

## [12] 鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計の現状について

正会員 青山博之（東京大学工学部）

### 1. はじめに

昭和56年の建築基準法施行令の改正は、鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計の歴史の中で、大きな変革であった。それから7年、鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計は、現在またひとつの飛躍の時を迎つつある。その内容で顕著なものは二つあり、第一は、従来ほとんど建設されなかった鉄筋コンクリート造の高層建築物[1]が、昭和60年頃から増加し始め、それに伴って、従来の鉄骨造などの高層建築物の耐震設計で用いられてきた動的耐震設計法を更に高度化した動的耐震設計法が普及しつつあることである。第二は、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造運営委員会で長年討議されてきた一般建築物の終局型耐震設計法[2]が、いよいよ指針の形にまとめられる段階に到達したことである。本稿では以上二つの動きに焦点をあてて、鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法の近未来像を概観することにした。

### 2. 法令による耐震設計法

改正建築基準法施行令は昭和56年6月1日に施行され、それ以前の許容応力度のみに立脚する設計法から新耐震設計法と俗称される現在の方法に切替えられた。その内容は周知の事ではあるが、説明の順序としてその要点だけを以下に述べることにする。

現在の法令では、建築物の耐震設計法は一次設計と二次設計と呼ばれる二段階で行なうことになっている。一次設計では、建物の耐用年限中に数回遭遇すると考えられる中程度の地震動に対して、従来と同様の許容応力度設計を行なう。二次設計では、建物の耐用年限中に一回遭遇するかもしれない程度の大地震動を対象にして、建物の耐震性能の確認を行なう。その二次設計の具体的方法として、建築物の規模・形状などによって三種類の計算ルートが設けられており、それぞれルート1、ルート2、ルート3と称する（図1参照）。

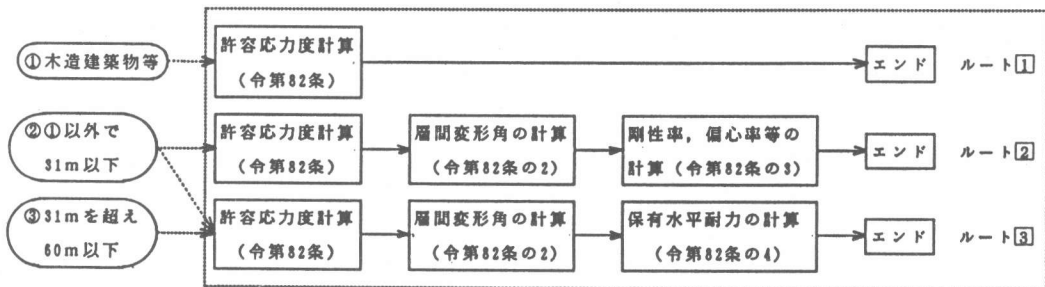


図1：構造計算のルート

鉄筋コンクリート造建築物は、中高層壁式ラーメン構造や高層建築物などの特殊なものを除くと、高さが31m以下であることが多く、図1のルート2またはルート3を選択できる。しかし、ルート1になる「木造建築物等」に該当する鉄筋コンクリート造もあるので、結局三種類のルートはいずれも適用される可能性がある。

ルート1が適用されるのは高さが20m以下の建築物である。二次設計の計算内容は、上記高さ制限の確認と、地上部分各階の壁量と柱量が与えられた条件を満たすほどに十分であることを確認する事である。条件を満たす壁量と柱量を持つ建物は、耐震強度が非常に大きく、過去の震害経験から、大地震動に対してその強度で抵抗できると考えられる。

ルート2が適用されるのは高さが31m以下の建築物であって、二次設計の計算内容はさらに三種類に分れ、それぞれルート2-1、ルート2-2、ルート2-3と称する。いずれも剛性率と偏心率に問題のないバランスの良い建築物であって、ルート2-1とルート2-2では各階の壁量と柱量がルート1ほどではないがある程度以上であるもの、ルート2-3では柱、はり、壁などの部材の靱性を、略算的な計算手法で確保するものである。

ルート3が適用されるのは一応上記以外の建築物ということになるが、ルート1やルート2が適用可能な建築物を、ルート3で設計しても勿論差し支えない。ルート3では保有水平耐力の計算を行なって、建築物が大地震動に耐える強度と靱性を持っていることを確認する。保有水平耐力の確認は下式の形で行なう。

$$Q_u \geq Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud}$$

ここに、 $Q_u$ :保有水平耐力、 $Q_{un}$ :必要保有水平耐力、 $D_s$ :構造特性係数(靱性に依存する)、 $F_{es}$ :形状係数(剛性率と偏心率に依存する)、 $Q_{ud}$ :地震時層せん断力(標準せん断力係数=1.0)。

