

# 講 座

## 構造力学 (V)

### 極限設計法 (I)

岡 本 舜 三\*

#### 1. はしがき

極限設計法 (Limit Design, Plastic Design) はきわめて最近に発展してきた構造工学の一分科で、塑性学の知識を構造物に応用して、そのままに破壊に至るときの耐力を算出し、それに対して適当な安全率をもつような設計をしようという設計法である。こういう考え方方は土質力学には古くからあつたもので、考え方としてはきわめて自然であるように思われる。その研究は Cambridge 大学の J.F. Baker 教授、Brown 大学の W. Prager 教授等を先達に進められ、成果は遂次示方書に取り入れられて構造設計に貢献している。しかし構造物やそれに對する載荷条件は一般に多種多様であるし、この新しい考え方にもとづく安全率をきめるにも経験の蓄積が必要であり、この分科の大成は前途まだ容易ではあるまい。それを考えると現在は講座を書きうる時期ではない。それで筆者は一昨年執筆を依頼されて固辞したが、今回再度の依頼によりやむなく承諾し、通説的な内容を記述することにした。この分科に関する論文が学会誌上にまれなることから見て、この分科になじみの薄い会員もありあるように推測されるので、本文がそうした場合の紹介の意味で役立てば幸いである。

構造物には部材力の分布が力の平衡条件のみから定まるものと、それだけでは条件の不足するものがある。後者の場合これを補なうものは適合条件である。適合条件は変位によつて表わされるので、弾性体ではそれが弾性変形に関する条件となり、たとえば撓角撓度式などはこれにあたる。

しかし物体が破壊した状態では断面は折れたり離れたりするために、適合条件の一部あるいは全部は成立しない。破壊といつてもバラバラに分解してしまつたものはどうにも扱いようがないからバラバラになつてはしまわないが、そうなろうとし始める状態に着目する。この状態では適合条件の一部は満たされていなければならぬが、一部はすでにになりたたくなつている。そしてそのかわりに他の条件、すなわちこの状態では変形がいくらでも増大しうるという条件が成立している。この条件を

塑性条件といい、これが力の平衡条件を補なつて、この状態における部材力の分布を定めることになる。

Limit Design の計算は具体的には力の釣合と塑性条件とから、まさに破壊に入ろうとする状態があらわれるための荷重条件を求めるものである。以下これらの諸条件について順を追つて説明しよう。

#### 2. 仮想仕事の原理

物体に働く力には外力と束縛力がある。外力は外から働く力であり、束縛力は物体がその変位を拘束されている場合、その拘束のもとに外力をうけたとき生ずる力である。それらの力の作用のもとに物体が静止しているときは、それらの力は釣合っている。すなわち、その合力と合モーメントはともに 0 である。それゆえ物体に働く力が平衡しているときには、そこに働くすべての力をもれなく拾いあげて、その合力および合モーメントをとつてみると 0 になる。これが力の平衡条件である。

同じ内容を少しく違つて表わすことができる。いま与えられた束縛条件のもとに生じうるような変位を物体に与えてみる。物体の上に働く諸力が釣合つているとき、このような変位はおこるはずがない。それゆえ、ここに考へた変位はそこに働く外力のために実際に生ずる変位ではなく、ただ与えられた束縛条件のもとに生ずることができる、ということのみを満たす仮想された変位である。それでこれを仮想変位といふ。いま物体に働く力の作用下に、このような変位が生じたとすれば、個々の力およびモーメントは仕事をする。この仕事も仮想変位との間の仕事であるから実在の仕事ではない。これを仮想仕事といふ。しかし力およびモーメントの合成したものは 0 であるから、上記の仕事の総和は 0 である。経験によるといかなる場合でも束縛力のなす仮想仕事の総和は 0 である。それゆえ外力のなす仮想仕事もまた 0 である。すなわち物体に力が作用して平衡しているときは、そのうちの外力のみをとりあげて仮想仕事を計算すると 0 になる。この方法の便利なことは、外力に応じて発生してくる束縛力について、考慮することなしに力の平衡を論じうることである。たとえば各節点がすべてヒンジであるような不安定なラーメンに、力  $P, Q$  が 図-1(a) のように作用して平衡するためには、 $P, Q$  の間にいかなる関係が必要であるかを仮想仕事の原理で求めてみよう。この構造物が (b) のように横にひしやげた状態はこの構造物に可能なる変形状態であり仮想変位とみなされる。このために B 点は  $\delta$  だけ、E 点は  $\delta/2$  だけ変位する。しかば  $P, Q$  が平衡するときは仮想仕事の原理により

