

構造力学 (VI)

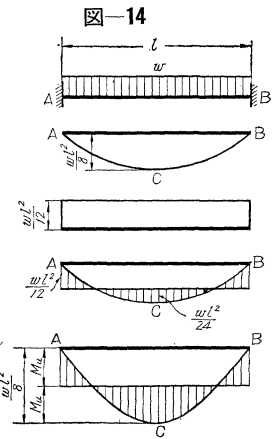
極限設計法 (II)

岡 本 舜 三*

5. 構造物の崩壊

断面が降伏することが部材の性状にどんな影響をもつかを調べてみよう。簡単のために単純バリを考えハリ断面は一樣な矩形断面とし断面の降伏モーメントは(3)式(8号 p. 45)によつて与えられるとする。いまハリにのせる荷重は全等分布荷重であるとし、荷重強度がどの程度の大きさまでハリがもつかを吟味しよう。このような静定バリの曲げモーメント分布は構造を構成する部材の材質や断面寸法等に関係なく、力の釣合条件だけからきまる。等分布荷重の場合放物線となり、その最大曲げモーメントは中央に生じ、 $M = \frac{wl^2}{8}$ である。荷重強度を強くすればそれにつれて曲げモーメントはまし、ついに部材中央でハリの緑維応力は降伏点をこえる。しかし断面内になお弾性部分が残っているうちは断面は降伏しないから、あまり不細工な曲がりを生ずることなしに、ハリは荷重を支えていることができる。さらに荷重をますと部材中央断面内の塑性域がふえるのみでなく、その付近の断面でも断面内の一部が塑性域に入る。さらに荷重がまして、ついに部材中央断面の全域が塑性域に入り断面が降伏したとする。そうすればこの部分でハリは急曲し、もはやいかに我慢しても橋としては使えない状態になる。これを構造物の崩壊というが、このときの分布荷重の強さをもつて、このハリの耐えうる最大の等分布荷重であるとするのは、かなり自然な考え方であろう。われわれが設計においてのせよとる荷重強度と、構造物を崩壊させる上記の荷重強度との比を荷重係数 (load factor) という。これが正しくわれわれの望んでいる構造物の安全性の尺度となる場合もあり、そうでない場合もある。前者の場合は荷重係数すなわち安全率というにふさわしいが、たとえ後者の場合でもこの係数はそれなりに意味をもっている。ここにのべたのは部材内のある一断面での降伏が、すなわち部材の崩壊を意味した一例である。これは構造物が静定構造であつたからであるが、不静定構造では一断面のみの降伏では構造は崩壊せず、そこに生じた別の新しい部材力の分布状態のもとに構造

は依然として平衡を保ちうるのである。その例として等分布荷重をうける両端固定バリを考えよう(図-14)。両端固定バリの曲げモーメントは両端に生ずる固定モーメントによつて部材に生ずる曲げモーメントと、両端を単純支持とした、いわゆる静定基本系の曲げモーメントとの重畳した値となる。両端の曲げモーメントの値は、弾性領域の問題では撓角撓度法やカスリチアノの定理等を用いれば求めることができ



$$M_A = M_B = -\frac{wl^2}{12}$$

したがつて
$$M_c = \frac{wl^2}{24}$$

となる(図-14(d))。それゆへ荷重強度 w を漸次増してゆくなれば、まず両端部に塑性領域が始まり、やがて両端断面は降伏状態に達する。このとき両端断面に働らく曲げモーメントは断面の降伏モーメント M_u である。荷重強度がさらにまして両端モーメントは M_u 以上にはなりえず、その結果、荷重強度がますますことはハリ中央の正の曲げモーメントを増大せしめることになり、ついにその値もまた降伏モーメントに達する(図-14(e))。

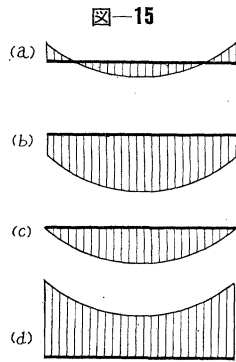
ここに至るまでは両端断面では曲げモーメントは変わらないが角変位は漸次ましている。それゆへ角変位の点では断面の降伏とともに両端は埋込みとしての特徴を失ない、ヒンジ同然になつている。この意味で降伏した断面を降伏ヒンジとよぶ。両端がヒンジに變つても、ハリは明らかに安定である。しかし w の増加により、いまやハリ中央にもさらに降伏ヒンジができると3コのヒンジをもつこととなり、ハリは不安定となつて崩壊の状態に入る。このときの荷重強度がハリのたえられる最大の荷重強度であり、その大きさは図から

$$\frac{wl^2}{8} = 2 M_u \quad \therefore w = \frac{16}{l^2} M_u$$

w は崩壊荷重とよばれる。ここでは荷重の増加につれてハリの各断面の曲げモーメントの推移を観察しつつハリの崩壊荷重を求めるために弾性論を用いたりして論じたのであるが、崩壊荷重を求めるためだけならば弾性論によらず簡単な計算でたりる。上記の例題において、ある一定の強さの等分布荷重のもとに力の釣合条件だけは満たすが、それによつて生ずる変位が与えられたる条件を満たすかどうかは問わないような曲げモーメント分布を

