

炭素繊維・鋼板複合型の橋脚耐震補強およびその確認実験

阪神高速道路公団 正会員 丹波 寛夫
 阪神高速道路公団 正会員 安田 扶律
 阪神高速道路公団 米澤 康夫

1. はじめに

阪神高速道路の RC 橋脚の耐震補強工事は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」(以下、「復旧仕様」という)および「復旧仕様の準用に関する参考資料(案)」¹⁾に基づき、橋脚の耐震性照査を行い、鋼板巻立て工法もしくは RC 巻立て工法により進めているところである。ところが、鋼板巻立て工法は、補強部材の形状に追随させる鋼板加工が難しく、また常に重機を使用しなければならないこと、RC 巻立て工法は、鋼板巻立て工法に比べて躯体重量や断面が大幅に増加すること、およびそれに伴い橋脚基礎の補強が必要になる場合がある、等の欠点を有している。したがって、橋脚の形状や路下条件等の制約条件がある場合にはこれらの補強工法の適用が厳しい場所も生じている。一方、炭素繊維補強工法は、上述の制約条件を解決できる反面、炭素繊維は塑性変形能を持たないことから大きな塑性変形を必要とする基部の曲げ補強には不適であるという欠点を有する。そこで、阪神高速道路公団では、阪神高速道路大阪池田線延伸部において、梁から脚柱にかけてなめらかな曲線となっている一部の Y 型 RC 橋脚に対し炭素繊維・鋼板複合型の耐震補強工事を試験的に実施した。本稿では、当該工事に適用した炭素繊維・鋼板複合型補強工法の設計・施工の概要、およびその補強効果の確認を目的として工事に伴い実施した模型実験の概要について報告するものである。

2. 設計概要

2. 1 設計計画

阪神高速道路大阪池田線延伸部の Y 型 RC 橋脚 IP-22, IP-23, IP-24 の 3 基に対して、復旧仕様に基づく耐震性の照査を行った結果、3 基とも耐震補強が必要となった。耐震照査結果の一例を IP-24 橋脚について Table 1 の補強前の欄に示す。ただし、橋脚の鉄筋およびコンクリートは健全性を有しているものとみなし、設計用の材料強度をそのまま用いることとした。

阪神高速道路公団では、通常、路下条件に制約がある場合の RC 橋脚の耐震補強工事に対し、いわゆる曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法を採用し、鋼板は柱上端付近まで接着施

Table 1 補強前後の地震時保有水平耐力照査結果(IP-24 橋脚)

荷重方向		補強前		補強後		
		橋軸方向	橋直方向	橋軸方向	橋直方向	
炭素繊維シート	鉛直方向	—	—	7 枚	7 枚	
	水平方向	—	—	4 枚	4 枚	
アンカー筋		—	—	D51@250	D35@500	
補強鋼板		—		t-16×h-3500		
補強形鋼		—		H-400×400×13×21		
降伏水平耐力	P_y (tf)	923.6	655.2	1160.2	765.3	
降伏変位	δ_y (cm)	7.6	8.7	8.8	9.2	
終局水平耐力	P_u (tf)	1115.1	915.3	1590.7	1283.2	
終局変位	δ_u (cm)	16.6	21.8	95.5	80.4	
せん断耐力	P_s (tf)	1091.8	1427.9	1736.4	1955.8	
先行破壊形態		$P_u > P_s$ せん断破壊	$P_u \leq P_s$ 曲げ破壊	$P_u \leq P_s$ 曲げ破壊	$P_u \leq P_s$ 曲げ破壊	
保有水平耐力	P_a (tf)	1091.8	828.6	1447.2	1110.6	
等価設計水平震度	k_{he}	1.75	1.01	0.46	0.52	
許容塑性率		μ	1.00	2.00	7.61	6.14
作用力	$k_{he} \cdot W$ (tf)	6228.9 > P_a No	1543.5 > P_a No	1429.8 ≤ P_a Ok	794.7 ≤ P_a Ok	
	0.26 · $k_{he} \cdot W$ (tf)	1414.2 > P_a No	695.3 ≤ P_a Ok	1414.2 ≤ P_a Ok	695.3 ≤ P_a Ok	

炭素繊維・鋼板複合型、RC 橋脚、耐震補強、確認実験

〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3(大阪センタービル内) TEL: 06-252-8121 FAX: 06-252-4583

工している。ところが、補強対象の3橋脚は、景観に十分配慮して設計され、梁から脚柱にかけてなめらかな曲線となっているため、この曲線を損なわずに鋼板により補強するのは困難である。そこで、当該橋脚の耐震補強工事では、炭素繊維補強工法と鋼板補強工法の両工法の長所を組み合わせることで、以下の構成からなる炭素繊維・鋼板複合型補強工法を採用することとした。

