

## 9. 設計例 3 地上 2 階建て店舗

9. 1	はじめに .....	535
9. 2	一般事項 .....	535
9. 2. 1	建物概要	535
9. 2. 2	設計方針	537
9. 2. 3	材料の許容応力度, その他	538
9. 3	準備計算 .....	538
9. 3. 1	仮定荷重	538
9. 3. 2	剛比算定	542
9. 3. 3	鉛直荷重時 $C, M_0, Q_0$ の算定	544
9. 3. 4	柱軸方向力算定	545
9. 3. 5	地震層せん断力の算定	546
9. 3. 6	ルートの選定	548
9. 4	応力算定 .....	550
9. 4. 1	鉛直荷重時ラーメン材応力算定	550
9. 4. 2	水平荷重時ラーメン材応力算定	551
9. 4. 3	設計用応力表	563
9. 5	断面算定 .....	564
9. 5. 1	梁の断面算定	564
9. 5. 2	柱の断面算定	571
9. 5. 3	小梁の設計	575
9. 5. 4	スラブの設計	577
9. 5. 5	階段の設計	580
9. 5. 6	耐震壁の設計	580
9. 5. 7	基礎設計	582
9. 6	二次設計 .....	585
9. 6. 1	層間変形角	585
9. 6. 2	剛性率	586
9. 6. 3	偏心率	586
9. 6. 4	令第 82 条の 3(各部材の粘り強さ)の検討	588
9. 6. 5	保有水平耐力の算定(令第 82 条の 4)	592
9. 7	設計図 .....	614



## 9. 設計例 3 地上 2 階建て店舗

### 9.1 はじめに

本設計例 3 は、初心者の方が手計算で設計できることを目標とした。したがって、構造計算上高度な工学的判断を要する複雑な鉄筋コンクリートの壁（腰壁・垂れ壁・そで壁・雑壁など）のない建物となっている。実際の設計では、間仕切り壁や外壁を鉄筋コンクリートの壁（湿式）とするのかプレキャストコンクリート板や中空セメント板などの非鉄筋コンクリートの壁（乾式）とするのかによって計算方法が異なってくるし、鉄筋コンクリートの壁の場合には耐震スリットを設けるなどの工夫が必要となる場合もある。

本例の y 方向は壁量が多く、昭 55 建告第 1790 号を満足しており、令第 82 条の 2 の規定に基づく「特定建築物」には当たらないため、令第 82 条による一次設計を行えばよいが、参考のため x, y 両方向とも令第 82 条の 4 による保有水平耐力の検定を行う。

本例を読む場合、細かい数値を追うことよりも、数値を通じて構造計算のプロセスを理解していただきたい。

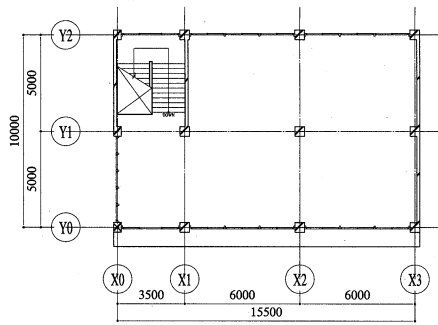
### 9.2 一般事項

#### 9.2.1 建物概要

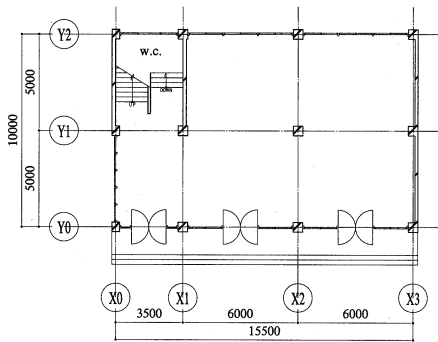
本建物は、東京都内に建つ鉄筋コンクリート造地上 2 階建て（地下無し）で、1, 2 階とも用途は店舗である。屋上は使用しない。

建物各部の仕上の概要

- (1) 屋根 モルタル塗ろく屋根（アスファルト防水）、水勾配はスラブで取り 1/100 とする。
- (2) 床 スラブ厚 140mm, P タイル張り
- (3) 壁 外部 RC 壁：モルタルはけ引き色セメント吹付け  
外部乾式壁：ALC パネル  
内 部：プラスター塗り
- (4) 天井 岩綿吸音板
- (5) 建具 アルミサッシ

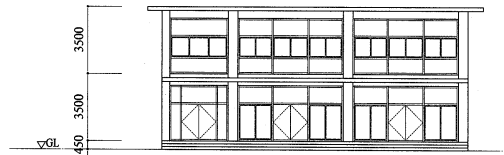


(a) 2階平面図

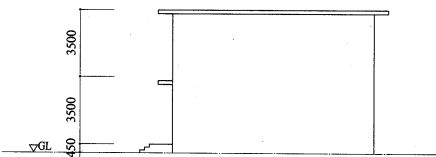


(b) 1階平面図

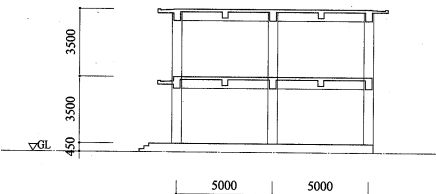
図 9.1 各階平面図



(a) 正面立面図



(b) 側面立面図



(c) 断面図

図 9.2 立面図・断面図

### 9.2.2 設計方針

計算書を第三者がチェックする場合、また後日増築・改築するような場合、どのような条件で計算をしたか、モデル化するためにどのような仮定を設けたかはっきり書いておく必要がある。

- (1) 本計算は、建築基準法・同施行令および関連告示、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1999年版-許容応力度設計法-）」（以下、「RC規準」という）および日本建築学会「鉄筋コンクリート計算資料集」（以下「RC資料集」という）による。
- (2) 本計算は、建築基準法施行令第81条第1項に規定する許容応力度等計算によって構造計算を行う。その際同第82条第二号のうち、長期に生ずる力として  $G+P$ 、短期に生ずる力として  $G+P+K$  について計算を行う。よって、第83条における荷重・外力としては、同84条に規定する固定荷重・同85条に規定する積載荷重および同88条に規定する地震力を考慮する。
- (3) この建物は、 $x$ 方向を梁・柱による純ラーメン構造とし、 $y$ 方向を耐力壁付きラーメン構造とする。 $y$ 方向の耐力壁付きラーメン構造では、地震時に生じる各階のせん断力の内、ラーメン部分（耐力壁付きでない柱の負担せん断力の合計）が少なくとも30%を負担するように設計する。
- (4) 最下階の柱脚は、基礎梁の剛比を柱の2.5倍以上として固定と仮定する。
- (5) 応力計算は、鉛直荷重に対しては固定法、水平荷重に対しては「RC資料集」11章の略算法による。
- (6) 水平荷重に対する耐力壁の剛性評価は  $n$  倍法とし、耐力壁の基準柱に対する面積比と  $n$ （剛性増大率）を、基準柱の剛性に乘じたものとする。
- (7) 応力計算は、部材接合部の剛域の影響を無視して行う。設計用曲げモーメントは、ラーメンの節点モーメントを用いる。
- (8) 基礎は、支持地盤を良質の堅い関東ローム層（第2種地盤）とした直接基礎とする。
- (9) 1階の床荷重・梁荷重は直下の地盤に直接伝達されるものとする。

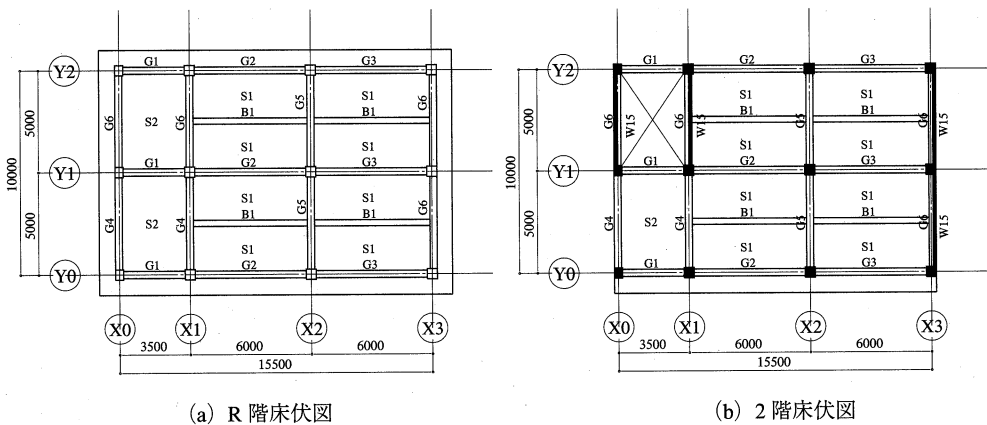


図 9.3 各階床伏図

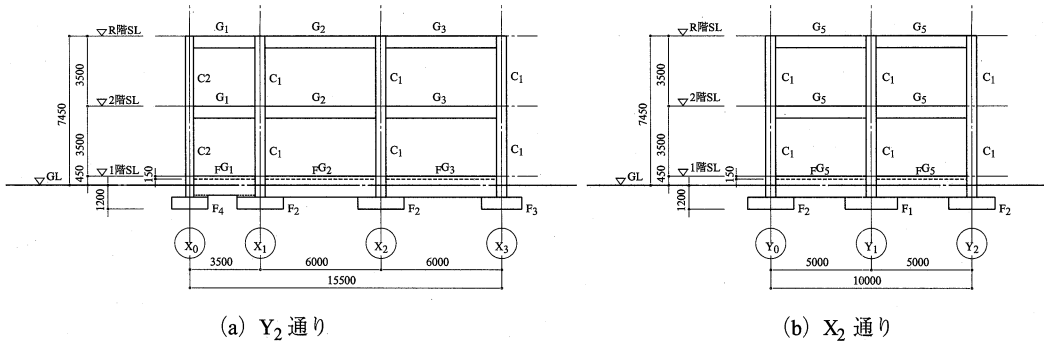


図9.4 梁・柱の記号

### 9.2.3 材料の許容応力度，その他

コンクリート：普通コンクリート

設計基準強度  $21\text{N/mm}^2$

鉄筋：異形鉄筋 SD295A

表 9.1 許容応力度 (単位  $\text{N/mm}^2$ )

	基準強度 $F$	長期					短期				
		圧縮	引張り	せん断	付着		圧縮	引張り	せん断	付着	
					曲げ材 上端筋	その他				曲げ材 上端筋	その他
鉄筋	295	195 <sup>a)</sup>		195 <sup>a)</sup>	0.76	0.95	295		295	1.14	1.425
コンクリート	21	7	—	0.7			14	—	1.05		

a. 鉄筋・コンクリートの許容応力度は、「RC規準」に拠ったが、鉄筋の長期については施行令第90条で上限値が規定されているので、その値とした。

重量は鉄筋コンクリートで  $24\text{kN/m}^3$  とする。

地盤耐力は、長期荷重に対して  $100\text{kN/m}^2$  (短期荷重に対しては、 $200\text{kN/m}^2$ ) とする。ただし、この耐力は、載荷試験などによって確認する。

## 9.3 準備計算

### 9.3.1 仮定荷重

仮定荷重は、意匠・設備等の重量から仮定した部材断面、仕上より、「RC資料集」の4章、5章や日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」などを用いて計算する。

一般にはラーメンの応力算定をするための小梁・大梁の自重は、図 9.5 の斜線部分の重量を等分布荷重  $w = 24 \times b \times (D - t)$  とする場合と、床固定荷重を小梁・大梁の自重を含んだ値として求める場合がある。前者は「RC 規準」の設計例で示されているので、ここでは後者による例を示しておく。

(1) 小梁の固定荷重

$$\begin{aligned} W_1 &= w \times b \times (D - t) \times l_x \\ &= 24 \times 0.30 \times (0.45 - 0.14) \times (6.00 - 0.35) \\ &= 12.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

支持床面積を  $A_1$  とすると

$$\begin{aligned} A_1 &= 2 \times (6.00 + 3.50) \times 1.25 \times 1/2 = 11.9 \text{ m}^2 \\ w_1 &= W_1 / A_1 = 12.6 / 11.9 \cong 1.06 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

より、小梁計算用梁荷重は  $1,100 \text{ N/m}^2$  とする。

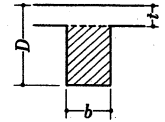


図 9.5

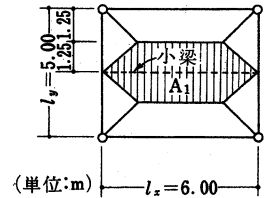


図 9.6

(2) 大梁の固定荷重

↑方向梁

$$\begin{aligned} A_2 &= 6.00 \times 5.00 - 11.9 = 18.1 \text{ m}^2 \\ W_2 &= 12.6 + 24 \times 0.35 \times (0.60 - 0.14) \\ &\quad \times (5.00 - 0.50) \\ &= 30.0 \text{ kN} \\ w_2 &= W_2 / A_2 = \\ &\quad 30.0 / 18.1 \cong 1.66 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

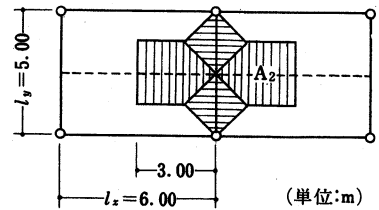


図 9.7

→方向梁

$$\begin{aligned} A_3 &= 11.9 \text{ m}^2 \\ W_3 &= 24 \times 0.35 \times (0.60 - 0.14) \times (6.00 - 0.50) \\ &= 21.3 \text{ kN} \\ w_3 &= W_3 / A_3 = 21.3 / 11.9 \cong 1.79 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

本例では、建物規模が小さいので、架構用梁荷重は次項の A. 固定荷重で、小梁・大梁全体を用いて求めたものを用いる。

A. 固定荷重 (DL)

固定荷重は建築基準法施行令第 84 条により実況に応じて計算しなければならない。

床荷重

屋根

保護モルタル 25mm

500

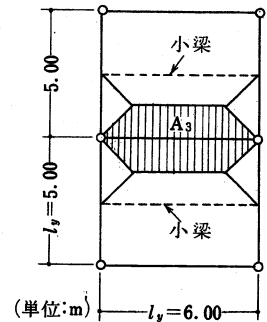


図 9.8

アスファルト露出防水	150
コンクリートスラブ 140mm	3,360
天井 (化粧せっこうボード下地軽鉄)	200
<hr/>	
	4,210 → 4,300N/m <sup>2</sup>

2階床

ビニラス系タイル (下地とも) 20mm	400
コンクリートスラブ 140mm	3,360
天井 (化粧せっこうボード下地軽鉄)	200
<hr/>	
	3,960 → 4,000N/m <sup>2</sup>

ひさし

防水モルタル 25mm	500
コンクリートスラブ平均 165mm	3,960
天井仕上モルタル 10mm	200
<hr/>	
	4,660 → 4,700N/m <sup>2</sup>

梁荷重

前述したように本例では、全梁自重を全床面積で割った値を用いる。

梁自重

$$\begin{aligned}
 W = & \{ 0.30 \times (0.45 - 0.14) \times (6.00 - 0.35) \times 4 \\
 & + 0.35 \times (0.45 - 0.14) \times (3.50 - 0.45) \times 3 \\
 & + 0.35 \times (0.60 - 0.14) \times (6.00 - 0.50) \times 6 \\
 & + 0.35 \times (0.60 - 0.14) \times (5.00 - 0.50) \times 8 \} \times 24 = 341 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

床面積

$$A = 15.50 \times 10.00 = 155.0 \text{ m}^2$$

床用梁重量

$$w = W/A = 341/155 \cong 2.2(0.32) \text{ kN/m}^2 \rightarrow 2200 \text{ N/m}^2$$

柱荷重

400 × 500	
コンクリート	24 × 10 <sup>3</sup> × 0.4 × 0.5      4,800
仕上げ	20 × 10 <sup>3</sup> × 0.02 × (0.52 + 0.42) × 2      752
<hr/>	

$$5,552 \rightarrow 5,600 \text{ N/m}$$

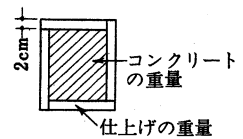


図 9.9



500×500		
コンクリート	$24 \times 10^3 \times 0.5 \times 0.5$	6,000
仕上げ	$20 \times 10^3 \times 0.02 \times 0.52 \times 4$	832
		<hr/>
		6,832 → 6,900N/m

## 壁荷重

壁厚 $t = 150\text{mm}$		
コンクリート	$24 \times 150$	3,600
仕上げ 20mm	$20 \times 20 \times 2$	800
		<hr/>
		4,400 → 4,400 N/m <sup>2</sup>
壁厚 $t = 180\text{mm}$		
コンクリート	$24 \times 180$	4,320
仕上げ 20mm	$20 \times 20 \times 2$	800
		<hr/>
		5,120 → 5,200 N/m <sup>2</sup>

## アルミサッシ

サッシ (ガラス込み)	300
<hr/>	
300 → 300N/m <sup>2</sup>	

## 外壁 (ALC パネル)

ALC $t = 100$	650
仕上	200
<hr/>	
850 → 900 N/m <sup>2</sup>	

## 階段荷重

階段荷重は水平投影面積当たりの荷重にしておく.

踏み面 250mm, け上げ 180mm	$\rightarrow \sqrt{250^2 + 180^2} = 308$
仕上げ 15 mm	$20 \times 15 \times (180 + 250) / 250 = 516$
コンクリート	$24 \times 140 \times 308 / 250 = 4,140$
	$24 \times 180 \times 250 / 2 / 250 = 2,160$
<hr/>	
6,816 → 6900N/m <sup>2</sup>	

## B. 積載荷重 (LL)

積載荷重は建築基準法施行令第 85 条により，実況に応じて計算するか，または同条の表に示されている数値を用いる。

表 9.2 積載荷重表

	屋根 (非歩行用)	2階 (店舗)	階段 (店舗)
床 用	600	2900	3500
架 構 用	300	2400	3200
地 震 用	0	1300	2100

## C. 床荷重表

表 9.3 床荷重表 (単位: N/m<sup>2</sup>)

		DL	梁荷重	LL	TL
屋 根 床	床スラブ用	4300	0	600	4900
	小 梁 用	4300	1100	600	6000
	架 構 用	4300	2200	300	6800
	地 震 用	4300	2200	0	6500
2 階 床	床スラブ用	4000	0	2900	6900
	小 梁 用	4000	1100	2900	8000
	架 構 用	4000	2200	2400	8600
	地 震 用	4000	2200	1300	7500
階 段	床スラブ用	6900	0	3500	10400
	小 梁 用	6900	1100	3500	11500
	架 構 用	6900	2200	3200	12300
	地 震 用	6900	2200	2100	11200
ひ さ し	床スラブ用	4700	0	600	5300
	架 構 用	4700	0	300	5000
	地 震 用	4700	0	0	4700

梁荷重は，小梁用は小梁の自重から求めた固定荷重を，架構用，地震用は大梁・小梁から求めた固定荷重を用いる。

### 9.3.2 剛比算定

建物の規模・荷重状態などより，梁・柱の寸法を仮定し剛比を算定する．梁の剛比は，スラブの効果を考慮して有効幅を「RC 規準」8 条によって求める．そで壁付きの柱，腰壁，たれ壁付きの梁は壁分の剛性を考慮する必要がある．

スラブの有効幅  $B$  の算定 (ラーメン材の場合)

$$a < 0.5l \quad b_a = (0.5 - 0.6 \frac{a}{l}) a$$

$$a \geq 0.5l \quad b_a = 0.1l$$

ここに，  $a = l - \frac{b+b'}{2}$

$$\text{両側スラブ } B = b_a + b'_a + b$$

片側スラブ  $B = b_a + b'$

$$I_0 = bD^3/12, I = \phi I_0, K = I/l, k = K/K_0$$

$\phi$ : スラブによる剛度増大率

(「RC 規準」付 4 や 「RC 資料集」 6 章)

$K_0$ : 標準剛度で一般に 1 階の内柱の剛度

$\phi$  の値を, スラブが両側にあるとき  $\phi = 2.0$ , 片側にあるとき  $\phi = 1.5$  などと略算的に計算する場合もある.

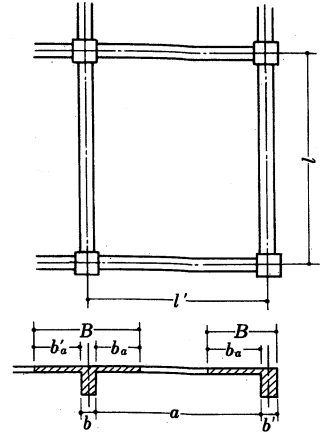


図 9.10

### A. スラブの有効幅 B

両方向とも  $a > 0.5l$  であるから  $b_a = 0.1l$

表 9.4 スラブの有効幅

	スパン $l$ (mm)	間隔 $l'$ (mm)	梁幅 $b$ (mm)	隣接梁幅 $b'$ (mm)	$0.5l$ (mm)	$a = l' - \frac{b+b'}{2}$ (mm)	$b_a$ (mm)	$B$ (mm)	
								スラブ片側	スラブ両側
x	3500	5000	350	350	1750	< 4650	350	700	1050
	6000	5000	350	350	3000	< 4650	600	950	1550
y	5000	3500	350	350	2500	< 3150	500	850	1350
	5000	6000	350	350	2500	< 5650	500	850	1350

### B. 梁の剛比

表 9.5 梁の剛比 ( $K_0 = 1.43 \times 10^6 \text{mm}^3$ )

	名称	$b$ (mm)	$D$ (mm)	$B$ (mm)	$t$ (mm)	$B/b$	$t/D$	$\phi$	$I_0 \times 10^9$ ( $\text{mm}^4$ )	$I \times 10^9$ ( $\text{mm}^4$ )	$l$ (mm)	$K \times 10^6$ ( $\text{mm}^3$ )	$k$
Y <sub>0</sub> ラーメン	G <sub>1</sub>	350	450	700	140	2.0	0.31	1.37	2.66	3.64	3500	1.04	0.7
	G <sub>2</sub>	350	600	950	140	2.7	0.23	1.53	6.30	9.61	6000	1.58	1.1
Y <sub>1</sub> ラーメン	G <sub>1</sub>	350	450	1050	140	3.0	0.31	1.61	2.66	4.27	3500	1.22	0.9
	G <sub>2</sub>	350	600	1550	140	4.4	0.23	1.83	6.30	11.5	6000	1.90	1.3
X <sub>0</sub> ラーメン	G <sub>4</sub>	350	600	850	140	2.4	0.23	1.43	6.30	9.19	5000	1.80	1.3
X <sub>2</sub> ラーメン	G <sub>5</sub>	350	600	1350	140	3.9	0.23	1.73	6.30	11.0	5000	2.18	1.5

C. 柱の剛比

表 9.6 柱の剛比 ( $K_0 = 1.43 \times 10^6 \text{ mm}^3$ )

名称	階	$b$ (mm)	$D$ (mm)	$I_0$ $\times 10^9$ ( $\text{mm}^4$ )	$I$ $\times 10^9$ ( $\text{mm}^4$ )	$h$ (mm)	$K$ $\times 10^6$ ( $\text{mm}^3$ )	$k$
C <sub>1</sub> ・C <sub>2</sub>	2	500	500	5.21	—	3500	1.49	1.0
	1	500	500	5.21	—	3650	1.43	1.0
C <sub>3</sub>	2	400	500	4.17	—	3500	1.19	0.8
		500	400	2.67	—		0.76	0.5
	1	400	500	4.17	—	3650	1.14	0.8
		500	400	2.67	—		0.75	0.5

D. 基礎梁の剛比

表 9.7 基礎梁の剛比 ( $K_0 = 1.43 \times 10^6 \text{ mm}^3$ )

名称	$b$ (mm)	$D$ (mm)	$I$ $\times 10^9$ ( $\text{mm}^4$ )	$l$ (mm)	$K$ $\times 10^6$ ( $\text{mm}^3$ )	$k$
fG <sub>1</sub>	350	800	14.9	3500	4.26	3.0
fG <sub>2</sub>	350	900	21.3	6000	3.55	2.5
fG <sub>5</sub>	350	900	21.3	5000	4.26	3.0

E. 剛比一覧表

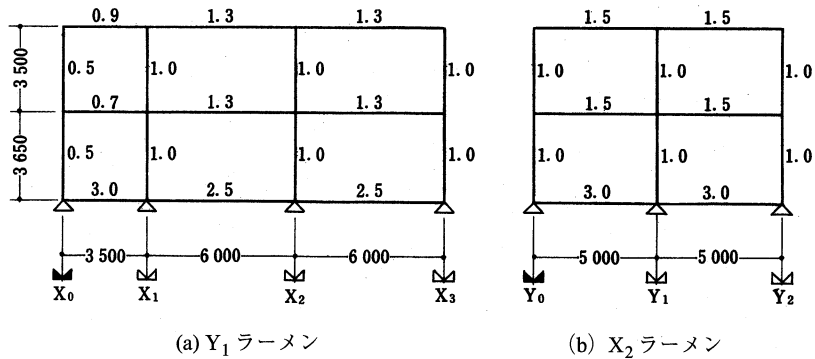


図 9.11 剛比の一覧

9.3.3 鉛直荷重時  $C$ ,  $M_0$ ,  $Q_0$  の算定

図 9.12 は、各梁の荷重状態を示したものである。

$C$ ,  $M_0$ ,  $Q_0$  は,  $l_x$  と  $\lambda$  より「RC 規準」付 6 の鉄筋コンクリート床梁応力計算図表や「RC 資料集」8 章から求める。

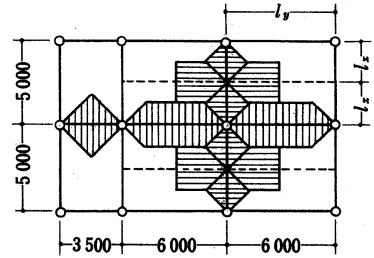


図 9.12

表 9.8

	記号	荷重状態	$l_x$ (mm)	$l_y$ (mm)	$\lambda$	$w$ (N/m <sup>2</sup> )	$C$ (kN-m)	$M_0$ (kN-m)	$Q_0$ (kN)
Y <sub>1</sub>	R <sup>G</sup> <sub>1</sub>	◇	3,500	-	1.0	6,800	15.2	24.3	20.8
	2 <sup>G</sup> <sub>1</sub>		3,500	-	1.0	8,600	19.2	30.7	26.3
	R <sup>G</sup> <sub>2</sub>	◻	2,500	6,000	2.4	6,800	47.0	72.1	40.4
	2 <sup>G</sup> <sub>2</sub>		2,500	6,000	2.4	8,600	59.5	91.2	51.1
X <sub>2</sub>	R <sup>G</sup> <sub>5</sub>	◇	2,500	6,000	2.4	6,800	69.3	127.5	61.6
	2 <sup>G</sup> <sub>5</sub>		2,500	6,000	2.4	8,600	87.6	161.3	77.9

### 9.3.4 柱軸方向力算定

柱軸方向力の算定は、床の負担面積をスパンの 1/2 まで、壁・柱はその階高の 1/2 までとして計算する。1 階では、柱脚までの総柱軸方向力を計算して、基礎算定用の軸方向力とする。

表 9.9 柱軸方向力計算表

記号	階	名称	単位重量 (N/m <sup>2</sup> , N/m)	面積・長さ (m <sup>2</sup> ) (m)	$w$ (kN)	$W_j$ (kN)	各階軸 方向力 (kN)		
C <sub>1</sub> X <sub>3</sub> Y <sub>0</sub>	2	屋根	6800	4.00 × 3.50	95.2	120	120		
		柱	6900	1.61	11.1				
		壁 (t=150)	4400	1.15 × 2.00	10.1				
		サッシ	350	0.95 × 3.00	1.0				
		ALC	900	0.80 × 3.00	2.2				
	1	店舗床	8600	3.00 × 2.50	64.5	134	254		
柱	6900	3.36	23.2						
ひさし	5000	1.00 × 3.00	15.0						
壁 (t=150)	4400	2.90 × 2.00	25.5						
サッシ	350	1.75 × 3.00	1.8						
F	柱	6900	1.75	12.1	29	283			
壁 (t=150)	4400	1.75 × 2.00	15.4						
サッシ	350	1.75 × 3.00	1.8						
C <sub>1</sub> X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub>	2	屋根	6800	6.00 × 5.00	204	215	215		
	柱	6900	1.75	11					
	1	店舗床	8600	6.00 × 5.00	258			281	496
	柱	6900	3.50	23					
F	柱	6900	1.75	12	12	508			

