

# 土留め工の設計サンプルデータ

概略出力例

TopEjection

「建築学会（平成 14 年）」慣用法と弾塑性  
法の設計計算例  
突出部に切ばりを設置する場合の  
サンプルデータ

# 目次

1章 慣用法	1
1.1 右壁の設計	1
1.1.1 最終掘削時	1
(1) 検討条件	1
1) 検討条件	2
2) 地盤条件	2
(2) 根入れ長の計算	3
1) 結果要旨	3
(3) 断面力の計算	4
1) 結果要旨	4
(4) 支保工反力の計算	5
1) 結果要旨	5
2) 外力表	6
1.1.2 壁体応力度	7
2章 弾塑性法	8
2.1 右壁の設計	8
2.1.1 壁体応力度	8
2.1.2 弾塑性解析結果	9
(1) 1次掘削時	9
(2) 2次掘削時	11
(3) 3次掘削時	13
(4) 最終掘削時	15
3章 切ばり支保工の計算	17
3.1 左右方向の設計	17
3.1.1 照査位置	17
3.1.2 設計条件	19
3.1.3 腹起し材	21
(1) 1段目腹起し	21
(2) 2段目腹起し	22
(3) 3段目腹起し	23
3.1.4 切ばり材	26
(1) 1段目切ばり	26
(2) 2段目切ばり	27
(3) 3段目切ばり	28
3.1.5 切ばり火打ち	30
(1) 1段目切ばり火打ち	30
(2) 2段目切ばり火打ち	31
(3) 3段目切ばり火打ち	32
3.1.6 隅火打ち	35
(1) 1段目隅火打ち	35
(2) 2段目隅火打ち	36
(3) 3段目隅火打ち	37
3.1.7 中間杭	40
(1) No.1	40



1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	0.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-7.500
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-5.000
背面側水位位置	G.L. (m)	2.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-7.500
背面側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 10.00
掘削側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 0.00

2) 地盤条件

・背面側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩擦角 (度)	壁 面 摩擦角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	0.000	-2.000	粘性土	15.0	14.0	5.0	0.0	0.0
2	-2.000	-7.500	砂質土	36.0	18.0	9.0	35.0	17.5
3	-7.500	-20.000	砂質土	36.0	18.0	9.0	35.0	17.5
4	-20.000	-30.000	砂質土	50.0	19.0	10.0	40.0	20.0

No	粘 着 力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	水平地盤バネ kH (kN/m <sup>3</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	30.0	0.0	0.000	60.0	3000
2	15.0	0.0	-2.000	30.0	36000
3	15.0	0.0	-2.000	30.0	36000
4	0.0	0.0	-20.000	0.0	50000

・掘削側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩擦角 (度)	壁 面 摩擦角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	-7.500	-20.000	砂質土	36.0	18.0	9.0	35.0	17.5
2	-20.000	-30.000	砂質土	50.0	19.0	10.0	40.0	20.0

No	粘 着 力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	水平地盤バネ kH (kN/m <sup>3</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	15.0	0.0	-2.000	30.0	36000
2	0.0	0.0	-20.000	0.0	50000

(2)根入れ長の計算

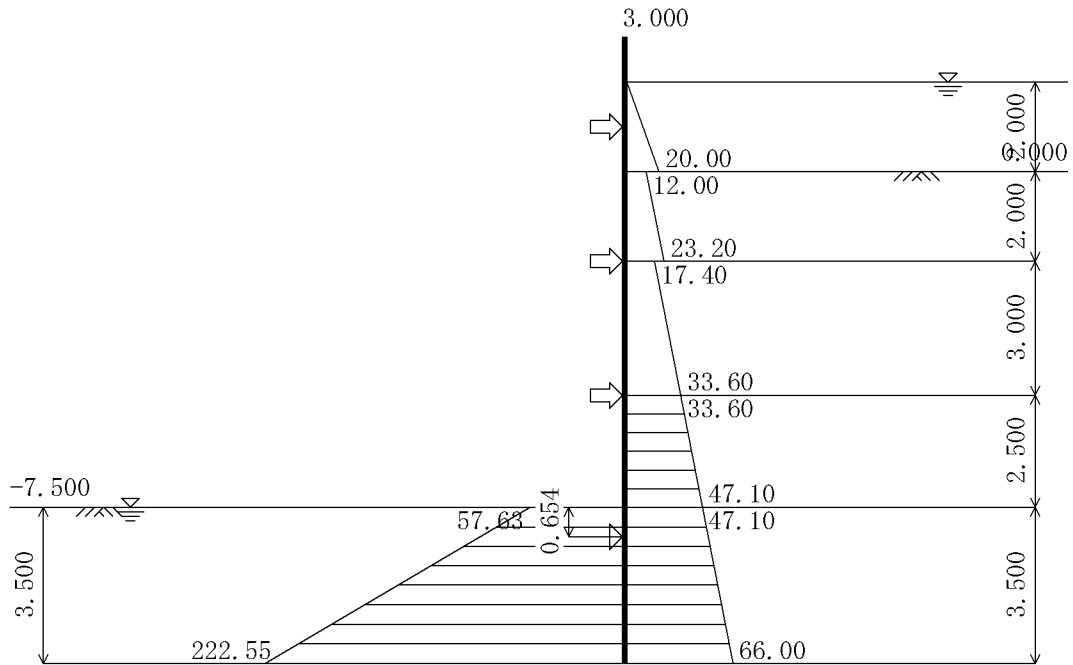
1)結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算。

ただし、ここでのつり合い深さとはモーメント比がちょうど1.0になる位置、必要根入れ長はモーメント比が安全率になる位置を示す。

掘削底面位置		(G.L. -7.500)m	
必要根入れ長	安全率	Fs	1.203 1.20
	つり合い深さ	Z(m)	1.180(G.L. -8.680)m
	必要根入れ長	D(m)	1.620(G.L. -9.120)m
	仮想支持深さ	Y(m)	0.654(G.L. -8.154)m
最小根入れ長		3.000(G.L. -10.500)m	
決定根入れ長	安全率	Fs	2.267 1.20
	決定根入れ長	L(m)	3.500(G.L. -11.000)m
	判	定	
決定全長		14.000m	



・つり合い位置(G.L. -8.680)mにおける外力集計値

つり合い位置における受働側圧の合力の位置が仮想支持点となる。

項目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma(kN.m/m)	317.22	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	317.95	Pp(kN/m)	100.81
比率 (Mp / Ma)			1.00	
仮想支持深さ (Mp / Pp) m			0.654	

・必要根入れ長(G.L. -9.120)mと決定根入れ長(G.L. -11.000)mにおける外力集計値

項目		必要根入れ長	決定根入れ長
主働側	Ma(kN.m/m)	411.05	993.60
受働側	Mp(kN.m/m)	494.68	2252.23
安全率	Mp / Ma	1.203 1.20	2.267 1.20

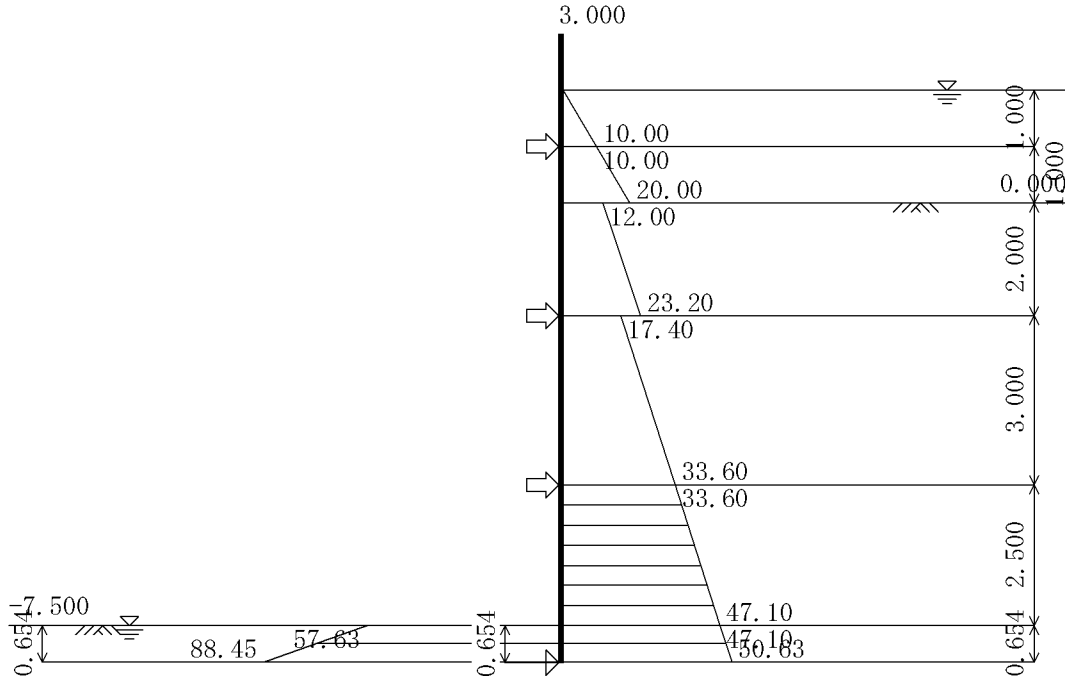
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：切ばり及び仮想支持点間をスパンとする単純ばりで検討する。

壁体天端位置	G.L.m	(G.L. 3.000)m
地表面位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -7.500)m



・最下段切ばりと仮想支持点間の単純スパン

最下段切りばり位置	m	(G.L. -5.000)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -8.154)m	
単純ばりスパン	m	3.154	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m	47.22 1.552(G.L. -6.552)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m	58.67 0.000(G.L. -5.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	58.67 42.21
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0001 1.262(G.L. -6.262)m

参考値

・2段切ばりと3段切ばり間の単純スパン

上段切ばり位置	m	(G.L. -2.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -5.000)m	
単純ばりスパン	m	3.000	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m	28.77 1.579(G.L. -3.579)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m	42.30 3.000(G.L. -5.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	34.20 42.30
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0000 1.350(G.L. -3.350)m

