

4. 構造設計の流れ

4.1 はじめに

本章では、構造設計で目標とする性能を設定し、構造物に具体的な形を与え、目標とした性能が得られることを確認する、一連の構造設計の手順の流れに重点を於いて述べる。

本章では、まず 4.1 節で、現行法令の範囲で構造設計者が選択できる 2 種類の構造設計の流れについて述べる。ついで、4.2 節では、構造計画について述べ、さらに、4.3 節から 4.7 節においては、構造計算の流れを具体的に述べる。最後に 4.8 節と 4.9 節では、構造設計図書作成の仕方、構造設計におけるコンピュータの使用に関する注意事項について述べる。

4.1.1 現行法令における構造計算方法の選択肢

構造設計の基本的な目的は、建築物の耐用年限以上の期間に亘って一定以上の品質を有する空間を確保する構造の具体的な材料・寸法・形状の仕様を定めることである。

一定以上の品質の内訳として構造体の三つの性能を定義することができる。すなわち、常時作用している荷重に対して大きなひび割れや変形、振動などの障害を起こさせないような性能、すなわち**使用性**である。さらに、地震や台風などの異常な荷重状態に備えて人命を損なうような崩壊を起こさせない性能、すなわち**安全性**である。さらに、地震や台風など異常な荷重状態が発生した後、その建物本来の機能が素早く容易に復旧できるよう、構造部材や非構造部材の損傷が一定以内に留まる性能、すなわち**修復性**である。

現行の建築基準法令では、「安全性」と「使用性」に関して、必要な最低限の性能を有するようにすることを求めている。さらに、階数が 2 以上で延べ面積が 200m² を超える鉄筋コンクリート造建物では、構造計算によってそれらの性能が確保されることを検証することを求めている。構造計算の方法は、2.3 節に述べたように、高さ 60 メートル以上の超高層建物の構造設計など特殊検証法が必要とされる場合を除いて、

- (1) 許容応力度等計算等による方法、
- (2) 限界耐力計算等による方法、

からいずれかの方法を選択することができる。いずれにしても、その結果を構造計算書に残さなければならぬ。「修復性」に関しては、現行の建築基準法令においては、建築主が自由に選択するものとする立場をとっており、短期許容応力度検定によりある程度の修復性は期待できるので、それ以上の規定は、必要はないと考えら

れ、耐震修復性の目標性能やそれを検証するための特別な構造計算方法は規定されていない。現在一般的な鉄筋コンクリート造建築物の構造計算には (1) の方法が使われることが圧倒的に多い。しかし 1998 年の建築基準法改正で導入された (2) の方法による構造計算も、今後少しずつ増加していくものと予想される。

(a) 許容応力度等計算による方法

この方法においては、①構造計算の結果によらず必ず適合させなければならない基準（「仕様基準」という）への適合、②許容応力度等計算による構造安全性と使用性の確認を行うことが必要である。仕様基準には、(コンクリートの材料)、(コンクリートの強度)、(鉄筋のかぶり厚さ)、(柱)、(梁)、(耐震壁) などに関して定められた構造規定がある（建築基準法施行令 71 条～ 79 条）。

許容応力度等計算は、2000 年の改正建築基準法施行令の施行前の構造設計の方法とほとんど同じである。この設計法では、弾性解析によって求められる構造部材の各断面に生じている応力度 σ がどこでも許容応力度 f を超えないことを目標として、これが満足されることを確認する。したがって、柱や梁などの部材に生じる応力度の大きさに応じて補強鉄筋を増やして、鉄筋とコンクリートの両方に生じる応力が許容応力度を超えないようにする。さらに、鉄筋とコンクリート及び両者に境界に生じる付着応力度も許容応力度を超えないようにするのである。

許容応力度 f には短期許容応力度と長期許容応力度がある。設計は、短期設計用の荷重の組み合わせによって生じる応力が短期応力度を超えないこと、長期設計用の荷重の組み合わせによって生じる応力が長期応力度を超えないことの二つの条件を両方も満足するように決める。どちらか一方の条件が欠けてもいけない。

地震時応力に対する設計では、短期許容応力度による検討に加えて部材および構造物に粘りを持たせるための部材設計と保有水平耐力の検定による耐震安全性の確認が必要とされる。保有水平耐力は、構造物の構成要素である梁や柱の強度から塑性骨組解析の方法によって計算される骨組としての水平強度のことである。構造物を地震に対して安全にするために構造物に最小限必要とされる保有水平耐力は必ずしも一定ではない。構造物に粘りがあれば、小さくすることができるが、粘りがなければ大きくしなければならぬ。よって、設計者が設定した必要保有水平耐力に応じて必要となる粘りを確保することになる。

なお、保有水平耐力検定に関しては、各階が支える床面積に比べてそれぞれの階の壁・柱断面積が大きい建物は、経験的に見ても保有水平耐力が大きくなるので、壁・柱量の検定によって保有水平耐力の検定にかえることができる。いわゆるルート 1 ならびにルート 2 の 1 およびルート 2 の 2 の場合がこれにあたる。

(b) 限界耐力計算等による方法

新工法、新材料の円滑な導入、建築基準の国際調和の観点から、性能規定型の建築基準を目指した改正建築基準法が1998年に公布された。その後逐次、改正基準法施行令、大臣告示が公表された。ここで新たに定められた構造計算の方法が**限界耐力計算等**による方法である。この方法においては、鉄筋コンクリート部材として必ず満たさなければならない寸法や配筋に関する仕様規定が大幅に減らされ、耐久性に関する仕様基準への適合のみが必要とされる。構造計算には、限界耐力計算検定等による性能の検討が行われることが要求されている。

性能規定型の耐震安全性の確認のための方法として提示された限界耐力計算の方法では、構造物に必要とされる保有水平耐力は、部材の仕様に応じて与えられた数値を用いるのではなく、設計者が、部材の終局限界変形と地震応答を考慮して計算で定める値に設定できるようになった。ただし、この場合に、構造設計者は構造の曲げ降伏後の粘りや減衰性を定量的に評価しておく必要がある。性能規定型の建築基準の大きな目的は、仕様規定に定められた以外の新しい工法や新材料による工法の円滑な導入にあるのであって、複雑な構造解析手法が必要となる点や、解析モデルの設定にあたって実験や解析によるまとまったバックデータが必要であることは、ある程度やむを得ないと考えられる。

耐久性に関する仕様基準には、コンクリートの材料（令72条）、コンクリートの強度（令74条）、鉄筋のかぶり厚さ（令79条）がある。

限界耐力計算では、構造解析に弾塑性骨組解析を用いることが前提となっている。構造物の変形性能に応じた非線形地震応答を推定するために、構造物を等価一自由度系に縮約した単純な振動系に置換し、最大応答スペクトルを使って最大地震応答を推定する方法が使われる。最大地震応答スペクトルは、地盤の構造を考慮して補正して定めることとしている。限界耐力計算の意義や手順を正しく理解して構造計算に適用するには、許容応力度等計算による構造計算では余りなじみのない弾塑性振動に関する知識が不可欠である。しかし構造設計の入門となることを意図した本書では、ここまで踏み込んで説明することはその目的を超えている。ただし、本書では、「5.4 静的弾塑性解析」「5.6 動的弾塑性解析」において弾塑性骨組解析と、弾塑性振動についてを簡単に紹介している。興味のある読者は是非その考え方に触れてみるのが勧められる。

4.1.3 性能確認型の設計手順と断面算定型の設計手順

構造設計は、以上に述べたような設計目標が満足される建築構造物の具体的な仕様（設計解）を確定する作業である。残念ながら、そのような設計解を見つけ出す唯一の方法は存在しない。その解は無数に存在し解を得る手順には、いくつかの異なる

方法が用いられる。ここでは、①断面算定型の設計手順と②性能確認型の設計手順に分けてその手順の違いについて述べる。

(a) 断面算定型の設計手順

鉄筋コンクリート構造は、部材断面の寸法と形状を与えれば主筋の量が実用的な範囲内である限り、部材の剛性がほとんど一定であるという特徴がある。このことは、鉄筋コンクリート構造設計における手順を極めて簡単にする利便な性質である。まず、断面の寸法と形状を定めて構造解析を行う。すると各部分の応力が確定する。次に、構造解析で得られた各部分の応力に対して必要な補強筋を配置して設計解が確定する。断面や配筋を仮定しなおして構造解析を繰り返す必要はない。このような方法を、本書では、「断面算定型」の設計手順と呼んでいる。

計算に必要な労力を節約できる断面算定型の構造設計は、構造計算が手計算で行われることが普通だった時代（1980年以前）には、極めて合理的であった。

ただし、この手順にもある程度のコツが必要である。最初の断面の仮定が適切でない場合には、鉄筋と鉄筋の間隔が小さくなりすぎてコンクリートが充填できないなど、設計上・施工上の要求事項が満足されなくなる。結局は、仮定断面を変更して再度構造解析を行う必要が生じる。したがって、仮定断面の設定が重要になる。

許容応力度設計法だけを適用する限りにおいて、断面算定型の設計手順は手戻りを少なくするために有用であるが問題もないわけではない。例えば、保有水平耐力算出を行う場合には手戻りが発生する可能性がある。保有水平耐力は、断面の寸法に加えて配筋も決定されていなければ計算できないから、断面算定を行って配筋を決めても、保有水平耐力が必要保有水平耐力を下回れば設計の手戻りが生じてしまう。

(b) 性能確認型の設計手順

電子計算機の発達は、構造計算に必要な労力を極めて軽減させるという恩恵をもたらした。構造設計の実務における電子計算機の利用は、大型のメインフレームに断面算定型設計法の構造解析の計算をさせるという使い方から始まり、安価なパーソナルコンピューターが普及するにつれて、部材の断面や配筋の設計修正を行い構造解析を繰り返すことが容易になってきている。また、材料非線形性を考慮した弾塑性骨組解析など高度な解析も手軽に行えるようになって来ている。

ここで、断面算定型の設計法に代わって、次のような設計手順が取られるようになった。略算的だが確実な方法で必要な保有水平耐力が得られるよう最初に断面と配筋を仮定する。次に計算機プログラムで弾塑性構造解析を行い、許容応力度、保有水平耐力や、その他の耐震性能確認に必要な剛性率や偏心率の計算を同時に行う。このようにして構造設計の適法性を確認する方法がしだいに普及している。

