

鉄道橋としての鉄筋コンクリート 斜角げたの設計に関する研究

DESIGN OF CONCRETE SKEW GIRDER FOR RAILWAY BRIDGES

松本嘉司*
By Yoshiji Matumoto

1. ま え が き

最近建設される鉄道、道路には立体交差が多く用いられており、またこの立体交差の大部分が斜角交差である。これは交差する路線の線形が重んじられてきたことに起因している。この斜角橋を橋梁の形態から分類すると斜角スラブと斜角げたとなるが、斜角スラブについては数多くの文献があり、その設計方法もある程度解明されている。しかしスパン幅比の小さい斜角げたについての既往の研究はきわめて少ない。

本研究はコンクリート斜角げた橋の設計方法について論じたもので、支点的弾性の影響を考慮した斜角げたの一般式を導き、この理論結果を検討するため3種類のコンクリート実験げたを斜角度と支点的弾性を変えて載荷試験を行なった。この実験結果と実際の斜角コンクリート鉄道橋の載荷試験結果とを比較検討し、コンクリート斜角げたの設計方法について提案を行ない、さらにこのコンクリート斜角げた橋の適用範囲についても検討を行なったものである。

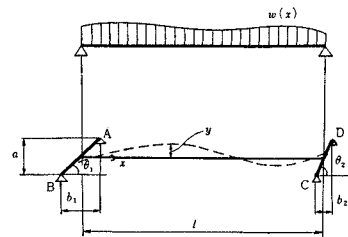
この研究は東京大学教授 国分正胤博士のご指導のもとに行なわれたもので、東京大学コンクリート研究室、国鉄構造物設計事務所、国鉄名古屋幹線工事局、鉄道技術研究所構造物研究室、オリエンタルコンクリートKKの関係者のご協力とご援助をいただいた。本研究の報告にあたってこれらの方々には厚く感謝の意を表する次第である。

2. 斜角げたの理論

(1) 理論の概要

斜角げたは側スパンが中央スパンより著しく短い3ス

パンの連続ばりに近い構造になっているため、けたの鈍角端の支点的反力は著しく大きくなり、また鋭角端の支点的には浮き上り力が作用する傾向がある。支点的反力の差が大きくなれば、その支承および下部構造の変形の差も大きくなり、逆にそれによる変形がけたの支点的反力および応力に影響してくる。



図一 斜角げたの構造 (1)

このような斜角げたを一般的に解析するため、これを図一に示すように一次元のはりの端部を平面的に任意の斜角度をなす斜線上に支持する構造に置換え、かつ支点的において弾性的に支持されていると仮定し、またこの支点的における弾性変形は荷重に対して線形であると仮定してその理論を導いた。支点的に弾性を与えて理論を導いたのは、前述のように斜角げたの支点的反力が大きくなればその微少な変形によって支点的反力および応力が大きく影響をうけることを考慮したからである。

以下この斜角げたについてその支持状態を

(i) 4点支持の場合：けたの端部の斜線上の両端を集約的に4点で支持する場合 (図一参照)。

(ii) 線支持の場合：けたの端部の斜線上を直線的な等変分布反力で支持する場合 (図二参照)。

とについての理論解析の結果を示す。実際の斜角げたの支持状態は複雑でこの両者の中間の状態にあることが多いが、ここでこのような支持条件を仮定したのは近似的には上記のいずれかの状態に近く、またこの2つの場合について解析しておけばその中間の状態にある一般的な

* 正会員 工博 東京大学助教授 工学部土木工学科

斜角げたの性質を知ることができるものと考えたからである。

(2) 4 点支持の斜角げたの場合

4 点支持の斜角げたの場合には一端の鈍角端と鋭角端の支点反力の差を不静定量とし、最小仕事の原理にもとづいてこの不静定量を求め理論を導くことができる。すなわちこの仕事量としては曲げモーメントおよびねじりモーメントによるけたの変形と支点の弾性変形とによる仕事量の和をとり、これを最小にすることによって不静定量は求められる。この支点反力の不静定量が求められれば、支点反力、はりに作用する曲げモーメント、ねじりモーメント等を求めることができる。以下この解析方法を示す。

図-1 に示すようにけたの両端が 2 個の支点で支持され、その斜角度をそれぞれ θ_1, θ_2 とする。両端の斜角の方向が同一とした場合の鈍角端、鋭角端の支点反力をそれぞれ P_A, P_B および P_C, P_D とすると、けたのスパン中央における荷重のつりあいの条件より

$$P_A + P_B + P_C + P_D = \int_0^l w(x) dx \equiv A \dots (1)$$

$$\frac{l-b_1}{2} P_A + \frac{l+b_1}{2} P_B - \frac{l-b_2}{2} P_C - \frac{l+b_2}{2} P_D = \int_0^l w(x) \left(\frac{l}{2} - x \right) dx \equiv B \dots (2)$$

$$\frac{a}{2} (P_A - P_B - P_C + P_D) = \int_0^l w(x) y dx \equiv C \quad (3)$$

ここに

l : スパン

b_1, b_2 : 支点のスパン方向の距離

a : 支点のスパン直角方向の距離

$w(x)$: 荷重

y : 軸線に対する偏心量

支点反力の不静定量として

$$P_A - P_B = X \dots (4)$$

とおくと

$$\left. \begin{aligned} P_A - P_B &= X \\ 2P_B + P_C + P_D &= A - X \\ 2lP_B - (l-b_2)P_C - (l+b_2)P_D &= 2B - (l-b_1)X \\ -P_C + P_D &= \frac{2}{a}C - X \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

これをといて

$$\left. \begin{aligned} P_A &= \frac{1}{4}A + \frac{1}{2l}B + \frac{b_2}{2al}C + \frac{2l+b_1-b_2}{4l}X \\ P_B &= \frac{1}{4}A + \frac{1}{2l}B + \frac{b_2}{2al}C - \frac{2l-b_1+b_2}{4l}X \\ P_C &= \frac{1}{4}A - \frac{1}{2l}B - \frac{2l+b_2}{2al}C + \frac{2l-b_1+b_2}{4l}X \end{aligned} \right\}$$

$$P_D = \frac{1}{4}A - \frac{1}{2l}B + \frac{2l-b_2}{2al}C - \frac{2l+b_1-b_2}{4l}X \dots (6)$$

斜角げたのけたの端部には鈍角端と鋭角端の支点反力とその作用点のスパン方向の間隔 b_1, b_2 に応じて負の曲げモーメント

$$\frac{b_1}{2}X, \frac{b_2}{2}\left(X - \frac{2}{a}C\right)$$

が作用する。よってけたに作用する曲げモーメントは、

$$M_B = \frac{Xl}{2} \left\{ \frac{b_1-b_2}{l} \cdot \frac{x}{l} - \frac{b_1}{l} \right\} + \frac{b_2}{a} \cdot \frac{x}{l} C + M_0(x) \dots (7)$$

ここに、 $M_0(x)$ は単純ばりとしての直角げたの曲げモーメントで、一般には荷重 $w(x)$ に対して

$$M_0(x) = \int_0^x \xi \left(1 - \frac{x}{l}\right) w(\xi) d\xi + \int_x^l x \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) w(\xi) d\xi \dots (8)$$

で表わされる。 $w(x)$ が等分布荷重の場合は

$$M_0(x) = \frac{1}{2} w_0 x(l-x) \dots (9)$$

である。同様にけたに作用するねじりモーメント M_T は

$$M_T = \frac{a}{2} X - \int_0^x w(x) y dx \dots (10)$$

である。

このけたの支점에弾性がある場合にはその支点到に作用する反力に応じて支点自体も変形(沈下)する。この支点的変形が反力に対して線形の関係にあるとすると、支点的のばね係数 K_i は次式で定義することができる。

$$d_i = \frac{P_i}{K_i} \dots (11)$$

ここに i は A, B, C, D で d_i はその変位を示す。

以上の曲げモーメント、ねじりモーメントによるけたの仕事量と支点的変形の仕事量をそれぞれ W_B, W_T, W_S とすると、

$$W_B = \frac{1}{2E} \int_0^l M_B^2 \frac{dx}{I} \dots (12)$$

$$W_T = \frac{1}{2G} \int_0^l M_T^2 \frac{dx}{J} \dots (13)$$

$$W_S = \frac{1}{2} \sum \frac{P_i^2}{K_i} \dots (14)$$

ここに

I : けたの曲げ断面 2 次モーメント

J : けたのねじり断面 2 次モーメント

E : けたの曲げ弾性係数(ヤング率)

G : けたのせん断弾性係数

これより最小仕事の原理を用いて、支点的反力の不静定量 X は求められる。すなわち、

$$\frac{\partial}{\partial X} (W_B + W_T + W_S) = 0 \dots (15)$$

以上のほかにけたに生ずる弾性変形にはせん断変形がある。またねじりモーメントについても、ここで考えた単純ねじり変形の外に、けたの長さが有限で端部がその断面の長さ方向のゆがみを拘束しているために、いわゆる拘束ねじりモーメント（曲げねじり現象）が生ずる。しかしこれらによる変形はここで仮定したようなスパンの大きいけたの場合には小さいので、曲げモーメントおよびねじりモーメントによる変形に対して無視できる。したがって式(12)~(14)を式(15)に代入することによって支点反力の不静定量 X は一般に求められる。これより I, J が一定とすると、

$$X = \frac{X_2}{X_1} \dots\dots\dots(16)$$

$$X_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{b_1 - b_2}{l} \right)^2 - \frac{b_1}{l} \cdot \frac{b_1 - b_2}{l} + \left(\frac{b_1}{l} \right)^2 + \alpha \left(\frac{a}{l} \right)^2 + \frac{EI}{4I^3} \left[\left\{ 4 + \left(\frac{b_1 - b_2}{l} \right)^2 \right\} k_1 + \frac{4(b_1 - b_2)}{l} k_4 \right] \dots\dots\dots(17)$$

$$X_2 = \frac{2}{a} \left\{ \frac{1}{2} \cdot \frac{b_1}{l} \cdot \frac{b_1 - b_2}{l} - \frac{1}{3} \cdot \frac{b_2}{l} \cdot \frac{b_1 - b_2}{l} \right\} C + \frac{2a\alpha}{I^3} D + \frac{2b_1}{I^3} F - \frac{2(b_1 - b_2)}{I^4} H - \frac{EI}{2I^3} \cdot \left[\left(k_3 + \frac{b_1 - b_2}{2l} k_2 \right) A + \left(2k_4 + \frac{b_1 - b_2}{l} k_1 \right) \frac{B}{l} + \left(\frac{b_2}{l} \cdot \frac{b_1 - b_2}{l} k_1 + \frac{2b_2}{l} k_4 + 2 \left(\frac{b_1 - b_2}{l} - 2 \right) \frac{1}{K_C} - 2 \left(\frac{b_1 - b_2}{l} + 2 \right) \frac{1}{K_D} \right) \frac{C}{a} \right] \dots\dots\dots(18)$$

ここに

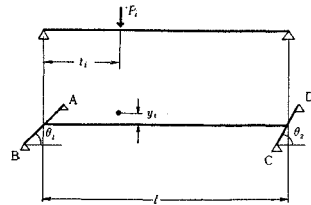
$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{EI}{GJ} \\ D &= \int_0^l \int_0^x w(x)y(dx)^2 \\ F &= \int_0^l M_0(x)dx \\ H &= \int_0^l M_0(x)xdx \\ k_1 &= \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C} + \frac{1}{K_D} \\ k_2 &= \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} - \frac{1}{K_C} - \frac{1}{K_D} \\ k_3 &= \frac{1}{K_A} - \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C} - \frac{1}{K_D} \\ k_4 &= \frac{1}{K_A} - \frac{1}{K_B} - \frac{1}{K_C} + \frac{1}{K_D} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(19)$$

支点反力の不静定量 X が求められれば、式(6)より支点反力、式(7)より曲げモーメント、式(10)よりねじりモーメントが求められる。またけた端におけるねじりモーメント M_T および負の曲げモーメント \bar{M} は、

$$M_T = \frac{a}{2} X \text{ または } \frac{a}{2} X - \int_0^l w(x)ydx \dots\dots(20)$$

表一 理論における定数

	集中荷重群が作用する場合		等分布荷重 $w_0, y=y_0$ の場合	
	一般式	$P_i = P, y=y_0, t_i=l/2$ の場合		$P_i = P/4, y=y_0, t_i = \frac{il}{5} (i=1, 2, 3, 4)$ の場合
A	$\sum P_i$	P	P	$w_0 l$
B	$\frac{l}{2} \sum P_i \left(1 - \frac{2t_i}{l} \right)$	0	0	0
C	$\sum P_i y_i$	$P y_0$	$P y_0$	$w_0 y_0 l$
D	$\sum P_i y_i t_i$	$\frac{1}{2} P y_0 l$	$\frac{1}{2} P y_0 l$	$\frac{1}{2} w_0 y_0 l^2$
F	$\frac{l}{2} \sum P_i t_i \left(1 - \frac{t_i}{l} \right)$	$\frac{1}{8} P l^2$	$\frac{1}{10} P l^2$	$\frac{1}{12} w_0 l^3$
H	$\frac{l^2}{6} \sum P_i t_i \left\{ 1 - \left(\frac{t_i}{l} \right)^2 \right\}$	$\frac{1}{16} P l^3$	$\frac{1}{20} P l^3$	$\frac{1}{24} w_0 l^4$



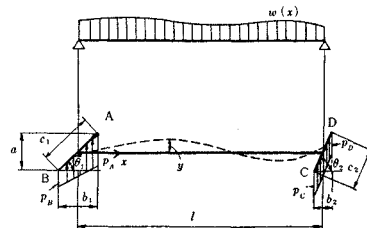
$$\bar{M} = \frac{b_1}{2} X \text{ または } \frac{b_2}{2} \left(X - \frac{2}{a} C \right) \dots\dots\dots(21)$$

で表わされる。

以上の式で用いる A, B, C, D, E, F, H は集中荷重および等分布荷重に対して表一のように表わされる。

(3) 線支持の斜角げたの場合

線支持の斜角げたの場合にも鈍角端と鋭角端の支点反力の差を不静定量とし、最小仕事の原理よりこの不静定量を求め理論を導くことができる。以下この解析方法を示す。



図一 斜角げたの構造 (2)

図一に示すようにけたの両端が直線的な等変分布反力で支持され、その斜角度をそれぞれ θ_1, θ_2 とする。

両端の斜角の方向が同一とした場合の鈍角端、鋭角端の支点反力の最大値、最小値をそれぞれ p_A, p_B および p_C, p_D とすると、けたのスパン中央における荷重のつりあいの条件より

$$\frac{(p_A + p_B)}{2} c_1 + \frac{(p_C + p_D)}{2} c_2 = \int_0^l w(x)dx \equiv A \dots\dots\dots(22)$$

$$\left(\frac{l}{2}-\frac{b_1}{6} \cdot \frac{p_A-p_B}{p_A+p_B}\right) \cdot \frac{p_A+p_B}{2} \cdot c_1 - \left(\frac{l}{2}-\frac{b_2}{6} \cdot \frac{p_C-p_D}{p_C+p_D}\right) \cdot \frac{p_C+p_D}{2} \cdot c_2 = \int_0^l w(x) \left(\frac{l}{2}-x\right) dx \equiv B \dots\dots\dots(23)$$

$$\frac{a}{6} \cdot \frac{p_A-p_B}{p_A+p_B} \cdot \frac{p_A+p_B}{2} \cdot c_1 - \frac{a}{6} \cdot \frac{p_C-p_D}{p_C+p_D} \cdot \frac{p_C+p_D}{2} \cdot c_2 = \int_0^l w(x) y dx \equiv C \dots\dots\dots(24)$$

式 (22)~(24) を整理すれば

$$(p_A+p_B)c_1+(p_C+p_D)c_2=2 A \dots\dots\dots(25)$$

$$l\{(p_A+p_B)c_1-(p_C+p_D)c_2\} - \frac{1}{3}\{(p_A-p_B)b_1c_1-(p_C-p_D)b_2c_2\}=4 B \dots\dots\dots(26)$$

$$(p_A-p_B)c_1-(p_C-p_D)c_2=\frac{12}{a} C \dots\dots\dots(27)$$

ここに c_1, c_2 は斜角方向の支線の長さである。

反力の不静定量として

$$p_A-p_B=X \dots\dots\dots(28)$$

とおくと

$$\left. \begin{aligned} p_A-p_B &= X \\ (p_A+p_B)c_1+(p_C+p_D)c_2 &= 2 A \\ (p_A+p_B)c_1-(p_C+p_D)c_2 &= \frac{4}{l} B + \frac{4 b_2}{a l} C + \frac{c_1(b_1-b_2)}{3 l} X \\ p_C-p_D &= -\frac{12}{a c_2} C + \frac{c_1}{c_2} X \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(29)$$

これをといて

$$\left. \begin{aligned} p_A &= \frac{1}{c_1} \left\{ \frac{1}{2} A + \frac{1}{l} B + \frac{b_2}{a l} C + \frac{c_1(b_1-b_2)}{12 l} X + \frac{c_1}{2} X \right\} \\ p_B &= \frac{1}{c_1} \left\{ \frac{1}{2} A + \frac{1}{l} B + \frac{b_2}{a l} C + \frac{c_1(b_1-b_2)}{12 l} X - \frac{c_1}{2} X \right\} \\ p_C &= \frac{1}{c_2} \left\{ \frac{1}{2} A - \frac{1}{l} B - \frac{(6 l+b_2)}{a l} C - \frac{c_1(b_1-b_2)}{12 l} X + \frac{c_1}{2} X \right\} \\ p_D &= \frac{1}{c_2} \left\{ \frac{1}{2} A - \frac{1}{l} B + \frac{(6 l-b_2)}{a l} C - \frac{c_1(b_1-b_2)}{12 l} X - \frac{c_1}{2} X \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(30)$$

斜角げたのけたの端部には、鈍角端と鋭角端の支点反力とそのスパン方向の間隔 b_1, b_2 に応じて負の曲げモーメント

$$\frac{b_1 c_1}{12} X, \frac{b_2 c_2}{12} \left(\frac{c_1}{c_2} X - \frac{12}{a c_2} C \right)$$

が作用する。よってけたに作用する曲げモーメントは、

$$M_B = -\frac{X}{12} \left\{ b_1 c_1 - c_1 (b_1 - b_2) \frac{x}{l} \right\} + \frac{b_2}{a} \frac{x}{l} C + M_0(x) \dots\dots\dots(31)$$

