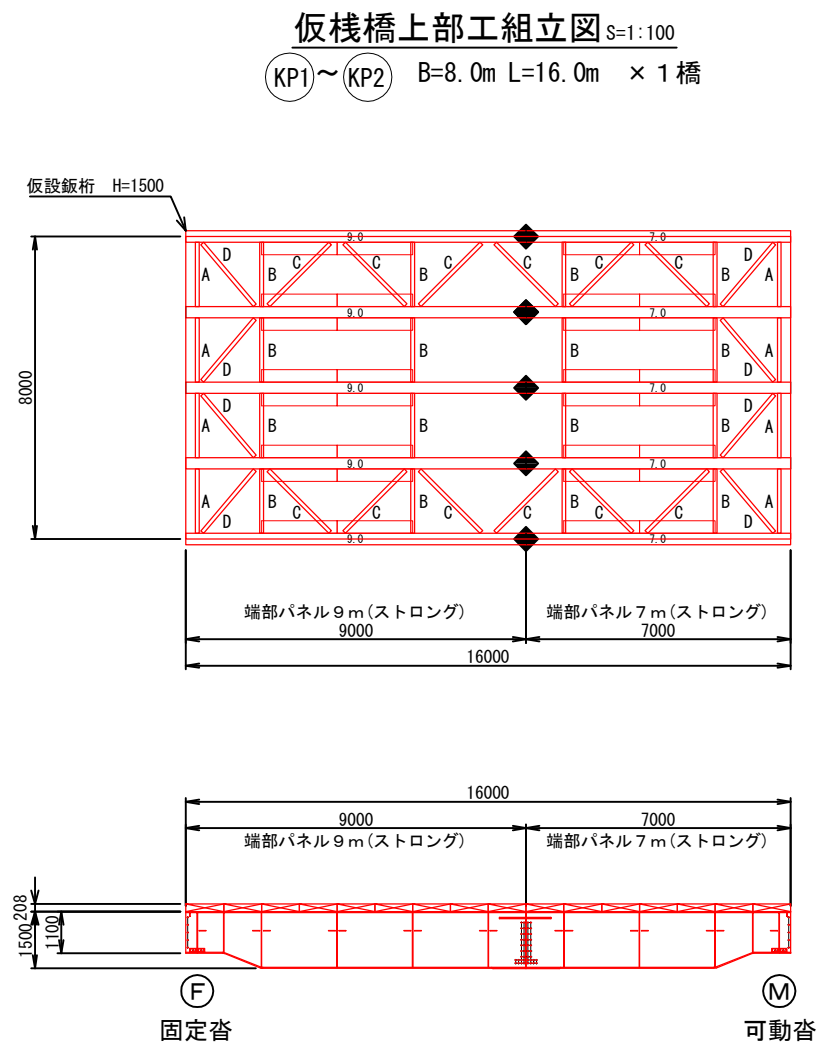


(◆) 主桁継手部 S=1:20



建補第1号 市道仙納箇石線道路改良工事		工 区 別			
糸魚川市 大字仙納 地内	市道仙納箇石線	仮棧橋工詳細図(1)			
		縮 尺		図 示	
		図面番号		3	
		全 枚 数			
		測量年月			
		設計年月			
		令和 5年 9月			
		調 査		設 計	膳 写
		糸 魚 川 市			

仮棧橋工詳細図(2)

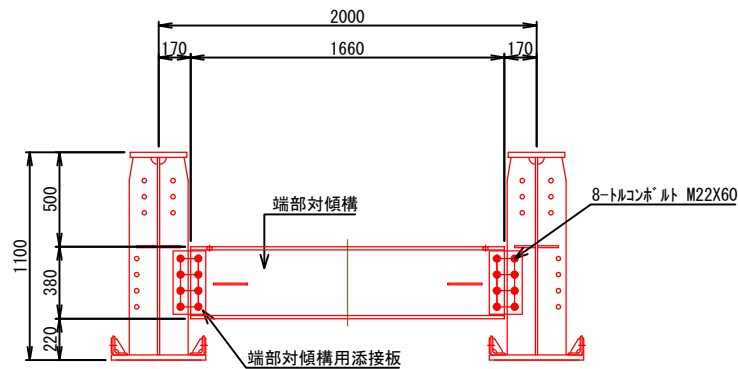


< 1 橋当たり数量 >

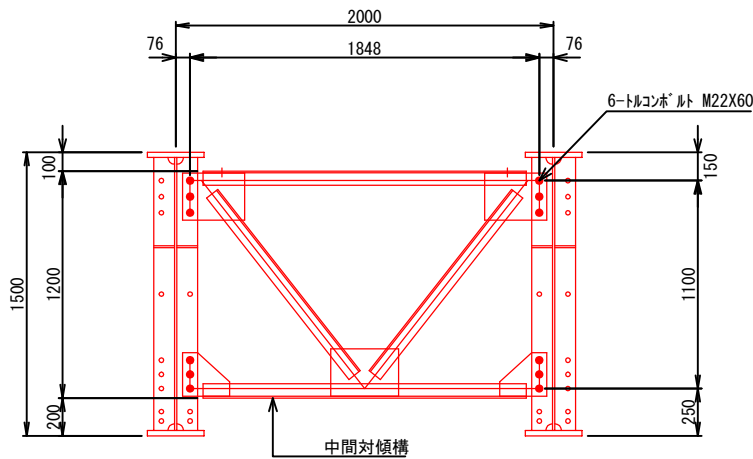
A :	端部対傾構	8箇所
B :	中間対傾構	16箇所
C :	横構 L 1	12箇所
D :	横構 L 4	8箇所
◆	主桁継手部	5箇所
□	足場取付位置	32箇所

× 1

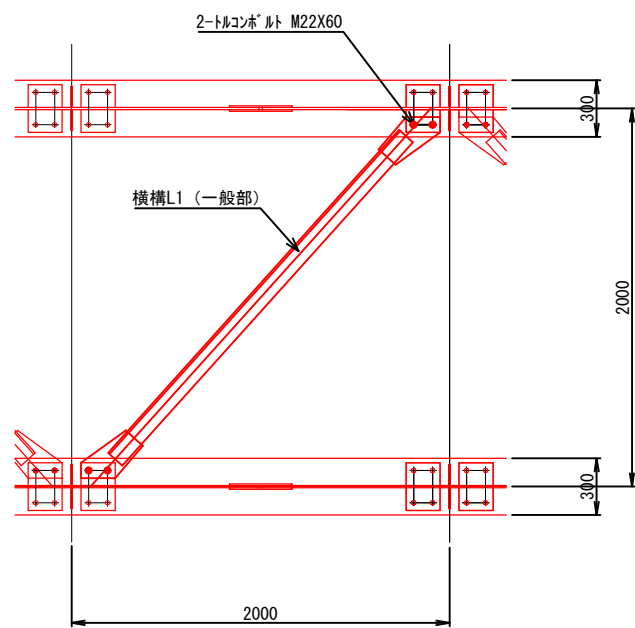
A:端部対傾構 S=1:20



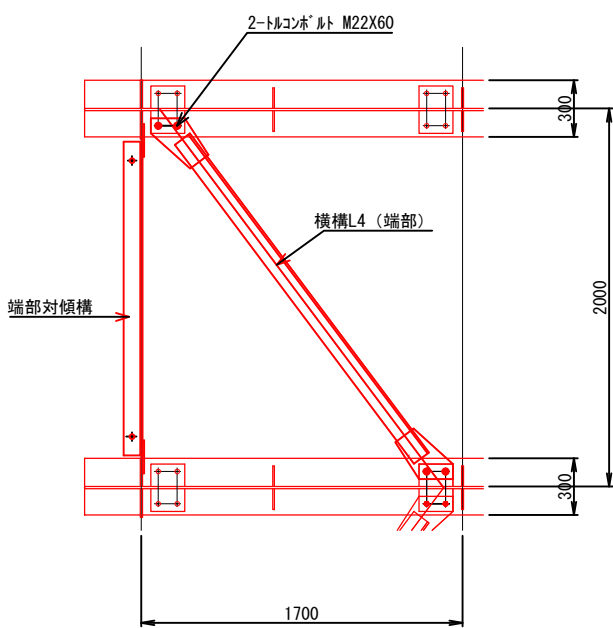
B:中間対傾構 S=1:20



C:横構L1 (一般部) S=1:20



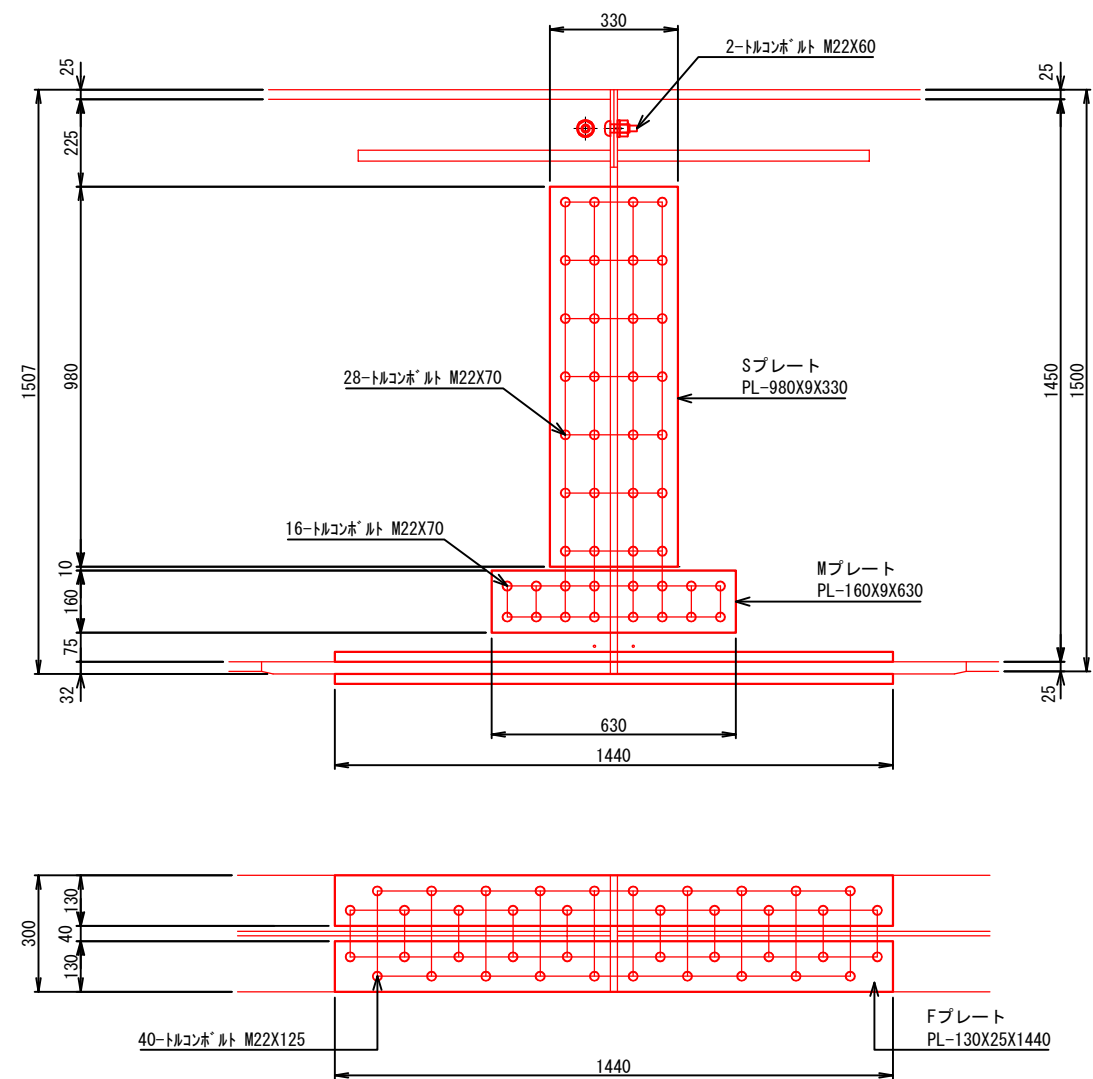
D:横構L4 (端部) S=1:20



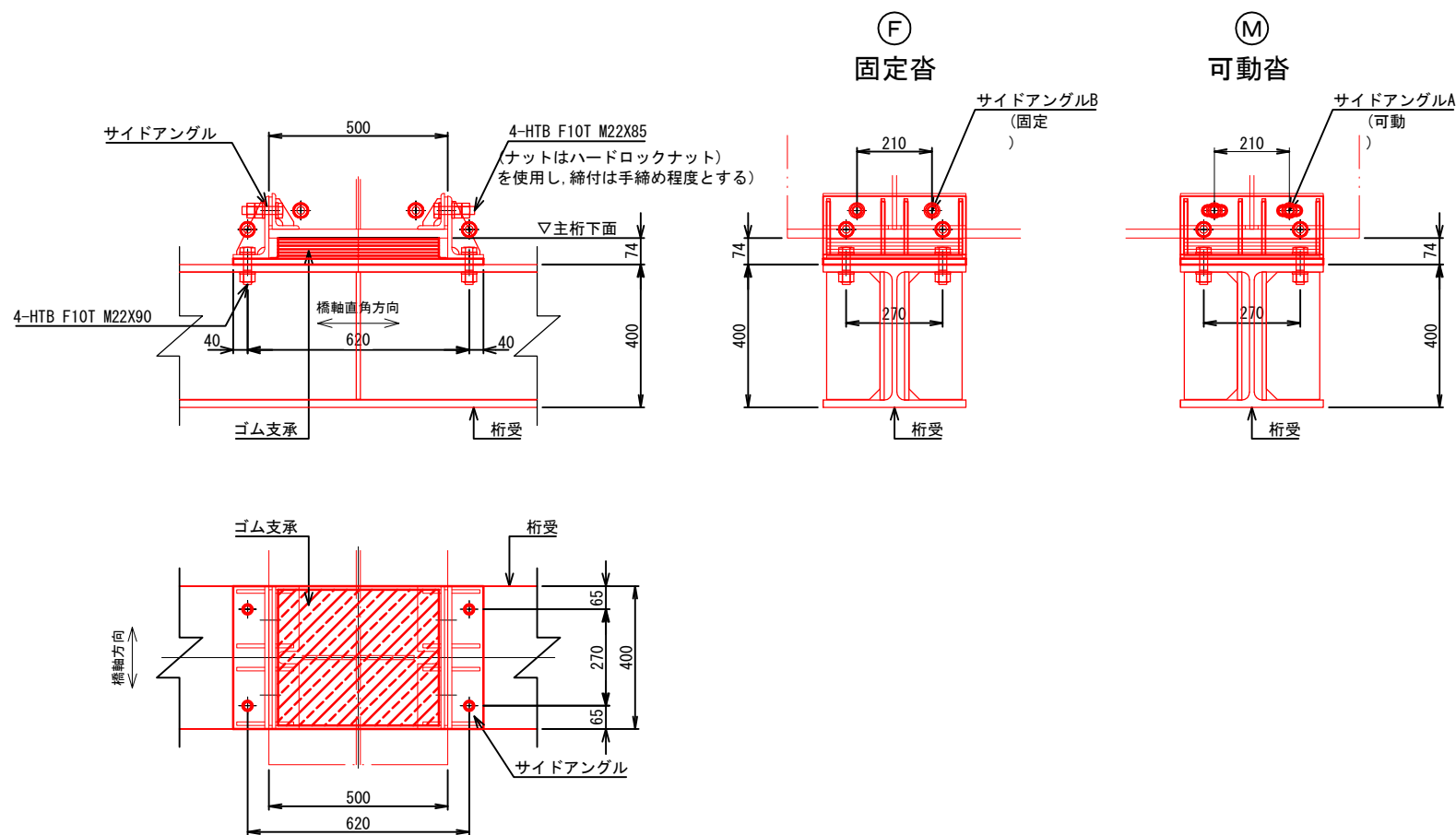
建補第1号 市道仙納簡石線道路改良工事		工 区 別
仮棧橋工詳細図(2)		
縮 尺	図 示	
図面番号	4	
全 枚 数		
測量年月		
設計年月	令和 5年 9月	
調 査	設 計	監 写
糸 魚 川 市		

仮棧橋工詳細図(3)

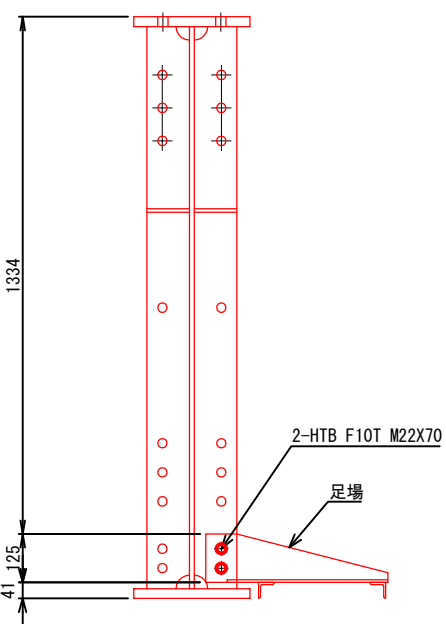
◆：主桁添接詳細 S=1:10



沓およびサイドアングル S=1:10



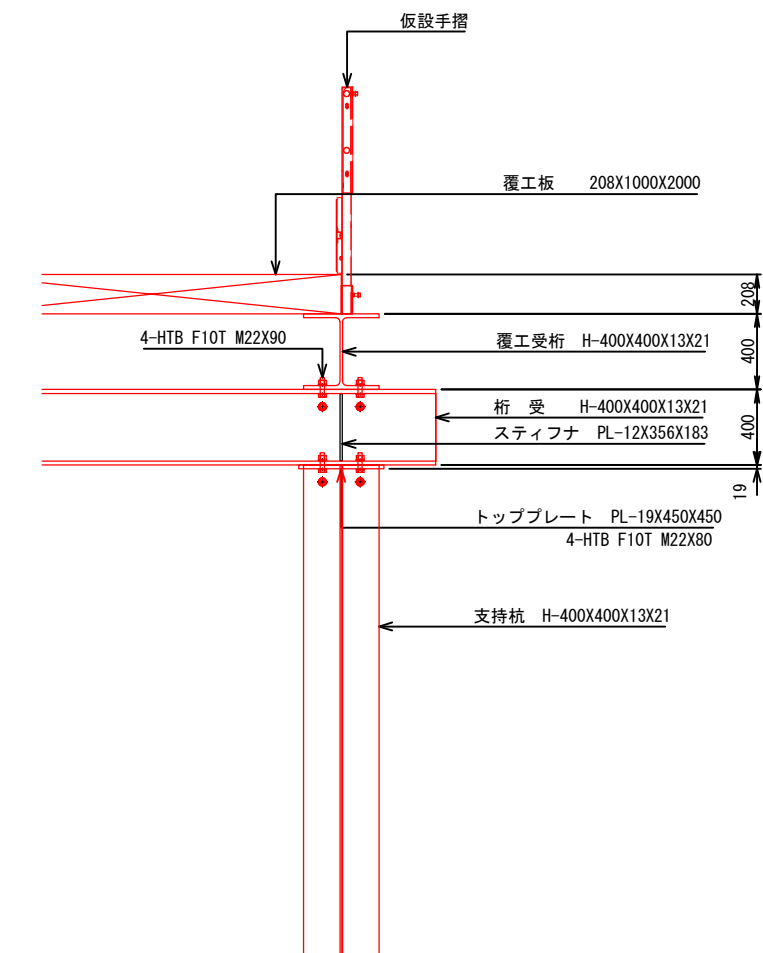
足場 S=1:10



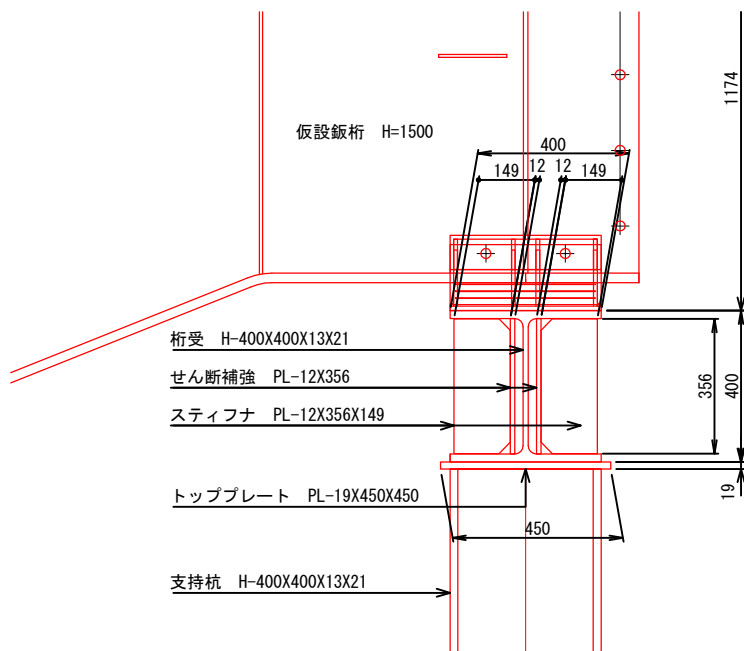
建補第1号 市道仙納簡石線道路改良工事		工 区 別	
糸魚川市 大字仙納 地内	市道仙納簡石線	仮棧橋工詳細図(3)	
		縮 尺	図 示
		図面番号	5
		全 枚 数	
		測量年日	
		設計年月	令和 5年 9月
		調 査	設 計
糸 魚 川 市			

仮栈橋工詳細図(4)

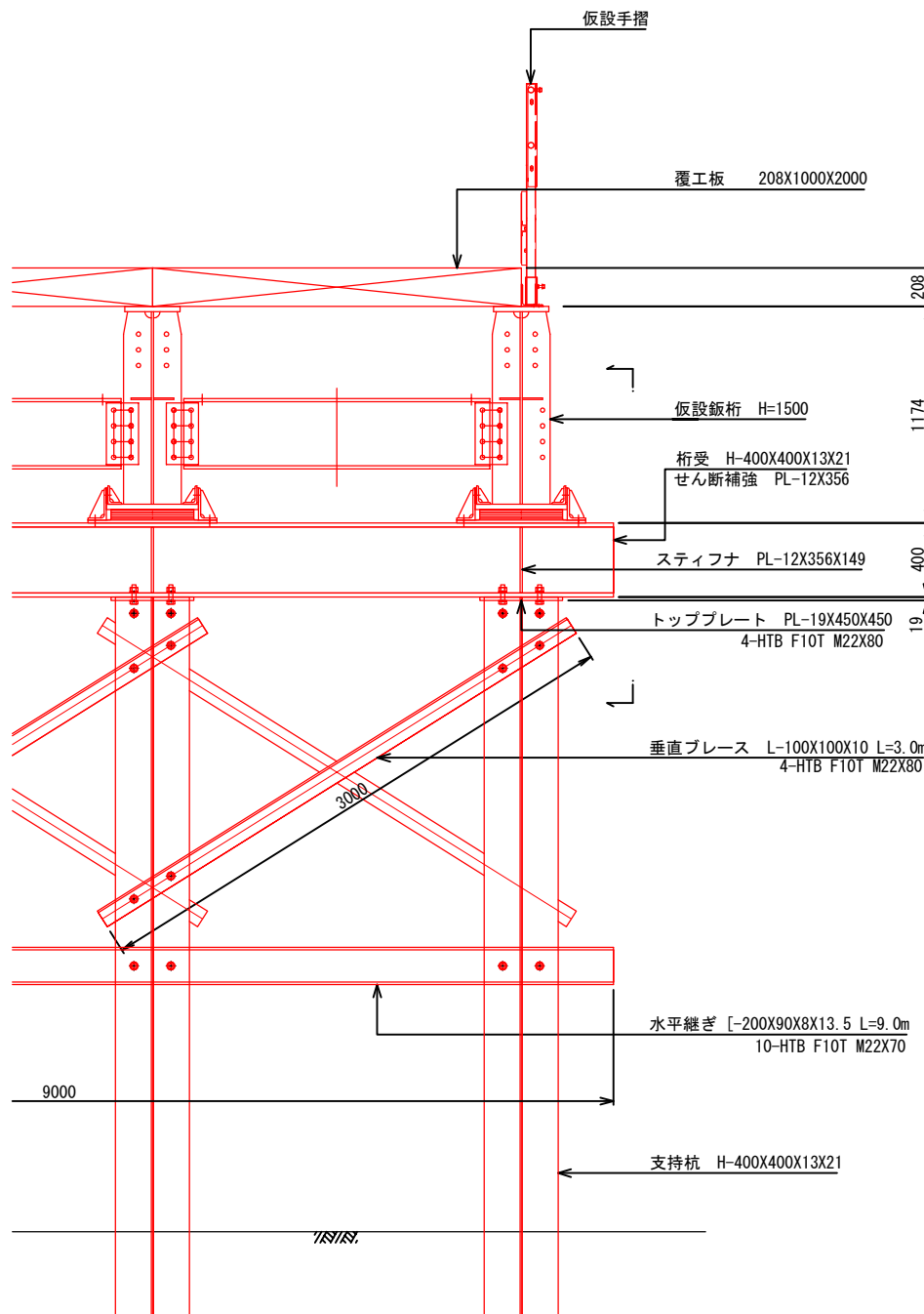
1-1断面詳細図 S=1:20



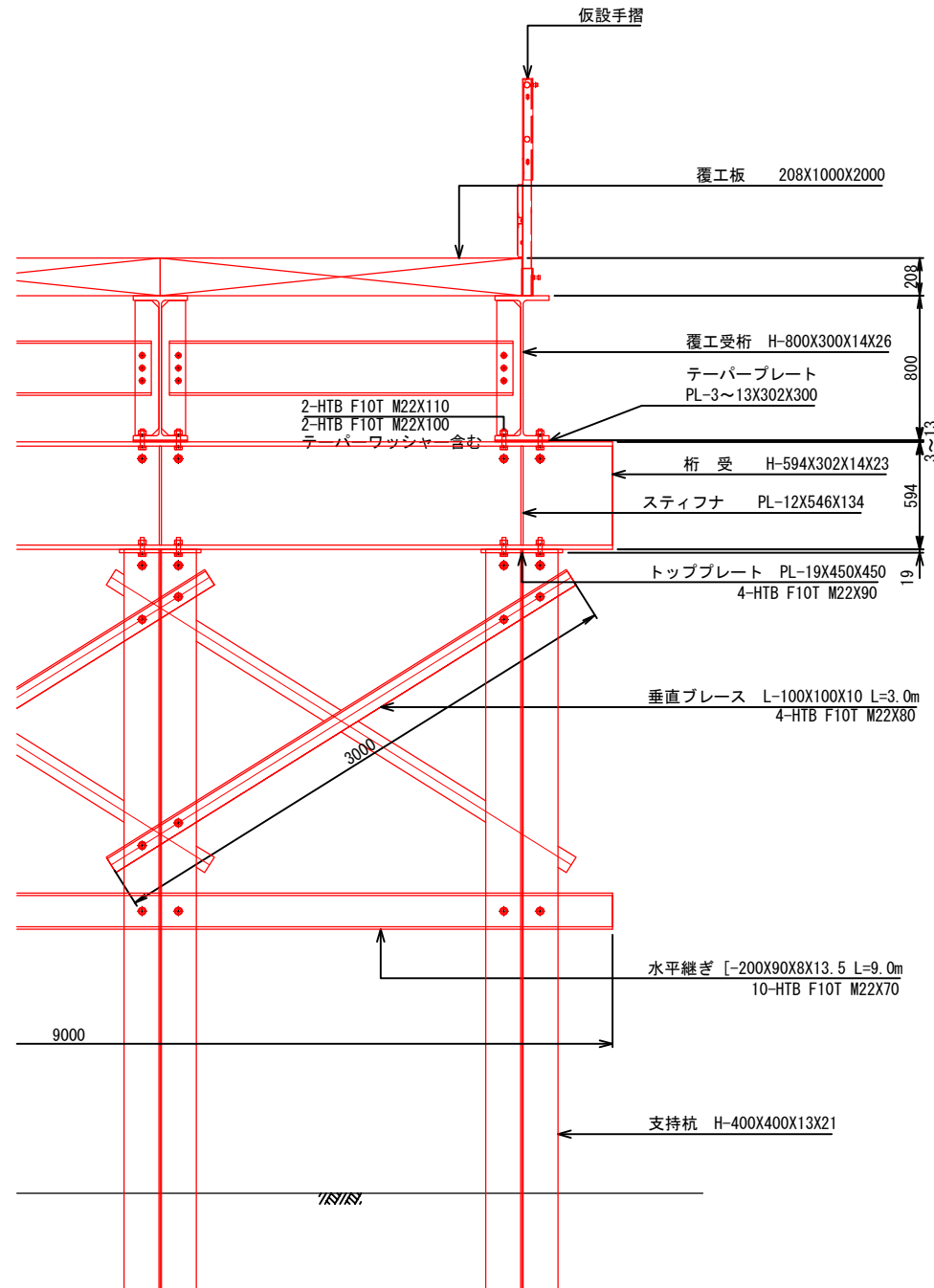
矢視図 S=1:10
(2-2断面部)



2-2断面詳細図 S=1:20



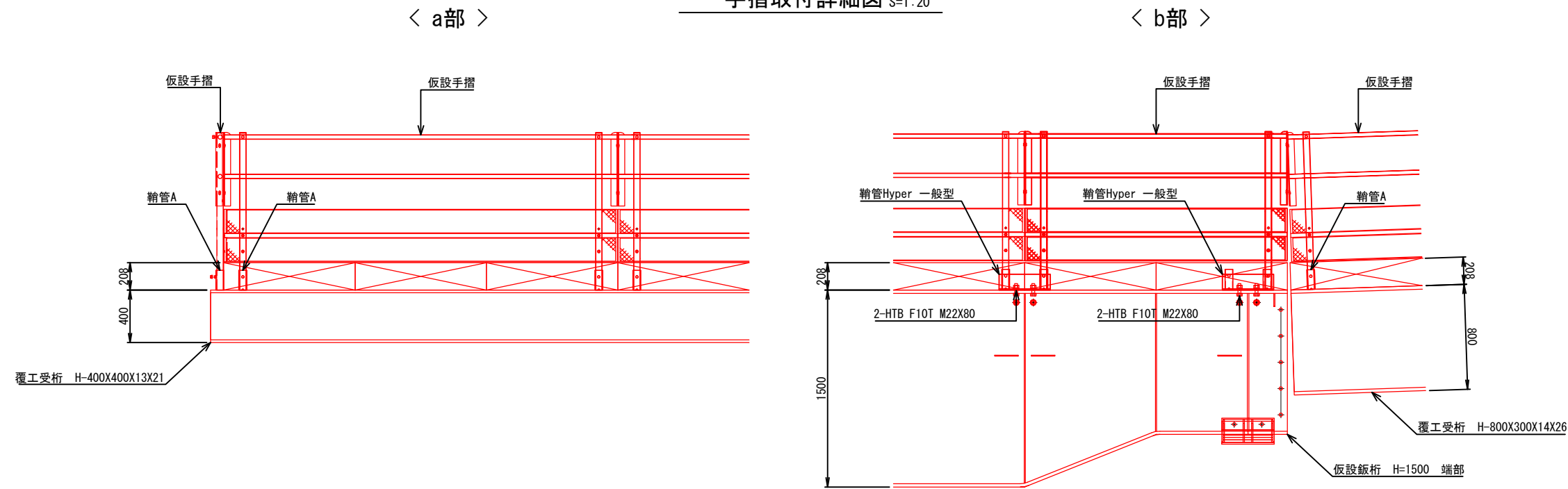
3-3断面詳細図 S=1:20



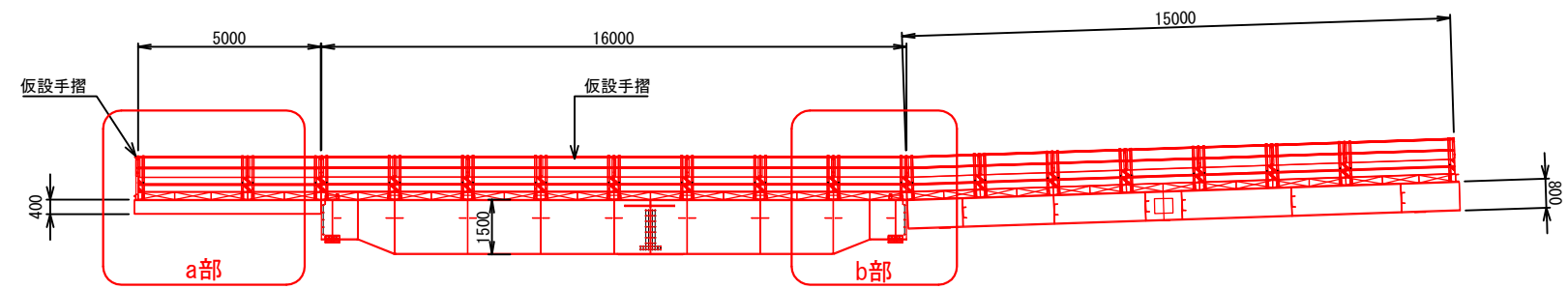
建補第1号 市道仙納筒石線道路改良工事		工 区 別
仮栈橋工詳細図(4)		
縮 尺	図 示	
図面番号	6	
全 枚 数		
測量年月		
設計年月	令和 5年 9月	
調 査	設 計	謄 写
糸魚川市		

