

報告 矩形 RC 橋脚の耐震性向上に関する模型実験

植木 博^{*1}・桑野 忠生^{*2}・須藤 肇^{*3}・藤本 吉一^{*4}

要旨：本実験では、①辺比の大きな橋脚を炭素繊維シートで補強したケース、②鋼板の横溶接を行わないケース、③基部拘束とフーチングを一体化させたケース、④鋼板と炭素繊維シートの複合構造で補強したケース、⑤鋼板と柱を接着しないケースについて模型載荷実験を行った。その結果①、②、③、⑤では無補強の場合に比べて変形性能の向上が見られ補強効果が確認できた。また④では、基部拘束を行わずに鋼板と炭素繊維シートを併用して補強を行うと、本来の拘束効果を十分に生かしきれないことがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、耐震補強、炭素繊維シート、変形性能

1. はじめに

首都高速道路公団では「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様（案）」（日本道路協会）に基づき、既設 RC 橋脚の耐震補強を鋭意実施している。これまで、橋脚基部を円形鋼板により拘束する等の公団独自の方法の有効性を実験により確認し、実橋に適用してきたが、施工時の制約条件等により一般的な補強が出来ない場合がある。

そこで本実験では、実施工においてそのような場合に採用する特殊な補強方法の中で炭素繊維シート（以下CFSと記す）巻き立てによる補強を取り上げ、また、施工性や経済性に優れると思われる補強方法をいくつか想定し、それらの工法が柱の変形性能を向上させるのに有効であることを確認することを目的として模型による載荷実験を行った。

2. 実験方法

2. 1 供試体

各供試体の配筋図および補強概要図を図-1に示す。また、鉄筋および鋼板の力学的特性を表-1に、CFSの力学的特性を表-2に示す。供試体に用いたコンクリートは圧縮強度が 27.0MPa、弾性係数が25.0GPaで、無補強の柱は地震時に段落し部においてせん断破壊する構造となっている。なお、No. 2～No. 6において補強する柱の形状は同一で、その終局変位は $3\delta_y$ （実験値）である。ここで、終局変位とは水平荷重が降伏荷重を下回った時の変位と定義する。

No. 1は、実橋においてCFSを用いて壁式橋脚（辺比=1:2.33）を補強した場合の補強効果を確認するための供試体である。縮尺は約5分の1で、CFSの層数は実橋脚をCFS 9層で補強するのに相当する2層を巻き立てている。ここで、壁式の無補強供試体の実験は行わなかったが、壁式橋脚をCFS巻き立てにより補強した場合の変形性能を確認することを目的として実験を行った。

