

## E R B S 構 造 設 計 例

### (1) 建物概要

規 模:階数 地上 3 階

仕上概要:屋根 アスファルト防水押さえコンクリート

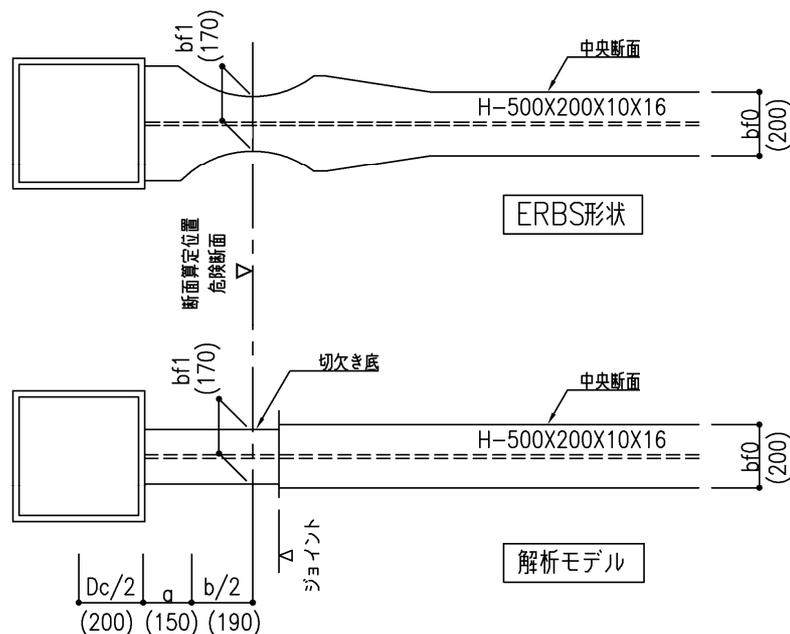
:床 コンクリートスラブ+ビニルタイル貼り

構造概要:構造種別 鉄骨造

:骨組形式 X,Y 両方向共ラーメン構造

### (2) 設計方針

- ・角型鋼管柱と ERBS 工法を用いた梁により、梁降伏型の架構を構成する。
- ・鋼材は、梁を SN400B・柱を BCR295 とする。部材は、FA ランクとする。
- ・本建物は、偏心率・剛性率の制限を満たしているが、構造計算のルートは、ルート3とする。
- ・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)による。
- ・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。1階柱脚は、埋込型柱脚とし固定とする。
- ・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。
- ・保有水平耐力は、危険断面位置を柱芯から $D_c/2+a+b/2$ として、切欠き底で塑性ヒンジが生じるものとする。
- ・梁はスタッドコネクタを設けて鉄筋コンクリート床版との合成梁とするが、柱面と切欠き部の終端から 15cm 内端側のエリアには設置しない。
- ・ジョイントの検定と柱梁耐力比を、一様梁断面のモデルにて確認する。



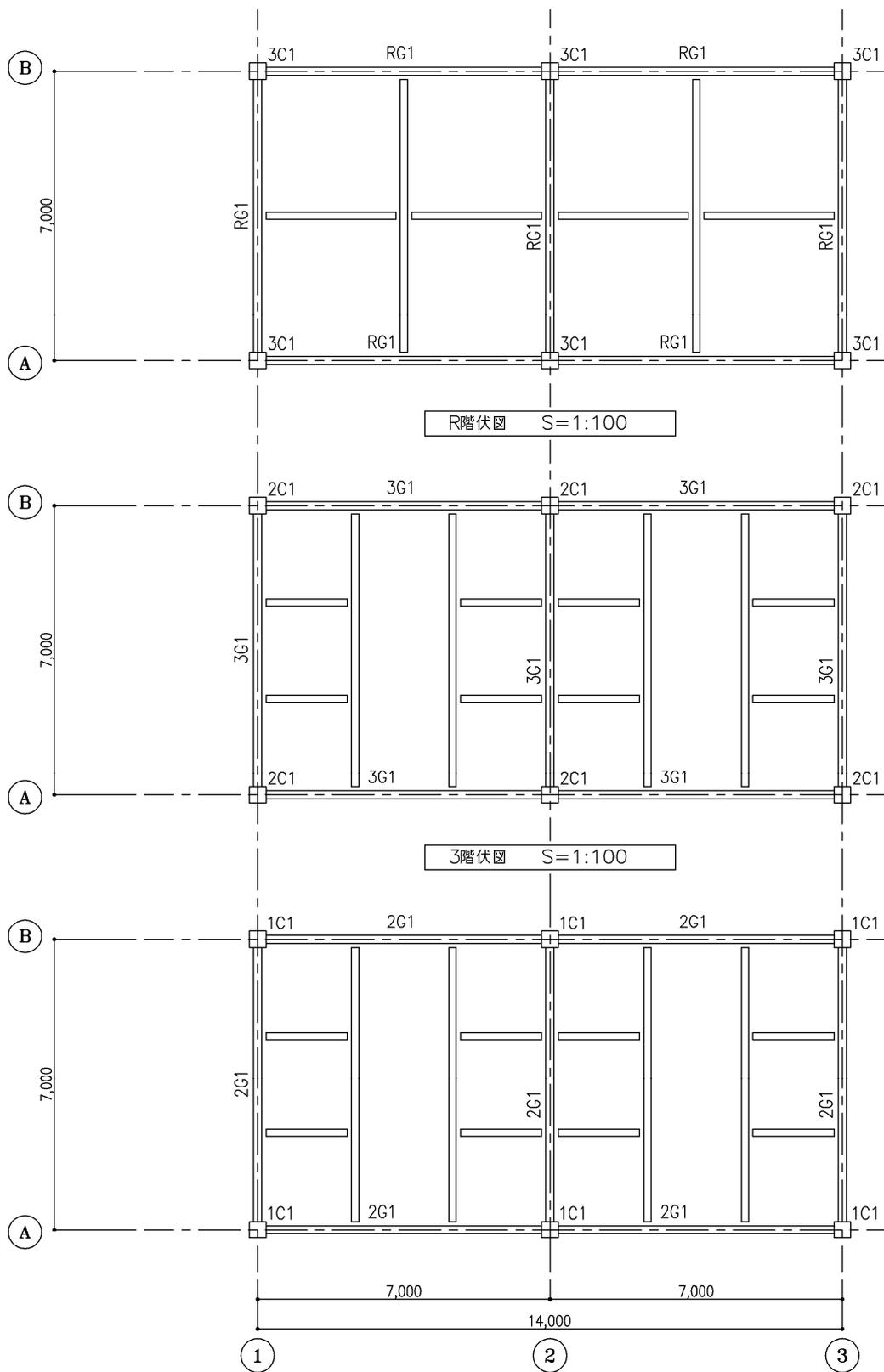
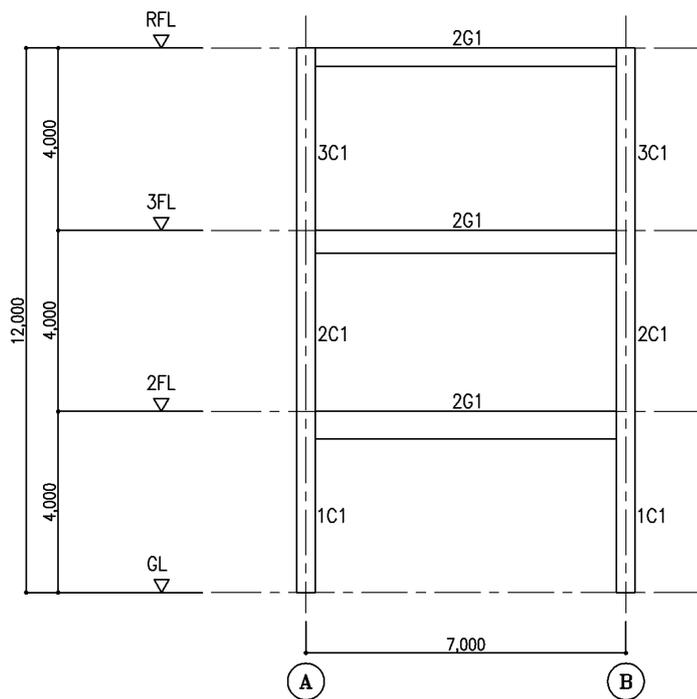
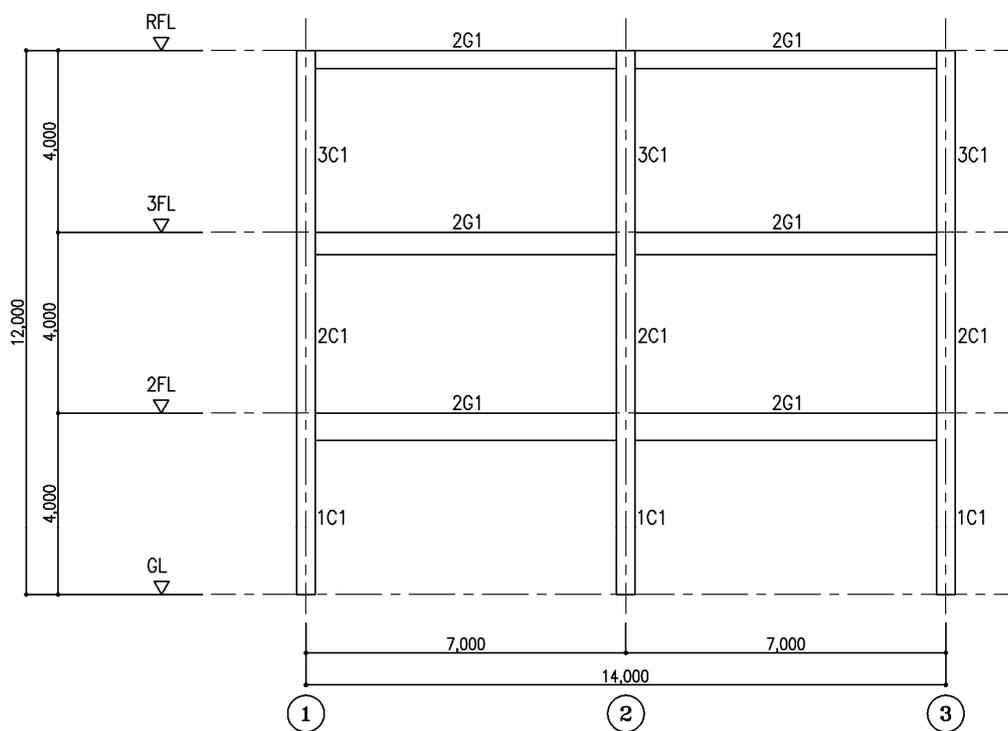


図 1(a) 試設計建物(伏図)



(1)~(3)通軸組図 S=1:100



(A)(B)通軸組図 S=1:100

図 1(b) 試設計建物(軸組図)

ERBSI法 詳細図 S=1:20

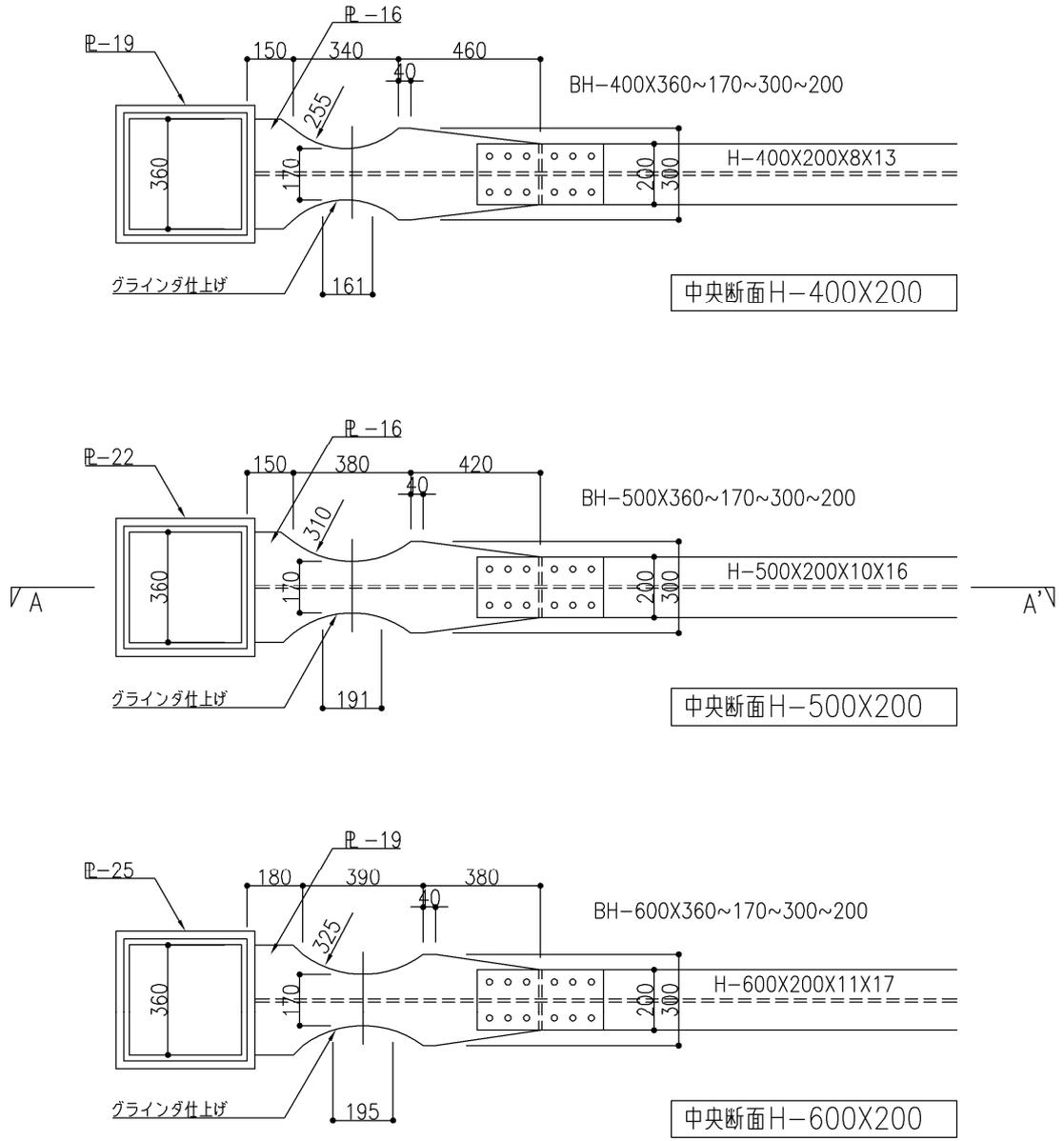
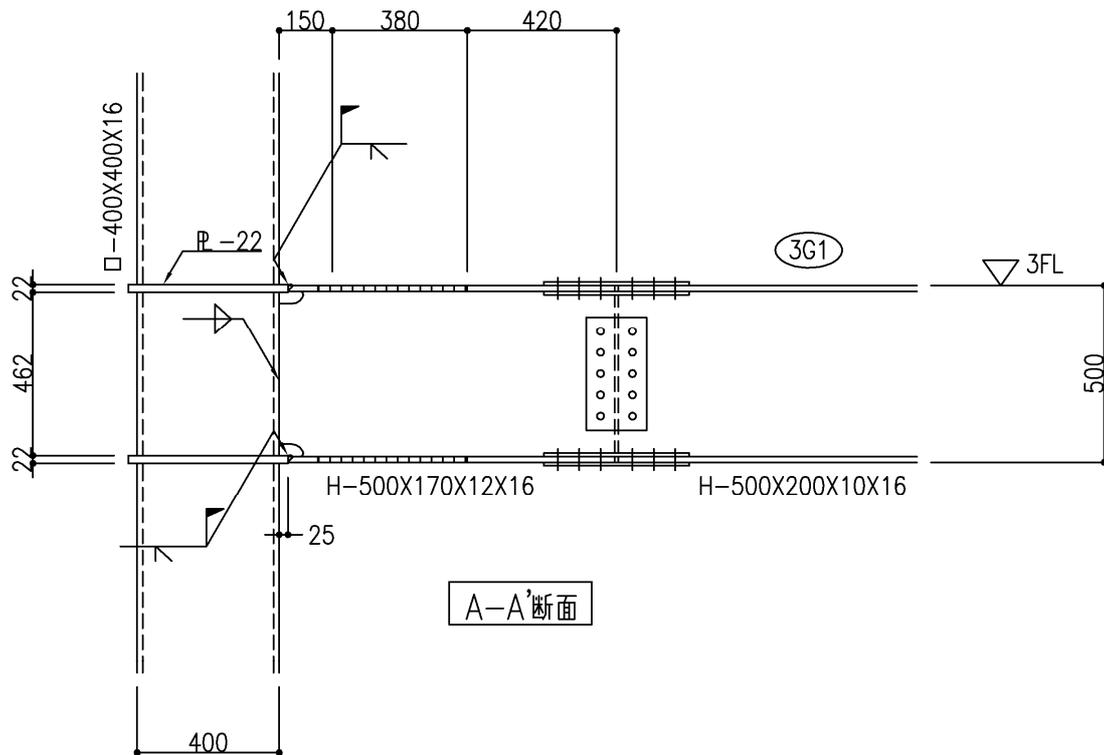


図 1(c) 試設計建物 (ERBS 梁端詳細図)



部材リスト

記号	部材	
3C1	□-400X400X16	
2C1	□-400X400X16	
1C1	□-400X400X19	
RG1	中央	H-400X200X8X13
	端部	H-400X170X9X16
3G1	中央	H-500X200X10X16
	端部	H-500X170X12X16
2G1	中央	H-600X200X11X17
	端部	H-600X170X12X19
B1	H-350X175X7X11	

特記なき限り下記による

1. 柱の材質は、BCR295とする。
2. 梁の材質は、SN400Bとする。
3. ダイヤフラムの材質は、SN490Cとする。

図 1(d) 試設計建物 (ERBS 梁端断面詳細図 / 部材リスト)

(3) 荷重および外力

・仮定荷重

屋根

押さえコンクリート t80	1.5	}	4.5 kN/m <sup>2</sup>
床スラブコンクリートア 125	2.5		
デッキプレート	0.2		
天井	0.3		

一般階床

床仕上げ(タイル等)	0.4	}	3.4 kN/m <sup>2</sup>
床スラブコンクリートア 125	2.5		
デッキプレート	0.2		
天井	0.3		

外壁

ALC t100	0.7	}	1.0 kN/m <sup>2</sup>
プラスター	0.3		

荷重・外力

1) 床荷重表

(N/m<sup>2</sup>)

用途	種別	床・小梁用	ラーメン用	地震用	備考
屋根	D L	4500	4500	4500	
	L L	900	650	300	
	T L	5500	5100	4900	
居室(3F)	D L	3400	3400	3400	
	L L	1800	1300	600	
	T L	5200	4700	4000	
事務室(2F)	D L	3400	3400	3400	
	L L	2900	1800	800	
	T L	6300	5200	4200	
店舗(1F)	D L	6900	6900	6900	
	L L	2900	2400	1300	
	T L	9800	9300	8200	

### 地震荷重

地震地域係数 :  $Z=1.0$

地盤種別 :  $T_c=0.6s$

標準せん断力係数 :  $C_0=0.2$

### (4) 建物重量・地震力

建物重量と設計用地震荷重

階	各階重量 $W_i$ (KN)	$\Sigma W_i$ (KN)	$\alpha_i$	高さ方向分 布係数 $A_i$	層せん断 力係数 $C_i$	層せん断 力 $Q_i$
3F	771.6	771.6	0.342	1.474	0.294	227.5
2F	735.6	1507.2	0.668	1.193	0.238	359.5
1F	750.9	2258.0	1.000	1.000	0.200	451.6

### (5) 層間変形角

層間変形角の検討

階	階高 (m)	X 方向		Y 方向	
		層間変形 (mm)	層間変形角	層間変形 (mm)	層間変形角
3F	4.0	9.01	1/444	11.02	1/363
2F	4.0	9.73	1/411	11.42	1/350
1F	4.0	05.51	1/725	6.17	1/649

## (6) 剛性率・偏心率

各階の剛性率

階	X 方向		Y 方向	
	Rs	Fs	Rs	Fs
3F	0.842	1.00	0.799	1.00
2F	0.780	1.00	0.771	1.00
1F	1.377	1.00	1.429	1.00

各階の偏心率

階	X 方向						Y 方向					
	gy	ly	ey	rex	Rex	Fe	gx	lx	ex	rex	Rey	Fe
3F	350	350	0.0	6.242	0.0	1.00	700	700	0.0	6.903	0.0	1.00
2F	350	350	0.0	6.334	0.0	1.00	700	700	0.0	6.860	0.0	1.00
1F	350	350	0.0	6.432	0.0	1.00	700	700	0.0	6.801	0.0	1.00

必要保有水平耐力(X方向)

階	柱梁群のランク	ブレースのランク	$\beta_u$ (%)	構造ランク	$D_s$	$F_{ES}$	Qud (KN)	Qun (KN)
3F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1137.3	284.4
2F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1797.5	449.4
1F	FA	-	0	I	0.30	1.0	2258.0	677.4

必要保有水平耐力(Y方向)

階	柱梁群のランク	ブレースのランク	$\beta_u$ (%)	構造ランク	$D_s$	$F_{ES}$	Qud (KN)	Qun (KN)
3F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1137.3	284.4
2F	FA	-	0	I	0.25	1.0	1797.5	449.4
1F	FA	-	0	I	0.30	1.0	2258.0	677.4

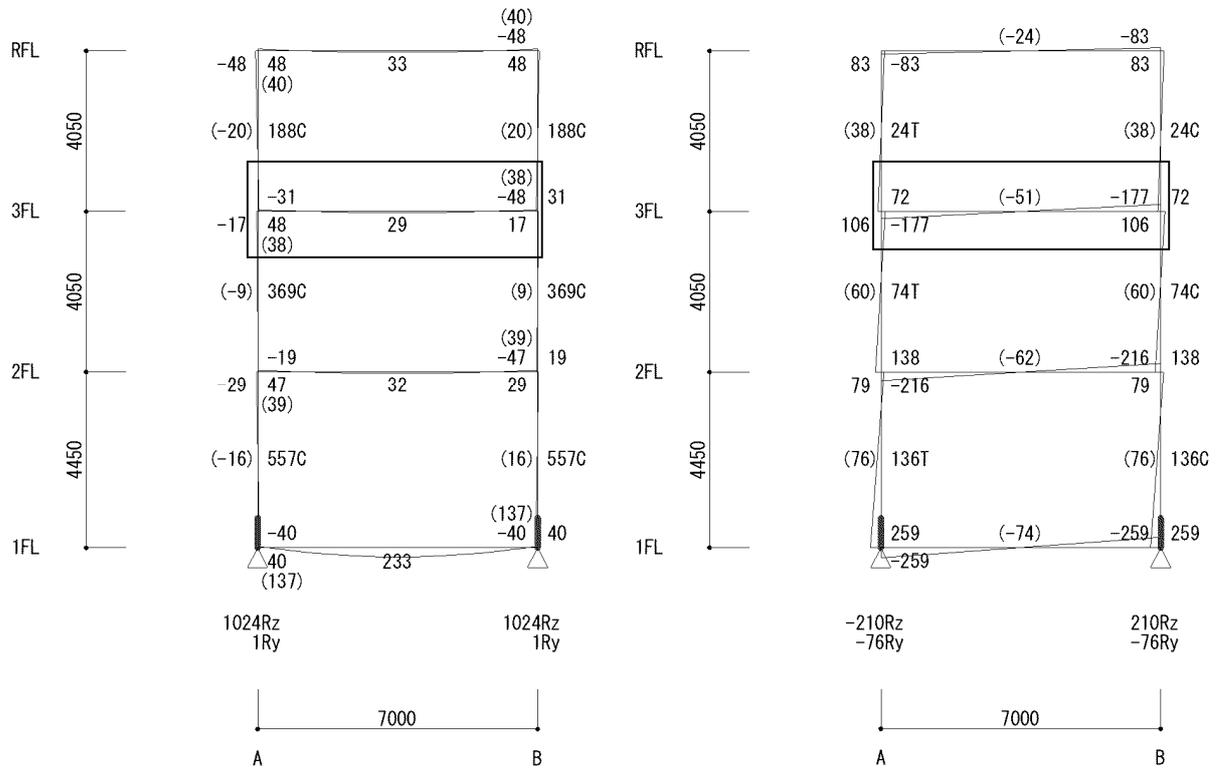
保有水平耐力

階	X 方向			Y 方向		
	必要保有水平耐力 $Q_{un}$ (KN)	保有水平耐力 $Q_u$ (KN)	$Q_u / Q_{un}$	必要保有水平耐力 $Q_{un}$ (KN)	保有水平耐力 $Q_u$ (KN)	$Q_u / Q_{un}$
3F	284.4	934.2	3.28 > 1.0 OK	284.4	784.6	2.75 > 1.0 OK
2F	449.4	1476.5	3.28 > 1.0 OK	449.4	1240.2	2.75 > 1.0 OK
1F	677.4	1854.8	2.73 > 1.0 OK	677.4	1557.8	2.29 > 1.0 OK

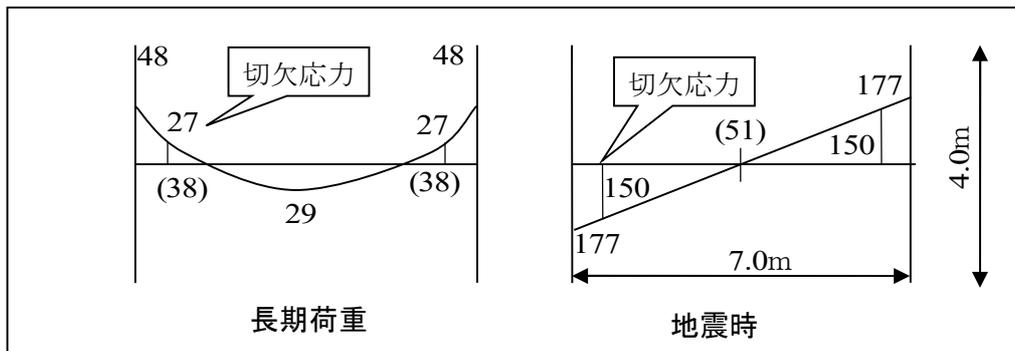
保有耐力横補剛の検討

符号	階	部材	位置	iy	L(mm)	$\lambda_y$	n	170+20n	判定
RG1	R	H-400x200x8x13	中央	45.6	7000	154	$n_c=0 \rightarrow 1$	190	OK
RG1	R	H-400x170x9x16	端部切欠	38.7	7000	181	$n_e=1$	190	OK
3G1	3	H-500x200x10x16	中央	43.6	7000	161	$n_c=0 \rightarrow 1$	190	OK
3G1	3	H-500x170x12x16	端部切欠	36.9	7000	190	$n_e=1 \rightarrow 2$	210	OK
2G1	2	H-600x200x11x17	中央	41.6	7000	169	$n_c=0 \rightarrow 1$	190	OK
2G1	2	H-600x170x12x19	端部切欠	34.4	7000	204	$n_e=2$	210	OK

(7) 梁の応力



電算応力出力



3F 梁応力

単位:kN・m kN

( )内はせん断力

(8) 梁の断面算定

・梁の切欠き位置の断面性能

H-500×170×12×16

$$I_x = 42121 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad i_x = 195 \text{mm} \quad Z_x = 1684 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$I_y = 1317 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad i_y = 34.5 \text{mm} \quad Z_y = 154 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$A = 110.6 \times 10^2 \text{mm}^2 \quad Z_{px} = 1974 \times 10^3 \text{mm}^3 \quad i = 43.1 \text{mm} \quad \eta = 8.16$$

・梁の許容曲げ応力度

$$f_{b2} = \frac{89000 \times 1.5}{l_b h / A_f} = \frac{89000 \times 1.5}{2333 \times 500 / (170 \times 16)} = 207 \times 1.5 = 311 \rightarrow 235 \text{N/mm}^2$$

・梁の断面算定

$$M_L = 27 \text{kN}\cdot\text{m} \quad M_E = 150 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{DS} = 27 + 150 = 177 \text{kN}\cdot\text{m}$$

短期にて設計

$$M_{DS} / M_a = 177 \times 10^3 / (1684 \times 235) = 0.45 < 1.0 \text{ OK}$$

(電算結果 0.45)

$$Q_L = 38 \text{kN}\cdot\text{m} \quad Q_E = 51 \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{DS} = 38 + 51 = 89 \text{kN}\cdot\text{m}$$

短期にて設計

$$Q_{DS} / Q_a = 89 \times 10^3 / \{(500 - 16 \times 2) \times 12.0 \times 235 / 1.732\} = 0.12 < 1.0 \text{ OK}$$

(電算結果 0.12)

断面算定(電算出力)

[ 3G2 ]	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右	左/-仕口-/右
[3FL 2 A B]		540	580	3500	580	540	L-Ey	L	L	L+Ey	L-Ey	L+Ey
BH-500*170*12*16 [FA]	ML	27	25	-29	25	27	Lb	2334	2334	2334	2334	2334
H-500*200*10*16*13 [FA]	QL	38	38		38	38	C	1.577	1.000	1.577	1.577	1.577
BH-500*170*12*16 [FA]	[部材]						fb	235	157	235	235	235
部材長 7000 補剛数 2	M	176	173	-29	173	176	Z	1685	1500	1685	1685	1685
Lb1 Lb2 Lb3 Lb4	Q	89	89		89	89	Aw	56.2		56.2	46.8	46.8
2334 2334 2334	[仕口]						σ	105	19	105	103	103
	M						τ	16		16	19	19
	Q						σ/fb	0.45	0.13	0.45	0.44	0.44
たわみ δ 0.878 δ/L 1/6744	均等		必要補剛数(等)	2本	λ	161	τ/fs	0.12		0.12	0.14	0.14
							組合せ	0.44		0.44	0.44	0.44

(9) ERBS 断面の検定

・切欠き形状

梁サイズ H-500x200x10x16

$$b_f = 300 \text{ mm}, \quad a/b_f = 150 / 300 = 0.5, \quad (0.5 \sim 0.75)$$

$$b = 380 \text{ mm}, \quad b/d_b = 380 / 500 = 0.76, \quad (0.65 \sim 0.85)$$

$$c = 65 \text{ mm}, \quad c/b_f = 65 / 300 = 0.217, \quad (0.2 \sim 0.25)$$

$$r = \sqrt{4c^2 + b^2} / 8c = \sqrt{4 \times 65^2 + 380^2} / (8 \times 380) = 311 \text{ mm}$$

$$x = a + b / 2 = 150 + 380 / 2 = 340 \text{ mm}$$

・梁端(柱フェース)での必要モーメント

$$C_{pr} = 1.15, \quad R_y = 1.1$$

$$Z_{px} = 1974 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{切欠き位置の塑性断面係数})$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_p F_y = 1.15 \times 1.1 \times 1974 \times 235 / 1000 = 587 \text{ kNm}$$

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{L} + Q_L = (587 + 587) / 5.92 + 38 = 236 \text{ kN}$$

$$V_p x = 236 \times 0.34 = 80 \text{ kNm}$$

$$M_f = M_{pr} + V_p x = C_{pr} R_y Z_p F_y + V_p x \\ = 587 + 80 = 667 \text{ kNm}$$

・梁端部の全塑性モーメント  $M_{pe}$

$Z_b$ : 梁端部の塑性断面係数,

$$Z_b = t_f \cdot b_{fe} \cdot (d_b - t_f) = 16 \times 360 \times (500 - 16) / 1000 = 2788 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{pe} = R_y Z_b F_y = 1.1 \times 2788 \times 235 / 1000 = 720 > M_f = 667 \text{ kNm OK}$$

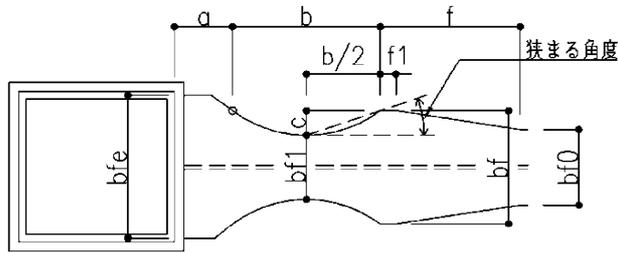
・接合部のせん断力に対する設計

$$V_f = 2 \frac{M_f}{L - d_c} + Q_L = 2 \times 667 / (7.0 - 0.4) + 38 = 240 \text{ kN}$$

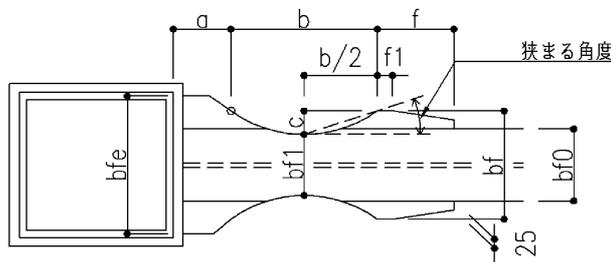
$$\tau = \frac{V_f}{t_w (d_b - 2t_f - 2S_r)} = 240000 / \{16 \times (500 - 2 \times 16 - 2 \times 35)\} = 38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau / f_s = 38 / 135 = 0.28 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ERBS断面検定



ERBS形状 BHタイプ (柱:角形鋼管)



ERBS形状 Hタイプ (柱:角形鋼管)

ERBS断面の検定 (1)

梁・柱形状	位置	RFL階, 2通, A-B間 RG1y : H-400×200×8×13																													
<ul style="list-style-type: none"> <li>梁切欠 H-400×170×9×16×r0 (スカラップrs=0) Zpx=1349, A=87.5, Iy=1312, iy=3.87</li> <li>梁(柱面)H-400×300×0×16×r0 (スカラップrs=0) Zpx=1843</li> <li>柱断面 □-400×16 (BCR295)</li> </ul>																															
<ul style="list-style-type: none"> <li>ERBS形状                             <table border="0" style="width:100%; border:none;"> <tr> <td>db= 400mm</td> <td></td> <td>H法 f=2bf/3=200mm</td> <td>f1=0.2f=40mm</td> </tr> <tr> <td>bfe= 300mm</td> <td>bf= 300mm</td> <td>BH法 f=1.2bf=360mm</td> <td>f1=0.1f=36mm</td> </tr> <tr> <td>bf1= 170mm</td> <td>bf0= 200mm</td> <td colspan="2">bf1/bf0=0.85 &lt; 0.85OK</td> </tr> <tr> <td>a= 150mm</td> <td>a=(0.5 to 0.75)bf</td> <td>a/bf=</td> <td>0.500 OK</td> </tr> <tr> <td>b= 340mm</td> <td>b=(0.65 to 0.85)db</td> <td>b/db=</td> <td>0.850 OK</td> </tr> <tr> <td>c= 65mm</td> <td>c=(0.2 to 0.25)bf</td> <td>c/bf=</td> <td>0.217 OK</td> </tr> <tr> <td>r= 255mm</td> <td>r=(4c*c+b*b)/8c</td> <td colspan="2">b/2c=2.6: フランジを狭める角度 b/2c=2.9前後に調整</td> </tr> </table> </li> </ul>				db= 400mm		H法 f=2bf/3=200mm	f1=0.2f=40mm	bfe= 300mm	bf= 300mm	BH法 f=1.2bf=360mm	f1=0.1f=36mm	bf1= 170mm	bf0= 200mm	bf1/bf0=0.85 < 0.85OK		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	
db= 400mm		H法 f=2bf/3=200mm	f1=0.2f=40mm																												
bfe= 300mm	bf= 300mm	BH法 f=1.2bf=360mm	f1=0.1f=36mm																												
bf1= 170mm	bf0= 200mm	bf1/bf0=0.85 < 0.85OK																													
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																													
<ul style="list-style-type: none"> <li>断面算定                             <table border="0" style="width:100%; border:none;"> <tr> <td><math>\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2</math> (SN400)</td> <td>QL= 40 kN</td> <td>L= 7000 mm</td> </tr> <tr> <td>x=a+b/2= 150+340/2 = 320mm</td> <td>Cpr= 1.15</td> <td>Ry= 1.1</td> </tr> <tr> <td>L'= 7000-400-2×320=5960mm</td> <td>Mpr= 1.15×1.1×1349×235/1000 = 401 kNm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vp= 2×401/5.96+40 = 174.6 kN</td> <td>Vp * x= 174.6×320/1000 = 55.9kNm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Mf= 401+55.9 = 456.9 kNm</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>RyZp <math>\sigma_y = 1.1 \times 1843 \times 235/1000 = 476.4\text{kNm}</math></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Mf/(RyZb <math>\sigma_y</math>)= 456.9 / 476.4 = 0.96 &lt; 1.0 OK</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> </li> </ul>				$\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (SN400)	QL= 40 kN	L= 7000 mm	x=a+b/2= 150+340/2 = 320mm	Cpr= 1.15	Ry= 1.1	L'= 7000-400-2×320=5960mm	Mpr= 1.15×1.1×1349×235/1000 = 401 kNm		Vp= 2×401/5.96+40 = 174.6 kN	Vp * x= 174.6×320/1000 = 55.9kNm		Mf= 401+55.9 = 456.9 kNm			RyZp $\sigma_y = 1.1 \times 1843 \times 235/1000 = 476.4\text{kNm}$			Mf/(RyZb $\sigma_y$ )= 456.9 / 476.4 = 0.96 < 1.0 OK									
$\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (SN400)	QL= 40 kN	L= 7000 mm																													
x=a+b/2= 150+340/2 = 320mm	Cpr= 1.15	Ry= 1.1																													
L'= 7000-400-2×320=5960mm	Mpr= 1.15×1.1×1349×235/1000 = 401 kNm																														
Vp= 2×401/5.96+40 = 174.6 kN	Vp * x= 174.6×320/1000 = 55.9kNm																														
Mf= 401+55.9 = 456.9 kNm																															
RyZp $\sigma_y = 1.1 \times 1843 \times 235/1000 = 476.4\text{kNm}$																															
Mf/(RyZb $\sigma_y$ )= 456.9 / 476.4 = 0.96 < 1.0 OK																															
<ul style="list-style-type: none"> <li>切欠き断面の横座屈の検討 均等補剛 <math>\lambda_y=170.6 &lt; 170+20 \times 1=190</math> OK</li> <li>L=6600mm, iy=38.7mm, n=1 <math>L_{b,max}=(170+20 \times 1) \times 38.7/(1+1)=3677\text{mm}</math></li> </ul>																															

梁・柱形状	位置	3FL階, 2通, A-B間 3G1y : H-500×200×10×16	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 梁切欠 H-500×170×12×16×r0 (スカラップrs=0) Zpx=1974,A=110.6, Iy=1317,iy=3.45</li> <li>・ 梁(柱面)H-500×360×0×16×r0 (スカラップrs=0) Zpx=2788</li> <li>・ 柱断面 □-400×16 (BCR295)</li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ERBS形状 <ul style="list-style-type: none"> <li>db= 500mm H法 f=2bf/3=200mm f1=0.2f=40mm</li> <li>bfe= 360mm bf= 300mm BH法 f=1.2bf=360mm f1=0.1f=36mm</li> <li>bf1= 170mm bf0= 200mm bf1/bf0=0.85 &lt; 0.85OK</li> <li>a= 150mm a=(0.5 to 0.75)bf a/bf= 0.500 OK</li> <li>b= 380mm b=(0.65 to 0.85)db b/db= 0.760 OK</li> <li>c= 65mm c=(0.2 to 0.25)bf c/bf= 0.217 OK</li> <li>r= 311mm r=(4c*c+b*b)/8c b/2c=2.9:フランジを狭める角度 b/2c=2.9前後に調整</li> </ul> </li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 断面算定 <math>\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2</math> (SN400) QL= 38 kN L= 7000 mm</li> <li>x=a+b/2= 150+380/2 = 340mm Cpr= 1.15 Ry= 1.1</li> <li>L'= 7000-400-2×340=5920mm Mpr= 1.15×1.1×1974×235/1000 = 586.8 kNm</li> <li>Vp= 2×586.8/5.92+38 = 236.2 kN Vp * x= 236.2×340/1000 = 80.3kNm</li> <li>Mf= 586.8+80.3 = 667.1 kNm</li> <li>RyZp <math>\sigma_y = 1.1 \times 2788 \times 235/1000 = 720.6\text{kNm}</math></li> <li>Mf/(RyZb <math>\sigma_y</math>)= 667.1 / 720.6 = 0.93 &lt; 1.0 OK</li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 切欠き断面の横座屈の検討 均等補剛 <math>\lambda_y = 191.4 &lt; 170+20 \times 2 = 210 \text{ OK}</math></li> <li>L=6600mm, iy=34.5mm, n=2 Lb,max=(170+20×2)×34.5/(2+1)=2415mm</li> </ul>			

梁・柱形状	位置	2FL階, 2通, A-B間 2G1y : H-600×200×11×17	
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 梁切欠 H-600×170×12×19×r0 (スカラップrs=0) Zpx=2824,A=132, Iy=1564,iy=3.44</li> <li>・ 梁(柱面)H-600×360×0×19×r0 (スカラップrs=0) Zpx=3974</li> <li>・ 柱断面 □-400×19 (BCR295)</li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ERBS形状 <ul style="list-style-type: none"> <li>db= 600mm H法 f=2bf/3=200mm f1=0.2f=40mm</li> <li>bfe= 360mm bf= 300mm BH法 f=1.2bf=360mm f1=0.1f=36mm</li> <li>bf1= 170mm bf0= 200mm bf1/bf0=0.85 &lt; 0.85OK</li> <li>a= 180mm a=(0.5 to 0.75)bf a/bf= 0.600 OK</li> <li>b= 390mm b=(0.65 to 0.85)db b/db= 0.650 OK</li> <li>c= 65mm c=(0.2 to 0.25)bf c/bf= 0.217 OK</li> <li>r= 325mm r=(4c*c+b*b)/8c b/2c=3:フランジを狭める角度 b/2c=2.9前後に調整</li> </ul> </li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 断面算定 <math>\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2</math> (SN400) QL= 39 kN L= 7000 mm</li> <li>x=a+b/2= 180+390/2 = 375mm Cpr= 1.15 Ry= 1.1</li> <li>L'= 7000-400-2×375=5850mm Mpr= 1.15×1.1×2824×235/1000 = 839.5 kNm</li> <li>Vp= 2×839.5/5.85+39 = 326 kN Vp * x= 326×375/1000 = 122.3kNm</li> <li>Mf= 839.5+122.3 = 961.8 kNm</li> <li>RyZp <math>\sigma_y = 1.1 \times 3974 \times 235/1000 = 1027.2\text{kNm}</math></li> <li>Mf/(RyZb <math>\sigma_y</math>)= 961.8 / 1027.2 = 0.94 &lt; 1.0 OK</li> </ul>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 切欠き断面の横座屈の検討 均等補剛 <math>\lambda_y = 191.9 &lt; 170+20 \times 2 = 210 \text{ OK}</math></li> <li>L=6600mm, iy=34.4mm, n=2 Lb,max=(170+20×2)×34.4/(2+1)=2408mm</li> </ul>			

(10) 保有水平耐力の計算

仮想仕事法により、保有水平耐力を算定する。

・部材耐力

RF :H-400×170×9×16

$$Z_p = 1349 \text{cm}^3$$

$$M_p = Z_p \cdot F_y \cdot 1.1 = 1349 \times 235 \times 1.1 = 349 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3F :H-500×170×12×16

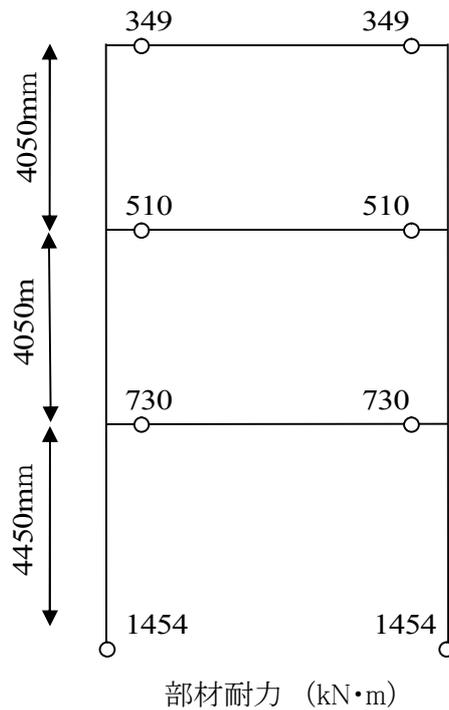
$$Z_p = 1974 \text{cm}^3 \quad M_p = 1973 \times 235 \times 1.1 = 510 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

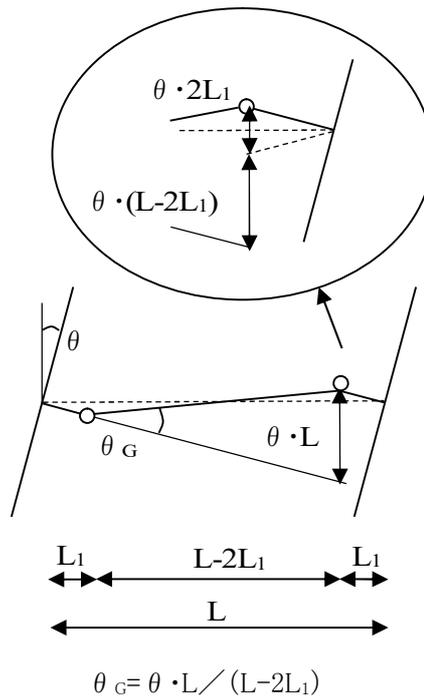
2F :H-600×170×12×19

$$Z_p = 2824 \text{cm}^3 \quad M_p = 2824 \times 235 \times 1.1 = 730 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1F :地中梁ひび割れ耐力(電算出力より)

$$M_p = 1454 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (左端)} \quad M_p = 1454 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (右端)}$$





梁の回転角  $\theta_G$

•梁の回転角

RF :  $\theta_G = \theta \times 7 / (7 - 2 \times 0.52) = 1.17 \theta$

3F :  $\theta_G = \theta \times 7 / (7 - 2 \times 0.54) = 1.18 \theta$

2F :  $\theta_G = \theta \times 7 / (7 - 2 \times 0.57) = 1.19 \theta$

•外力仕事

RF :  $H_3 = 1138 / 2258 Q_1 = 0.504 Q_1$

3F :  $H_2 = (1798 / 2258 - 0.504) Q_1 = (0.796 - 0.504) Q_1 = 0.292 Q_1$

2F :  $H_1 = (2258 / 2258 - 0.796) Q_1 = (1.0 - 0.796) Q_1 = 0.206 Q_1$

$W_E = (0.504 Q_1 \times 12.55 + 0.292 Q_1 \times 8.500 + 0.204 Q_1 \times 4.450) \theta = 9.72 Q_1 \theta$

•内力仕事

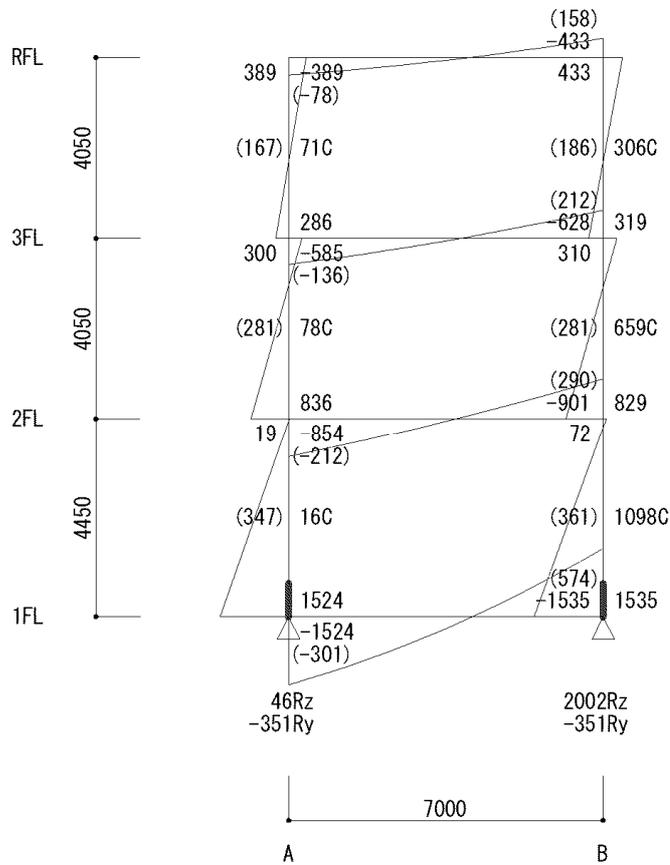
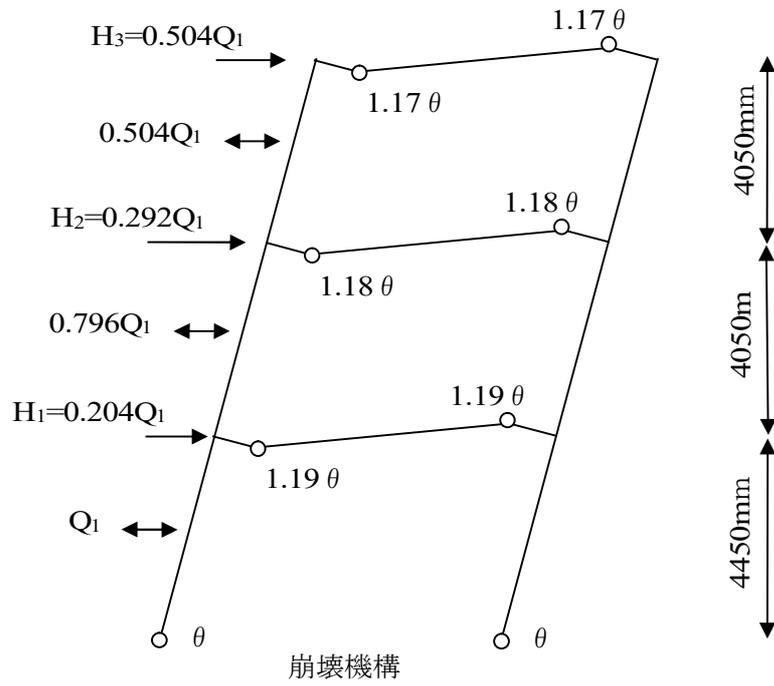
$W_I = (2 \times 349 \times 1.17 \theta + 2 \times 510 \times 1.18 \theta + 2 \times 730 \times 1.19 \theta + 1454 \theta + 1454 \theta) = 6666 \theta$

•メカニズム時せん断力

よって、 $Q_1 = 6666 / 9.72 = 686 \text{ kN}$  (電算出力  $Q_1 = 347 + 361 = 708 \text{ kN}$ )

$Q_2 = 0.796 \times Q_1 = 0.796 \times 686 = 546 \text{ kN}$  (電算出力  $Q_2 = 281 + 281 = 562 \text{ kN}$ )

$Q_3 = 0.504 \times Q_1 = 0.504 \times 686 = 345 \text{ kN}$  (電算出力  $Q_3 = 167 + 186 = 353 \text{ kN}$ )



2 通メカニズム時応力の電算出力(節点位置)

[付記] 一貫構造計算プログラムによる設計手順

1. 一様断面の梁で設計

- ジョイントのチェック。
- 柱梁耐力比のチェック
- その他:許容値を満足していることを確認。

2. ERBS 梁の設計

- 一様断面の梁で設計したデータをコピー。
- 梁の端部でスカラップ 0、継手部の欠損率を 0。端部と継手部でウェブ断面の考慮を設定。
- ERBS 梁形状を仮定。
- 端部の切欠き底 ERBS 断面を登録。
- 切欠き底位置  $D_c/2+a+b/2$  の距離に断面算定位置を設定。
- ジョイントを断面算定位置近傍に入力。
- 保有水平耐力を計算する場合は、 $D_c/2+a+b/2$  の距離に危険断面を入力。

# 構造計算書

建築物名称 : ERBS工法設計例

プログラムの名称 : Super Build/SS7  
プログラムバージョン : 1. 1. 1.13  
プログラム開発者 : ユニオンシステム株式会社  
プログラム使用契約者 :  
プログラム実行機種 :  
プログラム実行OS :

## 設計者

構造設計事務所名 : 担当者名 : 建築士登録番号 : 連絡先・電話番号 :	印
構造計算協力事務所名 : 担当者名 : 建築士登録番号 : 連絡先・電話番号 :	印

## 目 次

§ 1 一般事項	
1.1 建築物の構造設計概要	7
1.2 略伏図	
1.2.1 床伏図	8
1.2.2 柱・壁配置図	10
1.3 略軸組図	12
1.4 断面リスト	15
§ 2 設計方針と使用材料	
2.1 構造設計方針	
2.1.1 上部構造	17
2.1.2 基礎構造	17
2.1.3 設計上準拠した指針・規準等	17
2.2 構造計算方針	
2.2.1 上部構造	17
2.2.2 基礎構造	17
2.2.3 使用プログラムその他	17
2.2.4 計算ルート	18
2.3 使用材料・許容応力度	
2.3.1 コンクリート材料	18
2.3.2 コンクリート使用範囲	18
2.3.3 鉄筋材料	18
2.3.4 鉄筋径と使用範囲	19
2.3.5 鉄骨材料と使用範囲	19
2.4 特別な調査又は研究の結果による場合	19
§ 3 プログラムの使用状況	
3.1 メッセージ一覧	20
3.2 その他	20
§ 4 荷重・外力	
4.1 固定荷重	
4.1.1 標準仕上	21
4.2 積載荷重	

4.2.1 積載荷重表	21
4.2.2 床荷重表	21
4.2.3 床荷重配置図	22
4.3 固定荷重、積載荷重への追加荷重	23
4.4 常時荷重時の条件	26
4.5 積雪荷重	26
4.6 風圧力	26
4.7 地震力	
4.7.1 地震力に関する係数など	26
4.7.2 建築物重量と地震力	
4.7.2.1 地震用重量	26
4.7.2.2 地震力	27
4.8 その他の荷重	
4.8.1 応力計算用特殊荷重	28
4.8.2 土圧・水圧	28
4.8.3 その他	28
§5 準備計算	
5.1 剛性に関する計算条件	
5.1.1 剛性に関する計算条件	29
5.1.2 その他	29
5.2 柱・はりの基本応力	
5.2.1 CMQ図〈固定+積載荷重〉	30
5.2.2 CMQ図〈積雪荷重〉	32
5.3 節点重量	
5.3.1 節点重量〈固定+積載荷重〉	33
5.3.2 節点重量〈積雪荷重〉	34
5.3.3 節点重量〈地震用重量〉	34
§6 応力解析	
6.1 架構モデル	
6.1.1 建物規模・各層の構造種別	35
6.1.2 モデル化共通条件	35
6.1.3 構造モデル図	36
6.1.4 剛床の指定	38

6.1.5	支点条件	38
6.1.6	部材接合個別入力条件	38
6.1.7	基礎バネ剛性図	38
6.1.8	梁の剛度増大率	39
6.1.9	柱・ブレースの剛度増大率	40
6.1.10	剛性低下率	42
6.1.11	部材剛性図	44
6.1.12	その他	47
6.2	鉛直荷重時	
6.2.1	応力図〈固定＋積載荷重〉	48
6.2.2	応力図〈積雪荷重〉	51
6.2.3	軸力図〈固定＋積載荷重〉	51
6.2.4	軸力図〈積雪荷重〉	52
6.3	水平荷重時	
6.3.1	応力図〈地震荷重〉	53
6.3.2	応力図〈風荷重〉	58
6.3.3	分担率	58
6.4	支点反力図	59
§7	断面検定	
7.1	断面検定方針	61
7.2	検定用応力組合せ一覧	
7.2.1	検定用応力組合せ一覧	61
7.2.2	割増率	
7.2.2.1	筋かい架構の応力割増率	61
7.2.3	検定用応力図	62
7.2.4	長期軸力と負担率	69
7.3	長期荷重時断面検定比図	71
7.4	短期荷重時断面検定比図	
7.4.1	短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)	74
7.4.2	短期荷重時断面検定比図(風荷重時)	77
7.4.3	短期荷重時断面検定比図(積雪荷重時)	77
7.5	柱の断面検定表	
7.5.2	S造	

