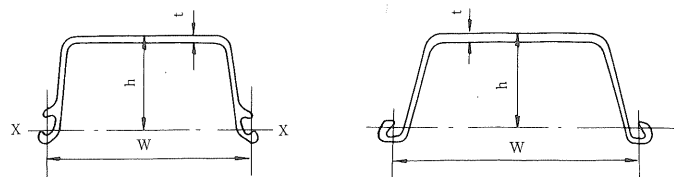


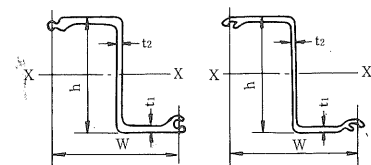
■断面性能



●U形鋼矢板 (U-Type Sections)

種類	寸法 (mm)			断面積 1枚当り (cm ²)	重量			断面二次モーメント		断面係数	
	W	h	t		1枚当り (kg/m)	壁幅1m 当り (kg/m ²)	1枚当り (cm ⁴)	壁幅1m 当り (cm ⁴)	1枚当り (cm ³)	壁幅1m 当り (cm ³)	
YSP-I	400	75	8.0	46.49	36.5	91.2	429	3,820	66.4	509	
YSP-U ₅	400	80	7.6	45.21	35.5	88.8	454	4,220	64.7	527	
FSP-I _A	400	85	8.0	45.21	35.5	88.8	598	4,500	88.0	529	
YSP-II	400	100	10.5	61.18	48.0	120	986	8,690	121	869	
FSP-II	400	100	10.5	61.18	48.0	120	1,240	8,740	152	874	
YSP-U ₉	400	110	9.3	55.01	43.2	108	1,070	9,680	120	880	
FSP-II _A	400	120	9.2	55.01	43.2	108	1,460	10,600	160	880	
YSP-III	400	125	13.0	76.42	60.0	150	1,920	16,400	196	1,310	
FSP-III	400	125	13.0	76.42	60.0	150	2,220	16,800	223	1,340	
YSP-U ₁₅	400	150	12.2	74.40	58.4	146	2,700	22,800	238	1,520	
FSP-III _A	400	150	13.1	74.40	58.4	146	2,790	22,800	250	1,520	
YSP-IV	400	155	15.5	96.99	76.1	190	3,690	31,900	311	2,060	
FSP-IV	400	170	15.5	96.99	76.1	190	4,670	38,600	362	2,270	
YSP-U ₂₃	400	175	14.7	94.21	74.0	185	4,380	39,400	330	2,250	
FSP-IV _A	400	185	16.1	94.21	74.0	185	5,300	41,600	400	2,250	
YSP-V	420	175	22.0	134.0	105	250	5,950	55,200	433	3,150	
FSP-V _L	500	200	24.3	133.8	105	210	7,960	63,000	520	3,150	
FSP-VI _L	500	225	27.6	153.0	120	240	11,400	86,000	680	3,820	

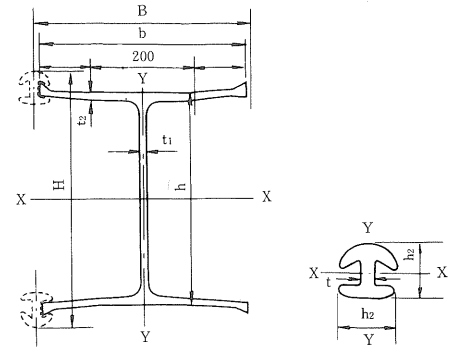
注●壁幅1m当りの重量は $(1 \text{枚当りの重量} \times \frac{1,000}{W(\text{有効幅})})$ の数値を JIS Z 8401 により丸めた数値です。



YSP-Z-45のみ

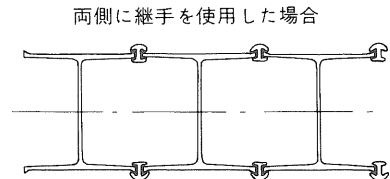
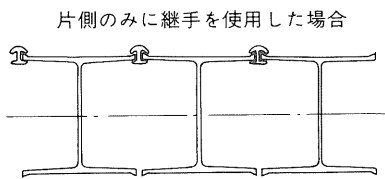
●Z形鋼矢板 (Z-Type Sections)

種類	寸法 (mm)				断面積 1枚当り (cm ²)	重量			断面二次モーメント		断面係数	
	W	h	t ₁	t ₂		1枚当り (kg/m)	壁幅1m 当り (kg/m ²)	1枚当り (cm ⁴)	壁幅1m 当り (cm ⁴)	1枚当り (cm ³)	壁幅1m 当り (cm ³)	
YSP-Z ₁₄	400	235	9.4	8.2	66.06	51.9	130	6,480	16,200	552	1,380	
FSP-Z ₂₅	YSP-Z ₂₅	400	305	13.0	9.6	94.32	74.0	185	15,300	38,300	1,000	2,510
FSP-Z ₃₂	YSP-Z ₃₂	400	344	14.2	10.4	107.7	84.5	211	22,000	55,000	1,280	3,200
FSP-Z ₃₈	YSP-Z ₃₈	400	364	17.2	11.4	122.2	96.0	240	27,700	69,200	1,520	3,800
YSP-Z ₄₅		400	360	21.5	12.5	148.2	116	290	32,900	82,200	1,820	4,550
FSP-Z ₄₅		400	367	21.9	13.2	148.2	116	290	33,400	83,500	1,820	4,550



●H形鋼矢板 (H-Type Sections)

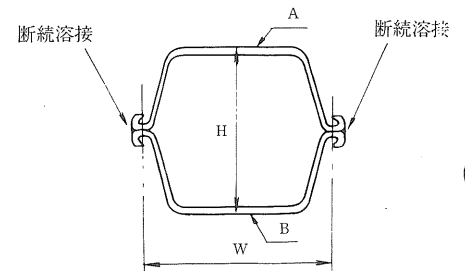
本 体 (継手含まず)	寸 法 (mm)						断 面 積 (cm ²)	重 量 (kg/m)	継 手	寸 法 (mm)			断 面 積 (cm ²)	重 量 (kg/m)
	H	B	b ₁	h ₁	t ₁	t ₂				b ₂	h ₂	t ₃		
	486	420	403	410	10	13.5				165.0	130	67		



形 式	主 要 寸 法 (mm)				重 量			断 面 二 次 モーメント		断 面 係 数	
	H	B	t ₁	t ₂	1枚当り (cm ²)	1枚当り (kg/m)	壁幅1m当り (kg/m ²)	1枚当り (cm ⁴)	壁幅1m当り (cm ⁴ /m)	1枚当り (cm ³)	壁幅1m当り (cm ³ /m)
片側のみ継手使用	486	420	10	13.5	188.0	148	351	64,000	152,000	2,770	6,600
両側継手使用					211.0	166	394	75,700	180,000	3,120	7,420

注●1 継手を使用した場合の重量は本体と同長の継手を使用した数値です。

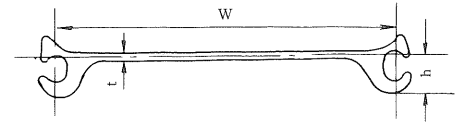
2 壁幅1m当りの重量は $(1 \text{枚当りの重量} \times \frac{1,000}{W(\text{有効幅})})$ の数値を JIS Z 8401 により丸めた数値です。



●組合せ鋼矢板<単体> (Box-Type Sections)

形 式		H	W	断 面 積	断 面 二 次 モーメント	断 面 係 数	断 面 一 次* モーメント
A	B	(mm)	(mm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)
FSP-I _A	FSP-I _A	205	400	90.42	5,360	523	307
FSP-I _A	FSP-II _A	241	400	100.2	8,210	678	391
FSP-II _A	FSP-II _A	277	400	110.0	11,800	852	493
FSP-II _A	FSP-III _A	309	400	129.4	17,100	1,040	639
FSP-III _A	FSP-III _A	340	400	148.8	24,300	1,430	836
FSP-III _A	FSP-IV _A	377	400	168.6	32,900	1,690	1,010
FSP-IV _A	FSP-IV _A	414	400	188.4	43,300	2,090	1,240
FSP-V _L	FSP-V _L	445	500	267.6	80,500	3,620	2,050
FSP-V _L	FSP-VI _L	471	500	286.8	92,500	3,850	2,320
FSP-VI _L	FSP-VI _L	497	500	306.0	108,000	4,350	2,560
FSP-II	FSP-II	244	400	122.4	10,600	869	499
FSP-II	FSP-III	271	400	137.6	14,200	1,020	609
FSP-III	FSP-III	297	400	152.8	19,600	1,320	761
FSP-III	FSP-IV	342	400	173.4	28,500	1,610	962
FSP-IV	FSP-IV	387	400	194.0	41,600	2,150	1,250

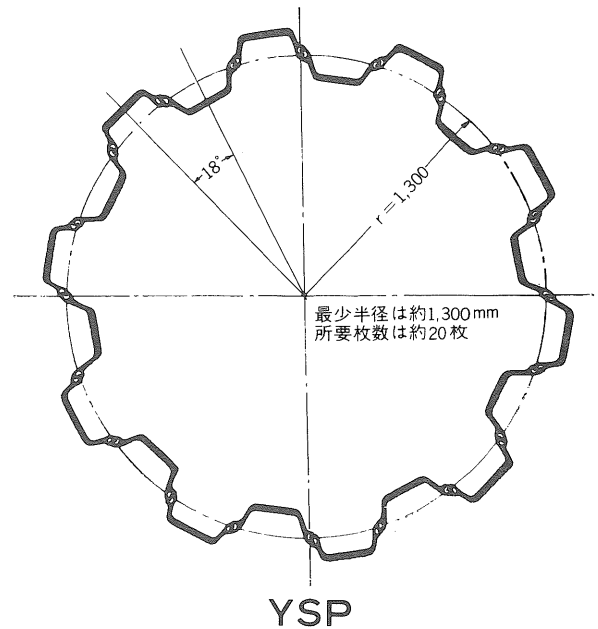
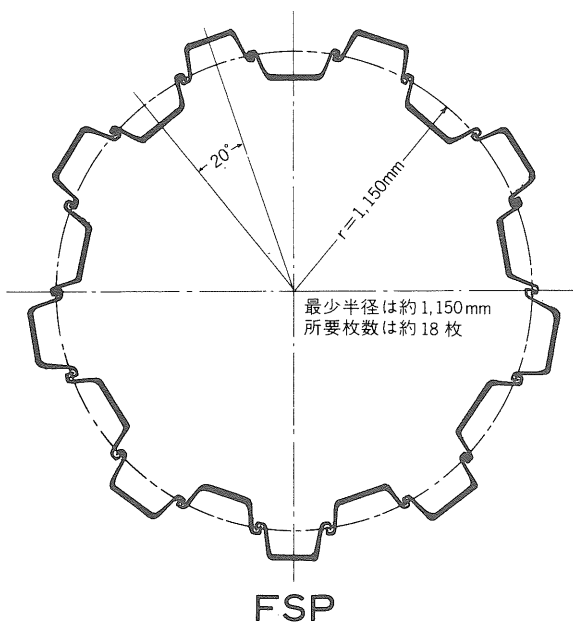
※注●上表の断面一次モーメントは、溶接長を決める時に必要な数値で、中立軸に関して片側の矢板断面の中立軸に関する断面一次モーメントです。



●直線形鋼矢板 (Flat-Type Sections)

形 式	寸 法 (mm)			断 面 積 鋼 矢 板 1 枚 (cm ²)	重 量		断 面 二 次 モー メ ン ト 鋼 矢 板 1 枚 (cm ⁴)	断 面 係 数 鋼 矢 板 1 枚 (cm ³)
	W	h	t		鋼 矢 板 1 枚 (kg/m)	壁 幅 1 m (kg/m ²)		
YSP-F, FSP-F	400	44.5	9.5	69.07	54.2	136	190	47.8
YSP-FA, FSP-FA	400	44.5	12.7	77.50	60.8	152	196	48.3

■鋼矢板は各型、継手の余裕を利用して、少しずつ折曲げて曲線上に打込む事が出来ます。



●品質

1・化学成分

(単位: %)

区 分	記 号	C	Mn	Si	P	S	Cu	Ni
2 種	SY 30	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	0.25 以上	—
3 種	SY 40	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	0.25 以上	—
マリナースチール (耐海水鋼)		0.22 以下	0.60 ~0.90	0.10 以下	0.08 ~0.15	0.040 以下	0.50 以上	0.40 ~0.65

2・機械的性質

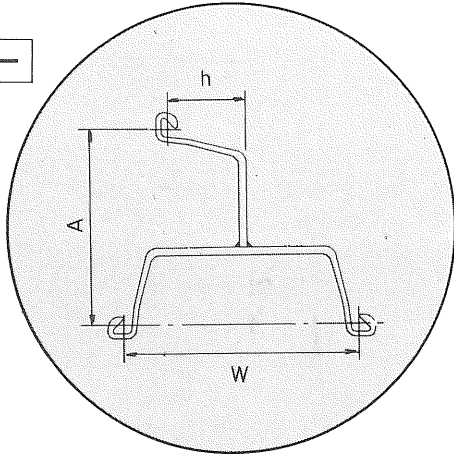
区 分	記 号	引張強さ (kg/mm ²)	降 伏 点 (kg/mm ²)	伸 び (%)	備 考
2 種	SY 30	50以上	30以上	18以上	試験片は JIS 1号
3 種	SY 40	55以上	40以上	16以上	
マリナースチール (耐海水鋼)		50以上	36以上	18以上	

注●昭和42年2月1日 制定のJISで従来の1種が2種に、2種が3種になりました。

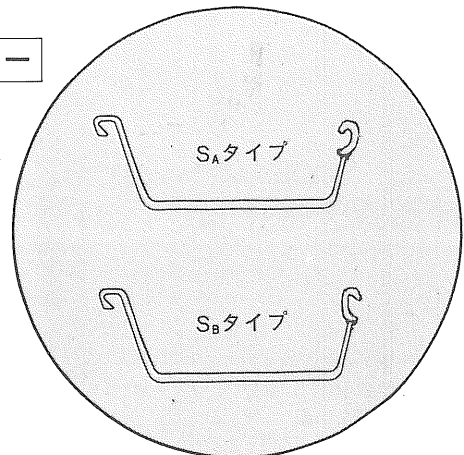
●異形コーナー及び特殊コーナー

リースコーナーは現在は
C3コーナーでご用命ください

Tコーナー



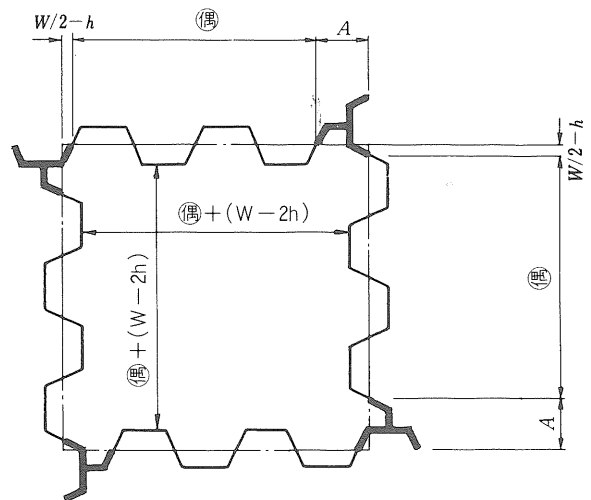
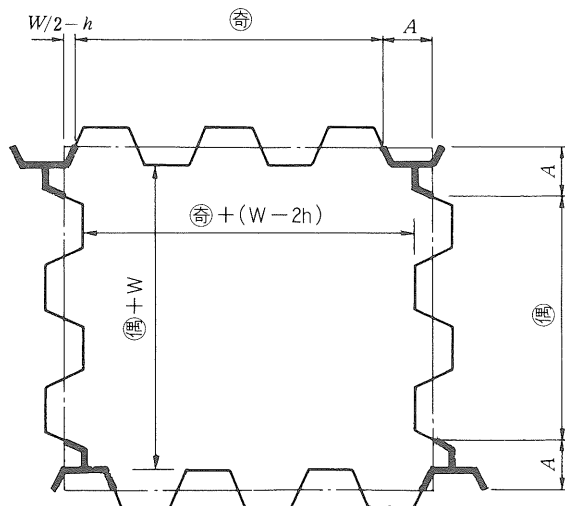
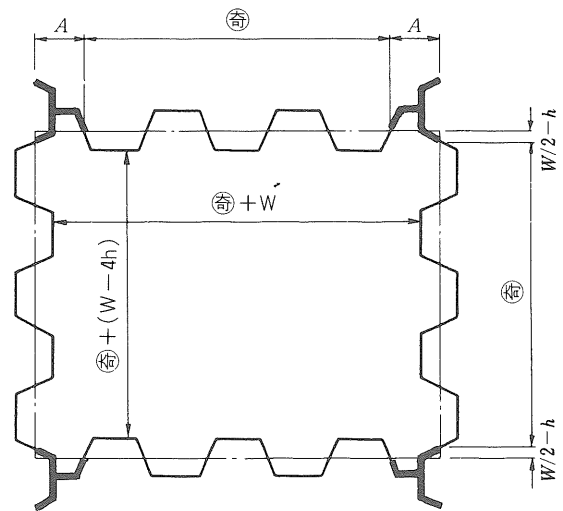
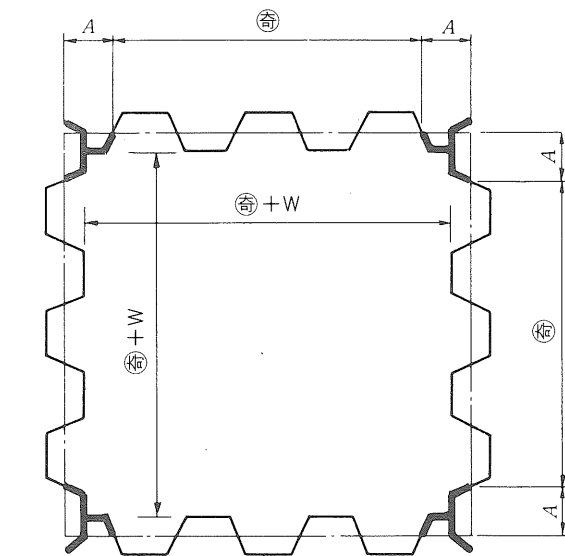
特殊コーナー



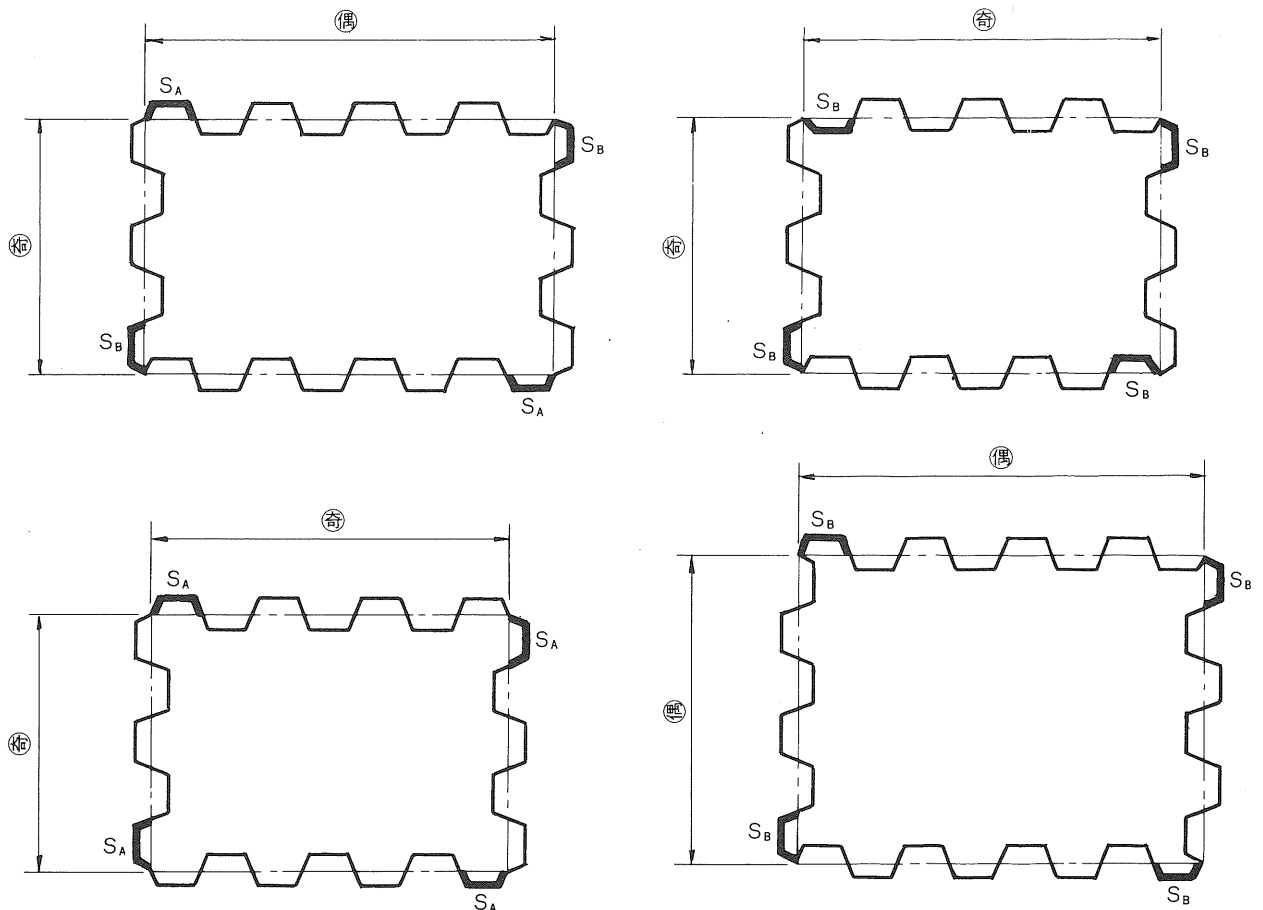
●異形鋼矢板割付図

(Tコーナーの締切方法)