このような設計手順のことを、「性能確認型の設計手順」と呼ぶ。この方法では、設計の最初の段階で略設計を行い断面寸法と配筋を確定して、次に構造解析を行い、定められたチェック項目が満たされていることを確認することによって設計解を得ることができる。

なお、高度な非線形構造解析を利用することが前提となっている限界耐力計算等では、断面算定型の設計手順は適用できないので、「性能確認型の設計手順」を使うことになる。

4.1.4 構造設計の順序

構造設計は、普通、次の順序で行われる。() 内は、本章における説明の部分を示している。

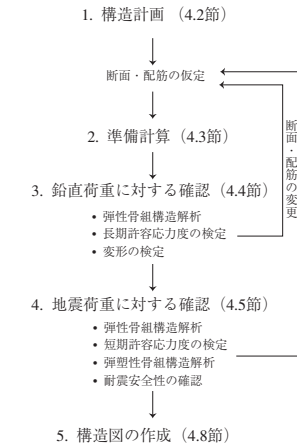


図 4.1.2 性能確認型の許容応力度等計算による構造計算の流れ

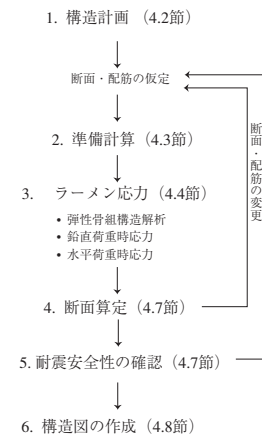


図 4.1.3 断面算定型の許容応力度等計算による構造計算の流れ

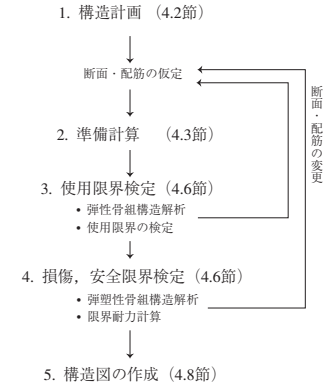


図 4.1.4 限界耐力計算等による構造計算の流れ

1. の構造計画は、構造材料と構造形式を選択し、骨組の配置、スパン・階高・耐震壁の配置を決め、主要部材寸法を定めることである。これらについては 4.2 節に簡単に触れている。1. の構造計画のプロセスは実際の構造計算書には記載されず、結果のみが以下の構造計算に用いられる。2. 以降の設計計算は、すべて構造計算書に記載されることになる。

2. の準備計算は、ラーメンを構成する梁・柱の断面積や断面 2 次モーメント、鉛直荷重による CMQ や鉛直荷重時の柱軸応力度、地震力用建物重量など、3. 以降で共通に用いられる部材の剛性に関する定数や荷重を予め計算しておく作業である。

性能確認型の設計においては、3. や 4. において、配筋を仮定して、構造解析に得られた応力や変形を目標とする許容応力や許容変形と比較し、目標とする性能が得られることが確認できたら、最後に 5. の構造図の作成を行うことになる。ただし、性能確認型の設計では、仮定した部材寸法や配筋により、設計上満足すべき性能がえられることを確認できるまで、設計の修正と・構造解析の再計算を繰り返すことになる。この繰り返しのプロセスについては、構造計算書には勿論記載されることはない。最終決定された部材寸法と配筋とその確認の経過が構造計算書に記載される。

いずれの場合にも最後に構造図を作成して構造設計は終了することになる。

断面算定型の設計においては、3. で骨組のモデル化と構造解析を行い、4. の断面算定で、断面に必要な配筋を決定する。5. の耐震安全性の確認では、いわゆる保有水平耐力による強度と粘りの確認を行って、最後に 6. の構造図を作成して、構造設計が終了する。

参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－，1999.
- [2] 2001年度版建築物の構造関係技術基準解説書（講習会テキスト），工学図書株式会社，2001年3月，586pp.

4.2 構造計画

4.2.1 構造計画とは

構造計画とは、構造設計全体の流れの中でもっとも最初の段階に行われる基本的な造型作業である。建築計画で意図された空間に求められる性能を与えるために、構造計算を始める前に、次の重要な判断を下しておく必要がある。構造計画は、最も経験と直感が必要とされる部分でもある。

(a) 構造性能の目標の設定

建築基準法に定められた最低限の性能を目標とするばかりでなく、建築主の要望に配慮し、建築設計者や設備設計者と十分に協議して、用途に応じた適切な構造性能の目標を設定する。例えば、最近の集合住宅においては、従来にも増して高い遮音性能が求められるようになっている。そのため、構造耐力上必要な厚さをはるかに上回る壁の厚さや床の厚さで設計されるものが多くなっている。また、1999年6月に住宅の品質確保の促進等に関する法律が公布され、住宅性能表示制度がスタートした。この制度により、建築主は、建築物の性能を評価する機関の一定の審査を受けて、「設計住宅性能評価書」や「建設住宅性能評価書」を取得することができる。このような性能評価書を取得する建物の設計の場合には、それらの審査基準（表 3.7.2 参照）も考慮する。

(b) 材料・構造形式の決定

鉄筋コンクリート構造や鉄骨造など、主体構造材料の選択を行う。また、構造物の作用する荷重をスムーズに地盤に伝達させるための構造形式を選定する。床に常時作用する鉛直力を柱や壁などの鉛直部材に伝える構造形式には、小梁とスラブによるシステム、フラットスラブシステムがある。鉛直力を基礎に伝える構造形式には、柱や耐力壁がある。床に作用する水平力を下階に伝える構造形式には、2方向ラーメン構造、壁付きラーメン構造などがある。

(c) 構造部材の配置の決定

建設される敷地の地盤条件を考慮した基礎形式を選択する必要がある。設計される建築物が不整形である場合には、不規則な形状の部分に応力が集中して地震時に損傷が起きやすい。そこで平面形状を整形なブロックに分けて、ブロックの間にエクスパンションジョイントの配置を計画する。平面計画に応じた柱の間隔を定めるスパン割りを行い、柱や梁に無理な応力が生じないように配慮する。柱や耐力壁など鉛直力を支持する部材は、上下階でできるだけ連続して設け、上下連続しない場合には、連続しない部材同士の応力を伝達できる梁やスラブなどを十分に補強できるように配置する。

階段室は、階段室周りを鉄筋コンクリート壁にすることが多く剛性が高い部分となるので、連層耐震壁として活用することができるが、平面内に均等に配置しないと、建物の捻れの原因となるため、これらを考慮して階段室の構造と配置を決定する。

(d) 部材の形状と寸法の決定

主体構造の施工方法（現場打ち、プレキャスト）を考えて、柱、梁、耐震壁、小梁床スラブ・屋根スラブ、部材の配置を定め、その大まかな形状・寸法を決定する。建築計画や設備設計のために、耐震壁を設けることができなかつたり、梁、耐震壁やスラブに貫通孔が必要とされる場合がある。梁や耐震壁の貫通孔を設けるなど、構造体の形状の変更は、構造性能確保上決して無視できるものではない。そのため、構造計画の段階において、十分に建築設計者・設備設計者との連絡・調整を図ってから構造計算を進める。

構造計算を最終段階まで進めていった時に、破綻が生じて設計が不可能であることがわかるようなことのないようにするには、骨組の配置と部材形状を適切に仮定することが重要である。例えば、単位床面積あたりの荷重の推計値を使い、簡略化した構造計算を行って、あたりをつける必要がある。このような略算を行う能力は、類似の建物の構造計算を行った経験で養われる。多種多様な建築計画の構造設計の経験を積みばつむほど、的確な構造計画ができるようになる。以下にその基本的な注意事項を列記する。

4.2.2 骨組の配置

構造計画における骨組の配置に関して次の文献 [1] などが参考になるので、その要点を抜粋しながら、以下に簡単に述べる。

(a) 基礎の計画

基礎の計画にあたっては、沈下、不同沈下、転倒のおそれがないように、建物の敷地の地盤条件を考慮して、直接基礎、杭基礎支持形式の選択する。

建物の重量に対して地盤が堅固であれば、地盤の上に建物を直接設置する直接基礎を用いる。建物基礎下の地盤が十分な強度あるいは剛性を保有しない場合には、杭地業を用いて、支持地盤まで建物の重量を伝える。

(b) ブロック割りとエキスパンションジョイント

複雑な平面や長大な平面を持つ建築物の場合には、エキスパンションジョイント(EJ)を設けて、平面をブロック分割し、乾燥収縮や温度応力による構造物の変形や、複雑な地震応答によって、局所的な応力集中が起こることを避けるべきである。

長大な平面、複雑な平面、部分地下室、大きなセットバック、異種構造の併用などの建物では、次のような配慮をしてエキスパンションジョイント(建物高さの1/100程度のあき)によって整形なブロックに分割する。

- 長大な平面を持つ場合には、コンクリートの乾燥収縮、温度応力による過大なひび割れを防ぐためには、少なくとも一定長さ以下(60m)になるようにしたほうがよい。
- L型やコ型など、複雑な平面形状の場合には地震時の複雑な応答による局所的な過大応力が集中し、ひび割れやコンクリートの圧壊などの損傷が起こりやすくなるので、これを防ぐために、それぞれの平面が長方形のような整形な平面となるようにブロック分割する。
- 建物をブロックに分ける時には、地下も分離することが望ましいが、不同沈下を防止するためには剛強な基礎梁を連続させる方よい。

(d) スパン割りと梁の配置

鉄筋コンクリート建物では、(6～7m)が経済スパンであると一般にいられている。その場合、柱の負担面積は20～50m²、階高は3～4mのものが多く、スパンを大きくする場合には、次のような配慮をする。

- 大スパン方向の梁を太くする
- 柱は全般に太くし、大スパン方向の断面せいを大きくする
- 大スパン方向に直交する方向のスパンを小さくする
- 大スパンの両側に短スパンを設ける
- 両方向に耐震壁を増して、水平剛性を確保する

一般に建物スパン数はどちらの方向にもある程度以上連続しているのがよく、できれば1スパンの建物はできれば避けたい。1スパンの場合には、柱の鉛直荷重がどう

しても大きくなってしまふ問題の他、不静定次数が低いので、一部の柱が鉛直支持力を失うと、一度に倒壊してしまう危険があるからである。x、y両方向とも1スパンの4本柱によって支えられた平面の建物が倒壊する例が1995年の兵庫県南部地震でも多数見られた。

