

琉球大学学術リポジトリ

不完全合成桁の挙動に関する研究

メタデータ	言語: 出版者: 有住康則 公開日: 2021-12-15 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 有住, 康則, Arizumi, Yasunori メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/14311

第3章 不完全合成桁の有効幅

3.1 緒言

不完全合成桁では、コンクリートスラブと鋼桁の接合面に、ずれ止めの変形によるずれが生じるため、コンクリートスラブならびに鋼桁の橋軸方向の応力分布、特に接合面の応力分布は、接合面にずれが生じないものとした完全合成桁と著しく相違することがすでに知られている。そこで、この接合面のずれを考慮し従来の初等ばり理論によって合理的な設計を可能にするためには、コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれを考慮した有効幅を定める必要がある。

本章では、コンクリートスラブを面内力のみを受ける平板 (Scheibe) と仮定しコンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれを考慮して、応力関数を用いてコンクリートスラブの有効幅を求める手法について述べる¹³²⁾。ずれ止めの配置を考慮した不完全合成桁の有限要素解析結果¹³³⁾では、コンクリートスラブおよび鋼桁の応力は、ずれ止めをせん断力に比例して不等間隔に配置した場合と等間隔に配置した場合とではほとんど差は見られなかった。それで、ずれ止めを不等間隔に配置した場合 (断続配置等の極端な配置法は除く) と等間隔に配置した場合とではコンクリートスラブの有効幅に与える影響はわずかであると考えられるので、本解析ではずれ止めは等間隔配置されているものとして有効幅を求める。また、応力関数を用いて得られた結果を検討するため、不完全合成桁のコンクリートスラブを Finite Prism 要素で、鋼桁を Finite Strip 要素で、ずれ止めを橋軸方向に連続的に配置されたばね要素でモデル化し数値解析を行った。

不完全合成桁の有効幅は、コンクリートスラブの支持状態、断面の形状および荷重状態の違いによる影響が現れると考えられる。この解析では、単純T形ばり、無限並列ばり、およびコンクリートスラブの支持状態の適用範囲を広げるためπ形ばり (対称および逆対称荷重) についてそれぞれ解式を導き、曲げモーメント分布が放物線分布 (等分布荷重) および三角形分布 (集中荷重) について広範囲な計算を行い、その結果を図表化した。なお、断面の形状の違いによる影響については、断面に関するパラメータを導入し検討を行った。また、一例として現道路橋示方書¹⁾の規定有効幅を用いた場合との比較計算を行った。

3.2 定義および仮定

Fig. 3.1 に示すように、構造系および荷重が断面方向に対称な場合の不完全合成桁の有効幅は、次のように二通りの定義が考えられる。

$$\lambda_1 = \int_0^B \sigma_x dy / (\sigma_x)_{slab} \dots \dots \dots (3.1)$$

$$\lambda_2 = \int_0^B \sigma_x dy / (\sigma_x)_{girder} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

σ_x : コンクリートスラブに分布する橋軸方向の応力

$(\sigma_x)_{slab}$: 接合面位置におけるコンクリートスラブの橋軸方向応力

$(\sigma_x)_{girder}$: 接合面位置における鋼桁上面のひずみをコンクリートスラブの応力に換算した値

である。式(3.1)の定義を用いると、応力計算であらためて接合面のずれの影響を考慮する必要があり、ここでは、不完全合成桁の有効幅を式(3.2)で定義する。この式を用いると、コンクリートスラブと鋼桁の間のずれの影響は、有効幅を低減することによって考慮される。一方、Fig. 3.2に示す張り出し部がない π 形ばりに逆対称荷重が作用する場合は、コンクリートスラブ断面中心線に沿って水平せん断力 $(\tau_{xy})_{y=B}$ が生じるため、有効幅は次のように定義される¹³⁴⁾¹³⁵⁾。

$$\lambda_3 = \left| \int_0^B \sigma_x dy + \int_0^x (\tau_{xy})_{y=B} dx \right| / (\sigma_x)_{girder} \dots \dots \dots (3.3)$$

不完全合成桁の有効幅を解析するにあたり次の仮定を設ける。

- (1) コンクリートスラブおよび鋼桁は、等断面であり断面形状は左右対称とする。
- (2) コンクリートスラブは、等方性の平板 (Scheibe) と考え、曲げ剛性は無視する。
- (3) 鋼主桁は、初等曲げ理論に従って挙動し、断面内の軸方向応力分布は直線と仮定する。
- (4) ずれ止めは、コンクリートスラブと鋼桁の間に密に連続的に配置された結合バネ要素と仮定する。

なお、実際にはコンクリートスラブと鋼桁の接合面には付着および摩擦が作用するが、これらの定量的な性質が判明していないので、その影響は無視する。

- (5) 荷重は、主桁の直上のみ作用するものとする。

なお、実際の合成桁におけるコンクリートスラブには曲げおよび面内力による変形が共存するが、Rose¹³⁶⁾および Stiglat¹³⁷⁾の研究によると、曲げと面内力による変形を考慮した解析と、面内力による変形だけを考慮した解析の差は、有効幅の計算においてはほとんど無視することができることが報告されている。また、現道路橋示方書は面内力による変形だけを考慮して有効幅の解析を行った福田¹³⁸⁾の研究等にもとづいている。

3. 3 応力関数による有効幅の計算

3. 3. 1 応力関数

Fig. 3.1 に示す不完全合成桁において、コンクリートスラブを等方性の平板 (Scheibe) と仮定すると、これを支配する微分方程式は、

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \dots \dots \dots (3.4)$$

である。ここで、 $F(x, y)$ は Airy の応力関数である。式 (3.4) の微分方程式を満足する応力関数は次のように表される¹³⁹⁾¹⁴⁰⁾。

$$F(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} A_m (e^{-ky} + B_m e^{ky} + C_m y e^{-ky} + D_m y e^{ky}) \sin kx \quad (3.5)$$

ここで、 A_m 、 B_m 、 C_m 、 D_m は積分定数であり、 $k = m\pi/L$ である。応力関数 $F(x, y)$ と各応力の関係、および応力とひずみの関係は、平面応力状態であることを考えて次のように示される。

$$\sigma_x = \partial^2 F / \partial y^2, \quad \sigma_y = \partial^2 F / \partial x^2, \quad \tau_{xy} = -\partial^2 F / \partial x \partial y \quad (3.6)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \partial u / \partial x = (\sigma_x - \nu \sigma_y) / E, & \epsilon_y &= \partial v / \partial y = (\sigma_y - \nu \sigma_x) / E \\ \gamma_{xy} &= \partial u / \partial y + \partial v / \partial x = \tau_{xy} / G \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

ここで、 E 、 G および ν は、弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比である。

3. 3. 2 積分定数 B_m 、 C_m および D_m の決定

Fig. 3.2に示すように幾何条件および荷重状態の異なる単純T形ばり (MODEL-A)、無限並列ばり (MODEL-B)、張り出し部がない π 形ばりに対称荷重が作用した場合 (MODEL-C)、および逆対称荷重が作用した場合 (MODEL-D) について解析を行う。

積分定数 B_m 、 C_m 、 D_m は、構造系の幾何条件および荷重条件によって一義的に定まる境界条件を用いることによって決定できる。Table 3.1に MODEL A~D のそれぞれの場合の境界条件およびそれによって定まる積分定数 B_m 、 C_m 、 D_m を示す。

3. 3. 3 積分定数 A_m の決定

コンクリートスラブと鋼桁との接合面に配置されたずれ止めを接合面に連続的に配置された結合ばねと仮定すると、Fig. 3.3に示されたずれ止めに働く水平せん断力 $T(x)$ とずれ Δ_s の関係は、

$$T(x) = Q\Delta_s \quad (3.8)$$

である。ここで、 Q はずれ止めの剛性である。また、ずれ Δ_s は、接合面におけるコンクリートスラブおよび鋼桁上面の橋軸方向 (x) の変位をそれぞれ $(u_x)_{y=0}$ 、 $(u_x)_{girder}$ とすると次のようになる。

$$\Delta_s = (u_x)_{girder} - (u_x)_{y=0} \quad (3.9)$$

したがって、式 (3.8)、(3.9) より次の関係式が得られる。

$$T(x) = Q\Delta_s = Q \{ (u_x)_{girder} - (u_x)_{y=0} \} \quad (3.10)$$

ここで、式 (3.10) の両辺を変数 x で微分すると、コンクリートスラブと鋼桁の接合面で成立するひずみの適合条件式が得られる。

$$\frac{\partial T(x)}{\partial x} = Q \left\{ \frac{\partial (u_x)_{girder}}{\partial x} - \frac{\partial (u_x)_{y=0}}{\partial x} \right\} = Q \left\{ (\epsilon_x)_{girder} - (\epsilon_x)_{y=0} \right\} \quad (3.11)$$

なお、ずれ止めの剛性が無限大、すなわち完全合成桁の場合はひずみの適合条件式は次のように表される。

$$(\epsilon_x)_{girder} = (\epsilon_x)_{y=0} \quad (3.12)$$

接合面におけるコンクリートスラブのひずみ $(\epsilon_x)_{y=0}$ は、

$$(\epsilon_x)_{y=0} = \frac{1}{E_c} \sum_{m=1}^{\infty} |k^2(1+\nu)(1+B_m) + 2k(D_m - C_m)| \sin kx \quad (3.13)$$

となる。コンクリートスラブの力のつり合い式は、Fig. 3.3に示すように荷重が対称に作用する場合は、

$$\int_0^x T(x) dx = -\bar{t} \int_0^B \sigma_x dy \quad (3.14)$$

であり、ここで、 \bar{t} はMODEL-A、Bの場合は $2t$ 、MODEL-C、Dの場合は t である。なお、 t はコンクリートスラブの厚さである。一方、逆対称荷重が作用した場合(MODEL-D)は、構造中心線に沿って水平せん断力 $(\tau_{xy})_{y=B}$ が作用しており、コンクリートスラブの力のつり合い式は次のようになる。

$$\int_0^x T(x) dx = -t \int_0^B \sigma_x dy - t \int_0^x (\tau_{xy})_{y=B} dx \quad (3.15)$$

一方、鋼桁の接合面のひずみは仮定(3)を適用すると、

$$(\epsilon_x)_{girder} = -\frac{1}{E_s I_s} \left| M(x) \cdot a - \left(a^2 + \frac{I_s}{A_s} \right) \cdot \int_0^x T(x) dx \right| \quad (3.16)$$

であり、 a は鋼桁断面重心軸から接合面までの距離である。ここで、曲げモーメント分布 $M(x)$ を Fourier 級数で展開すると、

$$M(x) = \sum_{m=1}^{\infty} M_m \sin kx \quad (3.17)$$

となり、Fourier 係数 M_m は、

(a) 曲げモーメント分布が放物線分布(等分布荷重 p が作用)に対して、

$$M_m = 4pL^2/m^3 \pi^3 (m=1, 3, 5, \dots) \quad (3.18)$$

(b) 曲げモーメント分布が三角形分布(集中荷重 P が作用)に対して、

$$M_m = (-1)^{(m-1)/2} 2PL/m^2 \pi^2 (m=1, 3, 5, \dots) \quad (3.19)$$

である。よって、式(3.11)、(3.13)～(3.16)および(3.17)の関係式を用いて積分定数 A_m を次のように決定することができる。

$$A_m = \frac{M_m}{\frac{ik^2}{Qa} E_s I_s H_m + \frac{2\bar{t}}{a} (\alpha^2 + \frac{I_s}{A_s}) H_m - \frac{E_s I_s}{E_c a} R_m} \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

ここで、 H_m 、 R_m 、 \bar{t} は次のように定義される。

$$\left. \begin{aligned} H_m &= (kB_m - k + C_m + D_m) \\ R_m &= k^2(1 + \nu)(1 + B_m) + 2k(D_m - C_m) \\ \bar{t} &= \begin{cases} 2t & \text{MODEL-A and MODEL-B} \\ t & \text{MODEL-C and MODEL-D} \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.21)$$

3. 3. 4 有効幅

以上の結果より、式 (3.2)、(3.3) の定義式にもとづく、式 (3.17) の曲げモーメント分布に対応する不完全合成桁のコンクリートスラブの有効幅を次のように表すことができる。

$$\lambda = \frac{-\sum_{m=1}^{\infty} A_m H_m \sin kx}{\left(-\frac{E_c}{E_s I_s}\right) \sum_{m=1}^{\infty} \{M_m a - \bar{t}(\alpha^2 + \frac{I_s}{A_s}) H_m A_m\} \sin kx} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

ここで、コンクリートスラブと鋼桁の断面比およびずれ止めの剛性を表すパラメーターを、

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= nA_s / b\bar{t}, \quad K_2 = I_s / A_s a^2 \\ K_3 &= Q / E_c, \quad (n = E_s / E_c) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.23)$$

とすると、式 (3.22) の有効幅は、

$$\frac{\lambda}{b} = \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \{M_m / (f_1 + f_2)\} \sin kx}{\sum_{m=1}^{\infty} \{M_m f_1 / (f_1 + f_2)\} \sin kx} \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

となる。ここで、 f_1 および f_2 は、

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= (\bar{t} B k^2 / K_3) - (R_m B / H_m) \\ f_2 &= (1 + K_2) / K_1 K_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.25)$$

で与えられる。

3. 4 Finite Prism、Finite Strip Method を用いた解析

二次元状態で考えられた応力関数による結果を検討するため、三次元の数値解析を行う。ここで考え

られた不完全合成桁のモデル化は、コンクリートスラブを Finite Prism の要素で、鋼桁を Finite Strip の要素で分割し、ずれ止めは、橋軸方向に連続的に配置されたばね要素と考える。また、接合面のコンクリートスラブと鋼桁のたわみおよび橋軸直角方向の変位は等しく、接合面において浮き上がりはないものとする。

Figs. 3.4, 3.5 に示す局所座標系において、Finite Prism の要素および Finite Strip の要素の変位は、それぞれ次のように示される^{141)~143)}。

(a) Finite Prism 要素 (コンクリートスラブ)

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^8 N_n u_{nm} \cos kx \\ v &= \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^8 N_n v_{nm} \sin kx \\ w &= \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^8 N_n w_{nm} \sin kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.26)$$

(b) Finite Strip 要素 (鋼桁)

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{m=1}^r \{ (1-\beta)u_{im} - \beta u_{jm} \} \cos kx \\ v &= \sum_{m=1}^r \{ (1-\beta)v_{im} - \beta v_{jm} \} \sin kx \\ w &= \sum_{m=1}^r \{ (1-3\beta^2+2\beta^3)w_{im} + y(-1+2\beta-\beta^2)\theta_{im} \\ &\quad + (3\beta^2-2\beta^3)w_{jm} + y(\beta-\beta^2)\theta_{jm} \} \sin kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.27)$$

ここで、 $k=m\pi/L$ 、 $\beta=y/B$ であり、Finite Prism 要素の u_{nm} 、 v_{nm} 、 w_{nm} は n 節線における第 m 項の変位パラメーターであり、 N_n は形状関数である。この解析においては、この形状関数 N_n に 8 節点から成るアイソパラメトリック要素を用いた。一方、Finite Strip 要素の u_{im} 、 v_{im} 、 w_{im} 、 θ_{im} 、 u_{jm} 、 v_{jm} 、 w_{jm} 、 θ_{jm} は i 、 j 節線における第 m 項の変位パラメーターである。

仮想仕事の原理より、コンクリートスラブおよび鋼桁要素の内部仮想仕事 δU_G は

$$\begin{aligned} \delta U_G &= \delta U_c + \delta U_s = \int_{V_c} \sigma_c \delta \epsilon_c dV_c + \int_{V_s} \sigma_s \delta \epsilon_s dV_s \\ &= \{ \delta u_c \}^T [K_c]_{prism} \{ u_c \} + \{ \delta u_s \}^T [K_s]_{strip} \{ u_s \} \dots\dots\dots (3.28) \end{aligned}$$

