

論文 PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強に関する実験的研究

中村 智*1・日野 伸一*2・山口 浩平*3・佐藤 貢一*4

要旨: 既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強工法としては、橋脚周囲に RC や鋼板、繊維シートなどを巻き立てる工法が一般的だが、RC 巻立て工法では河積阻害率や自重増加、鋼板巻立て工法では施工性や経済性、シート巻立て工法では湿潤面への接着性などに問題があった。そこで著者らは補強筋を既設橋脚に接触配置し、鉄筋かぶりを確保するまでポリマーセメントモルタル（以下、PCM）を吹付ける工法を提案した。本論文では正負交番載荷試験により、本工法の耐震補強効果、ならびに補強筋の必要定着長を確認した。試験の結果、設計で想定した通りの耐震補強効果が得られ、また補強筋の必要定着長は 20φ 程度であると確認された。

キーワード: 耐震補強, 段落とし部, ポリマーセメントモルタル, 吹付け工法, 既設 RC 橋脚

1. はじめに

兵庫県南部地震では昭和 55 年以前の基準¹⁾によって設計された軸方向鉄筋に段落とし部を有する橋脚の多くは、脆性的な曲げせん断破壊を引き起こし、鉄筋の破断による倒壊、または甚大な損傷変形を引き起こした。

段落とし部を有する RC 橋脚の耐震補強対策としては、軸方向鉄筋の段落とし部において先行した曲げ損傷が、せん断破壊に移行しないように、曲げ耐力およびせん断耐力の増強を図ることとされている²⁾。

従来の既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強工法としては、RC 巻立て工法、鋼板巻立て工法、連続繊維シート巻立て工法などが一般的であるが、RC 巻立て工法は巻立て厚の増加に伴う河積阻害率・建築限界の増大や自重の増加、鋼板巻立て工法は施工性や経済性、連続繊維シート巻立て工法は湿潤面への接着性や、雨天時の施工などに問題があった。

そこで著者らは補強筋を既設橋脚に接触配置し、鉄筋かぶりを確保するまで PCM を吹付ける工法を提案した。本工法は付着特性に優れた PCM を巻立てに用いることで、巻立て厚を RC 巻立て工法の約 1/5 に低減できるため河積阻害率や建築限界の制約を受けにくく、自重の増加を抑えることが可能となる。また、PCM の巻立てを吹付け施工によって行うことで、広範囲の安定した施工が可能となり、施工速度や施工性を向上させ工期の短縮や品質の向上を図ることが可能である³⁾。

工法比較を図-1 に示す。補強筋として軸方向鉄筋に D22 を、帯鉄筋に D16 を使用した場合を想定して比較すると RC 巻立て工法は施工上、250mm 程度の断面増加が必要となるが、PCM 吹付け工法は鉄筋を既設コンクリー

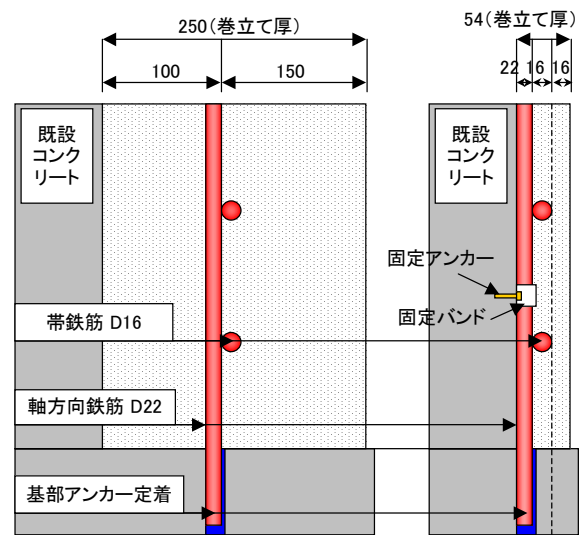
ト表面に接触配置できるため鉄筋のあきが不要であり、また中性化速度がコンクリートの 1/5 以下の PCM を使用するためにかぶり厚を薄く（最外縁の鉄筋径以上）できる。よって全巻立て厚を 1/5 程度に低減できる。