また、けたに作用するねじりモーメントは

$$M_T = \frac{a c_1}{12} X - \int_0^x w(x) y dx \dots\dots\dots(32)$$

で表わされる。さらに支点の変形が反力に対して線形であると、すなわち

$$A_\eta = \frac{p_\eta}{K_\eta} \dots\dots\dots(33)$$

の関係を仮定して、上述の曲げモーメント、ねじりモーメントによるけたの仕事量に支点の変形の仕事量を加え、これに対して最小仕事の原理を適用すれば、支点反力の不静定量 X が求められる。この結果はけたの I, J を一定と仮定するとつぎのように表わされる。

$$X = \frac{X_2}{X_1} \dots\dots\dots(34)$$

$$X_1 = \frac{c_1^2 l}{432} (b_1^2 + b_1 b_2 + b_2^2) + \frac{a^2 c_1^2 l}{144} \alpha + EI \left\{ \frac{(b_1 - b_2)^2}{144 l^2} \left(\int_{-c_1/2}^{c_1/2} \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} + \frac{c_1^2}{c_2^2} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right) + \frac{b_1 - b_2}{6 l} \left(\frac{1}{c_1} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \eta_1 \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} - \frac{c_1^2}{c_2^3} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \eta_2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right) + \frac{1}{c_1^2} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \eta_1^2 \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} + \frac{c_1^2}{c_2^4} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \eta_2^2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right\} \dots\dots\dots(35)$$

$$X_2 = \frac{b_2 c_1 l}{72 a} (b_1 + 2 b_2) C + \frac{b_1 c_1}{12} F - \frac{c_1 (b_1 - b_2)}{12 l} H + \frac{a c_1 \alpha}{12} D - EI \left[\frac{1}{2} A \left\{ \frac{b_1 - b_2}{12 l} \left(\frac{1}{c_1} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} - \frac{c_1}{c_2^2} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right) + \frac{1}{c_1^2} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \eta_1 \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} - \frac{c_1}{c_2^3} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \eta_2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right\} + \frac{1}{l} B \left\{ \frac{b_1 - b_2}{12 l} \cdot \left(\frac{1}{c_1} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} + \frac{c_1}{c_2^2} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right) + \frac{1}{c_1^2} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \eta_1 \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} - \frac{c_1}{c_2^3} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \eta_2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right\} + \frac{b_2}{a l} C \left\{ \frac{b_1 - b_2}{12 l} \left(\frac{1}{c_1} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} + \frac{c_1}{c_2^2} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right) + \frac{1}{c_1^2} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \eta_1 \frac{d \eta_1}{K_{\eta_1}} - \frac{c_1}{c_2^3} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \eta_2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right\} + \frac{c_1}{a c_2^3} C \left(\frac{b_1 - b_2}{l} \int_{-c_1/2}^{c_1/2} \eta_2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} - \frac{12}{c_2} \int_{-c_2/2}^{c_2/2} \eta_2^2 \frac{d \eta_2}{K_{\eta_2}} \right) \right] \dots\dots\dots(36)$$

ここに

$$c_1 = a \operatorname{cosec} \theta_1, \quad c_2 = \operatorname{cosec} \theta_2 \dots\dots\dots(37)$$

支点反力の不静定量 X が求められれば式 (30) より支点反力、式 (31) より曲げモーメント、式 (32) より

ねじりモーメントが求められる。またけた端におけるねじりモーメント M_T および負の曲げモーメント \bar{M} は、

$$M_T = \frac{ac_1}{12} X \quad \text{または} \quad \frac{ac_1}{12} X - \int_0^l w(x)y dx \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$\bar{M} = \frac{b_1c_1}{12} X \quad \text{または} \quad \frac{b_2c_1}{12} X - \frac{b_2}{a} C \quad \dots\dots\dots (39)$$

で表わされる。

3. 斜角げたの模型実験

前章において提案した斜角げたの理論を検討するため、3種類のコンクリート実験げたの支持状態を数種類に変えて実験的研究を行ない、その斜角度とけたの支点反力および応力との関係を求めた。以下この実験の内容とその結果について述べる。

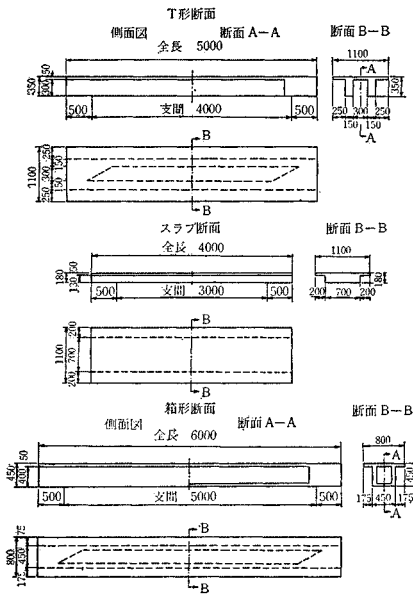


図-3 実験げた一般図

(1) 実験げた

ここに用いた実験げたは図-3に示すようなスパン4m(全長5m)のT形断面、スパン3m(全長4m)のスラブ断面、スパン5m(全長6m)の箱形断面の3種で、このけたの形状、寸法は鉄道橋としての鉄筋コンクリートげた(図-45参照)の寸法を参考にし、実際の橋げたを1/3~1/5程度に縮小したものである。図-4はこれらの実験げたの断面を示したものである。これらの実験げたには、実験中にコンクリートにひびわれが生じないようにするため、直径7mmのPC鋼線によってスパン方向にプレストレスを導入した。ここに用いたコンクリートの材令28日における供試体(10cm×20cm)

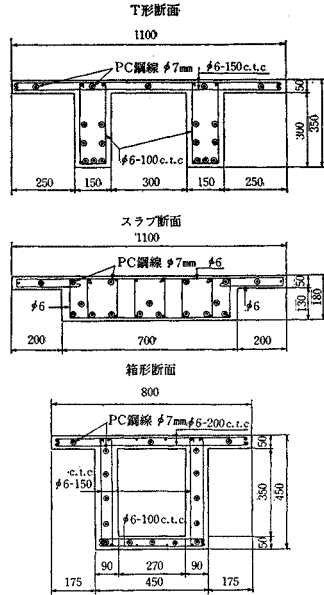


図-4 実験げたの配筋

の圧縮強度およびヤング係数はそれぞれ 370 kg/cm^2 および $3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ である。

(2) 実験の内容

実験は実験げたをその斜角度と支点の弾性を変えて支持し、これに荷重を加えて行なったが、この実験げたへの荷重載荷はスラブ試験装置を用いて行ない、図-5に示すようにIビームによって中央の油圧ジャッキの荷重を実験げたが8等分(はりとしては4等分)して受けるようにした(写真-1, 写真-2参照)。中央の油圧ジャッキの圧力はスラブ断面の実験げたでは0から12tまで、その他の実験げたでは0から15tまで増減させた。載荷位置は図-6に示すように

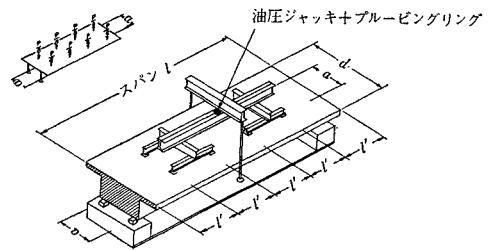


図-5 実験げたの載荷装置

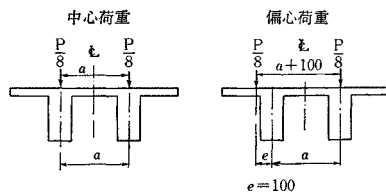


図-6 実験げたの載荷位置

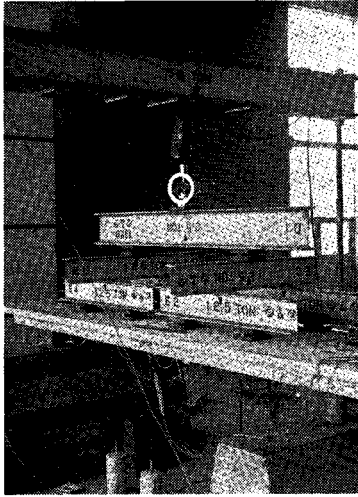


写真-1 スラブ断面の実験げたの荷重載荷状態

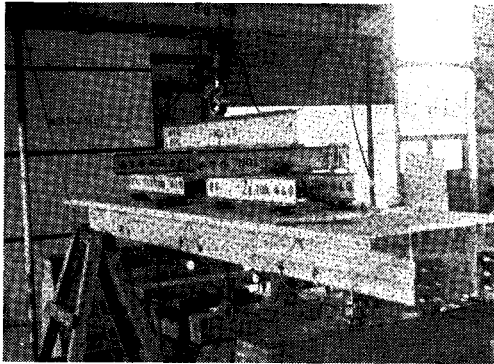


写真-2 箱形断面の実験げたの荷重載荷状態

(i) 中心荷重：けたの左右の支点の中心線と8等分荷重の中心線とが一致する場合
 (ii) 偏心荷重：片側の荷重の線が支点の線より10 cm 外側にある場合、すなわちけたの中心線が中央の油圧ジャッキの位置で5 cm 偏心する場合
 について行なった。実験げたの支承には高さ150 mm、直径200 mmの丸鋼(材質SS41)を用いたが、この支承位置を実験げたの軸に対して90°、75°、60°、45°および30°の5種に変えて斜角げたを構成させた。ここの実験で構成された斜角げたの形状はつぎの3種類である(図-7 参照)。

- (i) 両斜角げた(狭義の斜角げた)：けたの両端の支点を同一の方向に平行に傾斜して配置したもので、けたの支点形状が平面的に見て平行四辺形状をなすもの。
- (ii) 片斜角げた：けたの一端の支点をスパン方向に対して傾斜して配置し、他端をスパン方向に直角に配置したもの。
- (iii) 台形げた：けたの両端の支点を逆方向に同一角

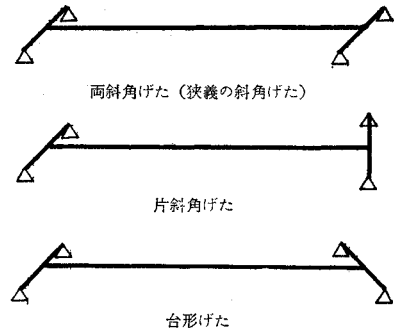


図-7 斜角げたの種類

度で傾斜して配置したもので、けたの支点形状は平面的に見て台形状をなすもの。

この支承をコンクリート製のブロック上に厚さ5 mmの鋼板(100 mm×100 mm)を敷いて移動させたが、実験げたとの間でがたが生じたので、あらかじめ用意しておいた薄い鋼板をその間に敷いて、がたをできるだけ小さくするようにして実験を行なった。この支点に弾性を与えることはブロックと鋼板との間に厚さ5 mmの合成ゴム板(100 mm×100 mm)を1枚または2枚挿入することによって行なわれた。このようにして構成された支点の弾性条件はつぎの4種類である。

- (i) ゴムなし：各支点の支承の下にゴム板を挿入しない場合
 - (ii) ゴム1枚：各支点にゴム板を1枚挿入する場合
 - (iii) ゴム2枚：各支点にゴム板を2枚挿入する場合
 - (iv) ゴム1枚2枚：鈍角端の支点にはゴム板を2枚、鋭角端の支点にはゴム板を1枚挿入する場合
- 支承の下に挿入したゴム板は全部で8枚である。このゴム板の弾性を知る目的でこの実験の前後にゴム板の載荷試験を行ない、荷重と変形量との関係を求めた。この結果よりゴム1枚の場合のばね係数は25 t/mm~35 t/mm程度であり、2枚の場合のばね係数は52 t/cm~68 t/cm程度であった。

この実験においては中央の載荷荷重の大きさとそのおのおの荷重段階における支点反力、けたのたわみおよびコンクリート表面のひずみについて測定が行なわれた。載荷荷重の大きさは油圧ジャッキとIビームの間に挿入されたブルービングリングによって、支点反力は支承として用いた丸鋼の側面にはった4枚のワイヤストレンゲージによって測定された。実験げたのたわみ量はスパン中央部および支承部の変位をダイヤルゲージで測定し、その差をとって求めた。実験げたのひずみ測定はスパン中央部および端部のコンクリート上表面、下表面、側面に接着したワイヤストレンゲージ(長さ20 mm, 抵抗120 Ω)によって行なわれた。

図-8 および図-9 はT形断面および箱形断面の実

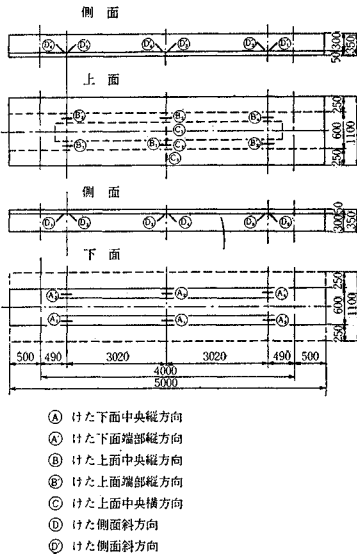


図-8 T形断面の実験げたのワイヤストレン ゲージの位置
 験げたのワイヤストレン ゲージの位置および方向を示したものである。

(3) 模型実験の結果

a) 概説

模型実験の測定値は荷重に対してほぼ線形関係を保っていたので、この測定結果をつぎのように整理して斜角げたの理論と比較検討することにした。すなわち

- i) スラブ断面の実験げたでは荷重 5 t より 10 t に上げたときと 10 t より 5 t に下げたときとの荷重 5 t 差に対する測定値の平均値
- ii) T形断面、箱形断面の実験げたでは荷重 5 t より 15 t に上げたときと 15 t より 5 t に下げたときとの荷重 10 t 差に対する測定値の平均値

図-10~図-32 は代表的なものについての 実験結果 (○印) と第 2 章で導いた斜角げたの理論にもとづく計算値(実線、破線および鎖線)とを対比して示したものである。この理論値はコンクリートのヤング係数 E を $3.3 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$ に、せん断弾性係数 G を $1.43 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$ ($E/G=2.3$) に、支承にゴム板を 1 枚用いたときのそのばね係数を 30 t/mm に、ゴム板 2 枚用いたときのばね係数を 60 t/cm に定めて、式(6)~式(19)から計算したものである。表-2 は計算に用いた実験げたの諸数値を示したものである。ここのねじり断面二次モーメント J はそれが最大になるように断面を長方形断面に区切って求め、閉断面の場合には分割して求めた開断面としての値に閉合している影響を加算して求めた値である。

b) T形断面の実験げた

図-10 は荷重を中心に載荷させた 両斜角げたの状態

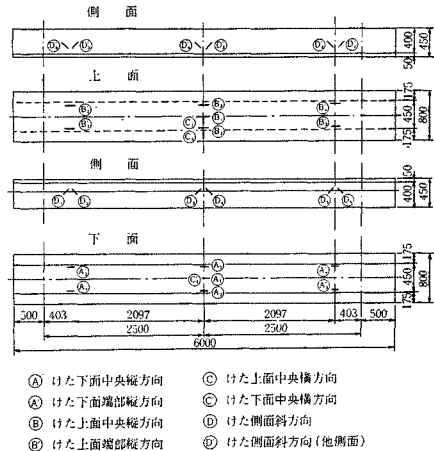


図-9 箱形断面の実験げたのワイヤストレン ゲージの位置

表-2 実験げたの諸数値

	T形断面	スラブ断面	箱形断面
全長 (L)	5 m	4 m	6 m
スパン (l)	4 m	3 m	5 m
支点の横方向間隔 (a)	0.45 m	0.5 m	0.35 m
けた高 (h)	0.35 m	0.18 m	0.45 m
上縁よりの図心の位置 $\{y_0$	0.134 m	0.081 m	0.197 m
下縁よりの $\{y_0$	0.216 m	0.099 m	0.253 m
断面積 (A)	0.145 m ²	0.146 m ²	0.1255 m ²
曲げ断面 2 次モーメント (I)	0.001712 m ⁴	0.000417 m ⁴	0.003057 m ⁴
ねじり断面 2 次モーメント (J)	0.000604 m ⁴	0.001164 m ⁴	0.00376 m ⁴

で直接にまたは弾性的に支持された場合の支反力と斜角度の関係を示したもので、このうち P_A は鋭角端の、 P_O は鈍角端の支反力を表わしている。同様に 図-11 はスパン中央のけたのたわみと、図-12 はスパン中央部の下突縁の縦ひずみ (A_1, A_2) と、図-13、図-14、図-15 はそれぞれスパン中央部 (D_3, D_4, D_3', D_4') 鈍角端 (D_5, D_6, D_5', D_6') 鈍角端 (D_1, D_2, D_1', D_2') の側面の垂直に対して 45 度傾斜した方向の斜ひずみと、斜角度との関係を示したものである。これらの測定位置および方向は 図-8 に示してあり、上記の () 内はその位置を示す記号である。上述のスパン中央の側面の斜ひずみはけたに作用するねじりモーメントに比例して生ずるねじりせん断ひずみで、鈍角端の側面の斜ひずみは垂直せん断力によるせん断ひずみと上述のねじりひずみを加えたもの、鋭角端の斜ひずみはそれを減じたものである。

図-16 は片斜角げた および 台形げたの状態 で直接に支持された場合の支反力と斜角度との関係を、図-17 はスパン中央部の側面の斜ひずみと斜角度との関係を示したものである。このうち P_A は鋭角端または短辺側の直角端の、 P_O は鈍角端または長辺側の直角端の支反力を表わしている。片斜角げたは両斜角げたより斜角の影響が小さくなっていることおよび台形げたは斜角度に

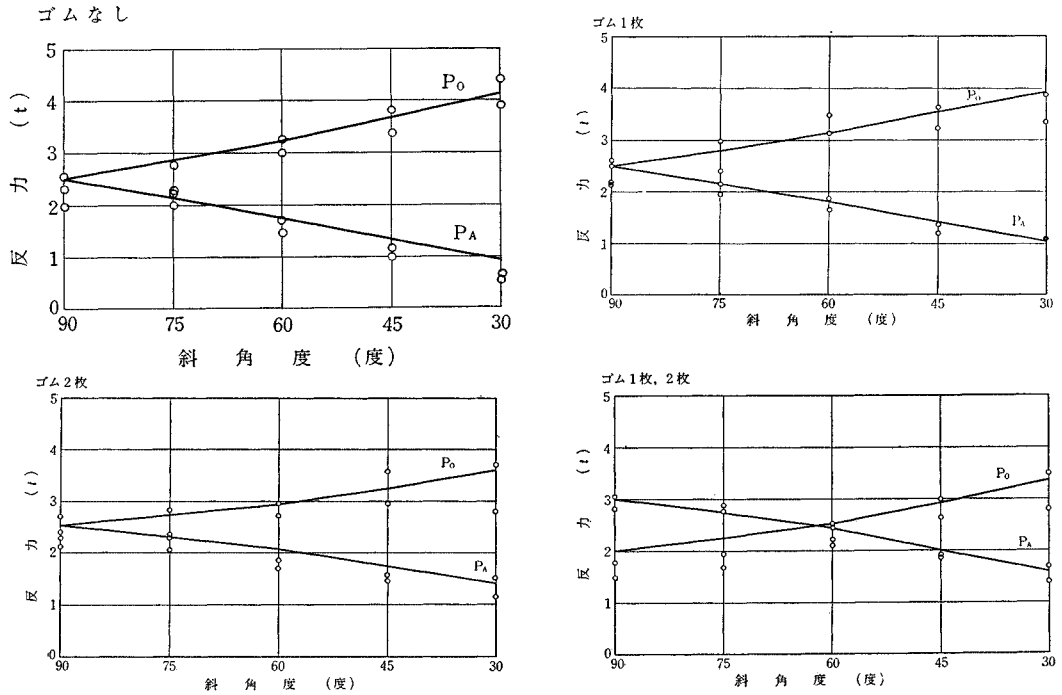


図-10 支点反力 (T形断面, 両斜角, 中央載荷)