であり、ここで、

$[K_c]_{prism}$: コンクリートスラブ (Finite Prism) 要素の剛性マトリックス

$[K_s]_{strip}$: 鋼桁 (Finite Strip) 要素の剛性マトリックス

また、 $\{u_c\}$ 、 $\{u_s\}$ はコンクリートスラブ (Finite Prism) および鋼桁 (Finite Strip) 要素の変位パラメーターであり、第 m 項の変位パラメーターは次のように示される。

$$\left. \begin{aligned} \{u\}_m &= \langle u_{1m}, v_{1m}, w_{1m}, \dots, u_{8m}, v_{8m}, w_{8m} \rangle^T \\ \{u\}_m &= \langle u_{im}, v_{im}, w_{im}, \theta_{im}, u_{jm}, v_{jm}, w_{jm}, \theta_{jm} \rangle^T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.29)$$

一方、ずれ止めをコンクリートスラブと鋼桁の接合面に連続的に配置されたばね要素とし、接合面の浮き上がりがないものとする、ずれ止めに働く力 $T(x)$ とずれ Δ_s の関係は式 (3.8) に示されている。Fig. 3.6 に示すようにコンクリートスラブ要素の n 節線と鋼桁要素の i 節線にずれ止めが配置されているものとし、 n 節線および i 節線の橋軸方向 (x) の変位をそれぞれ u_{nc} 、 u_{is} とすると、ずれ Δ_s は次のように示される。

$$\Delta_s = u_{is} - u_{nc} \dots\dots\dots (3.30)$$

ここで、 n 、 i 節線の橋軸方向の変位 u_{nc} 、 u_{is} は、式 (3.26)、(3.27) より、

$$\left. \begin{aligned} u_{nc} &= \sum_{m=1}^{\infty} u_{nm} \cos kx \\ u_{is} &= \sum_{m=1}^{\infty} u_{im} \cos kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.31)$$

となる。よって、仮想仕事の原理より、ずれ止め要素の内部仮想仕事は次のようになる。

$$\begin{aligned} \delta U_{sc} &= \int_0^L Q \Delta_s \delta \Delta_s dx \\ &= \int_0^L Q (u_{is} - u_{nc}) (\delta u_{is} - \delta u_{nc}) dx \\ &= \{\delta u_{sc}\}^T [K_{sc}] \{u_{sc}\} \dots\dots\dots (3.32) \end{aligned}$$

ここで、 $\{u_{sc}\} = \langle u_{n1}, u_{i1}, u_{n2}, u_{i2}, \dots, u_{nr}, u_{ir} \rangle^T$ である。また、 $[K_{sc}]$ はずれ止め要素の剛性マトリックスであり次のように示される。

$$[K_{sc}] = \begin{bmatrix} [K_{sc}]_{11} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & [K_{sc}]_{22} & & \\ \vdots & & \ddots & \\ 0 & \dots & \dots & [K_{sc}]_{rr} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.33)$$

$$[K_{sc}]_{mm} = \frac{QL}{2} \begin{bmatrix} 1, & -1 \\ -1, & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.34)$$

一方、不完全合成桁の接合面における変位の適合条件式は、コンクリートスラブと鋼桁要素の接合面の橋軸直角方向 (y) の変位およびたわみをそれぞれ v_{nc} 、 v_{is} 、 w_{nc} および w_{is} とすると、

$$v_{nc} = v_{is}, \quad w_{nc} = w_{is} \dots\dots\dots (3.35 a, b)$$

である。以上の結果より、不完全合成桁のつり合い式は、Fourier 級数で表された荷重項を $\{P\}$ とすると、

$$\left. \begin{aligned} [K_{cG}] \{u\} &= \{P\} \\ [K_{cG}] &= [K_c]_{prism} + [K_s]_{strip} + [K_{sc}] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.36)$$

となる。

3. 5 計算結果および考察

3. 5. 1 材料定数

計算に用いた各材料の定数は、弾性係数がコンクリートおよび鋼材それぞれ $E_c=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であり、ポアソン比は $\nu_c=0.15$ 、 $\nu_s=0.3$ である。ずれ止めはスタンドジベルを考え、スタッドジベルの剛性を Mainstone¹¹⁵⁾の押し抜き試験の結果より一本当たり $Q=500 \text{ ton/cm}$ とし、計算には、合成桁に配置されたスタンドジベルの本数より単位長さ当たりのずれ止めの剛性を求め用いた。有効幅の解析では、設計断面¹⁴⁴⁾から計算された $Q^*=60000 \text{ kg/cm/cm}$ を標準値と設定し、ずれ止めの剛性を種々変化させた場合について計算を行った。なお、有効幅の計算はスパン中央点について行った。

3. 5. 2 Finite Prism, Finite Strip Method を用いた解析との比較

コンクリートスラブを Finite Prism の要素で、鋼桁を Finite Strip の要素で、ずれ止めを接合面に連続的に配置された結合ばね要素でモデル化した解析結果（以下 F. P. S. と称する）と実験結果⁴³⁾との比較を Fig. 5.7 に示す。F. P. S. の計算結果は、完全合成桁 ($Q=\infty$) の場合とずれ止めの剛性が $Q=60000 \text{ kg/cm/cm}$ の場合について示している。F. P. S. による解析結果は実験結果の挙動をよく説明できるものと考えられる。一方、Table 3.2 に示す断面を有する計算モデルについて、応力関数を用いた計算結果と F. P. S. の計算結果との比較を Table 3.3 に示す。表には各計算モデルについて、座標原点から片側スラブ幅 B の間を 2 等分した各点の橋軸方向応力 σ_x の比較が示されている。なお、応力関数を用いた解析では、コンクリートスラブを面内力のみを受ける平板 (Scheibe) と仮定し、曲げの影響が含まれないので、F. P. S. との比較では、コンクリートスラブ重心面の橋軸方向応力 σ_x を用いた。Table 3.3 に示すように、応力関数を用いた計算結果は三次元状態で考えられた数値実験の解析結果とよく一致しており、これより応力関数による解析は、実際的な解が容易に得られ妥当なものと考えられる。

3. 5. 3 有効幅の計算

応力関数を用いて計算された有効幅比は、無限級数解であるため当然のことながら収束状態が問題と

なるが、Table 3.4に MODEL-A と MODEL-D についての収束状態を示す。MODEL-A の場合、曲げモーメント分布が三角形分布（集中荷重）の場合は最大300項（ $m=599$ ）、放物線分布（等分布荷重）の場合は最大100項（ $m=199$ ）までを用いて満足した結果が得られた。また、MODEL-D の場合は MODEL-A に比較してよい収束が得られており、一方、MODEL-B は MODEL-A に、MODEL-C は MODEL-D に類似した収束状態が得られた。なお、山本の研究¹³⁴⁾においても同程度の項数を用いて計算を行っている。

MODEL-A について、断面に関するパラメーター K_1 、 K_2 を変化させた場合の有効幅比を Fig. 3.8 に示す。断面に関するパラメーターを変化させた場合の有効幅比に与える影響は、曲げモーメント分布が放物線分布（等分布荷重）の場合は小さいが、三角形分布（集中荷重）の場合は多少大きい。しかし、通常的设计断面においてはパラメーター K_1 、 K_2 は一定の範囲（MODEL-A、B の場合、 $K_1=0.3\sim 0.7$ 、 $K_2=0.3\sim 0.5$ 、MODEL-C、D の場合、 $K_1=0.6\sim 1.4$ 、 $K_2=0.3\sim 0.5$ ）になるものが多いと考えられる。この解析においては、 $K_1=0.5$ （MODEL-A、B）、 $K_1=1.0$ （MODEL-C、D）、 $K_2=0.4$ を用いて計算を行ったが、実用上の計算においてはこれで十分な結果が得られるものと考えられる。一方、計算においてはコンクリートと鋼材の弾性係数比 $n=10$ を用いたが、弾性係数比の有効幅比に及ぼす影響は、完全合成桁の場合は小さいが、不完全合成桁の場合は、ずれ止めの剛性に関するパラメーターに関係するため影響があり注意する必要がある。

MODEL A～D について、曲げモーメント分布が放物線分布（等分布荷重）および三角形分布（集中荷重）の場合を対象とした、各支間中央点における有効幅比 λ/B を Figs. 3.9～3.16 に示す。図には、ずれ止めの剛性が無限大（完全合成桁）の場合、標準値の場合（ $Q=60000\text{ kg/cm/cm}$ ）、標準値の1/3、1/10、1/100に低減した場合のそれぞれの有効幅比が示されている。Figs. 3.9～3.16から明らかなように、ずれ止めの剛性が低下した場合、有効幅比に大きな影響を与える。また、MODEL-A と MODEL-B はほぼ同様な結果を示している。一方、MODEL-C の場合は水平せん断力が片側スラブのみにしか作用しないため、MODEL-A、B のずれ止めの剛性が2倍の時と同様な有効幅比を示すものと考えられる。

以上の結果から明らかなように、ずれ止めの剛性を低下させた場合、すなわち柔軟性のあるずれ止めを使用した場合には、有効幅を低減しなければならないと考える。ここでは、不完全合成桁の有効幅と完全合成桁の有効幅の比 λ/λ^* をもって低減率と定義し、ずれ止めの剛性が変化した場合の低減率の値を MODEL-A、D について Figs. 3.17、3.18 に示す。

3. 5. 4 計算例（規定有効幅比との比較）

ここで提案した有効幅と道路橋示方書の規定有効幅を適用した場合の比較を Table 3.5 に示す。ずれ止めの剛性は $Q=6000\text{ kg/cm/cm}$ であり、同表には F. P. S. による不完全合成桁と参考までに完全合成桁の計算結果を示す。ここで提案した有効幅を用い、初等ばり理論によって計算した応力と F. P. S. による不完全合成桁の応力とは、鋼桁部分においてはよく一致している。一方、ここで提案した有効幅を用いて計算された応力と道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算された応力を比較すると、鋼桁下フ

ランジの応力は10%程度の差が生じており、上フランジの応力は、絶対値は下フランジと比較すると小さいが、ここで提案した有効幅を用いた場合、20~30%程度大きく現れている。道路橋示方書の規定有効幅を用いた場合、下フランジの応力は、ここで提案した有効幅を用いた場合と比較すると大きくなるので、現道路橋示方書は安全側となるが、上フランジでは逆となる。

3.6 結 論

本章では、不完全合成桁のコンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれを考慮した有効幅を求める手法を提案し、さらに、有効幅の解析で用いた二次元状態の応力関数による結果を検討するため、不完全合成桁のコンクリートスラブを Finite Prism の要素で、鋼桁を Finite Strip の要素で、ずれ止めを接合面に連続的に配置した結合ばね要素でモデル化し、三次元の数値解析を行った。なお、両者は比較的良好一致しており、これより、応力関数による解析は、実際的な解が容易に得られることを示した。応力関数による有効幅の解析の結果得られた主な結論は次のようである。

- (1) 単純T形ばり、無限並列ばり、張り出し部がない π 形ばり（対称および逆対称荷重）について解式を誘導し、ずれ止め（スタッドジベル）の剛性を変化させると Figs. 3.9~3.16 のような有効幅比 λ/B を得る。
- (2) この解析では、不完全合成桁を構成する材料の特性、桁の形状とコンクリートスラブと鋼桁の断面比の影響が含まれている。断面の諸因子の有効幅に及ぼす影響は、曲げモーメント分布が放物線分布（等分布荷重）の場合は小さく、三角形分布（集中荷重）の場合は多少大きい。しかし、通常の場合の合成桁の断面比（ K_1 、 K_2 ）は一定範囲の値になるものが多いと考えられ、 $K_1=0.5$ （MODEL-A、B）、 $K_1=1.0$ （MODEL-C、D）、 $K_2=0.4$ の値に対する有効幅を求めた。
- (3) 不完全合成桁においては、コンクリートスラブと鋼桁の間に配置されたずれ止めの変形によるずれが生じ、コンクリートスラブに作用する力が緩和され、コンクリートスラブの応力が減少することが知られているが、本章で示した有効幅の解析により、コンクリートスラブと鋼桁の間のずれがコンクリートスラブの有効幅に大きな影響を与えることが明らかになった。
- (4) 本章で提案した有効幅を用いて初等ばり理論によって計算された応力と、道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算した応力を比較すると、道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算した応力の方が下フランジで大きく、上フランジで小さくなる。

Table 3.1 Boundary Conditions and Integration Constants for MODEL A ~ D.

	BOUNDARY CONDITION	INTEGRATION CONSTANT		
		B _m	C _m	D _m
MODEL-A	$(\sigma_y)_{y=B} = 0$ $(\tau_{xy})_{y=B} = 0$ $(v)_{y=0} = 0$	$\frac{\alpha(e^{-2kB}-1)+2kB(kB-\alpha)}{\alpha(e^{2kB}-1)+2kB(kB+\alpha)}$	$\frac{-k\{2(kB+\alpha)+1+e^{2kB}\}}{\alpha(e^{2kB}-1)+2kB(kB+\alpha)}$	$\frac{k\{e^{-2kB}+1-2(kB-\alpha)\}}{\alpha(e^{2kB}-1)+2kB(kB+\alpha)}$
MODEL-B	$(v)_{y=B} = 0$ $(\tau_{xy})_{y=0} = 0$ $(v)_{y=0} = 0$	$\frac{-2kB e^{2kB} - \alpha(e^{2kB}-1)}{2kB e^{2kB} - \alpha e^{2kB}(e^{2kB}-1)}$	$\frac{k e^{2kB}(e^{2kB}-1)}{2kB e^{2kB} - \alpha e^{2kB}(e^{2kB}-1)}$	$\frac{-k(e^{2kB}-1)}{2kB e^{2kB} - \alpha e^{2kB}(e^{2kB}-1)}$
MODEL-C	$(v)_{y=B} = 0$ $(\tau_{xy})_{y=B} = 0$ $(\sigma_y)_{y=0} = 0$	-1	$\frac{-(e^{2kB}+1)}{2B}$	$\frac{e^{-2kB}+1}{2B}$
MODEL-D	$(\sigma_x)_{y=B} = 0$ $(\sigma_y)_{y=B} = 0$ $(\sigma_y)_{y=0} = 0$	-1	$\frac{e^{2kB}-1}{2B}$	$\frac{1-e^{-2kB}}{2B}$
NOTE : $\alpha = (1-\nu)/(1+\nu)$				

Table 3.2 Summary of Span, Section Properties and Loading.

	SPAN (m)	SECTION			LOAD	
		CONCRETE SLAB		STEEL GIRDER	p (kg/cm)	P (ton)
		WIDTH (cm)	THICKNESS (cm)			
MODEL-A	32	320	20	F1g.PL. 300x19	10	20
MODEL-B	32	320	20	Web.PL. 1600x 9 (mm)	10	10
MODEL-C	32	320	20	F1g.PL. 500x28	5	10
MODEL-D	32	320	20		5	10
CONCRETE : YOUNG'S MODULUS $E_C = 2.1 \times 10^5$ kg/cm ² , POISSON'S RATIO $\nu = 0.15$ STEEL : YOUNG'S MODULUS $E_S = 2.1 \times 10^6$ kg/cm ² , POISSON'S RATIO $\nu = 0.3$						

Table 3.3 Comparison of Stress Values obtained from the Proposed Method and F. P. S..

		UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD		CONCENTRATED LOAD AT MID-SPAN	
		PROPOSED METHOD	F.P.S	PROPOSED METHOD	F.P.S.
MODEL-A p=10 kg/cm P=20 ton	1	6.61	6.62	8.37	8.33
	2	6.19	6.11	6.90	6.86
	3	6.02	5.94	6.36	6.37
MODEL-B p=10 kg/cm P=10 ton	1	6.61	6.62	4.17	4.15
	2	6.20	6.12	3.45	3.43
	3	6.06	5.97	3.26	3.27
MODEL-C p= 5 kg/cm P=10 ton	1	6.13	6.14	7.88	7.60
	2	5.73	5.69	6.38	6.28
	3	5.65	5.56	6.04	5.97
MODEL-D p= 5 kg/cm P=10 ton	1	13.99	12.51	16.56	15.32
	2	6.85	6.69	7.64	6.91
	3	0.00	0.00	0.00	0.00
F.P.S. : FINITE PRISM AND STRIP METHOD					(kg/cm ²)

Table 3.4 Convergence Study of Effective Width Ratios of Composite Girder ($B/L = 0.1$, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$, $K_3 = \infty$).

m	UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD		CONCENTRATED LOAD AT MID-SPAN	
	MODEL-A	MODEL-D	MODEL-A	MODEL-D
1	0.926	0.329	0.926	0.329
19	0.939	0.330	0.751	0.311
39	0.938	0.330	0.715	0.306
59	0.938	0.330	0.701	0.304
79	0.938	0.330	0.693	0.302
99	0.938	0.330	0.688	0.302
119	0.938	0.330	0.685	0.301
199	0.937	0.330	0.678	0.300
299	0.937	0.330	0.674	0.300
399	0.937	0.330	0.673	0.299
499	0.937	0.330	0.671	0.299
599	0.937	0.330	0.670	0.299

Table 3.5 Comparison of Effective Width and Stress Values.

	EFFECTIVE WIDTH [1]/[2] (cm)	[1] UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD (p=10 kg/cm) kg/cm ²				[2] CONCENTRATED LOAD AT MID-SPAN (P=10 ton) kg/cm ²			
		σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}	σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}
PROPOSED METHOD	273.3/180.5	-16.6	-10.3	-103.5	410.9	-14.0	-9.6	-96.4	262.0
SPECIFICATION	320.0/320.0	-14.6	- 8.6	- 86.4	466.6	- 9.1	-5.4	-54.0	291.6
F.P.S. (INCOMPLETE INTERACTION)	-	-15.1	- 8.4	-106.0	413.6	-11.1	-3.8	-97.8	257.3
F.P.S. (COMPLETE INTERACTION)	-	-15.3	- 8.8	- 89.2	411.0	-11.7	-5.3	-56.7	252.0

NOTES : SPAN L = 32 m
 SLAB WIDTH 2B = 320 cm
 SLAB THICKNESS t = 20 cm
 STEEL SECTION Flg.PL. 300 x 19
 Web.PL. 1600 x 9
 Flg.PL. 500 x 28

σ_{cu} : UPPER FIBER STRESS OF CONCRETE SLAB
 σ_{cl} : LOWER FIBER STRESS OF CONCRETE SLAB
 σ_{su} : UPPER FIBER STRESS OF STEEL GIRDER
 σ_{sl} : LOWER FIBER STRESS OF STEEL GIRDER

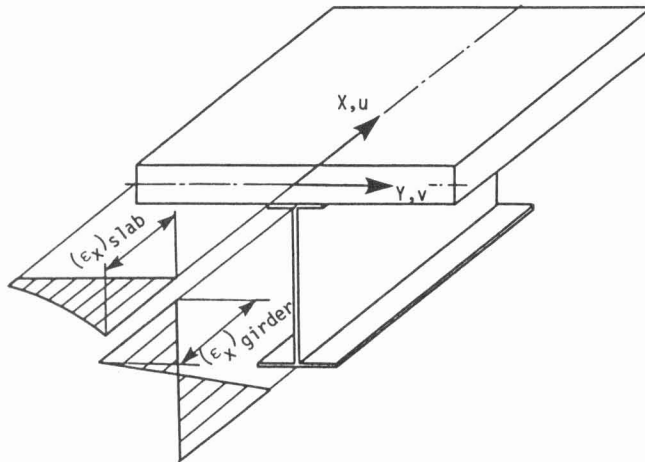


Fig. 3.1 Strain Distribution of a Composite Section.

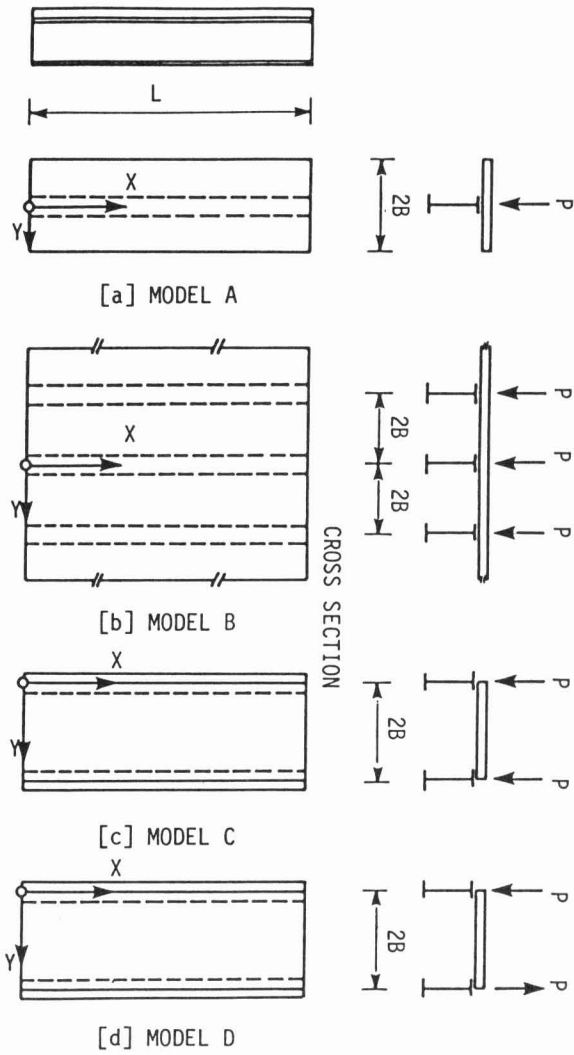


Fig. 3.2 Co-ordinate Systems and Cross Sections of Composite Girders.

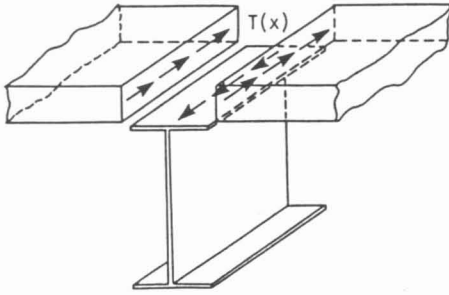


Fig. 3.3 Shear Force in a Composite Beam Element.

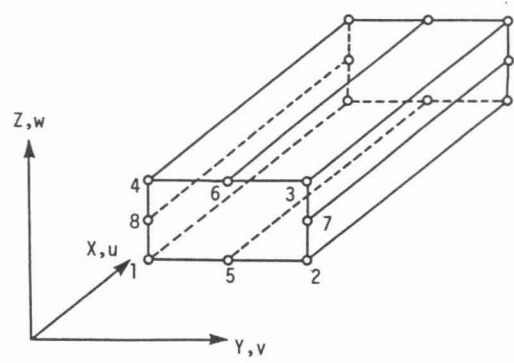


Fig. 3.4 Co-ordinate System and Nodal Lines for a Prism Element (Concrete Slab).

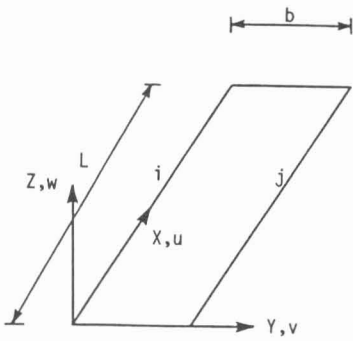


Fig. 3.5 Co-ordinate System and Nodal Lines for a Strip Element (Steel Beam).

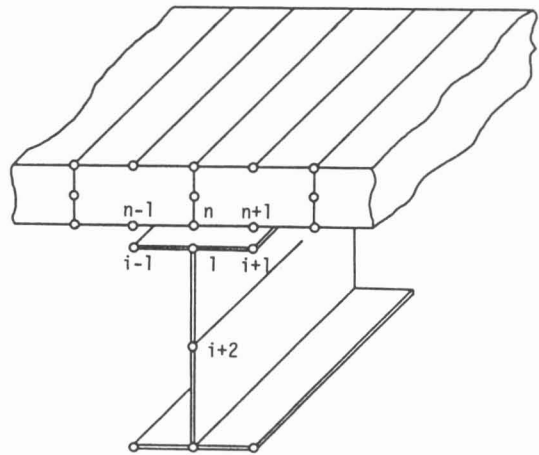


Fig. 3.6 Nodal Lines of Composite Beam Elements.

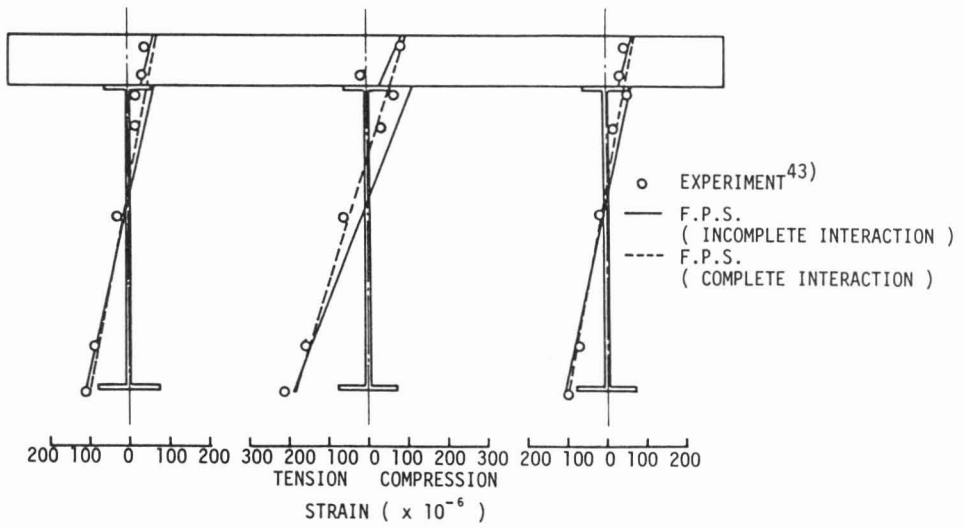


Fig. 3.7 Strain Distributions of Concrete Slab and Steel Beams.

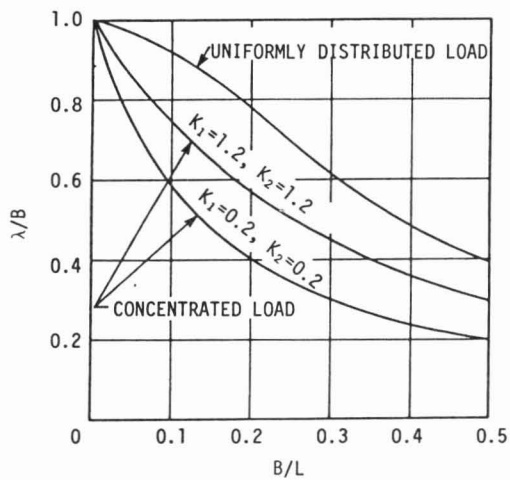


Fig. 3.8 Effective Width Ratios with K_1 and K_2 .

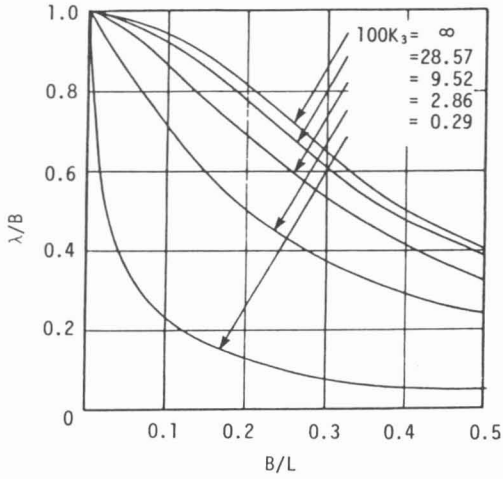


Fig. 3.9 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-A, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

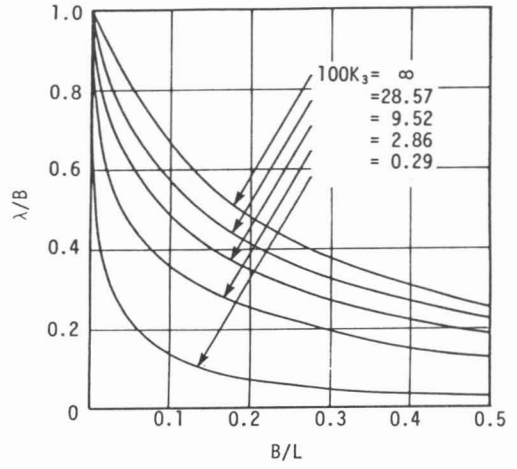


Fig. 3.10 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-A, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

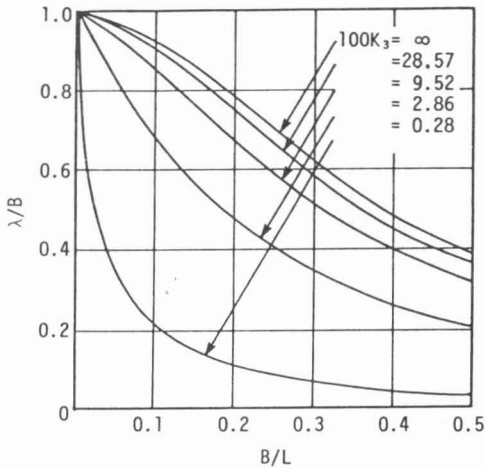


Fig. 3.11 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-B, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

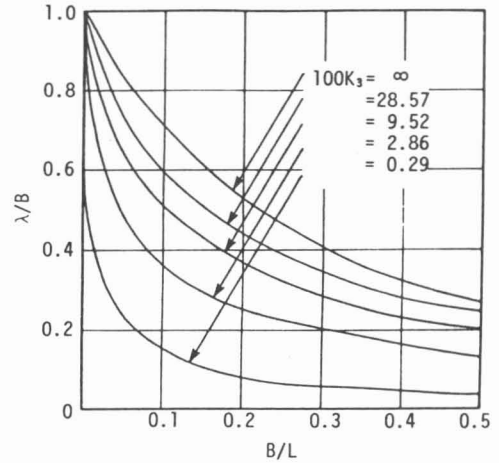


Fig. 3.12 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-B, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

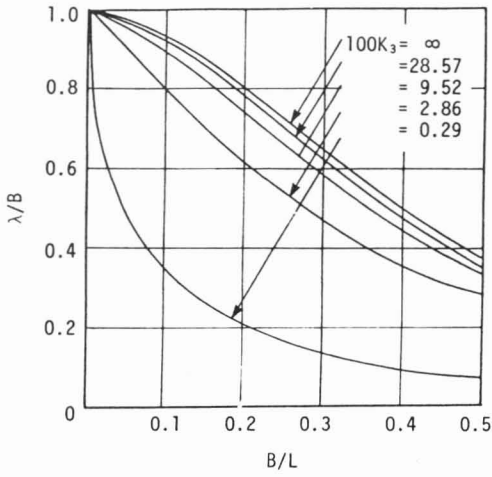


Fig. 3.13 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-C, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

