

## 建築構造力学 (5)

### 第2回 許容応力度設計法と終局耐力設計法

#### 2.1 許容応力度設計法 の概念

建築構造物の安全性は、外力（地震力や風圧、積載荷重など）に対して発生する内力（曲げモーメントや軸力、せん断力）が、材料の許容応力を超えないことを確認することによって担保される。積載荷重や長時間に渡って作用する風圧力、あるいは、土圧、水圧などに対する設計法としては、許容応力度設計法は有効な方法である。

これに対し、ごく短時間だけ作用する地震外力に対しては（数十年間で1度だけ、しかも、長くて数分間作用する）、安全性を確認する方法として、容応力度設計は必ずしも合理的な方法ではない。しかし、本講座の主目的は、耐震構造というものを基本から学習することである。よって、許容応力度設計についても、振り返っておかなければならない。

地震外力を積載荷重のように長時間に渡って作用する荷重と等しいと考える。これは、物理的な事実とは異なるが、このように前提条件を設定しないと、法律の体系として、風圧力や水圧力と同等に取り扱うことができない。論理的な法律体系を構築するために、敢えて、物理学的な現象や条件と矛盾するかもしれないが、このような前提条件を設定しなければならなかったのである。

ここでは、より具体的な説明を行って、許容応力度設計法 の概念を解説する。例えば、図1に示すような3階建ての建物がある。このとき、建物の建築面積と延べ面積は、表1に示すような概要となっている。柱梁骨組みのスケルトンを示すと、図1のような架構をしている。一部にブレースが配置されており、柱梁骨組みは、すべて鋼構造である。

表1 建物概要 (3階建て事務所ビル)

