

土木研究所報告

第 109 号

吊橋に作用する空気力の三次元性について (1)

.....横田周平, 高田孝信, 成田信之...(1)

若戸橋塗装用塗料試験報告 小松原正夫...(7)

Block, Channel および Hoop Shear Connector の試験報告

.....山本 稔, 中村正平...(35)

Studd Shear Connector の試験報告 山本 稔, 中村正平...(67)

河川流出に関する 2,3 の計算法 (2) 竹内俊雄, 笠木直行...(91)

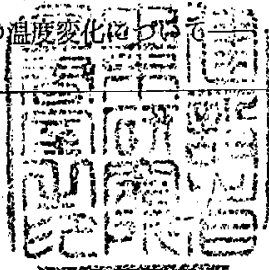
雨量計受水部の口径の大きさの雨量に及ぼす影響について

.....竹内俊雄, 江川太朗...(99)

④ 河川の流下速度の観測方法 竹内俊雄, 鶴岡稔雄, 牧 隆正...(103)

コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究 (1)

——コンクリート版の温度変化について 岩間 滋...(109)



昭和 36 年 11 月

建設省土木研究所

吊橋に作用する空気力の三次元性について (1)

横 田 周 平* 高 田 孝 信** 成 田 信 之***

(昭和 36 年 1 月)

A Study of three-dimensional Analysis of Wind Force acting on Suspension Bridges

(Jan. 1961)

S. YOKOTA, T. TAKATA, N. NARITA

Synopsis:

Wind forces acting on the suspended structures of suspension bridges have hitherto been treated under the following assumption;

α_{eff} (effective angle of attack) = α_g (angular displacement of the suspended structure at any instance of torsional oscillation) + $(d\eta/dt)/v\omega$ (induced angular displacement by the vertical oscillation of the structure), and no three dimensional considerations have been given to the wake.

This paper, discussing these problems, presents the fundamental equations determining the induced velocities of wind (v_i) due to the wake and the distributions of circulation (Γ) along the span which are necessary to obtain the wind forces on the suspended structure.

要 旨:

従来吊橋の補剛桁に作用する空気力は迎角が

(補剛桁の捩れ角度: α_g) + (補剛桁の上下運動により誘導される角度: $(d\eta/dt)/v\omega$)

として取扱われ、後流に対する三次元的考察を欠いていた。本文ではこの点に検討を加えたものである。その結果一応理論解析により後流の影響によって補剛桁位置に誘導される風速 v_i および補剛桁に対する 空気的作用力算定に必要な循環 (circulation) Γ の Span 方向分布決定に対する基本式を導くことができた。

目 次

1. ま え が き	(1)
2. 補剛桁に対する後流の影響	(2)
3. む す び	(5)

1. ま え が き

吊橋は長大径間橋として有利な面を有するが、強風に対して不安定な性状を有し、現在まで十数橋の落橋事故を起している。したがってわが国のような台風国で長大径間の吊橋を設計する場合には耐風性に対して十分の検討がなされねばならぬ。吊橋の耐風性については、これまで多くの人々により理論的にまた実験的に研究が進められ、取扱ひ方も漸次固定化しつつある。それには大体二つの流れがある。

- (1) 部分模型に対する二次元風洞実験結果を用いて理論解析を行なうもの。(二次元実験で十分であるとするもの)
- (2) 全形模型に対する風洞実験により判定せんとするもの。(三次元実験を必要と主張するもの)

もし、三次元的理論解析が可能であれば、風洞実験は部分模型による実験のみでよいから、実験が小規模で済みきわめて好都合である。しかし、各種の三次元的要素を理論解析にて求めることは、これまでの研究過程では不可能であると思われる。

したがって、後者の(2)の問題が起ってくる。

吊橋に対する三次元問題としては構造物自体の問題と外力として作用する空気力の問題とがある。これらを、ある程度考慮したものとしては平井教授の研究⁽¹⁾がある。

吊橋の振動と空気力との関連性は Kármán 渦を基として Strouhal 常数の概念が導入されている。これは二次元的な振動現象の説明にはきわめて有効である。従来空気力の三次元的要素としては、補剛桁の捩れに伴うものと上下運動に伴うものが迎角として作用するものとして取扱われて来たが、この外に後流に伴う影響項がある。この第三の項を考慮されたものは現在まで発表されてい

* 土木研究所長 ** 工務 材料構造部長

*** 工務 材料構造部構造研究室

ない。もし、この項が無視しうれば空気力に関する限り二次元的に取扱えばよいことになる。航空機の三次元翼理論では、この後流による項が重要な項として考えられ、これに対する幾多の研究がなされているが⁽³⁾フラッター時のような振動翼に対する三次元的考察は現象が複雑なため、現在までなら進展をみない状態である。

吊橋の不安定時には大振幅の振れ、または上下振動を生ずるものであるが、この場合には後流の影響も顕著に現われることが予想される。以下この点について検討を加えることにする。

2. 補剛桁に対する後流の影響

補剛桁の誘振力には Kármán 渦が大きな役割を演じているといわれている。補剛桁の振幅がきわめて微小の場合には後流中には Kármán 渦のみが見られるが、振幅が増大するにつれて、後流中には振動周期に直結した Kármán 渦よりも、渦度の分布を異にする "Vortex Sheet" が現われるようになる。したがってこの "Vortex Sheet" により補剛桁には相対的に吹き下し、または吹き上げ現象を生じて補剛桁に対する有効迎角 α_{eff} は図-1-b に示すようになる。すなわち、

$$\alpha_{eff} = \alpha_g - \alpha_l \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 α_g : 補剛桁の振れ角にして幾何学的迎角、
(図-1-a および b 参照)

$$\alpha_l = \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} + v_l \right) / v_{\infty}$$

特に長周期振動の場合には、 $\partial \eta / \partial t \approx 0$ であるから

$$\alpha_l \approx v_l / v_{\infty} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 v_{∞} : 吊橋の影響を受けない所における風速
 $\partial \eta / \partial t$: 補剛桁の上下動により生ずる相対風速
 v_l : 後流における "Vortex Sheet" により誘導された吹き下し、または吹き上げにより生ずる風速

したがって "Vortex Sheet" が存在する限りにおいて補剛桁の有効迎角は幾何学的迎角とは異なることが考え

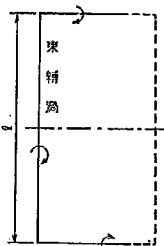


図-2-a 束縛渦の強さが Span 方向に一定にして振動しない場合

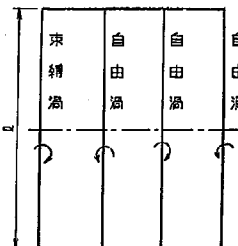


図-2-b 束縛渦の強さが Span 方向に一定にして振動している場合

られ、したがって吊橋の耐風性に對してもこれに対する考慮がなさるべきである。いま誘導速度 v_l を求める前に後流における渦の分布状況を調べて見る。問題を簡単にするため、補剛桁は対称振動をするものとすれば、補剛桁は径間中央において最大の振れ角と変位とを生ずる。しかるときは径間長 l なる補剛桁の径間中央に原点をとり、橋軸方向に x 軸 (y, z 座標については図-1-a のようにとる) をとれば、補剛桁には circulation $\Gamma(x, t)$ を有する渦を生ずる。これは束縛渦 (bound vortex) と称せられるものである。しかるに、渦に対する Helmholtz の第二法則により渦には端がない。したがって $\Gamma(x, t)$ が x 軸方向に対して一定であれば後流中には補剛桁の両端より出た 1 本の Vortex line のみが現われる。したがって、もしこのような場合、束縛渦が振動をしており $l \gg v_{\infty} T$ (T は $1/4$ 周期) であれば $x=0$ (径間中央) 線上の後流中にはほぼ Kármán Vortex に近い渦列が生じ、この場合には空気力はほぼ二次元的となる。しかし、一般に Γ は x の関数であるから、その変化量 $(\partial \Gamma / \partial x) dx$ は補剛桁の x 位置より自由渦となって後流中に流れて行く、補剛桁は振動しているから時間的变化についても考慮せねばならぬ。したがって、補剛桁各位置における束縛渦と後流中における自由渦との関係を理想化して図示すれば図-3 のようになる。図中 $A_0, A_1, A_2, \dots$ は束縛渦、 $B_0, B_1, B_2, \dots$ は自由渦であるが、 $x=x$ より流出した自由渦 B_2 は束縛渦 A_2 と連続した Vortex line となっている。また束縛渦は集合して $\Gamma(x, t)$ なる大きさの circulation を有することになる。また自由渦 $B_0, B_1, B_2, \dots$ は後流中に連続的に分布して "Vortex sheet" を形成する。いま、これらの Vortex により補剛桁位置に誘導される風速 v_l を求めて見る。それには、まず一つの Vortex line A_2-B_2 について考えることにする。補剛桁が振動中であることを考えれば $\Gamma(x, t)$ の時間

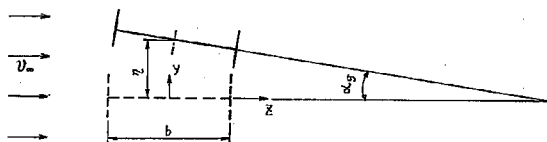


図-1-a

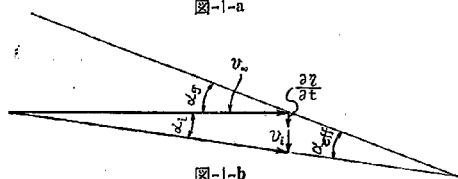
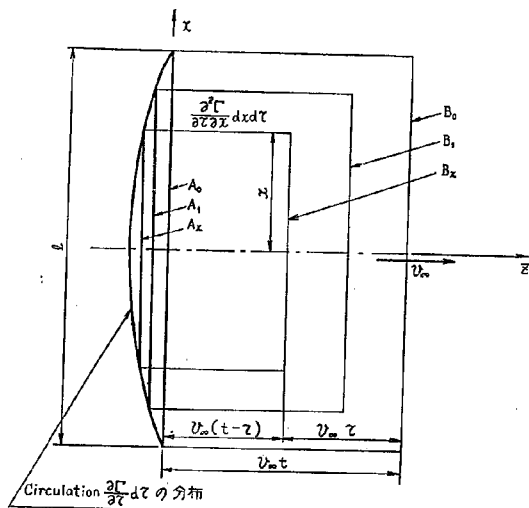


図-1-b



$$x=0 \text{ における } \Gamma(0,t) \text{ の分布}$$

$$\Gamma(0,t) dx$$

$$\frac{\partial \Gamma}{\partial \tau} dx d\tau$$

図-3

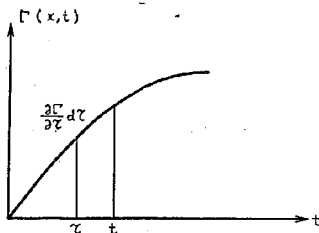


図-4

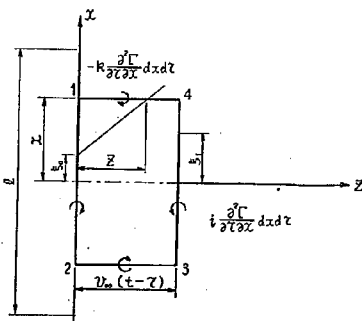


図-5

的变化も図-4のように考える必要があり、したがって A_x - B_x なる Vortex の強さは

$$\frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx \cdot d\tau$$

と見なされる。いま空気を完全流体と見なせば circulation が c なる Vector で表われる Vortex により誘導される空気の流れの速度 Vector q は Biot-Savart の法則により

$$q_i = \frac{1}{4\pi} \iiint \frac{1}{r^3} [c, r] dx \cdot dy \cdot dz$$

したがって、図-5にて Vortex line 1 2 3 4 により $x=\xi_0$ に誘導される風速は

$$q_i(x, \xi_0, \tau) = \frac{1}{4\pi} \oint \frac{1}{r^3} [c, r] ds \dots \dots (3)$$

上式にて Vector c, r を x, y, z 方向の単位 Vector i, j, k を用いて表わせば、図-5より次のようになる。すなわち、

Vortex line 1-4 に対しては

$$\begin{cases} c = -k \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau \\ r = i(x - \xi_0) + kz \\ r = [(x - \xi_0)^2 + z^2]^{\frac{1}{2}} \end{cases}$$

Vortex line 3-4 に対しては

$$\begin{cases} c = i \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau \\ r = i(\xi_1 - \xi_0) + k \cdot v_\infty(t - \tau) \\ r = [(\xi_1 - \xi_0)^2 + (v_\infty \cdot \tau)^2]^{\frac{1}{2}} \end{cases}$$

Vortex line 2-3 に対しては

$$\begin{cases} c = -k \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau \\ r = i(x + \xi_0) + k \cdot z \\ r = [(x + \xi_0)^2 + z^2]^{\frac{1}{2}} \end{cases}$$

なお束縛渦については

$$[c, r] \equiv 0$$

であるから考慮する必要がない。したがって(3)式は

$$\begin{aligned} q_i(x, \xi_0, \tau) &= \frac{1}{4\pi} \int_0^{v_\infty(t-\tau)} \left[-k \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau, \right. \\ &\quad \left. i(x - \xi_0) + kz \right] dz \\ &\quad + \frac{1}{4\pi} \int_{-\infty}^x \frac{1}{r^3} \left[i \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau, \right. \\ &\quad \left. i(\xi_1 - \xi_0) + k \cdot v_\infty(t - \tau) \right] d\xi_1 \\ &\quad + \frac{1}{4\pi} \int_0^{v_\infty(t-\tau)} \left[-k \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau, \right. \\ &\quad \left. i(x + \xi_0) + kz \right] dz \\ &= \frac{1}{4\pi} \int_0^{v_\infty(t-\tau)} \frac{-j}{r^3} \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau (x - \xi_0) dz \\ &\quad + \frac{1}{4\pi} \int_{-\infty}^x \frac{-j}{r^3} \frac{\partial^2 I'}{\partial \tau \partial x} dx d\tau \cdot v_\infty(t - \tau) d\xi_1 \end{aligned}$$

$$+ \frac{1}{4\pi} \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx (x + \xi_0) dz \dots (4)$$

ゆえに

$$\begin{aligned} q_i(x, \xi_0, \tau) = & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx \\ & \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{v_{\infty}(t-\tau)}{[(x-\xi_0)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} dz \\ & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx \cdot v_{\infty}(t-\tau) \\ & \int_{-x}^x \frac{d\xi_1}{[(\xi_1 - \xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2]^{\frac{3}{2}}} \\ & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx \\ & \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{v_{\infty}(t-\tau)}{[(x+\xi_0)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} dz \\ = & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx \\ & \left[\frac{1}{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \frac{v_{\infty}(t-\tau)}{x-\xi_0} \right. \\ & + \frac{1}{\sqrt{(x+\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \frac{v_{\infty}(t-\tau)}{x+\xi_0} \\ & + \frac{1}{v_{\infty}(t-\tau)} \left(\frac{x-\xi_0}{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \right. \\ & \left. + \frac{x+\xi_0}{\sqrt{(x+\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \right) \Big] \\ = & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} \frac{d\tau dx}{v_{\infty}(t-\tau)} \\ & \left[\frac{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x-\xi_0} \right. \\ & \left. + \frac{\sqrt{(x+\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x+\xi_0} \right] \dots (5) \end{aligned}$$

よって、全 Vortex sheet により補剛桁位置に誘発される風速 v_i はこの場合補剛桁に対して下向きに作用しその大きさは補剛桁に対する揚力が零のときより t 秒後には

$$\begin{aligned} v_i(\xi_0, t) = & \frac{1}{4\pi} \frac{1}{v_{\infty}} \\ & \int_0^{\frac{1}{2}} \int_0^t \left[\frac{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x-\xi_0} \right. \\ & \left. + \frac{\sqrt{(x+\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x+\xi_0} \right] \\ & \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} \frac{d\tau dx}{t-\tau} \dots (6) \end{aligned}$$

いま補剛桁が円振動数 ω なる定常的な振動をしているものとし、

$$\Gamma'(x, t) = \Gamma_0(x) \sin \omega t \dots (7)$$

で表わされるものとすれば(6)式は

$$v_i(\xi_0, t) = \frac{\omega}{4\pi v_{\infty}}$$

$$\begin{aligned} & \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{d\Gamma_0}{dx} \int_0^t \left[\frac{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x-\xi_0} \right. \\ & \left. + \frac{\sqrt{(x+\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x+\xi_0} \right] \\ & \frac{\cos \omega \tau}{t-\tau} d\tau dx \dots (8) \end{aligned}$$

対称振動の場合には $0 \leq x \leq l/2$ の領域のみについて考
えれば(5)式は

$$\begin{aligned} q_i(x, \xi_0, \tau) = & -\frac{j}{4\pi} \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx (x - \xi_0) dz \\ & -\frac{j}{4\pi} \int_0^x \frac{1}{r^3} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx (t-\tau) d\xi_1 \\ = & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx \\ & \left[\int_0^{\frac{1}{2}} \frac{v_{\infty}(t-\tau)}{[(x-\xi_0)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} dz \right. \\ & + \int_0^x \frac{v_{\infty}(t-\tau) d\xi_1}{[(\xi_1 - \xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2]^{\frac{3}{2}}} \Big] \\ = & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} d\tau dx \\ & \left[\frac{1}{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \frac{v_{\infty}(t-\tau)}{x-\xi_0} \right. \\ & + \frac{1}{v_{\infty}(t-\tau)} \left(\frac{x-\xi_0}{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \right. \\ & \left. + \frac{\xi_0}{\sqrt{\xi_0^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \right) \Big] \end{aligned}$$

よって

$$\begin{aligned} q_i(x, \xi_0, \tau) = & -\frac{j}{4\pi} \frac{\partial^2 \Gamma'}{\partial \tau \partial x} \frac{d\tau dx}{v_{\infty}(t-\tau)} \\ & \left[\frac{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x-\xi_0} \right. \\ & \left. + \frac{\xi_0}{\sqrt{\xi_0^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \right] \dots (5)' \end{aligned}$$

ゆえにこの場合(8)式は

$$\begin{aligned} v_i(\xi_0, t) = & \frac{\omega}{4\pi v_{\infty}} \\ & \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{d\Gamma_0}{dx} \int_0^t \left[\frac{\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x-\xi_0} \right. \\ & \left. + \frac{\xi_0}{\sqrt{\xi_0^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}} \right] \frac{\cos \omega \tau}{t-\tau} d\tau dx \dots (8)' \end{aligned}$$

(8)式において $\Gamma_0(x)$ は x に対して未知の関数である。これは次のように表わされる。すなわち、補剛桁の幅を b 、揚力係数の有効迎角に対する散係数を m とすれば、補剛桁の単位長に作用する揚力 L は

$$L = \rho v_{\infty} \Gamma'(\xi_0) \dots \text{二次元翼に対する Kutta-Joukowski の定理}$$

$$= m \cdot \alpha_{eff} \cdot \frac{1}{2} \rho v_{\infty}^2 b$$

ただし、 ρ は空気密度である。したがって(1), (2)より

$$\begin{aligned} \Gamma_0(\xi_0) &= \frac{\rho v_{\infty} b}{2} \cdot m \cdot (\alpha_g - \alpha_i) \\ &= \frac{\rho v_{\infty} b}{2} \cdot m \left(\alpha_g - \frac{v_i}{v_{\infty}} \right) \end{aligned}$$

したがって、(8)式により

$$\begin{aligned} \Gamma_0(\xi_0) &= \frac{\rho v_{\infty} b m}{2} \left[\alpha_g - \frac{\omega}{4\pi v_{\infty}^2} \right. \\ &\quad \left. \int_0^{\frac{t}{2}} \frac{d\Gamma_0}{dx} \cdot \int_0^t \frac{1/\sqrt{(x-\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x-\xi_0} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1/\sqrt{(x+\xi_0)^2 + v_{\infty}^2(t-\tau)^2}}{x+\xi_0} \right] \frac{\cos \omega \tau}{t-\tau} d\tau dx \end{aligned} \quad (9)$$

(9)式の積分方程式を解き $\Gamma_0(x)$ を求むれば、補剛桁に作用する三次元的な空気力を求めることができる。しかし、この式の解析解はきわめて困難である。

また、非対称振動に対しても同様に求めることができる。

3. む す び

以上により補剛桁に作用する空気力には後流の影響を

考慮することにより三次元的考察が可能であることを示した。しかし、本取扱いにおいては空気を完全流体とした点において、局部的には実際に即しない現象が現われて来る。したがって、その点については特別の考慮が必要である。たとえば、積分方程式の積分領域 $\int_0^t () d\tau$ に対しては $\int_{\epsilon}^t () d\tau$ とすべきで、 $\tau=0$ では空気を完全流体と見なせば大きな誤差を生ずる。すなわち、その状態では空気は粘性流体としての特徴を十分に発揮し、それにより Vortex を発生させており、その間の現象を理論式で現わすことは不可能であり、また局部的な現象であるから除外した方がよいと思われる。 $\tau=\epsilon$ の推定も困難である。これらの無知の項については三次元的な風洞実験による実験的研究によらざるを得ない。

参 考 文 献

- (1) A. Hirai: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges under Wind Action, Preliminary Publications for 5th Congress of IABSE, (1956)
- (2) Durand: Aerodynamic Theory vol. II.

若戸橋塗装用塗料試験報告

(昭和35年10月)

小松原 正 夫*

目 次

1 まえがき..... (1)	〔1〕 試験塗料について..... (4)
2 現地曝露環境の調査..... (1)	〔2〕 一般性状..... (6)
〔1〕 現地大気および降雨中の Cl^- , SO_4^{2-} 濃度と付着量..... (1)	〔3〕 塗膜の耐久性..... (7)
〔1〕 測定方法..... (1)	4 塗装に関する試験..... (17)
〔2〕 測定結果..... (2)	〔1〕 素地調整の影響..... (19)
〔2〕 既設構造物の塗膜調査..... (3)	〔2〕 塗装間隔および塗装システムの影響..... (19)
3 市販塗料の品質試験..... (4)	5 総 括..... (28)

1. まえがき

洞海湾を横断して若松、戸畑市間に架設される若戸橋は、その立地条件から特に鋼材の防蝕に対して留意された。橋梁のような大形構造物で野外に曝露されるものの防蝕手段としては、塗装によるのが一般である。塗装による防蝕は、金属面に塗料を塗付して連続した塗膜を形成させ、これによって外界の作用を遮断すると共に金属面を不働態化させて防護するものであるから、塗料の性能と塗膜自体の耐久性が問題になり、これ等の要求を満足させる塗料および塗装システム選定をすることになる。

また塗膜は常に外界と接しており、塗膜の劣化速度はこれと接触する雰囲気により左右されるので、塗膜を劣化させる外部要因を調査し、その程度を把握することが選定上必要である。

本報は、若戸橋の塗装に先だて行なった現地曝露環境調査、橋梁用防錆塗料の品質試験および塗装に関する試験結果の報告である。

2. 現地曝露環境の調査

塗膜を破壊する外部要因には、温度、湿度、日光、大気中の反応性ガス、風送塩、菌類、バクテリア、昆虫、海棲生物、風または水によってはこぼれる砂、ダストその他による摩耗等の諸作用がある。若戸橋は洞海湾を横断して海上に架設されること、およびその附近は九州工業地帯であるので、季節風による海からの風送塩と各種工場排ガスによって大気は汚染され、これ等の影響を顕著に受けることが予想される。

大気の汚染される実態は、この場合大気中の Cl^- , SO_4^{2-} , H_2S 等の含有量および降雨中の Cl^- , SO_4^{2-} の含有量によって示されると考える。またこれ等夾雑物が塗膜に付着

する程度も知る必要がある。塗膜の耐久性におよぼす環境の影響は、既設構造物の塗膜状態を観察することによっても知ることが出来るので、以上について調査を行なった。

〔1〕 現地大気および降雨中の Cl^- , SO_4^{2-} 濃度と付着量

(1) 測定方法

大気中の Cl^- , SO_4^{2-} 量は、ガラスフィルターを備えた洗滌ビン5ヶを直列に並べ、これにガスメーター、ポンプを接続し、空気を1時間に200l前後で吸引し、洗滌ビン中の蒸留水に溶解した Cl^- , SO_4^{2-} を定量した。通気量は1,000lを標準とする。採取場所は7、8月では若松市民病院および戸畑市営倉庫屋上であり、9月以降は若戸橋試験室横で採取し、採取回数は月2回を原則とする。 Cl^- はチオシアン酸水銀による比色法により、 SO_4^{2-} は試液に臭素水を加え、塩化バリウムによる比濁法により定量した。

雨水の採取は、鉄製ほうろう引き漏斗(径1.4m)を若戸橋試験室裏庭に設置し、降雨当初の1/程度を採取した。

付着量の測定は、若戸橋試験室横に一边約28cmのワタに銅金網を張ったものを互に直角におき、毎日一回銅網を蒸留水で洗滌し、1ヶ月分の洗滌を合して試液とし、その濃度を定量する。金網の有効面積を算出し、単位面積당1ヶ月に付着する量に換算する。

以上現地で採取した試水は、ポリエチレンびんに入れ研究所に送付し、直ちにpH測定後分析を行なった。

大気中の H_2S 量については、洗滌びんの0.1規定苛性ソーダー液に吸収し、土研に到着後弱酸性となし、塩酸p-アミノナフチルアミンと第二塩化鉄液を添加した青色の発色は認められず、このような方法では検出されなかった。

* 地質化学部 前化学研究室長

表-1

現地大気中の Cl^- , SO_4^{2-} 濃度測定結果

採取年月日	採取場所	天 候	風 向	通気量	大気中の SO_4^{2-} , Cl^- 量		pH
					$\text{SO}_4^{2-}\text{mg/m}^3$	$\text{Cl}^-\text{mg/m}^3$	
昭31. 7. 27	戸 畑	晴	SE	19l	1.4	1.9	4.9
"	若 松	"	NE	"	1.0	2.2	5.4
8. 11	戸 畑	"	NNW	"	1.6	2.3	5.1
"	若 松	"	NW	"	1.5	2.4	4.7
9. 1	若松試験室横	"	NE	30l	0.4	1.3	5.2
9.24~10. 2	"	"	—	1,000l	0.3	1.6	5.2
10.10~10.13	"	雨	—	"	0.3	0.2	5.3
10.19~22	"	晴たり曇つたり	—	"	0.4	0.4	4.8
11. 8~12	"	雨	—	"	0.2	0.1	5.1
11.25~29	"	"	—	"	0.3	0.4	4.6
12 上半期	"	"	—	"	0.3	0.1	4.3
昭32.1. 24	"	晴	SW	"	0.5	0.7	5.5
2. 14	"	"	W	"	1.3	0.3	6.4
2. 23	"	"	NW	"	1.3	1.0	5.4
3.25~28	"	"	W	"	0.5	0.3	6.0
4. 10	"	曇	SW	"	0.2	0.1	5.8
4.23~24	"	曇時々雨	NW	"	0.3	0.1	5.9
5. 29	"	"	SE	"	3.1	0.0	6.7
6. 29	"	晴	NE~SW	"	0.2	0.2	6.9
7. 31	"	"	SE	"	0.4	0.3	—
8. 29	"	晴のち曇	N~NW	"	0.4	0.1	7.2
9. 30	"	曇	ENE	"	0.3	0.1	6.8
10. 30	"	雨のち晴	WNW	"	0.1	0.2	6.8
11. 15	"	晴	NNW~NE	"	0.1	0.2	5.4
12. 28	"	曇時々雨	NW	"	0.2	0.2	5.9

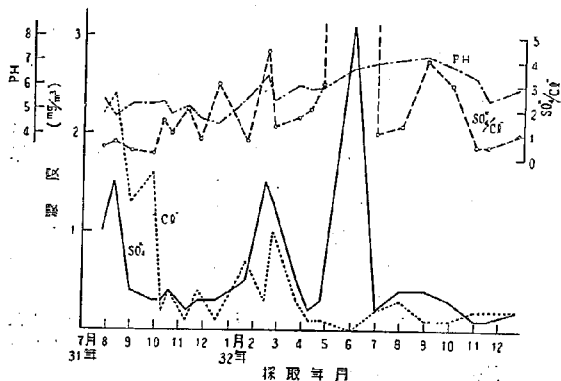
(2) 測定結果

測定期間は昭和31年7月より翌年12月までである。

大気中の Cl^- , SO_4^{2-} 量は採取地点によって異なるが、一般に Cl^- は乾燥季に多く、 SO_4^{2-} 量は寒季に多くなる傾向が認められている。現地大気中の Cl^- , SO_4^{2-} 量は表-1

に、またこれ等の量と採取時期との関係を図-1に夫々示した。 Cl^- 量は $2.4 \sim 0.0 \text{mg/m}^3$, SO_4^{2-} 量は $3.1 \sim 0.1 \text{mg/m}^3$ であり、 $\text{SO}_4^{2-}/\text{Cl}^-$ の重量比は $0.2 \sim 4.3$ の間にある。この測定結果からは、採取時期と濃度、風向と濃度および $\text{SO}_4^{2-}/\text{Cl}^-$ の比との間には明らかな関係は認め難い。

松井氏の昭和14年東京丸の内における測定では、 Cl^- 量は平均 0.008mg/m^3 であり、12月~3月に多く、5月~6月では小さいことを認めており、三宅氏の北海道根室海岸における測定では $0.71 \sim 0.13 \text{mg/m}^3$ であった。 SO_4^{2-} 量は昭和13年東京における松井氏の測定では、最大 0.11mg/m^3 , 最小痕跡、平均 0.02mg/m^3 である。現地大気中の Cl^- , SO_4^{2-} 量は上記測定例に比較して大きな値である。なお昭和32年5月29日採取の大気中には SO_4^{2-} 量が異状に高くなっているが、この原因は不明である。

降雨中の Cl^- , SO_4^{2-} 量は表-2, 図-2図-1 現地大気中の Cl^- , SO_4^{2-} 濃度

に示した。測定期間中における Cl^- 量は 15.4~0.0 であり、 SO_4^{2-} 量は 21.5~0.0 である。三宅氏の昭和21年より昭和22年までの1箇年における各地の平均値を表-3に示す。これ等の値に比較して現地降雨中の SO_4^{2-} 量は特に多い。 $\text{SO}_4^{2-}/\text{Cl}^-$ は 144~1.2 となり大気の場合より大きく変動している。

Cl^- 、 SO_4^{2-} の単位面積当りの付着量は表-4、図-3に示すとおりであり、 Cl^- の付着量は $0.33\text{g}/\text{m}^2/\text{month}$ から度跡程度であり、 SO_4^{2-} の付着量は $1.94\sim 0.12\text{g}/\text{m}^2/\text{month}$ 程度である。 Cl^- 、 SO_4^{2-} の付着量は4~9月に少なく10~3月に多くなる傾向がある。 $\text{SO}_4^{2-}/\text{Cl}^-$ は38.0~3.3の間にある。松平氏は風と直角にさらしたガーゼに付着する Cl^- 量と風速との関係を求め、付着量は風速が大になると増加し、この傾向は直線的関係にあり、

$$\text{Cl} = 3.15V$$

$\text{Cl} \cdots \cdots 1\text{m}^2$ の布片に付着する Cl^- 量 (mg/hr)

$V \cdots \cdots 1$ 時間の平均風速 (m/sec)

であることを認めた。上記測定値はこの松平氏の式から推定される値よりかなり低い値である。

[2] 既設構造物の塗膜調査

若戸橋架設地点附近の既でに構築された構造物に塗装してある塗膜の状態を観察して、現地環境の塗膜におよぼす影響力を判断する目的で、洞海湾周辺の構造物について調査を行なった。調査の対象にした構造物の位置を図-4に示す。調査結果はまとめて表-5に示した。

調査は昭和32年3月に行なったもので、一番古い塗膜は塗装後6年4ヶ月を経過しており、新しいものは2ヶ月を経過したものがある。

下塗塗料の使用例は、一般さび止ベイントと思われるもの4例、亜酸化鉛さび止ベイントが2例あり、上塗塗料は油性ベイントが4例、フタル酸樹脂塗料が2例ある。このように塗装時期が異なり使用塗料も同一ではないので、構造物の位置の相違による塗膜の老化程度の相違を明らかにすることは出来ない。

塗膜の耐久性は、塗料自身の品質による他、塗装条件、素地調整の程度によっても影響されるので、塗装当時の詳細な

表-2 現地降雨中の Cl^- 、 SO_4^{2-} 濃度測定結果

採取年月日	風 向	降雨の SO_4^{2-} 、 Cl^- 濃度		降雨の pH	備 考
		$\text{SO}_4^{2-}\text{mg/L}$	$\text{Cl}^-\text{mg/L}$		
昭和31. 8. 4	—	19.8	2.9	4.8	雷雨
8.16	—	8.1	1.7	5.4	夕立
8.27	—	1.7	0.0	3.7	長雨
8.30	—	2.3	0.0	4.7	"
9. 7	—	10.5	0.8	4.8	"
9.15	—	7.7	0.2	5.6	"
9.19	—	18.0	0.8	5.9	"
11.10	ENE	13.6	2.1	5.1	"
"	"	4.6	1.3	4.9	"
昭和32. 2. 5	S	21.5	3.2	—	—
4.19	SE	10.4	0.5	6.3	小雨
4.24	"	14.4	0.1	6.0	雷雨
4.30	"	0.0	5.2	7.0	"
5.10	ESE	19.7	1.2	5.8	小雨 β 2mm
5.10	"	9.8	0.4	5.2	" "
5.11	SE	3.3	0.1	4.7	梅雨 3mm
6. 5	ENE	12.0	1.7	5.8	" —
6. 6	ENE~NW	12.3	4.8	5.9	" 2mm
6.22	SE	7.7	0.1	6.2	— 1mm
7.12	W	9.6	1.1	—	長雨 6mm
7.21	NW~WSW	1.9	0.1	—	小雨 0.7mm
9.20	E~NW	11.3	0.0	6.4	" 1mm
10.16	SE	19.0	15.4	6.1	— 2mm
11. 5	SSE	7.5	1.8	5.8	— 1mm
12. 8	WNW	12.0	0.5	5.9	— 5mm

資料を収集する必要があったが、このような資料を得ることが困難であった。全般的にみれば、塗膜は一般に煤煙その他の降下物による汚が甚しく、塗装後2年を経過

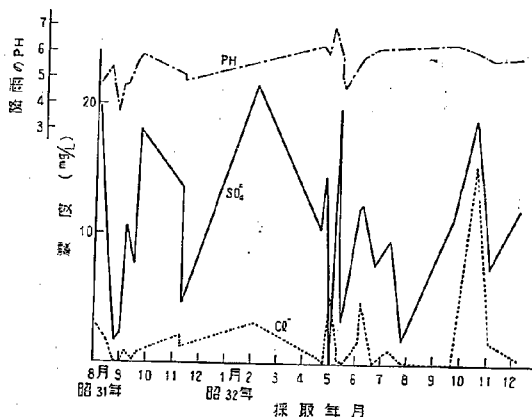


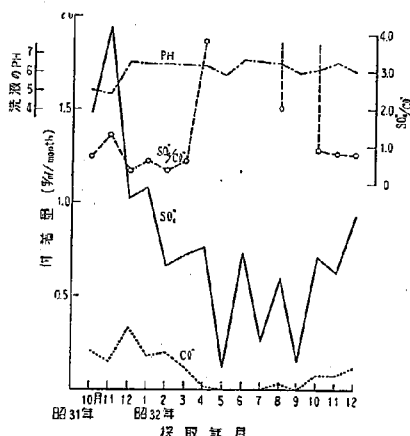
図-2 現地降雨中の Cl^- 、 SO_4^{2-} 濃度

表-3 雨水の塩類組成 (mg/L)

場所 イオン	鏡子	八戸	宮古	高田	水戸	前橋	名古屋
Na ⁺	3.84	9.47	0.70	0.36	0.70	0.26	0.44
K ⁺	0.40	4.89	0.07	0.93	0.27	0.05	n.d.
Mg ⁺⁺	0.24	0.93	0.57	0.04	0.05	0.02	0.08
Ca ⁺⁺	0.54	1.84	0.65	0.25	0.96	0.05	0.13
Cl ⁻	6.96	9.92	1.40	0.80	1.44	0.43	0.76
SO ₄ ⁻	1.32	20.46	3.89	1.41	2.16	0.24	0.34
計	13.30	47.51	6.78	3.79	5.58	1.05	1.65

表-4 単位面積当り Cl⁻, SO₄⁻ 付着量測定結果

採取年月	洗滌液量	洗液のpH	洗液中の SO ₄ ⁻ , Cl ⁻ 濃度		1m ² 当付着量	
			SO ₄ ⁻ mg/L	Cl ⁻ mg/L	SO ₄ ⁻ g	Cl ⁻ g
昭31年10月	23.0	5.0	12.2	1.8	1.48	0.21
" 11 "	30.0	4.8	12.3	1.0	1.94	0.15
" 12 "	46.0	6.5	4.2	1.3	1.02	0.33
昭32年1 "	46.0	6.4	4.4	0.7	1.08	0.18
2 "	40.0	6.4	3.1	0.9	0.66	0.20
3 "	30.0	—	4.5	0.8	0.72	0.12
4 "	30.0	6.3	4.8	0.1	0.76	0.02
5 "	14.0	5.8	1.7	0.0	0.12	0.00
6 "	14.5	6.6	9.5	0.0	0.73	0.00
7 "	9.0	—	5.5	0.0	0.26	0.00
8 "	11.0	6.4	10.4	0.5	0.60	0.03
9 "	5.3	5.9	5.3	0.0	0.15	0.00
10 "	10.3	6.1	13.0	1.4	0.71	0.08
11 "	16.0	6.5	7.5	1.0	0.63	0.08
12 "	10.1	6.0	17.5	2.3	0.93	0.12

金網の有効面積 1,893 cm²図-3 Cl⁻, SO₄⁻ 付着量

するまでは塗膜に異状はなく、3年を経過する頃から変色、白亜化、錆の発生等の異状を示すようであり、塗替期間を5～6年とすれば塗膜は破壊し、素地の腐蝕が起ることが懸念され、塗替期間を短縮しないかぎり塗装に特別の注意をはらい、塗膜の耐久性を向上させる必要が認められる。

3. 市販塗料の品質試験

〔1〕 試験塗料について

橋梁の防蝕塗装に用いられる塗料は、鉛丹を顔料とした溶解光明丹塗料が下塗として用いられ、その上に油性ペイントを塗装する形式が普通で、古くから採用されていた。溶解光明丹の錆止効果は、一般に認められているが、塗膜の乾燥がおそく、塗装作業に時間的な余裕のない場合には塗り上った塗膜に欠陥が生ずることがある。最近各種合成樹脂塗料としての利用が開発され、それと共に種々な錆止顔料も出現し、塗料の種類は非常に多くなった。各製造業者は夫々に商品名を付して市場に出しており、組成については一般に公開していないので品質の現況の把握は困難である。現在市販されている橋梁塗装用塗料の品質を明かにする必要があり、試料の提出を6社に依頼し品質試験を実施した。

提出を依頼した塗料は、ある特定の塗料を指定したものではなく、各製造業者に塗装箇所、目的、環境等を説明し、塗料および塗装形式の選定は各業者にまかせた。各製造業者は自社製品の内から最も適当と判断し、自信のある塗料を提出したものと考える。塗料の提出を依頼した業者名、提出塗料名および塗装形式を表-6に示す。なおこれ等は昭和31年に製造されたものである。

提出塗料と共に送付を受けた組成表によると、下塗塗料の顔料は、酸化鉄系、鉛系、亜鉛系のものが使用されているが、これ等の顔料が単独で使用されているものは少なく、組合わせて使用されている。これ等の塗料の上に中塗、上塗用としてタン白、亜鉛華、丹粉などを主成分としたものが使用されている。展色材としては、従来亜麻仁油などが使用されているが、提出試料にはより耐候性であるとされる合成樹脂ワニス、塩化ビニール樹脂液などを用いているものが多い。なお神東塗料、日本油脂のウォッシュプライマーは下塗塗料と云うよりは、鉄面に腐蝕鉄被膜を生ぜしめ、塗料の密着を良くするため

図-4 架橋地点附近の塗膜調査構造物の位置



表-5 既設構造物の塗膜調査表

塗装箇所	塗装年月	ケレン方法	使用塗料			塗膜観察結果	塗装業者名	管理者又は施工者の意見
			下塗	中塗	上塗			
1 若松海上保安庁信濃号鉄塔	昭和28年 塗装	ワイヤー・ブラッシ	錆止めペイント (関西ペイント)	調合ペイント(白) (関西ペイント)	調合ペイント(白) (関西ペイント)	調査当時塗替中で不明	末吉組	強風時には直接波浪をかぶり、塗装後4年にして発錆甚しく塗膜剥離し鋼材が腐蝕している。フタル酸樹脂塗料は油性ペイントに比し耐久性が良いのである。
2 洞ノ海造船所船台クレーン	昭和32年 1月上塗のみ 塗替	不明	不明	不明	不明	塗膜状態は良好可動部に発錆をみる	不明	
3 若松消防署門構	昭和30年 塗替	ワイヤー・ブラッシ	ズボイド (大日本塗料)	タイコー(白) (フタル酸樹脂) (大日本塗料)	タイコー(白) (フタル酸樹脂) (大日本塗料)	塗膜良好	光塗装店	今迄の施工例による白亜鉛ペイントの耐蝕性が良い様に思われる。
4 若松海上保安庁本部鉄塔	昭和29年 塗装	ワイヤー・ブラッシ	錆止めペイント (大日本塗料)	タイコー(白) (フタル酸樹脂) (大日本塗料)	タイコー(白) (フタル酸樹脂) (大日本塗料)	ビヨウ頭・ツギ目に処々発錆	末吉組	
5 国鉄若松工機部裏側ガントリークレーン	昭和25年 10月 塗替	ワイヤー・ブラッシ	ズボイド (大日本塗料)	調合ペイント・グリーン (大日本塗料)	調合ペイント・グリーン (大日本塗料)	塗膜状態非常に良好	末吉組	塗装工の手を揃えた以外、時に環境に対する考慮は払わなかった。
6 国鉄戸畑橋梁(戸田駅より八橋寄り)	昭和28年 12月 塗替	スクレイパー →トンカチ →ワイヤー ブラッシ	錆止めペイント (国鉄指定)	調合ペイント (国鉄指定) (関西ペイント)	調合ペイント (国鉄指定) (関西ペイント)	上塗塗膜は白亜化を起す。幾分錆の発生をみる。	機部塗装店	
7 八幡製鉄中原橋梁(ボニー・トラス)	昭和29年 2月 塗替	トンカチ →ワイヤー ・ブラッシ	錆止めペイント (大日本塗料)	調合ペイント(白) (大日本塗料)	調合ペイント(白) (大日本塗料)	グリーンが変色黄色がかかる表面多少白亜化を起す。	末吉組	業者の不正を防ぐために上・中・下三色を塗った橋下の川は海潮時に潮水が上るため上塗ははけて中塗が浮上っている。

昭和32年3月調査

の表面処理剤である。このワナッシュプライマーのほか防錆ズボイド下塗、シルバーコート、グラストン銀色の各塗料は塗装直前に調合することが必要である。

〔2〕一般性状

塗料が乾燥しない生の状態における性状は塗装適性を判断する場合の参考資料となる。一般に塗料の試験は比較試験が多く、基準の取り方、試験条件、測定結果の表現法を予め定めておくのが普通である。試料の一般性状について行なった試験は次の基準によった。

色および臭……試験板に塗料を塗り、室温で一昼夜乾燥後の状態

沈 殿 物……容器中で塗料の顔料が展色材と分離し、沈殿しているかどうかを調べる。

混 合 性……棒を用いて攪拌して均等にする場合の難易の度合

隠ぺい力……塗り重ねて行った場合に、下に塗られている塗料を隠ぺいする度合

乾 燥 性……塗装後10～16℃の室温に放置し、塗膜の中央部を指で軽くこすった場合に指に塗

料が付着したり、塗膜が破れたりしなくなるまでの時間を比較する。

以上の各項目の外にハケさばき、ハケ目、ノビ等についての試験結果を表-7に示した。ここに示した一般性状で、溶剤臭、悪臭、刺戟臭のあるものがあるが、いずれも著るしくはなく、塗装箇所が屋外であることを考えれば、作業になれている塗装工には問題ないものと考えられる。混合性ではガルヴァー下塗、100番エンビ金属プライマーが均一に混合され難く、実際に使用する場合には注意を要する。一般に乾燥時間の早いものはハケさばきが悪く、また上塗塗料は下塗、中塗塗料に比較してハケ目は少ない。このことは塗料の組成とも関連している。一般性状で特に異状を示すものはない。

次に JIS 試験法による溶剤不溶物量、加酸減量、フルイ残分および塗膜の屈曲試験結果を表-8に示す。適用した試験方法は同表下段の注に示してある。

これ等の試料のうちでガルヴァーは顔料に金属亜鉛を使用した特殊な塗料であり、エンビ塗料は展色材が異なり他の塗料と異種である。これ等を除いた溶剤不溶物量

は下塗塗料で55~67%, 中塗塗料で32~65%, 上塗塗料で17~46%の範囲にあり, 下塗塗料に多く, 中塗, 上塗になるにしたがって少なくなる。加熱減量は油性ペイントでは少なく, 合成樹脂塗料では比較的多い。油性ペイントの加熱減量は10%をこえるものは少なく, 合成樹脂塗料は下塗塗料で22%以下, 中塗塗料で36%以下, 上塗塗料で44%以下である。乾燥塗膜の屈曲試験では, 中塗塗料のダイオ#400, シアナミドアボーセイ, 上塗塗料のシアナミドアボーセイが不合格である。

乾燥塗膜の硬度を表-9に示した。硬度の測定は, 上塗塗料を大きさ120×165mmのガラス板上に一様に塗付し, 乾燥後の塗膜硬度を測定した。測定にはガードナー氏振子式硬度計を用い, 一定の減衰量に達するまでの時間(秒)で硬度を表わす。試験結果は塗装終了後20日間乾燥した塗膜について行なったものである。SD調合ペイント, SPマリンペイント, ガルヴァーの各上塗塗膜の硬度は特に低く, シアナミドアボーセイ上塗は屈曲

試験も不合格であり硬度も比較的低い。煤煙その他の降下物による塗面の汚れが甚だしい箇所では塗膜の硬度は高いのが望ましく, 適当な弾性と共に硬程度の硬度も必要である。

〔3〕塗膜の耐久性

塗料は塗装適性を有するばかりでなく, 形成された塗膜が曝露される環境下で長期にわたって耐久性を有していなければならない。塗膜に作用する自然の作用因子は複雑であり, これを実験室内に再現するのは非常に困難であること, また塗膜の老化程度を定量的に表わし難いこと等のためにこの方面の研究はおくれている。現在では被塗物が曝露される地点で, 試験板を自然曝露し塗膜の老化状態を知るのが最も實際的で確実な方法であるとされているが, この方法では結果を得るまでに長時間を要するので, 種々の加速試験方法が考案されるようになり, そのための試験機も製作されている。

塗膜の老化は主として日光, 湿度, 温度等の作用によ

表-6 試料提出会社名・試料名・塗装形式

種 類	下 塗	中 塗	上 塗	試料記号
会社名				
関西ペイント	①⑦③ サビナイト下塗	⑨⑦ S.D.調合ペイント中塗グレー	S.D.調合ペイント上塗グレー⑨⑦ S.D.調合ペイント上塗ダーク⑨⑦ ⑨⑦	Ac
	③③ S.D.マリンプライマー-L	⑥⑦ S.D.マリンペイント中塗グレー	S.D.マリンペイント上塗グレー S.D.マリンペイント "ダーク" グレー ⑨⑦	Ad
神 東 塗 料	ウクッシュプライマー	⑦③⑤ #100 エンビ金属プライマー	#1,000 エンビ変色 ⑨ #1,000 エンビ鼠色 ⑨	Da Db
		②⑧ クロムコート R	SPマリンペイント赤錆 ① SPマリンペイント緑 ⑨	Dd Dc
		①⑧ #100 ネオゴーセプライマー	#100 ネオゴーセ赤錆 ① #100 ネオゴーセ緑 ⑨	Df De
大日本塗料	③⑩⑦① 防錆ズボイド下塗錆色	鉛系顔料 ⑨ 防錆ズボイド中塗薄鼠	防錆ズボイド上塗薄鼠 ⑨ 防錆ズボイド上塗鼠 ⑨	Cb Ca
東亜ペイント	⑥ ガルヴァー下塗 シアナミドアボーセイ下塗 ④	⑥ ガルヴァー中塗 シアナミドアボーセイ中塗 ④	ガルヴァー上塗鼠 ⑥ シアナミドアボーセイ上塗鼠 ⑥	Fa Fd
日本ペイント	④① シアナミトヘルゴン下塗赤錆	C R イント軽快色 ⑨ C R ペイント重厚色 ⑦ シルバークート (銀色) ⑩	C R ペイント軽快色 ⑨ C R ペイント重厚色 ⑦ シルバークート (銀色) ⑩	Ea Eb Ec
日 本 油 脂	⑥ ニッサンウォッシュプライマー	③② グ イ オ #400	グラストンダークグレー ⑦⑩ グラストン銀色 ⑩	Ba Bb

顔料の分類 (表中の番号は塗料の主顔料を示したもので, 下記分類参考)

- 酸 化 鉄 系 ①弁柄
 鉛 系 ②鉛丹 ③亜酸化鉛 ④シアナミド鉛 ⑤黄鉛 ⑥鉛白
 亜 鉛 系 ⑦金属亜鉛末 ⑧亜鉛華 ⑨ジンクロメート
 テ タ ン 系 ⑩チタン白
 アルミニウム系 ⑪金属アルミニウム末

って起り、年月の経過と共に膜内に化学変化が起り、塗膜の諸性態が変化する。塗料は展色材、顔料、溶剤より成立っており、これ等相互の組合せ効果によって塗膜の

性態は決定される。特に塗膜の耐老化性に対しては展色材の影響が大であるとされているが、ここでは一定条件で塗装した試験板について、塩水噴霧試験、曝露試験、

表-7 塗 料 の 一 般 的 性 状

	塗 料 名	色	臭	沈降物	混合性	ハサバキ	ハケ目	ノビ	隠蔽力	乾燥性	鱗	皮張り
下 塗 塗 料	サビナイト下塗	茶	無	無	良	3	1	小	大	4	—	厚
	S.D. マリンプライマー-L	橙	"	"	"	3	3	大	中	2	—	"
	ニツサンウオツシュプライマー	—	溶剤臭	有	可	5	—	大	小	1	—	無
	防錆ズボイド下塗錆色	コゲ茶	無	無	良	4	2	大	小	2	—	"
	ウオツシュプライマー	—	溶剤臭	有	可	5	—	大	小	1	—	"
	シアナミドヘルゴン下塗赤錆	茶	無	無	良	2	1	小	大	4	—	"
	ガルヴァー下塗	鼠	悪臭	有	可	4	2	大	中	4	—	薄
	シアナミドトアボーセイ下塗	茶	無	無	良	2	1	小	大	4	—	厚
中 塗 塗 料	S.D. 調合ペイント中塗グレー	鼠	"	"	"	2	3	中	大	3	—	無
	S.D. マリンペイント中塗グレー	"	"	"	"	3	3	中	大	3	—	"
	ダイオ # 400	橙	"	有	"	3	3	中	大	1	—	厚
	防錆ズボイド中塗薄鼠	薄鼠	"	無	"	3	4	中	小	2	—	薄
	# 100 エンビ金属プライマー	黄	刺戟臭	有	可	1	4	小	小	1	—	無
	クロムコート R	橙	無	"	良	2	3	中	小	1	—	厚
	# 100 ネオゴーセイプライマー	エンジ	"	無	"	3	2	中	大	2	—	無
	ガラバー中塗	鼠	悪臭	有	"	4	1	中	大	4	—	薄
上 塗 塗 料	シアメミドトアボーセイ中塗	鼠	無	無	"	2	1	大	大	4	—	厚
	S.D. 調合ペイント上塗グレー	鼠	"	"	"	3	5	中	大	4	5	無
	S.D. 調合ペイント上塗ダークグレー	"	"	"	"	3	5	中	大	4	5	"
	S.D. マリンペイント上塗グレー	"	"	"	"	3	5	中	大	3	5	"
	S.D. マリンペイント上塗ダークグレー	"	"	"	"	3	5	中	大	3	5	"
	ダラストンダークグレー	"	"	"	"	3	4	中	大	3	4	薄
	ダラストン銀色	銀	"	—	"	5	4	中	大	3	—	無
	防錆ズボイド上塗鼠	鼠	"	無	"	4	5	中	大	3	4	"
上 塗 塗 料	防錆ズボイド上塗薄鼠	灰白色	"	"	"	4	5	中	大	3	4	"
	# 1,000 エンビ空色	空	"	"	"	1	5	小	中	1	4	"
	# 1,000 エンビ黒色	鼠	"	"	"	1	5	小	中	1	4	"
	S.P. マリンペイント緑	濃緑	"	"	"	5	4	小	中	2	1	薄
	S.P. マリンペイント赤錆	コゲ茶	"	"	"	5	4	小	大	2	1	無
	# 100 ネオゴーセイ緑	緑	"	"	"	3	5	中	中	2	5	薄
	# 100 ネオゴーセイ赤錆	エンジ	"	"	"	3	5	中	大	2	5	厚
	C.R. ペイント軽快色	草	"	"	"	3	5	中	中	3	4	"
	C.R. ペイント重厚色	鼠	"	"	"	3	4	中	大	3	4	"
	シルバーコート (銀色)	銀	"	—	"	5	4	大	中	3	—	無
	ガルヴァー上塗鼠	鼠	"	"	"	4	3	小	大	4	3	厚
	シアナミドトアボーセイ上塗鼠	"	"	"	"	3	4	小	大	3	2	無

〔注〕 I 乾燥性の所で用いられている数字は次の事を表す。

1 6hr以内 2 12hr以内 3 18hr以内 4 24hr以内
5 24hr以上で乾燥

II ハケサバキ、鱗、ハケ目の所で用いられている数字は次の事を表す。

5 非常に良好 4 良 3 普 通 2 稍々悪
無 じ 値 少 稍々大
1 非常に悪い 非常に大い

風化加速試験を行なった場合の塗膜の変化状態を述べるに止める。

(1) 塩水噴霧試験

塩水噴霧試験は、大洋近くの自然の腐蝕性環境に似か

よわせたものを試験室内で作り、これをいくらか高温で連続して試料面に作用させ、長期にわたって起る腐蝕をごく短時間のうちに現出させようとしたもので、当初は亜鉛、カドミウム、ニッケル等のメッキ膜の試験に使

表-8 J I S 試験結果表

	塗料名	溶剤不溶物 J I S K5620	加熱減量(3)		屈曲試験			フルイ成分 J I S K5620
			J I S K5620	J I S K5570	J I S K5626	J I S K5570	J I S K5580	
下塗塗料	サビナイト	61.7	11.2	—	合格	—	—	0.02
	S.D. マリンプライマー L	58.5	21.8	—	"	—	—	0.09
	防錆ズボイド下塗	55.6	10.4	—	"	—	—	0.86
	シアナミドヘルゴン下塗赤錆	66.9	2.7	—	"	—	—	0.36
	ガルヴァー下塗	75.0	0.05	—	"	—	—	0.44
	シアナミドアポーセイ下塗	65.6	7.4	—	"	—	—	0.08
中塗塗料	S.D. 調合ペイント中塗グレー	47.4	25.3	48.1	"	合格	—	0.11
	S.D. マリンペイント中塗グレー	39.7	33.3	55.3	"	"	—	0.14
	クイオ # 400	55.3	24.6	55.1	不合格	不合格	—	0.07
	防錆ズボイド中塗薄鼠	32.6	29.7	44.1	合格	合格	—	0.03
	クロムコート R	50.1	29.5	59.1	"	"	—	1.35
	# 100 ネオゴーセイプライマー	49.5	35.7	70.6	"	"	—	0.12
	# 100 エンビ金属用プライマー	26.4	—	—	"	"	合格	—
	ガルヴァ中塗	68.7	4.6	14.8	"	"	—	0.50
	シアナミドアポーセイ中塗	64.7	8.7	24.6	不合格	不合格	—	0.19
上塗塗料	S.D. 調合ペイント上塗グレー	34.5	27.1	41.3	合格	合格	—	—
	S.D. 調合ペイント上塗ダークグレー	36.0	27.1	42.0	"	"	—	—
	S.D. マリンペイント上塗グレー	27.4	37.6	51.7	"	"	—	—
	S.D. マリンペイント上塗ダークグレー	26.8	38.6	52.7	"	"	—	—
	グラストンダークグレー	27.0	35.8	48.9	"	"	—	—
	グラストン銀色	—	43.2 ⁽¹⁾	—	"	"	—	—
	防錆ズボイド上鼠	17.3	32.4	39.0	"	"	—	—
	防錆ズボイド上薄鼠	20.1	29.5	36.9	"	"	—	—
	S.P. マリンペイント緑	46.5	17.9	33.5	"	"	—	—
	S.P. マリンペイント赤錆	36.5	22.6	35.7	"	"	—	—
	ネオゴーセイ # 100 緑	22.4 ⁽⁴⁾	44.4	57.1	"	"	—	—
	ネオゴーセイ # 100 赤錆	27.8 ⁽⁵⁾	42.8	59.3	"	"	—	—
	エンビ # 1,000 空	11.8 ⁽⁶⁾	—	—	"	"	合格	—
	エンビ # 1,000 鼠	10.6 ⁽⁷⁾	—	—	"	"	"	—
	C.R. ペイント 軽快色	31.7	33.3	48.9	"	"	—	—
	C.R. ペイント 重厚色	37.9	28.0	45.1	"	"	—	—
	シルバークート (銀)	—	48.5 ⁽²⁾	—	"	"	—	—
	ガルバー上塗鼠	64.1	3.3	9.2	"	"	—	—
	シアナミドアポーセイ上塗鼠	35.9	24.3	37.9	不合格	不合格	—	—

(注) (1)及び(2)は共にワニスのみを試料とし、その不揮発分を表わした。適用規格は JIS K 5562 及び 5492

(3) 加熱減量の項で JIS K 5620 では試料全体に対しての加熱減量, JIS K 5570 では溶剤不溶物以外の物の加熱減量を表わしている。

(4), (5)は石油エーテル, エーテル混合溶剤に溶けないのでネオゴーセーシンナーで試験せり。

(6), (7)はアセトンを溶剤として試験せり。

一部の試料については JIS K 5570 人造樹脂エナメル試験法, および JIS K 5580 塩化ビニール樹脂塗料試験法によっても試験を行った。

表-8 塗膜の硬度

塗料名	振動面がハケ目と平行な場合	振動面がハケ目と直角の場合
S.D. 鋼合ペイントグレー	45	48
S.D. 鋼合ペイントダークグレー	43	43
S.D. マリンペイントグレー	103	100
S.D. マリンペイントダークグレー	86	91
グラストン ダークグレー	106	105
グラストン 銀色	125	109
防錆ズボイド 鼠	93	94
防錆ズボイド 薄鼠	95	95
# 1,000 エンビ 空白	117	123
# 1,000 エンビ 鼠色	130	140
S.P. マリンペイント 緑	44	45
S.P. マリンペイント 赤錆	36	40
# 100 ネオゴーゼー 赤錆	186	185
# 100 ネオゴーゼー 緑	131	128
C.R. ペイント軽快色	66	69
C.R. ペイント重厚色	58	59
シルバーコート (銀色)	80	82
ガルヴァー 上塗	35	38
シアナミドアボーセイ 上塗	67	63
平均値	87	87

参考 写真用ガラス乾板の硬度……330~345

用されたが、利用価値が明らかになるにつれ次第にペイント、防錆油から金属や合金そのもの、なお進んでアルマイトやパーカライジングの金属表面処理膜の試験にまで利用されるようになった。塩水噴霧試験方法は適当な濃度の食塩水を圧縮空気で密閉室中に霧として吹き込み、塩分をもった霧を充満させ、その中に置いた試料面から錆が発生するまでの時間で試験材料または被膜の防錆性を比較するものである。

試験結果は、食塩水の濃度、噴霧室の温度、噴霧量などに影響されるので装置の運転条件は JIS Z 2371「塩水噴霧試験方法」に規定されており、この規定にしたがって試験を行なった。

試験板は軟鋼 (S S 41) 磨き板 (寸法 150×70×0.7 mm) の周辺をヤスリで角を丸め、エチルアルコールとベンゼンの等容混合液で洗い、清浄にしたものに下塗り、中塗り、上塗りを各 1 回塗装した。試験板は表-6 に示した各塗装系について 2 枚ずつ製作した。塗装した試験板の名称は表-6 の右端に示した記号で呼ぶことにする。試験は最後の塗装が終了後 25 日間室内乾燥させてから開始した。試験は開始してより錆の発生するまでの時間、発生数、塗膜のフクレなどを観察し、その結果を表-10 に示した。

