

# 曲面状鋼製セグメントによる耐震補強工法の開発とその靱性評価法

—壁式橋脚の耐震補強工法SSRS工法—

武田 篤史 田中 浩一  
大内 一

## Development of New Seismic Retrofitting System by Multi-Cylindrical Steel Segments and Its Ductility Capacity Assessment —Steel Segment Retrofitting System for Bridge Pier Wall—

Atsushi Takeda Kouichi Tanaka  
Hajime Ohuchi

### Abstract

A new retrofitting system for wall type bridge piers has been developed. A significant feature of this system is that the pier wall can be efficiently confined by hoop-tension of multi-cylindrical steel segments with fewer tie-boltings than the ordinary steel jacketing method. The experimental results indicate that the new system improves in ductility capacity. This paper proposes a practical design formula for assessing the ductility capacity of bridge piers retrofitted by the present system.

### 概要

壁式橋脚の耐震補強において、躯体の拘束効果を高めるとともに中間貫通鋼材の本数を減少させ、さらに省力化施工が可能な工法として、鋼製セグメントを用いた耐震補強工法(SSRS工法)を考案した。本工法は、多曲面状の鋼板(鋼製セグメント)と中間貫通鋼材を用い、鋼製セグメント内にコンクリートを打設して既存橋脚に効果的な拘束を与えるものである。本工法の確認実験として「段落し部曲げ補強・せん断補強実験」を行い、段落し部曲げ補強効果、せん断補強効果、および靱性補強効果を確認した。さらに、靱性評価式を作成する目的で「靱性評価実験」を行い、鋼板巻立て工法に比し優れた靱性能を確認するとともに、本工法により耐震補強された橋脚の地震時保有水平耐力法による照査を可能とする実用的な靱性評価手法を提案する。本評価手法は、中間貫通鋼材を反力として鋼製セグメントが与える拘束応力からコンクリートの応力-ひずみ関係を定義し、これをもとに橋脚の靱性を算定するものである。

### 1. はじめに

阪神大震災以降各地で進められている既設RC橋脚の耐震補強のうち、壁式橋脚は扁平な断面を持つことから、一般に鋼板やRCによる巻立てと断面貫通型の鋼材(中間貫通材)の併用によって、補強している。現在、それらの工法では、中間貫通材の断面幅方向の配置間隔は、補強後の壁厚以下かつ2m以下に配置することが推奨されている。しかし、中間貫通鋼材のための削孔は、施工費用を増大させるとともに、既存の主鉄筋を傷つける可能性がある。一方、楕円形鋼板で巻立て<sup>2),3)</sup>、削孔を無くす方法も考えられるが、より扁平な壁式橋脚に対しては、増し厚が増加し、空間利用上の問題が生じる。

そこで著者は、躯体の拘束効率をあげるとともに中間貫通材のための削孔本数を減少させ、さらに簡便な施工を行える工法として曲面状鋼製セグメントによる壁式橋脚の耐震補強工法を考案した。この工法は多曲面状(複数の円弧が連なった状況)の鋼板(鋼製セグメント)と中間貫通鋼材を用い、鋼製セグメント内に普通コンクリー

トを打設して、既存橋脚断面に効果的な拘束を与えるものである。

本工法と標準的な耐震補強工法である鋼板巻立て工法による橋脚躯体への拘束のメカニズムをFig.1に示す。鋼板巻立て工法、本工法とも中間貫通材反力が鋼板を介して既存コンクリートに伝達されるが、鋼板補強工法では導入される拘束力が中間貫通材位置と隅部に集中するため、橋脚幅全体に拘束を与えることが難しい。また、中

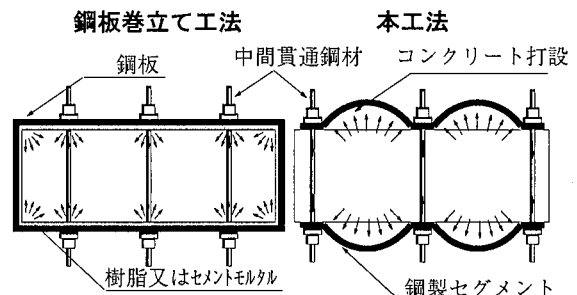


Fig.1 拘束メカニズム  
Mechanism of Confinement

間貫通材位置付近の鋼板が局部曲げを受けるため、鋼板を有効に使うことができない。これに対し、本工法では、拘束力が鋼製セグメントの円周方向軸力を介して新設コンクリートに導入されるため、橋脚幅全体に拘束力が伝達され、結果的に中間貫通材の水平方向間隔を大きくすることができる。

本論文においては、軸方向鉄筋段落し部曲げ補強とせん断補強に着目した $B/D=2$ の試験体の繰返し水平載荷試験（段落し部曲げ補強・せん断補強試験）、および基部靱性補強に着目した $B/D=5$ の試験体の繰返し水平載荷試験（靱性評価試験）の結果について記し、さらに、靱性評価試験の結果を基に靱性補強設計法を提案しようとするものである。