参考値

・1段切ばりりと2段切ばりり間の単純スパン

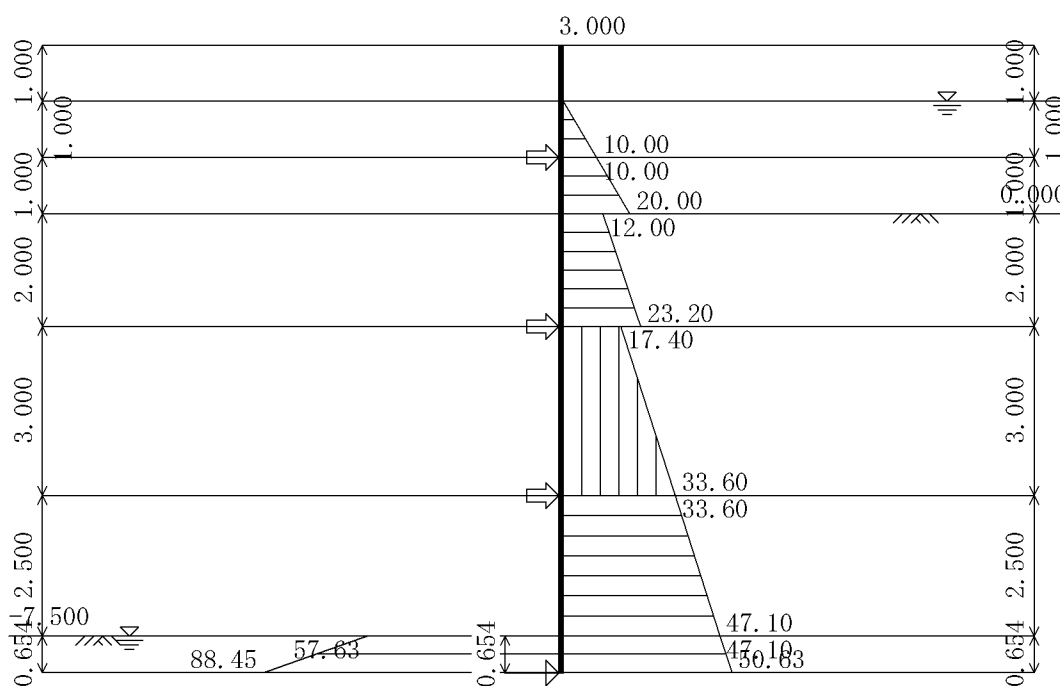
上段切ばりり位置	m	(G.L. 1.000)m	
下段切ばりり位置	m	(G.L. -2.000)m	
単純ばりりスパン	m	3.000	
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばりり点から)	kN.m/m m	18.32 1.567(G.L. -0.567)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばりり点から)	kN/m m	27.49 3.000(G.L. -2.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	22.71 27.49
最大変位	変位置 max 発生位置 (上切ばりり点から)	m m	0.0000 1.500(G.L. -0.500)m

参考値

(4)支保工反力の計算

1)結果要旨

解析方法：単純ばりり法



支保工 No	設置位置 G.L. (m)		支点位置 G.L. (m)	支点反力 kN/m	支保工反力 kN/m
1	1.000	上スパン 下スパン	— -2.000	— 28.27	28.27
2	-2.000	上スパン 下スパン	1.000 -5.000	26.93 34.20	61.13
3	-5.000	上スパン 下スパン	-2.000 -8.154	42.30 58.67	100.97

支保工反力 = 支保工No. (n) 上スパン 支点反力 + 下スパン 支点反力

上スパンとは着目支保工とその直上の支保工間を指す。支点位置は、支保工No(n)の直上の支保工位置。

下スパンとは着目支保工とその直下の支保工間を指す。支点位置は、支保工No(n)の直下の支保工位置。

2)外力表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	3.000 2.000	1.000	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2	2.000 1.000	1.000	0.00 0.00	0.00 10.00	0.00 0.00	0.00 10.00
3	1.000 0.000	1.000	0.00 0.00	10.00 20.00	0.00 0.00	10.00 20.00
4	0.000 -2.000	2.000	0.00 0.00	12.00 23.20	0.00 0.00	12.00 23.20
5	-2.000 -5.000	3.000	0.00 0.00	17.40 33.60	0.00 0.00	17.40 33.60
6	-5.000 -7.500	2.500	0.00 0.00	33.60 47.10	0.00 0.00	33.60 47.10
7	-7.500 -8.154	0.654	57.63 88.45	47.10 50.63	0.00 0.00	0.00 0.00

はりに作用させる荷重強度は、主働側の[主働土圧強度] + [水圧強度]の和から受働側の[受働土圧強度]を差し引いたものとする (  $p = pa + pw - pp$  )。



1.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

1) 使用材料

材 料 諸 元	単 位	数 値
コンクリートの基準強度 ck	N/mm <sup>2</sup>	21
鉄筋材質	-----	SD295
ヤング係数比	-----	15.00

2) コンクリート断面

断 面 諸 元	単 位	数 値
断面の幅 B	mm	1000
断面の高さ H	mm	800

3) 配筋

鉄筋 段数	有効高 cm	鉄筋径	断面積 cm <sup>2</sup>	本数 本	鉄筋量 cm <sup>3</sup>
1	10.000	D22	3.871	5.000	19.355
2	70.000	D22	3.871	5.000	19.355
合 計					38.710
必 要 鉄 筋 量					8.601

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状 態	モーメント M × 10 <sup>6</sup> (N.mm/m)	軸 力 N × 10 <sup>3</sup> (N/m)	せん断力 S × 10 <sup>3</sup> (N/m)
Max時	77.95	0.00	58.67

(3) 曲げ応力度

状 態	コンクリートの 圧縮応力度( c )		鉄筋の 引張応力度( sa )		判定	中立軸 mm
	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 N/mm <sup>2</sup>	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 N/mm <sup>2</sup>		
最大時	1.30	10.50	62.98	270.00		165

(4) せん断応力度

1) せん断応力度照査

状 態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a1 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a2 N/mm <sup>2</sup>	判定	斜引張 鉄筋間隔 mm	斜引張鉄筋量 Asreq cm <sup>2</sup>
最大時	0.08	0.38	2.40		200	-----

2) 許容せん断応力度の詳細

$$a1 (補正後) = Ce \times Cpt \times CN \times a1$$

状 態	許容応力度 a1 N/mm <sup>2</sup>	有効高の 補正係数 Ce	引張主鉄筋比 の補正係数 Cpt	軸方向圧縮力 の補正係数 CN	補正後の 許容応力度 N/mm <sup>2</sup>
最大時	0.33	1.171	0.977	1.000	0.38

## 2章 弾塑性法

### 2.1 右壁の設計

#### 2.1.1 壁体応力度

##### (1) 使用断面

###### 1) 使用材料

材 料 諸 元	単 位	数 値
コンクリートの基準強度	ck	N/mm <sup>2</sup> 21
鉄筋材質	-----	SD295
ヤング係数比	-----	15.00

###### 2) コンクリート断面

断 面 諸 元	単 位	数 値
断面の幅	B	mm 1000
断面の高さ	H	mm 800

###### 3) 配筋

鉄筋 段数	有効高 cm	鉄筋径	断面積 cm <sup>2</sup>	本数 本	鉄筋量 cm <sup>2</sup>
1	10.000	D22	3.871	5.000	19.355
2	70.000	D22	3.871	5.000	19.355
合 計					38.710
必 要 鉄 筋 量					11.953

##### (2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状 態	モーメント M × 10 <sup>6</sup> (N・mm/m)	軸 力 N × 10 <sup>3</sup> (N/m)	せん断力 S × 10 <sup>3</sup> (N/m)
Max時	107.35	0.00	64.87

##### (3) 曲げ応力度

状 態	コンクリートの 圧縮応力度( c)		鉄筋の 引張応力度( sa)		判定	中立軸 mm
	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 N/mm <sup>2</sup>	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 N/mm <sup>2</sup>		
最大時	1.79	10.50	86.74	270.00		165

##### (4) せん断応力度

###### 1) せん断応力度照査

状 態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a1 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a2 N/mm <sup>2</sup>	判定	斜引張 鉄筋間隔 mm	斜引張鉄筋量 Asreq cm <sup>2</sup>
最大時	0.09	0.38	2.40		200	-----

###### 2) 許容せん断応力度の詳細

$$a1 (\text{補正後}) = Ce \times Cpt \times CN \times a1$$

状 態	許容応力度 a1 N/mm <sup>2</sup>	有効高の 補正係数 Ce	引張主鉄筋比 の補正係数 Cpt	軸方向圧縮力 の補正係数 CN	補正後の 許容応力度 N/mm <sup>2</sup>
最大時	0.33	1.171	0.977	1.000	0.38

2.1.2 弾塑性解析結果

(1)1次掘削時

1)解析結果（側圧、弾性反力、変位）

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m <sup>2</sup> )		有効 受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	3.000		-----	0.00	-----	-----	-3.57	-----
2	2.500		0.00	0.00	-----	-----	-3.28	-----
3	2.000		0.00	0.00	-----	-----	-3.00	-----
4	1.500		5.00	5.00	-----	-----	-2.72	-----
5	1.000		10.00	10.00	-----	-----	-2.43	-----
6	0.500		15.00	15.00	-----	-----	-2.15	-----
7	0.000		20.00	12.00	-----	-----	-1.87	-----
8	-0.001	弾性域	12.01	12.01	15.03	749	-1.87	1.4
9	-0.500	弾性域	8.81	8.81	30.47	1499	-1.59	2.4
10	-1.000	弾性域	5.61	5.61	31.00	1500	-1.33	2.0
11	-1.500	弾性域	2.41	2.41	27.59	1315	-1.08	1.4
12	-1.877	弾性域	0.00	0.00	15.92	750	-0.90	0.7
13	-2.000	弾性域	0.00	0.00	27.50	9185	-0.85	7.8
14	-2.500	弾性域	0.00	0.00	53.67	18000	-0.64	11.6
15	-3.000	弾性域	0.00	0.00	62.48	18000	-0.46	8.4
16	-3.500	弾性域	0.00	0.00	71.29	18000	-0.31	5.7
17	-4.000	弾性域	0.00	0.00	80.10	18000	-0.19	3.5
18	-4.500	弾性域	0.00	0.00	86.62	17560	-0.10	1.7
19	-4.976	弾性域	0.00	0.00	47.65	9000	-0.03	0.2
20	-5.000	弾性域	0.00	0.00	52.34	9440	-0.02	0.2
21	-5.500	弾性域	0.00	0.00	106.52	18000	0.03	-0.5
22	-6.000	弾性域	0.00	0.00	115.33	18000	0.06	-1.2
23	-6.500	弾性域	0.00	0.00	124.14	18000	0.09	-1.6
24	-7.000	弾性域	0.00	0.00	132.95	18000	0.10	-1.8
25	-7.500	弾性域	0.00	0.00	141.75	18000	0.10	-1.9
26	-8.000	弾性域	0.00	0.00	150.56	18000	0.10	-1.8
27	-8.500	弾性域	0.00	0.00	114.59	13042	0.09	-1.2
28	-8.725	弾性域	0.00	0.00	81.78	9000	0.09	-0.8
29	-9.000	弾性域	0.00	0.00	131.18	13958	0.08	-1.2
30	-9.500	弾性域	0.00	0.00	176.99	18000	0.07	-1.3
31	-10.000	弾性域	0.00	0.00	168.22	16333	0.06	-1.0
32	-10.407	弾性域	0.00	0.00	95.79	9000	0.05	-0.5
33	-10.500	弾性域	0.00	0.00	116.38	10667	0.05	-0.5
34	-11.000	弾性	0.00	-----	100.60	9000	0.04	-0.3

