

論文 乾式および湿式 PCM 吹付け工法による RC 橋脚の耐震補強

宮野 暢紘^{*1}・山口 浩平^{*2}・若杉 三紀夫^{*3}・日野 伸一^{*4}

要旨: PCM の施工には左官工法と吹付け工法があり, 湿式吹付け工法は左官工法に比べて, 一度に施工できる範囲が広く, 品質の均一化が図れる特長を有す。本論文では, さらに施工効率の高い乾式吹付け工法により PCM 巻立てを行い, 乾式吹付けモルタルの各種物性試験を行った。また, 地震時を想定した正負交番載荷試験を行い, 乾式および湿式吹付け工法の種別による耐震補強効果への影響について検証した。

キーワード: 耐震補強, ポリマーセメントモルタル, 乾式 PCM, 吹付け工法, RC 橋脚

1. はじめに

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¹⁾。工法比較を図-1に示す。補強筋として軸方向筋に D22 を, せん断補強筋に 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。

また, PCM の施工には左官工法と吹付け工法があり, 湿式吹付け工法は左官工法に比べて, 一度に施工できる範囲が広く, 品質の均一化が図れる特長を有す。このような湿式吹付け工法においても, 左官工法による PCM 巻立てと同等な耐震補強効果が確認されている²⁾。本研究では, さらに施工効率の高い乾式吹付け工法により PCM 巻立てを行い, 地震時を想定した正負交番載荷試験を行い, 乾式および湿式吹付け工法の種別による耐震補

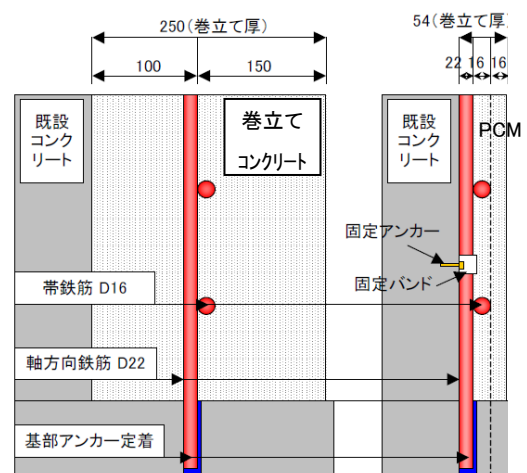
強効果への影響について検証した。

2. 乾式吹付けモルタルの物性

2.1 各種試験の概要

乾式吹付けモルタルは図-2に示すシステムによって混練され, その水平搬送距離は最大300mと, 湿式モルタルの約5倍以上の圧送性と, 吹付けノズル先からの吐出量は約1m³/hと, 湿式モルタルの約3倍以上の能力を有す。乾式吹付け工法は20数年前に開発され, 当時の乾式吹付け工法は湿式工法に比べて, 粉塵の発生量が多い, リバウンド率が高い等の問題点があったが³⁾, 本工法のシステムでは, 乾式吹付け専用ノズルおよび添加ポリマーエマルジョンによりリバウンド, 粉塵の発生を低減することが可能となった。

ここでは, 乾式吹付けモルタルの基礎物性として, 圧縮強度, 静弾性係数, 長さ変化率, 熱線膨張係数および引張接着強度を, また耐久性に関する物性として, 凍結融解抵抗性, 中性化促進試験, 塩化物イオンの実効拡



(a) RC 巻立て工法 (b) PCM 吹付け工法

図-1 工法比較

*1 住友大阪セメント(株) 建材事業部 博(工) (正会員)

*2 (一財)橋梁調査会 (元九州大学大学院) 博(工) (正会員)

*3 住友大阪セメント(株) 建材事業部 博(工) (非会員)

*4 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 工博 (正会員)

散係数と見掛けの拡散係数を測定した結果を報告する。次に施工性に関する性能として、粉塵の発生量および材料ロス率を測定した。本試験に用いた乾式吹付けモルタルの配合を表-1に示す。なお、粉体は主成分として早強セメント、乾燥珪砂、膨張材等をプレミックスしたものを使用した。

(1) 圧縮強度と静弾性係数

JSCE-F561-2005「吹付けコンクリート(モルタル)の圧縮強度試験用供試体の作り方(案)」に準拠して、乾式吹付けモルタルを直接パネル型枠に吹付けた (t=250mm)。その後、JIS A 1107 (2002)「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に準拠して、φ100×200mmに供試体を切り取り、JHS 432(2006)「断面修復用吹付けモルタルの試験方法」に準拠して、材齢3, 7, 28日で圧縮強度と材齢28日で静弾性係数を測定した。