⊙奇数枚数 ⊕偶数枚数



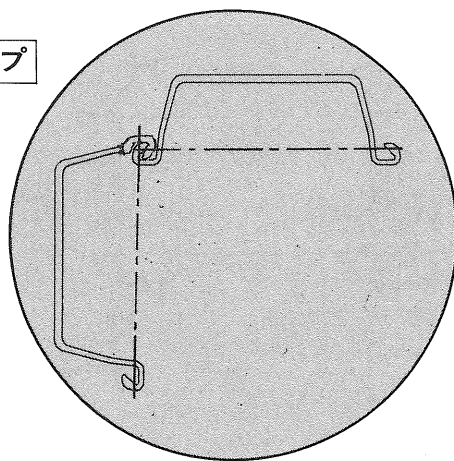
● (特殊コーナーの締切方法) ※次の4タイプが主な割付例です。



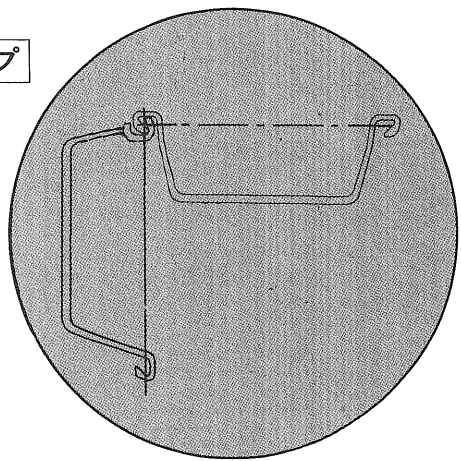
⊙奇数枚数 ⊕偶数枚数

● 特殊コーナー詳細図

SAタイプ

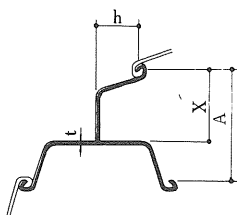


SBタイプ



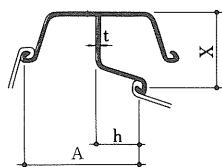
●各種コーナパイル寸法表

T型



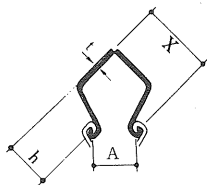
形 式	A	X	h	t	重量(kg/m)
FSP-II	300	200	100	10.5	72.0
FSP-III	325	200	125	13.0	90.0
FSP-IV	370	200	170	15.5	114.15
FSP-V L	450	250	200	24.3	157.5

内T型



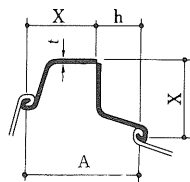
形 式	A	X	h	t	重量(kg/m)
FSP-II	300	200	100	10.5	72.0
FSP-III	325	200	125	13.0	90.0

内箱



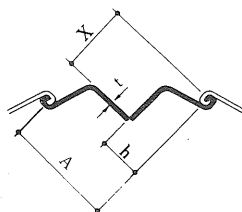
形 式	A	X	h	t	重量(kg/m)
FSP-II	141	200	100	10.5	48.0
FSP-III	100	200	130	13.0	60.0

外箱



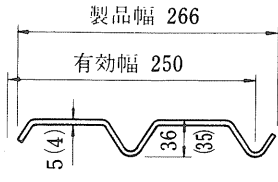
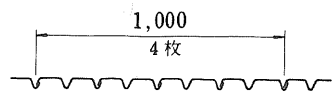
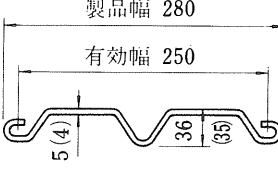
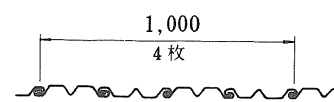
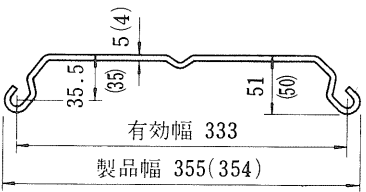
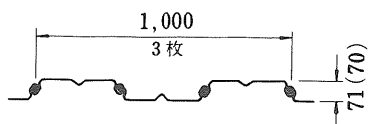
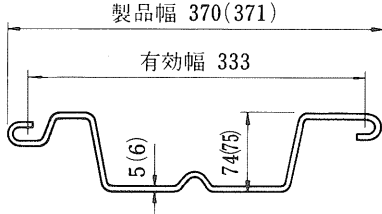
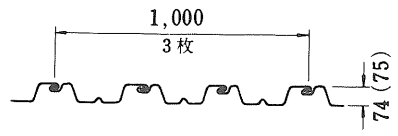
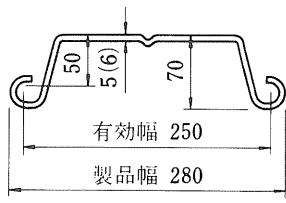
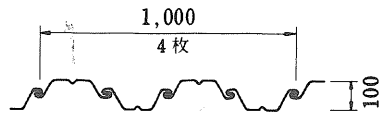
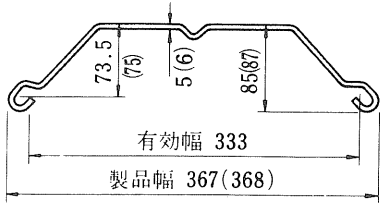
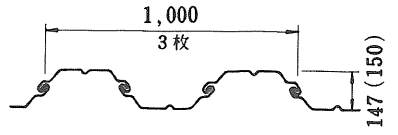
形 式	A	X	h	t	重量(kg/m)
FSP-II	300	200	100	10.5	48.0
FSP-III	325	200	125	13.0	60.0
FSP-IV	370	200	170	15.5	76.1
FSP-V L	450	250	200	24.3	105.0

W



形 式	A	X	h	t	重量(kg/m)
FSP-II	300	200	100	10.5	48.0
FSP-III	325	200	125	13.0	60.0
FSP-IV	370	200	170	15.5	76.1
FSP-V L	450	250	200	24.3	105.0

●断面形状

<p>LSP-1</p>	 <p>()内は4mmの寸法を示します。</p>	
<p>LSP-2</p>	 <p>()内は4mmの寸法を示します。</p>	
<p>LSP-3A</p>	 <p>()内は4mmの寸法を示します。</p>	
<p>LSP-3B</p>	 <p>()内は6mmの寸法を示します。</p>	
<p>LSP-3C</p>	 <p>()内は6mmの寸法を示します。</p>	
<p>LSP-3D</p>	 <p>()内は6mmの寸法を示します。</p>	

●断面性能

種類	1 m当りの所要枚数	寸法			矢板 1 枚につき					壁幅 1 mにつき			
		厚さ	有効幅	高さ	断面積	重量	断面二次モーメント	断面係数	断面二次半径	断面積	重量	断面二次モーメント	断面係数
		mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ² /m	kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m
LSP-1型	4	4.0	250	35	13.26	10.4	16.0	6.69	1.10	53.04	41.6	64.0	26.8
		5.0	250	36	16.47	12.9	20.2	8.33	1.11	65.88	51.6	80.8	33.3
LSP-2型	4	4.0	250	35	15.08	11.8	18.3	8.33	1.10	60.32	47.2	85.1	48.6
		5.0	250	36	18.85	14.8	22.9	10.2	1.10	75.40	59.2	107	59.7
LSP-3A型	3	4.0	333	50	18.09	14.2	48.2	13.1	1.63	54.27	42.6	404	115
		5.0	333	51	22.76	17.9	59.8	15.9	1.62	68.28	53.7	510	144
LSP-3B型	3	5.0	333	74	27.51	21.6	212	57.0	2.77	82.53	64.8	636	171
		6.0	333	75	33.01	25.9	254	68.0	2.78	99.03	77.7	762	204
LSP-3C型	4	5.0	250	70	20.89	16.4	167	38.8	2.83	83.56	65.6	1,060	213
		6.0	250	70	26.50	20.8	180	41.8	2.61	106.0	83.2	1,260	252
LSP-3D型	3	5.0	333	85	24.60	19.3	212	39.0	2.90	73.80	57.9	2,000	272
		6.0	333	87	29.66	23.3	255	45.8	2.93	88.98	69.9	2,480	330

●材質

日鐵軽量鋼矢板の材質は、JIS G 3101 2種SS41です。

1) 化学成分

P (%)	S (%)
0.050以下	0.050以下

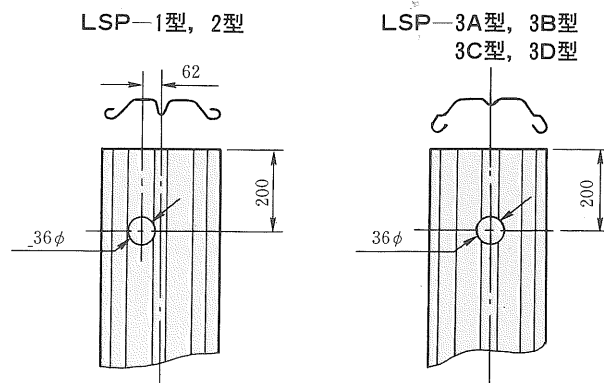
含銅鋼についても御相談に応じます。(SS41-Cu)

2) 機械的性質

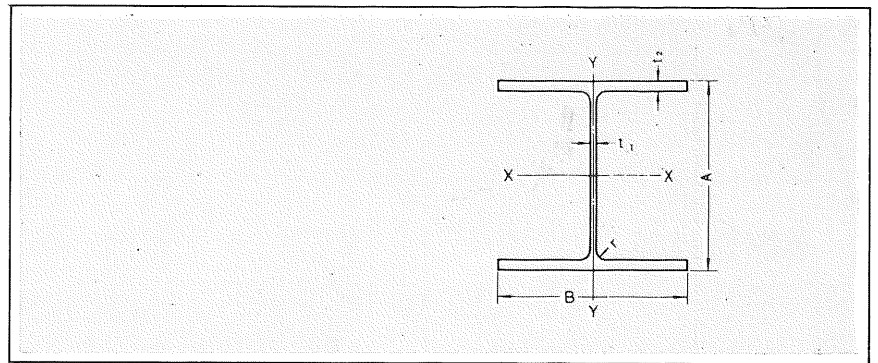
引張強さ (kg/mm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	伸 び		
		寸法	試験片	%
41~52	25以上	厚さ t ≤ 5.0mm	5号	21以上
		厚さ t > 5.0mm	1A号	17以上

●引抜き建込み用孔の寸法

軽量鋼矢板の引抜き、建込み用孔の寸法を、当社では次のごとく設定しておりますので、必要な場合は御指示下さい。



■H形鋼



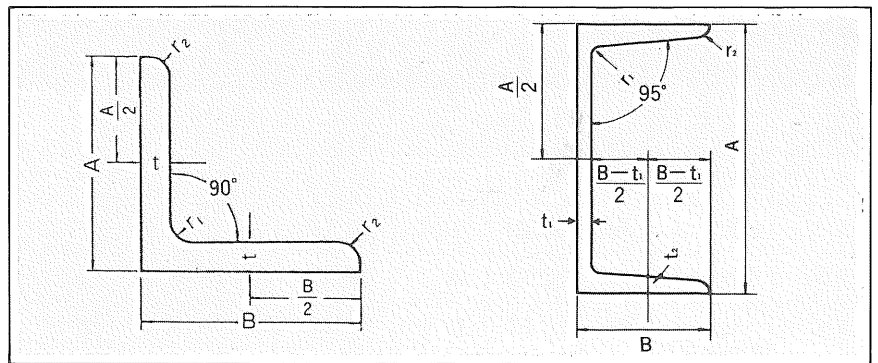
●H形鋼断面性能

	形式	寸法 mm					断面積 cm ²	単位重量 kg/m	断面二次モーメント cm ⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm ³	
		A	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
広幅系	200×200	200	200	8	12	13	63.53	49.9	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160
	250×250	250	250	9	14	16	92.18	71.8	10,800	3,650	10.8	6.29	867	292
	300×300	300	300	10	15	18	119.8	93	20,400	6,750	13.1	7.51	1,360	450
	350×350	350	350	12	19	20	173.9	135	40,300	13,600	15.2	8.84	2,300	776
	400×400	400	400	13	21	22	218.7	172	66,600	22,400	17.5	10.1	3,330	1,120
細中幅系	700×300	700	300	13	24	28	235.5	185	201,000	10,800	29.3	6.78	5,760	722
	600×200	600	200	11	17	22	134.4	106	77,600	2,280	24.0	4.12	2,590	228

●各許容強度比較

形式	曲げ強度 (t·m)	せん断強度 (t)	許容応力度 (kg/cm ²)	
			f _b	f _s
200×200×8×12	9.9	16.8	2100	1200
250×250×9×14	18.2	23.9	2100	1200
300×300×10×15	28.5	32.4	2100	1200
350×350×12×19	48.3	37.4	2100	1200
400×400×13×21	69.9	42.9	2100	1200
700×300×13×24	120.9	101.7	2100	1200
600×200×11×17	54.3	74.7	2100	1200

■等辺山形鋼・溝形鋼



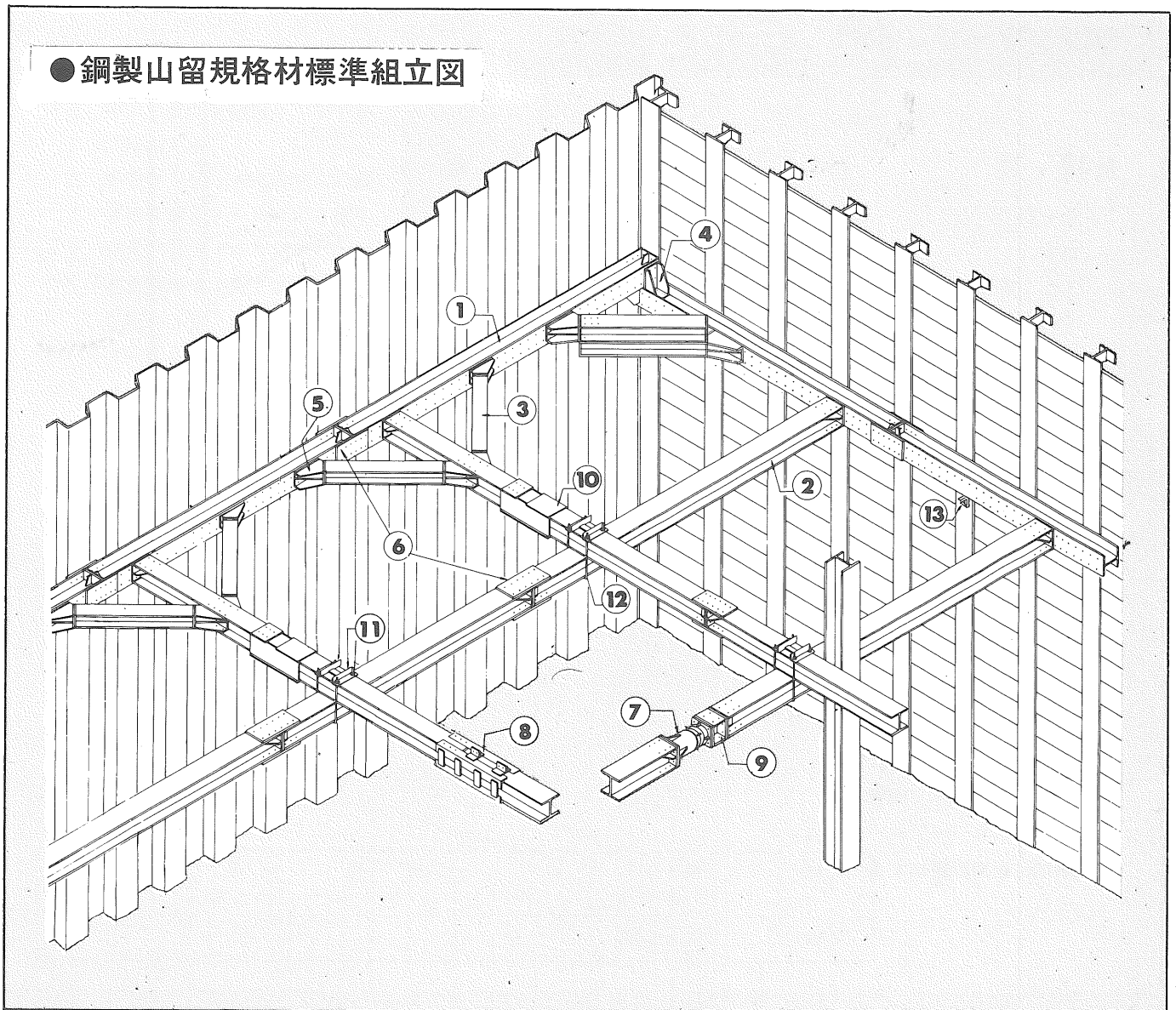
●等辺山形鋼断面性能

標準断面寸法 mm				断面積 cm ²	単位重量 kg/m	重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴				断面二次半径 cm				断面係数 cm ³	
A × B	t	r ₁	r ₂			C _x	C _y	I _x	I _y	最大 I _u	最小 I _v	i _x	i _y	最大 i _u	最小 i _v	Z _x	Z _y
50 × 50	4	6.5	3	3.892	3.06	1.37	1.37	9.06	9.06	14.4	3.74	1.53	1.53	1.92	0.98	2.49	2.49
	6	6.5	4.5	5.644	4.43	1.44	1.44	12.6	12.6	20.0	5.24	1.50	1.50	1.88	0.96	3.55	3.55
60 × 60	4	6.5	3	4.692	3.68	1.61	1.61	16.0	16.0	25.4	6.62	1.85	1.85	2.33	1.19	3.66	3.66
	5	6.5	3	5.802	4.55	1.66	1.66	19.6	19.6	31.2	8.06	1.84	1.84	2.32	1.18	4.52	4.52
65 × 65	6	8.5	4	7.527	5.91	1.81	1.81	29.4	29.4	46.6	12.1	1.98	1.98	2.49	1.27	6.27	6.27
	8	8.5	6	9.761	7.66	1.88	1.88	36.8	36.8	58.3	15.3	1.94	1.94	2.44	1.25	7.97	7.97
75 × 75	6	8.5	4	8.727	6.85	2.06	2.06	46.1	46.1	73.2	19.0	2.30	2.30	2.90	1.47	8.47	8.47
	9	8.5	6	12.69	9.96	2.17	2.17	64.4	64.4	102	26.7	2.25	2.25	2.84	1.45	12.1	12.1
	12	8.5	6	16.56	13.0	2.29	2.29	81.9	81.9	129	34.5	2.22	2.22	2.79	1.44	15.7	15.7
90 × 90	6	10	5	10.55	8.28	2.42	2.42	80.7	80.7	129	32.3	2.77	2.77	3.50	1.75	12.3	12.3
	7	10	5	12.22	9.59	2.46	2.46	93.0	93.0	148	38.3	2.76	2.76	3.48	1.77	14.2	14.2
	10	10	7	17.00	13.3	2.58	2.58	125	125	199	51.6	2.71	2.71	3.42	1.74	19.5	19.5
	13	10	7	21.71	17.0	2.69	2.69	156	156	248	65.3	2.68	2.68	3.38	1.73	24.8	24.8
100 × 100	7	10	5	13.62	10.7	2.71	2.71	129	129	205	53.1	3.08	3.08	3.88	1.97	17.7	17.7
	10	10	7	19.00	14.9	2.83	2.83	175	175	278	71.9	3.03	3.03	3.83	1.95	24.4	24.4
	13	10	7	24.31	19.1	2.94	2.94	220	220	348	91.0	3.00	3.00	3.78	1.93	31.1	31.1

●溝形鋼断面性能

標準断面寸法 mm					断面積 cm ²	単位重量 kg/m	重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm ³	
A × B	t ₁	t ₂	r ₁	r ₂			C _x	C _y	I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
100 × 50	5	7.5	8	4	11.92	9.36	0	1.55	189	26.9	3.98	1.50	37.8	7.82
125 × 65	6	8	8	4	17.11	13.4	0	1.94	425	65.5	4.99	1.96	68.0	14.4
150 × 75	6.5	10	10	5	23.71	18.6	0	2.31	864	122	6.04	2.27	115	23.6
150 × 75	9	12.5	15	7.5	30.59	24.0	0	2.31	1050	147	5.86	2.19	140	28.3
180 × 75	7	10.5	11	5.5	27.20	21.4	0	2.13	1380	131	7.12	2.19	153	24.3
200 × 90	8	13.5	14	7	38.65	30.3	0	2.74	2490	277	8.02	2.68	249	44.2
250 × 90	11	14.5	17	8.5	51.17	40.2	0	2.39	4690	342	9.57	2.58	375	51.7
300 × 90	12	16	19	9.5	61.90	48.6	0	2.25	7870	391	11.3	2.51	525	57.9
380 × 100	13	20	24	12	85.71	67.3	0	2.50	17600	671	14.3	2.80	924	89.5

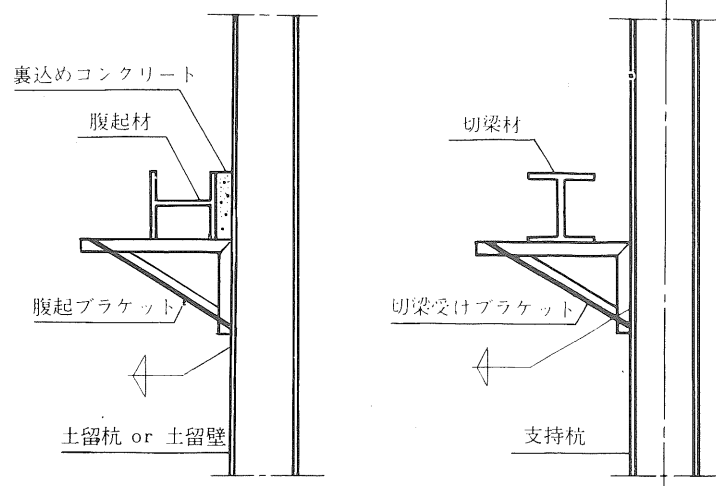
●鋼製山留規格材標準組立図



No.	部材名称	腹起使用	H200×200×8×12	H250×250×9×14	H300×300×10×15	H350×350×12×19	H400×400×13×21
1	腹起	起	20H	25H	30H	35H	40H
2	切梁	梁	20H	25H	30H	35H	40H
3	火打梁	梁	20H	25H	30H	35H	40H
4	コーナーピース		20CN	25CN	30CN	35CN	40CN
5	火打受ピース		20HP	25HP	30HP	35HP	40HP
6	ジョイントプレート		20JP	25JP	30JP	35JP	40JP
7	キリンジャッキ		KJ20	KJ25	KJ30	KJ35	—
8	ジャッキカバー		—	—	30JC	35JC	40JC
9	補助ピース		20D-1~20D-5	25D-1~25D-5	30D-1~30D-5	35D-1~35D-5	40D-1~40D-5
10	土圧計ボックス		—	—	30PB	35PB	40PB
11	交差金物		—	—	30XK	35XK	40XK
12	交差部Uボルト		—	—	30UB	35UB	40UB
13	アングルブラケット		20AB	25AB	30AB	35AB	40AB

