

# 仮設構台の設計 サンプルデータ

出力例

Sample3

(構台 Type1+支持杭+仮設指針)

土木工事、仮設計画ガイドブック(II)平成 13 年  
P124 の計算例をモデルにした設計計算例

# 目次

1章 入力データ出力	1
1.1 タイトル	1
1.2 形状データ	1
1.3 設計条件	2
1.4 部材の設計条件	2
1. 4 計算条件	2
1.5 覆工板の設計に考慮する活荷重	3
1.6 部材の設計に考慮する活荷重	3
1.7 構台データ	3
1.8 架構データ	4
1. 9 くいコンクリート基礎の設計条件	4
1.10 くいコンクリート基礎の部材条件	5
1.11 覆工板荷重分担率の指定	5
1.12 覆工板材料データ	6
1.13 補強桁の材料データ	6
1.14 はり接合部のボルトデータ	6
1.16 橋面(死)荷重	6
1.17 覆工板・雑荷重	6
1.18 トラック荷重の選択	6
1.19 トラック荷重条件の設定	7
1.20 トラック非載荷幅の設定	7
1.21 クローラクレーン荷重の選択	8
1.22 クローラクレーン非載荷幅の設定	8
1.23 トラッククレーン荷重の選択	8
1.24 トラッククレーン非載荷幅の設定	9
1.25 任意位置の死荷重	9
1.26 許容応力度の指定	10
1.27 地層の柱状図	10
1.28 初期入力	10
1.29 基準値	10
2章 計算結果出力	12
2.1 覆工板タイプ2の設計(旧メトロデッキ)	12
2.1.1 各荷重時の曲げ応力度集計	12
2.1.2 曲げ応力度の算出	12
2.1.3 各荷重時のせん断応力度集計	14
2.1.4 せん断応力度の算出	14
2.1 受桁の設計	16
2.1.1 各荷重時の曲げモーメント集計	16
2.1.2 曲げモーメントの算出	16
2.1.3 各荷重時のせん断力集計	19
2.1.4 せん断力の算出	19
2.1.5 許容応力度の算出	22
2.1.6 受桁の応力度の算出	22
2.1.7 たわみの算出	22
2.2 はりの設計	23
2.2.1 各荷重時の曲げモーメント集計	23
2.2.2 曲げモーメントの算出	23
2.2.3 各荷重時のせん断力集計	27
2.2.4 せん断力の算出	27

2.2.5 許容応力度の算出	30
2.2.6 はりの応力度の算出	30
2.2.7 たわみの算出	30
2.3 くいの設計	31
2.3.1 くいに作用する軸力	31
2.3.2 最大軸力の算出	31
2.3.3 水平力の算出	33
2.3.4 水平力による曲げモーメント	35
2.3.5 くいの強度検討	36
2.3.6 コンクリート基礎の設計	37
(1)設計条件	37
(2)安定計算結果	38
(3)安定計算結果一覧	41
(4)部材の設計	42
(5)部材の設計結果一覧	45
2.4 水平継材の設計	46
2.4.1 水平継材の照査	46
2.4.2 接合部の照査	46
2.5 垂直ブレースの設計	46
2.5.1 垂直ブレースの照査	46
2.5.1 接合部の照査	47
2.6 水平ブレースの設計	47
2.6.1 水平ブレースの照査	47
2.6.2 接合部の照査	47
2.9 概略出力	48
2.9.1 覆工板 概略出力	48
2.9.1 受桁 概略出力	49
2.9.2 はり 概略出力	50
2.9.3 くい 概略出力	51
2.10 一覧表	52
2.10.1 覆工板の一覧表	52
2.10.1 部材の一覧表	53
3章 登録荷重データ出力	54
3.1 トラック荷重	54
3.2 クローラクレーン	55
3.3 トラッククレーン	56
4章 登録部材データ出力	57
4.1 受桁登録データ	57
4.2 はりH鋼登録データ	58
4.3 はり片溝形鋼登録データ	59
4.4 はり 等辺山形鋼登録データ	59
4.5 くい登録データ	60
4.6 水平継材登録データ	61
4.7 垂直ブレース登録データ	61
4.8 水平ブレース登録データ	61
4.9 横継ぎ材 片溝形鋼登録データ	62
4.10 横継ぎ材 等辺山形鋼登録データ	62
4.11 土留め壁 鋼矢板登録データ	63
4.12 土留め壁 親杭横矢板登録データ	63
4.13 土留め壁 軽量鋼矢板登録データ	63

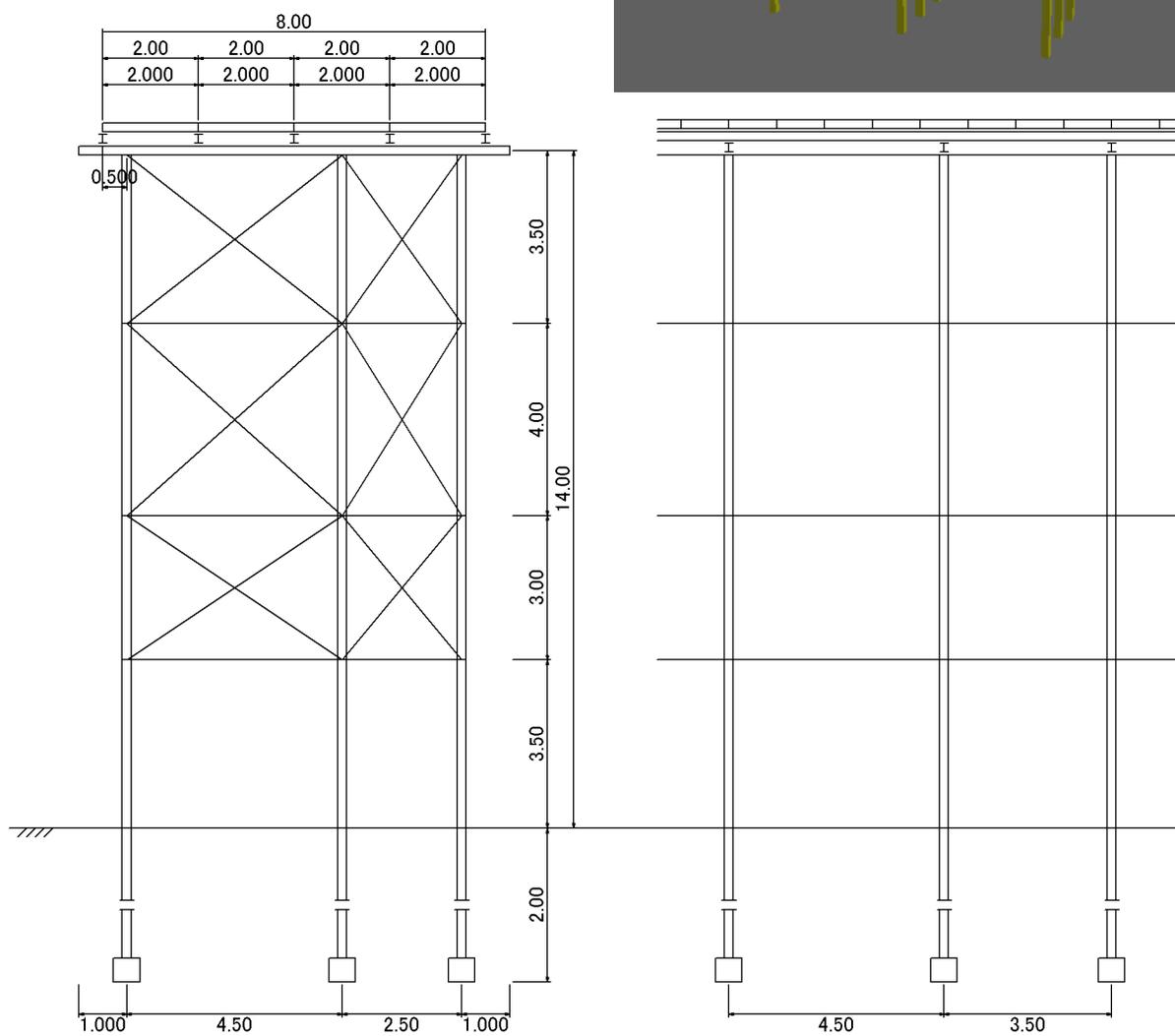
# 1章 入力データ出力

## 1.1 タイトル

ファイル : Sample2(構台Type1+コンクリート基礎+建築学会H14).F8K

タイトル :

## 1.2 形状データ



### 1.3 設計条件

#### 基本条件

適用基準	建築学会(平成14年)
構台タイプ	タイプi(幅員と受桁が直行)
隣接支間	あり
くい基礎タイプ	コンクリート基礎

#### 覆工板、係数

覆工板タイプ	覆工板タイプ2(旧メトロデッキ)	
覆工板の設計における受桁の扱い	考慮	
衝撃係数	覆工板	0.200
	覆工板以外	0.200
水平係数	固定荷重	0.200
	載荷荷重	トラック = 0.200
		重機 = 0.200

トラッククレーン走行時は、重機の水平係数を使用します。

水平荷重計算時の衝撃の取り扱い	衝撃を含める
たわみ算出時の衝撃の取り扱い	衝撃を含める

### 1.4 部材の設計条件

はりの使用部材の指定	H鋼
はりのせん断照査	照査する
はり、くいの設計方針	期限付き構造物の考え方
たわみの許容値	支間長 / 300.000
たわみの最大値	3.000 (cm)
たわみ計算時の死荷重	考慮しない
たわみ計算時の活荷重が1個の場合の計算式	複数個または分布荷重が載荷される場合の計算式
くいの設計	設計する
くい設計時の軸力	最大軸力 / 1
くい自重の扱い	全長扱い
その他の鉛直荷重	0.000 (kN/本)
くい設計用水平力の載荷荷重状態	水平力が最大となる載荷荷重で算出
水平継材にかかる水平力	1本の水平継材で負担する
水平継材	片側設置
はり直下に水平継材を設置	しない
水平継材接合部	溶接
脚長	0.300 (cm)
すみ肉溶接の許容せん断応力度	100.000 (N/mm <sup>2</sup> )
水平継材、ブレース設計水平力の算出方法	水平力が最大となる載荷荷重で算出
ブレース材	圧縮材として設計
ブレース接合部	溶接
脚長	1.000 (cm)
すみ肉溶接の許容せん断応力度	100.000 (N/mm <sup>2</sup> )

### 1.4 計算条件

#### 活荷重の扱い

活荷重断面力計算時の活荷重移動刻み	L	0.010 (m)
クローラクレーン荷重の扱い		分布荷重

### 1.5 覆工板の設計に考慮する活荷重

	受桁に直交		受桁に平行	
	1000 × 2000	1000 × 3000	1000 × 2000	1000 × 3000
トラック荷重 クローラクレーン荷重 走行時 クローラクレーン荷重 前方吊 クローラクレーン荷重 側方吊 クローラクレーン荷重 斜方吊 トラッククレーン荷重 走行時 トラッククレーン荷重 作業時	×	×	×	×
補強桁	×		×	

： 設計する      ×      ： 設計しない

### 1.6 部材の設計に考慮する活荷重

	受桁に直交	受桁に平行
トラック荷重 クローラクレーン荷重 走行時 クローラクレーン荷重 前方吊 クローラクレーン荷重 側方吊 クローラクレーン荷重 斜方吊 トラッククレーン荷重 走行時 トラッククレーン荷重 作業時	×	×

： 設計する      ×      ： 設計しない

### 1.7 構台データ

#### 支間・隣接支間データ

項目	記号	単位	数値
着目支間長	--	m	4.500
隣接支間長	--	m	3.500

#### 受桁間隔データ

番号 N	受桁間隔 (m)
1	2.000
2	2.000
3	2.000
4	2.000

#### 覆工板配置データ

番号 F	覆工板サイズ (m)
1	2
2	2
3	2
4	2

#### くい間隔

番号 S	くい間隔 (m)
1	4.500
2	2.500

## 幅員、張出し長

項目	記号	単位	数値
幅員	--	m	8.000
ずれ	--	m	0.500
左側張出長	LL	m	1.000
右側張出長	LR	m	1.000

## 1.8 架構データ

水平ブレースの有無 [有]

垂直ブレースの有無 [有]

## 立面図

番号 h	架構間隔 (m)
1	3.500
2	4.000
3	3.000
4	3.500

項目	記号	単位	数値
基礎底面深さ	hL	m	2.000
地表面天端高G.L.	--	m	0.000

## 1.9 くいコンクリート基礎の設計条件

## 基礎形状

項目	記号	単位	数値
基礎高さ	hb	m	0.700
基礎幅	Bb	m	1.500
基礎奥行き	Lb	m	1.500
コンクリート単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0

## 地盤条件

項目	記号	単位	数値
鉛直支持力算出条件			
地盤の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	30.00
地盤の内部摩擦角		°	30.0
支持地盤の単位重量	1	kN/m <sup>3</sup>	18.00
根入れ地盤の単位重量	2	kN/m <sup>3</sup>	20.00
根入れ深さ	Df	m	2.000
根入れ深さ	Df'	m	2.000
寸法効果に関する補正係数を考慮する			
許容せん断抵抗力算出条件			
付着力	cB	kN/m <sup>2</sup>	30.00
底面摩擦係数	tan B	----	0.60
最大地盤反力度の最大値			
最大地盤反力度の最大値	qa	kN/m <sup>2</sup>	400.00

## 1.10 くいコンクリート基礎の部材条件

### コンクリート基礎本体

項目	記号	単位	数値
コンクリート基準強度	ck	N/mm <sup>2</sup>	24

### アンカーボルト

項目	記号	単位	数値
アンカーボルト径	D	mm	32
アンカーボルトの長さ	La	mm	470
アンカーボルト本数	n	本	6
アンカーボルトの中心間隔	a	mm	400
コンクリートとアンカーボルトとの付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.40
アンカーボルトの許容せん断応力度	aa	N/mm <sup>2</sup>	90.00

### ベースプレート

項目	記号	単位	数値
厚さ	t	mm	30
幅(正面の幅)	Bp	mm	480
長さ(奥行き幅)	Lp	mm	480
ベースプレートの許容曲げ応力度	bab	N/mm <sup>2</sup>	140.00
ベースプレートの許容せん断応力度	ba	N/mm <sup>2</sup>	80.00

## 1.11 覆工板荷重分担率の指定

### トラックの荷重分担率

	受桁に直交	受桁に平行
トラック	0.40	0.40

### クローラクレーンの荷重分担率

	受桁に直交	受桁に平行
前方吊	0.25	0.20
側方吊	0.25	0.20
斜方吊	0.25	0.20

注) 走行時は側方吊の値を使用します

### トラッククレーンの荷重分担率

	受桁に直交	受桁に平行
走行時	0.40	0.40
作業時	0.40	0.40

## 1.12 覆工板材料データ

覆工板高さ 200(mm)

1000×2000の場合

1)覆工板名称 覆工板タイプ2

2)Aw 8.10 (cm<sup>2</sup>)

3)Z 312.0 (cm<sup>3</sup>)

1000×3000の場合

1)覆工板名称 覆工板タイプ2

2)Aw 8.10 (cm<sup>2</sup>)

3)Z 312.0 (cm<sup>3</sup>)

ウェブ面積、断面係数はH鋼1本当たりの入力値。

## 1.13 補強桁の材料データ

1)使用材料名

2)Aw 54.00 (cm<sup>2</sup>)

3)Z 2720.0 (cm<sup>3</sup>)

4)自重 1880.0 (N/m)

5)支間長 2.0 (m)

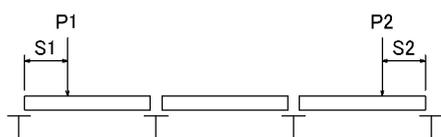
6)コメント(説明文)

## 1.14 はり接合部のボルトデータ

くい部

ボルトは設計しません。

## 1.16 橋面(死)荷重



1)左側荷重位置 0.000 (m)

