

高耐久 RC 建築を目的とした高強度 RC 部材の可能性と優位性

-許容応力度設計法による検討-

○中村陽介 島崎和司 林静雄

1. 目的

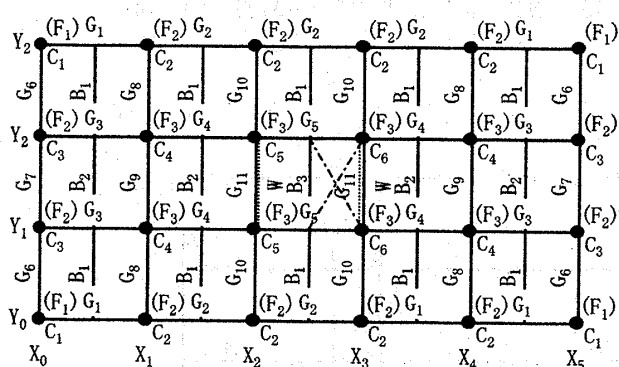
従来、RC 部材は鉄筋 SD390 以下、コンクリートでは構造体の大規模補修不要期間(JASS5)から約 30~65 年として、日本建築学会が定めた耐久年数の水準により、コンクリート耐久設計基準強度  $18\text{N/mm}^2 \sim 24\text{N/mm}^2$  が多く用いられてきた。

RC 造建物の耐久性向上には高強度コンクリートの利用が有効であると考えられる。そこで、本研究では「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1999)」付録の構造計算例にある事務所建物(以下「計算例 1」)を例として高強度材料を利用した構造計算を行い、一般 RC 造建物との 1 次設計及び経済面、施工面での利点・欠点を明確にすることを目的とした。

2. 概要

1) 建物概要

この建物は鉄筋コンクリート 3 階建(地下なし)事務所建物とする。x 方向 5 スパン、y 方向 3 スパンの均等ラーメン構造で y 方向に 2 枚の耐震壁を配している。建設地は東京近県、地盤は良質の固い関東ローム(第 2 種地盤)と想定する。図-1 に各階伏せ図を示す。



記号 G:大梁 B:小梁 C:柱 W:耐震壁 F:基礎

図-1 各階伏せ図

[注] 1) 建築基準法第 82 条第四号  
(平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1459 号)

2) 設計方針概要

i) 本計算は建築基準法・同施行令および関連告示、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1999)」に従う。基本的なことは「計算例 1」と同様とした。

ii) 応力計算は全て部材接合部の剛域を無視した計算により、材端断面の設計用曲げモーメントは、このようにして算出したラーメンの節点曲げモーメントによった。

iii) 「計算例 1」においては鉄筋径を各階で変更しているが、本研究では断面変更に伴う配筋、施工性を考え柱・梁主筋 D-22、横補強筋 D-10 と定めた。

3) 使用材料、材料の許容応力度

コンクリート：普通コンクリート

設計基準強度  $F_c = 60\text{N/mm}^2$

鉄筋：SD390(D10 以上 D25 以下)

コンクリート・鉄筋の許容応力度は表-1 による

表-1 鉄筋・コンクリートの許容応力度

(単位:  $\text{N/mm}^2$ )

	基準強度 $F$	圧縮 $r f_c$ $f_c$	引張 $f_t$	せん断 $w f_t$ $f_s$	付着 $f_a$	
					曲げ材 上端	その他
SD390 コンクリート	長期 60	390 20	220 -	200 1.10	- 1.28	- 1.6
SD390 コンクリート	短期 60	390 40	390 -	390 1.65	- 1.92	- 2.4

4) 梁・柱・耐震壁断面の設計

柱・梁断面は「計算例 1」に対する本計算のコンクリート許容せん断応力度による比(長期  $0.74/1.10 = 0.6727$ )から、67.3%以上のスケールで計画した。また、梁せいの最小値は建築基準法施行令第 82 条第四号<sup>1)</sup>の規定に基づき、使用上の支障が起こらないことを確認する必要条件  $D/l > 1/10$  (D:梁のせい、l:梁の有効長さ)より定めた。梁幅の最小値は建物の柱・梁が内外ともコンクリート打放しのため 255mm(主筋 2-D22, 横補強筋 D10)と定めた。