用途	事務所ビル
階数	地上3階
建築面積	720M2
延べ面積	2160m2
建物高さ	12.0 m
建物重量	3000 ton
構造種別	鉄骨造

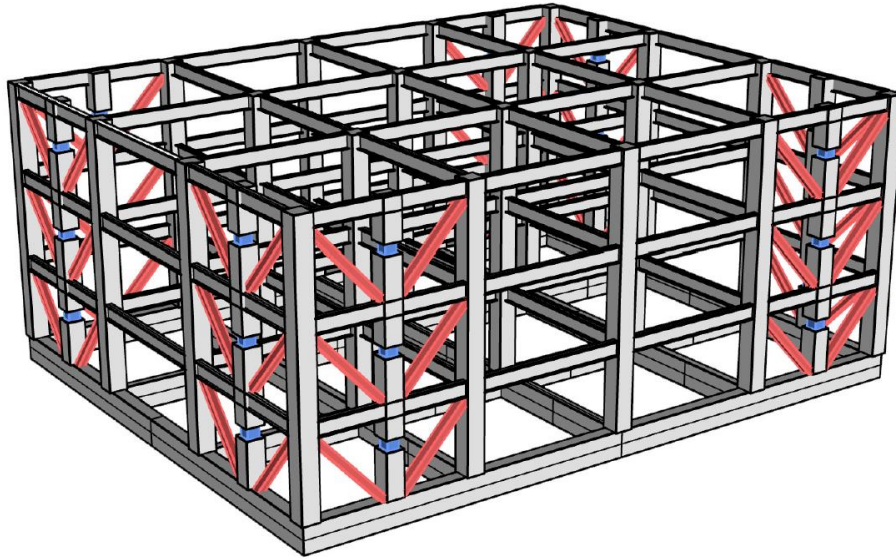


図 1 鋼構造柱梁骨組み 3階事務所建築の構造計画

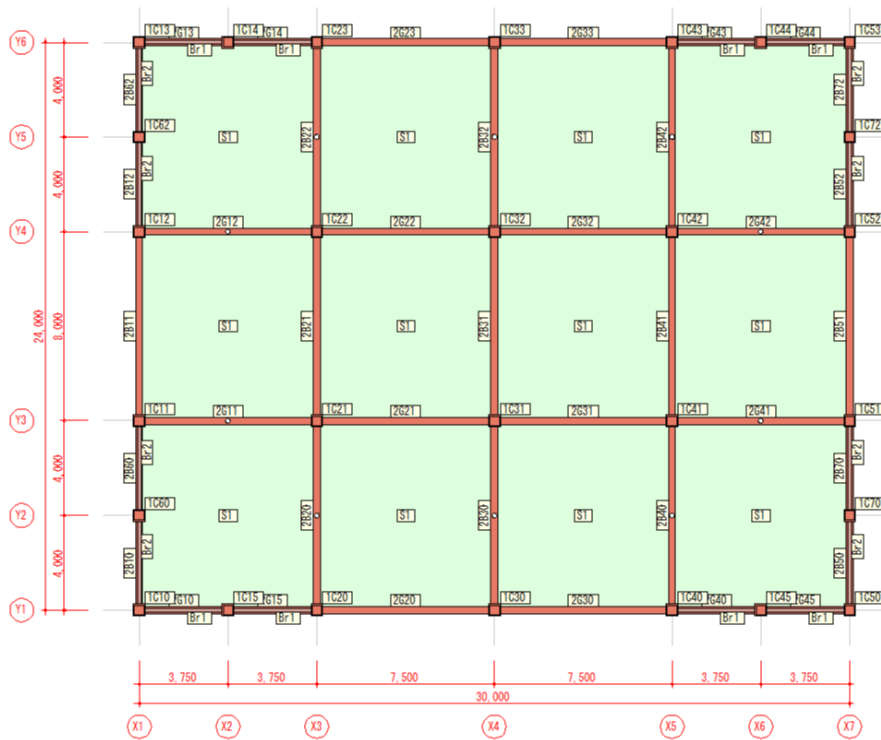


図 2 梁伏図 (基準階)

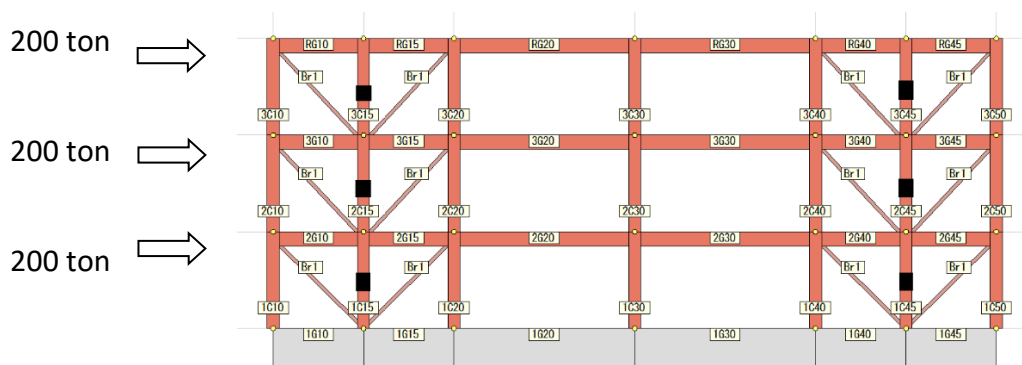


図 3 各階の地震力（許容応力度設計法時代の地震荷重）

建物総重量（地震荷重を計算する際の各階床の積載荷重を含む）は、表 1 に示すように屋上階、3 階、2 階に渡り等しく、1000 トンと仮定する。従って、建物総重量は 3000 トンとなる。これは、地震荷重を算定する際の総重量であり、長期の積載荷重とは異なる点に注意する。

このとき、保有耐力設計法が施行される以前の許容応力度設計法では、次のように考えていた。まず、建物は地面と同じ動きをする。従って、地震が発生したときの加速度（最大値）に、各階の質量を乗じた値が水平力として、各階に作用する。この状態が、図 3 である。結局、1 階の柱には、建物総重量に地面の最大加速度を乗じた値が作用していると考えれば、動的な効果を静的な荷重に読み替えることができる。

