

8条 構造解析の基本事項

1. 建築物全体および各部の応力と変形は、下記の仮定に基づき算定する。
  - (1) 応力および変形の算定は、一般には弾性剛性に立脚した計算によるが、解析の目的や各部材の応力レベルに応じてコンクリートのひび割れや部材の塑性変形の影響による剛性低下を適切に考慮する。
  - (2) 材料のヤング係数は、表 2 による。ただし、長期荷重によるクリープの影響を考慮する場合は、このかぎりではない。

2. 柱・梁の剛性評価

- (1) 曲げ変形、せん断変形および軸方向変形に対する弾性剛性を算定するにあたっては、基本となる断面積および断面 2 次モーメントは全断面について求める。ただし、これらの計算には鉄筋の影響を無視することができる。
- (2) スラブ付梁、壁付き柱などの T 形断面をもつ材の曲げ変形に対する板部の有効幅は、ウェブ幅に、その両側または片側に板部の協力幅をそれぞれ加えたものとする。板部の協力幅は、(8.1) 式または (8.2) 式により算定する。

ラーメン材および連続梁の場合

$$a/l < 0.5 \text{ の場合} \quad b_a = (0.5 - 0.6a/l) a \quad (8.1)$$

$$a/l \geq 0.5 \text{ の場合} \quad b_a = 0.1l$$

単純梁の場合

$$a/l_0 < 1 \text{ の場合} \quad b_a = (0.5 - 0.3a/l_0) a \quad (8.2)$$

$$a/l_0 \geq 1 \text{ の場合} \quad b_a = 0.2l_0$$

ここに、

$a$  : 並列 T 形断面部材では材の側面から隣の材の側面までの距離 [図 8.1 参照]

単独 T 形断面部材ではその片側フランジ幅の 2 倍

$l$  : ラーメン材または連続梁のスパン長さ

$l_0$  : 単純梁のスパン長さ

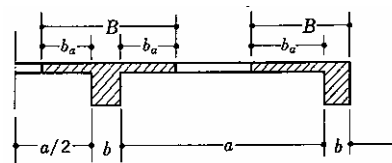


図 8.1 T 形断面部材の板部の有効幅

- (3) 部材の変形は、原則として曲げモーメントおよびせん断力による変形を考慮し、必要に応じて軸方向力による変形を考慮する。この場合、応力計算を簡略化するために、耐震壁や壁形の部材以外のせい比べて長さが長い線材では、せん断力による変形を無視することができる。
- (4) 部材に局部的なひび割れが入り、剛性が低下する状態で、その影響が無視できない場合は適切に、その復元力特性を算定し、弾塑性解析を行い各部の応力、変形を算定する必要がある。

### 3. 壁の剛性評価

- (1) 開口のある耐震壁
- (2) ひびわれによる剛性低下
- (3) 高強度材料を用いた場合の耐震壁の剛性
- (4) 構造解析の目的に応じた耐震壁の剛性の設定

#### 1. 建築物の全体および各部の応力と変形の算定

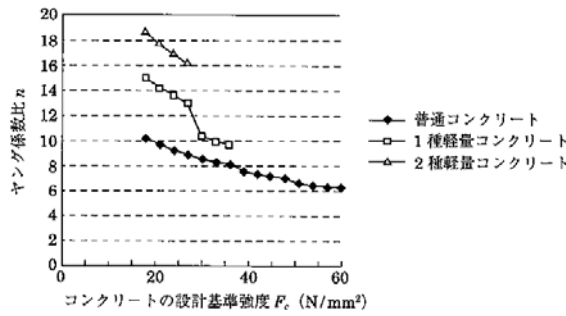
(1) 鉄筋コンクリート造の不静定骨組の構造解析において、弾性理論による部材の曲げ剛性やせん断剛性および軸方向剛性に基づいた弾性解析により部材応力を算出する場合がある。長期荷重に対する構造解析は、クリープの問題を別にすれば<sup>1),2)</sup>、ほぼ弾性範囲と考えてよい。しかし、応力度が短期許容応力度程度に大きくなったり、地震時などでときにそれを超えるような段階になると、部材には局部的にひび割れが生じ、弾性剛性よりかなり低い剛性を示すようになる。この現象は一般に剛性低下と呼ばれる。

静定構造物であれば、剛性の変化は応力分布や耐力には無関係であるが、不静定骨組では剛性低下により応力あるいは部材が負担する力の分布が変化する。また、建築物全体や部材の変形は剛性低下の考慮の有無により大きく異なる。

一般的には弾性解析により短期荷重時応力度を算出する場合があるが、解析の目的や各部材の応力レベルに応じて、ひび割れによる剛性低下を適切に評価した解析に基づき部材応力や変形を算出することが望ましい。特に、本規準では、鉄筋コンクリート造建築物の修復性の確保は短期荷重時応力度が短期許容応力度の設計規定を満足することを目標としている。そのためには、短期荷重時応力度を実情に即した部材剛性に基づく解析により算出する必要がある。

(2) 構造物の微小変形・微小振動あるいは不同沈下・温度変化、コンクリートの収縮などに基づく自己ひずみ応力を扱う場合には、5条表2に示した弾性係数を用いる。この場合、ヤング係数としてはコンクリートの値を用い、鉄筋の影響を考慮する場合には、次の(3.1)に述べる方法で断面積や断面2次モーメントをコンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n$ を用いて等価な値に割り増す方法による。

鉄筋のヤング係数は鉄筋の種類に関係せずほぼ一定で、 $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ である。コンクリートのヤング係数は、表2に示すようにコンクリートの単位容積重量 $\gamma$ と設計基準強度 $F_c$ によって変化する。したがって、コンクリートとのヤング係数比 $n$ はコンクリートの種類によって変わる。解表7.3に示した無筋コンクリートの単位容積重量を用いて、表2により算定したコンクリートのヤング係数に基づく応力解析用のヤング係数比 $n$ を解図8.6に示す。



解図 8.6 応力解析用ヤング係数比  $n$

2. 柱・梁の剛性評価

(1) 鉄筋コンクリート部材の断面 2 次モーメント計算の仮定について

鉄筋コンクリート骨組の微小変形・微小振動・自己ひずみ応力などを扱う場合には、コンクリート断面に鉄筋の影響を考慮したほうがよくあう。このため鉄筋の断面をそのヤング係数比の  $n$  倍のコンクリート断面に置き換えた等価置換断面積  $A_e$ 、等価置換断面 2 次モーメント  $I_e$  を考えればよい。

解図 8.7 に示す断面で

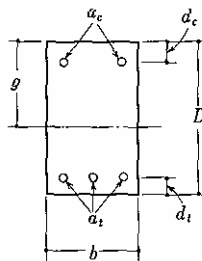
$$n = \frac{sE}{cE}, \quad p_t = \frac{a_t}{bD}, \quad \gamma = \frac{a_c}{a_t}, \quad d_{t1} = \frac{d_t}{D}, \quad d_{c1} = \frac{d_c}{D}, \quad g_{01} = \frac{g}{D}$$

ここに、 $g$  : 断面縁から断面の重心までの距離

とすると、無筋の場合の断面積  $A_0$  と有筋の場合の等価断面積  $A_e$  は次式で表される。

$$A_0 = bD \tag{解 8.11}$$

$$A_e = A_0 + n(a_t + a_c) = A_0 \{1 + np_t(1 + \gamma)\} \tag{解 8.12}$$



解図 8.7 鉄筋コンクリート断面の記号

また、無筋の場合の断面 2 次モーメント  $I_0$  に対して、有筋の場合の等価断面 2 次モーメントを  $I_e$  で表すと、 $\phi_r$  は鉄筋が入ったことによる断面 2 次モーメントの増大率で次式のようなになる。

$$\phi_r = 12 \left( \frac{1}{3} - g_{01} + g_{01}^2 \right) + 12np_t \left\{ (1 - g_{01} - d_{t1})^2 + (g_{01} - d_{c1})^2 \gamma \right\} \tag{解 8.13}$$

ここに、

$$I_e = \phi_r I_0 \quad I_0 = \frac{bD^3}{12} \quad g_{01} = \frac{0.5 + np_t(1 - d_{t1} + d_{c1}\gamma)}{1 + np_t(1 + \gamma)} \tag{解 8.14}$$

