

論文 鋼及び炭素繊維の合成・混合効果を考慮した RC 矩形橋脚耐震性向上実験

桑野忠生*¹・植木博*¹・小林幸雄*²

要旨：都市内高架橋 RC 橋脚の耐震補強工事においては、地下埋設物等による支障物件に頻繁に直面し、耐震補強工事の最重要点である基部拘束構造の施工を阻害するが多い。ここでは、従来からの H 型鋼や円環鋼板による標準的な基部拘束構造に代わって、炭素繊維及び鋼板を合成及び混合構造として用いることにより、構造を簡略化し得る新しい補強工法を提案している。さらに、合計 7 体の縮小モデルを製作し、そのじん性を指標とした耐震性能について、繰返し載荷試験を実施して実験的に比較検討した。

キーワード：RC 橋脚の耐震補強、基部拘束構造、合成・混合構造、載荷実験

1. はじめに

平成 7 年年頭に起きた兵庫県南部地震による高速道路高架橋の被害を教訓として、既設の鋼製及び RC 橋脚における耐震補強工事が全国で実施されており、RC 橋脚の基本的補強工法として、鉄筋段落し部のせん断補強と橋脚自体のじん性向上の目的を同時に達成する鋼板巻き立て工法が比較的多く用いられている。

その際、設計・施工上の重要な課題の一つとして、柱基部の拘束度を如何に確保するかが挙げられる。一般に、施工上の制約や、地表面以下における支障物等の問題がない場合には、柱基部を H 型鋼や円環鋼板等で巻き立てて十分剛になるまで拘束度を高める手法が用いられているが、現実の都市内高架橋橋脚躯体周囲には地下埋設物等の支障物件が多く、必ずしも理想的な施工条件下に置かれている訳ではない。

従って、基部拘束構造を省略した上で、従来の手法に代わり、鋼材に加えて炭素繊維を用いて、それらが橋脚の耐震性に寄与する合成及び混合効果を実験的に確認することにより、両者の材料特徴を生かし、短所を補完し合う新たな補強構造の検討を行う。

2. 実験目的

本実験は RC 矩形断面橋脚の耐震補強工事への適用を念頭に、以下の 2 点を目的に行った。

(1) 鋼板・炭素繊維・RC 橋脚の合成構造として補強した場合（供試体 Na④⑤、表-1 参照）の補強効果確認

橋脚基部を鋼板のみで巻き立て、別途に基部拘束を施工しない場合には、橋脚躯体基部のコンクリート表面が孕み出し、これに鋼板が追従変形するが、鋼板の発生応力度が鉄筋の降伏点を超える大変形時には、急激な破断こそ起きないものの鋼板が孕んだままの残留ひずみが残る柱基部の拘束効果は大幅に低減される。一方、炭素繊維は高価であるが高強度であり、破断時まで弾性体として挙動し、橋脚の孕み変形に追従するため残留変形がないものの¹⁾²⁾、材料自体の剛性が低く急激な破断（脚崩壊）を起こす懸念がある。

上記の 2 つの補強材料を用い、かつそれぞれの特性を活かす合成構造として以下の方法が考えられる。第一に、RC 橋脚に直接炭素繊維を巻き付け、その上に補強鋼板を巻き立てる構造であり、第二に、先に RC 橋脚を補強鋼板で巻き立て、その上から炭素繊維を巻き付けた構造

*1 首都高速道路公団 保全施設部（正会員）

*2 " 第二建設部

の2種類である。これらの合成構造について耐震性能の比較確認を行う。

(2)鋼板・炭素繊維・RC橋脚の混合構造として補強した場合（供試体Na⑥、表－1参照）の補強効果確認

地表面より下部に対しては高い基部拘束効果が期待される炭素繊維による補強のみを行い、柱鉄筋段落し部上部（地表面上部）には経済性に優れた鋼板にて補強した、異種材料の組み合わせによる混合構造について耐震性能の確認を行う。これにより基部補強構造が省略出来るうえ、さらに炭素繊維についても地表面上で使用する場合に比べて防護工が不要となり、また根巻きコンクリートの施工も必要が無くなる。