本論文では、地震時を想定した正負交番載荷試験を行い、本工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強効果、ならびに補強部の軸方向鉄筋の有効定着長に基づく補強範囲について検証した。

2. 試験概要

2.1 供試体概要

供試体の形状を図-2 に示す。供試体は上下にフーチングを有する橋脚型とし、既設 RC 橋脚をモデルとして



(a) RC 巻立て工法 (b) PCM 吹付け工法

図-1 工法比較

*1 (株) さとうベネック 施工本部工務部 (正会員)

*2 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門 教授 工博 (正会員)

*3 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門 助教 博(工) (正会員)

*4 奈良建設(株) 土木部技術担当部長 博(工) (正会員)

柱部の高さ 1600mm, 断面高さ 350mm, 断面幅 400mm とし, 実橋の約 1/5 スケールで作成した。

A-A 断面 (基部から 150mm の断面) に軸方向鉄筋 (D10:SD295×6 本+D16:SD295×8 本) を 50mm のかぶり を確保して配置し, C-C 断面 (実際の段落とし位置) で, D16 の鉄筋を段落としとした。段落とし鉄筋の定着長は昭和 55 年以前の設計¹⁾に従い $30\phi=480\text{mm}$ (ϕ :鉄筋径) とした。よって設計上の段落とし位置は B-B 断面となる。なお, 既設部の帯鉄筋 (D10:SD295) はコンクリートの横拘束効果を期待しないため, 重ね継手とし 100mm 間隔で 16 本配置した。

補強供試体は, 軸方向補強鉄筋 (D10:SD345) を B-B 断面より下側に $35\phi=350\text{mm}$ の定着長をとり, 上部はフーチング部分に 35ϕ 以上定着し, 上部で曲げ破壊が起こらないように考慮した。よって本実験での有効定着長の着目部は B-B 断面より下側となる。また, 補強部の帯

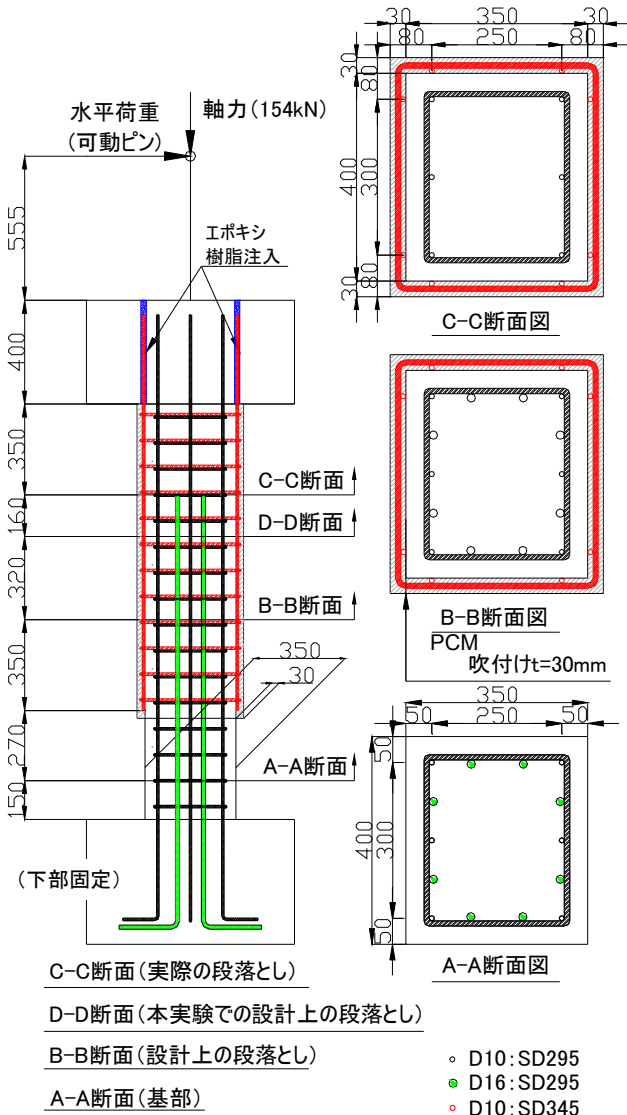


図-2 供試体形状

鉄筋 (D10:SD345) は 100mm 間隔で 12 本配置し, 横拘束効果を期待できるようにラップ長を $10\phi=100\text{mm}$ とし, フレア溶接した。PCM の巻立て厚は実施工と同様に最外縁の鉄筋純かぶりが 10mm となるように $t=30\text{mm}$ とし, 吹付け施工した。

