

保有耐力・モデル化 SWG で検討中の重要項目とその対応（案）
（2006年11月29日バージョン）

保有耐力・モデル化 SWG では主に RC 構造を対象として下記の目的・検討体制及びスケジュールに基づき、「構造設計者の判断による実状に合わない危険側のモデル化等」の再発防止のための検討を実施し、約 110 項目について対応方針を取りまとめた。本資料は、そのうち実際の建築確認事例において問題として指摘された項目や、今後の構造計算プログラムへの影響が大きいと思われる項目を抽出し、その対応方針や注意点を広くご意見を伺うために取りまとめたものである。

注：各項目に付記した番号は、資料「保有耐力・モデル化 SWG での検討項目とその対応（案）」の関係する項目を示す。

<参考> 保有耐力・モデル化 SWG の目的と検討体制及びスケジュール

1. 目的

国土交通省は、2006年6月21日に公布された“建築基準法等の一部改正”に関連して、建築基準・審査指針等検討委員会（委員長：岡田恒男・東京大学名誉教授）を設置し、構造耐力規定の再構成及び技術的基準の更なる明確化、構造計算プログラムの改善、確認審査等に関する指針の整備などについて検討を進めている。

その下の専門部会である構造基準検討部会（部会長：久保哲夫・東京大学教授）に設けられた保有耐力・モデル化 SWG の目的は、建築基準法において構造設計者の工学的判断に任されている部分について構造設計者が都合の良い解釈を行い実状に合わない危険側のモデル化を行っている等の事実を鑑み、その再発を防止するための検討項目を洗い出しそれに対する対処方法を検討し、基準や技術的助言の案を作成することである。

2. 検討体制

本 SWG においては、下記のメンバー（建研関係者、建防協の違反是正支援委員会や構造計算調査委員会のメンバー、JSCA メンバーから選定）にて検討を行っている。

主 査	福山 洋	（建築研究所）
幹 事	向井 智久	（建築研究所）
	田尻 清太郎	（建築研究所）
委 員	久保 哲夫	（東京大学）
	勅使川原正臣	（名古屋大学）
	塩原 等	（東京大学）
	倉本 洋	（豊橋技術科学大学）
	楠 浩一	（横浜国立大学）
	井上 芳生	（都市再生機構）
	太田 勤	（堀江建築工学研究所）
	川村 満	（日本設計）
	福島 正隆	（鹿島建設）
	山本 正幸	（竹中工務店）

3. これまでの作業日程

これまでに下記の日程で検討を行い、問題点の抽出や対応方針の検討等を行うとともに、それらに対する意見への対応方針を検討してきた。

第1回検討会 7月14日(金) 10:00~18:00

第2回検討会 7月24日(月) 10:00~17:00

第3回検討会 8月8日(火) 13:00~18:00、8月9日(水) 8:00~16:00

第4回検討会 10月19日(木) 17:30~22:30

今後、重要項目について取りまとめ広くご意見を伺い、その結果も踏まえて技術基準の検討を行う。さらに、技術的助言広くご意見を伺いながら作成し、これの普及を図っていく予定である。

4. 全体スケジュール(案)

- a) 構造設計における問題点(設計者の都合の良い解釈に起因する問題点)の把握(6月まで)
- b) 問題点に対する対処方針(技術的助言の記載内容)の検討&構造設計の原則(案)の作成&他の部会に伝達すべき項目の抽出(8月まで)
- c) 重要項目の対応方針作成、意見伺い(11月下旬目処)
- d) 技術基準等(政令・告示・技術的助言)の原案作成(11月~12月目処)
- e) 技術的助言の作成・意見伺い(1月目処)
- f) 技術基準等の講習(来春日処)

1. 構造部材と非構造部材の取扱い (No.20、 21)

<本文>

- 1-1 構造設計者は、建築物の構造計算を行う際に、建築物の各部分を構造耐力上主要な部分（以下、構造部材）と非構造部材に明確に分類しなければならない。
- 1-2 構造部材は、一次設計における荷重・外力作用時にそれに生じる応力が無視し得ない程度大きい部材、または、一次設計における荷重・外力作用時にその存在が建築物の剛性分布、応力分布に与える影響が無視し得ない程度大きい部材である。
- 1-3 非構造部材は、一次設計における荷重・外力作用時にそれに生じる応力が無視し得る程度小さい部材で、かつ、一次設計における荷重・外力作用時にその存在が建築物の剛性分布、応力分布に与える影響が無視し得る程度小さい部材である。
- 1-4 構造設計者は、建築物の構造計算を行う際に、非構造部材を無視し、構造部材のみを考慮しなければならない。

