

初 め て の 構 造 計 算

手 計 算 に よ る
鉄 骨 構 造 演 習

2019

寺 子 屋 河 野

はじめに

本書は、これから構造設計者を目指す初技術者の方々に鉄骨構造で階建の構造計算を手計算で行う方法を述べたものである。現在の構造計算は認定ソフトで行われるのが実情である。そこで、手計算を行うことより認定ソフトで出力された数値を判断できることの助けになれば幸いである。

ところで、地震国日本では震災の体験とともに耐震設計がみ直されてきたが、特に昭和53年には宮城県沖地震を体験し、それまでの体験から昭和56年に建築基準法施工令が改正され新しい耐震設計が示された。その後平成7年に兵庫県南部地震をはじめ多くの地震を今日迄体験しているが、その度に耐震設計の研究がなされその成果が示されてきたであろう。

昭和56年迄の構造計算は主として許容応力度設計が中心であったが、新しい耐震設計法では中地震（マグニチュード5〜7）に対しては許容応力度設計法を適用し、無被害がある様にし大地震（マグニチュード7以上）に対しては、建物の保有耐力と変形能力に基づく設計法によって、建物を崩壊させないことにしている。そのためには構造計画を設計の初めから考慮しておく必要がある。とくに上下階の剛性が不連続にならないことや平面的には、重心と剛心になるべく一致するように計画することが望まれる。

手計算は次の仮定に基づいて行った。

- (1) 床は市販のデッキプレートの上にコンクリート（ $\alpha=80$ ）を打設し、大げりは合成げりとはしてない（床版と大げりはスタッドで緊結してない）。
- (2) 応力解析は長期の鉛直荷重時応力は固定法、また、水平荷重時応力は武藤博士の略算法（D値法）により求めた。

本建物は「鉄骨構造建築物の二次設計の構造計算フロー」では一般の審査機関で審査を受けるルート 1-2 で計算すればよいが、参考のために法適合判定の資格を有する機関で審査を受けるルート 3 でも計算を行うことにした。そこで第1章をルート 1-2 の計算とし、第2章をルート 3 の計算とした。

最後に、各単元ごとに市販の認定ソフトの演算結果を添付しているが、認定ソフトは変位法であり、また、立体解析を行っているため先に述べた $\times$ 、 γ 方向別に平面応力とは少し異なることを付記する。

目 次

第1章	ルート 1-2 の計算	1
1. 1	一般事項	2
1. 1. 1	建物概要	2
1. 1. 2	設計方針および構造フロー	4
1. 1. 3	使用材料と許容応力度	7
1. 1. 4	断面の仮定および伏せ図・ラーメン図	8
1. 1. 5	固定荷重・積載荷重	12
1. 2	準備計算	14
1. 2. 1	ラーメン材の剛比および剛比一覧	14
1. 2. 2	鉛直荷重の C , M_0 , Q_0	17
1. 2. 3	鉛直荷重時柱軸方向力	26
1. 2. 4	地震時水平力	28
1. 3	鉛直荷重時ラーメン応力の算定	34
1. 3. 1	ラーメン応力の計算	35
1. 3. 2	鉛直荷重時ラーメン応力図	43
1. 3. 3	認定ソフトによる鉛直荷重時ラーメン応力図	48
1. 4	水平荷重時ラーメン応力の算定	52
1. 4. 1	1階柱の応力分担係数 D および反曲点高比 y	52
1. 4. 2	2階柱の D および y	54
1. 4. 3	各ラーメンの D および y 一覧	56
1. 4. 4	D 値一覧と剛心 D_0 の計算	58
1. 4. 5	重心 G_0 の計算	60

1. 4. 6	ねじれ補正係数 α , 弾力係数 r_e および偏心率 R_e の計算	62
1. 4. 7	各柱負担せん断力 Q_c	67
1. 4. 8	水平荷重時ラーメン応力図	68
1. 4. 9	認定ソフトによる水平荷重時ラーメン応力図	73
1. 5	大ばり, 柱の断面算定	77
1. 5. 1	大ばりの断面算定	77
1. 5. 2	柱の断面算定	85
1. 6	基礎の設計	90
1. 7	小ばりの設計	95
1. 8	柱脚の設計	96
第2章	ルート 3 の計算	104
2. 1	層間変形角 γ および剛性率 R_s	105
2. 1. 1	地震力によって各階に生ずる水平力 Q_i および Q_{ud}	105
2. 1. 2	層間変形角 γ	105
2. 1. 3	剛性率 R_s	107
2. 2	各階の必要保有水平耐力	108
2. 2. 1	鉄骨造の構造特性係数 D_s	108
2. 2. 2	形状係数 F_{es}	109
2. 2. 3	大ばり終局モーメント M_p	110
2. 2. 4	柱の全塑性モーメント	111
2. 2. 5	地中ばりの終局曲げモーメント M_u	111
2. 2. 6	節点モーメントと塑性ヒンジ位置	112
2. 2. 7	各ラーメンの崩壊時の部材応力の算定	115

2. 2. 8 認定ソフトによる崩壊時応力	117
2. 3 保有水平耐力の確認	122
2. 3. 1 認定ソフトによる水平耐力の確認	123
2. 4 設計を終えて	124
参考文献	125
資料 1 固定端モーメント	126

第 1 章

ル ー ト 1 - 2

- $CO \geq 0.3$ として許容応力度計算
- 筋かい端部・接合部の破断防止
- 冷間成形角形鋼管柱の応力割増し

1. 1 一般事項

この節では、計算しようとする建物の建設地、建物用途、構造規模および各部仕上げ等の構造計算の概要および使用材料の許容応力度や建物に作用する仮定荷重等について述べる。

1. 1. 1 建物概要

工事名称 ○○事務所新築工事

建設地 福岡県福岡市

建物用途 事務所

構造種別 鉄骨構造

構造規模 2階建

延べ面積 487.4 m²

地上高さ 6.2 m

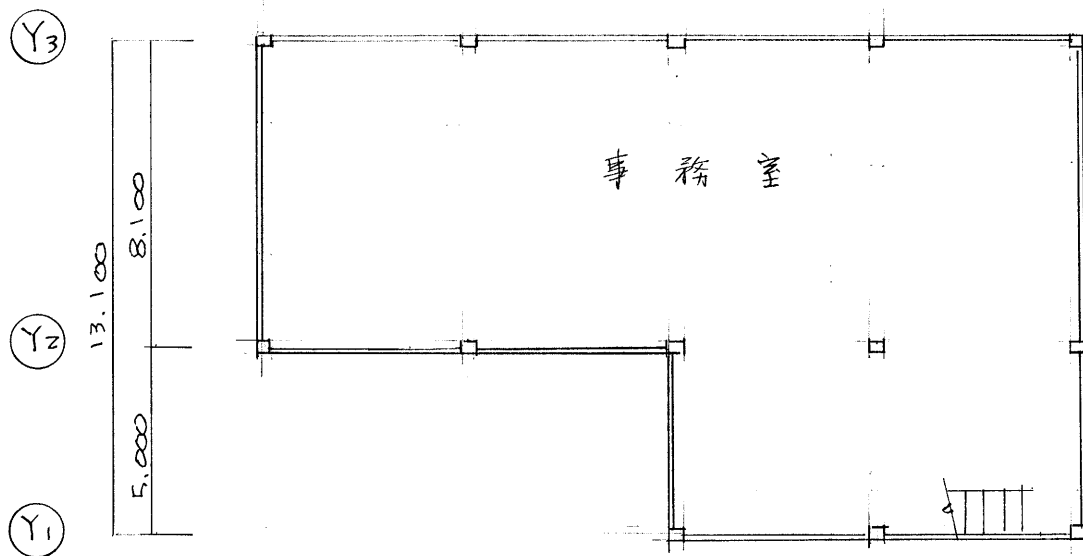
基礎 直接基礎 (地耐力)

仕上概要 屋根 デッキプレート (D.P.L) の上にコンクリートを 80 mm 打設する市販のものをいい、その上を防水モルタル仕上げとし、なお、水勾配はモルタル仕上げで調整した。

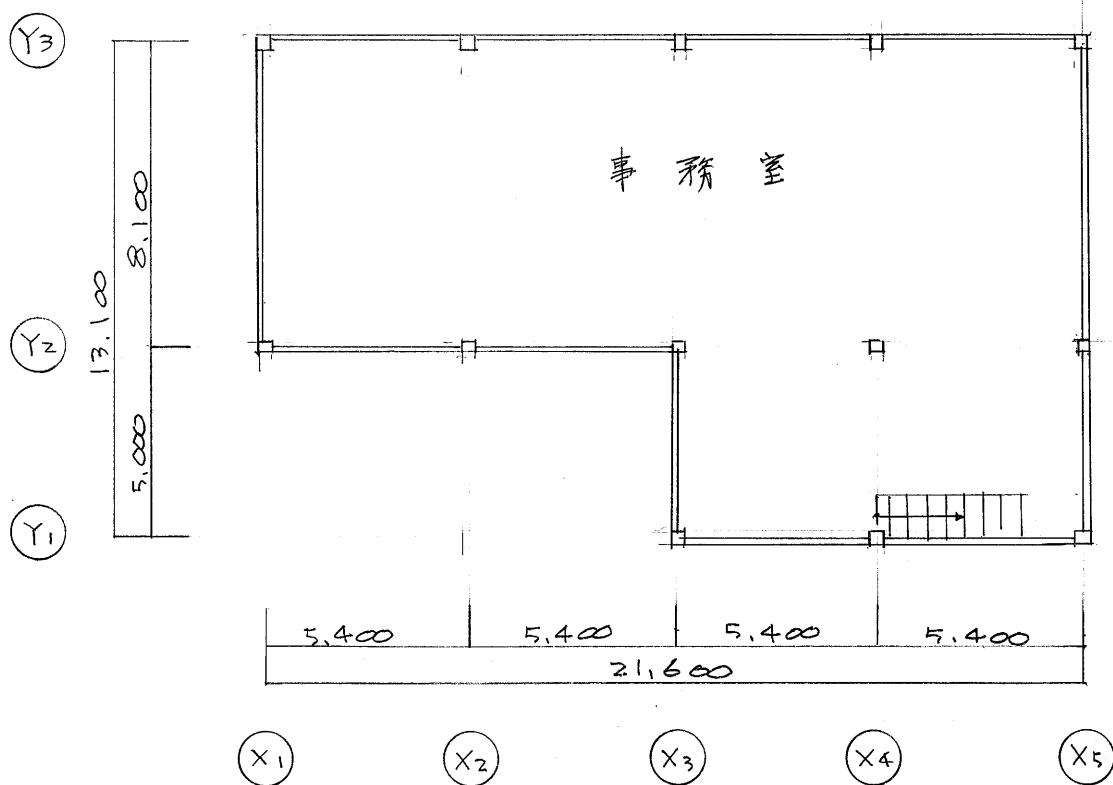
2階床 屋根仕上げと同様の市販のデッキプレートを用い、モルタル仕上げとした。

土間 土間コンクリート厚 150 mm の上モルタル仕上げとした。

外壁 軽量コンクリート版 (A.L.C 版) 厚 100 mm とした。



2階平面図



1階平面図

図 1.1.11 平面図

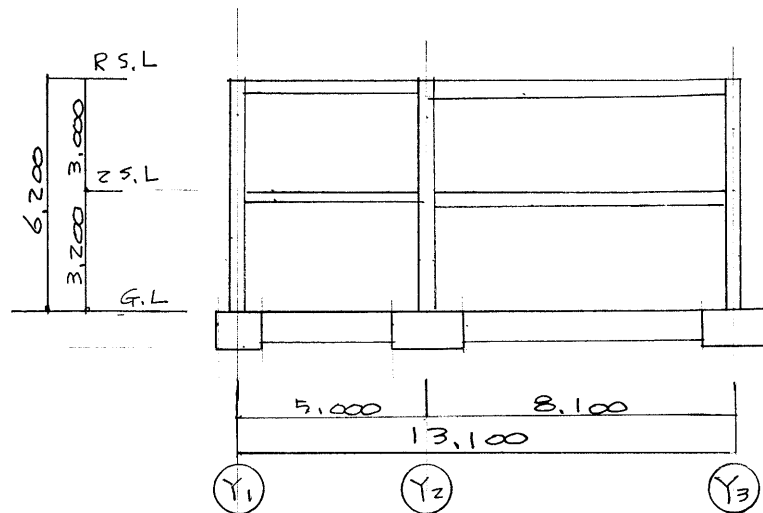


図 1.1.2 X3 通り断面図

1. 1. 2 設計方針および構造フロー

本計算は建築基準法・同施工令、国土交通省の「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」¹⁾ (以後2015年版と呼ぶ) および日本建築学会の各種構造計算規程に準拠して行う。

鉄骨建築物の二次設計のフローを図1.1.3に示す(2015年版のpp.351)を参照~~す~~。このフローから、本建築物の階数は ≤ 2 、スパンは $\leq 12\text{m}$ および延べ面積は $\leq 500\text{m}^2$ であるからここではルート「1-2」で計算を行うことにした。

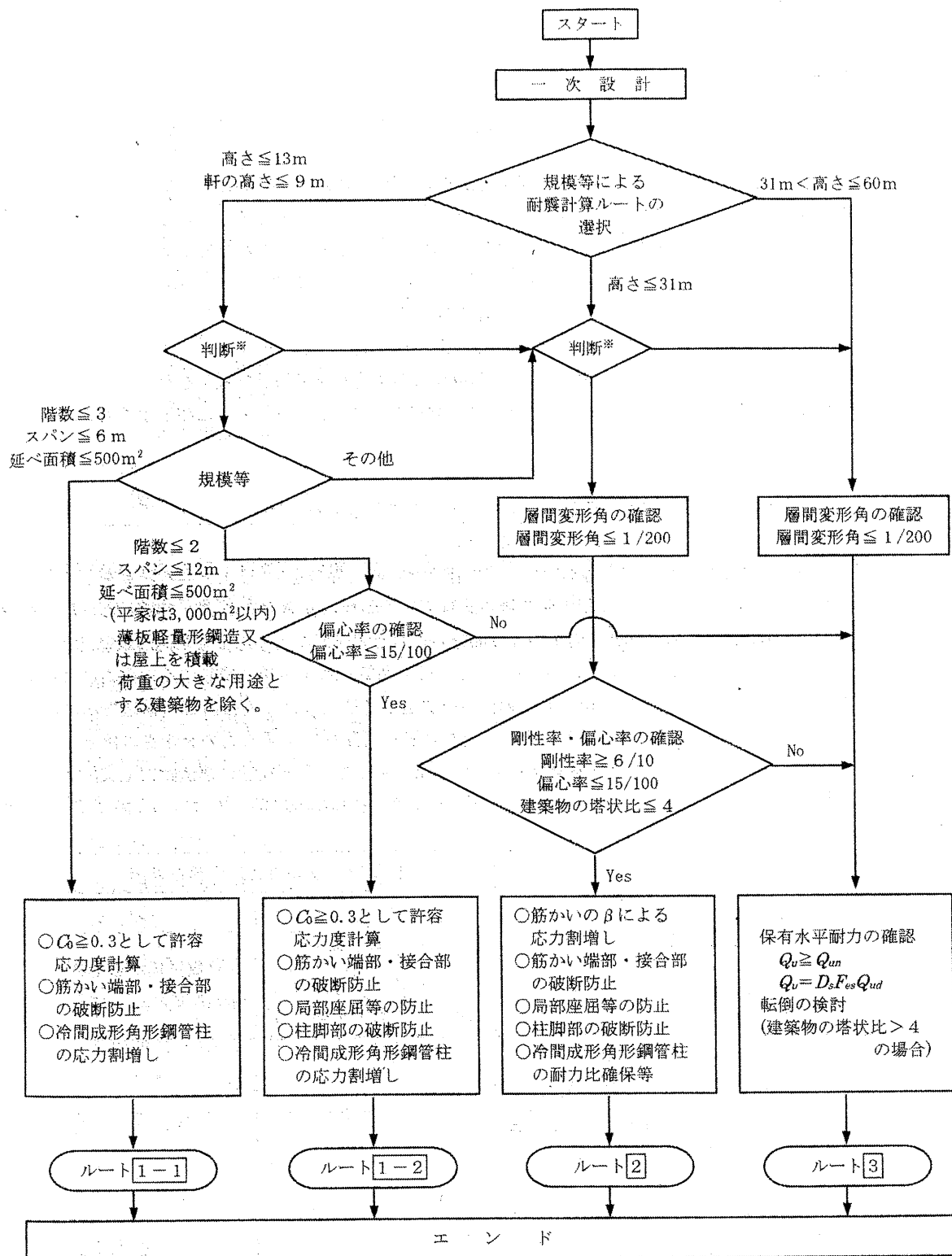
床版はデッキプレート D.R. の上にコンクリートを 80 mm 打設した耐火性のある市販されているものを用いた。ここでは大げりと床版が一体となる合成げりとし、大げりの剛性評価は鉄骨断面のみにするものとした。

本建物は X, Y 方向スラーメン構造とし、鉛直荷重時応力は固定法により求め、地震時応力は武藤博士の D 値法により求めた。風圧力や積雪荷重時応力は地震時応力より小さいためここでは省略した。

柱脚は露出柱脚とレアンカーボルト (A. B*) を柱の外側に 2 本を配し

柱脚の固定度を高めるタイプとした。これは2015年版のpp. 627のタイプⅡ-2に示形状となりある程度の固定度を有するタイプである。そこで、鉛直荷重時応力については柱脚を固定とした固定法により求め、地震時応力については柱脚の回転剛性を考慮したα値法により求めることにした。

図1.1.3に鉄骨造建築物の二次設計の構造計算フローを示す。(2015年版 p.351)



※判断とは設計者の設計方針に基づく判断のことである。例えば、高さ31m以下の建築物であっても、より詳細な検討を行う設計法であるルート3を選択する判断等のことを示している。

図11.3 鉄骨造建築物の二次設計の構造計算フロー

1.1.3 使用材料と許容応力度

コンクリートの許容応力度および材料強度は2015年版のPP.542～に示されていり、鋼材（鉄筋および鉄骨）の許容応力度および材料強度は2015年版のPP.524～に示されている。これらの応力度等を表1.1.1～表1.1.5に示す。

地中ばりおよび基礎のコンクリートにはF24を使用し、鉄筋についてはD19以上はSD345を用い、D10、D13およびD16についてはSD295Aを使用した。鉄骨の太ばりについてはSN400B、をいばりについてはSS400を、また、柱にはBCR295を使用した。

表1.1.1 コンクリートの許容応力度 (N/mm^2)

基準強度 F	長 期					短 期				
	圧縮	引張	せん断	付着 t_a		圧縮	引張	せん断	付着 t_a	
	f_c	f_t	f_s	上端筋	その他	f_c	f_t	f_s	上端筋	その他
24	8	—	0.73	1.54	2.31	16		1.09	2.31	3.46

表1.1.2 コンクリートの材料強度 (N/mm^2)

基準強度 F	圧縮	せん断	付着 $u t_a$	
	$u f_c$	$u f_s$	上端筋	その他
24	24	2.19	4.62	6.93

表1.1.3 鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

鉄筋種別	基準強度 F	長 期			短 期			備 考
		圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断	
		f_c	f_t	f_s	f_c	f_t	f_s	
SD295A	295	195	195	195	295	295	295	D10, D13, D16
SD345	345	215	215	195	345	345	345	D19以上

表 1.1.4 鋼材の許容応力度 (N/mm^2)

鋼材種別	基準強度 F	長期		短期		備考
		引張り・曲げ	せん断	引張り・曲げ	せん断	
SS400	235	155	90	235	135	小梁等
SN400B	235	155	90	235	135	大梁
SN490C	325	215	125	325	187	接合部等
BCR295	295	195	113	295	170	柱

表 1.1.5 高力ボルト (KN/本)

種 別	基準張力 (N/mm^2)	ボルトの 呼び径	長期		短期
			一面摩擦	二面摩擦	長期 $\times 1.5$
F10T	500	M16	30.2	60.3	
		M20	47.1	94.2	
		M22	57	114	
		M24	67.8	136	

表 1.1.6 アンカーボルト (N/mm^2)

種 別	F 値	長期		短期	
		引張り	せん断	引張り	せん断
ABM400	235	155	90	235	135

表 1.1.7 許容地耐力 f_e (KN/m^2)

長期	短期
200	400

1.1.4 断面の仮定および伏せ図・ラーメン図

大梁、柱および小梁の断面を表 1.1.8 ~ 1.1.10 に示し、各階床伏せ図を 1.1.3 の (a) ~ (c) に示す。

表 1.1.8 大梁 (SN400)

階	符号	断 面
R	G1	H-350 $\times$ 175 $\times$ 7 $\times$ 11
	G2	H-400 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 13
Z	G1	H-400 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 13
	G2	H-450 $\times$ 200 $\times$ 9 $\times$ 14
F	G1, G2	400 $\times$ 800

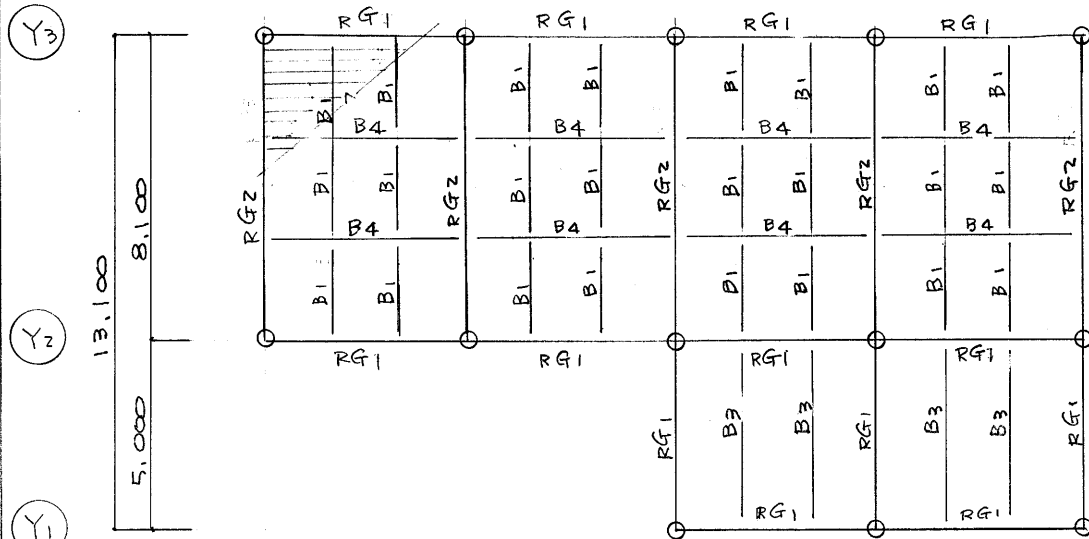
表 1.1.9 柱 (BCR295)

符 号	断 面
C1	ZC1
	IC1
C2	IC2

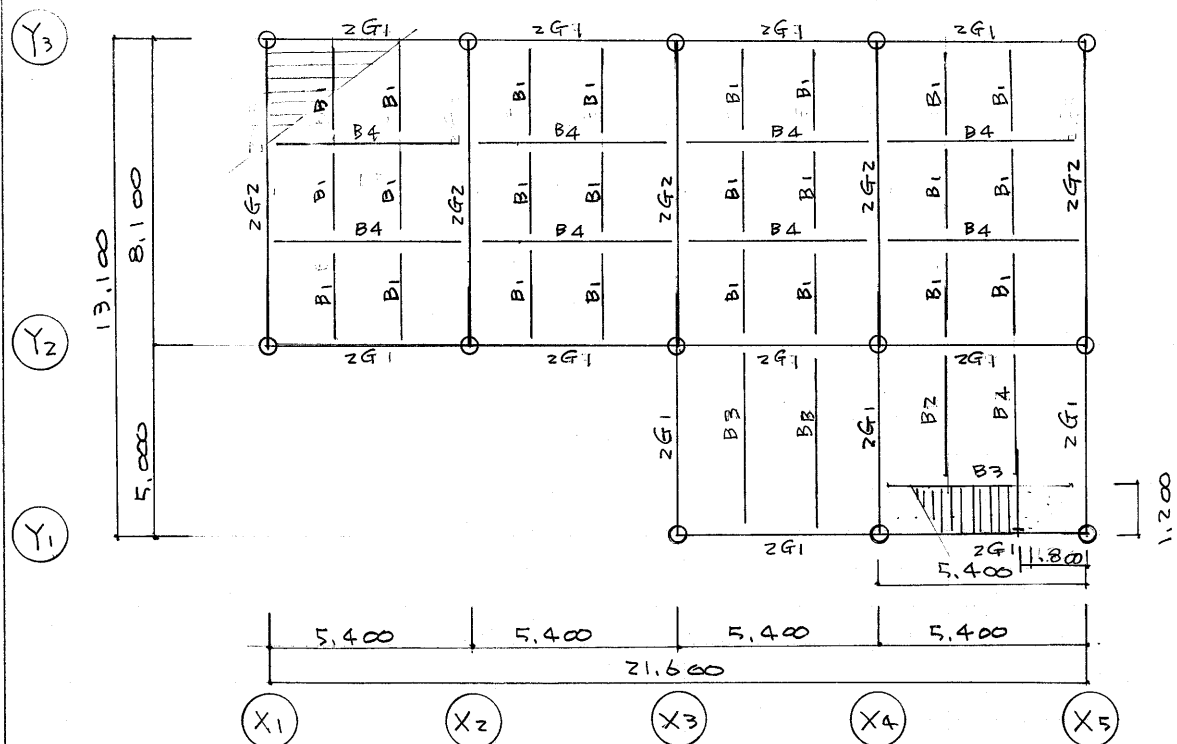
表 1.1.10 鉄骨小梁 (SS400)

符号	断面
B1	H-200×100×5.5×8
B2	H-250×125×6×9
B3	H-300×150×6.5×9
B4	H-350×175×7×11

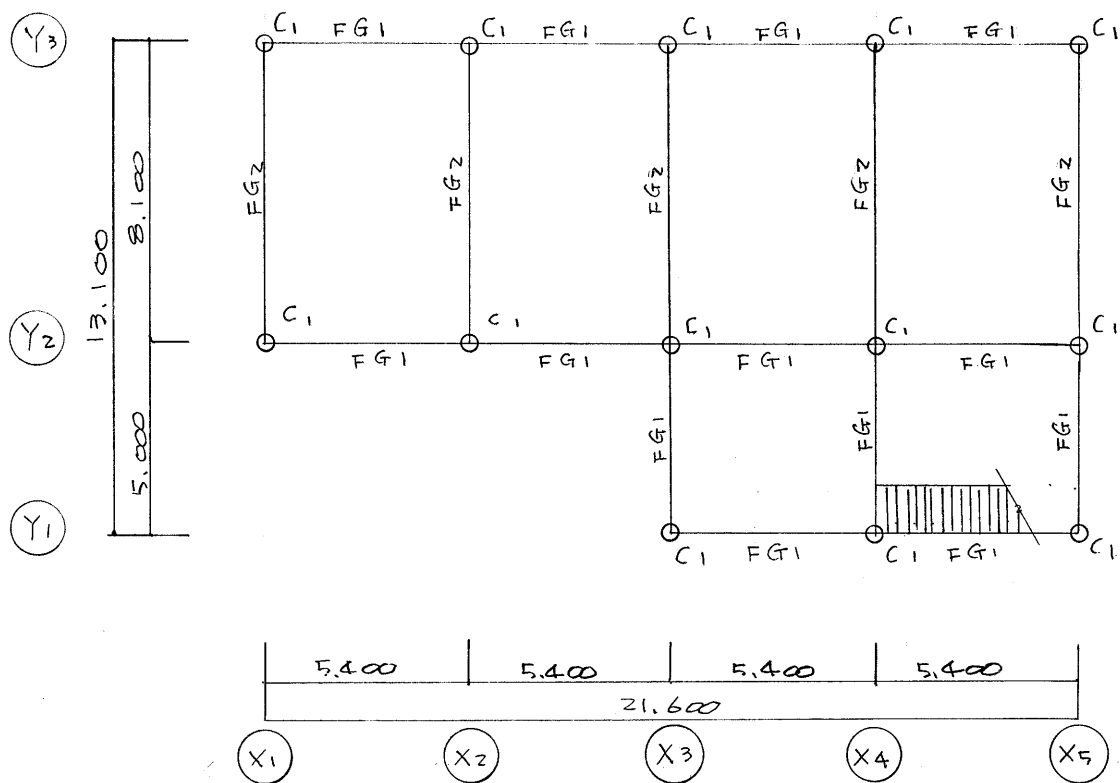
注) D. 配は X 方向に



1.1.3 R 階伏せ図 (a)



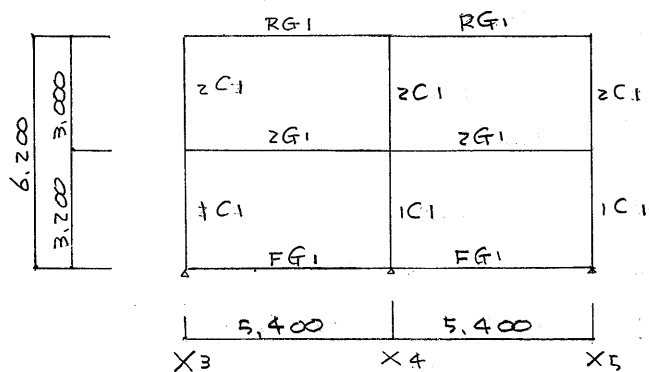
1.1.3 Z 階伏せ図 (b)



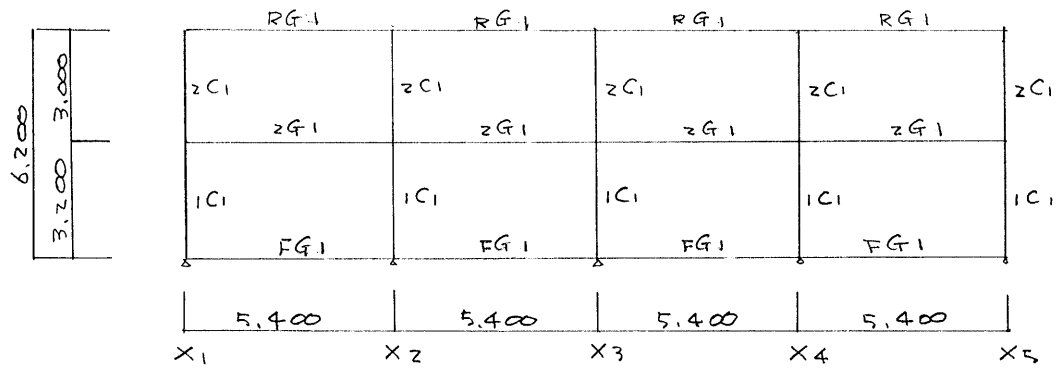
F階伏せ図 (c)

図 1.1.3 各階伏せ図

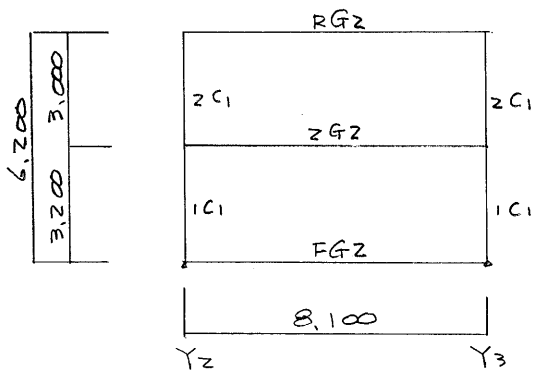
応力計算を行う場合の構造階高は上、下階の大^{はり}の中心間距離とし、スパンは隣り合う柱の中心間距離とするのが基本であるが、ここでは手計算であるため構造階高を簡略化して鉄骨大^{はり}の天端間を構造階高とした。また、1階の階高についてはベースプレート(B.配)F端から2階の大梁の天端間とし、各通りのラーメン立面図を図 1.1.4 a (a)~(d) に示す。



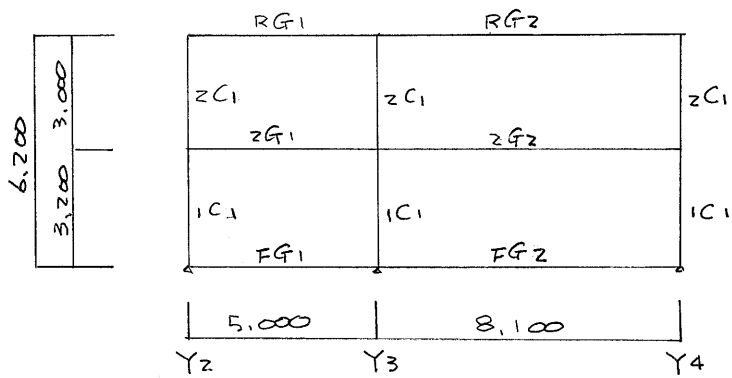
Y1 - ラーメン (a)



Y2, Y3 - ラーメン (b)



X1, X2 - ラーメン (c)



X3, X4, X5 - ラーメン (d)

1.1.4 各通りのラーメン立面図

1. 1.5 固定荷重および積載荷重

固定荷重 (Dead Load) とは建物に常時作用している床、壁、柱およびはり等の自重であり、積載荷重 (Live Load) とは建物の用途により建築基準法で定められた荷重である。

固定荷重については2015年版の pp. 271 および鉄筋コンクリート構造計算資料集 (日本建築学会)²⁾ の pp. 20 等が参考になる。また、新建材についてはメーカーのカatalog等から単位重量を調べる必要がある。大はり、小はりおよび柱等の自重は認定ソフトで計算する場合は自動的に入力されるが、手計算の場合はあらかじめその重量をみる必要がある。そこで本建築物では小はりについては 200 N/m^2 および大はりでは 400 N/m^2 を考慮することにした。

積載荷重については2015年版の pp. 273 に示されているが屋根荷重については述べられていない。ここでは施工上の事等を考慮して 400 N/m^2 を考慮することにした。

建築で用いられる材料のいくつかの比重を示す (KN/m^3)。

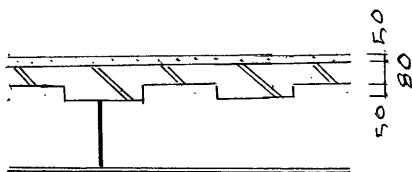
普通コンクリート	23	モルタル	20
鉄筋コンクリート	24	土	16~18
鉄骨鉄筋コンクリート	25	鉄	78.5
軽量コンクリート版	6.5		

1. 固定荷重 D.L

屋根

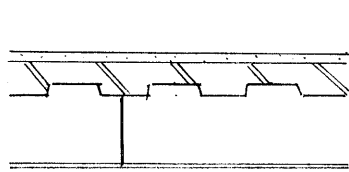
屋根の水勾配はモルタルによるため平均

厚とした。



		(N/m^2)
防水モルタル (A.V)	1000	3760
D.R + コンクリ (市販)	2510	↓
天井	250	3800

2階床



150 30

均しモルタル $\delta=30$	600
D.F. + コンクリート	2510
軽量間仕切り	350
天井	250

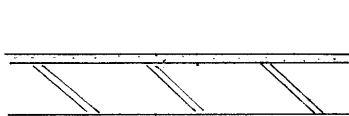
D.L (N/m²)

3710

↓

3800

土間コンクリート



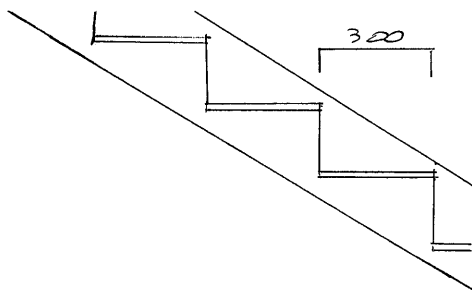
150 30

均しモルタル $\delta=30$	600
土間コンクリート	3600

D.L (N/m²)

4200

階段



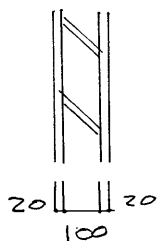
150

モルタル	800
鉄板・段板	700
ササラげた (R-250×16)	70

水平面として D.L (N/m²)

$1570 \times 1.2 = 1884 \rightarrow 1900$

外壁



軽量コンクリート版 $\delta=100$ 650
 プラスター $\delta=40$ 800

D.L (N/m²)

1450 $\rightarrow$ 1500

柱

柱の仕上材を 1200 N/m とする。

2C1, 1C1 $\square - 300 \times 300 \times 12$: $1.05 + 1.2 = 2.25$ (KN/m)

地中ばり

FG1, FG2 400×800 $0.4 \times 0.8 \times 24 = 7.68$ (KN/m)

(2) 床単位荷重

以上求めた固定荷重と建築基準法で定められた積載荷重を考慮して、床用、ラーメン用および地震力用に分類し床単位荷重表を表 1.1.11 に示す。

表 1.1.11 床単位荷重

(N/m²)

		床	用 小 梁	用 ラーメン	用 地震力
屋 根	D.L	3800	3800+200	3800+600	3800+600
	L.L	400	400	400	400
	T.L	4200	4400	4800	4800
2 階 床 (事務室)	D.L	3800	3800+200	3800+600	3800+600
	L.L	2900	2900	1800	800
	T.L	6700	6900	6200	5200
階 段	D.L	1900	1900	1900	1900
	L.L	2900	2900	1800	800
	T.L	4800	4800	3700	2700
土 間	D.L	4200	4200	4200	4200
	L.L	2900	2900	1800	800
	T.L	7100	7100	6000	5000