写真-1 に供試体の作成フローを示す。まず, 軸方向鉄筋に段落としを有する既設部を作成した。その後, PCM の付着力を確保する目的でブラスト (吸塵式) により既設部の表面処理を行い, 表面の脆弱部分や油脂等の汚れを十分に取除いた。補強筋は軸方向鉄筋を既設表面に接触配置し, 帯鉄筋をフレア溶接で接合した。PCM



写真-1 供試体の作成フロー

の吹付け前にドライアウト防止のプライマーを塗布し、PCMを吹付けた。吹付けは2層に分けて行い、1層目で帯鉄筋の外側まで、2層目がかぶり部分を吹付けた。最後に表面の凹凸をコテで修正して完了した。

2.2 補強設計

図-3、表-1に設計値を示す。単柱式RC橋脚のひび割れ水平耐力 P_{cr} 、初降伏水平耐力 P_{y0} 、終局水平耐力 P_u 、ひび割れ変位 δ_{cr} 、初降伏変位 δ_{y0} 、終局変位 δ_u 、せん断耐力 P_s を道路橋示方書⁴⁾、コンクリート標準示方書⁵⁾、および既設橋梁の耐震補強工法事例集²⁾に基づき断面ごとに算出した。

段落とし部の曲げ補強は、A-A断面が初降伏曲げモーメント ($91.0\text{kN}\cdot\text{m}$) の1.2倍に達したときのB-B断面の作用モーメント ($76.3\text{kN}\cdot\text{m}$) と、補強前のB-B断面の初降伏曲げモーメント ($42.0\text{kN}\cdot\text{m}$) の差分の不足曲げモーメントに対して行った。

設計計算に用いたコンクリート、PCMおよび補強筋の材料試験値を表-2、3に示す。コンクリートおよびPCMは供試体作成時にテストピース(試験項目ごとに3本)を採取し、載荷試験当日に材料試験を行った。また、補強筋として用いた鉄筋の引張試験も行った。

無補強供試体は、後述する実験結果(3.3(2))において既設部段落とし鉄筋の有効定着長が $10\phi=160\text{mm}$ 程度であったため、C-C断面から下側に160mmの断面(D-D断面:本実験での設計上の段落とし位置とする)における初降伏水平耐力 P_{y0} 、ならびに終局水平耐力 P_u を算出した。結果は $P_{cr}=8.9\text{kN}$ でA-A断面にひび割れが発生し、 $P_{y0}=28.7\text{kN}$ でD-D断面の軸方向鉄筋が降伏、 $P_u=33.0\text{kN}$ でD-D断面の最外縁コンクリートが圧壊する。

補強供試体も同様に算出すれば、 $P_{cr}=8.9\text{kN}$ でA-A断面にひび割れが発生、 $P_{y0}=35.6\text{kN}$ でA-A断面の軸方向鉄筋が降伏、 $P_u=47.1\text{kN}$ でA-A断面の最外縁コンクリートが圧壊する。

水平変位は各断面(A-A、B-B、C-C、D-D断面)における $M-\phi$ 関係をそれぞれ計算し、単柱式RC橋脚の静的解析により算出した。

両供試体を比較すると、ひび割れが発生するのは互いにA-A断面であるのでひび割れ耐力は等しくなる。また、無補強供試体はD-D断面が先に降伏するが、補強供試体はD-D断面の曲げ耐力が向上するためA-A断面が先に降伏する。また、補強供試体はひび割れ後の剛性、終局耐力・変位も向上する。なお、せん断耐力 P_s はいずれの断面においても曲げ耐力より十分大きい。

