

# 鋼桁切欠部の疲労試験と評価

神戸管理部 保全課 前田 俊雄  
保全施設部 保全技術課 幸左 賢二

## はじめに

阪神高速道路神戸西宮線の神戸市長田区の湊川出入口周辺で供用中の鋼単純Ⅰ桁橋4橋で桁端の切欠コーナー部のすみ肉溶接部を中心にき裂が発見された。本橋のき裂は完全溶込み溶接で修復するとともに、腹板の増厚と補剛材新設による補強を実施した。

またこれらの橋について、き裂発生の原因を明らかにするために調査を行い、次のようなことが明らかとなった。

- ①き裂は活荷重による疲労によりもたらされたものである。
- ②対象となった切欠コーナー部には設計上配慮されていない応力集中がFEM解析により明らかになった。とくに、発見されたき裂と直交する方向の応力すなわち、腹板とフランジを引き離そうとする応力（法線方向応力）が顕著である。一方、施工法調査などからは、疲労強度の低下に直接つながる支配的要因が見出せなかったことから、法線方向の過大な応力が原因となり、その他製作、施工上の種々の要因とも競合して疲労寿命が短くなり、他の橋梁よりもき裂の発生が先行したものと考えられる。

これらの調査結果から同種の切欠部をもつ橋梁では、今後このような損傷が発生する可能性があることが懸念された。とくに切欠部の法線方向応力が上記4橋と同様なレベルに達する橋では疲労寿命の長短の差異はあっても、疲労き裂が発生し得ると推定される。

このような背景に対応し、「鋼桁切欠部の健全

度に関する調査研究委員会」を設置して、疲労損傷の実態とその原因究明、さらに同種の切欠部を設けた橋梁における損傷発生の可能性の予測と、適正な点検法および疲労試験による補強法の検討を行った。

本報告は、これらの成果を紹介するものである。

## 1. 損傷の予測

### 1-1 鋼桁の桁端切欠部の諸元調査

損傷桁と同形式のものが、どの程度あるかを知ることと、後述するパラメータ解析のためのデータ収集を目的として供用中の鋼橋を対象に桁端切欠部の構造およびその諸元の分布を調査した。切欠構造の路線別の分布を、図-1の分類法によって分けた。その結果、損傷桁と同形式であるAタイプは294橋の内208橋(71%)を占めている。また、供用開始年度の最も古い神戸西宮線では切

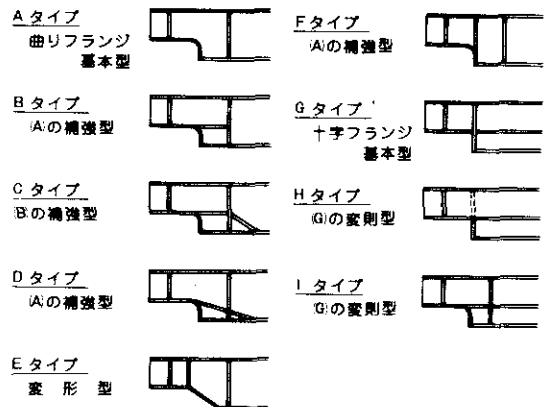


図-1 切欠構造の形式

欠部のすべての構造が損傷桁と同じAタイプである。最近になって開通した松原線ではAタイプは少なく、現行の鋼構造設計基準に従った十字フランジの基本型Gタイプに属している。池田線と堺線ではAタイプを補強した形式であるCタイプが多く、切欠詳細構造の年次による推移がうかがえる。

以上の結果から損傷桁と同じ切欠構造形式のものが圧倒的に多いこと、損傷桁は単純I桁橋に限られていること、無補強型は何らかの補強のされている他タイプに比べて応力集中が高いことから、Aタイプのものに限定して調査研究を進めることにした。

本形式のコーナ部のフランジ曲率半径Rは最小50mmから最大200mmで用いられている。しかし損傷桁はすべてR=50~100mmであり、R=200mm以上になるとコーナ部の局部応力の大きさが相当小さくなることなどから、ここではR=200mm未満のものを対象にすることにした。

橋梁の支間Lとフランジの曲率半径Rとの関係をまとめたものを表一に示す。この表から明ら

表一 支間Lと曲率半径R

R (mm)	L (m)					計
	L<20	20≤L<30	30≤L<40	40≤L<50	50<L	
50		6	2			8
80		3	☆1 ☆2 ☆3 ☆4 13	6		22
100	8	15	64	30	1	118
120			1	1		2
150		7	12	1	1	21
計	8	31	92	48	2	181

注) ☆1……G602、☆2……G617、☆3……G681、☆4……G628

かなように曲率半径R=100mmのものが圧倒的に多く、ついでR=150mm、R=80mmの順になっている。支間の分布としてはL=30~40mのものが多く半数を占めている。支間Lと曲率半径Rとの関係はとくにないものと判断される。

腹板厚twと溶接サイズとの関係を調査した結果、次の事がわかった。

- ①すみ肉溶接が圧倒的である。
- ②すみ肉溶接のサイズは腹板厚にかかわらず7mmが多い。
- ③腹板厚よりすみ肉のど厚の合計が小さいものが101橋で全体の55%を占める。

## 1-2 切欠部構造諸元と局部応力との関係

切欠部における各種パラメータの中で、応力集中に大きく影響すると考えられるものを選んでFEM解析を行った。

各パラメータと応力集中度との相関性が得られれば、既設桁の切欠部のき裂発生危険性を切欠部の構造寸法から比較的簡便に予測できると考えたからである。すなわち、コーナ部の局部応力度を算出できる。図-2に本調査の手順を示す。