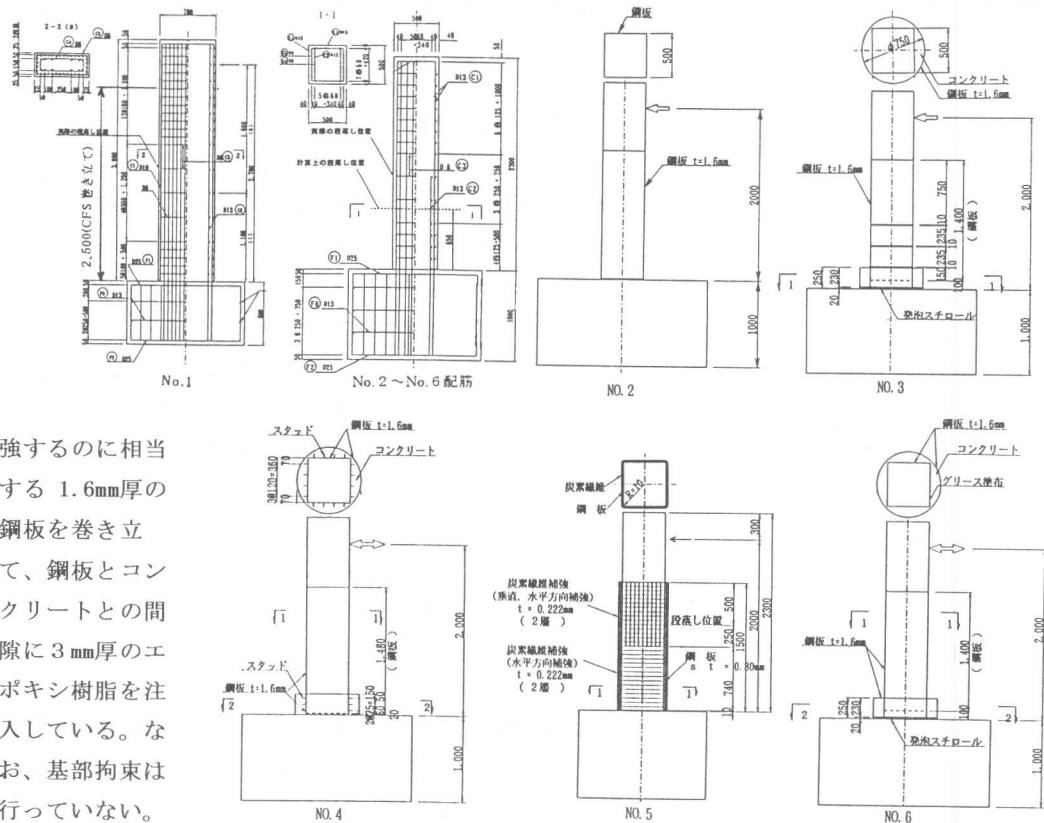
No. 2は、No. 3～No. 6の基準供試体である。縮尺は約5.6分の1で、実橋脚を9mm厚の鋼板で補

* 1 首都高速道路公団東京第一保全部設計課課長、（正会員）

* 2 首都高速道路公団東京第一保全部設計課班長、工修

* 3 首都高速道路公団東京第一保全部設計課、工修

* 4 パシフィックコンサルタンツ株式会社東京本社構造部健全度調査課主任



図－1 各供試体の配筋図および補強概要図

強するのに相当する 1.6mm厚の鋼板を巻き立て、鋼板とコンクリートとの間に 3mm厚のエポキシ樹脂を注入している。なお、基部拘束は行っていない。

No. 3は、既に鋼板によって段落し部のみ補強が施されている柱を鋼板により再補強することを想定した供試体であり、横方向の溶接を行わず鋼板を軸方向に連続化させていない。柱基部には 1.6mm厚の円形鋼板と中詰めコンクリートにより基部拘束を行っている。

No. 4は、施工条件によりアンカー筋の施工ができない場合を想定し、その代わりとして、通常 2cm（実橋脚では 10cm）空ける円形鋼板とフーチングとの隙間を設けずに、直接中詰めコンクリートをフーチング上に打ち下ろした供試体である。

No. 5は、既に鋼板によって段落し部のみ補強が施されている柱を CFS により再補強することを想定した供試体である。0.8mm厚の鋼板を巻き立てた上に CFS を 2 層巻き立てており、合計すると実橋脚で 16.6mm厚の鋼板を巻き立てたのに相当する補強を施している。

No. 6は、コンクリート塗布等の影響により鋼板と橋脚との接着性を確保できない場合を想定した供試体で、あらかじめ鋼板内面にグリースを塗布してエポキシ樹脂の接着力を無くし、鋼板と橋脚とが接着していない状態を作り出している。

2. 2 実験方法

載荷は一定の軸方向圧縮力（No. 1は 556N、No. 2～No. 6は 245N）を加えながら、荷重制御により

表－1 鉄筋および鋼板の力学的特性

径・板厚 (mm)	降伏ひずみ (μ)	弾性係数 (Gpa)	降伏応力 (Mpa)
D13	1988	184	367
D10	1961	186	364
D6	1835	203	371
0.8	1152	194	224
1.6	1429	205	293