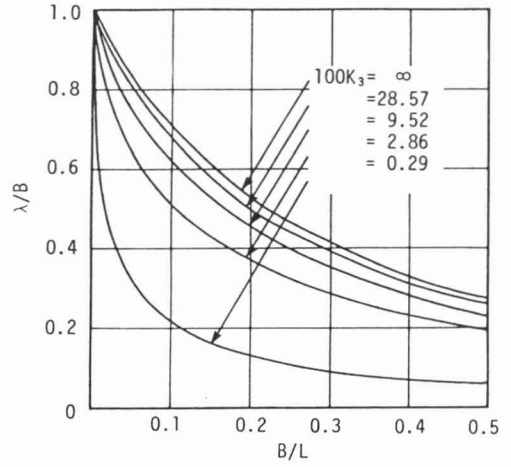


Fig. 3.14 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-C, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

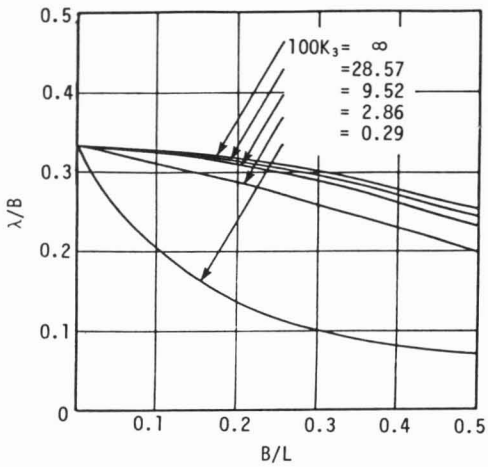


Fig. 3.15 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-D, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

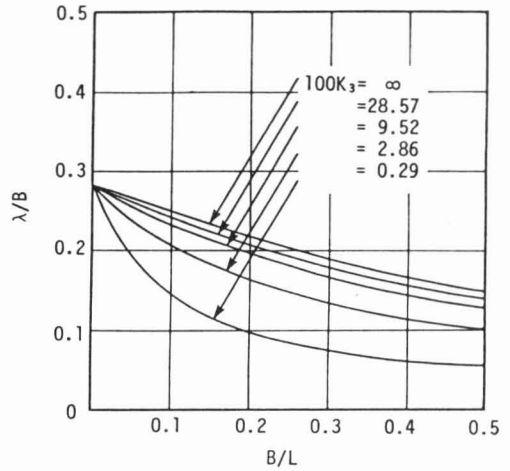


Fig. 3.16 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-D, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

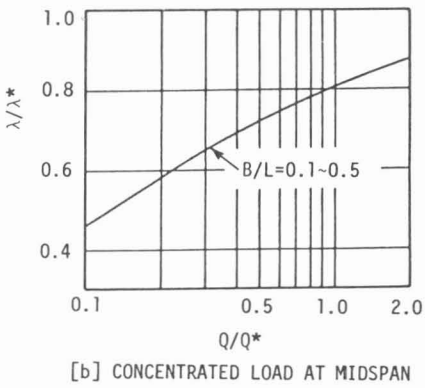
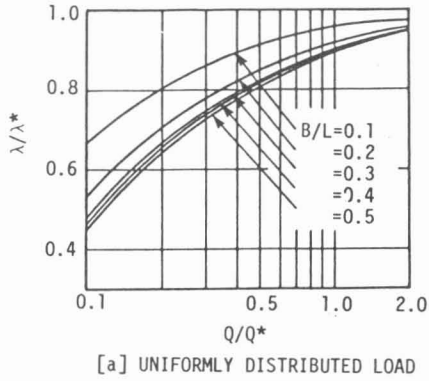


Fig. 3.17 Reduction of Effective Width (MODEL - A).

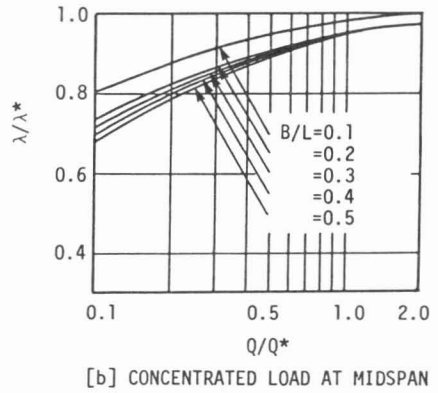
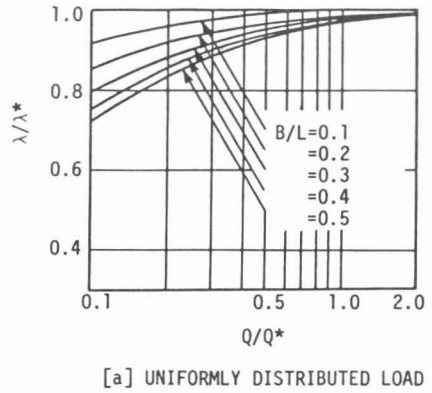


Fig. 3.18 Reduction of Effective Width (MODEL - D).

第4章 断続合成桁の静的および疲労性状

4.1 緒言

多スパンの橋梁においては単純桁を並べるよりは連続桁にしたほうが、基礎の条件さえ良ければ経済性、走行性および耐力の点で有利となる。しかし、連続合成桁は、中間支点付近で負の曲げが作用し、コンクリートスラブにひび割れが生じるため、このコンクリートスラブに生じる引張り力に対していかに対処するかが重要な問題となる。現在、この負の曲げモーメントに対処する工法として、Fig. 4.1 に示すように次の四つの方法が考えられている¹⁴⁵⁾¹⁴⁶⁾。

- (a) プレストレスを導入する（プレストレス連続合成桁）。
- (b) ずれ止めを正の曲げモーメント区間同様に、負の曲げモーメント区間にも連続的に配置し、応力計算において、コンクリートスラブ中コンクリートは無視するが、橋軸方向鉄筋は鋼桁断面に算入する（プレストレスしない連続合成桁）。
- (c) 負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置せず非合成とするが、コンクリートスラブは目地を設けず連続的に打設する（断続合成桁）。
- (d) 負の曲げモーメント区間を非合成とし、コンクリートスラブは、正負曲げモーメントの境界に目地を設ける（部分合成桁）。

(a)のプレストレス連続合成桁は、ドイツで開発され、わが国においても連続合成桁が導入された初期の段階より用いられている工法であるが、わが国では最近ほとんど採用されていない。なお、西ドイツでは、冬期融雪用に散布する塩カル剤がひび割れに入り鉄筋を腐食させることを避けるためプレストレス連続合成桁が用いられている⁷¹⁾。なお、プレストレス連続合成桁は応力計算が繁雑となり、プレストレス導入に多くの時間と熟練性を必要とする。(b)のプレストレスしない連続合成桁は、負の曲げモーメント区間のコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋を、負の曲げモーメント区間にもずれ止めを連続的に配置することによって鋼桁と一体となって作用させ、応力計算においてコンクリートの引張り抵抗を無視し、橋軸方向鉄筋を鋼桁断面に算入し設計するようにした構造系であり、コンクリートスラブに生じるひび割れは、橋軸方向鉄筋によって制御するように配慮されている⁸⁷⁾¹⁴⁷⁾。わが国においても、昭和47年より道路橋示方書¹⁾に導入されている。道路橋示方書では、コンクリートスラブの主桁作用および床版作用に有害なひび割れを制御するため、橋軸方向鉄筋をコンクリートの断面積の2%以上および周長率を 0.045 cm/cm^2 以上配筋し、鉄筋は死荷重による曲げモーメントの符号が変化する点を越えて版のコンクリートの圧縮側に定着するように規定されている。一方、建築学会の「合成ばり構造設計施工指針」では、負の曲げモーメント区間においてずれ止めは連続的に配置するように規定されている¹¹⁾。また、イギリスのBS 5400³⁾では、プレストレスしない連続合成桁の規定があり、構造物の外観または耐久性に悪影響を及ぼすひび割れを防止するため、合成桁のコンクリートスラブには十分な鉄筋を配筋

するように規定されており、表面ひび割れ幅の計算法が示されている。しかし、プレストレスしない連続合成桁では、コンクリートスラブに生じる引張り力は、曲げモーメントに比例して増大するので、ひび割れ幅の点から考慮するとかならずしも利点ばかり有しているとは考えられない。(c)の断続合成桁は、負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置せず非合成とした構造系である。断続合成桁の中間支点付近のコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋の応力は非合成区間で一定となり、プレストレスしない連続合成桁のようにピーク値は存在しない。また、鉄筋の応力の値はプレストレスしない連続合成桁の最大値と比較すると低減される。断続合成桁は AASHTO の示方書²⁾ では、プレストレスしない連続合成桁と同様に規定されており、断続合成桁の負の曲げモーメント区間の橋軸方向鉄筋は合成断面に算入せず無視している。また、曲げモーメント区間の反曲点付近にずれ止めを補強するように規定されており、追加ずれ止めの本数の計算法が示されている。アメリカではずれ止めを溶接することによる引張り側フランジの疲労強度の低下を避けることもあり負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置しない断続合成桁が推奨されている。なお、わが国においては、研究が不十分との理由で断続合成桁は道路橋示方書には規定されていない¹⁾。一方、(d)の構造系は曲げモーメントの反曲点に目地を設け、完全に負の曲げモーメント区間を非合成とした形式であるが、目地の存在は走行性およびスラブの耐久性を考えると好ましくないものと考えられる。

現在、わが国の道路橋示方書ではプレストレス連続合成桁およびプレストレスしない連続合成桁の規定があるが、プレストレス連続合成桁は鋼重節約に比較して設計・施工が複雑であり、また、床版的部分的なコンクリートの打替えなどの補修の際に主桁の耐力が減少し作業が困難になることもあり現在ほとんど採用されていない¹⁸⁸⁾。プレストレスしない連続合成桁については、昭和50年以後の架設状況を見ると、昭和50年度に1橋、昭和51年度に4橋、昭和52年度に3橋、昭和53年度に6橋、昭和54年度に6橋、昭和55年度および昭和56年度にそれぞれ1橋架設され、現在までにおよそ30橋が架設されている¹⁹¹⁾。しかし、その施工例はあまり増加していない。これは、合成・非合成桁にかかわらず鋼橋を中心に主として重車両の増加（輪荷重の大きさと頻度の増大）に起因する鉄筋コンクリート床版の劣化・損傷が相次ぎ¹⁹²⁾、連続合成桁のように床版に多くの負担をかける構造系への危惧があるためと考えられる。したがって、鉄筋コンクリート床版の諸問題を解決し、連続合成桁では負の曲げモーメント域のコンクリートスラブの負担を低減できる新しい工法の研究開発を進めていかなければならない。コンクリートスラブの負担を低減する方法としては、先に述べた断続合成桁あるいは負の曲げモーメント区間に柔軟性のあるずれ止めを配置しコンクリートスラブに作用する軸力を低減する弾性合成桁があり、その他、連続合成桁の負の曲げモーメント区間に鋼床版を用いる工法も提案されている。

本章では、負の曲げモーメント区間の橋軸方向鉄筋の応力を低減できる断続合成桁について、負の曲げのみを受ける実験モデルを製作し静的および疲労試験を行ったので、その結果より負の曲げを受ける断続合成桁の静的および疲労性状について考察を行う¹⁴⁸⁾¹⁴⁹⁾。

4. 2 実験概要

第2章で示したように、負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置しない断続合成桁とずれ止めを連続的に配置したプレストレスしない連続合成桁においてその挙動に差がみられるのは、断続合成桁においてずれ止めが配置されていない負の曲げモーメント区間のみである。そこで、ここでは負の曲げを受ける断続合成桁のモデルを作り実験を行った。すなわち、連続合成桁の中間支点付近の負の曲げモーメント区間を再現するため、単純合成桁として桁を上下逆に設置して、中間支点反力を荷重として作用させるものとした。以下、簡単に実験の概要について示す。

4. 2. 1 供試体

供試体は、静的試験に6体および疲労試験に7体、計13体から成っている。各供試体は、同一の鋼桁断面（H形鋼 200×100×5.5×8）を有しており、鋼種はS S41である。スパンはNo. 4～No. 14が $\ell_1 = 2.4\text{m}$ 、No. 20～No. 22が $\ell_2 = 3.6\text{m}$ である。実験に導入したパラメーターは、橋軸方向鉄筋量、コンクリートスラブ幅およびずれ止めの配置法である。各供試体の詳細を Table 4.1、および Figs. 4.2、4.3 に示す。各供試体の橋軸方向鉄筋（SD30）の断面積は、コンクリートスラブ断面積の1.5%～3.3%、周長率は、 $0.0375 \sim 0.083 \text{ cm/cm}^2$ である。また、疲労試験用供試体（Nos. 11～22）には、スパン1/3点あるいはスパン中央にスラブアンカーが導入されている。ずれ止めの本数は塑性設計²⁾¹¹⁾¹⁵⁰⁾¹⁵¹⁾により決定した。

4. 2. 2 載荷方法

荷重は、Photo 4.1に示すように、コンクリートスラブを下側に、鋼桁を上側に設置し、Nos. 4～14については中央二点集中荷重、Nos. 20～22については中央一点集中荷重として油圧ジャッキにより載荷した。

疲労試験では、繰返し荷重の上限は設計荷重を基準とし、繰返し回数の増加とともに上限荷重を増加させた。繰返し回数と上限荷重の関係を Table 4.2に示す。なお、繰返し荷重の下限は上限荷重の1/3とした。荷重速度は、それぞれの供試体とも3～4 Hzとした。また、繰返し載荷終了後破壊試験を行った。

4. 2. 3 測定方法

測定は、たわみ、鋼桁のひずみ、橋軸方向鉄筋のひずみ、コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれおよびコンクリートスラブのひび割れ幅について行った。測定箇所を Fig. 4.4 に示す。たわみはダイヤルゲージによりスパン中央で測定し、また、両支点から30cm離れた位置において支点沈下の測定も行った。ひずみは箔ゲージを貼り付け測定し、接合面のずれはカンチレバー型変位計を設置して測定を行った。また、コンクリートスラブのひび割れは、ショップ顕微鏡およびコンタクトゲージを用いて測定した。

4. 2. 4 材料試験結果

材料試験結果を Table 4.3 に示す。コンクリートの割裂試験によると引張強度は $\sigma_t = 31 \text{ kg/cm}^2$ であった。

4. 2. 5 設計荷重について

疲労試験では、上限荷重は設計荷重が一つの基準となるが、ここでは、断面内において最大応力を生じる点が許容応力に達する荷重を設計荷重とした。本実験に用いた供試体においては圧縮側フランジが最大応力を示し、許容応力は圧縮フランジが直接コンクリートスラブに固定されていないので、道路橋示書 2.2.1 より次のように与えられる¹⁾。

$$\sigma_{design} = 1400 - 24(\ell/b - 4.5) = \begin{cases} 1244 \text{ kg/cm}^2 \text{ (No. 11~14)} \\ 1076 \text{ kg/cm}^2 \text{ (No. 20~22)} \end{cases} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、圧縮フランジの固定点間距離 ℓ は、荷重載荷点と支点間の距離を用いた。応力計算は、ずれ止めを連続的に配置した桁では、コンクリートスラブ中の鉄筋を鋼桁断面に算入し、接合面のずれが生じないものとして通常の設計計算と同様に行い、また、断続合成桁については、第 5 章に示す計算法を用いて計算を行った。なお、各供試体の設計荷重を Table 4.1 に示す。

4. 3 静的試験結果および考察

4. 3. 1 たわみ性状

測定結果より得られた各供試体の荷重とスパン中央のたわみの関係を Fig. 4.5 に示す。同図にはせん断によるたわみを考慮した理論値と単純塑性理論より得られた曲げ耐力も示されている。

