

論文 延べ床面積梁率の概念と RC 系建物の耐震性能評価への活用

広沢雅也*1・近藤龍哉*2・清水泰*3

要旨：本論文は鉄筋コンクリートラーメン構造による建物の耐震性能の評価に用いるための基本的な指標の一つとして延べ床面積梁率という概念を提案し、RC ラーメン造建物の望ましい耐震性能の確保のために、この概念を用いることの有意性に関する資料を示すものである。旧基準による建物の被害ばかりでなく現行基準による建物でも柱・梁接合部のせん断破壊など新しいタイプの被害が生じたことが明らかにされている。ここに提案する指標は、既存建物の耐震性の判定や新築建物の合理的な断面設定に際し、上述のような地震被害を未然に防ぐための有効な指標として用いることができる。

キーワード：延べ床面積梁率、耐震設計、耐震診断、梁の耐震性能

1. 延べ床面積梁率の定義とその目的

(定義と目的) RC ラーメン造建物の各階の長辺方向 (または短辺方向) に設けられる全ての梁の断面積の総和 (ΣA_{g_i} : cm^2) をその階とそれより上部の床面積の総和 (延べ床面積 ΣA_{f_i} : m^2) で除した値 ($a_{g_i} = \Sigma A_{g_i} / \Sigma A_{f_i}$: cm^2/m^2) をもって延べ床面積梁率と定義する。従って、一般に n 階建建物の場合、 $2n$ 個の a_g が計算されることになる。

この指標の目的は、鉄筋コンクリートラーメン構造の耐震性能の略検討に活用することにより、その耐震性の評価に役立てることである。

(計算例) 図1と表1は日本建築学会のRC 規準に記された設計例1(3階建建物3×5スパン)の梁伏図と2階床梁断面寸法リストを示している。

これらの資料[1]によれば2階床梁について求められる延べ床面積梁率(X方向: $a_{g_{X2}}$, Y方向: $a_{g_{Y2}}$) は以下のように得られる。

$$\Sigma A_{f_2} = (5.5 \times 3) \times (7 \times 5) \times 3 = 1732.5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A_{g_{X2}} = (40 \times 75 + 40 \times 85) \times (2 \times 5) = 64,000 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_{g_{Y2}} = (35 \times 75) \times (3 \times 6) = 47,250 \text{ cm}^2$$

$$a_{g_{X2}} = 64,000 / 1732.5 = 36.9 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$a_{g_{Y2}} = 47,250 / 1732.5 = 27.3 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

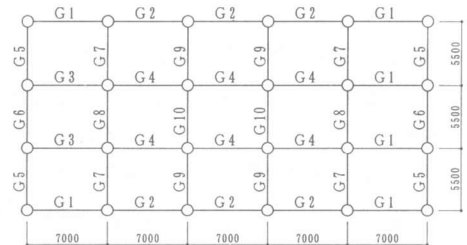


図1 梁伏図 [1]

表1 2階床梁断面寸法 (cm)

梁記号	断面寸法(cm)
G1,G2	40×75
G3,G4	40×85
G5~G10	35×75

2. a_g 指標の活用法

2.1 概要

一般に、耐火性、遮音性に優れたRC造建物は材料の高強度化による構造部材断面のサイズダ

*1 工学院大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

*2 工学院大学講師 工学部建築学科、(正会員)

*3 東京工業大学付属工業高校教諭、工博 (正会員)

ウン、設計技術の高度化や都市化の進展に伴う高層化が進む中で、省資源のための高耐久化、生活水準の高度化やライフサイクル対応のためのフリープラン化などがみられ、これらの諸動向のもとに、壁の少ない中高層ラーメン構造が増加するものと思われる。また、公共建物を中心とする既存建物の耐震点検も強力に推進されよう。

