

単管足場の座屈強度

THE BUCKLING STRENGTH OF TUBULAR POLE SCAFFOLD WITHOUT CROSSWISE BRACES

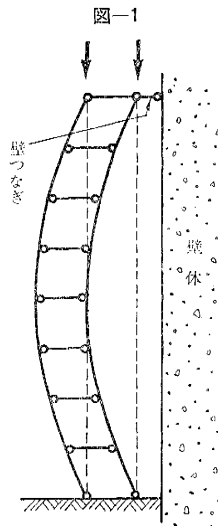
森 宜 制*

By Yoshitata Mori

1. はじめに

現在わが国で使用されている鋼管足場には二つのタイプがある。一つは単管足場といって各部材に単一の鋼管を用い、これをクランプ（部材交点の止め金具）で組立てるものであり、他はわく組足場といって溶接組立ての鋼管わくを用いるものである。

単管足場は正面から見ると格子状を、側面から見るとはしご状を呈している。ところが部材交点を結合しているクランプは、部材から部材へモーメントを伝達する能力がほとんどないため、足場は図-1のように格子面に直角の方向に容易に座屈を起こす不安定な構造になっている。しかし実際にはこの不安定さを補うために足場を一定の間隔ごとに堅固な物へ定着している。これを壁つなぎと称するが、壁つなぎは足場の変形を拘束するので、その挿入密度によって単管足場の座屈強度は異なるわけである。



壁つなぎのその挿入密度と座屈強度との関係は興味ある問題であるが、一般的な場合について解析することは困難なので、ある仮定のもとに現状の足場について解析を行なった。

以下にその解析と、以前に行なった実験の概要について述べる。

2. 一般的な場合の限界条件

(1) 前 論

まずつぎのような条件を設けて問題を整理する。

a) 柱材（現場用語で建地）^{たてじ}、長手方向の水平材（布）^{ぬの}およびこれらに直交する水平材（転）^{ころがし}の各部材は、等断面の継目なしの鋼管とする。

実際の建地と布には多数の継目があり、その影響が座

屈に多少およぼすはずであるが、これを無視するわけである。

b) 各層間隔および布方向の各支柱間隔はそれぞれ一定とする。

c) 部材交点における部材相互間のモーメントの伝達はないものとする。

いいかえると建地が格子面に直角にたわむとき、同時に転が曲がったり、布がねじれたりすることがないわけである。転は建物に近い側（前踏）^{まへふみ}の建地と遠い側（後踏）^{うしろふみ}の建地との相互間隔を一定に保っているに過ぎない。

d) 壁つなぎは建地と布の交点に設け、かつ同点において格子面に直角な方向の変位はないものとする。

実際にはやむを得ず交点以外の点に設けることもあるが、通常は交点に設けている。なお壁つなぎは足場に対する水平支持点と考えているわけである。

e) 荷重は一部の建地のみには作用するものとする。

足場に比較的大きな荷重が作用するのはごく一部分であって、他の大部分には自重程度が作用しているに過ぎない。したがって小荷重の部分は大荷重の部分の補強的役割を果たしていることになる。これが足場が現在のような比較的簡易な構造ですんでい大きな理由である。

f) 荷重は前踏および後踏に均等に作用するものとする。

たとえ前踏、後踏に作用する荷重が不均等であっても、その限界値の平均は、均等荷重の場合の限界値に等しいので、このように考えても差し支えないわけである*。

さて均等荷重であれば、前踏あるいは後踏のいずれか一方を考慮すればよいのであるから、結局ここでは格子の面外座屈を扱うことになる。

つぎに格子を直接荷重を受けている建地と、残余の建地とすべての布で構成される部分とに分けて考える。ここで、後者は前者の座屈時の面外変形を弾性的に拘束す

* 前踏と後踏は転によって常に一定の間隔に保たれているので、両者の座屈変形は同形と考えられる。したがって変形時に蓄えられるひずみエネルギーは前踏もしくは後踏のひずみエネルギーの2倍になる。またそのときの荷重点の降下量も両者等しくなる。結局不均等荷重時の限界値 P_1 、 P_2 と均等荷重時の限界値 P との間に次式が成立する。

$$P_1 + P_2 = 2 \times (\text{前踏のひずみエネルギー}) \div (\text{降下量}) = 2P$$

* 正会員 労働省産業安全研究所

るのでこれを拘束系(後出の図-6参照)と称し、これに対して前者を圧縮建地と称することにする。

さて圧縮建地と拘束系のおおのについて面外変位を考えた場合、本来両者は一体になって変位するものであるから、両者の面外変位はその交点(厳密に言えば、圧縮建地と拘束系の布とが結合すべき点)において一致しなければならない。したがって交点の数だけの弾性方程式が成立するはずである。

一方圧縮建地についても、各層ごとのつりあい条件、層の各境界点における連続条件および終端における境界条件から、交点の数だけの弾性方程式が成立するはずである。

以上の各弾性方程式は多数の不定定数に関する同次一次式であって、式の数は定数の数と一致するので、定数を消去することができる。この消去の結果が限界条件を与えるものである。

(2) 圧縮建地の限界時のたわみ

図-2に示すように、圧縮荷重Pが作用している建地の、下からi番目の層の任意の点zにおけるたわみをu_i、層間隔をh、建地の曲げ剛性をEIとすると、つぎのつりあい式を得る*。

$$EI \frac{d^4 u_i}{dz^4} + P \frac{d^2 u_i}{dz^2} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

上式の一般解は、a_i、b_i、c_i および d_i を積分定数とし

$$u_i = \frac{Ph^2}{EI} z^2 \dots\dots\dots (2)$$

とおけば次式となる。

$$u_i = a_i \cos \frac{\mu z}{h} + b_i \sin \frac{\mu z}{h} + c_i \frac{z}{h} + d_i \dots\dots (3)$$

これに境界条件:

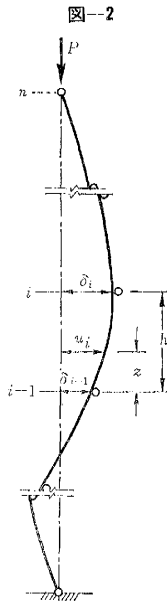
$$z=0 \text{ で } u_i = \delta_{i-1}, u_i' = \theta_{i-1}$$

$$z=h \text{ で } u_i = \delta_i, u_i' = \theta_i$$

を代入すると各定数はつぎのようになる。

$$a_i = \frac{1}{F} \left\{ \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) (\delta_i - \delta_{i-1}) + \frac{h}{\mu^2} \sin \mu \cdot (\theta_i - \theta_{i-1}) - \frac{h}{\mu} \theta_i + \frac{h}{\mu} \cos \mu \cdot \theta_{i-1} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$b_i = \frac{1}{F} \left\{ -\frac{1}{\mu} \sin \mu \cdot (\delta_i - \delta_{i-1}) + \frac{h}{\mu^2} (1 - \cos \mu) \right\}$$