ずれ止めを連続的に等間隔に配置した桁 (Nos. 4、5、8) と断続合成桁 (Nos. 6、7、9) を比較すると、ずれ止めを連続的に配置した桁の方が多少桁剛性が大きい。一方、橋軸方向鉄筋量とずれ止めの配置法が同じでコンクリートスラブ幅の異なる No. 5 と No. 8、No. 7 と No. 9 を比較すると、スラブ幅 60cm を有する桁の方がスラブ幅 100cm の桁より剛性が大きい。これは、スラブ幅 60cm を有する桁の方が、スラブ幅 100cm を有する桁に比較して橋軸方向鉄筋が有効に作用していることによると考えられる。

4. 3. 2 ずれ性状

Fig. 4.6 に荷重とコンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれの関係を示す。また、荷重が 10ton の場合の橋軸方向のずれ分布の一例を Nos. 4、6、8、9 の供試体について Fig. 4.7 に示す。それらの図から明らかのように、断続合成桁では、ずれ止めが配置されていないスパン $\ell/4$ 点の近くにおいて当然のことながら大きなずれが生じており、桁端部ではずれ止めにより変形が拘束され、ずれが小さくなっている。断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁のそれぞれの桁端部におけるずれの大きさを比較すると、

ほぼ同程度のずれが生じており、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁では歴然とした差は見られなかった。

4. 3. 3 ひび割れ性状

コンクリートスラブのひび割れに影響を与える要因として、橋軸方向の鉄筋量、鉄筋直径、周長率およびずれ止めの配置法が考えられる。ここでは、それらの影響を考慮し、特に、ずれ止めの配置法がひび割れに及ぼす影響について考察する。

破壊までにコンクリートスラブに生じたひび割れの分布状態の一例をNos. 8、9の桁について Fig. 4.8 に示す。ずれ止めを連続的に配置した桁（No. 8）では、ひび割れはスパン中央付近に橋軸方向と直角に横切るように生じ、荷重の増加に伴い床板側面、裏面という順序にひび割れが発生した。他方、断続合成桁では、コンクリートスラブ表面には横方向のひび割れが生じるが、裏面にはひび割れの発生は少なく、逆にずれ止めを集中配置した桁の端部に斜めひび割れ等が生じた。これは、ずれ止めを桁端部に集中的に配置したためその箇所に応力が集中し、それに対する補強鉄筋が不足したためによると考えられる。

各供試体の荷重と最大ひび割れ幅の関係を Fig. 4.9 に、鉄筋の応力と最大ひび割れ幅の関係を Fig. 4.10 に示す。なお、最大ひび割れ幅はいずれの供試体においてもスパン中央付近に生じたひび割れから得られた。それらの図から明らかなように、最初に0.05mm～0.1mm程度のひび割れが生じると、以後ひび割れ幅は荷重の増加とともに直線的に増大している。また、各供試体の設計荷重段階の最大ひび割れ幅は0.2mm以下であった。しかし、荷重とひび割れ幅の関係は、No. 8の供試体を除いて他の供試体はほぼ同様な関係を示しており、ずれ止めの配置法の違いによる明確な差は見られなかった。断続合成桁はずれ止めを連続的に配置した桁と比較すると橋軸方向の鉄筋の応力を低減することができるが、最大ひび割れ幅は両者に明確な差は見られない。そこで、断続合成桁の最大ひび割れ幅を0.2mm以下に抑えるため、現道路橋示方書でプレストレスしない連続合成桁に適用しているように橋軸方向の最小鉄筋量をコンクリート断面積の2%、周長率を0.045cm/cm²以上にした方がよいと考えられる。

4. 3. 4 破壊状況および終局耐力

Table 4.4 に終局耐力と破壊モードを示す。破壊モードはフランジの局部座屈および桁の横倒れ座屈であり、それぞれの破壊モードの一例を Photo 4.2 に示す。横倒れ座屈を生じた供試体はいずれも断続合成桁であり、これは、断続合成桁では中間部の拘束にずれ止めを配置していないため、鋼桁部の拘束が弱く横倒れ座屈が生じたためと考えられる。したがって、断続合成桁では、スラブアンカー等を導入して横倒れ座屈を防止する必要があると考える。

4. 4 疲労試験結果および考察

4. 4. 1 たわみ性状

荷重とたわみの関係を Fig. 4.11 に示す。同図にはたわみの理論値および単純塑性理論より得られた曲げ耐力も示されている。同図から明らかなように、ひび割れの発生により桁の剛性が低下し、繰返し回数の増大とともに実験値は理論値の勾配に近づいている。

Fig. 4.12 に残留たわみと繰返し回数の関係を示す。残留たわみはひび割れの発生により生じると考えられるが、ひび割れの発生しているコンクリート構造物では、残留たわみは小さい方が望ましい。Fig. 4.12 から明らかなように、繰返し回数の増大とともに残留たわみも増大しており、橋軸方向鉄筋量の異なる Nos. 11と13、Nos. 12と14の供試体の残留たわみを比較するとやや鉄筋量の多い供試体の方が残留たわみは小さい。

4. 4. 2 鉄筋応力

負の曲げを受ける合成桁では、コンクリートスラブの橋軸方向鉄筋がどの程度有効に作用しているか知ることは重要な問題である。

荷重とスパン中央断面の鉄筋の応力の関係を Fig. 4.13 に示す。荷重の増大および繰返し回数の増大とともに、実験結果は理論値に近い勾配を示しているが、供試体によっては、初期の荷重によって鉄筋に大きな応力が生じ、それが繰返し回数の増大とともに小さくなる傾向を示すものもあり、特に、Nos. 11、12、14の供試体においてその傾向が著しい。これは、初期の荷重によって中央スパンに生じたひび割れにより、中央断面の鉄筋応力が増大するが、それが繰返し回数の増大によりひび割れが全面的に生じ、中央断面付近の鉄筋に集中的に生じていた応力が分散することによると考えられる。しかし、コンクリートスラブ中の鉄筋は、断続合成桁でも十分に有効に作用している。

Fig. 4.14 に中央断面の鉄筋の残留応力と繰返し回数の関係を示す。繰返し回数の増大とともに鉄筋の残留応力が増加する傾向が見られる。Nos. 12、14、20の供試体において繰返し回数増大途中で残留応力の減少が見られるが、これは、そこで新たなひび割れが生じたことによると考えられる。なお、設計荷重段階における残留応力は $200\sim 600\text{ kg/cm}^2$ もあり、設計基準を制定する場合において今後検討しなければならない。

4. 4. 3 ひび割れ性状

(a) ひび割れ状態

Fig. 4.15 にNos. 11～14の供試体のひび割れ状態を示す。静的載荷試験では、断続合成桁においてずれ止めを集中配置した付近において斜めひび割れが生じたが、疲労試験用供試体では十分な補強鉄筋を導入したためその種のひび割れの発生は見られなかった。また、繰返し荷重載荷後のひび割れ性状に関しては、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁ではほとんど差異が見られなかった。

(b) 最大ひび割れ幅

Fig. 4.16 に繰り返し荷重載荷中の設計荷重下における最大ひび割れ幅と繰り返し回数の関係をNos. 20~22の供試体について示す。繰り返し荷重を受けても設計荷重下の最大ひび割れ幅はほとんど増加していない。また、ずれ止めの配置法の違いによる差もほとんど見られない。各供試体の設計荷重下における最大ひび割れ幅は0.2mm以下であり、現道路橋示方書においてずれ止めを連続的に配置したプレストレスしない連続合成桁の引張り応力を受ける版に規定しているように、コンクリートスラブの橋軸方向最小鉄筋量をコンクリート断面積の2%および周長率を $0.045\text{cm}/\text{cm}^2$ 以上にすれば、断続合成桁でも繰り返し荷重を受けても問題はないと考えられる。

鉄筋の応力とひび割れ幅の関係の一例を Fig. 4.17 に示す。図中、実線は最小自乗法より求めた直線である。図から明らかなように、鉄筋応力とひび割れ幅は比例的関係にある。

4. 4. 4 終局耐力

Table 4.4 に疲労試験終了後に行った静的破壊試験結果を示す。疲労試験を行ったすべての供試体は圧縮フランジの局部座屈で破壊した。なお、断続合成桁ではスラブアンカーを取り付けたため横倒れ座屈は生じなかった。表から明らかなように、終局耐力に関しては、繰り返し荷重載荷の影響は見られず、また、ずれ止めの配置法の違いによる差も見られなかった。

4. 5 結 論

負の曲げを受ける断続合成桁およびずれ止めを連続的に配置した合成桁の静的および疲労試験を行った結果、次のような結論を得た。

- (1) 荷重とたわみの関係より、ずれ止めを連続的に配置した合成桁と断続合成桁の桁の剛性を比較すると、断続合成桁の方が剛性が低い。
- (2) 荷重とたわみの関係は、繰り返し回数の増加とともに理論値に近くなり、一方、繰り返し回数の増加とともに残留たわみもひび割れの増加に伴って大きくなる。
- (3) 橋軸方向の鉄筋は、断続合成桁においても有効に作用している。しかし、負の曲げを受ける合成桁では繰り返し荷重の増加とともに残留応力の増加が見られる。
- (4) 断続合成桁では、ずれ止めを配置していない箇所において大きなずれが生じるが、桁端部のずれに関しては、ずれ止めを連続的に配置した桁と同数のずれ止めを配置するならばずれ止めの配置法の違いによる顕著な差は見られない。
- (5) 荷重とひび割れ幅は比例的関係にあり、設計荷重載荷時の最大ひび割れ幅は、繰り返し回数が増大しても増加しない。また、ずれ止めの配置法の違いによる顕著な差は見られない。一方、道路橋示方書のプレストレスしない連続合成桁に規定されている橋軸方向鉄筋量（コンクリート断面積の2%、周長率 $0.045\text{cm}/\text{cm}^2$ 以上）を用いると、断続合成桁の設計荷重載荷時の最大ひび割れ幅は0.2mm以下であった。
- (6) 鉄筋応力とひび割れ幅の間にはほぼ比例的な関係がある。

- (7) 破壊モードは、ずれ止めを連続的に配置した桁では圧縮フランジの局部座屈であり、断続合成桁では、局部座屈と横倒れ座屈であった。しかし、断続合成桁において断続区間にスラブアンカーを導入することによって横倒れ座屈を防止することができた。
- (8) 終局耐力は、断続合成桁において横倒れ座屈が生じないならば、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁では差は見られず、また、繰り返し载荷による耐力の低下も見られなかった。

以上の結論から、断続合成桁のずれ止めが配置されていない区間においても反曲点に充分なずれ止めが配置されていれば、コンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋は有効に作用していることが判明した。したがって、AASHTOの示方書とは逆にコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋を応力計算に含めても差し支えないものと考えられる。しかしながら、AASHTOの示方書が提案している設計法、つまり反曲点に集中的にずれ止めを配置するよりも負の曲げモーメント区間の1/2程度断続にした方が望ましいように考えられる。

Table 4.1 Parameters of Test Composite Beams.

	BEAM NUMBER	SPAN (m)	SLAB WIDTH (cm)	REINFORCEMENT			SHEAR CONNECTOR	DESIGN LOAD (ton)
				AREA (cm ²)	γ (%)	β (cm/cm ²)		
STATIC TEST	4	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL A	5.91
	5	2.4	100	11.9(6-D16)	1.5	0.038	MODEL A	6.30
	6	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL B	5.00
	7	2.4	100	11.9(6-D16)	1.5	0.038	MODEL B	5.36
	8	2.4	60	11.9(6-D16)	2.5	0.063	MODEL A	6.30
	9	2.4	60	11.9(6-D16)	2.5	0.063	MODEL B	5.36
FATIGUE TEST	11	2.4	60	7.6(6-D13)	1.6	0.050	MODEL A	5.86
	12	2.4	60	7.6(6-D13)	1.6	0.050	MODEL B	4.97
	13	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL A	5.91
	14	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL B	5.00
	20	3.6	60	15.9(8-D16)	3.3	0.083	MODEL A	3.48
	21	3.6	60	15.9(8-D16)	3.3	0.083	MODEL B	2.77
	22	3.6	60	15.9(8-D16)	3.3	0.083	MODEL C	3.04
NOTES γ : AREA RATIO OF REINFORCEMENTS TO SLAB AREA. β : RATIO OF TOTAL CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENTS TO SLAB AREA. MODEL A : COMPOSITE BEAMS WITH CONTINUOUSLY SPACED SHEAR CONNECTORS. MODEL B : PARTIAL COMPOSITE BEAMS. MODEL C : PARTIAL COMPOSITE BEAMS WITH PARTLY COMPLETE INTERACTION.								

Table 4.2 Maximum Loads Applied in Fatigue Test.

	LOAD STEP	[1]	[2]	[3]	[4]	NOTE
BEAM No. 11	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 50 5.6	50 - 75 8.0	75 - 100 9.7		x 10 ⁴ CYCLES TON
BEAM No. 12	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 50 5.1	50 - 75 7.5	75 - 100 9.0		x 10 ⁴ CYCLES TON
BEAM No. 13	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 130 5.6	130 - 155 8.4	155 - 180 10.1		x 10 ⁴ CYCLES TON
BEAM No. 14	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 50 5.1	50 - 75 7.5	75 - 100 9.0	100 - 125 10.5	x 10 ⁴ CYCLES TON
BEAM No. 20	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 100 3.5	100 - 150 4.8	150 - 175 6.4		x 10 ⁴ CYCLES TON
BEAM No. 21	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 100 3.0	100 - 150 4.0	150 - 175 5.4		x 10 ⁴ CYCLES TON
BEAM No. 22	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 100 3.3	100 - 150 5.0	150 - 175 5.9		x 10 ⁴ CYCLES TON

Table 4.3 Material Properties of Structural Steel and Concrete.

[a] STEEL

	YIELD STRESS (kg/cm ²)	ULTIMATE STRENGTH (kg/cm ²)
SS 41	2940	4250

[b] REINFORCEMENT

	YIELD STRESS (kg/cm ²)	ULTIMATE STRENGTH (kg/cm ²)
SD 30	3620	5590

[c] CONCRETE

BEAM NUMBER	YOUNG'S MODULUS (kg/cm ²)	COMPRESSIVE STRENGTH (kg/cm ²)	SPLITTING TENSILE STRENGTH (kg/cm ²)
4 - 9	2.9 x 10 ⁵	360	31
11 - 14	3.1 x 10 ⁵	347	31
20 - 22	2.6 x 10 ⁵	398	-

Table 4.4 Ultimate Strengths and Failure Modes.

BEAM NUMBER	ULTIMATE STRENGTH (t.m)			$\frac{[3]}{[1]}$	$\frac{[3]}{[2]}$	FAILURE MODE
	THEORY I [1]	THEORY II [2]	EXPERIMENT [3]			
4	7.79	9.35	10.62	1.36	1.14	LOCAL BUCKLING
5	8.68	10.41	11.00	1.27	1.06	LOCAL BUCKLING
6	7.79	9.35	10.12	1.29	1.08	LOCAL BUCKLING
7	8.68	10.41	10.18	1.17	0.98	LATERAL BUCKLING
8	8.68	10.41	11.50	1.32	1.10	LOCAL BUCKLING
9	8.68	10.41	10.73	1.23	1.03	LATERAL BUCKLING
11	7.56	9.16	10.45	1.38	1.14	LOCAL BUCKLING
12	7.56	9.16	10.89	1.44	1.19	LOCAL BUCKLING
13	7.79	9.35	10.45	1.34	1.12	LOCAL BUCKLING
14	7.79	9.35	11.11	1.43	1.19	LOCAL BUCKLING
20	9.57	11.49	14.40	1.50	1.25	LOCAL BUCKLING
21	9.57	11.49	13.50	1.41	1.17	LOCAL BUCKLING
22	9.57	11.49	14.10	1.42	1.23	LOCAL BUCKLING

NOTES THEORY I : ULTIMATE STRENGTH BASED ON SPECIFIED YIELD STRESS.
 THEORY II : ULTIMATE STRENGTH BASED ON TESTED YIELD STRESS.