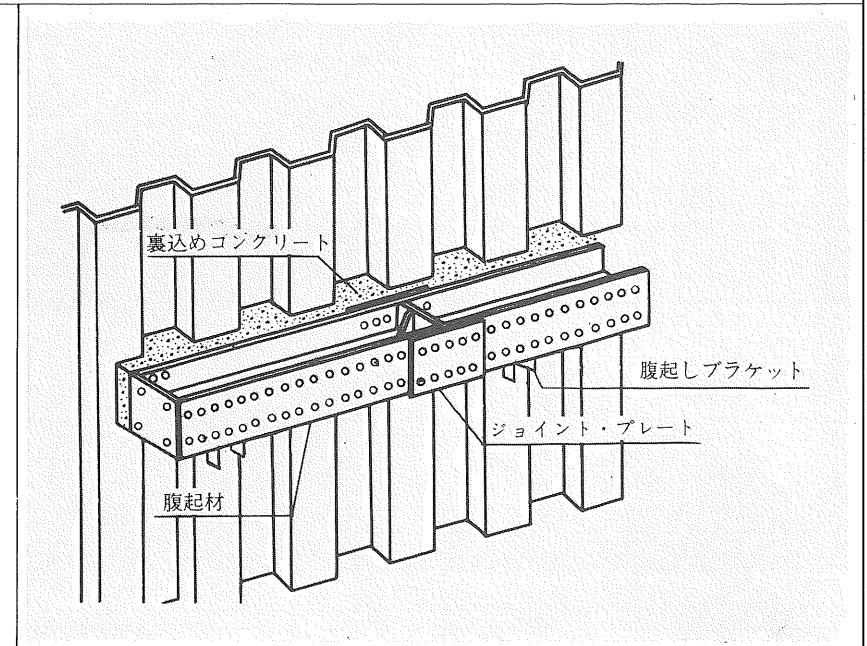
●ブラケットの取付

1. 腹起材1本につき、腹起しブラケット又は、切梁ブラケットを2本宛付ける。
2. 切梁受のため支持杭1本につき、切梁受けブラケット1本を取付ける。



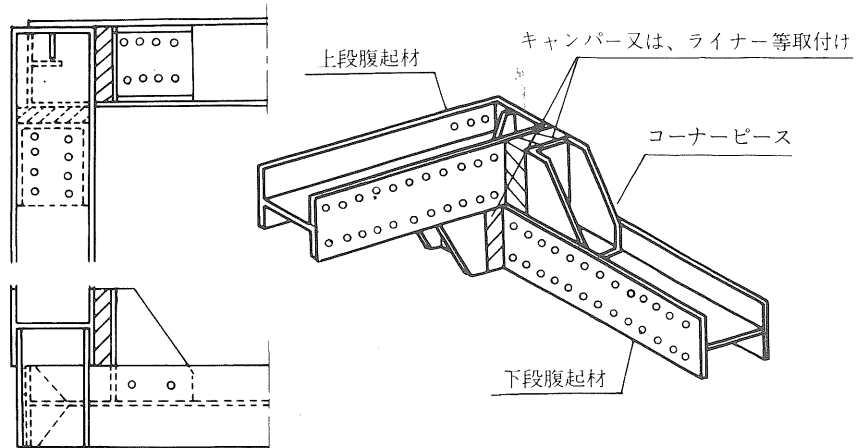
●腹起の組立

1. 下段、上段の順で組立図の配置に従い据付ける。
2. 土止壁と腹起材の間隔は5cmを標準とする。
3. 50cm以下の長さ不足は補助ピースを腹起材端部に補足する。
4. 地山側のカバープレートは腹起据付前に仮止めするのが望ましい。



●隅部金物の取付

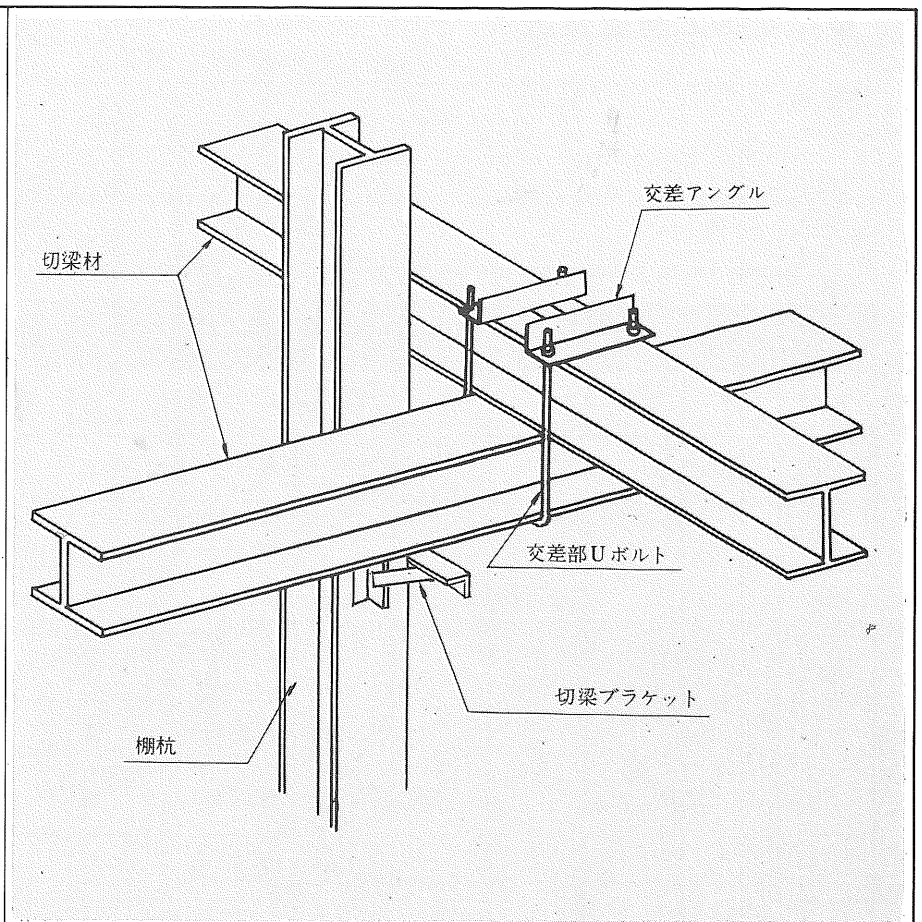
1. 腹起据付の前に取付けておくのが好ましい。



■各部取付詳細図

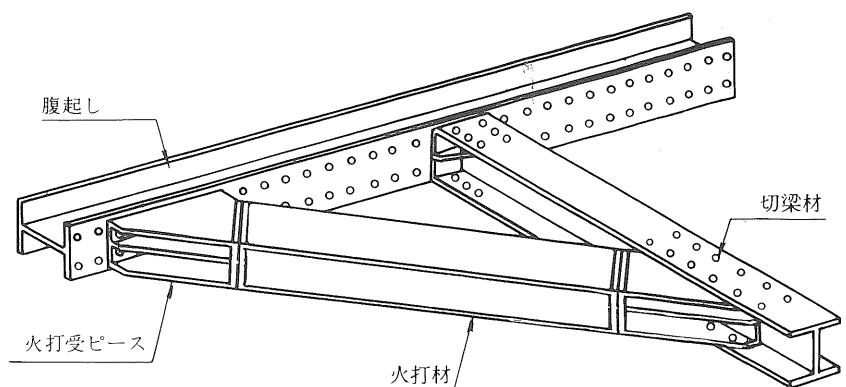
●切梁の固定

1. 切梁の通りを検査し、要すれば修正する。
2. 切梁ブラケットに孔をあけ締付用Uボルトをかけて下梁を固定する。
3. 上下段切梁の交叉部Uボルトを用いて固定する。
4. ジャッキアップを施す時はUボルトを仮締め（効かない程度）し、事後本締めする。



●火打梁の取付

1. 事前に火打受ピースをボルトで仮組みする。
2. 切梁側を切梁フランジにあづけ、腹起側、切梁側の孔合せをする。
3. 腹起と火打受ピース、切梁と火打受ピースのボルトを挿入し本締めする。
4. 火打梁と火打受ピースの間に隙間がある時はライナーを挿入しボルトを本締めする。



●山留加工材重量表

(単位：kg)

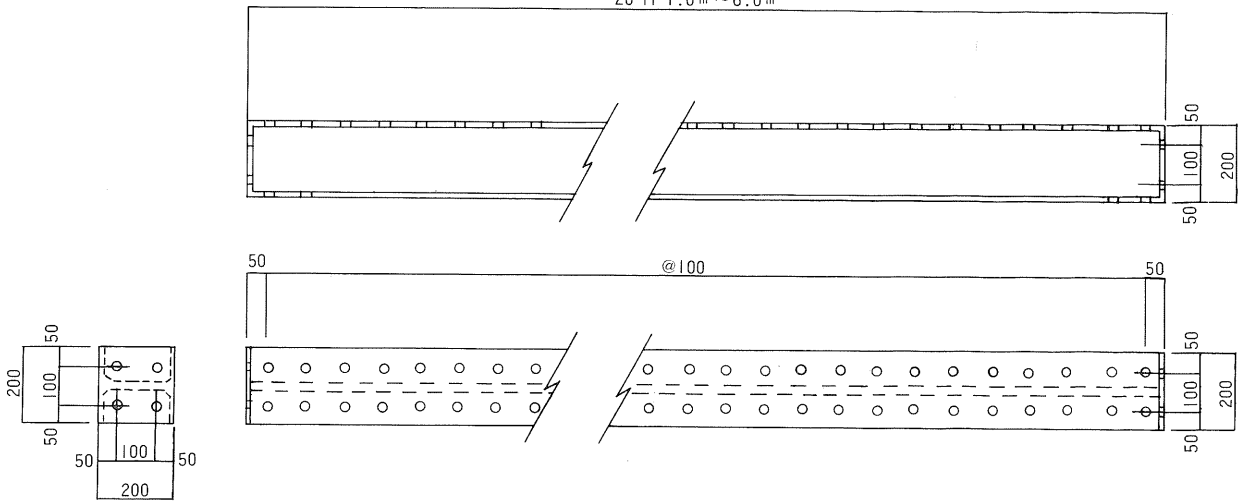
寸法	20-H	25-H	30-H	35-H	40-H	名称	20-H	25-H	30-H	35-H	40-H					
8.0	—	—	—	150	200	火打受ピース	25	40	60	80	120					
7.0	—	—	—			コーナーピース	25	30	45	85	110					
6.0	55	80	100			ジョイントプレート (カバープレート)	7.5	14	17	20	40					
5.5						キリンジャッキ	61	80	100	130	210					
5.0						ジャッキカバー (1set)	—	—	90	140	240					
4.5						土圧計ボックス	—	—	190	250	350					
4.0						腰掛金物	7	7	7	10	12					
3.5						同段コーナー	—	—	400	500	—					
3.0						フリーピース	—	—	55	70	130					
2.5						kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
2.0						kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
1.5						kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
1.0						kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
											Uボルト(大)	—	5	6	6	7
									Uボルト(小)	—	3	4	4	4		
0.5				35	60	70	100	130	ボルト・ナット	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4		
0.4	30	50	60	90	110											
0.3	25	40	50	80	100											
0.2	20	30	40	70	80											
0.1	15	20	30	50	60											

●山留主材

20-H

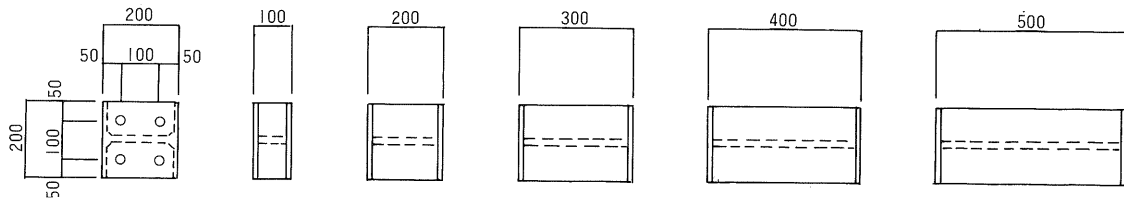
20Hのフランジ部は片面のみ全穴です

20-H 1.0m~6.0m



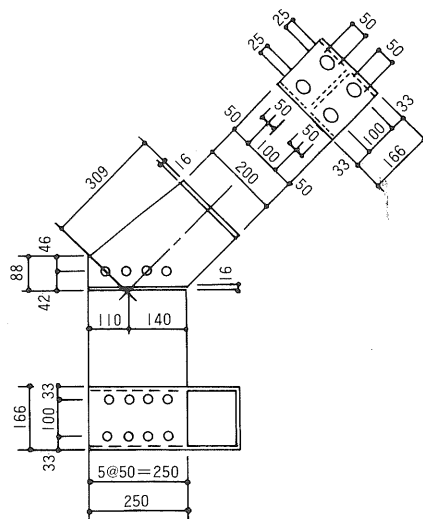
●補助ピース

20-H用



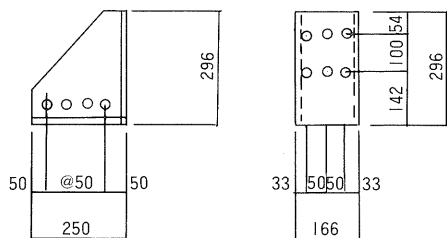
●火打受ピース

20-HP



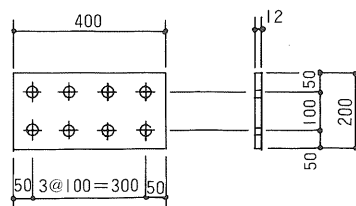
●コーナーピース

20CN



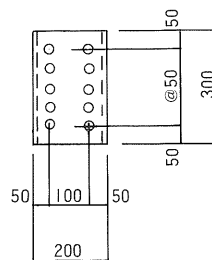
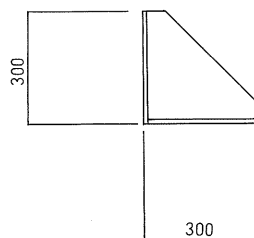
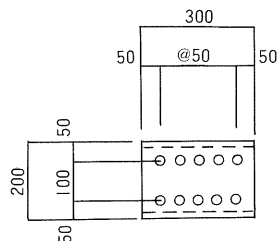
●ジョイントプレート(カバープレート)

20J.P



●コーナーフラットピース

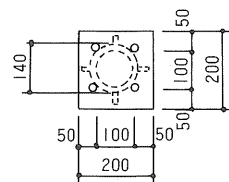
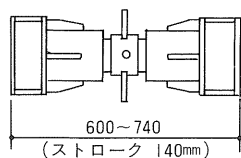
20CF