$$\times (\theta_i - \theta_{i-1}) + \frac{h}{\mu} \sin \mu \cdot \theta_{i-1} \dots\dots\dots (5)$$

$$c_i = \frac{1}{F} \left\{ \sin \mu \cdot (\delta_i - \delta_{i-1}) - \frac{h}{\mu} (1 - \cos \mu) \times (\theta_i + \theta_{i-1}) \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$$d_i = \frac{1}{F} \left\{ -\frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) (\delta_i + \delta_{i-1}) + \sin \mu \cdot \delta_{i-1} - \frac{h}{\mu^2} \sin \mu \cdot (\theta_i - \theta_{i-1}) + \frac{h}{\mu} \theta_i - \frac{h}{\mu} \cos \mu \cdot \theta_{i-1} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ただし上式中、

$$F = \sin \mu - \frac{2}{\mu} (1 - \cos \mu) \geq 0 \dots\dots\dots (8)$$

とする。

以上が、任意の層のたわみを、その層の両端のたわみおよびたわみ角で表わしたものである。

(3) 層の境界点における連続性

2.(1)の仮定によりi層の建地の上端における曲げモーメントは、そっくりそのまま(i+1)層の建地の下端へ伝達されるから、両層の境界点において曲率は一致しなければならない。

$$(u_i'')_{z=h} = (u_{i+1}'')_{z=0}$$

これを前節の表現を用いて表わすと次式となる。

$$(1 - \cos \mu) (\delta_{i+1} - \delta_{i-1}) - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu \right) h (\theta_{i+1} + \theta_{i-1}) - 2 \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu \right) h \theta_i = 0 \dots\dots (9)$$

(4) 最上下端における境界条件

最上層(第n層)の上端と、最下層の下端では、前節の連続条件の代りに境界条件が必要である。

この条件として終端が回転自由か、非回転かの2つの場合を考慮する。

$$\text{終端で } u'' = 0 \text{ or } u' = 0$$

これに前々節の表現を用いて整理するとつぎのようになる。

最上端回転自由

$$(1 - \cos \mu) (\delta_n - \delta_{n-1}) - \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu \right) h \theta_n - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu \right) h \theta_{n-1} = 0 \dots\dots\dots (10 \cdot a)$$

最下端回転自由

$$(1 - \cos \mu) (\delta_1 - \delta_0) - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu \right) h \theta_1 - \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu \right) h \theta_0 = 0 \dots\dots\dots (10 \cdot b)$$

$$\text{最上端非回転 } \theta_n = 0 \dots\dots\dots (11 \cdot a)$$

$$\text{最下端非回転 } \theta_0 = 0 \dots\dots\dots (11 \cdot b)$$

(5) 圧縮建地と拘束系との間の作用力

拘束系は圧縮建地に対する一種の弾性支承となるので、変形時には両者の交点において相互に力が作用す

*たとえば、奥村敏恵「曲げモーメントと軸圧縮力を受ける部材の安定」, 土木学会論文集第33号(昭.31.4)の式(4.7)において φ=0, q_x=0 とおけばよい。

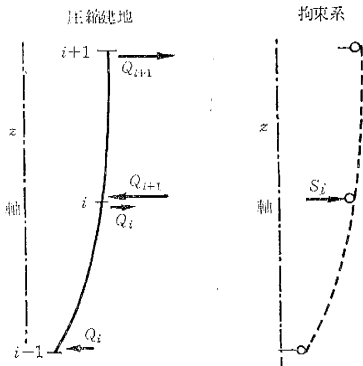
る。

図-3 のように i 点 (i 層の上端) におけるこの作用力を S_i とすれば、建地側では S_i は二つの水平せん断力 Q_i および Q_{i+1} にわけられる*。

$$S_i = Q_{i+1} - Q_i$$

Q_i は i 層に生じている水平せん断力であって、同層のつりあい条件から次式のようになる。ただし S_i および Q_i の符号は図-3 の場合を正とする。

図-3



$$Q_i = -\frac{P}{h} c_i = -\frac{P}{hF} \left\{ -\sin \mu \cdot (\delta_i - \delta_{i-1}) + \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h \times (\theta_i + \theta_{i-1}) \right\}$$

ゆえに次式を得る。

$$S_i = \frac{P}{hF} \left\{ \sin \mu \cdot (-\delta_{i+1} + 2\delta_i - \delta_{i-1}) + \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h (\theta_{i+1} - \theta_{i-1}) \right\} \dots \dots \dots (12)$$

最上下端においては、

$$S_n = -Q_n \quad \text{および} \quad S_0 = Q_1$$

であるから式 (12) の代りに次式が成立する。

$$S_n = \frac{P}{hF} \left\{ \sin \mu \cdot (\delta_n - \delta_{n-1}) - \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h (\theta_n + \theta_{n-1}) \right\} \dots \dots \dots (13 \cdot a)$$

$$S_0 = \frac{P}{hF} \left\{ -\sin \mu \cdot (\delta_1 - \delta_0) + \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h (\theta_1 + \theta_0) \right\} \dots \dots \dots (13 \cdot b)$$

(6) 圧縮建地と拘束系のたわみの一致性

拘束系は一種の弾性支承であるが、その機構は相互に独立なバネの集まりとは考えられない。なぜなら拘束系のある点に荷重が作用した場合、その点ばかりでなく他の点にも同時にたわみが生ずるからである。

さて拘束系の任意の点 j に格子面に直角な荷重 S_j が

作用したとき、他の任意の点 i に生ずるたわみを、係数 α_{ji} をふくむ次式

$$\alpha_{ji} \frac{S_j h^3}{EI}$$

で表わすと、 $0 \sim n$ の各点にそれぞれ S_0, S_1, \dots, S_n が同時に作用したときの i 点のたわみ δ_i は次式となる。

$$\delta_i = \frac{h^3}{EI} \sum_{j=0}^n \alpha_{ji} \cdot S_j \dots \dots \dots (14)$$

さて圧縮建地と拘束系のたわみは両者の交点において一致しなければならないから、式 (14) の δ_i は建地のたわみでもあるわけである。したがって式 (14) が結局圧縮建地と拘束系のたわみの一致性を与える式となる。

α_{ji} は荷重位置、たわみ位置および拘束系の構造によって定まるノンディメンションの係数で、拘束系の拘束能力を表わすものと考えられる。

なお、一般に相反作用の法則によって次式が成立する。

$$\alpha_{ji} = \alpha_{ij}$$

(7) 座屈の限界条件

層の境界点における圧縮建地の連続条件を示す式(9)、最上下端の境界条件を示す式 (10・a)~(11・b) および圧縮建地と拘束系のたわみの一致性を示す式 (14) に式 (12)~(13・b) を代入したものは、いずれも各点のたわみ $\delta_0, \delta_1, \dots, \delta_n$ および各点のたわみ角 $\theta_0, \theta_1, \dots, \theta_n$ に関する同次一次式である。しかも式の数は δ_0 等の数である $2(n+1)$ 個と一致するので、 δ_0 等が同時に 0 でない場合は δ_0 等も消去することができる。その結果は、 δ_0 等の係数を要素とする $2(n+1)$ 次の行列式を 0 に等しいと置いた方程式となる*。

$$\begin{vmatrix} (\delta_0 \text{ の係数}) & \dots & (\theta_n \text{ の係数}) \\ \dots & \dots & \dots \\ (\delta_0 \text{ の係数}) & \dots & (\theta_n \text{ の係数}) \end{vmatrix} = 0 \dots \dots (15)$$