7.5.2.1 S柱の断面検定表	77
7.5.2.2 S柱の幅厚比	78
7.6 はりの断面検定表	
7.6.1 RC造	
7.6.1.1 RC梁の断面検定表	79
7.6.1.2 RC梁付着(使用性・損傷制御)の断面検定表	80
7.6.1.5 RC梁たわみの検討	81
7.6.2 S造	
7.6.2.1 S梁の断面検定表	82
7.6.2.2 S梁仕口・継手の断面検定表	84
7.6.2.3 S梁たわみの検討	85
7.6.2.4 S梁の横補剛	85
7.6.2.5 S梁の幅厚比	86
7.7 耐震壁の断面検定表	87
7.8 ブレースの断面検定表	87
7.9 柱・梁接合部の断面検定表	
7.9.2 S造	
7.9.2.1 S接合部の断面検定表	87
7.10 柱脚の断面検定表	89
7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)	89
§8 壁量・柱量	91
§9 層間変形角・剛性率	
9.1 層間変形角	91
9.2 剛性率	92
§10 偏心率	
10.1 偏心率	94
10.2 重心・剛心図	96
§11 保有水平耐力	
11.1 保有水平耐力設計方針	
11.1.1 構造計算方針	98
11.1.2 部材の設計方針	98
11.2 荷重増分解析の方法	
11.2.1 基本条件	98

11.2.2 増分コントロール	100
11.2.3 終局強度倍率	100
11.2.4 部材種別の判定条件	101
11.2.5 外力分布	101
11.2.6 復元力特性	102
11.3 構造特性係数Dsの算定	
11.3.1 Ds算定時の部材終局強度	103
11.3.2 Ds算定時の応力図	106
11.3.3 Ds算定時のヒンジ図	109
11.3.4 部材種別表	
11.3.4.1 部材種別パラメータ	112
11.3.4.2 部材群の種別	116
11.3.5 部材種別図	117
11.3.6 Ds値算定表	120
11.4 保有水平耐力の算定	
11.4.1 保有水平耐力算定時の部材終局強度	121
11.4.2 保有水平耐力時の応力図	124
11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図	127
11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図	128
11.5 各階の層せん断力-層間変形曲線	131
11.6 各階の保有水平耐力の検討	
11.6.1 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較表	133
11.6.2 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較図	134
11.6.3 せん断保証設計	135
11.6.4 付着割裂破壊の検討	140
11.6.5 柱はり接合部の検定	141
11.6.6 層の耐力比(冷間成形角形鋼管)	141
11.6.7 柱脚の検定	142
§ 12 基礎・地盤	143
§ 13 その他の部材	143
§ 14 総合所見	144

## §1 一般事項

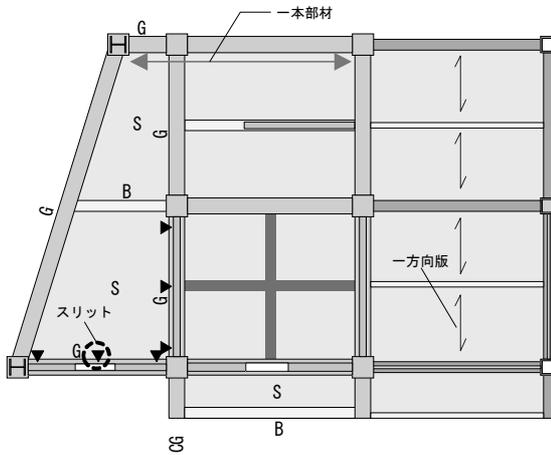
### 1.1 建築物の構造設計概要

建築場所			
用 途			構造種別
階 数	地上		工事種別
地下 0 階	3 階	塔屋 0 階	新築
建築面積	軒高さ	増築予定	無
0.00 m <sup>2</sup>	0.000 m	( 階)	
延べ面積	建築物高さ	基礎底深さ	
0.00 m <sup>2</sup>	0.000 m	0 mm	
GLから1階床までの高さ		パラペットの高さ	
0 mm		0 mm	
上部構造形式	主要スパン	X方向	2 スパン
		Y方向	1 スパン
	架構形式	X方向	
		Y方向	
基礎構造形式			
仕上げ			
屋上付属物等 無			

## 1.2 略伏図

### 1.2.1 床伏図 <見下げ> [S=自動スケール]

#### 【凡例】



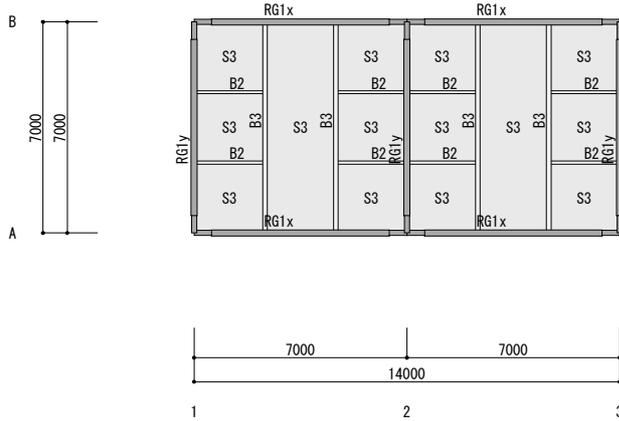
#### 【床伏図の記号】

記号	内容
G	梁符号
CG	片持梁符号
B	小梁符号
S	床符号

#### 【特記事項】

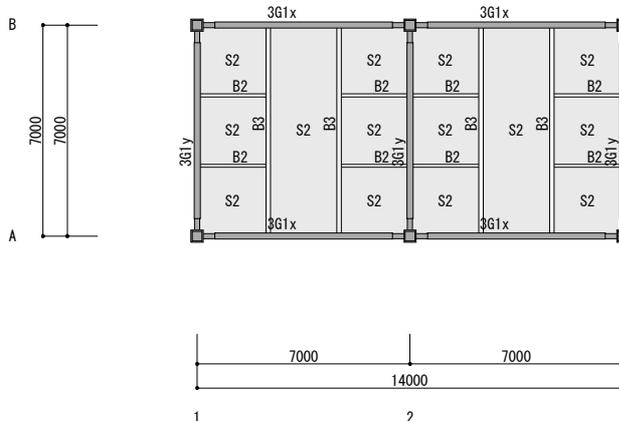
- ※ 梁のダミー部材は、点線(-----)で表します。
- ※ 梁のミラー配置の場合は、梁符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ スリットは、端部と下端のみ出力します。

- RC・SRCの柱・梁, RCの片持梁
- S・CFTの柱, Sの梁・片持梁
- 壁
- 鉛直ブレース
- 小梁
- クロス小梁
- 床



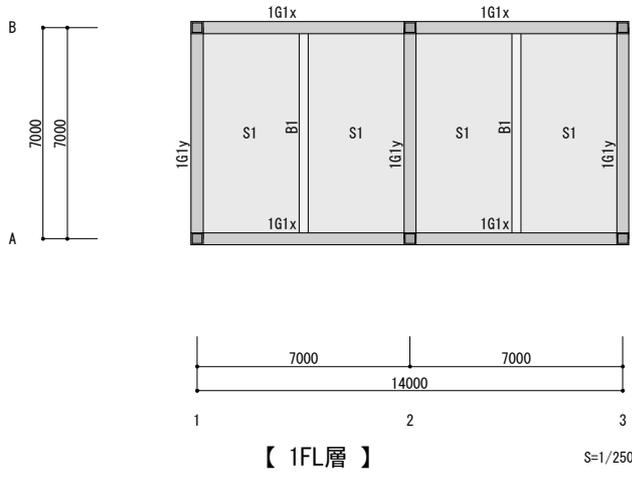
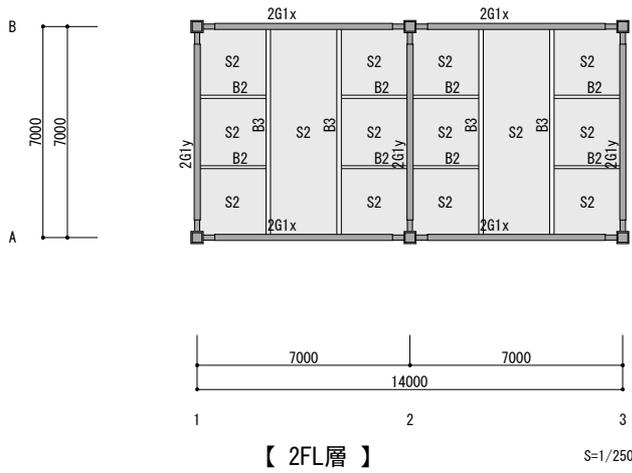
【 RFL層 】

S=1/250



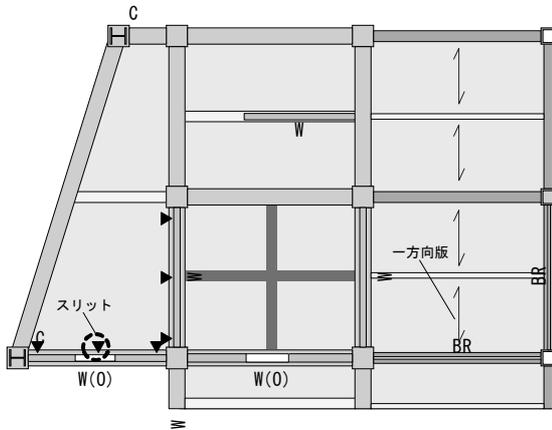
【 3FL層 】

S=1/250



1.2.2 柱・壁配置図 <見下げ> [S=自動スケール]

【凡例】



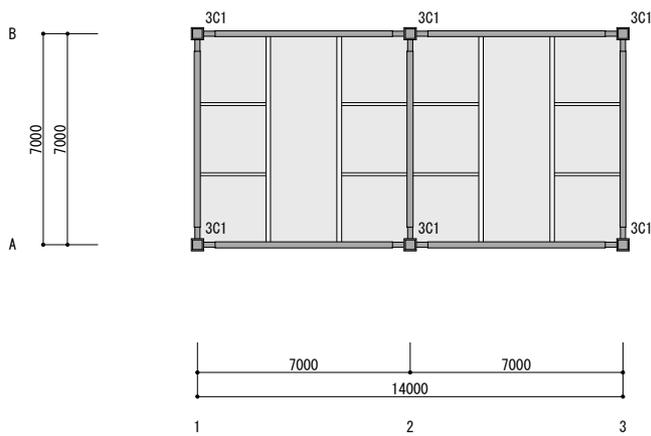
【柱壁配置図の記号】

記号	内容
C	柱符号
W	壁符号
(O)	開口リストNo.
BR	鉛直ブレース符号

【特記事項】

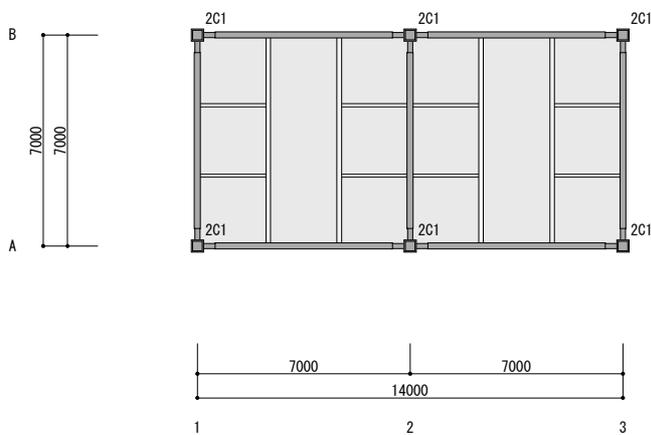
- ※ 柱のダミー部材は、点線(-----)で表します。
- ※ SRC柱の鉄骨を反転配置した場合は、柱符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ スリットは、端部と下端のみ出力します。
- ※ 結合により多スパンおよび多層にわたる鉛直ブレースとなった場合は、ブレース符号を<>で囲みます。

- RC・SRCの柱・梁, RCの片持梁
- S・CFTの柱, Sの梁・片持梁
- 壁
- 鉛直ブレース
- 小梁
- クロス小梁
- 床



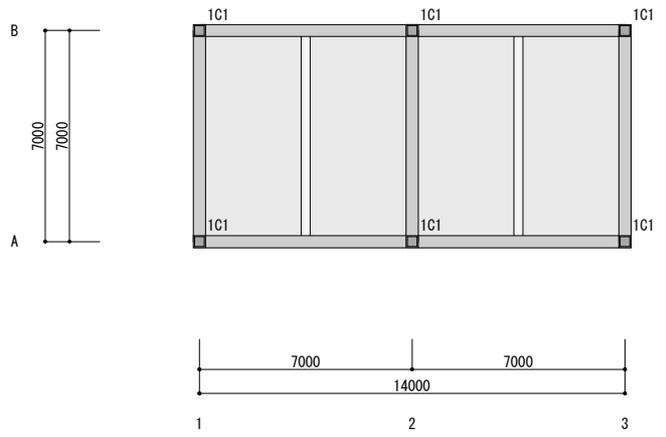
【3F階】

S=1/250



【2F階】

S=1/250

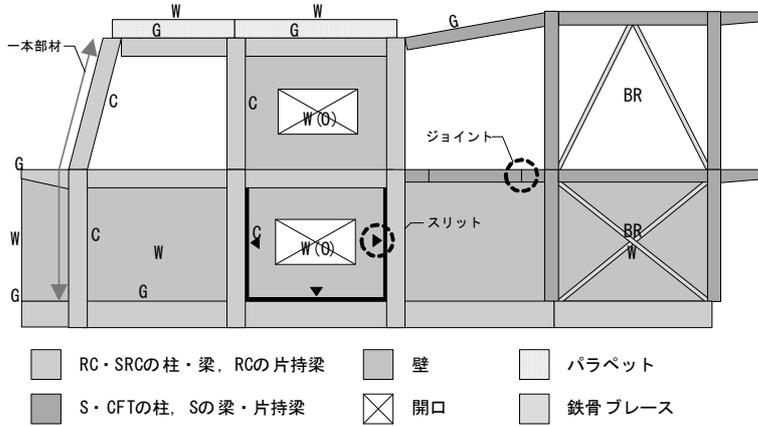


【 1F階 】

S=1/250

1.3 略軸組図 [S=自動スケール]

【凡例】

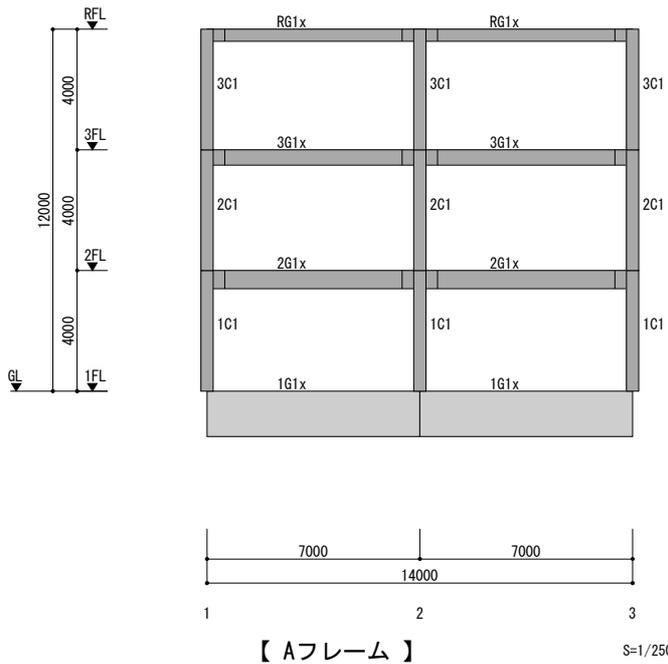


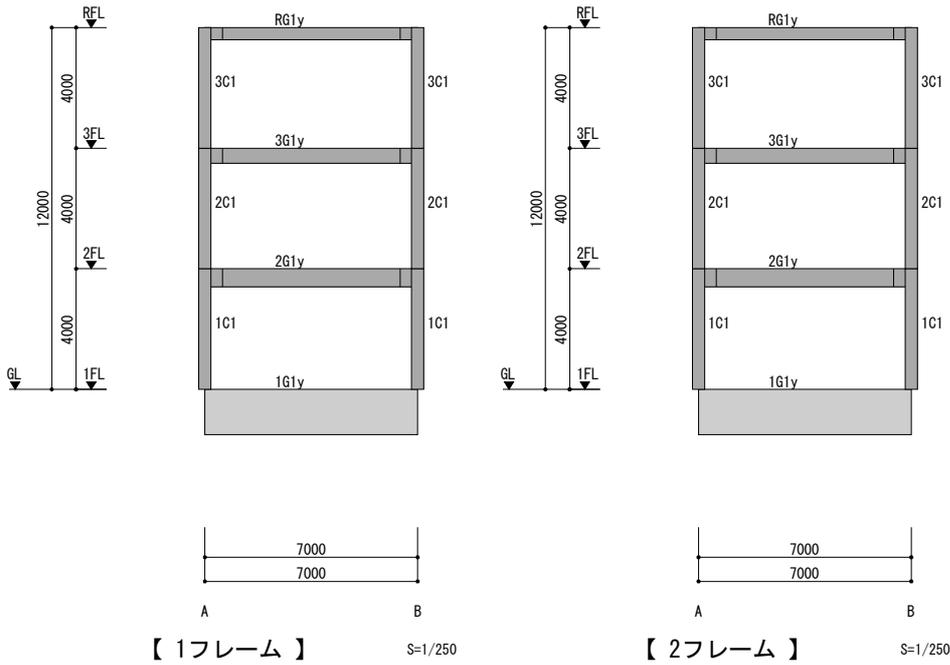
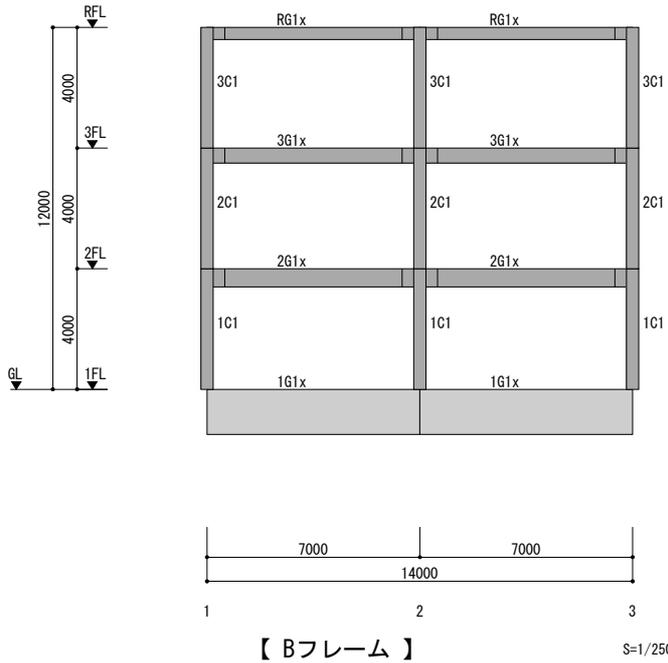
【略軸組図の記号】

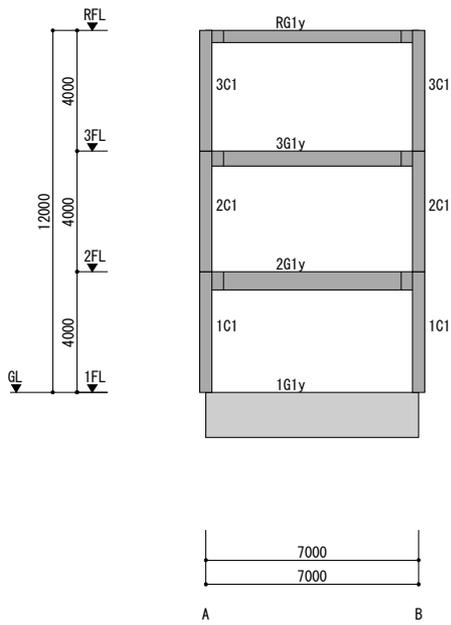
記号	内容
G	梁符号
C	柱符号
W	壁符号
(O)	開口リストNo.
BR	鉛直ブレース符号

【特記事項】

- ※ 梁、柱のダミー部材は、点線で表します。
- ※ 梁のミラー配置の場合は、梁符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ SRC柱の鉄骨を反転配置した場合は、柱符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ 結合により多スパンおよび多層にわたる鉛直ブレースとなった場合は、ブレース符号を◇で囲みます。
- ※ 基礎は出力しません。
- ※ 杭は出力しません。







【 3フレーム 】

S=1/250

1.4 断面リスト

(1) 梁

【大梁】

		G1x		G1y	
		端部	中央	端部	中央
RFL 層	符号名	RG1x		RG1y	
	断面				
	鉄骨	BH-400*170*9*16 SN400B/SN400B	H-400*200*8*13*13 SN400B	BH-400*170*9*16 SN400B/SN400B	H-400*200*8*13*13 SN400B
3FL 層	符号名	3G1x		3G1y	
	断面				
	鉄骨	BH-500*170*12*16 SN400B/SN400B	H-500*200*10*16*13 SN400B	BH-500*170*12*16 SN400B/SN400B	H-500*200*10*16*13 SN400B
2FL 層	符号名	2G1x		2G1y	
	断面				
	鉄骨	BH-600*170*12*19 SN400B/SN400B	H-600*200*11*17*13 SN400B	BH-600*170*12*19 SN400B/SN400B	H-600*200*11*17*13 SN400B

【基礎大梁】

		G1x	G1y	
		全断面	全断面	
1FL 層	符号名	1G1x	1G1y	
	断面			
	コンクリート	b × D	400 × 1500 (Fc24)	
	主筋	上端	4/2-D25	4/2-D25
		下端	4/2-D25	4/2-D25
	材料	上端	SD345	SD345
		下端	SD345	SD345
かぶり	mm	78	50	
あばら筋		2-D13@200	2-D13@200	
	材料	SD295A	SD295A	

【小梁】

		B2	B3
		全断面	全断面
断面			
鉄骨	H-200*100*5.5*8*8	H-300*150*6.5*9*13	

【基礎小梁】

		B1
		全断面
断面		
コンクリート	b × D	300 × 700 (Fc24)

## (2) 柱

## 【柱】

		C1
3F 階 ~ 2F 階	符号名	2C1, 3C1
	断面	
	鉄骨	□-400*400*16*40 BCR295
	符号名	1C1
1F 階	断面	
	鉄骨	□-400*400*19*47.5 BCR295

## (7) 床

## 【基礎床】

符号	コンクリート スラブ厚 mm	仕上 N/m2	積載荷重
S1	150 (Fc24)	3300	百貨店、店舗の売り場

## 【デッキ床】

符号	コンクリート スラブ厚 mm	デッキ高さ mm	単位重量 N/m2	積載荷重
S2	130 (Fc24)	0	3400	居住室、病室、寝室
S3	130 (Fc24)	0	4500	非歩行屋根

## § 2 設計方針と使用材料

### 2.1 構造設計方針

#### 2.1.1 上部構造

#### 2.1.2 基礎構造

#### 2.1.3 設計上準拠した指針・規準等

### 2.2 構造計算方針

#### 2.2.1 上部構造

#### 2.2.2 基礎構造

#### 2.2.3 使用プログラムその他

2.2.4 計算ルート

方向	計算ルート	層間変形角の制限
X加力	ルート3(S)	1/200
Y加力	ルート3(S)	1/200

【S造】

項目	判定値	X加力 (ルート3)				判定値	Y加力 (ルート3)			
		ルート					ルート			
		1-1	1-2	2	3		1-1	1-2	2	3
階数 ≤ 3	3 階	○				3 階	○			
階数 ≤ 2	3 階		×			3 階		×		
建物高さ ≤ 13m	12.000 m	○	○			12.000 m	○	○		
建物高さ ≤ 31m	12.000 m			○		12.000 m			○	
建物高さ ≤ 60m	12.000 m				○	12.000 m				○
軒の高さ ≤ 9m	12.000 m	×	×			12.000 m	×	×		
塔状比 ≤ 4	0.86			○		1.71			○	
スパンの長さ ≤ 6m	7.000 m	×				7.000 m	×			
スパンの長さ ≤ 12m	7.000 m		○			7.000 m		○		
延べ面積 ≤ 500m <sup>2</sup>	294.0 m <sup>2</sup>	○	○			294.0 m <sup>2</sup>	○	○		
平屋建て 延べ面積 ≤ 3000m <sup>2</sup>										
標準せん断力係数	0.20	×	×	○	○	0.20	×	×	○	○
層間変形角 ≤ 1/200	1/410			○	○	1/350			○	○
剛性率 ≥ 6/10	0.780			○		0.771			○	
偏心率 ≤ 15/100	0.000			○	○	0.000			○	○
幅厚比の制限				○	○				○	○
継手部の保有耐力接合			-	-				-	-	
仕口部の保有耐力接合			-	-				-	-	
梁の保有耐力横補剛			○	○				○	○	
柱脚部の破断防止										
冷間成形角形鋼管 柱梁耐力比 ≥ 1.5	1.60			○		3.20			○	
Qu/Qun ≥ 1.0	2.73				○	2.29				○
適用の可否		×	×	-	○		×	×	-	○

2.3 使用材料・許容応力度

2.3.1 コンクリート材料

材料名	種類	Fc	長期許容応力度				短期許容応力度			
			圧縮	せん断	付着 (fa)		圧縮	せん断	付着 (fa)	
					上端筋	その他			上端筋	その他
					異形	異形			異形	異形
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
Fc24	普通	24.0	8.0	0.73	1.54	2.31	16.0	1.10	2.31	3.47

2.3.2 コンクリート使用範囲

材料名	γ	E	ν	n	使用範囲
					層又は部位
Fc24	23.0	22.67	0.2	15	1FL ~ RFL層

・鉄筋コンクリートの単位容積重量は、コンクリートの単位容積重量γに 1.0 kN/m<sup>3</sup> 加算する。

2.3.3 鉄筋材料

材料名	F値	長期許容応力度			短期許容応力度		材料強度(倍率)	
		引張・圧縮		せん断補強	引張・圧縮	せん断補強	引張・圧縮	せん断補強
		D29未満	D29以上					
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
SD295A	295	195	195	195	295	295	324.5(1.10)	295(1.00)
SD345	345	215	195	195	345	345	379.5(1.10)	345(1.00)

・鉄筋のヤング係数は 205.0 KN/mm<sup>2</sup> とする。

## 2.3.4 鉄筋径と使用範囲

材料名	径	最外径 mm	周長 mm	断面積 mm <sup>2</sup>	使用範囲
SD295A	D13	14.0	40.0	126.70	大梁あばら筋
SD345	D25	28.0	80.0	506.70	大梁主筋

## 2.3.5 鉄骨材料と使用範囲

材料名	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	F 値		材料強度 (倍率)		使用範囲
		t ≤ 40mm N/mm <sup>2</sup>	t > 40mm N/mm <sup>2</sup>	t ≤ 40mm N/mm <sup>2</sup>	t > 40mm N/mm <sup>2</sup>	
SN400B	400	235	215	258.5 (1.10)	236.5 (1.10)	大梁 柱 (符号)
BCR295	400	295	295	324.5 (1.10)	324.5 (1.10)	

・鉄骨のヤング係数は 205.0 KN/mm<sup>2</sup>、単位容積重量は 77.0 kN/m<sup>3</sup> とする。

## 2.4 特別な調査又は研究の結果による場合

## §3 プログラムの使用状況

### 3.1 メッセージ一覧

#### 【記号説明】

- W: 警告 検討を要する処理が成されました。構造計算書にコメントが必要です。  
C: 注意 注意を要する処理が成されました。  
X: 計算不可 計算続行が不可能となり建物の解析を中断しました。  
N: 検定不可 計算続行が不可能となり断面検定を中断しました。建物の解析は続行します。

#### (7) 断面算定

No.	メッセージ
C0732	S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。

#### (10) 耐力計算

No.	メッセージ
C1021	危険断面位置が直接入力されています。

#### (12) 必要保有水平耐力

No.	メッセージ
C1117	基礎梁にヒンジが生じています。
C1196	Ds値が直接入力されています。

### 3.2 その他

## §4 荷重・外力

### 4.1 固定荷重

#### 4.1.1 標準仕上

・柱梁 標準仕上重量

	RC・SRC造		S・CFT造			
	状態	仕上重量 N/m2	状態	仕上重量 N/m2	被覆重量 kN/m3	被覆寸法 mm
柱	四面	500	四面	500	0.0	0
大梁	両側	500	両側	500	0.0	0
小梁	両側	500	両側	500	0.0	0
片持梁	両側	500	両側	500	0.0	0

### 4.2 積載荷重

#### 4.2.1 積載荷重表

	名称	スラブ用 N/m2	小梁用 N/m2	ラーメン用 N/m2	地震用 N/m2
1	居住室、病室、寝室	1800	1800	1300	600
4	百貨店、店舗の売り場	2900	2900	2400	1300
8	非歩行屋根	900	900	650	300

#### 4.2.2 床荷重表

$\gamma$  : 鉄筋コンクリートの単位容積重量

符号	名称	$\gamma$ kN/m3	固定荷重			積載荷重				合計			
			躯体 N/m2	仕上 N/m2	合計 N/m2	スラブ用 N/m2	小梁用 N/m2	ラーメン用 N/m2	地震用 N/m2	スラブ用 N/m2	小梁用 N/m2	ラーメン用 N/m2	地震用 N/m2
S1	百貨店、店舗の売り場	24.0	3600	3300	6900	2900	2900	2400	1300	9800	9800	9300	8200
S2	居住室、病室、寝室		3400		3400	1800	1800	1300	600	5200	5200	4700	4000
S3	非歩行屋根		4500		4500	900	900	650	300	5400	5400	5150	4800

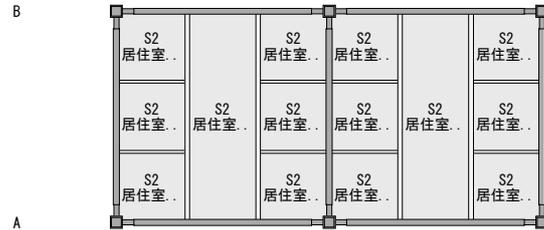
4.2.3 床荷重配置図 <見下げ> [S=自動スケール]

床符号、積載荷重名を表示します。  
 図の表示方法は「1.2.1 床伏図」の凡例を参照してください。



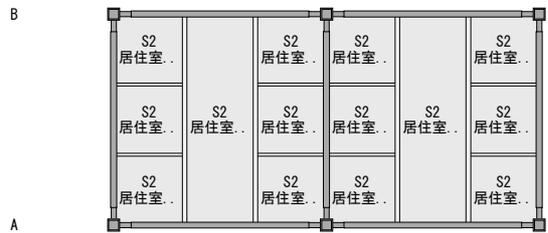
【 RFL層 】

S=1/250



【 3FL層 】

S=1/250



【 2FL層 】

S=1/250

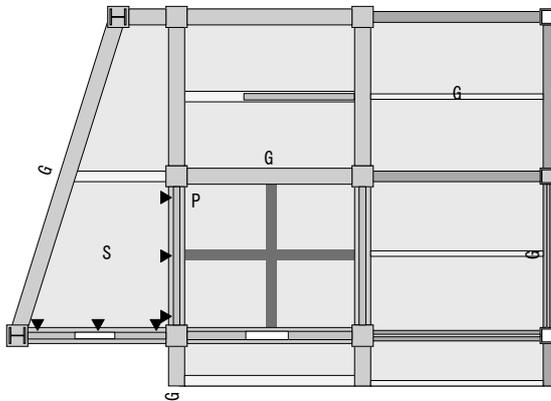


【 1FL層 】

S=1/250

4.3 固定荷重、積載荷重への追加荷重 <見下け> [S=自動スケール]

【凡例】



記号	部材	出力書式
P	節点	部材記号 + “登録番号” 例) G:1,-2,3*
G	大梁, 小梁, 片持梁	
S	床, 片持床, 出隅	

※梁の登録番号において、負値は荷重の距離指定を左右反転したことを示します。  
 ※梁の登録番号において、“\*”は片持床の左右のリブ位置に配置した荷重を、片持梁や大梁などの荷重として扱うことを示します。

【伏図共通事項】

※ 図の表示方法は「1.2.1 床伏図」の凡例を参照してください。

【特殊荷重パターンおよび記号説明】

【梁】

荷重図	入力項	荷重図	入力項
<p>1:集中P<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kN P2 mm P3 kN P4 mm P5 kN P6 mm</p>	<p>8:線分布 4<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kN/m P2 kN/m P3 kN/m P4 mm P5 mm P6 mm</p>
<p>2:集中M<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kNm P2 mm P3 kNm P4 mm P5 kNm P6 mm</p>	<p>9:線分布 5<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kN/m P2 kN/m P3 kN/m P4 mm P5 mm P6 mm</p>
<p>3:等分割</p>	<p>P1 kN P2 個</p>	<p>10:CMoQo</p> <p>下向きの荷重によるCMoQoを正とする。</p>	<p>P1:Ci kNm P2:Cj kNm P3:Qoi kN P4:Qoj kN P5:Mo kNm</p>
<p>4:等分布</p>	<p>P1 kN/m</p>	<p>11:亀の甲変 1<sup>※1</sup></p>	<p>P1 N/m2 P2 N/m2 P3 mm</p>
<p>5:線分布 1<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kN/m P2 mm</p>	<p>12:亀の甲変 2<sup>※1</sup></p>	<p>P1 N/m2 P2 mm P3 mm</p>
<p>6:線分布 2<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kN/m P2 kN/m P3 mm P4 mm</p>	<p>13:亀の甲 1<sup>※1</sup></p>	<p>P1 N/m2 P2 N/m2 P3 N/m2 P4 mm P5 mm P6 mm</p>
<p>7:線分布 3<sup>※1</sup></p>	<p>P1 kN/m P2 kN/m P3 mm P4 mm</p>	<p>14:亀の甲 2<sup>※1</sup></p>	<p>P1 N/m2 P2 個 P3 mm</p>

【節点補正重量】

【床(面等分布)】

荷重図	入力項	荷重図	入力項
<p>節点とフレーム外雑壁の補正重量</p>	<p>ラーメン用 kN 地震用 kN</p>	<p>q(単位面積荷重)またはW(総荷重)</p>	<p>q N/m2 W kN</p>

※1 作用位置の指定において0および正値は、大梁のときは左端(片持梁は元端)からの距離となります。負値は材長を1.0とする比率入力となります。

CMoQoのみ: CMoQoのみの場合、節点重量、地震用重量には含まれません。

LL/TL: ラーメン用T.Lに対するラーメン用L.Lの比

地/ラ: ラーメン用T.Lに対する地震用T.Lの比

地震用重量に考慮する荷重をこの比により指定します。

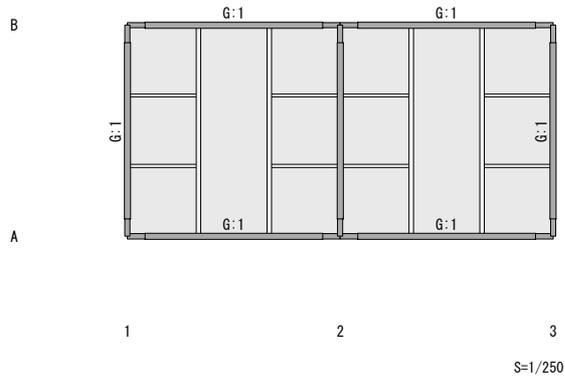
※ 荷重の向きと符号(+, -)は、図の矢印方向を正とします。

(1) 梁特殊荷重登録

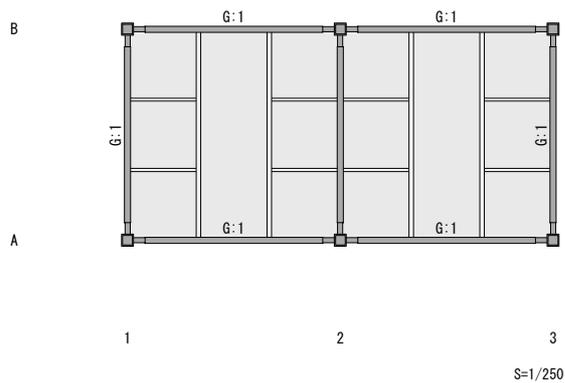
No.	荷重名称	タイプ	P1	P2	P3	CMoQo のみ	LL/TL	地/ラ
			P4	P5	P6			
1	GAIHEKI	4:等分布	4.000				0.00	1.00

(4) 特殊荷重配置図

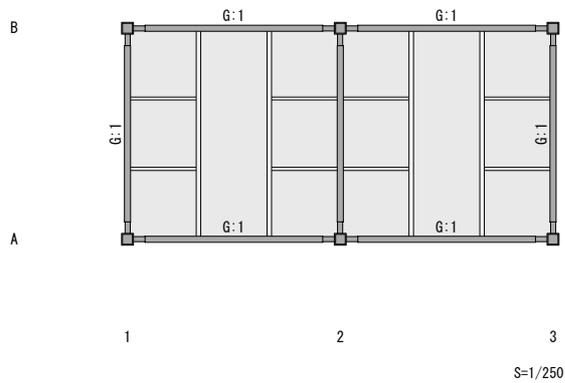
< RFL層 >



< 3FL層 >



< 2FL層 >



#### 4.4 常時荷重時の条件

- ・柱自重は、階高の中央で上下階に分配する。(梁天端間の中央)
- ・柱軸力算定の際、壁の重量は階高の中央で上下階に分配する。
- ・梁CMoQo算定の際、壁の重量は梁CMoQoに考慮する。
- ・耐震壁周りの梁 CMoQoを考慮しない。
- ・剛域を考慮した荷重項の計算をしない。

・鉄骨重量の割増率

S 柱	1.00
S 大梁	1.00
S 小梁	1.00
鉛直ブレース	1.00
メーカー製品ブレース	1.00

- ・基礎自重はすべて直接入力による。
- ・基礎梁荷重の扱い  
通常の梁と同様に扱う  
※ 布基礎・べた基礎が取り付く梁は、通常の梁と同様に扱います。

#### 4.5 積雪荷重

- ・積雪荷重を考慮しない。

#### 4.6 風圧力

- ・風荷重を考慮しない。

#### 4.7 地震力

##### 4.7.1 地震力に関する係数など

■ 共通事項

- ・層せん断力分布係数は、Ai分布による。
- ・一次固有周期は、略算法により算出する。

■ 傾斜地、部分地下における地震力の扱い

- ・地盤に伝わる水平力P'は、支点バネによる。
- ・中間支持される重量w'は地震用重量に含めない。P'を求める際は直上階のQを用いる。

一次固有周期を直接入力した場合は、数値の後に\*を表示します。

地域係数 Z	1.00		
用途係数 I	1.00		
地盤種別による係数 Tc	0.60		
方向	X	Y	
地震力の作用角度 度	0.0	90.0	
一次設計	標準せん断力係数	0.20	0.20
	PH階の水平震度	1.00	1.00
	地下階の基準水平震度	0.10	0.10
二次設計	標準せん断力係数	1.00	1.00
	PH階の水平震度	1.00	1.00
	地下階の基準水平震度	0.50	0.50
建物の高さ	m	12.000	
S造である階の高さ	m	12.000	
RC造である階の高さ	m	0.000	
一次固有周期T	sec	0.360	0.360
振動特性係数Rt		1.00	1.00

##### 4.7.2 建築物重量と地震力

###### 4.7.2.1 地震用重量

層(階)	床面積 m2	床自重(D.L) 床自重(L.L) kN	梁自重 柱自重 kN	壁自重 基礎自重 kN	フレーム外雑壁 積雪荷重 kN	特殊荷重 補正重量 kN	wi (wi/A) kN
RFL (3F)	102.2	489.0 30.7	52.9 31.1	0.0 0.0	0.0 0.0	168.0 0.0	771.6 (7.6)
3FL (2F)	102.2	376.6 61.4	67.6 62.2	0.0 0.0	0.0 0.0	168.0 0.0	735.6 (7.2)
2FL (1F)	102.2	376.6 61.4	79.2 65.9	0.0 0.0	0.0 0.0	168.0 0.0	750.9 (7.4)
1FL	98.0	741.5 127.4	744.4 34.8	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	1648.0 (16.9)

## 4.7.2.2 地震力

PH階および地下階の場合、Ciには水平震度kの値を表示します。  
直接入力した場合は、数値の後に“\*”を付記します。

## ＜ X加力 ＞

層(階)		階高 mm	wi kN	Σwi kN	αi	Ai	1次設計用			保有耐力用		
							Ci1	Qi1 kN	Pi1 kN	Ci2	Qi2 kN	Pi2 kN
RFL(3F)	一般	4000	771.6	771.6	0.342	1.474	0.294	227.5	227.5	1.473	1137.3	1137.3
3FL(2F)	一般	4000	735.6	1507.2	0.668	1.193	0.238	359.5	132.1	1.192	1797.5	660.3
2FL(1F)	一般	4000	750.9	2258.0	1.000	1.000	0.200	451.6	92.1	1.000	2258.0	460.5

## ＜ Y加力 ＞

層(階)		階高 mm	wi kN	Σwi kN	αi	Ai	1次設計用			保有耐力用		
							Ci1	Qi1 kN	Pi1 kN	Ci2	Qi2 kN	Pi2 kN
RFL(3F)	一般	4000	771.6	771.6	0.342	1.474	0.294	227.5	227.5	1.473	1137.3	1137.3
3FL(2F)	一般	4000	735.6	1507.2	0.668	1.193	0.238	359.5	132.1	1.192	1797.5	660.3
2FL(1F)	一般	4000	750.9	2258.0	1.000	1.000	0.200	451.6	92.1	1.000	2258.0	460.5

#### 4.8 その他の荷重

##### 4.8.1 応力計算用特殊荷重 <見下げ>

応力計算用特殊荷重は入力していない。

##### 4.8.2 土圧・水圧

土圧・水圧は入力していない。

##### 4.8.3 その他

## § 5 準備計算

### 5.1 剛性に関する計算条件

#### 5.1.1 剛性に関する計算条件

##### ■RC・SRC耐震壁

- ・剛性計算に考慮する耐震壁の厚さは、120mm以上とする。
- ・開口条件は、 $r_o \leq 0.4$ とする。 ※  $r_o = \sqrt{(h_o \cdot L_o) / (h \cdot L)}$
- ・複数開口の  $h_o \cdot L_o$ ,  $L_o$ ,  $h_o$ の計算方法は、包絡矩形による。
- ・開口周比および開口高さ比における  $h$  は、梁天間距離とする。
- ・付帯梁の剛性評価は、原断面 $I_o$ に対する増大率による。(増大率 $\phi I$ ,  $\phi A = 100$ )

##### ■Sブレース

- ・ブレースの取り付け位置は、基礎梁の梁心位置とする。
- ・ $\lambda e$ (細長比)  $\geq 1980 / \sqrt{F}$ のブレースは引張のみ有効とする。
- ・座屈拘束ブレース  
座屈長さの低減距離 0 mm。

##### ■RC・SRC柱・梁

- ・ $I$ の計算方法は、精算法とする。
- ・せん断変形用断面積に、腰壁・垂壁(袖壁)を考慮する。
- ・軸変形用断面積に、床(直交壁)と腰壁・垂壁(袖壁)を考慮する。
- ・協力幅の取り方は鉛直荷重時・水平荷重時ともに大梁間とする。
- ・柱および梁剛性において、パラベットの取り付けを考慮しない。
- ・梁剛性において、片持床の取り付けを考慮しない。
- ・柱および梁剛性において、外部袖壁の取り付けを考慮する。
- ・剛性に鉄筋・鉄骨を考慮しない。
- ・剛性計算に考慮する腰壁・垂壁・袖壁の最小厚さは、120mm 以上とする。
- ・剛域の計算における複数開口の処理は、長方形とする。(剛域の最大値 $\lambda L$ の $\lambda : 1.00$ , 剛域の入り長さ $\alpha D$ の係数 $\alpha : 0.25$ )
- ・柱梁接合部パネルの形状を自動認識する。
- ・梁剛性における縦方向スリットの扱いは、断面のみ壁を考慮する。
- ・柱剛性における横方向スリットの扱いは、断面のみ壁を考慮する。

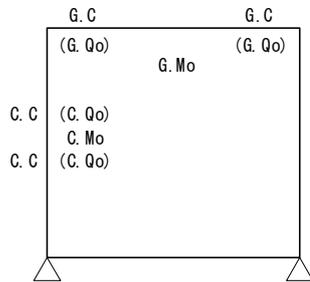
##### ■S部材

- ・床による梁の $I$ の計算方法は、考慮しない。
- ・片持床の協力幅を考慮しない。
- ・座屈長さの認識において、ダミー材を補剛材としない。
- ・柱梁接合部パネルの形状を自動認識する。

#### 5.1.2 その他

### 5.2 柱・はりの基本応力

#### 【凡例】



#### 【CMQ図の記号】

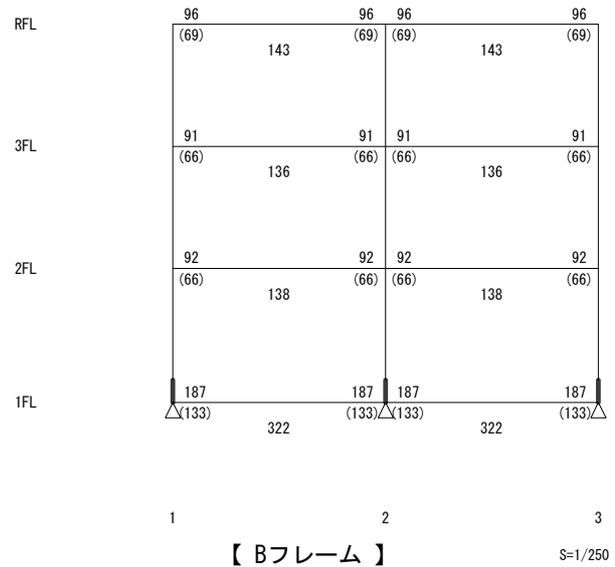
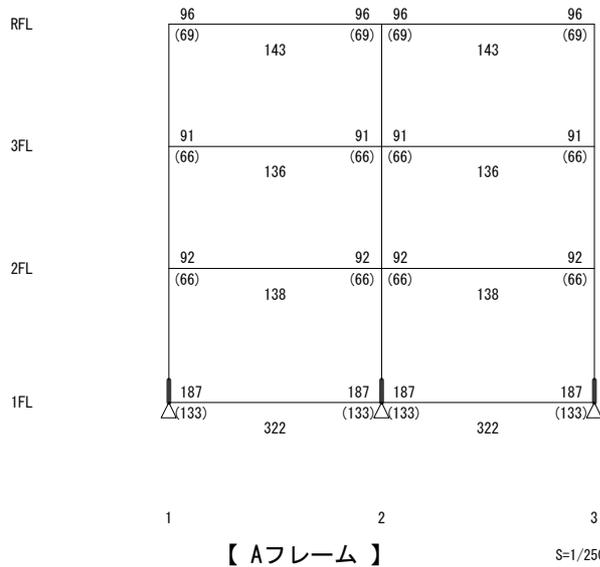
記号	内容	単位
G. C	梁の固定端モーメント	kNm
G. Mo	単純支持としたときの梁の中央曲げモーメント	kNm
G. Qo	単純支持としたときの梁のせん断力	kN
C. C	柱の固定端モーメント	kNm
C. Mo	単純支持としたときの柱の中央曲げモーメント	kNm
C. Qo	単純支持としたときの柱のせん断力	kN

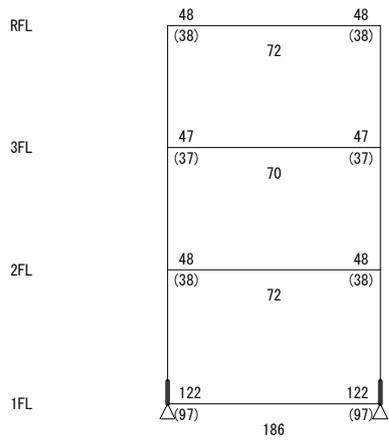
#### 【特記事項】

- ※梁は下向きの荷重, 柱は右向きの荷重によるCMoQoを正とします。
- ※せん断力Qoは ( ) 付で表します。
- ※柱C, Mo, Qoは特殊荷重により中間荷重がある場合のみ出力します。
- ※図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

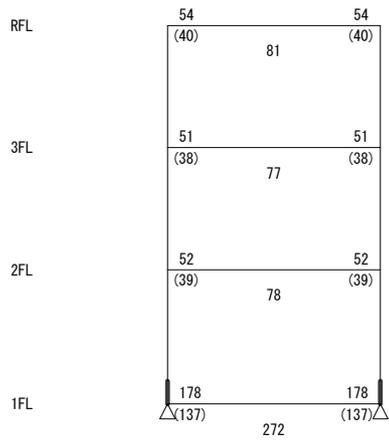
#### 5.2.1 CMQ図 <固定+積載荷重>

[S=自動スケール]

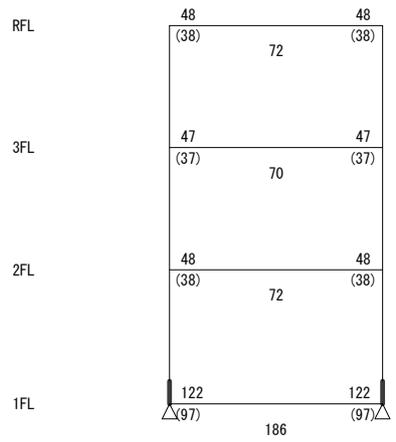




A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

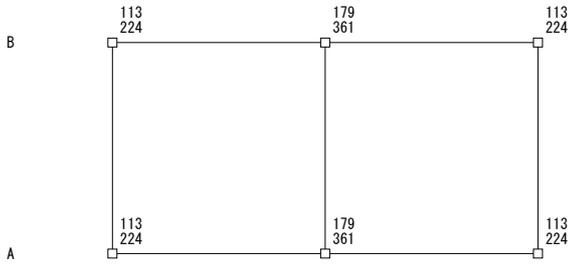
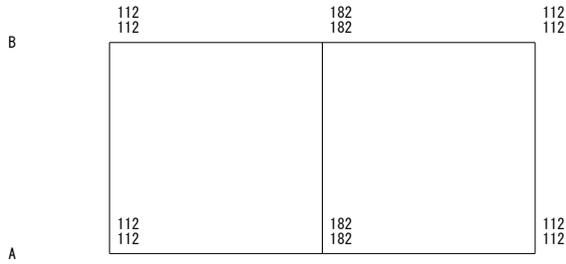
## 5.2.2 CMQ図 <積雪荷重>

積雪荷重は考慮していない。

### 5.3 節点重量

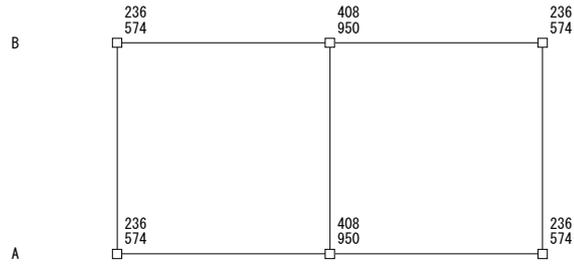
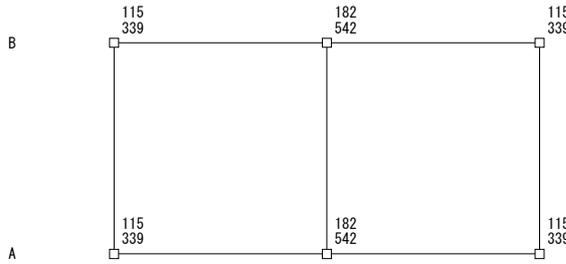
#### 5.3.1 節点重量 <固定+積載荷重> <見下げ> [S=自動スケール]

上段：節点重量 [kN] ※壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。  
 下段：概算軸力 [kN]



1 2 3  
**【 RFL層 】** S=1/250

1 2 3  
**【 3FL層 】** S=1/250



1 2 3  
**【 2FL層 】** S=1/250

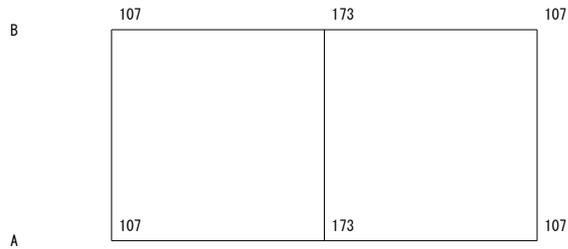
1 2 3  
**【 1FL層 】** S=1/250

**5.3.2 節点重量 <積雪荷重>** <見下げ>

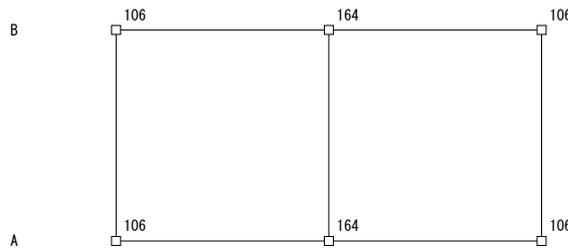
積雪荷重は考慮していない。

**5.3.3 節点重量 <地震用重量>** <見下げ> [S=自動スケール]

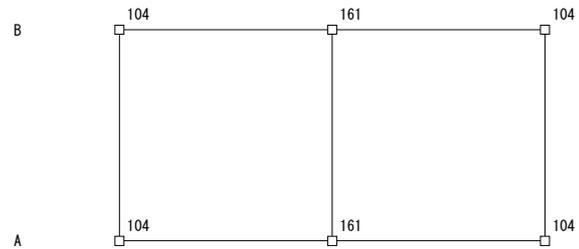
[kN] ※壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。



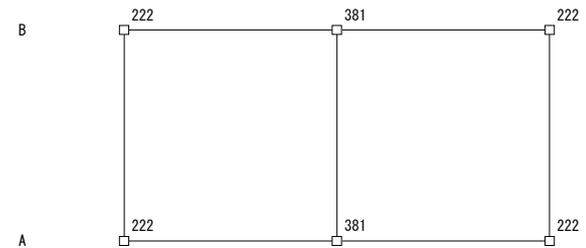
1 2 3  
【 RFL層 】 S=1/250



1 2 3  
【 2FL層 】 S=1/250



1 2 3  
【 3FL層 】 S=1/250



1 2 3  
【 1FL層 】 S=1/250

## § 6 応力解析

### 6.1 架構モデル

#### 6.1.1 建物規模・各層の構造種別

##### ■階数

- ・全階数 3
- ・地下階 0
- ・塔屋 0

##### ■構造

層	階	構造
RFL	3F	S
3FL	2F	S
2FL	1F	S
1FL	---	RC

#### 6.1.2 モデル化共通条件

##### ■基本条件

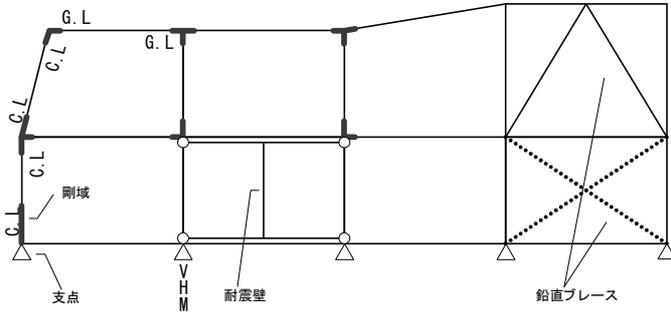
- ・柱梁せん断変形を鉛直荷重時・水平荷重時ともに考慮する。
- ・柱軸変形を鉛直荷重時・水平荷重時ともに考慮する。
- ・接合部/パネル変形を鉛直荷重時・水平荷重時ともに考慮しない。
- ・梁水平面内変形の考慮：剛性を0とする。(Iz= 0, Asy= 0)  
※個別指定が優先されます。
- ・振り剛性は指定部材のみ考慮する。
- ・支点の浮き上がりを考慮しない。
- ・鉛直荷重時のブレースは軸力負担する。
- ・支点の浮き上がり処理・引張ブレースの圧縮時無効処理の収束計算回数は、999回までとする。