3. 供試体概要

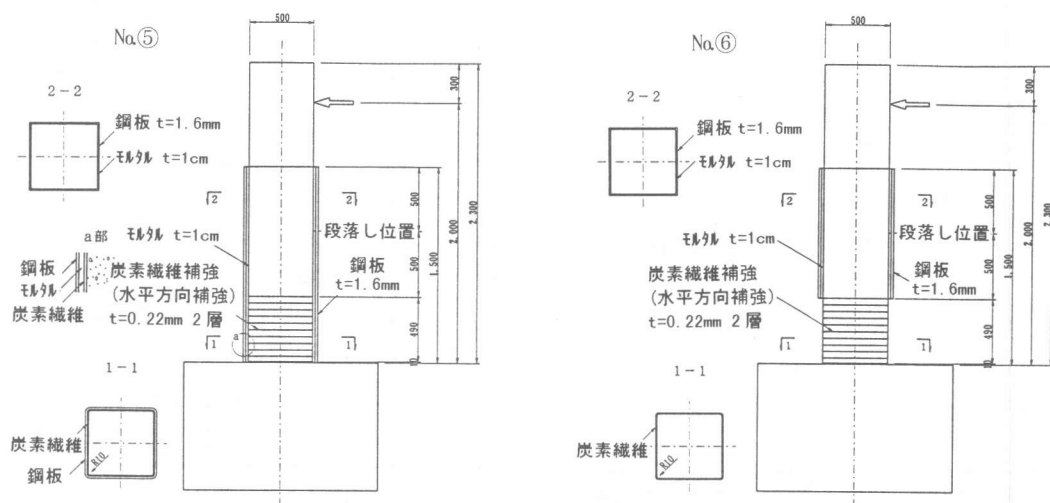
上記2点を主目的に、他に耐震性比較対照の

ための基本供試体も含めて表－1に示す合計8体の供試体を作成して繰り返し载荷実験を実施し、その過程でデータ計測及び破壊性状の観測を行った。それぞれは首都高速道路の高架橋における実橋の単柱橋脚を1/5.6に縮小したモデル化を行っている。これらの中でも代表的なNa⑤及び⑥の構造一般図を図－1に示し、供試体に用いたコンクリート、鉄筋及び補強に用いた炭素繊維、鋼板の強度値等とコンクリートの配合についてそれぞれ表－2及び3に示す。

供試体寸法は50cm×50cmの矩形断面、高さは230cmとし、基部から200cmの位置を水平载荷点としている。使用する鋼板厚は1.6mmとし、実際の耐震補強工事での補強鋼板標準厚9mmに相似させ、RC柱表面との隙間には幅厚1cmの無収縮モルタルを注入して間隙を埋めているが、Na②と④のみはエポキシ

表－1 载荷実験供試体

供試体 Na	補強概要	形状寸法 (cm)	帯鉄筋	炭素繊維厚 (mm)	炭素繊維高 (mm)	鋼板厚 (mm)
①	無補強	50×50 ×230	D6@125	—	—	—
②	鋼板のみ			—	—	1.6
③	炭素繊維のみ			0.222	1.5	—
④	(内) 鋼板/(外) 炭素繊維(合成)			0.222	1.5	1.6
⑤	(内) 炭素繊維/(外) 鋼板(合成)			0.222	0.5	1.6
⑥	(下) 炭素繊維/(上) 鋼板(混合)			0.222	0.5	1.6
⑦	(内) 炭素繊維/(外) 鋼板(スリット)			0.222	0.5	1.6
参考	鋼板+基部円環鋼板補強			—	—	1.6



図－1 代表的な供試体の構造一般図

表－２ 供試体材料の強度値等

供試体 NO.	コンクリート		主鉄筋 (D13)		帯鉄筋 (D6)		炭素繊維		鋼板	
	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
①	39	26	359	176	362	170	—	—	—	—
②	31	25	367	184	371	203	—	—	293	205
③	39	26	359	176	362	170	3,028	250	—	—
④	25	27	367	184	371	203	4,263	241	224	194
⑤	27	26	361	195	360	181	4,057	233	260	204
⑥	29	25	361	195	360	181	4,057	233	260	204
⑦	38	25	361	195	360	181	4,057	233	260	204
参考	32	27	359	176	362	170	—	—	327	205