- ①大きな靱性向上が必要な橋脚基部は、部材軸方向の曲げ変形に追随するための塑性変形能と部材軸直角方向の拘束効果発揮のための剛性とを併せ持つ、アンカーボルトおよび補剛形鋼付き鋼板補強工法を用いる。
- ②段落とし部を中心とする橋脚上部は、曲げ補強効果とせん断補強効果を持ちながら Y 型曲線形状に追随が可能な炭素繊維補強工法を用いる。
- ③鋼板部分と炭素繊維部分が負担する軸方向曲げ引張力は、鋼板上部に炭素繊維シートを貼付することにより、両者の伝達を可能とする。

2. 2 設計条件

補強橋脚の設計は、復旧仕様にに基づき地震時保有水平耐力の照査用震度 $k_{hc0}=1.75$ を用いて行った。なお、炭素繊維シート等の使用材料の物性値は **Table 2** に示す値を用いた。ここで、炭素繊維シートは、鋼板補強の場合と同程度の引張強度を有するように複数の枚数を重ねて貼付することとし、鋼板、コンクリートと炭素繊維シートの応力伝達は完全に行われるものと仮定した。

2. 3 設計方針

(1) 橋脚基部の設計方針

- ①基部の拘束効果を高め、許容塑性率 $\mu = 8$ を限度として等価設計水平震度の低減を図る。
- ②地震時保有水平耐力の照査を行い、地震時保有水平耐力が不足する場合は、基部の曲げ補強を行う。
- ③基部のじん性補強および曲げ補強は、補剛型鋼およびアンカーボルト付きの鋼板補強工法を行う。
- ④基部の破壊形態が曲げ破壊先行型であることを照査し、満足しない場合は鋼板厚増によるせん断補強を行う。

(2) 段落とし部など橋脚上部の設計方針

- ①上部各断面より基部の曲げ破壊先行であることを照査し、満足しない場合は曲げ補強を行う。
- ②上部各断面が曲げ破壊先行であることを照査し、満足しない場合はせん断補強を行う。
- ③上部各断面の曲げ補強およびせん断補強は炭素繊維補強工法とする。

2. 4 設計結果

補強後の耐震照査結果の一例を IP-24 について **Table 1** の補強後の欄に示す。この表の通り、IP-24 橋脚の場合、せん断補強を目的として水平方向に 4 枚の炭素繊維シートを、曲げ補強を目的として鉛直方向に 7 枚の炭素繊維シートを重ねて貼付することとした。

補強後の構造の一例を IP-24 橋脚について **Fig. 1** に示すが、橋脚形状は補強前とほとんど違いはない。この図に示すように、IP-24 橋脚の場合、橋脚基部から 3500(mm)の高さまで厚さ 16(mm)の鋼板、およびアンカー筋による補強を行い、橋脚上部の補強として、炭素繊維シートを鋼板の上部に 500(mm)ラップさせて 9200(mm)の高さまで貼付した。

Table 2 使用材料

材 料		項 目	物性値
橋脚 躯体	コンクリート	設計基準強度 (kgf/cm ²)	270
		ヤング係数 (kgf/cm ²)	2.65×10^5
		単位重量 (tf/cm ³)	2.50
鉄筋 アンカー筋	品質規格		SD345
	ヤング係数 (kgf/cm ²)		2.1×10^6
炭素繊維シート	目付け量 (g/m ²)		300
	1枚あたりの厚さ (mm)		0.167
	設計用引張強度 (kgf/cm ²)		18,750
	ヤング係数 (kgf/cm ²)		2.35×10^6
	平均付着強度 (kgf/cm ²)		4.5
鋼 板	品質規格		SS400
	厚 さ (mm)		9.0 or 16.0
	ヤング係数 (kgf/cm ²)		2.1×10^6

