

主鉄筋段落し部を有する RC 橋脚の耐荷性能グレードアップ 補強工法の一検討

張 広鋒¹・運上 茂樹²

*正会員 博（工）（独）土木研究所橋梁構造研究グループ 研究員（〒305-8516 つくば市南原 1-6）

**正会員 工博（独）土木研究所橋梁構造研究グループ 上席研究員（〒305-8516 つくば市南原 1-6）

1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえ、既設橋梁の耐震補強対策が順次進められてきている。耐震補強では、主として落橋等の甚大な被害に結びつく可能性のある被害を防止するために、鉄筋コンクリート橋脚に対する巻立て対策や支承破壊に伴う上部構造の大変位を防止する落橋防止構造の設置などが実施されている。耐震補強は、既設の橋梁条件、交通条件下での施工が求められるために、例えば、河川橋などでは大規模な仮締切を必要とするなど、施工が困難となる現場も少なくない。

著者らは、このような現場状況に合理的に対応していくことを目的に、現場の状況に応じて既設橋梁の耐震性能を段階的にグレードアップさせていくことができるような段階的な耐震補強工法について研究を実施している。例えば、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚）では、落橋のような致命的な被害に結びつく可能性のある段落し部の対策をまず実施し、その後時間をおいて、実施した対策を活かしつつ、基部に対する対策を追加して、全体の性能を段階的にグレードアップするというものである。

本文は、段階的耐震補強工法の1つとして繊維材巻立て工法を用いた場合を対象とし、橋脚段落し部の対策から橋脚全体の対策へと、段階的に耐震性能をグレードアップさせる工法を考案し、RC 橋脚模型を用いた正負交番載荷実験によりその補強効果を実験的に検証した結果を報告するものである。

2. RC 橋脚の段階的耐震補強工法の提案

図-1 は、提案する段階的耐震補強工法のイメージ図

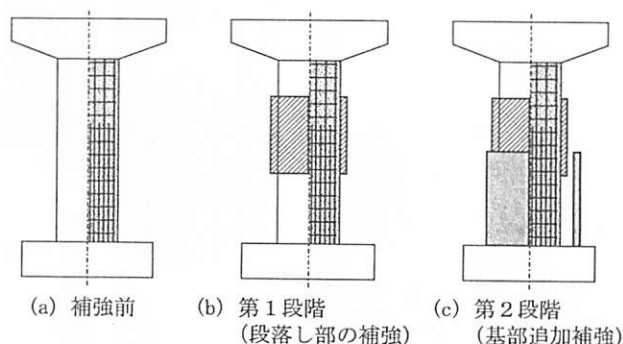


図-1 段階的耐震補強工法のイメージ図

を示したものである。第1段階は、段落し部における損傷を防止し、落橋等の致命的な被害に結びつく可能性を防止するものである。段落し部の対策としては、鋼板巻立て工法や繊維材巻立て工法が一般的である。第1段階の対策により、段落し部での致命的な損傷は防止できたが、大地震時には損傷は基部に移行するため、第2段階では基部においてねばり強く抵抗できるようにすることが必要とされる。基部についても、鋼板やコンクリート巻立て工法により拘束を高めてねばり強くする工法が一般的である。柱全体の耐力が不足する場合には、フーチングにアンカーをとって耐力の増強も行う場合がある。

本研究では、第1段階として段落し部の炭素繊維 (CFRP) 巻立て工法を実施し、その後に、第2段階として基部に鋼板巻立て工法を追加する場合を対象とした。このようにした場合には、繊維材巻立て工法と鋼板巻立て工法の併用となるため、これらの接合部等の設計方法や構造ディテールが重要となる。

図-2 は、検討した基部鋼板巻立てと CFRP 巻立て併用工法（以降、鋼板と FRP 併用工法と呼び）を示したものである。橋脚躯体部は、CFRP シートを軸方向および周方向に貼付し、躯体部の曲げ耐力やせん断耐力、あるいはその両方を向上させる。橋脚基部付近では、基部