表－３ コンクリート配合表

呼び強度	粗骨材 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)					
					水 W	セメント C	混和材 F	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
24	20	12	56.5	48.4	165	292	—	886	950	2.92

樹脂を注入している。

なお、Na⑦供試体は、鋼板の軸方向を非連続とするため、Na⑤に加えて基部から 4@120 mm のスリットを入れている。

4. 実験概要及び実験結果

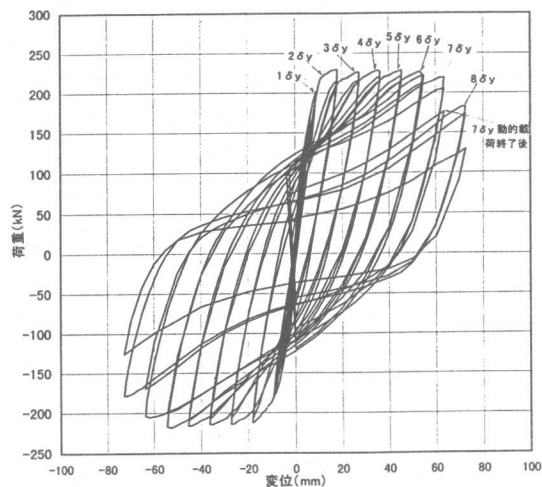
供試体は、天端に 25ton（上部構造死荷重の圧縮応力度 0.98MPa 相当）を鉛直方向に常時載荷したままで、各供試体の主鉄筋が降伏するまで水平方向荷重を漸増させ、歪計測値から換算した主鉄筋降伏時の供試体天端変位を計測降伏変位（1 δ y）として記録する。その後、計測降伏変位の整数倍変位制御による変位レベル毎に水平方向 3サイクル動的交番載荷試験を供試体破壊時まで行った。計測項目は水平変形値、水平載荷値、主鉄筋・帯鉄筋、補強鋼板の軸及び水平方向、炭素繊維の各歪値である。

表－４ 載荷実験計測値

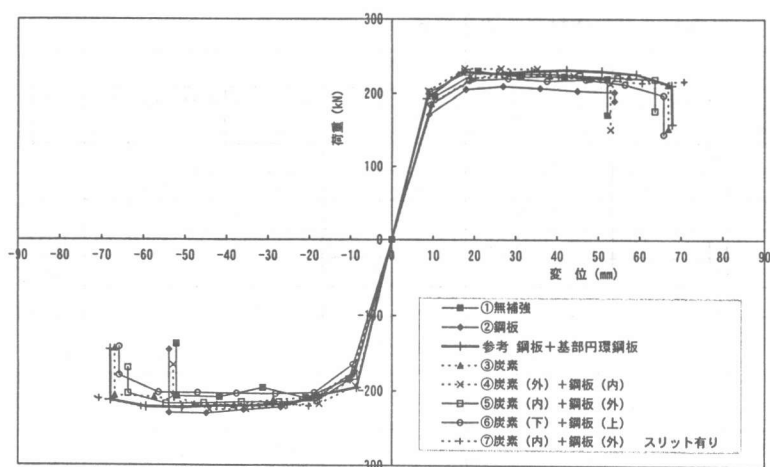
供試体 NO.	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	主鉄筋 (終局時)	塑性率
①	10.4	52.1	座屈	5 δ y
②	8.9	53.9	〃	6 δ y
③	9.6	66.9	〃	7 δ y
④	8.8	52.9	〃	6 δ y
⑤	9.1	63.7	〃	7 δ y
⑥	9.4	65.8	〃	7 δ y
⑦	10.1	70.7	〃	7 δ y
参考	8.5	68.0	破断	8 δ y