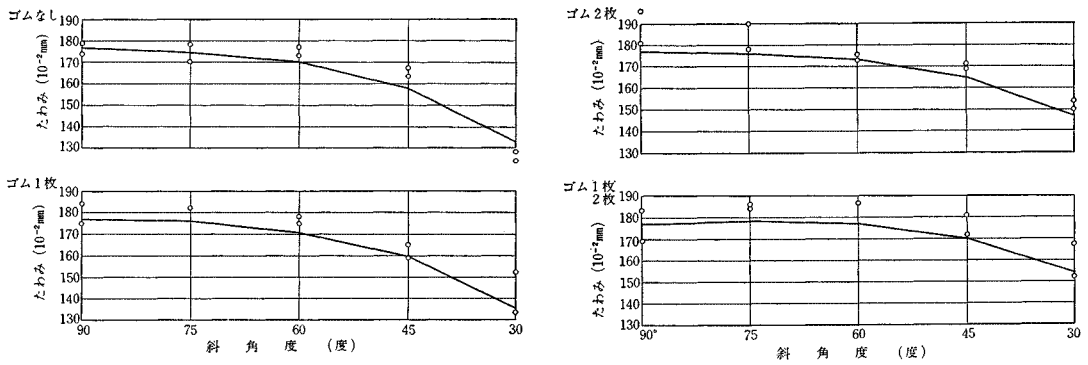


図-11 たわみ (T形断面, 両斜角, 中央載荷)

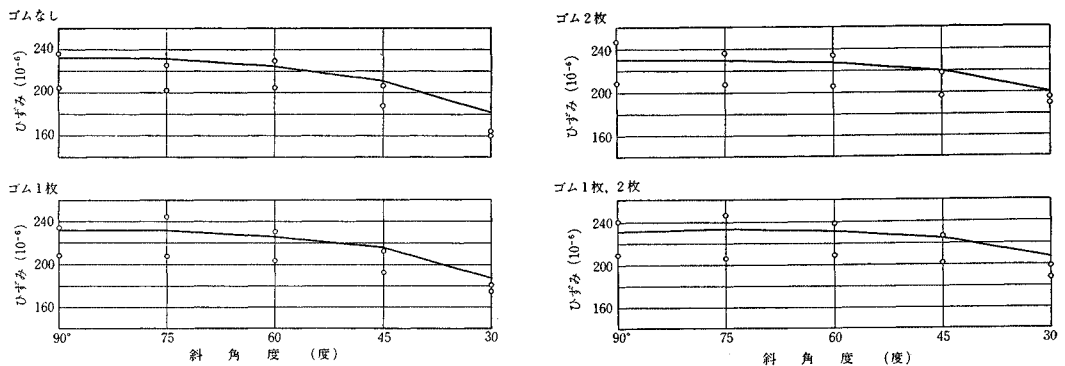


図-12 中央下縁縦ひずみ (T形断面, 両斜角, 中央載荷)

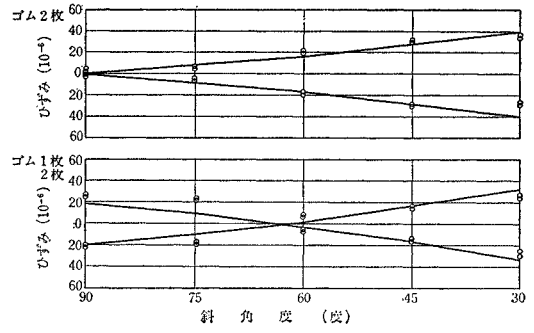
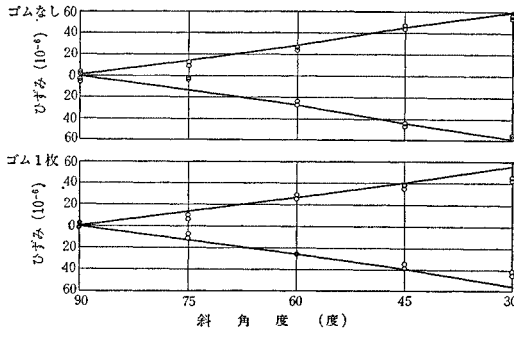


図-13 中央側面斜ひずみ (T形断面, 両斜角, 中央載荷)

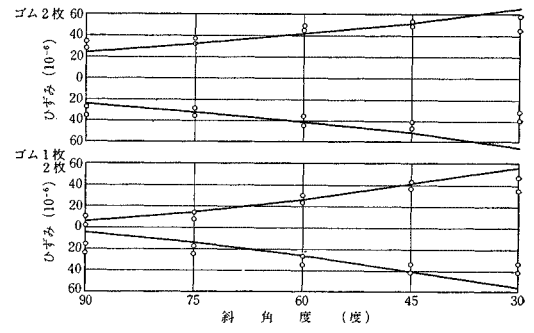
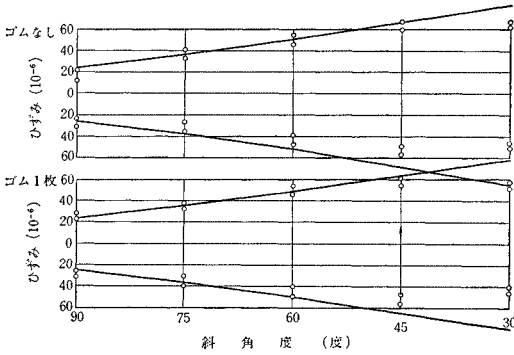


図-14 鈍角端側面斜ひずみ (T形断面, 両斜角, 中央載荷)

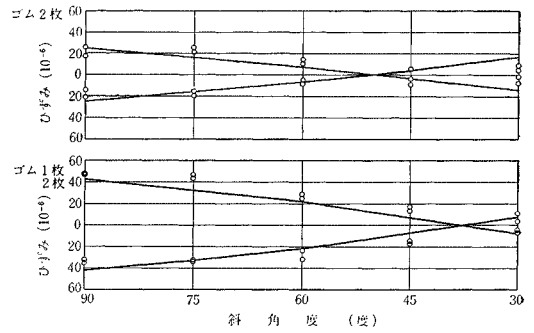
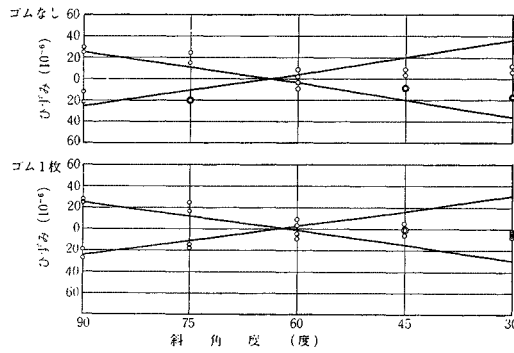


図-15 鋭角端側面斜ひずみ (T形断面, 両斜角, 中央載荷)

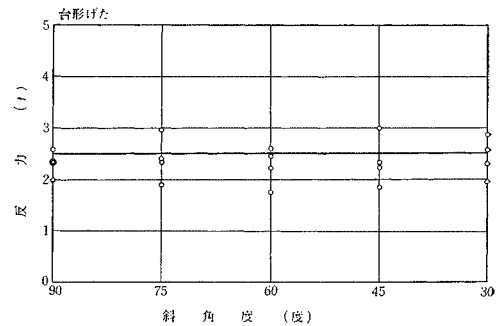
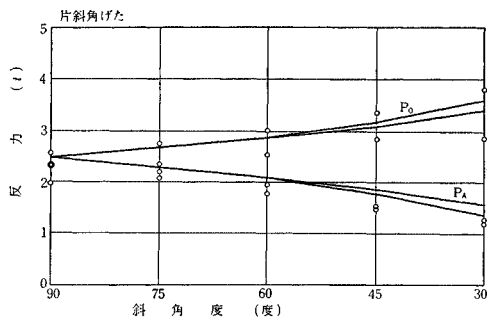


図-16 支点反力 (T形断面, 中央載荷)

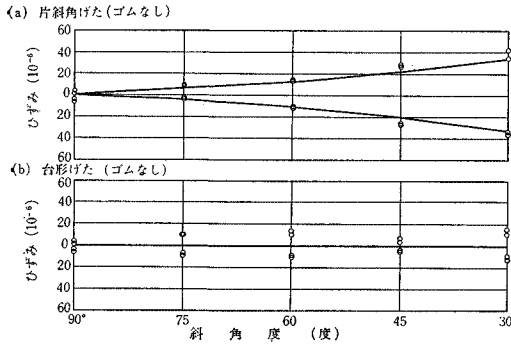


図-17 中央側面斜ひずみ (T形断面, 中央載荷)

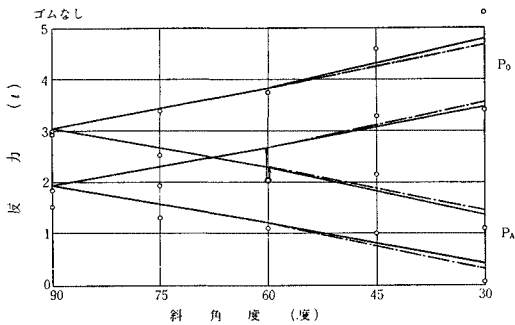


図-18 支点反力 (T形断面, 両斜角, 偏心載荷)

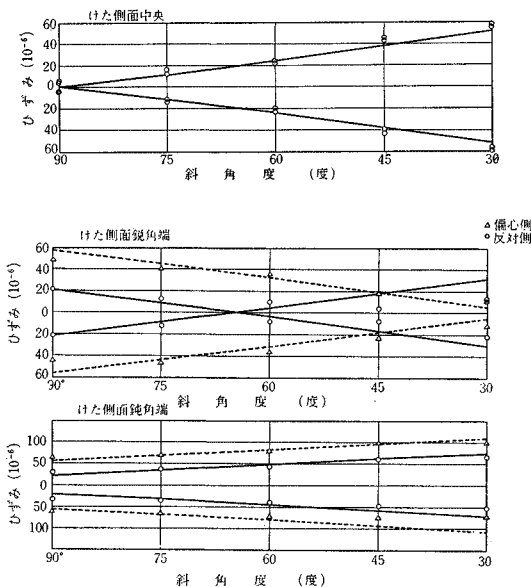


図-19 斜ひずみ (T形断面, 両斜角, 偏心載荷)

無関係に直角げたに近い支点反力および応力状態になっていることが実験的に明らかとなった。

図-18～図-21 は上述の T 形断面の実験げたに荷重を 5 cm 偏心させて載荷させた場合の支点反力およびスパン中央側面の斜ひずみの測定結果と理論値とを比較し

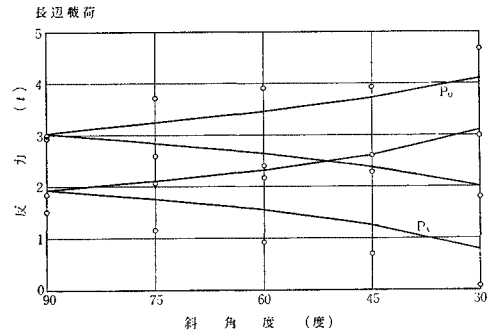


図-20 支点反力 (T形断面, 片斜角, 偏心載荷)

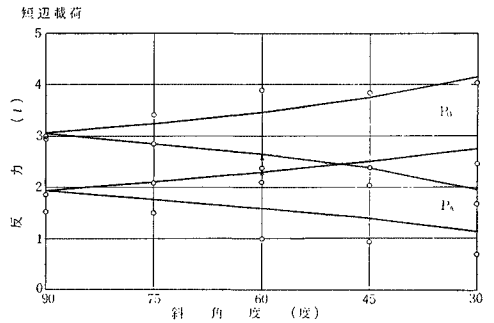


図-21 中央側面斜ひずみ (T形断面, 片斜角, 偏心載荷)

て示したもので、図-18 および 図-19 は両斜角げたの状態でのもの、図-20 および 図-21 は片斜角げたの状態でのものである。この図のうち 図-18 の実線は前章の理論にもとづく両斜角げたとしての計算値で、鎖線は表-3 に示すようにスパン幅比が十分に大きいと仮定して求めた近似値で、偏心のない両斜角げたとしての理論値に偏心の影響を単純に加えて求めたものである。このように厳密な理論値と上述の仮定にもとづく近似値との差は一般に小さい。図-19 の実線は両斜角げたとしての理論値で、点線は偏心によるねじりモーメントを偏心側の一つの主げたで抵抗するとして求めた計算値である。このことは主げたのねじり剛性が十分に大きいと仮定して偏心によるねじりモーメントをすべて偏心側の主げ

たでうけ、他の主げたはこの偏心の影響をうけないとして計算を行なったことを意味し、この場合には左右の主げたは同一の曲げ変形を行なうとして求めたことになるが、測定値はこの計算値に近い値を示している。また、**図-20**、**図-21**の実線は片斜角げたとしての理論計算値である。

以上 **図-10**~**図-21** に示すように、T形断面の実験げたについての測定結果は第2章で導いた理論結果と比較的よく一致している。

c) スラブ断面の実験げた

図-22 は中央に荷重を載荷させた両斜角げたの状態直接にまたは弾性的に支持された場合の支点反力と斜角度の関係を、また **図-23** および **図-24** はそれぞれスパン中央のけたのたわみおよび下突縁の縦ひずみと斜角度の関係を示したものである。これらの図の中で○印は実験結果で、実線は前章の理論にもとづく計算値である。支点が弾性的に支持された実験げたの場合には実験結果と理論結果とはかなりよく一致している。しかし直接に支持した場合、すなわち支点到弾性のない場合には、実験結果は理論値とはある傾向をもって相違している。図の中の点線は、実験結果と比較して式(16)で与えられる支点反力の不静定量 X が理論値の0.8倍であるとして求めた計算値である。直接に支持した場合の実験結果は支点反力の不静定量を0.8倍して求めた理論値に近くなっている。支点反力の不静定量 X は斜角の影響を表わすものであるから、このことは斜角の影響が2割低下しているような結果を示している。

図-25 は実験げたを片斜角げたの状態直接にまたは弾性的に支持された場合の支点反力と斜角度の関係を、また **図-26** は台形げたの状態直接に支持した場合の支点反力と斜角度の関係を示したものである。また **図-27** は斜角げたの状態直接に支持され、荷重を5cm 偏心させて載荷させた場合の支点反力と斜角度の関係を示したものである。これらの図の中の○印は実験結果で、**図-25** のゴムなしの実線と **図-26** および **図-27** の実線は前章の理論にもとづく計算値である。**図-25** のうちのゴムなしの鎖線とゴム1枚、ゴム2枚、ゴム1枚2枚の実線はスパン幅比が大きいと仮定して求めた近似値(表-3 参照)である。この場合にも支点到弾性がある場合には実験結果は理論結果と一致しているが、支点到弾性がない場合にはそれらの結果は両斜角げたと同じような傾向をもって相違している。すなわち**図-25**、**図-27** における点線は前述の方法で修正して求めた理論計算値で、支点反力の不静定量 X を0.8倍し、さらにスパンと幅との比が十分大きいと仮定して計算した値であるが、実験結果はこの修正して求めた理論結果に近くなっている。

d) 箱形断面の実験げた

図-28 は中央に荷重を載荷させた両斜角げたの状態直接にまたは弾性的に支持された場合の支点反力と斜角度の関係を、**図-29**、**図-30** および **図-31** はそれぞれスパン中央のけたのたわみ、上突縁の縦ひずみおよび側面の斜ひずみと斜角度の関係を示したもので、この図の中の○印は実験結果で実線が理論計算値である。実験結果は理論値に対して相当にばらついているが、支点到弾性的に支持されている場合には一応理論値は実験値を表わしているものと考えられる。直接に支持された場合すなわち支点到弾性のない場合には、スラブ断面の実験げたと同様に実験結果は理論値とある傾向をもって相違している。点線はこの実験結果を考慮して式(16)で示される支点反力の不静定量 X が理論値の0.5倍であるとして求めた計算値を示したものである。箱形断面の実験げたでは支点反力の不静定量に0.5倍して求めた理論値のほうが実験結果に近い値となり、斜角の影響が約5割低下しているような結果になっている。**図-32** は中央に荷重を載荷させた片斜角げたの状態直接に支持された場合の支点反力およびスパン中央部側面の斜ひずみと斜角度との関係を示したものである。この図の中の点線は理論値を前述の方法で修正したもので、支点反力の不静定量 X を0.5倍し、さらにスパンと幅との比が十分大きいとして計算した値である。

(4) 実験結果に対する考察

上述のT形断面、スラブ断面、箱形断面の実験げたについての実験結果と前章で示した斜角げたの理論とを比較して考察を加えた結果を示すとつぎのようになる。

(i) 斜角げたについての荷重と支点反力、応力、変形との関係は、前章の斜角げたの理論に示すように、けたの曲げ剛性、ねじり剛性、スパン幅比、斜角度、支点的弾性等に応じて変化する。

(ii) 支点到弾性がある場合について実験結果は前章の理論に実験げたの断面係数、弾性係数および支承のばね係数を用いて計算した結果ときわめてよく一致する。すなわち支点到弾性のある場合には前章で示した斜角げたの理論は実証されたものと考えられる。とくに斜角でない直角げたでもその一端の左右に1枚のゴム板と2枚のゴム板を挿入した場合には、支点的弾性の差のために一種の斜角げたのような応力状態になることも実験的に明らかにされた。

(iii) 支点到弾性がなく直接に支承された場合にも、T形断面の実験げたについての実験結果は斜角げたの理論より計算した結果とよく一致する。すなわちこの場合にも前章の斜角げたの理論は実証されたものと考えられる。しかし支点到弾性がない場合のスラブ断面および箱

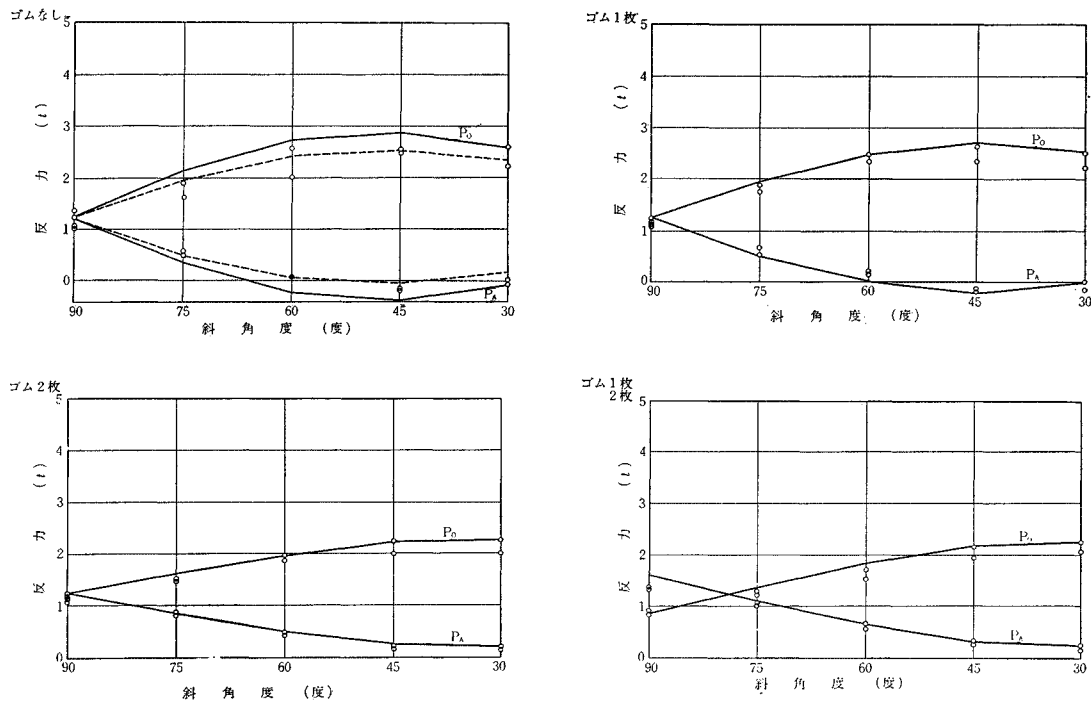


図-22 支点反力 (スラブ断面, 両斜角, 中央載荷)