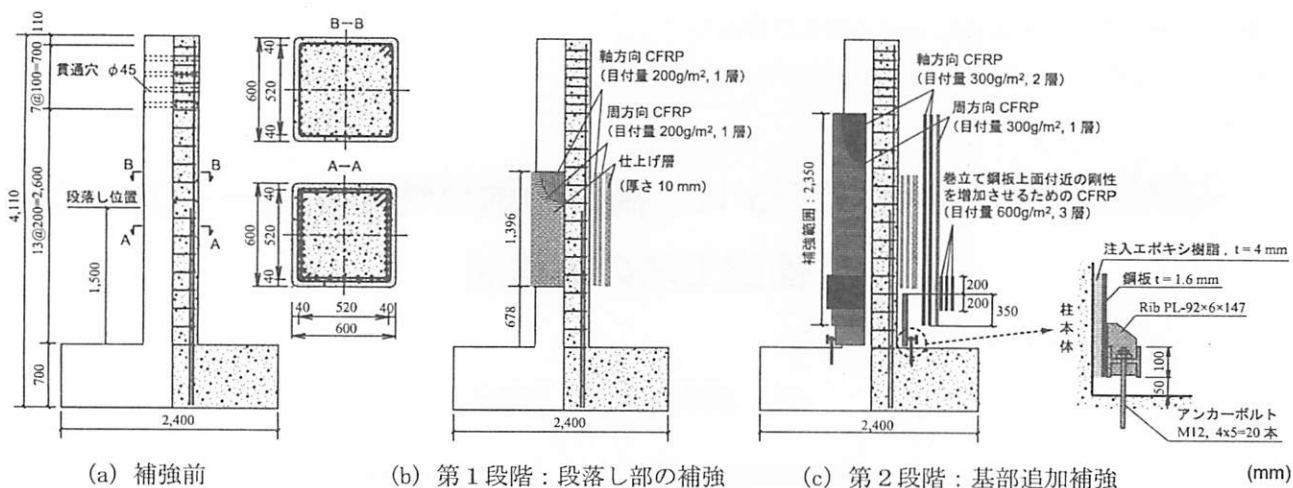


図-2 供試体の詳細

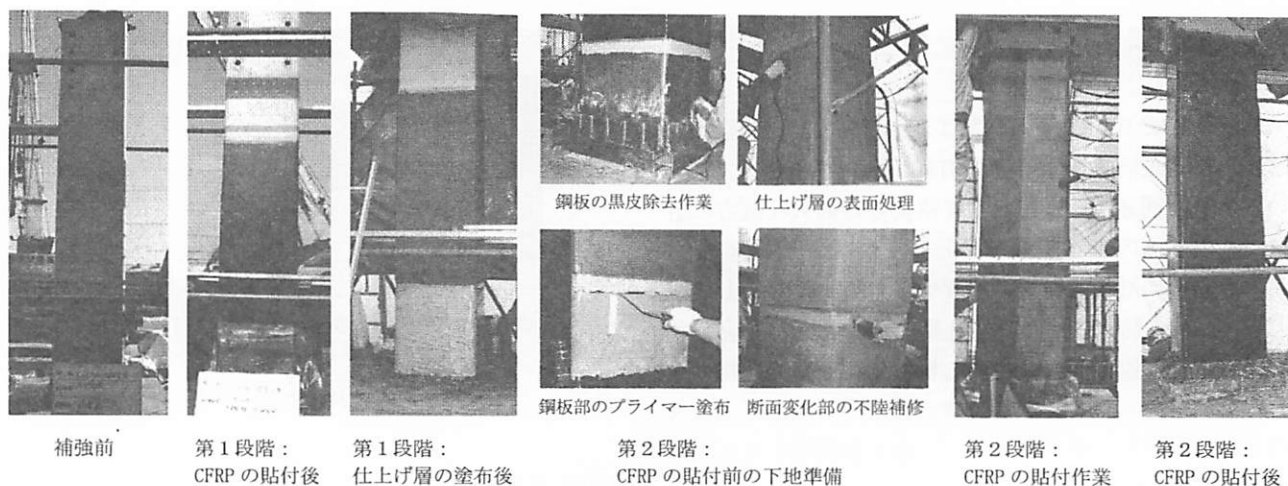


図-3 供試体の製作写真

から一定の高さまで鋼板を巻立て、かつ、アンカーを用いて鋼板をフーチングに定着させることによって橋脚全体の曲げ耐力と変形性能を向上させる。フーチングにアンカーをとって基部の耐力を増加させた場合には、段落し部やCFRPと鋼板の接着部などの躯体部の断面変化部において相対的に断面耐力が基部よりも低下し、そこに損傷が先行、集中してしまうことも想定されるので、これを適切に照査し、所要の耐力を付与する必要がある。

設計計算では、既存の段落し部の他、鋼板巻立て部上面、第1段階での段落し部補強の上下部等の全ての断面変化部に対して耐力照査を行う必要がある。第1段階の設計では文献1)に準拠して補強量を計算した。第2段階は、式(1)により全ての断面変化部に対して耐力照査を行い、これを満足する必要補強量を躯体部の追加補強量とした。

$$\frac{M_{Tc0}/h_t}{M_{Bu0}/h_B} \geq 1.0 \quad (1)$$

ここに、

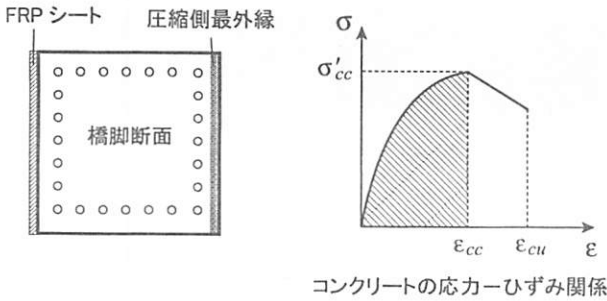
M_{Tc0} : 断面変化部の設計曲げモーメント (kN・m)
 M_{Bu0} : 基部断面の終局曲げモーメント (kN・m)
 h_t : 断面変化部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)
 h_B : 基部断面から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)