スパン割りとならんで重要なのが、小梁の配置である。小梁の配置に関しては、次の点に配慮する。

- スパンが5メートルを越える時には、スラブを支持するために小梁を設ける
- 余力のある大梁に小梁をかけるのを原則とする
- T形梁の梁せいは、スパンの1/10～1/12。梁の剛比を柱の70%以上にする。
- 柱の寸法は、平均軸応力度で1.2N/mm²以下にし、短柱は避ける($h/D < 3$)。
- 鉄筋コンクリート建物では、建物重量の70～80%が自重である。

(e) 基礎梁の計画

基礎同士をつなぐ基礎梁には、普通の構造計算では考慮しないが、1)不同沈下、温度応力を影響を最小限にする、2)柱脚モーメントに抵抗する、3)地震時の水平反力を建物に分散する効果があるので必ず設けるようにすべきである。

したがって、計算上の強度にこだわらず、工学的判断によって十分な断面をとり、十分な配筋をすべきである。ひとつの目安として、基礎梁の剛比は中柱の2～3倍以上になるようにといわれている。また、配筋は、引張鉄筋比0.4%以上にするとよい。

(f) 耐震壁

耐震壁は建築構造物の挙動を支配する重要な構造要素であり、その設定は構造計画で最も重要な作業である。耐震壁が多ければ、構造物の剛性および耐力が上昇するので、強度型に地震力に抵抗するのに有効になる。

建物の耐震壁の量の目安として使われる数値に、壁率がある。壁率とは、1階の壁の水平断面積の和を建物の延べ面積で除した値(cm²/m²)である。壁率が、30cm²/m²以下では地震被害が生じる可能性があることが指摘されている。(十勝沖地震)

耐震壁として選ぶことができるのは、原則として、ラーメン線上にある壁であり、しかも、最下階まで連続していることが望ましい。ラーメン線にない耐震壁でも、梁および床により地震力をラーメンまで伝えることができれば、耐震壁として設定することができる。耐震壁として選定しない壁については、非構造壁として、構造体に影響しないように、注意して材料および構法の選択をする必要がある。

耐震壁の設定にあたっては①偏心壁による振れに注意する、②不連続壁では柱の負担が大きくなるので、柱の設計応力に余力をとる、③開口の大きさは、各階の壁板の見付け面積の20%以下とし、靱性を大きくすることが肝要である。

また、立面的に不連続な耐震壁の配置も壁のない階に変形が集中するので望ましくない。例えば、1階だけ壁のない「ピロティ構造」では、1階に被害が集中しやすいので、必要な場合には1階の柱の設計にあたっては、特にその強度と粘りに注意する。

(g) 階段室・ベントハウスその他

階段室は普通箱状の連層耐震壁になるから、有効に耐震設計に活用すべきであり、また逆に純ラーメン構造でねじれの原因となるものを一切排除したいような場合には、階段を鉄骨製として剛性に寄与しないように配慮する。ベントハウスや屋上突出煙突、水槽その他の屋上工作物の被害が地震の度にしばしばみられたので、高い設計震度が取られている。特に建物の固有周期と屋上突出物の固有周期が一致するとき、大きな変形が生じる。このような被害を防ぐために、高い強度を確保するとともに、建物の固有周期よりずっと短い固有周期になるような高い剛性を確保することが必要である。

1995年の兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート造の集合住宅で、桁行き構面の外側に設けられる出部屋や、外部階段に損傷が見られた。ラーメン線の外側に剛性の高い壁を設ける場合には、地震時に応力が集中して損傷が集中しないように注意することも必要である。

(g) 非構造部材

非構造部材とは、構造部材でない部材のことである。鉛直荷重や水平荷重の一部を負担するように設計された鉄筋コンクリート壁は構造部材であるが、いわゆる開口を有する壁で、袖壁、垂れ壁、腰壁、方立壁などで構造解析に取り込まないようにモデル化した場合の袖壁、垂れ壁、腰壁、方建壁の部分は、非構造壁とよばれている。十勝沖地震では、腰壁に拘束された短柱のせん断破壊がクローズアップされた。(3.5.1 十勝沖地震による被害参照)。阪神大震災では、逆に構造物の変形に追従できない鉄筋コンクリート造集合住宅の非構造壁に大きなひび割れが生じる被害が目立った。

このような被害を防ぐためには、非構造壁が構造物に及ぼす影響を最小限にするように、構造物の変形を考慮して、例えば、非構造壁の間にスリットと呼ばれる目地を設ける方法等の対策を考慮する。必要に応じて、鉄筋コンクリート壁をALC板等に置き換えることも考慮する。

非構造部材の計画については、本書の「6.9 非構造部材」にさらに詳しく述べている。

4.2.3 部材の形状寸法

構造計画における部材の形状寸法の設定に関しても次の文献 [1] などが参考になるので、その要点を抜粋して以下に簡単に述べる。

(a) 梁

梁本体の断面形状は長方形であるが、ほとんど必ずスラブがついてT形となる。梁の断面寸法としてどの程度が適当かは一概にいうことはできないが、普通のT形梁の梁せいは、スパンの1/10～1/12といわれる。これも耐震壁の多少や階数、直交スパンの大小、小梁のかけかたなど、多数の要因によって変化する。

梁に設備配管などの貫通孔ができるのは本来望ましくないで、できるだけ避けたい。やむを得ない場合にも、どこにどの程度の大きさの孔をあけなければならないかは、構造計画の段階で分かっているなければならない。梁せいを決める最大の要因が、実はこの貫通孔だったりする。

(b) 柱

柱も梁と同様、長方形または正方形が主体である。柱断面については、地震被害の統計的な研究から、断面の面積の一応の目安が提案されている。純ラーメン構造では、せん断力係数を1.0としたときの柱の平均せん断応力度は、1.4 N/mm²以下とするのが望ましい

柱の寸法は、上階では下階より補足することができる。断面を細く絞るときには、断面中心を合わせて補足するかどちらかの側面を合わせて細くするかを、梁の架かり方も考慮して決めなければならない。1箇所で絞れる限度は10 cm程度である。

張りの架かり方には、心合わせの場合と面合わせの場合がある。力学的には心合わせの方が明解であるが、外部構面では、納まりのために面合わせの場合がある。この場合配筋のおさまりの上からは、最小限50 mmくらいは梁を内側にずらしておいたほうがよい。面合わせだと、面に近い側の梁の梁筋が柱の主筋にぶつかってしまう。

参考文献

- [1] 青山博之、村田義男、川村政美：コンクリート系構造の設計、新建築学体系41、彰国社、1983年11月、368 p.
- [2] 日本建築構造技術者協会：建築構造の設計、オーム社、1993年10月、141 p.

4.3 準備計算

4.3.1 概要

「4.1.4 構造設計の順序」に述べたように、構造計画を終えたら次に行う作業は準備計算である。準備計算は、どの構造計算方法でも内容は余り変わらない。そこで、ここでは準備計算の手順と一般的な約束について具体的に述べる。実際の適用例は、本書「9.3 準備計算」に示してあるので参考することができる。

4.3.2 固定荷重・積載荷重

建物に作用する鉛直荷重には、固定荷重と積載荷重がある。また、地震力は慣性力として建物に作用するので、その質量の大きさと作用位置を予め準備計算で求めておく。これはどの構造計算法を適用する場合にも共通に必要なとなる。

(a) 固定荷重

固定荷重は「建物の重量」であり、床、梁、柱、壁、などの構造部材の重さに加えて、その仕上の重さ、天井、パラベット、ベランダ等の建物に固定されたすべての物の重量を考慮する。鉄筋コンクリート造では固定荷重が全荷重の中で大きな割合を占めるので、固定荷重を出来るだけ正しく評価しておく。この際、鉄筋コンクリートの単位体積重量は、通常の普通コンクリートの場合には断面内の鉄筋量によらず、 24 kN/m^3 とすればよい。

スラブは、仕上げの重量も含んだ「単位面積あたりの荷重」として求めておく。

柱・梁については、「単位長さ当たりの荷重」を求めておく。この際、梁（基礎梁を含む）の仕上げ重量を含めた単位長さ当たりの重量の計算では、スラブの重量は計算してあるので、スラブ下面から下の単位長さあたりの重量を計算する。

パラベットの単位長さ重量、間仕切り壁、一般外壁（サッシュ、腰壁）の単位面積当たり重量などの非構造部材も計算しておく。

⇒ 付2. 仕上げ重量表
その他の仕上げモルタル、プラスターなどの単位体積重量や、標準的な間仕切り壁やサッシュの単位面積あたりの重量は、本書「付2. 仕上げ重量表」に参考として示されている。

(b) 積載荷重

⇒ 付3. 積載荷重
積載荷重は「建物に固定されていない移動可能なものの重さ」をいう。部屋の用途によって値が定められている。積載荷重は、a) 鉛直荷重に対する床スラブの設計、b) 鉛直荷重に対するラーメンの設計、c) 地震荷重として慣性力を引き起こす重量では異なる値を用いる。

床スラブ設計用の積載荷重は一部分に集中して作用する最も厳しい積載荷重に対しても安全に設計するために最も大きな値となっている。

ラーメンでは各層の床に平均的な荷重を想定して設計すればよい。

⇒ 付3. 積載荷重
床スラブ用、ラーメン用、地震用のそれぞれの積載荷重は、建築基準法施行令第85条「積載荷重」（「付3. 積載荷重」に収録）。あるいは学会規準の付8. 「積載荷重および特殊荷重」による。

積載荷重は、満載荷重時について算定するほか、必要に応じて部分的載荷による影響を考慮する（学会RC規準10条3項）。

ラーメンの各部の応力はラーメンの全箇所にて予定おりの荷重が全部載ったときに最大になるとは限らない。ある箇所の荷重が少ないときの方が応力が大きくなることもある。それぞれに特有のいちばん不利益な積載荷重の分布状態がある。そこで、ラーメンの算定においては、まず全荷重が加わったときについて考え、そのあと積載荷重が部分的に減少したことにより増大する応力のことを考え合わせて、その補正を行なうのを原則とする。予定した積載荷重が固定荷重に比べて小さいときには、その部分的減少による影響は小さい。地震の場合の慣性力はすべて骨組に伝達されるわけでは