こうした中で、最近の研究成果や阪神大震災の震害の分析結果からRC構造の塑性変形能力の重要性が明確にされ、また、このために過去にあまり見られなかった柱、梁の付着割裂破壊や柱梁接合部のせん断破壊など新しい破壊モードを防止する必要性が明らかにされてきた。これらの事項の解決のためには柱と共に梁にも適度な曲げ抵抗性能、せん断抵抗性能をもたせることが必要であり、特に過大な補強筋量としないために、適度なコンクリート断面寸法の設定が必要となる。

これに対し、 a_g 指標は次のような検討に用いることができる。

- i. 新築建物の合理的な梁の断面仮定 — 梁の曲げ、せん断抵抗性能の略検討および柱・梁接合部の検討
- ii. 既存建物の耐震性の検討 — 妥当な耐震診断次数および適切な耐震補強法の選定
- iii. 架構形式のRC造建物の構法開発、構造実験計画の合理化

2. 2 梁降伏支配型メカニズム時の層せん断力係数

(基本的な考え方)

地震力によるフレーム形式のRC建物の崩壊型としては、これまで柱崩壊型が多く見られてきたが、新しい建物については柱や梁のせん断補強を増して梁の曲げ降伏を中心とする崩壊型が設計目標とされている。

梁降伏が先行するフレーム形式の建物の保有水平耐力は、一般には階数が多くなる程、柱の耐力和よりも梁の耐力和に大きく影響されることになる。このため、各階の梁の耐力和のみによりその梁を含む階の保有水平耐力が決まるとする略算法も有効となる。この場合、梁の耐力は曲げ降伏やせん断破壊など複数の破壊モードに支配されることになるが、以下では1つの階の全ての梁の破壊モードを同一とし最も代表的なモードとして曲げ降伏およびせん断破壊を考えることとする。

(梁のせん断耐力時の層せん断力係数)

i 階の全ての梁がせん断破壊する時の耐力と平均せん断応力度をそれぞれ Q_{gsui} と $\tau_{gsui} = \Sigma Q_{gsui} / \Sigma A_g$ ……(1) とし、その時の保有水平耐力を $\Sigma Q_{cgsui} = A_i \cdot C_{gsui} \cdot W_i$ ……(2)

とおく。ここで W_i は i 階より上部の建物重量、 A_i は層せん断力の分布を示す係数で $W_i = w_i \cdot \Sigma A_{f_i}$ とおけば、 w_i は i 階より上部の建物の平均的な単位重量となる。

一方、全ての梁の平均的な長さを l_i 、階高を h_i 、反曲点高さ比を y_i とし、 i 階の層せん断力と $i+1$ 階の層せん断力との比を Z_i とおけば、 i 階の床位置での梁の曲げモーメントの総和と柱の曲げモーメントの総和のつり合いから次式が成り立つ。

$$\Sigma M_{gi} = \Sigma Q_{gsui} \cdot l_i = \Sigma M_{ci} = \Sigma Q_{cgsui} \cdot (1 - y_i) \cdot h_i + Z_i \cdot \Sigma Q_{cgsui} \cdot y_{i+1} \cdot h_{i+1} \dots\dots\dots(3)$$

ここでメカニズム時のすべての柱の反曲点が階高の中央にあるとすれば

$$\Sigma Q_{gsui} \cdot l_i = 0.5(1 + Z_i)h_i \cdot \Sigma Q_{cgsui} \dots\dots\dots(4)$$

(2) 式に (1)、(4) 式を代入すれば

$$C_{gsui} = \frac{\Sigma Q_{cgsui}}{A_i \cdot W_i} = \frac{\bar{\tau}_{gsui} \cdot \Sigma A_{gi}}{A_i \cdot w_i \cdot \Sigma A_{fi} \cdot 0.5 \cdot (1 + Z_i)} \cdot \frac{l_i}{h_i} = \frac{\bar{\tau}_{gsui} \cdot a_{gi}}{A_i \cdot w_i} \cdot \frac{l_i}{0.5(1 + Z_i)h_i} \dots\dots\dots(5)$$

即ち、i 階の梁がせん断破壊する時の層せん断力係数のベースシア係数換算値 C_{gsui} は (5) 式のように延べ床面積梁率 a_{gi} と梁せん断耐力時の平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{gsui}$ の他、 A_i 、 w_i 、 l_i 、 h_i 等建物の基本的な構造諸元の関数として表すことができる。