* 正員 工博 東京大学教授, 生産技術研究所第五部

考えると、このような分布は 図-15 (a),(b),(c),(d) のように無数にある。それらを総称して静的に可能な状態 (statically admissible state) と名づける。そのあるものは最大曲げモーメントの値は非常に大きく (図 15 (b),(d)) あるものは小さい (図-15(a))。これらのうちでいずれの断面の曲げモーメントの大いさも断面の降伏モーメント以下であるような分布を特に静的に可能にして、かつ安定な状態と名づけよう。ある同じ荷重のもとで安定な静的に可能な状態と、そうでない静的に可能な状態とが考えられるならば、実際におきるのは少なくとも後者ではない。なぜなら、断面の曲げモーメントは降伏モーメント以上になり得ないからであつて、これで見ると曲げモーメントはなるべく崩壊がおきないように分布すると考えられる。安定かつ静的可能な状態が 2 コ以上あるとき、そのどちらが実際におきるかは簡単にはきめ得ないが、とにかくある荷重のもとに安定なる静的可能状態がありうるなら、そのうちどれかが実際にはおこっている。



ある一定の荷重分布 w に対しその荷重強度を s 倍するとき、ハりに崩壊がおきるかどうかを考える。このときハりに崩壊をおこさないときは s を安定側の静的可能係数 (statically admissible multiplier) と名づける。しかし一つの荷重分布に対して多種類の静的に可能な曲げモーメント分布状態を想定できるから、そのおのおのに対して s の値があり、それらは一般には互いに異なつてゐる。しかし曲げモーメントはなるべく崩壊しないように分布することを考えると、種々の s のうちの最大値 s_{\max} に w を乗じた値が崩壊荷重の強度を与えることになる。したがつて w が設計荷重の強度であるとき s_{\max} は荷重係数である。すなわち荷重係数は考へうる安全側の静的可能係数の中の最大値に等しいといふことができる。ここにアンダーラインした性質は両端固定バリのみならず、構造物について一般に成り立つ定理である。

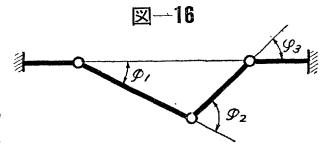
先の計算では弾性学の知識から出発したので、降伏ヒンジの生ずる断面が両端と中央であることが必然的に導かれた。しかし弾性学によらないならば降伏ヒンジの位置を予測し得ないのが普通である。しかしとにかく 3 コ以上のヒンジができればハりは崩壊することは明らかであるから、任意に断面を 3 コえらび、ここに降伏ヒンジを生じたと想定することはさしつかえない。そうすれば崩壊によつて 図-16 のような形に変形するであろう。このとき各降伏断面の角変位を $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ とすると、それらは全く任意の大いさではあり得ず、幾何学的な次の

条件

$$l_1 \varphi_1 = l_2 \varphi_3,$$

$$\varphi_1 + \varphi_3 = \varphi_2$$

を満足しなければならぬ。それゆゑ変形



に対する自由数は 1 であり、この場合はただ 1 種の崩壊の形がありうる。このように当然成立せねばならない幾何学的条件のみを満足し、その変形に対応する内外の力が平衡しているかどうかは問わない変形状態を一般に形状的に可能な状態 (kinematically admissible state) と名づける。ハりが形状的に可能な変形をした場合、外力たる等分布荷重は仕事をし、同時に降伏ヒンジ部に働く降伏モーメントは角変化に対して仕事をし、同時にポテンシャルエネルギーは外力が仕事をすればへり、内力が仕事をすればます。載荷点がさがることによつて荷重がなす仕事の総和が降伏モーメントが角変位に対してなす仕事の総和より大なるときは、このような変位の増大によつてポテンシャルエネルギーはへることになるので、このような変位はさらにすすむ傾向をもち、ハりは崩壊する。それで形状的に可能な変形に対する荷重と、降伏モーメントのなす仕事の大きさが上記の関係にあるとき、これを形状的に可能にして、かつ崩壊側の変形と名づける。降伏ヒンジを種々の位置に想定すれば、そのおのおのに対応して形状的に可能な変形があり、そのあるものは崩壊側であり、あるものはそうでない。ある一定の荷重分布 w に対し、その荷重強度を k 倍するときハりに崩壊がおこるかどうかを考えると、ハりに崩壊をおこさせるような崩壊側の形状的可能係数 (kinematically admissible multiplier) と名づけよう。しかし一つの荷重分布に対して多種類の形状的に可能な変形状態を想定できるから、そのおのおのに対して k の値があり、それらは一般には互いに異なつてゐるが、その最小値 k_{\min} に w を乗じた値が崩壊荷重の強度を与えることになる。すなわち荷重係数は考へうる危険側の形状的可能係数のうちの最小値に等しい。これもまた構造物に一般に成り立つ定理である³⁾。われわれはこのように 2 種の方法によつて荷重係数を求めることができたが、両者は当然一致せねばならない。それゆゑ荷重係数を λ と表わせば

$$s_{\max} = \lambda = k_{\min} \dots \dots \dots (4)$$

この二つの一般的な定理は構造物の崩壊荷重を実際に定める上に重要な手がかりとなつてゐる。すなわち与えられたる外力に対して釣合を保つにたる任意の部材力分布を想定しさえすれば、とにかく s の一つの値を定めることができる。また任意の位置に降伏ヒンジを想定し、