2)右側荷重位置 0.000 (m)

3)左側荷重強度 0.000 (kN/m)

4)右側荷重強度 0.000 (kN/m)

## 1.17 覆工板・雑荷重

1)覆工板自重 1000 × 2000 1.840 (kN/m<sup>2</sup>)

1000 × 3000 1.840 (kN/m<sup>2</sup>)

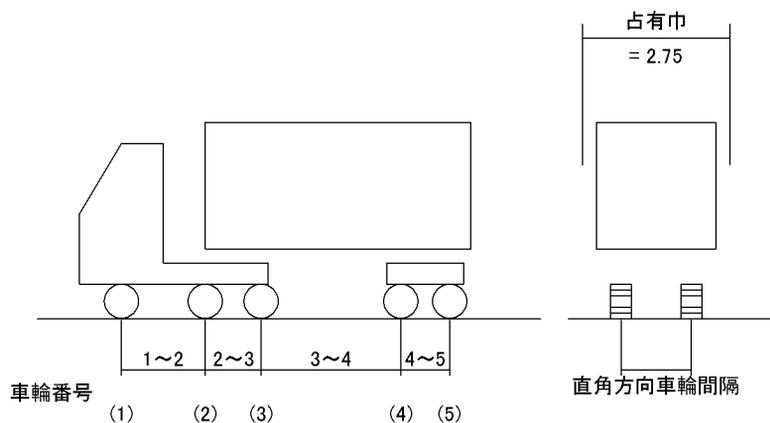
その他 1.840 (kN/m<sup>2</sup>)

2)雑荷重 0.100 (kN/m<sup>2</sup>)

3)切上げ単位 0.100

## 1.18 トラック荷重の選択

橋軸方向



- 1) 荷重の選択 荷重入力
- 2) 登録名称 TT43
- 3) 直角方向車輪間隔 1.75 (m)
- 4) 車輪個数 4
- 5) 進行方向車輪間隔 (m)

1 - 2	3.250
2 - 3	7.800
3 - 4	1.550

6) 荷重強度(片側) (kN)

1	30.000
2	65.000
3	60.000
4	60.000

橋軸直角方向

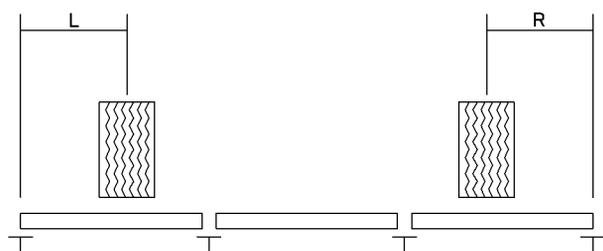
- 1) 荷重の選択 荷重入力
- 2) 荷重タイプ
  - P1 T20
  - P2 T20
  - P3 T20

1.19 トラック荷重条件の設定

橋軸方向

- 1) 連行荷重を考慮 しない
- 2) 直角方向台数 2 (台)

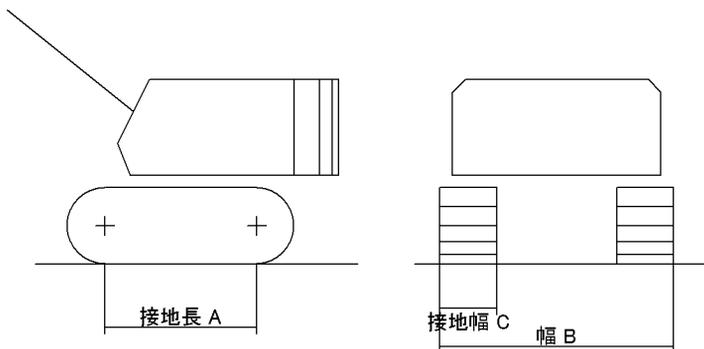
1.20 トラック非載荷幅の設定



- 1) 片側載荷 考慮する
- 2) 非載荷幅(左) 0.000 (m)
- 3) 非載荷幅(右) 0.000 (m)

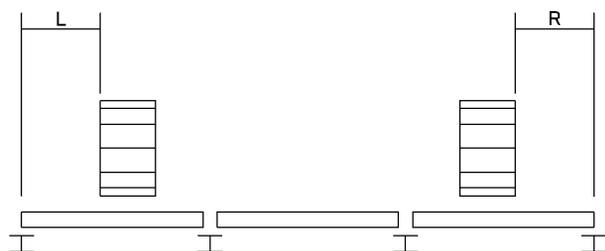
### 1.21 クローラクレーン荷重の選択

1)登録名称 D408S



2)自重	480.000 (kN)
3)吊自重	50.000 (kN)
4)接地長 A	4.470 (m)
5)幅 B	4.000 (m)
6)接地幅 C	0.800 (m)
7)側方作業側分担率	0.800
8)前方吊時接地率	0.600
9)斜め方向作業側分担率	0.700
10)斜め方向作業側接地率	0.900

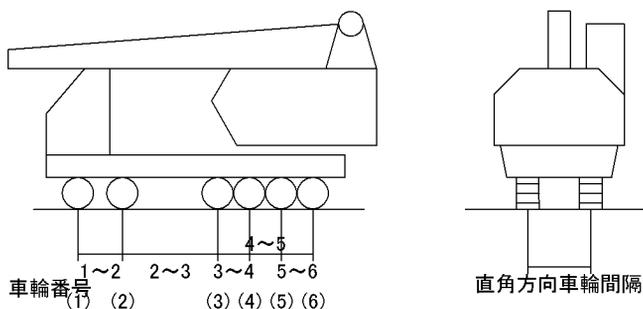
### 1.22 クローラクレーン非載荷幅の設定



1)片側載荷	考慮する
2)非載荷幅(左)	0.000 (m)
3)非載荷幅(右)	0.000 (m)
4)橋軸方向重機位置	指定しない

### 1.23 トラッククレーン荷重の選択

走行時



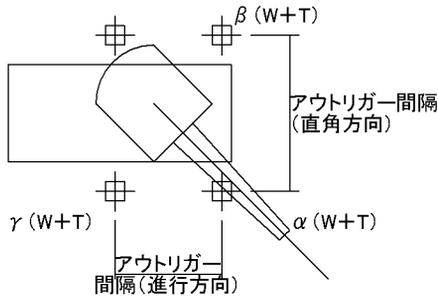
1)登録名称 NK - 300	
2)直角方向車輪間隔	2.10 (m)
3)車輪個数	3
4)進行方向車輪間隔 (m)	

1 - 2	3.850
2 - 3	1.350

5) 荷重強度(片側) (kN)

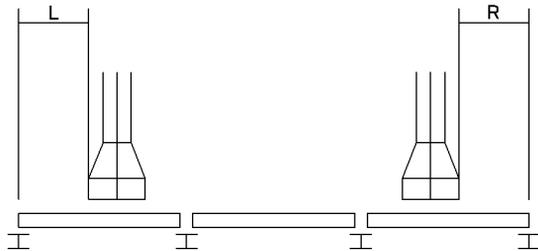
1	32.000
2	64.000
3	64.000

作業時



- 1) 自重 W 320.000 (kN)
- 2) 吊自重 T 30.000 (kN)
- 3) アウトリガ - 間隔(進行) 4.750 (m)
- 4) アウトリガ - 間隔(直角) 5.600 (m)
- 5) 荷重分担率 0.700
- 6) 荷重分担率 0.150
- 7) 荷重分担率 0.150
- 8) アウトリガ - 幅 0.500 (m)

1.24 トラッククレーン非載荷幅の設定



- 1) 片側載荷 考慮する
- 2) 非載荷幅(左) 0.000 (m)
- 3) 非載荷幅(右) 0.000 (m)
- 4) 橋軸方向重機位置 指定しない

1.25 任意位置の死荷重

任意位置の死荷重は入力されていません。

### 1.26 許容応力度の指定

鋼種名称 SS400

許容応力度の扱い

	許容応力度の直接入力			
	曲げ圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	軸方向圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	軸方向引張 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 (N/mm <sup>2</sup> )
覆工板	自動算出	—	—	自動算出
受桁	自動算出	—	—	自動算出
はり(くい部)H鋼	自動算出	—	—	自動算出
はり(くい部)片溝形鋼	自動算出	—	—	自動算出
水平継材	—	自動算出	—	—
ブレース材	—	自動算出	自動算出	—

許容応力度自動算出時の扱い(部材中間の固定数より算出)

	部材中間の固定数		許容応力度算出部材長	
	フランジ固定間距離に対して	有効座屈長に対して	固定間距離(cm)	有効座屈長(cm)
覆工板	—	—	—	—
受桁	0	—	0.00	—
はり(くい部)H鋼	0	—	0.00	—
はり(くい部)片溝形鋼	0	—	0.00	—
水平継材	—	0	—	0.00
ブレース材	—	—	—	—

### 1.27 地層の柱状図

柱状図のデータは未入力です。

### 1.28 初期入力

- 1)適用基準 建築学会(平成14年)
- 2)構台タイプ タイプi
- 3)隣接支間 あり
- 4)くい基礎タイプ コンクリート基礎 底面深さ 0.000(m)
- 5)形状データ
  - ・幅員 8.000(m)
  - ・左張出長 1.000(m)
  - ・右張出長 1.000(m)
  - ・支間 4.500(m)
  - ・構台高さ 14.000(m)
  - ・覆工板サイズ 2.000(m)
  - ・くい基本間隔 4.500(m)
  - ・架構基本間隔 4.000(m)
- 6)くいの設計を行う

### 1.29 基準値

1)コンクリート基礎：安全率

照査項目	転倒に対する 偏心量 e / Bb	滑動に対する 安全率 fa	鉛直支持 力算出時 の安全率
安定計算安全率	1 / 6.0	1.20	2.0

## 2) コンクリート基礎：極限支持力

### ・基礎の形状係数

$$\alpha = [1.0] + [0.3] \times \left( \frac{Be}{De} \right)$$

$$\beta = [1.0] - [0.4] \times \left( \frac{Be}{De} \right)$$

### ・寸法効果

$$(c^*)^\lambda = \left( \frac{c}{c_0} \right)^\lambda$$

$$(B^*)^\mu = \left( \frac{Be}{Bo} \right)^\mu$$

	c <sub>0</sub>	μ	B <sub>0</sub>
-0.333	10.0	-0.333	1.0

### ・支持力推定上の補正係数

$$r = [1.0]$$

## 2章 計算結果出力

### 2.1 覆工板タイプ2の設計 (旧メトロデッキ)

#### 2.1.1 各荷重時の曲げ応力度集計

荷 重 状 態		曲げ応力度 1000×2000(2.0m) (N/mm <sup>2</sup> )	
トラック 荷 重		平行	—————
		直交	—————
クローラ クレーン	走行時	平行	17.161
		直交	26.454
	作業時 前方吊	平行	50.110
		直交	66.673
	作業時 側方吊	平行	29.827
		直交	46.244
作業時 斜方吊	平行	50.338	
	直交	70.037	
トラック クレーン	走行時	平行	43.718
		直交	47.410
	作業時	平行	165.545
		直交	165.545
許 容 値			240.000

#### 2.1.2 曲げ応力度の算出

曲げ応力度が最大となる荷重状態について、応力度を算出します。

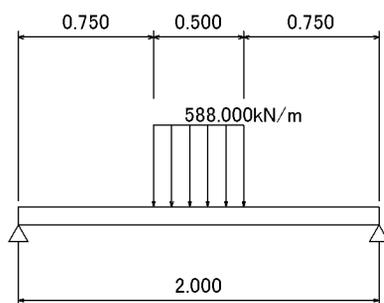
- 1) 荷重状態 トラッククレーン作業時(平行)
- 2) 覆工板 覆工板タイプ2 (1000×2000)
- 3) 固定荷重による曲げモーメント(覆工板1枚当たり)

$$Md = w \times l^2 / 8 = 1.000 \text{ (kN.m)}$$

ここに

$$\begin{aligned}
 w &: \text{覆工板に作用する固定荷重強度} \\
 & \quad (\text{覆工板自重} + \text{雑荷重}) \times (\text{覆工板巾}) = 2.000 \text{ (kN/m)} \\
 l &: \text{覆工板長 (根太間隔)} = 2.000 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## 4)トラッククレーン作業時(平行)の曲げモーメント



$$M_{\max} = 128.625 \text{ (kN.m)}$$

ここに

w : 荷重強度

$$w_1 = 588.000 \text{ (kN/m)}$$

## 5)トラッククレーン作業時(平行)時のH鋼1本当りの曲げモーメント

覆工板タイプ2 1000 × 2000

$$M = M_{\max} \times 0.400 + M_d \times 20/100 = 51.650 \text{ (kN.m)}$$

## 6)覆工板の応力度

$$= M / Z = 165.545 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$Z : \text{断面係数} = 312.000 \text{ (cm}^3\text{)}$$

2.1.3 各荷重時のせん断応力度集計

荷 重 状 態		せん断応力度 1000×2000(2.0m) (N/mm <sup>2</sup> )	
トラック 荷 重		平行	—————
		直交	—————
クローラ クレーン	走行時	平行	13.221
		直交	20.379
	作業時 前方吊	平行	38.603
		直交	55.437
	作業時 側方吊	平行	22.978
		直交	35.625
作業時 斜方吊	平行	38.779	
	直交	57.434	
トラック クレーン	走行時	平行	33.679
		直交	46.953
	作業時	平行	127.531
		直交	127.531
許 容 値			135.000

2.1.4 せん断応力度の算出

せん断応力度が最大となる荷重状態について，応力度を算出します。

1) 荷重状態 トラッククレーン作業時(直交)

2) 覆工板 覆工板タイプ2 (1000×2000)

3) 固定荷重によるせん断力(覆工板1枚当り)

$$S_d = w \times l / 2 = 2.000 \text{ (kN)}$$

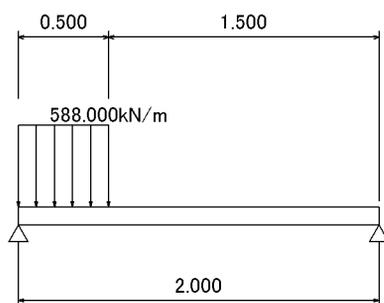
ここに

w : 覆工板に作用する固定荷重強度

$$(\text{覆工板自重} + \text{雑荷重}) \times (\text{覆工板巾}) = 2.000 \text{ (kN/m)}$$

$$l : \text{覆工板長 (根太間隔)} = 2.000 \text{ (m)}$$

#### 4)トラッククレーン作業時(直交)のせん断力



$$S_{max} = 257.250 \text{ (kN)}$$

ここに

w : 荷重強度

$$w_1 = 588.000 \text{ (kN/m)}$$

#### 5)トラッククレーン作業時(直交)時のH鋼1本当りのせん断力

覆工板タイプ2 1000 × 2000

$$S = S_{max} \times 0.400 + S_d \times 20/100 = 103.300 \text{ (kN)}$$

#### 6)覆工板の応力度

$$= S / A = 127.531 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$A : \text{断面積} = 8.100 \text{ (cm}^2\text{)}$$

## 2.1 受桁の設計

### 2.1.1 各荷重時の曲げモーメント集計

荷 重 状 態		受桁番号	曲げモーメント (kN.m)
トラック 荷 重	直交	G 2	206.475
	平行	G 2	193.859
クローラ クレーン	走行時—直交	————	————
	走行時—平行	————	————
	前方吊—直交	————	————
	前方吊—平行	————	————
	側方吊—直交	————	————
	側方吊—平行	————	————
	斜方吊—直交	G 2	293.774
	斜方吊—平行	G 2	308.438
トラック クレーン	走行時—直交	————	————
	走行時—平行	————	————
	作業時—直交	G 2	344.226
	作業時—平行	G 2	344.226