これが一般的な場合の限界条件式である。

なお、 δ_0 等が同時に 0 となる場合の限界条件については次節で述べる。

(8) δ_0 等が同時に 0 となる場合の限界条件

δ_0 等が同時に 0 となる場合は、式 (3) の定数 a_i 等を与える式 (4)~(7) の右辺の $\{ \}$ はすべて 0 となる。しかし座屈変形が存在するためには、 a_i 等は同時に 0 となってはならないから、 $F=0$ すなわち次式が成立しなければならない。

$$\sin \mu - \frac{2}{\mu} (1 - \cos \mu) = 0 \dots \dots \dots (16)$$

したがって

$$\sin \frac{\mu}{2} = 0 \quad \therefore \mu = 2\pi, 4\pi \dots \dots \dots (17)$$

あるいは

* せん断力は材軸に直角のものをいうので、水平の文字を冠して区別した。

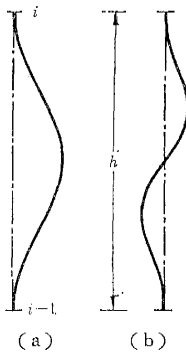
* F. Bleich: Buckling Strength of Metal Structures, McGraw Hill Book Co., 1952

$$\tan \frac{\mu}{2} = \frac{\mu}{2} \quad \therefore \mu \approx 2.86 \pi \dots\dots\dots(18)$$

が得られる。

前者は 図-4(a)の変形に対応し、後者は 図-4(b)の変形に対応するもので、これらが各層ごとにくり返されて全層におよぶわけである。しかし実際にはこのような座屈が生ずる以前に、式(15)の座屈が生ずる。

図-4



3. 3層3スパンごとに壁つなぎのある場合の限界値

(1) 前 論

一般的な場合は前章の結果を計算すればよいのであるが、実際にはこの計算は非常に困難である。

しかし現実の単管足場では「労働安全衛生規則」によって、壁つなぎは鉛直方向 5m および水平方向 5.5m 以下の間隔ごとに建地と布の交点付近に設けることになっている。通常単管足場はスパンが約 1.8m、層間隔が約 1.5m であるので、これらの値は3層3スパンごとにつなぎを設けることにはほぼ相当するので、以後3層3スパンごとに壁つなぎのある格子を考慮したい。

ここでふたたびつぎのような仮定を設ける。

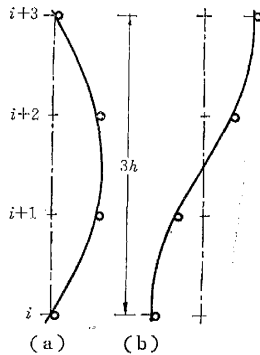
a) 荷重は壁つなぎのない2本の建地に均等に作用するものとする。

壁つなぎは3本目ごとの建地に設けるので、中の2本の建地は間接的に壁つなぎの影響を受けるに過ぎない。壁つなぎで直接拘束される建地と、間接的に拘束される建地をくらべると、後者の方が座屈しやすいのは当然なので、後者のみを考慮するわけである。

b) 座屈変形は3層ごとに交番する波形を描くものとする。つまり、3層長を半波長とする波と考えるわけである。

この仮定の理論的妥当性については明示できないが、実際の足場のように布方向の建地間隔 l と、層間隔 h の比 l/h が 0.8~1.6 である場合には、実験結果等から妥当な仮定のように思われる。

図-5



c) 格子は無限に近く拡がっているものとする。

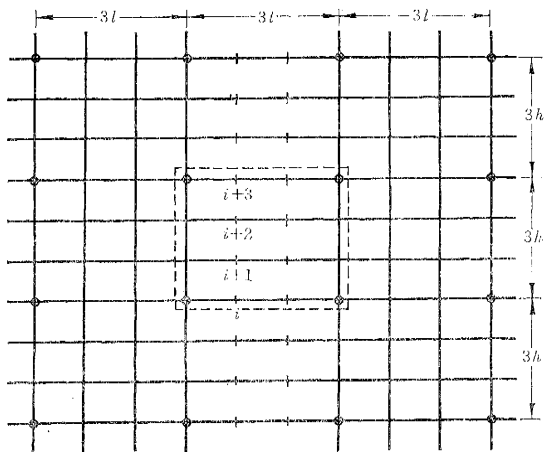
したがって壁つなぎによって区切られる3層3スパンの任意の1ブロックを取り出した場合、その上端と下端および左端

と右端の境界条件は、それぞれ近似的に等しいとみなすことができる。左右端の境界条件が等しければ2本の圧縮建地の変形は同形となり、さらに上下端の境界条件が等しければ、圧縮建地の変形は 図-5(a)のように偶関数的か、 図-5(b)のように奇関数的となる。

d) 拘束系の拘束能力を表わす係数 a_{ji} の値は、 i 点と j 点が別のブロックに属する場合は0とする。

図-6のような拘束系の任意のブロックの任意の点に水平荷重が働いた場合、厳密にいえば他のブロックの点にもたわみが生ずるはずであるが、しかしその大きさはかなり小さいのでこれを無視するわけである。このように仮定すると座屈の限界条件式(15)の中に他のブロックの影響が入って来ないので、任意の1ブロックのみを独立に考えればよいことになる。

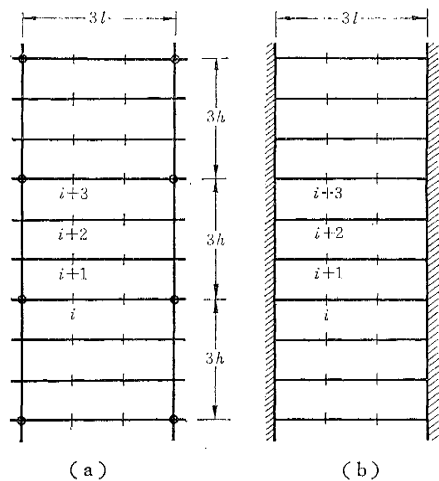
図-6 拘束系



○印 壁つなぎ

e) i 点と j 点とが同一ブロックに属する場合の a_{ji} の値は、そのブロックの左右端を変形自由として場合(図-7(a))の値と、同じく左右端を完全固定とした

図-7



(a)

(b)

場合(図-7(b))の値との平均とする。

図-6のような拘束系の1ブロックを取り出した場合、その左右端は水平移動に対しても回転に対しても弾性的な拘束状態にある。したがってその状態は図-7(a)と図-7(b)の間にあることは明白である。そこでむずかしく考えずにその平均値をとることにしたわけである。