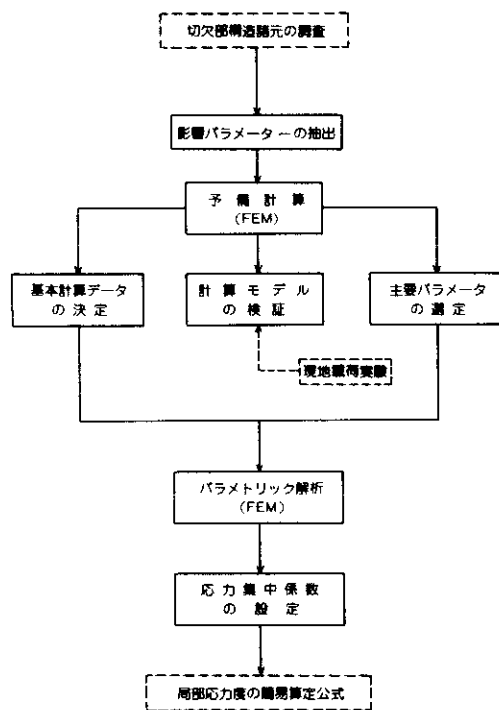


図-2 切欠部構造諸元と集中応力係数との関係を調査する解析フローチャート

### 1-2-1 予備計算

切欠部の腹板円弧部の局部応力に影響を及ぼすパラメータとして、コーナ部の曲率半径、腹板の

切欠残存率、腹板残存断面積、そして下フランジ断面積の4パラメータについて合計12ケースのFEM解析を行なった。この予備計算の目的は次のとおりである。

- (1) 上述した4パラメータとコーナ部局部応力との相関性を検討し、局部応力のうち法線方向応力度の簡易算定公式を導くための主要パラメータを選定する。
- (2) FEM解析の最適モデルの選定、メッシュ割り境界条件の設定などを決定する。

① コーナ部の曲率半径と局部応力度との関係  
基本系の曲率半径 $R$ は80mmである。これに対して、曲率半径以外の構造諸元は固定し、 $R=50$ mm、100mm、200mmと変化させた場合のコーナ部下フランジ上面から5mm離れた腹板の位置での応力度を求めた。その結果 $\sigma_{R,max}$ （法線方向応力度最大値）は曲率半径にかなり敏感で $R=50$ mmの場合は $R=200$ mmの2倍となる。一方 $\sigma_{\theta,max}$ （円周方向応力度最大値）については曲率半径による影響はあまり受けず、 $R=50$ mmと $R=200$ mmとでは約1割の差しかない。

② 腹板の切欠残存率と局部応力度との関係  
桁端を切欠いたときに残存する腹板高さ $H_2$ と元の腹板高さ $H_1$ の比、すなわち $H_2/H_1$ と最大局部応力度 $\sigma_{R,max}$ 、 $\sigma_{\theta,max}$ との関係を調査した。その結果、たとえば $H_2/H_1$ が0.4の場合と0.95の場合とを比べると、 $\sigma_{R,max}$ 、 $\sigma_{\theta,max}$ はそれぞれ約2倍になっている。したがって、残存腹板に発生する梁理論による平均せん断応力度と下フランジの曲げ応力度は $H_2/H_1$ が小さくなる程、すなわち切欠高さが大きくなるとともに大きくなる。

③ 腹板の残存断面積と局部応力度との関係  
腹板の残存断面積は、設計上桁端部におけるせん断力に対応して決定される。ここでは、腹板の残存断面積がコーナ部局部応力の大きさに及ぼす影響を検討した。その結果、同じ残存高さであれば腹板厚を増厚すると局部応力度は低下し、腹板残存断面積を同じにしても切欠残存率が異なると局部応力度にも差異があることがわかった。しかし、梁理論の平均せん断応力度 $\tau_{mean}$ に対する $\sigma_{R,max}$ の比率で見るとほとんど差がなかった。

このことから、梁理論による応力度に対する応力集中係数という観点からみれば腹板残存断面積と局部応力度との相関性は無視できる。

④ 下フランジの断面積と局部応力度との関係  
同一条件において下フランジ幅および厚さを $1/\sqrt{3}$ にし、断面積が $1/3$ となるケースと比較した。その結果、コーナ部の下フランジの断面積については、諸元調査で採用されている範囲においては、局部応力の大きさにあまり影響を与えていないといえる。以上の結果

- ① コーナ部の曲率半径と局部応力度、
- ② 腹板の切欠残存率と局部応力度、
- ③ ウェブの残存断面積と局部応力度、
- ④ 下フランジ断面積と局部応力度、のパラメータのうち局部応力度と相関があると認められるのは、曲率半径 $R$ および腹板の切欠残存率 $H_2/H_1$ である。

## 1-2-2 感度分析

予備計算においてコーナ部の局部応力に大きく影響するパラメータとしてコーナ部の曲率半径および腹板の切欠残存率を抽出した。

これらのパラメータとコーナ部の局部応力との相関性をより詳細に検討し梁理論による応力度から局部応力度を簡便に導くためパラメトリック解析を行なった。

基本的には、図-3に示すような部分を桁端部から取出し右側に固定端を設けて左支点に集中荷重 $P_v$ もしくは曲げモーメント $M$ を外力として載荷することとする。計算はコーナ部の曲率半径 $R$ および腹板切欠残存率 $H_2/H_1$ をパラメータとして20ケース行った。これら各ケースにおける荷重は単位支点反力またはその単位支点反力による図-3のA-A断面におけるモーメントを荷重として作用させた。そしてパラメトリック解析により得られた局部応力度のうちコーナ部のき裂発生と直接的な因果関係を有していると考えられる法線方向応力度 $\sigma_R$ と梁理論による応力度との比率を応力集中係数と定義する。この応力集中係数は、梁理論による下フランジ平均曲げ応力度 $\sigma_B$ および腹板の平均せん断応力度 $\tau_{mean}$ に対する $\gamma_M$ 、 $\gamma_Q$

の2種類とする。すなわち

$$\gamma_M = \sigma_{R, \max(M)} / \sigma_B \quad (1)$$

$$\gamma_Q = \sigma_{R, \max(Q)} / \tau_{\text{mean}} \quad (2)$$

である。ここに

$\gamma_M, \gamma_Q$  : 梁理論による下フランジ平均  
曲げ応力度に対する応力集中  
係数および腹板平均せん断応  
力度に対する応力集中係数

