

[2077] 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

正会員○青山 博之（東京大学工学部）

正会員 小谷 俊介（東京大学工学部）

久保 哲夫（名古屋工業大学工学部）

正会員 壁谷沢寿海（横浜国立大学工学部）

1. はじめに

土木学会では1986年に限界状態設計法による標準示方書[1]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）[2]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る。そこで、日本建築学会では1981年以来終局強度型の耐震設計法を開発する作業を進めている。

本論文は、建築構造物を対象とした終局強度型の耐震設計法を開発する目的で、1983-1985年度の科学研究費補助金（総合研究A、研究代表者：青山博之）を受けて行った「靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計に関する研究」[3]の成果（耐震設計指針案）から、耐震設計の考え方についてまとめたものであり、使用している数値は暫定的なものである。

2. 概要

本耐震設計指針案は、①総則、②材料および材料強度、③構造計画、④設計方法、⑤強度と靱性、⑥曲げと軸方向力に対する設計、⑦せん断とねじりに対する設計、⑧柱-梁接合部の設計、⑨耐震壁の設計、⑩床スラブと小梁の設計、⑪基礎と杭の設計、⑫配筋詳細、⑬定着と継手、の13章から成り、各章は本文および解説から成っている。

本設計法の特色は、高さ45m以下の純フレーム構造あるいは耐震壁を含むフレーム構造の建物を対象にし、構造物が想定した全体崩壊機構により必要な保有耐力を満たすように塑性変形を許容する部位（塑性ヒンジ）の強度と靱性を確保し、設定した降伏モード以外の破壊を起こさないような部材強度を確保することにある。即ち、構造物が、原則として、靱性のある梁降伏先行型の全体崩壊機構により必要な保有耐力を確保することとし、想定した塑性ヒンジ位置における降伏耐力は合理的な配筋を目的とした弾性応力の再配分により定め、保有強度を用いて設計するのに対して、全体崩壊機構で塑性ヒンジ以外の部位では、①材料強度のばらつき、②動的効果、③大変形に伴う塑性ヒンジの耐力上昇、などを勘案した最大の応力に対して破壊が生じないように理想強度を用いて設計を行なう。鉄筋コンクリート部材の設計では、塑性解析理論に基づく終局せん断設計法、建築学会の鉄筋コンクリート設計規準[4]には規定されていない柱・梁接合部設計法、靱性を確保するための配筋詳細、等を提案している。

本設計法では次の3種の終局強度を使用する；

理想強度：設計図書に指定された断面寸法、配筋、材料の設計強度から計算される部材の下限値に相当する終局強度。

保有強度：設計図書に指定された断面寸法、配筋、平均的な材料強度（コンクリートは設計強度、鉄筋は設計強度の1.1倍の値）から計算される部材の平均的な終局強度。

超過強度：材料の上限強度（コンクリートは設計強度、鉄筋は設計強度の1.25倍の値）、鉄筋

の歪効果、施工時に加えられる鉄筋、梁の曲げ強度に寄与するスラブの協力幅の拡大、等、部材の強度が理想強度から上昇するすべての要因を考慮した、部材の上限となる終局強度。

本論文では、耐震設計の考え方である3章と4章を中心に説明し、部材耐力の算定の部分はここでは省略する。

3. 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、

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をし、構造物を倒壊させない

ものとする。具体的には、大地震動に際して、構造物は梁降伏先行型の全体崩壊機構により、

a) 梁部材の塑性率は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。このうち、部材塑性率の制限は部材の靱性の限界を超えた過度の変形による耐力低下に対するものであり、層間変形の制限は、2次構造部材あるいは非構造部材の損傷防止と、応力解析で無視する2次的効果（例えば、P- Δ 効果）に対するものである。

実際の設計では、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割合を制限することにより、中地震動に対する設計条件が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. 構造計画