2.3 載荷方法

写真-2に試験状況を示す。載荷方法は、154kN(コンクリート設計基準強度の3.7%、 $\sigma=1.1\text{N}/\text{mm}^2$)の一定軸力下で正負の水平荷重を与えた。載荷点の位置は供試体基

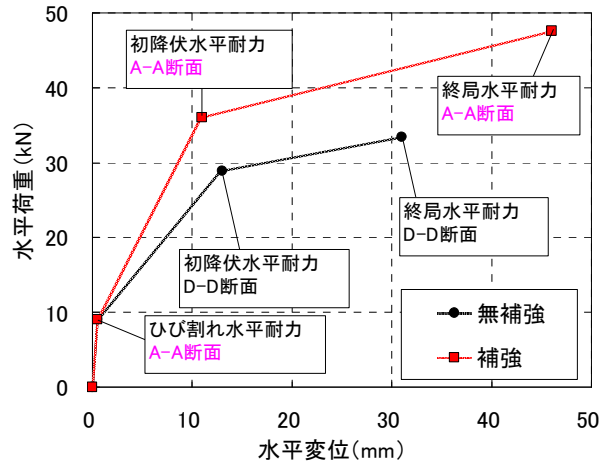


図-3 設計値

表-1 設計値 (kN)

位置	無補強				補強			
	P_{cr}	P_{y0}	P_u	P_s	P_{cr}	P_{y0}	P_u	P_s
C-C断面	16.9	32.2	37.1	175	30.3	61.1	75.9	378
D-D断面	15.0	28.7	33.0		27.0	54.4	67.6	
B-B断面	12.3	23.5	27.1		22.2	44.6	55.5	
A-A断面	8.9	35.6	47.1	203	8.9	35.6	47.1	203

表-2 コンクリート・PCM (N/mm^2)

項目	コンクリート	PCM
圧縮強度	41.8	71.6
ヤング係数	2.91×10^4	3.05×10^4
引張強度	1.54	3.43
曲げ強度	2.68	7.58

表-3 補強筋 (N/mm^2)

項目	径	部材	降伏強度	引張強度
SD295	D10	既設部	323	455
	D16		329	487
SD345	D10	補強部	377	557
ヤング係数	2.0×10^5			

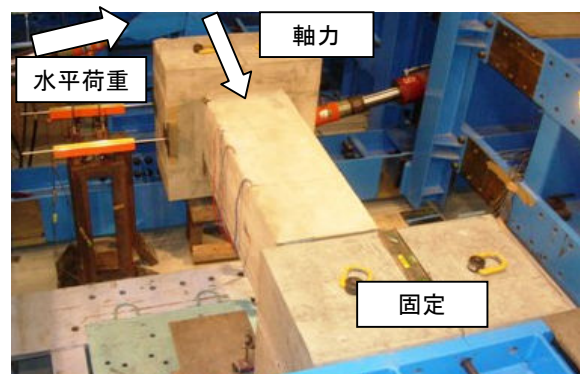


写真-2 試験状況

部から 2555mm である。

正負交番荷重については変位制御とした。まず正側の変位を増加させ、ひび割れ発生時の変位をひび割れ時変位 (δ_{cr}) と定義し、負側にも同じ変位を入力した。再び正側の変位を増加させ、基部のフーチングに定着した軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時の変位を初降伏変位 (δ_{y0}) と定義し、負側にも同じ変位を入力した。その後は δ_{y0} の整数倍で変位振幅を増加させながら正負交番に水平荷重を繰り返した。

3. 試験結果および考察

3.1 水平荷重 - 水平変位関係

図-4 に水平荷重-水平変位関係を、図-5 にその包絡線を、表-4, 5 に試験結果をそれぞれ示す。無補強供試体は $P_{cr}=10.9\text{kN}$ で A-A 断面にひび割れが発生した。その後、本来ならば D-D 断面の鉄筋ひずみが降伏となる変位を初降伏変位 δ_{y0} とすべきであるが、D-D 断面のひずみ値の測定が困難であったため、A-A 断面の鉄筋ひずみが降伏となる水平変位を $\delta_{y0}=18.6\text{mm}$ と定義した。その後は $P_u=43.5\text{kN}$ で最大荷重を示し、 $+2\delta_y$, $-2\delta_y$ でそれぞれ最大荷重の 76%, 60%まで水平荷重が低下したため荷重を終了した。