1.2 準備計算

1.2.1 ラーメン材の剛比

ラーメン材の剛度は $K = I / l$ として求め、剛比は $\alpha = K / K_0$ として求められる。標準剛度 K_0 はどのような値を用いるもよいが、中低層の建物の場合については鉄骨構造では 10 cm^3 、鉄筋コンクリート構造では 1000 cm^3 を用いる方が手計算の場合は便利と考えここでは $K_0 = 10 \text{ cm}^3$ とした。

剛比を求めるにあたり、上部構造は ^{鉄骨構造} であり、地中 ^{はり鉄筋コンクリート造} であるため、これを一体として応力解析を行うためには鉄骨部と地中 ^{はり} 等価な剛性とする必要がある。そこでヤング係数比を用いて以下の様に求める。

$$\alpha = E_s / E_c$$

ここで

 E_s : 鉄骨のヤング係数 E_c : コンクリートのヤング係数

鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説（日本建築学会）³⁾ の p.50 に鉄とコンクリートのヤング係数が示されているが、コンクリートのヤング係数 (N/mm^2) は強度により異なるため次式で示されている。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60} \right)^{1/3} \quad (1)$$

のコンクリート

ここに $F = 24 \text{ N/mm}^2$ を用いているため $E_c = 2.267 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

ことからヤング係数比は $n = 2.05 \times 10^5 / 2.267 \times 10^4 = 9.04$ となる。

そこで、地中ばりの剛度をここでは $K = I / 9l$ とし求めた。

地中ばりの断面二次モーメント I は土間コンクリートスラブの増大率 $\phi = 1$ とし $I = BD^3 / 12$ (B : ばり幅, D : ばり背) と求めた。鉄骨ばりの剛比を 1.2.1 に、地中ばりの剛比を表 1.2.2 に、また、柱の剛比を表 1.2.3 に示す。

表 1.2.1 鉄骨大ばりの剛比 ($K_0 = 10 \text{ cm}^3$)

階	符 号	断 面	$I (\text{cm}^4)$	$l (\text{cm})$	$K (\text{cm}^3)$	K_0
R	RG1	H-350×175×7×11	13500	540	25	2.5
			500	500	27	2.7
	RG2	H-400×200×8×13	23500	810	29	2.9
Z	ZG1	H-400×200×8×13	23500	540	43.5	4.4
				500	47	4.7
	ZG2	H-450×200×9×14	32900	810	40.6	4.1

表 1.2.2 地中ばりの剛比

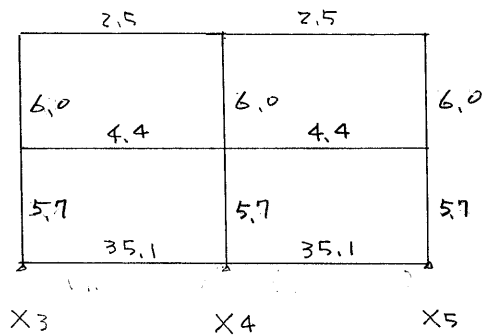
符 号	$B \times D (\text{cm})$	$I (\times 10^5 \text{ cm}^4)$	$l (\text{cm})$	$K = I / 9l (\text{cm}^3)$	K_0
FG1	40×80	17.07	540	351.2	35.1
			500	379.3	37.9
FG2	40×80	17.07	810	234.2	23.4

表 1.2.3 柱の剛比

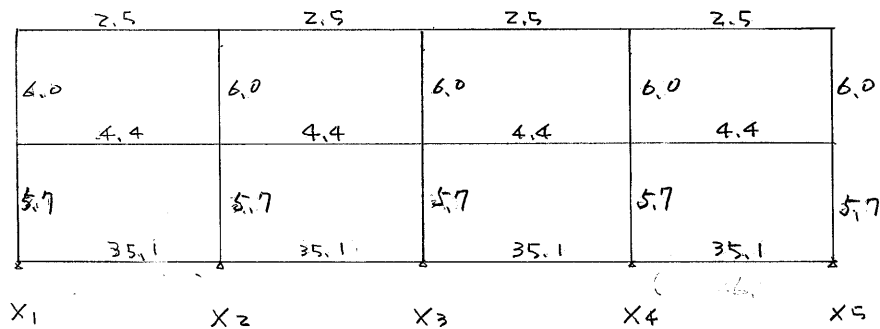
($K_0 = 10 \text{ cm}^3$)

符 号	断 面	$I (\text{cm}^4)$	$r_1 (\text{cm})$	$K (\text{cm}^3)$	r_k
C ₁	2C ₁	□-300×300×12 18100	300	60	6.0
	1C ₁		320	57	5.7

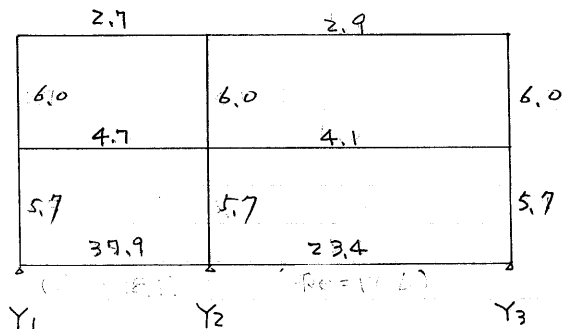
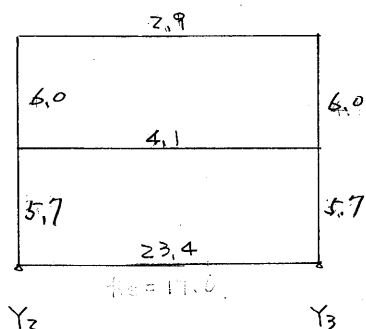
ラーメン部材の剛比一覧を図 1.2.1 に示す。



Y₁ ラーメン



Y₂, Y₃ ラーメン



X₁, X₂ ラーメン

X₃, X₄, X₅ ラーメン

図 1.2.1 ラーメン部材の剛比

1. 2. 2 鉛直荷重時の C , M_0 , Q_0

鉛直荷重時応力をここでは固定法により求めるが、そのためには C , M_0 , Q_0 をあらかじめ求める必要があるためこれらについて簡単に説明する。
 C ははりの両端を固定とした時の端部のモーメントであり、その符号は節点を中心に時計回りを (+) とし反時計回りを (-) とする。 M_0 ははりの両端を単純支持した時の中央の曲げモーメントであり、 Q_0 は両端を単純支持した時のせん断力である。その1例を図 1. 2. 2 に示し、いくつかの荷重状況の C , M_0 , Q_0 の公式を付 $\bigcirc$ に示す。また、土間コンクリートの荷重 ^{について} 地中ばりの片側 ^{の部分} 1m ばりに負担させることにした。

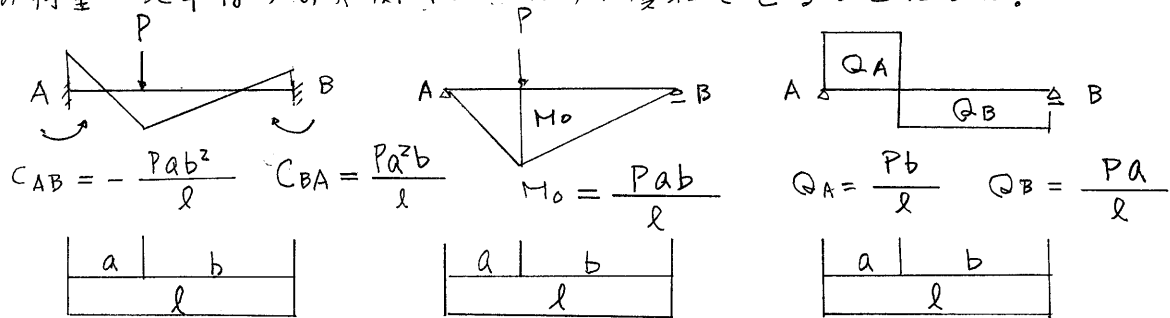


図 1. 2. 2 C , M_0 , Q_0 の 1 例

C , M_0 , Q_0 の荷重分布を R 階の一部で説明する。

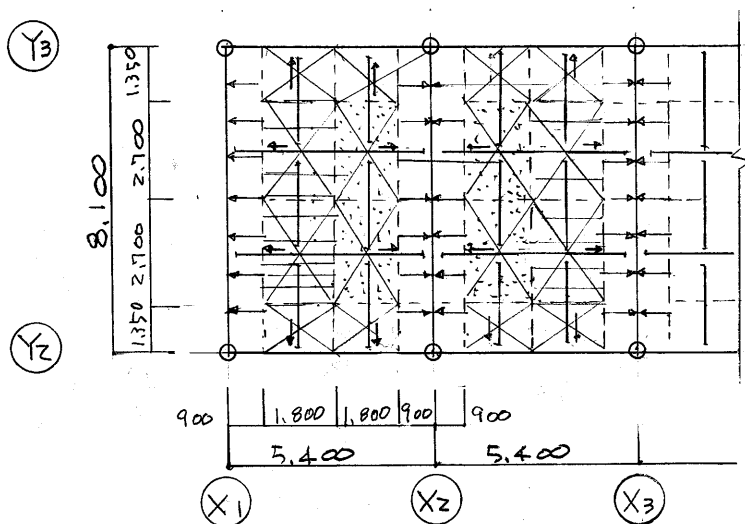
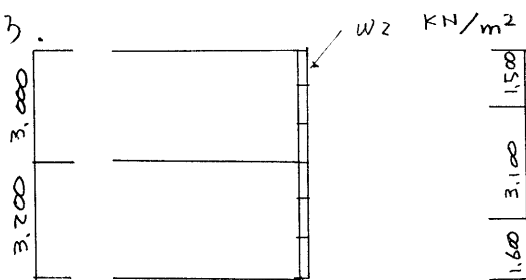


図 1. 2. 3 床荷重分布

R階の Y2 ラーメンの X1 - X2 間の大梁 RGY2 (X1 - X2) について検討するとほりには2つの集中荷重と壁の等分布荷重が作用している。外壁の軽量コンクリート版は上下階のばりで支持されているためその重量は図 1.2.4 の様に取り扱う。



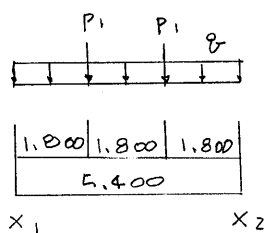
$$RG \text{ の外壁 } q = 1.5 \times w_2$$

$$2G \text{ の外壁 } q = 3.1 \times w_2$$

$$FG \text{ の外壁 } q = 1.6 \times w_2$$

図 1.2.4

以上から RGY2 (X1 - X2) の C, M₀, Q₀ は次の様になる。



床荷重を w_1 KN/m² とするとつぎの様になる。

$$P_1 = 1.8 \times 1.35 \times w_1 \text{ (KN)} \quad q = 1.5 \times w_2 \text{ (KN/m)}$$

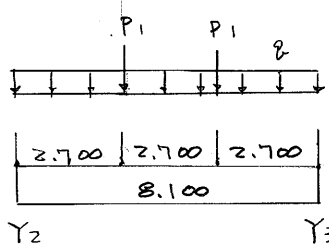
$$\left[\begin{array}{l} C = \frac{2}{9} P_1 l + \frac{1}{12} q l^2 \\ M_0 = \frac{1}{3} P_1 l + \frac{1}{8} q l^2 \\ Q_0 = P_1 + \frac{1}{2} q l \end{array} \right.$$

Y方向の大梁について説明すると内部には壁がなかったため床荷重のみとなる

ため RGY2 (Y2 - Y3) はつぎの様に求められる。

$$P_1 = 1.8 \times 2.7 \times 2 \times w_1 = 9.72 w_1 \text{ (KN)}$$

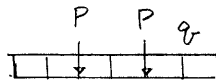
$$q = 1.8 \times w_1 \text{ (KN/m)}$$



$$\left[\begin{array}{l} C = \frac{2}{9} P_1 l + \frac{1}{12} q l^2 \\ M_0 = \frac{1}{3} P_1 l + \frac{1}{8} q l^2 \\ Q_0 = P_1 + \frac{1}{2} q l \end{array} \right.$$

Y1 ラン

RGY1 (X3 - X5)



1.800	1.800	1.800
5.400		

$$P = 1.8 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 4.8 \text{ KN/m}^2 = 21.6 \text{ KN (床)}$$

$$q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 2.3 \text{ KN/m (壁)}$$

$$C = \frac{2}{9} \times 21.6 \times 5.4 + \frac{1}{12} \times 2.3 \times 5.4^2 = 32 \text{ KNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 21.6 \times 5.4 + \frac{1}{8} \times 2.3 \times 5.4^2 = 47 \text{ KNm}$$

$$Q_0 = 21.6 + \frac{1}{2} \times 2.3 \times 5.4 = 28 \text{ KN}$$

ZGY1 (X3 - X4)

$$P = 1.8 \times 2.5 \times 6.2 = 27.9 \text{ KN}$$

$$q = 1.5 \times 3.1 = 4.7 \text{ KN/m}$$

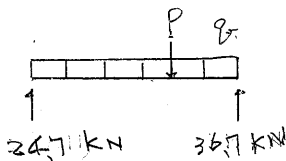
$$C = \frac{2}{9} \times 27.9 \times 5.4 + \frac{1}{12} \times 4.7 \times 5.4^2 = 45 \text{ KNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 27.9 \times 5.4 + \frac{1}{8} \times 4.7 \times 5.4^2 = 67 \text{ KNm}$$

$$Q_0 = 27.9 + \frac{1}{2} \times 4.7 \times 5.4 = 41 \text{ KN}$$

同上タイプ

ZGY1 (X4 - X5)



3.600	1.800
5.400	
X4	X5

階段部分の荷重もPに含めた

$$P = 6.2 (1.8 \times 1.3 + 0.9 \times 2.5) + 3.7 \times 1.8 \times 1.2 = 36 \text{ KN}$$

$$q = 1.5 \times 3.1 = 4.7 \text{ KN/m}$$

$$C_{X4} = \frac{1}{5.4^2} \times 36 \times 3.6 \times 1.8^2 + \frac{1}{12} \times 4.7 \times 5.4^2 = 26 \text{ KNm}$$

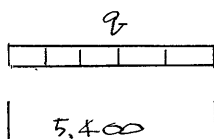
$$C_{X5} = \frac{1}{5.4^2} \times 36 \times 3.6^2 \times 1.8 + \frac{1}{12} \times 4.7 \times 5.4^2 = 40 \text{ KNm}$$

$$M_0 = 24.7 \times 2.7 - (4.7 \times 2.7) \times 1.35 = 50 \text{ KNm}$$

$$Q_{X4} = \frac{1}{5.4} \times 36 \times 1.8 + \frac{1}{2} \times 4.7 \times 5.4 = 25 \text{ KN}$$

$$Q_{X5} = \frac{1}{5.4} \times 36 \times 3.6 + \frac{1}{2} \times 4.7 \times 5.4 = 37 \text{ KN}$$

FGY1 (X3 - X5)



$$q = \frac{7.68}{\text{地中はり}} + \frac{6 \times 1}{\text{土間コン}} + \frac{1.5 \times 1.6}{\text{外壁}} = 16.1 \text{ KN/m}$$

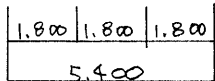
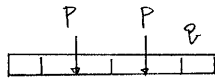
$$C = \frac{1}{12} \times 16.1 \times 5.4^2 = 39 \text{ KNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 16.1 \times 5.4^2 = 59 \text{ KNm}$$

$$Q_0 = \frac{1}{2} \times 16.1 \times 5.4 = 43 \text{ KN}$$

Y2 3-x

RGY2 (X1 - X3)



$$P = 1.35 \times 1.8 \times 4.8 = 11.7 \text{ kN}$$

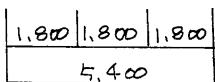
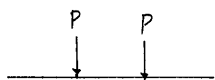
$$q = 1.5 \times 1.5 = 2.3 \text{ kN/m}$$

$$C = \frac{2}{9} \times 11.7 \times 5.4 + \frac{1}{12} \times 2.3 \times 5.4^2 = 20 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 11.7 \times 5.4 + \frac{1}{8} \times 2.3 \times 5.4^2 = 29 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = 11.7 + \frac{1}{2} \times 2.3 \times 5.4 = 18 \text{ kN}$$

RGY2 (X3 - X5)



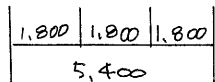
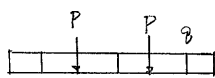
$$P = (1.35 + 2.5) \times 1.8 \times 4.8 = 33.3 \text{ kN}$$

$$C = \frac{2}{9} \times 33.3 \times 5.4 = 40 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 33.3 \times 5.4 = 60 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = 33 \text{ kN}$$

ZGY2 (X1 - X3)



$$P = 1.35 \times 1.8 \times 6.2 = 15.1 \text{ kN}$$

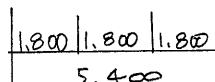
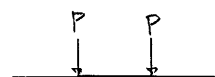
$$q = 1.5 \times 3.1 = 4.7 \text{ kN/m}$$

$$C = \frac{2}{9} \times 15.1 \times 5.4 + \frac{1}{12} \times 4.7 \times 5.4^2 = 30 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 15.1 \times 5.4 + \frac{1}{8} \times 4.7 \times 5.4^2 = 44 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = 15.1 + \frac{1}{2} \times 4.7 \times 5.4 = 28 \text{ kN}$$

ZGY2 (X3 - X5)



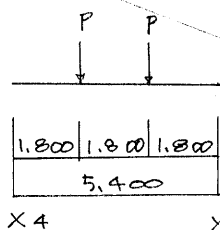
$$P = (1.35 + 2.5) \times 1.8 \times 6.2 = 43 \text{ kN}$$

$$C = \frac{2}{9} \times 43 \times 5.4 = 52 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 43 \times 5.4 = 77 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = 43 \text{ kN}$$

~~2GYZ (X4 - X5)~~



$$P = (1.35 + 2.5) \times 1.8 \times 6.2 = 43 \text{ kN}$$

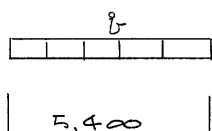
$$C = \frac{2}{9} \times 43 \times 5.4 = 52 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 43 \times 5.4 = 77 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = 43 \text{ kN}$$

FGYZ (X1 - X3) → FG Y1 (X3 - X5) と同し

FGYZ (X3 - X5)



$$q = 7.68 + 6 \times 2 = 19.7 \text{ kN/m}$$

$$C = \frac{1}{12} \times 19.7 \times 5.4^2 = 48 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 19.7 \times 5.4^2 = 72 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = \frac{1}{2} \times 19.7 \times 5.4 = 53 \text{ kN}$$

Y3 ラーメン

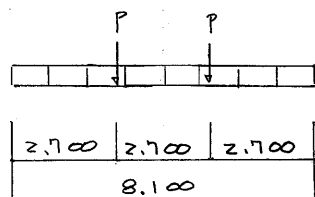
RGY3 (X1 - X5) → RGYZ (X1 - X3) と同じ

2GY3 (X1 - X5) → 2GYZ (X1 - X3) と同じ

FGY3 (X1 - X5) → FG Y1 (X3 - X5) と同じ

X1 ラーメン

RGX1 (Y2 - Y3)



$$P = 2.7 \times 1.8 \times 4.8 = 23.3 \text{ kN}$$

$$q = 0.9 \times 4.8 + 1.5 \times 1.5 = 6.6 \text{ kN/m}$$

$$C = \frac{2}{9} \times 23.3 \times 8.1 + \frac{1}{12} \times 6.6 \times 8.1^2 = 78 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{3} \times 23.3 \times 8.1 + \frac{1}{8} \times 6.6 \times 8.1^2 = 116 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = 23.3 + \frac{1}{2} \times 6.6 \times 8.1 = 50 \text{ kN}$$

2Gx1 (Y2-Y3)

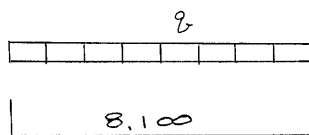
$$P = 2.7 \times 1.8 \times 6.2 = 30.1 \text{ KN}$$

$$q = 0.9 \times 6.2 + 3.1 \times 1.5 = 10.2 \text{ KN}$$

同上タイフ

$$\left[\begin{aligned} C &= \frac{2}{9} \times 30.1 \times 8.1 + \frac{1}{12} \times 10.2 \times 8.1^2 = 110 \text{ KNm} \\ M_0 &= \frac{1}{3} \times 30.1 \times 8.1 + \frac{1}{8} \times 10.2 \times 8.1^2 = 165 \text{ KNm} \\ Q_0 &= 30.1 + \frac{1}{2} \times 10.2 \times 8.1 = 71 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

FGx1 (Y2-Y3)

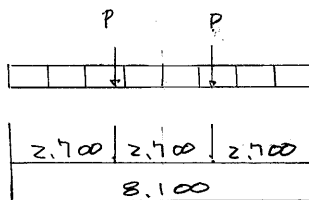


$$q = 7.68 + 6 \times 1 + 1.6 \times 1.5 = 16.1 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{aligned} C &= \frac{1}{12} \times 16.1 \times 8.1^2 = 88 \text{ KNm} \\ M_0 &= \frac{1}{8} \times 16.1 \times 8.1^2 = 132 \text{ KNm} \\ Q_0 &= \frac{1}{2} \times 16.1 \times 8.1 = 65 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

X2 7- / \

RGx2 (Y2-Y3)



$$P = 2.7 \times 3.6 \times 4.8 = 46.7 \text{ KN}$$

$$q = 1.8 \times 4.8 = 8.6 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{aligned} C &= \frac{2}{9} \times 46.7 \times 8.1 + \frac{1}{12} \times 8.6 \times 8.1^2 = 131 \text{ KNm} \\ M_0 &= \frac{1}{3} \times 46.7 \times 8.1 + \frac{1}{8} \times 8.6 \times 8.1^2 = 197 \text{ KNm} \\ Q_0 &= 46.7 + \frac{1}{2} \times 8.6 \times 8.1 = 82 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

2Gx2 (Y2-Y3)

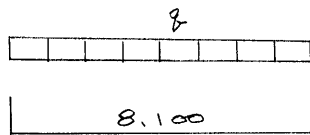
$$P = 2.7 \times 3.6 \times 6.2 = 60.3 \text{ KN}$$

$$q = 1.8 \times 6.2 = 11.2 \text{ KN/m}$$

同上タイフ

$$\left[\begin{aligned} C &= \frac{2}{9} \times 60.3 \times 8.1 + \frac{1}{12} \times 11.2 \times 8.1^2 = 170 \text{ KNm} \\ M_0 &= \frac{1}{3} \times 60.3 \times 8.1 + \frac{1}{8} \times 11.2 \times 8.1^2 = 255 \text{ KNm} \\ Q_0 &= 60.3 + \frac{1}{2} \times 11.2 \times 8.1 = 106 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

FGx2 (Y2 - Y3)

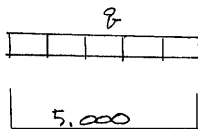


$$q = 7.68 + 6 \times 2 = 19.7 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} C = \frac{1}{12} \times 19.7 \times 8.1^2 = 108 \text{ KNm} \\ M_0 = \frac{1}{8} \times 19.7 \times 8.1^2 = 162 \text{ KNm} \\ Q_0 = \frac{1}{2} \times 19.7 \times 8.1 = 80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

X3 3-7

RGx3 (Y1 - Y2)

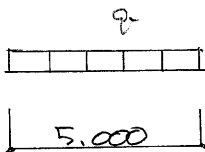


$$q = 0.9 \times 4.8 + 1.5 \times 1.5 = 6.6 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} C = \frac{1}{12} \times 6.6 \times 5^2 = 14 \text{ KNm} \\ M_0 = \frac{1}{8} \times 6.6 \times 5^2 = 21 \text{ KNm} \\ Q_0 = \frac{1}{2} \times 6.6 \times 5 = 17 \text{ KN} \end{array} \right.$$

RGx3 (Y2 - Y3) → RGx2 (Y2 - Y3) と同じ

zGx3 (Y1 - Y2)

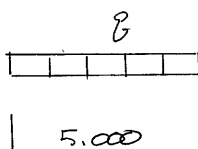


$$q = 0.9 \times 6.2 + 3.1 \times 1.5 = 10.2 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} C = \frac{1}{12} \times 10.2 \times 5^2 = 21 \text{ KNm} \\ M_0 = \frac{1}{8} \times 10.2 \times 5^2 = 32 \text{ KNm} \\ Q_0 = \frac{1}{2} \times 10.2 \times 5 = 26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

zGx3 (Y2 - Y3) → zGx2 (Y2 - Y3) と同じ

FGx3 (Y1 - Y2)



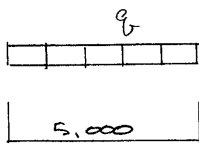
$$q = 7.68 + 6 \times 1.5 + 1.5 \times 1.6 = 16.1 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} C = \frac{1}{12} \times 16.1 \times 5^2 = 34 \text{ KNm} \\ M_0 = \frac{1}{8} \times 16.1 \times 5^2 = 50 \text{ KNm} \\ Q_0 = \frac{1}{2} \times 16.1 \times 5 = 40 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$FG \times 3 (Y_2 - Y_3) \rightarrow FG \times 2 (Y_2 - Y_3) \text{ と同じ}$$

$$X_4 \rightarrow X_5$$

$$RG \times 4 (Y_1 - Y_2)$$



$$q = 1.8 \times 4.8 = 8.6 \text{ kN/m}$$

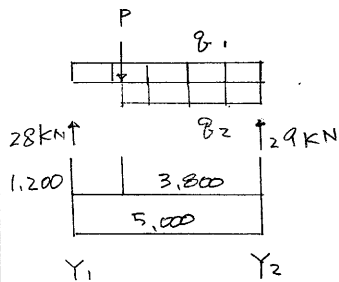
$$C = \frac{1}{12} \times 8.6 \times 5^2 = 18 \text{ kNm}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 8.6 \times 5^2 = 27 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = \frac{1}{2} \times 8.6 \times 5 = 22 \text{ kN}$$

$$RG \times 4 (Y_2 - Y_3) \rightarrow RG \times 2 (Y_2 - Y_3) \text{ と同じ}$$

$$ZG \times 4 (Y_1 - Y_2)$$



$$P = 0.9 \times 1.3 \times 6.2 = 7.3 \text{ kN}$$

$$q_1 = q_2 = 0.9 \times 6.2 = 5.6 \text{ kN/m}$$

$$C_{Y1} = \frac{1}{5^2} \times 7.3 \times 3.2 \times 3.8^2 + \frac{1}{12} \times 5.6 \times 5^2 + \frac{1}{12 \times 5^2} \times 5.6 \times 3.8^3 \times (5 + 3 \times 1.2) = 17 \text{ kNm}$$

$$C_{Y2} = \frac{1}{5^2} \times 7.3 \times 3.8 \times 1.2^2 + \frac{1}{12} \times 5.6 \times 5^2 + \frac{1}{12 \times 5^2} \times 5.6 \times 3.8^3 \times (5^2 + 2 \times 5 \times 1.2 + 3 \times 1.2^2) = 24 \text{ kNm}$$

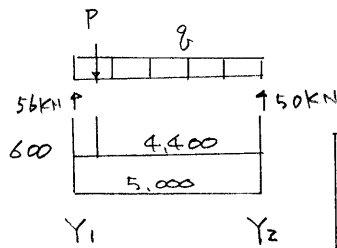
$$M_0 = 29 \times 2.5 - (5.6 \times 2 \times 2.5) \times 1.25 = 38 \text{ kNm}$$

$$Q_{Y1} = \frac{1}{5} \times 7.3 \times 3.8 + \frac{1}{2} \times 5.6 \times 5 + \frac{1}{2 \times 5} \times 5.6 \times 3.8^2 = 28 \text{ kN}$$

$$Q_{Y2} = \frac{1}{5} \times 7.3 \times 1.2 + \frac{1}{2} \times 5.6 \times 5 + \frac{1}{2 \times 5} \times 5.6 \times 3.8 \times (3.8 + 2 \times 1.2) = 29 \text{ kN}$$

$2G \times 4 (Y_2 - Y_3) \rightarrow 2G \times 2 (Y_2 - Y_3)$ と同じ

$FG \times 4 (Y_1 - Y_2)$



$$P = 1.2 \times 1.8 \times 3.7 = 8 \text{ kN}$$

$$q = 7.68 + 6 \times 2 = 19.7 \text{ kN/m}$$

$$C_{Y1} = \frac{1}{5^2} \times 8 \times 0.6 \times 4.4^2 + \frac{1}{12} \times 19.7 \times 5^2$$

$$= 45 \text{ kNm}$$

$$C_{Y2} = \frac{1}{5^2} \times 8 \times 0.6^2 \times 4.4 + \frac{1}{12} \times 19.7 \times 5^2$$

$$= 42 \text{ kNm}$$

$$M_0 = 50 \times 2.5 - (19.7 \times 2.5) \times 1.25 = 63 \text{ kNm}$$

$$Q_{Y1} = \frac{1}{5} \times 8 \times 4.4 + \frac{1}{2} \times 19.7 \times 5 = 56 \text{ kN}$$

$$Q_{Y2} = \frac{1}{5} \times 8 \times 0.6 + \frac{1}{2} \times 19.7 \times 5 = 50 \text{ kN}$$

$FG \times 4 (Y_2 - Y_3) \rightarrow FG \times 2 (Y_2 - Y_3)$ と同じ

X_5 ラーメン

$RG \times 5 (Y_1 - Y_2) \rightarrow RG \times 3 (Y_1 - Y_2)$ と同じ

$RG \times 5 (Y_2 - Y_3) \rightarrow RG \times 1 (Y_2 - Y_3)$ と同じ

$2G \times 5 (Y_1 - Y_2) \rightarrow 2G \times 3 (Y_1 - Y_2)$ と同じ

$2G \times 5 (Y_2 - Y_3) \rightarrow 2G \times 1 (Y_2 - Y_3)$ と同じ

$FG \times 5 (Y_1 - Y_2) \rightarrow FG \times 3 (Y_1 - Y_2)$ と同じ

$FG \times 5 (Y_2 - Y_3) \rightarrow FG \times 1 (Y_2 - Y_3)$ と同じ

1.2.3 鉛直荷重時柱軸方向力

各階の柱軸方向力は図1.2.5に示す様に隣り合うスパンの1/2で囲まれた^床面積を負担し、高さ方向は上下階の階高の1/2づつを負担する。こゝでの床荷重はp.14に示すラーメン用を使用し、土間コンクリートの重量は地中ばりの片側1mの範囲を柱軸力に加えることにした。

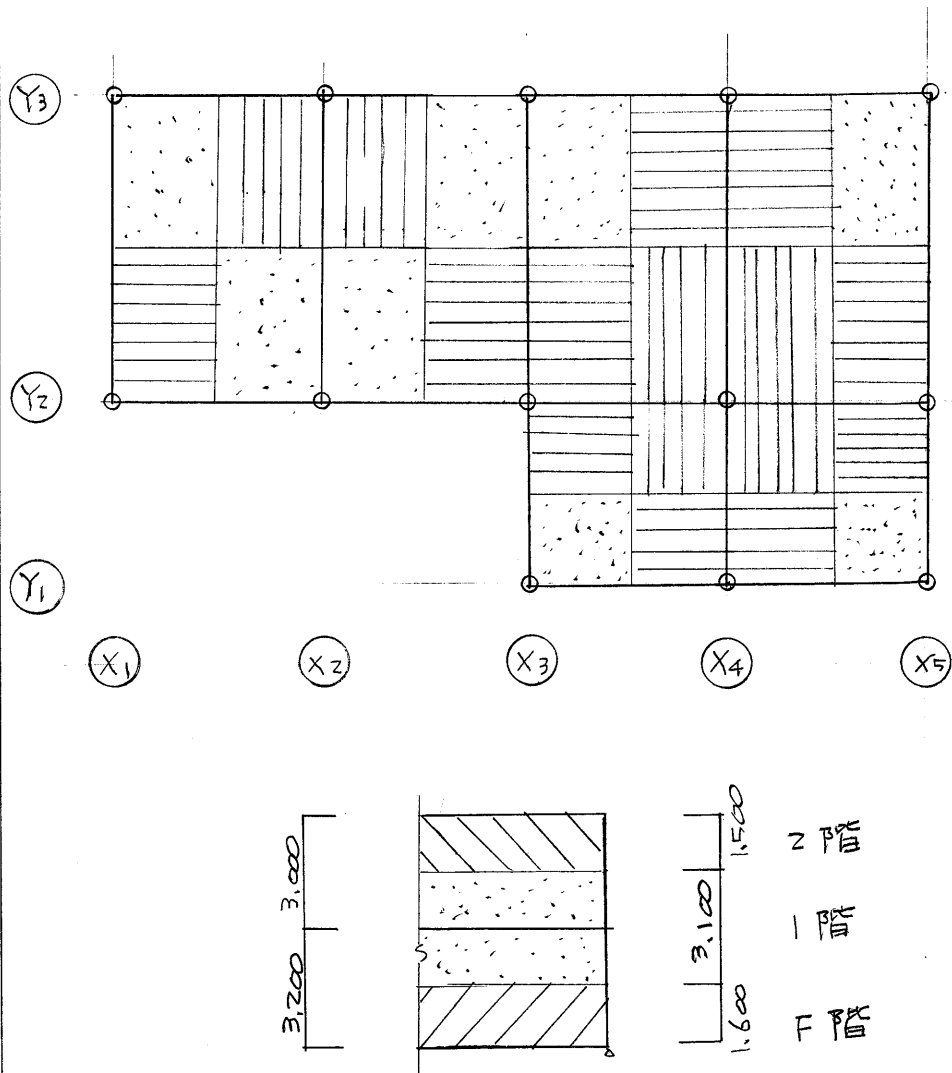


図1.2.5 柱軸力の負担面積

表 1.2.4 鉛直荷重時柱軸方向力

(kN)

位置	階	床 版	柱	壁	地中梁等	N	ΣN
CY1-X3	Z	$4.8 \times 2.7 \times 2.5 = 32.4$	$2.25 \times 1.5 = 3.4$	$1.5 \times 5.2 \times 1.5 = 11.7$		48	48
	I	$6.2 \times 2.7 \times 2.5 = 41.9$	$2.25 \times 3.1 = 7.0$	$1.5 \times 5.2 \times 3.1 = 24.2$		73	121
	F	$6 \times 2.7 \times 1 = 16.2$ $6 \times 1.5 \times 1 = 9$	$2.25 \times 1.6 = 3.6$	$1.5 \times 5.2 \times 1.6 = 12.5$	$7.68 \times 5.2 = 39.9$	81	202
CY1-X4	Z	$4.8 \times 5.4 \times 2.5 = 64.8$	3.4	$1.5 \times 5.4 \times 1.5 = 12.2$		80	80
	I	$6.2 \times 2.7 \times 2.5 = 41.9$ $6.2 \times 1.3 \times 2.7 = 21.8$	7.0	$1.5 \times 5.4 \times 3.1 = 25.1$		96	176
	F	$6 \times 5.4 \times 1 = 32.4$ $6 \times 1.5 \times 2 = 18$ $3.7 \times 1.2 \times 2.7 = 12$	3.6	$1.5 \times 5.4 \times 1.6 = 13$	$7.68 \times 7.9 = 60.7$	140	316
CY1-X5	Z	$4.8 \times 2.7 \times 2.5 = 32.4$	3.4	11.7		48	48
	I	$6.2 \times 2.7 \times 1.3 = 21.8$ $6.2 \times 1.2 \times 1.5 = 11.2$ $3.7 \times 1.2 \times 0.9 = 4$	7.0	24.2		68	116
	F	$6 \times 2.7 \times 1 = 16.2$ $6 \times 1.5 \times 1 = 9$	3.6	12.5	39.9	81	197
CY2-X1 CY3-X1 CY3-X5	Z	$4.8 \times 2.7 \times 4.05 = 52.5$	3.4	$1.5 \times 6.75 \times 1.5 = 15.2$		71	71
	I	$6.2 \times 2.7 \times 4.05 = 67.8$	7.0	$1.5 \times 6.75 \times 3.1 = 31.4$		106	177
	F	$6 \times 2.7 \times 1 = 16.2$ $6 \times 3.05 \times 1 = 18.3$	3.6	$1.5 \times 6.75 \times 1.6 = 16.2$	$7.68 \times 6.75 \times 1 = 51.8$	106	283
CY2-X2 CY3-X2 CY3-X3 CY3-X4	Z	$4.8 \times 5.4 \times 4.05 = 105$	3.4	$1.5 \times 5.4 \times 1.5 = 12.2$		121	121
	I	$6.2 \times 5.4 \times 4.05 = 135.6$	7.0	$1.5 \times 5.4 \times 3.1 = 25.1$		168	289
	F	$6 \times 5.4 \times 1 = 32.4$ $6 \times 3.05 \times 2 = 36.6$	3.6	$1.5 \times 5.4 \times 1.6 = 13$	$7.68 \times 9.45 = 72.6$	158	447
CY2-X3	Z	$4.8 \times 5.4 \times 4.05 = 105$ $4.8 \times 2.7 \times 2.5 = 32.4$	3.4	$1.5 \times 5.2 \times 1.5 = 11.7$		153	153
	I	$6.2 \times 5.4 \times 4.05 = 135.6$ $6.2 \times 2.7 \times 2.5 = 41.9$	7.0	$1.5 \times 5.2 \times 3.1 = 24.2$		209	362
	F	$6 \times 5.2 \times 1 = 31.2$ $6 \times 4.15 \times 2 = 57$	3.6	$1.5 \times 5.2 \times 1.6 = 12.5$	$7.68 \times 11.95 = 91.8$	196	558
CY2-X4	Z	$4.8 \times 5.4 \times 6.55 = 169.8$	3.4			173	173
	I	$6.2 \times 5.4 \times 6.55 = 219.3$	7.0			226	399
	F	$6 \times 5.4 \times 2 = 64.8$ $6 \times 4.55 \times 2 = 54.6$	3.6		$7.68 \times 11.95 = 91.8$	215	614