3) このような Limit design 法の基本となつてゐる事項については塑性学の教科書または小野 薫・田中 尚著：建築物のリミットデザイン (1956) を参照されたい。

それに対する形状的に可能なる変形を想定しさえすれば、とにかく k の一つの値を定めることができる。そうすれば

$$s \leq s_{\max} \quad k \geq k_{\min}$$

であるから

$$s \leq \lambda \leq k \dots\dots\dots (5)$$

となる。すなわち荷重係数の真の値がどの範囲にあるかを定めることができるわけである。部材力分布の想定や降伏ヒンジの位置の想定を適当にすればするほど s と k の間隔はせばまり、われわれは数回の試算により実用上の十分に精確な λ の値を定めることができるであろう。

以上の関係は、実例をもつて示す方が諒解しやすいので、1953年8月土木学会主催「プレストレスト コンクリートと構造力学」に関する講習会で 東大助教授 久保慶三郎氏が示された例題をここに抄録させていただくことにする。問題は 図-17(a) に示す2層1径間ラーメンで図示のように E, H 2点に同じ大きさの集中荷重をうけるときの崩壊荷重を求めるにある。この6次不静的ラ-

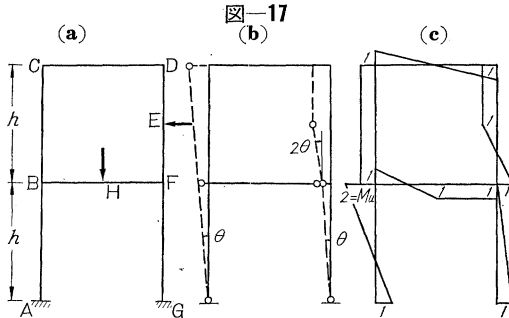


図-17

メンを崩壊させるに必要な降伏ヒンジの数は7である。いま降伏ヒンジを (b) のように想定し降伏ヒンジ A の回転角を θ とすると幾何学的な関係からその他の点の回転角はそれぞれ図示ようになる。一方外力の作用点 E の水平変位は $2h\theta$, H の鉛直変位は0である。よつて

$$2h\theta kP \geq 8\theta M_u \quad \therefore k \geq \frac{4M_u}{Ph}$$

また部材の各点で M_u を超えず外力 sP に平衡している曲げモーメント分布として 図-17(c) のごときものを想定してみる。この曲げモーメント分布図はたしかにいずれの断面でも曲げ応力は降伏応力をこえていない。あてずっぽうにこのような曲げモーメント分布を作ることとは容易ではない。それで普通にやる方法は (b) に仮定した降伏ヒンジの点で曲げモーメントが同じであるとして、外力に釣り合うような曲げモーメント図を作るのであつて、このことは容易にできる。この場合それをやってみると1階の左側の柱の上端 B にて、最大の曲げモーメントを生じ、降伏ヒンジにおいて仮定した曲げモーメントの2倍の値になる。それゆゑこの最大の曲げモーメントでも、せいぜい降伏モーメントになるように曲げモーメントの大きさを定めれば、それはたしかに安全なる

静的に可能なる曲げモーメント分布を示すことになる。(c) はそのようにして求めたものである。いまこの曲げモーメント分布図をみると E, H 両点に働く集中荷重の強度は $\frac{2M_u}{h}$ であるから

$$\therefore sP \leq \frac{2M_u}{h}$$

よつて求める崩壊荷重を λP とすると

$$\frac{2M_u}{h} < \lambda P < \frac{4M_u}{h}$$

これでは λP の上下の間隔が少しひろすぎるので、降伏ヒンジの位置を 図-18 のようにかえていまと同じ試算を試みると

$$k \geq \frac{11M_u}{3Ph}, \quad s \leq \frac{11M_u}{3Ph}$$

が導かれ、 $\frac{11M_u}{3h}$ が真の崩壊荷重であることが知られる。後章の計算に益するためにここにさらに一つの例題として、鉛直に等分布荷重をうける門形ラ-

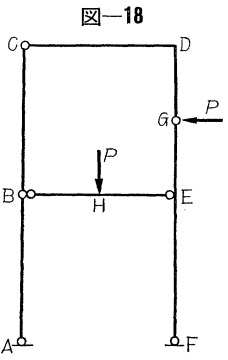


図-18

メンを取扱つておく (図-19(a)). 3次不静定構造であるから4コの降伏ヒンジによつて崩壊する。その形状的に可能なる変形状態として (b), (c) の2種を想定する。破線はそれぞれの非相似平行四角形を示しO点は回転中心である。(b)においてO点を回転中心として θ だけ回転する場合、各部材の回転角 φ は次のようになる。