構造物は終局時の崩壊形が明快なものとし、平面計画ではできるだけ対称かつ整形な平面を有し、高さ方向の剛性分布が急変しないように構造計画する。

4.1 純フレーム構造の崩壊形

純フレーム構造は、原則として、2階以上のすべての梁端および1階の柱脚の曲げ降伏による梁降伏型全体崩壊形となるように構造計画する。骨組として梁降伏型全体崩壊機構が耐震性に優れているとされる理由は

- 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すべて同時に曲げ降伏することが可能であり、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、
- 4) 梁端に曲げ降伏が生じても骨組全体の倒壊にはつながらないこと、
- 5) 梁端の曲げ降伏に伴う損傷を補修することは比較的容易であり、補修により元通りの力学的挙動を期待できる、

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、ある層の柱の上下に曲げ降伏が生じる層降伏型の部分崩壊機構では、地震時の大きな変形がその層のみに集中するので、柱に要求される塑性変形が極めて大きくなり、耐震的に好ましくない。

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。

最上階では、① 柱の軸力が小さく、比較的変形能を確保することが容易である、② 仮に最上層の柱が破壊しても建物全体の崩壊にはつながらない、③ 地震時水平力に対して耐力に余裕がある、などの理由から柱に降伏が生じてもよい。

骨組の外柱では、水平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くなるが、1つの層の大多数の柱の上下に曲げ降伏が生じなければ層降伏崩壊機構にはならない。そこで、軸力が小さくなる外柱では、① その柱が負担する層せん断力が全体に比べて小さく（例えば、20%以下）、しかも、② 特別な横補強筋により靱性を確保できる場合には、降伏が生じてもよい。

4.2 連層耐震壁を含むフレーム構造の崩壊形

耐震壁を含むフレーム構造は、2階以上の梁端部と1階の柱脚と壁脚で曲げ降伏による全体崩壊機構とな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、その場合には基礎梁の損傷に対して地震後の被害調査方法、地震後の安定性を留意する。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。

建物全体の変形が耐震壁により規制される場合は、フレーム部分の崩壊機構は梁降伏先行型である必要はなく、柱の降伏に対する制約を緩和できる。そこで、耐震壁部分の水平力負担率が30%を超える場合は、柱の設計用動的割増係数をフレーム構造に比べて低減してよい。

フレーム部分にはある程度の保有水平耐力（例えば、当該フレームが支持する鉛直荷重に対する必要保有耐力の30%以上）を確保し、床スラブの剛性不足からフレームの水平力負担が増大しても、フレーム部分に損傷が生じないようにする。耐震壁は曲げ降伏が確保されても、その性状および形状から降伏変形角ならびに限界変形角は梁や柱に比べて小さく、フレーム部分に余力があることが望ましい。

4.3 剛性に関する制限

偏心率の制限：整形な構造物であっても、不測の偏心距離として構造物の長さの10%の値を用い、建築基準法・同施行令に定める偏心率が15/100を超えないように構造計画する。

層間変形角の制限：建物の変形制限には、① 中小地震動による損傷、② 大地震動の損傷の補修、③ 外装材等の剥落、④ 非構造部材の損傷、⑤ P-Δ効果の影響、⑥ 隣接構造物との衝突、⑦ 居住者の振動限度、などの項目を考慮し、地震時には弾性解析の数倍の変形が生じることを考え、必要保有水平耐力に相当する外力に対する弾性解析の層間変形角を1/400以下とする。

剛性率の制限：建築基準法令で定める剛性率を各階で0.6以上とし、階の剛性とその階より上層の建物重量の比（剛重比）の上下階の比率を1.2以下、0.8以上とする。剛性率の制限は特に他の階に比べて剛性が小さくなるのを回避するもので、剛重比の制限は剛性分布の不連続性を制限する。