表 9.10 各柱軸方向力

	X <sub>0</sub> Y <sub>0</sub>	X <sub>1</sub> Y <sub>0</sub>	X <sub>2</sub> Y <sub>0</sub>	X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub>	X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub>	X <sub>3</sub> Y <sub>1</sub>	X <sub>0</sub> Y <sub>2</sub>	X <sub>1</sub> Y <sub>2</sub>	X <sub>2</sub> Y <sub>2</sub>	X <sub>3</sub> Y <sub>2</sub>
2階柱軸方向力	78	129	160	114	183	167	86	139	160	120
1階柱軸方向力	149	286	354	254	454	370	189	318	324	239
基礎用軸方向力	161	301	370	283	484	413	218	351	340	268

### 9.3.5 地震層せん断力の算定

建築基準法施行令第 88 条および昭 55 建設省告示第 1793 号によって次のように算定する。

$i$  層の地震層せん断力

$$Q_i = C_i \bar{W}_i$$

$\bar{W}_i$  :  $i$  層より上部の建物重量

地震層せん断力係数

$$C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0$$

$Z$  : 地域係数 (昭 55 建告第 1793 号第 1)

$R_i$  : 振動特性係数 (昭 55 建告第 1793 号第 2)

$A_i$  : 地震層せん断力の分布係数 (昭 55 建告第 1793 号第 3)

$C_0$  : 標準せん断力係数 (令 88 条 2 項, 3 項)

## A. 建物重量 (地震時)

表 9.11

階	名称	単位重量 (N/m <sup>2</sup> , N/m)	面積・長さ (m <sup>2</sup> ) (m)	w (kN)	W <sub>i</sub> (kN)	$\bar{W}_i$ (kN)
RF	屋根	6500	12.0 × 17.5	1365	1607	1607
	柱	5600	1.61 × 3.00	27		
		6900	1.61 × 9.00	100		
	壁	4400	1.15 × 16.0	81		
		ALC	900	0.80 × 31.0		
	サッシ	300	0.95 × 31.0	9		
300		1.750 × 5.00	3			
2F	店舗床	7500	10.0 × 15.5	1163	1717	3324
	柱	5600	3.36 × 3.00	56		
		6900	3.36 × 9.00	209		
	壁	4400	1.75 × 8.00	62		
		4400	1.15 × 8.00	40		
		5200	1.15 × 8.00	48		
	ひさし	4700	1.00 × 15.5	73		
	ALC	900	1.60 × 31.0	45		
	サッシ	300	1.75 × 31.0	16		
		300	3.50 × 5.00	5		

## B. 地震層せん断力

建物の高さ  $h$ :  $h = 0.45 + 3.50 + 3.50 = 7.45\text{m}$

設計用 1 次固有周期  $T$ :

$$T = h(0.02 + 0.01\alpha) = 0.02h = 0.149\text{s} \quad (\text{鉄筋コンクリート造の場合は } \alpha = 0)$$

地域係数  $Z$ :  $Z = 1.0$  (建設地が都内のため)

振動特性係数  $R_i$ :

支持地盤がローム層なので, 昭 55 建告第 1793 号第 2 より第 2 種地盤である.

$$T_c = 0.6\text{s} \quad \therefore T < T_c \text{ より } R_i = 1.0 \text{ となる.}$$

$A_i$  の計算:

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \quad \text{ここに, } \alpha_i: i \text{ 階より上部の重量 / 建物の総重量}$$

$$\alpha_2 = W_2 / \Sigma W = 1607 / 3324 = 0.483$$

$$A_2 = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{0.483}} - 0.483 \right) \frac{2 \times 0.149}{1 + 3 \times 0.149} = 1.197$$

表 9.12

	$W_i$ (kN)	$\overline{W}_i$ (kN)	$\alpha_i$	$A_i$	許容応力度設計用		保有水平耐力検討用	
					$C_i$	$Q_i$ (kN)	$C_i$	$Q_i$ (kN)
R	1607	1607	0.483	1.197	0.239	385	1.197	1924
2	1717	3324	1.000	1.000	0.200	645	1.000	3226

### 9.3.6 ルートの選定

構造計算の方法は一般にルート①～③と呼ばれている3つの方法がある。ルート①は昭55建告第1790号の第一号から第八号に掲げる建築物に適用されるルートであり、令82条の規定による許容応力度設計（一次設計）のみ行えばよい。ルート②は高さ31m以下の特定建築物に適用される計算ルートであり、許容応力度等計算の他に、令82条の2（層間変形角の確認）および令82条の3（剛性率・偏心率などの確認）の規定による。ルート③は令82条の2および令82条の4（保有水平耐力）の規定によらなければならない。

設計者は、設計する建物がどのルートで構造計算できるかを確認し、その中から適切なルートを選ぶ必要がある。

(1) ルート①の検討

- (i) 高さが20m以下であるもの
- (ii)  $\Sigma 2.5A_w + \Sigma 0.7A_c \geq Z\overline{W}_i A_i \beta$  に適合するもの

$A_w$  : 当該階の耐力壁のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$  : 当該階の構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積および耐力壁以外の鉄筋コンクリート造の壁（上端および下端が構造耐力上主要な部分に緊結されたものに限る）のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\beta$  : コンクリート強度による補正係数

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & (F_c < 18) \\ \sqrt{18/F_c} & (18 \leq F_c < 36) \\ 1/(\sqrt{2}) & (36 \leq F_c) \end{cases}$$

x 方向:  $A_c = 500 \times 500 \times 9 + 500 \times 400 \times 3 = 2,850,000 \text{ mm}^2$  (1, 2 階とも)

$A_w = 0, \quad \beta = 0.926, \quad Z = 1.0$

2 階  $0.7 \times 2,850,000 = 1,995,000 > 1.0 \times 1,607 \times 10^3 \times 1.197 \times 0.926 = 1,781,234 \quad \text{OK}$

1 階  $0.7 \times 2,850,000 = 1,995,000 < 1.0 \times 3,324 \times 10^3 \times 1.000 \times 0.926 = 3,078,024 \quad \text{NG}$

y 方向: 2 階  $A_c = 2,850,000 \text{ mm}^2$

$A_w = 4,500 \times 150 \times 4 = 2,700,000 \text{ mm}^2$

$2.5 \times 2,700,000 + 0.7 \times 2,850,000 = 8,745,000 > 1,781,234 \quad \text{OK}$

1 階  $A_c = 2,850,000 \text{ mm}^2$



$$A_w = 4,500 \times 108 \times 2 + 4,500 \times 150 \times 2 = 2,970,000 \text{ cm}^2$$

$$2.5 \times 2,970,000 + 0.7 \times 2,850,000 = 9,420,000 > 3,078,024 \text{ OK}$$

ゆえに、y方向は令82条の2の規定による「特定建築物」に当たらないので一次設計のみでよい。

(2) ルート②-1の検討 ( $\Sigma 2.5A_w + \Sigma 0.7A_c \geq 0.75Z\bar{W}_i A_i \beta$ )

x方向： 2階  $0.7 \times 2,850,000 = 1,995,000 > 0.75 \times 1.0 \times 1,607 \times 10^3 \times 1.197 \times 0.926 = 1,335,926 \text{ OK}$

1階  $0.7 \times 2,850,000 = 1,995,000 < 0.75 \times 1.0 \times 3,324 \times 10^3 \times 1.000 \times 0.926 = 2,308,518 \text{ NG}$

(3) ルート②-2の検討 ( $\Sigma 1.8A_w + \Sigma 1.8A_c \geq Z\bar{W}_i A_i \beta$ )

x方向： 2階  $1.8 \times 2,850,000 = 5,130,000 > 1.0 \times 1,607 \times 10^3 \times 1.197 \times 0.926 = 1,781,234 \text{ OK}$

1階  $1.8 \times 2,850,000 = 5,130,000 > 1.0 \times 3,324 \times 10^3 \times 1.000 \times 0.926 = 3,078,024 \text{ OK}$

よって、x方向は、令82条の2および3-1、3-2（層間変形角および剛性率・偏心率）の規定を満足すればよい。本設計例では、x方向のルート②-3の場合の計算と、x方向、y方向のルート③（保有水平耐力の確認）の場合の計算を示すこととする。

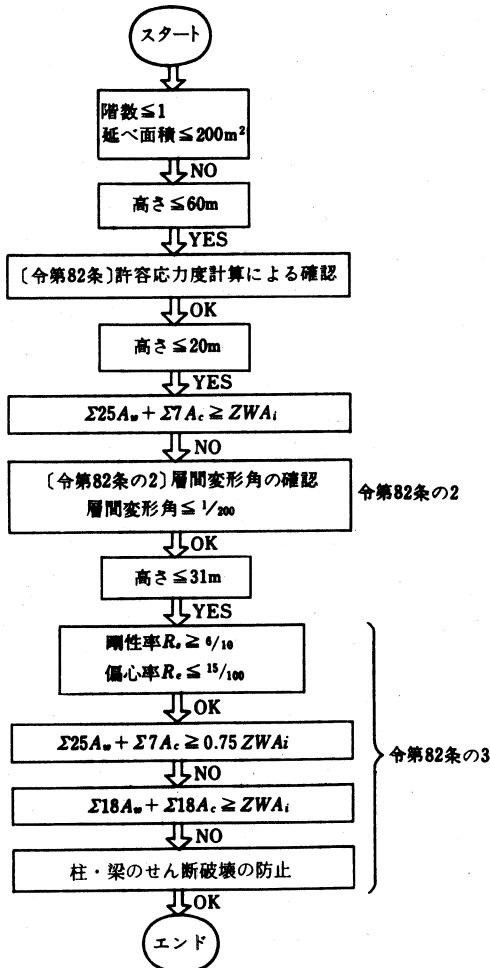


図 9.13 x 方向のフロー

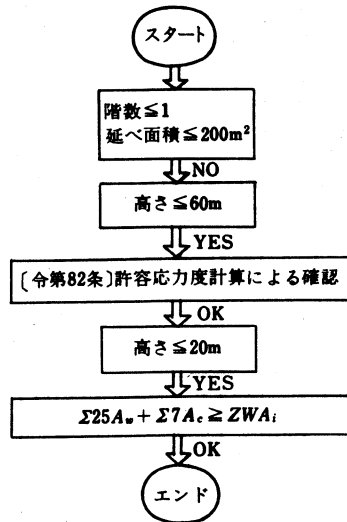


図 9.14 y 方向のフロー

## 9.4 応力算定

### 9.4.1 鉛直荷重時ラーメン材応力算定

鉛直荷重時ラーメン材応力算定は、固定モーメント法による。図 9.15 は  $Y_1$  ラーメンについて算定したものである。

	I		J				K				L	
	IE	IJ	JI	JF	JK	KJ	KG	KL	LK	LH		
DF	0.36	0.64	0.28	0.31	0.41	0.36	0.28	0.36	0.57	0.43		
FEM	-15.2		15.2	-47.0		47.0	-47.0		47.0			
D1	5.5	9.7	8.9	9.9	13.0	0.0	0.0	0.0	-26.8	-20.2		
C1	1.4	4.5	4.9	6.3	0.0	6.9	0.0	-13.4	0.0	-9.0		
D2	-2.1	-3.8	-3.1	-3.5	-4.6	2.5	1.9	2.5	5.1	3.9		
$\Sigma$	4.8	-4.8	25.9	12.7	-38.6	56.0	1.9	-57.9	25.3	-25.3		

	E		F				G				H			
	EI	EA	EF	FE	FJ	FB	FG	GF	GK	GC	GH	HG	HL	HD
DF	0.29	0.29	0.41	0.18	0.25	0.25	0.39	0.28	0.22	0.22	0.28	0.39	0.30	0.30
FEM			-9.6	9.6	-59.5		59.5	-59.5		59.5				
D1	2.8	2.8	3.9	9.0	12.5	12.5	16.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-23.2	-17.9	-17.9
C1	2.8	0.0	4.5	2.0	5.0	0.0	0.0	8.3	0.0	0.0	-11.6	0.0	-10.1	0.0
D2	-2.1	-2.1	-3.0	1.4	1.9	1.9	2.3	0.5	0.4	0.4	0.7	3.7	2.9	2.9
$\Sigma$	3.5	0.7	-4.2	18.7	14.8	9.8	-44.1	69.8	0.4	0.4	-70.4	40.0	-25.1	-15.0

	A		B		C		D	
	AE	EA	BF	FB	CG	GC	DH	HD
C1	1.4		6.3		0.0		-9.0	
C2	-1.1		-1.4		0.2		1.5	
$\Sigma$	0.3		4.9		0.2		-7.5	

図 9.15  $Y_1$  ラーメン

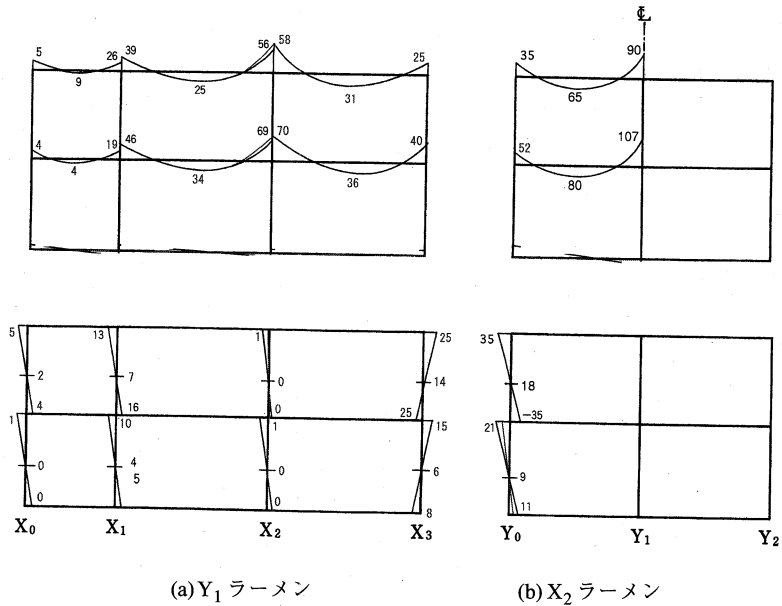


図 9.16 応力図

$x$ 方向ラーメンは、左右非対称なので厳密には節点移動が生じて固定モーメント法は用いられないが、この程度の非対称ラーメンは、一般に節点移動による誤差は地震時の応力に比べて小さいので無視してさしつかえない。また本例では、積載荷重の偏在による影響は少ないものとして、全スパンとも積載荷重が満載の状態として算定する。

#### 9.4.2 水平荷重時ラーメン材応力算定

水平荷重時の応力算定は、「RC資料集」11章（水平力を受けるラーメンの応力計算略算法）によることが多い。本計算例もこれに従ってすすめるが、解法の詳細については、「RC資料集」を参照されたい。

横力分布係数  $D$  および反曲点高比  $y$  を求めるには、1階柱脚を固定とする場合、半固定とする場合、およびピン支持とする場合がある。

一般に、柱脚を固定と仮定するには、柱の剛比に対する基礎梁の剛比が3倍程度にしたいが、本例では2.5倍である。しかし、建物規模も小さいので柱脚固定と仮定する。標準反曲点高比  $y_0$  の算定では、地震力の  $A_i$  分布を考慮して「RC資料集」表11.3の逆三角形荷重の数表を用いた。

耐震壁の  $D$  値を求める方法は、設計者によって種々工夫されているが、ここでは、略算的に  $D_w = D_c (A_w/A_c)n$  を用いて算定する日本建築センター「構造計算指針1991年版」付2による方法と、武藤清著「耐震設計法」の10.2.4「多層耐震壁の境界効果の略算の一案」より、 $D_w$  を算定する方法を紹介する。

##### (1) 柱のせん断力分布係数 $D$ の算定

柱のせん断力分布係数  $D$  は、次式で求める。

$$D = ak_c$$

記号  $k_c$  : 柱の剛比

$a$  : 柱と梁の剛比によって定まる係数

一般階

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

$\bar{k}$  = 柱の上下に集まる梁の剛比の和 / (2 × 柱の剛比)

最下層

$$\text{柱脚固定のとき } a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}} \quad \text{柱脚ピンのとき } a = \frac{0.5\bar{k}}{1 + 2\bar{k}}$$

$\bar{k}$  = 柱の上に集まる梁の剛比の和 / 柱の剛比

$\bar{k} = \frac{1}{2} \frac{0.9+0.7}{0.5} = 1.60$	2.10	2.60	1.30
$a = \frac{1.60}{2+1.60} = 0.44$	0.51	0.57	0.39
$D = 0.44 \times 0.5 = 0.22$	0.51	0.57	0.39
$\bar{k} = \frac{0.7}{0.5} = 1.40$	2.00	2.60	1.33
$a = \frac{0.5+1.40}{2+1.40} = 0.56$	0.63	0.67	0.55
$D = 0.56 \times 0.5 = 0.28$	0.63	0.67	0.55

図 9.17 Y<sub>1</sub> ラーメン

## (2) 耐震壁のせん断力分布係数 $D_w$ の算定

### (A) $D_w = D_c (A_w/A_c) n$ による方法

記号  $D_w$  : 耐震壁のせん断力分布係数

$D_c$  : 代表的な内柱の  $D$  値

$A_w$  : 壁の断面積 ( $t \times l$ ),  $l$  は柱心々間距離

$A_c$  : 代表的な内柱の断面積

$n$  : 1階における  $n$  値は 3 ~ 5

本例では、基礎回転が大きいことが予想されるので  $n=3$  とした。

X<sub>0</sub>, X<sub>1</sub> 通り壁

$$A_w = 5,000 \times 150 = 750,000 \text{ mm}^2 \text{ (2階)}$$

$$A_w = 5,000 \times 180 = 900,000 \text{ mm}^2 \text{ (1階)}$$

$$A_c = 500 \times 500 = 250,000 \text{ mm}^2 \text{ (X}_2, \text{ Y}_1 \text{ の内柱断面積)}$$

$n$  の値は 1階 3, 2階 2 とし,  $D_c$  の値は 1階 0.73, 2階 0.64 を代入すると

$$2 \text{階} \quad D_w = 0.64 \times (750,000 / 250,000) \times 2 = 3.8$$

$$1 \text{階} \quad D_w = 0.73 \times (900,000 / 250,000) \times 3 = 7.9$$

X<sub>3</sub> 通り壁

$$A_w = 10,000 \times 150 = 1,500,000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 500 \times 500 = 250,000 \text{ mm}^2 \text{ (X}_2, \text{ Y}_1 \text{ の内柱断面積)}$$

$$n = 3 \text{ (1階)}$$

$$n = 2 \text{ (2階)}$$

ゆえに

$$2 \text{階} \quad D_w = 0.64 \times (1,500,000 / 250,000) \times 2 = 7.7$$

$$1 \text{階} \quad D_w = 0.73 \times (1,500,000 / 250,000) \times 3 = 13.1$$

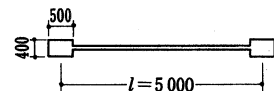


図 9.18

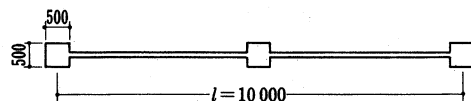


図 9.19

(B) 壁のせん断変形と基礎回転を考慮した  $D$  値の算定

武藤清著「耐震設計シリーズ 1 耐震計算法」10.2.4「多層耐震壁の境界効果の略算の一案」により耐震壁の  $D_w$  値は下式による。

$$\frac{1}{D_w} = \frac{1}{D_s} + \left\{ \left( \frac{1}{D_B} + \frac{1}{D_\theta} \right) - \left( \frac{1}{D_B} + \frac{1}{D_\theta} \right) \right\} + \left( \frac{1}{D_R} - \frac{1}{1/D_R} \right)$$

ここに、 $D_s$  : せん断変形による分布係数

$D_B/D_\theta$  : 曲げ変形による分布係数

$D_B/D_\theta$  : 境界梁からの曲げ戻しによる分布係数

$D_R$  : 基礎回転による分布係数

$D_R$  : 基礎回転に伴う境界梁からの曲げ戻しによる分布係数

本例のように低層で比較的基礎の回転が大きいと思われる耐震壁では、壁のせん断変形と基礎回転による変形を考慮すれば実用的には十分に近似することが「RC 規準」付 2 構造計算例 1.4.2「耐震壁」の  $D$  値に解説されているので下式によって計算する。

$$\frac{1}{D} \cong \frac{1}{D_s} + \frac{1}{D_R}$$

ここに、 $D_s$  : せん断変形による分布係数で、次式で与えられる。

$$\frac{1}{D_s} = \frac{12EK_0\kappa}{\beta GA_{wh}} \cong \frac{33K_0}{A_{wh}}$$

記号  $k$  : せん断変形角の係数、ここでは  $k=1.2$

$E/G$  : コンクリートのヤング係数とせん断弾性係数の比 (2.3としてよい)

$\beta$  : せん断剛性低下率  $\beta=1.0$

$D_R$  : 基礎回転による分布係数で、次式で与えられる。

$$\frac{1}{D_R} = \frac{1}{((\Sigma k_{Be})/4 + K_F/12)} \cdot \frac{M_{OT}}{Q_h}$$

記号  $\Sigma k_{Be}$  : 境界梁の有効剛比の総和 (基礎梁を含む)

$K_F$  : 耐震壁基礎の回転剛性

$M_{OT}$  : 耐震壁の仮定した外力による転倒モーメント

$Q$  : 同上の外力による耐震壁のせん断力

 $K_F$  (基礎の回転剛性) の計算

耐震壁の基礎回転量は「RC 規準」付 12. に従って計算する。

本例では敷地はローム (粘性土地盤) であるから、地盤係数  $k$  は以下の式によって求めることができる。

$$k = C_1 \times C_2 \times k_b \times \left( \frac{b}{B} \right)$$

記号  $C_1$  : 基礎盤の形状に対する係数

- $C_2$ : 基礎盤の根入れ深さに対する係数  
 $k_b$ : 載荷板を使って試験して求めた地盤係数の実測値  
 $b$ : 載荷板の1辺の長さ  
 $B$ : 基礎の短辺長さ

$$C_1 = \frac{L+B}{2L} \quad C_2 = \frac{3D+B}{2D+B}$$

- 記号  $L$ : 基礎の長辺長さ  
 $D$ : 基礎の根入れ深さ

基礎の大きさを  $2200 \times 2200\text{mm}$  と仮定すると、根入れ深さは  $1200\text{mm}$  より、

$$C_1 = \frac{2200 + 2200}{2 \times 2200} = 1 \quad C_2 = \frac{3 \times 1200 + 2200}{2 \times 1200 + 2200} = 1.26$$

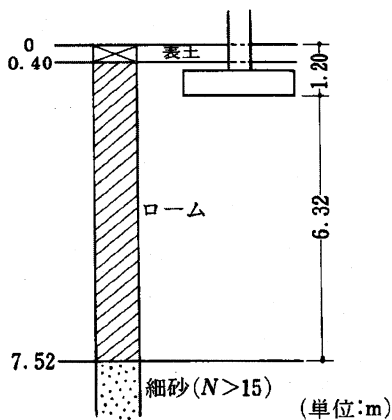


図 9.20 地層モデル

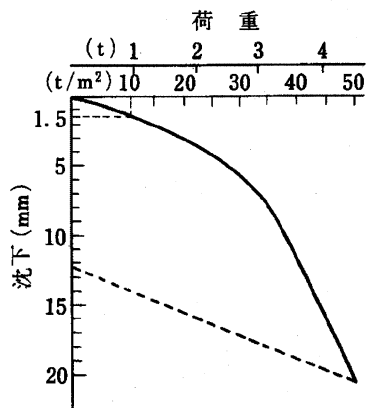


図 9.21 平板載荷試験

本敷地の支持地盤における載荷試験の結果は図 9.21 の通りである。短期時の接地圧は平均的にはほぼ長期の許容地耐力程度付近になると考えれば、載荷試験の結果から、地盤はほぼ弾性であると考えられるので、長期の許容地耐力時の荷重と沈下量から載荷試験による地盤係数を求める。この場合、 $100\text{kN/m}^2$  に対して  $1.5\text{mm}$  の変形であるから、

$$k_b = 100 \text{ kN/m}^2 / (1.5 \text{ mm} \times 10^3) = 0.0667 \text{ N/mm}^3$$

$$k = 1.0 \times 1.26 \times 0.0667 \times 300 / 2200 = 0.01146 \text{ N/mm}^3$$

上記の式で求められた地盤係数  $k$  は、静的荷重による結果であり、載荷速度や応力条件が短期荷重時のものとは異なる。通常の場合、上式で求められた値の 3～5 倍程度として使うことが好ましい。ここでは 3 倍した値を用いることとする。よって、

$$k = 0.01146 \times 3 = 0.03438 \text{ N/mm}^3$$

本建物は独立フーチング基礎であるので、独立フーチングの変形から耐震壁の回転角を求める。独立フーチング基礎の荷重  $P$  に対する沈下量  $\delta$  とそのとき耐震壁に作用するモーメント  $M$  はそれぞれ下式となる。

$$\delta = \frac{P}{B^2 \cdot k}$$

$$M = P \cdot l$$

このとき耐震壁の回転角  $\theta$  は、沈下する反対側の基礎が同じだけ変形するので

$$\theta = 2 \times \frac{\delta}{l}$$

となり、基礎の回転剛性は

$$K_F = \frac{M}{\theta} = k \times B^2 \times l^2 / 2$$

記号  $l$ : 独立フーチング間の距離

$X_0, X_1$  通り  $K_F = 0.03438 \times (2200 \times 5000)^2 / 2 / 10^6 = 2.08 \times 10^9$  (kN-mm/rad)

$$\frac{K_F}{12EK_0} = 2.08 \times 10^9 / (12 \times 22 \times 1.43 \times 10^6) = 5.51$$

$X_3$  通り  $K_F = 0.03438 \times (2200 \times 10000)^2 / 2 / 10^6 = 8.32 \times 10^9$  (kN-mm/rad)

$$\frac{K_F}{12EK_0} = 8.32 \times 10^9 / (12 \times 22 \times 1.43 \times 10^6) = 22.04$$

$X_1$  通りの耐力壁の  $D$  値

境界梁の有効剛比は、スパンの  $3/4$  の点に反曲点があると仮定する。

$$\lambda = \frac{0.5l}{1.25l} = 0.4$$

$\lambda$ : 剛域長さ比

$$k_{Be} = \frac{k_B \cdot l}{l_{Be}(1-\lambda)^3} = \frac{k_B}{1.25 \times 0.6^3} = 3.7 k_B$$

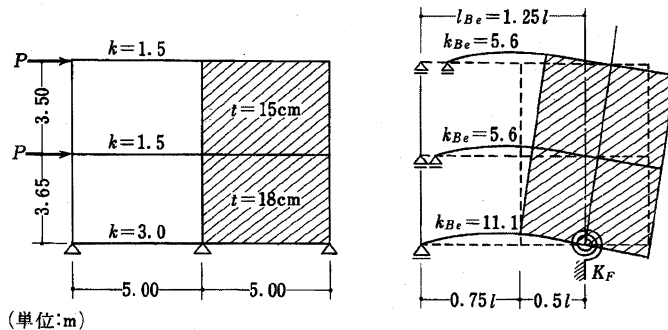


図 9.22

表 9.13 X<sub>1</sub> 通り耐力壁の D 値算定

階	h	Q	Qh	M <sub>OT</sub> /Qh	1/D <sub>s</sub> (10 <sup>-3</sup> )	1/D <sub>R</sub> (10 <sup>-3</sup> )	1/D (10 <sup>-3</sup> )	D
2	3.50	P	3.5P	3.09	18.0	278.6	296.6	3.4
1	3.65	2P	7.3P	1.48	14.4	133.5	147.9	6.8