同一条件で製作した 2 枚の試験板でも錆の発生するまでの時間が一致しないものがある。これは試験板の製作条件を一定にしてもハケ塗りであり、なお局部的には膜厚その仕に不均一性があること、試験機の噴霧室内における霧の流れの不均一などが原因しているものと思う。Aa, Ab, Db, Dd, De, Df, Eb の各試験板では 2 枚の間の錆の発生時間は異なっており、その他の試験板ではほぼ同じであるが、その発生状態は異なっている。この試験ではいづれか早く錆の発生した方の時間を取った。

表-6 に示したごとく錆の発生の早いものは Ac, Bb, Ca であり、試験開始後 3 日目より錆が認められる。比較的錆の発生がおそいのは Aa, Cb であり 20 日目に錆の発生を認めた。Ea は錆の発生が特におそく 30 日目になって初めて錆を認めた。その他の試験板では 10 日目より錆は発生する。下塗り、中塗り塗料が同様であり上塗り塗料の色のみが異なっている Aa と Ab および Ea と Eb では夫々互いの間の錆発生までの時間に大きな差がある。上塗り塗料は色が異なるために顔料組成は幾分異なるにしても同系統の塗料であることを考えればやや理解し難いことであり、なほ検討を要するところである。

一般的に下塗り塗料に鉛系顔料を使用したものは錆の発生がおそく、防錆性がすぐれている。

(2) 曝露試験結果

曝露試験は自然曝露とウェザメーターによる加速試験とを行なった。自然曝露地点は土研屋上および現地であり、現地の曝露地点は若松側は市立病院屋上、戸畑側は岩壁にある市立倉庫上である。戸畑側は後に日本水産冷凍工場の屋上にうつした。

試験板の材質はいづれも軟鋼 (S S 41) であり、土研用には磨いた平板を、現地用には平板および山型鋼 2 枚を銑接したものを夫々第 1 種ケレン、第 2 種ケレンを行なったものを使用した。

第 1 種ケレンはスクレーパー、ハンマー、ワイヤブラシがけを行なったもので、表面の一部にはミルスケールが残っている。第 2 種ケレンはサンドブラストを使用して行なうものでミルスケールは完全に除かれている。試験板の寸法は次のようである。

土研用…平板	200×100×2mm
現地用 { 平板	300×300×6mm
山型鋼 Ls	100×100×7×500mm
" "	100×100×7×230mm

これ等の試験板はヤスリで角を丸め、初めにガソリンで次にベンゼン・アルコール等容混合液で清浄にし乾燥後直ちに塗装した。塗装は表-6 に示した塗料および塗装形式により、下塗り、中塗り、上塗り各 1 回塗装する。土研用試験板は各塗装系について 3 枚あて、現地用試験板は 1 種ケレン平板、2 種ケレン平板各 4 枚、山型鋼 2 種ケレン 2 個あて試験板を製作した。

試験板は塗膜が充分乾燥後現地に送付し曝露を開始し

表-10 塩水噴霧試験成績表

試料 記号	塗 料 種 類	試料 番号	1日	2日	3日	5日	10日	15日	20日	25日	30日
			点錆	点錆	点錆	点錆	点錆	点錆	泡起	点錆	泡起
Aa	S.D. 鋳合ペイントグレー	1 2						1		1	1 1
Ab	S.D. 鋳合ペイントダークグレー	1 2				1	1	1		1	1
Ac	S.D. マインペイントグレー	1 2	6 2	6 2	12 2	12 4	16 4	9	12 4	8	無数 7
Ad	S.D. マインペイントダークグレー	1 2			1	2 1	2 1		2 1		3 1
Ba	グラストンダークグレー	1 2			3 3	4 7	5 無数		9 無数		無数 無数
Bd	グ ラ ス ト ン 銀色	1 2	8 7	8 7	8 7	14 10	15 10		無数 13		無数 無数
Ca	防 錆 ズ ボ イ ド 鼠	1 2	6 1	7 2	6 1	9 2	9 3		6 3		5 4
Cd	防 錆 ズ ボ イ ド 薄鼠	1 2					1 2		1 2		1 1
Da	# 1,000 エ ン ビ 空色	1 2				1	2 1	1 2	2 2		4 5
Db	# 1,000 エ ン ビ 鼠色	1 2			1	4	4		2 2		2 4
Dc	S.P. マリンペイント 緑	1 2			1 1	1 1	1 1		1 1		1 1
Dd	S.P. マリンペイント 赤錆	1 2				1	1		1		1 1
De	# 100 ネオゴーサー 緑	1 2			1	1	1		1		2 1
Df	# 100 ネオゴーサー 赤錆	1 2			5	5	4	2	6 2	4	無数 1
Ea	C.R. ペ イ ン ト 軽快色	1 2									1
Eb	C.R. ペ イ ン ト 重厚色	1 2				1	3	3		3	2 1
Ec	シルバークート (銀色)	1 2			1 2	3 2	3 1		3 1		5 1
Fa	ガ ロ バ ー 鼠	1 2				1 10	1 15		1 15		1 無数
Fb	シアナミドアポーセイ 鼠	1 2			1	1 1	1 1		1 1		1 1

た。曝露開始は昭和31年6月13日であり、最後の塗装が終了後48日経過している。

ケレンの程度が塗膜の耐久性におよぼす影響については次項にのべることにし、このうち曝露試験結果については主として土木研究所屋上の成績について述べ、これと現地曝露成績、ウェザメーター加速試験成績の関連性について述べる。

曝露後16ヶ月に至るまでの塗膜変化の状態を表-11、12に示した。曝露16ヶ月ではいづれの試験板においても表面に発錆、亀裂、剝離、塗膜のフクレ等の致命的欠陥を生じたものはない。それでこれ等の表には外観、ツヤ、色の変化、白化の程度等について評価した。

曝露後塗膜面に比較的早く起る変化はツヤの消失である。ツヤの消失は被塗面の状態、塗料の性状、塗装法お

表-12

検査項目 経過月数 試料記号	白 亜 化																外 観																色															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Aa	9	7	→	→	→	→	6	→	→	→	→	5	→	3	→	→	10	8	7	→	→	→	→	5	8	7	→	6	→	→	5	→	4	9	8	7	→	→	→	→	→	→	6	5	→	4	→	→
Ab	9	7	→	→	→	→	6	→	→	→	→	5	→	3	→	→	10	8	7	→	→	→	→	5	8	7	→	6	→	→	5	→	4	9	7	→	→	→	→	6	→	→	5	→	4	→	3	
Ac	9	8	7	→	→	→	6	→	→	→	→	5	→	3	→	→	10	8	7	→	→	→	→	5	8	7	→	6	→	→	5	→	4	9	8	→	→	7	→	→	→	→	6	5	→	4	→	→
Ad	9	7	→	→	→	→	6	→	→	→	→	5	→	3	→	→	10	8	7	→	→	→	→	5	8	7	→	6	→	→	5	→	4	9	7	→	→	→	→	→	→	→	6	5	→	3	→	→
Ba	7	5	→	→	→	→	→	4	→	→	→	→	→	1	→	→	8	6	7	→	5	→	4	8	6	→	→	5	→	→	→	4	7	6	→	→	→	→	5	→	→	4	→	→	3	→	→	
Bb	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	3	10	8	→	→	→	→	4	8	→	→	6	5	→	→	→	→	10	→	→	→	→	→	7	→	→	6	5	4	3	→	4	
Ca	10	→	9	→	8	→	→	→	→	→	→	7	6	→	5	→	4	10	9	→	→	→	→	5	9	8	→	6	→	→	5	→	→	10	9	→	→	→	→	8	→	→	7	6	5	→	→	
Cb	10	→	9	→	8	→	→	→	→	→	→	6	→	5	→	4	10	7	→	→	→	→	3	6	5	→	6	→	→	5	→	6	10	8	→	7	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	
Da	10	→	→	→	→	→	9	→	→	→	→	→	→	7	→	4	10	9	→	→	6	→	7	8	9	→	8	→	→	6	→	5	10	→	→	→	9	→	→	→	→	→	→	→	7	→	5	
Db	10	→	→	→	→	→	9	→	→	→	→	→	→	7	→	5	10	9	→	→	8	→	6	8	9	→	8	→	→	7	→	6	10	→	→	→	9	→	→	→	→	→	→	→	8	→	6	
Dc	8	5	→	→	→	4	→	→	→	→	→	2	→	1	→	5	8	4	→	→	→	→	3	5	6	→	4	→	3	→	→	2	6	4	3	→	→	→	→	→	→	→	→	2	→	→	0	
Dd	8	7	4	→	→	→	→	→	→	→	→	3	→	2	→	1	8	7	5	→	→	→	3	6	→	→	→	→	5	→	4	7	→	4	→	3	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	3	
De	8	7	3	→	→	→	→	→	→	→	→	2	→	1	→	2	9	8	5	→	→	→	3	6	4	→	→	→	3	2	→	1	7	8	4	→	→	→	3	→	2	→	→	1	→	→	0	
Df	8	7	3	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	1	9	8	5	→	→	→	3	8	5	→	6	→	→	5	→	→	8	→	4	→	→	→	→	3	2	→	→	→	→	→	→		
Ea	9	→	7	→	→	→	6	→	→	→	→	5	→	3	→	2	10	8	7	→	5	→	3	6	→	→	→	→	→	5	→	→	10	8	→	→	7	→	→	→	→	6	5	→	4	→	→	
Eb	9	7	6	→	→	→	→	→	5	→	→	→	→	3	→	→	10	8	7	→	→	→	6	8	7	→	6	→	→	5	→	4	9	8	→	→	→	7	→	→	→	6	5	4	→	→		
Ec	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	4	10	8	→	→	→	→	5	8	9	→	6	7	→	6	→	→	10	→	→	→	8	→	→	7	→	→	6	→	5	→	4	
Fa	7	5	→	→	→	→	→	4	→	3	2	→	1	→	0	6	5	→	→	→	→	2	5	4	→	→	→	→	3	→	2	7	→	→	→	→	6	→	→	→	→	5	4	→	→			
Fb	9	7	6	→	→	→	→	→	→	→	→	5	→	3	→	→	10	7	→	→	→	→	5	8	7	→	6	→	→	5	→	4	9	8	→	→	7	→	→	→	→	6	→	5	→	4		

表-13 現 地 曝 露 試 験 観 察 結 果 一 覧 表 (若松) (曝露1年8ヶ月後)

塗 料 名	評価項目	光	色	流	白	泡	小	磨	亀	剥	発	裏	計	総
		沢		れ	化	起	亀	腐	裂	離	露	面		
S.D. 調合ペイントグレー	I	3.5	3	3.5	3	5	5	3.5	5	5	3	5	44.5	○
	II	4	3	4.5	4	5	5	4	5	4.5	4	5	48	
	A	3	3	4	3	5	5	5	5	5	4	5	47	
S.D. 調合ペイントダークグレー	I	4	3	5	3	5	5	4	5	4	3	5	46	○
	II	4	3	3	3	5	4.5	5	5	5	4.5	5	47	
	A	4	4	4	3	5	4	4	5	5	4	5	47	
S.D. マリンペイントグレー	I	3	3	3.5	3	5	5	4	5	5	4	5	45.5	○
	II	2.5	3	4	3	5	5	4	5	4	4	3	42.5	
	A	4	3	4	3	5	5	5	5	4	3	5	46	
S.D. マリンペイントダークグレー	I	3	3.5	4	3.5	4	5	5	5	5	4.5	4.5	47	○
	II	3	3	3	3	5	4	3.5	5	5	4	5	43.5	
	A	4	4	3	3	5	5	3	5	3	4	5	44	
グ ラ ス ト ン グ レ ー	I	2.5	3	4	2.5	5	5	3	5	4	4	5	43	×
	II	3	2.5	4.5	3	5	5	3.5	5	4	4.5	2.5	41.5	
	A	3	2	3	2	5	5	3	5	3	3	4	38	
グ ラ ス ト ン 銀 色	I	1.5	1.5	4	5	5	4.5	3.5	4.5	5	4	4	42.5	×
	II	1	2	3.5	5	5	5	3.5	5	5	3.5	2	40.5	
	A	1	2	5	4	5	5	2	5	2	1	3	35	
ズ ボ イ ド Ⅲ	I	3.5	3	5	3	5	5	5	5	5	4	5	48.5	○
	II	4	3	5	3	5	5	5	5	5	4.5	5	49.5	
	A	4	3	5	3	5	5	5	5	5	4	5	49	
ズ ボ イ ド 薄 Ⅲ	I	3.5	3	5	3	4.5	5	5	5	5	4	5	48	○
	II	3.5	3	5	3	5	5	5	5	5	3.5	5	48	
	A	4	4	5	3	5	5	5	5	5	4	5	50	
エ ン ビ Ⅲ 1,000 空	I	3	2	5	4	5	5	3	5	4	3	3	42	×
	II	3	2	5	3	5	3	3	5	4	3	2	38	
	A	3	3	5	4	4	5	3	5	4	3	4	43	
エ ン ビ Ⅲ 1,000 Ⅲ	I	3	3	5	3	4	5	3	5	5	4	3	43	×
	II	2	3	3	3	5	4	4	5	5	3	2	39	
	A	3	3	5	4	5	5	2	5	3	3	4	42	
S.P. マリンペイント 緑	I	1	1	2	2.5	5	5	2	5	5	3	5	36.5	×
	II	2	1	4	3	5	5	2	5	5	2	2	36	
	A	1	1	4	3	5	5	2	5	3	1	3	33	
S.P. マリンペイント 弁柄	I	1	2	3	3	3	2	3	4	2	1	5	29	×
	II	2	3	4	4	4	5	3	5	5	3	5	43	
	A	3	3	5	3	5	5	5	5	4	3	4	45	
ネ オ ゴ ー セ ー 緑	I	2	1	3	2.5	5	4.5	2	5	5	3	4	37	×
	II	3	2.5	3	3	5	5	2	5	5	3	2	38.5	
	A	2	1	4	2	5	5	3	5	4	1	2	34	
ネ オ ゴ ー セ ー 弁柄	I	2	3	4	3	5	5	2	5	5	4	5	43	
	II	3	4	4	3	5	5	3	5	5	4	5	46	
	A	3	3	4	3	5	5	2	5	4	3	5	42	

表-13 の つづき

塗料名	評価項目	光 色 流 白 泡 小 磨 亀 剥 斑 裏 計 総												評
		沢	色	れ	化	起	裂	腎	裂	離	錆	面	計	
C.R. ペイント 軽快色	I	3.5	3.5	5	3	4.5	5	5	5	5	3.5	4	47	○
	II	3	4	5	3.5	5	5	5	5	5	4	3	47.5	
	A	3	4	4	3	5	5	5	5	5	3	5	47	
C.R. ペイント 重厚色	I	3	3	4	3	5	5	4	5	5	4	5	46	○
	II	3	3	5	3	4	5	5	5	5	4	4	46	
	A	3	3	4	3	5	5	4	5	5	5	5	45	
シルバーコート	I	2	3	4	4	4	4	5	5	4	4	5	44	—
	II	1	2.5	5	4	5	5	5	5	5	3.5	5	46	
	A	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
ガ ル パ ー	I	2	1	4	4	5	5	3	5	5	3	5	42	×
	II	2	1	4	4	5	5	3.5	5	4	3	5	41.5	
	A	2	1	4	4	4	5	3	5	4	3	4	39	
シアナミドトアボーセイ	I	3	3.5	5	3.5	4	5	5	5	5	3.5	4	46.5	
	II	3	3	5	3.5	4	5	4	5	5	3	4	44.5	
	A	3	3	5	4	3	5	5	5	4	3	4	44	

(註) 総評の欄の記号 ○……成績良好なもの ×……成績不良のもの
評価点数は下記の基準による。

項 目	点	評 価	項 目	点	評 価
光 沢	5	優	その他	5	無 し
	4	良		4	軽 微
	3	可		3	中 間
	2	不 可		2	著 しい
色	1	最 悪		1	甚 大

記 号

- I ……試料素地板ケレン第1種
II …… " ケレン第2種
A ……山型鋼試験片

よび外界の影響等によって起るが、曝露後しばらくたって起るツヤの消失は、塵埃の附着、微小亀裂、粉化等が原因する。供試試験板のツヤの消失は曝露後1ヶ月であらわれ初めた。特に Ba, Dc, Dd, Fa の各試験板ではツヤの消失が顕著である。塩化ビニル樹脂液を使用した Da, Db は長期にわたってツヤを保持しており、Ca, Cb, Ec も比較的よい成績である。

塗膜の表面が次第に粉化して消耗していくのを白亜化と云う。この試験では白亜化の現象は、曝露後3ヶ月から5ヶ月経過後に認められた。比較的初期に白亜化した試料は Ba, Dc, Dd, De, Df, Ed, Fa, Fb である。Ca, Cb, Da, Db は耐白亜化性がすぐれており、Aa, Ab, Ac, Ad, Ea も比較的よい成績を示す。銀色ペイント Bb, Ec では白亜化判定は困難である。これ等のペイントは顔料の特性もあり一般に白亜化には良い耐久性を示すと認められている。

塗膜の色の変わることを変色といい、変色には退色、黄変、黒化および暗化等がある。変色は曝露後3～5ヶ月経過後に現われた。Dc は比較的初期から斑点状に黄変した部分が現われ、これが進んで5ヶ月頃より顔料の一

部が溶出して部分的に色調が相違するようになる。さらに曝露が進むと塗膜全面から一様に顔料が溶出する結果塗膜の色は最初とまったく異なった色調になった。その他斑点状のシミを生じたものには Ba, Fa があり、Ba は時間の経過するにつれ、このシミは消失した。Da, Db, Df, Cb, Fa では暗化した、Da, Db は軽微であり、ほとんど原色調との差は少ない。銀色ペイント Bb, Ec では8ヶ月経過後塗膜はやや黄色を帯び、Bb では12ヶ月経過後暗化した。

塗料は被塗面を防護すると共に美化する目的で使用されるものであるから、塗膜から受ける美感も評価の対象となる。白亜化の傾向の大きなもの、色の変化が不均一なものではこの評価は悪くなる。Dc, De, Fa の各試験板では比較的初期から外観が悪くなった。

ここで行なった曝露試験は試験板を45°傾斜させて行なったものであり、試験板の裏面には水分が保持されやすく、錆の発生は表面より促進される。Ab, Da, Db, Fa では曝露後15ヶ月で、また Aa, Ac, Dc, Eb, Fb では16ヶ月で裏面に点錆の発生を認めた。

以上の各評価項目の成績を総合すると、Db はすぐれ

表-14 現地曝露試験観察結果一覧表(戸畑) (曝露1年8ヶ月後)

塗料名	評価項目	光	色	流	白	泡	小	磨	亀	剝	発	裏	計	総
		沢		れ	皿	起	亀	質	裂	離	錆	面		
S.D.調合ペイントグレー	I	3	3	5	3	4	5	4	5	4	4	5	45	×
	II	3	3	5	3	5	5	4	5	5	4	5	47	
	A	2	3	5	3	3	4	3	5	4	2	3	37	
S.D.調合ペイントダークグレー	I	3	3	5	3	5	5	4.5	4.5	5	4	5	47	×
	II	4	3	4	3	5	4.5	4	4	5	3	5	44.5	
	A	3	3	4	3	5	4	4	5	5	3	4	43	
S.D.マリンペイントグレー	I	4	3	5	3	5	4.5	4.5	4.5	5	3.5	5	47	×
	II	4	3	5	3	5	5	5	4.5	4.5	4	4	47	
	A	3	3	4	3	5	5	5	5	5	3	4	45	
S.D.マリンペイントダークグレー	I	4	3	5	3	5	5	4	5	4	3	5	46	×
	II	4	3	5	3	5	5	4	5	5	4	5	48	
	A	3	3	4	3	5	5	4	5	5	3	4	44	
グ ラ ス ト ン グ レ ー	I	3	2.5	5	3	5	5	3	5	5	3	4	43.5	×
	II	3	2.5	5	3	5	5	3	5	5	3	2	41.5	
	A	3	2	4	2	5	5	2	5	4	1	3	36	
グ ラ ス ト ン 銀 色	I	1	1	5	5	5	3	2	5	5	3	4	39	×
	II	1	1	5	5	5	4	2	5	5	3	4	40	
	A	1	1	5	5	5	4	2	5	3	2	3	36	
ズ ボ イ ド 黒	I	4	4	5	3	5	4.5	4.5	5	5	4	5	49	○
	II	4	4	5	3	5	4	5	5	5	3	5	48	
	A	4	3	3	3	5	5	5	5	5	4	4	47	
ズ ボ イ ド 薄 黒	I	4	3	5	3	5	5	4	5	4.5	4	5	47.5	×
	II	4	3	5	3	5	5	4	5	5	4	2	45	
	A	3	3	4	3	5	5	4	5	5	4	4	46	
エ ン ビ #1,000 空	I	2.5	3	5	2.5	5	4.5	2	5	5	2.5	4	41	×
	II	2	2.5	5	4	5	5	2	5	4.5	1	2	38	
	A	3	3	3	3	5	5	3	5	4	2	3	39	
エ ン ビ #1,000 黒	I	3	3	5	3	5	5	3	5	5	4	3	44	×
	II	3	3	4.5	4	5	4	3	5	5	2	3	41.5	
	A	3	3	4	3	5	5	4	5	5	2	3	42	
S.P.マリンペイント 緑	I	2	1	4	3	5	5	3	5	4	2	2	36	×
	II	2	1	4.5	3	5	5	2.5	4	5	1	3	36	
	A	1	1	4	3	5	3	3	4	5	2	3	34	
S.P.マリンペイント 弁柄	I	2.5	4	5	3	5	5	3	5	5	4	5	46.5	×
	II	3	2.5	5	3.5	5	5	3.5	5	5	2	5	44.5	
	A	3	3	5	3	5	5	3	5	4	3	4	43	
ネ オ ゴ ー セ ー 緑	I	3	1	4	3	5	5	2	5	4	4	3	39	×
	II	3	1	3	2	5	5	1	5	4	3	5	37	
	A	2	2	3	2	5	4	3	5	4	3	3	36	
ネ オ ゴ ー セ ー 弁柄	I	3	3	5	3	5	5	3	5	5	4	3	44	×
	II	3	3	5	3	5	5	3	5	4.5	3	3	42.5	
	A	3	3	5	3	5	5	3	5	5	2	4	43	

塗 料 名	評価項目	光										計	総 評	
		色 沢	流 れ	白 亜 化	泡 起	小 亀 裂	磨 屑	亀 裂	剝 離	発 錆	裏 面 発 錆			
C.R. ペ イ ン ト 軽快色	I	3	3	4.5	3.5	5	4	5	5	5	3.5	4.5	46	×
	II	3	3	5	3	5	5	3	4.5	5	4	2.5	43	
	A	3	3	4	3	5	5	5	4	5	4	4	44	
C.R. ペ イ ン ト 重厚色	I	3	3	5	3	5	5	4	5	5	4	5	47	
	II	3	3	5	3	5	5	5	5	5	4	5	48	
	A	3	3	4	3	5	5	4	5	5	4	4	45	
シ ル バ ー コ ー ト	I	2	2	5	5	3.5	4.5	4	5	5	4	5	45	
	II	2	2	5	5	5	4	4	5	5	4	5	46	
	A	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
ガ ル バ ー	I	1	1	5	4	5	4	2	5	5	2	5	39	×
	II	1	1	5	4	5	5	2	5	5	2	3	37	
	A	1	1	5	4	5	5	2	5	5	2	3	38	
シアナミド・トーア・ボーセイ	I	3	3	5	4	5	5	5	5	5	3.5	4	47.5	
	II	3	3	5	3.5	5	5	4.5	5	5	3.5	4	46.5	
	A	2	3	5	3	5	5	4	4	5	3	4	43	

た成績を示し、Cb, Ca, Da, Ec は良好である。普通と思われるものには Aa, Ac, Ea, Eb, Ab, Ad, Bb, Fb, Dc と判定される。

次にウエザメーターによる加速試験結果について述べる。加速試験は塗膜に作用してこれを崩壊させると考えられる天然の諸作用を人工的に強化して一定の条件の下で塗膜に作用させるものである。これによって自然曝露より短日時に結果が判明し、また曝露の場所、年々の天候の相違等による影響を除いて試験を行なうことが出来る。しかしながら天然の作用因子は複雑であり必ずしも自然曝露と一致した結果を示さない。たとえば白亜化などは容易に促進されるが、亀裂、剥離などを生ずる程度は比較的小さいとされている。

200 時間経過後におけるウエザメーター加速試験結果ではツヤの消失、軽微な変色、白亜化が起る。加速試験結果の良好なものは Bb, Ca, Cb, Df, De であり、成績の悪い試料は Dc, Dd, Fa, Fb である。これ等の試験結果を自然曝露の成績と比較すると、成績の悪い試料は同曝露とも一致しているが、自然曝露で良い結果を示した Da, Db は加速試験では比較的小さい結果を示し、また自然曝露で悪い成績を示した Bb, Df, De が加速試験では良い結果を示している。

若戸橋工事事務所による現地曝露の観察結果を若松側については表-13に、戸畑側については表-14に示す。観察は曝露後毎月1回定期的に行ない、必要に応じて天然色写真にとり保存して整理した。ここに示した結果は曝露後20ヶ月のものである。

全般的に白亜化の傾向があり、亀裂、剥離などの著しいものはない。光沢の消失、変色の大きなものは Bb,

Dc, De, Fa であり、成績良好なものは Ab, Ca, Cb, Ea である。錆の発生が著しいものは Ba, Bb, Da, Db, Dc, De, Fa であり、発錆の余りないものは Ad, Ca, Eb であった。これを土研屋上の曝露成績と比較すると Db, Ec は土研屋上では良い成績を示すが、現地曝露では良い結果を示さない。すなわち現地曝露で良い成績を示した試料は、土研屋上の曝露にも良い成績を示すが、土研屋上の曝露結果の良いものがごとく良い成績を示すとは限らない。このことは同曝露地点における環境条件が異なることを示している。

土研屋上における自然曝露成績または加速試験成績が良好であり、塩水噴霧試験成績の良好な試料は大体現地曝露においても良い成績を示している。

ケレンの程度が塗膜の耐久性におよぼす影響については次項において述べることにする。

4. 塗装に関する試験

新たに架設される橋梁の塗装工程を考えると、橋梁工場における塗装と架橋現場における塗装に分けられる。一般に工場における塗装が終り、次の現場塗装にうつるまでには、輸送事情や架橋作業事情等により比較的小さい時間が経過する。この間塗装膜は全塗装工程が終らない内に或る工程で或る期間曝露されることになる。したがって塗装作業を効率よく行なはせ、塗り上り塗膜層が充分耐久性的であるように全塗装工程を配分する必要がある。ここでは前項の試験で優秀な成績を示した塗料を使用し架橋部材の組立、輸送、架設の時間等を考慮して各種の塗装システム塗装間隔で試料を製作し、耐久性におよぼすこれ等の影響について試験を行なった。また前項で述

表-15

試験塗料の名称および製造会社名

試料 記号	塗 料 名			製 造 会 社
	下 塗	中 塗	上 塗	
A	サビナイト	S.D.調合中塗用	S.D.調合上塗用	関西ペイント
B	S.D.マリンプライマー-L	S.D.マリンペイント中塗用	S.D.マリンペイント上塗用	関西ペイント
C	シアナミドヘルゴン	—	C.R.ペイント	日本ペイント
D	ズボイド下塗用	ズボイド中塗用	ズボイド上塗用	大日本塗料
E	ウオッシュプライマー	エンビ #100 金属用プライマー	エンビ #1000 上塗用	神 東 塗 料
F	クロミオン防錆赤錆下塗用	—	防 錆 濃 緑 色	クロミオンペイント
G	サルフィックス 赤錆色	—	サルフィックス #530 外部用上塗	日本化学塗料
H	—	—	ライデン外部用	新 成 塗 料
I	レーヤペイント	—	—	三和レーヤペイント
J	Z R P	—	—	東洋特殊塗料

表-16 試験塗料の一般性状

	塗 料 名	皮かぶり	容器中での 状 態	ハケ サバキ	ハケ目	乾燥時間 (指触)	塗付量 g/dm ²	備 考
下 塗	サビナイト	少	い均等になる	普 通	多	5:30	1.07	
	S.D. マリンプライマー-L	やや多い	均等になる	やや重い	普 通	1:00	1.33	展色材と顔料とが分離
	シアナミドヘルゴン	やや多い	均等になる	普 通	やや多い	9:00	1.01	
	ズボイド下塗用	な	し均等になる	良 好	多	10:00	0.80	添加顔料の混合困難
	ウオッシュプライマー	な	し均等になる	良 好	な	0:30	0.78	沈澱物多少あり
	エンビ #100 金属用プライマー	な	し均等になる	非常に重	な	1:00	1.67	強い溶剤臭あり
	クロミオン防錆赤錆下塗用	少	い均等になる	普 通	多	8:30	0.98	
中 塗	サルフィックス赤錆色	極く少	い均等になる	やや重い	ごく少量	1:30	1.32	膜が強い
	S.D. 調 合 中 塗 用	多	い均等になる	やや重い	—	6:00	1.06	
	S.D.マリンペイント中塗用	な	し均等になる	やや重い	—	1:30	1.09	展色材と顔料とが分離
塗	ズボイド中塗用	な	し均等になる	やや重い	—	6:00	1.07	顔料少量分離, 溶剤臭あり
上 塗	S.D. 調 合 上 塗 用	極く少	い均等になる	やや重い	—	3:15	1.04	展色材と顔料とが分離
	S.D.マリンペイント上塗用	極く少	い均等になる	普 通	—	2:30	1.01	器底に少量の沈澱物
	C.R. ペ イ ン ト	極く少	い均等になる	軽 い	—	4:30	1.14	
	ズボイド上塗用	な	し均等になる	軽 い	—	4:30	0.89	顔料一部分離
	エンビ #1,000 上塗用	な	し均等になる	やや重い	—	0:30	1.73	顔料一部分離
	クロミオン防錆濃緑色	少	い均等になる	非常に重	い	5:30	1.06	
	サルフィックス #530 外部用上塗	やや多い	均等になる	軽 い	—	2:30	1.08	溶剤臭あり
	ライデン外部用	な	し均等になる	普 通	—	32:00	1.08	顔料一部分離

備 考 塗付量は曝露試験片塗装時の値である。

皮 か ぶ り……なし→極く少ない→少い→やや多い→多い。

ハケサバキ……良好→軽い→普通→やや重い→非常に重い。

べた現地曝露におけるケレンの程度が耐久性におよぼす影響についても述べる。

〔1〕 素地調整の影響

鉄面には圧延や工作中に生ずるミルスケールや錆が普遍付着しており、そのまま塗装したのでは塗料の性能を十分に發揮させることは出来ない。このミルスケールや錆を除去することをケレンと呼んでいる。この試験ではケレンの方法を2種に別け、夫々異なつた程度に仕上た。第1種ケレンでは一部ミルスケールが残った状態であり第2種ケレンではミルスケールは完全にのぞかれていた。このように調整した鉄面に同一条件で塗装し、同時

に曝露を開始したときの結果は表-13、14に夫々示した。

曝露時間が経過するにしたがつて2種の異なつたケレンを行なつた試験板の塗膜状態を観察すると、1年を経過するまでは両者の差は認められず、2年を経過するころからやや第2種ケレンを行なつたものの方が良い成績を示す傾向が認められた。なほ長期の曝露ではこのケレンの程度の影響は顕著になると思われる。

〔2〕 塗装間隔および塗装システムの影響

塗膜によって外界の影響を遮断して、被塗物の腐蝕を防ぐには或る程度の膜厚が必要であり、必要とされる膜

表-17 塩水噴霧試験機運転状態

項 目	第1回試験時	第2回試験時	第3回試験時
使用塩化ナトリウム	J I S K 8150	1級品	
塩水調製用の水	蒸 留 水		
曝露槽の室温(°C)	35 ± 2	35 ± 2	35 ± 2
霧の定着量(cc/80cm ² ・hr)	*1.3~3.4 #0.8~1.3	*0.7~1.9 #0.7~1.2	*1.0~1.5 #1.0~1.2
採取溶液の濃度% (35°C 於)	5.0 ~ 6.4	5.0 ~ 7.7	5.1 ~ 6.6
採取溶液の pH	6.4 ~ 7.7	6.5 ~ 7.8	6.4 ~ 7.4
1日の噴霧時間(hr)	23	23	23

備 考 * 印、ノズルに近い受器

* 印、ノズルに遠い受器

厚を一度に形成させるよりも、適當の厚さで数回に別けて形成させる方が防錆効果上望ましい。ここでは塗り重ね回数を一応4回と定め、予め定めた塗装形式、塗装間隔で塗装した試験板を塩水噴霧、ウェザメーター加速試験を実施して塗膜の状態を比較する。

試験板の塗装形式、塗装間隔は次のようである。

a) 下塗り(曝露2ヶ月) 一塗り一中塗り上塗り(上塗り)*

b) 下塗り一塗り(曝露2ヶ月) 一中塗り一塗り(上塗り)*

c) 下塗り(曝露2ヶ月) 一中塗り一塗り一塗り(下塗り)*

d) 下塗り一中塗り一塗り一塗り

この他試験的に次の塗装も行なつた。

e) 下塗り一中塗り一塗り一塗り一塗り一塗り一塗り

f) 下塗り一中塗り一塗り一塗り一塗り一塗り一塗り

使用した塗料は表-15の如くであり、その一般性状は表-16の如くである。金属板は普通軟鋼板(S S 41)であり寸法は150×50×0.7mmである。曝露期間を除いた塗装間隔は48~72時間である。このようにして塗装した試験板は、使用塗料の記号と塗装の記号とを組合せた記

* 試験板の塗装は下塗り2回を原則とした。中塗り・上塗りのないものはa, b形式では上塗り c, d形式では下塗り塗装する。したがつてこれらの試験板のa, cは重複するのでcは省略する。

号を付した。例えばAdは表-15のA塗料を使用してdの塗装システムで塗装した試験板である。

次にこれ等の試験板について行なつた塩水噴霧試験、ウェザメーター加速試験結果について述べる。

(1) 塩水噴霧試験

塩水噴霧試験は、下塗りを2回塗装し対角線状にスクラッチを入れたもの、塗装途中で曝露を行なつたもの、下塗りより上塗りまで継続して塗装したものに別けて行なつた。噴霧試験中の試験機の運転状況はまとめて表-17に示す。試験片は鉛直線より15°傾けて保持し、その周辺約5mmをパラフィンにより保護した後曝露した。

下塗り2回塗装試験：

下塗りを2回塗装し、2回目の塗装終了後10日間室内乾燥させカミソリの刃で対角線状にスクラッチを入れた試験片について塩水噴霧試験を行ない、特にヒツカキキズより錆の発生過程を比較した。このような条件で試験を行ない、ヒツカキキズより錆の発生または錆の流れの少ない下塗り塗装は、防錆能、抑錆能が勝っていると考へてよい。

各試験片の侵蝕状況は表-18の如くであり、10日間曝露後の状態を写真-1に示す。結果の評価を表-18に同時に示した。

下塗りより上塗りまで継続して塗装した試験片：

表-18

塩水噴霧試験による塗膜の侵蝕状況

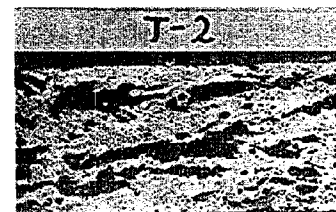
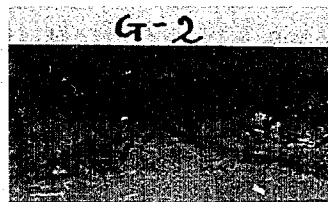
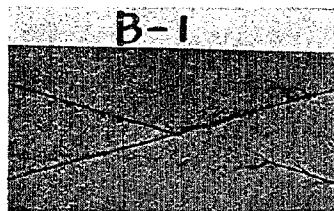
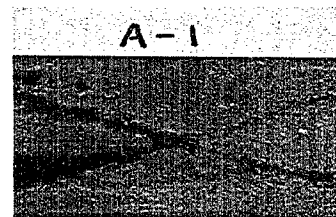
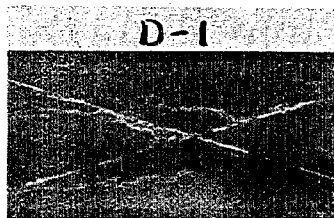
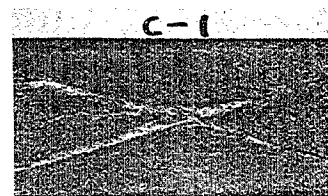
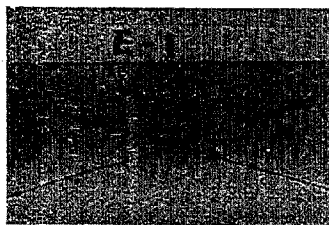
(下塗2回塗装試料)

試料記号	第1日	第2日	第3日	第4日	第5日	第6日	第7日	第8日	第9日	第10日	評点
A	傷より極く少量の白色粉状のものが発生	傷より僅かに錆発生、傷にそつて非常に小さいフクレ発生	塗面を錆が流れる。フクレ増加	傷よりややなれた処にもフクレが発生(アワ粒大)	同 左	錆、フクレ一段と増加、錆の流れも増加する。	フクレ大きくなる。	傷の部分黒変する。	同 左	アワ粒大のフクレ1/2面位に達する。その上を傷より流れた錆で巾広へやや黒色によこれる。	2
B	傷の部分黒変する。	傷より僅かに錆発生。	光沢やや減少、傷は錆のため黒く鮮明になる。	錆が流れ始める。傷にそつて5~6ヶのフクレ(アワ粒大)	フクレ値かに増加の傾向。	同 左	同 左	傷の部分黒変する傷よりは新しいフクレ発生	前日状態が増加の傾向	傷は錆のため巾広くなる。傷にそつて1~2mmのフクレが発生、光沢はあまり減少しない。	2
C	傷より極く少量の白色粉状のものが発生	白色粉状のものと共に錆塗面を薄く流れる	同 左	光沢減少した程度で前日と同様。	傷にそつて微細なフクレ小発生	傷より錆流れ始める。	前日とあまり変化しない。	傷にそつて生じたフクレやや大きくなる。	傷にそつて生じたフクレやや大きくなる。	傷およびその他の処より白色物流れ、傷の附近にアワ粒大のフクレ2~3ヶ、光沢減少。	3
D	同 上	白色粉状物少なくなり黒変する。	錆がうすく流れ始める	傷に白色粉状物と錆が固着した状態。	傷の部分の錆厚さを出す。	進行認めず	同 左	同 左	光沢やや減少。	傷より僅かに錆が流れる。白色と錆が傷の部分に固着し盛り上がる。	3
E	異常認めず	傷より僅かに錆発生。	傷は錆により赤く鮮明になる。	前日とあまり変化認めず。	進行認めず	同 左	同 左	同 左	同 左	傷の部分が錆で赤く鮮明になった程度。	5
F	同 上	同 上	錆やや増加傷にそつて微細なフクレ発生。	傷は錆のため黒色となる。光沢減少。	傷にそつて微細なフクレ平均して発生。	フクレ増加の傾向。	同 左	同 左	フクレがやや増大する	光沢著しく減少、傷にそつてフクレが発生しており、黒色を帯びた錆で傷の巾や広くなる	4
G	傷の部分黒変する。	全面つやがなくなる。	つや更に減少、傷にそつて処々フクレ発生	光沢なくなる傷の交点附近は比較的大きなフクレとなる。	中央部のフクレ成長の傾向。	試験機より取出すとフクレはしばむ。	フクレ成長の傾向。傷よりはなれた処にも発生。	同 左	傷の部分の錆黒色を帯び、流れて表面をよこす。	傷にそつて大きなフクレを生じ黒色を帯びた錆かなり多く流れ、光沢減少する。	1
I	傷より極く少量の白色粉状のものが発生。	傷より僅かに錆発生。	錆と共に白色物薄く流れる。	傷の錆がやや増加の傾向。	同 上	傷より錆うすく流れる	変化認めず	傷の部分の錆が増加し厚みをます	進行認めず	傷の部分に発生した錆は固着した状態、処々に白錆斑点があり錆が流れ光沢減少。	3
J	全面にカビ状の白色斑点生ずる。	白色カビ状のものが更に増加。	1/4面は白色カビ状のものとのおおわれ、部分的に黒色の錆発生。	全面ほとんど白色物でおおわれる。錆の発生増加。	錆は黒色を帯び増加している。白色物は糊状となる。	侵蝕著しい	同 左	同 左	同 左	錆の発生最も著しい1/3面に黒味のある錆が流れ、残る部分は白色の粗状物でおおわれている。	0

写真-1

塩 水 噴 霧 試 験 (下塗2回)

(試験開始後10日目の状態)



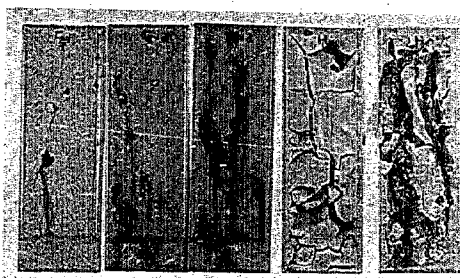
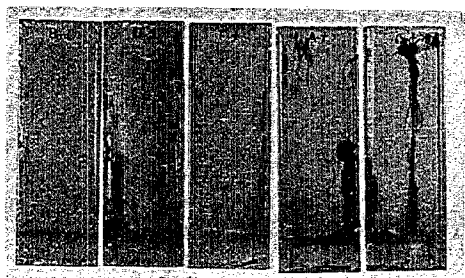
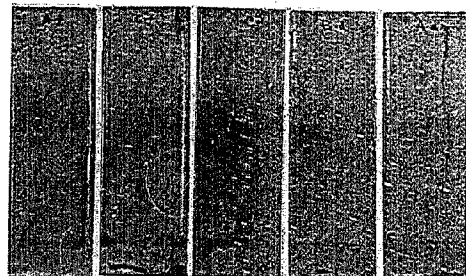
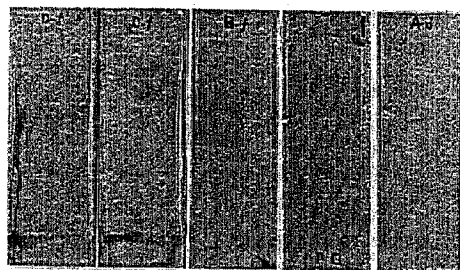
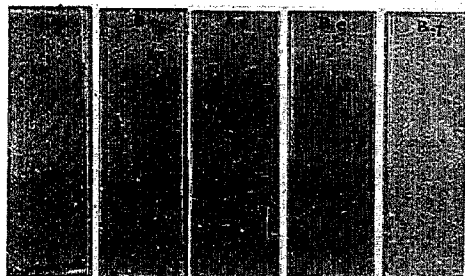
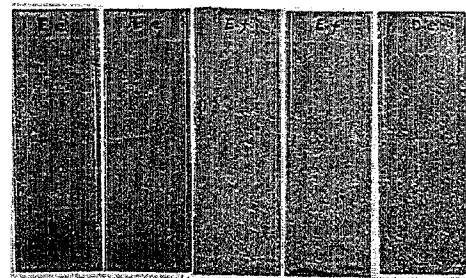
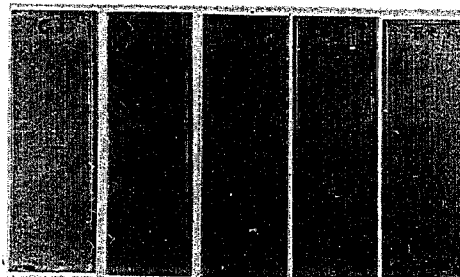
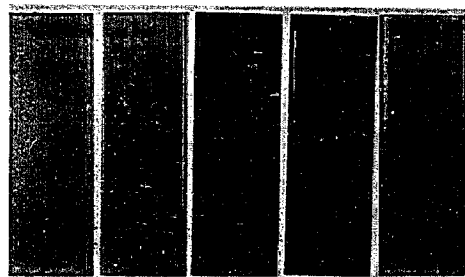


写真-2

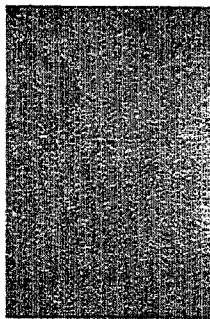
塩 水 噴 霧 試 験

(下塗・中塗・上塗2回)

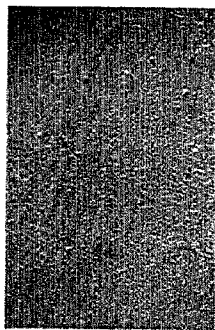
試験開始後45日目の状態

写真-3

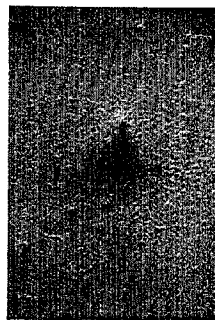
ウェザメーター加速試験後の塗膜の顕微鏡写真 (約30倍)



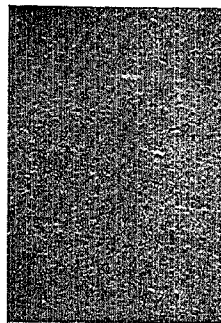
Ad



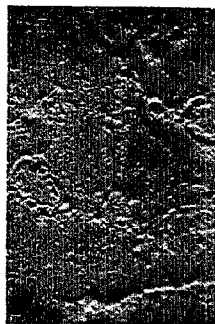
Bd



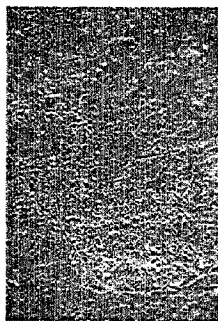
Cd



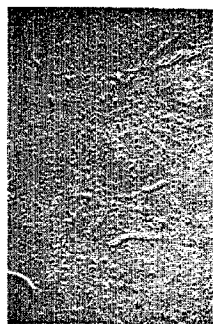
Dd



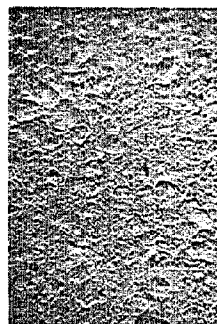
Ed



Fd



Gd



H

表-18 塩水噴霧試験観察結果 (d塗装形式試験片)

試験片記号	塗膜の变化状況	評点
Ad	6日目には微細なフクレが全面にわたつかなり発生し、その後あまり変化はない。23日目になつてフクレはやや大きくなりアワ粒大となる。その後フクレは成長する傾向にあり、31日目には0.5mm大のフクレが散在するようになる。36日目になるとフクレより少量の錆が流れ始める。45日目では0.5~0.1mm大のフクレが点在し、フクレより流れた錆で塗面がよごれる。	2
Bd	23日目になつて微細なフクレが発生し、比較的大きなものの内一ヶ所から錆が出る。その後あまり変化はないが、31日目になる頃よりフクレが成長し1~1.5mm大のものも見られる。33日目には微細なフクレで表面がおほわれる。45日目では全面に微小なフクレが散在しており、その内1~1.5mm大のものが局部的に密生した所がある。週辺に近い所より錆が発生する。	1
Cd	21日目より塗面は白色を帯び、23日目になつて微小なフクレが小散発生、その後光沢が減少し、フクレは31日目に0.5mm大のもの3ヶを認める。33日目には光沢はほとんどなくなる。45日目では光沢がなく色が白色を帯びる外フクレの成長は認められない。	4
Dd	6日目より色ややあせる。21日目頃より米粒大のフクレが発生、その後フクレは生長する傾向にあり微細なフクレも数を増す32日目にフクレの一つから錆が発生し36日には破れて錆が流れ出る。45日目には1~1.5mm大のフクレが密生し、フクレの大きなものは10×20mm大のもの1ヶある。	2
Ed	32日目まではほとんど変化なく、33日目頃より光沢がやや減少した。その他45日目まで大きな変化はない。	5
Fd	23日目にアワ粒大のフクレ1ヶ発生、その後45日目まで大きな変化はない。	5
Gd	17日目頃よりフクレが発生し他に比較して成長度合が大きく、18日目には7×7mm大になつたものもある。その後は序々に成長し、31日目には0.8~1.3cm大のフクレ約10ヶ発生、その内のあるものから錆が発生し流れ出る。錆の流れは増加する傾向。41日目には全てのフクレはしばみ、44日目には新たに8~10mmのフクレが発生した。	0
H	15日目に1~2.5mm大のフクレ局部的に密生する。その後フクレの数及び大きな増加の傾向にあり、23日目に錆の発生を見る。大きなフクレの週辺に新たなフクレ生じ境界はシワの如くなる(31日目)。シワの部分より亀裂が発生し、錆の増加にともなつて剝離する傾向(45日目)	0

この試験では、先に示したd塗装形式で塗装した試験片について、各塗料の耐久性を比較するのが主目的である。その他上塗りだけをサルフィックス、ライジンで塗装したe、f形式の試験片についても比較をこころみた。

試験片は最後の塗装が終了してより14日間室内乾燥させた後曝露を開始した。曝露開始後塗膜の変化(光沢の減少、フクレ、錆、亀裂等の発生)状況を観察して比較する。曝露期間は45日間であり、この間における観察結果の要約を表-19に、変化状態を写真-2に示す。結果の評価は表-19に同時に示した。

サルフィックス、ライジンを塗装したe、f形式の塗装試験片は、下塗り塗料の種類により効果が異なる。一般にこれ等を塗装したものは乾燥後亀裂を生じたものが多く、剝離、錆を流出させるに至つたものもある。下塗りから上塗りまで同一系統の塗料を塗装したd形式の試験片に比較して良い成績を示したのは、Be、Bf、De、Dfであり、同程度のものはAe、Af、成績が悪くなった

ものはCe、Cf、Ee、Ef、Fe、Ffである。

塗り重ね途中で曝露した試験片：

塗り重ね過程で、先に示した塗装システムa、b、cに従つて曝露を行ない、全塗装が終了したのち塩水噴霧試験を実施し、塗装間隔が塗膜の耐久性に及ぼす影響をしらべた。曝露した場所は土研屋上で、試験片を南面させ45°傾斜させて曝露した。曝露期間は33年11月4日より12月25日に至る間であり、その間の天候は晴天31日、曇13日、雨7日、正午における気温は最高19.8°C、最低8.0°Cである。その後34年1月20日まで室内に置き、つぎの塗装工程にうつた。最後の塗装が終了後13日間室内乾燥させた後試験を開始した。

試験期間は45日間である。試験後の各試験片の成績は次ぎの如くである。

変化の認められないもの……Fb、Fa

微細なフクレがまばらに発生したもの……Ea、Eb

微細なフクレのはっきりとしかも密に発生したもの

……Ca, Da, Db

微細なフクレの他にやや大きなフクレが散在

……Cb, Ab, Aa, Dc

5mm内外のフクレが発生し、錆を流出し局部的な侵蝕

が目立つ……Ac, Gb, Ga

5mm内外のフクレが多く発生し、全面的に侵蝕が目立

つ……Bb, Ba, Bc

また曝露時間と侵蝕との関係は表-20の如くである。

表-20 塩水噴霧時間と各試験片の侵蝕状況

曝露時間 侵蝕状態	5 日	10 日	15 日	20 日	25 日	30 日	35 日	40 日	45 日
微細フクレの発生	Aa, Ab, Ac, Ba, Bb Bc, Cb, Dc, Ea, Eb	Da	—	—	—	—	—	—	—
1~2mm大の フクレの発生	—	Ac, Ab Bb, Bc	Da, Dc	—	Aa	—	—	—	—
錆の発生	—	—	Bc	—	Ac, Bc	Dc	Ga, Bb	Gb	—
亀裂の発生	—	—	—	—	—	—	Bc	—	—

表-21 ウェザーメーターの運転条件

項 目	運 転 条 件
装 置 の 型 式	開 放 式
光 源	2 個 掛 カ ー ボ ン ア ー ク 密 閉 式
放 電 電 圧	120 ~ 145 V.A.C
放 電 電 流	15 ~ 18 A (1個につき)
温 度	調 節 指 示 (室内温度); 50°C ブラックパネル表面温度 { ス プ レ ー 動 作 中 32~40°C そ の 他 の 場 合 62~70°C
ス プ レ イ { サ イ ク ル 水 圧	30分につき6分間 0.8kg/cm ²
ド ラ ム 回 転 速 度	1 r.p.m.
ス プ レ イ 用 水	水 道 水

この試験結果によると塗装形式の相違による塗膜の耐久性の優劣は、大体においてaおよびb形式の下塗りやを2回塗装し中塗り、上塗りとし塗り重ねた方が、c形式の下塗り1回、次ぎに中塗り、上塗り2回塗装したものに比較すると良い結果を示す。またa形式とb形式では明確な相違は示さないが、一般にはb形式の方が僅かに良い結果を示した。

(2) ウェザーメーター加速試験

風化加速試験はウェザーメーターを使用して行なった。試験は下塗りから上塗りまで継続して塗装した試験片と、塗り重ね途中で室外曝露を行ないその後中塗り又は上塗りを塗装した試験片とに別けて行なった。試験片の製作、試験開始の時期等は夫々塩水噴霧試験の場合と同様である。ウェザーメーターの運転条件は表-21に示す如くである。

試験開始後塗膜に起る変化(つやの消失、白亜化、亀裂の発生等)を観察して、各試験片の耐久性を比較する。

下塗りより上塗りまで継続して塗装した試験片:

下塗りから順次上塗りまで継続して塗装した試験片の試験結果をツヤについては表-22に、亀裂については表-23に、白亜化については表-24に夫々示した。全試験期間を通じて曝露時間は720時間であり、1日の平均曝露時間は22時間である。試験時間が経過するにしたがって、塗膜に変化が起るが、その程度を数字で示した。5は全然変化のない状態を示し、4, 3, 2, 1となるにしたがって変化の程度が大きくなることを示している。全試験期間を通じて全然塗膜に変化がない場合の積算値(32×5)160に対する各試験片の積算値の百分率を評価として示した。

d形式で塗装した各試験片の成績を比較すると、ツヤについてはBdが最良でDd, Fd, Gdがこれに次ぎCdはツヤの消失が早い。Dd, Fd, Gdはほぼ同様な成績を示すが、Dd, Gdはツヤの消失が始まってからの低下割合が大である。各試験片とも肉眼的な大きさの亀裂を発生したものはない。顕微鏡観察による塗膜の変化状況を写真-3に示した。これに依るとFd, Gdは一部顕微

表-22

風化加速試験によるツヤの消失状況 (d,e,f塗装型式試験片)

試験日数																																	評価	評点	
試験片記号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32			
Ad	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	1	0																		39.4	2
Bd	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0		63.1	4
Cd	5	4	3	3	3	3	3	2	2	1	0																							18.1	1
Dd	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	2	1	1	0															41.9	3
Ed	5	5	4	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	0															27.5	2
Fd	5	5	4	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0					40.6	3
Gd	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1	1	0													40.6	3
Ae	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	0													41.3	
Af	5	3	3	3	2	2	2	0																										12.5	
Be	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	0													41.9	
Bf	5	5	4	3	3	2	1	0																										14.4	
Ce	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0													37.5	
Cf	5	4	3	2	2	2	1	1	0																									12.5	
De	5	5	5	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0															32.5	
Df	5	5	4	3	3	2	1	0																										14.4	
Ee	5	5	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	0														28.1	
Ef	5	4	3	3	2	2	1	1	0																									13.1	
Fe	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	0														35	
Ff	5	5	4	3	3	2	2	1	1	0																								16.2	
H	5	4	2	2	2	0																												9.4	

但し 5: 概(異状を認めず) 4: 良の上(僅かに変化) 3: 良の下(変化を認める) 2: 可(減少した) 1: 不可(ほとんどなくなる) 0: 最悪

表-23

風化加速試験によるキレッツの発生状況 (d, e, f 塗装型式試験片)

試験日数																																			
試片記号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	評価	評点	
Ad	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Bd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Cd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Dd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Ed	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Fd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Gd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100	5	
Ae	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100		
Af	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	90.6		
Be	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100		
Bf	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	95.6	
Ce	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100		
Cf	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	97.5	
De	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100		
Df	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100		
Ee	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100		
Ef	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	71.3		
Fe	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100			
Ff	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	65.6			
H	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	100			

但し 5:無し, 4:表面の微小部分にあさく且つ微細に入つたキレッツ, 3:やや深く比較的広い面積に入つたキレッツ, 2:3の状態ですら表面にわたるキレッツ, 1:はくり

表-24

風化加速試験による白亜化の状況 (d, e, f 塗装型式試験片)

試験日数 試片記号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	評価	評点		
Ad	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	2	2	1	1	1	1	1	1	0								50.6	3		
Bd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1		82.5	5	
Cd	5	5	5	5	5	5	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0													37.5	2	
Dd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0								52.5	3	
Ed	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		53.9	3	
Fd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1		68.7	4
Gd	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1		60.6	4
Ae	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1		60.6	
Af	5	5	5	5	5	5	3	3	3	2	2	2	1	1	0																				29.4	
Be	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1		61.9	
Bf	5	5	5	5	5	5	3	3	3	2	2	1	1	0																					28.1	
Ce	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1		61.2	
Cf	5	5	5	5	5	5	3	3	3	2	2	2	1	1	0																				29.4	
De	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1		59.4	
Df	5	5	5	5	5	5	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1	1	0																34.4	
Ee	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1		57.5	
Ef	5	5	5	5	5	5	4	3	3	2	2	2	1	1	1	0																			31.3	
Fe	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		54.4	
Ff	5	5	5	5	5	5	3	3	3	2	2	2	2	1	1	1	0																		31.3	
H	5	5	5	5	5	5	3	3	3	2	2	1	1	0																					28.1	

但し 5:無し 4:軽微 3:中間 2:著しい 1:甚大 0:最悪

表-25

風化加速試験によるツヤの消失状況 (a, b, c塗装型式試験片)

試験日数 試片記号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	評価
Aa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	0													45.1
Ab	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	3	3	2	2	1	1	1	0												50.3
Ac	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	2	2	1	1	1	1	0											49.7
Ba	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	2	2	1	1	1	0												46.3
Bb	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	2	2	1	1	1	1	0											46.8
Bc	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1	1	0										44.6
Ca	5	5	5	5	5	4	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0														34.3
Cb	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0														36.0
Da	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0												36.6
Db	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0													34.8
Dc	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0													36.0
Ea	5	5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	0										38.3
Eb	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	0										40.0
Fa	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	50.0
Fb	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	58.3
Ga	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0												39.4
Gb	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0												39.4

但し 5:優(異状を認めず) 4:良の上(僅かに変化した) 3:良の下(変化を認める) 2:可(減少した) 1:不可(ほとんどなくなる) 0:最悪

表-26

風化加速試験による白亜化の状況 (a,b,c塗装型式試験片)

試験回数 試験記号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	評価
Aa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0											48.0
Ab	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	0											50.2
Ac	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	0											50.2
Ba	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0										52.6
Bb	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	2	2	2	2	2	1	1	1	0											51.4
Bc	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0										51.4
Ca	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0												41.7
Cb	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0												41.7
Da	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0									53.7
Db	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	0								53.7
Dc	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0							54.3
Ea	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	64.6
Eb	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	64.6
Fa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	73.7
Fb	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	3	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	73.7
Ga	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	60.0
Gb	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	61.7

但し 5:無し 4:軽微 3:中間 2:著しい 1:甚大 0:最悪

鎮的大きさのヒビワレが発生してをり、Ed, Hでは塗面の凹凸が大である。白亜化の程度が少ないものはBdであり、次いでFd, Gdであり、Cdは白亜化の程度が大きい。

サルフィックス、ライジンを上塗りしたeおよびf形式の試験板の成績は、一般に同種塗料のみで塗装するd形式の対応する試験板の成績に比較して悪い。ツヤ、白亜化、キレツ等の各項目を通じて成績のよくなったものはAe, Ceのみである。異種塗料を上塗した場合には特にキレツが発生しやすく、塩水噴霧試験による結果も考えると、異種塗料の組合せ使用は充分注意しなければならない。

5. 総 括

若戸橋の架設地点は北九州工業地帯にあり、洞海湾を横断して架設されるので、工場地帯の各種塵ガスや海からの風送塩の影響を受けるので、鋼材の防蝕に対して特に注意がはらわれた。このような環境に曝露される鋼構造物を保護する塗膜は耐候性はもちろん腐蝕環境に対して十分耐久的でなければならない。耐久的な塗膜を得るためには、適正な塗料を使用し合理的な塗装を行なうことが大切である。それには塗料を選定する必要がある、選定するためには曝露環境の雰囲気と市場にある塗料の品質の現状を知る必要がある。

