

埋込配置した耐震補強鉄筋とアラミド繊維シート巻立て 補強を施したRC橋脚の正負交番載荷試験

寺澤 貴裕¹・秋本 光雄²・葛西 聡³

¹正会員 修（工）（国研）土木研究所寒地土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）

²正会員（国研）土木研究所寒地土木研究所

³正会員 工修（国研）土木研究所寒地土木研究所

1. はじめに

RC 橋脚を耐震補強する場合には、一般に RC や鋼板巻立て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。また、補強後は橋脚の自重が増加するため、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、RC 橋脚の現地条件、設計条件等の制約から、橋脚の断面寸法をできるだけ変えない耐震補強技術が求められる場合もある。

著者らは、RC 橋脚の断面寸法をできるだけ変えずに橋脚の水平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、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）を埋込配置（写真-1）してエポキシ樹脂により固定し、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、検討を行っている。これまでの研究¹⁾から、提案の補強法においても水平耐力の向上は図ることができたが、既往研究²⁾における RC 柱部

材と同様に、軸方向鉄筋が座屈後、低サイクル疲労により破断し終局に至ることを確認している。軸方向鉄筋の破断により終局に至る場合、水平耐力が急激に低下するため、提案の補強法においても終局状態を軸方向鉄筋の座屈による低サイクル疲労破断から、基部コンクリートの圧壊に移行させることが必要であると考えられる。そのためには、水平耐力の向上に加え、低サイクル疲労破断についても考慮した耐震補強鉄筋量の算定が必要であるものと推察される。

本稿では、提案の補強法における低サイクル疲労破断を考慮した最適耐震補強鉄筋量の算定法に関する検討を行い、それに基づいて製作した小型RC橋脚試験体の正負交番載荷試験結果について報告する。

2. 検討概要

(1) 検討試験体

表-1には検討に用いた試験体の諸元を示している。試験体は文献1)のAF2試験体である。試験体の詳細、載荷試験の詳細については、文献1)を参照されたい。

表-1 試験体諸元

試験体記号		AF2-D10
既設鉄筋	軸方向鉄筋	8-D13
	帯鉄筋	D10ctc250
耐震補強鉄筋	軸方向鉄筋	8-D10
軸方向鉄筋比	補強前	0.28 %
	補強後	0.44 %
帯鉄筋比		0.095 %
横拘束筋の体積比		0.22 %