図-4に断面変化部の設計曲げモーメント M_{Tc0} の算定方法を示す。すなわち、 M_{Tc0} は、引張側CFRPの引張ひずみが $3,000 \mu$ に達する時と、圧縮側最外縁コンクリートの圧縮ひずみが ϵ_{cc} に達する時の先に発生する時点の断面曲げモーメントとした。曲げモーメントの算定は、平面保持に基づく断面計算法により行うこととした。また、 M_{Tc0} の計算に用いる断面位置は、主鉄筋の段落し部は計算上の主鉄筋段落し位置とし、他の断面変化部はその断面の実高さとした。

基部断面の終局曲げモーメント M_{Bu0} は、文献2)の終局曲げモーメントの定義と同様、最外縁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 ϵ_{cu} に達した時の曲げモーメントとした。

表-1 材料物性の一覧

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)				備考
		軸方向鉄筋 (SD295)	帯鉄筋 (SD295)	アンカー筋 (SD345)	鋼板 (SS400)	
鋼板と FRP 併用供試体	35.3	349.5	346.9	383.3	238.9	本研究
鋼板巻立て供試体	36.9	392.7	337.8	383.7	268.5	文献 2)
無補強供試体	37.6	392.7	337.8	-	-	



設計曲げモーメント M_{Tc0} :

①と②の先に発生する時点の断面曲げモーメント

- ①: FRP シートの引張りひずみが $3,000\mu$ に達する時
- ②: 圧縮側外縁圧縮ひずみが ϵ_{cc} に達する時

図-4 設計曲げモーメント M_{Tc0} の算定方法

基部巻立て鋼板部の設計は、鋼板厚さは文献 1) により決定し、巻立て高さは $1.0D$ とした。ここで、 D は、矩形断面の場合は橋軸方向と橋軸直角方向の幅の小さい方、円形断面の場合は直径とした。