$\sigma_{R, \max(M)}$  : 曲げモーメント荷重により生  
じるコーナ部腹板の法線方向  
応力度の最大値

$\sigma_{R, \max(Q)}$  : せん断力 ( $1tf$ ) により生  
じるコーナ部腹板の法線方向  
応力度の最大値

$\sigma_B$  : 梁理論による下フランジの平  
均曲げ応力度

$\tau_{\text{mean}}$  : 梁理論による腹板の平均せん  
断応力度

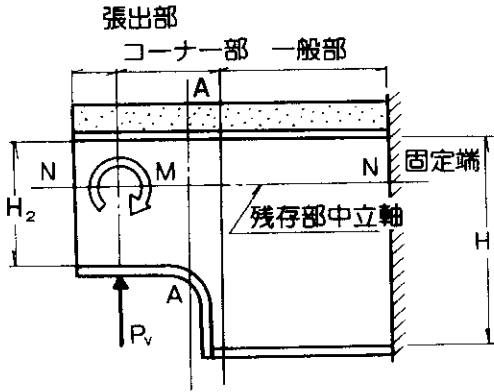


図-3 計算対象領域

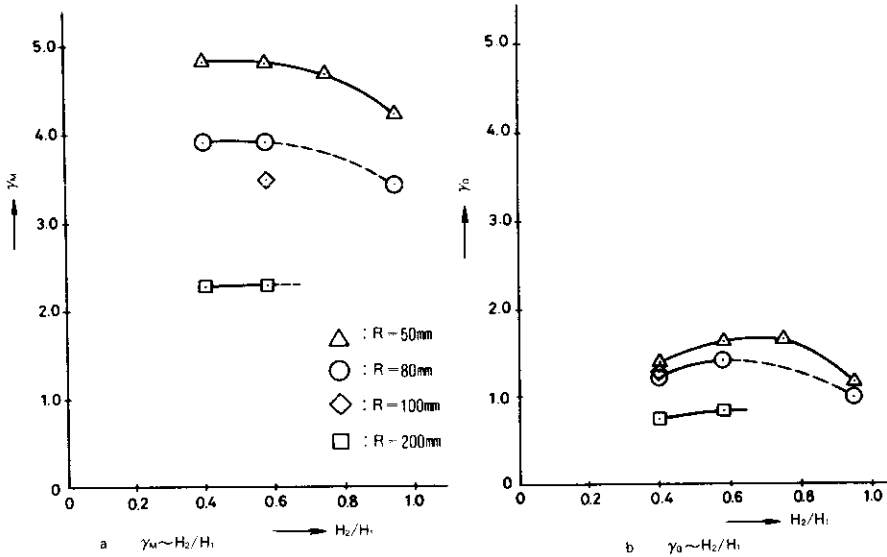


図-4 切欠残存率 $H_2/H_1$ と応力集中係数 $\gamma_M, \gamma_Q$ との関係

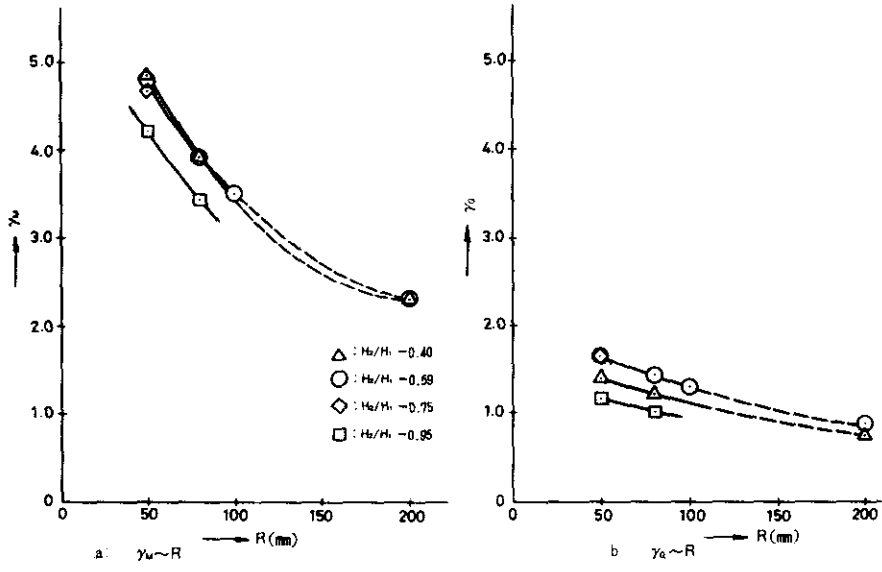


図-5 曲率半径Rと応力集中係数 $\gamma_M, \gamma_Q$ との関係

各ケースの梁理論による応力度、FEM解析による法線方向応力度および両者から求められる応力集中係数を整理すると図-4、図-5のようになる。これらのパラメータと応力集中係数との関係を詳細に調べてみると次のことがいえる。

- ①  $\sigma_R$ はRの変化に鋭敏である。
- ②  $H_2/H_1$ の $\sigma_R$ への影響はRに比べるとかなり小さい。
- ③  $H_2/H_1 = 0.95$ のケースが $H_2/H_1 = 0.40, 0.59, 0.75$ に比べて遊離している。これは $H_2/H_1 =$

0.95の場合、円弧部と腹板下端が接近しすぎ下フランジの存在が局部応力度の性状に大きく影響を及ぼしたためと思われる。

以上のことから梁理論による応力度から局部応力度を算出する簡易公式を導く上において、腹板切欠残存率 $H_2/H_1$ の影響は無視しても実用上問題ないと考えられる。

そこで、局部応力度の簡易算定式に使用する応力集中係数は最も大きい $\gamma_M, \gamma_Q$ を与える $H_2/H_1$ に対する曲線を採用することとする。(図-6)

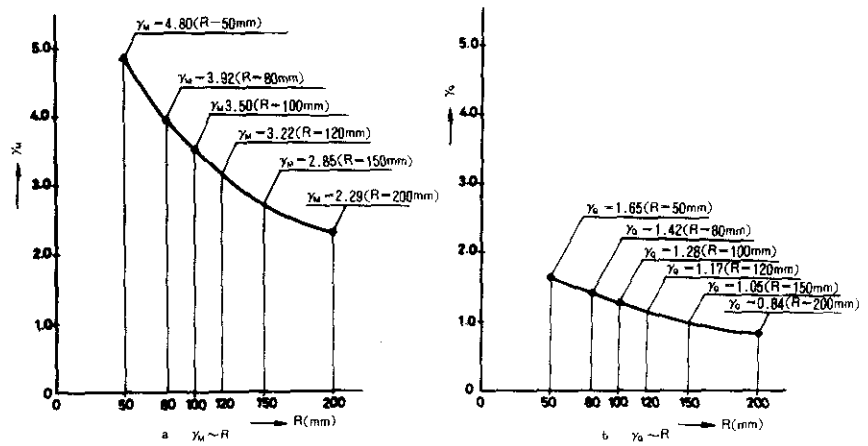


図-6 応力集中係数曲線

### 1-3 切欠コーナ部の疲労破壊に対する健全度

当公団の全路線中には、損傷が発生した桁と同形式の構造の単純Ⅰ桁橋が多数含まれている。これらの単純Ⅰ桁橋の損傷発生危険性ないし補強優先順位を判断する手段として、次のような指標 $\xi$ （疲労度係数）を定義し、 $\xi$ の相対評価によって各橋梁をランク分けすることにした。