位置	階	床 版	柱	壁	地中ばり等	N	ΣN
C Y Z-X5	Z	$4.8 \times 2.7 \times 6.55 = 84.9$	3.4	$1.5 \times 6.55 \times 1.5 = 14.7$		103	103
	1	$6.2 \times 2.7 \times 6.55 = 109.6$	7.0	$1.5 \times 6.55 \times 3.1 = 30.5$		147	250
	F	$6 \times 2.7 \times 2 = 32.4$ $6 \times 4.55 \times 1 = 27.3$	3.6	$1.5 \times 6.55 \times 1.6 = 15.7$	$7.68 \times 9.25 = 71$	150	400

1.2.4 地震時水平力

1. 各階の建物重量

地震力については各階の全重量に基づき算出する。その際、壁等の高さ方向の分布は柱軸力と同様に各階の1/2^{上下}を負担する。また、床荷重には地震力用を使用する。

表1.2.5 各階の建物重量

階	W の 計 算				Σ W _i (KN)
	荷重種別	単位荷重	面積 × 長さ = W _i (KN)		
Z	屋根床	4.8	$(21.6 \times 8.1 + 10.8 \times 5)$	1099	1299
	壁	1.5	$(21.6 \times 2 + 13.1 \times 2) \times 1.5$	156	
	柱	2.25	1.5×13	44	
				1299	
1	Z階床	5.2	$(21.6 \times 8.1 + 10.8 \times 5)$	1191	2904
	壁	1.5	$(21.6 \times 2 + 13.1 \times 2) \times 3.1$	323	
	柱	2.25	3.1×13	91	
				1605	

1.2.4 地震層せん断力

地震力については2015年版の pp.296 に示され、建築物の地上部分の高さ方向における地震層せん断力係数 C_i を次式で示されている。

$$C_i = Z \cdot R_d \cdot A_i \cdot C_0 \quad (2)$$

ここで

Z : 地震動の地域係数

R_d : 震動特性係数 pp.300

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布 pp.301

C_0 : 標準せん断力係数 p.296

建物の設計用一次固有周期 T は2015年版の p.300 に示されている。

$$T = T_1 (0.02 + 0.01 \alpha) \quad (3)$$

ここで

α : 当座建築物のうち柱およびはり的大部分が木造
あるいは鉄骨造である階の高さ方向の F_i に対する比。

本建物の T は次式となる。

$$T = 6.2 \times 0.03 = 0.186 \text{ 秒}$$

建設地の地盤を第二種地盤とすると2015年版の p.300 では $T_c = 0.6$ であるから $T_c = 0.6 > T = 0.186$ となるため $R_d = 1$ となる。

以上から A_i は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} A_i &= 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \\ &= 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot 0.239 \end{aligned}$$

ここで α_i は $1 - Z$ で計算を行っているため $C_0 = 0.3$ とし、建設地は福岡であるから $Z = 0.8$ とした。

以上から C_i を整理すると次式となる。

$$C_i = 0.8 \times 1 \times A_i \times 0.3 = 0.24 A_i$$

以上から求めた各階の地震層せん断力を表 1.2.6 に示す。

表 1.2.6 各階の地震層せん断力 (kN)

階	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i $W_i / \Sigma W_i$	A_i	C_i	Q_i
2	1299	1299	0.447	1.251	0.3	390
1	1605	2904	1.0	1.0	0.24	697

認定ソフトの結果

鉛直荷重時軸方向力 (pp.27) の出力結果を図 1.2.6 (a) ~ (c) に示す。
また、地震力用建物重量を 1.2.7 に、各階の地震層せん断力を表 1.2.8 に示す。

ここで用いるせん断力は表 1.2.8 Q_i の値である。保有耐力時に用いる Q_i は第 2 章で述べる。

荷重計算

概算軸力

<見下げ>

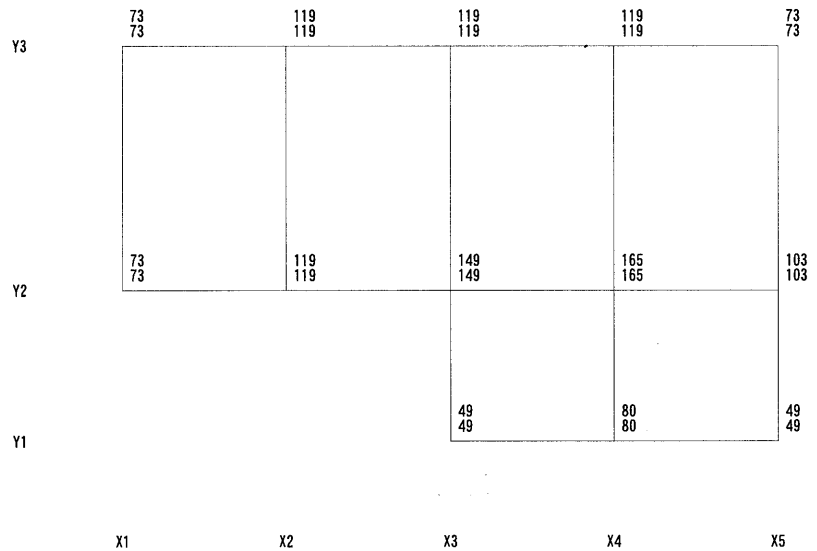
[S=自動スケール]

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]

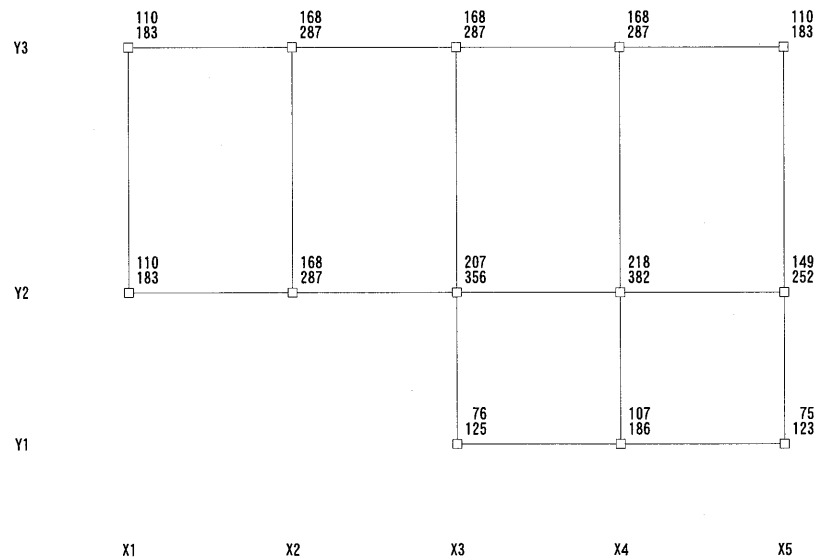
< RFL層 >



(a)

S=1/250

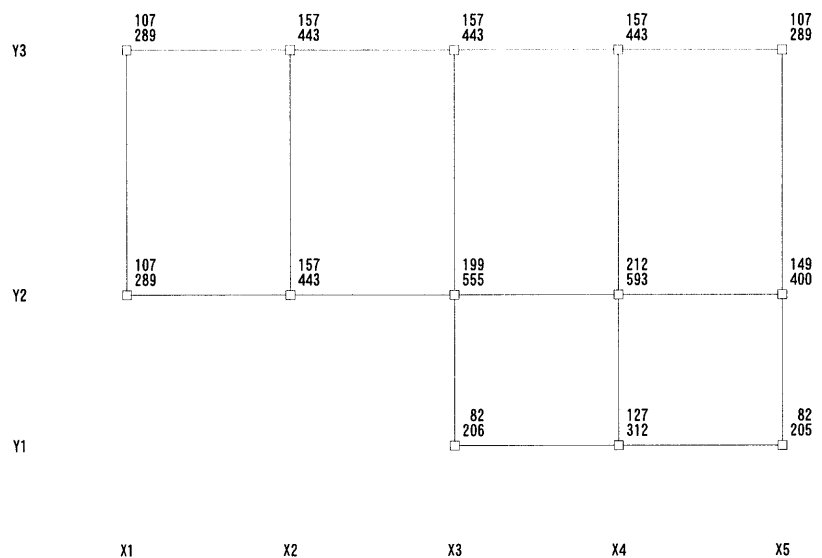
< 2FL層 >



(b)

S=1/250

< 1FL層 >



(C)

S=1/250

図 1.2.6 鉛直荷重時柱軸力

§ 4 荷重・外力

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、 A_i 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	0.80	
用途係数 I	1.00	
地盤種別による係数 T_c	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	0.30
	PH階の水平震度	1.00
	地下階の基準水平震度	0.10
二次設計	標準せん断力係数	1.00
	PH階の水平震度	1.00
	地下階の基準水平震度	0.50
建物の高さ m	6.200	
S造である階の高さ m	6.200	
RC造である階の高さ m	0.000	
一次固有周期 T sec	0.186	0.186
振動特性係数 R_t	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

表 1.2.7 地震力用建物重量

層(階)	床面積 m ²	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	ルーム外雑壁 積雪荷重 kN	特殊荷重 補正重量 kN	w_i (w_i/A) kN
RFL (2F)	235.3	935.4 94.1	56.6 42.8	156.2 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	1285.0 (5.5)
2FL (1F)	231.8	923.2 185.4	70.5 88.1	322.8 0.0	0.0 0.0	8.0 0.0	1597.8 (6.9)
1FL	0.0	0.0 0.0	785.7 86.5	166.6 0.0	0.0 0.0	753.6 0.0	1792.4 (0.0)

4.7.2.2 地震力

PH階および地下階の場合、 C_i 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 >

表 1.2.8 各階の地震層せん断力

層(階)	階高 mm	w_i kN	Σw_i kN	α_i	A_i	1次設計用			保有耐力用		
						C_{i1}	Q_{i1} kN	P_{i1} kN	C_{i2}	Q_{i2} kN	P_{i2} kN
RFL (2F)	一般	3000	1285.0	1285.0	0.446	1.252	0.300	385.9	385.9	1.000	1286.2
2FL (1F)	一般	3200	1597.8	2882.8	1.000	1.000	0.240	691.9	306.0	0.800	1020.0

< Y加力 >

層(階)	階高 mm	w_i kN	Σw_i kN	α_i	A_i	1次設計用			保有耐力用		
						C_{i1}	Q_{i1} kN	P_{i1} kN	C_{i2}	Q_{i2} kN	P_{i2} kN
RFL (2F)	一般	3000	1285.0	1285.0	0.446	1.252	0.300	385.9	385.9	1.000	1286.2
2FL (1F)	一般	3200	1597.8	2882.8	1.000	1.000	0.240	691.9	306.0	0.800	1020.0

§ 1.3 鉛直荷重時ラーメン応力の算定

鉛直荷重時応力は固定法により計算を行ったが荷重の偏在等による水平変位の計算は無視することにした。計算を行うにあたり本建物は鉄骨造の柱と基礎コンクリートがアンカーボルトで緊結されているため柱脚の固定度を考える必要がある。露出柱脚の固定度については2015年版のpp.625に示されている。

本建物は2015年版の「付表1.2-4 露出柱脚を使った骨組みの反曲点高比」のタイプⅢ-2を用いているため固定に近いと判断し、ここでは柱脚を固定として計算することにした。

ベースプレート(B.P)から上部の応力は上記から求めるが、そこで求めた1階柱のせん断力を利用して地中梁の応力を求めることにした。

柱脚を固定として求めた鉄骨部の計算を図1.3.1(a)～(d)に示す。

1.3.1 ラーメン底力の計算

$R=2.5$

$R=2.5$

D.F	0.91	0.29	0.23	0.54	0.23	0.29	0.71
F.E.M		-32	32		-32	32	
D ₁	23	9	-	-	-	-9	-23
C ₁	9	-	5	-3	-5	-	-9
D ₂	-6	-3	1	2	1	3	6
Σ	26	-25	38	-1	-36	26	-26

$R=6$

$R=6$

$R=6$

$R=4.4$

$R=4.4$

D.F	0.35	0.37	0.28	0.21	0.28	0.3	0.21	0.28	0.35	0.37
F.E.M			-45	45			-26	40		
D ₁	16	17	13	-4	-5	-6	-4	-11	-14	-15
C ₁	-	12	-2	7	-	-	-6	-2	-	-12
D ₂	-3	-4	-3	-	-	-	-	4	5	6
Σ	13	25	-38	48	-5	-6	-36	30	-9	-21

$R=5.7$

$R=5.7$

$R=5.7$

Σ 7

-3

-5

X3

X4

X5

Y₁ - ラーメン

☑ 1.3.1 (a)

	$R=2.5$			$R=2.5$			$R=2.5$			$R=2.5$					
D.F	0,11		0,29	0,23	0,54		0,23	0,23	0,54		0,23	0,29	0,11		
FEM			-20	20			-20	20			-40	40			
D_1	14		6	-	-		-	5	11		5	-	-		
C_1	6		-	3	-		3	-	3		-6	-	-10		
D_2	-4		-2	-1	-3		-1	-1	-1		-	3	7		
Σ	16		-16	22	-3		-18	24	13		-45	31	-31		
	$R=6$			$R=6$			$R=6$			$R=6$			$R=6$		
	$R=4.4$			$R=4.4$			$R=4.4$			$R=4.4$			$R=4.4$		
D.F	0,35	0,37	0,27	0,21	0,28	0,3	0,21	0,21	0,28	0,3	0,21	0,21	0,28	0,3	0,21
FEM			-30	30			-30	30			-52	52			-52
D_1	11	11	8	-	-	-	-	5	6	6	5	-	-	-	-
C_1	-	7	-	4	-	-	3	-	-	6	-	3	-	-	-7
D_2	-2	-3	-2	-1	-2	-2	-1	-1	-2	-2	-1	1	1	2	1
Σ	9	15	-24	33	-2	-2	-28	34	4	10	-48	56	1	2	-58
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$					

	$R=2.5$			$R=2.5$		
D.F	0.71		0.29	0.23	0.54	0.23
FEM			-20	20		-20
D_1	14		6	-	-	-
C_1	6		-	3	-	-
D_2	-4		-2	-1	-2	-1
Σ	16		-16	22	-2	-21
	$R=6$			$R=6$		
	$R=4.4$			$R=4.4$		
D.F	0.35	0.37	0.27	0.21	0.28	0.3
FEM			-30	30		-30
D_1	11	11	8	-	-	-
C_1	-	7	-	4	-	-
D_2	-2	-3	-2	-1	-1	-1
Σ	9	15	-24	33	-1	-31
	$R=5.7$			$R=5.7$		
Σ	5			-1		
	X_1			X_2		

Y3 - ラ - メン

☑ 1.3.1 (c)

	$R=1.45$	
D.F	0.81	0.19
FEM		-78
D_1	63	15
C_1	24	-
D_2	-19	-5
Σ	68	-68
	$R=6$	
	$R=2.05$	
D.F	0.41	0.44
FEM		-110
D_1	45	48
C_1	-	32
D_2	-13	-14
Σ	32	66
	$R=5.7$	
Σ	16	
	Y_2	

X_1 - ラ - メン

☑ 1.3.1 (d)

	$R=1.45$	
D.F	0.81	0.19
FEM		-131
D_1	106	25
C_1	38	-
D_2	-31	-7
Σ	113	-113
	$R=6$	
	$R=2.05$	
D.F	0.41	0.44
FEM		-170
D_1	70	75
C_1	-	53
D_2	-22	-23
Σ	48	105
	$R=5.7$	
Σ	24	
	Y_2	

X_2 - ラ - メン

☑ 1.3.1 (e)

	$R=2.7$						$R=2.9$					
D, F	0.69		0.31		0.23	0.52		0.25		0.33	0.67	
FEM			-14		14			-131		131		
D ₁	10		4		27	61		29		-43	-88	
C ₁	4		14		2	22		-22		15	-33	
D ₂	-52		-6		-	-1		-		6	12	
Σ	2		-2		43	82		-124		109	-109	
	$R=6$			$R=6$			$R=6$			$R=6$		
	$R=4.7$						$R=4.1$					
D, F	0.35	0.37	0.28		0.23	0.28	0.29	0.2		0.26	0.36	0.38
FEM			-21		21			-170		170		
D ₁	7	8	6		34	42	43	30		-44	-61	-65
C ₁	-	5	17		3		31	-22		15		-44
D ₂	-8	-8	-6		-3	-4	-4	-3		8	10	11
Σ	-1	5	-4		55	38	70	-165		149	-51	-98
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$		
Σ	-1			19			-26					
	Y_1			Y_2			Y_3					

X₃ - 7 - 1 - 1

1.3.1 (1)

	$R=2.7$						$R=2.9$					
D, F	0.69		0.31		0.23	0.52		0.25		0.33	0.67	
FEM			-18		18			-131		131		
D ₁	12		6		26	59		28		-43	-88	
C ₁	3		13		3	21		-22		14	-33	
D ₂	-11		-		-	-1		-		6	13	
Σ	4		-4		47	79		-125		108	-108	
	$R=6$			$R=6$						$R=6$		
	$R=4.7$											
D, F	0.35	0.37	0.28		0.23	0.28	0.29	0.2		0.26	0.36	0.38
FEM			-17		24			-170		170		
D ₁	16	6	5		34	41	42	29		-44	-61	-65
C ₁	-	6	17			-	30	-22		15	-	-44
D ₂	-8	-9	-6		-3	-3	-3	-2		8	10	11
Σ	-2	3	-4		55	38	69	-165		149	-51	-98
	$R=5.7$			$R=5.7$						$R=5.7$		
Σ	-1			19						-26		
	Y_1			Y_2						Y_3		

X₄ - 7 - 1 - 1

1.3.1 (2)

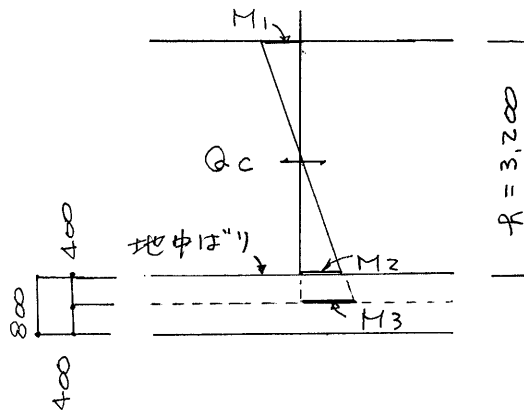
	$R=2.7$						$R=2.9$					
D.F	0.69		0.31	0.23	0.52		0.25	0.33	0.67			
FEM			-14	14			-78	78				
D ₁	10		4	15	33		16	-26	-52			
C ₁	4		8	2	13		-13	8	-21			
D ₂	-8		-4	-	-1		-	4	9			
Σ	6		-6	31	45		-75	64	-64			
	$R=6$			$R=6$			$R=6$					
	$R=4.7$									$R=4.1$		
D.F	0.35	0.37	0.28	0.23	0.28	0.29	0.2	0.26	0.36	0.38		
FEM			-21	21			-110	110				
D ₁	7	8	6	20	25	26	18	-29	-40	-42		
C ₁	-	5	10	3	-	17	-15	9	-	-26		
D ₂	-5	-6	-4	-1	-1	-1	-1	4	6	6		
Σ	2	7	-9	43	24	42	-108	94	-34	-62		
	$R=5.7$			$R=5.7$			$R=5.7$					
	$Q=1$			$Q=11$			$Q=16$					
	Σ			Σ			Σ					
	1			12			-17					
	Y_1			Y_2			Y_3					

X5 - ラ - メン

X5 - ラ - メン

☑ 1.3.1 (R)

以上で柱脚を固定とした鉄骨ラーメンの応力を求めることが出来たので、1階の柱のせん断力から地中ばり中心の曲げモーメントをここからは次の様に求めた。



M_1 : 柱頭のモーメント

M_2 : 柱脚のモーメント

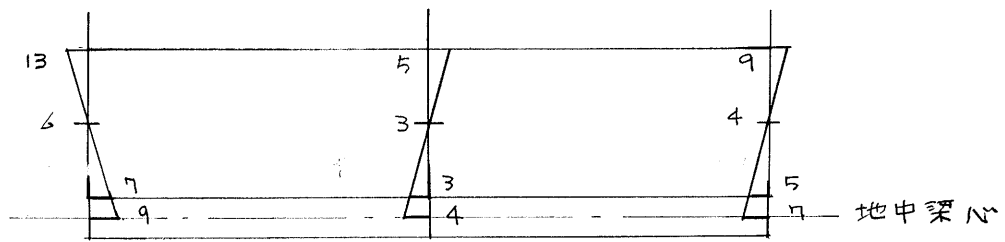
M_3 : 地中ばり中心のモーメント

図 1.3.2 柱脚部の応力

M_1 と M_2 は図 1.3.1 で求めたため、1階柱のせん断力は次式で表わされる。

$$Q_c = \frac{M_1 + M_2}{h}$$

そこで、地中ばり中心の曲げモーメントは $M_3 = M_2 + 0.4 Q_c$ として求め、地中ばり部の応力を図 1.3.3 (a~f) で求める。



	$R=5.7$		$R_E=35.1$		$R=5.7$		$R_E=35.1$		$R=5.7$	
D.F	0.14	0.86	0.46		0.08	0.46	0.86		0.14	
FEM	9	-39	39		-4	-39	39		-7	
D_1	4	26	2		2	-28	-4		-4	
C_1		1	13		-14	1				
D_2	-	-1	-		-	-1			-	
Σ	13	-13	54		-4	-51	11		-11	

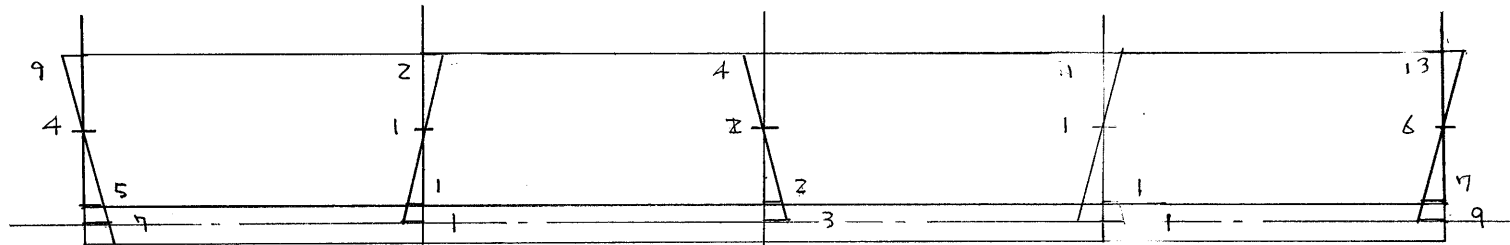
X3

X4

X5

$Y_1 = 5 - X_3$

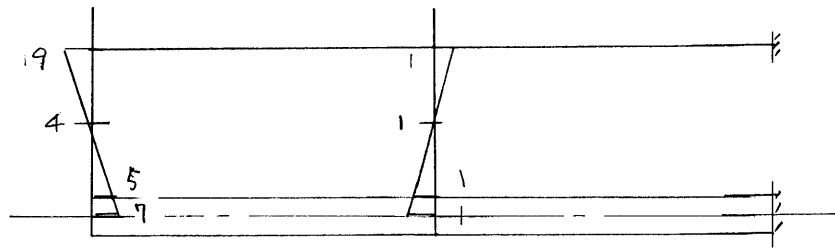
☑ 1.3.3 (a)



	$k=5.7$		$k=35.1$		$k=5.7$		$k=35.1$		$k=5.7$		$k=35.1$		$k=5.7$		$k=35.1$		$k=5.7$	
D.F	0.14	0.86	0.46		0.08	0.46	0.46		0.08	0.46	0.46		0.08	0.46	0.46		0.08	0.46
FEM	7	-39	39		-1	-39	39		3	-48	48		-1	-48	48		-9	-48
D_1	4	28	-		-	-	3			3	-		-	-	-34		-5	-
C_1	-	-	14			2	-		-	-	2		-	-17	-		-	-
D_2	-	-	-7		-1	-7	-		-	-	7		1	7	-		-	-
Σ	11	-11	46		-2	-44	43		1	-44	57		2	-58	14		-14	-
	$\times 1$		$\times 2$		$\times 3$		$\times 4$		$\times 5$									

Y₂ - 7 - 7 - 7 - 7

☑ 1.3.3 (b)



	$k=5.7$		$k=35.1$		$k=5.7$		$k=35.1$		
D.F	0.14	0.86	0.46		0.08	0.46	—		
FEM	7	-39	39		-1	-39	39		
D_1	4	28	—		—	—	—		
C_1	—	—	14		—	—	—		
D_2	—	—	-6		-1	-6	—		
Σ	11	-11	47		-2	-45	39		

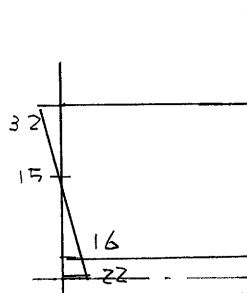
X_1

X_2

X_3

Y_3 - ラ - メン

図 1.3.3 (c)

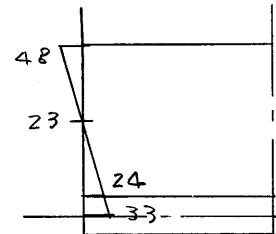


	$k=5.7$		$k=11.7$	
D.F	0.33	0.67		
FEM	22	-88		
D_1	22	44		
C_1				
D_2				
Σ	44	-44		

Y_2

X_1 - ラ - メン

図 1.3.3 (d)

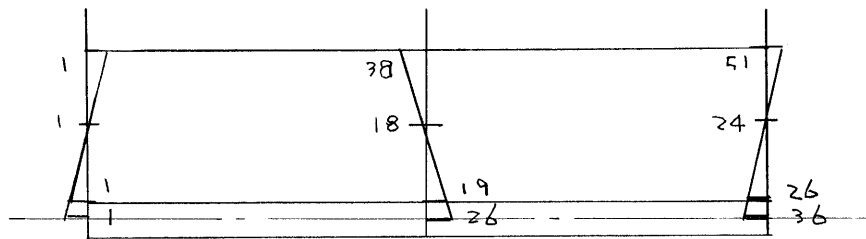


	$k=5.7$		$k=11.7$	
D.F	0.33	0.67		
FEM	33	-108		
D_1	25	50		
C_1				
D_2				
Σ	58	-58		

Y_2

X_2 - ラ - メン

図 1.3.3 (e)



$R=5.7$	$R=37.9 \quad R=5.7$				$R=23.4 \quad R=5.7$			
D.F	0.13	0.87	0.57		0.09	0.35	0.8	0.2
FEM	-1	-34	34		26	-108	108	-36
D_1	5	30	27		4	19	-58	-14
C_1	-	14	15		-	-29	18	-
D_2	-2	-12	8		1	5	-6	-2
Σ	2	-2	84		31	-115	52	-52

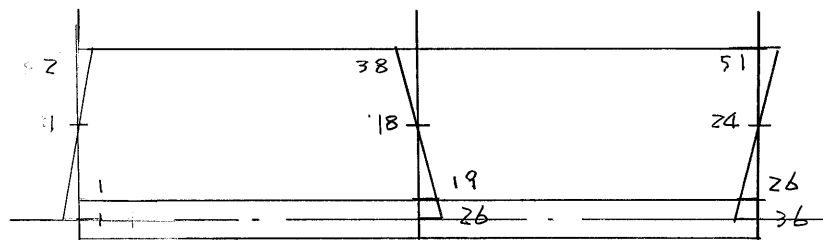
Y_1

Y_2

Y_3

$X_3 - \bar{x} - \mu_n$

☑ 1.3.3 (†)



$R=5.7$	$R=37.9 \quad R=5.7$				$R=23.4 \quad R=5.7$			
D.F	0.13	0.87	0.57		0.09	0.35	0.8	0.2
FEM	-1	-45	42		26	-108	108	-36
D_1	6	40	23		4	14	-58	-14
C_1	-	12	20		-	-29	7	-
D_2	-2	-10	5		1	3	-6	-1
Σ	13	-3	90		29	-120	51	-51

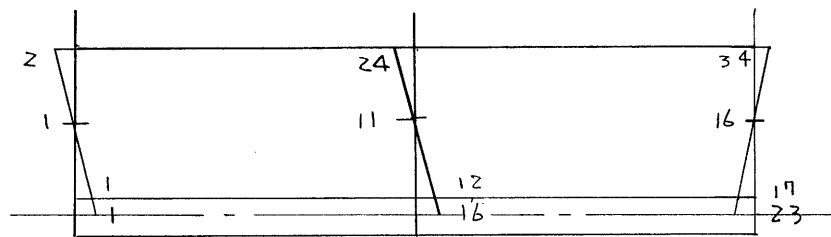
Y_1

Y_2

Y_3

$X_4 - \bar{x} - \mu_n$

☑ 1.3.3 (‡)



	$R=5.7$		$R=37.9$		$R=5.7$		$R=23.4$		$R=5.7$	
D, F	0.13	0.87	0.54		0.09	0.35	0.8		0.2	
FEM	1	-34	34		16	-88	88		-23	
D_1	4	28	21		3	13	-52		-13	
C_1	-	11	14		-	-26	8		-	
D_2	-1	-10	7		1	4	-5		-1	
Σ	4	-4	78		20	-97	37		-37	
	X_1		X_2		X_3		X_4		X_5	

X5 - 3 - XN

1.3.3 (R)

1.3.2 鉛直荷重時ラーメン応力図 (単位 $M: \text{KNm}$, $Q: \text{KN}$)

応力図をつくるにあたり、柱およびはりのモーメントは図1.3.4に示す様に節点を中心に時計回りに記入した。

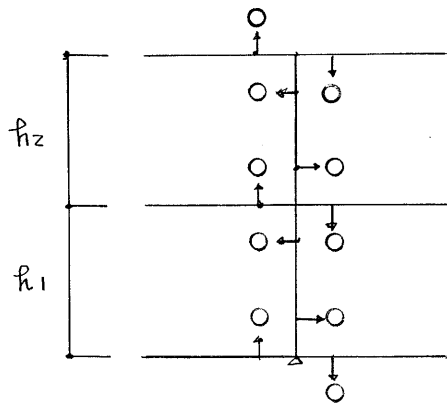


図 1.3.4

大ばりの中央の曲げモーメント M_c とせん断力 Q_G は次の様に求めた。

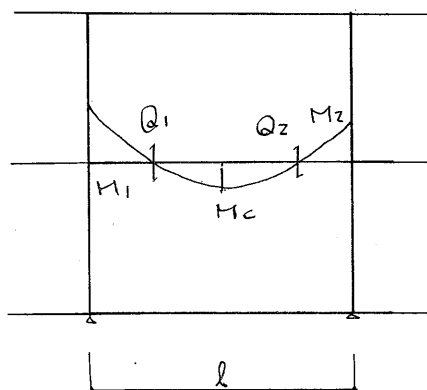


図1.3.5

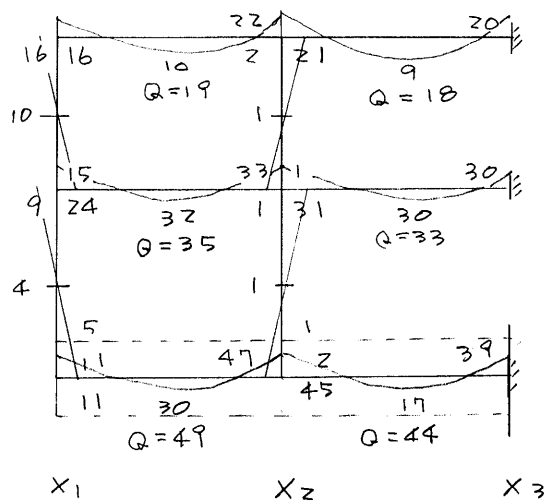
$$M_c = M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$Q_G = Q_0 \pm \frac{|M_1 - M_2|}{l}$$

Q_G については $Q_0 \pm$ とあるが、モーメントの大きい方が (+) の値となる。そこで、本設計でははりは単一断面

材であるため安全側として (+) の値を用いることにした。

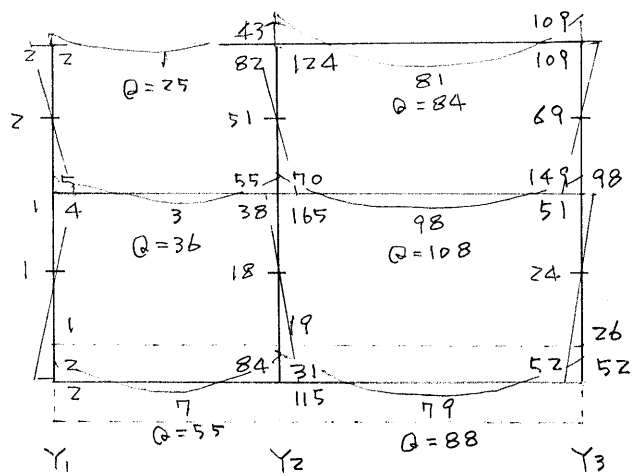
鉛直荷重時ラーメン応力図 1.3.6 (a) ~ (d) に示す。



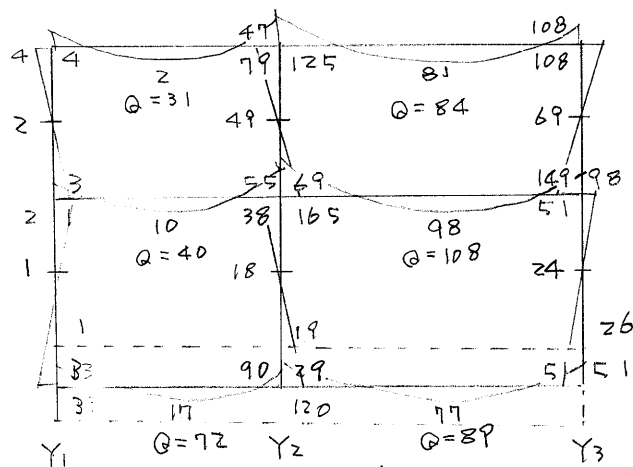
← $Y_2 - \bar{y} - X$ の値へ.