仮棧橋工詳細図(5)

手摺取付詳細図 S=1:20



手摺取付側面図 S=1:100



建補第1号 市道仙納筒石線道路改良工事		工 区 別	
糸魚川市 大字仙納 地内	市道仙納筒石線	仮棧橋工詳細図(5)	
		縮 尺	図 示
		図面番号	7
		全 枚 数	
		測量年月	
		設計年月	令和 5年 9月
		調 査	設 計
			書 写
糸 魚 川 市			

市道仙納筒石線道路改良工事年次計画

工 種	内 容	令和 7 年度	令和 8 年度	令和 9 年度	令和10年度
A1基礎工					
A1橋台工					
上部工					
仮栈橋工	リース				
固定支保工					
A1擁壁工					
A2擁壁工					
踏掛版工					
取付道路工					

1.2 KA1～KP1仮棧橋の設計

吊荷重の算定（ダウンザホールハンマ）

項目	単重(t/m)	長さ(m)	重量 (t)
減速機			2.400
ダウンザホールハンマ			2.425
スクリー	0.250	9.00	2.250
エアースイベル			0.285
ケーシング	0.175	12.00	2.100
引抜荷重(想定)1.2			1.892
吊荷重合計(t)			11.352

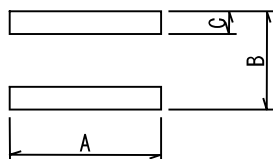
以上により設計吊荷重は $T = 120 \text{ kN}$ として検討を行う。

1. 設計条件

1-1. 活荷重

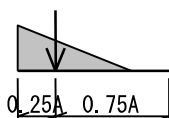
衝撃係数 $i=0.300$ (ただし、覆工板の衝撃係数 $i=0.400$ とする)

1-1-1. クローラクレーン (7100(100tcc))



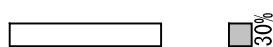
自重	1139.000 kN
吊荷重	120.000 kN (ダウンザホールハンマ)
A =	6.760 m
B =	6.160 m
C =	0.910 m

前方作業時荷重 (荷重中心位置を25:75とした下図分布とする)

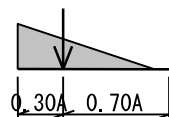
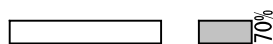


頂点荷重	$W = 272.883 \text{ kN/m}^2$
接地長	$\ell = 5.070 \text{ m}$

斜前方作業時荷重 (荷重中心位置を前後および側方に30:70とした下図分布とする)



作業側頂点荷重	$W = 318.363 \text{ kN/m}^2$
非作業側頂点荷重	$W' = 136.441 \text{ kN/m}^2$
接地長	$\ell = 6.084 \text{ m}$



側方作業時荷重分担 (片側クローラに総重量の75%がかかるものとする)

作業側	$W = 153.497 \text{ kN/m}^2$	非作業側	$W' = 51.166 \text{ kN/m}^2$
-----	------------------------------	------	------------------------------

1-2. 許容応力度

道路橋示方書の1. 5倍とする。

☆構造用鋼材（SS400材）

許容軸方向引張応力度 $\sigma_{ta} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

許容軸方向圧縮応力度 l : 部材の長さ(mm) r : 断面二次半径(mm)

$l/r \leq 18$ $\sigma_{ca} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

$18 < l/r \leq 92$ $\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.50 \text{ N/mm}^2$

$l/r > 92$ $\sigma_{ca} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (l/r)^2} \right\} \times 1.50 \text{ N/mm}^2$

許容曲げ圧縮応力度 l_b : フランジ固定点間距離(mm) b : 圧縮フランジ幅(mm)

$l_b/b \leq 4.5$ $\sigma_{ba} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

$4.5 < l_b/b \leq 30$ $\sigma_{ba} = \{140 - 2.4(l_b/b - 4.5)\} \times 1.50 \text{ N/mm}^2$

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ba} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 $\tau_a = 80 \times 1.50 = 120 \text{ N/mm}^2$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受けるH形鋼の照査

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

σ_c : 圧縮応力度(N/mm²)

$\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸, 弱軸まわりの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度(N/mm²)

σ_{bagy} : 強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度(上式 σ_{ba} に同じ)(N/mm²)

σ_{baoz} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 210 N/mm²

$\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸, 弱軸まわりのオイラー座屈応力度(N/mm²)

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{(l'/r_y)^2}$$

$$\sigma_{eaz} = \frac{1200000}{(l'/r_z)^2}$$

l' : 有効座屈長(mm)

r_y, r_z : 強軸, 弱軸まわりの断面二次半径(mm)

☆覆工板（SM490材）

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ba} = 185 \times 1.50 = 280 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 $\tau_a = 105 \times 1.50 = 160 \text{ N/mm}^2$

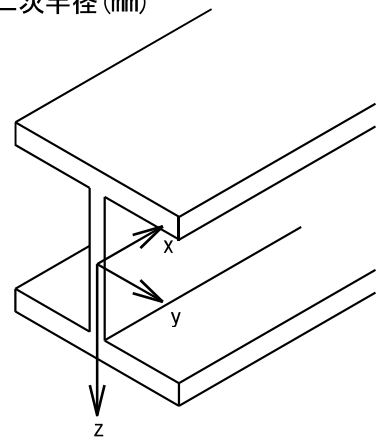
☆ボルト

SS400材の許容せん断応力度

$\tau_a = 135 \text{ N/mm}^2$

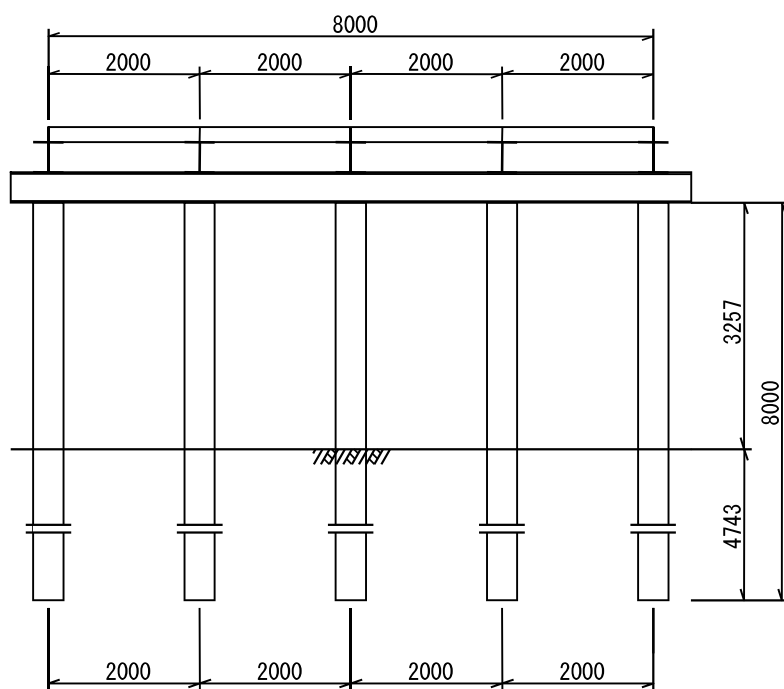
F10T（ハイテンションボルト）の許容せん断応力度

$\tau_a = 285 \text{ N/mm}^2$



1-3. 形状

横断面図



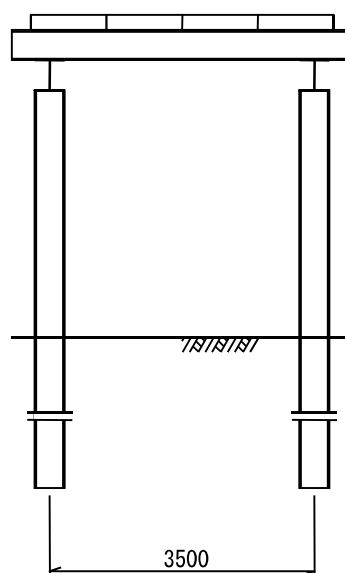
覆工板 2m
メトロデッキI (SM)

覆工受桁
H-400X400X13X21

桁受
H-400X400X13X21

杭
H-400X400X13X21

縦断面図



2. 計算結果のまとめ

1) 覆工板

(1) メトロデッキI (SM)

曲げ (クローラクレーン斜前方作業時)
 $\sigma = 78 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$
せん断 (クローラクレーン斜前方作業時)
 $\tau = 54 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$

2) 覆工受桁 H-400X400X13X21

$M_{\max} = 394.340 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (クローラクレーン斜前方作業時)
 $\sigma = 118 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 195 \text{ N/mm}^2$
 $S_{\max} = 482.539 \text{ kN}$ (クローラクレーン斜前方作業時)
 $\tau = 104 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$
たわみ量 (クローラクレーン斜前方作業時)
 $\delta = 2.84 \text{ mm} \leq \delta_a = 8.75 \text{ mm}$

3) 桁受 H-400X400X13X21

$S_{\max} = 484.259 \text{ kN}$ (クローラクレーン斜前方作業時)
 $\tau = 104 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

4) 杭強度 H-400X400X13X21 (クローラクレーン斜前方作業時)

$N_{\max} = 486.893 \text{ kN}$
 $\sigma = 22 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 179 \text{ N/mm}^2$
 $M_{\max} = 126.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\sigma = 113 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 210 \text{ N/mm}^2$
 $f = 0.68 \leq F_s = 1.00$
杭頭変位量
 $\delta = 23.941 \text{ mm}$

5) 杭支持力 H-400X400X13X21

(クローラクレーン斜前方作業時)
(プレボーリング工法) 根入れ長 = 4.743 m
 $R = 500.653 \text{ kN} \leq R_a = 891.977 \text{ kN}$

3. 覆工板の計算

3-1. クローラクレーン前方作業時

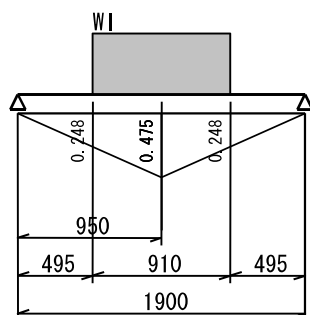
1) 荷重強度

$Wl = 245.971 \text{ kN/m}$ (クローラによる等分布荷重)

$Wd = 2.120 \text{ kN/m}$ (覆工板自重)

2) 断面力

* 曲げモーメント



$$M = Md + Ml + Mi$$

$$= 0.957 + 80.860 + 32.344$$

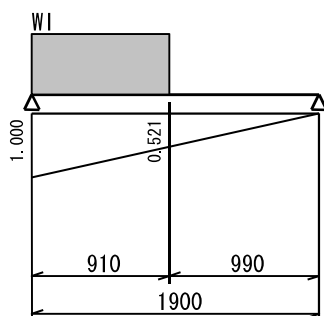
$$= 114.161 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
Md	2.120	0.451		0.957
M ℓ 1	245.971	0.164		40.430
M ℓ 2	245.971	0.164		40.430
Mi				32.344

114.161 kN・m

* せん断力



$$S = Sd + Sl + Si$$

$$= 2.014 + 170.232 + 68.093$$

$$= 240.338 \text{ kN/体}$$

Smax

	P、w	A	η	S
Sd	2.120	0.950		2.014
S ℓ 1	245.971	0.692		170.232
Si				68.093

240.338 kN

3) 応力度の照査

メトロデッキI (SM) を使用

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{Md + (Ml + Mi)\} / 1735000$$

$$= 66 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\tau = \{Sd + (Sl + Si)\} / 5280.00$$

$$= 46 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

3-2. クローラクレーン斜前方作業時

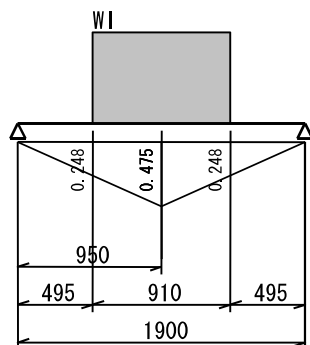
1) 荷重強度

$Wl = 292.199 \text{ kN/m}$ (クローラによる等分布荷重[作業側])

$Wd = 2.120 \text{ kN/m}$ (覆工板自重)

2) 断面力

* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_l + M_i$$

$$= 0.957 + 96.057 + 38.423$$

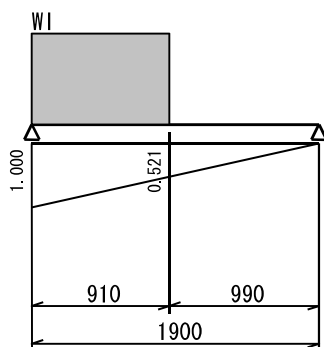
$$= 135.436 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
M_d	2.120	0.451		0.957
M_{l1}	292.199	0.164		48.028
M_{l2}	292.199	0.164		48.028
M_i				38.423

135.436 kN・m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i$$

$$= 2.014 + 202.225 + 80.890$$

$$= 285.129 \text{ kN/体}$$

Smax

	P、w	A	η	S
S_d	2.120	0.950		2.014
S_{l1}	292.199	0.692		202.225
S_i				80.890

285.129 kN

3) 応力度の照査

メトロデッキI (SM) を使用

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{M_d + (M_l + M_i)\} / 1735000$$

$$= 78 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\tau = \{S_d + (S_l + S_i)\} / 5280.00$$

$$= 54 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

3-3. クローラクレーン側方作業時

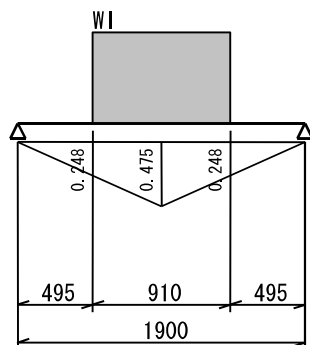
1) 荷重強度

$Wl = 153.497 \text{ kN/m}$ (クローラによる等分布荷重[作業側])

$Wd = 2.120 \text{ kN/m}$ (覆工板自重)

2) 断面力

* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_l + M_i$$

$$= 0.957 + 50.460 + 20.184$$

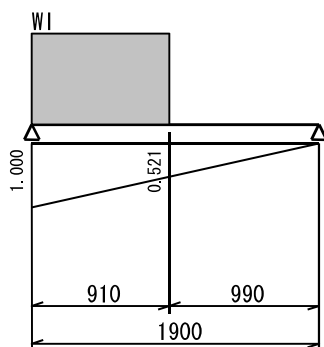
$$= 71.601 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
M_d	2.120	0.451		0.957
$M_{\ell 1}$	153.497	0.164		25.230
$M_{\ell 2}$	153.497	0.164		25.230
M_i				20.184

71.601 kN・m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i$$

$$= 2.014 + 106.232 + 42.493$$

$$= 150.739 \text{ kN/体}$$

Smax

	P、w	A	η	S
S_d	2.120	0.950		2.014
$S_{\ell 1}$	153.497	0.692		106.232
S_i				42.493

150.739 kN

3) 応力度の照査

メトロデッキI (SM) を使用

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{M_d + (M_l + M_i)\} / 1735000$$

$$= 41 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

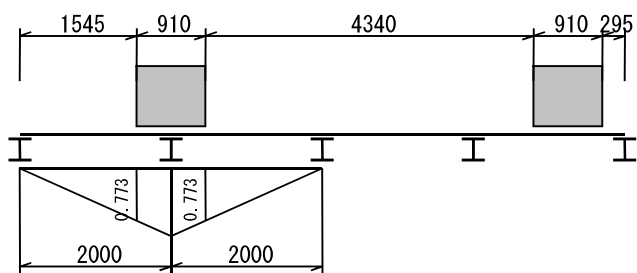
$$\tau = \{S_d + (S_l + S_i)\} / 5280.00$$

$$= 29 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

4. 覆工受桁の検討

4-1. クローラクレーン前方作業時

1) 荷重強度



三角分布の頂点荷重 $W = 272.883 \text{ kN/m}^2$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

荷重強度

$W_l = 220.077 \text{ kN/m}$ (三角分布の頂点荷重)

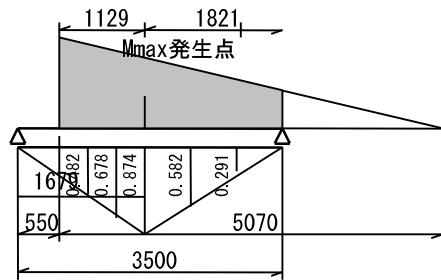
$W_d = 4.240 + 1.720 = 5.960 \text{ kN/m}$ (覆工板+桁自重)

	P、w	A	η	荷重強度
W _ℓ 1	272.883	0.403		110.038
W _ℓ 2	272.883	0.403		110.038

220.077 kN

2) 断面力

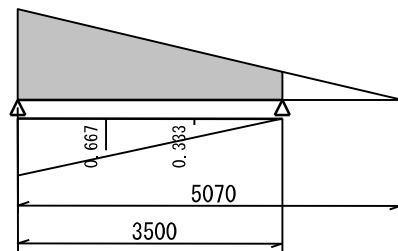
* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_I + M_i = 9.111 + 240.433 + 72.130 = 321.674 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M _{max}	P、w	A	η	M
M _d	5.960	1.529		9.111
M _ℓ 1	124.233		0.482	59.875
M _ℓ 2	96.569		0.678	65.450
M _ℓ 3	155.759		0.582	90.710
M _ℓ 4	83.788		0.291	24.398
M _i				72.130
321.674 kN・m				

* せん断力

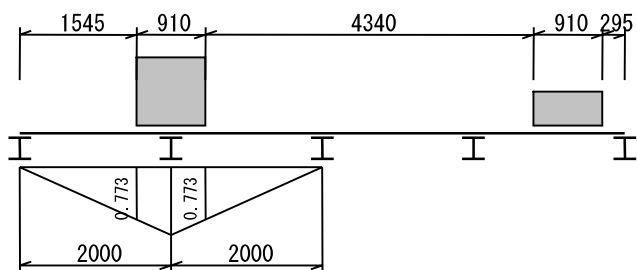


$$S = S_d + S_I + S_i = 10.430 + 296.510 + 88.953 = 395.893 \text{ kN}$$

S _{max}	P、w	A	η	S
S _d	5.960	1.750		10.430
S _ℓ 1	385.134		0.667	256.756
S _ℓ 2	119.262		0.333	39.754
S _i				88.953
395.893 kN				

4-2. クローラクレーン斜前方作業時

1) 荷重強度



三角分布の頂点荷重 $W = 318.363 \text{ kN/m}^2$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

荷重強度

$W_l = 256.756 \text{ kN/m}$ (三角分布の頂点荷重)

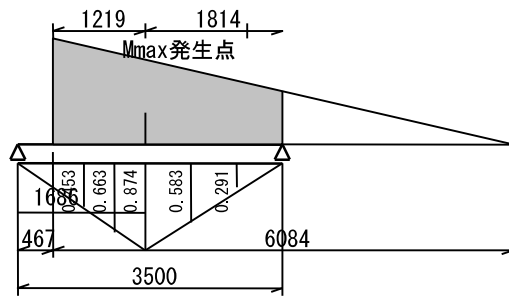
$W_d = 4.240 + 1.720 = 5.960 \text{ kN/m}$ (覆工板+桁自重)

	P、w	A	η	荷重強度
W_l 1	318.363	0.403		128.378
W_l 2	318.363	0.403		128.378

256.756 kN

2) 断面力

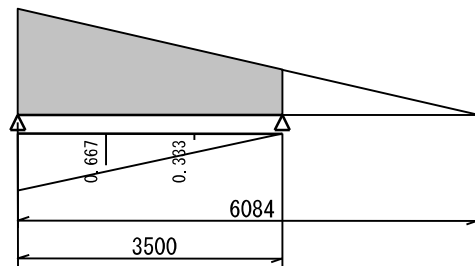
* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_I + M_i = 9.114 + 296.328 + 88.898 = 394.340 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M _{max}	P、w	A	η	M
M _d	5.960	1.529		9.114
M _ℓ 1	156.493		0.453	70.834
M _ℓ 2	125.138		0.663	82.995
M _ℓ 3	186.218		0.583	108.482
M _ℓ 4	116.783		0.291	34.016
M _i				88.898
394.340 kN・m				

* せん断力

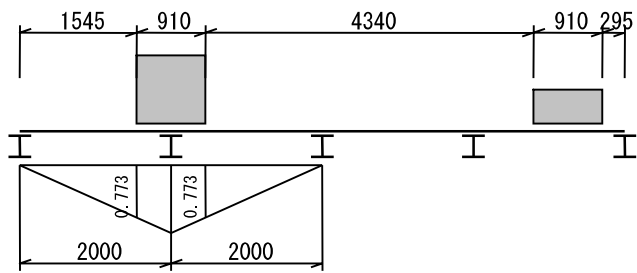


$$S = S_d + S_I + S_i = 10.430 + 363.161 + 108.948 = 482.539 \text{ kN}$$

S _{max}	P、w	A	η	S
S _d	5.960	1.750		10.430
S _ℓ 1	449.323		0.667	299.549
S _ℓ 2	190.837		0.333	63.612
S _i				108.948
482.539 kN				

4-3. クローラクレーン側方作業時

1) 荷重強度



作業側分布荷重 $W = 153.497 \text{ kN/m}^2$

非作業側分布荷重 $W' = 51.166 \text{ kN/m}^2$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

荷重強度

$W_I = 123.793 \text{ kN/m}$ (分布荷重)

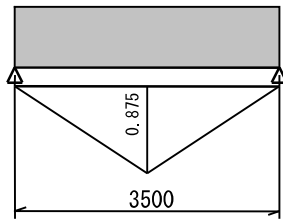
$W_d = 4.240 + 1.720 = 5.960 \text{ kN/m}$ (覆工板+桁自重)

	P、w	A	η	荷重強度
W _I 1	153.497	0.403		61.897
W _I 2	153.497	0.403		61.897

123.793 kN

2) 断面力

* 曲げモーメント

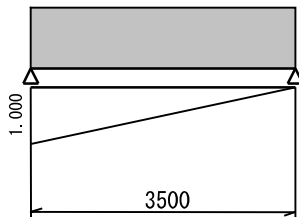


$$M = M_d + M_l + M_i = 9.126 + 189.558 + 56.867 = 255.552 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
Md	5.960	1.531		9.126
Me 1	123.793	0.766		94.779
Me 2	123.793	0.766		94.779
Mi				56.867
				255.552 kN・m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 10.430 + 216.638 + 64.991 = 292.059 \text{ kN}$$

Smax

	P、w	A	η	S
Sd	5.960	1.750		10.430
Sl 1	123.793	1.750		216.638
Si				64.991
				292.059 kN

4-4. 断面力のまとめ

	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
クローラクレーン前方作業時	321.674	395.893
クローラクレーン斜前方作業時	394.340	482.539
クローラクレーン側方作業時	255.552	292.059

4-5. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21

断面係数 $Z = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$
 断面二次モーメント $I = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
 はりせい $H = 400.0 \text{ mm}$
 フランジ幅 $B = 400.0 \text{ mm}$
 ウェブ厚 $t1 = 13.0 \text{ mm}$
 フランジ厚 $t2 = 21.0 \text{ mm}$
 ウェブ純断面積 $A_w = 4654.0 \text{ mm}^2$
 フランジ固定間距離 $l_b = 3500.0 \text{ mm}$

曲げ応力度の照査

曲げモーメント (クローラクレーン斜前方作業時より)

$$M_{\max} = 394.340 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

許容曲げ応力度 $\sigma_{ba} = 195 \text{ N/mm}^2$ ($l_b/B = 8.75$ より)

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = 118 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 195 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度の照査

せん断力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

$$S_{\max} = 482.539 \text{ kN}$$

許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = 104 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

たわみ量

活荷重による最大曲げモーメントを用いて、簡略式で行う

$$Ml = 296.328 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$l = 3.500 \text{ m}$$

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

許容たわみ量 $\delta_a = 8.8 \text{ mm}$

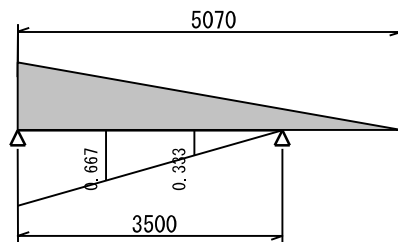
($\delta_a = l/400$ および 25 mm 以内より)

$$\delta = \frac{5 \cdot Ml \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = 2.84 \text{ mm} \leq \delta_a = 8.75 \text{ mm}$$

5. 桁受の検討

5-1. クローラクレーン前方作業時

1) 荷重強度



三角分布頂点荷重 $W_l = 272.883 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 1.720 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 367.656 \text{ kN/m}$

	P、w	A	η	荷重強度
W _ℓ 1	477.545		0.667	318.363
W _ℓ 2	147.879		0.333	49.293

367.656 kN

	P、w	A	η	荷重強度
W _ℓ 1	477.545		0.667	318.363
W _ℓ 2	147.879		0.333	49.293

367.656 kN

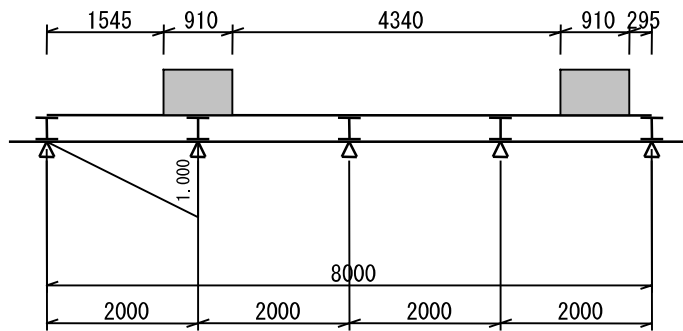
死荷重強度

P_d =覆工板，覆工受桁による集中荷重（左から）
（ 6.720 10.430 10.430 10.430 6.720 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 12.150 + 296.510 + 88.953 = 397.613 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	367.656	0.052		19.029
P2	367.656	0.403		148.255
	367.656	0.403		148.255
P3	367.656	0.052		19.029
P4	367.656	0.341		125.463
P5	367.656	0.569		209.105

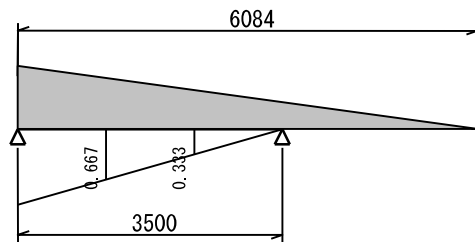
Smax

	P、w	A	η	S
Sdw	1.720	1.000		1.720
Sd2	10.430		1.000	10.430
S ℓ 2	296.510		1.000	296.510
Si				88.953

397.613 kN

5-2. クローラクレーン斜前方作業時

1) 荷重強度



作業側頂点荷重 $W_I = 318.363 \text{ kN/m}^2$

非作業側頂点荷重 $W_I' = 136.441 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 1.720 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 450.300 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 192.986 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	557.136		0.667	371.424
Wℓ 2	236.627		0.333	78.876
				450.300 kN

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	238.773		0.667	159.182
Wℓ 2	101.412		0.333	33.804
				192.986 kN

死荷重強度

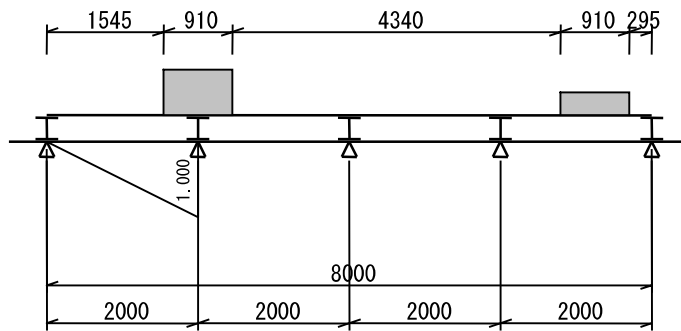
P_d =覆工板，覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 6.720 10.430 10.430 10.430 6.720 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 12.150 + 363.161 + 108.948 = 484.259 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	450.300	0.052		23.306
P2	450.300	0.403		181.581
	450.300	0.403		181.581
P3	450.300	0.052		23.306
P4	192.986	0.341		65.856
P5	192.986	0.569		109.761

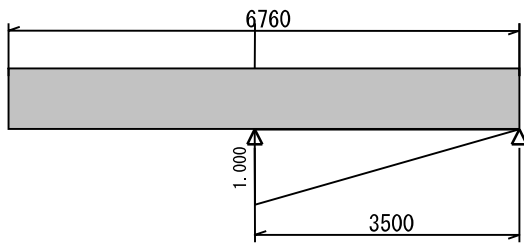
Smax

	P、w	A	η	S
Sdw	1.720	1.000		1.720
Sd2	10.430		1.000	10.430
S ℓ 2	363.161		1.000	363.161
Si				108.948

484.259 kN

5-3. クローラクレーン側方作業時

1) 荷重強度



作業側分布荷重 $W_I = 153.497 \text{ kN/m}^2$

非作業側分布荷重 $W_I' = 51.166 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 1.720 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 268.619 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 89.540 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	153.497	1.750		268.619

268.619 kN

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	51.166	1.750		89.540

89.540 kN

死荷重強度

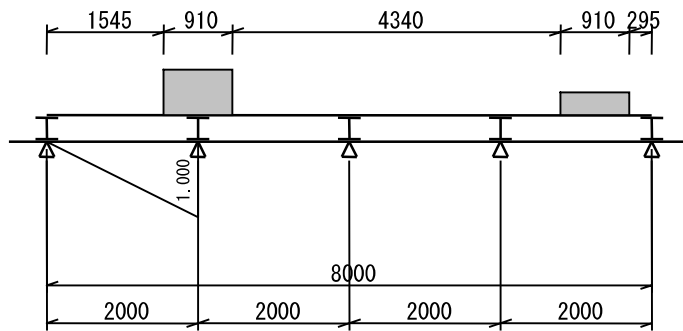
P_d =覆工板，覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 6.720 10.430 10.430 10.430 6.720 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 12.150 + 216.638 + 64.991 = 293.779 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	268.619	0.052		13.903
P2	268.619	0.403		108.319
	268.619	0.403		108.319
P3	268.619	0.052		13.903
P4	89.540	0.341		30.555
P5	89.540	0.569		50.926

Smax

	P、w	A	η	S
Sdw	1.720	1.000		1.720
Sd2	10.430		1.000	10.430
S ℓ 2	216.638		1.000	216.638
Si				64.991