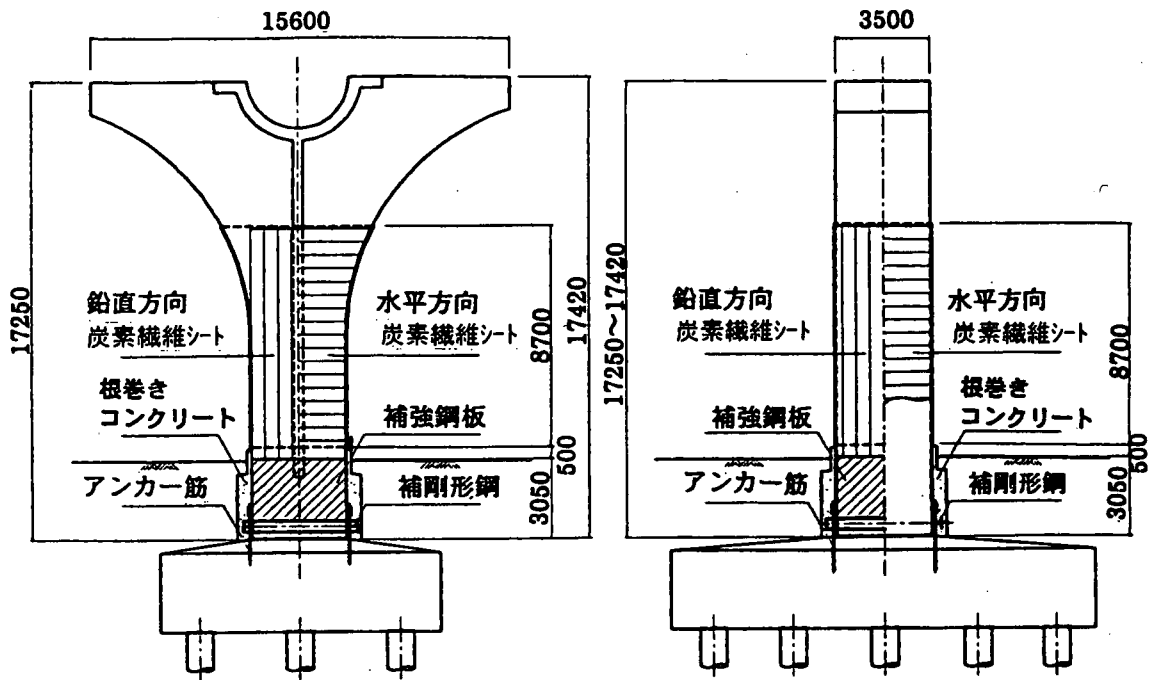


Fig. 1 構造概要図(IP-24)

3 施工概要

3. 1 施工フロー

炭素繊維・鋼板複合型補強工法の施工フローを Fig. 2 に示す。

3. 2 炭素繊維シートの接着試験

炭素繊維シートによる補強は、下地処理されたコンクリート、プライマー、含浸接着樹脂、炭素繊維シートが一体となる場合のみ補強効果があらわれると考えられるので、使用材料および施工法の確認検査として、現場接着試験を実施した。試験は、IP-22 橋脚コンクリートに 200(mm)×500(mm)の炭素繊維シートを一層貼付し、5℃、48 時間以上の保温養生を経て、材令 24 日時点で実施した。その結果、接着強度は平均 41(kgf/cm²)であり、コンクリート表面の剥離であった。したがって、炭素繊維シートとコンクリートとの接着に関しては、特に問題がないと考えられた。

3. 3 コンクリート表面の下地処理

橋脚コンクリート表面の凹凸は、炭素繊維シートに損傷をおよぼす可能性があるため、ディスクサンダーを用いて研磨除去を行った。また、隅角部については、標準ゲージを作成して処理半径 50(mm)を確保した。なお、グラインダー

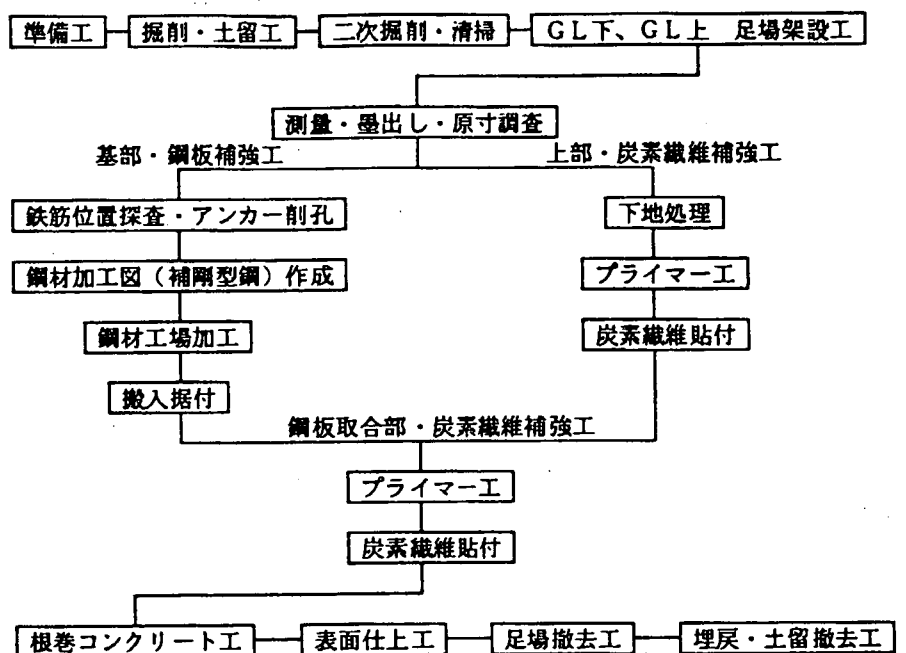


Fig. 2 施工フロー

がけに伴う騒音が懸念されたため、発生騒音を測定したところ、処理壁面付近で約 75dB であり、30(m)程度離れた地点においては周辺暗騒音と同じ約 65dB であった。したがって、下地処理に伴う騒音は特に問題とはならなかった。