●キリンジャッキ

20KJ

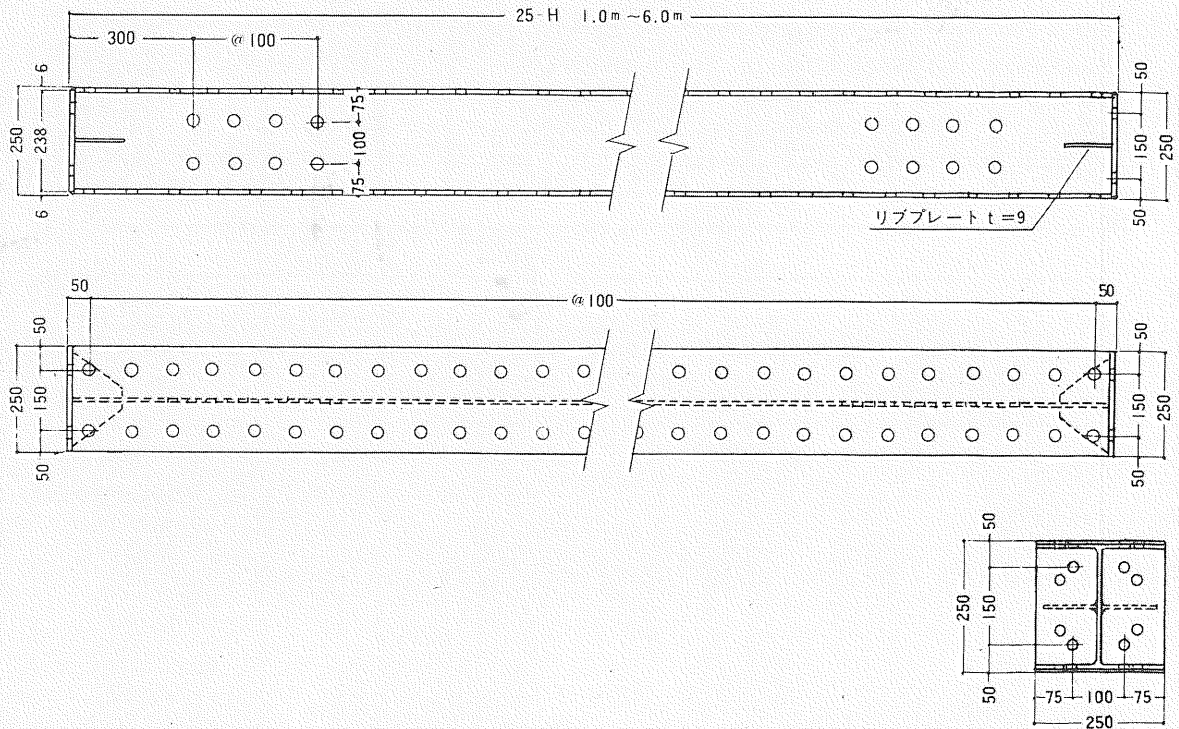
タイプL



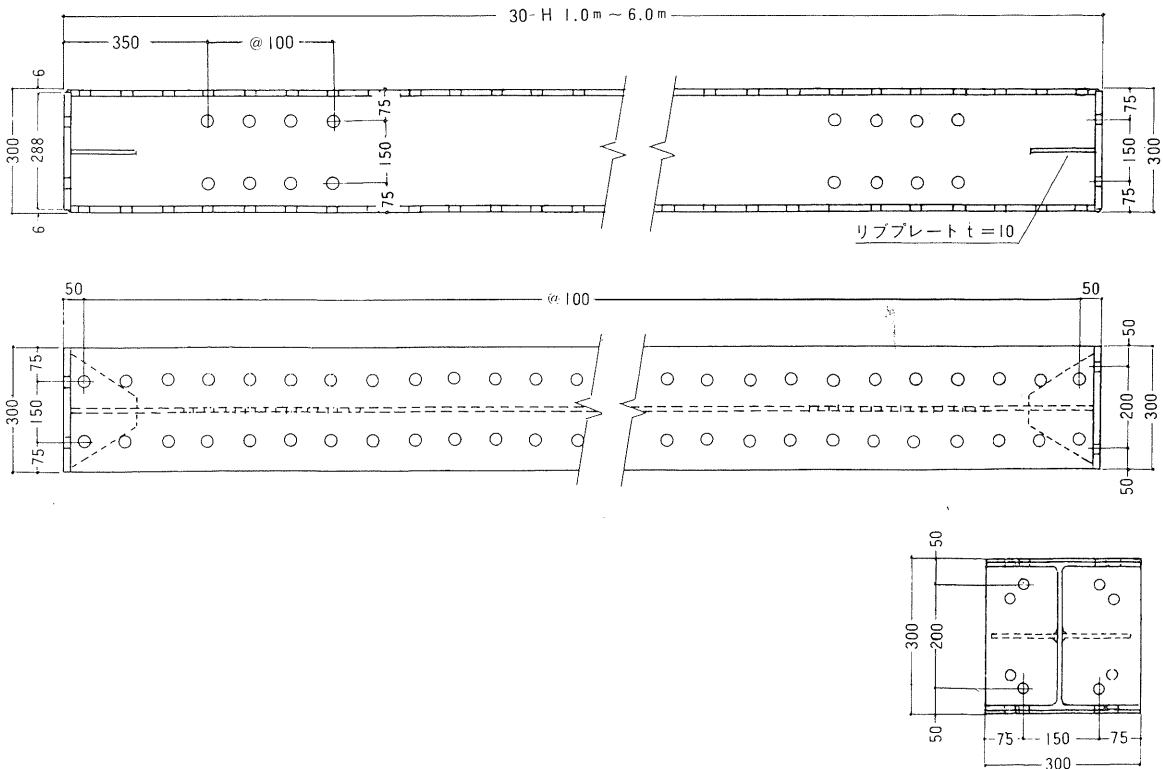
参考 ストローク550mm~690mmのタイプSもあります

●山留主材

25-H

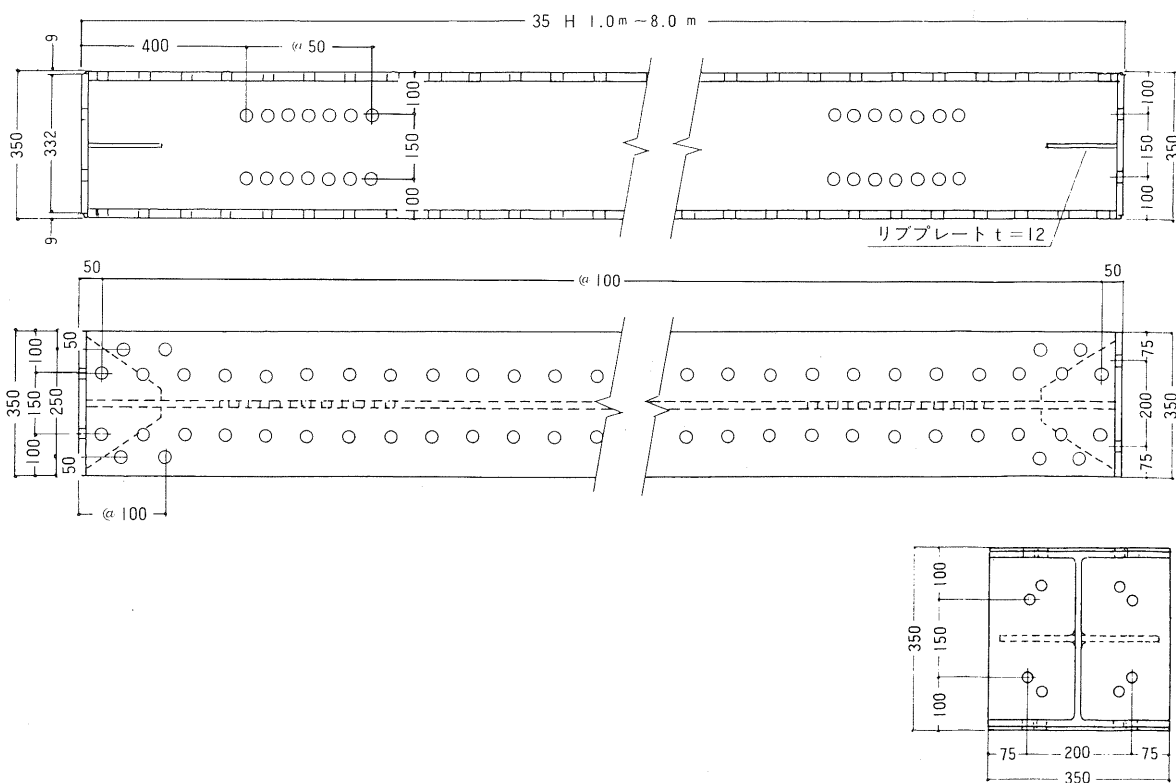


30-H

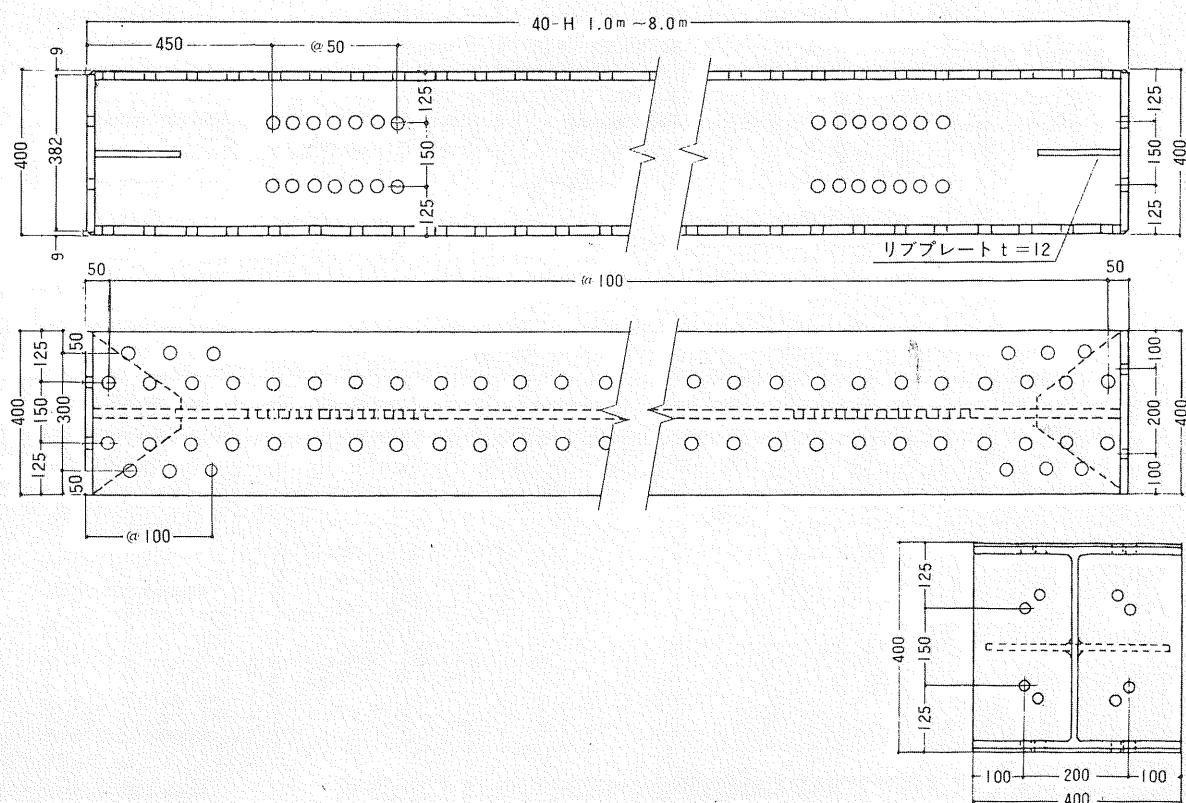


●山留主材

35-H

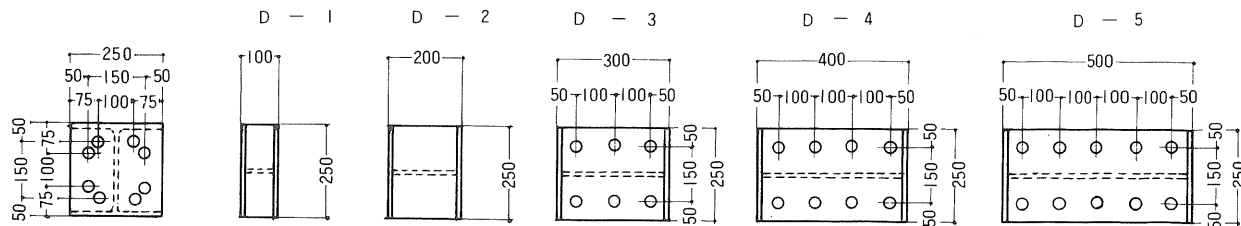


40-H

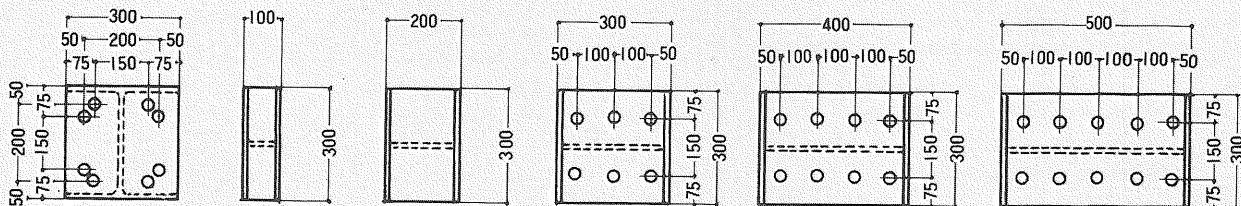


●補助ピース

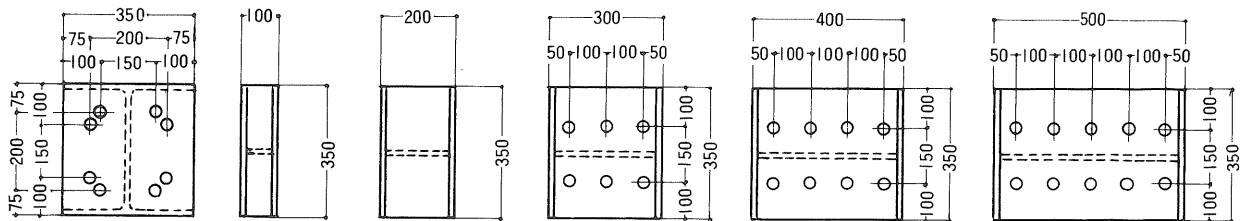
25-H用



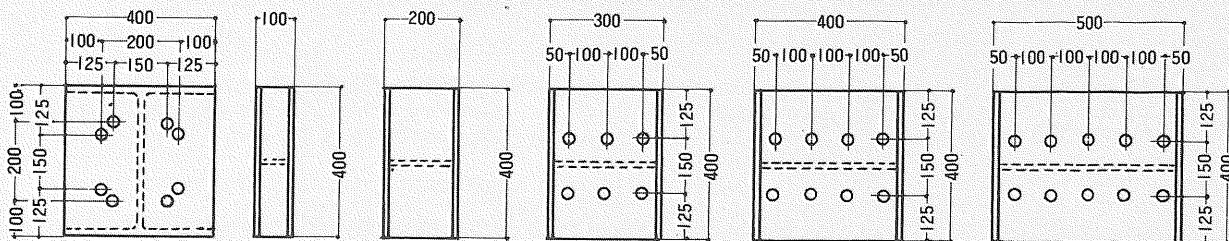
30-H用



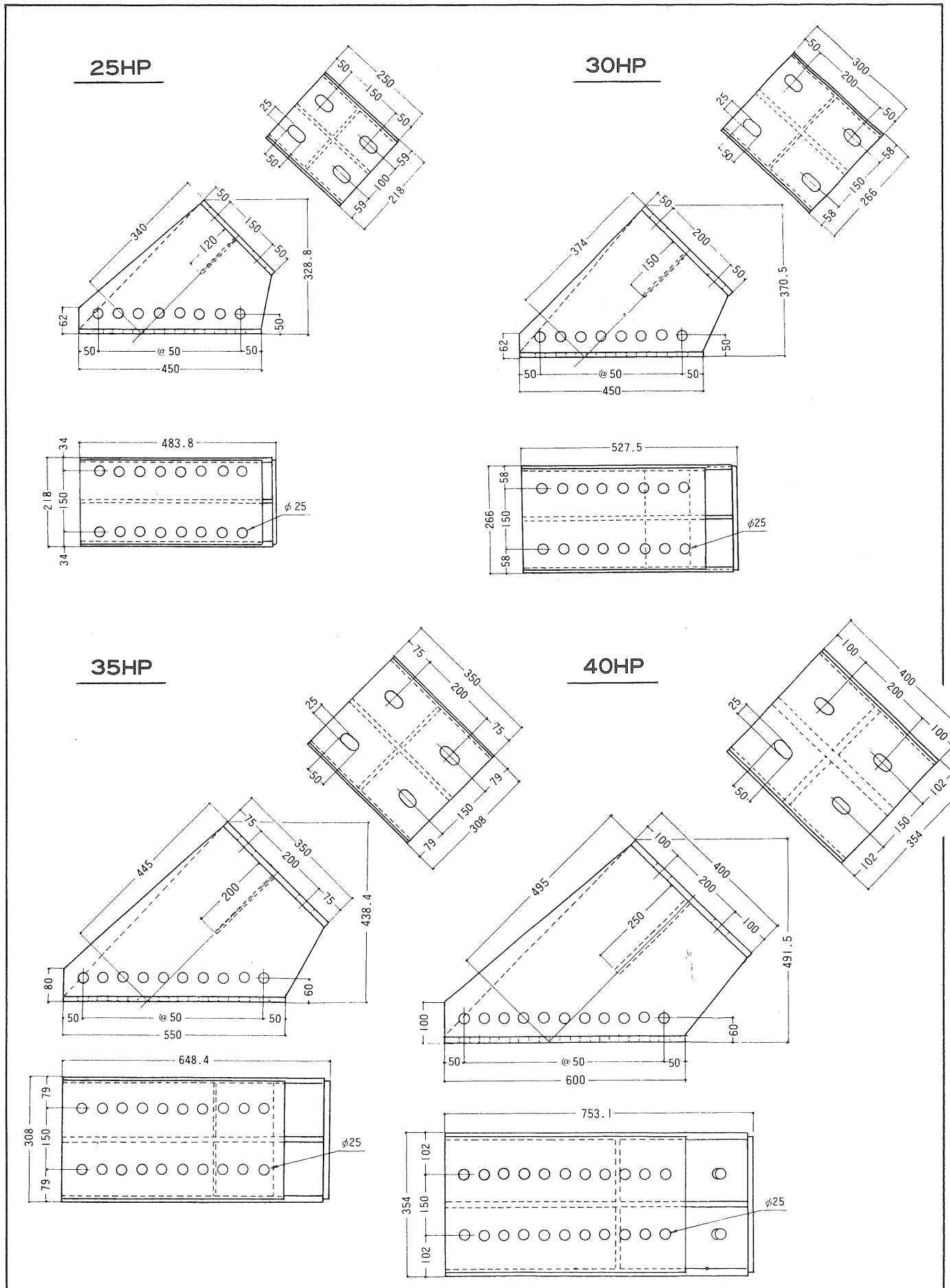
35-H用



40-H用

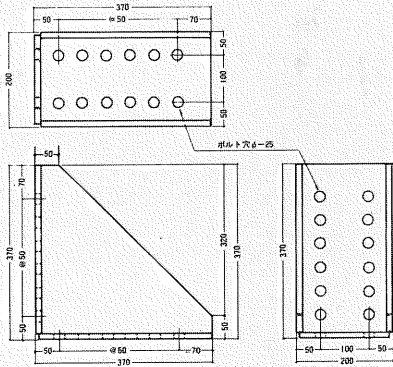


●火打受ピース

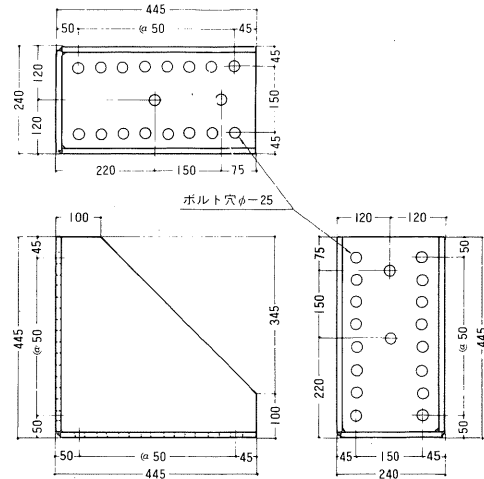


●コーナーピース

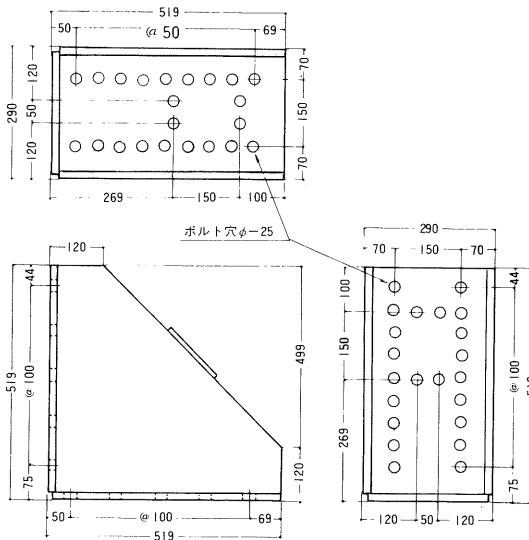
25CN



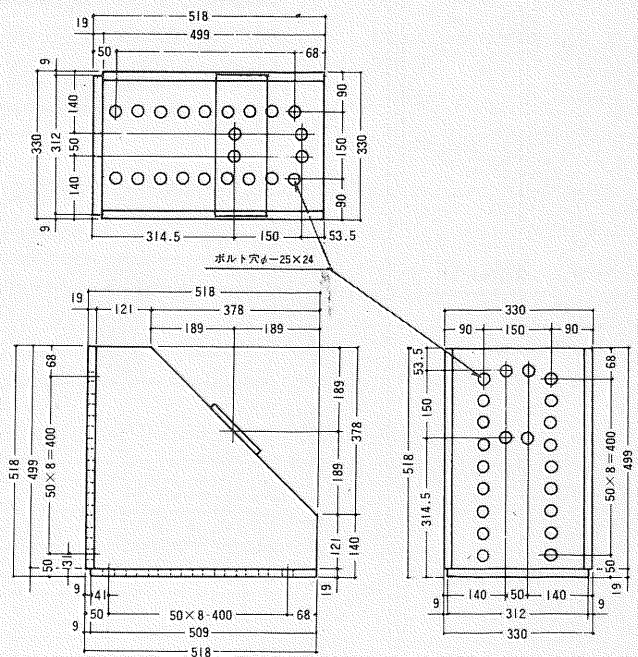
30CN



35CN

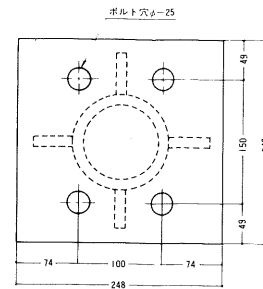
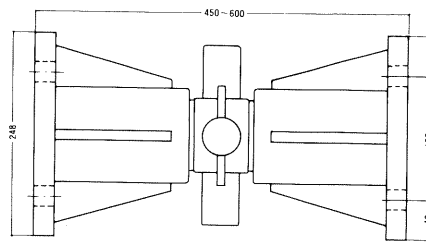


40CN



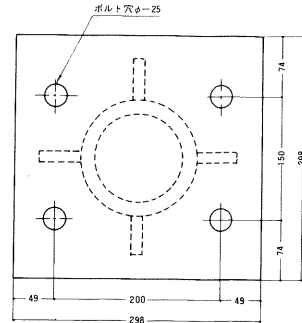
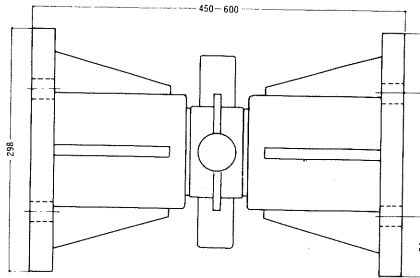
●キリンジャッキ

25KJ



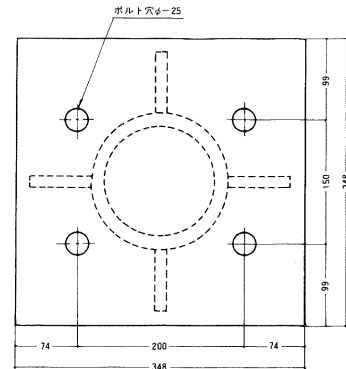
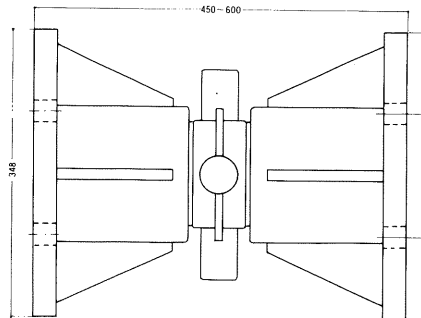
耐力100 t

30KJ



耐力150 t

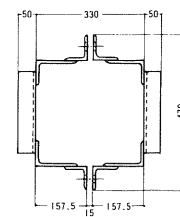
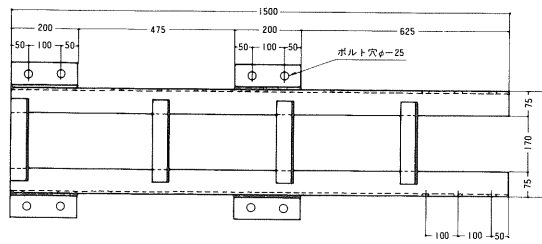
35KJ



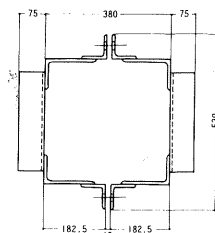
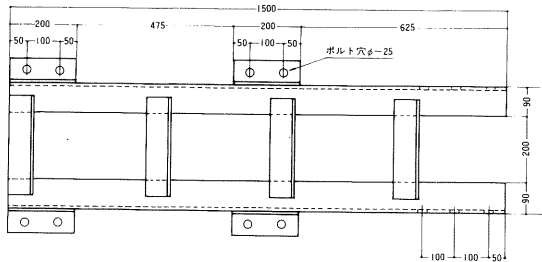
耐力200 t

●キリンジャッキカバー

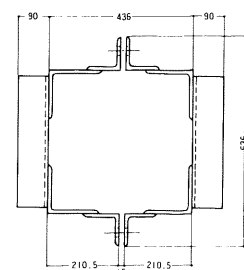
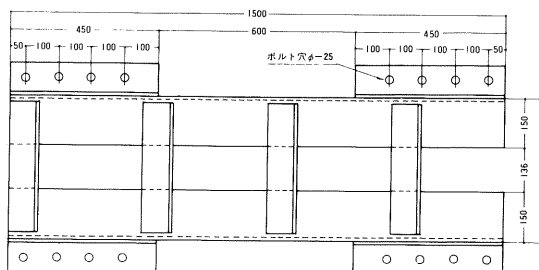
30J.C



35J.C

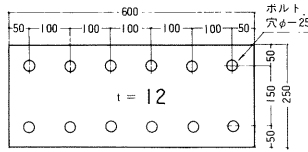


40J.C

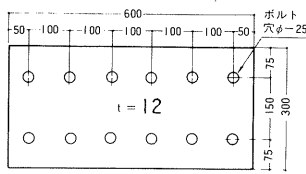


●ジョイントプレート(カバープレート)

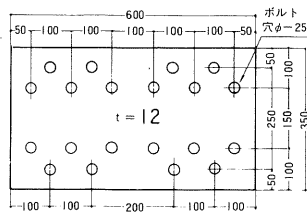
25J.P



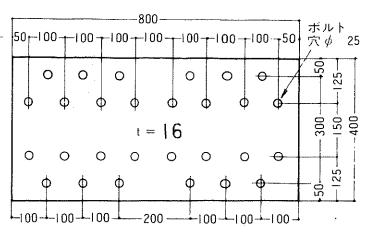
30J.P



35J.P

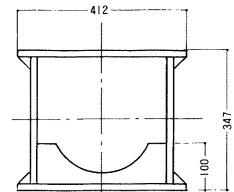
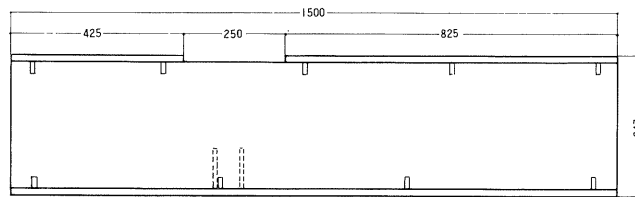
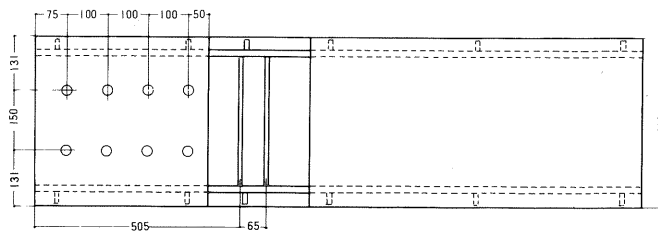


