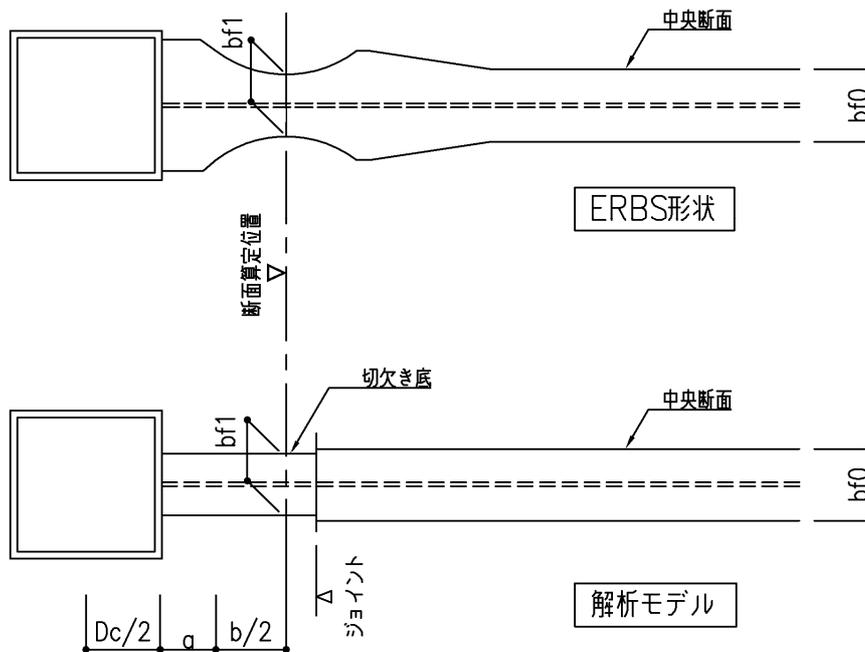


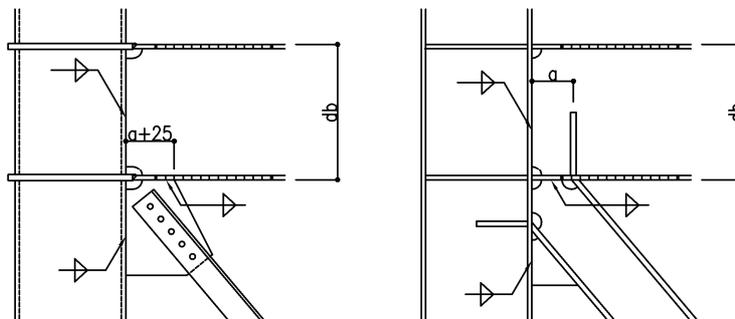
ERBS架構の計算

- ・主架構の設計は一貫構造計算プログラム(SS7:ユニオンシステム)を用いた。
- ・解析モデルは、部材の曲げ・せん断変形を考慮した立体解析モデルとする。床剛性は剛床とする
- ・層間変位と大梁のたわみは、中央部断面の鉄骨素断面で一様な梁として評価している。
- ・1次設計は、断面算定位置を柱芯から $D_c/2+a+b/2$ として、切り欠き底での検定を行う。
ジョイントを、断面算定位置から僅かに中央寄りに設定する。
- ・ERBS梁の形状や端部断面の検定は、別途行う。
- ・ジョイントの検定を、一様梁断面のモデルにて、別途確認する。



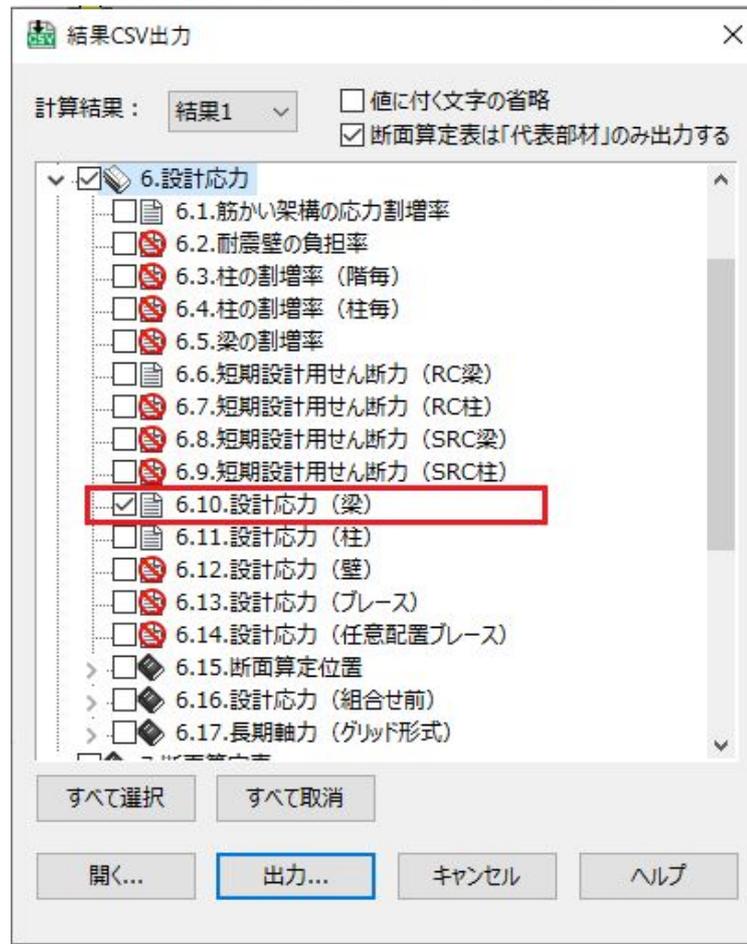
変断面梁解析モデル

- ・メモ: ブレースが取付く場合は、切欠き円弧周囲の変形を阻害しない設計判断が求められる。



ブレース取付(参考図)