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

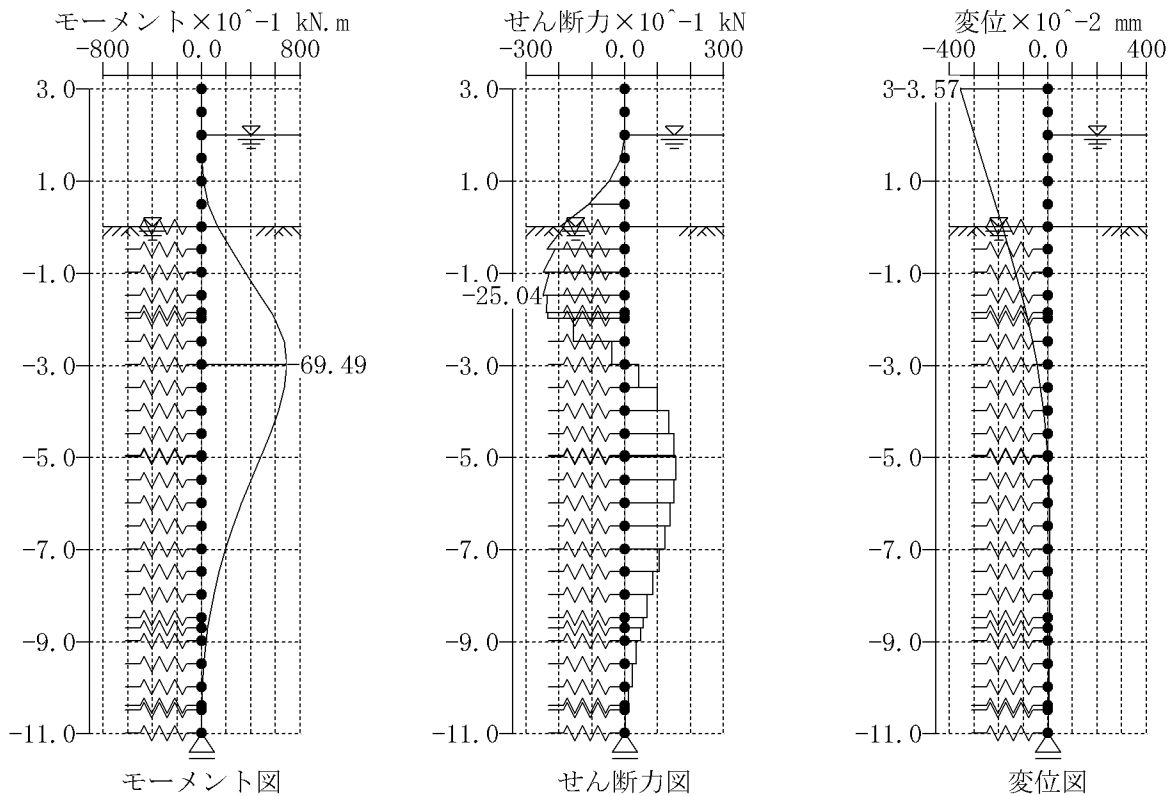
注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)1次掘削時の解析結果（断面力、変位）

Mmax = 0.0kN.m/m (発生位置G.L. 3.00m) Mmin = -69.5kN.m/m (発生位置G.L. -3.00m)  
 Smax = 15.6kN/m (発生位置G.L. -5.00m) Smin = -25.0kN/m (発生位置G.L. -1.50m)  
 max= 0.10mm (発生位置G.L. -7.50m) min= -3.57mm (発生位置G.L. 3.00m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	3.000	-----	0.0	-----	0.0	-3.57	-----
2	2.500	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.28	-----
3	2.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.00	-----
4	1.500	-0.2	-0.2	-1.3	-1.3	-2.72	-----
5	1.000	-1.7	-1.7	-5.0	-5.0	-2.43	-----
6	0.500	-5.6	-5.6	-11.3	-11.3	-2.15	-----
7	0.000	-13.3	-13.3	-20.0	-20.0	-1.87	-----
8	-0.001	-13.4	-13.4	-20.0	-18.6	-1.87	-----
9	-0.500	-24.0	-24.0	-23.8	-21.4	-1.59	-----
10	-1.000	-35.7	-35.7	-25.0	-23.0	-1.33	-----
11	-1.500	-47.8	-47.8	-25.0	-23.6	-1.08	-----
12	-1.877	-56.8	-56.8	-24.1	-23.4	-0.90	-----
13	-2.000	-59.7	-59.7	-23.4	-15.6	-0.85	-----
14	-2.500	-67.5	-67.5	-15.6	-4.0	-0.64	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
15	-3.000	-69.5	-69.5	-4.0	4.3	-0.46	-----
16	-3.500	-67.3	-67.3	4.3	10.0	-0.31	-----
17	-4.000	-62.4	-62.4	10.0	13.4	-0.19	-----
18	-4.500	-55.6	-55.6	13.4	15.1	-0.10	-----
19	-4.976	-48.4	-48.4	15.1	15.4	-0.03	-----
20	-5.000	-48.0	-48.0	15.4	15.6	-0.02	-----
21	-5.500	-40.2	-40.2	15.6	15.1	0.03	-----
22	-6.000	-32.7	-32.7	15.1	13.9	0.06	-----
23	-6.500	-25.7	-25.7	13.9	12.4	0.09	-----
24	-7.000	-19.5	-19.5	12.4	10.6	0.10	-----
25	-7.500	-14.3	-14.3	10.6	8.7	0.10	-----
26	-8.000	-9.9	-9.9	8.7	6.9	0.10	-----
27	-8.500	-6.4	-6.4	6.9	5.7	0.09	-----
28	-8.725	-5.2	-5.2	5.7	4.9	0.09	-----
29	-9.000	-3.8	-3.8	4.9	3.7	0.08	-----
30	-9.500	-2.0	-2.0	3.7	2.4	0.07	-----
31	-10.000	-0.8	-0.8	2.4	1.3	0.06	-----
32	-10.407	-0.3	-0.3	1.3	0.9	0.05	-----
33	-10.500	-0.2	-0.2	0.9	0.3	0.05	-----
34	-11.000	0.0	-----	0.3	-----	0.04	-----



・ 先行変位と先行変位相当の荷重  
 次ステップ以降に下記の切ばりが有効な場合に先行変位荷重を載荷する。

格点 No	変位 x mm	施工緩み L mm	先行変位 o mm	支保工バネ Ks kN/m	先行変位荷重 kN/m
5	-2.43	0.00	-2.43	68760.0	-167.18

ここに、

x : 切ばり位置の壁体変位 ( + )

L : 施工ゆるみ

o : 先行変位 ( + )    o = x - L

(2)2次掘削時

1)解析結果 (側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m <sup>2</sup> )		有効受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	3.000		-----	0.00	-----	-----	-3.63	-----
2	2.500		0.00	0.00	-----	-----	-3.45	-----
3	2.000		0.00	0.00	-----	-----	-3.27	-----
4	1.500		5.00	5.00	-----	-----	-3.09	-----
5	1.000	切梁有効	10.00	10.00	-167.18	68760	-2.92	33.3
6	0.500		15.00	15.00	-----	-----	-2.74	-----
7	0.000		20.00	12.00	-----	-----	-2.55	-----
8	-0.001		12.01	12.01	-----	-----	-2.55	-----
9	-0.500		14.80	14.80	-----	-----	-2.36	-----
10	-1.000		17.60	17.60	-----	-----	-2.16	-----
11	-1.500		20.40	20.40	-----	-----	-1.95	-----
12	-1.877		22.51	22.51	-----	-----	-1.78	-----
13	-2.000		23.20	17.40	-----	-----	-1.73	-----
14	-2.500		20.10	20.10	-----	-----	-1.50	-----
15	-3.000	弾性領域	22.80	22.80	15.20	9000	-1.27	11.5
16	-3.500	弾性領域	17.03	17.03	35.20	18000	-1.05	18.9
17	-4.000	弾性領域	11.26	11.26	41.58	18000	-0.84	15.2
18	-4.500	弾性領域	5.49	5.49	46.71	17560	-0.65	11.5
19	-4.976	弾性領域	0.00	0.00	26.29	9000	-0.50	4.5
20	-5.000	弾性領域	0.00	0.00	29.73	9440	-0.49	4.6
21	-5.500	弾性領域	0.00	0.00	63.74	18000	-0.35	6.2
22	-6.000	弾性領域	0.00	0.00	73.01	18000	-0.23	4.1
23	-6.500	弾性領域	0.00	0.00	82.27	18000	-0.13	2.3
24	-7.000	弾性領域	0.00	0.00	91.54	18000	-0.05	0.9
25	-7.500	弾性領域	0.00	0.00	100.81	18000	0.01	-0.1
26	-8.000	弾性領域	0.00	0.00	110.07	18000	0.05	-1.0
27	-8.500	弾性領域	0.00	0.00	85.54	13042	0.09	-1.2
28	-8.725	弾性領域	0.00	0.00	61.87	9000	0.10	-0.9
29	-9.000	弾性領域	0.00	0.00	100.53	13958	0.12	-1.6
30	-9.500	弾性領域	0.00	0.00	137.87	18000	0.14	-2.5
31	-10.000	弾性領域	0.00	0.00	133.12	16333	0.16	-2.6
32	-10.407	弾性領域	0.00	0.00	76.61	9000	0.17	-1.6
33	-10.500	弾性領域	0.00	0.00	93.80	10667	0.18	-1.9
34	-11.000	弾性領域	0.00	-----	81.67	9000	0.19	-1.8