なお、(解 8.12) 式と (解 8.13) 式では、鉄筋断面をコンクリート断面と重複して算定していることになるので、厳密に言えば  $n$  の代わりに  $(n-1)$  を用いるのがより正確であるが、ここでは簡便のために  $n$  を用いている。

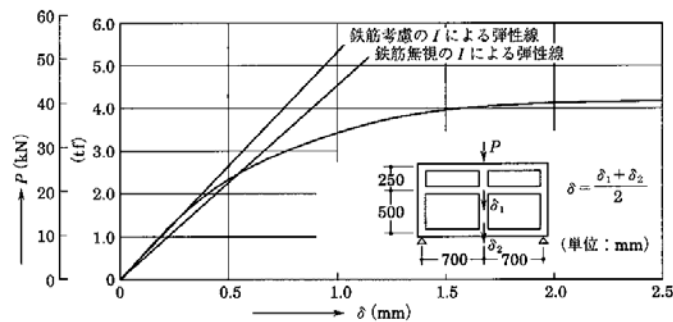
(解 8.13) 式の  $\phi_r$  は、近似的に次式を用いてもよからう。上式で  $d_{t1}=d_{c1}=0.1$  と仮定し、柱の場合、 $g_{o1}=0.5$ 、 $\gamma=1$  とおいて

$$\phi_r = 1 + 3.8np_t \tag{解 8.15}$$

梁の場合、 $g_{o1}=0.53$  と仮定して

$$\phi_r = 1 + np_t (1.5 + 2\gamma) \tag{解 8.16}$$

解図 8.8 にラーメンの荷重と変形との関係を示す実験結果を示した。鉄筋の影響を考えれば、弾性変形はよく実験と一致していることがわかる。



解図 8.8 鉄筋コンクリートラーメンの鉄筋の影響を考慮した荷重と変形の関係

不静定ラーメンの設計にあたっては、まず第一にラーメンを構成する各部材の断面 2 次モーメントに基づいて各部応力を算出し、それによってはじめてその断面配筋などを定めることができるのである。もし、各部の断面が未定ならば（通常的设计はこの場合にあたる）、設計に先立ち各部の断面を見込みで仮定し、その断面 2 次モーメントを算定し、ラーメン計算を経て部材断面を設計する。

この場合に、各部材は弾性と考え、コンクリートは引張・圧縮とも抵抗しうるとみなす。したがって、断面 2 次モーメントは全断面について算定する。この場合、鉄筋の影響は前述の等価置換断面積・等価置換断面 2 次モーメントを考えることによって採り入れることができる。

断面仮定の場合には鉄筋量が不明であるから算入するわけにはいかない。しかし、応力を計算する場合には、各部材の相対的な断面 2 次モーメントが影響し、その絶対量は問題でないから、鉄筋の影響が各材に対してほぼ同率であると考えて、これを無視することが広く行われている。

(2) T 形梁のスラブの有効幅  $B$  の取扱い方について

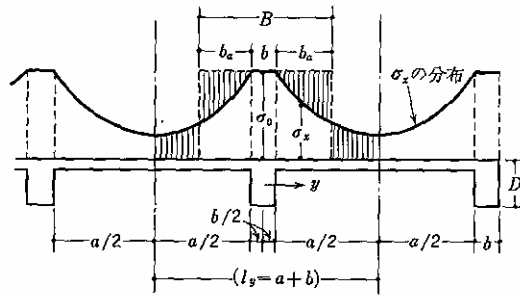
長方形梁が床スラブと一体となって曲げに抵抗するいわゆる T 形梁は、単独の長方形梁よりも応力度も変形も小さい。

T 形梁の間隔が広い場合、スラブの軸方向応力度  $\sigma_x$  は一様ではなく、解図 8.9 のようにウェブとの付け根を離れるにつれて漸次減少する。

$\sigma_x$  が一様に分布するという初等曲げ理論の仮定に適合させるために、同図のハッチした応力の面積が互いに等しくなるように定めた幅  $B$  が有効幅  $B$  であって、 $\sigma_x$  の分布がわかれば片側板部の協力幅は

$$b_a = \frac{1}{\sigma_0} \int_{b/2}^{b/2+a/2} \sigma_x dy \quad (\text{解 8.17})$$

から求めることができる。



(材軸方向を  $x$  方向とする)

解図 8.9  $\sigma_x$  の分布と有効幅

したがって、T 形梁の有効幅  $B$  は次式から定まることになる。

i) スラブが材の両側にあるとき [規準本文の図 8.1]

$$B = b_{a左} + b_{a右} + b \quad (\text{解 8.18})$$

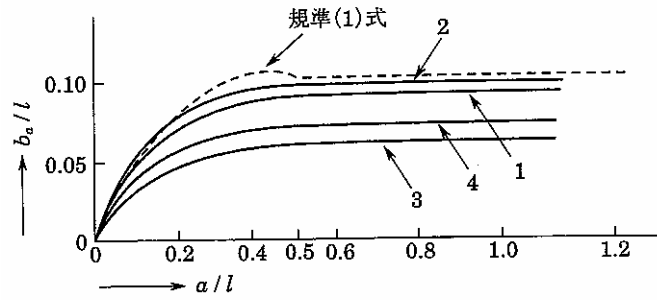
ii) スラブが材の片側にあるとき [規準本文の図 8.1]

$$B = b_a + b \quad (\text{解 8.19})$$

T 形梁の有効幅は、梁の支持条件（固定、単純支持、連続）、梁に加わる荷重分布状態（等分布、集中、水平力）、スラブの辺長比  $a/l$ 、スラブ側辺の拘束（単独梁・並列梁）、スラブと梁のせいの比など各種の条件によって異なり、また材長に沿って変化する [13 条解説, 図 13.5 参照]。ただ応力算定時の曲げ剛性の評価に用いる有効幅は材長に沿って変わる絶対値よりもその平均値が重要である。その意味で有効幅に最も影響の大きい板部の辺長比  $a/l$  と協力幅  $b_a$  の関係を示す解図 8.10 の曲線 1 を平均的な値として採用し、これを近似式で表したものがラーメン材および連続梁の場合の規準 (8.1) 式であり<sup>17)</sup>、図中破線で示しており、実験値<sup>18)</sup>ともあう。

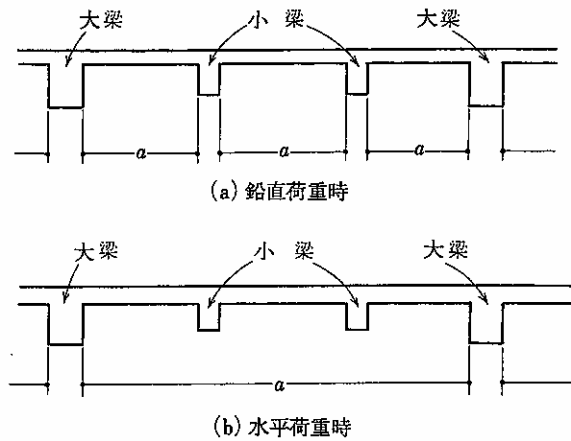
また、小梁が大梁に並列する場合には、有効幅は荷重状態によって異なり、規準式 (8.1)、(8.2) を適用するためには、 $a$  の値を解図 8.11 (a)、(b) に示すように変えて考えるべきであるが、小梁が小さいときには、水平荷重時に重点をおいて、解図 8.11 (b) に示した  $a$  を用いることができよう<sup>17)</sup>。

解図 8.12 は、ヨーロッパコンクリート委員会 (C.E.B)<sup>19)</sup> の鉄筋コンクリート設計施工基準<sup>20)</sup> に示されている並列 T 形梁の有効幅の値と単純梁の場合の規準 (8.2) 式とを比較したものであり、通常の建築物では、板厚と梁せいの比  $t/D$  は、だいたい 0.1~0.2 であるので、破線で示した規準 (8.2) 式は妥当であると考えられる。また、本図から協力幅は板厚に比例するものでないこともわかる。