ここで,

$$M_{OT} = \Sigma Qh = 10.8P$$

$$\frac{1}{D_s} = 33 \frac{K_0}{A_w h}$$

$$\frac{1}{D_s} = (33 \times 1.43 \times 10^6) / (150 \times 5000 \times 3500) = 0.0180 \quad (2 \text{ 階})$$

$$\frac{1}{D_s} = (33 \times 1.43 \times 10^6) / (180 \times 5000 \times 3650) = 0.0144 \quad (1 \text{ 階})$$

$$\frac{1}{D_R} = \frac{M_{OT}}{Qh \{ (\Sigma k_{Be}) / 4 + K_F / (12EK_0) \}}$$

$$\frac{\Sigma k_{Be}}{4} = \frac{5.6 + 5.6 + 11.1}{4} = 5.58$$

$$\frac{K_F}{12EK_0} = 5.51$$

X<sub>3</sub> 通りの耐力壁の D 値

表 9.14 X<sub>3</sub> 通り耐力壁の D 値算定

階	h	Q	Qh	M <sub>OT</sub> /Qh	1/D <sub>s</sub> (10 <sup>-3</sup> )	1/D <sub>R</sub> (10 <sup>-3</sup> )	1/D (10 <sup>-3</sup> )	D
2	3.50	P	3.5P	3.09	9.0	140.2	149.2	6.7
1	3.65	2P	7.3P	1.48	8.6	67.2	75.8	13.2

ここで

$$M_{OT} = \Sigma Qh = 10.8P$$

$$\frac{1}{D_s} = 33 \frac{K_0}{A_w h}$$

$$\frac{1}{D_s} = (33 \times 1.43 \times 10^6) / (150 \times 10000 \times 3500) = 0.0090 \quad (2 \text{ 階})$$

$$\frac{1}{D_s} = (33 \times 1.43 \times 10^6) / (150 \times 10000 \times 3650) = 0.0086 \quad (1 \text{ 階})$$

$$\frac{1}{D_R} = \frac{M_{OT}}{Qh \{ (\Sigma k_{Be}) / 4 + K_F / (12EK_0) \}}$$

$$\frac{\Sigma k_{Be}}{4} = 0 \quad \frac{K_F}{12EK_0} = 22.04$$

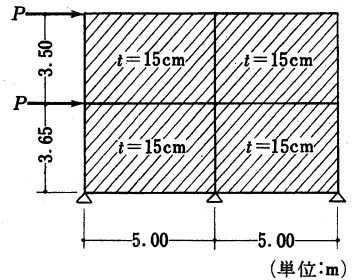


図 9.23



D 値の比較

表 9.15 D 値の比較

	Aの方法		Bの方法	
	X <sub>1</sub> 通り	X <sub>3</sub> 通り	X <sub>1</sub> 通り	X <sub>3</sub> 通り
2	3.8	7.7	3.4	6.7
1	7.9	13.1	6.8	13.2

本例は、「Aの方法」のD値を用いて計算を行う。

(3) D 値の一覧表

前項で算出したD値を、各階ごとに平面的に図示する。

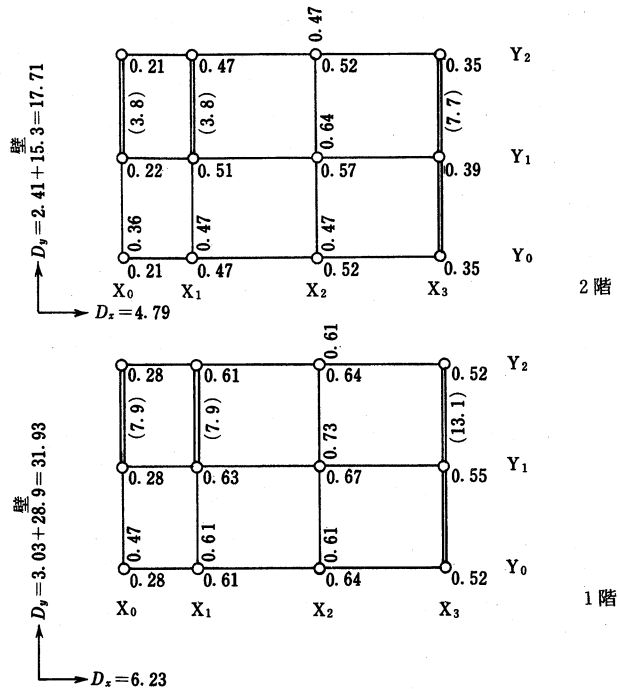


図 9.24

(4) ねじりによる分布せん断力の補正

y方向に対して、「RC資料集」11章によりねじり補正を行う。

A. 重心の計算

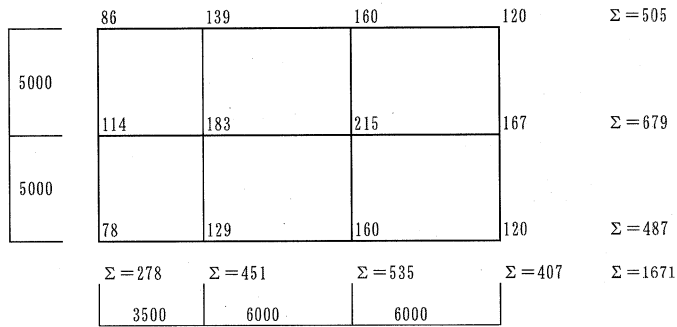


図 9.25 軸力図 (2 階)

$$G_x = (451 \times 3500 + 535 \times 9500 + 407 \times 15500) / 1671 = 7762\text{mm}$$

$$G_y = (679 \times 5000 + 505 \times 10000) / 1671 = 5054\text{m}$$

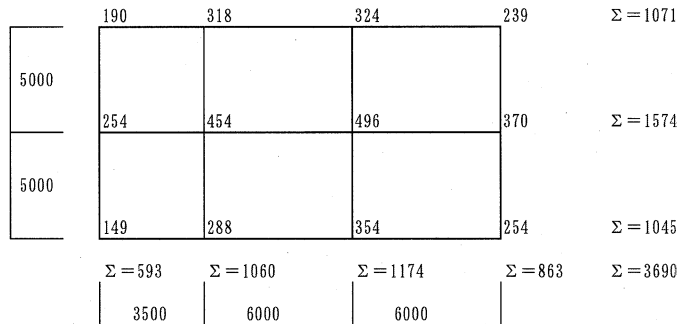


図 9.26 軸力図 (1 階)

$$G_x = (1060 \times 3500 + 1174 \times 9500 + 863 \times 15500) / 3690 = 7653\text{mm}$$

$$G_y = (1574 \times 5000 + 1071 \times 10000) / 3690 = 5035\text{m}$$

B. 剛心の計算

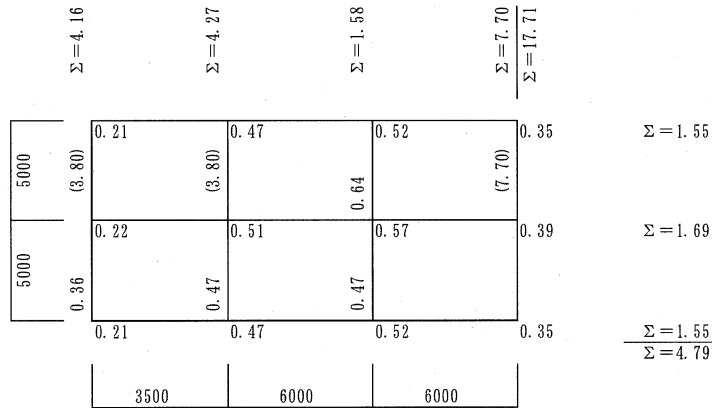


図 9.27 D 値図 (2 階)

$$x = \frac{\Sigma(D_y x)}{\Sigma D_y} = \frac{4.27 \times 3500 + 1.58 \times 9500 + 7.70 \times 15500}{17.71} = 8431 \text{ mm}$$

$$y = \frac{\Sigma(D_x y)}{\Sigma D_x} = \frac{1.69 \times 5000 + 1.55 \times 10000}{4.79} = 5000 \text{ mm}$$

偏心距離

$$e_x = x - G_x = 8431 - 7752 = 679 \text{ mm}$$

$$e_y = y - G_y = 5000 - 5053 = -53 \text{ mm}$$

$$J_x = \Sigma(D_x y^2) - \Sigma D_x y^2 = 1.69 \times 5000^2 + 1.55 \times 10000^2 - 4.79 \times 5000^2 = 7.75 \times 10^7$$

$$J_y = \Sigma(D_y x^2) - \Sigma D_y x^2 = 4.27 \times 3500^2 + 1.58 \times 9500^2 + 7.70 \times 15500^2 - 17.71 \times 679^2 = 78.60 \times 10^7 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma J = J_x + J_y = 7.75 \times 10^7 + 78.60 \times 10^7 = 86.35 \times 10^7 \text{ mm}^2$$

C. 補正係数

$$\alpha_{x2} = 1 + \frac{\Sigma D_x e_y}{\Sigma J} \cdot y = 1 + \frac{4.79 \times (-53)}{86.35 \times 10^7} \cdot y = 1 - 0.00000030 y$$

$$\alpha_{y2} = 1 + \frac{\Sigma D_y e_x}{\Sigma J} \cdot x = 1 + \frac{17.71 \times 679}{86.35 \times 10^7} \cdot x = 1 + 0.00001372 x$$

同様にして 1 階の補正係数を求めると以下のようになる。

$$\alpha_{x1} = 1 - 0.00000023 y$$

$$\alpha_{y1} = 1 + 0.00000450 x$$

x : 剛心からの x 方向距離

y : 剛心からの y 方向距離

(5) 各柱反曲点高の算定

柱脚固定の場合、柱の反曲点高を  $y \times h$  とすれば、 $y$  は次式で求められる。

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

$y_0$  : 標準反曲点高比で「RC資料集」表 11.2 による。

$y_1$  : 上下の梁の剛比変化による修正値

$$a_1 = (k_1 + k_2) / (k_3 + k_4) \text{ を求め, 「RC資料集」表 11.4 による.}$$

ただし、最下階は考慮しない。

$y_2$  : 上層の層高変化による修正値

$$a_2 = h_{上} / h \text{ を求め, 「RC資料集」表 11.5 による}$$

ただし、最上階は考慮しない。

$y_3$  : 下層の層高変化による修正値

$$a_3 = h_{下} / h \text{ を求め, } y_2 \text{ と同じ表で算出する.}$$

ただし、最下階では考慮しない。

$y$  が算出できたら反曲点高  $y \times h$  および  $(1-y)h$  を求める。

$Y_1$  ラーメンの反曲点高を図 9.28 に示す。

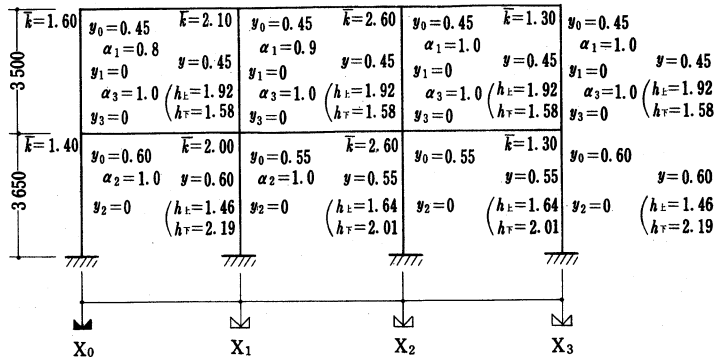


図 9.28  $Y_1$  ラーメン反曲点高さ

(6) 柱せん断力と応力図

柱の分担せん断力  $Q_c$  を、下式により求める。

$$Q_c = \frac{Q}{\sum D} \times D \times \alpha$$

記号

$Q$  : 全せん断力

$\sum D$  : 柱・壁の分布係数の  $xy$  各方向それぞれの総和

$D$  : 求めようとする柱 1 本当りの分布係数

$\alpha$  : ねじりによるせん断力補正の係数

y 方向の場合、壁の分布係数が大きいので、ラーメンの分担するせん断力は、全せん断力の 10% 弱である。設計では、ラーメンにある程度の耐力をもたせるため、全せん断力の 30% を分担するように計算する。

2階 柱の  $D$  値の合計  $\Sigma D_c = 2.47$

壁の  $D$  値の合計  $\Sigma D_w = 15.26$

$$2.47 / (2.47 + 15.26) = 0.14$$

$$0.3 / 0.14 = 2.14$$

よって、Y 方向 2 階部分の柱の負担せん断力を 2.14 倍する。

同様に 1 階部分は 3.33 倍する。

柱の曲げモーメントは、次式で求められる。

$$M_{上} = Q_c \times h_{上} : \text{柱頭曲げモーメント}$$

$$M_{下} = Q_c \times h_{下} : \text{柱脚曲げモーメント}$$

梁の曲げモーメントは、節点に集まる柱脚・柱頭の曲げモーメントの和を左右の梁の剛比に比例して分ける。

(A) 一般ラーメンの応力

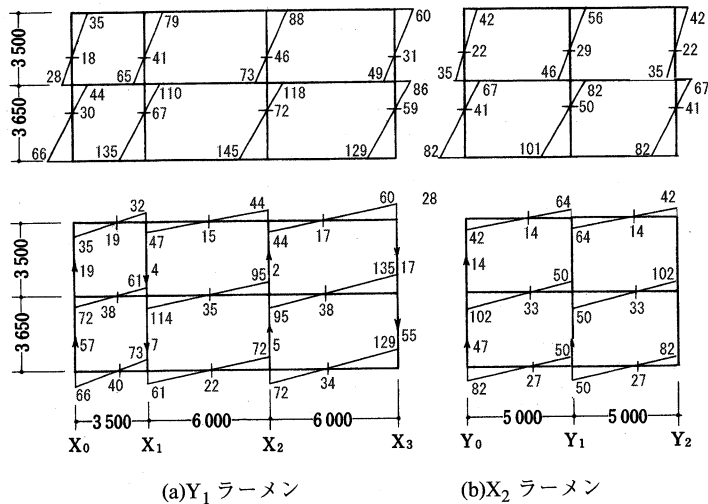


図 9.29 応力図

(B) 境界梁および壁の応力

耐力壁付きラーメンの境界梁の応力は、耐力壁の変形を考慮して求める。この際、耐力壁の変形は、基礎回転による変形が支配的であるとして  $D_R \equiv D$  とした。

表 9.16

$n$	$Q$ (kN)	$h$ (mm)	$Q_h$ (kN-m)	$1/D_R$	$k_{Be}/4$	$M_R^a$ (kN-m)	$M_W$ (kN-m)
R					1.40	112	
2	88	3500	308	0.26			$112, 308 - 112 = 196$
2					1.40	112	
1	167	3650	610	0.13			$196 - 112 = 84, 84 + 610 = 694$
F					2.78	220	

a.  $M_R = 1/D_R \cdot k_{Be}/4 \cdot Q_h$

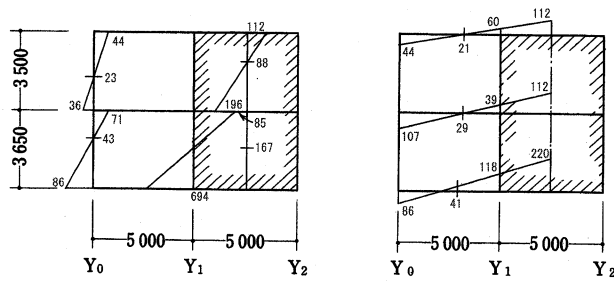


図 9.30 X<sub>1</sub> ラーメン応力図

9.4.3 設計用応力表

(1) 梁

表 9.17

軸	通り	符号	長期荷重時				水平荷重時				短期荷重時				
			M (kN-m)			Q (kN)	M (kN-m)		Q (kN)	Q×2 (kN)	M (kN-m)		Q (kN)		
			左端	中央	右端		左端	右端			左端	右端			
Y <sub>1</sub>	X <sub>0</sub> -X <sub>1</sub>	R <sub>G1</sub>	-5	9	26	21	35	32	19	38	40	30	58	6	59
	X <sub>0</sub> -X <sub>1</sub>	2G <sub>1</sub>	-4	4	19	13	72	61	38	76	76	68	80	42	89
	X <sub>0</sub> -X <sub>1</sub>	1G <sub>1</sub>	0	0	0	0	66	73	40	80	66	66	73	73	80
	X <sub>1</sub> -X <sub>2</sub>	R <sub>G2</sub>	-39	25	56	40	47	44	15	30	86	8	100	-12	70
	X <sub>1</sub> -X <sub>2</sub>	2G <sub>2</sub>	-46	34	69	51	114	95	35	70	160	68	164	26	121
	X <sub>1</sub> -X <sub>2</sub>	1G <sub>2</sub>	0	0	0	0	61	72	22	44	61	61	72	72	44
	X <sub>2</sub> -X <sub>2</sub>	R <sub>G2</sub>	-58	31	25	40	44	60	17	34	102	-14	85	35	74
	X <sub>2</sub> -X <sub>3</sub>	2G <sub>2</sub>	-70	36	40	51	95	135	38	76	165	25	175	95	127
	X <sub>2</sub> -X <sub>3</sub>	1G <sub>2</sub>	0	0	0	0	72	129	34	68	72	72	129	129	68
X <sub>1</sub>	Y <sub>0</sub> -Y <sub>1</sub>	R <sub>G4</sub>	-28	46	71	50	44	60	21	42	72	16	131	-11	92
	Y <sub>0</sub> -Y <sub>1</sub>	2G <sub>4</sub>	-44	56	84	63	107	39	29	58	151	63	123	-45	121
	Y <sub>0</sub> -Y <sub>1</sub>	1G <sub>4</sub>	0	0	0	0	86	118	41	82	86	86	118	118	82
X <sub>2</sub>	Y <sub>0</sub> -Y <sub>1</sub>	R <sub>G5</sub>	-35	65	90	62	42	28	14	28	77	7	118	-62	90
	Y <sub>0</sub> -Y <sub>1</sub>	2G <sub>5</sub>	-56	80	107	62	102	64	33	66	158	46	171	-43	128
	Y <sub>0</sub> -Y <sub>1</sub>	1G <sub>5</sub>	0	0	0	0	82	50	26	52	82	82	50	50	52
	Y <sub>1</sub> -Y <sub>2</sub>	R <sub>G5</sub>	-90	65	35	78	28	42	14	28	118	-62	77	7	106
	Y <sub>1</sub> -Y <sub>2</sub>	2G <sub>5</sub>	-107	80	56	78	64	102	33	66	171	-43	158	46	144
Y <sub>1</sub> -Y <sub>2</sub>	1G <sub>5</sub>	0	0	0	0	50	82	27	54	50	50	82	82	54	

(2) 柱

表 9.18

軸	通り	符号	長期荷重時				水平荷重時				短期荷重時					
			M (kN-m)		Q (kN)	N (kN)	M (kN-m)		Q (kN)	Q×2 (kN)	N (kN)	M (kN-m)		Q (kN)	N <sub>1</sub> (kN)	N <sub>2</sub> (kN)
			柱頭	柱脚			柱頭	柱脚				柱頭	柱脚			
Y <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>	2C <sub>3</sub>	5	4	2	114	35	28	18	36	19	39	32	38	133	95
	X <sub>0</sub>	1C <sub>3</sub>	1	0	0	254	44	66	30	60	57	45	66	60	311	197
	X <sub>1</sub>	2C <sub>1</sub>	13	16	8	183	79	65	41	82	-4	91	80	90	179	187
	X <sub>1</sub>	1C <sub>1</sub>	11	5	4	454	110	135	67	134	-7	120	140	138	447	461
	X <sub>2</sub>	2C <sub>1</sub>	2	0	10	215	88	73	46	92	2	90	73	93	217	213
	X <sub>2</sub>	1C <sub>1</sub>	1	0	0	496	118	145	72	144	5	119	145	144	501	491
	X <sub>3</sub>	2C <sub>2</sub>	-25	-25	14	167	60	49	31	62	-17	85	74	76	151	184
	X <sub>3</sub>	1C <sub>2</sub>	-15	-8	6	370	86	129	59	118	-55	101	137	124	315	425
X <sub>1</sub>	Y <sub>0</sub>	2C <sub>1</sub>	28	28	16	129	44	36	23	46	21	72	64	62	150	108
	Y <sub>0</sub>	1C <sub>1</sub>	17	8	7	288	71	86	43	86	50	87	95	93	338	238

表 9.18

軸	通り	符号	長期荷重時				水平荷重時					短期荷重時				
			M (kN-m)		Q (kN)	N (kN)	M (kN-m)		Q (kN)	Q×2 (kN)	N (kN)	M (kN-m)		Q (kN)	N <sub>1</sub> (kN)	N <sub>2</sub> (kN)
			柱頭	柱脚			柱頭	柱脚				柱頭	柱脚			
X <sub>2</sub>	Y <sub>0</sub>	<sub>2</sub> C <sub>1</sub>	35	35	20	160	42	35	22	44	14	78	70	64	174	146
	Y <sub>0</sub>	<sub>1</sub> C <sub>1</sub>	21	11	9	354	67	82	41	82	47	88	93	91	401	307
	Y <sub>1</sub>	<sub>2</sub> C <sub>1</sub>	0	0	0	215	56	46	29	58	0	56	46	58	215	215
	Y <sub>1</sub>	<sub>1</sub> C <sub>1</sub>	0	0	0	496	82	101	50	100	0	82	101	100	496	496
	Y <sub>2</sub>	<sub>2</sub> C <sub>1</sub>	-35	-35	20	160	42	35	22	44	-14	78	70	64	146	174
	Y <sub>2</sub>	<sub>1</sub> C <sub>1</sub>	-21	-11	9	324	67	82	41	82	-47	88	93	91	277	371

## 9.5 断面算定

### 9.5.1 梁の断面算定

本例の梁の断面算定は、両端部と中央部断面について行う。通常梁の中央 (1/2)l 部分を中央部配筋、その両端 (1/4)l ずつを端部配筋とするが、応力の分布状況によってはその他の途中断面についても設計応力に対して不足しないように適宜割増しして配筋する必要がある。

#### A. 曲げに対する算定方針

梁の曲げに対する断面算定は、つり合い鉄筋比以下では  $a_t = M_D / (f_t \cdot j)$  の式より直接  $a_t$  を算出できるが、つり合い鉄筋比より大きい場合には  $C = M_D / (bd^2)$  と  $\gamma$  (複筋比) から、図表を用いて  $p_t$  (引張鉄筋比) を求め、 $a_t$  を算出する必要がある。図表からもわかるとおり、鉄筋量がつり合い鉄筋比より大きくなると、鉄筋量の増大に対する許容曲げモーメントの増大率は小さくなるので注意が必要である。一般に端部下端筋は、鉛直荷重時には圧縮側となるが、水平荷重時応力を考えた場合には、引張側となることが多いので、 $\gamma$  はこういう場合も考慮して決定する。

本例では、 $\gamma$  は 0.6 以上とし (算定は  $\gamma = 0.6$  とする)、上下端の鉄筋は最低でも 2 本は配筋する事とする。また、端部上端筋、中央部下端筋の鉄筋量は、その部分での断面積 ( $bd$ ) の 0.4% 以上とする。算定位置は長期について両端上端と中央下端、短期について両端上下端とする。その際図表を用いて  $p_t$  を求めることとするが、基礎梁については  $a_t = \frac{M_D}{f_t \cdot j}$  より求める。

「RC 規準」付 10 より、梁主筋の 1 段の最大本数を計算する。主筋 D19、あばら筋 D10、設計かぶり厚さ 40mm とすれば、

$$(350 - 2 \times 40 - 2 \times 11 - 21) / (19 \times 1.5 + 21) + 1 = 5.58$$

となり、フック等の収まりを考慮しても 1 段に 5 本は配筋できると考えられる。

縦方向の鉄筋の収まりを考えると、引張鉄筋位置は最外端鉄筋の位置としては

$$40 + 11 + 21/2 = 61.5\text{mm}$$

が可能で、2 段目以降は最小鉄筋間隔とするとこれに 50.5mm 加えていくことになる。2 段配筋となる場合には、断面算定上に用いる  $d$  は、引張鉄筋の重心位置を計算しなければならない。また、実際の建物



では接合部の取まりを考慮すると 2 方向から来る鉄筋の位置は同じ位置には配筋できないので、さらに内側に入った位置に鉄筋があることになる。計算図表では  $d=0.9D$  としているので、梁断面が小さい場合には危険側となることがあるので注意が必要である。本例では  $a_t = M_D / (f_t j)$  を用いるときは、 $x$  方向梁は  $D-d=65\text{mm}$  とし、 $y$  方向梁は  $D-d=80\text{mm}$  とした。

### B. せん断に対する算定方針

せん断に対する設計は以下の順に行う。ここで、梁部材の許容せん断力は「RC 規準」の (6) 式による。

$$Q_A = bj\{\alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}$$

このうち {} 内の第 1 項はコンクリートの部分の許容せん断力を示し、第 2 項がせん断補強筋による許容せん断力の増大分である。

- (1) 長期に対しては、 $\alpha=1$  とおいてコンクリート部分の許容せん断力  $Q_A$  を算出し、長期応力  $Q_L$  と比べる。

$$Q_A = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$$

①  $Q_A \geq Q_L$  ならば OK、計算外規定 1) に従ってせん断補強筋を入れればよい。すなわち、あばら筋比は  $p_w \geq 0.2\%$  とする。

②  $Q_A < Q_L$  のときは、 $\alpha$  の計算を行いそれでも  $Q_A$  が小さい時は、あばら筋によるせん断補強を行う。長期荷重に対しては、梁に斜めひび割れが生じないように（あばら筋の補強なしで  $Q_A \geq Q_L$  となるように）設計することが望ましい。

- (2) 短期に対しては、はじめに設計用せん断力をきめる必要がある。

設計用せん断力としては「RC 規準」15 条 (7) 式によるか水平荷重時せん断力を 1.5 倍以上割増した略算値による。すなわち、

$$Q_D = Q_L + \frac{\Sigma M_y}{l}$$

$$Q_D = Q_L + nQ_E$$

のどちらかを使うことになる。これは、設計荷重以上の荷重が作用した場合、部材の曲げ破壊がせん断破壊に先行するようにするためである。ここで、後者の式にある  $n$  は割増率であり、1.5 以上と規定されているが、4 階程度以下の建物では 2 以上にとることが望ましい。本例では  $n=2$  とする。

応力解析で水平荷重時せん断力は求めてあるので、後者を使う方が簡単であるが、後者の  $Q_D$  が大きい場合には前者を計算して小さい方を採用してよい。

断面の算定については長期の場合と同じく、まず  $\alpha=1$  として、コンクリート部分の許容せん断力を求め判定する。NG の場合には  $\alpha$  の計算を行い、さらに、あばら筋によるせん断補強補強を行う。

① せん断補強の設計

あばら筋によるせん断補強の設計を行わなければならないときは、 $Q_{A1} = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ よりも $Q_D$ が大きい場合である。この場合は $\Delta Q = Q_D - Q_{A1}$ を求め、 $p_w = 2\Delta Q / (b j_w f_t) + 0.002$ からあばら筋比を求める。

② あばら筋比 $p_w$ から、あばら筋の間隔 $x$ を求める。

$$x = a_w / (b p_w)$$

記号

$b$  : 梁の幅

$a_w$  : 使用するあばら筋の断面積

あばら筋のピッチは250mm以下と規定されているが、本例では200mm以下とする。最低配筋を2-D10@200とすると、梁幅350mmでのあばら筋比は、

$$p_w = 2 \times 71.3 \text{mm}^2 / (350 \times 200) \times 100 = 0.203\%$$

となり、 $p_w > 0.2\%$ で「RC規準」の計算外規程(15条2.(3))を満足する。

(4) ルート2-3を採用した場合には、二次設計で改めて令第82条の3第三号の規定で梁のせん断破壊の検討を行うため、一次設計の段階ではせん断に対する断面算定は略算的に行ってよい。

C. 付着に対する算定方針

主筋の付着に対する検討は「RC規準」16条に従って、スパン内で最大曲げモーメントとなる断面と、スパン内で減じられる鉄筋(カットオフ筋)がある場合はカットオフ筋が計算上不要となる断面について行う。