$Y_3 - \bar{y} - X$ ✓

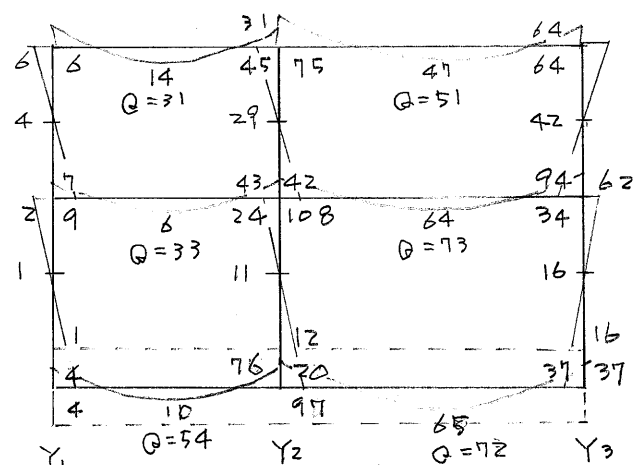
図 1.3.6 (c)



(f) X3 - 7 - X



(g) X4 - 7 - X



(h) X5 - 7 - X

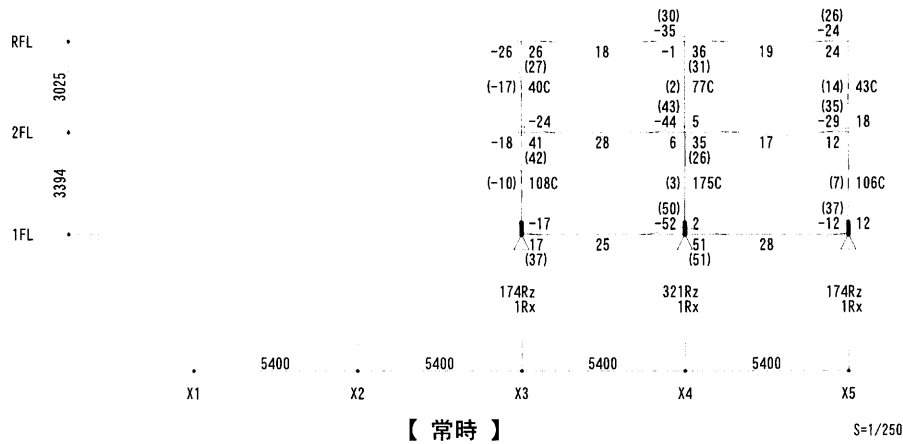
図 1.3.6 鉛直荷重時ラーメン応力図

認定ソフトの結果

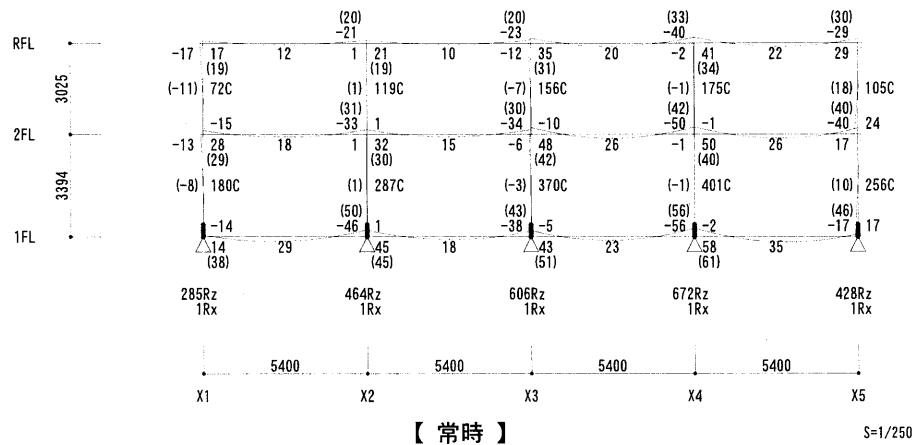
認定ソフトの応力計算は鉛直荷重時および水平荷重時支部材の伸び縮みを考慮した変位法によって計算されている。それに対して、ここでは部材の伸び縮みを無視した固定法で応力解析を行っていることを考慮して応力図を参照してほしい。

認定ソフトによる鉛直荷重時ラーメン応力図を図1.3.7に示しているが、地中梁部の応力は地中梁中心での応力である。

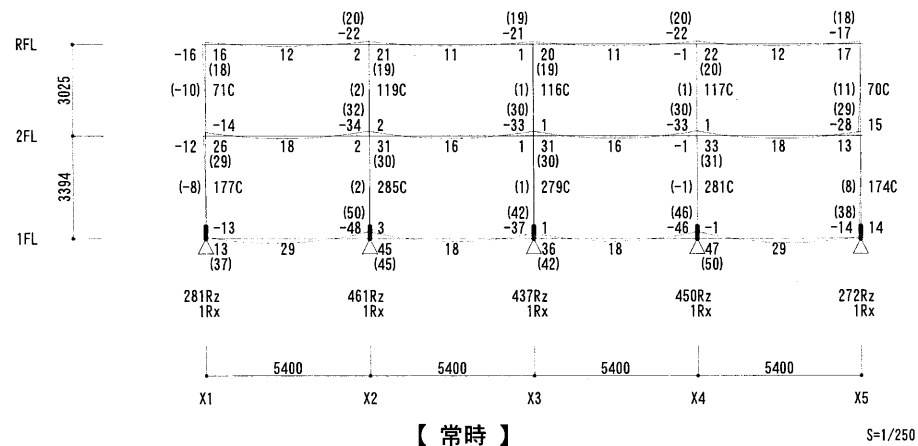
＜ Y1フレーム ＞



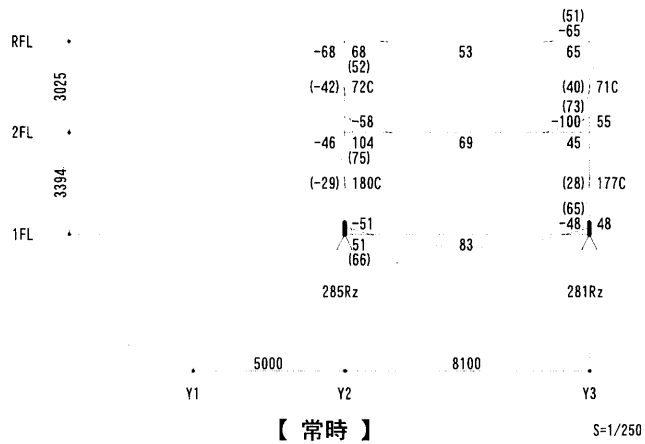
＜ Y2フレーム ＞



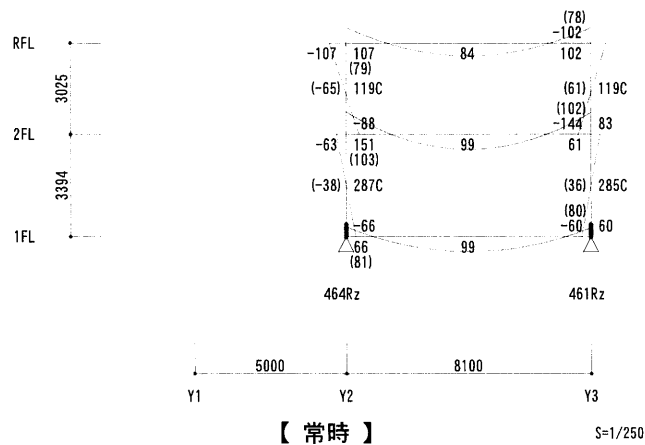
＜ Y3フレーム ＞



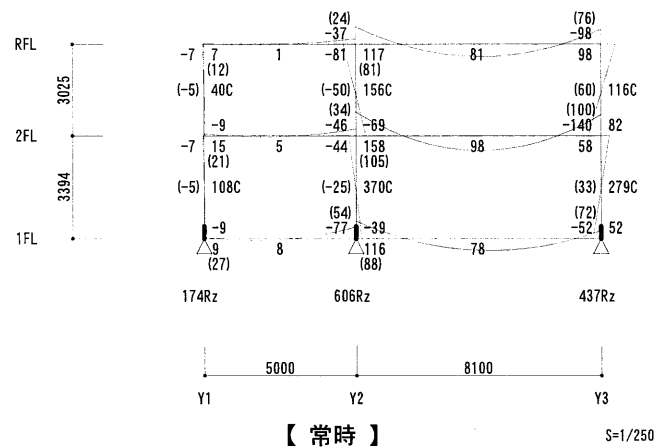
< X1フレーム >



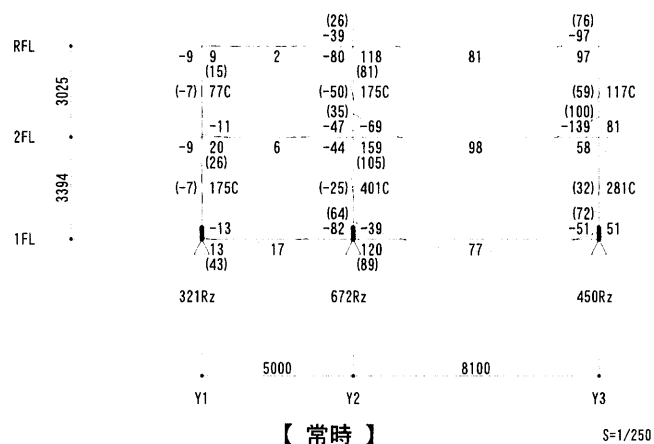
< X2フレーム >



< X3フレーム >



< X4フレーム >



< X5フレーム >

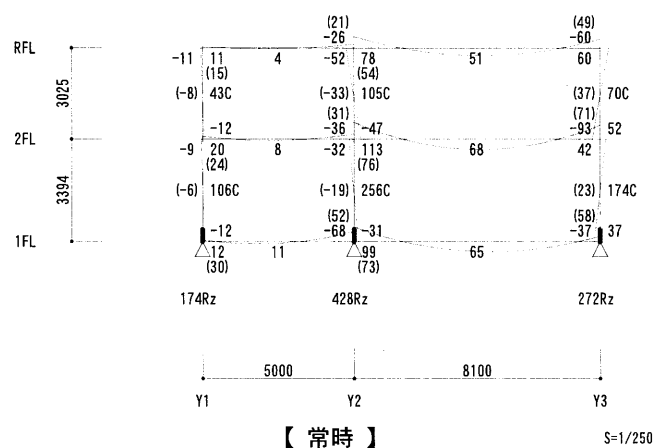


図1.3.7 鉛直荷重時応力図

§ 1. 4 水平荷重時ラーメン応力の算定

水平荷重時応力の計算は文献²⁾の pp. 131 に示される武藤博士の D 値法により求めるが、本建物は鉄骨構造であり柱脚が露出柱脚であるため、^{つめ}柱脚の回転剛性 K_{bs} を考慮した計算を行う必要がある。柱脚の K_{bs} については 2015 年版の pp. 638 および日本建築学会の鋼管構造設計施工指針同解説⁵⁾の pp. 127 に示されている。また、鋼材倶楽部編の鋼構造設計演⁶⁾では 1 階柱の反曲点高比 η および 1 階柱のせん断力分布係数 D 値を求める計算方法が説明されている。2 階から上の階の η および D 値については文献²⁾により求める。

1. 4. 1 1 階柱のせん断力分布係数 D および反曲点高比 η

本設計で用いた柱 (C₁) の柱脚を図 1. 4. 1 に示す。

鋼管柱 □-300×300×12 (BCR295)

アンカーボルト 8-M36 (ABM400)
降伏比 0.7 以下

ベースプレート (SN490B)

400×600×600 (SN490B)

$d_c = 150 \text{ mm}$

$d_t = 225 \text{ mm}$

$d_{tl} = 75 \text{ mm}$

$l_b = 800 \text{ mm}$ (A.B 上の埋め込み長さ)

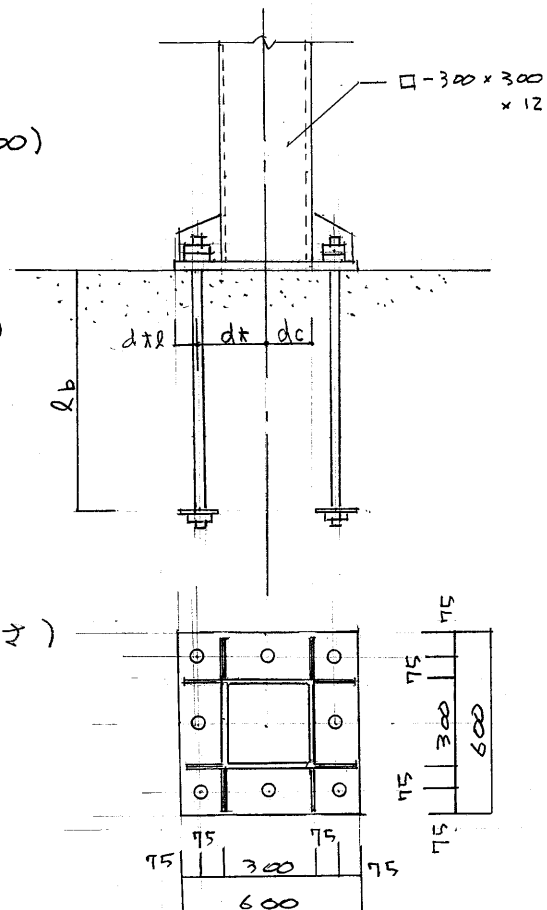


図 1. 4. 1

回転剛性 K_{BS} は 2015 年版の pp. 638 に次式で示されている。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_A \cdot A_b \cdot (d_A + d_C)^2}{2 \cdot l_b} \quad (4)$$

ここで n_A : 引張側 A, B 材の本数

A_b : A, B 材の軸断面積 (mm^2)

E : A, B 材のヤング係数 (N/mm^2)

$$K_{BS} = \frac{2.05 \times 10^5 \times 3 \times 1020 \times (225 + 150)^2}{2 \times 800} \quad (5)$$

$$= 5.513 \times 10^{10} \text{ Nmm/rad}$$

文献 6) の pp. 148 では r_{BS} を次式で示されている。

$$r_{BS} = \frac{K_{BS}}{2 \cdot E \cdot K_C} \quad (6)$$

ここで K_C : 1 階の柱の剛度 $K_C = 57 \text{ cm}^3$

$$r_{BS} = \frac{5.513 \times 10^{10}}{2 \times 2.05 \times 10^5 \times 57 \times 10^3} = 2.36$$

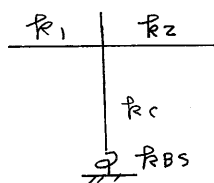
せん断力分布係数 D は $D = a \cdot r_C$ とし求められる。

a 及び反曲点高比 η は文献 6) で次式で示されている。

$$\begin{aligned} a &= \frac{0.5 r_{BS} + 2 \bar{r} (0.5 + r_{BS})}{3 + 2 r_{BS} + 2 \bar{r} (2 + r_{BS})} \\ &= \frac{0.5 \times 2.36 + 2 \bar{r} (0.5 + 2.36)}{3 + 2 \times 2.36 + 2 \bar{r} (2 + 2.36)} \\ &= \frac{1.18 + 5.72 \bar{r}}{7.72 + 8.72 \bar{r}} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{r_{BS} (1 + 2 \bar{r})}{r_{BS} + 2 \bar{r} (1 + 2 r_{BS})} = \frac{2.36 (1 + 2 \bar{r})}{2.36 + 2 \bar{r} (1 + 2 \times 2.36)} \\ &= \frac{2.36 (1 + 2 \bar{r})}{2.36 + 9.44 \bar{r}} \end{aligned} \quad (8)$$

$\bar{r}$ は次に示される。



$$\bar{r} = \frac{r_1 + r_2}{r_C}$$

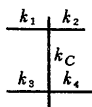
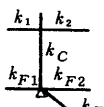
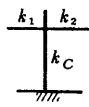
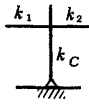
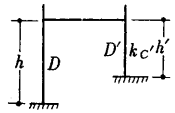
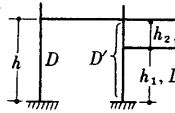
図 1.4.2

1.4.2 2階柱のD及びy値

2階から上階のDについては文献(2)の図11.4から求め反曲点高比 y_0 は表11.2, また, 反曲点比の修正値 y_1, y_2, y_3 を図11.4と図11.5から求められる。
 y_0 を求めるにあたり α は次式で求められる。〔

$$\alpha = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

(9)

 $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_C}$	 $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_{F0} + k_{F1} + k_{F2}}{2k_C}$	 $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_C}$	 $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_C}$
CASE 1	2	3	
			
CASE 5	6		

1.4.3 ラーメンのD値計算

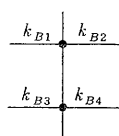
表1.4.1 標準反曲点高比 y_0 (等分布荷重)

m	n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

反曲点高比の修正値 y_1 , y_2 , y_3 の表を表 1.4.2 と表 1.4.3 に示す。

表 1.4.2 上下の梁の剛比変化のための修正 y_1

$\alpha_1 \backslash \bar{k}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



$$k_{RL} = k_{B1} + k_{B2}$$

$$\alpha_1 = k_{RL} / k_{RF}$$

$$k_{RF} = k_{B3} + k_{B4}$$

α_1 : 最下層は考えないでよい

上梁の剛比が大きいたまには逆数をとって

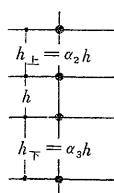
$\alpha_1 = k_{RF} / k_{RL}$ として y_1 を求め符号を負 (-) とする

表 1.4.3 上下の層高変化による修正値 y_2 , y_3

y_2 : 上層の層高変化による修正値

y_3 : 下層の層高変化による修正値

$\alpha_2 \backslash \bar{k}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
上														
下														
0.2	0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.8	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	0.0	0.0	0.0
2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.50	-0.50	0.0	0.0



$$y_2: \alpha_2 = h_{上} / h \text{ から求める}$$

$$\text{上層が高いときに正となる}$$

$$y_3: \alpha_3 = h_{下} / h \text{ から求める}$$

ただし、最上層については y_2 , 最下層については y_3 を考えなくてよい

1.4.3 各ラークマンのD値及びy値

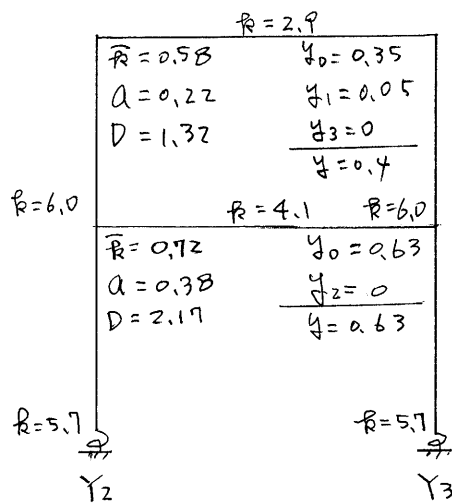
各ラークマンのD値及びy値を図1.4.4 (a ~ d) に示す。

$\bar{R}=2.5$		$\bar{R}=2.5$	
$\bar{R}=0.58$	$y_0=0.35$	$\bar{R}=1.15$	$y_0=0.4$
$A=0.22$	$y_1=0.1$	$A=0.37$	$y_1=0.05$
$D=1.32$	$y_3=0$	$D=2.22$	$y_3=0$
	$y=0.45$		$y=0.45$
$\bar{R}=6.0$	$\bar{R}=4.4$	$\bar{R}=6.0$	$\bar{R}=4.4$
$\bar{R}=0.77$	$y_0=0.62$	$\bar{R}=1.54$	$y_0=0.57$
$A=0.39$	$y_2=0$	$A=0.47$	$y_2=0$
$D=2.22$	$y=0.62$	$D=2.68$	$y=0.57$
$\bar{R}=5.7$	$\bar{R}=5.7$	$\bar{R}=5.7$	$\bar{R}=5.7$
X_3	X_4	X_5	

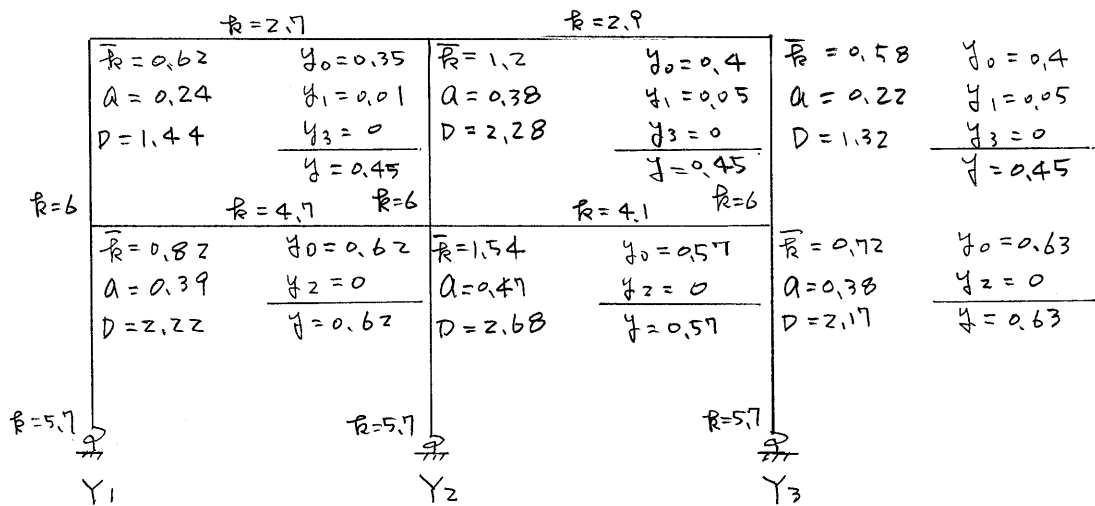
(a) Y_1 - ラークマン

$\bar{R}=2.5$		$\bar{R}=2.5$		$\bar{R}=2.5$	
$\bar{R}=0.58$	$y_0=0.35$	$\bar{R}=1.15$	$y_0=0.4$		
$A=0.22$	$y_1=0.1$	$A=0.37$	$y_1=0.05$		
$D=1.32$	$y_3=0.45$	$D=2.22$	$y=0.45$		
$\bar{R}=6.0$	$\bar{R}=2.5$	$\bar{R}=6.0$	$\bar{R}=2.5$	$\bar{R}=6.0$	$\bar{R}=2.5$
$\bar{R}=0.77$	$y_0=0.62$	$\bar{R}=1.54$	$y_0=0.57$		
$A=0.39$	$y_2=0$	$A=0.47$	$y_2=0$		
$D=2.22$	$y=0.62$	$D=2.68$	$y=0.57$		
$\bar{R}=5.7$	$\bar{R}=5.7$	$\bar{R}=5.7$	$\bar{R}=5.7$		
X_1	X_2	X_3			

(b) Y_2, Y_3 - ラークマン



(c) X_1, X_2 - ラ - メン



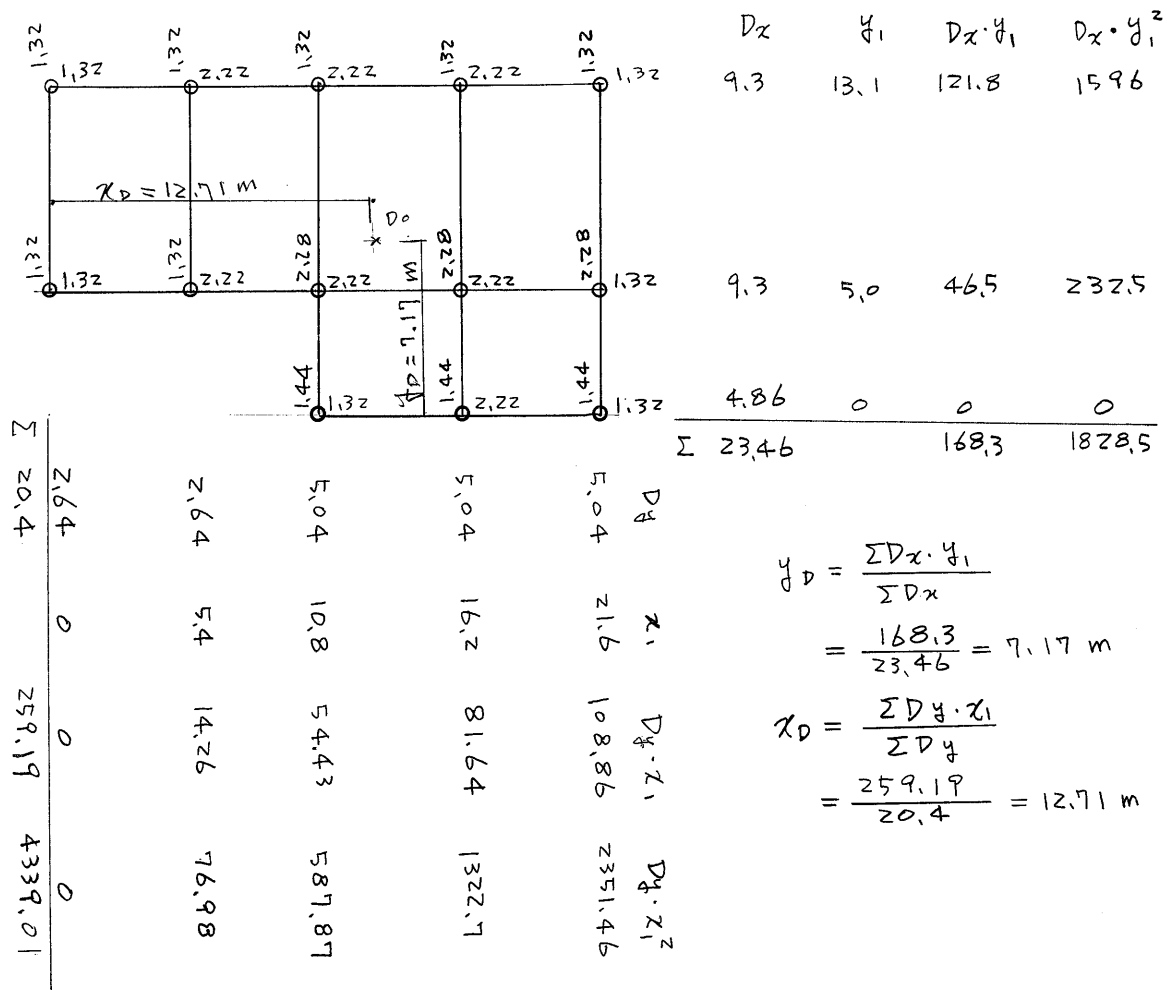
(d) X_3, X_4, X_5 - ラ - メン

図 1.4.4 柱の負担係数 D および反曲点高比 y

1.4.4 D値一覧と剛心 D_0 の計算

D値から剛心 D_0 を求め、ねじれ補正あるいは偏心率を求める時に必要となるD値の断面二次モーメント J_x, J_y も文献(2)の pp. 134を参照してここに求めておく。

2階



$$y_D = \frac{\Sigma D_x \cdot y_1}{\Sigma D_x} = \frac{168.3}{23.46} = 7.17 \text{ m}$$

$$x_D = \frac{\Sigma D_y \cdot x_1}{\Sigma D_y} = \frac{259.19}{20.4} = 12.71 \text{ m}$$

D値の断面二次モーメント

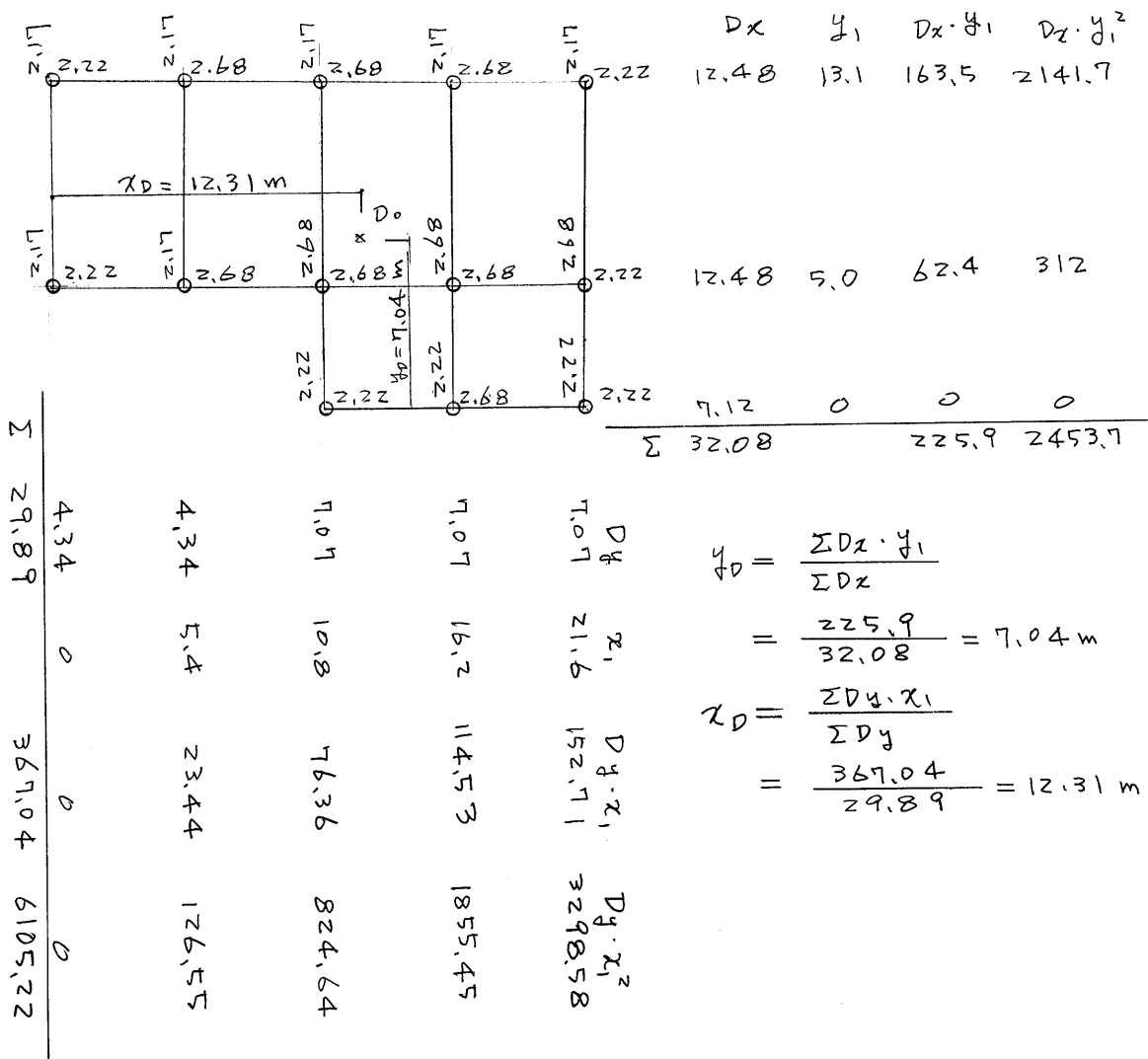
$$J_x = \Sigma D_x \cdot y_1^2 - \Sigma D_x \cdot y_D^2 = 1828.5 - 23.46 \times 7.17^2 = 622.45$$

$$J_y = \Sigma D_y \cdot x_1^2 - \Sigma D_y \cdot x_D^2 = 2351.46 - 40.16 \times 12.71^2 = 1043.51$$

$$J_x + J_y = 622.45 + 1043.51 = 1665.96$$

図 1.4.5 2階の剛心位置

1 階



D値の断面二次モーメント

$$J_x = \Sigma Dx \cdot y_1^2 - \Sigma Dx \cdot y_D^2 = 2453.7 - 32.08 \times 7.04^2 = 863.76$$

$$J_y = \Sigma Dy \cdot x_1^2 - \Sigma Dy \cdot x_D^2 = 6105.22 - 29.89 \times 12.31^2 = 1575.81$$

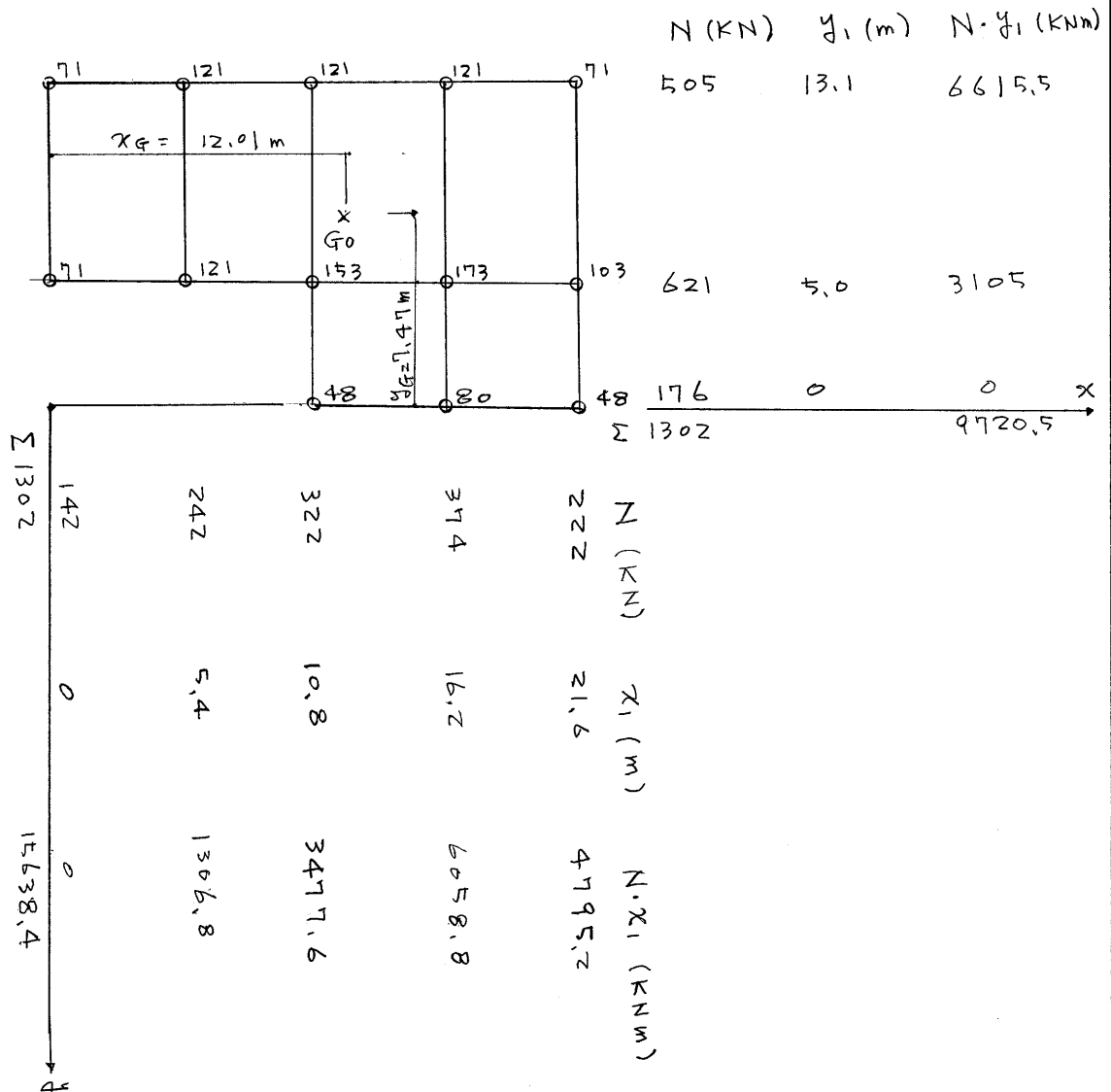
$$J_x + J_y = 863.76 + 1575.81 = 2439.57$$

図1.4.6 1階の剛心位置

1.4.5 重心 G_0 の計算

pp. 27, 28 で求めた柱軸力から建物の重心位置を求める。

2 階



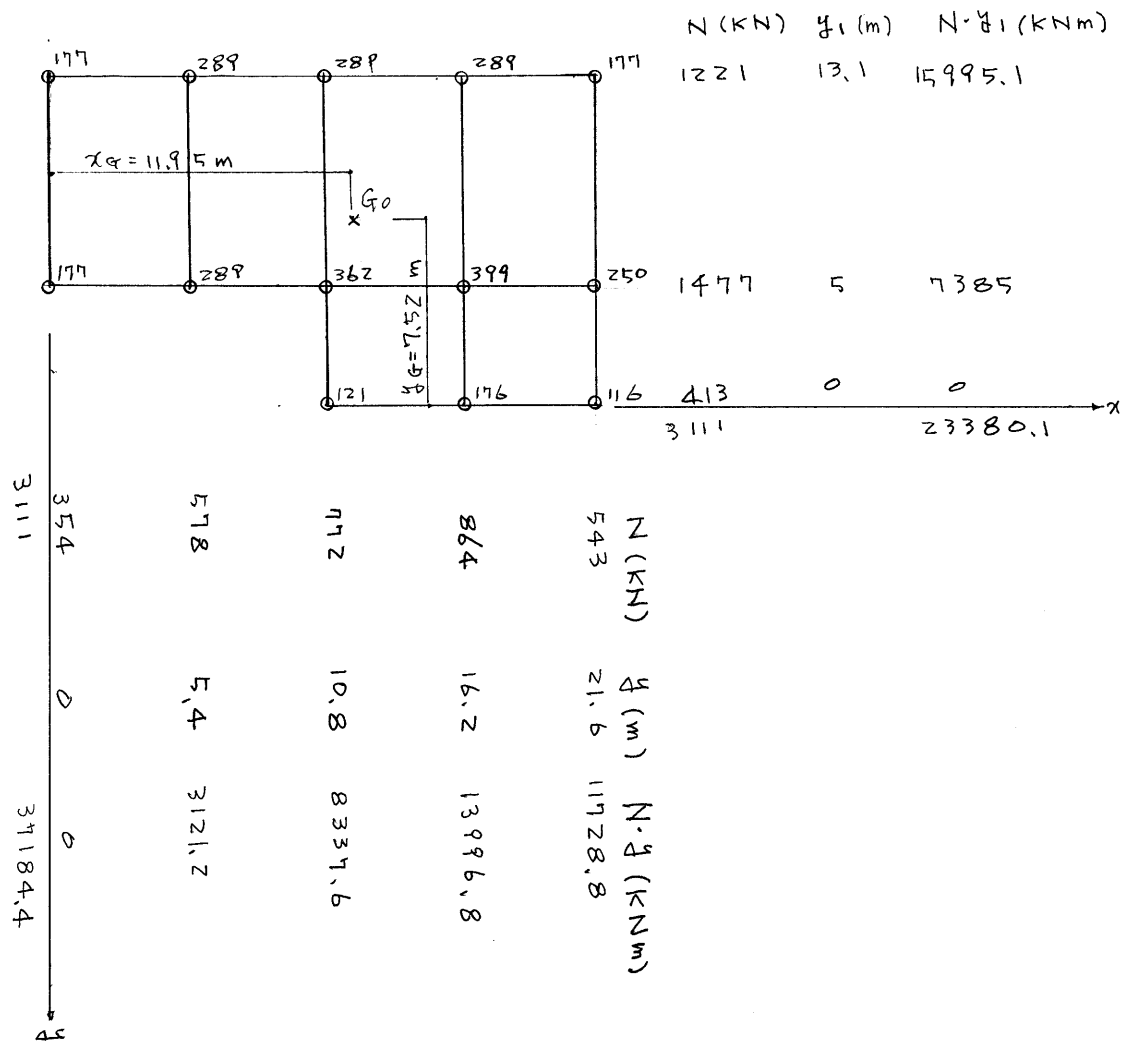
重心位置

$$y_G = \frac{\Sigma N \cdot y}{\Sigma N} = \frac{9720.5}{1302} = 7.47 \text{ m}$$

$$x_G = \frac{\Sigma N \cdot x}{\Sigma N} = \frac{15638.4}{1302} = 12.01 \text{ m}$$