このようにルート3での計算は静的な強度の確認の形式をとっているが、靱性の大小を係数 $D_s$ の中に取り込んでいるので、動的な弾塑性地震応答解析の代りの役割を果している。すなわち、60m以上の建築物で行なっている地震応答解析は行なわないが、結果的にそれを行ったのと同等の効果を上げることを狙ったのがルート3である。この意味で現行の耐震設計法の精神は最も純粋な形でルート3に表われていると言ってよい。ルート1やルート2は、保有水平耐力の計算というやや面倒な手続きを免除する例外規定と考えるべきものである。

### 3. 高層建築物の耐震設計

#### 3.1 高層建築物の建設の現状

ここでいう高層建築物は高さ60m以上(昭和56年の法令改正以前には45m以上)のものである。構造設計の内容は(財)日本建築センターの評定を受け、評定結果に基づいて建設大臣の特認を受ける。このような手続きを経て建設された鉄筋コンクリート造建築物は、昭和49年に18階建アパートが最初で、昭和56年以前には僅か2棟であった。それ以降、昭和62年3月までに評定を受けたものの数は18にのぼる。表1に年度別の評定件数(未着工のものを含む)を示す。

表1: 評定、技術検討件数

年度	評定	技術検討
59	3	1
60	4	4
61	5	6
62	6	2
計	18	13

高層鉄筋コンクリート造が「ブーム」といっても良いような状態になったため、昭和59年以来、(財)日本建築センターに「高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会」を設けている。地震国でない諸外国では、25~30階程度の鉄筋コンクリート建築は特に珍しくないが、日本は高地震帯にあるばかりでなく、世界的に見ても最も高い耐震安全性が建物に要求される社会である。そのため、高層鉄筋コンクリート造の開発にあたっては、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造の高層建築の経験に立脚し、かつ鉄筋コンクリート造に固有の問題点を解決しながら、さまざまな新技術を開発することが必要になる。高層鉄筋コンクリート造技術検討委員会は、この必要性に対応して設け

られたものである。この技術検討では、評定とは異なり、設計・施工する具体的な物件はない。その代わり、申請者は、適当に設定した条件のもとで仮空の物件を設計し、施工計画をたてる。その過程で生ずるさまざまな技術的問題に対して、解析や実験を行いながら資料を整備して提出する。委員会はこれを検討して、評定報告書にかわる技術検討報告書を作成する。昭和63年3月までに13件の技術検討を終了し、2件が進行中である(表1)。以下、これらの評定物件および技術検討物件について説明する。

### 3.2 構造計画と使用材料

平面計画は、きわめて規則的で整形のものが多い。スパン長さは、5m前後が多く、同一規模の鉄筋コンクリート造や鉄骨造に比べるとスパン長さが小さい。これは、柱の負担する軸方向力を低減するため、および1本の柱当りの地震力を低減するためである。

立面計画においても、規則的で整形であり、剛性が上下方向で急変するようなものはない。階数は25~30階、階高は下階で2.7~2.9m、はり下までの躯体内のり高さにして210cm程度を確保している。ただし、1階は玄関ロビーなど特殊なので、階高は4m程度になる。屋上には1~2層のペントハウスが設けられる。建物高さと幅との比は4程度以下である。地下室を持つ例は少ないが、あっても2層だけである。地下室がない場合の基礎底の根入れ深さは4~6m程度の範囲にある。ほとんどの設計例が第2種地盤程度を想定し、支持地盤まで場所打ち鉄筋コンクリート杭を下ろすことにしている。

柱の断面は、下階で85~90cm角、または直径95cmの円形あるいは八角形で、主筋は全鉄筋比にして2~3%程度を配筋し、フープ筋にいろいろの工夫をこらしている。すなわち、角または円形のスパイラルまたはFBRリング、閉鎖形副帯筋、高強度異形PC鋼線、溶接金網などの利用である。外柱の下階では地震時の転倒モーメントによって大きな引張力を生ずるので、これに対処するためプレストレスを導入したり、あるいは心鉄筋や心鉄骨を挿入することもある。

はりの断面は、下階でせいを80cm程度に抑え、幅を55~65cm程度と比較的大きくとして、太径鉄筋を4本程度並べられるようにしている。スターラップはほとんどが4丁掛けであるが、高強度異形PC鋼棒を用いる例もある。ウォールガーダーを使用した例はごく少数である。