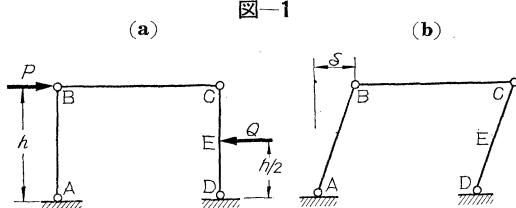
$$P\delta - \frac{Q\delta}{2} = 0 \quad \therefore P = \frac{Q}{2}$$

この構造物に働く力はこのほかに A, D 両支点に働

\* 正員 工博 東京大学教授、生産技術研究所第五部

らく反力があるが、これに言及せずに外力間の関係がえられたのはこの原理の特徴である。図-1 の場合は仮想変位を求めるのは簡単であつた。しかし複雑な骨組になると、各節点の変位相互間の関係は複雑になり、幾何学的関係を武器に真正面からいつても容易に求めがたい。そういう場合、非相似平行图形の方法は非常に便利である。次にこれを説明する。

図-1



1本の部材で結ばれている2コの節点の変位の大きさは、そのおののの方向を指定すれば一定の比をなす。図-2においてA, Bを節点

とし破線を指定された移動の方向とする。そのときA点は瞬間的には、指定の方向に垂直なる線分AP上に回転中心をもつ回転運動をなすものであり、B点は同じく指定の方向に対する垂線BP上に回転中心をもつ回転運動をなすものである。ABは同じ剛体上の2点であるから、その運動は同じ原因から生じたものであり、AとBの回転中心は同じでなければならない。すなわち両垂線の交点Pが部材ABの瞬間的な回転中心である。したがつて

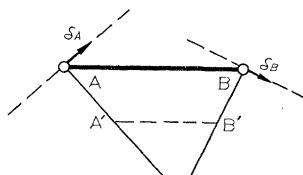
$$\frac{\delta_A}{\delta_B} = \frac{AP}{BP}$$

ABに平行に任意の直線A'B'をひけば

$$\frac{AP}{BP} = \frac{AA'}{BB'}$$

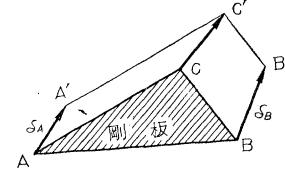
ゆえに任意の平行線が切りとる長さAA' と BB' とは、その方向が節点の変位方向に直交し、その大きさはそれぞれ変位量に比例するものである。これを角変位といふ。実際には変位は微少で有限長の線分で図示するに適当でないので、各節点の変位がすべてある共通の短時間におきたものとみなし、その速度を考えるとすれば、時間を適当に短かくとことによつて、速度はかなりの大きさと考えるので、これを図示する方法が便利である。直角変位に対する速度を直角速度といふ。剛体上の他の点Cの直角速度CC'はA', B'よりAC, BCにひいた平行線の交点をC'によって求められる(図-3)。このことから、剛体の移動を示す直角速度の頂点を結ぶ点は、もとの剛体を相似形に伸縮し、かつ平行移動させたものであることが知られる。この图形を相似平行图形といふ。剛板の変位によつて画かれる图形は相似平行图形