表－2 CFSの力学的特性

設計厚(mm)	目付量(g/cm ²)	引張強度(MPa)	弾性係数(GPa)
0.110	200	4263	241

主鉄筋が降伏するまで水平方向の荷重を徐々に増加させていき、主鉄筋が降伏した時の供試体天端の変位を降伏変位と定義する。その後は、変位制御により降伏変位の整数倍で変位を増加させながら、破壊するまで各変位レベル毎に3サイクルの载荷を行う。なお、長方形断面のNo.1は短辺方向から载荷する。測定項目は、①変形量、②水平方向の载荷重、③主鉄筋・帯鉄筋のひずみ量、④補強鋼板の軸方向および水平方向のひずみ量、⑤炭素繊維のひずみ量であり、ひずみ量の測定は各供試体の軸方向に8点、水平方向に28点のひずみゲージを貼り付けて行う。

3. 実験結果および考察

円形鋼板により基部拘束を行ったNo.3、No.4、No.6は補強部材を撤去した後のコンクリート部の損傷が比較的少なく、円形鋼板を設置しないNo.2、No.5では、設置した場合に比べて高さが約2～3倍の広い範囲が損傷したことから、柱基部付近に塑性ヒンジが形成されることがわかる。また、鉄筋の座屈は、円形鋼板を設置した場合の方が設置しない場合よりも座屈有効長が短くなっており、座屈強度の向上効果が示された。反対に円形鋼板を設置しない場合はコンクリートが外側に押し出されて剥離し、柱基部より1d（dは短辺長）程度の座屈有効長を有していることが観察された。

3. 1 破壊状況

(1) No.1の破壊状況

载荷中にCFSに水平方向のひび割れが発生したが破壊に至るまでCFSの破断は確認されなかった。また、主鉄筋の破断も観測されなかった。破壊形態は曲げ破壊で、内部のコンクリートが载荷中に破砕され、柱基部でCFSが局部的にはらみ出して破壊した。なお、CFSのはらみ出しは最初に短辺で生じ、7 δy 程度において長辺のはらみ出しが生じた。

(2) No.2の破壊状況

鉄筋が降伏した後で载荷中に鋼板のはらみ出ししたが、破壊に至るまで鋼板の破断は観測されなかった。また、主鉄筋の破断は観測されなかったが、広範囲で主鉄筋の座屈が生じた。破壊形態は曲げ破壊で、内部のコンクリートが载荷中に破砕され、柱基部で鋼板が局部的にはらみ出して破壊した。なお、鋼板のはらみ出しは6 δy 程度において生じた。

(3) No.3の破壊状況

载荷中に鋼板のはらみ出しは発生せず、破壊に至るまで鋼板の破断は観測されなかったが、主鉄筋の座屈および破断が観測された。破壊形態は曲げ破壊で、鋼板切れ目部のコンクリートに水平方向のひび割れが生じたものの、切れ目部では破壊せず、円形鋼板とフーチングの隙間部分の柱のコンクリートが崩落することによって破壊した。

(4) No.4の破壊状況

载荷中に鋼板のはらみ出しは発生せず、破壊に至るまで鋼板の破断は観測されなかった。また、主鉄筋は柱基部から1d程度にわたって座屈し、破断が生じていた。破壊形態は曲げ破壊で、中詰めコンクリートとフーチングの境界部分が破砕されることによって破壊した。なお、中詰めコンクリートには開腹調査において数本のひび割れが観測されたが、载荷終了まで有効に作用することが確認された。

(5) No.5の破壊状況

载荷中にCFSに水平方向のひび割れが生じたが、破壊に至るまでCFSの破断は観測されなかった。また、主鉄筋は1d程度の範囲で座屈し、破断が観測された。破壊形態は曲げ破壊で、内部のコ