3. 検証実験

(1) 供試体の概要

提案する段階的耐震補強工法の有効性を確認するため、2. に示す設計計算方法を用いて RC 橋脚模型 1 体を設計し、正負交番繰返載荷実験によってその補強効果を検討した。対象とした供試体は、昭和 55 年耐震設計基準より以前の耐震基準で設計された実 RC 橋脚を約 1/6 に縮小したものである。供試体の寸法は、図-2(a) に示すように、断面は $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ の正方形で、基部から載荷点までの高さは $3,010\text{mm}$ 、せん断支間比は 5.0 である。軸方向鉄筋には SD295 D10 を 2 段配筋し、軸方向鉄筋比は 1.58% である。基部から高さ $1,500\text{mm}$ の位置で主鉄筋を段落ししている。横拘束筋には SD295 D6 を用いた。

供試体の補強は、2 段階に分けて行った。第 1 段階では、段落し部に対して文献 1) に準拠して補強を行った。補強部の表面仕上げは、実構造の補強によく用いられる方法と同様に厚さ 10mm のモルタル層を設けた。第 2 段階では、必要補強量を求め、第 1 段階の仕上げ層に表

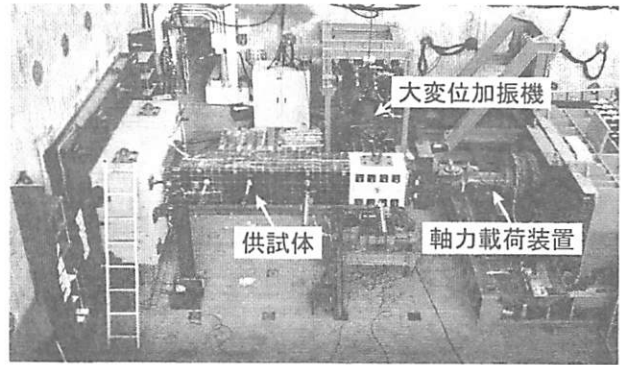


図-5 実験設置状況

面処理（ディスクサンダーによる目荒し）を施した後に追加補強を行った。図-2(b), (c) に両補強段階の補強概要を示す。また、図-3 に各補強段階の作業状況写真を示す。

一方、CFRP シートと巻立て鋼板部の接合部における破壊を防ぐために、目付量 600g/m^2 の CFRP シートを 3 枚で鋼板巻立て部上面より上下 200mm の範囲に貼り付けた。この貼付量は、接合部断面の主鉄筋降伏時耐力を基部断面の終局耐力より下回らないように計算したものである。

基部巻立て鋼板の取り付けは、厚さ 1.6mm の鋼板 2 枚をコの字型に加工し、溶接により組み立て後、供試体の上部から落とし込んだ。鋼板下端とフーチング上面間に 50mm の間隙を設けている。コンクリートと鋼板間にはエポキシ樹脂を注入した。アンカー筋は、基部曲げ耐力の増加割合が 30% 程度となるように本数と径を決定し、SD345 D13 の鉄筋を M12 のネジボルトに加工したものを 120mm 間隔で合計 20 本配置した。

なお、補強効果を検証するために、過去に実施した鋼板巻立て供試体と無補強供試体の正負交番載荷結果と比較することとした³⁾。鋼板巻立て供試体は、柱全高さに鋼板で巻立て、アンカーは今回の供試体と同一方法（アンカーボルト本数、呼び径および材質）で設置されている。また、無補強供試体は、基部での曲げ破壊になるように、軸方向鉄筋の段落しを行っていない。

表-1 には、材料試験から得られた各供試体のコンクリートおよび鉄筋の材料物性を示している。また、本研究に用いた目付量 $200, 300, 600\text{g/m}^2$ の 3 種類の CFRP