## 2. 段落し部曲げ補強・せん断補強試験

### 2.1 試験方法

本工法の有効性を検証するために、段落し部が基部より先行して降伏し、その後せん断破壊する試験体を用いて、繰返し水平載荷試験を行った。

試験体の断面寸法、および形状寸法は、典型的な壁式橋脚を参考に、断面幅方向に分割した一部をモデル化し定めた。試験体形状寸法をFig.2に、その諸元および配筋等をFig.3に示す。試験体は、Table1に示すように無補強、および補強の2体である。鋼製セグメント端部と既設コンクリートの間には、中間貫通鋼材位置での応力集中を避けるため厚さ5mmの硬質ゴムを配置し、中間貫通PC鋼棒反力はセグメントを介して増設部コンクリートに伝達させている。段落し部の曲げ補強はセグメント内部の新設コンクリートと既設コンクリートとの一体性を期待できるように、柱表面にチッピングを施した。一方、柱基部には、拘束力のみを伝達するように、新旧コンクリート間、およびセグメント内表面にテフロンシートを配置した。これは、基部耐力の上昇により損傷箇所が基礎等へ移らないよう配慮したものである。

載荷は、一定軸力( $\sigma_n=0.98\text{MPa}$ )のもと、降伏変位 $\delta_y$ の整数倍の変位振幅で、それぞれ3回ずつの水平方向正負繰返し載荷とした。ここで、降伏変位 $\delta_y$ は橋脚基部での軸方向鉄筋ひずみが、材料試験により定まる降伏ひずみに達した時の変位とした。

### 2.2 試験結果

無補強試験体、補強試験体の荷重-変位曲線をそれぞれFig.4に示す。図中に示す計算値は、基部および段落し部でのそれぞれの降伏荷重を示す。

無補強試験体では、負荷荷1 $\delta_y$ 到達前にせん断破壊をした。一方補強試験体はせん断破壊防止は自明のこと、5 $\delta_y$ まで耐力を保持していた。+6 $\delta_y$ 以降耐力の低下が見られる。段落し部での新旧コンクリート間にずれが生じたためと思われる。この時、段落し主筋のひずみは基部に向かい急増する。段落し部から基本定着長だけ下

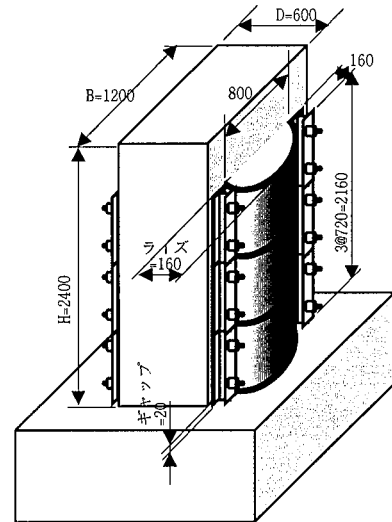


Fig.2 試験体形状寸法  
Test Specimens

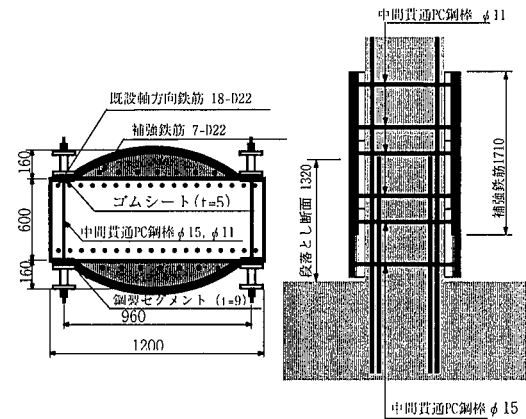


Fig.3 試験体断面寸法  
Section of Test Specimens

Table1 試験体一覧  
Parameter of Test Specimens

試験体	補強の有無	基部		段落し部		等価帯鉄筋比 $p_w^{eq}$
		引張鉄筋	引張鉄筋	引張鉄筋	引張鉄筋	
No.1	無	18-D22	0.97%	8-D22	0.43%	0%
No.2	有	18-D22	0.97%	8-D22	0.43%	基部:0.29% 一般部:0.19%

※等価帯鉄筋比 $p_w^{eq}=(11000/3500) \times p_w^{gross}$

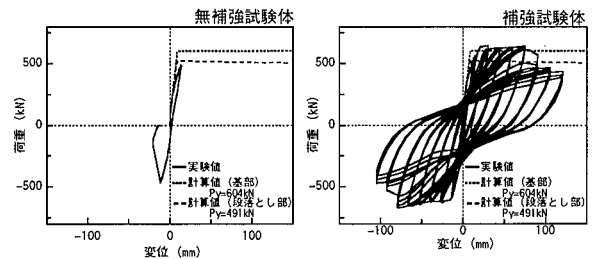


Fig.4 荷重変位関係  
Load-Displacement Relationship

の点が塑性ヒンジ領域内に入り込み、そのために耐力低下するものと思われる。-8 $\delta_y$ の第3サイクルで、コンクリートおよび端部主筋が側方に剥落、座屈した。しかしながら、セグメントに囲まれたコア部分はなおも健全であり、それ以降も耐力を保持している。

### 3. 靱性評価試験

#### 3.1 試験方法

本工法によって靱性補強された橋脚の靱性評価手法を提案する目的で、繰返し水平載荷試験を行った。

試験体の断面寸法および配筋は典型的な既存壁式橋脚を参考に定めた。試験体形状寸法をFig.5に、断面諸元および配筋等をFig.6に示す。試験体は、Table2に示すように、セグメントライズ、セグメント板厚、および中間貫通鋼材量をパラメータとした6体である。断面幅/断面高さ比(B/D)=5の典型的な既存壁式橋脚においては、せん断補強量は極めて少ないため、基部靱性補強区間ではせん断補強筋は配置していない。参考にした実橋脚と試験体の縮尺比は2.5:1である。そのため、実橋においては、セグメントの板厚は、6~12mm、セグメントのライズは、150~350mmとなる。なお、中間貫通鋼材には、ひびわれや軸方向鉄筋のはらみだしによる断面膨張に対する受動的な拘束作用力を期待しているため、プレストレスは導入していない。