結局以上の仮定により問題がさらに限定され、以後は4隅に壁つなぎのある3層3スパンの格子を扱うことになるわけである。

(2) 3層3スパンの格子における各弾性方程式

この場合の圧縮建地の連続条件は次式となる。

$$(1 - \cos \mu)(\delta_2 - \delta_0) - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_2 - 2 \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu\right) h \theta_1 - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_0 = 0 \dots\dots\dots(19)$$

$$(1 - \cos \mu)(\delta_3 - \delta_1) - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_3 - 2 \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu\right) h \theta_2 - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(20)$$

また上下端が回転自由な場合の境界条件は次式となる。ただし、式(10・b)はそのまま再録している。

$$(1 - \cos \mu)(\delta_3 - \delta_2) - \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu\right) h \theta_3 - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_2 = 0 \dots\dots\dots(21)$$

$$(1 - \cos \mu)(\delta_1 - \delta_0) - \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_1 - \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu\right) h \theta_0 = 0 \dots\dots\dots(10 \cdot b)$$

一方上下端が非回転の場合は、上の2式の代りに次式が成立する。

$$\theta_3 = \theta_0 = 0 \dots\dots\dots(22)$$

つぎに圧縮建地と拘束系のたわみの一致性を示す式は、式(14)に式(12)、式(13・a)および式(13・b)を代入し、式(2)の関係を考慮すれば、つぎのように整理される。

$$\frac{F}{\mu^2} \delta_3 = \sin \mu \{(\alpha_{03} - \alpha_{02})\delta_0 + (-\alpha_{03} + 2\alpha_{02} - \alpha_{01})\delta_1 + (-\alpha_{02} + 2\alpha_{01} - \alpha_{00})\delta_2 + (-\alpha_{01} - \alpha_{00})\delta_3\} + \frac{1}{\mu}(1 - \cos \mu) \{(\alpha_{03} - \alpha_{02})h\theta_0 + (\alpha_{03} - \alpha_{01})h\theta_1 + (\alpha_{02} - \alpha_{00})h\theta_2 + (\alpha_{01} - \alpha_{00})h\theta_3\} \dots\dots\dots(23)$$

$$\frac{F}{\mu^2} \delta_2 = \sin \mu \{(\alpha_{02} - \alpha_{12})\delta_0 + (-\alpha_{02} + 2\alpha_{12} - \alpha_{11})\delta_1 + (-\alpha_{12} + 2\alpha_{11} - \alpha_{01})\delta_2 + (-\alpha_{11} + \alpha_{01})\delta_3\} + \frac{1}{\mu}(1 - \cos \mu) \{(\alpha_{02} - \alpha_{12})h\theta_0 + (\alpha_{02} - \alpha_{11})h\theta_1$$

$$+ (\alpha_{12} - \alpha_{01})h\theta_2 + (\alpha_{11} - \alpha_{01})h\theta_3\} \dots\dots\dots(24)$$

$$\frac{F}{\mu^2} \delta_1 = \sin \mu \{(\alpha_{01} - \alpha_{11})\delta_0 + (-\alpha_{01} + 2\alpha_{11} - \alpha_{12})\delta_1 + (-\alpha_{11} + 2\alpha_{12} - \alpha_{02})\delta_2 + (-\alpha_{12} + \alpha_{02})\delta_3\} + \frac{1}{\mu}(1 - \cos \mu) \{(\alpha_{01} - \alpha_{11})h\theta_0 + (\alpha_{01} - \alpha_{12})h\theta_1 + (\alpha_{11} - \alpha_{02})h\theta_2 + (\alpha_{12} - \alpha_{02})h\theta_3\} \dots\dots\dots(25)$$

$$\frac{F}{\mu^2} \delta_0 = \sin \mu \{(\alpha_{00} - \alpha_{01})\delta_0 + (-\alpha_{00} + 2\alpha_{01} - \alpha_{02})\delta_1 + (-\alpha_{01} + 2\alpha_{02} - \alpha_{03})\delta_2 + (-\alpha_{02} + \alpha_{03})\delta_3\} + \frac{1}{\mu}(1 - \cos \mu) \{(\alpha_{00} - \alpha_{01})h\theta_0 + (\alpha_{00} - \alpha_{02})h\theta_1 + (\alpha_{01} - \alpha_{03})h\theta_2 + (\alpha_{02} - \alpha_{03})h\theta_3\} \dots\dots\dots(26)$$

上下端がもし回転自由な場合は、式(22)を除いた残りの式から δ_0 等を消去したものが座屈の限界条件式であり、もし上下端が非回転な場合は、式(21)および(10・b)を除いた残りの式から、 δ_0 等を消去したものが限界条件式である。

ところが前節の仮定で述べたようにここでは上下対称な場合を扱うのであるから、 δ_0 等の定数およびこれらに関する式(19)~(26)は半分に減ることになる。ただしこの場合、座屈変形が偶関数的か奇関数的かによって式の形が異なるはずである。なぜならば偶関数的な場合は、

$$\delta_0 = \delta_3, \delta_1 = \delta_2, \theta_0 = -\theta_3, \theta_1 = -\theta_2$$

を、奇関数的な場合は、

$$\delta_0 = -\delta_3, \delta_1 = -\delta_2, \theta_0 = \theta_3, \theta_1 = \theta_2$$

を各式に代入することになるからである。

(3) 上下端回転自由で偶関数的変形をとる場合の限界条件

この場合、式(19)と式(20)は一致してともに次式(27)となり、式(21)は式(10・b)と一致し、式(23)~(26)は結局次式(28)に一括される。

$$(1 - \cos \mu)(\delta_0 - \delta_1) + \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_0 + \left(-1 + \frac{3}{\mu} \sin \mu - 2 \cos \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(27)$$

$$(1 - \cos \mu)(\delta_0 - \delta_1) + \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu\right) h \theta_0 + \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(10 \cdot b)$$

$$\left(\omega \sin \mu - \frac{F}{\mu^2}\right)(\delta_0 - \delta_1) + \frac{\omega}{\mu}(1 - \cos \mu)h(\theta_0 + \theta_1) = 0 \dots\dots\dots(28)$$

ただし、式(28)において

$$\omega = \alpha_{00} + \alpha_{03} + \alpha_{11} + \alpha_{12} - 2(\alpha_{01} + \alpha_{02}) \dots\dots\dots(29)$$