既存建物の場合には (5) 式において $\bar{\tau}_{gsui}$ は略算的に求められるからその結果、 C_{gsui} が得られ、梁の平均的なせん断耐力性能の把握ができ、また新規設計では C_{gsui} や適度なせん断補強量による $\bar{\tau}_{gsui}$ を設定すれば、 a_{gi} が得られ、所要の梁の断面寸法を設定することができる。このように、(5) 式は一般に均等スパンが多い学校校舎や集合住宅の場合には、比較的眞値に近い解が得られることになる。

(梁の曲げ降伏時の層せん断力係数)

i 階の梁が全て曲げ降伏する時の平均せん断応力度を (1) 式と同様に

$$\bar{\tau}_{gmui} = \Sigma Q_{gmui} / \Sigma A_{gi} \dots\dots\dots(6) \text{ とおけば、前項と同様にして (7) 式が得られる。}$$

$$C_{gmui} = \frac{\bar{\tau}_{gmui} \cdot a_{gi}}{A_i \cdot w_i} \cdot \frac{l_i}{0.5(1 + Z)h_i} \dots\dots\dots(7)$$

ここで、個々の梁の曲げ降伏時にもとづく平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{gmui}$ は、梁両端の引張鉄筋比を p_t 、 p_c (但し、 p は A_g に対する主筋比)、柱せいを $D_c (= r \cdot l_i)$ 、梁せいを $D_g (= q \cdot h_i)$ とおけば近似的に (8) 式で表わすことができる。

$$\bar{\tau}_{gmui} = \frac{Q_{gmui}}{A_g} = \frac{0.8(\bar{p}_t + \bar{p}_c)\sigma_y \cdot D_g}{l_i - D_c} = \frac{0.8(\bar{p}_t + \bar{p}_c)\sigma_y \cdot D_g}{(1 - r)l_i} \dots\dots\dots(8)$$

(8) 式を (7) 式に代入すれば次式が得られる。

$$C_{gmui} = \frac{1.6a_{gi} \cdot \sigma_y}{A_i \cdot w_i} \cdot \frac{(\bar{p}_{ti+1} + \bar{p}_{ci+1})}{1 - r_i} \cdot \frac{q_i}{1 + Z_i} \dots\dots\dots(9)$$

(9) 式によれば前項のせん断耐力時と同様に、既存建物の場合には a_{gi} や $(\bar{p}_t + \bar{p}_c)$ より C_{gmui} が得られ、また新築建物の場合には C_{gmui} や $(\bar{p}_t + \bar{p}_c)$ を適切に設定することにより a_{gi} が得られることになる。特に、後者の場合には柱・梁接合部のせん断破壊の防止のために提案されている梁主筋比の上限値[2]以下の値に設定すれば、適度な曲げ耐力の確保と同時に柱・梁接合部の塑性変形能力の確保も可能となる。

2. 3 有壁ラーメン構造の場合

一般の建物では、完全な純ラーメン構造とする例は比較的少なく、壁を設け耐震壁として有効に機能させる場合が少なくない。このような有壁ラーメン構造では、純ラーメン構造の場合に比べて柱や梁の断面を小さくすることが一般的に行われるが、この場合に対しても延べ床面積梁率の考え方を次のように活用することができる。

1 つの建物に存在する全ての耐震壁が負担する水平耐力にもとづいて計算されるせん断力係数

をCwとし、これに対し、耐震壁を無視した純ラーメンが、負担できるメカニズム時の耐力をCfとすれば建物全体としてのせん断力係数Cはそれらの和として表される。この場合、Cfは前項に記したC_{gmu}またはC_{gsu}に準じて評価するとすれば、Cwは境界梁の曲げ戻し効果は無視した独立壁としてその曲げ耐力、せん断耐力または回転耐力にもとづいて評価することになる。なお、この場合のCwの計算には、境界効果は無視するが、直交梁による拘束などの直交効果は考慮しなければならない。更にまた、ラーメン部分と耐震壁部分が負担する水平力から決まるそれぞれの部分に対する外力分布形は一般的にかなり異なった形になるため、これを考慮する必要があるが、略算的には例えばラーメン部分については逆三角形分布とし、耐震壁部分についてはCwのCに対する比(Cw/C)により等分布や下部集中型分布などとすればよいと思われる。