補強供試体は $P_{cr}=7.7\text{kN}$ で A-A 断面にひび割れが発生し、 $P_{y0}=37.1\text{kN}$ で A-A 断面の鉄筋ひずみが降伏となったため初降伏変位を $\delta_{y0}=10.5\text{mm}$ と定義した。その後 $\pm 3\delta_y$ までは A-A 断面のひび割れ幅が拡大しながら、水平荷重も増加した。 $P_u=52.1\text{kN}$ ($+4\delta_y$) で最大荷重を示し、以後 $+6\delta_y$, $+8\delta_y$, $+10\delta_y$, $+12\delta_y$ でそれぞれ最大荷重の 97%, 84%, 70%, 61%と水平荷重が低下したため荷重を終了した。水平荷重に関して設計値と実験値を比較すると、実験では無補強供試体の降伏耐力は C-C 断面のひずみ値が計測不良で、A-A 断面の降伏で定義したため、やや大きくなった。その他は実験/設計が 0.9~1.3 とほぼ一致していた。なお、終局耐力は無補強に比べ約 20%増加した。

3.2 塑性率およびエネルギー吸収能

表-6 に塑性率およびエネルギー吸収能を示す。本研究では実験における正側荷重時の水平荷重が最大水平荷重の 80%まで低減した時の変位を終局変位 $\delta_{u'}$ とし、これを降伏変位 δ_y で除した値 ($\mu = \delta_{u'} / \delta_y$) を塑性率として定義した。

また、図-6 に示すように終局変位 $\delta_{u'}$ までの P- δ 曲線で囲まれた部分の面積 (正負側の平均) をエネルギー吸収能と定義した。補強供試体は段落とし部での脆性的な破壊から、基部での曲げ破壊へと破壊モードが移行した結果、無補強供試体に比べ、塑性率が 4.5 倍、エネルギー吸収能が 10.7 倍と大幅に向上した。

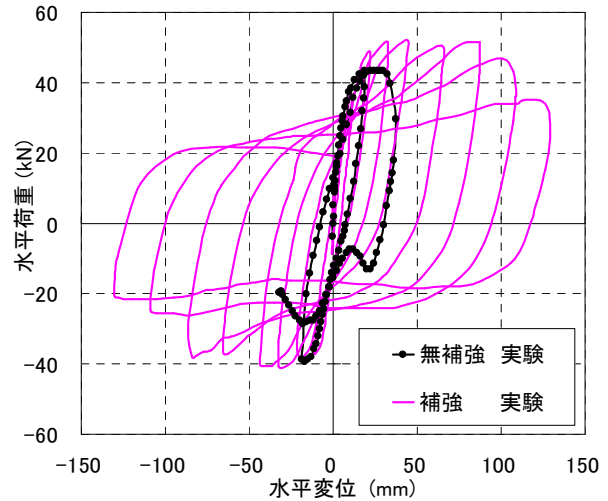


図-4 水平荷重-水平変位関係

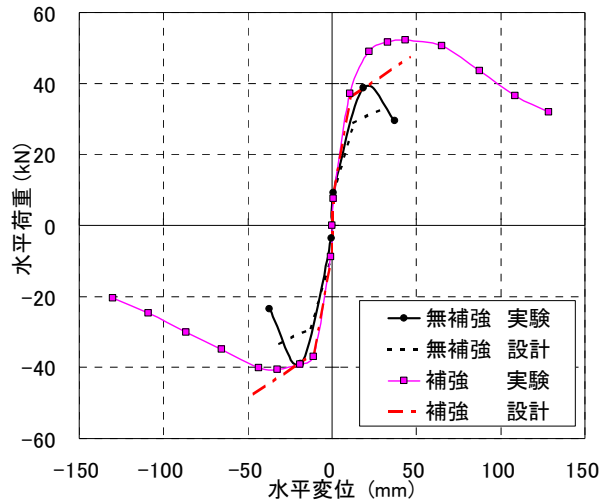


図-5 水平荷重-水平変位関係 (包絡線)