40J.P

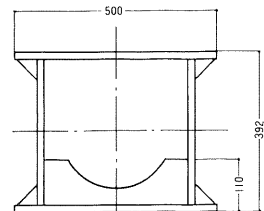
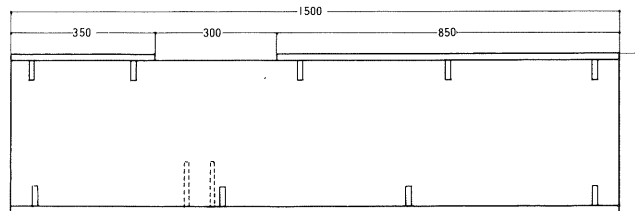
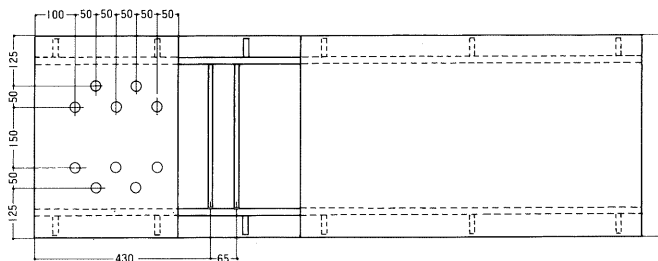


●土圧計ボックス

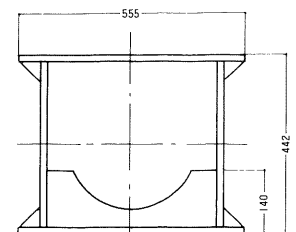
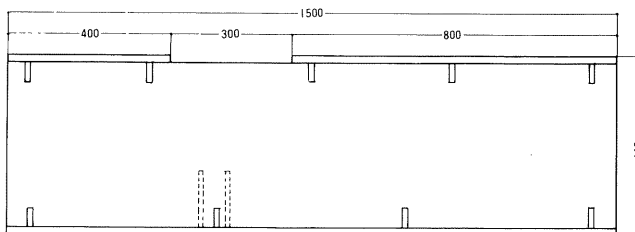
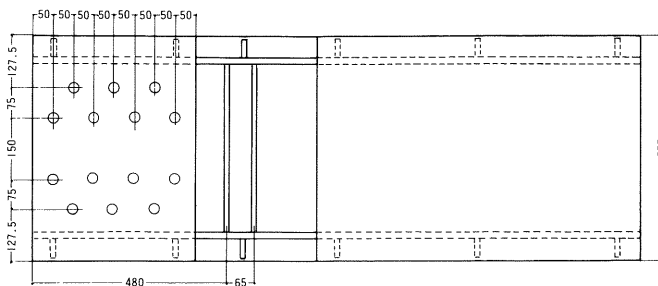
30P.B



35P.B

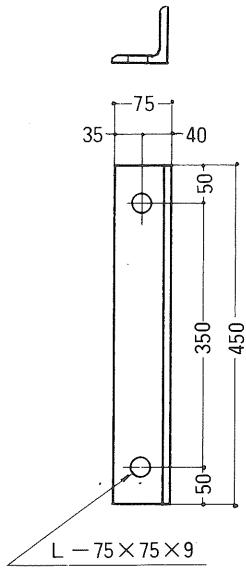


40P.B

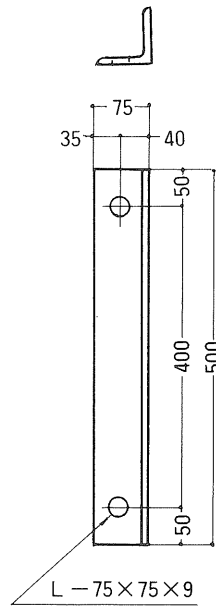


●交差金物

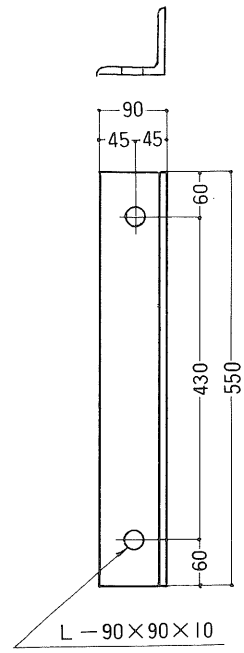
30 X . K



35 X . K

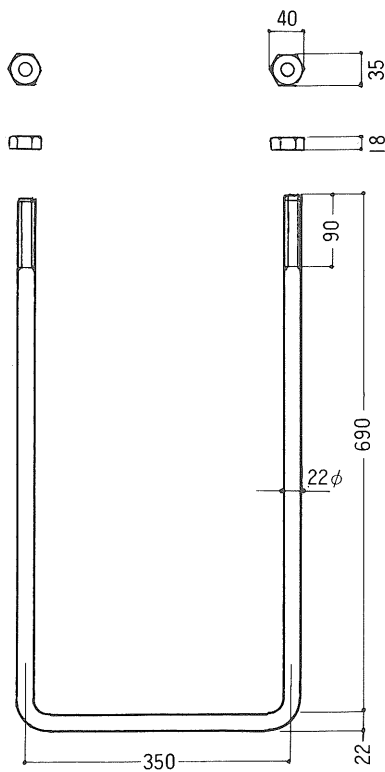


40 X . K

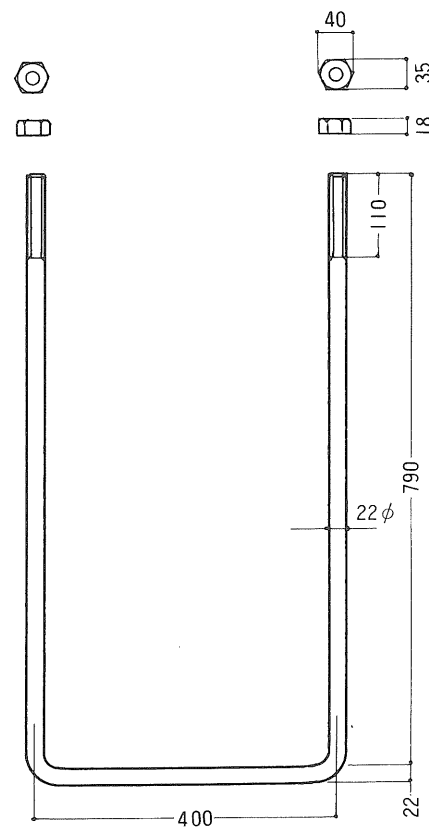


●Uボルト

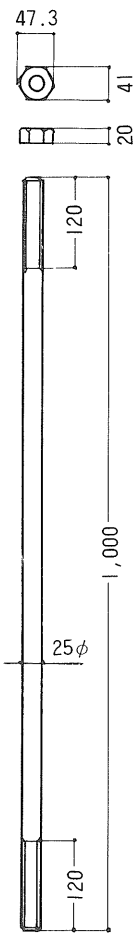
30UB



35UB

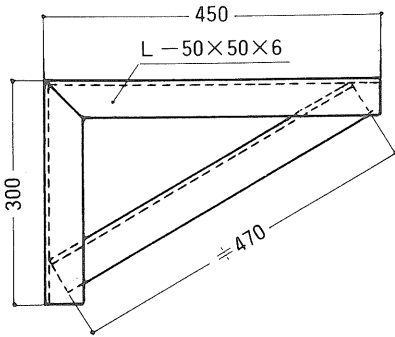


40UB

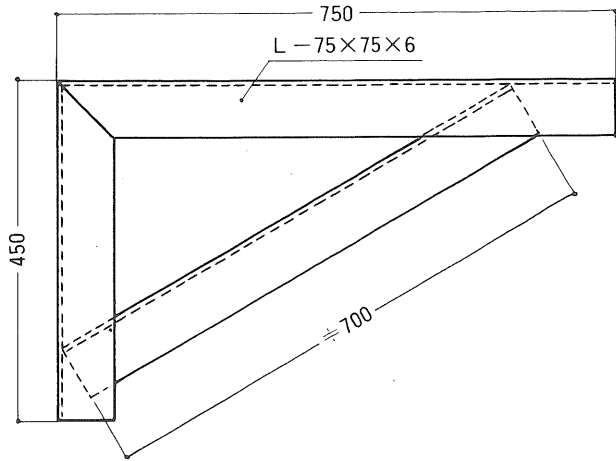


●アングルブラケット

25A.B
30A.B

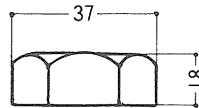
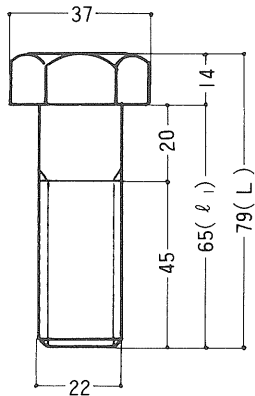
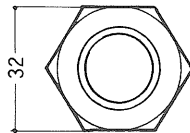
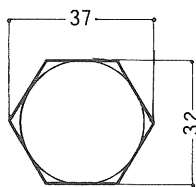


35AB
40AB



●ボルト.ナット

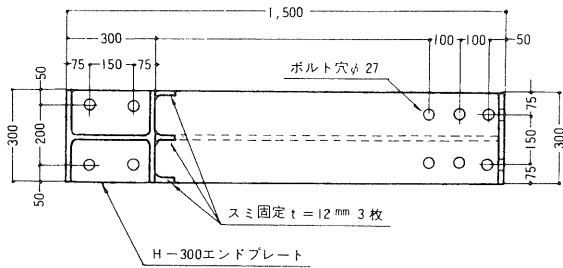
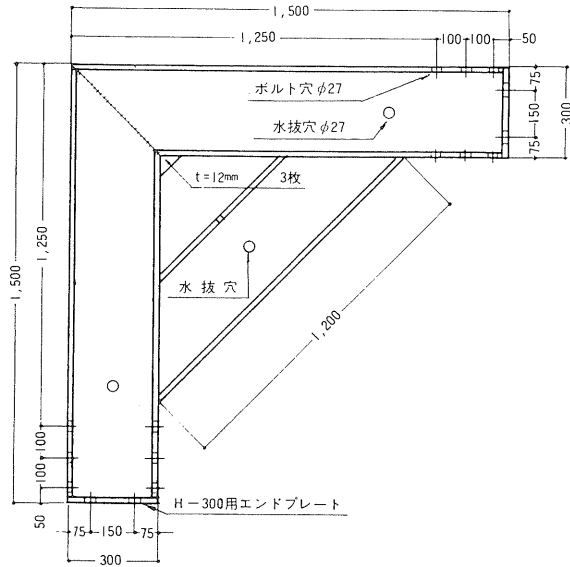
BN M-22 (六角ボルト.ナット)



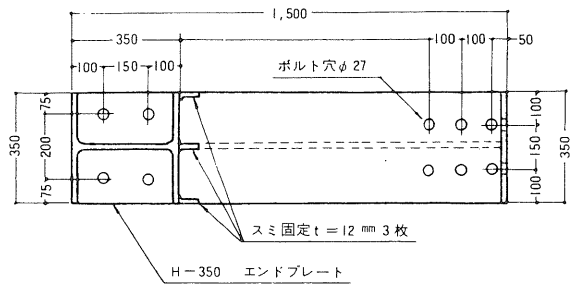
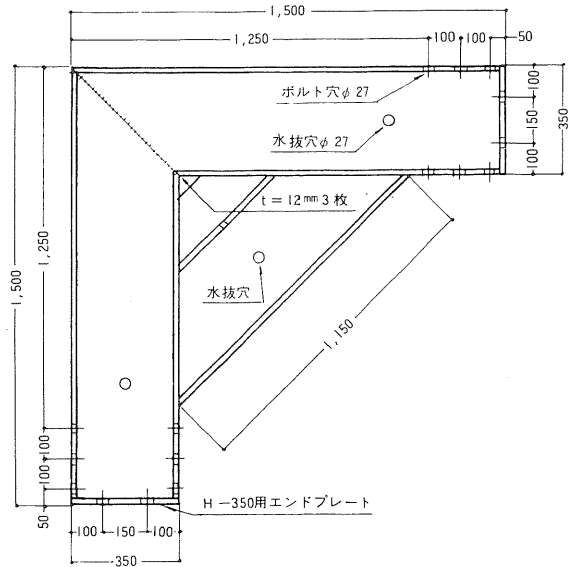
	L	ℓ ₁	W(kg)
BN-65	79	65	0.4

●同段コーナー

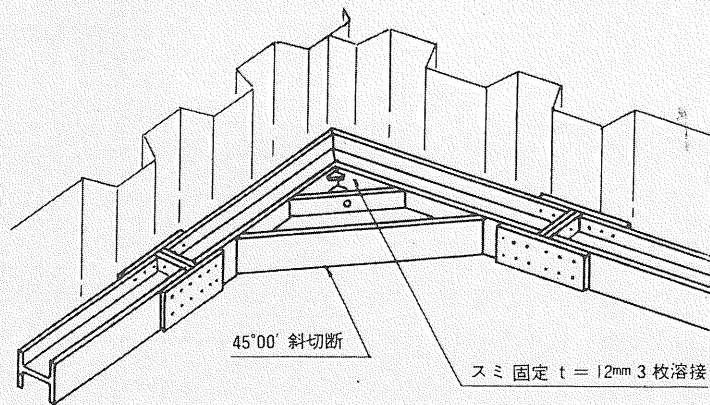
30TC



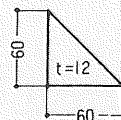
35TC



●取付詳細図



溶接はスミ肉全9mmのと厚



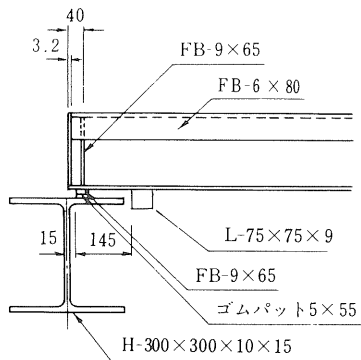
●形状と種類

メトロデッキの主材は、フランジ上面に格子模様の滑り止めを熱間圧延した、シマH形鋼です。これを一定寸法に切断して5本敷並べ、各要所を平板で補剛された全体は、長方形板状をしています。

幅×長さ×厚さ(mm)	面積(m ²)	1パネル当り(kg)
1,000×2,000×208	2.00	368
1,000×3,000×208	3.00	541

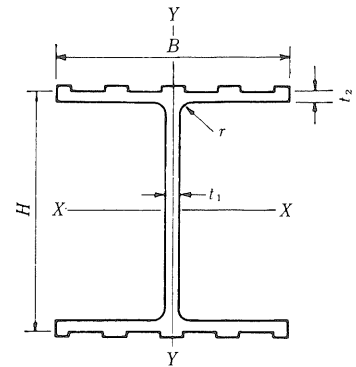
●据付け方法

落とし込み式



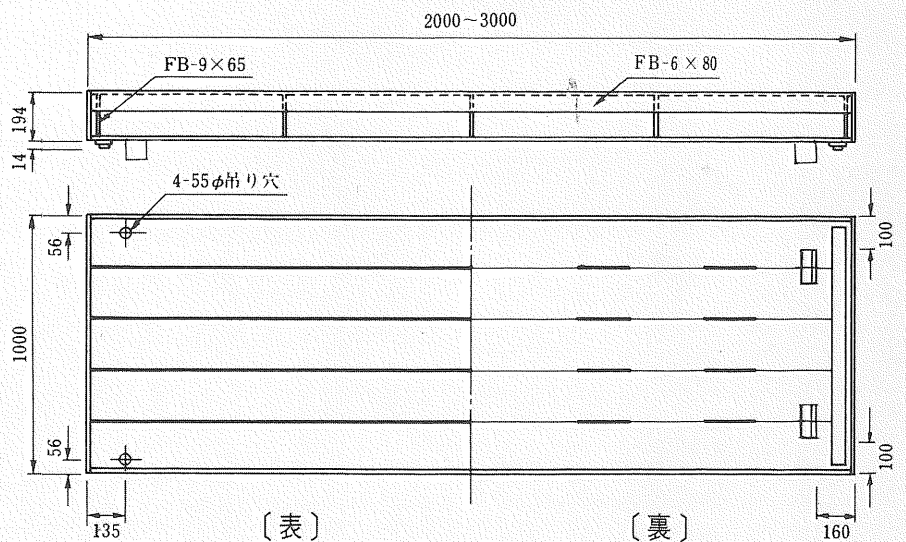
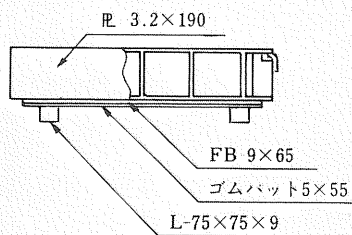
当社は落とし込み式を取扱っております。
これは締結する操作を全くなくした簡単な方法で、受桁にメトロデッキを載せるだけです。メトロデッキの両端部下面には山形鋼を溶接して、水平移動に対するストッパーとしています。

格子H形鋼断面諸元



H (mm)	B (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)	r (mm)	A (cm ²)	W (kg/m)
190	197	5	7	13	39.94	32.6

I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	i _x (cm)	i _y (cm)	Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)
3,030	977	8.71	4.95	312	99.2



●試験結果

強度試験

メトロデッキの強度を確認するために、各種の載荷試験を実施いたしております。その結果、十分な強度を有し、覆工板として最適のものであることが立証されました。載荷板の寸法は、道路橋設計示方書に基づいて、20cm×50cmです。主な試験結果から次の二通りの載荷方法を代表して考察します。

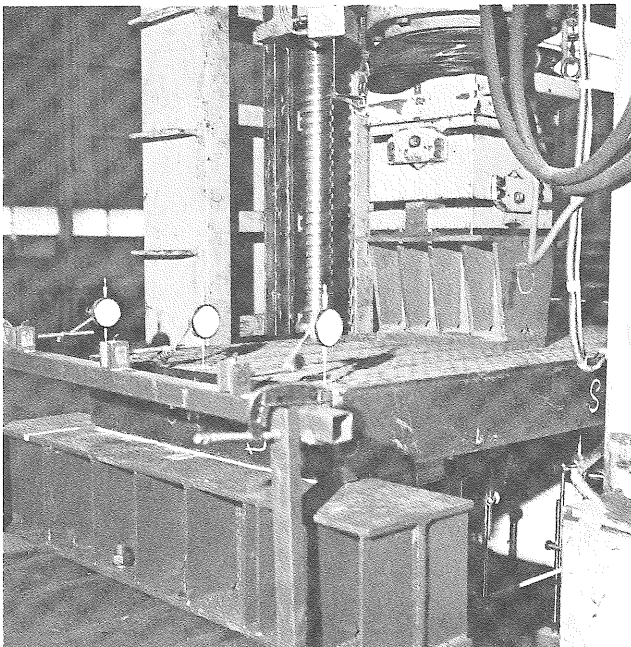
1. 中央平行一輪載荷
2. 中央直交一輪載荷

第1図は、中央平行一輪載荷の場合の、試験体中央部の荷重たわみ分布図です。下に設計荷重時(11.0t)の測定たわみ量を記入し、これをもとにして、各部の相対たわみ量——すなわち、「5本数並べた各H形鋼の荷重分担率」を計算しました。同様にして、中央直交一輪載荷の場合の記録を第2図に示しました。

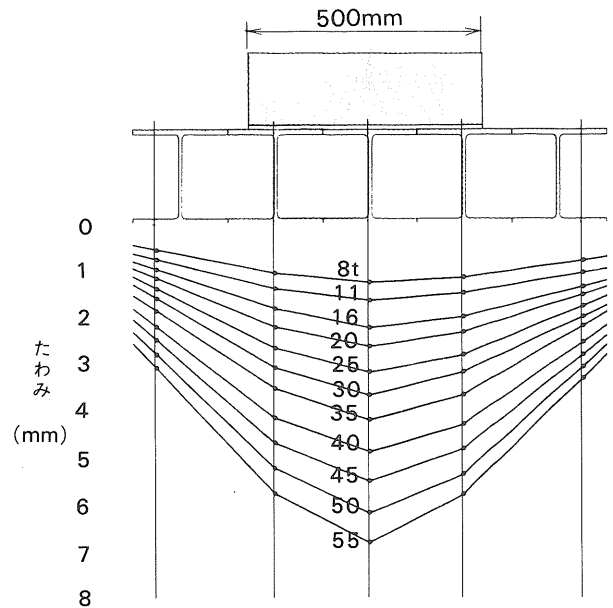
分担率の比較から、平行一輪載荷の場合、中央桁3本がほぼ均等に分担しており、最も安定したデッキ使用方法であることがわかります。直交一輪載荷の場合に分担率は最大を示し、全荷重の40%を負担することがあります。この値は同様な試験3回についての最大値で、構造計算での仮定の根拠となります。この時の応力は、 $\sigma = 594\text{kg}/\text{cm}^2$ でしたので、十分安全率を有していることがわかります。