実験結果に基づく諸計測値を表－４に示し、荷重－変位関係の代表としてNa⑤供試体の履歴曲線、さらに全供試体における荷重－変位関係の包絡線をそれぞれ図－２、図－３に示す。また、各供試体の載荷段階ごとの供試体ひび割れ破壊状況を表－５に示す。

実験観測結果によると、本実験の 7 体については、全ての供試体において主鉄筋の座屈により終局状態を迎えており、先に実施済みの基部円環鋼板補強供試体（参考）の実験時に観測された主鉄筋の破断は、いずれの供試体においても観測されなかった。さらに、各供試体の塑性



図－２ Na⑤供試体の履歴曲線



図－３ 荷重－変位の包絡曲線

率は7 δy に止まっており、耐震性向上のための工法としてまだ補強効果改善の余地が残されていることを示している。しかし、円環鋼板により十分剛な基部補強を実施し、鉄筋の座屈変形を抑制出来る場合でさえ次の載荷ステップで

以降歪値は漸増するが、いずれの供試体においてもこの傾向はほぼ変わらない。また、補強鋼板の軸方向歪については、例えばNa⑤においては1 δy 載荷時で最大180 μ 程度が計測され、供試体の曲げ変形に伴って鋼板が圧縮力を負担

ある8 δy において鉄筋が破断していることから、剛性の極く低い基部補強構造を用いる場合には7 δy を得れば、ほぼ耐震性を上限まで引き上げ得たものと考えられる。主鉄筋の軸方向発生歪については、 δy を上述のとおり定義すると、2 δy 載荷時には基部から1Dの範囲内全域の主鉄筋がほぼ降伏域となり、

表－５ 載荷段階ごとの供試体状況

供試体 Na	供試体の破壊状態		
	初期の状態	載荷途中の状態	終局の状態
①	1 δy : 基部に水平方向ひび割れ発生。	2～4 δy : 基部でひび割れ本数が徐々に増加。ひび割れ角度が斜めに変化。	5 δy : 動的載荷中に基部のかぶりコンクリートが剥離、主鉄筋が座屈して終局。破壊は1D範囲以内。
②	1 δy : 基部に水平方向ひび割れ発生。	2～4 δy : 外観上の変化は無いが、補強鋼板の付着は徐々に切れる。 5 δy : 基部鋼板孕み出し発生。	6 δy : 鋼板の孕み出しが大きくなり耐荷力低下、主鉄筋が座屈して終局。破壊は1D範囲以内。
③	1 δy : 基部炭素繊維に水平ひび割れ発生。	2～5 δy : 外観上の変化は無いが、水平方向のひび割れが増加。 6 δy : 基部孕み出し発生。	7 δy : 基部の孕み出しが大きくなり耐荷力低下、主鉄筋が座屈して終局。炭素繊維の破断無し。破壊は1D範囲以内。
④	1 δy : 基部に水平方向ひび割れ発生。	2～4 δy : 外観上の変化は無いが、補強鋼板の付着は徐々に切れる。 5 δy : 基部孕み出し発生。	6 δy : 基部の孕み出しが大きくなり耐荷力低下、主鉄筋が座屈して終局。炭素繊維の破断無し。破壊は1D範囲以内。
⑤	1 δy : 基部に水平方向ひび割れ発生。	2～4 δy : 外観上の変化は無いが、補強鋼板の付着は徐々に切れ、4 δy で全て切れる。 5 δy : 基部孕み出し発生。	7 δy : 鋼板の孕み出しが40mmを超え耐荷力低下、主鉄筋が座屈して終局。炭素繊維は若干破断。破壊は1D範囲以内。
⑥	1 δy : 基部炭素繊維に水平ひび割れ発生。	2～5 δy : 炭素繊維に発生する水平ひび割れ増加、4 δy で鋼板の付着は全て切れ、5 δy でひび割れ幅3mmとなるが孕み出しは無い。 6 δy : 基部で孕み出し発生。	7 δy : 柱基部の孕み出しが大きくなり40mm超え耐荷力低下、主鉄筋が座屈して終局。炭素繊維は若干破断。破壊は1D範囲以内。鋼板との境界部で破壊変形なし。
⑦	1 δy : 基部炭素繊維に水平ひび割れ発生。	2～6 δy : スリット部のひび割れ幅増加、6 δy で鋼板の付着は全て切れて基部が孕み出す。	7 δy : 基部鋼板孕み出しが大きくなり耐荷力低下、主鉄筋が座屈して終局。破壊は0.5D範囲以内。