写真-1 埋込配置した耐震補強鉄筋

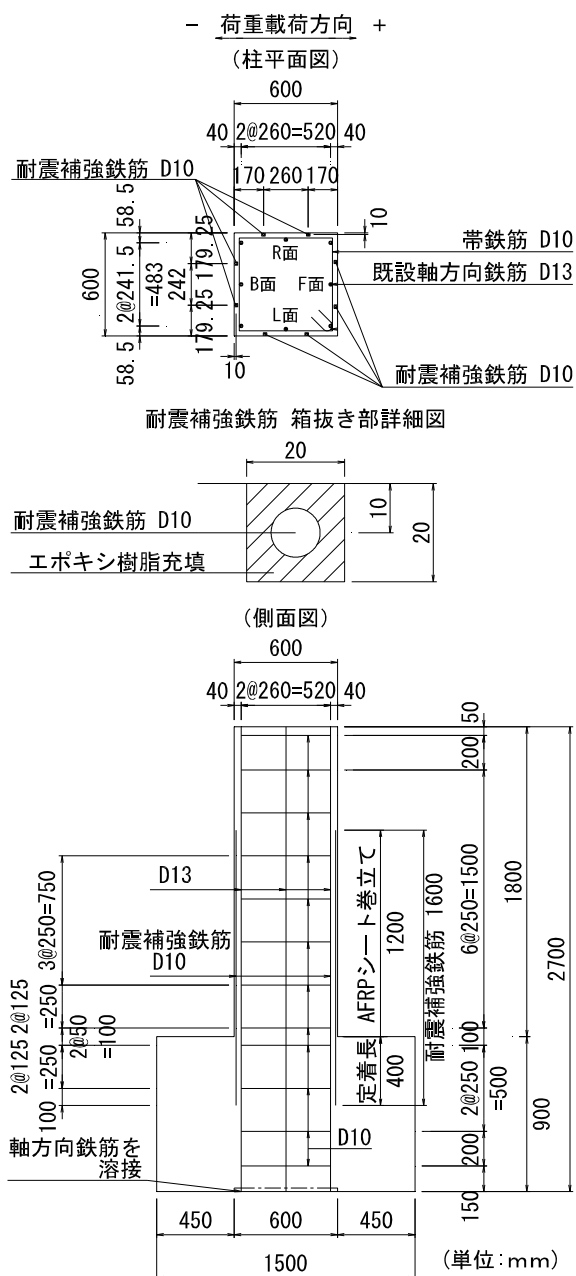


図-1 試験体形状及び配筋図

本稿では文献1)の試験体名に耐震補強鉄筋径D10を付記し、AF2-D10補強試験体と表記している。

図-1には試験体形状及び配筋図を示している。柱部の断面寸法は□600×600 mm、柱高さは1,800 mmである。耐震補強鉄筋は、D10を柱各面に2本ずつ配筋し、橋脚全体の水平耐力を向上させるためにフーチングに定着している。それらは試験体製作時にあらかじめ設けたかぶり部の矩形断面（20 mm×20 mm）及びフーチングの円形断面（φ26 mm）箱抜き部にエポキシ樹脂により固定している。AFRPシートは、低弾性・高強度シート（アラミド2）を使用し、目付量350 g/m²、幅500 mmのシートを柱基部から1,200 mmの高さまで、柱の周方向に1層巻き付けている。

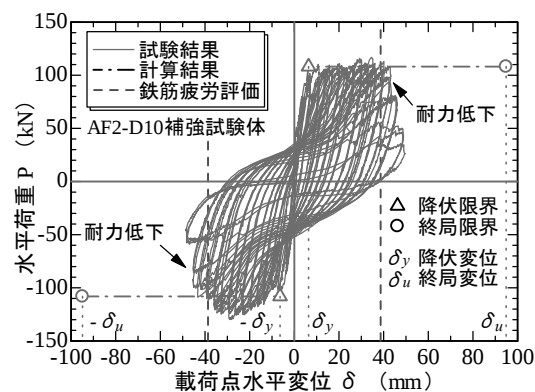


図-2 水平荷重載荷点位置における荷重-変位関係

3. 正負交番載荷試験結果（AF2-D10補強試験体）

図-2にはAF2-D10補強試験体の水平荷重載荷点位置における水平荷重-水平変位関係を示している。図中には各材料試験結果を用いH14道示³⁾及び要領⁴⁾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、終局限界である。また、後述する低サイクル疲労評価に基づいて算出した鉄筋破断水平変位（以下、破断変位）を縦破線にて示している。

水平耐力の低下現象は10 δ_yの1サイクル目に正側載荷時で始まった。その後、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、13 δ_yから14 δ_yにおいて既設軸方向鉄筋（以下、既設鉄筋）または耐震補強鉄筋が破断し、水平耐力の低下現象が顕在化したものと推察される。

道示及び要領による計算結果と比較すると、水平耐力は目標とした補強前の1.5倍程度まで向上し、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。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することができていないことが分かる。これは、道示及び要領の場合には基部コンクリートの圧壊を終局状態と規定して終局変位を設定しているのに対し、提案の補強法の場合には、これまでの研究¹⁾から、軸方向鉄筋の座屈による低サイクル疲労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。

4. 低サイクル疲労評価

提案の補強法において、変形性能が向上しない要因と考えられる軸方向鉄筋の座屈による低サイクル疲労破断による水平耐力の急激な低下を回避するためには、終局状態を基部コンクリートの圧壊に移行させることが必要である。そのためには、水平耐力