$$\xi = k \cdot n \quad (3)$$

$k$ ：コーナ部における局部応力度と疲労に対する許容応力度との比で表わした応力レベルを示す係数

$$n = (Neq'_i / Neq'_o)^{1/m} \quad (4)$$

$n$ ：各路線の等価繰返し回数の相対比で上式で表される係数

ただし  $Neq'_i$ ：各供用路線の等価繰返し回数  
 $Neq'_o$ ：基準とする神戸西宮線の等価繰返し回数  
 $m$ ：面対数目盛で表わしたS-N線図の勾配

#### 1-3-1 応力レベルを示す係数k

係数 $k$ はパラメータ $\alpha$ および $\beta$ の2種類により構成される。このうちパラメータ $\alpha$ はトウ破壊に対応するもので、活荷重によりコーナ部腹板に作用する法線方向の最大応力度とトウ破壊を考慮した許容応力度との比で表わす。パラメータ $\beta$ はルート破壊に対応するもので、活荷重によりコーナ部の腹板と下フランジとのすみ肉溶接のビード部に生ずる最大応力度およびルート破壊を考慮した許容応力度との比であり、両者は次のように表わされる。

$$\alpha = \sigma_{R,max} / \sigma_{fa} \quad (5)$$

$$\beta = \sigma_{R,max} \cdot (t_w / t_{eq}) / \sigma_{wfa} \quad (6)$$

ここで  $\sigma_{R,max}$  は活荷重によつてコーナ部腹部に作用する法線方向最大応力度

$$\sigma_{R,max} = \gamma_M \cdot \sigma_B + \gamma_Q \cdot \tau_{mean} \quad (7)$$

$t_w$ ：腹板厚

$t_{eq}$ ：所要のど厚

$\sigma_{fa}$ ：トウ破壊を考慮した溶接トウ部の許容応力度（700 kg f/cm<sup>2</sup>）

$\sigma_{wfa}$ ：ルート破壊を考慮した溶接ビード部の許容応力度（560 kg f/cm<sup>2</sup>）

### 1-3-2 法線応力度の簡易算定法

無補強の円弧状切欠コーナ部を有する単純Ⅰ桁橋を対象とした最大法線方向応力度 $\sigma_{R,max}$ を図-7に示す手順により算出する。各橋とも外桁

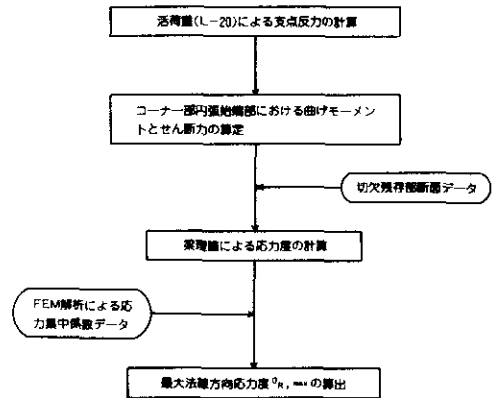


図-7 最大法線方向応力度の算定フローチャート

に着目し活荷重としてはL-20荷重を基本とする。梁理論による応力度の算定まではそれぞれの設計計算書から抜粋するのが望ましいが建設後相当な期間を経た橋梁の設計計算書を集めることは困難であった。また疲労破壊に対する危険度の相対的な比較に用いる目的から、算出方法さえ統一すれば計算精度に厳密さを要求することもないという考えに基づき以下の簡便法によつた。

#### (1) 活荷重による支点反力

各橋梁の外桁を対象としてL-20活荷重を載荷し、慣用の荷重分配1-0法により活荷重強度を求める。

#### (2) 梁理論による応力度

前項(1)で求めた支点反力を用い、図-3の円弧始端部のA-A断面位置における曲げモーメントおよびせん断力 $Q$ を求める。梁理論による応力度は、A-A断面の下フランジ下縁の曲げ応力度 $\sigma_B$ および腹板の平均せん断応力度 $\tau_{mean}$ とする。

#### (3) 最大法線方向応力度

梁理論による曲げ応力度 $\sigma_B$ 、平均せん断応力度 $\tau_{mean}$ および応力集中係数 $\gamma_M$ 、 $\gamma_Q$ からコーナ部の腹板最大法線方向応力度 $\sigma_{R,max}$ は既に述べたように次式で求められる。

$$\sigma_{R,max} = \gamma_M \cdot \sigma_B + \gamma_Q \cdot \tau_{mean} \quad (8)$$

### 1-3-3 疲労度係数ξの決定

当公団の道路では路線によつて供用期間、交通量荷重パターンが異なっている。したがつて、パラメータα, βのみで疲労損傷発生に対する健全度を判定することは合理的でない。そこで路線ごとの荷重履歴を加味して判定することにする。

まず、前提条件として次の仮定を設ける。

- ①疲労被害はMinerの直線被害則に従う。
- ②荷重は大型車のみを対象とする。
- ③各路線ともに荷重の頻度分布は対数正規分布であり、平均値、標準偏差は既知である。

いま荷重Pによつて切欠部に生ずる応力度をSとすると、PとSとの間には

$$S = \lambda \cdot P \quad (9)$$

なる関係がある。ここで係数λは荷重Pとある基準断面に生じる基準応力度との関係を示す応力換算係数および局部応力度と基準応力度との関係を示す応力集中係数とを乗じた係数である。次に公団で行なった交通量調査等によると一般に路線における大型車の重量Pは対数正規分布になっている。この結果をもとに分布関係  $f_i(P)$  は

$$f_i(P) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \sigma_i \cdot P \cdot \exp\left[-\frac{1}{2}\left\{\frac{(\ln P - \mu_i)}{\sigma_i}\right\}^2\right] \quad (10)$$

と表わされるものと仮定する。ここに  $\mu_i$  は平均重量、 $\sigma_i$  はその標準偏差である。ところで、このような荷重によつて応力Sを受ける場合に疲労破壊に至る繰返し回数をNとすると下記関係になる。

$$S \cdot N^{1/m} = A \quad \therefore N = \left(\frac{A}{S}\right)^m \quad (11)$$