293.779 kN

5-4. 断面力のまとめ

	せん断力 (kN)
クローラクレーン前方作業時	397.613
クローラクレーン斜前方作業時	484.259
クローラクレーン側方作業時	293.779

5-5. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21

断面係数 $Z = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

断面二次モーメント $I = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$

はりせい $H = 400.0 \text{ mm}$

フランジ幅 $B = 400.0 \text{ mm}$

ウェブ厚 $t_1 = 13.0 \text{ mm}$

フランジ厚 $t_2 = 21.0 \text{ mm}$

ウェブ純断面積 $A_w = 4654.0 \text{ mm}^2$

フランジ固定間距離 $l_b = 2000.0 \text{ mm}$

せん断応力度の照査

せん断力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

$S_{\max} = 484.259 \text{ kN}$

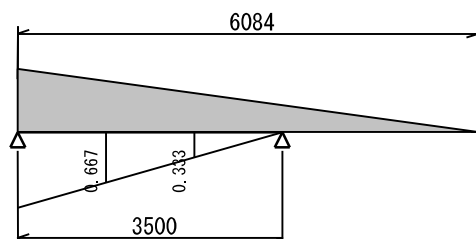
許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = 104 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

6. 杭反力

クローラークレーン斜前方作業時（最大値）にて検討

1) 荷重強度



作業側頂点荷重 $W_l = 318.363 \text{ kN/m}^2$

非作業側頂点荷重 $W_l' = 136.441 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 1.720 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 450.300 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 192.986 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
W ℓ 1	557.136		0.667	371.424
W ℓ 2	236.627		0.333	78.876

450.300 kN

	P、w	A	η	荷重強度
W ℓ 1	238.773		0.667	159.182
W ℓ 2	101.412		0.333	33.804

192.986 kN

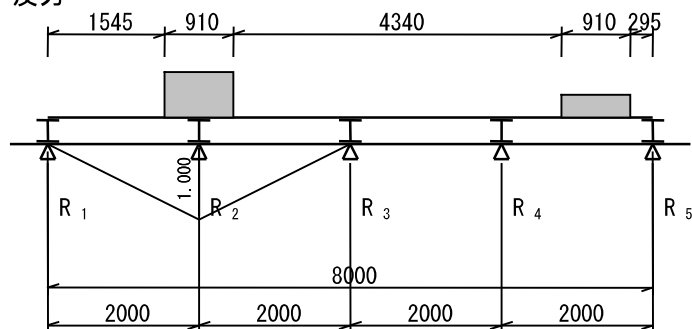
死荷重強度

P_d =覆工板、覆工受桁による集中荷重（左から）

（6.720 10.430 10.430 10.430 6.720 kN）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 反力



$$R_2 = R_d + R_l + R_i = 14.784 + 363.161 + 108.948 = 486.893 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	450.300	0.052		23.306
P2	450.300	0.403		181.581
	450.300	0.403		181.581
P3	450.300	0.052		23.306
P4	192.986	0.341		65.856
P5	192.986	0.569		109.761

Rmax

	P、w	A	η	R
Rdw	1.720	2.531		4.354
Rd2	10.430		1.000	10.430
R ℓ 2	363.161		1.000	363.161
Ri				108.948

486.893 kN

7. 杭の強度計算

7-1. 断面力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

軸圧縮力 $N = 486.893 \text{ kN}$ (下記の合計)
 上部構造からの軸力 $N_1 = 486.893 \text{ kN}$ (杭反力参照)
 水平力による曲げモーメント $M = 126.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (7-3 参照)

7-2. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21 (下記符号は橋軸方向回り y 橋軸直角方向回り x)

はりせい	$h = 400.0 \text{ mm}$	
フランジ幅	$B = 400.0 \text{ mm}$	
断面積	$A = 21870.0 \text{ mm}^2$	
断面二次モーメント	$I_x = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$	$I_y = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
断面二次半径	$i_x = 101.0 \text{ mm}$	$i_y = 175.0 \text{ mm}$
断面係数	$Z_x = 1120.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$	$Z_y = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

圧縮応力度

軸圧縮力 $N = 486.893 \text{ kN}$ 座屈長 $L = 4.388 \text{ m}$ (弱軸に関して)

$$\sigma_c = N/A = 22 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

曲げモーメント $M = 126.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{bc} = M/Z_x = 113 \text{ N/mm}^2$$

許容応力度

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(L/r - 18)\} \times 1.50 = 179 \text{ N/mm}^2 \quad (L/r = 4387.6/101.00 = 43.44 \text{ より})$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

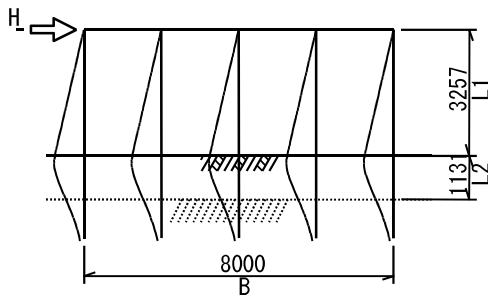
$$\sigma_{ea} = 12 \times 10^5 / (L/r)^2 = 636 \text{ N/mm}^2 \quad (L/r = 4387.6/101.00 = 43.44 \text{ より})$$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として照査を行う。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})} = 0.68 \leq f = 1.00$$

7-3. 水平力による断面力

頭部自由の突き出し杭として計算。



$$H : \text{水平力} = Wl \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$$

$$Wl : \text{活荷重重量} = 1259.000 \text{ kN}$$

$$KH : \text{水平力係数} = 0.150$$

$$L2 : \text{仮想支点深さ} = 1/\beta = 1.131 \text{ m}$$

$$\beta : \text{特性係数} = 0.884 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot b}{4 \cdot E \cdot I_x}}$$

$$kh : \text{水平方向地盤反力係数} = 274165.0 \text{ kN/m}^3$$

$$b : \text{杭幅} = 400 \text{ mm}$$

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

$$I_x : \text{杭の断面二次モーメント} = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M : \text{水平力による曲げモーメント} = 126.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= (H_0/2\beta) \sqrt{(1+2\beta \cdot L1)^2 + 1} \cdot \exp\{-\tan^{-1}(1+2\beta \cdot L1)^{-1}\}$$

$$\delta : \text{杭頭変位量} = 23.941 \text{ mm}$$

$$= H_0 \{ (1 + \beta \cdot L1)^3 + 1/2 \} / 3EI \beta^3$$

$$H_0 : \text{水平力} / \text{杭本数} = 37.770 \text{ kN}$$

$$L : \text{軸圧縮照査における座屈長} = 4.388 \text{ m}$$

$$= L1 + L2$$

水平方向地盤反力係数 Khの算出

1/β の範囲の平均値としてKhを算出

掘削底面以下の地盤条件と各層のKh

地層No.	地層厚(m)	α E o (kN/m ²)	Kho (kN/m ³)	BH	Kh (kN/m ³)
1	0.807	13408.000	44693.333	0.939	18994.373
2	—	446812.000	1489373.333	0.579	909730.546

$$Kh = Kho \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに Kh: 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

Kho: 直径30cmの剛体円板による平板載荷重試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$Kho = \frac{1}{0.3} \alpha E_o$$

BH: 換算荷重幅 = $\sqrt{(D/\beta)}$

Eo: 地盤の変形係数

α: 地盤反力係数の推定に用いる係数

1/β = 1.131 m と設定すると 1/β の範囲における各層Khの平均値は Kh = 274165 kN/m³

上記Khにより再度1/β を算出する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.884 \text{ m}^{-1}$$

Kh: 水平方向地盤反力係数 = 274165.000 kN/m³

B: 土留壁の幅 = 0.40 m

E: 土留壁のヤング係数 = 200000000 kN/m²

I: 土留壁の断面二次モーメント = 0.000224 m²

よって1/β は 1/β = 1 / 0.884 = 1.131 m

以上より設定した1/β と算定した1/β が等しくなる為、Khは

Kh = 274165.000 kN/m³ (1/β の範囲の平均値) となる。

8. 杭の支持力計算

8-1. 杭にかかる鉛直力（クローラクレーン斜前方作業時より）

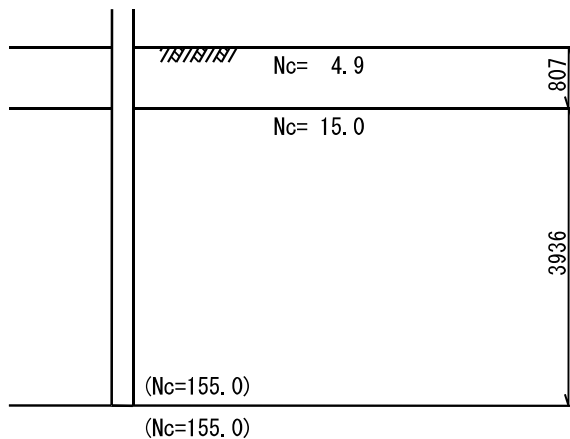
上部構造からの軸力	N1=486.893 kN	（杭強度計算参照）
杭自重	N2= 13.760 kN	（1.720 kN/m X 8.000 m）
合計鉛直力	N =500.653 kN	

8-2. 支持力の照査

許容支持力（プレボーリング（打撃・振動・圧入による先端処理）工法として下式の公式を用いる。）

$$R_a = \frac{1}{F_s} (q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i)$$

$$= \frac{1}{2} (1280.000 + 503.954) = 891.977 \text{ kN} \geq N = 500.653 \text{ kN}$$



Nt=40.000

()はNtを求める時のN1とN2用のN値

Fs: 安全率 = 2.0

qd: 杭先端での極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 200 \cdot \alpha \cdot N_t = 8000.000 \text{ kN/m}^2$$

α : 施工条件による先端係数 = 1.0

Nt: 杭先端N値

$$N_t = (N_1 + N_2) / 2 = 40.000 \leq 40.0$$

N1: 杭先端位置のN値 = 155.000

杭先端から下方への層厚が
2mに満たない時は、杭先端を含む
層の下層の地盤N値とする。

N2: 杭先端から上方へ2mの範囲での
平均N値 = 155.000

A: 杭の先端面積（下図）

U: 杭の周長（下図）

li: 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

fi: liにおける周面摩擦力度 (kN/m²)

砂質土: $f_i = 2 \cdot \beta \cdot N_s$

粘性土: $f_i = 10 \cdot \beta \cdot N_c$

Ns: 砂質土中の平均N値 $N_s \leq 50.0$

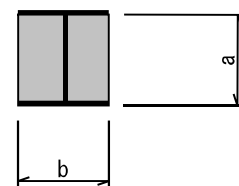
$N \leq 2$ のN値は考慮しない。

Nc: 粘性土中の平均N値 $N_c \leq 15.0$

$N \leq 2$ のN値は考慮しない。

β : 施工条件による周面係数 = 0.5

（砂充填等による空隙処理とする）



a = 400 mm

b = 400 mm

$$U = 2 \cdot (a + b) = 1.600 \text{ m}$$

$$A_p = a \cdot b = 0.1600 \text{ m}^2$$

1.3 KP1～KP2仮棧橋の設計

吊荷重の算定（ダウンザホールハンマ）

項目	単重(t/m)	長さ(m)	重量 (t)
減速機			2.400
ダウンザホールハンマ			2.425
スクリー	0.250	9.00	2.250
エアースイベル			0.285
ケーシング	0.175	12.00	2.100
引抜荷重(想定)1.2			1.892
吊荷重合計(t)			11.352

以上により設計吊荷重は $T = 120 \text{ kN}$ として検討を行う。

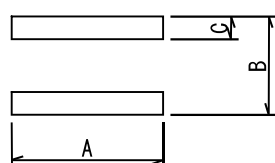
1. 設計条件

1-1. 要項

橋格	仮設橋梁（許容応力度 50 %割増）	
形式	組立式非合成単純 I 桁橋	
桁長	16.0 m	
支間長	15.4 m	
幅員	8.0 m	
活荷重	重機荷重	1-2. 参照
示方書	日本道路協会 道路橋示方書	
衝撃係数		
	主桁	$i = 0.300$
	覆工板	$i = 0.400$

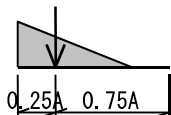
1-2. 重機荷重

1-2-1. クローラクレーン1 （ 7100 (100tcc) ） （載荷位置制限あり）



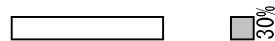
自重	1139.000 kN
吊荷重	120.000 kN（ダウンザホールハンマ）
A =	6.760 m
B =	6.160 m
C =	0.910 m

前方作業時荷重 （荷重中心位置を25:75とした下図分布とする）

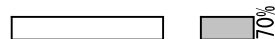


頂点荷重	$W = 248.323 \text{ kN/m}$
接地長	$\ell = 5.070 \text{ m}$

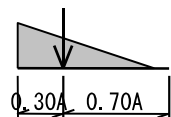
斜前方作業時荷重 （荷重中心位置を前後および側方に30:70とした下図分布とする）



作業側頂点荷重	$W = 289.711 \text{ kN/m}$
非作業側頂点荷重	$W' = 124.162 \text{ kN/m}$



接地長	$\ell = 6.084 \text{ m}$
-----	--------------------------



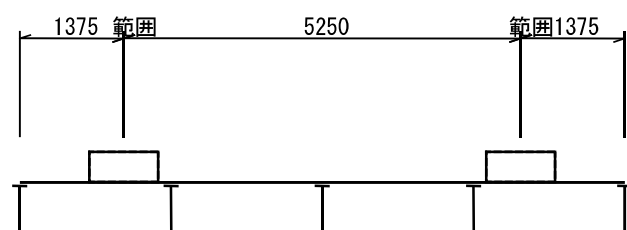
側方作業時荷重分担（片側クローラに総重量の75%がかかるものとする）

作業側	$W = 139.682 \text{ kN/m}$	非作業側	$W' = 46.561 \text{ kN/m}$
-----	----------------------------	------	----------------------------

1-3. クローラ载荷位置制限および、地盤設定条件

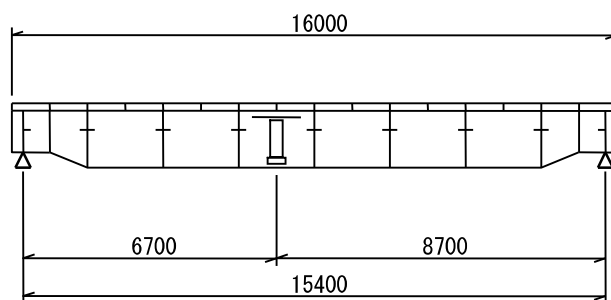
クローラクレーン1 (7100(100tcc))

クローラの横断方向载荷位置 (中心) は下図の範囲とする.

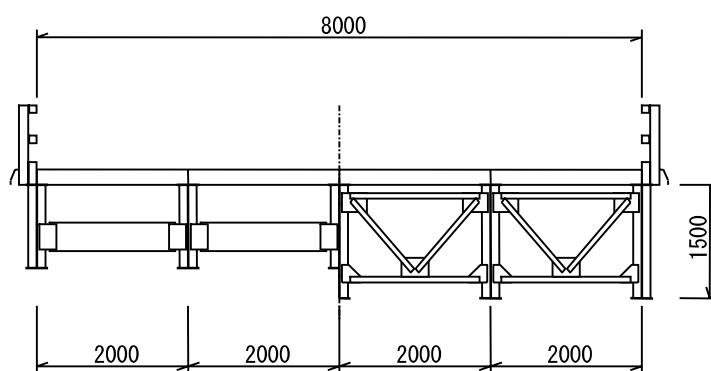


1-4. 形状

側面図



断面図

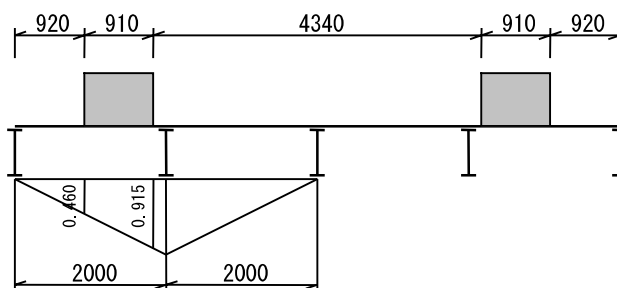


2. 主桁の検討

2-1. クローラクレーン1前方作業時(7100(100tcc))

1) 荷重強度

走行、作業時のクローラ中心位置は 1.375 ～ 1.375 m および 6.625 ～ 6.625 m の範囲とする。



三角分布の頂点荷重 $W = 272.883 \text{ kN/m}^2$ (分布荷重に換算)

以上より

活荷重強度

$$W_{\ell} = 170.722 \text{ kN/m} \quad (\text{クローラ荷重})$$

死荷重強度

$$W_d = 4.000 \quad (\text{主桁})$$

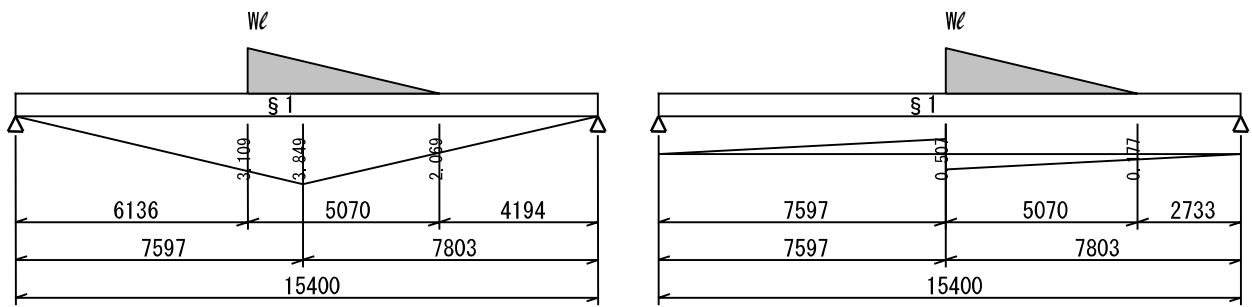
$$+ 4.240 \quad (\text{覆工板})$$

$$= 8.240 \text{ kN/m}$$

	係数	作業側荷重	係数	非作業側荷重	荷重強度
クローラ荷重後端(W_{ℓ})	0.6256	272.8829	0.0000	272.8829	170.7224
クローラ荷重後端(W_{ℓ}')	0.6256	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
等分布活荷重					

死荷重強度	係数	荷重	荷重強度
主桁	1.0000	4.0000	4.0000
覆工板	2.0000	2.1200	4.2400

2) 中央部断面力



$$M = M_d + M_\ell + M_i = 244.231 + 1452.316 + 435.695 = 2132.241 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_\ell + S_i = 0.849 + 171.792 + 51.538 = 224.178 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m2死荷重	M
Md	29.6397	4.2400	4.0000		244.2311
Mℓ1					1452.3156
Mℓ2					
Mℓ3					
Mi					435.6947
計					2132.2413 (kN・m)

$$M_\ell 1 = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 212.8496880000 \text{ kN} \quad L = 7.5970000000 \text{ m}$$

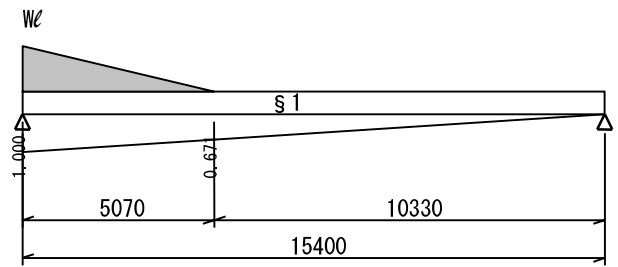
$$P_1 = 213.4874860000 \text{ kN} \quad L_1 = 0.7714900000 \text{ m}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m2死荷重	S
Sd	0.1030	4.2400	4.0000		0.8487
Sℓ1					171.7917
Sℓ2					
Sℓ3					
Si					51.5375
計					224.1779 (kN)

$$S_\ell 1 = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 171.7916740000 \text{ kN}$$

3) 端部断面力



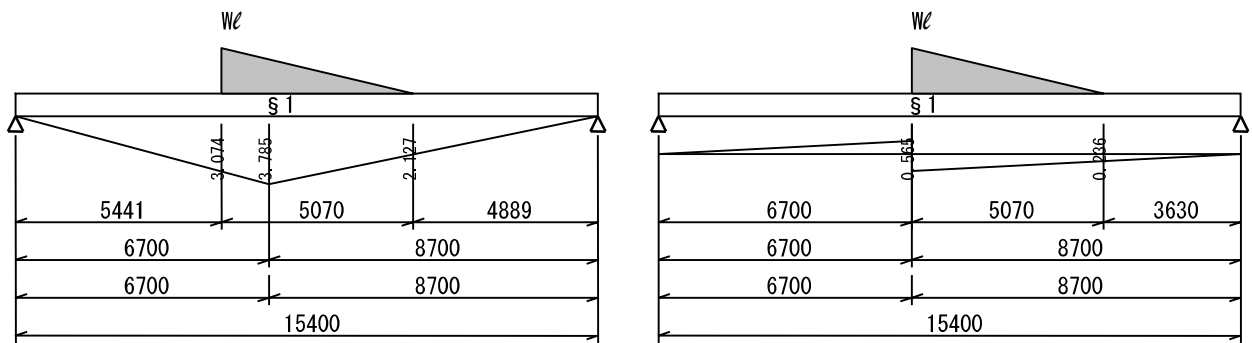
$S = S_d + S_{\ell} + S_i = 63.448 + 385.288 + 115.586 = 564.322 \text{ kN}$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	7.7000	4.2400	4.0000		63.4480
S _{ℓ1}					385.2877
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					115.5863
計					564.3220 (kN)

$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$

$R_a = 385.2877230000 \text{ kN}$

4) 添接部 N01 断面力



$$M = M_d + M_{\ell} + M_i = 240.155 + 1432.848 + 429.855 = 2102.858 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_{\ell} + S_i = 8.240 + 197.000 + 59.100 = 264.340 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	29.1450	4.2400	4.0000		240.1548
M _{ℓ1}					1432.8484
M _{ℓ2}					
M _{ℓ3}					
M _i					429.8545
計					2102.8577 (kN・m)

$$M_{\ell 1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 232.3810490000 \text{ kN} \quad L = 6.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 188.2522250000 \text{ kN} \quad L_1 = 0.6592470000 \text{ m}$$

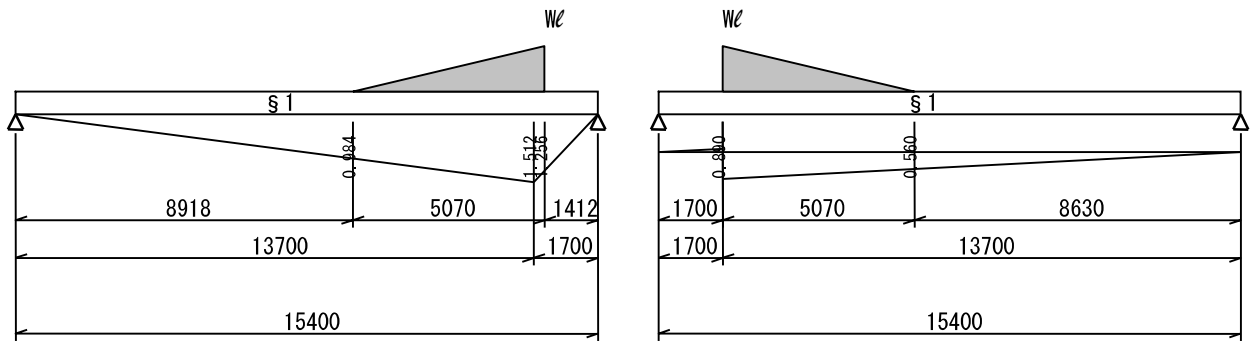
	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	1.0000	4.2400	4.0000		8.2400
S _{ℓ1}					196.9998
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					59.0999
計					264.3397 (kN)

$$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 196.9997770000 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.0000000000 \text{ kN}$$

5) 垂直補剛材部断面力



$$M = M_d + M_L + M_i = 95.955 + 580.585 + 174.176 = 850.716 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_L + S_i = 49.440 + 337.513 + 101.254 = 488.207 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	11.6450	4.2400	4.0000		95.9548
M _{L1}					580.5853
M _{L2}					
M _{L3}					
M _i					174.1756
計					850.7157 (kN・m)

$$M_{L1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 87.1745090000 \text{ kN} \quad L = 13.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 385.0096920000 \text{ kN} \quad L_1 = 1.5940000000 \text{ m}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	6.0000	4.2400	4.0000		49.4400
S _{L1}					337.5132
S _{L2}					
S _{L3}					
S _i					101.2540
計					488.2071 (kN)

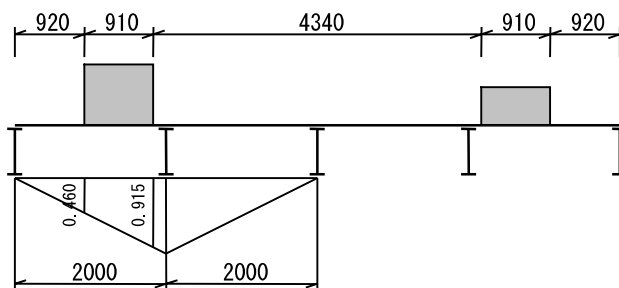
$$S_{L1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 337.5131700000 \text{ kN}$$

2-2. クローラクレーン1斜前方作業時(7100(100tcc))

1) 荷重強度

走行、作業時のクローラ中心位置は 1.375 ～ 1.375 m および 6.625 ～ 6.625 m の範囲とする。



作業側 三角分布の頂点荷重 $W = 318.363 \text{ kN/m}^2$ (分布荷重に換算)

非作業側 三角分布の頂点荷重 $W' = 136.441 \text{ kN/m}^2$ (分布荷重に換算)

以上より

活荷重強度

$W_l = 199.176 \text{ kN/m}$ (クローラ荷重)

死荷重強度

$W_d = 4.000$ (主桁)

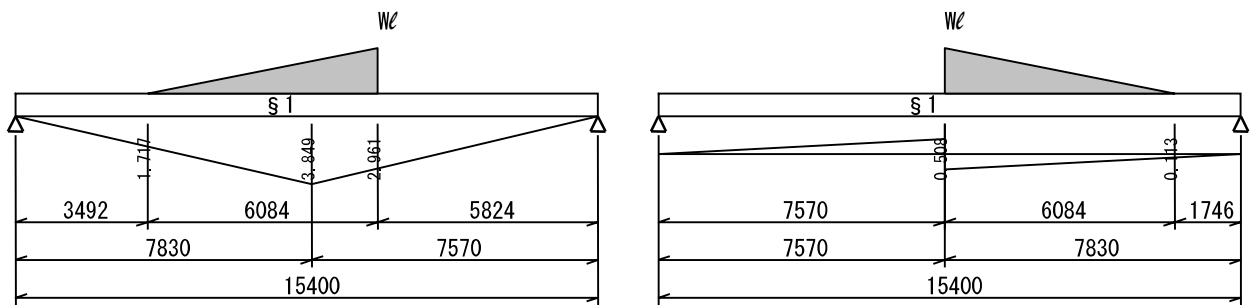
+ 4.240 (覆工板)

= 8.240 kN/m

	係数	作業側荷重	係数	非作業側荷重	荷重強度
クローラ荷重後端(W_l)	0.6256	318.3634	0.0000	136.4415	199.1761
クローラ荷重後端(W_l')	0.6256	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
等分布活荷重					

死荷重強度	係数	荷重	荷重強度
主桁	1.0000	4.0000	4.0000
覆工板	2.0000	2.1200	4.2400

2) 中央部断面力



$$M = M_d + M_{\ell} + M_i = 244.205 + 1973.484 + 592.045 = 2809.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_{\ell} + S_i = 1.071 + 228.272 + 68.482 = 297.825 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	29.6366	4.2400	4.0000		244.2052
M _{ℓ1}					1973.4838
M _{ℓ2}					
M _{ℓ3}					
M _i					592.0451
計					2809.7341 (kN・m)

$$M_{\ell 1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 308.9271250000 \text{ kN} \quad L = 7.8300000000 \text{ m}$$

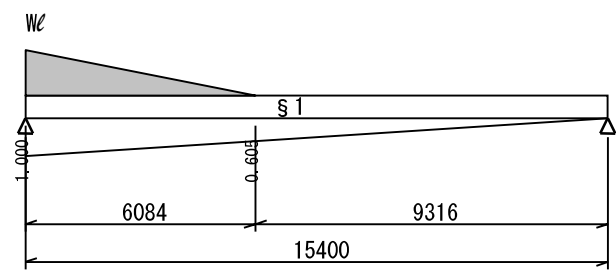
$$P_1 = 308.0329370000 \text{ kN} \quad L_1 = 1.4460000000 \text{ m}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	0.1300	4.2400	4.0000		1.0712
S _{ℓ1}					228.2724
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					68.4817
計					297.8254 (kN)

$$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 228.2724380000 \text{ kN}$$

3) 端部断面力



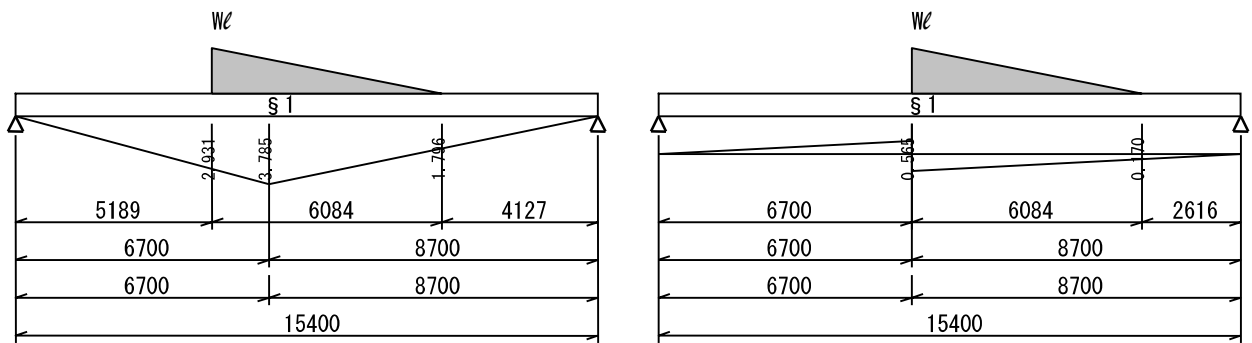
$S = S_d + S_{\ell} + S_i = 63.448 + 526.105 + 157.831 = 747.384 \text{ kN}$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	7.7000	4.2400	4.0000		63.4480
S _{ℓ1}					526.1046
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					157.8314
計					747.3840 (kN)

$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$

$R_a = 526.1046250000 \text{ kN}$

4) 添接部 N01 断面力



$$M = M_d + M_{\ell} + M_i = 240.155 + 1948.516 + 584.555 = 2773.225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_{\ell} + S_i = 8.240 + 262.502 + 78.750 = 349.492 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	29.1450	4.2400	4.0000		240.1548
M _{ℓ1}					1948.5158
M _{ℓ2}					
M _{ℓ3}					
M _i					584.5548
計					2773.2254 (kN・m)

$$M_{\ell 1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 321.9499060000 \text{ kN} \quad L = 6.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 263.5830580000 \text{ kN} \quad L_1 = 0.7912060000 \text{ m}$$

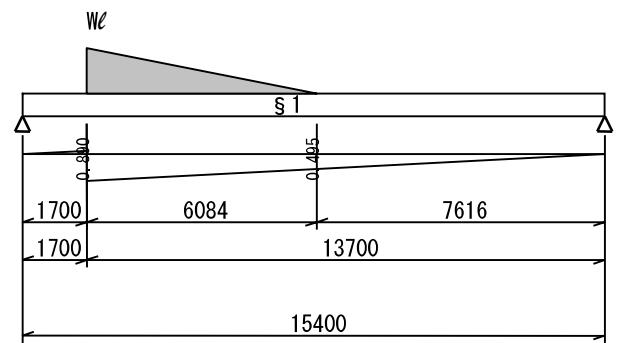
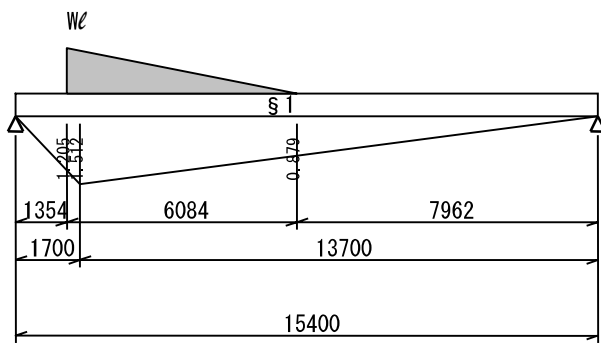
	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	1.0000	4.2400	4.0000		8.2400
S _{ℓ1}					262.5015
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					78.7505
計					349.4919 (kN)

$$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 262.5015000000 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.0000000000 \text{ kN}$$