とする。

以上の式から δ_0 等を消去し、 $F \neq 0, 1 - 2 \cos \mu \neq 0$ を考慮すれば、結局つぎの限界条件を得る。

$$\omega - \frac{1}{\mu^2} - \frac{1}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 - 2 \cos \mu} = 0 \dots\dots\dots(30)$$

$$\text{or } 1 + \cos \mu - \frac{2}{\mu} \sin \mu = 0 \dots\dots\dots(31)$$

式(31)は拘束系の拘束能力に無関係な特殊の場合の限界条件であるが、これについては3.(7)で述べる。

(4) 上下端回転自由で奇関数的な変形をともなう場合の限界条件

前節と同様にしてつぎの4式が成立する。

$$(1 - \cos \mu)(\delta_0 + \delta_1) + \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_0 + \left(1 + \frac{1}{\mu} \sin \mu - 2 \cos \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(32)$$

$$(1 - \cos \mu)(\delta_0 - \delta_1) + \left(\frac{1}{\mu} \sin \mu - \cos \mu\right) h \theta_0 + \left(1 - \frac{1}{\mu} \sin \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(33)$$

$$\left\{(\sigma_1 - \sigma_2) \sin \mu - \frac{F}{\mu^2}\right\} \delta_0 + (-\sigma_1 + 3\sigma_2) \sin \mu \delta_1 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h \theta_0 + (\sigma_1 + \sigma_2) \frac{1}{\mu} \times (1 - \cos \mu) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(34)$$

$$(\sigma_2 - \sigma_3) \sin \mu \delta_0 + \left\{(-\sigma_2 + 3\sigma_3) \sin \mu - \frac{F}{\mu^2}\right\} \delta_1 + (\sigma_2 - \sigma_3) \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h \theta_0 + (\sigma_2 + \sigma_3) \frac{1}{\mu} \times (1 - \cos \mu) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(35)$$

ただし、上式において

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \alpha_{00} \dots \alpha_{03} \\ \sigma_2 &= \alpha_{01} \dots \alpha_{02} \\ \sigma_3 &= \alpha_{11} - \alpha_{12} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(36)$$

とする。

これらの式から δ_0 等を消去し、 $F \neq 0, 1 + 2 \cos \mu \neq 0$ を考慮すると、つぎの限界条件を得る。

$$\begin{vmatrix} \sigma_2 - \frac{1}{2\mu^2} & \sigma_1 - \frac{3}{2\mu^2} \\ \sigma_3 - \frac{1}{2\mu^2} + \frac{1}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 + 2 \cos \mu} & \sigma_2 - \frac{1}{2\mu^2} \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots(37)$$

$$\text{or } 1 - \cos \mu = 0 \dots\dots\dots(38)$$

式(38)も式(31)と同様に特殊な場合の限界条件で、これについては3.(7)で述べる。

(5) 上下端非回転で偶関数的な変形をともなう場合の限界条件

この場合も前節と同様にして次式が成立する。

$$(1 - \cos \mu)(\delta_0 - \delta_1) + \left(-1 + \frac{3}{\mu} \sin \mu - 2 \cos \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(39)$$

$$\left(\omega \sin \mu - \frac{F}{\mu^2}\right) (\delta_0 - \delta_1) + \frac{\omega}{\mu} (1 - \cos \mu) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(40)$$

両式から δ_0 等を消去し、 $F \neq 0, 1 + 2 \cos \mu \neq 0$ を考慮すると、つぎの限界条件を得る。

$$\omega - \frac{1}{\mu^2} + \frac{3}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 + 2 \cos \mu} = 0 \dots\dots\dots(41)$$

(6) 上下端非回転で奇関数的な変形をともなう場合の限界条件

この場合も前節と同様にして次式が成立する。

$$(1 - \cos \mu)(\delta_0 + \delta_1) + \left(1 + \frac{1}{\mu} \sin \mu - 2 \cos \mu\right) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(42)$$

$$\left\{(\sigma_1 - \sigma_2) \sin \mu - \frac{F}{\mu^2}\right\} \delta_0 + (-\sigma_1 + 3\sigma_2) \sin \mu \delta_1 + (\sigma_1 + \sigma_2) \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(43)$$

$$(\sigma_2 - \sigma_3) \sin \mu \delta_0 + \left\{(-\sigma_2 + 3\sigma_3) \sin \mu - \frac{F}{\mu^2}\right\} \delta_1 + (\sigma_2 + \sigma_3) \frac{1}{\mu} (1 - \cos \mu) h \theta_1 = 0 \dots\dots\dots(44)$$

上式から δ_0 等を消去し、 $F \neq 0, 1 - 2 \cos \mu \neq 0, \sin \mu \neq 0$ を考慮するとつぎの限界条件を得る。

$$\begin{vmatrix} \sigma_2 - \frac{1}{2\mu^2} - \frac{1}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 - 2 \cos \mu} \cdot \frac{1}{1 + \cos \mu} \\ \sigma_1 - \frac{3}{2\mu^2} - \frac{1}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 - 2 \cos \mu} \cdot \frac{1 + 2 \cos \mu}{1 + \cos \mu} \\ \sigma_3 - \frac{1}{2\mu^2} - \frac{1}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 - 2 \cos \mu} \cdot \frac{\cos \mu}{1 + \cos \mu} \\ \sigma_2 - \frac{1}{2\mu^2} - \frac{1}{\mu^3} \cdot \frac{\sin \mu}{1 - 2 \cos \mu} \cdot \frac{1}{1 + \cos \mu} \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots(45)$$

(7) 特別な場合の限界値

拘束系の拘束能力に無関係な限界条件を与える式(31)および(38)について考える。

まず式(31)は、上下端回転自由で偶関数的な変形をともなう場合の弾性方程式(27), (10・b), (28)において、

$$\delta_0 = \delta_1 = 0, \theta_0 = -\theta_1 \neq 0$$

が成立つときに得られるので、このような場合の限界条件であることがわかる。

式(31)を分解すると

$$\cos^2 \frac{\mu}{2} \left(\frac{\mu}{2} - \tan \frac{\mu}{2}\right) = 0$$

となるが、 $F \neq 0$ より $\frac{\mu}{2} - \tan \frac{\mu}{2} \neq 0$ であるから結局、

$$\cos \frac{\mu}{2} = 0 \therefore \mu = \pi, 3\pi, \dots\dots\dots(46)$$

となり、その変形は 図-8(a) に示される。

同様に式(38)は上下端回転自由で奇関数的な変形をともなう場合の弾性方程式(32)~(35)において、

$$\delta_0 = \delta_1 = 0, \theta_0 = \theta_1 \neq 0$$

が成立するとき得られるので、この場合の限界条件であることがわかる。同式より

$$\mu = 2\pi, 4\pi, \dots\dots\dots(47)$$

が得られ、その変形は 図-8(b) に示される。

このように式 (31), (38) はともに支点移動の全くない連続柱の場合の限界条件を与えるものであるが、実際の場合には拘束系の拘束能力に応じた支点移動を生ずるため、同式より低い限界値が存在するはずである。それが一般的な場合の限界値である。

(8) 拘束系の拘束能力を表わす $\omega, \sigma_1, \sigma_2$ および σ_3 の値

以上の解析によって式(30),(37),(41),(45)の4通りの限界条件が求められたのであるが、そのうち式(37),(41)はつぎの理由によって考慮から除外することができる。

なぜなら 3.(1)の仮定によってここでは3層ごとに交番する変形を考えるのであるから、式(37)は図-9(a)のような変形を、式(41)は図-9(b)のような変形を考慮す