コンクリートは、柱の高軸力に対処するため高強度コンクリートを使用している。最下階のコンクリート強度によって階数が決まるともいえる。現在の平面計画と柱寸法の場合、 $F_c = 360 \text{ kg/cm}^2$ では25階、 $F_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ では30階が限度のようである。コンクリート強度は上階に行くに従って低減して、最上階では $F_c = 210 \sim 240 \text{ kg/cm}^2$ 程度としている。重量の低減のためには軽量コンクリートが有効であるが、耐震性、とくに高圧縮応力度のもとでの靱性の確保や、せん断強度の確保の面で不安があるので、軽量コンクリートはあまり使用されていない。使うとしても上層部に限られており、最大強度は $F_c = 270 \text{ kg/cm}^2$ までである。

大きな地震力に抵抗するためには多量の鋼材を必要とするので、高層鉄筋コンクリート建物では高強度太径鉄筋の使用が不可欠である。今のところ、主筋としてはSD40のD41までが使用されている。せん断補強筋としては、高強度異形PC鋼棒も用いられている。主筋にSD50などの高強度鉄筋の使用は、降伏後の伸び能力が少ないことあるいは降伏歪が大きいことから予断が難しい。D41を越える太径の鉄筋の使用は、現在の部材寸法のもとでは難しいと思われる。

### 3.3 工法計画

現場作業の能率化のため、部材のプレキャスト化は推進したいところであるが、現場打ちの部分も必ず残るので、総合的に考えてどこまでプレキャスト化するのが有利か、意見の分かれると

ころである。現在までの設計例では、次のようにいろいろの段階のものがある。

(1) 全部現場打ち。

(2) 床スラブに合成床板使用プレキャストコンクリート型わくを使用。

(3) 一方向のはりをプレキャスト化する。ダイヤフラムとの一体性のため、はり上部は現場打ちとし、はりの上端筋はあとから施工する。

(4) 両方向のはりをプレキャスト化する。直交するはりの鉄筋をうまく納めるために、工夫が必要である。

(5) 柱もプレキャスト化する。最大の問題点は柱筋の継手である。位置が危険断面付近になりやすいことと、ガス圧接の場合全主筋の同時自動圧接とする以外施工が困難なことである。

作業の能率化と施工精度の向上のため、現場打ちコンクリート部分の柱・はりの鉄筋を地上で先組みしている。はり筋については、継手を各スパンの中央に設けるか、1スパンおきにするか、直交するはりと同時に十字形またはキの字形に組むか、などのバリエーションがある。

アメリカやニュージーランドでは耐震構造のラーメンでも柱に重ね継手を用いることが多いが、日本の設計例には重ね継手は一切用いていない。以下のような鉄筋継手が使用されている：

(1) ガス圧接：手動ガス圧接および自動ガス圧接がある。

(2) 溶接：エンクローズ溶接継手工法が用いられる。

(3) カラー圧着：鋼管のカラーをはめて圧着する。

(4) スリーブ継手：スリーブをはめて高強度モルタル、樹脂または溶融金属を注入する。

(5) ねじ鉄筋の使用：ねじ形の異形鉄筋をカプラーでつなぐ工法で、ねじにはガタが大きいので、ロックナットで締めつけるかまたは樹脂を注入する。

コンクリート打設は、柱とはり床を分離打設している。これは、アメリカで多い異なる強度のコンクリートの使い分けのためではなくて、柱のコンクリートの品質を確保するためである。つまり、はりの配筋を行う前に柱のコンクリートを打設することで、比較的低スランプのコンクリートを用い、内部バイブレータも使用して、密実な打設を行うためである。スランプは15cm前後、あるいは12cm程度のベース・コンクリートを流動化して18cm程度にしたものを用い、通常はバケツで高さ50cm程度ずつ分割して打設する。次に、はり、床の型わく、配筋を行ってコンクリートを打設する。バケツまたはコンクリート・タワーとディストリビュータあるいはコンクリート・ポンプを使用する。

### 3.4 耐震設計

建物の固有周期は、25～30階建の場合、1.2～1.8秒程度となる。設計せん断力係数は低層建物より低くできるが、やはり靱性（粘り）で地震動のエネルギーを吸収することが必要になる。そこで、いわゆるはり崩壊形のメカニズムを想定して、それが実現するように部材の設計を行う。非構造部材によって崩壊形が影響を受けることは好ましくないので、非構造部材は構造的に絶縁する。具体的には、RC、ALC、SFRC（鋼繊維補強コンクリート）パネルなどを用い、層間変位に追随できるような取付け方法をとる。