### 2.1.2 曲げモーメントの算出

曲げモーメントが最大となる、荷重状態について算出する。

- 1) 荷重状態       トラッククレーン作業時(直交)
- 2) 設計受桁番号   2
- 3) 固定荷重による応力

固定荷重による応力算出式       2番目受桁

・固定荷重強度

$$\text{覆工板自重} \cdot \text{雑荷重} \quad 2.000 \times 2.000 / 2.000 = 2.000$$

$$\text{覆工板自重} \cdot \text{雑荷重} \quad 2.000 \times 2.000 / 2.000 = 2.000$$

$$\text{受桁自重} \quad \quad \quad = 1.324$$

---


$$\text{合 計} \quad \quad \quad \text{wd} = 5.324 \text{ (kN/m)}$$

使用受桁       H-350x350x12x19

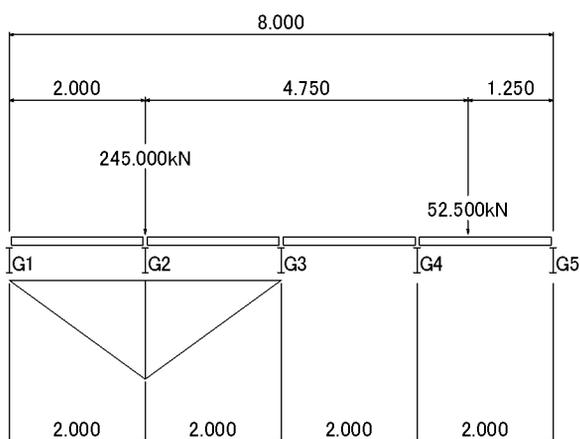
・固定荷重による応力

曲げモーメント

$$M_d = wd \times l^2 / 8 + M_o = 5.324 \times 4.500^2 / 8 + 0.000 = 13.476 \text{ (kN.m)}$$

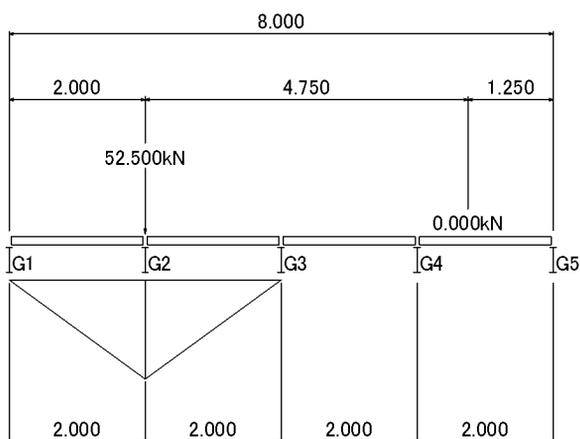
トラッククレーン作業時の応力算出 2番目受桁

・ 直角方向作業側の荷重強度



作業側アウトリガー荷重  $(W + T) \times 0.700 = 245.000 \text{ (kN)}$   
 非作業側アウトリガー荷重  $(W + T) \times 0.150 = 52.500 \text{ (kN)}$   
 着目受桁の荷重強度 = 245.000 (kN)

・ 直角方向非作業側の荷重強度



作業側アウトリガー荷重  $(W + T) \times 0.150 = 52.500 \text{ (kN)}$   
 非作業側アウトリガー荷重 = 0.000 (kN)  
 着目受桁の荷重強度 = 52.500 (kN)

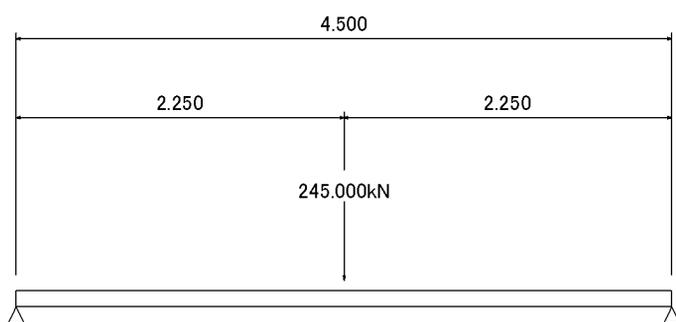
ここに

W : トラッククレーン自重 = 320.000 (kN)  
 T : 吊荷重 = 30.000 (kN)

・ 荷重強度

直角方向 アウトリガー個数 = 2個  
 荷重強度 作業側 = 245.000 (kN)  
 非作業側 = 52.500 (kN)

・トラッククレーン作業時曲げモーメント



トラッククレーン作業時曲げモーメント

$$M_{\max} = 275.625 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ここに

$$l_{\max} : M_{\max} \text{を生じる位置} = 2.250 \text{ (m)}$$

・トラッククレーン作業時曲げモーメント

$$\text{固定荷重} = 13.476 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\text{トラッククレーン荷重} = 275.625 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\text{衝撃} \quad 275.625 \times 0.200 = 55.125 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

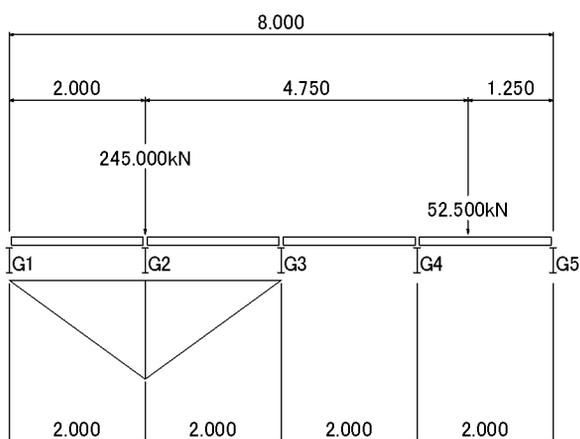
---

$$\text{合計} \quad M = 344.226 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$



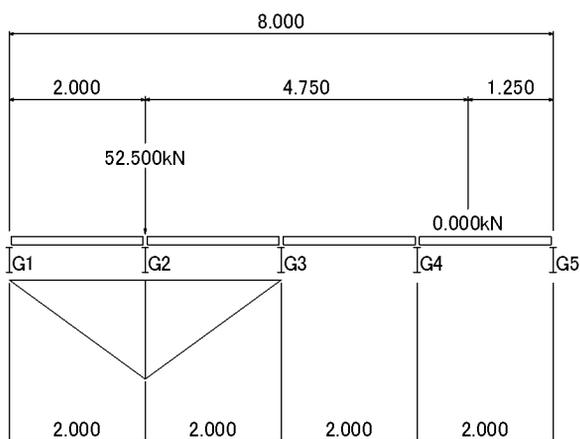
トラッククレーン作業時の応力算出 2番目受桁

・ 直角方向作業側の荷重強度



作業側アウトリガー荷重  $(W + T) \times 0.700 = 245.000 \text{ (kN)}$   
 非作業側アウトリガー荷重  $(W + T) \times 0.150 = 52.500 \text{ (kN)}$   
 着目受桁の荷重強度 = 245.000 (kN)

・ 直角方向非作業側の荷重強度



作業側アウトリガー荷重  $(W + T) \times 0.150 = 52.500 \text{ (kN)}$   
 非作業側アウトリガー荷重 = 0.000 (kN)  
 着目受桁の荷重強度 = 52.500 (kN)

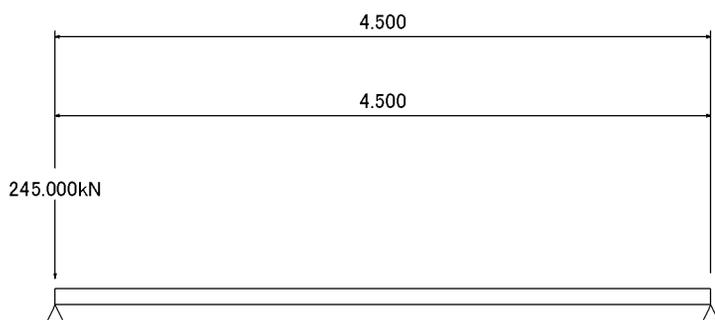
ここに

W : トラッククレーン自重 = 320.000 (kN)  
 T : 吊荷重 = 30.000 (kN)

・ 荷重強度

直角方向 アウトリガー個数 = 2個  
 荷重強度 作業側 = 245.000 (kN)  
 非作業側 = 52.500 (kN)

・トラッククレーン作業時せん断力



トラッククレーン作業時せん断力

$S_{max} = 245.000 \text{ (kN)}$

・トラッククレーン作業時せん断力

固定荷重	=	11.979(kN)
トラッククレーン荷重	=	245.000(kN)
衝撃	$245.000 \times 0.200$	= 49.000(kN)
<hr/>		
合計	S	= 305.979(kN)

## 2.1.5 許容応力度の算出

構造用鋼材 SS400  
 使用部材 H-350x350x12x19  
 許容曲げ応力度

次の2式のうち大きいほうをとる。ただし、圧縮応力度、引張応力度とも  
 許容引張応力度  $f_t = 195.000$  (N/mm<sup>2</sup>) をこえる事は出来ない。

$$f_b = 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{式 1) } f_b = 195 \times \{ 1 - 0.4 \times ((I_b / 120i)^2 / c) \} = 183.221 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{式 2) } f_b = 1.11 \times 10^5 \times A_f / (I_b \times h) = 468.667 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$I_b : \text{圧縮フランジの支点間距離} = 450.000 \text{ (cm)}$$

$$i : \text{横座屈用断面2次半径} = 9.650 \text{ (cm)}$$

$$c : = 1.0$$

$$h : \text{はりのせい} = 35.000 \text{ (cm)}$$

$$A_f : \text{圧縮フランジの断面積} = 66.500 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$f_t : \text{許容引張応力度} = 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

許容せん断応力度

$$f_s = 110.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## 2.1.6 受桁の応力度の算出

使用部材 H-350x350x12x19  
 曲げ応力度

$$= M / Z = 150.976 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$M : \text{設計曲げモーメント} = 344.226 \text{ (kN.m)}$$

(トラッククレーン作業時(直交))

$$Z : \text{断面係数} = 2280.000 \text{ (cm}^3\text{)}$$

せん断応力度

$$= S / A_w = 81.725 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 110.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$S : \text{設計せん断力} = 305.979 \text{ (kN)}$$

(トラッククレーン作業時(直交))

$$A_w : \text{ウェブ断面積} = 37.440 \text{ (cm}^2\text{)}$$

## 2.1.7 たわみの算出

曲げモーメントが最大となる場合について、たわみを算出する。

$$\delta = \frac{5M_{\max} l^2}{48EI} \times (1.0+i) = 0.876 \text{ (cm)} \leq 1.500 \text{ (cm)}$$

ここに

$$M_{\max} : \text{載荷荷重による曲げモーメント} = 275.625 \text{ (kN.m)}$$

(トラッククレーン作業時(直交))

$$i : \text{衝撃係数} = 0.200$$

$$l : \text{支間長} = 450.000 \text{ (cm)}$$

$$I : \text{断面2次モーメント} = 39800.000 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$E : \text{ヤング係数} = 2.0 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## 2.2 はりの設計

### 2.2.1 各荷重時の曲げモーメント集計

荷重状態		区間	曲げモーメント (kN.m)
トラック荷重	直交	区間 - 2 単純梁部	358.702
	平行	区間 - 2 単純梁部	269.199
クロ-ラクレ-ン	走行時—直交	_____	_____
	走行時—平行	_____	_____
	前方吊—直交	_____	_____
	前方吊—平行	_____	_____
	側方吊—直交	_____	_____
	側方吊—平行	_____	_____
	斜方吊—直交	区間 - 2 単純梁部	379.924
	斜方吊—平行	区間 - 2 単純梁部	398.470
トラッククレ-ン	走行時—直交	_____	_____
	走行時—平行	_____	_____
	作業時—直交	区間 - 2 単純梁部	360.309
	作業時—平行	区間 - 2 単純梁部	360.309

注) 曲げモーメントは、固定荷重、載荷荷重及び、衝撃による曲げモーメントの合計値。

### 2.2.2 曲げモーメントの算出

曲げモーメントが最大となる、荷重状態について算出する。

1) 荷重状態 クローラクレ-ン斜方吊 (平行)

2) 設計区間 区間 - 2 単純梁部

3) 固定荷重による曲げモーメント

・ はりに作用する分布荷重 (使用はり名称 H-350x350x12x19)

$$\text{覆工板自重・雑荷重} \quad 2.000 \times (l + l_{\text{side}}) / 2.0 = 8.000 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{受桁自重} \quad 1.324 \times (l + l_{\text{side}}) \times n / (2lH) = 2.354 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{はり自重} = 1.324 \text{ (kN/m)}$$

---


$$\text{合計} \quad wd = 11.678 \text{ (kN/m)}$$

・ はりに作用する集中荷重

左側地覆 作用位置 左から  $l_1 = 0.000 \text{ (m)}$

$$P_1 = 0.000 \times (l + l_{\text{side}}) / 2.0 = 0.000 \text{ (kN)}$$

右側地覆 作用位置 左から  $l_2 = 0.000 \text{ (m)}$

$$P_2 = 0.000 \times (l + l_{\text{side}}) / 2.0 = 0.000 \text{ (kN)}$$

ここに

$$l : \text{受桁支間長} = 4.500 \text{ (m)}$$

$$l_{\text{side}} : \text{隣接支間長} = 3.500 \text{ (m)}$$

$$n : \text{受桁本数} = 2.000 \text{ (本)}$$

$$lH : \text{はりの設計支間長} = 4.500 \text{ (m)}$$

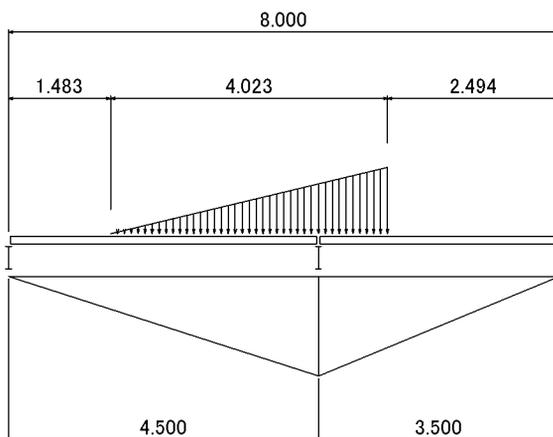
・固定荷重による曲げモーメント(単純梁部)

$$\begin{aligned} M_d &= wd \times IH^2 / 8.0 \\ &+ P1 \times ( IH - I1 ) / IH \times I1 \\ &+ P2 \times ( IH - I2 ) / IH \times I2 + M_o = 29.559 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

ここに

$$M_o : \text{任意の死荷重による応力} = 0.000 \text{ (kN.m)}$$

4)クローラクレーン（斜方吊 - 平行）の曲げモーメント  
はりの曲げモーメントが最大となるクローラクレーン位置



クローラクレーンの反力

$$R_{c1} = 374.909 \text{ (kN/m)}$$

$$R_{c2} = 160.675 \text{ (kN/m)}$$

ここに

w1 : クロ - ラクレ - ン作業側荷重強度

$$w1 = (W + T) \times 0.700 / (0.900 \times lb \times C \times 1/2) = 230.549 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

w2 : クロ - ラクレ - ン非作業側荷重強度

$$w2 = (W + T) \times 0.300 / (0.900 \times lb \times C \times 1/2) = 98.807 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

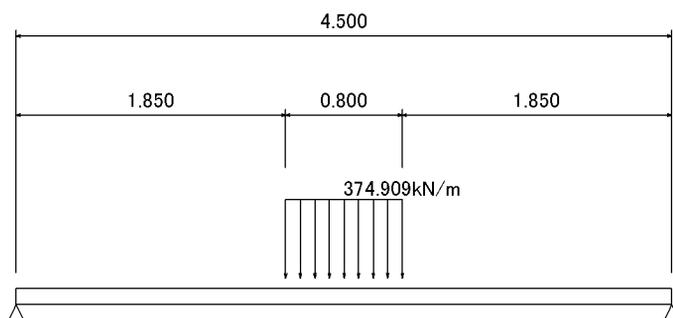
W : クローラクレーン自重 = 480.000 (kN)