1) SS7:19.結果CSV出力から、“梁設計応力の出力”をCSVファイルに出力。



2) CSVファイルの、梁長期応力をシート”out”に貼り付け。

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	ApName	Super Build/SS7							
2	Version	1. 1. 1.18							
3	工事名	ERBS工法設計例							
4	略称								
5	結果名	結果1							
6	計算日時	#####							
7									
8									
9	name=梁設	case=長期							
10	層	フレーム	軸一軸	符号	ケース	部材長	曲げ	ハンチ端	JOIN
11							左端		
12						mm	kNm	kNm	kNm
13	<data>								
14	RFL	A	1	2 RG1x	L	7000	43		
15	RFL	A	2	3 RG1x	L	7000	61		
16	RFL	B	1	2 RG1x	L	7000	43		
17	RFL	B	2	3 RG1x	L	7000	61		
18	RFL	1 A	B	RG1y	L	7000	24		
19	RFL	2 A	B	RG1y	L	7000	26		
20	RFL	3 A	B	RG1y	L	7000	24		

At the bottom of the spreadsheet, a sheet tab bar is visible with tabs: Readme, Design, List, shs, wf, pipe, str, and 'out'. The 'out' tab is highlighted with a red box.

3) シート”str”に、部材長やQLがセットされていることを確認する。

ヒンジ位置のQL

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	
1	1		case-長所																19		21		
2	2	層	フレーム	軸-軸	符号	ケース	部材長	曲げ										せん断					
3	3						L	左端	1/2端	JOINT	1/4端	中央	1/4端	JOINT	1/2端	右端	左端	JOINT	中央	JOINT	右端		
4	4			梁の位置			mm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
5	5	RFL	A	1	2	RG1x	L	7000	43	0	39	0	-53	0	57	0	61	66	66	0	72	72	
6	6	RFL	A	2	3	RG1x	L	7000	61	0	57	0	-53	0	39	0	43	72	72	0	66	66	
7	7	RFL	B	1	2	RG1x	L	7000	43	0	39	0	-53	0	57	0	61	66	66	0	72	72	
8	8	RFL	B	2	3	RG1x	L	7000	61	0	57	0	-53	0	39	0	43	72	72	0	66	66	
9	9	RFL		1	A	B	RG1y	L	7000	24	0	22	0	-29	0	22	0	24	38	38	0	38	38
10	10	RFL		2	A	B	RG1y	L	7000	26	0	24	0	-33	0	24	0	26	40	40	0	40	40
11	11	RFL		3	A	B	RG1y	L	7000	24	0	22	0	-29	0	22	0	24	38	38	0	38	38
12	12	3FL	A	1	2	3G1x	L	7000	47	0	44	0	-48	0	50	0	53	65	65	0	67	67	
13	13	3FL	A	2	3	3G1x	L	7000	53	0	50	0	-48	0	44	0	47	67	67	0	65	65	
14	14	3FL	B	1	2	3G1x	L	7000	47	0	44	0	-48	0	50	0	53	65	65	0	67	67	
15	15	3FL	B	2	3	3G1x	L	7000	53	0	50	0	-48	0	44	0	47	67	67	0	65	65	

- 4) シート”shs”, ”wf”, ”pipe”に、断面算定データを入力。青文字のセルを入力。
 (A)にコメントを入力
 (B) ”List”の梁形状名(A列)を入れる。同じ名前の場合は、上のデータが優先。
 (C)に”str”の梁位置番号(A列)を入力

間	RG1y	(A) ERBS断面の検定	(B) HN400	str No.=(C) 10	RFL	階,	2	通,		
		梁切欠 H-	H=400	B=170	tw=9	tf=16	r=0			
		梁(柱面)H-	H=400	B=300	tw=0	tf=16	r=0			
		柱断面 □-	Bc=400	tcf=16	柱材料	1 =:BCR295/2:BCI				
			dj=H-2tf=	368	bj=	368	m=			
		ウェブ考慮=1	0	Zwpe=	230400	jMwu=				
		f1=0.2f=40mm		0 =0: 剛接, 1: 左端ピン, 2: 右端ピン						
		f1=0.1f=36mm		自動	bfe=300	db=400	bf1=170	bf=300	bf0=200	a=
				直接入力	bfe=0	db=0	bf1=0	bf=0	bf0=0	
				H法	f=2t	200	f1=0.2f=	40		
				BH法	f=1	360	f1=0.1f=	36		
		る角度 b/2c=2.9前後に調整	梁材料	1 =:SN400 / 2:SN490	235 (SN400)					
		1 kN	L= 7000 mm	maxQL=	40 kN	LQL=40	RQL=40	QL(直接)=		
		5	Ry= 1.1	L=	7000 mm	x=a+b/2=	320mm	L(直接)=		
		349×235/1000 = 401 kNm		400	ヒンジ間補正距離~柱Dc	7000	400			
		000 = 55.9kNm	Vp=	2	401	5.96	40	174.6	Vp * x	
			Mpr+Vp*x :	401.0	55.9	456.9		Mf/Mpr=	456.9	
			1.1	1843	235 /1000 =	476.4 kNm		jMwu=		
			456.9	476.4	0.9600 < 1.0	OK				
		20=243 < 250 OK	L=	6600	iy=	38.7	均等補剛	λy=170.6 < 170+		
		65 OK	n=	1	均等1/端部	0	170.6	<		
			Web: bolt=1,溶接=2	2	~ウェブ耐力を考慮した時のボルト	接合強				
			4	22	380 F10T	1000	qbu=			
			せん断: 中央の	2	本を考慮,	228	456	>		
			曲げ: 縁端の	1	本を考慮, Mu=	228	180			
			ボルト 補強溶接,	vL=	80 mm, hL=	60 mm, s=				
			Q'=0.7×	9	104	400 / (√3×10)	151 kN			
			M'=	41.0	151.0	間隔t2=	180	27.2	68	