必要付着長さ $l_{db}$ は以下による。

$$l_{db} = \frac{\sigma_t A_s}{K f_b \phi}$$

記号  $\sigma_t$  : 付着検定断面における鉄筋の存在応力

(鉄筋端にフックを設ける場合にはその2/3とすることができる)

$A_s$  : 当該鉄筋の断面積

$\phi$  : 当該鉄筋の周長

$f_b$  : 許容付着応力度(多段配筋の1段目以外はその0.6倍)

$K$  : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で以下による

$$\text{長期荷重時 } K = 0.3 \frac{C}{d_b} + 0.4$$

$$\text{短期荷重時 } K = 0.3 \frac{C+W}{d_b} + 0.4$$

$$\text{記号 } C = \min[d_s, 3d_k, 5d_b]$$

$$W = \min[80 \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5d_b]$$

$d_s$  : 鉄筋間の空き

$d_k$  : 最小かぶり厚さ

$d_b$  : 主筋の径 (公称径)

$A_{st}$  : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切るせん断補強筋の全断面積

$s$  : 上記せん断補強筋の間隔

$N$  : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における主筋本数

### (1) 最大曲げモーメント位置での検定

長期および短期において、最大曲げモーメントを生じる位置 (長期については両端上端と中央下端、短期においては両端上下端) において検定を行う。鉄筋の存在応力は設計用曲げモーメントから下式で求める。

$$\sigma_t = \frac{M_D}{a_t \cdot j}$$

最大曲げモーメント位置における鉄筋にカットオフされる鉄筋が含まれる場合は、設計用付着長さ  $l_d$  はカットオフ長さとなる。

本例の場合、カットオフ筋がある場合のカットオフ長さは、耐震壁付きラーメン ( $X_0, X_1$ ) の耐震壁付き端 ( $Y_1$  通り端) を 1900mm とし、他の部分については 1600mm とする。最大曲げモーメント位置における鉄筋が、すべて通し配筋の場合には、端部では両端ヒンジを仮定し下式とし、中央の場合にはクリアスパンの半分とする。

$$l_d = 0.5(L + d)$$

記号  $L$  : 当該梁部材のクリアスパン長さ

### (2) スパン内で鉄筋が減じられる場合の残された通し筋の算定

カットオフ筋がある場合には、カットオフ筋が計算上不要となる断面について検定を行う。カットオフ筋が計算上不要となる断面位置は、長期および短期における梁のモーメント分布がわかる必要があるが、実際にはこれを求めるのは困難である。そのため安全側として、端部と中央の設計用モーメントを結んだ直線をモーメント分布と仮定して不要となる位置を求める。残された鉄筋の許容曲げモーメントは  $M_R = a_t \cdot f_t \cdot j$  で求めた。また、検定位置での鉄筋の存在応力は許容応力度とする。

本例ではカットオフされた残りの鉄筋の付着長さは、端部では両端ヒンジを仮定し下式とし、中央の場合にはクリアスパンの半分とする。

$$l_d = 0.5(L - l_c + d)$$

記号  $l_c$  : カットオフされる鉄筋が不要となる位置

### (3) 構造規定

- 1) カットオフ鉄筋は、計算上不要となる断面を越えて部材有効せい  $d$  以上延長する。

- 2) 負曲げモーメント引張鉄筋（上端筋）の 1/3 以上は半曲点を超えてさらに梁有効せい  $d$  以上延長する。ただし、短期応力の存在する部材では 1/3 以上の鉄筋は部材全長に連続して、あるいは継手を持って配する。
- 3) 正曲げモーメント引張鉄筋（下端筋）の 1/3 以上は部材全長に連続して、あるいは継手を持って配する。
- 4) 引張鉄筋の付着長さは 300mm を下回ってはならない。
- 5) 束ね筋は断面の等価な 1 本の鉄筋として取り扱う。
- 6) 柱および梁（基礎梁を除く）の出隅部分および煙突においては鉄筋の末端に必ず標準フックを設ける。

表 9.19 梁断面算定表

軸			Y <sub>1</sub>			Y <sub>1</sub>			Y <sub>1</sub>		
通り			X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>		X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>		X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>	
梁符号			R G <sub>3</sub>			2 G <sub>3</sub>			1 G <sub>3</sub>		
位置			外端	中央	内端	左端	中央	右端	内端	中央	外端
長期	M (kN-m)	上端	58		25	70		40	-		-
		下端		31			36			-	
Q (kN)			40			51			-		
水平	M (kN-m)		44		60	95		135	72		129
	Q (kN)		17			38			34		
	2×Q (kN)		34			76			68		
短期	M (kN-m)	上端	102		85	165		175	72		129
		下端	-14		35	25		95	72		129
	Q (kN)		74			127			68		
断面	b × D (mm)		350 × 600			350 × 600			350 × 900		
	d (mm)		535			535			835		
	j (mm)		468			468			731		
	bD <sup>2</sup> (mm <sup>3</sup> )		1.00 × 10 <sup>8</sup>			1.00 × 10 <sup>8</sup>			2.44 × 10 <sup>8</sup>		
C	長期	上端	0.58		0.25	0.70		0.40	-		-
		下端		0.31			0.36			-	
	短期	上端	1.02		0.85	1.65		1.75	0.30		0.53
		下端	-		0.35	0.25		0.95	0.30		0.53
reqP <sub>t</sub> (%)		上端	0.37		0.31	0.61		0.65	<0.2		<0.2
		下端	-	<0.2	<0.2	<0.2	<0.2	0.35	<0.2		<0.2
reqA <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )		上端	693		581	1143		1218	-		-
		下端	-	-	248	-	-	655	-		-
配筋		上端	3-D19	2-D19	3-D19	4-D19	3-D19	5-D19	2-D19	2-D19	3-D19
		下端	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	2-D19	2-D19	3-D19
bjf <sub>s</sub> (kN)		長期	113			113			177		
		短期	170			170			266		
判定			OK		OK	OK		OK	OK		OK
M/Qd											
α											
判定											
M <sub>y</sub> (kN-m)		上端									
		下端									
ΣM											
I											
Q <sub>D</sub>											
ΔQ											
P <sub>w</sub>			0.20			0.20			0.20		
あばら筋			2-D10@200			2-D10@200			2-D10@200		

表 9.20 梁断面算定表 (付着 1: 最大曲げモーメント位置断面)

軸			Y <sub>1</sub>			Y <sub>1</sub>			Y <sub>1</sub>		
通り			X <sub>0</sub>		X <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>		X <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>		X <sub>1</sub>
梁符号			R G <sub>3</sub>			2 G <sub>3</sub>			1 G <sub>3</sub>		
位置			外端	中央	内端	左端	中央	右端	内端	中央	外端
長期	M (kN·m)	上端	58		25	70		40	-		-
		下端		31			36				
短期	M (kN·m)	上端	102		85	165		175	72		129
		下端	-14		35	25		95	72		129
断面	b × D (mm)		350 × 600			350 × 600			350 × 900		
	d, j (mm)		535, 468			535, 468			835, 731		
配筋		上端	3-D19	2-D19	3-D19	4-D19	3-D19	5-D19	2-D19	2-D19	3-D19
		下端	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	2-D19	2-D19	3-D19
a <sub>t</sub> (mm)	上端		861		861	1148		1435	574		861
	下端		-	861	861	861	861	1148	574	-	861
A <sub>S</sub> (mm <sup>2</sup> )		上端	287			287			287		
ψ (mm)		上端	60			60			60		
あばら筋			2-D10@200			2-D10@200			2-D10@200		
許容 付着 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	長期	上端	0.76		0.76	0.76		0.76	-		-
		2段						0.46			
	下端		0.95			0.95			-		
	短期	上端	1.14		1.14	1.14		1.14	1.14		1.14
2段							0.69				
下端		-		1.14	1.14		1.14	1.14		1.14	
C	上端		95		95	58		39	95		95
	2段							95			
下端		-	95	95	95	95	58	58	95	-	95
W	上端		19		19	14		11	29		19
	2段							29			
下端		-	29	19	19	19	14	14	29	-	19
K	長期	上端	1.90		1.90	1.32		1.01	-		-
		2段						2.29			
	下端		1.90			1.90			-		
	短期	上端	2.20		2.20	1.54		1.19	2.36		2.20
2段							2.50				
下端		-		2.20	2.20		1.54	2.36		2.20	
σ <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	長期	上端	144		62	104		60	-		-
		2段		77			89				
	短期	上端	253		211	246		261	172		205
		2段	-		130	62		236	172		205
下端		-		2.20	2.20		1.54	2.36		2.20	
l <sub>db</sub> (mm)	長期	上端	477		205	497		371	-		-
		2段						272			
	下端		204			237			-		
	短期	上端	563		563	804		1040	524		563
2段							724				
下端		-		563	563		804	524		563	
l <sub>db</sub> +d (mm)	上端		1098		1098	1339		1575	1359		1398
	2段							1259			
下端		-	739	1098	1098	772	1339	1359	-	1398	
l <sub>d</sub> (mm)	上端		1600		1600	1600		1600	3168		1600
	2段		-	2750	3018	3018	2750	1600	3168	-	1600
判定			OK		OK	OK		OK	OK		OK

表 9.21 梁断面算定表 (付着 2: スパン内で鉄筋が減じられる場合の残された配筋)

軸			Y <sub>1</sub>			Y <sub>1</sub>			Y <sub>1</sub>		
通り			X <sub>0</sub>		X <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>		X <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>		X <sub>1</sub>
梁符号			R G <sub>3</sub>			2 G <sub>3</sub>			1 G <sub>3</sub>		
位置			外端	中央	内端	左端	中央	右端	内端	中央	外端
長期	M	上端	58		25	70		40	-		-
		下端		31			36				
短期	M	上端	102		85	165		175	72		129
		下端	-14		35	25		95	72		129
断面	b×D		350×600			350×600			350×900		
	d <sub>j</sub>		535, 468			535, 468			835, 731		
残された通し配筋		上端	2-D19			3-D19			2-D19		
		下端				3-D19			2-D19		
減じられる本数		上端	1	-	1	1	-	2	-	-	1
		下端	-	-	-	-	-	1	-	-	1
あばら筋			2-D10@200			2-D10@200			2-D10@200		
許容 付着 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	長期	上端	0.76			0.76			0.76		
		下端	0.95			0.95			0.95		
	短期	上端	1.14			1.14			1.14		
		下端	1.42			1.42			1.42		
通し配筋 許容曲げ モーメント (kN-m)	長期	上端	52			79			82		
		下端				79			82		
	短期	上端	79			119			124		
		下端				119			124		
カットオフ 筋不要 位置 l <sub>c</sub> (mm)	長期	上端	185		0	0		0			0
		下端									
	短期	上端	476		142	629		730			107
		下端						0			107
C		上端	95			95			95		
		下端	-			95			95		
W		上端	29			19			29		
		下端	-			19			29		
K	長期	上端	1.90			1.90			1.90		
		下端	-			-			-		
	短期	上端	2.36			2.20			2.36		
		下端	-			2.20			2.36		
σ <sub>t</sub>	長期		195			195			195		
			295			295			295		
l <sub>db</sub>	長期	上端	646			646			646		
		下端	-			-			-		
	短期	上端	524			563			524		
		下端	-			452			421		
l <sub>d</sub>		上端	1181			1181			1481		
		下端	-			987			1256		
l		上端	2780		2947	2703		2653			3114
		下端	-		-	-		3018			3114
判定			OK		OK	OK		OK	OK		OK

## 9.5.2 柱の断面算定

### A. 軸方向力と曲げに対する算定方針

柱の断面を算定する場合、軸方向力が大きい方が不利になるとはかぎらない。地震力による柱の軸方向力は、上向き、下向き両方向に働くから、長期荷重時の柱軸方向力と組み合わせ、柱軸方向力の最大、最小を算出する必要がある。 $N/(bD)$ の最大と最小をそれぞれ $M/(bD^2)$ と対応する点の $p_t$ を該当する図表より求め、その大きい方の値をとって、 $a_t = b \times D \times p_t$ を算出する。図表の使い方は、横軸の $M/(bD^2)$ と縦軸の $N/(bD)$ からその交点の $p_t$ を読みとる。

$p_t$ を求める際の計算図表は、柱鉄筋の $d_t$ 、 $d_c$ をすべて $0.1D$ としてあるため、 $d_t = d_c > 0.1D$ の場合は危険側となるので、下記のように図表の数値を補正する必要がある。

$$\frac{M'}{bD^2} = \left( \frac{M}{bD^2} - \frac{M_1}{bD^2} \right) \cdot \frac{0.8D}{d'} + \frac{M_1}{bD^2}$$

または安全側として

$$\frac{M'}{bD^2} = \frac{M}{bD^2} \cdot \frac{0.8D}{d'}$$

上で求めた $M'/(bD^2)$ と $N/(bD)$ 使って断面算定図表より $p_t$ を求める。

ここに、 $M_1/(bD^2)$ は $N/(bD)$ をうける $p_t = 0\%$ の場合の曲げモーメント係数

(縦軸に $N/(bD)$ 、横軸に $p_t = 0\%$ の交点を求め、その点から下に $M'/(bD^2)$ を読む)

$$d' = D - (d_c + d_t).$$

本例では、すべての柱について $d > 0.1D$ となっている(60 mm)が、応力が小さいため $500 \times 500$ の柱( $C_1, C_2$ )ではそのまま図表を使った場合の計算方法を示し、 $400 \times 500$ の柱( $C_3$ )では補正した場合の計算方法を示すことにする。

### B. せん断に対する算定方針

柱のせん断力に対する検討については、長期荷重時は値が小さいので省略し、短期荷重時のみについて行う。水平荷重時せん断力の割り増しとしては梁と同様 $n = 2$ とし、せん断力補強に関しては梁に準ずる。

配筋決定には、つぎのことに注意する。

- (1) 主筋の最小量は、全断面積( $b \times D$ )の0.8%とする。
- (2) 隅角部の鉄筋は、 $x, y$ 方向に働く。
- (3) 帯筋の直径は、9mm以上またはD10以上の鉄筋を用いる。
- (4) 帯筋部の間隔は、9mmまたはD10の鉄筋を用いる場合は、10cm以下とする。ただし、柱の上下端より柱の最大径の1.5倍に等しい範囲外では、前記の数値の1.5倍まで増大することができる。
- (5) 帯筋比は、0.2%以上とする。
- (6) 帯筋の末端は $135^\circ$ 以上に曲げて定着する。



表 9.22 柱断面算定表 (I)

	x 方向 (Y <sub>1</sub> ラーメン)				y 方向 (X <sub>2</sub> ラーメン)			
	2C <sub>1</sub>		1C <sub>1</sub>		2C <sub>1</sub>		1C <sub>1</sub>	
	長期	短期	長期	短期	長期	短期	長期	短期
b (mm)	500		500		500		500	
D, j (mm)	500, 385		500, 385		500, 385		500, 385	
N (kN)	215	217	469	501	215	215	496	496
		213		491		215		496
M (kN-m)	2	88	1	145	0	56	0	101
Q (kN)	0	92	0	144	0	58	0	100
N/bD	0.86	0.87	1.88	2.00	-	0.86	-	1.88
		0.85		1.96		0.86		1.88
M/bD <sup>2</sup>	0.14	0.70	0.09	0.16	-	0.45	-	0.81
reqP <sub>t</sub> (%)	-	0.15	-	0.18	-	0.05	-	0.02
reqa <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )	-	375	-	450	-	125	-	50
n	2-D19		2-D19		1-D19		1-D19	
断面 (mm)								
Q <sub>A</sub> = f <sub>s</sub> b j (t)	202	OK	202	OK	202	OK	202	OK
p <sub>w</sub> (%)	0.002		0.002		0.002		0.002	
帯筋	D10@100		D10@100		D10@100		D10@100	

表 9.23 柱断面算定表 (II)<sup>a</sup>

	x 方向 (Y <sub>1</sub> ラーメン)			
	2C <sub>3</sub>		1C <sub>3</sub>	
	長期	短期	長期	短期
b (mm)	500		500	
D, j (mm)	400, 298		400, 298	
N (kN)	114	133	254	311
		95		197
M (kN-m)	5	35	1	66
Q (kN)	2	36	0	60
N/bD	0.57	0.67	1.27	1.56
		0.48		0.99
M/bD <sup>2</sup>		0.44		0.83
M <sub>y</sub> /bD <sup>2</sup>				0.60
				0.38
0.8 D/d'		1.14		1.14
M'/bD <sup>2</sup>		0.50		0.95
reqP <sub>t</sub> (%)		0.15		0.23
reqa <sub>t</sub> (cm)		3.0		4.6
n	1-D19		2-D19	
Q <sub>A</sub> = f <sub>s</sub> b j (t)	156	OK	156	OK
p <sub>w</sub> (%)	0.002		0.002	
帯筋	D10@100		D10@100	

a. d<sub>t</sub> = d<sub>c</sub> > 0.1D の場合

### C. 柱梁接合部の算定方針

純ラーメン部分の柱梁接合部においては、短期許容せん断力が短期設計用せん断力を上回ることを確認する。接合部の短期許容せん断力は下式による。

$$Q_{Aj} = \kappa_A(f_s - 0.5)b_j \cdot D$$

記号  $\kappa_A$  : 接合部の形状による係数で以下による  
 10 (十字型), 7 (T字形), 5 (ト型), 3 (L型)

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$b_j$  : 接合部の有効幅で以下による

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$$

記号  $b_b$  : 梁幅

$$b_{ai} = \min \left[ \frac{b_j}{2}, \frac{D}{4} \right]$$

$b_i$  : 梁側面からそれに平行する柱側面までの距離

$D$  : 柱せい

接合部の短期設計用せん断力は柱の短期設計用せん断力を用いて

$$Q_{dj} = Q_D \frac{1 - \xi}{\xi}$$

によるか、または梁の降伏モーメントから

$$Q_{dj} = \frac{\sum M_y}{j} \frac{1 - \xi}{\xi}$$

としてよい。

記号  $Q_{dj}$  : 接合部短期設計用せん断力

$Q_D$  : 柱の短期設計用せん断力で、一般階の接合部では接合部の上下の柱の平均値、最上階の接合部では接合部直下の柱の値とする。

$\xi$  : 架構の形状に関する係数  $= \frac{j}{H(1 - D/L)}$

$j$  : 梁の応力中心距離で接合部の左右の梁の平均値

$D$  : 柱せい

$H$  : 接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの1/2とする。柱の高さは梁の芯々間距離とする。

$L$  : 接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さとする。梁の長さは柱の芯々間距離とする。

$\sum M_y$  : 接合部の左右の梁の降伏曲げモーメントの絶対値をそれぞれのjで除した和。ただし、梁は一方が上端引張、他方が下端引張とする。

本例では、接合部短期設計用せん断力として、前者の式を用いる。

表 9.24 柱梁接合部算定表

位置・階		x 方向 (Y <sub>1</sub> ラーメン)		y 方向 (X <sub>2</sub> ラーメン)	
		R 階	2 階	R 階	2 階
D (mm)		500	500	500	500
Q (kN)	上	-	92	-	58
	下	92	144	58	100
設計用		92	118	58	79
f <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )		1.05	1.05	1.05	1.05
κ <sub>A</sub>		7	10	7	10
b <sub>b</sub> (mm)		350 350	350 350	350 350	350 350
b <sub>i</sub> (mm)		75 75	75 75	75 75	75 75
b <sub>j</sub> (mm)		425	425	425	425
Q <sub>Aj</sub> (kN)		818	1169	818	1169
j (mm)		468	468	455	455
H (mm)	上	-	3500	-	3500
	下	3500	3650	3500	3650
設計用		1750	3575	1750	3575
L (mm)		6000	6000	5000	5000
ξ		0.292	0.143	0.289	0.141
(1-ξ)/ξ		2.42	5.99	2.46	6.09
Q <sub>Dj</sub> (kN)		222	707	143	481
判定		OK	OK	OK	OK

### 9.5.3 小梁の設計

#### A. 応力算定

小梁の荷重状態および支持状態 (1 スパンか, 2 スパン以上の連続梁かなど) によって, つぎのように応力を求める.

- (i) 「RC 規準」付 6. または 「RC 資料集」8 章によって  $C$ ,  $M$ ,  $Q_0$  を求める.
- (ii) 支持状態により固定モーメント法などを用いて設計応力を決めるが, スパンや荷重状態がほぼ均一な連続梁の場合は, 「RC 規準」10 条の図 10.5 によることができる.

#### B. 断面算定

- (i) 断面形を仮定し,  $b$ ,  $D$ ,  $d$ ,  $j (= 7/8d)$  をきめる.
- (ii) 端部応力より,  $a_t = M/(f_s j)$  を満足する鉄筋本数を割り出す. ただし,  $\frac{M}{bd^2}$  が釣り合い鉄筋比を超えた場合は, 図表により算定する.
- (iii) 中央部鉄筋を, 同様に算出する.
- (iv) セン断力の検討

$Q \leq f_s b j$  であれば, セン断補強は不要

$Q > f_s b j$  のときは,  $\alpha$  の計算を行って  $Q$  と  $\alpha f_s b j$  を比較する.

$$\alpha = \frac{4}{M/(Qd) + 1} \quad \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

$Q \leq \alpha f_s b j$ であれば、せん断補強は不要。

$Q > \alpha f_s b j$ のときは、せん断補強を行う。

もし設計用せん断力  $Q$  が、 $\alpha f_s b j$  に比べて著しく大きいときは、断面の大きさを変更する必要がある。

- (v) スパンと部材サイズにより、使用上の支障が起こらないことを確かめる必要がある場合が平成12年建設省告示第1459号で規定されている。梁については、梁せいが有効スパンの1/10以下の場合たわみの計算を行う必要がある。

### 【B<sub>1</sub>の設計】

#### (1) 小梁のたわみ検討

有効スパンは小梁であることを考慮してスパン長とすれば

$$L_y = 6,000 \text{ mm}$$

小梁のせい

$$D = 450 \text{ mm} < L_y / 10 = 600 \text{ mm} \text{ より}$$

たわみの計算を行う。

$$w_b = 8,000 \text{ N/m}^2 \text{ (小梁の自重含む)}$$

$$W_B = 0.35 \times 0.60 \times 24 = 5.04 \text{ kN/m}$$

#### (i) 小梁のたわみの算定

小梁 ( $a < 0.5 L_y$ )

$$\begin{aligned} B_b &= (0.5 - 0.6(a/L_y))a + b \\ &= (0.5 - 0.6 \times 2,180/6,000) \times 2180 \times 2 + 300 \\ &= 1530 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### (ii) 小梁のたわみの算定

小梁のたわみ  $\delta_b$  (床荷重全体をを小梁で受けるとして計算する)

$$b_1 = B_b / b = 1,530 / 300 = 5.1, \quad t_1 = t / D = 140 / 450 = 0.31, \quad \psi = 1.92$$

$$I_b = \psi I_0 = (1.92 \times 300 \times 450^3) / 12 = 4.38 \times 10^9$$

$$E_c = 2.17 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta_b = \frac{w_b L_y^4}{185 E I_b} = \frac{8,000 \times 10^{-6} \times 2,500 \times 6,000^4}{185 \times 2.17 \times 10^4 \times 4.38 \times 10^9} = 1.48 \text{ mm}$$

#### (iii) 変形増大係数を乗じたたわみがスパンの1/250以下であることを確認する。

鉄筋コンクリートの梁の場合は変形増大係数は8となる。

$$1.48 \times 8 = 11.84 \text{ mm} < 6,000 / 250 = 24 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

(2) 応力計算

$l_x = 2.50\text{m}, l_y = 6.00\text{m}$

$\lambda = 6.00/2.50 = 2.4$

$C = 55.3 \quad M_0 = 84.8 \quad Q_0 = 48$

$M_{\text{外端}} = 0.6C = 0.6 \times 55.3 = 33.2 \text{ kN-m}$

$M_{\text{中央}} = M_0 - 0.65C = 84.8 - 0.65 \times 55.3 = 48.9 \text{ kN-m}$

$M_{\text{内側}} = 1.3C = 1.3 \times 55.3 = 71.9 \text{ kN-m}$

$Q = 48 \text{ kN}$

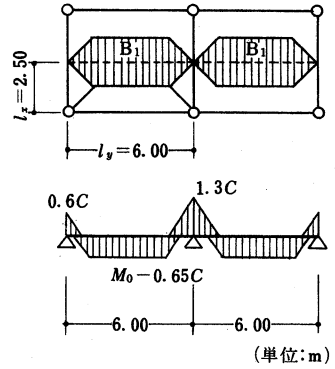


図 9.31

(3) 断面設計

$b = 300\text{cm}, D = 450\text{cm}, d = 390\text{mm}, j = 341\text{mm}$

外端  $a_t = M / (f_t j) = 33.2 \times 10^6 / (195 \times 341) = 500\text{mm}^2 \quad 2\text{-D19}$

中央  $a_t = 48.9 \times 10^6 / (195 \times 341) = 735 \text{ mm}^2 \quad 4\text{-D19}$

内端  $\frac{M}{bD^2} = 71.9 \times 10^6 / (300 \times 34.1^2) = 2.06$

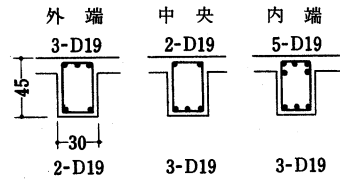


図 9.32

$p_t = 1.02 (\gamma = 0.6)$

上  $a_t = 1193 \text{ mm}^2 \quad 5\text{-D19}$

下  $a_t = 716 \text{ mm}^2 \quad 3\text{-D19}$

$\tau = 48 \times 10^3 / (300 \times 341) = 0.47 < 0.7$

9.5.4 スラブの設計

「RC 規準」に、つぎの規定がある

1. スラブの厚さは通常の場合表 9.25 に示す値以上、かつ 8cm 以上とする。ただし、鉄筋軽量コンクリートスラブでは表 9.25 に示す値の 1.1 倍以上、かつ 100mm 以上とする。

この制限に従わない場合は適当な計算、または実験によってスラブに有害なたわみ、ひび割れあるいは振動障害を生じないことを確認する。

2. 小梁付きスラブにあっては、小梁の過大なたわみおよび大梁に沿ったスラブの過大ひび割れを防止するため、小梁に十分な曲げ剛性を確保するものとする。
3. 曲げモーメントに対する断面の算定は、「RC 規準」13 条 3. によって算定してよい。
4. せん断力および付着・定着に対する算定は、「RC 規準」15 条、16 条および 17 条に準ずる。
5. 前各項の算定のほか、スラブの配筋はつぎの制限に従うこと。ただし、軽微なスラブまたは特殊なスラブはこの制限をうけなくてもよい。

(1) スラブの引張鉄筋は、D10 以上の異形鉄筋あるいは鉄線の径が 6mm 以上の溶接金網を用い、正負最大曲げモーメントをうける部分にあっては、その間隔を表 9.26 に示す値とする。

表 9.25

支持条件	スラブ厚さ $t$ (mm)
周辺固定	$t = 0.02 \cdot \frac{\lambda - 0.7}{\lambda - 0.6} \left( 1 + \frac{w_p}{10} + \frac{l_x}{10000} \right) l_x$
片持	$t = \frac{l_x}{10}$

(1)  $\lambda = l_y/l_x$   
 $l_y$ : 短辺有効スパン (mm)  
 $l_x$ : 長辺有効スパン (mm)  
 ただし、有効スパンとは、梁、その他維持部材間の内法寸法をいう。

(2)  $w_p$ : 積載荷重と仕上荷重との和 (kN/m<sup>2</sup>)

(3) 片持スラブの厚さは支持端について制限する。その他の部分の厚さは適当に低減してよい。

表 9.26

	鉄筋普通コンクリート	鉄筋軽量コンクリート
短辺方向	200 mm 以下 径 9 mm 未満の溶接金網では 150 mm 以下	200 mm 以下 径 9 mm 未満の溶接金網では 150 mm 以下
長辺方向	300 mm 以下、かつスラブの厚さの 3 倍以下 径 9 mm 未満の溶接金網では 200 mm 以下	250 mm 以下 径 9 mm 未満の溶接金網では 200 mm 以下

