

## 既設部材への影響軽減等に配慮した耐震補強技術に関する研究

研究予算 : 運営費交付金 (一般勘定)

研究期間 : 平 27~平 30

担当チーム : 橋梁構造研究 G、寒地構造 T

研究担当者 : 星限順一、大住道生、西弘明、岡田太賀雄、澤田守、白戸義孝、秋本光雄、佐藤孝司、寺澤貴裕、西城能利雄、中尾尚史

### 【要旨】

本研究は、施工性に配慮した既往の耐震補強技術の道路橋への適用性について検討を行うとともに、それら工法の耐震補強効果と品質の検証方法について提示し、今後の道路橋の耐震補強の設計・施工に資することを目的として行うものである。RC 橋脚の耐震補強に伴う躯体の自重・断面寸法の増加を低減する観点から、埋込み軸方向鉄筋補強と繊維材巻立てを併用する工法、また、耐震補強にあたって既設部材への削孔量を軽減する観点から、曲げ耐力補強が求められる RC 壁式橋脚の軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いる RC 巻立て工法に着目し、それぞれの工法に対して橋脚模型の正負交番載荷試験により補強効果の検証を行った。

キーワード : 埋込み軸方向鉄筋、アラミド繊維シート、高強度鉄筋、低鉄筋比、正負交番載荷試験

### 1. はじめに

橋梁の耐震補強工事では、既設コンクリート部材を削孔し、アンカー等で新たに補強用の部材を取り付け、一体化させる工法の採用が多い。その際、鉄筋探査技術を活用して内部鉄筋を切断しないように細心の注意を払って施工されているが、内部鉄筋との干渉により数回にわたってやり直す削孔ロスが多い。このことが取付け部の設計・施工を困難としているだけでなく、多数の削孔が既設部材を逆に傷める原因となる可能性がある等、既設部材の性能に影響を及ぼすことも懸念されており、削孔量を軽減した工法の適用が求められている。

また、河川内の RC 橋脚に対する耐震補強の場合には、河積阻害率、その他では自重増の軽減等の設計条件から断面寸法を出来る限り変えずに橋脚の保有水平耐力を増加させることができる補強工法が求められる場合も多い。

国土強靱化基本法の制定や南海トラフ等の大規模地震の想定を受け、今後地方自治体が発注する耐震補強事業量も多く残っていることを踏まえると、上記のような設計、施工上の現場ニーズに対応し、かつ所定の耐震補強効果が確保できる工法の検証を急いでおく必要がある。

本研究は、上記のような社会的要請を踏まえ、施工性に配慮した既往の耐震補強技術の道路橋への適用性の検討を行うとともに、それら工法の耐震補強効果と品質の検証方法について提示し、今後の道路橋の耐震補強の設計・施工に資することを目的として行うものである。

RC 橋脚の耐震補強に伴う躯体の自重・断面寸法の増加を低減する観点から、埋込み軸方向鉄筋補強と繊維材巻立てを併用する工法、また、耐震補強にあたって既設部材への削孔量を軽減する観点から、曲げ耐力補強が求められる RC 壁式橋脚の軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いる工法に着目し、それぞれの工法に対して橋脚模型の正負交番載荷試験により補強効果の検証を行った。

また、巻立て補強された RC 橋脚に対して軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目し、鋼板巻立て及び炭素繊維巻立ての補強材料の抵抗特性を塑性座屈解析により定量的に分析し、補強効果を考慮する方法を提案し、その妥当性の検証を行った。

### 2. RC 橋脚の断面寸法を変えない耐震補強技術の開発

#### 2.1 目的

RC 橋脚を耐震補強する場合には、一般に RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法を適用する場合が多い。しかしながら、RC 巻立て工法は、補強後に橋脚断面寸法が増加するため、河川橋脚の場合には河積阻害率が大きくなる欠点を有している。さらに、高架橋など桁下空間を利用する場合や道路に隣接する橋脚においては、利用空間や建築限界に影響を及ぼすことが懸念される。また、補強によって橋脚の重量が増加するため、基礎工への負担増が設計上の課題になる場合もある。そのため、現地条件、設計条件等の制約から、橋脚の断面寸法をできるだけ変

表-2.1 供試体諸元一覧

供試体名	既設鉄筋		補強鉄筋	鉄筋比			アラミド繊維シート			設計計算上の耐力		
	軸方向鉄筋	帯鉄筋	軸方向鉄筋	$p_t$ (%)	$p_w$ (%)	$\rho_s$ (%)	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	設計厚 (mm)	$P_u$ (kN)	$P_s$ (kN)	$P_s / P_u$
R			—	0.28			—	—	—	75.8	159.7	2.11
AF1-D10	8-D13	D10 ctc250	8-D10	0.44	0.095	0.22	118	2,060以上	0.193	108.1	405.3	3.75
AF2-D10			8-D10	0.44			78	2,400以上	0.252	108.1	519.7	4.81
AF2-D13			8-D13	0.56						107.4	511.3	4.76

$p_t$  : 軸方向鉄筋比,  $p_w$  : 帯鉄筋比,  $\rho_s$  : 横拘束筋の体積比,  $P_u$  : 道示<sup>2-4)</sup>に基づく曲げ終局耐力,  $P_s$  : 道示<sup>2-4)</sup>に基づくレベルIIタイプI地震動に対するせん断耐力

えず耐震性能を向上させる技術が求められており、既往研究においても、断面寸法を変えずにRC橋脚の保有水平耐力を増加させることができる耐震補強技術の開発が多く実施されている。例えば、中村ら<sup>2)</sup>は鉄筋または炭素繊維を補強筋に用いたPCM吹付けにより補強した供試体の正負交番載荷試験を実施し、補強前と比較して、補強後は保有水平耐力が増加するとともに、十分な靱性およびエネルギー吸収能力を有することを確認した。この補強方法は道路橋において実用化されているが、従来工法と比較し、工事費が割高となる場合があることも指摘されている。また、篠崎ら<sup>2)</sup>はアラミド繊維ロッドを用い、RC橋脚基部を曲げ補強し、ロッド埋込み部を覆うようにアラミド繊維シートを巻き付けた柱模型供試体において正負交番載荷試験を実施しているが、補強後の模型供試体は補強前と比較して耐力は増加するものの、じん性は若干劣っている。

以上の背景を踏まえ、RC橋脚の断面寸法を変えずに橋脚の耐力及び変形性能の両方を向上させ、かつ経済的な耐震補強工法の開発を目的として、図-2.1に示しているように橋脚のかぶり部に耐震補強用の軸方向鉄筋（以下、耐震補強鉄筋）を埋込み配置し、これを覆うようにアラミド繊維シート（以下、AFRPシート）を用いて巻き立てる補強法を提案し、小型RC橋脚供試体による正負交番載荷試験を実施し、その耐震性能を評価した。本章ではその結果について述べる。

## 2.2 試験概要

### 2.2.1 供試体及び試験ケース

表-2.1には、検討に用いた小型RC橋脚供試体の諸元

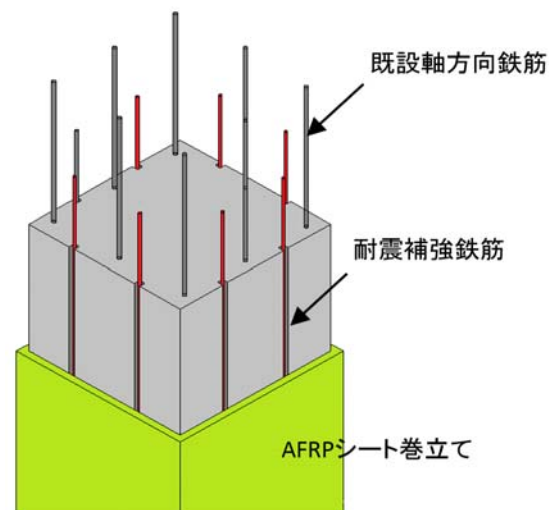


図-2.1 埋込み鉄筋とAFRPシートによる補強

を示している。供試体名は、基準となる供試体をR（以下、R基準供試体）とし、耐震補強鉄筋を埋込み配置しさらにAFRPシート巻立てを施した供試体をAF（以下、AF補強供試体）とし、用いたAFRPシートの材料特性（高弾性・低強度タイプ：アラミド1、低弾性・高強度タイプ：アラミド2）に応じてそれぞれ1、2を付して区別している。また、AF補強供試体には耐震補強鉄筋径を付している。設計計算上の耐力は、載荷日材齢でのコンクリートの材料特性および鉄筋の材料特性を用いて算出している。

基準供試体であるR基準供試体は、異形鉄筋を用いたRC橋脚で、かつ現行の設計基準と比較して軸方向鉄筋

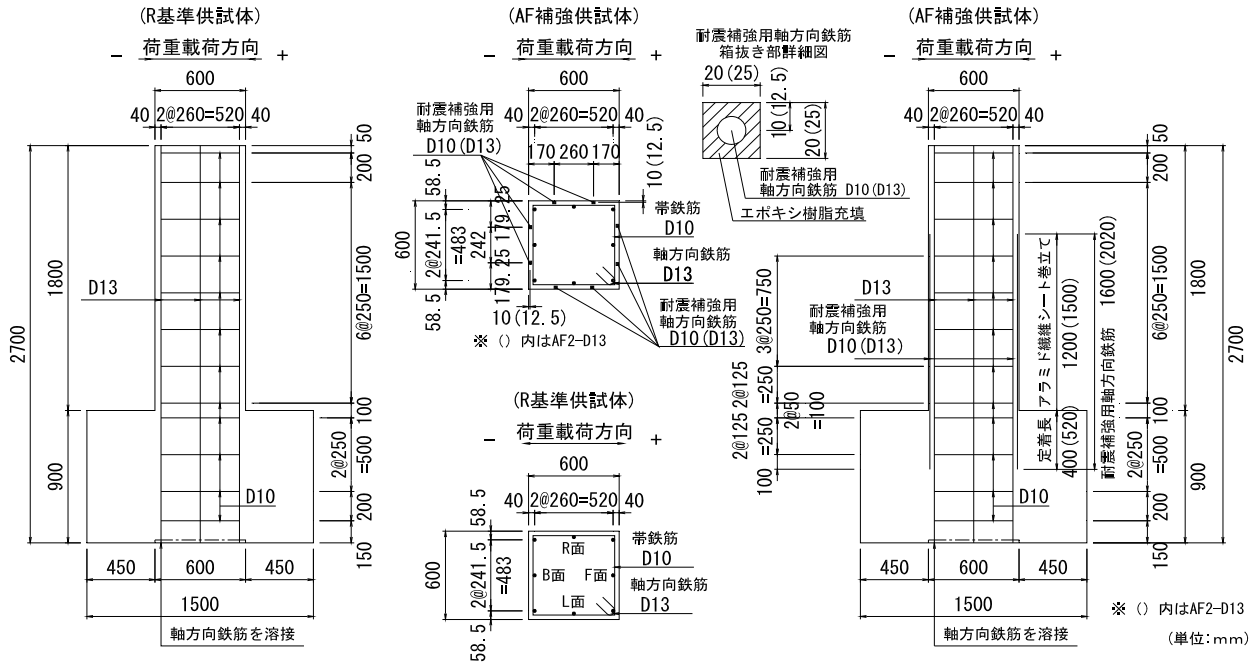


図-2.2 各供試体形状及び配筋図

比が小さい昭和47年指針<sup>2・3</sup>)に準拠して設計された橋脚を想定して製作した。その詳細は、軸方向鉄筋を0.3%程度、曲げせん断耐力比を2程度として、震度法に基づいて試設計を行い、試験装置の能力を考慮して1/4の縮尺模型としたものである。

AF1-D10及びAF2-D10補強供試体は、橋脚全体の耐力を向上させるために耐震補強鉄筋をフーチングに定着し、補強後の曲げ耐力が補強前の約1.5倍程度となるように、平成14年道路橋示方書<sup>24</sup>) (以下、道示)及び、アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強設計・施工要領(案)<sup>25</sup>) (以下、要領)に基づいて設計計算を行い、耐震補強鉄筋の配筋量及びAFRPシートの巻立て量を決定した。AFRPシートの巻立てによりコンクリートが拘束されることにより、コンクリートの終局ひずみを大きくすることができるが、拘束効果を過度に高めることにより橋脚の終局状態が基部コンクリートの圧壊から鉄筋破断先行をならないようにAFRPシート量を決定した。AF2-D13補強供試体は、耐震補強鉄筋量の差異による挙動を把握するため、鉄筋径を1ランク大きくした供試体である。

図-2.2には、供試体形状及び配筋図を示している。柱部の断面寸法は $600 \times 600$  mm、柱高さは1,800 mmである。耐震補強鉄筋は、D10またはD13を柱各面に2本ずつ配筋した。それらは、供試体製作時にあらかじめ設けたかぶり部の矩形断面(20mm $\times$ 20mm、または25mm $\times$ 25mm)及びフーチング部の円形断面( $\phi 26$ mm、

または $\phi 38$ mm)箱抜き部に配置し、エポキシ樹脂により固定した。耐震補強鉄筋の長さは、段落としに対する照査結果に基づき柱部は基部から高さ1,200 mmまたは1,500mm、また、道示IIIコンクリート編<sup>26</sup>)に準拠した定着長に関する照査結果に基づきフーチング部は基部から深さ400 mmまたは520mmとした。

AFRPシートは、材料特性の違いによる拘束効果への影響を確認する目的で、高弾性・低強度シート(アラミド1)と低弾性・高強度シート(アラミド2)の2タイプを用いた。AF1補強供試体には目付量280g/m<sup>2</sup>(アラミド1)、AF2補強供試体には目付量350g/m<sup>2</sup>(アラミド2)のAFRPシート(共に標準幅500 mm、最下段シートは幅方向に裁断し全体幅を調整)を使用し、柱基部から1,200 mmまたは1,500mmの高さまで柱の周方向に1層巻き付けることとした。下地処理としてコンクリート表面のサンダーケレンおよび面取りを施し、エポキシ系プライマーを塗布して指触硬化状態を確認した後、エポキシ系含浸接着樹脂を用いてAFRPシートを接着した。AFRPシートの周方向ラップ長は200 mmとし、載荷方向に平行なL面およびR面の交互にラップ位置を設けた。

提案の補強法においては、耐震補強鉄筋はかぶり部に設けた箱抜き部に埋込み配置しているため、帯鉄筋よりも外側に位置している。従って、交番載荷によって生じる耐震補強鉄筋のはらみ出しに対しては、帯鉄筋による拘束効果が期待できない。そのため、提案の補強法にお

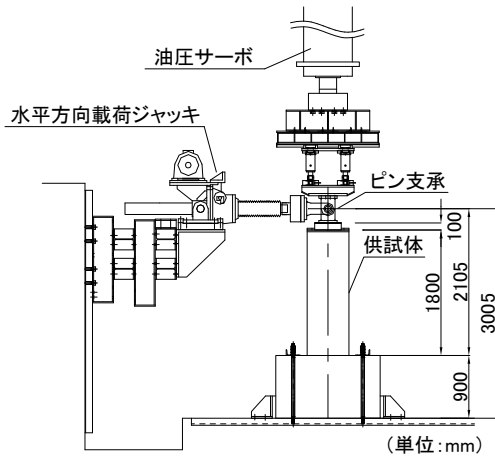


図-2.3 各供試体形状及び配筋図

いは AFRP シート巻付けによるシートの拘束効果を期待するものとした。

### 2. 2. 2 正負交番荷重試験方法

図-2.3には、荷重装置および供試体の設置状況を示している。供試体はフーチングを床に固定し、柱天端に設置したピン支承中心部（柱基部から高さ2,105 mm）に水平方向ジャッキを用いて交番荷重を荷重した。上部工反力を想定した鉛直荷重は、180 kN（応力換算で 0.5 N/mm<sup>2</sup>）を柱部天端にピン支承を介して荷重している。供試体のせん断スパン比は3.8である。正負交番荷重は変位制御に基づいて行っている。その具体は、まず初めに設計計算上の既設軸方向鉄筋の曲げ降伏耐力の50%の水平荷重を1サイクル荷重して柱基部のコンクリートにひび割れを導入する。次いで、水平力荷重点位置での基準水平変位  $\delta_y$  の整数倍を順次交番荷重するものである。なお、各変位ステップでは3サイクルの繰り返し荷重を行うこととした。なお、各供試体の基準水平変位  $\delta_y$  は鉄筋の曲げ降伏発生時の水平変位であり、R 基準供試体で3.0 mm、AF1-D10/AF2-D10/AF2-D13 補強供試体でそれぞれ2.7 mm、3.2 mm、1.9mmである。

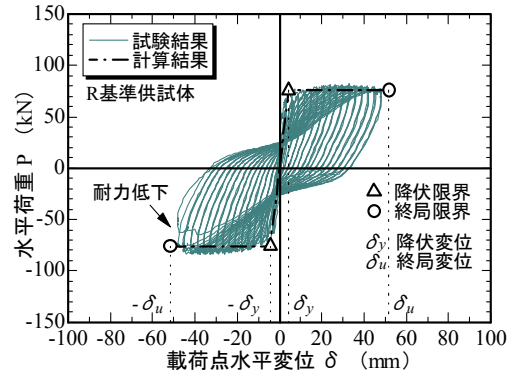
### 2. 2. 3 計測方法

本試験では、水平荷重荷重点位置における水平変位及び水平荷重はそれぞれワイヤ式変位計及びロードセルを用いて計測した。

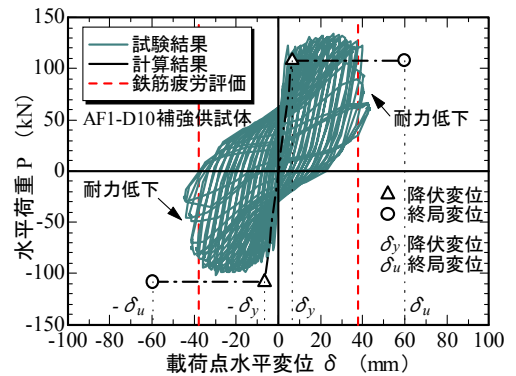
### 2. 3 試験結果および考察

#### 2. 3. 1 荷重荷重と荷重点変位との関係

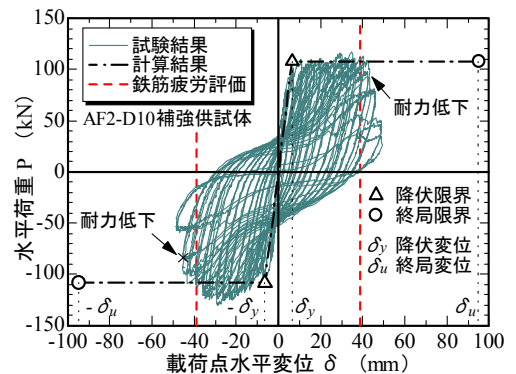
図-2.4には、水平荷重荷重点位置の荷重-変位関係を示している。図中には、各材料試験結果を用いた道示<sup>2-4)</sup>及び要領<sup>2-5)</sup>に基づいて算出した計算結果の骨格曲線を示しており、その折れ点は原点に近い方から降伏限界  $\delta_y$ 、