図 1.4.7 2 階の重心位置

1 階



重心位置

$$y_G = \frac{23380.1}{3111} = 7.52 \text{ m}$$

$$x_G = \frac{37184.4}{3111} = 11.95 \text{ m}$$

図 1.4.8 1 階の重心位置

1.4.6 ねじれ補正係数 α , 弾力係数 r_e , および偏心率 R_e の計算

地震力は建物の重心に作用すると考えられるため、重心と剛心が一致するのが理想的であるが、一般の建築物では重心と剛心が一致しない場合が多く、重心と剛心の間に偏心距離 e_x, e_y が生じる。そこで、建物に偏心が生ずる場合のせん断力の補正係数 α を求める必要がある。

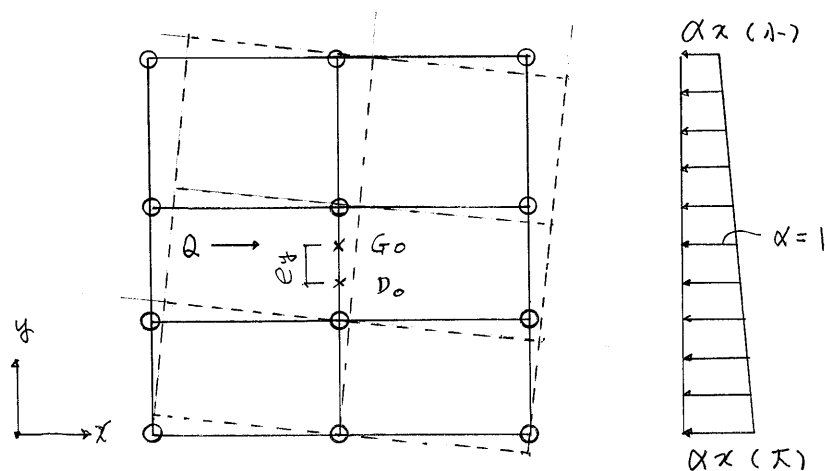


図1.4.9 地震力方向のせん断力分布

偏心距離 e が大きい建物では建築物の隅角部に過大な変形を強いられる部材が生じ、それらの部材に損傷が生じる可能性が高くなる。この影響を D 値に反映したものが α であり、図1.4.9に示す様に α は重心を中心として剛心側は大きくなる。

せん断力補正係数 α は次式で示される。

$$\alpha_x = 1 \pm \frac{\sum D_y \cdot e_y}{J_x + J_y} \cdot \bar{y} \quad (10)$$

$$\alpha_y = 1 \pm \frac{\sum D_x \cdot e_x}{J_x + J_y} \cdot \bar{x} \quad (11)$$

ここで $\bar{x}$ および $\bar{y}$ は剛心 (D_0) から各柱までの距離である。

偏心率 R_e については 2015 年版の pp. 332 に示されている。また、偏心率を求めるのに必要な弾力半径を求める。

弾力半径は次式で求める。

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\Sigma D_x}} \quad (12)$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\Sigma D_y}} \quad (13)$$

偏心率 R_e は次式で求められる。

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} \quad (14)$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (15)$$

本書の p. 6 に示す鉄骨構造の計算フローのルート 1 - 2 ではこの偏心率が 0.15 以下であることを義務づけている。

2 階

2階柱の α および偏心率

$$\begin{aligned}\alpha &= 1 - \frac{20.4 \times 0.7}{1665.96} \times 12.71 \\ &= 1 - 8.57 \times 10^{-3} \times 12.71 \\ &= 0.89 \\ \alpha &= 1 - 8.57 \times 10^{-3} \times 7.31 \\ &= 0.94 \\ \alpha &= 1 - 8.57 \times 10^{-3} \times 1.91 \\ &= 0.98 \\ \alpha &= 1 + 8.57 \times 10^{-3} \times 3.49 \\ &= 1.03 \\ \alpha &= 1 + 8.57 \times 10^{-3} \times 8.89 \\ &= 1.08\end{aligned}$$

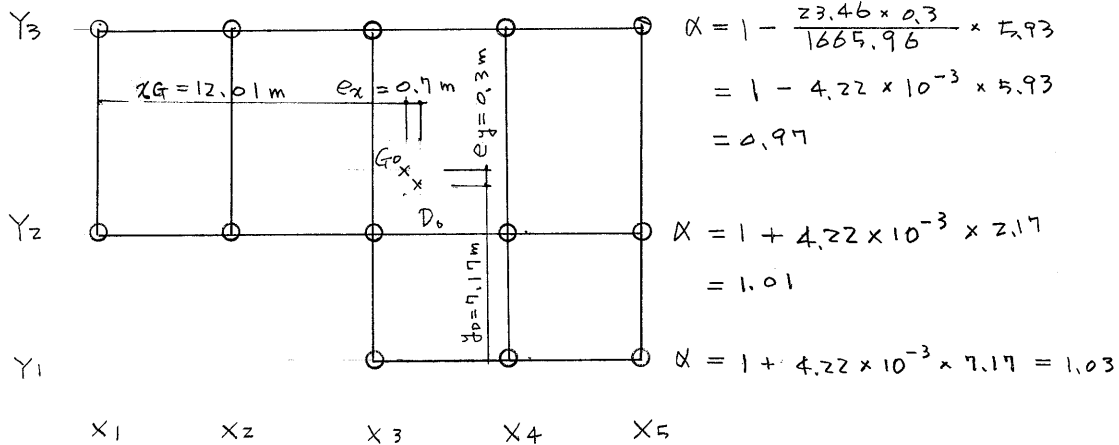


図 1.4.10

弾力半径を求める。

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_x}} = \sqrt{\frac{1665.96}{23.46}} = 8.43 \text{ m}$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_y}} = \sqrt{\frac{1665.96}{20.4}} = 9.04 \text{ m}$$

偏心率

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{0.3}{8.43} = 0.04 < 0.15 \quad \text{OK}$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{0.7}{9.04} = 0.08 < 0.15 \quad \text{OK}$$

1 階

1 階柱の α および 偏心率

$$\begin{aligned}\alpha &= 1 - \frac{29.89 \times 0.36}{2439.57} \times 12.31 \\ &= 1 - 4.41 \times 10^{-3} \times 12.31 \\ &= 0.95 \\ \alpha &= 1 - 4.41 \times 10^{-3} \times 6.91 \\ &= 0.97 \\ \alpha &= 1 - 4.41 \times 10^{-3} \times 1.51 \\ &= 0.99 \\ \alpha &= 1 + 4.41 \times 10^{-3} \times 3.89 \\ &= 1.02 \\ \alpha &= 1 + 4.41 \times 10^{-3} \times 9.29 \\ &= 1.04\end{aligned}$$

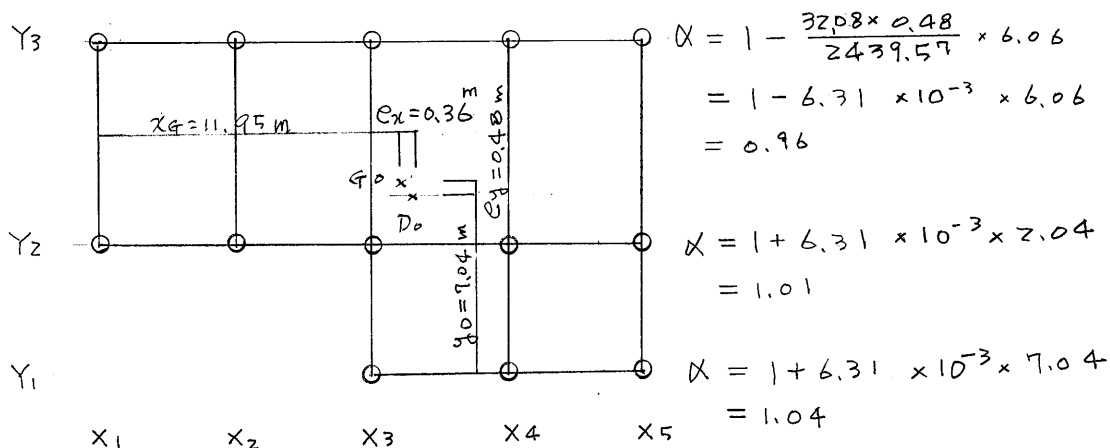


図 1.4.11

弾力半径

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_x}} = \sqrt{\frac{2439.57}{32.08}} = 8.72 \text{ m}$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_y}} = \sqrt{\frac{2439.57}{29.89}} = 9.03 \text{ m}$$

偏心率

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{0.48}{8.72} = 0.06 < 0.15 \quad \text{OK}$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{0.36}{9.03} = 0.04 < 0.15 \quad \text{OK}$$

認定ソフトの結果

認定ソフトによる偏心率の出力結果を表 1.4.4 に示す。

表 1.4.4 偏心率
〈 X加力 〉

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性	ねじり剛性	弾力半径	偏心率	形状特性	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m	K kN/mm	KR kNm*10 ⁻³	re m	Re	係数 Fe	
2F	11.984	7.480	12.540	7.195	----	0.285	61.2	4464	8.542	0.034	1.000	0.0
1F	11.951	7.493	12.326	7.056	----	0.437	81.7	6192	8.709	0.051	1.000	0.0

〈 Y加力 〉

階	重心		剛心		偏心距離		水平剛性	ねじり剛性	弾力半径	偏心率	形状特性	主軸 方向 度
	gx m	gy m	px m	py m	ex m	ey m	K kN/mm	KR kNm*10 ⁻³	re m	Re	係数 Fe	
2F	11.984	7.480	12.540	7.195	0.556	----	54.9	4464	9.022	0.062	1.000	0.0
1F	11.951	7.493	12.326	7.056	0.375	----	75.0	6192	9.088	0.042	1.000	0.0

1.4.7 柱の負担せん断力 Q_c

柱の負担せん断力は次式で求める。

$$Q_c = \frac{Q_i}{\Sigma D} \times \alpha \times D \quad (16)$$

表1.4.5 柱の負担せん断力 Q_c (KN)

方向	階	Q_i (KN)	ΣD	$\frac{Q_i}{\Sigma D}$	C_{Y1-X3}			C_{Y1-X4}			C_{Y1-X5}			C_{Y2-X1}			C_{Y2-X2}		
					α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c
x	2	390	23.46	16.6	1.03	1.32	23	1.03	2.22	38	1.03	1.32	23	1.01	1.32	23	1.01	2.22	37
	1	697	32.08	21.7	1.04	2.22	50	1.04	2.68	60	1.04	2.22	50	1.01	2.22	49	1.01	2.68	59
y	2	390	20.4	19.1	0.98	1.44	27	1.03	1.44	28	1.08	1.44	30	0.88	1.32	22	0.94	1.32	24
	1	697	29.89	23.3	0.99	2.22	51	1.02	2.22	53	1.04	2.22	54	0.95	2.17	48	0.97	2.17	49

C_{Y2-X3}			C_{Y2-X4}			C_{Y2-X5}			C_{Y3-X1}			C_{Y3-X2}			C_{Y3-X3}			C_{Y3-X4}			C_{Y3-X5}		
α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c	α	D	Q_c
1.01	2.22	37	1.01	2.22	37	1.01	1.32	22	0.97	1.32	21	0.97	2.22	36	0.97	2.22	36	0.97	2.22	36	0.97	1.32	21
1.01	2.68	59	1.01	2.68	59	1.01	2.22	49	0.96	2.22	46	0.96	2.68	56	0.96	2.68	56	0.96	2.68	56	0.96	2.22	46
0.98	2.28	43	1.03	2.28	45	1.08	2.28	47	0.89	1.32	22	0.94	1.32	24	0.98	1.32	25	1.03	1.32	26	1.08	1.32	27
0.99	2.68	62	1.02	2.68	64	1.04	2.68	65	0.95	2.17	48	0.97	2.17	49	0.99	2.17	50	1.02	2.17	52	1.04	2.17	53

1.4.8 水平荷重時ラーメン 応力図

水平荷重時ラーメンの応力図の作り方の手順を示す。

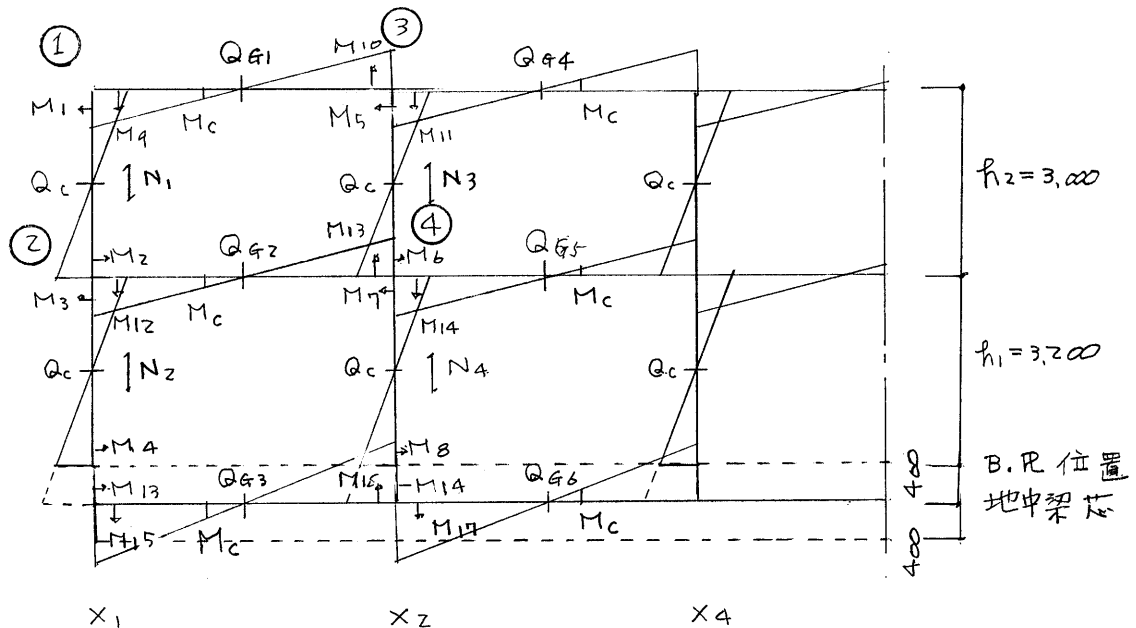


図 1.4.11 水平荷重時応力図

1. 先に求めた柱のせん断力 Q_c の値を全 2 の柱に記入す。

2. 柱の柱頭と柱脚のモーメントを求める。

2 階の柱頭のモーメント M_1 は

$M_1 = Q_c \times (1-4) \times h_2$ とし求め、柱脚のモーメント M_2 は

$M_2 = Q_c \times 4 \times h_2$ とし求める。

3. 大梁のモーメントを求める。

大梁のモーメントは柱と梁の接点（接合部）が釣り合い状態（接点のモーメントは零である）にあることを利用して求める。

節点 ① については柱頭のモーメントが $-M_1$ であるため大梁 M_9 のモーメントは $-M_1 + M_9 = 0$ より $M_9 = M_1$ となる。

節点 ② については 2 階の柱脚と 1 階の柱頭のモーメントが反時計回りであるため $-M_2 - M_3 = M_{12}$ により $M_{12} = M_2 + M_3$ となる。

節点③については柱頭のモーメント M_5 を左右の大梁の剛比の比に分けて M_{10} と M_{11} を求める。その符号は + となる。

節点④については柱のモーメント M_6 と M_7 を合計したものを左と右の大梁の比に分けて M_{13} と M_{14} のモーメントを求める。

大梁の中央のモーメント M_c は一般の場合は

$$M_c = M_0 - (|M_{\text{左}}| + |M_{\text{右}}| / 2) \quad \text{として求める。}$$

4. 大梁のせん断力は $Q_G = Q_0 \pm (|M_{\text{左}}| + |M_{\text{右}}| / l)$ として求めるが、ここでは安全のために ⊕ の値を採用する。

5. 地震時の柱軸力については、 $N_1 = Q_{G1}$, $N_2 = Q_{G1} + Q_{G2}$ として求め、 X_2 通りの中柱については $N_{11} = Q_{G1} - Q_{G4}$ として、 $N_4 = N_3 + Q_{G2} - Q_{G5}$ として求める。

6. 地中梁のモーメントについて

柱脚のモーメント M_4 および M_8 はベースプレート (B.P.) 下端のモーメントであるため地中梁の中心のモーメントは X_2 通りについて考えると $M_{14} = M_8 + 0.4 Q_c$ として求める。

そこで、その柱に接する左と右の地中梁のモーメントは柱のモーメント M_{14} を地中梁の剛比の比で分配して M_{16} と M_{17} を求めた。

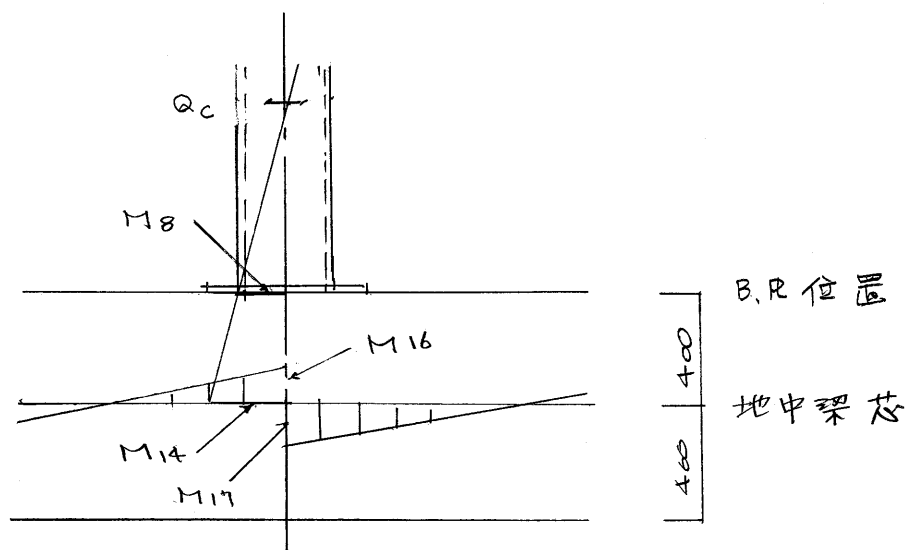
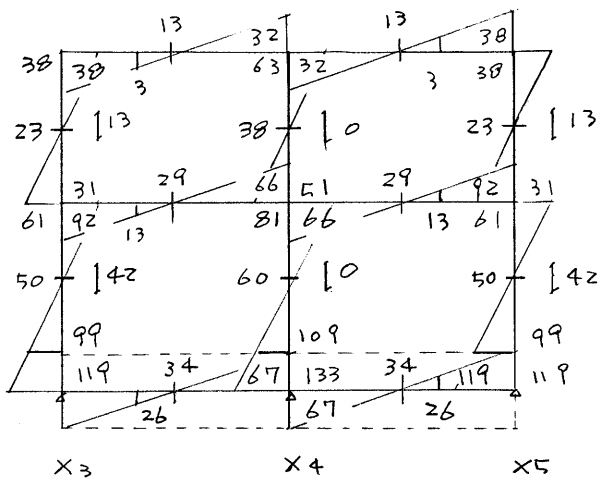
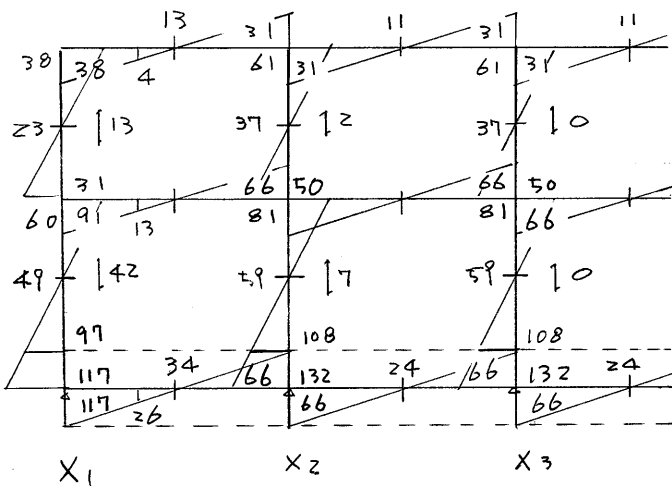


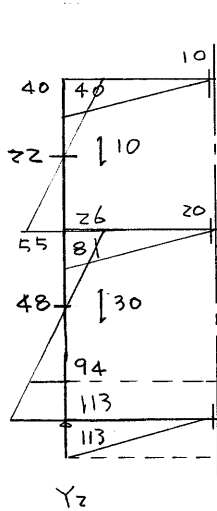
図 1.4.12



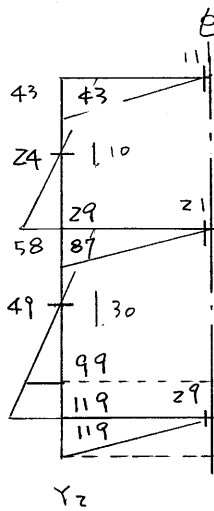
Y1 - ラ - メン



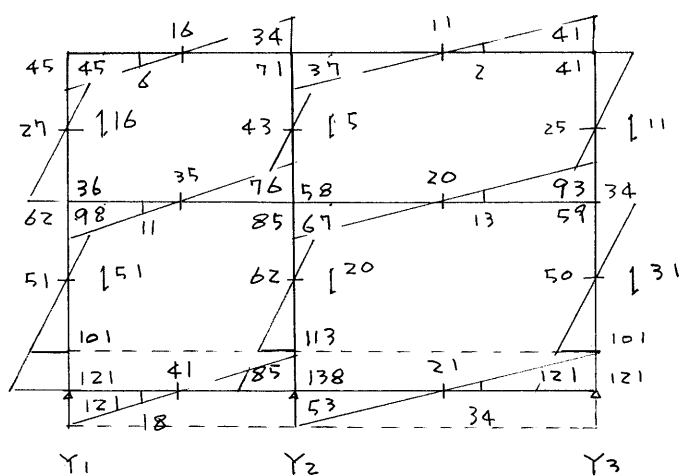
Y2 - ラ - メン



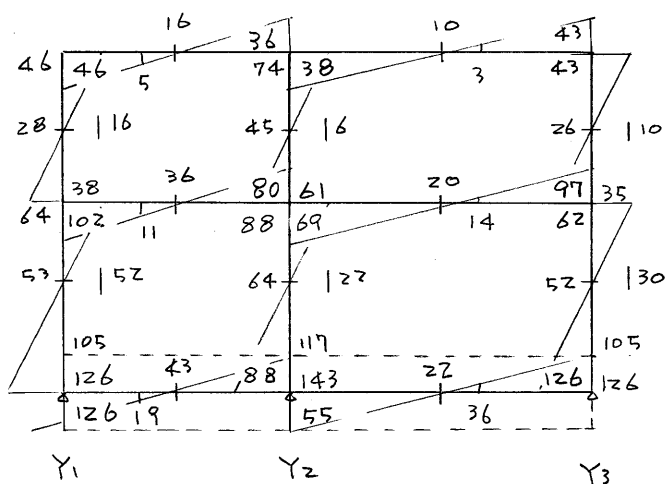
X1 - ラ - メン



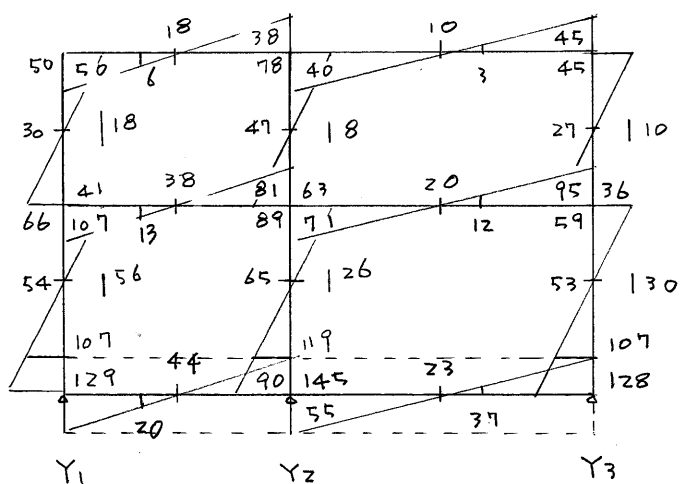
X2 - ラ - メン



X3 - ラーメン



X4 - ラーメン



X5 - ラーメン

図1.4.13 水平荷重時ラーメン応力図

認定ソフトの結果

出力した水平荷重時ラーメン応力図を図1.4.16の(a)~(h)に示しているが、1階部分の応力が手計算の場合と多少異なっている。手計算の場合の階高はp.10で述べた様に大ばりの天端間としているが、認定ソフトでは大ばりの中心間距離としているためその差によるものと考えられる。認定ソフトによる階高について、XおよびY方向の大ばりの背が異なる場合はその平均値をとっているため、手計算と認定ソフトの階高をY1通りにしている図1.4.14および図1.4.15に示す。

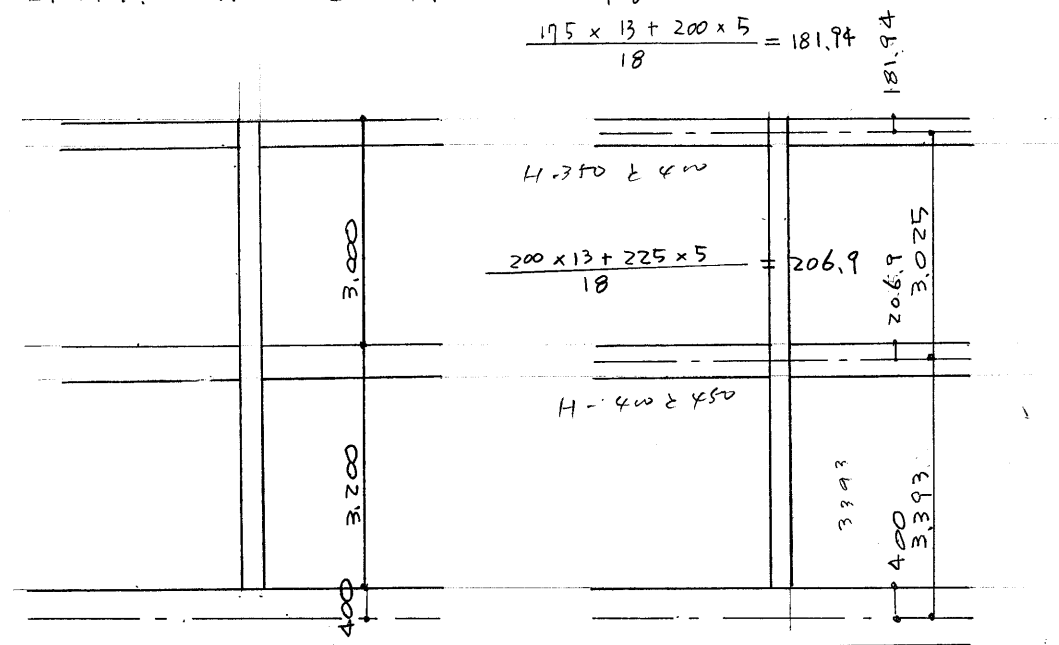


図1.4.14 手計算の階高

図1.4.15 認定ソフトの階高

上図に示す様に手計算の場合と認定ソフトの場合では1階の階高に若干の相違があるため、1階の地震力に相違がある。

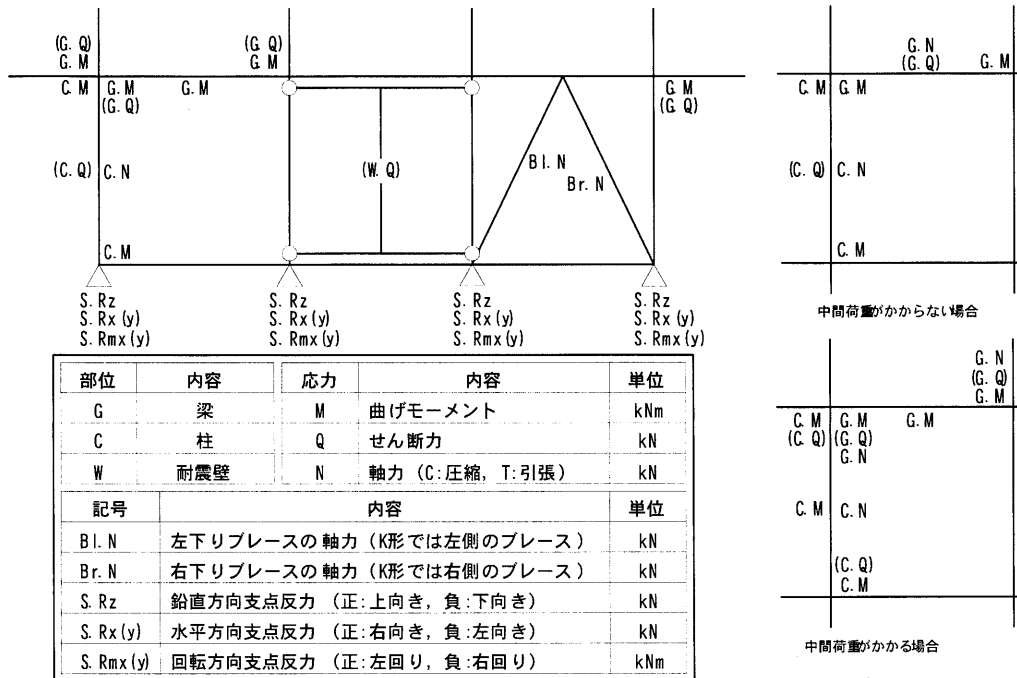
1.4.9 認定ソフトによる水平荷重時ラーメン応力図

§4 応力解析

4.4 部材応力図

[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。

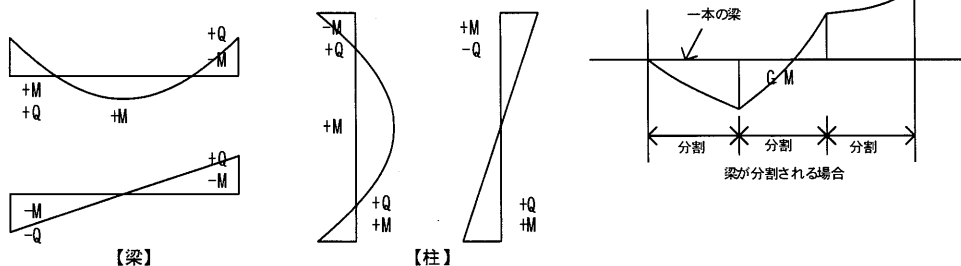
※ X形ブレースの軸力は、ブレースの中央に出力します。

※ 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。

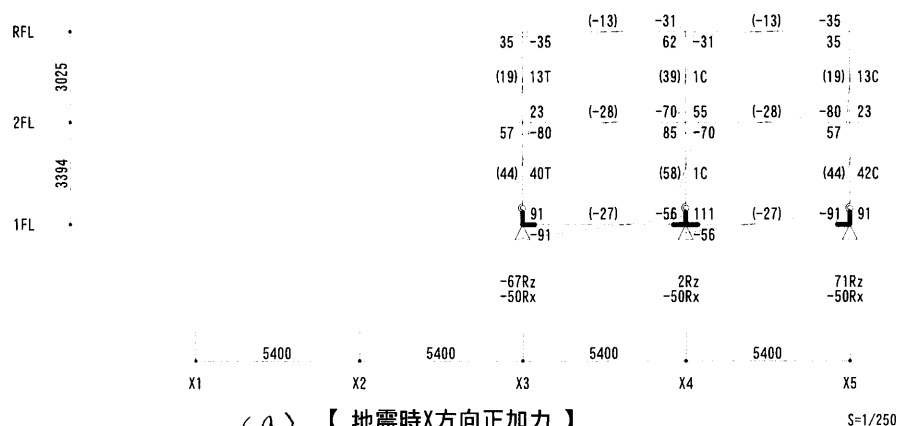
※ 図の表示方法は「6.1.3 構造モデル図」の【凡例】を参照してください。

・ 応力の符号

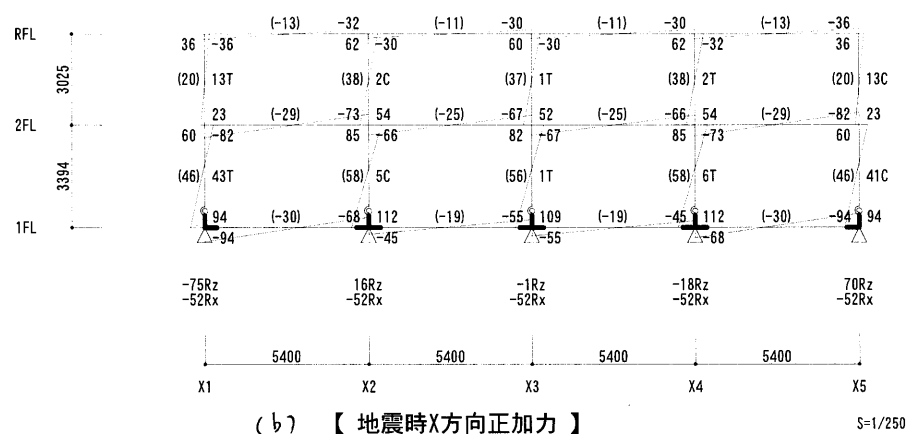


※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

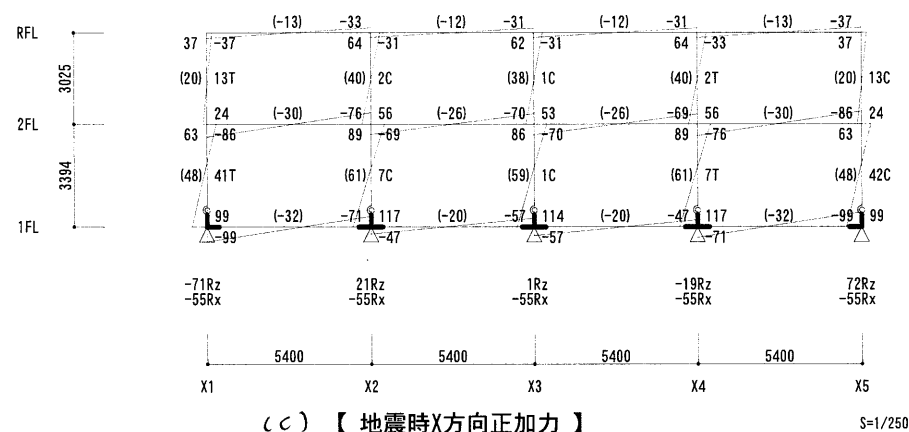
< Y1フレーム >



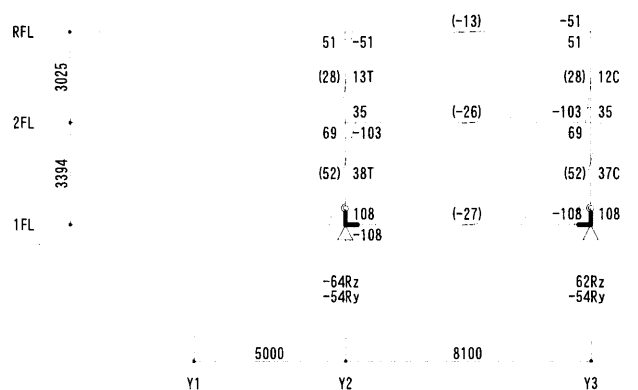
< Y2フレーム >



< Y3フレーム >



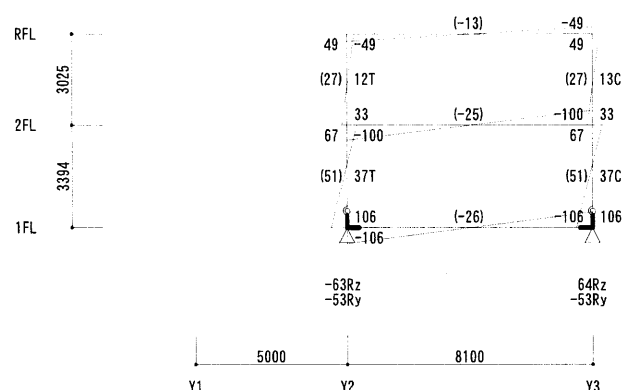
< X1フレーム >



(d) 【地震時Y方向正加力】

S=1/250

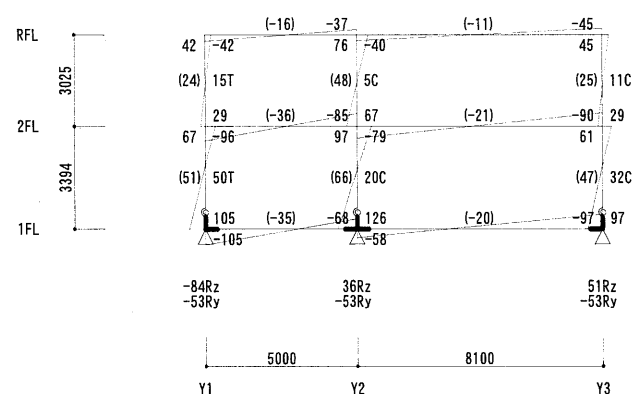
< X2フレーム >



(e) 【地震時Y方向正加力】

S=1/250

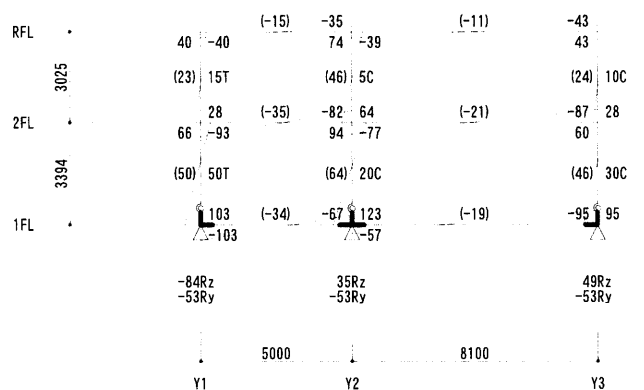
< X3フレーム >



(f) 【地震時Y方向正加力】

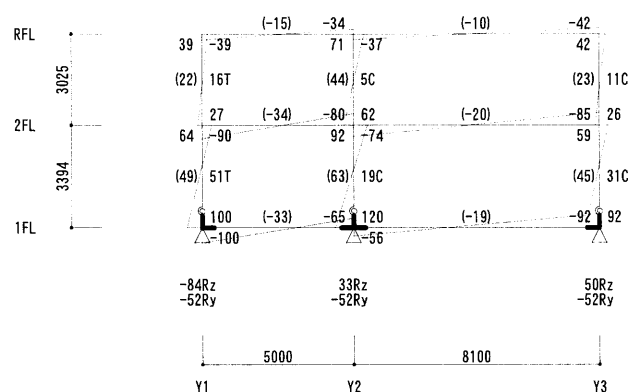
S=1/250

< X4フレーム >



(g) 【地震時Y方向正加力】 S=1/250

< X5フレーム >



(h) 【地震時Y方向正加力】 S=1/250

図 1.4.16 水平荷重時応力図

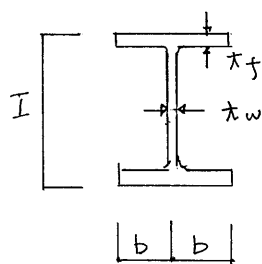
§ 1.5 大はり、柱の断面算定

1.5.1 大はりの断面算定

(1) 幅厚比について

鉄骨建築物の計算フローでは局部座屈等の防止が述べられているが、その一つに幅厚比の規定がある。この幅厚比はルート $\boxed{Z}$ に準ずるとされているが、2015年版の pp. 357 に示されているが表 1.5.1 に示すようにここで用い全てのはりはこれを満足している。