3. a_g指標目標値の試算例

3. 1 概要

ここでは架構のメカニズムが梁崩壊型になることを想定し、せん断耐力時のせん断力係数(C_{gsu})を0.4以上、曲げ耐力時のせん断耐力係数(C_{gmu})を0.3以上とする場合に2階床梁について必要となるa_{g2}の計算結果を記す。C_{gsu}、C_{gmu}の設定値以外の諸変動因子について個々の建物の条件に合った値を設定すれば、それぞれのケースに応じて必要となる延べ床面積梁率が求められることになる。

3. 2 所要せん断耐力から求められるa_g (3階建建物の1階の場合)

・計算仮定：せん断耐力算定式は荒川 Min 式により、次の仮定より求める。

τ_L (長期せん断力による平均せん断応力度) = 2 kg/cm², $M/(Q \cdot d) = 3$, $\sigma_{wy} = 3000$ kg/cm², $p_t = 0.5\%$, $F_c = 150$ kg/cm² と $p_w = 0.1\%$ (既存建物)、 $F_c = 210$ kg/cm² と $p_w = 0.3\%$ (新築建物)、 $l_1/h_1 = 2$, $Z_1 = 0.83$ (逆三角形分布の外力、3階建の1階)、 $w_1 = 1200$ kg/cm²

・ τ_{gsu} の計算結果：5.5 kg/cm² (既存建物)、9.0 kg/cm² (既存建物)

・ $C_{gsu1} > 0.4$ に必要となるa_{g2}：(5)式を変形した(10)式による。

$$a_{g2} > \frac{C_{gsu1} \cdot A_1 \cdot w_1 \cdot 0.5(1 + Z_1) \cdot h_1}{\tau_{gsu} \cdot l_1} = \frac{219.6}{\tau_{gsu}} \dots \dots \dots (10)$$

これにより既存建物ではa_{g2} > 39.9 cm²/m²、新築建物ではa_{g2} > 24.4 cm²/m²となる。

3. 3 所要曲げ耐力から求められるa_g (3階建建物の1階の場合)

・計算仮定：接合部せん断破壊防止のため($\bar{p}_{t2} + \bar{p}_{c2}$) = 0.015とし、またw = 1200 kg/cm²とする他はRC規準計算例1により、下記の諸条件を設定して、(9)式を変形して得られる(11)式より求める。

$$a_{g2} > \frac{C_{gmu1} \cdot A_1 \cdot w_1 (1 - r_1) (1 + Z_1)}{1.6 \sigma_y (\bar{p}_{t2} + \bar{p}_{c2}) \cdot q_1} \dots \dots \dots (11)$$

w₁ = 1200 kg/cm², r₁ = 60/700 = 0.086, Z₁ = 0.83, $\sigma_y = 3850$ kg/cm², q₁ = 80/370 = 0.22

・C_{gmu} > 0.3 に必要となるa_{g2}：(11)式に上記の値を代入して

$$a_{g2} > 0.3 \times 1 \times 1200 \times 0.96 \times 1.83 / (1.6 \times 3850 \times 0.05 \times 0.22) = 31.0 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

以上のように、曲げ主筋量を上下合わせて1.5%程度にとどめるためには、せん断強度上必要となるよりもより大きな梁断面が必要となる。

4. a_g 指標の計算例

4. 1 RC規準設計例の場合

図1および表1に概要を示したRC規準設計例1の耐震壁のない長辺方向の各階について算出した a_{gi} 、 C_{gsui} 、 C_{gmui} の値を表2に示した。また、節点振分法により精算された保有水平耐力から求めたメカニズム時における各階の等価せん断力係数 C_{mi} を求め、 C_{gmui} に対する比と共に表中に記した。