載荷方法は、一定軸力( $\sigma_n=0.98\text{MPa}$ )のもと、降伏変位 $\delta_y$ の整数倍で10 $\delta_y$ まで、それぞれ3回ずつの正負繰返し水平載荷とした。なお、軸力はフーチング中に定着した3本のPC鋼棒を反力として、天端からセンターホールジャッキにより与えた。

ここで、降伏変位 $\delta_y$ は標準的な試験体であるR10T2P4試験体において、橋脚基部での軸方向鉄筋ひずみが材料試験により定まる降伏ひずみに達した時の変位とし、すべての試験体で軸方向鉄筋が同様に配置されているため、他の試験体でもこれにそろえた。終局変位 $\delta_u$ は最大耐力後スケルトンカーブが上記降伏変位で定義される降伏荷重まで低下した時の変位と定義した。

#### 3.2 荷重-変位関係と破壊経過

Table3に結果の一覧を示す。躯体変位の計算値については、RC梁理論に基づくM- $\phi$ 関係より曲率を積分して算定した。また、躯体変位の実験値については、全変位よりフーチング内での軸方向鉄筋の抜け出しによる基部回転変位成分を除いたものである。降伏荷重、降伏変位とも、実験値が計算値を1割程度上回っている。これは2本の軸方向鉄筋のひずみから降伏の判定を行っており、実際より遅れたものと考えられる。結果的に降伏変位を過大評価し、靱性率は1割程度小さく評価していることになる。なお、(降伏荷重)/(躯体降伏変位)で与える躯体降伏剛性 $K_y$ は、計算値が $K_y^{cal}=74.2(\text{kN/mm})$ 、実験値の平均が $K_y^{exp}=72.7(\text{kN/mm})$ であり、ほぼ一致する。

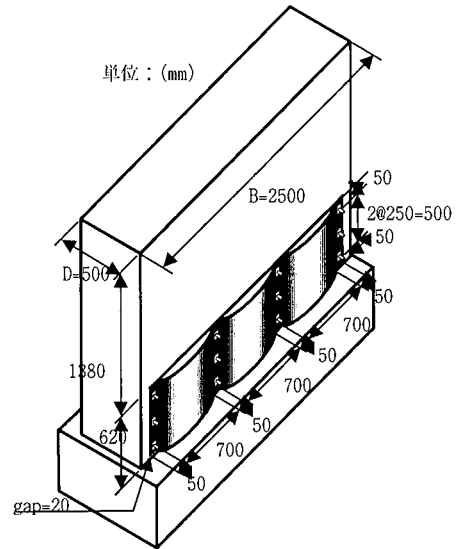


Fig.5 試験体形状寸法  
Test Specimens

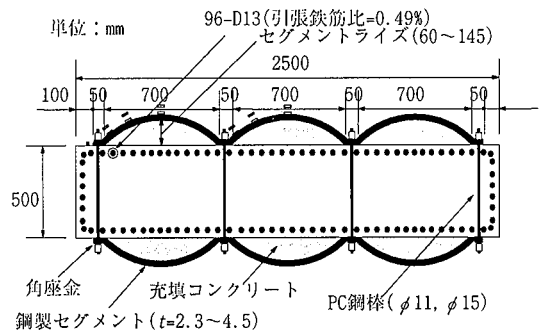


Fig.6 試験体の配筋  
Section of Specimens

Table2 試験体とパラメータ  
Parameter of Test Specimens

試験体名	横拘束筋量 $\rho_w^{gross}$ ( $\rho_w^{eq}$ ) (%)	鋼板厚 t (mm)	鋼板ライズ R (mm)
R06T2P4	0.141 (0.44)	2.3	60
R10T2P4			100
R14T2P4			145
R10T3P4		3.2	100
R10T5P4		4.5	
R10T3P2	0.076 (0.24)	3.2	

※ 等価横拘束筋量 $\rho_w^{eq}$ はC種PC鋼棒を通常鉄筋に強度換算した値  
 $\rho_w^{eq}=(11000/3500) \times \rho_w^{gross}$ で定義する

Fig.7に全試験体の荷重-変位関係を示す。すべての試験体で、躯体の塑性化が進み剛性が小さくなると、除荷時の荷重が0に戻る直前に残留変位が急減する現象が生じた。これは、フーチング中に定着したPC鋼棒を反力として天端からセンターホールジャッキにより軸力を与える方法を用いているため、P- $\delta$ 効果が現れず、逆にそれとほぼ同等の力で変位を0に戻す方向へ働いたものと思われるが、P- $\delta$ 効果による荷重は本試験の場合、最大耐力の1.7%程度であり、その影響は荷重が小さい時のみあらわ

Table3 試験結果

Result of Test

試験体	降伏荷重		降伏変位			終局変位		じん性率		終局時部材角	
	(実験値)	(計算値)	全体	躯体		全体	躯体	全体	躯体	全体	躯体
	$P_y$ (kN)	$P_y^{calc}$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$\delta_y'$ (mm)	$\delta_y^{calc}$ (mm)	$\delta_u$ (mm)	$\delta_u'$ (mm)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	$\mu' = \delta_u' / \delta_y'$	$R_u = \delta_u' / H$	$R_u' = \delta_u / H$
R06T2P4	647	571	11.5	8.60	7.7	79.6	76.0	6.92	8.84	0.0398	0.0380
R10T2P4	634			9.75		92.6	89.5	8.05	9.18	0.0463	0.0447
R14T2P4	647			8.70		95.4	92.6	8.30	10.64	0.0477	0.0463
R10T3P4	648			8.78		97.0	93.6	8.43	10.67	0.0485	0.0468
R10T5P4	640			8.89		93.8	90.7	8.16	10.20	0.0469	0.0453
R10T3P2	656			8.57		83.4	80.0	7.25	9.34	0.0417	0.0400