3. 4 炭素繊維シートの接着

コンクリート表面には、プライマーおよび含浸接着樹脂を塗布した後、炭素繊維シートを上から下へ向かって貼り、ローラー等でよく押さえて空気の除去を十分に行い、プライマー表面との密着性と樹脂の含浸の確認を行った。一方、鋼板には、ディスクサンダーによるエッチングプライマーと黒皮の除去、金属面目荒らしおよびアセトンによる脱脂を行い、プライマーの接着性を確保した後、コンクリート表面に接着する場合と同様の手法により貼付した。ただし、約 20(mm)のコンクリートと鋼板の段差は、樹脂モルタルにより勾配 1/10 ですりつけた。

3. 5 施工性調査

必要作業空間は、橋脚壁面と足場内側との間に 25~30(cm)程度で十分であった。

炭素繊維シートの寸法は、その貼付作業性を左右するものであり、大きくなれば 1 回に施工できる面積は広がる反面、施工に手間がかかるという欠点を有している。そこで、橋脚 3 基に対してそれぞれ別の大きさの炭素繊維シートを用いて施工した。用いた炭素繊維シートの寸法、および 100(m²)貼付するために要した日数を **Table 3** に示す。これより、幅 50(cm)×長さ 4(m)の炭素繊維シートが早く施工できることが確認された。

Table 3 炭素繊維シートの寸法と施工に要した日数

炭素繊維シートの寸法 (幅×長さ)	100(m ²)施工するために要した日数
25(cm)×2(m)	3(日)
25(cm)×4(m)	2(日)
50(cm)×4(m)	1.45(日)

4. 橋脚模型による補強効果の確認実験

4. 1 実験概要

模型実験に用いる供試体は、実橋脚のせん断スパン比を整合させることを前提として、載荷装置等の制約から 1/7 縮尺モデルとした。供試体の諸元および外観形状をそれぞれ **Table 4**、**Fig. 3** に示す。なお、**Table 4** には参考のため IP-24 橋脚についても示す。

Table 4 供試体の諸元

		試験体 (1/7モデル)	IP-24 橋脚
柱断面寸法(mm)		500×500	3500×3500
柱の高さ (mm)		2500	17335
せん断スパン比		5.00	4.95
軸方向引張鉄筋比		1.33	1.35
帯鉄筋		D6@130	D16@150~300
帯鉄筋比		0.166	0.164~0.082
補強鋼板厚さ(mm)		2.3	16
補強鋼板高さ(mm)		500	3500
アンカー筋引張鉄筋比		0.257	0.253
鉛直方向 CF	枚数 (目付量)	1 (300g/m ²)	7 (300g/m ²)
	引張 CF 比	0.066	0.066
水平方向 CF	枚数 (目付量)	1 (175g/m ²)	4 (300g/m ²)
	CF 面積比	0.0388	0.0377
CF と補強鋼板のラップ長(mm)		72	500

注) CF : 炭素繊維シート

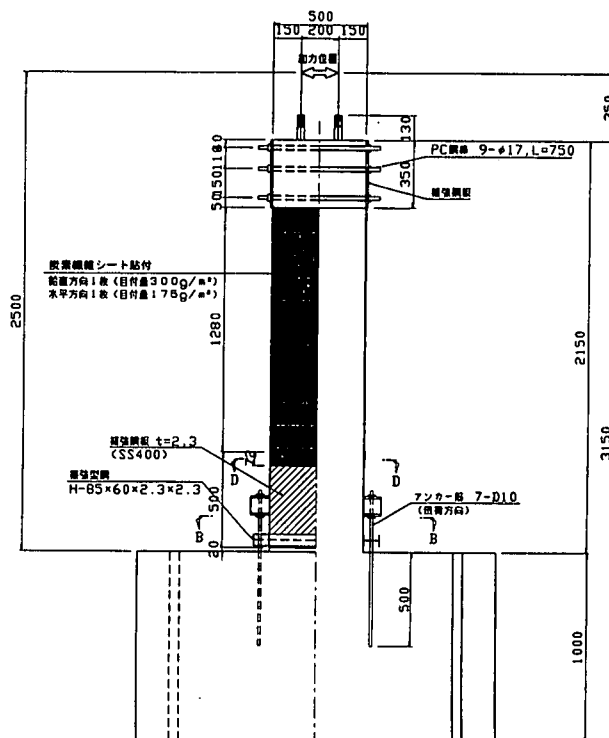


Fig. 3 供試体の外観形状

供試体の設計降伏荷重時における加力点の実測水平変位を $1\delta_y$ とし、降伏荷重時までは荷重制御で、これ以降は変位制御とし、原則として δ_y の整数倍を各 3 回ずつ正負交番載荷した。また、供試体に加える軸力は、実応力レベルと同等である $\sigma_0 = 9(\text{kgf/cm}^2)$ ($N = 22(\text{tf})$) とした。載荷要領図を Fig. 4 に示す。