表-2 損傷の進展状況

荷重 変位	損傷状況
1 δ_y	特に変状なし
2 δ_y	アンカーボルトが数本緩んだ。鋼板の部分的な剥離が確認できた。
3 δ_y	柱基部にひび割れが発生した。
4 δ_y	鋼板の部分的な剥離範囲が拡大した。アンカーボルトの座屈が確認できた。
5 δ_y	基部付近のかぶりコンクリートの剥離が確認できた。アンカーボルトの座屈が顕著になった。
6 δ_y	載荷面のアンカーボルトが9本破断した。
7 δ_y	鋼板の損傷はほとんど進行してなかったが、基部コンクリートの損傷が激しくなってきた。
8 δ_y	基部のコアコンクリートの損傷が確認できた。主鉄筋が2本破断した。
9 δ_y	コアコンクリートの損傷が顕著になった。主鉄筋が23本破断した。

シートは、いずれも弾性係数は $2.3 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、引張強度は $3,400 \text{ N/mm}^2$ を有するものである。

(2) 実験方法

図-5に実験設置状況を示す。実験では、供試体を横にした状態で死荷重反力に相当する軸力を作用させながら、加振機によって変位制御で載荷した。軸力は539 kNとし、1.5 MPaの圧縮応力度に相当する。載荷変位は正弦波とし、載荷速度は10 mm/secとした。載荷基本変位 δ_y は降伏変位相当とし、各載荷ステップの繰返し回数は3回を基本とした。

(3) 実験結果

a) 損傷状況

実験では、基準変位 δ_y を12.7mmとし、9 δ_y まで繰返し載荷を行った。表-2に損傷の進展状況を示す。3 δ_y までは基部にひび割れが発生し、6 δ_y まではアンカーボルトが9本破断した。実験終了時の9 δ_y までは主鉄筋が23本破断し、コアコンクリートの損傷も顕著となった。

各載荷ステップの載荷終了後、鋼板を軽く叩くことにより鋼板の付着状況を調べた。図-7に、各載荷ステップにおける鋼板の剥離状況を示す。2 δ_y 載荷終了までは、載荷面における鋼板剥離が発生した。3 δ_y 載荷終了までは、載荷面の剥離範囲が拡大するとともに、側面にも剥離が発生した。その後、載荷変位の増大に伴って鋼板の剥離範囲がさらに拡大し、5 δ_y 載荷終了後までは、載荷面には鋼板全高さにわたって剥離が生じた。実験終了時では、巻立て鋼板上面のFRP補強部にも高さ約250 mm