<解説>

1-1

- a) 明確に非構造部材と判断できない部材は構造部材として取り扱わなければならない
- b) 非構造部材として取り扱う部材は、一次設計における荷重・外力作用時にそれに生じる応力が無視し得る程度小さくなるように、かつ、一次設計における荷重・外力作用時にその存在が建築物の剛性分布、応力分布に与える影響が無視し得る程度小さくなるように、その材料、寸法、配置、接合方法、ディテール等を計画されなければならない。

1-2、1-3

- a) 構造設計者は、構造計画において構造部材と非構造部材を明確に分類しなければならず、その分類方法の目安は次に示す通りとする。
- b) 柱、梁、耐力壁、基礎は、荷重・外力に抵抗する主要な要素であり、構造部材に分類する。
- c) 鉄筋コンクリート造の袖壁、垂壁、腰壁、方立て壁は、構造部材である柱、梁の剛性、耐力に影響を及ぼすことが多く、構造部材に分類する。ただし、その厚さが十分に小さい、その長さが十分に短い、それが取り付く構造部材に応力が伝達されないように有効に分離されている、といった理由により、一次設計における荷重・外力作用時にそれに生じる応力が無視しうる程度小さく、かつ、一次設計における荷重・外力作用時にその存在が建築物の剛性分布、応力分布に与える影響が無視し得る程度小さい場合は、それを非構造部材に分類してよい。
- d) フレーム外の鉄筋コンクリート造壁は、その寸法、配置、接合方法、ディテール等により、構造部材にも非構造部材にも分類されうる。なお、それがフレームの近くに配置される、その厚さ・長さが大きい、それからフレームへの応力伝達が確保されている、といった理由により、一次設計における荷重・外力作用時にそれに生じる応力が無視し得

ない程度大きい、または、一次設計における荷重・外力作用時にその存在が建築物の剛性分布、応力分布に与える影響が無視し得ない程度大きい場合は、それを構造部材に分類する。

- e) ALC パネル、カーテンウォール、天井などの内外装材は、一般に非構造部材に分類することができる。しかし、その配置、寸法、接合方法、ディテール等によって、一次設計における荷重・外力作用時にそれに生じる応力が無視し得ない程度大きく、または、一次設計における荷重・外力作用時にその存在が建築物の剛性分布、応力分布に与える影響が無視し得ない程度大きくなる場合は、それを構造部材に分類しなければならない。

※ 構造部材から分離した非構造部材の場合、面外方向の力に注意！

※ 非構造壁の設計については別に検討する必要がある。

※ 剛節架構内の補強コンクリートブロック造壁は、現状では強度は無視し、剛性は考慮することとなっている。しかし、これについても明確に構造部材もしくは非構造部材に分類することとし、構造部材とみなされる場合は剛性、耐力を評価し、非構造部材とみなせる場合はその存在を無視するという方針でよいか？もしくは、特例として、現行のように、強度は無視するが剛性は考慮する部材として扱うか？

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

- 1) 非構造部材とみなした部材に応力を負担させて構造部材に生じる応力を軽減しているにも関わらず、構造部材のみ断面の検討を行い、非構造部材については断面の検討を行っていない事例が見られた。
→ 非構造部材には応力を負担させることができなくなり、応力を負担する部材は構造部材として断面の検討を行うことになるので、上記の事例を防止することができる。
- 2) 構造部材の剛性に影響を及ぼす部分は無視し、剛性率・偏心率を改善したり、 R_t 算定に用いる精算固有周期を延ばしたりしている。
→ 構造部材の剛性に影響を及ぼす部分も構造部材とみなさなければならず、構造計算においてその剛性も適切に評価しなければならなくなる。

2. 構造部材の剛性低下の取扱い (No.1、 3、 8、 9、 35、 37、 63、 64、 66、 67、 113)

<本文>

- 2-1 一次設計における応力算定、短期荷重における地震力作用時の層間変形角・剛性率・偏心率算定において、構造部材の剛性は、それぞれの算定項目が想定している荷重・外力作用時に各構造部材に生じる応力や変形に対応する剛性低下を考慮した部材剛性としなければならない。なお、各構造部材の剛性は、その部材の降伏点剛性を下回ってはならない。
- 2-2 各構造部材の剛性低下は同一の根拠で設定されなければならない。
- 2-3 構造部材の剛性低下の評価方法が不明確な場合は、構造計算上安全側となる仮定に基づき検討しなければならない。
- 2-4 R_t 、 A_i 算定時に固有周期を精算する場合、構造部材の剛性は、剛性低下を考慮しない部材剛性としなければならない。