以上のような、素朴な考え方で耐震設計用の地震外力を法律の体系の中に組み込み、最低限守らなければならない地震外力の値として、ベースシア係数（1 階柱のせん断力の合計を建物総重量で除した値）を 0.2 と定めていた。つまり、地震加速度の最大値を約 200 ガルと規定していたのである。この地震外力に対して、曲げモーメント図やせん断力図、軸力図などを作成し、長期の積載荷重を加えて、曲げモーメント図やせん断力図を作成し、両者を合わせた曲げモーメント図やせん断力図を短期許容応力度の算定に用いることとした。曲げモーメントの最大値を断面係数で除して、応力度を算定し、法律で定められている許容応力度よりも小さいことを検定する。これが、許容応力度設計法の概要である。

この際、問題となるのが、ベースシア係数の 0.2 という値が果たして妥当であるかどうかである。また、各階に等しく加速度 0.2 を乗じて外力を算定しているが、これが妥当かどうかである。保有耐力設計法では、これらの数量的あるいは質的意味が問われることとなった。

## 2.2 終局耐力（極限解析）

許容応力度設計法では、定められた外力に対して曲げモーメントや軸力を算定し、材料が全て弾性範囲に収まっていることを検定している。しかし、構造物の安全性を検証するためには、構造物の終局強度について調べる必要もある。当然、安全率がどれくらいあるのかは、調べる必要がある。常時の積載荷重については、短期許容応力度と長期許容応力度に違いがあるため、（長期は、短期の2倍である）外力を2倍しなくても許容値に違いがあるので、自然に安全率が導入されていることになる。

しかし、地震荷重に対しては、短期許容応力度に対してどれくらい安全率があるのかについては、構造形式や材料のバラつきなどによって影響を受けざるを得ない。そこで、許容応力を超える外力が構造物に作用した際の、構造物の塑性変形と終局耐力についての解析方法が発達した。この終局強度の解析方法を極限解析法と呼び、1930～1950年に研究され日本が敗戦によって再び米国の科学文献から情報を得るようになると、既に極限解析手法は完成していたのである。ここでは、極限解析法の基本的な考え方について解説する。

読者は既に、全塑性モーメントについては知っているものとする。柱梁骨組み構造の終局耐力を求める際には、次の2つの概念を導入する必要がある。

### 1. 静力学的許容状態と運動学的許容状態

構造物の崩壊機構を算定するためには、上記2つの概念が必要である。崩壊とは次の3条件が満足された状態に生じると定義する。

- ① つり合い条件： 各部材に生じている曲げモーメント、せん断力、軸力と外力が釣り合っている。
- ② 塑性条件： 各部材の応力は、どこもその絶対値が降伏応力度を超えていない。（等しいか又は小さい）
- ③ 機構条件： 十分な数の塑性ヒンジが形成され、骨組みが不安定構造になる条件を満たしている。

構造物が崩壊するときは、上記の3条件が同時に満足される場合である。しかし、3条件を同時に満足する荷重分布を求めるのは極めて難しい。そこで、次のように定義した。3条件のうち、①と②の条件を満足する応力状態を静力学的許容状態と定義する。

また、①と③の条件を満足する応力状態を運動学的許容状態と定義する。以上の2つの概念から、次の定理が得られる。

定理 1 : 下界定理

与えられた荷重のもとで、静力学的許容状態が見つけれれば、その荷重のもとでは、崩壊は起こらない。

定理 2 : 上界定理

与えられた荷重のもとで、運動学的許容状態が生じていれば、その荷重のもとでは、崩壊が生じている。

具体的な例を挙げて説明する。図 4 に示すように、1 スパンの柱梁骨組みがある。柱と梁の全塑性モーメントはそれぞれ、 $M_p$  と  $2M_p$  である。水平外力  $P$  が 2 階の床レベルに作用しているとする。このとき、もしも崩壊機構 A が生じていたとすると、仮想仕事の原理により、外力の仮想仕事と内力の仮想仕事は等しい。よって、崩壊荷重  $P_u$  は、式 (1) となる。崩壊機構 A のように、変形が定まらないで任意の位置に動ける状態を運動学的許容状態と呼ぶ。この場合の終局耐力は  $P_u$  であり、曲げモーメント図を図 4 に書き加える。図 4 に示す曲げモーメント図は、どの部分も柱梁部材の全塑性モーメントを超えていないので、静力学的許容応力状態である。よって、①、②、③の 3 条件を満たしているので、 $P_u$  は崩壊荷重である。