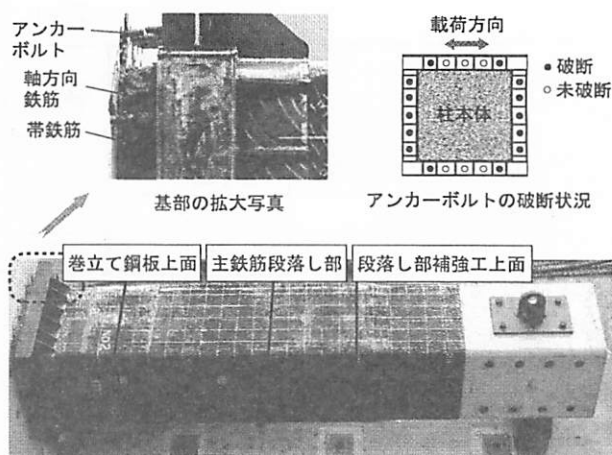


図-6 実験終了後の状況写真

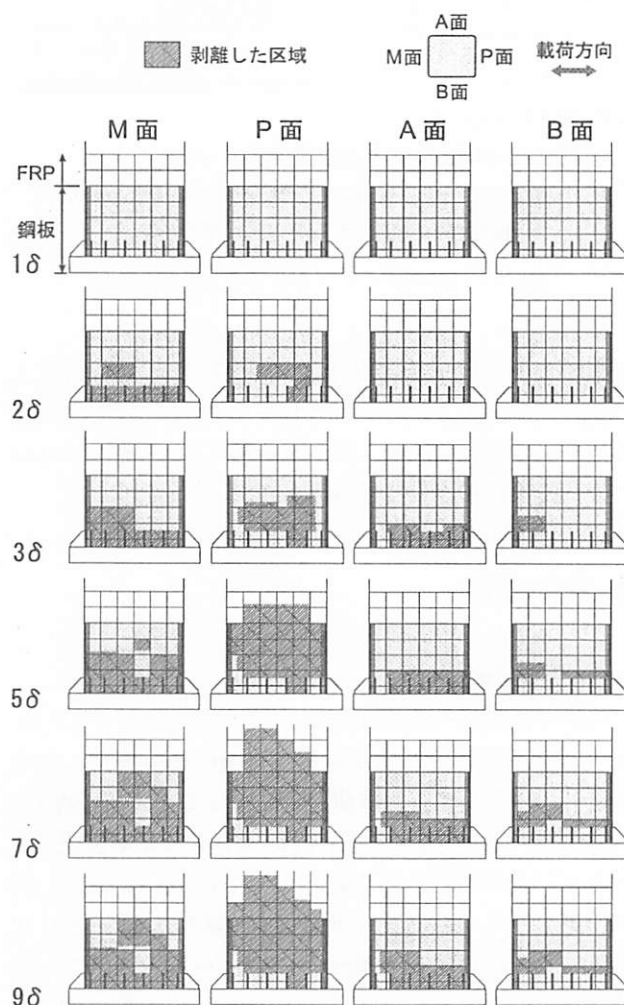


図-7 鋼板の剥離進展状況

の範囲に剥離が生じた。一方、他のFRP補強部に関しても、叩くことによりシートの付着状況を確認したが、載荷終了に至るまでシートの剥離は生じていないことが確認できた。