##### ■応力解析法

- ・短期設計地震時の応力解析は弾性解析とする。

6.1.3 構造モデル図 [S=自動スケール]

【凡例】



【構造モデル図の記号】

記号	内容	単位
G. L	梁の剛域長さ	mm
C. L	柱の剛域長さ	mm
V	鉛直バネ	kN/mm
H	水平バネ	kN/mm
M	回転バネ	kNm/rad

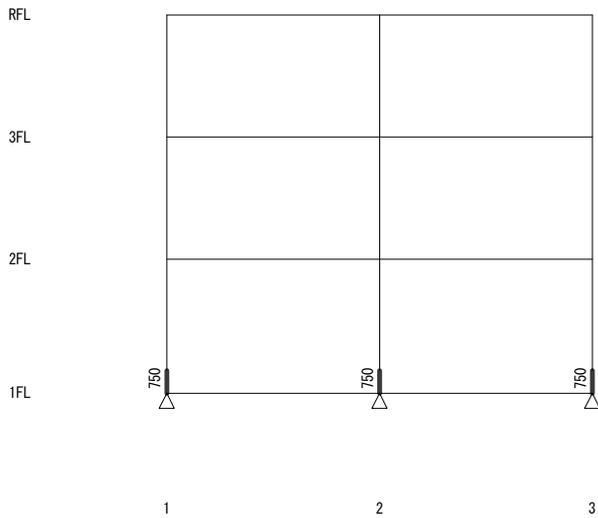
記号	内容	記号	内容	記号	内容
△	ピン	△	水平ローラー	◁	鉛直ローラー
////	固定	なし	自由		

【立面図共通事項】

- ※ 梁、柱のダミー部材は、点線(-----)で表します。
- ※ 引張のみ有効な鉛直ブレースは、点線(-----)で表します。
- ※ 各部材の接合部でピン接合の場合は「O」を、バネ接合の場合は「⊙」を表示します。
- ※ 支点にバネを指定した場合、バネ定数を表示します。支点の種類は左の表の通りです。

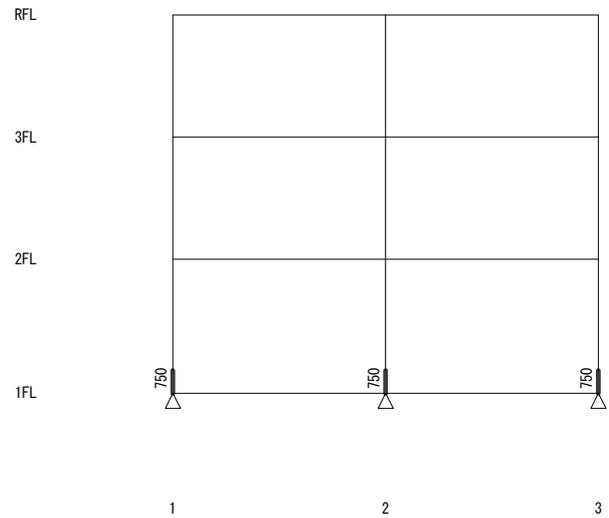
記号	内容	記号	内容	記号	内容
⊙	鉛直バネ	⊙	水平バネ	⊙	回転バネ
⊕	鉛直固定	⊕	水平固定	⊕	回転固定
⊕	鉛直固定、回転バネ	⊕	水平固定、回転バネ	⊕	鉛直・水平固定、回転バネ

＜すべての荷重に対して共通の剛性＞



【Aフレーム】

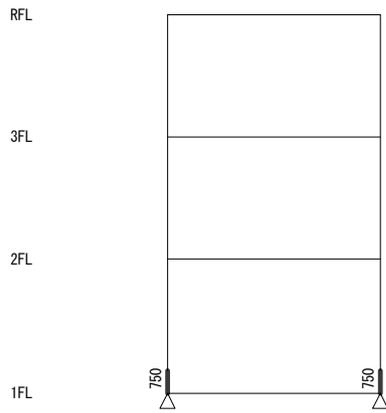
S=1/250



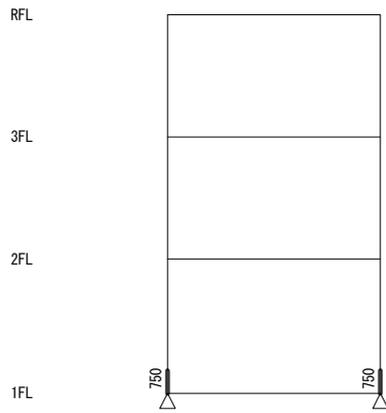
【Bフレーム】

S=1/250

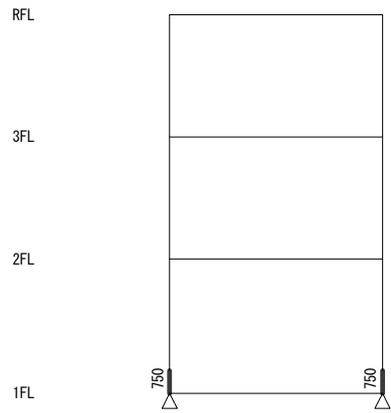
6.1.3 構造モデル図 - すべての荷重に対して共通の剛性



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

6.1.4 剛床の指定 <見下げ>

多剛床の指定や剛床仮定の解除の指定がないため、出力を省略します。

6.1.5 支点条件

<すべての荷重に対して共通の剛性>

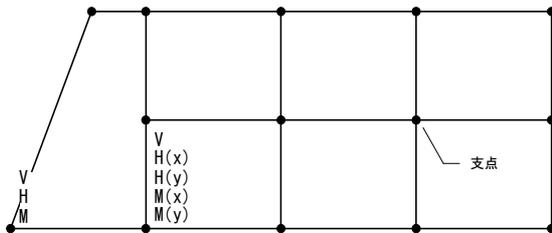
層	X軸	Y軸	水平X kN/mm	水平Y kN/mm	鉛直 kN/mm	回転X kNm/rad	回転Y kNm/rad	回転Z kNm/rad
1FL	1	A	固定	固定	固定	自由	自由	自由
	2	A	固定	固定	固定	自由	自由	自由
	3	A	固定	固定	固定	自由	自由	自由
	1	B	固定	固定	固定	自由	自由	自由
	2	B	固定	固定	固定	自由	自由	自由
	3	B	固定	固定	固定	自由	自由	自由

6.1.6 部材接合個別入力条件

結合状態はすべて剛接となっている。

6.1.7 基礎バネ剛性図 <見上げ> [S=自動スケール]

【凡例】



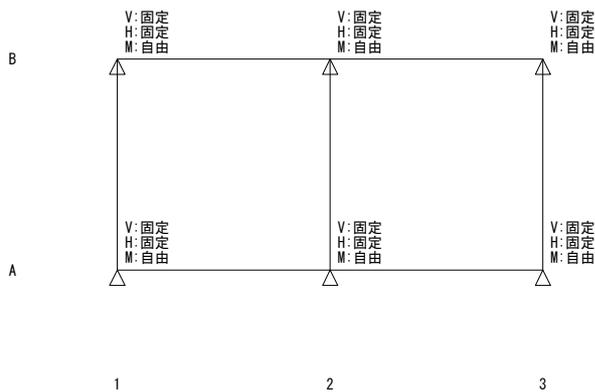
【基礎バネ剛性図の記号】

記号	内容	単位
V	鉛直剛性	kN/mm
H	水平剛性	kN/mm
M	回転剛性	kNm/rad

【特記事項】

- ※ 方向で値が異なる項目は、X, Yの順に2段で出力します。
- ※ 壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。

<すべての荷重に対して共通の剛性>

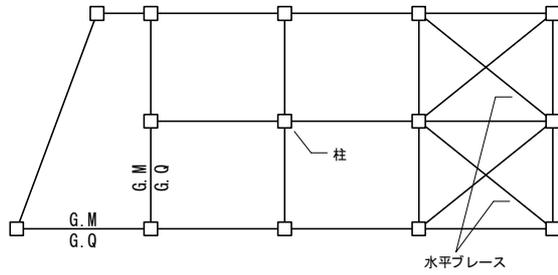


【1FL層】

S=1/250

6.1.8 梁の剛度増大率 <見下げ> [S=自動スケール]

【凡例】

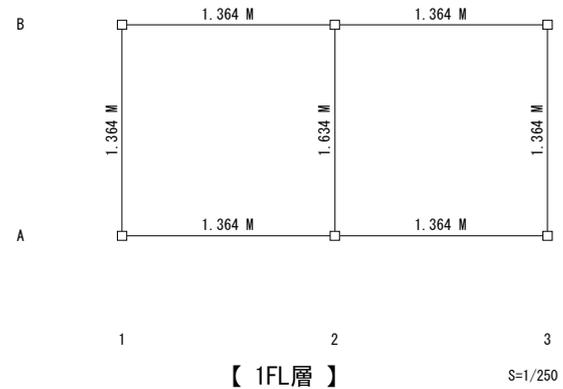
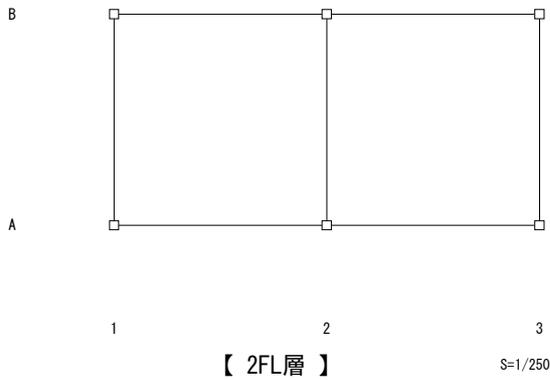
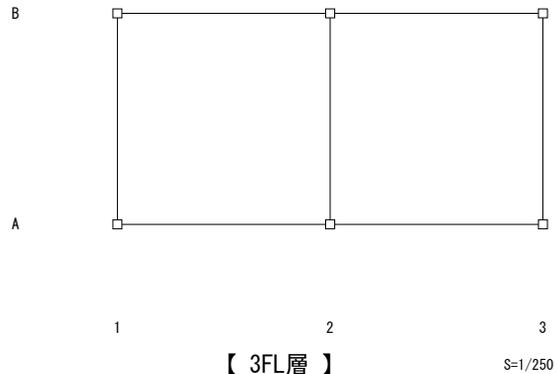
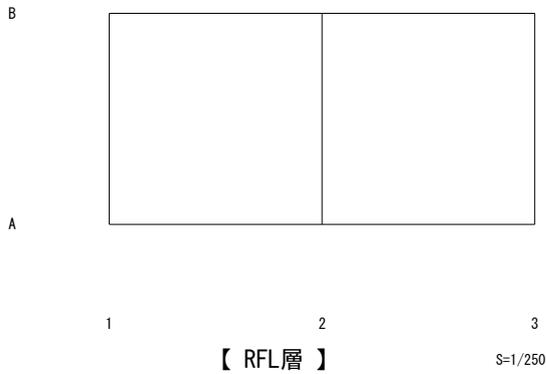


【梁の剛度増大率の記号】

記号	内容
G.M	梁の曲げ剛度増大率
G.Q	梁のせん断剛度増大率

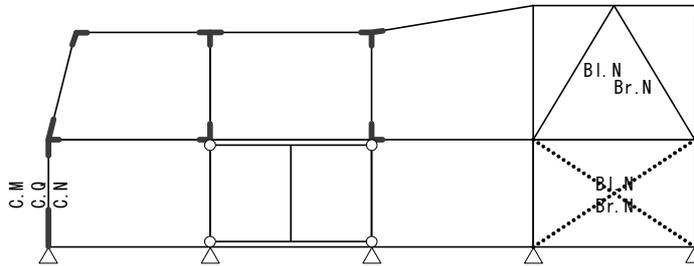
- ※ 剛度増大率が1.000になる場合は、出力を省略します。
- ※ 壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。

<すべての荷重に対して共通の剛性>



6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率 [S=自動スケール]

【凡例】



【柱・ブレースの剛度増大率の記号】

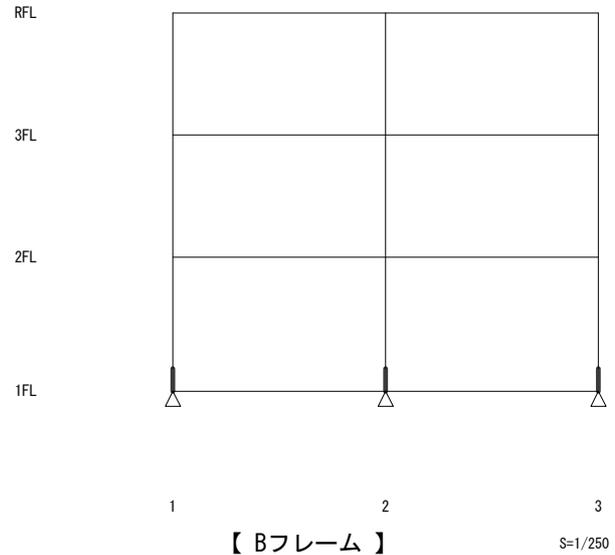
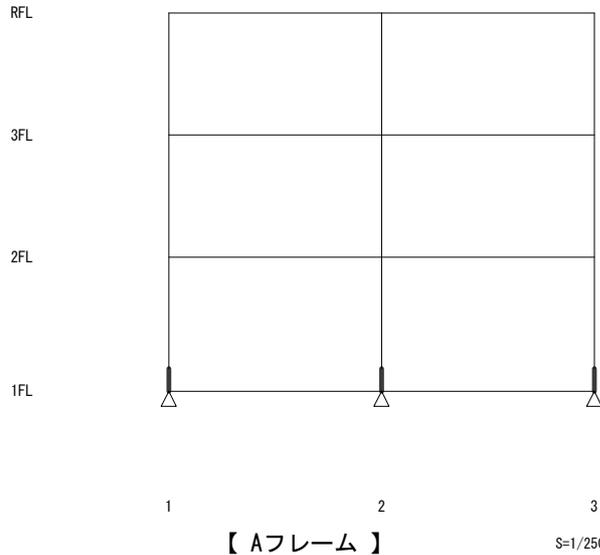
記号	内容
C. M	柱の曲げ剛度増大率
C. Q	柱のせん断剛度増大率
C. N	柱の軸方向剛度増大率
Bl. N	左下りブレースの剛度増大率 (K形では左側のブレース)
Br. N	右下りブレースの剛度増大率 (K形では右側のブレース)

【立面図共通事項】

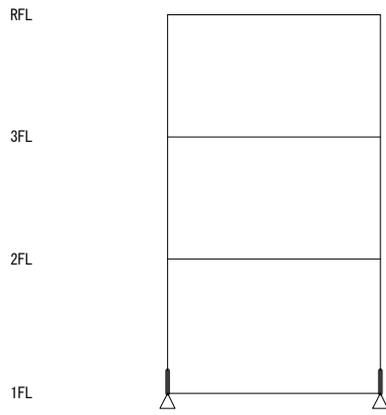
※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

- ※ X形ブレースの剛度増大率は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの剛度増大率は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ 剛度増大率が1.000になる場合は、出力を省略します。

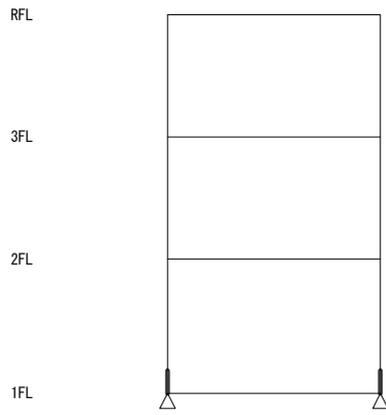
< すべての荷重に対して共通の剛性 >



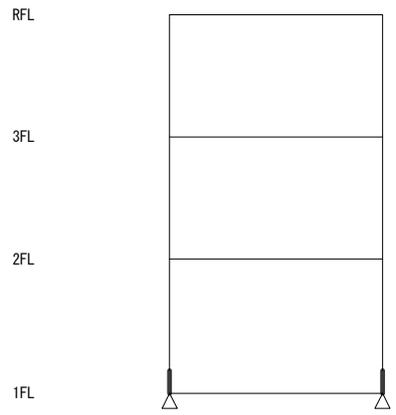
6.1.9 柱・ブレースの剛度増大率 - すべての荷重に対して共通の剛性



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



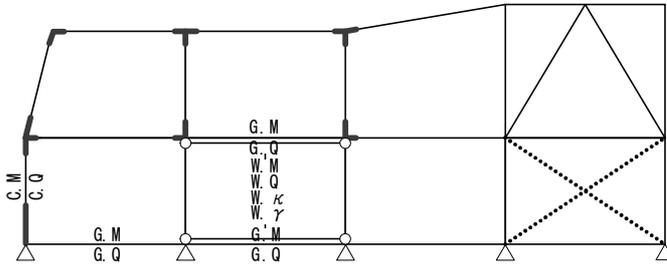
A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

6.1.10 剛性低下率 [S=自動スケール]

【凡例】



【剛性低下率の記号】

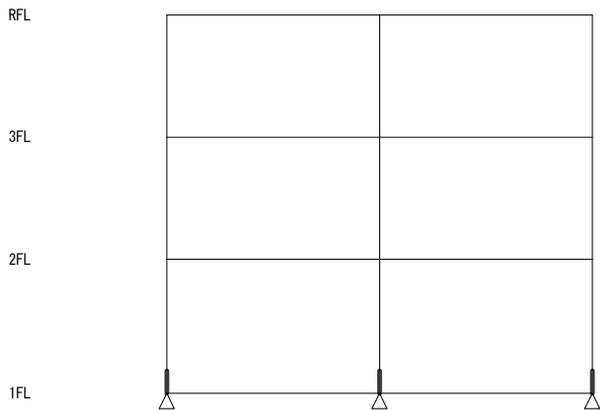
記号	内容
G. M	梁の曲げ剛性低下率
G. Q	梁のせん断剛性低下率
C. M	柱の曲げ剛性低下率
C. Q	柱のせん断剛性低下率
W. M	耐震壁の曲げ剛性低下率
W. Q	耐震壁のせん断剛性低下率
W. $\kappa$	形状係数 $\kappa$
W. $\gamma$	開口によるせん断剛性低下率

※ 剛性低下率や形状係数  $\kappa$  が 1.000 になる場合、出力を省略します。

【立面図共通事項】

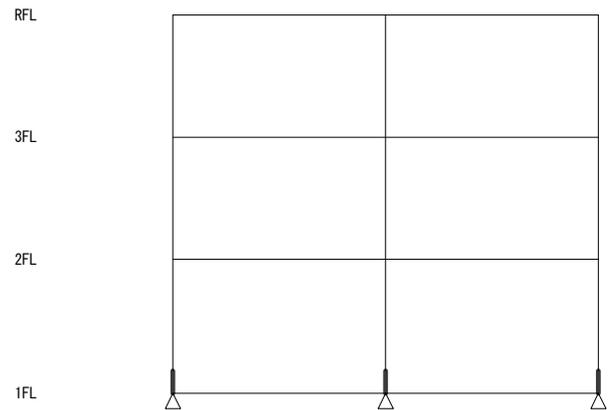
※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

< すべての荷重に対して共通の剛性 >



【 Aフレーム 】

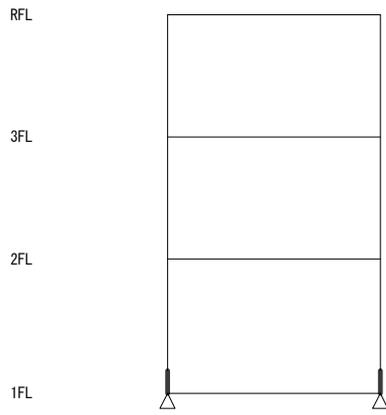
S=1/250



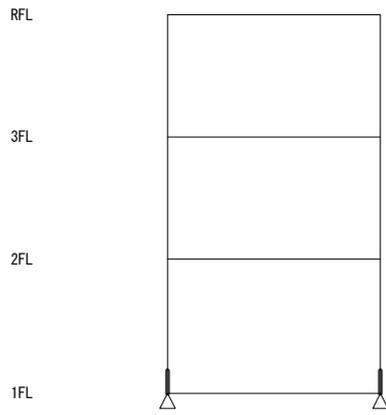
【 Bフレーム 】

S=1/250

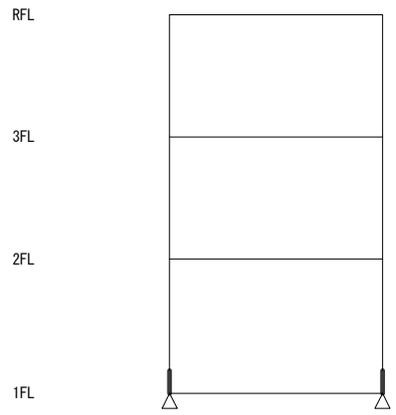
6.1.10 剛性低下率 - すべての荷重に対して共通の剛性



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



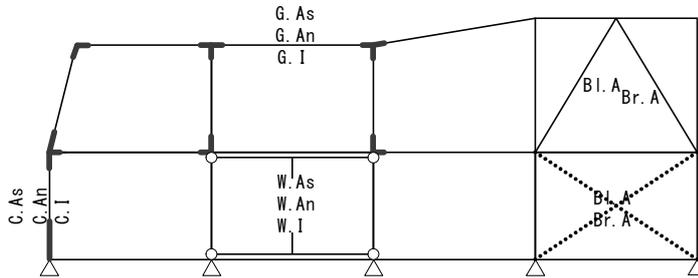
A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

6.1.11 部材剛性図 [S=自動スケール]

【凡例】



【部材剛性図の記号】

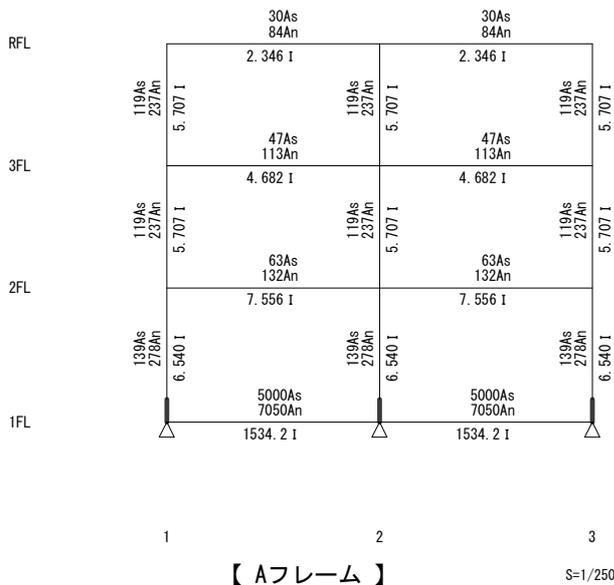
記号	内容	単位
G. As	梁のせん断変形用断面積	cm <sup>2</sup>
G. An	梁の軸変形用断面積	cm <sup>2</sup>
G. I	梁の断面2次モーメント	cm <sup>4</sup> × 10 <sup>4</sup>
C. As	柱のせん断変形用断面積	cm <sup>2</sup>
C. An	柱の軸変形用断面積	cm <sup>2</sup>
C. I	柱の断面2次モーメント	cm <sup>4</sup> × 10 <sup>4</sup>
W. As	耐震壁のせん断変形用断面積	cm <sup>2</sup>
W. An	耐震壁の軸変形用断面積	cm <sup>2</sup>
W. I	耐震壁の断面2次モーメント	cm <sup>4</sup> × 10 <sup>4</sup>
Bl. A	左下りブレースの断面積 (K形では左側のブレース)	cm <sup>2</sup>
Br. A	右下りブレースの断面積 (K形では右側のブレース)	cm <sup>2</sup>

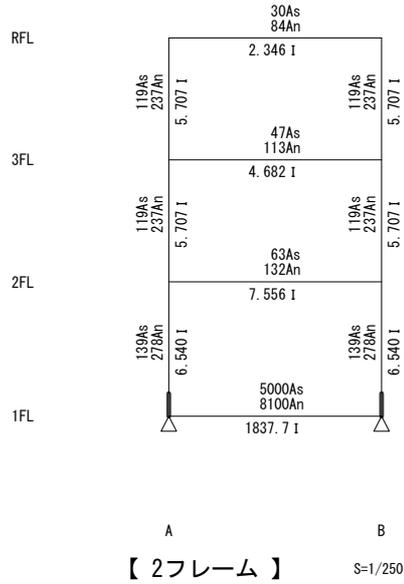
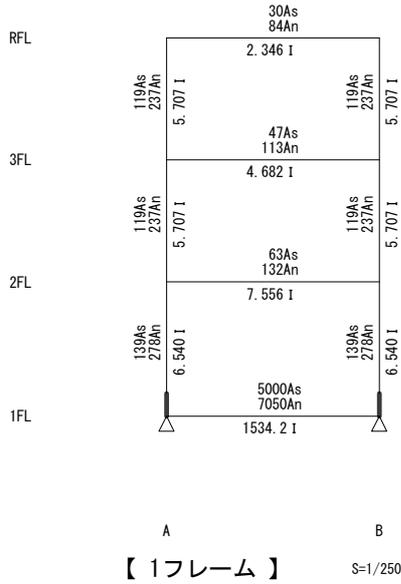
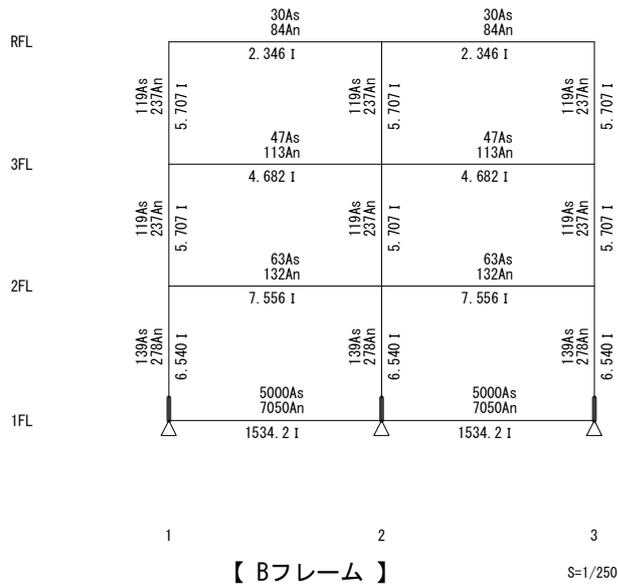
【立面図共通事項】

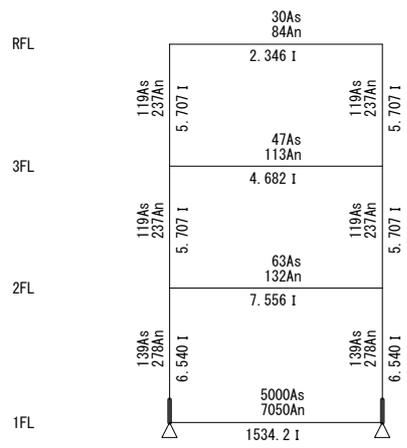
※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

※ X形ブレースの断面積は、ブレースの中央に出力します。  
 ※ 任意配置ブレースの断面積は、部材に沿って中央に出力します。

＜すべての荷重に対して共通の剛性＞







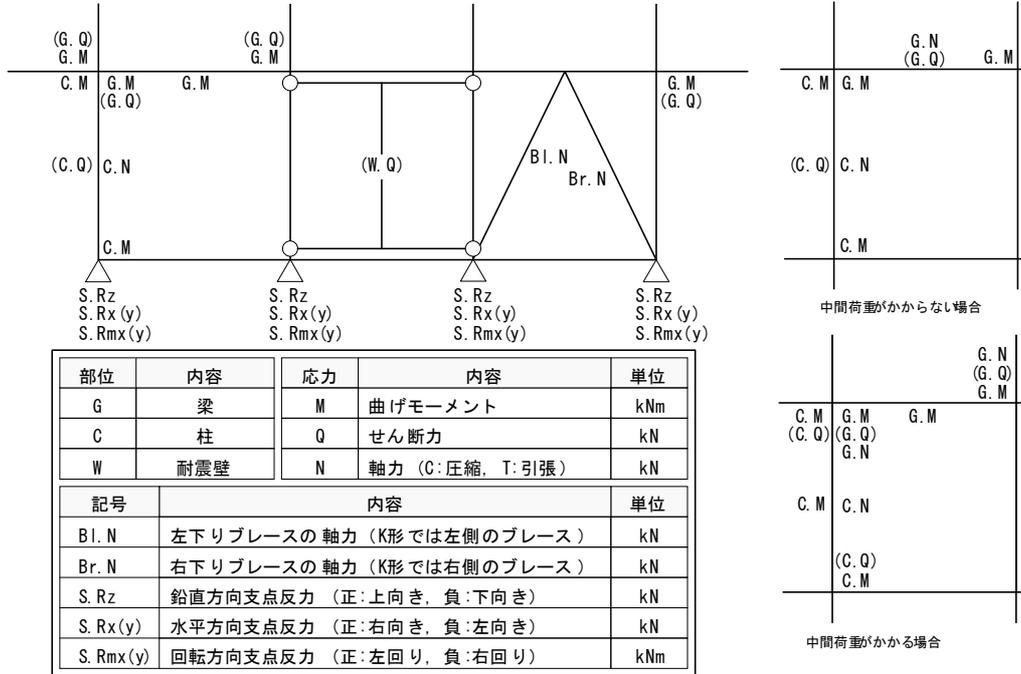
A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

## 6.1.12 その他

## 6.2 鉛直荷重時

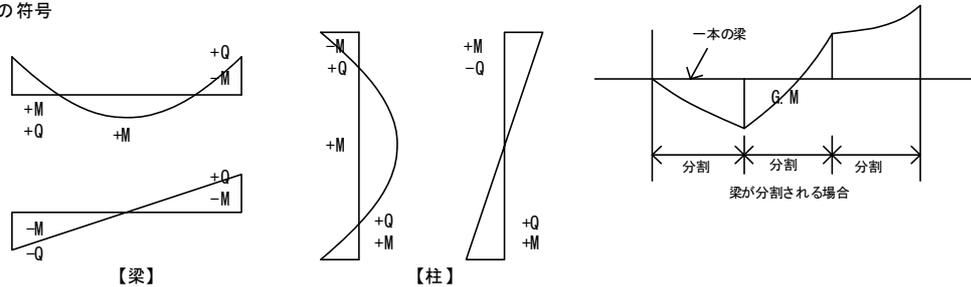
### 6.2.1 応力図 <固定+積載荷重> [S=自動スケール]

#### 【凡例】

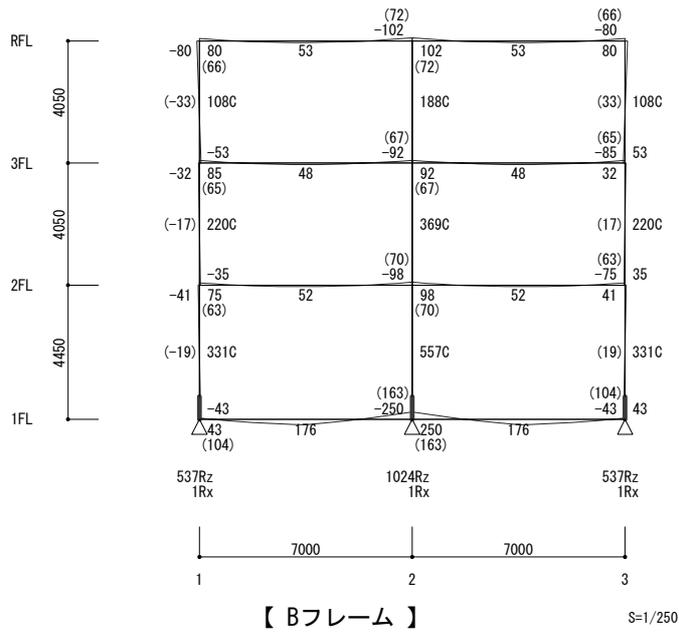
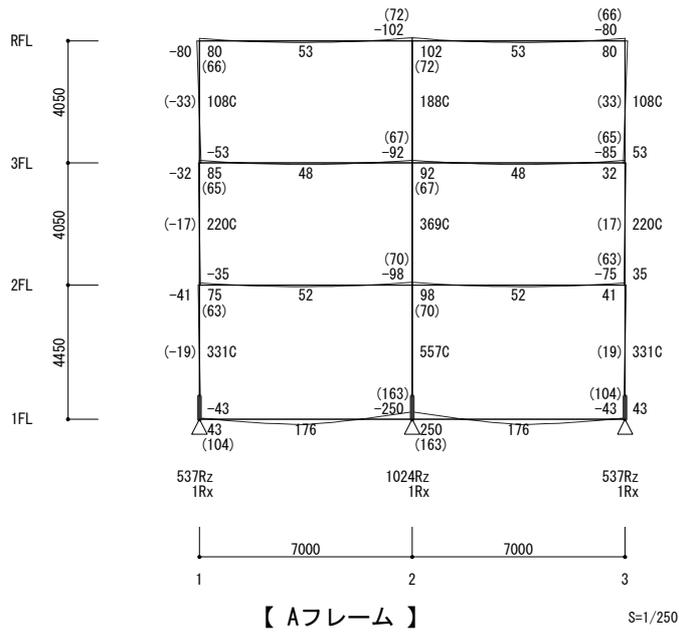


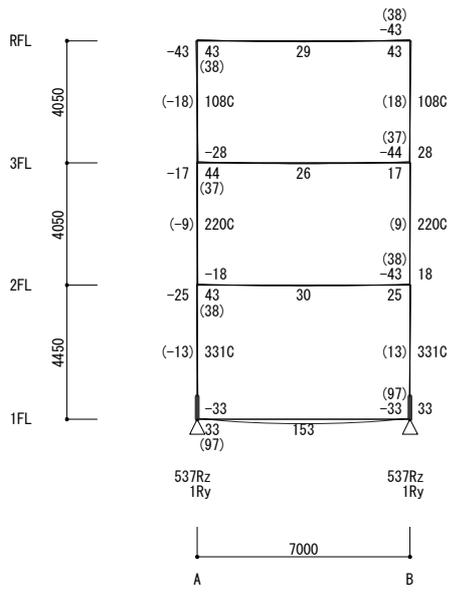
- ※ 端部の応力は、節点位置の値です。
- ※ 0となる応力は出力しません。
- ※ 耐震壁のせん断力は壁脚の応力です。
- ※ 柱の軸力は、耐震壁の軸力や曲げモーメントを考慮した付加軸力を含みます。
- ※ 中間荷重がかかる柱および腰折れ柱には、中央に曲げモーメントを出力します。  
 中間荷重がかかる場合、中央の曲げモーメントを出力します。  
 腰折れ柱の場合、腰折れ部分の曲げモーメントを出力します。
- ※ 柱のせん断力、梁の軸力とせん断力は、両端の応力が同じ場合、中央に出力します。  
 柱は柱脚の応力を、梁は左端の応力を出力します。
- ※ K形ブレースや相持ち梁により梁が分割された場合、分割位置の曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントを、中央に出力します。
- ※ X形ブレースの軸力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

#### ・ 応力の符号

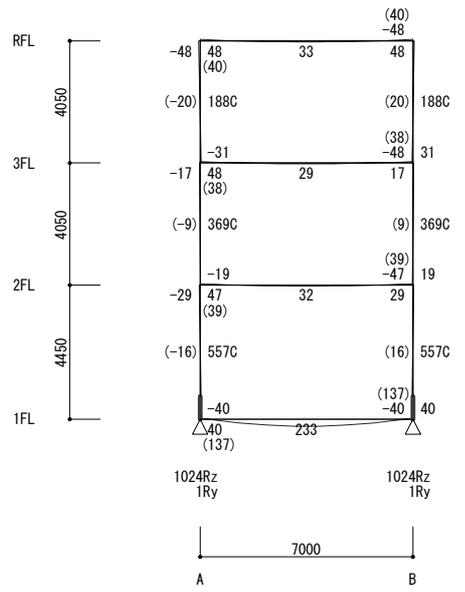


- ※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

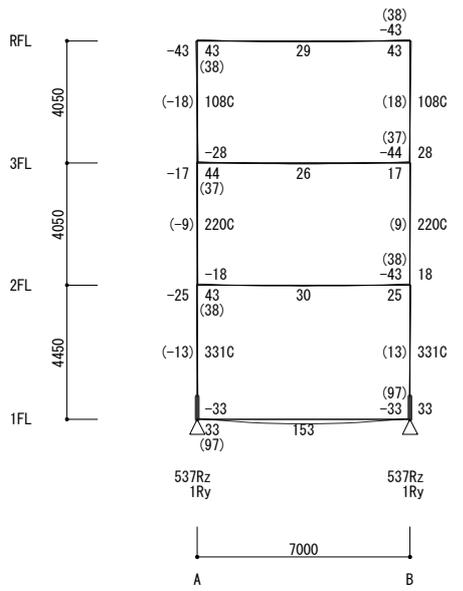




【 1フレーム 】 S=1/250



【 2フレーム 】 S=1/250



【 3フレーム 】 S=1/250

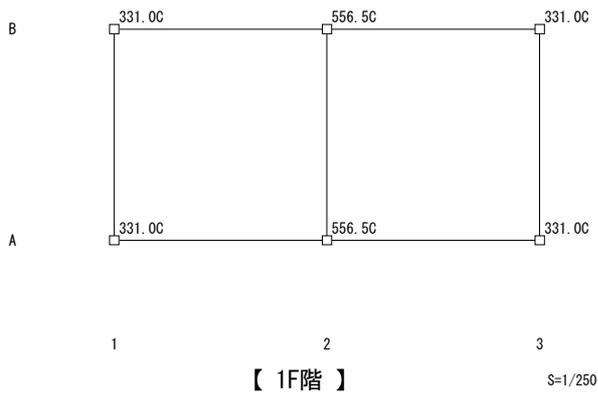
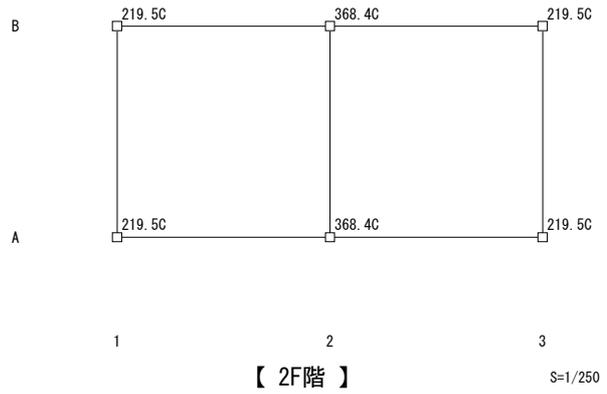
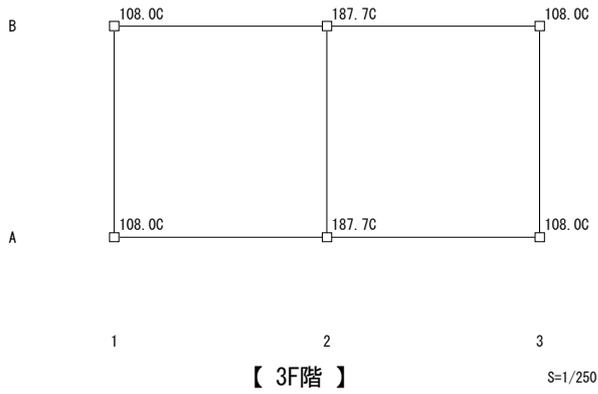
### 6.2.2 応力図 <積雪荷重>

積雪荷重は考慮していない。

### 6.2.3 軸力図 <固定+積載荷重> <見下げ> [S=自動スケール]

※柱の軸力は、壁の軸力および壁のモーメントを振り分けた値です。  
 ※壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。

[kN]



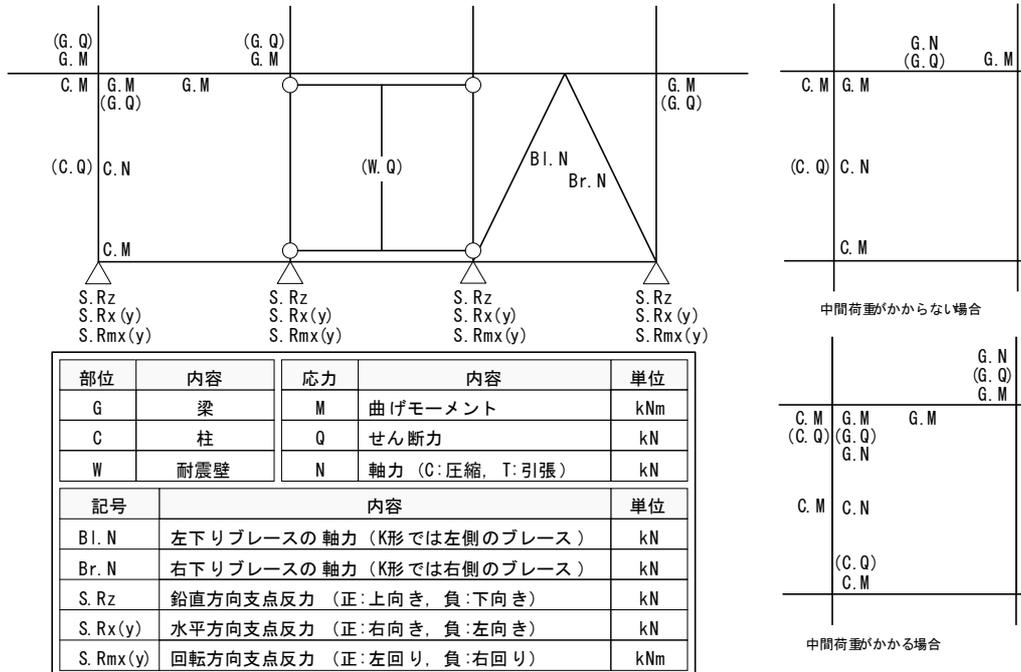
#### 6.2.4 軸力図 <積雪荷重> <見下げ>

積雪荷重は考慮していない。

### 6.3 水平荷重時

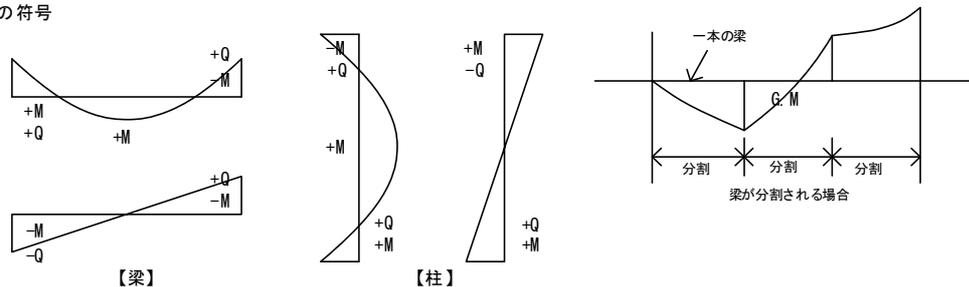
#### 6.3.1 応力図〈地震荷重〉 [S=自動スケール]

##### 【凡例】



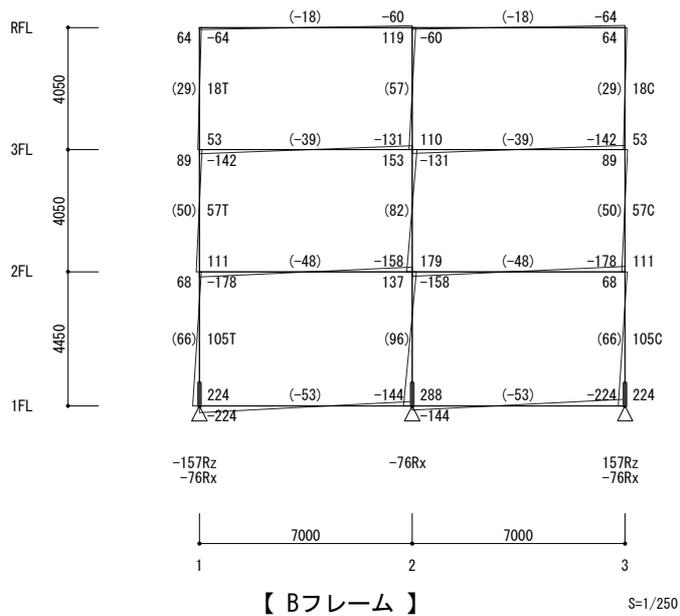
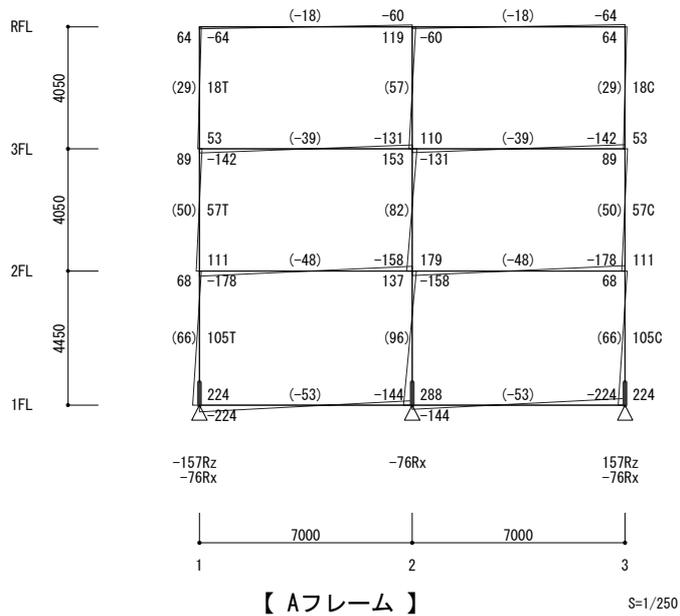
- ※ 端部の応力は、節点位置の値です。
- ※ 0となる応力は出力しません。
- ※ 耐震壁のせん断力は壁脚の応力です。
- ※ 柱の軸力は、耐震壁の軸力や曲げモーメントを考慮した付加軸力を含みます。
- ※ 中間荷重がかかる柱および腰折れ柱には、中央に曲げモーメントを出力します。  
 中間荷重がかかる場合、中央の曲げモーメントを出力します。  
 腰折れ柱の場合、腰折れ部分の曲げモーメントを出力します。
- ※ 柱のせん断力、梁の軸力とせん断力は、両端の応力が同じ場合、中央に出力します。  
 柱は柱脚の応力を、梁は左端の応力を出力します。
- ※ K形ブレースや相持ち梁により梁が分割された場合、分割位置の曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントを、中央に出力します。
- ※ X形ブレースの軸力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

##### ・ 応力の符号

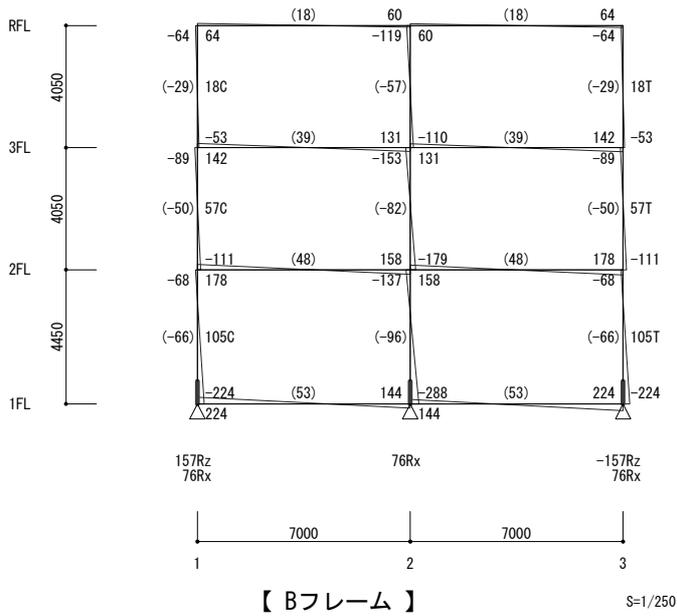
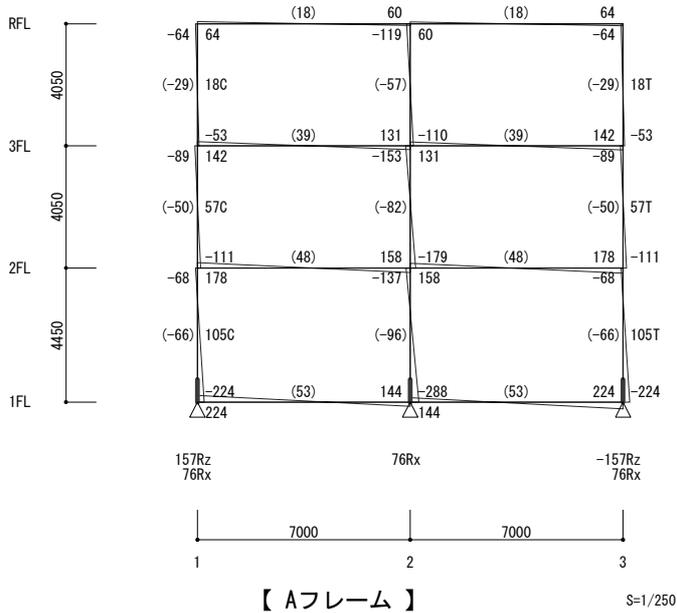


- ※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

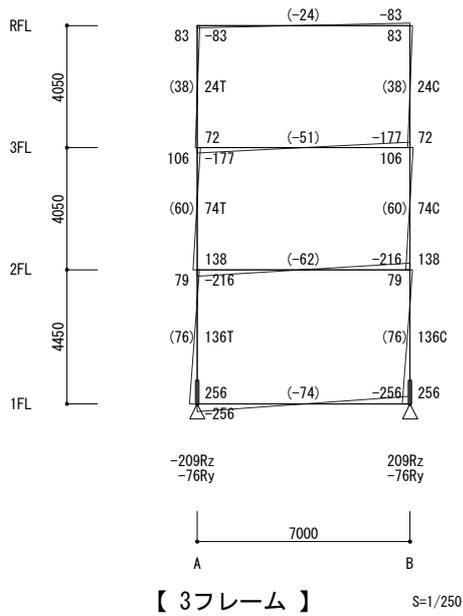
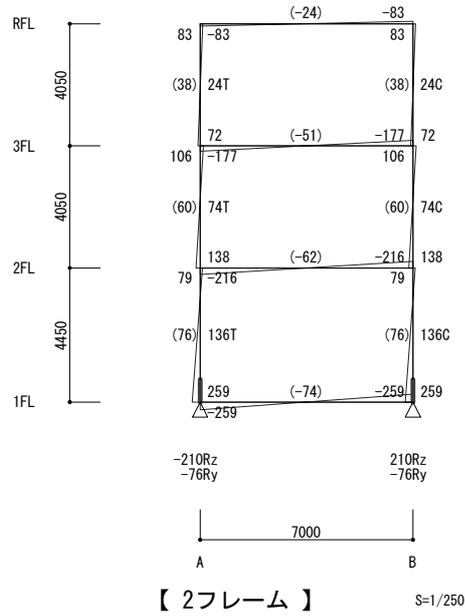
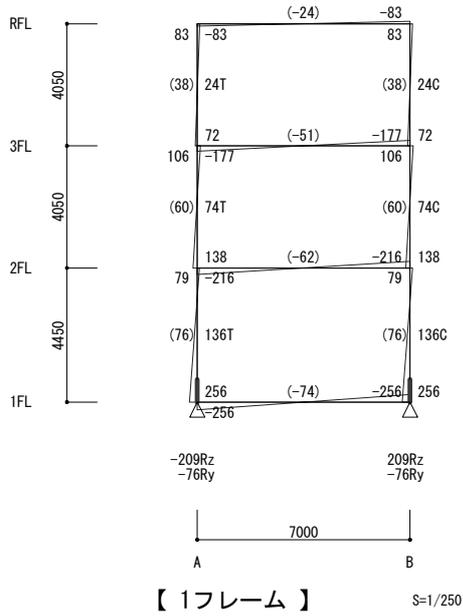
< X方向正加力 >



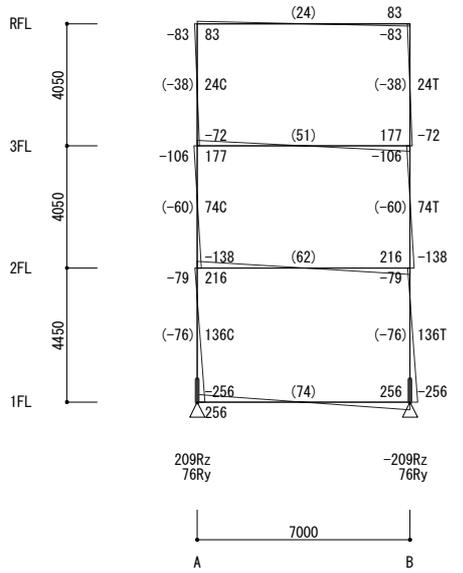
< X方向負加力 >



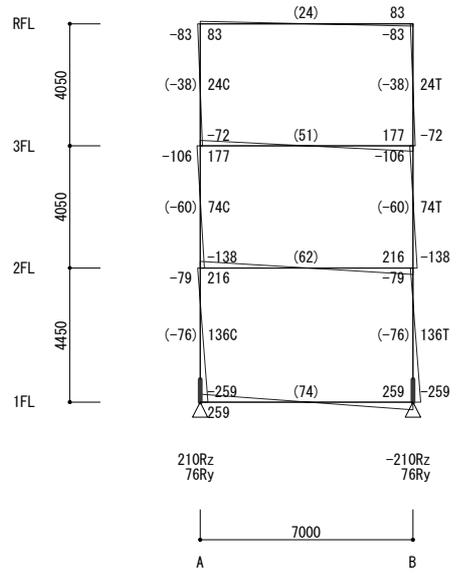
< Y方向正加力 >



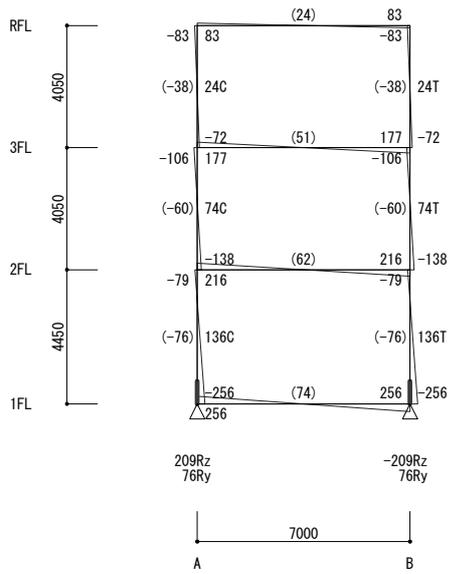
< Y方向負加力 >



【 1フレーム 】 S=1/250



【 2フレーム 】 S=1/250



【 3フレーム 】 S=1/250

### 6.3.2 応力図 <風荷重>

風荷重は考慮していない。

### 6.3.3 分担率

$\Sigma Q_c$  : 柱の負担せん断力の和                      分担率 柱 : 柱の分担率  
 $\Sigma Q_w$  壁 : 耐震壁の負担せん断力の和                  分担率 壁 : 壁の分担率  
 $\Sigma Q_w$  ブレース : ブレースの負担せん断力の和              分担率 ブレース : ブレースの分担率