していることが確認できる。一方、供試体基部の鋼板を巻かずに炭素繊維のみで補強したNa⑥や鋼板にスリットを入れたNa⑦では1 δy 載荷時で最大40 μ 程度と圧縮力は想定どおりに小さい。いずれにしても、曲げに伴う圧縮力によって鋼板が変形する程の応力度は発生しないことが確認された。

さらに、補強鋼板の水平方向歪は、鋼板の最基部付近において、Na⑤と⑦の両供試体とも終局時まで1,000 μ を超える事は無いが、載荷面については、終局状態に達して鋼板の孕み出し変形の発生に伴いその歪値が急増し降伏歪に達する。しかし、載荷軸直交面の鋼板は終局時にも鋼板の孕み出しが無いので常に値は小さく500 μ 程度を超えることは無い。一方、炭素繊維の水平方向歪については、載荷面では最大4,000 μ を超え、載荷軸直交面でも3,000 μ を記録していることからフープ効果として十分な機能発揮が裏付けられている。

5. 各供試体の示す耐震性能

Na④と⑤では鋼板と炭素繊維の補強施工順序を逆にしているが、鋼板を先に（内側に）RC橋脚表面上に巻いたNa④の終局変位量が少なく期待される変形性能まで達していない。これは炭素繊維による追加補強により両者を合成して用いても、炭素繊維はRC橋脚の孕み出しに伴う鋼板の変形に追従してしまうことから、鋼板の残留変形がもたらす拘束力低下の弱点が改善しきれていないことを示している。一方、RC橋脚表面に直接炭素繊維を巻き立てる方が孕み変形に追従しつつもこれを制御し、大変形時にも一定の拘束効果を維持して炭素繊維の材料特性を生かせることが確認された。これらは、鋼板と炭素繊維固有の弾性域の差異を明白に裏付けている。

また、Na⑤と⑥では、どちらも同じ最大変位量7 δy を示し、特にNa⑥では鋼板と炭素繊維材の接続境界位置における亀裂等の発生は認められずに、躯体コンクリートの破壊は全て基部

から1D（D：供試体長辺長）までの範囲に集中しており、混合構造の妥当性が確認された。

しかし、図-3に示される様に、Na⑥においてはNa③（炭素繊維のみで補強）と同じく終局状態に近づくにつれて耐力が若干低下しながら終局を迎える傾向がある。これは、断面形状を保持し、圧縮コンクリートの破壊領域を最小にする目的に対しては、炭素繊維自体の持つ剛性が不十分であることによるものと思われる。従って、Na⑤の結果が示す様に、橋脚基部に炭素繊維のみでなくその上に鋼板を施工することにより、耐震性の改善を一層図る事が期待出来る。ただし、必要なじん性の改善が小さな範囲の場合であれば、Na⑥の混合構造を採用し、施工性を重視する選択も可能と考えられる。

さらにNa⑦においては、鋼板にスリットを入れてもNa⑤同様に終局時耐荷力の低下を改善することが可能であり、また橋脚の軸方向曲げ剛性を高めることのない補強が可能である。

6. エネルギー消費量

図-4に供試体Na③～⑦における各変位レベルごとの累積エネルギー消費量を示す。これは計測された荷重-変位ループ曲線を各変位レベル・供試体ごとに積分して求めたものであり、耐震性を示す一つの指標として考えることが出来る。消費量数値は大きい順にNa⑦>Na⑤>Na③>参考>Na⑥>Na④となっている。