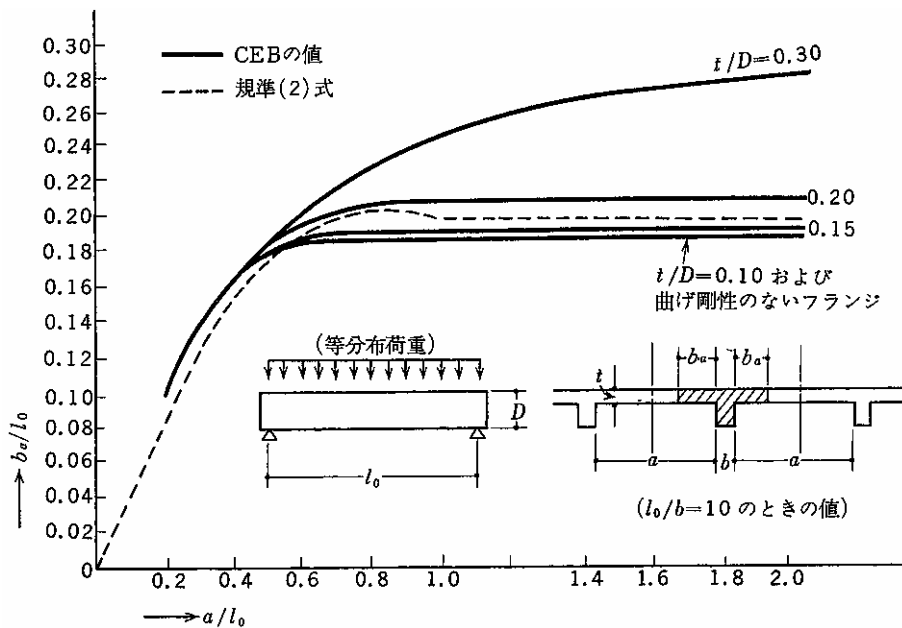


曲線 1 は sine 形  $M$  時自由支持梁および cosine 形  $M$  時固定梁  
 曲線 2 は 等分布荷重時中央点(固定梁)  
 曲線 3 は 等分布荷重時支点(固定梁)  
 曲線 4 は 中央集中荷重時, 中央点と支点(固定梁)

解図 8.10 協力幅と板の辺長比との関係



解図 8.11 荷重状態が異なる場合の  $a$  のとり方



解図 8.12 単純梁の協力幅と板の辺長比との関係

規準の (8.1) 式を用いて求めた有効幅  $B$  から断面 2 次モーメントを算定するには、付 4 の算定式から断面 2 次モーメントの増大率  $\phi$  を求め、次式により断面 2 次モーメントを求めると便利である。

$$I = \phi I_0 \quad (\text{解 8.20})$$

$$I_0 = \frac{bD^3}{12} \quad (\text{解 8.21})$$

ここに、

$I$  : T 形梁の断面 2 次モーメント

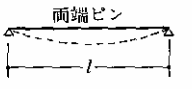
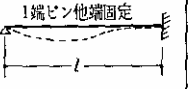
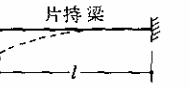
$I_0$  : 長方形梁の断面 2 次モーメント

$\phi$  : 断面 2 次モーメントの増大率

なお、文献<sup>21)</sup>は、T 形梁の応力変形解析から梁幅、梁せい、スラブ厚さ、スパン長さ、隣接する梁までの中心間距離をパラメータとして  $\phi$  を求める図表が作成されているので参照されたい。

また、剛性の多少の変化はラーメン材応力に大きな影響を与えないので、もっと大まかな値をとることも許されよう。例えば、普通規模の床梁の場合には、両側にスラブをもつ場合  $\phi=2$ 、片側にスラブをもつ場合  $\phi=1.5$  と仮定してもよいが、特殊な寸法比 ( $a/b$ ,  $a/l$ ,  $t/D$ ) の場合には協力幅の算定式 (解 8.17) から計算するか、文献<sup>21)</sup>によるのが望ましい。

規準 (8.2) 式は、単純梁や片持梁などの協力幅  $b_a$  の計算に用いる。この場合  $b_a$  を算定する場合のスパン長さ  $l_0$  は、例えば、解図 8.13 のように設定すればよい。

材端の条件	 <p style="text-align: center;">両端ピン</p>	 <p style="text-align: center;">1端ピン他端固定</p>	 <p style="text-align: center;">片持梁</p>
$l_0$	$l$	$0.7l$	$2l$

解図 8.13 材端の条件による規準 (2) 式におけるスパン長  $l_0$

(3) 部材の変形は、原則として曲げモーメントおよびせん断力による変形を考慮し、必要に応じて軸方向力による変形を考慮する。

### (3.1) 部材のせん断変形

各部材のたわみが主として曲げモーメントによる場合、すなわち、せいに比べて長さが長い線材では、計算を簡略化するためにせん断力による変形は無視して応力計算を行うことができる。

しかし、壁梁、腰壁・垂れ壁と一体の梁や袖壁と一体の柱もしくは耐震壁を線材として扱う場合など、材せいが材長の 0.3 倍以上となるような部材については、曲げ変形のほかにせん断変形を考慮した文献<sup>22)</sup>に示すようなラーメン解法を用いたほうがよい。

柱、梁および耐震壁などの部材を線材にモデル化してせん断変形を考慮する場合の有効せん断断面積  $A_s$  は、部材の断面積  $A$  とせん断変形の形状係数  $k_s$  に基づいて (解 8.22) 式により算定してよい。この場合、せん断変形の形状係数  $k_s$  は、断面内のせん断応力度の分布とそれに

比例して生じるせん断ひずみ（せん断変形角）から定まるひずみエネルギーと線材としてモデル化した部材のせん断変形によるひずみエネルギーを等置することによって（解 8.23）式のように求められる。

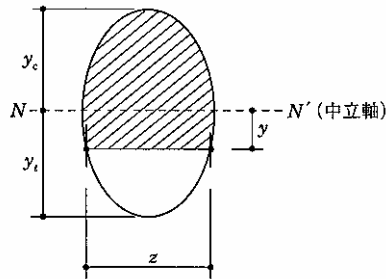
$$As = \frac{A}{ks} \tag{解 8.22}$$

$$ks = \frac{A}{I^2} \int_{y_t}^{y_c} \frac{S(y)^2}{z} dy \tag{解 8.23}$$

ここに、

- $As$  : 有効せん断断面積       $ks$  : せん断変形の形状係数
- $A$  : 断面積       $I$  : 中立軸回りの断面 2 次モーメント
- $S(y)$  : 中立軸  $N-N'$  から距離  $y$  以下の断面の中立軸に関する断面 1 次モーメント
- $y_t$  : 中立軸  $N-N'$  から断面下端縁までの距離
- $y_c$  : 中立軸  $N-N'$  から断面上端縁までの距離
- $z$  : 中立軸から距離  $y$  における断面の幅

（解 8.23）式より算定した結果から、断面の形状によるせん断変形の形状係数  $ks$  は、矩形断面では 1.2、円形断面では 1.1 としてよい。T 形梁断面では、 $A$  を有効幅を考慮しない長方形断面とし、1.0 としてよい。I 形耐震壁では、 $As=tD$  としてよい。ここに、 $t$  は壁厚、 $D$  は壁全長とする。



解図 8.14 有効せん断断面積算定における断面記号

### (3.2) 部材の軸方向変形

梁部材では、一般に水平面内に剛な床板と一体化してコンクリートが打設されるので特別な場合を除いて軸方向力による変形を無視することができる（水平方向に剛床の仮定の適用）。

柱部材では、長期荷重に対する解析では、一般に鉄筋コンクリート建築物は 1 層ずつ建設されるため主要な荷重となる躯体重量に対する軸方向変形は、1 層ずつ不陸を修正しつつ施工されるので、特別な場合を除いて軸方向力による変形を無視することができる。一方水平荷重に対する解析では、軸方向力による変形の少ない低層の場合を除いて軸方向変形による影響は大きく、これを考慮することが必要である。なお特別な場合として軸変形を考慮する場合について 9 条骨組みの解析を参照されたい。



(4) 実際の骨組の状態を考えると、打継ぎ部分その他、コンクリートの各部分にはある程度のひび割れが予想されるし、長期の応力に地震力や風圧力が加わった短期応力時にはさらに大きなひび割れも予想される。このような場合にもひび割れの数が少ないときには、それが全部材の剛性に与える影響は極めて小さいし、ひび割れが相当進展したあとでも、均等なラーメン骨組では剛性の低下は相対的であって、全体の応力分布にはあまり影響がない。したがって、全断面有効と考えた弾性計算によってその応力分布の大勢をつかむことができるのである。ただし、大きな変形を計算する場合には、解図 8.8 でもわかるように弾性計算よりも実際の変形はかなり増大することに留意しなければならない。