ひきつづき破壊試験を行ったところ、平行一輪載荷の場合、89.4t、直交一輪載荷の場合、75.0tの最大荷重を記録しました。許容応力度： $\sigma_a = 1400\text{kg}/\text{cm}^2$ 最大桁分担率： $\alpha = 0.4$ の仮定を用いますと、許容荷重は、

$$11.0 \times \frac{1400}{594} = 25.9\text{t} \text{ と計算されます。}$$

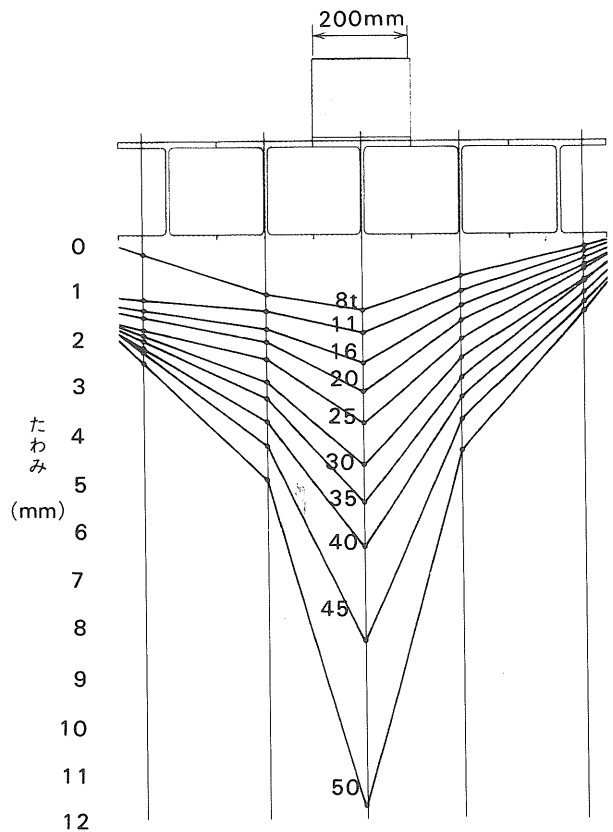


第1図 荷重たわみ分布図(中央直交一輪載荷)



設計荷重時たわみ(mm)	0.39	0.84	0.96	0.99	0.38
荷重分担率	0.11	0.24	0.27	0.28	0.10

第2図 荷重たわみ分布図(中央直交一輪載荷)



設計荷重時たわみ(mm)	0.40	0.65	1.18	0.59	0.13
荷重分担率	0.14	0.22	0.40	0.20	0.04

●特長

1. 合成効果によりねばり強く大きな耐荷力をもっています。
2. すべり摩擦は走行速度60km/hの湿潤時でも0.6以上で、一般の舗装道路と同等であります。したがって、スリップに対しては高い安全性をもっています。
3. 自動車の走行時に発生する騒音(最高レベル)は一般道路とほとんど差がなく、他種デッキに比較して非常に小さくなります。また、吊金具が内蔵されているため取扱時の安全性が高くなります。
4. 覆工内部での作業状態は冬期は暖かく、夏期は涼しいので作業能率があがります。
5. 水平移動を制止するストッパは受桁のフランジ幅に合わせて自由に調整することができます。
6. 他種のデッキに比較し重量的には多少重いですが、覆工後の路面の安全性が得られます。

●用途

おもな用途としては、地下鉄および上・下水道工事があげられますが、路面を一時的に覆工するすべての場合に使用できます。また、橋梁を架け換える場合の仮橋床板としても使用することができます。

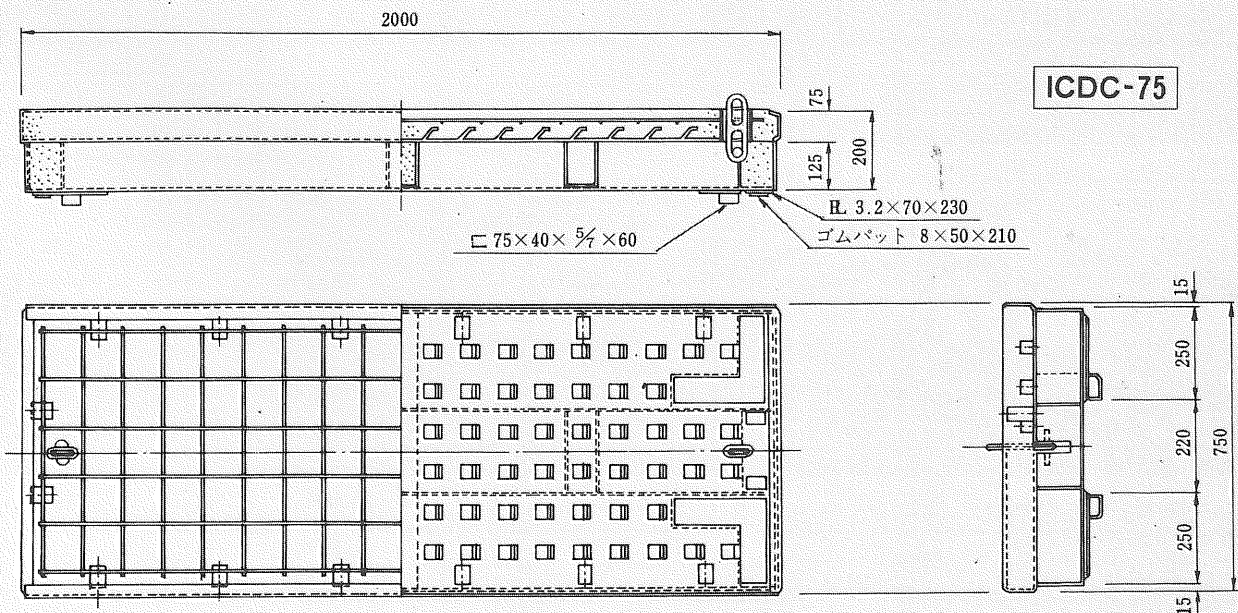
さらに、別な使用方法としては埋立地の道路床板、水道管の保護床板、駐車場の一時覆工などが考えられます。

●構造

コンポデッキは鋼板とコンクリートを中間棚板のジベルを介して合成した合成覆工板であります。全体の構造は桁構造としジベルをもつ中間棚板を2箱桁で支持し、荷重分配横桁を3本配置した格子合板床板であります。この覆工板は常に4点単純支持により正の曲げを受けますので、コンクリート部分は常に圧縮力を受け、一方鋼桁は常に引張力を受けるので最も合理的な材料配置になっております。また、コンポデッキと受桁との間に緩衝材を取付けて受桁の安全性を図っております。

●寸法・重量

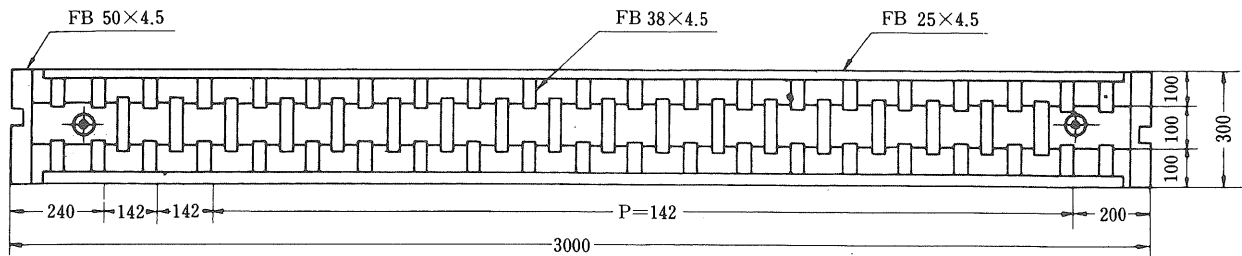
形式	幅×長さ (mm)	高さ (mm)	面積 (m ²)	重量(kg)	
				1パネル当り	1m ² 当り
ICDC-75	750×2,000	211.2	1.5	420	280



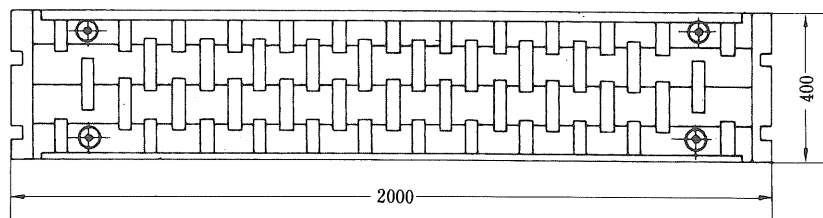
■軽量覆工板

●A型(100角)

3 × 3



2 × 4



呼 称	幅	長	高	覆 工 面 積	重 量
3 × 3	300	3000	100	0.90m ²	101kg
2 × 4	400	2000	100	0.80m ²	87kg

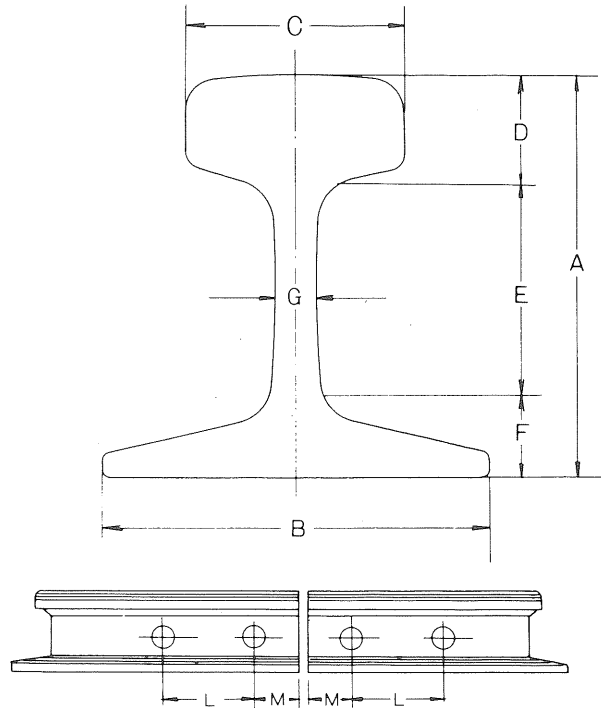
■鋼板

厚mm	寸 法	914×1,829 (3'×6')	1,219×2,438 (4'×8')	1,524×3,048 (5'×10')	1,524×6,096 (5'×20')
	一枚当り	1.67m ²	2.97m ²	4.65m ²	9.30m ²
19		249kg	443kg	693kg	1,386kg
22		289kg	513kg	802kg	1,604kg
25		328kg	583kg	911kg	1,823kg

●レールの形状寸法および重量

レールの化学成分

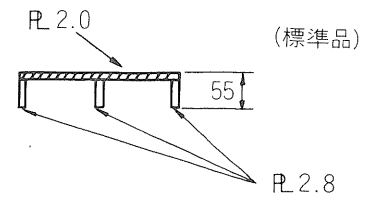
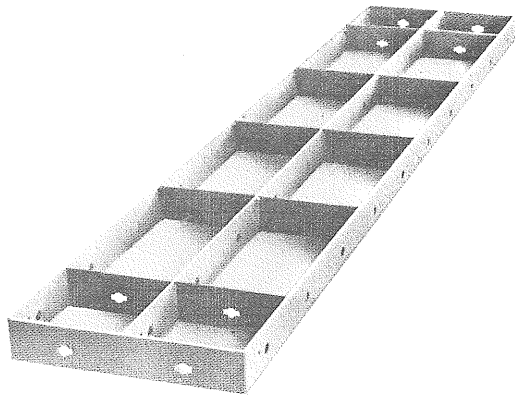
種	6 kg ~ 15kg
	22kg
別	30kg 37kg
	50kg (PS)
	50kg N 50T
C	0.40 ~ 0.60
	0.50 ~ 0.70
%	0.55 ~ 0.70
	0.60 ~ 0.75
Si	0.40 以下
	"
%	0.07 ~ 0.35
	"
Mn	0.50 ~ 0.90
	"
%	0.60 ~ 0.95
	"
P	0.045 以下
	"
%	"
	"
S	0.050 以下
	"
%	"
	"



種類	寸法 (mm)							断面積 (cm ²)	重量 (kg/m)	断面二次モーメント cm ⁴	断面二次半径 cm	断面係数 cm ³
	A	B	C	D	E	F	G					
6kg	50.80	50.80	25.40	14.29	27.78	8.73	4.76	7.61	5.98	30.98	2.02	11.7
9kg	63.50	63.50	32.10	17.48	35.72	10.30	5.90	11.39	8.94	62.41	2.33	19.1
10kg	66.67	66.67	34.13	18.26	37.30	11.11	6.35	12.84	10.10	67.13	2.30	19.4
12kg	69.85	69.85	38.10	19.85	37.70	12.30	7.54	15.50	12.20	98.82	2.51	27.6
15kg	79.37	79.37	42.86	22.22	43.65	13.50	8.33	19.33	15.20	156.10	2.83	38.6
22kg	93.66	93.66	50.80	26.99	50.00	16.67	10.72	28.39	22.30	339.00	3.45	69.6
30kg	107.95	107.95	60.33	30.95	57.55	19.45	12.30	38.32	30.10	606.00	3.98	108.0
37kg	122.24	122.24	62.71	36.12	64.69	21.43	13.49	47.30	37.20	952.00	4.49	149.0
40kg N	140.00	122.00	64.00	41.00	73.50	25.50	14.00	52.00	40.90	1,360	5.11	186.0
50kg PS	144.46	127.00	67.87	49.04	70.64	27.78	14.29	64.30	50.40	1,740	5.20	22.50
50kg N	153.00	127.00	65.00	46.00	74.00	30.00	15.00	64.20	50.40	1,960	5.53	242.0
50kg T	160.00	136.00	65.00	49.00	87.50	26.50	16.00	67.90	53.30	2,300	5.82	267.0
60kg	174.00	145.00	65.00	43.00	94.90	30.10	16.50	77.50	60.80	3,090	6.42	332.0
73kg CR	135.00	140.00	100.00	42.00	65.50	26.50	32.00	93.39	73.30	2,000	4.63	294.0
74kg CR	95.00	200.00	100.00	53.50	13.00	29.50	60.00	94.30	74.10	863	3.03	166.0
100kg CR	150.00	155.00	120.00	55.00	65.50	31.50	39.00	127.69	100.20	3,270	5.06	432.0
101kg CR	105.00	220.00	120.00	55.50	19.50	30.00	72.00	128.80	101.10	1,408	3.31	246.0

●メタルフォームの形状

●フラットフォーム(平面用)

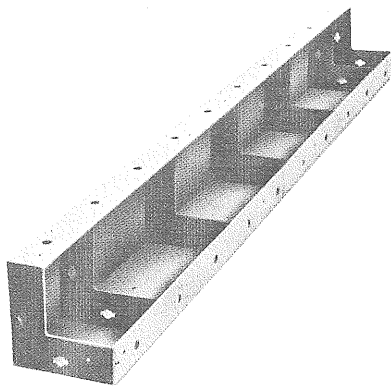


断面性能 3015

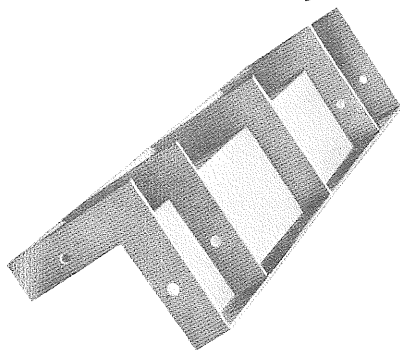
断面積	断面2次モーメント	断面係数
9.293cm ²	28.46cm ⁴	6.55cm ³

品番	寸法 (mm)	重量	品番	寸法 (mm)	重量
3018	300×1,800	16.9	1518	150×1,800	9.5
3015	300×1,500	14.2	1515	150×1,500	7.9
3012	300×1,200	11.5	1512	150×1,200	6.4
3009	300×900	8.8	1509	150×900	4.9
3006	300×600	6.1	1506	150×600	3.4
2018	200×1,800	13.5	1018	100×1,800	7.7
2015	200×1,500	11.3	1015	100×1,500	6.4
2012	200×1,200	9.1	1012	100×1,200	5.2
2009	200×900	6.9	1009	100×900	3.9
2006	200×600	4.8	1006	100×600	2.7

●インコーナーフォーム (品番CF)

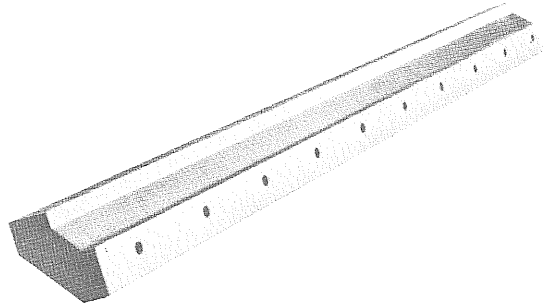


●アウトコーナーフォーム (品番OCF)



	品番	寸法 mm	重量	
イン コ ー ナ ー フ ォ ー ム	CF 5518	150×150×1,800	14.4	
	CF 5515	150×150×1,500	12.0	
	CF 5512	150×150×1,200	9.7	
	CF 5509	150×150×900	7.4	
	CF 5506	150×150×600	5.1	
	CF 5018	100×100×1,800	10.6	
	CF 5015	100×100×1,500	8.6	
	CF 5012	100×100×1,200	6.5	
	CF 5009	100×100×900	4.5	
	CF 5006	100×100×600	3.8	
	ア コ フ ー ナ ー ト ム	CF 0518	100×150×1,800	12.6
		CF 0515	100×150×1,500	10.6
CF 0512		100×150×1,200	8.6	
CF 0509		100×150×900	6.5	
CF 0506		100×150×600	4.5	
OCF 5515	150×150×1,500	12.6		
OCF 5512	150×150×1,200	10.2		
OCF 5509	150×150×900	7.8		

●面取フォーム (品番BF)

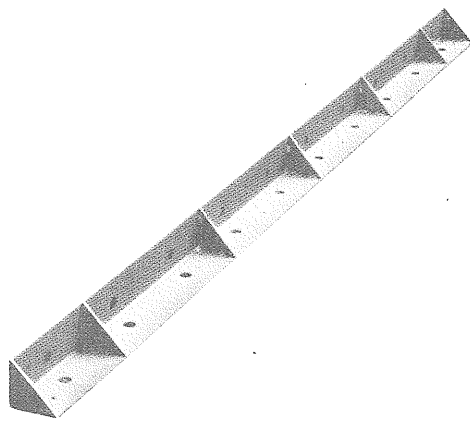


○中型角面取フォーム面巾45mm

○小型角面取フォーム面巾17mm

品番	形状	重量	品番	形状	重量
B F 4515	45×50×1,500	6.2	B F 1712	17×25×1,200	3.9
B F 4512	45×50×1,200	5.1	B F 1709	17×25× 900	2.9
B F 4509	45×50× 900	3.9	B F 1706	17×25× 600	1.9
B F 4506	45×50× 600	2.7			

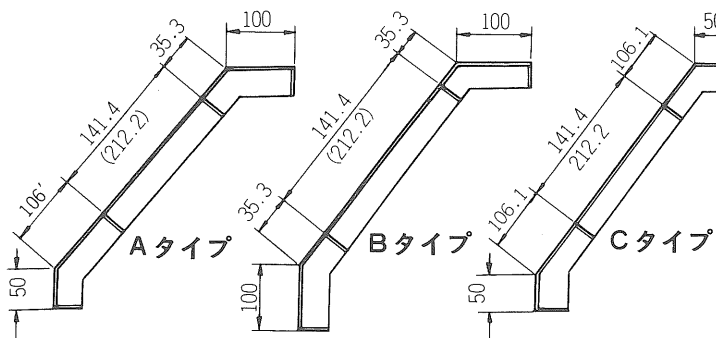
●コーナーアングル (品番CA)



品番	形状	重量
C A 0015	50×50×1,500	3.2
C A 0012	50×50×1,200	2.6
C A 0009	50×50× 900	2.0
C A 0006	50×50× 600	1.3

●ハンチフォーム (品番HF)

1 : 1



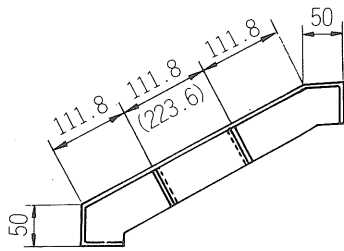
	品番	寸法	重量
ハンチコーナーフォーム	H F I C 5115	50×106.1×1,500	7.9
	H F I C 5112	50×106.1×1,200	6.4
	H F I C 5109	50×106.1× 900	4.9
	H F I C 3115	35.3×100×1,500	7.3
	H F I C 3112	35.3×100×1,200	5.9
	H F I C 3109	35.3×100× 900	4.5
ハンチフラットフォーム	H F I E 1415	141.4×1,500	7.7
	H F I F 1412	141.4×1,200	6.1
	H F I F 1409	141.4× 900	4.7
	H F I F 2115	212.2×1,500	11.5
	H F I F 2112	212.2×1,200	9.3
	H F I F 2109	212.2× 900	7.1

メタルフォーム

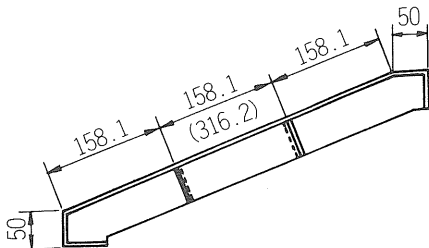
■ハンチフォーム ■Lピン ■Uクリップ ■フォームタイ・三型リブ座金

●ハンチフォーム

1 : 2



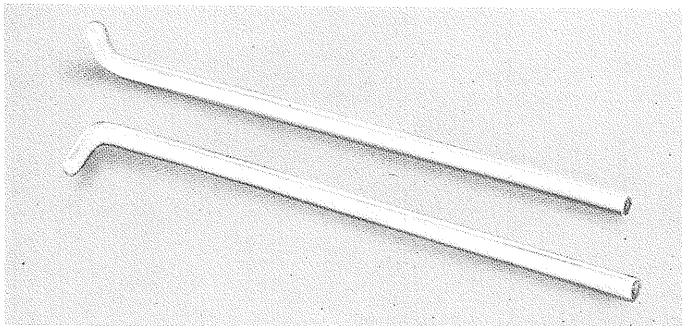
1 : 3



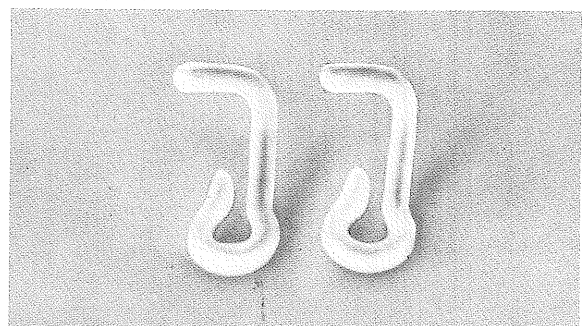
	品番	寸法	重量
ハンチコーナーフォーム	HF 2 C 5215	50×111.8×1,500	8.1
	HF 2 C 5212	50×111.8×1,200	6.6
	HF 2 C 5209	50×111.8× 900	5.0
	HF 2 C 1515	111.8×50×1,500	8.1
	HF 2 C 1512	111.8×50×1,500	6.6
	HF 2 C 1509	111.8×50× 900	5.0
ハンチフラットフォーム	HF 2 F 1115	111.8×1,500	6.7
	HF 2 F 1112	111.8×1,200	5.4
	HF 2 F 1109	111.8× 900	4.1
	HF 2 F 2215	223.6×1,500	11.8
	HF 2 F 2212	223.6×1,200	9.5
	HF 2 F 2209	223.6× 900	7.3