いまある路線において、A S S T O の考え方を参考にしてある期間の大型車の累積台数  $N_{t,i}$  とするとその路線内の橋梁の疲労被害度  $D_{1,i}$  は次式で表わされる。

$$D_{1,i} = \int_0^{\infty} \left\{ N_{t,i} \cdot f_i(P) \right\} / N \cdot dP = \left(\frac{\lambda}{A}\right)^m \cdot N_{t,i} \int_0^{\infty} f_i(P) \cdot P^m \cdot dP \quad (12)$$

一方等価応力度  $S_0$  を想定し、被害度が同一になる等価繰返し回数  $Neq$  とすると

$$D_{2,i} = Neq, i / N = Neq, i / \left(\frac{A}{S_0}\right)^m \quad (13)$$

ここで  $D_{1,i} = D_{2,i}$  とおくと

$$Neq, i = \left(\frac{\lambda}{S_0}\right)^m \cdot N_{t,i} \int_0^{\infty} f_i(P) P^m dP \quad (14)$$

荷重履歴の最も大きい神戸西宮線を基準とした相対比は次式で算定される。

$$n = \left(\frac{N'_{eq,i}}{N'_{eq,0}}\right)^{1/m} = \left(\frac{N_{t,i} \int_0^{\infty} f_i(P) P^m dP}{N_{t,0} \int_0^{\infty} f_0(P) P^m dP}\right)^{1/m} \quad (15)$$

$N_{t,i}$  : (i路線の供用年数) × (365日) × (i路線の1日大型車通行台数)

$N_{t,0}$  : (神戸西宮線の供用年数) × (365日) × (神戸西宮線の1日大型車交通台数)

積分値  $\int_0^{\infty} f_i(P) \cdot P^m \cdot dP$  については  $m=3$  とし、大型車(荷重P)の頻度分布が対数正規分布を呈することを前提として求めれば次式が得られる。

$$\int_0^{\infty} f_i(P) \cdot P^m \cdot dP = \exp\left\{\mu_y \times 3 + (\sigma_y)^2 / 2 \times 3^2\right\} \quad (16)$$

$$\mu_y = \ln \mu_x - \frac{1}{2} (\sigma_y)^2$$

$$\sigma_y = \sqrt{\ln\left\{\frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} + 1\right\}}$$

$\mu_x$  : ある路線における標本平均値

$\sigma_x$  : ある路線における標準偏差

平均値  $\mu_x$  および標準偏差  $\sigma_x$  の値は表-2に示す値を用いたが、結果的には  $Neq$  に対しては大

表-2 各路線の  $\mu_x, \sigma_x$  および n の値

路線名	$\mu_x$	$\sigma_x$	n
神戸西宮線	15.6	5.4	1.0
大阪西宮線	15.2	6.0	0.29
池田線	15.2	6.0	0.70
守口線	15.2	6.0	0.70
東大阪線(環状線内)	15.2	6.0	0.65
東大阪線(環状線外)	15.2	6.0	0.50
松原線	15.2	6.0	0.34
堺線	15.4	6.9	0.83
環状線	17.8	5.5	0.80
西大阪線	15.2	6.0	0.76
鳴尾線	15.2	6.0	0.53

型車の混入率が影響し、 $\mu_x, \sigma_x$  の違いはあまり影響しない。以上の手法により求めた各路線の荷重履歴の相対比 n を表-2に示す。

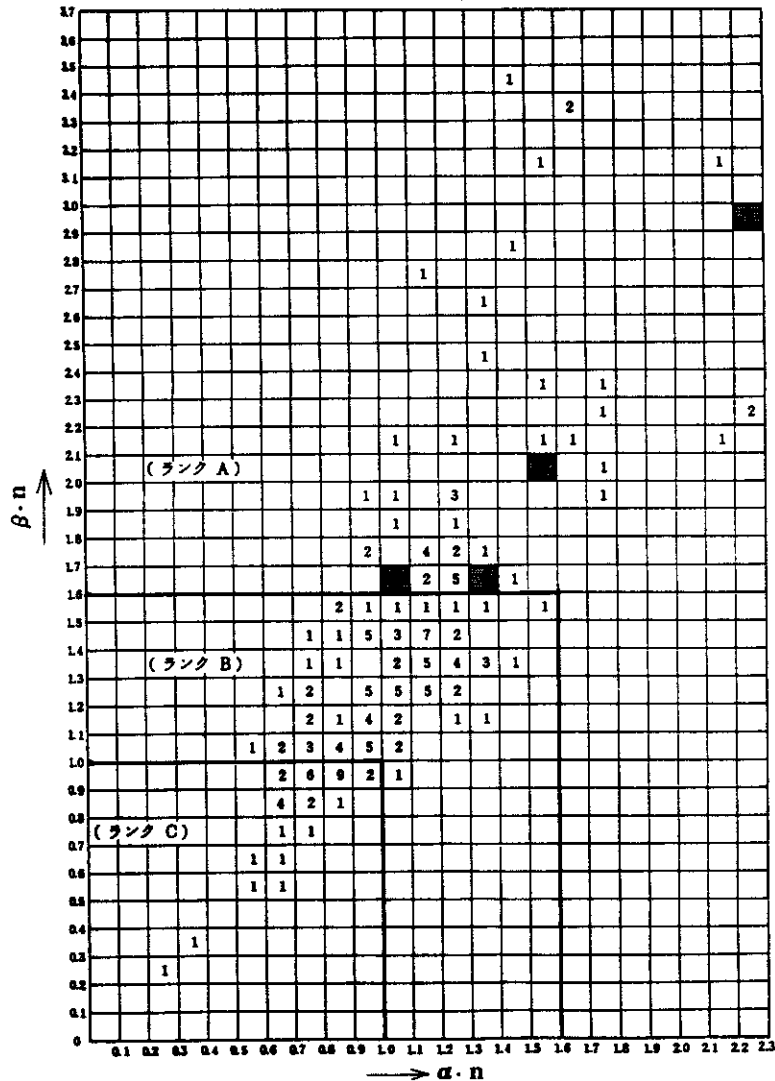
次に、円弧状の無補強切欠構造を有する単純I桁橋181橋について指標ξを計算した。表-3は  $\alpha \cdot n, \beta \cdot n$  の相関分布図であり、区画内を塗りつぶした箇所は実際に損傷が発生した橋梁を示し  $\alpha \cdot n \geq 1.6, \beta \cdot n \geq 1.6$  の範囲に含まれていることがわかる。