H形鋼の場合（大はりの材質は SN400B）



フランジの幅厚比

$$\frac{b}{t_f}$$

ウェブの幅厚比

$$\frac{H - 2t_f}{t_w}$$

フランジの規定値

$$9 \sqrt{235 / F} = 9$$

ウェブの規定値

$$60 \sqrt{235 / F} = 60$$

図 1.5.1

ここで用いた大はりの幅厚比について幅厚比が規定値を満足していることを確認する。

表 1.5.1

符 号	断 面	フ ラ ン ジ	ウ ェ ブ	判 定
RG1	H-350×175×7×11	7.95	46.86	O.K
RG2, 2G1	H-400×200×8×13	7.69	46.75	O.K
2G2	H-450×200×9×14	7.14	46.89	O.K

(2) 大はりの塑性変形能力を低下させる要因として、先に述べた幅厚比の他に横座屈がある。梁の横補剛については2015年版の pp. 621～624 に示されている。はりの横補剛間隔は、はりの全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法と、主としてはり端部に近い部分に横補剛を設け

る方法の2通りがあるがここでは均等間隔で横補剛を設ける方法を検討することにした。

SN400級では、⁽¹⁾の弱軸まわりの細長比 λ_y が次式を満足する必要があるが、ここで用いたものは表1.5.2に示すように満足している。

$$\lambda_y \leq 170 + 20n \quad (17)$$

ここで

λ_y : ⁽¹⁾の弱軸に関する細長比 ($= l / i_y$)

i_y : ⁽¹⁾の弱軸まわりの断面二次半径 ($= \sqrt{I_y / A}$)

I_y : ⁽¹⁾の弱軸まわりの断面二次モーメント

l : ⁽¹⁾の長さ

n : 横補剛の数

表1.5.2 $\lambda \leq 170 + 20n$ の確認

梁符号	位置	断面	l (cm)	i_y (cm)	n	λ_y	$170+20n$	判定
RG1	RGY1(X3-X5)	H-350×175×7×11	540	3.96	2	136	210	O.K
	RGX3(Y1-Y2)		500		0	126	170	O.K
RG2	RGX1(Y2-Y3)	H-400×200×8×13	810	4.56	2	178	210	O.K
ZG1	ZGY1(X3-X5)	H-400×200×8×13	540	4.56	2	118	210	O.K
	ZGX3(Y1-Y2)		500		0	110	170	O.K
ZG2	ZGX1(Y2-Y3)	H-450×200×9×14	810	4.43	2	183	210	O.K

(3) 大⁽¹⁾端部の欠損による断面係数

一般的に柱と大梁の接合部は図1.5.2に示す様に、⁽¹⁾にスカラップをとる場合が多い。ノンスカラップで接合する場合もあるが、ここでは⁽¹⁾にスカラップをとる方法で計算⁽²⁾することに、大⁽¹⁾の断面係数としてはフランジのみを考慮した断面係数 (Z_e) を使い、ウェブの有効断面積 (A_{we}) にはスカラップを考慮した断面積を用いることにした。

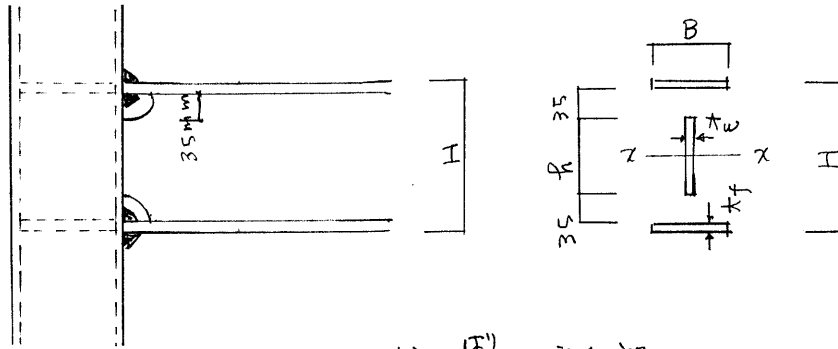


図 1.5.2 柱と「梁」の接合部

Z_e は次式による。

$$I_{ex} = \frac{BH^3}{12} - \frac{B(H-2t_f)^3}{12} \quad (18)$$

$$Z_e = \frac{z I_{ex}}{H} = \frac{BH^2}{6} - \frac{B(H-2t_f)^2}{6H} \quad (19)$$

A_{we} は次式による。

$$A_{we} = t_w \cdot (H - 2t_f - 7) \quad (20)$$

表 1.5.3 Z_{ex} と A_{we} (Z_x と A_w は全断面の値)

断 面	Z_e	$I_{ex} (cm^4)$	$Z_{ex} (cm^3)$	$Z_x (cm^3)$	Z_{ex}/Z_x
	A_{we}			$A_w (cm^2)$	A_{we}/A_w
H-350 × 175 × 7 × 11	Z_e	11065	632	771	0.82
	A_{we}	18.06		22.96	0.79
H-400 × 200 × 8 × 13	Z_e	19477	974	1170	0.83
	A_{we}	24.32		29.92	0.81
H-450 × 200 × 9 × 14	Z_e	26623	1183	1460	0.81
	A_{we}	31.68		37.98	0.83

以上の結果からスカラーップを考慮した Z_{ex} と A_{we} は全断面に対して
およそ 0.8 程度となっている。

(4) 鉄骨大ばりの許容曲げ応力度 (σ_b)

H形鋼断面が強軸周りにモーメントを受ける場合の許容曲げ応力度は2015年版の pp.534^に σ_{b1} と σ_{b2} が示され、 σ_{b1} と σ_{b2} の大きい値が σ_a 以下とすることが示されている。

$$\sigma_{b1} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \cdot \frac{(\ell_b / i_y)^2}{C \lambda^2} \right\} \cdot F \quad (21)$$

$$\sigma_{b2} = \frac{89000}{\ell_b \cdot h} \cdot A_f \quad (22)$$

ここで

ℓ_b : 圧縮フランジが横倒れを起さないように支持されている間の距離。

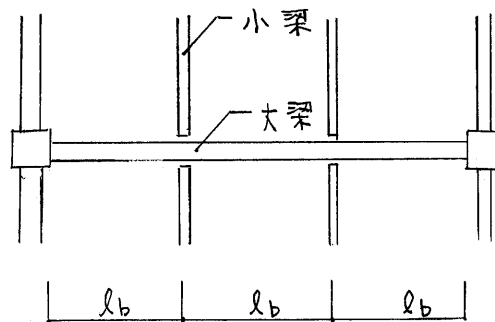


図 1.5.3

$A_f := B \cdot a_f$ 圧縮フランジの断面積

i_y^* : 圧縮フランジと梁背の $1/6$ とからなる T 形断面のウェブ軸周りの断面二次半径

$$i_y^* = \sqrt{I_y / [2 \{ A_f + (h/6 - a_f) \cdot a_w \}]}$$

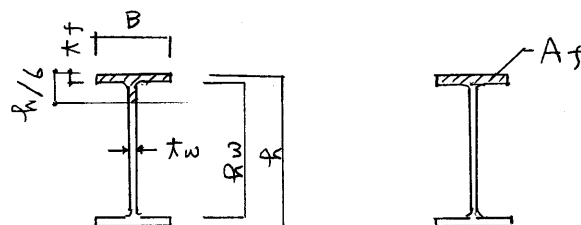


図 1.5.4

$$\text{限界細長比} : \Lambda = \sqrt{\pi^2 \cdot E / 0.6 F} = \frac{1500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} \quad (23)$$

本計算の場合 SN 400 材を用いているため Λ はつぎの値となる。

$$\Lambda = \frac{1500}{\sqrt{\frac{235}{1.5}}} = 119.8 \rightarrow 120$$

C : ばりの材軸方向に沿って曲げモーメントが変化する
場合の横座屈に対する影響を考慮するための修正
係数で 2015 年版の pp.538 に示されている。

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \quad \text{かつ} \quad C \leq 2.3$$

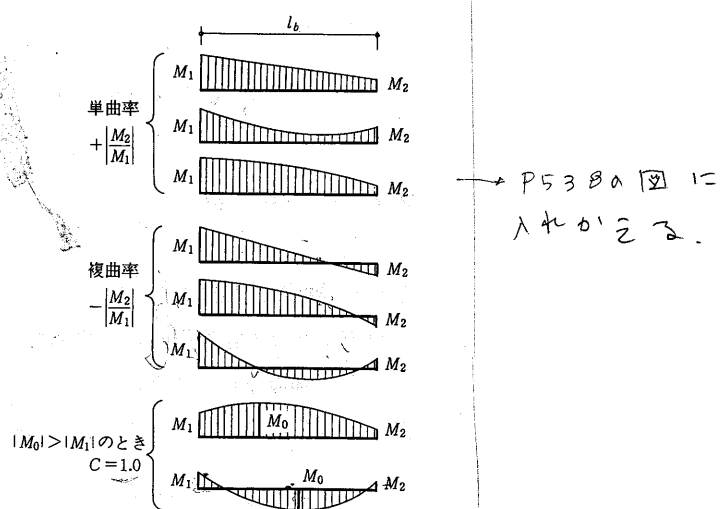


図 4.5.5 補正係数 C のとり方

曲げ応力度の検定では

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \quad (24)$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0 \quad \text{曲げ応力度が許容曲げ応力度以下を確認する。} \quad (25)$$

(5) H形鋼はりのせん断耐力の検討

せん断応力度はウェブ部分にせん断応力が均一に分布するものと仮定し文献6)の pp. 47 では次式で示されている。

$$\tau = \frac{Q}{A_{we}} \quad (26)$$

ここで $A_{we} = t_w (h - 2t_f)$ としているが、本計算ではスカラー¹⁾を考慮した A_{we} の値を用いることにした。

せん断応力度の検討は次式による。

$$\frac{\tau}{f_s} \leq 1.0 \quad (27)$$

ここで $f_s = \frac{F}{1.5\sqrt{3}}$

(6) 地中はりの断面算定について

大はり曲げに対する断面算定は文献3)の pp. 120に示されているが、はりの上端筋についてははり合い鉄筋比を考慮して文献2)の pp. 67および68の表より $C = \eta / b d^2$ から p_t を求め $a_t = p_t \cdot b \cdot d$ として求めた。

はりのせん断力については文献3)の pp. 150に短期設計せん断力の略算式として $Q_0 = Q_L + n Q_E$ が示されているが、ここでは $n=2$ として計算した。また、はりの許容せん断力 Q_A は文献3)の 15.5 式に示されているがせん断力が小さいため、ここではコンクリート断面のみを考慮して $Q_A = f_s \cdot b \cdot j$ として求めた。また、おぼろ筋比は $p_w = 0.2\%$ が必要であるため、おぼろ筋の間隔は $s = Q_w / 0.002 b$ として求めた。

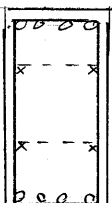
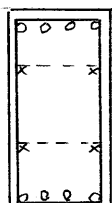
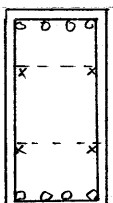
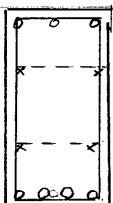
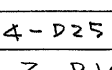
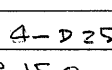
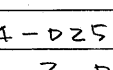
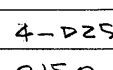
地中はりの配筋は露出柱脚の終局耐力より地中梁の終局耐力が上回る様に有るため地中梁端部の上端筋と下端筋は応力に関係なく4-D25とした。

表 1.5.4 鉄骨大げりの断面算定

階		R						Z					
はり 符号		RG1			RG2			ZG1			ZG2		
計算位置		RG×4 (Y ₁ -Y ₂)			RG×4 (Y ₂ -Y ₃)			ZG×4 (Y ₁ -Y ₂)			ZG×4 (Y ₂ -Y ₃)		
断面算定位置		Y ₁ 端	中 央	Y ₂ 端	Y ₂ 端	中 央	Y ₃ 端	Y ₁ 端	中 央	Y ₂ 端	Y ₂ 端	中 央	Y ₃ 端
はり A 長さ (l: mm)		5,000			8,100			5,000			8,100		
M (KN·m)	長 期 : M _L	4	2	47	125°	81	108	1	10	55	165°	98	149
	地 震 時 : M _E	46	5	36	38	3	43	102	11	81	69	14	97
	短 期 : M _S	50	7	83°	163	84	151	103	21	136°	234	112	246
Q (KN)	長 期 : M _L	31			84°			40			108°		
	短 期 : M _E	16			10			36			20		
	地 震 時 : M _S	47°			94			76°			128		
部 材	断 面	H-350×175×7×11			H-400×200×8×13			H-400×200×8×13			H-450×200×9×14		
	Z _e (cm ³) Z (cm ³)	632 771			974 1170			974 1170			1183 1460		
	A _{we} (cm ²)	1806			24,32			24,32			31,68		
l _b (mm)		5,000			2,700			3,800			2,700		
f _b	l _y * (cm)	4,6			5,29			5,29			5,23		
	f _{b1} (N/mm ²)	134			151			146			151		
	f _{b2} (N/mm ²)	97			155			152			155		
	l _t b s _f b	146 219			155 235			155 235			155 232		
検 定	σ _b = M/Z _e (Z) (N/mm ²)	134			128			139			139		
	σ _b / f _b ≤ 1.0	0.6			0.83			0.59			0.90		
	τ = Q / A _{we} (N/mm ²)	26			35			31			34		
	τ / f _s ≤ 1.0	0.19			0.39			0.23			0.38		
	判 定	O.K			O.K			O.K			O.K		

注) ・ 即 は断面算定を行つた応力

表1.5.5 地中ばりの断面算定

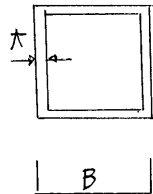
符 号			FG 1		FG 2	
計 算 位 置			FG X 4 (Y ₁ -Y ₂)		FG X 4 (Y ₂ -Y ₃)	
断面算定位置			両 端	中 央	両 端	中 央
M (kNm)	長 期 : M _L	上端	90	—	120	—
		下端	—	19	—	77
	地 震 時 : M _E		88	19	55	36
	短 期 : M _s	上端	178	2	175	—
		下端	—	36	—	113
Q (kN)	長 期 : Q _L		72		89	
	地 震 時 : Q _E		43		22	
	短 期 : Q _s		158		111	
断 面	b × D (mm)		400 × 800		400 × 800	
	d (mm)		720		720	
	j (mm)		630		630	
	b × d (× 10 ² mm ²)		2880		2880	
	b × d ² (× 10 ⁶ mm ³)		207		207	
	C = $\frac{M}{bd^2}$ (N/mm ²)		長 期		0.58	
		短 期	0.86			
P _t (%)		0.28		0.3		
γ		γ = 0		γ = 0		
A _t (mm ²)	上端筋	95.8	—	86.4	—	
	下端筋	—	193.7	—	568.5	
配 筋	上端筋	2-D25	2-D25	2-D25	2-D25	
	下端筋	2-D25	2-D25	2-D25	3-D25	
設計周長 g (mm)		320	320	320	240	
必要長さ g = Q/f _a j		109		92		
RQ = f _s · b · j (kN)	長 期	—		183		
	短 期	275		—		
おぼろ筋 (S.T)		Z-D10@178		Z-D10@178		
地中ばりリスト	上端筋	4-D25	4-D25	4-D25	3-D25	
	形 状					
						
	下端筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	
S.T		Z-D10@150		Z-D10@150		

※ FG1は梁長が500と短いので、中央も4-D25とした。

1.5.2 柱の断面算定

(1) 角形鋼管の幅厚比

ルート 1-2 の柱の検討については 2015 年版の pp. 355 に示される様に応力の割増しを 1.2 倍すればよいがルート 2 では柱の幅厚比が要求されるため 2015 年版の pp. 357 に示される幅厚比も同時に確認することにした。



本設計では柱材に BCR 295 (F=295) を用いるため

$$B/t < 33 \sqrt{235/F} = 33 \sqrt{235/295} = 29.4$$
 を確認する。

図 1.5.6

表 1.5.6 柱の径厚比

柱符号	断面	B/t	判定
2C1, 1C1	□-300×300×12	25	OK

(2) 座屈長さ l_R

一般のラーメン構造では水平方向の変位が拘束されない場合が多く、その場合の柱の座屈長さについては日本建築学会の鋼構造塑性設計指針 7) の pp. 89 に解説されている。ここでは pp. 90 に示されている図 6.2.1

(b) を用いて座屈長さ係数 K を求め柱の実長を l_c とすれば、

$$l_R = K \cdot l_c \quad \text{が求められる。}$$

K を求めるには図 1.5.7 から C_A と C_B を求める必要がある。

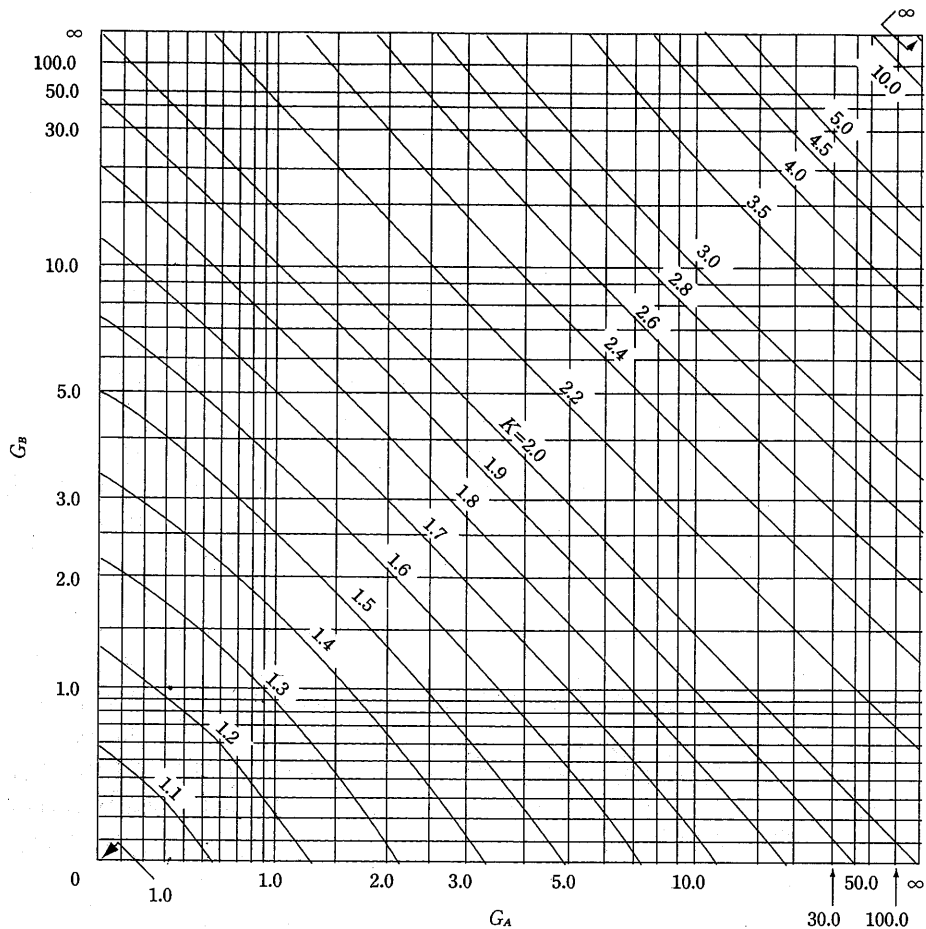


図 1.5.8 水平移動が拘束されない場合

柱 C₁ の断面算定について H C x2-x3 を計算する。

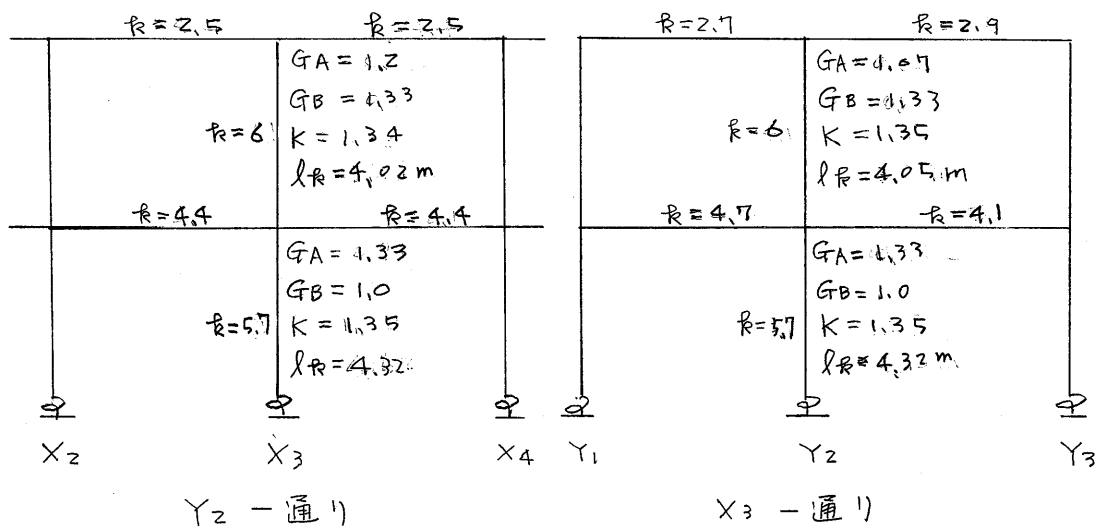


図 1.5.9 座屈長さ l_R

(3) 許容圧縮応力度

圧縮材の許容圧縮応力度については2015年版の pp. 533 に述べられている。それを表 1.5.7 に示す。

表 1.5.7 許容圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

圧縮材の有効細長比と限界細長比との関係	長期に生ずる力に対する圧縮材の座屈の許容応力度 (N/mm ²)	短期に対する圧縮材の座屈の許容応力度 (N/mm ²)
$\lambda \leq \Lambda$ の場合	$F \left\{ \frac{1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \right\}$	長期に対する値の 1.5 倍
$\lambda > \Lambda$ の場合	$\frac{\frac{18}{65} F}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}$	

ここに

F : 設計標準強度 (N/mm²)

λ : 有効細長比 ($= l_k / i$)

Λ : 限界細長比 ($= \frac{1500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}}$)

本計算では柱に BCR 295 を用いているから $F=295$ であるため限界細長比 $\Lambda=107$ となる。

柱のせん断力検討用の断面積は $A_w = 2(D - 2t)t$ とした。

本計算は ルート 1-2 で行っているため 2015年版の pp. 355 に示される様に、冷間成形鋼管であるため地震時の応力を 1.2 倍して断面の検討を行った。表 1.5.8 に示す M, N, Q の () 内の数値は割増しする前の数値を示す。

表 1.5.8 柱の断面算定

柱 符 号			C ₁			
計 算 位 置			C _Y Z-X ₄			
階			Z		1	
方 向			X	Y	X	Y
N (KN)	長期	NL	173		399	
	地震時	NE	2 (2)	7 (6)	8 (7)	26 (22)
	短期	NS	175	180	407	425
M (KN・m)	長期	ML	2	79	1	19
	地震時	ME	73 (61)	89 (74)	130 (108)	140 (117)
	短期	MS	75	168	131	159
Q (KN)	長期	QL	1	49	1	18
	地震時	QE	44 (37)	54 (45)	71 (59)	77 (64)
	短期	QS	45	103	72	95
柱 材	材 質		BCR295			
	断 面		□-300×300×12			
	F 値 (N/mm ²)		295			
断 面 性 能	Z (cm ³)		1200			
	A (cm ²)		133.3			
	A _w (cm ²)		66.24			
	i (cm)		11.6			
l _R (cm)			402	405	432	432
λ = l _R / i			35	35	37	37
f _b (N/mm ²)	長期		195			
	短期		295			
f _c (N/mm ²)	長期		179	179	177	177
	短期		268	268	265	265
f _s (N/mm ²)	長期		113			
	短期		170			
σ _b = M / Z (N/mm ²)	長期					
	短期		62	140	109	133
σ _c = N / A (N/mm ²)	長期					
	短期		13	14	31	32
検 定	長期	σ _b / f _b				
		σ _c / f _c				
		σ _b / f _b + σ _c / f _c				
	短期	σ _b / f _b	0.21	0.47	0.37	0.45
		σ _c / f _c	0.05	0.05	0.12	0.12
		σ _b / f _b + σ _c / f _c	0.26	0.52	0.49	0.57
	τ = Q / A _w (N/mm ²)		6.8	15.5	10.9	14.3
	τ / f _s		0.04	0.09	0.06	0.08
	判 定		O.K	O.K	O.K	O.K

1.6 基礎の設計

pp. 26 で求めたF階の基礎軸力を図1.6.1に示す。

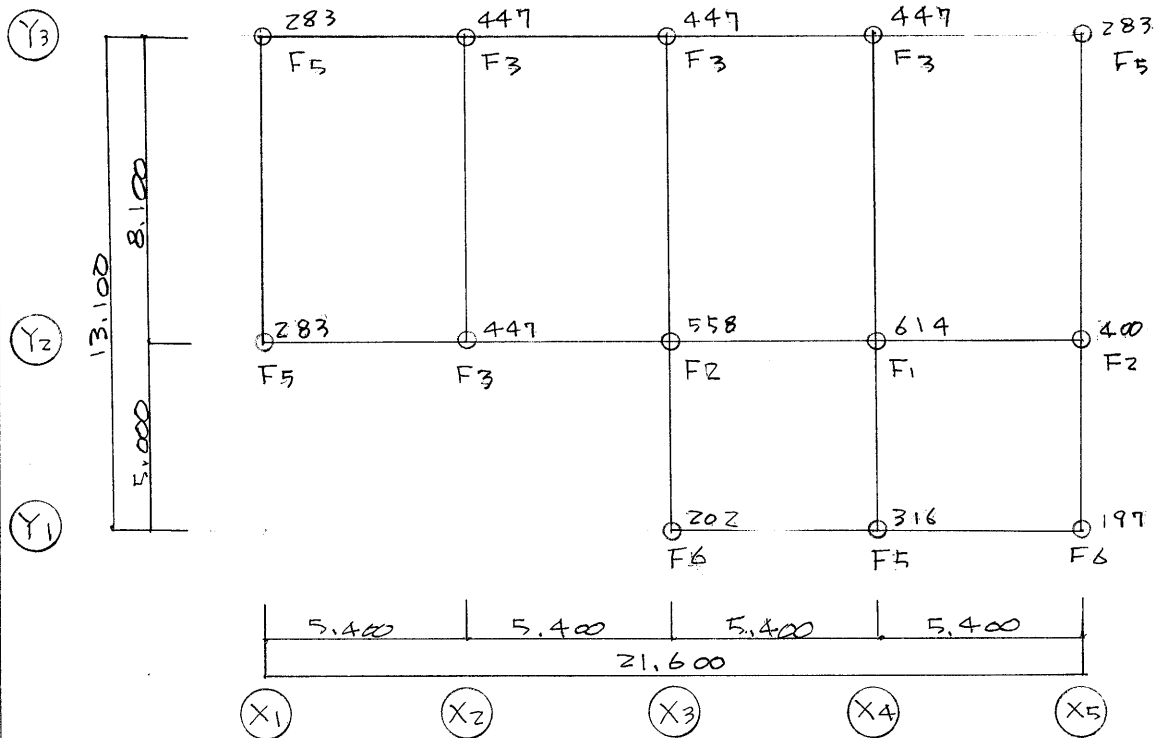


図 1.6.1 F階の柱軸力 (kN)

地震力による柱軸力は pp. 27 に示していか、その軸力と図6.1に示す長期軸力の和がいずれも長期軸力の2倍以下であるため、基礎は長期軸力にて計算する。

基礎^{に必要な}底面積 (形状) を求めるにあたり、図6.2に示すようにここではG.L. - 1000 を基礎底版の位置としていたため、G.L. 以下の重量を差し引いた有効地耐力 te' を求め、その te' で柱軸力を除して基礎の底面積を求める。また、基礎の底面積は正方形とした。

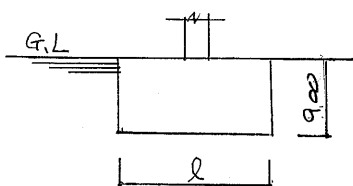


図 1.6.2

$$\begin{aligned}
 te' &= te - 1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.9\text{m} \times 24 \\
 &= 200 - 21.6 = 178.4 \rightarrow 170 \text{ kN/m}^2 \\
 &\text{とする。}
 \end{aligned}$$

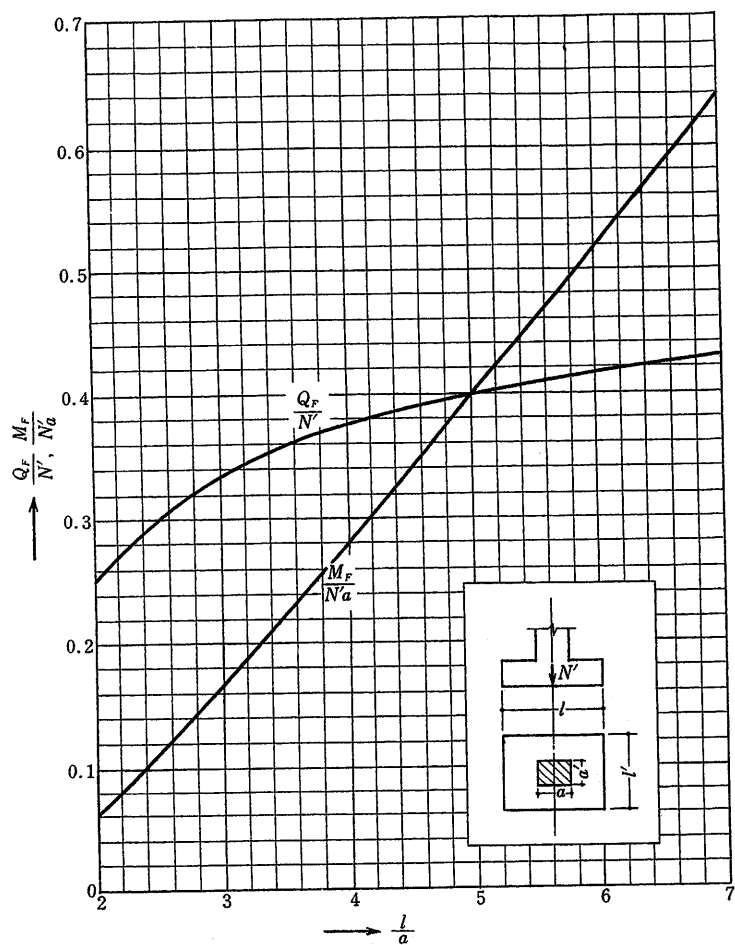
基礎リストを表-1に示す。必要底面積 A は N/f_c として求め、基礎を正方形とした時の一辺の必要長さ l' を求めこれに若干安全みた長さを設計長さ l とした。

表 1.6.1

柱位置	軸力 (kN)	底面積 A (m ²)	l' (m)	l (m)	基礎符号
CY1-X3	202	1.2	1.1	1.3	F6
CY1-X4	316	1.9	1.38	1.5	F5
CY1-X5	197	1.2	1.1	1.3	F6
CY2-X1, CY3-X1,5	283	1.7	1.31	1.5	F5
CY2-X2, CY3-X2,3,4	447	2.7	1.65	1.8	F3
CY2-X3	558	3.3	1.82	2.0	F2
CY2-X4	614	3.7	1.93	2.1	F1
CY2-X5	400	2.4	1.55	1.7	F4

ここでの基礎は地中梁があるため、柱脚の曲げモーメントは地中梁が負担するため基礎の中心に軸圧縮力を受ける^{独立}基礎として設計する。

計算にあたっては、文献3)のpp336に示される図表を同解説、2010年」のpp336に示される図表を図6.3に示す。



☒ 1.6.3 設計用応力 Q_F , M_F 算定図 (偏心がない場合)

F1

正方形基礎があるため、 x 、 y 方向共同配筋となる。
3。

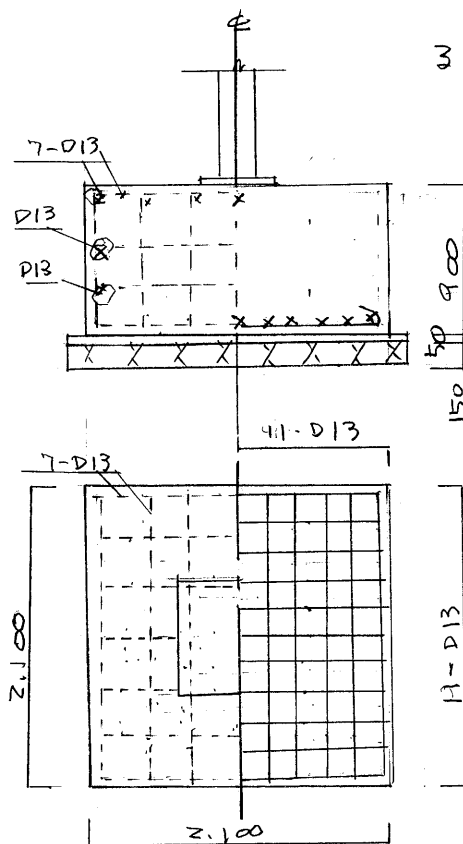


図1.6.4

$$N = 614 \text{ kN}$$

図6.3において $a = a' = 750$ (スラットの幅) とした。

$$l/a = 2000/750 = 2.67$$

$$QF/N = 0.32 \quad QF = 196.5 \text{ kN}$$

$$b = a + 2D = 75 + 2 \times 100 = 275 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 210 \text{ cm}$$

$$D = 1000 \text{ mm} \quad d = 820 \text{ mm} \quad \bar{j} = 917 \text{ mm}$$

$$\sigma = QF/b\bar{j} = 196.5 \times 10^3 / 2100 \times 917$$

$$= 0.13 \text{ N/mm}^2 < f_s = 0.74 \text{ N/mm}^2$$

必要断面 q_a は

$$q_a = QF/f_s a \bar{j} = 196.5 \times 10^3 / 2.31 \times 917$$

$$= 119 \text{ mm} < 11-13 = 400 \text{ mm} \text{ o.k.}$$

$$MF/Na = MF/614 \times 10^3 \times 750 = 0.13$$

$$MF = 598.7 \times 10^5 \text{ Nmm}$$

$$at = MF/f_s \bar{j} = 598.7 \times 10^5 / 295 \times 917 = 283 \text{ mm}^2$$

3-D13 ぐらいが基礎鉄筋間隔は 200 mm ビュー 4 程度にした方がよい
と考え、ここでは 11-D13 とした。

算定断面から鉄筋端までの長さ l_d

a : D13 の断面積

q : D13 の引張

$$l_d = \frac{\sigma_s a}{0.8 q_a q} = \frac{195 \times 127}{0.8 \times 2.31 \times 40} = 335 \text{ mm}$$

l_d はフック無しで求めた。フックがある場合は上記 l_d に 2/3 を乗じる。

$$\frac{l-a}{2} - c = \frac{2100 - 750}{2} - 100 = 575 > 335 \text{ mm} = l_d \text{ o.k.}$$

c : 基礎スラブ端より鉄筋端までの距離 100 とした。

パンチングシアに対する検討

$$b_o = 2(a + a') + \pi d = 2(750 + 750) + \pi \times 820 \\ = 5576.1 \text{ mm}^2$$

b_o によつて囲まれる面積 A_o

$$A_o = (a + d)^2 - d^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \text{ m}^2 \\ = (0.75 + 0.82)^2 - 0.82^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \\ = 2.32 \text{ m}^2$$

パンチングに対する設計せん断力 Q_{PD}

$$Q_{PD} = N \times \frac{l^2 - A_o}{l^2} \\ = 614 \times \frac{2.1^2 - 2.32}{2.1^2} \\ = 291 \text{ kN}$$

許容せん断力 Q_{PA}

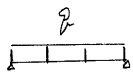
$$Q_{PA} = 1.5 b_o \bar{f}_s \\ = 1.5 \times 5576.1 \times 717 \times 0.73 \\ = 4377.8 \text{ kN} > 291 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

1.7 小はりの設計

ここに2階の B₁ について検討する。

B₁

$$q = 6.9 \times 1.8 = 12.4 \text{ kN/m}$$



2.700

17.1

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 12.4 \times 2.7^2 = 11.3 \text{ kNm}$$

$$Q_0 = \frac{1}{2} \times 12.4 \times 2.7 = 16.7 \text{ kN}$$

$$H-200 \times 100 \times 5.5 \times 8 \text{ (SS400)}$$

$$Z_x = 181 \text{ cm}^3 \quad I_x = 1810 \text{ cm}^4 \quad i_y^* = 2.63 \text{ cm} \quad r = 8 \text{ mm}$$

幅厚比の検討

$$\text{フランジ} \quad \frac{b}{t_f} = \frac{50}{8} = 6.3 < 9.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{ウェブ} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{200 - 2 \times 8}{5.5} = 33.5 < 60 \quad \text{OK}$$

曲げ応力度の検討

$$f_{b1} = \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \times \frac{(l_b / i_y^*)^2}{C \lambda^2} \right\} \cdot F$$

$$= \left\{ \frac{2}{3} - \frac{4}{15} \times \frac{(2700 / 26.3)^2}{1 \times 120^2} \right\} \times 235 = 110 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{89000}{l_b t_f} A_f = \frac{89000}{2700 \times 200} \times 100 \times 8 = 131 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{従って } f_b = 131 \text{ N/mm}^2 \text{ とする。}$$

$$\sigma_b = M / Z_x = 11.3 \times 10^3 / 181 = 62.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b / f_b = 62.4 / 131 = 0.48 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_{we}} = \frac{Q}{t_w (h - 2 \times t_f - 2 \times r)} = \frac{16.7 \times 10^3}{5.5 (200 - 2 \times 8 - 2 \times 8)}$$

$$= 18.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau / f_s = 18.1 / 90 = 0.2 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 q l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 12.4 \times 2700^4}{384 \times 2.05 \times 10^5 \times 1810 \times 10^4}$$

$$= 2.31 \text{ mm} = \frac{1}{1168.8} < \frac{1}{250} \quad \text{OK}$$

1.8 柱脚の設計

ここでは CY2-x4 の Y 方向の柱脚を代表させて検討する。IL-ト [1]
-2] の柱脚を設計する場合は 2015 年版の pp. 629 に示される様に柱脚
を保有耐力接合とするために地震力を 1.67 倍して計算する。尚、計算は
2015 年版の pp. 638 の [設計例-1] に準いて計算する。

CY2-x4 柱の Y 方向

柱脚の条件

鋼管柱

$\square - 300 \times 300 \times 12$ (BCR295)

アンカーボルト (A.B.)