基礎構造：基礎構造の損傷は調査および補修が極めて困難であり、また、地盤の破壊などに対して構造物の安定性を確保する観点から、基礎構造の降伏を認めない。

二次構造部材と非構造部材：腰壁、垂れ壁は原則として設けない。崩壊機構が明快な場合には、剛性率・偏心率の制限を満足すれば、構造部材と一体とすることができる。構造部材から切り離す場合は、層間変形角1/100程度の変形まで主体構造と接触しないようにする。非構造部材は主体構造から有効に分離し、構造物の終局変形まで追従できる取り付け詳細にする。

5. 耐震設計の方法

構造物が想定した全体崩壊機構により必要な保有耐力を満たすように塑性変形を許容する部位（塑性ヒンジ）の強度と靱性を確保するための1次設計と、設定した降伏モード以外の破壊を起こさないような十分に余裕のある部材強度を確保するための2次設計の2段階に分けて行う。

設計用地震力：構造物が梁降伏先行型全体崩壊機構を形成するとき、1階の必要保有水平耐力は層せん断力係数 C_1 の値で下式を上回るように設計する；

$$C_1 = Z \cdot R_t \cdot D_s \cdot C_o$$

ここに、 Z ：地震地域係数、 R_t ：振動特性係数、 D_s ：構造特性係数、 C_o ：標準せん断力係数（ ≥ 1.0 ）、等は建築基準法・同施行令に定めるものである。

保有水平耐力の検討に用いる全体崩壊機構は基本的に1自由度であり、地震時には基本モードが卓越すると考える。基本モード形として全体崩壊機構を構成する時の変形分布を近似したものが望ましく、略算的に逆三角形分布を用いてもよい。水平震度分布を基本モード形とすれば、1階における必要保有水平耐力に従い他の階の必要保有水平耐力も規定される。高次モードについては塑性ヒンジ以外の部位の設計で別途配慮する。

構造特性係数：本設計法では明快な全体崩壊機構を確実に実現し、塑性変形が生じる部分の配筋詳細も厳しく規定し、構造物として大きな靱性が期待できる。そこで、純ラーメン構造の構造特性係数は建築基準法施行令に定める鉄筋コンクリート構造の最小値より小さく、例えば、0.25とする。耐震壁では降伏変形と限界変形が小さく、塑性エネルギー消費も壁脚に限られるので、耐震壁を含む構造では、例えば、0.30とする。

1次設計：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、想定する全体崩壊機構で塑性変形をする部位（塑性ヒンジ）の設計用応力を算定する。部材の弾性剛性はひび割れ等による剛性低下を考慮する。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応力再配分は、同一層で釣合を満たすように行い、中地震動による損傷を制限するために、梁では最大モーメントの30%以内、柱あるいは耐震壁ではせん断力の15%以内とする[5]。塑性ヒンジは1次設計用応力に対して保有強度を用いて設計する。

2次設計：想定した全体崩壊機構の塑性ヒンジに超過強度が生じるときの応力を基本とし、動的効果による変動を考慮した動的増幅係数により割増して、塑性変形をしない部位および許容しない破壊モードに対する設計用応力を定める。柱では地震力が同時に水平2方向に作用することを考慮した安全係数により応力を別途割増しする。2次設計用の応力に対して理想強度を用いて設計する。

全体崩壊機構の応力：全体崩壊機構が形成されたときに構造物各部の応力は、塑性ヒンジに超過強度が生じたと仮定し、塑性解析により算定する。梁塑性ヒンジの曲げ超過強度は

- 1) 鉄筋の実強度が設計基準強度より高いこと、
- 2) 大変形に伴う歪硬化により鉄筋の応力度が降伏強度より上昇すること、
- 3) 梁の曲げ強度に寄与するスラブの協力幅が変形と共に拡大すること、
- 4) 曲げ耐力算定式の信頼性、
- 5) 保有水平耐力の解析の信頼性、
- 6) 計算外の鉄筋が施工時に付加されること、