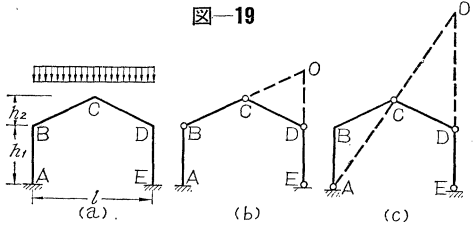


図-19

$$\varphi_{BC} = \theta \quad \varphi_{CD} = \theta \quad \varphi_{DE} = \frac{2h_2}{h_1}\theta$$

よつて各節点における角変位 Δ は、その点で接続する両部材の回転角の和になるから

$$\Delta_B = \theta \quad \Delta_D = \left(1 + \frac{2h_2}{h_1}\right)\theta$$

$$\Delta_C = 2\theta \quad \Delta_E = \frac{2h_2}{h_1}\theta$$

また部材 BC および CD の下向きにのびのびの平均値はともに $\frac{l}{4}\theta$ である。よつて仮設仕事の原理により

$$M_Y(\Delta_B + \Delta_C + \Delta_D + \Delta_E) = 2 \cdot \frac{wl}{2} \cdot \frac{l\theta}{4}$$

$$\therefore \frac{wl^2}{4}\theta = 4M_Y\theta \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)$$

$$\therefore w = \frac{16}{l^2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) M_Y \dots\dots\dots (6)$$

(c)においてO点を回転中心として θ だけ回転する場合に

は

$$\begin{aligned} \varphi_{AB} &= \theta & \varphi_{CD} &= \theta \\ \varphi_{BC} &= \theta & \varphi_{DE} &= \left(1 + \frac{2h_2}{h_1}\right)\theta \end{aligned}$$

ゆえに

$$\begin{aligned} d_A &= \theta & d_D &= 2\left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)\theta \\ d_C &= 2\theta & d_E &= 1 + \frac{2h_2}{h_1}\theta \end{aligned}$$

部材 BC, CD の鉛直さがりの平均値は $\frac{l}{4}\theta$ である。よつて

$$M_Y(d_A + d_C + d_D + d_E) = 2 \cdot \frac{wl}{2} \cdot \frac{l\theta}{4}$$

$$\therefore w = \frac{16}{l^2} \left(\frac{5}{4} + \frac{h_2}{h_1}\right) M_Y \dots \dots \dots (7)$$

(b)と(c)を比較してみると(b)の方が小なる w の値を与え、この方が崩壊荷重に近い値であることがわかる。それでこの崩壊形を仮定して屋根

部の曲げモーメント分布図を画くと 図-20 のごとくなる。この図からわかるように最大曲げモーメントは C 点より若干距つた F, F' 両点に生じ、その値を M_m とする。 M_m は M_u より

大であるから上記の曲げモーメント分布は静的可能な状態でない。よつて (6) で得られた w を $\frac{M_m}{M_u}$ で除した値を外荷重として 図-20 の曲げモーメントを一様に縮小すれば F および F' 点で M_u をもち、他の断面では M_u より小なる値をもつ曲げモーメント分布図がえられる。これは安定なる静的可能な状態であるから、これにもとづいて計算した

$$w = \frac{16}{l^2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) M_u \cdot \frac{M_u}{M_m}$$

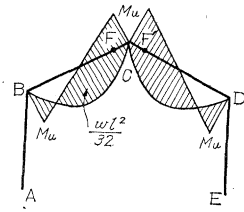
は真の崩壊荷重に等しいかこれより小さい。すなわち真の崩壊荷重は

$$\frac{16}{l^2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) M_u \frac{M_u}{M_m} < w < \frac{16}{l^2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) M_u$$

である。それゆえ真の崩壊に際しては降伏断面は C ではなく C に接近した別の断面になる。実際には C の付近にそのような点が 2 カ所起こりえないことは、一方が降伏してしまえば他方は降伏し得なくなるからである。

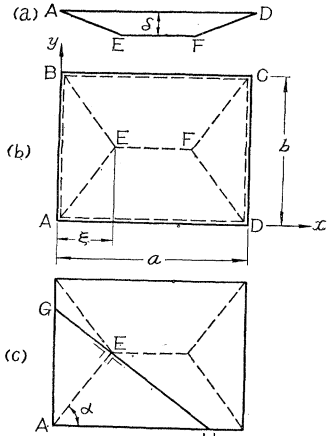
われわれは適当に降伏ヒンジを仮定すれば、きわめて簡単にラーメンの降伏荷重を求めうることを知つたが、このことは複雑なラーメンの弾性学的計算を思い合わせると、まことに巧妙な考えであることがわかる。それで次にこの考え方を床版や殻にも応用することが試みられ

図-20



た。その概要を知るために床版に対する応用を簡単な例について説明しよう⁴⁾。図-21 にまず四辺固定の矩形鋼板に等分布荷重を載せるものとし、板を崩壊せしめる w の大きさを定める

図-21



のである。材料が降伏してあらわれる急激な折れ曲がりには、直線にそつておきると考えると、降伏線は図の破線のごとくおきるであろう。このとき降伏線はそれで囲まれた各区域が一平面をなすように入れねばならない。