耐震性の目標は、建築物の使用期間にくる恐れのある最強地震動として最大地動速度25cm/s程度、設計上考慮する限界地震動として40～50cm/s程度を想定し、前者に対してはコンクリートにひびわれは生ずるが鉄筋は弾性、後者に対しては鉄筋の降伏も許容するが塑性率を制限して建物の倒壊を防ぐ、というのが一般的な考え方である。さらに層間変形角（ドリフト）を制限することが普通に行われていて、最強地震動のもとでは1/200程度、限界地震動では1/120～1/100程度

以下に抑えている。前者は地震時の心理的影響や、非構造部材、設備などの破壊を防止することを考慮したものである。後者のねらいは必ずしも明確ではないが、倒壊防止のためには塑性率だけでなくドリフトの絶対値を制限することも有効だ、という考え方によるものと思われる。いわゆる P- $\Delta$  効果を考慮していないことの代償という考えもある。

設計手順として、静的地震力による設計と地震動を想定した動的解析という2段階設計を行っている。この点は、鉄骨造や鉄骨鉄筋コンクリート造の超高層建築（高さ60m以上）と同じである。現在のところ25～30階の建物で、基準階階高も小さいため、高さは70～90mくらいである。したがって、60mまでが適用範囲である建築基準法施行令による設計用地震力を延長して、これを予備的な地震応答解析結果により必要に応じて修正しているものが多い。一次設計用のベースシア係数は25階建で0.13～0.14程度、30階建で0.12～0.13程度である。一次設計用地震力に対する構造解析は、部材の弾性に立脚し、曲げ、せん断変形、柱の軸方向変形、剛域を考慮して変位法で解析することが多い。現在の設計例では応力の再配分を行なわないか、あるいは極めて限定的に行なっているものが多い。

動的地震応答解析を行なうので、二次設計の保有水平耐力の検定を必ずしも行なう必要はないのだが、降伏耐力の目安として設計用地震力の1.5倍を想定している例が多い。これは保有水平耐力の検定で構造特性係数  $D_s = 0.3$  とおいたことに相当する。

はり崩壊形を実現する設計でははりの両端に降伏ヒンジを発生するので、その時の応力以下のせん断力でせん断破壊しないこと、および降伏ヒンジが十分な靱性をもつことが必要である。前者に関しては降伏ヒンジの曲げモーメントの評価（鉄筋の実際の降伏点、スラブの鉄筋の協力、鉄筋のひずみ効果などの考慮）を十分安全側にする必要があるが、現在のところ統一的な指針がないので、設計者により適当に行われているのが実情である。柱は、降伏ヒンジの発生を許容する1階柱脚や一部の引張側の柱を除いて、保有水平耐力に達したとき（メカニズム時）の応力によって曲げ降伏もせん断破壊もしてはならない。メカニズム時の応力は、はりの降伏ヒンジの曲げモーメントに立脚して求めるのであるが、はりで述べた諸現象のほかに、

(1) 柱はり接合部の上下の柱断面へのモーメントの分配（いわゆる節点振分け法の分割率）の変化

(2) 2方向のはりからくる応力の合成効果（いわゆる2軸応力の効果）

という2つの不確定要素がある。これらについて、現在研究が進められているところではあるが、統一的な指針はないので、設計者が適当な倍率（1.3～1.5程度）を定めているのが実情である。その他、柱の圧縮軸力と引張軸力の最大値を制限している例が多い。

柱はり接合部では、部材の曲げによって引き起こされるせん断力で破壊しないこと、および接合部を貫通する主筋が付着破壊を起こさないことを確認する必要がある。接合部に作用するせん断力の算定法は建築学会 S R C 規準[3]により、せん断耐力としては同規準の式で鉄骨の負担を除いたもの、あるいは上村の実験式[4]を用いている例が多い。主筋の付着耐力については太径鉄筋に関する指針[5]の付着強度の実験値  $\tau_a = 4\sqrt{F_c}$  を用いている例が多い。

この他、主筋比、複筋比、せん断補強筋比、定着長さなどの最小値を規定していることが多い。また、これまでに建設実績の少ない構造であり、設計規準が不備であることから、部材実験を行ない、力学的特性を確認している。