T : 吊荷重 = 50.000 (kN)

lb : クローラクレーン接地長 = 4.470 (m)

C : クローラクレーン接地幅 = 0.000 (m)

クローラクレーン斜方吊時の荷重による曲げモ - メント (単純梁部)



$$M_j = 307.425 \text{ (kN.m)}$$

ここに

lmax : Mmaxを生じる位置 = 2.250 (m)

5) 曲げモーメントの集計

固定荷重	=	29.559 (kN.m)
載荷荷重	=	307.425 (kN.m)
衝撃	$307.425 \times 0.200$	= 61.485 (kN.m)
<hr/>		
合計	M =	398.470 (kN.m)

### 2.2.3 各荷重時のせん断力集計

荷重状態		区間	せん断力 (kN)
トラック荷重	直交	区間 - 2 単純梁部	343.227
	平行	区間 - 2 単純梁部	284.542
クロ-ラ クレーン	走行時—直交	—————	—————
	走行時—平行	—————	—————
	前方吊—直交	—————	—————
	前方吊—平行	—————	—————
	側方吊—直交	—————	—————
	側方吊—平行	—————	—————
	斜方吊—直交	区間 - 2 単純梁部	360.385
	斜方吊—平行	区間 - 2 単純梁部	385.045
トラック クレーン	走行時—直交	—————	—————
	走行時—平行	—————	—————
	作業時—直交	区間 - 2 単純梁部	320.275
	作業時—平行	区間 - 2 単純梁部	320.275

注) せん断力は、固定荷重、載荷荷重及び、衝撃によるせん断力の合計値。

### 2.2.4 せん断力の算出

せん断力が最大となる、荷重状態について算出する。

- 1) 荷重状態 クローラクレーン斜方吊 (平行)
- 2) 設計区間 区間 - 2 単純梁部
- 3) 固定荷重によるせん断力

・ はりに作用する分布荷重 (使用はり名称 H-350x350x12x19)

$$\text{覆工板自重・雑荷重} \quad 2.000 \times (l + l_{\text{side}}) / 2.0 = 8.000 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{受桁自重} \quad 1.324 \times (l + l_{\text{side}}) \times n / (2lH) = 2.354 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{はり自重} = 1.324 \text{ (kN/m)}$$

---


$$\text{合計} \quad \text{wd} = 11.678 \text{ (kN/m)}$$

・ はりに作用する集中荷重

左側地覆 作用位置 左から  $l_1 = 0.000 \text{ (m)}$

$$P_1 = 0.000 \times (l + l_{\text{side}}) / 2.0 = 0.000 \text{ (kN)}$$

右側地覆 作用位置 左から  $l_2 = 0.000 \text{ (m)}$

$$P_2 = 0.000 \times (l + l_{\text{side}}) / 2.0 = 0.000 \text{ (kN)}$$

ここに

$$l : \text{受桁支間長} = 4.500 \text{ (m)}$$

$$l_{\text{side}} : \text{隣接支間長} = 3.500 \text{ (m)}$$

$$n : \text{受桁本数} = 2.000 \text{ (本)}$$

$$lH : \text{はりの設計支間長} = 4.500 \text{ (m)}$$

・固定荷重によるせん断力 (単純梁部)

$$R1 = Wd \times IH / 2.0 + P1 \times ( IH - I1 ) / IH \\ + P2 \times ( IH - I2 ) / IH = 26.275 \text{ (kN)}$$

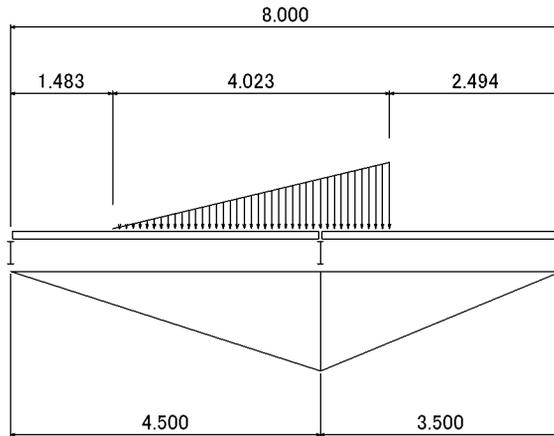
$$R2 = Wd \times IH + P1 + P2 - R1 = 26.275 \text{ (kN)}$$

$$Sd = ( R1 \text{ と } R2 \text{ の大きい方の値} ) + So = 26.275 \text{ (kN)}$$

ここに

$$So : \text{任意の死荷重による応力} = 0.000 \text{ (kN)}$$

4)クローラクレーン（斜方吊 - 平行）のせん断力  
 はりのせん断力が最大となるクローラクレーン位置



クローラクレーンの反力

$R_{c1} = 374.909 \text{ (kN/m)}$

$R_{c2} = 160.675 \text{ (kN/m)}$

ここに

$w_1$  : クロ - ラクレ - ン作業側荷重強度

$w_1 = (W + T) \times 0.700 / (0.900 \times l_b \times C \times 1/2) = 230.549 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$w_2$  : クロ - ラクレ - ン非作業側荷重強度

$w_2 = (W + T) \times 0.300 / (0.900 \times l_b \times C \times 1/2) = 98.807 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

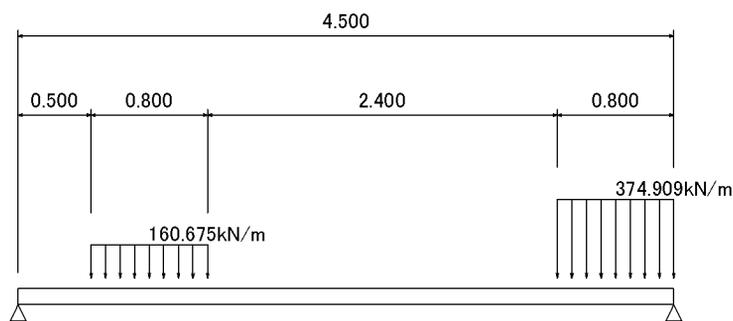
$W$  : クローラクレーン自重 = 480.000 (kN)

$T$  : 吊荷重 = 50.000 (kN)

$l_b$  : クローラクレーン接地長 = 4.470 (m)

$C$  : クローラクレーン接地幅 = 0.000 (m)

クローラクレーン斜方吊時の荷重によるせん断力（単純梁部）



$S_j = 298.975 \text{ (kN)}$

5)せん断力の集計

固定荷重 = 26.275 (kN)

載荷荷重 = 298.975 (kN)

衝撃  $298.975 \times 0.200 = 59.795 \text{ (kN)}$

---

合計  $S = 385.045 \text{ (kN)}$

## 2.2.5 許容応力度の算出

構造用鋼材 SS400  
 使用部材 H-350x350x12x19  
 許容曲げ応力度

次の2式のうち大きいほうをとる。ただし、圧縮応力度、引張応力度とも  
 許容引張応力度  $f_t = 195.000$  (N/mm<sup>2</sup>) をこえる事は出来ない。

$$f_b = 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{式 1) } f_b = 195 \times \{ 1 - 0.4 \times ((I_b / 120i)^2 / c) \} = 183.221 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{式 2) } f_b = 1.11 \times 10^5 \times A_f / (I_b \times h) = 468.667 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$I_b : \text{圧縮フランジの支点間距離} = 450.000 \text{ (cm)}$$

$$i : \text{横座屈用断面2次半径} = 9.650 \text{ (cm)}$$

$$c : = 1.0$$

$$h : \text{はりのせい} = 35.000 \text{ (cm)}$$

$$A_f : \text{圧縮フランジの断面積} = 66.500 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$f_t : \text{許容引張応力度} = 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

許容せん断応力度

$$f_s = 110.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## 2.2.6 はりの応力度の算出

使用部材 H-350x350x12x19  
 曲げ応力度

$$= M / Z = 174.767 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$M : \text{設計曲げモーメント} = 398.470 \text{ (kN.m)}$$

( クローラクレーン斜方吊 ( 平行 ) )

$$Z : \text{断面係数} = 2280.000 \text{ (cm}^3\text{)}$$

せん断応力度

$$= S / A_w = 102.843 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 110.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$S : \text{設計せん断力} = 385.045 \text{ (kN)}$$

( クローラクレーン斜方吊 ( 平行 ) )

$$A_w : \text{ウェブ断面積} = 37.440 \text{ (cm}^2\text{)}$$

## 2.2.7 たわみの算出

単純梁区間の曲げモーメントが最大となる場合について、たわみを算出する。

$$\delta = \frac{5M_{\max} l^2}{48EI} \times (1.0+i) = 0.978 \text{ (cm)} \leq 1.500 \text{ (cm)}$$

ここに

$$M_{\max} : \text{載荷荷重による曲げモーメント} = 307.425 \text{ (kN.m)}$$

( クローラクレーン斜方吊 ( 平行 ) )

$$i : \text{衝撃係数} = 0.200$$

$$l : \text{支間長} = 450.000 \text{ (cm)}$$

$$I : \text{断面2次モーメント} = 39800.000 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$E : \text{ヤング係数} = 2.0 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## 2.3 くいの設計

### 2.3.1 くいに作用する軸力

	軸力最大時	
	くい番号	軸力 (kN)
トラック荷重 (直交)	1	881.947

### 2.3.2 最大軸力の算出

軸力が最大となる、荷重状態について算出する。

くいの応力度計算及び支持力に関しては、最大軸力を1/1した値を用いる。

1) 荷重状態     トラック荷重 (直交)

2) くい番号     1

着目くい左側     張出部

左側支間長      $lk1 = 1.000$  (m)

着目くい右側     単純梁部

右側支間長      $lk2 = 4.500$  (m)

3) 固定荷重による軸力

覆工板自重・雑荷重      $5.500 \times (l + l_{side}) / 2.0 = 22.000$  (kN)

受桁自重      $2.0 \times 1.324 \times (l + l_{side}) / 2.0 = 10.592$  (kN)

はり自重      $1.324 \times l_h = 4.303$  (kN)

水平継材      $0.297 \times l_{s1} = 2.005$  (kN)

水平ブレース      $0.146 \times l_{s2} = 0.881$  (kN)

垂直ブレース      $0.146 \times l_v = 2.503$  (kN)

地覆重量      $0.000 \times (l + l_{side}) / 2.0 = 0.000$  (kN)

くい自重      $0.912 \times l_{KUI} = 13.926$  (kN)

その他荷重     = 0.000 (kN)

合 計     Nd = 56.210 (kN)

ここに

$l$  : 支間長     = 4.500 (m)

$l_{side}$  : 隣接支間長     = 3.500 (m)

$l_h$  : はり長さ     = 3.250 (m)

$l_{s1}$  : 水平継材長さ     = 6.750 (m)

$$l_{s1} = (lk2 / 2.0) \times 3$$

$l_{s2}$  : 水平ブレース長さ = 6.032 (m)

$$l_{s2} = \sqrt{\left(\frac{lk2}{2.0}\right)^2 + \left(\frac{l}{2.0}\right)^2} + \sqrt{\left(\frac{lk2}{2.0}\right)^2 + \left(\frac{l_{side}}{2.0}\right)^2}$$

$l_v$  : 垂直ブレース長さ = 17.130 (m)

$$l_v = \sum l_{vn}$$

$$l_{v1} = \sqrt{lk2^2 + 3.500^2} = 5.701$$
 (m)

$$l_{v2} = \sqrt{lk2^2 + 4.000^2} = 6.021$$
 (m)

$$l_{v3} = \sqrt{lk2^2 + 3.000^2} = 5.408$$
 (m)

$l_{KUI}$  : くい長     = 15.270 (m)

## 4) 載荷荷重による軸力

1本のくいに最も重い機械の全重量が加わるものとする。

トラック荷重（直交）

$$N_j = w + T = 548.571 \text{ (kN)}$$

ここに

$$w : \text{最も重い機械の重量} = 548.571 \text{ (kN)}$$

トラック荷重の場合、構台に載るトラック荷重による着目構面の反力とします。

$$T : \text{吊荷重（トラック荷重の場合は0）} = 0.000 \text{ (kN)}$$

## 5) 水平力による軸力

1構面が分担する水平力に対して、構面内の最外端支柱が引張力と圧縮力を分担する。

$$N_h = H \times h / l = 167.451 \text{ (kN)}$$

ここに

$$H : \text{1構面が分担する水平力（水平力の項参照）} = 77.884 \text{ (kN)}$$

$$h : \text{仮想支点から支柱頂部までの高さ} = 15.050 \text{ (m)}$$

$$l : \text{最外端のくいの間隔} = 7.000 \text{ (m)}$$

## 6) 最大軸力の集計

$$\text{固定荷重} = 56.210 \text{ (kN)}$$

$$\text{載荷荷重} = 548.571 \text{ (kN)}$$

$$\text{衝撃} \quad 548.571 \times 0.200 = 109.714 \text{ (kN)}$$

$$\text{水平力分} = 167.451 \text{ (kN)}$$

---


$$\text{合計} = 881.947 \text{ (kN)}$$

$$\text{最大軸力は1/1とする。} \quad N \times 1/1 = 881.947 \text{ (kN)}$$

## 2.3.3 水平力の算出

## 1) 固定荷重による水平力

$$Hd = (W1 + W2 + W3 + W4 + W5 + W6 + W7) \times kh = 24.112 \text{ (kN)}$$

W1 : 覆工板・雑荷重の重量

$$W1 = (Wf1 \times Bf1 + Wf2 \times Bf2) \times (l + l_{side}) / 2.0 = 64.000 \text{ (kN)}$$

$$Wf1 : \text{覆工板 } 2\text{m} + \text{雑荷重強度} = 2.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$Bf1 : \text{覆工板 } 2\text{m} + \text{巾員方向巾} = 8.000 \text{ (m)}$$

$$Wf2 : \text{覆工板 } 3\text{m} + \text{雑荷重強度} = 2.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$Bf2 : \text{覆工板 } 3\text{m} + \text{巾員方向巾} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$l : \text{支間長} = 4.500 \text{ (m)}$$

$$l_{side} : \text{隣接支間長} = 3.500 \text{ (m)}$$

W2 : 地覆等の死荷重重量

$$W2 = (WL + WR) \times (l + l_{side}) / 2.0 = 0.000 \text{ (kN)}$$

$$WL : \text{左側の地覆等の死荷重強度} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$WR : \text{右側の地覆等の死荷重強度} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