ンクリートが载荷中に破碎され、柱基部でCFSが局部的にはらみ出して破壊した。はらみ出しの形態は No. 1と相違し、柱の全周がはらみ出した。

(6) No. 6の破壊状況

载荷中に鋼板のはらみ出しは発生せず、破壊に至るまで鋼板の破断は観測されなかったが、主鉄筋は座屈し、破断が観測された。破壊形態は曲げ破壊で、円形鋼板とフーチングの隙間部分の柱のコンクリートが崩落することによって破壊した。

3. 2 測定結果

(1) 変位量・载荷重

図-2に例としてNo. 1の荷重～変位曲線を示す。このグラフを全供試体について作成し、降伏変位 ($1\delta_y$) から終局変位までの各レベルのピーク値より図-3の荷重～変位の包絡曲線を作成した。この図より、No. 1、No. 4、No. 6の終局変位は $8\delta_y$ 、No. 2、No. 5は $7\delta_y$ 、No. 3は $6\delta_y$ で、概ね高い変形性能を有している。No. 1の結果からは壁式橋脚にCFSを巻き立てることにより柱基部においても十分な拘束効果が得られることが確認された。No. 3、No. 6の結果からは、

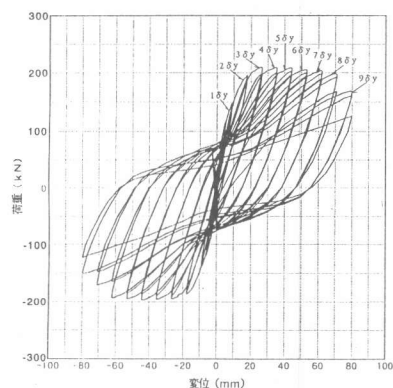


図-2 No. 1の荷重～変位曲線

鋼板を連続させなかったり鋼板とコンクリートを接着しない場合でも、基部拘束がされているという条件の下では変形性能が向上することが示された。No. 4の結果からは、中詰めコンクリートをフーチングに打下ろして曲げ補強の代替工法としても高い変形性能が得られることが確認できた。またこのグラフより、No. 1はCFS巻き立てによりじん性を向上させつつ、柱の耐力の増加を抑えていることがわかるが、これに対してNo. 4は、じん性と耐力の両方を増加させていることがわかる。

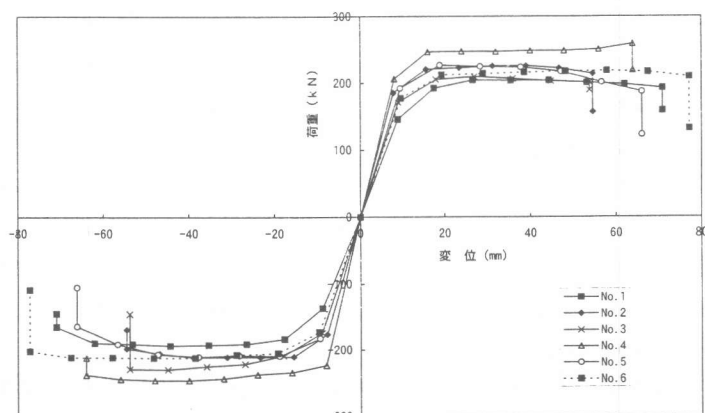


図-3 荷重～変位の包絡曲線

(2) 主鉄筋および補強鋼板の軸方向ひずみ量

主鉄筋のひずみ量は全供試体に共通して柱基部が最も大きく、No. 3以外は柱基部のすぐ上部で急速にひずみ量が小さくなっている。これに対しNo. 3は、鋼板が軸方向に連続していないため柱の曲げ耐力の増加に鋼板が寄与せず、図-4に示すように柱中間部においても主鉄筋のひずみ量が大きくなっている。図-4 No. 3・No. 4の $2\delta_y$ の主鉄筋ひずみ