4. 2 実験結果

供試体の設計降伏荷重時における水平力作用位置での実測変位を $1\delta_y$ とすれば、供試体への載荷は実験装置の関係から、いわゆる終局状態まで載荷できなかったが、 $12\delta_y$ まで実施した。得られた P- δ 曲線を Fig. 5 に示す。この図より、復元力の最大耐力は $6\delta_y$ 時に $P = -29.7(\text{tf})$ で、 $12\delta_y$ 時には $P = -25.4(\text{tf})$ となり、最大耐力の約 85% にまで低下した。

$2\delta_y$ 時に炭素繊維シートと鋼板の一部に剥離が見られ始めた。この剥離は、載荷時に圧縮力が作用する面に見られ、パリパリという音を伴っていた。この時、剥離範囲は補強鋼板上端から下向きに 10(cm) の高さまでであり、 $7\delta_y$ までに同位置から 40(cm) の高さまで進展したが、その後あまり変化は見られなかった。

また、補強アンカー筋の圧縮面外変形も $2\delta_y$ 時から目立ち始め、 $7\delta_y$ 時に 3 本、 $8\delta_y$ 時に 3 本、 $10\delta_y$ 時に 1 本、 $11\delta_y$ 時に 2 本破断した。補強アンカー筋の破断は、全てねじ切り部で発生しており、補強鋼板への定着長さが短いアンカー筋ほど早く破断する傾向が認められた。

内部の主鉄筋は、 $12\delta_y$ 時に隅角部の 1 本(D13)が破断した。

4. 3 実験結果の考察

4. 3. 1 炭素繊維シートと鋼板との接合部の性状について

炭素繊維シート鉛直ひずみと水平変位量の関係、補強型鋼の水平ひずみ測定結果およびアンカー筋のひずみ測定結果を各々について Fig. 6 に示す。炭素繊維シートと鋼板との接合部は、柱基部から $h = 430(\text{mm}) \sim 500(\text{mm})$ (h : 橋脚基部からの高さ) の範囲であり、この中間位置 ($h = 465(\text{mm})$) の炭素繊維シート表面および $h = 670, 930, 1190(\text{mm})$ において鉛直ひずみを測定した。その結果、炭素繊維シートと鋼板との接合部以外では一部を除いて $6\delta_y$ 程度までひずみが増加傾向にあるのに対して、接合部上 ($h = 465(\text{mm})$) では、西面側で $2\delta_y$ 以降、東面側で $4\delta_y$ 以降ひずみの増加が見られなくなっており、約 1000μ 程度の値をとっている。次に、補剛型鋼の両載荷面中央部における水平方向ひずみの発生性状やアンカー筋のひずみ性状は、 $4\delta_y$ 以降急激に変化している。補剛型鋼の水平方向ひずみは $3\delta_y$ までは 500μ 以下であったが、 $4\delta_y$ 時には $3\delta_y$ 時の約 2 倍に相当する 1000μ 発生し、基部鋼板の拘束力が急激に増加したことを示唆している。このように、炭素繊維シートと鋼板との接合部は、設計降伏変位以上の変位が作用した場合、これが小さい段階では、引張応力の伝達が見られるが、変位が $4\delta_y$ 以上となれば、柱基部の塑性域化の進展に伴って応力伝達が低下し、結果的に付着切れが発生しなかったものと考えられる。