これ等の事項を明らかにするために、架設地点の環境調査、市販塗料の品質試験、塗装に関する試験を実施した。ここで行なった調査、試験結果の要約を述べ総括とする。

1) 現地の曝露雰囲気は環境の影響を受けており、調査期間中における大気中の Cl^- 量は、 $2.4 \sim 0.0 \text{ mg/m}^3$ 、 SO_4^{2-} 量は $3.1 \sim 0.1 \text{ mg/m}^3$ であった。降雨中の Cl^- 量は、 $15.4 \sim 0.0 \text{ mg/L}$ 、 SO_4^{2-} 量は $21.5 \sim 0.0 \text{ mg/L}$ 程度であり 1 m^2 当り 1 ヶ月に付着する量は Cl^- では $0.33 \sim 0.0 \text{ g}$ 、 SO_4^{2-} では $1.94 \sim 0.12 \text{ g}$ である。降雨中には異状に酸性を示すものもある。

2) 大気中の Cl^- 、 SO_4^{2-} 濃度と採取時および風向との間には明らかな関係は認められない。 $\text{SO}_4^{2-}/\text{Cl}^-$ の重量比についても同様に関係は認められない。このことは雨水についても同様である。単位面積当りの付着量は 4~9 月に少なく、10~翌年 3 月に多くなる傾向がある。海水の $\text{SO}_4^{2-}/\text{Cl}^-$ は 0.139 であり、大気および雨水中には海洋か

ら供給される SO_4^{2-} 以外に他からの供給量が、相当あることを示している。

3) 架橋地点の雰囲気は、大気中の Cl^- 、 SO_4^{2-} 量、降雨中の Cl^- 、 SO_4^{2-} 量および pH また Cl^- 、 SO_4^{2-} 付着量に見られるように明らかに環境の影響を受けており、塗料および塗装システムの選定には充分この点に留意しなければならない。

4) 架設地点附近の既設構造物の塗膜は一般に煤煙その他の降下物による汚れが甚だしく、塗装後 2 年を経過するまでは異状を生じなく、3 年を経過する頃から変色白亜化、錆の発生等が起るようであり、この附近では塗膜の劣化が甚だしいと認められた。

5) 製造業者が提出した橋梁塗装用塗料は、下塗塗料には防錆顔料として、酸化鉄系、鉛系、亜鉛系のものが使用されているが、これ等の顔料が単独で使用されている塗料は少なく、組合わせて使用されている。これ等の下塗塗料の上に中塗、上塗用としてチタン白、亜鉛華、弁柄を主顔料としたものが使用されている。色材には合成樹脂ワニス、塩化ビニール樹脂液などが用いられているものもある。

6) 一般性状では溶剤臭、悪臭、刺激臭のあるものがあり、空気の流通の悪い個処での塗装には注意が必要である。混合性で均一に混合するのが稍々困難なものもあり色調のむらを生ずる心配もある。屈曲試験に不合格なものもあり、塗膜の弾性が不足しており上塗塗料でこの試験に不合格であるような塗料の使用は望ましくない。

7) 塩水噴霧試験、ウェザメーター加速試験の両成績が良好な塗料の現地曝露結果は大体良好であり、一般に防錆顔料として鉛系顔料を使用した下塗塗料を使用しフタル酸樹脂ワニスを色材とした中塗、上塗塗料を塗装した塗膜の耐久性は良好である。

8) 下塗 2 回、中塗、上塗と、下塗、中塗、上塗 2 回のような塗装システムで防錆塗装を行なう場合には前者の方が後者よりも防錆効果は良好である。

9) 下塗 2 回、中塗、上塗の塗装工程の途中での曝露の影響は、曝露時期が下塗 1 回終了後と 2 回目終了後とでは 2 ヶ月程度の曝露では、差異は明確には出なかったが、下塗 2 回塗装後に曝露した方がややよい結果を示すようである。

10) 本試験の結果は若戸橋の塗装システム、塗料の品質仕様を決定する場合の参考資料となつた。

Block, Channel および Hoop Shear Connector

の試験報告

(昭和 35 年 12 月)

山 本 稔*
中 村 正 平**

目 次

1. 緒 言	(1)
2. 供 試 体	(2)
3. 試 験 方 法	(3)
4. 試 験 結 果	(6)
5. ゼレ止めの耐力とゼレ常数	(23)
6. 許容荷重について	(30)
7. 結 言	(31)

1. 緒 言

合成ゲタの合成効果を合理的にかつ十分發揮させるために、合成ゲタのゼレ常数にある種の制限が必要であることが、合成ゲタの合成にかんする理論的研究¹⁾によって明らかになった。そして合成ゲタのゼレ常数は、ゼレ止めのゼレ常数をそのピッチで除した値として定義されるから、ゼレ止めのゼレ常数を用いて容易に求められる。したがって、ゼレ止めの研究においてはそ耐力のみならずゼレ剛性の調査もまた重要な役割を演ずることになる。しかしこの種の研究においては、従来主として耐力の決定にのみ重点が置かれ²⁾³⁾、そのゼレ剛性については一般に顧みられなかった。この観点から、筆者は特にゼレ止めのゼレ剛性に着目し、この面から各種のゼレ止めがもつ特質について論ずると同時に、ゼレ止めの優劣についても考察したいと考え、ここに改めてゼレ止めの Push-out test を計画した。

試験されたゼレ止めの種類は、block, channel および hoop shear connector の 3 種である。これらは現行のゼレ止めとしてかなり重要な地位を占めているものであると考えられる。試験は主

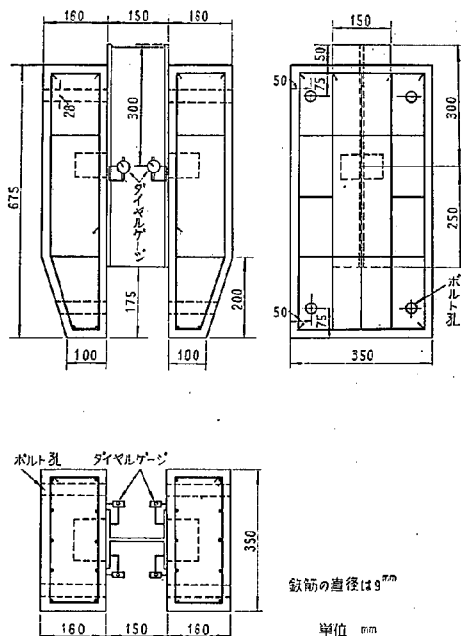


図-1 供試体の詳細図

*都立大学 工学部助教授 **橋梁研究室, 研究員

としてズレ止めの耐力とそのズレ常数の調査に注がれたが、これと平行してズレ止めならびにその周辺のコンクリートスラブやI-ビームのフランジにおけるひずみの測定も行なわれた。次にはこれらズレ止めのPush-out test の概要を記述し、種々考察したいと思うが、さらにこれらを既出の諸資料とも比較して、設計上の参考に供したいと考えている。

2. 供試体 (図-1, 写真-1~4)

試験された供試体は、別に示すように、10mm厚の鋼板を溶接して作った $150 \times 150 \times 10 \times 550$ のI-ビームのフランジ外面に所定のズレ止めを溶接し、これをフランジ外面に接して施行された $675 \times 350 \times 160$ mmの2つの鉄筋コンクリートスラブ内に埋込んで製作された。I-ビームの製作ならびにズレ止めの溶接は、石川島播磨重工業株式会社で行なわれた。またスラブの施行も小野田レミコンを使用する関係から、石川島播磨重工業株式会社の敷地で行なわれた。

スラブ厚は、ズレ止めの位置からかなり離れた所で160mmから100mmの厚さに低減されたが、これは試験機の載荷台の寸法の制限から試験時の最大支圧応力を

考慮してとられた処置であるとはいえ、これによって避けられぬスラブの曲げがかなり減少するという利点が認められた。なお Push-out test においては、このような曲げは極力避けられるべきであると考えられるので、図または写真に見られるように、スラブの4隅に明けられた4つの孔にボルトを挿入し、スラブをその表裏から Washer を介してナットで締め付け、両側スラブの間隔を固定してスラブに生ずるモーメントを分担せしめ、できるかぎり合成ゲダのケタ端におけるズレ止めの働き方に近づけてしめるよう心掛けた。

供試体は、型枠の流用と試験期間を考慮して、2つのグループに分けて別々に製作された。初めのグループに属するものはA-17, A-21, B-, B-2, C-11, C-21, C-31, C-41の8個であり、次のグループに属するものはA-12, A-22, B-3, C-12, C-3, C-22, C-32, C-42の8個である。ここに最初の文字は、供試体に取り付けたズレ止めの種類を表わす記号で、Aはblock, Bはchannel, Cはhoop shear connector を意味する。次の数字は、同種のズレ止め内における相違を表わし、終りの数字は、同一供試体を区別する番号である。例えばC-12とは、hoop shear connector をもつ4種の供試体

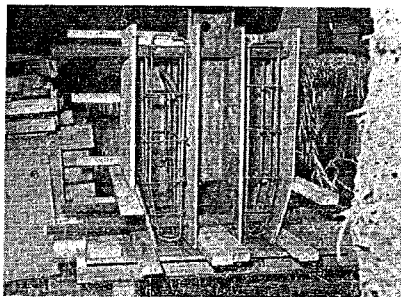


写真-1 供試体製作のための型枠工
ズレ止めは hoop



写真-2 コンクリート打ち後の養生中の供試体

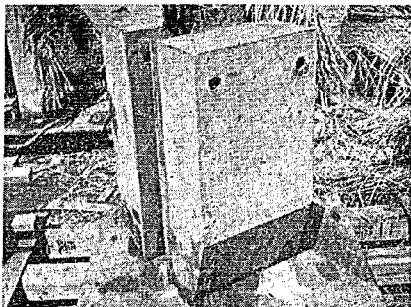


写真-3 コンクリート打ち後1週間を経て型枠をはずされた供試体

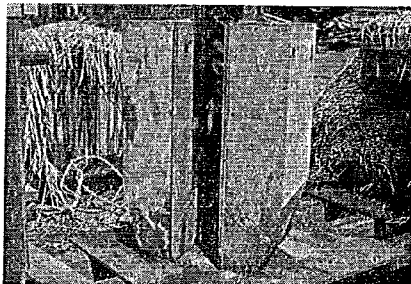


写真-4

のうち第1番目の種類 ($\alpha=90^\circ$) のもので、同じ供試体のうちでは第2番目の供試体を意味することになる。したがって、記号から明らかなように、第1のグループの供試体と第2のグループのそれとは、Bを除いて同じものである。このように同一の供試体が2個ないし3個製作されたのは、試験精度の向上をはかるためと、一部の供試体で行なわれた電気抵抗ひずみ計によるズレ止めのひずみ分布の調査のためにとられた処置である。またズレ止め周辺のコンクリートスラブならびにI-ビームのフランジにおいても局部的変形状態を調べるため、2, 3の供試体において写真のごとくストレインゲージが貼附された。

コンクリート打ちに先だって、I-ビームとスラブとの間のボンドをなくするために、フランジ表面には剝離剤が塗布された。スラブは合成ゲタ橋における同じ姿勢で施工されることが望ましいわけであるが、このためには2つのスラブを同時に施工することができないから、コンクリートに均質性を保たしめることが困難であるし、またレミコンを使用する関係からコンクリート量も考えて、ここでは供試体のスラブを push-out test 時におけるごとく垂直に立て、各グループごとに一度施工することにした。かくして各グループごとのコンクリートの均質性は確保できたと判断することができたが、グループ間のコンクリートの性質に多少の差異が表われたことはやむを得なかった。

コンクリート打ち後1日を経てからスラブの露出面は、濡れむしりて殺われ、スラブは湿潤状態に保たれた。コンクリート打ち後1週間して型枠を除去し、その後は10日間室内に放置してから、建設省土木研究所内に搬入し、コンクリート施工後28日以上を経て始めて push-out test を開始した。

スラブは9mm鉄筋で補強され、そのカブリは2cmを標準とした。コンクリートは橋のスラブ用コンクリートとしてスランプ5~10cm、標準供試体の28日強度300 kg/cm²と指定した。なおこれらの性質の検証のため、現場においてスランプを測定すると同時に、標準供試体が製作された。これら供試体は、スラブと同一条件のもとで養生され、push-out test 実施中適時に圧縮試験され、スラブ用コンクリートの強度を判定する資料に供された。

3. 試験方法 (図-2, 写真5~10, 表1)

試験は建設省土木研究所大型実験室にある300tアムスラー型試験機で行われた。試験時における供試体の調整は、写真から概略推察できるが、特に供試体の据え付けに当って荷重が均等に分配されるよう注意が払われた。このため緩結剤を投入した水溶液(ペプトンの0.2%溶液)で石膏を解き、これを予め載荷台に敷きならし、その上に供試体を置いて姿勢を正すとともに、支圧力の均等分配をはかった。同様にI-ビーム側の載荷面におい

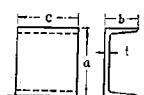
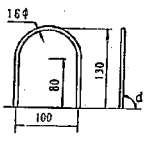
ズレ止めの種類	断面形状	記号	寸法
Block		A	$a \times b \times c$
			50×40×100
			80×60×100
Channel		B	$[-a \times b \times t \times c]$
			[-75×40×5×100]
			[-100×50×5×100]
Hoop		C	α
			90°
			60°
			45°
			30°

図-2 供試体の種類

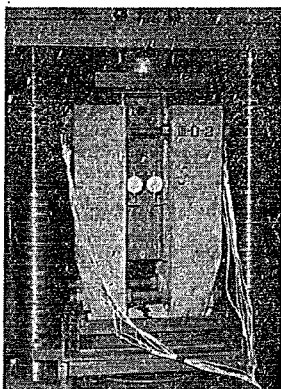


写真-5 試験準備の完了した供試体

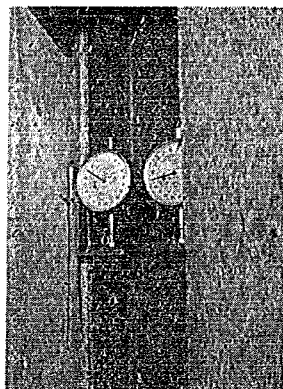


写真-6 ダイアルゲージ取り付け細詳



写真-7 載荷面の状況
支圧応力の均等分布と供試体の姿勢を正すための石膏を敷く

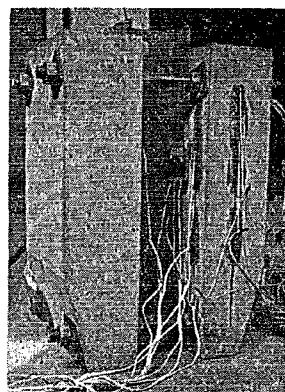
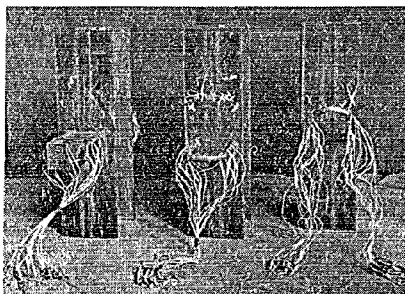


写真-8 コンクリートスラブ表面に貼付されたストレインゲージ



Channel および hoop shear connector に貼付されたストレインゲージ、既にコーティングは完了している。

写真-9

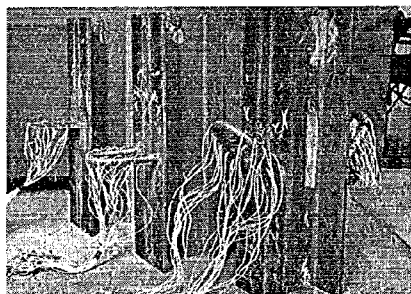


写真-10

表-1

スラブ用コンクリートおよびズレ止めの材料試験成績

スラブ用コンクリート

配合	破壊強度 kg/cm ²	所要スラン プ cm	骨材寸法 mm	W/C %	G/S	セメント kg/m ³	水 kg/m ³	砂 kg/m ³	砂利 kg/m ³
	300	5~10	25	56	1.3	311	174	828	1078

供試体 A-11, A-21, B-1, B-2, C-11, C-21, C-31, C-41, にたいし

圧縮試験	供試体 No.	材 令 日	実測スラン プ cm	ヤング率 kg/cm ²		ポアソン数	破壊強度 kg/cm ²	備 考
				動 的	静 的			
	1	28	6.5	338.000	371.000	4.3	323	現場放置
	2	"	"	337.000	328.000	7.3	294	"
	3	33	"	—	310.000	2.9	403	"
	4	38	"	—	401.000	8.2	333	"
	5	38	"	—	534.000	2.9	320	"
	平 均		6.5	338.000	389.000	5.1	335	

供試体 A-12, A-22, B-3, C-12, C-13, C-22, C-32, C-42 にたいし

圧縮試験	供試体 No.	材 令 日	実測スラン プ cm	ヤング率 kg/cm ²		ポアソン数	破壊強度 kg/cm ²	備 考
				動 的	静 的			
	1	28	7.5	333.000	—	—	309	現場放置
	2	"	"	331.000	—	—	312	"
	3	30	"	—	292.000	5.4	303	"
	4	"	"	—	301.000	4.7	288	"
	5	"	"	—	285.000	4.8	285	"
	6	"	"	—	310.000	4.7	313	"
	平 均		7.5	332.000	297.000	4.9	302	"

ズ レ 止 め

引張り試験	ズ レ 止 め		供試体 数 量	降 伏 点 kg/cm ²	引張り強さ kg/cm ²	の び 率 %	備 考
	種 類	寸 法 (mm)					
	Block	50×40×100	1	2500	4600	30	S S 41
		80×60×100	1	2500	4500	33	G S 41
	Channel	[-75×40×5×100	3	2880	3770	28	S S 41A
		[-100×50×5×100	—	—	—	—	—
		[-125×65×6×100	1	4000	4800	21	S S 41A
	Hoop		4	3250	4850	28	S S 41

ても、その腹板部分を削除して、支圧面から除外すると同時に、フランジ端面がクロスヘッドに正しく密着するよう、グラインダーを用いてすり合わせを行なったばかり、さらにI-ビームとクロスヘッドの間に銅板を挿入して、荷重の均等分配の確保に務めた。このような調整のもとでは、荷重はかなり均等に分配されることが期待できるが、さらに不測の不均等性を避けるため、図または写真で見られるように、ズレ止め取り付け高さに4個のダイヤルゲージを取り付けて接合面のズレを測り、これらの平均化によってズレならびに荷重分配の不均等性の影響を除去することにした。

Push-out test においては、荷重を繰返しながら順次上昇させて破壊に到達せしめる載荷法がとられた。このとき1サイクルの繰返し毎に荷重を2~6t増加させた。この様な載荷法を以後簡単に繰返し載荷試験と呼ぶことにする。これにたいし普通行なわれているような連続的に荷重を増加させる載荷法は、前者と区別する意味で、ここでは連続載荷試験と呼ぶことにしたい。

ズレ止めの位置におけるスラブとI-ビームのズレは、1/1000mm目盛のダイヤルゲージで、荷重2tの増減ごとに測定された。荷重が極限荷重の1/2~2/3程度を越えたと、クリープが現われ、荷重は次第に安定し難くなる。そこで試験に当たっては、できるだけ一定速度で載荷が行なわれるよう心掛けた。しかし一部の供試体で行なわれたひずみの測定にはかなりの時間を要したので、ここでは荷重の低下を顧みずに試験機の給油を一時停止して測定を行なった。したがって、これらの試験においては、測定値に多少の誤差が介入するのは避けられない。

なお Push-out test の他にスラブ用コンクリートならびにズレ止めの材料試験も行なわれた。これらの試験結果は、一括して表-1に示してある。

4. 試験結果

(a) 荷重と接合面のズレとの関係および破壊状況

(図-3~24, 表-2, 写真-11~16)

Push-out test における接合面のズレと荷重の関係は、図および表に一括して示されている。データー提出の形式としては、まず測定資料のうち重要と考えられる部分を表として掲げると共に、一方種々の面から図示して示した。表および図中、荷重は、総てズレ止め1個当たり分担荷重である。ここにズレは、4個のダイヤルゲージの読みの平均値をもって測定値としている。このようにズレを平均化して取り扱うことは、前述のごとく、2個のズレ止めの各分担荷重も同じであることを前定としているので、観測荷重を2等分して、ズレ止め1個当たりの分担荷重と定めた。

繰返し載荷試験における荷重と処女ズレとの関係曲線

は、連続載荷試験における荷重-ズレ曲線と同等に取り扱うことができるから³⁾⁴⁾、ここではこの関係曲線をもって連続載荷試験における荷重-ズレ曲線と考えることにした。また既報の研究³⁾にならって荷重除去前の最高荷重と残留ズレとの関係も図化されている。残留ズレは、主としてズレ止めまたはその周囲のコンクリートの塑性変形に起因するから、ある荷重を境としてこれが急増し出すのは、一方ではその荷重から激しい塑性変形が起き始めることを表わすことになる。したがって、この境界をなす荷重は、実用上使用に耐え得る限界の荷重とみなすことができる。この意味から、筆者はこの荷重を降伏荷重と定義して、鋼材における降伏点と同様に取り扱うことにする。かくて降伏荷重は、荷重除去前の最大荷重と残留ズレの関係曲線から定めるのが最も妥当であると考えられるが、他の荷重-ズレ曲線におけるズレの急激に増加する点もまた降伏荷重に相当するはずであるから、前者において降伏荷重の不鮮明なものは、これら荷重-ズレ曲線を相互に比較して決定することにした。図中降伏荷重は、二重丸で示されている。

なお一部の供試体のズレ止めに貼附されたストレーンゲージは、Push-out test の結果に本質的な影響を与えないことが、荷重-ズレ曲線ならびに極限荷重等の考察から判断できるので、ストレーンゲージを持った供試体も持たないものと全く同じとして取り扱うことにする。

(i) 接合面のズレ状況と降伏荷重

荷重-ズレ曲線から明らかなように、block および channel shear connector の供試体 A, B においては、一般的に載荷初期において総ズレならびに残留ズレが大きいが、しかしある程度荷重が増すと、ズレは生じ難くなり、したがって残留ズレの増加の割合もまた減少するといえよう。このように載荷初期において総ズレならびに残留ズレの大きいのは、供試体の製作に当ってスラブを立てて施工したため、コンクリートをズレ止めの背面に密着に行き渡らせることにやや難点があったので、ここに多少とも原因が求められるとはいえ、供試体 A および B においては、僅か A-22 の1例を除いて総てこの現象が認められたこと、さらにこれに加えて、施工はかなり急入りに行なわれたことを考え合せるならば、この原因が、ズレ止めの形状寸法とコンクリートの骨材粒度の相互関係からズレ止めの周囲にコンクリートが行き渡りにくいというこの種のズレ止めがもつ避けられぬ欠陥に起因すると考える方が妥当であるように思われる。さらに荷重が増加すれば、ふたたび残留ズレおよび総ズレは急速に増大するようになる。この様子は、荷重除去前の最高荷重-残留ズレ曲線から一層明瞭にうかがわれるが、これから降伏荷重を定めることはやや困難のように見受けられた。そこで供試体 A, B においては、総ての荷重-ズレ曲線を参照して降伏荷重を定めた。しかし供試体

表-2

A-11

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	5	220	10	323	15	438
1	11	6	240	11	340	16	454
0	10	0	176	0	211	17	473
1	12	6	243	11	345	18	499
2	104	7	258	12	362	0	265
0	89	0	187	0	217	18	512
2	107	7	262	12	368	19	531
3	158	8	278	13	385	20	554
0	132	0	194	0	225	21	587
3	160	8	283	13	390	0	303
4	187	9	299	14	407	21	604
0	156	0	199	0	232	22	623
4	190	9	304	14	413	23	647
5	212	10	319	15	431	24	681
0	163	0	205	0	242	47.10	極 限 荷 重

A-12

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	0	92	12	305	17	466
1	1	6	126	0	205	18	487
0	1	7	159	12	313	0	291
1	1	0	119	13	332	18	501
2	7	7	162	0	218	19	523
0	3	8	190	13	340	0	309
2	7	0	140	14	361	19	537
3	17	8	197	0	231	20	557
0	10	9	220	14	370	0	328
3	20	0	161	15	392	20	576
4	40	9	229	0	244	21	600
0	26	10	251	15	402	0	346
4	42	0	178	16	423	21	616
5	79	10	258	0	260	22	641
0	58	11	279	16	434	0	368
5	83	0	192	17	455	22	657
6	121	11	285	0	275	42.00	極 限 荷 重

A-21

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	6	171	12	329	0	307
1	1	7	203	13	342	21	485
0	1	0	172	0	254	22	496
1	1	7	211	13	348	23	508
2	5	8	248	14	361	24	524
0	4	0	202	0	262	0	328
2	6	8	246	14	367	24	540
3	13	9	261	15	379	25	552
0	8	0	210	0	270	26	566
3	13	9	265	15	385	27	609
4	43	10	283	16	398	0	363
0	32	0	223	17	408	27	619
4	50	10	289	18	423	28	637
5	82	11	304	0	288	29	663
0	64	0	235	18	434	30	687
5	93	11	309	19	444	0	402
6	165	12	323	20	457	30	1071
0	141	0	245	21	475	53.30	極限荷重

A-22

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	8	58	0	52	22	288
1	1	0	24	15	154	23	301
0	1	8	60	16	165	0	109
1	1	9	69	0	57	23	309
2	3	0	27	16	170	24	324
0	3	9	71	17	182	0	118
2	4	10	81	0	63	24	335
3	9	0	31	17	187	25	348
0	5	10	83	18	200	0	127
3	10	11	92	0	69	25	356
4	18	0	35	18	206	26	371
0	8	11	97	19	218	27	388
4	18	12	106	0	77	28	410
5	27	0	39	19	224	0	153
0	12	12	109	20	238	28	427
5	28	13	120	0	84	29	444
6	37	0	43	20	246	30	465
0	16	13	124	21	257	31	490
6	38	14	134	0	92	0	193
7	47	0	48	21	266	31	514
0	19	14	139	22	280	32	532
7	50	15	149	0	100	50.00	極限荷重

B - 1

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	4	194	8	338	12	478
1	9	5	227	9	363	13	506
0	8	0	187	0	256	0	330
1	10	5	234	9	370	13	518
2	73	6	263	10	395	14	547
0	68	0	207	0	272	0	350
2	76	6	271	10	406	14	563
3	134	7	296	11	431	15	594
0	123	0	225	0	289	0	382
3	142	7	305	11	440	15	612
4	189	8	329	12	467	16	642
0	165	0	241	0	308	26.80	極 限 荷 重

B - 2

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	4	268	8	475	12	639
1	5	5	320	9	505	13	672
0	5	0	282	0	405	0	512
1	6	5	329	9	513	13	685
2	63	6	372	10	542	14	718
0	61	0	319	0	427	0	542
2	65	6	383	10	552	14	737
3	179	7	420	11	582	15	774
0	171	0	348	0	455	0	579
3	182	7	430	11	594	15	795
4	262	8	465	12	625	16	838
0	241	0	376	0	483	30.90	極 限 荷 重

B - 3

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	5	110	10	227	0	175
1	14	6	135	0	127	14	348
2	40	0	90	10	236	15	370
0	31	6	141	11	251	16	405
2	42	7	156	12	278	0	211
3	63	8	181	0	147	16	423
4	89	0	110	12	288	17	446
0	65	8	188	13	305	18	484
4	93	9	202	14	335	35.60	極 限 荷 重

C-11

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	0	96	8	467	11	754
1	4	4	191	0	204	12	836
0	3	5	250	8	481	0	431
1	4	0	124	9	546	12	873
2	45	5	266	0	232	13	973
0	34	6	319	9	559	14	1124
2	49	0	154	10	627	15	1323
3	108	6	339	0	290	0	863
0	66	7	393	10	654	15	1400
3	117	0	188	11	726	16	1593
4	179	7	416	0	358	21.50	極限荷重

C-12

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	0	97	8	306	11	514
1	2	4	117	0	184	12	585
0	1	5	158	8	314	0	314
1	2	0	127	9	361	12	611
2	26	5	164	0	205	13	719
0	24	6	206	9	375	0	412
2	27	0	149	10	424	13	750
3	63	6	213	0	230	14	888
0	57	7	262	10	441	0	546
3	64	0	166	11	495	14	934
4	112	7	264	0	260	21.50	極限荷重

C-13

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	4	43	0	154	10	461
1	0	0	38	7	226	11	530
0	0	4	46	8	280	0	324
1	0	5	94	0	191	11	558
2	3	0	82	8	298	12	636
0	3	5	99	9	358	0	393
2	3	6	153	0	234	12	668
3	14	0	121	9	378	13	754
0	13	6	161	10	438	0	475
3	15	7	213	0	276	21.70	極限荷重

C-21

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0			12	468	1	953
1	7	6	162	1	302	18	1330
2	13	1	106	12	486	19	1540
2.5	22	6	172	13	531	20	1759
0.5	11	7	195	14	613	21	2156
2.5	25	8	234	15	733	1	1768
3	39	9	279	1	496	21	2238
4	83	1	164	15	761	22	2578
5	114	9	320	16	879	23	3004
1	87	10	365	17	1038	24	3609
5	130	11	413	18	1263	24.00	極 限 荷 重

C-22

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	5	122	0	121	13	438
1	1	0	67	9	261	14	482
0	1	5	125	10	290	0	237
1	2	6	154	0	137	14	500
2	22	0	80	10	299	15	553
0	19	6	161	11	330	0	283
2	24	7	187	0	155	15	577
3	52	0	94	11	340	16	650
0	35	7	194	12	373	0	365
3	53	8	220	0	176	16	669
4	86	0	107	12	387	17	755
0	52	8	228	13	425	0	448
4	88	9	255	0	203	26.90	極 限 荷 重

C-31

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	5	120	0	109	15	473
1	13	0	43	9	255	0	230
0	6	5	120	10	279	15	500
1	15	6	144	0	122	16	546
2	32	0	57	10	289	17	642
0	11	6	151	11	315	18	792
2	42	7	176	0	139	0	501
3	59	0	73	11	323	18	816
0	17	7	180	12	354	19	952
3	63	8	211	0	158	20	1143
4	86	0	90	12	364	21	1384
0	27	8	216	13	388	0	1031
4	91	9	247	14	419	25.60	極 限 荷 重

C-32

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	6	137	12	411	18	752
1	12	7	169	13	450	19	842
0	12	0	86	0	227	0	466
1	16	7	176	13	466	19	868
2	40	3	204	14	507	20	966
0	27	0	102	0	236	0	571
2	39	8	212	14	523	20	1004
3	60	9	243	15	565	21	1079
0	39	0	120	0	285	22	1207
3	63	9	249	15	579	23	1409
4	84	10	290	16	619	0	961
0	51	0	144	0	311	23	1468
4	88	10	306	16	634	24	1621
5	109	11	341	17	674	25	1861
0	62	0	170	0	336	26	2171
5	113	11	355	17	690	0	1652
6	137	12	397	18	734	26	2267
0	71	0	200	0	371	28.90	極限荷重

C-41

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	0	72	10	293	16	519
1	17	5	143	0	163	17	556
0	4	6	170	10	300	18	600
1	13	0	94	11	324	0	305
2	34	6	176	0	176	18	621
0	7	7	202	11	334	19	650
2	35	0	115	12	357	20	693
3	63	7	207	0	191	21	749
0	18	8	232	12	363	0	418
3	65	0	133	13	384	21	800
4	100	8	239	14	420	22	842
0	46	9	261	15	468	23	926
4	107	0	146	0	242	24	1012
5	137	9	270	15	487	31.00	極限荷重

C-42

荷重はズレ止め1個当り

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	6	109	0	185	16	606
1	6	0	62	11	317	17	647
0	5	6	114	12	353	0	432
1	7	7	143	0	218	17	682
2	19	0	85	12	365	18	721
0	12	7	150	13	402	0	470
2	20	8	182	0	249	18	743
3	33	0	109	13	417	19	788
0	19	8	191	14	459	0	511
3	34	9	223	0	285	19	814
4	51	0	136	14	476	20	862
0	30	9	232	15	518	0	568
4	53	10	267	0	322	20	888
5	74	0	168	15	541	21	954
0	40	10	278	16	583	0	642
5	78	11	307	0	375	29.70	極限荷重

A-22においては、これを定めるのがむずかしく感じられたので、表-1からわかるように、供試体A-21の降伏荷重にたいする弾性ズレと同じ弾性ズレを生ぜしめる荷重をもって降伏荷重とした。

供試体Cにおけるズレは、載荷初期には荷重除去とともに殆ど回復されるので、ここにおいては供試体A、Bで認められたような欠陥は存在しないといえよう。供試体C-21においては、試験時に荷重を完全に除去せず、ズレ止め1個当り1tの基礎荷重を残しておいたので、ここにおける残留ズレは、この基礎荷重におけるものであるから、降伏荷重の決定に支障はないといえ注意を要する。降伏荷重は、ここにおいても総ての荷重-ズレ曲線を参照してきめられたが、供試体C-4を除いて、供試体A、Bにおけるより一層明確に定められた。これは、後述するごとく、供試体の破壊がAおよびBにおいては、主としてコンクリートの支圧に原因したが、供試体CではC-4を除いて hoop の破断によって生じているから、降伏荷重も、前者はコンクリートの塑性変形に、後者は鋼材の降伏に主として支配されるために現われた現象であると考えられる。この観察の妥当性は、供試体C-4の破壊がコンクリートの強度に原因したため、その降伏荷重が、供試体A、Bと同じくやや不明瞭になっていることによって裏付けされるものと思われる。

(ii) 破壊状況

荷重がズレ止めの極限荷重に達した後は、ズレの増大にもかかわらず、荷重は次第に減少するが、本試験には

明らかにこの傾向が現われた後でもなお数ミリメートルのズレを発生させ、破壊の状態を明確に調べられるように心掛けた。極限荷重に達する前に既にコンクリートスラブに引張り亀裂が入るものと考えられるが、これが明瞭に観察できたのは、極限荷重またはそれに達する間際であった。なおスラブとI-ビームの分離ならびにI-ビームのフランジのズレ止めによる局部的波状変形は、降伏荷重附近では全く認め難く極限荷重附近において初めて目撃され、それ以後ズレとともに急速に増大した。

供試体AおよびBにおいては、支圧応力によるコンクリートの圧挫によって破壊が生じたことが、試験終了後I-ビームから分離したスラブの観察から容易に了解できた。ただし供試体Bにおけるこの観察は、極限荷重を過ぎて荷重が低下してからもさらにズレを発生せしめ、channel のI-ビームに溶接したフランジとウェブとの接続断面で瞬間的なせん断破壊を生ぜしめてから行なわれたものである。

供試体CにおいてはC-4を除いて、破壊はhoopとI-ビームとの溶接部の破壊によって生じた。破断にたいする直接の原因としては、破断面の調査から主として溶接部の引張りをともなうせん断によることがほぼ了解されたが、なお試験中 hoop の破断が何時発生したか明確に観察できなかったことも、この種の破壊を説明する一資料と考えられよう。ただしC-1においては、hoop の構造から引張り力をとみなぬから、単にせん断のみによって破壊が生じたと思うべきである。C-4の破壊は、他と全く異なり、hoop を含むコンクリートが

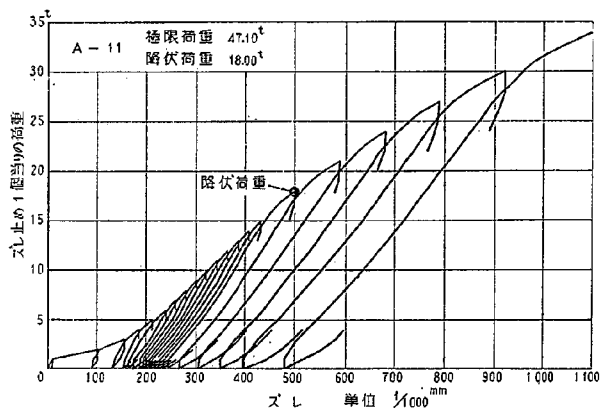


図-3

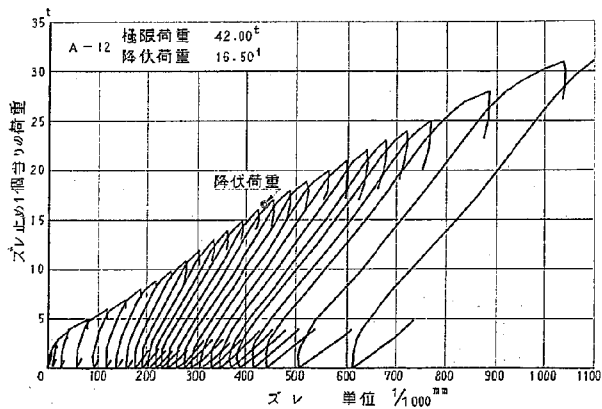


図-4

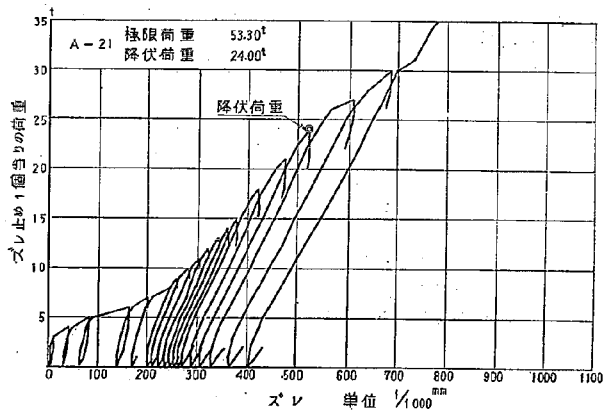


図-5

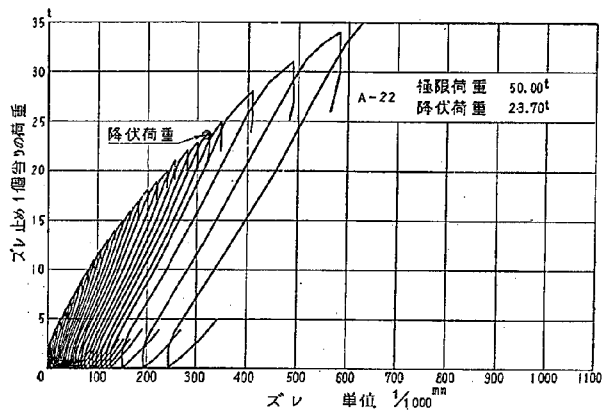


図-6

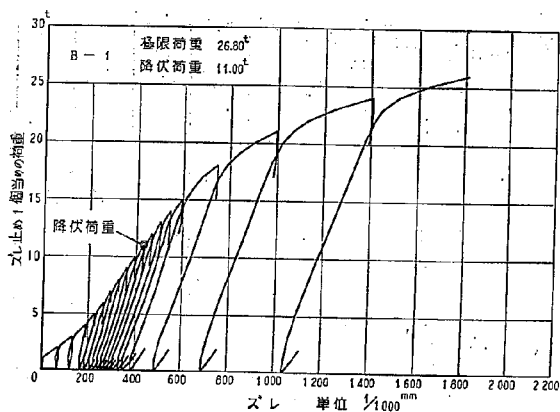


図-7

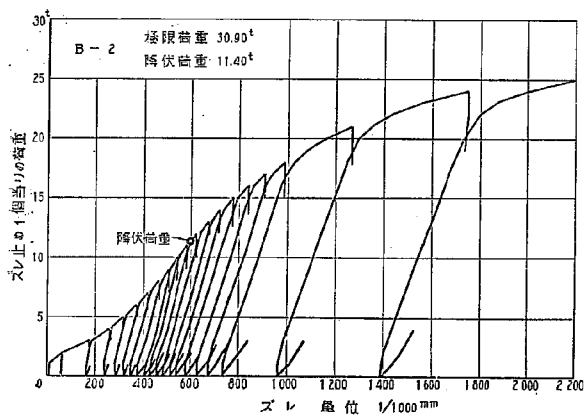


図-8

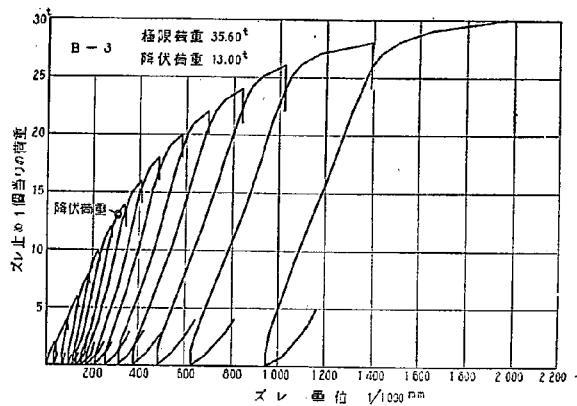


図-9

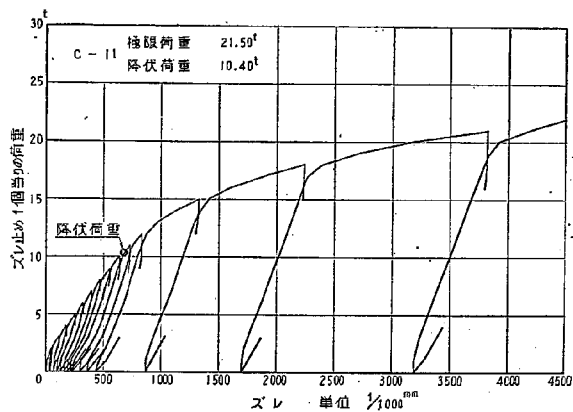


図-10

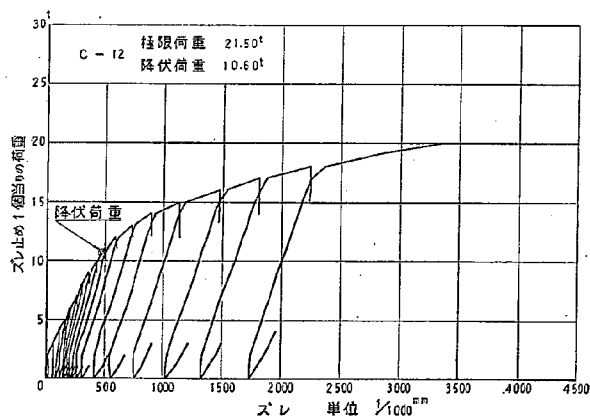


図-11

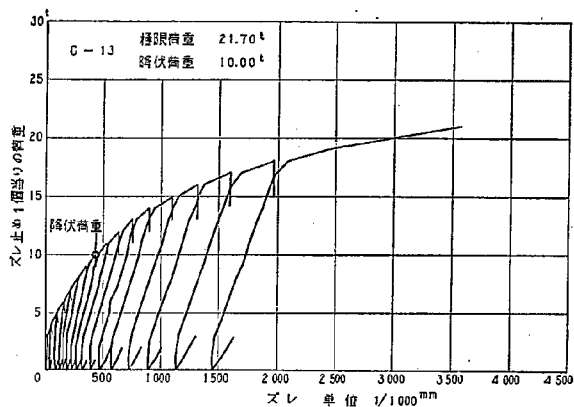


図-12

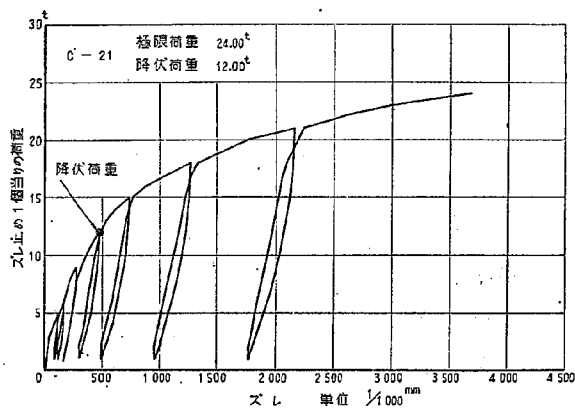


図-13

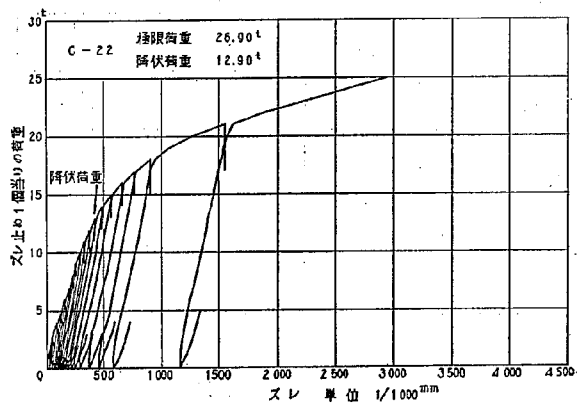


図-14

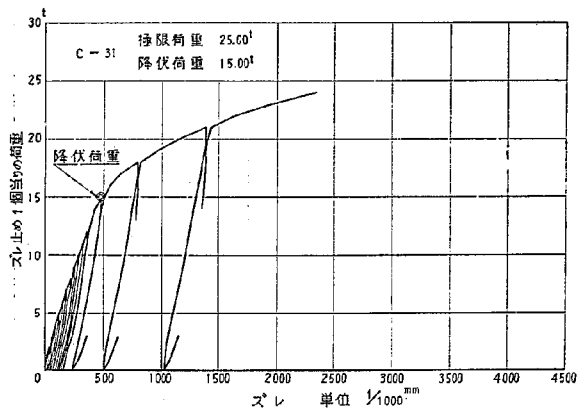


図-15

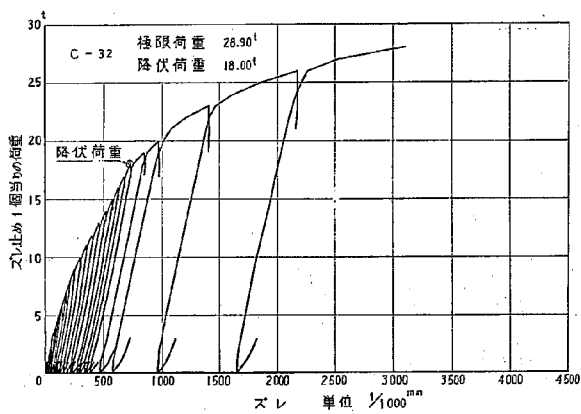


図-16

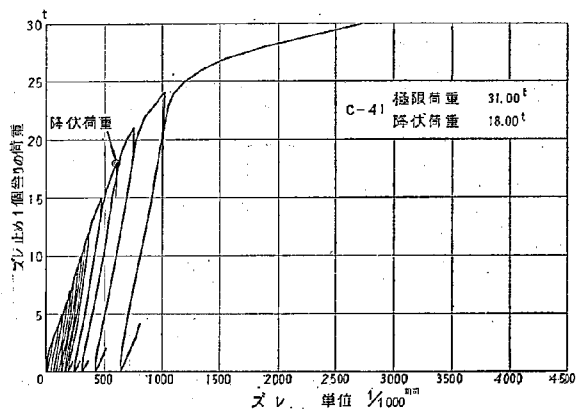


図-17

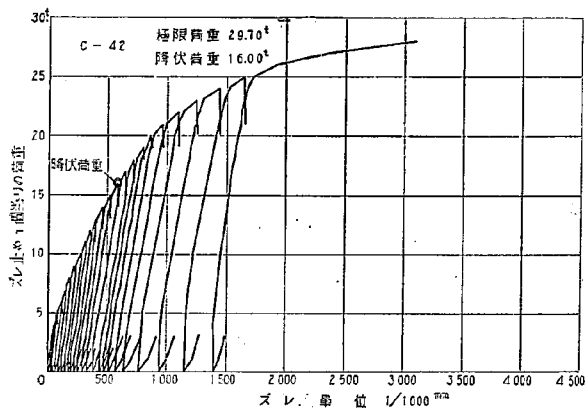


図-18

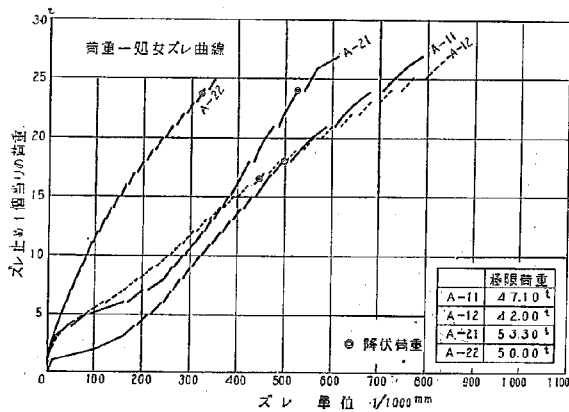


図-19

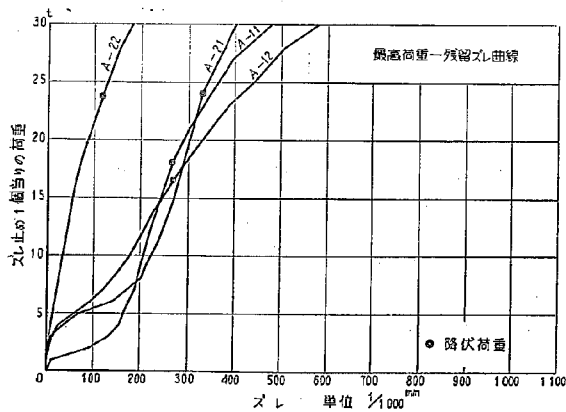


図-20

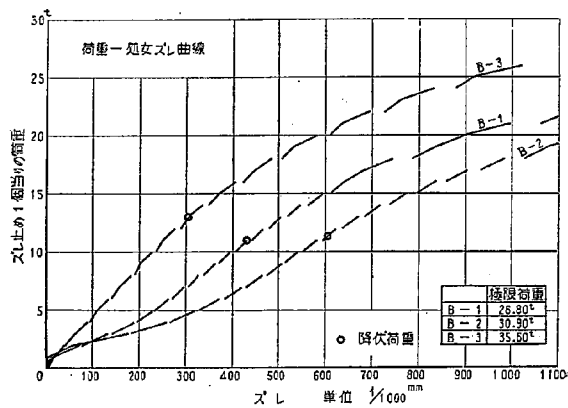


図-21

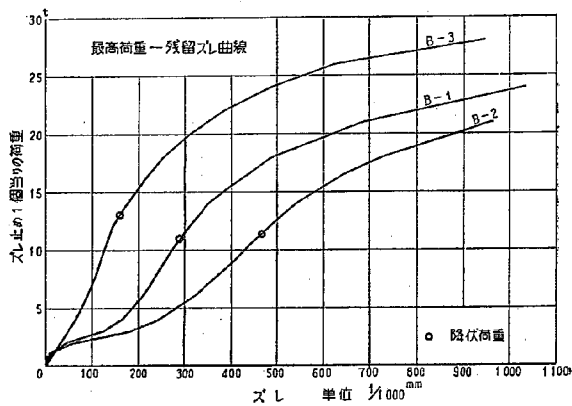


図-22

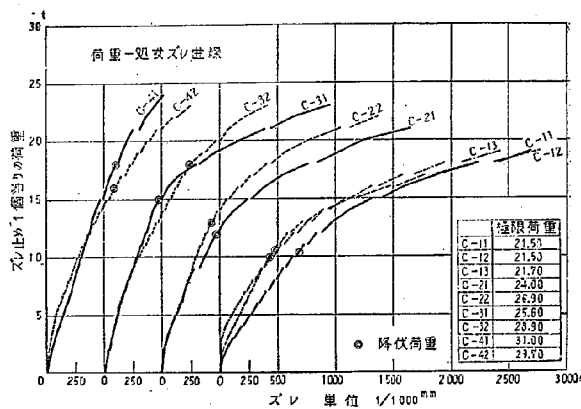


図-23

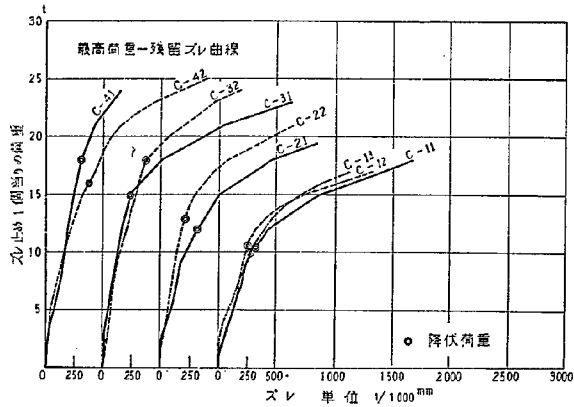


図-24



写真-11

供試体 A-22 の崩壊後のコンクリート
スラブ：ズレ止め前面の支圧によるコ
ンクリートスラブの破壊に注意。

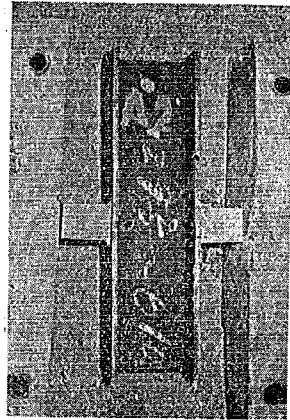


写真-12

供試体 A-22 の崩壊後のズレ止め溶接
部に故障はないがフランジの局部的変
形状変形に注意。

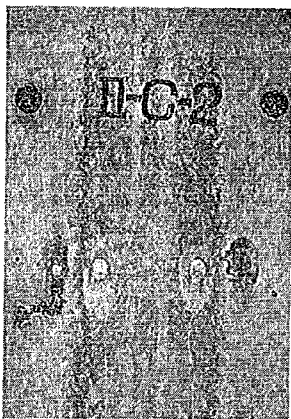


写真-13

供試体C-22 ($\alpha=60^\circ$) の崩壊後のコンクリートスラブ、スラブには局所的な破壊のみしか現われていないことに注意

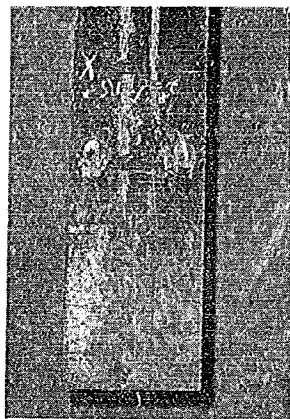


写真-14

供試体C-22 ($\alpha=60^\circ$) の hoop shear connector の破断面、溶接部よりむしろ母材の変質部でせん断破壊が生じている。

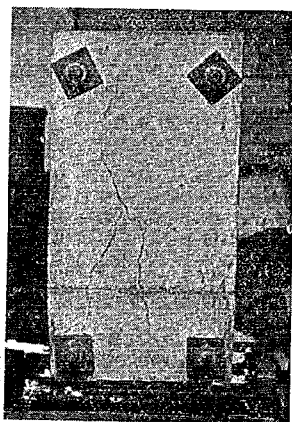


写真-15

供試体A-12のコンクリートスラブ表面に現われた亀裂



写真-16

供試体C-42の崩壊状況 崩壊は hoop shear connector の破断によらず、コンクリートコアンの引抜によって発生する。

hoopによって引き抜かれることによって生じた。このように hoop shear connector では hoop のフランジに対する傾角によって破壊状況が相違するから注意を要する。

一般に極限荷重附近においては、スラブはズレ止めによって外方へ孕み出される傾向にあるから、供試体の4隅にあるボルトの固定作用によって既に存在しているスラブの亀裂は、ますます発達するように見えた。

(b) ひずみ分布とその考察

ひずみの測定資料もズレと全く同じ形式で提出されている。ひずみは、ズレ止めとその周辺におけるコンクリートスラブおよびI-ビームのフランジにおいて測定された。ズレ止めにおけるひずみは、その応力ならびに変形状態の調査を、一方コンクリートスラブおよびフランジにおいては、局部的応力分布状態のそれを目的として測定されたから、降伏荷重以下におけるこれら資料は、設計上の参考資料としてかなり重要な意味を持つと考えられる。

(i) ズレ止めにおけるひずみ分布 (図25~32, 表3~6)

ズレ止めのひずみは、B-3, C-12, C-32において測定された。供試体B-3のchannelにおけるひずみ分布を既に報告されている調査資料³⁾と対照するに、その背面においては同じ傾向を持つが、前面においてはやや異なった分布状態をしているようにみえる。前面は背面と違って直接コンクリートの圧力を受けるから、その影響による誤差の現われと思われるが、ここにはただ1個の観測例があるに過ぎないから、資料を提出するに止め比較その他詳細な検討は避けることにする。

供試体C-12における hoop shear connector は、後述する stud shear connector と同様な力学的性質を持つと考えられるように、そのひずみ分布も同じ傾向を持っている。したがってこれについては stud shear connector の項を参照して頂くことにする。

供試体C-32における hoop shear connectorは、フランジとの傾角が45°で、普通標準として使用されるものである。そのひずみの分布で特に注目すべきは、hoopの背面に沿って引張りひずみを生じていることである。これから変形状態を判断すれば、hoopは図のごとく変形することになり、一見常識的判断と矛盾するようにみえるが、こういう変形状態をとることによって、hoopはトラスの斜材と同様な働きをすることになり、ズレ止めとしての役割を有効に果たすことになると思われる。この意味からこの種のズレ止めを設計するに当たり、現行の設計指針のごとく、ズレ止めの引張り強度によって設計するのは、一つの妥当な方法であると考えられる。

(ii) コンクリートスラブならびにI-ビームのフランジにおけるひずみ分布とその考察

極限荷重附近においてスラブ表面には引張り亀裂が目撃され、なおズレの増大とともに、スラブとI-ビームは相互に分離し、またズレ止めを溶接したフランジは局部的波状変形を生ずるようになる。そこでこれら各部のひずみ分布状態を調べ、設計上の参考資料とするため、供試体A-21およびC-31を選び、ひずみが測定された。

スラブ表面には引張りひずみが生じているが全般的に大きなものでない。しかしこれが極限荷重附近における亀裂発生の原因になっていることは容易に了解される。フランジにおける局部ひずみは、その最大値が現われると考えられる断面において測定されたが、実測中測定位置がややズレていることがわかった。したがって測定ひずみが、フランジの局部ひずみの最大値を示すものとは考えられないが、降伏荷重附近においても未だ降伏点に達していないようにみえるから、ここにおいては問題はないと考えられる。前述したごとく降伏荷重附近においてスラブI-ビームの分離ならびにフランジの波状変形が全く目撃できなかったことはこれによっても裏付けられることになろう。

5. ズレ止めの耐力とズレ常数

試験結果から得られたズレ止めの各種の耐力ならびにこれら耐力にたいするズレ止めのズレおよびズレ常数等重要な諸数値は表-7に示す通りである。ここに許容荷重は、降伏荷重を一率に安全率3*で除して定義され、またズレ止めのズレ常数は、ズレ止めの荷重と接合面のズレとの間に線形関係を仮定するとして⁵⁾接合面に単位のズレを生ぜしめるズレ止めの荷重として定義されている。ズレ止めのズレ常数には処女ズレにかんするものと荷重の繰返し部分から残留ズレを除去した弾性ズレにかんするものと二つが考えられるので、表にはこれら両者が示されている。処女ズレにたいするズレ常数は、最初の載荷における合成ゲタの計算に用い、弾性ズレにたいするズレ常数は、その後の合成ゲタを論ずる場合に使用する。したがって実用上は主として後者のズレ常数のみ取り上げて考えれば良いと思われる。

許容荷重にたいするズレ常数のうち block および channel shear connector の処女ズレにたいするズレ常数には、降伏荷重のそれにたいするズレ常数より小さいものがあるが、これらは前述のごとく載荷初期のズレが大きいことに原因しているわけで、たとえ処女ズレにたいするものであるとはいえ、このような性質は、好ましくないものといわねばならぬ。しかし hoop shear connector においては、このような欠陥は見られない。一方許容荷重の弾性ズレにたいするズレ常数は、総てのズ

* 安全率のとり方には多少問題があるが、既出の実験ならびに理論的研究を参照してこの値を採用することにした。

表-3 ひずみ測定値

荷重はChannel 1個当り

荷重 ton		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
測定位置											
背面	G-1	-73×10^{-6}	-159×10^{-6}	-273×10^{-6}	-245×10^{-6}	-215×10^{-6}	-155×10^{-6}	-75×10^{-6}	15×10^{-6}	115×10^{-6}	270×10^{-6}
	G-2	70	140	200	290	380	480	620	800	1030	1350
	G-3	80	150	200	240	280	310	360	410	470	540
	G-4	10	10	-10	-20	-50	-70	-110	-150	-200	-260
前面	G-1	45	83	55	20	-45	-130	-240	-380	-550	-745
	G-2	0	-20	-40	-40	-110	-170	-210	-280	-380	-500
	G-3	-30	-78	-105	-110	-105	-95	-80	-65	-35	-15
	G-4	-3	-33	-40	-20	-25	80	155	250	380	535
側面	G-1	5	-10	-25	-40	-55	-65	-85	-115	-160	-255
	G-2	3	-8	-40	-75	-115	-165	-215	-275	-340	-415
	G-1'	13	20	30	65	95	135	185	245	315	400