RBS断面の検定

梁端接合部の曲げ耐力とせん断耐力が、RBS工法の検定式を満足していることを確認する。
 梁端接合部は、フランジで曲げモーメントを、ウェブでせん断力を負担するものとする。

ウェブで曲げとせん断を負担する場合は、日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」(2021年)等により評価する。

i) 梁端部のモーメントに対する設計

・接合部の曲げ耐力の評価

梁端接合部に作用する曲げモーメントを下記のように評価する。

ここでは、梁端モーメントは下図の荷重条件とメカニズム状態に対して定める。

長期荷重の条件が異なる場合は、それに応じたせん断力を評価する。

$$M_f = M_{pr} + V_p x = C_{pr} R_y Z_p F_y + V_p x \quad (1)$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_p F_y \quad (2)$$

M_f : 梁端(柱フェース)での必要モーメント

M_{pr} : 予想ピーク塑性ヒンジモーメント

C_{pr} : 歪硬化・局部拘束・付加的な補強・接合状態等によるピーク強度係数、

RBS工法に対して $C_{pr} = 1.15$

R_y : 梁の材料に関する(材料の基準強度の割増)係数、 $R_y = 1.1$

Z_p : 切欠き断面(塑性ヒンジ位置)の塑性断面係数(ウェブを考慮して算定)

F_y : 鋼材の基準強度

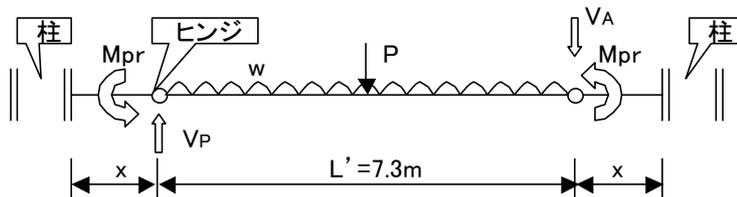
V_p : 塑性ヒンジ位置でのせん断力

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + PL'/2 + wL'^2/2}{L'} \quad (3)$$

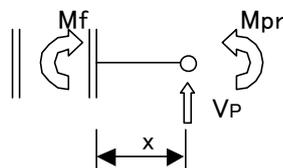
x : 塑性ヒンジと柱フェース間の距離 $x = a + b/2$

p : 梁中央部の集中荷重

w : 梁上の分布荷重

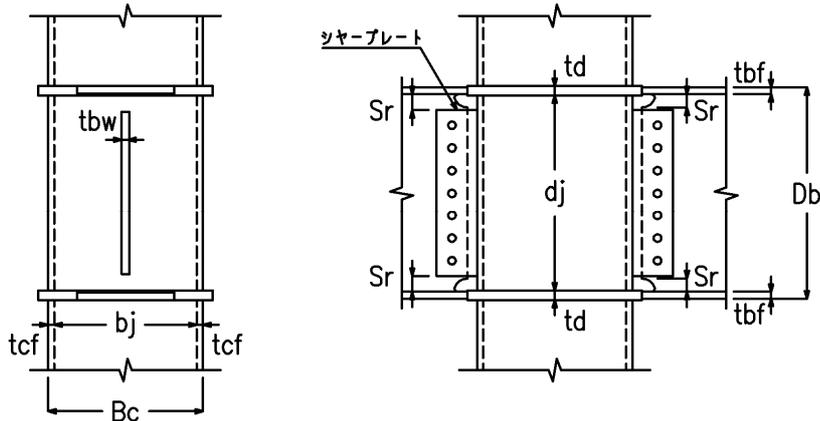


荷重条件とヒンジ位置でのせん断力の算定



柱フェースでのモーメント

ウェブの曲げ耐力を評価する場合は、「鋼構造接合部設計指針」から、



梁端接合部の記号

$${}_jM_{wu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{fu}$$

Z_{wpe} : スカラップなどによる欠損を考慮した梁ウェブ有効断面の塑性断面係数

$$Z_{wpe} = \frac{1}{4} (D_b - 2t_{bf} - 2S_r)^2 \cdot t_{bw}$$

m : 梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力
H形断面(強軸方向)のとき $m=1$

$$\text{箱形断面の時 } m = \min \left\{ 1, 4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}} \right\}$$

・接合部曲げ耐力の検定

下記の要件を満たせば、設計は許容可能となる。

$$M_f < R_y Z_b F_y \quad (4)$$

Z_b : 梁端部の塑性断面係数, $Z_b = t_f \cdot b_{fe} \cdot (d_b - t_f)$

b_j : 柱の有効幅 角型鋼管の場合 $b_j = B_c - 2t_{cf}$

円形鋼管の場合 $b_j = B_c - t_{cf}$

ii) 接合部のせん断力に対する設計

次の式により、柱面でのせん断力を計算する。

$$V_f = 2 \frac{M_f}{L - d_c} + Q_L \quad (5)$$

$$\tau = V_f / t_w (d_b - 2t_f - 2S_r)$$

$$\tau / f_s \leq 1.0$$

ここに、 V_f : 長期荷重によるせん断力

F_s : 許容せん断応力度

S_r : スカラップの寸法

その他、パネルゾーンおよびダイアフラムについては、「鋼構造設計規準」、「鋼構造接合部設計指針」等により評価する。

iii) 局部座屈等の防止

梁の保有耐力横補剛の確認を、以下のように行う。

- ・“はり全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法”を準用する場合
端部の横補剛間隔は n_e 以内とする。 n_e は、切欠き断面の梁の弱軸まわりの細長比 λ_{ye} が、次式を満足する横補剛数とする。

$$\lambda_{ye} = 170 + 20n_e \quad (400\text{N級炭素鋼梁の場合})$$

$$\lambda_{ye} = 130 + 20n_e \quad (490\text{N級炭素鋼梁の場合})$$

中央の横補剛間隔は n_c 以内とする。 n_c は、中央断面の梁の弱軸まわりの細長比 λ_{yc} が、次式を満足する横補剛数とする。

$$\lambda_{yc} = 170 + 20n_c \quad (400\text{N級炭素鋼梁の場合})$$

$$\lambda_{yc} = 130 + 20n_c \quad (490\text{N級炭素鋼梁の場合})$$

ここに、 l : 梁の長さ

λ_{ye} : 切欠き断面の梁の弱軸まわりの細長比 ($\neq l_{ye}$)