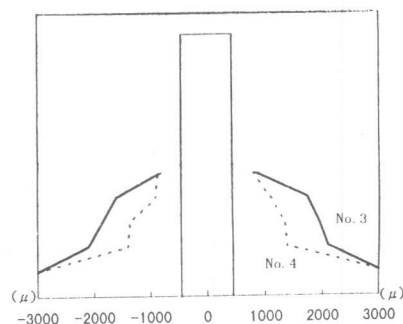


図-4 No. 3・No. 4の $2\delta_y$ の主鉄筋ひずみ

鋼板の軸方向のひずみ量は、No. 2、No. 4、No. 5では柱基部から上に行くにしたがって小さくなるが、段落し部で急に大きくなっている。No. 4とNo. 5

ではNo. 2に比べて大きなひずみ量が発生しているが、これはNo. 4は円形鋼板を打ち下ろしたことにより耐力が増加したためであり、No. 5はCFSが水平方向のみの補強で軸方向の補強ではないためと考えられる。また、No. 3、No. 6では軸方向に沿ってほぼ均一なひずみ量が発生しており、その値は小さい。

(3) 横拘束部材のひずみ量

CFSによる補強の場合、CFSに発生するひずみ量は帯鉄筋のひずみ量より大きくなる傾向があり、CFSが有効に作用していると言える。また、鋼板による補強の場合は、補強鋼板および円形鋼板に発生するひずみ量が帯鉄筋のひずみ量よりも大きくなっており、補強鋼板が有効に作用していることや円形鋼板による横方向の拘束効果が確認された。また、No. 3、No. 6においても帯鉄筋のひずみ量より鋼板のひずみ量が大きくなっていることから、横拘束効果のみを考えると十分に供用性を満足していると言える。

3. 3 考察

(1) 鋼板とCFSの併用による補強効果の比較

ここでは、平成7年度に行った実験[1]の供試体No. T1(CFS 2層)、No. T2(鋼板 0.8mm厚+CFS 1層)と今年度のNo. 2、No. 5の4供試体を比較する。CFS 1層が鋼板約1.1mm厚に相当することから、補強量の多い順に並べるとNo. 5>No. T1>No. T2>No. 2となるが、図-5

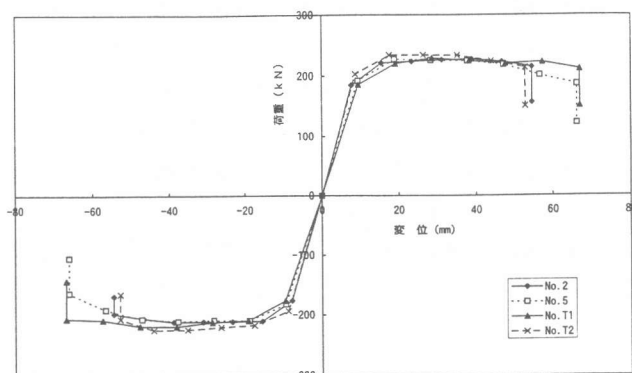


図-5 No. 2、No. 5、No. T1、No. T2の荷重～変位包絡曲線

のグラフを見るとNo. 5とNo. T1の終局変位がほぼ同じ値であり、また、No. 2とNo. T2の終局変位もほぼ同じ値で前出の2供試体よりもその値が小さくなっている。したがって、CFS巻き立てのみで補強を行った場合は計算上と同等の補強量となり得るが、基部拘束を行わずに鋼板とCFSを巻き立てた場合は計算値を下回る拘束効果しか得られないことになる。これは、鋼板が座屈した際の残留変形がCFSの弾性変形に悪影響を及ぼしているためと推測される。

(2) 鋼板の取付け方法による補強効果の比較

ここでは、平成7年度に行った実験[1]の供試体No. 4(補強鋼板1.6mm厚+円形鋼板1.6mm厚、以下No. 47と記す)を基準供試体としてNo. 3およびNo. 6との比較を行う。No. 47は降伏変位8.45mm、終局変位67.80mm($8\delta_y$)であるのに対して、No. 3の終局変位は $6\delta_y$ 、No. 6の終局変位は $8\delta_y$ となっている。