### 3.5 地震応答解析

鉄筋コンクリートは比較的低応力でひびわれを生ずるため、初期剛性に立脚する線形解析は最

強地震動に対しては意味がない。そこで最強地震動、限界地震動の両者に対して非線形解析を行っている。

時刻歴の非線形地震応答解析は、現在すべて、いわゆるせん断形モデルを用いて行われている。その復元力特性としては、静的弾塑性解析の結果を等価な三折線に単純化した包絡線と、Degrading TrilinearあるいはTakeda modelなどの履歴則が用いられている。せん断形モデルの問題点は、高次の周期やモードがより厳密なモデルによるものと一致しないこと、塑性範囲で特定の層に層間変位の集中することがあること、部材の塑性率が求まらないこと、などである。曲げ変形を別途考慮する曲げせん断形モデルを用いている例もあるが、曲げ変形は終局弾性としている。また、ねじれを考慮するときは各構面をせん断形または曲げせん断形とし、これらを剛床で結合した擬似立体モデルを用いている例が多い。部材の塑性率が求まらないため、得られた応答層間変位を手がかりにして静的弾塑性解析の結果から部材の塑性率を推定している。

上記のせん断形モデルの問題点は、骨組をまともに取り扱った地震応答解析をすればすべて解決するのであるが、今日の大型計算機でも、これは容量と計算時間の面で困難のようである。そこで次善の策として、一構面だけを取り出して解析している例が多い。この方法は、構面がほぼ同一のものであるときには良い近似といえるが、中庭がある場合などのように構面ごとにスパン数が異なるときには難しい。また、偏心があつてねじれる建物にも用いることはできない。

現在設計されている高層RC建物では、限界地震動によっても層としての塑性率が1.0以下のものが多く、設定したドリフト制限の方が厳しくなることが多い。部材の塑性率も2.0程度以下が大部分であり、変形性能の面では余裕がある建物であることを確認している。

#### 4. 終局強度型耐震設計法

##### 4.1 概要

土木学会では1986年に限界状態設計法による標準示方書[6]が刊行されたが、建築の分野では建築基準法施行令の改正（いわゆる新耐震設計法）にも拘らず、その設計法は基本的には許容応力度法を踏襲しており、世界の趨勢である終局強度設計法あるいは限界設計法に遅れを取っていた。そこで、1981年以来、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造分科会（1986年から鉄筋コンクリート構造運営委員会）では終局強度型の耐震設計法を開発する作業を進め、近々指針案が発表される予定である。ここでは、建築学会の指針案が成案に至っていないので、委員会審議資料をもとにその考え方を紹介する。この設計法の考え方は、既に述べた高層鉄筋コンクリート建物の設計方法と類似する点が多く、設計法として説明が重複することも多い。

適用範囲の建物は、高さ45m以下の整形な純フレーム構造あるいは耐震壁を含むフレーム構造である。材料としては、コンクリートの設計基準強度は360 kgf/cm<sup>2</sup>まで、鉄筋の材種はSD40、呼び名はD38までとするが、せん断補強筋には異形PC鋼棒の使用を認めている。部材強度には、材料強度のばらつきあるいは変形に伴う強度の上昇を考慮し、信頼強度と上限強度の2つを用いる。信頼強度は、材料の設計強度から計算される部材強度の下限値に相当し、構造物の各部位の設計用応力に対して確保すべき終局強度に用いる。上限強度は、材料の上限となる強度（コンクリートは設計強度、鉄筋は設計強度の1.25倍の値）および変形に伴う強度の上昇を考慮した部材終局強度の上限値で、構造物が降伏（崩壊）機構を形成するとき各部材に生じる最大の応力を算定するときに降伏ヒンジの曲げ終局強度として用いる。

耐震設計の基本的な考え方は、大地震動で構造物に多少の損傷を許容せざるを得ないが、その損傷が建物の安全性を脅かすような好ましくない形態になることを避ける設計を行なうものであ

る。建物に生じる好ましくない破壊として、①大きな塑性変形を生じる、②損傷が極めて限られた部位に集中する、③損傷部が脆性破壊をする、などがあげられよう。そこで、過大な塑性変形を抑えるのに必要な建物の保有水平耐力を確保すると共に、そのときの建物の降伏機構は変形性能の大きいモードによる降伏ヒンジが構造物全体に分布する全体降伏機構を形成するものとし、靱性のある挙動が期待できない破壊に対しては十分に大きな強度を確保する、という方針で耐震設計を行なう。そこには、地震による被害を受動的に受け止めるというよりは、積極的に被害形態を制御しようとする能動的な考え方が感じられよう。

この設計法の特色は、①動的解析を必要としない、②降伏ヒンジ部の強度を定めるときに応力再配分を許容する、③塑性解析理論に基づくせん断強度式の提案、④柱・梁接合部の設計法の提案、⑤想定する変形に応じた配筋詳細規定、等である。