5) 垂直補剛材部断面力



$$M = M_d + M_c + M_i = 95.955 + 792.120 + 237.636 = 1125.711 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_c + S_i = 49.440 + 459.220 + 137.766 = 646.426 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	11.6450	4.2400	4.0000		95.9548
M _{c1}					792.1201
M _{c2}					
M _{c3}					
M _i					237.6360
計					1125.7110 (kN・m)

$$M_{c1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 472.8331880000 \text{ kN} \quad L = 1.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 66.9553240000 \text{ kN} \quad L_1 = 0.1746880000 \text{ m}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	6.0000	4.2400	4.0000		49.4400
S _{c1}					459.2203
S _{c2}					
S _{c3}					
S _i					137.7661
計					646.4263 (kN)

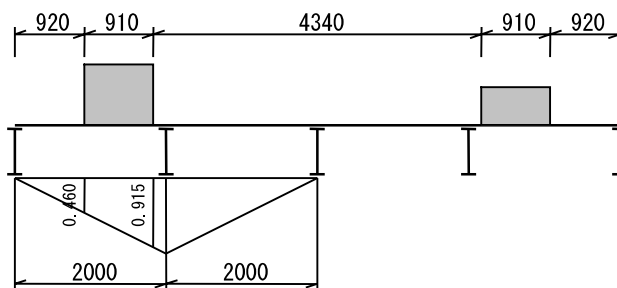
$$S_{c1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 459.2202500000 \text{ kN}$$

2-3. クローラクレーン1側方作業時(7100(100tcc))

1) 荷重強度

走行、作業時のクローラ中心位置は 1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲とする。



作業側荷重 $W = 153.497 \text{ kN/m}^2$ (分布荷重に換算)

非作業側荷重 $W' = 51.166 \text{ kN/m}^2$ (分布荷重に換算)

以上より

活荷重強度

$W_{\ell} = 96.031 \text{ kN/m}$ (クローラ荷重)

死荷重強度

$W_d = 4.000$ (主桁)

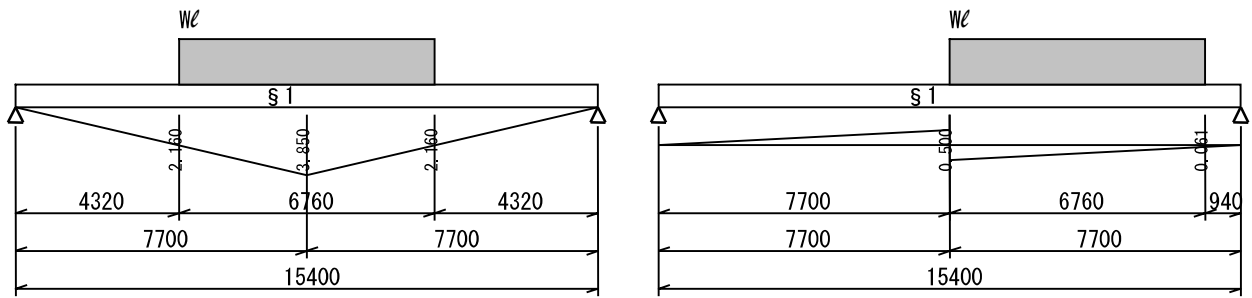
+ 4.240 (覆工板)

= 8.240 kN/m

	係数	作業側荷重	係数	非作業側荷重	荷重強度
クローラ荷重後端(Ψ)	0.6256	153.4967	0.0000	51.1656	96.0313
クローラ荷重後端(Ψ')	0.6256	153.4967	0.0000	51.1656	96.0313
等分布活荷重					

死荷重強度	係数	荷重	荷重強度
主桁	1.0000	4.0000	4.0000
覆工板	2.0000	2.1200	4.2400

2) 中央部断面力



$$M = M_d + M_\ell + M_i = 244.275 + 1950.761 + 585.228 = 2780.265 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_\ell + S_i = 0.000 + 182.105 + 54.632 = 236.737 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	29.6450	4.2400	4.0000		244.2748
M _{ℓ1}					1950.7615
M _{ℓ2}					
M _{ℓ3}					
M _i					585.2284
計					2780.2647 (kN・m)

$$M_{\ell 1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 324.5859380000 \text{ kN} \quad L = 7.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 324.5859370000 \text{ kN} \quad L_1 = 1.6900000000 \text{ m}$$

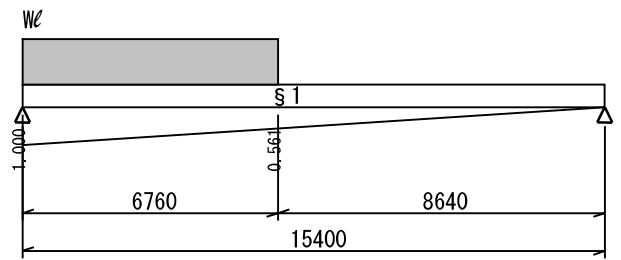
	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	0.0000	4.2400	4.0000		0.0000
S _{ℓ1}					182.1054
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					54.6316
計					236.7370 (kN)

$$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 182.1053570000 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.0000000000 \text{ kN}$$

3) 端部断面力



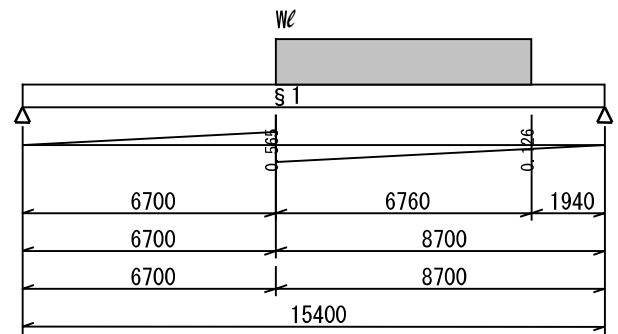
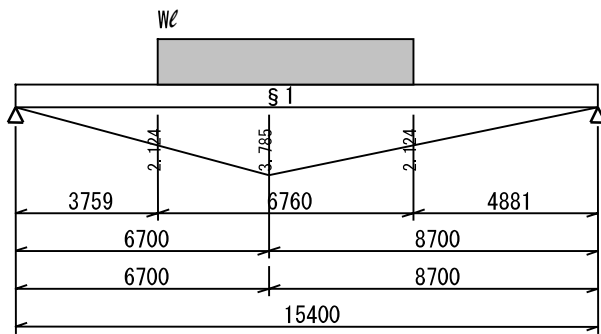
$S = S_d + S_{\ell} + S_i = 63.448 + 506.691 + 152.007 = 722.147 \text{ kN}$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	7.7000	4.2400	4.0000		63.4480
S _{ℓ1}					506.6913
S _{ℓ2}					
S _{ℓ3}					
S _i					152.0074
計					722.1467 (kN)

$S_{\ell 1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$

$R_a = 506.6912950000 \text{ kN}$

4) 添接部 N01 断面力



$$M = M_d + M_c + M_i = 240.155 + 1917.859 + 575.358 = 2733.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_c + S_i = 8.240 + 224.259 + 67.278 = 299.777 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	29.1450	4.2400	4.0000		240.1548
M _{c1}					1917.8595
M _{c2}					
M _{c3}					
M _i					575.3578
計					2733.3721 (kN・m)

$$M_{c1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 348.2343420000 \text{ kN} \quad L = 6.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 282.4281780000 \text{ kN} \quad L_1 = 1.4705000000 \text{ m}$$

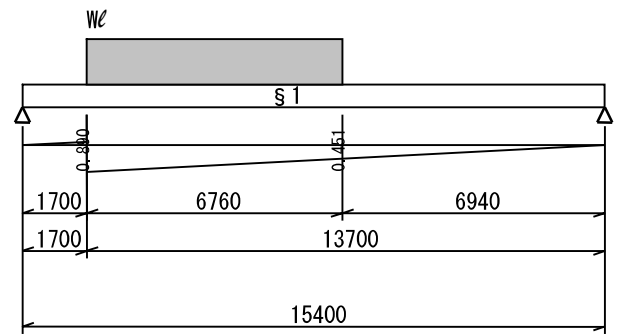
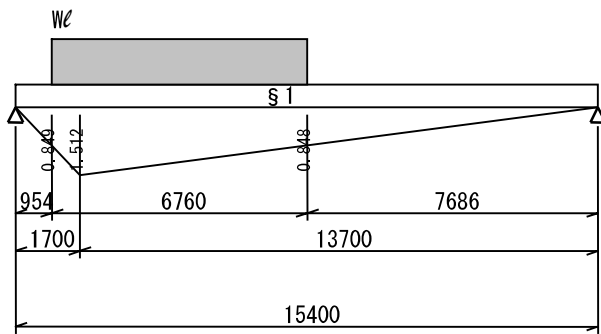
	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	1.0000	4.2400	4.0000		8.2400
S _{c1}					224.2594
S _{c2}					
S _{c3}					
S _i					67.2778
計					299.7772 (kN)

$$S_{c1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

$$R_a = 224.2593750000 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0.0000000000 \text{ kN}$$

5) 垂直補剛材部断面力



$$M = M_d + M_c + M_i = 95.955 + 766.288 + 229.886 = 1092.130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = S_d + S_c + S_i = 49.440 + 435.029 + 130.509 = 614.978 \text{ kN}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	M
M _d	11.6450	4.2400	4.0000		95.9548
M _{c1}					766.2883
M _{c2}					
M _{c3}					
M _i					229.8865
計					1092.1296 (kN・m)

$$M_{c1} = R_a \times L - (P_1 \times L_1 + \dots + P_n \times L_n)$$

$$R_a = 466.4763620000 \text{ kN} \quad L = 1.7000000000 \text{ m}$$

$$P_1 = 71.6393810000 \text{ kN} \quad L_1 = 0.3730000000 \text{ m}$$

	面積	上部構造より	自重・荷重	m ² 死荷重	S
S _d	6.0000	4.2400	4.0000		49.4400
S _{c1}					435.0295
S _{c2}					
S _{c3}					
S _i					130.5088
計					614.9783 (kN)

$$S_{c1} = R_a - P_1 - \dots - P_n$$

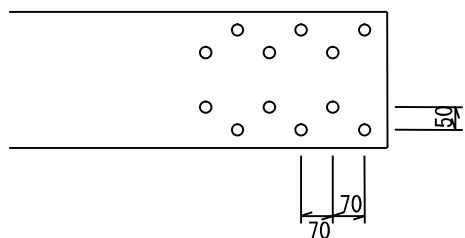
$$R_a = 214.1424110000 \text{ kN}$$

$$P_1 = 649.1718750000 \text{ kN}$$

2-4. 断面力のまとめ

		中央部	端部	添接部 1	垂直補剛材部
クローラクレーン1前方作業時	M	2132.241		2102.858	850.716
	S	224.178	564.322	264.340	488.207
クローラクレーン1斜前方作業時	M	2809.734		2773.225	1125.711
	S	297.825	747.384	349.492	646.426
クローラクレーン1側方作業時	M	2780.265		2733.372	1092.130
	S	236.737	722.147	299.777	614.978

* 引張フランジボルト穴控除幅



フランジ片側のボルト穴控除幅

$$w = 25.0 + \left(25.0 - \frac{70.0^2}{4 \times 50.0} \right) = 25.5 \text{ mm}$$

2-5. 応力照査

1) 中央部

断面力 $M=2809.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $S=297.825 \text{ kN}$

断面性能 (SM490Y)

		A	y	$A_y (X10^3)$	$A_y^2 (X10^4)$
U. Flg. PI	300X 25	7500	737.5	5531	407930
1. Web. PI	1450X 12	17400			304863
L. Flg. PI	300X 25	7500	-737.5	-5531	407930

断面二次モーメント $I = 1120723 \text{ X}10^4 \text{ mm}^4$

断面係数 $Z = 14943 \text{ X}10^3 \text{ mm}^3$

許容応力度

圧縮フランジの固定間距離 $\ell = 4000 \text{ mm}$ $\ell / b = 13.333$

$A_w / A_c = 2.32 > 2.0$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = 2.040$$

$7/K = 3.43203$

$7/K < \ell / b \leq 27$ より

$\sigma_a = \{ 210 - 2.3 (K \cdot \ell / b - 7) \} \times 1.50 = 245 \text{ N/mm}^2$

$\tau_a = 120 \times 1.50 = 180 \text{ N/mm}^2$

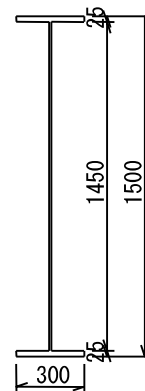
応力度の照査

$\sigma = M/Z = 188 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 245 \text{ N/mm}^2$

$\tau = S/A_w = 17 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 180 \text{ N/mm}^2$

合成応力度の照査

$\tau / \tau_a = 0.10 \leq 0.45$ 照査不要



2) 端部

断面力 応力集中を考慮して断面力を1.7倍とする。

$$S = 747.384 \times 1.7 = 1270.553 \text{ kN}$$

$$M = S \cdot \ell = 1270.553 \times 0.7 \times 1.0 = 889.387 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\ell = 700\text{mm} \text{ 端部側面図参照})$$

断面性能 (SM490Y)

		A	y	$A_y (X10^3)$	$A_y^2 (X10^4)$
U. Flg. Pl	300X 25	7500	537.5	4031	216680
1. Web. Pl	1050X 12	12600			115763
L. Flg. Pl	300X 25	7500	-537.5	-4031	216680

$$\text{断面二次モーメント} \quad I = 549123 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{断面係数} \quad Z = 9984 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

許容応力度

$$\text{圧縮フランジの固定間距離} \quad \ell = 1700 \text{ mm} \quad \ell/b = 5.667$$

$$A_w/A_c = 1.68 \leq 2.0$$

$$3.5 < \ell/b \leq 27 \text{ より}$$

$$\sigma_a = \{ 210 - 4.6(\ell/b - 3.5) \} \times 1.50 = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 120 \times 1.50 = 180 \text{ N/mm}^2$$

応力度の照査

$$\sigma = M/Z = 89 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 300 \text{ N/mm}^2$$

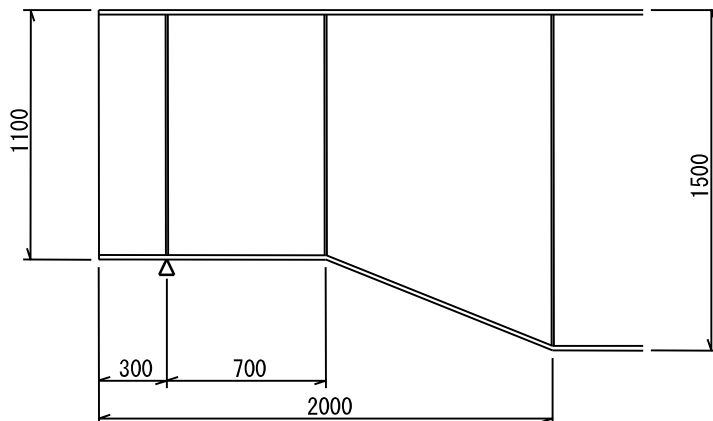
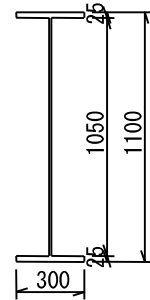
$$\tau = S/A_w = 101 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度の照査

$$\tau/\tau_a = 0.56 > 0.45 \text{ より}$$

$$(\sigma_b/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.40 \leq f = 1.20$$

$$\text{腹板上縁応力度} \quad \sigma_b = Mx \quad 525/5491218750 = 85 \text{ N/mm}^2$$



3) 添接部 No1

断面力 $M=2773.225 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $S=349.492 \text{ kN}$

断面性能 (SM490Y)

		A	y	$A_y (X10^3)$	$A_y^2 (X10^4)$
U. Flg. PI	300X 25	7500	737.5	5531	407930
l. Web. PI	1450X 12	17400			304863
L. Flg. PI	300X 32	9600	-741.0	-7114	527118
		34500		-1583	1239911

$$\sigma = A_y/A = -45.9 \text{ mm}$$

$$AX\sigma^2 = 7257$$

$$Y_u = 725.6 \text{ mm}$$

$$Y_l = 781.4 \text{ mm}$$

断面二次モーメント $I = 1239911 \times 10^4 \text{ mm}^4$

断面係数 $Z_u = 15488 \times 10^3 \text{ mm}^3$

$Z_l = 17334 \times 10^3 \text{ mm}^3$

許容応力度

圧縮フランジの固定間距離 $\ell = 4000 \text{ mm}$ $\ell/b = 13.333$

$A_w/A_c = 2.32 > 2.0$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = 2.040$$

$7/K = 3.43203$

$7/K < \ell/b \leq 27$ より

$\sigma_{ca} = \{ 210 - 2.3(K \cdot \ell/b - 7) \} \times 1.50 = 245 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{ta} = 210 \times 1.50 = 315 \text{ N/mm}^2$

$\tau_a = 120 \times 1.50 = 180 \text{ N/mm}^2$

応力度の照査

$\sigma_c = M/Z_u = 179 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 245 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_t = M/Z_l = 160 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ta} = 315 \text{ N/mm}^2$

$\tau = S/A_w = 20 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 180 \text{ N/mm}^2$

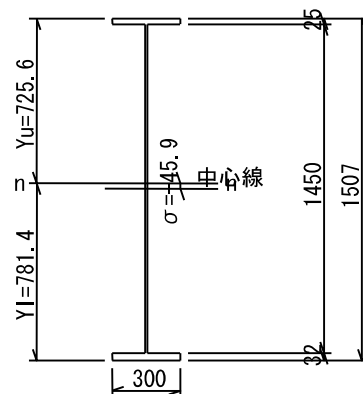
合成応力度の照査

$\tau/\tau_a = 0.11 \leq 0.45$ 照査不要

L. Flgのボルト孔を考慮した応力度の照査

ボルト孔を考慮した断面積 $A_n = 9600 - 25.5 \times 2 \times 32 = 7968 \text{ mm}^2$

$\sigma_t = 160 \times 9600 / 7968 = 193 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ta} = 315 \text{ N/mm}^2$



2-6. 上フランジの添接

1) 母材総断面

$$1-U.Flg.PI \quad 300 \times 25 \quad A_g = 7500 \text{ mm}^2 \quad (\text{SM490Y})$$

2) 作用応力度

一番応力度の大きい添接部No. 1で照査する。

$$\text{作用応力度} \quad \sigma_c = 179 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{全強の75\%} \quad 0.75 \sigma_a = 0.75 \times 195 \times 1.50 = 219 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{圧縮フランジの固定間距離 } \ell = 4000 \text{ mm} \quad \ell/b = 13.333$$

$$A_w/A_c = 2.32 > 2.0$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = 2.040$$

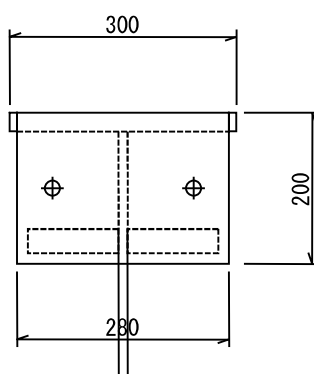
$$7/K = 3.43203$$

$$7/K < \ell/b \leq 27 \text{ より}$$

$$\sigma_{ca} = 210 - 2.3(K \cdot \ell/b - 7) = 164 \text{ N/mm}^2$$

よって全強の75%で設計する。

3) ボルト配置図



4) 設計軸力

$$P_c = 0.75 \sigma_a A_g = 219 \times 7500 = 1645313 \text{ N}$$

5) 添接板必要断面積

$$A_{req} = 0.75 \sigma_a A_g / \sigma_{ca} = 219 \times 7500 / 164 = 10015 \text{ mm}^2$$

6) リブの断面

$$P_c = 1645313 \text{ N}$$

$$2PL \quad 2 \times 120 \times 32 \quad A_g = 7680 \text{ mm}^2 \quad (\text{SM490Y}) \quad L = 650 \text{ mm}$$

$$\sigma = 1645313 / 7680 = 214 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 293 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1645313 / (2 \times 32 \times 650) = 40 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

7) 溶接の照査

$$\text{隅肉溶接} \quad \text{脚長 } S = 8 \text{ mm} \quad \text{スカラーラップ35R考慮}$$

$$\tau = 1645313 / (4 \times 8 \times 0.707 \times 615) = 118 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

2-7. 下フランジの添接

一番応力度の大きい添接部で照査する。

$$\text{作用応力度} \quad \sigma_t = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{全強の75\%} \quad 0.75 \sigma_a = 0.75 \times 210 \times 1.50 = 236 \text{ N/mm}^2$$

よって全強の75%で設計する。

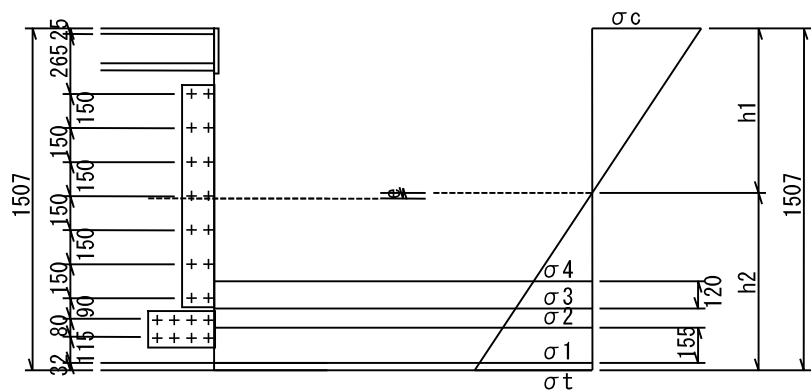
$$\text{所要ボルト数} \quad n = \frac{236 \times 9600}{2 \times 48000 \times 1.50} = 15.8 \leq 20 \text{ 本}$$

添接板の検討

$$4\text{-Spl. Pl } 130 \times 25 \quad A = 4 \times 25 (130 - 25.5) = 10450 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_t = 236 \times \frac{9600}{10450} = 217 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ta} = 315 \text{ N/mm}^2$$

2-8. ウェブの添接



中立軸から上フランジまでの距離	h_1	=	726	mm
中立軸から下フランジまでの距離	h_2	=	781	mm
上フランジの設計応力度	σ_c	=	219	N/mm ²
下フランジの設計応力度	σ_t	=	236	N/mm ²
ウェブ最下部の応力	σ_1	=	227	N/mm ²
ボルト1列目と2列目の中間応力	σ_2	=	180	N/mm ²
ボルト2列目と3列目の中間応力	σ_3	=	154	N/mm ²
ボルト3列目と4列目の中間応力	σ_4	=	118	N/mm ²
ウェブ図芯の中立軸とのずれ	e	=	45.9	mm

a) 曲げモーメントによりボルトに作用する力

最下段ボルトに作用する力

$$\rho_m = \frac{(227 + 180)}{2} \times 155.0 \times 12.0 / 4 \times 0.001 = 94.462 \text{ kN}$$

三段目ボルトに作用する力

$$\rho_m = \frac{(154 + 118)}{2} \times 120.0 \times 12.0 / 2 \times 0.001 = 97.829 \text{ kN}$$

b) せん断力によりボルトに作用する力

せん断力 (添接部最大値) $S = 349.492 \text{ kN}$

ボルト本数 $N = 22 \text{ 本}$

$$\rho_s = 349.492 / 22 = 15.886 \text{ kN}$$

c) 合成ボルト力

$$\rho_0 = \sqrt{(97.829)^2 + (15.886)^2} = 99.110 \text{ kN} < \rho_a = 2 \times 48 \times 1.50 = 144 \text{ kN}$$

d) 添接板の検討 (SM490YA)

ウェブ断面性能 $A_w = 17400 \text{ mm}^2$ $I_w = 304863 \times 10^4 \text{ mm}^4$

添接板断面性能	A	y	Ay (X10 ³)	Ay ² (X10 ⁴)	I _o =bh ³ /12 (X10 ⁴)
1-Spl. PI 175X12	2100	637.5	1339	85345	536
2-Spl. PI 980X 9	17640	10	176	176	141179
2-Spl. PI 160X 9	2880	-570	-1642	93571	614
	22620			179093	142329

添接板断面積 $A = 22620 \text{ mm}^2 > A_w = 17400 \text{ mm}^2$

添接板断面二次モーメント $I = 321422 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$> I_w = 304863 \times 10^4 \text{ mm}^4$

2-9. 水平補剛材

水平補剛材を設けないものとして

$$t = \frac{b}{123} = \frac{1450}{123} = 11.79 \text{ mm} \leq t_a = 12.00 \text{ mm}$$

t : 腹板最小厚 = 12 mm

b : 腹板高さ = 1450 mm

2-10. 垂直補剛材

a) 垂直補剛材間隔照査

端部より 2.0 m の位置にて求める。

水平補剛材を設けないものとして

a/b=1.38 > 1.0 より

$$\left(\frac{b}{100t} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345} \right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{77+58(b/a)^2} \right\}^2 \right] = 0.350 \leq 1.0$$

a : 垂直補剛材間隔 = 2000 mm

b : 腹板の板幅 = 1450 mm

t : 腹板の厚さ = 12 mm

σ : 腹板の縁圧縮応力度

$$= 1125.711 \times 10^6 \times 725 / 1120723 \times 10^4 = 73 \text{ N/mm}^2$$

τ : 腹板のせん断応力度

$$= 646426 / 17400 = 37 \text{ N/mm}^2$$

b) 剛度

$$I_{v, \text{req}} = \frac{bt^3}{11} \times 8.0 \times \left(\frac{b}{a} \right)^2 = 96 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

1-Stiff. PI 110X9 (SS400)

$$I_v = 110^3 \times 9 / 3.0 = 399 \times 10^4 \text{ mm}^4 > I_{v, \text{req}} = 96 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

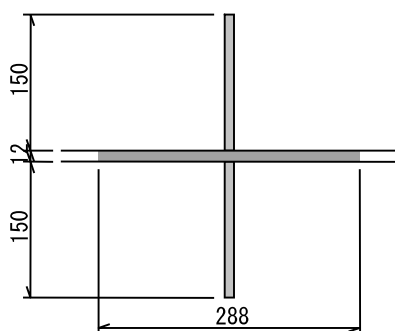
c) 補剛材板幅, 板厚

$$\text{板幅 } B = 1450.0 / 30 + 50 = 98.3 \text{ mm} \leq 110 \text{ mm}$$

$$\text{板厚 } t = 110 / 13 = 8.0 \text{ mm} \leq 9.0 \text{ mm}$$

2-11. 端部補剛材

2-Stiff.PI 150X12 (SM490Y)



断面諸値

$$A = A_v + t \times t \times 12 \times 2 = 7056 \text{ mm}^2$$

$$\text{ただし } A \leq A_v \times 1.7 = 6120 \text{ mm}^2$$

$$\text{よって } A = 6120 \text{ mm}^2$$

$$I = 12 \times 312^3 / 12 = 3037.00 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{30370000}{6120}} = 70.4 \text{ mm}$$

A : 有効断面積 mm^2

A_v : 端部補剛材断面積 = $150 \times 12 \times 2 = 3600 \text{ mm}^2$

t : 腹板厚さ = 12 mm

I : 断面二次モーメント

r : 断面二次半径

許容応力度

$$\frac{b}{10.5} = 14.3 \text{ mm} > t = 12 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5} \text{ より}$$

$$\sigma_{cal} = 23000 \times (t/b)^2 = 147 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{有効座屈長} = \text{桁高さ} / 2 = 1050 / 2 = 525 \text{ mm}$$

$$\ell / r = 525 / 70.4 = 7.45 \leq 15 \text{ より}$$

$$\sigma_{cag} = 210 \text{ N/mm}^2$$

以上より

$$\sigma_{ca} = (\sigma_{cag} \times \sigma_{cal} / \sigma_{cao}) \times 1.50 = 221 \text{ N/mm}^2$$

応力照査

$$S = 747.384 \text{ kN (端部せん断力)}$$

$$\sigma_c = \frac{S}{A} = \frac{747384}{6120} = 122 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 221 \text{ N/mm}^2$$

2-12. 主桁のたわみ

衝撃を含まない活荷重にて計算する。

クローラクレーン1側方作業時

曲げモーメント $M = 1950.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\delta = 20.04 \text{ mm} \leq \delta_a = L/400 = 38.50 \text{ mm}$$

(計算結果については、別紙参照「APOLLO Analyzer Ver2.51.0.0 (株横河技術情報社製を使用)」)

3. 中間対傾構

3-1. 設計方針

(1) 設計荷重は、風荷重（活荷重無載荷時）、地震荷重、または照査水平荷重による水平力を考える。

(2) 風荷重、地震荷重、照査水平荷重とも一組の対傾構で受け持つものとする。

3-2. 荷重

3-3-1. 風荷重

$$1 \leq B/D < 8 \quad W = \{ 4.0 - 0.2(B/D) \} D \geq 6.0 \text{ kN/m}$$

$$8 \leq B/D \quad W = 2.4 D \geq 6.0 \text{ kN/m}$$

B : 橋の総幅 = 8.300 m

D : 橋の総高 = 桁高さ + 覆工板高さ + 地覆 + 高欄(0.4) (m)

$$D = 1.500 + 0.200 + 0.250 + 0.400 = 2.350 \text{ m}$$

$$B/D = 3.532 \text{ より}$$

$$W_w = \{ 4.0 - 0.2(B/D) \} D = 7.740 \text{ kN/m} > 6.0 \text{ kN/m}$$

常時に換算した場合の風荷重

$$W_w' = 7.740 \times 1/k = 6.450 \text{ kN/m}$$

$$k : \text{風荷重時許容応力度割増率 (道路橋示方書・同解説より)} = 1.2$$

3-3-2. 地震荷重

覆工板	2.120 kN/m ²	X 8.000 m	16.960 kN/m
主桁他	4.000 kN/m/本	X 5 本	20.000 kN/m
			36.960 kN/m

$$W_e = 36.960 \times 0.2 = 7.392 \text{ kN/m}$$

常時に換算した場合の地震荷重

$$W_e' = 7.392 \times 1/k = 4.928 \text{ kN/m}$$

$$k : \text{地震荷重時許容応力度割増率 (道路橋示方書・同解説より)} = 1.5$$

3-3-3. 照査水平荷重

重機	1139.000 kN	/ 15.400 m	73.961 kN/m
覆工板	2.120 kN/m ²	X 8.000 m	16.960 kN/m
主桁他	4.000 kN/m/本	X 5 本	20.000 kN/m
			110.921 kN/m

$$W_o = 110.921 \times 0.05 = 5.546 \text{ kN/m}$$

常時に換算した場合の照査水平荷重

$$W_o' = 5.546 \times 1/k = 4.437 \text{ kN/m}$$

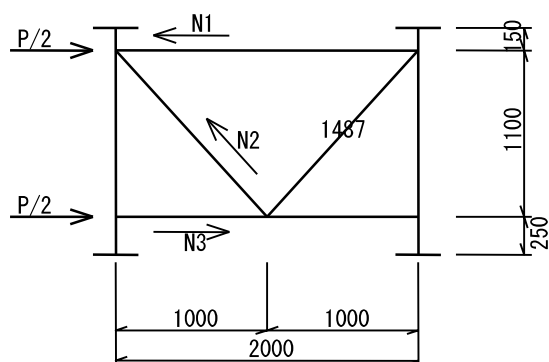
$$k : \text{施工時許容応力度割増率 (道路橋示方書・同解説より)} = 1.25$$