λ_{yc} : 中央断面の梁の弱軸まわりの細長比 ($\neq l_{yc}$)

i_{ye} : 切欠き断面に関する梁の弱軸まわりの断面2次半径, $i_{ye} = \sqrt{I_{y1}/A_1}$

i_{yc} : 中央断面に関する梁の弱軸まわりの断面2次半径, $i_{yc} = \sqrt{I_y/A}$

I_{y1}, I_y : 梁の切欠き断面と中央断面に関する弱軸まわりの断面2次モーメント

A_1, A : 梁の切欠き断面と中央断面の面積

- ・“主として梁端部に近い部分に横補剛を設ける方法”を準用する場合

降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては、次式で示す間隔で横補剛を配置する。ただし、梁の横補剛を検討するためのモーメント分布は、柱フェースでのモーメント M_f であるとして評価する。また、降伏曲げモーメントは、端部では切欠き断面のものを、中央では中央断面のものをを用いる。

梁の横補剛を検討するための曲げモーメント分布には、安全率 α を乗じたものを用いる。安全率 α は、400N級炭素鋼梁で $\alpha = 1.2$ とし、490N級炭素鋼梁で $\alpha = 1.1$ とする。

400N級炭素鋼の梁の場合

$$\text{端部の横補剛間隔: } \frac{I_{be} \cdot d_b}{A_{f1}} \leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{I_{be}}{i_{ye}} \leq 65$$

$$\text{中央の横補剛間隔: } \frac{I_{bc} \cdot d_b}{A_{f0}} \leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{I_{bc}}{i_{yc}} \leq 65$$

490N級炭素鋼の梁の場合

$$\text{端部の横補剛間隔: } \frac{I_{be} \cdot d_b}{A_{f1}} \leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{I_{be}}{i_{ye}} \leq 50$$

$$\text{中央の横補剛間隔: } \frac{I_{bc} \cdot d_b}{A_{f0}} \leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{I_{bc}}{i_{yc}} \leq 50$$

A_{f1} : 切欠部のフランジ断面, $A_{f1} = b_{f1} \cdot t_f$

A_{f0} : 中央のフランジ断面, $A_{f0} = b_{f0} \cdot t_f$

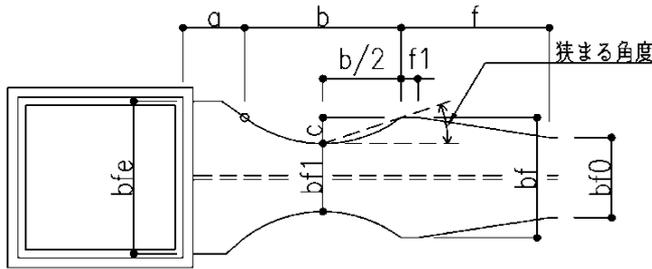
I_{be} : 切欠部を有する梁端部の横補剛間隔

I_{bc} : 中央断面の梁の横補剛間隔

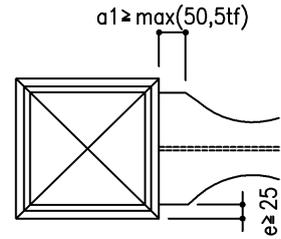
ERBS shape example

Name	beam depth db=	reduced	inner	center	a	b	c	r	a/bf	b/db	c/bf	bf1/bf0	BH type		H type		reducin g angle	内端リ ブ
		flange width bf1	flange width bf=	flange width bf0									bf=	f=1.2bf	0.1f	f=2bf/3		
HN600	600	170	300	200	180	390	65.0	325	0.60	0.65	0.217	<0.85	f=1.2bf 360	0.1f 36	f=2bf/3 200	0.2f 40	3.00	50.0
HN500rbs	500	110	200	200	150	380	45.0	424	0.75	0.76	0.225	0.550	240	24	133	27	4.22	0.0
HN500	500	170	300	200	150	380	65.0	311	0.50	0.76	0.217	0.850	360	36	200	40	2.92	50.0
HN450	450	170	300	200	150	380	65.0	311	0.50	0.84	0.217	0.850	360	36	200	40	2.92	50.0
HN400	400	170	300	200	150	340	65.0	255	0.50	0.85	0.217	0.850	360	36	200	40	2.62	50.0
HN300	300	126	214	150	120	250	44.0	200	0.56	0.83	0.206	0.840	257	26	143	29	2.84	32.0
HN250	250	105	175	125	110	200	35.0	161	0.63	0.80	0.200	0.840	210	21	117	23	2.86	25.0
HN200	200	84	150	100	100	170	33.0	126	0.67	0.85	0.220	0.840	180	18	100	20	2.58	25.0
HM900	900	240	450	300	240	610	105.0	496	0.53	0.68	0.233	0.800	540	54	300	60	2.90	75.0
HM800	800	240	450	300	240	600	105.0	482	0.53	0.75	0.233	0.800	540	54	300	60	2.86	75.0
HM700	700	240	450	300	230	590	105.0	467	0.51	0.84	0.233	0.800	540	54	300	60	2.81	75.0
HM588	588	230	400	300	210	480	85.0	382	0.53	0.82	0.213	0.767	480	48	267	53	2.82	50.0
HM488	488	230	400	300	200	410	85.0	290	0.50	0.84	0.213	0.767	480	48	267	53	2.41	50.0
HM440	440	230	400	300	200	370	85.0	244	0.50	0.84	0.213	0.767	480	48	267	53	2.18	50.0
HM390	390	230	388	300	200	330	79.0	212	0.52	0.85	0.204	0.767	466	47	259	52	2.09	44.0
HM340	340	180	326	250	180	280	73.0	171	0.55	0.82	0.224	0.720	391	39	217	43	1.92	38.0
HM294	294	150	250	200	150	230	50.0	158	0.60	0.78	0.200	0.750	300	30	167	33	2.30	25.0