しかし、局所的な降伏を許さない範囲を考えると、剛性と不静定応力とは互いに関連を持っていて、低応力から高応力に移るにつれて、鉄筋コンクリート構造ではその骨組の応力分布が変わってくる。このことは、応力と変形とが比例しないため、弾性体でないものには必然的に起こることがらである。このために、弾性理論の基盤がくずれ、重ね合せの法則も成り立たなくなり、非線形解析が必要とされる。従って、ここに示されるような方法により、部材の復元力特性を直接導入して増分法などにより弾塑性解析を行って建築物全体や各部の応力、変形を算定して設計に用いることが考えられる。

鉄筋コンクリート部材に逆対称モーメントが作用するとき [解図 8.1 (a)], その材端モーメント  $M$  と材端回転角  $R$  [解図 8.1 (b)] との関係は、解図 8.1 (c) のように表すことができる。

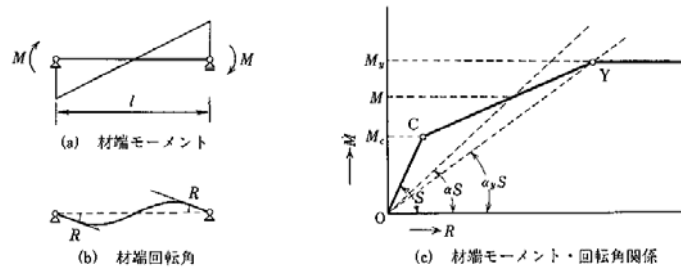
図の OC 線の勾配  $S$  が弾性剛性で、部材の曲げ剛性を  $EI$ , 部材長さを  $l$  とすれば、

$$S = \frac{M}{R} = \frac{6EI}{l} \quad (\text{解 8.1})$$

で表される。材端のモーメントがコンクリートに曲げひび割れが発生するときのモーメント (曲げひび割れモーメント  $M_c$ ) を超え、降伏モーメント  $M_y$  に達するまでは、その割線剛性  $\alpha S$  は次第に小さくなる。ここに  $\alpha$  は剛性低下率を表す。したがって、もし  $M_c$ ,  $M_y$ , 降伏点  $Y$  における剛性低下率  $\alpha_y$  を推定することができれば、任意の曲げモーメント  $M$  ( $M_c < M < M_y$ ) に対する  $\alpha$  は

$$\frac{1}{\alpha} = 1 + \left( \frac{1}{\alpha_y} - 1 \right) \frac{\left( 1 - \frac{M_c}{M} \right)}{\left( 1 - \frac{M_c}{M_y} \right)} \quad (\text{解 8.2})$$

と求めることができる。実際には部材のモーメント分布は完全に逆対称ではないし、また両端の  $M_c$ ,  $M_y$ ,  $\alpha_y$  などが等しくないのが普通であるから、厳密に考えるとこのような剛性低下率は実際の部材にはそのまま適用できず、より詳細な弾塑性解析をしなければならないが、略算的には、そのような場合でも、部材の両端で得られる  $\alpha$  を平均するなどして適宜取り扱うことができる。



解図 8.1 逆対称曲げモーメントを受ける  
鉄筋コンクリート部材の材端モーメント・回転角関係

以下、主として普通コンクリートを使用する梁および柱に関し、曲げひび割れモーメント  $M_c$ 、降伏モーメント  $M_y$ 、降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$  を多数の実験結果から統計的に推定した結果を示す<sup>8),9)</sup>。

i) 曲げひび割れモーメント

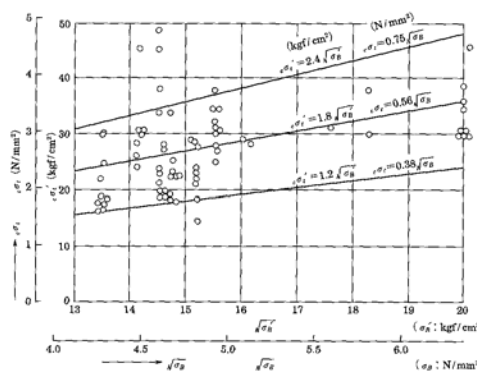
梁に関しては、断面係数  $Z_e$  に鉄筋を考慮すると、 $M_c/Z_e$  として得られるコンクリートの見掛けの引張強度  ${}_c\sigma_t$  ( $\text{N/mm}^2$ ) には鉄筋の影響はほとんど見られない。コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) との関係は解図 8.2 のようになり

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_B} \tag{解 8.3}$$

の範囲にほとんどの実験値が入っており、その平均値

$${}_c\sigma_t = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \tag{解 8.4}$$

は、同図のデータから得られる回帰直線ともほとんど一致する。図のように実験結果のばらつきはきわめて大きく、図の相関係数は  $r=0.475$  であるが、これはコンクリートのような材料ではやむを得ないことであろう。



解図 8.2 梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力

柱に関しては、 $M_c/bD^2$  が平均軸方向応力度  $\sigma_0=N/bD$  によってどのように変化するかを見たのが解図 8.3 である。やはりばらつきは大きいですが、 $\sigma_0$  による  $M_c/bD^2$  の増大はほぼ勾配 1/6 とみなしうる。

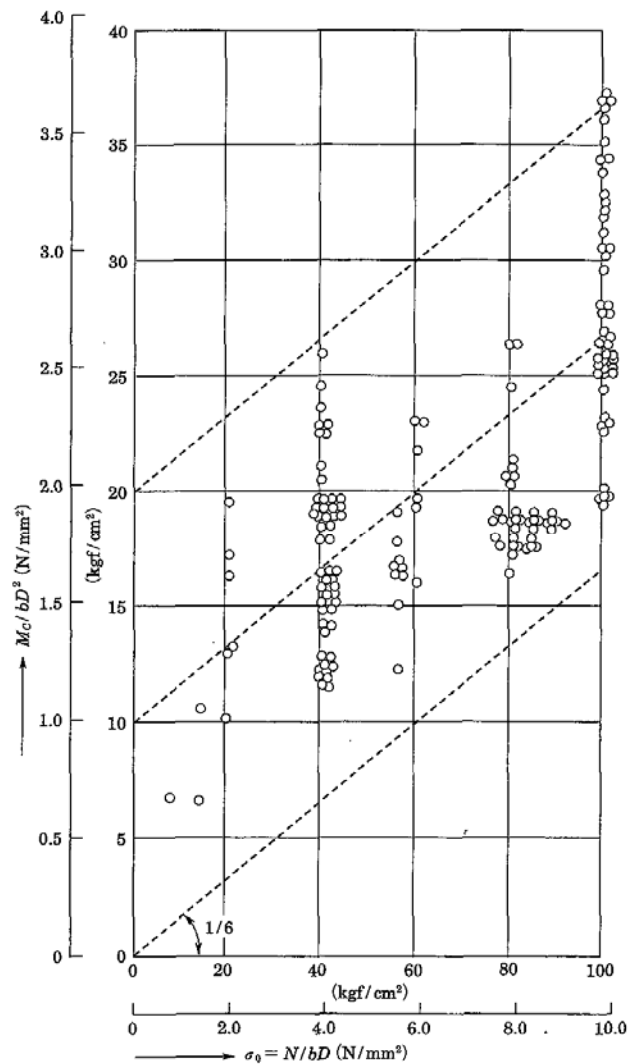
したがって、 $\sigma_B=18 \sim 40\text{N/mm}^2$ 、 $N/bD=0 \sim 10\text{N/mm}^2$  の範囲では、柱、梁を通じて曲げひび割れモーメント  $M_c$  は、(解 8.5)式で推定される。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_e + ND/6 \tag{解 8.5}$$

また、 $\sigma_B=40\sim 60\text{N/mm}^2$ の範囲においても、工学的にみて、上記のばらつきを認識したうえで、剛性低下率 $\alpha$ の算定や弾塑性解析における復元力特性の仮定に際して上式を適用してもさしつかえないと判断される。

なお、上記は普通コンクリートを使用する場合であるが、軽量コンクリートの場合は部材の実験資料が少ないので、明確なことはいえない。

スラブ付きの梁の曲げひび割れモーメント  $M_c$  を求める場合には、本条 1. (3) によりスラブの協力幅を考慮した T 形梁としてスラブが圧縮側になる下端引張時およびスラブが引張側になる上端引張時の断面係数を求め、(解 8.4)、(解 8.5) 式を適用してそれぞれの場合の  $M_c$  を算定すればよい。