図-6に実験終了後の供試体状況写真を示す。写真より、基部におけるアンカー筋や主鉄筋の破断、コアコンクリートの破壊状況が確認できる。なお、巻立て鋼板の

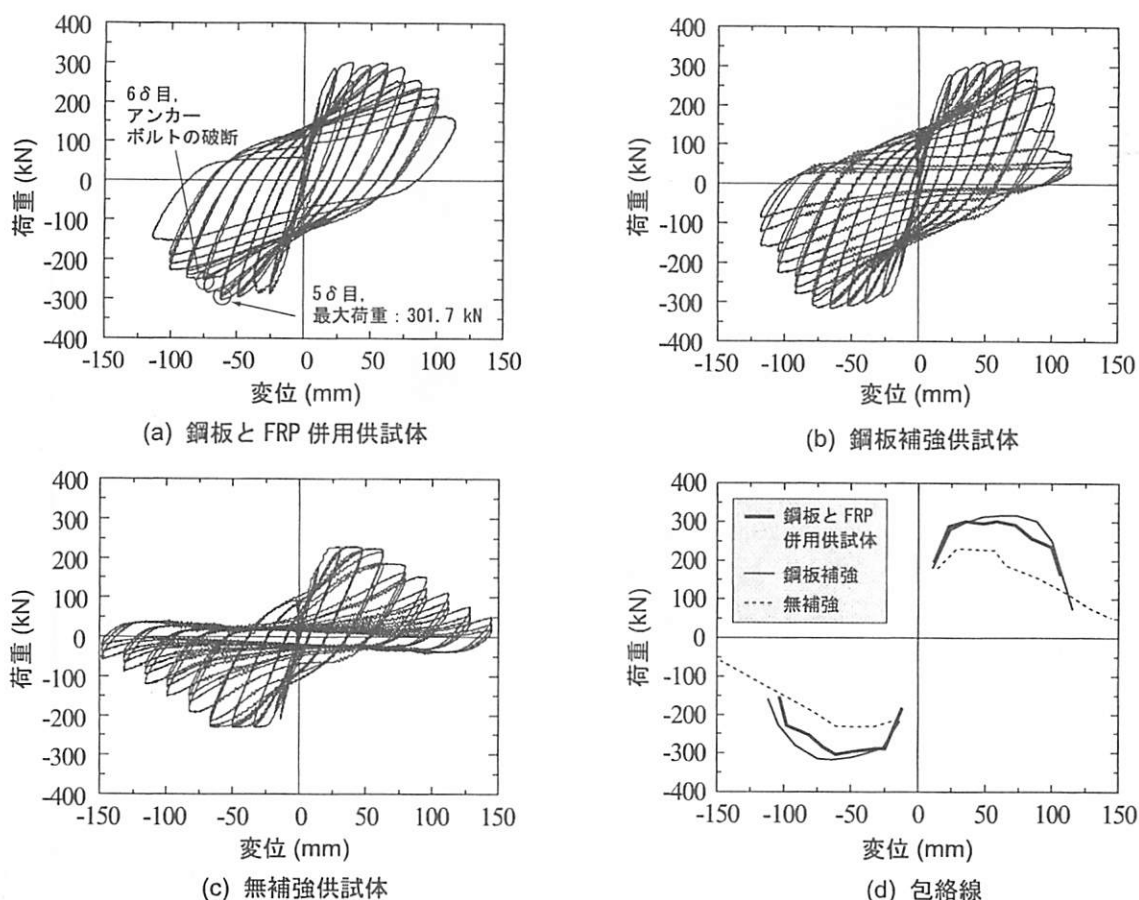


図-8 水平荷重-水平変位の履歴曲線とその包絡線

上面や既存段落し部等の断面変化部では、明瞭な変状は認められない。

b) 耐荷性能

図-8(a)に、本実験で実施した鋼板とFRP 併用供試体の水平荷重-水平変位の履歴曲線を示す。実験は、 $5\delta_y$ 載荷では最大荷重に達し、 $6\delta_y$ 載荷の2サイクル目ではアンカーボルトの破断によって荷重が急に低下した。その後、主鉄筋の破断やコンクリートの圧壊等によって荷重が徐々に低下し、 $9\delta_y$ を1サイクル載荷した後に実験を終了した。図-8(b)~(d)より、本実験で実施した供試体は、無補強供試体より高い荷重や変形性能を発揮し、鋼板巻立て供試体とおおむね同程度の耐荷性能を示すことが確認できた。

表-3に、3供試体の耐力および変形性能の比較を示す。ここで、降伏変位 δ_y は、無補強供試体の場合は主鉄筋降伏時、基部にアンカーをとった両供試体の場合はアンカーボルト降伏時の変位とした。終局変位 δ_u は、荷重が最大値に達した後に、再び主鉄筋降伏時耐力まで低下した時の変位とした⁴⁾。表より、本実験で実施した鋼板とFRP 併用供試体の場合は、無補強供試体と比べ、最大耐力 P_M は1.34倍、じん性率 δ_u/δ_y は1.38倍の増加があり、鋼板巻立て供試体の場合とほぼ同程度の増加率であることが分かった。

表-3 耐力および変形性能の一覧

項目	鋼板とFRP 併用供試体	鋼板巻立て 供試体	無補強 供試体
降伏耐力 P_y (kN)	190.8	208.7	184.2
最大耐力 P_M (kN)	301.7	311.6	224.4
(無補強より増加率)	(1.34)	(1.39)	-
P_M/P_y	1.58	1.49	1.22
降伏変位 δ_y (mm)	11.4	12.7	16.0
終局変位 δ_u (mm)	84.9	96.5	87.0
じん性率 δ_u/δ_y	7.45	7.6	5.4
(無補強より増加率)	(1.38)	(1.41)	-

c) ひずみ分布

図-9(a)に、柱高さ方向における主鉄筋のひずみ分布を示す。これらのひずみ値は、その載荷ステップの最大荷重時におけるものである。図より、 $2\delta_y$ 載荷より引張ひずみは基部に集中して大きく生じたことが分かる。これは、本供試体は基部曲げ破壊によって終局に至ったためである。ひずみが大きく生じた領域は、フーチング上面より高さ約200mm程度の範囲であった。

主鉄筋段落し部では、最大 $2,200\mu$ 程度($5\delta_y$)の引張ひずみが生じた。なお、他の断面変化部では、最大引張ひずみは主鉄筋の降伏ひずみとほぼ同程度であった。