れ、荷重が大きい時は無視できると考えられる。

靱性能を決定付ける最終破壊形態は、a)セグメントの破断によるもの、b)セグメントの塑性化は進行するが破断には至らないもの c)セグメントの塑性化が比較的少ない段階で軸方向鉄筋が破断するもの、の3種類に分けられる。以下にそれぞれの破壊形態の試験体について破壊経過を概説する。

3.2.1 セグメントの破断によるもの 比較的拘束剛性の小さいR06T2P4試験体とR10T2P4試験体がこの破壊パターンであった。

これらの試験体は、 $5\delta_y$ 程度でセグメントに覆われていない側部軸方向鉄筋が側方に座屈したが、これは、断面幅方向に42本並んでいる軸方向鉄筋のうちの高々4本であり、耐力への影響はほとんどない。ほぼ同時に、最下段の中間貫通鋼材取付部でセグメント外面が降伏し、増設部コンクリートの剥落が始まる。同コンクリートがギャップ部分にずれ落ち始めるものの、 $5\sim 6\delta_y$ まで耐力は増加する。最大耐力後は、軸方向鉄筋のはらみ出しとともに、セグメント下部に顕著な膨らみがあらわれ、中間貫通鋼材取付部のセグメントが破断し、比較的緩やかな勾配で耐力が減少する。

3.2.2 セグメントの塑性化が進行するが破断までには至らないもの R10T3P2試験体がこの破壊形態を示した。

この試験体においても、3.2.1と同様 $5\delta_y$ で側部軸方向鉄筋が側方に座屈したが、耐力の減少は見られなかった。 $6\delta_y$ で、最下段の中間貫通鋼材取付部でセグメント外面が降伏し、最大耐力に至った。その後、軸方向鉄筋のはらみ出しとともに、セグメント下部に顕著な膨らみが現われ、荷重の低下が進んだ。最終的にセグメントは、特に中間貫通鋼材取付部において大きく塑性変形したものの破断はせず、セグメントの膨らみとともに緩やかな勾配で耐力が減少した。

3.2.3 軸方向鉄筋が破断するもの R14T2P4試験体、R10T3P4試験体、およびR10T5P4試験体がこの破壊パターンであった。

これらの試験体においても、3.2.1、3.2.2と同様、 $5\delta_y$ で側部軸方向鉄筋が側方へ座屈したが、耐力の減少は見られなかった。 $6\delta_y$ で最大耐力を迎え、同時に、中間貫通鋼材取付部のセグメント外面で降伏が始まり、増設コンクリートが下部で剥落し始めた。その後、軸方向鉄筋

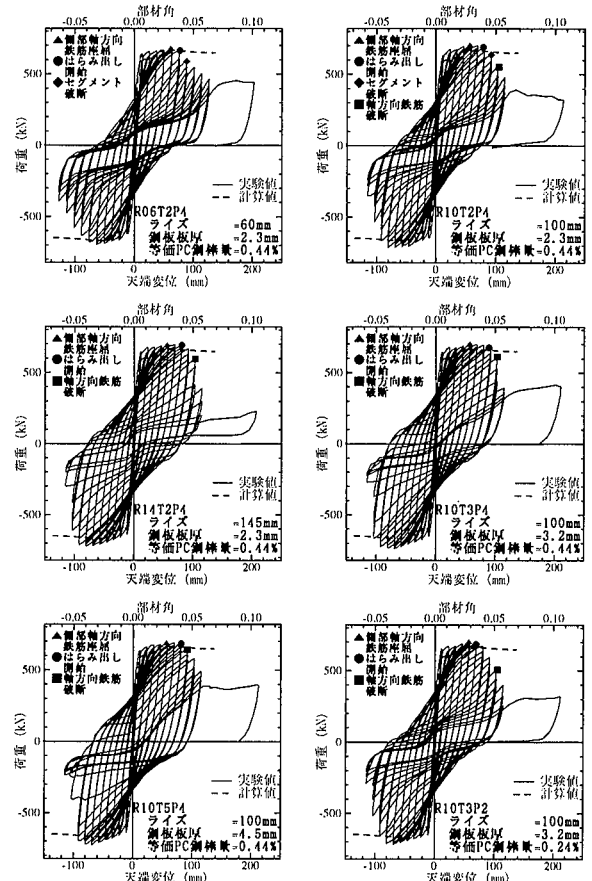


Fig. 7 荷重変位関係

Load-Displacement Relationship

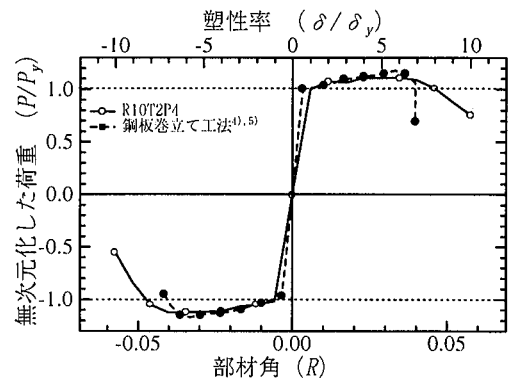


Fig.8 本工法と鋼板巻立て工法の荷重-変位曲線の比較

Comparing Load-displacement Relationship of SSRS Method with that of Ordinary Steel Jacketing