耐震壁の壁厚は遮音性・居住性を考え変更は行わなかった。表-2 に、想定した部材断面を示す。

表-2 部材断面

部材	記号	階	b (mm)	D (mm)	t (mm)	かぶり厚 (mm)	
小梁	B	R~2	240	465	130	40	
大梁	x	G <sub>1</sub> , G <sub>2</sub>	R, 3	255	700	130	50
			2	275	735	130	50
		G <sub>3</sub> ~G <sub>5</sub>	R	255	700	130	40
			3	255	740	130	40
	y	G <sub>6</sub> , G <sub>7</sub>	2	295	780	130	40
			R, 3	255	590	130	50
		G <sub>8</sub> ~G <sub>11</sub>	2	280	635	130	50
			R, 3	240	590	130	40
基礎梁	x, y	G	F	330	990	-	50
柱	x, y	C	3~1	500	500	-	50
耐震壁	y	W	3~1	-	-	200	40

3. 応力計算

1) 準備計算

柱・梁・壁の剛比、鉛直荷重時 C, M<sub>0</sub>, Q<sub>0</sub> 柱軸力は紙数の関係上省略する。

2) 地震時層せん断力の計算

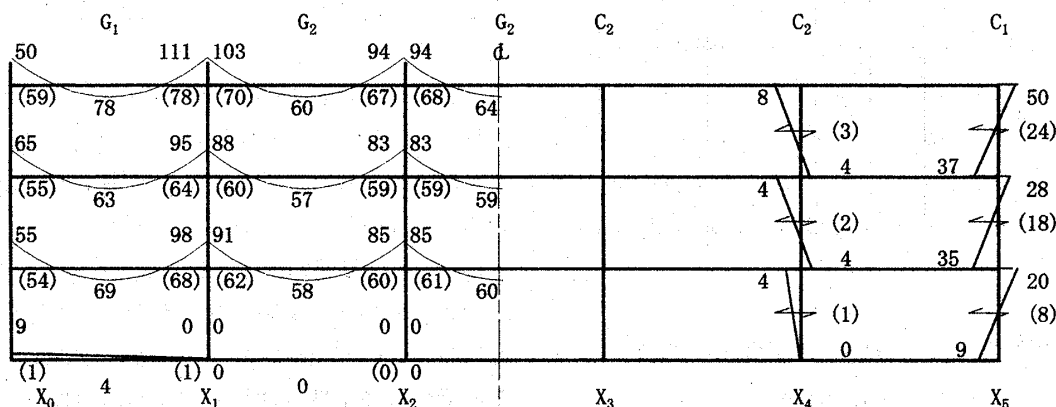
建築基準法施行令第 88 条によって算定した。

$$Q_i = C_i \sum_{j=i}^3 W_j \quad C_i = ZR_i A_i C_0$$

地域係数、振動特性係数、設計用 1 次固有周期、標準せん断係数は「計算例 1」と同じとし、許容応力度設計用地震層せん断力の算定を行った(表-3)。

表-3 許容応力度設計用地震層せん断力の算定

階	Σ Wi (kN)	α i	Ai	許容応力度設計用外力分布		
				Ci	Qi (kN)	Pi (kN)
3	4796	0.332	1.373	0.275	1317	1317
2	9565	0.661	1.151	0.230	2201	885
1	14466	1.000	1.000	0.200	2893	692



(単位:kNm および kN) ( ) 内はせん断力を示す。

図-2 鉛直荷重時ラーメン応力図<sup>2)</sup> Y<sub>0</sub>, Y<sub>3</sub> ラーメン

[注] 2) 紙数の関係上 1 ラーメンのみを示す。

3) 鉛直荷重時応力

鉛直荷重時の柱・梁曲げモーメントは「計算例 1」に比べ 1 割程度減少した。図-2 に鉛直荷重時ラーメン応力図を示す。

4) 水平荷重時応力

「計算例 1」と同様に D 値法により算定した。y 方向の柱の負担せん断力は壁と柱の D 値の比率を参考にして、全せん断力に対して 3 階で 70%、2 階で 60%、1 階で 50%と定めた(表-4)。柱・梁のモーメントは「計算例 1」に比べ 1 割程度減少した。図-3 に水平荷重時のラーメン応力図を示す。

表-4 各階の柱・壁の負担せん断力

階	層せん断力 Qi (kN)	方向	Σ D	耐震壁		柱	
				負担率 γ w	負担せん断力 (kN)	設計負担率	負担せん断力 (kN)
3	1317	x	18.75	-	-	-	1317
		y	19.58	0.407	536	[0.7]	922
2	2201	x	19.93	-	-	-	2201
		y	28.33	0.549	1209	[0.6]	1321
1	2893	x	21.82	-	-	-	2893
		y	41.04	0.590	1707	[0.5]	1447