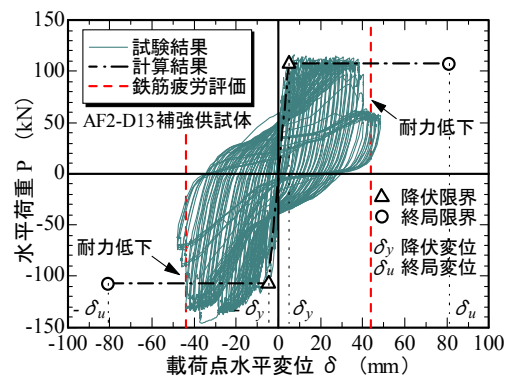
(a) R 基準供試体



(b) AF1-D10 補強供試体



(c) AF2-D10 補強供試体



(d) AF2-D13 補強供試体

図-2.4 荷重荷重と荷重点変位との関係

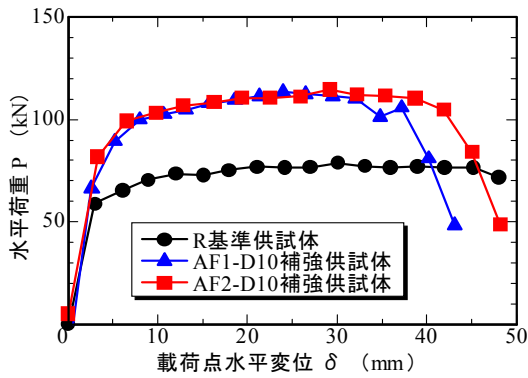


図-2.5 載荷荷重と載荷点変位との関係  
(正側包絡線)

終局限界  $\delta_i$  である。また、後述する低サイクル疲労評価計算結果に基づいた鉄筋破断時の水平変位を縦破線にて示している。

R 基準供試体の場合には、正側は  $10 \delta_y$ 、負側は  $15 \delta_y$  で最大荷重に達した。水平耐力の低下現象は、 $11 \delta_y$  の1サイクル目に正側載荷時から始まり、最終的には  $16 \delta_y$  の1サイクル目の負側載荷時に顕在化した。

AF1-D10 補強供試体の場合には、正側では  $9 \delta_y$ 、負側では  $10 \delta_y$  で最大荷重に達した。水平耐力は  $10 \delta_y$  の1サイクル目に正側載荷時に低下現象が始まり、 $15 \delta_y$  の負側載荷時及び  $16 \delta_y$  の正側載荷時に顕在化した。

AF2-D10 補強供試体の場合には、正負載荷共に  $9 \delta_y$  で最大荷重に達した。水平耐力は  $10 \delta_y$  の1サイクル目に正側載荷時で低下現象が始まり、 $13 \delta_y$  から  $14 \delta_y$  時に顕在化した。

AF2-D13 補強供試体の場合には、正側は  $14 \delta_y$ 、負側は  $15 \delta_y$  で最大耐力に達した。水平耐力は、 $15 \delta_y$  の1サイクル目に正側載荷時で始まり、正側で  $21 \delta_y$  の2サイクル目、負側で  $23 \delta_y$  の3サイクル目において顕在化した。

これらの補強供試体の耐力の低下現象は、AFRP シートで巻き立てているため明確な損傷過程を目視確認はできていないが、基部コンクリートの圧壊によって始まり、耐震補強鉄筋及び既設軸方向鉄筋が破断したことにより顕在化したものと推察される。

道示<sup>2-4)</sup>及び要領<sup>2-5)</sup>による計算結果と比較すると、R 基準供試体の場合には、耐力及び終局変位共に計算結果と載荷試験結果はよく一致していることが分かる。一方、AF 補強供試体の場合には、耐力がいずれの場合も目標とした程度まで向上している。しかしながら、水平変位は、道示及び要領に基づいて算出される終局変位を確保

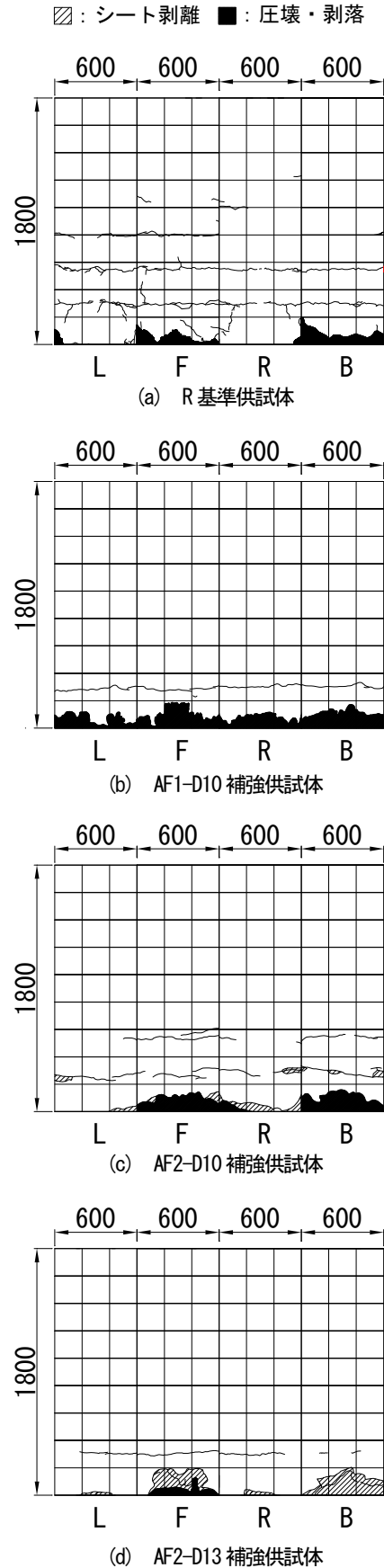


図-2.6 載荷終了後の供試体柱部側面の損傷状況

することができていないことが分かる。これは、道示<sup>24)</sup> mm のみにひび割れが発生していた。また、 $7\delta_y$  から  $9\delta_y$

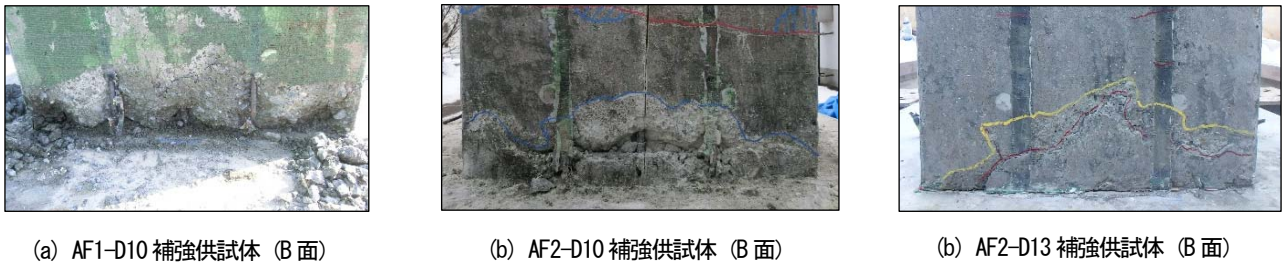


写真-2.1 柱基部コンクリートの圧壊状況

及び要領<sup>25)</sup>の場合にはコンクリートの圧壊を終局状態と規定して終局限界を設定しているのに対し、AF 補強供試体の場合には前述のとおり耐震補強鉄筋及び既設軸方向鉄筋の破断によって終局状態に至っていることによるものと推察される。

### 2. 3. 2 じん性に及ぼすAFRPシートタイプの影響

図-2.5には、AF1-D10及びAF2-D10補強供試体のドリフト補正 (AF1-D10補強供試体:  $-15\text{kN}$ 、AF2-D10補強供試体:  $+5\text{kN}$ ) を行った正側の包絡線を示している。図より、最大耐力は両供試体でほぼ同程度であるが、終局時の載荷点変位はAF2-D10補強供試体が若干大きいことが確認できる。このことより、提案の補強法においても、一般的なRC部材のじん性補強の場合<sup>27)</sup>と同様に、低弾性・高強度タイプのAFRPシートを用いる場合が有利であることが確認された。

### 2. 3. 3 コンクリートの損傷状況

図-2.6には、載荷終了後の各供試体側面における損傷状況を示している。なお、AF補強供試体の場合は、AFRPシート撤去後の状況である。図中の各L、F、R、B面は図-2.2に示した定義の通りであり、F面とB面は載荷方向に直交する面である。

R基準供試体の場合には、 $2\delta_y$  から  $9\delta_y$  において基部からの高さ約  $800\text{ mm}$  までの範囲で  $260\text{ mm}$  程度の間隔で水平方向にひび割れが発生した。基部の圧壊は  $11\delta_y$  においてF面のL側で発生した。最終的に圧壊した範囲は最大高さが  $200\text{ mm}$  程度であった。図-2.4に示した荷重-変位関係と比較すると、耐力低下と圧壊発生時点が一致 ( $11\delta_y$ ) していることから、耐力低下現象は基部コンクリートの圧壊を起因として始まり、圧壊範囲の拡大と共に徐々に進行し、 $16\delta_y$  の1サイクル目に負側載荷時に耐震補強鉄筋が破断したことにより顕在化したものと推察される。

AF1-D10補強供試体の場合には、基部からの高さ  $300$

時点で柱基部近傍AFRPシートの一部に浮きが確認されたことから、この時点でコンクリートに圧壊が生じたものと推察される。最終的に圧壊した範囲は、基部からの最大高さが  $190\text{ mm}$  程度であった。前述した荷重-変位関係の通り、 $10\delta_y$  から耐力低下が始まっていることから、AF1-D10補強供試体においても基部コンクリートの圧壊を起因として耐力の低下現象が始まったものと推察される。

AF2-D10補強供試体の場合には、基部から高さ約  $280\text{ mm}$  の位置及び約  $600\text{ mm}$  の位置でひび割れが発生していた。かぶりコンクリートに圧壊が生じた範囲は、柱基部から最大高さ  $160\text{ mm}$  程度であった。

AF3-D10補強供試体の場合には、基部から高さ約  $300\text{ mm}$  の位置のみのひび割れが発生していた。かぶりコンクリートに圧壊が生じた範囲は、柱基部から最大高さ  $2000\text{ mm}$  程度であった。

これらのR基準供試体とAF補強供試体によるかぶりコンクリートのひび割れの発生位置や圧壊範囲の相違は、耐震補強鉄筋及びAFRPシート巻立て補強を施したことによって柱部の剛性が増加し、柱基部に曲げ変形が集中したためと推察される。また、AF1-D10及びAF2-D10補強供試体間で比較すると、かぶりコンクリートにおけるひび割れの発生や圧壊状況から、AF1-D10補強供試体の場合には柱の剛性が高く、柱基部に曲げ変形が集中していることが分かる。このことから、前節で述べたように、低弾性・高強度タイプのAFRPシートを用いる場合がじん性を向上させるという観点からは有利であることが確認できた。

写真-2.1には、載荷試験後における各補強供試体の基部コンクリートの圧壊状況を示している。写真より、圧壊がかぶりコンクリートに限定され、コアコンクリート部は健全な状態であることが分かる。このことから、提案の補強法においては、耐震補強鉄筋が破断することな

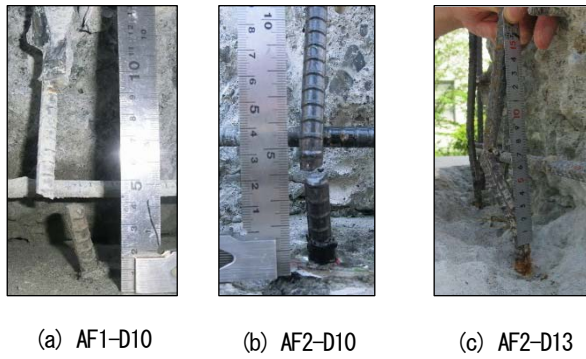


写真-2.2 耐震補強鉄筋の破断状況

く柱基部の変形に追従することができれば、じん性の向上が期待できるものと考えられる。

### 2. 3. 4 耐震補強鉄筋の損傷状況

写真-2.2には、基部における耐震補強鉄筋のはらみ出し及び破断状況を示している。耐震補強鉄筋は、AF1-D10 / AF2-D10 両供試体で柱基部から 100 mm 程度の範囲、また AF2-D13 補強供試体では、柱基部から 140 mm 程度の範囲ではらみ出し座屈が生じ、その頂点部で破断していることが分かる。AF1-D10 補強供試体及び AF2-D10 補強供試体の比較から、AFRP シートの材料特性の違いによる鉄筋のはらみ出し座屈に対する拘束への影響には、大きな差異は確認できなかった。

RC 柱部材の交番載荷試験において、軸方向鉄筋が座屈後、低サイクル疲労により早期に破断する場合のあることが報告されている<sup>28)</sup>。提案の補強法においても同様に、破断部の鉄筋形状及び柱部の損傷状況から、柱基部に曲げ変形が集中したことで、耐震補強鉄筋が座屈後低サイクル疲労によって破断したものと推察される。なお、AFRP シートの材料特性の違いによる鉄筋のはらみ出し座屈に対する拘束への影響には、大きな差異は確認できなかった。

### 2. 3. 5 エネルギー吸収性能

図-2.7には、各供試体における履歴吸収エネルギーを示している。履歴吸収エネルギーは、載荷履歴 1 サイクル毎に水平荷重-水平変位関係の履歴ループの面積として算出した。なお、エネルギー吸収の累積値は、水平耐力が低下する前までの履歴吸収エネルギーを累積して算出している。図より、AF1 / 2-D10 補強供試体においては R 基準供試体の約 1.3~1.4 倍のエネルギー吸収性能があることが確認できる。また、AF2-D13 補強供試体においては、AF2-D10 補強供試体の約 2 倍のエネルギー吸

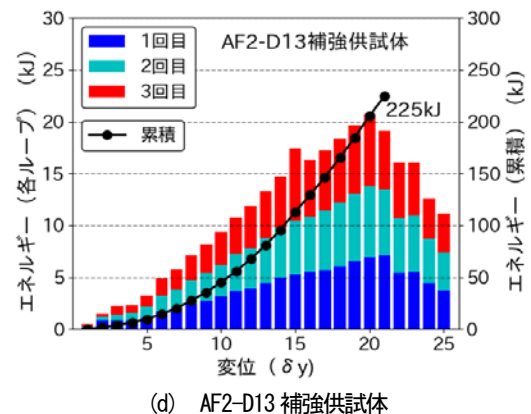
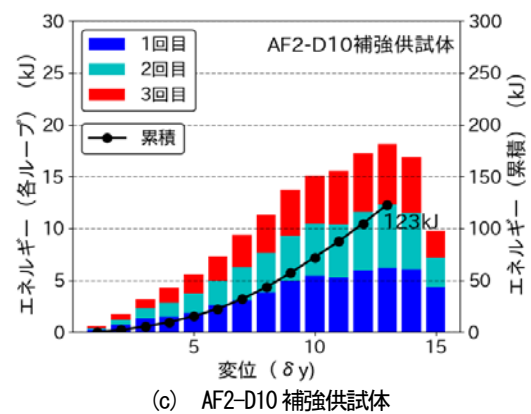
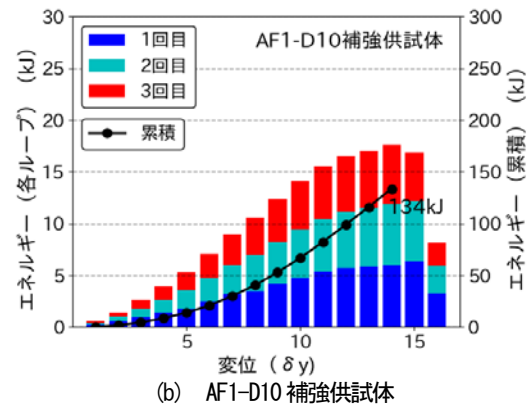
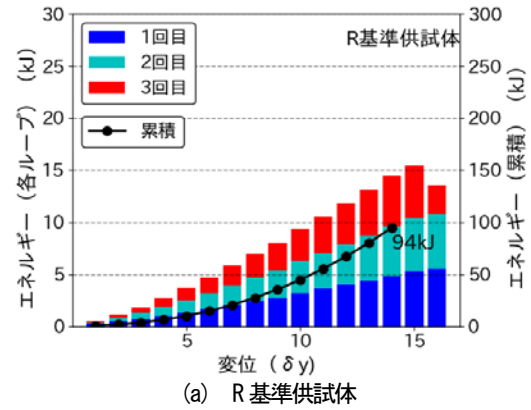


図-2.7 履歴吸収エネルギー

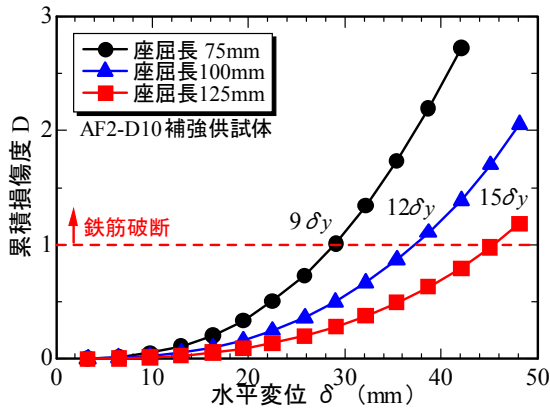


図-2.8 耐震補強鉄筋の破断状況

ここで、 $D$ : 損傷度、 $n_i$ : 荷重ステップ  $i$  の荷重繰返し

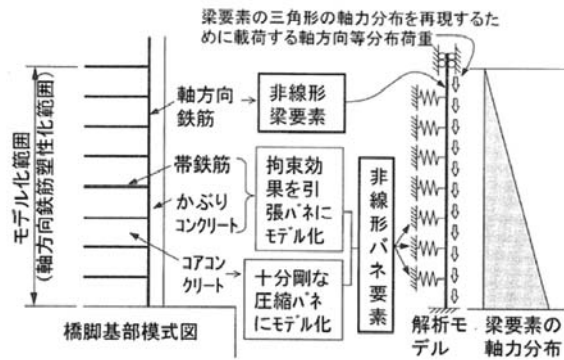


図-2.9 鉄筋の塑性座屈解析モデル<sup>2-9)</sup>

収性能があることが分かった。このことから、提案の補強法においては、鉄筋の低サイクル疲労によりじん性については向上していないが、エネルギー吸収性能は大きく向上させることができた。

## 2. 4 低サイクル疲労評価

### 2. 4. 1 鉄筋破断時変位の評価

提案の補強法において、じん性能が向上しない要因と考えられる耐震補強鉄筋の破断による耐力の急激な低下を回避するためには、終局状態を鉄筋の座屈による低サイクル疲労破断から、基部圧壊に移行させることが必要である。そのためには、曲げ耐力向上のための耐震補強鉄筋量の算定に加え、低サイクル疲労破断を考慮した鉄筋量の算定が必要であるものと推察される。

ここでは、瀧口らの研究結果<sup>2-8)</sup>を基に鉄筋の座屈長、鉄筋径、変位等をパラメータとした破断までの繰返し荷重回数の算定式(式(2-1))及びマイナー則による線形累積損傷則(式(2-2))から、提案の補強法における鉄筋破断時変位の評価を行い、その結果から耐震補強鉄筋量を算定する方法について検討を行った。

$$N = \left\{ 2.94 \times 10^{-3} \times (k_w l' / r) + 1.96 \times 10^{-2} \right\} \times \frac{(k_w \cdot l' \cdot L)^2}{(k_d \cdot \delta \cdot d)^2} + 1 \quad (2-1)$$