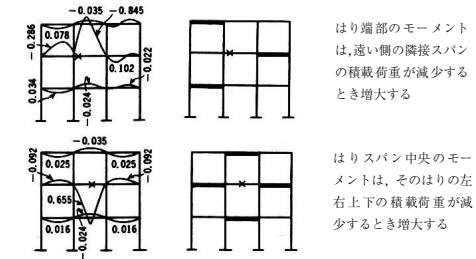


図 4.3.1 積載荷重の部分的載荷の影響

なく、建物に緊結されているものに作用する慣性力のみが構造物に伝達されるので、ラーメン設計用の積載荷重に比べて小さな積載荷重を考えればよい。

(c) 積雪荷重

積雪荷重は地域、屋根形状、および雪降り等の実状によって定める。また、条件によって土圧や水圧が生じる場合がある。

(d) 地震力の作用位置

地震力は、床の位置に集中して作用するものとする。層の中間に作用する力の影響が大きいたときには、別にその影響を加算する。

各階の重量は、その支持状況を考えて上下階床に振り分けて計算する。

- 1) 屋根、床重量（固定荷重）と地震力算定用の積載荷重。
- 2) 小梁、大梁（床スラブを除く部分）、パラベットの重量。

柱、梁の交差部では重量を二重に計算しないように注意する。

- 3) サッシュ、間仕切りの重量（下階で支持される）。

サッシュおよび間仕切りは取り付け方により、上階あるいは下階に支持されることになるので注意する。

- 4) 階段、柱、壁の重量（上下階で半分ずつ支持される）。

4.3.3 ラーメンの剛比

鉛直荷重や水平荷重に対する応力計算の準備として、ラーメンの応力解析に必要な各部材の剛性を定める。

⇒ 5.3.2 D 値法 手計算で応力計算を行なう場合には、鉛直荷重に対して固定法、水平荷重に対して武藤博士の D 値法が用いられる。これらにおいては、手計算で扱い易いように、部材剛性を相対的な値である剛比で表わす。剛比 k は、部材の断面 2 次モーメント I を部材長さ l で割ったもの（剛度）を標準剛度 $K_0 (= 10^3 \text{ cm}^3)$ で割って求める。（なお、標準剛度の値に設計者がこれと異なる値を設定をしても、計算上の不都合はない）。この値が「ラーメンの剛比」である。

$$K = kK_0 = (I/l)K_0 \quad (\text{剛比の定義}) \quad (4.3.1)$$

⇒ 付 4. 断面 2 次モーメント計算式 計算機プログラムを用いる場合には、ラーメンの剛比を求めておく必要はない。変位法を適用したマトリックス法による構造解析で最も基本となる値は、剛比でなく断面 2 次モーメント I である。計算機プログラムによっては、部材の断面形状及び寸法から断面 2 次モーメント I を内部でプログラムされた公式を用いて計算するようになっている。もし断面 2 次モーメント I の数値を求める必要があれば、本書「付 4. 断面 2 次モーメント計算式」を使うことができる。

(a) スラブの協力幅と梁の断面 2 次モーメントの算定

梁と一体の床スラブは梁と一体になって挙動する。しかし、スラブの全幅が一様に曲げ応力を負担するのではない。梁の近傍では大きな曲げ応力を負担するが、梁から離れると負担する曲げ応力は小さくなる。このようなスラブの応力分布を考慮するのは面倒なので、一定幅のスラブは梁の一部として T 形梁を構成し、その外側のスラブは梁の剛性に寄与しないものと考ええる。このような梁の曲げ剛性の増大に寄与する床スラブの幅を協力幅 (b_a) という。協力幅の算定法とその背景は、本書の「5.2.2 (b) 梁のスラブ有効幅」に詳しく述べている。

⇒ 5.2.2(b) 梁の有効幅 剛比の多少に変化は、応力に大きな影響を与えないと考えられることから、手計算の場合には、T 形又は L 形断面の断面 2 次モーメント I は、長方形断面の断面 2 次モーメント I_0 と、

$$I = \phi I_0 \quad (4.3.2)$$

の関係があると考え、T 形断面では、 $\phi = 2$ 、L 形断面では、 $\phi = 1.5$ として近似値を与える場合もある。

(b) 柱の断面 2 次モーメントの算定

柱断面の剛比や断面 2 次モーメントも梁と同様にして求められる。まず長方形断面としての値を求める。柱に袖壁が連続している場合には、袖壁が付いた場合の割り増し係数 ϕ (学会 RC 規準の付図 9.2 ~ 9.4) を乗じて柱の断面 2 次モーメントとすれば、手計算でも容易に正確な剛比や断面 2 次モーメントを算出することができる。

(c) 耐震壁の剛比

耐震壁は、通常側柱を伴うので、側柱を含めた断面に対して断面 2 次モーメントを算定する。但し、耐震壁の断面積の計算には、側柱中心間距離をせいとし、壁厚を幅とする長方形断面として計算する。

(d) ラーメン部材剛比一覧図

骨組のラーメン図に各構造部材の剛比を記入した簡単な図を作成することが多い。これらは、ラーメン部材剛比一覧図と呼ばれる。剛比の有効数字は 2 桁を用いることが多く、かつ、充分である。

4.3.4 鉛直荷重時の CMQ

梁に伝わる鉛直荷重（固定荷重と積載荷重等）は、スラブから直接伝わる部分、小梁から伝わって来るスラブの荷重、大梁の自重、大梁にかかる部材の重量などに分けられる。すなわち、梁に作用する鉛直荷重には、

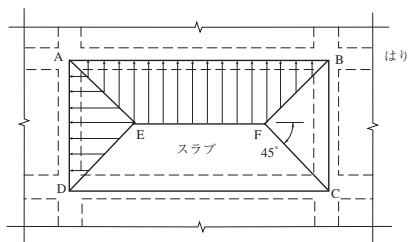
- 1) 床荷重（固定荷重とラーメン用積載荷重）
- 2) 小梁の自重および小梁の負担する床荷重（集中荷重）
- 3) 壁、バラベット、サッシュの自重（単位長さ当たりの等分布荷重）
- 4) 大梁の自重（単位長さ当たりの等分布荷重）

がある。これらの荷重によって、梁に生じる固定端力等を算定する。算出しておく数値は、

- C : 鉛直荷重による梁の固定端モーメント
- M_0 : 単純梁としたときの鉛直荷重による最大モーメント
- Q_0 : 単純梁としたときの支持端における反力（せん断力）

である。この際、スパン長さは、梁心々あるいは大梁の心々にとり、内法スパンをとってはならない。

四辺固定の場合のスラブの荷重は、便宜的に、スラブの四隅から内角の二等分線を描き、最初に交わる点を通り、梁に平行な線で囲まれる台形あるいは三角形の部分の荷重が、隣接する梁（大梁または小梁）によって支持されるものとする。



台形 AEFB は、はり AB に支持される
三角形 ADE は、はり AD に支持される

図 4.3.1 スラブの支配面積

⇒ 付 5 鉄筋コンクリート床梁応力計算式

直接スラブから梁に伝わって来る台形分布あるいは三角形分布荷重と、小梁から伝えられるスラブの集中荷重による $C M_0$ 、 Q_0 を計算する公式が、本書の「付 5 鉄筋コンクリート床梁応力計算式」に示してある。

等分布荷重（大梁の自重、パラベットやサッシの自重）、集中荷重（小梁から伝わる床の重量）は、本会 RC 規準 3 章「荷重および応力・変形の算定」10 条「はりおよびラーメン」の同解説の表 10.1 と 10.2 に示される固定端モーメントと単純梁中央曲げモーメントの公式を用いて定める。

4.3.5 鉛直荷重時の柱の軸方向力の算定

⇒ 9.3.4 柱軸方向力算定

固定荷重と積載荷重による柱の軸方向力を各階について算定する。この値は柱の断面の設計に用いられる。さらに基礎ばり下の柱の軸方向力も求めておく。この値は、基礎フーチングもしくは基礎杭の設計に用いられる。この場合に、積載荷重はラーメン用を考慮する。

(a) 床負担面積

学会鉄筋コンクリート構造計算規準 10 条 5 項 (3) に定めるように、梁を単純梁としたときの反力が柱によって支持されると考える。あるいは、両方向のスパン中央の点を通りスパン方向に平行する線でできる長方形で囲まれる部分。壁の重量はその両側にある柱によって負担されるものとする。

(b) 鉛直部材

柱の軸方向力が最大あるいは最小となる柱頭と柱脚で柱の軸方向力を算定するのがよいが、柱頭と柱脚の軸力の差は小さいので、簡単にするため、各階中央の高さにおいてその階の柱の軸力を算定するのが普通である。基礎梁の自重は基礎の軸方向力に入れる。

(c) 積載荷重の低減

⇒ 付 3 積載荷重 積載荷重は、すべての層で同時に大きな値になる確率は小さいので、建築基準法施行令第 85 条の 2 に定めるように、積載荷重の低減をしてもよい。（本書「付 3 積載荷重」に低減する場合の係数が示してある）。

(d) 柱の断面算定のための軸力

柱の軸力は大きい方が危険であるわけではない。曲げモーメントとの組み合わせで、軸力が小さい方が曲げ耐力が小さくなることも多いので注意しなければならない。

柱の負担する鉛直荷重には、次の影響を考慮する。

- ・ 床または屋根の荷重（ラーメン用積載荷重を含む）
- ・ 小梁と大梁の自重
- ・ パラベットとサッシの自重
- ・ 柱と壁の自重
- ・ 基礎梁の自重

4.4 鉛直荷重時の性能確認

ここでは性能確認型の設計の手順で、許容応力度計算により鉛直荷重時の性能確認を行う意義、手順及び設計上の約束や注意すべき事項について述べる。4.6 に述べる限界耐力計算の場合にも、4.4 に準じて鉛直荷重時の性能確認を行うものと考えてよい。

4.4.1 目標性能の設定

鉛直荷重は、4.4.3 で述べるように、長期的に継続して建築物に作用する荷重であるので、鉛直荷重時において確保しなければならない重要な構造性能は使用性および居住性であり、耐久性や美観の確保なども含まれる。使用性や居住性の確保のためには、たわみやひび割れ、振動特性を検討する必要がある。鉛直荷重により発生するコンクリートのひび割れやクリープ変形は、鉄筋の腐食や過大なたわみの原因となるので注意が必要である。