B-M36 (ABM400)

ベースプレート (B.P.)

$40 \times 600 \times 600$

コンクリート

$F_c = 24 \text{ N/mm}^2$

$d_c = 150 \text{ mm}$

$d_t = 225 \text{ mm}$

$d_t l = 75 \text{ mm}$

$l_b = 800 \text{ mm}$

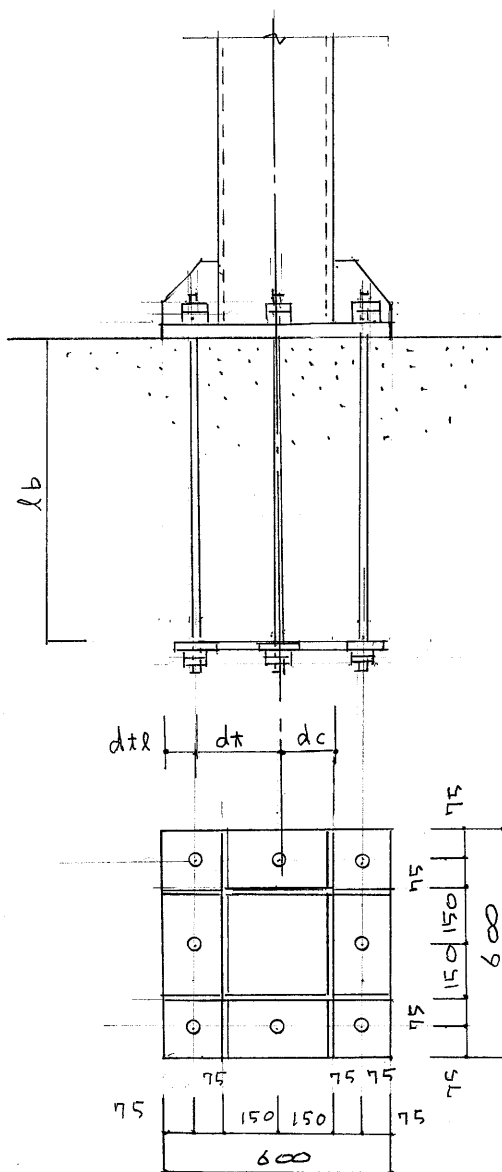


図 1.8.1 柱脚

(1) 柱脚の許容応力度の検討

設計応力を求める。

$$N_{D1} = N_L + 1.67 N_E = 399 + 1.67 \times 52 = 486 \text{ KN}$$

$$N_{D2} = N_L - 1.67 N_E = 399 - 1.67 \times 52 = 312 \text{ KN}$$

$$M_D = M_L + 1.67 M_E = 19 + 1.67 \times 119 = 218 \text{ KNM}$$

$$Q_D = Q_L + 1.67 Q_E = 18 + 1.67 \times 65 = 127 \text{ KN}$$

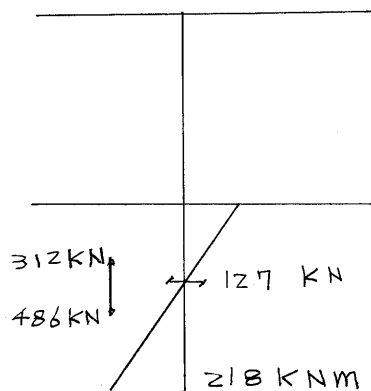


図 1.8.2 設計応力

計算にあたり日本建築学会の「鋼構造設計規程 - 許容応力度設計法 -」⁸⁾

の pp.180 に示される図表を図 1.8.3 に示す。

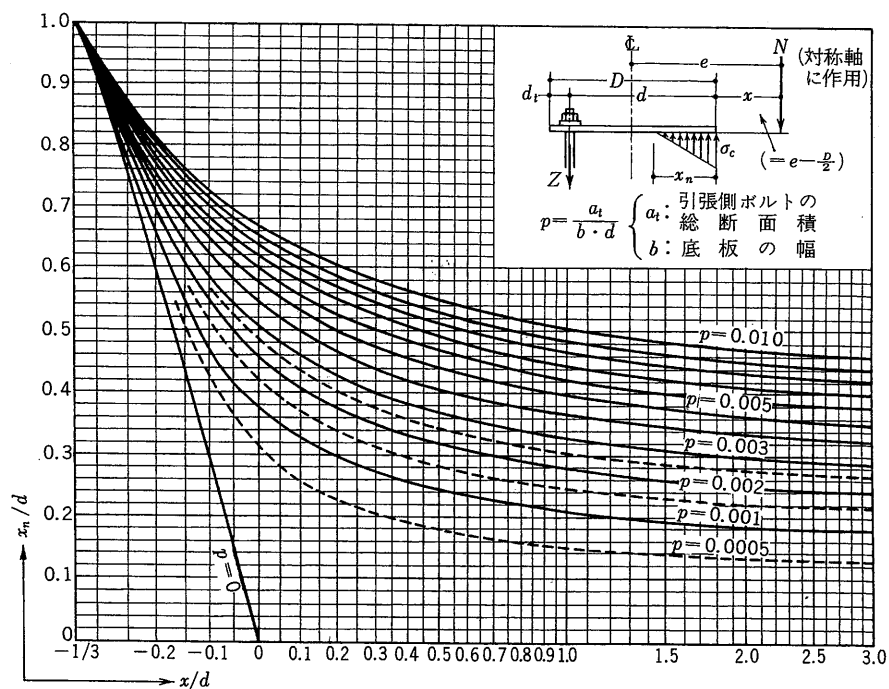


図 1.8.3 底板中立軸位置の計算図表

1. 柱脚の許容応力度の検討

1) アンカーボルトの検討

$$e = \frac{M}{N} = \frac{218 \times 10^3}{312} = 699 \text{ mm} > \frac{D}{6} + \frac{d+l}{3} = 125 \text{ mm}$$

従ってアンカーボルトに引張力が作用する。

1.8.3から

$$x = e - \frac{D}{2} = 699 - \frac{600}{2} = 399 \text{ mm}$$

$$d = D - d+l = 600 - 75 = 525 \text{ mm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{399}{525} = 0.76$$

$$p = \frac{a+l}{b \cdot d} = \frac{3 \times 1020}{600 \times 525} = 0.01$$

$$x_n / d = 0.52 \quad \text{中立軸は} \quad x_n = 0.52 \times 525 = 273 \text{ mm}$$

アンカーボルトの引抜き力は

$$\begin{aligned} Z = \sum T &= \frac{N (e - D/2 + x_n/3)}{D - d+l - x_n/3} \\ &= \frac{312 (699 - 300 + 91)}{600 - 75 - 91} = 352 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{アンカーボルト1本当たりの引張力} \quad T = \frac{352}{3} = 117 \text{ kN}$$

アンカーボルトねじ部の応力は

$$\sigma_t = \frac{T}{A_{be}} = \frac{117 \times 10^3}{865} = 135 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{135}{235} = 0.57 < 1.0 \quad \text{o.k.}$$

2) アンカーボルト定着の検討

定着したコンクリート躯体のコーン状破壊によって決まる場のアンカーボルトの許容引張耐力 T_P は日本建築学会の「各種合成構造設計指針・同解説」⁹⁾のpp. 249に示されている。

$$T_P = 0.31 \cdot \phi_2 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$

ここに ϕ_2 : 低減係数⁹⁾ 2/3 (短期荷重時)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積

152880

CY2-x4 の基礎は p.89 に示す様に $2.1\text{m} \times 2.1\text{m}$ であるから、この柱脚の A_c を求める。

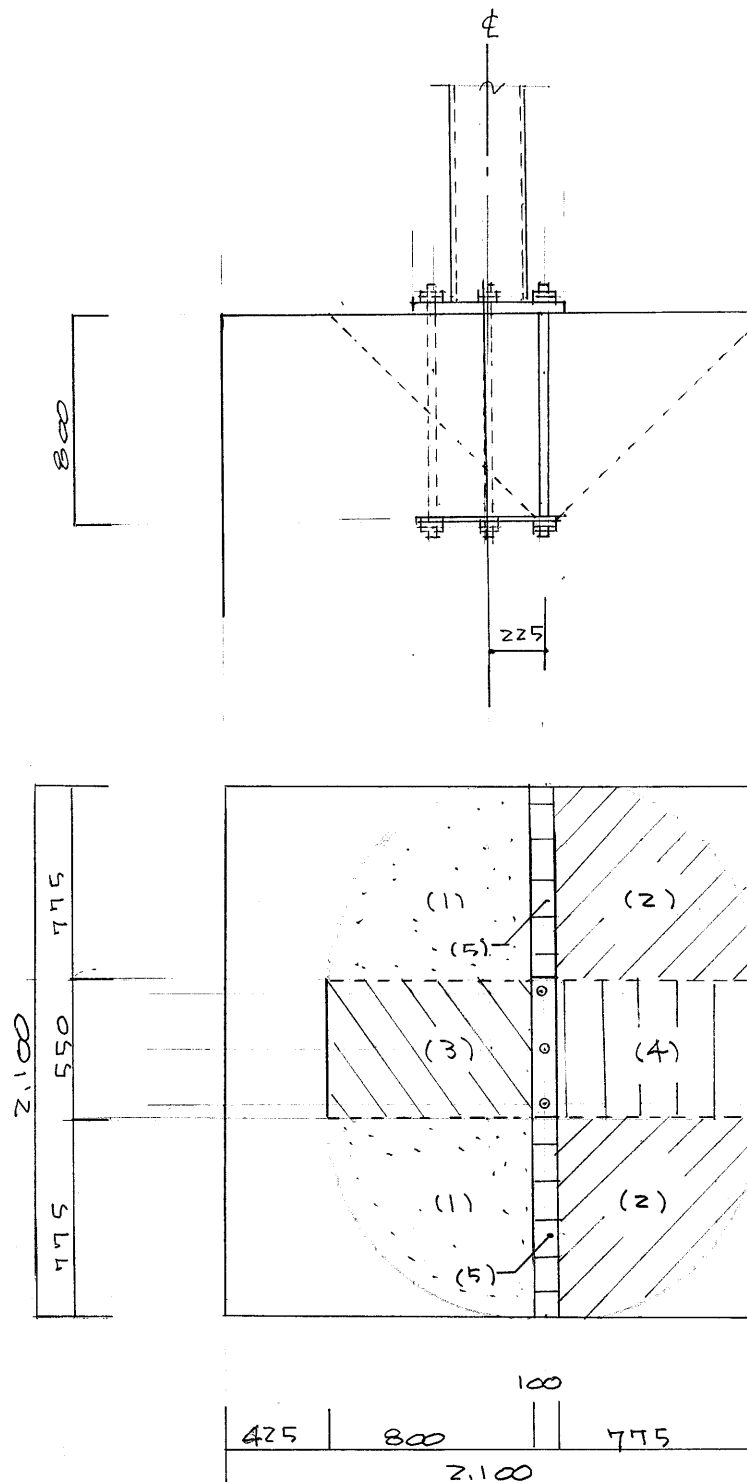


図 1.8.2 A_c

図 1.8.2 から A_c を求める。

$$\begin{aligned} A_c &= (1) \times 2 + (2) \times 2 + (3) + (4) + (5) \times 2 \\ &= (499 \times 10^3) \times 2 + (496 \times 10^3) \times 2 + 800 \times 550 + 775 \times 550 + 775 \times 100 \times 2 \\ &= 3011 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

従って T_p は

$$T_p = 0.31 \times 0.66 \times \sqrt{24} \times 3011 = 3018 \text{ kN}$$

引張側アンカーボルト軸部の引張降伏耐力を T_u とすれば

$$T_u = n \cdot A_p \cdot F_{by} = 3 \times 1020 \times 235 \times 10^{-3} = 719 \text{ kN}$$

よって $T_p > T_u$ とする。

3) コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2N(e + D/2 + d + l)}{b \cdot x_n(D - d + l - x_n/3)} \\ &= \frac{2 \times 312(699 - 600/2 + 75) \times 10^3}{600 \times 273(600 - 75 - 273/3)} \\ &= 4.16 \text{ N/mm}^2 < 16 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

4) せん断力の検討

アンカーボルトに引張力が作用するから

$$Q_a = 0.4(Z + N) = 0.4(352 + 312) = 265.6 \text{ kN} > 127 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

4) ベースプレート板厚の検討

(1) 圧縮側の検討

図 1.8.1 の柱脚の形状からリブプレートに囲まれたベースプレートは二辺固定あるいは三辺固定で示される。これらの応力は文献 2) の p.39 および p.41 に示される図表を用いて計算する。

三辺固定の場合

$$\lambda = 300 / 150 = 2$$

$$M_{\max} = 0.28 \times 4.16 \times 150^2 = 26.2 \text{ Nmm/mm}$$

二辺固定の場合

$$\lambda = 150 / 150 = 1.0$$

$$M_{\max} = 0.29 \times 4.16 \times 150^2 = 27.1 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

ベースプレート厚は $t = 40 \text{ mm}$ としているのか

$$Z = \frac{40^3}{6} = 266 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_b = 27.1 \times 10^3 / 266 = 102 \text{ N} / \text{mm}^2$$

ベアリングプレートなど面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ応力度

$$f_{br} = 1.5 F / 1.3 = 1.5 \times 325 / 1.3 = 375 \text{ N} / \text{mm}^2$$

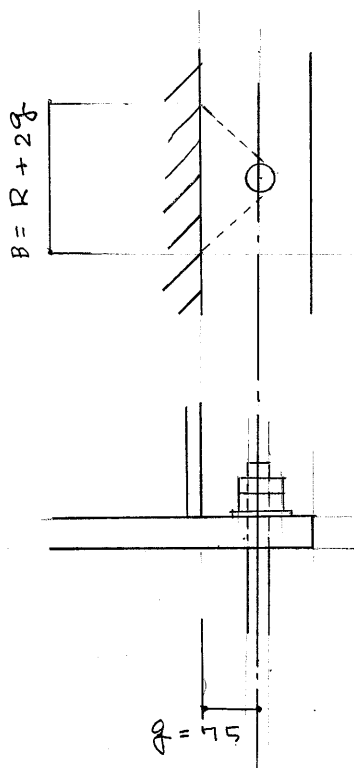
$$\sigma_b / f_{br} = 102 / 375 = 0.27 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 引張側の検討

アンカーボルトの降伏が先行するように、アンカーボルトの軸部降伏耐力に対してベースプレートが許容応力度以内であることを確認する。

$$P = A_b \cdot f_t = 1020 \times 235 \times 10^{-3} = 239.7 \text{ kN}$$

$$M = 239.7 \times 75 = 17978 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$



$$\text{有効幅 } B = 36 + 2 \times 75 = 186 \text{ mm}$$

$$Z = 186 \times 40^3 / 6 = 49600 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_b = 17978 \times 10^3 / 49600 = 362 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_{br}} = \frac{362}{375} = 0.97 < 1.0 \quad \text{OK}$$

図 1.8.4

2. 崩壊メカニズム時の安全性の検討

1) アンカーボルトの伸び能力の検討

JIS B1221 ABM400 により伸び能力はあると判断可。

2) 柱脚の保有耐力接合の判定

(1) 曲げの検討 M_u

柱部材

柱の全塑性モーメント M_{pc} は文献 7) の pp. 39 に示されている。

$$N = 486 \text{ kN} \quad N_y = A \cdot F = 133.3 \times 10^2 \times 295 \times 10^{-3} = 3932 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_y} = \frac{486}{3932} = 0.124 < \frac{A_w}{2A} = \frac{(300-24) \times 12 \times 2}{2 \times 133.3 \times 10^2} = 0.25$$

従って $M_{pc} = M_p$ とする。

$$\square - 300 \times 300 \times 12 \text{ の } Z_{px} = Z_{py} = 1420 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{あるから}$$

$$M_{pc} = Z_p \cdot F = 1420 \times 10^3 \times 295 \times 10^{-6} = 418.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱脚

$$N_u = 0.85 B D F_c = 0.85 \times 600 \times 600 \times 24 \times 10^{-3} = 17344 \text{ kN}$$

$$T_u = 719 \text{ kN}$$

2015 年版の pp. 632 の (付 1.2 - 32) 式より

$$N_u - T_u \geq N > -T_u \quad \text{あるから}$$

$$\begin{aligned} M_u &= T_u \cdot d_k + \frac{(N + T_u) D}{2} \left(1 - \frac{N + T_u}{N_u} \right) \\ &= 719 \times 225 \times 10^{-3} + \frac{(486 + 719) \times 600}{2} \times \left(1 - \frac{418 + 719}{17344} \right) \times 10^{-3} \\ &= 466 \text{ kNm} \end{aligned}$$

保有耐力接合において $M_u \geq M_{pc} \times \alpha$ を満足するかどうかを確認する。 α については 2015 年版の p. 618 の付表 1.2 - 2 から 1.2 を採用する。

$$M_u = 466 \text{ kNm} < 1.2 M_{pc} = 1.2 \times 418.9 = 502 \text{ kNm}$$

従って保有耐力接合とはならない。

(2) セン断力の検討 Q_u

露出柱脚の最大せん断力 Q_u は摩擦により抵抗する Q_{fu} とボルトのせん断力 bQ_u のいずれか大きい方とし, Q_{fu} および bQ_u については 2015 年版 pp. 632 に示されている。

$$N_u - T_u \geq N > -T_u \quad \text{であるから}$$

$$Q_{fu} = 0.5 (N + T_u) = 0.5 (486 + 719) = 602 \text{ KN}$$

$$Q_{bu} = S_u = n_t \cdot A_b \cdot F / \sqrt{3} = 3 \times 1020 \times \frac{235}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 415 \text{ KN}$$

ここに

S_u : 引張側アンカーボルトの最大せん断耐力 (N)

従って

$$Q_u = 602 \text{ KN} > Q_b = 127 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

(3) $M_u < 1.2 M_{pc}$ であるから地震力を 1.67 倍して終局耐力を確認する。地震力を 1.67 倍した応力は p95 に示している。

1. 柱脚の最大曲げ耐力 M_u

$$M_u = 466 \text{ KNm} > M_D = 218 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

第 2 章

ル ー ト 3

○保有水平耐力の確認

$$Q_u \geq Q_{un}$$

$$Q_u \geq D_s F_s Q_{ud}$$

○転倒の検討

(建築物の搭状比 >4 の場合)

2.1 層間変形角 (γ) および剛性率 (R_s)

鉄骨造建築物の二次設計の構造計算フローにおいてルート 1-2 では偏心率が 0.15 以下としているので、これについては pp. 63, 64 で安全を確認しているがルート 3 では層間変形 γ が $1/200$ 以下および剛性率 R_s が 0.15 以下としているためこれらについて以下に求める。

2.1.1 地震力によって生ずる水平力 Q_i および Q_{ud}

層間変形角および剛性率は $C_0 = 0.2$ とした時のせん断力 Q_i について求めたものであるため改めてここで求めることにし、また、 $C_0 = 1$ とした保有水平耐力時のせん断力 Q_{ud} も同時に求めておく。

$C_0 = 0.2$ の場合の C_i

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 = 0.8 \times 1 \times A_i \times 0.2 = 0.16 A_i$$

$C_0 = 1.0$ の時の C_{ui}

$$C_{ui} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 = 0.8 \times 1 \times A_i \times 1.0 = 0.8 A_i$$

また、

$$Q_i = C_i \cdot \Sigma W_i$$

$$Q_{ud} = C_{ui} \cdot \Sigma W_i \quad \text{である。}$$

また、 W_i については p. 30 で求めている。

表 2.1.1 Q_i および Q_{ud}

階	ΣW_i (KN)	A_i	$C_0 = 0.2$		$C_0 = 1.0$	
			C_i	Q_i (KN)	C_{ui}	Q_{ud} (KN)
2	1299	1.251	0.2	260	1.0	1299
1	2904	1.0	0.16	465	0.8	2323

2.1.2 層間変形角 γ

層間変形角については 2015 年版の pp. 330 に解説されている。また、文献 2) では D 値を次式で示されている。

$$D = \frac{Q}{\delta} = \frac{12 E K_0}{h_n^2}$$

こゝで

D : 当該階の柱等の D 値の和

δ : 当該階の層間変位

E : ヤング係数

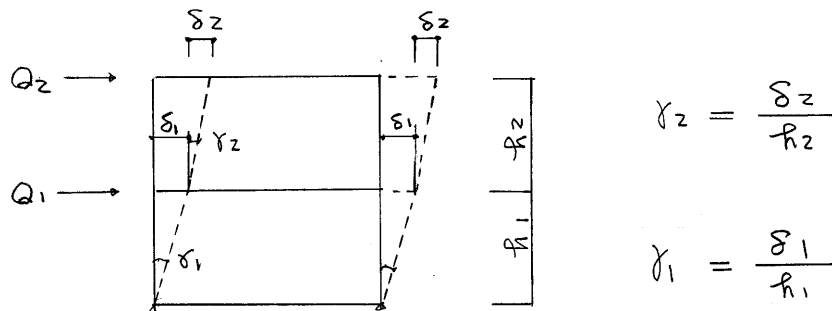
K_0 : 標準剛度

h : 当該階の高さ

これを用いて層間変形角 γ は

$$\gamma = \frac{\delta}{h} = \frac{Q}{D} \times \frac{h}{12 E K_0}$$

で表わされる。



$$\gamma_2 = \frac{\delta_2}{h_2}$$

$$\gamma_1 = \frac{\delta_1}{h_1}$$

図 2.1.1

標準剛度 K_0 は $K_0 = 10 \times 10^3 \text{ mm}^2$ とするの？

$$12 E K_0 = 12 \times 2.05 \times 10^5 \times 10^4 = 2.46 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm} \quad \text{とする。}$$

よって層間変形角を表 2.1.2 で求める。

表 2.1.2 層間変形角

方向	階	Q_i ($\times 10^3 \text{ N}$)	D_i	h (mm)	$h/12 E K_0$ ($\times 10^{-7} / \text{N}$)	Q/D ($\times 10^3 \text{ N}$)	γ ($\times 10^{-3}$)	判定 $\leq 5 \times 10^{-3}$
x	2	260	23.46	3000	1.22	11.08	1.35	O.K
	1	465	34.05	3200	1.30	13.66	1.78	O.K
y	2	260	20.4	3000	1.22	12.75	1.56	O.K
	1	465	31.68	3200	1.30	14.68	1.91	O.K

以上から層間変形角は各階共 $1/200$ (5×10^{-3}) を満足している。

2.1.3 剛性率 R_s

剛性率は各階の水平方向の変形のしにくさが、建物全体のそれと比べてどの程度大きいかわかを示す。その階が1.0より大きくなるほど、その階は建物全体からみて変形しにくい階であり、1.0より小さな値になるほど変形しやすい階であることを示す。2015年版のpp.351では各階の剛性率を0.6以上であることを示している。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

ここに

r_s : 各階の層間変形角の逆数 ($1/\delta$)

$\bar{r}_s$: r_s の相加平均 $\left(\frac{\sum r_s}{n} \right)$

表2.1.3 剛性率

方向	階	δ ($\times 10^{-3}$)	r_s ($\times 10^2$)	R_s	判 定 ≥ 0.6
x	2	1.35	7.41	1.14	o.k
	1	1.78	5.62	0.86	o.k
	$\bar{r}_s$		6.52		
y	2	1.56	6.41	1.10	o.k
	1	1.91	5.24	0.9	o.k
	$\bar{r}_s$		5.83		

各階、各方向共剛性率は0.6以上を満足している。

2.2 各階の必要保有水平耐力 Q_{un}

地震力に対する各階の必要保有水平耐力 Q_{un} については 2015 年版の pp. 337 に示されている。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

ここで D_s : 各階の構造特性による係数

F_{es} : 各階の形状による係数

2.2.1 鉄骨構造の特性係数 D_s

地震時の建築物の弾性挙動（減衰性、靱性など）に伴うエネルギー吸収力を D_s という係数により評価したものである。この D_s は筋かいの有無、幅厚比および偏心率により定まるものであるが、本建築物は筋かいはないので $\beta_u = 0$ である。

2015 年版の pp. 367 に柱及びはりの区分が示されている。

表 2.2.1

柱及びはりの区分							柱及びはりの種別
部材	柱				はり		
断面形状	H形鋼		角形鋼管	円形鋼管	H形鋼		
部位	フランジ	ウェブ	—	—	フランジ	ウェブ	
幅厚比 又は径厚比	$9.5\sqrt{235/F}$	$43\sqrt{235/F}$	$33\sqrt{235/F}$	$50(235/F)$	$9\sqrt{235/F}$	$60\sqrt{235/F}$	FA
	$12\sqrt{235/F}$	$45\sqrt{235/F}$	$37\sqrt{235/F}$	$70(235/F)$	$11\sqrt{235/F}$	$65\sqrt{235/F}$	FB
	$15.5\sqrt{235/F}$	$48\sqrt{235/F}$	$48\sqrt{235/F}$	$100(235/F)$	$15.5\sqrt{235/F}$	$71\sqrt{235/F}$	FC
	FA、FB 及び FC のいずれにも該当しない場合						FD
この表において、 F は平成12年建設省告示第2464号第1に規定する基準強度（単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン）を表すものとする。							

本設計の大はり幅厚比は p.74 で求めているので表 2.2.1 の表と比較するとフランジは全々 9 以下でありウェブもすべて 60 以下となっている。

柱の径厚比は p.82 で 25 としているが材質が BCR 295 であるため F 値が 295 であるから表から 29 となる。

以上から大はり、柱とも表 2.2.1 から FA となる。2015 年版の pp. 360 に部材群が示されているので表 2.2.2 に示す。

表2.2.2 柱およびはりの部材群と種別 (D_s)

			柱及びはりの部材群としての種別			
			A	B	C	D
筋かいの部材群としての種別	A又は $\beta_d=0$ の場合		0.25	0.3	0.35	0.4
	B	$0 < \beta_d \leq 0.3$ の場合	0.25	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_d \leq 0.7$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.45
		$\beta_d > 0.7$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.5
	C	$0 < \beta_d \leq 0.3$ の場合	0.3	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_d \leq 0.5$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$\beta_d > 0.5$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5

この表において、 β_d は、筋かい（耐力壁を含む。）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。

以上から2階のX, Y方向共 D_s は 0.25 となる。1階の露出柱脚は p.91 で保有耐力接合となっている場合は 0.25 ですが、p.100で保有耐力接合となっていないため1階の D_s は 0.05 加えて 0.3 としで計算する。

2.2.2 形状係数 F_{es}

形状係数 F_{es} は 2015 年版の p.348 に示されているように剛性率に応じた F_s と 偏心率に応じた F_e の積で算出される。

表2.2.3 F_s 及び F_e

剛 性 率		F_s の 数 値
(一)	$R_s \geq 0.6$ の場合	1.0
(二)	$R_s < 0.6$ の場合	$2.0 - \frac{R_s}{0.6}$

この表において、 R_s は、各階の剛性率を表すものとする。

偏 心 率		F_e の 数 値
(一)	$R_e \leq 0.15$ の場合	1.0
(二)	$0.15 < R_e < 0.3$ の場合	(一)と(三)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
(三)	$R_e \geq 0.3$ の場合	1.5

この表において、 R_e は、各階の偏心率を表すものとする。

剛性率については p.93 で1, 2階のX, Y方向共 $R_s \geq 0.6$ 以上であり、偏心率については p.54 および 55 で1, 2階のX, Y方向共 R_e

が 0.15 以下であるから

$$F_{es} = F_e \cdot F_s = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0$$

となる。

よって 2 階の必要保有水平耐力は

$$\begin{aligned} Q_{un} &= D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} = 0.25 \cdot 1 \cdot Q_{ud} = 0.25 Q_{ud} \\ &= 0.25 \times 1299 = 325 \text{ KN} \end{aligned}$$

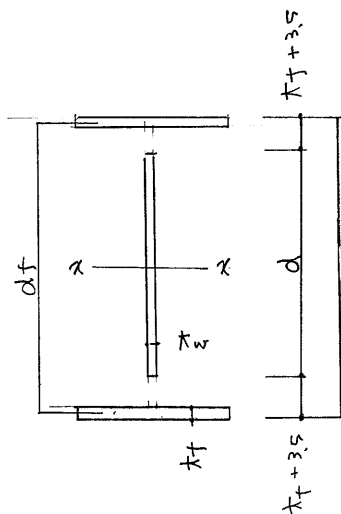
また、1 階の必要保有水平耐力は

$$Q_{un} = 0.3 Q_{ud} = 0.3 \times 2323 = 697 \text{ KN}$$

となる。

2.2.3 大はりの終局モーメント M_p

大はりの端部にはスカラップをとっているため、その欠損を考慮した塑性断面係数を文献 7 の pp. 35 の (3.2.10.2) 式の略算式を用いた。



$$Z_{px} = B \cdot t_f \cdot d_f + \frac{1}{4} \cdot t_w \cdot d^2$$

$$\therefore d = H - 2t_f - t_w$$

終局モーメント M_p は鋼材が JIS 規格品として次式で求める。

$$M_{pc} = 1.1 \cdot Z_p \cdot F$$

図 2.2.1

表 2.2.4 Z_{px} と M_{px}

断面	$B \cdot t_f \cdot d_f$	$\frac{1}{4} \cdot t_w \cdot d^2$	Z_{px} cm ³	M_{px} (KN・m)
H-350 × 175 × 7 × 11	652.5	116.4	768	198
H-400 × 200 × 8 × 13	1006.2	184.8	1191	307
H-450 × 200 × 9 × 14	1220.8	278.7	1499	387

2.2.4 柱の全塑性モーメント

軸力と曲げモーメントを受ける箱形断面の全塑性モーメント M_{pc} は文献 7) の pp. 39 の (3.3.10) 式を用いた。

γ は設計軸力 N については $N = N_L + \gamma N_E$ とし, γ には 1.67 を用い柱軸力の最も大きい $C \times 4 - Y2$ の Y 方向について検討する。

$$N = 399 + 1.67 \times 20 = 432.4 \text{ kN}$$

$$N_Y = A \cdot F = 133.3 \times 10^2 \times 295 \times 10^{-3} = 3932 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_Y} = \frac{432.4}{3932} = 0.11 < \frac{A_w}{A} = \frac{2(300 - 2 \times 12) \times 12}{133.3 \times 10^2} = 0.5$$

$$\begin{aligned} \text{であるから} \quad M_{pc} &= M_p = 1.1 \cdot Z_p \cdot F \\ &= 1.1 \times 1420 \times 295 \times 10^{-3} \\ &= 460 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.2.5 地中梁の終局曲げモーメント M_u

地中梁の終局曲げモーメント M_u は 2015 年版の pp. 651 に示されている。ここに γ は JIS 規格品の鉄筋を用いるので 1.1 倍する。

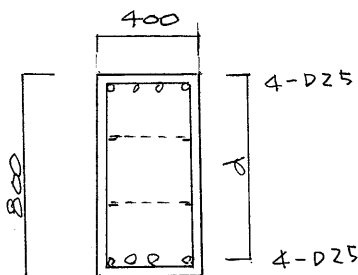
$$M_u = 0.9 \cdot \sigma_t \cdot F \cdot d \cdot 1.1 \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

ここに

σ_t : 引張鉄筋の断面積 (mm^2)

d : 鉄筋の有効せい (mm)

p. 81 に示す FG1, FG2 の断面は図 2.5.1 に示す様に同じである。



$$D = 800 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 80 = 720 \text{ mm} \text{ とした。}$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= 0.99 \times 5.07 \times 10^2 \times 4 \times 345 \times 720 \times 10^{-6} \\ &= 498 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.6 節点モーメントと塑性ヒンジ位置

一般的に終局時の節点モーメントは左右，上下方向の4通りを計算するが，本計算の場合はデッキプレートと大梁を一体とした合成スラブとしていたため x, y 方向の2通りとした。