ることになる。ところで図-9(a)は3層ごとに折れ日ができるので不適であるし、また図-9(b)の場合は式(37)に対応する図-5(a)の場合にくらべて明らかに大きな限界値を与えるからである。

結局式(30)に対応する図-5(a)の場合と、式(45)に対応する図-5(b)の場合のみ考慮すればよいことになる。

図-8

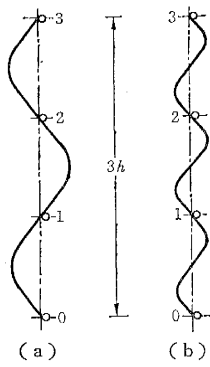


図-9

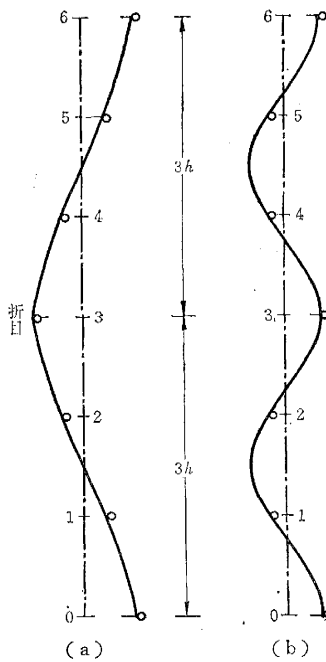
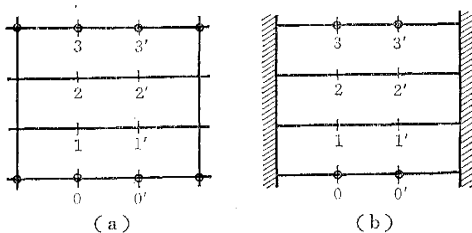


図-10



さて図-5(a)の場合の拘束系は 3.(1)の仮定によって、図-10(a)と図-10(b)の平均の状態となる。またこの場合の拘束能力は式(29)の ω に集約されるが、同式中の $\alpha_{00}, \dots, \alpha_{12}$ は、前に述べたように α_{12} を例にとると、図-10(a)において、格子面に直角な単位荷重を点1と点1'に同時に作用させたときの、点2(または点2')のたわみを

$$(\text{係数}) \times \frac{h^3}{EI}$$

で表わしたときの係数を意味するものである。

まず図-10(a)の場合の $\alpha_{00}, \alpha_{01}, \alpha_{02}, \alpha_{03}$ を求める。これらは相反法則によってサフィックスの数字の前後を入れ換えたものに等しいから、すべて点0(または点0')のたわみに関係する係数と考えられるが、点0は格子面に直角な方向に移動しない点である*。よって次式が得られる。

$$\alpha_{00} = \alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_{03} = 0$$

つぎに α_{11} であるが、これは格子面に直角な単位荷重を点1および点1'に同時に作用させたときの点1(または点1')のたわみに関係する係数であるが、このたわみは、単位荷重を直接受けている布1(点1をふくむ布)自身のたわみによるものと、布1の支点の移動、いいかえると布1を支持している両側の建地のたわみによるものとにわけられる。布1自身のたわみは、クランプのモーメント伝達能力を0と考えているので、布1を単純ばりとして扱い、スパンが3lで、スパンの3等分点に集中荷重が作用するときのたわみを求めればよい。よって点1のたわみは、点1に作用する単位荷重によるものが $\frac{4l^3}{9EI}$ となり、同じく点1'に作用する単位荷重によるものが $\frac{7l^3}{18EI}$ となる。一方布1を支持している左建地と右建地のたわみは、この場合相等しいのでいずれか一方のみ考えればよいが、布1と同じように単純ばりとして扱えばよい。ただしこの場合、スパンは3hで、集中荷重が1個のみ作用するとしなければならない。その結果左建地(または右建地)における布1の支持点のたわみは $\frac{4h^3}{9EI}$ となる。したがって点1の全たわみはつぎの値となる。

$$\frac{4l^3}{9EI} + \frac{7l^3}{18EI} + \frac{4h^3}{9EI} = \frac{5l^3}{6EI} + \frac{4h^3}{9EI}$$

このたわみに次式

$$r = \frac{l}{h} \dots \dots \dots (48)$$

を代入し、さらに $\frac{h^3}{EI}$ で割ったものが求める α_{11} である。

$$\alpha_{11} = \frac{5}{6}r^3 + \frac{4}{9}$$

* 図-10の0, 0', 3, 3'の各点に壁つなぎを考慮したのはこの点が面外に移動しないからである。

つぎに α_{12} であるが、これは α_{11} を求めるときと同じ状態について、点2(または点2')のたわみを考えればよい。この場合布2(点2をふくむ布)は自身はたわまずに、両側の建地のたわみにつれて平行移動するだけであるから、建地における布2の支持点のたわみが、とりもなおさず点2のたわみとなる。この値は $\frac{7h^3}{18EI}$ であるから、求める α_{12} はつぎの値となる。

$$\alpha_{12} = \frac{7}{18}$$

以上の $\alpha_{00}, \dots, \alpha_{12}$ を式(29)に代入するとつぎのような ω が得られる。これが図-10(a)の場合の ω である。

$$\omega = \frac{5}{6}(r^3 + 1) \dots\dots\dots(49)$$

つぎに図-10(b)の場合の ω を求める。まず図-10(a)の場合と同じ理由によってつぎの値を得る。

$$\alpha_{00} = \alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_{03} = 0$$

さらに布1と布2は相互に独立な固定ばりと考えているから、

$$\alpha_{12} = 0$$

を得る。結局残るところは α_{11} だけであるが、これは布1を固定ばりとして、点1および点1'に同時に単位荷重を作用させたときの点1(または点1')のたわみを考えればよい。このときの点1のたわみは、点1の単位荷重によるものが $\frac{8l^3}{81EI}$ で、点1'の単位荷重によるものが $\frac{11l^3}{162EI}$ であるから、両者の和に式(48)を代入し、 $\frac{h^3}{EI}$ で割れば求める α_{11} が得られる。

$$\alpha_{11} = \frac{1}{6}r^3$$

ゆえに求める ω はつぎの値となる。これが、図-10(b)の場合の ω である。

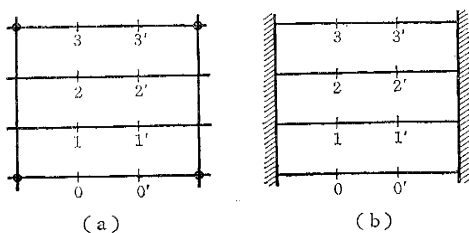
$$\omega = \frac{1}{6}r^3 \dots\dots\dots(49)'$$

よって図-10(a)と図-10(b)の場合の平均値はつぎのようになる。

$$\omega = \frac{1}{2}r^3 + \frac{5}{12} \dots\dots\dots(49)''$$

つぎに図-5(b)に対応する限界条件式(45)の場合であるが、この場合の拘束系は図-11(a)と図-11(b)の平均の状態となり、その拘束能力は式(36)の σ_1, σ_2