表-4 試験結果 (無補強)

水平荷重 (kN)	P_{cr}		P_{y0}		P_u	
	設計	実験	設計	実験	設計	実験
	8.9	10.9	28.7	38.9	33.0	43.5
実験/設計	1.2		1.4		1.3	
水平変位 (mm)	δ_{cr}		δ_{y0}		δ_u	
	0.49	0.78	13.0	18.6	31.0	29.5
実験/設計	1.6		1.4		1.0	

表-5 試験結果 (補強)

水平荷重 (kN)	P_{cr}		P_{y0}		P_u	
	設計	実験	設計	実験	設計	実験
	8.9	7.7	35.6	37.1	47.1	52.1
実験/設計	0.9		1.0		1.1	
水平変位 (mm)	δ_{cr}		δ_{y0}		δ_u	
	0.49	0.69	11.0	10.5	46.0	43.5
実験/設計	1.4		1.0		0.9	

表-6 塑性率およびエネルギー吸収能

	無補強	補強	補強/無補強
塑性率	1.83	8.32	4.5
エネルギー吸収能 (kN·m)	0.26	2.77	10.7

3.3 補強筋のひずみ分布

(1) B-B 断面（設計上の段落とし部）

図-7 に $P=30.0\text{kN}$ (A-A 断面の初降伏荷重の直前) における B-B 断面のひずみ分布を示す。断面において平面保持の法則が成立しており、既設部の軸方向鉄筋を考慮した設計値と実験値が一致している。また無補強はひび割れ断面となっているのに対して、補強供試体は全断面有効となって機能していることがわかる。

(2) 既設部軸方向鉄筋（段落とし鉄筋）

図-8 に $P=30.0\text{kN}$ (A-A 断面の初降伏荷重の直前) における既設部軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。縦軸が C-C 断面からの距離であり、C-C 断面を 0ϕ (ϕ : 鉄筋径) として下側に 160mm , 320mm , 480mm の位置をそれぞれ 10ϕ , 20ϕ , 30ϕ とした。

無補強供試体の既設部軸方向鉄筋（段落とし鉄筋）は C-C 断面から $0\sim 10\phi$ でひずみが大きくなっており、有効付着長は 10ϕ 程度であると考えられる。これは鉄筋が 10ϕ で定着されているものとし、ひび割れ断面を仮定した計算値とほぼ一致した。

一方、補強供試体の既設部の軸方向鉄筋はひずみが無補強の $1/5$ 以下に低減している。これは $P=30.0\text{kN}$ においては A-A 断面のみにひび割れが生じ、PCM 巻立て部は全断面有効であるためと考えられる。鉄筋が 10ϕ で定着しているものとした計算値ともよく一致している。

(3) 補強部軸方向鉄筋

図-9 に $P=30.0\text{kN}$ (A-A 断面の初降伏荷重の直前) における補強部軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。

縦軸が巻立て下端の鉄筋位置を 0ϕ (ϕ : 鉄筋径) として、上側に 100mm , 200mm , 350mm の位置をそれぞれ 10ϕ , 20ϕ , 35ϕ とした。補強部の軸方向鉄筋は巻立て下端の鉄筋位置から上方に 20ϕ の位置でひずみがピークとなっており、全断面有効と仮定した計算値ともよく一致している。これらから必要定着長は 20ϕ 程度で十分であることが確認された。なお、別途実施した付着強度試験からも必要定着長は 20ϕ 程度であることが確認されている。

3.4 ひびわれ性状および破壊性状

写真-3, 4 に破壊性状を示す。無補強供試体は写真-3 に示すように $P_{cr}=10.9\text{kN}$ で A-A 断面にひび割れが発生、 $P=20.0\text{kN}$ で B-B 断面と C-C 断面にひび割れが発生した。 $+\delta y_0$ で C-C 断面のひび割れ幅が急増し、 $-2\delta y_0$ で C-C 断面より上方に 50mm の位置で軸方向鉄筋が降伏・屈屈し、かぶりコンクリートを剥落させ耐荷力を失った。