<解説>

2-1

- a) 例えば、一次設計の長期荷重時の応力を算定する際には、各構造部材の部材剛性は、長期荷重作用時にそれぞれの構造部材に生じる応力や変形に対応した剛性低下を考慮した部材剛性としなければならない。また、一次設計の短期荷重時の応力を算定する際には、各構造部材の部材剛性は、短期荷重作用時にそれぞれの構造部材に生じる応力や変形に対応した剛性低下を考慮した部材剛性としなければならない。さらに、層間変形角、剛性率、偏心率を算定する際には、各構造部材の部材剛性は、短期荷重における地震力作用時にそれぞれの構造部材に生じる応力や変形に対応した剛性低下を考慮した部材剛性としなければならない。
- b) 各部材について適切な部材モデル、復元力特性を設定し、それぞれの算定項目が想定している荷重・外力（長期荷重、短期荷重）に至るまで弾塑性漸増載荷解析を行って、応力、層間変形角、剛性率、偏心率を算定してもよい。

2-2

- a) 例えば、同等の剛性低下が見込まれる構造部材が複数ある場合に、ある構造部材のみ剛性低下を考慮し、残りの構造部材は剛性低下を考慮しないようなモデル化を行ってはならない。また、同等の剛性低下が見込まれる構造部材が複数ある場合に、それぞれの構造部材で異なる剛性低下の評価方法により部材剛性を設定してはならない。

2-3

- a) 構造部材の剛性低下の評価方法が不明確な場合は、剛性低下率を適宜使い分けるなどして、構造計算上安全側となることを検証しなければならない。例えば、一般に、剛性は当該部材の応力算定においては低下させないことが安全側であるが、当該部材の近くにある架構の応力算定のためには低下させた方が安全側となる。また、一般に、層間変形

角の算定においては、大きな剛性低下を考慮することが安全側となる。さらに、剛性率・偏心率の算定においては、その配置状況によるが、耐力壁の剛性低下が小さいほうが安全側となることが多い。

2-4

- a) R_t 、 A_i を告示式で算出する際に用いる固有周期 T の値を、ただし書きを適用して、重力式もしくはモーダルアナリシスにより求める場合、各構造部材の剛性には、剛性低下を考慮しない初期剛性を用いなければならない。

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

- 1) 根拠なく剛性低下率を設定し、剛性率、偏心率を改善している。
→ 各部材の剛性には所定の外力作用時にその部材に生じる応力、変形に対応した適切な部材剛性を用いることとなり、また、各部材の剛性低下の設定根拠は同一としなければならないので、剛性率・偏心率を都合よく改善することはできなくなる。さらに、剛性低下率の評価方法が不明確なものは、構造計算上安全側となるように検討を行うことになるので、剛性率・偏心率を都合よく改善することはできなくなる。
- 2) 根拠なく剛性低下率を設定し、 R_t 算定に用いる精算固有周期を延ばしている。
→ R_t 算定に用いる固有周期を精算する際には部材の剛性低下を考慮してはならないので、精算固有周期を剛性低下を考慮して延ばすことはできなくなる。

3. 基礎ばねの取扱い（No.11、 12、 35、 37、 62、 65）

<本文>

- 3-1 直接基礎を有する建築物の場合、一次設計における応力算定、短期荷重における地震力作用時の層間変形角・剛性率・偏心率算定、保有水平耐力計算においては、原則として地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がりを考慮しなければならない。なお、一次設計において一部の基礎の浮き上がりは許容されるが、建築物全体が転倒してはならない。
- 3-2 杭基礎を有する建築物の場合、一次設計における応力算定、短期荷重における地震力作用時の層間変形角・剛性率・偏心率算定、保有水平耐力計算においては、原則として杭の鉛直方向変形を考慮しなければならない。なお、特別な検討をしない限り、杭の引き抜きが生じてはならない。
- 3-3 地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形は、各算定において、それぞれ同一の根拠で設定されなければならない。
- 3-4 地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形の評価方法が不明確な場合は、構造計算上安全側となる仮定に基づき検討しなければならない。
- 3-5 R_t 、 A_i 算定時に固有周期を精算する場合、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形を考慮してはならない。

<解説>

3-1

- a) 基礎の浮き上がりとは、地盤からの鉛直反力がなくなる状態をいう。
- b) 直接基礎を有する建築物の場合、1 階の柱脚位置とその下に設けるピン支点との間に地盤の鉛直剛性を有する鉛直ばねを設けて、地盤の鉛直方向変形を考慮する方法がある。また、基礎が浮き上がる場合は、浮き上がる部分の支点を取り除いたモデルを用いて計算する方法がある。
- c) 基礎ばりが十分に剛強で、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がりが無視しうるほど小さい場合は、1 階の柱脚位置にピン支点を設けて、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がりを考慮しないことができる。ただし、この場合、基礎ばりの断面の検討においては、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がりにより生じると想定される応力について検討する必要がある。

3-2

- a) 杭の引き抜きとは、杭に作用する軸力が杭の引き抜き耐力となる状態をいう。
- b) 杭基礎を有する建築物の場合、杭頭位置に杭の鉛直剛性を有する鉛直ばねを設けて、杭の鉛直方向変形を考慮する方法などがある。
- c) 杭の鉛直剛性が十分に大きい、または基礎ばりが十分に剛強で、杭の鉛直方向変形が無視しうるほど小さい場合は、1 階の柱脚位置にピン支点を設けて、杭の鉛直方向変形を考慮しないことができる。ただし、この場合、基礎ばりの断面の検討においては、杭の