ここで、 $N$ : 繰返し回数、 $k_w$ : 交番荷重試験での座屈長  $l'$  に関する補正係数 (=1.0)、 $r$ : 鉄筋径、 $k_d$ : 塑性ヒンジ部分の変位のうち軸方向鉄筋座屈長での変位の割合 (=0.6)、 $\delta$ : 水平変位、 $L$ : せん断スパン、 $d$ : 断面の有効高である。

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (2-2)$$

数 (=3)、 $N_i$ : 荷重ステップ  $i$  の荷重条件に対する破断までの繰返し回数である。

図-2.4 (b) ~ (d) には、各補強供試体に対する鉄筋破断時変位の計算結果を縦破線で示している。なお、式(2-1)における鉄筋の座屈長は、正負交番荷重試験の結果から  $l' = 100 \text{ mm}$  または、 $140 \text{ mm}$  とした。また、式(2-2)において  $D > 1$  となる荷重ステップ  $i$  は、荷重試験における座屈後の低サイクル疲労による鉄筋破断時における荷重ステップとした。図より、計算結果の鉄筋破断時変位と荷重試験における耐力低下域はよく対応していることが分かる。このことから、上記の算定式を用いることで、鉄筋の低サイクル疲労破断を考慮した耐震補強鉄筋量の算定が可能であると推察される。

しかしながら、本算定法においては、算定した鉄筋量に対する座屈長の把握が必要である。本検討では、荷重試験結果から得られた座屈長をそれぞれ用いているが、実務上の設計計算においては、曲げ耐力算定または鉄筋破断時変位評価から求められた鉄筋径に対する AFRP シートで拘束された状態における鉄筋座屈長の把握が必要不可欠である。

そこで、上記の算定式を用いて鉄筋破断時変位評価を行う場合、鉄筋座屈長が計算結果に与える感度について検討を行った。

図-2.8 には、AF2-D10 補強供試体において、式(2-1)における鉄筋の座屈長  $l'$  を荷重試験結果の  $l' = 100 \text{ mm}$  から  $\pm 25 \text{ mm}$  ずつ変化させた場合について、水平変位  $\delta$  と損傷度  $D$  の関係をそれぞれ示している。鉄筋の座屈長を  $100 \text{ mm}$  とする場合には鉄筋破断時水平変位が約  $39 \text{ mm}$  であるのに対して、座屈長を  $75 \text{ mm}$ 、 $125 \text{ mm}$  とする場合にはそれぞれ  $29 \text{ mm}$ 、 $48 \text{ mm}$  となる。これよ



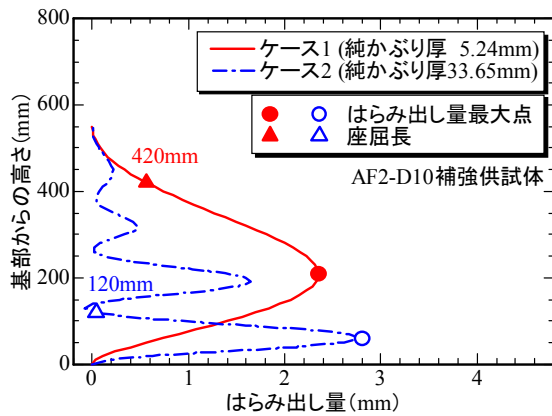


図-2.10 耐震補強鉄筋の座屈モード  
(拘束バネの影響)

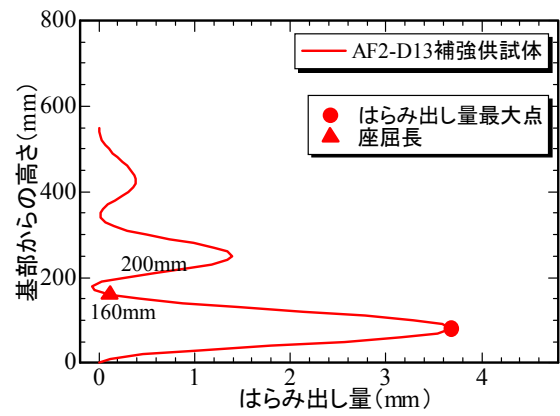


図-2.11 耐震補強鉄筋の座屈モード  
(拘束バネの影響)

り、座屈長が破断時の変位に与える影響が大きいことより、設計計算時には、座屈長を精度よく算定することが必要であるものと判断される。また、座屈長の増加に対応して破断時の水平変位も大きくなることが明らかになった。

#### 2.4.2 補強鉄筋の座屈長解析概要

前述のように、提案の補強法において適切な耐震補強鉄筋量を算定するためには、AFRPシートで拘束された状態における鉄筋の座屈長を精度よく算定評価することが必要である。ここでは、AF2-D10/AF2-D13補強供試体の耐震補強鉄筋を対象に座屈長算定に関する検討を行い、試験結果と比較することによって、考察を行うこととする。

座屈長解析は、土木研究所資料<sup>29)</sup>(以下、土研資料)で提案されている手法に即し、図-2.9に示している軸方向鉄筋がコアコンクリート及びかぶりコンクリートのバネで左右から拘束される2次元骨組にモデル化して行うこととした。土研資料の場合には、かぶりコンクリートの拘束バネを帯鉄筋位置に配置している。しかしながら、提案の補強法の耐震補強鉄筋の場合には、帯鉄筋は耐震補強鉄筋を拘束する側に配置されていないため、コアコンクリートバネと同じ位置に設定することとした。

かぶりコンクリートのバネは、宮田らの研究<sup>210)</sup>を参考にコンクリートとAFRPシートからなる合成梁としてモデル化して算定した。なお、提案の補強法の場合には、耐震補強鉄筋が柱のかぶり部に設けた箱抜き部に配置されているため純かぶりが非常に小さく、かぶりコンクリートの拘束バネ定数も小さくなるのが想定される。また、既設鉄筋のはらみ出し座屈に起因する帯鉄筋のはらみ出しによりかぶりコンクリートが剥離してくることが予想される。そのため、拘束バネ定数を設定する際の

かぶりコンクリート厚を、耐震補強鉄筋の純かぶり厚(ケース1:5.24mm)の他に、既設軸方向鉄筋のかぶりコンクリート厚(ケース2:33.65mm)についても検討を行うこととした。コアコンクリートのバネは、軸方向鉄筋の柱断面内側への変形を拘束する剛なバネとしており、上述の各ケースで同じ値を設定した。なお、座屈長は土研資料及び宮田らの研究<sup>210)</sup>と同様に、はらみ出し量が0の点から最大になるまでの高さの2倍とした。

#### 2.4.3 解析結果

図-2.10には、AF2-D10における座屈解析における鉛直荷重最大時の耐震補強鉄筋の座屈モードを示している。図より、かぶりコンクリート厚を耐震補強鉄筋の純かぶり厚としたケース1の場合には、座屈長が420mmと評価され、載荷試験結果とは大きくかけ離れていることが分かる。一方、かぶりコンクリート厚を既設軸方向鉄筋の純かぶり厚としたケース2の場合には、座屈長は120mmとして評価され、載荷試験結果と概ね一致している。

以上より、提案の補強法においては、ケース2で想定した程度の鉄筋はらみ出しに対する拘束力が耐震補強鉄筋に作用していることが推察される。

図-2.11には、AF2-D13における座屈解析における鉛直荷重最大時の耐震補強鉄筋の座屈モードを示している。ここでは、かぶりコンクリート厚を既設軸方向鉄筋のかぶり厚として設計した拘束バネ定数を採用した。図より、座屈長は160mmとして評価され、本ケースにおいても載荷試験結果を概ね一致している。

以上のことより、低サイクル疲労による鉄筋破断時変位評価及び塑性座屈長解析を組み合わせることによって、提案の補強法における最適耐震補強鉄筋量の算出は可能であると推察される。

### 3. 既設部材への削孔量を軽減した耐震補強技術の開発

#### 3.1 目的

設計年次の古いRC壁式橋脚は、現行基準で設計された橋脚に比べて軸方向鉄筋量が少なく、地震時の慣性力が作用した際に曲げひび割れが分散しないため、少ない本数のひび割れに変形が集中して早い段階で鉄筋が破断するような損傷が懸念される。実際に1978年の宮城県沖地震では、低鉄筋比RC壁式橋脚の基部に損傷が生じた事例がある<sup>3-1)</sup>。また、2011年東北地方太平洋沖地震でも、低鉄筋比RC壁式橋脚の段落し部において、水平ひび割れが1本だけ生じ、相応の大きさの残留ひび割れが確認された事例が報告されている<sup>3-2)</sup>。

このように設計年次の古いRC壁式橋脚は一般に軸方向鉄筋比が小さく、地震時保有水平耐力が小さくなっていることが多いため、地震時保有水平耐力を向上させる対策が検討されることが多い<sup>(例えば3-3)</sup>。

一方、過密配筋の解消やフーチングへの削孔箇所数を減らし耐震補強工事における施工品質を向上させる観点から、RC巻立て補強への高強度鉄筋の適用が期待されている。壁式橋脚に対するRC巻立て補強に関しては、これまでも補強効果や変形能についての検証が行われているが<sup>3-3),3-4)</sup>、これらは軸方向鉄筋にSD295を用いた場合であり、設計基準強度21N/mm<sup>2</sup>のフーチングに高強度鉄筋を定着させてRC巻立て補強した場合の補強効果について検証した研究は少ない<sup>3-5)</sup>。

ここでは、軸方向鉄筋比が小さいRC壁式橋脚に高強度鉄筋を軸方向鉄筋として用いてRC巻立て補強した場合の補強効果や変形能の評価手法を構築していく一環として、模型供試体を用いた正負交番載荷試験を実施した。

#### 3.2 正負交番載荷実験の概要

##### 3.2.1 実験供試体

図-3.1に供試体の配筋図を、表-3.1に供試体の構造諸元を示す。供試体は実橋脚を寸法比で1/4に縮小したサイズとし、断面寸法1,800mm×600mm(縦横比3.0)の壁式橋脚で、壁式橋脚基部からの載荷点高さを2,400mm(せん断スパン比4.0)とした。無補強供試体は設計年次の古い既設橋脚(支承条件:固定)を想定したものであり、当時の基準を踏まえて、レベル1地震動で耐震設計された降伏震度が0.18の橋脚とした。軸方向鉄筋はD10(SD295A)を30本配置し、軸方向鉄筋比を0.2%とした。帯鉄筋はD6(SD295A)を75mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.1%とした。橋脚及びフーチングのコンクリート設計基準強度は21N/mm<sup>2</sup>とした。

RC巻立て補強供試体(以降、補強供試体と呼称)は、

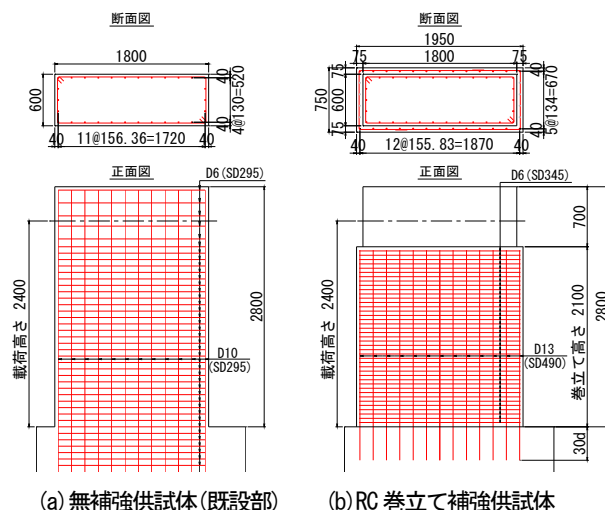


図-3.1 供試体配筋図

表-3.1 供試体構造諸元

種別	項目	単位	無補強供試体(既設部)			RC巻立て補強供試体		
			実橋脚	供試体	比	実橋脚	供試体	比
寸法	断面寸法	mm	7200*2400	1800*600	4.0	7800*3000	1950*750	4.0
	巻立て厚	mm	—	—	—	300	75	4.0
	橋脚(載荷)高さ	mm	9600	2400	4.0	9600	2400	4.0
	せん断スパン比	—	4.0	4.0	1.0	3.2	3.2	1.0
軸方向鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD490	SD490	—
	軸方向鉄筋径	mm	D29	D10	—	D38	D13	—
	軸方向鉄筋間隔	mm	300	156.36	1.9	300	155.83	1.9
	軸方向鉄筋比	%	0.20	0.20	1.0	0.40	0.37	1.1
帯鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD345	SD345	—
	帯鉄筋径	mm	D16	D6	—	D16	D6	—
	帯鉄筋間隔	mm	300	75	4.0	150	50	3.0
	帯鉄筋有効長	mm	2100	1720	1.2	2700	1870	1.4
	帯鉄筋体積比	%	0.13	0.10	1.3	0.20	0.14	1.4
コンクリート設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>	21	21	1.0	30	30	1.0	
作用軸力(基部)	上部工反力	kN	9760	800	12.2	9760	800	12.2
	自重分	kN	4064	64	63.5	5384	84	64.1
	作用軸力	kN	13824	864	16.0	15144	884	17.1
	単位面積あたり	N/mm <sup>2</sup>	0.80	0.80	1.0	0.88	0.82	1.1
降伏震度(P <sub>y</sub> /W)	-	-	0.18	-	-	0.56	-	

表-3.2 コンクリート材料試験結果

項目	単位	無補強(既設)	RC巻立て補強
		柱部(フーチング)	巻立て部
材齢	日	43	23
実験時圧縮強度	N/mm <sup>2</sup>	24.6	33.2
静弾性係数	kN/mm <sup>2</sup>	28.0	30.0

表-3.3 鉄筋材料試験結果

鉄筋径	鉄筋種別	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
		N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	kN
D6	SD295A	401.1	173.6	540.7	14.3	17.12
D10	SD295A	398.6	164.8	449.8	17.2	32.08
D6	SD345	439.9	181.0	574.6	14.8	18.20
D13	SD490	533.9	194.5	689.3	18.7	87.33

表-3.4 実験供試体の地震時保有水平耐力

項目	単位	無補強供試体(既設部)	RC巻立て補強供試体	比率	
				(補強/無補強)	
せん断耐力 P <sub>s</sub> , P <sub>s0</sub>	c <sub>c</sub> =0.8	kN	337	780	2.3
	c <sub>c</sub> =1.0	kN	389	862	2.2
地震時保有水平耐力 P <sub>a</sub>	かぶり無視	kN	153	476	3.1
	かぶり考慮	kN	177	506	2.9
破壊形態	kN	曲げ破壊型	曲げ破壊型	-	

その無補強供試体を製作後、RC 巻立て工法にて補強を行った。RC 巻立て補強においては、基礎への負担を軽減することに配慮し、橋脚に塑性変形能が発揮されることを想定して、目標耐力を降伏震度で0.56相当にまで向上させる補強量を設定した。その結果、巻立て補強の厚さは75mm、コンクリート設計基準強度を30N/mm<sup>2</sup>とした上で、軸方向鉄筋には高強度鉄筋のSD490を用い、軸方向鉄筋比0.37%とした。軸方向鉄筋にSD490を用いるに伴い、SD345を用いる場合と比較して、削孔箇所数を計算上36箇所から26箇所にまで減らすことができた。なお、別途実施したSD490の群鉄筋を用いた引抜き試験及びSD490を用いたRC巻立て補強のアンカー定着特性試験<sup>36)</sup>の結果より、鉄筋の抜け出しが生じないようにするためには、定着ピッチを5.3d以上(d:軸方向鉄筋の直径)、定着長を30d以上としておけば定着機能が確保できることが確認されている。そのため、RC巻立て補強供試体の軸方向鉄筋は、既設部の軸方向鉄筋ピッチを考慮して、定着ピッチを12d程度(156mm)、定着長を30d(390mm)とし、エポキシ樹脂を充填することによりフーチングに定着させた。帯鉄筋はD6(SD345)を50mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.14%とした。

表-3.2に供試体で使用したコンクリートの材料試験結果を、表-3.3に鉄筋の材料試験結果を示す。表内の数値は3供試体の試験結果の平均値である。

表-3.4に無補強時と補強時の地震時保有水平耐力を算出した結果を示す。これより、補強することで、地震時保有水平耐力が3倍程度増加していることが確認できる。また、かぶりコンクリート厚を断面有効高に考慮して耐力計算を行っても、破壊形態は曲げ破壊型と評価される構造条件である。

### 3. 2. 2 荷重方法

図-3.2に実験のセットアップ図を、写真-3.1にセットアップの状況を示す。供試体は橋脚軸線と実験施設の床面が平行になるように横向きに設置し、フーチングと固定ブロックを結合した上で、PC鋼棒により床面に固定した。

軸方向荷重は無補強供試体の橋脚基部における圧縮応力が0.8N/mm<sup>2</sup>となるよう上部構造反力800kNおよび既設部の自重分64kNを加味した864kNの荷重を載荷する<sup>37)</sup>。本実験は、この無補強供試体の実験条件に合わせて、巻立て部の自重20kNをさらに負荷させ、合計884kNの荷重を与えた。

水平方向荷重は、図-3.3に示すように基準変位 $\delta_y$ の整数倍の水平変位を各載荷ステップにおいて、3回ずつ正

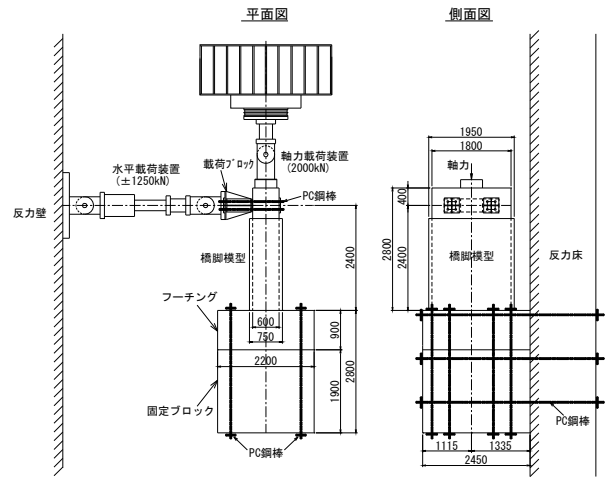


図-3.2 セットアップ図

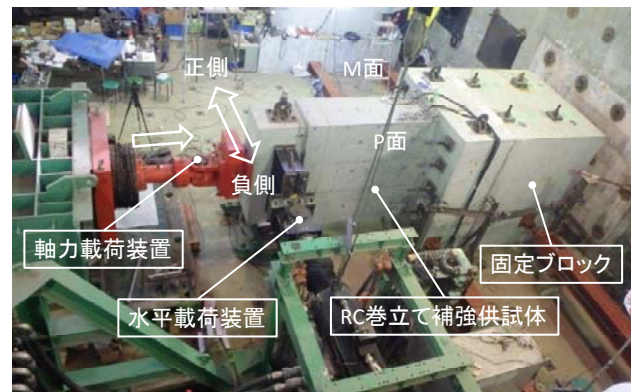


写真-3.1 セットアップ状況

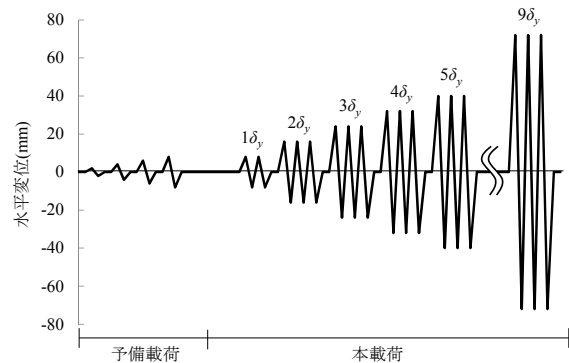


図-3.3 荷重ステップ

表-3.5 鉄筋ひずみ計測位置(高さ)