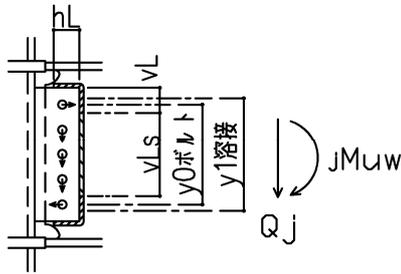
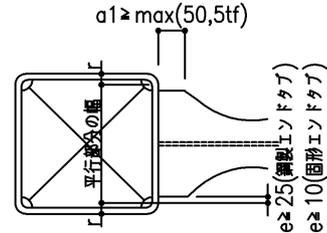
ERBS断面検定



ERBS形状 BHタイプ (柱:角形鋼管)



通しダイアフラム形式



- ・ ボルト耐力 内ダイアフラム形式
- tg: ガセットプレートの厚さ
- qbu: ボルト1本あたりの最大せん断耐力
- y0: ボルトの曲げ重心間距離
- ・ $jM_{wu} > [\text{ボルト曲げ耐力}]$ のとき、溶接追加
- hl: 溶接の水平方向距離
- vl: 溶接の鉛直方向距離
- vls: 溶接の鉛直方向距離(せん断)
- y1: 溶接の曲げ重心間距離
- jM_{wu} : ウェブシヤープレート曲げ耐力

ウェブボルト接合の検討(ウェブ耐力考慮の時)

ERBS断面の検定

梁・柱形状	位置: RFL階, 2通, A-B間 RG1y	
・ 梁切欠 H-400 × 170 × 9 × 16 × r0	Z _{px} =1349, A=87.5, I _y =1312, i _y =3.87	
・ 梁(柱面) H-400 × 300 × 0 × 16 × r0	Z _{px} =1843	
・ 柱断面 □-400 × 16 (BCR295)		
節点間距離 L=7000 mm		
・ ERBS形状		
db= 400mm	H法 f=2bf/3=200mm	f1=0.2f=40mm
bfe= 300mm	BH法 f=1.2bf=360mm	f1=0.1f=36mm
bf1= 170mm	bf= 300mm	bf1/bf0=0.85 < 0.85 OK
	bf0= 200mm	
a= 150mm	a=(0.5 to 0.75)bf	a/bf= 0.500 OK
b= 340mm	b=(0.65 to 0.85)db	b/db= 0.850 OK
c= 65mm	c=(0.2 to 0.25)bf	c/bf= 0.217 OK
r= 255mm	r=(4c*c+b*b)/8c	b/2c=2.6: フランジを狭める角度 b/2c=2.9前後に調整
・ 断面算定	$\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (SN400)	QL= 40 kN L= 7000 mm
x=a+b/2= 150+340/2 = 320mm		C _{pr} = 1.15 R _y = 1.1
L'= 7000-400-2 × 320=5960mm		M _{pr} = 1.15 × 1.1 × 1349 × 235/1000 = 401 kNm
V _p = 2 × 401/5.96+40 = 174.6 kN		V _p * x = 174.6 × 320/1000 = 55.9 kNm
M _f = 401+55.9 = 456.9 kNm		
	R _y Z _p σ _y = 1.1 × 1843 × 235/1000 = 476.4 kNm	
	M _f /(R _y Z _b σ _y) = 456.9 / 476.4 = 0.96 < 1.0 OK	
・ 切欠き断面の横座屈の検討	端部補剛 L _b ·H/Af=1650 × 400/2720=243 < 250 OK	
L=6600mm, i _y =38.7mm, n=1	L _b /i _y =1650/38.7=42.7 < 65 OK	