3-3-4. 荷重

上記より対傾構にかかる荷重（風荷重）

$$P = 7.740 \times 4.0 (\text{対傾構取付け間隔}) = 30.960 \text{ kN}$$

3-4. 部材力



水平力は上弦材、下弦材の2段で抵抗すると考える。

$$N1 = P/2 = 15.480 \text{ kN}$$

$$N2 = P/2 \times 1.487 = 23.019 \text{ kN}$$

$$N3 = P/2 = 15.480 \text{ kN}$$

3-5. 応力照査（弦材）

使用材 L-75X75X9 (SS400)

$$A = 1269 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 22.5 \text{ mm}$$

$$r_{\min} = 14.5 \text{ mm}$$

部材の細長比

$$\ell / r_{\min} = 2000 / 14.5 = 138 \leq 150$$

許容圧縮応力度

$$\ell / r_x = 2000 / 22.5 = 88.9 \quad (18 < \ell / r \leq 92)$$

$$b/t = 75/9 = 8.3 < 12.8$$

$$\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(\ell / r_x - 18)\} (0.5 + \frac{\ell / r_x}{1000}) \times 1.50 \times K = 72 \text{ N/mm}^2$$

(1.50XK > 1.5 の場合、1.50XK=1.5とする)

作用応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{15.480 \times 10^3}{1269} = 12 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 72 \text{ N/mm}^2$$

3-6. 応力照査（斜材）

使用材 L-75X75X9 (SS400)

$$A = 1269 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 22.5 \text{ mm}$$

$$r_{\min} = 14.5 \text{ mm}$$

部材の細長比

$$\ell / r_{\min} = 1487 / 14.5 = 103 \leq 150$$

許容圧縮応力度

$$\ell / r_x = 1487.0 / 22.5 = 66.1 \quad (18 < \ell / r \leq 92)$$

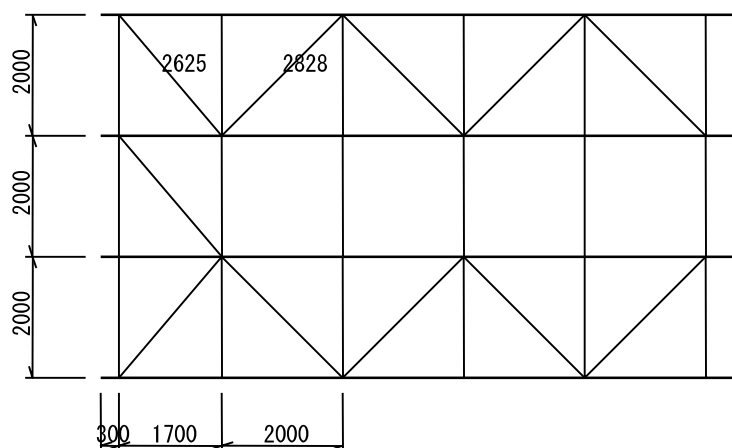
$$\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(\ell / r_x - 18)\} (0.5 + \frac{\ell / r_x}{1000}) \times 1.50 \times K = 85 \text{ N/mm}^2$$

(1.50XK > 1.5 の場合、1.50XK=1.5とする)

作用応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{23.019 \times 10^3}{1269} = 18 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 85 \text{ N/mm}^2$$

4. 横構



4-1. 設計方針

- (1) 設計荷重は、風荷重（活荷重無載荷時）、地震荷重、または照査水平荷重による水平力を考える。
- (2) 上図のように二組および上下一段の横構で受け持つものとする。
- (3) 部材力は、主桁と横構からなる単純トラスの斜材の部材力として求める。

4-2. 部材力

荷重 $W = 7.740 \text{ kN/m}$ （風荷重より、対傾構の計算参照）

部材力 L : 支間長=15.4 m

$$N = \pm WXL/2 \times 2.625/2.0 \times 1/2 = \pm 39.111 \text{ kN}$$

4-3. 応力照査

使用材 L-100X100X10 (SS400)

$$\begin{aligned} A &= 1900 \text{ mm}^2 \\ r_x &= 30.4 \text{ mm} \\ r_{\min} &= 19.5 \text{ mm} \\ \ell &= 2545 \text{ mm} \quad (2828 \times 90\%) \end{aligned}$$

部材の細長比

$$\ell / r_{\min} = 2545 / 19.5 = 131 < 150$$

許容応力度

$$\ell / r_x = 2545/30.4 = 84.0 \quad (18 < \ell/r \leq 92)$$

$$b/t = 90/10 = 9.0 < 12.8$$

$$\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(\ell/r_x - 18)\} (0.5 + \frac{\ell/r_x}{1000}) \times 1.50 \times K = 75 \text{ N/mm}^2$$

(1.5XK > 1.5 の場合、1.5XK=1.5とする)

$$\sigma_{ta} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$$

作用応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{39.111 \times 10^3}{1900} = 21 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A'} = \frac{39.111 \times 10^3}{1900 - (45 + 25) \times 10} = 33 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

A' : 引張山形鋼の断面積

偏心を考慮して有効断面積を3/4とし、かつボルト孔を考慮したもの

5. 覆工板の計算

5-1. クローラークレーン1前方作業時 (7100 (100tcc))

1) 荷重強度

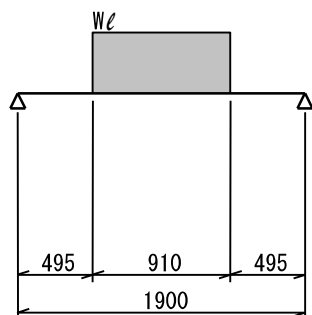
クローラークレーンが前方吊りした場合にて検討

$$W_{\ell} = 245.971 \text{ kN/m}$$

$$W_d = 2.120 \text{ kN/m (死荷重)}$$

2) 断面力

* 曲げモーメント

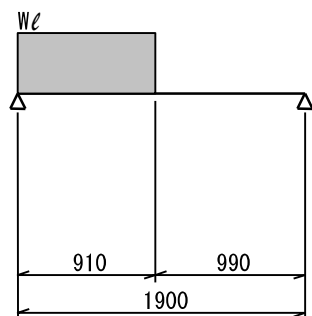


$$M = M_d + M_{\ell} + M_i$$

$$= 0.957 + 80.860 + 32.344$$

$$= 114.161 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

* せん断力



$$S = S_d + S_{\ell} + S_i$$

$$= 2.014 + 170.232 + 68.093$$

$$= 240.338 \text{ kN/体}$$

3) 応力照査

メトロデッキI (SM) を使用 (SM490A材)

$$\text{許容曲げ応力度 } \sigma_a = 185 \times 1.50 = 278 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容せん断応力度 } \tau_a = 105 \times 1.50 = 158 \text{ N/mm}^2$$

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{M_d + (M_{\ell} + M_i)\} / 1735000$$

$$= 66 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\tau = \{S_d + (S_{\ell} + S_i)\} / 5280$$

$$= 46 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 158 \text{ N/mm}^2$$

5-2. クローラクレーン1斜前方作業時 (7100(100tcc))

1) 荷重強度

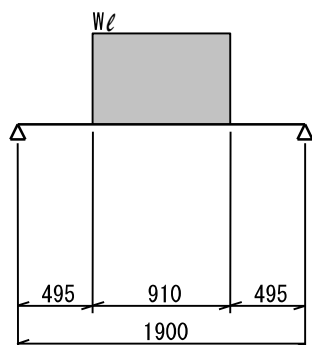
クローラが斜め前方吊りした場合にて検討

$W_{\ell}=292.199 \text{ kN/m}$ (斜め前方吊りにおける等分布荷重[作業側])

$W_d= 2.120 \text{ kN/m}$ (死荷重)

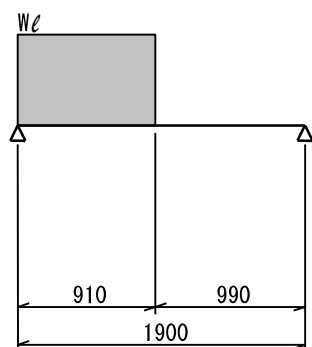
2) 断面力

* 曲げモーメント



$$\begin{aligned} M &= M_d + M_{\ell} + M_i \\ &= 0.957 + 96.057 + 38.423 \\ &= 135.436 \text{ kN} \cdot \text{m/体} \end{aligned}$$

* せん断力



$$\begin{aligned} S &= S_d + S_{\ell} + S_i \\ &= 2.014 + 202.225 + 80.890 \\ &= 285.129 \text{ kN/体} \end{aligned}$$

3) 応力照査

メトロデッキI (SM) を使用 (SM490A材)

許容曲げ応力度 $\sigma_a = 185 \times 1.50 = 278 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 $\tau_a = 105 \times 1.50 = 158 \text{ N/mm}^2$

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\begin{aligned} \sigma &= \{M_d + (M_{\ell} + M_i)\} / 1735000 \\ &= 78 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\begin{aligned} \tau &= \{S_d + (S_{\ell} + S_i)\} / 5280 \\ &= 54 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 158 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5-3. クローラクレーン1側方作業時 (7100(100tcc))

1) 荷重強度

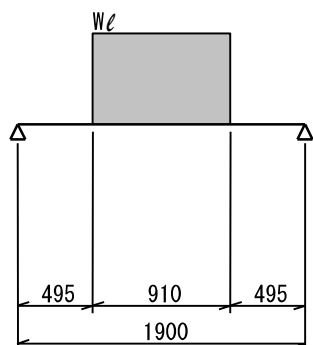
クローラが側方吊りした場合にて検討

$$W_{\ell} = 153.497 \text{ kN/m (側方吊りにおける等分布荷重[作業側])}$$

$$W_d = 2.120 \text{ kN/m (死荷重)}$$

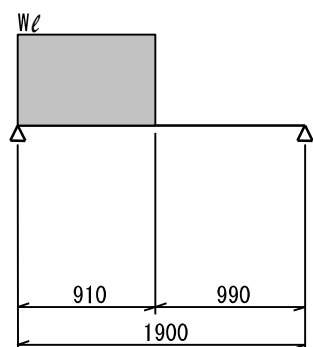
2) 断面力

* 曲げモーメント



$$\begin{aligned} M &= M_d + M_{\ell} + M_i \\ &= 0.957 + 50.460 + 20.184 \\ &= 71.601 \text{ kN} \cdot \text{m/体} \end{aligned}$$

* せん断力



$$\begin{aligned} S &= S_d + S_{\ell} + S_i \\ &= 2.014 + 106.232 + 42.493 \\ &= 150.739 \text{ kN/体} \end{aligned}$$

3) 応力照査

メトロデッキI (SM) を使用 (SM490A材)

$$\text{許容曲げ応力度 } \sigma_a = 185 \times 1.50 = 278 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容せん断応力度 } \tau_a = 105 \times 1.50 = 158 \text{ N/mm}^2$$

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\begin{aligned} \sigma &= \{M_d + (M_{\ell} + M_i)\} / 1735000 \\ &= 41 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\begin{aligned} \tau &= \{S_d + (S_{\ell} + S_i)\} / 5280 \\ &= 29 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 158 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

出力ケース

番号	タイトル
601	クローラクレーン1前方作業時
602	クローラクレーン1斜前方作業時
603	クローラクレーン1側方作業時
3020	施工時最大
	クローラクレーン1前方作業時
	クローラクレーン1斜前方作業時
	クローラクレーン1側方作業時
	施工時最大
	施工時最大
	総合最大
3030	総合最大

出力節点ブロック

番号	タイトル	節点数
1	構造節点	75

桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

ブロック [No.1 : 構造節点] [節点変位]

節点番号	1001	1002	1003	1004	1005	1006	1007	1008	1009	1010	1011	1012
番号 タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
601 クローラクレ	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
602 クローラクレ	0.00	-1.25	-2.97	-5.99	-8.09	-8.66	-8.84	-8.84	-8.84	-8.84	-8.05	-5.93
603 クローラクレ	0.00	-1.29	-3.07	-6.18	-8.34	-8.92	-9.11	-9.11	-9.11	-9.10	-8.33	-6.18
3020 施工時最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
クローラクレ	0.00	-1.25	-2.97	-5.99	-8.09	-8.66	-8.84	-8.84	-8.84	-8.84	-8.05	-5.93
クローラクレ	0.00	-1.29	-3.07	-6.18	-8.34	-8.92	-9.11	-9.11	-9.11	-9.10	-8.33	-6.18
施工時最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
最小	0.00	-1.29	-3.07	-6.18	-8.34	-8.92	-9.11	-9.11	-9.11	-9.10	-8.33	-6.18
3030 総合最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
施工時最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
最小	0.00	-1.29	-3.07	-6.18	-8.34	-8.92	-9.11	-9.11	-9.11	-9.10	-8.33	-6.18
総合最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
最小	0.00	-1.29	-3.07	-6.18	-8.34	-8.92	-9.11	-9.11	-9.11	-9.10	-8.33	-6.18
節点番号	1013	1014	1015	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
番号 タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
601 クローラクレ	-2.15	-0.90	0.00	0.00	-1.96	-4.67	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14
602 クローラクレ	-2.93	-1.23	0.00	0.00	-2.75	-6.53	-13.18	-17.80	-19.04	-19.45	-19.45	-19.45
603 クローラクレ	-3.06	-1.29	0.00	0.00	-2.84	-6.74	-13.60	-18.35	-19.61	-20.03	-20.03	-20.04
3020 施工時最大	-2.15	-0.90	0.00	0.00	-1.96	-4.67	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14
クローラクレ	-2.93	-1.23	0.00	0.00	-2.75	-6.53	-13.18	-17.80	-19.04	-19.45	-19.45	-19.45
クローラクレ	-3.06	-1.29	0.00	0.00	-2.84	-6.74	-13.60	-18.35	-19.61	-20.03	-20.03	-20.04
施工時最大	-2.15	-0.90	0.00	0.00	-1.96	-4.67	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14
最大	-2.15	-0.90	0.00	0.00	-1.96	-4.67	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14
最小	-3.06	-1.29	0.00	0.00	-2.84	-6.74	-13.60	-18.35	-19.61	-20.03	-20.03	-20.04
3030 総合最大	-2.15	-0.90	0.00	0.00	-1.96	-4.67	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14
施工時最大	-3.06	-1.29	0.00	0.00	-2.84	-6.74	-13.60	-18.35	-19.61	-20.03	-20.03	-20.04
最小	-3.06	-1.29	0.00	0.00	-2.84	-6.74	-13.60	-18.35	-19.61	-20.03	-20.03	-20.04

桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

ブロック [No.1 : 構造節点][節点変位]

節点番号		1013	1014	1015	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
番号	タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
3030	総合最大	-2.15	-0.90	0.00	0.00	-1.96	-4.67	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14
	総合最大	-3.06	-1.29	0.00	0.00	-2.84	-6.74	-13.60	-18.35	-19.61	-20.03	-20.03	-20.04
節点番号		2010	2011	2012	2013	2014	2015	3001	3002	3003	3004	3005	3006
番号	タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
601	クローラクレ	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
602	クローラクレ	-19.44	-17.71	-13.05	-6.45	-2.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
603	クローラクレ	-20.03	-18.33	-13.59	-6.74	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3020	施工時最大	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	クローラクレ	-19.44	-17.71	-13.05	-6.45	-2.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	クローラクレ	-20.03	-18.33	-13.59	-6.74	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	施工時最大	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3030	総合最大	-20.03	-18.33	-13.59	-6.74	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	施工時最大	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	施工時最大	-20.03	-18.33	-13.59	-6.74	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	総合最大	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	総合最大	-20.03	-18.33	-13.59	-6.74	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

ブロック [No.1 : 構造節点] [節点変位]

節点番号	3007	3008	3009	3010	3011	3012	3013	3014	3015	4001	4002	4003
番号 タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
601 クローラクレ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.96	-4.67
602 クローラクレ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.18	-2.80
603 クローラクレ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.95	-2.25
3020 施工時最大	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.96	-4.67
クローラクレ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.18	-2.80
クローラクレ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.95	-2.25
施工時最大	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.95	-2.25
最大	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.96	-4.67
最小	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.95	-2.25
3030 総合最大	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.96	-4.67
施工時最大	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.95	-2.25
最小	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.96	-4.67
総合最大	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.95	-2.25
最小	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.96	-4.67

節点番号	4004	4005	4006	4007	4008	4009	4010	4011	4012	4013	4014	4015
番号 タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
601 クローラクレ	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00
602 クローラクレ	-5.65	-7.63	-8.16	-8.33	-8.33	-8.34	-8.33	-7.59	-5.59	-2.76	-1.16	0.00
603 クローラクレ	-4.53	-6.12	-6.54	-6.68	-6.68	-6.68	-6.68	-6.11	-4.53	-2.25	-0.95	0.00
3020 施工時最大	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00
クローラクレ	-5.65	-7.63	-8.16	-8.33	-8.33	-8.34	-8.33	-7.59	-5.59	-2.76	-1.16	0.00
クローラクレ	-4.53	-6.12	-6.54	-6.68	-6.68	-6.68	-6.68	-6.11	-4.53	-2.25	-0.95	0.00
施工時最大	-4.53	-6.12	-6.54	-6.68	-6.68	-6.68	-6.68	-6.11	-4.53	-2.25	-0.95	0.00
最大	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00
最小	-4.53	-6.12	-6.54	-6.68	-6.68	-6.68	-6.68	-6.11	-4.53	-2.25	-0.95	0.00
3030 総合最大	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00
施工時最大	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00
最小	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00

桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

ブロック [No.1 : 構造節点] [節点変位]

節点番号		4004	4005	4006	4007	4008	4009	4010	4011	4012	4013	4014	4015
番号	タイトル	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向
	3030 総合最大	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)
	最大	-4.53	-6.12	-6.54	-6.68	-6.68	-6.68	-6.68	-6.11	-4.53	-2.25	-0.95	0.00
	最小	-9.47	-12.87	-13.81	-14.13	-14.13	-14.14	-14.13	-12.91	-9.54	-4.72	-1.99	0.00
節点番号		5001	5002	5003	5004	5005	5006	5007	5008	5009	5010	5011	5012
番号	タイトル	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向	Z軸方向
	601 クローラクレ	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)	DZ (mm)
	602 クローラクレ	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
	603 クローラクレ	0.00	-0.53	-1.27	-2.57	-3.47	-3.71	-3.79	-3.79	-3.79	-3.79	-3.45	-2.54
3020 施工時最大	クローラクレ	0.00	-0.43	-1.02	-2.06	-2.78	-2.97	-3.04	-3.04	-3.04	-3.03	-2.78	-2.06
	クローラクレ	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
	クローラクレ	0.00	-0.53	-1.27	-2.57	-3.47	-3.71	-3.79	-3.79	-3.79	-3.79	-3.45	-2.54
	施工時最大	0.00	-0.43	-1.02	-2.06	-2.78	-2.97	-3.04	-3.04	-3.04	-3.03	-2.78	-2.06
3030 総合最大	最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
	最小	0.00	-0.43	-1.02	-2.06	-2.78	-2.97	-3.04	-3.04	-3.04	-3.03	-2.78	-2.06
	施工時最大	0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34
	最小	0.00	-0.43	-1.02	-2.06	-2.78	-2.97	-3.04	-3.04	-3.04	-3.03	-2.78	-2.06
総合最大		0.00	-0.89	-2.12	-4.30	-5.85	-6.28	-6.42	-6.42	-6.43	-6.42	-5.87	-4.34

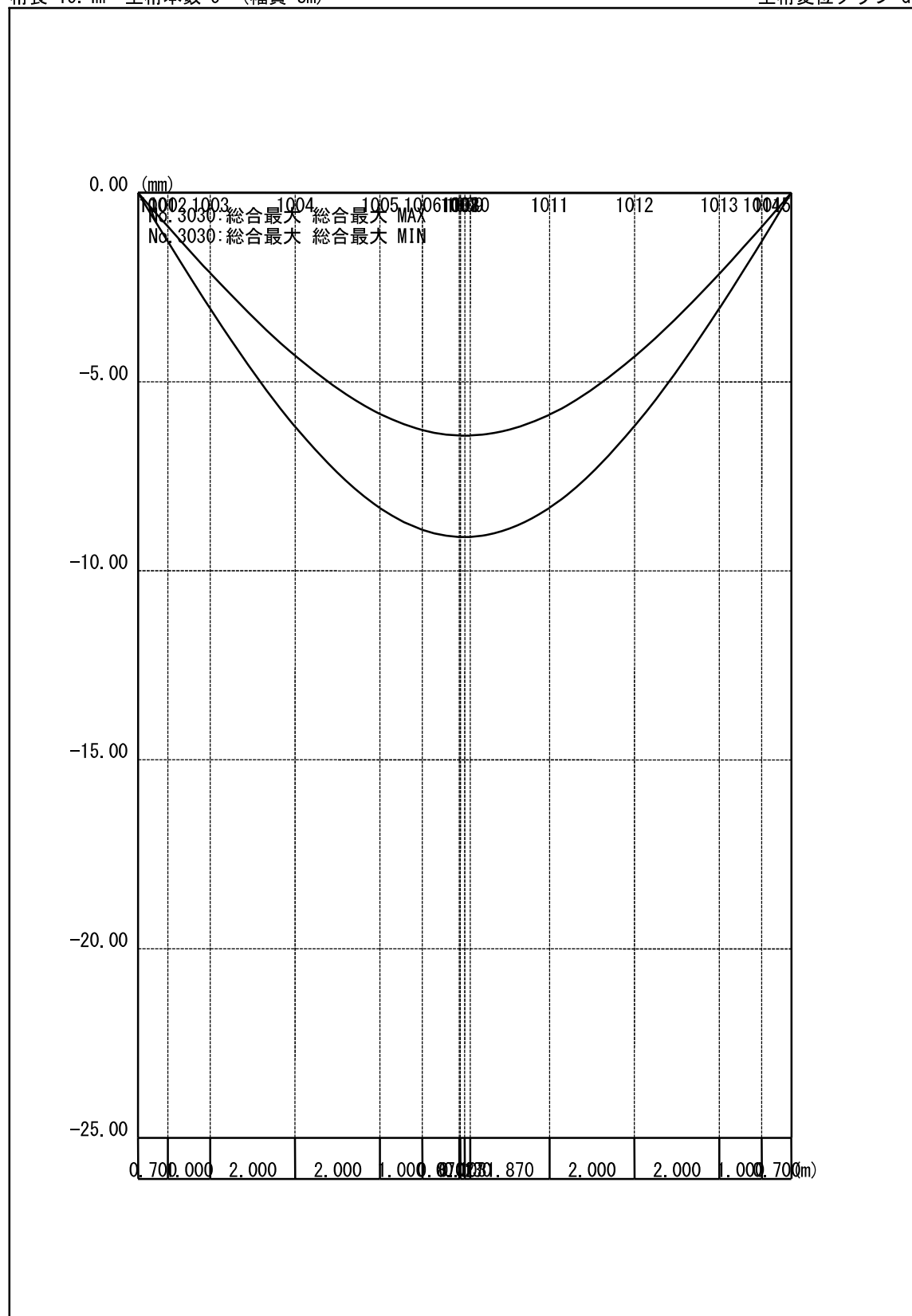
桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

ブロック [No.1 : 構造節点][節点変位]

節点番号		5013	5014	5015
番号	タイトル	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)	Z軸方向 DZ (mm)
601	クローラクレ	-2.15	-0.90	0.00
602	クローラクレ	-1.26	-0.53	0.00
603	クローラクレ	-1.02	-0.43	0.00
3020	施工時最大	-2.15	-0.90	0.00
	クローラクレ	-1.26	-0.53	0.00
	クローラクレ	-1.02	-0.43	0.00
	施工時最大	-1.02	-0.43	0.00
	最大	-2.15	-0.90	0.00
	最小	-1.02	-0.43	0.00
3030	施工時最大	-2.15	-0.90	0.00
	最小	-1.02	-0.43	0.00
	総合最大	-2.15	-0.90	0.00
	最小	-2.15	-0.90	0.00

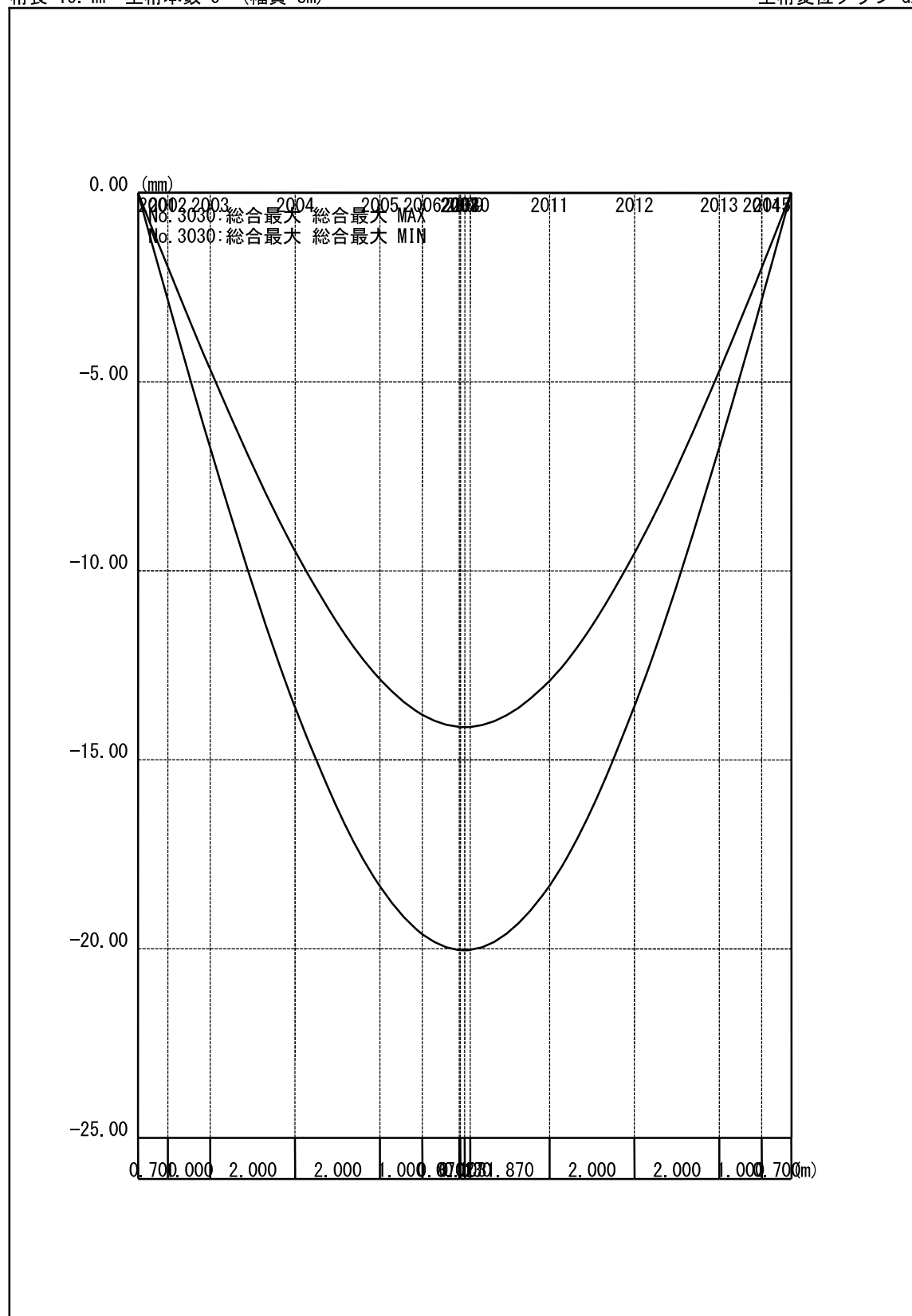
桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

主桁変位グラフ G1



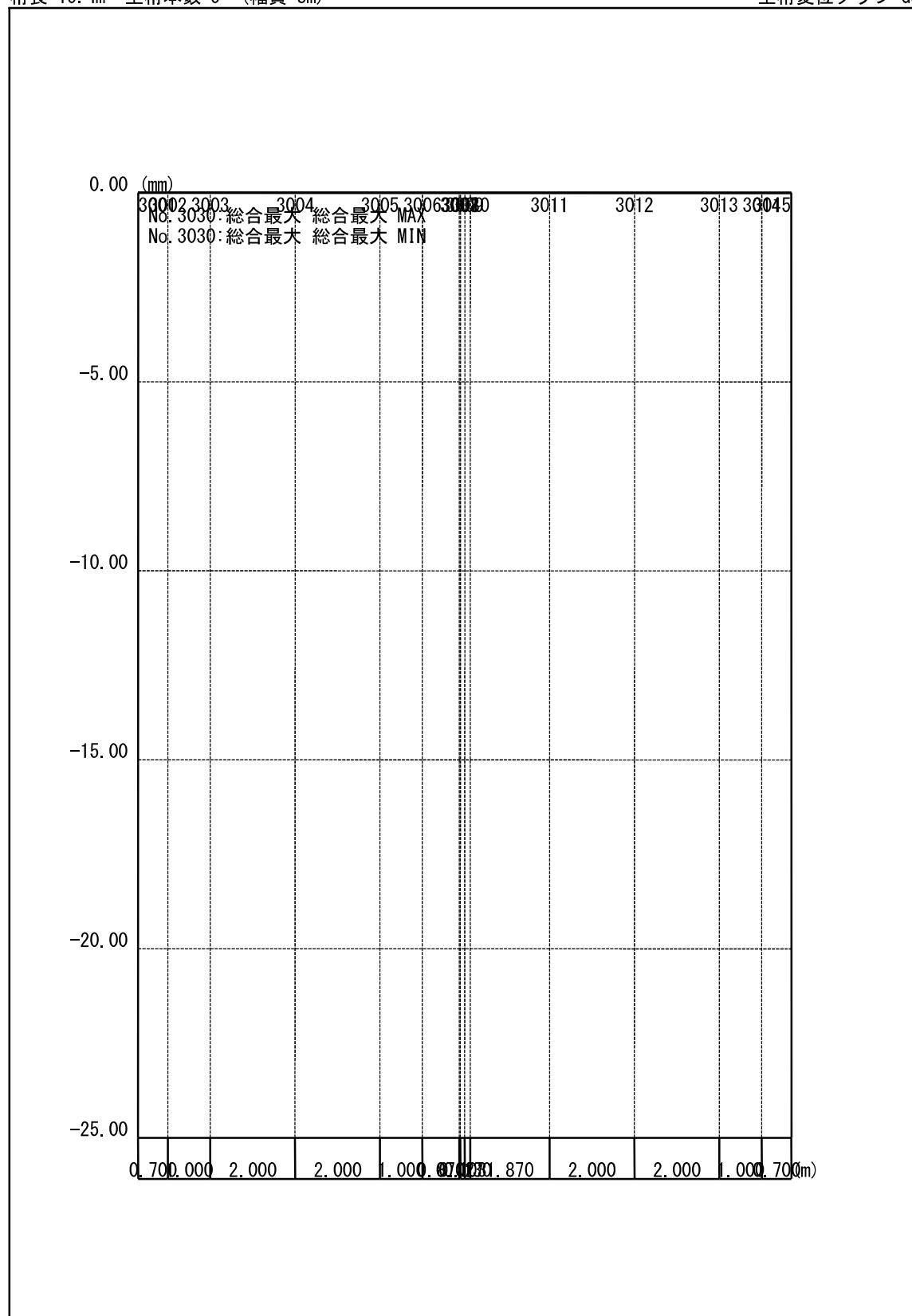
桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