図-2



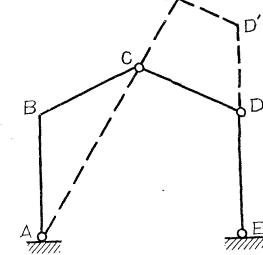
であり、相似平行图形はその移動によつて各節点間に相対的変位のないことを示すものである。安定なる骨組は結局は1枚の剛板になるのであるから、それに対する平行图形は相似平行图形である。もし相似ならざる平行图形を画きうるならば、それは回転中心が2コ以上あつて節点相互間に移動がある

図-3



ことを示す。すなわち骨組は形が崩れて変形したことと示し、その画かれた非相似平行图形の節点とそれに該当するものとの图形の節点とを結ぶ線分は、不安定骨組の各節点の可能なる直角速度を示すものである。たとえば図-4の骨組ABCDEはヒンジが多くて不安定であるが、その非相似平行图形AC'D'Eはこの骨組が変形するときに生じうる一つの状態を示すものである。このようにして得られる物体の変形は必要な適合条件を満たしており、これを仮想仕事として用いるならば、その上に働く力の釣合を容易に論ずることができる。

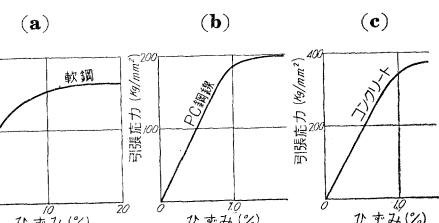
図-4



### 3. 材料の機械的性質

日常使われる重要な構造材料の単純引張り、または圧縮試験における応力とヒズミの関係を示すと図-5のよ

図-5



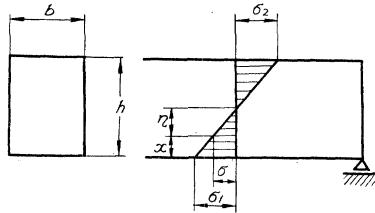
うになる。すなわち応力がある範囲内であれば、応力-ヒズミ曲線は直線をなし、ヒズミは応力に正比例するとみなすことができるが、その範囲を超えると正比例関係が漸次くずれて応力-ヒズミ曲線は多くの材料では上に凸な曲線を画く。しかも一度与えた応力を降下させるとき、上記の直線部ではヒズミはもとの曲線にそつて減ずるが、曲線部ではそうではなく、急激にしかもほぼ直線状に減少する。応力とヒズミの関係が可逆的な範囲を弾性領域、そのほかの領域を塑性領域、応力とヒズミが正比例する限界を比例限というが、比例限と弾性限はほとんど同じになる。材料への応力のかかり方は一般には種々な場合があり、上記の一方向のみの引張りまたは圧縮

は、簡単な場合の一例にすぎないが、ここに示された材料の特性はかなり一般的なものである。しかも実際の構造物への応用ではこのような簡単な場合がすくなくない。

#### 4. ハリ断面の降伏または破壊

いまこのような材料からなつているハリの断面間の曲げ応力の分布について考えよう。ハリの曲げ理論は曲げの際に断面の平面性は保存されるという仮定 (Bernoulli-Euler の仮定), ハリを構成する各セメントの縦ヒズミと曲げ応力の関係は、その材料の単純引張圧縮試験の応力とヒズミの関係と同じであるという仮定 (Coulomb の仮定) より成り立つてゐることはよく知られている。そしてこの仮定が、すでに材料が塑性領域に入った場合にも、かなり正確に適用しうることも実験的に知られている。加える曲げモーメントが小さく、すべてが弾性領域内にあるときは応力とヒズミは正比例するので、このときは曲げ応力は断面内に直線分布をすることになる。これを Navier の仮定といふ。いま断面に作用する曲げモーメントが与えられている場合、それによつておきる曲げ応力を Navier の仮定によつて求めると次のようである(図-6)。ハリ断面は簡単のため矩形とする。