#### 4.2 耐震設計の目標

耐震設計の目標は、

1) 建築構造物の耐用年限中に数回経験することが予想される中地震動に対して、建築物の機能と使用性を保持し、小規模の補修をすれば再使用が可能である程度の損傷に被害を限定し、鉄筋の降伏を伴う塑性変形を起こさせない強度を確保し、

2) 建築構造物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動に対して、その構造物内の人命を保護し、構造物を倒壊させない保有水平耐力を確保する、

ものとする。具体的には、大地震動で構造物はより曲げ降伏先行型の全体降伏機構により、

a) はり部材の塑性率は4.0程度、1階の柱柱脚の塑性率は2.0程度、その他の降伏が許容される柱端の塑性率は4.0程度以下におさまること、

b) 層間変形角は1/100程度以下におさまること、

を目標とする。中地震動に対する設計条件は、大地震動に対する設計で線形応力解析から得られる応力を再配分するとき、その割合を制限することにより自動的に満足されるものと考え、中地震動に対する設計は行なわない。

#### 4.3 構造計画

骨組に想定する変形レベルにおける降伏機構は明快な全体降伏型となるようにし、降伏ヒンジを想定する部位には必要な強度と十分な靱性を確保し、降伏ヒンジを想定しない部位には十分な強度を確保するように構造計画を立てる。平面および立面は剛性と強度がバランスよく分布するように計画する。

純フレーム構造の降伏機構は、原則として、各階の梁端および1階の柱脚の曲げ降伏の発生による梁降伏型とする。その理由は、

1) 梁には軸力がなく、靱性が比較的大きい、

2) 梁の曲げ降伏による履歴エネルギー消費は大きく安定している、

3) 骨組に広く分布する梁の端部が同時に曲げ降伏することにより、骨組全体として大きな靱性と履歴エネルギー消費が期待できる、

などがあげられる。逆に、軸力が大きい柱では変形能に限度があり、柱の破壊は構造物全体の崩壊につながる危険性が高い。さらに、ある層のすべての柱の上下に曲げ降伏が生じて、その層に変形が集中する層降伏型の部分崩壊機構では、柱に要求される塑性変形が極めて大きくなり、そのような大変形に対して変形性能を確保するのは難しい。しかしながら、1階の柱脚では、①不同沈下防止対策から基礎梁のせいが大きく、柱に比べて耐力も大きい、②地盤破壊に対する



構造物全体の安定性から、基礎梁に降伏が生じることは好ましくない、などの理由から曲げ降伏を許容せざるを得ない。また、柱軸力の小さい最上階の柱、地震力の転倒モーメントにより引張り軸力が生じて降伏しやすい外柱、などでは降伏ヒンジが生じてよいことにしている。

耐震壁を含むフレーム構造は、各階の梁端部および1階の柱脚と壁脚で曲げ降伏による全体降伏機構を形成するように構造計画する。1階の耐震壁の壁脚では曲げ降伏の代りに浮き上がり回転降伏としてもよいが、杭地業の基礎では杭の引抜き耐力を正確に評価するのが難しく、耐震壁の浮き上がり回転降伏を期待するのは望ましくない。耐震壁に十分な強度を確保するときには、柱に降伏ヒンジを計画してもよい。

建物の基礎および地下部分には十分な剛性と強度を確保し、原則として、降伏ヒンジを想定しない。

非構造部材は、骨組に想定する降伏機構に影響を及ぼさないように計画し、その損傷が避難等に支障がないようにするとともに、落下が生じないようにする。

#### 4.4 耐震設計の方法

耐震設計は降伏機構設計と降伏機構保証設計に分けて行なう。降伏機構設計では、設定した降伏機構で曲げ降伏を想定する部位（降伏ヒンジ）に、必要保有水平耐力を満たす強度を信頼強度で確保するとともに、その靱性を確保する。降伏機構保証設計では、大地震動により発生する上限の応力に対して降伏ヒンジ以外の部位に破壊を起こさせない強度を信頼強度で確保する。