図-11



および σ_3 に集約される。

さて前と同様に考えて、 $\alpha_{00}, \dots, \alpha_{12}$ はつぎのように求められる。

図-11(a)の場合

$$\alpha_{00} = \frac{5}{6}r^3, \quad \alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_{03} = 0$$

$$\alpha_{11} = \frac{5}{6}r^3 + \frac{4}{9}, \quad \alpha_{12} = \frac{7}{18}$$

図-11(b)の場合

$$\alpha_{00} = \alpha_{11} = \frac{1}{6}r^3, \quad \alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_{03} = \alpha_{12} = 0$$

ゆえに σ_1, σ_2 および σ_3 はつぎの値となる。

図-11(a)の場合

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{5}{6}r^3 \\ \sigma_2 &= 0 \\ \sigma_3 &= \frac{5}{6}r^3 + \frac{1}{18} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(50)$$

図-11(b)の場合

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{6}r^3 \\ \sigma_2 &= 0 \\ \sigma_3 &= \frac{1}{6}r^3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(50)'$$

平均値

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2}r^3 \\ \sigma_2 &= 0 \\ \sigma_3 &= \frac{1}{2}r^3 + \frac{1}{36} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(50)''$$

rの実用的な範

表-1 拘束能力係数の平均値

囲である $r=0.8 \sim 1.6$ に対する式(49)''と式(50)''の値を表示したので、表-1である。

r	ω	σ_1	σ_2	σ_3
0.8	0.6727	0.2560	0	0.2838
1.0	0.9167	0.5000	0	0.5278
1.2	1.2807	0.8640	0	0.8918
1.4	1.7887	1.3720	0	1.3998
1.6	2.4647	2.0480	0	2.0758

(9) 3層3スパンごとに壁つなぎのある場合の限界値

前節の表-

表-2 μ および m の値

1の値を式(30)、(45)に代入し、これを μ について解いた結果を表-2に示す。この μ の

r	式(30)によるもの		式(45)によるもの	
	μ	m	μ	m
0.8	1.565	2.007	2.581	1.217
1.0	1.445	2.174	2.014	1.560
1.2	1.345	2.337	1.682	1.867
1.4	1.267	2.479	1.481	2.121
1.6	1.211	2.594	1.354	2.320

値を式(2)に代入したときのPの値が限界荷重である。

$$P = \frac{\mu^2 EI}{h^2} \dots\dots\dots(2)'$$

またこのときの有効座屈長を定数mをふくむmhで

表わすと

$$P = \frac{\pi^2 EI}{(mh)^2}$$

から、定数 m は次式で表わすことができる。

$$m = \frac{\pi}{\mu} \dots \dots \dots (51)$$

このような m が分かれば、有効細長比を用いる在来の実用座屈公式がそのまま利用できるのも便利である。表-2 にはこの m の値も併載してある。

さて表-2 は明らかに式 (30) の条件の方が、式 (45) の条件より座屈が生じやすいことを示している。これは座屈変形時に拘束系に蓄えられるひずみエネルギーを考えた場合、式 (45) の方が大きいと推定できるので当然のことかもしれない。結局実際には式 (30) を限界条件とする座屈が生ずるはずである*。

なお、この場合 m と r はある関数関係にあるわけであるが、 r の実用範囲： $0.8 \leq r \leq 1.6$ に対しては近似的につぎの一次関数関係にあるとみなすことができる。

$$m = 1.4 + \frac{3}{4} r \dots \dots \dots (52)$$

この近似化にともなう限界荷重の誤差は 3% 以内である。

4. 単管足場の座屈実験

鋼管足場に関する日本工業規格作成の資料を得るため、数年前安全研究所で単管足場の実物座屈試験を行った**。今その概要を述べ解析結果との比較に供する。なお上述の規格は JIS A 8951 (1961) として現在活用されている。

(1) 試験機および試験方法

試験には異なるメーカーの足場を 1 組ずつ計 2 組使用した。部材はいずれも JIS G 3440(1961) の 3 種 (STK

51) に適合する材質と外径 48.6 mm、管厚 2.4 mm の公称寸法を有する鋼管である。部材の結合に用いるクランプはいずれのメーカーのものも大同小異の構造と性能を有しているが、その一例を図-12 に示す。またジョイントは両メーカーとも内挿式の挿込みジョ

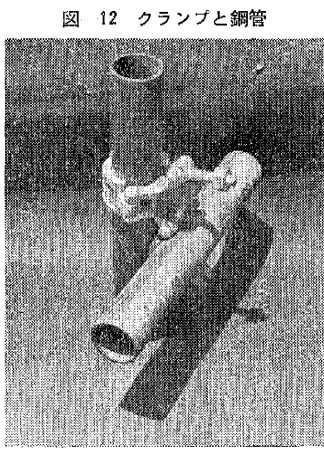


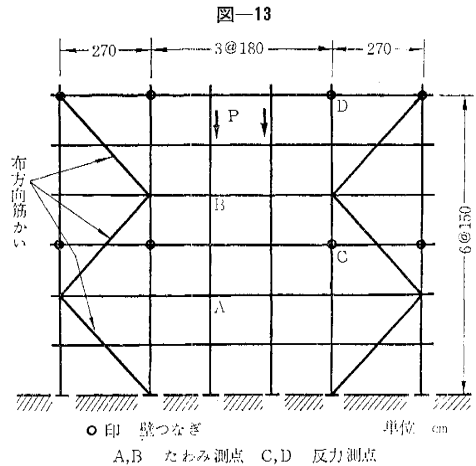
図 12 クランプと鋼管

* 図-5 の(a)は(b)より 1/4 波長位相がずれたものと考えられる。したがって布に蓄えられるエネルギーを除けば、他のエネルギーは等しいと考えられる。

** 労働省産業安全研究所々報 1957 年 No. 2

イントで、鋼管とジョイントの間げきは 1 mm 以下である。試験用足場では各建地、各布ともこのジョイント 1 個ずつ用い、しかも全建地、全布のジョイントが揃わないように配置した。

足場の構成は図-13 に示すように 6 層 5 スパンで、層間隔は各層とも 1.5 m、建地間隔は両端のスペンで 2.7 m、残りの中央 3 スパンで 1.8 m である。壁つなぎは図-13 の●印の位置に取付けている。



結局 3 層 3 スパンごとに壁つなぎを有する実際の足場の状態を、この足場の中央の部分に再現したわけである。

荷重は中央スパンの前踏、後踏の 4 本の建地に均等に作用させた。載荷は荷重を 4 本の建地に分配するための鋼桁の中央を油圧機で下方に鉛直に引張る方法により、荷重の計測はそのときの引張り用ロープの中間にそう入した抵抗線ひずみ計利用の荷重計によった。