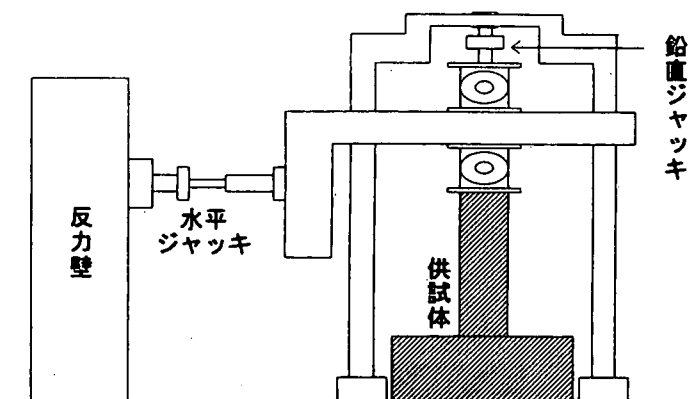


Fig. 4 載荷要領図

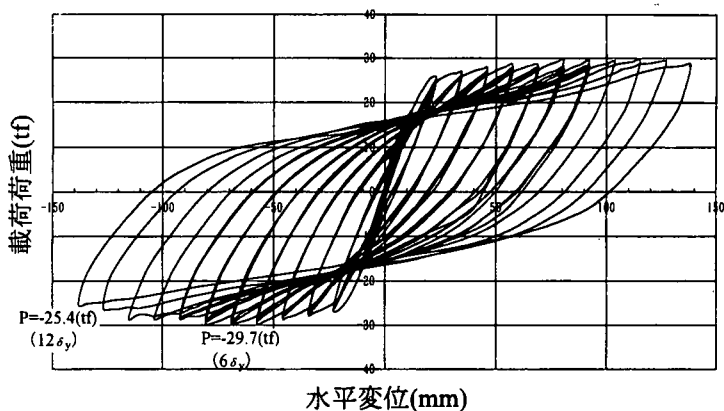


Fig. 5 供試体の P- δ 曲線

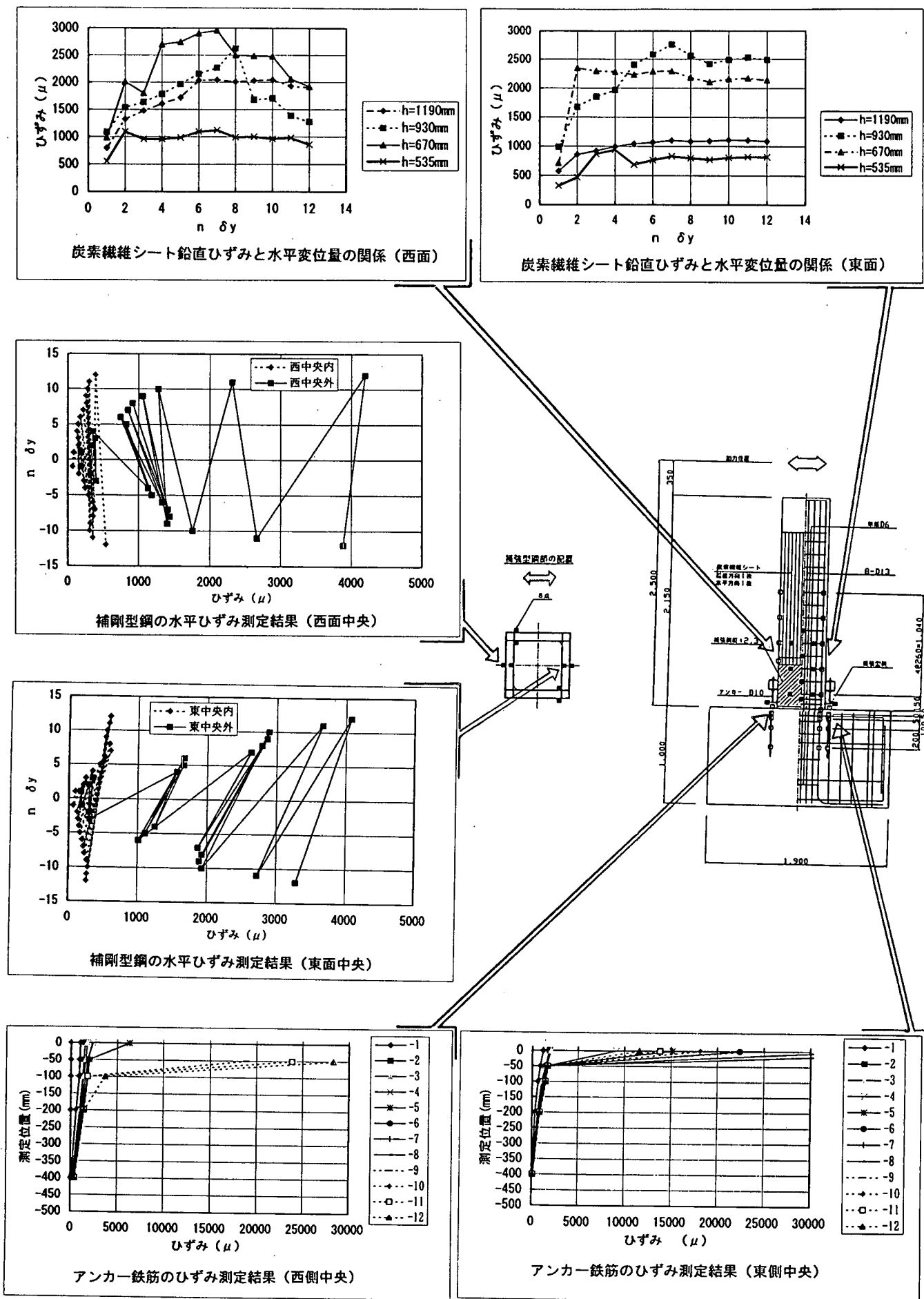


Fig. 6 炭素繊維シート鉛直ひずみ、補剛型鋼の水平ひずみおよびアンカー筋のひずみの測定結果

4. 3. 2 帯鉄筋、鋼板、炭素繊維シートのせん断力に対する共同作用について

帯鉄筋ひずみの測定結果および鋼板の水平方向ひずみの測定結果を Fig. 7 に示す。これらの図は、同一高さ位置の帯鉄筋と鋼板のひずみの発生状況を示したものである。帯鉄筋ひずみと鋼板の発生ひずみは比較的一致していることが分かる。ひずみの発生量は、 $h = 100(\text{mm})$ とそれよりも高い位置では異なっており、前者では最大値で約 600μ であったのに対して後者では $200 \sim 300 \mu$ 程度であった。 $h = 100(\text{mm})$ 位置でのひずみが大きく発生したのは、柱基部では、コンクリートのはらみだしに対する拘束力が大きく作用するためと考えられる。また、 $h = 100(\text{mm})$ よりも高い位置では帯鉄筋のように繰り返し数の増加に伴って大きくなるという現象が明確に見られないが、これについては、柱コンクリートと鋼板との縁切れによる影響が関与しているものと推察される。