直線 EF のさがりを δ とすると降伏線で囲まれた各 4 枚の平板は相互に離れることはないのであるから、それぞれ周辺のま

わりに回転して屋根を裏返したような形になる (図-21 (a))。これがこの平板のなす仮設変位であつて、これに対して全等布荷重 w と降伏線にそつて働らく降伏モーメントのなす仮想仕事を求めることは容易である。

ADEF 板上の荷重のなす仮想仕事は

$$A_1 = \int_0^{b/2} w \left(a - \frac{4\xi y}{b}\right) \frac{2\delta y}{b} dy = \frac{w \delta ab}{4} \left(1 - \frac{4\xi}{3a}\right)$$

ABE 板上の荷重のなす仮想仕事は

$$A_2 = \int_0^{\xi} w \left(b - \frac{bx}{\xi}\right) \frac{\delta x}{\xi} dx = \frac{w \delta \xi b}{b}$$

よつて荷重による全仮想仕事は

$$A = 2 \left\{ \frac{w \delta ab}{4} \left(1 - \frac{4\xi}{3a}\right) + \frac{w \delta \xi b}{b} \right\} = \frac{w \delta ab}{2} \left(1 - \frac{2\xi}{3a}\right)$$

次に EF にそつ角変化は $\frac{4\delta}{b}$ であるからここに働らく降伏モーメントのなす仮想仕事は M_u を単位長当り降伏モーメントとすると

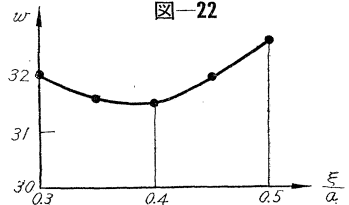
$$A_1' = M_u (a - 2\xi) \frac{4\delta}{b}$$

AE にそつ角変化は (c) により $\left(\frac{1}{EH} + \frac{1}{GE}\right)\delta$ である。よつて AE にそつ降伏モーメントのなす仮想仕事は

$$\begin{aligned} A_2' &= M_u \cdot \delta \left(\frac{EA}{EH} + \frac{EA}{GE}\right) = M_u \delta (\cot \alpha + \tan \alpha) \\ &= M_u \delta \left(\frac{2\xi}{b} + \frac{b}{2\xi}\right) \end{aligned}$$

AD にそつ角変化は $\frac{2\delta}{b}$ であるから、これにそつ降伏

図-22



4) このことについては坂 静雄著「鉄筋コンクリートの研究」にかなり詳細に記述されている。なおこの本には塑性設計法一般についても詳述してある。

モーメントのなす仮想仕事は

$$A_3' = M_u a \cdot \frac{2\delta}{b}$$

同様に AB にそつては

$$A_4' = \frac{\delta b}{\xi} M_u$$

よつて降伏モーメントのなす全仮想仕事は

$$A' = M_u (a - 2\xi) \frac{4\delta}{b} + 4 M_u \delta \left(\frac{2\xi}{b} + \frac{b}{2\xi} \right) + M_u \delta \frac{4a}{b} + M_u \delta \cdot \frac{2b}{\xi} = 8 M_u \delta \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{2\xi} \right)$$

よつて仮想仕事の原理により

$$8 M_u \delta \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{2\xi} \right) = \frac{w \delta ab}{2} \left(1 - \frac{2\xi}{3a} \right)$$

$$\therefore w = \frac{16 M_u \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{2\xi} \right)}{ab \left(1 - \frac{2\xi}{3a} \right)} = \frac{16 M_u}{b^2} \cdot \frac{1 + \left(\frac{b}{a} \right)^2 \frac{a}{2\xi}}{1 - \frac{2\xi}{3a}}$$

w は最も少なるように ξ は決定される。 $\frac{b}{a} = 0.6$ の場合について計算してみると $\frac{\xi}{a} = 0.4$ において w は最少となり (図-21) その値は

$$w = 31.5 \frac{M_u}{b^2}$$

となる。

6. 荷重係数

材料の疲労やクリープ等が構造物の破壊の原因となっている場合を除き、構造物の静的な崩壊がその破壊であるような場合には荷重係数を安全率と考えることは自然な考え方であろう。それゆえ外力が与えられ、構造物がきまればこの意味での安全率を計算することは前述の方法で可能である。しかしそれでは構造物の設計において、前述の安全率を定める段になると不測の荷重変動に対する余裕ということのほかに、それによつて少なくとも常時うける荷重に対しては弾性限をこえないようになっておらねばならない。現在提案されている荷重係数には死荷重と活荷重に対して同じ係数をとるものと、活荷重の方を大きくとるもの等があるが、それを提案する根拠はやはり従来の示方書等で安全なることが確認されていることがらにおいているようである。たとえば J. Hegman 博士は、工場建築の骨組に対する荷重係数について次のような考え方をのべている。英国の鋼構造基準では死荷重および載荷荷重による曲げ応力に対し 10 t/in^2 を許しているが、このことは Z_e を断面係数として