#### <地震時X方向正加力>

階	$\Sigma Q_c$ kN	$\Sigma Q_w$		$\Sigma Q_c + \Sigma Q_w$ kN	分担率		
		壁 kN	ブレース kN		柱 %	壁 %	ブレース %
3F	227.5	0.0	0.0	227.5	100.00	0.00	0.00
2F	359.5	0.0	0.0	359.5	100.00	0.00	0.00
1F	451.6	0.0	0.0	451.6	100.00	0.00	0.00

#### <地震時X方向負加力>

階	$\Sigma Q_c$ kN	$\Sigma Q_w$		$\Sigma Q_c + \Sigma Q_w$ kN	分担率		
		壁 kN	ブレース kN		柱 %	壁 %	ブレース %
3F	-227.5	0.0	0.0	-227.5	100.00	0.00	0.00
2F	-359.5	0.0	0.0	-359.5	100.00	0.00	0.00
1F	-451.6	0.0	0.0	-451.6	100.00	0.00	0.00

#### <地震時Y方向正加力>

階	$\Sigma Q_c$ kN	$\Sigma Q_w$		$\Sigma Q_c + \Sigma Q_w$ kN	分担率		
		壁 kN	ブレース kN		柱 %	壁 %	ブレース %
3F	227.5	0.0	0.0	227.5	100.00	0.00	0.00
2F	359.5	0.0	0.0	359.5	100.00	0.00	0.00
1F	451.6	0.0	0.0	451.6	100.00	0.00	0.00

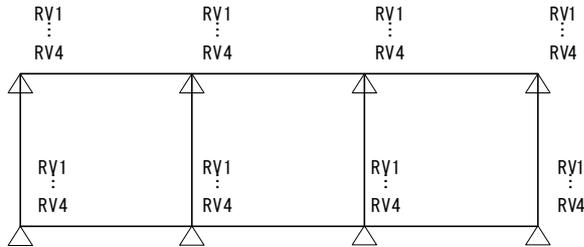
#### <地震時Y方向負加力>

階	$\Sigma Q_c$ kN	$\Sigma Q_w$		$\Sigma Q_c + \Sigma Q_w$ kN	分担率		
		壁 kN	ブレース kN		柱 %	壁 %	ブレース %
3F	-227.5	0.0	0.0	-227.5	100.00	0.00	0.00
2F	-359.5	0.0	0.0	-359.5	100.00	0.00	0.00
1F	-451.6	0.0	0.0	-451.6	100.00	0.00	0.00

6.4 支点反力図 <見上げ> [S=自動スケール]

【凡例】

RV1 : ケース名                      反力の合計= [kN]  
 ⋮  
 RV4 : ケース名                      反力の合計= [kN]  
 ───  
 ↓  
 ケースの記号

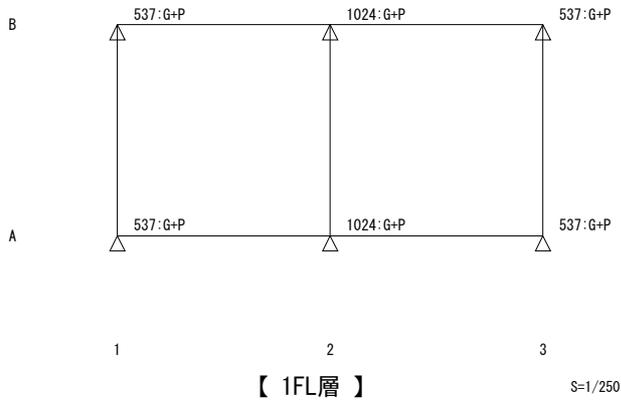


- ※ 出力された値は、初期応力を含みません。
- ※ 反力の後ろにケースの記号を出力します。
- ※ 浮き上がりが生じる場合、反力の前に▲を出力します。
- ※ べた基礎や布基礎の場合、接地圧を求めるための反力を出力します。
- ※ 1つの図に最大4つのケースを出力します。
- ※ 壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。

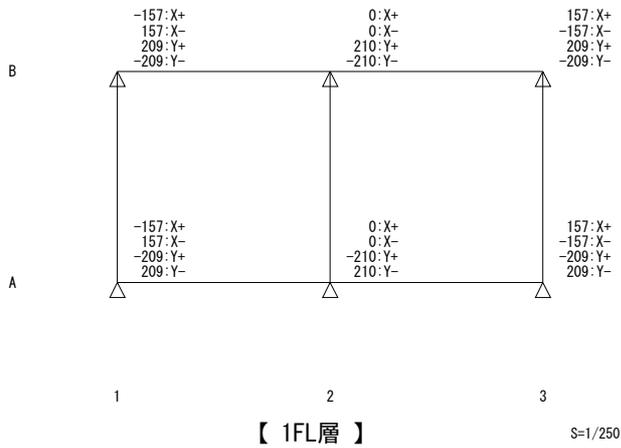
記号	内容	単位
RV1～RV4	鉛直方向の支点反力	kN

(1) 鉛直荷重時

G+P : 常時                      反力の合計 =    4193 [kN]



(3) 地震荷重時



## §7 断面検定

### 7.1 断面検定方針

### 7.2 検定用応力組合せ一覧

#### 7.2.1 検定用応力組合せ一覧

記号	検定用応力	荷重ケースの組み合わせ		
L	長期	[G+P]		
L+Ex	短期地震時X方向正加力	[G+P]	+	[EX+]
L-Ex	短期地震時X方向負加力	[G+P]	+	[EX-]
L+Ey	短期地震時Y方向正加力	[G+P]	+	[EY+]
L-Ey	短期地震時Y方向負加力	[G+P]	+	[EY-]

荷重ケースの記号一覧

G+P	常時荷重	EX	地震荷重(1次)X方向
		EY	地震荷重(1次)Y方向

※ 記号の後に+が付く場合は正加力、-が付く場合は負加力を表します。

### 7.2.2 割増率

#### 7.2.2.1 筋かい架構の応力割増率

##### < X加力 >

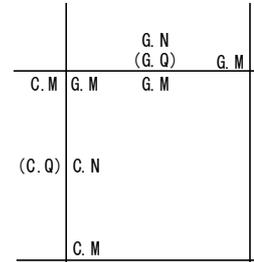
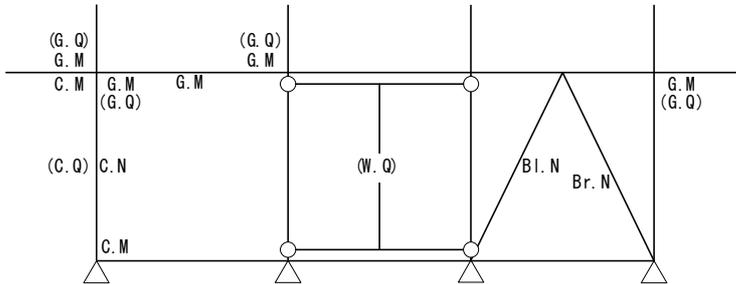
階	正加力		負加力	
	$\beta$	割増率	$\beta$	割増率
-	ルート2ではないため、割増率1.000とします。			

##### < Y加力 >

階	正加力		負加力	
	$\beta$	割増率	$\beta$	割増率
-	ルート2ではないため、割増率1.000とします。			

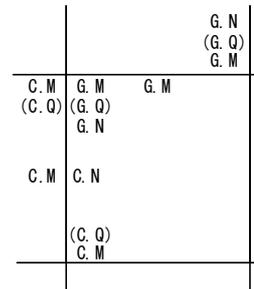
7.2.3 検定用応力図 [S=自動スケール]

【凡例】



端部のせん断力が同じ場合

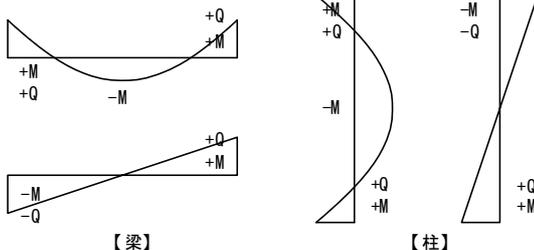
部位	内容	応力	内容	単位
G	梁	M	曲げモーメント	kNm
C	柱	Q	せん断力	kN
W	耐震壁	N	軸力 (C:圧縮, T:引張)	kN
記号	内容		単位	
Bl.N	左下りブレースの軸力 (K形では左側のブレース)		kN	
Br.N	右下りブレースの軸力 (K形では右側のブレース)		kN	



端部のせん断力が異なる場合

- ※ 端部の応力は、端部応力採用位置の値です。
- ※ 0となる応力は出力しません。
- ※ 耐震壁のせん断力は壁脚の応力です。
- ※ 梁の中央の曲げモーメントは、内法スパン(柱面間)の半分の位置の値です。
- ※ 柱の中央の曲げモーメントは、内法階高(梁面間)の半分の位置の値です。
- ※ 柱の軸力は、耐震壁の軸力や曲げモーメントを考慮した付加軸力を含みます。柱頭と柱脚で、絶対値で大きい方を出力します。
- ※ 中間荷重がかかる柱および腰折れ柱には、中央に曲げモーメントを出力します。中間荷重がかかる場合、中央の曲げモーメントを出力します。腰折れ柱の場合、腰折れ部分の曲げモーメント(上側柱の応力)を出力します。
- ※ 柱、梁のせん断力は、両端の応力が同じ場合、中央に出力します。柱は柱脚の応力を、梁は左端の応力を出力します。
- ※ X形ブレースの軸力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

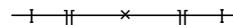
・ 応力の符号



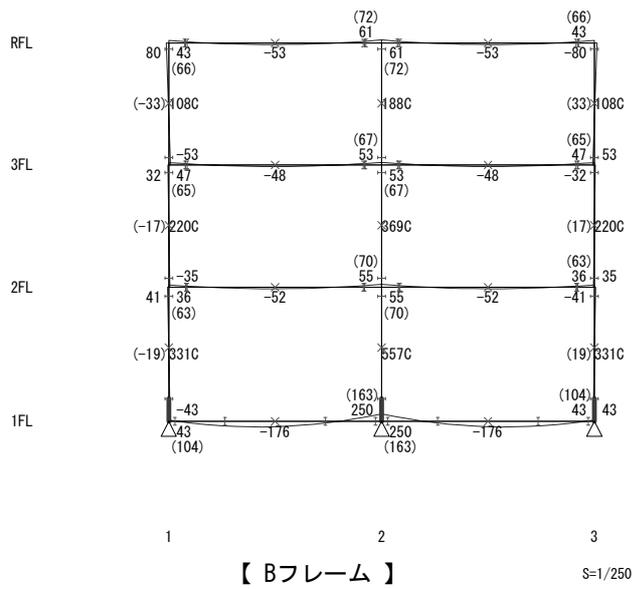
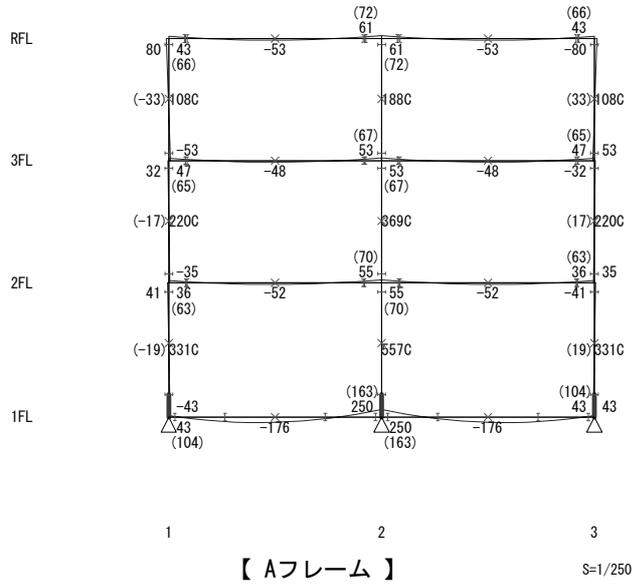
※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

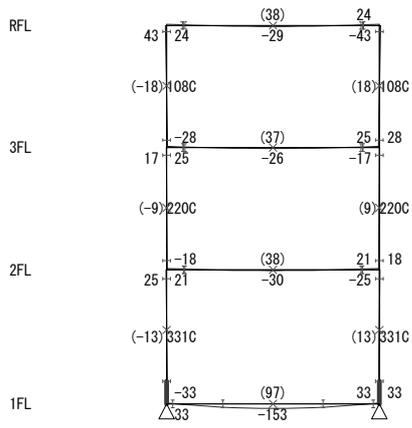
・ 梁の断面検定位置

- I : 端部または1/4位置
- H : ハンチ端
- J[ : ジョイント位置
- x : 中央

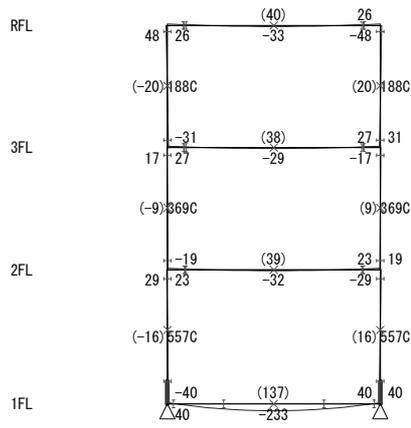


< 長期 >

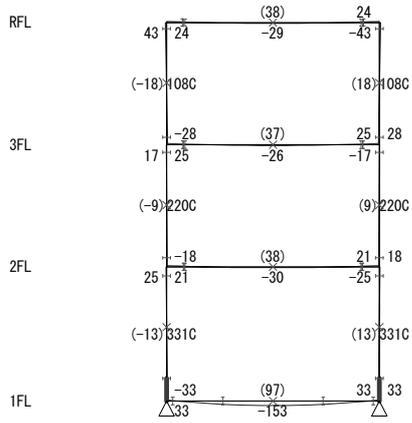




A B  
【 1フレーム 】 S=1/250

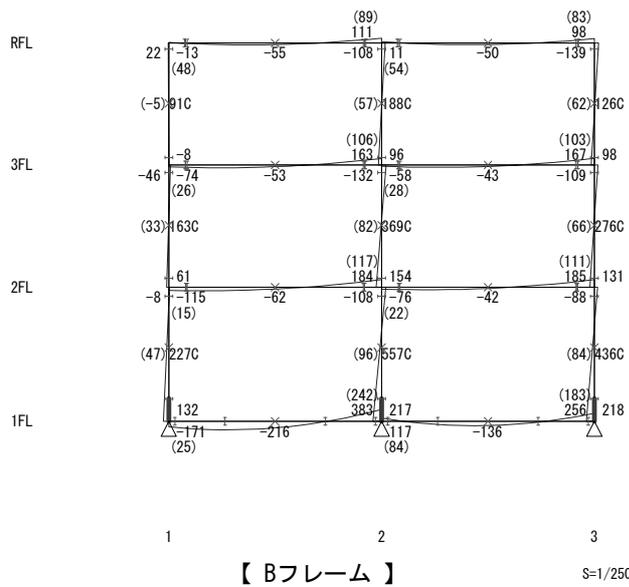
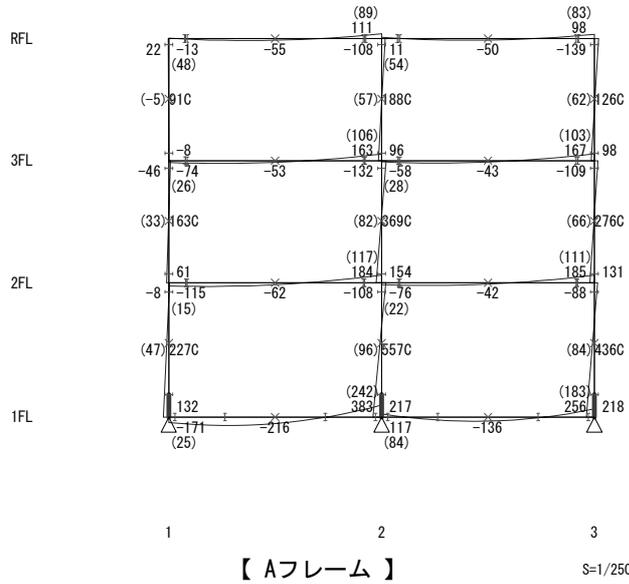


A B  
【 2フレーム 】 S=1/250

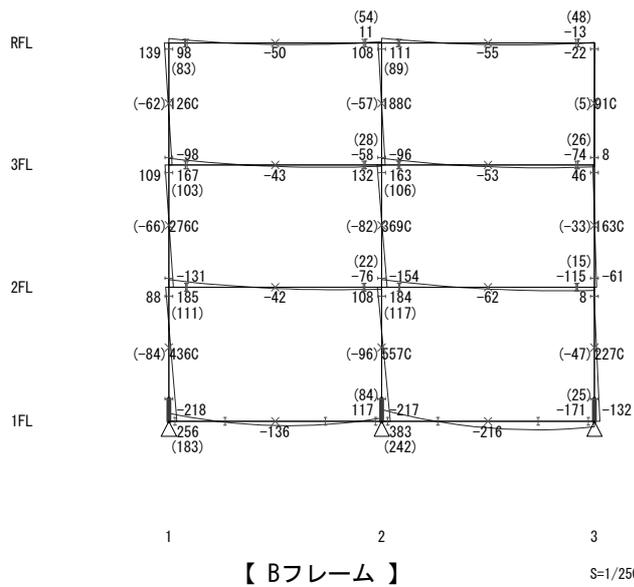
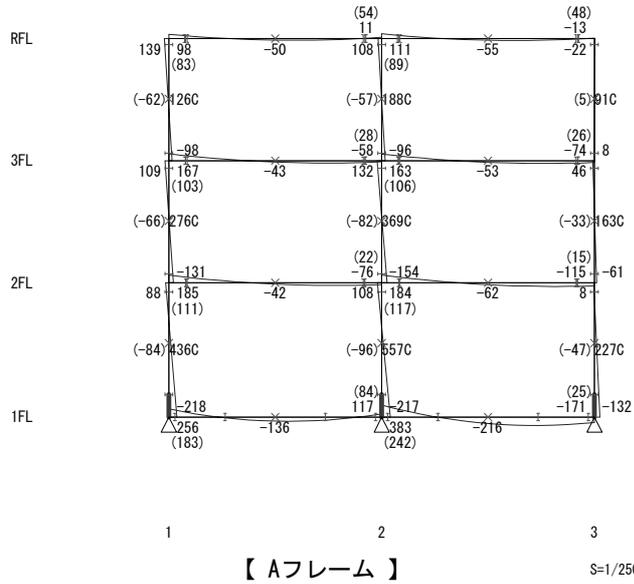


A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

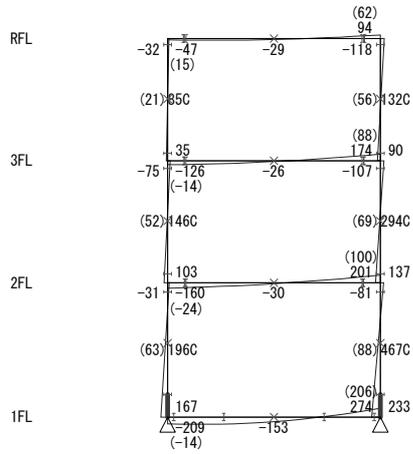
< 短期地震時X方向正加力 >



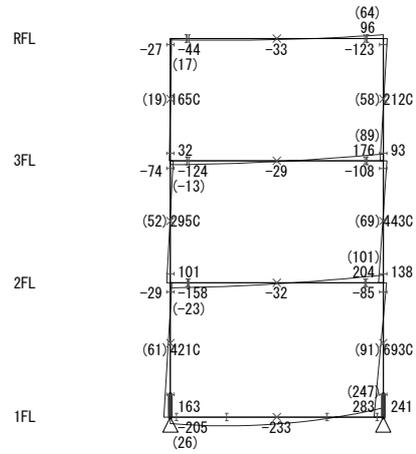
< 短期地震時X方向負加力 >



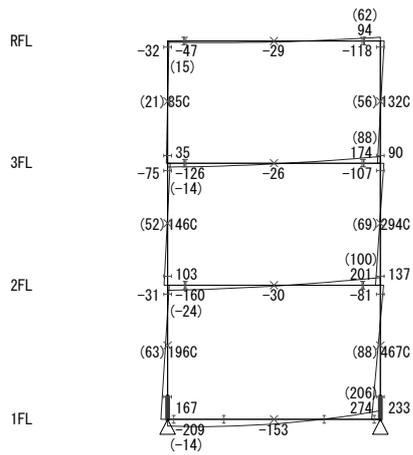
＜ 短期地震時Y方向正加力 ＞



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250

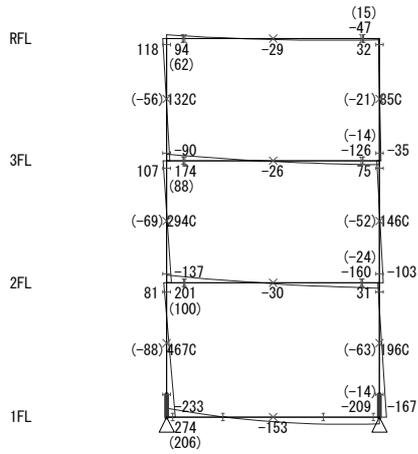


A B  
【 2フレーム 】 S=1/250

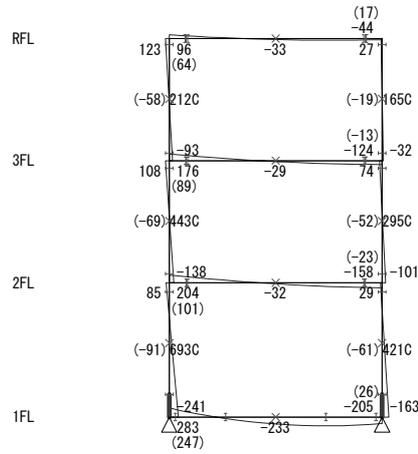


A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

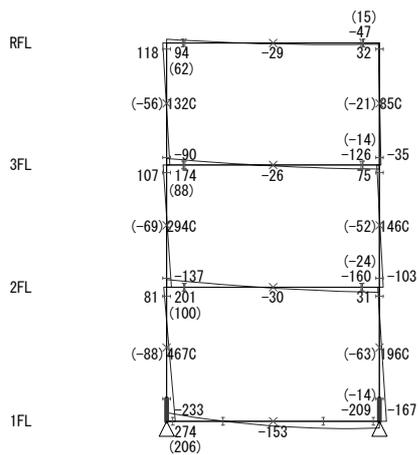
< 短期地震時Y方向負加力 >



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



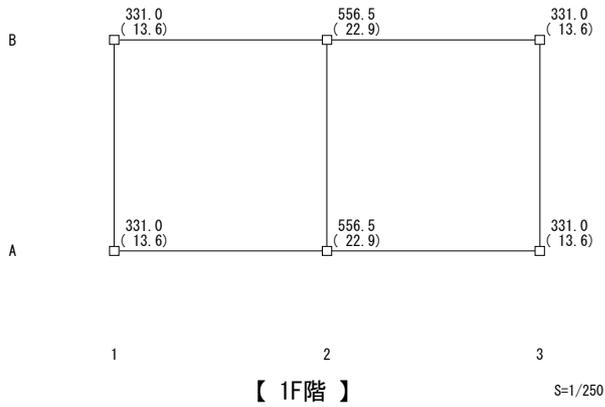
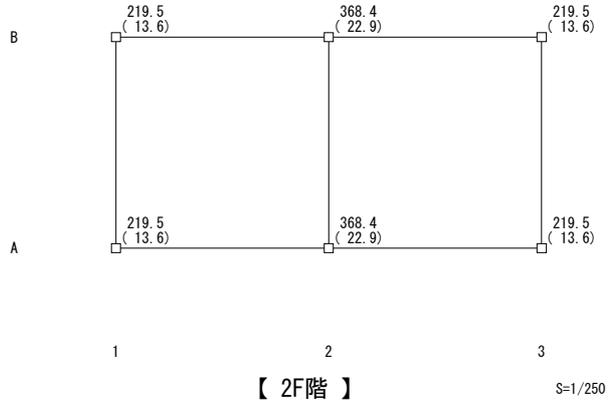
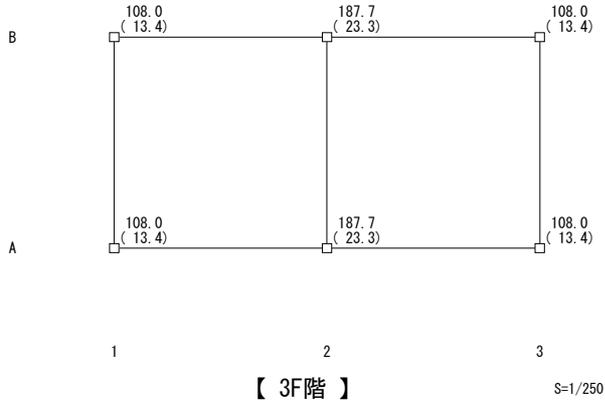
A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

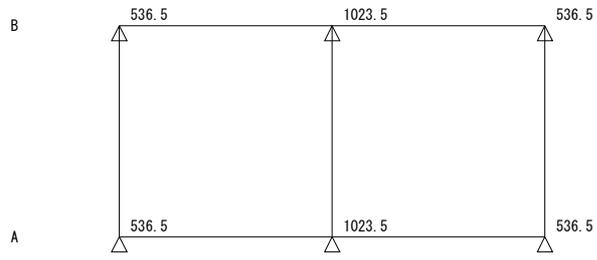
7.2.4 長期軸力と負担率 <見下げ> [S=自動スケール]

上段：柱軸力 [kN] ※壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。  
下段：負担率 [%]



< 支点反力 > < 見上げ > [S=自動スケール]

支点反力 [kN]



1

2

3

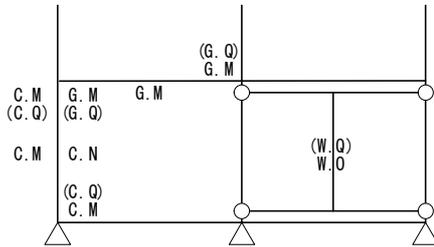
【 1FL層 】

S=1/250

7.3 長期荷重時断面検定比図 [S=自動スケール]

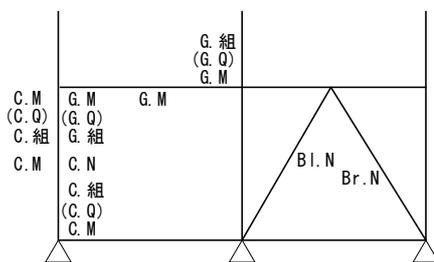
【凡例】

<RC造, SRC造>



部位	内容
G	梁
C	柱
W	耐震壁
Bl	X形では左下リブレース K形では左側のブレース
Br	X形では右下リブレース K形では右側のブレース

<S造, CFT造>

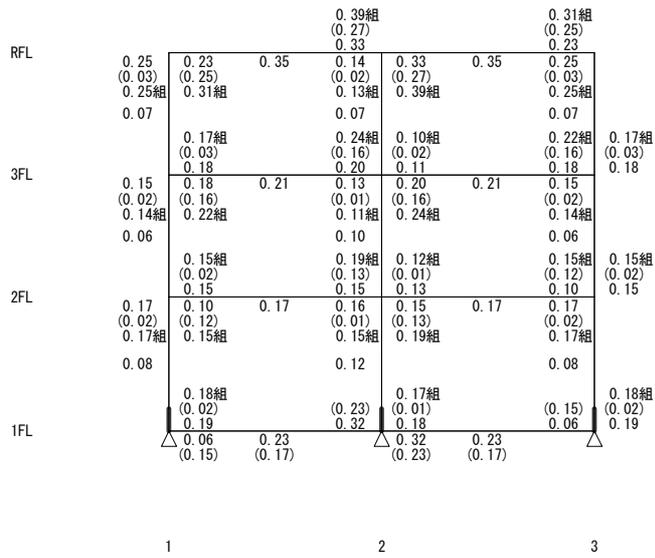


記号	内容
M	曲げモーメント検定値
Q	せん断力検定値
N	軸力検定値
組	組合せ応力検定値
O	開口補強検定値

- ※ 検定値が1を超えるとき、最後に“\*”が付きます。
- ※ S柱は、M、Q、組の検定値を出力します。
- ※ CFT柱は、M、Q、Nの検定値を出力します。
- ※ せん断力検定値は()で括弧します。
- ※ 軸力検定値は、数値の後に圧縮なら“C”，引張なら“T”が付きます。
- ※ 組合せ応力検定値は、数値の後に“組”が付きます。
- ※ 開口補強検定値は、数値の後に“O”が付きます。
- ※ X形ブレースの検定比は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの検定比は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ 梁の端部の検定値は、端部、仕口、ハンチ位置、継手位置で最大の値を用います。
- ※ 梁の中央の検定値は、中央、1/4位置で大きい方を用います。
- ※ S柱の端部の検定値は、端部、仕口で大きい方を用います。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

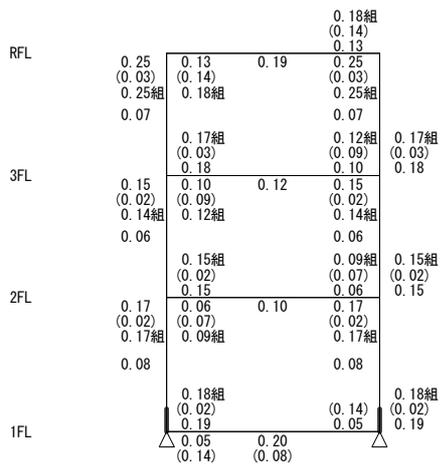
	0.39組 (0.27) 0.33	0.31組 (0.25) 0.23
RFL	0.25 (0.03) 0.25組 0.07	0.35 (0.25) 0.31組 0.07
3FL	0.15 (0.02) 0.14組 0.06	0.21 (0.16) 0.22組 0.10
2FL	0.17 (0.02) 0.17組 0.08	0.17 (0.12) 0.15組 0.12
1FL	0.06 (0.15) 0.23 (0.17)	0.32 (0.23) 0.23 (0.17)

1 2 3 【Aフレーム】 S=1/250



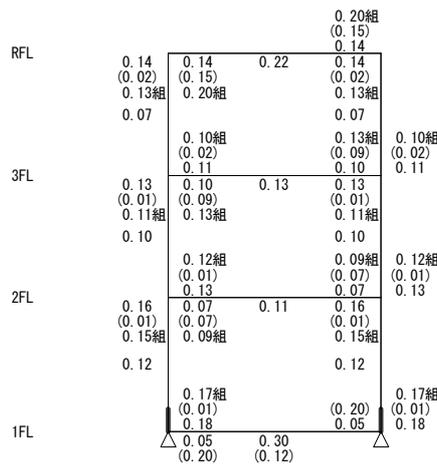
【 Bフレーム 】

S=1/250



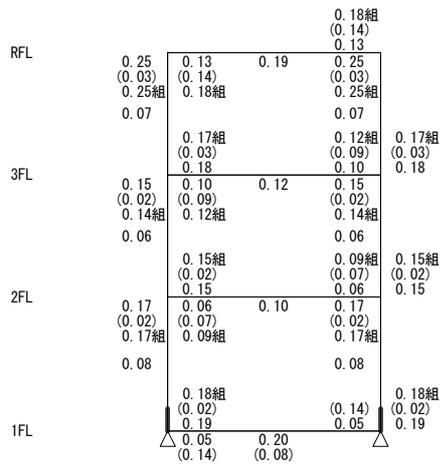
【 1フレーム 】

S=1/250



【 2フレーム 】

S=1/250



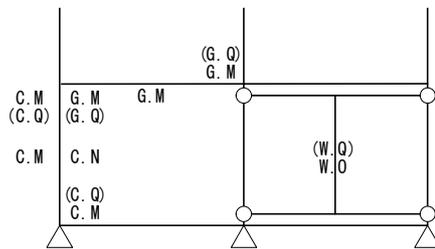
A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

7.4 短期荷重時断面検定比図

7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時) [S=自動スケール]

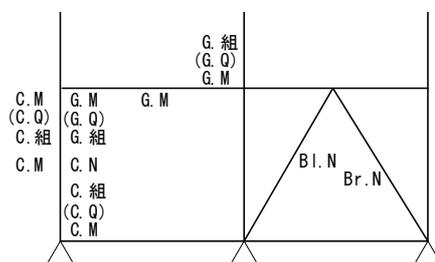
【凡例】

<RC造, SRC造>



部位	内容
G	梁
C	柱
W	耐震壁
Bl	X形では左下りブレース K形では左側のブレース
Br	X形では右下りブレース K形では右側のブレース

<S造, CFT造>



記号	内容
M	曲げモーメント検定値
Q	せん断力検定値
N	軸力検定値
組	組合せ応力検定値
0	開口補強検定値

- ※ 検定値が1を超えるとき、最後に“\*”が付きます。
- ※ S柱は、M、Q、組の検定値を出力します。
- ※ CFT柱は、M、Q、Nの検定値を出力します。
- ※ せん断力検定値は()で括ります。
- ※ 軸力検定値は、数値の後に圧縮なら“C”，引張なら“T”が付きます。
- ※ 組合せ応力検定値は、数値の後に“組”が付きます。
- ※ 開口補強検定値は、数値の後に“0”が付きます。
- ※ X形ブレースの検定比は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの検定比は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ 梁の端部の検定値は、端部、仕口、ハンチ位置、継手位置で最大の値を用います。
- ※ 梁の中央の検定値は、中央、1/4位置で大きい方を用います。
- ※ S柱の端部の検定値は、端部、仕口で大きい方を用います。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

			0.42組 (0.22)		0.38組 (0.21)	
RFL	0.26 (0.04)	0.35 (0.21)	0.24	0.22 (0.03)	0.40 (0.22)	0.24 (0.04)
	0.26組	0.38組		0.22組	0.42組	0.26組
	0.06		0.06			0.06
		0.19組 (0.04)	0.41組 (0.17)	0.18組 (0.03)	0.42組 (0.17)	0.19組 (0.04)
3FL	0.22 (0.04)	0.42	0.16	0.24 (0.05)	0.41 (0.17)	0.22 (0.04)
	0.21組	0.42組		0.24組	0.41組	0.21組
	0.07		0.10			0.07
		0.25組 (0.04)	0.34組 (0.14)	0.26組 (0.05)	0.34組 (0.14)	0.25組 (0.04)
2FL	0.19 (0.04)	0.26	0.14	0.33 (0.05)	0.27 (0.14)	0.19 (0.04)
	0.19組	0.34組		0.22組	0.34組	0.19組
	0.15		0.17			0.15
		0.35組 (0.04)	0.34組 (0.05)	0.31 (0.05)	0.35 (0.05)	0.19 (0.04)
1FL	0.35 (0.04)	0.35	0.31	0.35	0.21	0.35 (0.04)
	0.21 (0.18)	0.19 (0.21)		0.31 (0.25)	0.19 (0.21)	0.21

1

2

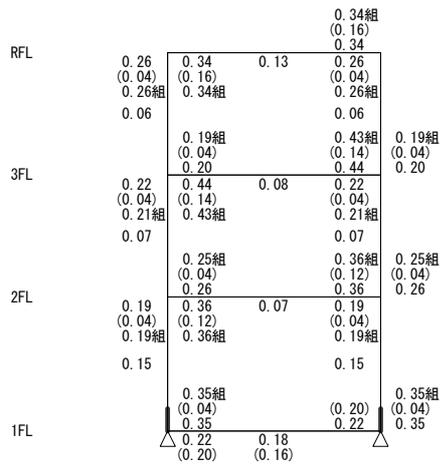
3

【 Aフレーム 】

S=1/250



7.4.1 短期荷重時断面検定比図(地震荷重時)



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

### 7.4.2 短期荷重時断面検定比図(風荷重時)

風荷重は考慮していない。

### 7.4.3 短期荷重時断面検定比図(積雪荷重時)

積雪荷重は考慮していない。

## 7.5 柱の断面検定表

### 7.5.2 S造

#### ■計算ルート

方向	ルート
X	3
Y	3

#### ■端部断面算定位置と応力採用位置

断面方向	端部断面算定位置		応力採用位置[mm]			
	柱	最下階の柱脚	柱		最下階の柱脚	
			鉛直荷重時	水平荷重時	鉛直荷重時	水平荷重時
X方向	梁面	梁面	節点位置	0	節点位置	0
Y方向	梁面	梁面	節点位置	0	節点位置	0

※ 数値は端部断面算定位置からの距離を示す。(節点方向)

#### ■設計応力割り増し

・ダイアフラム形式による冷間成形角形鋼管の応力割り増し係数

鋼材種別	内ダイアフラム	通しダイアフラム	外ダイアフラム	その他
BCP	1.1	1.2	1.2	1.0
BCR	1.2	1.3	1.3	1.0
STKR	1.3	1.4	1.4	1.0
UBCR	1.2	1.3	1.3	1.0
TSC	1.2	1.3	1.3	1.0
その他(STKR)	1.3	1.4	1.4	1.0
その他(STKR以外)	1.2	1.3	1.3	1.0

#### ■その他

- ・柱の二軸曲げを考慮する。
- ・仕口部の検討をしない。
- ・曲げの設計にウェブを考慮しない。
- ・柱座屈長さ係数を自動計算する。  
プレースの水平力分担率 $\beta$ により座屈長さ係数を修正する範囲 $\alpha$ は0.70とする。  
部材長はコンクリートとの重複を除いた長さとする。
- ・柱仕口部のスカラップ寸法は、35mmとする。

### 7.5.2.1 S柱の断面検定表

#### 【記号説明】

鉄骨	: 柱頭、柱脚の鉄骨種別名とF値	N/mm <sup>2</sup>	N	: 設計用軸力	kN
Lk/h	: 座屈長さ係数		M	: 設計用曲げモーメント	kNm
Lk	: 圧縮座屈長さ	mm	Q	: 設計用せん断力	kN
iy	: 断面2次半径	cm	Z	: 断面係数	cm <sup>3</sup>
$\lambda$	: 細長比		A	: 断面積	cm <sup>2</sup>
fc	: 許容圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	Aw	: せん断断面積	cm <sup>2</sup>
Lb1~Lb5	: 横補剛間隔(柱脚側からの順番)	mm	Lb	: 圧縮フランジ支点間距離(横座屈長さ)	mm
Lbn	: 横補剛数が5以上の場合における中間部分の最大横補剛間隔	mm	C	: f b計算の補正係数	
位置	: 断面算定位置(構造心からの距離)	mm	fbx	: x方向の許容曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>
NL	: 長期設計用軸力	kN	fbx	: y方向の許容曲げ応力度	N/mm <sup>2</sup>
ML'	: 長期設計用曲げモーメント	kNm	fw	: 溶接継目のど断面に対する許容応力度	N/mm <sup>2</sup>
QL	: 長期設計用せん断力	kN	$\sigma_c/f_c$	: 軸方向応力度比	
ケース	: 決定ケース		$\sigma_{bx}/f_{bx}$	: x方向の曲げ応力度比	
	L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力)		$\sigma_{by}/f_{by}$	: y方向の曲げ応力度比	
	+ は正加力方向、- は負加力方向を表します。		TOTAL	: 軸方向応力度比と曲げ応力度比の合計	
			$\tau/fs$	: せん断応力度比	
			組合せ	: 組合せ応力度比	

【断面検定表】

鉄骨		柱頭	F値	柱脚	F値										
		[ BCR295 ]	295.0	[ BCR295 ]	295.0										
[3C1]	[3F	3	A]												
□-400*400*16*40	[FA]														
部材長	4050														
Lk/h	<X>	<Y>	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ケース	N	M	Q				
Lk	2.08	2.08	<X>柱頭	200	108	-80	-33	L	108	-80	-33				
Lk	8415	8415	柱脚	250	108	53	33	L	108	53	33				
iy	15.52	15.52	<Y>柱頭	200	108	43	18	L-Ey	132	118	56				
λ	54.3	54.3	柱脚	250	108	-28	-18	L-Ey	132	-90	-56				
fc	238		Z	A	Aw	fb	σc/fc	σbx/fb	σby/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ			
			<X>柱頭	2854	237.0	118.5	197	0.03	0.15	0.08	0.25	0.03	0.25		
			柱脚	2854	237.0	118.5	197	0.03	0.10	0.05	0.18	0.03	0.17		
			<Y>柱頭	2854	237.0	118.5	295	0.03	0.10	0.14	0.26	0.03	0.26		
			柱脚	2854	237.0	118.5	295	0.03	0.07	0.11	0.20	0.03	0.19		

鉄骨		柱頭	F値	柱脚	F値										
		[ BCR295 ]	295.0	[ BCR295 ]	295.0										
[2C1]	[2F	2	B]												
□-400*400*16*40	[FA]														
部材長	4050														
Lk/h	<X>	<Y>	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ケース	N	M	Q				
Lk	1.52	1.91	<X>柱頭	250	369	0	0	L+Ex	369	-132	-82				
Lk	6122	7712	柱脚	300	369	0	0	L+Ex	369	154	82				
iy	15.52	15.52	<Y>柱頭	250	369	-17	-9	L+Ey	443	-108	-69				
λ	39.5	49.7	柱脚	300	369	19	9	L+Ey	443	138	69				
fc	246		Z	A	Aw	fb	σc/fc	σbx/fb	σby/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ			
			<X>柱頭	2854	237.0	118.5	295	0.07	0.16	0.03	0.24	0.05	0.24		
			柱脚	2854	237.0	118.5	295	0.07	0.19	0.03	0.27	0.05	0.26		
			<Y>柱頭	2854	237.0	118.5	295	0.08	0.00	0.13	0.21	0.04	0.20		
			柱脚	2854	237.0	118.5	295	0.08	0.00	0.17	0.24	0.04	0.23		

鉄骨		柱頭	F値	柱脚	F値										
		[ BCR295 ]	295.0	[ BCR295 ]	295.0										
[1C1]	[1F	3	A]												
□-400*400*19*47.5	[FA]														
部材長	4450														
Lk/h	<X>	<Y>	位置	NL	ML'	QL	[部材]	ケース	N	M	Q				
Lk	1.36	1.36	<X>柱頭	300	331	-41	-19	L+Ex	436	-88	-84				
Lk	5016	5016	柱脚	750	331	43	19	L+Ex	436	218	84				
iy	15.36	15.36	<Y>柱頭	300	331	25	13	L-Ey	467	81	88				
λ	32.7	32.7	柱脚	750	331	-33	-13	L-Ey	467	-233	-88				
fc	273		Z	A	Aw	fb	σc/fc	σbx/fb	σby/fb	TOTAL	τ/fs	組合せ			
			<X>柱頭	3270	277.2	138.6	295	0.06	0.10	0.03	0.18	0.04	0.18		
			柱脚	3270	277.2	138.6	295	0.06	0.23	0.04	0.32	0.04	0.32		
			<Y>柱頭	3270	277.2	138.6	295	0.07	0.05	0.09	0.19	0.04	0.19		
			柱脚	3270	277.2	138.6	295	0.07	0.05	0.25	0.35	0.04	0.35		

7.5.2.2 S柱の幅厚比

階	符号	柱頭				柱脚			
		フランジ		ウェブ		フランジ		ウェブ	
		幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別
3F	3C1	25.0	FA	25.0	FA	25.0	FA	25.0	FA
2F	2C1	25.0	FA	25.0	FA	25.0	FA	25.0	FA
1F	1C1	21.1	FA	21.1	FA	21.1	FA	21.1	FA

## 7.6 はりの断面検定表

### 7.6.1 RC造

#### ■計算ルート

方向	ルート
X	3
Y	3

#### ■端部断面算定位置と応力採用位置

断面方向	端部断面算定位置	応力採用位置 [mm]	
		梁	
	梁	鉛直荷重時	水平荷重時
X方向	剛域端又は柱面	節点位置	0
Y方向	剛域端又は柱面	節点位置	0

※ 数値は端部断面算定位置からの距離を示す。(節点方向)

#### ■QD計算方法

##### ・ルート3

	せん断力に対する検討方法	短期設計用せん断力	割増率		備考
			梁	基礎梁	
異形鉄筋	安全性確保	$QD = \min(Q_0+Q_y, Q_L+n \cdot Q_E)$	1.50	1.50	

- ・Qy算定時の内法のとり方は、正味内法とする。
- ・My, Mu算定時にスラブ筋を考慮しない。
- ・My算定時に鉄筋の基準強度の割り増しを考慮しない。
- ・Mu算定時に鉄筋の基準強度の割り増しを考慮する。

- ・最小せん断補強筋比 - Pwmin [%]  
基礎梁 : 0.20

#### ■その他

- ・1/4L位置の曲げ・せん断を検定する。
- ・梁の付着 RC規準2010を採用する。
- ・梁の付着 使用性確保・損傷制御の検討(RC規準)をする。
- ・梁の付着 安全性確保の検討(RC規準)をしない。
- ・梁の付着割裂破壊の検討(靱性指針)をしない。
- ・梁のカットオフ余長は、端部: 15d, 中央部: 20dとする。
- ・梁の末端のフックはなしとする。
- ・耐震壁周りの付帯梁を断面算定しない。
- ・梁のたわみは、平12建告第1459号により検定する。(第1の条件式を満足しないとき第2の検定を行う)  
(変形増大係数 = 8.0)

### 7.6.1.1 RC梁の断面検定表

#### 【記号説明】

Fc	: コンクリートの設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	dt	: 引張鉄筋群重心位置	mm
fc	: コンクリートの許容圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	QL	: 長期設計用せん断力	kN
fs	: コンクリートの許容せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	QS	: 積雪荷重によるせん断力	kN
B×D	: 梁の幅とせい	mm	QW	: 風圧力によるせん断力	kN
位置	: 断面算定位置 (構造心からの距離)	mm	QE	: 地震荷重時せん断力	kN
ML'	: 長期設計用曲げモーメント	kNm	Qo	: 単純梁とした時の中間荷重によって生じるせん断力	kN
MS'	: 積雪荷重による設計用曲げモーメント	kNm	QD	: 設計用せん断力	kN
MW+', MW-'	: 風圧力による設計用曲げモーメント	kNm		QDの下には、最大検定比となる短期の	
ME+', ME-'	: 地震荷重時設計用曲げモーメント	kNm		組合せケースを出力します。	
MS	: 短期設計用曲げモーメント	kNm	Pw	: せん断補強筋比	%
	応力は上端引張を正とする。		QAL	: 長期許容せん断力	kN
	MSの下には、最大検定比となる短期の		QAS	: 短期許容せん断力	kN
	組合せケースを出力します。		αL	: 長期のシアスパン比による割増し係数	
at	: 引張鉄筋群断面積	mm <sup>2</sup>	αS	: 短期のシアスパン比による割増し係数	
MAL	: 長期許容曲げモーメント	kNm	Wo	: 除荷時の残留ひび割れ幅	mm
MAS	: 短期許容曲げモーメント	kNm	検定比	: 曲げまたはせん断の各危険断面位置の最大検定比	
Mu	: 終局曲げ耐力 節点位置での値	kNm			
	( ) 内の数値は内法採用位置における値		ケース	: L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力)	
				+ は正加力方向、- は負加力方向を表します。	



【断面検定表】 (2/2)

[ 1G1y ] [1FL 1] A - B] Lo= 6600			Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L-Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L+Ey	Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L+Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L-Ey		
左端 中央 右端			左端 1/4	右端 3/4		
B×D	400×1500	400×1500	400×1500	σt lend+ld τa	σt ld τa	σt lend+ld τa
上端	4-D25	4-D25	4-D25	74 1649 0.29		74 1649 0.29
	2-D25	2-D25	2-D25	L-Ey		L+Ey
下端	4-D25	4-D25	4-D25	56 1527 0.04		56 1527 0.04
	2-D25	2-D25	2-D25	L+Ey		L-Ey
[ 1G1y ] [1FL 2] A - B] Lo= 6600			Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 211 L-Ey Ced= 6600 Ld= QL= 137 QDd= 63 L+Ey	Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 211 L+Ey Ced= 6600 Ld= QL= 137 QDd= 63 L-Ey		
左端 中央 右端			左端 1/4	右端 3/4		
B×D	400×1500	400×1500	400×1500	σt lend+ld τa	σt ld τa	σt lend+ld τa
上端	4-D25	4-D25	4-D25	76 1657 0.36		76 1657 0.36
	2-D25	2-D25	2-D25	L-Ey		L+Ey
下端	4-D25	4-D25	4-D25	55 1525 0.11		55 1525 0.11
	2-D25	2-D25	2-D25	L+Ey		L-Ey
[ 1G1y ] [1FL 3] A - B] Lo= 6600			Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L-Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L+Ey	Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L+Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L-Ey		
左端 中央 右端			左端 1/4	右端 3/4		
B×D	400×1500	400×1500	400×1500	σt lend+ld τa	σt ld τa	σt lend+ld τa
上端	4-D25	4-D25	4-D25	74 1649 0.29		74 1649 0.29
	2-D25	2-D25	2-D25	L-Ey		L+Ey
下端	4-D25	4-D25	4-D25	56 1527 0.04		56 1527 0.04
	2-D25	2-D25	2-D25	L+Ey		L-Ey

7. 6. 1. 5 RC梁たわみの検討

【記号説明】

D	: 梁のせい(中央)	MR	: 長期の右端設計用曲げモーメント
L	: 梁の有効長さ(両端の断面算定位置間の距離とします。)	MC	: 長期の中央設計用曲げモーメント
D/L	: せいと長さの判定値	MO	: 単純支持とした場合の長期荷重による中央の曲げモーメント
判定	: 平12建告1459号による検定の第2の検定を行うかどうかの判定	δ	: 等分布荷重によるラーメン架構梁の最大たわみ(変形増大係数を乗じた値)
	D/L>1/10ならOK。	δ/L	: 最大たわみの判定値
I	: 断面2次モーメント	判定	: δ/L ≤ 1/250ならOK。
ML	: 長期の左端設計用曲げモーメント		

< 1FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1	2	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
	2	3	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
B	1	2	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
	2	3	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
1	A	B	1G1y	1500	6600	1/4	OK							
2	A	B	1G1y	1500	6600	1/4	OK							
3	A	B	1G1y	1500	6600	1/4	OK							

### 7.6.2 S造

■計算ルート

方向	ルート
X	3
Y	3

■端部断面算定位置と応力採用位置

断面方向	端部断面算定位置		応力採用位置 [mm]	
	梁	柱面	梁	
			鉛直荷重時	水平荷重時
X方向		柱面	節点位置	0
Y方向		柱面	節点位置	0

※ 数値は端部断面算定位置からの距離を示す。(節点方向)

■その他

- ・ 仕口部の検討をしない。
- ・ フランジに対するスラブの拘束はなしとする。(横座屈を考慮する)
- ・ 曲げの設計におけるウェブの考慮
  - 端部 : する
  - 継手部 : する
  - 中央部 : しない
- ・ 軸力を考慮した検定をする。(軸力が生じた梁のみ)
- ・ 継手の全強接合を検討する。
- ・ 継手の保有耐力接合の検討をする。
- ・ 継手の保有耐力接合の検討において、長期荷重による応力を考慮しない。
- ・ 梁仕口部のスカラップ寸法は、0mmとする。
- ・ 継手部断面のフランジのボルト穴による欠損率 0%
- ・ 継手部断面のウェブのボルト穴による欠損率 0%
- ・ 継手部の保有耐力接合の安全率  $\alpha$

作用応力	400N級炭素鋼	490N級炭素鋼
曲げ	1.3 (1.2)	1.2 (1.1)
せん断力	1.3	1.2

( )内は、継手位置が部材の塑性化が予想される領域にある場合の安全率

- ・ S規による梁のたわみ検定をする。
- ・ 梁のたわみは、平12建告第1459号により検定する。(第1の条件式を満足しないとき第2の検定を行う)  
 (変形増大係数 = 1.0)

#### 7.6.2.1 S梁の断面検定表

【記号説明】

鉄骨	: 左端, 中央, 右端の鉄骨種別名とF値	N/mm2	ケース	: 決定応力 L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力)	
Lbn	: 横補剛数が4以上の場合における中間部分の			+ は正加力方向, - は負加力方向を表します。	
	: 最大横補剛間隔	mm	Lb	: 横補剛間隔	mm
Lb1~Lb4	: 横補剛間隔	mm	C	: fb計算の補正係数	
CP	: カバープレート (幅 * 厚さ)	mm	fw	: 溶接継目のど断面に対する許容応力度	N/mm2
$\delta$	: たわみ	mm	fb	: 許容曲げ応力度	N/mm2
$\delta/L$	: たわみと部材長の比		fc	: 許容圧縮応力度	N/mm2
位置	: 断面算定位置 (構造心からの距離)	mm		負値のとき許容引張応力度ftの値となります。	
NL	: 長期設計用軸力	kN	Z	: 断面係数	cm3
ML	: 長期設計用曲げモーメント	kNm	A	: 断面積	cm2
QL	: 長期設計用せん断力	kN	Aw	: せん断面積	cm2
N	: 設計用軸力	kN	$\sigma, \sigma_b$	: 曲げ応力度	N/mm2
M	: 設計用曲げモーメント	kNm	$\sigma_c$	: 圧縮応力度	N/mm2
Q	: 設計用せん断力	kN		負値のとき引張応力度 $\sigma_t$ の値となります。	
$\lambda$	: 細長比		$\tau$	: せん断応力度	N/mm2
必要補剛数	: 等間隔で配置する場合に必要な横補剛数 (等) は補剛数を等間隔に設ける場合 (端) は補剛数を端部に近い位置に設ける場合		$\sigma_b/fb$	: 曲げ応力度比	
			$\sigma_c/fc$	: 圧縮または引張応力度比	
			TOTAL	: 軸方向応力度比と曲げ応力度比の合計	
			$\tau/fs$	: せん断応力度比	
			組合せ	: 組合せ応力度比	