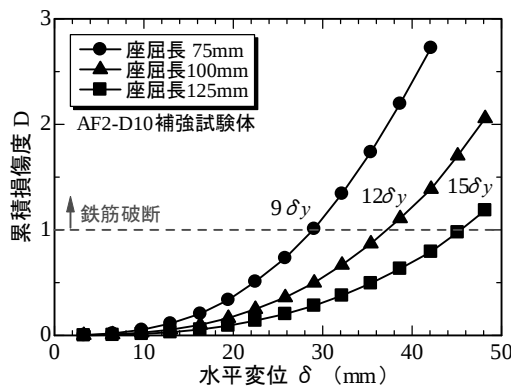


図-3 鉄筋破断時変位に与える座屈長の影響

の向上に加え，低サイクル疲労破断についても考慮した耐震補強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²⁾結果を基に鉄筋の座屈長，鉄筋径，変位等をパラメータとした鉄筋破断までの繰り返し載荷回数の算定式(式(1))及びマイナー則による線形累積損傷則(式(2))に基づいて，低サイクル疲労評価を行い，最適耐震補強鉄筋量の算定法に関する検討を行った。

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

ここで， N ：繰り返し回数， k_w ：交番載荷試験での座屈長 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)， δ ：水平変位， L ：せん断スパン， d ：断面の有効高である。

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

ここで， D ：損傷度， n_i ：荷重ステップ i の荷重繰返し数(=3)， N_i ：載荷ステップ 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には低サイクル疲労評価に基づいた破断変位を縦破線にて示している。なお，式(1)における鉄筋の座屈長は正負交番載荷試験後の計測結果⁹⁾から， $l' = 100 \text{ mm}$ とした。また，式(2)において $D > 1$ となる載荷ステップ i は，載荷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載荷ステップとした。図より低サイクル疲労評価の破断変位と載荷試験における水平耐力低下域は概ね対応している

ことが分かる。このことから，上記の算定式を用いた低サイクル疲労評価を行うことで，軸方向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になるものと推察される。

しかしながら，本算定法においては低サイクル疲労評価を行う鉄筋径に対する座屈長の把握が必要である。本検討では，載荷試験結果から得られた座屈長を用いたが，実務上の設計計算においては，AFRPシートで拘束された状態における鉄筋の座屈長の把握が必要となる。

図-3には式(1)における鉄筋座屈長 l' を載荷試験結果の $l' = 100 \text{ mm}$ から $\pm 25 \text{ mm}$ ずつ変化させた場合の水平変位 δ と損傷度 D の関係を示している。鉄筋の座屈長を 100 mm とする場合には鉄筋の破断変位が約 39 mm であるのに対して，座屈長を 75 mm ， 125 mm とする場合にはそれぞれ 29 mm ， 48 mm となる。これより，座屈長の増加に対応して破断変位も大きくなることが明らかになった。また，座屈長が破断変位に与える影響が大きいことより，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ものと判断される。

5. 耐震補強鉄筋の座屈長解析

(1) 座屈長解析方法

上述のように，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補強試験体の耐震補強鉄筋を対象として座屈長解析を行い，得られた座屈長と載荷試験結果を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(以下，土研資料)で提案されている手法⁵⁾に即し，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次元骨組モデルを用いて行うこととした。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⁶⁾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，耐震補強鉄筋は柱のかぶり部に設けた