表-4 ひずみ測定値

C-12

荷重はHoop 1個当り

 $\alpha = 90^\circ$

ゲージ位置		G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6	G-7	G-8
荷重(kg)		$L_1=19\text{mm}$	$L_2=45\text{mm}$	$L_3=70\text{mm}$	$L_4=95\text{mm}$	$L_5=18\text{mm}$	$L_6=44\text{mm}$	$L_7=70\text{mm}$	$L_8=94\text{mm}$
1000		10×10^{-6}	20×10^{-6}	7×10^{-6}	-3×10^{-6}	5×10^{-6}	-10×10^{-6}	-0×10^{-6}	1×10^{-6}
2000		30	70	57	-35	30	-73	-30	5
3000		50	160	120	-58	58	-160	-73	-4
4000		85	260	200	-65	93	-270	-123	-16
5000		155	350	267	-60	73	-370	-173	-29
6000		225	460	330	-50	50	-450	-207	-40
7000		315	545	387	-48	18	-530	-245	-40
8000		415	660	468	-33	-35	-615	-285	-50
9000		530	790	503	-13	-80	-718	-328	-55
10000		640	910	620	-5	-177	-840	-383	-63

C-32

荷重はHoop 1個当り

 $\alpha = 45^\circ$

ゲージ位置		G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6	G-7	G-8
荷重(kg)		$L_1=22\text{mm}$	$L_2=43\text{mm}$	$L_3=64\text{mm}$	$L_4=86\text{mm}$	$L_5=25\text{mm}$	$L_6=45\text{mm}$	$L_7=71\text{mm}$	$L_8=91\text{mm}$
1000		60×10^{-6}	66×10^{-6}	50×10^{-6}	30×10^{-6}	58×10^{-6}	5×10^{-6}	5×10^{-6}	15×10^{-6}
2000		90	91	98	58	93	6	8	-14
3000		150	121	148	85	109	5	11	-28
4000		160	188	185	115	84	3	14	-25
5000		267	255	202	138	78	-5	8	-23
6000		350	280	255	210	93	30	0	-28
7000		483	260	335	200	73	-35	-25	-63
8000		575	483	400	230	93	-57	-63	-58
9000									
10000									

表-5 ひ ず み 測 定 値

荷重はBlock 1個当り

ゲージ		荷重	1000kg	2000kg	3000kg	4000kg	5000kg	6000kg	7000kg	8000kg	9000kg	10000kg
フ ラ ン ジ	G-1'		-3×10^{-6}	-20×10^{-6}	-55×10^{-6}	-60×10^{-6}	-73×10^{-6}	-100×10^{-6}	-113×10^{-6}	-130×10^{-6}	-138×10^{-6}	-150×10^{-6}
	G-2'		-5	-20	-40	-55	-70	-90	-105	-128	-130	-145
	G-3'		0	-8	-23	-40	-45	-58	-65	-80	-85	-95
	G-4'		-3	-20	-20	-45	-55	-60	-65	-68	-80	-80
コ ン ク リ ト ス ラ ブ	G-1		5	0	-5	0	0	0	0	0	0	0
	G-2		5	10	0	0	5	10	10	10	5	10
	G-3		5	10	0	0	0	10	15	20	25	30
	G-4		5	0	-5	-5	-5	-5	0	-5	0	0
	G-5		15	10	-10	-10	0	-15	-30	-35	-35	-40
	G-6		5	10	0	0	0	10	20	20	25	30
	G-7		0	0	-5	-5	0	0	0	5	-5	-10
	G-8		5	5	5	0	0	5	0	5	0	0
	G-9		5	10	0	0	0	10	15	20	25	30
	G-10		0	0	-5	-5	-10	-18	-15	-15	-15	-15
	G-11		0	0	-5	-5	-8	-13	-10	-8	-13	-13
	G-12		0	-5	-18	-18	-18	-28	-40	-43	-45	-48
	G-13		0	0	0	-15	-20	-8	-5	-5	-5	-5
	G-14		-3	-15	-15	-20	-20	-25	-25	-25	-25	-25
	G-15		-8	-20	-35	-40	-50	-78	-95	-108	-118	-130

表-8 ひ ず み 測 定 値

荷重はHoop 1個当り

ゲージ		荷重(kg)	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
フ ラ ン ジ	G-1'		-55×10^{-6}	-136×10^{-6}	-187×10^{-6}	-230×10^{-6}	-273×10^{-6}	-233×10^{-6}	-335×10^{-6}	-393×10^{-6}	-444×10^{-6}	-428×10^{-6}
	G-2'		-54	-127	-181	-218	-257	-274	-308	-355	-393	-418
	G-3'		-34	-78	-115	-145	-170	-193	-223	-253	-280	-273
	G-4'		-14	-27	-38	-49	-61	-68	-76	-87	-98	-103
コ ン ク リ ト ス ラ ブ	G-1		0	-5	-5	-15	-15	-15	-20	-24	-30	-30
	G-2		3	3	5	5	4	5	5	3	3	5
	G-3		6	10	13	15	15	20	23	25	28	30
	G-4		0	-8	-15	-25	-25	-25	-27	-35	-38	-40
	G-5		0	-2	0	-3	-5	2	0	0	0	0
	G-6		5	8	12	15	15	18	18	20	20	20
	G-7		0	-5	-10	-15	-18	-15	-18	-22	-25	-25
	G-8		4	5	5	5	6	7	8	10	10	13
	G-9		5	7	12	15	15	27	30	32	35	38
	G-10		-11	-15	-18	-22	-25	-13	-15	-18	-21	-20
	G-11		-4	-12	-15	-19	-23	-20	-23	-28	-30	-30
	G-12		-7	-18	-26	-30	-34	-33	-38	-44	-51	-55
	G-13		-2	-4	-4	-7	-9	-3	-3	-3	-3	-3
	G-14		-8	-20	-31	-40	-49	-47	-53	-59	-65	-67
	G-15		-18	-38	-57	-73	-85	-93	-108	-123	-139	-149

Channel Shear Connector におけるひずみ測定位置

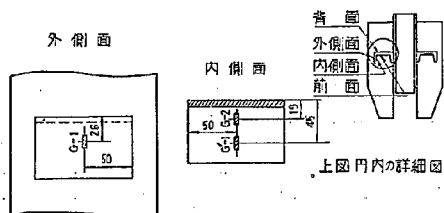
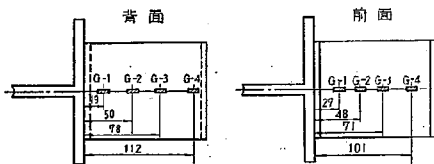


図-25



Hoop Shear Connector におけるひずみ測定位置

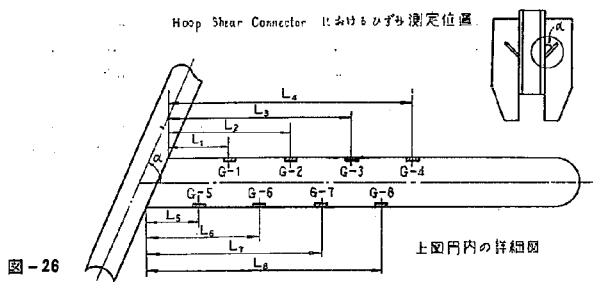


図-26

ひずみ分布

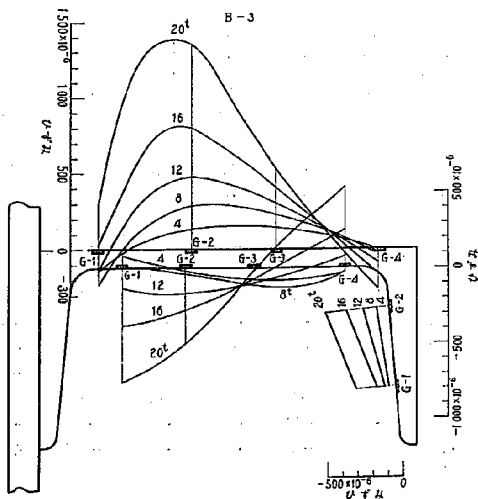


図-27

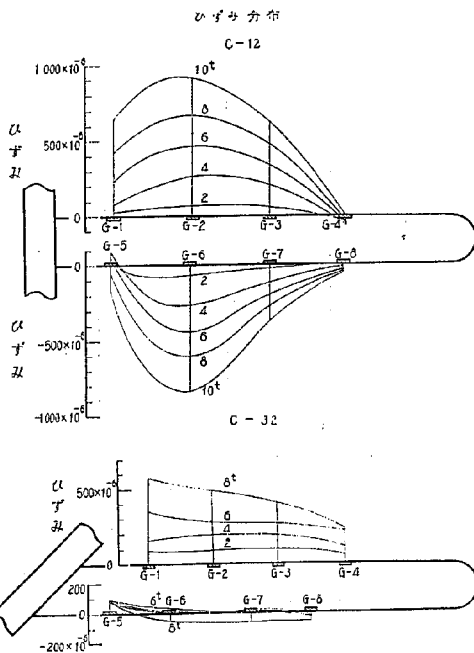


図-28

フランジおよびコンクリートスラブにおけるひずみ測定位置

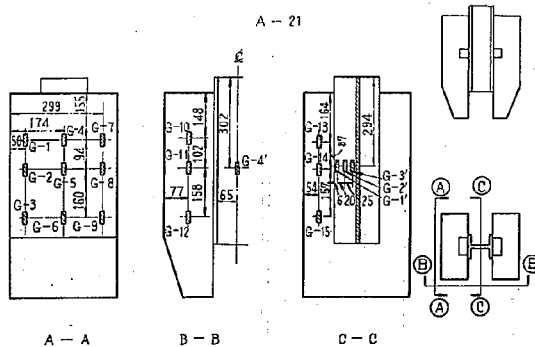


図-29

ひずり分布

A-21

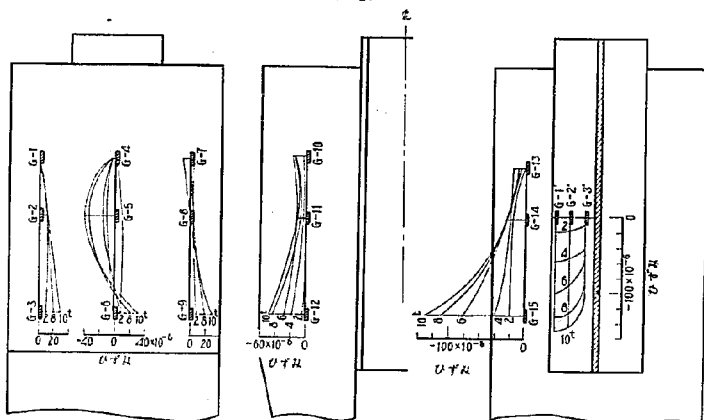


図-30

ランゾおよびコンクリートスラブのひずり測定位置

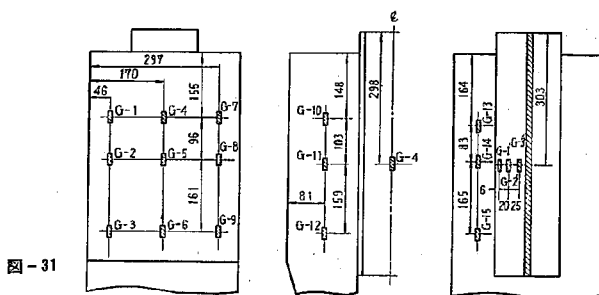
C-31 $\alpha = 45^\circ$ 

図-31

ひずり分布

C-31

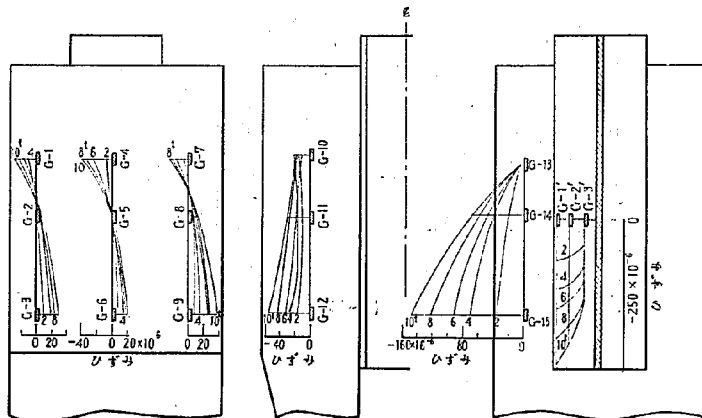


図-32

表-7

供試体	ズレ止め		コンクリートの強度 kg/cm ²	ズレ止め1個当りの極限荷重 10 ³ kg	破壊に対する直接の原因	降伏荷重						許容荷重						
	形状、寸法	抗張力				荷重 10 ³ kg	残留ズレ mm	処女ズレ		弾性ズレ		荷重 10 ³ kg	残留ズレ mm	処女ズレ		弾性ズレ		
								ズレ mm	ズレ常数 10 ³ kg/cm	ズレ mm	ズレ常数 10 ³ kg/cm			ズレ mm	ズレ常数 10 ³ kg/cm	ズレ mm	ズレ常数 10 ³ kg/cm	
A-11	{ BLOCK 50×40×100	4600	335	47.1	コンクリートの圧潰	18.0	0.265	0.499	0.361	0.247	0.729	6.00	0.176	0.240	0.250	0.067	0.896	
A-12	"	"	302	42.0		"	16.5	0.268	0.438	0.377	0.182	0.907	5.50	0.075	0.100	0.550	0.031	1.774
A-21	{ BLOCK 80×60×100	4500	335	53.3		"	24.0	0.328	0.524	0.458	0.212	1.132	8.00	0.202	0.248	0.333	0.044	1.818
A-22	"	"	302	50.0		"	23.7	0.115	0.317	0.748	0.212	1.118	7.90	0.024	0.057	1.386	0.036	2.194
B-1	{ Channel 75×40×100	3750	335	26.8	Hoopのせん断	11.0	0.289	0.431	0.255	0.151	0.728	3.67	0.151	0.171	0.215	0.026	1.412	
B-2	{ Channel 100×50×100	—	"	30.9		"	11.4	0.466	0.599	0.190	0.146	0.781	3.80	0.227	0.245	0.155	0.024	1.583
B-3	{ Channel 125×65×100	4800	302	35.6		"	13.0	0.161	0.307	0.423	0.157	0.828	4.33	0.069	0.097	0.446	0.032	1.353
C-11	{ Hoop : 16φ α=90°	4850	335	21.5		"	10.4	0.316	0.667	0.156	0.377	0.276	3.47	0.082	0.141	0.246	0.073	0.475
C-12	"	"	302	21.5	"	10.6	0.248	0.467	0.227	0.237	0.447	3.53	0.078	0.089	0.397	0.013	2.715	
C-13	"	"	"	21.7	"	10.0	0.276	0.438	0.228	0.185	0.451	3.33	0.022	0.024	1.388	0.003	11.100	
C-21	{ Hoop : 16φ α=60°	"	335	24.0	コンクリートコーンの引き抜き	12.0	0.302	0.468	0.256	0.184	0.652	4.00	0.060	0.083	0.482	0.030	1.333	
C-22	"	"	302	26.9		"	12.9	0.203	0.420	0.307	0.232	0.556	4.30	0.057	0.097	0.443	0.043	1.000
C-31	{ Hoop : 16φ α=45°	"	335	25.6		"	15.0	0.230	0.473	0.317	0.270	0.556	5.00	0.043	0.120	0.417	0.077	0.649
C-32	"	"	302	28.9		"	18.0	0.371	0.734	0.245	0.381	0.472	6.00	0.071	0.137	0.438	0.066	0.909
C-41	{ Hoop : 16φ α=30°	"	335	31.0	"	18.0	0.305	0.600	0.300	0.316	0.570	6.00	0.094	0.170	0.353	0.082	0.732	
C-42	"	"	302	29.7	"	16.0	0.375	0.583	0.274	0.231	0.693	5.33	0.047	0.086	0.620	0.043	1.240	

レ止めにおいて降伏荷重のそれにたいするズレ常数より大きい。これは降伏荷重以下の荷重の弾性ズレにたいするズレ常数においても一般的に認められる傾向であるし、また理論的研究から、合成ゲタの曲げにかんする性質は、合成ゲタのズレ常数にある種の下の制限を設ければ、それに対し比較的鈍感な反応しか示さないこともわかっているから、これら2つの事実を考え合せたならば、降伏荷重の弾性ズレにたいするズレ常数をもってそのズレ止めのズレ常数と定義しても設計計算の思想から考えて矛盾のない妥当な処置であると考えられる。ただしここに合成ゲタのズレ常数としてはある種の制限が付せられることはいうまでもない。かかる立場から筆者は、降伏荷重の弾性ズレにたいするズレ常数をもってそのズレ止め固有のズレ常数と定義し、今後はその都度特にことわらざるかぎり、ズレ止めのズレ常数といえ、このズレ常数を指すものとする。

上述の合成ゲタのズレ常数にたいする制限と、合成ゲタの合成効果を合理的にかつまた十分に発揮させることを理由にして、合成ゲタのズレ常数に許し得る下限として鋼材のヤング率の1%をとることにすれば¹⁾、合成ゲタのズレ常数はズレ止めのズレ常数を合成ゲタにおけるズレ止めの平均ピッチで除して得られるから、これを逆に使用してズレ止めの許容最大平均ピッチを求めることができる。表から block shear connector についてこれを求めれば、約43cm~54cmとなり、channel shear connector では約35cm~39cmとなる。また hoop shear connector では約19cm~30cmという値が得られる。こ

れらのピッチはズレ止めの許容荷重から考えて相対的に決して不当な値でないから、ズレ止めの許容最大平均ピッチとしてこれらの値をとるならば、表におけるどのズレ止めを用いても、合成ゲタの合成効果は、十分にかつ同程度に発揮されうることになる。すると、かかる制限のもとにおいては、ズレ止めの優劣は、ズレ止めの製作ならびに施工等その経済性の問題から定まることになる。このような立場からみれば、hoop shear connector は、block あるいは channel shear connector に比して製作ならびに施工が容易であるから、載荷初期のズレの状態も考慮に入れて、優れたズレ止めであるといえるように思われる。

6. 許容荷重について

筆者は前項において降伏荷重から許容荷重を定義したが、許容荷重には安全率を初めとしてその推定公式等種々問題が包蔵されているから、ここに改めて許容荷重を取り上げて考察することにする。

まず第一に block shear connector であるが、その許容荷重を合成ゲタ設計施工指針の第43条に従って求めれば、計算値は表-8に示すごとく先に筆者の提出した試験値より約30~50%大きくなっている。これらを極限荷重にたいする安全率で考えれば、計算値は約4~6の安全率を、試験値は6~8の安全率をもつことになる。筆者は先に許容荷重の決定において、ズレ止めの区別なく一定の安全率を使用した²⁾が、block shear connector は他のズレ止めと比してその働き方にたいする信頼性が

表-8

供試体	許 容 荷 重 10 ³ kg			備 考
	試験値 *	計 算 値		
		既出公式 **	筆 者 ***	
A-11	6.00	7.70	—	* 試験によつて得られた降伏荷重を一率に安全率3で除して求む。 ** 合成桁設計施工指針による。
A-12	5.50	7.38	—	
A-21	8.00	12.31	—	
A-22	7.90	11.80	—	
B-1	3.67	3.38	—	** 文献-6には降伏荷重にたいする推定公式が提示されているから、これを安全率3で除して求む。
B-2	3.80	3.66	—	
B-3	4.33	4.16	—	
C-11	3.47	—	2.94	** 合成桁設計施工指針の第13条による。また第54条によれば、ズレ止1個当たり5.23tという値が得られる。 *** 本文の式(1)による。
C-12	3.53	—	2.79	
C-13	3.33	—	2.79	
C-21	4.00	1.34	3.40	
C-22	4.30	1.34	3.23	
C-31	5.00	1.61	4.16	
C-32	6.00	1.61	3.95	
C-41	6.00	1.61	—	
C-42	5.33	1.61	—	

高いから、同じ安全率をとる必要がないと考えれば、計算値はほぼ妥当な値を与えるものといえよう。

channel shear connector においては、型鋼を使用する関係からズレ止めは数値に制限されることになる。したがって、ここでは許容荷重は、推定公式によるより、試験結果を参考にして直接決定するのが得策であると考えられる。表-7 に示した降伏荷重は、米国で行われている推定公式に照しても適当な値であると考えられるから、必要に応じてこれを適当な安全率で除して使用すればよいが、筆者は、前項で行なったごとく、これに3を与えることが最も妥当な処理であると考えている。このようなわけで、表-8 の値も試験値と同様に降伏荷重の推定値を安全率3で除した値であるから、両者は当然降伏荷重と同じ類似度をもつことになる。

筆者の試験によれば、hoop のフランジにたいする傾角が45°より小さい場合を除いて、hoop shear connector の破壊は、主としてその溶接部のセン断に支配されると考えてよいから、ここにおいては hoop のセン断によって設計するのがよいように見受けられる。すると許容荷重 Q_a は、 A を hoop の断面積、 τ_a を溶着金属の許容セン断応力として、次式で示される。

$$Q_a = \frac{2 \tau_a A}{\sin \alpha}$$

ただし、この式は、破壊が hoop の破断によって生ずるような場合にのみしか使用できない。しかし上式に $\alpha=90^\circ$ を代入すれば、許容荷重は、 $Q_a=2\tau_a A$ で与えられるが、この場合は本質的に stud shear connector と変らなくとて、これを stud shear connector の許容荷重公式*で置き換えれば、上式は容易に一般性のある式に書き換えられる。すなわち Q_{as} を stud 1 本当たりの許容荷重の計算値とすれば、上式は

$$Q_a = \frac{2 Q_{as}}{\sin \alpha} \dots \dots \dots (1)$$

と書き直される。ただし Q_{as} の計算において、stud の全高は、hoop の高さ (図-47参照) で置き換えられねばならぬ。なお破壊の様相の全く異なる $\alpha < 45^\circ$ の場合には、式(1)が使用できないことはいまでもないが、この他の使用制限としては、stud shear connector のそれを準用すればよいと思われる。式(1)は stud shear connector におけると同様に、降伏荷重にたいしはば3の安全率をもっと考えられるが、実際には表-2 からわかるように、これより大きい安全率をもっている。また極限荷重にたいする安全率は、試験値が5~7であるのにたいし、計算値は6~8となっている。これは筆者の計算値の妥当なることを示す一つの尺度になると考えられる。

合成ゲタ設計施工指針の第13条による計算値は、試験

* これについては節をあらためて述べることにする。

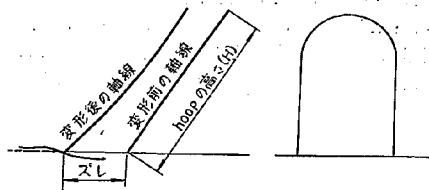


図-33

値および筆者の計算値に較べて不当に小さいから、この条項による変圧力の照査は、さらに検討を要するものと思われる。一方、第54条を無条件に用いれば、試験値よりやや大きな値を推定することになるから、ここにおいては式の適用に当たりかなり厳格な条件を付す必要があると考えられる。

7. 結 言

ここに block, channel および hoop shear connector の push-out test を実施し、ズレ止めにかかる荷重と接合面のズレとの関係を調べ、種々の荷重-ズレ曲線からズレ止めがもつ特質について考察した。また残留ズレが急激に増大し出す荷重をもってズレ止めの降伏荷重を定義し、荷重-残留ズレ曲線を始めとして関係曲線から降伏荷重を定め、許容荷重を算定する基礎とした。またズレ止めおよびその周辺のコンクリートスラブやI-ビームのフランジにおけるひずみ分布も測定し、ズレ止めの変形および局部応力状態を調べて設計上の参考に供した。ことに荷重-ズレ曲線からは、処女ズレならびに弾性ズレにたいするズレ止めのズレ常数を、降伏荷重ならびに許容荷重を対象として算出するとともに、前者をもってズレ止め固有のズレ常数として合成ゲタの合成効果とズレ止めの剛性との関係について考察した。その結果、合成ゲタにおけるズレ止めのビッチにかんする適当な制限条件のもとでは、ここに試験したズレ止めは、総て同程度の合成効果を発揮することが可能であるため、ズレ止めの優劣は、個々のズレ止めのズレ剛性の大小にあるのではなく、むしろズレ止めの製作および施工等の経済性にあることが明らかになった。したがって従来ズレ易いと考えられ、無視されがちであった hoop shear connector も、block あるいは channel shear connector に優るとも劣らぬズレ止めであることが明らかになった。この意味から筆者は、今後使用さるべきズレ止めについては再考すべきであると考えている。

また設計計算の立場からみれば、設計公式の存否も無視できないズレ止めの優劣に関係した要素であるから、許容荷重公式の検討も試みられた。block shear connector においては、設計指針における計算式の妥当性を認め、channel shear connector では、公式よりむしろ

る試験データーに基づいて許容荷重を定めるを適当と認めた。また hoop shear connector においては、その計算式に統一ある見解を述べ、筆者の試案を提示した。

なお hoop shear connector の優位性から、これと

類似の性質をもち、かつ施工その他の点ではこれよりさらに優っていると考えられる stud shear connector の活用性が当然予測されるが、これについては改めて述べることにしたい。

参 考 文 献

1. 山本 稔：不完全合成T型桁橋の曲げ理論とその応用，土木学会論文集第72号別冊
2. Otto Graf: Versuche über den Verschiebewiderstand von Dübeln für Verbundträger, Der Bauingenieur 25 (1950) Heft 8
3. Viest, I. M., Siess, C. P., Appteton, J. H., and Newmark, N. M.: Studies of Slab and Beam Highway Bridges-Part IV : Full Scale Test of Channel Shear Connectors and Composite I-Beams, Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bul. No. 405
4. Viest, I. M.: Test of Stud Shear Connectors, Part I, II, III, and IV, Engineering Test Data, Nelson stud Welding, Lorain, Ohio.
5. 山本 稔：ズレ止めの剛性について，土木学会第15回年次学術講演会講演概要II
6. I. M. Viest, A Study of Shear Connectors for Composite I-Beam Bridges Prepared for Presentation at the annual meeting of the Southeastern Association of state Highway Officials on October 18, 1955.

Studd Shear Connector の試験報告

(昭和 36 年 1 月)

山 本 稔*
中 村 正 平**

目 次

1. 緒 言	(1)
2. 供 試 体	(2)
3. 試 験 方 法	(3)
4. 試 験 結 果	(5)
5. ズレ止めの耐力とズレ常数	(19)
6. 許容荷重公式とズレ止めのズレ常数推定法について	(21)
7. 結 言	(23)

1. 緒 言

先に block, channel および hoop shear connector の試験報告を行ない、それぞれのズレ止めの利用法とその特質について調べた。その結果、従来ややもすればズレ易いと考えられてきた hoop shear connector においてもそのピッチを適当に制限することにより、合成ゲタの合成効果を合理的にかつ十分に発揮させるために必要な合成ゲタのズレ常数を保たしめることができるから、ズレ止めの優劣は、ズレ止め個々のズレ常数の大小にあるのではなくて、ズレ止めの製作ならびに施工等その経済性にあることが明らかになった。そしてこの観点から、hoop shear connector は、かなり優れたズレ止めとしての性質を具備していると結論づけることができた。そこで本質的には hoop shear connector*** と同じ力学的性質を有し、かつ経済性においては hoop shear connector より優れた性質を有すると考えられる stud shear connector について調査してみたいと考え、ここにその Push-out test を実施した。

既にアメリカにおいては合成効果の十分なる発揮という面より、むしろ施工その他の実用性の面から stud shear connector が脚光を浴び、そのかなり広範囲にわたる試験のとともに実用に供さ

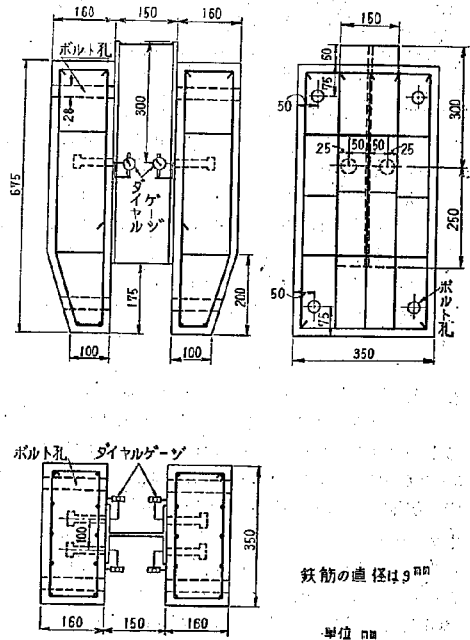


図-1 供試体の詳細図

* 部立大学工学部 助教授 ** 橋梁研究室 研究員
*** ここにいう hoop shear connector は I-ビーム
のフランジに垂直に溶接したものを指す。



写真-1 コンクリート打ち後の養生中の
供試体

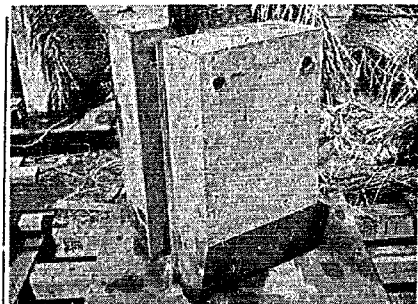


写真-2 コンクリート打ち後1週間を経
て型枠をはずされた供試体

れるに至っている。したがってその試験においては合成ゲタの合成効果の判定に使用されるズレ止めのズレ常数については全く触れていない。しかしズレ止めとしての役割を完全に果たすためには、それが伝達すべきせん断力にたいする検討と同時に合成効果にたいする検討も行なわれなければならないだろう。そこで筆者は、この資料も借用して独自の立場からながめ、筆者の実験値とともに種々検討して、設計上の諸資料を得たいと考えている。

2. 供試体 (図-1, 写真-1~2, 表-1~2)

試験された供試体は、既報の試験報告りにおけると同じく、10mm厚の鋼板を溶接して作った150×150×10×550のI-ビームのフランジ外面に各々2個のStudを所定の方法に従ってI-ビームの軸に对称に溶接し、これをフランジ外面に接して施工された675×350×160mmの2つの鉄筋コンクリートスラブ内に埋込んで製作された。I-ビームの製作は石川島播磨重工業株式会社で、studの溶接は大阪変圧器株式会社で行なわれた。またスラブ用コンクリートとして小野田レミコンが使用されたので、地理的關係からスラブの施工は、石川島播磨重工

業株式会社社の敷地内で行われた。

スラブ厚は、studの位置からかなり離れた所で160mmから100mmの厚さに低減しているが、これは、試験後の取荷台の寸法の制限から試験時の最大変圧応力を考慮してとられた処置であるとはいえ、これによってスラブに生ずる曲げがかなり減少するという利点が認められた。なおpush-out testにおいては、このような曲げは極力避けらるべきであると考えられるので図または写真でわかるようにスラブの4隅に明けられた4つの孔にボルトを挿入し、スラブの表裏からワッシャーを介してナットで締め付け、両側のスラブの間隔を固定してスラブに生ずるモーメントを分担せしめ、できるかぎり合成ゲタのゲタ端におけるズレ止めの働き方に近づけしめるよう工夫した。

製作された供試体は、D-1、D-2およびD-3の3種である。ここにDは、stud shear connectorの供試体を表わす記号で、次の数字は、studの直径の相違を表わし、1は径16mmに、2は径19mmに、3は径22mmに対応している。また同種の供試体が3個ずつ製作されたので、上の供試体の種別を表わす記号にさらに、1、2、3を添付して同じ供試体を区別する番号とした。例えば、D-12はstudの直径が16mmの供試体のうち第2番目のものを示すような合である。

studの全長は溶接後100mmを標準とした。したがって、studの直径が大きくなるにつれて、studの長さとも直径との比が小さくなるので、studの長さとも直径との関係によって極限荷重ならびに降伏荷重等が如何に変わるか調べることができる。また同じ供試体を3個ずつ製作したのは、その一部の供試体のstudに電気抵抗ひずみ計用ストレインゲージを貼付して、そのひずみ分布状態を調べるためにとられた処置ではあるが、push-out testの時のズレ状況ならびに破壊荷重から判断して、ストレインゲージがpush-out testの諸結果に本質的な影響を与えないことが明らかになったので、同種の供試体3個の存在は、同じ施工状態においてもズレ止めの耐力ならびにズレ常数が、どの程度にばらつくものであるか知る上に有力な手掛りを与えるものと考えられる。

コンクリート打ちに先だってI-ビームとスラブの間のボンドを無くするために、フランジ表面に界面剤が塗布された。スラブは、合成ゲタ橋における同じ姿勢で施工されるのが望ましいわけであるが、コンクリートに均質性を保たしめるためとレミコンを用いる関係から、ここでもpush-out test時におけるごとく垂直に立てた位置でスラブを一度に全供試体にわたって施工した。コンクリート打ち後1日を経ってから、スラブの露出面は濡れむしろでおおわれ、その後随時散水が行なわれ、スラブは湿潤状態に保たれた。コンクリート打ち後1週間して型枠を除去し、その後はば10日間室内に放置してか

ら建設省土木研究所内に搬入し、コンクリート施工後28日以上を経て初めて push-out test を開始した。

スラブは9mm鉄筋で補強され、そのカブリは2cmを標準とした。コンクリートは、橋梁スラブ用コンクリートとして標準供試体の28日強度が300kg/cm²となるよう配合を指定した。なおコンクリート打ち込み時に現場でスランプを実測すると同時に標準供試体を製作し、これを供試体スラブと同一条件のもとで養生し、push-out test 実施中に圧縮試験を行ない、コンクリートスラ

ブの強度を判定する資料とした。コンクリートの配合および強度ならびに stud の力学的性質は、表1～2に示してある。

3. 試験方法 (写真3～6)

試験は、建設省土木研究所大型実験室にある300tアムスター型試験機で行われた。試験時の様子は、写真から概略推察できるが、特に荷重が均一に分配されるよう供試体の据え付けに当って注意が払われた。このため予

表-1 供 試 体 の 種 類

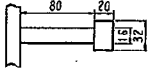
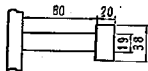
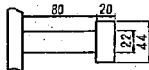
供 試 体	Stud 1本当たりの 極限荷重 10 ³ kg	破壊にたいする直接の原因	Stud の 詳 細 (mm)
D-11	9.90	主として Stud のセン断	
D-12	9.40	"	
D-13	6.95	"	
D-21	12.30	Stud のセン断およびコンクリートスラブの割裂	
D-22	12.88	"	
D-23	12.65	"	
D-31	14.85	主としてコンクリートスラブの割裂	
D-32	14.80	"	
D-33	14.68	"	

表-2 スラブ用コンクリートおよび Stud の材料試験成績

ス ラ ブ 用 コ ン ク リ ー ト

配 合	破壊強度 kg/cm ²	所要スラン プ cm	骨材寸法 mm	w/c %	G/S	セメント kg/cm ³	水 kg/m ³	砂 kg/m ³	砂 利 kg/m ³
	300	5~10	25	56	1.3	311	174	828	1078

圧 縮 試 験	供 試 体	材 令	実測スラン	ヤ ン グ 率 kg/cm ²		ポアソン数	破壊強度 kg/cm ²	備 考
	No.	日	cm	動 的	静 的			
	1	28	8.6	331,000	—	—	299	現場放置
	2	"	"	334,000	—	—	297	"
	3	"	"	335,000	—	—	304	"
	4	"	"	340,000	—	—	310	"
	5	45	"	—	297,000	5.5	310	"
	6	46	"	—	321,000	4.5	290	"
	平 均		8.6	335,000	309,000	5.0	302	

Stud

引張り試験	Studの直径 mm	引張り強さ kg/cm ²	備 考
	16	5800	S S 41 ミガキ棒鋼を適当に切短し頭部を加熱鍛造して作製
	19	5000	
	22	5480	

め紐結割(ペプトン0.2%溶液)を入れた石膏を試験機の載荷台に敷き、その上に供試体を載せてその姿勢を正すと同時に支圧応力の均等分布をはかった。なおI-ビームの載荷面においても荷重の均等分布をはかるため、その腹板部分を切削して支圧面から除外し、かつ加圧板にフランジ端面が正しく密着するようにグラインダーを用いてスリ合せを行なったが、さらに念のためI-beamと加圧板の間に銅板を挿入した。このような調整のもとでは、荷重は、かなり均等に分配されることが期待できるが、さらに不測の不均等性を避けるため、ズレ止め取り付け高さに写真で見られるように前後左右に4個のダイヤルゲージを取り付けてズレを測り、これら測定値の平均化によってズレならびに荷重分配の不均等性の影響を除去することにした。

降伏荷重の定め方については、従来とられてきた決定方法²⁾に従うことにしたので、push-out test は、総て

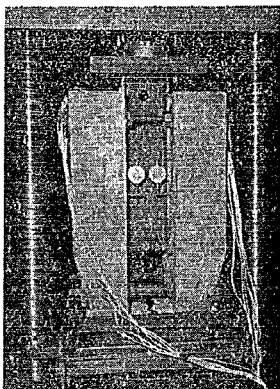


写真-3 試験準備の完了した供試体

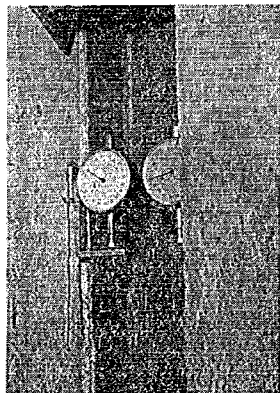


写真-4 ダイヤルゲージ取り付け詳細



写真-5 載荷面の状況

支圧応力の均等分布と供試体の姿勢を正すための石膏を敷く

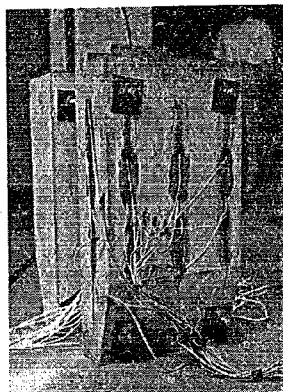


写真-6 コンクリートスラブ表面ならびにI-beamのフランジに貼付された Strain gage

繰返し載荷試験*で行なうことにした。このとき1サイクルの繰返し毎に、荷重は2t〜6t増加させた。またズレは、1/1000mm目盛のダイヤルゲージで荷重2tの増減毎に測定された。荷重が極限荷重の1/2〜2/3程度を越え、荷重は次第に安定しがたくなるので、試験に当ってはできるだけ一定速度で載荷が行なわれるよう心掛けた。しかし一部の供試体で行われたひずみ測定においてはかなりの時間を要したので、ここにおいては、荷重の低下をかえりみずに、試験機の給油を一時停止して測定を行なった。したがって、これらの試験においては、測定値に多少の誤差が介入するのは避けられない。

ヒズミの測定は、studとその周辺における変形ならびに応力状態の調査を目的として、電気抵抗線ヒズミ計で行なわれた。D-12、D-21、D-23、D-31およびD-33の5供試体においては、studの変形状態を推察

* 用語の定義については“Block Channel および Hoop Shear Connector の試験報告”参照

するため、曲げヒズミの分布を調べた。また D-23 においては、この他にさらに stud 周辺のコンクリートスラブ表面のヒズミ分布ならびに I-ビームのフランジにおける stud 溶接部付近の局所的なヒズミ分布状態を調べ、参考資料にしたいと考えた。ストレインゲージは、stud においては、最も大きな曲げヒズミが生ずると思われる stud の母線に沿って一列に貼布された。またスラブ表面においては stud を囲んで、I-ビームのフランジにおいては局所的な波状変形によって最大のヒズミが生ずると考えられる断面に、各 I-ビームの軸線に沿って貼布された。

なおこの他に stud やコンクリートスラブの強度を調べるために材料試験も行なわれた。

4. 試験結果

(a) 接合面のズレと破壊状況 (写真-7~12)

Push-Out 試験の結果は、表-3~5、図-2~12に示してある。データ提出の形式としては、まず測定資料を掲げ、次にこれを種々の面から図化して示した。表中の荷置は、総て stud 1本当りの荷重を表わしている。前述のごとく、ズレは、4個のダイヤルゲージの読みの平均値をもってその測定値とした。このようにズレを平均化して取り扱うことは、各 stud の分担荷重も同じであることを前提とするので、測定荷重を4等分して stud 1本当りの荷重に当てることにした。

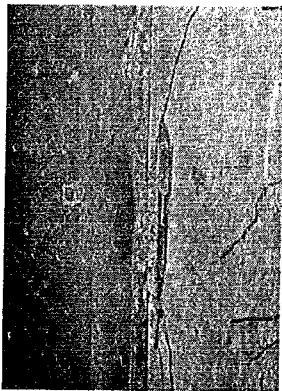


写真-7 供試体 D-31 の崩壊状況 I-beam のフランジにおける局所的波状変形に注意

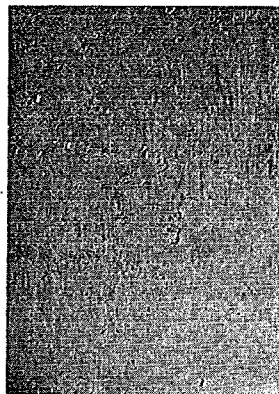


写真-8 供試体 D-31 のコンクリートスラブ表面に現われた亀裂



写真-9 破壊後の Stud (19φ) の変形状況 破壊されたコンクリートスラブを削って Stud を露出させたが、Stud それ自身にもせん断破壊が起っている

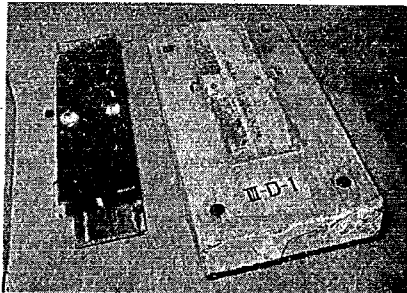


写真-10 供試体 D-11 (Stud の直径 16mm) の崩壊状況：コンクリートスラブには局所的な破壊のみしか現われていないことに注意

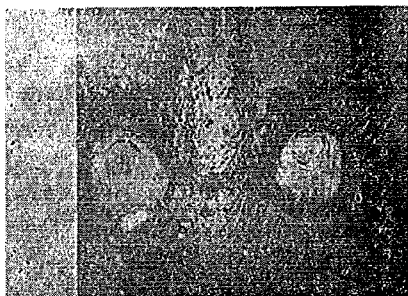


写真-11 供試体D-11のStudのセン断面の詳細 Studの前面には圧潰されたコンクリートが附着している

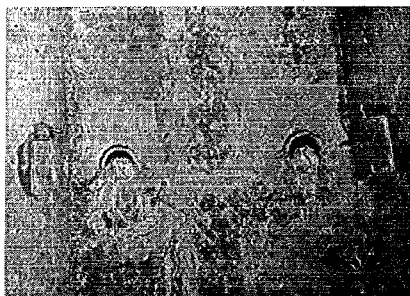


写真-12 供試体D-11のコンクリートスラブにおける破壊の詳細: Studの変形およびその周辺のコンクリートの破壊状況に注意

荷重-ズレ曲線から容易にわかるように、stud shear connector においては hoop shear connector におけると同様に、block ならびに channel shear connector におけるような載荷初期のズレに欠陥が存在しない。降伏荷重は、径16mmのstudをもつ供試体D-1においてはかなり明瞭に観察できたが、その径が19mm、22mmであるD-2、D-3供試体では、studの径とともに、次第に不明確になるように見えた。これは、後述するように、供試体の破壊が、D-1では主としてstudそれ自体のセン断に起因するが、D-3においては破壊が主にコンクリートの強度に支配されるためで、先の報告の hoop shear connector と block shear connector との供試体の間におけると同じ現象によるものであると判断することができた。したがって、ここにおいても降伏荷重は、荷重除去前の最高荷重-残留ズレ曲線のみならず他の荷重-ズレ曲線も参照して決定された。降伏荷重は、図において二重丸で示されている。

極限荷重は、D-13を除いてほぼ同様な結果を示しているから、これから試験条件の統一性にたいする一応の

保証が得られるものと思われる。D-13の破壊荷重が同種の供試体のそれに較べて小さかったのは、溶接不良のstudが4本中1本存在したことに原因したことが試験後のstud切断面の調査によって明らかになった。したがってD-13の破壊荷重は、stud 3本によって分担されたと考えられるから、この破壊荷重に4/3を乗ずれば、 $6.95 \text{ t} \times 4/3 = 9.27 \text{ t}$ となり、ほぼ他の試験値と一致する。しかし荷重-ズレ曲線を同種のそれと比較するに、降伏荷重以下においては、事実上この影響はないと考えて差し支えないようにみえたので、降伏荷重その他の決定においては、studの溶接不良にたいする考慮はなされなかった。

荷重が供試体の極限荷重(最高荷重)に達した後でも、明らかに破壊の状態を観察するため、なお数ミリのズレのズレを発生させた。D-1においては極限荷重に達するとコンクリートスラブ表面に多少の引張り亀裂が発生したが、その後の載荷によって亀裂の増大も、荷重低下も殆どなく、またI-ビームのフランジとコンクリートスラブの分離も僅かなうちに、studの破断によって崩壊した。したがって供試体D-1の破壊は主としてstudのセン断に支配されるものといえよう。またD-2においては、最高荷重に達する前に既にコンクリートスラブ表面に亀裂が観察された。その後引き続き載荷すると、ズレの増大とともに亀裂はますます発達し、同時にI-ビームのフランジとコンクリートスラブの分離もかなり明瞭に認められるようになった。このような状態においては荷重も極限荷重よりやや低下するようになり、遂には供試体は、studのセン断によって崩壊した。このような状況から供試体D-2においては、破壊はコンクリートの強度と同時にstudのセン断強度にも直接関係を持つものと考えられる。一方、D-3においても最高荷重に達する前にコンクリートスラブ表面に引張り亀裂の入ことはD-2と変らない。しかしその後引続いた載荷によって荷重が極限荷重を通過しても、接合面のズレの増加にともなうコンクリートスラブの亀裂および接合面の分離の拡大がみられるのみで、studのセン断破壊は生じない。そして終りにはstudの溶接部の周りのI-ビームのフランジに起っている局部的な波状変形が明瞭に目撃できるようになり、荷重も急激に低下する。このような状態に到っても、なおstudはセン断されることなく、ただコンクリートスラブのみ破壊して行くのみであった。したがって供試体D-3においては、コンクリートの破壊が破壊の主原因といえると思われる。

このような三者三様の破壊の様相から判断して、供試体D-2のstudは、材料力学的見地より最も有効に働いているものといえよう。したがってD-2のもつstudの寸法比は、実用上かなり重要な意味をもつものと考えられる。なお、I-ビームのフランジの局部的な波状変形

表-3

荷重はスタッド1本当り

D-11

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	99	4.0	367	6.0	814
0.5	0	2.5	144	4.5	432	6.5	940
0	0	0	86	0	209	0	502
0.5	1	2.5	152	4.5	455	6.5	1003
1.0	4	3.0	205	5.0	526	7.0	1190
0	4	0	112	0	250	0	702
1.0	5	3.0	213	5.0	554	7.0	1273
1.5	23	3.5	269	5.5	636	7.5	1525
0	21	0	137	0	306	0	591
1.5	24	3.5	286	5.5	670	7.5	1615
2.0	87	4.0	346	6.0	769	8.0	1986
0	64	0	170	0	386	9.90	極 限 荷 重

荷重はスタッド1本当り

D-12

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	194	4.0	476	6.0	981
0.5	30	2.5	247	4.5	547	6.5	1169
0	21	0	100	0	195	0	619
0.5	30	2.5	259	4.5	570	6.5	1250
1.0	74	3.0	309	5.0	645	7.0	1579
0	48	3	116	0	241	0	1001
1.0	77	3.0	324	5.0	677	7.0	1681
1.5	121	3.5	376	5.5	760	7.5	2087
0	68	0	135	0	305	0	1483
1.5	126	3.5	393	5.5	799	7.5	2208
2.0	185	4.0	456	6.0	922	8.0	2736
0	86	0	160	0	413	9.40	極 限 荷 重

荷重はスタッド1本当り

D-13

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	140	4.0	472	6.0	1193
0.5	5	2.5	198	4.5	548	6.5	1529
0	3	0	120	0	299	0	1014
0.5	6	2.5	212	4.5	579	6.5	1664
1.0	31	3.0	272	5.0	668	6.95	極 限 荷 重
0	21	0	157	0	365		
1.0	32	3.0	292	5.0	705		
1.5	71	3.5	353	5.5	837		
0	52	0	198	0	469		
1.5	19	3.5	376	5.5	900		
2.0	127	4.0	443	6.0	1117		
0	85	0	246	0	674		

表-4

荷重はスタッド1本当り

D-21

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	269	4.0	609	6.0	1006
0.5	23	2.5	337	4.5	676	6.5	1085
0	8	0	148	0	315	0	563
0.5	25	2.5	353	4.5	698	6.5	1129
1.0	81	3.0	422	5.0	763	7.0	1220
0	32	0	180	0	358	0	661
1.0	89	3.0	440	5.0	789	7.0	1259
1.5	164	3.5	504	5.5	861	7.5	1352
0	71	0	226	0	419	0	760
1.5	182	3.5	522	5.5	894	7.5	1398
2.0	254	4.0	583	6.0	970	8.0	1512
0	114	0	265	0	494	12.30	極 限 荷 重

荷重はスタッド1本当り

D-22

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	178	4.0	415	6.0	710
0.5	10	2.5	227	4.5	466	6.5	770
0	8	0	103	0	194	0	339
0.5	11	2.5	235	4.5	482	6.5	797
1.0	58	3.0	282	5.0	532	7.0	862
0	35	0	123	0	223	0	384
1.0	61	3.0	292	5.0	554	7.0	893
1.5	115	3.5	338	5.5	610	7.5	963
0	64	0	144	0	263	0	439
1.5	120	3.5	353	5.5	630	7.5	1000
2.0	170	4.0	400	6.0	685	8.0	1081
0	84	0	168	0	277	12.88	極 限 荷 重

荷重はスタッド1本当り

D-23

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	189	4.0	419	6.0	720
0.5	29	2.5	233	4.5	470	6.5	785
0	11	0	138	0	238	0	400
0.5	29	2.5	243	4.5	488	6.5	807
1.0	73	3.0	287	5.0	539	7.0	879
0	45	0	161	0	270	0	457
1.0	79	3.0	297	5.0	557	7.0	915
1.5	130	3.5	342	5.5	615	7.5	992
0	87	0	185	0	309	0	525
1.5	138	3.5	356	5.5	635	7.5	1031
2.0	181	4.0	403	6.0	692	8.0	1111
0	114	0	210	0	351	12.65	極 限 荷 重

表-5

荷重はスタッド1本当り

D-31

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.5	170	0	150	6.5	641
0.5	9	0	89	4.5	387	7.0	697
0	9	2.5	179	5.0	428	0	265
0.5	11	3.0	217	0	169	7.0	722
1.0	40	0	103	5.0	442	7.5	776
0	30	3.0	228	5.5	486	0	304
1.0	43	3.5	266	0	191	7.5	806
1.5	86	0	117	5.5	505	8.0	866
0	58	3.5	278	6.0	552	0	346
1.5	90	4.0	319	0	213	8.0	896
2.0	130	0	133	6.0	572	8.5	961
0	77	4.0	331	6.5	621	0	402
2.0	135	4.5	372	0	235	14.85	極 限 荷 重

荷重はスタッド1本当り

D-32

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	77	4.0	223	6.0	431
0.5	3	2.5	102	4.5	255	6.5	476
0	2	0	47	0	104	0	196
0.5	3	2.5	108	4.5	267	6.5	494
1.0	20	3.0	134	5.0	303	7.0	542
0	13	0	59	0	124	0	221
1.0	22	3.0	141	5.0	319	7.0	562
1.5	45	3.5	171	5.5	357	7.5	610
0	24	0	72	0	145	0	252
1.5	48	3.5	177	5.5	373	7.5	632
2.0	72	4.0	212	6.0	414	8.0	681
0	36	0	88	0	169	14.80	極 限 荷 重

荷重はスタッド1本当り

D-33

荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm	荷重 t	ズレ $\frac{1}{1000}$ mm
0	0	2.0	111	4.0	295	6.0	543
0.5	13	2.5	147	4.5	335	6.5	592
0	10	0	82	0	153	0	249
0.5	13	2.5	154	4.5	349	6.5	612
1.0	36	3.0	189	5.0	392	7.0	660
0	28	0	101	0	172	0	280
1.0	39	3.0	199	5.0	406	7.0	687
1.5	68	3.5	235	5.5	448	7.5	741
0	49	0	117	0	193	0	313
1.5	72	3.5	246	5.5	468	7.5	767
2.0	105	4.0	283	6.0	520	8.0	822
0	68	0	133	0	225	14.68	極 限 荷 重

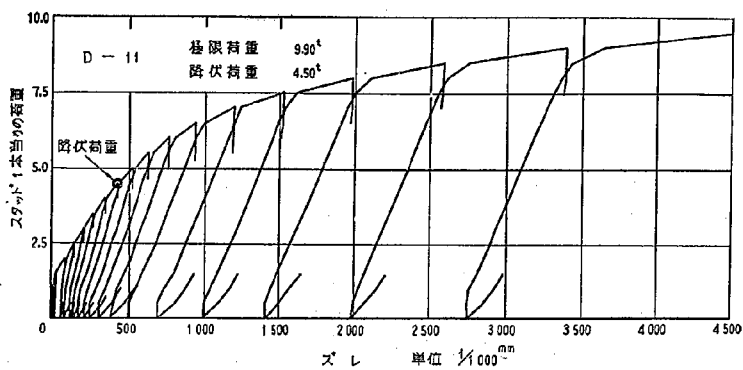


図-2

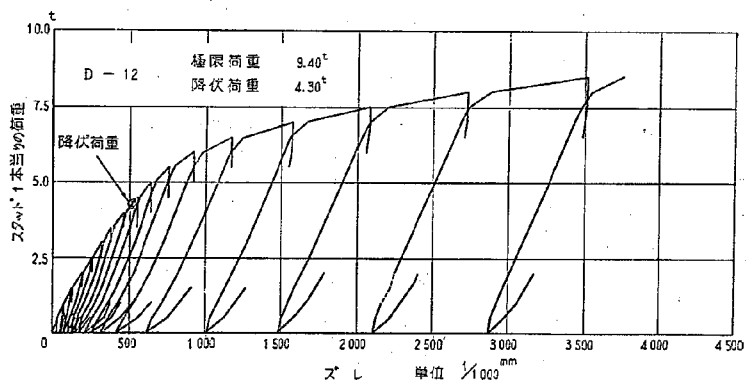


図-3

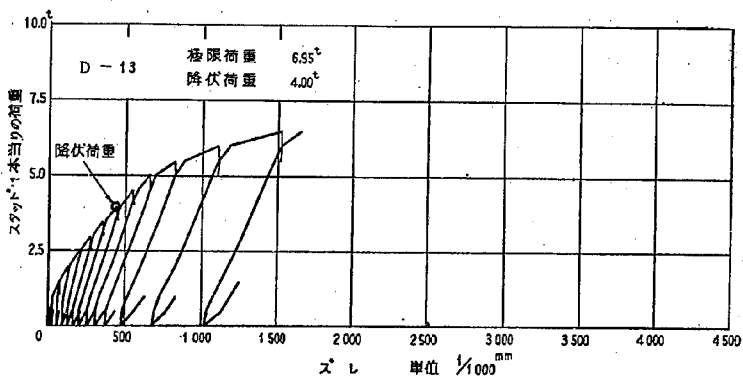


図-4

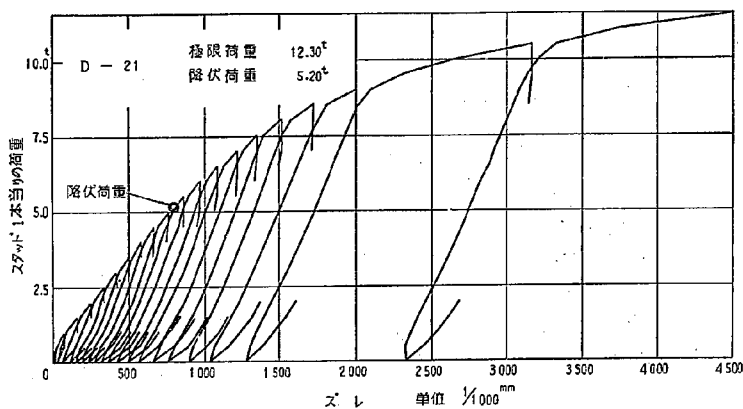


図-5

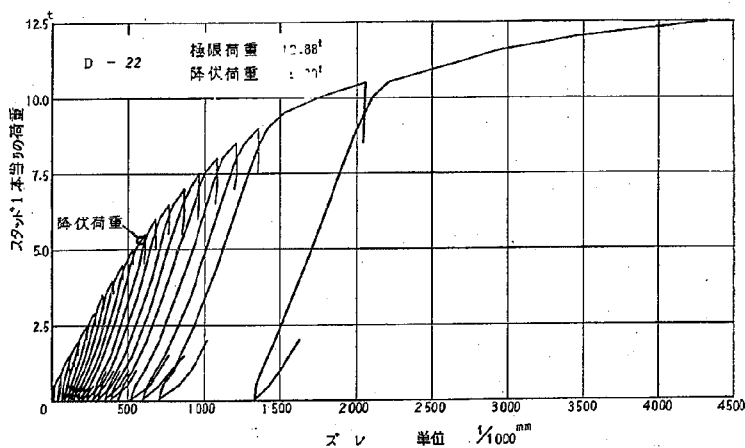


図-6

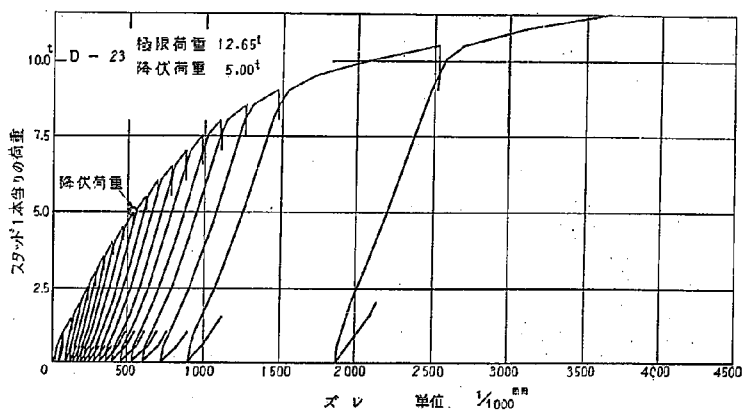


図-7

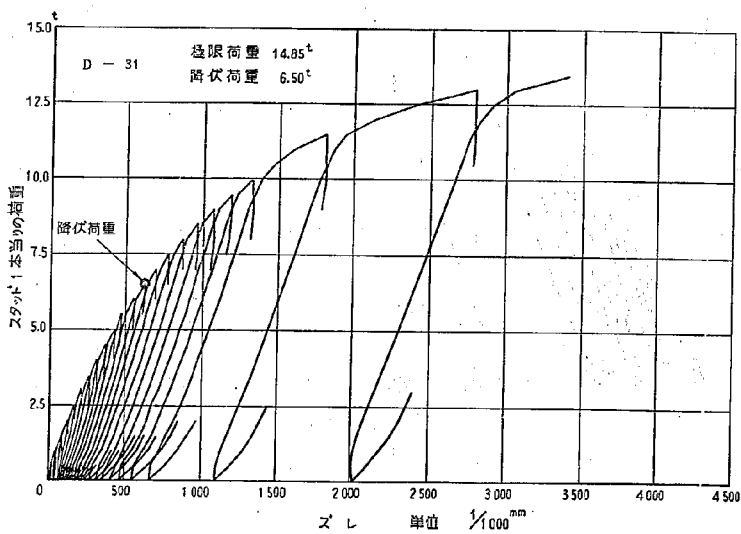


図-8

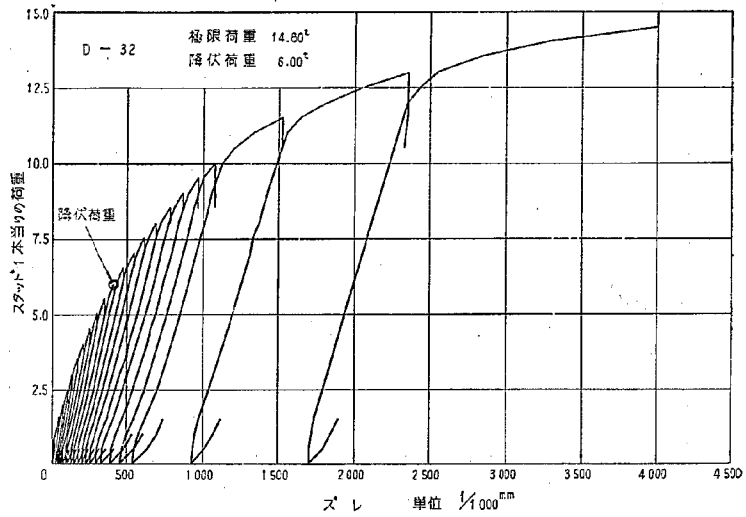


図-9

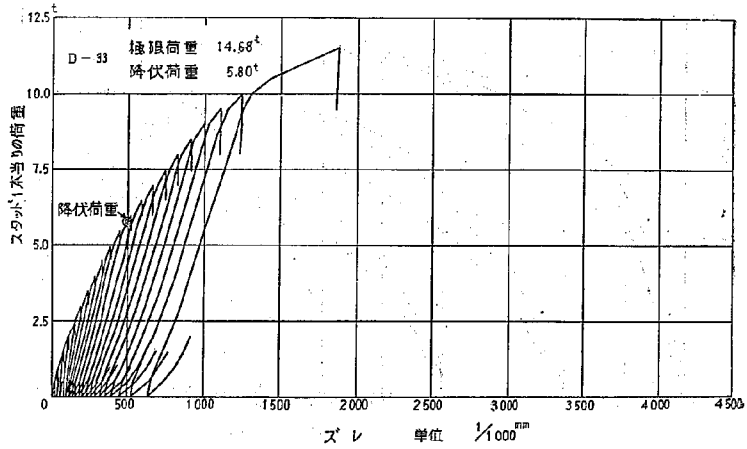


図-10

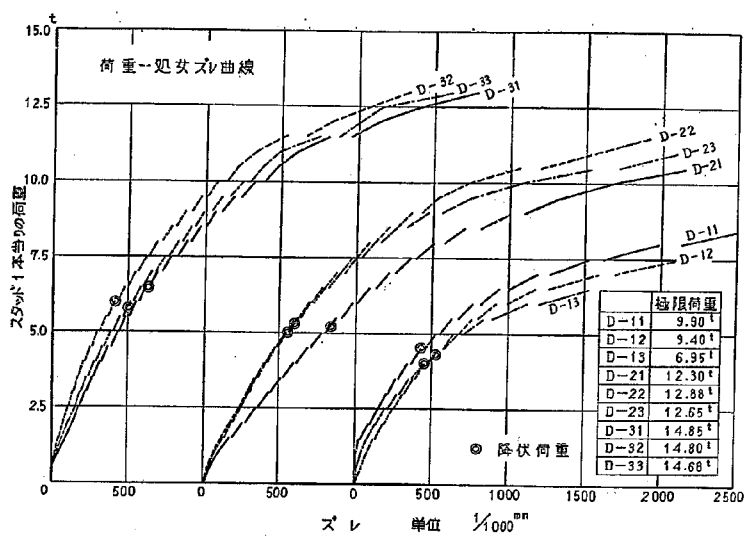


図-11

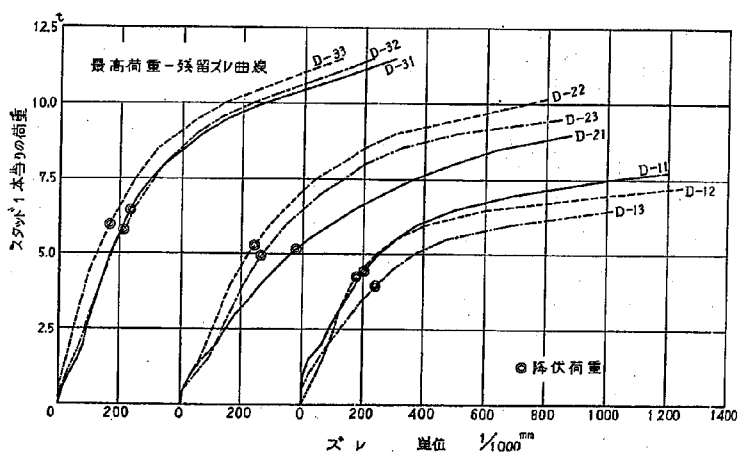


図-12

ならびにコンクリートスラブとイービームとの間に生ずる分離は、全供試体において極限荷重またはそれを通過した後において初めて明瞭に目撃されたに過ぎないから、降伏荷重近辺においては、これらの変形は全く問題にならないといえよう。