【断面検定表】

鉄骨：左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0												
[ RG1x ] [RFL A 2 3] BH-400*170*9*16 [FA] H-400*200*8*13*13 [FA] BH-400*170*9*16 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右	左/-仕口-/右
	ML	520	580	3500	580	520	L-Ex	L	L+Ex	L-Ex	L+Ex	
	QL	61	57	-53	39	43	Lb	2334	2334	2334	2334	
	[部材]						C	1.847	1.000	1.879	1.847	1.879
	M	111	106	-53	93	98	fb	235	157	235	235	235
	Q	89	89		83	83	Z	1191	974	1191	1173	1173
	[仕口]						Aw	33.2		33.2	30.0	30.0
	M						σ	94	54	82	90	79
	Q						τ	27		26	30	28
	均等	必要補剛数(等)	1本	λ	154		σ/fb	0.40	0.35	0.35	0.39	0.34
							τ/fs	0.20		0.19	0.22	0.21
							組合せ	0.42		0.37	0.42	0.38
	たわみ δ 3.225 δ/L 1/1848											
	[ RG1y ] [RFL 2 A B] BH-400*170*9*16 [FA] H-400*200*8*13*13 [FA] BH-400*170*9*16 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右
ML		520	580	3500	580	520	L-Ex	L	L+Ex	L-Ex	L+Ex	
QL		26	24	-33	24	26	Lb	2334	2334	2334	2334	
[部材]							C	1.720	1.000	1.720	1.720	1.720
M		96	93	-33	93	96	fb	235	157	235	235	235
Q		64	64		64	64	Z	1191	974	1191	1173	1173
[仕口]							Aw	33.2		33.2	30.0	30.0
M							σ	81	34	81	79	79
Q							τ	20		20	22	22
均等		必要補剛数(等)	1本	λ	154		σ/fb	0.35	0.22	0.35	0.34	0.34
							τ/fs	0.15		0.15	0.16	0.16
							組合せ	0.35		0.35	0.35	0.35
たわみ δ 2.097 δ/L 1/2842												
[ 3G1x ] [3FL A 1 2] BH-500*170*12*16 [FA] H-500*200*10*16*13 [FA] BH-500*170*12*16 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334		位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右
	ML	540	580	3500	580	540	L-Ex	L	L+Ex	L-Ex	L+Ex	
	QL	47	44	-48	50	53	Lb	2334	2334	2334	2334	
	[部材]						C	1.675	1.000	1.710	1.675	1.710
	M	167	163	-48	159	163	fb	235	157	235	235	235
	Q	103	103		106	106	Z	1685	1500	1685	1685	1685
	[仕口]						Aw	56.2		56.2	46.8	46.8
	M						σ	99	32	97	97	94
	Q						τ	19		19	22	23
	均等	必要補剛数(等)	2本	λ	161		σ/fb	0.42	0.21	0.41	0.41	0.40
							τ/fs	0.14		0.14	0.17	0.17
							組合せ	0.42		0.41	0.42	0.41
	たわみ δ 1.444 δ/L 1/4101											
	[ 3G1y ] [3FL 2 A B] BH-500*170*12*16 [FA] H-500*200*10*16*13 [FA] BH-500*170*12*16 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右
ML		540	580	3500	580	540	L-Ex	L	L+Ex	L-Ex	L+Ex	
QL		27	25	-29	25	27	Lb	2334	2334	2334	2334	
[部材]							C	1.577	1.000	1.577	1.577	1.577
M		176	173	-29	173	176	fb	235	157	235	235	235
Q		89	89		89	89	Z	1685	1500	1685	1685	1685
[仕口]							Aw	56.2		56.2	46.8	46.8
M							σ	105	19	105	103	103
Q							τ	16		16	19	19
均等		必要補剛数(等)	2本	λ	161		σ/fb	0.45	0.13	0.45	0.44	0.44
							τ/fs	0.12		0.12	0.14	0.14
							組合せ	0.44		0.44	0.44	0.44
たわみ δ 0.878 δ/L 1/6744												
[ 2G1x ] [2FL B 1 2] BH-600*170*12*19 [FA] H-600*200*11*17*13 [FA] BH-600*170*12*19 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334		位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右
	ML	575	580	3500	580	575	L-Ex	L	L+Ex	L-Ex	L+Ex	
	QL	36	35	-52	55	55	Lb	2334	2334	2334	2334	
	[部材]						C	1.645	1.000	1.695	1.645	1.695
	M	185	185	-52	184	184	fb	235	157	235	235	235
	Q	111	111		117	117	Z	2410	1927	2410	2410	2410
	[仕口]						Aw	67.5		67.5	62.3	62.3
	M						σ	77	27	77	77	77
	Q						τ	17		18	18	19
	均等	必要補剛数(等)	2本	λ	169		σ/fb	0.33	0.17	0.33	0.33	0.33
							τ/fs	0.13		0.13	0.14	0.14
							組合せ	0.33		0.34	0.34	0.34
	たわみ δ 0.969 δ/L 1/6041											
	[ 2G1y ] [2FL 2 A B] BH-600*170*12*19 [FA] H-600*200*11*17*13 [FA] BH-600*170*12*19 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置	左端	JOINT	中央	JOINT	右端	ケ-ス	左端	中央	右端	左/-JOINT-/右
ML		575	580	3500	580	575	L-Ex	L	L+Ex	L-Ex	L+Ex	
QL		23	23	-32	23	23	Lb	2334	2334	2334	2334	
[部材]							C	1.564	1.000	1.564	1.564	1.564
M		204	203	-32	203	204	fb	235	157	235	235	235
Q		101	101		101	101	Z	2410	1927	2410	2410	2410
[仕口]							Aw	67.5		67.5	62.3	62.3
M							σ	85	17	85	85	85
Q							τ	15		15	17	17
均等		必要補剛数(等)	2本	λ	169		σ/fb	0.36	0.11	0.36	0.36	0.36
							τ/fs	0.11		0.11	0.12	0.12
							組合せ	0.36		0.36	0.36	0.36
たわみ δ 0.618 δ/L 1/9470												

7.6.2.2 S梁仕口・継手の断面検定表

【記号説明】

JOINT位置	: 柱面から継手位置までの距離	mm
塑性化領域	: 塑性化が予想される領域 (柱面からLo/10と2Hの大きい方 Lo: 内法、H: 梁鉄骨せい)	mm
フランジ本数	: フランジボルトの部材長手方向の行数 × フランジボルトの部材幅方向の列数 (千鳥の場合はフランジ片側の部材長手方向のボルト数 × 2)	本
寸法	: 外: フランジ外添板の寸法 厚さ*幅*長さ	mm
	: 内: フランジ内添板の寸法 厚さ*幅*長さ	mm
ウェブ本数	: ウェブボルトの部材せい方向の行数 × ウェブボルトの部材長手方向の列数	本
寸法	: ウェブ添板の寸法 厚さ*幅*長さ	mm
e	: フランジ添板、ウェブ添板の材軸方向のはしあき	mm
BP	: ボルトピッチ	mm
η	: 母材ウェブ許容曲げモーメントのうちウェブ接合部で伝達させる曲げモーメントの割合	

【保有耐力接合】

α	: 安全率		
	: 塑性化が予測される領域に継手位置があるとき()で表示		[Muの後に付く記号]
Mp	: 部材の全塑性モーメント	kNm	G : 母材で決定
Mu	: 最大曲げ耐力	kNm	P : 添え板で決定
Qp	: 全塑性モーメントに対するせん断力	kN	B : ボルトで決定
Qu	: 最大せん断耐力	kN	E : はしあきで決定
Qo	: 単純支持としたときの長期荷重によるせん断力	kN	
m	: 梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力		

【断面検定表】

鉄骨: 左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0				
[RG1x	RFL	A	1 - 2]	注意 732: S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。
[RG1y	RFL	1	A - B]	注意 732: S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。
鉄骨: 左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0				
[3G1x	3FL	A	1 - 2]	注意 732: S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。
[3G1y	3FL	1	A - B]	注意 732: S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。
鉄骨: 左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0				
[2G1x	2FL	A	1 - 2]	注意 732: S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。
[2G1y	2FL	1	A - B]	注意 732: S梁で継手が未入力のため継手断面を選定しました。

### 7.6.2.3 S梁たわみの検討

#### 【記号説明】

D	: 梁のせい(中央)	MR	: 長期の右端設計用曲げモーメント
L	: 梁の有効長さ(両端の断面算定位置間の距離とします。)	MC	: 長期の中央設計用曲げモーメント
D/L	: せいと長さの判定値	MO	: 単純支持とした場合の長期荷重による中央の曲げモーメント
判定	: 平12建告1459号による検定の第2の検定を行うかどうかの判定 D/L>1/15ならOK。	δ	: 等分布荷重によるラーメン架構梁の最大たわみ (変形増大係数を乗じた値)
I	: 断面2次モーメント	δ/L	: 最大たわみの判定値
ML	: 長期の左端設計用曲げモーメント	判定	: δ/L ≤ 1/250ならOK。 (S造でS規準による検定を行う場合は、δ/L ≤ 1/300)

#### < RFL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1 2	RG1x	400	5960	1/15	OK	23457	43	61	-53	104	3.3	1/1848	OK
	2 3	RG1x	400	5960	1/15	OK	23457	61	43	-53	104	3.3	1/1848	OK
B	1 2	RG1x	400	5960	1/15	OK	23457	43	61	-53	104	3.3	1/1848	OK
	2 3	RG1x	400	5960	1/15	OK	23457	61	43	-53	104	3.3	1/1848	OK
1	A B	RG1y	400	5960	1/15	OK	23457	24	24	-29	52	1.9	1/3217	OK
2	A B	RG1y	400	5960	1/15	OK	23457	26	26	-33	59	2.1	1/2842	OK
3	A B	RG1y	400	5960	1/15	OK	23457	24	24	-29	52	1.9	1/3217	OK

#### < 3FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1 2	3G1x	500	5920	1/12	OK	46812	47	53	-48	98	1.5	1/4101	OK
	2 3	3G1x	500	5920	1/12	OK	46812	53	47	-48	98	1.5	1/4101	OK
B	1 2	3G1x	500	5920	1/12	OK	46812	47	53	-48	98	1.5	1/4101	OK
	2 3	3G1x	500	5920	1/12	OK	46812	53	47	-48	98	1.5	1/4101	OK
1	A B	3G1y	500	5920	1/12	OK	46812	25	25	-26	51	0.9	1/7352	OK
2	A B	3G1y	500	5920	1/12	OK	46812	27	27	-29	55	0.9	1/6744	OK
3	A B	3G1y	500	5920	1/12	OK	46812	25	25	-26	51	0.9	1/7352	OK

#### < 2FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1 2	2G1x	600	5850	1/10	OK	75557	36	55	-52	96	1.0	1/6041	OK
	2 3	2G1x	600	5850	1/10	OK	75557	55	36	-52	96	1.0	1/6041	OK
B	1 2	2G1x	600	5850	1/10	OK	75557	36	55	-52	96	1.0	1/6041	OK
	2 3	2G1x	600	5850	1/10	OK	75557	55	36	-52	96	1.0	1/6041	OK
1	A B	2G1y	600	5850	1/10	OK	75557	21	21	-30	50	0.6	1/10194	OK
2	A B	2G1y	600	5850	1/10	OK	75557	23	23	-32	55	0.7	1/9470	OK
3	A B	2G1y	600	5850	1/10	OK	75557	21	21	-30	50	0.6	1/10194	OK

### 7.6.2.4 S梁の横補剛

#### 【記号説明】

n	: 横補剛数
左端 Lb1	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(左端1区間目)
左端 Lb2	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(左端2区間目)
右端 Lb2	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(右端2区間目)
右端 Lb1	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(右端1区間目)
最大Lb(入力)	: 各補剛間隔のうち最大の補剛間隔

#### 【等間隔に設ける】

λ	: 梁の弱軸に関する細長比
限界Lb	: 等間隔に設ける場合の限界横補剛間隔
必要n	: 必要な横補剛数 必要な横補剛数を満足しない場合、または、最大Lb(入力)が限界Lbを超える場合は「*」が表示されます。

#### 【端部に設ける】

Myを超える範囲 左端	: 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(左端側)
Myを超える範囲 右端	: 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(右端側)
限界Lb	: 端部に設ける場合の限界横補剛間隔 Myを超える範囲にかかる補剛間隔が限界Lbを超える場合は「*」が表示されます。
判定	: 等間隔に設ける方法と端部に設ける方法とも満足していない場合にNGとします。

< RFL層 >

フレーム	軸一軸		符号	部材長	n	左端		右端		最大Lb (入力)	等間隔に設ける			端部に設ける			判定
						Lb1	Lb2	Lb2	Lb1		λ	限界Lb	必要n	Myを超える範囲		限界Lb	
						mm	mm	mm	mm					mm	mm		
A	1	2	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK
	2	3	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK
B	1	2	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK
	2	3	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK
1	A	B	RG1y	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK
2	A	B	RG1y	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK
3	A	B	RG1y	7000	2	2334			2334	2334	154	3679	1	928	928	1625*	OK

< 3FL層 >

フレーム	軸一軸		符号	部材長	n	左端		右端		最大Lb (入力)	等間隔に設ける			端部に設ける			判定
						Lb1	Lb2	Lb2	Lb1		λ	限界Lb	必要n	Myを超える範囲		限界Lb	
						mm	mm	mm	mm					mm	mm		
A	1	2	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK
	2	3	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK
B	1	2	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK
	2	3	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK
1	A	B	3G1y	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK
2	A	B	3G1y	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK
3	A	B	3G1y	7000	2	2334			2334	2334	161	2416	2	1011	1011	1360*	OK

< 2FL層 >

フレーム	軸一軸		符号	部材長	n	左端		右端		最大Lb (入力)	等間隔に設ける			端部に設ける			判定
						Lb1	Lb2	Lb2	Lb1		λ	限界Lb	必要n	Myを超える範囲		限界Lb	
						mm	mm	mm	mm					mm	mm		
A	1	2	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK
	2	3	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK
B	1	2	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK
	2	3	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK
1	A	B	2G1y	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK
2	A	B	2G1y	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK
3	A	B	2G1y	7000	2	2334			2334	2334	169	2410	2	1012	1012	1346*	OK

7.6.2.5 S梁の幅厚比

層	符号	左端				中央				右端			
		フランジ		ウェブ		フランジ		ウェブ		フランジ		ウェブ	
		幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別
RFL	RG1x	5.4	FA	40.9	FA	7.7	FA	46.8	FA	5.4	FA	40.9	FA
	RG1y	5.4	FA	40.9	FA	7.7	FA	46.8	FA	5.4	FA	40.9	FA
3FL	3G1x	5.4	FA	39.0	FA	6.3	FA	46.8	FA	5.4	FA	39.0	FA
	3G1y	5.4	FA	39.0	FA	6.3	FA	46.8	FA	5.4	FA	39.0	FA
2FL	2G1x	4.5	FA	46.9	FA	5.9	FA	51.5	FA	4.5	FA	46.9	FA
	2G1y	4.5	FA	46.9	FA	5.9	FA	51.5	FA	4.5	FA	46.9	FA

### 7.7 耐震壁の断面検定表

該当するデータはありません。

### 7.8 プレースの断面検定表

該当するデータはありません。

### 7.9 柱・梁接合部の断面検定表

#### 7.9.2 S造

・接合部指針による短期時の検討をする。

#### 7.9.2.1 S接合部の断面検定表

##### 【記号説明】

db	: 梁フランジの板厚中心間距離	mm	n	: 接合部パネルの軸力比	
dc	: 接合部フランジの板厚中心間距離	mm	cN	: 接合部パネルに作用する軸力	kN
tp	: 接合部パネルの板厚	mm	bML	: 接合部パネルの左の梁端部に作用する曲げモーメント	kNm
	(H形鋼の場合は補強材を考慮した値とします)		bMR	: 接合部パネルの右の梁端部に作用する曲げモーメント	kNm
Fy	: 接合部パネル材の降伏強さ	N/mm2	cQU	: 接合部パネルの上の柱端部に作用するせん断力	kN
	(基準強度とします)		cQL	: 接合部パネルの下の柱端部に作用するせん断力	kN
fs	: 接合部パネル材の短期許容せん断応力度	N/mm2		※端部断面算定用の設計用応力を用います。	
Ve	: 接合部パネルの有効体積	cm3	pM	: 接合部パネルモーメント	kNm
κ	: せん断に関する形状係数		pMy	: 接合部パネルの降伏耐力	kNm
			pM/pMy	: 検定比(1.00を超えたときは"*"を表示します)	

<X><Y> : X方向パネル、Y方向パネル

ケース : L(長期)、S(積雪)、W(風圧力)、E(地震力)

W, Eの前の+, -は、正負加力を表します。W, Eの後のx, yは、加力方向を表します。

##### 【断面検定表】 (1/2)

[ BCR295 ] Fy=295 fs=170.4		db	dc	Ve	κ	ケース	cN	n	bML	bMR	cQU	cQL	pM	pMy	pM/pMy
[RFL 1 A]	tp=16.0 下柱□-400*400*16*40	<X> 384	384	4719	1.125	L-Ex	126	0.018		126		62	114	715	0.16
		<Y> 384	384	4719	1.125	L-Ey	132	0.019		113		56	102	715	0.15
[RFL 2 A]	tp=16.0 下柱□-400*400*16*40	<X> 384	384	4719	1.125	L-Ex	188	0.027	-29	141		57	101	715	0.15
		<Y> 384	384	4719	1.125	L-Ey	212	0.030		117		58	106	715	0.15
[RFL 3 A]	tp=16.0 下柱□-400*400*16*40	<X> 384	384	4719	1.125	L+Ex	126	0.018	-126			-62	114	715	0.16
		<Y> 384	384	4719	1.125	L-Ey	132	0.019		113		56	102	715	0.15
[RFL 1 B]	tp=16.0 下柱□-400*400*16*40	<X> 384	384	4719	1.125	L-Ex	126	0.018		126		62	114	715	0.16
		<Y> 384	384	4719	1.125	L+Ey	132	0.019	-113			-56	102	715	0.15
[RFL 2 B]	tp=16.0 下柱□-400*400*16*40	<X> 384	384	4719	1.125	L+Ex	188	0.027	-141	29		-57	101	715	0.15
		<Y> 384	384	4719	1.125	L+Ey	212	0.030	-117			-58	106	715	0.15
[RFL 3 B]	tp=16.0 下柱□-400*400*16*40	<X> 384	384	4719	1.125	L+Ex	126	0.018	-126			-62	114	715	0.16
		<Y> 384	384	4719	1.125	L+Ey	132	0.019	-113			-56	102	715	0.15
[3FL 1 A]	tp=16.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 484	384	5947	1.125	L-Ex	201	0.029		203	62	66	172	901	0.20
	下柱□-400*400*16*40	<Y> 484	384	5947	1.125	L-Ey	213	0.030		203	56	69	173	900	0.20
[3FL 2 A]	tp=16.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 484	384	5947	1.125	L-Ex	279	0.040	47	200	57	82	213	900	0.24
	下柱□-400*400*16*40	<Y> 484	384	5947	1.125	L-Ey	327	0.047		206	58	69	176	900	0.20
[3FL 3 A]	tp=16.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 484	384	5947	1.125	L+Ex	201	0.029	-203		-62	-66	172	901	0.20
	下柱□-400*400*16*40	<Y> 484	384	5947	1.125	L-Ey	213	0.030		203	56	69	173	900	0.20
[3FL 1 B]	tp=16.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 484	384	5947	1.125	L-Ex	201	0.029		203	62	66	172	901	0.20
	下柱□-400*400*16*40	<Y> 484	384	5947	1.125	L+Ey	213	0.030	-203		-56	-69	173	900	0.20
[3FL 2 B]	tp=16.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 484	384	5947	1.125	L+Ex	279	0.040	-200	-47	-57	-82	213	900	0.24
	下柱□-400*400*16*40	<Y> 484	384	5947	1.125	L+Ey	327	0.047	-206		-58	-69	176	900	0.20
[3FL 3 B]	tp=16.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 484	384	5947	1.125	L+Ex	201	0.029	-203		-62	-66	172	901	0.20
	下柱□-400*400*16*40	<Y> 484	384	5947	1.125	L+Ey	213	0.030	-203		-56	-69	173	900	0.20
[2FL 1 A]	tp=19.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 581	381	8412	1.125	L-Ex	356	0.043		228	66	84	185	1273	0.15
	下柱□-400*400*19*47.5	<Y> 581	381	8412	1.125	L-Ey	380	0.046		238	69	88	193	1273	0.16
[2FL 2 A]	tp=19.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 581	381	8412	1.125	L+Ex	463	0.057	-230	-66	-82	-96	244	1272	0.20
	下柱□-400*400*19*47.5	<Y> 581	381	8412	1.125	L-Ey	568	0.069		242	69	91	195	1271	0.16
[2FL 3 A]	tp=19.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 581	381	8412	1.125	L+Ex	356	0.043	-228		-66	-84	185	1273	0.15
	下柱□-400*400*19*47.5	<Y> 581	381	8412	1.125	L-Ey	380	0.046		238	69	88	193	1273	0.16
[2FL 1 B]	tp=19.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 581	381	8412	1.125	L-Ex	356	0.043		228	66	84	185	1273	0.15
	下柱□-400*400*19*47.5	<Y> 581	381	8412	1.125	L+Ey	380	0.046	-238		-69	-88	193	1273	0.16
[2FL 2 B]	tp=19.0 上柱□-400*400*16*40	<X> 581	381	8412	1.125	L+Ex	463	0.057	-230	-66	-82	-96	244	1272	0.20
	下柱□-400*400*19*47.5	<Y> 581	381	8412	1.125	L+Ey	568	0.069	-242		-69	-91	195	1271	0.16

【断面検定表】 (2/2)

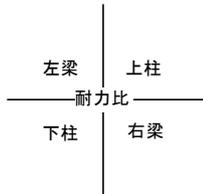
[2FL 3 B]	上柱□-400*400*16*40	<X>	581	381	8412	1.125	L+Ex	356	0.043	-228	-66	-84	185	1273	0.15
tp=19.0	下柱□-400*400*19*47.5	<Y>	581	381	8412	1.125	L+Ey	380	0.046	-238	-69	-88	193	1273	0.16

7.10 柱脚の断面検定表

該当するデータはありません。

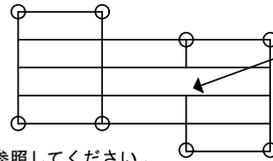
7.11 柱はり耐力比図(冷間成形形鋼管) [S=自動スケール]

【凡例】

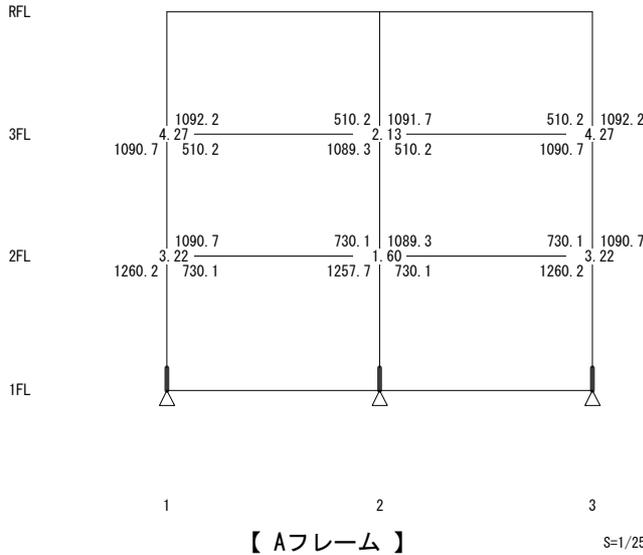


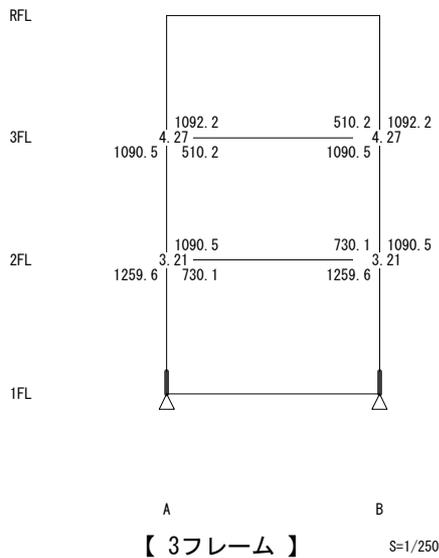
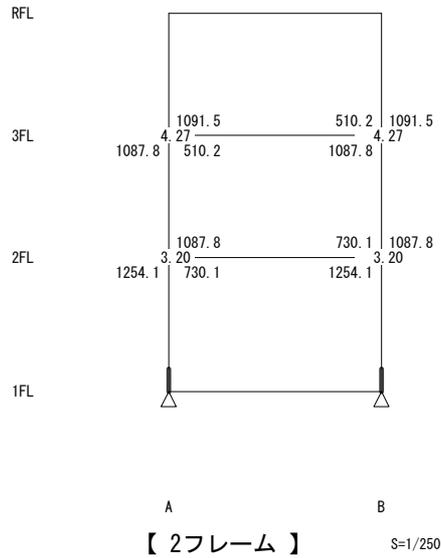
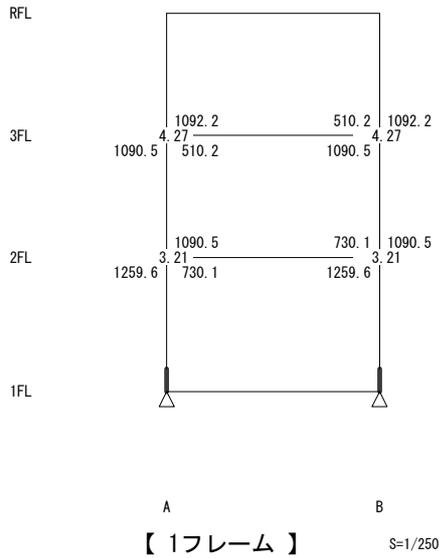
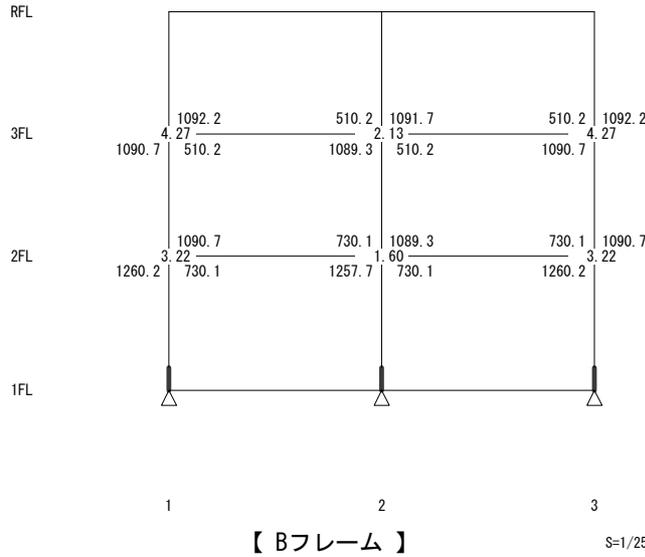
記号	内容	単位
左梁	接合部左側梁の全塑性曲げモーメント	kNm
右梁	接合部右側梁の全塑性曲げモーメント	kNm
下柱	接合部下部柱の全塑性曲げモーメント	kNm
上柱	接合部上部柱の全塑性曲げモーメント	kNm
耐力比	接合部の柱はり耐力比	-

- ※ 以下の条件を満たす節点は検討しません。
  - ・最上階の柱の柱頭部及び一階の柱の脚部である節点(下図の○位置が該当箇所です。)
  - ・異種構造の部材が混在する節点
  - ・形状の異なる柱が取り付く節点(例えば角形鋼管とH形鋼)



- ※ 耐力比は、下柱の方向を基準とし、その方向に梁および上柱の耐力を換算します。
- ※ 耐力比が1.5未満のとき、数値の後に“\*”が付きます。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。





## § 8 壁量・柱量

壁量・柱量は計算していない。

## § 9 層間変形角・剛性率

### 9.1 層間変形角

階高 : 層間変形角計算用階高 (柱の柱頭と柱脚の高さの差)  
 X軸Y軸 : 層間変形角が最大となる箇所  
 $\delta x$  : 最大層間変位 (X方向成分)  
 $\delta y$  : 最大層間変位 (Y方向成分)  
 $\delta$  : 最大層間変位 (加力方向成分)

#### < X方向正加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	$\delta x$ mm	$\delta y$ mm	$\delta$ mm	最大層間変形角
3F	1	A	4000	9.0125	0.0000	9.0125	1/ 444
2F	1	B	4000	9.7350	0.0000	9.7350	1/ 411
1F	1	B	4000	5.5153	0.0000	5.5153	1/ 725

#### < X方向負加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	$\delta x$ mm	$\delta y$ mm	$\delta$ mm	最大層間変形角
3F	1	A	4000	-9.0125	0.0000	-9.0125	1/ 444
2F	1	B	4000	-9.7350	0.0000	-9.7350	1/ 411
1F	1	B	4000	-5.5153	0.0000	-5.5153	1/ 725

#### < Y方向正加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	$\delta x$ mm	$\delta y$ mm	$\delta$ mm	最大層間変形角
3F	3	A	4000	0.0000	11.0248	11.0248	1/ 363
2F	1	A	4000	0.0000	11.4187	11.4187	1/ 350
1F	3	A	4000	0.0000	6.1658	6.1658	1/ 649

#### < Y方向負加力 >

階	X軸	Y軸	階高 mm	$\delta x$ mm	$\delta y$ mm	$\delta$ mm	最大層間変形角
3F	3	A	4000	0.0000	-11.0248	-11.0248	1/ 363
2F	1	A	4000	0.0000	-11.4187	-11.4187	1/ 350
1F	3	A	4000	0.0000	-6.1658	-6.1658	1/ 649

9.2 剛性率

- Q : 鉛直部材の負担せん断力の総和                      rs : 剛心位置の層間変形角の逆数
- K : 鉛直部材の水平剛性の総和                            rs平均 : rsの相加平均
- δ : 剛心位置の層間変位                                    Rs : 剛性率
- h : 当該階の標準階高                                        Fs : 形状特性係数

(1) 雑壁を考慮した場合

該当する結果はありません。

(2) 雑壁を考慮しない場合

< X正Y正 >

< X加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	25.3	9.0125	4000	444	527	0.842	1.000
2F	359.5	37.0	9.7350	4000	411		0.780	1.000
1F	451.6	81.9	5.5153	4000	726		1.377	1.000

< Y加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	20.7	11.0248	4000	363	454	0.799	1.000
2F	359.5	31.5	11.4187	4000	351		0.771	1.000
1F	451.6	73.3	6.1658	4000	649		1.429	1.000

< X正Y負 >

< X加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	25.3	9.0125	4000	444	527	0.842	1.000
2F	359.5	37.0	9.7350	4000	411		0.780	1.000
1F	451.6	81.9	5.5153	4000	726		1.377	1.000

< Y加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	20.7	11.0248	4000	363	454	0.799	1.000
2F	359.5	31.5	11.4187	4000	351		0.771	1.000
1F	451.6	73.3	6.1658	4000	649		1.429	1.000

< X負Y正 >

< X加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	25.3	9.0125	4000	444	527	0.842	1.000
2F	359.5	37.0	9.7350	4000	411		0.780	1.000
1F	451.6	81.9	5.5153	4000	726		1.377	1.000

< Y加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	20.7	11.0248	4000	363	454	0.799	1.000
2F	359.5	31.5	11.4187	4000	351		0.771	1.000
1F	451.6	73.3	6.1658	4000	649		1.429	1.000

< X負Y負 >

< X加力 >

階	Q kN	K kN/mm	δ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	25.3	9.0125	4000	444	527	0.842	1.000
2F	359.5	37.0	9.7350	4000	411		0.780	1.000
1F	451.6	81.9	5.5153	4000	726		1.377	1.000

## &lt; Y加力 &gt;

階	Q kN	K kN/mm	$\delta$ mm	h mm	rs	rs平均	Rs	Fs
3F	227.5	20.7	11.0248	4000	363	454	0.799	1.000
2F	359.5	31.5	11.4187	4000	351		0.771	1.000
1F	451.6	73.3	6.1658	4000	649		1.429	1.000

## § 10 偏心率

### 10.1 偏心率

#### (1) 計算条件

- ・正負加力時の相互組み合わせを行う。
- ・剛心位置の計算は理論式による。
- ・重心位置の計算は長期軸力を用いる。

#### 【面内雑壁のn値】

- ・n値は1.0とする。

#### 【標準柱の指定】

- ・柱の平均値とする。

#### (2) 雑壁を考慮した場合

該当する結果はありません。

#### (3) 雑壁を考慮しない場合

gx, gy : 重心位置                      KR : ねじり剛性                      Re : 偏心率  
 px, py : 剛心位置                      K : 水平剛性                      Fe : 形状特性係数  
 e : 偏心距離                      re : 弾力半径

#### < X正Y正 >

#### < X加力 >

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	25.3	983	6.242	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	37.0	1482	6.334	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	81.9	3388	6.432	0.000	1.000	0.0

#### < Y加力 >

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	20.7	983	6.903	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	31.5	1482	6.860	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	73.3	3388	6.801	0.000	1.000	0.0

#### < X正Y負 >

#### < X加力 >

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	25.3	983	6.242	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	37.0	1482	6.334	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	81.9	3388	6.432	0.000	1.000	0.0

#### < Y加力 >

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	20.7	983	6.903	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	31.5	1482	6.860	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	73.3	3388	6.801	0.000	1.000	0.0

## &lt; X負Y正 &gt;

## &lt; X加力 &gt;

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	25.3	983	6.242	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	37.0	1482	6.334	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	81.9	3388	6.432	0.000	1.000	0.0

## &lt; Y加力 &gt;

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	20.7	983	6.903	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	31.5	1482	6.860	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	73.3	3388	6.801	0.000	1.000	0.0

## &lt; X負Y負 &gt;

## &lt; X加力 &gt;

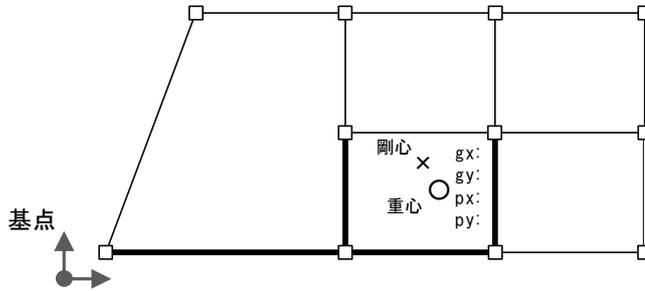
階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	25.3	983	6.242	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	37.0	1482	6.334	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	----	0.000	81.9	3388	6.432	0.000	1.000	0.0

## &lt; Y加力 &gt;

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性 K kN/mm	ねじり剛性 KR kNm*10 <sup>3</sup>	弾力半径 re m	偏心率 Re	形状特性 係数 Fe	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m						
3F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	20.7	983	6.903	0.000	1.000	0.0
2F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	31.5	1482	6.860	0.000	1.000	0.0
1F	7.000	3.500	7.000	3.500	0.000	----	73.3	3388	6.801	0.000	1.000	0.0

10.2 重心・剛心図 <見下げ> [S=自動スケール]

【凡例】



【重心剛心図の記号】

記号	内容	単位
○	重心	
x	剛心	
gx	X方向重心位置	m
gy	Y方向重心位置	m
px	X方向剛心位置	m
py	Y方向剛心位置	m

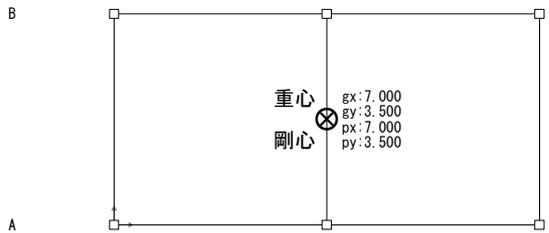
【平面図共通事項】

- ※ 重心、剛心位置は、基点から計測します。  
特殊形状を考慮しない最も若いX軸と最も若いY軸の交点(通り心)を基点とします。
- ※ 壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。
- ※ 剛床毎に外力分布を求めるとした場合、記号の後に[多剛床の指定]で登録した番号が付きまます。

(1) 雑壁を考慮した場合

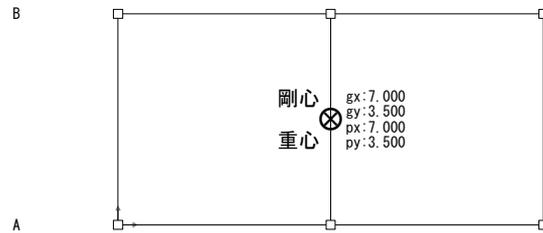
該当する結果はありません。

(2) 雑壁を考慮しない場合



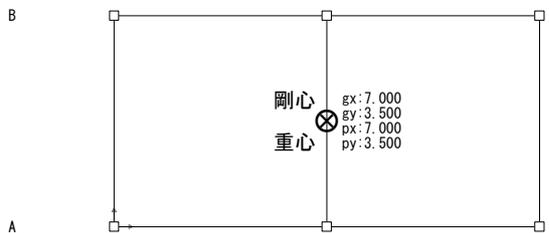
【 X正Y正 3F階 】

S=1/250



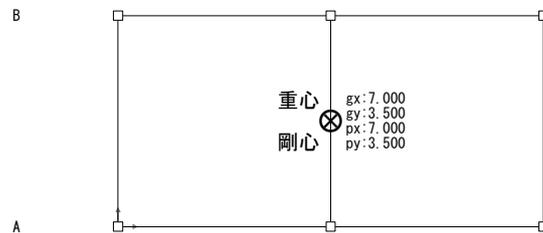
【 X正Y正 2F階 】

S=1/250



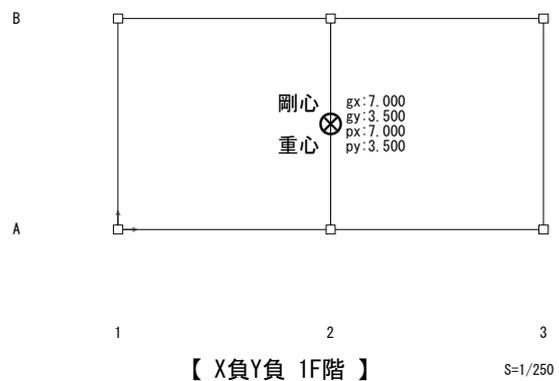
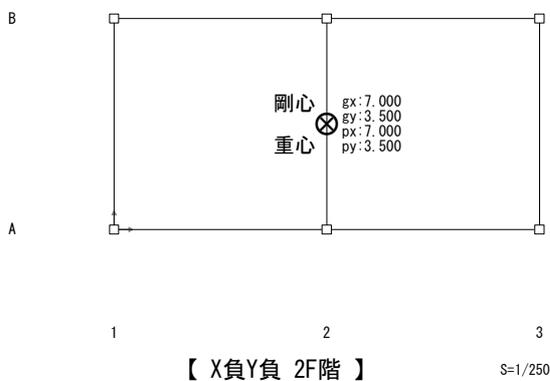
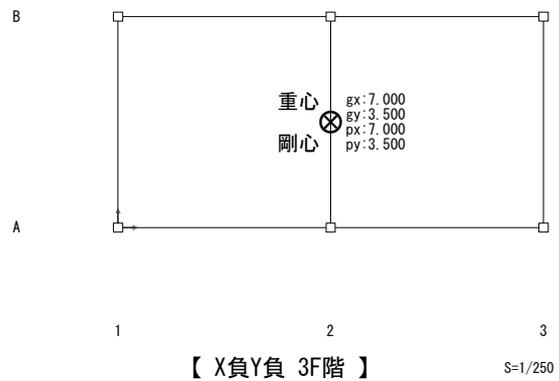
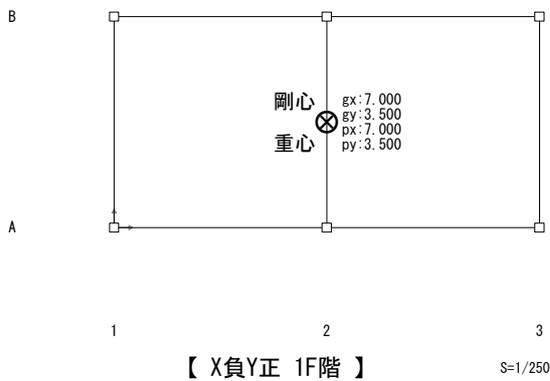
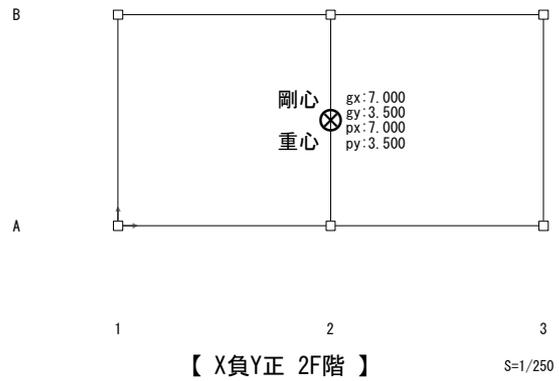
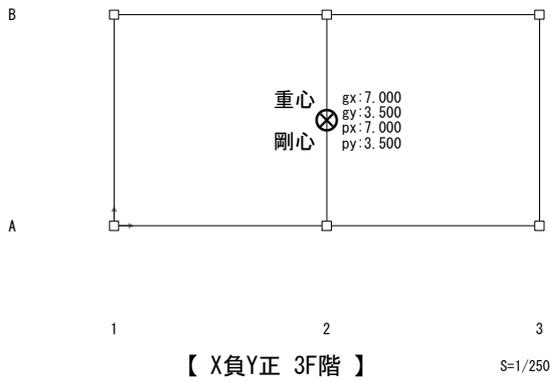
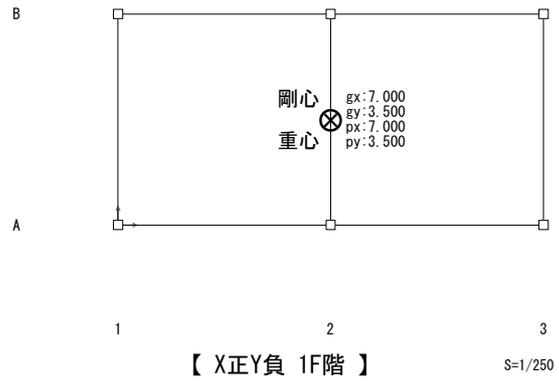
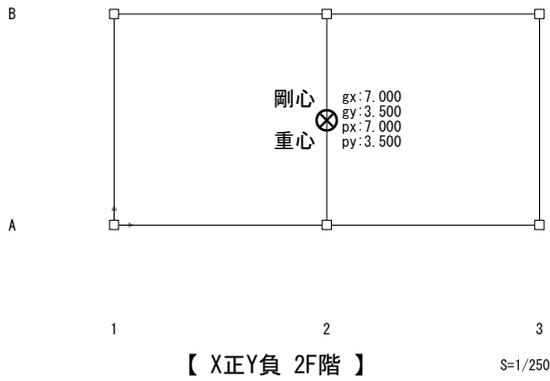
【 X正Y正 1F階 】

S=1/250



【 X正Y負 3F階 】

S=1/250



## § 11 保有水平耐力

### 11.1 保有水平耐力設計方針

#### 11.1.1 構造計算方針

#### 11.1.2 部材の設計方針

##### ■保証設計

##### ・設計応力の採用

X加力時：Ds算定時と保有水平耐力時を用いる

Y加力時：Ds算定時と保有水平耐力時を用いる

##### ・RC部材の応力割り増し率

	両端ヒンジ	その他
梁	1.10	1.20
耐震壁	---	1.25

・梁の付着割裂破壊の検討をする。（鉄筋上限強度(SD490・その他)：1.00 $\sigma_y$ ）

・柱の付着割裂破壊の検討をする。（鉄筋上限強度(SD490・その他)：1.00 $\sigma_y$ ，柱のカットオフ余長：15d）

・開口補強の検討をする。

##### ■柱脚の計算条件

・アンカーボルトの検討式は、鋼構造接合部設計指針とする。

### 11.2 荷重増分解析の方法

#### 11.2.1 基本条件

##### ■基本条件

##### ・保有水平耐力時の定義

X 加力時：Ds算定時とは別に保有水平耐力時を定義する

Y 加力時：Ds算定時とは別に保有水平耐力時を定義する

■Ds算定時の条件

・ 支点の考慮

- 浮き上がりを考慮しない。
- 圧壊を考慮しない。
- 水平方向の降伏を考慮しない。

・ せん断破壊の考慮

梁：考慮する， 柱：考慮する， 耐震壁：考慮する

・ 脆性破壊の考慮と処理

RC部材		梁	壁
X加力	せん断破壊	解析終了	解析終了
	軸圧縮破壊	---	解析終了
Y加力	せん断破壊	解析終了	解析終了
	軸圧縮破壊	---	解析終了

S部材		梁	柱	ブレース
X加力	せん断破壊	解析終了	解析終了	---
	軸圧縮破壊	---	解析終了	解析終了
Y加力	せん断破壊	解析終了	解析終了	---
	軸圧縮破壊	---	解析終了	解析終了

・ 定義

	X加力	Y加力
重心の層間変形角	1/50	1/30
最大の層間変形角	1/50	1/30
最大ステップ数	正加力	9999
	負加力	9999

■保有水平耐力時の条件

・ 支点の考慮

- 浮き上がりを考慮しない。
- 圧壊を考慮しない。
- 水平方向の降伏を考慮しない。

・ せん断破壊の考慮

梁：考慮する， 柱：考慮する， 耐震壁：考慮する

・ 脆性破壊の考慮と処理

RC部材		梁	壁
X加力	せん断破壊	解析終了	解析終了
	軸圧縮破壊	---	解析終了
Y加力	せん断破壊	解析終了	解析終了
	軸圧縮破壊	---	解析終了

S部材		梁	柱	ブレース
X加力	せん断破壊	解析終了	解析終了	---
	軸圧縮破壊	---	解析終了	解析終了
	横補剛NG	解析終了	---	---
Y加力	せん断破壊	解析終了	解析終了	---
	軸圧縮破壊	---	解析終了	解析終了
	横補剛NG	解析終了	---	---

・ 定義

	X加力	Y加力
重心の層間変形角	1/100	1/100
最大の層間変形角	1/100	1/100
最大ステップ数	正加力	9999
	負加力	9999

## 11.2.2 増分コントロール

### ■荷重増分

- ・荷重増分解析方法は弧長法とする。

	X加力時	Y加力時
推定崩壊荷重の倍率	1.00	1.00
推定崩壊荷重までのステップ数	100	100
増分量の分割方法	等分割	等分割
剛床の回転拘束	しない	しない

- ・一般階以外で終了条件に達したときは、解析を続行する。
- ・最大層間変形角の判定に剛床解除部分を考慮しない。
- ・初期応力において、布基礎およびべた基礎の地反力による応力を考慮する。
- ・初期応力において、杭基礎および独立基礎の偏心による応力を考慮しない。
- ・せん断降伏後の部材のモデル化は、両端に塑性ヒンジを設ける。
- ・Ds算定時における外力分布は変更しない。
- ・保有水平耐力時における外力分布は変更しない。

- ・降伏後の剛性

		曲げ	せん断	圧縮	引張
RC	梁	1/1000	---	---	---
	耐震壁	1/1000	---	1/1000	1/1000
S	柱	1/1000	---	1/1000	1/1000
	梁	1/1000	---	---	---
	ブレース	---	---	1/1000	1/1000

## 11.2.3 終局強度倍率

- ・（ ）で囲まれた数値は、直接入力による強度値です。

### 【鉄筋】

材料	引張・圧縮	せん断補強筋
SD295A	1.10	1.00
SD345	1.10	1.00

### 【鉄骨】

材料	40mm以下	40mm超	75mm超
SN400B	1.10	1.10	1.10
BCR295	1.10	1.10	1.10

### 11.2.4 部材種別の判定条件

#### ■部材種別判定

- ・未降伏部材の降伏判定
  - X 加力時：余耐力法による。
  - Y 加力時：余耐力法による。
- ・せん断破壊判定の割増率は1.00とする。
- ・部材種別および保証設計用応力に、余裕度 $\alpha M$ を考慮しない。
- ・直交方向フレームを部材角により考慮する。(考慮する部材の最大角度 45°)
- ・RC部材の保証設計におけるNG部材の扱い
  - 梁・柱 保証設計：FD部材とする
  - 耐震壁 保証設計：部材種別に考慮しない
  - 付着割裂破壊：部材種別に考慮しない
- ・梁・柱の種別の決定は、柱および柱に接着する梁で最下位とする。
- ・S部材種別
  - 横座屈耐力 $M_{cr}$ となる箇所が降伏した部材の種別をFDとする。
  - 保有耐力横補剛NGをFD部材とする。
  - ※柱梁部材群種別は必ずDランクとします。
  - 保有耐力接合NGをFCまたはFD部材とする。
  - ※柱梁部材群種別は必ずCまたはDランクとします。
- ・D部材を考慮する。(Qu、Dsに算入する)
- ・雑壁の有無の不利な方を採用する。 ※不利な方：Rsは小さい方、Reは大きい方

### 11.2.5 外力分布

#### (1) Ds算定時

##### < X方向正加力 >

階	層せん断力 kN	水平外力 kN
3F	1138	1138
2F	1798	661
1F	2258	461

##### < Y方向正加力 >

階	層せん断力 kN	水平外力 kN
3F	1138	1138
2F	1798	661
1F	2258	461

#### (2) 保有水平耐力時

##### < X方向正加力 >

階	層せん断力 kN	水平外力 kN
3F	1138	1138
2F	1798	661
1F	2258	461

##### < Y方向正加力 >

階	層せん断力 kN	水平外力 kN
3F	1138	1138
2F	1798	661
1F	2258	461

## 11.2.6 復元力特性

### (1) 計算条件

#### ■ 共通事項

- 危険断面位置

		柱	梁	柱脚
RC・SRC	X方向	---	柱面	---
	Y方向	---	柱面	---
S・CFT	X方向	梁面	柱面	梁面
	Y方向	梁面	柱面	梁面

- 柱の危険断面位置は方向ごとで採用する。
- 腰壁・垂壁・袖壁などを考慮する。(最小厚さは120mm以上とする)  
梁耐力において、パラベットの取り付けを考慮しない。  
梁耐力において、片持床の取り付けを考慮しない。  
柱耐力において、外部袖壁の取り付けを考慮しない。
- 標準スラブ筋断面積(片側スラブ分) : at = 0mm<sup>2</sup>, dt = 60mm, 種別 : SD295A

#### ■ ひび割れ

- ひび割れの考慮

	曲げ	軸	せん断
梁	する	する	しない
耐震壁	する	する	する

- Mc算定式の係数は0.56とする。※正值 : 係数×√σB、負値 : 係数×σB
- 梁のMc算定式にスラブを考慮する。
- 梁のαy算定式にスラブを考慮する。
- 梁の降伏時の曲げ剛性低下率算定式は、a/Dにより以下の①②式を使い分ける。  
①式  $\alpha y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot Pt + 0.043 \cdot (a/D)) \cdot (d/D)^2$  (2.0 ≤ a/D ≤ 5.0)  
②式  $\alpha y = (-0.0836 + 0.159 \cdot (a/D)) \cdot (d/D)^2$  (1.0 ≤ a/D < 2.0)
- 耐震壁Qc算定式は、Qc = τ cr · t · l とする。

#### ■ RC終局耐力

- 耐力計算式

	曲げ	せん断		
		異形鉄筋使用部材	高強度せん断補強筋使用部材	スーパーフープ785使用部材
梁	基準解説書式	荒川min式(0.053)	塑性理論式(メーカー指針式)	塑性理論式(メーカー指針式)
耐震壁	e関数式	荒川min式(0.053)	---	---

- 梁Muにスラブ筋を考慮する。
- ハンチ付き梁の主筋考慮方法はcosθ倍とする。
- 耐震壁の開口によるせん断耐力低減率は 1-max(ro, lo/l, ho/h)による。
- 連スパン耐震壁の開口低減率は、各スパンの平均値とする。
- 袖壁付柱のQuは、形状通りに計算する。

#### ■ 荒川式最大Pw

	柱	梁	耐震壁
最大Pw	---	1.20	1.20

#### ■ S終局耐力

- 柱曲げ耐力にウェブを考慮する。
- 柱MpのM-N耐力曲線を略算する。
- 柱は二軸曲げを考慮して計算する。(角形鋼管柱降伏曲面の算定式の係数α値=1.00)
- 梁曲げ耐力にウェブを考慮する。
- 梁Mu算定時に鋼構造塑性設計指針[第2版]による横座屈耐力Mcrrを考慮する。(保有耐力横補剛を満足しない部材のみ考慮)
- 梁Mu算定時のスラブ横座屈拘束を考慮しない。
- 接合部パネルのせん断降伏判定をしない。

#### ■ 冷間成形角形鋼管の対応

- 部分崩壊の場合に耐力低減の保有水平耐力再計算をする。
- 最上層、最下層の指定  
一般最上層を最上層として解析する。  
一般最下層を最下層として解析する。

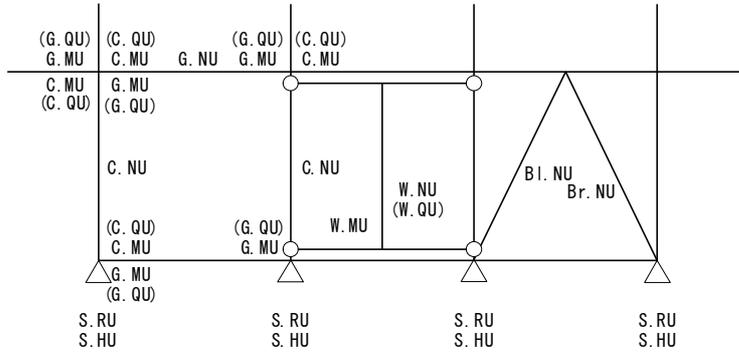
#### ■ ダイアフラム形式による柱耐力低減率

鋼材種別	内ダイアフラム	通しダイアフラム	外ダイアフラム	その他
BCP	0.85	0.80	0.80	1.00
BCR	0.80	0.75	0.75	1.00
UBCR	0.75	0.70	0.70	1.00
TSC	0.80	0.75	0.75	1.00
その他(STKR)	0.75	0.70	0.70	1.00

### 11.3 構造特性係数Dsの算定

#### 11.3.1 Ds算定時の部材終局強度 [S=自動スケール]

##### 【凡例】

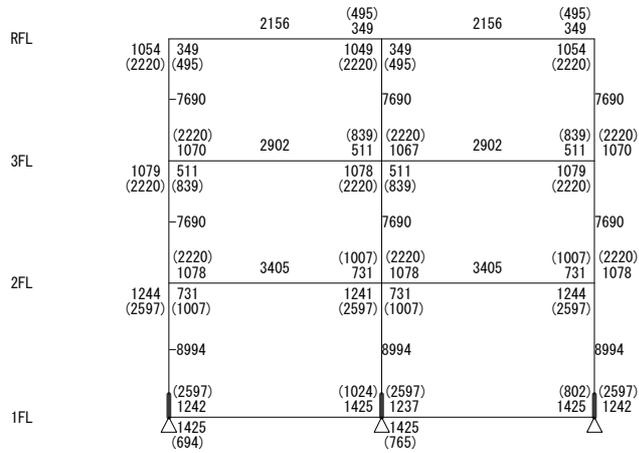


- ※ 各耐力は応力が発生している方の耐力を出力します。
- ※ 柱脚部の耐力は柱母材の耐力と比較して小さいほうを出力します。
- ※ X形ブレースの軸耐力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸耐力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

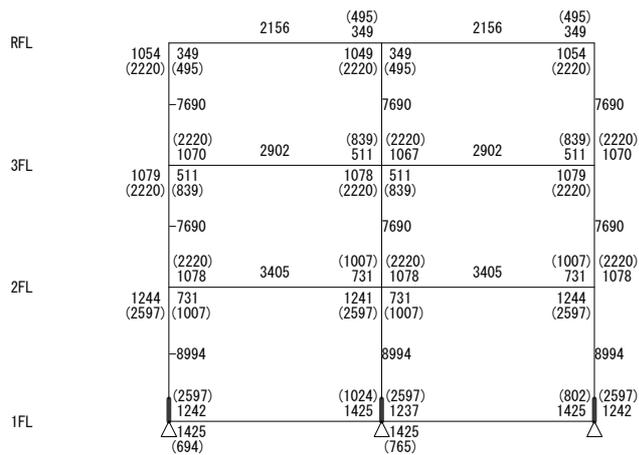
記号	内容	単位
G. MU	梁の終局曲げ耐力	kNm
G. QU	梁の終局せん断耐力	kN
G. NU	梁の終局軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り) ※S梁の場合	kN
C. MU	柱の終局曲げ耐力	kNm
C. QU	柱の終局せん断耐力	kN
C. NU	柱の終局軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り)	kN
W. MU	耐震壁の終局曲げ耐力	kNm
W. QU	耐震壁の終局せん断耐力	kN
W. NU	耐震壁の終局軸耐力	kN
S. RU	鉛直の支点耐力 (正值:圧縮, 負値:浮上がり)	kN
S. HU	水平の支点耐力	kN
Bl. NU	X形では左下りブレースの軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り) K形では左側のブレース	kN
Br. NU	X形では右下りブレースの軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り) K形では右側のブレース	kN