部位	対象鉄筋	橋脚基部からの設置高さ(mm)
既設部	軸方向鉄筋	-300, -150, 0, 150, 300
	帯鉄筋	75
RC巻立て部	軸方向鉄筋	-300, -200, -100, 0, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1200
	帯鉄筋	50, 100, 150, 200, 300, 400

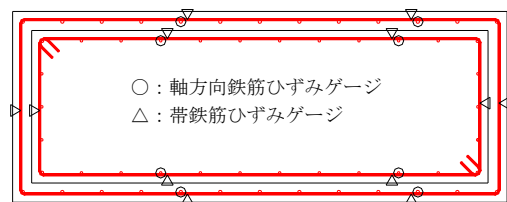


図-3.4 鉄筋ひずみ計測位置(断面)

負交番に繰返す漸増荷重とした。基準変位  $\delta_y$  は予備荷重より、軸方向鉄筋のひずみが降伏値に達した時点の水平変位 8mm と設定した。なお、本実験では荷重装置や計測機器の動作確認を行うため、基準変位を与える前に小さな荷重変位を与える予備荷重を行った。

### 3. 2. 3 計測項目

主な計測項目は、荷重装置に内蔵のロードセルによる荷重、荷重点位置における水平変位、橋脚基部付近の曲率、軸方向鉄筋および帯鉄筋ひずみであり、ひずみ計測については動ひずみアンプを用いて計測を行った。水平変位および水平荷重は荷重装置の押し側を正とした。また、各供試体の軸方向鉄筋、帯鉄筋の計測位置の橋脚基部からの高さを表-3.5に、各高さにおける断面内の計測位置を図-3.4に示す。

## 3. 3 正負交番荷重実験結果

### 3. 3. 1 荷重-変位関係と損傷の進展状況

図-3.5に水平荷重と水平変位の関係を、写真-3.2にRC巻立て部の損傷状況(P面)を示す。ここで、無補強供試体の荷重-変位関係は文献<sup>37)</sup>より引用した。

本補強供試体の正負交番荷重試験では、 $2\delta_y$ の正側の荷重時に最大荷重 515kN に達しており、無補強供試体の最大荷重 200kN に対して 2.6 倍程度向上した。これは、圧縮側かぶりコンクリートを考慮して計算した最大耐力 506kN と概ね一致する。 $3\delta_y$ の荷重では耐力が概ね保持され、無補強供試体と同様、微細な水平方向ひび割れとともにRC巻立て基部のみ全周にひび割れが進展し、巻立て基部とフーチングの間に隙間が生じた(写真-3.2(a))。 $4\delta_y \sim 6\delta_y$ の荷重時には、耐力が徐々に低下して、斜め方向や縦方向にもひび割れが増えたが、剥離・剥落の範囲は巻立て基部付近のみと変わらなかった(写真-3.2(b))。なお、 $4\delta_y$ の荷重時に降伏耐力と同程度の耐力となった。 $7\delta_y$ の荷重時には最初の鉄筋破断が生じ、 $8\delta_y$ 以降で断続的に鉄筋が破断し、最終的に  $9\delta_y$ で最大耐力から 70%程度耐力が低下したところで荷重を終了した(写真-3.2(c))。

図-3.6に本補強供試体の  $9\delta_y$  荷重後の損傷状況を示す。巻立て基部から高さ 100mm 程度のごく僅かな範囲において、かぶりコンクリートの剥離・剥落等の損傷が見受けられるものの、高さ 100mm~1,000mm 程度の範囲では、明らかな損傷はなく、微細なひび割れのみが確認された。写真-3.3に軸方向鉄筋の破断状況を示す。軸方向鉄筋は、はつり調査より、巻立て基部から高さ 60mm の範囲(帯鉄筋間隔と同様な範囲)で座屈していたこと、P面側 13本のうち3本、M面側 13本のうち1本破断し

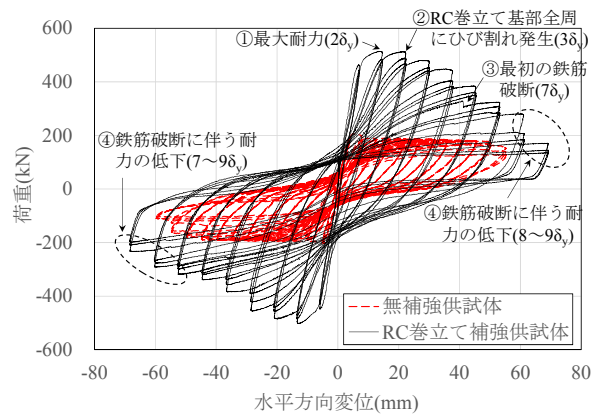
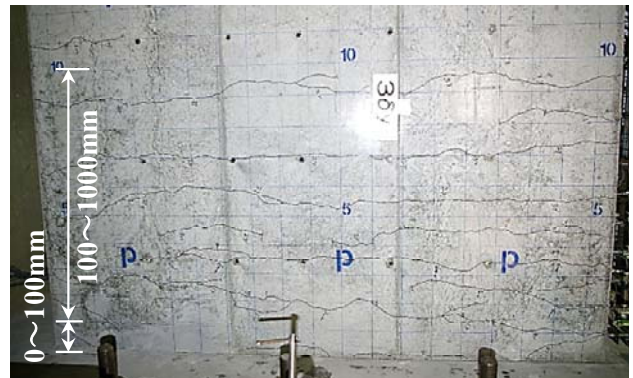
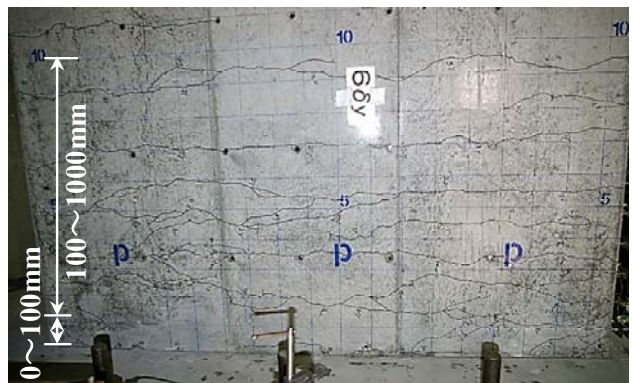


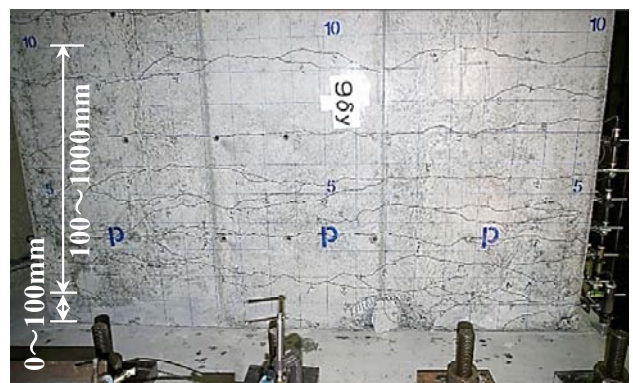
図-3.5 水平荷重-水平変位関係



(a)  $3\delta_y$  荷重終了後の損傷状況



(b)  $6\delta_y$  荷重終了後の損傷状況



(c)  $9\delta_y$  荷重終了後の損傷状況

写真-3.2 RC巻立て部の損傷状況(P面)

ていることを確認した。M面側で破断までは至っていないが、座屈しているものも1本あった。その鉄筋破断位置はコンクリートが剥離・剥落していた位置と一致していた。

本補強供試体の破壊の進展状況は、軸方向鉄筋比が1%前後の一般的なRC橋脚の破壊特性と異なる結果であった。すなわち、一般的な破壊特性は、塑性ヒンジ領域に軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しやコンクリートの剥離・剥落が生じることが報告されている<sup>38)</sup>が、本補強供試体では、道路橋示方書<sup>39)</sup>に基づく塑性ヒンジ長360mmと実際の損傷範囲(高さ0~100mmの範囲)は大きく異なっていた。また、鉄筋の破断した $7\delta_y$ より前に耐力が低下していることから、写真-3.3に示すように軸方向鉄筋の座屈は生じているものと考えられるが、かぶりコンクリートの剥落にまでは至っていない。これは、軸方向鉄筋比が0.37%と小さく、軸方向鉄筋が座屈しはらみ出そうとする力が巻立て部のかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さかったことが要因として考えられる。また、このような破壊特性は、鉄筋の破断に至る前に座屈が生じず、またそれまでは大きな耐力低下も生じないという低鉄筋比の無補強供試体とも異なる破壊性状である<sup>39)</sup>。

### 3.3.2 エネルギー吸収量

図-3.7に各実験供試体における繰返し回数別のエネルギー吸収量の推移を示す。ここで、無補強供試体のエネルギー吸収量は文献<sup>37)</sup>より引用した。なお、エネルギー吸収量とは、図-3.5に示す水平荷重と水平変位の履歴曲線面積の合計値である。

本補強供試体では、 $7\delta_y$ に相当する56mmの水平変位まではエネルギー吸収量が上昇し、 $8\delta_y$ に相当する64mmで低下した。荷重開始から $7\delta_y$ までは、1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度が概ね15%程度、2回目と3回目の低下度は10%程度に留まっていた。一方、 $8\delta_y$ における1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度は30%程度、2回目と3回目の低下度は20%程度と繰返しに対する挙動の安定性が低下したことがわかる。また、1回目と3回目の水平荷重の低下度は、 $7\delta_y$ まで概ね15%以内に留まっていたものの、 $8\delta_y$ は35%程度と大きくなった。これより、3回の繰返し荷重における水平荷重とエネルギー吸収量が安定して期待できる状態は $7\delta_y$ までと言える。エネルギー吸収量と鉄筋破断発生との関係については、 $7\delta_y$ に最初の鉄筋破断は生じたが、1本だけであったため、エネルギー吸収量への影響は小さかったと考えられる。一方、 $8\delta_y$ 以降では4本の鉄筋が破断う

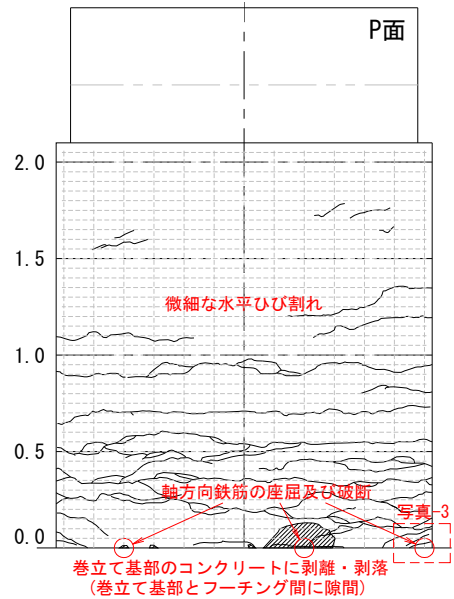


図-3.6 9 $\delta_y$  載荷終了後の損傷状況 (P面)

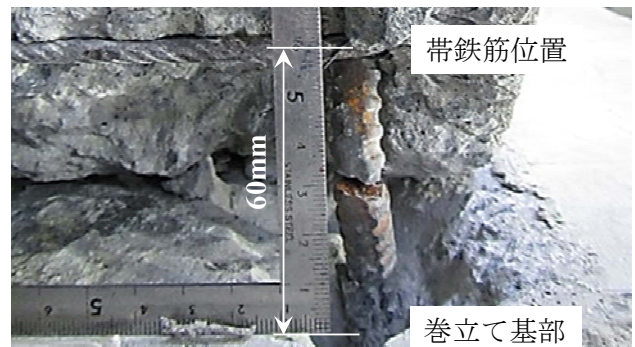


写真-3.3 軸方向鉄筋の破断状況(はつり調査)

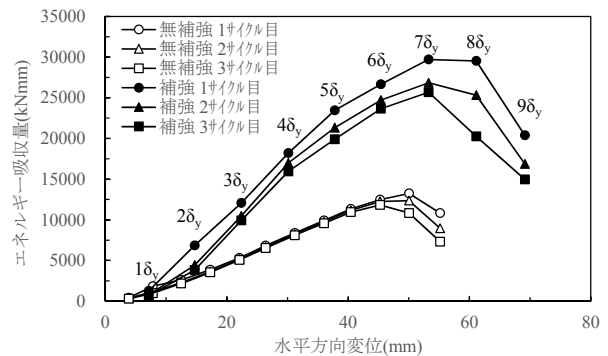


図-3.7 実験供試体のエネルギー吸収量

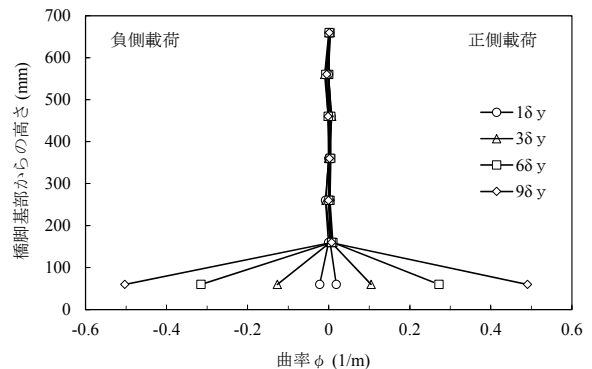


図-3.8 各基準変位における曲率分布

ち 1 本は座屈)したため、エネルギー吸収量の低下が起こったものと考えられる。

図-3.5に示すように補強供試体では、32mm以降、水平耐力が低下しているが、エネルギー吸収量が安定して期待できる変位は56mmであった。一方、無補強供試体では図-3.7に示すように45mmであった。繰り返し荷重に対しては、補強供試体においても無補強供試体と同程度の安定したエネルギー吸収量が期待できる結果である。

### 3. 3. 3 曲率分布

図-3.8に補強供試体の橋脚高さ方向の曲率分布を示す。曲率は、柱高さ方向に対して一定の計測区間長を設定し、その区間における圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍の鉛直方向の変形量を変位計により計測し、この計測値から、計測区間内の断面における平均曲率を算出した<sup>3)1)</sup>。なお、各基準変位 $\delta_i$ における曲率は、1回目の正側および負側荷重時の水平変位が最大となる時の値を示している。

補強供試体は、巻立て基部付近(橋脚基部から60mm)のみに大きな曲率が発生し、それより上の区間ではほとんど曲率は発生しなかった。これより、補強供試体は巻立て基部全周に発生したひび割れ部において、正負交番繰り返し荷重することで、軸方向鉄筋の全引張降伏による伸び出しの発生後、引張縁はさらにひび割れ幅が広がり、伸び出し量が増加していく一方、圧縮縁はその前までの荷重で生じたひび割れが閉じ、ロッキングのような挙動となっていたものと考えられる。

### 3. 3. 4 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-3.9に1~3 $\delta_y$ 時における軸方向鉄筋(SD490)の引張ひずみ分布を示す。なお、4 $\delta_y$ 以降はひずみゲージ又はリード線が損傷したことより示していない。2 $\delta_y$ の荷重で巻立て基部付近のみにひずみが集中的に生じており、3 $\delta_y$ の荷重でも軸方向鉄筋の塑性化範囲が広がっていないことが確認でき、かぶりコンクリートの損傷状況と一致している。これより、道路橋示方書<sup>39)</sup>に基づく塑性ヒンジ長と実際の損傷範囲が大きく異なっていることがわかる。また、図-3.5に示す最大荷重時に相当する荷重が生じた3 $\delta_y$ 時においてもフーチング埋込み部先端のひずみは大きく変化しておらず、正負交番荷重の全プロセスにおいてアンカー部の定着機能が確保されていることも確認できる。

### 3. 3. 5 帯鉄筋のひずみ分布

図-3.10に5~9 $\delta_y$ 時におけるRC巻立て部の帯鉄筋(SD345)のひずみ分布を示す。補強供試体の巻立て部では、8 $\delta_y$ までは、最大でも400 $\mu$ 以下に留まった。その後、

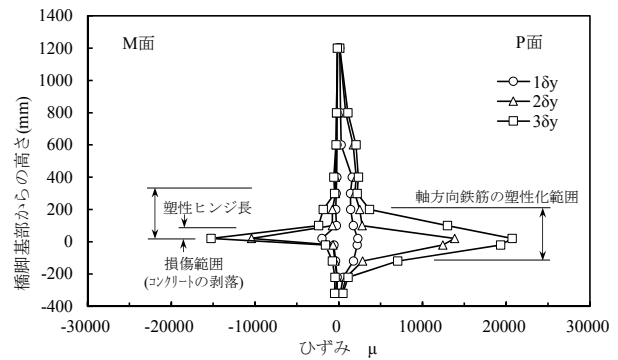


図-3.9 各基準変位における軸方向鉄筋のひずみ分布

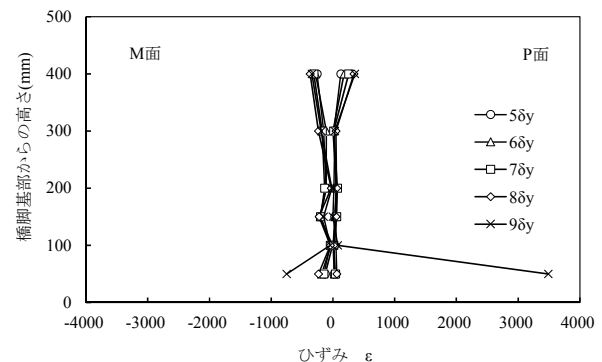


図-3.10 各基準変位における帯鉄筋のひずみ分布

9 $\delta_y$ 荷重時に巻立て基部 P 面において 3,500 $\mu$ 程度、M 面において 800 $\mu$ 程度のひずみに達した。

ここで、断面寸法 $\square 600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 、高さ 2,400mm、軸方向鉄筋比 1.2%の供試体では、軸方向鉄筋の座屈が発生し、座屈の腹の位置の帯鉄筋に最大 1,000 $\mu$ 程度のひずみが発生したことが報告されている<sup>38)</sup>ことから、本補強供試体では、P 面の巻立て基部において軸方向鉄筋がはらみ出す作用力に対して、帯鉄筋が寄与していたものと考えられる。軸方向鉄筋量が少ない場合、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さいため、軸方向鉄筋はほとんどはらみ出さないことが知られている<sup>37)</sup>が、本補強供試体(断面寸法 $\square 1,950\text{mm} \times 750\text{mm}$ 、高さ 2,400mm、軸方向鉄筋比 0.37%)はその損傷過程とも異なるものであった。

## 4. RC 橋脚の耐震補強効果の評価方法の開発

### 4. 1 目的

平成 8 年の道路橋示方書(耐震設計編<sup>4)1)</sup>(以下、道示 V)において、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC 橋脚)の塑性変形能は、慣性力の作用位置で生じる変位を、橋脚の降伏変位に加えて橋脚基部で発生する塑性ヒンジの回転により生じる変位を足し合わせて評価

することが規定された。平成14年の道示V<sup>2-4)</sup>においても、RC橋脚の塑性変形能の評価は同手法<sup>4)</sup>が踏襲されており、塑性ヒンジ長 $L_p$ は式(4-1)により与えられている。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (4-1)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ であり、 $h$ は橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離(mm)、 $D$ は断面高さ(mm)である。

式(4-1)の算出方法は、せん断支間比が3以上の橋脚に対して、塑性ヒンジ長を断面高さの0.5倍で与える簡易な方法であり、軸方向鉄筋及び横拘束鉄筋等の配筋条件が塑性ヒンジの形成メカニズムに与える影響を考慮していない。