降伏機構設計：降伏機構設計では、1階の層せん断力係数 $C_1$ を下式で定める；

$$C_1 = Z \cdot R_t \cdot C_B$$

ここに、 $Z$ ：地震地域係数、 $R_t$ ：振動特性係数、 $C_B$ ：標準ベース・シア係数。標準ベース・シア係数は、フレーム構造では0.25、耐震壁を含む構造では0.30以上とする。この設計では、降伏する部材には十分に大きな変形能を確保しており、部材の変形能に従って設計用地震力を変化させる構造特性係数 $D_s$ は使用しない。水平力の高さ方向の分布は、原則として、震度が逆三角形に分布すると仮定して定める。保有水平耐力の検討に用いる全体降伏機構は基本的には降伏型の1自由度系で表すことができ、地震時にはその固有（1次）モードが卓越すると考えられる。そこで、固有モード形として全体降伏機構を構成する時の変形分布を近似したものとして、略算的に、逆三角形分布を用いている。ただし、高次モードを無視すると、部分的に降伏ヒンジの塑性変形が大きくなることがあるので、周期の長い構造物では頂部に集中水平力をかけることにしている。

想定する全体降伏機構を構成する降伏ヒンジの設計用応力は、鉛直荷重と設計用地震力に対する線形解析から得られる応力を再配分して算定する。線形解析に使用する部材剛性にはひび割れ等による剛性低下を考慮する。応力再配分は、必要保有水平耐力ぎりぎりの耐力分布を実現し、配筋の合理化を目標とするもので、各層で外力との釣合を満たすように行う。しかしながら、応力再配分を無制限に行なうと、設計用応力を低減した部位では中地震動によっても過度の損傷を生じてしまうので、再配分により減少させるモーメントの大きさを最大モーメントの25%以内に制限している。また、骨組の剛性を確保するため、設計用地震力に対する変形を制限している。

降伏機構保証設計：想定した降伏機構を実現する降伏機構保証設計では、降伏ヒンジに上限強度が発生すると仮定して静的非線形解析により応力を算定し、その応力を動的な効果による応力の増幅および2方向に地震力が同時に作用する効果を考慮して割増し、降伏を許容しない部位あるいは破壊モードに対する設計用応力とする。静的非線形解析は、降伏機構設計で使用した水平



力分布を用いて、漸増載荷解析法あるいは仮想仕事法による。仮想仕事法では、節点のモーメントを適切な分配率を用いて降伏しない部材の応力を算定し、耐震壁のせん断力は層せん断力から柱の負担せん断力を引いた残りを分配して算定する。

地震時には弾性振動と同様に高次モード振動が励起され、各部材に生じる応力は固有モードによる全体降伏機構を形成する時の応力から変動するので、その効果を考慮するため動的割増係数を用いる。非線形地震応答では、固有モードから高次モードが変動する分の時刻歴が入力レベルと定量的な関係があり、また、耐震壁がある場合には高次モードによる変動分が剛性の高い耐震壁に負担される傾向が強い[7]。しかし、これらの関係は構造物の強度と地震入力の高さに依存する。そこで、降伏ヒンジに上限強度が生じることにより骨組の保有水平耐力が増大することを考慮し、入力最大加速度0.3gに対して、下式のような動的割増係数の値を求めた。

$$\omega_{ci} = 1.0 + (\Delta \omega_i / \phi_0) (\beta_{chi} / \beta_{ci})$$

$$\omega_{wi} = 1.0 + (\Delta \omega_i / \phi_0) (\beta_{whi} / \beta_{wi})$$

ここに、 $\omega_{ci}$ 、 $\omega_{wi}$ ：i層の柱および耐震壁の動的増幅係数、 $\Delta \omega_i$ ：i層の高次モード係数(図2)、 $\phi_0$ ：上限強度による構造物の保有水平耐力の増加係数、 $\beta_{ci}$ 、 $\beta_{wi}$ ：静的非線形解析によるi層の柱および耐震壁のせん断力負担率、 $\beta_{chi}$ 、 $\beta_{whi}$ ：i層の柱および耐震壁の動的なせん断力負担率で、逆対称モーメント分布の部材剛性の比率で与えられるものとする。

柱のせん断力は全体の層せん断力の変動に比べて変動率がやや大きい。柱の曲げモーメントでは、せん断力の変動に加えて、モーメント反曲点が上下に移動することによる変動があるので、部材力の上限值を定めるのが困難になり、柱に全く降伏を許容しない立場に立つと、曲げモーメントの動的増幅係数をかなり大きくする必要があるのである。しかし、柱の降伏は高次モード振動により柱頭あるいは柱脚に一時的に生じるものであり、この設計法に従う配筋をすればある程度の靱性が期待できる。そこで、柱のせん断力とモーメントの動的