そこで指標ξすなわち  $\alpha \cdot n = 1.6, \beta \cdot n = 1.6$

を目安としてこれ以上はき裂の発生の可能性が高いものと判断した。逆に  $\alpha \cdot n \leq 1.0, \beta \cdot n \leq 1.0$

の場合は許容値に対して余裕があるわけであり、これらの橋梁ではき裂発生の可能性は低いといえ

表-3  $\alpha \cdot n$ と $\beta \cdot n$ との相関図  
(数字)は橋梁数を示す



る。Bランクに含まれる橋梁については、比較的局部応力度が高いので定期点検等で観察してゆくのが良いと思われる。

## 2 補強方法についての検討

疲労破壊の発生を未然に防止するための補強法を見いだすことを目的とし3種類の補強案を作成

し、それぞれの補強効果を模型実験によつて検討した。実験ならびに実橋補強に対する前提条件と注意事項は以下によつた。

- ①無補強で円弧状の切欠部を端部に持つ単純1桁橋を対象とする。
- ②施工内容を軽減するため施工条件は次のとおりとする。



- a) 桁をベントなどで仮支持しない。すなわち死荷重応力の開放は行わないものとする
  - b) 桁下道路の交通規制は行わない。
  - c) 補強部材は人力で取扱い得る寸法および重量とする。
- ③現場接合は高力ボルト接合とする。
- ④補強案としては、補強効果の高いものであるとともに、製作、現場施工ともに単純で短期間に施工でき、工費が低廉である案とする。

### 2-1 実験概要

3案の補強案を施した試験体には、あらかじめコーナ部のすみ肉溶接のビードに人工き裂を設け、一定の繰返し荷重のもとで得られるき裂伝播特性から補強効果を検討するものとした。(図-8)実

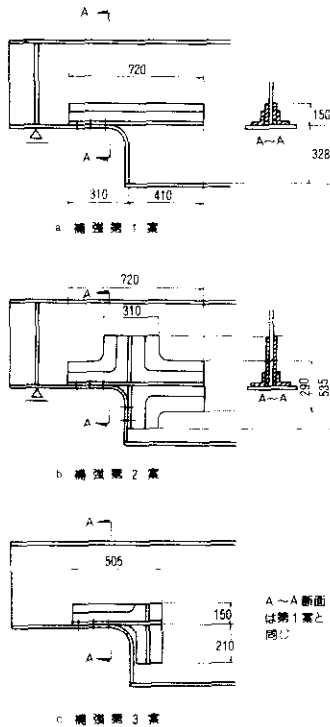


図-8 各補強案の概略図

験に供した試験体は合計4本で次のとおりである。

- ①予備試験体  
補強前の試験体
- ②補強第1案試験体

コーナ部の法線方向応力度  $\sigma_{R, \max}$  が  $910 \text{ kg-f/cm}^2$  から  $560 \text{ kg-f/cm}^2$  に低下するように補強した試験体

#### ③補強第2案試験体

神戸西宮線の損傷桁に適用した補強案とほぼ同様の十字状リブ付補強材を付けた試験体

#### ④補強第3案試験体

①～③の実験結果に基づき第1案と第2案の中間の補強効果をのらい、かつ実橋に適用することを具体的に検討した試験体

実験においては  $P_{\max}$  を  $30 \text{ tf}$ 、最小荷重を  $10 \text{ tf}$  とし、変動が  $20 \text{ tf}$  の繰返し荷重をかけた。この荷重  $20 \text{ tf}$  は、無補強の試験体のコーナ部における法線方向応力度  $\sigma_{R, \max} = 900 \text{ kg-f/cm}^2$  の実橋での設計荷重に対応する荷重である。各試験体に設けた人工き裂は腹板に開けた長さ  $20 \text{ mm}$  半だ円形の切欠とその上下端に付けた各  $8 \text{ mm}$  の放電加工のスリットからなり、全長は  $36 \text{ mm}$  である。各試験体は、各々の補強状態で、まず静的載荷 ( $P_{\max} = 30 \text{ tf}$ ) を行い、代表的な箇所における応力、たわみの測定を行ったが、その概要は下記のとおりである。

### 2-2 き裂の進展状況

まず、本載荷重の最初の  $20$  万回におけるき裂の長さを表-4に示す。表から明らかなように補

表-4 き裂の長さ (mm)

試験体	上側き裂		下側き裂	
	北面	南面	北面	南面
無補強	2.9	3.3	4.0	5.1
第1案	6.9	7.2	7.6	7.1
第3案	7.5	4.3	2.4	-*)
第2案	0.5	0.2	0.5	0.5

\*) クリップゲージを取付けたため測定不能

強を施した試験体間では補強度の順で進展長さが決まっているようであるが、無補強の場合が必ずしも進展速度が早くならない。無補強の試験体では、約  $90$  万回の時点で人工き裂の腹板の切欠部的一端から腹板内に向けてき裂が発生し、かつ進展し始めた。また、ほぼ同時期に下側き裂は腹板直下

でフランジを貫通した。第一案の補強試験体の場合は約40万回までは進展速度は早かったが、その後は速度が落ちた。第3案では、最初ビード内を進展しているときの速度はかなり速かったが、表面でフランジ部分に入ると急に速度が落ちた。

第2案では進展速度がかなり遅く、200万回で10mm前後の長さであった。

次に無補強の試験体における上側き裂の破面を観察すると、ピーチマークは進行方向に直角の方向か、あるいはビード表面側が先行していた。また、き裂の内側端（不溶着部）は進展し始めてすぐに腹板内に伝播した。一方、下側き裂も不溶着部の存在にあまり影響されずに、低い繰返し段階からフランジ内に遷移していた。

これに対して、第1案ではき裂は、不溶着部側でなくビード表面が先行した。第3案は第1案より進展長さが短い、上側き裂下側き裂ともに内側からフランジに遷移している。また第2案では法線方向応力がかなり小さいためか、わずかに進展したにすぎない。これらの原因としては、次のようなことが考えられる。