鉛直方向変形により生じると想定される応力について検討する必要がある。

3-3

- a) 例えば、各算定において、同等の地盤の鉛直方向変形が見込まれる部分が複数ある場合に、ある部分のみ地盤の鉛直方向変形を考慮し、残りの部分では地盤の鉛直方向変形を考慮しないようなモデル化を行ってはならない。また、同等の地盤の鉛直方向変形が見込まれる部分が複数ある場合に、それぞれの部分で異なる地盤の鉛直方向変形の評価方法により地盤の鉛直方向変形を設定してはならない。

3-4

- a) 例えば、一般に、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形を考慮した場合、フレーム部分の応力算定においては安全側、耐力壁部分の応力算定においては危険側となることが多い。また、一般に、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形を考慮した場合、層間変形角の算定においては安全側となることが多い。さらに、一般に、その配置状況によるが、耐力壁下の地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形を考慮した場合、剛性率・偏心率算定においては危険側となることが多い。

3-5

- a) R_t 、 A_i を告示式で算出する際に用いる固有周期 T の値を、ただし書きを適用して、重力式もしくはモーダルアナリシスにより求める場合、地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形を考慮してはならない。

- ※ 地盤ばねの鉛直剛性は、建築基礎構造設計指針、道路橋示方書などにより設定することができる。
- ※ 杭の鉛直剛性、引き抜き耐力は、建築基礎構造設計指針などにより設定することができる。また杭の許容引き抜き耐力は告示に定められている。
- ※ 上記の地盤ばね、杭のばねについては、地盤・基礎 SWG での検討結果を考慮する。

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

- 1) 根拠なく基礎ばねを設定し、剛性率、偏心率を改善している。
 - 基礎ばねは同一の設定根拠に基づき、適切なものを設けることになるので、剛性率・偏心率を都合よく改善することはできなくなる。また、基礎ばねの評価方法が不明確なものは、構造計算上安全側となるように検討を行うことになるので、剛性率・偏心率を都合よく改善することはできなくなる。
- 2) 根拠なく基礎ばねを設定し、 R_t 算定に用いる精算固有周期を延ばしている。
 - R_t 算定に用いる固有周期を精算する際には地盤の鉛直方向変形、基礎の浮き上がり、杭の鉛直方向変形を考慮してはならないので、精算固有周期を基礎ばねを設定して延ばすことはできなくなる。

4. 許容耐力による検討 (No.55)

<本文>

4-1 一次設計において、構造部材に生じる応力がその許容耐力を超えないことを確かめる方法を、令 82 条三号 (各部の応力度 \leq 各部の許容応力度の確認) と同等の方法とする。

<解説>

4-1

- a) RC 規準における曲げ設計のように、部材に生じる応力がその部材の許容耐力を超えないことを確認すればよいこととする。
- b) RC 規準におけるせん断設計のように、部材に生じる応力ではなく、その応力を割り増した、またはメカニズムを想定した設計用応力を用いて検討しているものについては、その検討を行えばよいこととする。

5. 耐力壁とみなすことのできる条件 (No.18、 19)

<本文>

- 5-1 鉄筋コンクリート造の壁において耐力壁とみなすことのできる条件は、周辺フレームによる壁板の拘束が十分で、かつ壁が水平力に十分抵抗できるディテールであることとする。
- 5-2 開口を有する鉄筋コンクリート造の壁において、開口による断面欠損が小さい場合は開口付耐力壁とみなすことができる。