No. 3は他に比べて高い変形性能が得られなかったが、柱基部で破壊していることから、鋼板を連続化しなかったことが直接の原因ではなく、載荷時に載荷方向片側の中詰めコンクリート下面の一部が崩落し、円形鋼板の拘束力が低下したことが原因と推測される。これに対し、崩落の生じなかった反対側では $8\delta_y$ 程度の耐力を有していた。

No. 6は、降伏変位が大きいにもかかわらず終局変位は $8\delta_y$ であり、No. 47と同等の変形性能を示している。No. 3、No. 6はNo. 47と同様に柱基部の主鉄筋の破断によって破壊しており、柱中間部にはほとんど損傷がみられなかった。

これらから鋼板の横方向の溶接を省略した場合や、鋼板と柱を接着させない場合でも柱基部主鉄筋が十分拘束されていれば、変形性能にはあまり影響しないと考えられる。

(3) 累積吸収エネルギー

図-5にNo.2～No.6の累積吸収エネルギー曲線を示す。累積吸収エネルギーは、図-2に示した荷重～変位曲線を各供試体について積分して求めた。これより、累積吸収エネルギーの大きい順に並べると、No.6>No.4>No.5>No.2>No.3の順になる。

No.6は、降伏変位と塑性率が共に大きく、また、荷重～変位曲線での各載荷レベルのループ形状が他に比べて大きいため、累積吸収エネルギーが大きくなっている。これは、鋼板と柱が重ね梁のような状態になっているため、両者間における摩擦によりエネルギーを消費しやすくなっていることや、柱中間部における鋼板と柱との一体性が他の供試体よりも小さいことが一因と考えられる。

No.4は、耐力の向上により荷重は他に比較して大きいものの、降伏変位が小さいため、累積吸収エネルギーはそれほど大きくはない。

No.2とNo.5を比較すると、塑性率および荷重はあまり変わらないが、降伏変位の差によりNo.5の方が累積吸収エネルギーが大きくなっている。

No.3は、前に述べたように、片側の中詰めコンクリート下面が剥がれ落ちたため塑性率が低くなっているが、反対側では8程度の塑性率を有していることおよび、塑性率6までは累積吸収エネルギーが高い値を示していることから、比較的エネルギー吸収効率は良いものと推測される。

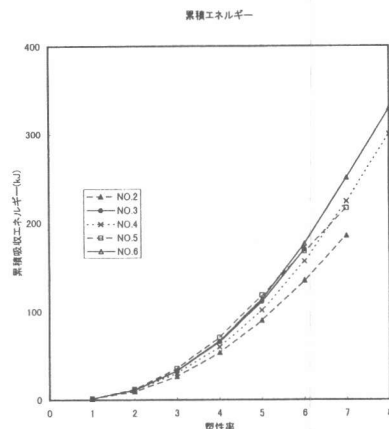


図-5 累積吸収エネルギー曲線

4. まとめ

実験の結果から以下のことがわかった。

- ①壁式橋脚にCFS巻き立て補強を行った場合、矩形断面と同じような高い拘束効果が得られた。
- ②鋼板の横溶接を省略したり、鋼板と柱を接着させなくても、基部拘束が行われていれば変形性能にあまり影響はない。
- ③中詰めコンクリートをフーチング上に打下ろすことで、変形性能が向上し柱の耐力が増加した。したがって、アンカー筋施工の代替案としての利用法が考えられる。
- ④基部拘束を行わずに鋼板とCFSの併用で補強を行う場合、それらを単独で用いて補強する場合よりも低い効果しか得られなかった。したがって鋼板とCFSを併用する場合には、低減係数を用いる等の配慮が必要である。

また今後は、鋼板とCFSの併用時に効果が低減される理由を解明することが必要である。

参考文献

- [1]冷水眞一郎、桑野忠生、植木博：カーボン繊維によるRC橋脚の耐震性向上実験、土木学会第51回年次学術講演会、vol.81、pp-1070-1071、1996.9