のはらみ出しに起因すると思われる耐力の緩やかな減少があったが、終局には至らなかった。8~9 $\delta_y$ になって、鉄筋が破断し始め、急激に耐力が低下した。

### 3.3 耐震性能の特長

Fig.8に、本工法のうち基準的な試験体であるR10T2P4試験体の無次元化したスケルトンカーブを、標準的な工法である鋼板巻立て工法の繰返し水平載荷試験の結果<sup>4),5)</sup>と比較する。鋼板巻立て工法の実験は、試験体寸法(B2500×D500×a2000)(mm)、引張鉄筋量( $p_s=0.42\%$ )、補強鋼板厚(2.3mm)とも本実験とはほぼ同様である。中間貫通鋼材は、D16鉄筋( $p_w^{eq}=0.26(\%)$ )が500(mm)の水平方向間隔で配置されているが、その間隔は本実験の2/3である。中間貫通材量は、強度を考慮した等価横拘束筋量( $p_w^{eq}$ )で比較すると、本工法の試験体のほうが一般に大きい<sup>6)</sup>が、実質のそれ( $p_w^{eq}$ )<sup>7)</sup>ではむしろ少なくなっている。本実験では中間貫通鋼材が降伏していないため、中間貫通鋼材の剛性で比較すると、ほぼ同様の補強量と考えられる。なお、本工法の実験において中間貫通鋼材は降伏には至っていない。

終局変位、軟化域での挙動を含め、本工法の優れた靱性能がわかる。なお、鋼板巻立て工法は腐食防止対策として根巻きコンクリートを併用していることもあり本工法より降伏剛性や最大耐力が大きくなっている。

## 4. 靱性評価手法

靱性評価の手法は、基本的には2.で触れたコンクリート終局ひずみ→終局曲率→終局変位という流れで算定する道路橋示方書<sup>9)</sup>の方法に準じる。ここで、コンクリートの応力-ひずみ曲線については、通常RC橋脚との拘束メカニズムの違いがあり、以下に述べる方法を提案するものである。終局の定義については、道路橋示方書では、「最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ に達したとき」としているが、壁式橋脚においては断面高さに占めるかぶりの割合が比較的大きいため、この方法を用いて算定すると終局変位を過大に評価することが指摘されており<sup>7)</sup>、「既存断面最外縁のコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ に達したとき」と定義し直す。自明のことでは有るが、この際、終局変位は道路橋示方書の方法よりも小さくなり、安全側の評価となる。

### 4.1 コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係は、道路橋示方書では以下に示すように規定されている。ここで、 $\rho_s \sigma_{sy}$ を拘束能力を表わすパラメータとみなすことができる。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \end{cases} \dots\dots(1)$$

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \dots\dots(2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \dots\dots(3)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \dots\dots(4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \dots\dots(5)$$

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} \epsilon_{cc} & (\text{タイプ I の地震動}) \\ \epsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II の地震動}) \end{cases} \dots\dots(6)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \dots\dots(7)$$

ここに、

- $\sigma_c$  : コンクリートの応力度
- $\sigma_{cc}$  : コンファインドコンクリートの強度
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度
- $\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ
- $\epsilon_{cc}$  : 最大応力時ひずみ
- $\epsilon_{cu}$  : コンファインドコンクリートの終局ひずみ
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $E_{des}$  : 下降勾配
- $\rho_s$  : 横拘束筋の体積比
- $A_h$  : 横拘束筋の断面積
- $s$  : 横拘束筋の間隔
- $d$  : 横拘束筋の有効長
- $\sigma_{sy}$  : 横拘束筋の降伏点
- $\alpha, \beta$  : 断面補正係数で、円形断面の場合には  
 $\alpha = \beta = 1.0$ 、矩形断面および中空断面は  
 $\alpha = 0.2, \beta = 0.4$
- $n$  : 式(2)で定義される定数

本構造において拘束能力は中間貫通鋼材量、セグメントの形状(ライズ、板厚、幅)、およびその材料強度の影響を受けると考えられる。そこで、中間貫通鋼材量を表わすパラメータとして4.1.1に示すその体積比 $\rho_{PC}$ を用い、セグメントの拘束量を表わすパラメータとして4.1.2に示す修正釣合い中間貫通鋼材体積比 $\rho'_0$ を定義する。これら $\rho_{PC}$ および $\rho'_0$ と、試験で観察された拘束応力の関係からコンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線を定めようとするものである。

4.1.1 中間貫通鋼材体積比 $\rho_{PC}$  既設橋脚断面内で中間貫通鋼材によりはさまれた長方形の中における中間貫通鋼材の体積比として、次式を定義する。

$$\rho_{PC} = \frac{2A_{PC}}{S_{VL} S_H} \dots\dots(8)$$

ここに、

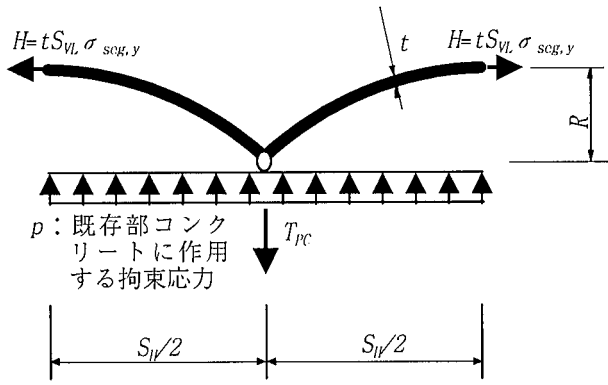


Fig.9 拘束力釣合いモデル  
Equilibrium of Confinement Force

- $\rho_{PC}$  : 中間貫通鋼材体積比
- $S_H$  : 中間貫通鋼材の水平間隔
- $A_{PC}$  : 中間貫通鋼材1本あたりの断面積
- $S_{VL}$  : 最下段の中間貫通鋼材が受け持つ鉛直方向の高さで、最下段中間貫通鋼材とそのすぐ上の中間貫通鋼材の中央から、フーチング上面までの鉛直距離