主桁変位グラフ G2



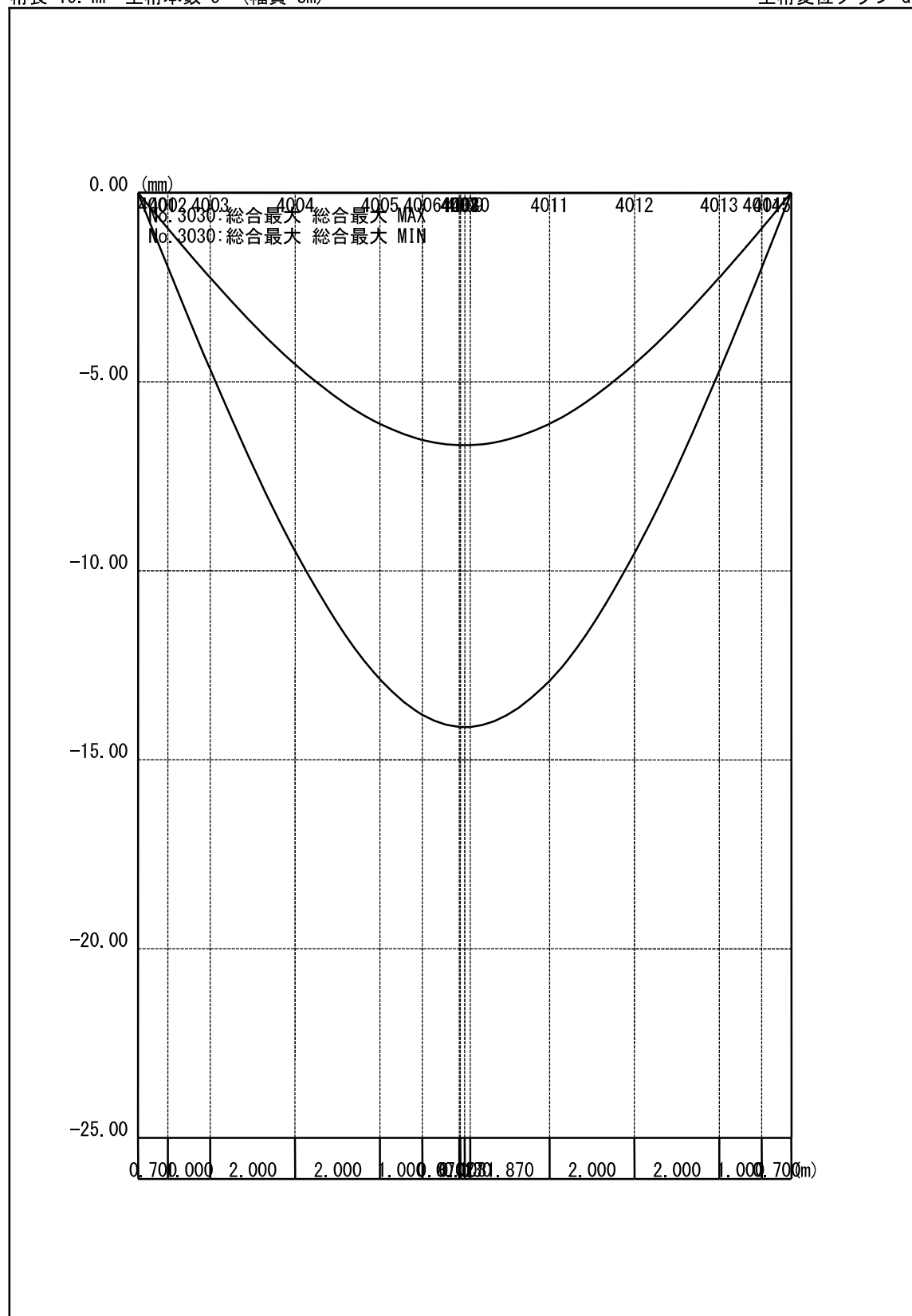
桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

主桁変位グラフ G3



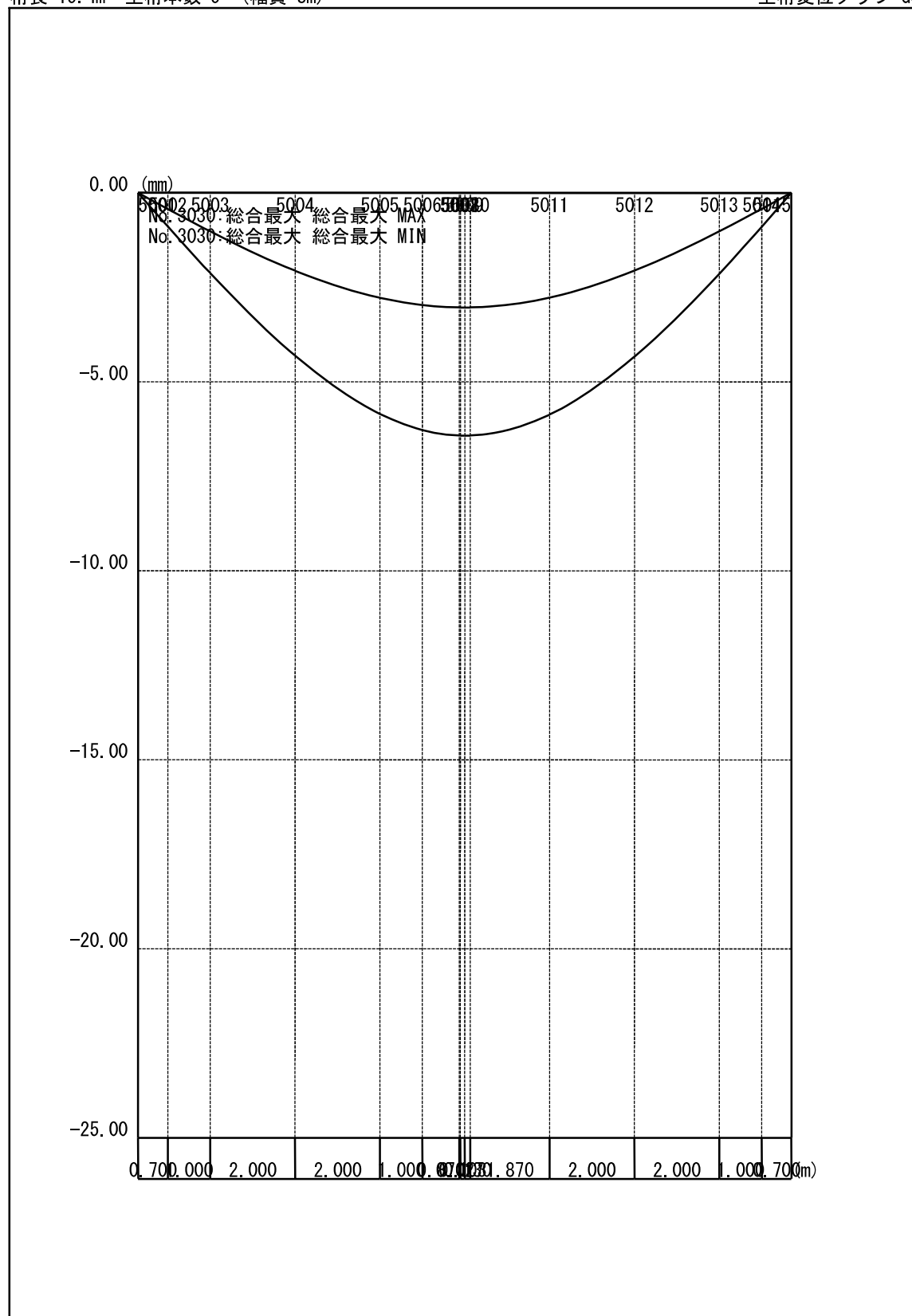
桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

主桁変位グラフ G4



桁長=15.4m 主桁本数=5 (幅員=8m)

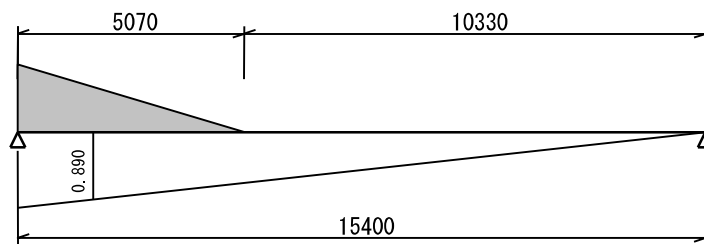
主桁変位グラフ G5



6. 桁受の検討

6-1. クローラクレーン前方作業時

1) 荷重強度



三角分布頂点荷重 $W_l = 272.883 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 4.000 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 615.845 \text{ kN/m}$

	P、w	A	η	荷重強度
W _ℓ 1	691.758		0.890	615.845
615.845 kN				

	P、w	A	η	荷重強度
W _ℓ 1	691.758		0.890	615.845
615.845 kN				

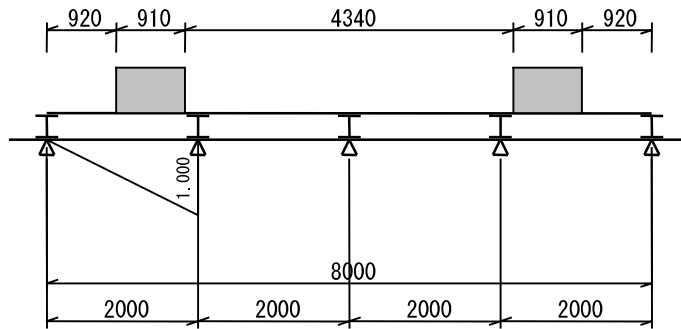
死荷重強度

P_d =覆工板，覆工受桁による集中荷重（左から）
 （ 47.124 63.448 63.448 63.448 47.124 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 65.168 + 385.288 + 115.586 = 566.042 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	615.845	0.284		175.131
P2	615.845	0.626		385.288
P4	615.845	0.626		385.288
P5	615.845	0.284		175.131

Smax				
	P、w	A	η	S
Sdw	1.720	1.000		1.720
Sd2	63.448		1.000	63.448
$S \neq 2$	385.288		1.000	385.288
Si				115.586

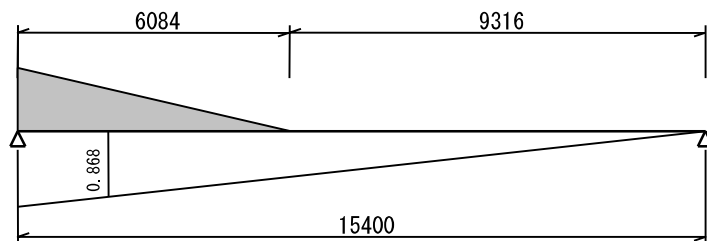
566.042 kN

クローラ载荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

6-2. クローラクレーン斜前方作業時

1) 荷重強度



作業側頂点荷重 $W_I = 318.363 \text{ kN/m}^2$

非作業側頂点荷重 $W_I' = 136.441 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 4.000 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 840.926 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 360.397 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	968.462		0.868	840.926

840.926 kN

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	415.055		0.868	360.397

360.397 kN

死荷重強度

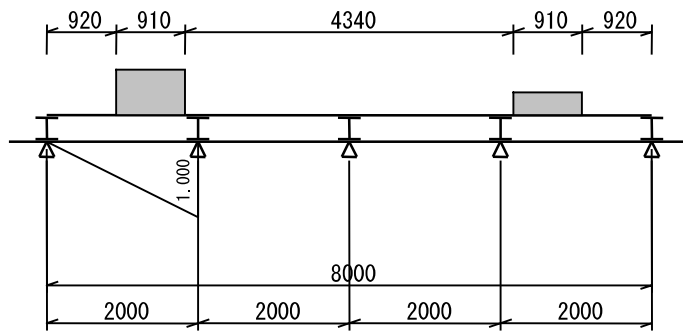
P_d =覆工板、覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 47.124 63.448 63.448 63.448 47.124 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 65.168 + 526.105 + 157.831 = 749.104 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	840.926	0.284		239.138
P2	840.926	0.626		526.105
P4	360.397	0.626		225.473
P5	360.397	0.284		102.488

Smax				
	P、w	A	η	S
Sdw	1.720	1.000		1.720
Sd2	63.448		1.000	63.448
S ₂	526.105		1.000	526.105
Si				157.831

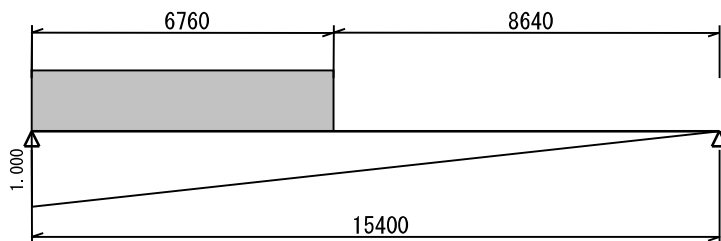
749.104 kN

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

6-3. クローラクレーン側方作業時

1) 荷重強度



作業側分布荷重 $W_I = 153.497 \text{ kN/m}^2$

非作業側分布荷重 $W_I' = 51.166 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 4.000 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 809.896 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 269.965 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	153.497	5.276		809.896

809.896 kN

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	51.166	5.276		269.965

269.965 kN

死荷重強度

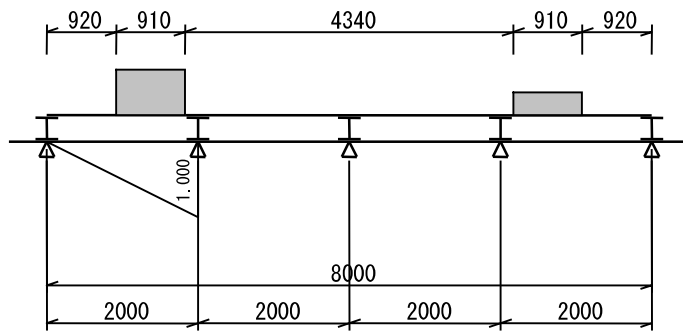
P_d =覆工板、覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 47.124 63.448 63.448 63.448 47.124 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 65.168 + 506.691 + 152.007 = 723.867 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	809.896	0.284		230.314
P2	809.896	0.626		506.691
P4	269.965	0.626		168.897
P5	269.965	0.284		76.771

Smax				
	P、w	A	η	S
Sdw	1.720	1.000		1.720
Sd2	63.448		1.000	63.448
S ℓ 2	506.691		1.000	506.691
Si				152.007

723.867 kN

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

6-4. 断面力のまとめ

	せん断力 (kN)
クローラクレーン前方作業時	566.042
クローラクレーン斜前方作業時	749.104
クローラクレーン側方作業時	723.867

6-5. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21補強 (SS400)

断面係数 $Z = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

断面二次モーメント $I = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$

はりせい $H = 400.0 \text{ mm}$

フランジ幅 $B = 400.0 \text{ mm}$

ウェブ厚 $t_1 = 13.0 \text{ mm}$

フランジ厚 $t_2 = 21.0 \text{ mm}$

ウェブ純断面積 $A_w = 13246.0 \text{ mm}^2$

フランジ固定間距離 $l_b = 2000.0 \text{ mm}$

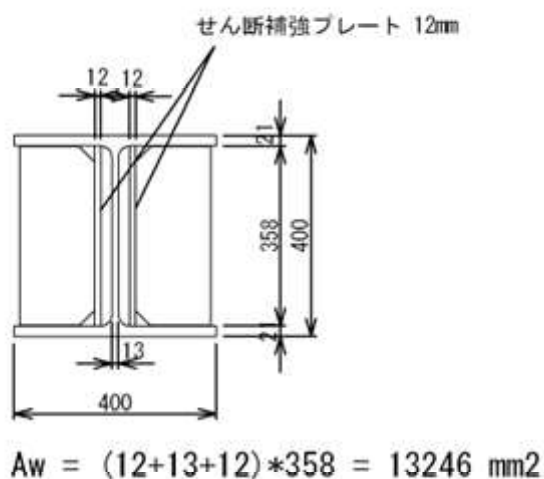
せん断応力度の照査

せん断力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

$S_{\max} = 749.104 \text{ kN}$

許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

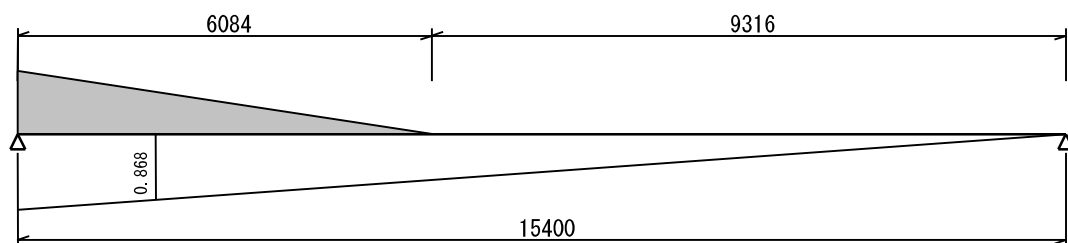
$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = 57 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$



7. 杭反力

クローラークレーン斜前方作業時（最大値）にて検討

1) 荷重強度



作業側頂点荷重 $W_I = 318.363 \text{ kN/m}^2$

非作業側頂点荷重 $W_I' = 136.441 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 4.000 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 840.926 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 360.397 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	968.462		0.868	840.926

840.926 kN

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	415.055		0.868	360.397

360.397 kN

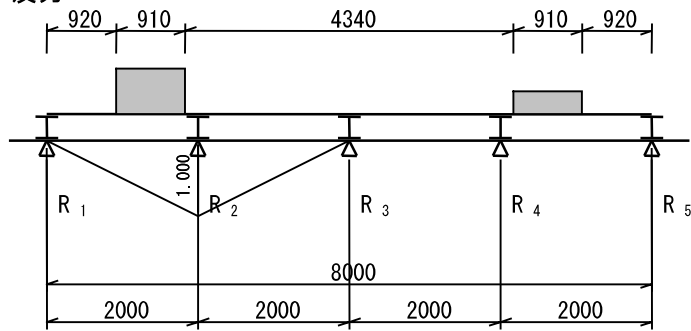
死荷重強度

P_d = 覆工板，覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 47.124 63.448 63.448 63.448 47.124 kN ）

$W_d = 1.720 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 反力



$$R_2 = R_d + R_l + R_i = 67.802 + 526.105 + 157.831 = 751.738 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	840.926	0.284		239.138
P2	840.926	0.626		526.105
P4	360.397	0.626		225.473
P5	360.397	0.284		102.488

Rmax				
	P、w	A	η	R
Rdw	1.720	2.531		4.354
Rd2	63.448		1.000	63.448
R ₂	526.105		1.000	526.105
Ri				157.831

751.738 kN

クローラ横断方向載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

8. 垂直ブレースの検討 (KP2)

圧縮材として計算する。(クローラクレーン斜前方作業時より)

使用材料 L-100X100X10

断面積 $A = 1900.0 \text{ mm}^2$

断面二次半径 $r = 19.5 \text{ mm}$

圧縮力

$$N = H / (\cos \theta \cdot n) = 66.769 \text{ kN}$$

H : 水平力 $= W \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$

W : 活荷重重量 $= 1259.000 \text{ kN}$

KH : 水平力係数 $= 0.15$

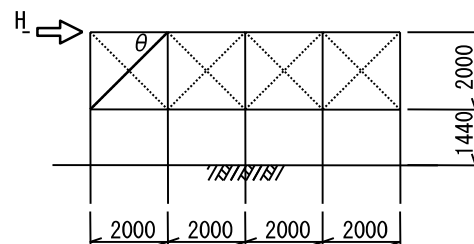
n : 1 構面内の垂直ブレース本数 $= 4$

$$\cos \theta = 2.000 / 2.828 = 0.707$$

許容圧縮応力度 ($L/r = 2828.4 / 19.500$ より)

$$\sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N/A = 35 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$



9. 水平継ぎの検討 (KP2)

圧縮材として計算する。

使用材料 [-200X90X8X13.5

断面積 $A = 3865.0 \text{ mm}^2$

断面二次半径 $r = 26.8 \text{ mm}$

圧縮力

$$N = H = 188.850 \text{ kN}$$

H : 水平力 $= W \cdot KH$ (垂直ブレース参照)

許容圧縮応力度 ($L/r = 2000.0 / 26.800$ より)

$$\sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N/A = 49 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

10. 杭の強度計算 (KP2)

10-1. 断面力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

軸圧縮力 $N = 760.178 \text{ kN}$ (下記の合計)

上部構造からの軸力 $N1 = 751.738 \text{ kN}$ (杭反力参照)

杭自重による軸力 $N2 = 3.440 \text{ kN}$ ($1.720 \text{ kN/m} \times 2.0 \text{ m}$ ブレース下段まで)

ブレース等の自重による軸力 $N3 = 5.000 \text{ kN}$ ($5.0 \text{ kN} \times 1 \text{ 段}$)

水平力による曲げモーメント $M = 70.930 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (10-3 参照)

10-2. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21 (下記符号は橋軸方向回り y 橋軸直角方向回り x)

はりせい	$h = 400.0 \text{ mm}$	
フランジ幅	$B = 400.0 \text{ mm}$	
断面積	$A = 21870.0 \text{ mm}^2$	
断面二次モーメント	$I_x = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$	$I_y = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
断面二次半径	$i_x = 101.0 \text{ mm}$	$i_y = 175.0 \text{ mm}$
断面係数	$Z_x = 1120.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$	$Z_y = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

圧縮応力度

軸圧縮力 $N = 760.178 \text{ kN}$ 座屈長 $L = 3.756 \text{ m}$ (弱軸に関して)

$$\sigma_c = N/A = 35 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

曲げモーメント $M = 70.930 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{bc} = M/Z_x = 63 \text{ N/mm}^2$$

許容応力度

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.50 = 186 \text{ N/mm}^2 \quad (l/r = 3755.9/101.00 = 37.19 \text{ より})$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

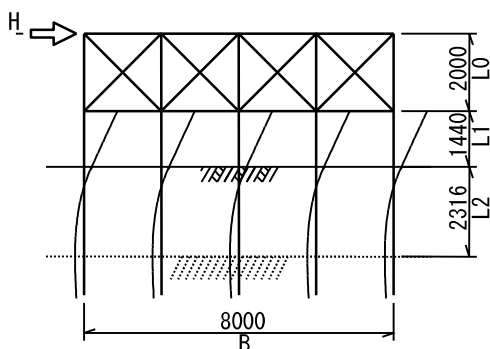
$$\sigma_{ea} = 12 \times 10^5 / (l/r)^2 = 868 \text{ N/mm}^2 \quad (l/r = 3755.9/101.00 = 37.19 \text{ より})$$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として照査を行う。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})} = 0.50 \leq f = 1.00$$

10-3. 水平力による断面力

上部をトラス部として扱い、頭部固定の突き出し杭として計算。



$$H : \text{水平力} = Wl \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$$

$$Wl : \text{活荷重重量} = 1259.000 \text{ kN}$$

$$KH : \text{水平力係数} = 0.150$$

$$L2 : \text{仮想支点深さ} = 1/\beta = 2.316 \text{ m}$$

$$\beta : \text{特性係数} = 0.432 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot b}{4 \cdot E \cdot I_x}}$$

$$kh : \text{水平方向地盤反力係数} = 15574.0 \text{ kN/m}^3$$

$$b : \text{杭幅} = 400 \text{ mm}$$

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

$$I_x : \text{杭の断面二次モーメント} = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M : \text{水平力による曲げモーメント} = 70.930 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= H0(1 + \beta \cdot L1) / (2\beta)$$

$$H0 : \text{水平力} / \text{杭本数} = 37.770 \text{ kN}$$

$$L : \text{軸圧縮照査における座屈長} = 3.756 \text{ m}$$

$$= L1 + L2$$

水平方向地盤反力係数 Khの算出

1/β の範囲の平均値としてKhを算出

掘削底面以下の地盤条件と各層のKh

地層No.	地層厚(m)	α E o (kN/m ²)	Kho (kN/m ³)	BH	Kh (kN/m ³)
1	2.967	11200.000	37333.333	0.962	15573.812

$$Kh = Kho \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに Kh: 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

Kho: 直径30cmの剛体円板による平板載荷重試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$Kho = \frac{1}{0.3} \alpha E_o$$

BH: 換算荷重幅 = $\sqrt{(D/\beta)}$

Eo: 地盤の変形係数

α: 地盤反力係数の推定に用いる係数

1/β = 2.316 m と設定すると 1/β の範囲における各層Khの平均値は Kh = 15574 kN/m³

上記Khにより再度1/β を算出する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.432 \text{ m}^{-1}$$

Kh: 水平方向地盤反力係数 = 15574.000 kN/m³

B: 土留壁の幅 = 0.40 m

E: 土留壁のヤング係数 = 200000000 kN/m²

I: 土留壁の断面二次モーメント = 0.000224 m²

よって1/β は 1/β = 1 / 0.432 = 2.316 m

以上より設定した1/β と算定した1/β が等しくなる為、Khは

Kh = 15574.000 kN/m³ (1/β の範囲の平均値) となる。

11. 杭の支持力計算 (KP2)

11-1. 杭にかかる鉛直力 (クローラークレーン斜前方作業時より)

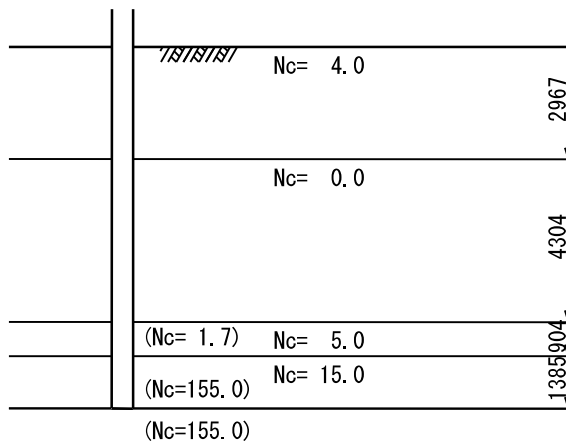
上部構造からの軸力	N1=751.738 kN	(杭強度計算参照)
杭自重	N2= 22.360 kN	(1.720 kN/m X 13.000 m)
ブレース等の自重による軸力	N3= 5.000 kN	(5.0 kN X 1 段)
合計鉛直力	N =779.098 kN	

11-2. 支持力の照査

許容支持力 (プレボーリング (打撃・振動・圧入による先端処理) 工法として下式の公式を用いる。)

$$R_a = \frac{1}{F_s} (q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i)$$

$$= \frac{1}{2} (1280.000 + 297.304) = 788.652 \text{ kN} \geq N = 779.098 \text{ kN}$$



Nt=40.000

() は Nt を求める時の N1 と N2 用の N 値

Fs: 安全率 = 2.0

qd: 杭先端での極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 200 \cdot \alpha \cdot N_t = 8000.000 \text{ kN/m}^2$$

α : 施工条件による先端係数 = 1.0

Nt: 杭先端 N 値

$$N_t = (N_1 + N_2) / 2 = 40.000 \leq 40.0$$

N1: 杭先端位置の N 値 = 155.000

杭先端から下方への層厚が 2m に満たない時は、杭先端を含む層の下層の地盤 N 値とする。

N2: 杭先端から上方へ 2m の範囲での平均 N 値 = 108.875

A: 杭の先端面積 (下図)

U: 杭の周長 (下図)

li: 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

fi: li における周面摩擦力度 (kN/m²)

砂質土: $f_i = 2 \cdot \beta \cdot N_s$

粘性土: $f_i = 10 \cdot \beta \cdot N_c$

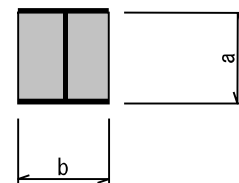
Ns: 砂質土中の平均 N 値 $N_s \leq 50.0$

$N \leq 2$ の N 値は考慮しない。

Nc: 粘性土中の平均 N 値 $N_c \leq 15.0$

$N \leq 2$ の N 値は考慮しない。

β : 施工条件による周面係数 = 0.5 (砂充填等による空隙処理とする)



$$a = 400 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$U = 2 \cdot (a + b) = 1.600 \text{ m}$$

$$A_p = a \cdot b = 0.1600 \text{ m}^2$$

12. 垂直ブレースの検討 (KP1)

圧縮材として計算する。(クローラクレーン斜前方作業時より)

使用材料 L-100X100X10

断面積 $A = 1900.0 \text{ mm}^2$

断面二次半径 $r = 19.5 \text{ mm}$

圧縮力

$$N = H / (\cos \theta \cdot n) = 66.769 \text{ kN}$$

H : 水平力 $= W \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$

W : 活荷重重量 $= 1259.000 \text{ kN}$

KH : 水平力係数 $= 0.15$

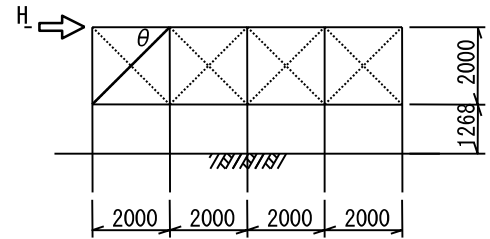
n : 1 構面内の垂直ブレース本数 $= 4$

$$\cos \theta = 2.000 / 2.828 = 0.707$$

許容圧縮応力度 ($L/r = 2828.4 / 19.500$ より)

$$\sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N/A = 35 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$



13. 水平継ぎの検討 (KP1)

圧縮材として計算する。

使用材料 [-200X90X8X13.5

断面積 $A = 3865.0 \text{ mm}^2$

断面二次半径 $r = 26.8 \text{ mm}$

圧縮力

$$N = H = 188.850 \text{ kN}$$

H : 水平力 $= W \cdot KH$ (垂直ブレース参照)

許容圧縮応力度 ($L/r = 2000.0 / 26.800$ より)

$$\sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N/A = 49 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

14. 杭の強度計算 (KP1)

14-1. 断面力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

軸圧縮力 $N = 760.178 \text{ kN}$ (下記の合計)
 上部構造からの軸力 $N1 = 751.738 \text{ kN}$ (杭反力参照)
 杭自重による軸力 $N2 = 3.440 \text{ kN}$ ($1.720 \text{ kN/m} \times 2.0 \text{ m}$ ブレース下段まで)
 ブレース等の自重による軸力 $N3 = 5.000 \text{ kN}$ ($5.0 \text{ kN} \times 1 \text{ 段}$)
 水平力による曲げモーメント $M = 42.600 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (14-3 参照)

14-2. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21 (下記符号は橋軸方向回り y 橋軸直角方向回り x)

はりせい $h = 400.0 \text{ mm}$
 フランジ幅 $B = 400.0 \text{ mm}$
 断面積 $A = 21870.0 \text{ mm}^2$
 断面二次モーメント $I_x = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $I_y = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
 断面二次半径 $i_x = 101.0 \text{ mm}$ $i_y = 175.0 \text{ mm}$
 断面係数 $Z_x = 1120.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$ $Z_y = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

圧縮応力度

軸圧縮力 $N = 760.178 \text{ kN}$ 座屈長 $L = 4.256 \text{ m}$ (橋軸方向回り)

$$\sigma_c = N/A = 35 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

曲げモーメント $M = 42.600 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{bc} = M/Z_x = 38 \text{ N/mm}^2$$

許容応力度

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.50 = 202 \text{ N/mm}^2 \quad (l/r = 4255.7/175.00 = 24.32 \text{ より})$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

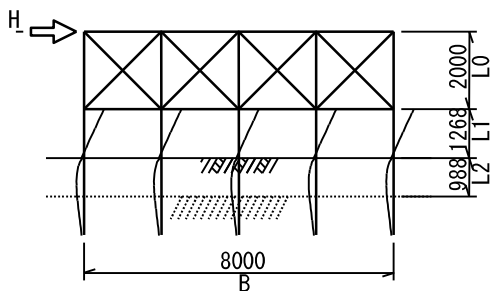
$$\sigma_{ea} = 12 \times 10^5 / (l/r)^2 = 2406 \text{ N/mm}^2 \quad (l/r = 2255.7/101.00 = 22.33 \text{ より})$$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として照査を行う。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})} = 0.36 \leq f = 1.00$$

14-3. 水平力による断面力

上部をトラス部として扱い、頭部固定の突き出し杭として計算。



$$H : \text{水平力} = Wl \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$$

$$Wl : \text{活荷重重量} = 1259.000 \text{ kN}$$

$$KH : \text{水平力係数} = 0.150$$

$$L2 : \text{仮想支点深さ} = 1/\beta = 0.988 \text{ m}$$

$$\beta : \text{特性係数} = 1.012 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot b}{4 \cdot E \cdot I_x}}$$

$$kh : \text{水平方向地盤反力係数} = 470673.0 \text{ kN/m}^3$$

$$b : \text{杭幅} = 400 \text{ mm}$$

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

$$I_x : \text{杭の断面二次モーメント} = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M : \text{水平力による曲げモーメント} = 42.600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= H0(1 + \beta \cdot L1) / (2\beta)$$

$$H0 : \text{水平力} / \text{杭本数} = 37.770 \text{ kN}$$

$$L : \text{軸圧縮照査における座屈長} = 4.256 \text{ m}$$

$$= L0 + L1 + L2$$

水平方向地盤反力係数 Khの算出

1/β の範囲の平均値としてKhを算出

掘削底面以下の地盤条件と各層のKh

地層No.	地層厚(m)	α E o (kN/m ²)	Kho (kN/m ³)	BH	Kh (kN/m ³)
1	0.487	13408.000	44693.333	0.939	18994.373
2	—	446812.000	1489373.333	0.579	909730.546

$$Kh = Kho \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに Kh: 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