<解説>

5-1

- a) 付帯ラーメンの形状、配筋は原則として RC 規準(1999)19 条表 19.1 の条件を満たさなければならない。表 19.1 に示される付帯ラーメンの断面形状に関する条件は、柱および梁の断面積が $\frac{st}{2}$ 以上で、柱および梁の最小径が $\sqrt{\frac{st}{3}}$ 以上、かつ $2t$ 以上（ここで、 s は壁板の内法長さとし、 t は壁板の厚さ）としている。（RC 規準改定案は 1999 年版から変更なし）
- b) 連層耐震壁の中間階では、次に示す条件を満たせば梁型を省略することができる。壁厚を極力厚くし複配筋とするほか、大地震時に壁板に有害なせん断ひび割れが生じないことを確認するなど、安全側の配慮をするとともに、連層耐震壁のせん断伝達、および境界梁主筋、スラブ筋、小梁主筋の定着について検討する。なお、連層耐震壁のせん断伝達の検討については、鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説などの方法があるが、詳細な検討を行わない場合は、RC 規準改定版 19 条 5.(6)（付帯ラーメンの主筋は、13 条 4.(2)～(5)および 14 条 3.(2)～(4)の規定に従う。連層耐震壁の中間階以外の梁では、特に検討をしない場合、梁の主筋全断面積はスラブ部分を除く梁のコンクリート全断面積に対する割合を 0.8%以上とする。）に示す主筋量を満たす必要がある。
- ※ 13 条（梁の規定）
 - ※ 13 条 4.(2)「主要な梁は、全スパンにわたり複筋梁とする。ただし、鉄筋軽量コンクリート梁の圧縮鉄筋全断面積は、所要引張鉄筋断面積の 0.4 倍以上とする。
 - ※ 13 条 4.(3)「主筋は、異形鉄筋 D13 以上とする。
 - ※ 13 条 4.(4)「主筋のあきは、25mm 以上、かつ、異形鉄筋の径（呼び名の数値 mm）の 1.5 倍以上とする。
 - ※ 13 条 4.(5)「主筋の配置は、特別の場合を除き、2 段以下とする。」
 - ※ 14 条（柱の規定）
 - ※ 14 条 3.(2)「コンクリート全断面積に対する主筋全断面積の割合は、0.8%以上とする。ただし、コンクリートの断面積を必要以上に増大した場合には、この値を適当に減少させ

ることができる。

- ※ 14条 3.(3)「主筋は、異形鉄筋 D13 以上、かつ、4 本以上とし、主筋は帯筋により相互に連結する。
- ※ 14条 3.(4)「主筋のあきは、25mm 以上、かつ、異形鉄筋の径（呼び名の数値 mm）の 1.5 倍以上とする。
- c) 下階が柱となる耐震壁の最下層の梁では、下階への応力伝達が可能であることを検討するとともに、十分な剛性、強度、梁せいを確保する。（RC 規準改定案）
- ※ 耐力壁の柱型を省略することは可能か？

5-2

・ 耐力壁に関する RC 規準改訂案は以下に示すとおりである。

（1）水平荷重を受ける耐震壁の許容水平せん断力 Q_A は、(22)式のうち、いずれか大きいほうをとることができる。

$$Q_1 = r t l f_s$$

$$Q_2 = r(Q_w + \Sigma Q_c) \quad (22)$$

ここで、 r ：開口に対する低減率で、(23)式による。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3)$$

$$r_1 = 1 - \frac{\Sigma l_0}{\Sigma l}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\Sigma h_0 \Sigma l_0}{\Sigma h l}} \quad (23)$$

$$r_3 = 1 - \frac{\Sigma h_0}{\Sigma h}$$

Q_w ：無開口壁板の壁筋が負担できる許容水平せん断力で、(24)式による。

$$Q_w = p_s t l' f_t \quad (24)$$

ただし、 p_s の値が 1.2% 以上の場合は、 p_s を 1.2% として計算する。

Q_c ：壁板周辺の柱（1 本）が負担できる許容水平せん断力で、(25)式による。

$$Q_c = b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (25)$$

$\alpha = 1.0$ （開口と近接する柱（袖壁のせいが 30cm 以下）の場合）

$\alpha = 1.5$ （その他の柱）

ただし、 p_w の値が 1.2% 以上の場合は、 p_w を 1.2% として計算する。

t ：壁板の厚さ

l ：壁板周辺の柱中心間距離（ Σ は連続スパンのスパン方向の和）

h ：壁板周辺の梁中心館距離（ Σ は連層耐震壁の高さ方向の和）

l_0 : 開口部の長さ (Σ は複数開口の水平断面への投影長さの和)
 h_0 : 開口部の高さ (Σ は連層耐震壁の高さ方向の和、複数開口の投影高さの和)
 l' : 壁板の内法長さ
 h' : 壁板の内法高さ
 p_s : 壁板の各方向のせん断補強筋比のうち小さいほうの値
 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度
 f_t : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度
 wf_t : 柱帯筋のせん断補強筋用短期許容引張応力度

r_1 は連続するスパンの耐震壁、 r_3 は連層耐震壁ごとに算定して良い。 r_2 は複数の開口の場合は、位置を考慮して等価なひとつの開口に、矩形以外の開口は等価な矩形に置換してよい。以上の式は原則として 1 スパンごとに算定される r_2 がすべて 0.6 以上の範囲にある場合に適用する。この適用範囲を上回る大きな開口がある場合は構成要素ごとに応力および耐力を精算する。

(2) 水平荷重を受ける袖壁付柱、腰壁・垂壁付梁、柱型のない壁の許容水平せん断力は、許容曲げ耐力および下層への応力伝達を確認し、壁筋の端部が有効に定着されている場合は、壁の断面積を考慮して $\alpha = 1.0$ として(22)～(25)式により算定することができる。