4. 4. 2 限界値の設定

鉛直荷重時性能の検討は前述したように、たわみや振動特性を検討するものであるが、不静定骨組の変形や振動特性を弾性解析で精確に算出してもクリープや乾燥収縮によるひび割れの影響が大きく、正確な値が得られないので余り意味がない。そこで、通常、応力の検討を行い間接的にたわみを制御する。すなわち、鉛直荷重によって構造物各部に生じる応力が長期の許容応力度以下となるように設計する。従って、長期の許容応力度は、荷重が長期間持続しても、建築物の使用に支障をきたさないという条件を基本的な要求としてその値が定められている。以下、日本建築学会 RC 規準に沿って鉛直荷重時応力の限界値について述べることにする。

(a) コンクリートの長期許容応力度

⇒ 付 1. 材料の定数と許容応力度
 コンクリートの許容圧縮応力度は、コンクリート強度のばらつき、クリープ、繰返し荷重、動的荷重の影響を考慮しながら、曲げや曲げ圧縮を受ける断面の設計で、適切な寸法と配筋が行われるように、コンクリートの設計基準強度 F_c を基準として $\frac{1}{3}F_c$ と定められている。また、せん断ひび割れの発生は、部材のせん断剛性が低下し、たわみの増大や振動性状に悪影響を及ぼすので、長期設計荷重時にせん断ひび割れの発生はできるだけ避けたい。特に柱は長期に対してはせん断ひび割れが発生しないことを前提として、コンクリートの長期許容せん断応力度は、 $\frac{1}{30}F_c$ かつ $(0.5 + \frac{F_c}{100})$ 以下（軽量コンクリートを除く）と規定されている。

(b) 鉄筋の長期許容応力度

⇒ 付 1. 材料の定数と許容応力度
 鉄筋の長期許容応力度は、長期荷重下で引張側のコンクリートのひび割れ幅を大きくしないことと、鉄筋降伏点に対する一定の安全率をもたせるという観点より異形鉄筋で規格降伏点強度の概ね $2/3$ と定められている。ひび割れ幅に関しては、多くの研究がある。一般に、鉄筋の応力が一定であれば、梁の引張側における鉄筋の 1 本当たりのコンクリート断面積が大きいほど、コンクリートかぶりが厚いほど、鉄筋径が大きいほど、また付着強度が低いほどひび割れ幅は大きくなるといわれており、また一方、ひび割れ幅の制限としては、建築物外面では $0.2 \sim 0.25\text{mm}$ 、建築物内面では $0.3 \sim 0.4\text{mm}$ 程度の値が示されることが多い。長期設計がわが国ではあまり支配的でないこと、およびひび割れ幅制御の規定が複雑になることを考慮して、鉄筋の許容応力度を規定している。通常の梁の場合、最大ひび割れ幅は 0.3mm 程度には制御されていると考えられる。

(c) 変形の限界値

⇒ 6.6.2(e) スラブの断面設計
 長期荷重時にコンクリートの過大なひび割れなど建築物の使用上の障害を防止するため、RC 規準には、梁の主要支点間距離と全せいの比の限度、床スラブ厚さの最小値が定められている。スパンと床版またははりせいの比が条件を満たさない場合は、たわみの最大値に、長期間の荷重によるコンクリートのクリープ変形等の影響で変形が増大することの調整係数（変形増大係数）を乗じ、当該部材の有効長さで除して得た値が $1/250$ 以下であることを確認する。

⇒ 6.6.2 床スラブ
 以上は基・規準により最低限守るべきものであるが、建築主の要望や建築物用途、実況を考慮し、許容耐力を低減して安全性を高める、遮音性能・剛性を向上させるためにスラブ厚さを増す、床スラブのたわみの限界値を厳しくするなど、設計者の判断により各種の設定を行うことも必要である。

4. 4. 3 固定荷重・積載荷重・積雪荷重

鉛直荷重時の性能を確認するための荷重として、固定荷重、積載荷重がある。多雪地域については雪荷重も長期荷重として検討する。

4. 4. 4 鉛直荷重時ラーメン応力

(a) 骨組・地盤のモデル化

⇒ 5.2.1 構造物全体としてのモデル化
 準備計算で求めておいた弾性剛性を使い、線形弾性解析により鉛直荷重時の部材応力を求める。計算の簡便化のため、鉛直荷重に関する構造解析では、水平 1 方向の骨組を取り出した平面骨組モデルとして取り扱えば十分である。

⇒ 5.2.2 (a) 柱・梁のモデル化
 通常、骨組は部材の図心を通る線材に置換して取り扱う (T 形はり) は、スラブを無視した図心を用いてもよい。基礎梁も水平部材として考える。地盤は剛であるものとして取り扱う。各部材の接合は剛接とする。1 階柱脚は、基礎梁の下で剛な地盤でピン支持されているものとする。柱の軸方向変形は考慮しない場合が多い。手計算の場合には、部材端部に完全剛体で変形しない部分 (剛域) を考慮しないのが普通であるが、計算機プログラムによる解析では設定するのが普通である。剛域を考慮しないよりしたほうが骨組の剛性が上昇するが、部材応力自体には大きな影響はない。

鉛直荷重時において地盤は剛体としてモデル化する場合が多いが、地盤によっては不同沈下を起こす場合があるので、十分な検討を要する。

(b) 柱・梁の設計応力

前述の骨組解析により曲げモーメント M 、せん断力 Q 、軸力 N を算出し、部材の設計用応力とする。部材の曲げモーメント M に関する断面検定は、通常梁では両端部と

中央で、柱では上下端部で行う。なお、部材端部の曲げモーメントは節点位置での値とし、スパン中央は部材中央でのモーメントの値とする。鉛直荷重によって生じる柱の曲げモーメントとせん断力は通常小さい。

(c) 耐震壁の設計応力

長期荷重に対して耐震壁の設計は十分余裕があるので算定外とすることが多い。

(d) 小梁の設計応力

床スラブが大きいと、床荷重を増大させる原因となる。小梁を設けないとスラブに必要な厚さが増すので、小梁を適宜配置したほうがよい。後述するが、RC 規準では、床スラブ 1 枚あたりの面積を 25 m^2 以下とすることを推奨している。

⇒ 5.2.3 (1) 小梁の応力算定のためのモデル化

小梁は地震力を負担しないと考えているので、小梁の設計曲げモーメントと設計せん断力応力は、ラーメンの応力計算とは別に大梁に支えられた単一梁または連続梁として単独に計算してよいこととされている。

厳密には、小梁材端部の曲げモーメントは大梁などのたわみとねじれに影響を与える。また、小梁の支持する床荷重が比較的大きくかつ材長（スパン）が長い場合は、小梁自身の剛性が不足し、たわみが過大になるおそれがある。そのようなときは、支持している床スラブに対して、小梁のたわみによる付加曲げモーメントが生じ、床スラブにひび割れなどの障害を与えることがある。小梁は床荷重と梁の自重によって設計されるため、剛性の不足からコンクリートの長期荷重によるクリープ変形によるたわみが大きくなるように注意することが必要である。

(e) スラブの設計応力

⇒ 5.2.3 (b) 床スラブ応力算定のためのモデル化

スラブに生ずる応力には、曲げモーメント・せん断力・ねじれモーメントがある。このうち、スラブの安全性を左右するのは、主として曲げモーメントである。周辺の固定条件を考慮して、大ばりと小梁に囲まれた単位スラブごとに、設計モーメントを算出する。RC 規準では、平面板の理論解を安全側に丸めた近似解を実用式として与えているのでこれによるのが普通である。4 辺固定の場合には、「5.2.3 (2) 床スラブの応力算定のためのモデル化」の設計用モーメントの公式が利用できる。

スラブは、予定された荷重を安全に支える強度を持つだけではなく、長期間に生ずるたわみや、外的な原因またはスラブに加わる衝撃的な荷重などによる振動に関して、不快感や使用上の支障を生じたりしないように設計しなければならない。このためには、スラブにある程度以上の剛性を持たせておく必要がある。

スラブには、地震時の水平力を面内せん断力として伝える役目もある。大きな力を集める耐震壁に続くスラブなどは、水平力によって生じる応力を算出して、その応力に対して設計する必要がある。

4.4.5 部材性能の確認

(a) 柱・梁・基礎梁・小梁の部材断面

部材性能を部材の応力でチェックをする。必要に応じて変形も検討する。現行の設計法では、構造部材の各断面に生じている応力度が、どの部分でも長期許容応力度を超えないことを条件としている。

⇒ 6.2.1 (d) 許容曲げモーメント、6.3.1 (d) 許容曲げモーメント

曲げモーメントに関しては、材料の長期許容応力度から曲げ理論で計算される長期許容曲げモーメントを長期設計モーメントと比較し、長期許容モーメントの方が大きいことを確認する。柱と長期許容モーメントの計算は、「6.2.1(d) 許容曲げモーメント」「6.3.1 (d) 許容曲げモーメント」に示されている。梁の検定断面は、通常梁端とスパン中央とする。柱の検定断面は、上下端とする。

⇒ 6.2.2(d) 許容せん断力

せん断力に関しては、やはり、「6.2.2(d) 許容せん断力」に示された式 (6.2.25) を用いて長期許容せん断力を求め、柱は、「6.3.2(d) 許容せん断力」に示された式 (6.3.41) を用いて長期許容せん断力を求め、それぞれ、設計せん断力と比較して検討する。検定は、通常は梁の両端部と柱において長期設計せん断力と比較して行う。

⇒ 6.3.1 曲げと軸力に対する設計

柱の軸力については、「6.3.1 曲げと軸力に対する設計」によって過大でないことを確認する。

⇒ 6.8.4 基礎梁の設計

基礎梁は、強度とともに剛性が重要なので、設計応力によらず、大梁に較べて大きな梁せいとする。基礎梁に生じる応力は、上部構造の大梁に較べて多岐に渡り、長期荷重による力のほか、構造解析では無視される場合の多い基礎反力、地下水の水圧による応力、杭基礎の場合には、杭頭の曲げモーメントの曲げ戻し、基礎の偏心によるモーメントの曲げ戻し、不同沈下による力がある。必要に応じて必要の設計応力に加えて確認する。