4.1.2 修正釣合い中間貫通鋼材体積比  $\rho_0'$  拘束応力と中間貫通鋼材張力、セグメント張力の釣合いをFig.9のモデルで考える。ここで、セグメント頂部が引張降伏するときの反力  $T_{PC}$  によって同時降伏する中間貫通鋼材量を釣合い中間貫通鋼材体積比  $\rho_0$  と、まず定義する。(  $T_{PC} = \rho_0 \sigma_{PC,y} S_H S_{VL}$  )

$\rho_0$  は力の釣合いより次式のように導かれる。

$$\rho_0 = \frac{16Rt_{seg} \sigma_{seg,y}}{S_H S_{VL} \sigma_{PC,y}} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、

- $\rho_0$  : 釣合い中間貫通鋼材体積比
- $\sigma_{PC,y}$  : 中間貫通鋼材の降伏強度
- $\sigma_{seg,y}$  : セグメントの降伏強度
- $t_{seg}$  : セグメントの板厚
- $R$  : セグメントのライズ

しかし、このモデル化ではセグメントの作用応力は橋脚高さ方向に一様な応力分布を仮定している。また、断面端部のセグメント近傍では中央部ほどの拘束効果は期待できない。そこで、低減係数  $r_0$  を用いて、セグメントの実際の拘束能力を表わす指標として、修正釣合い中間貫通鋼材体積比を再定義することにする。

$$\rho_0' = r_0 \rho_0 \dots\dots\dots(10)$$

ここに、

- $\rho_0'$  : 修正釣合い中間貫通鋼材体積比
- $r_0$  : 釣合い中間貫通鋼材体積比に関する低減係数で、値は後述する

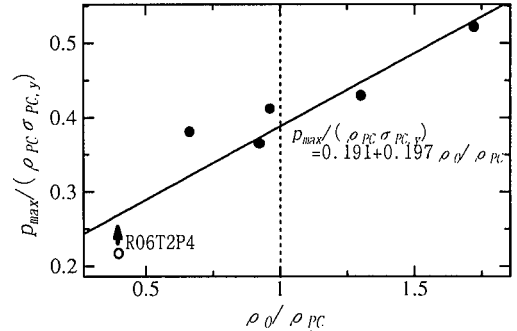


Fig.10 拘束量と拘束応力度の関係  
Capacity-Stress Relationship  
about Confinement

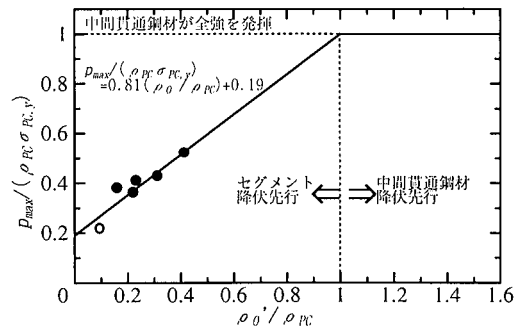


Fig.11 修正後の拘束量と拘束応力度の関係  
Reduced Capacity-Stress Relationship  
about Confinement

4.1.3 最大拘束応力度  $p_{max}$  と  $\rho_{PC}$  ,  $\rho_0$  ( $\rho_0'$ ) の関係

実験において確認された終局時の最大拘束応力度を  $p_{max}$  とする。この最大拘束応力度  $p_{max}$  は、内側最下段の中間貫通鋼材について、柱断面中央位置で計測したひずみのうち、終局時の中間貫通鋼材ひずみ  $\epsilon_{PC,max}$  を用いて、次式により定義した。

$$p_{max} = (E_{PC} \epsilon_{PC,max} A_{PC}) / (B' \cdot S_{VL}) \dots\dots\dots(11)$$

ここに、

- $E_{PC}$  : 中間貫通鋼材の弾性係数
- $B'$  : 橋脚の幅を最下段の中間貫通鋼材の本数で除したも(本試験体の場合  $B/4$ )

ここで、最大拘束応力とセグメントの拘束能力の関係について考える。Fig.10の縦軸に示す  $p_{max} / (\rho_{PC} \sigma_{PC,y})$  は中間貫通鋼材の拘束に使われた応力の降伏応力に対する比を、横軸に示す  $\rho_0' / \rho_{PC}$  は中間貫通鋼材の拘束能力に対するセグメントの拘束能力の比を、それぞれ表わしている。図中にプロットした実験値より次の回帰式が得られる。

$$\frac{p_{max}}{\rho_{PC} \sigma_{PC,y}} = 0.197 \frac{\rho_0'}{\rho_{PC}} + 0.191 \dots\dots\dots(12)$$

この時、相関係数は0.92であった。ただし、図中白丸で表わしたR06T2P4試験体については、終局時まで中間貫通鋼材ひずみを計測することができなかったため、多

少実験値が近似式より小さくなっている。

図中、 $\rho_d/\rho_{PC}<1$ はセグメント降伏先行域、 $\rho_d/\rho_{PC}>1$ は中間貫通鋼材降伏先行域を表わす。しかし、後者の領域においても実験値がプロットされており、中間貫通鋼材が弾性域にとどまった試験事実と反している。これは、式(10)の説明で述べたようにセグメントの作用応力や拘束応力の実測とモデルとの違いに起因している。そこで、理想条件で算定した釣合い中間貫通鋼材体積比に低減係数 $r_0$ を乗じた修正釣合い中間貫通鋼材体積比 $\rho_0'$ の概念が必要になるのである。