(2)スラブ各方向の全幅について、鉄筋全断面積のコンクリート全断面積に対する割合は、0.2% 以上とする。

次に計算順序について説明する。

(1) 表 9.25 を満足するようにスラブ厚さを仮定する。

(2) 「RC 規準」9 条に従い短辺方向、長辺方向の端部および中央の最大モーメントを求める。

$$M_{x1} = -\frac{1}{12} \times w_x l_x^2 \quad : \text{短辺端部曲げモーメント}$$

$$M_{x2} = \frac{1}{18} \times w_x l_x^2 \quad : \text{短辺中央部曲げモーメント}$$

$$M_{y1} = -\frac{1}{24} \times w l_x^2 \quad : \text{長辺端部曲げモーメント}$$

$$M_{y2} = \frac{1}{36} \times w l_x^2 \quad : \text{長辺中央部曲げモーメント}$$

記号  $w$ : 荷重

$$w_x = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} w$$

$l_x$ : 短辺有効スパン

$l_y$ : 長辺有効スパン

(3) スラブ 1m 幅の必要鉄筋断面積は

$$a_t = \frac{M}{f_t \cdot j}$$

短辺方向と長辺方向で  $d$  の値は、配筋の上下関係を考慮してきめる。

表 9.27 スラブの算定

		S <sub>1</sub>				S <sub>2</sub>			
		短辺方向		長辺方向		短辺方向		長辺方向	
		端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央
$l_x$ (cm), $l_y$ (cm)		2180, 5730				3180, 4650			
$\lambda$		2.63				1.46			
R 階	$w$ (N/m <sup>2</sup> )	4900				4900			
	$w_p$ (N/m <sup>2</sup> )	1540				1540			
	$w_x$ (N/m <sup>2</sup> )	4799				4021			
	$t$ (mm)	57* → 140				83* → 140			
	$d$ (mm)	100		90		100		90	
	$M$ (kN-m/m)	-1.90	1.27	-0.95	0.63	-3.39	2.26	-1.69	1.13
	$a_t$ (mm <sup>2</sup> /m)	98	65	55	37	174	116	97	65
	配筋	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200
2 階	$w$ (N/m <sup>2</sup> )	6900				6900			
	$w_p$ (N/m <sup>2</sup> )	3540				3540			
	$w_x$ (N/m <sup>2</sup> )	6758				5662			
	$t$ (mm)	65* → 140				94* → 140			
	$d$ (mm)	100		90		100		90	
	$M$ (kN-m/m)	-2.68	1.78	-1.34	0.89	-4.77	3.18	-2.39	1.59
	$a_t$ (mm <sup>2</sup> /m)	138	92	77	51	245	164	136	91
	配筋	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200	D10 @200

\* 注  $t = 0.02 \cdot \frac{\lambda - 0.7}{\lambda - 0.6} \left( 1 + \frac{w_p}{10} + \frac{l_x}{10000} \right) l_x$

配筋は S<sub>1</sub> と S<sub>2</sub> の短辺方向と長辺方向の向きが異なることを考えて配筋しやすいように短辺方向、長辺方向ともピッチを合わせるようにした。

(4) 通常用いられる床スラブでは、せん断および付着・定着に対して十分安全な場合が多く、検算は必要としない。

### ひさしの設計

$$w = 5300\text{N/m}^2$$

$$M = 5.3 \times 1.0^2 / 2 = 2.65\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$Q = 5.300 \times 1.00 = 5.3\text{kN/m}$$

$$t = 180\text{mm}, j = 122\text{cm}$$

$$a_t = 2.65 \times 10^6 / (195 \times 122) = 111\text{mm}^2/\text{m}$$

配筋 D10@200

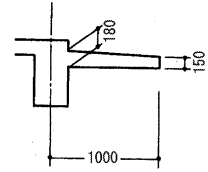


図 9.33

### 9.5.5 階段の設計

図 9.34 に示すように、幅 25cm、長さ 1.75m の片持梁として算定する。

階段幅 1.75m

踏づら 25cm

け上げ 18cm

片持梁として 1 段当りにつき設計する。

$$w = 10400\text{ N/m}^2 \times 0.25 = 2600\text{ N/m}$$

$$M = \frac{wl^2}{2} = 2.6 \times 1.75^2 / 2 = 3.98\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q = wl = 2.6 \times 1.75 = 4.55\text{ kN}$$

$$D = 266\text{mm}, d = 225\text{mm}, j = 196\text{mm}$$

$$a_t = 3.98 \times 10^6 / (195 \times 196) = 104\text{mm}^2 \quad 1\text{-D13}$$

階段をうける壁 (180mm 厚) を 1m 幅で検討する。

$$M = 3.98 / 0.25 = 15.92\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$D = 180\text{mm}, d = 133\text{mm}, j = 116\text{mm}$$

$$a_t = 15.92 \times 10^6 / (195 \times 116) = 704\text{mm}^2 \quad 6\text{-D13}$$

配筋 D13@150 ダブル

階段により、壁に生じる曲げモーメントは、上下の壁で応力を負担するため設計応力はここで求めた  $M$  よりも小さくなるはずであるが、ここでは片側の壁のみで負担できる配筋とした。

### 9.5.6 耐震壁の設計

耐震壁の許容せん断力は「RC 規準」19 条により

$$Q_t = \gamma t l f_s$$

- 記号
- $\gamma$ : 開口に対する低減率
  - $t$ : 壁板の厚さ
  - $l$ : 壁板周辺の柱中心間の距離
  - $f_s$ : コンクリートの短期許容せん断応力度

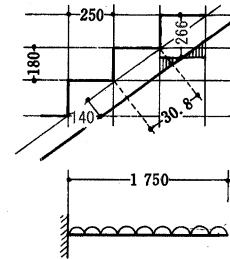


図 9.34



せん断補強筋は「RC 規準」18 条 (30) 式の  $Q_2 > Q_1$  を満足するように設計する。

$$Q_2 = \gamma(Q_w + \Sigma Q_c)$$

記号  $Q_w$  : 無開口壁板の壁筋が負担できる許容水平せん断力

$$Q_w = p_s t l f_t$$

$p_s$  : 壁板のせん断補強筋比

$l$  : 壁板の内法長さ (cm)

$Q_c$  : 壁板周辺の柱 (1 本) の負担できる許容水平せん断力

$$Q_c = b j \{1.5 f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002)\}$$

$w f_t$  : 帯筋のせん断補強用許容引張応力度

$p_w$  : 帯筋比  $p_w = a_w / (b x)$

$a_w$  : 1 組の帯筋断面積

$x$  : 帯筋の間隔

$X_3$  通りの耐震壁を例にとり、応力の最も大きい 1 階について算定する。

#### (1) 設計用応力

$$Q = 264 \text{ kN}$$

$$M = 1489 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = 254, 239 \text{ kN} \text{ (} Y_0 \text{ 通り, } Y_2 \text{ 通り)}$$

#### (2) せん断力に関する算定

まず  $Q_1$  を求める

$$t = 15 \text{ mm}, l = 5000 \times 2 = 10000 \text{ mm},$$

$$f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2, \gamma = 1.0 \text{ (開口なし)}$$

$$Q_1 = \gamma t l f_s = 1.0 \times 150 \times 10000 \times 1.05 = 1575 \times 10^3 \text{ N} = 1575 \text{ kN} > 264 \text{ kN}$$

つぎに  $Q_2$  を求める

$$\text{柱 } b = 500 \text{ mm}, D = 500 \text{ mm}, j = 385 \text{ mm}, f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

帯筋 2-D10@100 なので

$$p_w = 143 / 500 \times 100 = 0.00286$$

$$Q_c = 500 \times 385 \times \{1.5 \times 1.05 + 0.5 \times 295 \times (0.00286 - 0.002)\}$$

$$= 327 \times 10^3 = 327 \text{ kN}$$

壁筋比は、RC 規準 19 条 4.(2) により  $p_s = 0.25\%$  以上 (D10@150) とする。

$$p_s = 71 \text{ mm}^2 / (150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}) = 0.316\% > 0.25\%$$

$$t = 150 \text{ mm}, l = 4500 \times 2 = 9000 \text{ mm}, f_t = 295 \text{ N/mm}^2$$

$$Q_w = 0.00316 \times 150 \times 9000 \times 295 = 1259 \times 10^3 = 1259 \text{ kN}$$

$$\therefore Q_2 = \gamma(Q_w + \Sigma Q_c) = 1.0 \times (1259 + 3 \times 327) = 2240 > Q_1 = 1575 \text{ kN}$$

(3) 軸力と曲げモーメントに対する検討

周辺柱だけで抵抗するものとする。

$$\text{圧縮側} \quad N + M/l = 254 + 1489/10.0 = 402.9 \text{ kN}$$

$$\text{引張側} \quad N - M/l = 239 - 1489/10.0 = 90.1 \text{ kN}$$

ゆえに、引張力は生じない。

柱の主筋 8-D19 圧縮側について検討する。

$$N_A = f_c (bD + na_g) = 14 \times (500^2 + 15 \times 8 \times 287) = 3982 \times 10^3 \text{ N} = 3982 \text{ kN} > 402.9 \text{ kN}$$

記号  $n$  : ヤング係数比  $n = 15$

$f_c$  : コンクリートの短期許容圧縮応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$a_g$  : 全鉄筋の断面積

(4) 基礎における転倒モーメント検討

基礎フーチング下面における転倒モーメント  $M'$

$$M' = 1489 + 264 \times 1.2 = 1806 \text{ kN-m}$$

基礎長期軸方向力

$$N = 283, 268 \text{ kN}$$

基礎底面における短期軸方向力  $P_s$  はつぎのようになる。

$$\begin{aligned} P_s &= N \pm M'/l \\ &= 283 + 1806/10.0 = 463.6 \\ &= 268 - 1806/10.0 = 87.4 \end{aligned}$$

ゆえに浮上がりは生じない。

### 9.5.7 基礎設計

柱脚曲げモーメントは、すべて基礎梁に伝え、基礎は、軸方向力のみによって設計する。前述表 9.10 に示す  $F$  階の柱軸方向力は、GL 位置の値であり、GL 以下の分は含まれていない。一階床や基礎梁の自重は、本設計例では地盤が負担するものとする。

基礎を計算する順序をつぎに示す。

(1) 柱より伝わる軸方向力と基礎の自重 (土を含む) とを合計した値が、許容地耐力以内になるように基礎の底面積をきめる。

$$\frac{N' + N_F}{A} \leq F_e$$

記号  $N'$ : 柱の軸方向力 (kN)

$N_F$ : 基礎自重 (kN)

A: 基礎底面積 (m<sup>2</sup>)

F<sub>e</sub>: 許容地耐力度 (kN/m<sup>2</sup>)

基礎自重 N<sub>F</sub> は、通常コンクリート重量 (24kN/m<sup>3</sup>) と、土の重量 (16kN/m<sup>3</sup>) の中間の重量 20kN/m<sup>3</sup> とし、根入れ深さを φ とする下式で計算する。

$$N_F = 20 \times A \times \phi$$

許容地耐力度は、地質調査あるいは載荷試験によって決める。

(2) 基礎スラブの設計用応力

$$\frac{Q_F}{N'} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l-a}{l}$$

$$\frac{M_F}{N' \cdot a} = \frac{1}{8} \cdot \frac{(l-a)^2}{l \cdot a}$$

上式にそれぞれ N', N' · a を乗じて Q<sub>F</sub>, M<sub>F</sub> を求める。ここに Q<sub>F</sub>, M<sub>F</sub> は、柱面 AB 面のせん断力および曲げモーメントである。

また、「RC 規準」20 条図 20.7 を用いて、横軸に  $\frac{l}{a}$  をとり、グラフとの交点を縦軸に読めば  $\frac{Q_F}{N'}$ ,  $\frac{M_F}{N'a}$  が求まる。

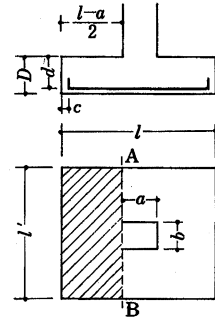


図 9.35

(3) パンチングシヤーに対する検討

右図の点線の長さを b<sub>0</sub> とすると

$$b_0 = 2(a+a') + \pi d$$

d: 基礎スラブの算定断面有効せい

b<sub>0</sub> によって囲まれる面積 (斜線部分) を A<sub>0</sub> とすると

$$A_0 = (a+d)(a'+d) - \left\{ d^2 - \left(\frac{d}{2}\right)^2 \pi \right\}$$

パンチングに対する設計用せん断力 Q<sub>pD</sub>

$$Q_{pD} = \frac{N'}{l \times l'} (l \times l' - A_0)$$

許容せん断力 Q<sub>pA</sub>

$$Q_{pA} = \alpha b_0 j f_s \quad \text{ここに } \alpha = 1.5 \text{ とする.}$$

$$Q_{pA} > Q_{pD}$$

### A. 基礎の記号および柱軸方向力

柱脚曲げモーメントは、すべて基礎梁に伝え、基礎は、直圧力のみによって設計する。

許容地耐力度 f<sub>e</sub> = 100 kN/m<sup>2</sup> (長期)

土および基礎の単位体積重量 20 kN/m<sup>3</sup>

根入れ深さ 1.2m

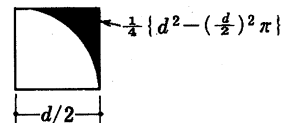
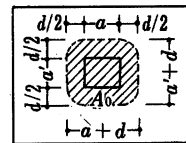


図 9.36

図中の数値は、GL位置の柱軸方向力を示す。ただし、基礎自重は含まない。

	219	351	340	268
	F <sub>4</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
5000				
	283	484	508	413
	F <sub>3</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>1</sub>
5000				
	161	303	370	283
	F <sub>4</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
	3500	6000	6000	

図 9.37 軸力図 (基礎)

B. 基礎スラブ断面算定

表 9.28

	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>		
柱符号	X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub>	X <sub>1</sub> Y <sub>2</sub>	X <sub>3</sub> Y <sub>0</sub>	X <sub>0</sub> Y <sub>2</sub>		
柱軸方向力 N' (kN)	508	351	283	219		
基礎自重 N <sub>F</sub> (kN)	162	127	96	82		
N = N' + N <sub>F</sub> (kN)	670	478	379	301		
l × l' (m)	2.6 × 2.6	2.3 × 2.3	2.0 × 2.0	1.9 × 1.8		
A (m <sup>2</sup> )	6.76	5.29	4.00	3.42		
N/A (kN/m <sup>2</sup> )	99.1 < 100	90.4 < 100	94.8 < 100	88.0 < 100		
l (mm)	2600	2300	2000	1900	1800	
a (mm)	500	500	500	500	400	
D, d (mm)	600, 520	600, 520	600, 520	600, 520	600, 520	
j (cm)	455	455	455	455	455	
l/a	5.2	4.6	4.0	3.8	4.5	
N'	508	351	283	219		
せん断	Q <sub>F</sub> /N' <sup>a</sup>	0.404	0.391	0.375	0.368	0.389
	Q <sub>F</sub>	205	137	106	81	85
	τ = Q <sub>F</sub> /l <sub>j</sub>	0.17 < 0.7	0.13 < 0.7	0.12 < 0.7	0.09 < 0.7	0.11 < 0.7
曲げ	M <sub>F</sub> /(N'·a) <sup>b</sup>	0.424	0.352	0.281	0.258	0.340
	M <sub>F</sub> (kN-m)	108	62	40	28	30
	a <sub>t</sub> = M <sub>F</sub> /(f <sub>t</sub> ·j)	1214	697	449	319	336
	鉄筋	10-D13	6-D13	4-D13	3-D13	3-D13
設計	D13@200	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	

a. 
$$\frac{Q_F}{N'} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l-a}{l}$$

b. 
$$\frac{M_F}{N' \cdot a} = \frac{1}{8} \cdot \frac{(l-a)^2}{l \cdot a}$$

(1) パンチングに対する検討

軸力の最も大きい F<sub>1</sub> について行う。

$$b_0 = 2(a + a') + \pi d = 4 \times 500 + 3.14 \times 520 = 3630 \text{ mm}$$

$$A_0 = (a + d)(a' + d) - \left\{ d^2 - \left( \frac{d}{2} \right)^2 \pi \right\}$$

$$= (500 + 520)^2 - 520^2 \left( 1 - \frac{3.14}{4} \right) = 982372 \text{ cm}^2 \doteq 0.98 \text{ m}^2$$

$$Q_{pD} = \frac{N'}{l \times l'} (l \times l' - A_0) = \frac{508}{2.62} \times (2.62 - 0.98) = 435 \text{ kN}$$

$$Q_{pA} = \alpha b_0 j f_s = 1.5 \times 3630 \times 455 \times 0.7 = 1734 \times 10^3 \text{ N}$$

∴  $Q_{pA} > Q_{pD}$  O.K.

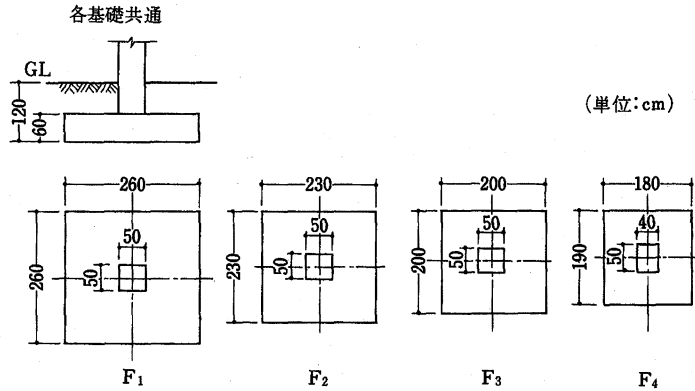


図 9.38

## 9.6 二次設計

採用したルートが②-3または③の場合には、一次設計ののち二次設計として図9.42の点線で囲んだ部分の各検討が必要である。ルート②-1, ②-2の場合には、建築物に令第88条1項に規定する地震力が作用したとき、各階に生ずる層間変形角の検討、柱・壁などの耐震要素のバランスに関する、各階の剛性率・偏心率の検討を行い、ルート②-3の場合には、さらに各部材の粘りに対する安全性の検討を行う。また、ルート③の場合には層間変形角の検討ののちに、保有水平耐力の検討を行う。

### 9.6.1 層間変形角

層間変形角を略算的に求めるには、水平荷重時ラーメン材の応力算定に用いたせん断力分布係数  $D$  値を用いて次式による。

$$r_n = \frac{\delta_n}{h_n} \leq 1/200$$

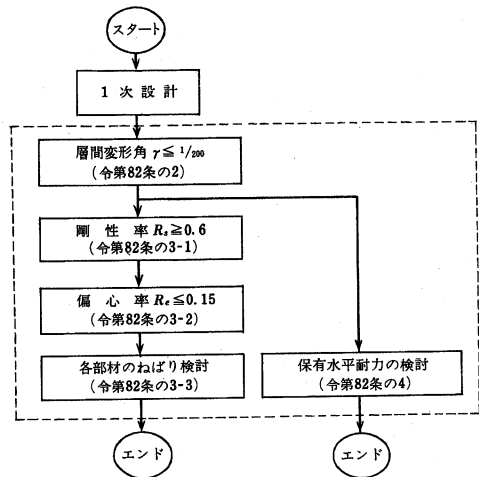


図 9.39 二次設計のフロー (点線内が二次設計)

$$\delta_n = \frac{Q}{\Sigma D} \times \frac{h_n^2}{12EK_0}$$

- 記号  $\delta_n$  : 当該階の層間変位  
 $Q$  : 令 88 条 1 に規定する当該階の地震層せん断力  
 $h_n$  : 当該階の階高  
 $K_0$  : 標準剛度  
 $\Sigma D$  : 当該階の柱・壁等の  $D$  値の和  
 $r_n$  : 層間変形角

表 9.29 層間変形角

方向	階	$\Sigma D$	$h_n$ (mm)	$12EK_0/h_n^2$ (kN/mm)	$\Sigma D \times$ $12EK_0/h_n^2$ (kN/mm)	$Q$ (kN)	$\delta_n$ (mm)	$r_n$	判定
x	2	4.79	3500	30.3	145	385	2.65	1/1320	< 1/200 OK
	1	6.23	3650	27.9	174	645	3.72	1/982	< 1/200 OK
y	2	17.71	3500	30.3	537	385	0.72	1/4880	< 1/200 OK
	1	31.93	3650	27.9	890	645	0.72	1/5035	< 1/200 OK

$$E = 2.17 \times 10^4 \text{ N/mm}^2, K_0 = 1.43 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

### 9.6.2 剛性率

剛性率は、計算しようとする方向につき、各階ごとに次式を用いて検討する。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s} \geq \frac{6}{10}$$

- 記号  $R_s$  : 各階の剛性率  
 $r_s$  : 各階の層間変形角の逆数

$$r_s = \frac{1}{r_n}$$

$\bar{r}_s$  : 当該建築物についての  $r_s$  の平均値

$$\bar{r}_s = \frac{\Sigma r_s}{n} \quad n \text{ は地上部分の階数}$$

表 9.30 剛性率

方向	階	$r_n$	$r_s$	$\bar{r}_s$	$R_s$	判定
x	2	1/1320	1320		1.15	> 0.6 OK
	1	1/982	982	1151	0.85	> 0.6 OK
y	2	1/4880	4880		0.98	> 0.6 OK
	1	1/5035	5035	4958	1.02	> 0.6 OK

### 9.6.3 偏心率

偏心率は、建築物の各方向・各階別に、つぎの順序で検討する。

(1) 各階の重心の位置を計算する.

$$g_X = \frac{\Sigma(N \cdot X)}{\Sigma N}$$

$$g_Y = \frac{\Sigma(N \cdot Y)}{\Sigma N}$$

記号  $N$ : 長期荷重による軸方向力  
 $X, Y$ : 部材の座標

(2) 各階の剛心の位置を計算する.

$$S_X = \frac{\Sigma(D_Y \cdot X)}{\Sigma D_Y}$$

$$S_Y = \frac{\Sigma(D_X \cdot Y)}{\Sigma D_X}$$

記号  $D_X$ :  $x$  方向の耐震要素の  $D$  値  
 $D_Y$ :  $y$  方向の耐震要素の  $D$  値

(3) 偏心距離  $e$  を求める.

$$e_X = |S_X - g_X|$$

$$e_Y = |S_Y - g_Y|$$

(4) 各階の剛心まわりのねじり剛性を計算する. 剛心まわりの計算になるので, 剛心を座標原点とする座標系を求める.

$\bar{X}$ : 剛心からの  $x$  方向の距離

$\bar{Y}$ : 剛心からの  $y$  方向の距離

剛心まわりのねじり剛性  $D_R$  は

$$D_R = \Sigma(D_x \bar{Y}^2) + \Sigma(D_y \bar{X}^2)$$

(5) 各階の  $x, y$  方向の弾力半径  $r_{eX}, r_{eY}$  を次式で求める.

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{D_R}{\Sigma D_x}} \quad r_{eY} = \sqrt{\frac{D_R}{\Sigma D_y}}$$

(6) 偏心率  $R_e$  の検討を行う.

$$R_{eX} = \frac{e_Y}{r_{eX}} \leq \frac{15}{100}$$

$$R_{eY} = \frac{e_X}{r_{eY}} \leq \frac{15}{100}$$

偏心率の検討を, 2 階について行う. 偏心距離は, 9.4.2 「ねじりによる分布せん断力の補正」に用いた値を利用する.

$$\Sigma(D_x \cdot \bar{Y}^2) = 1.55 \times 5.00^2 + 1.55 \times 5.00^2 = 77.50$$

$$\begin{aligned} \Sigma(D_Y \cdot \bar{X}^2) &= 4.16 \times 8.43^2 + 4.27 \times 4.93^2 + 1.58 \times 1.07^2 + 7.70 \times 7.07^2 \\ &= 786.10 \end{aligned}$$

$$D_R = \Sigma(D_X \cdot \bar{Y}^2) + \Sigma(D_Y \cdot \bar{X}^2) = 77.50 + 786.10 = 863.60$$

$$\Sigma D_X = 4.79, \Sigma D_Y = 17.71$$

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{D_R}{\Sigma D_X}} = \sqrt{\frac{863.60}{4.79}} = 13.43$$

$$r_{eY} = \sqrt{\frac{D_R}{\Sigma D_Y}} = \sqrt{\frac{863.60}{17.71}} = 6.98$$

$$R_{eX} = \frac{e_Y}{r_{eX}} = \frac{0.07}{13.43} = 0.005 < 0.15$$

OK

$$R_{eY} = \frac{e_X}{r_{eY}} = \frac{0.67}{6.98} = 0.096 < 0.15$$

OK

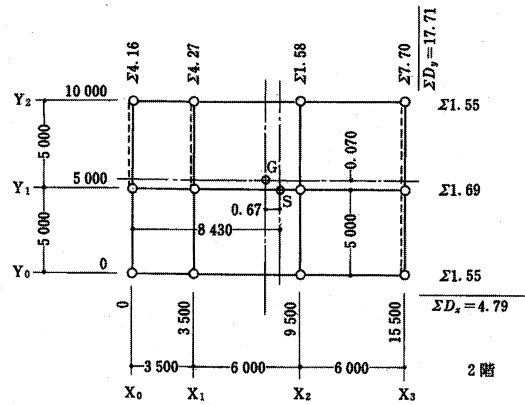


図 9.40

同様にして1階についても、いずれも 0.15 以下である。

### 9.6.4 令第 82 条の 3(各部材の粘り強さ)の検討

採用したルートがルート②-3 の場合には、昭 55 建告第 1791 号に基づき、柱降伏を先行させないこと、梁および柱をせん断破壊させないことを確認する。

#### (1) 梁降伏先行の確認

最上階柱頭と最下階柱脚以外は、梁の降伏を柱に先行させる必要がある。各柱・梁のフェース位置での終局モーメントから節点位置の終局モーメントを求め、各節点ごとに梁降伏先行であることを確認する。本例では後述する保有水平耐力の算定を行うときに崩壊型の確認を行っているのでここでは省略する。

#### (2) せん断設計用せん断力

$$Q_{Dc} = Q_L + \phi Q_M$$

記号

$Q_L$ : 長期荷重によるせん断力。ただし柱の場合には、原則として 0 としてよい。

$Q_M$ : 構造体が、水平力の作用によってメカニズムに達するときのせん断力

$\phi$ : せん断設計用の割増し係数で、1.1 以上の値とする。

$$Q_{SAL} \geq Q_{Dc}$$

$Q_{SAL}$ : 「RC 規準」に定められた短期せん断許容耐力等による

$$\text{梁 } Q_{SAL} = bj\{\alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}$$



$$\alpha = \frac{4}{M/(Qd) + 1} \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

$$\text{柱 } Q_{SAL} = bj\{f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}$$

- 記号  $f_s$ : コンクリートの許容せん断応力度  
 $_w f_t$ : あばら筋のせん断補強用許容引張応力度  
 $p_w$ : あばら筋比  $p_w = a_w / (bx)$   
 $a_w$ : 1組のあばら筋の断面積  
 $x$ : あばら筋の間隔

柱・梁の曲げ強度の計算は、つぎの各項による。

- (i) 鋼材の強度は、基準強度の 1.1 倍の値とする。  
(ii) 梁の曲げ強度は、梁側面より 1m の範囲内のスラブ筋を、梁の引張鉄筋に加算する。  
(iii) 柱の曲げ強度を計算するときの柱軸方向力は、一般に、内柱では一次設計用の柱軸方向力としてよいが、外柱は、各階の梁の降伏時せん断力の和から求まる値によるか、または、1 次設計用地震力による柱軸方向力の 2 倍の値を、長期軸方向力に加算した値とする。  
(iv) 梁・柱の降伏曲げモーメントの算定は、次式による。

$$\text{梁: } M_y = 0.9 a_t \sigma_y d$$

$$\text{柱: } M_y = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \left( \frac{N}{bD} \leq 0.4 F_c \text{ のとき} \right)$$

- 記号  $a_t$ : 引張鉄筋断面積 ( $\text{mm}^2$ )  
 $\sigma_y$ : 引張鉄筋の降伏点強度  $\times 1.1$  ( $\text{N/mm}^2$ )  
 $d$ : 梁の有効せい ( $\text{mm}$ )  
 $D$ : 柱断面のせい ( $\text{mm}$ )  
 $F_c$ : コンクリートの圧縮に対する材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )  
 $N$ : 柱軸方向力 (N)