W3 : 受桁重量

$$W3 = N \times WN \times (l + l_{side}) / 2.0 = 26.480 \text{ (kN)}$$

$$N : \text{受桁本数} = 5 \text{ (本)}$$

$$WN : \text{受桁自重} = 1.324 \text{ (kN/m)}$$

W4 : はり重量

$$W4 = WH \times IH = 11.916 \text{ (kN)}$$

$$WH : \text{はり自重} = 1.324 \text{ (kN/m)}$$

$$IH : \text{はり長さ} = 9.000 \text{ (m)}$$

W5 : 水平継材重量

$$W5 = Ws1 \times ls1 = 6.237 \text{ (kN)}$$

$$Ws1 : \text{水平継材重量} = 0.297 \text{ (kN/m)}$$

$$ls1 : \text{水平継材長さ} = 21.000 \text{ (m)}$$

W6 : 水平ブレース重量

$$W6 = Ws2 \times ls2 / 2.0 = 3.143 \text{ (kN)}$$

$$Ws2 : \text{水平ブレース自重} = 0.146 \text{ (kN/m)}$$

$$ls2 : \text{水平ブレース延長} = 43.028 \text{ (m)}$$

W7 : 垂直ブレース重量

$$W7 = Wv \times lv = 8.782 \text{ (kN)}$$

$$Wv : \text{垂直ブレース自重} = 0.146 \text{ (kN/m)}$$

$$lv : \text{垂直ブレース延長} = 60.107 \text{ (m)}$$

kh : 水平力算出時の係数

$$kh = 0.200$$

## 2) 載荷荷重による水平力

$$H_j = R \times k_h = 109.714 \text{ (kN)}$$

R : 載荷荷重ケース [トラック荷重(直交)]

$$R = W + T = 548.571 \text{ (kN)}$$

ここに

$$W : \text{最も重い機械の重量} = 548.571 \text{ (kN)}$$

トラック荷重の場合、構台に載るトラック荷重による  
着目構面の反力とします。

$$T : \text{吊荷重(トラック荷重の場合は0)} = 0.000 \text{ (kN)}$$

$k_h$  : 水平力算出時の係数

$$k_h = 0.200$$

## 3) 水平力の集計

$$\text{固定荷重} = 24.112 \text{ (kN)}$$

$$\text{載荷荷重} = 109.714 \text{ (kN)}$$

$$\text{衝撃} \quad 109.714 \times 0.200 = 21.943 \text{ (kN)}$$

---

$$\text{合計} = 155.769 \text{ (kN)}$$

### 2.3.4 水平力による曲げモーメント

くい1本に作用する水平力

$$H = H / n = 25.961 \text{ (kN)}$$

ここに

$$H : 1\text{構面に作用する水平力} = 77.884 \text{ (kN)}$$

$$n : \text{くい本数} = 3 \text{ (本)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = H \times (h_{n-1} + h_n) = 124.615 \text{ (kN.m)}$$

ここに

$h_{n-1}$  : 水平継材下面 (無い場合はくい天端) から、  
コンクリート基礎上面までの高さ = 4.800 (m)

2.3.5 くいの強度検討

くいは、軸方向力と曲げモーメントを受けるので、組合せ応力の照査を行う。

$$c / f_c + b / f_b = 0.945 < 1.0$$

ここに

$$c : \text{軸方向圧縮応力度} \quad N / A = 74.489 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$b : \text{圧縮曲げ応力度} \quad M / Z = 92.307 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_c : \text{許容圧縮応力度} = 157.925 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} & 120 \quad f_c = 293 \times (1 - 0.4 (l_b / 120)^2) / (1.5 + 2/3 \times (l_b / 120)^2) \\ & > 120 \quad f_c = 81.3 / (l_b / 120)^2 \end{aligned}$$

$$= l_k / i_y = 455.000 / 7.550 = 60.265$$

$$f_b : \text{許容曲げ圧縮応力度} = 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

次の2式で求めた値のうち、大きい方の値とする。

ただし、195.000 N/mm<sup>2</sup>を超えることはできない。

$$f_b = 195 \times \{ 1 - 0.4 ((l_b / 120 \times i)^2 / c) \} = 185.539 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_b = 1.11 \times 10^5 \times A_f / (l_b \times h) = 365.934 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$N : \text{くいに作用する軸力} = 881.947 \text{ (kN)}$$

$$M : \text{くいに作用するモーメント} = 124.615 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$l_k : \text{座屈長さ} = 455.000 \text{ (cm)}$$

$$l_b : \text{圧縮フランジの支点間距離} = 455.000 \text{ (cm)}$$

鋼材は H-300x300x10x15 (強) を用いる。

$$A : \text{鋼材の断面積} = 118.400 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$Z : \text{鋼材の断面係数} = 1350.000 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$i_y : \text{座屈軸についての断面2次半径} = 7.550 \text{ (cm)}$$

$$i : \text{横座屈用断面2次半径} = 8.230 \text{ (cm)}$$

$$h : \text{はりのせい} = 30.000 \text{ (cm)}$$

$$A_f : \text{圧縮フランジの断面積} = 45.000 \text{ (cm}^2\text{)}$$

せん断応力度

水平力がくいの強軸方向に作用する。

$$= H / A_w = 9.615 < 138.564 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$H : \text{くいに作用する水平力} = 25.961 \text{ (kN)}$$

$$A_w : \text{くいのウェブ断面積} = 27.000 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### 2.3.6 コンクリート基礎の設計

#### (1)設計条件

##### 1)基礎形状

項目	記号	単位	数値
基礎高さ	hb	m	0.700
基礎幅	Bb	m	1.500
基礎奥行き	Lb	m	1.500
コンクリート単位体積重量	c	kN/m <sup>3</sup>	23.0

##### 2)地盤条件

項目	記号	単位	数値
鉛直支持力算出条件			
地盤の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	30.00
地盤の内部摩擦角	φ	°	30.0
支持地盤の単位重量	1	kN/m <sup>3</sup>	18.00
根入れ地盤の単位重量	2	kN/m <sup>3</sup>	20.00
根入れ深さ	Df	m	2.000
根入れ深さ	Df'	m	2.000
寸法効果に関する補正係数を考慮する			
許容せん断抵抗力算出条件			
付着力	cB	kN/m <sup>2</sup>	30.00
底面摩擦係数	tan B	----	0.60
最大地盤反力度の最大値			
最大地盤反力度の最大値	qa	kN/m <sup>2</sup>	400.00

##### 3)くい下端部に作用する力

項目	記号	単位	数値
くい下端鉛直力	No	kN	881.947
くい下端水平力	Ho	kN	25.961
くい下端曲げモーメント	Mo	kN.m	124.615

ここに、

No：くい下端部に作用する鉛直力でくい検討時の軸力を用いる。

Ho：くい下端部に作用する水平力でくい検討時の水平力を用いる。

Mo：くい下端部に作用する曲げモーメントで下式より求める。

$$Mo = Ho \times (hn + hL - hb)$$

$$= 25.961 \times (3.500 + 2.000 - 0.700) = 124.615$$

ここに、

hn：地表面から垂直ブレース下端までの高さ(m)

hL：コンクリート基礎底面の根入れ深さ(m)

##### 4)コンクリート基礎下面に作用する力

項目	記号	単位	数値
基礎下面鉛直力	N	kN	918.172
基礎下面水平力	H	kN	25.961
基礎下面曲げモーメント	M	kN.m	142.788

ここに、

N : コンクリート基礎下面に作用する鉛直力で下式より求める。

$$N = N_o + N_k$$

$$= 881.947 + 36.225 = 918.172$$

ここに、

Nk : コンクリート基礎自重で下式にて求める (kN)。

$$N_k = B_b \times L_b \times h_b \times c$$

$$= 1.500 \times 1.500 \times 0.700 \times 23.0 = 36.225$$

ここに、

Bb : コンクリート基礎幅 (m)

Lb : コンクリート奥行き幅 (m)

hb : コンクリート基礎高さ (m)

c : コンクリート単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)。水位がある場合は水位を考慮した単位重量。

M : コンクリート基礎下面に作用するモーメントで下式より求める。

$$M = M_o + H_o \cdot h_b$$

$$= 124.615 + 25.961 \times 0.700 = 142.788$$

ここに、

Ho : くい下端部に作用する水平力でくい検討時の水平力を用いる。

hb : コンクリート基礎高さ (m)

### 5) 安定計算安全率

照査項目	転倒に対する 偏心量 e / Bb	滑動に対す る安全率 fsa	最大地盤 反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直支持 力算出時 の安全率
安定計算安全率	1 / 6.0	1.20	400.00	2.0

### (2) 安定計算結果

#### 1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{M}{N} \leq e_a \quad (m)$$

ここに、

e : 基礎中心からの偏心量 (m)

ea : 基礎中心からの許容偏心量 = Bb / 6.0 (m)

Bb : 作用力方向基礎幅 = 1.500 (m)

M : 基礎中心に作用するモーメント (kN.m)

N : 基礎中心に作用する鉛直力 (kN)

基礎中心の モーメント M (kN.m)	基礎中心の 鉛直力 N (kN)	偏心量 e (m)	許容偏心量 ea (m)	判定
142.788	918.172	0.156	0.250	OK

2)滑動に対する検討

$$f_s = \frac{H_u}{H} = \frac{N \cdot \tan \phi B + cB \cdot A_e}{H} \geq f_{sa}$$

ここに、

- H : 基礎中心に作用する水平力 (kN)
- Hu : 基礎底面地盤のせん断抵抗力 (kN)
- fs : 滑動に対する安全率
- f<sub>sa</sub> : 滑動に対して必要な安全率 = 1.20
- tan B : 摩擦係数 = 0.60
- cB : 基礎底面と地盤との間の付着力 = 30.00 (kN/m<sup>2</sup>)
- Ae : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>) ( = ( Bb - 2e ) ・ Lb )
- Lb : 作用力直角方向基礎幅 1.500 (m)

基礎中心の 水平力 H (kN)	基礎底面地盤のせん断抵抗力 Hu					安全率 fs	必要な 安全率 f <sub>sa</sub>	判定
	N (kN)	tan B	cB (kN/m <sup>2</sup> )	Ae (m <sup>2</sup> )	Hu (kN)			
25.961	918.172	0.600	30.00	1.783	604.407	23.28	1.20	OK

3)地盤反力に対する検討

・地盤反力の作用幅

$$X = 3 \cdot \left( \frac{Bb}{2} - e \right)$$

$$= 3 \cdot \left( \frac{1.500}{2} - 0.156 \right) = 1.783 > Bb = 1.500$$

ここに、X : 地盤反力の作用幅 (m)

・台形分布 (X > Bb)

$$q_{max} = \frac{N}{Lb \cdot Bb} + \frac{6 \cdot M}{Lb \cdot Bb^2} \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{min} = \frac{N}{Lb \cdot Bb} - \frac{6 \cdot M}{Lb \cdot Bb^2} \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、q<sub>min</sub> : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

M : 基礎中心に作用するモーメント (kN.m)

q<sub>a</sub> : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

地盤反力の 作用幅 X (m)	地盤反力度 q <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力度 q <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	上限値 q <sub>a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	判定
1.783	661.922	154.231	400.000	NG

4) 許容鉛直支持力

・地盤の許容支持力

$$R_a = \frac{R_u}{n} \geq N \quad (\text{kN})$$

$$R_u = A_e \cdot \{ i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma l \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot q \cdot N_q \} \quad (\text{kN})$$

ここに、

$R_u$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した許容鉛直支持力 (kN)

$n$  : 安全率 (2.00)

$c$  : 地盤の粘着力 = 30.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$q$  : 上載荷重  $q = 2 \cdot D_f = 40.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

$A_e$  : 有効載荷面積  $A_e = B_e \cdot L_e = 1.783$  (m<sup>2</sup>)

1 : 支持地盤の単位重量 = 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)

2 : 根入れ地盤の単位重量 = 20.00 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅  $B_e = B_b - 2 \cdot e_B = 1.189$  (m)

$B_b$  : 作用力方向の基礎幅 = 1.500 (m)

$L_e$  : 作用力直角方向の基礎幅  $L_e = L_b = 1.500$  (m)

$e_B$  : 荷重の偏心量 (m) (=  $M/N$ )

$M$  : 基礎底面に作用するモーメント (kN.m)

$N$  : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

: 基礎の形状係数 (=  $1.0 + 0.2 \cdot B/L$ ) ただし、 $B$ は短辺、 $L$ は長辺とする。

: " (=  $0.5 - 0.2 \cdot B/L$ ) ただし、 $B$ は短辺、 $L$ は長辺とする。

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ = 2.000 (m)

$D_f'$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ = 2.000 (m)

$N_c, N_q, N$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

: 地盤のせん断抵抗角 = 30.0 (度)

$$N_q = \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) e^{\pi \tan \phi} = \left( \frac{1 + \sin 30.0}{1 - \sin 30.0} \right) e^{\pi \tan 30.0} = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (18.40 - 1) \cot 30.0 = 30.14$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi) = (18.40 - 1) \tan(1.4 \times 30.0) = 15.67$$

: 寸法効果による補正係数

$$\eta = \left( \frac{B}{B_o} \right)^n = \left( \frac{1.500}{1.0} \right)^{-0.333} = 0.874$$

ここに、

$B$  : 基礎の短辺の幅(m)

$B_o$  : 基準幅(m)

$n$  : 係数

$i_c, i_\gamma, i_q$  : 荷重の傾斜に対する補正係数

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 = \left( 1 - \frac{1.6}{90} \right)^2 = 0.964$$

ここに、

$\theta$  : 荷重の傾斜角 (°)。下式にて求める。

$$\tan \theta = \frac{H}{N} = \frac{25.961}{918.172} = 0.0283 \text{で、かつ、} \tan \theta \leq \mu = 0.60 \text{より求める。}$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = \left( 1 - \frac{1.6}{30.0} \right)^2 = 0.895$$

ここに、

: 土の内部摩擦角 (°)。ただし、 $\theta > \phi$  の場合は  $i_\gamma = 0$  とする。

基礎底面 モーメント M (kN.m)	偏心量 eB (m)	有効載荷幅 Be (m)	有効 載荷面積 Ae (m <sup>2</sup> )	形状係数		基礎底面 水平力 H (kN)	傾斜補正係数	
							ic, iq	i
142.788	0.156	1.189	1.783	1.200	0.300	25.961	0.964	0.895

支持力係数 Nc	支持力係数 Nq	支持力係数 Nr	地盤の 極限支持力 Ru (kN)	許容 鉛直支持力 Ra (kN)	基礎底面の 作用鉛直力 N (kN)	判定
30.14	18.40	15.67	3272.248	1636.124	918.172	OK

(3) 安定計算結果一覧

1) 転倒に対する検討

基礎中心の モーメント M (kN.m)	基礎中心の 鉛直力 N (kN)	偏心量 e (m)	許容偏心量 ea (m)	判定
142.788	918.172	0.156	0.250	OK

2) 滑動に対する検討

基礎中心の 水平力 H (kN)	基礎底面地盤のせん断抵抗力 Hu					安全率 fs	必要な 安全率 fsa	判定
	N (kN)	tan B	cB (kN/m <sup>2</sup> )	Ae (m <sup>2</sup> )	Hu (kN)			
25.961	918.172	0.600	30.00	1.783	604.407	23.28	1.20	OK

3) 地盤反力に対する検討

地盤反力の 作用幅 X (m)	地盤反力度 qmax (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力度 qmin (kN/m <sup>2</sup> )	上限値 qa (kN/m <sup>2</sup> )	判定
1.783	661.922	154.231	400.000	NG

4) 許容鉛直支持力

支持力係数 Nc	支持力係数 Nq	支持力係数 Nr	地盤の 極限支持力 Ru (kN)	許容 鉛直支持力 Ra (kN)	基礎底面の 作用鉛直力 N (kN)	判定
30.14	18.40	15.67	3272.248	1636.124	918.172	OK

## (4)部材の設計

## 1)アンカーボルトの設計

アンカーボルトは、引抜き力およびせん断力に対して検討を行うものとする。

## ・引抜き力に対する照査

## i) 引抜き力

$$T = \frac{\text{Nomin}}{n} - \frac{M_o}{z \times 10^{-3}} = \frac{56.210}{6} - \frac{124.615}{1200.00 \times 10^{-3}} = -94.477$$

ここに、

T : アンカーボルト1本当りの引抜き力(kN/本)

Nomin : 引抜き力(kN)。本プログラムでは、便宜上、固定荷重による軸力とする。

M<sub>o</sub> : くい下端部に作用する曲げモーメント(kN.m)

n : アンカーボルト本数

z : アンカーボルトの断面係数(mm)

$$z = \frac{n \times \Sigma \left( \frac{a}{2} \right)^2}{\frac{a}{2}} = \frac{6 \times 200^2}{200} = 1200.00$$

ここに、

a : アンカーボルトの中心間隔(mm)

## ii) 引抜き力に対する照査

引抜き力に対する照査は下式にて行う。

$$\tau_o = \frac{T \times 10^3}{\pi \cdot D \cdot L_a} \leq \tau_{oa}$$

$$\tau_o = \frac{T \times 10^3}{\pi \cdot D \cdot L_a} = \frac{-94.477 \times 10^3}{\pi \times 32 \times 470} = 2.000$$