これは、既設部段落とし軸方向鉄筋の実際の定着長が約 10ϕ であったため、B-B 断面の抵抗曲げモーメントが大きく、実際の段落とし位置が D-D 断面となり、実験において A-A 断面の降伏曲げモーメントの 1.2 倍が作用し

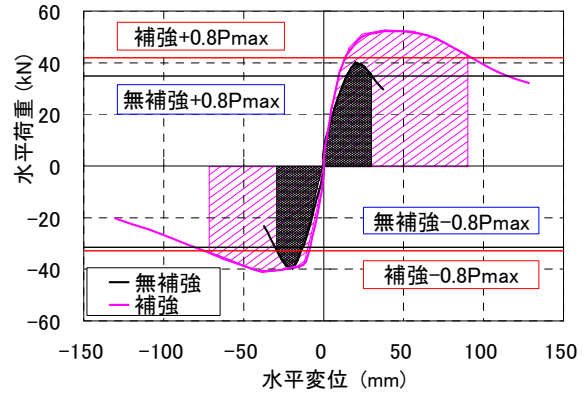


図-6 エネルギー吸収能

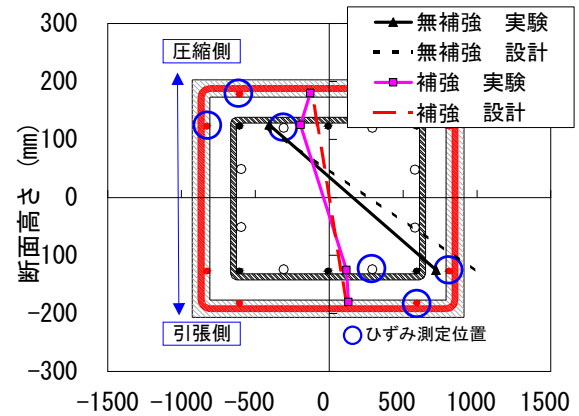


図-7 B-B 断面ひずみ分布 ($P=30\text{kN}$)

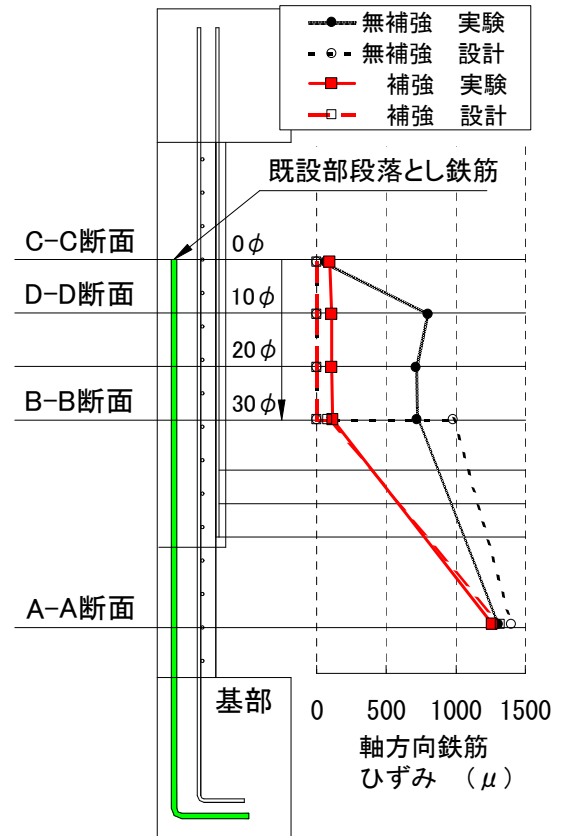


図-8 既設部軸方向鉄筋ひずみ分布 ($P=30\text{kN}$)