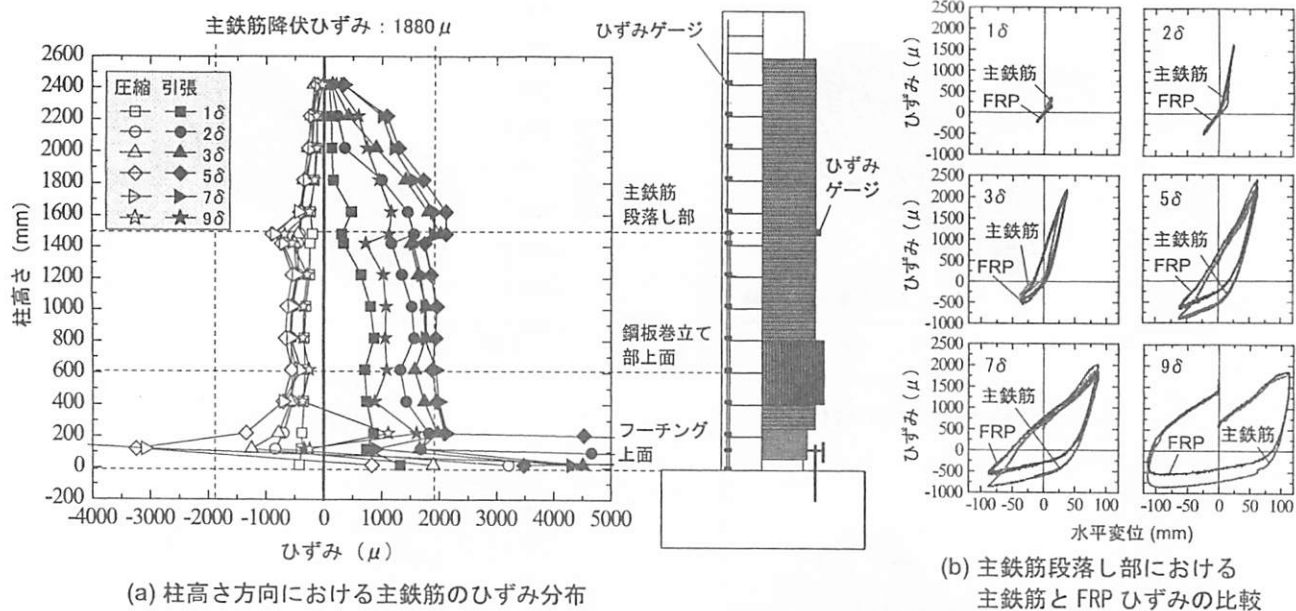


図-9 ひずみ分布 (鋼板と FRP 併用供試体)

図-9(b)に、主鉄筋段落し部における主鉄筋と CFRP シートのひずみの比較を示す。CFRP シートのひずみは最外側シートの表面で計測したものである。正の引張側では、いずれの荷重ステップにおいても、両履歴曲線はほぼ同様な形状を示す。これより、終局時まで CFRP シートは柱本体と一体となって挙動したことが考えられる。シートの最大ひずみは 2,300 μ 程度であった。一方、負の圧縮側においては、5 δ_y 荷重より、主鉄筋のひずみ値は CFRP シートを上回っている。これは、主鉄筋に残留塑性ひずみが発生したことによるものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、RC 橋脚の段階的耐震補強工法の一工法として、CFRP シートと鋼板巻立て工法を併用した補強方法を考案し、その補強効果を実験的に検証した。検討の結果、本補強工法を適用する場合は、従来の柱全体に対する鋼板巻立て工法を適用する場合と同程度の耐震性能を発揮できることが確認できた。

なお、本工法を適用することにより、断面変化部が形成され、全ての断面変化部に対して性能照査を行う必要があるとともに、鋼板と CFRP シート間の確実な接着方法や構造ディテール、等の確実性などについて確認が必要とされる。

参考文献

- 1) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，平成 17 年 4 月。
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編
- 3) 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，土木研究所資料第 3444 号，平成 8 年 5 月。
- 4) 川島一彦，長谷川金二，長島博之，小山達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告第 190 号，平成 5 年 9 月。