(2) 長さ変化率

乾式吹付けモルタルを100×100×400mmの鋼製型枠に吹付け作製した後、JHS 432-2006「断面修復用吹付けモルタルの試験方法」に準拠して、施工後、48時間で脱型して、基長を測定した。所定の材齢まで、室温20±2℃、相対湿度60±10%の気中で養生して、JIS A 1129 (2001)「モルタル及びコンクリートの長さ変化試験方法/コンタクトゲージ方法」に準拠して、長さ変化率を測定した。

(3) 熱膨張係数

乾式吹付けモルタルを埋め込み、ひずみゲージをセットした100×100×400mm鋼製型枠に吹付け作製した後、JHS 432-2006に準拠し、48時間で脱型し、室温20±2℃、

相対湿度60±10%の気中で28日間養生した。その後、20℃を起点に60℃までの範囲で、10℃毎にひずみと温度の測定を行った。熱膨張係数は、10℃毎に得られたデータを、横軸に温度、縦軸にひずみを記録し、得られた直線の平均勾配(μ/℃)から求めた。

(4) 引張接着強度

予めウォータージェット処理を行った下地コンクリートにアクリルエマルジョン系プライマーを100g/m²の塗布量で処理後、乾式吹付けモルタルを直接下地コンクリートに吹付けた。その後、JIS A 1107 (2002)に準拠し、φ75×150mmに供試体を切り取り、JHS 432-2006に準拠して、材齢28日で引張接着強度を測定した。

(5) 凍結融解抵抗性

JSCE F561-2005に準拠して、乾式吹付けモルタルを直接パネル型枠に吹付けた。100×100×400mmに切り出し後、温度20±2℃の水中で養生して、材齢28日より、JIS A1148 (2001)「コンクリートの凍結融解試験方法/水中凍結融解試験法(A法)」に準拠して、相対動弾性係数を測定した。

(6) 中性化促進試験

JSCE-F561-2005に準拠して、乾式吹付けモルタルを直接パネル型枠に吹付けた。100×100×400mmに切り出し後、JIS A 1153 (2003)「コンクリートの促進中性化試験方法」に準拠して、温度20±2℃、相対湿度60±5%、二酸化炭



図-2 乾式吹付けモルタルの混練システム

表-1 乾式吹付けモルタルの配合

配合 (kg/m ³)			配合比		
粉体	液体*	水	W/C	S/C	P/C
1925	107	168	0.26	1.2 ≤	5% ≤

*アクリル系エマルジョン



(a) 壁面 (b) 天井面

図-3 吹付け状況

表-2 乾式吹付けモルタルの基礎物性値

試験項目	材齢	試験結果
圧縮強度 (N/mm ²)	3日	33.9
	7日	37.4
	28日	46.3
静弾性係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	28日	1.93
長さ変化率 (%)	28日	-0.014
	56日	-0.021
	91日	-0.024
熱膨張係数 (×10 ⁻⁵ /℃)	28日	1.2
引張接着強さ (N/mm ²)	28日	2.7

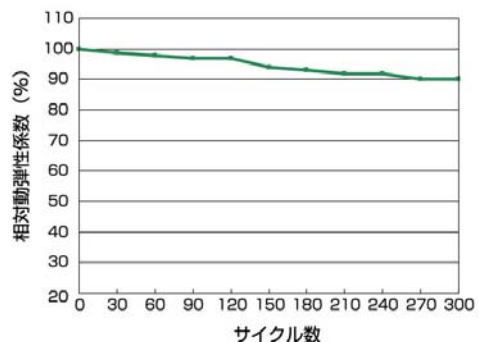


図-4 乾式吹付けモルタルの凍結融解試験結果

素濃度 $5 \pm 0.2\%$ の条件下で、中性化促進試験を行った。

(7) 塩化物イオンの実効拡散係数と見掛けの拡散係数

JSCE-F561-2005に準拠して、乾式吹付けモルタルを直接パネル型枠に吹付けた。その後、JIS A 1107 (2002)に準拠して、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ に供試体を切り取った。塩化物イオンの実効拡散係数は、 $\phi 100 \times 50 \text{mm}$ に切り出したものを試験体として、JSCE G571(2007)「電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験方法(案)」に準拠して、見掛けの拡散係数は、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ 供試体の両端面から25mm部分を切断除去して、高さ150mmに成型したものを試験体として、JSCE- G572-2007「浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法(案)」に準拠して測定した。