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)2次掘削時の解析結果 (断面力、変位)

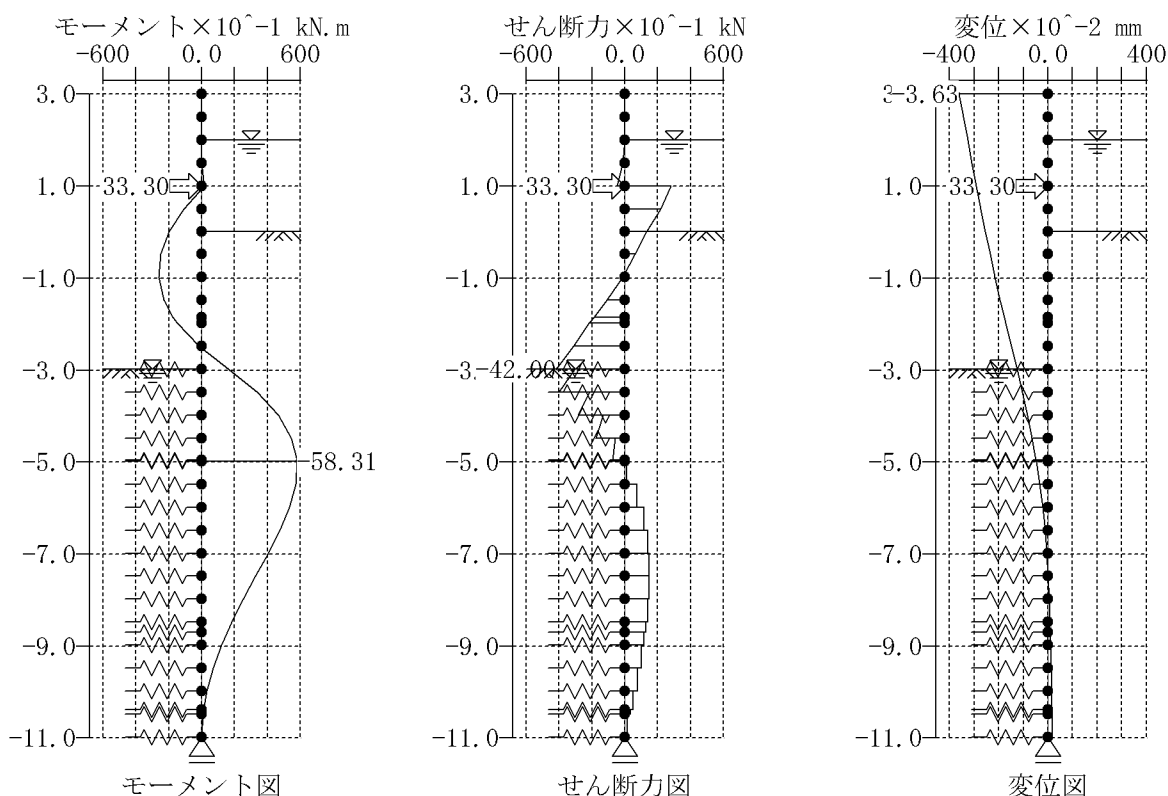
Mmax = 26.3kN.m/m (発生位置G.L. -1.00m) Mmin = -58.3kN.m/m (発生位置G.L. -5.00m)

Smax = 28.3kN/m (発生位置G.L. 1.00m) Smin = -42.0kN/m (発生位置G.L. -3.00m)

max= 0.19mm (発生位置G.L. -11.00m) min= -3.63mm (発生位置G.L. 3.00m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	3.000	-----	0.0	-----	0.0	-3.63	-----
2	2.500	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.45	-----
3	2.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.27	-----
4	1.500	-0.2	-0.2	-1.3	-1.3	-3.09	-----
5	1.000	-1.7	-1.7	-5.0	28.3	-2.92	33.3
6	0.500	11.0	11.0	22.1	22.1	-2.74	-----
7	0.000	20.0	20.0	13.3	13.3	-2.55	-----
8	-0.001	20.0	20.0	13.3	13.3	-2.55	-----
9	-0.500	25.0	25.0	6.6	6.6	-2.36	-----
10	-1.000	26.3	26.3	-1.5	-1.5	-2.16	-----
11	-1.500	23.3	23.3	-11.0	-11.0	-1.95	-----
12	-1.877	17.6	17.6	-19.1	-19.1	-1.78	-----
13	-2.000	15.1	15.1	-21.9	-21.9	-1.73	-----
14	-2.500	1.9	1.9	-31.3	-31.3	-1.50	-----
15	-3.000	-16.4	-16.4	-42.0	-30.5	-1.27	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
16	-3.500	-34.3	-34.3	-40.5	-21.6	-1.05	-----
17	-4.000	-47.0	-47.0	-28.7	-13.5	-0.84	-----
18	-4.500	-54.9	-54.9	-17.7	-6.2	-0.65	-----
19	-4.976	-58.2	-58.2	-7.5	-3.0	-0.50	-----
20	-5.000	-58.3	-58.3	-3.0	1.6	-0.49	-----
21	-5.500	-57.5	-57.5	1.6	7.8	-0.35	-----
22	-6.000	-53.6	-53.6	7.8	11.8	-0.23	-----
23	-6.500	-47.7	-47.7	11.8	14.2	-0.13	-----
24	-7.000	-40.6	-40.6	14.2	15.1	-0.05	-----
25	-7.500	-33.1	-33.1	15.1	15.0	0.01	-----
26	-8.000	-25.6	-25.6	15.0	14.0	0.05	-----
27	-8.500	-18.6	-18.6	14.0	12.9	0.09	-----
28	-8.725	-15.7	-15.7	12.9	11.9	0.10	-----
29	-9.000	-12.4	-12.4	11.9	10.3	0.12	-----
30	-9.500	-7.2	-7.2	10.3	7.8	0.14	-----
31	-10.000	-3.3	-3.3	7.8	5.2	0.16	-----
32	-10.407	-1.2	-1.2	5.2	3.6	0.17	-----
33	-10.500	-0.9	-0.9	3.6	1.8	0.18	-----
34	-11.000	0.0	-----	1.8	-----	0.19	-----



・先行変位と先行変位相当の荷重  
 次ステップ以降に下記の切ばりが有効な場合に先行変位荷重を載荷する。

格点 No	変位 x mm	施工緩み L mm	先行変位 o mm	支保工バネ Ks kN/m	先行変位荷重 kN/m
13	-1.73	0.00	-1.73	68760.0	-118.84

ここに、  
 x: 切ばり位置の壁体変位( + )  
 L: 施工ゆるみ  
 o: 先行変位( + )    o = x - L

(3)3次掘削時

1)解析結果 (側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m <sup>2</sup> )		有効受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	3.000		-----	0.00	-----	-----	-2.84	-----
2	2.500		0.00	0.00	-----	-----	-2.86	-----
3	2.000		0.00	0.00	-----	-----	-2.87	-----
4	1.500		5.00	5.00	-----	-----	-2.89	-----
5	1.000	切梁有効	10.00	10.00	-167.18	68760	-2.90	32.5
6	0.500		15.00	15.00	-----	-----	-2.92	-----
7	0.000		20.00	12.00	-----	-----	-2.93	-----
8	-0.001		12.01	12.01	-----	-----	-2.93	-----
9	-0.500		14.80	14.80	-----	-----	-2.93	-----
10	-1.000		17.60	17.60	-----	-----	-2.93	-----
11	-1.500		20.40	20.40	-----	-----	-2.91	-----
12	-1.877		22.51	22.51	-----	-----	-2.89	-----
13	-2.000	切梁有効	23.20	17.40	-118.84	68760	-2.88	79.5
14	-2.500		20.10	20.10	-----	-----	-2.85	-----
15	-3.000		22.80	22.80	-----	-----	-2.80	-----
16	-3.500		25.50	25.50	-----	-----	-2.73	-----
17	-4.000		28.20	28.20	-----	-----	-2.62	-----
18	-4.500		30.90	30.90	-----	-----	-2.49	-----
19	-4.976		33.47	33.47	-----	-----	-2.32	-----
20	-5.000		33.60	33.60	-----	-----	-2.31	-----
21	-5.500		36.30	36.30	-----	-----	-2.10	-----
22	-6.000	塑性域	39.00	39.00	15.20	9000	-1.87	0.0
23	-6.500	弾性域	31.84	31.84	35.20	18000	-1.61	29.1
24	-7.000	弾性域	24.69	24.69	41.58	18000	-1.35	24.4
25	-7.500	弾性域	17.53	17.53	47.96	18000	-1.09	19.7
26	-8.000	弾性域	10.37	10.37	54.34	18000	-0.84	15.0
27	-8.500	弾性域	3.21	3.21	43.36	13042	-0.59	7.6
28	-8.725	弾性域	0.00	0.00	32.01	9000	-0.48	4.3
29	-9.000	弾性域	0.00	0.00	54.43	13958	-0.35	4.8
30	-9.500	弾性域	0.00	0.00	79.03	18000	-0.11	2.1
31	-10.000	弾性域	0.00	0.00	80.33	16333	0.11	-1.8
32	-10.407	弾性域	0.00	0.00	47.77	9000	0.29	-2.6
33	-10.500	弾性域	0.00	0.00	59.84	10667	0.33	-3.6
34	-11.000	弾性域	0.00	-----	53.21	9000	0.56	-5.0

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)3次掘削時の解析結果 (断面力、変位)