などの理由で理想強度よりも大幅に大きくなることを考慮する。

動的増幅係数：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

は基本モードによる全体崩壊機構を形成する時のものから変動するので、動的割増し係数を用いる。非線形地震応答では、基本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る[6]ことに着目し、超過強度により基準モードの保有水平耐力が増加することを考慮し、入力最大加速度0.3gに対する純フレーム構造と耐震壁を含むフレーム構造の層せん断力の動的割増係数の値を求めた(図1、2)。

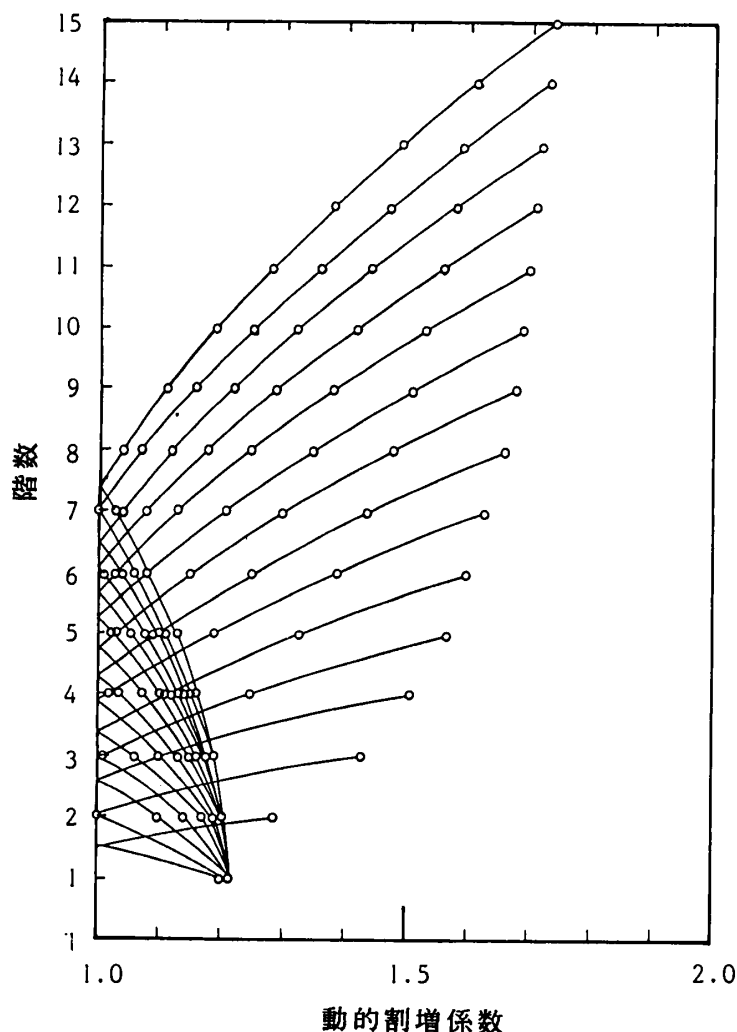


図1：純フレーム構造の動的割増係数

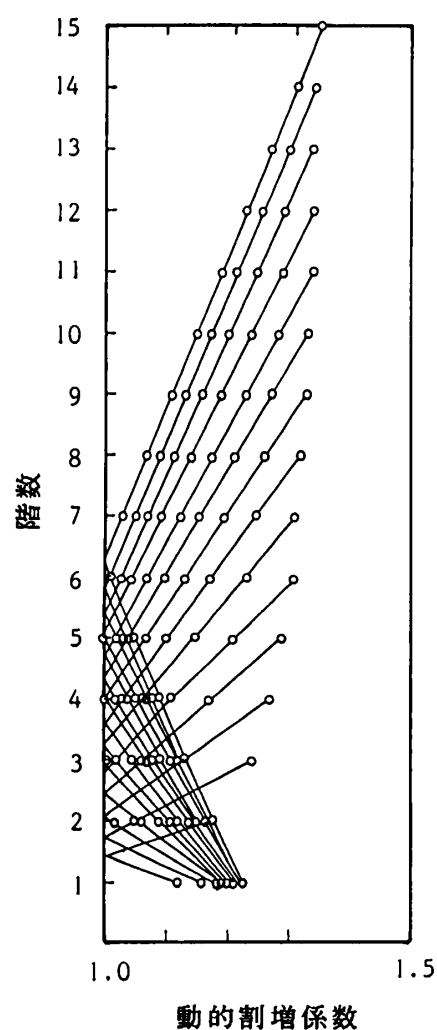


図2：耐震壁・フレーム構造の動的割増係数

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く、柱の曲げモーメントは反曲点が上下に移動することによる変動が加わるので、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。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1時的に生じるものであり、本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割増係数は層せん断力の値をそのまま用いる。

耐震壁を含むフレーム構造では、ある程度以上の壁率があれば、外力分布の変動による層せん断力の変動分は耐震壁に負担される。そこで、耐震壁が負担するせん断力の動的割増係数 ω_{ws} は耐震壁を含むフレーム構造の層せん断力の動的割増係数 ω_{wf} と耐震壁の水平耐力負担割合 β_u か

ら、

$$\omega_{WS} = 1.0 + (\omega_{WF} - 1.0) / \beta_u$$

とした。但し、 β_u の値を0.3以上としてよい。フレーム部分層せん断力の動的割増係数 ω_{CMF} は純フレーム構造の動的割増係数 ω_{OF} と耐震壁の水平耐力負担割合 β_u により、

$$\omega_{CMF} = \omega_{OF} - (\omega_{OF} - 1.0) (\beta_u - 0.3) / 0.4$$

とするが、 $\omega_{OF} \geq \omega_{CMF} \geq 1.0$ でよい。