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

- 1) 工学的に耐力壁とみなすことのできない開口を有する壁を、開口付耐力壁とみなして構造計算を行っている。
→ 開口付耐力壁とみなせる条件および開口付耐力壁とみなした場合の評価方法が、工学的に妥当でないモデル化を許容しないものとなる。

6. 必要保有水平耐力 (No.72, 73, 79, 80)

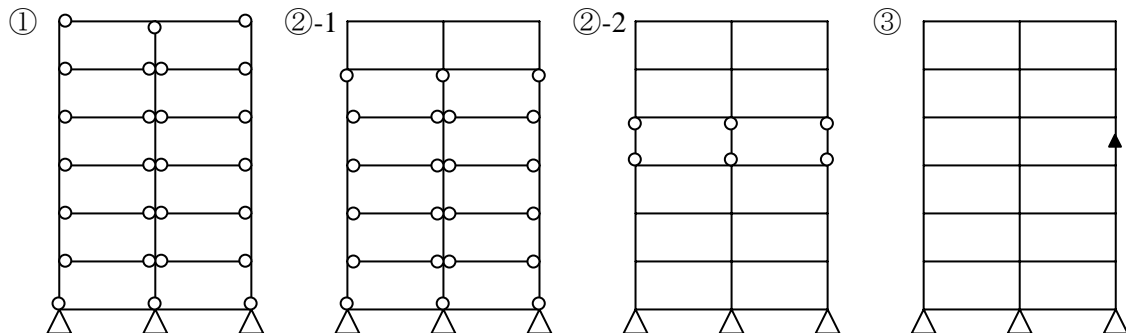
<本文>

- 6-1 原則として、必要保有水平耐力は A_i 分布に基づく外力分布を用いて得られる建築物の崩壊メカニズムの状態から部材ランク並びに D_s を求める方法により算定する。
- 6-2 崩壊メカニズムは、①全体崩壊した状態、②中間層崩壊した状態、③局部崩壊した状態、④建物全体が転倒する状態、とする。
- 6-3 上記②及び③における崩壊層以外の層の部材ランク並びに D_s を算定する場合は、部材の靱性などの影響を適切に評価する。

<解説>

6-2

a) ①～③は以下のような状態を指している。



6-3

- a) 崩壊メカニズムを得るための外力分布は A_i 分布に基づく外力を用いる。ただし、中間層崩壊や局部崩壊となる建築物の場合、崩壊層は A_i 分布に基づく外力分布を用いた検討を行って崩壊層の部材ランク並び D_s を定めるが、崩壊層以外の層の部材ランク並び D_s はメカニズム時に求まらないため、以下の方法で求める。
- b) メカニズムが層崩壊の場合、崩壊層以外の層の部材ランク並びに D_s の算定については、大変形時においても崩壊層以外の層が不安定になるのに十分な塑性ヒンジ等が生じないため、別途適切に塑性ヒンジ等を設定（別紙参照、以下、「余耐力による方法」）して、部材ランク並びに D_s を算定する。
- c) メカニズムが局部崩壊の場合、局部崩壊をもたらした部材の存在する層以外の層の部材ランク並びに D_s の算定については、大変形時においても崩壊層以外の層が不安定になるのに十分な塑性ヒンジ等が生じないため、余耐力による方法を用いて部材ランク並びに D_s を算定する。
- d) メカニズムが層崩壊形もしくは局部崩壊形の場合、崩壊層にエネルギーが集中しその層の変形が過大になるおそれがあるため、層の必要耐力を割り増すといった対策が必要である。ただし、メカニズム時が層崩壊形でも、崩壊層が複数に渡っている場合の割り増しは単独層が崩壊する場合よりも緩和できる（どの程度にするかは今後要検討）。

7. 保有水平耐力 (No.70, 73, 76)

<本文>

7-1 原則として、 A_i 分布に基づく外力分布により建築物の崩壊メカニズムとなる時の水平力を保有水平耐力とする。ただし、上記崩壊メカニズムとして、「全体崩壊形」または「建物全体の転倒崩壊形」が形成される場合、もしくは、「層崩壊形」または「局部崩壊形」が形成される場合で崩壊層以外の層が崩壊する恐れがない場合は、必要保有耐力分布に基づく外力分布を用いることが出来る。

7-2 保有水平耐力を陽に算出しなくても、 A_i 分布に基づく外力分布による漸増載荷解析を行い、崩壊メカニズムが生じる前に全層で必要保有水平耐力以上となった場合、その時点で、保有水平耐力 \geq 必要保有水平耐力という規定を満足したこととしてよい。

7-3 二次設計では、応答変形は求まらない。

<解説>

7-1

・ 漸増載荷解析を用いて保有耐力を算定する場合の外力分布は原則として A_i 分布に基づくものとする。ただし、上記崩壊メカニズムとして、「全体崩壊形」または「建物全体の転倒崩壊形」が形成される場合、「層崩壊形」または「局部崩壊形」が形成される場合で崩壊層以外の層が崩壊する恐れがない場合は、必要保有耐力分布に基づく外力分布を用いることが出来る。