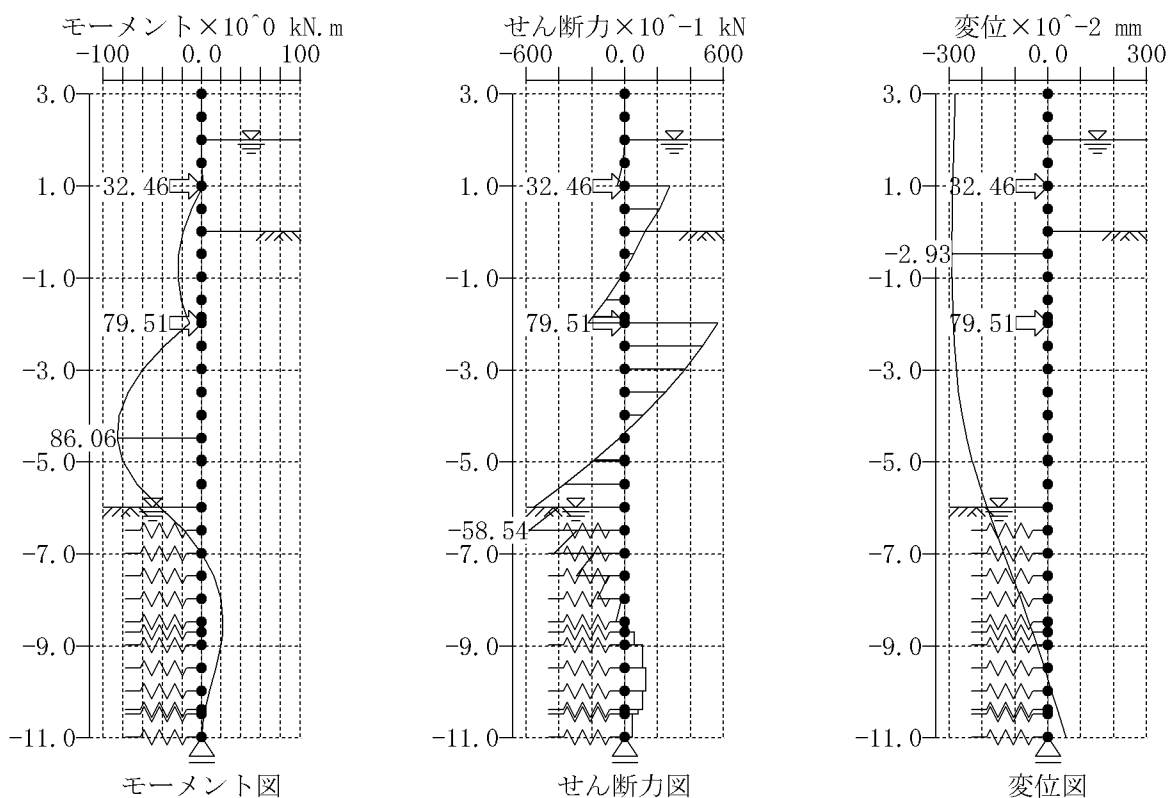
Mmax = 86.1kN.m/m (発生位置G.L. -4.50m) Mmin = -22.0kN.m/m (発生位置G.L. -8.50m)

Smax = 56.8kN/m (発生位置G.L. -2.00m) Smin = -58.5kN/m (発生位置G.L. -6.50m)

max= 0.56mm (発生位置G.L. -11.00m) min= -2.93mm (発生位置G.L. -0.50m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	3.000	-----	0.0	-----	0.0	-2.84	-----
2	2.500	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.86	-----
3	2.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.87	-----
4	1.500	-0.2	-0.2	-1.3	-1.3	-2.89	-----
5	1.000	-1.7	-1.7	-5.0	27.5	-2.90	32.5
6	0.500	10.6	10.6	21.2	21.2	-2.92	-----
7	0.000	19.1	19.1	12.5	12.5	-2.93	-----
8	-0.001	19.1	19.1	12.4	12.4	-2.93	-----
9	-0.500	23.7	23.7	5.8	5.8	-2.93	-----
10	-1.000	24.7	24.7	-2.3	-2.3	-2.93	-----
11	-1.500	21.2	21.2	-11.8	-11.8	-2.91	-----
12	-1.877	15.2	15.2	-19.9	-19.9	-2.89	-----
13	-2.000	12.6	12.6	-22.7	56.8	-2.88	79.5
14	-2.500	38.7	38.7	47.4	47.4	-2.85	-----
15	-3.000	59.7	59.7	36.7	36.7	-2.80	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
16	-3.500	75.1	75.1	24.6	24.6	-2.73	-----
17	-4.000	84.1	84.1	11.2	11.2	-2.62	-----
18	-4.500	86.1	86.1	-3.6	-3.6	-2.49	-----
19	-4.976	80.8	80.8	-18.9	-18.9	-2.32	-----
20	-5.000	80.3	80.3	-19.7	-19.7	-2.31	-----
21	-5.500	66.1	66.1	-37.2	-37.2	-2.10	-----
22	-6.000	42.9	42.9	-56.0	-40.8	-1.87	-----
23	-6.500	17.9	17.9	-58.5	-29.5	-1.61	-----
24	-7.000	-0.6	-0.6	-43.6	-19.2	-1.35	-----
25	-7.500	-13.0	-13.0	-29.8	-10.1	-1.09	-----
26	-8.000	-19.9	-19.9	-17.1	-2.1	-0.84	-----
27	-8.500	-22.0	-22.0	-5.5	2.2	-0.59	-----
28	-8.725	-21.5	-21.5	1.8	6.1	-0.48	-----
29	-9.000	-19.8	-19.8	6.1	11.0	-0.35	-----
30	-9.500	-14.4	-14.4	11.0	13.0	-0.11	-----
31	-10.000	-7.9	-7.9	13.0	11.2	0.11	-----
32	-10.407	-3.3	-3.3	11.2	8.6	0.29	-----
33	-10.500	-2.5	-2.5	8.6	5.0	0.33	-----
34	-11.000	0.0	-----	5.0	-----	0.56	-----



・先行変位と先行変位相当の荷重  
 次ステップ以降に下記の切ばりが有効な場合に先行変位荷重を載荷する。

格点 No	変位 x mm	施工緩み L mm	先行変位 o mm	支保工バネ Ks kN/m	先行変位荷重 kN/m
20	-2.31	0.00	-2.31	68760.0	-158.88

ここに、

- x : 切ばり位置の壁体変位 ( + )
- L : 施工ゆるみ
- o : 先行変位 ( + )    o = x - L



(4)最終掘削時

1)解析結果（側圧、弾性反力、変位）

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m <sup>2</sup> )		有効受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	3.000		-----	0.00	-----	-----	-2.54	-----
2	2.500		0.00	0.00	-----	-----	-2.60	-----
3	2.000		0.00	0.00	-----	-----	-2.66	-----
4	1.500		5.00	5.00	-----	-----	-2.73	-----
5	1.000	切梁有効	10.00	10.00	-167.18	68760	-2.79	24.7
6	0.500		15.00	15.00	-----	-----	-2.85	-----
7	0.000		20.00	12.00	-----	-----	-2.91	-----
8	-0.001		12.01	12.01	-----	-----	-2.91	-----
9	-0.500		14.80	14.80	-----	-----	-2.97	-----
10	-1.000		17.60	17.60	-----	-----	-3.02	-----
11	-1.500		20.40	20.40	-----	-----	-3.07	-----
12	-1.877		22.51	22.51	-----	-----	-3.10	-----
13	-2.000	切梁有効	23.20	17.40	-118.84	68760	-3.12	95.4
14	-2.500		20.10	20.10	-----	-----	-3.16	-----
15	-3.000		22.80	22.80	-----	-----	-3.20	-----
16	-3.500		25.50	25.50	-----	-----	-3.23	-----
17	-4.000		28.20	28.20	-----	-----	-3.22	-----
18	-4.500		30.90	30.90	-----	-----	-3.19	-----
19	-4.976		33.47	33.47	-----	-----	-3.12	-----
20	-5.000	切梁有効	33.60	33.60	-158.88	68760	-3.12	55.5
21	-5.500		36.30	36.30	-----	-----	-3.01	-----
22	-6.000		39.00	39.00	-----	-----	-2.87	-----
23	-6.500		41.70	41.70	-----	-----	-2.68	-----
24	-7.000		44.40	44.40	-----	-----	-2.44	-----
25	-7.500	塑性域	47.10	47.10	15.20	9000	-2.17	0.0
26	-8.000	弾性域	39.00	39.00	35.20	18000	-1.87	33.6
27	-8.500	弾性域	30.90	30.90	29.49	13042	-1.54	20.1
28	-8.725	弾性域	27.26	27.26	22.30	9000	-1.39	12.5
29	-9.000	弾性域	22.80	22.80	37.74	13958	-1.21	16.9
30	-9.500	弾性域	14.70	14.70	54.34	18000	-0.87	15.7
31	-10.000	弾性域	6.60	6.60	54.83	16333	-0.53	8.6
32	-10.407	弾性域	0.00	0.00	32.47	9000	-0.25	2.2
33	-10.500	弾性域	0.00	0.00	41.46	10667	-0.19	2.0
34	-11.000	弾性域	0.00	-----	37.83	9000	0.16	-1.4

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)最終掘削時の解析結果（断面力、変位）

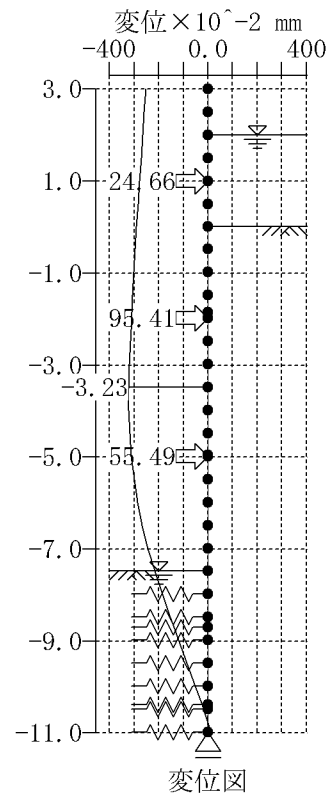
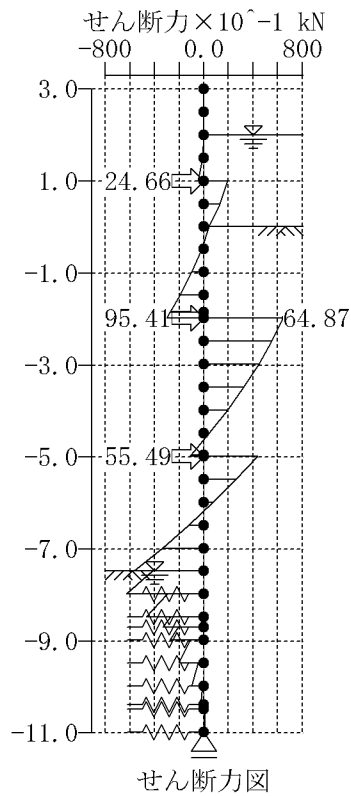
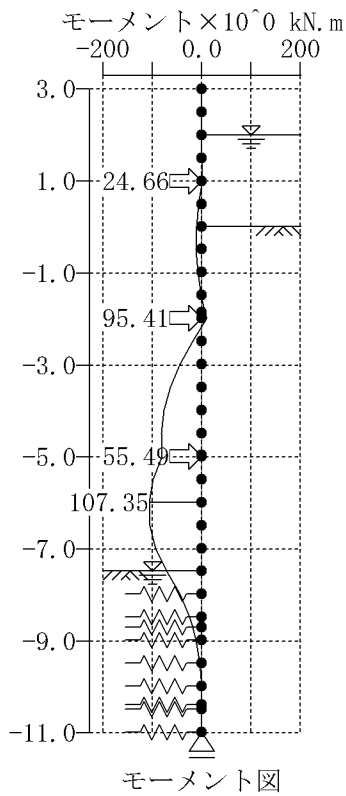
Mmax = 107.4kN.m/m (発生位置G.L. -6.00m) Mmin = -10.8kN.m/m (発生位置G.L. -2.00m)