A. 梁 (Y<sub>1</sub> 通り)

表 9.31 セン断力に対する検討

		<sup>R</sup> G <sub>1</sub>		<sup>2</sup> G <sub>1</sub>		<sup>R</sup> G <sub>2</sub>		<sup>2</sup> G <sub>2</sub>	
		外	内	外	内	左	右	左	右
寸法	$b \times D$ (mm)	350 × 450		350 × 450		350 × 60		35 × 600	
	$d$ (mm)	390	341	390	341	540	473	540	473
	$l_0$ (mm)	3050		3050		5500		5500	
配筋	上	2-D19	2-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19	4-D19	4-D19
	下	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19
$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	上 梁	574	574	861	1148	861	861	1148	1148
	スラブ	713	713	713	713	713	713	713	713
	下	574	574	861	861	861	861	861	861
$M_y$ (kN-m)	上	147	147	179	212	248	248	293	293
	下	65	65	98	98	136	136	136	136
$\Sigma M_y / l_0$		70		102		70		78	
$Q_L$		21		13		40		51	
$Q_L + \phi \Sigma M_y / l_0$ ( $\phi = 1.1$ )		98		125		111		137	
$M/(Qd)$		4.1		4.7		4.2		4.2	
$\alpha$		1.0		1.0		1.0		1.0	
$ab j f_s$		125		125		173		173	
$p_w$		2-D10@200		2-D10@200		2-D10@200		2-D10@200	
		0.0020		0.0020		0.0020		0.0020	
$b j \{0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}$		0		0		0		0	
$Q_{SAL}$		125 > 91		101 > 125		173 > 106		173 > 125	
判定		OK		OK		OK		OK	

B. 柱 (Y<sub>1</sub> 通り)

表 9.32 セン断力に対する検討

	X <sub>2</sub>				X <sub>0</sub>			
	2C <sub>1</sub>		1C <sub>1</sub>		2C <sub>3</sub>		1C <sub>3</sub>	
$b \times D$ (mm)	500 × 500		500 × 500		500 × 400		500 × 400	
$d_j$ (mm)	440	385	440	385	340	298	340	298
$h_0$ (mm)	2900		2900		3050		3050	
配筋	3-D19		3-D19		3-D19		3-D19	
$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	861		861		861		861	
$0.8 a_t \sigma_y D$	112		112		89		89	
$N_L$ (kN)	215		496		114		254	
$N_E$ (kN)	2		5		70*		158*	
$N_S$ (kN)	217		501		184		412	
$N_s / bD$	0.87		2.00		0.92		2.06	
$0.5ND(1 - N / bDF_c)$	52		113		35		74	
$M_y$ (kN-m)	164		225		124		163	
$\phi \Sigma M_y / h_0$	124		170		89		118	
$b j f_s$	202		202		157		157	
帯筋	2-D10@100		2-D10@100		2-D10@100		2-D10@100	
$p_w$ (%)	0.286		0.286		0.286		0.286	
$Bj\{0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}$	24		24		19		19	
$Q_{SAL}$	226 > 124		226 > 170		176 > 89		176 > 118	
判定	OK		OK		OK		OK	

\* G<sub>1</sub> の曲げ降伏時せん断力の和

以上の検討の他に、下記の規定を満足するように設計することが望ましい。

柱の条件  $\sigma_0 / F_c$  の上限 0.35  
 $p_t$  の上限 0.8%  
 $p_w$  の下限 0.3%

ここに、 $\sigma_0$  : 柱の軸方向力を内柱では長期荷重時軸力、外柱では長期荷重時軸力に梁の曲げ降伏時せん断力を加算した値を用いた柱軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリート材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_t$  : 引張鉄筋比

$\tau_u$  : 曲げ破壊時せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : 帯筋比

本例では、 $p_w \geq 0.3\%$  を満足していないが、以下で保有水平耐力の確認を行っているので問題ないとした。

### 9.6.5 保有水平耐力の算定 (令第82条の4)

採用したルートがルート③の場合には、保有水平耐力の算定を行う。

(1) 柱・梁の曲げ強度を、次式を用いて算出する。

$$\text{梁} : M_y = 0.9a_t\sigma_y d$$

$$\text{柱} : M_y = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad \left( \frac{N}{bD} \leq 0.4F_c \text{ のとき} \right)$$

記号  $a_t$  : 引張鉄筋断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_y$  : 引張鉄筋の降伏点強度  $\times 1.1$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$d$  : 梁の有効せい ( $\text{mm}$ )

$D$  : 柱断面のせい ( $\text{mm}$ )

$F_c$  : コンクリートの圧縮に対する材料強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$N$  : 柱軸方向力 ( $\text{N}$ )

(i) 材料強度

$$\text{SD295A} \quad \sigma_y = 1.1 \times 295 = 325 \text{ N}/\text{mm}^2$$

$$\text{コンクリート} \quad F_c = 21 \text{ N}/\text{mm}^2$$

(ii) 梁の引張鉄筋断面積

梁にとりつくスラブの鉄筋は、有効幅内の上端筋を考慮する。

$$x \text{ 方向片側} \quad a = 4650, \quad l = 6000$$

$$b_a = 0.11 = 600\text{mm} \quad (a \geq 0.5l)$$

$$\text{上端筋 3-D10, } a_t = 214\text{mm}^2$$

$$a = 4650, \quad l = 3500$$

$$b_a = 0.11 = 350\text{mm} \quad (a \geq 0.5l)$$

$$\text{上端筋 2-D10, } a_t = 143\text{mm}^2$$

$$y \text{ 方向片側} \quad a = 5650, \quad l = 5000$$

$$b_a = 0.11 = 500\text{mm} \quad (a \geq 0.5l)$$

$$\text{上端筋 3-D10, } a_t = 214\text{mm}^2$$

(iii) 柱の軸方向力は、内柱では長期荷重時軸力を、外柱では、長期荷重時軸力に、梁の曲げ降伏時せん断力 ( $\Sigma M_u$ )/ $l_0$  による軸力を加減した値を用いる。

(2) 算出した柱・梁の曲げ強度は、部材フェース位置の値なので、節点位置の値に直す。

$$M'_u = M_u + \frac{\Sigma M_u}{l_0} \times \Delta l$$

梁における鉛直荷重の影響は、無視する。

(3) 梁・柱の節点でのモーメントの振り分けは、下記によって行う。

- (i) 柱にヒンジを生ずる節点では、そのモーメントを左右の梁に 2 等分する。
- (ii) 梁にヒンジを生ずる節点では、そのモーメントを 1 次設計の水平力による曲げモーメントに比して表 9.33 の分配率で分配する。

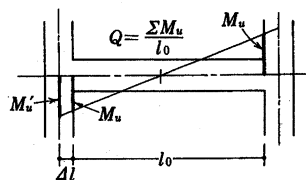


図 9.41

表 9.33

階	位置	一次設計用 層せん断力 Q (t)	階高 h (mm)	反曲点高比* (1-y) <sub>上</sub> (y) <sub>下</sub>	$Qh_{(1-y)}$ $Qh_y$	分配率
2	柱脚	385	3500	0.45(1.58)	608	0.377 → 0.40
1	柱頭	665	3650	0.40(1.46)	971	0.623 → 0.60

\*反曲点高比は、2 階 y=0.45、1 階 y=0.60 と仮定する。

(4) 当該階のラーメン部分の保有水平耐力は、次の式で求められる。

$$Q_c = \frac{\Sigma M_{u0上} + \Sigma M_{u0下}}{h}$$

記号  $M_{u0上}$  : 崩壊メカニズム時の柱頭の曲げモーメント

$M_{u0下}$  : 崩壊メカニズム時の柱脚の曲げモーメント

h : 当該階の階高

(5) 耐震壁の保有水平耐力算定は、下記によって行う。

- (i) 壁の水平力分布は、一次設計用せん断力分布が、下記のようなになるので等分布と仮定する。

表 9.34

階	Q	P	P/P <sub>2</sub>
2	88	88	1.0
1	167	79	0.9 → 1.0

(ii) 壁に連続する面内の境界梁および直交梁は、曲げ終局状態にあるものと仮定する。

(iii) 壁の保有水平耐力は、1 階壁脚部が曲げ降伏した場合と、壁基礎の回転できまる場合の水平力を比較して、その小さい値による。この場合、壁圧縮側基礎に破壊が生じないようにする。

(6) 保有水平耐力は、x 方向のラーメンに対しては節点振り分け法によって求め、y 方向の壁を含むラーメンに対しては、仮想仕事法によって求める。

(7) 必要保有水平耐力は、つぎの式によって与えられる。

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

記号  $Q_{un}$  : 各階の必要保有水平耐力

$D_s$  : 各階の構造特性係数

本例題では、すべての部材を靱性のランク I で設計することを目標とする。

x 方向  $D_s = 0.3$  (梁降伏メカニズムを前提として)

y 方向  $D_s = 0.4$   $\beta_u > 0.7$  のため

$F_{es}$  : 各階の形状係数

$Q_{ud}$  : 地震力によって各階に生ずる水平力

(8) 保有水平耐力の確認を行う。

$$\Sigma Q_u \geq Q_{un}$$

記号  $\Sigma Q_u$  : 各階のラーメンおよび壁の有する保有水平耐力の総和

$Q_{un}$  : 必要保有水平耐力

## A. 梁の終局モーメント算定

表 9.35

		Y <sub>1</sub> 通り								
		R <sup>G</sup> <sub>1</sub>		2 <sup>G</sup> <sub>1</sub>		F <sup>G</sup> <sub>1</sub>		R <sup>G</sup> <sub>2</sub>		
位置		X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>	X <sub>0</sub>	X <sub>1</sub>	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	
$b \times D$ (mm)		350 × 450		350 × 450		350 × 800		350 × 600		
$d$ (mm)		385		385		735		535		
$\Delta l$ $l_0$ $\Delta l$ (mm)		200	3050	250	200	3050	250	200	3050	250
配筋	上	2-D19	2-D19	3-D19	4-D19	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19	
	下	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19	
$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	上	574	574	861	1148	574	574	861	861	
	スラブ	285	285	285	285	-	-	428	428	
	下	574	574	861	861	574	574	861	861	
$M_u$ (kN-m)	上	97	97	129	161	123	123	246	246	
	下	65	65	97	97	123	123	135	135	
$\Sigma M_u / l_0$ (kN)		53		→ 85	← 74	81		69		
$M'_u$ (kN-m)	上	107	110	144	182	139	143	217	217	
	下	75	78	114	115	139	143	150	150	

		Y <sub>1</sub> 通り							
		2 <sup>G</sup> <sub>2</sub>		F <sup>G</sup> <sub>2</sub>		R <sup>G</sup> <sub>3</sub>		2 <sup>G</sup> <sub>3</sub>	
位置		X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>
$b \times D$ (mm)		350 × 600		350 × 900		350 × 600		350 × 600	
$d$ (mm)		535		835		535		535	
$\Delta l$ $l_0$ $\Delta l$ (mm)		250	5500	250	5500	250	5500	250	5500
配筋	上	4-D19	4-D19	2-D19	2-D9	3-D19	3-D19	4-D19	5-D19
	下	3-D19	3-D19	2-D19	2-D9	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19
$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	上	1148	1148	574	574	861	861	1148	1435
	スラブ	428	428	-	-	428	428	428	428
	下	861	861	574	574	861	861	861	1148
$M_u$ (kN-m)	上	246	246	140	140	201	201	246	291
	下	135	135	140	140	135	135	135	179
$\Sigma M_u / l_0$ (kN)		69		51		61		→ 77	← 77
$M'_u$ (kN-m)	上	264		153		217		266	310
	下	152		153		150		154	199

		Y <sub>1</sub> 通り		X <sub>2</sub> 通り					
		F <sup>G</sup> <sub>3</sub>		R <sup>G</sup> <sub>5</sub>		2 <sup>G</sup> <sub>5</sub>		F <sup>G</sup> <sub>5</sub>	
位置		X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	Y <sub>0</sub>	Y <sub>1</sub>	Y <sub>0</sub>	Y <sub>1</sub>	Y <sub>0</sub>	Y <sub>1</sub>
$b \times D$ (mm)		350 × 900		350 × 600		350 × 600		350 × 900	
$d$ (mm)		835		520		520		820	
$\Delta l$ $l_0$ $\Delta l$ (mm)		250	5500	250	4500	250	4500	250	4500
配筋	上	2-D19	3-D19	3-D19	4-D19	4-D19	5-D19	2-D19	2-D19
	下	2-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	2-D19	2-D19
$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	上	861	574	861	1148	1148	1435	574	574
	スラブ	-	-	285	285	285	285	-	-
	下	861	574	861	861	861	1148	574	574

		Y <sub>1</sub> 通り		X <sub>2</sub> 通り					
		F <sup>G</sup> <sub>3</sub>		R <sup>G</sup> <sub>5</sub>		2 <sup>G</sup> <sub>5</sub>		F <sup>G</sup> <sub>5</sub>	
M <sub>u</sub> (kN-m)	上	210	140	174	218	218	261	137	137
	下	210	140	131	131	131	174	137	137
Σ M <sub>u</sub> / l <sub>0</sub> (kN)		64		→ 77	← 68	→ 87	← 87	61	
M <sub>u</sub> ' (kN-m)	上	226	156	191	237	239	283	153	
	下	226	156	150	148	153	196	153	

B. 柱の終局モーメント算定

表 9.36

通り番号	Y <sub>1</sub> 通り							
符号	2 <sup>C</sup> <sub>3</sub>		1 <sup>C</sup> <sub>3</sub>		2 <sup>C</sup> <sub>1</sub>		1 <sup>C</sup> <sub>1</sub>	
	Y <sub>1</sub> X <sub>0</sub>		Y <sub>1</sub> X <sub>0</sub>		Y <sub>1</sub> X <sub>1</sub>		Y <sub>1</sub> X <sub>1</sub>	
b × D (mm)	500 × 400		500 × 400		500 × 500		500 × 500	
Δh (mm)	150		300		300		300	
h <sub>0</sub> (mm)	3050		2750		2900		2750	
Δh (mm)	300		450		300		450	
引張筋	3-D19		3-D19		3-D19		3-D19	
a <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )	861		861		861		861	
第1項	89		89		112		112	
N <sub>L</sub> (kN)	114		254		183		454	
方向	→ ←		→ ←					
N <sub>E</sub> (kN)	-53	+53	-137	+127	-		-	
N <sub>s</sub> (kN)	61	167	127	391	183		454	
N <sub>s</sub> bD (N/mm <sup>2</sup> )	0.31	0.83	0.64	1.96	0.73		1.82	
第2項	12	32	25	71	44		104	
M <sub>u</sub> (kN-m)	101	121	114	160	156		215	
Σ M <sub>u</sub> / h <sub>0</sub> (kN)	67	80	83	117	108		157	
M <sub>u</sub> ' <sub>下</sub>	111	133	139	195	188		262	
M <sub>u</sub> ' <sub>上</sub>	121	145	151	213	188		286	

通り番号	Y <sub>1</sub> 通り							
符号	2 <sup>C</sup> <sub>1</sub>		1 <sup>C</sup> <sub>1</sub>		2 <sup>C</sup> <sub>2</sub>		1 <sup>C</sup> <sub>2</sub>	
	Y <sub>1</sub> X <sub>2</sub>		Y <sub>1</sub> X <sub>2</sub>		Y <sub>1</sub> X <sub>3</sub>		Y <sub>1</sub> X <sub>3</sub>	
b × D (mm)	500 × 500		500 × 500		500 × 500		500 × 500	
Δh (mm)	300		300		300		300	
h <sub>0</sub> (mm)	2900		2750		2900		2750	
Δh (mm)	300		450		300		450	
引張筋	3-D19		3-D19		3-D19		3-D19	
a <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )	861		861		861		861	
第1項	112		112		112		112	
N <sub>L</sub> (kN)	215		496		167		370	
方向					→ ←		→ ←	
N <sub>E</sub> (kN)	-		-		+61	-61	+138	-138



通り番号	Y <sub>1</sub> 通り					
N <sub>s</sub> (kN)	215	496	228	106	232	508
N <sub>s</sub> bD (N/mm <sup>2</sup> )	0.86	1.98	0.91	0.42	0.93	2.03
第2項	52	112	55	26	55	115
M <sub>u</sub> (kN-m)	163	224	166	138	167	227
ΣM <sub>u</sub> /h <sub>0</sub> (kN)	113	163	115	95	122	165
M <sub>u</sub> ' <sub>下</sub>	197	273	201	166	204	276
M <sub>u</sub> ' <sub>上</sub>	197	297	201	166	222	301

通り番号	X <sub>2</sub> 通り							
	2C <sub>1</sub>		1C <sub>1</sub>		2C <sub>1</sub>		1C <sub>1</sub>	
	X <sub>2</sub> Y <sub>0</sub>		X <sub>2</sub> Y <sub>0</sub>		X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub>		X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub>	
b × D (mm)	500 × 500		500 × 500		500 × 500		500 × 500	
Δh (mm)	300		300		300		300	
h <sub>0</sub> (mm)	2900		2750		2900		2750	
Δh (mm)	300		450		300		450	
引張筋	3-D19		3-D19		3-D19		3-D19	
a <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )	861		861		861		861	
第1項	112		112		112		112	
N <sub>L</sub> (kN)	160		354		215		496	
方向	→ ←		→ ←					
N <sub>E</sub> (kN)	-77	+68	-165	+155	-		-	
N <sub>s</sub> (kN)	92	237	199	519	215		496	
N <sub>s</sub> bD (N/mm <sup>2</sup> )	0.37	0.95	0.80	2.07	0.86		1.98	
第2項	23	57	48	117	52		112	
M <sub>u</sub> (kN-m)	134	168	160	229	163		224	
ΣM <sub>u</sub> /h <sub>0</sub> (kN)	93	116	116	166	113		163	
M <sub>u</sub> ' <sub>下</sub>	162	203	194	278	197		273	
M <sub>u</sub> ' <sub>上</sub>	162	203	212	303	197		297	

C. 柱・梁終局モーメント一覧 (節点位置)

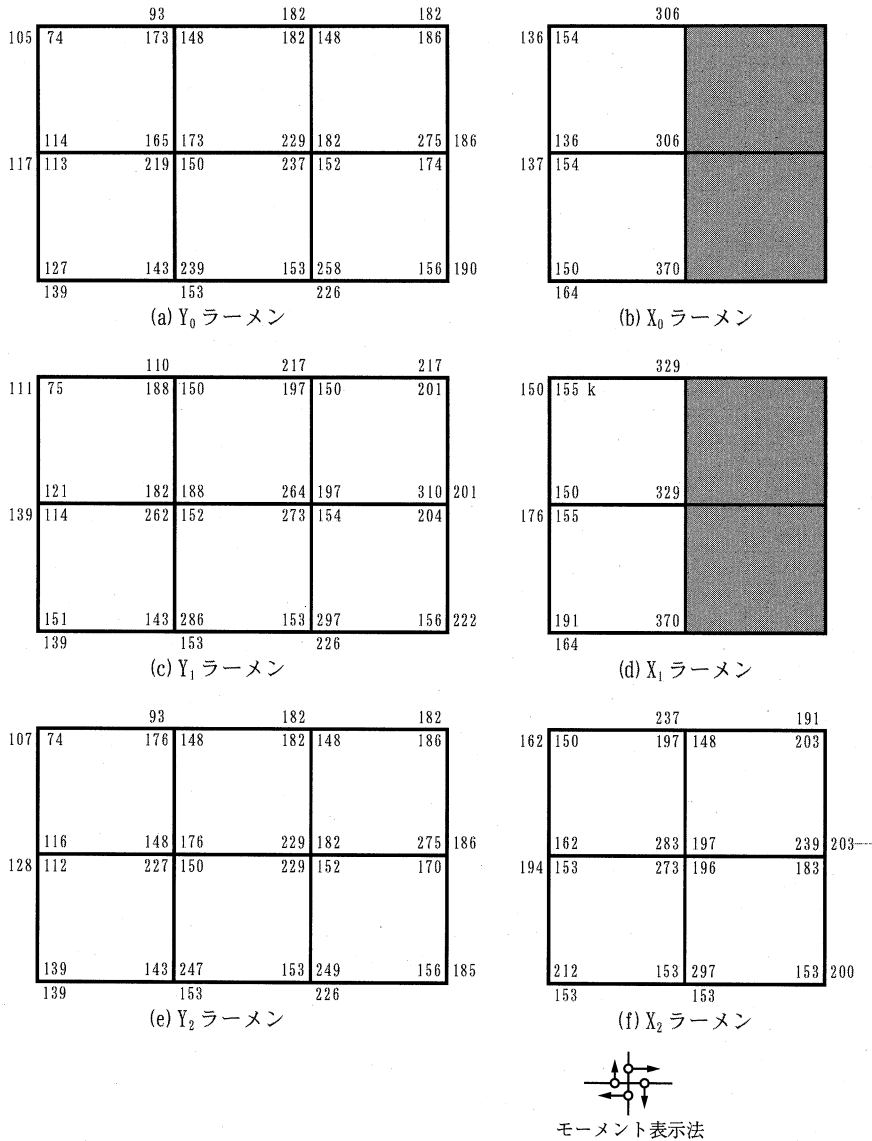


図 9.42 柱・梁終局モーメント

D. x 方向ラーメンの崩壊形と崩壊時応力 (節点振り分け法)

求め方の順序

- (1) 節点に集まる柱の曲げ耐力の和と、梁の曲げ耐力の和とを比較し、その小さい方の部材に降伏ヒンジを設定する。

- (2) 柱の方にヒンジが生じた場合は、柱の耐力和の 1/2 ずつを梁に分配する。この場合、分配モーメントが一方の梁の降伏モーメントを超える場合は、残りの分をもう一方の梁のモーメントに加える。
- (3) 梁の方にヒンジが生じた場合は、梁の耐力和を表 9.33 で求めた分配率に従って柱の柱頭・柱脚に分配する。この場合も、分配したモーメントが、柱の降伏モーメントを超える場合は、残りのモーメントをもう一方の柱のモーメントに加える。
- (4) 柱の柱頭・柱脚のモーメントを加えて階高で除した値（柱のせん断力）を、柱全数について加え合わせたものが保有水平耐力である。

【例】 Y<sub>1</sub> ラーメンの X<sub>2</sub> 通りについて説明する。

- (1) 節点に集まる柱の耐力の和と梁の耐力の和を比較する。

梁の耐力和 柱の耐力和

A 節点  $217 + 150 = 367 > 197$

B 節点  $264 + 154 = 418 < 197 + 273 = 470$

C 節点  $153 + 226 = 379 > 297$

- (2) 耐力の和の小さい部材に降伏ヒンジを設定する。したがって、A 節点は柱に、B 節点は梁に、C 節点は柱に降伏ヒンジを設定する [図 9.44]。

- (3) A 節点は、柱にヒンジが生ずるので、その値の 1/2 ずつを梁に分配する。ただし、分配したモーメントが梁の耐力を超えることはできない。片側の梁が耐力に達している場合は、その位置にもヒンジが発生するので、残りの耐力は反対側の梁が負担することになる。

左梁  $197 \times \frac{1}{2} = 99 < 217$

右梁  $197 \times \frac{1}{2} = 99 < 150$

- B 節点は梁にヒンジが生ずるので、梁の耐力の和を表 9.33 の分配率によって 2 階の柱脚と 1 階の柱頭に分配する。この場合も分配モーメントが、柱の耐力を超えてはならない。柱の場合も梁の場合と同様、耐力に達している場合は、その位置にもヒンジが発生し、残りの耐力は反対側の柱が負担することになる。

2 階柱脚  $(264 + 154) \times 0.4 = 167 < 197$

1 階柱頭  $(264 + 154) \times 0.6 = 251 < 273$

- (4) 柱頭・柱脚のモーメントを加えて、階高で除す。

2 階  $\frac{197 + 167}{3.50} = 104 \text{ kN}$

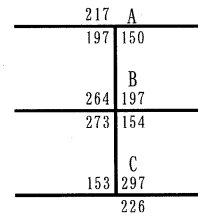


図 9.43

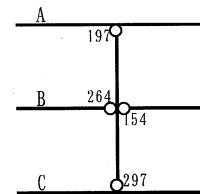


図 9.44

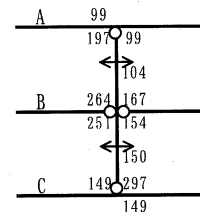


図 9.45

1階  $\frac{251 + 297}{3.65} = 150 \text{ kN}$

各階の保有水平耐力はつぎのとおりである (図 9.46). (→方向加力時)

2階  $\Sigma Q_u = 298 + 323 + 297 = 918 \text{ kN}$

1階  $\Sigma Q_u = 392 + 434 + 392 = 1218 \text{ kN}$

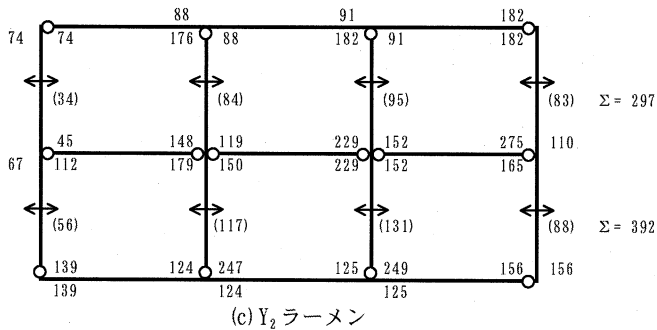
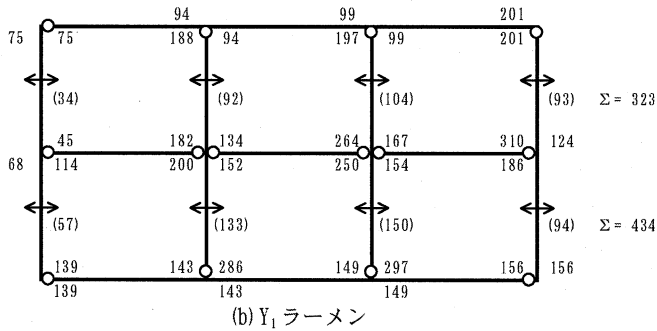
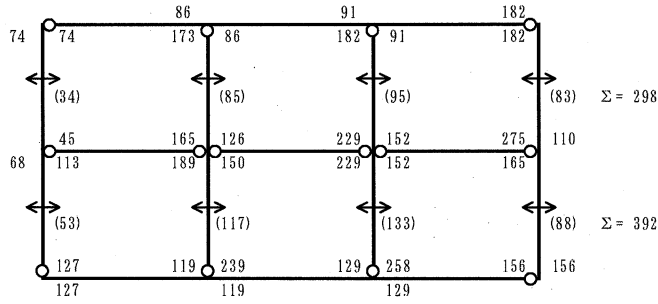


図 9.46 x 方向ラーメンの崩壊形と崩壊時節点モーメント

同様に←方向加力時は以下の通りとなる.