解図 8.3 柱の曲げひび割れモーメントと軸方向応力度

ii) 降伏モーメント  $M_y$

梁・柱の降伏モーメントに関しては多くの研究があり、鉄筋コンクリート塑性理論でいたい推定できることは周知のことである。ここでは略算式<sup>10)</sup>

$$M_y = \{g_1 q + 0.5 \eta_0 (1 - \eta_0)\} \sigma_B b D^2 \quad (\text{解 8.6})$$

ここに,

$$g_1 = j_t/D$$

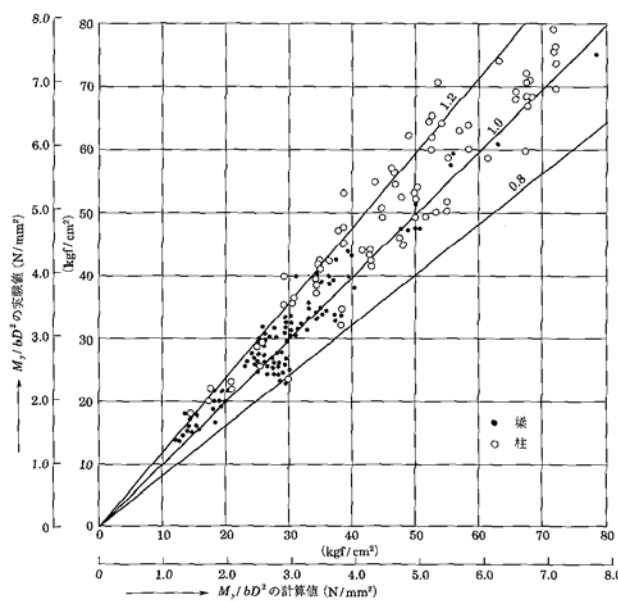
$$q = p_t \sigma_y / \sigma_B$$

$$p_t = a_t / bD$$

$$\eta_0 = N / bD \sigma_B$$

$j_t$  = 引張圧縮鉄筋重心間距離

により計算した結果を実験結果と比較して解図 8.4 に示す. これより (解 8.6) 式は±20%の範囲に全資料の約 90%が入る精度で降伏モーメントを略算できることがわかる. ただし, 引張鉄筋比  $p_t$  の範囲は 0.4~2.8%である. また, 柱はすべてつり合い軸方向力以下であり, これ以上の軸方向力を受ける場合には (解 8.6) 式は適用できない.



解図 8.4 降伏モーメントの計算値と実験値

また, スラブ付きの T 形梁の降伏モーメントを略算的に算定する場合には, 以下のように考えてよい.

(解 8.6) 式を梁の場合について考えると, 軸方向力  $N$  を零として,

$$M_y = a_t \sigma_y j_t \tag{解 8.7}$$

なお, ここで  $j_t = 0.9d$  として次式として考えてもよい.

$$M_y = 0.9 a_t \sigma_y d \tag{解 8.8}$$

ここに,  $d$ : 有効せい

(解 8.7), (解 8.8) 式において, スラブが引張側となる上端引張時において引張鉄筋の断面積  $a_t$  の算定に, 本条 1. (3) で評価されるスラブの協力幅内の鉄筋を考慮することにより, T 形梁の降伏モーメントを略算的に算定することができる.

iii) 降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$

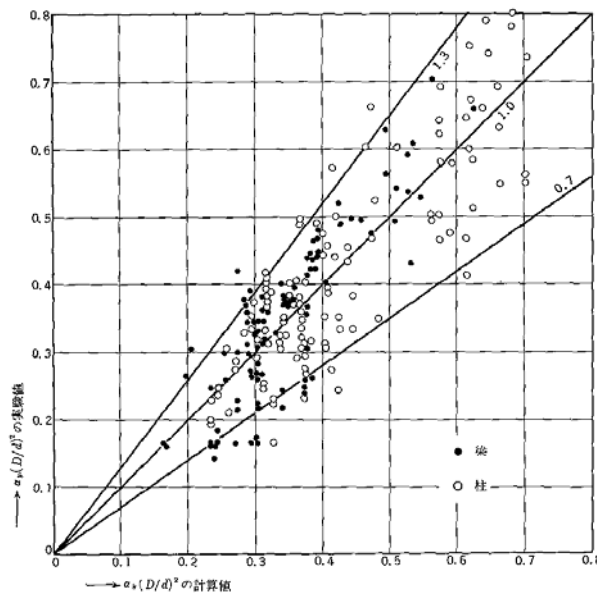
矩形断面の柱・梁の降伏時の剛性低下率について、実験結果の分散分析から因子として  $np_t$  ( $n$  はヤング係数比,  $p_t=a_t/(bD)$ ),  $a/D$  ( $a$  はシヤースパン長さ,  $a=M/Q$ ),  $\eta_0$  の 3 つをとりあげて、回帰式として (解 8.9) 式を得た。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (\text{解 8.9})$$

(解 8.9) 式の計算結果と実験結果を比較して解図 8.5 に示す。ここには、一部軽量コンクリートを用いた場合も含まれている。このように (解 8.9) 式は  $\pm 30\%$  の範囲に全資料の  $90\%$  が入る程度の精度である。なお、ヤング係数比  $n$  は実際のコンクリートのヤング係数から定める。また、実験資料は、 $p_t=0.4\sim 2.8\%$ ,  $a/D=2.0\sim 5.0$ ,  $\eta_0=0\sim 0.55$  の範囲にある。なお  $a/D < 2.0$  の範囲については、日本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」(1987) の「18. 鉄筋コンクリート柱の強度とじん性 (2 強度, 剛性)」<sup>11)</sup> に示されているので参照されたい。

スラブ付きの T 形梁の剛性低下に関しては、いくつかの実験的研究<sup>12),13)</sup>があるが、T 形梁の降伏点剛性低下率を算定する場合は文献<sup>14)</sup>に基づき以下のように算定してよい。

スラブが圧縮側となる下端引張時には、梁のウェブ幅  $b$  に本条 1. (3) により算定したスラブの協力幅を加算した T 形の有効幅  $B$  と梁せい  $D$  とからなる仮想の長方形梁を想定し、(解 8.9) 式により降伏点剛性低下率を算定する。一方、スラブが引張側となる上端引張時には、引張鉄筋として協力幅内のスラブの鉄筋も考慮し、梁幅を  $b$ , 梁せいを  $D$  とする長方形梁として (解 8.9) 式により降伏点剛性低下率  $\alpha_y$  を算定し、



解図 8.5 降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$

これを (解 8.10) 式に示すように、T 形梁に対する長方形梁の断面 2 次モーメントの比で低減した  $\alpha_y'$  を、T 形梁としての初期剛性に対する降伏点剛性低下率としてよい。

$$\alpha_y' = \alpha_y (I_0 / I_T) \quad (\text{解 8.10})$$

ここに、

$I_T$  : T形梁の断面 2 次モーメント

$I_0$  : 長方形梁の断面 2 次モーメント

高強度コンクリートを用いた場合の(解 8.9)式の適用性については文献<sup>15),16)</sup>において検討されている。これらによると高強度鉄筋との組合せにおいて用いた場合には、(解 8.9)式を用いて計算した降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ は実験より大きめの値となり、降伏変形を過小評価する傾向にあるとしている。

このようにして、 $M_c$ ,  $M_y$ ,  $\alpha_y$ が一応求められるので、部材の設計用モーメント  $M$  に応じて  $\alpha$  を求めればよい。一般には、梁では短期設計用モーメントは降伏モーメントに近いので、 $\alpha$  は  $\alpha_y$  に近い値となることが多い。

一方、柱では曲げひび割れモーメント  $M_c$  も大きく、短期設計用モーメントは降伏モーメントよりかなり小さいことが多いので、 $\alpha$  は  $\alpha_y$  より大きく 1 に近い値をとることが多い。したがって、特に精密な解析を行う場合や、その剛性低下が確実に起こるような応力集中の激しい柱は別として、柱の  $\alpha$  は 1 にとるのが無難であろう。

このような半塑性の割線剛性の調節を構造解析上うまく利用できるのは、耐震壁に連なった梁など、強制的に変形が与えられるものに対してであり、この場合には、剛性低下率  $\alpha$  にほぼ比例して応力が低下する。純ラーメン内部だけの応力は半塑性域に入っても、現行の弾性理論と大差のない応力分布を示すと考えてよい。ただし、変形そのものは剛性低下に直接影響されて大きくなるので、例えば短期許容応力度設計における地震時層間変形角 1/200 以内とする検討には剛性低下の影響を考慮することが望ましい。