運上ら<sup>42)</sup>及び浅津ら<sup>43)</sup>は、正負交番繰返しの作用を受けるRC橋脚を対象に、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出す塑性ヒンジの形成メカニズムに着目し、その挙動を検証することが可能な、有限変形理論に基づくFEM解析を用いた塑性座屈解析手法による検討を行っている。複数の検討供試体に対して実施した解析結果と実験結果における塑性ヒンジ長の相関関係を整理したうえで、回帰分析を行い塑性ヒンジ長の算出式を提案している。さらに、星隈ら<sup>29)</sup>及び堺ら<sup>44)</sup>は、運上ら及び浅津らと同様に塑性座屈解析に着目し、軸方向鉄筋の材料非線形特性や剥落を伴うかぶりコンクリートの抵抗特性についてモデル化の検討を行い、円形断面やインターロッキング断面を含む検討供試体を増やすことで回帰分析における精度を高め、塑性ヒンジ長の算出式に対する信頼性を向上させている。平成24年の道示V<sup>39)</sup>では、これら一連の研究を踏まえ、塑性ヒンジ長の算出式は式(4-2)により与えられている。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \quad (4-2)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$ であり、 $\sigma_{sy}$ は軸方向鉄筋の降伏点(N/mm<sup>2</sup>)、 $\beta_n$ は横拘束鉄筋及びかぶりコンクリートの軸方向鉄筋のはらみ出しに対する拘束を表すばね定数(N/mm<sup>2</sup>)、 $\phi'$ は軸方向鉄筋の直径(mm)である。

繰返し作用に対するRC橋脚の塑性変形能の評価は、塑性ヒンジの形成メカニズムに基づき、軸方向鉄筋のはらみ出し現象を考慮するための塑性ヒンジ長と、その領域での軸方向鉄筋が限界値に相当する状態に達した際の橋脚基部断面に生じる曲率を考慮することで、精度よく評価することができる<sup>45)</sup>。

塑性ヒンジ長を算出する式(4-2)は、既往の実験結果等の条件において適用が確認されたものであり、新設橋を対象としている。しかし、既設橋又は鉄筋コンクリート巻立て(以下、RC巻立て)は、星隈らの算出方法を

そのまま外挿的に適用すると塑性変形能を過小評価することが実験結果との比較より確認されている<sup>34)</sup>。また、鋼板巻立て及び炭素繊維巻立ては、補強材料が軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗する効果が報告されているが<sup>46)47)</sup>、その効果と塑性ヒンジの形成メカニズムを直接的に取り入れた式(4-2)の適用を検証した研究はない。そのため、これら巻立て補強されたRC橋脚に対する塑性ヒンジ長の算出式は、式(4-1)を基本として、RC巻立てと鋼板巻立てについては実験結果との整合性より補正係数( $\alpha_L=0.8$ )を乗じた式が用いられるなど、統一的な評価は確立されていない<sup>34), 48), 49)</sup>。

以上の背景を踏まえ、本章では、巻立て補強されたRC橋脚に対する塑性ヒンジ長の評価を行うことを目的としている。巻立て補強されたRC橋脚に対して軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目し、鋼板巻立て及び炭素繊維巻立ての補強材料の抵抗特性を塑性座屈解析により定量的に分析し、得られた効果について式(4-2)への適用を検討した。そして、巻立て補強されたRC橋脚において補強効果を考慮する方法を提案し、その妥当性を検証した。

## 4.2 解析対象とした巻立て補強されたRC橋脚模型の 載荷実験結果

表-4.1に過去に行われた実験を参考とし、本研究で塑性座屈解析の対象とした供試体諸元<sup>33), 38), 410)~412)</sup>を示す。巻立て補強されたRC橋脚模型は、鋼板巻立て、RC巻立て、炭素繊維巻立ての3工法を対象とし、対象とした供試体には、円形及び矩形断面等の断面形状や、実物大供試体(No.3供試体)による寸法効果等の条件が含まれている。

本章では、解析結果との定量的な比較を行うことを目的として、実験結果からはらみ出し長を特定した。図-4.1~図-4.8には、軸方向鉄筋のはらみ出し長を整理するために用いた、損傷図や損傷写真、鉄筋ひずみの分布など、各供試体の損傷状況を示す。実験における軸方向鉄筋のはらみ出し長は、軸方向鉄筋が帯鉄筋に拘束された位置を節とするはらみ出しが発生する傾向が見られたため、帯鉄筋間隔の倍数で整理することを基本とした。ただし、No.2供試体については、後述する隙間部でのはらみ出しが顕著であるため、帯鉄筋間隔によらず、損傷状況から直接判断した。図中には整理したはらみ出し長を示す。

No.1~No.4供試体は、鋼板巻立て工法である。No.1、No.2供試体は、橋脚基部に隙間部を有しており、曲げ耐力制御用のH型鋼又はアンカー定着用リブが設置されている。No.1供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出し長が帯鉄筋の間隔と隙間部の長さでほぼ等しいため、帯鉄筋間隔と同等の141mmとした(図-4.1)。No.2供試体は、

表-4.1 塑性座屈解析の対象とした供試体諸元

補強 工法 分類	供試 体 No.	断面 形状	断面 寸法 (mm)	載荷 高さ (mm)	軸方向 鉄筋比 (%)	横拘束 鉄筋体 積比 (%)	軸方向鉄筋			横拘束鉄筋				補強鉄筋			参考 文献
							径	かぶり (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	径	間隔 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	有効長 (mm)	径	かぶり (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	
鋼板 巻立	1	円形	560	2550	1.44	0.20	D13	50	354.0	D6	141	361.5	460	M12	---	335.9	4-10)
	2	矩形	600×600	3010	1.59	0.13	D10	40	377.6	D6	200	361.5	480	M12	---	335.9	4-10)
	3	矩形	2400×2400	9600	1.20	0.17	D35	102	424.0	D19	300	344.0	2196	D32	---	383.0	3-8)
	4	矩形	600×600	2400	1.20	0.23	D10	30	395.0	D6	100	389.0	540	M12	---	388.0	3-8)
RC 巻立	5	矩形	2140×660	2270	0.65	1.27	D13	40	380.5	D13	100	380.5	400	D13	80	380.5	3-3)
	6	矩形	1950×750	2400	0.37	0.14	D10	40	398.6	D6	50	439.9	1870	D13	40	533.9	4-11)
炭素 繊維 巻立	7	矩形	700×700	2100	1.95	0.17	D16	40	362.9	D6	120	331.4	620	---	---	---	4-12)
	8	円形	700	2100	1.19	0.17	D13	40	367.4	D6	120	331.4	620	---	---	---	4-12)

軸方向鉄筋のはらみ出し長を帯鉄筋間隔の200mmとすると損傷状況と乖離があるため、H型鋼による拘束条件及び隙間部の長さより100mmとした(図-4.2)。No.3供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出し長を鋼板撤去後のかぶりコンクリートの剥落状況や帯鉄筋ひずみの高さ方向分布より判断し、帯鉄筋間隔の3倍の900mmとした(図-4.3)。No.4供試体は、No.3供試体の縮小モデルであり、はらみ出し長を帯鉄筋ひずみの高さ方向分布より判断し、帯鉄筋間隔の2倍の200mmとした(図-4.4)。

No.5、No.6供試体は、補強部の軸方向鉄筋をフーチングに定着補強したRC巻立て工法である。No.5供試体は、軸方向鉄筋のはらみ出しに起因するかぶりコンクリートの剥落が確認されており、はらみ出し長はかぶりコンクリートの剥落範囲より200mmとした(図-4.5)。No.6供試体は、塑性ヒンジ領域でのかぶりコンクリートの一様な剥落が確認できないため、はつり調査結果を参考にした。はらみ出し長は、軸方向鉄筋の座屈状況から帯鉄筋間隔と同等の50mmとした(図-4.6)。なお、No.6供試体は補強量低減を目的とした高強度鉄筋(SD490)が用いられており、他の供試体と比べて低鉄筋比となる。

No.7、No.8供試体は、炭素繊維巻立て工法である。No.7供試体は、炭素繊維で拘束されたかぶりコンクリートにはらみ出しが確認されており、はらみ出し長は、帯鉄筋間隔の3倍の360mmとした(図-4.7)。No.8供試体は、No.7供試体同様にはらみ出しが確認されており、はらみ出し長は、軸方向鉄筋の座屈状況から帯鉄筋間隔と同等の120mmとした(図-4.8)。なお、No.8供試体

は、終局状態において炭素繊維が破断している。

### 4.3 軸方向鉄筋の塑性座屈解析

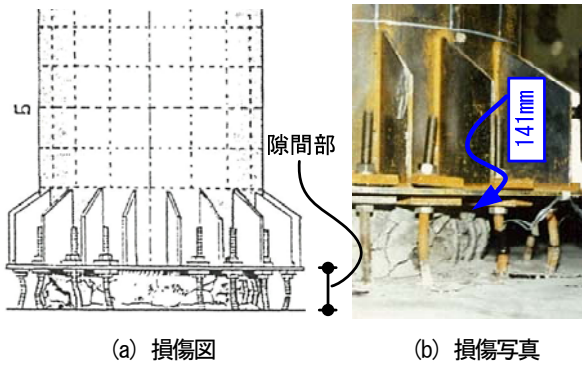
#### 4.3.1 軸方向鉄筋のはらみ出しメカニズム

既往の研究<sup>2-9),4-2)-4-4)</sup>より、曲げ破壊型RC橋脚の頂部に正負交番繰返し载荷を受ける場合、水平変位の増加に伴い橋脚基部付近を中心に曲げひび割れが発生し、かぶりコンクリートが剥離・剥落して軸方向鉄筋がはらみ出し、さらに損傷が内部コンクリートにまで進展して水平耐力が低下していくメカニズムが明らかになっている。巻立て補強されたRC橋脚において、補強材料の拘束効果でかぶりコンクリートの剥離・剥落が抑えられるが、はらみ出しという観点では同様のメカニズムが考えられる。

RC橋脚の塑性ヒンジ領域で発生する軸方向鉄筋のはらみ出しは、棒部材を単純に軸圧縮するとき発生する座屈とは次の点が異なる。i) はらみ出しに対して帯鉄筋とかぶりコンクリートによる抵抗が存在する。ii) 繰返し载荷時には軸方向鉄筋が引張時に塑性化した後に再び圧縮されるとバウシinger効果が現れ軸方向鉄筋の剛性が低下する。さらに鋼板巻立て及び炭素繊維巻立てにおいては、iii) 補強材料がかぶりコンクリートを拘束する効果ではらみ出しを抑える効果が存在する。塑性座屈解析では、これらの条件を適切にモデル化する必要がある。

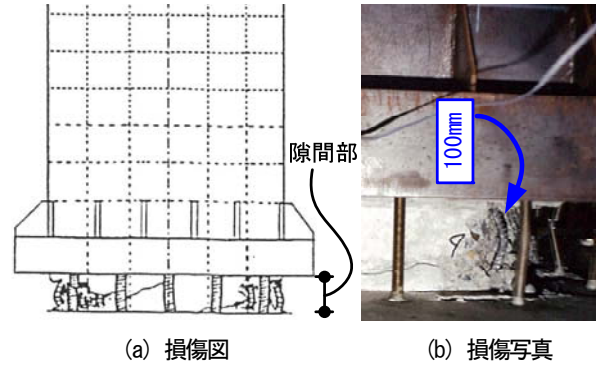
図-4.9は、正負交番繰返し载荷により橋脚基部に塑性ヒンジが形成される橋脚を例に、軸方向鉄筋が塑性化する領域とその部分の応力度ひずみ関係を模式的に示したものである<sup>2-9),4-2)-4-4)</sup>。軸方向鉄筋の塑性化領域は、橋脚





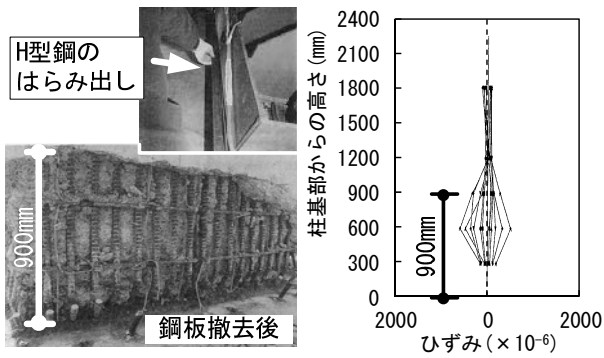
(a) 損傷図 (b) 損傷写真

図-4.1 No. 1 供試体の損傷状況<sup>4-10)</sup>



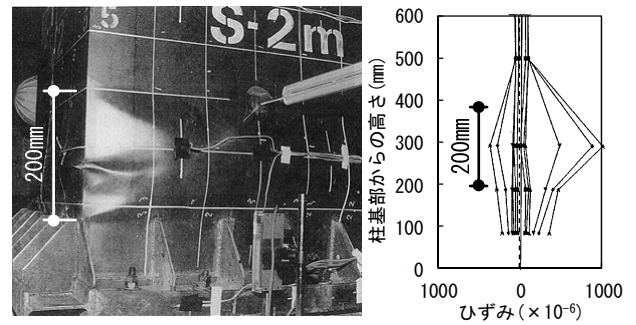
(a) 損傷図 (b) 損傷写真

図-4.2 No. 2 供試体の損傷状況<sup>4-10)</sup>



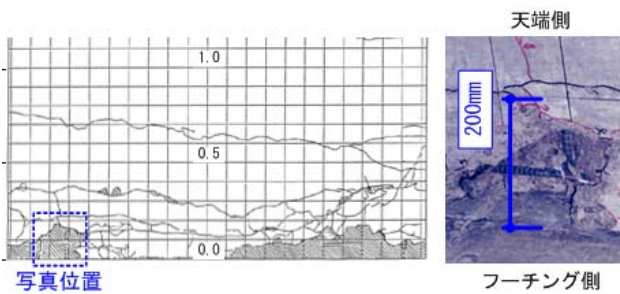
(a) 損傷写真 (b) 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

図-4.3 No. 3 供試体の損傷状況<sup>3-8)</sup>



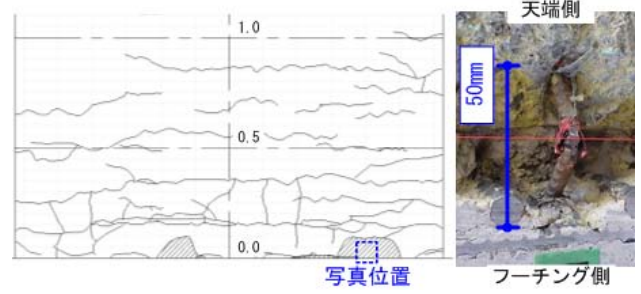
(a) 損傷写真 (b) 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

図-4.4 No. 4 供試体の損傷状況<sup>3-8)</sup>



(a) 損傷図 (b) 損傷写真

図-4.5 No. 5 供試体の損傷状況<sup>3-3)</sup>



(a) 損傷図 (b) 損傷写真

図-4.6 No. 6 供試体の損傷状況<sup>4-11)</sup>

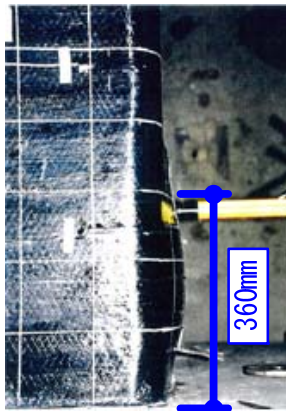
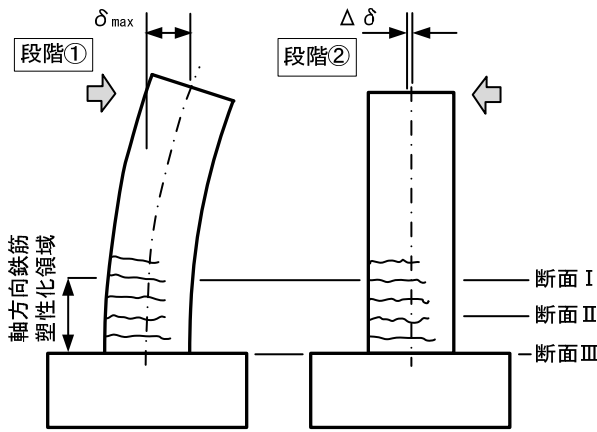


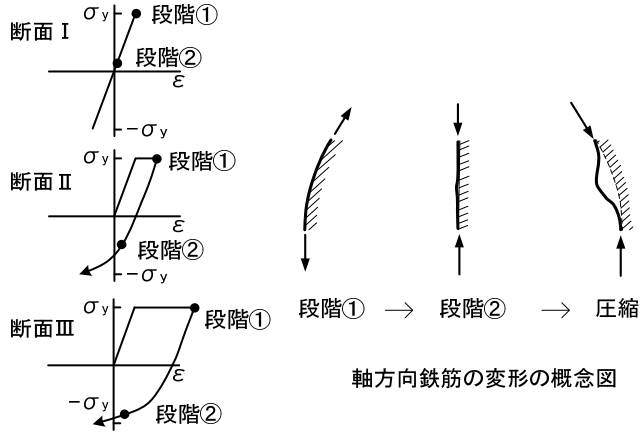
図-4.7 No. 7 供試体の損傷状況<sup>4-12)</sup>



図-4.8 No. 8 供試体の損傷状況<sup>4-12)</sup>



降伏を超える変位を与えて載荷を反転させる直前の段階  
中立の位置に戻る直前の段階



各断面及び段階における軸方向鉄筋の応力度ひずみ関係の概念図

(a) 橋脚の正負交番挙動 (b) 軸方向鉄筋の応力度ひずみ関係と変形状態

図-4.9 軸方向鉄筋の塑性化領域、応力度ひずみ状態と変形状態<sup>2-9), 4-2)~4-4)</sup>

上部に水平変位が与えられ引張側の最外縁鉄筋が降伏しても、側方の軸方向鉄筋やひずみ硬化の影響で曲げモーメントがさらに増加するため、橋脚基部に一定の範囲で存在する。図-4.9 (a) に示すように、RC 橋脚において軸方向鉄筋が降伏を超える水平変位を作用させた後、水平力を反転させて中立の位置に戻る直前の段階まで変位を戻すと、軸方向鉄筋のひずみはゼロに近づくが、軸方向鉄筋が塑性化している範囲では圧縮応力が残留する。この応力分布は、橋脚基部では降伏応力に近いレベルで、塑性化領域上端ではゼロとなる (図-4.9 (b))<sup>4-2), 4-3)</sup>。塑性座屈解析では、この残留した圧縮応力が作用している状態から軸方向鉄筋がはらみ出す現象を再現することとした。

4. 3. 2 解析手法と解析モデル

(1) モデル化と解析対象範囲

本研究では、既往の研究<sup>2-9), 4-2)~4-4)</sup>と同様の手法により、軸方向鉄筋に対して幾何学的非線形性を考慮した塑性座屈解析を行った。図-4.10 にモデル化の概要を示す。解析モデルは、塑性化する領域の軸方向鉄筋をファイバー要素でモデル化し、帯鉄筋、かぶりコンクリート、コアコンクリートなどの抵抗特性を線形バネでモデル化した。さらに、巻立て補強の効果を軸方向鉄筋のはらみ出しに対して抵抗する線形バネでモデル化した。なお、これら線形バネは、軸方向鉄筋がはらみ出す方向にのみ抵抗するように設定した。本解析では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しや橋脚の曲げ変形については考慮せず、軸方向の変形のみを対象とした。