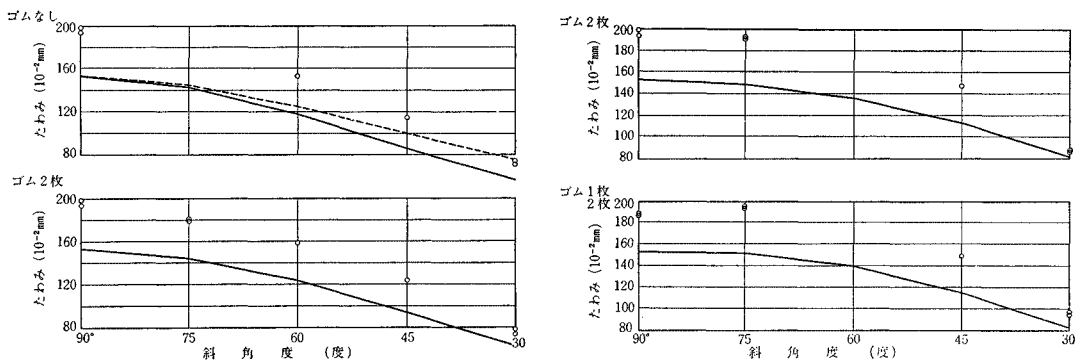


図-23 たわみ (スラブ断面, 両斜角, 中央載荷)

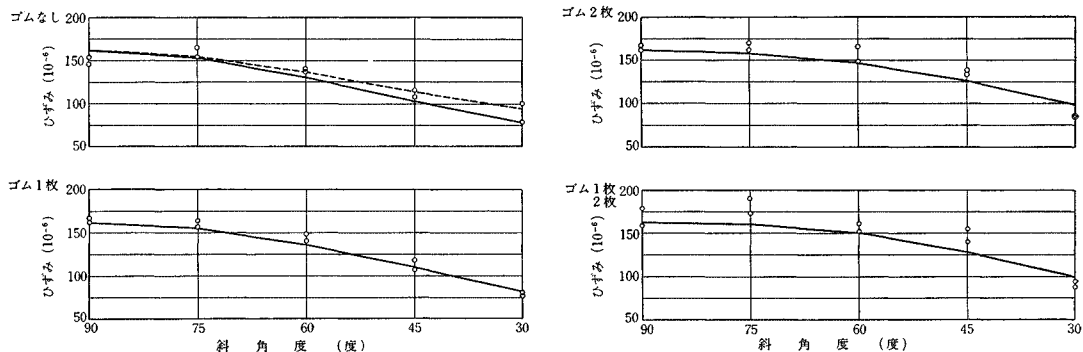


図-24 中央下縁縦ひずみ (スラブ断面, 両斜角, 中央載荷)

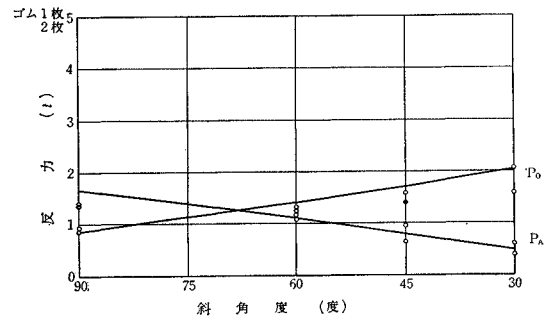
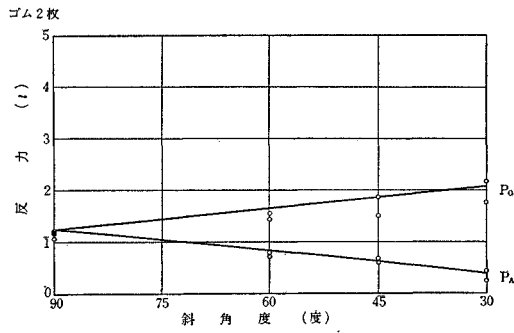
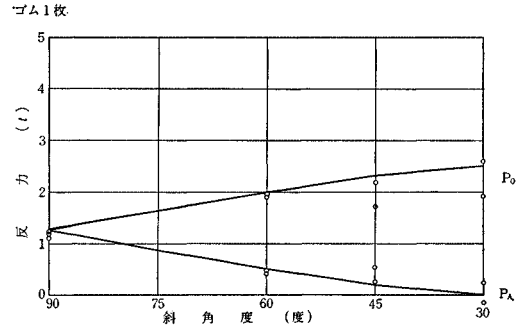
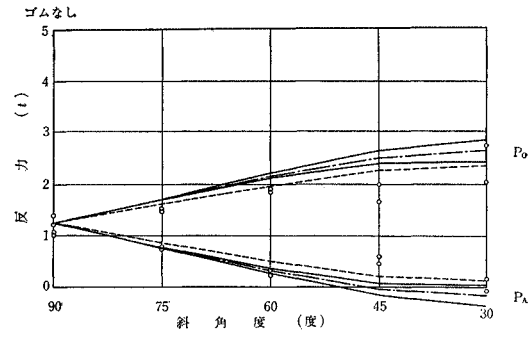


図-25 支点反力 (スラブ断面, 片斜角, 中央載荷)

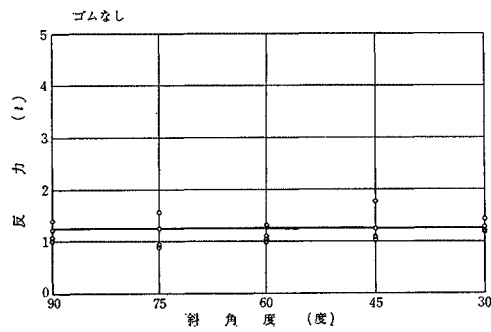


図-26 支点反力 (スラブ断面, 台形, 中央載荷)

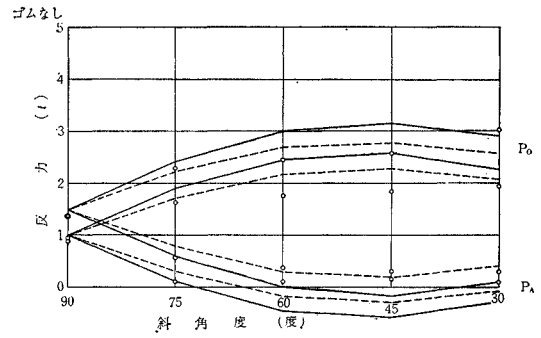


図-27 支点反力 (スラブ断面, 両斜角, 偏心載荷)

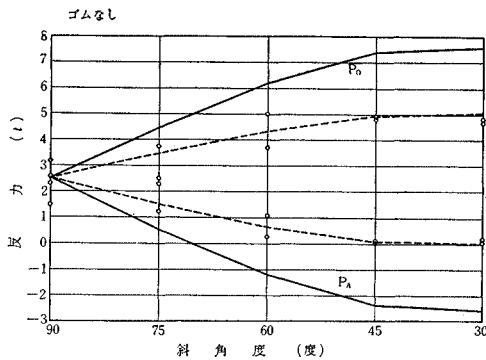
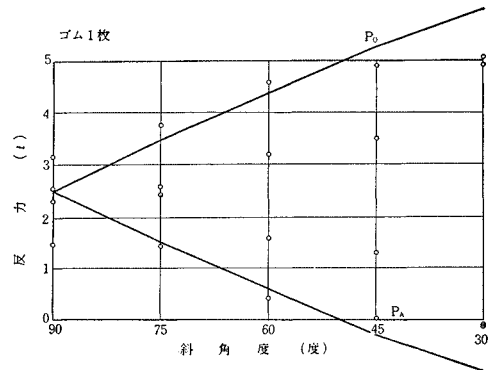


図-28 (a) 支点反力 (箱形断面, 両斜角, 中央載荷)



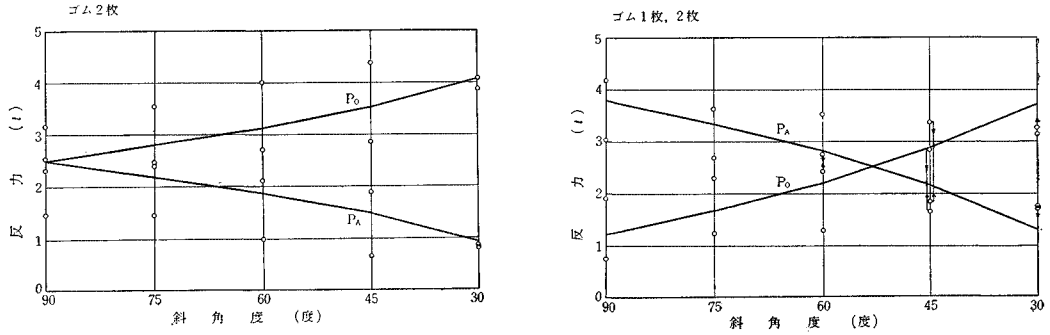


図-28 (b) 支点反力 (箱形断面, 両斜角, 中央載荷)

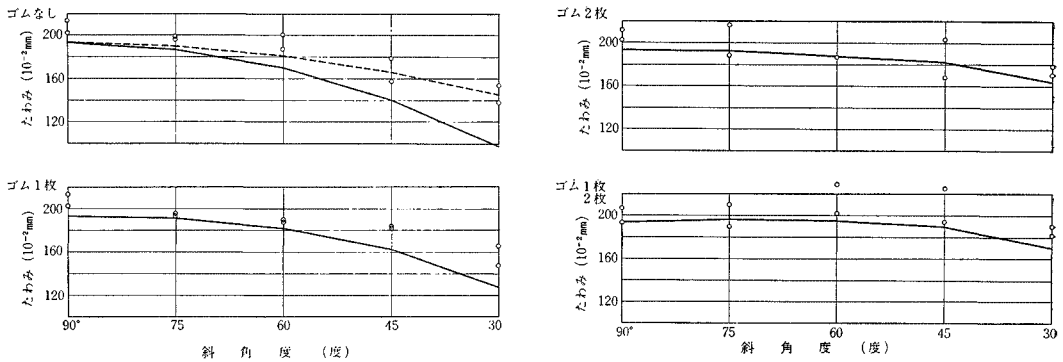


図-29 たわみ (箱形断面, 両斜角, 中央載荷)

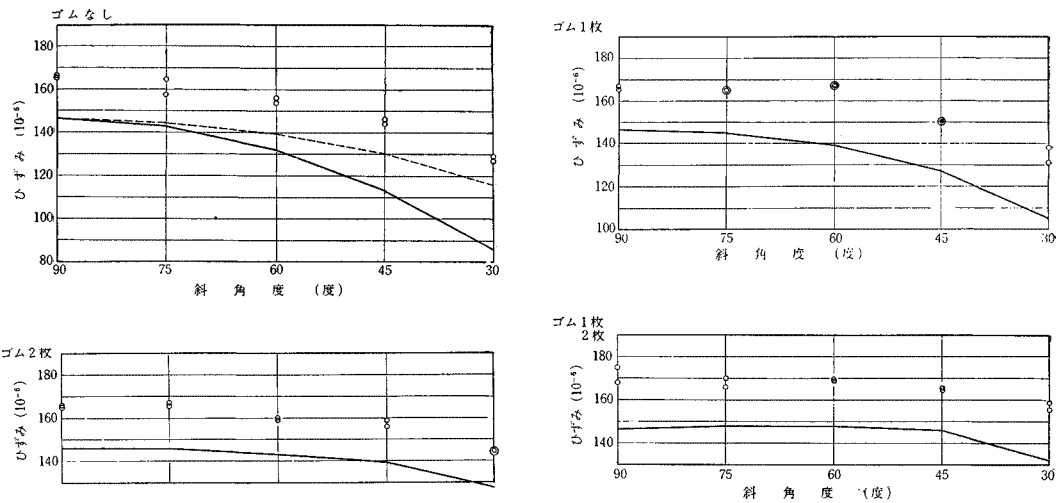


図-30 中央上縁縦ひずみ (箱形断面, 両斜角, 中央載荷)

形断面の実験げたについての実験結果は理論より求めた値に一致しなくなり、測定値は理論値に対してある傾向をもって相違している。すなわち実験結果は支点反力の不静定量 (鈍角端の支点反力と鋭角端の支点反力の差) がある程度小さくなったとして求めた理論計算値に近くなっている。この支点反力の不静定量の実験値と理論値

との割合はT形断面の実験げたでは1で、スラブ断面の実験げたでは0.8、箱形断面の実験げたでは0.5である。このように理論値と実験値とで差が生じたのは、スラブ断面および箱形断面の実験げたはそのねじり剛性が大きいため支承部においてけたの底面が完全に密着していないこと、支点到弾性がない場合には式(16)に示す支

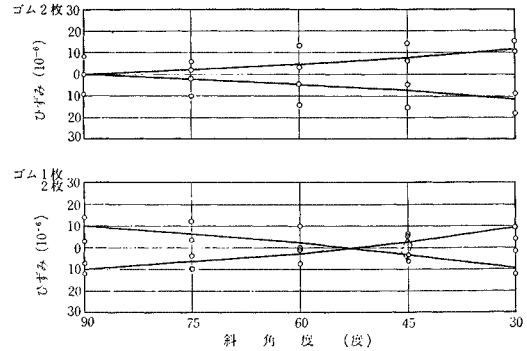
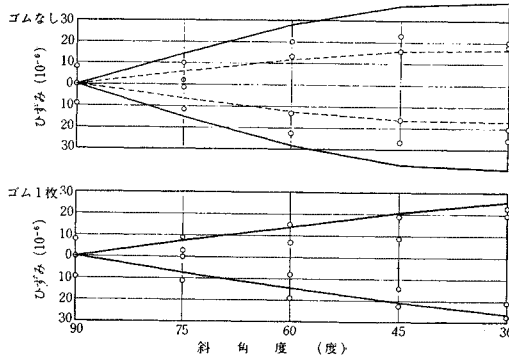


図-31 中央側面斜ひずみ (箱形断面, 両斜角, 中央載荷)

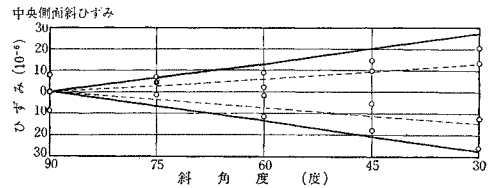
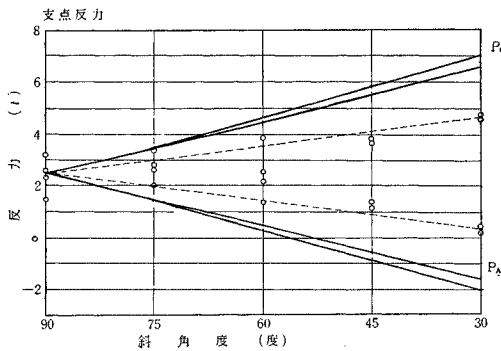


図-32 支反力および斜ひずみ (箱形断面, 片斜角, 中央載荷)

点反力の不静定量 X がきわめて大きくなり、支点的微小な沈下変形によって支反力の変化の割合が著しくなることなどの理由によるものと考えられる。このスラブ断面および箱形断面の実験げたのねじり剛性はT形断面の実験だけのねじり剛性の約2倍および約6倍である。

(iv) 偏心荷重をうける斜角げたの支反力は荷重の偏心がないとして求めた斜角げたの支反力に荷重偏心による支反力の増減量を単純に加算して求めることはできない。すなわち理論的には斜角の影響と偏心の影響とは加算性がない。しかしスパン幅比の大きい場合には斜角の影響と偏心の影響とを相互に独立に取り扱って加算してもその誤差は理論的にも小さく、測定値のばらつきに比較して無視できる。したがって実用的には斜角の影響と偏心の影響とを相互に独立に取り扱って、その結果を単純に加算して求めることができる(図-18参照)。このことは片斜角げたについてもほぼ成立する。

(v) 前章の斜角げたの理論より片斜角げたは両斜角げたより斜角の影響が小さく、また台形げたは斜角度に無関係に直角げたと一致することが導かれるが、このことは実験的にも実証された。

(vi) 図-6に示すような偏心荷重をうけるT形断面の実験げたにおいて、主げたのねじり剛性が大きければその偏心によるねじりモーメントはほとんど偏心側の主

げたが負担する。主げたのねじり剛性が小さければこの偏心によって左右の主げたにたわみ差を生じ、また偏心荷重によるねじりモーメントの一部は他の主げたが分担する。この実験結果によれば、図-19に示すように偏心によるねじりモーメントはすべて偏心側の主げたが負担し、他の主げたは荷重の偏心による影響をうけていない。スラブ断面の実験げたにおいても、主げたのスパン中央の縦方向ひずみおよびたわみの測定値は偏心荷重によって横方向にほとんど変化を生じない。すなわちこの実験の範囲においては、曲げ変形は荷重の偏心による影響をうけていないといつてよい。

4. コンクリート斜角鉄道橋の載荷試験

前章までの斜角げたの理論および実験結果をさらに検討するため、実際のコンクリート斜角鉄道橋について載荷試験を行ない、支反力および応力の測定値と理論値との比較を行なった。以下試験およびその結果の概要について述べる。

(1) 東海道新幹線第二鹿乗川橋

第二鹿乗川橋は図-33に示すようなスパン20m、斜角60°の箱形断面のRC斜角げた橋で、この橋梁上を道

床バラスト運搬用のホキ車(貨車)を図-34に示す位置にとめて載荷試験を行なった。この橋梁の支点には、けたのたわみ変形に伴う支承の移動、回転がどの方向にも自由できるようにするために、合成ゴム板の上下面にステンレス スチール 板を接着させて製作された合成ゴム支承(フレシパット)が用いられていたため、載荷前後の合成ゴム支承の弾性変形量を測定し、これから支点反力を求めた。この合成ゴム支承の大きさは 400 mm × 700 mm × 14 mm (合成ゴムの厚さは 12 mm) で、鈍角端と鋭角端に各 1 枚ずつ配置されている。図-35はこの載荷状態および試験結果を示すもので、実線は合成ゴム支承の弾性変形量より求めた支点反力の測定値で、点線は第 2 章の斜角げたの理論にもとづく 4 点支持としての計算値である。

(2) 鹿児島本線松原添架道橋

松原添架道橋はスパン 14.5 m, 斜角度 41° のポストテンション PC げたを 6 本並列架設し、この間の目地コンクリートを施工した後に横じめして一体の橋げたを構成したもので、図-36はこの一般図を示したものである。主げたの配筋は 12-φ 7 mm の PC 鋼線を 7 本用い、横じめは中央部および 1/4 点に φ 24 mm の PC 鋼棒をそれぞれ 3 本および 1 本、端部は斜め方向に φ 24 mm の PC 鋼棒 3 本を用いて行なわれ、さらにスラブには φ 24 mm の PC 鋼棒を 50 cm ~ 76 cm 間隔に配置してプレストレスが導入されている。

載荷試験は図-37に示す軸重配置の C 60 型蒸気機関車を移動して図-37の 4 つの位置に止め、その載荷前後の支点の両端および中央の弾性変形量を測定した。図-38は載荷状態および試験結果を示したもので、実線