$$P\delta = Ph\theta = 4M_p\theta \quad (1)$$

$$P_u = \frac{4M_p}{h} \quad (2)$$

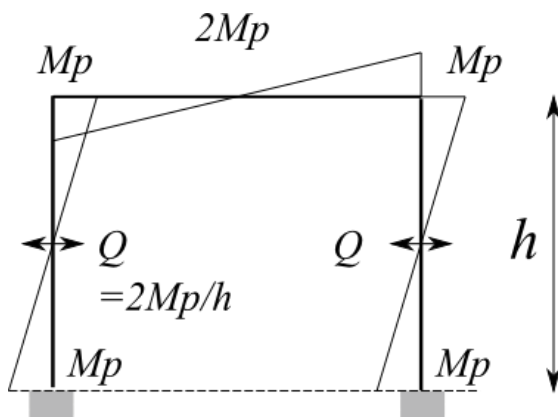


図 4 静力学的許容状態

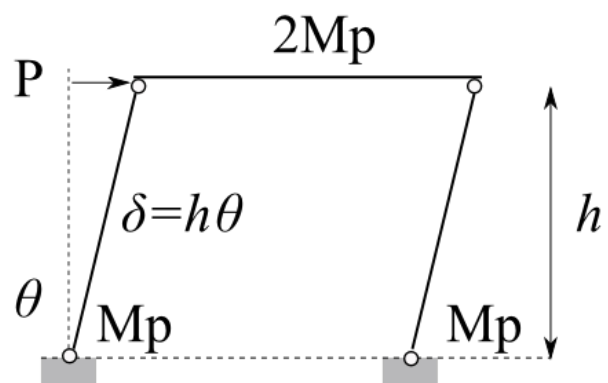


図 5 崩壊機構 A



例題 2 . 2 層の柱梁骨組み

図 6 に 2 層 1 スパンの柱梁骨組みを示す。柱と梁の全塑性モーメントは、それぞれ  $M_p$  と  $2M_p$  である。このとき、図 7 には崩壊機構 B を仮定すると、例題 1 と同様にして、仮想仕事の原理により崩壊荷重  $P_u$  (上界定理) の上界が求まる。このとき、2 階と 3 階に作用している荷重は 1 対 2 と仮定している。その理由は、崩壊機構 B を見れば明らかのように、3 階の応答変形は 2 階の応答変形の 2 倍あるから、応答加速度も 3 階の方が 2 階の 2 倍あると仮定しても合理的だからである。しかし、正確に 2 倍かと問えば、必ずしも正確ではない。動的な解析を行っていないからである。このように、崩壊機構を算定する場合には、崩壊機構の形状を勘案して、外力分布を事前に決めておく必要がある。ここに、荷重分布に関する矛盾点が内包されているのである。

次に、静力学的許容応力状態を見つけるために、図 8 の曲げモーメント分布を仮定する。この場合、柱梁部材の全てで、存在する曲げモーメントは全塑性モーメントを超えていない。従って、図 8 は静力学的許容応力状態である。この場合の柱のせん断力を求め、外力とのつり合いから崩壊荷重の下界を求めると  $P_u = 4M_p/3h$  となる。

従って、上界定理と下界定理から、真の崩壊荷重  $P_u$  は式 (7) の間に存在することになる。このように、多層骨組みに対しても極限解析手法によって各層の終局耐力とその分布を求めることが可能となる。弾性状態であれば、多自由系の解力分布は固有値解析から推定できる。保有耐力の場合は、崩壊機構から外力分布を算定できる。(原理的には)このようにして、多層骨組みの場合も含めて、許容耐力と終局耐力が、その分布も含めて求めることができるのである。