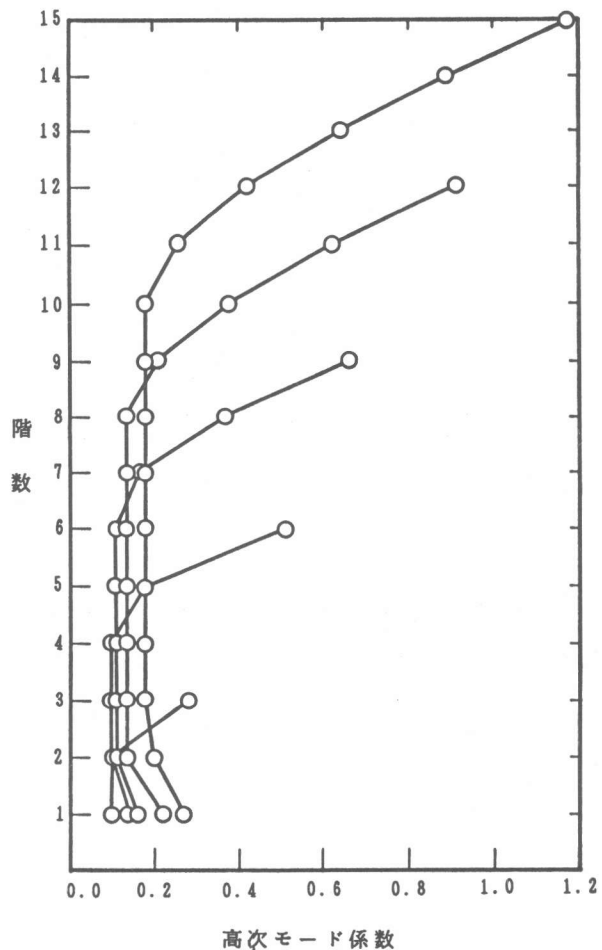


図2：高次モード係数

割増係数は層せん断力の値をそのまま用いる。

骨組の設計では、地震力が骨組の主軸方向にそれぞれ独立に作用すると仮定しているが、柱には2方向の地震力により、軸力、2方向のせん断力、2方向の曲げモーメントが同時に作用して柱の耐力が低下する。そこで、柱の設計では、直交方向に作用する地震力の影響を考慮している。

#### 4.5 部材の終局強度設計

部材の軸力と曲げに対する断面算定と、せん断力に対する設計は独立して行なう。曲げと軸力に対する設計では、主筋とコンクリートの応力度-歪度関係、断面の歪の適合条件および力の釣合条件に基づいて終局強度を算定する。降伏機構設計では、層間変形角 $1/100\text{rad}$ までに降伏ヒンジが信頼強度で降伏することを略算的に確認する。降伏を想定する1階の柱では、軸力が過大になると変形能を確保するのが困難になるので、軸力の大きさを制限している。

柱およびはり部材のせん断設計では、アーチ機構とトラス機構による応力伝達を仮定した塑性理論により強度を算定しているが、曲げ降伏する部材としない部材ではコンクリートの損傷状態が異なることを考慮して、コンクリートの有効強度を変化させている。耐震壁のせん断設計でも、基本的に、柱およびはり部材と同様に、アーチ機構およびトラス機構を仮定して設計式を導いている。これらの設計式の妥当性は既往の実験結果に対して検証されている。

柱・はり接合部の設計では、接合部パネルのせん断応力度の検定とはり主筋の定着の検定を行なっている。

配筋詳細の規定は、塑性変形が骨組全体に分散して、変形の局所的な集中がないことから、大きな塑性変形を予想していないので、原則として、現行の配筋詳細より厳しくする規定は設けていない。

#### 5. まとめ

鉄筋コンクリート造建築物の新しい耐震設計の動向として、高層建築物および終局強度型耐震設計指針の考え方を紹介した。そこには共通して、構造物が想定した全体降伏機構により必要な保有水平耐力を確保し、降伏ヒンジを許容しない部位には破壊を起ささないような十分な強度を確保する設計の考え方が見られる。そこには、地震による被害を受動的に受け止めるというよりは、積極的に被害形態を制御しようとする能動的な考え方がみられる。

#### 6. 参考文献

1. 青山博之：高層鉄筋コンクリート建物の現状と今後の問題点、コンクリート工学、総論、Vol. 24、No. 5、1986年5月、pp. 4-13。
2. 青山博之、他：靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集、第9巻、第2号、1987年、pp. 447-452。
3. 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987。
4. 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1981。
5. (社)鋼材倶楽部・太径異形鉄筋研究会：D51を用いた鉄筋コンクリート建築構造物の設計指針案・解説、昭和51年。
6. 土木学会：コンクリート標準示方書、1986。
7. 壁谷沢寿海、緒方恭子：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法(その1)～(その5)、日本建築学会関東支部研究報告集、日本建築学会大会学術講演集、1984。