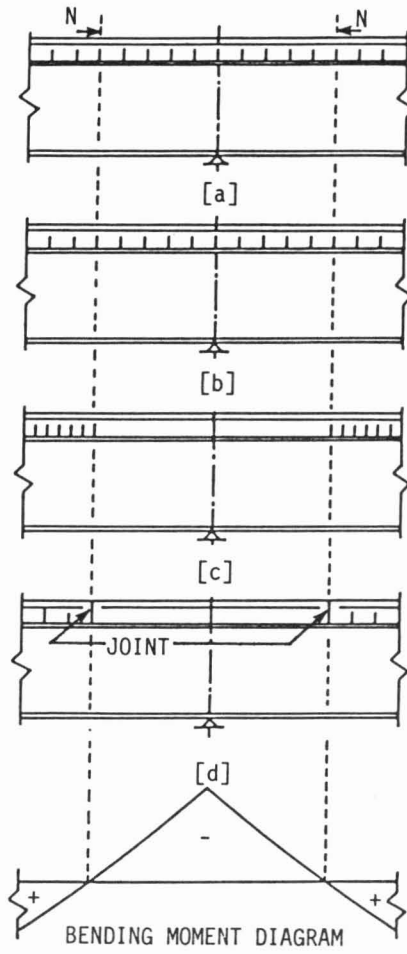


Fig. 4.1 Typical Continuous Composite Beams.

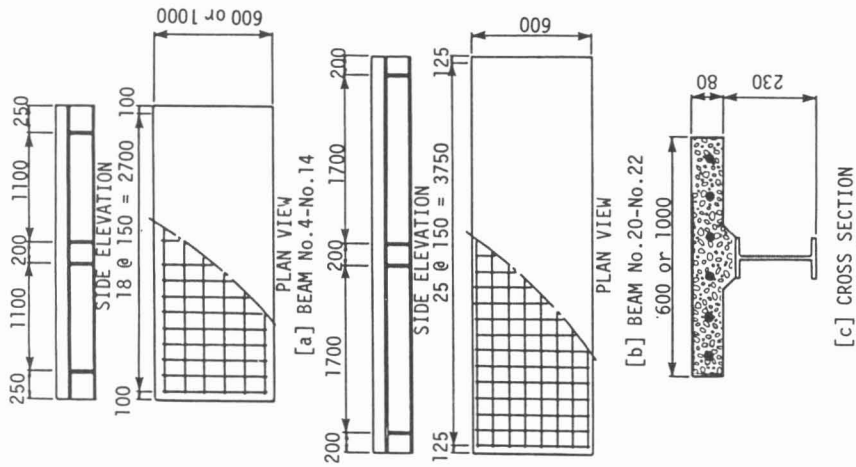


Fig. 4.2 Details of Test Specimens.

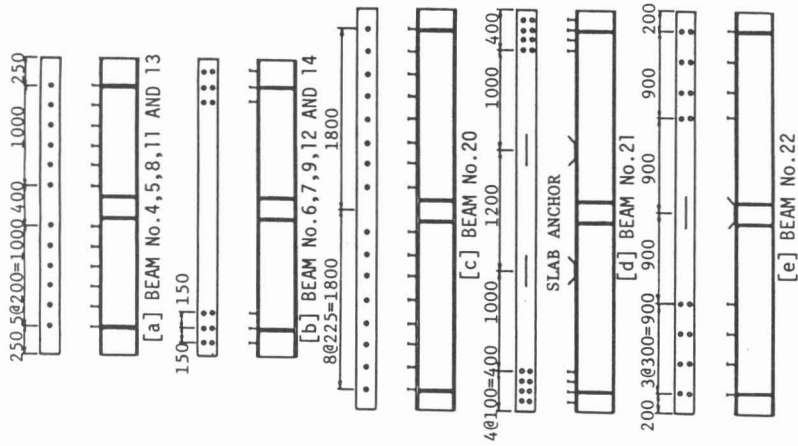
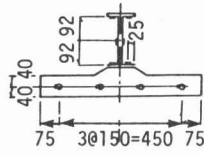
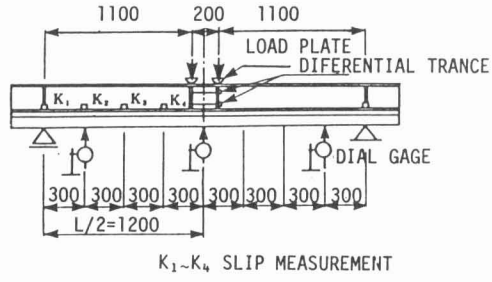
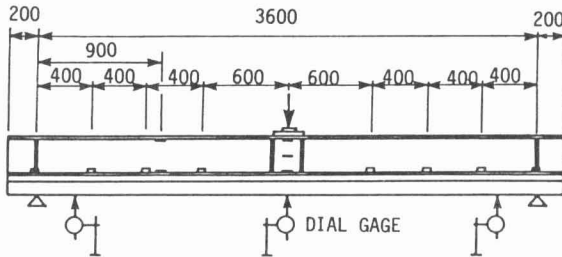
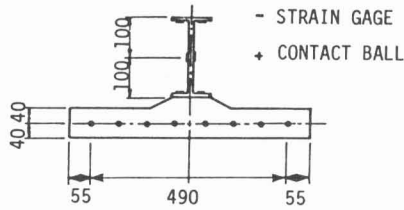
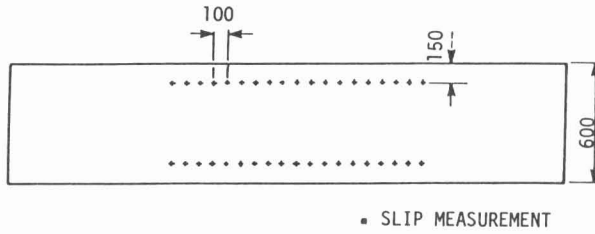


Fig. 4.3 Shear Connector Spacing.



[a] BEAM No.4-No.14



[b] BEAM No.20-No.22

Fig. 4.4 Locations of Instrumentation.

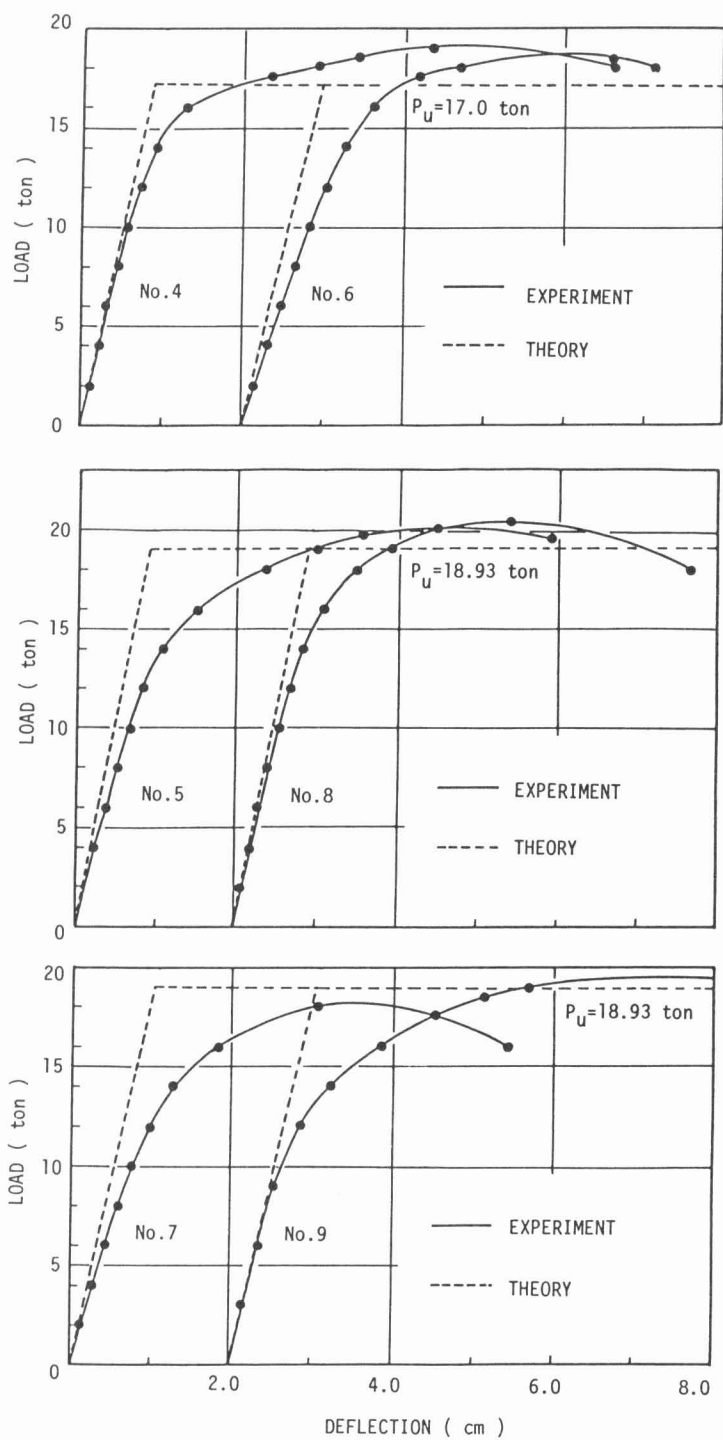


Fig. 4.5 Load-Deflection Relationships in Static Test.

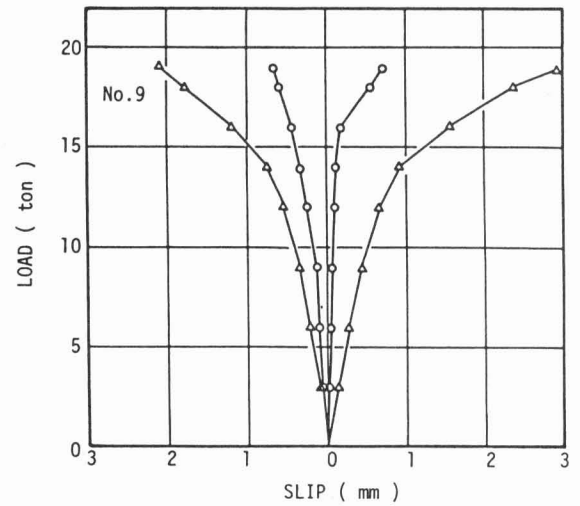
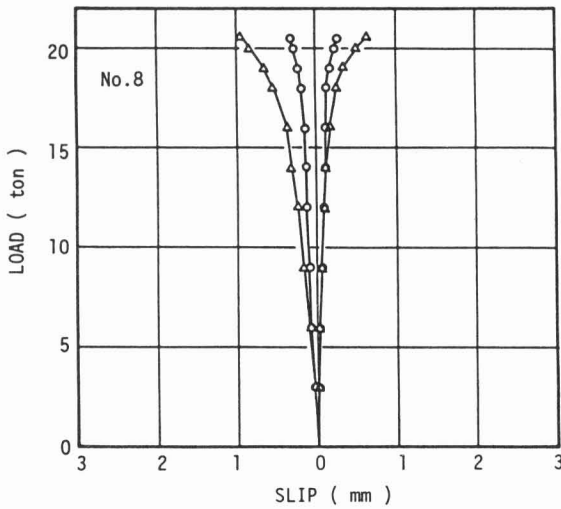
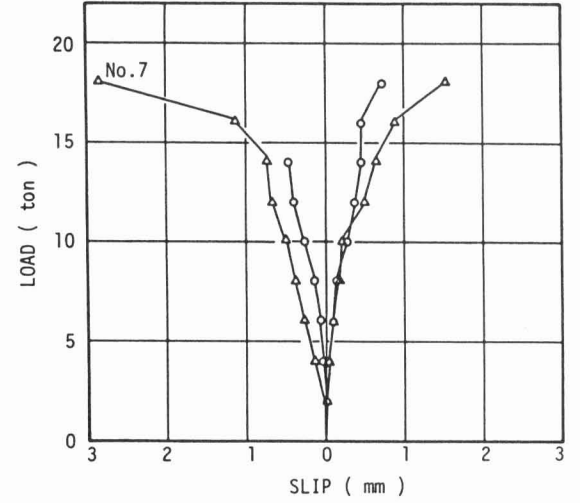
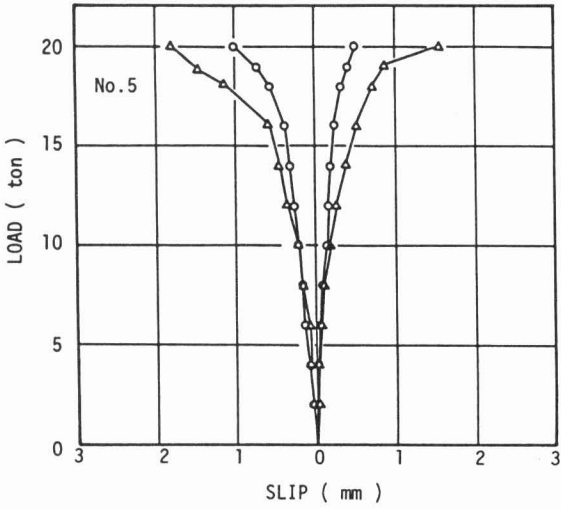
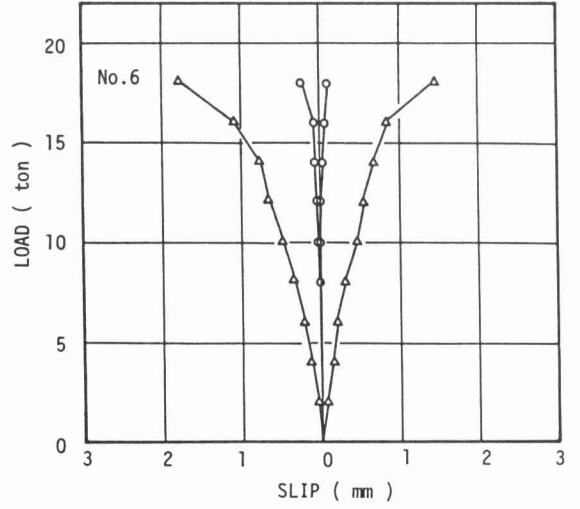
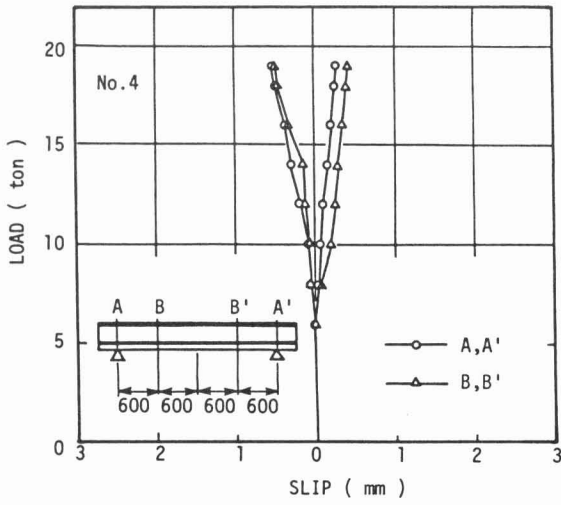


Fig. 4.6 Load-Slip Relationships in Static Test.