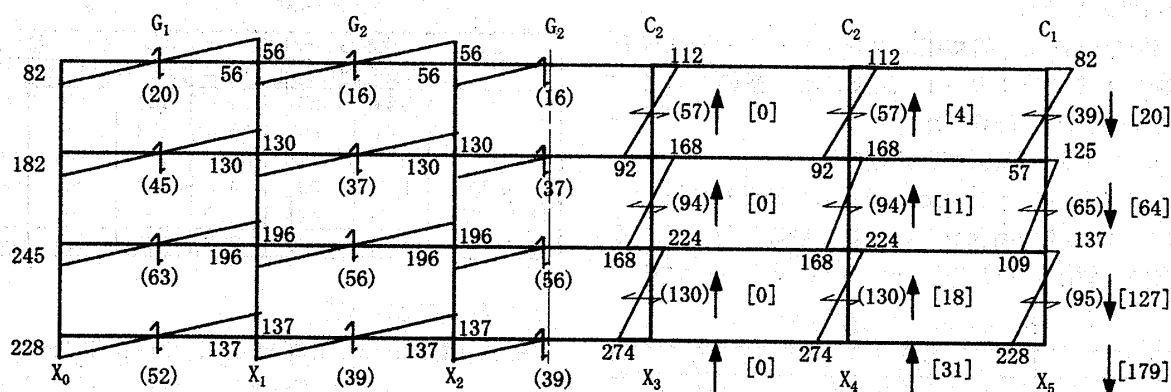
4. 断面算定

1) 大梁の断面算定

大梁の断面算定は次の方針で行う。

i) 大梁の有効せいは d=D-75mm、基礎梁の有効せいは d=D-100mm とする。

ii) 下端筋の算定はすべて a<sub>t</sub>=M/f<sub>j</sub> (j=7/8d)



(単位:kNmおよびkN) ( )内はせん断力、 [ ]内は柱の軸力を示す。

図-3 水平荷重時ラーメン応力分布<sup>2)</sup> Y<sub>0</sub>, Y<sub>3</sub> ラーメン

iii) 梁端上端および中央下端の鉄筋量はその断面の0.4%以上とする。

iv) せん断力の検討は長期  $Q_L$  短期  $Q_D$  を梁の許容せん断力  $Q_A = f_t b_j (\alpha = 1)$  と比較して行った。長期が不足する場合には  $\alpha$  の計算を行い、それでも  $Q_A$  が小さければせん断補強を行った。短期が不足する場合は梁の設計用せん断力  $Q_D = Q_L + \Sigma M_y / l'$  が  $Q_A$  を超過していればせん断補強を行った。

v) 主筋の付着はカットオフ筋のモーメント分布による必要長さの検定、通し筋の長期および短期応力に対する上端筋の必要付着長さの検定を行った。

vi) 梁主筋の柱梁接合部定着は柱面からの梁最外縁鉄筋のかぶり厚さの検定、また投影定着長さを求め必要定着投影長さと比較した。

計算過程は紙数の関係上省略し、表-5 に梁の断面算定の結果のみを示す。

2) 柱の断面算定

柱の断面算定は次の方針で行う。

i) せん断力の検定は柱の上下端が曲げ降伏した場合に生じる柱の短期設計用せん断力  $Q_D = \Sigma M_y / h'$  が短期許容せん断力以下であることを確認した。このときの  $M_y$  は略算式を用いて求め、 $h'$  としては梁表面間の距離(内法高さ)をとる。さらに不足なら柱頭に連なる梁の略算式による  $M_y$  により決まる  $Q_D$  により検討し、最後にせん断補強を行った。

ii) 必要付着長さの検定は短期のみを行った。付着長さは、他端の部材端までとする。

[注] 3) 紙数の関係上  $G_1, G_2$  のみを示す。

表-5 大梁断面一覧<sup>3)</sup>

記号	G <sub>1</sub>			G <sub>2</sub>			
	位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端
R階	断面	255	×	700	255	×	700
	上端筋	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
	下端筋	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
	あばら筋	D10 @ 250			D10 @ 250		
3階	断面	255	×	700	255	×	700
	上端筋	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
	下端筋	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
	あばら筋	D10 @ 240			D10 @ 240		
2階	断面	275	×	735	275	×	735
	上端筋	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
	下端筋	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22
	あばら筋	D10 @ 250			D10 @ 250		
1階	断面	330	×	990	330	×	990
	上端筋	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22
	下端筋	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22
	あばら筋	D10 @ 200			D10 @ 200		

iii) 柱梁接合部の検討は  $Q_D$  を上下柱の短期設計用せん断力の平均値から求めた  $Q_{Dj1}$  と短期許容せん断力  $Q_{Aj}$  との比較を行った。不足する場合のみ梁降伏から求まる  $Q_{Dj2}$  との比較を行うものとした。それでも不足の場合には断面の変更を行うこととした。