[全体崩壊形・建物全体の転倒崩壊形の場合]

A_i 分布に基づく外力分布を用いて確認したメカニズム時の崩壊形として全体崩壊形または転倒崩壊形（層崩壊がおこらない崩壊形）が保証されている場合は、必要保有水平耐力分布に基づく外力分布を用いることが出来る。

[層崩壊形・局部崩壊形の場合]

「崩壊層」は A_i 分布に基づく外力分布を用いて保有水平耐力を算定しなければならない。一方、 A_i 分布に基づく外力分布を用いて確認したメカニズム時の崩壊形が層崩壊形で、かつ崩壊層以外の層で崩壊しないことが保証されている場合には、「崩壊層以外の層」は必要保有水平耐力分布に基づく外力分布を用いて保有水平耐力を算定することができる。

ここで、「崩壊層以外の層で崩壊しないことを保証」する方法としては、例えば以下の方法が考えられる。

「余耐力による方法を用いて得られる崩壊層以外の崩壊形が層崩壊形とはならないこと。ただし、層が $D_s \geq 0.55$ に相当する耐力を有する場合はその限りでない。」

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

- ・ 崩壊メカニズム前の時点の応力で各部材の D_s を判定している。
- ・ Q_{un} 分布で保有耐力を計算している。
- ・ 中間層崩壊するときの D_s の判定方法
- ・ 崩壊メカニズムが形成されないときの扱い
- ・ 崩壊メカニズムの定義が明確でない。

8. DS 算定 (No.81, 82)

<本文>

- 8-1 地下階を有さない直接基礎による建築物で、基礎の浮き上がりによる建築物全体の転倒によって崩壊メカニズムとなる場合、 $D_s = 0.0$ とする。なお、地盤が圧縮破壊し、圧縮側に沈むタイプの場合には、進行性の破壊に至る可能性があるため避けるものとする。
- 8-2 柱梁接合部は、破壊させないことを原則とする。ただし、当該接合部の上下の柱の部材ランクをFDとする場合にはその限りでない。

<解説>

8-1

- a) HFW 指針の適用範囲を満たすとき $D_s=0.35$ とする。ただし、基礎回転による崩壊メカニズムが確実に保証される場合に限る。基礎回転による崩壊メカニズムが確実に保証されることを確認する方法としては、耐力壁に基礎回転が生じる時の強度（基礎回転強度）を計算し、曲げ強度が基礎回転強度より 20%以上大きく、かつ、せん断強度が基礎回転強度より 50%以上大きいことを確認する方法がある。

8-2

- a) 柱梁接合部は、原則として、破壊しないように保証設計を行うこととするが、柱梁接合部が破壊する場合は、当該接合部の上下の柱の部材ランクをFDとする。

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

- 1) 基礎の浮き上がりによる建築物全体の転倒によって崩壊メカニズムとなるとして、 $D_s=0.3$ を用いて設計している。
→ 基礎の浮き上がりによる建築物全体の転倒によって崩壊メカニズムとなるときの D_s の算定法が明示されるため、勝手に D_s を設定して設計することはできなくなる。
- 2) 柱梁接合部の検討をしていない。
→ 柱梁接合部が破壊しないように保証設計を行わなければならない（破壊する場合は部材ランクで考慮しなければならない）。

9. 保証設計 (No.77)

<本文>

9-1 想定した崩壊メカニズムに至るまで脆性破壊せず、耐力を発揮することを、脆性破壊耐力の曲げ耐力に及ぼす余裕度などを用いて検討する。

<解説>

9-1

a) せん断破壊、付着割裂破壊を防止し、靱性を確保することを確認する方法として、せん断破壊しない部材については以下の式を満足することを検討する。(α の値は検討中)

梁： $Q_{su} \geq Q_0 + \alpha Q_M$ (FA～FC： $\alpha \geq 1.1$ (両端ヒンジの場合)、 $\alpha \geq 1.2$ (左記以外))

柱： $Q_{su} \geq \alpha Q_M$ (FA～FC： $\alpha \geq 1.2$ (両端ヒンジの場合)、 $\alpha \geq 1.3$ (左記以外))

耐力壁： $Q_{su} \geq \alpha Q_M$ (WA： $\alpha \geq 1.2$ 、WB～WC： $\alpha \geq 1.1$)

ここで、 Q_{su} は荒川 mean 式によるせん断耐力、 Q_0 は長期荷重によるせん断力、 Q_M は崩壊メカニズム時のせん断力である。

曲げ耐力は、降伏点の上昇(1.1倍)、スラブ筋の考慮(片側1m程度)、スラブコンクリート効果(応力中心間距離)、曲げ主筋以外の軸方向鉄筋の効果、負担変動軸力(メカニズム時)を考慮する。