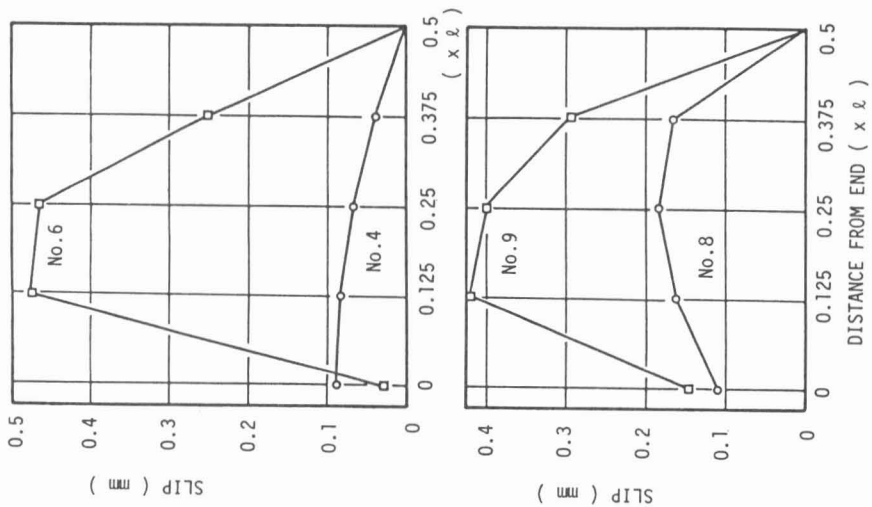


Fig. 4.7 Slip Distributions at the Load of 10 ton.

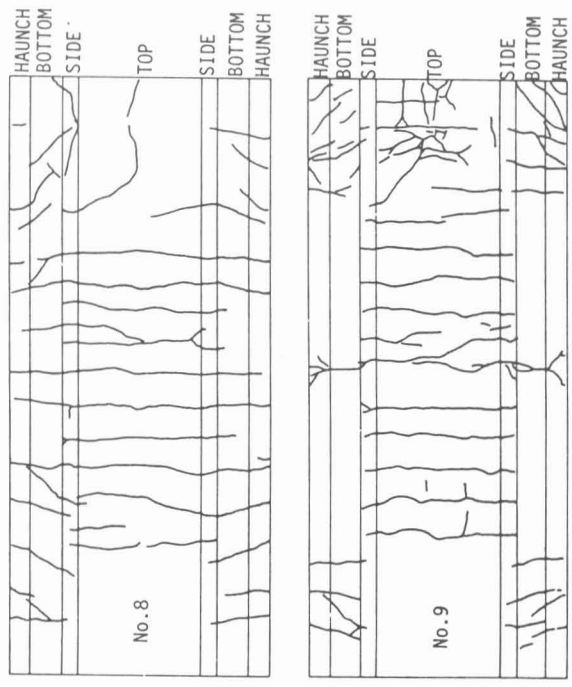


Fig. 4.8 Crack Patterns in Static Test.

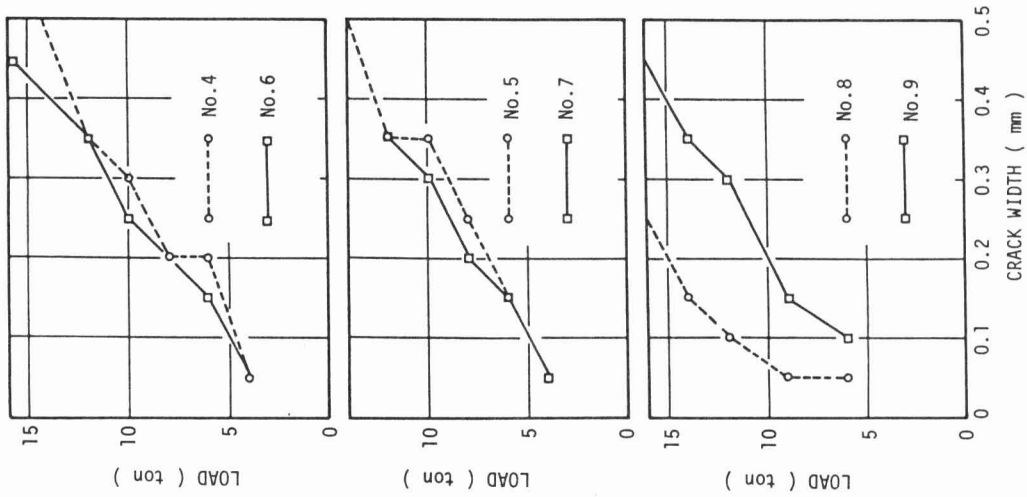


Fig. 4.9 Load - Crack Width Relationships.

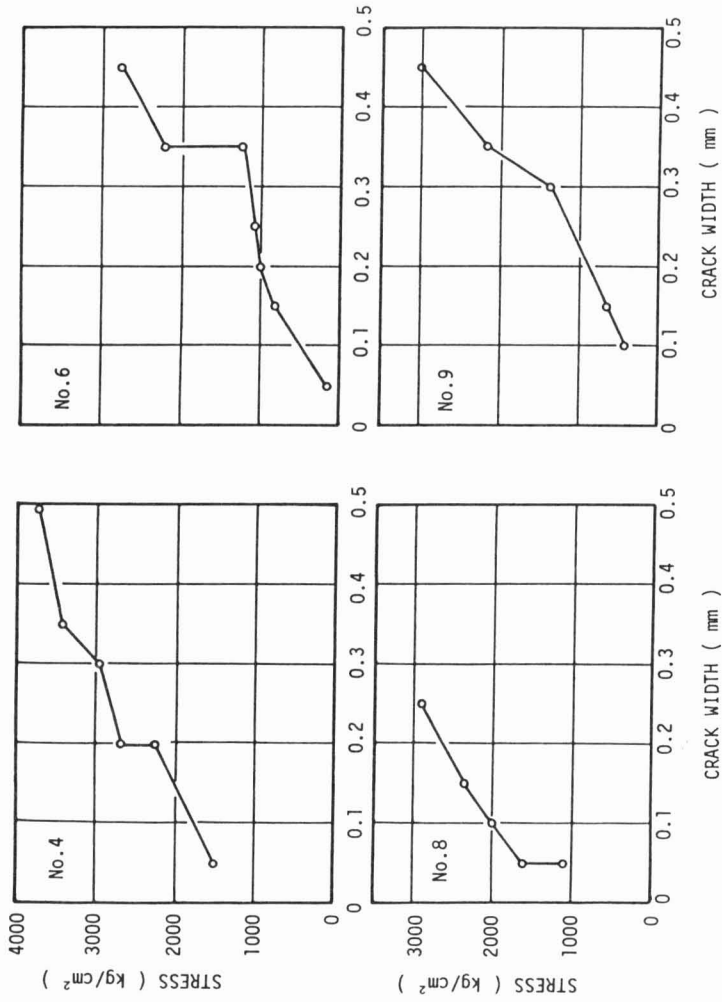


Fig. 4.10 Stress in Reinforcing Bars and Crack Width Relationships.

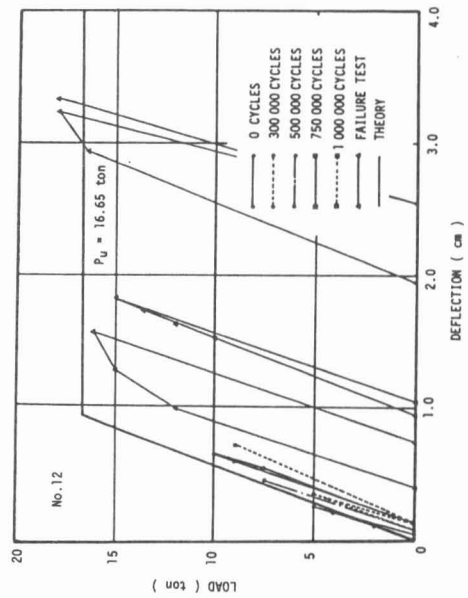
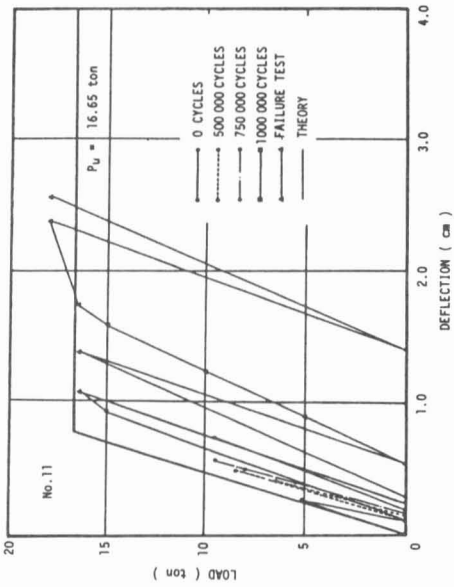
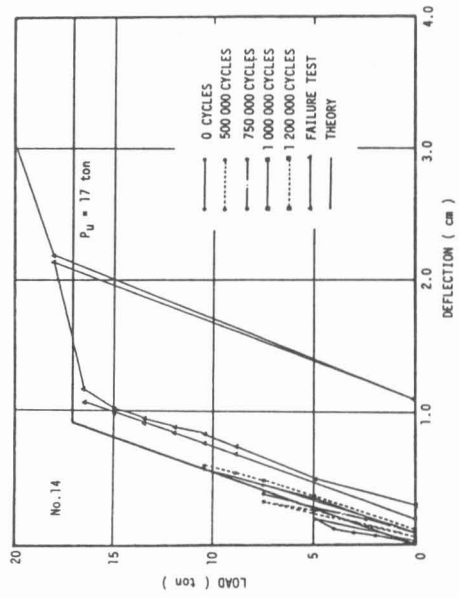
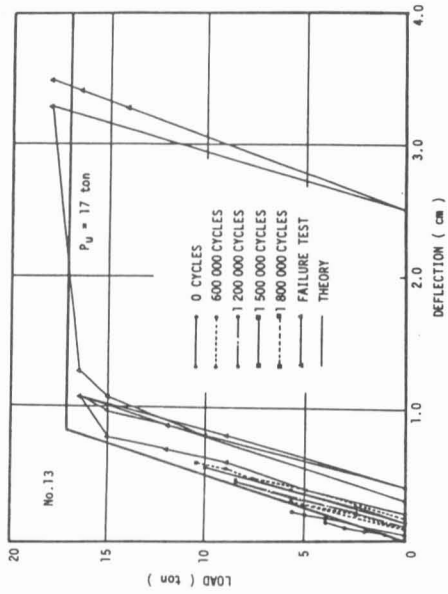


Fig. 4.11 (a) Load-Deflection Relationships in Fatigue Test.

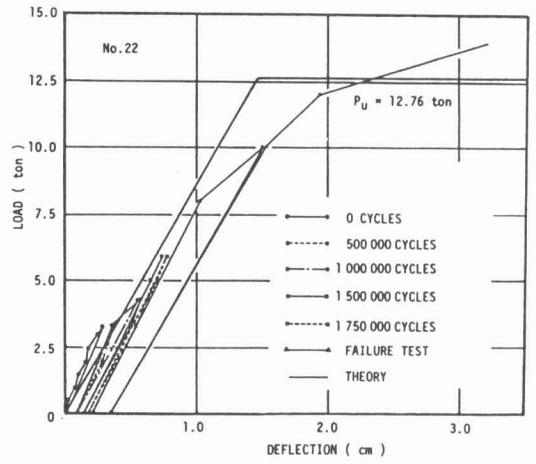
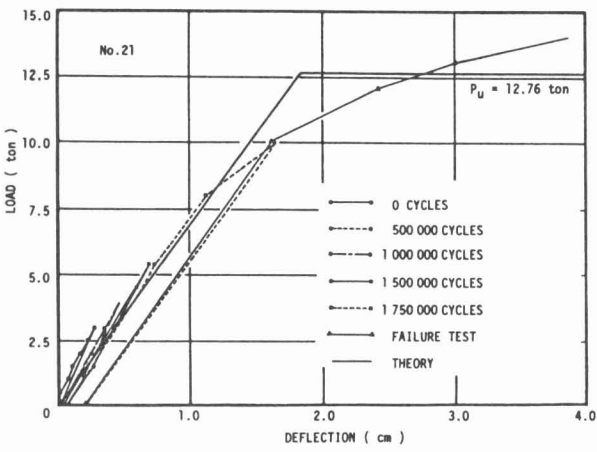
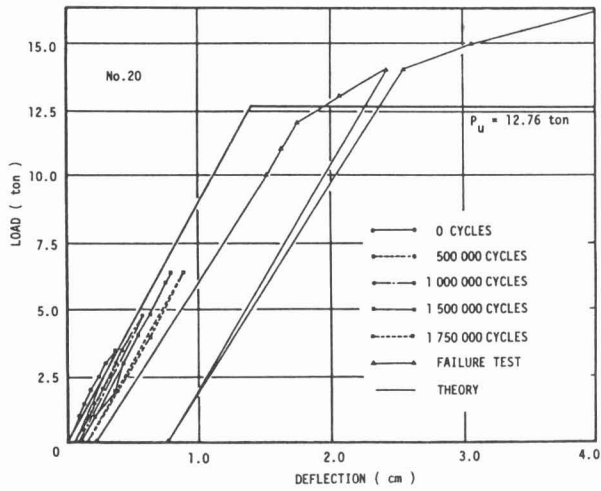


Fig. 4.11 (b) Load-Deflection Relationships in Fatigue Test.

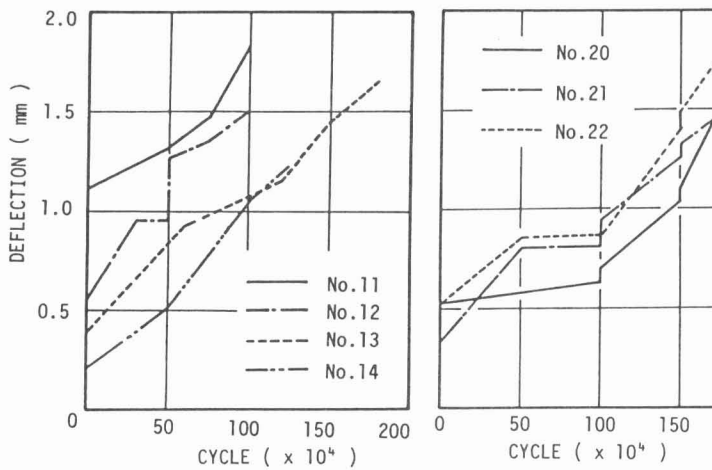


Fig. 4.12 Residual Deflections.