Smax = 64.9kN/m (発生位置G.L. -2.00m) Smin = -63.3kN/m (発生位置G.L. -8.00m)

max= 0.16mm (発生位置G.L. -11.00m) min= -3.23mm (発生位置G.L. -3.50m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	3.000	-----	0.0	-----	0.0	-2.54	-----
2	2.500	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.60	-----
3	2.000	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.66	-----
4	1.500	-0.2	-0.2	-1.2	-1.3	-2.73	-----
5	1.000	-1.7	-1.7	-5.0	19.7	-2.79	24.7
6	0.500	6.7	6.7	13.4	13.4	-2.85	-----
7	0.000	11.3	11.3	4.7	4.7	-2.91	-----
8	-0.001	11.3	11.3	4.7	4.6	-2.91	-----
9	-0.500	12.0	12.0	-2.0	-2.0	-2.97	-----
10	-1.000	9.1	9.1	-10.1	-10.1	-3.02	-----
11	-1.500	1.7	1.7	-19.6	-19.6	-3.07	-----
12	-1.877	-7.2	-7.2	-27.7	-27.7	-3.10	-----
13	-2.000	-10.8	-10.8	-30.5	64.9	-3.12	95.4
14	-2.500	19.3	19.3	55.5	55.5	-3.16	-----
15	-3.000	44.5	44.5	44.8	44.8	-3.20	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
16	-3.500	63.9	63.9	32.7	32.7	-3.23	-----
17	-4.000	76.9	76.9	19.3	19.3	-3.22	-----
18	-4.500	82.9	82.9	4.5	4.5	-3.19	-----
19	-4.976	81.5	81.5	-10.8	-10.8	-3.12	-----
20	-5.000	81.2	81.2	-11.6	43.9	-3.12	55.5
21	-5.500	98.8	98.8	26.4	26.4	-3.01	-----
22	-6.000	107.4	107.4	7.6	7.6	-2.87	-----
23	-6.500	106.1	106.1	-12.6	-12.6	-2.68	-----
24	-7.000	94.5	94.5	-34.1	-34.1	-2.44	-----
25	-7.500	71.8	71.8	-57.0	-41.8	-2.17	-----
26	-8.000	45.3	45.3	-63.3	-29.8	-1.87	-----
27	-8.500	25.9	25.9	-47.2	-27.1	-1.54	-----
28	-8.725	19.1	19.1	-33.6	-21.1	-1.39	-----
29	-9.000	12.3	12.3	-28.0	-11.1	-1.21	-----
30	-9.500	4.2	4.2	-20.5	-4.8	-0.87	-----
31	-10.000	0.3	0.3	-10.1	-1.5	-0.53	-----
32	-10.407	-0.6	-0.6	-2.8	-0.6	-0.25	-----
33	-10.500	-0.7	-0.7	-0.6	1.4	-0.19	-----
34	-11.000	0.0	-----	1.4	-----	0.16	-----

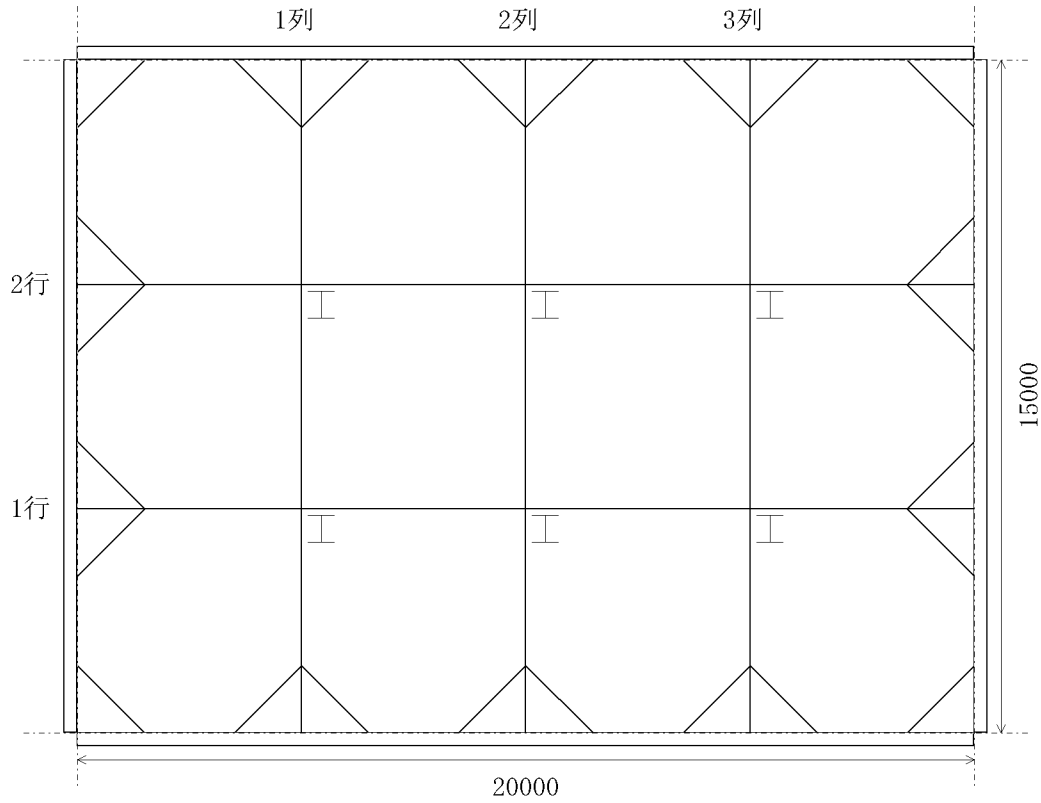


### 3章 切ばり支保工の計算

#### 3.1 左右方向の設計

##### 3.1.1 照査位置

###### (1) 1段目平面図



###### (2) 設計箇所一覧

1) 支保工反力を採用した壁

右壁側

2) 腹起し

腹起し照査位置は次の通りとする。

No.	段	区間
1	1	2
2	2	2
3	3	2

3) 切ばり

切ばり照査位置は次の通りとする。

No.	段	切ばりNo
1	1	1
2	2	1
3	3	1

4)切ばり火打ち

切ばり火打ち照査位置は次の通りとする。

No.	段	切ばりNo	位置	重番号
1	1	1	後壁側	1
2	2	1	後壁側	1
3	3	1	後壁側	1

5)隅火打ち

隅火打ち照査位置は次の通りとする。

No.	段	位置	重番号
1	1	第1隅角	1
2	2	第1隅角	1
3	3	第1隅角	1

6)中間杭

中間杭照査位置は次の通りとする。

No.	行	列
1	1	2

### 3.1.2 設計条件

#### (1) 支保工反力

段	支保工反力 (kN/m)
1	33.30
2	95.41
3	55.49

#### (2) 考え方

建築学会（平成14年）による方法

#### (3) 腹起し

##### 検討部材

部材 No.	段	本数	使用 鋼材 No.	軸力分担幅 B (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン Lb (m)
1	1	1	8	2.67	3.50	3.50
2	2	1	8	2.67	3.50	3.50
3	3	1	8	2.67	3.50	3.50

材質

SS400

温度軸力

$$N_t = 150 \text{ kN}$$

鋼材の許容応力度

$$f_t = 195 \text{ N/mm}^2$$

鋼材の許容せん断応力度

$$f_s = 110 \text{ N/mm}^2$$

曲げモーメントの算出式

$$(1/10)wL^2$$

#### (4) 切ばり

##### 検討部材

部材 No.	段	本数	使用 鋼材 No.	軸力分担幅 B (m)	曲げスパン L (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	座屈スパン Lb (m)
1	1	1	8	4.83	5.00	5.00	5.00
2	2	1	8	4.83	5.00	5.00	5.00
3	3	1	8	4.83	5.00	5.00	5.00

材質

SS400

温度軸力

$$N_t = 150 \text{ kN}$$

鋼材の許容応力度

$$f_t = 195 \text{ N/mm}^2$$

鋼材の許容せん断応力度

$$f_s = 110 \text{ N/mm}^2$$

#### (5) 切ばり火打ち

##### 検討部材

部材 No.	段	本数	使用 鋼材 No.	軸力分担幅 算出用 L1 (m)	軸力分担幅 算出用 L2 (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン Lb (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	取付け角度 (度)
1	1	1	7	1.50	2.00	1.35	1.35	5.00	45
2	2	1	7	1.50	2.00	1.35	1.35	5.00	45
3	3	1	7	1.50	2.00	1.35	1.35	5.00	45

材質 SS400  
 鋼材の許容応力度  $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$   
 鋼材の許容せん断応力度  $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$   
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$   
 火打ち取付け部の検討 しない

(6)隅火打ち

検討部材

部材 No.	段	本数	使用鋼材 No.	軸力分担幅算出用 L1 (m)	軸力分担幅算出用 L2 (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン Lb (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	取付け角度 (度)
1	1	1	7	1.85	1.65	1.35	1.35	5.00	45
2	2	1	7	1.85	1.65	1.35	1.35	5.00	45
3	3	1	7	1.85	1.65	1.35	1.35	5.00	45

材質 SS400  
 鋼材の許容応力度  $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$   
 鋼材の許容せん断応力度  $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$   
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$   
 火打ち取付け部の検討 しない  
 火打ち2段重ねの検討 しない

(7)中間杭

検討部材

部材 No.	自重算出長 H (m)	座屈スパン		作用鉛直力 N4 (kN)	軸力分担幅		重量分担幅		中間杭の偏心率 e (m)
		L (m)	+1 /		LNx (m)	LNy (m)	Lwx (m)	Lwy (m)	
1	8.00	2.50	×	0.000	4.83	5.00	5.00	4.91	0.00