图—6



上下両面の縁維応力を  $\sigma_1, \sigma_2$  とし、下縁から  $x$  の距離にあるセンイの曲げ応力を  $\sigma$  とする。 $\sigma$  の直線分布を仮定しているから

$$\sigma = \sigma_1 + \frac{x}{h} (\sigma_2 - \sigma_1)$$

ハリの軸方向には力が作用していないから、断面上の曲げ応力の総和は0でなければならない。

$$\int_0^h \sigma b dx = \int_0^h \left\{ \sigma_1 + \frac{x}{h}(\sigma_2 - \sigma_1) \right\} b dx = \frac{bh(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} = 0$$

$\therefore \sigma_1 + \sigma_2 = 0$

すなわち両縁維応力は大きさ等しく符号が反対である。したがつて断面の中心を通る軸上C点では曲げ応力は0である。簡単のためにこの軸を座標軸に選び、各センイをこの軸からの距離 $\gamma$ であらわすならば

$$\sigma = \frac{2\eta}{h} \sigma_1$$

CC 軸に関する曲げ応力のモーメントは断面の曲げモーメントと釣合うから

$$M = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma \eta \cdot b d\eta = 2 \int_{-h/2}^{h/2} \frac{\sigma_1 b}{h} \eta^2 d\eta = \frac{bh^2}{6} \sigma_1$$

$$\therefore \sigma_1 = \frac{6}{bh^2} M$$

$$\sigma = \frac{12}{bh^3} \cdot \eta M$$

CC 軸は矩形断面の図心を通り、この断面のこの軸に関する断面2次モーメント  $I$  は  $\frac{bh^3}{12}$  である。よって上式を書きかえて

$$\sigma = -\frac{\eta}{I} M$$

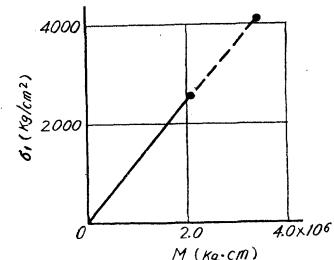
この関係は矩形断面のみならず一般に任意の断面について成立することはよく知られている。この式によれば曲げ応力は上下両縁で最大である。その値は  $\tau = \pm \frac{h}{2}$  とおくことにより

となり緑維応力は曲げ応力に正比例している。たとえば図-5(a)のような性質をもつ軟鋼を材料に作られた幅12 cm ハリ高 20 cm のハリで、設計荷重による曲げモーメントが  $M_d = 800\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  であるときは、

$$\sigma_1 = \frac{6 \times 800\,000}{12 \times 20 \times 20} \text{ kg/cm}^2 = 1\,000 \text{ kg/cm}^2$$

となる。鋼材の曲げ応力は橋梁に用いられる場合、 $1300 \text{ kg/cm}^2$ まで許されているから、この断面はこの曲げ応力に対して十分たえられ、しかもすべての曲げ応力が材料の弾性限以下にあるから、曲げモーメントが働らかなくなれば曲がりはもとにもどる。いま漸次曲げモーメントをあげてゆくとどうなるかを考えよう。 $M$ を2.6倍にして  $M_e = 2080000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$  とすると  $\sigma_e = 2600 \text{ kg}/\text{cm}^2$  となる。図によりこの鋼材の弾性限は  $2600 \text{ kg}/\text{cm}^2$  であるから、ここまででは弾性限をこえていない。それゆえ曲げモーメントを取除くと曲がりはもとにもどる。これまでの範囲で縁維応力と曲げモーメントの関係を図示すると図-7に

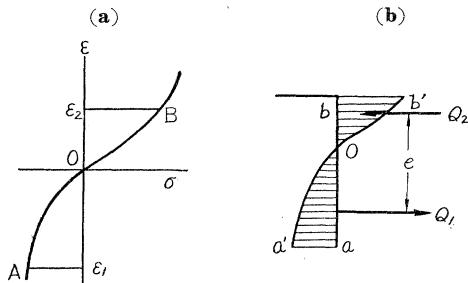
1



$M_b = 3\,280\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  になると  $\sigma$  は鋼の引張強さ  $4\,100 \text{ kg/cm}^2$  に達する。それ以上の引張応力には鋼はもち得ないから、この曲げモーメントで切断するとしなければならない。このように考えると、この断面は  $M_b$  までたえる。これと設計荷重によつて生ずる曲げモーメント  $M_d$  の比  $4.1$  をもつてこの断面のもつ安全率というのは、きわめて自然な考え方であろう。しかしこの計算では