	品番	寸法	重量
ハンチコーナーフォーム	HF 3 C 5315	50×158.1×1,500	9.5
	HF 3 C 5312	50×158.1×1,500	7.7
	HF 3 C 5309	50×158.1× 900	5.9
	HF 3 C 3515	158.1×50×1,500	9.7
	HF 3 C 3512	158.1×50×1,200	7.8
	HF 3 C 3509	158.1×50× 900	6.0
ハンチフラットフォーム	HF 3 F 1515	158.1×1,500	8.1
	HF 3 F 1512	158.1×1,200	6.6
	HF 3 F 1509	158.1× 900	5.0
	HF 3 F 3115	316.2×1,500	14.2
	HF 3 F 3112	316.2×1,500	11.5
	HF 3 F 3109	316.2× 900	8.8

●Lピン



●Uクリップ

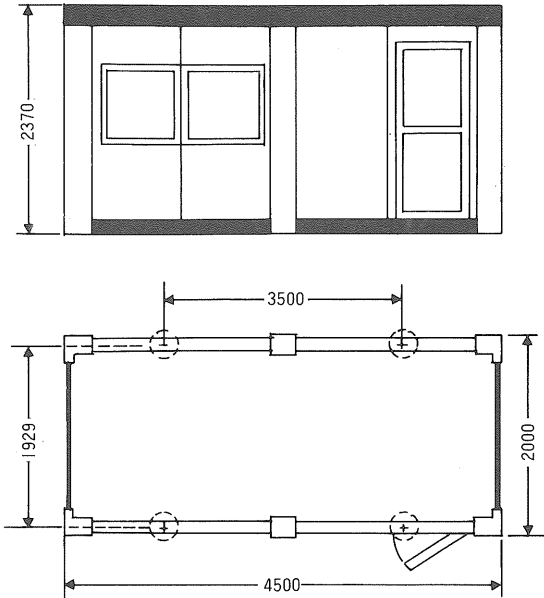


●フォームタイ・三型リブ座金

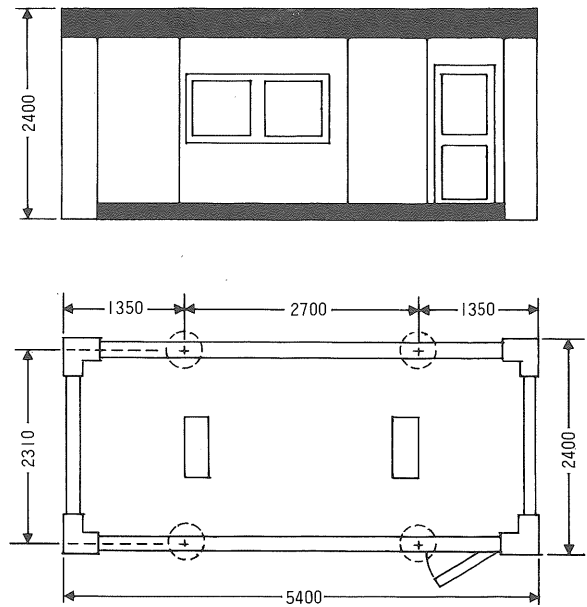
C 型	8 mmφ	C 型	9 mmφ	D 型	12mmφ
F 8 C 150	8 mmφ×150	F 9 C 150	9 mmφ×150	F D 210	12mmφ×210
F 8 C 180	8 mmφ×180	F 9 C 180	9 mmφ×180	F D 250	12mmφ×250
F 8 C 210	8 mmφ×210	F 9 C 210	9 mmφ×210	F D 300	12mmφ×300
F 8 C 250	8 mmφ×250	F 9 C 250	9 mmφ×250	F D 310	12mmφ×310
F 8 C 310	8 mmφ×310	F 9 C 310	9 mmφ×310	F D 360	12mmφ×360
F 3 G	三型リブ座金	F 3 G	三型リブ座金	F D 3 G	三型リブ座金

※標準的な使用数は、Lピン=使用メタルフォーム数×1、Uクリップ=使用メタルフォーム数×4 (Lピンを使用しない場合×5)

3型



4型



型 式	MUH-3型	MUH-4型
壁ユニット	パネル方式、複合パネル22% (着色亜鉛鋼板、硬質発泡ウレタン)	パネル方式、複合パネル30% (着色亜鉛鋼板、硬質発泡ウレタン注入、塩ビ鋼板)
屋根 天井ユニット	鋼板曲加工構造、デッキプレート張、化粧合板、天井断熱材 (グラスウール)	鋼板曲加工構造、デッキプレート張、クロス張、天井断熱材 (30%硬質発泡ウレタン注入)
床ユニット	軽量形鋼、鋼板曲加工構造、15%厚耐水ボード	軽量形鋼、鋼板曲加工構造、15%厚耐水ボード (床表面は特注にて、各種仕様可能)
電 気	照明器具(40W×1灯)、換気孔、室内コンセント、ブレーカー(20A)	照明器具(20W×2灯)×2基、15cm換気扇、室内コンセント、ブレーカー(20A×2)
自 重	800kg	1200kg
建 築 面 積	9.0㎡(2.7坪)	12.72㎡(3.9坪)
サ イ ズ	全長4500mm×全巾2000mm×全高2370mm	全長5400mm×全巾2400mm×全高2400mm

設計資料

●山留の設計●鋼製仮橋の設計

■鋼材(SS41, SM41)の仮設構造材としての許容応力度比較一覧表

(単位: kg/cm²)

応力の種別	建築学会—鋼構造計算規準 (6条, 23条, 32条) 〔建築基準法施工令 第83条, 第90条〕	建築学会—鋼製仮設建築物 仮設工作物設計 施工規準 (5.2)	東京都地下鉄 仮設物	大阪府交通局	帝都高速度 交通営団	日本電信電話公社 名古屋市
摘要	短期荷重の場合 (長期荷重の1.5倍)	—	—	—	—	鋼道路橋示方書27条に 示される許容応力度の 1.5倍
1) 軸方向引張り応力度 (純断面積)	2,400	2,400	2,300	2,300	2,300	2,100
2) 軸方向圧縮応力度 (総断面積) 圧縮応力度 (座屈が生じない場合)	2,400	2,400	2,300	2,200	—	1,950
座屈応力度 〔記号〕 $l_k, l =$ 座屈長さ(cm) $i, r =$ 座屈軸についての 断面2次半径(cm)	〔23条—1.3参照〕 (1) $l_k/i < 30$ 2,400 (2) $30 \leq l_k/i \leq 100$ 2,400 - 960 $(l_k/100i)^2$ (3) $l_k/i > 100$ 1,440 $/(l_k/100i)^2$	〔5.2.4により 左欄に同じ〕	(1) $0 < l/r \leq 100$ 2,300 -0.092 $(l/r)^2$ (2) $l/r > 100$ 13,800,000 $/(l/r)^2$	(1) $30 < l/r \leq 100$ 2,200 -0.088 $(l/r)^2$ (2) $l/r > 100$ 13,200,000 $/(l/r)^2$	—	(1) $30 < l/r \leq 100$ 1,950 -0.09 $(l/r)^2$ (2) $l/r > 100$ 10,800,000 $/(l/r)^2$
3) 曲げ応力度 引張り縁(純断面) 圧縮縁(総断面)	2,400 2,400	2,400 2,400	2,300	2,300	2,300	2,100
4) せん断応力度 構造用鋼材 工場リベット (SV34, SV41) 現場リベット (") 仕上げボルト	900 1,200 1,200	1,300 — 1,300	(純断面) 1,500 — 1,000	(純断面) 1,500 — 1,000	1,650 — 1,300	(総断面) 1,200 — —

〔記号〕 $Q =$ せん断力(kg), $h =$ I形鋼, みぞ形鋼の全せい(高さ)(cm), $t =$ ウェブの厚さ(cm), $f_s =$ 許容せん断応力度=900kg/cm²

■鋼材(SS41, SM41)の一般構造材としての許容応力度比較一覧表

(単位: kg/cm²)

圧力の種類	鋼道路橋示方書 (II, 2)	道路橋下部構造設計指針 (調査および設計一般篇) (4.1条, 4.6条)	鋼鉄道橋設計示方書 (第16条, 21条) —〔一般の場合〕	労働安全衛生規則 (第107条の5) —〔型わく, 支保工〕
摘要	特に仮設構造物に対する規定はないが, たとえば31条による割増率は次のとおりである. 〔架設荷重に対し 25%〕 〔地震荷重に対し 70%〕	4.6条による施工時許容応力度は, 鋼道路橋示方書II, 2の許容応力度を, たとえば“施工時の荷重の組合せ”に対して次のように割り増してよい. (1) 完成後の応力度が著しく低くなる部分 50% (2) 完成後の応力度が許容応力度と同程度となる部分 25%	1,300	SS41材の保証降伏点強度(σ_y)を2,300kg/cm ² とする. $\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_y \leq 1,500$ $\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_y \leq 1,500$
1) 軸方向引張り応力度 (純断面積)	1,400	—	—	—
2) 軸方向圧縮応力度 (総断面積) 圧縮応力度 (座屈が生じない場合)	〔圧縮添接板〕 1,400	—	—	—
座屈応力度 〔記号〕 $l_k, l =$ 座屈長さ(cm) $i, r =$ 座屈軸についての断面 2次半径	(1) $0 < l/r \leq 110$ 1,400 - 0.06 $(l/r)^2$ (2) $l/r > 110$ 7,200,000 $/(l/r)^2$	—	(1) $0 < l/r \leq 110$ 1,200 - 0.05 $(l/r)^2$ (2) $l/r > 110$ 7,200,000 $/(l/r)^2$	(1) $l/i \leq 100$ $\sigma_a - (\sigma_a - 1,000)$ $(l/100i)^2 = 1,500$ - 500 $(l/100i)^2$ (2) $l/i > 100$ 1,000 $/(l/100)^2$
3) 曲げ応力度 引張り縁(純断面) 圧縮縁(総断面)	1,400 〔フランジが固定されたケタ〕 1,400 〔ケタの圧縮縁 $l/r \leq 30$ 〕 1,400 - 0.6 $(l/r)^2$	—	1,300 〔フランジが固定されたケタ〕 1,200 〔ケタの圧縮縁 $l/r \leq 30$ 〕 1,200 - 0.5 $(l/r)^2$	$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_y \leq 1,500$
4) せん断応力度 構造用鋼材 工場リベット (SV34, 41) 現場 " (") 仕上げボルト	(総断面) 800 1,100 990 900	—	(総断面) 800 (純断面) 1,000 1,000 800 800	$\tau_a \leq \frac{4}{5} \sigma_a = 1,200$

① 土の単位体積重量

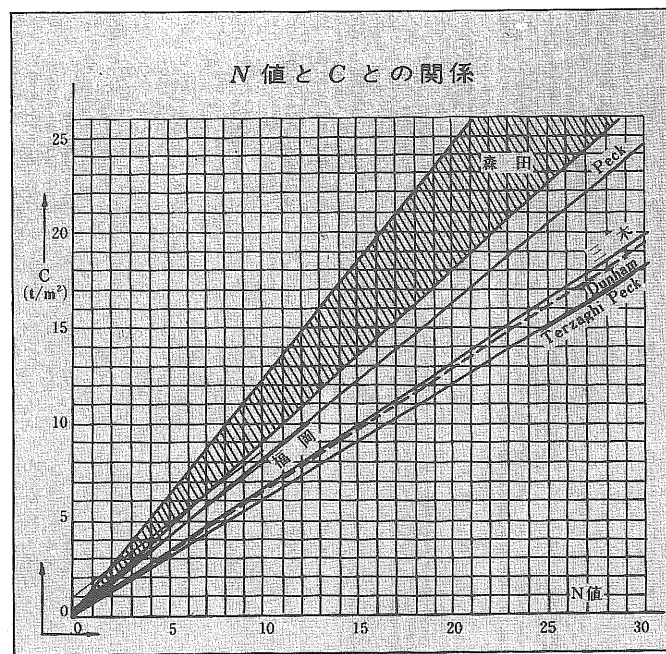
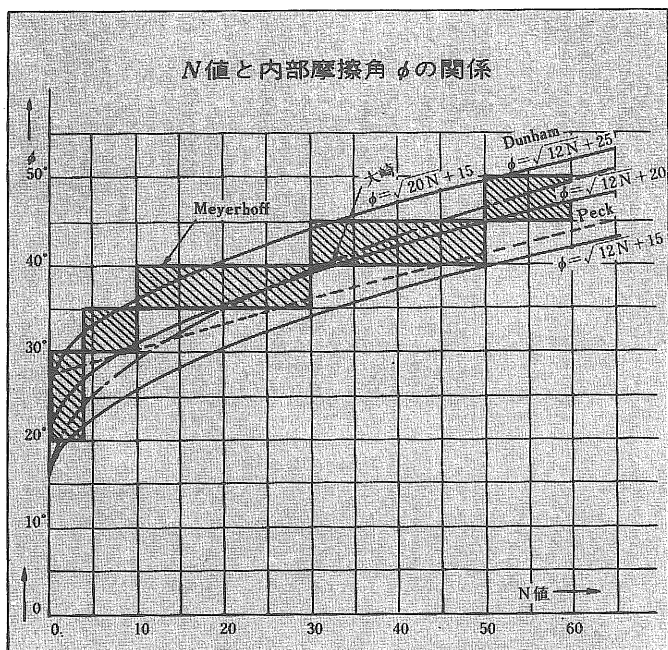
実測値のない場合の概略設計には次表を使う。(道路橋下部構造設計指針より)

(単位: t/m³)

種類		状態	単位体積重量	
盛土	砂利まじり砂	締め固めたもの	2.0	
	砂	締め固めたもの	粒度のよいもの	2.0
			粒度の悪いもの	1.9
自然地	砂利	密実なもの又は粒度のよいもの	2.0	
		密実でないもの又は粒度の悪いもの	1.8	
	砂利まじり砂	密実なもの	2.1	
		密実でないもの	1.9	
	砂	密実なもの又は粒度のよいもの	2.0	
		密実でないもの又は粒度の悪いもの	1.8	
盤地	砂利又は岩石と土砂の混合物	密実なもの	2.0	
		密実でないもの	1.7	
	砂質土	密実なもの	1.9	
		密実でないもの	1.7	
盤	粘性土	硬質なもの	1.8	
		軟質なもの	1.6	
	シルト	硬質なもの	1.6	
		軟質なもの	1.4	
粘土	硬質なもの	1.7		
	軟質なもの	1.5		

注●地下水位以下にある土の単位体積重量は、表中の値から0.9を差し引いた値として良い。

② 内部摩擦角φ、粘着力C



相対密度 very loose medium dense very dense (K. Terzaghiによる)

コンシステンシー very soft soft medium stiff very stiff hard (K. Terzaghiによる)

① 土圧の種類

山留壁に作用する土圧計算については、種々の方法があります。各々の土圧計算式の一覧は下表の通りです。

山留計算式一覧表

種別	砂地盤			粘土地盤			備考	
(建築学会) 建築基礎構造設計規準 (48条-山留め)	(a) 締まった砂地盤 	(b) 中位の砂地盤 	(c) ゆるい砂地盤 	(a) 硬い粘土地面 	(b) 中位の粘土地盤 	(c) 軟かい粘土地盤 	切ばり式土留め壁の鋼矢板断面を計算する場合に用いる	
目安	N 値 土の単位体積重量 γ(t/m ³)	30以上 1.7~2.0	15~30 1.6~1.9	15未満 1.5~1.8	20以上 1.6~1.9	10~20 1.5~1.8	10未満 1.4~1.7	
テルツァギー・ベック (Terzaghi・Peck)	(a) 密な砂地盤 	(b) ゆるい砂地盤 	(記号) pA: 土圧強度 (t/m ²) δ: 土と壁面との摩擦角 (度)		(記号) qu: 粘土の一軸圧縮強度 (kg/cm ²) = 2c c: 粘着力 (t/m ²)		同上	
チェボタリオフ (Tshebotari off)	(a) 密な砂地盤 	(b) 上部の密な砂地盤 	(c) ゆるい砂地盤 	(a) 硬い粘土地盤の一次的支保工 	(b) 中程度の硬さの粘土地盤の永久的支保工 	(c) 軟かい粘土地盤の場合には、一時的支保工、永久的支保工とも、左図において d=0 (三角形分布) とする。	同上	
ランキン (Rankine) フェルナス (Fellenius)		主働土圧 $p_A = (\gamma H + q) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ 受働土圧 $p_P = (\gamma Z + q) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ (砂地盤で c=0 の場合) $p_A = (\gamma H + q) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ $p_P = (\gamma Z + q) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	(記号) γ: 土の単位重量 (t/m ³) φ: 内部摩擦角 (度) c: 粘着力 (t/m ²) H: 地表面からの深さ (m) h: 上載荷の土換算高さ (m) = $\frac{q}{\gamma}$ q: 上載荷重強度 (等分布荷重) (t/m ²) Z: 根切底よりの深さ (m)	切ばり式土留め壁の鋼矢板根入れ長さを計算する場合に用いる。				
(日本港湾協会) 港湾構造物設計基準 [第2編10章]		主働土圧 $p_A = K_A \left[\sum \gamma h + \frac{q \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$ 受働土圧 $P_P = K_P \left[\sum \gamma h + \frac{q \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$ $K_A, K_P = \frac{\cos^2(\phi \mp \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \varphi) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi \pm \delta) \sin(\phi \mp \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$ $\cot(\zeta_A - \beta), \cot(\zeta_P - \beta) = \mp \tan(\phi \pm \delta \pm \psi \mp \beta) + \sec(\phi \pm \delta \pm \psi \mp \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi \pm \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi \mp \beta)}}$	主働土圧 $p_A = \sum \gamma h + q - 2c$ または $p_A = K_c (\sum \gamma h + q)$ K_c : 圧密平衡係数 0.5 受働土圧 $P_P = \gamma h + q + 2c$	(記号) β: 地盤傾斜角 δ: 壁面摩擦角 ψ: 壁面傾斜角 ζ: 崩壊角 K _A , K _P : 土圧係数	自立式、錨定式土留め壁の鋼矢板断面および根入れ長さを計算する場合に用いる。 ※他の記号はランキン土圧と同じ			

●土留杭の根入長さ

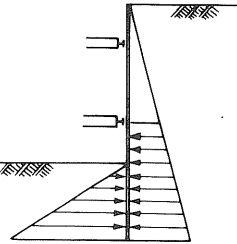
①土圧の均合による根入長さの計算

根入れ長さは次式による主動土圧、受働土圧を使用します。

$$P_a = (q + \gamma H) \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_p = (q + \gamma Z) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

P_a = 主動土圧強度
 P_p = 受働土圧強度
 γ = 土の単位体積重量
 q = 上載荷重
 H = GLよりの深さ
 Z = 掘削底面よりの深さ
 ϕ = 土の内部摩擦角
 C = 土の粘着力



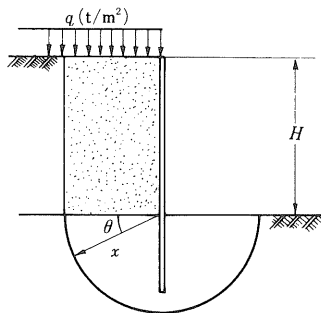
根入れ長さは、左式で求めた主動土圧及び受働土圧の最下段切梁位置より、下部のモーメントの均合により決定します。

一般に

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} \geq 1.2$$

M_a : 主動土圧による回転モーメント
 M_p : 受働土圧による制動モーメント

②ヒービングの計算



ヒービングとは、土留壁背面の土の重量が根入底以下の極限支持力より大きくなると、土留壁背面の土が根切底に下より流入することをいいます。ヒービングに対する安全性は次式により計算します。

$$W = (q + \gamma H) x$$

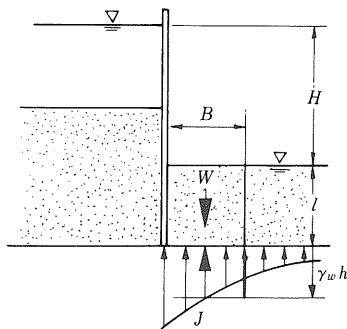
$$M_a = W \times \frac{1}{2} x$$

$$M_r = x \int_0^x C x d\theta$$

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} > 1.2$$

q : 上載荷重
 γ : 単位体積重量
 H : 根入深さ
 x : すべり面半径
 C : 根切底より下部の地盤の剪断強度

③ボイリングの計算



ボイリングとは、透水性の高い砂地盤において地下水位以下を掘削する場合、矢板の根入れ深さに比較して背面水位が高過ぎると、根切底の砂が流体のように沸き立つ現象をいいます。

$$W > F_s J$$

$$W = \gamma' l B$$

$$J = \gamma_w h B$$

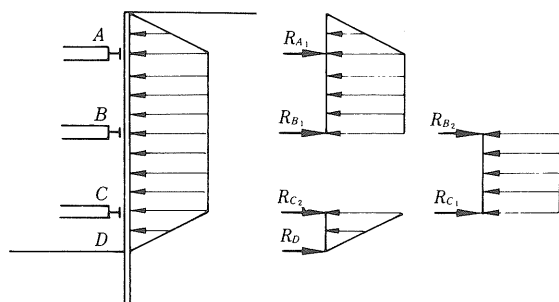
$$\therefore l > F_s \frac{h}{\gamma'}$$