一般にすみ肉溶接部では、不溶着部そのものが内部欠陥と見なされ、溶接線に対して直角方向の応力が作用すると、この不溶着部に先導されるように、き裂が伝ばすると考えられる。しかし直角方向応力のほかにせん断応力が付加されると、主応力の方向は直角方向からずれ、き裂は溶接部から離れて母材の方向へ進展しようとする。したがって直角方向応力の大きさ、すなわち法線方向応力度  $\sigma_R$ 、せん断応力度  $\tau_{RQ}$  とその方向、そして円周方向応力度  $\sigma_\theta$  などによつて、き裂がビード部から離れて母材に遷移するかが決定される。そしてき裂の進展をビード内に閉じ込めようとする不溶着部の働きとの兼ねいでき裂の進展方向および進展速度が左右されると考えられる。(図-9)

### 2-3 補強効果の検討

補強効果を検討するに当たっての前提条件として、実橋における切欠コーナ部のすみ肉溶接部の状況を表-5の状態に分類する。

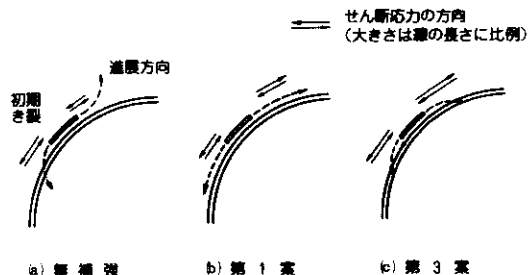


図-9 き裂伝ば方向とせん断応力の方向、大きさ(模式図)

表-5 切欠コーナ部のすみ肉継手の寿命評価法

次 号	疲労強度の取扱いおよび解析法
A 全	これまでの疲労試験の結果は考慮せずに、今後の疲労き裂の発生寿命を評価する。基本的にはBS5400のS-N曲線を使用する。
B 微小き裂発生	き裂がビード表面まで成長する伝ば寿命を解析的に求め、評価する。実験結果から得られる修正係数を使用する。
C 大規模き裂発生	実験で得られた各試験体での最大進展速度を基準に、今後のき裂進展量を評価する。

#### 2-3-1 実橋における実働荷重の評価

実橋における実働荷重の頻度分布としては次の対数正規分布になるものとする。

$$f(P) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_i \cdot P} \cdot \exp \left[ -\frac{1}{2} \left\{ \frac{(\ln P - \mu_i)}{\sigma_i} \right\}^2 \right]$$

ここに P: 大型車の重量

$\frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_i \cdot P}$   $\mu_i$ : 標本平均値 (2.832)

$\sigma_i$ : 標準偏差 (0.304)

つぎに車の通行台数としては、公団の昭和56年度神戸西宮線のOD調査結果を用いることとする。このデータによると、1車線における1日の通行台数は  $2.7 \times 10^4$  台/日であり、大型車の混入率は11.3%となっており、各橋梁の今後の耐用年数を50年と想定し、この期間に上記頻度分布形状および通行台数が変化しないとすると、外側車線の大型車通行の総回数  $N_t$  は  $N_t = (3.1 \times 10^3) \times 365 \times 50 = 5.66 \times 10^7$  となる。このようにして求められた実橋の実働荷重スペクトルと総繰返し回数  $N_t$  に対して、疲労被害が等価な荷重  $P_0$  とその繰返し回数  $N_{eq}$  を定義できる。ここでは、実験で対象とした切欠コーナ部の法線方向応力度  $\sigma_{R, \max} = 900 \text{ kgf/cm}^2$  を実橋で発生させる1車線

当りの荷重をPoとする。すなわち、公団で実施した現地応力測定結果を参考に荷重Poを算出する。この実験では外側車線に20t車3台を載荷してコーナ部の主応力、最大せん断応力を求めている。これらより、法線方向応力度σ<sub>R</sub>を計算すると約790 kgf/cm<sup>2</sup>となる。この結果Poは20×3×900/790≒68.2(t)となる。

き裂発生寿命を対象とした等価繰返し回数Neqは

$$Neq = N_t \int_0^{\infty} f(P) \cdot (P/P_0)^m \cdot dP$$

P<sub>0</sub> = 68.2tとし、BS 5400のPart10で採用されているm = 3を採用するとNeq = 1.31×10<sup>6</sup>(回)となる。

したがって、上述した条件のもとで今後50年間で実橋において生じる疲労被害は本実験において1.31×10<sup>6</sup>回の繰返し載荷で生じる被害に対応する。

### 2-3-2 各試験体の疲労寿命評価

前項の結果に基づいて、表-5の状態A, B, Cそれぞれに対し、各試験体の疲労寿命の評価を行う。

#### 1) 状態A

健全な状態で補強する場合に相当する状態AについてはBS 5400の荷重を伝達するすみ肉溶接継手に対する設計S-N線図に基づいて評価する。その結果を表-6に示す。被害度Dは第2欄の値

表-6 状態A(健全状態)の疲労き裂発生寿命

補強案	P <sub>0</sub> = 68.2t に対する切欠コーナ部のσ <sub>R,max</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	BS 5400の設計S-N線図より得られる寿命(回)	N <sub>eq</sub> = 1.31×10 <sup>6</sup> における安全性と被害度(D)
無補強	908	2.25×10 <sup>4</sup>	×(D=58.2)
第1案	595	8.00×10 <sup>4</sup>	×(D=1.64)
第3案	532	1.120×10 <sup>5</sup>	△(D=1.17)
第2案	407	2.590×10 <sup>5</sup>	○(D=0.51)

をNeqで割った値で割った値であるが、Dが1.0を越えると50年以内に疲労き裂が発生することになる。

#### 2) 状態B

不溶着部に微小き裂がすでに存在しておりそのき裂がビード内を横断してビード表面に現われる

までの寿命を解析的に求めることになる。初期き裂長さ2a<sub>i</sub>としては不溶着部の幅を採り、腹板厚t<sub>w</sub>と仮定する。最終き裂長さ2a<sub>f</sub>はき裂フランジ面に平行に伝ばするものとして2a<sub>f</sub> = W = 腹板厚 + 2×脚長と仮定する。試験体の場合2a<sub>i</sub> = 8(mm), 2a<sub>f</sub> = 20(mm)となる。ΔC = 1.52×10<sup>6</sup>, q = 3とする。応力拡大係数範囲ΔKはΔK = g(a) · S√π·aで表される。

g(a)については、Frank・Fisherが提唱している次式を利用する。

$$g(a) = \left( A_1 + A_2 \frac{a}{W} \sqrt{\text{Sec} \frac{\pi a}{2W}} \right) / (1 + 2H/t_w) \quad (7)$$