< X方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109



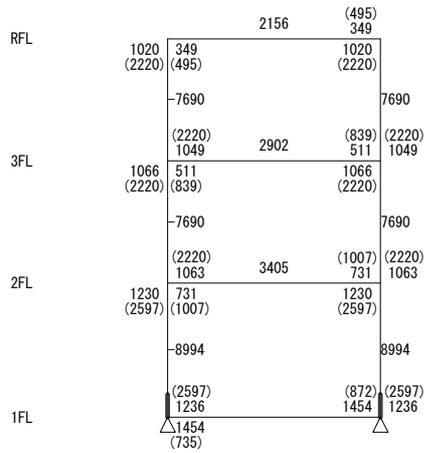
1 2 3  
【 Aフレーム 】 S=1/250



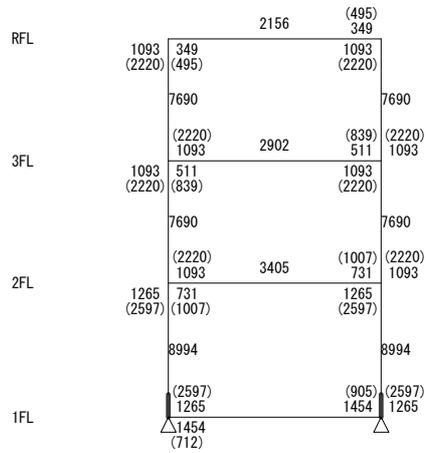
1 2 3  
【 Bフレーム 】 S=1/250

< Y方向正加力 >

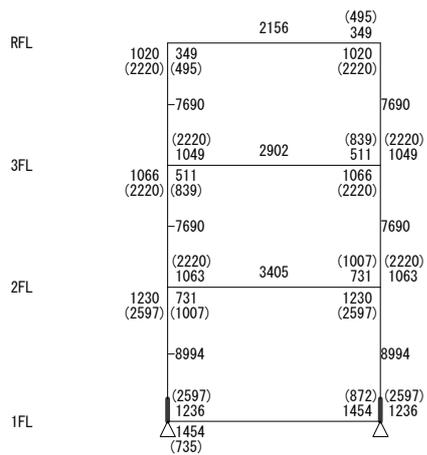
指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



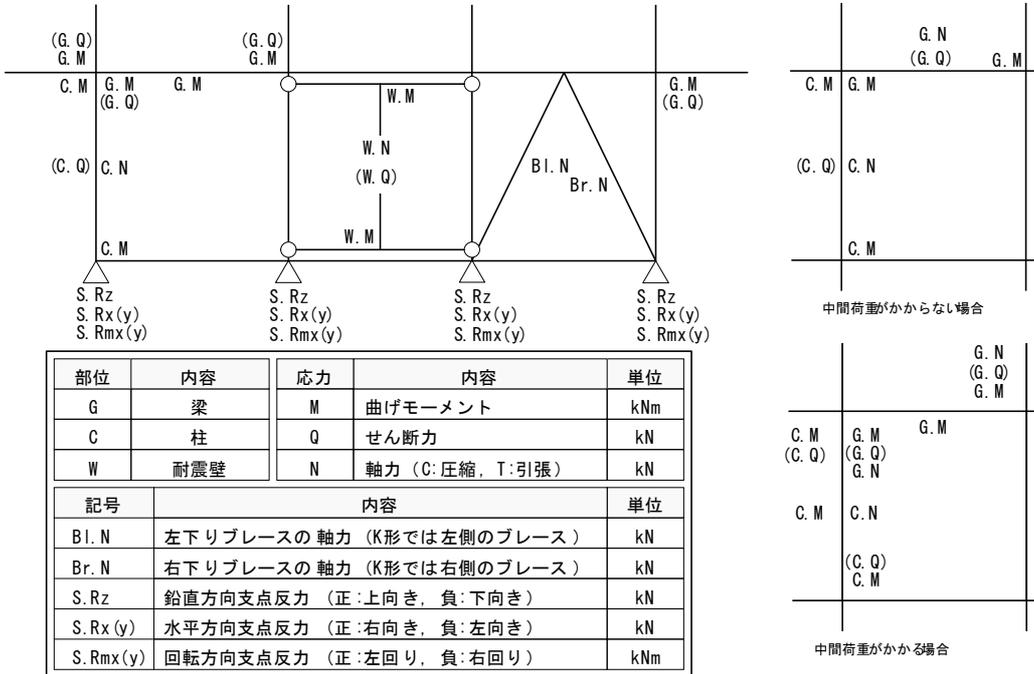
A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

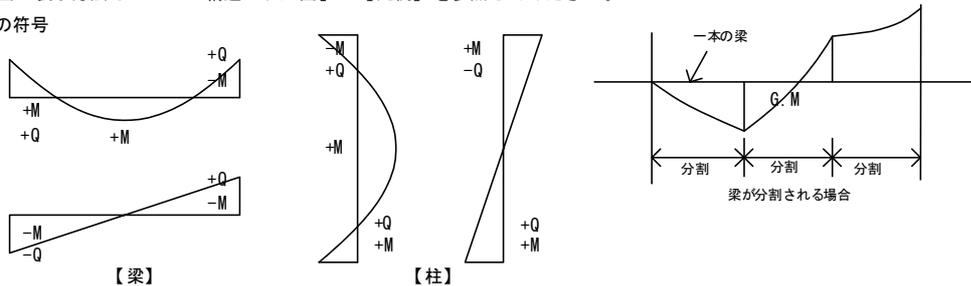
11.3.2 Ds算定時の応力図 [S=自動スケール]

【凡例】



- ※ 出力する応力には、初期応力を含みます。
- ※ 端部の応力は、節点位置の値です。
- ※ 0となる応力は出力しません。
- ※ 耐震壁のせん断力は壁脚の応力です。曲げモーメントは付帯柱の軸力を合成した応力を出力します。
- ※ 連スパン耐震壁は1枚の壁として表示します。
- ※ 柱の軸力は、直交方向の耐震壁の軸力や曲げモーメントを考慮した付加軸力を含みます。
- ※ 中間荷重がかかる場合、中央の曲げモーメントを出力します。  
腰折れ柱の場合、腰折れ部分で部材を分けて応力を出力します。
- ※ 柱のせん断力、梁の軸力とせん断力は、両端の応力が同じ場合、中央に出力します。  
柱は柱脚の応力を、梁は左端の応力を出力します。
- ※ K形ブレースや相持ち梁により梁が分割された場合、分割位置の曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントを、中央に出力します。
- ※ X形ブレースの軸力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

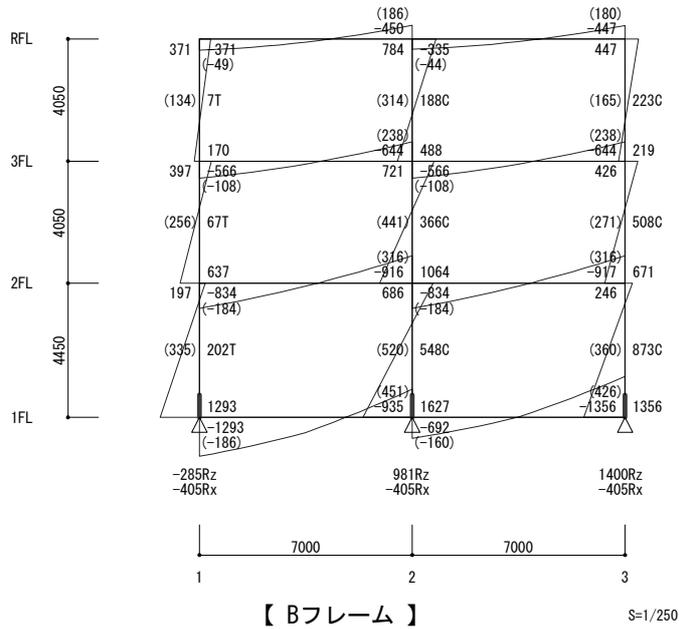
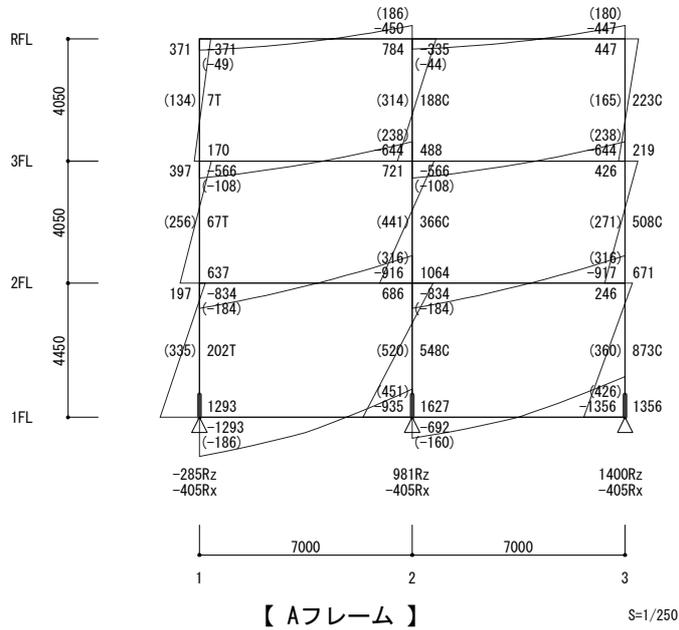
・ 応力の符号



- ※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

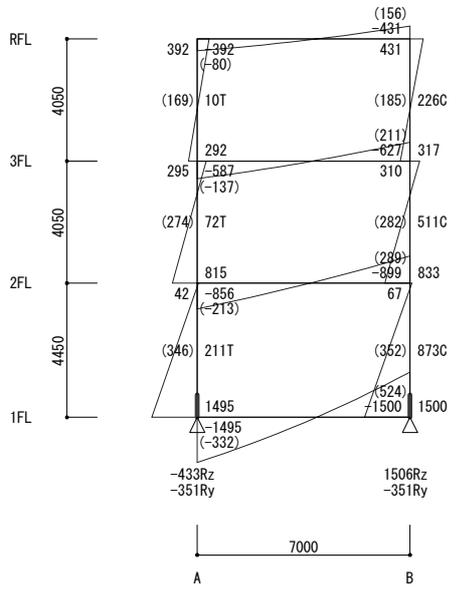
< X方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109

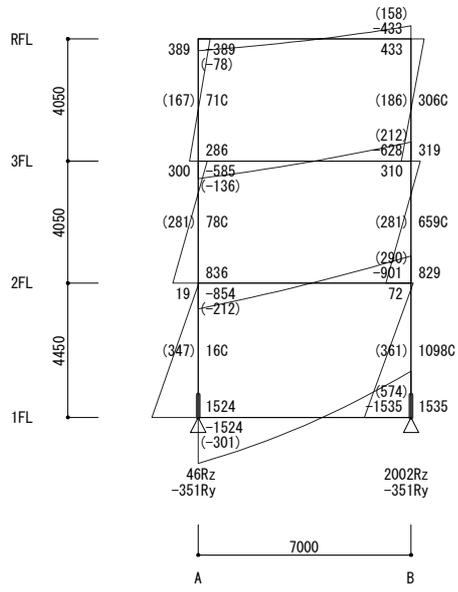


< Y方向正加力 >

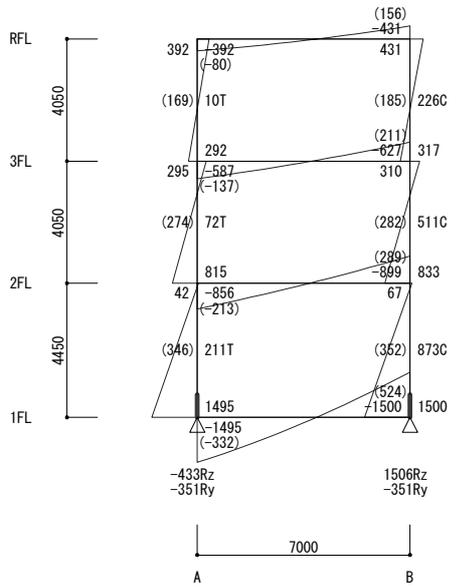
指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95



【 1フレーム 】 S=1/250



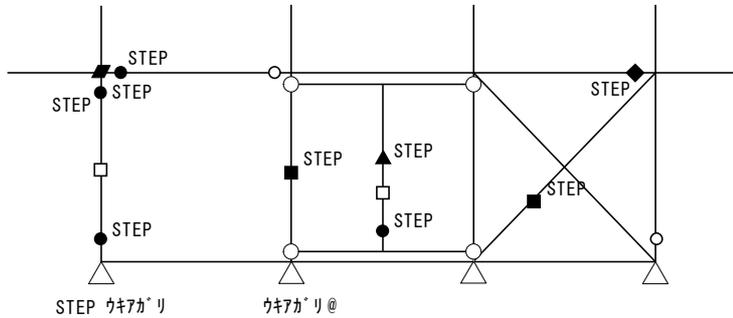
【 2フレーム 】 S=1/250



【 3フレーム 】 S=1/250

11.3.3 Ds算定時のヒンジ図 [S=自動スケール]

【凡例】

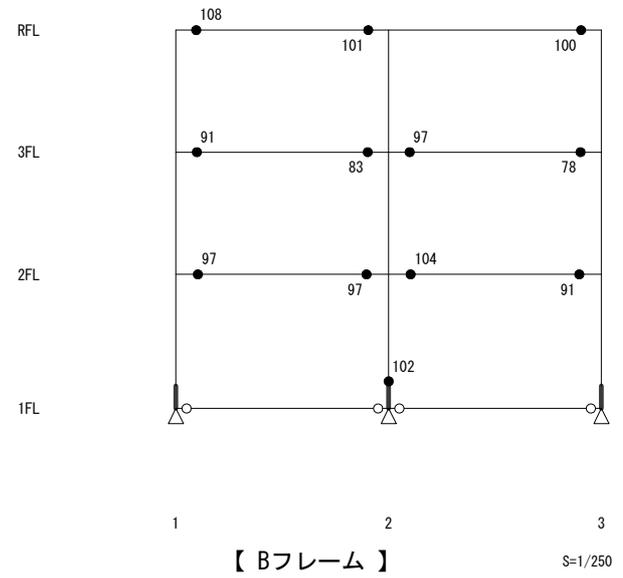
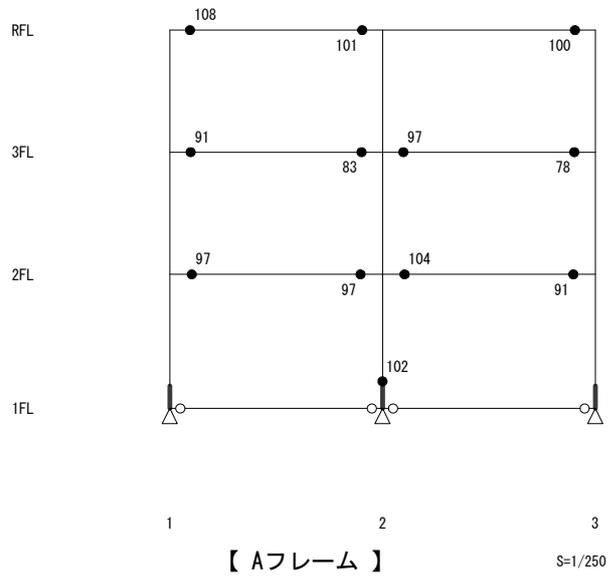


- ※ ステップ数は降伏時のみ表示します。
- ※ 柱脚部でヒンジが発生した場合、ステップ数の後ろに“子”が付きます。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号		内容
降伏	ひび割れ	
●	○	塑性ヒンジ曲げ降伏, 曲げひび割れ
▲	△	せん断破壊, せん断ひび割れ
■	□	軸破壊, 軸ひび割れ
◆	—	保有耐力横補剛を満足しない梁の降伏
▧	—	パネル降伏
STEP	—	降伏時のステップ数 ※軸破壊の場合、ステップ数の後に'C'(圧壊)か'T'(引張)を出力します。 ※パネル降伏時のステップ数は、記号(▧)の右下に出力します。
ウキガカリ	ウキガカリ@	支点の浮き上がり, ひび割れ
アツカイ	アツカイ@	支点の圧壊, ひび割れ
スイヘイ	スイヘイ@	支点の水平降伏, ひび割れ

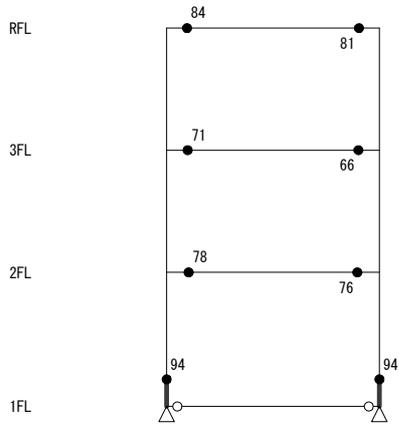
< X方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109

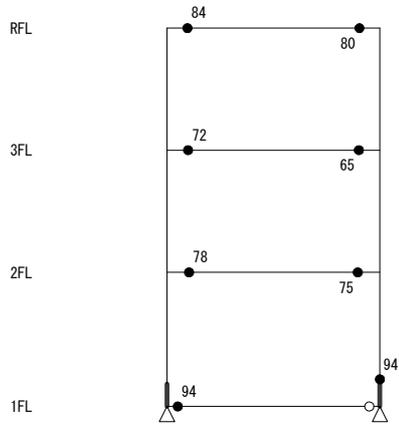


< Y方向正加力 >

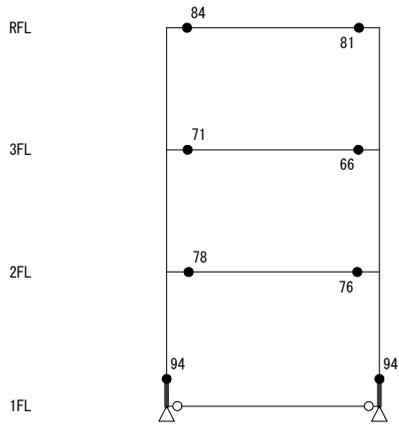
指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

### 11.3.4 部材種別表

#### 11.3.4.1 部材種別パラメータ

##### < X方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109

##### (1) 梁

種別を直接入力した場合は、種別の後に“\*”を付記します。

##### 破壊モード

- M : 脆性破壊以外(未崩壊部材を含む)
- S : 脆性破壊
- S\* : 割増率や余裕度によって仮定した脆性破壊

##### 塑性ヒンジ

- 部材種別判定用のヒンジ状態
- 0 : Ds算定時の応力状態で生じているヒンジ
- @ : 割増率や余裕度によって仮定したヒンジ

- 保証設計 : 梁のせん断破壊防止、付着割裂破壊防止の検討のOK、NGを表示します。保証設計を考慮しない場合は空白とします。
- 保有耐力横補剛 : 保有耐力横補剛のOK、NGを表示します。
- Mcr : 横座屈耐力Mcrとなる箇所でのヒンジの有無を表示します。無しは空白、横座屈耐力Mcrを考慮しない場合は“---”とします。
- 保有耐力接合 : 仕口、継手の保有耐力接合のOK、NGを表示します。保有耐力接合の検討を行わない場合は“---”とします  
 仕口の検討において、柱が角形鋼管かつMuを鋼構造接合部設計指針で算定した場合、  
 検討結果が $1 \leq Mu/Mp < \alpha$ のとき“NG(C)”とします。

##### < RFL層 >

フレーム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比		保有耐力横補剛	Mcr	保有耐力接合		
					左端	右端	フランジ	ウェブ			仕口	継手	
A	1	2	RG1x	FA	0--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---
	2	3	RG1x	FA	@--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---
B	1	2	RG1x	FA	0--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---
	2	3	RG1x	FA	@--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---

##### < 3FL層 >

フレーム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比		保有耐力横補剛	Mcr	保有耐力接合		
					左端	右端	フランジ	ウェブ			仕口	継手	
A	1	2	3G1x	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---
	2	3	3G1x	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---
B	1	2	3G1x	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---
	2	3	3G1x	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---

##### < 2FL層 >

フレーム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比		保有耐力横補剛	Mcr	保有耐力接合		
					左端	右端	フランジ	ウェブ			仕口	継手	
A	1	2	2G1x	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---
	2	3	2G1x	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---
B	1	2	2G1x	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---
	2	3	2G1x	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---

##### < 1FL層 >

フレーム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		破壊モード	$\tau u/Fc$		保証設計			
					左端	右端		左端	右端	せん断	付着		
A	1	2	1G1x	FA	@--	---	M	0.017	FA	0.040	FA	OK	
	2	3	1G1x	FA	---	--@	M	0.014	FA	0.037	FA	OK	
B	1	2	1G1x	FA	@--	---	M	0.017	FA	0.040	FA	OK	
	2	3	1G1x	FA	---	--@	M	0.014	FA	0.037	FA	OK	

(2) 柱

種別を直接入力した場合は、種別の後に“\*”を付記します。  
柱の種別が、接合する梁の種別による場合、柱のみの種別も表示します。

破壊モード

- M : 脆性破壊以外(未崩壊部材を含む)
- S : 脆性破壊
- S\* : 割増率や余裕度によって仮定した脆性破壊

塑性ヒンジ

- 部材種別判定用のヒンジ状態
- 0 : Ds算定時の応力状態で生じているヒンジ
- @ : 割増率や余裕度によって仮定したヒンジ

保証設計 : RC柱のせん断破壊防止、付着割裂破壊防止の検討、および接合部の保証設計のOK、NGを表示します。  
保証設計を考慮しない場合は空白とします。

< 3F階 >

X軸	Y軸	符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比	
				柱頭	柱脚	フランジ	ウェブ
1	A	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	A	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	A	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
1	B	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	B	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	B	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA

< 2F階 >

X軸	Y軸	符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比	
				柱頭	柱脚	フランジ	ウェブ
1	A	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	A	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	A	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
1	B	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	B	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	B	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA

< 1F階 >

X軸	Y軸	符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比	
				柱頭	柱脚	フランジ	ウェブ
1	A	1C1	FA	---	---	21.1 FA	21.1 FA
2	A	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA
3	A	1C1	FA	---	---	21.1 FA	21.1 FA
1	B	1C1	FA	---	---	21.1 FA	21.1 FA
2	B	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA
3	B	1C1	FA	---	---	21.1 FA	21.1 FA

< Y方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95

(1) 梁

種別を直接入力した場合は、種別の後に“\*”を付記します。

破壊モード

- M : 脆性破壊以外(未崩壊部材を含む)
- S : 脆性破壊
- S\* : 割増率や余裕度によって仮定した脆性破壊

塑性ヒンジ

- 部材種別判定用のヒンジ状態
- 0 : Ds算定時の応力状態で生じているヒンジ
- @ : 割増率や余裕度によって仮定したヒンジ

保証設計 : 梁のせん断破壊防止、付着割裂破壊防止の検討のOK、NGを表示します。保証設計を考慮しない場合は空白とします。  
 保有耐力横補剛 : 保有耐力横補剛のOK、NGを表示します。  
 Mcr : 横座屈耐力Mcrとなる箇所でのヒンジの有無を表示します。無しは空白、横座屈耐力Mcrを考慮しない場合は“---”とします。  
 保有耐力接合 : 仕口、継手の保有耐力接合のOK、NGを表示します。保有耐力接合の検討を行わない場合は“---”とします  
 仕口の検討において、柱が角形鋼管かつMuを鋼構造接合部設計指針で算定した場合、  
 検討結果が $1 \leq Mu/Mp < \alpha$ のとき“NG(C)”とします。

< RFL層 >

フレム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比		保有耐力横補剛	Mcr	保有耐力接合		
					左端	右端	フランジ	ウェブ			仕口	継手	
1	A	B	RG1y	FA	0--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---
2	A	B	RG1y	FA	0--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---
3	A	B	RG1y	FA	0--	--0	7.7	FA	46.8	FA	OK	---	---

< 3FL層 >

フレム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比		保有耐力横補剛	Mcr	保有耐力接合		
					左端	右端	フランジ	ウェブ			仕口	継手	
1	A	B	3G1y	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---
2	A	B	3G1y	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---
3	A	B	3G1y	FA	0--	--0	6.3	FA	46.8	FA	OK	---	---

< 2FL層 >

フレム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比		保有耐力横補剛	Mcr	保有耐力接合		
					左端	右端	フランジ	ウェブ			仕口	継手	
1	A	B	2G1y	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---
2	A	B	2G1y	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---
3	A	B	2G1y	FA	0--	--0	5.9	FA	51.5	FA	OK	---	---

< 1FL層 >

フレム	軸一軸		符号	種別	塑性ヒンジ		破壊モード	$\tau u/Fc$		保証設計		
					左端	右端		左端	右端	せん断	付着	
1	A	B	1G1y	FA	---	---	M	0.029	FA	0.045	FA	OK
2	A	B	1G1y	FA	0--	---	M	0.026	FA	0.049	FA	OK
3	A	B	1G1y	FA	---	---	M	0.029	FA	0.045	FA	OK

(2) 柱

種別を直接入力した場合は、種別の後に“\*”を付記します。  
 柱の種別が、接合する梁の種別による場合、柱のみの種別も表示します。

破壊モード

- M : 脆性破壊以外(未崩壊部材を含む)
- S : 脆性破壊
- S\* : 割増率や余裕度によって仮定した脆性破壊

塑性ヒンジ

- 部材種別判定用のヒンジ状態
- 0 : Ds算定時の応力状態で生じているヒンジ
- @ : 割増率や余裕度によって仮定したヒンジ

保証設計 : RC柱のせん断破壊防止、付着割裂破壊防止の検討、および接合部の保証設計のOK、NGを表示します。  
 保証設計を考慮しない場合は空白とします。

< 3F階 >

X軸	Y軸	符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比	
				柱頭	柱脚	フランジ	ウェブ
1	A	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	A	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	A	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
1	B	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	B	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	B	3C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA

< 2F階 >

X軸	Y軸	符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比	
				柱頭	柱脚	フランジ	ウェブ
1	A	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	A	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	A	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
1	B	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
2	B	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA
3	B	2C1	FA	---	---	25.0 FA	25.0 FA

< 1F階 >

X軸	Y軸	符号	種別	塑性ヒンジ		幅厚比	
				柱頭	柱脚	フランジ	ウェブ
1	A	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA
2	A	1C1	FA	---	---	21.1 FA	21.1 FA
3	A	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA
1	B	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA
2	B	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA
3	B	1C1	FA	---	--0	21.1 FA	21.1 FA

## 11.3.4.2 部材群の種別

## (1) 柱・梁群としての種別

種別を直接入力した場合は、種別の後に“\*”を付記します。

柱・梁群としての種別において、以下に該当する場合は、備考欄に表示します。

\*1:仕口部保有耐力接合を満足していない

\*4:保有耐力横補剛を満足していない

\*2:継手部保有耐力接合を満足していない

\*5:仕口の検討において、柱が角形鋼管かつ $\mu$ を鋼構造接合部設計指針で算定し、検討結果が $1 \leq \mu/M_p < \alpha$ のため、Cランクとした

\*3:柱脚保有耐力接合を満足していない

## &lt; X方向正加力 &gt;

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109

階	主体構造	FA		FB		FC		FA+FB+FC kN	FD kN	Q(合計) kN	種別	備考
		Q kN	割合	Q kN	割合	Q kN	割合					
3F	S	1222.7	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	1222.7	0.0	1222.7	A	
2F	S	1932.6	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	1932.6	0.0	1932.6	A	
1F	S	2427.6	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	2427.6	0.0	2427.6	A	

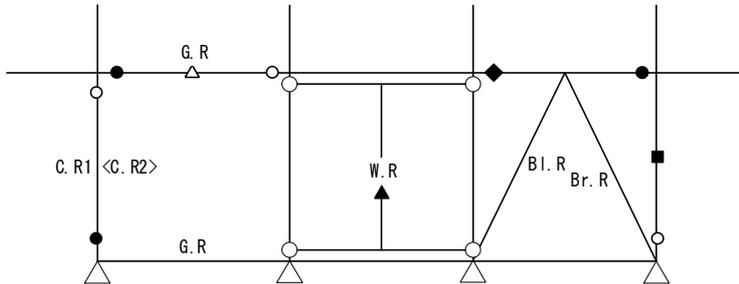
## &lt; Y方向正加力 &gt;

指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95

階	主体構造	FA		FB		FC		FA+FB+FC kN	FD kN	Q(合計) kN	種別	備考
		Q kN	割合	Q kN	割合	Q kN	割合					
3F	S	1058.2	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	1058.2	0.0	1058.2	A	
2F	S	1672.6	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	1672.6	0.0	1672.6	A	
1F	S	2101.0	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	2101.0	0.0	2101.0	A	

11.3.5 部材種別図 [S=自動スケール]

【凡例】

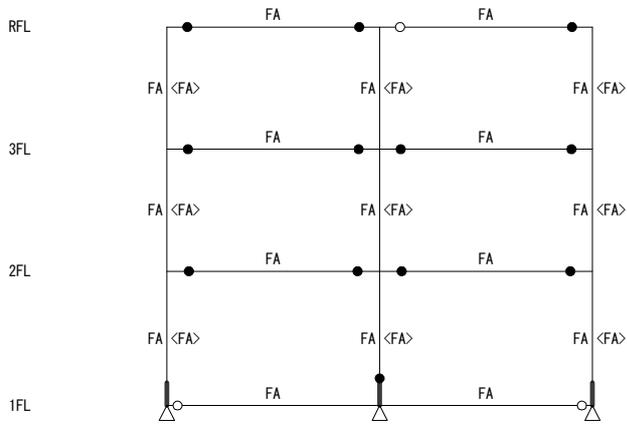


- ※ 部材種別図の破壊形式では、未降伏部材に対する以下の処理による破壊形式（想定塑性ヒンジ、想定脆性破壊）を表示します。
  - ・部材種別判定用の応力割増率において1.0を超える割増率を考慮する場合。
    - ・「未崩壊部材の余裕度による破壊モード判定」を行う場合。
- ※ 破壊形式は部材種別の判定に関係するもののみ、出力しています。
- ※ 連スパン耐震壁の場合、左端の壁のみに種別を表記します。
- ※ X形ブレースの種別は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの種別は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ 部材種別を直接入力した場合は、種別の後ろに“\*”を表示します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。
- ※ 部材種別がFDやWDとなった要因を種別の後ろに表示します。
  - S : せん断破壊 (RC・SRC柱、RC梁、RC壁)
  - S\* : 未崩壊部材の崩壊形判定によるせん断破壊 (RC・SRC柱、RC梁、RC壁)
  - 保証 : 保証設計NG (RC柱、RC梁、RC壁)
  - 付着 : 付着割裂NG (RC柱、RC梁)
  - 接合 : 接合部の保証設計NG (RC柱)
  - Mcr : 横座屈耐力Mcrとなる箇所が降伏した場合 (S梁)
  - 補剛 : 保有耐力横補剛NG部材 (S梁)
  - 接合 : 保有耐力接合NG、仕口と継手のいずれか。(S梁)
  - 仕口においてはFGについても要因を表示します。

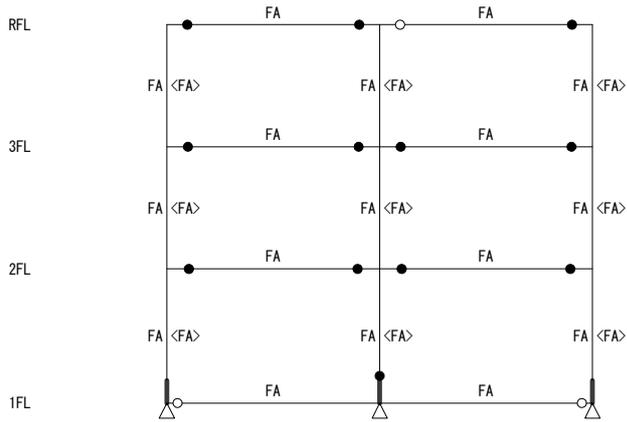
記号	内容
G.R	梁の種別
C.R1	柱の種別：個材のランク
C.R2	柱の種別：柱とそれに接着する梁の種別を考慮した柱の種別
W.R	壁の種別
Bl.R	左下りブレースの種別（K形では左側のブレース）
Br.R	右下りブレースの種別（K形では右側のブレース）
●	塑性ヒンジ
▲	脆性破壊
○	想定塑性ヒンジ
△	想定脆性破壊
◆	保有耐力横補剛を満足しない梁の降伏
■	軸破壊

＜ X方向正加力 ＞

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109



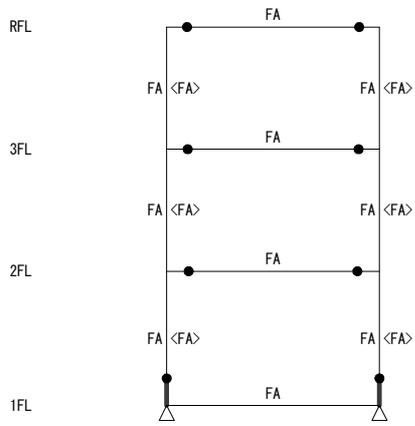
1 2 3  
【 Aフレーム 】 S=1/250



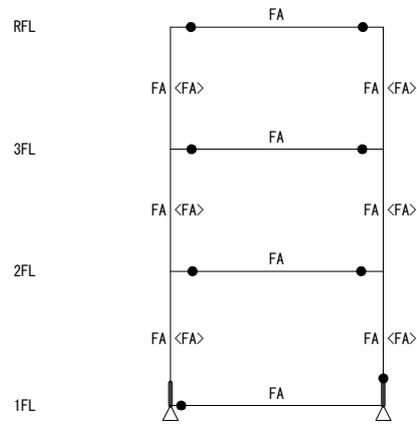
1 2 3  
【 Bフレーム 】 S=1/250

< Y方向正加力 >

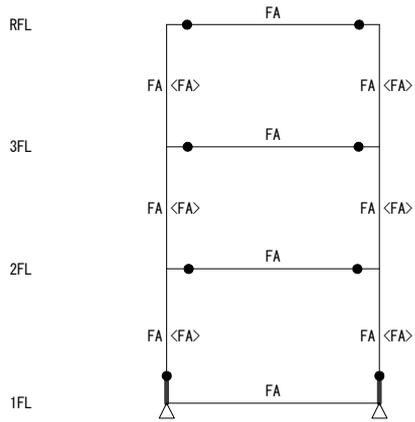
指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

## 11.3.6 Ds値算定表

Dsを直接入力した場合は、数値の後に“\*”を付記します。

以下に該当する場合は、備考欄に表示します。

\*1:0.05割増し(入力指定) \*2:0.05割増し(柱脚保有耐力接合を満足していない)

\*3:Ds=0.55(耐震壁の柱主筋にUSD590(TTK)を使用している)

## ＜ X方向正加力 ＞

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】(1/ 50) 最終ステップ= 109

階	主体構造	柱・梁群		ブレース群		Q(合計) kN	$\beta_u$	Ds	備考
		Q kN	種別	Q kN	種別				
3F	S	1222.7	A	0.0	-	1222.7	0.000	0.25	
2F	S	1932.6	A	0.0	-	1932.6	0.000	0.25	
1F	S	2427.6	A	0.0	-	2427.6	0.000	0.30*	

## ＜ Y方向正加力 ＞

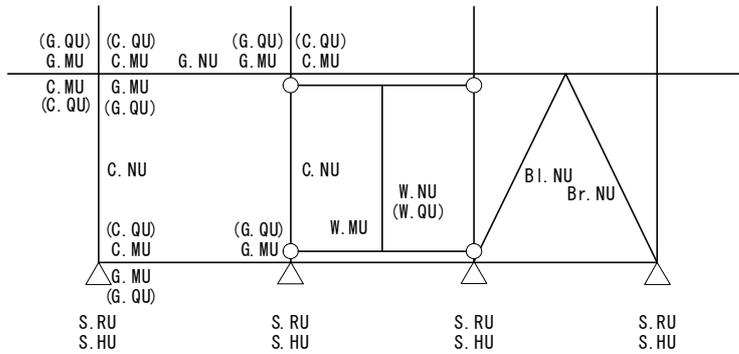
指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】(1/ 30) 最終ステップ= 95

階	主体構造	柱・梁群		ブレース群		Q(合計) kN	$\beta_u$	Ds	備考
		Q kN	種別	Q kN	種別				
3F	S	1058.2	A	0.0	-	1058.2	0.000	0.25	
2F	S	1672.6	A	0.0	-	1672.6	0.000	0.25	
1F	S	2101.0	A	0.0	-	2101.0	0.000	0.30*	

### 11.4 保有水平耐力の算定

#### 11.4.1 保有水平耐力算定時の部材終局強度 [S=自動スケール]

##### 【凡例】

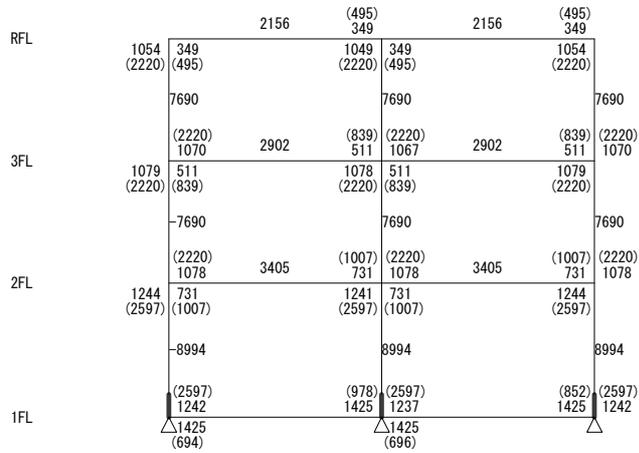


- ※ 各耐力は応力が発生している方の耐力を出力します。
- ※ 柱脚部の耐力は柱母材の耐力と比較して小さいほうを出力します。
- ※ X形ブレースの軸耐力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸耐力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号	内容	単位
G. MU	梁の終局曲げ耐力	kNm
G. QU	梁の終局せん断耐力	kN
G. NU	梁の終局軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り) ※S梁の場合	kN
C. MU	柱の終局曲げ耐力	kNm
C. QU	柱の終局せん断耐力	kN
C. NU	柱の終局軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り)	kN
W. MU	耐震壁の終局曲げ耐力	kNm
W. QU	耐震壁の終局せん断耐力	kN
W. NU	耐震壁の終局軸耐力	kN
S. RU	鉛直の支点耐力 (正值:圧縮, 負値:浮上がり)	kN
S. HU	水平の支点耐力	kN
Bl. NU	X形では左下りブレースの軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り) K形では左側のブレース	kN
Br. NU	X形では右下りブレースの軸耐力 (正值:圧縮, 負値:引張り) K形では右側のブレース	kN

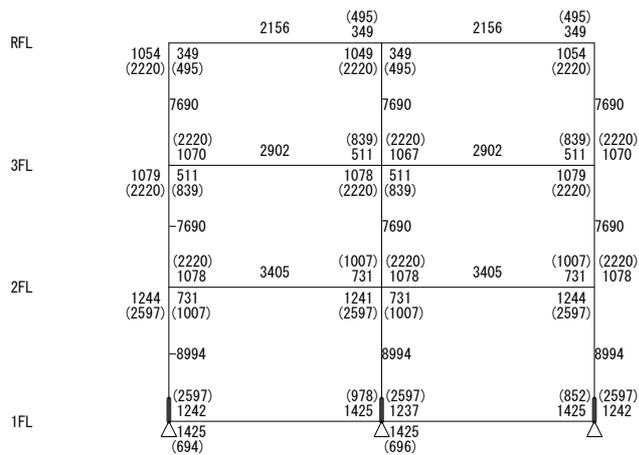
< X方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83



【 Aフレーム 】

S=1/250

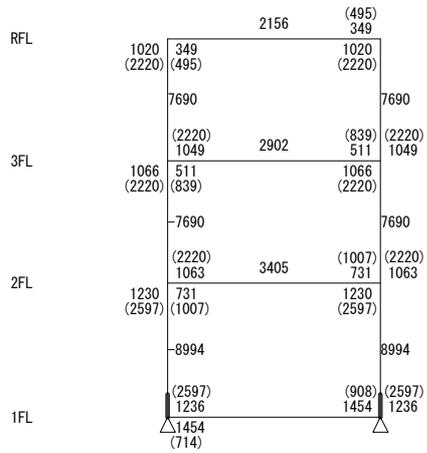


【 Bフレーム 】

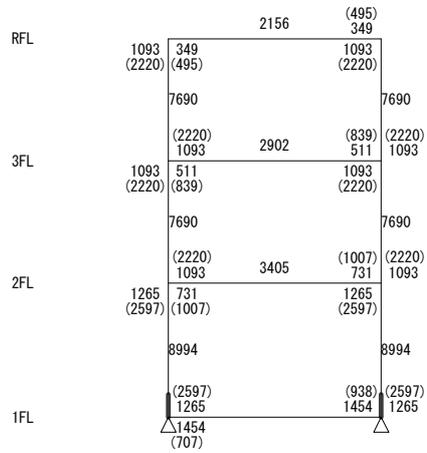
S=1/250

＜ Y方向正加力 ＞

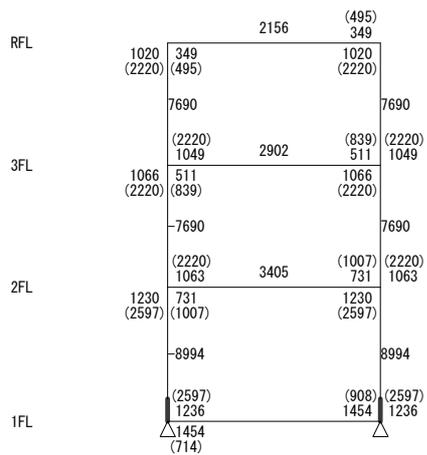
指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



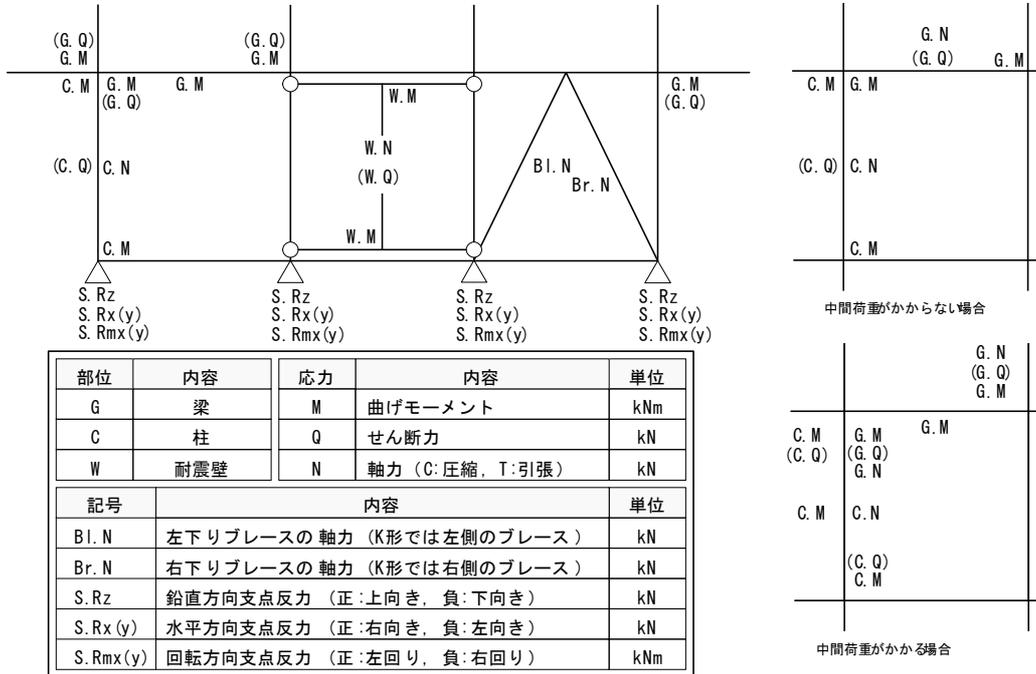
A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

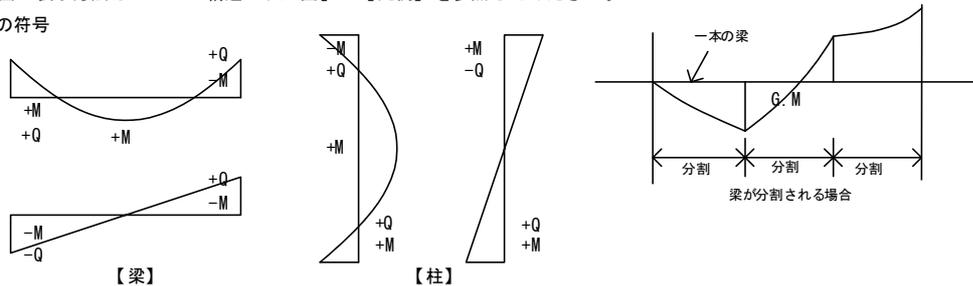
11.4.2 保有水平耐力時の応力図 [S=自動スケール]

【凡例】



- ※ 出力する応力には、初期応力を含みます。
- ※ 端部の応力は、節点位置の値です。
- ※ 0となる応力は出力しません。
- ※ 耐震壁のせん断力は壁脚の応力です。曲げモーメントは付帯柱の軸力を合成した応力を出力します。
- ※ 連スパン耐震壁は1枚の壁として表示します。
- ※ 柱の軸力は、直交方向の耐震壁の軸力や曲げモーメントを考慮した付加軸力を含みます。
- ※ 中間荷重がかかる場合、中央の曲げモーメントを出力します。  
腰折れ柱の場合、腰折れ部分で部材を分けて応力を出力します。
- ※ 柱のせん断力、梁の軸力とせん断力は、両端の応力が同じ場合、中央に出力します。  
柱は柱脚の応力を、梁は左端の応力を出力します。
- ※ K形ブレースや相持ち梁により梁が分割された場合、分割位置の曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントを、中央に出力します。
- ※ X形ブレースの軸力は、ブレースの中央に出力します。
- ※ 任意配置ブレースの軸力は、部材に沿って中央に出力します。
- ※ モーメントの向きにかかわらず、数値は一定の位置に出力します。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

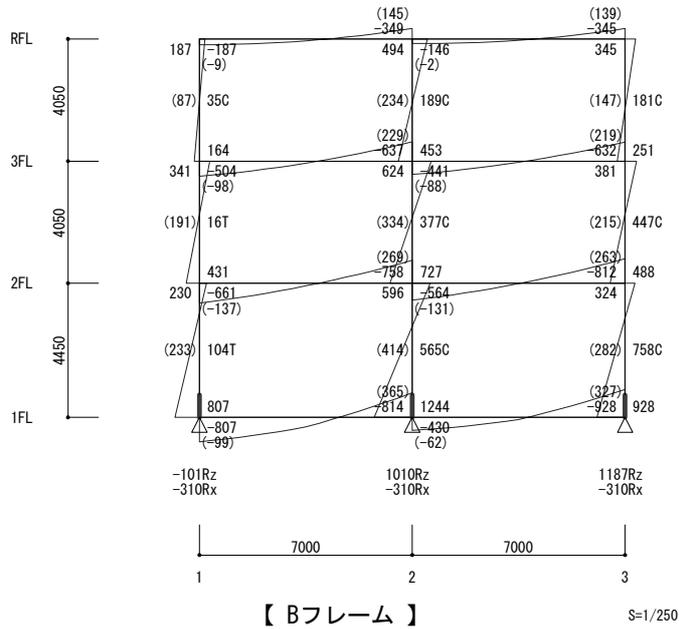
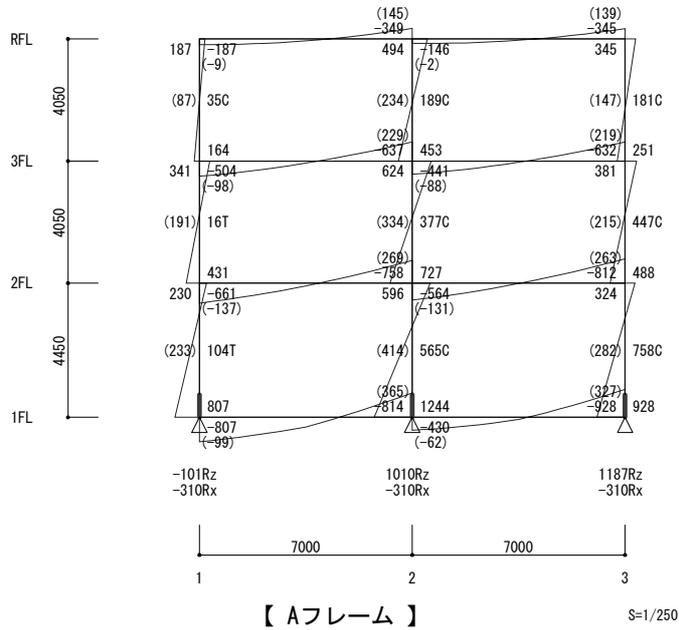
・ 応力の符号



- ※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

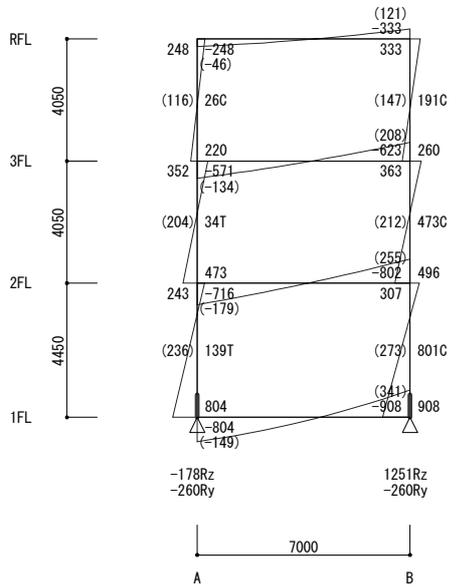
< X方向正加力 >

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83

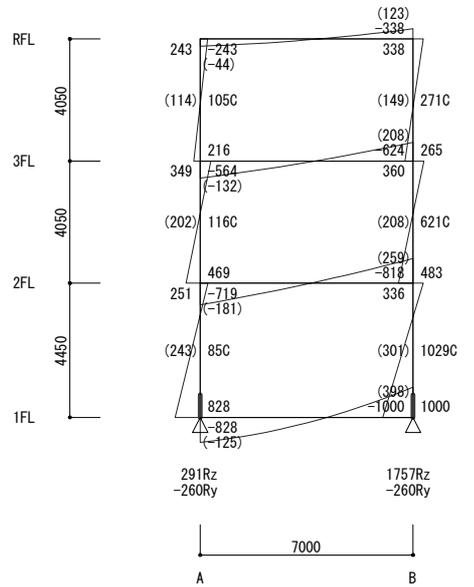


< Y方向正加力 >

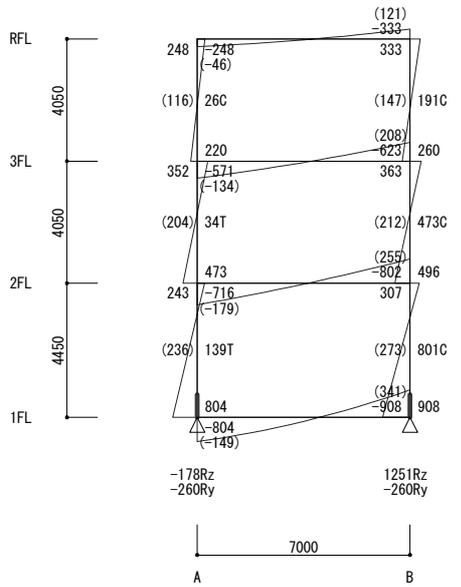
指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70



【 1フレーム 】 S=1/250



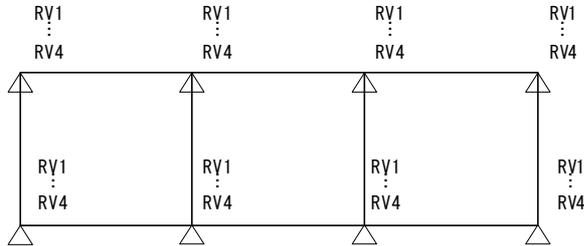
【 2フレーム 】 S=1/250



【 3フレーム 】 S=1/250

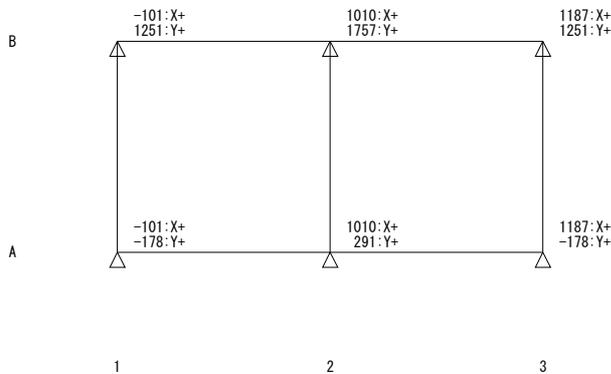
11.4.3 保有水平耐力時の支点反力図 <見上げ> [S=自動スケール]

【凡例】



- ※ 出力された値は、初期応力を含みます。
- ※ 反力の後ろにケースの記号を出力します。
- ※ 浮き上がりが生じた場合、反力の前に▲を出力します。
- ※ 圧壊が生じた場合、反力の前に◆を出力します。
- ※ べた基礎や布基礎の場合、接地圧を求めるための反力を出力します。
- ※ 1つの図に最大4つのケースを出力します。
- ※ 壁は太線、鉛直ブレースは二重線で示します。

記号	内容	単位
RV1~RV4	鉛直方向の支点反力	kN

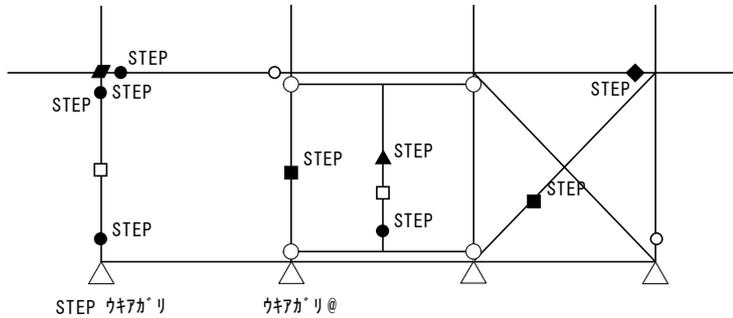


【 1FL層 】

S=1/250

11.4.4 保有水平耐力時のヒンジ図 [S=自動スケール]