Kho: 直径30cmの剛体円板による平板載荷重試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$Kho = \frac{1}{0.3} \alpha E_o$$

BH: 換算荷重幅 = $\sqrt{(D/\beta)}$

Eo: 地盤の変形係数

α: 地盤反力係数の推定に用いる係数

1/β = 0.988 m と設定すると 1/β の範囲における各層Khの平均値は Kh = 470673 kN/m³

上記Khにより再度1/β を算出する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = 1.012 \text{ m}^{-1}$$

Kh: 水平方向地盤反力係数 = 470673.000 kN/m³

B: 土留壁の幅 = 0.40 m

E: 土留壁のヤング係数 = 200000000 kN/m²

I: 土留壁の断面二次モーメント = 0.000224 m²

よって1/β は 1/β = 1 / 1.012 = 0.988 m

以上より設定した1/β と算定した1/β が等しくなる為、Khは

Kh = 470673.000 kN/m³ (1/β の範囲の平均値) となる。

15. 杭の支持力計算 (KP1)

15-1. 杭にかかる鉛直力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

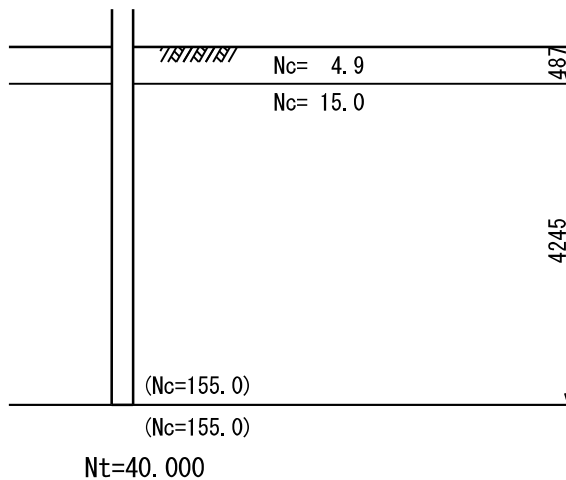
上部構造からの軸力	N1=751.738 kN	(杭強度計算参照)
杭自重	N2= 13.760 kN	(1.720 kN/m X 8.000 m)
ブレース等の自重による軸力	N3= 5.000 kN	(5.0 kN X 1 段)
合計鉛直力	N =770.498 kN	

15-2. 支持力の照査

許容支持力 (プレボーリング (打撃・振動・圧入による先端処理) 工法として下式の公式を用いる。)

$$R_a = \frac{1}{F_s} (q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i)$$

$$= \frac{1}{2} (1280.000 + 528.490) = 904.245 \text{ kN} \geq N = 770.498 \text{ kN}$$



() は Nt を求める時の N1 と N2 用の N 値

Fs: 安全率 = 2.0

qd: 杭先端での極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 200 \cdot \alpha \cdot N_t = 8000.000 \text{ kN/m}^2$$

α : 施工条件による先端係数 = 1.0

Nt: 杭先端 N 値

$$N_t = (N_1 + N_2) / 2 = 40.000 \leq 40.0$$

N1: 杭先端位置の N 値 = 155.000

杭先端から下方への層厚が
2m に満たない時は、杭先端を含む
層の下層の地盤 N 値とする。

N2: 杭先端から上方へ 2m の範囲での
平均 N 値 = 155.000

A: 杭の先端面積 (下図)

U: 杭の周長 (下図)

li: 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

fi: li における周面摩擦力度 (kN/m²)

砂質土: $f_i = 2 \cdot \beta \cdot N_s$

粘性土: $f_i = 10 \cdot \beta \cdot N_c$

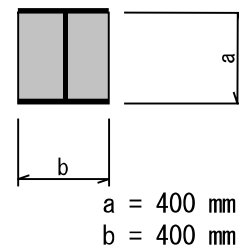
Ns: 砂質土中の平均 N 値 $N_s \leq 50.0$

$N \leq 2$ の N 値は考慮しない。

Nc: 粘性土中の平均 N 値 $N_c \leq 15.0$

$N \leq 2$ の N 値は考慮しない。

β : 施工条件による周面係数 = 0.5
(砂充填等による空隙処理とする)



$$U = 2 \cdot (a + b) = 1.600 \text{ m}$$

$$A_p = a \cdot b = 0.1600 \text{ m}^2$$

1.4 KP2～KA2仮棧橋の設計

吊荷重の算定（ダウンザホールハンマ）

項目	単重(t/m)	長さ(m)	重量 (t)
減速機			2.400
ダウンザホールハンマ			2.425
スクリー	0.250	9.00	2.250
エアースイベル			0.285
ケーシング	0.175	12.00	2.100
引抜荷重(想定)1.2			1.892
吊荷重合計(t)			11.352

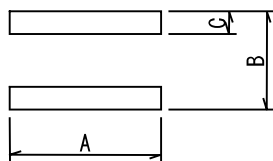
以上により設計吊荷重は $T = 120 \text{ kN}$ として検討を行う。

1. 設計条件

1-1. 活荷重

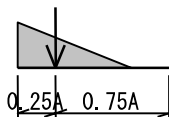
衝撃係数 $i=0.300$ (ただし、覆工板の衝撃係数 $i=0.400$ とする)

1-1-1. クローラクレーン (7100(100tcc))



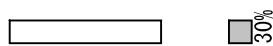
自重	1139.000 kN
吊荷重	120.000 kN (ダウンザホールハンマ)
A =	6.760 m
B =	6.160 m
C =	0.910 m

前方作業時荷重 (荷重中心位置を25:75とした下図分布とする)

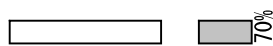


頂点荷重	$W = 272.883 \text{ kN/m}^2$
接地長	$\ell = 5.070 \text{ m}$

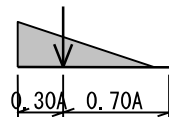
斜前方作業時荷重 (荷重中心位置を前後および側方に30:70とした下図分布とする)



作業側頂点荷重	$W = 318.363 \text{ kN/m}^2$
非作業側頂点荷重	$W' = 136.441 \text{ kN/m}^2$



接地長	$\ell = 6.084 \text{ m}$
-----	--------------------------



側方作業時荷重分担 (片側クローラに総重量の75%がかかるものとする)

作業側	$W = 153.497 \text{ kN/m}^2$	非作業側	$W' = 51.166 \text{ kN/m}^2$
-----	------------------------------	------	------------------------------

1-2. 許容応力度

道路橋示方書の1. 5倍とする。

☆構造用鋼材（SS400材）

許容軸方向引張応力度 $\sigma_{ta} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

許容軸方向圧縮応力度 l : 部材の長さ(mm) r : 断面二次半径(mm)

$l/r \leq 18$ $\sigma_{ca} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

$18 < l/r \leq 92$ $\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.50 \text{ N/mm}^2$

$l/r > 92$ $\sigma_{ca} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (l/r)^2} \right\} \times 1.50 \text{ N/mm}^2$

許容曲げ圧縮応力度 lb : フランジ固定点間距離(mm) b : 圧縮フランジ幅(mm)

$lb/b \leq 4.5$ $\sigma_{ba} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

$4.5 < lb/b \leq 30$ $\sigma_{ba} = \{140 - 2.4(lb/b - 4.5)\} \times 1.50 \text{ N/mm}^2$

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ba} = 140 \times 1.50 = 210 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 $\tau_a = 80 \times 1.50 = 120 \text{ N/mm}^2$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受けるH形鋼の照査

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

σ_c : 圧縮応力度(N/mm²)

$\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸, 弱軸まわりの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度(N/mm²)

σ_{bagy} : 強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度(上式 σ_{ba} に同じ)(N/mm²)

σ_{baoz} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 210 N/mm²

$\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸, 弱軸まわりのオイラー座屈応力度(N/mm²)

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{(l'/r_y)^2}$$

$$\sigma_{eaz} = \frac{1200000}{(l'/r_z)^2}$$

l' : 有効座屈長(mm)

r_y, r_z : 強軸, 弱軸まわりの断面二次半径(mm)

☆覆工板（SM490材）

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ba} = 185 \times 1.50 = 280 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 $\tau_a = 105 \times 1.50 = 160 \text{ N/mm}^2$

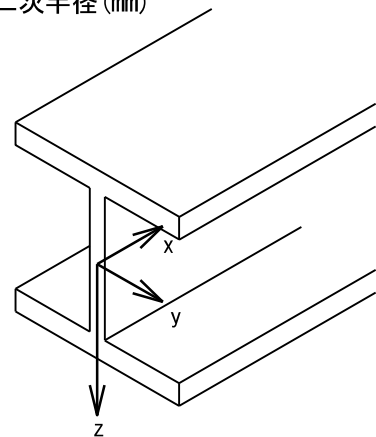
☆ボルト

SS400材の許容せん断応力度

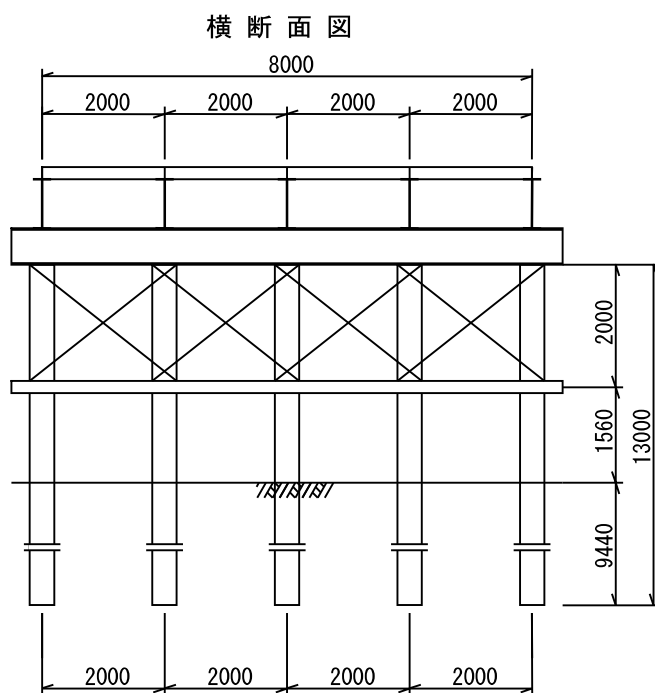
$$\tau_a = 135 \text{ N/mm}^2$$

F10T（ハイテンションボルト）の許容せん断応力度

$$\tau_a = 285 \text{ N/mm}^2$$

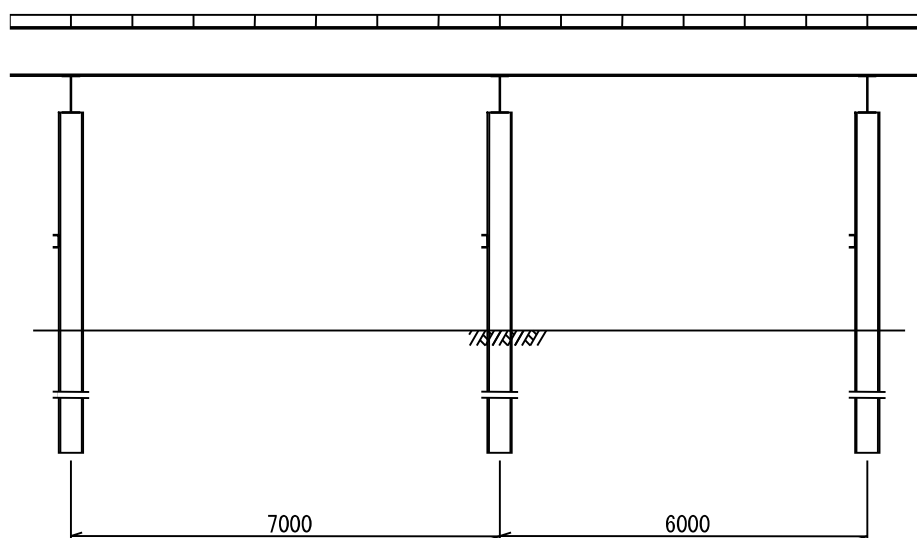


1-3. 形状



覆工板 2m
 メトロデッキI (SM)
 覆工受桁
 H-800X300X14X26
 桁受
 H-594X302X14X23
 垂直ブレース
 L-100X100X10
 水平継ぎ
 [-200X90X8X13.5
 杭
 H-400X400X13X21

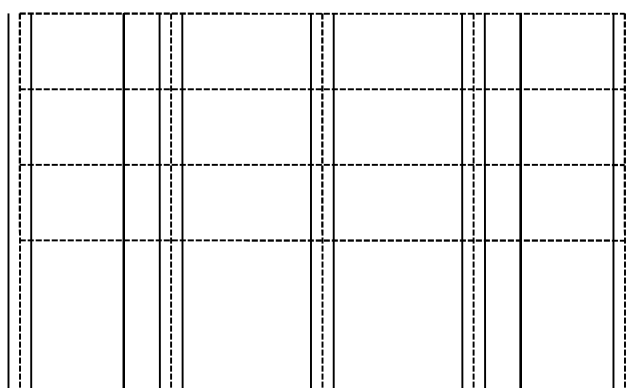
縦断面図



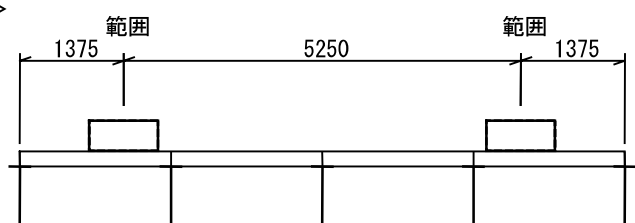
1-4. クレーン載荷位置制限

クローラの載荷範囲は下図のハッチング部とする。（横断方向はクローラ中心位置）

<平面図>



<横断面図>



2. 計算結果のまとめ

1) 覆工板

(1) メトロデッキI (SM)

$$\begin{aligned} \text{曲げ} & \quad (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ \sigma &= 78 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2 \\ \text{せん断} & \quad (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ \tau &= 54 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2) 覆工受桁 H-800X300X14X26

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 953.004 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ \sigma &= 133 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 190 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\max} &= 581.550 \text{ kN} \quad (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ \tau &= 56 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \\ \text{たわみ量} & \quad (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ \delta &= 6.28 \text{ mm} \leq \delta_a = 17.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) 桁受 H-594X302X14X23

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 688.636 \text{ kN} \quad (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ \tau &= 90 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4) 垂直ブレース L-100X100X10

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 66.769 \text{ kN} \quad (\text{クローラクレーン作業時}) \\ \sigma &= 35 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5) 水平継ぎ [-200X90X8X13.5

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 188.850 \text{ kN} \\ \sigma &= 49 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

6) 杭強度 H-400X400X13X21 (クローラクレーン斜前方作業時)

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 699.679 \text{ kN} \\ \sigma &= 32 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 185 \text{ N/mm}^2 \\ M_{\max} &= 73.196 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \sigma &= 65 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 210 \text{ N/mm}^2 \\ f &= 0.50 \leq F_s = 1.00 \end{aligned}$$

7) 杭支持力 H-400X400X13X21

$$\begin{aligned} & (\text{クローラクレーン斜前方作業時}) \\ & (\text{プレボーリング工法}) \text{ 根入れ長} = 9.440 \text{ m} \\ R &= 718.599 \text{ kN} \leq R_a = 781.984 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. 覆工板の計算

3-1. クローラクレーン前方作業時

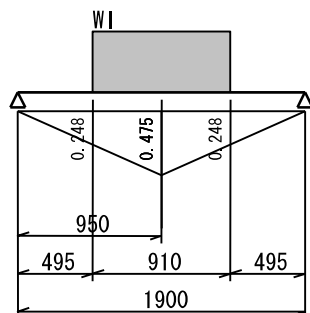
1) 荷重強度

$Wl = 245.971 \text{ kN/m}$ (クローラによる等分布荷重)

$Wd = 2.120 \text{ kN/m}$ (覆工板自重)

2) 断面力

* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_l + M_i$$

$$= 0.957 + 80.860 + 32.344$$

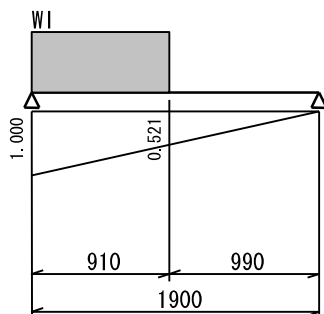
$$= 114.161 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

$M_{\max}$

	P、w	A	η	M
M_d	2.120	0.451		0.957
M_{l1}	245.971	0.164		40.430
M_{l2}	245.971	0.164		40.430
M_i				32.344

114.161 kN・m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i$$

$$= 2.014 + 170.232 + 68.093$$

$$= 240.338 \text{ kN/体}$$

$S_{\max}$

	P、w	A	η	S
S_d	2.120	0.950		2.014
S_{l1}	245.971	0.692		170.232
S_i				68.093

240.338 kN

3) 応力度の照査

メトロデッキI (SM) を使用

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{M_d + (M_l + M_i)\} / 1735000$$

$$= 66 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\tau = \{S_d + (S_l + S_i)\} / 5280.00$$

$$= 46 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

3-2. クローラクレーン斜前方作業時

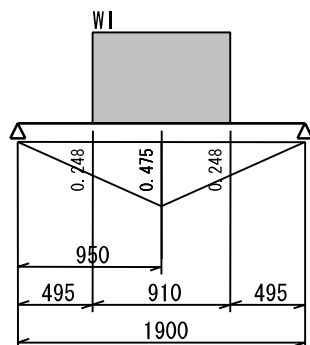
1) 荷重強度

$Wl = 292.199 \text{ kN/m}$ (クローラによる等分布荷重[作業側])

$Wd = 2.120 \text{ kN/m}$ (覆工板自重)

2) 断面力

* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_l + M_i$$

$$= 0.957 + 96.057 + 38.423$$

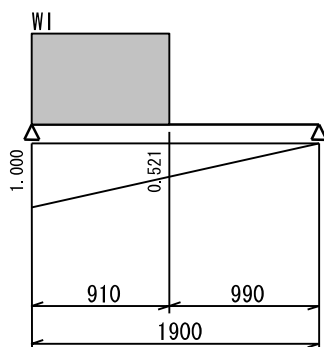
$$= 135.436 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
M_d	2.120	0.451		0.957
M_{l1}	292.199	0.164		48.028
M_{l2}	292.199	0.164		48.028
M_i				38.423

135.436 kN · m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i$$

$$= 2.014 + 202.225 + 80.890$$

$$= 285.129 \text{ kN/体}$$

Smax

	P、w	A	η	S
S_d	2.120	0.950		2.014
S_{l1}	292.199	0.692		202.225
S_i				80.890

285.129 kN

3) 応力度の照査

メトロデッキI (SM) を使用

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{M_d + (M_l + M_i)\} / 1735000$$

$$= 78 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\tau = \{S_d + (S_l + S_i)\} / 5280.00$$

$$= 54 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

3-3. クローラクレーン側方作業時

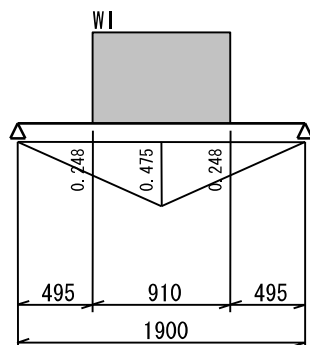
1) 荷重強度

$Wl = 153.497 \text{ kN/m}$ (クローラによる等分布荷重[作業側])

$Wd = 2.120 \text{ kN/m}$ (覆工板自重)

2) 断面力

* 曲げモーメント



$$M = M_d + M_l + M_i$$

$$= 0.957 + 50.460 + 20.184$$

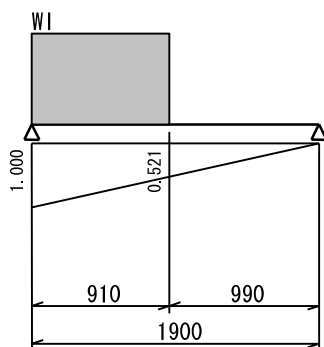
$$= 71.601 \text{ kN} \cdot \text{m/体}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
M_d	2.120	0.451		0.957
M_{l1}	153.497	0.164		25.230
M_{l2}	153.497	0.164		25.230
M_i				20.184

71.601 kN · m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i$$

$$= 2.014 + 106.232 + 42.493$$

$$= 150.739 \text{ kN/体}$$

Smax

	P、w	A	η	S
S_d	2.120	0.950		2.014
S_{l1}	153.497	0.692		106.232
S_i				42.493

150.739 kN

3) 応力度の照査

メトロデッキI (SM) を使用

* 曲げ応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\sigma = \{M_d + (M_l + M_i)\} / 1735000$$

$$= 41 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 280 \text{ N/mm}^2$$

* せん断応力度

全主桁が活荷重断面力をうけもつものとして

$$\tau = \{S_d + (S_l + S_i)\} / 5280.00$$

$$= 29 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

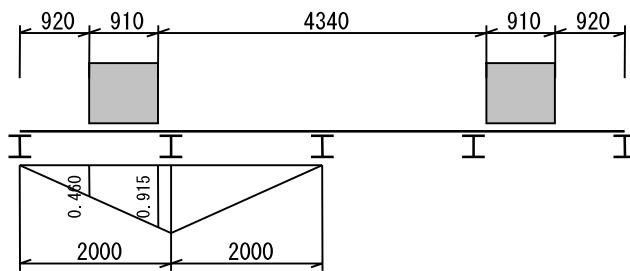
4. 覆工受桁の検討

4-1. クローラクレーン前方作業時

1) 荷重強度

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ～ 1.375 m および 6.625 ～ 6.625 m の範囲とする。



三角分布の頂点荷重 $W = 272.883 \text{ kN/m}^2$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

荷重強度

$W_l = 170.722 \text{ kN/m}$ (三角分布の頂点荷重)

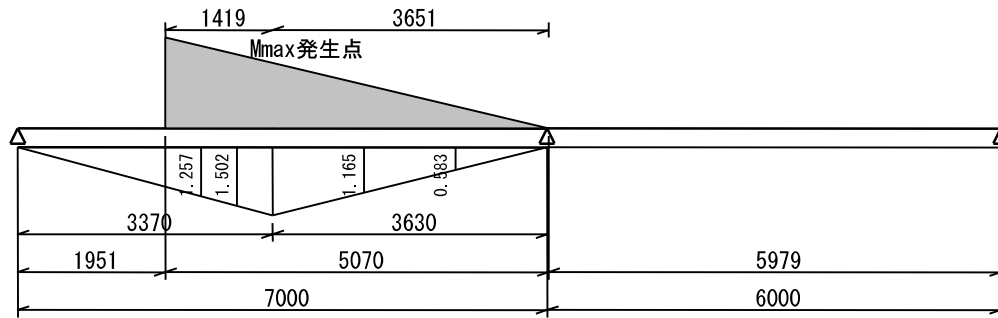
$W_d = 4.240 + 2.070 = 6.310 \text{ kN/m}$ (覆工板+桁自重)

	P、w	A	η	荷重強度
W _l 1	272.883	0.626		170.722

170.722 kN

2) 断面力

* 曲げモーメント

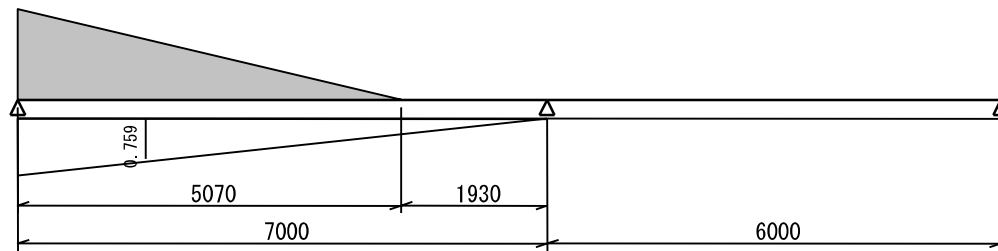


$$M = M_d + M_I + M_i = 38.595 + 544.014 + 163.204 = 745.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mmax				
	P、w	A	η	M
Md	6.310	6.117		38.595
Mℓ 1	121.128		1.257	152.259
Mℓ 2	87.226		1.502	131.040
Mℓ 3	223.137		1.165	259.967
Mℓ 4	1.283		0.583	0.748
Mi				163.204

745.814 kN・m

* せん断力



$$S = S_d + S_I + S_i = 22.085 + 328.295 + 98.489 = 448.869 \text{ kN}$$

Smax				
	P、w	A	η	S
Sd	6.310	3.500		22.085
Sℓ 1	432.781		0.759	328.295
Si				98.489

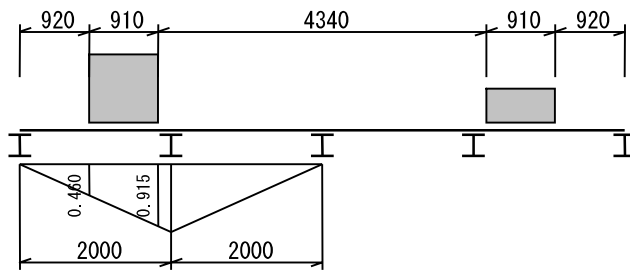
448.869 kN

4-2. クローラクレーン斜前方作業時

1) 荷重強度

クローラ载荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲とする。



三角分布の頂点荷重 $W = 318.363 \text{ kN/m}^2$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

荷重強度

$W_l = 199.176 \text{ kN/m}$ (三角分布の頂点荷重)

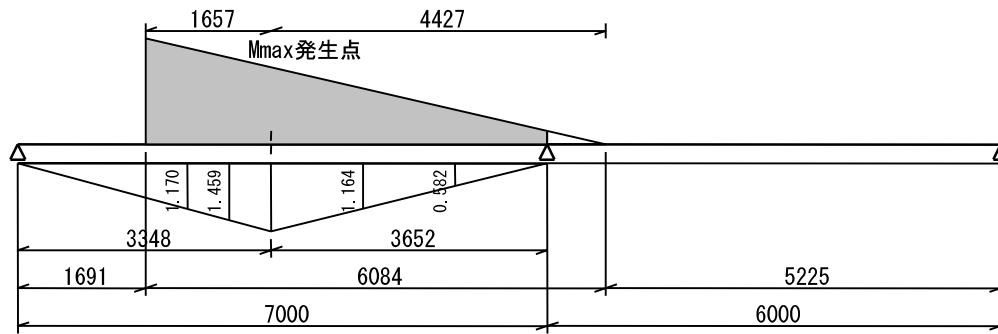
$W_d = 4.240 + 2.070 = 6.310 \text{ kN/m}$ (覆工板+桁自重)

	P、w	A	η	荷重強度
W _ℓ 1	318.363	0.626		199.176

199.176 kN

2) 断面力

* 曲げモーメント

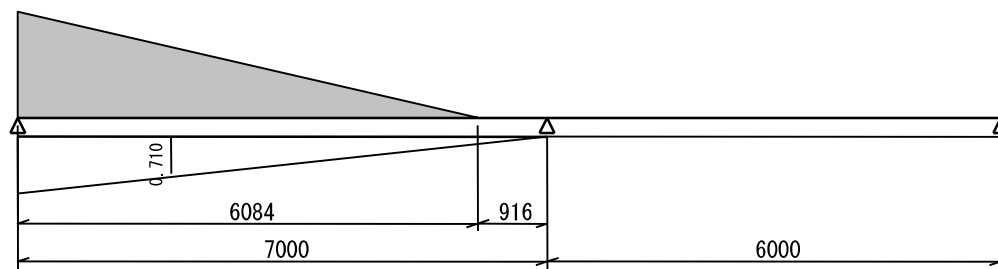


$$M = M_d + M_l + M_i = 38.576 + 703.407 + 211.022 = 953.004 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mmax	P、w	A	η	M
M_d	6.310	6.113		38.576
M_l 1	165.017		1.170	193.133
M_l 2	120.074		1.459	175.133
M_l 3	264.642		1.164	308.166
M_l 4	46.329		0.582	26.974
M_i				211.022

953.004 kN · m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 22.085 + 430.358 + 129.107 = 581.550 \text{ kN}$$

Smax	P、w	A	η	S
S_d	6.310	3.500		22.085
S_l 1	605.894		0.710	430.358
S_i				129.107

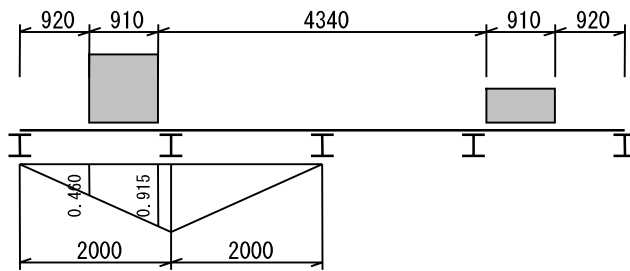
581.550 kN

4-3. クローラクレーン側方作業時

1) 荷重強度

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ～ 1.375 m および 6.625 ～ 6.625 m の範囲とする。



作業側分布荷重 $W = 153.497 \text{ kN/m}^2$

非作業側分布荷重 $W' = 51.166 \text{ kN/m}^2$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

荷重強度

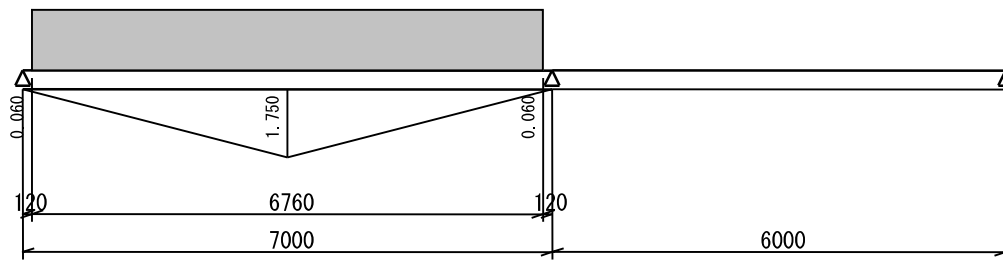
$W_I = 96.031 \text{ kN/m}$ (分布荷重)

$W_d = 4.240 + 2.070 = 6.310 \text{ kN/m}$ (覆工板+桁自重)

	P、w	A	η	荷重強度
W 1	153.497	0.626		96.031
				96.031 kN

2) 断面力

* 曲げモーメント



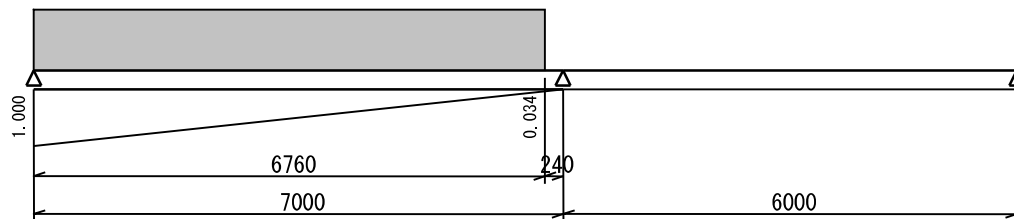
$$M = M_d + M_l + M_i = 38.649 + 587.501 + 176.250 = 802.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mmax

	P、w	A	η	M
Md	6.310	6.125		38.649
M _ℓ 1	96.031	3.059		293.750
M _ℓ 2	96.031	3.059		293.750
Mi				176.250

802.399 kN · m

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 22.085 + 335.715 + 100.714 = 458.514 \text{ kN}$$

Smax

	P、w	A	η	S
Sd	6.310	3.500		22.085
S _ℓ 1	96.031	3.496		335.715
Si				100.714

458.514 kN

4-4. 断面力のまとめ

	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
クローラクレーン前方作業時	745.814	448.869
クローラクレーン斜前方作業時	953.004	581.550
クローラクレーン側方作業時	802.399	458.514