これらのデータから、RC規準設計例1の建物の耐震性能ならびに a_g や C_g の指標値の評価について以下の事項が指摘できる。

- i. C_{gmui} の計算結果は最上階(3階)を除き C_{mi} をと概ね一致している。最上階では C_{gmui} が C_{mi} を大きく上回っているが、これは前者が梁崩壊を設定しているのに対し、後者は柱降伏先行となっているためである。
- ii. この建物では a_g の値が前述の限界値としての試算値を大きく上回り、梁の設定断面が十分に大きく、そのために断面設計結果による p_t や p_w がかなり小さくなっている。
- iii. C_{gsu}/C_{gmui} の値は各階で1を十分に上回る値となっており、この建物は梁のせん断耐力上は十分なゆとりのあることがわかる。

4. 2 既存学校校舎の統計資料[3]

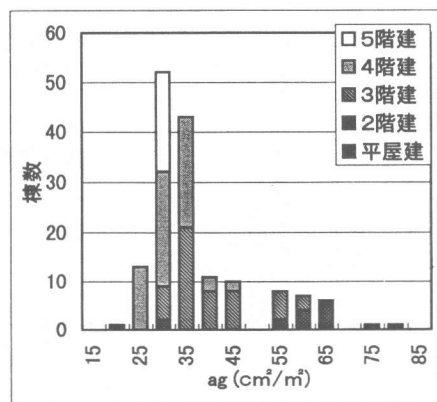
関東地方のA県に1980年以前に建てられた鉄筋コンクリート造校舎142棟の耐震3次診断資料を用い、桁行方向の1階について得られる、 a_g および C_g について検討した。その結果を図2～図5に示す。

図示したデータから、これらの既存建物の耐震性能に関し、以下の事項が指摘できる。なお、3項に記した $C_{gsu} > 0.4$ とするために必要となる a_{g2} の値は標準的な4.5mスパンの校舎の場合 $\tau_{gsu} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$ として平屋建を除き約 $55 \sim 65 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (以下所要値と呼ぶ)となる。

- i. 既存校舎の a_{g2} の計算値は階数が多くなるほど、小さくなり、また階数が少なくなるほどばらつきが大きい。また、 a_{g2} の平均値の所要値に対する比は3階建て～5階建て校舎で約40～60%に留まる。

表2 設計例1の建物の構造諸元と a_g 、 C_g の計算結果一覧

階(梁の階)	3(R)	2(3)	1(2)
$\Sigma Ag(\text{cm}^2)$	50750	52500	64000
$\Sigma Ag(\text{m}^2)$	577.5	1155	1732.5
$a_g(\text{cm}^2/\text{m}^2)$	87.8	47.0	36.9
$\Sigma pt(\%)$	1.00	1.04	1.09
$w(\text{kg}/\text{m}^2)$	910	910	926
$q(\text{Dg}/\text{h})$	0.204	0.210	0.216
A_i	1.37	1.15	1.00
C_{gmui}	0.968	0.414	0.345
C_m	0.415	0.373	0.358
C_{gmui}/C_m	2.33	1.10	0.96
$\tau_{gsu}(\text{kg}/\text{cm}^2)$	7.5	7.5	8.1
C_{gsu}	1.04	0.66	0.61
C_{gsu}/C_{gmui}	1.07	1.77	1.93



a_g	平屋建	2階建	3階建	4階建	5階建
最大値	142.54	64.31	58.82	40.41	29.67
最小値	72.59	17.66	25.56	22.29	27.2
平均値	108.56	52.61	38	29.31	27.93
標準偏差	39.27	15.78	9.3	4.22	0.64