(8) 粉塵量

乾式吹付けモルタルと超速硬セメントを用いた従来の乾式吹付けモルタルと早強セメントを用いた湿式吹付けモルタルの3種類の材料を約 $3.5 \times 4 \times 3 \text{m}$ の閉鎖された空間で $500 \times 500 \times 40 \text{mm}$ の鉄筋有り型枠へ吹き始めてから吹き終わるまでの粉塵量を、デジタル粉塵計(LD-5D 型)を用いて計測した。

(9) 材料ロス率

壁面および天井面それぞれに設置した $900 \times 1200 \times 200 \text{mm}$ の鉄筋有り型枠に圧送距離 200m で、図-3 に示すように乾式吹付けモルタルを吹付け、その際に跳ね返った材料および付着せずに落ちた材料を測定し、これらの合計を吹付け総質量に対する百分率で表して、材料ロス率を求めた。

2.2 試験結果

乾式吹付けモルタルの圧縮強度、静弾性係数、長さ変化率、熱線膨張係数および引張接着強度を、表-2 に示す。圧縮強度は材齢 3 日で 30N/mm^2 以上、材齢 28 日で

は 45N/mm^2 以上の性能であった。長さ変化率は材齢 28 日で -0.014% 、材齢 91 日でも -0.024% と極めて小さい値であった。引張接着強度は一般的な目安 1.5N/mm^2 の約 2 倍の値を示した。

乾式吹付けモルタルの凍結融解抵抗性試験 300 サイクル後の相対動弾性係数は、図-4 に示すように約 90% であった。また材齢 1, 4, 8, 13 および 26 週のいずれでも中性化深さは 0mm であった。さらに乾式吹付けモルタルの塩化物イオンの実効拡散係数は $0.0177 \text{cm}^2/\text{年}$ 、見掛けの拡散係数は $0.118 \text{cm}^2/\text{年}$ と、各種セメントコンクリートの性能と比べても十分に低い値であった⁴⁾。

乾式吹付けモルタルの粉塵量は図-5 に示すように、超速硬セメントを用いた在来乾式吹付けモルタルと比べ

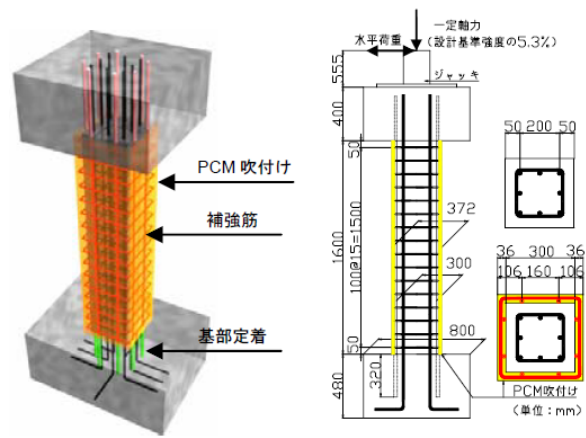


図-6 試験体の概略図

表-4 材料特性値

(a) コンクリート, PCM

項目		圧縮強度	弾性係数	曲げ引張強度	引張強度
コンクリート	設計	30	28000	2.22	-
	実測	36.4	27300	4.91	3.3
乾式PCM	設計	30	28000	2.22	-
	実測	42.6	22500	9.39	2.33
湿式PCM	設計	30	28000	2.22	-
	実測	68.2	27000	7.7	4.6

(b) 補強筋

項目		降伏強度	引張強度	弾性係数	
					(単位: N/mm^2)
鉄筋(SD345)	設計	補強筋	345	490以上	2×10^5
	D10	実測	せん断補強筋	376	
D16		実測	曲げ補強筋	402	550