ERBS断面の検定

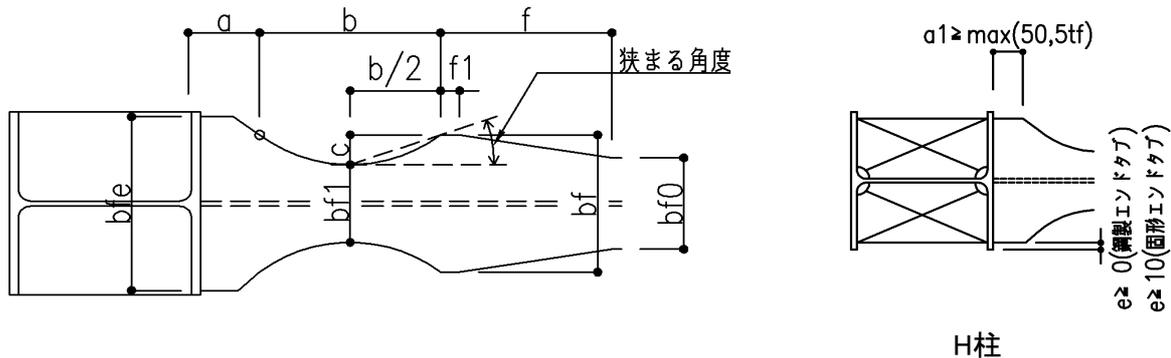
梁・柱形状 ・ 梁切欠 H-500×170×12×16×r0) $Z_{px}=1974, A=110.6, I_y=1317, i_y=3.45$ ・ 梁(柱面)H-500×360×0×16×r0) $Z_{px}=2788$ ・ 柱断面 □-400×16 (BCR295) 節点間距離 L=7000 mm	位置:3FL階, 2通, A-B間 3G1y
・ ERBS形状 db= 500mm bfe= 360mm bf= 300mm bf1= 170mm bf0= 200mm a= 150mm a=(0.5 to 0.75)bf b= 380mm b=(0.65 to 0.85)db c= 65mm c=(0.2 to 0.25)bf r= 311mm r=(4c*c+b*b)/8c	H法 f=2bf/3=200mm f1=0.2f=40mm BH法 f=1.2bf=360mm f1=0.1f=36mm bf1/bf0=0.85 < 0.85OK a/bf= 0.500 OK b/db= 0.760 OK c/bf= 0.217 OK b/2c=2.9:フランジを狭める角度 b/2c=2.9前後に調整
・ 断面算定 $\sigma_y= 235 \text{ N/mm}^2$ (SN400) x=a+b/2= 150+380/2 = 340mm L'= 7000-400-2×340=5920mm Vp= 2×586.8/5.92+38 = 236.2 kN Mf= 586.8+80.3 = 667.1 kNm RyZp $\sigma_y= 1.1 \times 2788 \times 235/1000 = 720.6 \text{ kNm}$ Mf/(RyZb σ_y)= 667.1 / 720.6 = 0.93 < 1.0 OK	QL= 38 kN L= 7000 mm Cpr= 1.15 Ry= 1.1 Mpr= 1.15×1.1×1974×235/1000 = 586.8 kNm Vp * x= 236.2×340/1000 = 80.3kNm
・ 切欠き断面の横座屈の検討 均等補剛 $\lambda_y=191.4 < 170+20 \times 2=210$ OK L=6600mm, iy=34.5mm, n=2	

梁・柱形状 ・ 梁切欠 H-600×170×12×19×r0) $Z_{px}=2824, A=132, I_y=1564, i_y=3.44$ ・ 梁(柱面)H-600×360×0×19×r0) $Z_{px}=3974$ ・ 柱断面 □-400×19 (BCR295) 節点間距離 L=7000 mm	位置:2FL階, 2通, A-B間 2G1y
・ ERBS形状 db= 600mm bfe= 360mm bf= 300mm bf1= 170mm bf0= 200mm a= 180mm a=(0.5 to 0.75)bf b= 390mm b=(0.65 to 0.85)db c= 65mm c=(0.2 to 0.25)bf r= 325mm r=(4c*c+b*b)/8c	H法 f=2bf/3=200mm f1=0.2f=40mm BH法 f=1.2bf=360mm f1=0.1f=36mm bf1/bf0=0.85 < 0.85OK a/bf= 0.600 OK b/db= 0.650 OK c/bf= 0.217 OK b/2c=3:フランジを狭める角度 b/2c=2.9前後に調整
・ 断面算定 $\sigma_y= 235 \text{ N/mm}^2$ (SN400) x=a+b/2= 180+390/2 = 375mm L'= 7000-400-2×375=5850mm Vp= 2×839.5/5.85+39 = 326 kN Mf= 839.5+122.3 = 961.8 kNm RyZp $\sigma_y= 1.1 \times 3974 \times 235/1000 = 1027.2 \text{ kNm}$ Mf/(RyZb σ_y)= 961.8 / 1027.2 = 0.94 < 1.0 OK	QL= 39 kN L= 7000 mm Cpr= 1.15 Ry= 1.1 Mpr= 1.15×1.1×2824×235/1000 = 839.5 kNm Vp * x= 326×375/1000 = 122.3kNm
・ 切欠き断面の横座屈の検討 均等補剛 $\lambda_y=191.9 < 170+20 \times 2=210$ OK L=6600mm, iy=34.4mm, n=2	

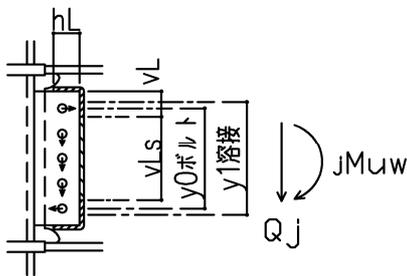
RBS断面の検定 (ウェブ曲げ耐力考慮、横座屈:端部補剛、ウェブ:ボルト接合)