材質 SS400  
 切ばりの温度軸力  $P_t = 150 \text{ kN}$   
 切ばりの自重 + 鉛直荷重  $w_i = 5.00 \text{ kN/m}$   
 中間杭の自重  $w = 0.91 \text{ kN/m}$   
 鋼材の許容応力度  $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$   
 鋼材の許容せん断応力度  $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$   
 支持力は検討しない。

### 3.1.3 腹起し材

#### (1)1段目腹起し

##### 1)設計条件

反力	R = 33.30 kN/m
曲げスパン	L = 3.50 m
軸力分担幅	B = 2.67 m
温度軸力	Nt = 150 kN
座屈スパン	Lb = 3.50 m

##### 2)断面力

軸力  $N = R \times B + Nt = 33.30 \times 2.67 + 150 = 239.08 \text{ kN}$

曲げモーメント  $M = \frac{R \cdot L^2}{10} = \frac{33.30 \times 3.50^2}{10} = 40.79 \text{ kN.m}$

せん断力  $S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{33.30 \times 3.50}{2} = 58.27 \text{ kN}$

##### 3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積 A = 171.90 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 2280 cm<sup>3</sup>

##### 4)応力度

圧縮応力度  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{239.08 \times 10^3}{17190} = 14 \leq 178 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度  $\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{40.79 \times 10^8}{2280000} = 18 \leq 195 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度  $f_c = 178 \text{ N/mm}^2$  ( = 39.4 )

許容曲げ応力度  $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$  ( max{ fb1 = 188, fb2 = 597 } かつ fb 195 )

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{14}{178} + \frac{18}{195} = 0.17 \leq 1.00$$

せん断応力度  $\tau = \frac{S}{(H-2tf) \cdot t_w} = \frac{58.27 \times 10^3}{3744} = 16 \leq 110 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

##### 5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19

###### ・許容圧縮応力度

=  $L_b / i_y = 3500.0 / 88.90 = 39.4$  (  $L_b$  : 座屈スパン、 $i_y$  : 断面2次半径 )

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{39.4}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{39.4}{120} \right)^2}$$

$$= 178 \text{ N/mm}^2$$

###### ・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{3500}{97} \right)^2 \right\}$$

$$= 188 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3500 \times 350}{6650}}$$

$$= 597 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

・許容せん断応力度

$$fs = 110 \text{ N/mm}^2$$

## (2)2段目腹起し

### 1)設計条件

反力	R = 95.41 kN/m
曲げスパン	L = 3.50 m
軸力分担幅	B = 2.67 m
温度軸力	Nt = 150 kN
座屈スパン	Lb = 3.50 m

### 2)断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + Nt = 95.41 \times 2.67 + 150 = 405.22 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{R \cdot L^2}{10} = \frac{95.41 \times 3.50^2}{10} = 116.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{せん断力} \quad S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{95.41 \times 3.50}{2} = 166.97 \text{ kN}$$

### 3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19

$$\text{断面積 } A = 171.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 2280 \text{ cm}^3$$

### 4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{405.22 \times 10^3}{17190} = 24 \leq 178 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{116.88 \times 10^6}{2280000} = 51 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度} \quad fc = 178 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 39.4 )$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad fb = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ fb1 = 188, fb2 = 597 \} \text{ かつ } fb = 195 )$$



$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24}{178} + \frac{51}{195} = 0.40 \leq 1.00$$

$$\text{せん断応力度} \quad \tau = \frac{S}{(H-2tf) \cdot tw} = \frac{166.97 \times 10^3}{3744} = 45 \leq 110 \text{ N/mm}^2$$

許容せん断応力度  $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 3500.0 / 88.90 = 39.4 \text{ (} L_b \text{: 座屈スパン、} i_y \text{: 断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{39.4}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{39.4}{120} \right)^2} \\ &= 178 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b$  195 とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$  : 座屈スパン、 $i_k$  : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{3500}{97} \right)^2 \right\} \\ &= 188 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 $h$  : はりのせい、 $A_f$  : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3500 \times 350}{6650}} \\ &= 597 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

・許容せん断応力度

$$f_s = 110 \text{ N/mm}^2$$

(3) 3段目腹起し

1) 設計条件

反力  $R = 55.49 \text{ kN/m}$

曲げスパン  $L = 3.50 \text{ m}$

軸力分担幅  $B = 2.67 \text{ m}$   
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$   
 座屈スパン  $L_b = 3.50 \text{ m}$

2) 断面力

軸力  $N = R \times B + N_t = 55.49 \times 2.67 + 150 = 298.44 \text{ kN}$   
 曲げモーメント  $M = \frac{R \cdot L^2}{10} = \frac{55.49 \times 3.50^2}{10} = 67.98 \text{ kN.m}$   
 せん断力  $S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{55.49 \times 3.50}{2} = 97.11 \text{ kN}$

3) 使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積  $A = 171.90 \text{ cm}^2$       断面係数  $Z = 2280 \text{ cm}^3$

4) 応力度

圧縮応力度  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{298.44 \times 10^3}{17190} = 17 \leq 178 \text{ N/mm}^2$   
 曲げ応力度  $\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{67.98 \times 10^6}{2280000} = 30 \leq 195 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度  $f_c = 178 \text{ N/mm}^2$  (  $= 39.4$  )  
 許容曲げ応力度  $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$  (  $\max\{ f_{b1} = 188, f_{b2} = 597 \}$  かつ  $f_b = 195$  )

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{17}{178} + \frac{30}{195} = 0.25 \leq 1.00$$

せん断応力度  $\tau = \frac{S}{(H-2t_f) \cdot t_w} = \frac{97.11 \times 10^3}{3744} = 26 \leq 110 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19

・許容圧縮応力度

$= L_b / i_y = 3500.0 / 88.90 = 39.4$  ( $L_b$ : 座屈スパン、 $i_y$ : 断面2次半径)

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{39.4}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{39.4}{120} \right)^2} \\ &= 178 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$ : 座屈スパン、 $i_k$ : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{3500}{97} \right)^2 \right\}$$
$$= 188 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h : はりのせい、Af : 圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3500 \times 350}{6650}}$$
$$= 597 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

・許容せん断応力度

$$fs = 110 \text{ N/mm}^2$$

## 3.1.4 切ばり材

## (1)1段目切ばり

## 1)設計条件

反力	$R = 33.30 \text{ kN/m}$
軸力分担幅	$B = 4.83 \text{ m}$
温度軸力	$N_t = 150 \text{ kN}$
自重 + 鉛直荷重	$w = 5.00 \text{ kN/m}$
曲げスパン	$L = 5.00 \text{ m}$
座屈スパン	$L_b = 5.00 \text{ m}$

## 2)断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + N_t = 33.30 \times 4.83 + 150 = 310.67 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 5.00^2}{8} = 15.63 \text{ kN.m}$$

## 3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

$$\text{断面積 } A = 171.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 2280 \text{ cm}^3$$

## 4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{310.67 \times 10^3}{17190} = 18 \leq 162 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{15.63 \times 10^8}{2280000} = 7 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } f_c = 162 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 56.2 )$$

$$\text{許容曲げ応力度 } f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ f_{b1} = 181, f_{b2} = 418 \} \text{ かつ } f_b = 195 )$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{18}{162} + \frac{7}{195} = 0.15 \leq 1.00$$

## 5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19

## ・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 5000.0 / 88.90 = 56.2 \quad ( L_b : \text{座屈スパン、} i_y : \text{断面2次半径} )$$

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{56.2}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{56.2}{120} \right)^2}$$

$$= 162 \text{ N/mm}^2$$

## ・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$  : 座屈スパン、 $i_k$  : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{5000}{120} \right)^2 \right\}$$

$$= 181 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{5000 \times 350}{6650}}$$

$$= 418 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

## (2)2段目切ばり

### 1)設計条件

反力	R = 95.41 kN/m
軸力分担幅	B = 4.83 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 5.00 m
座屈スパン	Lb = 5.00 m

### 2)断面力

軸力  $N = R \times B + Nt = 95.41 \times 4.83 + 150 = 610.35 \text{ kN}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 5.00^2}{8} = 15.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

### 3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積 A = 171.90 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 2280 cm<sup>3</sup>

### 4)応力度

圧縮応力度  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{610.35 \times 10^3}{17190} = 36 \leq 162 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度  $\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{15.63 \times 10^6}{2280000} = 7 \leq 195 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度  $f_c = 162 \text{ N/mm}^2$  ( = 56.2 )

許容曲げ応力度  $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$  ( max{ fb1 = 181, fb2 = 418 } かつ fb 195 )

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{36}{162} + \frac{7}{195} = 0.25 \leq 1.00$$

### 5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19

・許容圧縮応力度

= Lb / iy = 5000.0 / 88.90 = 56.2 ( Lb : 座屈スパン、iy : 断面2次半径 )

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{より、} f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120}\right)^2\right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120}\right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{56.2}{120}\right)^2\right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{56.2}{120}\right)^2} \\ &= 162 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{Lb}{120}\right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{5000}{120}\right)^2 \right\} \\ &= 181 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{5000 \times 350}{6650}} \\ &= 418 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

(3)3段目切ばり

1)設計条件

反力	R = 55.49 kN/m
軸力分担幅	B = 4.83 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 5.00 m
座屈スパン	Lb = 5.00 m

2)断面力

軸力  $N = R \times B + Nt = 55.49 \times 4.83 + 150 = 417.74 \text{ kN}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 5.00^2}{8} = 15.63 \text{ kN.m}$

3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積 A = 171.90 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 2280 cm<sup>3</sup>

4) 応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{417.74 \times 10^3}{17190} = 24 \leq 162 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{15.63 \times 10^6}{2280000} = 7 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度  $f_c = 162 \text{ N/mm}^2$  (  $= 56.2$  )

許容曲げ応力度  $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$  (  $\max\{ f_{b1} = 181, f_{b2} = 418 \}$  かつ  $f_b = 195$  )

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24}{162} + \frac{7}{195} = 0.19 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 5000.0 / 88.90 = 56.2 \text{ ( } L_b \text{ : 座屈スパン、 } i_y \text{ : 断面2次半径 )}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、 } f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{56.2}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{56.2}{120} \right)^2} \\ &= 162 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$  : 座屈スパン、 $i_k$  : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{5000}{97} \right)^2 \right\} \\ &= 181 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 $h$  : はりのせい、 $A_f$  : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{5000 \times 350}{6650}} \\ &= 418 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

## 3.1.5 切ばり火打ち

## (1)1段目切ばり火打ち

## 1)設計条件

反力	R = 33.30 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.50 m
軸力分担幅算出用	L2 = 2.00 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