は合成ゴム支承の弾性変形量より求めた支点反力の測定値で、点線および鎖線は理論計算値である。この支承の大きさは 250 mm × 400 mm × 10 mm (合成ゴムの厚さは 8 mm) で、6 本の主げたのおのおの固定端に 1 枚、可動端に 2 枚重ねて配置されている。支承の弾性変形量と載荷された荷重とから逆算して求めた支承のばね係数は合成ゴム支承 1 枚当たり 24 ~ 28 t/mm であった。理論値の計算は線支持の斜角げたとして行なわれたが、図-38の点線はスパン中央部で腹部の最も小さい断面が全長に一定していると仮定して求めた理論値で、1 点鎖線は端部の腹部が最も大きい断面を用いて求めた理論値であ

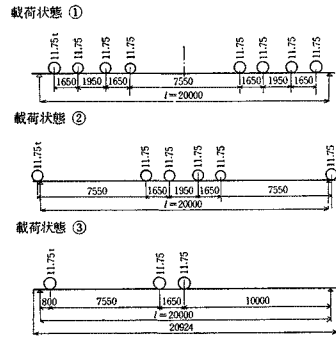


図-34 第二鹿乗川橋載荷位置

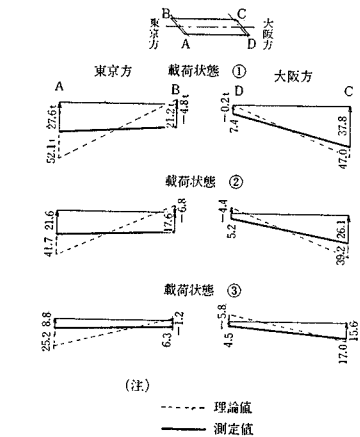


図-35 第二鹿乗川橋支点反力図

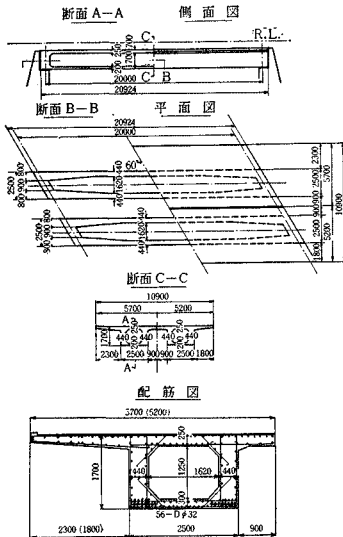


図-33 第二鹿乗川橋一般図

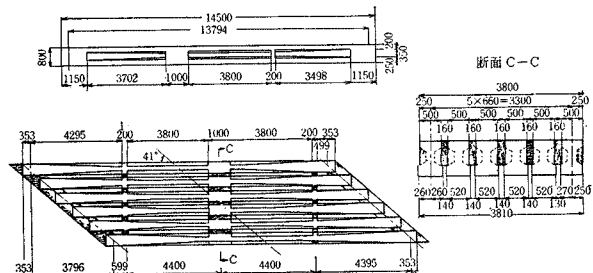


図-36 松原添架道橋一般図

る。2点鎖線は支点の弾性を考慮して求めた理論値で、固定端のばね係数を 27 t/mm、可動端のばね係数を 13.5 t/mm とし、けた断面としては端部の断面を用いて求めたものである。

(3) 北陸本線松梨架道橋

松梨架道橋はスパン 20 m、斜角 29°-6' の単線 4 主げたの P C 鉄道橋で、曲線半径 1170 m の軌道区間にある曲線橋である。図-39 はこの一般図を示したもので、ポストテンション P C げた 4 本を並列架設し、横じめして橋げたを構成している。主げたの配筋は 12-φ 7 mm の P C 鋼線を 10 本用い、横じめは中央部、1/4 点に φ 24 mm の P C 鋼棒 3 本、端部は斜め方向に φ 24 mm の P C 鋼棒 4 本を用いて行なわれ、さらにスラブには φ 24 mm の鋼棒を 60 cm~80 cm 間隔に配置してプレストレスが導入され

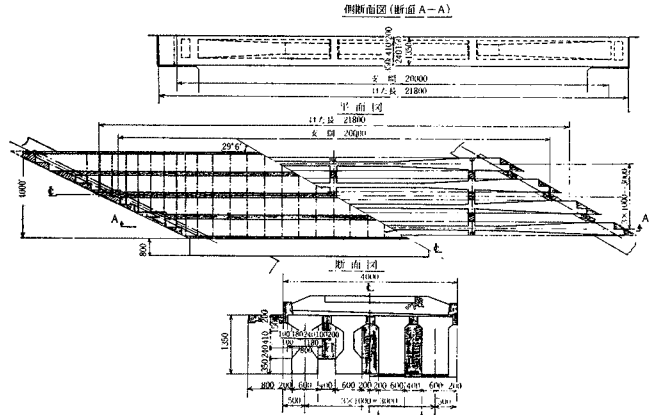


図-39 松梨架道橋一般図

ている。

載荷試験は図-40 に示す軸重配置の D 51 型蒸気機関車を移動して図-40 に示す 4 つの位置にとめ、その載荷前後のおおのの主げたの支承の弾性変形量と反力計とによって支点反力の測定を行なった。図-41 の実線は合成ゴム支承の弾性変形量より求めた支点反力の測定値で、点線は反力計による測定値を示したものである。反力計はカーソン型圧力計で、P C げたの端部下面の支承に接する部分に埋めこんで施工されており、図-41 の反力計による測定値はこの圧力計の単位圧力度と支承の面積とから計算したものである。この橋げたの支承は 500 mm × 300 mm × 12 mm (合成ゴムの厚さ 10 mm) の合成ゴム支承で各主げたについて固定端、可動端ともに 2 枚重ねて配置されている。

図-41 のうちの鎖線はけたが曲線軌道中にあるのでその偏心 (2 cm~5 cm) を考慮して線支持の斜角げたとして求めた理論値で、1 点鎖線はスパン中央の断面が、2 点鎖線は端部の断面が全長にわたり一定していると仮定して求めたものである。なおこの橋げたにおいては斜角げたの性質を明らかにするため、支点反力のほかにスパン中央部、1/4 点のたわみの測定と主げたおよび横げたの上下縁に貼ったワイヤストレングスゲージによる曲げひずみの測定とを行なった。図-42 はその測定結果の一例として、橋げたの全長にわたって機関車を載荷した④の状態におけるたわみおよび曲げ応力の測定結果を示したものである。

(4) 載荷試験結果に対する考察

この載荷試験の結果よりつぎのようなことがいえる。

(i) 載荷試験の結果による支点反力の測定値は斜角げたの理論値に傾向的には一致するが、その差は前述の模型実験の結果より大きい。

(ii) 測定値より求めた支点反力の不静定量 (鈍角端

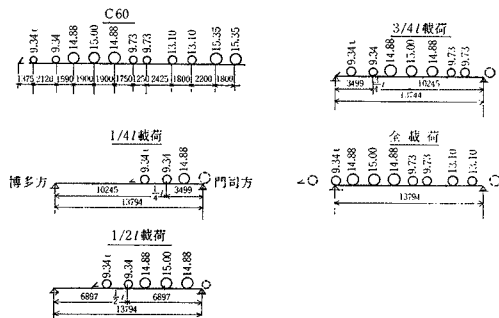


図-37 松原添架道橋試験機関車および載荷位置

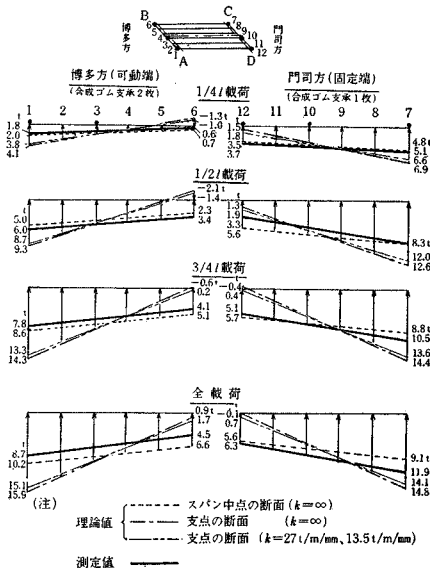


図-38 松原添架道橋支点反力図

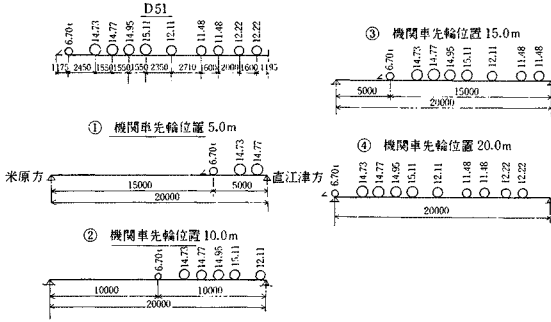


図-40 松梨架道橋試験機関車および荷重位置

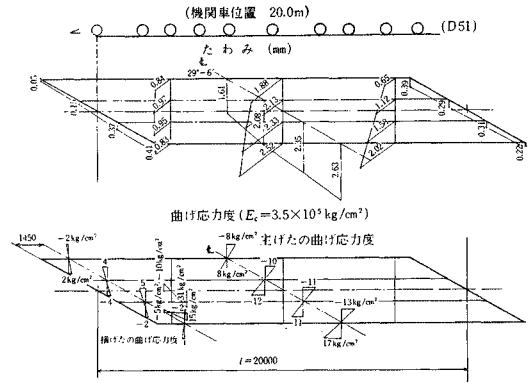


図-42 松原架道橋応力測定値

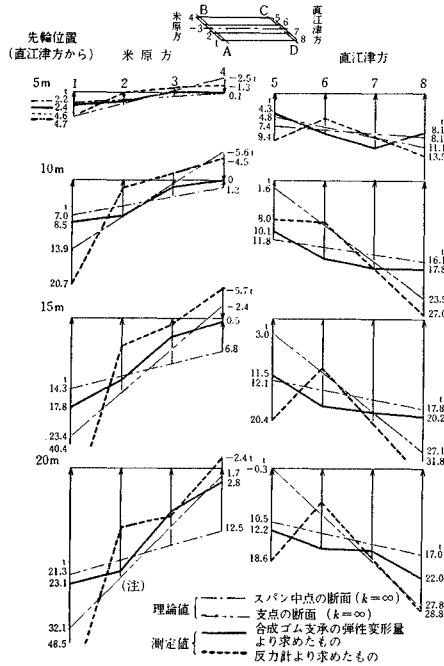


図-41 松梨架道橋支点反力図

の反力と鋭角端の反力との差)は理論より求めた値よりも一般に小さい。たとえば新幹線第二鹿乗川橋の荷重試験結果による測定値と理論値との比は 0.65, 0.48, 0.49, 0.10, 0.08, 0.10 で、箱形断面の模型実験げたによる測定値と理論値の比である 0.5 より 1 箇所を除いて小さく、その最大の値でも 0.65 である。したがって支点反力の不静定量の理論値は実際の橋梁についての測定値にくらべて過大な結果を与えているといえる。

このように測定結果と理論とが相違した理由としては、現場測定であるために測定精度が低下していたということ以外につきのようなことが考えられる。

(i) 斜角げたの理論は実際の斜角げたを 図-1 または 図-2 のような単純な力系に仮定して解析を行なったものであり、模型実験ではこの仮定を考慮して荷重荷重の位置を定めている。しかし実際のけたの荷重試験では荷

重が比較的に支点近くにも荷重されているため、この部分の荷重が直接に支承へ伝わるので、理論で仮定したものと若干異なった応力状態になっている。

(ii) 模型実験は理論を検討するために行なわれたものであるため、実験げたの断面形状は軸方向に一定にしているが、実際の斜角げたではその断面形状は一般にけたの軸方向に変化している。したがって断面が一定であるとして求めた第 2 章の理論式を用いてこれを解析することができない。しかし模型実験および実際の橋梁の荷重試験の結果よりすれば、斜角げたの理論をより詳細に解析することは実用的でないため、この近似的な取り扱いとして第 2 章で導いた理論式に中央断面または端部断面のようなある一定の断面が全長に一定していると仮定して計算を行なうことになる。このように理論値の計算には、図-38、図-41 に示すように計算に用いる断面の定め方によってその結果が相違してくる。

(iii) 測定値が理論値と相違する最大の理由は実際の斜角げたが鈍角端と鋭角端とで不均等なばね係数をもつ支承で支持されているような状態になっていることである。第 3 章で示した模型実験では実験げたに荷重を加える前に薄い鉄板を支承部に挿入して支点部の遊びが小さくなるように注意して実験を行なった。しかし実際のけたでは施工の程度によって支承部に僅少の欠陥をのこした状態におかれていたり、けたが均等に支持されず部分的に浮き上がった状態で支持されていたりするケースが多い。とくに多主げたを並列架設しこれを横じめして橋げたを構成する場合には、横じめの位置が横げたの断面の中立軸より上にある場合が多いので、それによって橋げたが下側にそり変形をおこし、横じめの位置と順序によって主げたの支承と橋台との接触に人為的な特異性を与え、けたが均等に支持されているという理論の仮定が実際には異なったものになってくることが考えられる。また箱形断面の橋げたではけた自体が横方向に傾斜して鋭角端の 1 つが浮び上る傾向をもっており、理論で仮定

したような4点支持の状態よりも安定した3点支持（2つの鈍角と1つの鋭角）の状態に近くなる、すなわち一つの鋭角端が浮いてくる可能性が生ずる。このような場合には斜角げたの支点が均等な弾性をもつものと仮定できなくなり、支点の一つが他の支点と異なった弾性をもつものとして解析することが必要になってくる。このような支持状態の変化はけたの反力および応力に大きく影響してくる。

なお多主げたの斜角げたである松原添架道橋および松梨架道橋についての測定結果について若干の考察を補足する。

(i) 6主げたの松原添架道橋での測定結果から見れば、図-36に示す程度の断面変化がある場合でも、スパン中央の断面が全スパンに一定していると仮定して求めた理論値に測定値は比較的良好に一致している。

(ii) 上記の松原添架道橋では支承一枚当りのばね係数が可動端で平均 13 t/mm、固定端で平均 26 t/mm である。しかしこの弾性の影響を考慮して求めた理論値と弾性の影響を無視して求めた理論値との差は図-38に見るように小さい。一般に合成ゴム支承のばね係数はこの場合よりかたいので（松梨架道橋では約 60 t/mm、第二鹿乘川橋では約 200 t/mm）、合成ゴム支承の弾性の影響を無視して解析してよいものと思われる。

(iii) 4主げたの松梨架道橋での測定結果によれば、合成ゴム支承の弾性変形量より求めた支点反力の測定値と主げたの支承接触面に配置したカールソン型圧力計より求めた支点反力の測定値との間にはかなりの差が認められる。とくにカールソン型圧力計による測定値は連続している支承の間で増減し、その変化の割合は理論解において仮定したような線形の変化とかなり異なっている。端ばりがこのような反力変化に対応する曲げ変形をすることに対して疑問があり、この反力変化の割合は連続的であると考えられるので、測定された支点反力の不均等性は前述のように施工条件によっておのおのの主げたの支承と橋台との接触が均等になっていないために生じたものであると思われる。

(iv) 松梨架道橋の測定結果は一般にはスパン中央の断面が全スパンにわたり一定しているとして求めた理論値に近い場合が多いが、支点断面が全スパンにわたり一定しているとして求めた理論値に近い場合もある。したがって断面変化の大きい場合には、その程度に応じてスパン中央と支点との平均的な断面を用いて理論値を求める必要がある。

5. 斜角げたにおける支点の弾性の影響

第2章で示したように斜角げたの支点反力および応力

は支点の弾性によって影響をうける。またこのことは模型実験および実際の橋梁の載荷試験の結果によっても実証されている。斜角げたの応力、すなわち曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力等は支点反力が求められれば計算できるので、ここでは支点の弾性と支点反力との関係について考察を加えることによって、斜角げたにおける支点の弾性の影響を見ることにする。

この支点の弾性が斜角げたの支点反力に与える影響を理論的に検討するため、4点支持の斜角げたについて支点の弾性を一定とし、荷重を偏心のない等分布荷重として式(6)、式(16)より鈍角端の支点反力 P_0 を求めるとつぎのようになる。

$$P_0 = \frac{w \cdot l}{4} \left\{ 1 + \frac{l}{3a} \frac{\tan \theta}{1 + (\alpha + \beta) \tan^2 \theta} \right\} \dots\dots (40)$$

直角げたの支点反力 P_R は $w l / 4$ で表わされるので、支点反力の増減の割合はつぎのようになる。

$$\frac{P_0}{P_R} = 1 + \frac{l}{3a} \frac{\tan \theta}{1 + (\alpha + \beta) \tan^2 \theta} \dots\dots\dots (41)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{EI}{GJ} = 2.3 \frac{I}{J}$$

$$\beta = \frac{4EI}{a^2 K}$$

この式に新幹線の鉄筋コンクリート標準げた（図-45参照）を例にとり、コンクリートの弾性係数 $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として数値計算した結果を示すと図-43、図-44のようになる。この数値計算の結果は支点の弾性が斜角げたの支点反力に大きな影響をおよぼすこと、とくにけたのスパンが大きく剛性が高いものほどその影響が大きくなっていくことを示している。支承に合成ゴム支承を用いた場合には、合成ゴム支承のばね係数は 30 t/mm ~ 300 t/mm 程度であるので、斜角げたの支点反力はその合成ゴム支承の弾性変化によってある程度の影響をうけることになる。しかし実際の斜角げたではこのような支承自体の弾性よりも施工時の支承と橋台、橋脚との密着性の欠陥による影響のほうがより大きいものと思われる。スパン 20 m の新幹線の鉄筋コンクリート標準げたが4個の支承で支持される場合の1つの支承のうける反力は約 100 t であるので、支承のばね係数が 100 t/mm とするとその支承の弾性変形量は約 1 mm である。逆に支点が施工時における密着性の欠陥によって 1 mm 沈下すると仮定すると、そこには 100 t/mm のばね係数の支承が挿入されたことになる。支承の施工は橋台、橋脚のけた座面を水平に仕上げてから行なうが、この仕上げには十分入念に施工しても数 mm 程度の不陸は残っていることが多い。このような場合には不陸による沈下量が合成ゴム支承を用いた場合の支承自体の弾性変形量よりも大きくなる。このことは施工による影響が