そこで、 $\rho_0'=\rho_{PC}$ の際には $p_{max}$ は中間貫通鋼材が全強を發揮した場合と等価( $p_{max}=\rho_{PC}\sigma_{PC,y}$ )になるよう、すなわち、 $\rho_0'/\rho_{PC}=1$ のとき $p_{max}/(\rho_{PC}\sigma_{PC,y})=1$ になるように、 $r_0$ を用いて式(12)を書き換える。

$$\begin{aligned} \frac{p_{max}}{\rho_{PC}\sigma_{PC,y}} &= 0.197 \frac{\rho_0}{\rho_{PC}} + 0.191 \\ &= (1-0.191) \frac{r_0\rho_0}{\rho_{PC}} + 0.191 \quad \dots\dots(13) \\ &\approx 0.81 \frac{\rho_0'}{\rho_{PC}} + 0.19 \end{aligned}$$

この時低減係数 $r_0$ は以下のようになる。

$$r_0 = \frac{0.197}{0.809} = 0.24 \quad \dots\dots(14)$$

横軸に $\rho_d/\rho_{PC}$ の代わりに $\rho_0'/\rho_{PC}$ をとり、再度プロットした実験値と式(13)の比較をFig.11に示す。

式(13)より左辺の分母を移項すると、最大拘束応力度は次式で表わされる。

$$p_{max} = (0.81\rho_0' + 0.19\rho_{PC})\sigma_{PC,y} \quad \dots\dots(15)$$

Fig.11において、実験値が含まれる $\rho_d/\rho_{PC}<1$ の範囲はセグメント降伏先行型で、最大拘束応力度 $p_{max}$ は式(15)により与えられる。一方、 $\rho_d/\rho_{PC}>1$ の範囲は中間貫通鋼材降伏先行型となりセグメント拘束能力に関わらず、最大拘束応力度 $p_{max}$ は中間貫通鋼材の拘束能力である $\rho_{PC}\sigma_{PC,y}$ で規定されることになる。なお、今回の実験においては、1つの壁式橋脚を想定しその補強量をパラメータとしているが、本提案式の適用範囲は、構造力学的なアプローチを行っているため、特に制限しないこととする。

4.1.4 有効拘束能力 式(1)~(7)に示したコンクリートの応力-ひずみ関係において、円形橋脚の場合は、 $\alpha=\beta=1.0$ であり、結果的に横拘束筋の拘束能力は $\rho_s\sigma_{sy}$ で表される。この拘束能力 $\rho_s\sigma_{sy}$ は、式(7)での中間貫通鋼材体積比の定義もあり、拘束応力度 $p$ を用いて表わすと、次式のように書ける。

$$\rho_s\sigma_{sy} = 2p \quad \dots\dots(16)$$

そこで、 $p$ に式(15)で定義した $p_{max}$ を代入すると、本構造の有効拘束能力 $[\rho_s\sigma_{sy}]_{ef}$ は次式で表わされることになる。

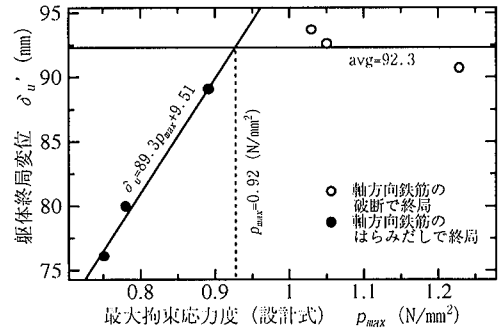


Fig.12 拘束能力と終局変位 Relationship

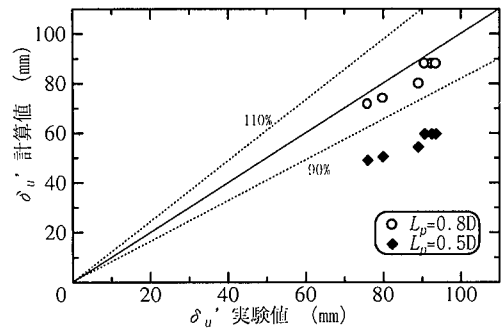


Fig.13 終局変位の計算値と実験値の比較 Comparing Calculated and Experimental Values of Ultimate Displacement

$$[\rho_s\sigma_{sy}]_{ef} = 2(0.81\rho_0' + 0.19\rho_{PC})\sigma_{PC,y} \quad \dots\dots(17)$$

ただし、試験において6試験体中3試験体については、終局が軸方向鉄筋の破断で決まっており、それ以上拘束しても無効となる限界拘束応力が存在する。そこで、試験体を軸方向鉄筋の破断で終局を迎えたものと、セグメントの塑性化で終局を迎えたものの2つのグループに分け、 $p_{max}$ と躯体終局変位 $\delta_u'$ (全体終局変位から軸方向鉄筋の抜け出しによる基部回転変位成分を除いたもの)の関係を調べる。Fig.12に示すように2つのグループをそれぞれ回帰直線により評価する。Fig.12より、これら2直線の交点のx座標である $p_{max}=0.92(N/mm^2)$ がそれ以上拘束しても無効となる限界の拘束応力度と考えられる。従って式(17)の最大値として、次式を得る。

$$\begin{aligned} [\rho_s\sigma_{sy}]_{ef} &\leq 2 \times 0.92 \\ &= 1.84 \quad \dots\dots(18) \end{aligned}$$