これから求めた柱とはりとの終局モーメントをラーメン図に記入する。
 ・記入するにあたり p.43 で述べた様に節点を中心に時計回りに記入する。

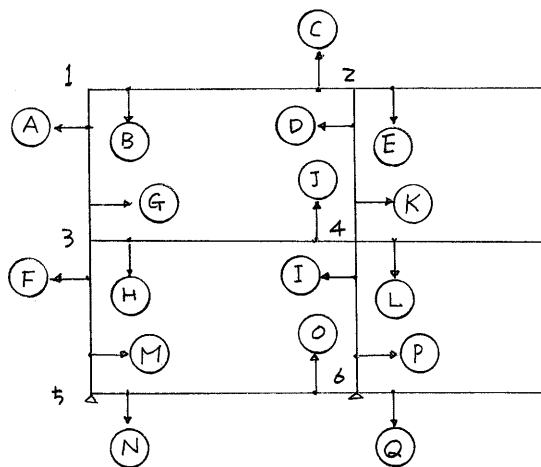


図2.6.1 終局モーメントの記入位置

塑性ヒンジは節点に集まる柱と梁の終局モーメントを比較して，その小さい方にヒンジを設定する。

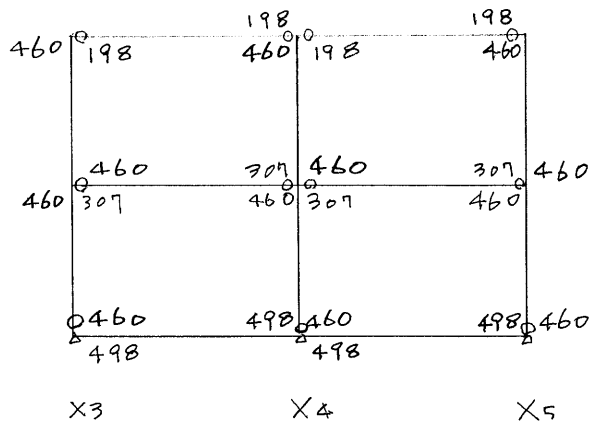
節点1については AとBの小さい値

節点2 " C + EとDの小さい値

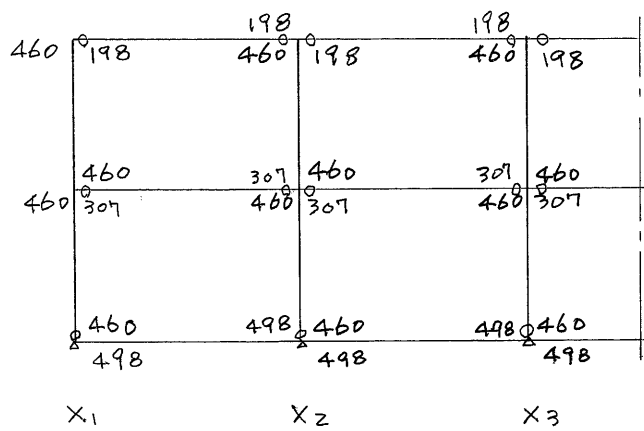
節点3 " F + GとHの小さい値

節点4 " J + LとI + Kの小さい値

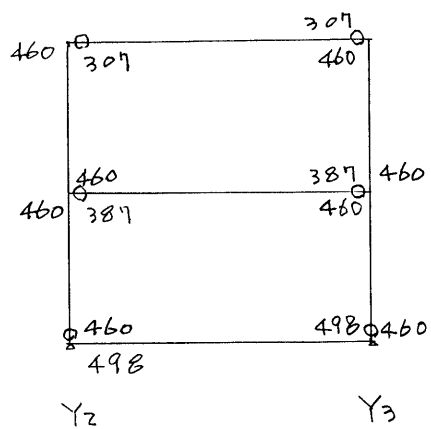
塑性ヒンジ位置を図 2.6.2 の (a) ~ (d) に示す。



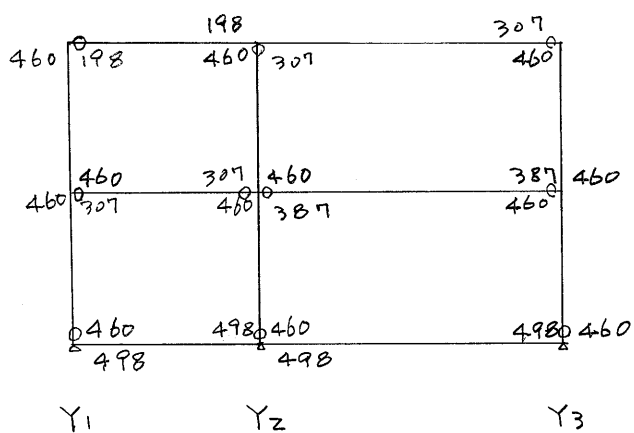
(a) Y_1 - 通り



(b) Y_2, Y_3 - 通り



(C) X_1, X_2 - 通し

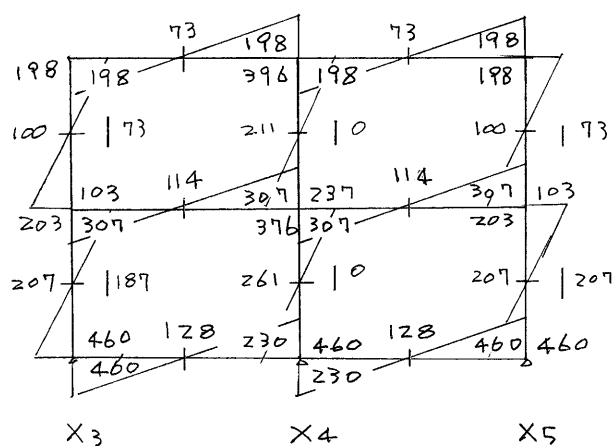


(d) X_3, X_4, X_5 - 通し

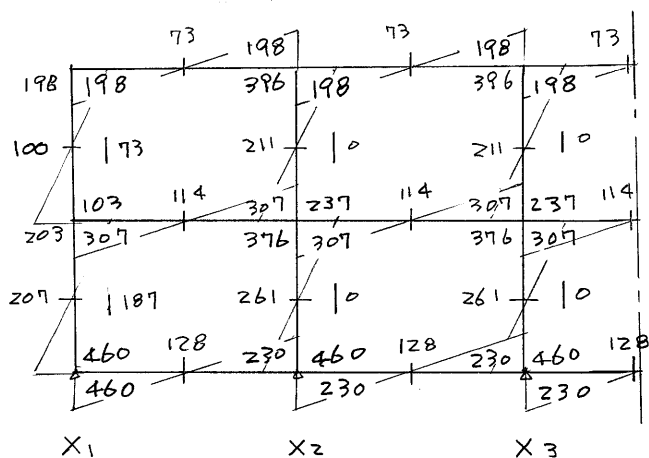
図 2.6.2 塑性ヒンジ位置

2.2.7 各ラーメンの崩壊時の部材応力の算定

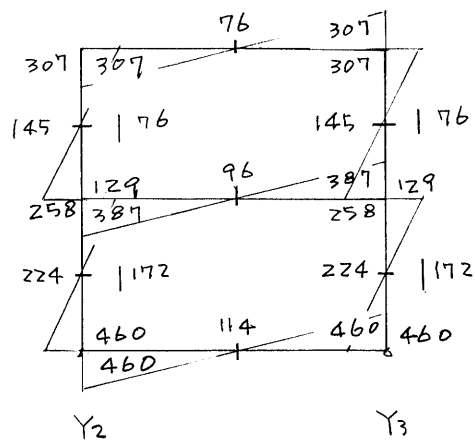
各ラーメンの保有水平耐力は節点振り分け法により求めることにし、各節点の振り分けは一次設計時の地震時応力の略算値の比に基づいて行い、振り分けたモーメントが一つの部材の終局モーメントを超える場合には、その超過分をもう一方の部材に加えることにした。その結果を図2.7.2の(a)～(d)に示す。



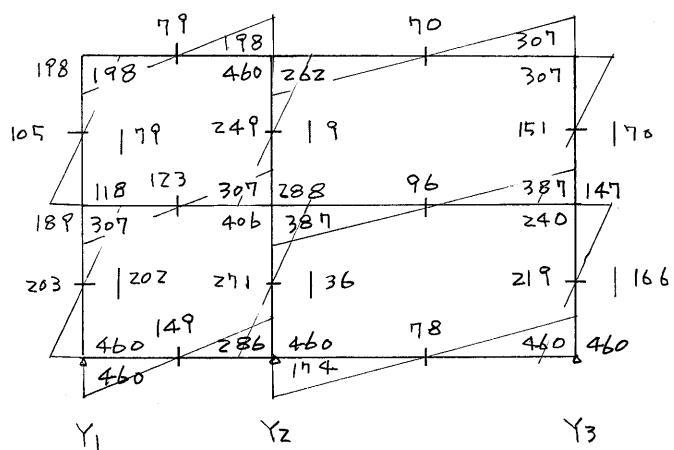
(a) Y₁ - ラーメン



(b) Y₂, Y₃ - ラーメン



(c) X_1, X_2 - 通し



(d) X_3, X_4, X_5 - ラーメン

図 2.6.3 崩壊時の部材底力

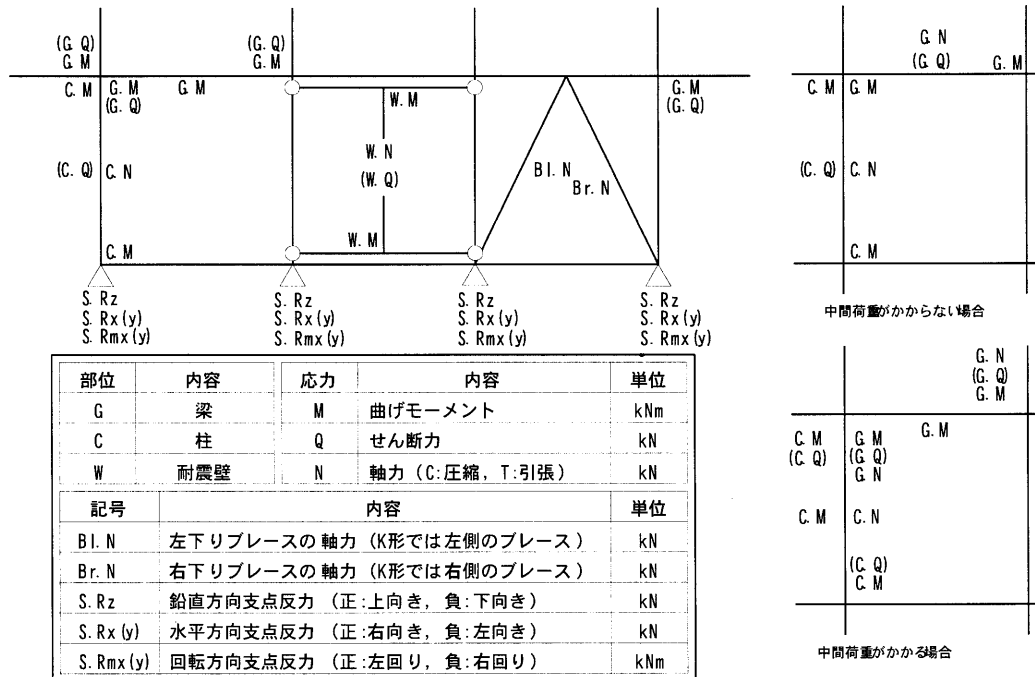
2.2.8 認定ソフトによる崩壊時応力

§ 10 応力解析 (二次)

10.1 Ds算定時

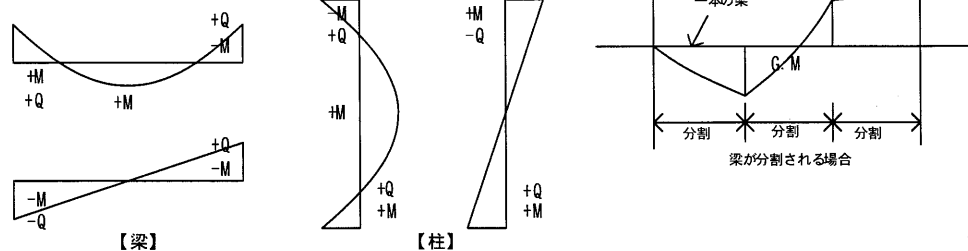
10.1.3 Ds時の応力図 [S=自動スケール]

【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。

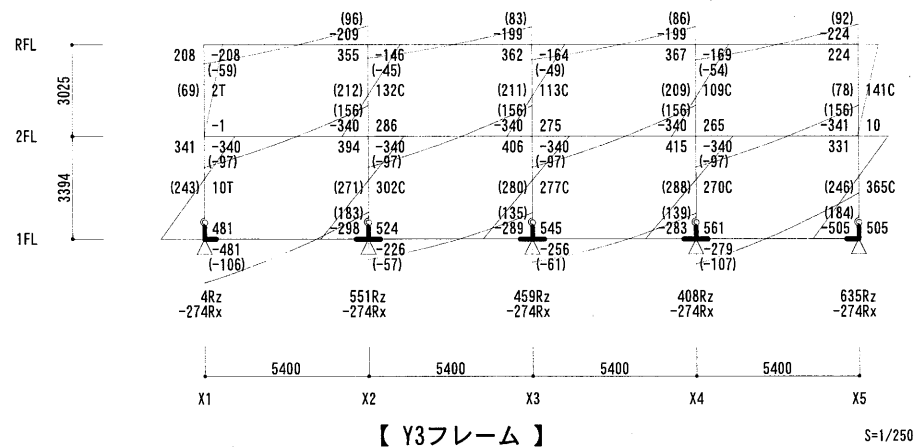
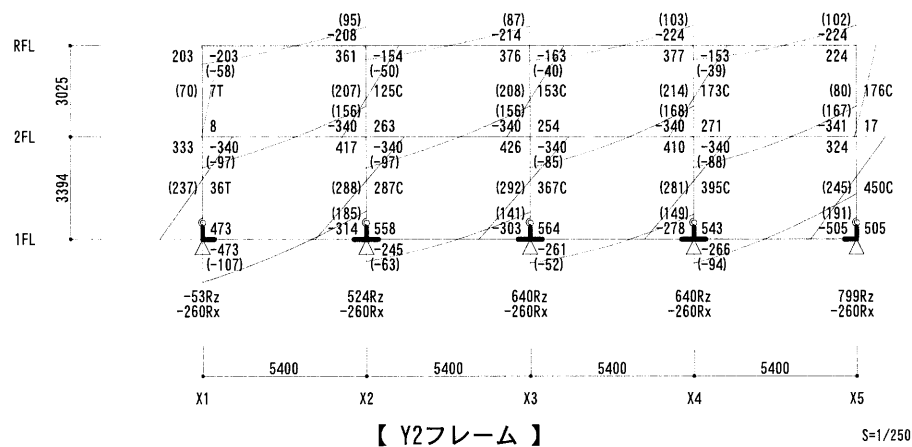
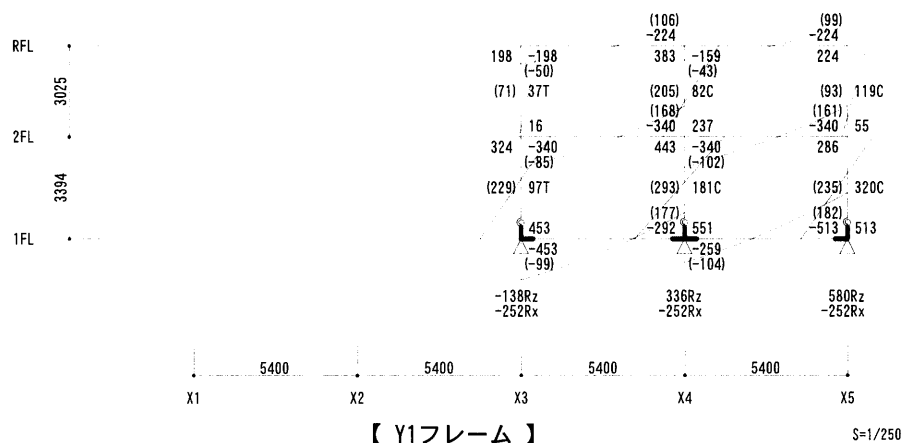
・ 応力の符号



- ※ 耐震壁のせん断力の符号は、柱と同じです。

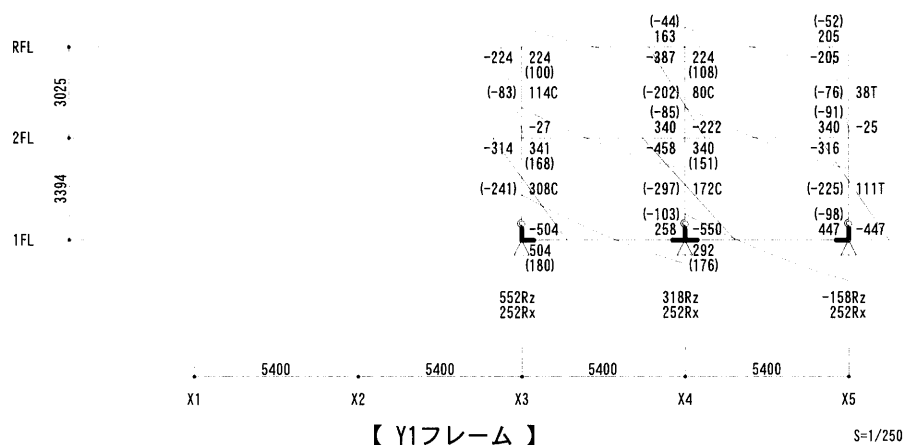
＜ X方向正加力 ＞

指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 152

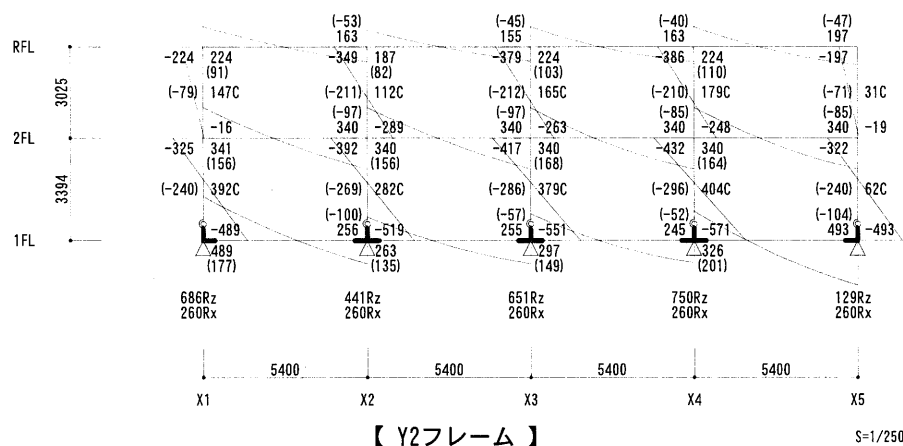


＜ X方向負加力 ＞

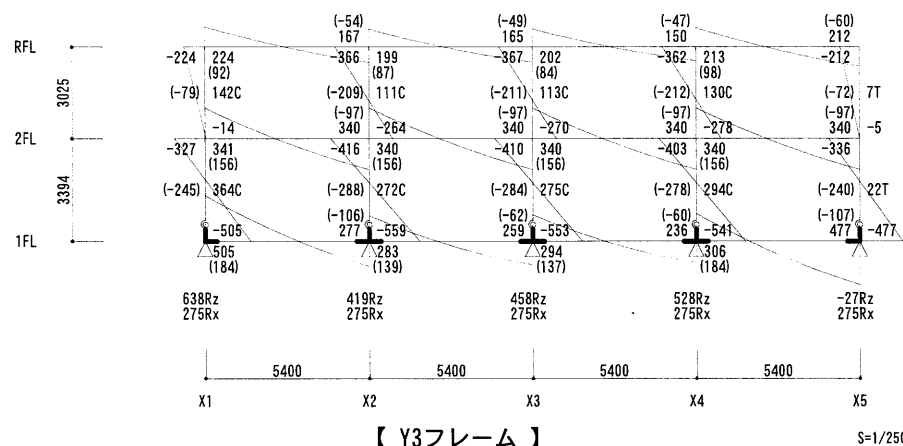
指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 152



【 Y1フレーム 】



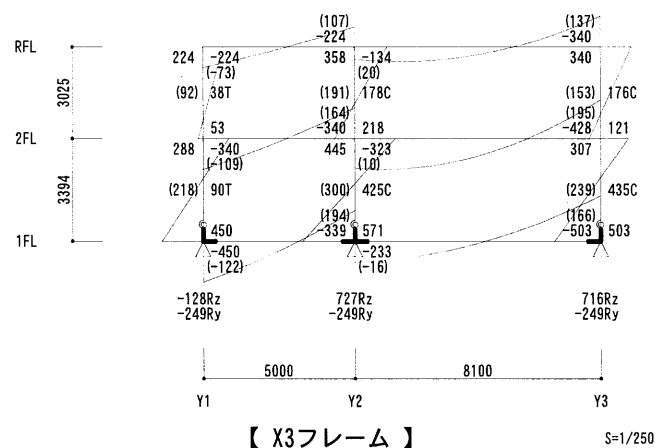
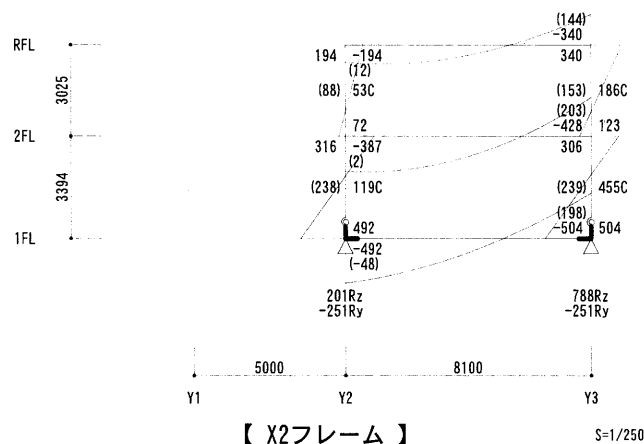
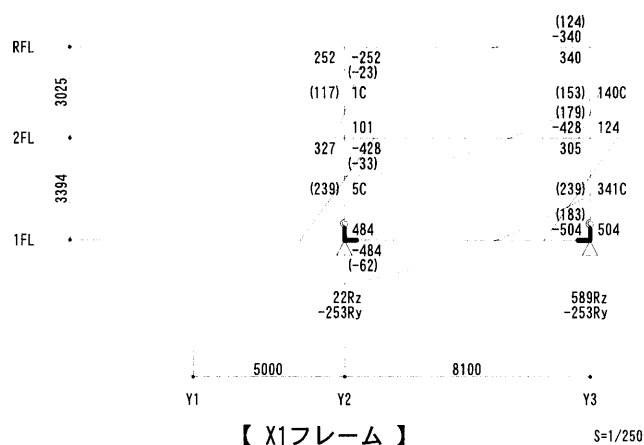
【 Y2フレーム 】

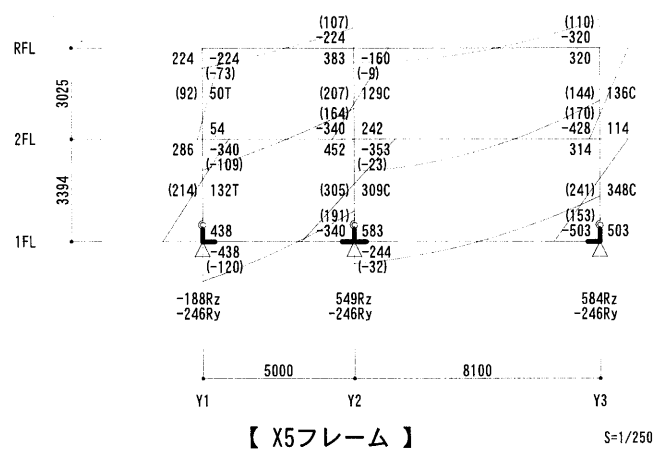
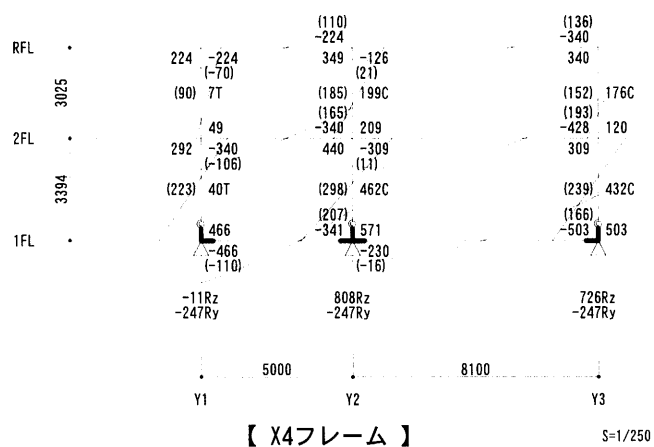


【 Y3フレーム 】

＜ Y方向正加力 ＞

指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y2 】(1/ 50) 最終ステップ= 143





2.6.4 崩壊時の部材応力

2.3 保有水平耐力の確認

2.2.7 において各ラーメンの崩壊時の応力が求められた。そこでそのうち、 y 両方向別に柱のせん断力を合計したものがこの構造物の Q_u である。そこで、表 2.8.1 で $Q_u \geq Q_{un}$ であることを確認する。

表 2.2.5 $Q_u \geq Q_{un}$ の確認

方向	階	Q_{un} (KN)	Y_1 ラーメン	Y_2 ラーメン	Y_3 ラーメン			Q_u (KN)	Q_u/Q_{un}	判定
x	2	325	411	833	833			2077	6.39	OK
	1	697	635	1197	1197			3027	4.34	OK
方向	階	Q_{un} (KN)	X_1 ラーメン	X_2 ラーメン	X_3 ラーメン	X_4 ラーメン	X_5 ラーメン	—	—	—
y	2	325	290	290	505	505	505	2095	6.45	OK
	1	697	448	448	693	693	693	2975	4.27	OK

以上から保有水平耐力 Q_u は十分に余裕があることが確認された。

§ 11 必要保有水平耐力

11.5 必要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)

表 2.2.6

< X方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 152
保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 152

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
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1272.5	318.2	1919.3	6.03	OK	1/68	
1F	S	0.30	1.000	1.000	1.000	2268.4	680.6	3421.5	5.02	OK	1/51	*3

< X方向負加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 152
保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y3 】(1/ 50) 最終ステップ= 152

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
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1272.5	318.2	1920.3	6.03	OK	1/67	
1F	S	0.30	1.000	1.000	1.000	2268.4	680.6	3423.3	5.03	OK	1/51	*3

< Y方向正加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y2 】(1/ 50) 最終ステップ= 143
保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y2 】(1/ 50) 最終ステップ= 143

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
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1272.5	318.2	1809.5	5.68	OK	1/63	
1F	S	0.30	1.000	1.000	1.000	2268.4	680.6	3225.8	4.74	OK	1/54	*3

< Y方向負加力 >

Ds算定時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y2 】(1/ 50) 最終ステップ= 144
保有水平耐力時 : 指定最大層間変形角に達した【 1F階 X1-Y2 】(1/ 50) 最終ステップ= 144

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
2F	S	0.25	1.000	1.000	1.000	1272.5	318.2	1820.3	5.72	OK	1/62	
1F	S	0.30	1.000	1.000	1.000	2268.4	680.6	3245.1	4.76	OK	1/54	*3

2. 4 設計を終えて

1. 応力解析について

ここでは鉛直荷重時応力は固定法により求め、水平荷重時応力は武藤博士のD値法により求めた。これは部材の伸び縮みを無視した方法であるが、SAS7のソフトではこれらを応力解析は変位法で解かれている。

2. 鉄骨ばりの許容曲げ応力度 f_b について

本設計では2015年版 p.534 に示される式で f_b を求めたが文献8)の p.10 に示されている (5.7), (5.8) 式がある。現在はどちらでも良いとされているが、建築学会の式の方が安全側となる様である。

3. 大ばりのスカラップについて

a) ルート1-2の断面算定ではスカラップを考慮して断面の検討を行った。

b) ルート3の計算でもスカラップを考慮して終局モーメント M_p を求めたが、保有耐力時の接合部の設計では $M_u > 1.3M_p$ を求めている。ところがスカラップの断面を用いた M_u でも $1.3M_p$ を満足しているため、保有耐力の計算時にはスカラップを無視して全断面係数を用いて M_p を求めてよい。SAS7では全断面として計算している。

3. 変位法では X, Y 方向のそれぞれで正負の応力が若干異なるが、ここでは正応力のみを示した。

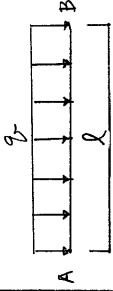
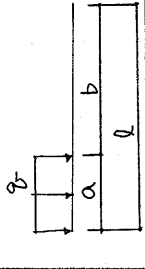
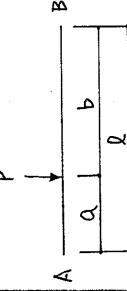
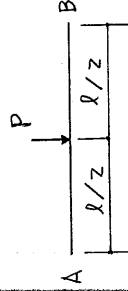
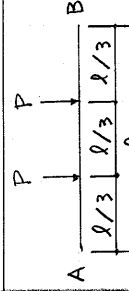
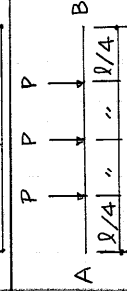
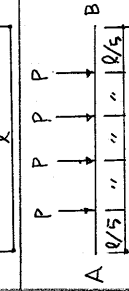
参考文献

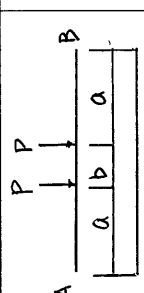
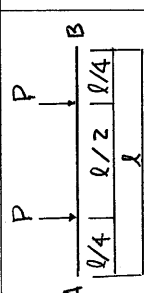
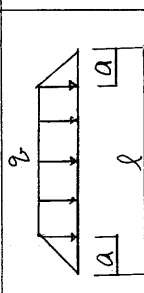
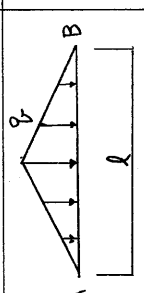
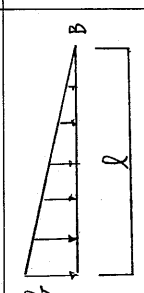
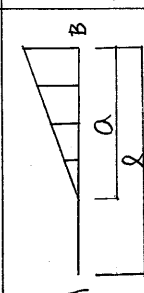
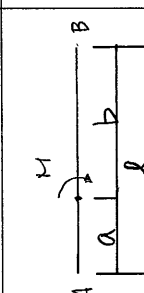
- 1) 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省)
- 2) 鉄筋コンクリート構造計算用資料集 (日本建築学会, 2009)
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会, 2010)
- 4) コニシシステム (株) Super Build SS7
- 5) 鋼管構造設計施工指針同解説 (日本建築学会, 1990)
- 6) 鋼構造設計演習 (社団法人鋼材倶楽部, 1995)
- 7) 鋼構造塑性設計指針 (日本建築学会, 2017)
- 8) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会, 2008)
- 9) 各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2016)

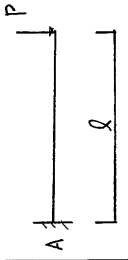
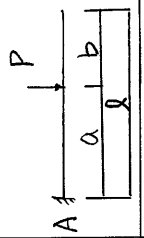
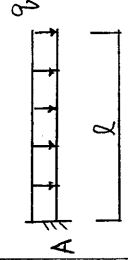
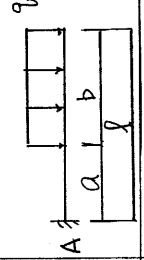
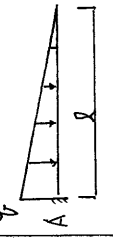
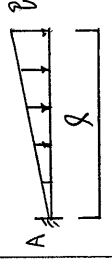
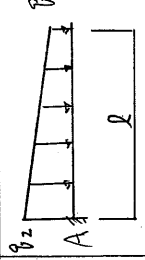
資料1 固定端モーメント

記号の説明

- C : 両端を固定とした時の端部のモーメント
- M_0 : 両端を単純支持した時の中央のモーメント
- M_e : 両端を固定とした時の中央のモーメント
- Q_0 : 両端を単純支持した時のせん断力
- δ_0 : 両端を単純支持した時の最大たわみ
- δ_e : 両端を固定とした時の最大たわみ
- E : ヤング係数
- I : 断面二次モーメント

荷重狀態	C	M ₀	M _e	Q ₀	δ ₀ , δ _e
	$\frac{ql^2}{12}$	$\frac{ql^2}{8}$ or 1.5C	$\frac{ql^2}{24}$ or 0.5C	$\frac{ql}{2}$	$\delta_0 = \frac{5ql^2}{384EI}$ $\delta_e = \frac{ql^4}{384EI}$
	$C_A = \frac{qa^2}{12l^2} (l^2 + 2lb + 3b^2)$ $C_B = \frac{qa^3}{12l^2} (l + 3b)$	$\alpha = \frac{a}{2l} (a + 2b)$ $M_0 = \frac{qa^2}{8l^2} (a + 2b)^2$		$Q_A = \frac{qa}{2l} (a + 2b)$ $Q_B = \frac{qa^2}{2l}$	
	$C_A = \frac{Pab^2}{l^2}$ $C_B = \frac{Pa^2b}{l^2}$	$\frac{Pab}{l}$	$\frac{Pab}{2l}$	$Q_A = \frac{Pb}{l}$ $Q_B = \frac{Pa}{l}$	$\delta_0 = \frac{Pl^3}{48EI} \left\{ \frac{3a}{l} - 4 \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right\}$ $\delta_e = \frac{Pa^3b^3}{3EI l^3}$
	$\frac{Pl}{8}$	$\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl}{8}$	$\frac{P}{2}$	$\delta_0 = \frac{Pl^3}{48EI}$ $\delta_e = \frac{Pl^3}{192EI}$
	$\frac{2}{3} \frac{Pl}{q}$	$\frac{Pl}{3}$	$\frac{Pl}{q}$	P	$\delta_0 = \frac{23Pl^3}{648EI}$ $\delta_e = \frac{5Pl^3}{648EI}$
	$\frac{5}{16} \frac{Pl}{q}$	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{3}{16} Pl$	$\frac{3}{2} P$	$\delta_0 = \frac{19Pl^3}{384EI}$ $\delta_e = \frac{Pl^3}{96EI}$
	$\frac{2}{5} \frac{Pl}{q}$	$\frac{3}{5} Pl$	$\frac{Pl}{5}$	$\frac{P}{2}$	

荷重狀態	C	M ₀	M _e	Q ₀	δ ₀ , δ _e
	$\frac{Pa}{l}(l-a)$	Pa	$\frac{Pa^2}{l}$	P	$\delta_0 = \frac{Pa(3l^2 - 4a^2)}{24EI}$
	$\frac{3}{16}Pl$	$\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl}{16}$	P	$\delta_0 = \frac{11Pl^3}{384EI}$
	$\frac{q}{12l}(l^3 - 2a^2l + a^3)$	$\frac{3l^2 - 4a^2}{24l} \cdot q$	$\frac{q}{24l}(l^3 - 2a^3)$	$\frac{l - qa}{2}q$	$\delta_0 = \frac{5ql^4}{384EI} - \frac{ql^2a^2}{48EI} + \frac{qa^4}{120EI}$
	$\frac{5}{96}ql^2$	$\frac{1}{12}ql^2$ or 1.6C	$-\frac{1}{32}ql^2$ or 0.6C	$-\frac{1}{4}ql^2$	$\delta_0 = \frac{ql^4}{120EI}$
	$C_A = \frac{1}{20}ql^2$ $C_B = \frac{1}{30}ql^2$	$\frac{1}{9\sqrt{3}}ql^2$		$Q_A = \frac{2}{3}ql$ $Q_B = \frac{1}{3}ql$	
	$C_A = \frac{ql^2}{60}(\frac{a}{l})^3(5 - 3\frac{a}{l})$ $C_B = \frac{ql^2}{60}(\frac{a}{l})^2(10(1 - \frac{a}{l}) - \frac{a}{l} + 3(\frac{a^2}{l}))$			$Q_A = \frac{ql}{20}(\frac{a}{l})^3(5 - 3\frac{a}{l})$ $Q_B = \frac{ql}{20}(\frac{a}{l})\{10 - (\frac{a}{l})^2 \cdot (5 - 3\frac{a}{l})\}$	
	$C_A = \frac{M}{l^2}b \cdot (2a - b)$ $C_B = \frac{M}{l^2}a \cdot (2b - a)$	$\frac{a}{l}M$ or $\frac{b}{l}M$ 		$\frac{M}{l}$	$\delta_0 = \frac{Mab(a-b)}{3EI}$

荷重状態	C	M_0	M_e	Q_0	δ_0, δ_e
	$M_A = Pl$			P	$\delta = \frac{Pl^3}{3EI}$
	$M_A = Pa$			P	$\delta = \frac{Pl^3}{3EI} \left(1 + \frac{3b}{2a}\right)$
	$M_A = \frac{ql^2}{2}$			ql	$\delta = \frac{ql^4}{8EI}$
	$M_A = \frac{qb}{2} (l+a)$			qb	$\delta = \frac{qb}{24EI} (b^3 - 6b^2l + 8l^3)$
	$M_A = \frac{ql^2}{6}$			$\frac{ql}{2}$	$\delta = \frac{ql^4}{30EI}$
	$M_A = \frac{ql^2}{3}$			$\frac{ql}{2}$	$\delta = \frac{ql^4}{15EI}$
	$M_A = \frac{(2q_1 + q_2)}{6} l^2$			$\frac{(q_1 + q_2)}{2} l$	$\frac{q_1 l^4}{8EI} + \frac{q_2 l^4}{30EI}$

河野 久夫 〔資格〕

博士（工学）
一級建築士
構造設計一級建築士
各種耐震診断資格者
被災建築物応急危険度判定士

〔略歴〕

昭和 43 年 九州産業大学卒
 ㈱教育施設研究所
昭和 47 年 九州産業大学（助手）
昭和 50 年 読売九州理工専門学校（学科長）
 （昭和 50 年～平成 14 年）
昭和 55 年 九州産業大学非常勤講師
 ・鉄骨構造演習 ・構造力学
 （昭和 55 年～平成 24 年）
平成 14 年 有限会社オフィスボンド取締役
 （平成 14 年～現在に至る）

〒814-0002 福岡市早良区西新 5 丁目 15-21 ネオグローブ 3F

TEL : 092-833-0307 E-MAIL : master@office-bond.com

FAX : 092-833-0308 URL : <http://www.office-bond.com/>