ここにA<sub>1</sub> = 0.528 + 3.287x - 4.361x<sup>2</sup> + 3.696x<sup>3</sup> - 1.875x<sup>4</sup> + 0.415x<sup>5</sup>

$$A_2 = 0.218 + 2.717x - 10.171x^2$$

$$+ 13.122x^3 - 7.755x^4 + 1.783x^5$$

$$x = H/t_w \quad \text{以上より}$$

$$N = \frac{1}{S^q} \cdot \frac{1}{C} \int_{a_i}^{a_f} \left[ \frac{1 + 2H/t_w}{(A_1 + A_2 \cdot a/W) (\pi \cdot a \cdot \text{Sec}(\pi a / 2W))^{1/2}} \right]^q da \quad (8)$$

一方、実験で得られたき裂の進展速度da/dNに基づいて、応力拡大係数範囲ΔKを修正しそれを使って寿命 da/dN = C(M·ΔK)<sup>q</sup>を計算した。

なお、各試験体におけるda/dNの値は、実験より得られた下記の値を採用した。

無補強: da/dN = 0.021 × 10<sup>-3</sup> (mm)

第1案: " = 0.024 × 10<sup>-3</sup> (mm)

第2案: " = 0.0068 × 10<sup>-3</sup> (mm)

第3案: " = 0.075 × 10<sup>-3</sup> (mm)

上記により得られた結果を表-7の第3欄に示す。無補強の場合には、計算値実験値による寿命

表-7 状態B(微小き裂存在)のき裂伝ば寿命

補強案	P <sub>0</sub> = 68.2t に対する切欠コーナ部のσ <sub>R,max</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	溶接部(ビード)を貫通する寿命回		Neq = 1.31×10 <sup>6</sup> における安全性
		式(8)による計算値	実験値による補正値	
無補強	908	1.71×10 <sup>4</sup>	7.95×10 <sup>4</sup> (M=0.6)	△
第1案	595	6.09×10 <sup>4</sup>	1.790×10 <sup>5</sup> (M=0.7)	△
第3案	532	8.51×10 <sup>4</sup>	51.80×10 <sup>4</sup> (M=0.55)	△
第2案	407	1.970×10 <sup>5</sup>	1.860×10 <sup>5</sup> (M=1.02)	△

は131万回以下となり50年未満でき裂がビード内を貫通することになる。第1案、第3案は試算値では不合格である。第2案では不安はないが、第3案の場合にはき裂がフランジ方向に進展する傾向を示したので注意を要する。

### 3) 状態C

状況としてはビード表面にある長さのき裂がすでに存在する場合であり、各補強案についてき裂が $Neq=1.31 \times 10^6$ 回でどの程度進むかを検討した。進展量としては2)で示した進展速度 $da/dN$ の実験値を $Neq$ 倍して求めた。そして、実験における各試験体の初期き裂長さが、無限板中に存在していると仮定し、 $Neq=1.31 \times 10^6$ 回で進展する長さ $\Delta a$ を補正項(M)を含んだ次式で求めたものが表-8の第3欄である。

表-8 状態Cにおけるき裂の成長量

補強案	$P_0=68.2$ (fに対する) $\sigma_{R,max}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実験値から求めた 進展長さ (mm)	無限板として計算から 求めた進展長さ (mm)
無補強	908	27.5 ( $a_1=18$ )	21.5 ( $a_1=15.5$ )
第1案	595	81.5 ( $a_2=18$ )	18.1 ( $a_1=24.0$ )
第2案	582	8.8 ( $a_1=18$ )	6.8 ( $a_1=18.0$ )
第3案	407	9.8 ( $a_1=18$ )	11.2 ( $a_1=22.0$ )

注)  $a_1$ : 仮定した初期き裂長さ

以上の結果、対象とする切欠コーナ部を無補強で放置すると、疲労き裂がいったん発生すると短時間で危険な状態となる可能性があり、密度の高い点検を実施しないと不安が残る。第1案では、たとえき裂が発生しても重大な損傷状態に至る可能性はすくないが、適時点検を要する。第2案は十分であるが現場の施工性に難がある。第3案は第1案と第2案の中間的な特性を有し現場の施工性も配慮している。そこで、適切な補強方法としては、実験結果を考慮して、第3案が妥当と判断される。なお、対処については疲労度係数のAランクのものより補強していくことが望ましいと考えられる。

## 3 ま と め

約1年半にわたる委員会の調査で実施した検討項目と得られた主要な成果は以下のとおりである。

- ①切欠部を有するI桁橋梁を対象として調査を行い、形式別に分類した。その結果、切欠部を有する橋梁は全部で388橋あり、損傷桁と同様な円弧状で無補強形式の切欠コーナ部を有する単純I桁橋は208橋存在する。
- ②この208橋について、円弧部の曲率半径、各板厚、溶接脚長などの項目と諸元とについて調査し、これらの相関関係を検討した。その結果、切欠高さと曲率半径など各諸元間に顕著な相関は見られなかった。
- ③コーナ部の局部応力度と円弧部桁断面における梁理論による応力度との関係について、各諸元をパラメータとしてFEM解析で検討した。その結果、曲率半径の大きさによる影響が最も大きかった。
- ④③の成果に基づき、梁理論による応力度より切欠コーナ部の局部応力度を求める簡易公式を導いた。
- ⑤損傷桁と同形式の橋梁181について、簡易公式によりL-20荷重に対応する局部応力度を求め、各路線毎の交通量調査結果を踏まえて各橋梁の現時点の疲労被害度を示す指数を算出した。
- ⑥疲労破壊については、ルート破壊の可能性とトウ破壊の可能性の両者を考慮し、各橋梁について両者の指数を示した。同時に全橋について危険度別にランク分けを行った。
- ⑦疲労破壊を起す危険性の高い橋梁については、未然に補強を施すという前提で、室内実験に基づいて具体的な補強法およびその設計法を提案した。

## あ と が き

本報告は「鋼桁切欠部の健全度に関する調査研究委員会」(委員長 中井博教授)における調査研究の成果を報告したものであり、未筆ながら本委員会にたずさわった関係者各位に深く感謝の意を表します。