※ mean 式の場合、スラブ部分をどのように取り扱うか？

<現状の問題点と対応案により想定される状況>

1) 保証設計をしていない事例が見られた。

→ 脆性破壊が生じないことを保証する設計を行うことになり、保証設計をしない設計は許容されないこととなる。

部材耐力に対する応力比（以下、応力比）で部材種別を算定する(案)

一部の階でヒンジが発生せず全体メカニズムが形成されていない場合において、その階の柱・壁の部材種別を判定する方法

条件：大半（70%以上？）の階で主要部材にヒンジが生じており、層間変形角も 1/50（暫定）を超えている。

解析終了時の部材応力を図 1、その時点の曲げ耐力及び応力比を図 2、せん断耐力及び応力比を図 3 に示す。ここでは説明簡略化のため省略する。（表示は右回りとする。）

部材耐力に対する応力比＝解析終了時の応力／部材の耐力

梁 G1 についてみると、解析終了時のモーメントは 50、曲げ耐力は 60 で応力比は 0.83 となる。また、せん断の応力比は同様に 0.67 となっている。0.83 > 0.67 より、この梁の崩壊形は曲げ降伏と判断する。

柱 C1 については、解析終了時のモーメントは 45、曲げ耐力は 75 で応力比は 0.60 となる。また、せん断の応力比は同様に 0.62 となっている。したがって、この柱の崩壊形は、応力比の大きい方のせん断降伏（破壊）とする。

層としての柱の部材種別は、梁降伏が先行する（梁の応力比 > 柱の応力比）ので梁の部材種別によることとなり、梁の曲げ降伏となる。

ただし、せん断の余裕度や梁崩壊の対する余裕度などは、通常の節点と同様でよいかは別途検討する必要がある。

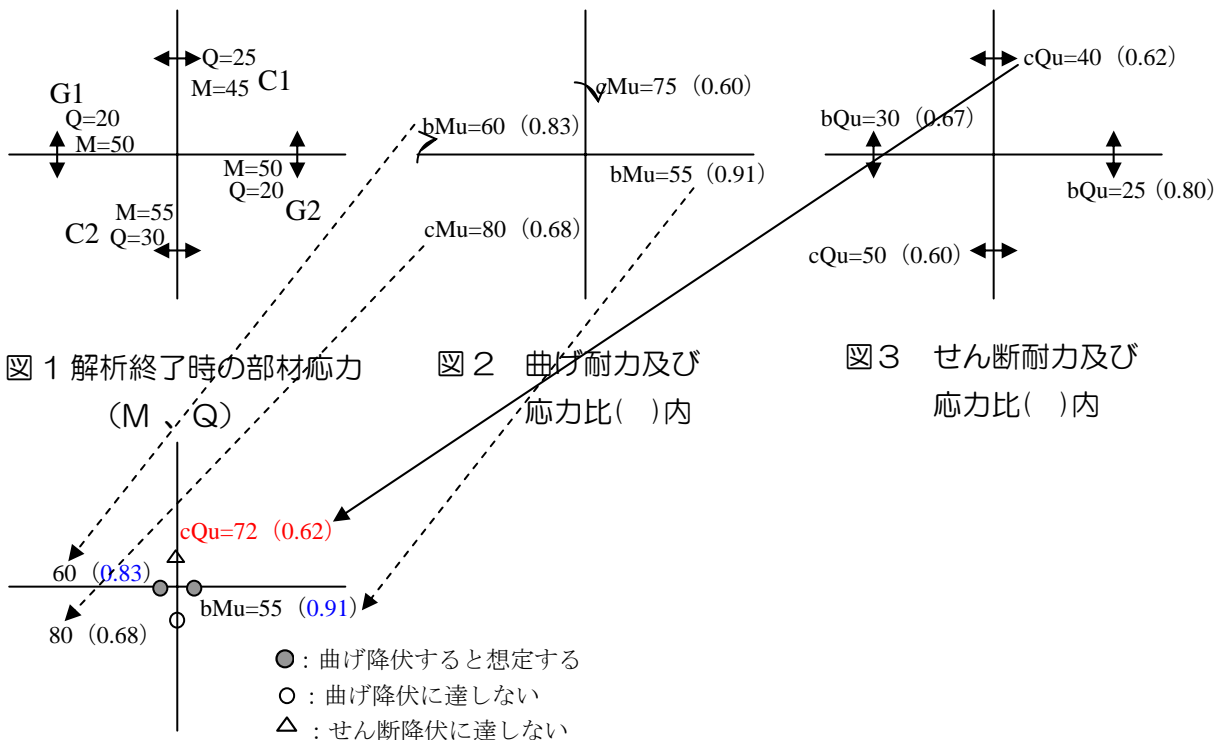


図 4 部材種別の判定