破壊荷重附近においては、上述のごとく、コンクリートスラブとイービームのフランジは、互に分離する傾向にあるから、供試体の4隅にあるボルトの固定作用によってスラブ表面の亀裂の発達は、増々助長されるものと考えられる。したがって、破壊状況の最終段階における考察には、多少ともその影響が入っていると思われる。

(b) ひずみ分布とその考察(図-13~18, 表-6~8)

ひずみ資料の提出法もズレ資料と同じく、まず初めに測定値を表として掲げ、次にこれを図化して示すという手段がとられた。ひずみもまたズレにおけると同様に平均値をもってその測定値としたから、stud 1本当りの分担荷重においても同じく測定荷重の1/4を当てた。ひずみの測定は、stud とその周辺における変形ならびに応力状態の調査を目的として行なわれたから、先に荷重—ズレ曲線から定めた降伏荷重以下におけるこれらの資料は、設計上の参考資料としても役立つものと思われる。

表-6

D-12

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 位置Li 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5
	L ₁ =12mm	L ₂ =28mm	L ₃ =43mm	L ₄ =61mm	L ₅ =19mm
500	-31×10 ⁻⁵	38×10 ⁻⁵	72×10 ⁻⁵	108×10 ⁻⁵	
1000	-55	105	173	206	
1500	-60	233	290	299	
2000	-50	382	420	360	
2500	-25	543	557	440	
3000	-50	700	703	543	
3500	0	895	923	648	
4000	75	1105		770	
4500	113	1410		840	
5000	180	1900		825	
5500					
6000					

D-21

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 位置Li 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5
	L ₁ =14mm	L ₂ =32mm	L ₃ =50mm		
500	15×10 ⁻⁵	63×10 ⁻⁵	60×10 ⁻⁵		
1000	10	123	133		
1500	-38	143	190		
2000	-50	183	127		
2500	-63	230	180		
3000	-45	305	240		
3500	-50	388	357		
4000	-9	515	430		
4500	41	643	453		
5000					
5500					
6000					

表-7

D-23

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 位置Li 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5
	$L_1=13\text{ mm}$	$L_2=32\text{ mm}$	$L_3=49\text{ mm}$	$L_4=65\text{ mm}$	$L_5=19\text{ mm}$
500	-14×10^{-6}	43×10^{-6}	33×10^{-6}	52×10^{-6}	-83×10^{-6}
1000	-36	79	103	153	-88
1500	-63	116	147	237	-105
2000	-55	173	212	287	-147
2500	-18	245	285	355	-197
3000	25	338	373	413	-243
3500	74	448	463	417	-293
4000	165	555	570	440	-347
4500	280	698	710	433	-390
5000	410	815	853	470	-467
5500	538	1047	1007	553	-583
6000	545	1213	1123	633	-693

D-31

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 位置Li 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5
	$L_1=10\text{ mm}$	$L_2=25\text{ mm}$	$L_3=42\text{ mm}$		
500	-8×10^{-6}	24×10^{-6}	38×10^{-6}		
1000	-40	38	83		
1500	-75	63	148		
2000	-85	108	183		
2500	-75	210	185		
3000	-58	310	205		
3500	48	495	240		
4000	175	643	438		
4500	318	773	630		
5000	335	988	685		
5500	346	1160	691		
6000	363	1505	630		
6500					
7000					

表-7

D-33

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 位置Li 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5
	L ₁ =10mm	L ₂ =27mm	L ₃ =42mm	L ₄ =63mm	L ₅ =19mm
500	-10×10 ⁻⁵	30×10 ⁻⁶	35×10 ⁻⁵	55×10 ⁻⁶	20×10 ⁻⁵
1000	-15	67	80	88	50
1500	-15	110	140	173	90
2000	-18	165	210	243	128
2500	0	232	285	308	128
3000	15	313	385	386	125
3500	20	410	525	460	120
4000	35	430	665	535	130
4500	85	587	945	615	148
5000	135	680	1275	708	140
5500					
6000					
6500					
7000					

表-8

フ ラ ン ジ

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6
500	-13×10 ⁻⁵		-25×10 ⁻⁵	-25×10 ⁻⁵		
1000	-20		-60	-70		
1500	-25		-90	-105		
2000	-33		-115	-140		
2500	-35		-140	-180		
3000	-38		-160	-220		
3500	-43		-180	-260		
4000	-43		-200	-300		
4500						
5000						
5500						
6000						

コンクリートスラブ

荷重は Stud 1本当り

ゲージ 荷重(kg)	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6
500	15×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁵	13×10 ⁻⁵	3×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁵	13×10 ⁻⁵
1000	13	5	15	0	0	18
1500	3	5	30	0	13	30
2000	0	8	38	0	5	35
2500	-8	10	45	3	13	50
3000	-5	10	60	0	10	60
3500	-5	10	65	0	10	65
4000	-5	8	70	3	10	70
4500	-8	10	88	3	13	85
5000	-5	10	95	5	10	100
5500	-5	10	100	5	13	110
6000	-5	5	105	5	10	120

(i) stud におけるひずみ分布

stud におけるひずみ分布は、個々にはやや異なるものがあるとはいえ、全般的にはほぼ同じ傾向をもっているといえる。このひずみ分布から直接 stud のズレ状態は想像できないから、ひずみを通じてこれを推察してみよう。曲げひずみの最大な所で曲率が最大になること、またセン断ひずみは測定値の中に含まれていないこと等を念頭において図のひずみ分布を観察すれば、stud の変形は図 (D-12) に示すような形状をとるものと思われる。これは既に I. M. Viest の試験⁽⁹⁾において認められたし、筆者の試験においても、切断された stud の変形調査によっても確認された。するとズレは、stud の平行移動も含めた剛体的回転と stud それ自体のセン断および曲げ変形とによるズレの和として与えられるものと考えられる。したがって、stud が相対的に変形しや

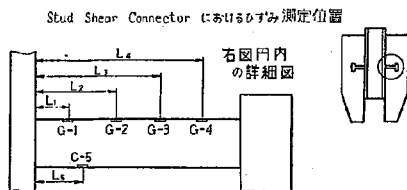


図-13

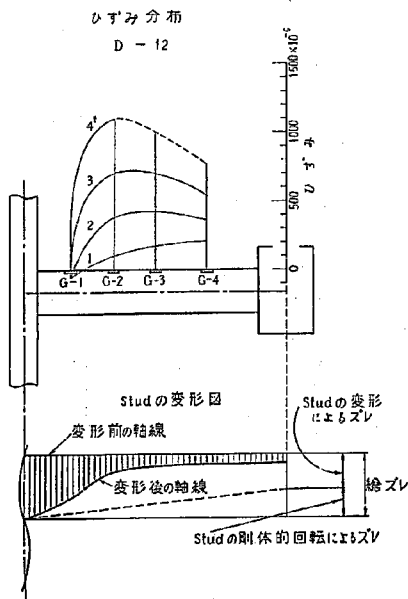


図-14

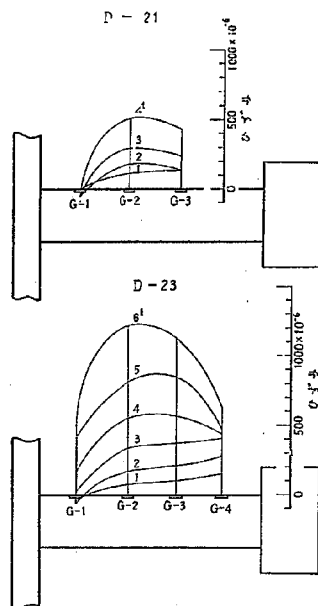


図-15

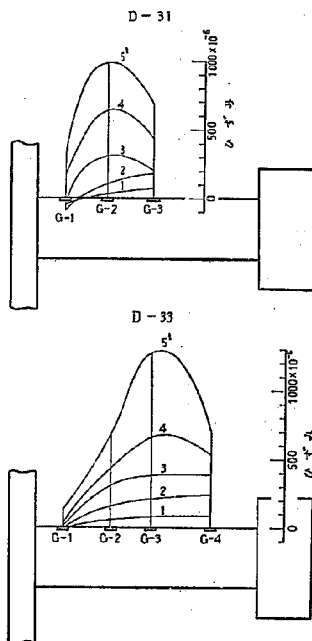


図-16

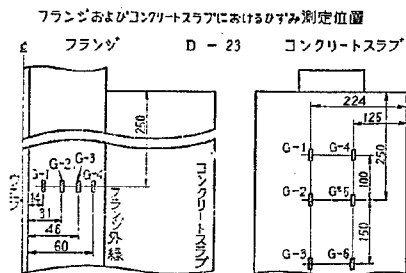


図 - 17

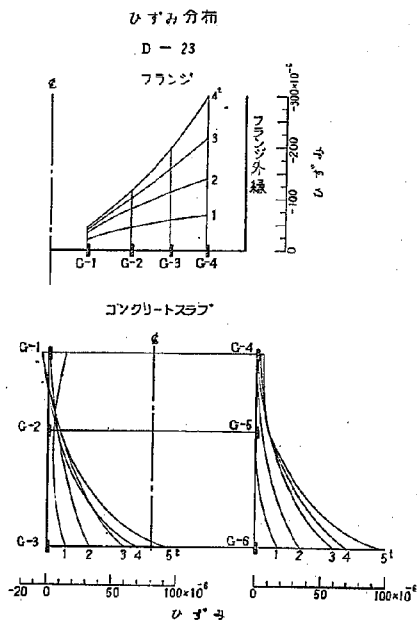


図 - 18

すい場合には、ズレは、主として後者によって生ずるが、逆に stud が剛で変形しにくい場合には、ズレは主に前者によって生ずるといえる。この観点から stud のズレ状態は、stud の寸法その他によって多少相違はあるが、図示のごとく、接合面で最も大きく、スラブ内に入るにしたがって急激に減少するという一般的傾向を持つようにみえる。これは既に channel shear connector において確認される事実³⁾と全く合致するわけで、この意味から stud は、ほぼ channel と同じ働き方をすると考えることができよう。

降伏荷重における曲げひずみは、ストレインゲージの

破損によって僅かに D-23 で測定できたにすぎないが、降伏荷重以下におけるひずみから類推して、 $1000 \times 10^{-6} \sim 1500 \times 10^{-6}$ 程度と考えられる。これを応力に書き直せば、約 $2000 \sim 3000 \text{ kg/cm}^2$ で降伏状態にあるかまたはこれを僅かに下廻った状態にあるといえよう。しかし周囲の状況からセン断ひずみは、曲げひずみよりかなり大きいものと考えられるから、このとき既に降伏点に達していると考えるのが妥当のようにみえる。

(ii) コンクリートスラブ表面ならびにイービームのフランジにおけるひずみの考察

供試体 D-23 のスラブ表面には、その降伏荷重 (5000 kg) において約 80×10^{-6} 程度の引張りひずみが生じており、極限荷重時における亀裂発生との裏付けとなっている。このひずみを応力に直すため引張りにたいするヤング率として圧縮のそれ (表参照) を考えれば、これは $100 \times 10^{-6} \times 3.1 \times 10^5 = 31 \text{ kg/cm}^2$ の引張り応力に相当することになり圧縮強度から判断してやや亀裂荷重を下廻った値であると推察される。

フランジにおけるストレインゲージは、測定中最大ひずみの生ずる位置からやや離れていることが観取できたから、測定結果がフランジの局部ひずみの最大値を表わすとは考えられない。しかし降伏荷重においても測定ひずみは、 $400 \times 10^{-6} \sim 500 \times 10^{-6}$ 程度と推定されるので、たとえ最大ひずみが測れなかったにせよ、ここにおいては問題はないと考えられる。

既述のように、降伏荷重附近において、コンクリートスラブとイービームとの分離ならびにフランジの局部変形が目撃できなかったことは、これらの事実によって裏付けられることになろう。

5. ズレ止めの耐力とズレ常数

表 - 9 には試験された stud shear connector の耐力ならびにズレ常数等重要な試験値が一括して掲げられている。許容荷重は、降伏荷重を安全率で除して定められた。安全率は、普通、降伏荷重にたいして 2~3 を採れば十分であると考えられるので、ここでも既報¹⁾の block, channel および hoop shear connector におけると同様に 3 を採用した。したがって、表の許容荷重は、降伏荷重を一率に安全率 3 で除した値である。降伏荷重は、破壊荷重にたいして 2.2~2.5 の安全率をもつから、許容荷重は、破壊にたいして 6.6~7.5 の安全率をもつことになり、普通ズレ止めと考えられている程度の安全性は保証されるものと思われる。なお表 - 10 は表 - 9 と同じ考えのもとに I. M. Viest 氏の試験資料²⁾を借用して、筆者が整理し直したものである。ここに 2~3 の資料においては、降伏荷重が多少修正されているが注意しておく。以下の考察においては、表 - 9 のみならず表 - 10 も必要に応じて参照したいと思う。

表-9

供試体の 記号	Studの寸法および性質					コンクリートの圧縮強度 kg/cm ²	Stud 1本当たりの破壊荷重 kg/cm ²	破壊にたいする直核の原因	降伏荷重					許容荷重				
	直径 d mm	高さ H mm	$\frac{H}{d}$	臨伏点 kg/cm ²	抗張力 kg/cm ²				荷重 10 ² kg	総ズレ mm	残ズレ mm	弾性ズレ mm	ズレ常数 $\times 10^{-4}$ kg/cm	荷重 10 ² kg	総ズレ mm	残留ズレ mm	弾性ズレ mm	ズレ常数 $\times 10^3$ kg/cm
D-11	16	100	6.25		5800	302	9.900	主として stud の セン断	4.50	0.455	0.209	0.246	0.183	1.50	0.024	0.021	0.003	5.000
D-12	"	"	"		"	"	9.400	"	4.30	0.533	0.181	0.352	0.122	1.43	0.121	0.067	0.054	0.265
D-13	"	"	"		"	"	6.950	"	4.00	0.472	0.246	0.226	0.177	1.33	0.064	0.042	0.022	0.605
平均	16	100	6.25		5800	302		主として stud の セン断	4.27	0.487	0.212	0.275	0.161	1.42	0.070	0.043	0.026	
D-21	19	100	5.26		5000	302	12.300	studのセン断および コンクリートスラブの割裂	5.20	0.832	0.384	0.448	0.116	1.73	0.224	0.091	0.133	0.130
D-22	"	"	"		"	"	12.880	"	5.30	0.600	0.247	0.353	0.150	1.77	0.150	0.074	0.076	0.233
D-23	"	"	"		"	"	12.650	"	5.00	0.557	0.270	0.287	0.174	1.67	0.158	0.097	0.061	0.274
平均	19	100	4.55		5000	302		studのセン断および コンクリートスラブの割裂	5.17	0.663	0.300	0.363	0.147	1.72	0.177	0.087	0.090	0.212
D-31	22	100	4.55		5480	302	14.850	主としてコンクリート スラブの割裂	6.50	0.641	0.235	0.406	0.160	2.17	0.153	0.081	0.072	0.301
D-32	"	"	"		"	"	14.800	"	6.00	0.431	0.169	0.262	0.229	2.00	0.077	0.036	0.041	0.488
D-33	"	"	"		"	"	14.680	"	5.80	0.512	0.212	0.300	0.193	1.93	0.106	0.065	0.041	0.471
平均	22	100	4.55		5480	302		主としてコンクリート スラブの割裂	6.10	0.528	0.205	0.323	0.194	2.03	0.112	0.061	0.051	0.420

* スタッドに溶接不良のものが1本あった。

表-10

供試体の 記号	スタッドの寸法および性質		コンクリートの 圧縮強度 kg/cm ²	スタッド1本の 当りの 破断荷重 kg/cm ²	破断にたいする主 なる原因	降伏荷重		許容荷重	
	直径 dmm	高さ H/mm				荷重 10 ³ kg	弾性ズレ mm	弾性ズレ mm	弾性ズレ mm
4B	12.7	101.6	8.0	4980	309 6.30	2.630	0.203	0.130	0.88 0.046 0.191
5B	15.9	100	6.29	4450	299 10.21	4.350	0.198	0.220	1.45 0.030 0.433
6B	19.1	99	5.18	4950	300 14.74	5.310	0.297	0.179	1.77 0.041 0.432
8B*	25.4	100.8	3.97	5180	297 20.41	8.100	0.193	0.420	2.70 0.030 0.900
10B*	31.8	100.1	3.15	4470	246 21.55	9.580	0.216	0.444	3.19 0.037 0.862
6B 4	19.1	103.6	5.42	4870	229 10.21	5.130	0.291	0.176	1.71 0.039 0.438
6D	19.1	71.1	3.72	4680	277 11.43	4.400	0.231	0.190	1.47 0.051 0.238
6E	19.1	50.8	2.66	—	33 10.8	4.040	0.147	0.275	1.35 0.036 0.375
6F*	19.1	127.5	6.68	5040	345 15.78	5.530	0.249	0.222	1.84 0.043 0.428
6G*	19.1	177.8	9.31	5150	323 14.29	5.530	0.224	0.247	1.84 0.030 0.613
7H	21.3	214.4	10.07	5780	242 20.41	6.300	0.246	0.256	2.10 0.041 0.512
7J*	22.3	51.1	2.30	—	378 13.15	5.440	0.226	0.241	1.81 0.069 0.262
7K	21.4	100.3	4.69	4720	376 17.05	7.890	0.358	0.220	2.63 0.061 0.431
7L	20.7	49.5	2.38	—	174 9.48	3.180	—	—	1.06 — —
7M	20.7	99.7	4.82	4570	211 13.52	4.670	0.262	0.178	1.56 0.079 0.197

* 降伏荷重修正

表からわかるように許容荷重の弾性ズレ*にたいするズレ常数は、降伏荷重のそれに比して1.1~3.5倍の大きさを持っている。一方、合成ゲタのズレ常数は下の制限を設ければ、合成ゲタの曲げの諸性質は、そのズレ常数に比較的地感な反応しか示さないから、ここにおいても既報のごとく降伏荷重の弾性ズレにたいするズレ常数をもって、そのズレ止め固有のズレ常数と定義して差し支えない。したがって、以後総てこのズレ常数のみ取り扱うことにする。

合成ゲタの合成効果を合理的にかつ十分に發揮させるために、鋼材のヤング率の1%4)をもって合成ゲタのズレ常数に許し得る下限とすることにすれば、合成ゲタのズレ常数は、ズレ止めのズレ常数を、合成ゲタにおけるズレ止めの平均ピッチで除して得られるから、これを逆に使用してズレ止めの許容最大平均ピッチを求めることができる。表-9のズレ常数からこれを求めれば、16mm studで平均7.7cm、19mm studで平均7.0cm、22mm studで平均9.2cmとなる。これらの値は、一見かなり小さいピッチに見えるが、これは、合成ゲタの1断面にただ1本のstudを使用するとした計算値を表わしているからである。studは、合成ゲタの1断面に普通数本並べて使用されるから、この場合の許容最大平均ピッチは、先の1本当りのピッチにstudの本数を乗じた値となる。例えば、1断面に3本のstudを使用するとすれば、このピッチは、16mm studで23.1cm、19mm stud

で21.0cm、22mm studで27.6cmと置き換えられることになる。また Viest 氏の試験値からも同様な値が得られる。これらのピッチは、stud shear connectorの許容荷重から判断して、決して不当な値でないから、合成ゲタにおける合成効果という点に着目すれば、stud shear connectorも block, channel および hoop shear connectorに較べて全くそんな色がないといえる。したがって、これらズレ止めの優劣は、ズレ止めの製作ならびに施工等その経済性の問題のみから定められることになる。既に hoop shear connectorが block および channel shear connectorより優れていることが推察されたので、ここに stud shear connectorを hoop shear connectorと比較してみれば、stud shear connectorでは合成ゲタの1断面に数多くのstudを植えることができるので、耐力を比較的自由に変えることができるばかりか、合成ゲタのズレ常数においても容易に剛性の高いものを作ることができる。したがってこの点からみても hoop shear connectorより優れているといえるが、さらに経済面からもより安価のように見える。このようなわけで stud shear connectorは、今後使用されるべきズレ止めとして最も脚光を浴びるべき優秀な性質を具備しているといえよう。

6. 許容荷重公式とズレ止めのズレ常数推定法について

(a) 許容荷重公式

供試体D-1、D-2およびD-3の相異は、stud

* 用語の定義については "Block Channel および Hoop Shear Connector の試験報告" 参照

の直径 d にあるに過ぎないが、stud shear connector の側方から判断して、これを stud の全高 H と直径 d との比に替えて表わす方が妥当のようにみえるから、以後 H/d の相異で考えることにすれば、既述の破壊状況にかんする考察をはじめ、表-9, 10を参照して、近似的に $H/d \geq 6$ においては、供試体の破壊は、stud のせん断によって生じ、 $H/d < 6$ においては、スラブの割裂によって生ずるというふうに抽象化して考えることができる。しかし $H/d \geq 6$ の場合でも、stud のせん断で破壊が生ずるためには、コンクリートの強度にある種の制限条件が必要になる。そこで純粋に stud のせん断で破壊が生ずるのに必要なコンクリートの最小強度を σ_0 とすれば、 $\sigma < \sigma_0$ なる強度 σ をもつコンクリートスラブにおいては、供試体の極限強度は、stud の純粋せん断の場合よりコンクリート強度の関係において減少するものと考えられよう。そこで、この関係を普通行われているように、コンクリート強度の平方根に比例するものとするならば、 $H/d \geq 6$ における stud shear connector の許容荷重 Q_a は、

$$Q_a = ta A \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}}$$

で表わされることになる。ここに ta は、stud の許容せん断応力で、限肉溶接部のそれと同じとすれば $ta=800 \text{ kg/cm}^2$ となる。また A は、stud の断面積を表わす。一方、 $H/d < 6$ においては、コンクリートの強度が供試体の破壊に支配的影響を持つから、ここでは簡単に stud の支圧面積に比例すると考えれば、 $H/d=6$ においては、上の許容荷重に一致するはずであるから

$$Q_a = ta A \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}} \cdot \frac{H}{\sigma d}$$

という公式となる。

しかしこれら許容荷重公式における σ_0 は、試験値をもとにして決定されなければならぬ。そこで上二式を書き替えて

$$\frac{H}{d} \geq 6 \text{ において } \sqrt{\sigma} = \frac{ta A \sqrt{\sigma}}{Q_a}$$

$$\frac{H}{d} < 6 \text{ において } \sqrt{\sigma} = \frac{ta A \sqrt{\sigma}}{Q_a} \cdot \frac{H}{\sigma d}$$

とし、 $ta=800 \text{ kg/cm}^2$ をはじめ表-9, 10の諸資料を代入すれば、 $\sqrt{\sigma_0}$ の値として筆者の試験値から19.8という平均値が、さらに Viest 氏の試験値を加えれば、18.7という平均値が得られる(表-11)。しかし Viest 氏の試験値における $\sqrt{\sigma_0}$ の値のうち小さいものは、 H/d の小さい場合にのみ現われているし、 H/d の小さいものは実用上問題にならぬと考えられるから、 $H/d < 4$ のものを除外して平均をとれば、 $\sqrt{\sigma_0}$ は20.0となる。これから純粋に stud のせん断で破壊が生ずるに必要なコンクリートの最小強度として $\sigma_0=400 \text{ kg/cm}^2$ を採れば良いことになる。かくて許容荷重公式として次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{H}{d} \geq 6 \text{ において } Q_a &= ta A \sqrt{\frac{\sigma}{400}} \\ \frac{H}{d} < 6 \text{ において } Q_a &= ta A \sqrt{\frac{\sigma}{400}} \cdot \frac{H}{6d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

図-25は、これら半理論公式と試験値との相関関係を表わすが、これから計算値は、筆者の試験値との比較においては総て10%以下の誤差を持つにすぎず、Viest 氏の試験値においても10%以上の危険側の誤差を持つよう推定した場合は、僅か2例にすぎない。なお10%以上の安全側の誤差を持つよう推定した場合は、7例あるが、このうち6例が $H/d < 4$ のものであるから、式(1)は、比較的妥当な推定公式とみなせよう。

(b) スレ止めのスレ常数推定法について

降伏荷重をそれに対応する弾性スレで除した値、すなわちスレ止めのスレ常数 K は、既述のスレにかんする考察から、コンクリートの強度 σ_0 、stud の寸法比 $\frac{H}{d}$ および I-ビームのフランジ突出牌長 h と厚さとの比 $\frac{h}{t}$ に関係すると考えられるが、降伏荷重ならびにそれにたいする弾性スレは、既にコンクリート強度に関係しているから、この比は、コンクリート強度に無関係と考えて良いし、 $\frac{h}{t}$ については I-ビームのフランジにたいする制限条件として加味することにすれば、 $\frac{H}{d}$ のみの関数

表-11

供試体	$\frac{ta A \sqrt{\sigma}}{Q_a} \cdot \frac{H}{\sigma d}$	供試体	$\frac{ta A \sqrt{\sigma}}{Q_a} \cdot \frac{H}{\sigma d}$	供試体	$\frac{ta A \sqrt{\sigma}}{Q_a} \cdot \frac{H}{\sigma d}$	供試体	$\frac{ta A \sqrt{\sigma}}{Q_a} \cdot \frac{H}{\sigma d}$
D-11	18.6	D-31	18.5	8 B	17.1	6 G	22.4
D-12	19.5	D-32	20.0	10 B	16.4	7 G	21.1
D-13	21.0	D-33	20.8	6 B 4	18.3	7 J	12.8
D-21	20.0	4 B	20.2	6 D	16.1	7 K	16.6
D-22	19.5	5 B	18.9	6 E	13.7	7 L	13.3
D-23	20.7	6 B	19.4	6 F	23.1	7 M	20.1

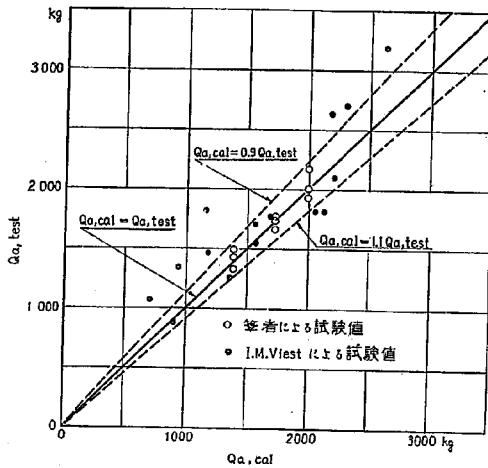


図-19

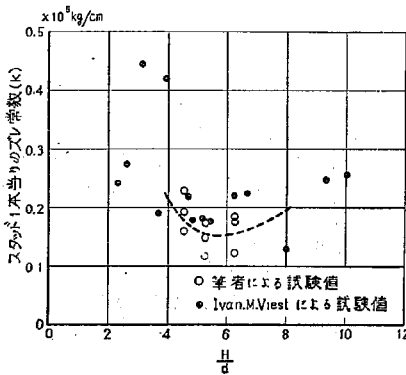


図-20

として考えることができる。そこでズレ常数 K を縦軸に、 $\frac{H}{d}$ を横軸にとって示せば、図-26を得る。試験値はかなりばらついているようにみえるが、これは、筆者の試験データのばらつきからみて、コンクリート強度の影響を無視したばらつきであると考えられないようにみえる。

図の波線は、ズレ常数の目安を示したものであるが、このように $\frac{H}{d}$ が5~6から選ばれるにつれて、ズレ常数が増大するのは、先に説明したごとく、 $\frac{H}{d} \geq 6$ になると、供試体の破壊がstudのせん断で生ずるため、ズレも主としてstudの変形によって生ずるし、また $\frac{H}{d}$

<5になれば、供試体の破壊は、主にコンクリートの強度に支配されるので、ズレの生じ方も主としてコンクリートの変形によるようになる。一方、 $\frac{H}{d} = 5 \sim 6$ においては、供試体の破壊がこれら両者に関係するから、ズレもまた前二者に較べて大きくなる傾向にある。したがって $\frac{H}{d} = 5 \sim 6$ でズレ常数が最も小さくなって現われたものである。かくてズレ常数は、簡単な数式で表現され得ないようにみえるので、図の波線から直接推定するのが最も適当な方法であると思われる。例えば、 $\frac{H}{d} = 5 \sim 6$ でstud shear connectorのズレ常数は、 $0.150 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ で、ズレ常数の最小値を与える。なおこれを合成ゲタの許容最大平均ピッチに直すと、既述のごとき関係から約7cm強となる。そこで合成ゲタの合成効果を十分にかつ合理的に発揮させることのみ目的とする場合には、簡単にこのピッチを繰てのstudにおける許容最大平均ピッチであると考えても良い。

式(1)および図-26は、筆者ならびにViest氏の試験結果を用いて得られたものであるから、その適用は、試験範囲に限定されなければならない。したがって、これが使用上の制限条件を形成することになるから、次に試験資料を参照しながら、これらについて記述する。まずstudの材質であるが、試験結果からその抗張力が 4100 kg/cm^2 以上の鋼材であれば良いと思われる。

studの直径は、一般には制限される必要はないが、できれば22mm以下のものを使用するのが安全である。また式(1)の適用において、studの高さは、 $\frac{H}{d} = 4 \sim 10$ 程度に限定するのが好ましい。次に、スラブ用コンクリートであるが、その強度は、設計指針における制限条件($\sigma_{cs} \geq 240 \text{ kg/cm}^2$)を完全に蔽っているから、これについては条件を付す必要は認められない。終りに、I-ビームのフランジであるが、その局部的変形が、接合面のズレ、いかえればズレ常数に影響すると考えられるので、フランジの突出長さ h とその厚さ t との比 $\frac{h}{t}$ は制限されるべきである。これについての明確な判断はかなり困難であると思われるが、筆者ならびにViest氏の試験を参照して $\frac{h}{t} \leq 10$ を一応の目安とすれば良からう。

7. 結 言

stud shear connectorのpush-out testを実施し、ズレ止めにかかる荷重と接合面のズレとの関係を調べ、種々の荷重-ズレ曲線から降伏荷重を決定すると同時に

ズレ止めのズレ常数について考察した。なおこの他に stud および stud 周辺のコンクリートスラブならびに I-ビームのフランジにおけるひずみ分布も測定し、ズレ止めの変形および応力状態を調べて設計上の参考に供した。また降伏荷重を安全率3で除して許容荷重を定義し、その算定公式について筆者の試案を提出するとともに、stud shear connector のズレ常数についてもその推定法にかんする一応の目安を与えた。

従来ズレ止めの設計に当っては、合成ゲタの接合面に発生するせん断応力に抵抗させるための検討のみ行なわれ、合成ゲタの合成効果を合理的にかつ十分に発揮させるための検討は無視されて来た。したがって、従来の研究においては、ズレ止めの耐力のみ問題として採り上げられ、合成効果の判定に使用されるズレ常数については顧みられなかった。そこで筆者は、特にこの点に着目し、ズレ常数を合成ゲタの合成効果に関する理論的研究と組合せて、この面からズレ止めの性質を考究した。そして stud shear connector もズレ剛性の点では、現行の他のズレ止めに比して全くそん色がないという結果から、

ズレ止めの優劣は、その製作ならびに施工等の経済性によって定まると考え、stud shear connector が使用法ならびに施工の容易さにおいて他の追随を許さないことから、今後使用さるべきズレ止めとして優れた性質を有するズレ止めであるとの結論に到達することができた。

一方また stud shear connector の使用法としては、push-out test の破壊状況の調査をもとにして、stud の全高と直径の比を5~6とするが、材料力学的見地より妥当と考えられることとした。この場合、合成ゲタの合成効果を合理的にかつ十分に発揮させるために許容最大平均ピッチ 7cm とするのがよいという成果も得られた。

このようにズレ止めのズレ常数を用いて種々有用と思われる結論を得ることができたが、そもそもズレ止めの合理的設計に当っては、伝達すべきせん断力にたいする検討と同時に、合成効果にたいする検討も必要であると考えられるから、ここに提出した諸資料は、これら両面の考察にかなり役立つものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 山本 稔, 中村正平: Block Channel および Hoop Shear Connector の試験報告, 土木研究所報告
- 2) Viest, I. M.: Test of Stud Shear Connectors, Part I, II, III and IV "Engineering Test Data", Nelson Stud Welding, Lorain, Ohio.
- 3) Viest, I. M., C. P. Siess, J. H. Appleton, and N. M. Newmark: Scale Test of Channel Shear Connectors and Composite T-Beams, Univ. Illinois Eng. Expt. Sta. Bul. 405, 1953
- 4) 山本 稔: 不完全合成ゲタ橋の曲げ理論とその応用, 土木学会論文集第72号別冊

河川流出に関する 2, 3 の計算法 (2)

竹内俊雄*・笠木直行**

(昭和 36 年 5 月)

要 旨

さきに発表した「河川流出に関する 2, 3 の計算法」(土木研究所報告 103 p87~110)においては神流川流域の観測資料を用いて計算法の一般を示した。これを実際の河川に適用する場合に問題となるのは係数の推定法である。

本論文においては、この方法を九州東部 4 河川に適用し、係数として地帯分割のおくれ、O-T 曲線を取り出した。解析により求められたこれらの値に一般性を附与するため、これらの係数を流域平均勾配の函数として表わしたところ、かなり良い結果が得られた。

目 次

1. 総 論	(1)
2. 準備作業	(1)
3. 解 析	(4)
4. 検 証	(6)
5. 結 語	(6)

1. 総 論

さきに発表した「河川流出に関する 2, 3 の計算法」***においては神流川流域の観測資料を用いて、雨量と流出量との関係の解析法を示した。この場合雨量と流出量との間に有効雨量というものを仮定して考えることにした。雨量より有効雨量、有効雨量より流出量それぞれの計算についてはいくつかの計算法を示したが、そのうち前者についてはコアキシャル・リレイション法の助けを借りた ψ 法によるもの、後者についてはウィルソン法を採用したものとを組合せ計算法を取出し、これを特に神流川方式とよぶことにする。土木研究所報告 103「河川流出に関する 2, 3 の計算法」に示された結果について言うと、これは神流川流域の資料だけを基にして解析されたものであるから、この流域に固有な流域要素が係数の中に没入していることになる。神流川方式では次の 3 要素を取りあげている。

- (4) 雨量より有効雨量.....コアキシャル・リレイション図
- (4) 有効雨量より流出量.....
 - (a) 地帯分割おくれ
 - (b) O-T 曲線

これら 3 要素は神流川流域しか代表していないので、この方法を一般化するためにはそれらに一般性を附加せねばならない。このためには全国の多くの河川について流域資料を解析し、係数を体系化することが必要である。本論文ではその手始めとして 4 河川についての検討を行

なったのである。この際 4 河川は全国からばらばら選ばないで、図-1 に示すように九州の東部からまとめて選んだ。これらの間に未だいくらか類似性があるかもしれないと考えたからである。神流川とともに 5 河川ををまとめることにした。

上記 3 要素のうちまずコアキシャル・リレイション図であるが、4 河川での出水資料は表-4 に示すように少なすぎるので****、この図をそれぞれ 4 河川で作ることは無理であると判断した。そこで、神流川で得られた結果を 4 河川で借用することにした。したがって、雨量より有効雨量の計算については一般性の検討は本研究ではとりあげていないことになる。すなわち、各河川の流域の被覆の特性は考慮していないことになる。

次に有効雨量より流出量の計算であるが、各河川とも流域を同じ方法によって地帯分割し、これにおくれを与えて合成し、ウィルソン法による O-T 曲線により追跡した。各河川の各出水に対して計算ハイドログラフと観測ハイドログラフとの形状が最もよく合うような地帯分割おくれおよび O-T 曲線を探し求め、これらについて一般性を導き出そうとするものである。

2. 準備 作 業

(1) 流 域

(i) 地 帯 分 割

ここで取上げている 5 河川の形状は図-2 に示すとおりである。なお、それぞれの流域係数は表-1 に示してあ

* 河川部長

** 河川部水文研究室

*** 土木研究所報告 103 p.87~110 ここでは題目の末尾に (1) を附すのを省略した。

**** 神流川では数多くの出水資料が観測されているが、ここでは便宜上代表的なものを 4 つを取りあげた。

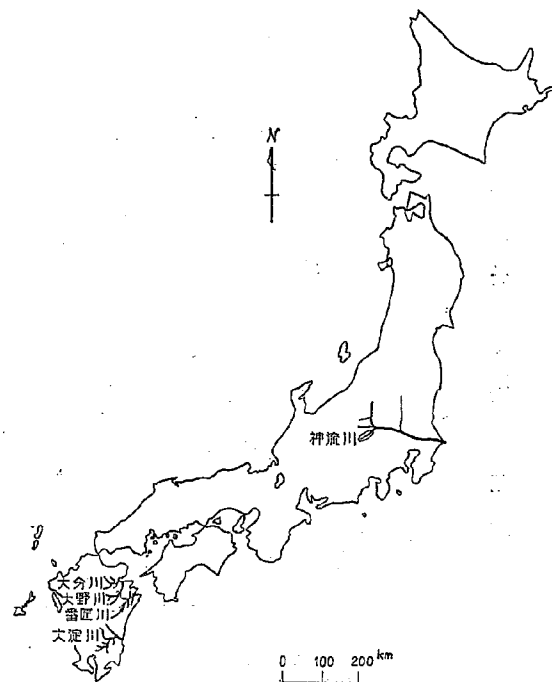


図-1 九州4河川および神流川の位置

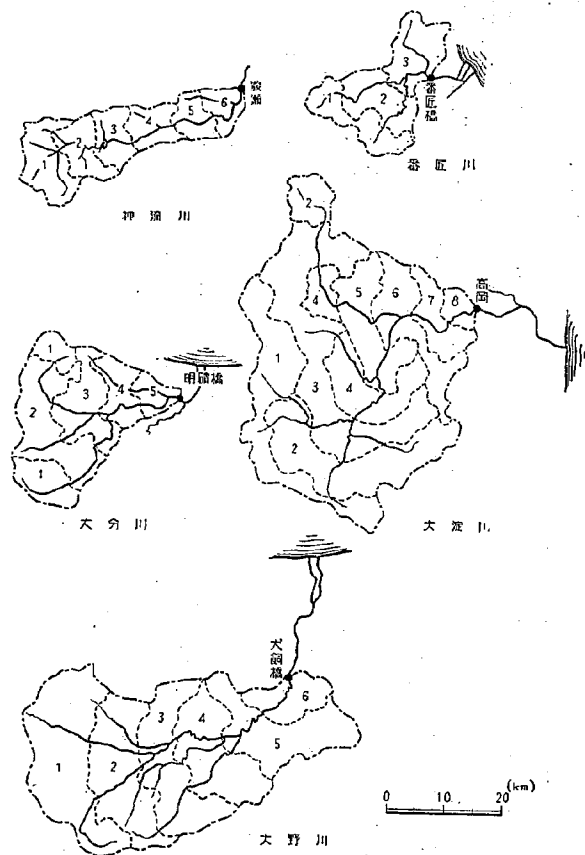


図-2 流域形状地帯分割

表-1 各河川の流域係数 (流量観測所より上流)

河川名	諸数値	流域面積 A (km ²)	流路延長 L (km)	流域界長 L_B (km)	集中度 C	平均幅 B (km)	形状係数 F
神	流	374	68	120	0.57	5.5	0.081
大	分	490	53	114	0.69	9.3	0.174
大	野	1,239	80	199	0.63	15.5	0.193
番	匠	278	33	100	0.59	8.3	0.248
大	淀	1,564	89	216	0.65	17.6	0.197

$$C = \frac{2\sqrt{\pi A}}{L_B} \quad F = \frac{A}{L^2}$$

表-2 各河川の地帯面積

河川名	地帯番号	1	2	3	4	5	6	7	8	計
神	流	km ² 106.0	64.6	56.7	56.4	47.4	42.9			374.0
		% 28.2	17.3	15.2	15.1	12.7	11.5			100.0
大	分	km ² 98.6	173.9	111.5	63.5	42.5				490.0
		% 20.1	35.5	22.7	13.0	8.7				100.0
大	野	km ² 327.1	224.5	215.6	190.4	196.9	84.5			1,239.0
		% 26.4	18.2	17.4	15.3	15.9	6.8			100.0
番	匠	km ² 87.9	91.2	98.9						278.0
		% 31.6	32.8	35.6						100.0
大	淀	km ² 241.5	268.2	433.6	193.5	176.8	133.8	77.7	38.9	1,564.0
		% 15.4	17.2	27.7	12.4	11.3	8.5	5.0	2.5	100.0

各流域を下流端より約10km間隔で地帯に分割した状況をもこの図に併わせ示してある。各地帯の区分面積がどう変わっているかを示したのが図-3である。各地帯面積の全流域面積に対する比率の%を示すと表-2のようになる。この場合地帯番号は上流より下流に向けてつづける。

(ii) 縦断勾配

各河川の本川の縦断勾配を5万分の1地図によって描くと図-4のようになる。なお本川に合流する主要支川の縦断形状は図中細線で記入してある。

流域の代表勾配の表わし方はいろいろ考えられるが、ここでは簡単のために本川の勾配で代表することにした。本川の勾配を求める場合に常に問題となるのは上流どの範囲までを考慮に入れたらよいかということである。本川の縦断形状を描いてみると、上流端近くでは勾配が急になるのが見られるが、本川のこの部分に対応する流域面

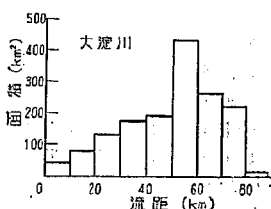
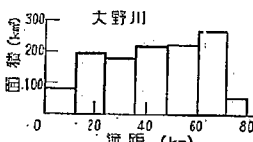
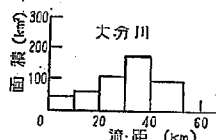
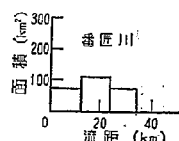
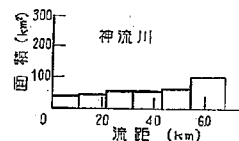


図-3 地帯分割面積

積は小さいのでここを省略して考えることにする。図-4において・印以下流量観測所までについて平均的な代表勾配を考えることにした。その値は表-3に示すとおりである。

(2) 雨量

各河川の出水ごとの流域平均一雨雨量の値は表-4に示すとおりである。これらの値はテーセン法によって求めた。また各一雨について地帯ごとに平均時雨量を用意する。

表-3 本川代表勾配

河川名	代表勾配
神	1/110=0.0091
大	1/94=0.0106
大	1/83=0.0120
番	1/86=0.0116
大	1/400=0.0025

表-4 洪水観測値, 計算値

河川名	出水番号	年月日	観測値		計算値		観測流出量 計算有効雨量
			降雨量	流出量	コアシアル・リ レーション図を用 いて求めた有効雨量		
神流川	1	23. 9. 16	239.6	207.8	191.3		1.09
	2	24. 8. 31	314.0	338.1	265.2		1.27
	3	25. 8. 5	212.1	186.6	168.0		1.11
	4	29. 9. 19	123.2	72.6	66.4		1.09
大分川	1	29. 8. 18	331.1	144.7	193.8		0.75
	2	29. 9. 7	152.5	79.0	61.5		1.29
	3	29. 9. 13	432.3	373.2	358.4		1.04
	4	30. 9. 30	359.4	182.3	255.0		0.72
	5	32. 8. 20	208.6	80.2	99.1		0.81
	6	34. 8. 8	447.4	201.4	252.9		0.80
大野川	1	29. 8. 18	323.3	216.2	258.8		0.84
	2	29. 9. 7	138.4	79.8	75.0		1.07
	3	30. 9. 30	311.0	193.2	242.1		0.80
	4	32. 9. 7	261.2	167.6	174.3		0.96
番匠川	1	30. 9. 30	365.1	177.5	251.7		0.71
	2	30. 10. 4	100.2	47.7	44.8		1.07
	3	31. 9. 10	253.0	214.0	176.8		1.21
	4	31. 10. 30	165.5	96.2	148.1		0.69
	5	32. 9. 7	311.1	248.3	227.5		1.09
	6	34. 8. 8	452.4	370.8	389.1		0.95
大湊川	1	29. 8. 18	397.6	350.0	316.9		1.10
	2	30. 6. 19	320.3	251.5	273.9		0.92
	3	30. 9. 30	312.2	206.5	241.6		0.86
	4	32. 7. 28	193.4	136.0	143.1		0.95
	5	32. 8. 20	436.3	367.1	353.4		1.09
	6	32. 9. 7	248.0	142.2	156.2		0.91

である。

3. 解 析

各河川の各出水につき、2(4)に示す方法によって得られた時有効雨量にウィルソン法によるO-T曲線を用いて計算ハイドログラフを求め*、これと観測ハイドログラフとを対比し最も良く合うO-T曲線を探す。

(1) O-T曲線

各河川において最も良好なO-T曲線は図-5に見るように出水ごとに違いますが、ここでは、それぞれの河川について平均値を作ることとし、その値を图中太線で示す。これら平均値を一枚の紙にまとめて描くと図-6(1)のようになり、これをセミ・ログ紙にプロットすると図-6(2)のようになり、この紙上では直線と見なされる。よってこれらO-T曲線を

$$O = ab^{-T}$$

の形で表わされるとして a, b を計算すると、それらの値は表-5に示すようになる。

これら a, b と各河川の代表勾配 i との関係を図示すると図-7のようになって、 a に関してはほぼ直線的関係、 b に関しては無関係に常数であるという結果が得られる。

* 竹内俊雄「河川流出に関する2,3の計算法」
土木研究所報告 103 p.105~110

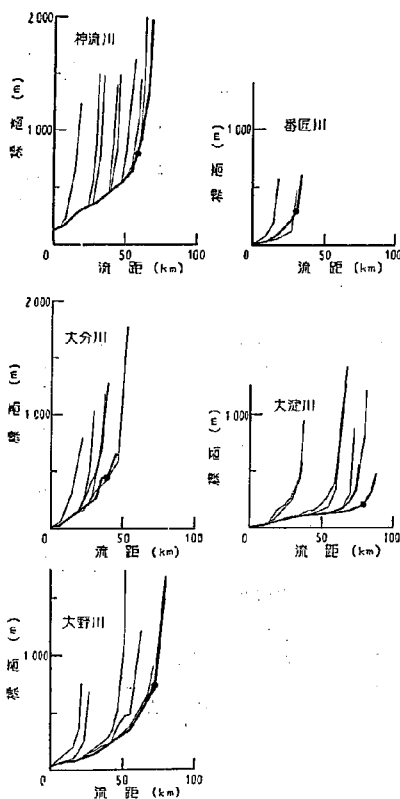


図-4 本川縦断形状

(3) 流出量

本論文で取扱っている流出量は全流出量より(地下流出量+損失量)を除いたものを対象としている。各出水時の一雨流出量の観測値を表-4の第5列に示す。なお、この表には一雨雨量をコアシアル・リレーション図に適用して求めた計算有効雨量、第4列の観測流出量とこの計算有効雨量との比とを第6, 7列に記入してある。

(4) 雨量より時有効雨量の計算

- 地帯平均時雨量に表-1で示される地帯の流域受・持分担影をかける。
- (a)の値に地帯分割おくれを与えて、流域全体に対して合成する。
- 与えられたコアシアル・リレーション図に各出水の一雨雨量を適用して一雨有効雨量を計算する。
- 観測一雨雨量と計算一雨有効雨量との差を求める。
- (d)で求めた差を一雨雨量の間に一様に分布させ、この値を合成時雨量から差し引けば残りが時有効雨量

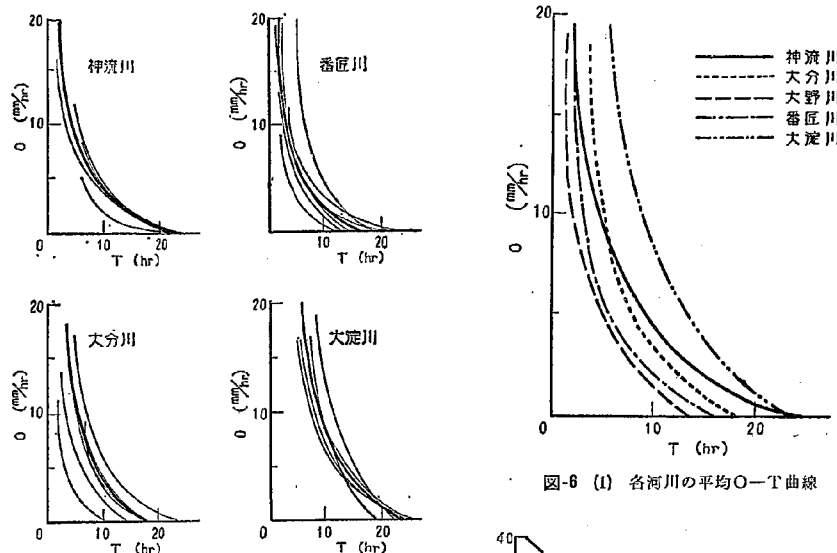


図-5 各河川のO-T曲線

表-5 O-T曲線の a , b (解析)

河 川 名	a	b
神 流 川	22.5	1.180
大 分 川	29.0	1.237
大 野 川	14.0	1.237
番 匠 川	17.8	1.237
大 淀 川	44.0	1.180

『(2) 地帯分割おくれ

各地帯からの雨量を合成する場合、これらに種々なおくれの値を与えて計算ハイドログラフと観測ハイドログラフとの違いにどう影響するかを試算によってチェックする。最も良好な結果を与えるものとして選ばれたおくれの値は表-6 に示すとおりである。これと河川代表勾配を表わしている表-3 とを見比べると、勾配によって地帯分割おくれは2つのグループに分けられることがわかる。すなわち、表-7 のように

図-6 (1) 各河川の平均O-T曲線

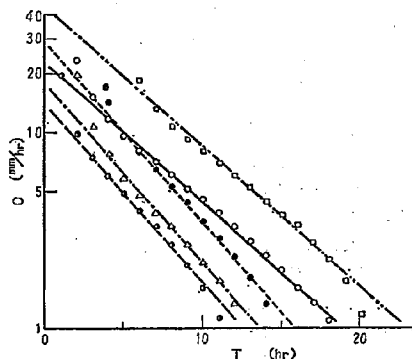
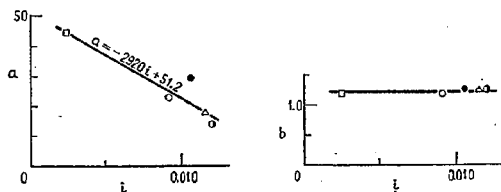


図-6 (2)

図-7 a, b と i との関係

勾配 0.0091~0.0120 に対しては 221100 をとり、それ以下の勾配 0.0025 に対してはそれよりもっと遅い 44332211 をとるといふふうに分ける。なお、この場合地帯を 10 km で分割したが、この幅を 20 km にしてよいことがわかった。

4. 検 証

3では5河川について得られた流域要素を整理し体系化したのであるが、ここでは、その一般式より導かれた要素を用いてハイドログラフを計算し、これと実際に観測されたハイドログラフとを比べてみることにする。

とりあげている流域要素とはO-T曲線と地帯分割および

表-6 各河川の地帯分割おくれ (解析)

地帯番号		1	2	3	4	5	6	7	8
河川名									
神大	川	2	2	1	1	0	0		
流分	川	2	1	1	0	0	0		
野	川	2	2	1	1	0	0		
匠	川	3	2	1	1	0	0		
大	川	4	4	3	3	2	2	1	1

表-7 各河川の地帯分割おくれ (検証)

地帯分割		1	2	3	4	5	6	7	8	本川代表勾配
河川名										
神大	川	2	2	1	1	0	0			0.0091
流分	川	2	1	1	0	0	0			0.0106
野	川	2	2	1	1	0	0			0.0120
匠	川	1	0	0	3	2	2	1	1	0.0116
大	川	4	4	3	3	2	2	1	1	0.0025

くれとである。図-7に各河川の代表勾配 i をあてはめると表-8に示すような a, b の値が求まり、これを用いて計算するとO-T曲線の形状が決まることになる。地帯分割おくれは各河川の代表勾配 i を表-7にあてはめると2つのグループよりそれぞれ対応する値が得られることになる。

かくして求められたO-T曲線、地帯分割おくれを用いてハイドログラフの計算ができるわけである。この際計算ハイドログラフと観測ハイドログラフとの全部を図示することは紙面の都合上許されないで表-9に示すような成績表によって検討することにする。この場合の表わし方としては良好、普通、不良の3段階を採用した

表-8 O-T曲線の a, b (検証)

河川名		a	b
神大	川	24.5	1.2
流分	川	20.1	1.2
野	川	16.1	1.2
匠	川	17.2	1.2
大	川	44.0	1.2

表-9 成績表

(1) 解析

出水番号		1	2	3	4	5	6
河川名							
神大	川	○	○	○	△	△	○
流分	川	○	○	○	△	○	○
野	川	○	△	○	○	○	○
匠	川	○	△	○	△	○	○
大	川	△	△	○	△	○	○

(2) 検証

出水番号		1	2	3	4	5	6
河川名							
神大	川	○	○	○	×	△	○
流分	川	○	×	○	×	×	○
野	川	○	×	○	×	×	○
匠	川	×	×	△	△	×	×
大	川	△	×	△	△	×	×

が、その程度は図-8の①②③に示すとおりである。

表-9(1)には解析で得られたO-T曲線を逆に利用して計算した場合の成績表を示したが、表-9(2)には一般式から導かれた関係式を用いた場合の成績を示しており、この場合は前者に比べて成績は悪くなっている。

5. 結 語

(1) 神流川方式では流出計算のための要素としては

- (a) コアキシャル・リレイション図 (b) 地帯分割おくれ (c) O-T曲線の3つを取りあげているが本論文では(b), (c)のみを対象とした。

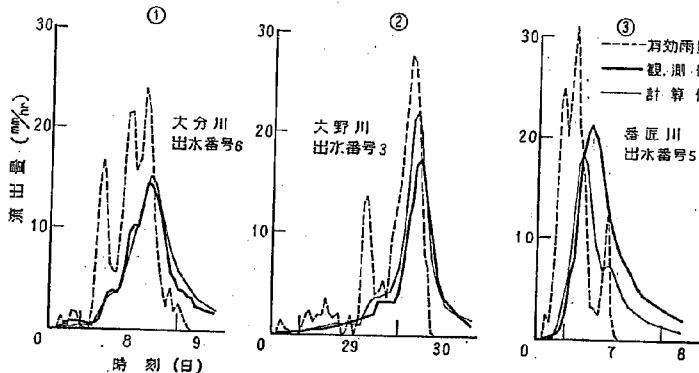
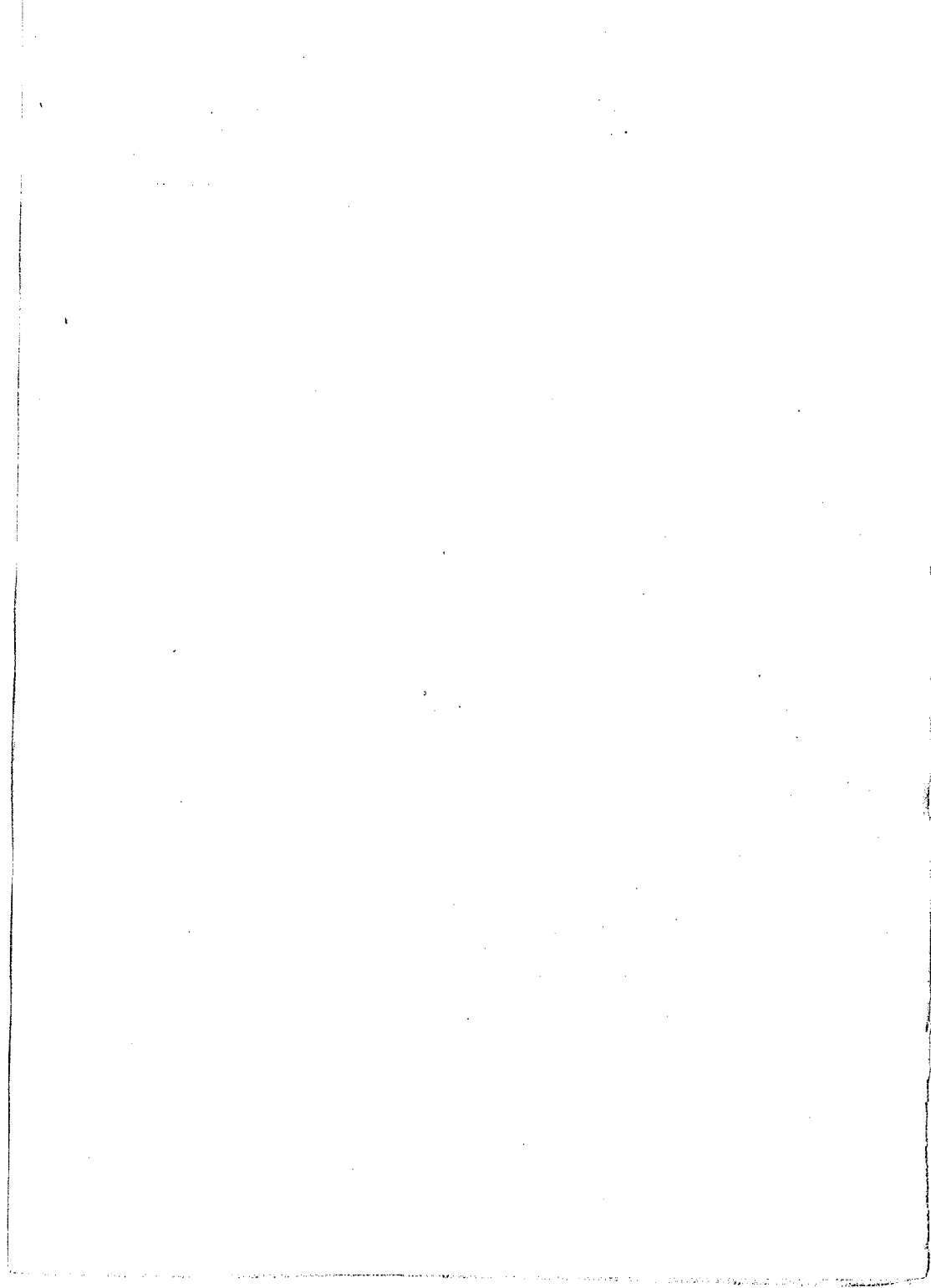