2階  $\Sigma Q_u = 891 \text{ kN}$     1階  $\Sigma Q_u = 1200 \text{ kN}$

**E. y 方向ラーメンの崩壊型と崩壊応力 (仮想仕事による法)**

求め方の順序

- (1) 節点振り分け法の場合と同じように、梁・柱の曲げ耐力を求めて、その和の小さい方を節点の降伏モーメントとする。
- (2) 地震力による水平外力の分布を適切に仮定し、その外力による1層柱脚部の全モーメント  $M_E$  を求める。本例題では、外力の分布を一次設計用せん断力分布より等分布と仮定する。このほかに、有壁ラーメンの場合は、壁の持ち上がりに対する建物重量による仕事を考える。X<sub>0</sub> ラーメンを例にとれば、Y<sub>1</sub> 通りの柱が持ち上げられている効果を考え、柱の軸方向力が上向きの変位をするので、その両者の積をマイナスの仕事とする。
- (3) フレームの全節点における節点降伏モーメントの総和  $\Sigma M_y$  を求める。有壁ラーメンの場合は、壁に直交するラーメンの降伏ヒンジのなす仕事と、壁脚部の降伏ヒンジのなす仕事を加える。
- (4)  $M_E$  と  $\Sigma M_y$  とを等置して、単位の外力Pを求めると、その結果から各層の保有水平耐力  $Q_u$  が求まる。

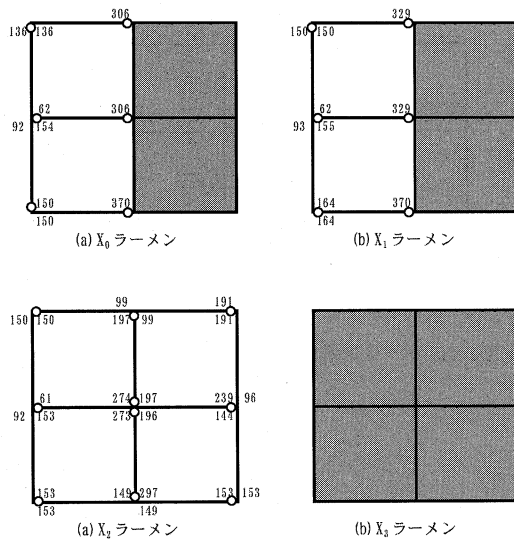


図 9.47 節点の降伏モーメント

y 方向ラーメンのうち、X<sub>0</sub>、X<sub>1</sub>、X<sub>3</sub> ラーメンは耐力壁を有するので、この場合の保有水平耐力の求め方を、X<sub>1</sub> ラーメンについて説明し他のラーメンは結果のみを示す。

(A) 耐力壁を有するラーメンの保有水平耐力 (X<sub>1</sub> ラーメン)

i) 壁脚部の曲げ降伏で決まる場合

外力のなす仕事

$$\text{水平力: } P \times 3.65 \theta + P \times (3.65 + 3.50) \theta = 10.80 P \theta$$

建物重量: 基礎梁上端までの軸方向力

$$- 484 \times 5.00 \theta = - 2420 \theta$$

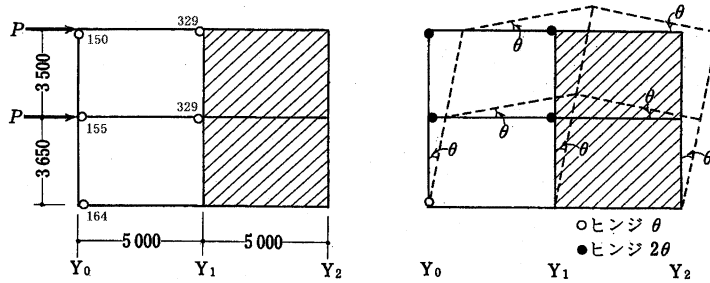


図 9.48  $X_1$  ラーメン壁降伏

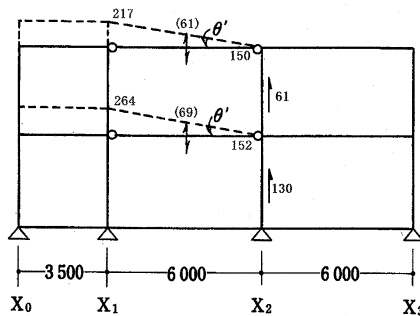


図 9.49  $X_0, X_1$  ラーメン壁降伏時の直交ラーメン ( $Y_1$  ラーメン)

内力のなす仕事

$$\Sigma M_y \theta = (150 + 155 + 329 + 329) \times 2\theta + 164\theta = 2090\theta$$

直交ラーメンによる仕事としては、耐力壁が  $X_0$  通りと  $X_1$  通りが並行しているので  $X_0, X_1$  間の梁にヒンジ抵抗は生じないが、 $X_1, X_2$  間の梁にヒンジ抵抗が生ずる。この場合  $X_2$  通りの柱が持ち上がらないための検討をする。本例では 1 階柱の浮き上がり力 130 kN に対して、長期荷重時軸力が 508 kN であるから持ち上がらない。

$$\Sigma M_y \theta' = (217 + 264 + 150 + 152) \times \frac{5.0}{6.0} \theta = 653\theta$$

壁脚部の鉄筋引張力のなす仕事

柱  $C_1$  の鉄筋 (8-D19)  $a_t = 2296 \text{ mm}^2$ ,  $\sigma_y = 295 \times 1.1 = 325 \text{ N/mm}^2$

壁の縦筋 (2-D13@200)  $a_w = 254 \times 4500 / 200 = 5715 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \Sigma T\delta &= a_t \sigma_y \delta + a_w \sigma_y \frac{\delta}{2} = 2296 \times (325 / 1000) \times 5.0\theta + 5715 \times (325 / 1000) \times 2.50\theta \\ &= 8374\theta \end{aligned}$$

仮想仕事の原理により以上を等置する.

$$10.80P\theta - 2420\theta = 2090\theta + 653\theta + 8374\theta$$

$$\therefore P = 13537\theta / 10.80\theta = 1253 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 1253 \text{ kN}, Q_1 = 2506 \text{ kN}$$

ii) 壁基礎の浮き上がりで決まる場合

外力のなす仕事

基礎の浮き上がるときの壁にかかるせん断力を、基礎梁の重心高さ位置のモーメントより求める.

$$\text{水平力: } P \times 3.65\theta + P \times (3.65 + 3.50)\theta = 10.80P\theta$$

建物重量: 基礎と基礎梁の自重を加算する.

$$N = \text{柱軸方向力} + \text{基礎自重} + \text{基礎梁自重}$$

$$-(484 + 162 + 34) \times 5.00\theta = -3400\theta$$

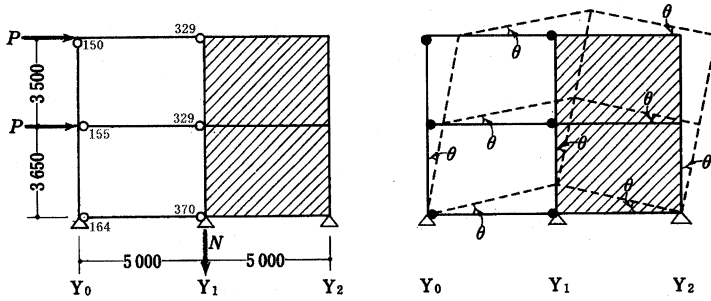


図 9.50 X<sub>1</sub> ラーメン壁浮き上がり

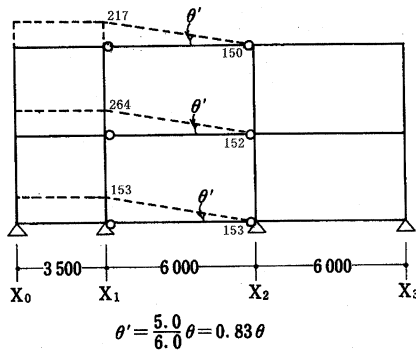


図 9.51 X<sub>0</sub>, X<sub>1</sub> ラーメン壁浮き上がり時の直交ラーメン (Y<sub>1</sub> ラーメン)

内力のなす仕事

$$\Sigma M_y \theta = (150 + 155 + 164 + 329 + 329 + 370) \times 2\theta = 2994\theta$$

直交ラーメンによる仕事

$$\Sigma M_y \theta' = (217 + 264 + 153 + 150 + 152 + 153) \times \frac{5.00}{6.00} \theta = 908\theta$$

仮想仕事の原理により

$$10.80 P\theta - 3400 \theta = 2994 \theta + 908 \theta$$

$$\therefore P = 7,302 \theta / 10.80 \theta = 676 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 676 \text{ kN}, Q_1 = 1,352 \text{ kN}$$

iii) 壁の圧縮側基礎耐力でさまる場合

支持地盤の極限支持力を長期許容地耐力の3倍とする.

$$\text{極限支持力} = 3 \times 100 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{基礎の終局耐力 } R = 300 \times 2.3 \times 2.3 = 1587 \text{ kN}$$

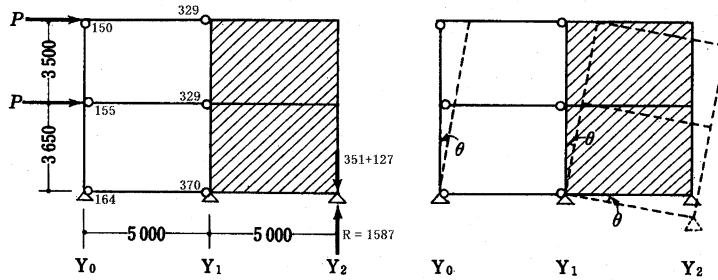


図 9.52 壁圧縮側基礎の沈下による回転

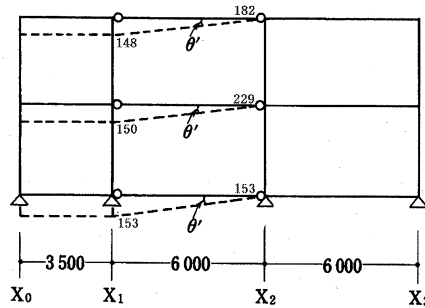


図 9.53  $X_0, X_1$  ラーメン壁の基礎沈下による回転時直交ラーメン ( $Y_2$  ラーメン)

外力のなす仕事

$$\text{水平力: } P \times 3.65 \theta + P \times (3.65 + 3.50) \theta = 10.80 P \theta$$

建物重量: 基礎の自重を加算する.

$$(351 + 127) \times 5.00 \theta = 2390 \theta$$

$$\text{基礎耐力: } -1587 \times 5.00 \theta = -7935 \theta$$

内力のなす仕事

$$\Sigma M_y \theta = (150 + 155 + 164 + 329 + 329 + 370) \times \theta = 1168 \theta$$

直交ラーメンによる仕事



$$\Sigma M_y \theta' = (148 + 150 + 153 + 182 + 229 + 153) \times \frac{5.00}{6.00} \theta = 846 \theta$$

仮想仕事の原理により

$$10.80 P \theta - 2390 \theta - 7935 \theta = 1497 \theta + 846 \theta$$

$$\therefore P = 7888 \theta / 10.80 \theta = 730 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 730 \text{ kN}, Q_1 = 1460 \text{ kN}$$

iv) 1 階壁のせん断強度

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (QD) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e j$$

記号  $Q_{wsu}$  : 耐力壁のせん断強度 (N)

$b_e$  : I 形断面を長さ と断面積が等しい等価長方形に置き換えたときの幅 (mm)

$$A_g = a \times b \times 2 + (l - a) \times t$$

$$b_e = A_g / D$$

$D$  : 耐力壁の全長 (mm)

$d$  : I 形断面の場合  $(D - \frac{D_c}{2})$ ,  $D_c$  は圧縮側柱断面せい

$$d = D - \frac{a}{2}$$

$j$  :  $(7/8) \times d$  (mm)

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比 (%) =  $100 \times a_t / (b_e d)$ ,  $a_t$  は引張側柱内の主筋断面積

$p_{wh}$  :  $b_e$  を厚さと考えたときの水平せん断補強筋比

$$p_{wh} = a_t / (b_e x)$$

$a_t$  は水平せん断補強筋の鉄筋断面積

$x$  は水平せん断補強筋の間隔

$\sigma_{wh}$  : 水平せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_0 = N / A_g$$

$N$  は壁の基礎梁上端位置における軸方向力, I 形断面の場合は両端柱軸方向力の和

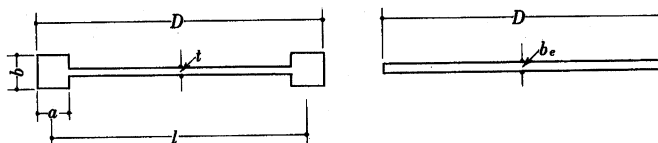


図 9.54

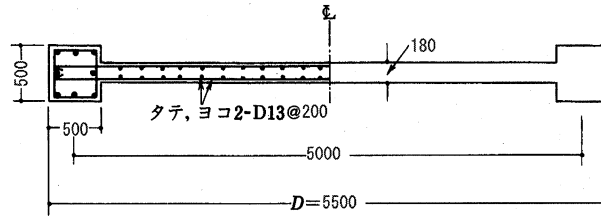


図 9.55 X<sub>1</sub> 通りの耐震壁断面

$$A_g = 50 \times 50 \times 2 + 450 \times 18 = 1310000 \text{mm}^2$$

$$D = 5500 \text{mm}, \quad d = 5250 \text{mm}, \quad j = 4590 \text{mm}$$

$$b_e = A_g / D = 1310000 / 5500 \doteq 238 \text{mm}$$

$$a_t = 2296 \text{mm}^2 \text{ (8-D90)}$$

$$p_{te} = a_t / b_e d \times 100 = \frac{2296}{238 \times 5250} \times 100 = 0.184\%$$

$\frac{M}{QD}$ :  $M$ ,  $Q$  は壁の曲げ降伏時の値をとる. ただし  $1 \leq \frac{M}{QD} \leq 3$

$$M = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + \{N + (Q_L + Q_{TL})\} l_w + (M_L + M_R)$$

$a_t$ : 引張側柱内の主筋断面積

$\sigma_y$ : 柱主筋の材料強度とし基準強度の 1.1 倍を用いる.

$$\sigma_y = 295 \times 1.1 = 325 \text{ kN/mm}^2 \quad (\text{SD295A})$$

$l_w$ : I 形断面耐力壁は両端柱中心間距離

$a_w$ : 耐力壁の縦筋の断面積

$\sigma_{wy}$ : 耐力壁の縦筋の材料強度 = 325 kN/mm<sup>2</sup>

$N_L, N_R$ : 両端柱の 1 階長期軸方向力

$Q_L, Q_R$ : 左右の境界梁から作用するせん断力

$Q_{TL}, Q_{TR}$ : 左右の直交梁から作用するせん断力

$M_L, M_R$ : 左右の境界梁の終局モーメント

$$a_t = 2296 \text{mm}^2 \quad (8\text{-D19}), \quad \sigma_y = 325 \text{ kN/mm}^2$$

$$a_w = 254 \times 4500 / 200 = 5715 \text{mm}^2 \quad (2\text{-D13@200}), \quad \sigma_{wy} = 325 \text{ kN/mm}^2$$

$$M = 2296 \times 325 \times 5.0 / 1000 + 0.5 \times 5715 \times 325 \times 5.0 / 1000 + \{484 + (96 + 97 + 61 + 69)\} \times 5.0 + (329 + 329) = 13067 \text{ kN-m}$$

$$Q = 2506 - \frac{155 \times 0.6 + 164}{0.65} = 2487 \text{ kN}$$

$$\frac{M}{QD} = \frac{13067}{2487 \times 5.50} = 0.96 \quad \therefore \frac{M}{QD} = 1.0$$

$$p_{wh} = 254 / (2380 \times 200) = 0.00534 \quad (2\text{-D13@200})$$

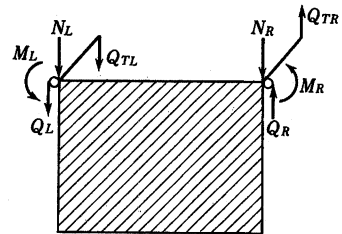


図 9.56

$$\sigma_{wh} = 295 \text{ kN/mm}^2 (\text{SD295A})$$

$$N = 484 + 351 = 835 \text{ kN}$$

$$\sigma_0 = N/A_g = 835 \times 10^3 / 1310000 = 0.63 \text{ N/mm}^2$$

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.184^{0.23} (21 + 18)}{1.0 + 0.12} + 0.85 \sqrt{295 \times 0.00534} + 0.1 \times 0.63 \right\} \times 238 \times \frac{4590}{1000} = 2600 \text{ kN}$$

## (B) 各ラーメンの保有水平耐力

X<sub>0</sub> ラーメン

## (i) 壁の曲げ降伏の場合

$$\rightarrow Q_2 = 1087 \text{ kN}, Q_1 = 2174 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 988 \text{ kN}, Q_1 = 1976 \text{ kN}$$

## (ii) 壁が浮き上がる場合

$$\rightarrow Q_2 = 451 \text{ kN}, Q_1 = 902 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 337 \text{ kN}, Q_1 = 674 \text{ kN}$$

## (iii) 基礎耐力できまる場合

$$\rightarrow Q_2 = 546 \text{ kN}, Q_1 = 1092 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 604 \text{ kN}, Q_1 = 1208 \text{ kN}$$

## (iv) 耐力壁のせん断強度

$$\rightarrow Q_{wsu} = 2513 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_{wsu} = 2513 \text{ kN}$$

X<sub>1</sub> ラーメン

## (i) 壁の曲げ降伏の場合

$$\rightarrow Q_2 = 1253 \text{ kN}, Q_1 = 2506 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 1110 \text{ kN}, Q_1 = 2220 \text{ kN}$$

## (ii) 壁が浮き上がる場合

$$\rightarrow Q_2 = 676 \text{ kN}, Q_1 = 1352 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 429 \text{ kN}, Q_1 = 858 \text{ kN}$$

## (iii) 基礎耐力できまる場合

$$\rightarrow Q_2 = 730 \text{ kN}, Q_1 = 1460 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 958 \text{ kN}, Q_1 = 1916 \text{ kN}$$

## (iv) 耐力壁のせん断強度

$$\rightarrow Q_{wsu} = 2600 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_{wsu} = 2600 \text{ kN}$$

X<sub>2</sub> ラーメン

$$\rightarrow Q_2 = 255 \text{ kN}, Q_1 = 304 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 247 \text{ kN}, Q_1 = 304 \text{ kN}$$

X<sub>3</sub> ラーメン

## (i) 壁の曲げ降伏の場合

$$\rightarrow Q_2 = 2300 \text{ kN}, Q_1 = 4600 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 2286 \text{ kN}, Q_1 = 4572 \text{ kN}$$

## (ii) 壁が浮き上がる場合

$$\rightarrow Q_2 = 914 \text{ kN}, Q_1 = 1828 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 900 \text{ kN}, Q_1 = 1800 \text{ kN}$$

## (iii) 基礎耐力できまる場合

$$\rightarrow Q_2 = 1716 \text{ kN}, Q_1 = 3432 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_2 = 1703 \text{ kN}, Q_1 = 3406 \text{ kN}$$

## (iv) 耐力壁のせん断強度

$$\rightarrow Q_{wsu} = 3395 \text{ kN}$$

$$\leftarrow Q_{wsu} = 3395 \text{ kN}$$

## F. 構造特性係数の確認

本設計例では、 $x$ 方向を  $D_s = 0.3$ 、 $y$ 方向を  $D_s = 0.4$  と構造特性係数を想定したので、これに対する条件を満足しているかどうか各確認する。

### (1) 梁のせん断力検討

- (i) 長期荷重によるせん断力  $Q_0$  の値を考慮した崩壊メカニズム時のせん断力  $Q_{Bu}$  ( $Q_{Bu} = Q_M + Q_0$ ) から得られる平均せん断応力度 ( $\tau_u = \frac{Q_{Bu}}{b \cdot j}$ ) が次式を満足することを検定する。ここで  $Q$ 、 $M$  は崩壊メカニズム時の水平力のみによるせん断力とする。

$$\tau_u < 0.15F_c = 3.15 \text{ N/mm}^2 (F_c = 21 \text{ N/mm}^2 \text{ の場合})$$

- (ii) 梁に想定される崩壊モードが、曲げ破壊であることを確認するため、梁崩壊時せん断力  $Q_{Bu}$  が、終局せん断強度  $Q_{su}$  以下であることを検定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

記号  $p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$F_c$  : コンクリートの圧縮に対する材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$M/Q$  : 耐力を算定する断面のモーメントとせん断力の比

$M$  として曲げ耐力  $M_u$

$Q$  として両端降伏時のせん断力 ( $\frac{\sum M_u}{l}$ ) または (i) の  $Q_{Bu}$  の大きいほう。

$p_w$  : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏点強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  :  $(7/8)d$  (mm)

表 9.37

	梁記号	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>	G <sub>4</sub>	G <sub>5</sub>
2	$b \times D$ (mm)	350 × 450	350 × 600	350 × 600	350 × 600	350 × 600
	$d$ (mm)	385 337	535 468	535 468	535 468	535 468
	$Q_M$ (kN)	85	69	77	97	87
	$Q_0$ (kN)	13	51	51	63	78
	$Q_{Bu}$ (kN)	98	120	128	160	165
	$\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.83	0.67	0.71	0.89	0.92
	判定	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
	$M_u$ (kN-m)	182	264	310	329	283
	$Q_{Bu}$ (kN)	98	120	128	160	165
	$M_u / (Q_{Bu} d)$	4.8 → 3.0	3.8 → 3.0	4.1 → 3.0	3.5 → 3.0	2.9 → 3.0
	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	1291	1718	2005	2150	1863
	$p_t$ (%)	0.958	0.839	0.979	1.060	0.910
	$p_t^{0.23}$	0.990	0.960	0.995	1.011	0.979
	第 1 項	0.66	0.64	0.66	0.67	0.66
	$p_w$	0.0036	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020
	第 2 項	0.88	0.65	0.65	0.65	0.65
	$Q_{su}$	181 > $Q_{Bu}$	231 > $Q_{Bu}$	235 > $Q_{Bu}$	237 > $Q_{Bu}$	236 > $Q_{Bu}$
	判定	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

## (2) 柱のせん断力検討

柱の種別が FA になるための条件は、下記のとおりである。

- (i) 想定される破壊モードが曲げ破壊であることを確認するため、柱が曲げ降伏するときのせん断力

$Q_{mu}$  ( $= \frac{\sum M_u}{h_0}$ ) が、次式によって求まる柱のせん断力  $Q_{su}$  を下まわることを検定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j$$

記号  $p_t$ : 引張鉄筋比 (%)

$F_c$ : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M/Q$ : 柱の柱頭、柱脚の鉄筋量が同一であるから  $M/Q$  を ( $h_0/2$ ) とする。

$p_w$ : せん断力補強筋比

$\sigma_{wy}$ : せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$ : 平均軸方向応力度  $N/bD$  (N/mm<sup>2</sup>),  $N$  は、メカニズム時の値とする。

$B$ : 柱幅 (mm)

$j$ :  $(7/8) d$  (mm)

- (ii)  $h_0/D$  の下限が 2.5 であること。  
 (iii)  $\sigma_0/F_c$  の上限が 0.35 であること。  
 (iv)  $p_t$  の上限が 0.8% であること。

(v)  $\tau_u / F_c$  の上限が 0.1 であること.

記号  $h_0$  : 柱の内法高さ (mm)

$D$  : 柱のせい (mm)

$\sigma_0$  : 崩壊メカニズム時の軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの圧縮に対する材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_t$  : 引張鉄筋比

$\tau_u$  : 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

例として,  $C_1$  柱 ( $X_2, Y_1$ ) について算定する.

$$Q_{Mu} = \frac{\Sigma M_u}{h_0} = \frac{2 \times 224}{2.90} = 154 \text{ kN}$$

$$p_t = 8610 / (500 \times 440) = 0.391\% \text{ (3-D19)}$$

$$p_t^{0.23} = 0.806$$

$$\frac{M}{Qd} = \frac{h_0}{2d} = \frac{2900}{2 \times 440} = 3.3 \rightarrow 3.0 \quad (\because 1 \leq \frac{M}{Qd} \leq 3)$$

$$p_w = \frac{143}{500 \times 100} = 0.00286 \text{ (2-D10@100)}$$

$$\sigma_{wy} = 295 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_0 = N/A = \frac{496 \times 1000}{500 \times 500} = 1.98 \text{ N/mm}^2$$

$$Q_{wsu} =$$

$$\left\{ \frac{0.053 \times 0.806^{0.23} (21 + 18)}{3.0 + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.00286 \times 295} + 0.1 \times 1.98 \right\} \times 500 \times \frac{385}{1000}$$

$$= 291.2 \text{ kN} > Q_{Mu} = 154 \text{ kN}$$

ゆえに, 曲げ破壊モードの柱である.

その他の条件

$$h_0/D = 2900/500 = 5.8 > 2.5 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_0/F_c = 1.98/21 = 0.09 < 0.35 \quad \text{OK}$$

$$p_t = 0.391\% < 0.8\% \quad \text{OK}$$

$$\tau_u = \frac{154 \times 1000}{500 \times 385} = 0.8 < 0.1F_c = 2.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

(3) 耐力壁のせん断力などの検討

耐力壁の種別の WA の条件としては, 下記のとおりである.

(i) せん断破壊をするおそれがないこと.

(ii)  $\tau_u / F_c$  の上限は 0.2 であること.

記号  $\tau_u$  : 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの圧縮に対する材料強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

本設計例の耐力壁は、破壊モードはすべて基礎回転形であり、せん断破壊を起こすおそれはない。

$$\tau_u = \frac{Q_{wu}}{t \cdot l_w} = \frac{1352 \times 1000}{180 \times 5000} = 1.50 < 0.2F_c = 4.2 \text{ N}/\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

以上の梁・柱・耐力壁の検定により、 $x$  方向では、 $D_s = 0.3$ 、 $y$  方向では、 $D_s = 0.4$  の構造特性係数となる。

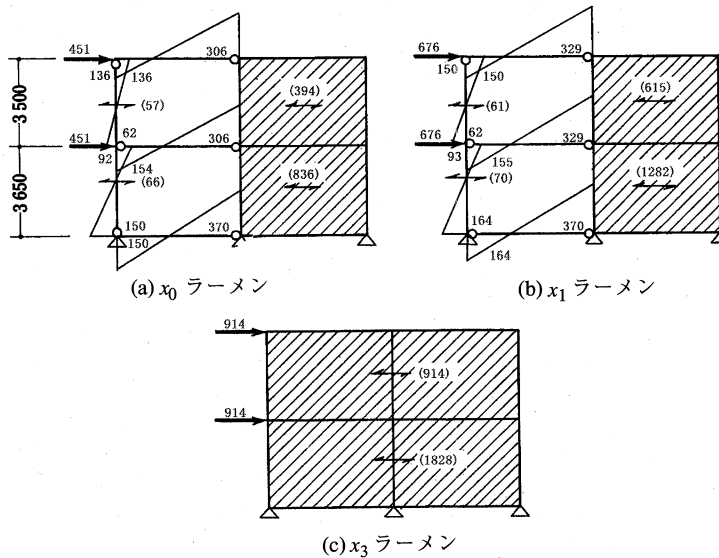


図 9.57  $y$  方向耐力壁の  $\rightarrow$  方向加力時の保有水平耐力

### G. 保有水平耐力と必要保有水平耐力

#### (1) 保有水平耐力

D 項では節点振り分け法を、E 項では仮想仕事による方法によって保有水平耐力を算定した。仮想仕事による方法の短所は、層全体としての保有水平耐力は求まるが、個々の柱・壁のせん断力は一般には求められない点である。本例では、便法として柱のせん断力を節点振り分け法によって求め、その値を全せん断力から差し引いた値を壁のせん断力とした。節点振り分け法の柱の分配率は、表 9.33 の値を用いた。

耐力壁を有するラームの崩壊時応力は、壁の曲げ降伏の場合、壁の浮き上がり回転の場合、壁の圧縮側基礎地盤の破壊による回転の場合について比較し、その一番小さい値より保有水平耐力を求める。

ここでは、片側方向（左→右）加力のみを示したが、実際には、両方向からの加力について保有水平耐力を算定する必要がある。表 9.38 より  $X_0, X_1, X_3$  ラーメン共壁の浮き上がりによってきまるので、各々の場合の壁のせん断力が壁のせん断強度を超えないことをチェックする。

表 9.38

	階	壁の曲げ降伏		壁の浮き上がり		壁の圧縮側地盤破壊	
		→	←	→	←	→	←
$X_0$	2	1087	988	451	337	546	604
	1	2174	1976	902	674	1092	1208
$X_1$	2	1253	1110	676	429	730	958
	1	2506	2220	1352	858	1460	1916
$X_3$	2	2300	2286	914	900	1716	1703
	1	4600	4572	1828	1800	3432	3406

壁せん断強度

$X_0$ ラーメン	$Q_w = 902 < 2513$	O.K.
$X_1$ ラーメン	$Q_w = 1352 < 2583$	O.K.
$X_3$ ラーメン	$Q_w = 1828 < 3395$	O.K.