4-5. 応力度の照査

使用材料 H-800X300X14X26

断面係数 $Z = 7160.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$
 断面二次モーメント $I = 286000.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
 はりせい $H = 800.0 \text{ mm}$
 フランジ幅 $B = 300.0 \text{ mm}$
 ウェブ厚 $t_1 = 14.0 \text{ mm}$
 フランジ厚 $t_2 = 26.0 \text{ mm}$
 ウェブ純断面積 $A_w = 10472.0 \text{ mm}^2$
 フランジ固定間距離 $l_b = 3000.0 \text{ mm}$

曲げ応力度の照査

曲げモーメント (クローラクレーン斜前方作業時より)

$M_{\max} = 953.004 \text{ kN} \cdot \text{m}$

許容曲げ応力度 $\sigma_{ba} = 190 \text{ N/mm}^2$ ($l_b/B=10.00$ より)

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = 133 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 190 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度の照査

せん断力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

$S_{\max} = 581.550 \text{ kN}$

許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = 56 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

たわみ量

活荷重による最大曲げモーメントを用いて、簡略式で行う

$MI = 703.407 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$l = 7.000 \text{ m}$

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

許容たわみ量 $\delta_a = 17.5 \text{ mm}$

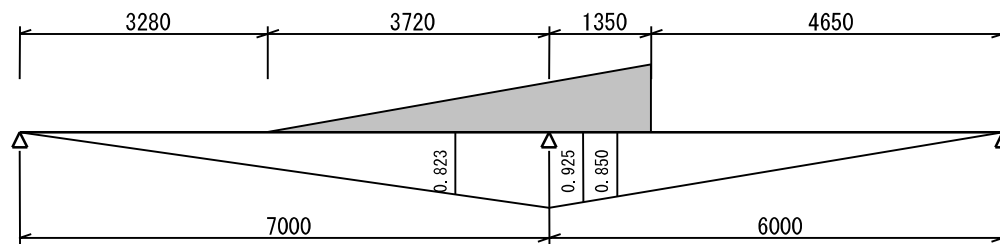
($\delta_a = l/400$ および 25 mm 以内より)

$$\delta = \frac{5 \cdot MI \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = 6.28 \text{ mm} \leq \delta_a = 17.50 \text{ mm}$$

5. 桁受の検討

5-1. クローラクレーン前方作業時

1) 荷重強度



三角分布頂点荷重 $W_l = 272.883 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 2.070 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 588.022 \text{ kN/m}$

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	372.413		0.823	306.442
Wℓ 2	135.150		0.925	125.013
Wℓ 3	184.196		0.850	156.567

588.022 kN

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	372.413		0.823	306.442
Wℓ 2	135.150		0.925	125.013
Wℓ 3	184.196		0.850	156.567

588.022 kN

死荷重強度

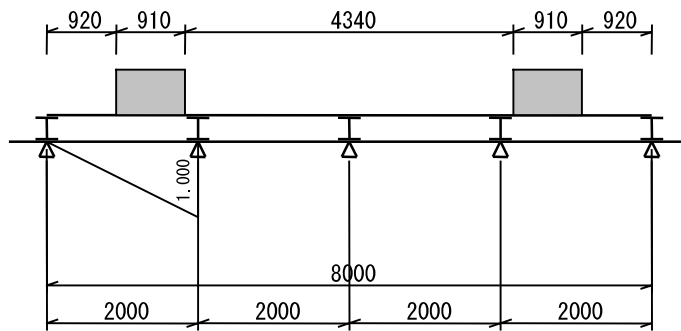
P_d =覆工板、覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 27.235 41.015 41.015 41.015 27.235 kN ）

$W_d = 1.700 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 42.715 + 367.882 + 110.364 = 520.961 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	588.022	0.284		167.219
P2	588.022	0.626		367.882
P4	588.022	0.626		367.882
P5	588.022	0.284		167.219

Smax				
	P、w	A	η	S
Sdw	1.700	1.000		1.700
Sd2	41.015		1.000	41.015
S ₂	367.882		1.000	367.882
Si				110.364

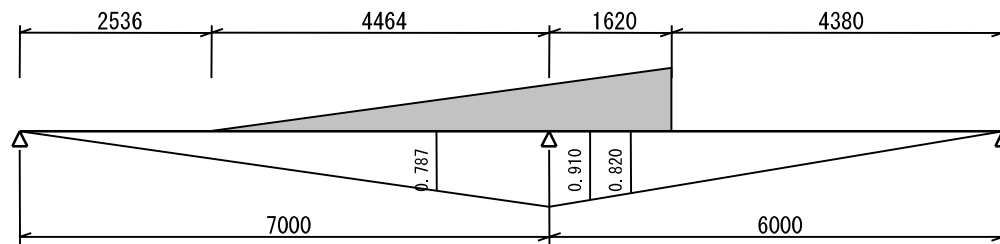
520.961 kN

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

5-2. クローラクレーン斜前方作業時

1) 荷重強度



作業側頂点荷重 $W_I = 318.363 \text{ kN/m}^2$

非作業側頂点荷重 $W_I' = 136.441 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 2.070 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 794.185 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 340.365 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	521.378		0.787	410.548
Wℓ 2	189.210		0.910	172.181
Wℓ 3	257.874		0.820	211.457

794.185 kN

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	223.448		0.787	175.949
Wℓ 2	81.090		0.910	73.792
Wℓ 3	110.518		0.820	90.624

340.365 kN

死荷重強度

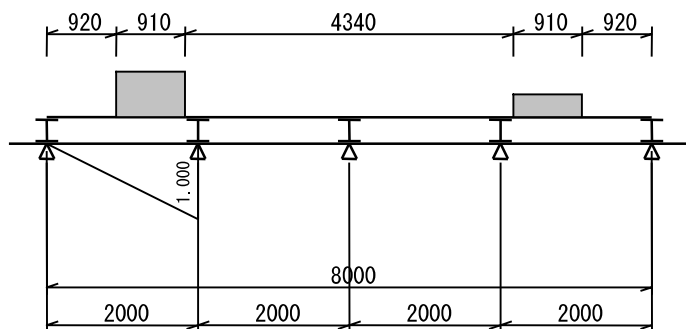
P_d =覆工板、覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 27.235 41.015 41.015 41.015 27.235 kN ）

$W_d = 1.700 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 42.715 + 496.862 + 149.059 = 688.636 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	794.185	0.284		225.846
P2	794.185	0.626		496.862
P4	340.365	0.626		212.941
P5	340.365	0.284		96.791

Smax				
	P、w	A	η	S
Sdw	1.700	1.000		1.700
Sd2	41.015		1.000	41.015
$S \neq 2$	496.862		1.000	496.862
Si				149.059

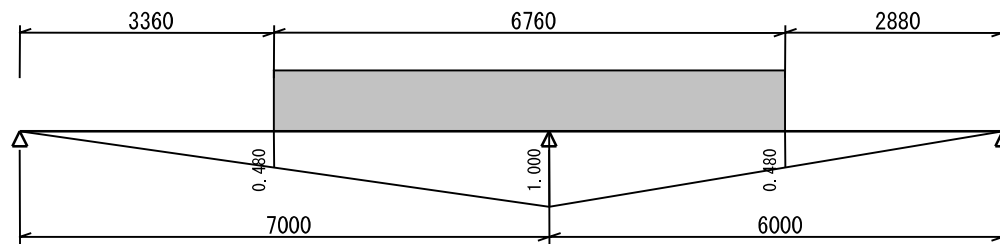
688.636 kN

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

5-3. クローラクレーン側方作業時

1) 荷重強度



作業側分布荷重 $W_I = 153.497 \text{ kN/m}^2$
 非作業側分布荷重 $W_I' = 51.166 \text{ kN/m}^2$
 覆工受桁自重 $W_d = 2.070 \text{ kN/m}$
 覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 767.852 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 255.951 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	153.497	2.694		413.459
Wℓ 2	153.497	2.309		354.393
				767.852 kN

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	51.166	2.694		137.820
Wℓ 2	51.166	2.309		118.131
				255.951 kN

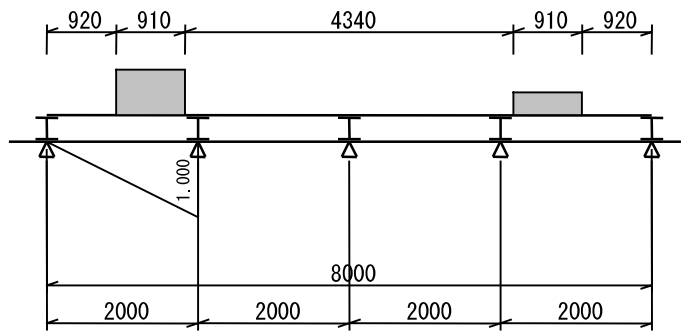
死荷重強度

P_d =覆工板，覆工受桁による集中荷重（左から）
 （ 27.235 41.015 41.015 41.015 27.235 kN ）

$W_d = 1.700 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 断面力

* せん断力



$$S = S_d + S_l + S_i = 42.715 + 480.387 + 144.116 = 667.218 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	767.852	0.284		218.358
P2	767.852	0.626		480.387
P4	255.951	0.626		160.129
P5	255.951	0.284		72.786

Smax				
	P、w	A	η	S
Sdw	1.700	1.000		1.700
Sd2	41.015		1.000	41.015
$S \neq 2$	480.387		1.000	480.387
Si				144.116

667.218 kN

クローラ載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

5-4. 断面力のまとめ

	せん断力 (kN)
クローラクレーン前方作業時	520.961
クローラクレーン斜前方作業時	688.636
クローラクレーン側方作業時	667.218

5-5. 応力度の照査

使用材料 H-594X302X14X23

断面係数 $Z = 4500.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$
 断面二次モーメント $I = 134000.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
 はりせい $H = 594.0 \text{ mm}$
 フランジ幅 $B = 302.0 \text{ mm}$
 ウェブ厚 $t1 = 14.0 \text{ mm}$
 フランジ厚 $t2 = 23.0 \text{ mm}$
 ウェブ純断面積 $A_w = 7672.0 \text{ mm}^2$
 フランジ固定間距離 $l_b = 2000.0 \text{ mm}$

せん断応力度の照査

せん断力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

$S_{\max} = 688.636 \text{ kN}$

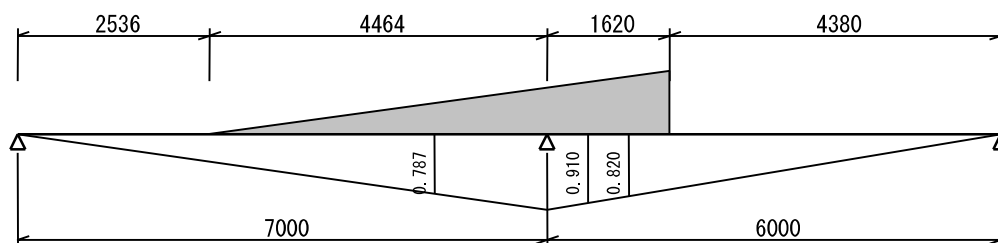
許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = 90 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

6. 杭反力

クローラークレーン斜前方作業時（最大値）にて検討

1) 荷重強度



作業側頂点荷重 $W_I = 318.363 \text{ kN/m}^2$

非作業側頂点荷重 $W_I' = 136.441 \text{ kN/m}^2$

覆工受桁自重 $W_d = 2.070 \text{ kN/m}$

覆工板2m $W_d = 2.120 \text{ kN/m}^2$

以上より

活荷重強度（分布荷重）

$W = 794.185 \text{ kN/m}$ （作業側荷重）

$W' = 340.365 \text{ kN/m}$ （非作業側荷重）

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	521.378		0.787	410.548
Wℓ 2	189.210		0.910	172.181
Wℓ 3	257.874		0.820	211.457

794.185 kN

	P、w	A	η	荷重強度
Wℓ 1	223.448		0.787	175.949
Wℓ 2	81.090		0.910	73.792
Wℓ 3	110.518		0.820	90.624

340.365 kN

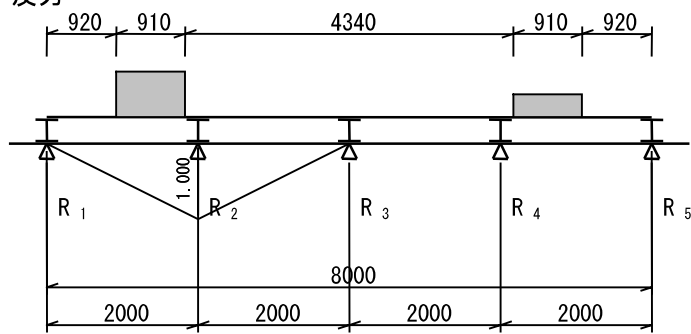
死荷重強度

P_d =覆工板、覆工受桁による集中荷重（左から）

（ 27.235 41.015 41.015 41.015 27.235 kN ）

$W_d = 1.700 \text{ kN/m}$ （桁受自重）

2) 反力



$$R_2 = R_d + R_l + R_i = 45.318 + 496.862 + 149.059 = 691.239 \text{ kN}$$

	P、w	A	η	R
P1	794.185	0.284		225.846
P2	794.185	0.626		496.862
P4	340.365	0.626		212.941
P5	340.365	0.284		96.791

Rmax

	P、w	A	η	R
Rdw	1.700	2.531		4.303
Rd2	41.015		1.000	41.015
R ₂	496.862		1.000	496.862
Ri				149.059

691.239 kN

クローラ横断方向載荷位置は覆工左端より

1.375 ~ 1.375 m および 6.625 ~ 6.625 m の範囲限定にて計算。

7. 垂直ブレースの検討

圧縮材として計算する。（クローラクレーン斜前方作業時より）

使用材料 L-100X100X10

断面積 $A = 1900.0 \text{ mm}^2$

断面二次半径 $r = 19.5 \text{ mm}$

圧縮力

$$N = H / (\cos \theta \cdot n) = 66.769 \text{ kN}$$

H : 水平力 $= W \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$

W : 活荷重重量 $= 1259.000 \text{ kN}$

KH : 水平力係数 $= 0.15$

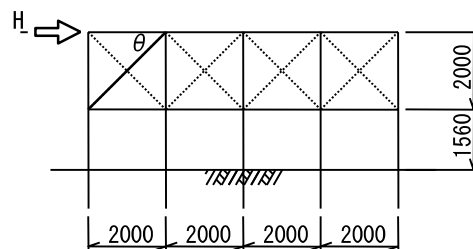
n : 1 構面内の垂直ブレース本数 $= 4$

$$\cos \theta = 2.000 / 2.828 = 0.707$$

許容圧縮応力度（ $L/r=2828.4/19.500$ より）

$$\sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N/A = 35 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$



8. 水平継ぎの検討

圧縮材として計算する。

使用材料 [-200X90X8X13.5

断面積 $A = 3865.0 \text{ mm}^2$

断面二次半径 $r = 26.8 \text{ mm}$

圧縮力

$$N = H = 188.850 \text{ kN}$$

H : 水平力 $= W \cdot KH$ （垂直ブレース参照）

許容圧縮応力度（ $L/r=2000.0/26.800$ より）

$$\sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N/A = 49 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

9. 杭の強度計算

9-1. 断面力 (クローラクレーン斜前方作業時より)

軸圧縮力 $N = 699.679 \text{ kN}$ (下記の合計)
 上部構造からの軸力 $N1 = 691.239 \text{ kN}$ (杭反力参照)
 杭自重による軸力 $N2 = 3.440 \text{ kN}$ ($1.720 \text{ kN/m} \times 2.0 \text{ m}$ ブレース下段まで)
 ブレース等の自重による軸力 $N3 = 5.000 \text{ kN}$ ($5.0 \text{ kN} \times 1 \text{ 段}$)
 水平力による曲げモーメント $M = 73.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (9-3 参照)

9-2. 応力度の照査

使用材料 H-400X400X13X21 (下記符号は橋軸方向回り y 橋軸直角方向回り x)

はりせい	$h = 400.0 \text{ mm}$	
フランジ幅	$B = 400.0 \text{ mm}$	
断面積	$A = 21870.0 \text{ mm}^2$	
断面二次モーメント	$I_x = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$	$I_y = 66600.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$
断面二次半径	$i_x = 101.0 \text{ mm}$	$i_y = 175.0 \text{ mm}$
断面係数	$Z_x = 1120.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$	$Z_y = 3330.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

圧縮応力度

軸圧縮力 $N = 699.679 \text{ kN}$ 座屈長 $L = 3.876 \text{ m}$ (弱軸に関して)

$$\sigma_c = N/A = 32 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

曲げモーメント $M = 73.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_{bc} = M/Z_x = 65 \text{ N/mm}^2$$

許容応力度

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.50 = 185 \text{ N/mm}^2 \quad (l/r = 3875.9/101.00 = 38.38 \text{ より})$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

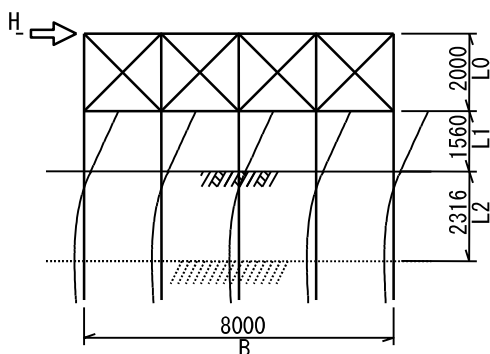
$$\sigma_{ea} = 12 \times 10^5 / (l/r)^2 = 815 \text{ N/mm}^2 \quad (l/r = 3875.9/101.00 = 38.38 \text{ より})$$

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として照査を行う。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})} = 0.50 \leq f = 1.00$$

9-3. 水平力による断面力

上部をトラス部として扱い、頭部固定の突き出し杭として計算。



$$H : \text{水平力} = Wl \cdot KH = 188.850 \text{ kN}$$

$$Wl : \text{活荷重重量} = 1259.000 \text{ kN}$$

$$KH : \text{水平力係数} = 0.150$$

$$L2 : \text{仮想支点深さ} = 1/\beta = 2.316 \text{ m}$$

$$\beta : \text{特性係数} = 0.432 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot b}{4 \cdot E \cdot I_x}}$$

$$kh : \text{水平方向地盤反力係数} = 15574.0 \text{ kN/m}^3$$

$$b : \text{杭幅} = 400 \text{ mm}$$

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

$$I_x : \text{杭の断面二次モーメント} = 22400.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$M : \text{水平力による曲げモーメント} = 73.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= H0(1 + \beta \cdot L1) / (2\beta)$$

$$H0 : \text{水平力} / \text{杭本数} = 37.770 \text{ kN}$$

$$L : \text{軸圧縮照査における座屈長} = 3.876 \text{ m}$$

$$= L1 + L2$$

水平方向地盤反力係数 Khの算出

1/β の範囲の平均値としてKhを算出

掘削底面以下の地盤条件と各層のKh

地層No.	地層厚(m)	α E o (kN/m ²)	Kho (kN/m ³)	BH	Kh (kN/m ³)
1	2.804	11200.000	37333.333	0.962	15573.812

$$Kh = Kho \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに Kh: 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

Kho: 直径30cmの剛体円板による平板載荷重試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$Kho = \frac{1}{0.3} \alpha E_o$$

BH: 換算荷重幅 = $\sqrt{(D/\beta)}$

Eo: 地盤の変形係数

α: 地盤反力係数の推定に用いる係数

1/β = 2.316 m と設定すると 1/β の範囲における各層Khの平均値は Kh = 15574 kN/m³

上記Khにより再度1/β を算出する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.432 \text{ m}^{-1}$$

Kh: 水平方向地盤反力係数 = 15574.000 kN/m³

B: 土留壁の幅 = 0.40 m

E: 土留壁のヤング係数 = 200000000 kN/m²

I: 土留壁の断面二次モーメント = 0.000224 m²

よって1/β は 1/β = 1 / 0.432 = 2.316 m

以上より設定した1/β と算定した1/β が等しくなる為、Khは

Kh = 15574.000 kN/m³ (1/β の範囲の平均値) となる。

10. 杭の支持力計算

10-1. 杭にかかる鉛直力（クローラークレーン斜前方作業時より）

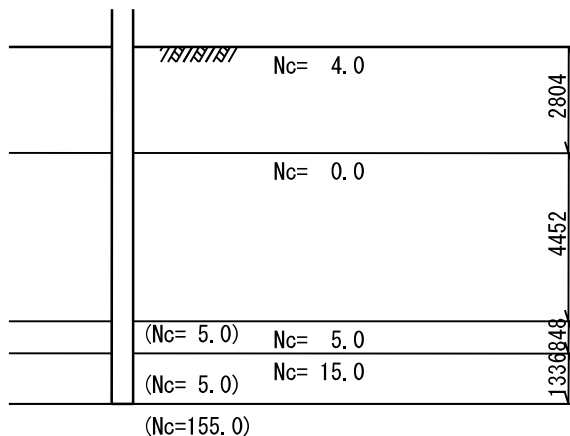
上部構造からの軸力	N1=691.239 kN	（杭強度計算参照）
杭自重	N2= 22.360 kN	（1.720 kN/m X 13.000 m）
ブレース等の自重による軸力	N3= 5.000 kN	（5.0 kN X 1 段）
合計鉛直力	N =718.599 kN	

10-2. 支持力の照査

許容支持力（プレボーリング（打撃・振動・圧入による先端処理）工法として下式の公式を用いる。）

$$Ra = \frac{1}{F_s} (qd \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i)$$

$$= \frac{1}{2} (1280.000 + 283.968) = 781.984 \text{ kN} \geq N = 718.599 \text{ kN}$$



$$N_t = 40.000$$

() は N_t を求める時の N_1 と N_2 用の N 値

F_s : 安全率 = 2.0

qd : 杭先端での極限支持力度 (kN/m²)

$$qd = 200 \cdot \alpha \cdot N_t = 8000.000 \text{ kN/m}^2$$

α : 施工条件による先端係数 = 1.0

N_t : 杭先端 N 値

$$N_t = (N_1 + N_2) / 2 = 40.000 \leq 40.0$$

N_1 : 杭先端位置の N 値 = 155.000

杭先端から下方への層厚が
2mに満たない時は、杭先端を含む
層の下層の地盤 N 値とする。

N_2 : 杭先端から上方へ2mの範囲での
平均 N 値 = 105.200

A : 杭の先端面積（下図）

U : 杭の周長（下図）

l_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : l_i における周面摩擦力度 (kN/m²)

砂質土: $f_i = 2 \cdot \beta \cdot N_s$

粘性土: $f_i = 10 \cdot \beta \cdot N_c$

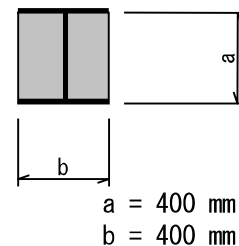
N_s : 砂質土中の平均 N 値 $N_s \leq 50.0$

$N \leq 2$ の N 値は考慮しない。

N_c : 粘性土中の平均 N 値 $N_c \leq 15.0$

$N \leq 2$ の N 値は考慮しない。

β : 施工条件による周面係数 = 0.5
（砂充填等による空隙処理とする）



$$U = 2 \cdot (a + b) = 1.600 \text{ m}$$

$$A_p = a \cdot b = 0.1600 \text{ m}^2$$

仮棧橋工数量表

名 称	規 格	長 さ (mm)	本数	単位重量 (kg/m)	本当り重量 (kg)	重 量 (kg)	形態	備 考
■ 覆工板・鉄板 ■								
覆工板	1000×2000×208	2000	144	424.000	424.000	61056	リース	
覆工板ズレ止め	[-200X90X8X13.5	8000	1	30.300	242.400	242	リース	
覆工板・鉄板合計						61298		
■ 上部工 ■								
飯桁上部工部材	端部パネル 7m ストロンク		5	1970.000	1970.000	9850	リース	
	端部パネル 9m ストロンク		5	2505.000	2505.000	12525	リース	
	端部対傾構 タイプ1・ストロンク		8	95.000	95.000	760	リース	
	中間対傾構 ストロンク		16	84.000	84.000	1344	リース	
	横構 L1		12	42.000	42.000	504	リース	
	横構 L4 タイプ2・ストロンク		8	40.000	40.000	320	リース	
	Mプレート ストロンク PL-160X9X630		10	7.100	7.100	71	リース	
	Sプレート ストロンク PL-980X9X330		10	23.000	23.000	230	リース	
	Fプレート ストロンク PL-130X25X1440		20	37.000	37.000	740	リース	
	端部対傾構用添接板 ストロンク		16	4.100	4.100	66	リース	
	沓 ストロンク		10	57.000	57.000	570	リース	
	サイドアングル A (長穴)		10	7.000	7.000	70	リース	
	サイドアングル B (丸穴)		10	7.000	7.000	70	リース	
ハイパー栈橋売却部材	足場		32	27.000	27.000	864	リース	
	鞘管A		44	1.000	1.000	44	リース	
	鞘管Hyper 一般型		18	7.700	7.700	139	リース	
覆工受桁	H-400X400X13X21	5100	5	172.000	877.200	4386	リース	
	H-800X300X14X26	8100	5	207.000	1676.700	8384	リース	
	H-800X300X14X26	7000	5	207.000	1449.000	7245	リース	
スティフナープレート	PL-12X746X133		48	9.346	9.346	449	リース	
桁継ぎ材	[-300X90X9X13	1900	24	38.100	72.390	1737	リース	
継ぎプレート	PL-12X400X500		5	18.840	18.840	94	リース	
上部工合計						50462 kg		
■ 杭橋脚(下部工) ■								
桁受	H-400X400X13X21	9000	2	172.000	1548.000	3096	リース	
スティフナープレート	PL-12X356X183		20	6.137	6.137	123	リース	
桁受	H-400X400X13X21	9000	2	172.000	1548.000	3096	リース	
せん断補強プレート	PL-12X356	9000	4	33.535	301.815	1207	リース	
スティフナープレート	PL-12X356X149		20	4.997	4.997	100	リース	
桁受	H-594X302X14X23	9000	3	170.000	1530.000	4590	リース	
	PL-12X546X134		30	6.892	6.892	207	リース	
垂直ブレース	L-100X100X10	3000	32	14.900	44.700	1430	リース	
水平継ぎ	[-200X90X8X13.5	9000	8	30.300	272.700	2182	リース	
テーパプレート	PL-3～13X302X300		15	5.690	5.690	85	リース	
トッププレート	PL-19X450X450		35	30.203	30.203	1057	リース	
杭橋脚(下部工)合計						17173 kg		
■ 支持杭 ■								
支持杭	H-400X400X13X21(全埋殺し)	8000	5	172.000	1376.000	6880	買取	
	H-400X400X13X21(撤去:3.257m)	8000	5	172.000	1376.000	6880	買取	
	H-400X400X13X21(撤去:3.268m)	8000	5	172.000	1376.000	6880	買取	
	H-400X400X13X21(撤去:3.440m)	13000	5	172.000	2236.000	11180	買取	1箇所継ぎ
	H-400X400X13X21(撤去:3.560m)	13000	5	172.000	2236.000	11180	買取	1箇所継ぎ
	H-400X400X13X21(撤去:2.440m)	12500	5	172.000	2150.000	10750	買取	1箇所継ぎ
	H-400X400X13X21(全埋殺し)	12000	5	172.000	2064.000	10320	買取	
支持杭添接板 H400	PL-12X400X810		30	30.520	30.520	916	買取	
	PL-16X160X810		60	16.280	16.280	977	買取	
	PL-9X280X460		30	9.100	9.100	273	買取	
支持杭合計						66236 kg		
■ 高欄 ■								
高欄	仮設手摺(さや管別)	80000	1	16.000	1280.000	1280	リース	延長
高欄合計						1280 kg		

仮設橋工数量表

名 称	規 格	長 さ (mm)	本数	単位重量 (kg/m)	本当り重量 (kg)	重 量 (kg)	形態	備 考
■ ボルト・消耗品類 ■								
ボルト・消耗品	六角トルコンボルト M22×60		410	0.557	0.557	228	買取	
	六角トルコンボルト M22×70		220	0.587	0.587	129	買取	
	六角トルコンボルト M22×125		200	0.752	0.752	150	買取	
	トルシアボルト M22×70		270	0.523	0.523	141	買取	
	トルシアボルト M22×85		720	0.568	0.568	409	買取	
	HTB F10T M22×70		352	0.555	0.555	195	買取	
	HTB F10T M22×80		244	0.585	0.585	143	買取	
	HTB F10T M22×85		40	0.600	0.600	24	買取	
	HTB F10T M22×90		140	0.615	0.615	86	買取	
	HTB F10T M22×100		30	0.645	0.645	19	買取	
	HTB F10T M22×110		30	0.674	0.674	20	買取	
	ハードロックナット		40	0.130	0.130	5	買取	
	テーパワッシャー M22(3-7)		60	0.050	0.050	3	買取	
	ボルト・消耗品 合計					1552 kg		

数量総括表

項目		規格	施工数量		重量			
			数量	単位				
		単管パイプ型	80.000	m	1280	kg		
高欄			288.000	m ²	61298	kg		
覆工板			50.462	t	50462	kg		
上部工			17.173	t	17173	kg		
杭橋脚(下部工)								
①支持杭 H400-8m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 8.000m(粘性土:3.089, レｷ～中硬岩:4.911)	5.000	本	6880	kg			
②支持杭 H400-8m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 4.743m(粘性土:0.807, レｷ～中硬岩:3.936)	5.000	本	6880	kg			
③支持杭 H400-8m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 4.732m(粘性土:0.487, レｷ～中硬岩:4.245)	5.000	本	6880	kg			
④支持杭 H400-13m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 9.560m(粘性土:8.175, レｷ～中硬岩:1.385)	5.000	本	11180	kg	1箇所継ぎ		
⑤支持杭 H400-13m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 9.440m(粘性土:8.104, レｷ～中硬岩:1.336)	5.000	本	11180	kg	1箇所継ぎ		
⑥支持杭 H400-12.5m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 10.060m(粘性土:8.730, レｷ～中硬岩:1.330)	5.000	本	10750	kg	1箇所継ぎ		
⑦支持杭 H400-12m(ﾀﾞｳﾝｻﾞｰﾎｰﾙﾊﾝﾏ)	打設長 12.000m(粘性土:9.231, レｷ～中硬岩:1.406)	5.000	本	10320	kg			
支持杭継手部材		H-400 ボルトジョイント	15.000	箇所	2166	kg		
ボルト・消耗品類			1.552	t	1552	kg		
				合計重量	198001	kg		
名 称	規 格	長 さ (mm)	本数	単位重量 (kg/m)	本当り重量 (kg)	重 量 (kg)	形態	備 考
■ 支持杭埋殺し■								
全埋殺し	H-400X400X13X21(全埋殺し)	8000	5	172.000	1376.000	6880	kg	
	H-400X400X13X21(全埋殺し)	12000	5	172.000	2064.000	10320	kg	
小 計						17200	kg	
一部撤去L1	H-400X400X13X21(撤去:3.257m)	3.257	5	172.000	560.204	2801.02	kg	
	H-400X400X13X21(撤去:3.268m)	3.268	5	172.000	562.096	2810.48	kg	
	H-400X400X13X21(撤去:3.440m)	3.440	5	172.000	591.680	2958.4	kg	
	H-400X400X13X21(撤去:3.560m)	3.560	5	172.000	612.320	3061.6	kg	
	H-400X400X13X21(撤去:2.440m)	2.440	5	172.000	419.680	2098.4	kg	
小 計						13730	kg	
一部埋殺L2	H-400X400X13X21(埋殺し:4.743m)	4.743	5	172.000	815.796	4078.98	kg	
	H-400X400X13X21(埋殺し:4.732m)	4.732	5	172.000	813.904	4069.52	kg	
	H-400X400X13X21(埋殺し:9.560m)	9.560	5	172.000	1644.320	8221.6	kg	
	H-400X400X13X21(埋殺し:9.440m)	9.440	5	172.000	1623.680	8118.4	kg	
	H-400X400X13X21(埋殺し:10.060m)	10.060	5	172.000	1730.320	8651.6	kg	
小 計						33140	kg	
合 計						64070		
■仮設材運搬■								
支持杭						66236	kg	
ボルト・ナット						1552	kg	
合 計						67788	kg	