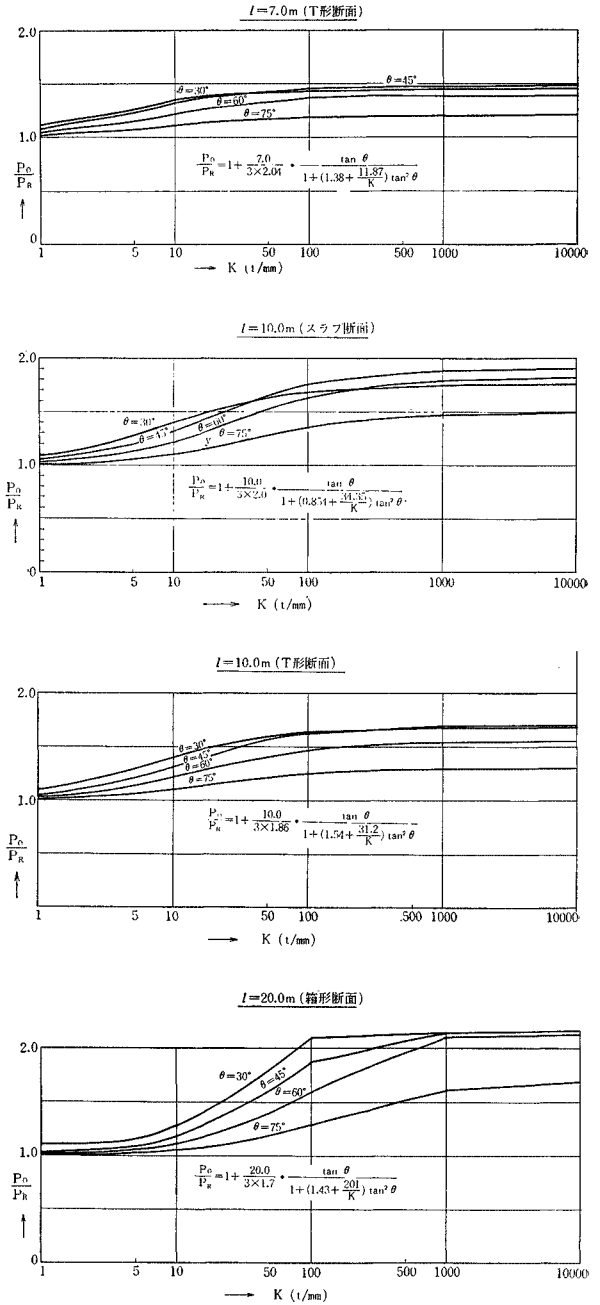
斜角げたの支点反力および応力に大きく影響してくることを示している。

実際の橋梁で基礎地盤が不良の箇所に構築された場合には、長期には数 cm の沈下をおこす場合もあり、また圧密沈下する地盤上につくられた場合には数 10 cm の沈下をおこすこともある。これらの場合には橋梁の支承間の相対沈下量は相当の値になることも予想される。このように基礎地盤が不良の場合には、支承と橋台、橋脚との密着性による沈下変形以外に橋台、橋脚自体の沈下変形が斜角げたの支点反力と応力に影響してくる。

6. 等分布荷重をうける斜角げたの設計計算式

第2章で示した斜角げたの理論は実験げたによる模型実験によって実証された。また実際のコンクリート斜角げた橋の支点反力の測定結果も理論から求めた値と傾向的には一致している。とくにこの理論で示すように斜角げたの支点反力、曲げモーメント、ねじりモーメント等が支点の弾性によって大きく影響されることは実験的にも明らかとなった。したがって第2章で示した理論は斜角げたを設計する場合の一つの指針を示していると考えられる。しかし実際の橋梁における支点の沈下変形量には支承自体の弾性変形による沈下量に支承部の施工上の欠陥による局部沈下と橋台、橋脚の基礎沈下にとまう不等沈下とが加わるので、設計時にこれらを含めた沈下変形量を正確に求めることはきわめて困難である。また実際のコンクリート橋についての支点反力の測定結果は第2章の理論において仮定したような対称な4点支持の状態より一層安定した3点支持（2つの鈍角端と1つの鋭角端）の状態になりやすい傾向をもっていることを示している。すなわち実際の斜角げたは理論で仮定した4点支持の状態と3点支持の状態との中間の支持状態になっていることが多いものと考えられる。このように実際の斜角げたではその支持状態が変化することも考えられるので、斜角げたを厳密な理論にもとづいて支点の弾性その他を考慮して設計することは実用的でない。したがって実用上は斜角げたの理論をより単純化して設計計算式を導くことが必要になってくる。

斜角げたの理論解析上の基礎となっているのは支点反力の不静定量 X であるので、設計上はこの X の値を単純化することになるが、支点反力の不静定量 X は部材断面の諸数値のほかに荷重状態と支点の弾性とによって変わってくる。ここでは斜角げたが等分布荷重をうける場合について支点の弾性を無視して理論式を単純化し、



図—43 支点の弾性の影響 (1)

支点反力および応力の設計計算式を示すことにする。支点の弾性を無視して計算式を導くことにしたのは、前章に示したようにそれを無視する方が安全側の結果を与えるものであり、また普通に用いられる合成ゴム支承のばね係数は十分に大きいので、その弾性変形を無視して計算しても支点反力および応力におよぼす影響は小さいからである。しかし支点到弾性のない場合の理論値は、第3章で示したように実験げたによる測定値にくらべて一

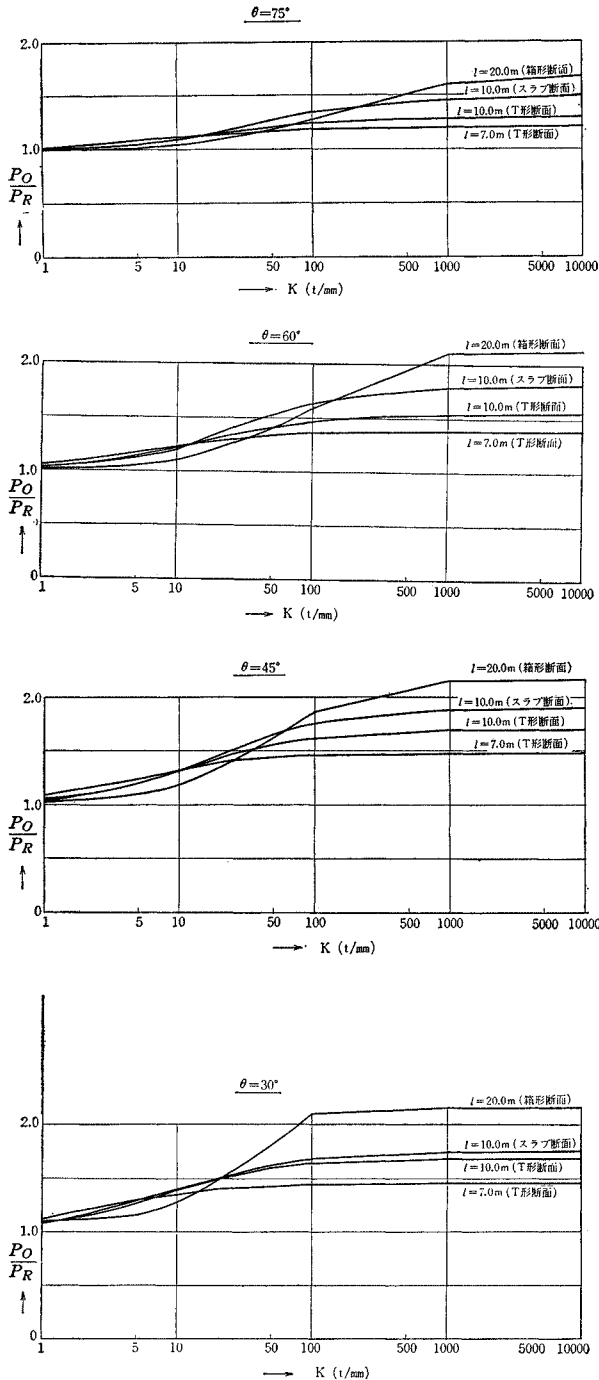


図-44 支点の弾性の影響 (2)

一般的に安全側にあり、場合によってはその安全度が大きすぎると考えられる場合もある。これは斜角げたの構造が側スパンが中央スパンより極端に短い連続ばりに近い構造になっているため、支点到に弾性のない場合には上記の支点反力の不静定量がきわめて大きくなるので、支

の微小の沈下によってこの不静定量が小さくなるように変化することによるものと考えられる。したがって実際の鉄筋コンクリートげた橋においても支点到に弾性がない場合には理論より求めた支点反力の不静定量は若干緩和されるものと思われる。この緩和される割合はけたの剛性、スパン幅比、支承状態などによって変わってくるものと思われるが、第3章で用いた実験げたは実際の鉄筋コンクリートげた橋を縮尺したものであるから、第3章の実験結果による支点反力の測定値と理論値との割合は実際の鉄筋コンクリートげたの設計を行なう場合における理論に対する一つの実験的な補正係数を示していると考えられる。表-3はこのような考え方にもとづいて第2章で示した理論結果を修正して示したものである。すなわち斜角げたの支持条件が4点支持の場合と線支持の場合とに、また両斜角げた、片斜角げたおよび台形げたのおおのにおに、一定の偏心位置に等分布荷重が作用する場合について支点反力および応力の設計計算式を示したものである。この補正係数 κ は模型実験の結果より実験的に求めた値に、その実験の数が少ないことを考慮して安全率を乗じて定めたものである。この補正係数は斜角げたの断面形状のほかにもスパンによっても異なってくる性質のものであり、小スパン (10 m 前後) で $1.0 \sim 0.9$ 、中スパン (20 m 前後) で $0.9 \sim 0.7$ 、大スパン (30 m 前後) で $0.7 \sim 0.6$ などの数値にするのも一つの方法であると思われる。しかし鉄筋コンクリートげた橋としてはスパンの大きいものについては箱形断面が、スパンの小さいものについてはT形断面、スラブ断面が用いられ、また実験げたもこれを縮尺した形状寸法にしてあるので、表-3に示す補正係数は実用の範囲において適応性を持っているものと考えられる。実際の斜角げたはこのような理論解で仮定した状態と異なる3点支持に近い状態で支持されている場合もあるので、この間の関係をより詳細に求めることは実用的ではない。また実験結果よりすれば、この計算に用いる断面係数のうちねじり断面2次モーメント J はそれが最大になるように断面を長方形断面に区切って求め、閉断面の場合には断面を分割して求めた開断面としての値に閉合している影響を加算して求めればよく、断面が橋軸方向に一定しない場合の曲げ断面二次モーメント I はその断面変化の程度によってスパン中央の断面での値または支点到とスパン中央との平均断面での値を用いればよい。

理論計算の結果よりすれば両斜角げた、片斜角げたの支点反力および応力は斜角の影響と偏心の影響とを別個

表-3 斜 角 げ た

		両 斜 角 げ た	
		一 般 式	近 似 式
4 点支持の場合 (図-1 参照)	支点反力の不静定量 X	$\kappa \frac{w_0 l^2}{6a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} + \frac{w_0 y_0 l}{a}$	—
	支点反力 P_A, P_C	$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 + \kappa \frac{l}{3a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{2y_0}{a} \left(1 + \frac{a}{l} \cot \theta \right) \right\}$	$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 + \kappa \frac{l}{3a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{2y_0}{a} \right\}$
	支点反力 P_B, P_D	$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 - \kappa \frac{l}{3a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{2y_0}{a} \left(1 - \frac{a}{l} \cot \theta \right) \right\}$	$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 - \kappa \frac{l}{3a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{2y_0}{a} \right\}$
線支持の場合 (図-2 参照)	支点反力の不静定量 X	$\kappa \frac{w_0 l^2}{ac} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} + \frac{6w_0 y_0 l}{ac}$	—
	支点反力	$P_A, P_C = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 + \kappa \frac{l}{a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{2y_0}{a} \left(3 + \frac{a}{l} \cot \theta \right) \right\}$ $P_B, P_D = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 - \kappa \frac{l}{a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{2y_0}{a} \left(3 - \frac{a}{l} \cot \theta \right) \right\}$	$P_A, P_C = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 + \kappa \frac{l}{a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{6y_0}{a} \right\}$ $P_B, P_D = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 - \kappa \frac{l}{a} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{6y_0}{a} \right\}$
曲げモーメント M	$-\kappa \frac{w_0 l^2}{12} \cdot \frac{1}{1 + \alpha \tan^2 \theta} + \frac{1}{2} w_0 x(l-x) - w_0 y_0 \cot \theta \left(\frac{l}{2} - x \right)$	—	
ねじりモーメント M_T	$\kappa \frac{w_0 l^2}{12} \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} + w_0 y_0 \left(\frac{l}{2} - x \right)$	—	

 w_0 : 等分布荷重 (一定) l : スパン a : 支点のスパン直角方向の間隔 c : 支点の斜め方向の間隔 y_0 : 偏心量 (一定) x : けたの一端からスパン方向へ測った距離 θ : 斜角度 α : 曲げねじり剛比

$$\alpha = \frac{EI}{GJ}$$

に計算してその結果を単純に加算して求めることができない場合があること、すなわち斜角の影響と偏心の影響とは一般には加算性がないことを示している。しかしある程度のスパンの両斜角げたの支点反力については表-3の近似式に示すように支点反力の一般式の $\frac{a}{l} \cot \theta$ を無視し、斜角の影響と偏心の影響とを近似的に加算して求めてもその誤差は小さい。片斜角げたについても荷重の偏心量が小さい場合には表-3の支点反力の一般式の $\frac{a}{l} \cot \theta$ と $\frac{y_0}{a}$ を無視し、近似式で示すように斜角の影響と偏心の影響とを近似的に加算して求めることができる。また実験結果においてもこの近似式による理論値の誤差は測定値のばらつきにくらべて無視できる場合が多いことを示している。

台形げたについては表-3に示すように直角に支持された場合のけたと全く同じ性質を示し、鈍角端と鋭角端との支点反力の差はなく曲げモーメント、ねじりモーメントについても直角げたと同一である。このことは第3章の模型実験によっても実証されている。

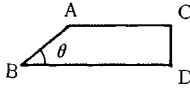
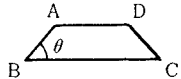
以上表-3に示した設計計算式は荷重を等分布荷重とした場合についてのものであるが、集中荷重その他特殊な荷重をうける場合については、第2章に示した理論式に表-1の数値を代入することによって、等分布荷重の場合と同様な考え方にもとづいて設計計算式を導くことができる。

7. コンクリート斜角げたの設計方法と適用範囲

(1) 設計方法

コンクリート構造としての斜角げたの支点反力および応力は前章で示した表-3の設計計算式によって求めることができる。しかし実験結果および実際の鉄道橋についての載荷試験の結果よりすれば支点の微小な変形によって支点反力の不静定量が理論値より小さくなるように変化する傾向が認められた。これによってねじりモーメントおよびけた端の負の曲げモーメントは減少するが、

の設計計算式

片斜角げた		台形けた
一般式	近似式	
$\kappa \frac{w_0 l^2}{4a} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} + \frac{w_0 y_0 l}{\alpha} \cdot \frac{3\alpha \tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta}$	—	$\frac{w_0 y_0 l}{a}$
$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 + \left(\kappa \frac{l}{2a} \tan \theta - \frac{2y_0}{a} \right) \left(1 \pm \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \frac{1}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{2y_0}{a} \left(1 + \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \right\}$	$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 + \kappa \frac{l}{2a} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{2y_0}{a} \right\}$	$\frac{w_0 l}{4} \left(1 + \frac{2y_0}{a} \right)$
$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 - \left(\kappa \frac{l}{2a} \tan \theta - \frac{2y_0}{a} \right) \left(1 \mp \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \frac{1}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{2y_0}{a} \left(1 - \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \right\}$	$\frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 - \kappa \frac{l}{2a} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{2y_0}{a} \right\}$	$\frac{w_0 l}{4} \left(1 - \frac{2y_0}{a} \right)$
$\kappa \frac{3w_0 l^2}{2ac} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} + \frac{6w_0 y_0 l}{ac} \cdot \frac{3\alpha \tan^2 \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta}$	—	$\frac{6w_0 y_0 l}{ac}$
$p_A, p_B = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 + \left(\kappa \frac{l}{2a} \tan \theta - \frac{2y_0}{a} \right) \left(\pm 3 + \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \frac{1}{1+3\alpha \tan^2 \theta} + \frac{2y_0}{a} \left(\pm 3 + \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \right\}$	$p_A, p_B = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 \pm \kappa \frac{3l}{2a} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \pm \frac{6y_0}{a} \right\}$	$p_A, p_C = \frac{w_0 l}{2c} \left(1 + \frac{6y_0}{a} \right)$
$p_C, p_D = \frac{w_0 l}{2a} \left\{ 1 + \left(\kappa \frac{l}{2a} \tan \theta - \frac{2y_0}{a} \right) \left(\pm 3 - \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \frac{1}{1+3\alpha \tan^2 \theta} - \frac{2y_0}{a} \left(\pm 3 + \frac{a}{2l} \cot \theta \right) \right\}$	$p_C, p_D = \frac{w_0 l}{2a} \left\{ 1 \pm \kappa \frac{3l}{2a} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \mp \frac{6y_0}{a} \right\}$	$p_B, p_D = \frac{w_0 l}{2c} \left(1 - \frac{6y_0}{a} \right)$
$-\kappa \frac{w_0 l}{8} \cdot \frac{1}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \cdot (l-x) + \frac{1}{2} w_0 x (l-x) - \frac{w_0 y_0}{2} \cdot \frac{3\alpha \tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} \cdot (l-x)$	—	$\frac{1}{2} w_0 x (l-x) - \frac{1}{2} w_0 y_0 \cot \theta$
$\kappa \frac{w_0 l^2}{8} \cdot \frac{\tan \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} + w_0 y_0 \left(\frac{l}{2} \cdot \frac{3\alpha \tan^2 \theta}{1+3\alpha \tan^2 \theta} - x \right)$	—	$w_0 y_0 \left(\frac{l}{2} - x \right)$

I: 曲げ断面2次モーメント
 J: おじり断面2次モーメント
 E: けたの曲げ弾性係数 (ヤング率)
 G: けたのせん断弾性係数 (コンクリートの場合には $\frac{E}{G} = 2.3$)

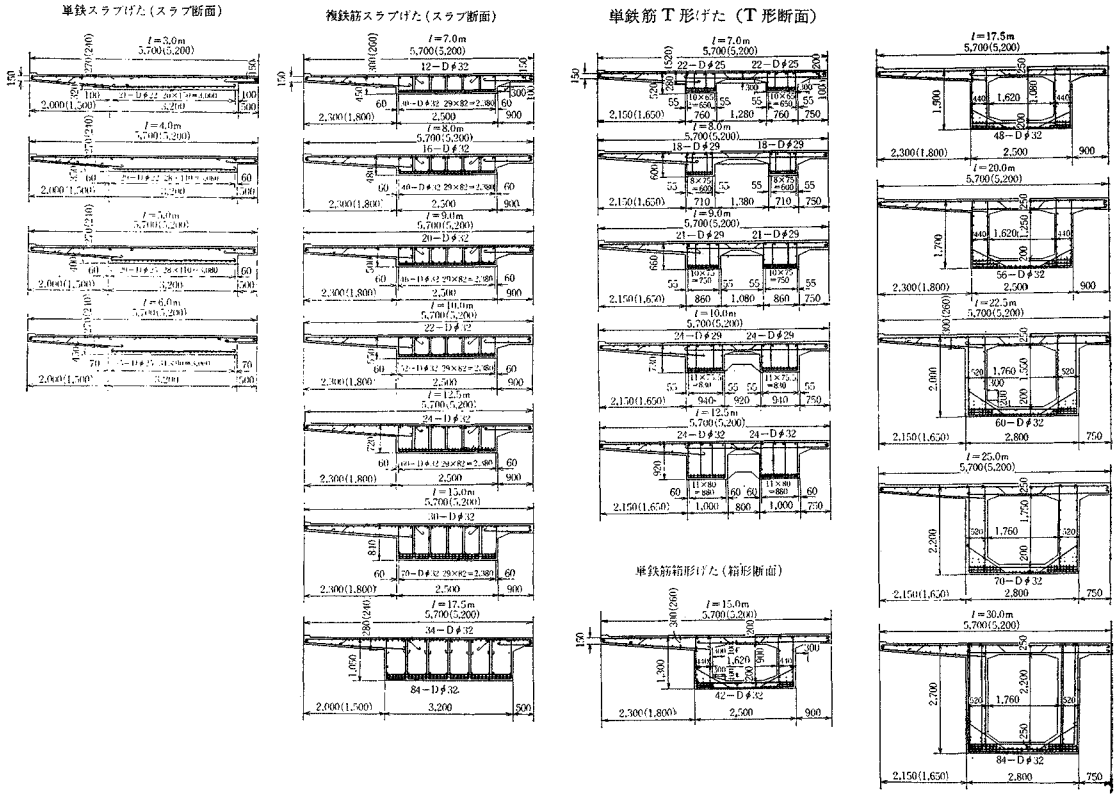
κ: 補正係数
 T形断面の斜角げたでは 1.0
 スラブ断面の斜角げたでは 0.9
 箱形断面の斜角けたでは 0.8~0.6