軸方向鉄筋のはらみ出しは、軸方向鉄筋が降伏する領

域において生じるため、解析でモデル化する軸方向鉄筋の長さは、最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域の高さ  $h_y$  を式 (4-3) で求め、それを帯鉄筋間隔  $s$  の倍数に切り上げて整理した<sup>2-9), 4-2)~4-4)</sup>。

$$h_y = \left( 1 - \frac{M_{y0}}{M_{max}} \right) h \quad (4-3)$$

ここで、 $M_{y0}$  は初降伏曲げモーメント (N・mm)、 $M_{max}$  は最大曲げモーメント (N・mm)、 $h$  は載荷点高さ (mm) である。

初降伏曲げモーメント  $M_{y0}$  は、道示 V<sup>2-4)</sup>による曲げモーメント及び曲率関係を仮定した解析値、最大曲げモーメント  $M_{max}$  は実験の最大荷重  $P_{max}$  に載荷高さ  $h$  を乗じた値を用いた。最大曲げモーメント  $M_{max}$  に実験値を用いたのは、道示 V<sup>4-2)</sup>に準拠した手法で算出される終局曲げモーメントを用いると、かぶりコンクリートや鉄筋のひずみ硬化の影響を無視し、値を過小評価することが指摘されているからである<sup>4-2)</sup>。

解析対象の境界条件は、軸方向鉄筋の下端は完全固定、上端は軸方向変位を可動とし、それ以外は固定とした。

解析における軸方向鉄筋には、初期不整を与えた。初期不整は、解析モデルの中央で水平方向変位が解析モデル長の  $10^{-5}$  倍となるように放物線分布で与えた<sup>4-2), 4-3)</sup>。

(2) 軸方向鉄筋のモデル化

軸方向鉄筋のモデル化は、バウシinger効果を考慮し材料非線形性も考慮した修正 Menegotto-Pinto モデルを用いた<sup>4-13)</sup>。なお、本解析では、軸方向鉄筋の降伏後剛性はゼロとして解析を行うこととした。これは、星隈ら<sup>2-9), 4-4)</sup>の検討において、降伏後剛性をゼロとするケースと 2%とするケースの比較を行いひずみ硬化が結果に与え

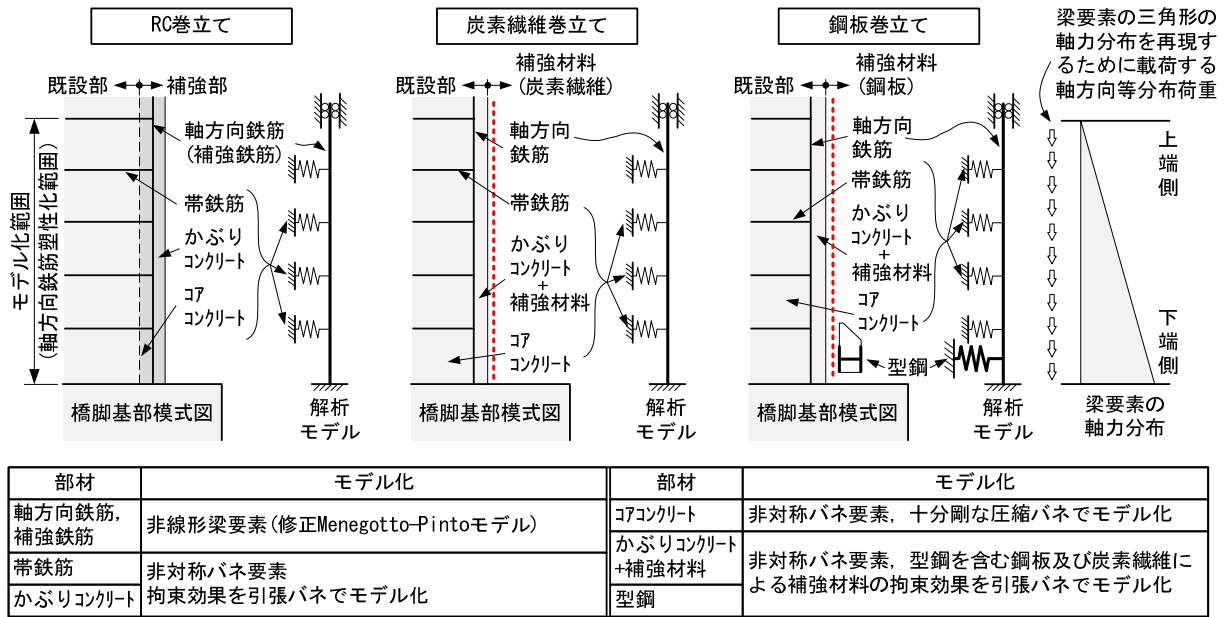


図-4.10 軸方向鉄筋の塑性座屈解析モデル

る影響を検討し、降伏後剛性をゼロとするケースが実験結果を良好に推定できることが示されているためである。ただし、解析上は、降伏後剛性はゼロでなく初期剛性の $10^{-5}$ 倍程度の緩勾配を仮定した。軸方向鉄筋の高さ方向の要素分割は、帯鉄筋間隔におけるはらみ出しモードを表せるよう帯鉄筋間隔を10分割した。

### (3) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する帯鉄筋の抵抗のモデル化

帯鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴う外向きの力に抵抗する両端固定ばりを仮定してモデル化した。バネは、帯鉄筋位置に1本ずつ配置し、帯鉄筋1段あたりのバネ定数 $K_s$ は運上ら<sup>42)</sup>及び浅津ら<sup>43)</sup>の式に基づき、次式で算出した。

$$K_s = \frac{384E_0I_h}{nd^3} \quad (4-4)$$

ここで、 $E_0$ は帯鉄筋の弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $I_h$ は帯鉄筋の断面2次モーメント(mm<sup>4</sup>)、 $n$ は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数、 $d$ は帯鉄筋の有効長(mm)である。

帯鉄筋の有効長は、道示V<sup>39)</sup>の定義に基づいており、円形断面については図-4.11に示す圧縮域を対象として、帯鉄筋で囲まれた幅の0.8倍とした。

軸方向鉄筋が2段配筋される場合は、帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数として、2段分の軸方向鉄筋を考慮し、それらはらみ出そうとするのを帯鉄筋が抵抗するものとしてバネ定数が算出される。しかし、RC巻立てでは、図-4.12に示すように既設部又は補強部の軸方向鉄筋を、各々の帯鉄筋

が囲っている。そのため、式(4-4)の算出において、圧縮側軸方向鉄筋の本数 $n$ は、補強部の軸方向鉄筋の本数のみを計上してバネ定数を算出した。

### (4) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりコンクリートの抵抗のモデル化

RC巻立ては、鋼板巻立て及び炭素繊維巻立てとは異なり、かぶりコンクリートを拘束する補強材料を有していない。そのため、RC巻立てにおける軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、RC橋脚と同様にかぶりコンクリートが剥落しながら抵抗すると仮定し、軸方向鉄筋の断面外側への変形に抵抗するバネとしてモデル化した。

バネの設定位置は、帯鉄筋の抵抗を表すバネと同じ位置とし、帯鉄筋位置に1本ずつ配置した。帯鉄筋1段あたりに代表させるかぶりコンクリートのバネ定数 $K_c$ は、運上ら<sup>42)</sup>及び浅津ら<sup>43)</sup>の式に基づき、次式で算出した。

$$K_c = k_0c_0s \quad (4-5)$$

ここで、 $k_0$ はかぶりコンクリートのバネ算出係数<sup>42)</sup>、<sup>43)</sup>( $k_0=0.01\text{N/mm}^3$ )、 $c_0$ は軸方向鉄筋の純かぶり(mm)、 $s$ は帯鉄筋の間隔(mm)である。

なお、コアコンクリートは、軸方向鉄筋の断面内部への変形に抵抗する剛なバネとしてモデル化することとし、帯鉄筋間隔を10分割して設けた各節点に1本ずつ配置した。

### (5) 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する補強材料により拘束されたコンクリートの抵抗のモデル化

鋼板巻立て及び炭素繊維巻立ては、かぶりコンクリートが剥落しながら軸方向鉄筋がはらみ出す抵抗機構とは異なり、図-4.13に示すように補強材料とかぶりコン

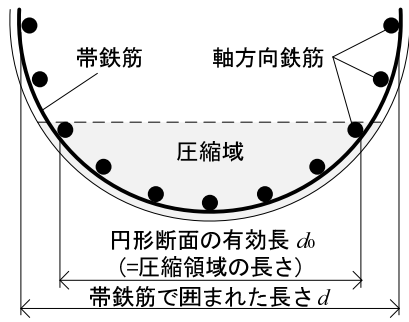


図-4.11 円形断面が曲げを受けた際の圧縮域

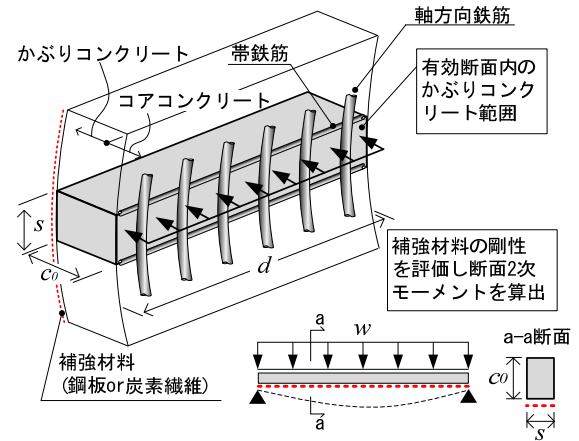


図-4.13 鋼板・炭素繊維巻立ての抵抗モデル

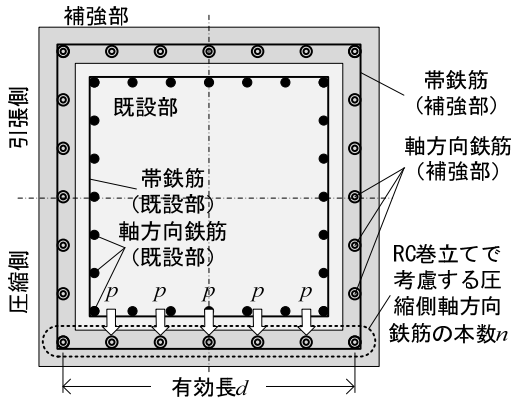


図-4.12 RC巻立てにおける帯鉄筋の抵抗モデル

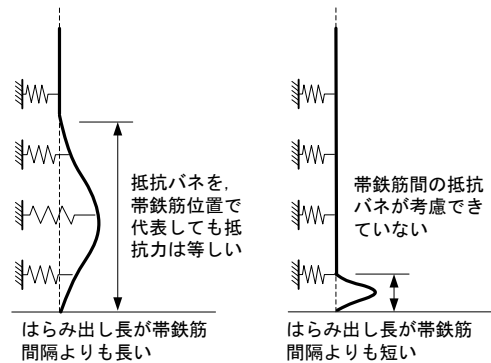


図-4.14 補強断面の抵抗バネの与え方

リートがともに抵抗すると仮定した。この補強断面が軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗する特性  $K_{sc}$  としては、玉井らの方法<sup>4)</sup>を参考に補強材料とかぶりコンクリートからなる合成断面が単純梁として抵抗するバネとして、補強断面のバネ定数  $K_{sc}$  を次式で算出した。

$$K_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3} \quad (4-6)$$

ここで、 $E_c$  はかぶりコンクリートのヤング係数 ( $N/mm^2$ )、 $I_{sc}$  はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面 2 次モーメント ( $mm^4$ )、 $d$  は帯鉄筋の有効長 ( $mm$ )、 $n$  は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数である。

断面 2 次モーメント  $I_{sc}$  の算出にあたり、帯鉄筋間隔を断面の有効幅、軸方向鉄筋の純かぶりを断面の有効高と仮定している。そのため、補強断面の抵抗を表すバネは、帯鉄筋やかぶりコンクリートの抵抗を表すバネと同様に、各帯鉄筋位置に配置される。しかし、鋼板巻立てでは、補強断面の抵抗を表すバネ定数が大きく、はらみ出し長が短くなる傾向を確認した。そのため、図-4.14 に示すようにはらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短い場合は、はらみ出し長とバネの有効幅の関係より、軸方向鉄筋が受ける抵抗力が適切に評価されない可能性がある。

そこで、鋼板巻立てでは、帯鉄筋位置で代表して有効幅を仮定している式 (4-6) に対して、式 (4-7) に示す

帯鉄筋間隔で除した分布バネ  $K'_{sc}$  を用いることとした。

$$K'_{sc} = K_{sc}/s \quad (4-7)$$

曲げ耐力制御式の鋼板巻立てでは、図-4.10 に示すように橋脚基部に型钢が設置されている。本研究では、型钢を帯鉄筋の抵抗のモデル化と同様として、断面面外への変形に抵抗するバネとしてモデル化した。その際、バネの設置位置は、型钢の図心位置とした。

#### 4. 3. 3 軸方向鉄筋のひずみ分布と載荷方法

軸方向鉄筋への載荷は、4. 1 に示した正負交番載荷時に軸方向鉄筋がはらみ出すメカニズムを踏まえ、引張載荷をした後に圧縮載荷を行うこととした。この荷重載荷方法は、巻立て補強された RC 橋脚に対しても差異はないと考え、既往の研究<sup>2-9), 4-2)-4-4)</sup>を踏襲したものである。

載荷ステップ 1 として、引張ひずみの分布を仮定し、それを再現するように帯鉄筋間隔ごとの節点に鉛直上向きの変位を与えた。引張ひずみの分布は、図-4.9 (a) に示す降伏を超える変位から除荷する直前の段階を仮定し、塑性化領域の上端で降伏ひずみ、下端で 4% となるような直線分布としている。これは、星隈ら<sup>2-9)</sup>及び堺ら<sup>4-4)</sup>の検討において、RC 橋脚を対象としたファイバー解析の結果、橋脚の終局段階における軸方向鉄筋に生じる引

表-4.2 補強工法毎の解析ケースと抵抗のモデル化組合せ一覧表

補強工法分類	解析ケース	抵抗のモデル化			
		帯鉄筋 【式(4)】	かぶりコンクリート 【式(5)】	補強断面 【式(6)】	補強断面(分布バネ) 【式(7)】
無補強	0	○	○	---	---
鋼板巻立	1	○	---	○	---
	2	○	---	---	○
RC巻立	1	○	○	---	---
炭素繊維巻立	1	○	---	○	---

張ひずみが 2~4%であること、修正 Menegotto-Pinto モデルの特性から、初期の引張ひずみが 2%程度以上であれば、軸方向鉄筋の圧縮載荷時の剛性低下に与える影響が少ないことから決められた値である。

次に荷重がゼロになるまで除荷した後、荷重ステップ 2 として、鉛直下向きの等分布荷重により圧縮載荷を行った。このとき、非線形方程式の収束計算には、弧長増分法を用いた。鉛直下向きの等分布荷重は、塑性化領域の上端でゼロ、下端で最大となる三角形分布とした。これは、図-4.9 (a) に示す中立に戻る直前の段階での軸方向鉄筋の軸力分布を仮定しており、塑性座屈発生直前の状態とするためである (図-4.9 (b))。

#### 4.3.4 解析ケース

表-4.2 に、補強工法毎の解析ケースと抵抗のモデル化組合せを示す。抵抗のモデル化は、式(4-4) から式(4-7)の組合せとなるが、各解析ケースで用いた式を表中に○印で示している。なお、無補強橋脚をケース 0 として、補強効果のリファレンスとして解析を行った。

巻立て補強された RC 橋脚は、ケース 1 を基本とし、補強工法に応じて抵抗のモデル化の組合せを設定した。さらに、鋼板巻立てでは、ケース 2 として補強断面の抵抗を表すバネに式(4-7)を用いて、分布バネとして検討するケースを設定した。

ケース 0 における鋼板巻立て及び炭素繊維巻立ての解析対象とする軸方向鉄筋は、ケース 1 又はケース 2 で同一となる。しかし、RC 巻立てにおいては、解析対象とする軸方向鉄筋がケース 0 又はケース 1 で異なる。これは、ケース 0 (無補強) の場合、既設部に配置される軸方向鉄筋が対象となり、補強の有無により対象となる軸方向鉄筋が異なるからである。また、No.4 供試体は、実物大供試体である No.3 供試体の縮小模型であるため、補強効果の検証は No.3 供試体の結果から類推すること

として、ケース 0 の解析は行っていない。

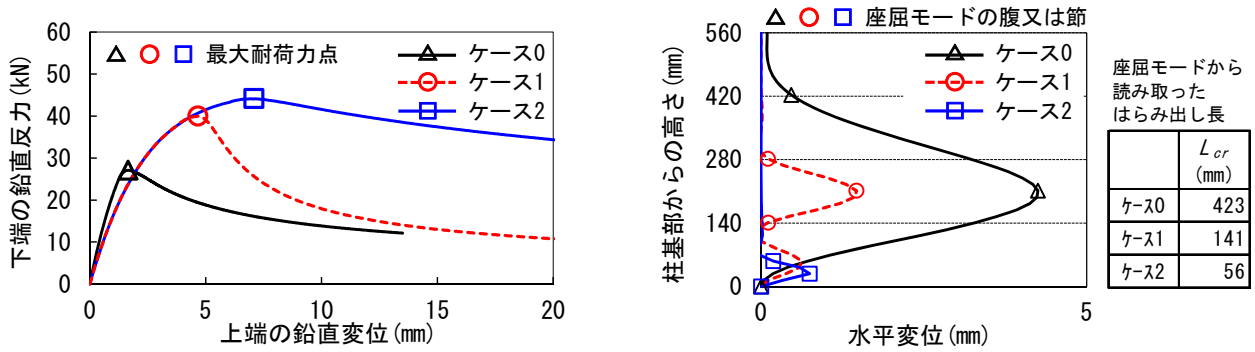
### 4.4 塑性座屈解析に得られた塑性ヒンジ長

#### 4.4.1 軸方向鉄筋のはらみ出しが局所的に発生する場合における抵抗のモデル化の影響

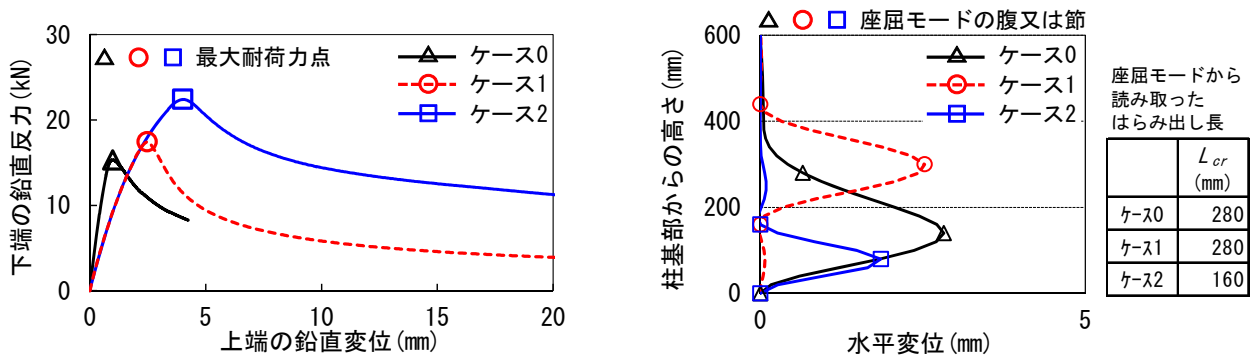
抵抗を表すバネのモデル化が与える影響に着目し、鋼板巻立てを対象としたケース 1、2 の塑性座屈解析結果を図-4.15 に示す。図-4.15 には、補強効果が分かるよう No.4 を除きケース 0 の解析結果も併記し、解析結果は荷重変位関係及び座屈モードにて整理した。ここで、荷重変位関係は、モデル化した軸方向鉄筋の下端鉛直反力及び上端鉛直変位を用いている。座屈モードは、荷重変位関係において最大耐荷力点に達したときの水平変位を用いている。なお、座屈モードには、各供試体の帯鉄筋間隔を鉛直方向の補助線として加えた。解析より算出するはらみ出し長の定義方法は、最大水平変位点を座屈の腹とし下端側の水平変位がゼロとなる点を座屈の節として、その間隔の 2 倍の値とした (図-4.18)。座屈モードの図には、軸方向鉄筋のはらみ出しにおける腹と節をプロットした。