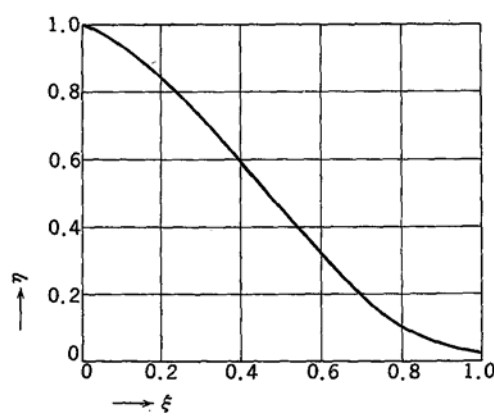
### 3. 壁の剛性評価

#### (1) 開口のある耐震壁

耐震壁に開口があるとその影響で水平剛性が低下する。この低下の割合について、主として弾性範囲を対象とした実験的・理論的研究がある。次に、その2, 3を紹介する。

##### i) 1層の場合

坂 静雄は、1層1スパンの場合についてゴム模型について実験を行い、開口の影響による横力負担の低下率 $\eta$ の実験式として次式を得た<sup>18)</sup> [解 8.6 参照]。



解図 8.6 1層開口壁の剛性低下率

$$\eta = 1 - (1 - \gamma) \left( \frac{1}{2} \xi + 2\xi^2 - \frac{3}{2} \xi^3 \right) \quad (\text{解 8.11})$$

ここに、

$\gamma$  : 有壁無開口ラーメンに対する無壁ラーメンの横力分担比

$\xi$  : 等価開口周比で次の値をとる。

##### 1) 開口が一つの場合

$$\xi = \frac{\text{開口と等面積で壁と相似な長方形の周長}}{\text{壁の周長}}$$

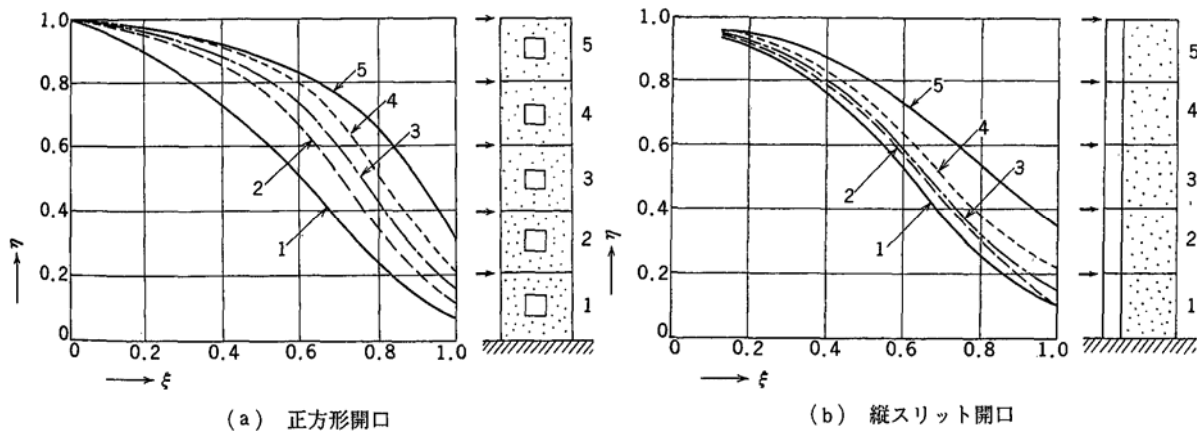
2) 開口が二つ以上ある場合は、 $\xi$ を定義する上式の分子に次の2つのうちの小さいほうを加える。

- a. 開口に挟まれた壁の短辺の2倍の長さ
- b. 開口に挟まれた壁の長辺の長さ

上式は、基礎に回転がない1層の場合の弾性範囲における公式である。その後の類似の研究においても、上の条件のもとでは、開口の影響による水平剛性の低下は、上式とほぼ一致する結果になることが示されている。

ii) 多層の場合

多層の場合は曲げ変形とせん断変形の割合，上下層の開口形状の相違などによって剛性低下の割合が変わってくるので，1層の場合のように簡単にはいかない．大沢らの研究のゴム模型実験によると，規則的な開口をもつ壁の剛性低下は解図 8.7 のようになっている<sup>19)</sup>．



解図 8.7 多層開口壁の剛性低下率

そこで，武藤・大沢らの提案の実用計算法では，開口耐震壁を「小さい開口の場合」と「大きい開口の場合」とに分け，前者は無開口の計算法のせん断変形に修正を加え，後者は曲げ・せん断・剛域を考慮したラーメンの計算法を利用することを推奨している<sup>10)</sup>．

小さい開口の場合のせん断変形は，無開口のときのせん断変形に修正率を乗じて求める．これを剛性の形で表せば，開口壁のせん断剛性  $D_F$  は，無開口のときのせん断剛性  $D_S$  に剛性低下率  $\gamma$  を乗じて求める．

$$D_F = D_S \times \gamma \tag{解 8.12}$$

$$\gamma = 1 - 1.25\xi \tag{解 8.13}$$

ここに，

$\gamma$  : 開口によるせん断剛性低下率

$\xi$  : 等価開口周比で次式で表す．

$$\xi = \frac{\text{開口と等面積で耐震壁と相似な長方形の周長}}{\text{耐震壁の周長 (柱・梁中心線でとる)}} = \sqrt{\frac{A_o}{A_w}}$$

ここに，

$A_o$  : 開口面積

$A_w$  : 壁の面積で，柱・梁中心線で囲まれた部分の面積

なお，上式の適用範囲は， $\xi \leq 0.4$  とする．



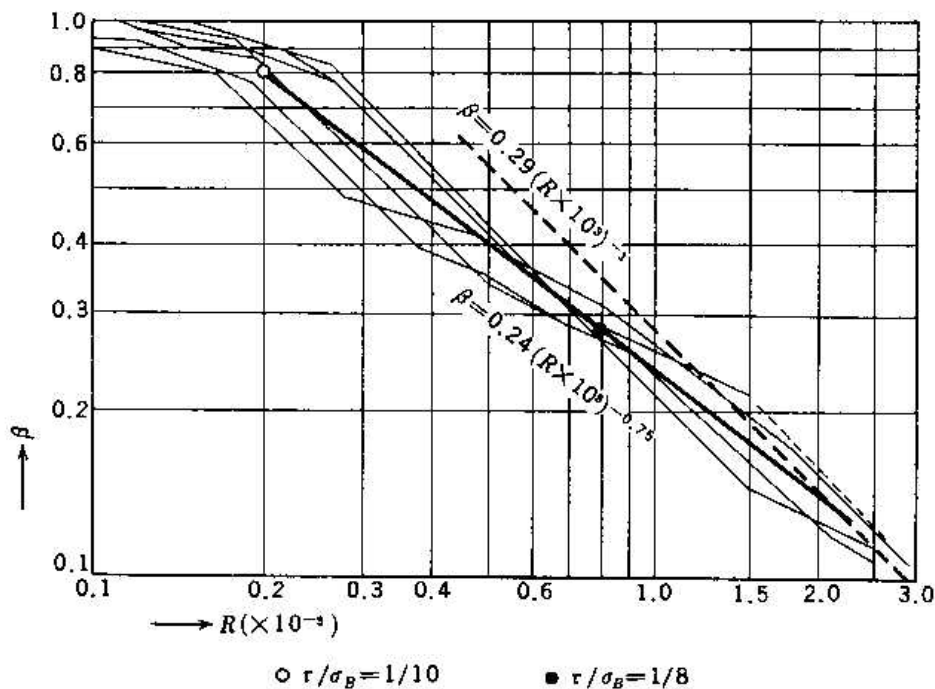
(2) ひび割れによる剛性低下

ひび割れによりせん断剛性および曲げ剛性が低下する。以下にせん断剛性はせん断ひび割れにより、曲げ剛性は曲げひび割れにより剛性低下すると考え、以下にそれぞれの剛性低下率について述べる。