【凡例】

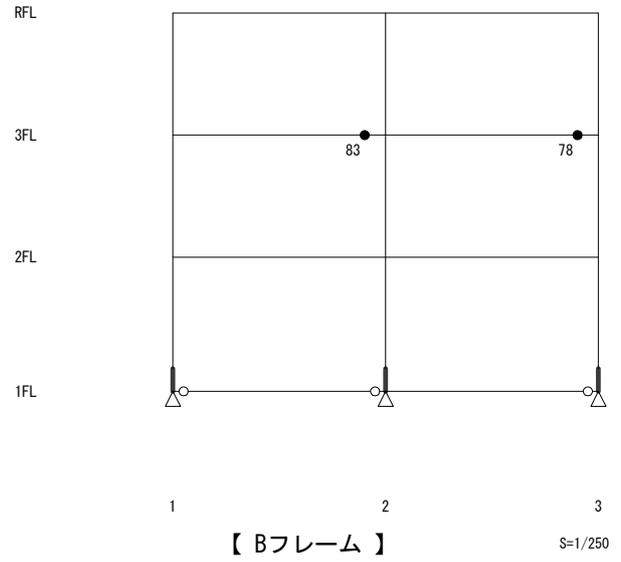
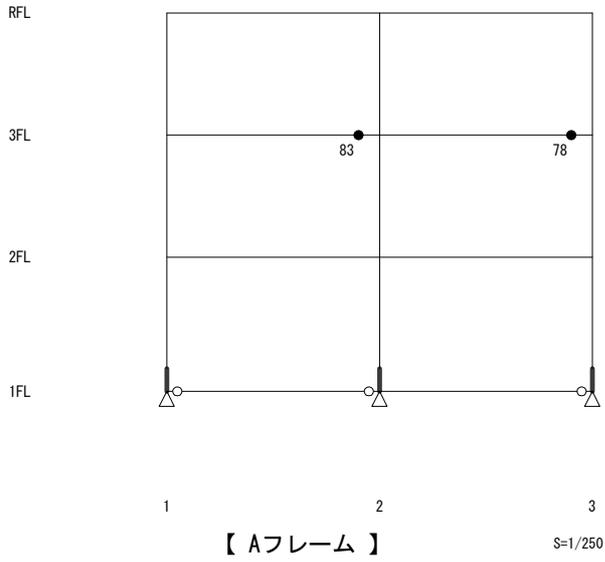


- ※ ステップ数は降伏時のみ表示します。
- ※ 柱脚部でヒンジが発生した場合、ステップ数の後ろに“子”が付きます。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

記号		内容
降伏	ひび割れ	
●	○	塑性ヒンジ曲げ降伏, 曲げひび割れ
▲	△	せん断破壊, せん断ひび割れ
■	□	軸破壊, 軸ひび割れ
◆	—	保有耐力横補剛を満足しない梁の降伏
▯	—	パネル降伏
STEP	—	降伏時のステップ数 ※軸破壊の場合, ステップ数の後に'C'(圧壊)か'T'(引張)を出力します。 ※パネル降伏時のステップ数は, 記号(▯)の右下に出力します。
ウキガカリ	ウキガカリ@	支点の浮き上がり, ひび割れ
アツカイ	アツカイ@	支点の圧壊, ひび割れ
スイヘイ	スイヘイ@	支点の水平降伏, ひび割れ

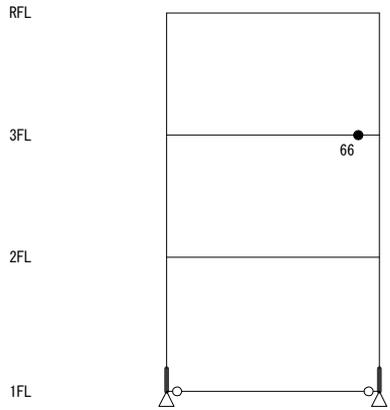
＜ X方向正加力 ＞

指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83

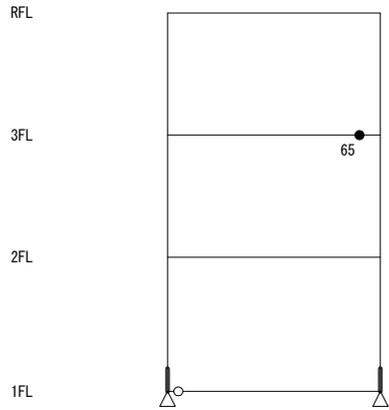


＜ Y方向正加力 ＞

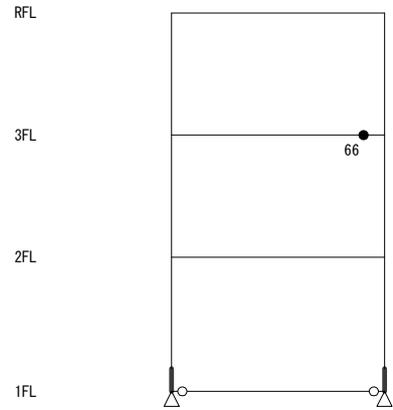
指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70



A B  
【 1フレーム 】 S=1/250



A B  
【 2フレーム 】 S=1/250



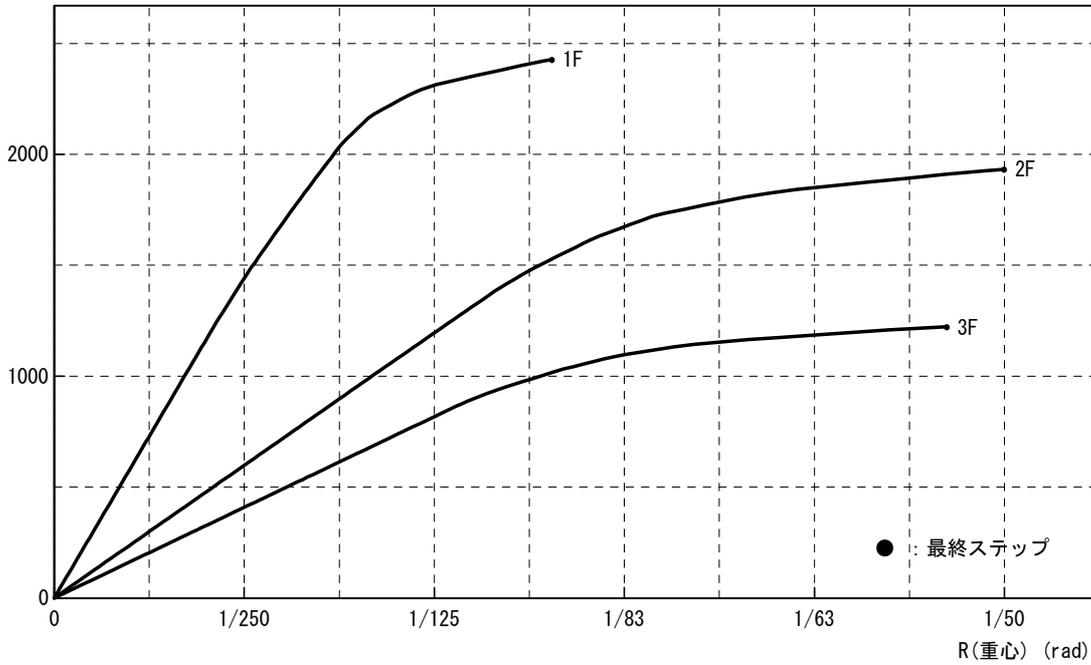
A B  
【 3フレーム 】 S=1/250

11.5 各階の層せん断力-層間変形曲線

< X方向正加力 >

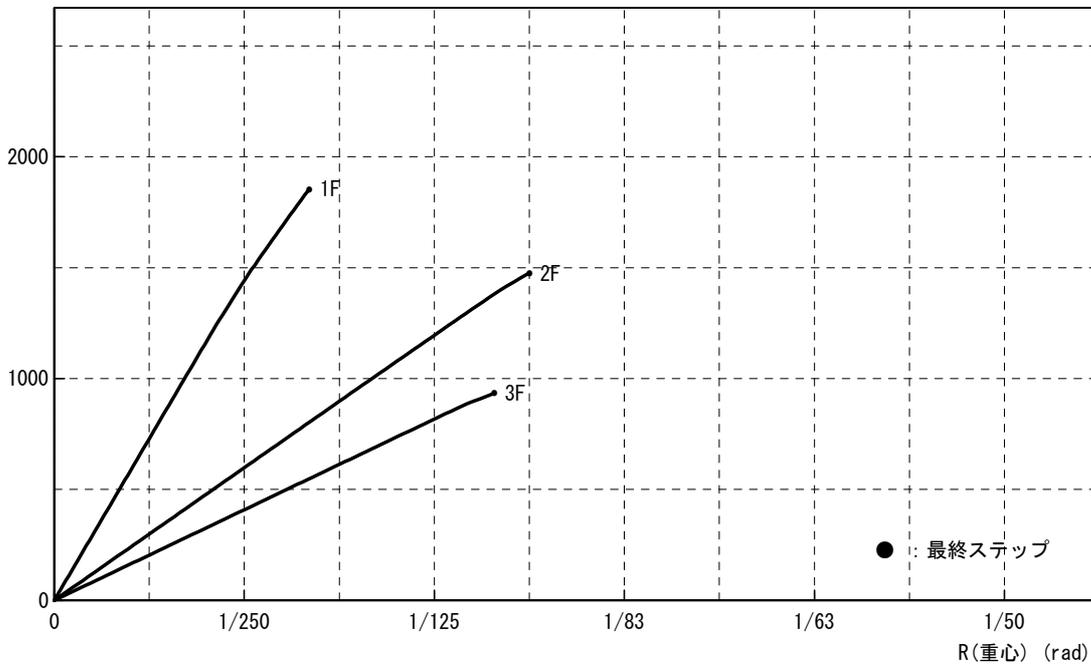
Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109  
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83

Q (kN)



【 Ds算定時 】

Q (kN)

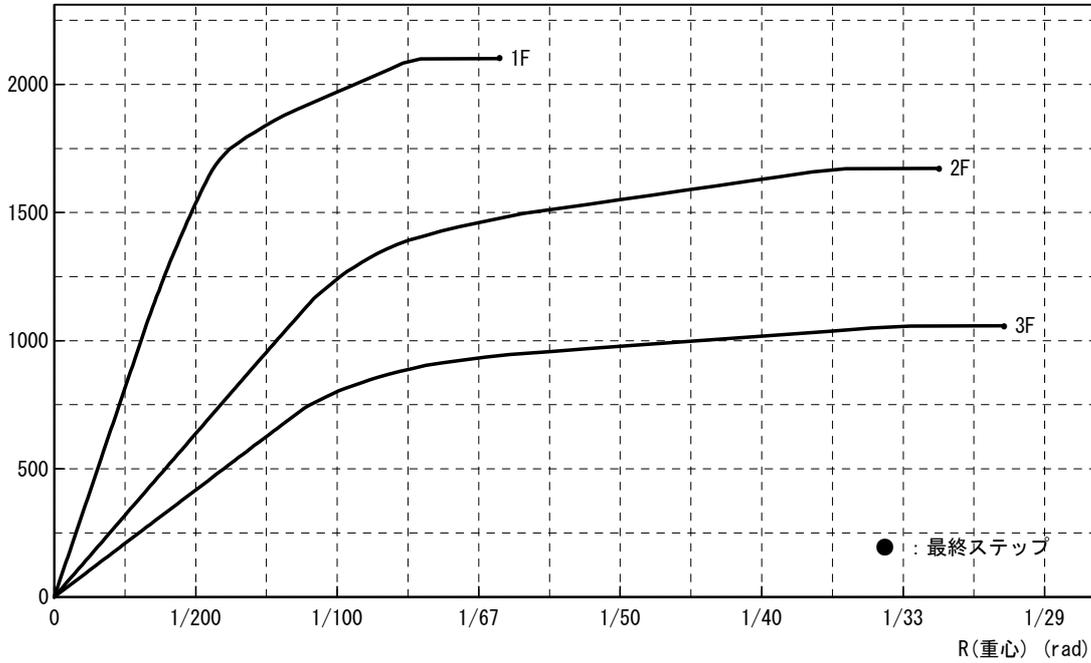


【 保有水平耐力時 】

< Y方向正加力 >

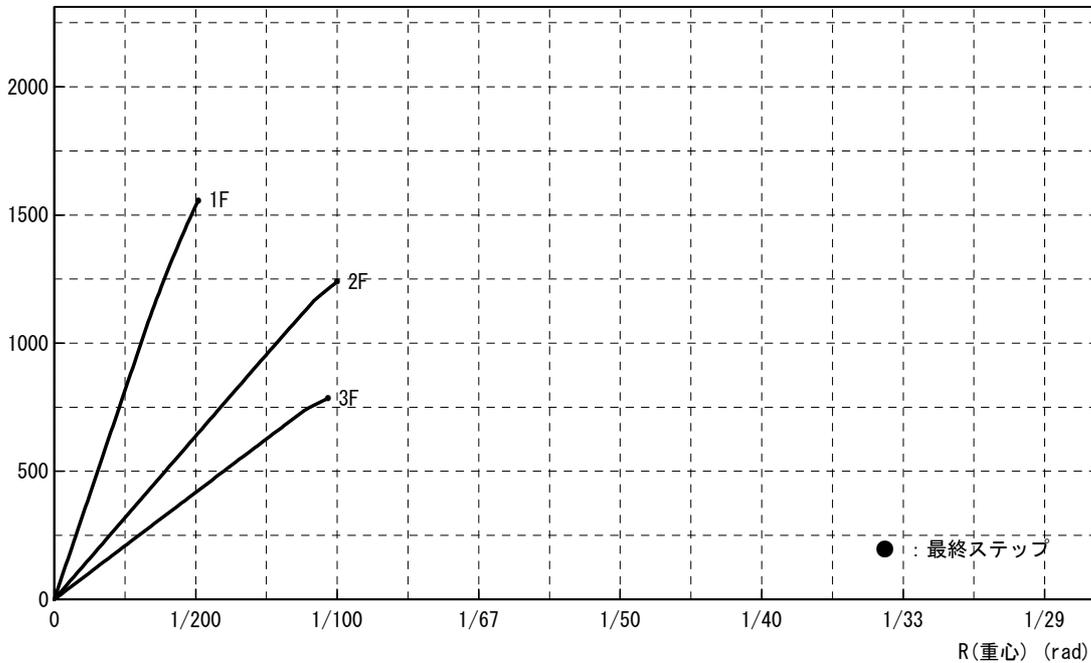
Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95  
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70

Q (kN)



【 Ds算定時 】

Q (kN)



【 保有水平耐力時 】

## 11.6 各階の保有水平耐力の検討

### 11.6.1 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較表

Ds、Fes、Qudを直接入力した場合は、数値の後に“\*”を付記します。  
層間変形角は、保有水平耐力時の重心位置の層間変形角を表示します。  
以下に該当する場合は、備考欄に表示します。

- \*1 :  $Q_u/Q_{un} \geq 1.1$ で判定
- \*2 : Ds 0.05割増し(入力指定)
- \*3 : Ds 0.05割増し(柱脚保有耐力接合を満足していない)

#### < X方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109  
保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
3F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1137.3	284.4	934.2	3.28	OK	1/108	
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1797.5	449.4	1476.5	3.28	OK	1/100	
1F	S	0.30*	1.000	1.000	1.000	2258.0	677.4	1854.8	2.73	OK	1/186	

#### < Y方向正加力 >

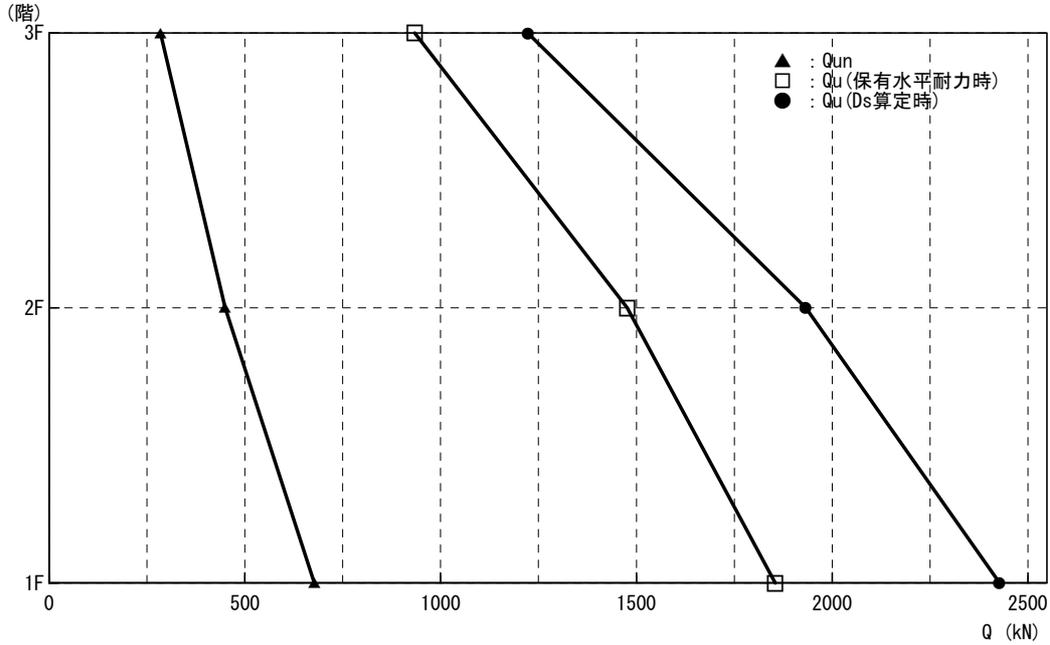
Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】 ( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95  
保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
3F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1137.3	284.4	784.6	2.75	OK	1/103	
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1797.5	449.4	1240.2	2.75	OK	1/100	
1F	S	0.30*	1.000	1.000	1.000	2258.0	677.4	1557.8	2.29	OK	1/196	

11. 6. 2 必要保有水平耐力と保有水平耐力比較図

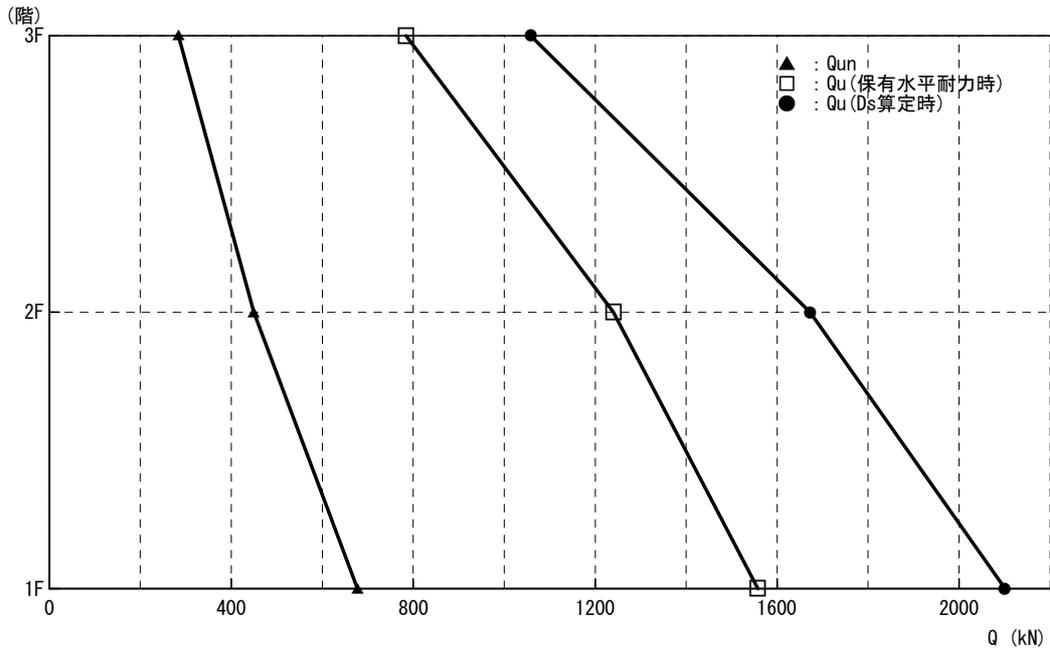
< X方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109  
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83



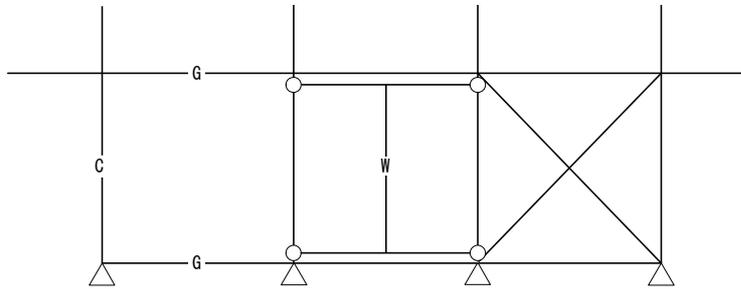
< Y方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】 ( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95  
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70



11.6.3 せん断保証設計 [S=自動スケール]

【凡例】



※  $Q_u/Q_M$ が保証設計用の割増率未満のときは、\* が付きます。  
 ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

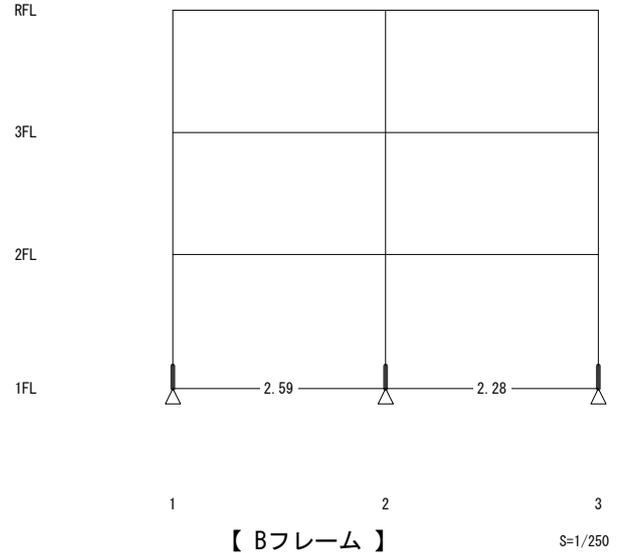
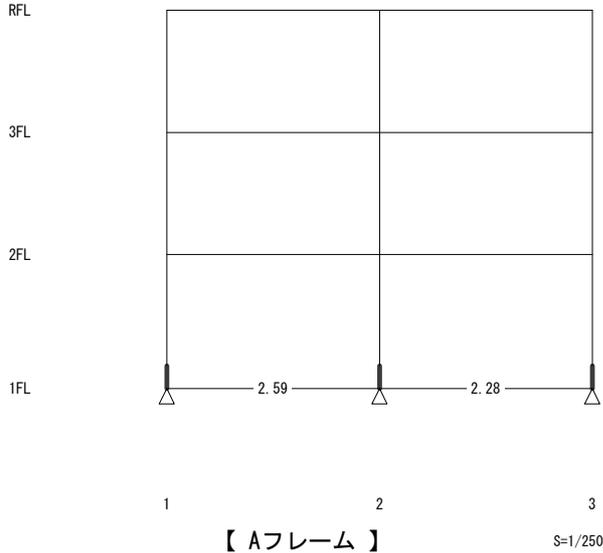
記号	内容
G	梁の終局せん断耐力 $Q_u$ と解析終了時のせん断力 $Q_M$ の比。 左端と右端で $(Q_u - Q_o)/Q_M$ が小さい方を出力します。
C	柱の終局せん断耐力 $Q_u$ と解析終了時のせん断力 $Q_M$ の比。 柱頭と柱脚で $Q_u/Q_M$ が小さい方を出力します。
W	壁の終局せん断耐力 $Q_u$ と解析終了時のせん断力 $Q_M$ の比。

< X方向正加力 >

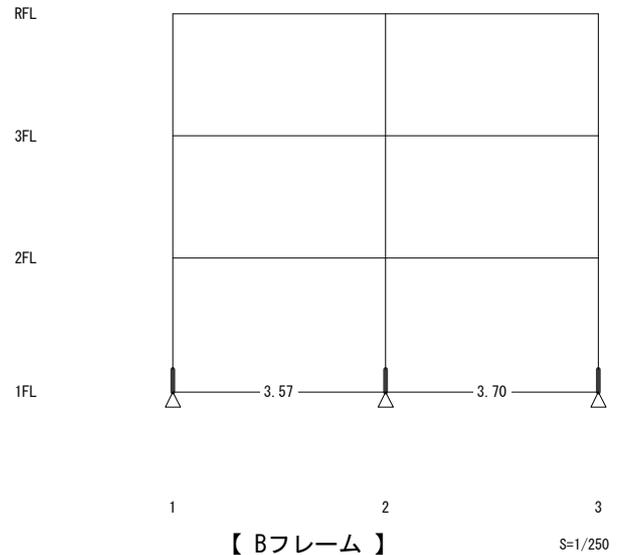
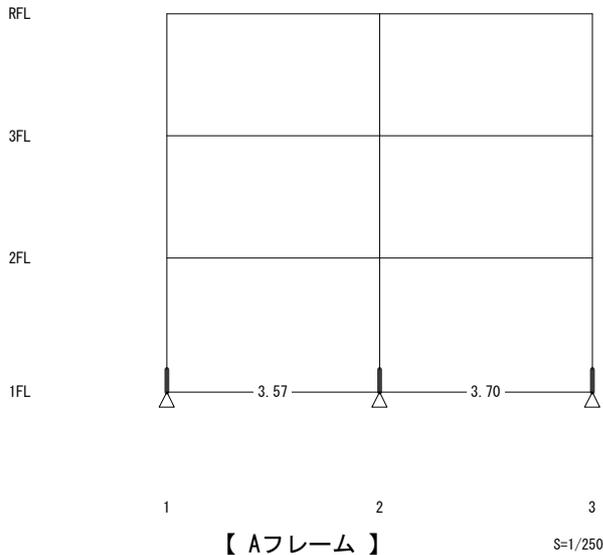
Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 50 ) 最終ステップ= 109  
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 1-B 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 83

(1) Qu/Qm図

【Ds算定時】



【保有水平耐力時】



(2) 梁

b : 梁幅  
 D : 梁せい  
 Qo : 単純梁としたときの長期荷重による初期せん断力  
 QM : 解析終了時のせん断力  
 終局時の端部（節点位置）の曲げ応力（初期応力の曲げを含む）と部材長から算出した値  
 $\alpha M$  : 未崩壊部材の余裕度  
 pt : 引張鉄筋比  
 M/Qd : 解析終了時の曲げモーメントとせん断力による  $M/(Q \cdot d)$   
 Pw : せん断補強筋比  
 雑壁 : 雑壁付の場合、Wを表示します。  
 Qu : せん断耐力

QD : 設計せん断力  $QD=Qo+\alpha M \cdot n \cdot QM$   
 $(Q_u-Q_o)/\alpha QM$  :  $\alpha QM = \alpha M \times QM$   $\alpha M$ は未崩壊部材の余裕度  
 n : 保証設計の応力割増率  
 判定 : 保証設計用の割増率との比較による判定  
 NGとなった部材をDランクとした場合、  
 下段にn=1.00で再判定した結果を表示し、(D)を付記します。

## 【Ds算定時】

## &lt; 1FL層 &gt;

フレーム	軸一軸	符号	位置	b mm	D mm	Qo kN	QM kN	$\alpha M$	pt %	M/Qd	Pw %	Qu kN	QD kN	(Qu-Qo) / $\alpha QM$	n	判定	雑壁	
A	1	2	1G1x	左端	400	1500	133.0	-318.1	1.00	0.56	3.000	0.31	693.8	248.8	2.599	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	318.1		0.56	1.364	0.31	1023.9	514.6	2.801			
	2	3	1G1x	左端	400	1500	133.0	-292.5	1.00	0.56	2.401	0.31	765.0	218.1	3.070	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	292.5		0.56	2.176	0.31	801.2	483.9	2.285			
B	1	2	1G1x	左端	400	1500	133.0	-318.1	1.00	0.56	3.000	0.31	693.8	248.8	2.599	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	318.1		0.56	1.364	0.31	1023.9	514.6	2.801			
	2	3	1G1x	左端	400	1500	133.0	-292.5	1.00	0.56	2.401	0.31	765.0	218.1	3.070	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	292.5		0.56	2.176	0.31	801.2	483.9	2.285			

## 【保有水平耐力時】

## &lt; 1FL層 &gt;

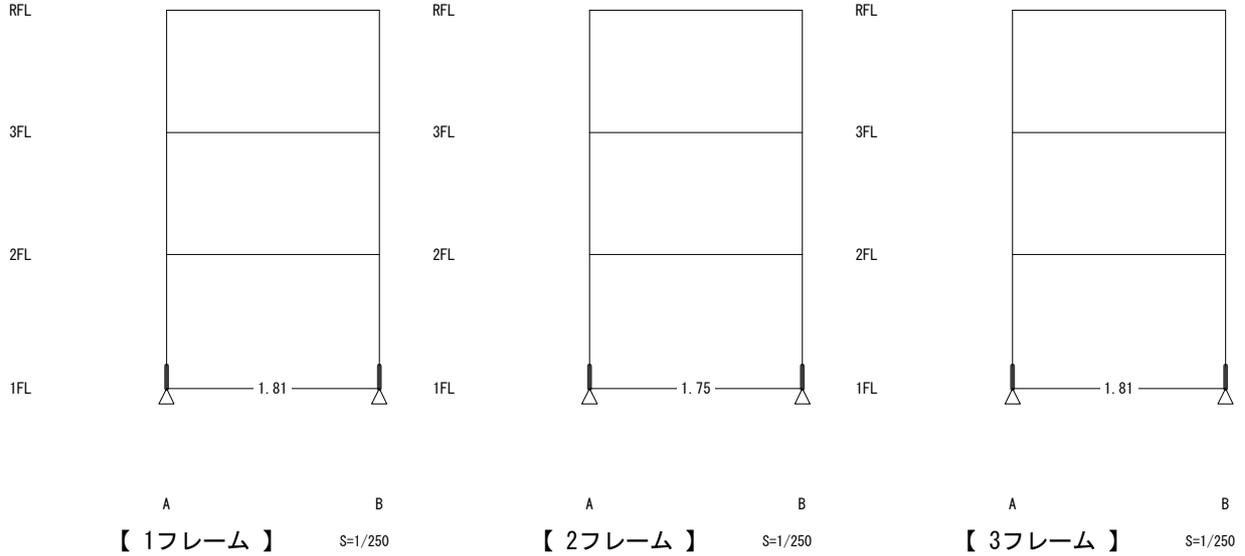
フレーム	軸一軸	符号	位置	b mm	D mm	Qo kN	QM kN	$\alpha M$	pt %	M/Qd	Pw %	Qu kN	QD kN	(Qu-Qo) / $\alpha QM$	n	判定	雑壁	
A	1	2	1G1x	左端	400	1500	133.0	-231.6	1.00	0.56	3.000	0.31	693.8	145.0	3.570	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	231.6		0.56	1.481	0.31	977.6	410.8	3.647			
	2	3	1G1x	左端	400	1500	133.0	-194.0	1.00	0.56	2.986	0.31	695.2	99.8	4.269	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	194.0		0.56	1.923	0.31	851.7	365.7	3.705			
B	1	2	1G1x	左端	400	1500	133.0	-231.6	1.00	0.56	3.000	0.31	693.8	145.0	3.570	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	231.6		0.56	1.481	0.31	977.6	410.8	3.647			
	2	3	1G1x	左端	400	1500	133.0	-194.0	1.00	0.56	2.986	0.31	695.2	99.8	4.269	1.20	OK	
				右端	400	1500	133.0	194.0		0.56	1.923	0.31	851.7	365.7	3.705			

< Y方向正加力 >

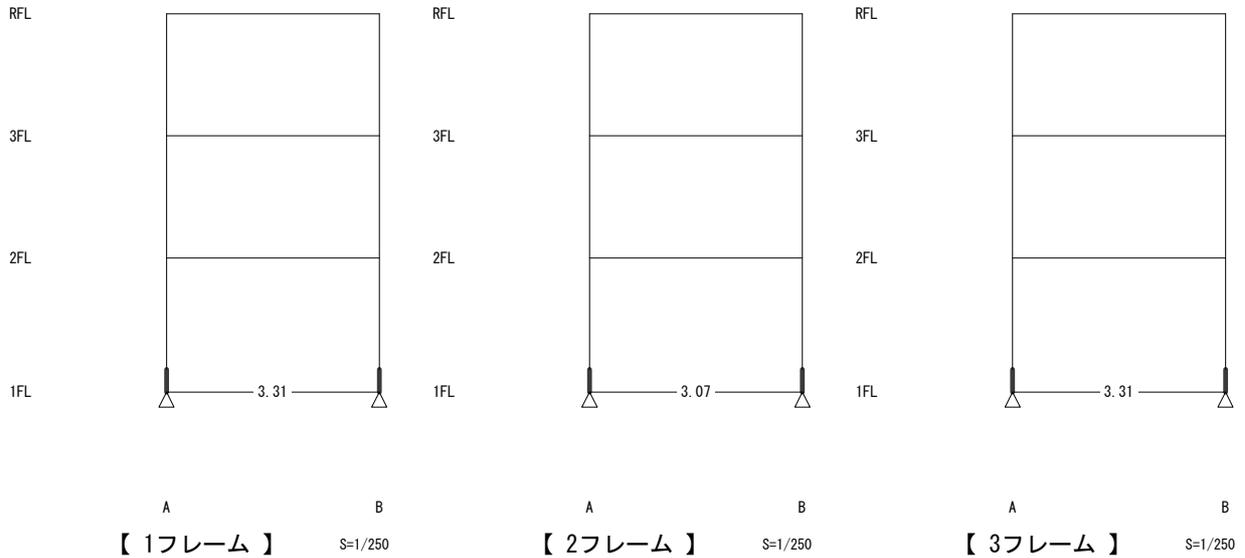
Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 3F階 3-A 】 ( 1/ 30 ) 最終ステップ= 95  
 保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 2F階 3-A 】 ( 1/ 100 ) 最終ステップ= 70

(1) Qu/Qm図

【Ds算定時】



【保有水平耐力時】



(2) 梁

b : 梁幅  
 D : 梁せい  
 Qo : 単純梁としたときの長期荷重による初期せん断力  
 QM : 解析終了時のせん断力  
 終局時の端部（節点位置）の曲げ応力（初期応力の曲げを含む）と部材長から算出した値  
 $\alpha M$  : 未崩壊部材の余裕度  
 pt : 引張鉄筋比  
 M/Qd : 解析終了時の曲げモーメントとせん断力による  $M/(Q \cdot d)$   
 Pw : せん断補強筋比  
 雑壁 : 雑壁付の場合、Wを表示します。  
 Qu : せん断耐力

QD : 設計せん断力  $QD=Qo+\alpha M \cdot n \cdot QM$   
 $(Qo-Qo)/\alpha QM$  :  $\alpha QM = \alpha M \times QM$   $\alpha M$ は未崩壊部材の余裕度  
 n : 保証設計の応力割増率  
 判定 : 保証設計用の割増率との比較による判定  
 NGとなった部材をDランクとした場合、  
 下段にn=1.00で再判定した結果を表示し、(D)を付記します。

## 【Ds算定時】

## &lt; 1FL層 &gt;

フレーム	軸-軸		符号	位置	b mm	D mm	Qo kN	QM kN	$\alpha M$	pt %	M/Qd	Pw %	Qu kN	QD kN	$(Q_u - Q_o) / \alpha Q_M$	n	判定	雑壁
1	A	B	1G1y	左端	400	1500	96.3	-427.8	1.00	0.55	2.740	0.31	734.1	417.0	1.941	1.20	OK	
				右端	400	1500	96.3	427.8		0.55	1.901	0.31	871.9	609.6	1.813			
2	A	B	1G1y	左端	400	1500	136.3	-436.9	1.00	0.55	2.952	0.31	711.3	388.0	1.939	1.20	OK	
				右端	400	1500	136.3	436.9		0.55	1.768	0.31	904.9	660.5	1.759			
3	A	B	1G1y	左端	400	1500	96.3	-427.8	1.00	0.55	2.740	0.31	734.1	417.0	1.941	1.20	OK	
				右端	400	1500	96.3	427.8		0.55	1.901	0.31	871.9	609.6	1.813			

## 【保有水平耐力時】

## &lt; 1FL層 &gt;

フレーム	軸-軸		符号	位置	b mm	D mm	Qo kN	QM kN	$\alpha M$	pt %	M/Qd	Pw %	Qu kN	QD kN	$(Q_u - Q_o) / \alpha Q_M$	n	判定	雑壁
1	A	B	1G1y	左端	400	1500	96.3	-244.5	1.00	0.55	2.926	0.31	714.0	197.1	3.314	1.20	OK	
				右端	400	1500	96.3	244.5		0.55	1.758	0.31	907.6	389.7	3.318			
2	A	B	1G1y	左端	400	1500	136.3	-261.1	1.00	0.55	3.000	0.31	706.5	177.1	3.228	1.20	OK	
				右端	400	1500	136.3	261.1		0.55	1.651	0.31	938.0	449.5	3.071			
3	A	B	1G1y	左端	400	1500	96.3	-244.5	1.00	0.55	2.926	0.31	714.0	197.1	3.314	1.20	OK	
				右端	400	1500	96.3	244.5		0.55	1.758	0.31	907.6	389.7	3.318			

### 11.6.4 付着割裂破壊の検討

#### < X加力 >

##### (1) 梁

- 位置 : 上端または下端 後ろに付く数字は1段目、2段目を表します。  
 $\Delta\sigma$  : 終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度の差  
 丸鋼を使用している場合は、“丸鋼”と表示します。  
 主筋を断面積入力している場合は、“断面積”と表示します。  
 $L-d$ (有効せい)が0以下となる場合は、“短スパン”と表示します。  
 $L$  : 内法長さ カットオフ筋の場合は、付着長さLdとし、数値の後に“\*”を表示します。  
 $\tau_f$  : 設計用付着応力度  
 $bsi$  : 割裂線長さ比 (サイドスプリット破壊時)  
 $bci$  : 割裂線長さ比 (コーナースプリット破壊時)  
 $kst$  : 横補強筋の効果による係数  
 $\tau_{bu}$  : 付着信頼強度  
 判定 : OKまたはNG 部材のいずれかの箇所でも  $\tau_f \geq \tau_{bu}$  となる場合にNGとします。  
 通し筋とカットオフ筋の両方を検討し、不利な方を出力します。  
 必要Ld : 必要付着長さ カットオフ筋でNGとなった場合に出力します。  
 通し筋もNGで、通し筋の方が厳しい検定結果の場合、数値の後に“\*”を表示します。

#### < 1FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	位置	左端								右端								判定	必要Ld			
				$\Delta\sigma$ N/mm2	L mm	$\tau_f$ N/mm2	bsi	bci	kst	$\tau_{bu}$ N/mm2	$\Delta\sigma$ N/mm2	L mm	$\tau_f$ N/mm2	bsi	bci	kst	$\tau_{bu}$ N/mm2	左端 mm	右端 mm					
A	1	2	1G1x	上端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20	OK					
				上端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88						
				下端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71						
				下端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55						
	2	3	1G1x	上端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20				OK		
				上端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88						
				下端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71						
				下端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55						
B	1	2	1G1x	上端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20	OK					
				上端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88						
				下端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71						
				下端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55						
	2	3	1G1x	上端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.20				OK		
				上端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	2.88						
				下端1	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71	862.5	6600	1.04	3.000	9.076	0.970	2.71						
				下端2	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55	646.9	6600	0.78	7.000		2.509	3.55						

#### < Y加力 >

##### (1) 梁

- 位置 : 上端または下端 後ろに付く数字は1段目、2段目を表します。  
 $\Delta\sigma$  : 終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度の差  
 丸鋼を使用している場合は、“丸鋼”と表示します。  
 主筋を断面積入力している場合は、“断面積”と表示します。  
 $L-d$ (有効せい)が0以下となる場合は、“短スパン”と表示します。  
 $L$  : 内法長さ カットオフ筋の場合は、付着長さLdとし、数値の後に“\*”を表示します。  
 $\tau_f$  : 設計用付着応力度  
 $bsi$  : 割裂線長さ比 (サイドスプリット破壊時)  
 $bci$  : 割裂線長さ比 (コーナースプリット破壊時)  
 $kst$  : 横補強筋の効果による係数  
 $\tau_{bu}$  : 付着信頼強度  
 判定 : OKまたはNG 部材のいずれかの箇所でも  $\tau_f \geq \tau_{bu}$  となる場合にNGとします。  
 通し筋とカットオフ筋の両方を検討し、不利な方を出力します。  
 必要Ld : 必要付着長さ カットオフ筋でNGとなった場合に出力します。  
 通し筋もNGで、通し筋の方が厳しい検定結果の場合、数値の後に“\*”を表示します。

< 1FL層 >

フルム	軸一軸	符号	位置	左端								右端								判定	必要Ld	
				$\Delta\sigma$ N/mm2	L mm	$\tau f$ N/mm2	bsi	bci	kst	$\tau bu$ N/mm2	$\Delta\sigma$ N/mm2	L mm	$\tau f$ N/mm2	bsi	bci	kst	$\tau bu$ N/mm2	左端 mm	右端 mm			
1	A	B	1G1y	上端1	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.20	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.20	OK			
				上端2	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	2.88	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	2.88				
				下端1	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.71	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.71				
				下端2	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	3.55	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	3.55				
2	A	B	1G1y	上端1	862.5	6600	1.05	3.000	7.492	0.970	2.20	862.5	6600	1.05	3.000	7.492	0.970	2.20	OK			
				上端2	646.9	6600	0.79	7.000		2.509	2.88	646.9	6600	0.79	7.000		2.509	2.88				
				下端1	862.5	6600	1.05	3.000	7.492	0.970	2.71	862.5	6600	1.05	3.000	7.492	0.970	2.71				
				下端2	646.9	6600	0.79	7.000		2.509	3.55	646.9	6600	0.79	7.000		2.509	3.55				
3	A	B	1G1y	上端1	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.20	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.20	OK			
				上端2	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	2.88	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	2.88				
				下端1	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.71	776.3	6600	0.94	3.000	7.492	0.970	2.71				
				下端2	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	3.55	603.8	6600	0.73	7.000		2.509	3.55				

11.6.5 柱はり接合部の検定

該当するデータはありません。

11.6.6 層の耐力比(冷間成形角形鋼管)

- 耐力比 :  $\Sigma Mpci / \Sigma [\min(1.5Mpci, 1.3Mppi)]$   $\Sigma$  : 各層の節点の和  
 部分崩壊を直接入力した場合は、数値の後に“\*”を付記します。  
 柱耐力 :  $\Sigma Mpci$   
 梁・パネル耐力 :  $\Sigma [\min(1.5Mpci, 1.3Mppi)]$   
 Mpci : 接合部上下柱の全塑性曲げモーメントの和  
 Mpci : 接合部左右梁の全塑性曲げモーメントの和  
 Mppi : 柱はり接合部パネル部の耐力

< X加力 >

崩壊メカニズム	
正加力 : 全体崩壊形	負加力 : (未計算)

層	正加力			負加力		
	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比
RFL						
3FL	13087.1	5958.1	2.20			
2FL	14074.5	8477.8	1.66			
1FL						

< Y加力 >

崩壊メカニズム	
正加力 : 全体崩壊形	負加力 : (未計算)

層	正加力			負加力		
	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比
RFL						
3FL	13081.9	4591.5	2.85			
2FL	14057.3	6570.5	2.14			
1FL						

### 11.6.7 柱脚の検定

該当するデータはありません。

## § 12 基礎・地盤

検定を行っていない。

## § 13 その他の部材

本プログラムでは検定を行っていない。(別途検定)

## § 14 総合所見

出力日時	2020/01/12 14:08:32
------	---------------------

# 構造計算書

建築物名称： ERBS工法の設計例 ジョイント、柱梁耐力比

プログラムの名称 : Super Build/SS7  
プログラムバージョン : 1. 1. 1.13  
プログラム開発者 : ユニオンシステム株式会社  
プログラム使用契約者 :  
プログラム実行機種 :  
プログラム実行OS :

## 設計者

構造設計事務所名 : 担当者名 : 建築士登録番号 : 連絡先・電話番号 :	印
構造計算協力事務所名 : 担当者名 : 建築士登録番号 : 連絡先・電話番号 :	印

## 目 次

§ 1 一般事項	
1.1 建築物の構造設計概要	4
1.2 略伏図	
1.2.1 床伏図	5
1.2.2 柱・壁配置図	7
1.3 略軸組図	9
1.4 断面リスト	12
§ 2 設計方針と使用材料	
2.1 構造設計方針	
2.1.1 上部構造	14
2.1.2 基礎構造	14
2.1.3 設計上準拠した指針・規準等	14
2.2 構造計算方針	
2.2.1 上部構造	14
2.2.2 基礎構造	14
2.2.3 使用プログラムその他	14
2.2.4 計算ルート	15
2.3 使用材料・許容応力度	
2.3.1 コンクリート材料	15
2.3.2 コンクリート使用範囲	15
2.3.3 鉄筋材料	15
2.3.4 鉄筋径と使用範囲	16
2.3.5 鉄骨材料と使用範囲	16
2.3.6 高力ボルト材料	16
2.3.7 高力ボルト径と使用範囲	16
2.4 特別な調査又は研究の結果による場合	16
§ 3 プログラムの使用状況	
3.1 メッセージ一覧	17
3.2 その他	17
§ 7 断面検定	
7.6 はりの断面検定表	

7. 6. 1 RC造	
7. 6. 1. 1 RC梁の断面検定表	18
7. 6. 1. 2 RC梁付着(使用性・損傷制御)の断面検定表	19
7. 6. 1. 5 RC梁たわみの検討	20
7. 6. 2 S造	
7. 6. 2. 1 S梁の断面検定表	21
7. 6. 2. 2 S梁仕口・継手の断面検定表	23
7. 6. 2. 3 S梁たわみの検討	25
7. 6. 2. 4 S梁の横補剛	25
7. 6. 2. 5 S梁の幅厚比	26
7. 11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管)	27
§ 11 保有水平耐力	
11. 6 各階の保有水平耐力の検討	
11. 6. 6 層の耐力比(冷間成形角形鋼管)	29

## §1 一般事項

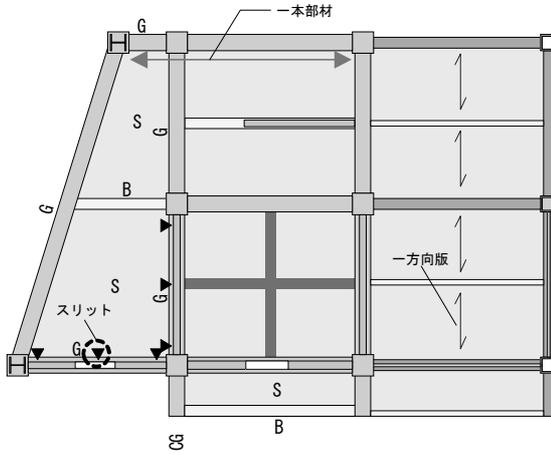
### 1.1 建築物の構造設計概要

建築場所			
用 途			構造種別
階 数	地上		工事種別
地下 0 階	3 階	塔屋 0 階	新築
建築面積	軒高さ	増築予定	無
0.00 m <sup>2</sup>	0.000 m	( 階 )	
延べ面積	建築物高さ	基礎底深さ	
0.00 m <sup>2</sup>	0.000 m	0 mm	
GLから1階床までの高さ		パラペットの高さ	
0 mm		0 mm	
上部構造形式	主要スパン	X方向	2 スパン
		Y方向	1 スパン
	架構形式	X方向	
		Y方向	
基礎構造形式			
仕上げ			
屋上付属物等 無			

1.2 略伏図

1.2.1 床伏図 <見下げ> [S=自動スケール]

【凡例】



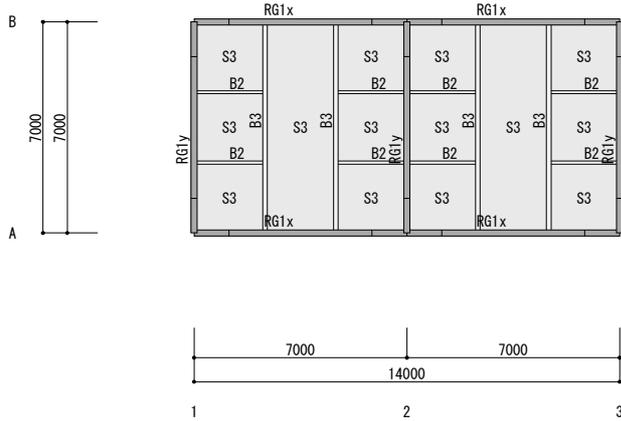
【床伏図の記号】

記号	内容
G	梁符号
CG	片持梁符号
B	小梁符号
S	床符号

【特記事項】

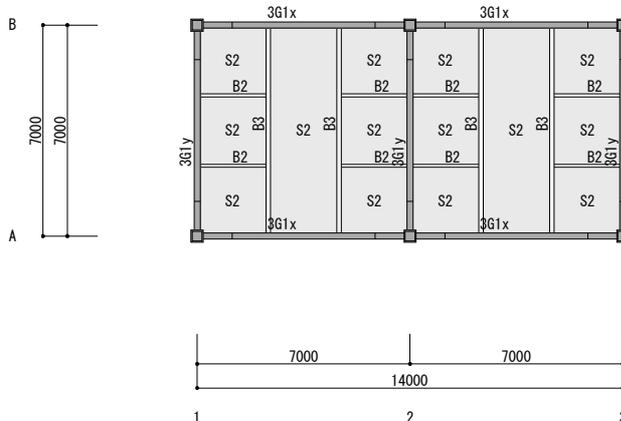
- ※ 梁のダミー部材は、点線(-----)で表します。
- ※ 梁のミラー配置の場合は、梁符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ スリットは、端部と下端のみ出力します。

- RC・SRCの柱・梁, RCの片持梁
- S・CFTの柱, Sの梁・片持梁
- 壁
- 鉛直ブレース
- 小梁
- クロス小梁
- 床



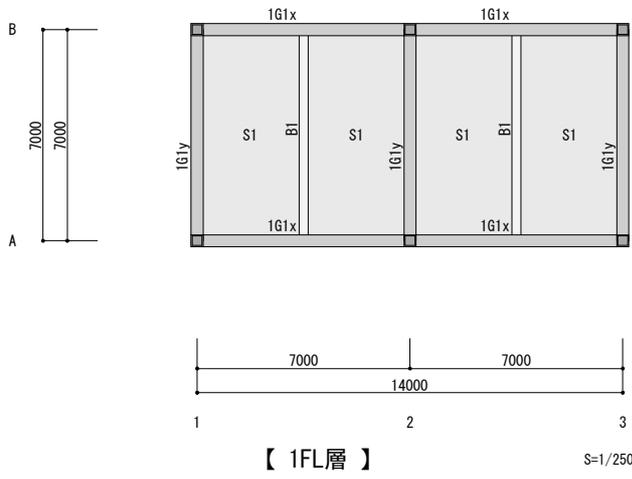
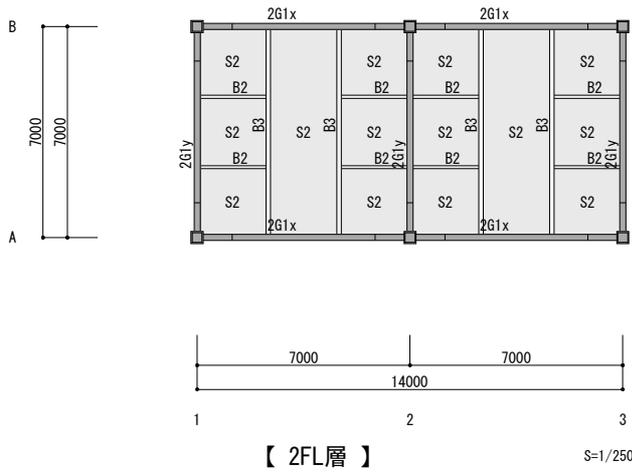
【 RFL層 】

S=1/250



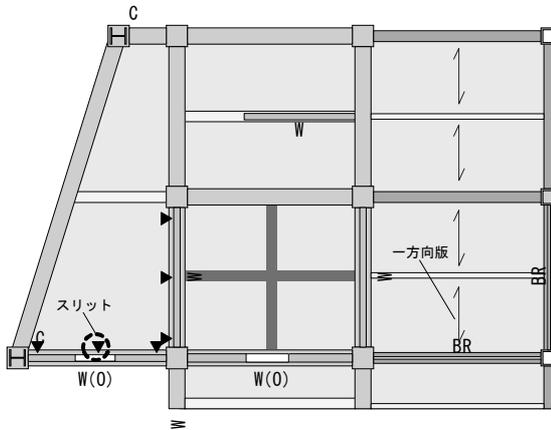
【 3FL層 】

S=1/250



1.2.2 柱・壁配置図 <見下げ> [S=自動スケール]

【凡例】



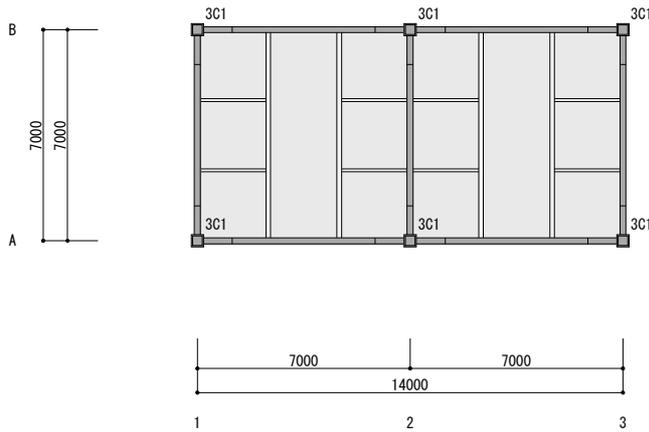
【柱壁配置図の記号】

記号	内容
C	柱符号
W	壁符号
(O)	開口リストNo.
BR	鉛直ブレース符号

【特記事項】

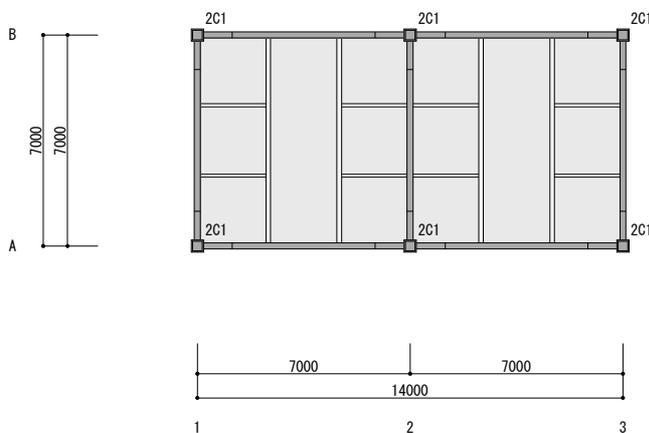
- ※ 柱のダミー部材は、点線(-----)で表します。
- ※ SRC柱の鉄骨を反転配置した場合は、柱符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ スリットは、端部と下端のみ出力します。
- ※ 結合により多スパンおよび多層にわたる鉛直ブレースとなった場合は、ブレース符号を<>で囲みます。

- RC・SRCの柱・梁, RCの片持梁
- S・CFTの柱, Sの梁・片持梁
- 壁
- 鉛直ブレース
- 小梁
- クロス小梁
- 床



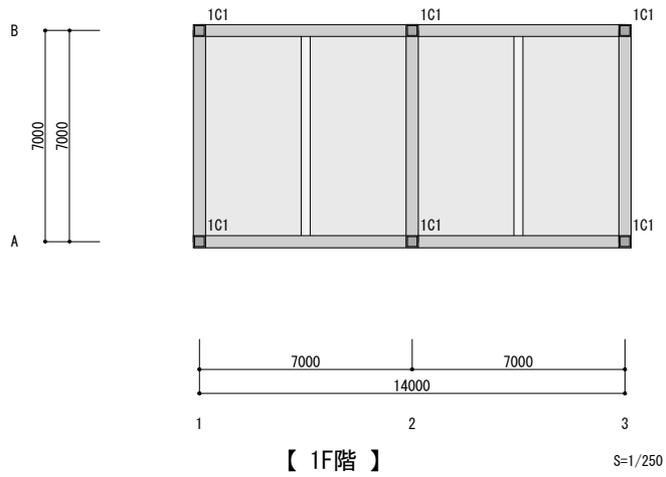
【 3F階 】

S=1/250



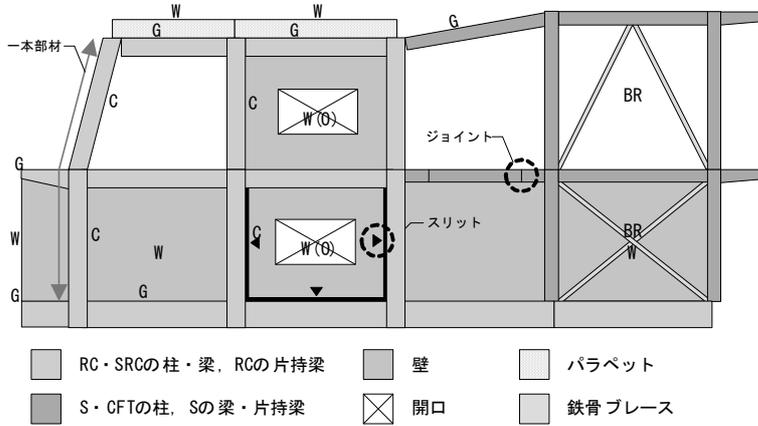
【 2F階 】

S=1/250



1.3 略軸組図 [S=自動スケール]