ケース 1 とケース 2 を比較すると、図-4.14 に示すはらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短い No.1、No.2 供試体では、ケース 1 ではらみ出しのモードが最下段とその 1 段上の帯鉄筋の間で生じたが、ケース 2 ではらみ出しのモードが下端側に移動し実験結果に近づいた。荷重変位関係からも、最大耐荷力点が高くなり、異なる分岐点において座屈が生じた。一方、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも長い No.3、No.4 供試体では、両ケースの結果に差異がほとんどなく、かつ荷重変位関係も定性的に一致し最大耐荷力点は概ね一致した。

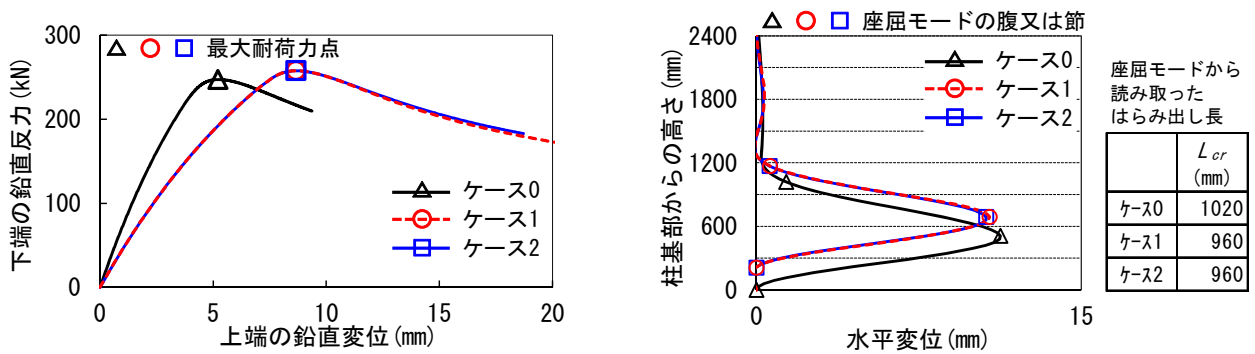
以上の結果より、4.3.2(5)に記述したように、鋼板巻立てにおいてバネ定数が大きく算出される供試体では、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも短くなる解析結果を得



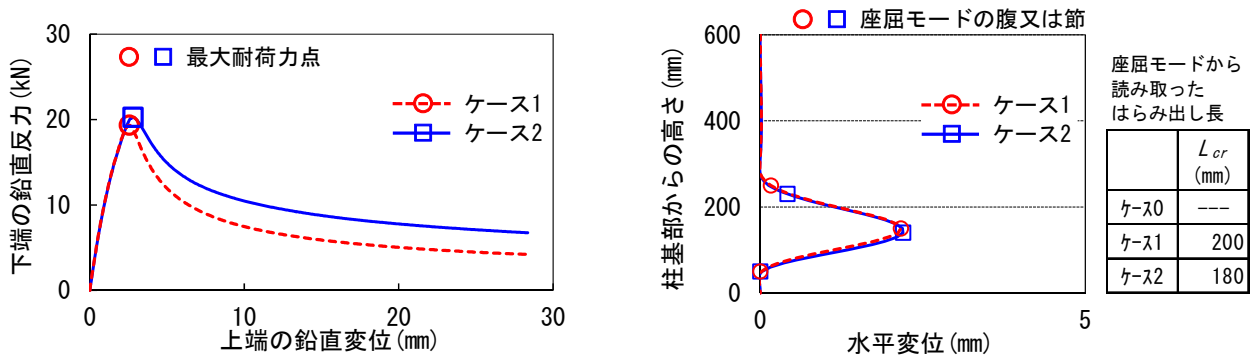
(a) No. 1 供試体



(b) No. 2 供試体

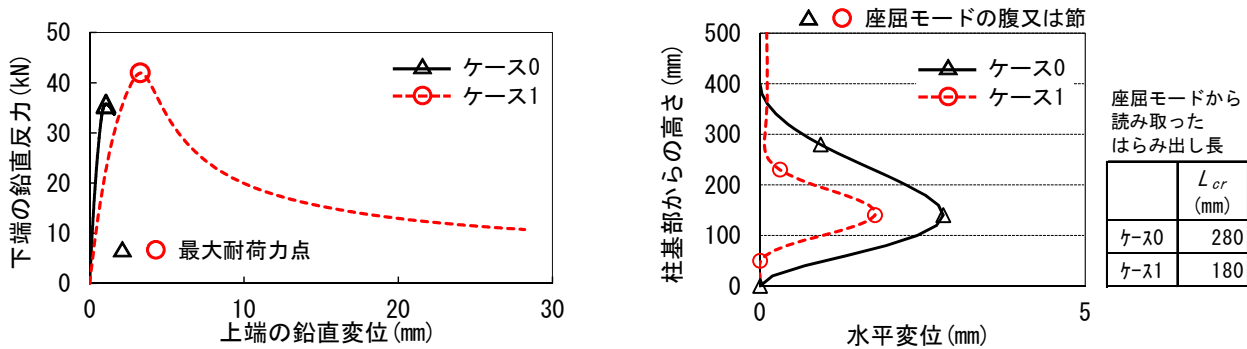


(c) No. 3 供試体

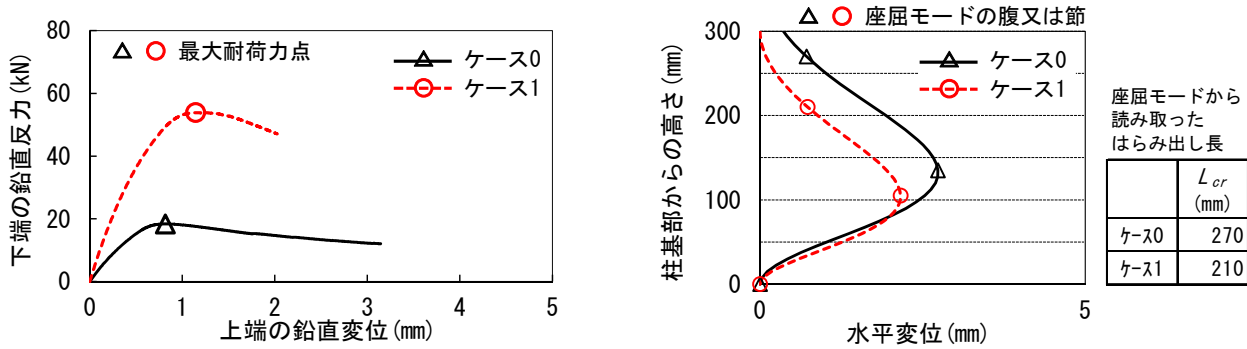


(d) No. 4 供試体

図-4.15 鋼板巻立てにおける軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果 (左: 荷重変位関係、右: 座屈モード)

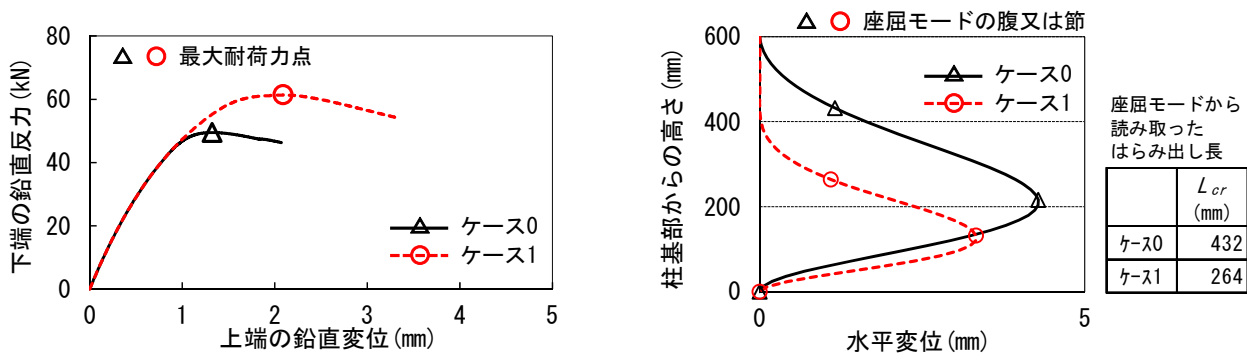


(a) No. 5 供試体

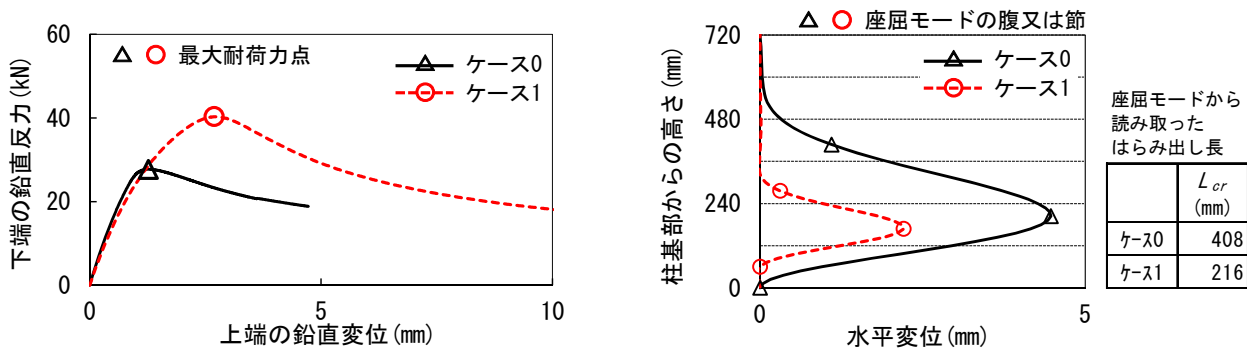


(b) No. 6 供試体

図-4.16 RC 巻立てにおける軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果 (左: 荷重変位関係、右: 座屈モード)



(a) No. 7 供試体



(b) No. 8 供試体

図-4.17 炭素繊維巻立てにおける軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果 (左: 荷重変位関係、右: 座屈モード)

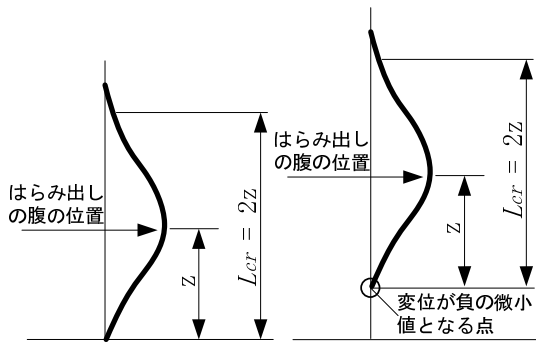


図-4.18 解析結果におけるはらみ出し長の定義

た。このためモデル化において、抵抗の特性を分布バネに変更して解析した結果、はらみ出しのモードが実験結果と近くなった。また、はらみ出し長が帯鉄筋間隔よりも長い場合についても、同様に帯鉄筋位置でバネを配置したモデル化と分布バネとしたモデル化の解析を行い、結果において差が小さいことを確認した。このため、はらみ出し長が帯鉄筋間隔より短くなるような場合には、分布バネとし、それ以外の条件では既往のモデル化手法として報告されている帯鉄筋位置<sup>4)2), 4)3)</sup>においてバネをモデル化した。具体的には、No.3、No.4 供試体はケース 1 の解析結果を、No.1、No.2 供試体はケース 2 の解析結果を用いて分析を行った。

#### 4. 4. 2 軸方向鉄筋のはらみ出しに巻立て補強の効果が与える影響

補強効果の影響に着目し、補強工法毎に補強有無による解析結果の比較を行った。RC 巻立ての塑性座屈結果を図-4.16 に、炭素繊維巻立ての塑性座屈結果を図-4.17 に示す。合わせて、前節により述べた鋼板巻立ての結果も比較した(図-4.15)。なお、RC 巻立て及び炭素繊維巻立ては、はらみ出しのモードが帯鉄筋間隔の 2 倍以上の区間で生じているため、バネの設置方法の影響はないものと考えられる。

鋼板巻立て及び炭素繊維巻立てでは、ケース 0 とケース 1 又はケース 2 の結果を比較すると、補強断面の抵抗の影響で軸方向鉄筋のはらみ出し長が短くなっている。また、RC 巻立ての No.5 供試体では、巻立て補強により中間帯鉄筋が配置され有効長が短くなることや、かぶり厚さの増加に伴い抵抗を表すバネ定数が大きくなるため、抵抗の特性が変化しはらみ出し長が短くなっている。

これらは、既往の研究<sup>4)8)</sup>において、既設橋を鋼板や RC で巻立てると、新設橋の場合と比較して塑性ヒンジ長が短くなるという傾向が示されており、解析結果も同様の傾向であることから、抵抗の特性を概ね正しくモデル

化できたと考えられる。

#### 4. 4. 3 塑性座屈解析による塑性ヒンジ長の推定精度

図-4.19 に塑性座屈解析より得られたはらみ出し長と、図-4.1～図-4.8 に示した実験結果との比較を示す。No.6 供試体を除いて、解析結果と実験結果が概ね一致した。このことから、補強工法や断面形状によらず塑性座屈解析において、巻立て補強の抵抗特性をモデル化することにより、実験におけるはらみ出し現象を概ね推定できたといえる。ただし、No.6 供試体は、解析範囲のほぼ全長にあたる帯鉄筋間隔の 4 倍の区間ではらみ出しが生じており、実験結果の 50mm と乖離が大きい。これは、表-4.1 に示すように、壁式橋脚で断面寸法の長辺が 1950mm に対して、帯鉄筋の有効長が 1870mm と中間帯鉄筋が配置されていない。そのため、解析上、有効長の 3 乗に反比例する帯鉄筋の抵抗を表すバネ定数は小さく算出され、軸方向鉄筋が座屈しやすい条件となるためと考えられる。

既往の研究<sup>2)9), 4)2)~4)4)</sup>では、実験より得られた曲率分布や終局水平変位から塑性ヒンジ長を逆算し、それらとはらみ出し長との相関を示している。本研究においても、同様の観点で塑性ヒンジ長との関係性を分析した。対象とした巻立て補強された RC 橋脚模型に対する実験では、曲率分布を得るための計測が行われたものは少ない。よって、本研究では、実験結果の終局水平変位より塑性ヒンジ長を逆算する手法を用いた。

道示 V<sup>4)2)</sup>による RC 橋脚の終局水平変位の算定式に、軸方向鉄筋の伸び出しの影響を加えると式(4-8)となる。実験より得られた結果に基づき、式(4-8)を用いることで塑性ヒンジ長を逆算することが可能である。

$$\delta_{u\_ex} = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) + \delta_{sp\_ex} \quad (4-8)$$

ここで、 $\delta_{u\_ex}$  は実験における終局水平変位 (mm)、 $\delta_y$  は計算による降伏水平変位 (mm)、 $\phi_u$  は計算による終局曲率 (1/mm)、 $\phi_y$  は計算による降伏曲率 (1/mm)、 $\delta_{sp\_ex}$  は実験における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による載荷点の水平変位 (mm) である。

降伏水平変位及び曲率、終局曲率の算出は、平成 14 年の道示 V<sup>4)2)</sup>を参考とし、巻立て補強におけるコンクリートの応力度ひずみ関係は、文献<sup>3)4), 4)8), 4)9)</sup>による方法を参考とした。なお、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する橋脚基部の回転による水平変位が計測されていない供試体は、その変位を終局水平変位の 20～30%の範囲と仮定した<sup>2)9), 4)2)~4)4)</sup>。



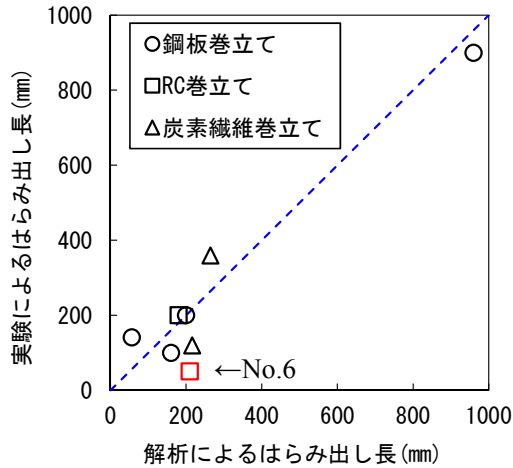


図-4.19 解析と実験によるはらみ出し長の比較

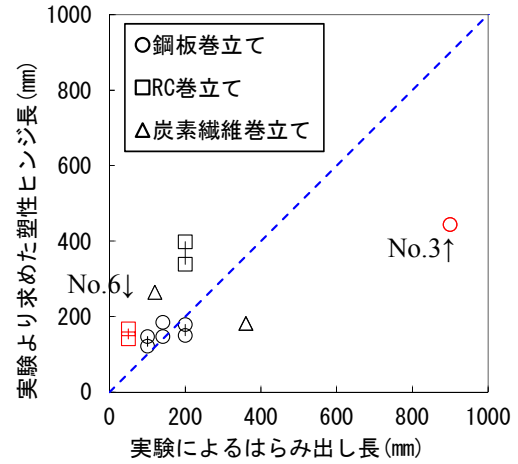


図-4.20 終局変位から求めた塑性ヒンジ長と実験によるはらみ出し長との比較

図-4.20には、式(4-8)より逆算した塑性ヒンジ長と実験によるはらみ出し長の比較を示す。なお、実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長には、伸び出しに起因する水平変位を、範囲を持って評価した供試体があり、最小値から最大値と幅を持たせて示している。比較した結果、ばらつきはあるものの両者には相関があるといえる。

No.6 供試体は、実験によるはらみ出し長が他の供試体と比べても極端に短く 50mm となっている。これに対して、終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長は 150mm 程度となっている。解析によるはらみ出し長は、実験によるはらみ出し長とは異なるが、実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長には近い値となった。このことから、図-4.6 の損傷状況に基づいた実験によるはらみ出し長と実際の塑性ヒンジ長が異なっている可能性が考えられる。低鉄筋比 RC 橋脚に着目した既往の研究<sup>37)</sup>によると、軸方向鉄筋が少ない場合、軸方向鉄筋がはらみ出そうする力がかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さく、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しが生じることなく、鉄筋が破断することが報告されている。このように、低鉄筋比 RC 橋脚においては、4.1 に仮定したメカニズムとの乖離がある可能性も考えられる。