また各荷重に対する圧縮建地の面外たわみを 2.3 層の境界点と 4.5 層の境界点において測定し、さらに各荷重に対する壁つなぎの反力も測定した。

(2) 実験の結果

表-3 実験結果

試験 No.	荷重 (t)	建地のたわみ (mm)		壁つなぎの反力 (kg)		備考
		A 点	B 点	C 点	D 点	
1	1.3	0	- 3	-11	6	最大荷重 6.5 t
	2.4	1	- 8	-24	12	
	3.5	2	-15	-36	20	
	4.7	3	-24	-49	27	
	5.3	10	-34	-54	30	
	6.0	25	-49	-46	28	
	6.5	128	-115	89	-21	
2	2.3	0	- 2	- 9	8	最大荷重 7.5 t
	3.3	0	- 5	-17	16	
	4.3	0	- 9	-25	22	
	4.9	0	-12	-29	27	
	5.9	2	-19	-38	36	
	7.0	4	-28	-47	44	
	7.2	7	-34	-49	45	

測定結果を表-3に示す。

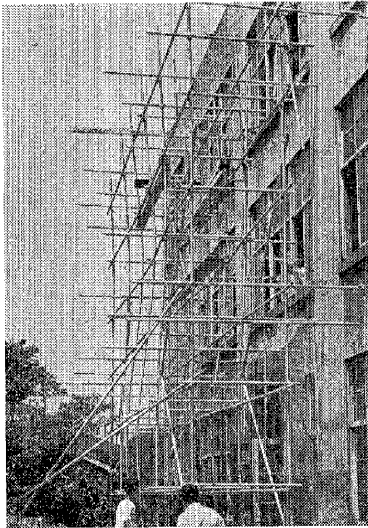
同表から明らかなように、座屈強度も変形に対する剛性も試験材 No. 2 の方が高いが、この差は主として転の取付方の違い、すなわち No. 2 では転を直接建地に取付けているのに対し、No. 1 では転を布に取付けていることによるものと思われる。クランプのモーメント伝達能力を解析では全く無視したが、実際には多少存在するので、その影響が表われたものと思われる。

また解析ではジョイントを無視したが、この試験の場合は建地にも布にもジョイントが存在するので、ジョイントにおけるガタ等による、足場全体の変形に対する剛性の低下、ひいては座屈強度の低下が考えられるわけであるが、つぎの4.(3)でも述べるように、ガタ等の影響はあまり大きくないと思われる。これはジョイントにおけるガタが小さいこと、および、ジョイントのそう入位置を不揃にしたことなどによるものと思われる。事実、ジョイントのガタ等の影響が大きい場合は、建地や布の変形に屈折点が表われてよいはずであるが、これが表われなかったことは、ガタ等の影響が小さいことを裏付けるものであるように思われる。

また壁つなぎの応力は最大なもので50kg程度で、これは建地1本当りの平均座屈荷重の約3%に相当する。これは連続柱の座屈時に生ずる支点反力はきわめて小さいという幾多の事実と符合するものである。

図-14は試験材No.1の座屈状況を示すものである。

図-14 試験足場の座屈状況



(3) 理論値との比較

実験で得た座屈荷重より、有効座屈長と層間隔の比を示す m の値を求め、この m と解析から求めた m とを比較したい。

まず4本の巨縮建地の限界荷重の和が実験時の座屈荷重 W に等しいという関係から次式を得る。

$$m = \frac{2\pi}{h} \sqrt{\frac{EI}{W}}$$

同式に、 $h=150$ cm, $EI=2.1 \times 10^3 \times 9.32$ t \cdot cm 2 ,

$W=6.5$ t (No. 1) or 7.5 t (No. 2) を代入するとつ

ぎの値が得られる。

$$m = 2.29 \dots \dots \dots \text{No. 1} \\ = 2.14 \dots \dots \dots \text{No. 2}$$

一方 $r = \frac{1.8}{1.5} = 1.2$ に対する理論的な m の値は表-2より、2.337になる。これらと比較すると理論値の方が多少大きいがよくあっている。これには、解析では無視した要因、すなわち座屈強度にとってはプラスの要因であるクランプのモーメントの伝達能力と、同じくマイナスの要因であるジョイントのガタが、たまたまうまく打消し合ったのだとも考えられるが、それよりむしろこの両要因とも影響が小さかったと考える方が妥当のように思われる。

また座屈変形を示す図-14や、2.3層の境界点の面外たわみと4.5層の境界点の面外たわみが方向を変えていることを示す表-3から、座屈変形が3層ごとに交番する波になると仮定したことがそれほど誤りでなかったように思われる。

さらに m の値がよく合っていることから、拘束系の拘束能力を表わす ω 等を求めるときの仮定もそれほど誤りでなかったように思われる。

5. む す び

以上を要約すると、 $0.8 \leq r \leq 1.6$ で3層3スパンごとに壁つなぎのある単管足場の、建地1本当りの座屈強度は、与えられた r に対して式(52)から m を求め、この m を用いた mh を座屈長として計算すればよいことになる。

今この結論を用いて最も標準的な単管足場である層数 $n=21$ 、層間隔 $h=1.5$ m、布方向の建地間隔 $l=1.8$ m の場合について、建地1本当りの許容支持力を算定してみる。

$$r = \frac{1.8}{1.5} = 1.2 \text{ に対して式(52)より}$$

$$m = 1.4 + \frac{3}{4} \times 1.2 = 2.3$$

$$\text{細長比 } \lambda = \frac{2.3 \times 150}{1.64} = 210$$

$$\text{許容座屈応力 } \sigma_{at} = \frac{1000}{\left(\frac{210}{100}\right)^2} = 227 \text{ kg/cm}^2 *$$

$$\text{許容支持力 } P_{at} = 227 \times 3.48 = 790 \text{ kg}$$

一方建地1本当りに実際に作用する荷重は、足場の自重が約300kg、足場上の作業にともなう荷重が約400kgで合計約700kgである。これは前述の許容値より低いので、ここに標準足場の安全性が立証されたことになる。

このように本研究は理論的に完璧でないにしても、従来経験を主にしていた足場に一応の理論的根拠を与えたものと思われる。

* 労働安全衛生規則第七七条の五

なお、壁つなぎはここで扱ったような座屈を防止する意味では、あまり丈夫なものを必要としないが、実際には落下物防止用のシートが受ける風圧に耐えたり、また足場の一部に生じた破壊が全面に波及するのを防いだりするために、少なくとも 500 kg 以上の抵抗力が必要である。また建地や布のジョイントは、その配置が直線に並ぶと、座屈強度をかなり低下させるおそれがあるので、不揃に配置する必要がある。

さらに転は、建地に直接取付けることが望ましい。この方が、布に取付けるよりは座屈強度が高くなると思わ

れるからである。

終りに本研究の計算を手伝っていただいた、元武蔵工大学生の竹内壯之君、実験に援助を与えて下さった中央仮設鋼機KKおよび丸文KKの皆様に厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) S. Timoshenko: Theory of Elastic Stability, McGraw Hill Book Co., 1936
- 2) 長柱研究委員会: 弾性安定要覧, コロナ社, 1960
- 3) 労働省産業安全研究所々報 1952年 No. 2 および同じく 1961年 No. 1 (1965.3.20・受付)