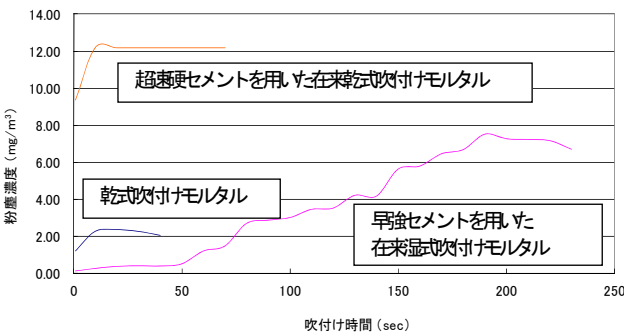


図-5 各吹付け工法の粉塵量の測定結果

表-3 乾式吹付けモルタルの材料ロス率

施工面	吹付け総質量	材料ロス(kg)	材料ロス率(%)
壁面	475kg	83.3	17.5
天井面		122	25.6

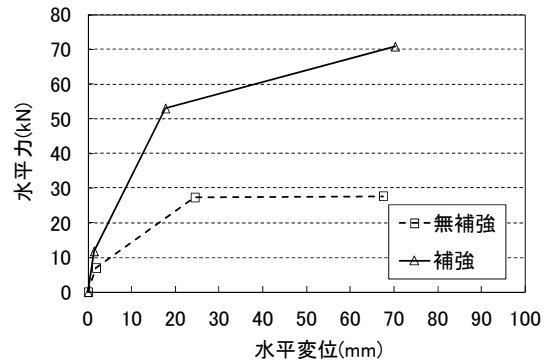


図-7 水平力-水平変位関係(設計値)

て1/5~1/6に低減されており、早強セメントを用いた在来湿式吹付けモルタルでは同一量を施工するのに3倍以上の時間を要し、最終的な粉塵量は乾式吹付けモルタルを上回った⁵⁾。

表-3に乾式吹付けモルタルの材料ロス率を示すが、壁面に比べて天井面でやや多い結果であったが、いずれも約2割前後で、5割以上あった在来工法と比べると著しく低減されて、ほぼ湿式吹付けモルタルと同程度であった⁵⁾。

3. 正負交番载荷試験による曲げ補強効果の検討

3.1 試験体

図-6に試験体の概略図を示す。試験体はNo.1~No.3の3体で、No.1は無補強試験体、No.2は乾式吹付けPCM巻立て、No.3は湿式吹付けPCM巻立てによる補強試験体である。コンクリートとPCMおよび鉄筋の材料特性値を表-4に示す。

形状は、柱部高1600mm、断面300×300mmの正方形で上下にフーチングを有する橋脚型とし、既設RC橋脚を約1/5スケールでモデル化した。また基部から载荷点までの高さは2555mmである。既設鉄筋としてコンクリート最外縁から50mmの位置に軸方向筋を8本配置し、せん断補強筋を100mm間隔で16本配置した。なお、せん断補強筋は重ね継手とした。No.2, 3の補強部の補強筋に関して柱部最外縁から28mmの位置に軸方向筋を8本とせん断補強筋を100mm間隔で16本配置した。せん断補強筋はコンクリートの横拘束効果を期待できるようラ

ップ長10φ(φ:鉄筋径)でフレアー溶接を行った。No.2, No.3では柱基部の曲げ補強による定着も行い、軸方向筋はアンカー孔(φ26mm)に定着長20Dでエポキシ樹脂注入により定着した。なお吹付け厚は、かぶりが10mmとなるようにNo.2, No.3のいずれも36mmとした。

3.2 補強設計

設計方法は道路橋示方書V耐震設計編、平成14年3月(以下H14道示)⁶⁾、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」⁷⁾に規定される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出方法に準拠した。設計値の算定は、材料試験により得られた材料特性値を用いた。

図-7に算定結果を示す。前述の設計方法によって単柱式RC橋脚のひび割れ耐力 P_c 、初降伏耐力 P_{y0} 、終局耐力 P_u 、およびひび割れ変位 δ_c 、初降伏変位 δ_{y0} 、終局変位 δ_u 、ならびに塑性率 $\mu(=\delta_u/\delta_{y0})$ を算出した。なお、本論文では最大水平荷重の80%まで低減した時の変位を終局変位 δ_u とし、これを降伏変位 δ_{y0} で除した値 (δ_u/δ_{y0}) と定義した。

計算の仮定として、いずれの試験体も正負交番作用を考慮し、断面の最も外側に配置された補強部軸方向筋に生じるひずみが降伏ひずみに達したときの曲げモーメントおよび曲率を求め、これらを初降伏モーメント M_{y0} 、初降伏曲率 ϕ_{y0} とした。また、最外縁の軸方向の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に達したときの曲げモーメントと曲率を、それぞれ終局曲げモ