帯鉄筋と炭素繊維シートの同一高さ位置のひずみ発生状況を Fig. 8 に示す。同位置では、帯鉄筋ひずみは $6\delta_y$ までしか計測できなかったが、それまでは帯鉄筋と炭素繊維シートのひずみ発生状況がよく似ており、定性的には帯鉄筋と炭素繊維シートが共同してせん断力を分担していることがわかる。

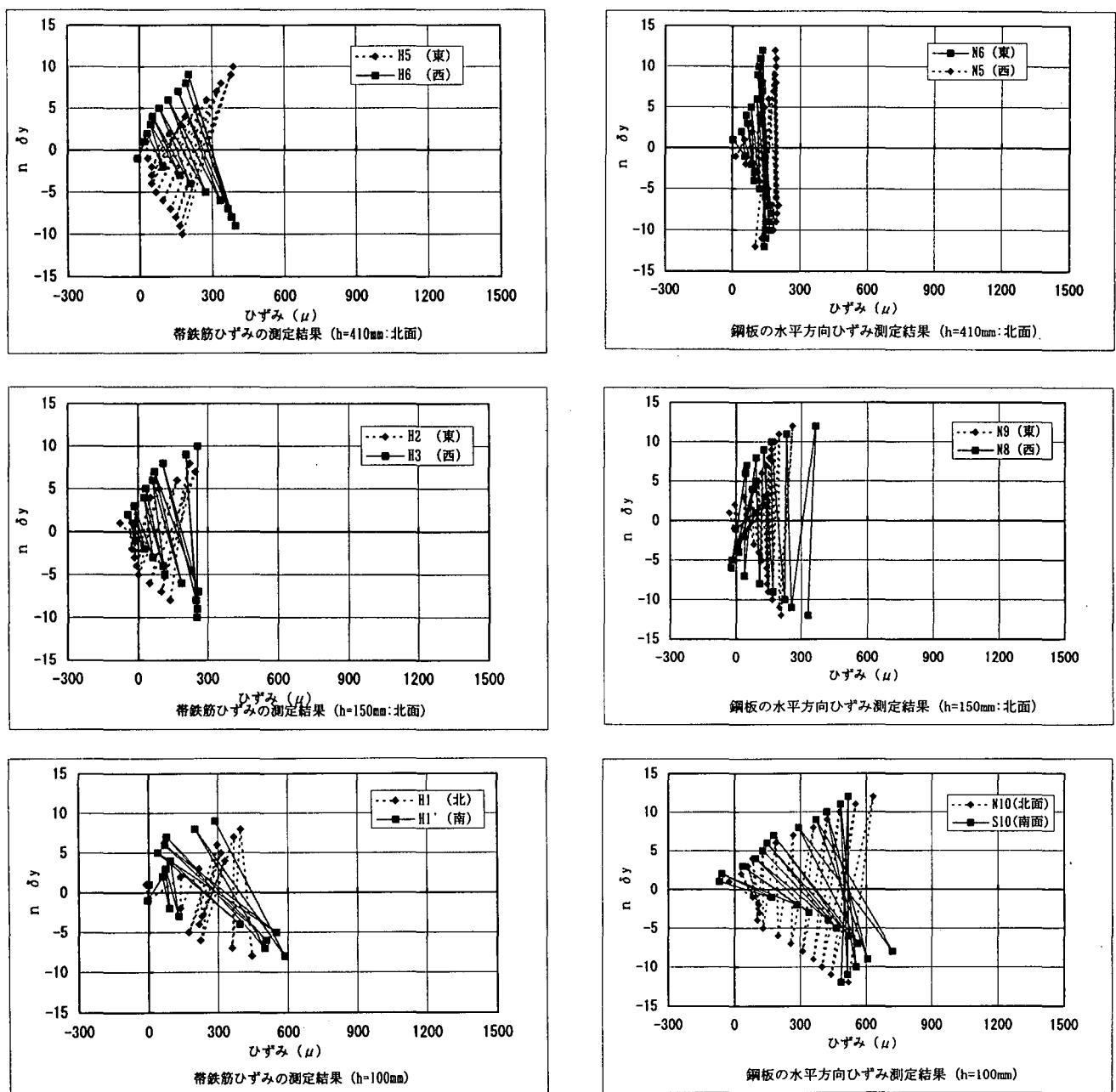


Fig. 7 帯鉄筋ひずみの測定結果および鋼板の水平方向ひずみの測定結果

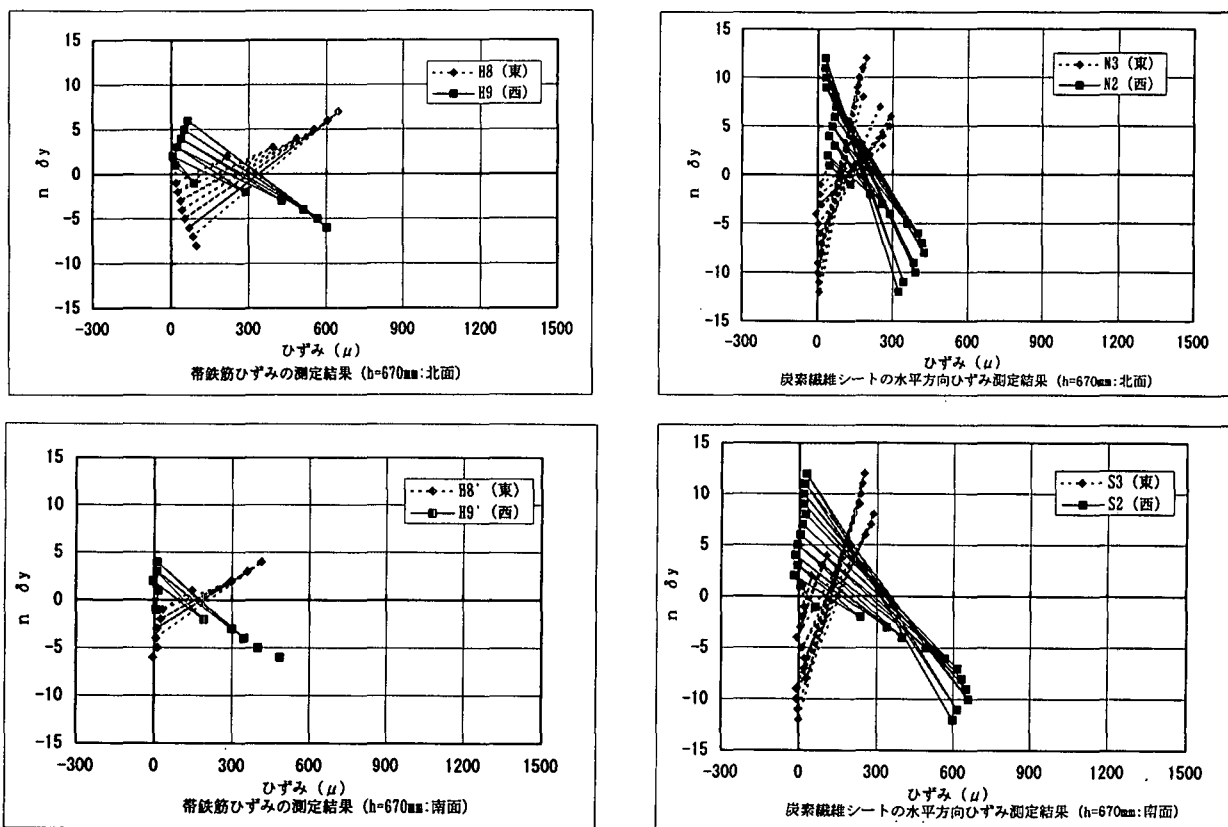


Fig. 8 帯鉄筋と炭素繊維シートのひずみの測定結果

4. 3. 3 じん性率の評価

本模型実験は、供試体の設計降伏荷重時における水平力作用位置での実測変位を $1\delta_y$ と定義して行ったが、降伏時の定義を補強アンカー鉄筋の実降伏時として考えた場合には、Table 5 に示すようにじん性率は 8.1 となる。また、柱内の主鉄筋の実降伏時と考えた場合では、じん性率は 6.8 となる。