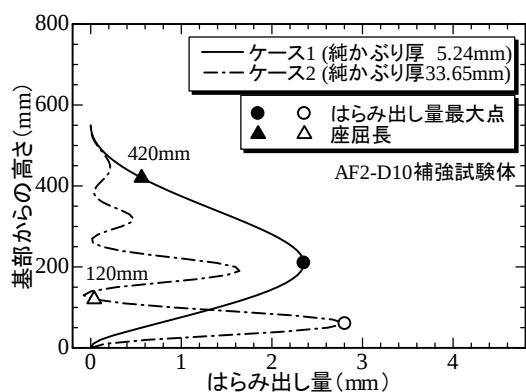


図-4 耐震補強鉄筋の座屈モード（AF2-D10 補強試験体）

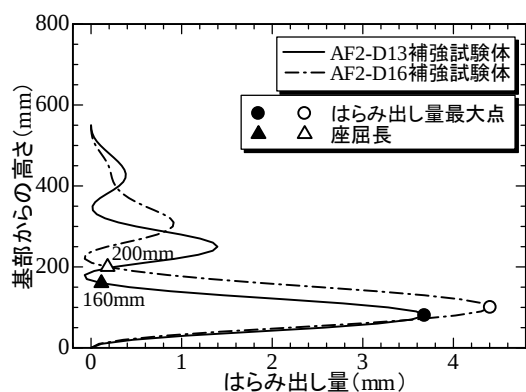


図-5 耐震補強鉄筋の座屈モード（鉄筋径の影響）

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ことが想定される。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 1：5.24 mm）の他に、既設鉄筋のかぶりコンクリート厚（ケース 2：33.60 mm）とした場合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) 座屈長解析結果

図-4 には座屈長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としたケース 1 の場合には、座屈長が 420 mm 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鉄筋の純かぶり厚としたケース 2 の場合には、座屈長は 120 mm として評価され、載荷試験結果と概ね対応している。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-5 には耐震補強鉄筋径を D13 及び D16 としたケース（以下、AF2-D13 及び AF2-D16 補強試験体）の座屈長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。ここでは前述の結果より、拘束バネ定数を設定する際のかぶりコンクリート厚を既設鉄筋の純かぶり厚とした。図より耐震補強鉄筋の径を大きくすると曲げ剛性が大きくなるため、座屈長もこれに応じて長くなることが分かる。座屈長は AF2-D13 及び AF2-D16 補強試験体でそれぞれ、160 mm、200 mm として評価された。

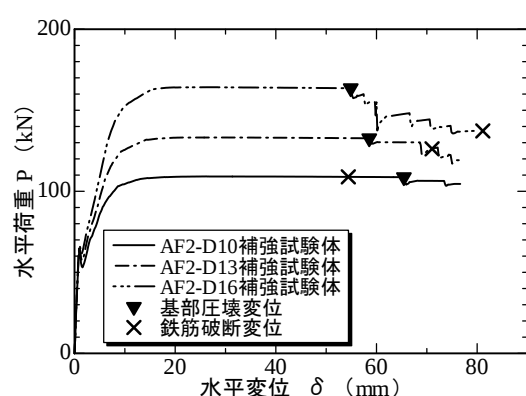


図-6 ファイバーモデル解析による荷重－変位関係

6. 耐震補強鉄筋量の算定

鉄筋の座屈長が長くなると式(1)から算出される鉄筋破断までの繰り返し載荷回数が大きくなることから、変形性能の向上が期待できる。しかしながら、耐震補強鉄筋の径を大きくすると橋脚の曲げ耐力が大きくなり、基礎工への負担が大きくなることが懸念される。

ここでは、AF2-D10 補強試験体の形状寸法、材料試験結果諸元を基に AF2-D13 及び AF2-D16 補強試験体のファイバーモデルを設定し、前述の座屈長解析から得られた座屈長を用いて低サイクル疲労評価を行うとともに、ファイバーモデル解析から得られる基部コンクリートの圧壊を終局とする水平変位（以下、圧壊変位）と破断変位の比較から提案の補強法に適した耐震補強鉄筋量の検討を行った。

図-6 には各補強試験体のファイバーモデル解析による水平荷重－水平変位関係を示している。また、図中には低サイクル疲労評価に基づいた破断変位を併せて示している。なお、低サイクル疲労評価における基準水平変位は、ファイバーモデル解析における耐震補強鉄筋の初降伏時変位を用いた。

AF2-D13 補強試験体では、水平耐力は 133kN とな

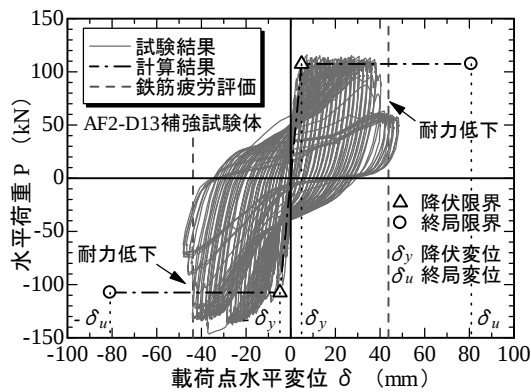


図-7 水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係

り，AF2-D10 試験体（109kN）の約1.2倍となった．圧壊変位は，AF2-D10 試験体（65 mm）よりやや小さい 59 mm であった．AF2-D16 補強試験体では，水平耐力は 164kN となり，AF2-D10 試験体の約 1.5 倍となった．圧壊変位は 55 mm であった．