梁・柱形状 ・ 梁切欠 H-500×110×12×19×r0) $Z_{px}=1646, A=97.2, I_y=428, i_y=2.1$ ・ 梁(柱面)H-500×200×0×19×r0) $Z_{px}=1828$ ・ 柱断面 □-400×19 (BCR295) $d_j=H-2t_b f=462, b_j=362, m=1, \text{ウェブ高} l_s=320$ 節点間距離 $L=7000 \text{ mm}$ $t_g=12 \text{ mm } Z_{wpe}=307200, jM_{wu}=91 \text{ kNm}$	位置:3FL階, 2通, A-B間 3G1y
・ ERBS形状 $db=500 \text{ mm}$ H法 $f=2b_f/3=133 \text{ mm}$ $f_1=0.2f=27 \text{ mm}$ $b_{fe}=200 \text{ mm}$ $b_f=200 \text{ mm}$ BH法 $f=1.2b_f=240 \text{ mm}$ $f_1=0.1f=24 \text{ mm}$ $b_{f1}=110 \text{ mm}$ $b_{f0}=200 \text{ mm}$ $b_{f1}/b_{f0}=0.55 < 0.85 \text{ OK}$ $a=150 \text{ mm}$ $a=(0.5 \text{ to } 0.75)b_f$ $a/b_f=0.750 \text{ OK}$ $b=380 \text{ mm}$ $b=(0.65 \text{ to } 0.85)db$ $b/db=0.760 \text{ OK}$ $c=45 \text{ mm}$ $c=(0.2 \text{ to } 0.25)b_f$ $c/b_f=0.225 \text{ OK}$ $r=424 \text{ mm}$ $r=(4c*c+b*b)/8c$ $b/2c=4.2$:フランジを狭める角度 $b/2c=2.9$ 前後に調整	
・ 断面算定 $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$ (SN400) $Q_L=38 \text{ kN}$ $L=7000 \text{ mm}$ $x=a+b/2=150+380/2=340 \text{ mm}$ $C_{pr}=1.15$ $R_y=1.1$ $L'=7000-400-2 \times 340=5920 \text{ mm}$ $M_{pr}=1.15 \times 1.1 \times 1646 \times 235/1000=489.3 \text{ kNm}$ $V_p=2 \times 489.3/5.92+38=203.3 \text{ kN}$ $V_p * x=203.3 \times 340/1000=69.1 \text{ kNm}$ $M_f=489.3+69.1=558.4 \text{ kNm}$ $R_y Z_p \sigma_y + jM_{wu}=1.1 \times 1828 \times 235/1000 + 91=472.5+91=563.5 \text{ kNm}$ $M_f/(R_y Z_b \sigma_y)=558.4 / 563.5=1 < 1.0 \text{ OK}$	
・ 切欠き断面の横座屈の検討 端部補剛 $L_b \cdot H/A_f=1000 \times 500/2090=240 < 250 \text{ OK}$ $L=6600 \text{ mm}, i_y=21 \text{ mm}, n=8$ $L_b/i_y=1000/21=47.7 < 65 \text{ OK}$	
・ ウェブボルトの検討 $5-M22, A_b=380, F10T, \sigma_u=1000 \text{ N/mm}^2, q_{bu}=228 \text{ kN}$ ボルト曲げ中心距離 $y=240$ ボルトせん断耐力:中央の3本を考慮, $Q_u, b=228 \times 3=684 > V_p=203.3 \text{ kN OK}$ 曲げ:縁端の1本を考慮, $M_u=1 \times 228 \times 240/1000=54.7 > jM_{wu}=91 \text{ kNm NG}$ ガセット溶接曲げ, $v_L=80 \text{ mm}, h_L=60 \text{ mm}, s=12 \text{ mm}, L_e=92 \text{ mm}, \text{溶接中心間隔} b_2=240 \text{ mm}$ $Q'=0.7 \times 12 \times 92 \times 400/(\sqrt{3} \times 1000)=178 \text{ kN}$ $M'=54.7+178 \times 240/1000=54.7+42.7=97.4 > 91 \text{ kNm OK}$	

ERBS断面検定



ERBS形状 BHタイプ (柱:H形鋼)



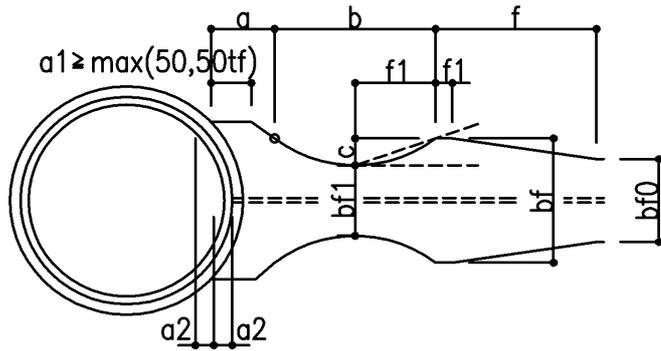
- ・ ボルト耐力
 - tg: ガセットプレートの厚さ
 - qbu: ボルト1本あたりの最大せん断耐力
 - y0: ボルトの曲げ重心間距離
- ・ $jM_{wu} > [\text{ボルト曲げ耐力}]$ のとき、溶接追加
 - hl: 溶接の水平方向距離(曲げ)
 - vl: 溶接の鉛直方向距離(曲げ)
 - vls: 溶接の鉛直方向距離(せん断)
 - y1: 溶接の曲げ重心間距離
 - jM_{wu} : ウェブシヤープレート曲げ耐力

ウェブボルト接合の検討(ウェブ耐力考慮の時)