ここに、

o<sub>a</sub> : コンクリートとアンカーボルトとの付着応力度(N/mm<sup>2</sup>)。

ただし、割増し係数を考慮。

$$o_a = o_a \cdot \text{割増し係数} = 1.400 \times 1.50 = 2.100$$

D : アンカーボルト径(mm)

L<sub>a</sub> : アンカーボルトの定着長さ

故に、 $\tau_o = 2.000$   $o_a = 2.100$ となり、OKである。

## ・せん断力に対する照査

せん断力に対する照査は下式にて行う。

$$\tau = \frac{H_o \times 10^3}{\frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot n} \leq \tau_{aa}$$

$$\tau = \frac{H_o \times 10^3}{\frac{D^2}{4} \cdot \pi \cdot n} = \frac{25.961 \times 10^3}{\frac{32^2}{4} \times \pi \times 6} = 5.380$$

ここに、

H<sub>o</sub> : くい下端部に作用する水平力(kN)

a<sub>a</sub> : アンカーボルトの許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)。

ただし、割増し係数を考慮。

$$a_a = a_a \cdot \text{割増し係数} = 90.000 \times 1.50 = 135.000$$

故に、 $\tau = 5.380$   $a_a = 135.000$ となり、OKである。

## 2) ベースプレートの設計

- ・ ベースプレート下端反力による曲げモーメントM1、せん断力S1の計算

M1、S1は下式に計算する。

$$M1 = (2 \cdot P1 + P3) \cdot \frac{bp^2}{6}$$

$$= (2 \times 5956.804 + 4146.312) \times \frac{(90 \times 10^{-3})^2}{6} = 21.681 \text{ (kN.m)}$$

$$S1 = (P1 + P3) \cdot \frac{bp}{2}$$

$$= (5956.804 + 4146.312) \times \frac{90 \times 10^{-3}}{2} = 454.640 \text{ (kN)}$$

ここに、

P1 : ベースプレートの最大反力度

P2 : ベースプレートの最小反力度

P3 : くい付根位置の反力度

bp : ベースプレートのくいからの張出長。

$$bp = \frac{Bp - b}{2} = \frac{480 - 300}{2} = 90 \text{ (mm)}$$

Bp : ベースプレートの幅 (mm)

b : くい幅員方向の幅 (mm)

- ・ P1、P3の算出根拠

i) 偏心率eo

$$eo = \frac{Mo}{No} = \frac{124.615}{881.947} = 0.141$$

ここに、

eo : 偏心率 (m)

No : ベースプレート中心に作用する鉛直力 (kN)

Mo : ベースプレート中心に作用するモーメント (kN.m)

ii) 地盤反力の作用幅

$$x = 3 \cdot \left( \frac{Bp}{2} - eo \right)$$

$$= 3 \cdot \left( \frac{480 \times 10^{-3}}{2} - 0.141 \right) = 0.296$$

ここに、x : 地盤反力の作用幅 (m)

iii) 三角形分布 (x Bp)

$$P1 = \frac{2 \cdot No}{x} = \frac{2 \times 881.947}{0.296} = 5956.804 \text{ (kN/m)}$$

$$P3 = \frac{P1 \cdot (x - bp)}{x} = \frac{5956.804 \times (0.296 - 90 \times 10^{-3})}{0.296} = 4146.312 \text{ (kN/m)}$$

・ベースプレートの応力度照査

i) 曲げに対する照査

曲げに対する照査は下式にて行う。

$$\sigma = \frac{M1 \times 10^6}{z} \leq \sigma_{ab}$$

$$\sigma = \frac{M1 \times 10^6}{z} = \frac{21.681 \times 10^6}{54000.000} = 401.498$$

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

z : ベースプレートの断面係数(mm<sup>3</sup>)

$$z = \frac{b_o \cdot t^2}{6} = \frac{360 \cdot 30^2}{6} = 54000.000$$

ここに、

b<sub>o</sub> : ベースプレート奥行き方向有効幅(mm)

$$b_o = L + 2t = 300 + 2 \times 30 = 360$$

ここに、

L : 支柱杭H鋼のはりせい(高さ)(mm)

t : ベースプレートの厚さ(mm)

σ<sub>ab</sub> : ベースプレートの許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)。

ただし、割増し係数を考慮。

$$\sigma_{ab} = \sigma_{ab} \cdot \text{割増し係数} = 140.000 \times 1.50 = 210.000$$

故に、 $401.498 > \sigma_{ab} = 210.000$ となり、NGである。

ii) せん断に対する照査

せん断力に対する照査は下式にて行う。

$$\tau = \frac{S1 \times 10^3}{b_o \cdot t} \leq \tau_{ab}$$

$$\tau = \frac{S1 \times 10^3}{b_o \cdot t} = \frac{454.640 \times 10^3}{360 \times 30} = 42.096$$

ここに、

τ<sub>ab</sub> : ベースプレートの許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)。

ただし、割増し係数を考慮。

$$\tau_{ab} = \tau_{ab} \cdot \text{割増し係数} = 80.00 \times 1.50 = 120.000$$

La : アンカーボルトの定着長さ

故に、 $42.096 < \tau_{ab} = 120.000$ となり、OKである。

3)基礎コンクリートの設計

基礎コンクリートの支圧応力度  $c$ が、許容支圧応力度以下であることを照査する。

$c$   $ba$

ここに、

$c$  : 基礎コンクリートに生じる最大応力度 (N/mm<sup>2</sup>)。

$$\sigma_c = \frac{P1}{Lp} = 12.410 \text{ (N/mm}^2\text{)}。$$

$ba$  : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} \sigma_{ba} &= \left( 0.25 + 0.05 \cdot \frac{Ac}{Ab} \right) \cdot \sigma_{ck} \\ &= \left( 0.25 + 0.05 \times \frac{2.250}{0.142} \right) \times 24 = 24.996 \end{aligned}$$

ここに、

$Ac$  : 基礎コンクリート面の面積 (m<sup>2</sup>)

$$Ac = Bb \cdot Lb = 1.500 \times 1.500 = 2.250$$

$Ab$  : 支圧を受けるコンクリート面の面積 (m<sup>2</sup>)

$$Ab = x \cdot Lp = 0.296 \times 480 \times 10^{-3} = 0.142$$

$x$ は反力の作用幅。ただし、 $x \leq Bp$ 。

$ba$ は割増し係数を考慮する。ただし、 $ba = 0.5 \cdot \sigma_{ck} = 12.000$  (N/mm<sup>2</sup>)より、

$$ba = 12.000 \times 1.50 = 18.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

故に、 $c = 12.410$   $ba = 18.000$ となり、OKである。

(5)部材の設計結果一覧

項目		単位	結果	判定	
アンカーボルト	引抜き応力度	$\sigma$ $oa$	2.000	2.100	OK
	せん断応力度	$\tau$ $aa$	5.380	135.000	OK
ベースプレート	曲げ応力度	$\sigma$ $ab$	401.498	> 210.000	NG
	せん断応力度	$\tau$ $ab$	42.096	120.000	OK
基礎コンクリート	支圧応力度	$c$ $ba$	12.410	18.000	OK

## 2.4 水平継材の設計

### 2.4.1 水平継材の照査

水平継材は、圧縮力を受ける部材として設計する。

荷重状態   トラック荷重（直交）

水平継材に作用する圧縮力

くいの片側に設置

$$N = H = 155.769 \text{ (kN)}$$

$$c = N / A = 40.302 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad f_c = 41.524 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$c$  : 軸方向圧縮応力度

$$f_c : \text{許容圧縮応力度} = 41.524 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$120 \quad f_c = 293 \times (1 - 0.4 ( / 120)^2) / (1.5 + 2/3 \times ( / 120)^2)$$

$$> 120 \quad f_c = 81.3 / ( / 120)^2$$

$$= I_k / I_y = 167.910$$

鋼材は [-200x90x8x13.5            ] を用いる。

$$A : \text{鋼材の断面積} = 38.650 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$I_k : \text{座屈長さ} = 4.500 \text{ (m)}$$

$$I_y : \text{座屈軸についての断面2次半径} = 2.680 \text{ (cm)}$$

### 2.4.2 接合部の照査

水平継材に作用する圧縮力

$$T = 155.769 \text{ (kN)}$$

溶接部の必要長さ

$$l = T / (0.7 \cdot s) = 74.176 \text{ (cm)}$$

$$: \text{溶接継目の許容応力度} = 100.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$s : \text{脚長} = 0.300 \text{ (cm)}$$

## 2.5 垂直ブレースの設計

### 2.5.1 垂直ブレースの照査

垂直ブレースは、1構面分担水平力を分担するものとし、圧縮材として算出する。

荷重状態   トラック荷重（直交）

垂直ブレースが分担する水平力

$$H = 77.884 \text{ (kN)}$$

垂直ブレースに作用する圧縮力

$$T = H / \cos = 146.952 \text{ (kN)}$$

$$\cos = l / (l^2 + h^2) = 0.530$$

ここに

$$l : \text{くい間隔で最も短い長さ} = 2.500 \text{ (m)}$$

$$h : \text{水平継材の最も大きい間隔} = 4.000 \text{ (m)}$$

圧縮応力度

$$c = T / A = 77.343 \text{ (N/mm}^2\text{)} > f_c = 48.626 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$f_c : \text{許容圧縮応力度} = 48.626 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$120 \quad f_c = 293 \times (1 - 0.4 ( / 120)^2) / (1.5 + 2/3 \times ( / 120)^2)$$

$$> 120 \quad f_c = 81.3 / ( / 120)^2$$

$$= I_k / I_y = 155.164$$

鋼材は L-100x100x10            ] を用いる。

$$A : \text{鋼材の有効断面積} = 19.000 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$I_k : \text{座屈長さ} = 4.717 \text{ (m)}$$

$$I_y : \text{座屈軸についての断面2次半径} = 3.040 \text{ (cm)}$$

## 2.5.1 接合部の照査

ブレースに作用する圧縮力

$$T = 146.952 \text{ (kN)}$$

溶接部の必要長さ

$$l = T / (0.7 \cdot s) = 20.993 \text{ (cm)}$$

$$\text{ : 溶接継目の許容応力度} = 100.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$s \text{ : 脚長} = 1.000 \text{ (cm)}$$

## 2.6 水平ブレースの設計

## 2.6.1 水平ブレースの照査

水平ブレースは、1垂直構面の受け持つ水平力の1/2を分担するものとし、圧縮材として算出する。

荷重状態     トラック荷重（直交）

水平ブレースが分担する水平力

$$H = 38.942 \text{ (kN)}$$

水平ブレースに作用する圧縮力

$$T = H / \cos = 80.187 \text{ (kN)}$$

$$\cos = l_2 / (l_1^2 + l_2^2) = 0.486$$

ここに

$$l_1 \text{ : 支間長} = 4.500 \text{ (m)}$$

$$l_2 \text{ : くい間隔} = 2.500 \text{ (m)}$$

圧縮応力度

$$c = T / A = 42.204 \text{ (N/mm}^2\text{)} > f_c = 40.828 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに

$$f_c \text{ : 許容圧縮応力度} = 40.828 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$120 \quad f_c = 293 \times (1 - 0.4 ( / 120)^2) / (1.5 + 2/3 \times ( / 120)^2)$$

$$> 120 \quad f_c = 81.3 / ( / 120)^2$$

$$= l_k / i_y = 169.336$$

鋼材は L-100x100x10 を用いる。

$$A \text{ : 鋼材の有効断面積} = 19.000 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$l_k \text{ : 座屈長さ} = 5.148 \text{ (m)}$$

$$i_y \text{ : 座屈軸についての断面2次半径} = 3.040 \text{ (cm)}$$

## 2.6.2 接合部の照査

ブレースに作用する圧縮力

$$T = 80.187 \text{ (kN)}$$

溶接部の必要長さ

$$l = T / (0.7 \cdot s) = 11.455 \text{ (cm)}$$

$$\text{ : 溶接継目の許容応力度} = 100.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$s \text{ : 脚長} = 1.000 \text{ (cm)}$$

## 2.9 概略出力

### 2.9.1 覆工板 概略出力

覆工板 : 覆工板タイプ2

#### 1) 曲げモーメントに対する検討

荷重状態      トラッククレーン作業時(平行)

覆工板名称    覆工板タイプ2 (1000×2000)

固定荷重による曲げモーメント  $M_d = 1.000$  (kN.m)

載荷荷重による曲げモーメント  $M_{max} = 128.625$  (kN.m)

設計曲げモーメント             $M = 51.650$  (kN.m)

曲げ応力度                            = 165.545          240.000 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 2) せん断力に対する検討

荷重状態      トラッククレーン作業時(直交)

覆工板名称    覆工板タイプ2 (1000×2000)

固定荷重によるせん断力         $S_d = 2.000$  (kN)

載荷荷重によるせん断力         $S_{max} = 257.250$  (kN)

設計せん断力                         $S = 103.300$  (kN)

せん断応力度                            = 127.531          135.000 (N/mm<sup>2</sup>)

## 2.9.1 受桁 概略出力

## 1) 曲げモーメントの算出

荷重状態 トラッククレーン作業時(直交)

設計受桁番号 2

固定荷重 = 13.476(kN.m)

載荷荷重 = 275.625(kN.m)

衝撃  $275.625 \times 0.200 = 55.125(kN.m)$ 


---

 合計 = 344.226(kN.m)

## 2) せん断力の算出

荷重状態 トラッククレーン作業時(直交)

設計受桁番号 2

固定荷重 = 11.979(kN)

載荷荷重 = 245.000(kN)

衝撃  $245.000 \times 0.200 = 49.000(kN)$ 


---

 合計 = 305.979(kN)

## 3) 応力度の照査

使用材料 H-350x350x12x19

ウェブ断面積  $A_w = 37.440 \text{ cm}^2$ 断面係数  $Z = 2280.000 \text{ cm}^3$ 曲げ応力度 =  $M / Z = 150.976 \text{ (N/mm}^2)$ 許容曲げ応力度  $f_b = 195.000 \text{ (N/mm}^2)$ せん断応力度 =  $S / A_w = 81.725 \text{ (N/mm}^2)$ 許容せん断応力度  $f_s = 110.000 \text{ (N/mm}^2)$ 

## 4) たわみ量

活荷重による曲げモーメントが最大となる荷重状態について、たわみ量を算出する。

たわみ量 = 0.8765 (cm)

許容たわみ量  $a = 1.5000 \text{ (cm)}$

## 2.9.2 はり 概略出力

## 1) 曲げモーメントの算出

荷重状態 クローラクレーン斜方吊(平行)

設計区間 2 単純梁部

$$\text{固定荷重} = 29.559(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\text{載荷荷重} = 307.425(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\text{衝撃} \quad 307.425 \times 0.200 = 61.485(\text{kN}\cdot\text{m})$$

---


$$\text{合計} = 398.470(\text{kN}\cdot\text{m})$$

## 2) せん断力の算出

荷重状態 クローラクレーン斜方吊(平行)

設計区間 2 単純梁部

$$\text{固定荷重} = 26.275(\text{kN})$$

$$\text{載荷荷重} = 298.975(\text{kN})$$

$$\text{衝撃} \quad 298.975 \times 0.200 = 59.795(\text{kN})$$

---


$$\text{合計} = 385.045(\text{kN})$$

## 3) 応力度の照査

使用材料 H-350x350x12x19

ウェブ断面積  $A_w = 37.440 \text{ cm}^2$ 断面係数  $Z = 2280.000 \text{ cm}^3$ 

$$\text{曲げ応力度} = M / Z = 174.767 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad f_b = 195.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{せん断応力度} = S / A_w = 102.843 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{許容せん断応力度} \quad f_s = 110.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## 4) たわみ量