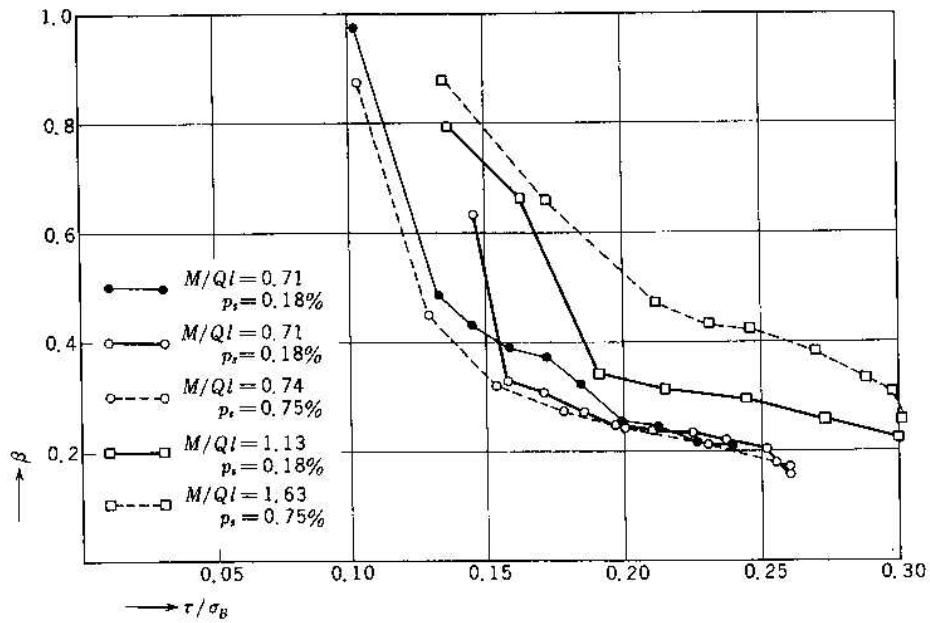
i) ひび割れによるせん断剛性の低下

耐震壁にせん断ひび割れが発生すると、その剛性が低下する。この点に関する実験的研究の結果を解図 8.8 および解図 8.9 に示す。解図 8.8 は富井・大崎の行った単一壁体のせん断実験結果<sup>20)</sup> について、せん断部材角  $R$  とせん断剛性低下率  $\beta$  との関係を表したものである。

また、解図 8.9 は、比較的大型の耐震壁試験体に水平力を加えた実験結果<sup>20)~23)</sup> のうち、数例について、曲げ変形成分を  $e$  関数法で求め、実験値からそれを差し引いたものをせん断変形として、平均せん断応力度 (コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  との比) とせん断剛性低下率  $\beta$  との関係を示したものである。これらの結果からみると、せん断ひび割れが発生して急激に剛性が低下するのは、せん断応力度  $\tau$  がコンクリートの引張強度に相当する  $(1/10) \sigma_B$  程度を超えてからであり、せん断剛性低下率  $\beta$  は  $\tau$  の増加とともに小さくなっていく。また、 $M/Ql$  ( $l$  はスパン長さ) の値が大きいものはせん断剛性の低下は少ないようである。



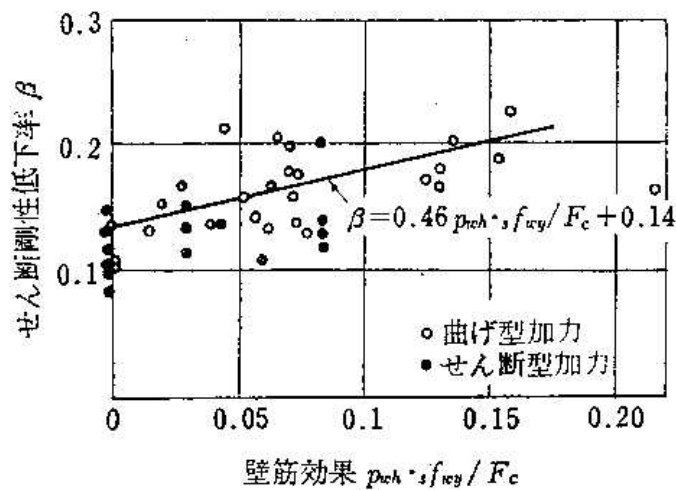
解図 8.8 耐震壁のせん断変形とせん断剛性低下率



解図 8.9 耐震壁のせん断応力度比とせん断剛性低下率

菅野<sup>24)</sup> は回帰分析法により終局時の剛性低下率を求め (解 8.14) 式を提案している。せん断剛性低下率は壁部分と付帯ラーメンの比率などによって異なるものであるが、実際の設計上は次式を参考にすることができる。実験値との対応を解図 8.10 に示す。

$$\beta = 0.46 p_s \cdot f_s / F_c + 0.14 \quad (\text{解 8.14})$$



解図 8.10 解析値 (16 式) と実験値との比較

規準 19 条「耐震壁」1 項の許容水平せん断力の算定において、(22)式は  $Q_1$ 、 $Q_2$  の二つを掲げている。 $Q_1$  は耐震壁にせん断ひび割れを起こさせない立場で規定した許容水平せん断力、 $Q_2$  はすでにせん断ひび割れを生じてしまったあとの状態に対応する許容水平せん断力である [19 条解説参照]。

耐震壁の断面算定をせん断ひび割れを許容しない立場で、(22)式の  $Q_1$  によって行うとすれば、水平力の構造解析においてせん断剛性の低下を見込むのは設計態度として不合理であり、耐震壁の剛性はせん断剛性低下率  $\beta$  を 1 として算定すべきである。一方、(22)式で算定される  $Q_2$  が  $Q_1$  より大きく、許容水平せん断力が壁にひび割れが発生したあとの状態に対して決まるような設計では、せん断剛性低下率  $\beta$  を見込むことができる。

設計用水平せん断力が作用するときの耐震壁の層間水平変位は、次式で算定される。

$$\delta = \delta_S + \delta_B + \delta_R \quad (\text{解 8.15})$$

ここに、

$\delta_S$  : せん断変形による層間水平変位

$\delta_B$  : 曲げ変形による層間水平変位

$\delta_R$  : 基礎の回転による層間水平変位

$Q_2$  によって決まる場合の  $\delta$  の算定にあたっては、 $\delta_S$  を最大限にとるとすれば

$$\delta_S = 4 \times 10^{-3} h \quad (\text{解 8.16})$$

ここに、

$h$  : 階高

と仮定し、耐震壁のせん断力分布係数（単位の層間水平変位を起こす場合の水平せん断力で実用単位  $12EK_0/h^2$  で表した無名数として取り扱われる D 値<sup>10)</sup>）を求めることができる。

$$D = \frac{Q_2}{\delta} \frac{h^2}{12EK_0} \quad (\text{解 8.17})$$

ここに、

$E$  : ヤング係数

$K_0$  : 標準剛度

このようにして求まる耐震壁の D 値は、せん断剛性低下率  $\beta$  を小さくとした場合の限界値に相当する。ただし、このときにはラーメンのほうにも曲げ剛性低下が生じている可能性があるので、それを考慮する必要がある。[8 条 1 項解説参照]。

## ii) ひび割れによる曲げ剛性の低下

曲げひび割れの発生に伴い耐震壁の曲げ剛性も低下する。曲げ降伏する耐震壁では曲げ剛性の低下の影響は大きい。曲げ変形は梅村の e 関数法等の塑性理論により推定できる<sup>25)</sup>。e 関数法を用いた計算と  $p_t = 0.5\%$  と  $1.2\%$  で一致するように、鉄筋降伏時の曲げ剛性の低下率の近似式が提案されているので、実際の設計上は近次式を参考にすることができる。

$$\alpha_y = 0.15 + 0.3p_t \quad (p_t : \%) \quad (\text{解 8.18})$$

(3) 高強度材料を用いた場合の耐震壁の剛性

高強度材料を用いた場合の耐震壁の剛性と強度に関する参考文献<sup>24)~27)</sup>の研究結果を、普通強度を用いた場合に比較して分析すると概略以下の特性がみられ、これらを許容応力度設計を実施する立場から検討すると、「3章 荷重および外力・変形の算定」における8条および10条を適用して耐震壁の応力・変形を算定してもよいと判断される。