【凡例】

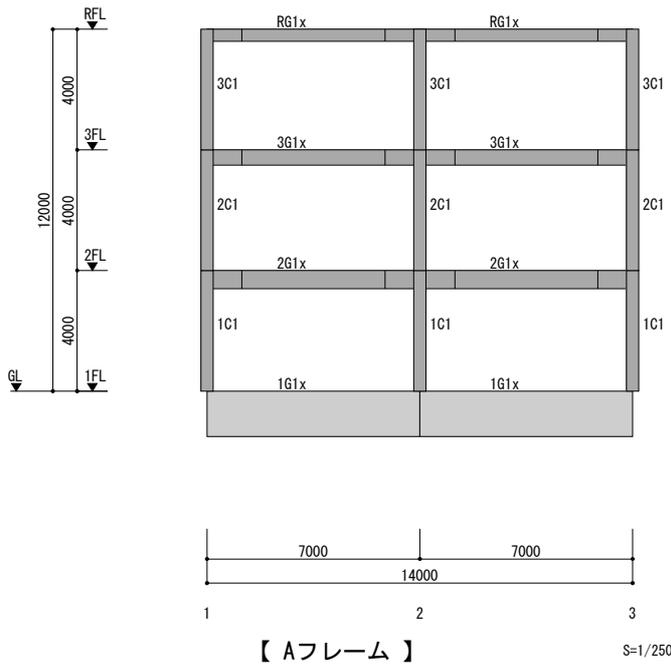


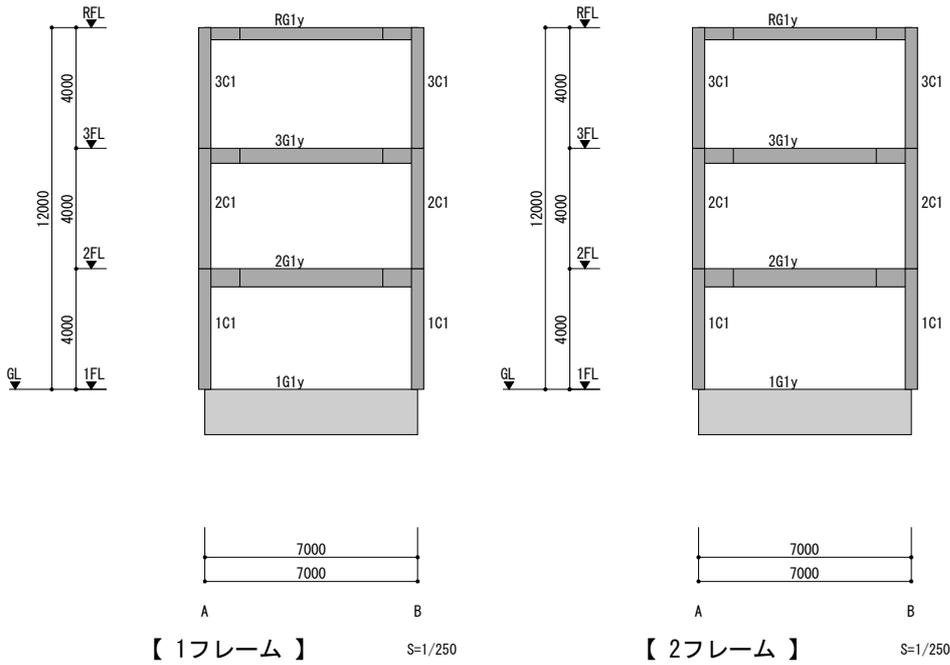
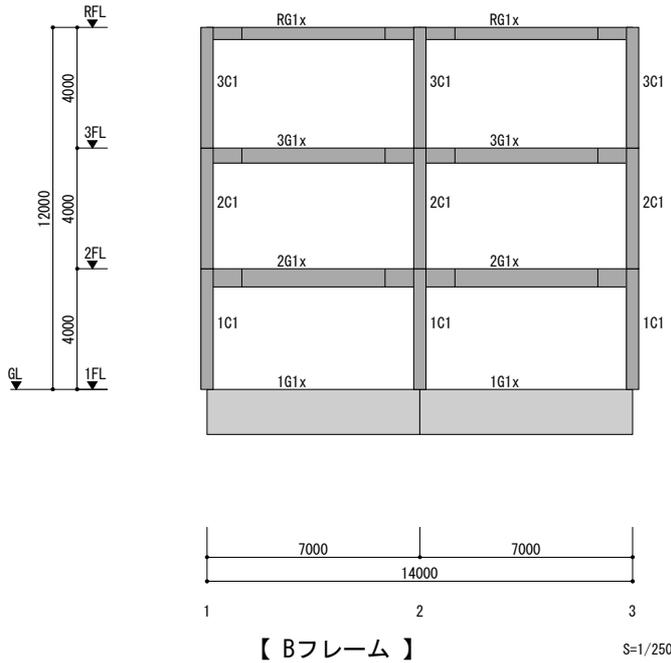
【略軸組図の記号】

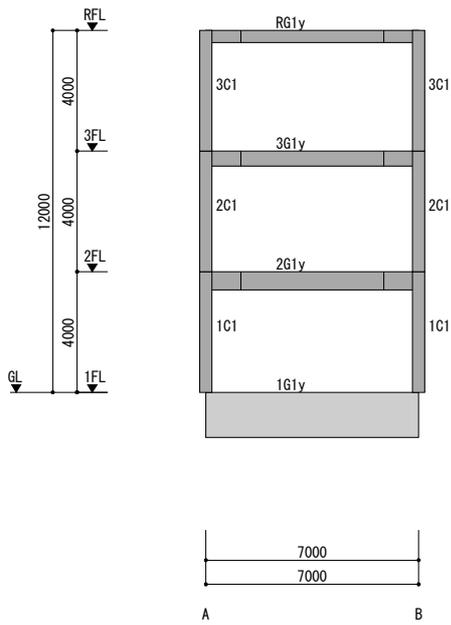
記号	内容
G	梁符号
C	柱符号
W	壁符号
(O)	開口リストNo.
BR	鉛直 プレース符号

【特記事項】

- ※ 梁、柱のダミー部材は、点線で表します。
- ※ 梁のミラー配置の場合は、梁符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ SRC柱の鉄骨を反転配置した場合は、柱符号の前に“-”を付けて表示します。
- ※ 結合により多スパンおよび多層にわたる鉛直プレースとなった場合は、プレース符号を◇で囲みます。
- ※ 基礎は出力しません。
- ※ 杭は出力しません。







【 3フレーム 】

S=1/250

1.4 断面リスト

(1) 梁

【大梁】

			G1x	G1y	
			全断面	全断面	
RFL 層	符号名		RG1x	RG1y	
	断面				
	鉄骨		H-400*200*8*13*13 SN400B	H-400*200*8*13*13 SN400B	
	継手	フランジ	ボルト	M20-3×2	M20-3×2
			添板(外)	9*200*410	9*200*410
			添板(内)	9*80*410	9*80*410
		ウェブ	はしあき mm	40	40
			ボルト	M20-4×1	M20-4×1
			添板	9*260*170	9*260*170
	ボルト材料		F10T	F10T	
	符号名			3G1x	3G1y
	3FL 層	断面			
鉄骨		H-500*200*10*16*13 SN400B	H-500*200*10*16*13 SN400B		
継手		フランジ	ボルト	M20-3×2	M20-3×2
			添板(外)	12*200*410	12*200*410
			添板(内)	12*80*410	12*80*410
		ウェブ	はしあき mm	40	40
			ボルト	M20-5×1	M20-5×1
			添板	9*320*170	9*320*170
ボルト材料		F10T	F10T		
符号名			2G1x	2G1y	
2FL 層		断面			
		鉄骨		H-600*200*11*17*13 SN400B	H-600*200*11*17*13 SN400B
	継手	フランジ	ボルト	M20-3×2	M20-3×2
			添板(外)	12*200*410	12*200*410
			添板(内)	12*80*410	12*80*410
		ウェブ	はしあき mm	40	40
			ボルト	M20-4×2	M20-4×2
			添板	9*440*290	9*440*290
	ボルト材料		F10T	F10T	

【基礎大梁】

			G1x	G1y	
			全断面	全断面	
符号名			1G1x	1G1y	
断面					
1FL 層	コンクリート	b × D	400 × 1500 (Fc24)	400 × 1500 (Fc24)	
	主筋	上端	4/2-D25	4/2-D25	
		下端	4/2-D25	4/2-D25	
		材料	上端	SD345	SD345
			下端	SD345	SD345
	かぶり mm		78	50	
あばら筋	材料	2-D13@200 SD295A	2-D13@200 SD295A		

## 【小梁】

	B2	B3
	全断面	全断面
断面		
鉄骨	H-200*100*5.5*8*8	H-300*150*6.5*9*13

## 【基礎小梁】

	B1
	全断面
断面	
コンクリート	b × D 300 × 700 (Fc24)

## (2) 柱

## 【柱】

		C1
3F 階 ~ 2F 階	符号名	2C1, 3C1
	断面	
	鉄骨	□-400*400*16*40 BCR295
1F 階	符号名	1C1
	断面	
	鉄骨	□-400*400*19*47.5 BCR295

## (7) 床

## 【基礎床】

符号	コンクリート	仕上	積載荷重
	スラブ厚 mm		
S1	150 (Fc24)	3300	百貨店、店舗の売り場

## 【デッキ床】

符号	コンクリート	デッキ高さ	単位重量	積載荷重
	スラブ厚 mm			
S2	130 (Fc24)	0	3400	居住室、病室、寝室
S3	130 (Fc24)	0	4500	非歩行屋根

## § 2 設計方針と使用材料

### 2.1 構造設計方針

#### 2.1.1 上部構造

#### 2.1.2 基礎構造

#### 2.1.3 設計上準拠した指針・規準等

### 2.2 構造計算方針

#### 2.2.1 上部構造

#### 2.2.2 基礎構造

#### 2.2.3 使用プログラムその他

2.2.4 計算ルート

方向	計算ルート	層間変形角の制限
X加力	ルート3(S)	1/200
Y加力	ルート3(S)	1/200

【S造】

項目	判定値	X加力 (ルート3)				判定値	Y加力 (ルート3)			
		ルート					ルート			
		1-1	1-2	2	3		1-1	1-2	2	3
階数 ≤ 3	3 階	○				3 階	○			
階数 ≤ 2	3 階		×			3 階		×		
建物高さ ≤ 13m	12.000 m	○	○			12.000 m	○	○		
建物高さ ≤ 31m	12.000 m			○		12.000 m			○	
建物高さ ≤ 60m	12.000 m				○	12.000 m				○
軒の高さ ≤ 9m	12.000 m	×	×			12.000 m	×	×		
塔状比 ≤ 4	0.86			○		1.71			○	
スパンの長さ ≤ 6m	7.000 m	×				7.000 m	×			
スパンの長さ ≤ 12m	7.000 m		○			7.000 m		○		
延べ面積 ≤ 500m <sup>2</sup>	294.0 m <sup>2</sup>	○	○			294.0 m <sup>2</sup>	○	○		
平屋建て 延べ面積 ≤ 3000m <sup>2</sup>										
標準せん断力係数	0.20	×	×	○	○	0.20	×	×	○	○
層間変形角 ≤ 1/200	1/410			○	○	1/350			○	○
剛性率 ≥ 6/10	0.780			○		0.771			○	
偏心率 ≤ 15/100	0.000		○	○		0.000		○	○	
幅厚比の制限			○	○				○	○	
継手部の保有耐力接合	0.880		○	○		0.880		○	○	
仕口部の保有耐力接合			-	-				-	-	
梁の保有耐力横補剛			○	○				○	○	
柱脚部の破断防止										
冷間成形角形鋼管 柱梁耐力比 ≥ 1.5	1.56			○		3.11			○	
Qu/Qun ≥ 1.0	2.68				○	2.26				○
適用の可否		×	×	-	○		×	×	-	○

2.3 使用材料・許容応力度

2.3.1 コンクリート材料

材料名	種類	Fc	長期許容応力度					短期許容応力度			
			圧縮	せん断	付着 (fa)		圧縮	せん断	付着 (fa)		
					上端筋	その他			上端筋	その他	
					異形	異形			異形	異形	
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		
Fc24	普通	24.0	8.0	0.73	1.54	2.31	16.0	1.10	2.31	3.47	

2.3.2 コンクリート使用範囲

材料名	γ	E	ν	n	使用範囲
					層又は部位
Fc24	23.0	22.67	0.2	15	1FL ~ RFL層

・鉄筋コンクリートの単位容積重量は、コンクリートの単位容積重量γに 1.0 kN/m<sup>3</sup> 加算する。

2.3.3 鉄筋材料

材料名	F値	長期許容応力度			短期許容応力度		材料強度(倍率)	
		引張・圧縮		せん断補強	引張・圧縮	せん断補強	引張・圧縮	せん断補強
		D29未満	D29以上					
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
SD295A	295	195	195	195	295	295	324.5(1.10)	
SD345	345	215	195	195	345	345	379.5(1.10)	

・鉄筋のヤング係数は 205.0 KN/mm<sup>2</sup> とする。

2.3.4 鉄筋径と使用範囲

材料名	径	最外径 mm	周長 mm	断面積 mm <sup>2</sup>	使用範囲
SD295A	D13	14.0	40.0	126.70	大梁あばら筋
SD345	D25	28.0	80.0	506.70	大梁主筋

2.3.5 鉄骨材料と使用範囲

材料名	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	F 値		材料強度 (倍率)		使用範囲
		t ≤ 40mm N/mm <sup>2</sup>	t > 40mm N/mm <sup>2</sup>	t ≤ 40mm N/mm <sup>2</sup>	t > 40mm N/mm <sup>2</sup>	
SN400B	400	235	215	258.5 (1.10)	236.5 (1.10)	大梁 柱 (符号)
BCR295	400	295	295	324.5 (1.10)	324.5 (1.10)	

・鉄骨のヤング係数は 205.0 KN/mm<sup>2</sup>、単位容積重量は 77.0 kN/m<sup>3</sup> とする。

2.3.6 高力ボルト材料

材料名	σ <sub>u</sub> N/mm <sup>2</sup>	T <sub>o</sub> N/mm <sup>2</sup>	長期許容応力度			短期許容応力度		
			せん断		引張	せん断		引張
			1面摩擦 N/mm <sup>2</sup>	2面摩擦 N/mm <sup>2</sup>		1面摩擦 N/mm <sup>2</sup>	2面摩擦 N/mm <sup>2</sup>	
F10T	1000	500	150	300	310	225	450	465

2.3.7 高力ボルト径と使用範囲

材料名	径	軸径 mm	孔径 mm	軸断面積 mm <sup>2</sup>	長期			短期			使用範囲
					許容せん断力		許容 引張力 kN	許容せん断力		許容 引張力 kN	
					1面摩擦 kN	2面摩擦 kN		1面摩擦 kN	2面摩擦 kN		
F10T	M20	20	22	314	47.1	94.2	97.4	70.7	141.3	146.1	大梁

2.4 特別な調査又は研究の結果による場合

## § 3 プログラムの使用状況

### 3.1 メッセージ一覧

#### 【記号説明】

- W: 警告 検討を要する処理が成されました。構造計算書にコメントが必要です。  
C: 注意 注意を要する処理が成されました。  
X: 計算不可 計算続行が不可能となり建物の解析を中断しました。  
N: 検定不可 計算続行が不可能となり断面検定を中断しました。建物の解析は続行します。

#### (12) 必要保有水平耐力

No.	メッセージ
C1117	基礎梁にヒンジが生じています。
C1196	Ds値が直接入力されています。

### 3.2 その他

## §7 断面検定

### 7.6 はりの断面検定表

#### 7.6.1 RC造

■計算ルート

方向	ルート
X	3
Y	3

■端部断面算定位置と応力採用位置

断面方向	端部断面算定位置	応力採用位置 [mm]	
	梁	梁	
		鉛直荷重時	水平荷重時
X方向	剛域端又は柱面	節点位置	0
Y方向	剛域端又は柱面	節点位置	0

※ 数値は端部断面算定位置からの距離を示す。(節点方向)

■QD計算方法

・ルート3

	せん断力に対する検討方法	短期設計用せん断力	割増率		備考
			梁	基礎梁	
異形鉄筋	安全性確保	$QD = \min(Qo+Qy, QL+n \cdot QE)$	1.50	1.50	

- ・Qy算定時の内法のとり方は、正味内法とする。
- ・My, Mu算定時にスラブ筋を考慮しない。
- ・My算定時に鉄筋の基準強度の割り増しを考慮しない。
- ・Mu算定時に鉄筋の基準強度の割り増しを考慮する。

・最小せん断補強筋比 - Pwmin [%]  
 基礎梁 : 0.20

■その他

- ・1/4L位置の曲げ・せん断を検定する。
- ・梁の付着 RC規準2010を採用する。
- ・梁の付着 使用性確保・損傷制御の検討(RC規準)をする。
- ・梁の付着 安全性確保の検討(RC規準)をしない。
- ・梁の付着割裂破壊の検討(靱性指針)をしない。
- ・梁のカットオフ余長は、端部：15d、中央部：20dとする。
- ・梁の末端のフックはなしとする。
- ・耐震壁周りの付帯梁を断面算定しない。
- ・梁のたわみは、平12建告第1459号により検定する。(第1の条件式を満足しないとき第2の検定を行う)  
 (変形増大係数 = 8.0)

#### 7.6.1.1 RC梁の断面検定表

【記号説明】

Fc	: コンクリートの設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	dt	: 引張鉄筋群重心位置	mm
fc	: コンクリートの許容圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	QL	: 長期設計用せん断力	kN
fs	: コンクリートの許容せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>	QS	: 積雪荷重によるせん断力	kN
B×D	: 梁の幅とせい	mm	QW	: 風圧力によるせん断力	kN
位置	: 断面算定位置 (構造心からの距離)	mm	QE	: 地震荷重時せん断力	kN
ML'	: 長期設計用曲げモーメント	kNm	Qo	: 単純梁とした時の中間荷重によって生じるせん断力	kN
MS'	: 積雪荷重による設計用曲げモーメント	kNm	QD	: 設計用せん断力	kN
MW+', MW-'	: 風圧力による設計用曲げモーメント	kNm		QDの下には、最大検定比となる短期の組合せケースを出力します。	
ME+', ME-'	: 地震荷重時設計用曲げモーメント	kNm	Pw	: せん断補強筋比	%
MS	: 短期設計用曲げモーメント	kNm	QAL	: 長期許容せん断力	kN
	応力は上端引張を正とする。		QAS	: 短期許容せん断力	kN
	MSの下には、最大検定比となる短期の組合せケースを出力します。		αL	: 長期のシアスパン比による割増し係数	
at	: 引張鉄筋群断面積	mm <sup>2</sup>	αS	: 短期のシアスパン比による割増し係数	
MAL	: 長期許容曲げモーメント	kNm	Wo	: 除荷時の残留ひび割れ幅	mm
MAS	: 短期許容曲げモーメント	kNm	検定比	: 曲げまたはせん断の各危険断面位置の最大検定比	
Mu	: 終局曲げ耐力 節点位置での値 ( ) 内の数値は内法採用位置における値	kNm	ケース	: L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力) + は正加力方向、- は負加力方向を表します。	



【断面検定表】 (2/2)

[ 1G1y ] [1FL 1] A - B] Lo= 6600			Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L-Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L+Ey	Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L+Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L-Ey
左端 中央 右端			左端 1/4	右端 3/4
B×D	400×1500	400×1500 400×1500	$\sigma_t$ lend+ld $\tau a$	$\sigma_t$ ld $\tau a$
上端	4-D25	4-D25 4-D25	74 1649 0.29	$\sigma_t$ lend+ld $\tau a$
	2-D25	2-D25 2-D25	L-Ey	L+Ey
下端	4-D25	4-D25 4-D25	56 1527 0.04	L-Ey
	2-D25	2-D25 2-D25	L+Ey	L-Ey
[ 1G1y ] [1FL 2] A - B] Lo= 6600			Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 211 L-Ey Ced= 6600 Ld= QL= 137 QDd= 63 L+Ey	Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 211 L+Ey Ced= 6600 Ld= QL= 137 QDd= 63 L-Ey
左端 中央 右端			左端 1/4	右端 3/4
B×D	400×1500	400×1500 400×1500	$\sigma_t$ lend+ld $\tau a$	$\sigma_t$ ld $\tau a$
上端	4-D25	4-D25 4-D25	76 1657 0.36	$\sigma_t$ lend+ld $\tau a$
	2-D25	2-D25 2-D25	L-Ey	L+Ey
下端	4-D25	4-D25 4-D25	55 1525 0.11	L-Ey
	2-D25	2-D25 2-D25	L+Ey	L-Ey
[ 1G1y ] [1FL 3] A - B] Lo= 6600			Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L-Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L+Ey	Ceu= 6600 Lu= lend= 0 QDu= 170 L+Ey Ced= 6600 Ld= QL= 97 QDd= 24 L-Ey
左端 中央 右端			左端 1/4	右端 3/4
B×D	400×1500	400×1500 400×1500	$\sigma_t$ lend+ld $\tau a$	$\sigma_t$ ld $\tau a$
上端	4-D25	4-D25 4-D25	74 1649 0.29	$\sigma_t$ lend+ld $\tau a$
	2-D25	2-D25 2-D25	L-Ey	L+Ey
下端	4-D25	4-D25 4-D25	56 1527 0.04	L-Ey
	2-D25	2-D25 2-D25	L+Ey	L-Ey

7.6.1.5 RC梁たわみの検討

【記号説明】

D	: 梁のせい(中央)	MR	: 長期の右端設計用曲げモーメント
L	: 梁の有効長さ(両端の断面算定位置間の距離とします。)	MC	: 長期の中央設計用曲げモーメント
D/L	: せいと長さの判定値	MO	: 単純支持とした場合の長期荷重による中央の曲げモーメント
判定	: 平12建告1459号による検定の第2の検定を行うかどうかの判定	$\delta$	: 等分布荷重によるラーメン架構梁の最大たわみ(変形増大係数を乗じた値)
	D/L>1/10ならOK。	$\delta/L$	: 最大たわみの判定値
I	: 断面2次モーメント	判定	: $\delta/L \leq 1/250$ ならOK。
ML	: 長期の左端設計用曲げモーメント		

< 1FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm <sup>4</sup>	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	$\delta$ mm	$\delta/L$	判定
A	1	2	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
	2	3	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
B	1	2	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
	2	3	1G1x	1500	6600	1/4	OK							
1	A	B	1G1y	1500	6600	1/4	OK							
2	A	B	1G1y	1500	6600	1/4	OK							
3	A	B	1G1y	1500	6600	1/4	OK							

### 7.6.2 S造

■計算ルート

方向	ルート
X	3
Y	3

■端部断面算定位置と応力採用位置

断面方向	端部断面算定位置		応力採用位置 [mm]	
	梁	柱面	梁	
			鉛直荷重時	水平荷重時
X方向		柱面	節点位置	0
Y方向		柱面	節点位置	0

※ 数値は端部断面算定位置からの距離を示す。(節点方向)

■その他

- ・仕口部の検討をしない。
- ・フランジに対するスラブの拘束はなしとする。(横座屈を考慮する)
- ・曲げの設計におけるウェブの考慮
  - 端部 : する
  - 継手部 : しない
  - 中央部 : しない
- ・軸力を考慮した検定をする。(軸力が生じた梁のみ)
- ・継手の全強接合を検討する。
- ・継手の保有耐力接合の検討をする。
- ・継手の保有耐力接合の検討において、長期荷重による応力を考慮しない。
- ・梁仕口部のスカラップ寸法は、0mmとする。
- ・継手部断面のフランジのボルト穴による欠損率 25%
- ・継手部断面のウェブのボルト穴による欠損率 25%
- ・継手部の保有耐力接合の安全率  $\alpha$

作用応力	400N級炭素鋼	490N級炭素鋼
曲げ	1.3 (1.2)	1.2 (1.1)
せん断力	1.3	1.2

( )内は、継手位置が部材の塑性化が予想される領域にある場合の安全率

- ・S規による梁のたわみ検定をする。
- ・梁のたわみは、平12建告第1459号により検定する。(第1の条件式を満足しないとき第2の検定を行う)  
 (変形増大係数 = 1.0)

#### 7.6.2.1 S梁の断面検定表

【記号説明】

鉄骨	: 左端, 中央, 右端の鉄骨種別名とF値	N/mm2	ケース	: 決定応力 L(長期), S(積雪), W(風圧力), E(地震力)
Lbn	: 横補剛数が4以上の場合における中間部分の			+ は正加力方向, - は負加力方向を表します。
	: 最大横補剛間隔	mm	Lb	: 横補剛間隔
Lb1~Lb4	: 横補剛間隔	mm	C	: fb計算の補正係数
CP	: カバープレート (幅 * 厚さ)	mm	fw	: 溶接継目のど断面に対する許容応力度
$\delta$	: たわみ	mm	fb	: 許容曲げ応力度
$\delta/L$	: たわみと部材長の比		fc	: 許容圧縮応力度
位置	: 断面算定位置 (構造心からの距離)	mm		負値のとき許容引張応力度ftの値となります。
NL	: 長期設計用軸力	kN	Z	: 断面係数
ML	: 長期設計用曲げモーメント	kNm	A	: 断面積
QL	: 長期設計用せん断力	kN	Aw	: せん断面積
N	: 設計用軸力	kN	$\sigma, \sigma_b$	: 曲げ応力度
M	: 設計用曲げモーメント	kNm	$\sigma_c$	: 圧縮応力度
Q	: 設計用せん断力	kN		負値のとき引張応力度 $\sigma_t$ の値となります。
$\lambda$	: 細長比		$\tau$	: せん断応力度
必要補剛数	: 等間隔で配置する場合に必要な横補剛数 (等) は補剛数を等間隔に設ける場合 (端) は補剛数を端部に近い位置に設ける場合		$\sigma_b/fb$	: 曲げ応力度比
			$\sigma_c/fc$	: 圧縮または引張応力度比
			TOTAL	: 軸方向応力度比と曲げ応力度比の合計
			$\tau/fs$	: せん断応力度比
			組合せ	: 組合せ応力度比

【断面検定表】

鉄骨：左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0													
[ RG1x ] [RFL B 1 · 2] H-400*200*8*13*13 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置 ML QL [部材] M Q [仕口] M Q 均等	左端 200 80 66 141 83	JOINT 1150 6 66	中央 3500 -53 -53 20	JOINT 1150 20 72	右端 200 102 72	ヶ-ス Lb C fb Z Aw $\sigma$ $\tau$ $\sigma$ /fb $\tau$ /fs 組合せ	左端 L-Ex 2334 1.879 235 1173 30.0 120 28 0.51 0.21 0.52	中央 L 2334 1.000 157 974 54 54 0.35 0.27 0.58	右端 L 2334 2.121 157 1173 30.0 87 24 0.56 0.27 0.58	左/-JOINT-/右 L 2334 2.300 157 760 22.9 7 29 0.05 0.32	左/-仕口-/右 L 2334 2.121 157 760 22.9 26 32 0.17 0.35	
たわみ $\delta$ 3.215 $\delta$ /L 1/2053													
[ RG1y ] [RFL 2 A · B] H-400*200*8*13*13 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置 ML QL [部材] M Q [仕口] M Q 均等	左端 200 48 40 126 64	JOINT 1150 5 60 64	中央 3500 -33 -33 60	JOINT 1150 5 40	右端 200 48 40 126 64	ヶ-ス L-Ex Lb C fb Z Aw $\sigma$ $\tau$ $\sigma$ /fb $\tau$ /fs 組合せ	左端 L-Ex 2334 1.720 235 1173 30.0 107 22 0.46 0.16 0.46	中央 L 2334 1.000 157 974 34 22 0.22 0.16 0.46	右端 L+Ex 2334 1.720 235 1173 30.0 107 22 0.46 0.16 0.46	左/-JOINT-/右 L-Ex 2334 1.720 235 760 22.9 78 28 0.34 0.21	左/-仕口-/右 L+Ex 2334 1.720 235 760 22.9 78 28 0.34 0.21	
たわみ $\delta$ 2.158 $\delta$ /L 1/3059													
鉄骨：左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0													
[ 3G1x ] [3FL B 2 · 3] H-500*200*10*16*13 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置 ML QL [部材] M Q [仕口] M Q 均等	左端 200 92 67 215 106	JOINT 1150 16 67	中央 3500 -48 -48 108	JOINT 1150 12 65	右端 200 85 65 218 103	ヶ-ス L-Ex Lb C fb Z Aw $\sigma$ $\tau$ $\sigma$ /fb $\tau$ /fs 組合せ	左端 L-Ex 2334 1.710 235 1873 46.8 115 23 0.49 0.17 0.49	中央 L 2334 1.000 157 1500 32 117 22 0.21 0.17 0.49	右端 L+Ex 2334 1.675 235 1873 46.8 117 22 0.50 0.17 0.49	左/-JOINT-/右 L-Ex 2334 1.710 235 1170 35.8 88 30 0.38 0.22	左/-仕口-/右 L+Ex 2334 1.675 235 1170 35.8 92 29 0.40 0.22	
たわみ $\delta$ 1.430 $\delta$ /L 1/4616													
[ 3G1y ] [3FL 2 A · B] H-500*200*10*16*13 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置 ML QL [部材] M Q [仕口] M Q 均等	左端 200 48 38 215 89	JOINT 1150 7 38	中央 3500 -29 -29 125	JOINT 1150 7 38	右端 200 48 38 215 89	ヶ-ス L-Ex Lb C fb Z Aw $\sigma$ $\tau$ $\sigma$ /fb $\tau$ /fs 組合せ	左端 L-Ex 2334 1.577 235 1873 46.8 19 19 0.49 0.14 0.48	中央 L 2334 1.000 157 1500 19 19 0.13 0.14 0.48	右端 L+Ex 2334 1.577 235 1873 46.8 19 19 0.49 0.14 0.48	左/-JOINT-/右 L-Ex 2334 1.577 235 1170 35.8 25 25 0.46 0.19	左/-仕口-/右 L+Ex 2334 1.577 235 1170 35.8 25 25 0.46 0.19	
たわみ $\delta$ 0.888 $\delta$ /L 1/7434													
鉄骨：左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0													
[ 2G1x ] [2FL B 1 · 2] H-600*200*11*17*13 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置 ML QL [部材] M Q [仕口] M Q 均等	左端 200 75 63 243 111	JOINT 1150 4 63	中央 3500 -52 -52 121	JOINT 1150 19 70	右端 200 98 70 246 117	ヶ-ス L-Ex Lb C fb Z Aw $\sigma$ $\tau$ $\sigma$ /fb $\tau$ /fs 組合せ	左端 L-Ex 2334 1.645 235 2519 62.3 97 18 0.41 0.14 0.41	中央 L 2334 1.000 157 1927 27 19 0.17 0.14 0.42	右端 L+Ex 2334 1.695 235 2519 62.3 98 19 0.42 0.14 0.42	左/-JOINT-/右 L-Ex 2334 1.645 235 1503 52.6 84 22 0.36 0.16	左/-仕口-/右 L+Ex 2334 1.695 235 1503 52.6 81 23 0.35 0.17	
たわみ $\delta$ 0.991 $\delta$ /L 1/6662													
[ 2G1y ] [2FL 2 A · B] H-600*200*11*17*13 [FA] 部材長 7000 補剛数 2 Lb1 Lb2 Lb3 Lb4 2334 2334 2334	位置 ML QL [部材] M Q [仕口] M Q 均等	左端 200 47 39 250 101	JOINT 1150 4 39	中央 3500 -32 -32 149	JOINT 1150 4 39	右端 200 47 39 250 101	ヶ-ス L-Ex Lb C fb Z Aw $\sigma$ $\tau$ $\sigma$ /fb $\tau$ /fs 組合せ	左端 L-Ex 2334 1.564 235 2519 62.3 100 17 0.43 0.12 0.42	中央 L 2334 1.000 157 1927 17 17 0.11 0.12 0.42	右端 L+Ex 2334 1.564 235 2519 62.3 100 17 0.43 0.12 0.42	左/-JOINT-/右 L-Ex 2334 1.564 235 1503 52.6 20 20 0.43 0.15	左/-仕口-/右 L+Ex 2334 1.564 235 1503 52.6 20 20 0.43 0.15	
たわみ $\delta$ 0.651 $\delta$ /L 1/10151													

7.6.2.2 S梁仕口・継手の断面検定表

【記号説明】

JOINT位置	: 柱面から継手位置までの距離	mm
塑性化領域	: 塑性化が予想される領域 (柱面からLo/10と2Hの大きい方 Lo:内法、H:梁鉄骨せい)	mm
フランジ本数	: フランジボルトの部材長手方向の行数 × フランジボルトの部材幅方向の列数 (千鳥の場合はフランジ片側の部材長手方向のボルト数 × 2)	本
寸法	: 外: フランジ外添板の寸法 厚さ*幅*長さ	mm
	: 内: フランジ内添板の寸法 厚さ*幅*長さ	mm
ウェブ本数	: ウェブボルトの部材せい方向の行数 × ウェブボルトの部材長手方向の列数	本
寸法	: ウェブ添板の寸法 厚さ*幅*長さ	mm
e	: フランジ添板、ウェブ添板の材軸方向のはしあき	mm
BP	: ボルトピッチ	mm
$\eta$	: 母材ウェブ許容曲げモーメントのうちウェブ接合部で伝達させる曲げモーメントの割合	

【保有耐力接合】

$\alpha$	: 安全率		
$M_p$	: 部材の全塑性モーメント	kNm	G : 母材で決定
$M_u$	: 最大曲げ耐力	kNm	P : 添え板で決定
$Q_p$	: 全塑性モーメントに対するせん断力	kN	B : ボルトで決定
$Q_u$	: 最大せん断耐力	kN	E : はしあきで決定
$Q_o$	: 単純支持としたときの長期荷重によるせん断力	kN	
m	: 梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力		

【全強接合】

Zef	: 梁フランジの曲げモーメントに抵抗できる部分の断面係数	cm <sup>3</sup>
plAef	: plAef·(H-tf) ボルト穴を控除したフランジ添板の断面積 × 梁のウェブ高さ	cm <sup>3</sup>
必要本数	: フランジボルトの必要本数	本
nf·mf	: フランジボルトの部材長手方向の行数 × フランジボルトの部材幅方向の列数	本
Aew	: 母材のボルト穴を控除したウェブ部分の断面積	cm <sup>2</sup>
plAew	: ウェブ添板の有効断面積	cm <sup>2</sup>
Zew'	: 梁ウェブの曲げモーメントに抵抗できる部分の断面係数	cm <sup>3</sup>
plZew	: ウェブ添板の有効断面係数	cm <sup>3</sup>
f	: 一番外側のボルトに掛る設計応力によって生じるせん断力	kN
Rs	: 高力ボルトの長期許容せん断耐力	kN

【断面検定表】 (1/2)

鉄骨: 左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0		ボルト: 左端 [F10T] 右端 [F10T]	
[RG1x RFL A 1 - 2]	H-400*200*8*13*13	[左端] フランジ M20-3×2 外(9*200*410) 内(9*80*410) e=40 ウェブ M20-4×1 (9*260*170) e=40 BP=60 $\eta=0.50$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 286 < 410P 122 < 529G 1.3 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 888 < 948 3.82 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 23 < 31 72 < 148 76.11 < 94.20	[右端] フランジ M20-3×2 外(9*200*410) 内(9*80*410) e=40 ウェブ M20-4×1 (9*260*170) e=40 BP=60 $\eta=0.50$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 286 < 410P 122 < 529G 1.3 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 888 < 948 3.82 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 23 < 31 72 < 148 76.11 < 94.20
[RG1y RFL 1 A - B]	H-400*200*8*13*13	[左端] フランジ M20-3×2 外(9*200*410) 内(9*80*410) e=40 ウェブ M20-4×1 (9*260*170) e=40 BP=60 $\eta=0.50$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 286 < 410P 122 < 529G 1.3 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 888 < 948 3.82 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 23 < 31 72 < 148 76.11 < 94.20	[右端] フランジ M20-3×2 外(9*200*410) 内(9*80*410) e=40 ウェブ M20-4×1 (9*260*170) e=40 BP=60 $\eta=0.50$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 286 < 410P 122 < 529G 1.3 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 888 < 948 3.82 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 23 < 31 72 < 148 76.11 < 94.20
[3G1x 3FL A 1 - 2]	H-500*200*10*16*13	[左端] フランジ M20-3×2 外(12*200*410) 内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-5×1 (9*320*170) e=40 BP=60 $\eta=0.47$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 601 < 690P 198 < 827G 1.3(1.2) 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 1412 < 1580 4.86 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 36 < 38 131 < 218 94.16 < 94.20	[右端] フランジ M20-3×2 外(12*200*410) 内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-5×1 (9*320*170) e=40 BP=60 $\eta=0.47$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 601 < 690P 198 < 827G 1.3(1.2) 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 1412 < 1580 4.86 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 36 < 38 131 < 218 94.16 < 94.20
[3G1y 3FL 1 A - B]	H-500*200*10*16*13	[左端] フランジ M20-3×2 外(12*200*410) 内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-5×1 (9*320*170) e=40 BP=60 $\eta=0.47$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 601 < 690P 198 < 827G 1.3(1.2) 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 1412 < 1580 4.86 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 36 < 38 131 < 218 94.16 < 94.20	[右端] フランジ M20-3×2 外(12*200*410) 内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-5×1 (9*320*170) e=40 BP=60 $\eta=0.47$ 【保有】 $\alpha M_p$ $M_u$ $\alpha Q_p+Q_o$ $Q_u$ $\alpha$ $Q_o$ <継手> 601 < 690P 198 < 827G 1.3(1.2) 【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf フランジ 1412 < 1580 4.86 < 6 Aew plAew Zew' plZew f Rs ウェブ 36 < 38 131 < 218 94.16 < 94.20

【断面検定表】 (2/2)

鉄骨：左端 [ SN400B ] F値 235.0 中央 [ SN400B ] F値 235.0 右端 [ SN400B ] F値 235.0 ボルト：左端 [F10T] 右端 [F10T]				
[2G1x 2FL A 1 - 2]	H-600*200*11*17*13		[左端]	[右端]
内法 6600 左端 右端	950 950	1200 1200	フランジ M20-3×2 外(12*200*410)内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-4×2 (9*440*290) e=40 BP=120 η=0.50	フランジ M20-3×2 外(12*200*410)内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-4×2 (9*440*290) e=40 BP=120 η=0.50
JOINT位置			【保有】 αMp Mu αQp+Qo Qu α Qo	【保有】 αMp Mu αQp+Qo Qu α Qo
塑性化領域			<継手> 819 < 931P 269 < 1215G 1.3(1.2)	<継手> 819 < 931P 269 < 1215G 1.3(1.2)
			【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf	【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf
			フランジ 1813 < 1903 5.18 < 6	フランジ 1813 < 1903 5.18 < 6
			Aew plAew Zew plZew f Rs	Aew plAew Zew plZew f Rs
			ウェブ 53 < 64 224 < 451 78.46 < 94.20	ウェブ 53 < 64 224 < 451 78.46 < 94.20
[2G1y 2FL 1 A - B]	H-600*200*11*17*13		[左端]	[右端]
内法 6600 左端 右端	950 950	1200 1200	フランジ M20-3×2 外(12*200*410)内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-4×2 (9*440*290) e=40 BP=120 η=0.50	フランジ M20-3×2 外(12*200*410)内(12*80*410) e=40 ウェブ M20-4×2 (9*440*290) e=40 BP=120 η=0.50
JOINT位置			【保有】 αMp Mu αQp+Qo Qu α Qo	【保有】 αMp Mu αQp+Qo Qu α Qo
塑性化領域			<継手> 819 < 931P 269 < 1215G 1.3(1.2)	<継手> 819 < 931P 269 < 1215G 1.3(1.2)
			【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf	【全強】 Zef plAef 必要本数 nf·mf
			フランジ 1813 < 1903 5.18 < 6	フランジ 1813 < 1903 5.18 < 6
			Aew plAew Zew plZew f Rs	Aew plAew Zew plZew f Rs
			ウェブ 53 < 64 224 < 451 78.46 < 94.20	ウェブ 53 < 64 224 < 451 78.46 < 94.20

### 7.6.2.3 S梁たわみの検討

#### 【記号説明】

D	: 梁のせい(中央)	MR	: 長期の右端設計用曲げモーメント
L	: 梁の有効長さ(両端の断面算定位置間の距離とします。)	MC	: 長期の中央設計用曲げモーメント
D/L	: せいと長さの判定値	MO	: 単純支持とした場合の長期荷重による中央の曲げモーメント
判定	: 平12建告1459号による検定の第2の検定を行うかどうかの判定 D/L>1/15ならOK。	δ	: 等分布荷重によるラーメン架構梁の最大たわみ (変形増大係数を乗じた値)
I	: 断面2次モーメント	δ/L	: 最大たわみの判定値
ML	: 長期の左端設計用曲げモーメント	判定	: δ/L ≤ 1/250ならOK。 (S造でS規準による検定を行う場合は、δ/L ≤ 1/300)

#### < RFL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1 2	RG1x	400	6600	1/17	NG	23457	80	102	-53	143	3.3	1/2053	OK
	2 3	RG1x	400	6600	1/17	NG	23457	102	80	-53	143	3.3	1/2053	OK
B	1 2	RG1x	400	6600	1/17	NG	23457	80	102	-53	143	3.3	1/2053	OK
	2 3	RG1x	400	6600	1/17	NG	23457	102	80	-53	143	3.3	1/2053	OK
1	A B	RG1y	400	6600	1/17	NG	23457	43	43	-29	72	2.0	1/3468	OK
2	A B	RG1y	400	6600	1/17	NG	23457	48	48	-33	81	2.2	1/3059	OK
3	A B	RG1y	400	6600	1/17	NG	23457	43	43	-29	72	2.0	1/3468	OK

#### < 3FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1 2	3G1x	500	6600	1/13	OK	46812	85	92	-48	136	1.5	1/4616	OK
	2 3	3G1x	500	6600	1/13	OK	46812	92	85	-48	136	1.5	1/4616	OK
B	1 2	3G1x	500	6600	1/13	OK	46812	85	92	-48	136	1.5	1/4616	OK
	2 3	3G1x	500	6600	1/13	OK	46812	92	85	-48	136	1.5	1/4616	OK
1	A B	3G1y	500	6600	1/13	OK	46812	44	44	-26	70	0.9	1/8114	OK
2	A B	3G1y	500	6600	1/13	OK	46812	48	48	-29	77	0.9	1/7434	OK
3	A B	3G1y	500	6600	1/13	OK	46812	44	44	-26	70	0.9	1/8114	OK

#### < 2FL層 >

フレーム	軸一軸	符号	D mm	L mm	D/L	判定	I cm4	ML kNm	MR kNm	MC kNm	MO kNm	δ mm	δ/L	判定
A	1 2	2G1x	600	6600	1/11	OK	75557	75	98	-52	138	1.0	1/6662	OK
	2 3	2G1x	600	6600	1/11	OK	75557	98	75	-52	138	1.0	1/6662	OK
B	1 2	2G1x	600	6600	1/11	OK	75557	75	98	-52	138	1.0	1/6662	OK
	2 3	2G1x	600	6600	1/11	OK	75557	98	75	-52	138	1.0	1/6662	OK
1	A B	2G1y	600	6600	1/11	OK	75557	43	43	-30	72	0.7	1/10913	OK
2	A B	2G1y	600	6600	1/11	OK	75557	47	47	-32	78	0.7	1/10151	OK
3	A B	2G1y	600	6600	1/11	OK	75557	43	43	-30	72	0.7	1/10913	OK

### 7.6.2.4 S梁の横補剛

#### 【記号説明】

n	: 横補剛数
左端 Lb1	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(左端1区間目)
左端 Lb2	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(左端2区間目)
右端 Lb2	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(右端2区間目)
右端 Lb1	: Myを超える範囲にかかる補剛間隔(右端1区間目)
最大Lb(入力)	: 各補剛間隔のうち最大の補剛間隔

#### 【等間隔に設ける】

λ	: 梁の弱軸に関する細長比
限界Lb	: 等間隔に設ける場合の限界横補剛間隔
必要n	: 必要な横補剛数 必要な横補剛数を満足しない場合、または、最大Lb(入力)が限界Lbを超える場合は「*」が表示されます。

#### 【端部に設ける】

Myを超える範囲 左端	: 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(左端側)
Myを超える範囲 右端	: 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(右端側)
限界Lb	: 端部に設ける場合の限界横補剛間隔 Myを超える範囲にかかる補剛間隔が限界Lbを超える場合は「*」が表示されます。
判定	: 等間隔に設ける方法と端部に設ける方法とも満足していない場合にNGとします。

< RFL層 >

フレーム	軸一軸		符号	部材長	n	左端		右端		最大Lb (入力)	等間隔に設ける			端部に設ける			判定
						Lb1	Lb2	Lb2	Lb1		λ	限界Lb	必要n	Myを超える範囲		限界Lb	
						mm	mm	mm	mm					mm	mm		
A	1	2	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK
	2	3	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK
B	1	2	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK
	2	3	RG1x	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK
1	A	B	RG1y	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK
2	A	B	RG1y	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK
3	A	B	RG1y	7000	2	2334			2334	2334	154	0		895	895	1625*	OK

< 3FL層 >

フレーム	軸一軸		符号	部材長	n	左端		右端		最大Lb (入力)	等間隔に設ける			端部に設ける			判定
						Lb1	Lb2	Lb2	Lb1		λ	限界Lb	必要n	Myを超える範囲		限界Lb	
						mm	mm	mm	mm					mm	mm		
A	1	2	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK
	2	3	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK
B	1	2	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK
	2	3	3G1x	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK
1	A	B	3G1y	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK
2	A	B	3G1y	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK
3	A	B	3G1y	7000	2	2334			2334	2334	161	0		936	936	1600*	OK

< 2FL層 >

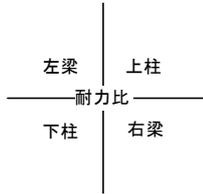
フレーム	軸一軸		符号	部材長	n	左端		右端		最大Lb (入力)	等間隔に設ける			端部に設ける			判定
						Lb1	Lb2	Lb2	Lb1		λ	限界Lb	必要n	Myを超える範囲		限界Lb	
						mm	mm	mm	mm					mm	mm		
A	1	2	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK
	2	3	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK
B	1	2	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK
	2	3	2G1x	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK
1	A	B	2G1y	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK
2	A	B	2G1y	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK
3	A	B	2G1y	7000	2	2334			2334	2334	169	0		971	971	1417*	OK

7.6.2.5 S梁の幅厚比

層	符号	左端				中央				右端			
		フランジ		ウェブ		フランジ		ウェブ		フランジ		ウェブ	
		幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別	幅厚比	種別
RFL	RG1x	7.7	FA	46.8	FA	7.7	FA	46.8	FA	7.7	FA	46.8	FA
	RG1y	7.7	FA	46.8	FA	7.7	FA	46.8	FA	7.7	FA	46.8	FA
3FL	3G1x	6.3	FA	46.8	FA	6.3	FA	46.8	FA	6.3	FA	46.8	FA
	3G1y	6.3	FA	46.8	FA	6.3	FA	46.8	FA	6.3	FA	46.8	FA
2FL	2G1x	5.9	FA	51.5	FA	5.9	FA	51.5	FA	5.9	FA	51.5	FA
	2G1y	5.9	FA	51.5	FA	5.9	FA	51.5	FA	5.9	FA	51.5	FA

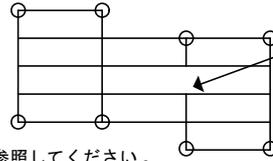
7.11 柱はり耐力比図(冷間成形角形鋼管) [S=自動スケール]

【凡例】

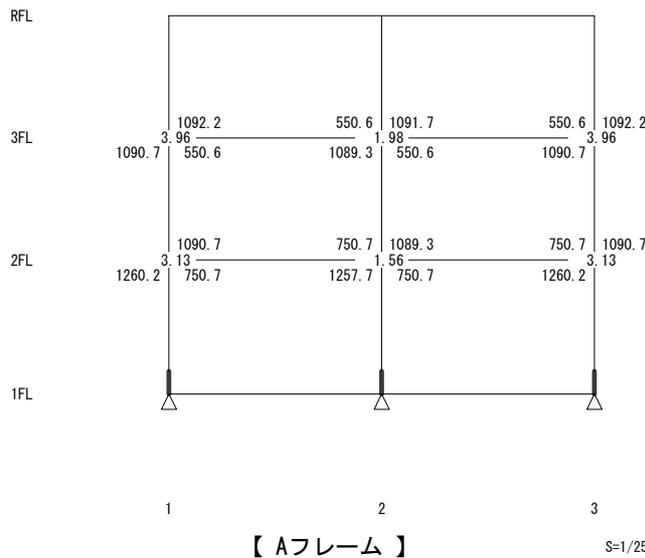


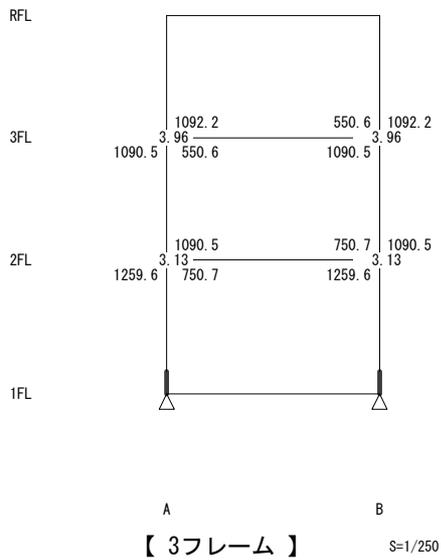
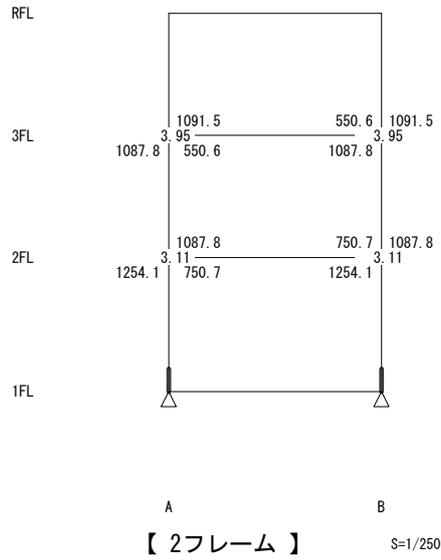
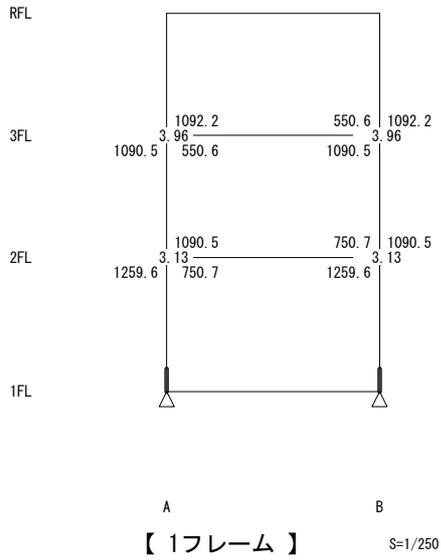
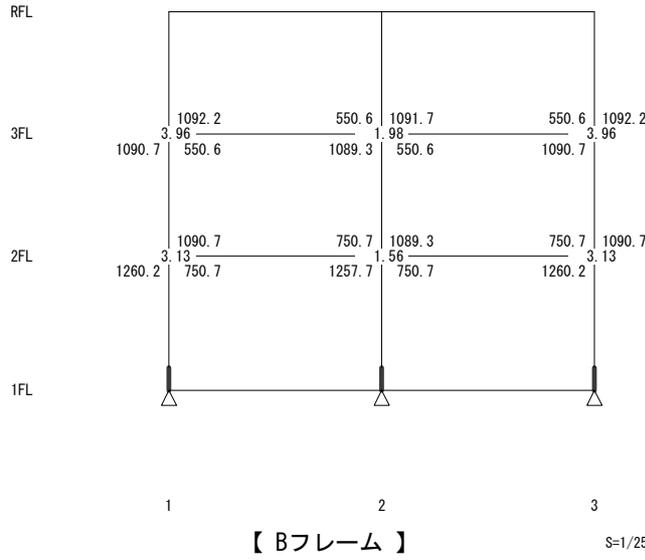
記号	内容	単位
左梁	接合部左側梁の全塑性曲げモーメント	kNm
右梁	接合部右側梁の全塑性曲げモーメント	kNm
下柱	接合部下部柱の全塑性曲げモーメント	kNm
上柱	接合部上部柱の全塑性曲げモーメント	kNm
耐力比	接合部の柱はり耐力比	-

- ※ 以下の条件を満たす節点は検討しません。
  - ・最上階の柱の柱頭部及び一階の柱の脚部である節点(下図の○位置が該当箇所です。)
  - ・異種構造の部材が混在する節点
  - ・形状の異なる柱が取り付く節点(例えば角形鋼管とH形鋼)



- ※ 耐力比は、下柱の方向を基準とし、その方向に梁および上柱の耐力を換算します。
- ※ 耐力比が1.5未満のとき、数値の後に“\*”が付きます。
- ※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。





## § 11 保有水平耐力

### 11.6 各階の保有水平耐力の検討

#### 11.6.6 層の耐力比(冷間成形角形鋼管)

- 耐力比 :  $\Sigma M_{pci} / \Sigma [\min(1.5M_{pbi}, 1.3M_{ppi})]$   $\Sigma$  : 各層の節点の和  
 部分崩壊を直接入力した場合は、数値の後に“\*”を付記します。  
 柱耐力 :  $\Sigma M_{pci}$   
 梁・パネル耐力 :  $\Sigma [\min(1.5M_{pbi}, 1.3M_{ppi})]$   
 $M_{pci}$  : 接合部上下柱の全塑性曲げモーメントの和  
 $M_{pbi}$  : 接合部左右梁の全塑性曲げモーメントの和  
 $M_{ppi}$  : 柱はり接合部パネル部の耐力

#### < X加力 >

崩壊メカニズム	
正加力 : 全体崩壊形	負加力 : (未計算)

層	正加力			負加力		
	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比
RFL						
3FL	13088.4	6200.5	2.11			
2FL	14079.0	8615.4	1.63			
1FL						

#### < Y加力 >

崩壊メカニズム	
正加力 : 全体崩壊形	負加力 : (未計算)

層	正加力			負加力		
	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比	柱耐力 kNm	梁・パネル耐力 kNm	耐力比
RFL						
3FL	13084.0	4955.2	2.64			
2FL	14064.5	6755.8	2.08			
1FL						

出力日時	2020/01/12 14:14:32
------	---------------------