支点反力および正のスパン曲げモーメントは支点反力の変化によって逆に増大する。したがって斜角の影響を考慮して支点反力と正のスパン曲げモーメントとを求めることは危険側の結果を与えることになり、この場合には斜角の影響を無視して設計することが必要になる。斜角げたにおいて斜角の影響が最も少なくなるのは2つの鈍角端と1つの鋭角端との3点で支持された状態になった場合であり、実際の斜角げたがこの状態に近く変化することは斜角鉄道橋の載荷試験結果からも認められたことである。そのような状態での支点反力および正のスパン曲げモーメントは直角げたとしての値に一致する。すなわち4点支持の斜角げたの鋭角端の支点反力および支点付近のせん断力は直角げたとしての値である $w_0 l/4$ に、鈍角端での値は $w_0 l/2$ にとって設計を行なう必要があり、正のスパン曲げモーメントは直角げたとして曲げモーメントである $w_0 l^2/8$ をとって設計する必要がある。このように斜角の影響を無視した場合について設計してあれば、施工および完成後に設計において仮定した支持状

態と相違した状態になった場合においても、またひびわれ等によってけたの曲げ剛性、ねじり剛性が変化して斜角げたとしての構造系に変化が生じた場合においても、けたとして極限の破壊安全率を直角げた以上に保つことができ、斜角げたの終局強度の低下を防ぐことができる。このような方針に立ってコンクリート斜角げたの設計方法を直角げたと比較して示すつぎようになる。

(i) 曲げモーメントに対する設計

曲げモーメントについては斜角の影響を考慮して求めた曲げモーメントと斜角の影響を無視して直角げたとして求めた曲げモーメントとに対して設計する。したがってスパン中央では直角げたとしての曲げモーメントに対して、けた端付近では斜角げたとしての負の曲げモーメントに対して配筋する必要がある。斜角げたとしてのけた端の負の曲げモーメントに対する配筋は折曲鉄筋を利用してこれを支点上まで延ばすか、または若干の補助の鉄筋を付加することによって行なわれる。この配筋の範囲は曲げモーメント図からその配筋を定めるのがよい



図—45 新幹線標準鉄筋コンクリートげた（直線型）の種類と断面

が、実用的にはけた端付近のスパンの 1/5 の範囲に配筋すれば十分である。

(ii) せん断力に対する設計

両斜角げた，台形げたが等分布荷重をうけた場合のように曲げモーメント図がスパン中心に対して対称である場合にはやはりとしてのせん断力図は直角げたの場合と同一になるが，片斜角げたのように曲げモーメント図がスパン中心に対して対称でない場合にはせん断力図は直角げたと異なってくる。しかし一般には片斜角げたとしてのせん断力図も直角げたの場合のせん断力図にほぼ一致する場合が多いので，特殊の場合を除いて直角げたのせん断力図を用いて配筋を定めてよい。

(iii) ねじりモーメントに対する設計

実験げたによるひずみ測定の結果より見れば，斜角げたとしてのねじりモーメントの影響は主として腹部に生じる。したがって斜角げたの腹部は垂直せん断力のほかにこのねじりモーメントに対しても設計しておく必要がある。

(iv) 支承の設計

支承および支承部付近のせん断補強は斜角の影響を考慮して求めた支点反力と斜角の影響を無視して直角げた

として求めた支点反力について設計する。たとえば4点支持の斜角げたの鋭角端では斜角げたとして求めた支点反力と直角げたとしての支点反力 $w_0l/4$ について，鈍角端では斜角げたとして求めた支点反力と直角げたが一端で支持されたとしての支点反力 $w_0l/2$ について設計しておく必要がある。

斜角げたの支承構造には支承の移動および回転に方向性がないことが要求されるので，一般には合成ゴム支承が用いられているが，スパンが大きくなると特殊の固体潤滑材を使用した球面状のすべり支承も用いられている。

(2) 新幹線における鉄筋コンクリート斜角げた

新幹線における鉄筋コンクリートげたはスパン 3 m から 30 m まで標準設計が行なわれた。その断面は図—45 に示すようにスラブ断面，T形断面，箱形断面の3種である。この標準断面は直角げたについて設計されたものであるが，スパン 7 m 以上の斜角げたについては前節に示した方法によって標準げたの断面，配筋を修正して設計が行なわれた。すなわち，スパン 7 m~12.5 m の斜角げたの断面はスラブ断面とし，スパン 15 m 以上

の斜角げたの断面は 図-45 に示す箱形断面として、前節に示した方法によって曲げおよびせん断補強鉄筋を追加して設計を行なった。この実際の新幹線の箱形断面の斜角げたについて、斜角度と反力および応力との関係を求めると 図-46、図-47 のようになる。これは 表-3 に示す 4 点支持の場合の設計式に補正係数をスパン 15 m の箱形断面については 0.75 に、スパン 25 m の箱形断面については 0.70 にとって、鈍角端および鋭角端の支点反力 P_0, P_A 、ねじりモーメント M_T およびけた端の負の曲げモーメント \bar{M} と斜角度の関係を示したものである。図のなかで実線は 図-45 に示す直線区間の標準げたの断面から、点線は曲線区間の標準げたの断面

から求めたものである。ここに w_0 は等分布荷重を示す。また 図-48 は斜角げたの支点反力 P_0, P_A と直角げたの場合の支点反力 P_R との比をとって図示したものである。この計算結果はスパンが大きくなるにしたがって鈍角端と鋭角端の支点反力の差が大きくなり、斜角げたが 3 点支持されて一つの支点が浮いてくる可能性が大きくなっていくことを示している。したがってスパンが大きくなるほど斜角げたとして設計に用いた応力と実際の応力とが相違する危険性が大きくなる。またこの斜角げたとしてのねじりモーメントが大きくなるので、このためのせん断補強鉄筋が増加してくる。

(3) 鉄筋コンクリート斜角げたの適用範囲

斜角立体交差の構造は一般に交差される路線に平行につくられた橋脚または橋台と斜角げたとから構成される。しかし斜角立体交差のスパンが大きく交差角度の小さい場合には斜角げたによらない構造が斜角げたによる構造より経済的になる場合もある。この斜角げた以外の方法による斜角立体交差の構造を大別するとつぎのようになる。

- (i) スパンを上げた直角げたによる方法 (図-49、図-50 参照)
- (ii) ゲルバー支持げたによる方法 (図-51 参照)
- (iii) 橋幅を拡大したスラブによる方法
- (iv) 耳げたによる方法
- (v) 中間橋脚による方法
- (vi) 特殊高架橋による方法 (図-52 参照)

以上の各形式について簡単に説明する。(i) は 図-49 に示すように斜角げたの代りにそのスパンを上げた直角げたを用いる構造で、スパンが大きい場合にはそのスパンを拡大した直角げたを用いて斜角立体交差を設計してもスパンの増加の割合は小さい。この方式によれば前述のような斜角げたの構造上の問題点を解決することができる。この方式を用いる場合には橋台の設計を橋梁の設計に合わせて行なう必要がある。橋台部分の構造には 図-50 に示すような方式が考えられ、交差角度の小さ

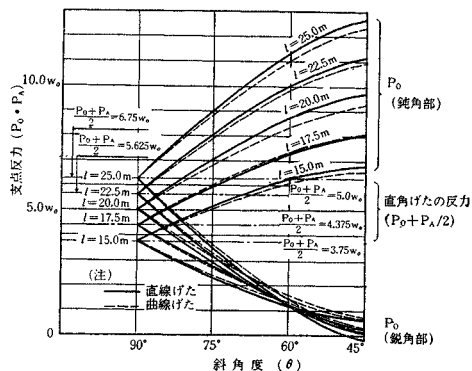


図-46 箱形断面斜角げたの反力図

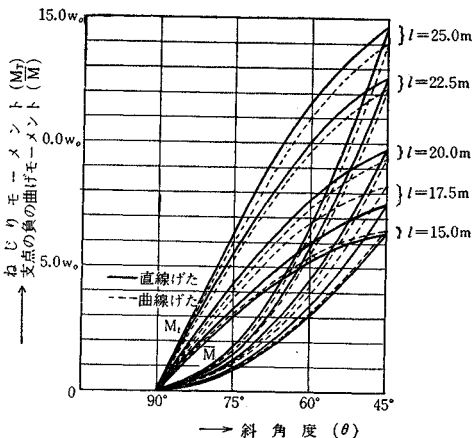


図-47 箱形断面斜角げたの \bar{M}, M_T 図

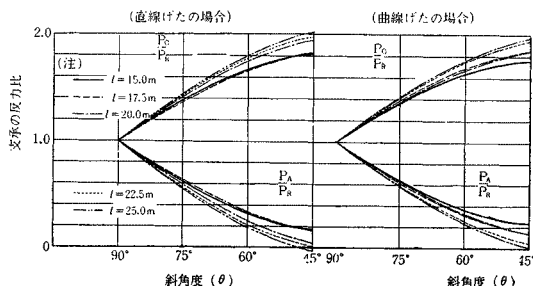


図-48 箱形断面斜角げたの支点反力比図

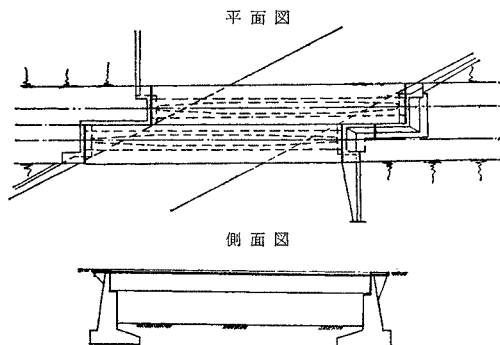


図-49 直角げたによる斜角立体交差構造

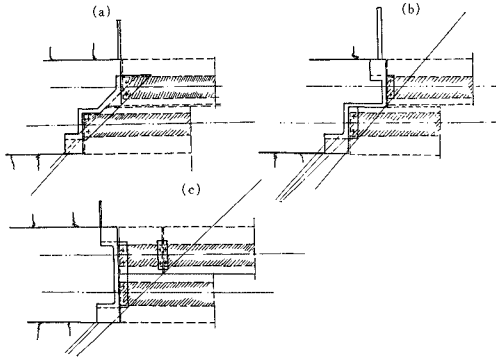


図-50 斜角立体交差における直角げたの橋台構造

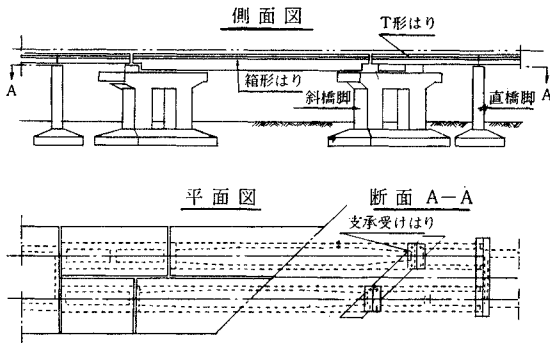


図-51 ゲルバー支持げたによる斜角立体交差構造

い場合には中間に橋脚を設けた方が有利となることもある。(ii)のゲルバー支持げたによる方法は(i)の直角げたによる方式の変形で、図-51に示すように橋台、橋脚の頭部に突出部をつくり、ここにゲルバー支持の直角げたをかけて斜角立体交差を構成する方式である。この方式によればけたの支点が高くなるので施工基面高さを低くすることができる。交差角度が小さい場合には(i)、(ii)の方法はいずれもスパンが大きくなるので、けたの高さが制限されている所には(iii)のスパンを交差される路線に直角にとったスラブ方式が有利となる。これは交差される路線に直角に幅の広いスラブ橋を設け、この上に斜めに交差する路線を設定する方式である。(iv)の耳げたを設ける方法は上記のスラブの両側に下路形式のはりをつけた形式のもので、けた高がより制限された場合に用いられているが、斜角スラブと斜角げたとを組合せた構造となるため設計上の問題点が多い。(v)は大スパンの

鋼げたによる立体交差に多く用いられている方式で、スパンの中間に上方路線に直角に門形橋脚を立て、これに橋げたをかける方式である。(vi)は(v)の門形橋脚と上部構造を一体とした特殊な斜角ラーメン高架橋とする方式で、図-52はその設計の一例を示したものである。

上記の(iii)以下は特殊構造になるので(i)、(ii)の方法と斜角げたによる方法との経済性の検討を行なってみた。表-4はスパン20cmの新幹線の鉄筋コンクリート標準げた(箱形断面)について斜角度を60°、45°とした場合の材料および工費の比較を行なったものである。工費はコンクリートを6600円/m³、鉄筋を60000円/tとして型わく、支保工などの共通費を除いた値である。またスパンを拡大した場合の数量には図-50(a)に示すような橋台につくったブラケット部分を、ゲルバー支持げたの場合の数量にはゲルバー支持部の下方の橋脚、橋台の突出部分を含めたものである。これよりわかるように斜角げたは前節でのべたような斜角げたとしてのねじりモーメントに対して配筋しかつ曲げモーメントに対して斜角の影響を無視して設計する必要があるので、コンクリート1m³あたりの鉄筋量は他の場合より40~60%

表-4 材料および工費の比較

別 種	斜角度	コンクリート量 (m ³)	鉄筋量 (t)	単位コンクリート当りの鉄筋量 (t/m ³)	工 費 (千円)
斜 角 げ た	90°	137	21.3	156	2,310
	60°	143	32.0	224	2,860
	45°	145	37.0	255	3,180
スパンを拡大した直角げた	60°	158	25.0	158	2,540
	45°	174	28.0	161	2,830
ゲルバー支持けた	—	146	31.0	212	2,820

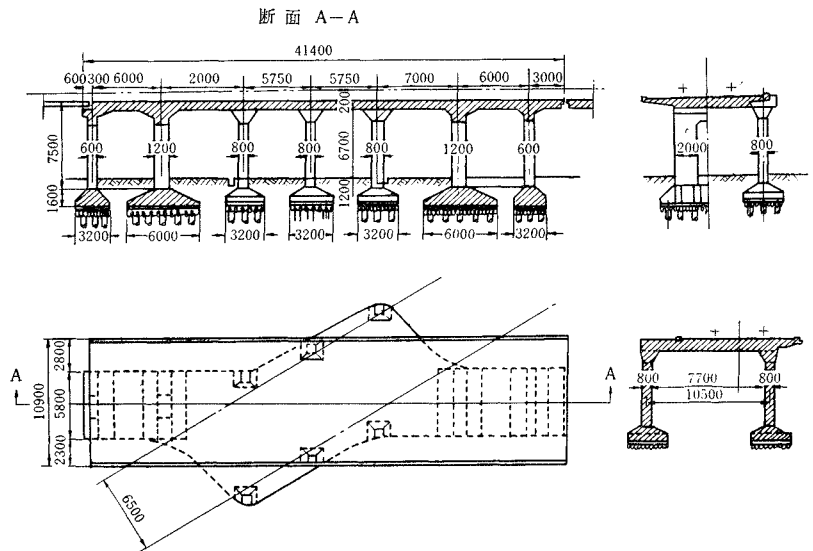


図-52 斜角ラーメン高架橋(新幹線顔戸架導橋)

大きくなる。また鉄筋量が増加するとその組立てが煩雑になり工費も増加してくる。新幹線工事においては、これらのことを考慮して斜角げたはスパン 20 m 程度までとし、それ以上のスパンの斜角立体交差には主としてスパンを拡げた直角げたによる方法か、けた高の関係からスパンを拡大できない場合にはゲルバー支持げたによる方法を用い、特殊の場合には (iii)~(vi) の方法が用いられた。このように斜角げたの経済スパンはけたのスパン、橋幅および斜角度などによって異なっており、スパンが大きい斜角立体交差に対しては斜角げたを用いる方法とスパンを拡大して直角げたとする方法またはゲルバー支持げたとする方法とを比較して、工費その他について検討することが必要である。また斜角度のきつい立体交差では前述の (iii)~(vi) に示すような特殊な方法についても考慮することが必要であり、とくに斜角ラーメン高架橋とする方式は経済的にも構造的にも有利となる場合が多い。しかし一般のスパン 20 m 以下の中小スパンの斜角立体交差には斜角げたによる方法が経済的であり、構造的にも簡単である。

8. 結 論

本論文は斜角げたについて理論的および実験的研究を行ない、その研究結果にもとづいてコンクリート斜角げたの設計方法に対する考察を行なったもので、その結果つぎのような結論が得られた。

(1) スパンの長い斜角げたを一般的に解析するため、これを一次元のはりの両端を平面的な斜線上に支持する構造に置換え、かつ支点において弾性的に支持されているとしてその理論を導いた。理論式の一般解は鈍角端と鋭角端の支点反力の差を不静定量にとりて導かれた。支点反力の不静定量が求められればけたに作用する曲げモーメントおよびねじりモーメントが求められる。この支点反力および応力は荷重の載荷状態、けたのスパン、けたの幅、けたの曲げ剛性、けたのねじり剛性、斜角度および支点的弾性の函数として表わされる。

(2) 斜角度および支点的弾性をそれぞれ数種に変えて、3種類のコンクリート実験げたについて載荷試験を行ない、支点反力およびけたの各部の応力を測定した結果、支点が弾性的な構造である場合には上述の斜角げたの理論が正しいことが実証された。支点到弾性のない場合にはT形断面のコンクリート実験げたの実験結果はほぼ理論と一致しているが、スラブ断面および箱形断面の実験げたによる実験結果は理論に対して斜角の影響が小さくなる傾向があることを示した。すなわちスラブ断面および箱形断面の実験げたでは、実験結果より求めた支点反力の不静定量(鈍角端と鋭角端との支点反力の差)

は理論値の 80% および 50% であった。スラブ断面および箱形断面の斜角げたにおいてその斜角の影響が理論値より小さくなっているのは、けたの剛性が大きいために支承部においてけたの底面が完全に密着しなくなることで、鈍角端と鋭角端との支点反力の差が大きくなるのでその支点的の微小な沈下が支点反力に大きく影響してくることなどによるものと考えられる。

(3) 実際の斜角コンクリート橋について載荷試験を行なった結果によれば、その支点反力は理論から求めた値と傾向的には一致しているが、その差は実験げたの場合より大きく、たとえば箱形断面の斜角コンクリートげた橋の支点反力の不静定量の実測値は理論値の 65% 以下となっている。この主な理由は実際の橋梁ではその施工方法によって一部の支承が浮いてきて3点支持に近い状態になり、理論において仮定したような均等な支持状態にならないことによるものである。