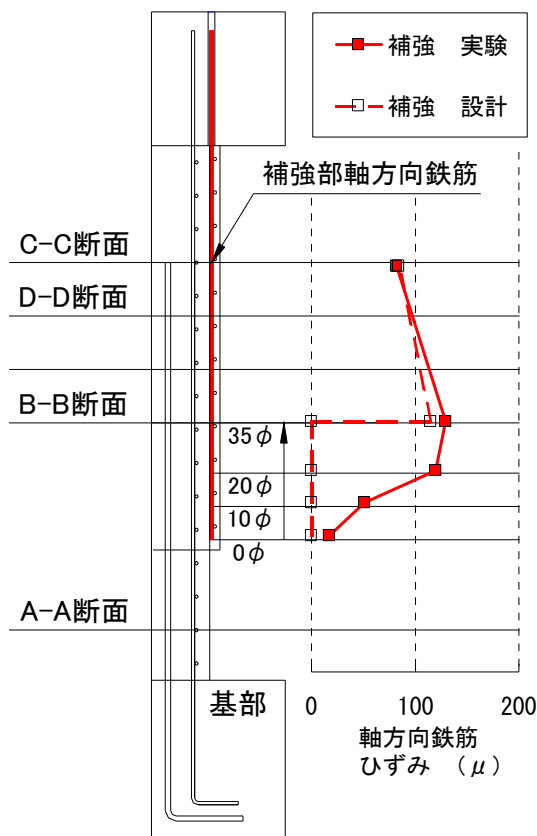


図-9 補強部軸方向鉄筋ひずみ分布 (P=30kN)

たときの D-D 断面の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントの交点付近 (D-D 断面より上方に約 210mm) に塑性ヒンジ領域が発生し、その領域内で曲げ破壊後にせん断破壊したものと考えられる。

補強供試体は写真-4 に示すように $P_{cr}=7.7kN$ で A-A 断面にひび割れが発生、 $P_{y0}=37.1kN$ で B-B 断面と C-C 断面にひび割れが確認された。その後 $2\sim 6\delta y_0$ は柱全体 (帯鉄筋の位置) にひび割れが分布するとともに、基部のひび割れ幅は増大した。 $+8\delta y_0$ で A-A 断面のコンクリートに浮きがみられ、 $+10\delta y_0$ で A-A 断面の軸方向鉄筋が降伏・座屈し、かぶりコンクリートを剥落させ塑性ヒンジを形成して曲げ破壊した。

4. まとめ

本研究では、PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強効果、ならびに補強部の軸方向鉄筋の有効定着長に基づく補強範囲について実験的に検証するために、地震時を想定した正負交番載荷試験を行った。

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 段落とし部を有する既設 RC 橋脚型供試体を PCM 吹付け工法により補強することにより、段落とし部の曲げ耐力が向上し、その結果、基部に塑性ヒンジが

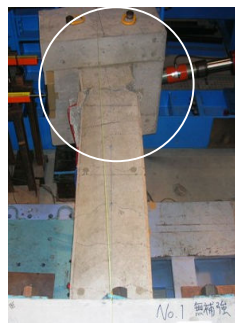


写真-3 無補強 (C-C 断面付近での破壊)

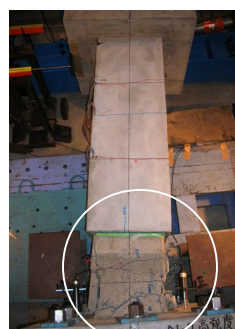


写真-4 補強 (A-A 断面での破壊)

形成された。

- (2) 保有水平耐力照査による降伏耐力および降伏変位は実験値とほぼ同一の結果を示した。
- (3) 無補強供試体に比べ、補強供試体は塑性率およびエネルギー吸収能が大幅に向上した。
- (4) 既設部に接触配置する補強部の軸方向鉄筋の必要定着長は、 20ϕ 程度で十分であることが確認できた。

以上より、本実験の範囲内で PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の段落とし部の耐震補強効果が確認された。

参考文献

- 1) (社) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第 6～12 巻 (橋台、橋脚) の手引き 建設省土木研究所編、pp.18-19、1976.5
- 2) (財) 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
- 3) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強実験報告書、2007.6
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、pp.148-178、2002.3
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編、pp.67-69、2002.3