図-8 成績の表わし方

- (2) 一般の河川にこの方式を適用する場合、本川の代表勾配を知れば、この値を図-7 に適用してO-T曲線の形がきまり、表-7 に適用して地帯分割おくれがきまり、したがって必要な要素が得られることになる。
- (3) この一般式によって計算を行なう場合計算値と観測値とを比べた成績は表-9(2)に示すようなものである。
- (4) 今後さらに数多くの河川の観測資料を解析することによってこの一般式の信頼度を高めたい。



雨量計受水部の口径の大きさの雨量に及ぼす 影響について

竹内俊雄*・江川太朗**

(昭和36年5月)

要 旨

雨量計受水部の口径の大きさを5.0~40.0cmの範囲で7種類変えた場合、観測された雨量はどのように変化するものであるかを調べたところ、口径としては14.1cm以上のものであることが望ましいということがわかった。

目 次

1. 緒 言	(1)
2. 観測設備	(1)
3. 観 測	(1)
4. 資料整理	(2)
5. 結果に対する考察	(4)
6. 結 語	(4)

1. 緒 言

雨量計受水部の口径は円形をしており、その直径はJIS***で20cmと定められている。しかしながら特定の目的でこの大きさを小さくしたいというような場合があるものである。そうなると何故20cmに決めたのかということが問題になるのであるが、この点について調べたがその根拠をみつけることができなかった。よって自分で実験するよりいたし方ないという結論に到達し、20cmをはさんで7種類の口径の受水部を作り、観測雨量を比較してみることにした。

われわれが遭遇した特定目的とは貯溜式の雨量計を設置した場合である。首谷式雨量計のように排水装置のない雨量計では、見廻りから次の見廻りまでの期間に使用する硫酸の濃度によることは勿論であるが、その容器の容積によって決る。同じ容積なら雨量計の受水部の口径を小さくするほど長くもつわけである。雨量にあまり影響を与えない範囲でこの20cmという大きさを小さくしたいという目的でこの研究を始めた。

2. 観測設備

観測は神流川観測所***において行なった。一般に普通雨量計には地上20cmの高さに設置するという規定があるが、雨量計を数多く作るのは手間がかかるので、写真-1に示すようにまとめて建物の屋根に埋込む方式と

った。受水部からの雨量は写真-2に示すようにビニール管を伝わり室内に置かれた貯水ビンに貯えられた。設置箇所の周囲は他の建物が図-1に示すように接近し、図-2に示すように屋根の端に果って、場所としては問題となる点もあろう。

屋根上の受水部の配置は図-3に示すように7個3列計21個である。口径としては40.0, 28.3, 20.0, 14.1, 10.0, 7.1, 5.0cmの7種類を考えたが、これは相隣る2つの面積比率が2:1になるような系列である。3列に並んだ各列におけるこれら7種類の配置は図-3に見るようにならまわちであるが、その理由はその位置による影響を消そうとしたからである。

受水部の口径はリングで製作されているが、これが正しい円に作られているかどうかを確かめてみることにした。直径を $\pi/4$ ごとに4つとって平均したものをもって平均直径と考え、これより面積を計算した。(表-1)設計に対してかなりよくできており、面積の設計に対する誤差は0~1.1%の範囲におさまった。

3. 観 測

21個の雨量計は普通雨量計であるから人間が雨量を直接観測しなければならない。これだけ雨量計の数が多いと降雨中の観測は時間の誤差が入るので、雨量は降雨終了後に観測することにした。したがってここで取扱っている雨量は一般の日雨量と違った一雨雨量である。

ここで資料として取扱っているのは昭和30年5月より同32年12月まで227回の降雨であって、雪を含んだ資料は取除いた。これらの資料を雨量の大きさに分類すると

*河川部長 **前河川部水文研究室研究員
***自記気象用計器 自記雨量計 JIS B 7308 (1954)
****岐阜県岐阜市神流川村度儀

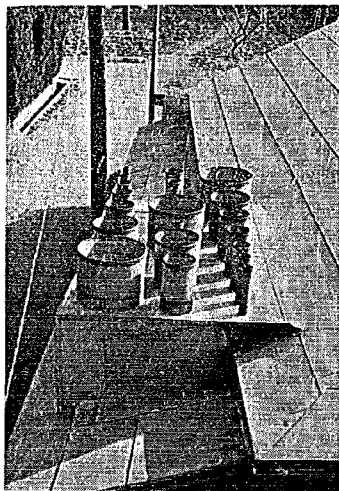


写真-1 口径試験

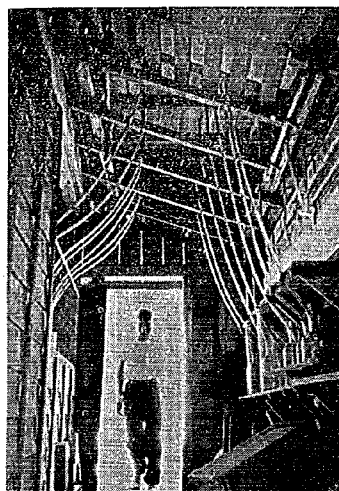


写真-2 口径試験

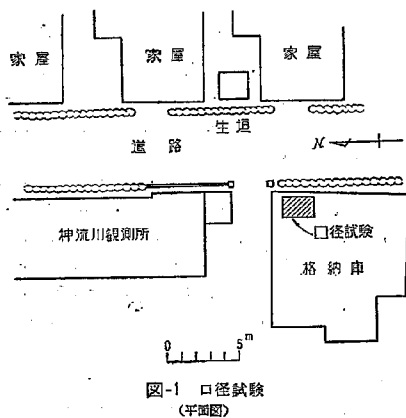
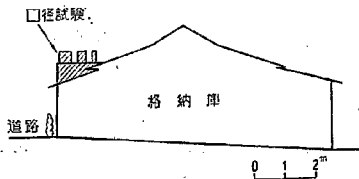
図-1 口径試験
(平面図)図-2 口径試験
(側面図)

表-2のようになる。

4. 資料整理

精度を論ずるにはまず最も確からしい値を得なければ

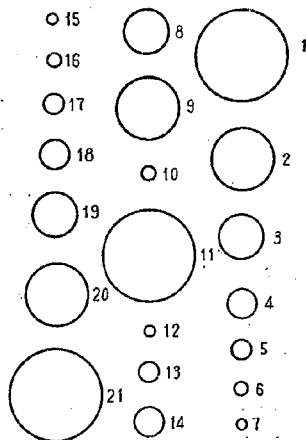


図-3 配置図

ならない。一雨雨量は口径7種類3組計21個観測されているので、初めはこれらの平均をもって最も確からしい値と考えた。しかし各口径について偏差を求めてみると、口径の小さい5.0, 7.1cmの2種類ではかなり違った値を示し、しかもこれらは同一口径の3資料の間でも違いが多い。したがってこれら2種類を除いた残りの5種類3組計15個の平均値をもって最も確からしい値と考えることにする。

同一口径のものは一緒にしてこの最も確からしいもの

表-1 口径測定値および面積

No.	公称直径	測定平均直径	面積
7	5.0	5.02	19.79
12	5.0	5.02	19.79
15	5.0	5.01	19.71
6	7.1	7.10	39.59
10	7.1	7.10	39.59
16	7.1	7.10	39.59
5	10.0	10.03	79.01
13	10.0	10.03	79.01
17	10.0	10.03	79.01
4	14.1	14.17	157.70
14	14.1	14.15	157.26
18	14.1	14.18	157.92
3	20.0	20.03	315.10
8	20.0	20.01	314.47
19	20.0	20.03	315.10
2	28.3	28.31	629.46
9	28.3	28.33	630.35
20	28.3	28.30	629.02
1	40.0	40.10	1,262.93
11	40.0	40.06	1,260.41
21	40.0	40.12	1,264.19

表-2 資料分類

一雨雨量(mm)	回数
～10	134
10～20	36
20～30	23
30～	34
計	227

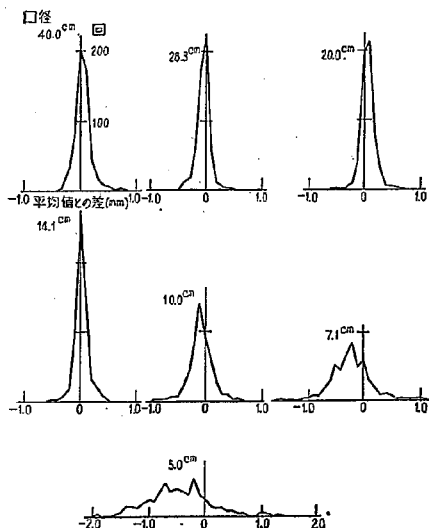


図-4 頻度分布図

表-3 平均値との差および標準偏差

口径	平均値との差	標準偏差
40.0	+0.03	0.16
28.3	-0.04	0.15
20.0	+0.07	0.13
14.1	+0.02	0.16
10.0	-0.07	0.24
7.1	-0.21	0.56
5.0	-0.53	0.79

表-4 平均値とのずれ

口径	0～10 mm	10～20 mm	20～30 mm	30～	全体
40.0cm	0.05	-0.01	-0.01	-0.34	-0.02
28.3	-0.03	-0.07	0.05	0.12	-0.02
20.0	0.07	0.05	0.11	0.03	0.07
14.1	0.01	0.04	0.05	-0.10	0.03
10.0	-0.10	-0.01	0.02	0.06	-0.05
7.1	-0.25	-0.20	0.01	0.54	-0.10
5.0	-0.54	-0.59	-0.37	0.07	-0.44

表-5 標準偏差

口径	0～10 mm	10～20 mm	20～30 mm	30～	全体
40.0cm	0.14	0.18	0.21	0.69	0.33
28.3	0.10	0.26	0.24	0.97	0.41
20.0	0.10	0.16	0.17	0.93	0.37
14.1	0.09	0.28	0.18	1.01	0.41
10.0	0.20	0.27	0.45	0.77	0.37
7.1	0.37	0.95	0.65	3.63	1.53
5.0	0.53	1.08	1.31	3.64	1.57

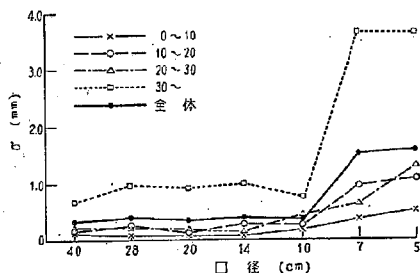


図-5 口径と標準偏差

からの偏差の頻度分布を求めた。この場合一雨雨量として0～30mmの資料について計算したものを図-4に示す。平均値との差および標準偏差は表-3に示すとおりである。

資料を雨量の大きさによって0～10, 10～20, 20～30, 30～mmの4つのグループに分けそれぞれについて平均値とのずれを求めると表-4のようになり、標準偏差を求めると図-5、表-5のようになる。

5. 結果に対する考察

図-4,5, 表-3,4,5 の結果に対して次のことが言える。

(i) 口径 40.0 cm から 14.1 cm までの4種類の雨量計については平均値のずれはいずれも 0.1 mm 以下であって、標準偏差はほとんど一致しており、それぞれの観測値の間に差異は認められない。

(ii) 口径 10.0, 7.1, 5.0 cm と減少するに従い標準偏差の頻度分布図は扁平になり、標準偏差を比べてみると 40.0~14.1 cm のものに対して 10.0 cm のもので約1.7倍、7.1 cm のもので約3倍、5.0 cm のもので約5倍になり、測定誤差が急に増していくのが認められる。

(iii) 偏差の平均値よりのかたよりを見ると口径7.1, 5.0 cm のものではかなり負の値をもつ。すなわち、10.0 cm より小さな口径では口径の大きさが小さくなるにしたがって通常のものより小さな雨量を測る傾向が見られる。

(iv) 雨量が大きいかほど標準偏差は大きくなるが、こ

れを相対誤差で表わせばそれほど増さない。(ii) (iii) で述べられた傾向は雨量の範囲にかかわらず認められる。

(iv) 以上の結果を総合すると次のことが言える。雨量計の口径としては 14.1 cm 以上のものであることが望ましく、最小 10.0 cm 程度に止めるべきであると考ええる。

6. 結 語

観測雨量の範囲について言うときあまり大きな雨量を含んでいないとか、雨量計設置箇所の条件があまりよくなかったとか、いくつかの問題点は残されておるが、雨量計受水部の口径が雨量にどの程度の影響を及ぼすかについてはこれで一応の解答が得られたと考えてよいであろう。JIS で口径 20 cm と定められている根拠はこれまではっきりとしていなかったが、これが再確認されるような結果が得られたのはおもしろいことである。

なお本研究には永田豊君（東大・大学院学生）、片山ゆき子君の協力を得た。ここに記して感謝の意を表わす。

河川の流下速度の観測方法

竹 内 俊 雄*
鶴 岡 稔 雄**
牧 隆 正***

(昭和 36 年 5 月)

要 旨

河川勾配 1/200~1/300 程度の神流川で流量 $10\text{m}^3/\text{sec}$ の際に、流下距離 1.1, 7.3, 23.9km に対して硫酸マンガンをそれぞれ 5, 25, 90kg を投入して河川の流下速度の実験を行ったところ、此の程度の薬品使用量で流下速度の観測は出来た。

目 次

1. 緒 言	(1)
2. 河 道	(2)
3. 観 測	(2)
4. 得られた結果	(3)
5. 結果に対する考察	(4)
6. 結 語	(5)

1. 緒 言

河川流出の研究の基礎となる観測といえこれまで流域内の幾つかの地点で行う雨量観測と流域末端で行う流量観測とに限られて来た。観測により得られた雨量とこれに対応する流量とを総量で比較して、降った雨量のうちどれ位の割合が流出に寄与したかということを第 1 に研究する。次に、雨量及び流量の時間的分布も観測されて居る場合には、雨量のうちから有効雨量を考え、これにおくれを仮定して与え****、更にこれをつぶして得られた計算ハイドログラフが観測流出量と一致するかどうかについて研究する。

流域の末端で得られる流出量は流域各地点に降った雨が流下して集合したものである。流下の途中の現象をおさえることは非常にむづかしいので、上記の第 2 段の研究ではおくれの値は観測によらずに任意に値を仮定して、流出量を計算し、最終結果がよかった場合にはその選択がよかったと判定するという方法を採用して居る。雨滴が地面に落ちてから河道に流入するまでは複雑なルートをとるため観測はむづかしいので、ここでは河道に入ってからに問題を限って考えることにしよう。而も洪水時には観測がむづかしいので、先づ手初めとして低水時に河道内を流下する河川速度を求める観測に着手したのである。

山地流域の河道の上流、下流の 2 点間を流れはどんな速さで流下して居るかという問題を解かうとする場合、一般の流速公式は殆んど適用出来ない。流速公式は或る地点について考えるものであり、而も断面は理想的なものを考えて居るのに対して、実際の河川の 2 点間では断面も勾配も変っているのである。従って特定の河川を対象とする場合には実測で決めるより致し方がない。その方法として一般に物理的と化学的との 2 方法が考えられる。物理的方法としてはガソリン罐を流下させた例もあるが、途中をどうして追跡していくかに問題が有るので、ここでは化学的方法をとりあげて説明することにする。

最初に使用した薬品はフルオレッセンという蛍光物質であった。これを使用して前後 17 回に亘って河川の流下速度の実験を行い次に示す様な結果を得た。

(イ) フルオレッセンの検出には、紫外線を当てる必要であって、これを太陽に頼るとすると曇天及び夜間には作業出来ない。紫外線灯を使用しても

*河川部長 **前河川部水文研究室 研究員 ***地質化学部 化学研究室 主任研究員
****竹内俊雄「河川流出に関する 2, 3 の計算法」所報 103, p. 92~93

その強さは太陽のそれと比べてずっと弱いから夜間作業は困難である。

- (b) 蛍光という光でとらえるのは液体の色で識別するより困難である。
- (c) 検出したものは定性的な判断は出来ても定量的には換算出来ない。
- (c) 各実験で使用した薬品量は充分といえる量ではない。

以上の理由からフルレッシェンの使用をやめ、次に硫酸マンガンをを用いた実験を始めた。これには以下述べるようなフルレッシェンには無い利点があるからである。

2. 河 道

流下試験は神流川という特定の河川を選んで行った。流下速度は流量と河道との双方によって決まるものであるから、此の河道の特性がどうであったかを説明することが必要になる。河道の特性を定量的に表はすことはむづかしいので、ここでは定性的に述べるにとどめる。

神流川の流域は図-1に示す様に細長い形状をして居り、3回の薬品投入は図中それぞれ×印の地点に於て行い、流域末端の○印地点に於て採水した。図中の万場地点より鬼石地点に至る約20 km は殆んど一様なU字形河谷をして居る。此の川で $10\text{m}^3/\text{sec}$ という流量は年平均流量程度であって、河道が幾筋にも分れる乱流は殆んどみられない。途中数ヶ所に大きい彎曲部があるがここでも乱流はして居ない。万場より下流9.6 kmの坂原地点には取水堰堤があるため、これより下流6.3 km間は河道と取水水路との2岐に分れ、矢納発電所のところで合流する。本川流量 $10\text{m}^3/\text{sec}$ の場合、取水水路と発電所間では本川側に $8\text{m}^3/\text{sec}$ 、取水水路側に $2\text{m}^3/\text{sec}$ とに配分され複雑な水理現象を呈する。

尚第2回目の投入を行なった地点は矢納発電所よりの放流が本川に合流したところより下流寄りである。

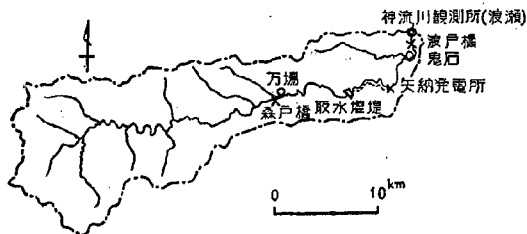


図-1 神流川流域



写真-1 投 入

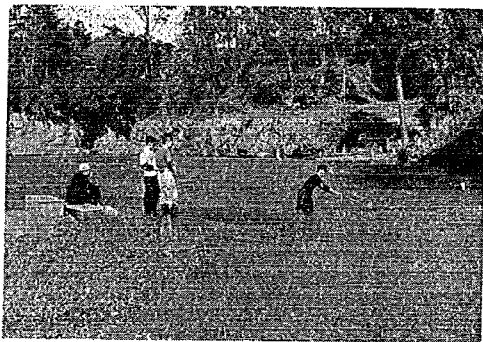


写真-2 採 水

3. 観 測

(1) 投 入

上流地点で硫酸マンガンを投入した。此の場合容器に硫酸マンガンを入れ之を水で充分溶解させ、容器を水面近くまで持って行って写真-1に示すようにすばやく集中的に水面に落下せしめる。これはソースになるべく点で加えられるようにしたからである。此の為には橋の上からではなく、水面近くまで近づいたり、流心が河岸より離れているところでは流れに入って流心に近づくといふ様に努力した。

投入量は表-3に示す様な値を採用した。必要投入量は流量及び流下距離によって決まるものであるが、表に示した値は全く任意に決めた値である。

(2) 採 水

採水地点ではそこから上流何kmも流下して来たのであるから、その間ではよく混合して居るため採水断面に於ける濃度は一様であると仮定して1点のみで

表-1 薬品投入地点

回数	観測年月日	始 点	終 点	流下距離 (km)
第 1 回	33.11.5	渡戸橋 (瀬瀬・鬼石間)	神流川観測所	1.1
2	33.11.6	矢納發電所 (矢納沢口)	" "	7.3
3	33.11.8	森戸橋 (万場町上流)	" "	23.9

表-2 マンガン濃度の時間的変動

第1回 (33.11.5)		第2回 (33.11.6)		第3回 (33.11.8)	
投入 渡戸橋		投入 矢納発電所		投入 森戸橋	
採水 渡 瀬		採水 渡 瀬		採水 渡 瀬	
時 刻 時.分.秒	含有量 mg/L	時 刻 時.分.秒	含有量 mg/L	時 刻 時.分.秒	含有量 mg/L
15.38	0.04	14 40	0 04	15.34	0.15
40	0.05	50	0.04	31.30	0.15
41	0.05	15.00	0.04	35.15	0.115
42	0.075	10	0.048	35.45	0.143
43	0.15	21	0.048	36.30	0.125
44	0.30	22	0.064	37.30	0.104
45	0.15	23	0.075	38.30	0.104
46	0.15	24	0.06	39.15	0.107
47	0.13	25	0.088	40	0.136
48	0.136	26	0.091	41	0.088
49	0.088	27	0.071	42	0.113
50	0.067	28	0.088	43	0.167
51	0.046	29	0.158	43.45	0.15
52	0.04	30	0.107	44.45	0.10
53	0.071	31	0.143	47	0.092
54	0.075	32	0.12	52	0.070
55	0.065	32.30	0.15	58	0.053
56	0.056	33	0.13	16.15	0.042
57	0.048	33.30	0.125		
58	0.040				
				12.45	0.041
				13.00	0.042
				15	0.042
				22	0.04
				24	0.04
				27	0.047
				29	0.04
				32	0.083
				34	0.04
				37	0.071
				39	0.042
				42	0.067
				44	0.04
				47	0.044
				49	0.086
				52	0.048
				54	0.04
				57	0.04
				59	0.04
				14.04	0.04
				14.07	0.04
				11	0.04
				14	0.04
				17	0.04
				20	0.04
				23	0.04
				26	0.06
				29	0.04
				33	0.065
				36	0.04
				39	0.04
				43	0.04
				46	0 04
				49	0.04
				53	0.075
				56	0.04
				59	0.04
				15.03	0.10
				06	0.04
				09	0.04

採水することにした。但し写真-2に見る様に流心部附近から採水する様につとめた。採水はひしゃくを用い試料としては毎回1000c.c.とった。

採水時間間隔は流下距離の大小に応じて変えた。流下距離1.1, 7.3kmの場合ピーク附近では30"~1', 23.9kmの場合では2'とし、その前後はそれより適当にきめた。

(3) 検 出

検出には2つの目的が有った。上流で投入した薬品が下流に何時から到達するかをみるには到達する前から採水を何度も繰返さなければならないが、此の為には定性的な検出だけで充分である。次に薬品の存在が確認された試料につき、マンガンの含有量を定量的に判定するための実験を行う。此の値は時間的に変動して居るので或る時間間隔で採水された試料につき実験を行なうことが必要になる。

(i) 定性

採水した試料に塩酸ヒドラキシラミンを加えると赤紫色を呈する。

(ii) 定量

試水50c.c.をとり、これに過酸化銀0.1~0.15grを加え、更に硫酸濃度が約10%になるように加えてかきまぜる。常温で約10分間放置するか、或は2分間水浴上で加熱すると桃色の過マンガン酸の発色が見られる。同様に処理した標準溶液の発色と比較する。

4. 得られた結果

実験は表-1に示すやうな区間で3回行ったのであるが、流域末端で測定した河川の流量のマンガン濃度の時間的変動を示すと表-2及び図-2の様になる。実験は1日に1回行い、第1, 2回は1日毎に、第3回は1日

表-3 平均流下速度

回 数	流下距離 (km)	フロント到達までの 所要時間 (sec.)	平均流下速 度 (m/sec)
第1回	1.1	660	1.67
2	7.3	6 660	1.10
3	23.9	22 140	1.08

おいて行い、前回の薬品が次回に影響するのを防いだ。

表-3にはフロントの到達までの所要時間及びその平均流下速度を示した。

表-4には流域末端で検出したマンガン量の総量を示してある。尚此の表には検出地点に於ける測定時の流量を記入してあるが、流下区間の平均流量の推定値をも併せ記した。投入地点の流量は観測していないので採水地点の流量から比流量により推定し、これと採水地点の流

量との平均を以て平均流量と考えた。

一般の河川ではマンガンの含有量は少くその量は痕跡程度であるが、神流川では流域にマンガン鉱を産出するため 0.04mg/L 含有されている。定量された値からこの量を差引いたものがここで添加したマンガンの量とした。

5. 結果に対する考察

(1) フロントの流下速度

採水試料でマンガン濃度が図-2に示すように急に増加して居るところを以て流下物質の最初の到達点と考える。図にみられるように初め点で投入したものが下流まで来る間に可成りひろがるものであることがわかる。

表-3に示す流下区間の平均流下速度を見ると第1回は大きく第2、3回は略等しくて前者より小さい。第1

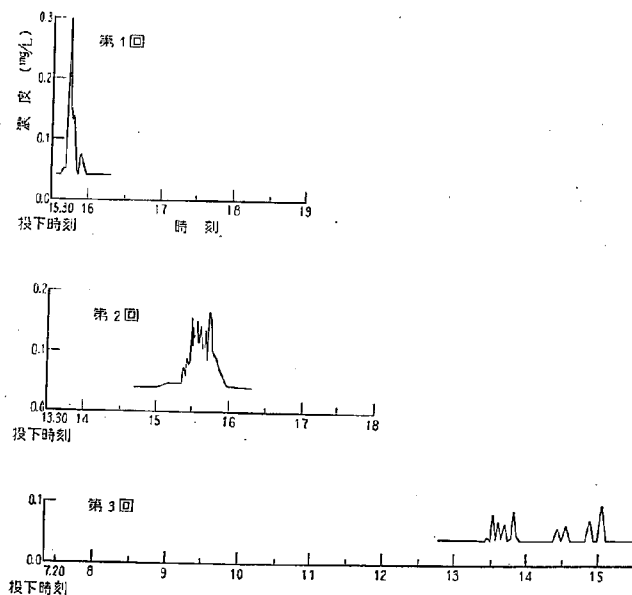


図-2 マンガン濃度の時間的変動

表-4 検出 マンガン 量

回 数	流下距離 (km)	検出地点の 流量 (m ³ /sec)	平均流量 (m ³ /sec)	投 入 量		検 出 量 (kg)	回収率(%)
				硫酸マンガ ン (kg)	マンガ ン (kg)		
第1回	1.1	12.79	12.79	5	1.25	0.77	62
2	7.3	12.86	12.05	25	6.25	1.76	28
3	23.9	10.52	8.86	90	22.50	0.62	3

回目の大きいのは河道として一番整正されたところであり区間の上流端と下流端との間の平均流速も他の2つに比べて最も大きかった為であると考えられる。次に第2, 3回の値が略等しくなったのは、距離が長い為平均化されたものと推測される。距離の長い方の第3回目では先がぼやける傾向が大きくなって来るかと推測して居たのであるが、第2回目に比べて大して濁はず一定限界に達したかのように考えられる。

(2) 流下総量

3つの実験で図-2に示す時間内に流域末端を通過したマンガン量を計算したものが表-4に示されて居る。第1回の実験ではその回収率は可成り良い結果を示しているが、第3回となると距離は長くなり而も途中流れは2岐になって居り複雑な水理現象を呈する等のため回収率はぐっと悪くなっている。第3回の様な条件での実験は無理であると考へたい。

6. 結 語

(1) フロントの流下速度

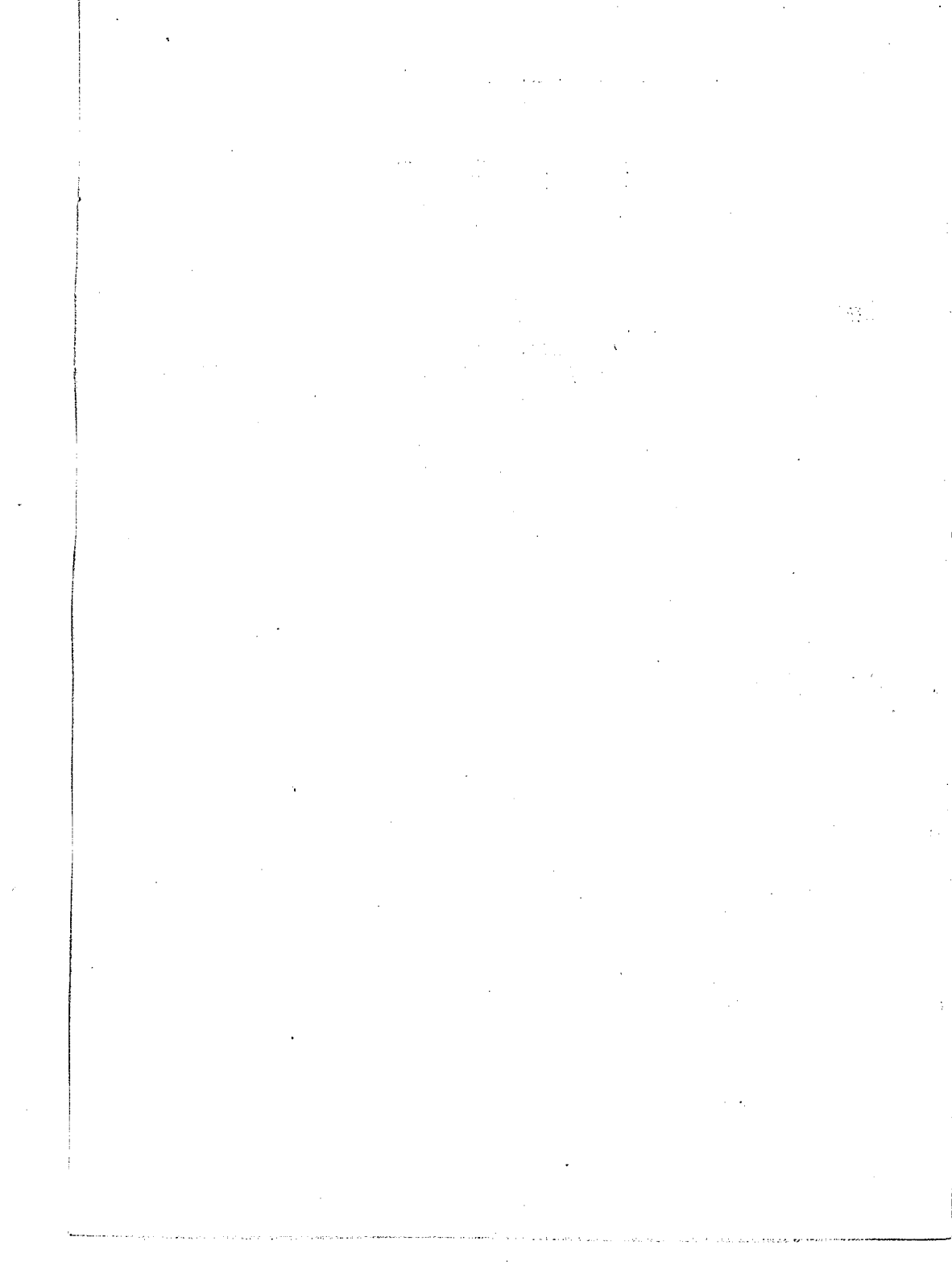
投入した硫酸マンガンの量は任意に選んだのであるが、実験1, 2については此の程度の使用量で可成り良い結果を与えて居ると考へてよいが、実験3ではやや不明瞭である。

(2) 流下総量

実験1, 2程度の回収率なら比較的良好的な結果が得られて居ると考えられるが、実験3になると実験が無理であると判定する。

附 記 :

現場観測に当っては神流川観測所各員の協力を得た。ここに記して感謝の意を表す。



コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究(1)

— コンクリート版の温度変化について —

(昭和35年7月)

岩 間 滋*

Experimental Studies on the Structural Design of Concrete Pavement (1)

— On the Temperature Variation of Concrete Pavement —

(July 1960)

S. Iwama

Synopsis:

Full scale concrete slabs with thickness of 15, 20 and 25 cm were paved at Tokyo. The temperature at various positions in these slabs has been measured for 3 years, except half of these slabs which were covered with asphalt concrete 5 cm in thickness, has been surveyed for 1 year.

The amount and frequency of internal stress are deduced from the data of temperature gradient by a graphical method proposed by the author. As fundamental data for the study of warping stress, temperature differences through the slabs are analysed. The daily and seasonal temperature variations at the bottom of the slabs are also analysed, for the study of frictional stress. These three thermal stresses are discussed from the standpoint of daily variations.

Some simplified methods to measure temperature in the slabs are tested and judged if they are practically useful.

要 旨

厚さ15, 20, 25cmの実物大のコンクリート舗装を東京で施工し、舗装各点の温度を3年間観測した。また、これらのコンクリート版の上に厚さ5cmのアスファルトコンクリートをかぶせた後の舗装各点の温度を1年間観測した。

温度の深さ方向の変化から内部応力の大きさと度数を図解法で求めた。そりこう変形力を求めるための基礎資料となるコンクリート版上下両面の温度差の大きさと度数、ならびに摩擦応力を求めるための基礎資料となるコンクリート版底面温度の日変化量と年変化量を得た。また、これら三種の温度応力が1日間にどのように変化しているかがわかった。

最後にコンクリート版の温度を測定する各種簡便法の可否を明らかにした。

目 次

1. 緒 言.....(2)	[3] コンクリート版の日最高温度と日最低温度.....(11)
2. 温度応力の理論.....(2)	[4] コンクリート版表面温度の日振幅.....(15)
[1] 概説.....(2)	[5] コンクリート版の上下両面の温度が等しくなる時刻.....(16)
[2] Timoshenkoの温度応方式.....(2)	[6] コンクリート版上下両面の温度差の最大値とその時刻.....(16)
[3] Thomlinsonの温度応方式.....(3)	[7] コンクリート版上下両面の2時間ごとの温度差.....(19)
[4] Westergaardの温度応方式.....(5)	[8] コンクリート版温度の深さ方向の分布.....(21)
3. 試験舗装の概要.....(6)	[9] コンクリート版底面温度の日変化.....(24)
4. 測定項目と測定方法.....(7)	[10] コンクリートの熱拡散率.....(25)
[1] コンクリート版および路盤の温度.....(7)	[11] 土の熱拡散率.....(26)
[2] 気象観測.....(8)	
5. コンクリート版の温度変化.....(8)	
[1] コンクリート版温度の平面的分布.....(8)	
[2] コンクリート版温度の1日間の変化.....(10)	

* 道路部 舗装研究室 研究員

- | | |
|-----------------------------|-------------------------|
| [12] コンクリート版温度の年変化.....(26) | [4] アスファルトコンクリート 5 cm を |
| [13] コンクリート版表面温度日振幅と上 | かぶせたコンクリート版の上下両面 |
| 下両面温度差の関係.....(28) | の温度差.....(31) |
| [14] コンクリート版の温度応力の組合せ | [5] アスファルトコンクリートの熱拡散 |
|(29) | 率.....(32) |
| 6. 厚さ 5 cm のアスファルトコンクリート | 7. コンクリート版温度変化を測定または推 |
| で被覆したコンクリート版の温度とアス | 定するための簡便法.....(33) |
| ファルトコンクリートの温度.....(29) | [1] 水銀温度計 (またはアルコール温度 |
| [1] アスファルト被覆コンクリート版の | 計) によるコンクリート版温度の観 |
| 温度の日変化.....(29) | 測.....(33) |
| [2] アスファルトコンクリート表面の日 | [2] 気温の観測.....(33) |
| 最高温度と日最低温度.....(30) | [3] 湿度の観測.....(35) |
| [3] アスファルトコンクリート 5 cm の | [4] 日射の観測.....(35) |
| 下のコンクリート版表面温度と裸の | [5] 風速の観測.....(36) |
| コンクリート版表面温度の関係.....(31) | 8. 結論.....(36) |

1. 緒 言

コンクリート舗装については、すでに数多くの設計方法が発表されており、そのうちのいくつかは、かなり高く権威づけられている。しかし実際につくられたコンクリート舗装を観察すると、限られた部分に特に多くのひびわれが発生しているようである。その部分は以前は隅角部であったが、スリッパバーなどで隅角部を補強するようになった現在では、縦縁部中央付近となっている。少なくともコンクリート舗装版が平面的にみて釣合いのとれた構造になっていないことは確かである。

また、コンクリート舗装の深さ方向の構造的強さを釣合いのとれたものにするのも従来の設計公式では不可能である。従来の設計公式によれば、路盤の支持力は四乗根ないし八乗根の形でしかはいってこないから、その影響は極めて小さい。しかし、実際のコンクリート舗装において路盤のはたす役割は非常に大きいことが経験上十分に認められている。

本研究は平面的にも、深さ方向にも、釣合いのとれた構造のコンクリート舗装の設計法を求めるのを目的とし、まずコンクリート舗装版各部の応力を実験的に解析し、次に構造上の弱点であることがわかった部分を補強する方法を実験的に研究したものである。

コンクリート版各部の応力のうち、第1に着目したのはヒビワレの発生しやすい縦縁部の応力である。この部分の応力としては、荷重応力と温度応力が大きいと考えられる。そのうち温度応力については従来すでにいくつかの公式が発表されてきたが、これらの公式の基礎となるコンクリート版の温度変化ないし温度差の実測例はほとんど発表されていない。そのような実測例はわが国では皆無であり、諸外国でも発表されたものは極めて少ない。そこで、第1にコンクリート版内各点の温度はどのように変化しているかを実測し、第2にコンクリート版の温度変化を実測する方法を調べることを目的として、実物大のコンクリート舗装をつくって各種観測を行なった。その結果を本研究の第1報として報告する。

2. 温度応力の理論

[1] 概 説

コンクリート版の各部は温度変化のために長さ変化を起こそうとするが、それが何らかの条件によって妨げられると、応力 (いわゆる温度応力) が生ずる。たとえば一次元の場合、弾性係数が E 、膨張率が α 、長さが L の細長い棒の温度が θ だけ上昇したとすると、自由に膨張した時の長さは $L(1+\alpha\theta)$ で応力は生じないものとする。この膨張が自由に行なわれず、膨張後の長さが $L(1+\beta)$ になったとすると、一たん自由に膨張させたものに外力 (こう束力) を加えて $L(1+\beta)$ まで縮めたと考える。外力によるひずみは $(\alpha\theta-\beta)$ であるから、 $(\alpha\theta-\beta)E$ なる応力が生ずる。まったく膨張しなかった場合には $\beta=0$ であるから、 $\alpha\theta E$ なる応力が生ずる。

コンクリート版の温度応力は三次元的なものであるため、かなり複雑であるが、便宜上次の三つにわけて考えることができる。

a. 内部応力 コンクリート版の深さ方向の温度変化が直線的でないために生ずる応力。

b. 端部こう束応力 (広義) コンクリート版が全体として平面的に伸縮しようとするのを妨げる場合に生ずる応力、この応力はこう束力によって二つにわけられる。すなわち、隣の版などによってこう束されるために生ずる狭義の端部こう束応力と、路盤摩擦によってこう束されるために生ずる摩擦応力とである。

c. そりこう束応力 コンクリート版が上下の温度差によってそうしようとするのを妨げる場合に生ずる応力。こう束力としては隣りの版によるこう束、スリッパバー、タイバーなどによるこう束、コンクリート版の自重などがある。なおコンクリート版の表面が底面より高温である場合を正の温度こう配、正のそりということにする。

[2] Timoshenko の温度応力式

Timoshenko は温度変化によるコンクリート版の内部応力を(1)式で与えた。¹⁾

¹⁾ Timoshenko ; "Theory of Elasticity"

$$\begin{aligned}
 i\sigma_i = & -\frac{\alpha E \theta_z}{1-\mu} + \frac{1}{h(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z dz \\
 & + \frac{12(\frac{h}{2}-z)}{h^3(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z (\frac{h}{2}-z) dz \dots\dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

ここで、 $i\sigma_i$: コンクリート版中央部で表面から深さ z cm の点の内部応力 (kg/cm²)

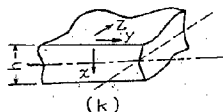
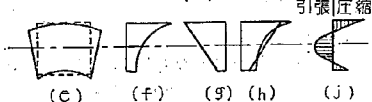
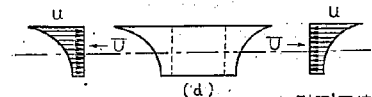
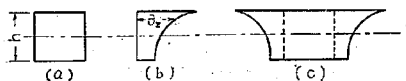
α : コンクリートの膨張率 (°C⁻¹)

端部こう東応力は図-1の説明からわかるように、(1)式の第2項の符号を変えたものであるから、完全こう東の場合、

$$e\sigma_i = -\frac{1}{h(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z dz \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $e\sigma_i$: コンクリート版中央部の端部こう東応力 (kg/cm²)

そりこう東応力は(1)式の第3項の符号を変えたものであるから、完全こう東の場合



まず二次元で考え、コンクリート版は紙面に直角方向にごく薄いものとする。(a)の形のコンクリート版に(b)のような温度変化が生じた場合、コンクリート版が多数の水平方向の薄層からなりたっているとすれば、(c)のように変形する。このコンクリート版に(b)と同じように分布し、強さが $\alpha E \theta_z$ である分布力 u を(d)のように頭の中で考えれば、各層は元の形にもどり、薄層の仮定は不要になる。次に分布力 u の総和に大きさが等しく方向が反対の集合力 U を頭の中で考えると、 U による応力は(g)、 u による応力は(f)の形になる。実際には想像上の力 U と u は全体として釣合っているから、応力としては(f)と(g)の和、すなわち(h)または(j)の形のものが生ずる。

同じようなことを紙面に直角な方向について考えれば、(1)式をうることができる。(1)式で第1項は u による応力、第2項は U による直圧力、第3項は U による曲げ応力であると考えられる。

図-1 温度変化によるコンクリート版の内部応力の説明

2) Concrete and Constructional Engineering Vol.35 (1940) June

$$w\sigma_i = -\frac{12(\frac{h}{2}-z)}{h^3(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z (\frac{h}{2}-z) dz \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $w\sigma_i$: コンクリート版中央部のそりこう東応力 (kg/cm²)

[3] Thomlinson の温度応力式

Thomlinson はコンクリート版表面の温度が正弦曲線で変化すると仮定した。²⁾

$$\theta = \theta_0 + \theta_1 \sin 2\pi \frac{t}{T_1} + \theta_2 \sin 2\pi \frac{t}{T_2} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 θ : コンクリート版表面の温度 (°C)

θ_0 : コンクリート版表面の平均温度 (°C)

θ_1 : コンクリート版表面の1日を周期とする温度振幅 (°C) (半振幅)

θ_2 : コンクリート版表面の1年を周期とする温度振幅 (°C) (半振幅)

T_1 : 周期 = 1日 = 86400秒

T_2 : 周期 = 1年に 31536000秒

t : 時間 (秒)

(4)式で第1項 θ_0 は温度応力に無関係なので省略する。第2項から温度の日変化による応力が導かれ、第3項から温度の年変化による応力が導かれるが、式の取り扱いはいくく同じであるから、第2項だけについて計算する。

コンクリート版が深さ方向に無限に広がる固体であるとする、深さ z cmの点の温度は(1)式を熱伝導方程式に代入すれば

$$\theta_z = \theta_1 e^{-\alpha z / \phi} \sqrt{\pi/T} \sin\left(\frac{2\pi}{T_1} t - \frac{z}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}}\right) \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 ϕ^2 : コンクリートの温度伝導率 (熱拡散率)

$= \nu / c \rho$ (cm²/sec)

ν : コンクリートの熱伝導率 (cm-g/sec² °C)

c : コンクリートの比熱 (cm²/sec² °C)

ρ : コンクリートの密度 (g/cm³)

(5)式の計算結果は図-2に示すとおりである。Thomlinsonによればどんな深さの点の温度も正弦曲線で変化している。各時刻における深さ方向の温度変化を図-2からとった結果は図-3に示すとおりである。すなわち、Thomlinsonによれば正の温度こう配と負の温度こう配は対称である。

(5)式を(1)式に入れて Thomlinson の内部応力式をうる。

$$i\sigma_i = A_i \sin 2\pi \frac{t+t_i}{T_1} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 A_i : 内部応力の振幅 (kg/cm²) (半振幅)

t_i : 内部応力の位相差 (秒)

コンクリート版表面 $z=0$ においては

$$A_i = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \left\{ \left(-1 + \frac{2}{\tau} \right) + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \cos \tau - \frac{e^{-\tau}}{\tau} \right\}$$

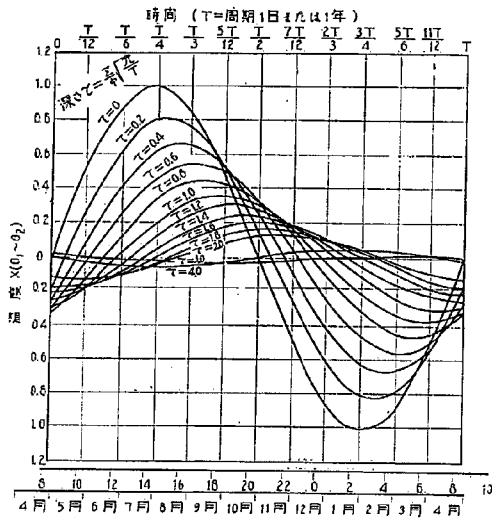


図-2 表面温度が正弦変化するときの場合の各深さにおける温度の時間的変化の計算値

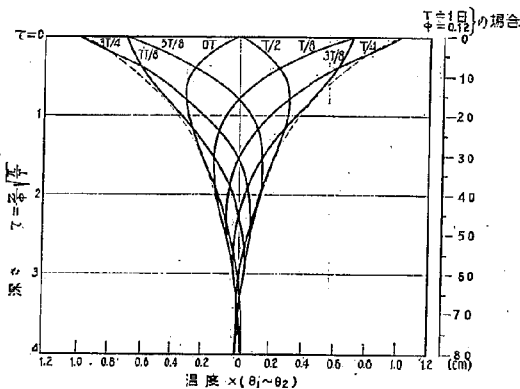


図-3 表面温度が正弦変化するときの場合の各時刻における深さ方向の温度分布の計算値

$$\times \left(1 + \frac{3}{\tau}\right) \sin \tau \left\{ \frac{1}{\tau} \left(-2 + \frac{3}{\tau}\right) + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \sin \tau - \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(1 + \frac{3}{\tau}\right) \cos \tau \right\}^{1/2} \dots (7)$$

$$\tan 2\pi \frac{t_i}{T_1} = \left[\frac{1}{\tau} \left(-2 + \frac{3}{\tau}\right) - \frac{3}{\tau} \sin \tau - \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(1 + \frac{3}{\tau}\right) \cos \tau \right] / \left[\left(1 - \frac{2}{\tau}\right) + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \cos \tau - \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(1 - \frac{3}{\tau}\right) \sin \tau \right] \dots (8)$$

ここで、 $\tau = \frac{h}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}}$ (9)

コンクリート版底面 $z=h$ においては

$$A_i = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \left\{ \left[-\frac{1}{\tau} - e^{-\tau} \left(1 + \frac{2}{\tau}\right) \cos \tau + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(2 + \frac{3}{\tau}\right) \sin \tau \right]^2 + \left[\frac{1}{\tau} \left(1 - \frac{3}{\tau}\right) + e^{-\tau} \left(1 + \frac{2}{\tau}\right) \sin \tau + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(2 + \frac{3}{\tau}\right) \times \cos \tau \right]^2 \right\}^{1/2} \dots (10)$$

$$\tan 2\pi \frac{t_i}{T_1} = \left[\frac{1}{\tau} \left(1 - \frac{3}{\tau}\right) + e^{-\tau} \left(1 + \frac{2}{\tau}\right) \times \sin \tau + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(2 + \frac{3}{\tau}\right) \cos \tau \right] / \left[-\frac{1}{\tau} - e^{-\tau} \left(1 + \frac{2}{\tau}\right) \cos \tau + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \left(2 + \frac{3}{\tau}\right) \times \sin \tau \right] \dots (11)$$

内部応力の大きさはこう束の有無、程度に
関係しないといういちじるしい特長をもつて
いる。また内部応力の大きさは表面と底面で
一般に相違しており、Thomlinson によれば
共に正弦的に変化している。

(5)式を(2)式に入れて Thomlinson の端部こ
う束応力を得る。

$$e\sigma_i = A_e \sin 2\pi \frac{t+t_e}{T_1} \dots (12)$$

ここで、

$e\sigma_i$: こう束が完全な場合のコンクリート版
中央部における端部こう束応力

(kg/cm²)

A_e : 端部こう束応力の振幅 (kg/cm²)

(半振幅)

t_e : 端部こう束応力の位相差 (秒)

$$A_e = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \frac{1}{\sqrt{2}} \left[1 - 2e^{-\tau} \cos \tau + e^{-2\tau} \right]^{1/2} \dots (13)$$

$$\tan(2\pi \frac{t_e}{T_1} + \frac{\pi}{4}) = \frac{-e^{-\tau} \sin \tau}{e^{-\tau} \cos \tau - 1} \dots (14)$$

端部こう束応力は全断面に均一に生ずる。

(5)式を(3)式に入れて Thomlinson のそりこう束力
を得る。

$$w\sigma_i = A_w \sin 2\pi \frac{t+t_w}{T} \dots (15)$$

ここで、 $w\sigma_i$: 完全こう束の場合のコンクリート版中央
部におけるそりこう束応力 (kg/cm²)

A_w : そりこう束応力の振幅 (kg/cm²)

(半振幅)

t_w : そりこう束応力の位相差 (秒)

$$A_w = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \times 3$$

$$\times \left\{ \left(\frac{1}{2\tau} - \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} \sin \tau + \frac{e^{-\tau}}{2\tau} (\cos \tau - \sin \tau) \right)^2 + \left(\frac{1}{\tau^2} - \frac{1}{2\tau} - \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} \cos \tau - \frac{e^{-\tau}}{2\tau} (\cos \tau + \sin \tau) \right)^2 \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (16)$$

$$\tan 2\pi \frac{t_w}{T_1} = \left[-\frac{1}{\tau^2} + \frac{1}{2\tau} + \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} \cos \tau + \frac{e^{-\tau}}{2\tau} \times (\cos \tau + \sin \tau) \right] / \left[-\frac{1}{2\tau} + \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} \sin \tau - \frac{e^{-\tau}}{2\tau} (\cos \tau - \sin \tau) \right] \dots\dots\dots (17)$$

そりこう東応力はコンクリート版の表面と底面で大きき相等しく符号が反対である。(位相が12時間ずれていると考えてもよい。)

実際のコンクリート版端部こり東応力と、そりこう東応力は、こう東の程度によって相違する。こう東の程度を0から1の範囲内の適当な値をとる係数 C_e , C_w で表わせば、両応力はそれぞれ $C_e \cdot w_i$, $C_w \cdot w_i$ になる。

結局 Thomlinson によればコンクリート版は温度変化によって次のような合成応力を受ける。

$$r\sigma_i = A_i \sin 2\pi \frac{t_i + t_e}{T_1} + C_e \cdot A_e \sin 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \sin 2\pi \frac{t_w}{T_1} = A_r \sin 2\pi \frac{t + t_r}{T_1} \dots\dots\dots (18)$$

$$A_r = \left\{ \left(A_i \sin 2\pi \frac{t_i}{T_1} + C_e \cdot A_e \sin 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \sin 2\pi \frac{t_w}{T_1} \right)^2 + \left(A_i \cos 2\pi \frac{t_i}{T_1} + C_e \cdot A_e \cos 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \cos 2\pi \frac{t_w}{T_1} \right)^2 \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (19)$$

$$\tan 2\pi \frac{t_r}{T_1} = \left[A_i \sin 2\pi \frac{t_i}{T_1} + C_e \cdot A_e \sin 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \sin 2\pi \frac{t_w}{T_1} \right] / \left[A_i \cos 2\pi \frac{t_i}{T_1} + C_e \cdot A_e \cos 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \cos 2\pi \frac{t_w}{T_1} \right] \dots\dots\dots (20)$$

A_i , A_e , A_w , t_i , t_e , t_w , t_r の数値計算結果は図-4 および図-5に示すとおりである。

図-4 を見ると、内部応力はコンクリート版上下両面とも日中に圧縮、夜間引張りになること(版の中心面の応力はこれと反対である) 端部こり東応力はコンクリート版各点とも日中は圧縮で、夜間は引張りであること、そりこう東応力はコンクリート版底面においては日中引張で早朝圧縮であること(表面はこれと反対である)がわかる。

以上温度の日変化による応力を考えたが、温度の年変化による応力も $T_1=86,400$ 秒の代りに $T_2=31,536,000$

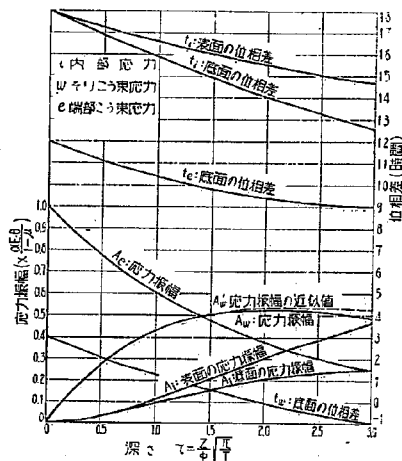


図-4 Thomlinson の温度応力の振幅と位相差

00秒とおいて全く同じように求めることができる。ただし、 $\tau = z/\phi \sqrt{\pi/T_2}$ を $\phi=0.12$, $T_2=31,536,000$ として計算すると、 $\tau=1/0.12 \sqrt{3.14/31536000} z=0.00263z$ であって $z=30\text{cm}$ としても $\tau=0.079$ にすぎない。

図-4 から $\tau=0.079$ に対する A_i と A_w を読むと $A_i=0$, $A_w=0.057 \frac{2E\theta_0}{1-\mu} \approx 2.5\text{kg/cm}^2$ であって極わめて小さいことがわかる。したがって、温度の年変化による応力としては端部こり東応力だけを考えればよく、内部応力とそりこう東応力は考える必要がない。

[4] Westergaard の温度応力式

Westergaard はスプリング路盤の仮定の他に、コンクリート版の温度は深さ方向に直線的に分布すると仮定して、そりこう東応力を求めた。

幅 B で長さ無限大のコンクリート版の最大そりこう東応力は³⁾

$$w\sigma_y = w\sigma_i \left\{ 1 - \frac{2 \cos \lambda \cosh \lambda}{\sin 2\lambda + \sinh 2\lambda} \left\{ (\tan \lambda + \tanh \lambda) \cos \frac{y}{\sqrt{2}l} \cosh \frac{y}{\sqrt{2}l} + (\tan \lambda - \tanh \lambda) \sin \frac{y}{\sqrt{2}l} \sinh \frac{y}{\sqrt{2}l} \right\} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

ここで、 $w\sigma_y$: コンクリート版の中心から幅方向に y cm の点の最大そりこう東応力(kg/cm²)

$w\sigma_i$: コンクリート版の中心の最大そりこう東応力 (kg/cm²) = $\frac{\alpha E \theta_0'}{2(1-\mu^2)}$ $\lambda = \frac{B}{\sqrt{8}l}$

l : 剛比半径 (cm) = $\sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$

θ_0' : コンクリート版表面の温度と底面の温度の差 (°C)

コンクリート版中央部のそりこう東応力は Thomlinson によれば表面温度の振幅 θ で与えられるのに対し、Westergaard によればコンクリート版表面および底

³⁾ Public Roads Vol.8 No.3 May 1927.