(4) 以上に示した考察より、コンクリート斜角げたは(1)にのべた理論解にもとづいて設計することができるものと考えられるが、その支点的の微小な沈下によって影響をうけるので、複雑な解析にもとづいて設計を行なうことは実用的なことではない。また実験げたによる実験結果はスパンと剛性の大きいけたについては理論式を修正する必要があることを示している。これらのことを考慮して斜角げたが等分布荷重をうける場合について理論解を単純化し、支点反力および応力の設計計算式を示すとつぎようになる。

(i) 両斜角げた

支点反力

(a) 4点支持の場合(図-1 参照)

$$P_O, P_A = \frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 \pm \kappa \frac{l}{3a} \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \right\} \dots\dots(42)$$

(b) 線支持の場合(図-2 参照)

$$p^O, p_A = \frac{w_0 l}{2c} \left\{ 1 \pm \kappa \frac{l}{a} \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \right\} \dots\dots(43)$$

ねじりモーメント

$$M_T = \kappa \frac{w_0 l^2}{12} \frac{\tan \theta}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \dots\dots(44)$$

けた端の負の曲げモーメント

$$\bar{M} = \kappa \frac{w_0 l^2}{12} \frac{1}{1 + \alpha \tan^2 \theta} \dots\dots(45)$$

(ii) 片斜角げた

支点反力

(a) 4点支持の場合

$$P_O, P_A = \frac{w_0 l}{4} \left\{ 1 \pm \kappa \frac{l}{2a} \frac{\tan \theta}{1 + 3\alpha \tan^2 \theta} \right\} \dots(46)$$

(b) 線支持の場合

$$p^O, p_A = \frac{w_0 l}{2a} \left\{ 1 \pm \kappa \frac{3l}{2a} \frac{\tan \theta}{1 + 3\alpha \tan^2 \theta} \right\} \dots(47)$$

ねじりモーメント

$$M_T = \kappa \frac{w_0 l^2}{8} \frac{\tan \theta}{1 + 3 \alpha \tan^2 \theta} \dots\dots\dots(48)$$

けた端の負の曲げモーメント

$$\bar{M} = \kappa \frac{w l^2}{8} \frac{1}{1 + 3 \alpha \tan^2 \theta} \dots\dots\dots(50)$$

(iii) 台形げた

直角に支持されたけたと支点反力、応力は同一である。

ここに

l : スパン

w_0 : 等分布荷重

α : 支点の間隔 (スパン直角方向)

c : 斜角方向の支線の長さ

θ : 斜角度

α : 曲げねじり剛比 $\alpha = \frac{EI}{GJ}$

I : 曲げ断面二次モーメント

J : ねじり断面二次モーメント

E : けたの曲げ弾性係数 (ヤング率)

G : けたのせん断弾性係数 (コンクリートの場合は

$$\frac{E}{G} = 2.3)$$

κ : 補正係数

補正係数 κ はスパンと剛性の大きい斜角げたの支点反力および応力が支点の不等な微小な沈下浮上によって影響を受けることを考慮して定めたもので、理論値に対する修正の程度を示している。この値は実験結果および実際の橋梁の載荷試験結果を参考にして、つぎのようにとればよいと考えられる。

T形断面 $\kappa = 1.0$

スラブ断面 $\kappa = 0.9$

箱形断面 $\kappa = 0.8 \sim 0.6$

(5) 斜角げたの正のスパン曲げモーメントはけた端の負の曲げモーメントによって理論的には減少する。しかし実験結果および載荷試験の結果は支点の微小な変形によって支点反力の不静定量は理論値より減少することを示している。これによってねじりモーメントおよびけた端の負の曲げモーメントは減少するが、正のスパン曲げモーメントは支点反力の変化に伴って逆に増大する。

これらのことを考慮すれば斜角げたの正のスパン曲げモーメントおよび支点反力は斜角の影響を無視して直角げたとして設計する必要がある。このように設計しておけば、斜角げたの施工が完全に行なわれていない場合においても、またひびわれが発生して斜角げたの構造系に変化が生じた場合においても、けたとしての極限の破壊安全率の低下を防ぐことができる。

(6) 理論および実験結果よりすれば、荷重が偏心して作用する場合におけるその偏心の影響は一般に斜角の影響と重ね合わせて取り扱うことができる。

(7) コンクリート斜角げたは上述のような設計方法にもとづいて設計することができるが、そのスパンと剛性とが大きくなると鈍角端と鋭角端との反力の差が増大し、支持状態が設計において仮定したような支持状態と異なってくるのが考えられる。また斜角げたは斜角によるねじりモーメントに対してせん断補強を行なうとともに、正の曲げモーメントに対しては支持状態の変化を考慮して直角げたと同様な設計をする必要があるため、直角げたより鉄筋量が増大する。このためスパンが大きく交差角度の小さい斜角立体交差に対しては、斜角げたを用いる方法よりスパンを拡大して直角げたとする方法、斜角ラーメン高架橋とする方法等が経済的となる場合もあり、工賃その他について比較検討することが必要である。しかし一般の 20 m 以下の中小スパンの場合には斜角げたが経済的であり、構造的にも簡単である。

参考文献

- 1) 松本嘉司: 鉄道橋としての鉄筋コンクリート斜角げたの設計に関する研究, 鉄道技術報告 No. 481, 昭和 40 年 6 月
- 2) 松本嘉司・村上 温: 新幹線長根橋梁の設計および施工—鉄筋コンクリートプレキャスト桁合成スラブ—, 土木技術 V. 19, No. 11, 昭和 39 年 11 月
- 3) Homberg H., Marx W.R.u. Zahlten N.: Modelluntersuchung an einem schiefen Kasten, Bautechnik V. 38, No. 4, Apr., 1961
- 4) Wansleben F.: Beiträge zur Berechnung schiefer drillsteifer Brücken, Stahlbau V. 24, No. 10, Oct., 1955
- 5) Hoeland G.: Der Kraftverlauf in schiefen Hohlkästen, Stahlbau V. 29, No. 3, Mar. 1960
- 6) Homberg H.u. Marx R.W.: Schiefe Stäbe und Platten, 1958

(1968.8.7・受付)

第15回海岸工学講演会講演集 ● B 5 ・ 372 頁 ・ 3 500 円 (千 110 円)

1. 風波におよぼす油膜の効果に関する実験〈日野・片岡・金子〉
2. 有限振幅波の shoaling について (2) 〈岩垣・酒井〉
3. 表面波による振動流境界層に関する実験的研究〈堀川・渡辺〉
4. 浅海重複波による質量輸送〈野田・川嶋〉
5. 砕波による水理特性〈中村・白石・佐々木〉
6. 砕波帯の波の研究(1)一観測法および例一〈井島・松尾〉
7. 海岸構造物不連続部の波高分布について(3)〈三井・川崎〉
8. 造波水路における波浪実験の二, 三の問題点について〈合田〉
9. 博多湾の風と波一低風速時の一例一〈光易〉
10. 中予海岸における波の推算と問題点〈浜口〉
11. 大瀧海岸における波浪推算の一例〈柿沼・石田・門司〉
12. 記録にもとづく海岸波浪の非線型性の解析〈柿沼・石田・門司〉
13. 防波堤の設計波浪に関する二, 三の考察〈尾崎・川上〉
14. ピアソン型分布による海の波〈久宝・竹沢・天竺〉
15. 不規則な波の入射および反射エネルギー スペクトルの測定法について〈鹿島〉
16. 波動による球の振動〈椎貝・河野〉
17. パイルに働く波力のスペクトルの理論一流れと波の共存する場合一〈日野〉
18. 低基混成堤に働く波圧〈永井・大坪〉
19. 波と流れによる砂の移動について〈中村・白石・佐々木・伊藤〉
20. 波による砂連のスペクトルについての実験〈日野・福岡・古沢〉
21. 沿岸流速に関する二, 三の考察〈堀川・佐々木〉
22. 堤防前面の海浜変形に関する一考察〈細井・荒川〉
23. 海岸侵食と海水準変動〈高〉
24. 海蝕崖の侵食に関する実験的研究〈堀川・砂村〉
25. 皆生海岸の侵食について〈馬場・河村・成石〉
26. 鹿島港防波堤延長工事に伴う海底地形の変化について〈佐藤・田中・入江〉
27. 離岸堤工法について〈豊島〉
28. 海中浮泥の分布と渦面への影響について〈満田〉
29. 密度流の問題(3)〈浜田〉
30. 河口における塩水と淡水の混合〈福島・八畷・高橋・大谷〉
31. 河口の流れの構造(1)〈柏村・吉田〉
32. 河口閉塞にともなう河道内水位の変化について一河口閉塞機構に関する基礎的研究; 第3報一〈榎木〉
33. 深層取水の流れへの考察(II)〈大西・日野〉
34. 有限振幅の定常長波〈首藤〉
35. 異常潮位に関する統計的考察〈村木・鎌田〉
36. 河川潮汐の研究(1)〈宇野木〉
37. L字形湾の振動特性について(2)〈堀川・首藤・西村〉
38. 十勝沖地震津波調査報告〈堀口・横田〉
39. 海岸における鋼構造物の防食について(2)〈向江脇・沢村・谷・前田〉
40. 不規則波に対する護岸の期待越波流量について〈合田・竹田〉
41. 海岸堤防の越波の飛散(水平)分布について一のリウ配の影響一〈高田〉
42. 海岸堤防の越波について〈富永・佐久間〉
43. 海岸堤防の越波実験における縮尺効果について〈岩垣・井上・金田〉
44. 浮防波堤の模型実験〈久宝・大橋・牧野〉
45. 透過性鋼管防波堤とその基部洗掘〈林・服部〉
46. 工業用水の取放水問題〈和田・片野〉
47. 海岸に放出する水力発電所放水路への海水侵入について〈中村〉
48. 淡水湖における淡水層中への塩分鉛直拡散〈南・福岡〉
49. 火力または原子力発電所より放出された温噴流の湾内拡散〈林・首藤・川上〉
50. 湾内における物質の拡散一東京湾の場合一〈堀口・石塚・横田〉
51. 水理模型実験による廃水拡散の研究(1)〈江村・鬼塚・深尾・山口〉
52. Water Curtainによる波浪の減衰に関する実験的研究一鉛直上向き噴流列の応用研究一〈室田・村岡・中山〉
53. 潜堤による風波の減衰機構について〈堀川・小森〉
54. 透過性構造物の減勢機構に関する実験的研究〈久保・井田〉
55. 水路を遡上する波の減勢工に関する二, 三の考察〈千秋・藤本・島田〉
56. 合掌ブロックの特性について〈永井・大坪・遠藤〉
57. 二重カーテン壁消波工の消波効果について〈加藤・乃万〉

◆ バックナンバーあり. 第 14 回 2 500 円 ・ 第 13 回 2 200 円 ・ 第 12 回 1 500 円 ◆

郵便番号 160 東京都新宿区四谷 1 丁目・振替東京 16828・電話 351-4131(直通) **土木学会**

建設技術者のための測定法

新刊

土木学会誌に連載された講座「測定」を
読者の要望にこたえて全面的に改筆・加
筆した決定版です。

技術革新のいちじるしい現代では、あら
ゆる現象を定量的にとらえて技術を推進
してゆかなければなりません。

本書は建設工事に従事するすべての技術
者に必須な知識である「測定」に関する
初めてのユニークな単行本です。

目次

- 第1章 総説
- 第2章 測定器械 2.1 流体に関する測定器 2.2
固体に対する測定器 2.3 電気変換測定装置
2.4 電波・レーザー光および音波利用測定機
2.5 記録装置
- 第3章 測定値の処理法 3.1 データのまとめ 3.2
母集団と標本 3.3 確率分布 3.4 標本分
布 3.5 推定 3.6 検定 3.7 実験式の
あてはめ 3.8 周期的変動をする測定値の処
理 3.9 現象解析上の統計処理
- 第4章 気象に関する測定 4.1 気圧に関する測定
4.2 気温に関する測定 4.3 湿度に関する
測定 4.4 蒸発に関する測定 4.5 霧に関
する測定 4.6 雨に関する測定 4.7 雪に
関する測定 4.8 風に関する測定
- 第5章 地盤に関する測定 5.1 土質に関する測定
5.2 岩盤に関する測定 5.3 地すべり、砂
防に関する測定
- 第6章 水に関する測定 6.1 流水に関する測定 6.2
河川に関する測定 6.3 海岸に関する測定
- 第7章 構造物に関する測定 7.1 応力および振動の
測定 7.2 ダムに関する測定 7.3 橋梁(上
部工)に関する測定 7.4 橋梁(下部工)に
関する測定 7.5 トンネルに関する測定
- 第8章 交通運輸に関する測定 8.1 道路に関する測
定 8.2 鉄道に関する測定 8.3 空港に関
する測定
- 第9章 衛生工学に関する測定 9.1 上水、工業用水
に関する測定 9.2 下水道に関する測定 9.3
水質汚濁に関する測定 9.4 大気汚染に関す
る測定

A 5判 422ページ上製

■定 価 2000 円□

□会員特価 1800 円■

<送料は 110円です>

土木学会測定法編集小委員会

委員長 高田 孝信

委員 伊吹山四郎 奥田 穰

久保慶三郎 合田 良実

佐藤 裕 高橋 彦治

谷口 敏雄 服部昌太郎

樋口 芳朗

委員兼 柏谷 衛 土屋 昭彦

幹事 中村 英夫 林 正夫

山本 稔 渡辺 隆

◁ 申込方法 ▷

代金に送料を添え前金でお
申込み下さい。まとまった
お申込みは送料が安くなり
ますのでご相談ください。

郵便番号 160

東京都新宿区四谷1丁目

電話 351-4131(直)

振替 東京 16828

取引銀行□第一銀行八重洲口

支店・四谷支店/住友銀行麴

町支店/三菱銀行四谷支店/

富士銀行四谷支店

 土木学会

PARTNER

K12

パートナー

エンジンカッター

切る

■誰でも切れる

スターターを引張るだけで誰にでも簡単にエンジンがかけられます。切断作業は一人でいい、特別の熟練を要しません。

■どこでも切れる

小型で軽量ですから持ち運びに至便です。その割に馬力は強く、どの様な姿勢でも操作出来、どこでも切れます。

■何でも切れる

鉄、コンクリート、その他何でも切れます。ヒューム管、土管、鉄骨、鉄筋など土木建設、その他種々の業務の切断作業に威力を発揮します。

■はやく切れる

例えばコンクリート道路で3 cmの深さ、15 mの長さに要する切断時間はわずか約15分です。

■きれいに切れる

切口はきれいに切れます。切断作業の後バリトリとか仕上とかの必要はほとんどありません。

■安全に切れる

特にパートナーカッター用に製作したディスクを用いておりますので切断作業は極めて安全且、迅速に行えます。



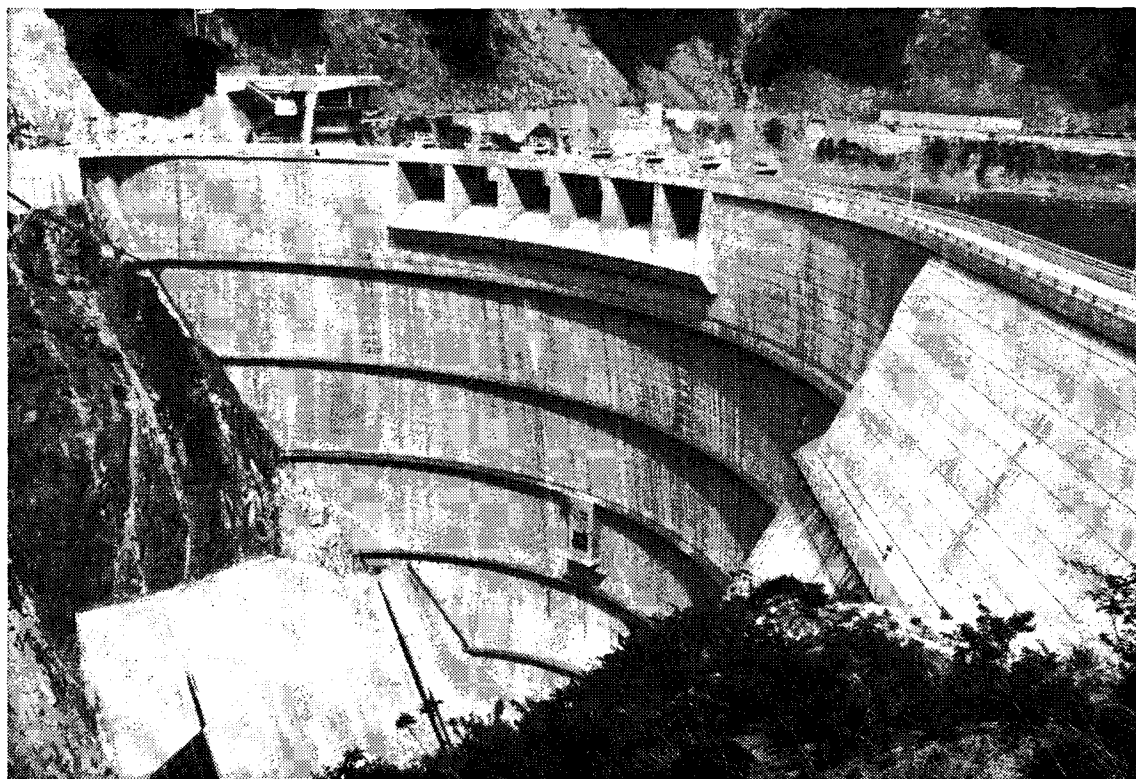
- 鋳 鉄 管
- ダ ク タ イ ル 管
- ヒ ュ ー ム 管 路
- 道 路
- ワ イ ヤ ー ・ ケ ー ブ ル

日本アレン機械部

東京都豊島区巢鴨7丁目1875番地 TEL(944) 1711(代)
本 社 東京都千代田区内神田2丁目4-4 TEL(256) 6551(代)
大 阪 支 店 大阪府北区牛丸町65東洋ビル内 TEL(372) 4571(代)
福岡営業所 福岡市露町149 TEL(53) 1515
広島営業所 広島市三川町10-13 TEL広島(47) 6351
北海道出張所 北海道苫小牧市音羽町13の11 TEL(苫小牧)2-5016

昭和三十七年五月二十八日第三〇三〇号
昭和四十四年二月十五日
（毎月一回）
（二十日発行）
（印刷）
（郵便認可）

最も良い最も経済的なコンクリートを造る



土
木
会
論
文
報
告
第
1
6
2
号

DURABLE CONCRETE

ポゾリスコンクリートの耐久性

コンクリートの耐久性はコンクリートの諸性質上極めて重要な性質であります。凍結融解に対する耐久性、酸・アルカリ・塩類等の化学的浸蝕、磨耗及び中性化に対する抵抗力等、ポゾリスの各種類はいづれも大きな耐久性を示します。ポゾリスは、最高の均質性と作業の容易性を提供する最良の混和剤です。

—— カタログ贈呈 ——



標準型
遅延型
早強型

種類 / No.5 / No.5L / No.8 / No.8 IMP / No.10 / No.100 [N.R.XR]

東京都港区六本木3-16-26 ☎ 582-8811
大阪市東区北浜3-7(広銀ビル) ☎ 202-3294
仙台市東二番丁6-8(富士ビル) ☎ 24-1631

ポゾリス物産株式会社
日暮マスタービルターズ株式会社

名古屋市中区新栄町1-6(朝日生命館) ☎ 262-3661
広島市八丁堀12-22(豊地ビル) ☎ 21-5571
福岡・二本木・高岡・札幌・千葉

定
二
〇
〇
円