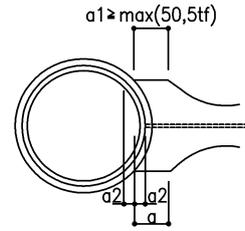
ERBS断面の検定

梁・柱形状	位置: RFL階, 2通, A-B間 RG1y	
・ 梁切欠 H-400 × 170 × 9 × 16 × r0	$Z_{px}=1349, A=87.5, I_y=1312, i_y=3.87$	
・ 梁(柱面) H-400 × 300 × 0 × 16 × r0	$Z_{px}=1843$	
・ 柱断面 H-400 (SN400)	ウェブ高 $s=260$	
・ 節点間距離 $L=7000$ mm	$tg=9$ mm $Z_{wpe}=152100, jM_{wu}=36$ kNm	
・ ERBS形状	H法 $f=2bf/3=200$ mm $f1=0.2f=40$ mm BH法 $f=1.2bf=360$ mm $f1=0.1f=36$ mm $bf1/bf0=0.85 < 0.85$ OK $a/bf=0.500$ OK $b/db=0.850$ OK $c/bf=0.217$ OK $b/2c=2.6$: フランジを狭める角度 $b/2c=2.9$ 前後に調整	
・ 断面算定	$\sigma_y=235$ N/mm ² (SN400)	$QL=40$ kN $L=7000$ mm $C_{pr}=1.15$ $R_y=1.1$ $L'=7000-400-2 \times 320=5960$ mm $M_{pr}=1.15 \times 1.1 \times 1349 \times 235/1000=401$ kNm $V_p=2 \times 401/5.96+40=174.6$ kN $V_p \times x=174.6 \times 320/1000=55.9$ kNm $M_f=401+55.9=456.9$ kNm $R_y Z_p \sigma_y + jM_{wu}=1.1 \times 1843 \times 235/1000 + 36=476.4+36=512.4$ kNm $M_f / (R_y Z_b \sigma_y)=456.9 / 512.4=0.9 < 1.0$ OK
・ 切欠き断面の横座屈の検討	端部補剛 $L_b \cdot H / Af=1650 \times 400 / 2720=243 < 250$ OK	$L_b / i_y=1650 / 38.7=42.7 < 65$ OK
・ ウェブボルトの検討	4-M20, $A_b=314$, F10T, $\sigma_u=1000$ N/mm ² , $q_{bu}=188.4$ kN ボルト曲げ中心距離 $y=180$ ボルトせん断耐力: 中央の2本を考慮, $Q_{u,b}=188.4 \times 2=376.8 > V_p=174.6$ kN OK 曲げ: 縁端の1本を考慮, $M_u=1 \times 188.4 \times 180/1000=33.9 > jM_{wu}=36$ kNm NG ガセット溶接曲げ, $vL=80$ mm, $hL=60$ mm, $s=9$ mm, $L_e=104$ mm, 溶接中心間隔 $b_2=180$ mm $Q'=0.7 \times 9 \times 104 \times 400 / (\sqrt{3} \times 1000)=151$ kN $M'=33.9+151 \times 180/1000=33.9+27.2=61.1 > 36$ kNm OK	

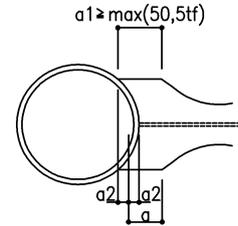
ERBS断面検定



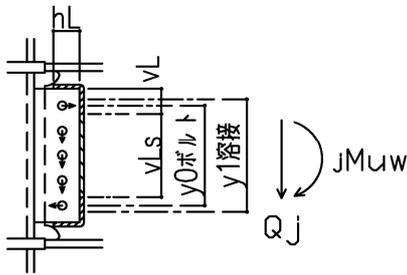
ERBS形状 (柱:鋼管)



通しダイヤフラム形式



内ダイヤフラム形式



- ・ ボルト耐力
- tg: ガセットプレートの厚さ
- qbu: ボルト1本あたりの最大せん断耐力
- y0: ボルトの曲げ重心間距離
- ・ $jM_{wu} > [\text{ボルト曲げ耐力}]$ のとき、溶接追加
- hl: 溶接の水平方向距離
- vl: 溶接の鉛直方向距離
- vl_s: 溶接の鉛直方向距離(せん断)
- y1: 溶接の曲げ重心間距離
- jM_{wu} : ウェブシヤープレート曲げ耐力

ウェブボルト接合の検討(ウェブ耐力考慮の時)

ERBS断面の検定

梁・柱形状	位置:RFL階, 2通, A-B間	RG1y	
・ 梁切欠 H-400 × 170 × 9 × 16 × r0	$Z_{px}=1349, A=87.5, I_y=1312, i_y=3.87$		
・ 梁(柱面)H-400 × 300 × 0 × 16 × r0	$Z_{px}=1843$		
・ 柱断面 ϕ -406.4 × 16(STK400)			
節点間距離 L=7000 mm			
・ ERBS形状			
db= 400mm	H法 $f=2bf/3=200\text{mm}$	$f1=0.2f=40\text{mm}$	
bfe= 300mm	BH法 $f=1.2bf=360\text{mm}$	$f1=0.1f=36\text{mm}$	
bf1= 170mm	$bf0= 200\text{mm}$	$bf1/bf0=0.85 < 0.85\text{OK}$	
a= 150mm	$a=(0.5 \text{ to } 0.75)bf$	$a/bf= 0.500 \text{ OK}$	a2= 33mm
b= 340mm	$b=(0.65 \text{ to } 0.85)db$	$b/db= 0.850 \text{ OK}$	
c= 65mm	$c=(0.2 \text{ to } 0.25)bf$	$c/bf= 0.217 \text{ OK}$	
r= 255mm	$r=(4c*c+b*b)/8c$	$b/2c=2.6$:フランジを狭める角度 $b/2c=2.9$ 前後に調整	
・ 断面算定	$\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (SN400)	QL= 40 kN	L= 7000 mm
$x=a+b/2-a2= 150+340/2-33 = 287\text{mm}$		$C_{pr}= 1.15$	$R_y= 1.1$
$L'= 7000-406.4-2 \times 287=6019.6\text{mm}$	$M_{pr}= 1.15 \times 1.1 \times 1349 \times 235/1000 = 401 \text{ kNm}$		
$V_p= 2 \times 401/6.0196+40 = 173.2 \text{ kN}$	$V_p * x = 173.2 \times 287/1000 = 49.7\text{kNm}$		
$M_f= 401+49.7 = 450.7 \text{ kNm}$			
$R_y Z_p \sigma_y = 1.1 \times 1843 \times 235/1000 = 476.4\text{kNm}$			
$M_f/(R_y Z_b \sigma_y) = 450.7 / 476.4 = 0.95 < 1.0 \text{ OK}$			
・ 切欠き断面の横座屈の検討	端部補剛 $L_b \cdot H/A_f = 1648.4 \times 400/2720 = 243 < 250 \text{ OK}$		
$L=6593.6\text{mm}, i_y=38.7\text{mm}, n=1$	$L_b/i_y = 1648.4/38.7 = 42.6 < 65 \text{ OK}$		