表 9.39 保有水平耐力一覧表

→方向加力の場合							
階		柱・梁		壁		$\Sigma Q_u$	$\beta_u$
		内訳	計	内訳	計		
X	2	298 + 323 + 297	918	0	0	918	0
	1	392 + 434 + 392	1218	0	0	1218	0
Y	2	57 + 61 + 255	373	394 + 615 + 914	1923	2296	0.84
	1	66 + 70 + 304	440	836 + 1282 + 1828	3946	4386	0.90
←方向の加力の場合							
階		柱・梁		壁		$\Sigma Q_u$	$\beta_u$
		内訳	計	内訳	計		
X	2	289 + 314 + 288	891	0	0	891	0
	1	386 + 428 + 386	1200	0	0	1200	0
Y	2	59 + 65 + 247	371	278 + 364 + 900	1542	1913	0.81
	1	69 + 77 + 304	450	605 + 781 + 1800	3186	3636	0.88

(2) 必要保有水平耐力

表 9.40

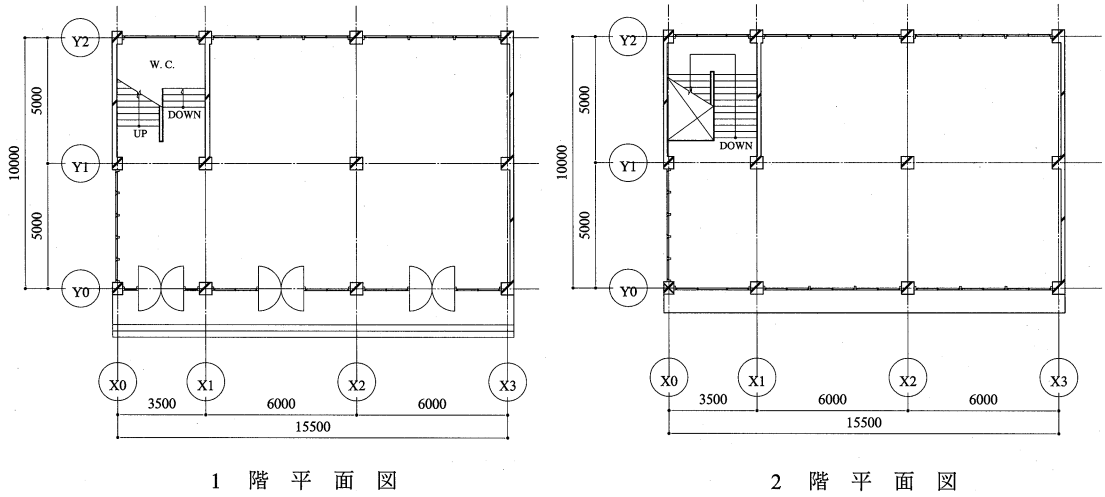
方向	階	$Q_{ud}$ (kN)	$D_s$	$F_{cs}$	$Q_{un}$ (t)	$\Sigma Q_u$ (t)	判定
x	2	1924	0.30	1.0	577	< 891	O.K.
	1	3226	0.30	1.0	968	< 1200	O.K.
y	2	1924	0.40*	1.0	770	< 1913	O.K.
	1	3226	0.40*	1.0	1290	< 3636	O.K.

\* 柱・梁の種別は、FAと仮定すると  $\beta_u > 0.7$  であるから、 $D_s = 0.4$  となる。

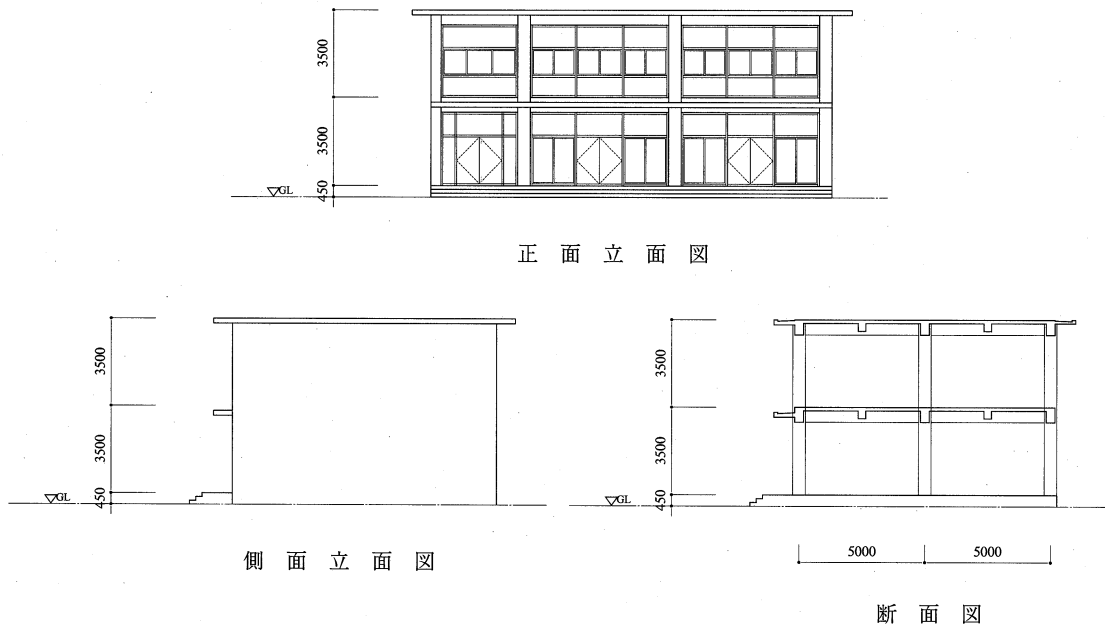


本設計例では、 $x$  方向の保有水平耐力を節点振り分け法によって略算している。また、梁降伏型メカニズムの保証についても略算的な検討にとどまっている。しかし、保有水平耐力の算定結果は必要保有水平耐力に対して十分余裕があるので、耐震安全性は確保されたと判断する。

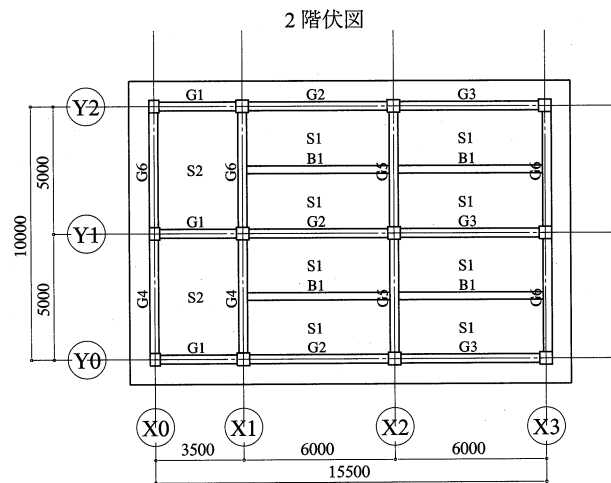
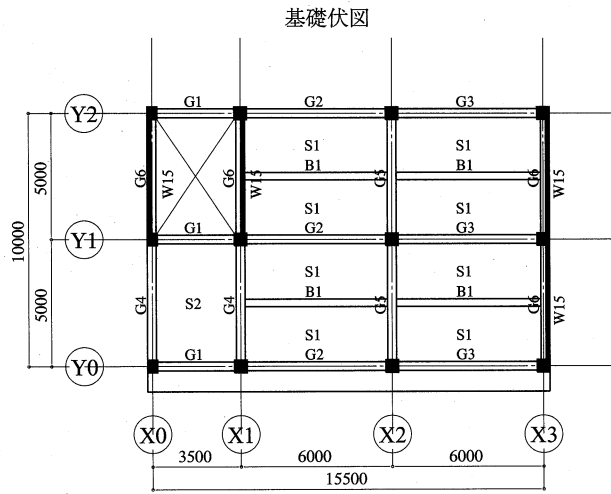
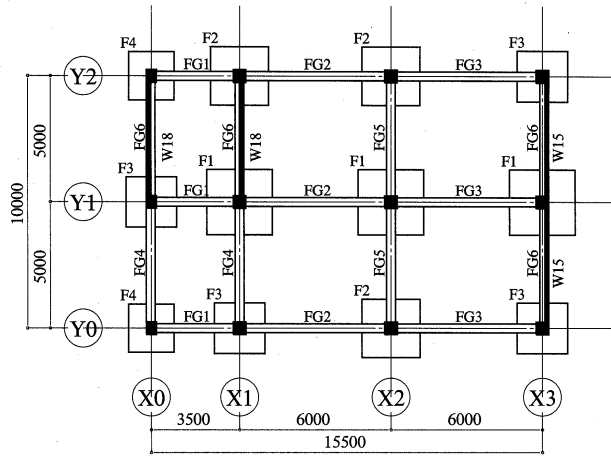
## 9.7 設計図



付図 9.1

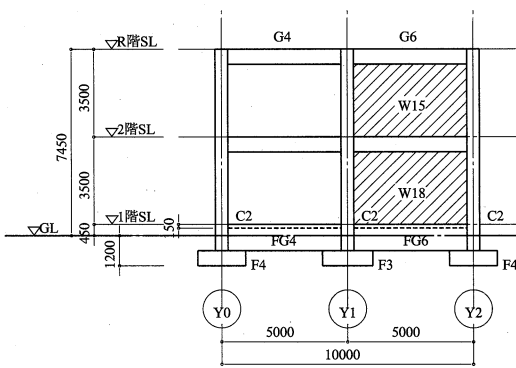


付図 9.2

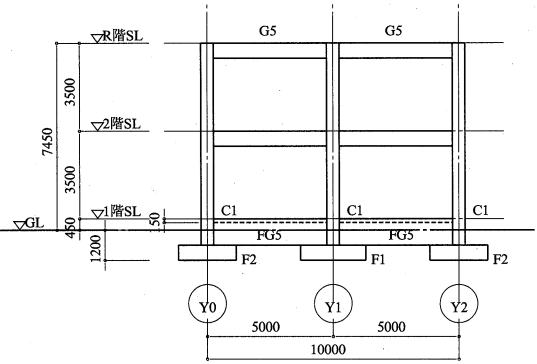


R階伏図

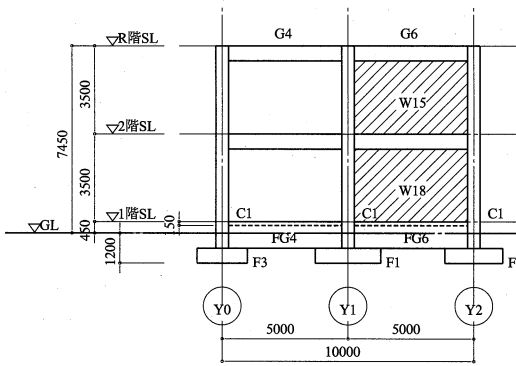
付図 9.3



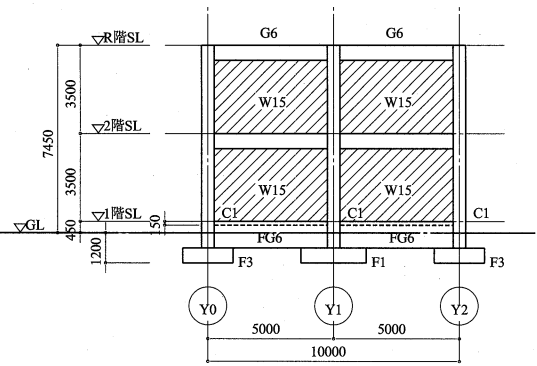
ⓧ0 通り軸組図



ⓧ2 通り軸組図

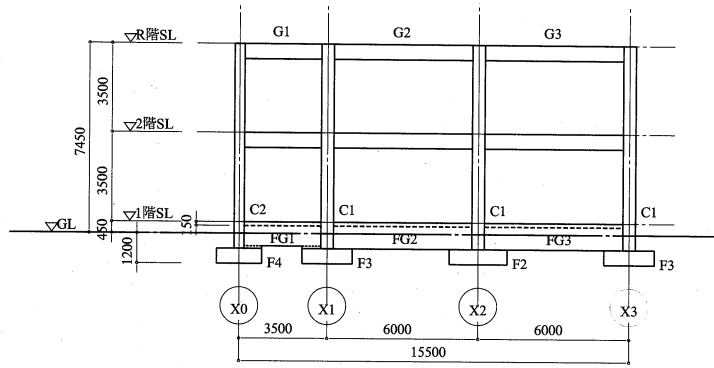


ⓧ1 通り軸組図

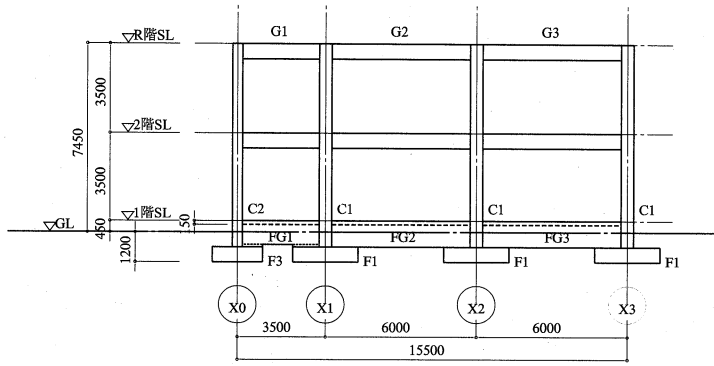


ⓧ3 通り軸組図

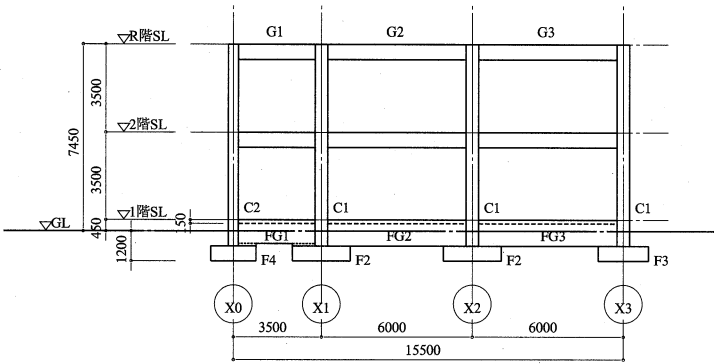
付図 9.4



Y0 通り軸組図



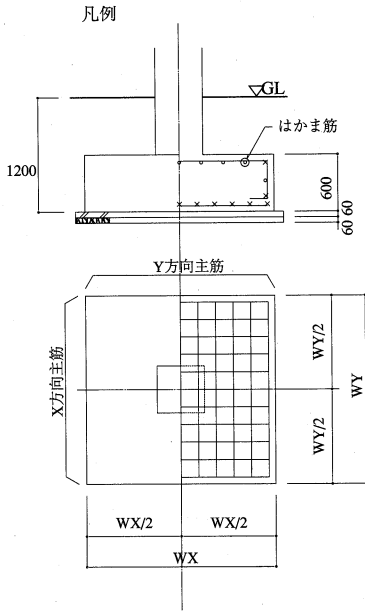
Y1 通り軸組図



Y2 通り軸組図

付図 9.5

基礎梁断面リスト



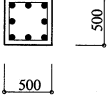
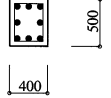
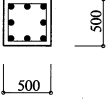
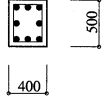
符号	基礎断面寸法		主筋		はかま筋
	WX	WY	X方向	Y方向	
F1	2600	2600	D13@200	D13@200	D10@250
F2	2300	2300	D13@250	D13@250	D10@250
F3	2000	2000	D13@250	D13@250	D10@250
F4	1800	1900	D13@250	D13@250	D10@250

基礎梁断面リスト

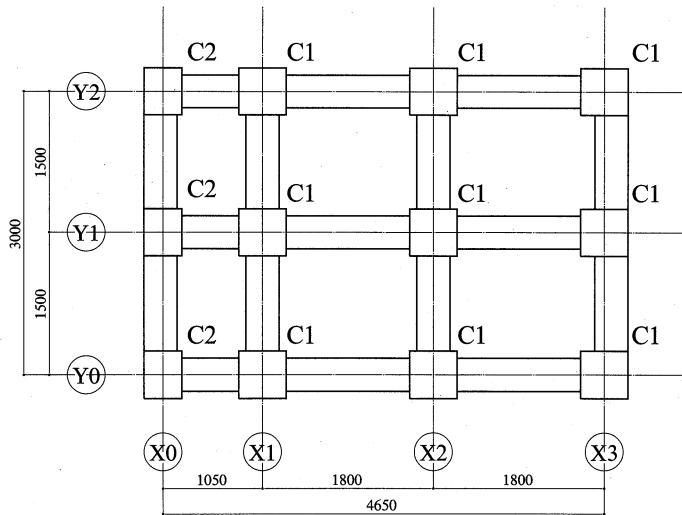
	FG1	FG2	FG3		
	全断面	全断面	外端	中央	内端
断面					
上端筋	2-D19	2-D19	3-D19	2-D19	2-D19
下端筋	2-D19	2-D19	3-D19	2-D19	2-D19
スターラップ	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200		
	FG4			FG5	FG6
	外端	中央	内端	全断	全断
断面					
上端筋	2-D19	3-D19	5-D19	2-D19	2-D19
下端筋	2-D19	3-D19	5-D19	2-D19	2-D19
スターラップ	2-D10@200			2-D10@200	2-D10@200

付図 9.6

柱断面リスト

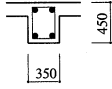
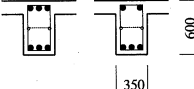
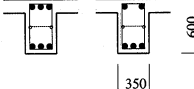
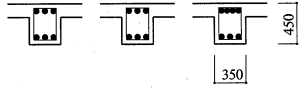
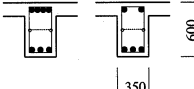
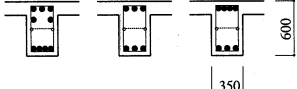
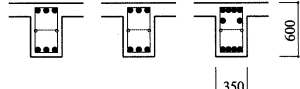
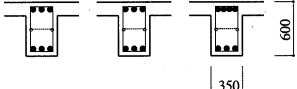
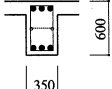
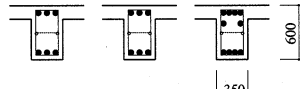
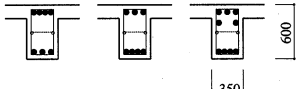
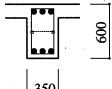
	C1	C2
2 階		
主筋	8-D19 (3-3)	8-D19 (3-3)
HOOP	□-D13@100	□-D13@100
1 階		
主筋	8-D19 (3-3)	8-D19 (3-3)
HOOP	□-D13@100	□-D13@100

柱 KEYPLAN



付図 9.7

大梁断面リスト

	G1			G2		G3		
	外端	中央	内端	両端	中央	外端	中央	内端
R 階								
	全断					両端 中央		
上端筋	2-D19			3-D19 2-D19		3-D19 2-D19		
下端筋	2-D19			3-D19 3-D19		3-D19 3-D19		
スターラップ	2-D10@200			2-D10@200		2-D10@200		
2 階								
上端筋	3-D19	3-D19	4-D19	4-D19	2-D19	5-D19	3-D19	4-D19
下端筋	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19
スターラップ	2-D10@200			2-D10@200		2-D10@200		
	G4			G5			G6	
	外端	中央	内端	外端	中央	内端	全断	
R 階								
上端筋	3-D19	3-D19	6-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	
下端筋	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	
スターラップ	2-D10@200			2-D10@200			2-D10@200	
2 階								
上端筋	3-D19	3-D19	6-D19	4-D19	3-D19	5-D19	3-D19	
下端筋	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	4-D19	4-D19	3-D19	
スターラップ	2-D10@200			2-D10@200			2-D10@200	

付図 9.8



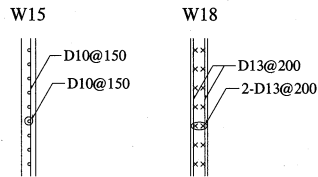
小梁断面リスト

	B1		
	外端	中央	内端
上端筋	3-D19	2-D19	5-D19
下端筋	2-D19	3-D19	3-D19
スターラップ	2-D10@200		

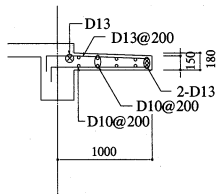
スラブリスト

符号	厚さ	位置	短辺方向	長辺方向
S1	t=140	上	D10@200	D10@200
		下	D10@200	D10@200
S2	t=140	上	D10@200	D10@200
		下	D10@200	D10@200

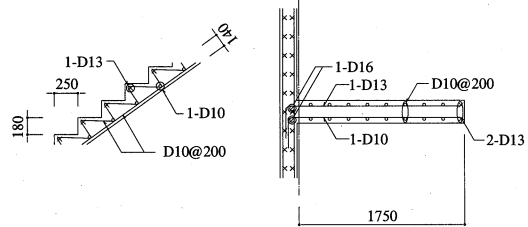
壁リスト



雑配筋詳細図

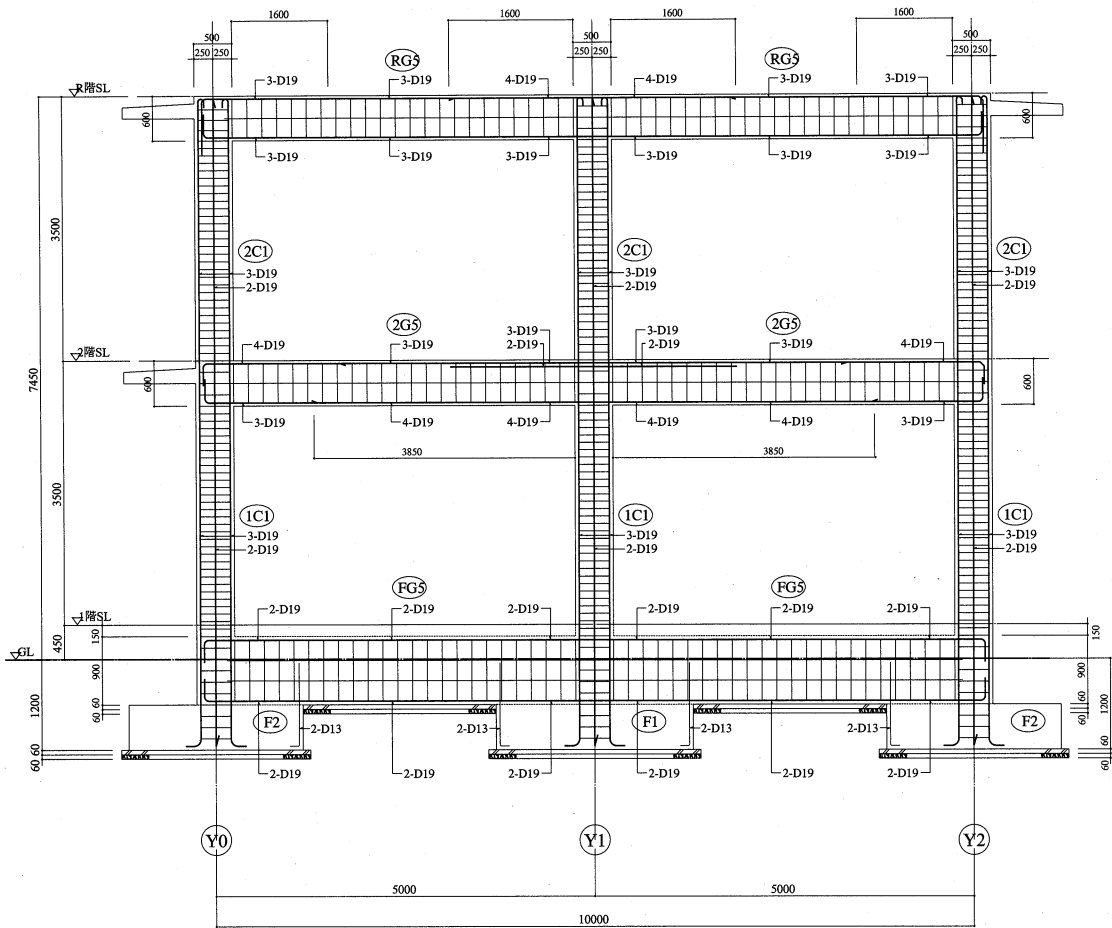


ひさし配筋詳細



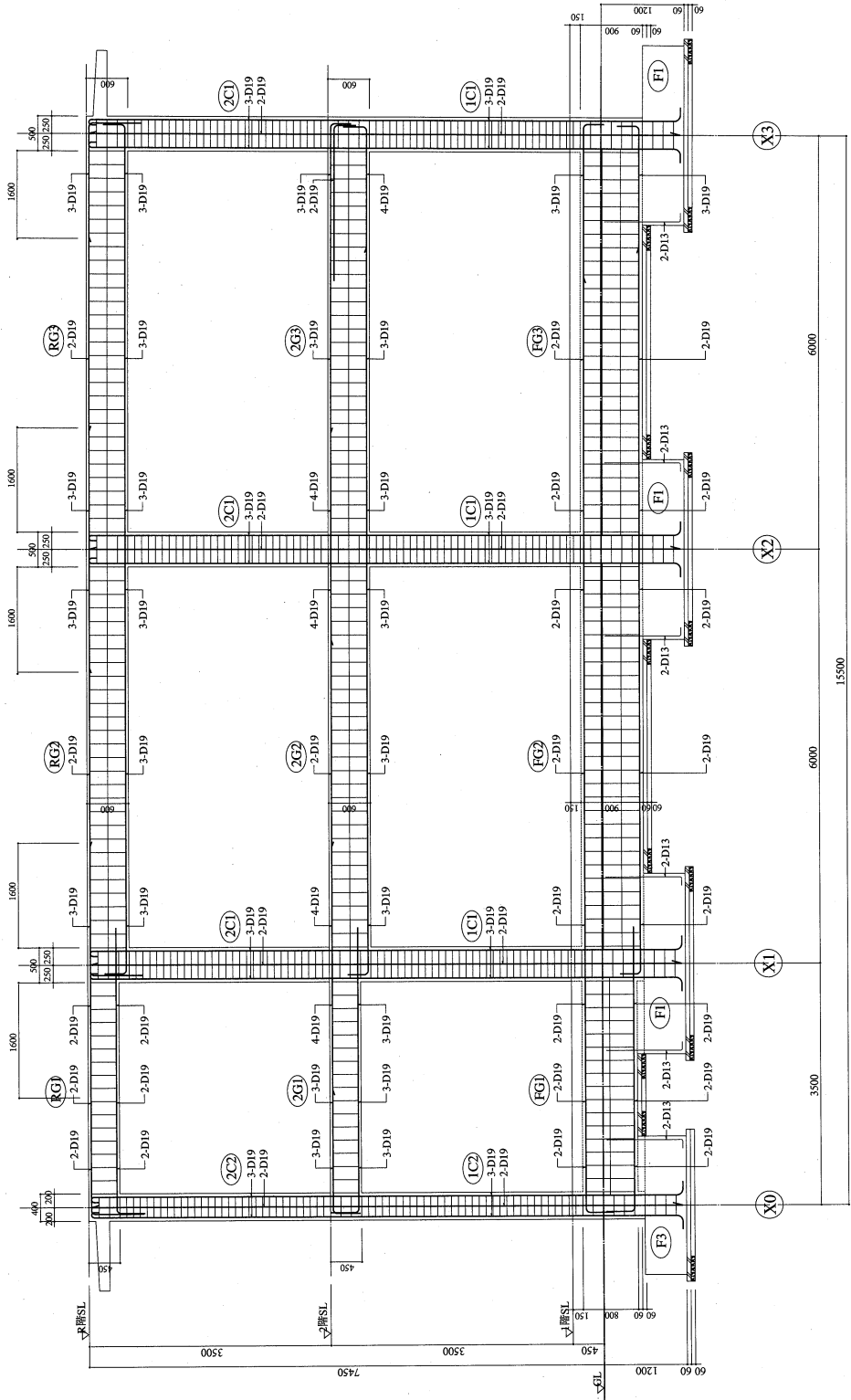
階段配筋詳細

付図 9.9



- 共通事項  
 特記なき限り下記による。
1. 帯筋は、□-D13@100  
仕口内帯筋は、□-D13@150
  2. あばら筋は、2-D10@200
  3. 腹筋 2-D10

付図 9.10



付図 9.11