本実験では、復元力が最大値に対して 0.85 まで低下した段階までの確認にとどまり、最大耐力の 0.80 を終局時と仮定すると、それを下回る段階までの性状確認はできなかったが、アンカー鉄筋の降伏に対してはじん性率が 8 以上を有することが確認できた。また、 $0.8P_{max}$ の条件下においては柱主鉄筋の降伏に対するじん性率を推察すれば 8 程度が得られるものと考えられる。

Table 5 本模型実験におけるじん性率の評価

	降伏荷重 P (tf)	降伏変位 δ (mm)	じん性率
設計降伏荷重	18.0	11.5	12.0
アンカー鉄筋	22.9	17.0	8.1
柱主鉄筋	25.3	20.2	6.8

5. まとめ

阪神高速道路公団では、一部の Y 型 RC 橋脚の耐震補強工法として炭素繊維・鋼板複合型の補強工法を採用した。その結果、この補強工法は、鋼板補強工法および炭素繊維補強工法のそれぞれの持つ長所を有効に組み合わせることができることを実際の設計・施工および模型実験により確認することができた。したがって、橋脚形状に曲線が含まれたり、路下条件に制約があり狭い作業空間しか確保できないような厳しい環境条件に対して、この補強工法は有効に利用できることが考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、1995.6