断面算定の結果、全ての柱で主筋 8-D22、帯筋間隔(接合部も同様)2-D10@100 となった。

3) 耐震壁の断面算定

断面算定の結果、耐震壁はコンクリートの短期許容せん断応力度で決まり、1~3 階で縦・横筋とも 2-D10@200 ダブルで配筋した。

4) スラブ・小梁・基礎の断面算定

スラブはすべて 4 辺固定と見なして断面算定をし、小梁は 4.1) 大梁の断面算定の方針と同様に行った。基礎は紙数の関係上省略する。表-6,7 に結果のみ示す。

表-6 スラブの断面算定

		両端	中央
短辺方向	$R_{S1}$	D10, 13交互@ 200	D10@ 200
	$3,2S1$	D10, 13交互@ 200	D10@ 200
	$1S1$	D10@ 200	D10@ 200
長辺方向	$R_{S1}$	D10, 13交互@ 300	D10@ 300
	$3,2S1$	D10, 13交互@ 300	D10@ 300
	$1S1$	D10@ 300	D10@ 300

表-7 小梁断面一覧

記号	B <sub>1</sub>			B <sub>2</sub>	
	位置	外端	中央	外端	中央
R 階	断面	240	×	465	240 465
	上端筋	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19 2-D19
	下端筋	2-D19	3-D19	2-D19	2-D19 2-D19
	あばら筋	2-D10@ 230			2-D10@ 230
3 階	断面	240	×	465	240 465
	上端筋	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19 2-D19
	下端筋	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19 2-D19
	あばら筋	2-D10@ 230			2-D10@ 230

5. 考察

1) 経済面における比較

高強度材料の経済面における有用性という点から、鉄筋量・コンクリート量による比較を行った。鉄筋量は主筋・補強筋、スラブ筋および柱梁接合部における定着・付着長さを考慮し算出した。コンクリート量は、1~3 階の柱・梁・スラブおよび基礎部分を含めて算出した。結果は全体として鉄筋量約 87.8%、コンクリート量約 86.4%に減少した。本計算は柱・梁部材断面を 68.5%まで低下させたが、スラブ厚等が同じなのでこの程度の減少であった。表-8 に各階それぞれの比率を示す。

2) 許容応力度設計用地震層せん断力の比較

許容応力度設計用地震せん断力は「計算例 1」に対し 1~3 階平均で 90.8%に減少するだけであった。理由として、3.1) から分かるように積載荷重の減少が小さかったためと考えられる。

表-8 鉄筋量・コンクリート量<sup>4)</sup>

階	鉄筋量 (m <sup>3</sup> ×10 <sup>6</sup> )			コンクリート量 (m <sup>3</sup> )		
	本研究	計算例1	比率	本研究	計算例1	比率
3	789	867	91.0	150	178	84.2
2	824	932	88.4	152	180	84.1
1	885	1113	79.6	161	195	82.5
基礎	1028	1090	94.3	258	281	92.0
柱(R~F階)	1242	1427	87.0	—	—	—
計	4768	5429	87.8	721	835	86.4

3) 付着・定着の検討

必要付着長さは「計算例 1」に比べ長期 78%、短期 74%、また 2 段目筋 73%減少となった。その理由の 1 つとして梁断面の減少に伴い K(鉄筋配置と横補強筋による修正係数)は大きくなるが、F<sub>c</sub>=60N/mm<sup>2</sup>を使用することにより「計算例 1」に比べ許容付着応力度が約 1.6 倍であることと考える。

柱梁接合部における通し筋の定着は問題なかった。

4) 柱のせん断応力度の比較

本計算のコンクリート許容せん断応力度は「計算例 1」の 67.3%として計算した。実際には 76.4%となり、想定したせん断応力度の 87.2%という結果になった。

6. まとめ

本研究では 3 階建て事務所建物を例にとりコンクリート設計基準強度 F<sub>c</sub>=60N/mm<sup>2</sup>、鉄筋 SD390 を使用し断面算定を行った。

結果として、コンクリート量・鉄筋量の低減、許容応力度設計用地震層せん断力の減少が見られた。しかし、梁主筋に 2 段配筋が多くなり柱梁接合部での納まりがかなり密となる。また、柱梁接合部における梁主筋の定着に関しても梁せい・柱断面の減少に伴い、定着板などの特別な定着を取らざるをえないなど施工面での問題があった。

[注] 4) コンクリート量の柱は、各階で計算を行った。

参考文献) [1]鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (1999)  
[2]鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型  
耐震設計指針・同解説