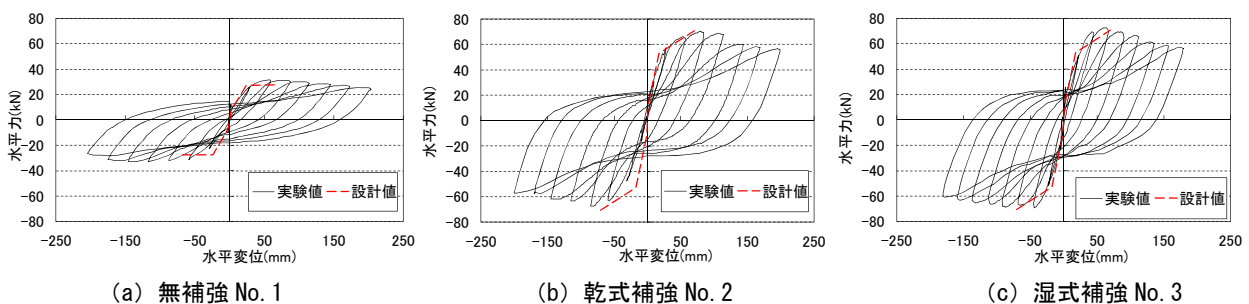


図-8 水平力-水平変位関係



図-9 基部の破壊状況

表-5 試験結果

項目		無補強	乾式	湿式	乾式/無補強	湿式/無補強
ひび割れ耐力	P_c	設計値	6.98 kN	11.8 kN	1.69	
		実験	11.3 kN	25.8 20.10 kN	2.28	1.78
ひび割れ変位	δ_c	設計値	1.87 mm	1.38 mm	-	
		実験	2.02 mm	3.56 2.77 mm	1.76	1.37
初降伏耐力	P_{y0}	設計値	27.3 kN	53.0 kN	1.94	
		実験	25.9 kN	50.5 57.3 kN	1.95	2.22
初降伏変位	δ_{y0}	設計値	24.4 mm	17.7 mm	-	
		実験	29.1 mm	22.3 27.8 mm	-	-
最大耐力 (最大水平力)	P_u (P_{max})	設計値	27.7 kN	70.8 kN	2.56	
		実験	31.6 kN	72.7 65.7 kN	2.30	2.08
終局変位	δ_u	設計値	67.5 mm	70.2 mm	-	
		実験	181 mm	180 197 mm	-	-
塑性率	μ	設計値	2.73	2.97	-	
		実験	6.21	8.06 7.09	1.30	1.14
エネルギー吸収能	E	実験	5.01 kN・m	9.71 10.60 kN・m	1.94	2.12

一メント M_u 、終局曲率 ϕ_u とした。また、設計上値の算出に当たっては、PCM は既設コンクリートの特性値を用いた。

4. 結果および考察

4.1 変形性状およびひび割れ状況

載荷点における水平力と柱天端における水平変位の履歴曲線を図-8に示す。無補強の No.1 は既設部の軸方向筋が降伏した後、 $1.7\delta_{y0}$ で最大荷重となり、柱全域にわたりせん断補強筋位置に曲げひび割れが発生した。 $3\delta_{y0}$ で既設部の軸方向筋の抜出しにより、下部フーチングにひび割れが発生した。 $5\delta_{y0}$ で塑性ヒンジ付近にコンクリートの膨み出しが生じ始め、 $7\delta_{y0}$ でかぶりコンクリートが剥落して耐力を失った。軸方向筋は座屈しており、コアコンクリートの損傷は内部に達していた。

乾式および湿式 PCM 吹付けで補強した No.2 および No.3 は補強部の軸方向筋が降伏した後 $1.7\sim 2.0\delta_{y0}$ で最大荷重となり、 $3\sim 3.2\delta_{y0}$ で下部フーチングにひび割れが発生した。 $5\sim 5.5\delta_{y0}$ で塑性ヒンジ区間における PCM の膨み出しが生じ始め、基部から 175mm の高さの位置で補強部の軸方向筋が座屈し、PCM のかぶりが剥落して耐力を失った。