(b) 耐震壁の部材断面

長期荷重に対して、耐震壁は剛と考え設計応力を求めないばかりか、長期荷重に対する構造計算を行わない場合がある。ただし、最小の壁厚や最低配筋量に注意する。壁厚を無理に薄くしてしまうと、コンクリートの充填性が低下し施工不良を起こす。また、最低配筋量は、乾燥収縮ひび割れ等計算外のひび割れの発生に対処したものである。

(c) スラブの部材断面

⇒ 6.6.2 (e) スラ
ブの断面設計 床スラブは本会 RC 規準の厚さの最小値 80mm 以上（普通コンクリートの場合）とし、スラブのたわみに基づくスラブ必要厚さの下限値を超えること、スラブの曲げモーメントおよびせん断力が許容耐力以下であることを確認する。すなわち、「6.6.2 (e) スラブの断面設計」によって、たわみに対するスラブ厚さの検定と、必要配筋量の決定を行う。

スラブの鉄筋は施工中に踏み付けなどにより上下の位置が狂いやすい。鉄筋の高さが少し狂うとスラブの耐力に与える影響が大きいため、実際には鉄筋組を強固にする意味から、D13 筋を混ぜて使うことが望ましい。スパンの長い階段スラブでは、D16 筋まで使うことも多い。

(d) フーチング

⇒ 6.8 基礎 フーチングには様々な形式がある。それぞれ、フーチング底面の最大接地圧、フーチング断面の曲げモーメントおよびフーチング断面のせん断力を算定し、許容耐力以下であることを確認する。

⇒ 6.8.3 (a) 柱をそのまま土の上に置いたとすると、地盤が固い岩盤のような場合のほか、一般の場合には当然柱が土の中にめり込むことになる。めり込む度合いは地盤の状態にも関係するが、ある同一の地盤について考えると、ある単位の面積当りの圧縮力、つまり圧力の大小によってきまる。基礎底面の圧力が地盤に対して安全な圧力、つまり許容地耐力以下の値となるような基礎底の面積を計算し、必要な底面積をとることがまず必要である。「6.8.3 (a) 基礎スラブ底面積の算定」参照。

基礎の深さについては、しっかりした地盤の上のせるということのほか、なるべく深くする方がよい。浅い基礎の場合には、地表面近くの土が気象上の変化を受けやすく安定性に欠け、豪雨時に基礎下の土を洗い流され（洗掘）、冬季には霜柱による凍上の被害を受けやすく、地震時その他の水平力に対する抵抗も小さいといった欠点がある。また、同じような地盤でも深くするほど許容地耐力の値が大きくなる。

⇒ 6.8.3 (b) (c) 基礎の底面を拡大してもフーチング（基礎スラブともいう）のはね出しの部分が、あまりにも薄い場合には下面に作用する地盤あるいは杭などの反力によって、基礎スラブは曲げモーメントとせん断力により損傷を受ける。そこで、反力およびはね出しの大きさに応じて a) 柱表面に平行な面での曲げモーメントとせん断力、および、柱周囲の面でのパンチングシヤーに対して、長期許容応力度を超えないように、スラブ筋を配置する。

(e) 付着・定着

⇒ 付 1. 材料の定
数と許容応力
度 長期応力に対する許容付着応力度は、特に付着割裂ひび割れの発生、過度のすべり（ひび割れ幅の増大）防止の観点から、定められている。RC 規準における許容付着応力度は、付着終局強度に対して安全性を持たせた短期の許容付着応力度が定義されているので、長期に対しては、短期の許容付着応力度における横補強筋効果の項を無視し、さらに 2/3 倍に低減した値として許容付着応力度が定義されている。梁の上端鉄筋は、コンクリート打設の際にブリーディングが鉄筋下面にたまって付着強度が劣化しているおそれがあるので、上端鉄筋の許容付着応力度は、下端の鉄筋や柱の鉄筋の 80% と低く規定されている。

⇒ 6.7.1 付着 曲げ材の引張鉄筋の付着の検定では、RC 規準 16 条の規定に従って、スパン内において付着検定断面からの付着長さ l_d が必要付着長さ l_{db} に部材有効せい d を加えた長さ以上となることを確かめる。ただし、付着長さ領域で斜めひび割れが生じないことが確かめられた場合には部材有効せいを加えなくともよい。

⇒ 6.7.3 定着 曲げ補強鉄筋の仕口への定着の検定では、RC 規準 17 条の規定に従って、必要定着長さ l_a 以上の定着長さ l_{ab} 以上となることを確認する。定着長さ l_{ab} は仕口面から当該鉄筋端までの直線長さとする。

(f) 計算外の規定

⇒ 6 章 部材の性
能 鉄筋コンクリート構造物に一定の耐久性、使用性および施工性を確保するために、建築基準法施行令と RC 規準に部材種別毎の計算外の規定（仕様規定）が設けられているので、構造計算の結果によらずこれらを遵守しなければならない。これらの規定が守られていることを構造図作成の段階で最終確認する。本書ではこれらの規定を 6 章の各節の末尾に列挙している。

例えば、柱、梁および耐震壁には、必要最小断面寸法の規定がある。また、柱、梁および耐震壁の主筋量とせん断補強筋量（横補強筋量）に必要な最小補強筋量の規定がある。またコンクリートの充填性を確保するために、鉄筋の間隔・あきの最低間隔の規定がある。耐久性、中性化および耐火性などを確保するために部位ごとに鉄筋の最小かぶり厚さが定められている。鉄筋のかぶり厚さは、鉄筋の中心からでなく最も外側の面からの厚さであることに注意する。RC 規準では施工誤差等を考慮して設計かぶり厚さを法令の規定する最小かぶり厚さにさらに 10mm を加えることとしている。鉄筋の使用箇所、鉄筋の種類、鉄筋径および折り曲げ角度により鉄筋の折曲げ形状・寸法の規定がある。鉄筋の種類、コンクリートの設計基準強度、フックの有無および部位により鉄筋の定着長さの規定がある。鉄筋に継手を設けるには、ガス圧接継手、重ね継手および特殊継手などが使われるが、継手の種類に応じて、継手を設けてよい位置や、重ね継手の重ね長さなどについても規定がある。

4.5 地震荷重時の性能確認

許容応力度計算等による方法で地震荷重時の性能確認を行う場合の構造計算の流れについて述べる。断面算定型の手順による構造計算の流れは、4.7節に記している。建築基準法令では、地震力と暴風時の風圧力に対しても短期許容応力度計算を求めているが、鉄筋コンクリート建築物は固定荷重が大きいため、地震力による設計荷重が風圧力による設計荷重を遙かに上回る。そこで風圧力に対する短期許容応力度計算は通常省略される。

4.5.1 目標性能の設定

(a) 想定する地震の大きさと損傷の程度

性能確認型の手順による地震荷重時の性能確認では、仮定した断面寸法や曲げ補強筋量あるいはせん断補強筋量の構造物に対して、次の確認を行うことになる。

まず、線形骨組解析によって、短期荷重時の部材応力を算出し得られた応力による部材各部の断面の応力度が、対応する各種の許容応力度を超えないことを確認する（一次設計）。一次設計は、中小地震に対して損傷が大きくならないことを確認するためのものとして位置付けられている。

さらに耐震性能の確認は、建築物の保有水平耐力を算定して、構造物の靱性能の程度によって定められる必要保有水平耐力を上回ることを確認する。また、設定した構造物の靱性能の程度とするために必要な靱性能が各部材にあることを確認する（二次設計）。二次設計は、大地震に対して、建物の倒壊するおそれが極めて小さいことを確認するためのものとして位置付けられている。

(b) 望ましい崩壊形式

建築基準法施行令に骨組構造の降伏機構の種類を限定する規定はない。しかし、低層の建物を除いて鉄筋コンクリート造建築物では、大地震時の降伏機構を原則として、1階柱脚と2階から最上階までの梁の両端に降伏ヒンジを設定する梁降伏型全体降伏機構とすることが望ましい。梁降伏型機構でないものとして、柱降伏（層降伏）機構がある。梁降伏型全体降伏機構としたほうが柱降伏機構とした構造物としてより安定した履歴エネルギーの吸収が期待できるので、特に極めて大きな地震に対する倒壊防止性能に関する信頼性が高いと考えられるためである。

4.5.2 限界値の設定

一次設計の限界値は、短期許容応力度である。鉛直荷重に対する性能確認と同様に線形弾性解析により構造物の各部に生ずる応力を求める許容応力度設計を行う。この

部分は、RC規準に従って行えばよい。鉄筋の短期許容応力度は、材料の降伏点の下限值になっている。コンクリートの短期許容応力度は、長期の1.5～2.0倍となっている。この結果、短期許容応力度の検定を行うことは、設計荷重に対して全部材を降伏強度以下に抑える意味がある。

二次設計の限界値は、a) 建築物の層間変形とb) 必要保有水平耐力である。建築物の層間変形の限界値は、1/200（構造物の変形によって著しい損傷が生じるおそれがない場合には1/120）とされている。層間変形は水平力の大きさにより決まるが、この検定の場合には一次設計用の地震力によって生じる弾性変形を層間変形とすることになっている。鉄筋コンクリート造建物の剛性は一般に高くこの規定はほぼ例外なく満足される。必要保有水平耐力は、建物の機構形成時に必要とされる強度である。一方、保有水平耐力は、骨組部材の塑性化を考慮した弾塑性骨組解析や骨組の極限解析を行って計算する。この方法は、地震時の耐震部材それぞれの弾塑性挙動（減衰性、靱性など）を考慮して、建築物全体としてのエネルギー消費能力を地震入力エネルギーより大きくすることによって、大地震時の倒壊に対する安全性を確保しようとする意味がある。

低層建物で、かつ、壁量が多い場合には、ルート1やルート2-1もしくはルート2-2が適用できる。しかし、性能確認型の設計手順においては計算機プログラムを用いることが前提であり、弾塑性解析による保有水平耐力の検定が容易であると考え、本節では、ルート3を適用する場合の計算の流れについてのみ記している。