活荷重による曲げモーメントが最大となる荷重状態について、たわみ量を算出する。

$$\text{たわみ量} = 0.9776 \text{ (cm)}$$

$$\text{許容たわみ量} \quad a = 1.5000 \text{ (cm)}$$



## 2.10 一覧表

### 2.10.1 覆工板の一覧表

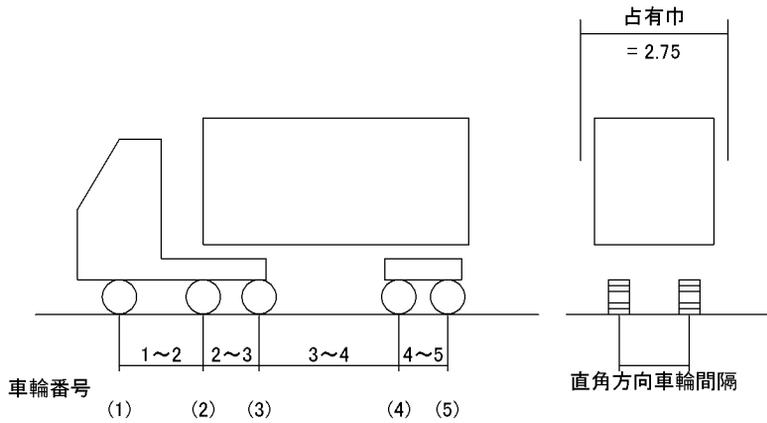
	名称	覆工板タイプ2 (1000×2000)
覆工板	曲げモーメント最大 Mmax	トラッククレーン作業時(平行) 128.625 (kN.m) 165.545            240.000 (N/mm <sup>2</sup> )
	せん断力最大 Smax	トラッククレーン作業時(直交) 257.250 (kN) 127.531            135.000 (N/mm <sup>2</sup> )

2.10.1 部材の一覧表

受桁	使用部材	H-350x350x12x19
	曲げモーメント最大 Mmax	トラッククレーン作業時(直交) 344.226 (kN.m) 150.976            195.000 (N/mm <sup>2</sup> )
	せん断力最大 Smax	トラッククレーン作業時(直交) 305.979 (kN) 81.725            110.000 (N/mm <sup>2</sup> )
	たわみ	トラッククレーン作業時(直交) 0.876            1.500 (cm)
はり (くい )	使用部材	H-350x350x12x19
	曲げモーメント最大 Mmax	クローラクレーン斜方吊(平行) 398.470 (kN.m) 174.767            195.000 (N/mm <sup>2</sup> )
	せん断力最大 Smax	クローラクレーン斜方吊(平行) 385.045 (kN) 102.843            110.000 (N/mm <sup>2</sup> )
	たわみ	クローラクレーン斜方吊(平行) 0.978            1.500 (cm)
くい	使用部材	H-300x300x10x15(強)
	荷重状態(断面) 荷重状態(支持力)	トラック荷重(直交) トラック荷重(直交)
	作用力	N = 881.947 (kN) M = 124.615 (kN.m) S = 25.961 (kN) c = 74.489            b = 92.307 (N/mm <sup>2</sup> ) = 9.615            a = 138.564 (N/mm <sup>2</sup> )
	組合せ応力の照査	c / fc + b / fb = 0.945            1.000
	基礎の安定 規模 転倒 滑動 地盤反力 鉛直支持力	幅Bb( 1.500)x奥行Lb( 1.500)x高さhb( 0.70)(m) 0.156            0.250 (m) 23.28            1.20 661.922 > 400.000 (kN/m <sup>2</sup> ) 881.947            1636.124 (kN)
	水平継材	使用部材
圧縮応力度 c		40.302            41.524 (N/mm <sup>2</sup> ) (N= 155.769kN)
水平継材接合部	必要溶接長	74.176 (cm)
垂直ブレース	使用部材	L-100x100x10
	圧縮応力度 c	77.343 > 48.626 (N/mm <sup>2</sup> ) (T= 146.952kN)
垂直ブレース接合部	必要溶接長	20.993 (cm)
水平ブレース	使用部材	L-100x100x10
	圧縮応力度 c	42.204 > 40.828 (N/mm <sup>2</sup> ) (T= 80.187kN)
水平ブレース接合部	必要溶接長	11.455 (cm)

### 3章 登録荷重データ出力

#### 3.1 トラック荷重



1	名称 : TT43		
	直角方向車輪間隔 = 1.75 (m)		
		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	30.000	3.250
	2	65.000	7.800
3	60.000	1.550	
4	60.000		

2	名称 : T25		
	直角方向車輪間隔 = 1.75 (m)		
		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	25.000	4.000
2	100.000		

3	名称 : T20		
	直角方向車輪間隔 = 1.75 (m)		
		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	20.000	4.000
2	80.000		

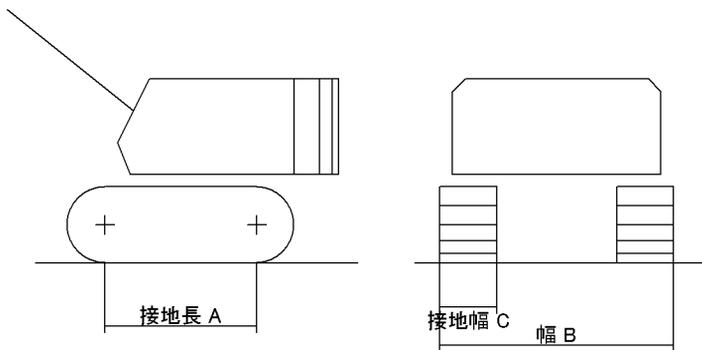
4	名称 : T14		
	直角方向車輪間隔 = 1.75 (m)		
		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	14.000	4.000
2	56.000		

5	名称 : 生コン車 (3立方米)		
	直角方向車輪間隔 = 1.08 (m)		
		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	20.000	4.200
2	54.000		

名称 : 生コン車 (5立方米)			
直角方向車輪間隔 = 1.88 (m)			
6		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	25.000	3.160
	2	55.000	1.880
	3	30.000	

名称 : 残土トラック			
直角方向車輪間隔 = 1.90 (m)			
7		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1	34.000	4.000
	2	63.000	

### 3.2 クローラクレーン



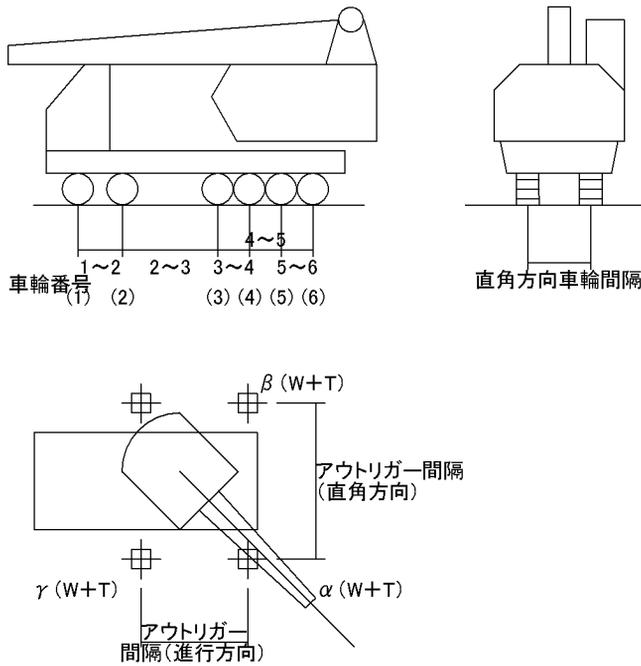
名称 : D408S			
1	自重	= 480.000 (kN)	側方作業側分担率 = 0.800
	吊荷重	= 50.000 (kN)	前方吊時接地率 = 0.600
	接地長 A	= 4.470 (m)	斜め方向作業側分担率 = 0.700
	幅 B	= 4.000 (m)	斜め方向作業側接地率 = 0.900
	接地幅 C	= 0.800 (m)	

名称 : P&H440S			
2	自重	= 400.000 (kN)	側方作業側分担率 = 0.800
	吊荷重	= 50.000 (kN)	前方吊時接地率 = 0.600
	接地長 A	= 4.380 (m)	斜め方向作業側分担率 = 0.700
	幅 B	= 3.960 (m)	斜め方向作業側接地率 = 0.900
	接地幅 C	= 0.760 (m)	

名称 : P&H335AS			
3	自重	= 350.000 (kN)	側方作業側分担率 = 0.800
	吊荷重	= 30.000 (kN)	前方吊時接地率 = 0.600
	接地長 A	= 4.280 (m)	斜め方向作業側分担率 = 0.700
	幅 B	= 3.790 (m)	斜め方向作業側接地率 = 0.900
	接地幅 C	= 0.590 (m)	

名称 : P&H325			
4	自重	= 280.000 (kN)	側方作業側分担率 = 0.800
	吊荷重	= 30.000 (kN)	前方吊時接地率 = 0.600
	接地長 A	= 3.950 (m)	斜め方向作業側分担率 = 0.700
	幅 B	= 3.030 (m)	斜め方向作業側接地率 = 0.900
	接地幅 C	= 0.590 (m)	

### 3.3 トラッククレーン



名称 : NK - 300			
直角方向車輪間隔 = 2.10 (m)			
1	荷重強度(片側) (kN)		進行方向車輪間隔 (m)
	1	32.000	3.850
	2	64.000	1.350
	3	64.000	
自重 W = 320.000(kN)		アウトリガ - 間隔(進行) = 4.750(m)	
吊荷重 T = 30.000(kN)		アウトリガ - 間隔(直角) = 5.600(m)	
荷重分担率 = 0.700		アウトリガ - 幅 = 0.500(m)	
荷重分担率 = 0.150			
荷重分担率 = 0.150			

名称 : NK - 200			
直角方向車輪間隔 = 1.90 (m)			
2	荷重強度(片側) (kN)		進行方向車輪間隔 (m)
	1	20.000	3.980
	2	40.000	1.240
	3	40.000	
自重 W = 200.000(kN)		アウトリガ - 間隔(進行) = 4.450(m)	
吊荷重 T = 30.000(kN)		アウトリガ - 間隔(直角) = 4.800(m)	
荷重分担率 = 0.700		アウトリガ - 幅 = 0.400(m)	
荷重分担率 = 0.150			
荷重分担率 = 0.150			

名称 : ラフター20t			
直角方向車輪間隔 = 2.10 (m)			
3	荷重強度(片側) (kN)		進行方向車輪間隔 (m)
	1	20.000	3.000
	2	80.000	
自重 W = 200.000(kN)		アウトリガ - 間隔(進行) = 5.700(m)	
吊荷重 T = 30.000(kN)		アウトリガ - 間隔(直角) = 5.700(m)	
荷重分担率 = 0.700		アウトリガ - 幅 = 0.400(m)	
荷重分担率 = 0.150			
荷重分担率 = 0.150			

名称 : ラフター25t			
直角方向車輪間隔 = 2.10 (m)			
4		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1 2	25.000 100.000	3.500
自重 W = 250.000(kN)    アウトリガ - 間隔(進行)= 6.300(m)			
吊荷重 T = 30.000(kN)    アウトリガ - 間隔(直角)= 6.200(m)			
荷重分担率 = 0.700    アウトリガ - 幅 = 0.400(m)			
荷重分担率 = 0.150			
荷重分担率 = 0.150			

名称 : ラフター40t			
直角方向車輪間隔 = 2.10 (m)			
5		荷重強度(片側) (kN)	進行方向車輪間隔 (m)
	1 2	35.000 140.000	4.250
自重 W = 350.000(kN)    アウトリガ - 間隔(進行)= 7.300(m)			
吊荷重 T = 30.000(kN)    アウトリガ - 間隔(直角)= 6.500(m)			
荷重分担率 = 0.700    アウトリガ - 幅 = 0.500(m)			
荷重分担率 = 0.150			
荷重分担率 = 0.150			

## 4章 登録部材データ出力

### 4.1 受桁登録データ

名称 : H-300x300x10x15			
1	単位重量	= 912.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 45.00(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	= 27.00(cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 1350.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメントI	= 20200.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径i = 8.23(cm)
	はりせい(高さ) h	= 30.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.0 (cm)
	ウェブ厚 t1	= 1.00(cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.50(cm)

名称 : H-350x350x12x19			
2	単位重量	= 1324.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 66.50(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	= 37.44(cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 2280.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメントI	= 39800.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径i = 9.65(cm)
	はりせい(高さ) h	= 35.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 35.0 (cm)
	ウェブ厚 t1	= 1.20(cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.90(cm)

名称 : H-400x400x13x21			
3	単位重量	= 1687.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 84.00(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	= 46.54(cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 3330.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメントI	= 66600.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径i = 11.00(cm)
	はりせい(高さ) h	= 40.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 40.0 (cm)
	ウェブ厚 t1	= 1.30(cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 2.10(cm)

名称 : H-594x302x14x23			
4	単位重量	= 1667.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 69.46(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	= 76.72(cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 4500.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメントI	= 134000.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径i = 7.96(cm)
	はりせい(高さ) h	= 59.4 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.2 (cm)
	ウェブ厚 t1	= 1.40(cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 2.30(cm)

5	名称 : H-900x300x16x28			
	単位重量	=	2354.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 84.00 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	135.04 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 8990.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	404000.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 7.68 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	90.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.0 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.60 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 2.80 (cm)	
6	名称 : H-912x302x18x34			
	単位重量	=	2775.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 102.68 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	151.92 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 10800.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	491000.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 7.84 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	91.2 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.2 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.80 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 3.40 (cm)	
7	名称 : H-250x250x9x14			
	単位重量	=	718.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 35.00 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	19.98 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 860.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	10700.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 6.91 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	25.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 25.0 (cm)
ウェブ厚 t1	=	0.90 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.40 (cm)	

#### 4.2 はりH鋼登録データ

1	名称 : H-300x300x10x15			
	単位重量	=	912.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 45.00 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	27.00 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 1350.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	20200.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 8.23 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	30.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.0 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.00 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.50 (cm)	
2	名称 : H-350x350x12x19			
	単位重量	=	1324.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 66.50 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	37.44 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 2280.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	39800.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 9.65 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	35.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 35.0 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.20 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.90 (cm)	
3	名称 : H-400x400x13x21			
	単位重量	=	1687.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 84.00 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	46.54 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 3330.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	66600.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 11.00 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	40.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 40.0 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.30 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 2.10 (cm)	
4	名称 : H-594x302x14x23			
	単位重量	=	1667.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 69.46 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	76.72 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 4500.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	134000.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 7.96 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	59.4 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.2 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.40 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 2.30 (cm)	
5	名称 : H-900x300x16x28			
	単位重量	=	2354.0 (N/m)	フランジ断面積Af = 84.00 (cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw	=	135.04 (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z = 8990.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I	=	404000.0 (cm <sup>4</sup> )	横座屈用二次半径 i = 7.68 (cm)
	はりせい(高さ) h	=	90.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.0 (cm)
ウェブ厚 t1	=	1.60 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 2.80 (cm)	

名称 : H-912x302x18x34	
6	単位重量 = 2775.0 (N/m)      フランジ断面積Af = 102.68(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw = 151.92(cm <sup>2</sup> )      断面係数 Z = 10800.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I = 491000.0 (cm <sup>4</sup> )      横座屈用二次半径 i = 7.84(cm)
	はりせい(高さ) h = 91.2 (cm)      圧縮フランジ幅 b = 30.2 (cm)
	ウェブ厚 t1 = 1.80(cm)      圧縮フランジ厚 t2 = 3.40(cm)

### 4.3 はり片溝形鋼登録データ

名称 : [-250x90x9x13]	
1	単位重量 = 339.0 (N/m)      断面積 A = 44.07(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw = 20.16(cm <sup>2</sup> )      断面係数 Z = 335.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I = 4180.0 (cm <sup>4</sup> )      断面二次半径 iy = 2.58(cm)
	ウェブ高さ h = 25.0 (cm)      圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 t1 = 0.90(cm)      圧縮フランジ厚 t2 = 1.30(cm)