図-9 に基部の破壊状況を示す。いずれも最終的には柱基部に塑性ヒンジが形成され、破壊に至ったことが確認された。

4.2 補強効果の評価

表-5 に設計値と試験結果の水平力と変位の比較を示す。図-10 に水平力-水平変位履歴曲線(包絡線)を示す。

本試験では乾式 PCM と湿式 PCM の種類について、補強効果に対する顕著な差異は認められなかった。初降伏耐力については、無補強に比べ補強試験体は乾式 PCM で 1.95 倍、湿式 PCM で 2.22 倍の増加となった。最大耐力についても無補強に比べ補強試験体は乾式 PCM で 2.30 倍、湿式 PCM で 2.08 倍の増加となった。

また、道路橋示方書 V 耐震設計編に基づく保有水平力の設計値 P_u と実験による最大水平力 P_{max} を比較すると、乾式 PCM で 1.03 倍、湿式 PCM で 0.93 倍とほぼ 1 であることがわかった。

変形性能については、いずれの試験体も柱の曲げ剛性が向上した。塑性率は、曲げ破壊先行型となるようせん断補強筋を配置したため、比較的靱性のある無補強試験体と比較して補強試験体は乾式 PCM で 8.1、湿式 PCM で 7.1 を示し、いずれも道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される曲げ破壊型 RC 橋脚の塑性率(補強試験体に対して 3.00)を上回っており、十分な靱性を有していた。これは補強部に設置したせん断補強筋のひずみは降伏ひずみ相当まで発現しており、このことは横拘束筋として有効に機能したことを示唆するものである。また終局変

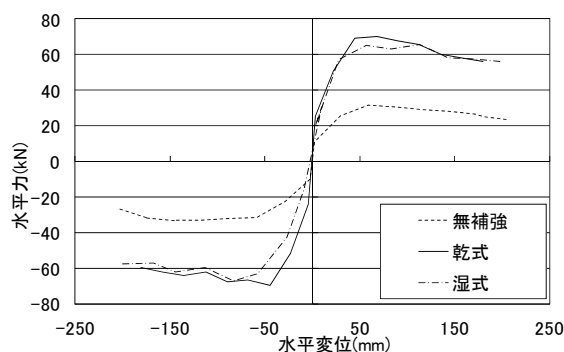


図-10 包絡線

位 δ_u までの P- δ 曲線で囲まれた部分の面積をエネルギー吸収能と定義すれば、無補強のものを 1.94, 2.12 倍上回っていることが確認された。

また、前述のとおりいずれの試験体も設計で想定した通りの耐荷性能を発揮することが実証された。このことから、本補強工法に対して道路橋示方書 V 耐震設計編に基づく補強設計の妥当性が実証されたものといえる。

5. まとめ

- (1) 無補強試験体と比較して、補強部軸方向筋を基部定着した試験体は、1.95, 2.22 倍の初降伏耐力の増加が認められた。
- (2) 乾式 PCM と湿式 PCM の種類について、補強効果に対する顕著な差異は認められなかった。
- (3) 実験値の降伏荷重と道路橋示方書 V 耐震設計編に基づく保有水平耐力の設計値を比較すると、いずれの試験体に対しても精度良い一致が見られることから、本補強工法に対して同示方書に基づく補強設計の妥当性が実証されたものといえる。
- (4) いずれの補強試験体も設計で想定した通りの靱性とエネルギー吸収能を有していることが確認できた。

参考文献

- 1) PP 工法研究会：PP マグネラインで補強した橋脚の正負交番載荷試験報告書，1998.3
- 2) 中村智，日野伸一，山口浩平，佐藤貢一：PCM 吹付け工法による既設 RC 橋脚の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，pp.1219-1224，Vol.29，No.3，2007.7
- 3) 城山高架橋床版補修工事（山口県）：日経コンストラクション，pp.38-42，2001年2月23日号，2001.2
- 4) 審良善和，山路徹，岩波光保，横田弘：高炉セメント B 種を用いた港湾コンクリートの塩化物イオン拡散係数および表面塩化物イオン濃度について，コンクリート工学年次論文集，pp.1033-1038，Vol.31，No.1，2009.7
- 5) 川上明大，榊原弘幸，田中勉，鈴木義久：ポリマーセメントモルタルを用いた乾式吹付け工法の性能評価，土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.705-706，Vol.63，2008.9
- 6) 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，2002.3
- 7) 社団法人日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.9