$$M = 10 Z_e$$

の曲げモーメントを許していることにあたる。

一方 BS 15 鋼材の保証降伏応力は 15.25 t/in^2 であるから降伏ヒンジができる条件は

$$\lambda M = 15.25 Z_p$$

である。ここに Z_p は塑性的断面係数である。よつて

$$\lambda = 1.525 \frac{Z_p}{Z_e}$$

先に述べたように $\frac{Z_p}{Z_e}$ は通常の形鋼材では 1.15 であるから

$$\lambda = 1.525 \times 1.15 = 1.75$$

をうる。また同様に基準は風圧のような短期荷重をもふくむときは曲げ許容応力を 25% あげて 12.5 t/in^2 を許しているから、この場合には

$$\lambda = \frac{15.25}{12.5} \times 1.15 = 1.40$$

をうる。それゆえ英国の基準では荷重係数として常時荷重に対し 1.75 短期荷重もふくめた場合に 1.40 をとつていふことになると思われる。SS 41 鋼に対し 1300 kg/cm^2 の応力を許している日本の場合にこの論法を適用すれば、その降伏点は 2600 kg/cm^2 程度であるから

$$\lambda = \frac{2600}{1300} \times 1.15 = 2.3$$

特殊の荷重に対しては 1300 kg/cm^2 の 50% ましを許すときは

$$\lambda = \frac{2600}{1300 \times 1.5} \times 1.15 = 1.76$$

をとつていふことになる。こうした考え方は従来の長い貴重な経験を生かす意味で妥当なものではあるが、将来塑性設計法を対照とした研究が十分進み、一方この方法で設計された構造物が相当数出現するようになれば、もつと積極的な論拠で荷重係数が論ぜられるようになるに違いない。なお参考までにアメリカの ACI と ASCE の合同委員会がコンクリート構造に対し提案しているものおよび T. Y. Lin 博士のプレストレスト コンクリートの荷重係数に関する論文に示されているものをあげると次のようである。

(1) ACI と ASCE 合同委員会の提案による荷重係数は次のようである。

地震力風力を考慮しないとき

$$U = 1.2 B + 2.4 L$$

$$U = K(B + L)$$

風力を考慮したとき (地震力を考慮する必要があれば風力のかわりにこれを入れる)

$$U = 1.2 B + 2.4 L + 0.6 W$$

$$U = 1.2 B + 0.6 L + 2.4 W$$

$$U = K \left(B + L + \frac{W}{2} \right)$$

$$U = K \left(B + \frac{L}{2} + W \right)$$

ここに

U : 部材の破壊強度

B : 死荷重と塑性および弾性的作用、収縮、温度変化による体積変化の影響の和よりなる基本的荷重の影響

L: 活荷重と衝撃作用の和の影響

W: 風荷重の影響

E: 地震力の影響

K: 柱および軸力と曲げをともにする部材に対しては2とし、曲げのみをうけるハリに対しては1.8とする(詳細は Jour. of ACI, Jan. 1956 を参照されたい)

(2) プレストレスト コンクリート 橋に対する 荷重係数として T.Y. Lin 博士がその論文のなかにあげている従来の係数を示すと 表-1 のようである。

表-1

		D	L	D+L	D	L	W
イギリス	鋼 コンクリート			2 2.5			
フランス		1	3	2			
ドイツ	鋼 コンクリート			1.75 2.6			
スイス		1.5	2.5	2.0			
BPR*		1	3	2			
ACI	鉄筋コンクリート建築	1.2	2.4	1.8~2.0	1.2 1.2	2.4 0.6	0.6 2.4
ACI-ASCE	建橋 築梁	1.4 1.6	2.3 2.4		1.4 1.6	1.0 1.0	1.8 2.0

D: 死荷重 L: 活荷重 W: 風または地震荷重

↑または $D+L+\frac{W}{2}$ および $D+\frac{L}{2}+W$ に対して

* BPR: Bureau of Public Road.

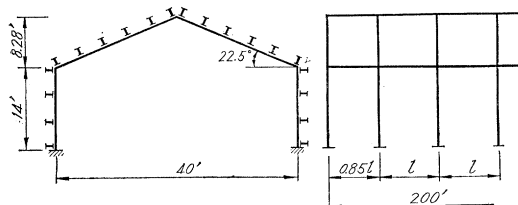
ACI: American Concrete Institute.

ASCE: American Society of Civil Engineers.

7. 設計の実例

以上に極限設計法のもとになっている考え方や個々の方法などを示したが、それだけでは実際の設計はどんなように行なわれるかは、なにぶんこの方法になじみが薄いだけにのみこみにくいと思う。筆者も設計の経験がないので、この点を述べることははなはだ心苦しいが、しかしこの記述がないことははなはだものたりなく思われる読者が少なくないであろう。それでこれが最上の方法かどうかは問題であるが、Cambridge 大学の J. Heyman 博士が門形骨組について示しておられるところを抜粋して紹介しようと思う。主架構は図-23に示す門形骨組で屋根および側壁として小バリが図のような間隔にある。このような構造が幾組か並列し全長 200' の建物である。骨組の間隔は両端部は中間部の 0.85 とする。こうすれ

図-23



ば小バリの破壊強度が両者同一になるのである。小バリおよび骨組の断面や骨組の経済的間隔は極限設計法によつて次のように定められる。設計に採用する荷重係数は前節にのべたように死荷重と雪荷重に対し 1.75 風圧を合わせ考慮したとき 1.40 とする。