図-7 の破線部の関係が成立つものとしているが、これは実際とは非常に違う仮定であるため、安全率の数値 4.1 は実はまるきり違つたものとなつてることが多くの実験によつて立証される。(1) 式が成立つためには断面間すべての点で、応力が弾性限内にあることが前提となつてゐるが、破線部分にあたるような曲げモーメントのもとでは、断面の一部はすでに塑性状態にあり(1) 式は成立たず、応力をこの式で計算することはすでに無意味となる。(1) 式が使える範囲は  $\epsilon_1$  が比例限をこえない範囲、すなわち  $M$  が  $M_e$  以下の場合にかぎる。しかもこれ以下の曲げモーメントをうけて変形している断面は、曲げモーメントを除くともとにもどる。それゆえ  $M_e$  と  $M_d$  の比 2.6 をもつて安全率というなら、それはまたそれで一つの意義ある数値である。しかし  $M_b$  と  $M_d$  の比をとるのでは、上記の理論により数値的には無意味なものを示すことになる。それでは応力とヒズミが正比例しない一般的の場合の応力分布はどうなるかといふと、それは Bernoulli Euler と Coulomb の両仮定を用いて次のように定められる。簡単のため断面は矩形とする。単純引張圧縮試験によつて得られた材料の応力—ヒズミ曲線を 図-8(a)、断面内の曲げ応力分布を 図-8(b)とする。断面内のヒズミの分布は直線的と仮定されるから、(a) と (b) は縮尺を適当にとれば相似形になし

図-8



えなければならない。問題は上下両線のヒズミをどこにとるかである。いま下線のヒズミを  $\epsilon_1$  と仮定しよう。まず (a) で  $\epsilon_1$  までに応力—ヒズミ曲線でかこまれる部分  $\epsilon_1 OA$  の面積をプランニメーター等を利用して求める。そして  $\epsilon_2$  点を  $\epsilon_2 OB$  の面積が  $\epsilon_1 OA$  の面積に等しくなるように定めると、 $\epsilon_2$  は下端ヒズミ  $\epsilon_1$  に対応する上端のヒズミ  $\epsilon_2$  である。なぜなら両ヒズミ  $\epsilon_1$ 、 $\epsilon_2$  の間のヒズミに対する応力が、ハリ断面全域に分布することになるが、このとき張応力部  $oa$  上には  $oaa'$  の面積に該当する力  $Q_1$  がその図心に働らく、 $ob$  上には  $obb'$  の面積に該当する力  $Q_2$  がその図心に働く。 $Q_1$  と  $Q_2$  とは同じになるように選んであるから、この場合は断面上に働く曲げ応力の総和は 0 となり、ハリの軸方向力が存在しないこととつり合つている。

次に曲げ応力によつて生ずる曲げモーメントは  $e$  を両図心間の距離とすれば

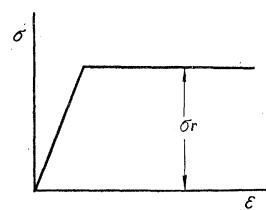
$$M = Q_1 e$$

である。これが外から加えられる曲げモーメントに一致すれば、ここに求めた曲げ応力が実際に生ずるものであると考えることができる。しかしもし違つておれば、はじめに仮定した  $\epsilon_1$  の値が適當でなかつたからで、さらにこれを別の値にとりなおし、同じ操作を施して  $Q_1 e$  を求める。それが外力による曲げモーメントに一致するまで、くり返すわけであるが、普通は数回やれば、たいてい正しい値に到達することができ、曲げ応力の分布を求めることができる。