- i) 弾性剛性は、コンクリート強度に応じて若干増大するが、5条の材料定数を用いて、8条に基づき耐震壁の全断面について断面2次モーメントとせん断有効断面積を算定することにより評価できる。
- ii) 曲げひび割れ強度は、コンクリート強度に応じて若干増大するが、8条解説の柱の曲げひび割れモーメントを算定する(8.5)式を準用して評価することができる。
- iii) ひび割れ後の剛性低下率の算定に当たっては、特に多層の耐震壁で曲げひび割れがせん断ひび割れに先行して生じる場合には、(5)に述べたせん断剛性の低下に加え、曲げ剛性の低下を考慮する必要がある。
- iv) 降伏時の変形角は、側柱の主筋の強度に応じて大きくなる。
- v) iii) およびiv) を許容応力度設計を実施する場合の等価剛性の面から検討すると、高強度材料を使用する場合は、普通強度材料を使用する場合に比べ、ひび割れ後の剛性低下率を多少小さめに評価することが望ましい。

(4) 構造解析の目的に対応した耐震壁の剛性の設定

構造解析において設定する耐震壁の曲げ弾性剛性およびせん断弾性剛性に対する剛性低下率は、基本的にはその応力レベルに基づいて評価するが、下記に示すようにその構造解析の目的に対応して工学的に安全側になるように評価する必要がある。

i) 耐震壁の偏在配置によるねじれ変形を把握しようとする場合

耐震壁の剛性低下率を低目に設定すると、耐震壁の剛性が相対的に無壁ラーメン部分に近づき、耐震壁の偏在配置による剛心の片寄りが過小評価されることになる。その結果、ねじれ変形量が少なめに算定されて(偏心率<sup>28)</sup>を過小評価)、本条7項のねじれ変形をなるべく制御しようとする設計主旨からは危険側の解析結果に至る。したがって、このような場合は、耐震壁の剛性を弾性剛性に近い値で設定することが望ましい。

ii) 耐震壁量が上中下階で大きく異なる場合

耐震壁の水平剛性は無壁ラーメン部分の剛性に比べて相当高いため、建物全体として各階の水平剛性が大きく異なり、地震時に変形が耐震壁の量が少ない階に集中し、その階に損傷が集中する可能性が高い場合である。この場合、耐震壁の剛性低下率を低目に設定すると、各階の水平剛性の上下階での変動が実際に比べ過少評価され(剛性率<sup>28)</sup>の変動を実状より過少評価)、上下階の変形量の分布が実際より均等化されて、危険側の解析結果に至る。したがって、このような場合にも、耐震壁の剛性を弾性剛性に近い値で設定し、地震時の上下階の変形分布を実状に近い形で把握することが望ましい。

iii) 各階の耐震壁の量が比較的多い建築物でラーメン部分の設計応力を求める場合

耐震壁の水平剛性はラーメン部分の剛性に比べて相当高いため、水平力の大部分を耐震壁が負担し、ラーメン部分の水平力の負担が非常に小さい場合がある。この場合、ラーメン部分の算定応力値そのまま設計しようとすると、かなり小さい断面の柱、梁で十分なことになる。このような場合には、部材の応力レベルに応じて、ひび割れによる剛性低下を応力レベルに応じて適切に評価した解析により短期荷重時応力を算出することが望ましい。これができない場合は、ラーメン部分に負担面積の地震力の 1/4～1/3 程度を分担させ設計するなど、ラーメン部分の負担力を大きくして設計することが考えられる。

★ 8 条 参考文献

- 1) 坂 静雄・鉄筋コンクリートの研究, 産業図書.
- 2) 大崎順彦・鉄筋コンクリート匍匐応力計算法, 日本建築学会論文集 No.42(昭 26.2).
- 3) 日本建築学会編・建築構造物のリミットアナリシス(1963).
- 4) 棚橋 諒・非1次の変形をなす部材よりなる不静定架構の力学汎論への試み, 日本建築学会論文集, No.22(昭 16.9).
- 5) 梅村 魁・鉄筋コンクリート架構の塑性応力(第1報), 日本建築学会研究報告, No.13(昭 26.8)以降関係論文.
- 6) 青山博之・菅野 忠・谷 研一・鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析(第1報), 日本建築学会論文報告集, 号外(昭 42.10)以降関係論文.
- 7) 黒正清治・松崎育弘・水平力を受ける鉄筋コンクリートフレームの弾塑性性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 号外(昭 42.10).
- 8) 梅村 魁・青山博之・菅野俊介・鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性について・その 1, 日本建築学会関東支部研究発表会(1967.6), 以降関係論文.
- 9) 菅野俊介・鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, 東京大学学位論文(1970.12).
- 10) 菅野俊介・鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究(その3), 日本建築学会関東支部研究発表会(昭 43.6).
- 11) 日本建築学会・鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 18. 鉄筋コンクリート柱の強度とじん性(2 強度, 剛性)(1987).
- 12) 池田昭男・杉山吉昭・鉄筋コンクリート逆 T 形梁の曲げ破壊実験, 日本建築学会論文集, No.60(昭 33.10).
- 13) 谷 研一・青山博之ほか・鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究(その 2 耐力および変形), 日本建築学会論文集, 号外(昭 45.10).
- 14) 李 祥浩・田才 晃・小谷俊介・青山博之・鉄筋コンクリート造T形梁の曲げ耐力と降伏点剛性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(1990.10).
- 15) 永井 覚・小谷俊介・青山博之・高強度鉄筋コンクリートを用いた RC 梁部材の復元力特性に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集(1992).
- 16) 永井 覚・小谷俊介・青山博之・高強度鉄筋コンクリートを用いた RC 部材の復元力特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(1993.9).
- 17) 東 洋一・T 形大梁・小梁の有効幅と有効剛度, 日本建築学会論文報告集, No.57(昭 32.7).
- 18) 東 洋一・大久保全陸・中央集中荷重時単純支持鉄筋コンクリート T 梁の有効幅と破壊性状, 日本建築学会論文報告集, No.146(昭 43.4).

- 19) ヨーロッパコンクリート委員会 (Comité Européen du Béton).
- 20) 日本セメント技術協会・尾坂芳夫訳・パンフレット翻訳 6 ■終局強度理論による鉄筋コンクリート設計施工基準 ■, p.122.
- 21) 坪井善勝・T 形梁に関する理論的な研究, 日本建築学会論文報告集, No.21 (昭 16.4), No.26 (昭 17.8).
- 22) 武藤 清・耐震設計シリーズ 1, 耐震計算法, 丸善, 1963 年4月.
- 23) 東 洋一・大久保全陸・江戸宏彰・静加力試験による腰壁, たれ壁, 袖壁付き鉄筋コンクリート柱の破壊性状と履歴曲線, 日本建築学会論文報告集, No.169 (昭 45.3).
- 24) 東 洋一・大久保全陸・江戸宏彰・腰壁, たれ壁, 袖壁付き鉄筋コンクリート柱の水平加力実験, その 3, その 4, 昭和 45 年度日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭 45).
- 25) 大沢 胖・青山博之ほか・八戸工業高等専門学校の振動および破壊実験 (その2), 日本建築学会論文報告集, No.169 (昭 45.3).
- 26) 岩下恒雄・腰壁付柱の水平剛性, 建築雑誌, 1969 年7月号, p.499.
- 27) 奥田 勇・架構の定数に就いて, 東京帝国大学卒業論文 (武藤 清 指導).
- 28) 武藤 清・構造設計法, 建築学大系, 14 巻, 彰国社.
- 29) 高橋豊太郎・鉄筋コンクリート構造, 建築学大系, 16 巻, 彰国社.
- 30) W. Dunham・Theory and Practice of Reinforced Concrete.
- 31) R. Guldán・Rahmentragwerke und Durchlaufträger.
- 32) 福澤栄治・斜め振動モードをもつ 25 階建て鉄筋コンクリート造アパートの地震観測とその解析, コンクリート工学, Vol.21, No.10, 論文 No.83.10-1, 1983 年 10 月.
- 20) 富井政英: 鉄筋コンクリート板のせん断抵抗に関する研究、東京大学生産技術研究所報告6 (昭 32.1)
- 21) 蓼 慧明: 鉄筋コンクリート造有孔壁に関する実験的研究、日本建築学会論文集、No.69 (昭 36.10)
- 22) 横山梯次・山田周平ほか: 高層建築の耐震壁の実験、日本建築学会関東支部研究発表会 (昭 41.6)
- 23) 菅野俊介: 溶接金網を有する鉄筋コンクリート耐震壁の破壊実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭 45.10)
- 24) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2 (昭 48.2)
- 25) 武藤 清: 鉄筋コンクリート造構造物の塑性設計、耐震設計シリーズ第 2 巻、丸善