W : 水中の砂の重量
 J : Bの範囲に働く透水圧
 F_s : 安全率
 γ' : 水中での砂の単位体積重量
 γ_w : 水の単位体積重量 (1 (t/m³) とする)
 l : 根入長さ
 B : ボイリング発生範囲 (通常 1/2 とする)
 h : 土留壁から根切面迄の B の範囲における平均水頭損失

●断面の決定

①土留杭の計算

土留杭は下図の様に腹起し取付位置を支点とする単純梁として計算する。



a) 曲げ応力

$$\delta = \frac{M}{Z} \leq f_b$$

δ : 曲げ応力度
 M : 曲げモーメント
 Z : 断面係数
 f_b : 許容曲げ応力度

b) 剪断応力

$$\tau = \frac{Q}{A} \leq f_s$$

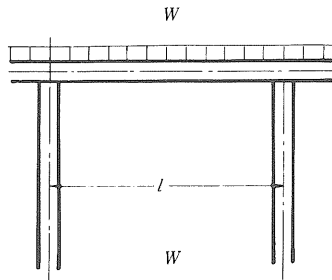
τ : 剪断応力度
 Q : 剪断力
 A : 断面積
 f_s : 許容剪断応力度

②腹起しの計算

腹起しに作用する土圧は、下図の様に腹起し取付位置を支点とする単純梁の反力の和として計算する。

a) 荷重

- 第1段 $W = R_{A1}$
- 第2段 $W = R_{B1} + R_{B1}$
- 第3段 $W = R_{C1} + R_{C2}$



c) 曲げ応力

$$\delta = \frac{M_{\max}}{Z} < f_b$$

δ : 曲げ応力度
 M_{\max} : 曲げモーメント
 Z : 断面係数
 f_b : 許容曲げ応力

b) 曲げモーメント及び剪断力

※火打梁の無い場合

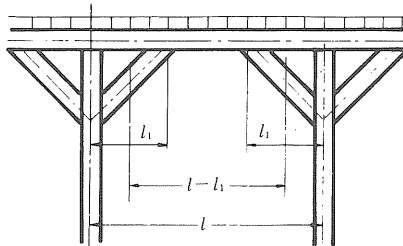
$$M_{\max} = \frac{1}{8} W l^2$$

$$Q_{\max} = \frac{1}{2} W l$$

※火打梁のある場合

$$Q = \frac{1}{2} W l_1 \dots\dots\dots \text{切梁支点}$$

$$Q = \frac{1}{2} W (l - l_1) \dots\dots\dots \text{火打梁支点}$$



d) 剪断応力

$$\tau = \frac{Q}{0.85 h t} < f_s$$

τ : 剪断応力
 Q : 剪断力
 h : ウェブ幅
 t : ウェブ厚
 f_s : 許容剪断応力

③切梁の計算

切梁に加わる圧縮力による座屈より検討します。

a) 軸力

$$N = W l$$

N : 切梁に加わる圧縮力
 W : 腹起しに加わる荷重
 l : 腹起し最大スパン

b) 細長比

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

λ : 細長比
 l_k : 座屈長 (最大切梁長)
 i : 断面2次半径

c) 座屈係数

座屈係数 ω は右図を使用し λ より求めます。

d) 座屈応力

$$\delta = \frac{\omega N}{A} \leq f_c$$

δ : 座屈応力
 ω : 座屈係数
 N : 軸力
 A : 断面積

座屈係数 ω 表

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07
40	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11
50	1.11	1.12	1.12	1.13	1.13	1.14	1.14	1.15	1.16	1.16
60	1.17	1.18	1.18	1.19	1.20	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24
70	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33
80	1.34	1.36	1.37	1.38	1.39	1.41	1.42	1.43	1.45	1.46
90	1.48	1.50	1.51	1.53	1.55	1.57	1.58	1.60	1.62	1.65
100	1.67	1.70	1.73	1.77	1.80	1.84	1.87	1.91	1.94	1.98
110	2.02	2.05	2.09	2.13	2.17	2.20	2.24	2.28	2.32	2.36
120	2.40	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.65	2.69	2.73	2.77
130	2.82	2.86	2.90	2.95	2.99	3.04	3.08	3.13	3.17	3.22
140	3.27	3.31	3.36	3.41	3.46	3.50	3.55	3.60	3.65	3.70
150	3.75	3.80	3.85	3.90	3.95	4.00	4.06	4.11	4.16	4.17
160	4.27	4.32	4.37	4.43	4.48	4.54	4.59	4.65	4.70	4.76
170	4.82	4.87	4.93	4.99	5.05	5.10	5.16	5.22	5.28	5.34
180	5.40	5.46	5.52	5.58	5.64	5.70	5.77	5.83	5.89	5.95
190	6.02	6.08	6.14	6.21	6.27	6.34	6.40	6.47	6.53	6.60
200	6.67	6.73	6.80	6.87	6.94	7.00	7.07	7.14	7.21	7.28
210	7.35	7.42	7.49	7.56	7.63	7.70	7.78	7.85	7.92	7.99
220	8.07	8.14	8.21	8.29	8.36	8.44	8.51	8.59	8.66	8.74
230	8.82	8.89	8.97	9.05	9.13	9.20	9.28	9.36	9.44	9.52
240	9.60	9.68	9.76	9.84	9.92	10.00	10.09	10.18	10.25	10.33
250	10.42									

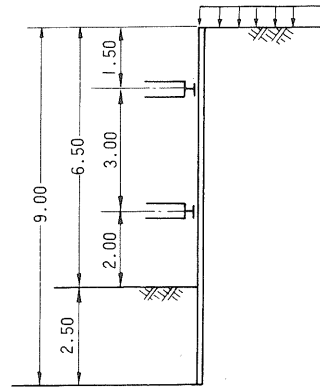
●山留の設計

① 計算条件

- 1) 土の単位体積重量 $\gamma = 1.80 \text{ (t/m)}$
- 2) 土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ \text{ (度)}$
- 3) 土の粘着力 $C = 0 \text{ (t/m}^2\text{)}$
- 4) 土の種類 締った砂
- 5) 地下水 考慮しない
- 6) 許容力 建築基準法の長期
許容力の1.5倍とする。
- 7) 上載荷重 $q = 1.00 \text{ (t/m}^2\text{)}$

※上載荷重設計換算高さ

$$\Delta H = \frac{q}{\gamma} = \frac{1.00}{1.80} = 0.56 \text{ (m)}$$



② 親杭 (H杭) の根入長さ

- 1) 主働土圧

$$P_a = (q + \gamma H) \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

※ $H = 4.50 \text{ (m)}$ (最下段切梁位置)

$$P_{a1} = (1.00 + 1.80 \times 4.50) \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 2.45 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

※ $H = 6.50 \text{ (m)}$ (根切底)

$$P_{a2} = (1.00 + 1.80 \times 6.50) \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 3.43 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

※ $H = 9.00 \text{ (m)}$ (杭先端)

$$P_{a3} = (1.00 + 1.80 \times 9.00) \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 4.64 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

- 2) 受働土圧

$$P_p = \gamma Z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

※ $Z = 0 \text{ (m)}$ (根切底)

$$P_{p1} = 0$$

※ $Z = 2.50 \text{ (m)}$ (杭先端)

$$P_{p2} = 1.80 \times 2.50 \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right) = 16.61 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

- 3) 主働土圧による回転モーメント

$$M_a = \left[\frac{2.45 \times 2.00}{2} \times \frac{1}{3} \times 2.00 + \frac{3.43 \times 2.00}{2} \times \frac{2}{3} \times 2.00 \right] 1.20 + \left[\frac{3.43 \times 2.50}{2} \left(\frac{1}{3} \times 2.50 + 2.00 \right) + \frac{4.64 \times 2.50}{2} \left(\frac{2}{3} \times 2.50 + 2.00 \right) \right] 0.30 = 17.47 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

- 4) 受働土圧による制動モーメント

$$M_p = \left[\frac{16.61 \times 2.50}{2} \left(\frac{2}{3} \times 2.50 + 2.00 \right) \right] 0.30 = 22.84 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

- 5) 根入の安定

$$F = \frac{M_p}{M_a} = \frac{22.84}{17.47} = 1.3 > 1.2$$

③ 土圧及び反力

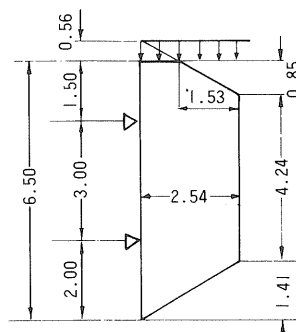
- 1) 作用土圧

作用土圧は建築基礎構造設計基準による「締った砂地盤」の土圧分布を採用

$$P_o = 0.2 (\gamma H + q) = 0.2 (1.80 \times 6.50 + 1.00) = 2.54 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$H_o = 0.2 (H + \Delta H)$$

$$= 0.2 (6.50 + 0.56) = 1.41 \text{ (m)}$$



- 2) 反力

$$R_A = \frac{1}{3.00} \left[2.54 \times 4.50 \times \frac{1}{2} \times 450 - \frac{1.53 \times 0.85}{2} \times \left(\frac{2}{3} \times 0.85 + 3.65 \right) \right] = 7.66 \text{ (t/m)}$$

$$R_{B1} = 2.54 \times 4.50 - \frac{1.53 \times 0.85}{2} - R_A = 3.12 \text{ (t/m)}$$

$$R_{B2} = \frac{1}{2.00} \left[2.54 \times 2.00 \times \frac{1}{2} \times 2.00 - \frac{2.54 \times 1.41}{2} \times \frac{1}{3} \times 2.00 \right] = 1.95 \text{ (t/m)}$$

$$R_B = R_{B1} + R_{B2} = 5.07 \text{ (t/m)}$$

(注) 上記は掘削完了時反力であるが、各段切梁設置時、及び各段切梁撤去時についても同様な検討を行って下さい。

④ 親杭の強度

- 1) 曲げモーメント

$$M_x = R_A (x - 1.50) = 2.54x \times \frac{1}{2}x + \frac{1}{2} \times 1.53 \times 0.85 \times \left(x - \frac{1}{3} \times 0.85 \right)$$

$$= 7.66 (x - 1.50) - \frac{1}{2} \times 2.54x^2 + 0.65 \left(x - \frac{0.85}{3} \right)$$

$$\frac{dM_x}{dx} = 7.66 - 2.54x - 0.65 \quad M_x = 0 \text{ と置く}$$

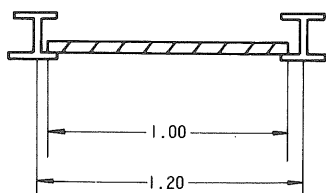
$$\therefore x = 2.76 \text{ (m)}$$

$$M_{\max} = 7.66 (2.76 - 1.50) - \frac{1}{2} \times 2.54 \times (2.76)^2 + 0.65 \left(2.76 - \frac{0.85}{3} \right) = 1.59 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

- 2) 曲げ応力度

$$\delta = \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{1.59 \times 10^5 \times 1.20}{1360} = 140 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

⑤ 横矢板の設計



1) 曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{2} = \frac{2.54 \times 1.00^2}{8} = 0.32 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

2) 板厚の決定

$$t = \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{b \cdot \delta}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.32 \times 10^5}{100 \times 135}} = 3.77 \text{ (cm)}$$

⑥ 腹起しの設計

1) 曲げモーメント

a) 腹起し(A)

$$M_{A\max} = \frac{R_A (l_1 - l_2)^2}{8} = \frac{7.66 \times 5.00^2}{8} = 23.94 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

b) 腹起し(B)

$$M_{B\max} = \frac{R_B (l_1 - l_2)^2}{8} = \frac{5.07 \times 5.00^2}{8} = 15.84 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

2) 曲げ応力度

a) 腹起し(A)

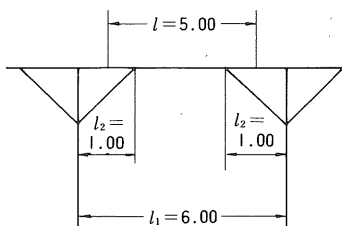
$$\delta = \frac{M_{A\max}}{Z_x} = \frac{23.94 \times 10^5}{1160} = 2063 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b) 腹起し(B)

$$\delta = \frac{M_{B\max}}{Z_x} = \frac{15.84 \times 10^5}{1160} = 1366 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(注) 上記はスパン $l=5.00\text{m}$ とした場合の曲げであるが、許容応力 $f_c=2400\text{kg/cm}^2$ より最大スパン l_{\max} を求めるには次式による。

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 f_c Z_x}{R_x}}$$



3) 剪断力

a) 腹起し(A)

$$Q_{A\max} = \frac{R_A (l_1 - l_2)}{2} = \frac{7.66 \times 5.00}{2} = 19.15 \text{ (t)}$$

b) 腹起し(B)

$$Q_{B\max} = \frac{R_B (l_1 - l_2)}{2} = \frac{5.07 \times 5.00}{2} = 12.68 \text{ (t)}$$

4) 剪断応力度

a) 腹起し(A)

$$\tau_A = \frac{Q_{A\max}}{0.85 h \cdot t} = \frac{19.15 \times 10^3}{0.85 \times 30 \times 1.0} = 751 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 1350 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b) 腹起し(B)

$$\tau_B = \frac{Q_{B\max}}{0.85 h \cdot t} = \frac{12.68 \times 10^3}{0.85 \times 30 \times 1.0} = 497 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 1350 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

⑦ 切梁の設計

1) 軸力(分担力)

a) 切梁(A)

$$N_1 = R_A L = 7.66 \times 6.00 = 45.96 \text{ (t)}$$

b) 切梁(B)

$$N_2 = R_B L = 5.07 \times 6.00 = 30.42 \text{ (t)}$$

2) 細長比及び座屈係数

$$\lambda = \frac{L}{i_y} = \frac{6.00 \times 10^2}{7.51} = 79.89$$

$$\therefore w = 1.34 \text{ (座屈係数表より)}$$

3) 座屈応力

a) 切梁(A)

$$\delta = \frac{N_1 \omega}{A} = \frac{45.96 \times 1.34 \times 10^3}{104.8} = 588 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b) 切梁(B)

$$\delta = \frac{N_2 \omega}{A} = \frac{30.42 \times 1.34 \times 10^3}{104.8} = 389 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

⑧ 火打梁の設計

1) 軸力

$$N = \frac{1}{2} (l_2 + l_3) R_x \sec \theta$$

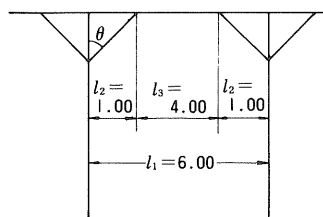
a) 第1段

$$N = \frac{1}{2} (1.00 + 4.00) 7.66 \sec 45^\circ = 27.08 \text{ (t)}$$

2) 細長比及び座屈係数

$$l_2 = l_2 / \sin \theta = 1.00 / \sin 45^\circ = 1.41$$

$$\lambda = \frac{l_2}{i_y} = \frac{1.41 \times 10^2}{7.51} = 18.77 \quad \therefore w = 1.00$$



3) 座屈応力

a) 第1段

$$\delta = \frac{w N}{A} = \frac{1.00 \times 27.08 \times 10^3}{104.8} = 258 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

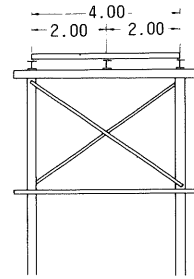
b) 第2段

$$\delta = \frac{w N}{A} = \frac{1.00 \times 17.93 \times 10^3}{104.8} = 171 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < 2400 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

● 鋼製仮橋の設計

① 設計条件

- 1) 荷重(重機荷重) $W = 40$ (t)
- 2) 衝撃荷重 $i = 0.3$
- 3) 寸法 図示
- 4) 使用材 $H - 300 \times 300 \times 10 \times 15$



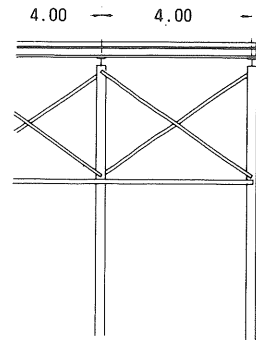
② 主桁(覆工板受桁)の設計

- 1) 荷重
 - a) 死荷重
 - 覆工板 $0.18 \times 2.00 = 0.36$ (t/m)
 - 桁自重 $= 0.10$ (t/m)
 - 合計 $W_1 = 0.46$ (t/m)
 - b) 活荷重
 - 重機荷重の $P = \frac{1}{2}W = 20$ (t) が等分布荷重として働くとして、重機衝撃係数 $i = 0.3$ キヤタピラ接地長 $l = 4.00$ (m) とする。
 - $W_2 = \frac{P(1+i)}{l} = \frac{20(1+0.3)}{4.00} = 6.50$ (t/m)

- 2) 最大曲げモーメント
 - $M_1 = \frac{W_1 l^2}{8} = \frac{0.46 \times 4.00^2}{8} = 0.92$ (t·m)
 - $M_2 = \frac{W_2 l^2}{8} = \frac{6.50 \times 4.00^2}{8} = 13.00$ (t·m)
 - $M_{max1} = M_1 + M_2 = 13.92$ (t·m)

- 3) 最大剪断力
 - $Q_1 = \frac{W_1 l}{2} = \frac{0.46 \times 4.00}{2} = 0.92$ (t)
 - $Q_2 = \frac{W_2 l}{2} = \frac{6.50 \times 4.00}{2} = 13.00$ (t)
 - $Q = Q_1 + Q_2 = 13.92$ (t)

- 4) 断面の決定
 - $\delta = \frac{M_{max1}}{Z_x} = \frac{13.92 \times 10^5}{1360 \times 0.85} = 1204$ (kg/cm²) < 2400 (kg/cm²)
 - $\tau = \frac{Q}{0.85 \cdot h \cdot t} = \frac{13.92 \times 10^3}{0.85 \times 30.0 \times 1.0} = 546$ (kg/cm²) < 1350 (kg/cm²)



③ 横桁(桁受)の設計

- 1) 荷重
 - a) 前項より $W_3 = 13.92$ (t) が梁中央に集中荷重として働く
 - b) 横桁自重 $W_4 = 0.10$ (t/m)

- 2) 最大曲げモーメント
 - $M_3 = \frac{W_3 l_2}{4} = \frac{13.92 \times 4.00}{4} = 13.92$ (t·m)
 - $M_4 = \frac{W_4 l_2^2}{8} = \frac{0.10 \times 4.00^2}{8} = 0.20$ (t·m)
 - $M_{max2} = M_3 + M_4 = 14.12$ (t·m)

- 3) 剪断力
 - $Q_3 = \frac{W_3}{2} = \frac{13.92}{2} = 6.96$ (t)
 - $Q_4 = \frac{W_4 l_2}{2} = \frac{0.10 \times 4.00}{2} = 0.20$ (t)
 - $Q_{max} = Q_3 + Q_4 = 7.16$ (t)

- 4) 断面の決定
 - $\delta = \frac{M_{max2}}{Z_x} = \frac{14.12 \times 10^5}{1360 \times 0.85} = 1221$ (kg/cm²) < 2400 (kg/cm²)
 - $\tau = \frac{Q_{max}}{0.85 \cdot h \cdot t} = \frac{7.16 \times 10^3}{0.85 \times 30.0 \times 1.0} = 281$ (kg/cm²) < 1350 (kg/cm²)

④ 杭の設計

- 1) 杭の支持力
 - a) 杭にかかる荷重
 - 覆工板自重 $0.18 \times 16 = 2.88$ (t)
 - 桁横桁自重 $0.10 \times 20 = 2.00$ (t)
 - 重機荷重 $40 \times 1.3 = 52.00$ (t)
 - 56.88 (t)
 - ※ 杭 1 本当り荷重 $N = 56.88 \div 4 = 14.22$ (t/本)
 - b) 土による杭の支持力
 - $R_u = 40 N_o A_P + \frac{1}{5} \bar{N} A_s$
 - A_P : 杭先端断面積
 - A_s : 支持層中の杭の全表面積
 - N_o : 杭の先端地盤 N 値
 - \bar{N} : 杭の根入部の平均 N 値
 - $R_u = 40 \times 15 \times 0.09 + \frac{1}{5} \times 10 \times 1.20 \times 3.00 = 61.2$ (t/本)
 - 安全率を 2/3 とすると
 - $R_a = \frac{2}{3} R_u = \frac{2}{3} \times 61.2 = 40.80$ (t/本) > $N = 14.22$ (t/本)

- 2) 杭の強度
 - a) 杭にかかる水平力
 - 荷重の 0.1 が働くとする
 - $H = 14.22 \times 0.1 = 1.42$ (t/本)
 - b) 最大曲げモーメント
 - $\beta = \sqrt{\frac{k_h B}{4EI}} = \sqrt{\frac{2 \times 30}{4 \times 2.1 \times 10^5 \times 2.01 \times 10^4}} = 4.34 \times 10^{-3}$ (cm⁻¹)
 - $M = \frac{H}{2\beta} (1 + \beta h)$
 - $= \frac{1.42 \times 10^3}{2 \times 4.34 \times 10^3} (1 + 4.34 \times 10^{-3} \times 4.00 \times 10^2) = 4.48 \times 10^5$ (kg·cm)
 - c) 曲げ応力
 - X-X 軸に関し
 - $\delta_x = \frac{M}{Z_x} + \frac{\omega_x N}{A} = \frac{4.48 \times 10^5}{1360} + \frac{1.13 \times 14.22 \times 10^3}{119.8} = 463$ (kg/cm²)
 - < 2400 (kg/cm²)
 - Y-Y 軸に関し
 - $\delta_y = \frac{M}{Z_y} + \frac{\omega_y N}{A} = \frac{4.48 \times 10^5}{450} + \frac{1.04 \times 14.22 \times 10^3}{119.8} = 1119$ (kg/cm²)
 - < 2400 (kg/cm²)
 - 但し $\lambda_x = \frac{l_h}{i_x} = \frac{400}{7.51} = 53 \therefore \omega_x = 1.13$
 - $\lambda_y = \frac{l_h}{i_y} = \frac{400}{13.1} = 31 \therefore \omega_y = 1.04$