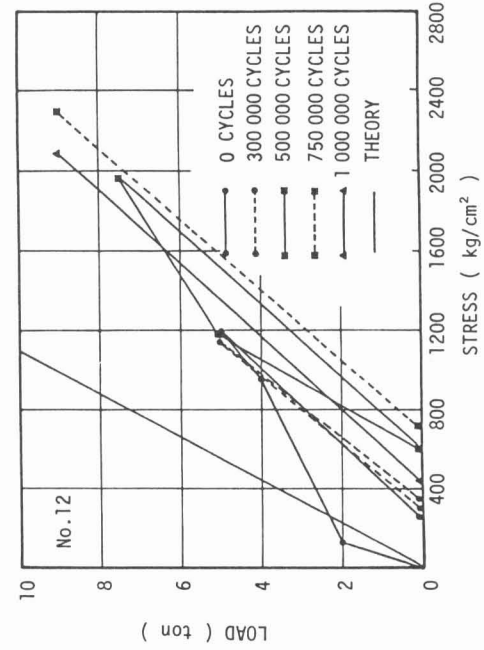
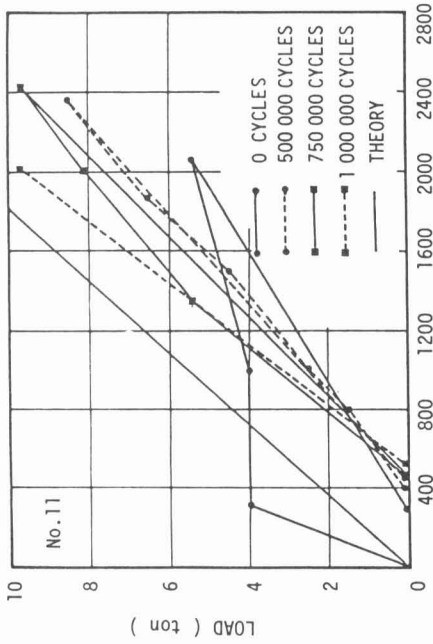
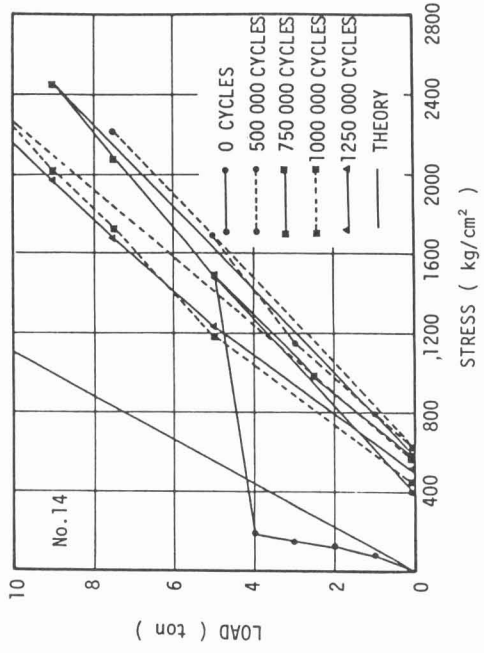
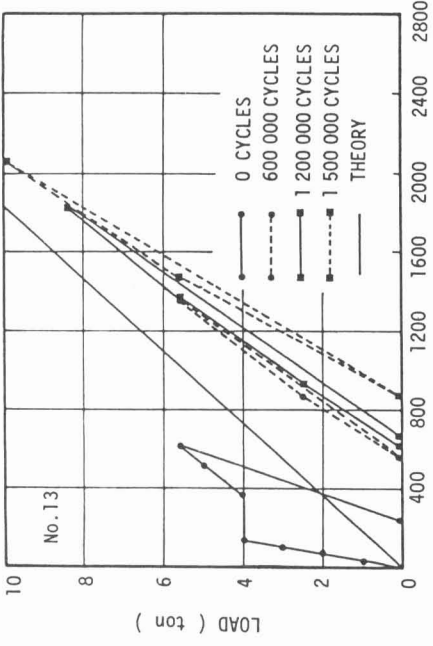


Fig. 4.13 (a) Load-Stress in Reinforcing Bars Relationships in Fatigue Test.

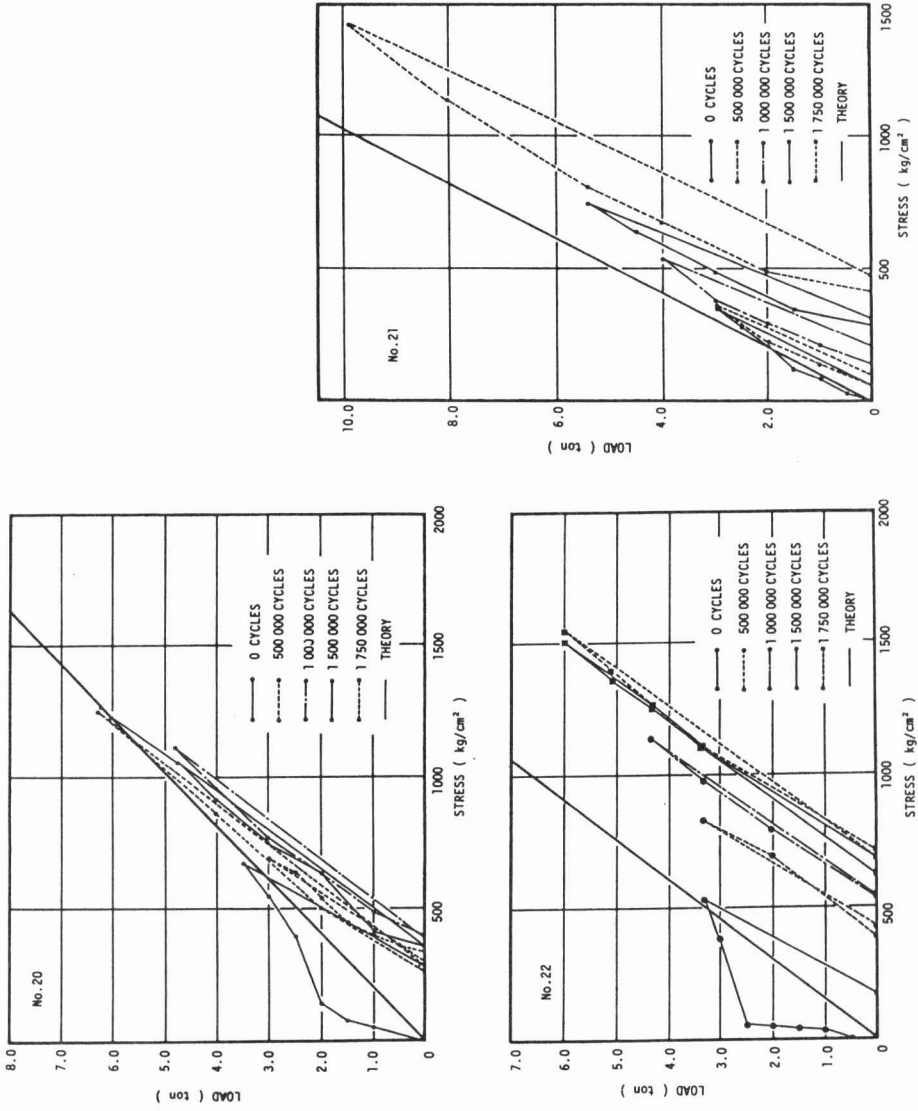


Fig. 4.13 (b) Load-Stress in Reinforcing Bars Relationships in Fatigue Test.

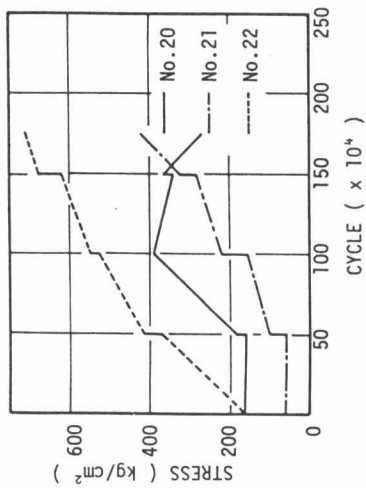
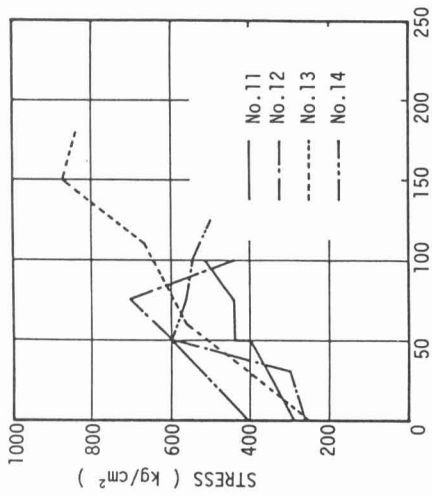
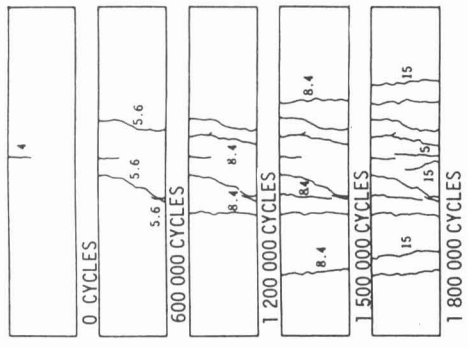
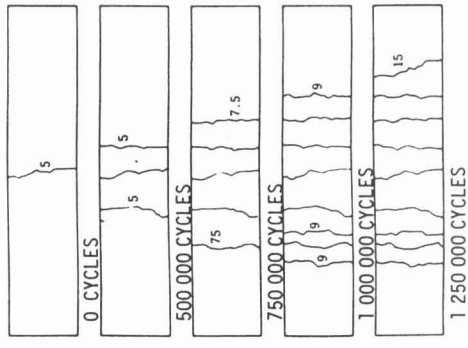


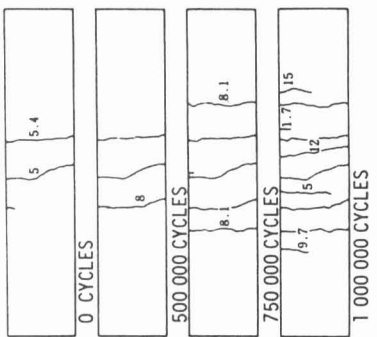
Fig. 4.14 Residual Stress in Reinforcing Bars.



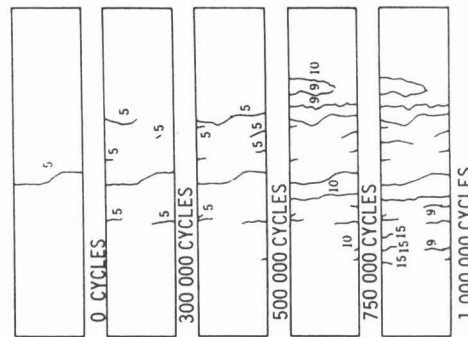
[c] No.13



[d] No.14



[a] No.11



[b] No.12

Fig. 4.15 Crack Patterns in Fatigue Test.

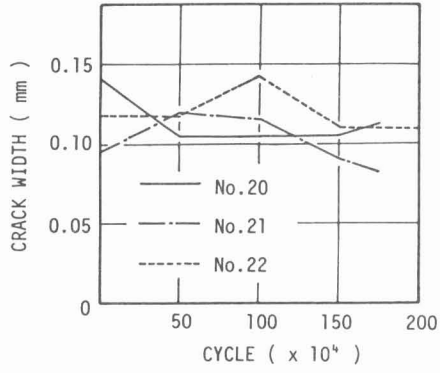


Fig. 4.16 Maximum Crack Width at the Design Load.

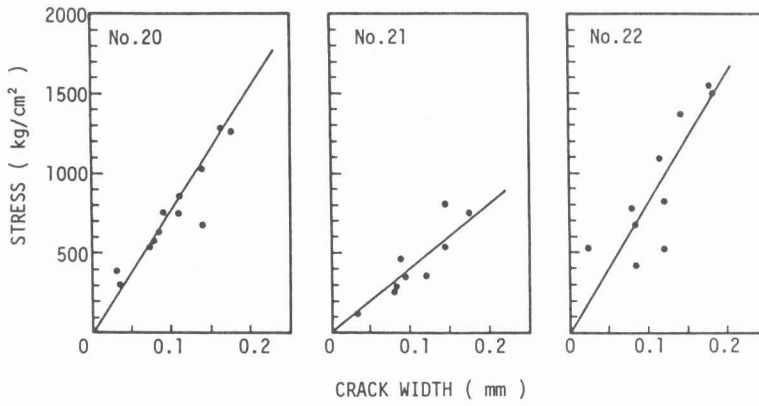


Fig. 4.17 Relationships between Stress in Reinforcing Bars and Crack Width.

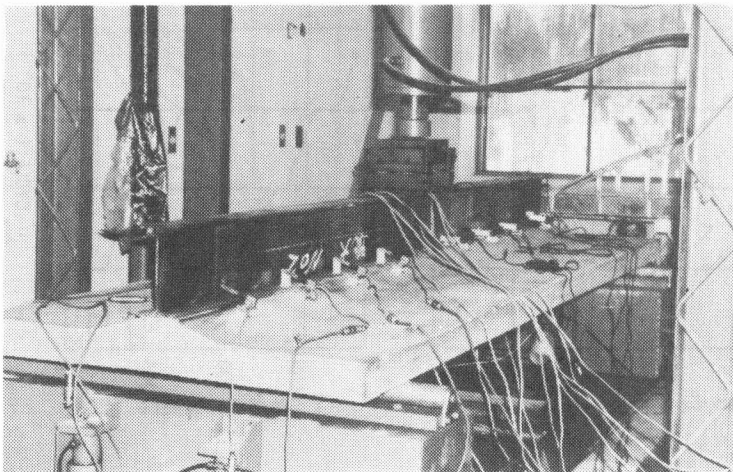
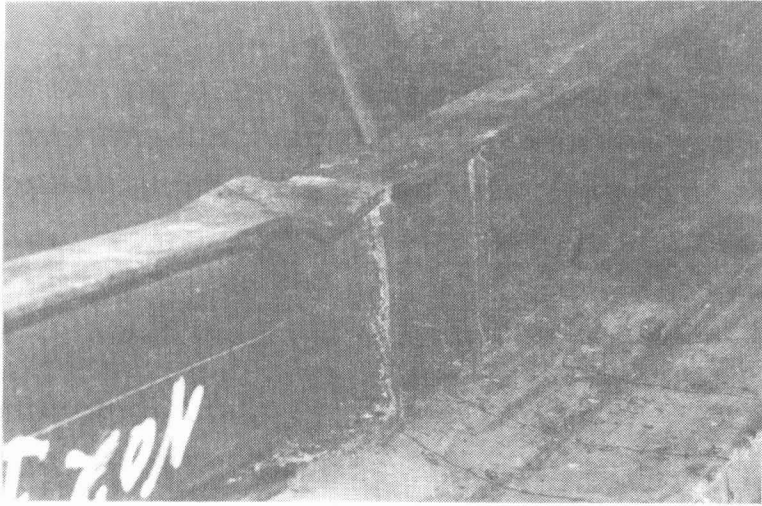
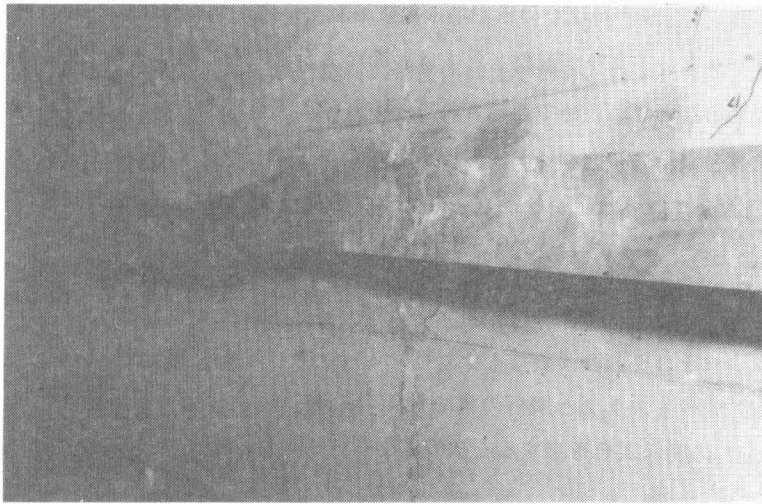


Photo 4.1 Setup of a Test Beam.



(a) Flange Local Buckling.



(b) Lateral Buckling.

Photo 4.2 Failure Modes.