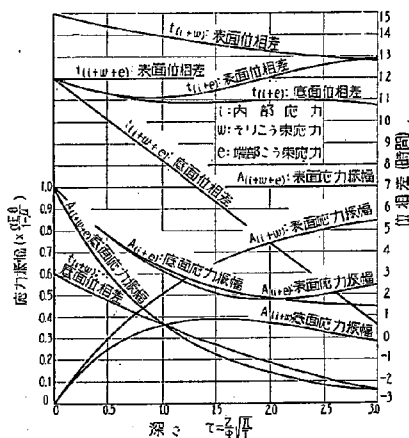


図-5 Thomlinson²⁾の合成温度応力の振幅と位相差

面の温度差 θ' で与えられる。

3. 試験舗装の概要

試験舗装は図-6および写真-1に示すように厚さ15cm, 20cm, 25cmの実物大のものを東京都北区志茂町三丁目地先の荒川下流工事事務所敷地内に施工した。路床土はシルト質砂であった。

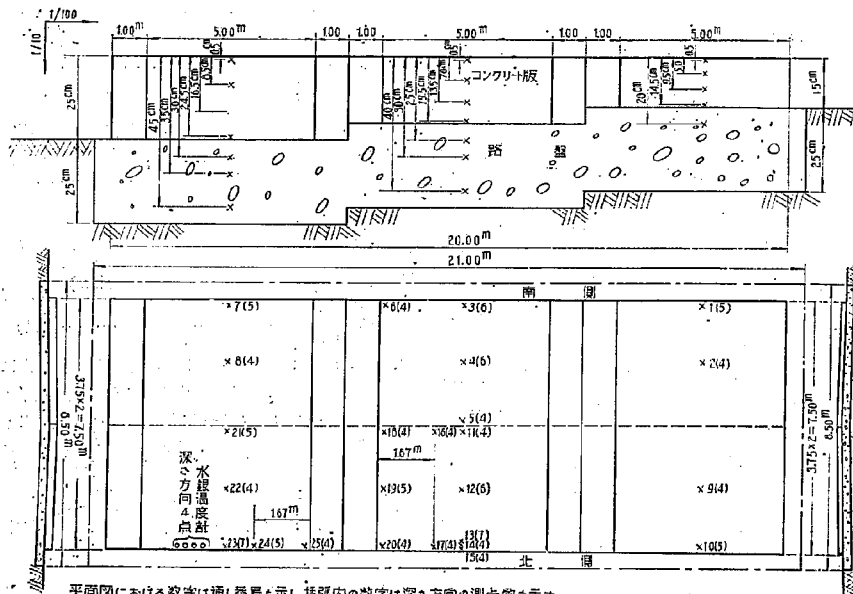


写真-1 試験舗装 (半分に5cmのアスコンをかぶせた後)、観測小屋、百葉箱の全景

路盤は最大粒径50mmの切込砂利を厚さ25cmになるようにバイブレーションローラーで締固めてつくった。舗装面を同一レベルとしたから路盤面は図-6のように設けられた。施工した路盤の9カ所から試料をとって粒度分析した結果は図-7のようであった。乾燥密度は最大2.218, 最小2.156, 平均2.181 t/m³であった。

舗装コンクリートの示方配合は単位セメント量320kg, 単位水量137kg, スランプ3cm, 骨材の最大粒径40mm, $s/a=33\%$ で、H社のハイロ型トラックミキサによる生コンクリートを購入し、3月中旬に施工した。

このコンクリートからつくった12個の供試体の試験値の平均は表-1に示すとおりであった。



平面図における数字は通し番号を示し、括弧内の数字は深さ方向の測点数を示す。No.13は緑から15cm, No.14は緑から10cm, No.15は緑から5cmの位置である。その他はすべて緑から15cmに位置している。

図-6 試験舗装および熱電対埋込み位置図

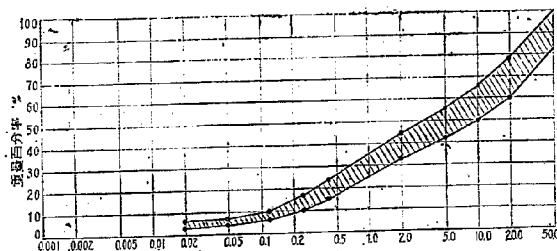


図-7 路盤材料の粒度

コンクリート版は幅3.75m、長さ5mで、厚さ15cm、20cm、25cmのものをそれぞれ2枚ずつつくった。1枚は無筋コンクリート版で、1枚は $\phi 6\text{mm}$ で3kg/mの鉄網を表面から5cmのところに埋めた鉄網コンクリート版とした。

表-1 コンクリート供試体試験成績

試 験	材 質	7 日	14 日	28 日
圧 縮 強 さ (kg/cm^2)		236	313	348
曲 げ 強 さ (kg/cm^2)		36.8	41.2	48.8
ヤ ン グ 率		—	—	340,000
ポ ア ソ ン 比		—	—	0.17
温 度 膨 張 率 (水中)		—	—	0.00009

このほか厚さの相違するコンクリート版を絶縁すると同時に、試験コンクリート版に正常な境界条件を与えるように長さ1mのコンクリート版を中間に合計10枚施工した。

4. 測定項目と測定方法

(1) コンクリート版および路盤の温度

コンクリート版の温度は、平面的分布と深さ方向の分布の両方を測定するために、図-6に示す平面的に25カ所、深さ方向に4～7点、合計118点の温度を銅—コンスタンタン熱電対で測定した。また熱電対に代わる簡便法で測定できるかどうかを確かめるために厚さ25cmのコンクリート版の縁部(深さ方向に4点)の温度を水銀温度計によって測定した。

測定点の平面的位置は、ダブルタイヤ中心が縁一ばいに乗った場合の合成応力を考えるために、縁から15cmのところを主としており、ついで一枚の版の中心をとった。また境界の影響を調べるために縁から10cmの点(No. 14)および5cmの点(No. 15)を加えた。

深さ方向の位置はコンクリート版の表面から0.5cm下の点(この点の温度を表面の温度とする。厳密な表面温度を測ることは不可能である)と、底面から0.5cm上の点とこれらをほぼ3等分する2点の4点を必ずとり、数カ所ではさらに路盤内の点を1～3点を点とった。

それらの位置は図-6に示すとおりであって、たとえば括弧内の数字が4の場合にはコンクリート版内4点の温度を測ったことを示し、6ならばさらに路盤内の2点の温度を測ったことを示す。

コンクリート版内各点の温度を測定する方法として、実用的なものは白金抵抗温度計、熱電対、カールソン型温度計、水銀(アルコール)温度計などが考えられる。このうち、白金抵抗温度計は精度が最も高いが、こわれやすいこと、保護

管を伝って熱が入りやすいこと、測点が大いこと、非常に高価であることから採用しなかった。カールソン型温度計はやや不安定であること、測点が大いこと、比較的高価であることから採用しなかった。これに対して熱電対は測点が小さく、機械的に強く、価格もそれほど高くない上、温度の自働記録計と組合せることによって自記させることができる利点があるので、これを採用することにした。熱電対のうち銅—コンスタンタンを選んだのは、起電力が最も大きくて温度範囲の小さい本実験に適していると考えたからである。本研究に用いた熱電対素線は英国ACスコット社製のもので、JIS規格で0.75級の精度をもつ直径1.0mmの銅線およびコンスタンタン線をエナメル被覆した上にさらにゴム被覆した。その一端の一端を裸にして数回より合わせた上でハンダ付けをし、ブラックテープで十分絶縁した(写真-2)。その試験成績は表-2に示すとおりであって、3年間使用中絶縁不良となったものは2～3個にすぎなかった。

熱電対の指示計としては12点用電子管式熱電温度記録計2台と温度更正用電位差計(ポテンショメーター)1台を用いた。いずれも電流が流れない平衡状態で指示するようにになっているから(いわゆるゼロ法)熱電対などの外部抵抗の大小、すなわち熱電対の長さに関係しない利点と、零接点(離れつつある水)を用意する必要のない利点をもっている。

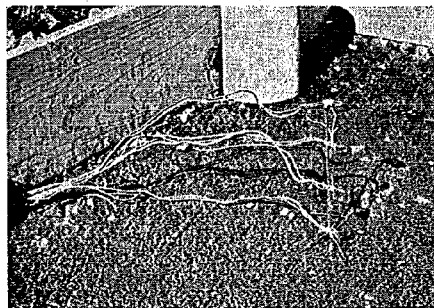


写真-2 熱電対を針金ワクによって正しい位置に埋めこむ

表-2 銅-コンスタンタン熱電対試験成績

(起電力 mV)

温 度	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
標 準	0.389	0.787	1.194	1.610	2.035	2.468	2.909	3.357	3.813	4.277
実 測	0.39	0.78	1.18	1.60	2.02	2.45	2.89	3.34	3.79	4.26

電子管式熱電温度記録計(写真-3)は12点の温度を各点1分30秒ごとに自動的に記録するもので、本研究の目的に最も適うものであったが、測点数が限られているので、重要な24点だけをこれで行い、他はポテンシオメーターで測った。ポテンシオメーターはさらに24点用ロータリースイッチを用いて多数の点を迅速に測定できるようにした。

水銀温度計による方法は厚さ 25cm のコンクリート版にだけ用いた。一端を閉じ、他端にほろ切れをつめたパイプ 4 本をほろをつめた側を型わくにつけて 8 番線で行ったチェアーで支えコンクリートを打ち込み、型わくを外した後にほろを除いて水銀温度計を入れて測定した(写真-4)。深さ方向の位置は熱電対と同じであって図-6に示すとおりである。

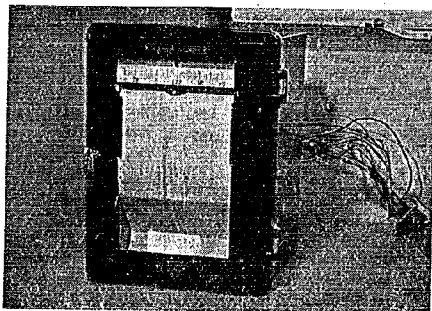


写真-3 電子管式熱電温度記録計

〔2〕 気象観測

コンクリート版の温度を直接測定する方法の他に、これらとの関係性を求めることを目的として気温、湿度、日射、風速を測定した。

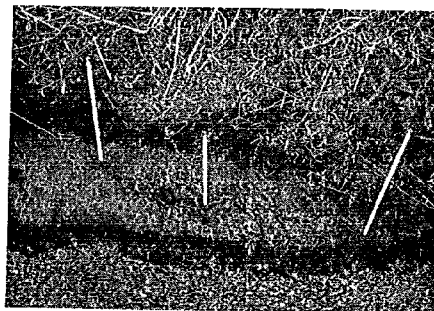


写真-4 水銀(アルコール)温度計によるコンクリート版温度の測定(5cmのアスコンをかぶせた後)

度、日射、風速を測定した。

気温計と湿度計は一般の気象観測用の1週間巻き自記式のを写真-1のように百葉箱におさめて記録させた。百葉箱の位置はコンクリート版の北側縁より1mのところとした。

日射の強さはロビッチ日射計によって測定した。ロビッチ日射計は写真-5に示すように、上面が黒色の粗面になっている板が日射を受けて暖まると、そのことによって日射の強さを測定するものであって、1日巻き自記式である。測定にあたっては熱電対を埋め込んである位置を避けてコンクリート版上においた。風速はロビンソン風速計によって測定した。

5. コンクリート版の温度変化

〔1〕 コンクリート版温度の平面的分布

コンクリート版の温度が平面的にどのように分布しているかを調べるために、図-6に示したように非常に多くの点に熱電対を埋めこんだ。しかし、温度の実測結果から、深さが同じ点の温度は平面的位置の如何にかかわらずほとんど同じであることがわかった。たとえば、コンクリート版の表面から0.5cm下の点の温度を11(縦縁から15cm)、12(中央)、14(縦縁から10cm)、15(縦縁

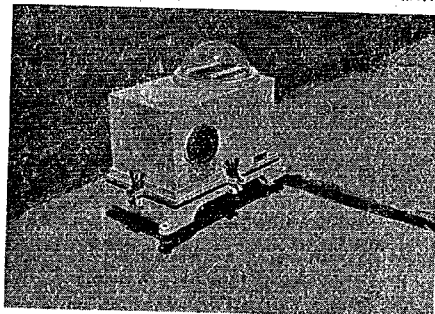


写真-5 ロビッチ日射計による日射の強さの観測

から5cm)の4点について調べると、すなわち11-1、12-1、14-1、15-1の温度関係を調べると(いずれもポテンシオメーターで測った)図-8のようであって、これら4点の温度はどの季節にもほとんど相等しく、温度の相違が1°C以上になることは極めて少ない。熱電対の実際の埋めこみ深さの誤差を考えれば、全く同じであるといえてよい。ただし、縦縁から5cmの点15-1は例外であって、温度の比較的低い10~12月には他の3点の温度と全く同じであるが、温度の比較的高い6~8月には他の

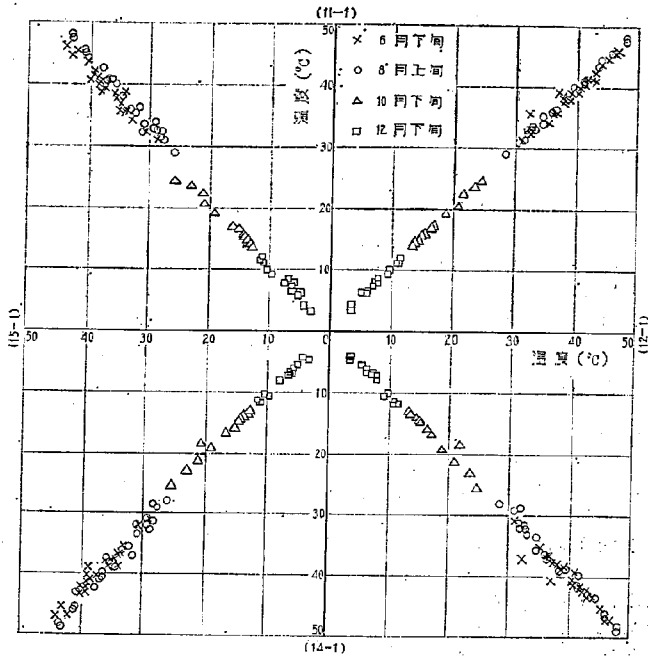


図-8 コンクリート版表面から深さ0.5cmの4点の温度の相関関係

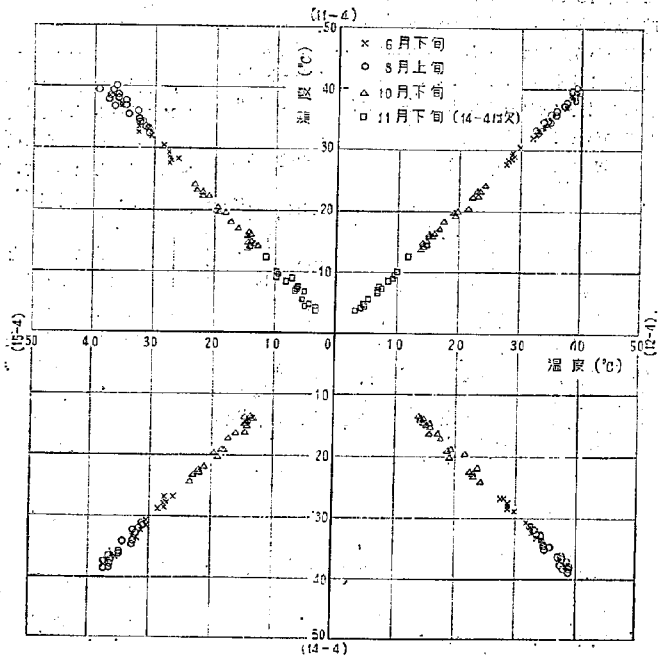


図-9 コンクリート版表面から19.5cmの4点の温度の相関関係

3点の温度より2~4°C低い温度となっている。これはコンクリート版の外縁を空气中にさらしておいたという境界条件によるものであろう。実際の道路では舗装版の外側はコンクリートとほぼ同じような熱的性質をもつ材料(各種舗装ないし土)で埋められるから、コンクリート版の温度は平面的には同一であると考えて実用上さしつかえないと思われる。

なおコンクリート版の表面から19.5cm(底面から0.5cm)の4点11-4, 12-4, 14-4, 15-4についても相関グラフをつくると図-9のようであって、11-4, 12-4, 14-4の3点は同一温度であること、15-4すなわち、縁端から5cmの点の温度はこれら3点より1~2°C低い温度を示すことがわかる。

(2) コンクリート版温度の1日間の変化

コンクリート版を平面的に見てある一点を選び、その点の深さ方向の各点(4~7点)の時間的変化を調べると図-10~12のように3つの型に分けることができる。これらの図は厚さ25cmのコンクリート版内の4点と、その下の路盤内の2点の時間的変化を示したものである。

図-10は晴天が続いた時の温度変化を示すものであって、これを仮りにI型と名付ける。この図からまずコンクリート版表面の温度はたとえ晴天が続いても正弦曲線では変化していないこと、温度の上昇は極めて急(約8時間)であるが、降下はゆっくり(約16時間)であることがわかる。したがって、Thomlinsonの温度応力式をそのまま応用することは正確でなく、コンクリート版表面の温度変化をフーリエ級数で展開してから、これを用いるのが正確である。

図-10は正の最大温度差と負の最大温度は相違するこ

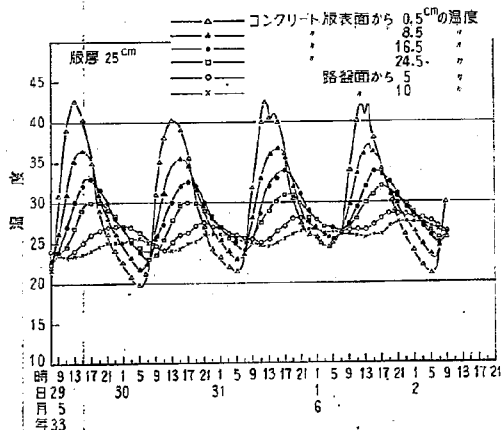


図-10 晴天が続いた場合のコンクリート版の温度変化の1例(東京地方)

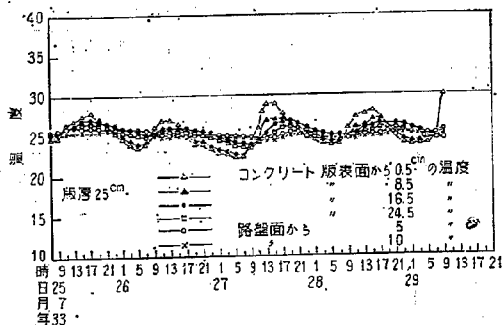


図-11 曇天が続いた場合のコンクリート版の温度変化の1例(東京地方)

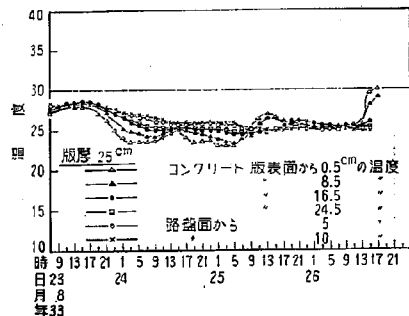


図-12 雨が続いた場合のコンクリート版の温度変化の1例(東京地方)

と、前者が後者の約3倍であることも示している。もしコンクリート版の表面温度が正弦曲線で変化しているとすれば、図-3のように正負の最大温度差が等しくなるはずである。したがって、そこら東応力を求めるために

も、正確には Thomlinson の方法によらない方がよいようである。しかし昼間曇りて夜間晴れると同時に冷えるという天気の場合には図-13のように正の温度差より負の温度差の方がむしろ大きくなることが時にあるが、これは極めて珍らしい。コンクリート版上下両面の温度差については〔7〕において度数を考えてもっとくわしく考察する。

・図-10からまたコンクリート版上下両面の温度は朝7時半頃と夕方5時半頃に等しくなることがわかる。この時の温度は朝、夕で相違する。

図-11は大体曇天の日のコンクリート版の温度変化を示すものであって、これを仮りにII型と名付ける。この型は、日中はI型の温度変化を減少した形になっているが、夜間は深さ方向の温度変化も、時間的な温度変化もほとんどない。夜曇ると熱の放散が少ないためであろう。

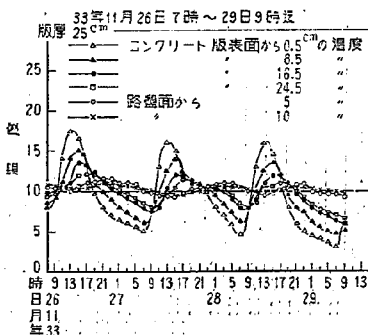


図-13 夜間の冷え込みが強かった場合のコンクリート版の温度変化の一例 (東京地方)

図-12 は大体雨天の日のコンクリート版の温度変化を示すものであって、これを仮りにⅢ型と名付ける。この型では日中も夜間も深さ方向ならびに時間的溫度変化が極めて小さい。このような日には温度の日変化による応力はほとんど0であると考えてよいであろう。

コンクリート版の温度変化の型Ⅰ, Ⅱ, Ⅲはコンクリート版の温度経歴と天候の経歴に關係するから、その日の天気と必ずしも一致しない。Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ型の月別日数と、晴、曇、雨 (雪) の月別日数を昭和33年4月～34年2月まで調べた結果を図-14に示す。両者は密接な關係を有するが必ずしも等しくはない。上記期間については、温度変化のⅠ型、Ⅱ型、Ⅲ型の全体に対する割合はそれぞれ57.7%, 19.4%, 22.9%であるのに対し、晴天、曇天、雨天は57.6%, 32.6%, 9.8%であった。

〔3〕 コンクリート版の日最高温度と日最低温度

昭和33年4月1日～34年3月31日の1年間についてのコンクリート版表面および底面の日最高温度および日最低温度の度数分布を図-15～22に示す。これらの図には年間度数の他に8月と2月の月間度数と、年間全度数が記入されている。全度数を記入したのは、全度数の相違するものの比較をするときの注意のためである。たとえば、図-15で年間合計度数が248となっていて、365でないのは、雨天などで最高温度の不明だった日や、計器が故障で正しく記録されなかった日を除いたものである。これらの点についてはいちいち断わらないが以下同様である。

コンクリート版表面の温度はコンクリートと土の熱的性質が同じであるとして、コンクリート版の厚さに関係しないから、図-15と16あるいは図-19と20は一致するはずである。しかし、これらの図は、それぞれ互によく似ているが完全に同じではない。それは主として熱電対の埋め込み深さの誤差によるものであると考えられる。

図-15および16によると、東京地方ではコンクリート版表面の最高温度が47°Cに達することが1年間に2～3日あること、また40°C以上になることが1年間に20～30日あることがわかる。図-19および20によると東京地方ではコンクリート版表面の最低温度が-5°Cに達することが1年間に2～3日あること、また0°C以下になることが1年間に15～20日あることがわかる。また、これらの図から東京地方ではコンクリート版表面の年間最高温度と最低温度の差が約50°Cであることもわかる。8月の最高温度ないし最低温度の度数分布が右に寄って

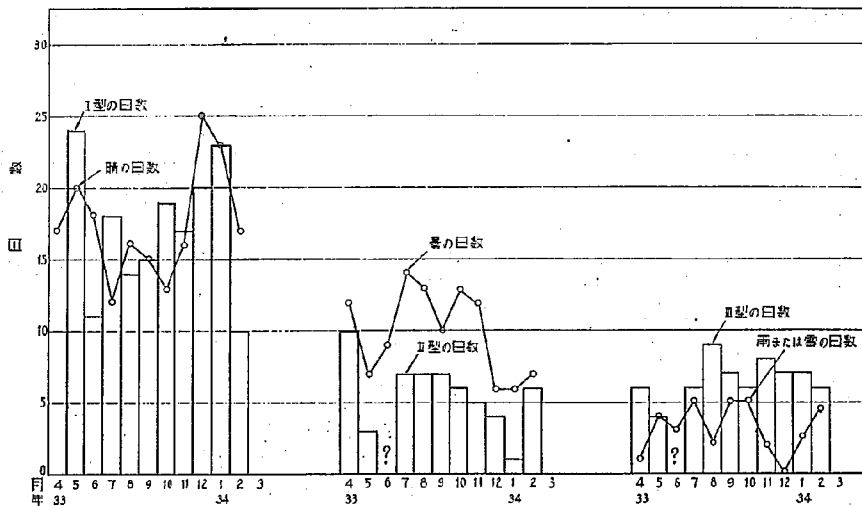


図-14 コンクリート版温度変化の型と天気

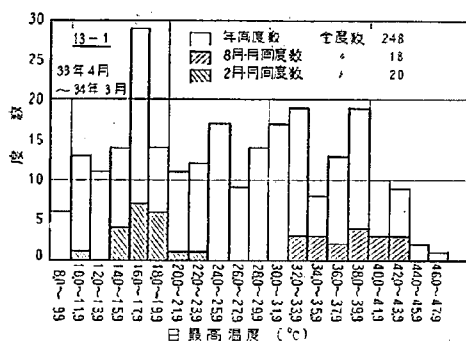


図-15 コンクリート版表面の日最高温度の度数分布 (版厚20cm)

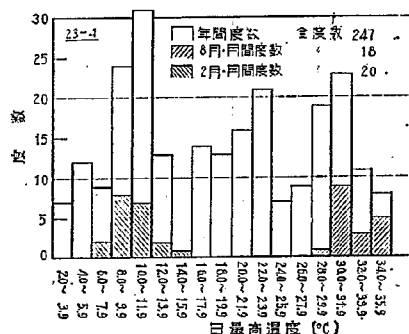


図-18 コンクリート版底面の日最高温度の度数分布 (版厚25cm)

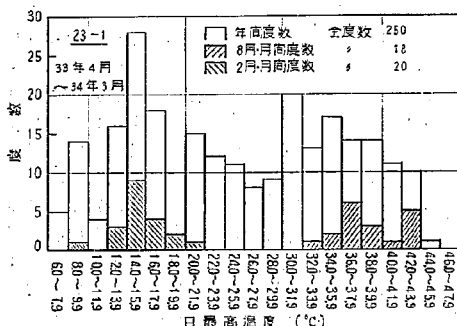


図-16 コンクリート版表面の日最高温度の度数分布 (版厚25cm)

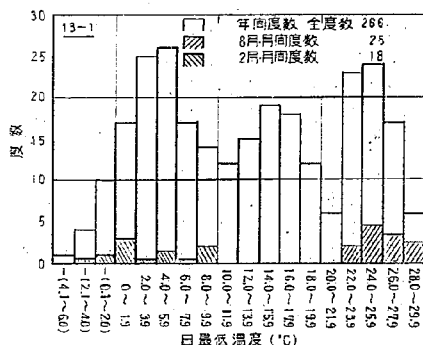


図-19 コンクリート版表面の日最低温度・度数分布 (版厚20cm)

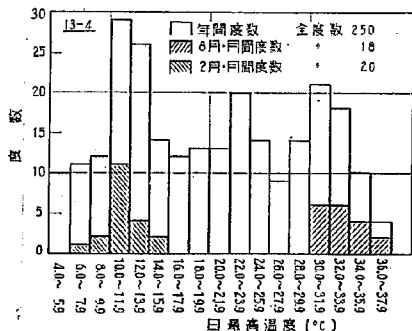


図-17 コンクリート版底面の日最高温度の度数分布 (版厚20cm)

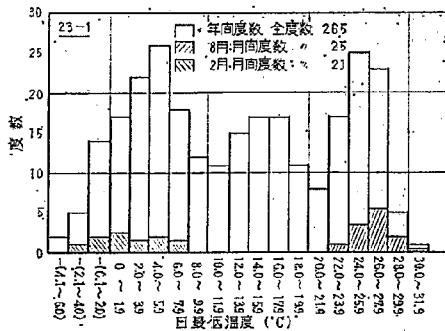


図-20 コンクリート版表面の日最低温度・度数分布 (版厚25cm)

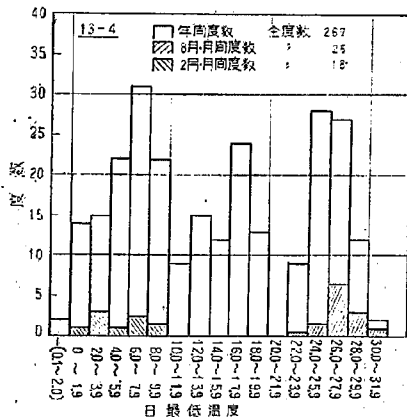


図-21 コンクリート版底面の日最低温度・度数分布 (版厚 20cm)

り、2月のそれが左に寄っているのは極めて当然であるが、月間度数分布が正規分布に比較的近いのに対し、年間度数分布は山が高くない。

コンクリート版底面の温度はコンクリート版の厚さに関係するから、図-18 が 図-17より左に (低温側に) 寄っており、図-22が図-21より右に (高温側に) 寄っているのは当然である。しかし、その差は極めて小さく、版厚20cmと25cmの差は2°Cにすぎない。

図-17, 18 によると東京地方ではコンクリート版底面の最高温度が34°C以上になることは20cm版で1年間に15回くらいあるのに対し25cm版では7~8日くらいで

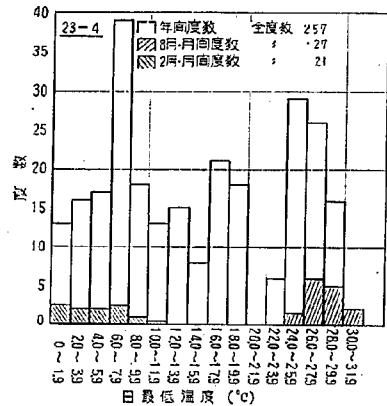


図-22 コンクリート版底面の日最低温度・度数分布 (版厚 25cm)

あることがわかる。図-21, 22 によると東京地方ではコンクリート版底面の最低温度が0°C以下になることが20cm版で1年間に2~3日あるのに対し、25cm版ではほとんどないことがわかる。また、これらの図から東京地方ではコンクリート版底面の年間最高温度と最低温度の差が約35°Cであることもわかる。底面の最高温度ないし最低温度の月間度数分布と年間度数分布の関係は表面の場合と同様である。

昭和33年4月1日~34年3月31日の1年間について、コンクリート版表面および底面の温度が日最高および日最低になる時刻の度数分布を図-23~30に示す。

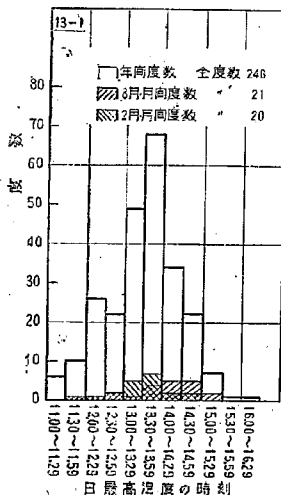


図-23 コンクリート版表面の日最高温度時刻度数分布 (版厚20cm)

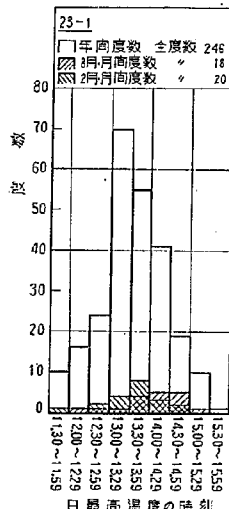


図-24 コンクリート版表面の日最高温度時刻度数分布 (版厚25cm)

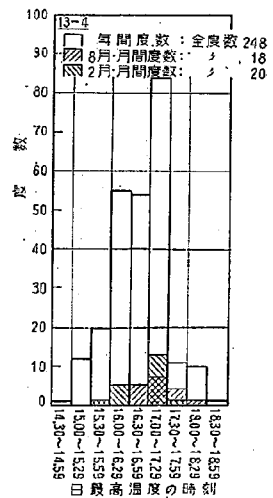


図-25 コンクリート版底面の日最高温度時刻度数分布 (版厚20cm)

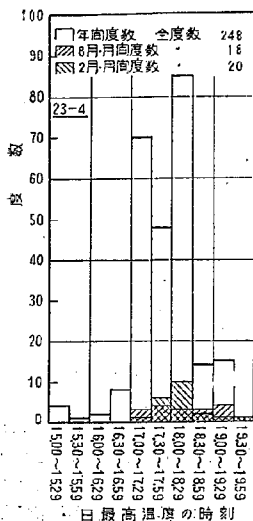


図-26 コンクリート版底面の日最高温度・度数分布 (版厚25cm)

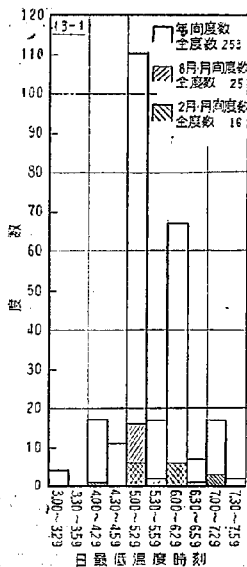


図-27 コンクリート版表面の日最低温度時刻・度数分布 (版厚20cm)

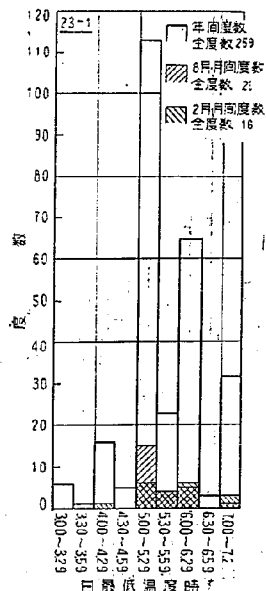


図-28 コンクリート版表面の日最低温度時刻・度数分布 (版厚25cm)

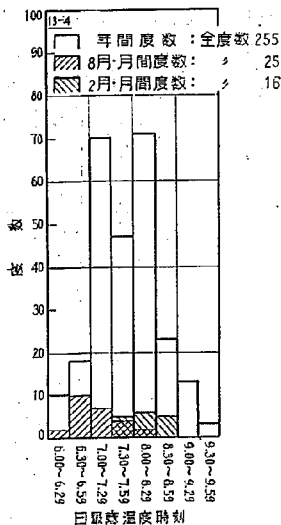


図-29 コンクリート版底面の日最低温度時刻・度数分布 (版厚20cm)

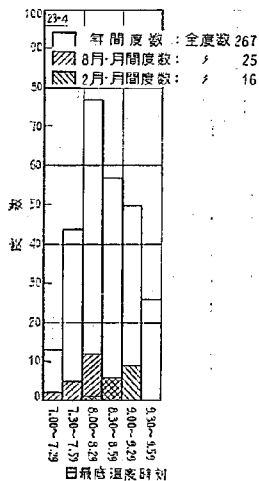


図-30 コンクリート版底面の日最低温度時刻・度数分布 (版厚25cm)

これらの図によると日最高最低温度に対する時刻については、年間度数も月間度数も共に正規分布に近い分布をしていることがわかる。月間度数分布は温度の場合と違って季節の影響をほとんど受けず、2月と8月の間にいちじるしい相違は認められない。

図-23, 24, 27, 28から東京地方ではコンクリート版表面の温度は13時~14時に最高に達すること、5時~6時30分に最低に達することがわかる。したがって表面温度の上昇に要する時間は約8時間であるのに対し、降下に要する時間は約16時間である。

図-25, 26 から東京地方のコンクリート版底面の温度は、版厚 20cm の場合16時~17時30分に最高となり、25cm の場合17時~18時30分に最高となることがわかる。また図-29, 30から東京地方においては20cm の場合7時~8時30分に最低となり、25cm の場合8時~9時に最低となることがわかる。したがってコンクリート版底面の温度は上昇に約9時間、降下に約15時間を要し、表面の場合とはほぼ同様である。

コンクリート版が日最高、最低温度に達する時刻は、温度の場合と違って版厚の影響がはっきりと認められる。コンクリート版の表面温度が正弦変化 ($\theta = \theta_1 \sin 2\pi(t/T)$) しているものとすれば、深さ 19.5cm の点と 24.5cm の点の位相差は(5)式より

$$\frac{24.5}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}} - \frac{19.5}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}} = \frac{5}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}} = \frac{5}{\phi} \sqrt{\frac{3.14}{86,400}}$$

$$= \frac{0.03}{\phi}$$

$\phi = 0.13$ とすると ((9) 参照) 位相差は

$$\frac{0.03}{0.13} \text{ ラジアン} = \frac{24}{2\pi} \times \frac{0.03}{0.13} \text{ 時間}$$

$$\approx 0.9 \text{ 時間} \approx 1 \text{ 時間}$$

であって実測結果と大体一致する。

[4] コンクリート版表面温度の日振幅

Thomlinson の温度応力式を使う場合には表面の温度振幅(半振幅)の大きさが問題になる。

昭和33年 4月1日から34年 3月31日までの1年間のコンクリート版表面温度振幅(全振幅)の度数分布を図-31, 32に示す。これらの図から東京地方ではコンクリート版表面温度日振幅(半振幅)が 12°C に達することが1年間に3~4日あること、 10°C 以上になることが10~20日あることがわかる。表面温度振幅は従来考えられていた値よりかなり小さい。

コンクリート版表面温度日振幅の季節変化を調べると春(4月, 5月)に最も大きく、夏, 秋はかえって小さくなっている。図-33 は5月, 8月, 11月, 2月の日振幅度数累加曲線を示すが、5月は非常に大きく、次いで2月が大きく、8月および11月

は最も小さいことが明らかに認められる。表面温度の日振幅は日中の日照の強さと、夜の冷えこみの程度に関係すると思われるが、春季は両者の差がはげしいのに対

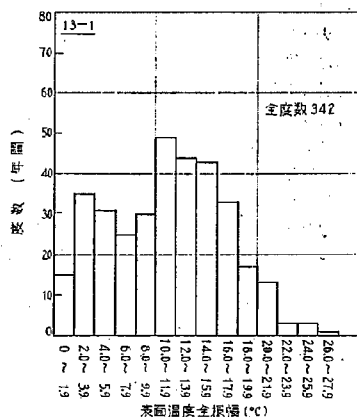


図-31 コンクリート版表面温度の日振幅・度数分布 (版厚 20cm)

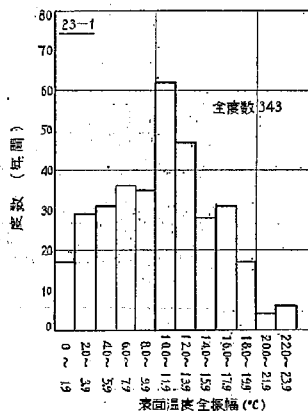


図-32 コンクリート版表面温度の日振幅・度数分布 (版厚 25cm)

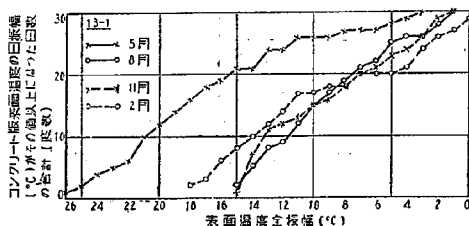


図-33 コンクリート版表面温度の日振幅の季節変化

し、夏季は夜の冷えこみの少ないことがその理由である。

〔5〕 コンクリート版の上下両面の温度が等しくなる時刻

コンクリート版表面温度と底面温度が等しくなる時刻は温度応力の位相の基準となるものであって、各温度応力が何時頃に最大となるかを知るために重要である。

この時刻の度数分布を昭和33年4月1日から昭和34年3月31日までの1年間の記録からとったものが図-34, 35である。これらの図からコンクリート版上下両面の温度が等しくなるのは午前と午後各1回あること、その時刻は東京地方では版厚20cmの場合7時30分～8時ごろと17時30分～18時ごろであることがわかる。版厚25cmの

場合はいくぶん相違し、8時～8時30分と17時～17時30分であって、午前、午後ともに正午側に近寄っている。いずれにせよ温度-時間曲線で日中に相当するのは9時～10時間であるのに対し、夜間に相当するのは14時～15時間であって等しくない。

東京地方では温度応力の位相の基準はおおよそ午前8時であると実用上考えられる。

〔6〕 コンクリート版上下両面の温度差の最大値とその時刻

コンクリート版表面温度と底面温度の差の最大値とその時刻はそりこう東応力の最大値とその時刻を求める資料として重要である。

コンクリート版上下両面の温度差が極大値（毎日の最

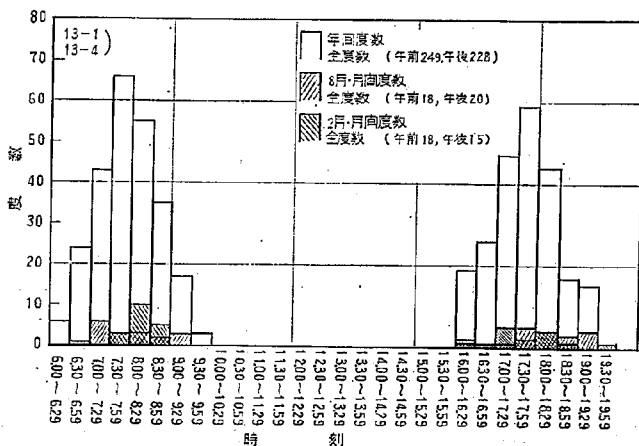


図-34 コンクリート版表面と底面の温度が等しくなった時刻の度数分布 (版厚20cm)

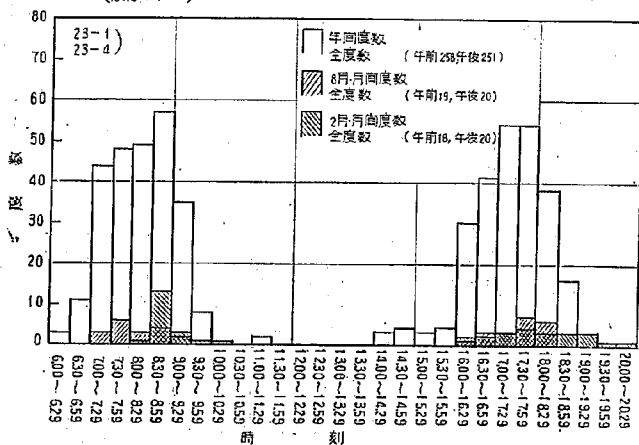


図-35 コンクリート版表面と底面の温度が等しくなった時刻の度数分布 (版厚25cm)

大値)に達するのは図-10 で見たように1日2度であつて、正午付近に正の最大となり、早朝に負の最大となる。

昭和33年4月1日~34年3月31日の1年間の正・負・日最大温度差の度数分布を図-36~39に示す。これによれば東京地方では20~25cm厚のコンクリート版の正の最大温度差が12°C以上になることが年間4,5日あること、10°C以上になることが年間34~40日あることがわかる。これらの数値は図-31, 32 で見た表面温度全振幅の約1/2にあたっている。すなわちコンクリート版上下両面の正の日最大温度差は表面温度日振幅(半振幅)にほぼ等しい。この点については本節後半および[12]でさらに詳しく考察するが、Thomlinsonの式とWester-gaardの式を比較する際の手がかりになるものである。

これに対して負の最大温度差は(東京地方では)6°C以上になることが全くなく、4°C以上になることは年間30~50日あるにすぎない。すなわち負の最大温度差は正のその約1/3である。この点については両者相等しいとするThomlinsonの式は全くあてはまらない。

コンクリート版上下両面の温度差ないし日最大温度差には版厚が関係し、厚いほどこれが大きいと推定されるが、図-36, 37によれば版厚の相違の影響は小さい。図-37の年間全度数は274であつて図-36の291より17少ないことを考慮に入れば、25cm厚さの版の正の最大温度

差は20cmのそれよりいくぶん大きいと推定されるが、たとえそれを考慮しても両者の差は極めて小さい。これと同じ関係は[7]2時間ごとの温度差についても認められる。

これに対して負の最大温度差については、図-38と39の全度数がかなり相違していることを考慮しても版厚の影響が大きく、25cm厚の版の負の最大温度差は20cmのそれより明らかに大きい。

正負日最大温度差と版厚の関係について少しく考察してみよう。

コンクリート版表面の温度がThomlinsonの与えたように正弦曲線で変化しているとすれば、表面と深さ z cmの点の温度差 $\theta^\circ\text{C}$ は(4)式から

$$\theta = \theta_1 \sin \frac{2\pi}{T_1} t - \theta_1 e^{-\tau} \sin \left(\frac{2\pi}{T_1} t - \tau \right) \dots (22)$$

$d\theta/dt = 0$ を解いて

$$\tan \frac{2\pi}{T_1} t = \frac{e^\tau}{\sin \tau} - \cot \tau \dots (23)$$

で与えられる t において θ' は極大値となる。日最大温度差はそれを(22)式に入れば求められる。

表面から0.5cm下の点の温度を表面温度、底面から0.5cm上の点の温度を底面温度と考え、版厚10, 15, 20, 25, 30cmに対して数値計算をすると表-3のようになる。

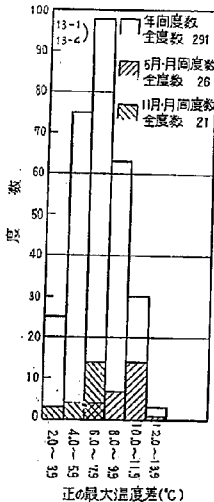


図-36 コンクリート版上下両面の正の最大温度差の度数分布(版厚20cm)

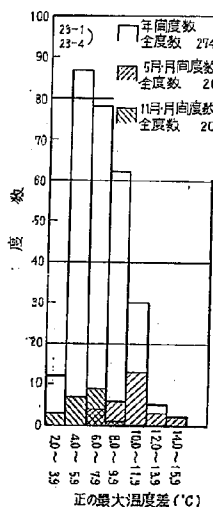


図-37 コンクリート版上下両面の正の最大温度差の度数分布(版厚25cm)

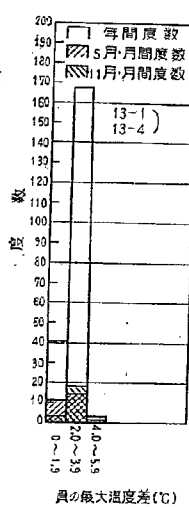


図-38 コンクリート版上下両面の負の最大温度差の度数分布(版厚20cm)

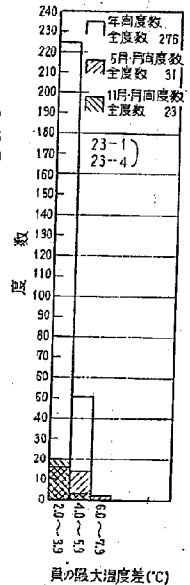


図-39 コンクリート版上下両面の負の最大温度差の度数分布(版厚25cm)

表-3 コンクリート版上下両面の最大温度差の Thomlinson の方法による計算値

版厚 (cm)	z (cm)	$\tau = \frac{z}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T_1}}$	温度差 (°C)	最大温度差 t (時間)	8時+t時間
10	9	0.45	0.508 θ_1	3時間48分	11時48分
15	14	0.70	0.698 θ_1	4時間11分	12時11分
20	19	0.96	0.837 θ_1	4時間32分	12時32分
25	24	1.21	0.934 θ_1	4時間50分	12時50分
30	29	1.46	1.001 θ_1	5時間05分	13時05分

* $\phi = 0.12 \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-0.5}$, $T_1 = 86,400 \text{ sec}$ とする。

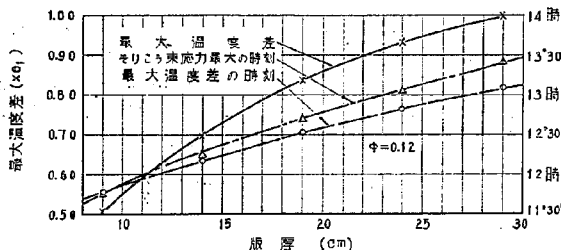


図-40 コンクリート版上下両面の最大温度差とその時刻およびその東応力最大の時刻の Thomlinson の方法による計算値

表-3 をグラフに表わしたものが図-40である。

表-3 および図-40から、コンクリート版上下両面の最大温度差は従来いわれてきたように版厚に比例して増大するものでないことが明らかである。たとえば版 25 cm の最大温度差と 20 cm のそれとの差は、20 cm と 15 cm の間の差のおよそ 2/3 である。最大温度差についての実際の観測結果 (図-36~39 および後述の図-45~50) はこれらの計算に対応するものであると考えられる。

コンクリート版上下両面の日最大温度差と季節との関係は、コンクリート版表面温度の日振幅と季節の関係と全く同じであって、日最大温度差は春 (4, 5月) に最も大きく秋季に小さい。これらの関係の 1 例は 図-36~39 に示すとおりである。

昭和33年4月1日~34年3月31日の1年間におけるコンクリート版正・負日最大温度差の時刻・度数分布は 図-41~44 に示すとおりである。正最大温度差の時刻はこれらの図によれば版厚 20 cm の場合 12 時 30 分~13 時、25 cm の場合 13 時~13 時 30 分であって、図-40 の計算結果と比較的よく一致している。しかし負最大温度差の時刻は早朝 5 時~5 時 30 分である。したがって正負最大温度差の生ずる時刻の差は約 8 時間 (あるいは 16 時間) であって $T_1/2 = 12$ 時間ではない。

[5] で求めたように時間原点を 8 時であるとして、Thomlinson の方法による 図-4 から読んだその東応力の位相差 t_w より、正のその東応力が最大とな

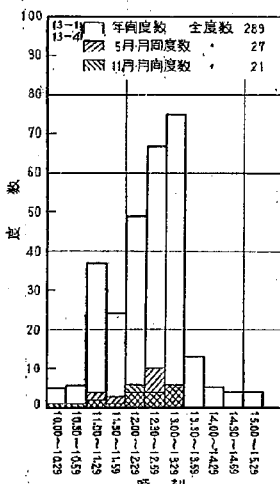


図-41 コンクリート版上下両面の温度差が正の最大になる時刻の度数分布 (版厚 20 cm)

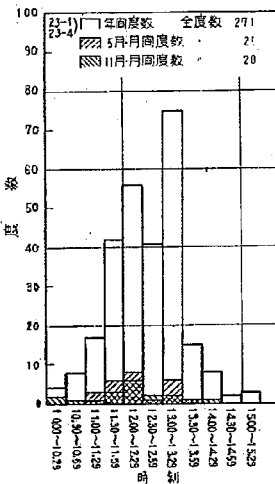


図-42 コンクリート版上下両面の温度差が正の最大になる時刻の度数分布 (版厚 25 cm)

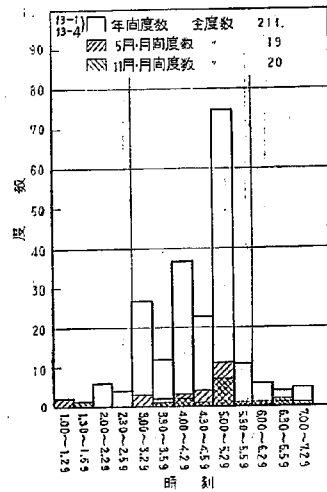


図-43 コンクリート版上下両面の温度差が負の最大になる時刻の度数分布 (版厚 20 cm)

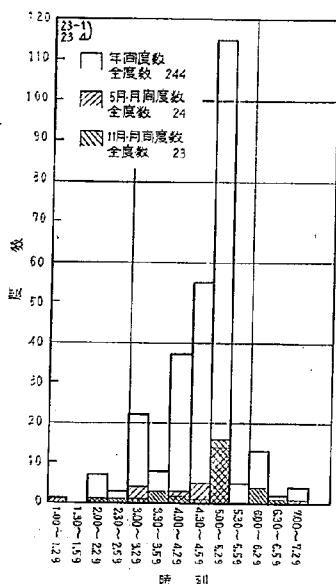


図-44 コンクリート版上下両面の温度差が負の最大になる時刻の度数分布 (版厚 25cm)

る時刻が求められる。すなわちその時刻は $8\text{時} + (T_1/4) - t_w \pm 24 = (8 + 6 - t_w)\text{時}$ である。このようにして求めた正のそりこう東応力が最大となる時刻の計算値を図-40に1点サ線で書き加えた。それと温度差が最大となる時刻の計算値(図-40の破線)を比較すると、両者の差は極めて小さい。すなわち正のそりこう東応力が最大になる時刻は、正の温度差が最大となる時刻とほぼ相等しい。

なお温度差が最大になる時刻は季節によってほとんど

相違しない。

〔1〕 コンクリート版上下両面の2時間ごとの温度差
コンクリート版の正の日最大温度差は表面温度振幅(半振幅)にほぼ等しいから、後述するように正の最大そりこう東応力は Thomlinson の方法によって求めても Westergaard の方法によって求めてもあまり変わらない。しかし、負の日最大温度差は表面温度振幅の約1/3になっているから、表面温度振幅からそりこう東応力を求める Thomlinson の方法は適当でなく温度差からそりこう東応力を求める Westergaard の方法が实际的である。したがって正負日最大温度差の中間の温度差におけるそりこう東応力も Westergaard の方法で求める方が实际的である。それでコンクリート版上下両面の2時間ごとの温度差の度数分布を調べて、そりこう東応力の大きさと頻度を求める資料とした。

表-4は点23、(版厚 25cm)、点13および4(版厚 20cm)、点2(版厚 15cm)の4点について、2時間ごとの温度差の度数、累加度数、累加度数の百分率を求めたものである。この表で点23と13は版厚 25cm と 20cm の比較のためにとったものであり、点4と2は版厚 20cm と 15cm の比較のためにとったものである。点13と4は共に 20cm 厚であるのに一致しないのは、観測期間が相違しているためであるが、位置の相違による誤差もいくぶん含まれていると推定される。

時刻は偶数時ごとに切り(0時, 2時, 4時……)その中点の奇数時(1時, 3時……)の温度差をその2時間における平均温度差と考えた。全度数は $365\text{日} \times (24\text{時間}/2\text{時間}) = 4380$ のはずであるが、一部記録不良のため全測定度数はいずれもこれを下回っている。

表-4の温度差度数と累加度数をグラフに表わしたものが、図-45~49である。コンクリート版上下両面の2時間ごとの温度差に対する版厚の影響を見るのは、図-49が最もわかりやすい。この図から版厚の大きい程温度差

表-4 2時間ごとの温度差の度数と累加度数

温度差 (°C)	点 23			13			4			2		
	25			20			20			15		
	昭和33.4.1~34.3.31	度数	累加度数	昭和33.4.1~34.3.31	度数	累加度数	昭和34.2.3~35.2.2	度数	累加度数	昭和34.2.3~35.2.2	度数	累加度数
14.0 ~ 15.9	4	4	0.1	0	0	0.0	0	0	0.0	0	0	0.0
12.0 ~ 13.9	29	33	0.8	18	18	0.4	9	9	0.2	0	0	0.0
10.0 ~ 11.9	68	101	2.4	64	82	2.0	38	47	1.2	7	7	0.2
8.0 ~ 9.9	154	255	6.2	112	194	4.7	120	167	4.1	42	49	1.2
6.0 ~ 7.9	205	460	11.1	221	415	10.1	196	363	9.0	93	142	3.4
4.0 ~ 5.9	273	733	17.8	244	659	16.0	265	628	15.5	216	358	8.5
2.0 ~ 3.9	370	1,103	26.7	333	992	24.1	390	1,018	25.1	430	788	18.7
0 ~ 1.9	703	1,806	43.7	858	1,850	44.9	810	1,828	45.1	1,177	1,965	46.6
-(0.1 ~ 2.0)	1,439	3,245	78.6	1,354	3,204	77.8	1,407	3,235	79.7	2,045	4,010	95.1
-(2.1 ~ 4.0)	735	3,980	96.4	852	4,056	98.4	763	3,998	98.6	203	4,213	100.0
-(4.1 ~ 6.0)	145	4,125	99.9	65	4,121	100.0	59	4,057	100.0	0	—	—
-(6.1 ~ 8.0)	5	4,130	100.0	0	—	—	0	—	—	0	—	—

の大きいこと、しかし 25cm と 20cm の差 (点23と点13の差) は 20cm と 15cm の差 (差4と点2の差) よりはるかに小さいことがわかる。これは前項〔6〕における理論的考察に対応するものであって、両差の比は正負最大温度差付近においては理論比 1:1.4 (前述) にほぼ等しいが、それより離れると 1:1.4 より大きく、あるいは小さくなっている。

いずれにせよ表-4から最大そりこう東応力の生ずる時間数は意外に少なく、年間僅々数時間にすぎないことがわかる。たとえば版厚 25cm の場合、温度差が 14°C 以上となるのは年間10時間前後であって全時間数の 0.1%, 10°C 以上となるのは200時間前後であって全時間数の 2.5%, 6°C 以上となるのは500時間前後であって 11~12% にすぎない。

コンクリート版が完全にこう東されているものとするとき、縦横無限に拡がったコンクリート版中央部のそりこう東応力は Westergaard の式 $\alpha E \theta / 2(1-\mu)$ から求められる。 $\alpha = 0.000009^{\circ}\text{C}^{-1}$, $E = 300,000\text{kg/cm}^2$, $\mu = 0.20$

と仮定するとそりこう東応力は $[(0.000009 \times 300,000) / 2 \times (1-0.2)] \theta = 1.6875 \theta \text{ kg/cm}^2$ で求められる。各温度区分の中央値を平均温度差として、(すなわち 15°C, 13°C, 11°C……を 表-4 の各温度区分の平均温度として) かつ、そりは完全にこう東されているものとして表-4 から計算してつくったそりこう東応力の頻度曲線が図-50 である。この図から、もしそりが完全にこう東されるとすれば、厚さ 25cm のコンクリート版では1年間の 2% くらいの時間に 20kg/cm² 程度のそりこう東応力が、また 5% くらいの時間に 15kg/cm² 程度のそりこう東応力が、8% くらいの時間に 10kg/cm² 程度のそりこう東応力が生じていることがわかる。

しかし実際のコンクリート版のそりが果たして完全にこう東されているかどうか、また Westergaard の温度応力式が果して正しいかどうかについて検討する必要がある。これらについては本研究の続報で報告する。

コンクリート版上下両面の温度差に及ぼす季節の影響については正負最大温度差の場合と同様なことがいえ

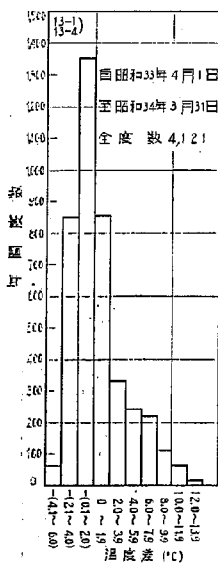


図-45 2時間ごとの温度差の度数分布(版厚 20cm)

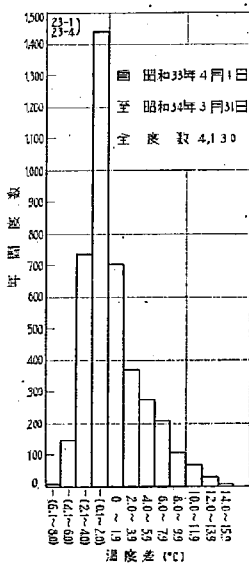


図-46 2時間ごとの温度差の度数分布(版厚 25cm)

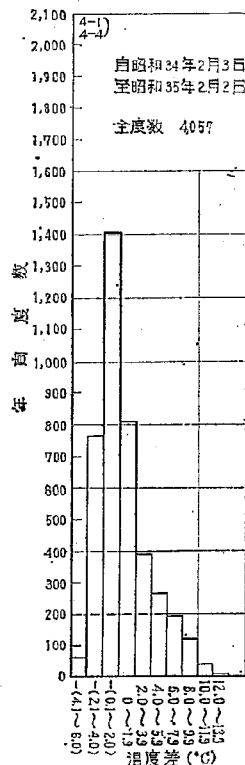


図-47 2時間ごとの温度差の度数分布(版厚 20cm)

る。すなわち正の温度差は春(4月, 5月, 6月)に大きく、負の温度差は春と秋(5月, 10月, 11月)に大きい。

そりこう東応力が荷重応力とどのように組合せられるかをより厳密に考察するためには、交通量の時間変化と温度差の時間変化を知る必要がある。図-51 は昭和33年4月1日から1年間における厚さ20cmの版の2時間ごとの温度差の時刻別度数分布を示す。昼間は天候に左右されやすいために度数分布グラフの山が低い、夜間は山が高く、ばらつきが少ない。簡単のため各時刻別の温度差の平均値を25, 20, 15cm厚のコンクリート版について求め、平均温度差の日変化曲線としたものが図-52である。また各時刻における年間最大温度差と最小温度差を棒で結んで各時刻における温度差の(年間)範囲を表わしたのが図-53である。図-52は度数を重みとした平均になっているので図-53の中点を結んだ線とは一致していない。

なお図-51, 52 からそりが完全にこう束されている場

合の20時ごろのそりこう東応力の平均値は 2 kg/cm^2 くらい、最大値は 9 kg/cm^2 (いずれも圧縮) であることがわかる。

(8) コンクリート版温度の深さ方向の分布

図-10~13の温度曲線を時刻で切ると、その時刻における深さ方向の温度分布がわかる。深さ方向の温度分布

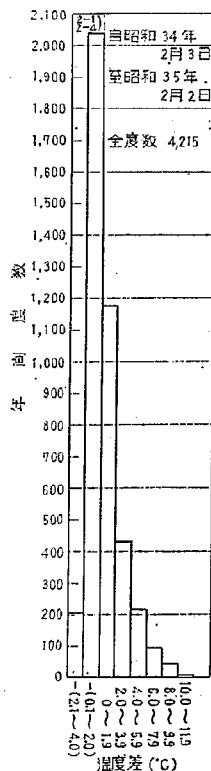


図-48 2時間ごとの温度差の度数分布 (版厚15cm)

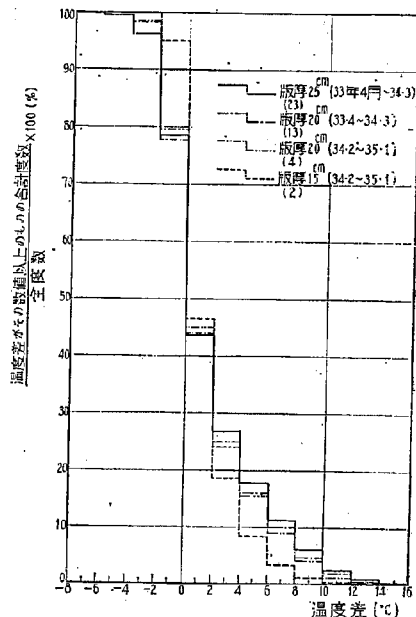


図-49 2時間ごとの温度差の累加度数分布 (版厚25cm, 20cm, 15cm)

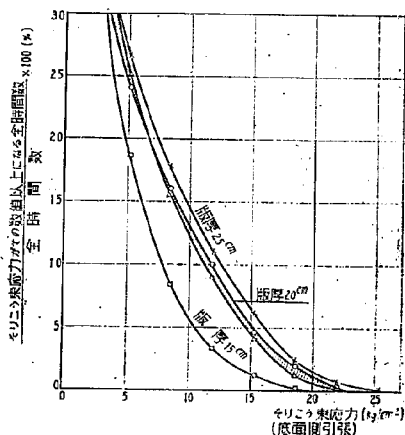


図-50 そりが完全に拘束されていると仮定した場合のそりこう東応力の頻度曲線 (実験値から計算)

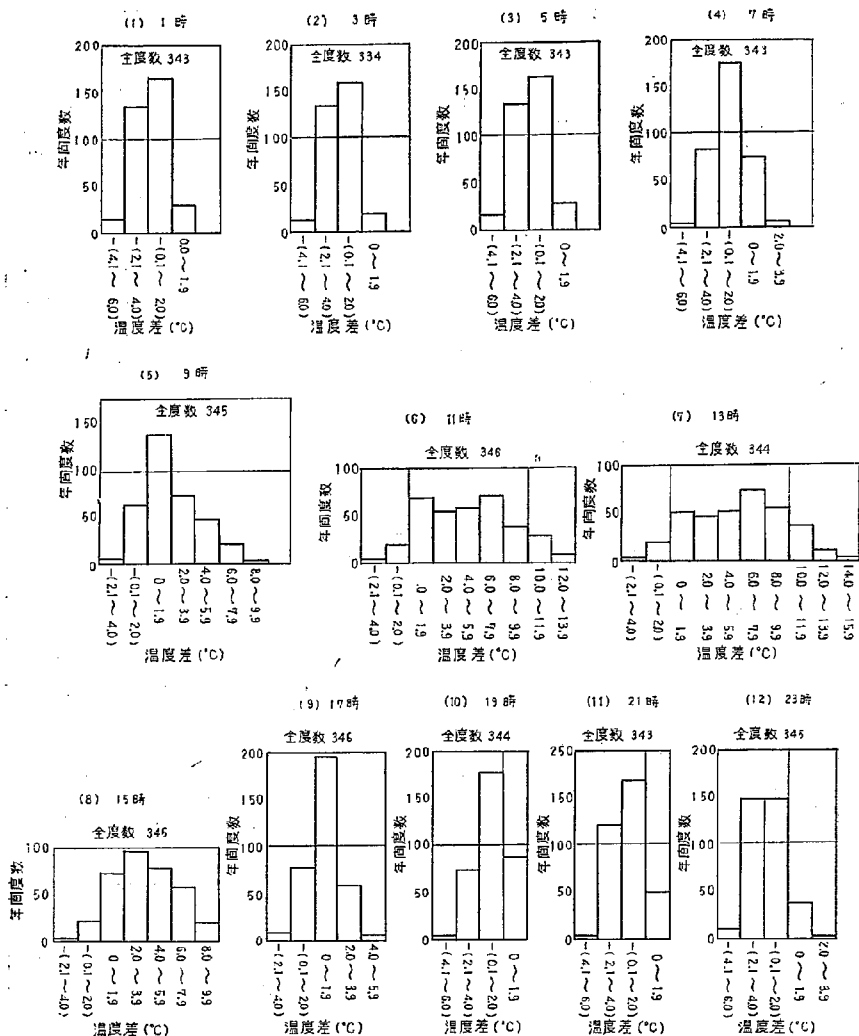


図-51 時刻別の温度差度数分布の1例 (版厚 20cm, 点13)