(1) 設計荷重は単位面積当り (1 ft² 当りポンド)

(a) 鉛直荷重

屋根板重量	6
小バリ重量	2
雪荷重	10
架構重量	1

よつて

小バリ設計荷重	6+2+10=18
架構設計荷重	18+1=19

(b) 水平荷重

風圧	11.0
内部陰圧	5.5

英国の規定にしたがつて上記風圧を分布すると、風向側側壁に 11, 屋根に 2.75 の風圧をうけ、背後は側壁屋根とともに風圧をうけないことになる。

(2) 小バリの設計

小バリ 1 本にかかる荷重はその水平間隔が 4' であるから

$$18 \times 4 = 72 \text{ lbs/ft}$$

屋根に垂直な方向の成分は

$$72 \times \cos 22.50 = 66.5 \text{ lbs/ft}$$

各小バリを両端固定バリとすると先にのべたように断面の所要降伏モーメントは荷重係数 1.75 に対し

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \frac{66.5 l^2}{8} \times 1.75 \times \frac{12^*}{2240} = 0.0389 l^2 \text{ ton-in}$$

小バリの部材を 3 種に選び設計してみると表-2 のような 3 種の設計案ができ上がるが、架構間隔は l は、なお主架構の設計と見合わせてきめるため、ここではきめずにおく。

表-2

小バリ in	重量 lbs/ft	M_u ton-in	l ft	骨組数	骨組間隔	
					中間部 ft	端部 ft
$3 \times 1\frac{1}{2}$	4	20.0	22.7	11	20.6	17.5
$4 \times 1\frac{3}{4}$	5	32.8	29.1	9	26.0	22.1
$4\frac{3}{4} \times 1\frac{3}{4}$	6.5	50.8	36.1	7	35.1	29.8

(3) 主架構の設計

主架構に対する荷重は総重量で $19 \times 40 \times l = 760 l$ lbs である。その降伏形を 図-19 (b) とみなすと (6) は

$$w = \frac{16}{40 \times 40} \left(1 + \frac{8.28}{14} \right) M_u$$

となる。よつて

* 1 ft=12 in, 1 ton=2240 lbs

表-3

部 材 in	重量 lbs/ft	M_u ton·in	l ft	骨組数	骨組間隔	
					中間部 ft	端 部 ft
7×4	16	197	17.6	13	17.1	14.5
8×4	18	244	21.5	11	20.6	17.5
9×4	21	318	28.4	9	26.0	22.1
10×4 ¹ / ₂	25	423	38.2	7	35.1	29.8

$$M_u = \frac{40 \times 760 \times 1.75}{16 \left(1 + \frac{8.28}{14}\right)} l + \frac{12}{2240} = 11.20 l \text{ ton}\cdot\text{in}$$

表-3 はこれに應ずる 4 種の断面についての比較設計を示す。

小バリと主架構の設計結果からその適当な組合わせて鋼重を計算すると表-4のごとくなる。第1～第3案にはそれほどの優劣はないが、第4案はかなり鋼重が大きい。種々の事情を考慮して第2案を採用し、中間架構の間隔を 20.6', 両端架構の間隔を 18', 小バリ断面 3"×1.5", 主架構断面 8"×4"と定められた。

このようにして部材断面は設計された。しかしなお風圧の影響、降伏ヒンジが前にのべたように架構頂点よりやや一方にずること、柱には曲げのほか軸力が働らくことなど検討すべき点が残っている。これらについてはこの設計された断面について予定した荷重係数 1.75 および 1.40 が保たれているかどうかを再吟味しなければならない。J. Heyman 博士はもちろんそれを示している

表-4

骨組間隔		骨組数	小バリ in	主構 in	小バリ 全重量 lbs	主構 全重量 lbs	全重量 lbs
中間部 ft	端 部 ft						
17.1	14.5	13	3×1 ¹ / ₂	7×4	9 600	14 700	24 300
20.6	17.5	11	3×1 ¹ / ₂	8×4	9 600	14 000	23 600
26.0	22.1	9	4×1 ³ / ₄	9×4	12 000	13 400	25 400
35.1	29.8	7	4 ¹ / ₂ × ³ / ₄ 1 ³ / ₄	10×4 ¹ / ₂	15 600	12 400	28 000

が、ここに設計の順序だけを示すにとどめておく⁵⁾。

8. あとがき

構造が破壊する原因は静的荷重による降伏または破壊のみではない。たとえば疲労とくに腐食疲労、低温疲労が原因であるような場合もかなり見うけられる。これらはすべて事情によることで、そのときどきに応じて素直に判断しなければならぬ。弾性学の壮麗さにうたれて、われわれはいささかそれにこだわりすぎた感があり、そこを Van den Broek 教授にこつびどくつかれた。そうかといつて疲労限は降伏点より相当に低いのが普通であるから、塑性学一辺倒もまた考えものである。こだわつてはならないのは何も弾性学のみではないのである。