4.1.5 コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係 前述した、有効拘束能力 $[\rho_s\sigma_{sy}]_{ef}$ を用いて、式(1)~(7)に示したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係のうち式(3)~(5)は、以下のように書き直すことができる。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8[\rho_s \sigma_{sy}]_{ef} \dots\dots\dots(19)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \frac{[\rho_s \sigma_{sy}]_{ef}}{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots(20)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{[\rho_s \sigma_{sy}]_{ef}} \dots\dots\dots(21)$$

ここに、式(19)～(21)中の $[\rho_s \sigma_{sy}]_{ef}$ は式(17)で、またその最大値は式(18)で与えられる。

4.2 提案手法の妥当性の検討

3. で述べた試験体を用い、本論文で提案する方法で求めた終局変位(計算値)と、試験で得られた終局変位(全体終局変位から軸方向鉄筋の抜け出しによる基部回転変位成分を除いたもの)を比較したものをFig.13に示す。

終局変位の算定に当たっては、塑性ヒンジ長が問題となるが、ほとんどの試験体において、0.8D(400mm)位置付近まで鉄筋は塑性化していることから、この範囲を塑性ヒンジ長と考える( $L_p=0.8D$ )こととする。

Fig.13より、○で示されるように、計算値はほぼ実験値を再現しており、道路橋示方書で採用されている終局変位算定のための一連の方法の妥当性ととも、本論文で提案した有効拘束能力評価手法の妥当性が説明できる。

図中には、道路橋示方書で規定される塑性ヒンジ長(本実験試験体の場合 $L_p=0.5D$ )を用いた場合の値も示した。終局変位の計算値は5/8程度まで低減するが、安全側の評価を与える。

5. 巻立て方法

試験において、前述のように側部の軸方向鉄筋が最初に座屈し、同部のかぶりが比較的早い段階で剥落した。この軸方向鉄筋の座屈は耐力減少にほとんど寄与していないことは前述のとおりである。しかしながらひびわれ等の補修対策の観点から、同部軸方向鉄筋の座屈を抑える方法を考える必要がある。Fig.14(b)から(d)に対応策を示す。側部鋼板補強量と側部中間貫通鋼材の関係や側部軸方向鉄筋に対する配置の関係から、いずれも今回の試験より安全側に挙動することが見込まれる。また、(a)に示す本試験体と比し、溶接または型枠が必要となる反面、既設橋脚躯体への削孔本数を減少させることができる。

6. まとめ

本研究により選ばれた結果を以下にまとめる。

- 1) 壁式橋脚のように中間拘束が必要な場合の効果的かつ経済的な耐震補強工法として、鋼製セグメントによる耐震補強工法を考案した。
- 2) 本工法により、段落し部曲げ補強・せん断補強された橋脚は、せん断破壊を防止し、基部耐力を発揮できることが確認された。
- 3) 靱性評価法を得る目的で中間貫通鋼材量、セグメント板厚およびセグメントサイズをパラメータとした、

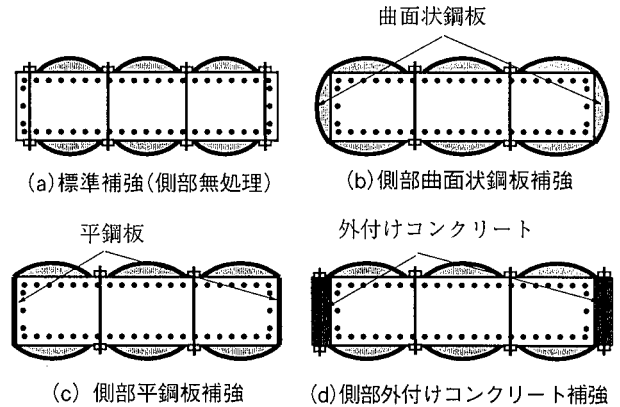


Fig.14 セグメント巻立て方法  
Methods of Segment Jacketing

正負繰返し水平載荷試験を行った。

- 4) 同様の試験体を用いた標準鋼板巻立て工法より優れた耐震性能を得ることができた。
- 5) 試験で得られた拘束力をもとに有効拘束能力の評価式を提案した。
- 6) これを道路橋示方書に適用した場合、靱性能を十分実用的な精度で予測することができた。本工法は補強断面厚の制御が可能で、偏平率が大きな壁式橋脚へも経済的適用が期可能である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，p.3-1～3-33，(1997.8)
- 2) Priestley, M.J.N. Seible, F. and Calvi, G.M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, p.267～273, 585～595, John Willey & Sons, Inc., (1996)
- 3) 井ヶ瀬良則：壁式橋脚の楕円巻立て補強に対する地震時保有耐力法の適用，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集，p.89～92，(1998.1)
- 4) 藤原保久・和田宣史・田村均・北川毅彦：壁式RC橋脚耐震補強工法(AWS工法)の開発と実用化，耐震補強・補修技術，耐震診断に関するシンポジウム講演論文集，p.95～102，(1997.7)
- 5) 迎邦博・熊谷紳一郎・玉置一清・村田宣幸・藤原保久：壁式RC橋脚耐震補強(AWS工法)の開発，住友建設技術研究所所報，No.24，p.43～50，(1997)
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，(1996.12)
- 7) 幸左賢二，北沢正彦，鈴木直人：RC橋脚のじん性率評価算定式に関する検討，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集，p.155～158，(1998.1)