総じて数値が高いのは炭素繊維を内側に配置した供試体であり、中でもスリット入りのNa⑦が最も良い結果を得た。これは、鋼板のスリットにより、主鉄筋の計測降伏変位が他の供試体に比して大きくなり、各変位レベル全ての繰返し載荷（変形）数量が大きくなった影響である。なお、この供試体については耐荷力低下後の8 δy 載荷時において、鉄筋の破断を観測しているがこれも上述と同様の理由によるものと考えられる。

次に消費量が高いのは基部に炭素繊維のみを用いた供試体であるが、上部まで炭素繊維の

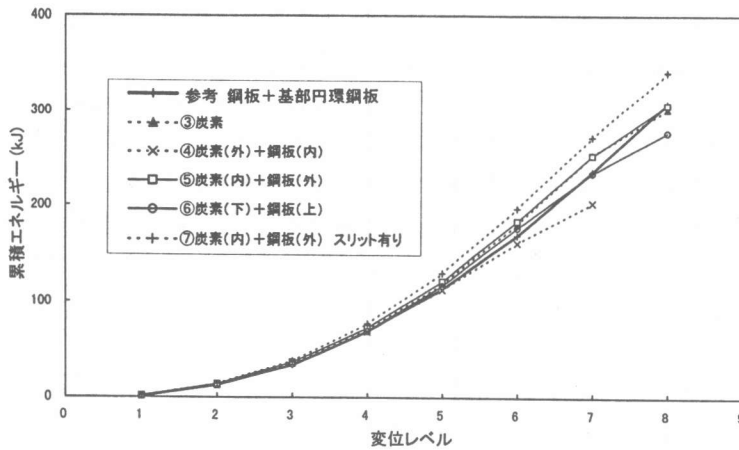


図-4 累積エネルギー消費量

みで補強したNa③が、上部に鋼板を混合して用いたNa⑥に比べて柱曲げ剛性が低いままであるために計測降伏変位が大きく、消費量で良い結果を得ている。

最も消費量が少ないのは鋼板を内側に配置した供試体である。上述の塑性率に加えて、このエネルギー消費量の立場からも炭素繊維を内側に配置する方が補強方法として優れていることが裏付けられる。

7. 結論

(1) 供試体の表面に炭素繊維を直接巻き付けることにより、供試体断面の圧縮縁側の炭素繊維はその高い弾性を発揮し、鉄筋の座屈に伴うコンクリートの孕み出しに追従し、かつ抑制する。さらに炭素繊維の上から鋼板を施工することにより炭素繊維の破断後の急激な剛性低下を防ぐ事が出来る。

一方で、供試体の表面に先に鋼板を巻き付け、その上から炭素繊維で補強した場合は、鋼板の起こす残留変形に炭素繊維は追従し、コンクリートの孕み出し変形を抑制出来ないため、耐震補強法として十分な効果が期待出来ない。

(2) 鋼・炭素繊維・RC橋脚からなる合成及び混合構造として補強を行い、基部拘束構造を省略した耐震補強工法は、被りコンクリート崩壊後の橋脚断面の矩形保持が難しいために、その

終局状態にあっても主鉄筋の破断までは至らない。従って、じん性率を最大限度まで高めるという目的においては、剛性の高い円環鋼板やH型钢等の基部拘束構造を施工する場合の鋼板巻き立て工法に比して、同等とは評価出来ないものの、準じる補強手法として位置付けられる。特に、地中部支障物件等の施工上の制約

を受ける都市内高架橋においては、実構造に適用可能な工法として有効かつ経済的である。

(3) 一旦震災を受けた場合、主鉄筋が破断してしまうと、破断しなかった場合に比べて橋脚破損被害の復旧をより困難するとの懸念も残されている。従って、各橋梁における必要な補強レベルを明確にして、施工上の制約条件に配慮したうえで、設計上のじん性の不足分のみを補う補強法を選定する際には、本実験で示された各補強法を参考にする事が出来る。

参考文献

- 1) 長田光司ほか：炭素繊維で補強した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能、コンクリート工学論文集、Vol. 8, No. 1, pp. 189-202, 1997. 1
- 2) 須藤肇・植木博ほか：矩形RC橋脚の耐震性向上に関する模型実験、コンクリート工学年次論文報告集、1997