終りに本文を草するに当り引用または参照させていた多くの著書の著者に深く感謝するものである。

⁵⁾ J. Heyman: Plastic Design of Portal Frame 1957を参照された。

お 知 ら せ

抄録委員会は、今年にはいつてから、抄録および文献目録欄を増ページし、特に文献目録欄には重要な国際会議の論文名もあげ、また最近では英語以外の外国語に対してはほんやくをも併記するなど、読者の方々の利用に便なるよう努力しております。これらの問題もふくめ、この欄がいよいよ充実し読者の要望に沿うものとなるよう、委員会のあり方について現在いろいろと協議中です。

さしあたって抄録については、従来よりも1編あたりの量は減らして編数を増し、重要論文をより多くもらさぬよう、各委員の担当ごとに年間の割当量をきめ論文厳選主義でゆくこととしました。したがって、この欄への投稿についても、なるべくこの趣旨に沿うよう、1編についての分量も1ページ(400字詰にて6枚、図表・写真をふくむ)以内となるようご留意下さい。

なお、外国雑誌の論文を読者の希望に応じて、本会会員には実費でコピーを頒布することとしました。そのような意味でも文献目録欄を一層ご利用下さい。さらに、抄録、文献目録についての読者のご意見、ご希望をお待ちしています。

(土木学会誌抄録委員会)

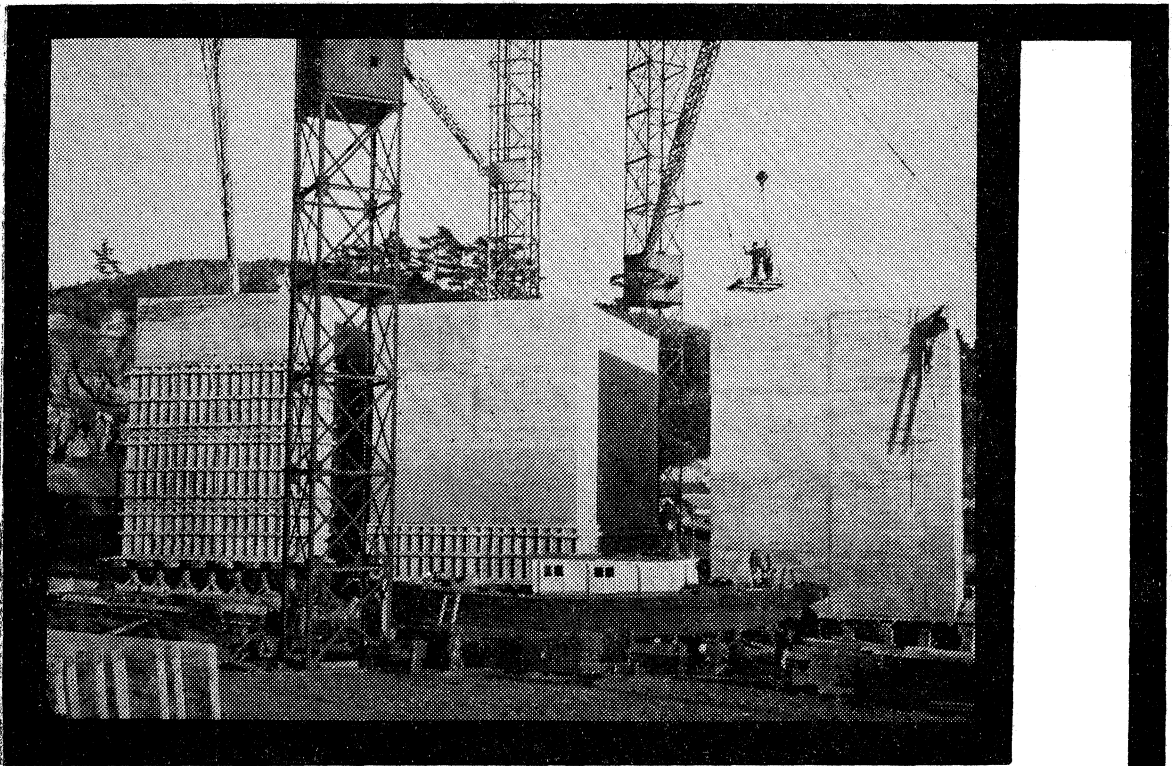
次 回 講 座 に つ い て

4月より6回にわたつて連載した構造力学講座も本号をもつて完結することができました。御執筆下さつた先生方に紙上より厚く御礼申し上げます。次回より“発電水力”に関する講座を4回の予定で連載いたしますから、御期待下さい。

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

去る2月発足した同会では目下会員を募集中です。協会規約、入会申込書など下記へハガキで申込みば郵送されますから詳細は問合せて下さい。

事務所：東京都千代田区丸の内 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



久慈港岸壁用ケーソン 運輸省小名浜港工事事務所

最もよい 最も経済的な
コンクリートを造る

ポゾリス

セメント分散剤

(説明書贈呈)

製造元

発売元



日本曹達株式会社

本社 東京都港区赤坂表町 4の1

支店 大阪市東区北浜 2の90

日曹商事株式会社

東京都中央区日本橋本町3の5
大阪市東区北浜2の90
名古屋市中区御幸本町通3の6
福岡市天神町(西日本ビル)