圧壊変位と破断変位との大きさを比較すると，AF2-D10 補強試験体では圧壊変位よりも破断変位の方が小さいが，AF2-D13 及び AF2-D16 補強試験体では圧壊変位よりも破断変位が大きくなることから，耐震補強鉄筋径を D13 以上とすることで，終局状態を基部コンクリートの圧壊へ移行させることができるものと推察される．

7. 正負交番載荷試験による性能検証

前述の通り，圧壊変位と破断変位の大小関係から，耐震補強鉄筋径を D13 以上とすることで終局状態を基部コンクリートの圧壊へ移行させることができるものと推察される．しかしながら，耐震補強鉄筋の径を大きくすると橋脚の曲げ耐力が大きくなり，基礎工への負担が大きくなることが懸念される．

よって，橋脚の耐力を過度に高めることなく，提案の補強法に適した耐震補強鉄筋径として D13 とした場合の小型 RC 橋脚試験体（AF2-D13 補強試験体）を製作し，正負交番載荷試験結果から終局時の破壊挙動の検証を行った．

AF2-D13 補強試験体の形状，製作方法および正負交番載荷試験方法は，文献 1) と同様であるが，耐震補強鉄筋径の変更に伴い，図-1 に示している AF2-D10 補強試験体の配筋図において，柱部コンクリートのかぶり部の溝を $25\text{ mm} \times 25\text{ mm}$ ，フーチング部の円形断面箱抜きを外径 $\phi 38\text{ mm}$ へと変更した．また，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高さ 1,500 mm，また，H24 道示³⁾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高さ 520 mm とした．AFRP シートは，AF2-D10 補強試験体と同様にアラミド 2 の目付量 350 g/m^2 の AFRP シート（幅 500 mm）を使用し，耐震補強鉄筋の長さと同じ柱基部から 1,500 mm の高さまで，柱の周方向に 1 層巻き付けた．

8. 正負交番載荷試験結果（AF2-D13補強試験体）

(1) 水平荷重－水平変位関係

図-7 には AF2-D13 補強試験体の水平荷重載荷点位置における水平荷重－水平変位関係を示している．図-2 同様に図中には，各材料試験結果を用い H14 道示³⁾及び要領⁴⁾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，終局限界である．また，前述した低サイクル疲労評価に基づいて算出した破断変位を縦破線にて示している．なお，低サイクル疲労評価における水平変位 δ は，載荷試験における既設鉄筋の曲げ降伏発生時の水平変位である基準水平変位 $\delta_y = 1.9\text{ mm}$ を用いている．

AF2-D13 補強試験体の場合には，正側は $14\delta_y$ ，負側は $15\delta_y$ で最大耐力に達した．水平耐力の低下現象は $15\delta_y$ の 1 サイクル目に正側載荷時で始まった．AF2-D10 試験体と同様に，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，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既設鉄筋または耐震補強鉄筋が破断し，耐力低下が顕在化したものと推察される．

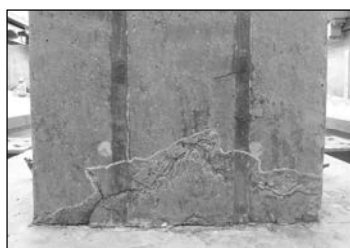
低サイクル疲労評価による破断変位と正負交番載荷試験結果の耐力低下域は概ね対応していると言える．しかしながら，終局時の水平変位は AF2-D10 補強試験体と同程度の 40 mm 程度であり，変形性能は向上しなかった．