2方向地震力の効果：柱の設計では2方向の地震力が同時に作用し、それに伴い柱の耐力が低下するので、動的割増係数に一律に0.2を加える。

外柱の軸力変動：梁の超過強度に基づくせん断力の和とすると応答解析と比較して過大評価となるが、設計では安全側になるので特に低減しない。

2次設計用応力：2次設計用に用いる設計応力は以下のものとする；

1) 梁の設計用せん断力：梁の両端（柱のフェース位置）に曲げ超過強度が生じたときのせん断力に長期鉛直荷重による値の和とする。

2) 柱の設計用曲げモーメント、せん断力、軸力：超過強度が生じて全体崩壊機構を形成する時の応力を、動的効果、2方向効果を考慮して割増した値とする。柱の軸力は、梁の理想強度あるいは超過強度により算定される最も不利なものを用いる。

3) 柱-梁接合部の設計用せん断力：梁に曲げ超過強度が生じるときのせん断力を、2方向地震力の効果を考慮して割り増した値を用いる。

4) 耐震壁の設計用曲げモーメント、せん断力：超過強度が生じて全体崩壊機構を形成する時の応力を動的効果を考慮して割り増した値とする。

6. 結論

構造物が想定した全体崩壊機構により必要な保有耐力を満たすように塑性変形を許容する部位（塑性ヒンジ）の強度と靱性を確保し、設定した降伏モード以外の破壊を起こさないような部材強度を確保する設計方法を開発し、その考え方を述べた。

7. 謝辞

昭和58～60年度の科学研究費補助金（総合研究A：課題番号58350035）「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の開発に関する研究」を研究分担された、村上雅也、野口博（千葉大学工学部）、滝沢春男（北海道大学工学部）、市之瀬敏勝（名古屋工業大学工学部）らに深く感謝の意を表します。

8. 参考文献

1. 土木学会：コンクリート標準示方書、1986。
2. 建設省住宅局編：建築基準法令集、日本建築学会、1981。
3. 青山博之：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の開発に関する研究、東京大学工学部建築学科青山研究室、1986。
4. 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982。
5. 李声抑、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計における応力再配分、構造工学論文集、Vol.33B、日本建築学会、1987。
6. 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。