No.3 供試体は、実験によるはらみ出し長が 900mm に対し、実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長が 450mm 程度と差が大きい。理由としては、塑性ヒンジ長の算出における伸び出しの影響を、実験結果から算出しているが、この値が大きいためである。実験では、橋脚基部の H 型鋼位置に設置された変位計により、伸び出しに起因する回転角を計測しているが、この回転角について、橋脚基部の塑性ヒンジ領域における回転角を含ん

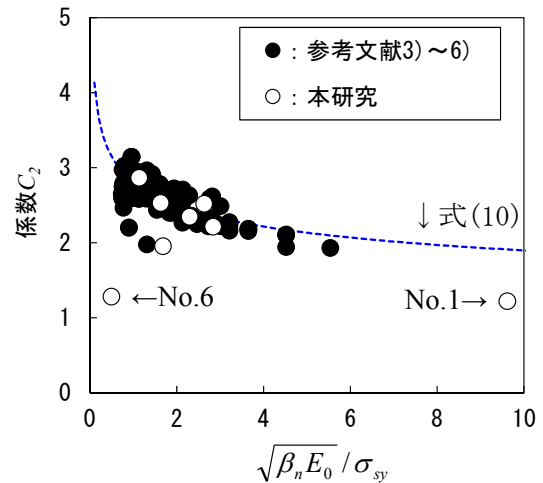


図-4.21 係数  $C_2$  と  $\sqrt{\beta_n E_0 / \sigma_{sy}}$  の関係

でいる可能性が考えられる。

#### 4.5 巻立て補強された RC 橋脚に対する塑性ヒンジ長の算出式の検討

既往の研究<sup>2-9),4-2)~4-4)</sup>では、軸方向鉄筋のはらみ出し長を塑性座屈解析により求め、軸方向鉄筋の非線形挙動やはらみ出しに抵抗する特性を定量的に分析し、その特性を弾性座屈の理論式に展開することで、塑性ヒンジ長の算出式を提案している。本研究においても、前章までに検証した補強断面の抵抗特性や、巻立て補強された RC 橋脚の軸方向鉄筋の挙動を踏まえ、塑性ヒンジ長の算出式に適用するための検討を行った。

軸方向鉄筋の座屈長 (はらみ出し長) に対する弾性座屈の理論式は、須田ら<sup>41)</sup>により次式で与えられている。

$$L_{cr} = C_2 \sqrt[4]{E_0 I_0 / \beta_n} \quad (4-9)$$

ここで、 $E_0$  は鉄筋の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)、 $I_0$  は軸方

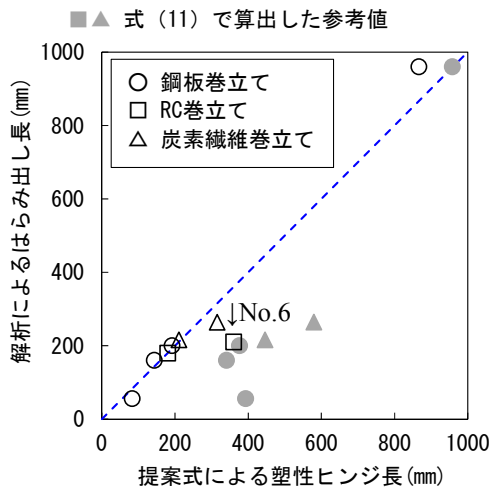


図-4.22 提案式と塑性座屈解析の比較

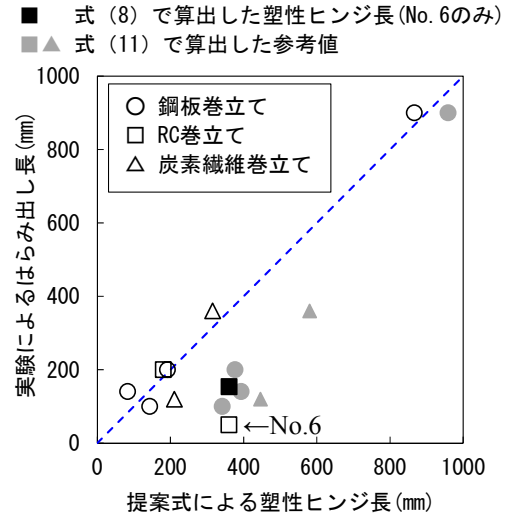


図-4.23 提案式と実験結果の比較

向鉄筋の断面2次モーメント ( $\text{mm}^4$ )、 $\beta_n$  は軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すバネ定数 ( $\text{N/mm}^2$ ) である。

式 (4-9) は、弾性座屈の理論式であるため、軸方向鉄筋がバウシinger効果により非線形性を示すような場合には式をそのまま適用することができない<sup>4-2), 4-3)</sup>。そのため、解を導く際の近似方法の違いによる係数として  $C_2$  が用いられている。係数  $C_2$  は、塑性座屈応力度の指標と考えられる  $\sqrt{\beta_n E_0}$  を鉄筋の降伏点  $\sigma_{sy}$  で除したパラメータ  $\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy}$  を用いて、塑性座屈解析結果に対する近似解を得るための係数  $C_2$  として、星隈ら<sup>2-9), 4-4)</sup>により次式で与えられている。

$$C_2 = 2.799 \left( \sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy} \right)^{-0.169} \quad (4-10)$$

図-4.21に本研究における解析結果より得られる係数  $C_2$  とパラメータ  $\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy}$  の関係を示す。参考値として既往の研究<sup>2-9), 4-2)~4-4)</sup>における結果も合わせて示す。なお、係数  $C_2$  は、複数の供試体を対象とした回帰分析により推定された式であり、本来個体のばらつきを考慮して決定されるものである。しかし、本研究では、巻立て補強された検討供試体数が多くないため、星隈ら<sup>2-9), 4-4)</sup>により提案された式 (4-10) を踏襲した。

No.1、No.6供試体では、式 (4-10) と比べ差が生じているが、それ以外の供試体では、概ね良好な一致が見られた。No.6供試体は、有効長が長いこと帯鉄筋の抵抗の特性を表すバネ定数が小さく、軸方向鉄筋が高強度であるため、それらの比で表されるパラメータ  $\sqrt{\beta_n E_0} / \sigma_{sy}$  の値が小さい。前節で述べた低鉄筋比RC橋脚を理由にした解析結果の差に加えて、分布の特異点付近にも近づいていることも要因の一つと考えられる。

平成24年の道示V<sup>3-9)</sup>に規定されている式 (4-2) は、

式 (4-10) を式 (4-9) に代入し、かつ鉄筋の弾性係数を  $E_0=2.0 \times 10^5$  ( $\text{N/mm}^2$ ) として得られたものである。このとき、塑性ヒンジ長を算出する際の抵抗を表す等分布バネ定数は、式 (4-11) により与えている。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} \quad (4-11)$$

ここで、 $\beta_s$ 、 $\beta_{co}$  は帯鉄筋又はかぶりコンクリートの抵抗を等分布バネとして表した場合のバネ定数 ( $\text{N/mm}^2$ ) である。

式 (4-11) では、鋼板巻立て又は炭素繊維巻立てによる補強材料の特性を含めることができない。そのため、本研究において、これらの特性を踏まえた、式 (4-12) を提案する。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{sc} \quad (4-12)$$

ここで、 $\beta_{sc}$  は鋼板や炭素繊維等により補強された合成断面の抵抗を等分布バネとして表した場合のバネ定数 ( $\text{N/mm}^2$ ) であり、式 (4-13) により与えている。

$$\beta_{sc} = \frac{384 E_c I_{sc}}{5 n d^3 s} \quad (4-13)$$

式 (4-13) は、式 (4-6) を帯鉄筋間隔で除すことで算出した式である。

以上の方法により、巻立て補強されたRC橋脚に対し提案手法にて塑性ヒンジ長を算出した。図-4.22に解析によるはらみ出し長と提案式による塑性ヒンジ長の比較を示す。図中には、鋼板巻立て及び炭素繊維巻立ての供試体に対して、塑性ヒンジ長の算定式に対する式 (4-12) の効果を確認するために、抵抗特性を式 (4-11) として算出した参考値も合わせて示す。

比較した結果、No.6供試体で若干差が見られるものの、

概ね良好な推定精度を得ることができた。鋼板巻立て及び炭素繊維巻立てについては、抵抗の特性を式(4-12)にて評価することで、算出精度が向上した。これは、式(4-11)では考慮できていない補強によるはらみ出しを抑える効果が、式(4-12)により考慮できたためである。

図-4.23に実験によるはらみ出し長と提案式による塑性ヒンジ長の比較を示す。図-4.22と同様に、抵抗特性を式(4-11)として算出した参考値も合わせて示す。なお、No.1供試体は、図-4.21において式(4-10)との差が見られたが、提案手法と解析結果及び実験結果との比較では、差がほとんど見られなかった。

No.6 供試体は、実験結果と提案式で算出した塑性ヒンジ長に差が生じている。図-4.23には、No.6 供試体のみ式(4-8)を用いて実験の終局水平変位より求めた塑性ヒンジ長を■にて示す。実験によるはらみ出し長よりも橋脚の終局水平変位を評価するための塑性ヒンジ長の方が、提案式の結果に近づく傾向となっている。4.3で述べたように、No.6 供試体は、他の供試体と異なり低鉄筋比の供試体となる。低鉄筋比における塑性ヒンジ長については、その形成メカニズムも含めてさらなる検討が必要であり、巻立て補強されたRC橋脚の塑性変形能の評価を行い、橋脚全体の終局挙動の検討を踏まえ、塑性ヒンジ領域を精査していく必要がある。

## 5. まとめ

RC橋脚の耐震補強に伴う躯体の自重・断面寸法の増加を低減する観点から、埋込み軸方向鉄筋補強と繊維材巻立てを併用する工法、また、耐震補強にあたって既設部材への削孔量を軽減する観点から、曲げ耐力補強が求められるRC壁式橋脚の軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いるRC巻立て工法に着目し、それぞれの工法に対して橋脚模型の正負交番載荷試験により補強効果の検証を行った。本研究の範囲で得られた主な知見を以下に示す。

### ①RC橋脚の断面寸法を変えない耐震補強技術の開発

- (1) 補強軸方向鉄筋による補強を行ったことで、耐力の向上は図ることができるが、耐震補強鉄筋の低サイクル疲労破断によって急激な耐力低下が生じる。
- (2) 今回提案した補強法の場合には、目標とする曲げ耐力から耐震補強鉄筋量を算定することに加え、じん性確保の観点から鉄筋の低サイクル疲労破断を考慮した鉄筋量を算定する必要がある。
- (3) 低サイクル座屈疲労による鉄筋破断を考慮した耐震補強鉄筋量の算定は可能であるものと判断されるが、そのためには鉄筋の座屈長を精度良く算定する必要がある。

- (4) 試算した座屈解析結果から、提案の補強法に基づいて埋込み配置した耐震補強鉄筋には、コンクリートの純かぶり厚以上の座屈拘束力が作用しているものと推察される。

### ②既設部材への削孔量を軽減した耐震補強技術の開発

- (1) 定着機能が検証された定着長及び設置間隔を確保することを前提条件として、SD490を軸方向鉄筋に用いて補強したRC巻立て壁式橋脚の正負交番載荷試験を実施した結果、軸方向鉄筋の抜け出しは生じず、所定の耐力向上が得られることを確認した。また、本供試体においてSD345を軸方向鉄筋に用い補強する場合と比較し、削孔箇所数を36箇所から26箇所に減らすことが可能となる。
  - (2) 本補強供試体は、3 $\phi$ で巻立て基部全周にひび割れが入った後、正負交番載荷に伴い当該断面での残留ひび割れ幅が大きくなった。また、橋脚の挙動は基部を回転中心とするロッキング挙動となった。そして、4~6 $\phi$ でRC巻立て基部のごく僅かな範囲のみでかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しに伴い耐力が低下しており、7 $\phi$ ~9 $\phi$ で鉄筋が漸続的に破断した。
  - (3) 本補強供試体の破壊特性は、軸方向鉄筋のはらみ出しやかぶりコンクリートの剥落を伴う軸方向鉄筋比が1%前後の一般的なRC橋脚の破壊特性や、軸方向鉄筋のはらみ出しやかぶりコンクリートの剥落を伴わない軸方向鉄筋比0.2%前後のRC壁式橋脚の破壊特性とも異なっており、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しは局所的に生じるものの、その損傷の範囲に大きな違いがあった。
  - (4) 高強度鉄筋を用いて曲げ耐力補強を行った場合の最大耐力は、道路橋示方書<sup>39)</sup>による計算結果と同程度となったが、4 $\phi$ 以降、耐力は低下した。ただし、繰返し荷重に対するエネルギー吸収量は、無補強供試体と同程度に安定していることを確認した。
- ### ③RC橋脚の耐震補強効果の評価方法の開発
- (1) 鋼板巻立て及び炭素繊維巻立てにおいて、抵抗特性をバネ値としてモデル化した塑性座屈解析結果と実験結果を比較し、実験結果におけるはらみ出し長と解析結果が概ね一致することを確認した。
  - (2) 平成24年の道示Vにおける式に対して、鋼板や炭素繊維等により補強されたかぶりコンクリートの抵抗特性をバネ値として考慮する方法を提案し、従来の式と比べ、推定精度が向上することを確認した。
  - (3) 提案した方法による塑性ヒンジ長と実験結果を比

較した結果、ほぼ一致した。No.6 供試体は、他の供試体と異なり低鉄筋比の供試体となる。低鉄筋比における塑性ヒンジ長については、その形成メカニズムも含めてさらなる検討が必要である。

## 参考文献

- 2-1) 中村智、日野伸一、山口浩平、佐藤貢一：「PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.3、pp.1219-1224、2007.7
- 2-2) 篠崎裕生、三上浩、田村富雄、藤田学：「アラミド繊維ロッドを用いた橋脚基部曲げ補強に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.2、pp.1543-1548、2004.7
- 2-3) 日本道路協会：「道路橋耐震設計指針・同解説」、1972.4
- 2-4) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」、2002.3
- 2-5) アラミド補強研究会：「アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領（案）」、1998.1
- 2-6) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編」、2002.3
- 2-7) 中日本高速道路株式会社：設計要領第二集 橋梁保全編、P.8-53、平成29年7月
- 2-8) 瀧口将志、池永貴史、大塚久哲：「RC 柱部材の交番載荷試験における軸方向鉄筋破断評価」、土木学会第 63 回年次学術講演集、部門 V、pp.939-940、2008.9
- 2-9) 星隈順一、堺淳一、小森暢行：「軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に推定手法に関する研究」、土木研究所資料第 4257 号、2013.3
- 2-10) 宮田秀太、澤田守、中尾尚史、大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価、構造工学論文集、Vol.65A、pp.250-263、2019.3
- 3-1) 建設省土木研究所：「1978年宮城県沖地震災害調査報告」、土木研究所報告第 159 号、1983.3.
- 3-2) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所：「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告」、国土技術政策総合研究所資料第 814 号/土木研究所資料第 4295 号、2014.12.
- 3-3) 長屋和宏、大塚久哲、星隈順一：「壁式 RC 橋脚の鉄筋コンクリート巻立て補強とその効果」、土木学会第 51 回年次学術講演会、pp.553-553、1996.9.
- 3-4) 玉越隆史、白戸真大、星隈順一、堺淳一：「既設橋の耐震補強設計に関する技術資料」、国土技術政策総合研究所資料第 700 号/土木研究所資料第 4244 号、2012.11.
- 3-5) 末崎将司、篠原聖二、星隈順一：「高強度鉄筋を用いた RC 巻立て補強のアンカー定着に関する実験的検討」、土木学会第 70 回年次学術講演会、pp.613-614、2015.9.
- 3-6) 井上崇雅、篠原聖二、星隈順一：「RC 巻立て耐震補強において既設フーチングに定着させる SD490 群鉄筋の定着特性」、第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.15-20、2015.7.
- 3-7) 篠原聖二、末崎将司、堺淳一、星隈順一：「低鉄筋比 RC 壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・変形能の評価」、構造工学論文集、Vol.61A、pp.265-272、2015.3.
- 3-8) 建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：「鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書」、土木研究所共同研究報告書、第 234 号、1999.10.
- 3-9) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」、2012.3.
- 3-10) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料」、2015.3.
- 3-11) 土木研究所：「橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法)」、土木研究所資料第 4023 号、2006.8.
- 4-1) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 8 年版）」、1996.
- 4-2) 運上茂樹、星隈順一、近藤益央、浅津直樹：「軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究」、土木研究所資料 No.3748、2000.
- 4-3) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：「軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究」、土木学会論文集、No.682/I-56、177-194、2001.
- 4-4) 堺淳一、星隈順一：「軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価、構造工学論文集」、Vol.60A、pp.782-795、2014.
- 4-5) 星隈順一、堺淳一、小森暢行、坂柳皓文：「鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究」、土木研究所資料 No.4262、2013.
- 4-6) 玉井真一、瀧口将志、服部尚道：「耐震補強された RC 柱の変形性能に関する検討」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、pp.1111-1116、1998.
- 4-7) 澤田吉孝、幸左賢二、藤井康男、鈴木直人：「炭素繊維巻立て補強橋脚の変形性能に関する検討」、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.3、pp.235-240、2000.
- 4-8) 日本道路協会：「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」、

1997.

4-9) 海洋架橋・橋梁調査会：「既設橋梁の耐震補強工法事例集」、2005.

4-10) 川島一彦、大塚久哲、中野正則、星隈順一、長屋和宏：「曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強」、土木研究所資料 No.3444、1996.

4-11) 鬼木浩二、井上崇雅、中尾尚史、篠原聖二、岡田太賀雄、星隈順一：「橋脚の RC 巻き立て補強における高強度鉄筋の適用がアンカー定着特性と補強効果に及ぼす影響」、構造工学論文集、Vol.63A、pp.289-300、2017.

4-12) 佐々木協一、袴田文雄、前川順道、星隈順一：「炭素繊維シートを用いた RC 橋脚補強の実験的検討」、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.777-780、1997.

4-13) 堺淳一、川島一彦：「部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案」、土木学会論文集、No.738/I-64、pp.159-169、2003.

4-14) 須田久美子、新保弘、増川淳二、村山八洲雄：「中空断面 PC 柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について」、コンクリート工学年次論文報告集、vol.18、No.2、pp.725-730、1996.

## STUDY ON SEISMIC REINFORCEMENT TECHNOLOGY TO REDUCE BAD INFLUENCE TO EXISTING STRUCTURAL MEMBER

**Budgeted** : Grants for operating expenses  
General account

**Research Period** : FY2015-2018

**Research Team** : Bridge and structural engineering  
research Group,  
Cold Region Construction Engineering Group  
(Structures Research Team)

**Author** : HOSHIKUMA Jun-ichi

OHSUMI Michio

NISHI Hiroaki

OKADA Takao

SAWADA Mamoru

SHIROTO Takayoshi

AKIMOTO Mitsuo

SATO Kouji

SAIJYO Norio

TERASAWA Takahiro

NAKAO Hisashi

### **Abstract** :

In this study, two retrofitting methods of RC columns was developed. One is to enforce RC columns by embedded reinforcing bar and wrapped by AFRP sheet, to reduce the increase of weight and section dimensions. Another is RC jacketing method with high-strength rebar, to reduce drilling amount of the existing member. These seismic retrofitting methods were verified by cyclic loading test.

Finally, estimating method of plastic hinge length of retrofitted column was proposed.

**Key words** : embedded main reinforcement, AFRP fiber, high-strength rebar, low longitudinal reinforcement ratios, cyclic loading test