このような計算方法によつて求めた応力については、塑性状態に入つていている部分でもまづ正確なものを示していると考えるのが通説である。しかし厳密に考えると、なお複雑である。すなわち曲げ応力の分布が直線状でない場合には、曲げモーメントを 0 の状態から最後の状態にするまでの間に中立軸の位置が逐次変る。このために、その付近の曲げ応力は途中で正負符号を変じたりするようなことがあり、図-8 が示すような素直な応力分布にはならない。ただしこのような影響を顕著にうけるのは、ハリ断面の中央部分の応力の小さい部分であるから、この影響は実際にそう大きなものとはならず、通常それを無視して考えている。

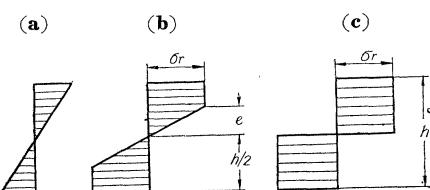
上記のような方法は鉄筋コンクリート材の曲げ等にもそのまま用いることは明らかであるが、ただそれがこの場合、妥当な考え方かどうかは実験結果によつて十分検討されなければならない。この特別な場合として、材料の応力とヒズミの関係が 図-9 のような場合を考える。

図-9



ここでは材料は降伏応力と名づけられる一定の応力以下では弾性を示し、それ以上に少しでも応力が上ろうとすれば、ヒズミは無制限に増大するものとする。このような材料は完全塑性材と名づけられ実在しないが、軟鋼はかなりこれに近い性質をもつている。完全塑性材のハリでは、曲げ応力分布は曲げモーメントの増大に応じ、次の 3 段階を経て破壊に至る(図-10)。

図-10



(a) 応力はすべて弾性限以下にあり Navier の仮定どおり分布し、曲がりは弾性変形であるから一般に微少で

ある。

(b) 縁維の近傍が一部塑性状態に入り、中心部には弹性領域を残している。ヒズミの直線分布の仮定により応力は 図-10 (b) のように台形に分布する。変形は中心部に弹性状態が残っているために一般に微少である。

(c) 断面全域において塑性状態に入り、降伏応力と同じ大きさの曲げ応力が矩形状に分布する。全域が塑性状態にあるため、変形は非常に大きくなりうる。

(a) の段階については既述のように縁維応力は曲げモーメントに比例して増大する。(b) の段階では縁維応力は降伏応力に等しく、弹性域の範囲  $e$  は曲げモーメントの大きさによって変化する。その位置はモーメントの釣合から次式によつて容易に算出される。

$$\left[ \sigma_Y \left( \frac{h}{2} - e \right) \left( \frac{h}{2} + e \right) + 2 \frac{\sigma_Y e}{2} \cdot \frac{2e}{3} \right] b = M$$

$$\therefore \frac{M}{b \sigma_Y} = \frac{h^2}{4} - \frac{1}{3} e^2 \left( \frac{h}{2} > e > 0 \right)$$

すなわち

$$M_e = -\frac{bh^2}{6} \sigma_Y \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

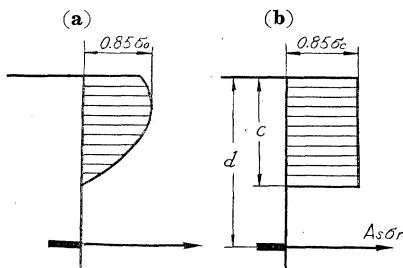
にてはじめて断面の一部が弹性領域をこえ、

$$M_u = \frac{bh^2}{4} \sigma_Y \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

で断面全域が塑性域に入る。これ以上曲げモーメントを増そうとすれば断面は非常に大きな変形をはじめめる。それでこの状態は断面の降伏とよぶにふさわしい。 $M_e$  と  $M_u$  の比はこの場合 1.5 である。それでもし現在のような弹性計算にもとづく設計で、許容応力を降伏応力の 1/2 に定めるとすると、この許容荷重が断面の降伏に対してもつ安全率は  $2 \times 1.5 = 3$  となる。通常の形の鋼材では断面がフランジ部に集まつてるので、 $M_e$  と  $M_u$  の比は小さく約 1.15 である。したがつてこの場合の断面の降伏に対する安全率は 2.3 となる。