も時間的に変化している。

図-54は厚さ 25cm のコンクリート版の温度分布を測定した1例である。この図から、深さ方向の温度変化が直線であるという Westergaard の仮定はほとんど満たされていないことがわかる。また図-54と図-3を比較すればすでに度々のべてきたように正の温度差と負の温度差は相等しくない(左右対称でない)ことも極めて明瞭である。なお図-54はなめらかな曲線で結んだためはっきりしないが、コンクリート版と路盤の間に温度変化の折れ曲りがない。(図では折れたものが2本あったが、測

定誤差と考えてなめらかな線に修正した)これはコンクリートの熱拡散率と土のそれがほぼ相等しいことに基づくと思われる。

いずれにせよ深さ方向の温度変化は直線でないから図-1の説明のように内部応力が生ずる。図-54から11時~13時の深さ方向温度変化は左に凸になっているからコンクリート版の上下両面に圧縮応力が生じ、17時~23時の深さ方向温度変化は左に凹になっているから上下両面に引張応力が生じていることがわかる。内部応力はこう東の程度に関係せず、深さ方向の温度変化だけできる。

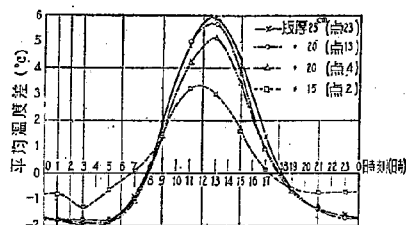


図-52 各時刻におけるコンクリート版上下両面の温度差の年間平均値を結んだ曲線 (版厚 25cm, 20cm, 15cm)

しかしコンクリート版表面の温度変化は正弦的でないから、Thomlinson の式をそのまま用いることはできない。

次に従来用いられてきた方法は深さ方向の温度変化を指数関数または二次関数で表わし、それを Timoshenko の(1)式に入れて内部応力を求めるものである。しかし本研究のように測定点が4カ所の場合には条件が1つ多いために指数関数ないし二次関数を完全に解くことができない。強いて解くとすれば4点の温度を近似的に表わす曲線しか得られない。また深さ方向の温度変化は図-54に見られるとおり、指数関数だけで表わすこともできないし、二次関数だけで表わすこともできない。そこで本研究においては図解法によって内部応力を求めることにした。

図解法は図-55に説明してあるが、左右の面積が相等しくなるような直線を探し、その直線がコンクリート版の上下両面と交わったところの温度と、実測温度との差 θ_i (底面)、 θ_s (表面) を読むものであって、それに $\alpha E / (1 - \mu)$ を掛ければ内部応力が得られる。 θ_i と θ_s は図-4から1:1.2くらいであるという見当をつけておけば比較的に直線を引くことができる。直線を目分量で引いても θ_i 、 θ_s は誤差 0.3°C 以下で求められるから、熱電対の精度から考えて十分正確である。

内部応力は荷重応力、そりこう率応力共に縁部底面に引張り応力を生じさせることを考えて底面の応力だけを問題にした。したがって図-55の θ_i だけを取扱う。

内部応力が引張り最大値に達する時刻を正確に求めることはほとんど不可能である。本研究では図-54のような図を8つ書いてみて、19時~21時の範囲内であるとう見当をつけた。図-4から版厚25cm ($\tau=1.21$) に対する底面の θ_i を読むと15.5時間を得る。したがって8時を起点とすると、コンクリート版の表面温度変化が正弦的な場合には $8 + 6 - 15.5 \pm 24 = 22.5$ 時に内部応力は最大になる。しかしコンクリート版表面温度変化は正弦的でなく、17時30分ごろにも上下両面の温度が等しくなることから、17時30分を起点+12時間であると考えられることもできる。そうすれば $17.5 - 6 - 15.5 \pm 24 = 20$ 時ごろに

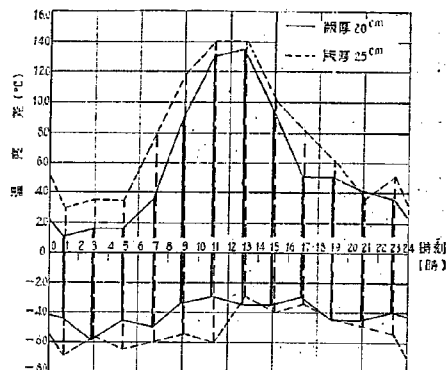


図-53 各時刻におけるコンクリート版上下両面の温度差の範囲 (版厚 20cm, 25cm)

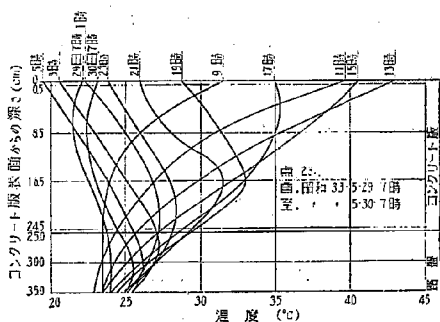


図-54 コンクリート版の深さ方向の温度変化の1例 (版厚 25cm)

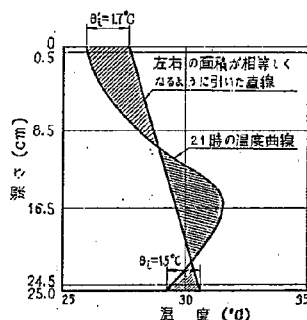


図-55 内部応力の図解法の説明図

内部応力が最大になるという結果を得る。このような考察から内部応力は大体20±1時ごろに最大になると考えてよいと思われる。

本研究では20時における深さ方向の温度変化だけに着目し、前記図解法で内部応力の日最大値を求めた。厚さ25cmのコンクリート版について昭和33年4月1日~34

年3月31日の1年間の実測結果から $\mu=0.17$, $\alpha=0.00$
0009 ($^{\circ}\text{C}^{-1}$), $E=340,000$ (kg/cm^2) として求めた日最
大引張り内部応力の度数分布を図-56 に示した。

図-56によると、東京地方では厚さ 25cm のコンクリ
ート版の内部応力が $5\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上になることは年間2
〜3日あること、 $2.5\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上に達することが年間2
〜3ヵ月あることがわかる。図-57 は23時の内部応力の
度数分布を示すものであるが、図-56 と比較すれば日最
大引張り内部応力は23時でなく20時に近い時に生ずること
が明らかである。

内部応力はしかし日中は負(圧縮力)になる。日最大
圧縮力が何時に生ずるかを調べるのも実際にはむずか
しい。図-54によるとそれは9時ごろのようである。理論
的には前述のとおり図-4 を使って $8-6-15.5 \pm 24=10$
時30分ごろに圧縮最大になる。この時刻はおそらく9時
〜11時であると推定される。しかし日中の内部応力は圧
縮応力であって、これがそりこう束応力を如何に軽減す
るかが問題である。それでそりこう束応力が最大になる
13時だけに着目し、内部応力の圧縮最大値は求めなかつ
た。図-58 は13時の内部応力度数分布を示す。

図-58によると、圧縮の内部応力が $5\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上に

ることが年間20日前後あること、 $2.5\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上にな
ることが年間4〜5ヵ月あることがわかる。内部応力は
小さいが、それでもそりこう束応力をかなり減ずる働き
のあることが認められる。

〔9〕 コンクリート版底面温度の日変化

コンクリート版の端部こう束応力(広義)は 図-1 の
説明からわかるようにコンクリート版の平均温度の変化
による伸縮をこう束するために生ずる応力である。この
平均温度変化による伸縮をこう束する力としては隣接す
るコンクリート版などによるこう束(狭義の端部こう束)
と路盤摩擦によるこう束が考えられる。そして摩擦応力
は引張りにも圧縮にもなるが、狭義の端部こう束応力は
圧縮応力しかない。

路盤摩擦力に直接関係するのはしかしコンクリート版
底面の伸縮である。そこでコンクリート版の底面温度の
日変化を調べた。昭和33年4月1日〜34年3月31日の1
年間のコンクリート版底面温度日振幅(全振幅)の度数
分布を画いたのが 図-59, 60 である。またコンクリート
版底面温度が最低になる時刻の度数分布を画いたのが 図
-61, 62 である。

厚さ 20cm の版についての図-59を見ると、東京地方

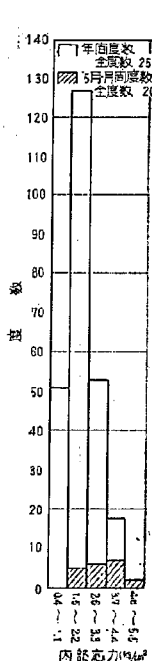


図-56 20時の内部応
力度数分布
(厚さ 25cm)

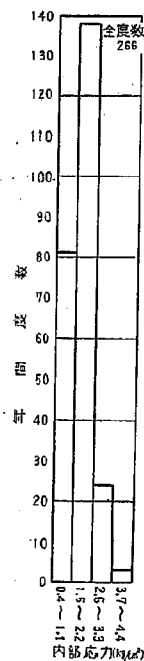


図-57 23時の内部応
力度数分布
(厚さ 25cm)

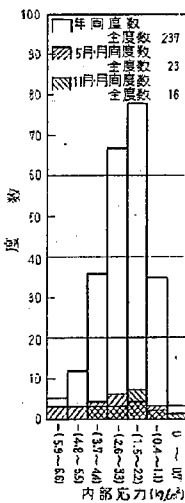


図-58 13時の内部応
力度数分布
(厚さ 25cm)

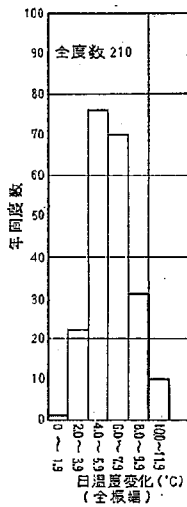


図-59 コンクリート版底
面温度の日変化の度
数分布 (厚さ 20cm)

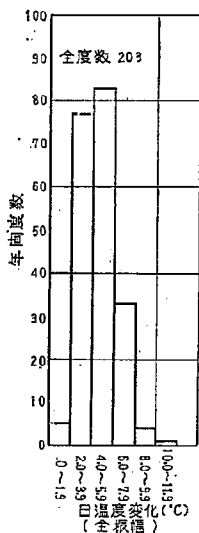


図-60 コンクリート版底面温度の日変化の度数分布 (厚さ25cm)

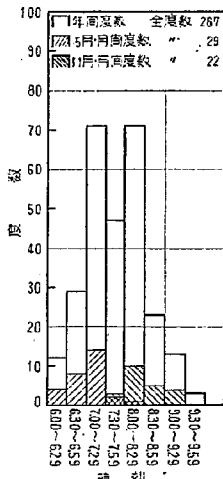


図-61 コンクリート版底面温度が最低になる時刻の度数分布 (厚さ20cm)

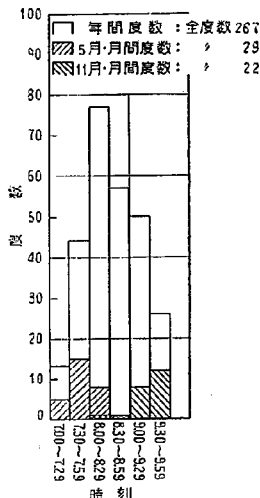


図-62 コンクリート版底面温度が最低になる時刻の度数分布 (厚さ25cm)

ではコンクリート版底面温度が1日間に 10°C 以上変化する日が年間十数日あること、 6°C 以上変化的ことが約半数あることがわかる。また図-59を図-31と比べると底面温度振幅は表面温度振幅の40~45%となっていることがわかる。

厚さ25cmの版についての図-60を見ると、東京地方ではコンクリート版底面温度が1日間に 8°C 以上変化する日が年間十日前後あること、 4°C 以上変化的ことが約半分あることがわかる。また図-60を図-32と比べると、底面温度振幅は表面温度振幅の35~40%になっていることがわかる。さらに図-59と図-60を比べると、厚さ25cmのコンクリート版の底面温度の日振幅は厚さ20cmのその約80%であることがわかる。

Thomlinson によれば深さ z cm の点の温度は(5)式で与えられる。(1)式の表面温度振幅 θ_1 と(5)式の深さ z cm の点の振幅 $\theta_1 e^{-(z/\phi)\sqrt{\pi}/T_1}$ の比は

$$\frac{\text{深さ } z \text{ cm の点の振幅}}{\text{表面温度振幅}} = e^{-(z/\phi)\sqrt{\pi}/T_1} \quad \dots (24)$$

したがって $\phi=0.13$, $\pi=3.14$, $T_1=86,400$ 秒とするとこの比は

厚さ 20cm の場合 0.4

厚さ 25cm の場合 0.32

すなわち実測結果とかなりよく一致する。

次に図-61, 62 からコンクリート版底面温度が最低になるのは版厚 20cm の場合7時~8時30分が多いこと、

版厚 25cm の場合8時~9時が多いことがわかる。これらの時刻はコンクリート版上下両面の温度差、したがってそりこう東応力が最大になる12時半~13時と4~5時間の差をもっている。12時半~13時におけるコンクリート版底面の温度は、日変化のちょうど中点付近になっている。

コンクリート版底面の温度変化による伸縮が摩擦応力に直接関係があるとしても、摩擦応力が正(引張り)であるか負(圧縮)であるかを求めるのは極めてむずかしい。伸縮の基準点をきめにくいからである。もし含水量の変化による伸縮を無視すれば、コンクリート版を打込んだ時の温度が基準になると考えられるだけである。しかしいづれにしてもコンクリート版底面の伸縮による摩擦応力が引張りとなった場合には、その引張り最大値が前記7時~9時に達することは確かである。

このように日温度変化による引張り摩擦力が最大値に達する時刻がそりこう東応力の最大値に達する時刻より4時間以上ずれていることはコンクリート版にとって好都合である。

(10) コンクリートの熱拡散率

コンクリート版の温度変化はすべて $\tau=(z/\phi)\sqrt{\pi}/T_1$ の項で表わすことができるから、熱拡散率 ϕ^2 を知る必要がある。

コンクリートの熱拡散率は島田八郎氏⁴⁾が直接的な方

4) 土木研究報告 37号および50号

法で実測し、骨材に大きく関係するが、 $W/C=0.40$ のコンクリートにおいては $0.0087 \sim 0.0096$ であることを土木研究所報告第59号に発表している。そして、この数値は諸外国の文献に見られるものとはほぼ一致している。

しかし本研究では温度変化の位相差から ϕ^2 を計算する間接的方法によってこれを求めた。すなわちコンクリート版表面温度が正弦曲線に変化し、深さ方向に無限に広がっているものとするれば、表面と深さ z の点の温度の時間変化の位相差は(5)式のように $(z/\phi) \cdot \sqrt{\pi/T}$ で与えられる。したがって表面温度（この場合表面から0.5cm下の点の温度）が最高値に達した時の時刻と、深さ z cmの点の温度値に達した時の時刻との差 t_0 秒を求めてこれを位相差と考えれば、

$$2\pi \frac{t_0}{T} = \frac{(z-0.5)}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}}$$

$$\therefore \phi^2 = \frac{T(z-0.5)^2}{4\pi t_0^2} = \frac{24 \times 60 \times 60}{4\pi} \frac{(z-0.5)^2}{t_0^2}$$

$$= 6875 \frac{(z-0.5)^2}{t_0^2} \dots \dots \dots (25)$$

昭和33年4月1日～34年3月31日の1年間について厚さ20cm, 25cmのコンクリート版の温度の極大値が比較的是っきりしていた時の t_0 を求め、 ϕ^2 を(24)式で計算した結果を表-5に示す。

表-5 位相差の実測値から求めた熱拡散率 ϕ^2

版厚 (cm)	z (cm)	t_0 の読取回数	t_0 の平均値 (sec)	ϕ^2 (cm ² /sec)
20	7.0	176	3,480	0.024
	13.5	160	7,620	0.020
	19.5	247	11,570	0.019
25	8.5	145	4,440	0.022
	16.5	193	10,200	0.017
	24.5	249	15,240	0.017

表-5によると熱拡散率は直接的方法で求めたものよりかなり大きいこと（約2倍）がわかる。その理由はおそらく本研究で採用した間接的方法はコンクリート版表面の温度が正弦曲線に変化していることを前提としているのに対し、実際の表面温度は正弦変化していないことにあると考えられる。また t_0 は15分程度の精度でしか読めないことも誤差の理由であろう。しかし、われわれが問題にしているのはコンクリート版の温度応力であって、それにはコンクリート版中の各深さの点の温度差が問題になる。それを求めるには間接的方法から求めた ϕ^2 を用いる方が実際に合っていることは計算手続きから明らかである。したがって本研究においては表-5の数値を用いて各種温度応力の数値計算を行なうことにした。

結局熱拡散率 ϕ^2 は $0.017 \sim 0.020$ cm²/sec であるとしてよいであろう。したがって $\phi = 0.13 \sim 0.14$ である。

なお熱拡散率が予期したより小さいことは、図-4を見ればわかるようにそりこう東応力および内部応力が減少し、端部こう東応力が増大する結果をもたらす。

〔11〕 土の熱拡散率

土の熱拡散率を測るために土中にも深さ方向に4カ所熱電対を埋めこんだ。しかし土の表面は草が生えるばかりでなく、時に掘られたりするために、表面温度を測ることができなかった。したがって深いところの温度測定結果から ϕ^2 を求めざるを得なかった。測点が深くなるほど温度-時間曲線がなだらかになるために読み取り精度が落ちるがやむを得なかった。

〔10〕と同じようにして t_0 についての87個の読取り値から ϕ^2 を求めると $\phi^2 = 0.009$ であった。これによると土の熱拡散率はコンクリートのそれより小さいことがわかる。

〔12〕 コンクリート版温度の年変化

コンクリート版温度の年変化による応力は2で考察したようにコンクリート版の平均温度の変化による伸縮をこう束するために生ずる端部こう束応力（広縁）だけが問題になる。

コンクリート版の平均温度を正確に求めるのは、〔8〕の深さ方向温度分布からわかるように非常に面倒である。そこでまず表面温度日振幅が1年間にどのように変化しているかを調べ、(Thomlinson の方法による場合には表面温度だけが問題になる) 次に摩擦応力に直接関係があるという意味で底面温度日振幅の年間変化を調べ、最後に等しくなった時の温度の年間変化を調べた。

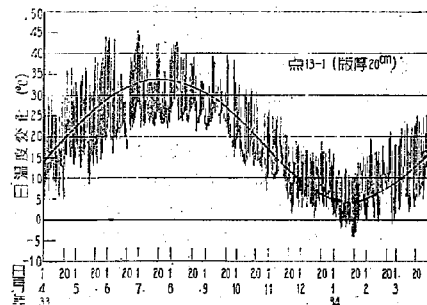


図-63 コンクリート版表面温度の日変化の年間推移

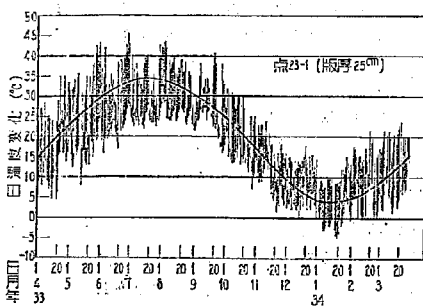


図-64 コンクリート版表面温度の日変化の年間推移

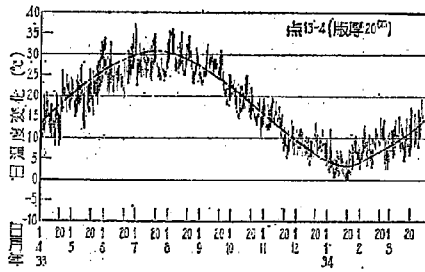


図-65 コンクリート版底面温度の日変化の年間推移

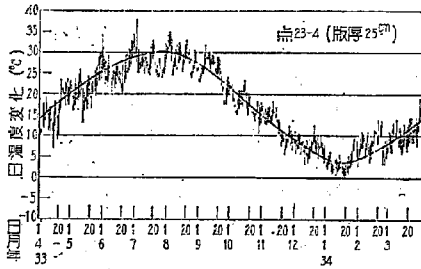


図-66 コンクリート版底面温度の日変化の年間推移

図-63, 64は昭和33年4月1日から34年3月31日までの1年間におけるコンクリート版表面温度の日変化(最高温度と最低温度を結んだ直線)の年間推移を示す。これらは版厚に関係しないから両図がほとんど相等しいのは極めて当然である。1年周期の表面温度変化は両図の中心点を結ぶ曲線であると考えてよい。したがって東京地方におけるコンクリート版表面温度の年振幅はおよそ 15°C である(全振幅 30°C)ことがわかる。年変化の場合位相はあまり意味がないが、大体7月に最高で1月に最低であることがわかる。

なお両図からコンクリート版表面温度の日平均値は年間最高の場合 $34\sim 35^{\circ}\text{C}$ に達すること、年間最低の場合 $3\sim 4^{\circ}\text{C}$ に達すること、表面温度の最高最低値はそれぞれおよそ 45°C 、 -5°C であること〔(3)参照〕表面温度日振幅は5月、6月に大きく、11月、12月に小さい〔(4)参照〕ことがわかる。

図-65, 66は昭和33年4月1日から34年3月31日までの1年間におけるコンクリート版底面温度の日変化(最高温度と最低温度を結んだ直線)の年間推移を示す。これらの図についても中心点を結ぶ曲線が年間変化を表わすと考えることができる。コンクリート版底面温度の年振幅は東京地方では $13\sim 14^{\circ}\text{C}$ であって、表面温度のそれより僅かに小さい。また版厚の相違による影響はほとんど認められない。

コンクリート版の底面温度の年変化を摩擦応力との関

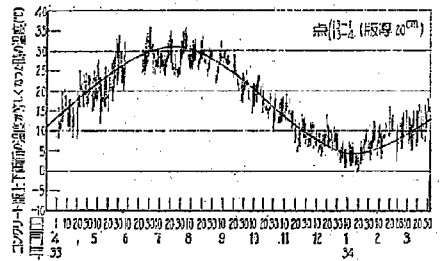


図-67 コンクリート版上下両面の温度が等しくなった時の温度の日変化の年間推移

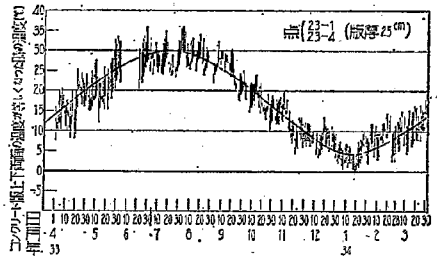


図-68 コンクリート版上下両面の温度が等しくなった時の温度の日変化の年間推移

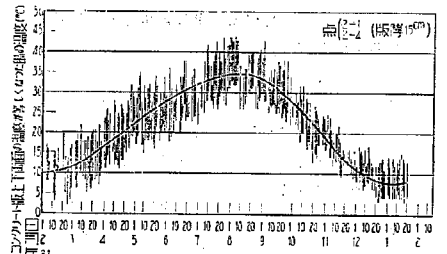


図-69 コンクリート版上下両面の温度が等しくなった時の温度の日変化の年間推移

係で考えれば、〔10〕で考察したように、応力0の基準点が施工条件によってきまり、温度振幅の中心とは必ずしも一致しない。したがって底面温度の年変化の振幅は全振幅 $26\sim 28^{\circ}\text{C}$ で表わしておく方が実際である。もしコンクリート版を1年間の最高温度で打込めば全振幅 $26\sim 28^{\circ}\text{C}$ を使って摩擦応力を計算しなければならないことになる。

図-67, 68は昭和33年4月1日から34年3月31日までの1年間におけるコンクリート版上下両面の温度が等しくなったときの温度の日変化を示す。同様に図-69は昭和34年2月3日から1年間におけるデータを示す。上下両面の温度は午前、午後各1回等しくなるが、その時の温度は午後の方が一般に高い、したがって、これらの図

で、各1本の棒の下端は朝上下両面の温度が等しくなった時の温度を示し、上端は夕方上下両面の温度が等しくなった時の温度を示す。

コンクリート版上下両面の温度が等しくなったときの温度はコンクリート版全体の平均温度に、ある程度近い値を示す。したがって、これらの図の中点を結んだ曲線はコンクリート版平均温度の年間変化を示すと考えられる。これらの図からコンクリート版の平均温度は年間に13~14°Cの振幅(26~28°Cの全振幅)で変化していることがわかる。また、この変化は版厚によってあまり相違しない。また年による相違も小さいようである。しかし個々の線の長さ(すなわち1日間の変化)を見ると版厚の影響がはっきりと見られ、版厚が小さい程大きい。個々の線の長さは朝の平均温度と夕方の平均温度の差を表わしているから、コンクリート版の平均温度が1日間にどのくらい変化するか目安になると考えられる。したがってコンクリート版の平均温度の1日間の変化は版厚が小さいほど大きいという当然の結果を表わしている。

以上、東京地方における観測結果から得られた 図-63~69 についての考察からコンクリート版の平均温度は1年間に26~28°Cの全振幅で変化していること、底面温度年振幅もこれにほぼ近いこと、表面温度年振幅は約30°Cであることが結論できる。

(13) コンクリート版表面温度日振幅と上下両面温度差の関係

すでに〔7〕でのべたようにそりこう東応力はコンクリート版表面温度の日振幅から求める Thomlinson の方法より上下両面の温度差から求める Westergaard の方法の方が实际的であるが、ここでは実際の温度変化から両方法の比較をしてみる。

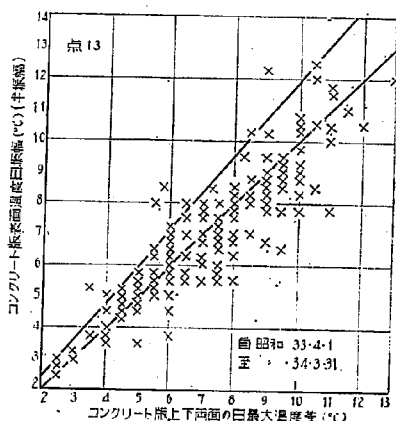


図 70 表面温度日振幅と上下両面の日最大温度差の関係(版厚 20cm)

コンクリート版表面の温度が(4)式で与えられる正弦変化をするとして、そりこう東応力振幅 A_w は(16)式で求められ、その数値計算結果は 図-4 に 画かれたとおりである。またコンクリート版表面の温度が(4)式で与えられる正弦変化をするとして、深さ z cm の点の温度は(5)式で求められるから表面と深さ z cm の点の温度差 θ' は

$$\theta' = \theta_1 \sin \frac{2\pi}{T_1} t - \theta_1 e^{-\tau} \sin \left(\frac{2\pi}{T_1} t - \tau \right) \quad \dots\dots (22)$$

(22)式を Westergaard の最大そりこう東応力式($\alpha E \theta' / 2(1-\mu)$)に入れて整理すると

$$\sigma_w = \alpha E \theta_1 \sin \frac{2\pi}{T_1} (t + t_w) \quad \dots\dots (26)$$

$$A_w = \frac{\alpha E \theta_1}{2(1-\mu)} \left[1 - 2e^{-\tau} \cos \tau + e^{-2\tau} \right]^{1/2} \quad \dots\dots (27)$$

(27)式と(16)式は一見したところでは違っているようであるが、両式の数値計算をしてみるとほとんど同じである。(26)式の数値計算結果は 図-4 に点線で記入したが $\tau \leq 1.4$ では $A_w = A_w'$ であること、 $\tau > 1.5$ の範囲でも $A_w \approx A_w'$ であることがはっきりと認められる。

次に日最大そりこう東応力についてだけ考察すると、コンクリート版表面温度振幅と上下両面の最大温度差の関係が(6)で計算した表-3ないし 図-40の関係があれば、両方法で求めた最大そりこう東応力は完全に一致する。たとえば厚さ25cm ($\tau \approx 1.25$) のコンクリート版において表面温度日振幅 θ_1 が 12.0°C、日最大温度差 θ' が 11.2°C であるとする ($\theta' = 0.934\theta_1$) と Thomlinson の方法による場合は $\tau = 1.25$ に対する αE を 図-4 から読むとよいか、 $A_w = 0.475 (\alpha E \theta_1) / (1-\mu)$ を得る。Westergaard の方法による場合は

$$A_w' = \frac{\alpha E \theta'}{2(1-\mu)} = \frac{0.934}{2} \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu}$$

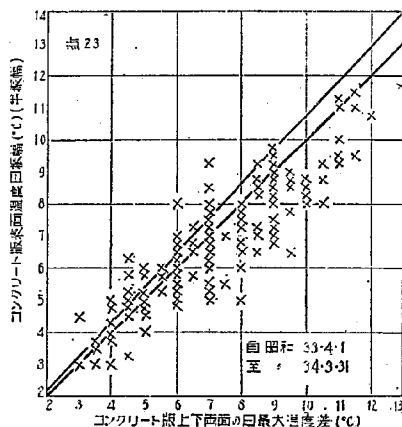


図-71 表面温度振幅と上下両面の日最大温度差の関係(版厚 25cm)

アスファルトコンクリートとセメントコンクリートの境に不連続点としてよくいらいの屈曲点があるらしいことがわかる。また、図-72と図-10を比べてもアスファルトコンクリートの温度変化の大きいことは明らかである。その理由はアスファルトコンクリートの色が黒いためによく吸熱することにあると考えられる。

なお、図-72によるとアスファルトコンクリート底面の温度は高温時にはアスファルトコンクリート表面の温度に近く、低温時にはコンクリート版表面温度に近くなっている。この図の例は極端であるが、1年間の温度変化曲線を見ると、多かれ少なかれこの傾向のあることが認められる。温度測定はアスコンの下コンクリート版の厚さが20cmの場合にも行なっていて同様な傾向が認められるからこの現象は実験誤差ではないと考えられる。その理由は不明であるが、各深さの点の温度が高温側の点の温度の経歴に多く関係することが理由の一つであろう。

〔2〕アスファルトコンクリート表面の日最高温度と日最低温度

昭和34年6月1日～昭和35年5月31日の1年間について、アスファルトコンクリート表面および底面の日最高温度および日最低温度の度数分布を図-73～76に示す。

図-73を見ると東京地方ではアスファルトコンクリート

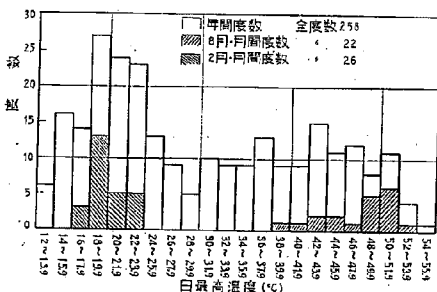


図-73 アスファルトコンクリート表面の日最高温度の度数分布 (厚さ5 cm)

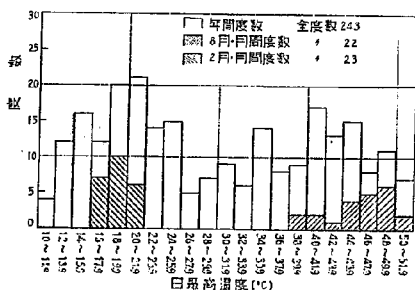


図-74 アスファルトコンクリート底面の日最高温度の度数分布 (厚さ5 cm)

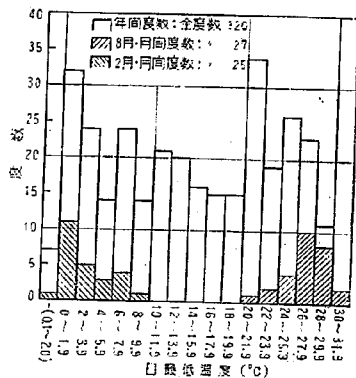
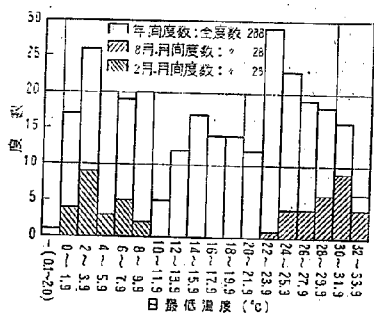


図-75 アスファルトコンクリート表面の日最低温度の度数分布 (厚さ5 cm)



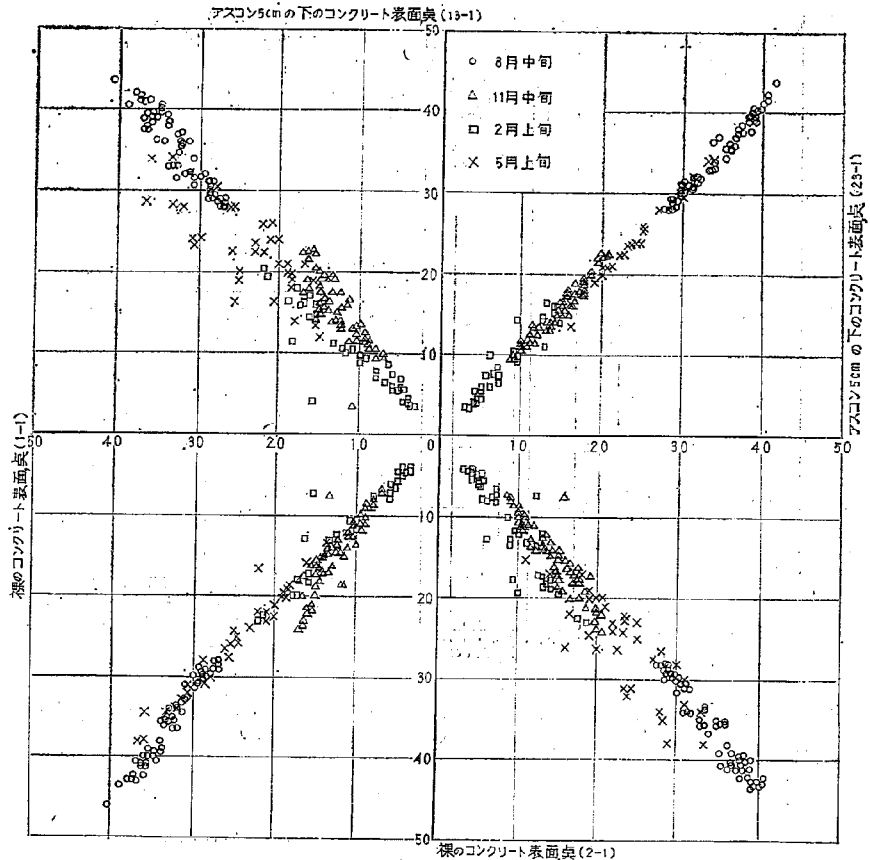


図-77 裸のコンクリート版表面温度とアスコン5cmの下のコンクリート版表面温度の相関関係

[3] アスファルトコンクリート5cmの下のコンクリート版表面温度と裸のコンクリート版表面温度の関係

図-77はアスコン5cmをかぶせたコンクリート版表面2カ所(13-1と23-1)の温度と、裸のコンクリート版表面2カ所(点1-1と2-1)の温度の相関関係を示す。

図-77を見ると点(13-1)と点(23-1),ならびに点(1-1)と(2-1)はそれぞれ相等しいという当然の結果がわかるが,点(13-1),(23-1)と点(1-1),(2-1)の関係も1:1に極めて近いことがわかる。しかしばらつきはいくぶん大きい。またアスコン5cmをかぶせたコンクリート版底面の温度も主としてコンクリート版表面温度に支配されるから,やはり上のアスコン5cmの影響をほとんど受けていない。

結論として厚さ5cmのアスコンをかぶせたコンクリ

ート版の温度はアスコンをかぶせなかった場合とほとんど同じであるといえる。したがって5cm未満の薄いアスコン,たとえば3cmのアスコンをかぶせたコンクリート版の温度は,かぶせなかった時よりもかえって増大すること,5cm以上の厚いアスコンたとえば8cmのアスコンをかぶせたコンクリート版の温度は減少することが推定される。〔(5) 参照〕

[4] アスファルトコンクリート5cmをかぶせたコンクリート版の上下両面の温度差

昭和34年6月1日~35年5月31日の1年間についてアスコン5cmをかぶせた厚さ20cmのコンクリート版上下両面の温度差を2時間ごとにとった度数分布は図-78のようである。全度数が相違することを考慮してこの図を図-47と比べるとよく似ていることがわかる。それで,この図を累加度数分布に直して図-79に示した。

また図-79には同じ版厚の裸のコンクリート版につい

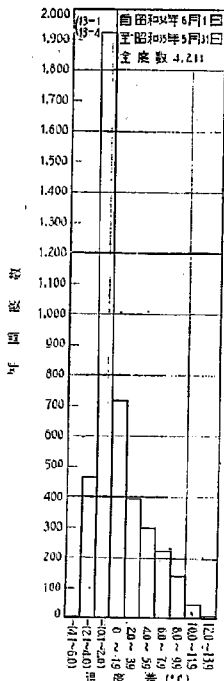


図-78 2時間ごとの温度差の度数分布 (5cmのアスコンをかぶせた20cmのコンクリート版の温度差)

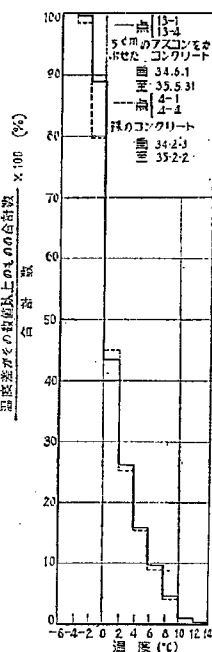


図-79 2時間ごとの温度差の累加度数分布 (版厚20cm)

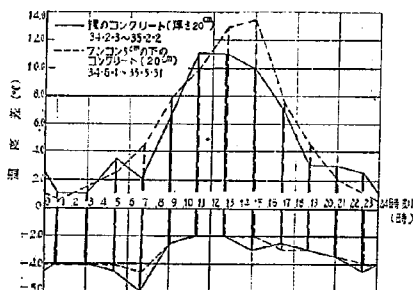


図-80 各時刻におけるコンクリート版上下両面の温度差の範囲 (版厚20cm)

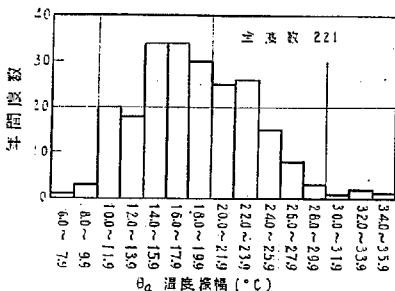


図-81 アスファルトコンクリート表面温度の日報幅 (全範囲)

ての結果を図-49 からとって(点4)の曲線)再掲した。両者の観測期間は約5ヵ月ずれていることを考慮しなければならないが、正の温度差については極めてよく一致していることがわかる。しかし負の温度差についてはアスコンをかぶせたコンクリート版の方が明らかに小さい。

結局厚さ5cmのアスコンをかぶせたコンクリート版の正の温度差はアスコンをかぶせなかった場合とほとんど変わらないが、負の温度差は絶対値が小さくなるといえる。

しかし温度差が正の最大となる時刻はアスコンをかぶせることによっていくぶん遅れる。この関係は各時刻ごとの温度差の範囲を表わした図-80を見れば明らかである。ただし、このことが他の応力との組合せ上特に有利になるとは考えられない。

〔5〕アスファルトコンクリートの熱拡散率

アスファルトコンクリートの熱拡散率を表-5と同じような間接的方法で求めると、146個の測定値から $\phi^2 = 0.028$ を得た。

図-81はアスコン表面温度の日報幅の度数分布を示

す。アスコン表面温度の日半振幅を θ_a °C とすれば、深さ5cmの点のアスコンの温度、(すなわちコンクリート表面の温度)の日振幅は(式)より $\theta_a e^{-\tau}$ になるはずである。したがってアスコン表面温度振幅と、5cmのアスコンをかぶせたコンクリート表面温度振幅の比は $\frac{\theta_a e^{-\tau}}{\theta_a} = e^{-\tau} = e^{-(5/\sqrt{\phi^2}) \sqrt{\pi/T_1}}$ になる。 $\phi = 0.167 T_1 = 86400$ 秒を入ると $e^{-\tau} = 0.83$ を得る。

しかし図-81と図-31ないし32を比べると、日振幅の比は0.83でなくむしろ0.70くらいであると考えられる。すなわち間接的方法で求めた ϕ^2 を使ってアスコン5cmの下コンクリート表面温度を推定すると、裸のコンクリートより小さい値を出すか、実際には両者はほとんど相等しいという矛盾が生ずる。その理由はおそらく ϕ^2 の誤差が大きいことにある。第1にアスコンをかぶせたコンクリート版は ϕ^2 の明らかに相違する二つの層から成立っているから(式)が使えないからであり、第2に上記のような間接的方法においては深さの差が4cmでは温度の極大値の位相差が30分のオーダーであるのに対し極大値の読み取りの精度は10分のオーダーだからであ

る。もし $\rho^2=0.011$ とするとアスコン表面温度から 5cm 下のコンクリート表面温度を推定しても、よい一致が得られる。

いずれにせよアスコン表面温度振幅と、その下のコンクリート版表面温度振幅の比が $e^{-(\alpha/\rho)\sqrt{\pi/T}}$ になっていることから、アスコン 5cm 下のコンクリート版温度と裸のコンクリート版温度がほぼ相等しいことを前提としてアスコンが 5cm 以下の場合 ($z < 5$, たとえば 3cm) はアスコン下のコンクリートの温度変化はかえって大きくなること、アスコンが 5cm 以上の場合 ($z > 5$, たとえば 8cm) は小さくなるのが容易に推定できる。

7. コンクリート版温度変化を測定または推定するための簡便法

(1) 水銀温度計 (またはアルコール温度計) による

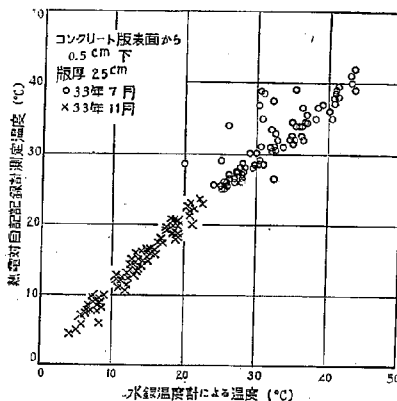


図-82 熱電対による測定温度と水銀温度計による測定温度の相関関係

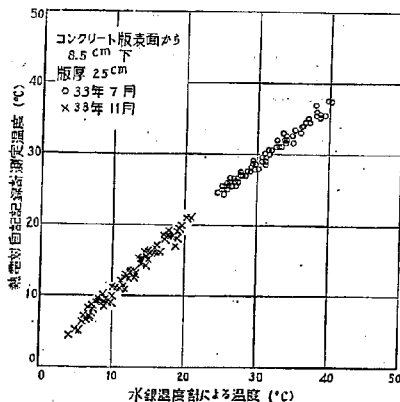


図-83 熱電対による測定温度と水銀温度計による測定温度の相関関係

るコンクリート版温度の観測

熱電対によって測定したコンクリート版の温度と、水銀温度計によって測定したコンクリート版の温度の関係を図-82~85 に示す。これらの図によると両方法によって求めた温度は極めてよく一致していること、誤差は $\pm 1^\circ\text{C} \sim \pm 2^\circ\text{C}$ であることがわかる。しかしコンクリート版表面付近の温度については誤差がいくぶん大きいようである。

したがって、水銀温度計ないしアルコール温度計をコンクリート版の側面に埋め込んで、いろいろな深さの点の温度を測定する方法は極めて実用的で、しかも正確な方法であるといえる。ただし、この方法では温度計を折るとパイプがつまってしまうのでその後の測定が不能になる欠点と連続観測をする時には多くの労力を要する欠点がある。

(2) 気温の観測

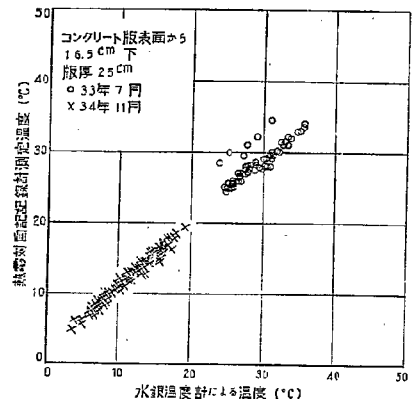


図-84 熱電対による測定温度と水銀温度計による測定温度の相関関係

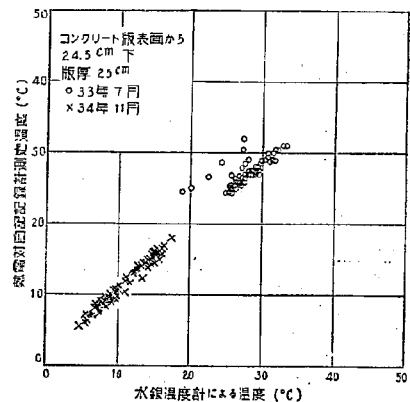


図-85 熱電対による測定温度と水銀温度計による測定温度の相関関係

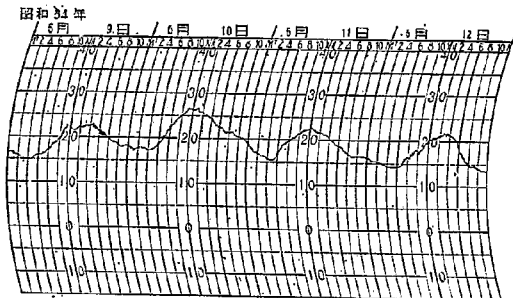


図-86 気温変化の1例

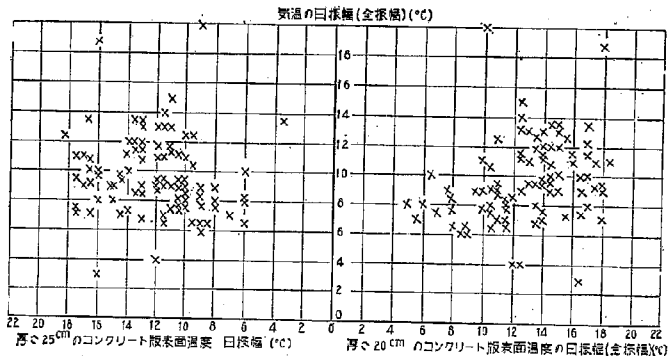


図-87 気温の日振幅とコンクリート版表面温度の日振幅の相関関係

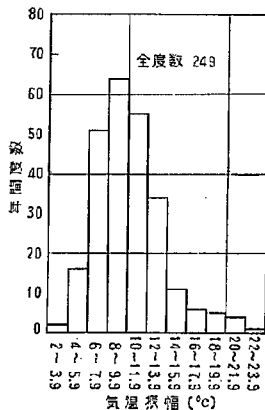


図-88 気温の日振幅の年間度数分布

気温の観測データは各地の測候所から入手できるが、図-86は赤羽における試験舗装で観測した結果の1例である。気温の時間変化の型はコンクリート版の温度変化の型に似ている。気温が最高になるのは14時前後が多く、コンクリート版表面温度が最高になる時刻よりいくぶん遅い。気温は太陽の放射によって上昇するのでなく、地表よりの対流で上昇するのがその理由であろう。

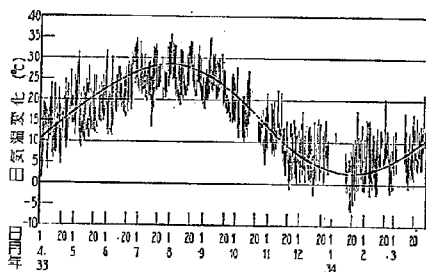


図-89 気温の日変化の年間推移

最高気温がコンクリート版の最高温度よりかなり低いこともその理由を説明している。気温が最低になるのは5時ごろが多い。

しかし気温とコンクリート版表面の温度の関係ををとらばつきが非常に大きく、有意の関係はほとんど見つけられない。また気温の日振幅とコンクリート版表面温度の日振幅の関係を調べると図-87に示すとおり、強い

相関関係が認められない。したがって気温の日振幅からコンクリート版表面温度の日振幅を推定することはできない。ただし図-87の各点の重心をとってみると、コンクリート版表面温度の日振幅は気温の日振幅の1.3倍ぐらいであることがわかる。

図-88は昭和33年6月1日～34年5月31日の1年間の気温の日振幅の度数分布曲線を示す。この図を図-31、32と比べるとある程度似ていることがわかる。両図の最大度数の温度振幅は10～11.9°Cであって図-88のそれが8～9.9°Cであるのに対し、1.25倍ぐらいになっている。

以上の関係から、気温の日振幅を知ることによってコンクリート版表面温度振幅をただちに推定することは、ほとんど不可能であるが、気温の日振幅の年間度数曲線から版表面温度振幅の年間度数をある程度正確に推定できること、したがって温度差の年間度数もある程度正確に推定できることがわかる。

図-89は昭和33年4月1日～34年3月31日の1年間の気温変化を示す。この図から気温日変化はコンクリート版各点の日変化とかなり似た年間変化をしていることがわかる。しかしコンクリート版表面温度のように日振幅が春に特に大きいことは認められない。平均気温は1年間に約12～13°Cの振幅(コンクリート版表面温度の年振幅の約90%)で変化している。

〔3〕 湿度の観測

湿度の観測データも各地の測候所で入手できるが、図-90は赤羽における試験舗装で観測した結果の1例である。雨の日は湿度が高くして一定である。しかし晴天の日が続くと図-90に示すように比較的規則的な変化をする。

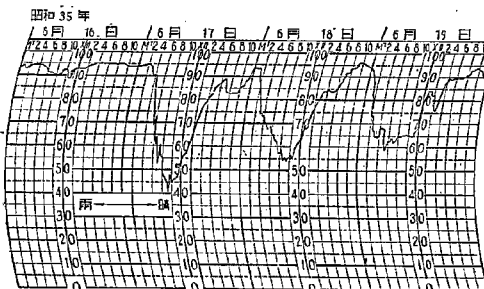


図-90 湿度変化の1例

湿度が最小になるのは8～10時、最大になるのは24時前後であって温度変化と約半周期だけずれた形になっている。すなわち、日中は空中の湿度が低くてコンクリート表面が収縮しようとする傾向があり、夜間は空中の湿度が高くてコンクリート表面が膨張しようとする傾向があると認められる。

したがってコンクリート版の含水量変化による応力は温度変化による応力と符号が反対になることによって温度応力をやわらげようとする傾向のあることがわかる。

気温の振幅とコンクリート版表面温度振幅の間には図-87に示すとおりよい相関関係が認められないが、それが湿度と風速の影響であるかどうかを調べた。図-87で各点の重心と原点を結ぶ線(すなわちこう配1/1.3の直線)を引き、各点とこの直線の縦断線に平行な距離を測り、それと湿度の日振幅ないし風速との関係をプロットしてみた。しかし、それらの点はほとんど円形にちらばっており、何らの相関関係も認められなかった。結論として気温、湿度、風速などの気象データから直接コンクリート版表面温度振幅を測るのは不可能であるといえる。

〔4〕 日射の観測

図-91～93は快晴の場合、晴時々曇の場合、曇の場合についてロビッチ日射計によって測定した日射の強さの1日間の変化の例を示す。快晴の場合は日射の強さは太陽の高度に比例した規則的な曲線を描くが、雲がかかるとその強さは敏感に変化することがわかる。

図-91で左右の水平線は夜間のもので、この時の日射の強さは0であると考えられるから、これが基準線になる。

まずコンクリート版の表面温度が極大値に達した時の時刻をその日の日射曲線に書きこんだ。

図-91の例においては日射の強さ曲線がちょうど

右下りになった時に表面温度が極大値に達している。しかし1年間の全データに目を通してみると、日射の強さが減少し始めて30分～1時間に表面温度が極大になることが多く、0～1.5時間の範囲内でばらついている。このばらつきが大きいことは熱の移動が定常状態にならないこと、熱の平衡状態が生じたとしても関係する要素が多すぎるなどなどがその理由であると考えられる。

次に、コンクリート版表面温度が極大になった

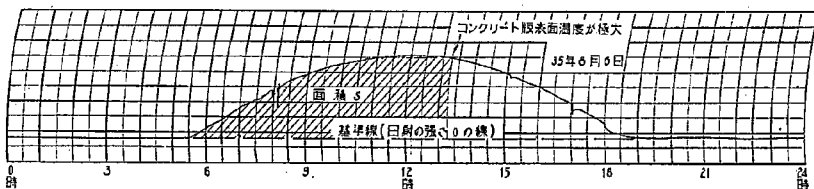


図-91 ロビッチ日射計による日射の強さの1日間の変化の1例(快晴の場合)

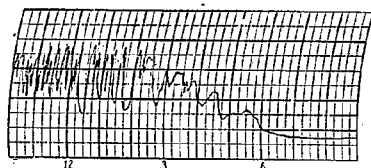


図-92 日射の強さの1日間の変化の1例 (時々曇る場合)

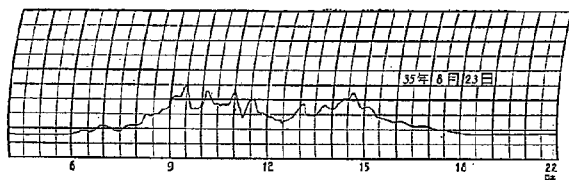


図-93 日射の強さの1日間の変化の1例 (曇の場合)

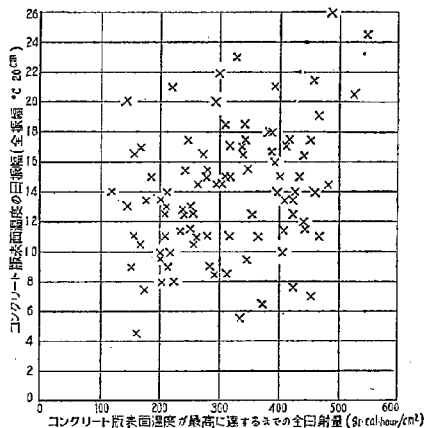


図-94 日射量とコンクリート版表面温度振幅の関係

時の時刻線 (曲った縦線) と基準線 (水平線) と日射の強さを表す曲線で囲まれた面積 (cm^2) に器械定数 0.825 を掛け、コンクリート版の温度が最高温度に達するまでの全日射量 (gr cal hour/cm^2) を求めた。この全日射量とコンクリート版表面温度振幅の相関関係を調べたのが図-94である。図-94によると両者の間の相関関係は弱く、日射量からコンクリート版表面温度振幅を推定することもむずかしいことがわかる。

〔5〕 風速の観測

風速は湿度の観測結果と結びつけられ、気温あるいは日射量から、コンクリート版表面温度振幅を推定する方法の精度を高めることができるのではないかと考えて観測した。しかし、これらの各要素の間の関係があいまいで、風速を考慮した修正項をみつめることはできなかった。

8. 結 論

コンクリート舗装の設計に関する実験的研究の第1報としてコンクリート舗装版の温度変化を観測し、統計的に調べた。また各種観測の簡便法を比較した。その結果得られた結論を要約すると次のようになる。

(1) コンクリート版表面の温度は晴天が続くと正弦曲線にある程度似てはいるが、それとは別の規則的な変化をする。

(2) コンクリート版のそりこう東応力はコンクリート版表面温度振幅から求める Thomlinson の方法よりコンクリート版上下両面の温度差から求める Westergaard の方法の方が正確かつ实际的である。温度こう配が正の場合にはいずれの方法によって求めたそりこう東応力がほぼ相等しいが、後者によって求めた応力の方がいくぶん大きい。

また、そりこう東応力が引張最大になる時刻は表面温度振幅の方法によっても温度差の方法によってもほぼ相等しい。

(3) 厚さ 15~25cm のコンクリート版底面のそりこう東応力は東京地方では8時ごろと17時ごろに0となり、13時ごろ引張最大に、3時ごろ圧縮最大に達する。

またそりこう東応力を求めるための基礎資料となるコンクリート版上下両面の温度差の大きさや頻度、あるいはコンクリート版表面温度振幅の大きさや頻度が

わかった。そりこう東応力の引張最大値は圧縮最大値の約3倍である。

(4) コンクリート版の上下両面の温度差 (したがって、そりこう東応力) は版厚が大きいくほど大きい、版厚に比例せず、版厚が大きくなるほど増加の割合が小さい。

(5) コンクリート版の上下両面の温度差ないし表面温度日振幅 (したがって、そりこう東応力) は4、5月ごろ (春) に非常に大きく、他の季節には小さい。

(6) コンクリート版の上下両面の温度差ないし表面温度日振幅 (したがって、そりこう東応力) は5cm 程度のアスファルトコンクリートで被覆してもほとんど変わらないが、アスコンの厚さが5cm より厚くなると減じ、5cm より薄くなるとかえって増大する。

ただし、そりこう東応力が引張最大になる時刻はアス

コンで被覆することによっていくぶん遅れる。

(7) コンクリート版温度の日変化による内部応力は図解法で求めるのが最もよい。

コンクリート版底面の内部応力は20時ごろ引張最大に、10時ごろ圧縮最大になる。20時、23時および13時における厚さ25cmのコンクリート版の内部応力の大きさと頻度が求められた。

(8) コンクリート版底面温度の日変化による摩擦応力は8時ごろ引張最大になり、17時ごろ圧縮最大になる。摩擦応力の基礎資料となるコンクリート版底面温度の日変化の大きさと頻度が求められた。

(9) 狭義の端部こう束応力は15時ごろ圧縮最大になる。しかしこの応力は引張りにはならない。

(10) コンクリート版温度の年変化による応力は摩擦応力と狭義の端部こう束応力だけである。東京地方のコンクリート版表面温度の年変化は全振幅で 30°C くらい、平均温度の年変化は全振幅で $24\sim 28^{\circ}\text{C}$ くらいである。

(11) 温度-時間曲線から間接的方法で求めた熱拡散率はコンクリートで $0.017\sim 0.020\text{cm}^2/\text{sec}$ 、土で $0.009\text{cm}^2/\text{sec}$ 、アスファルトコンクリートで $0.028\text{cm}^2/\text{sec}$

くらいである。(ただし、この数値の誤差はかなり大きい)

(12) 縁端から5cm以上内側のコンクリート版の温度は平面的に変化していない。

(13) コンクリート版の温度変化は熱電対と電子管式熱電温度記録計の組合せによって測るのが最もよい。しかし、コンクリート版側面からそう入した水銀温度計ないしアルコール温度計で測る簡便法も十分正確である。

(14) コンクリート版の温度、温度振幅などを気温、湿度、日射、風速などの気象観測資料から求めることはむずかしい。しかし、気温の日振幅の年間度数分布から、コンクリート版表面温度振幅の年間度数分布をある程度の精度で求めることはできる。

最後に本観測に非常な御援助をお寄せいただいた大津国道工事々務所、名古屋国道工事々務所、関東4号国道工事々務所、京浜国道工事々務所、熊谷国道工事々務所、荒川下流工事々務所、ならびに観測の実施に非常な努力を払われた大塚広美君と高和義子さんに心からの感謝を申上げる。

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 109, November 1961

CONTENTS

1. S. Yokota, T. Takata and N. Narita
A Study of Three-dimensional Analysis of Wind Force
acting on Suspension Bridges (1)
2. M. Komatsubara
Tests of Paints for the Wakato-Bashi (the Wakato Bridge) (7)
3. M. Yamamoto and S. Nakamura
Researches on Block, Channel and Hoop Shear Connector (35)
4. M. Yamamoto and S. Nakamura
Researches on Studd Shear Connector (67)
5. T. Takenouchi and N. Kasagi
Some Calculation Methods for Estimating Runoff from Rainfall (2) (91)
6. T. Takenouchi and T. Egawa
The Effect of the Diameter of Raingauge Receiver on the Record (99)
7. T. Takenouchi, T. Tsuruoka and T. Maki
A Method of Velocity Measurement in River Channel by Chemical Injection ... (103)
8. S. Iwama
Experimental Studies on the Structural Design of Concrete Pavement (1)
— On the Temperature Variation of Concrete Pavement — (109)