## 2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos \quad + Nt \\ &= (1/2) \times (1.50 + 2.00) \times 33.30 / \cos(45^\circ) + 150 = 232.41 \text{ kN} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

## 3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

## 4)応力度

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力度} \quad \sigma_c &= \frac{N}{A} = \frac{232.41 \times 10^3}{11840} = 20 \leq 191 \text{ N/mm}^2 \\ \text{曲げ応力度} \quad \sigma_b &= \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^8}{1350000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力度 } f_c = 191 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 17.9 )$$

$$\text{許容曲げ応力度 } f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ f_{b1} = 194, f_{b2} = 1222 \} \text{ かつ } f_b = 195 )$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{20}{191} + \frac{1}{195} = 0.11 \leq 1.00$$

## 5)鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

## ・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 75.50 = 17.9 \quad ( L_b : \text{座屈スパン、} i_y : \text{断面2次半径} )$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{17.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{17.9}{120} \right)^2} \\ &= 191 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## ・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。



$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{1350}{83} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 300}{4500}}$$

$$= 1222 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

## (2)2段目切ばり火打ち

### 1)設計条件

反力	R = 95.41 kN/m
軸力分担幅算出	L1 = 1.50 m
軸力分担幅算出	L2 = 2.00 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重+鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

### 2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt \\ &= (1/2) \times (1.50 + 2.00) \times 95.41 / \cos(45^\circ) + 150 = 386.13 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 3)使用鋼材：H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積} A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数} Z = 1350 \text{ cm}^3$$

### 4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{386.13 \times 10^3}{11840} = 33 \leq 191 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度} \quad f_c = 191 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 17.9 )$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ fb1 = 194, fb2 = 1222 \} \text{ かつ } fb = 195 )$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{33}{191} + \frac{1}{195} = 0.17 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 75.50 = 17.9 \text{ (} L_b \text{: 座屈スパン、} i_y \text{: 断面2次半径)}$$

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{17.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{17.9}{120} \right)^2}$$

$$= 191 \text{ N/mm}^2$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb : 座屈スパン、ik : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{1350}{83} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、h : はりのせい、Af : 圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 300}{4500}}$$

$$= 1222 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

(3) 3段目切ばり火打ち

1) 設計条件

反力	R = 55.49 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.50 m
軸力分担幅算出用	L2 = 2.00 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2) 断面力

軸力

$$N = (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + N_t$$

$$= (1/2) \times (1.50 + 2.00) \times 55.49 / \cos(45^\circ) + 150 = 287.33 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

4) 応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{287.33 \times 10^3}{11840} = 24 \leq 191 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } f_c = 191 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 17.9 )$$

$$\text{許容曲げ応力度 } f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ f_{b1} = 194, f_{b2} = 1222 \} \text{ かつ } f_b = 195 )$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24}{191} + \frac{1}{195} = 0.13 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

・ 許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 75.50 = 17.9 \quad ( L_b : \text{座屈スパン、} i_y : \text{断面2次半径} )$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{17.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{17.9}{120} \right)^2} \\ &= 191 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・ 許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$  : 座屈スパン、 $i_k$  : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{1350}{83} \right)^2 \right\} \\ &= 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 $h$  : はりのせい、 $A_f$  : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 300}{4500}} \\ &= 1222 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

### 3.1.6 隅火打ち

#### (1) 1段目隅火打ち

##### 1) 設計条件

反力	R = 33.30 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出用	L2 = 1.65 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

##### 2) 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos \quad + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 1.65) \times 33.30 / \cos(45^\circ) + 150 = 232.41 \text{ kN} \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

##### 3) 使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

##### 4) 応力度

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力度} \quad \sigma_c &= \frac{N}{A} = \frac{232.41 \times 10^3}{11840} = 20 \leq 191 \text{ N/mm}^2 \\ \text{曲げ応力度} \quad \sigma_b &= \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^8}{1350000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力度 } f_c = 191 \text{ N/mm}^2 \quad ( \quad = 17.9 \quad )$$

$$\text{許容曲げ応力度 } f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ f_{b1} = 194, f_{b2} = 1222 \} \text{ かつ } f_b = 195 \quad )$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{20}{191} + \frac{1}{195} = 0.11 \leq 1.00$$

##### 5) 鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

###### ・ 許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 75.50 = 17.9 \quad ( L_b : \text{座屈スパン、} i_y : \text{断面2次半径} )$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{17.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{17.9}{120} \right)^2} \\ &= 191 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

###### ・ 許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{1350}{83} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 300}{4500}}$$

$$= 1222 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

## (2)2段目隅火打ち

### 1)設計条件

反力	R = 95.41 kN/m
軸力分担幅算出	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出	L2 = 1.65 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重+鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

### 2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos \quad + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 1.65) \times 95.41 / \cos(45^\circ) + 150 = 386.13 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 3)使用鋼材：H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積} A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数} Z = 1350 \text{ cm}^3$$

### 4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{386.13 \times 10^3}{11840} = 33 \leq 191 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度} \quad \sigma_c = 191 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 17.9 )$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad \sigma_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ fb1 = 194, fb2 = 1222 \} \text{ かつ } fb = 195 )$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,c}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{b,c}} = \frac{33}{191} + \frac{1}{195} = 0.17 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 75.50 = 17.9 \text{ (} L_b \text{: 座屈スパン、} i_y \text{: 断面2次半径)}$$

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{17.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{17.9}{120} \right)^2}$$

$$= 191 \text{ N/mm}^2$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb : 座屈スパン、ik : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{1350}{83} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、h : はりのせい、Af : 圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 300}{4500}}$$

$$= 1222 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm<sup>2</sup>

(3) 3段目隅火打ち

1) 設計条件

反力	R = 55.49 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出用	L2 = 1.65 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2) 断面力

軸力

$$N = (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt$$

$$= (1/2) \times (1.85 + 1.65) \times 55.49 / \cos(45^\circ) + 150 = 287.33 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面積  $A = 118.40 \text{ cm}^2$       断面係数  $Z = 1350 \text{ cm}^3$

4) 応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{287.33 \times 10^3}{11840} = 24 \leq 191 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度  $f_c = 191 \text{ N/mm}^2$  (  $\lambda = 17.9$  )

許容曲げ応力度  $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$  (  $\max\{ f_{b1} = 194, f_{b2} = 1222 \}$  かつ  $f_b = 195$  )

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24}{191} + \frac{1}{195} = 0.13 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

・ 許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 75.50 = 17.9 \text{ ( } L_b : \text{ 座屈スパン、 } i_y : \text{ 断面2次半径 )}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、 } f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{17.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{17.9}{120} \right)^2} \\ &= 191 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・ 許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$  : 座屈スパン、 $i_k$  : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{1350}{83} \right)^2 \right\} \\ &= 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 $h$  : はりのせい、 $A_f$  : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 300}{4500}} \\ &= 1222 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

3.1.7 中間杭

(1)No.1

1)設計条件

X方向切ばりの軸力分担幅 L1 = 4.83 m 切ばりの温度軸力 P = 150.00 kN  
 Y方向切ばりの " L2 = 5.00 m 切ばりの自重 + 鉛直荷重 wi = 5.00 kN/m  
 X方向切ばりの重量分担幅 L1' = 5.00 m 切ばりと中間杭の偏心量 e = 0.00 m  
 Y方向切ばりの " L2' = 4.91 m

・切ばり座屈にともなう鉛直力 N1

段	反力 R (kN/m)	温度軸力 P (kN)	X方向切ばり軸力 R×L1+P (kN)	Y方向切ばり軸力 R×L2+P (kN)
1	33.30	150.00	310.67	316.50
2	95.41	150.00	610.35	627.05
3	55.49	150.00	417.74	427.45
計			(1) 1338.77	(2) 1371.00

$$N1 = (1/50) \times ((1) + (2)) = (1/50) \times (1338.77 + 1371.00) = 54.20 \text{ kN}$$

・切ばりの自重 + 鉛直荷重による鉛直力 N2

段	自重 wi (kN/m)	X方向切ばり重量 wi×L1' (kN)	Y方向切ばり重量 wi×L2' (kN)
1	5.00	25.00	24.56
2	5.00	25.00	24.56
3	5.00	25.00	24.56
計		(3) 75.00	(4) 73.69

$$N2 = (3) + (4) = 75.00 + 73.69 = 148.69 \text{ kN}$$

・中間杭の自重による鉛直力 N3 = w×H = 0.91×8.00 = 7.30 kN  
 w; 中間杭の単位重量 (kN/m) H; 中間杭の重量算出長 (m)

・中間杭に作用する鉛直力 N4 = 0.00 kN

2)断面力

圧縮力 N = N1 + N2 + N3 + N4  
 = 54.20 + 148.69 + 7.30 + 0.00 = 210.18 kN  
 曲げモーメント M = (n1 + n2) × e = (16.90 + 49.56) × 0.000 = 0.00 kN・m  
 ここに、n1 : 最下段切ばりの座屈による鉛直力  
 n2 : 最下段切ばりの自重 + 鉛直荷重による鉛直力  
 引抜力 N' = N1 - N2 - N3  
 = 54.20 - 148.69 - 7.30 = -101.79 kN  
 引抜きは生じない。

3)使用鋼材 : H - 300×300×10×15

断面積 A = 118.40 cm<sup>2</sup> 断面係数 Z = 1350 cm<sup>3</sup>

4)応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{210.18 \times 10^3}{11840} = 18 \leq 183 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{0.00 \times 10^8}{1350000} = 0 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } f_c = 183 \text{ N/mm}^2 \quad ( = 33.1 )$$

$$\text{許容曲げ応力度 } f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad ( \max\{ f_{b1} = 190, f_{b2} = 660 \} \text{ かつ } f_b = 195 )$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{18}{183} + \frac{0}{195} = 0.10 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 300 × 300 × 10 × 15

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 2500.0 / 75.50 = 33.1 \quad ( L_b : \text{座屈スパン、} i_y : \text{断面2次半径} )$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left( 1 - 0.4 \left( \frac{33.1}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{33.1}{120} \right)^2} \\ &= 183 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$  とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{L_b}{120} \right)^2 \right\}$$

ここに、 $L_b$  : 座屈スパン、 $i_k$  : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left( \frac{2500}{120} \right)^2 \right\} \\ &= 190 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 $h$  : はりのせい、 $A_f$  : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{2500 \times 300}{4500}} \\ &= 660 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$