名称 : [-300x90x9x13]	
2	単位重量 = 374.0 (N/m)      断面積 A = 48.57(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw = 24.66(cm <sup>2</sup> )      断面係数 Z = 429.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I = 6440.0 (cm <sup>4</sup> )      断面二次半径 iy = 2.52(cm)
	ウェブ高さ h = 30.0 (cm)      圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 t1 = 0.90(cm)      圧縮フランジ厚 t2 = 1.30(cm)

名称 : [-300x90x10x15.5]	
3	単位重量 = 430.0 (N/m)      断面積 A = 55.74(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw = 26.90(cm <sup>2</sup> )      断面係数 Z = 494.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I = 7410.0 (cm <sup>4</sup> )      断面二次半径 iy = 2.54(cm)
	ウェブ高さ h = 30.0 (cm)      圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 t1 = 1.00(cm)      圧縮フランジ厚 t2 = 1.55(cm)

名称 : [-380x100x10.5x16]	
4	単位重量 = 534.0 (N/m)      断面積 A = 69.39(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw = 36.54(cm <sup>2</sup> )      断面係数 Z = 763.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I = 14500.0 (cm <sup>4</sup> )      断面二次半径 iy = 2.78(cm)
	ウェブ高さ h = 38.0 (cm)      圧縮フランジ幅 b = 10.0 (cm)
	ウェブ厚 t1 = 1.05(cm)      圧縮フランジ厚 t2 = 1.60(cm)

名称 : [-380x100x13x20]	
5	単位重量 = 660.0 (N/m)      断面積 A = 85.71(cm <sup>2</sup> )
	ウェブ断面積 Aw = 44.20(cm <sup>2</sup> )      断面係数 Z = 926.0 (cm <sup>3</sup> )
	断面二次モーメント I = 17600.0 (cm <sup>4</sup> )      断面二次半径 iy = 2.76(cm)
	ウェブ高さ h = 38.0 (cm)      圧縮フランジ幅 b = 10.0 (cm)
	ウェブ厚 t1 = 1.30(cm)      圧縮フランジ厚 t2 = 2.00(cm)

### 4.4 はり 等辺山形鋼登録データ

名称 : L-65x65x6	
1	単位重量 = 58.0 (N/m)      断面積 A = 7.527(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 iy = 1.98 (cm)      厚さ t = 0.60 (cm)
	山形一辺幅 B = 6.5 (cm)

名称 : L-75x75x6	
2	単位重量 = 67.2 (N/m)      断面積 A = 8.727(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 iy = 2.30 (cm)      厚さ t = 0.60 (cm)
	山形一辺幅 B = 7.5 (cm)

3	名称 : L-75x75x9			
	単位重量	=	97.7 (N/m)	断面積 A = 12.690(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.25 (cm)	
	山形一辺幅 B	=	7.5 (cm)	厚さ t = 0.90 (cm)
4	名称 : L-90x90x10			
	単位重量	=	130.4 (N/m)	断面積 A = 17.000(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.71 (cm)	
	山形一辺幅 B	=	9.0 (cm)	厚さ t = 1.00 (cm)
5	名称 : L-100x100x10			
	単位重量	=	146.1 (N/m)	断面積 A = 19.000(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	3.04 (cm)	
	山形一辺幅 B	=	10.0 (cm)	厚さ t = 1.00 (cm)

#### 4.5 くい登録データ

1	名称 : H-300x300x10x15 (弱)				
	単位重量	=	912.0 (N/m)	断面積 A = 118.40(cm <sup>2</sup> )	
	フランジ断面積 $A_f$	=	45.00(cm <sup>2</sup> )	ウェブ断面積 $A_w$ = 27.00(cm <sup>2</sup> )	
	作用方向	=	弱	断面二次半径 $i_y$ = 13.10(cm)	
	断面二次半径 $i_z$	=	7.55 (cm)	横座屈用二次半径 $i$ = 8.23(cm)	
	はりせい(高さ) h	=	30.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.0 (cm)	
	ウェブ厚 t1	=	1.00 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.50(cm)	
	断面係数 Z	=	450.0 (cm <sup>3</sup> )	断面二次モーメント I = 6750.0 (cm <sup>4</sup> )	
	杭先端面積	=	900.0 (cm <sup>2</sup> )	杭周長 = 120.0 (cm)	
	杭径	=	30.0 (cm)	杭部単位重量 = 912.0 (N/m)	
	2	名称 : H-300x300x10x15 (強)			
		単位重量	=	912.0 (N/m)	断面積 A = 118.40(cm <sup>2</sup> )
		フランジ断面積 $A_f$	=	45.00(cm <sup>2</sup> )	ウェブ断面積 $A_w$ = 27.00(cm <sup>2</sup> )
		作用方向	=	強	断面二次半径 $i_y$ = 13.10(cm)
断面二次半径 $i_z$		=	7.55 (cm)	横座屈用二次半径 $i$ = 8.23(cm)	
はりせい(高さ) h		=	30.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 30.0 (cm)	
ウェブ厚 t1		=	1.00 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.50(cm)	
断面係数 Z		=	1350.0 (cm <sup>3</sup> )	断面二次モーメント I = 20200.0 (cm <sup>4</sup> )	
杭先端面積		=	900.0 (cm <sup>2</sup> )	杭周長 = 120.0 (cm)	
杭径		=	30.0 (cm)	杭部単位重量 = 912.0 (N/m)	
3		名称 : H-350x350x12x19 (弱)			
		単位重量	=	1324.0 (N/m)	断面積 A = 171.90(cm <sup>2</sup> )
		フランジ断面積 $A_f$	=	66.50(cm <sup>2</sup> )	ウェブ断面積 $A_w$ = 37.44(cm <sup>2</sup> )
		作用方向	=	弱	断面二次半径 $i_y$ = 15.20(cm)
	断面二次半径 $i_z$	=	8.89 (cm)	横座屈用二次半径 $i$ = 9.65(cm)	
	はりせい(高さ) h	=	35.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 35.0 (cm)	
	ウェブ厚 t1	=	1.20 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.90(cm)	
	断面係数 Z	=	776.0 (cm <sup>3</sup> )	断面二次モーメント I = 13600.0 (cm <sup>4</sup> )	
	杭先端面積	=	1225.0 (cm <sup>2</sup> )	杭周長 = 140.0 (cm)	
	杭径	=	35.0 (cm)	杭部単位重量 = 1323.9 (N/m)	
	4	名称 : H-350x350x12x19 (強)			
		単位重量	=	1324.0 (N/m)	断面積 A = 171.90(cm <sup>2</sup> )
		フランジ断面積 $A_f$	=	66.50(cm <sup>2</sup> )	ウェブ断面積 $A_w$ = 37.44(cm <sup>2</sup> )
		作用方向	=	強	断面二次半径 $i_y$ = 15.20(cm)
断面二次半径 $i_z$		=	8.89 (cm)	横座屈用二次半径 $i$ = 9.65(cm)	
はりせい(高さ) h		=	35.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 35.0 (cm)	
ウェブ厚 t1		=	1.20 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.90(cm)	
断面係数 Z		=	2280.0 (cm <sup>3</sup> )	断面二次モーメント I = 39800.0 (cm <sup>4</sup> )	
杭先端面積		=	1225.0 (cm <sup>2</sup> )	杭周長 = 140.0 (cm)	
杭径		=	35.0 (cm)	杭部単位重量 = 1323.9 (N/m)	

## 4.6 水平継材登録データ

1	名称 : [-150x75x6.5x10			
	単位重量	=	182.0 (N/m)	断面積 A = 23.71 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.27 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	15.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 7.5 (cm)
	ウェブ厚 t1	=	0.65 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.00 (cm)
2	名称 : [-200x90x8x13.5			
	単位重量	=	297.0 (N/m)	断面積 A = 38.65 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.68 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	20.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 t1	=	0.80 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.35 (cm)
3	名称 : [-250x90x9x13			
	単位重量	=	339.0 (N/m)	断面積 A = 44.07 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.64 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	25.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 t1	=	0.90 (cm)	圧縮フランジ厚 t2 = 1.30 (cm)

## 4.7 垂直ブレース登録データ

1	名称 : L-65x65x6			
	単位重量	=	58.00 (N/m)	断面積 A = 7.527 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	1.98 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.27 (cm)
	山形一辺幅 B	=	6.5 (cm)	厚さ t = 0.60 (cm)
2	名称 : L-75x75x6			
	単位重量	=	67.20 (N/m)	断面積 A = 8.727 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.30 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.48 (cm)
	山形一辺幅 B	=	7.5 (cm)	厚さ t = 0.60 (cm)
3	名称 : L-75x75x9			
	単位重量	=	97.70 (N/m)	断面積 A = 12.690 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.25 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.45 (cm)
	山形一辺幅 B	=	7.5 (cm)	厚さ t = 0.90 (cm)
4	名称 : L-90x90x10			
	単位重量	=	130.40 (N/m)	断面積 A = 17.000 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.71 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.74 (cm)
	山形一辺幅 B	=	9.0 (cm)	厚さ t = 1.00 (cm)
5	名称 : L-100x100x10			
	単位重量	=	146.10 (N/m)	断面積 A = 19.000 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	3.04 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.95 (cm)
	山形一辺幅 B	=	10.0 (cm)	厚さ t = 1.00 (cm)

## 4.8 水平ブレース登録データ

1	名称 : L-65x65x6			
	単位重量	=	58.00 (N/m)	断面積 A = 7.527 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	1.98 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.27 (cm)
	山形一辺幅 B	=	6.5 (cm)	厚さ t = 0.60 (cm)

2	名称 : L-75x75x6			
	単位重量	=	67.20 (N/m)	断面積 A = 8.727 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.30 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.48 (cm)
	山形一辺幅 B	=	7.5 (cm)	厚さ t = 0.60 (cm)
3	名称 : L-75x75x9			
	単位重量	=	97.70 (N/m)	断面積 A = 12.690 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.25 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.45 (cm)
	山形一辺幅 B	=	7.5 (cm)	厚さ t = 0.90 (cm)
4	名称 : L-90x90x10			
	単位重量	=	130.40 (N/m)	断面積 A = 17.000 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.71 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.74 (cm)
	山形一辺幅 B	=	9.0 (cm)	厚さ t = 1.00 (cm)
5	名称 : L-100x100x10			
	単位重量	=	146.10 (N/m)	断面積 A = 19.000 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	3.04 (cm)	最小断面二次半径 $i_v$ = 1.95 (cm)
	山形一辺幅 B	=	10.0 (cm)	厚さ t = 1.00 (cm)

#### 4.9 横継ぎ材 片溝形鋼登録データ

1	名称 : [-200x90x8x13.5			
	単位重量	=	297.0 (N/m)	断面積 A = 38.65 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.68 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	20.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 $t_1$	=	0.80 (cm)	圧縮フランジ厚 $t_2$ = 1.35 (cm)
2	名称 : [-250x90x9x13			
	単位重量	=	339.0 (N/m)	断面積 A = 44.07 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.58 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	25.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 $t_1$	=	0.90 (cm)	圧縮フランジ厚 $t_2$ = 1.30 (cm)
3	名称 : [-300x90x9x13			
	単位重量	=	374.0 (N/m)	断面積 A = 48.57 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.52 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	30.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 $t_1$	=	0.90 (cm)	圧縮フランジ厚 $t_2$ = 1.30 (cm)
4	名称 : [-300x90x10x15.5			
	単位重量	=	430.0 (N/m)	断面積 A = 55.74 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.54 (cm)	
	ウェブ高さ h	=	30.0 (cm)	圧縮フランジ幅 b = 9.0 (cm)
	ウェブ厚 $t_1$	=	1.00 (cm)	圧縮フランジ厚 $t_2$ = 1.55 (cm)

#### 4.10 横継ぎ材 等辺山形鋼登録データ

1	名称 : L-65x65x6			
	単位重量	=	58.0 (N/m)	断面積 A = 7.527 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	1.98 (cm)	
	山形一辺幅 B	=	6.5 (cm)	厚さ t = 0.60 (cm)
2	名称 : L-75x75x6			
	単位重量	=	67.2 (N/m)	断面積 A = 8.727 (cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 $i_y$	=	2.30 (cm)	
	山形一辺幅 B	=	7.5 (cm)	厚さ t = 0.60 (cm)

3	名称 : L-75x75x9					
	単位重量	=	97.7 (N/m)	断面積	A =	12.690(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 山形一辺幅	$i_y$ B	= =	2.25 (cm) 7.5 (cm)	厚さ	t =
4	名称 : L-90x90x10					
	単位重量	=	130.4 (N/m)	断面積	A =	17.000(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 山形一辺幅	$i_y$ B	= =	2.71 (cm) 9.0 (cm)	厚さ	t =
5	名称 : L-100x100x10					
	単位重量	=	146.1 (N/m)	断面積	A =	19.000(cm <sup>2</sup> )
	断面二次半径 山形一辺幅	$i_y$ B	= =	3.04 (cm) 10.0 (cm)	厚さ	t =

#### 4.11 土留め壁 鋼矢板登録データ

No	鋼材名称	w (mm/枚)	h (mm)	W (kg/m <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> /m)	I (cm <sup>4</sup> /m)	Z (cm <sup>3</sup> /m)
1	II型	400	100	48.0	153.00	8740	874
2	III型	400	125	60.0	191.00	16800	1340
3	III型	400	130	60.0	191.00	17400	1340
4	IV型	400	170	76.1	242.50	38600	2270
5	VL型	500	200	105.0	267.60	63000	3150
6	IIw型	600	130	61.8	131.20	13000	1000
7	IIIw	600	180	81.6	173.20	32400	1800
8	IVw型	600	210	106.0	225.50	56700	2700

#### 4.12 土留め壁 親杭横矢板登録データ

No	鋼材名称	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	w (kg/m)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )
1	H - 100 × 100 × 6 × 8	100	100	6.0	8	21.59	16.9	378	76
2	H - 125 × 125 × 6 × 9	125	125	6.5	9	30.00	23.6	839	134
3	H - 150 × 150 × 7 × 10	150	150	7.0	10	39.65	31.1	1620	216
4	H - 175 × 175 × 7 × 11	175	175	7.5	11	51.42	40.4	2900	331
5	H - 200 × 200 × 8 × 12	200	200	8.0	12	63.53	49.9	4720	472
6	H - 250 × 250 × 9 × 14	250	250	9.0	14	91.43	71.8	10700	860
7	H - 300 × 300 × 10 × 15	300	300	10.0	15	118.40	93.0	20200	1350
8	H - 350 × 350 × 12 × 19	350	350	12.0	19	171.90	135.0	39800	2280
9	H - 400 × 400 × 13 × 21	400	400	13.0	21	218.70	172.0	66600	3330
10	H - 400 × 400 × 18 × 28	414	405	18.0	28	295.40	232.0	92800	4480
11	H - 400 × 400 × 20 × 35	428	407	20.0	35	360.70	283.0	119000	5570
12	H - 400 × 400 × 30 × 50	458	417	30.0	50	528.60	415.0	187000	8170
13	H - 400 × 400 × 45 × 70	498	432	45.0	70	770.10	605.0	298000	12000

#### 4.13 土留め壁 軽量鋼矢板登録データ

No	鋼材名称	w (mm/枚)	h (mm)	W (kg/m <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> /m)	I (cm <sup>4</sup> /m)	Z (cm <sup>3</sup> /m)
1	型式A	250	36	14.8	75.40	107	60
2	型式B	333	51	17.9	68.28	510	144
3	型式C	333	85	19.3	73.80	2000	272
4	型式D	333	74	21.6	82.53	636	171
5	型式E	500	160	33.6	85.70	3620	452