前の例題においては断面の降伏に至る段階をくわしく示したので、比較的複雑な計算が必要であったが、降伏モーメントだけを求めるならば、計算は明らかにずっと簡単である。鉄筋コンクリート断面の場合でも若干の前提さえ承認すれば、降伏モーメントはきわめて簡単に求められる。このときもヒズミは直線状に分布すること

図-11



すると曲げ応力は 図-11 のように分布する。降伏状態ではコンクリートはその最大応力が圧縮強さに達して、圧しつぶされる状態にあり、それにより生ずる大なるヒズミに対応して鉄筋もまた降伏していると考える。

曲げによるコンクリートの圧縮強さは、単純圧縮試験による強さ  $\sigma_c$  の 85% であるとされている。このとき圧縮側の応力の分布はまだ十分明らかにされていないが、図のような放物線形や矩形や三角形、台形などが普通想定されている。とにかく、そのコンクリート応力の最大値は  $0.85\sigma_c$  鉄筋の応力は  $\sigma_Y$  であつて、それにもとづき降伏モーメントを求める方法は既述の方法とかわらない。いま簡単のためコンクリートの応力分布を矩形とするとき、

$$\sigma_Y A_s = 0.85 b c \sigma_c$$

$$M_u = \left( d - \frac{c}{2} \right) \sigma_Y A_s$$

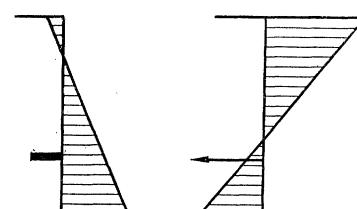
$$\therefore M_u = \sigma_Y A_s d \left( 1 - 0.59 \frac{p \sigma_Y}{\sigma_c} \right)$$

ただし  $M_u$  : 降伏モーメント,  $\sigma_Y$  : 鋼の降伏応力,  $\sigma_c$  : コンクリートの圧縮強さ,  $A_s$  : 鋼断面積,  $d$  : ハリの有効高さ,  $p$  : 鉄筋比

以上の計算も鉄筋コンクリートの弹性応力を求める計算に比し、いちじるしく簡単である<sup>1)</sup>。

プレストレストコンクリート部材の曲げの場合については、問題も新しいし、ここに簡単な記述をすることは本当はさしひかえる方がよいであろう。しかしそれでは、まるきり見当がつかなくなるというおそれもあるので、一応の考え方を述べておこうと思うが、これらはなお今後十分検討されるべきものであろう。プレストレストコンクリートでは荷重がかからぬ状態では有効プレストレス  $\sigma_{p,e} A_p$  と釣合う応力がコンクリートに生じて、その分布は 図-12(a) のような三角形である。

図-12 (a) (b)

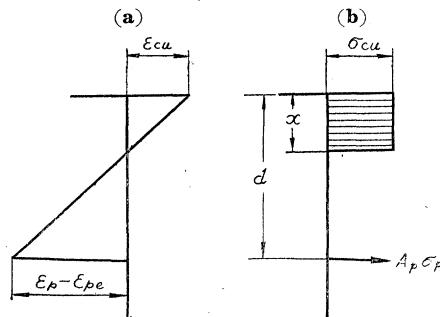


荷重が加わると、それによる応力 図-12(b) がコンクリートおよび鋼線に加わり、それが 図-12(a) の応力に重合される。その結果、下縁におけるコンクリートの応力がちょうど打ち消されて 0 になる状態を考えてみると、このときの荷重強度は無引張応力状態として一つの意味をもつ値である。逐次荷重を増大すると下縁にひ