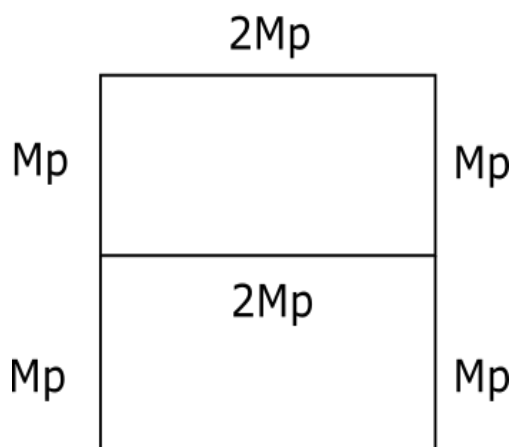


図 6 柱梁の全塑性モーメント

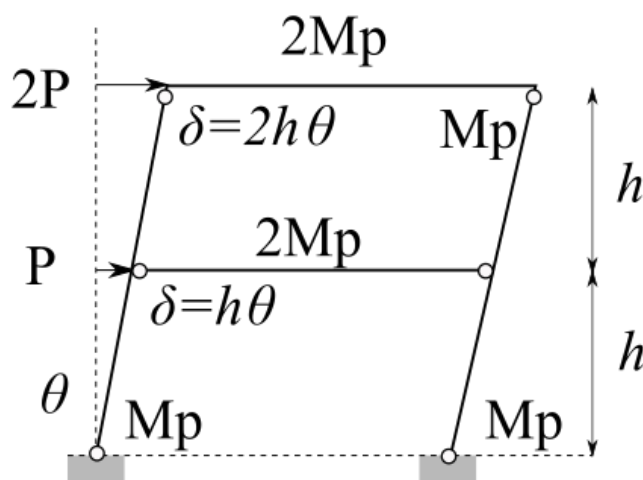


図 7 崩壊機構 B

外力の仮想仕事：  $2P \times 2h\theta + P \times h\theta = 5Ph\theta$  (3)

内力の仮想仕事：  $M_p\theta \times 2 + 2M_p\theta \times 2 + M_p\theta \times 2 = 8M_p\theta$  (4)

両者は等しいので、崩壊荷重  $P_u$  の上界は式(5)を満たす。

$$P_u < \frac{8M_p}{5h} \quad (5)$$

一方、図8に示す静力学的許容状態を満足する曲げモーメント分布がある。従って、崩壊荷重  $P_u$  の下界は、式(6)を満足する。

$$\frac{4M_p}{3h} < P_u \quad (6)$$

上界定理と下界定理から、真の終局耐力  $P_u$  は次の不等式の間が存在する。

$$\frac{4M_p}{3h} < P_u < \frac{8M_p}{5h} \quad (7)$$

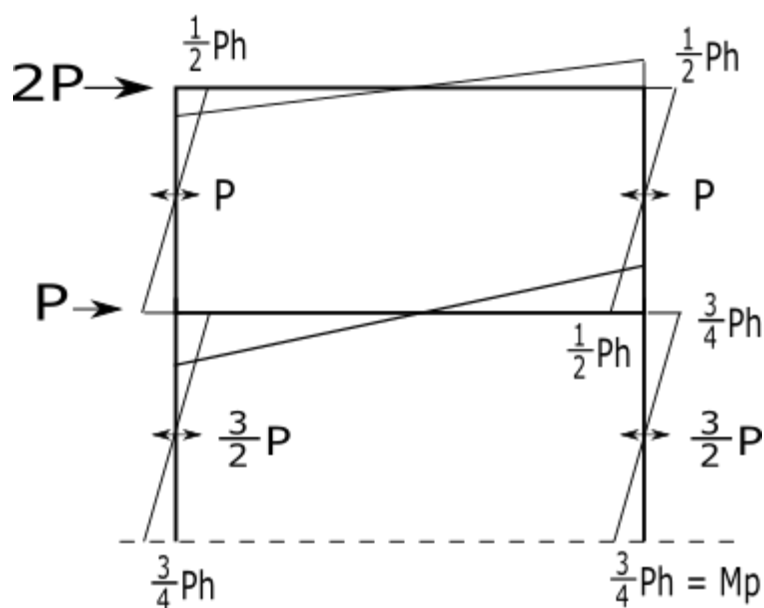


図8 静力学的許容状態