図2 既存校舎142棟における延べ床面積梁率 a_g の階数別頻度分布

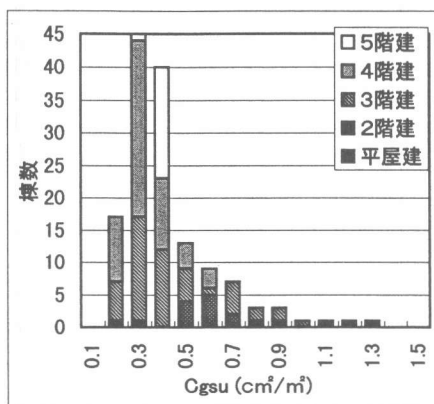
- ii. C_{gsu} 、 C_{gmu} の値は階数の多いもの程小さく、それぞれ望ましい下限値である 0.4 および 0.3 を下回るデータが過半数を占める。即ち、既存校舎の梁は一般に耐震性に問題の多いことが分かる。
- iii. C_{gsu} が C_{gmu} を下回るデータが全体の 90%以上を占めており、母集団の建物の梁の破壊モードは大半がせん断型となることが推定される。

5. 結び

鉄筋コンクリートラーメン構造の耐震性能の評価に役立てるため、延べ床面積梁率という概念を提案し、その算出例と算出結果の評価方法について記した。また、142 棟の既存校舎について算出した資料を示し、旧基準による既存建物の梁の断面は一般にかなり小さく耐震性能に問題があることを示した。さらに、既存建物や新築建物の構造性能検討に加え、例えば分譲住宅の構造に関する性能表示のために基本的な指標の 1つとして同様な定義による延べ床面積柱率や壁率などと共に用いるなどの活用方法も考えられ今後更に検討を続ける所存である。

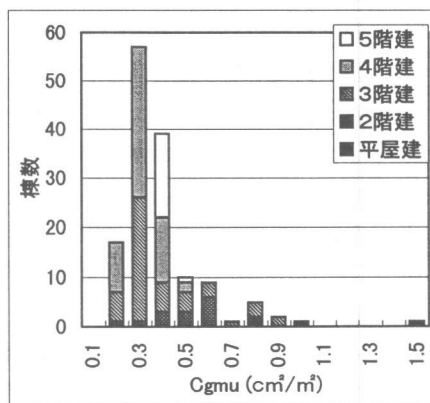
(参考文献)

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1988 年 7 月
- [2] 広沢雅也、秋山友昭：柱・梁接合部のせん断破壊および付着割裂破壊の略算的検討方法、建築防災、1993 年 8 月、日本建築防災協会
- [3] 五十嵐淑隆：既存鉄筋コンクリート造校舎の柱・梁接合部を中心とした耐震性能の比較、平成 8 年度工学院大学修士論文、1997 年 1 月



C_{gsu}	平屋建	2階建	3階建	4階建	5階建
最大値	1.27	0.71	0.94	0.6	0.39
最小値	0.88	0.12	0.13	0.15	0.3
平均値	1.11	0.5	0.38	0.29	0.34
標準偏差	0.17	0.16	0.21	0.1	0.02

図3 既存校舎の梁せん断破壊時ベースシア係数 C_{gsu} の階数別頻度分布



C_{gmu}	平屋建	2階建	3階建	4階建	5階建
最大値	1.41	0.51	0.88	0.42	0.42
最小値	0.77	0.19	0.15	0.12	0.34
平均値	0.98	0.41	0.34	0.27	0.37
標準偏差	0.3	0.12	0.19	0.07	0.02

図4 既存校舎の梁曲げ降伏時ベースシア係数 C_{gmu} の階数別頻度分布

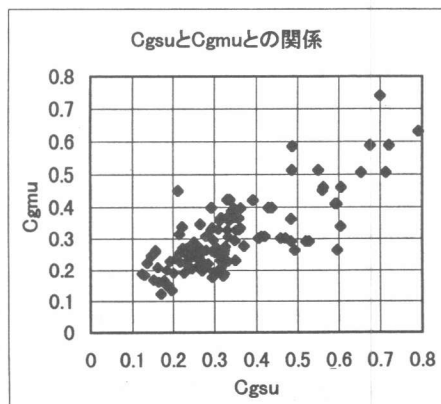


図5 既存校舎の C_{gsu} と C_{gmu} の相関関係