4.5.3 荷重

(a) 固定荷重・積載荷重

地震時にも重力により作用している鉛直方向の荷重は、固定荷重と積載荷重によるものとし、鉛直荷重時と同じ値を用いればよい。積載荷重には、ラーメン用積載荷重を用いる。

(b) 地震荷重

地震力は極めて短い時間に正負交互に変動する動的な水平力だが、耐震一次設計では、その効果を等価な水平力に置き換えて検討する。慣性力として考慮する質量は、固定荷重と積載荷重によるものを考える。なお、積載荷重には地震力算定用のものを用いる。地震力算定用の積載荷重は、建築物各層の全重量に対して算定され集中係数を考えない平均重量でよいことになるので、同じ用途であれば、ラーメン用積載荷重より常に小さい。多雪地域の場合には、慣性力として積雪荷重も考慮する必要がある。耐震一次設計のための地震力の大きさは、気象震度階の震度5強程度の中地震を考え、建築物に作用する水平力として標準せん断力係数0.2以上、すなわち C_0 として0.2

⇒ 2.3.5 (a) (c)

以上を採用している。大地震動に対する耐震安全性の確認の場合、すなわち二次設計時の必要保有水平耐力は、標準せん断力係数で1.0以上、すなわち $C_0=1.0$ 以上を採用している。

一次設計時の外力分布は式(2.11)に示した A_i 分布に基づいた外力分布を用いる。 A_i 分布は、多質点系の弾性地震応答解析の結果に適合するように定められたものである。法令上は特に定められていないが、荷重増分法による弾塑性骨組解析により、保有水平耐力算定する場合の外力分布は、 A_i 分布を外力分布形としてを用いることが一般的である。

保有水平耐力の算定の際には、大スパン構造等の特別な場合を除き通常は十分な余力があるので、上下方向の地震動の影響を考慮した計算は行う必要がない。

4.5.4 建築物各部の応力計算

(a) 骨組・地盤のモデル化

一次設計用の地震力に対する解析

一次設計用の地震力に対する構造解析では、柱と梁のモデル化は鉛直荷重時と同じで良いが、耐震壁は実態にあわせて線材、トラス材もしくは、さらに複雑なモデルを使って表現する。

解析方法は、線形弾性骨組解析で充分であるが、耐震壁、ウォールガーダー、短柱など太短い部材ではせん断変形を考慮して部材剛性を評価することが望ましい。

短期許容応力度は、材料強度に近い応力まで高く設定されているので、部材の弾性剛性をそのまま用いることは、剛性を実際より高く評価することになる。そこで、むしろ実態に即してコンクリートのひび割れ等に起因するある程度の剛性低下を考慮して、部材の弾性剛性を定めるか、ひび割れを考慮した弾塑性骨組解析を用いた方が適切に実際の剛性を評価することになると考えられる。耐震壁の剛性評価において実務でしばしば用いられる n 倍法は、耐震壁の剛比を柱の n 倍程度まで低下させた剛性と仮定するす略算的な評価方法である。これは、耐震壁の弾性剛性の計算値をそのまま計算すると壁の剛性が極めて柱より高くなり、柱の負担するせん断力が過小評価されてしまうためこれを防ぐ効果がある。ただし、 n の定め方には任意性が高いので、その主旨を理解して適用する必要がある。例えば、 n を適切に選ぶと解析ではみかけ上建物の偏心率の値が小さくすることができる場合があるが、このような使い方は、実態とかけ離れた仮定をすることになる可能性があり感心しない。

地震力は建物の主方向 (x 方向, y 方向) に作用させ、それぞれに対する部材応力 (曲げモーメント, せん断力, 軸力) を求める。建物の剛性が平面内で偏在しバランスが悪い場合 (図 5.2.4 参照) や、耐震壁などの水平抵抗要素が上下階で不連続で床に大

きな面内せん断力が生じる場合には、平行する構面の水平変位が均等にならないので、立体の骨組解析を行い水平抵抗要素の平面内の応力分布や、床組内の応力分布を正確に算出し設計に反映する必要がある。均等な構面が連続している場合には、平面骨組解析で十分である。

床の面内剛性は通常剛と仮定される。これは、剛床仮定と呼ばれる。耐震壁など負担水平力の大きな水平抵抗要素が平面内で極めて離れて配置されており、床に生じた水平慣性力によって生じる床の面内応力が過大となり、その変形が無視できない場合 (図 5.2.5 参照) には、床の面内剛性を考慮した立体骨組解析が必要である。

保有水平耐力の算定

保有水平耐力の計算は、弾塑性骨組解析や極限解析の計算機プログラムを用いて行われる。弾塑性骨組解析か極限解析を行うには、部材剛性の他に、梁・柱および耐震壁の各断面の曲げ、せん断、軸方向に対する非線形の復元力特性も設定しておく必要がある。弾塑性骨組解析で柱・梁や耐震壁を線材にモデル化する場合には、必ず剛域を適切に考慮しなければならない。剛域を考慮しない場合には、部材に生じるせん断力が過小評価されせん断破壊や付着破壊を防止する上で危険側となるためである。

非線形の復元力特性の設定にあたっては、鉄筋コンクリート部材の場合に通常ひび割れ点と降伏点を考慮する 3 折れ線型で表す場合が多い。保有水平耐力算定結果のみを評価し、構造物の変形を評価する必要がなければ、ひび割れ点を考慮しない 2 折れ線型で表わすことも可能である。

本書の 6 章には、部材種別ごとに部材断面のひび割れ強度や、降伏強度、ひび割れ後の剛性低下に関する評価式が示されている。

保有水平耐力を計算する場合には、鉄筋の実際の降伏点が規格降伏点より高いことを考慮することが行われ、部材断面の曲げ降伏強度を算定する場合に限って、材料強度の 1.1 倍する値を用いる。

一次設計と同様に保有水平耐力も建物の主方向 (x 方向, y 方向) に作用させた場合の保有水平耐力をそれぞれ計算するが、左右対称でない骨組では、正方向と負方向の加力で保有水平耐力や部材応力が異なるので、両方について解析を行う。さらに、2 方向に同時に地震力が作用した場合を考慮するために、45° 方向に地震力を作用させ、耐震安全性の確認を行うことも行われる。また、保有水平耐力時の崩壊機構や部材に生じる変形や応力をも計算する。これらは、耐震安全性の確認をする際に、崩壊機構が望ましい梁降伏型となっているか、崩壊機構形成時に部材がせん断破壊など脆性的な破壊を起こさないかなどを確認するために必要である。

建築物の偏心による影響を考慮するためには、骨組全体を立体フレームとして解析することが望ましい。けれども柱の復元力特性に及ぼす二方向外力の影響をモデル化

することが難しいことなどから、平面フレームを並列につないで、建築物全体のねじれによる平面フレームごとの負担せん断力の相違を考慮する擬似立体解析を行うことが多い。

高層になるほど、地震力による変動軸力が大きくなるので、軸力と曲げモーメントの相互作用を考慮したモデルを用いることが望ましい。

剛床仮定

一次設計用の地震力に対する構造解析と同様に、現場打ち鉄筋コンクリートの床スラブは、異なる構面を一体化して応力を十分に伝達できる剛床と仮定（剛床仮定）するので、梁の軸方向の剛性は大きくして解析してよいが、平面内に剛性の高い水平力抵抗部材が偏在する場合や、吹き抜けが設けられ、床スラブが連続していない場合には、剛床仮定は適切でないので、適切に床スラブの剛性を評価したモデルとする。

基礎のモデル化

地震力に対する解析における支点は、地盤の剛性、基礎の形状および杭の接続状況を考慮し、支点の回転剛性、鉛直および水平剛性を設定する。支点のモデル化は、フレームの耐力や剛性に影響するので注意する。また、軟弱地盤である場合、地盤の水平反力バネを杭の深さ方向にもうけ、上部構造と下部構造の連成系を考慮して解析することもある。

4.5.5 一次設計

建築物に作用する水平力として標準せん断力係数 0.2 以上、すなわち $C_0=0.2$ 以上の中地震動を想定した地震力を用い、弾性剛性として計算された応力に対し、本会 RC 規準にしたがい短期の許容応力度設計を行う。

許容応力を確認する部分は、柱・梁・耐震壁・柱梁接合部、及び基礎である。また、付着長さ定着長さの検定も必要である。梁においては、材端部で、柱においては、上下端部で行う。設計モーメントは柱フェイスでの値を用いる。

設計用曲げモーメントは、解析結果のモーメントをそのまま用いて行うが、設計用せん断力は、RC 規準に従って、弾性応力ではなく崩壊機構形成時のせん断力によって検定する。

一次設計においては、小梁・スラブは地震力を負担しないものと見なしてよいので特に検討は行われぬ。なお、スラブが構面間の地震力を伝達する場合においては、耐震壁と同様にせん断力に対する検定を行う。

部材の応力が許容応力度以下であることを確認することにより中地震動に対する安全性と再使用性が確保されていると考えている。

4.5.6 耐震安全性の確認

(a) 保有水平耐力

保有水平耐力を各方向および各階ごとに計算し、それぞれの値が必要保有水平耐力を上回っていることを確認する。保有水平耐力の算定は原則として、建築物の直交する 2 つの水平方向について行う。荷重増分法により弾塑性骨組を行い層間変形と層せん断力の関係を算出する場合には、層間変形角の計算値がいずれかの層で目標値に達した時の層の水平力抵抗部材のせん断力の総和をその層の保有水平耐力とする。目標値は、鉄筋コンクリート部材が荷重低下を起こさずに水平力に抵抗できる範囲（通常は、層間変形角で 1/100 ~ 1/50）の値として、決して過大な値を設定してはならない。

なお、部材の復元力特性をひび割れを無視して、弾性剛性と降伏剛性からなる 2 折れ線でモデル化した場合には、層間変形角が小さく計算されるので、層間変形角が目標値に達した時ではなく、フレーム剛性が初期剛性に対し十分に小さくなったとき、あるいは、部材角が局所的に大きくなったときの層せん断力を保有水平耐力とする。

(b) 部材の終局強度と変形能力

部材の塑性域における変形性能に関しては鉄筋とコンクリートの付着性状の問題やコンクリートのせん断変形性状をはじめ、影響を及ぼす複雑な要因があり、せん断終局強度に対する曲げ強度の余裕度などと結びつけることによって、部材の終局変形性能を考えている。柱に対しては、軸力の大きさが変形性能に及ぼす影響が大きいため、終局時の軸力に制限を設け、余り大きくならないように配慮している。