(2) 試験体の損傷状況

写真-2 には載荷試験後における AF2-D13 補強試験体の F 面および B 面の柱基部コンクリートの損傷状況を示している．なお，試験体は AFRP シートおよび AFRP シート巻き立ての際に塗布したエポキシ系プライマーをサンダーケレンにて除去した後の状況である．また，F 面及び B 面の定義は図-1 の通りであり，載荷方向に直交する面である．F 面においては，基部コンクリートの一部に圧壊が確認できる．また，耐震補強鉄筋を固定する際に用いたエポキシ樹脂の剥離が確認できる．一方，B 面においては，基部コンクリートにひび割れが確認できるものの，圧壊は確認できない．また，F 面に見られたような



(a) F面



(b) B面

写真-2 基部の損傷状況 (AFRP シート撤去後)



(a) F面



(b) B面

写真-3 鉄筋のはらみ出し・破断状況

エポキシ樹脂の剥離は確認できないが、鉄筋との付着切れによるものと推察されるエポキシ樹脂の白化が確認された。

写真-3 及び図-8 には鉄筋のはらみ出し座屈および破断状況を示している。F 面においては、既設鉄筋 3 本および耐震補強鉄筋 2 本ともに座屈によるものと推察される残留変形が確認された。また、破断は既設鉄筋 3 本、耐震補強鉄筋は 1 本のみであった。一方、B 面においては、既設鉄筋 3 本に座屈および破断が確認されたが、耐震補強鉄筋にそれは確認できなかった。このことから、AF2-D13 補強試験体においては、水平耐力の低下は既設鉄筋の破断によって顕在化したことが明らかとなった。

写真-4 には F 面に配置した耐震補強鉄筋の座屈長を示している。座屈長解析と同様に、はらみ出し量が 0 の点から最大になるまでの高さの 2 倍を座屈長とした場合、AF2-D13 補強試験体の座屈長は 140 mm 程度であり、座屈長解析結果 (160 mm) と概ね対応していた。

9. まとめ

本研究では、提案の補強法における低サイクル疲労破断を考慮した最適耐震補強鉄筋量の算定法に関する検討を行い、それに基づいて製作した小型 RC 橋脚試験体の正負交番載荷試験を行った。

その結果、低サイクル疲労評価から得られる耐震補強鉄筋の破断変位と正負交番載荷試験における耐力低下域は概ね対応した。また、座屈長解析で得られた座屈長と正負交番載荷試験における耐震補強鉄筋の座屈長も概ね対応していた。このことから、提案の補強法における低サイクル疲労破断を考慮した最適耐震補強鉄筋量の算定は可能であると考えられる。しかしながら、試験体の正負交番載荷試験においては、既設鉄筋の破断が先行し、それにより終局に至ることが明らかとなった。

今後はさらに、既設鉄筋の低サイクル疲労評価及

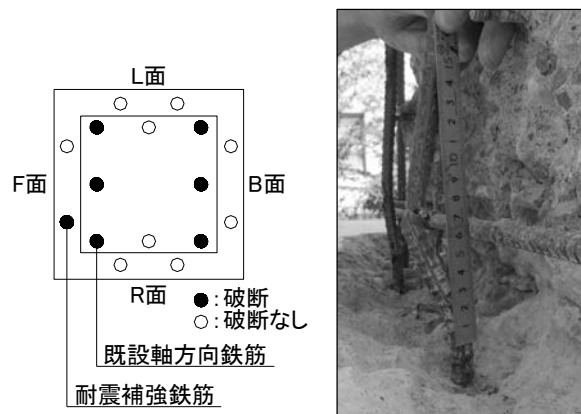


図-8 鉄筋破断状況 (柱平面図)

写真-4 耐震補強鉄筋の座屈長

び、AFRP シートのよる座屈拘束力の評価を加え、提案の補強法における最適耐震補強鉄筋量の算定法に関する検討を重ねて行く予定である。

参考文献

- 1) 寺澤貴裕, 秋本光雄, 西弘明: 埋込定着補強鉄筋と繊維シートにより補強した RC 橋脚の正負交番載荷試験, 第21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.161-164, 2018. 7
- 2) 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
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002. 3
- 4) 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
- 5) 土木研究所: 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
- 6) 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
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編, 2012. 3