1) このほか種々の鉄筋コンクリート断面の破壊モーメントについては ACI と ASCE の合同委員会による「終局強度設計」に関する報告 (Jour. ACI, Jan. 1956) を参照されたい。

びわれがあらわれる。さらに荷重を増大すると通常はコンクリート圧縮部のコンクリートが圧縮破壊をおこし、部材が破壊する。このときの曲げモーメントは破壊曲げモーメントとよばれ、部材の終局強度をあらわす値である。このような条件下 PC 鋼線とコンクリートの間に付着がある場合について破壊曲げモーメントを求めるとき、次のようになる。コンクリートの圧縮破壊は一定ヒズミのもとにおきると考えると、破壊時のヒズミは 図-13(a) のように分布し、それに対応して 図-11(a) と同形の応力が分布する。これを簡単に図-13(b) のように矩形分布として計算をすすめる。ヒズミの直線分布より

図-13



$A_p$ : ピアノ線断面積

$\epsilon_{cu}$ : コンクリートが圧縮破壊を生ずるヒズミ

$\epsilon_{pe}$ : 鋼線に有効なプレストレスが働くときのヒズミ

$\sigma_p$ : 断面が破壊するさいの鋼線の応力

$\epsilon_p$ :  $\sigma_p$  に対応する鋼線のヒズミ

$\sigma_{pu}$ : 鋼線の引張強さ

$\sigma_{cu}$ : コンクリートが圧縮破壊を生ずる応力

$$\frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_p - \epsilon_{pe}} \quad \dots \dots \dots (4)$$

また力の釣合より

$$bx \cdot \sigma_{cu} = A_p \sigma_p$$

$$\therefore \frac{x}{d} = \frac{A_p \sigma_p}{bd \sigma_{cu}} = \frac{1}{K} \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_{pu}} \right) \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{ただし } K = \frac{bd \sigma_{cu}}{A_p \sigma_{pu}}$$

(4) と (5) より

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_{pu}} = K \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_p - \epsilon_{pe}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

実験により鋼線の応力とヒズミの関係が知られるから与えられた  $K$  に対し (6) から  $\sigma_p$  と  $\epsilon_p$  を定めることができ、(4) より  $x$  を定めることができる。しかば断面の破壊曲げモーメントは

$$M_u = A_p \sigma_p \left( d - \frac{x}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (7)$$

によつて求めるられる<sup>2)</sup>。

【註】極限設計法は非常に長いために来月号に (2) を掲載して完結いたします。それをもちまして構造力学の全講座を終ることとなります。(2) の内容は、5. 構造物の崩壊、6. 荷重係数、7. 設計の実例、8. あとがき、であります。

- 2) プレストレストコンクリート断面の破壊曲げモーメントについては猪股俊司博士がその著書に詳述しておられる。これを参照されたい。（猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計及び施工、1957・技報堂）。

#### プレストレスト・コンクリート技術協会への入会について

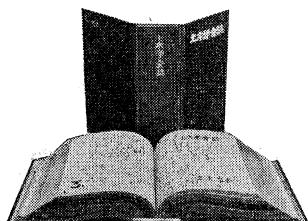
去を2月発足した同会では会員を募集中である。協会規約、入会申込書など下記へハガキで申込めば郵送されるから詳細は問合せられたい。

事務所：東京都千代田区丸ノ内 3-8（三菱仲6号館4号）プレストレスト・コンクリート技術協会

#### 土木学会誌“合本用ファイル”の頒布について

学会誌合本用の専用ファイルを御希望により作つてみました。

ピンで簡単に製本ができ、必要なときにはその号だけ抜き出せる特長があり、購入された方々より非常に便利だとのお評を得ております。第8回目の製品を目下頒布中ですから、なるべく一括して御注文下されば送料が安くなります。



なお製品はテッサー工業KKと特約したものであります。

##### 記

体裁：B5判 学会誌 12冊綴用、薄グリーン・クロース装、金文字入り

価格：1部 140円 (税30円) 申込方法：御送金次第、折返しお送り致します。