(c) 崩壊機構

崩壊機構は、基本的には梁降伏型とすることが望ましいことは既に述べたとおりである。ただし、梁間方向の全長が短い壁式構造などのように、建築物全体の転倒モーメントによる浮上りによって耐力が支配される場合には、この浮上りがないものとして崩壊機構の形成を想定して差し支えない。

望ましい崩壊機構となっているかは、次の点も考慮し、総合的に判断する。

基礎梁は、補修が困難であり、また降伏を許容すると、あるスパンで高さ方向に全ての梁が降伏することになり、地盤の破壊を含んで構造物全体が不安定になる可能性がある。したがって、基礎梁は梁であっても原則として降伏ヒンジは計画しない。

柱は、1 階の柱脚を除いて降伏ヒンジが発生しないようにするのが原則であるが、地震力を受けて軸力が引張となる外柱や最上階柱頭は、例外的に降伏ヒンジを許容される。これは、一般にこれらの柱では軸力が小さく、靱性を確保することが容易であり、また十分な余裕を持って梁よりも強度を高めるのは難しい場合が多いからである。た

だし、最上階柱頭に降伏ヒンジを設ける場合には、特に主筋定着の必要長さを詳細に注意する必要がある。

1階柱脚は降伏機構形成時には降伏ヒンジを想定するが、1階柱脚の降伏は建築物全体崩壊と直接関係することから、靱性を十分に確保するとともに、強度を高め大変形まで降伏させないことが必要である。

連層の耐震壁の降伏ヒンジは、1階脚部に設定する。地下階に連続する耐震壁では、地下階に降伏ヒンジを計画することも不可能ではないが、その場合でもスラブのせん断変形、せん断力伝達等を適切にモデル化して、1階床位置での適合条件を満足する解析を行う必要がある。開口がある耐震壁では、剛性、強度の低減を適切に考慮するとともに、全体降伏機構の崩壊モードが確実に実現するように計画する。

耐震壁フレームでは、浮上り回転の降伏機構も許容される。このとき、直接基礎の場合には、基礎の土の重量、直交梁を含む基礎梁の上限強度等、浮上り耐力の上昇に寄与する要因を全て評価して、十分な余裕度を見込んだ耐震壁のせん断設計を行うとともに、基礎梁の有効な塑性変形区間を考慮して十分な靱性を確保する必要がある。杭基礎の場合には、浮上り耐力の上昇に寄与する要因として杭の引抜き強度の評価が重要である。杭の引抜き強度は一般に下限値の算定式が与えられているので、耐震壁の設計用せん断力を算定するに当たっては、上限の引抜き強度を算定する必要があるが、引抜き強度が杭主筋の降伏できまる場合を除いて、上限強度を精度よく算定するのは困難である。連層耐震壁の降伏機構が浮上り回転の降伏機構であっても、耐震壁脚部曲げ降伏時の応力に基づいて設計用せん断力を算出することが望ましい。耐震壁フレーム構造では、耐震壁に十分な剛性と強度を確保すれば、均等な変形モードに制御することができる。したがって、フレーム部分の柱では、十分な靱性を確保すれば中間層でも降伏ヒンジが許容されるが、フレーム構造の場合と同様に、梁降伏先行型となるような曲げ強度を確保することが望ましい。また、耐震壁の曲げ降伏強度に対するせん断強度の十分な余裕度が確保できない場合や、梁降伏先行型の崩壊形とならない場合には保有水平耐力を高めるなど、より安全性を確保することが望まれる。

4.5.7 部材の変形性能の確認

鉄筋コンクリート造建物の必要保有水平耐力 Q_{su} は、構造物に含まれる部材の変形性能に応じて定められる構造特性係数 D_s (0.3 ~ 0.55) (式 2.14) によって変化する。保有水平耐力の検定を行った後、設定した構造特性係数 D_s の値とすることができる変形性能が構造物にあるかを必ず確認しておかなければならない。

構造物の変形性能は、塑性化する主要な部材の靱性の程度によって定めるのが原則である。通常は、「2.3.5 (f) 鉄筋コンクリート構造の靱性能」に示した鉄筋コンクリー

ト造の D_s を定める判定基準により、部材の靱性の判定を行う。以下にその判定方法を簡単に紹介する。

(a) 柱・梁

⇒ 2.3.5 (f)

柱と梁部材の変形性能は、変形性能の高いほうから順に FA, FB, FC, FD の4段階にランク分けされている。この部材ランクを総合して、層と x, y の方向ごとに D_s を決定する。このランク分けは部材種別と呼ばれている。

想定される破壊モードが曲げ破壊であれば、変形性能は高いと考えられる。破壊モードが曲げ破壊であることを確認するには、弾塑性骨組解析で目標層間変形に達した後更に変形を増大させて崩壊メカニズムが形成される時に部材に生じているせん断力設計用せん断力として算出して、その部材のせん断耐力を上回ることを確認する。

柱、梁部材のせん断耐力の算定式には、種々の実用的な式が提案されているがどの式を用いるかの規定はない。設計者は、使用するせん断強度式の適用範囲、精度、材料強度のばらつき、曲げ耐力算定式の精度などの諸条件を考慮して、適切な強度の最小余裕度を設定し、余裕をもってせん断強度が上回るようにする。

梁の FA, FB, FC, FD の部材種別は、(a) 破壊モードと、(b) 崩壊機構時の平均せん断応力度のレベルによってランク分けされる。

柱の部材種別は、梁と同じ項目に加え、(c) 柱せい D に対する柱の内り高さ h の比、(d) 崩壊メカニズム時の軸方向の圧縮応力度、および (d) 引張鉄筋比の大きさ、の各項目によりランク分けされる。

(b) 耐震壁

⇒ 2.3.5 (f)

耐震壁の変形性能は、変形性能の高いほうから順に WA, WB, WC, WD の4段階にランク分けされて、変形性能が高い FA とランク分けされるためには、せん断破壊をしないことが条件となる。柱や梁と同様、設計者は、せん断強度式の適用性を考慮して、適切な最小余裕度を設定し、余裕をもってせん断強度が崩壊メカニズムが形成される時に耐震壁に生じているせん断耐力を上回るようにする。

耐震壁では、特に曲げ耐力および基礎浮上り耐力を上昇させる境界梁および直交梁の押し効果や杭の引抜き抵抗力を適切に考慮して、崩壊機構時のせん断力を算出する。

耐震壁の部材種別判定は、(a) 破壊モードの他、(b) 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度のレベルによってランク分けされる。

(c) 柱・梁接合部

部材種別の判定は設けられていないが、一般に、柱や梁の断面積に対して、主筋量が過剰な場合に最大強度が柱や梁の曲げ降伏で予測されるより強度より低下し、かつ、

柱・梁接合部の側にひび割れや圧壊が集中する現象があることが知られている。また、高強度で太い径の柱主筋や梁主筋を接合部内の通し配筋とした場合には、復元力特性のエネルギー吸収性能が低下するスリップ現象が起こり耐震設計上望ましくない。このため、「6.5 柱・梁接合部」に述べる方法によって、柱や梁に曲げ降伏が生ずる前に柱・梁接合部に破壊が生じないことを確認することが望ましい。

(d) 杭・基礎梁

基礎梁や杭などのいわゆる基礎・地下構造についても、変形性能の検討を行うことが望ましいが、崩壊メカニズム時の基礎・地下構造部の応力状態や変形状態を予測することは容易ではない。そこで、一次設計時の応力を比例倍して崩壊メカニズム時の応力とする方法や、杭・基礎梁・地盤の連成系を考慮した解析を行う方法などがある。

(e) 計算外の規定

鉛直荷重時における規定を満足するものとし、地震荷重時には柱梁接合部のせん断補強筋量や、2方向地震力の同時性による柱および耐震壁の設計用軸力の割増しなどがある。

4.6 限界耐力計算における耐震設計

4.6.1 概要

建築基準法施行令の改正により、構造性能を検証する方法として、限界耐力計算法が新たに導入された。本計算法は、性能に基づいて法を運用しようという性能規定の基本に沿って設けられたものである。その概要は、法が要求する性能を明記する事、その性能の確認においては、出来るだけ実状に即した荷重・外力等を規定し、その荷重・外力により建築物の応答値の算定を行い、応答値が限界値を上回らないことを確認する事からなる。従来のルート3における保有水平耐力の確認では、標準せん断力係数や構造特性係数などの法で仕様書的に定められた指標に基づいて性能の間接的な検証を行うが、本方法では性能の最も基本となる応答値を対象とし性能の検証を行う。このため本方法は、限界耐力計算法と呼ばれるよりはむしろ応答検証法と呼ばれる方が実状に即しているともいえる。以下にこの新しい検証法における耐震性能の確認の方法についてその概要を示す。

(a) 地震力

建築物の地震時応答を直接算定するため、地震力は従来のせん断力係数ではなく、開放工學基盤上の加速度応答スペクトルにより規定された。建築物基礎底面における

加速度応答スペクトルは開放工學基盤より上の表層地盤の増幅特性、建築物と表層地盤の相互作用を考慮して定める。

(b) 応答値

漸増荷重等の結果に基づいて構造物を等価な一質点系に置換する（一質点系の有効質量 M_e 、代表変位 Δ 、等価固有周期 T 及び等価粘性減衰定数 h_{eq} を求める）（図 4.6.1 および図 4.6.2 参照）。応答値は上記の加速度応答スペクトルに基づいて算定する（図 4.6.3 参照）。

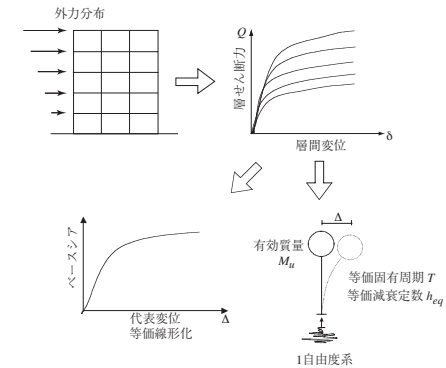


図 4.6.1 一質点系への置換

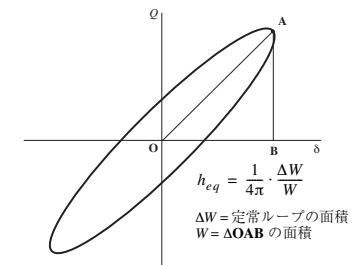


図 4.6.2 等価粘性定数 h_{eq}