

# RC ラーメン橋脚における はり部耐震補強に関する研究

睦好 宏史<sup>1</sup>・牧 剛史<sup>2</sup>・山田 伝一郎<sup>3</sup>・小西 由人<sup>4</sup>・藤田 亮一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255)

<sup>2</sup>正会員 博(工学) 埼玉大学助手 工学部建設工学科(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255)

<sup>3</sup>工修 日本道路公団 中国支社 [元埼玉大学大学院] (〒731-0103 広島県広島市安佐南区緑井 2-26-1)

<sup>4</sup>工修 首都高速道路公団 東京建設局 建設第一部 設計第一課 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-6-2)

<sup>5</sup>工修 日本技術開発(株) 環境防災技術センター 防災・リユール部 (〒164-8601 東京都中野区本町 5-33-11)

兵庫県南部地震以降、高速道路用 RC ラーメン橋脚の柱部において耐震補強が実施されてきた。その結果、ラーメン橋脚の面内方向に地震が生じた場合、はり部でせん断破壊する可能性があることが判明した。本研究は、RC1 層ラーメン橋脚の模型供試体を製作して、はり部を補強しない場合と炭素およびアラミド連続繊維シート、鋼板を用いてせん断補強をした場合について、静的正負交番載荷実験を行った結果、はり部をせん断補強することによって、ラーメン橋脚の耐震性が向上することが明らかとなった。また、実験結果を 2 次元 FEM でシミュレートするとともに、はり部が連続繊維シート補強された実 RC ラーメン橋脚に対して地震応答解析を行い、大地震時における耐震性状および補強効果の検討を行った。

*Key Words: 1-story RC rigid frame structure, shear strengthening of RC beam, FRP sheet, seismic behavior*

## 1. はじめに

1995 年に起きた兵庫県南部地震によって多くの RC 構造物に甚大な被害が生じた。RC ラーメン橋脚においても例外ではなく、主に柱部や柱・はり接合部に破壊が生じた。これを契機に道路や鉄道の RC 高架橋および RC 橋脚に耐震補強が実施されてきた。この中で高速道路に供用されている RC1 層 2 柱式ラーメン橋脚において、面内方向に対して地震時保有水平耐力法<sup>1)</sup>に基づいて検討を行なった結果、柱部では補強が実施されているため所要の耐震性能を有しているが、はり部においては、せん断補強筋(以下帯鉄筋という)量が少ない場合には、大地震時においてせん断破壊し、構造物全体として粘りのない脆性的な破壊をする可能性があることが判明した。

本研究は既設高速道路用高架橋に用いられている RC1 層ラーメン橋脚を模した供試体を製作して、はり部を補強しないものと、補強したものについて静

的負交番載荷実験を行い、その耐震性状について実験および解析的に明らかにしたものである。はり部を補強していない実験では、はり部の帯鉄筋量がはり部の破壊性状およびラーメン橋脚全体の耐震性状に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。一方、はり部を補強した実験では、補強材料として炭素繊維シート、アラミド繊維シート、鋼板を用いて、接着工法によりはり部をせん断補強して、補強材料および繊維シートを用いた場合にははり上面の定着の有無が耐震性状に与える影響を明らかにした。さらに、2 次元有限要素法により、無補強および補強ラーメン供試体の力学的性状を解析的に明らかにするとともに、実 RC ラーメン橋脚について地震応答解析を行い、兵庫県南部地震クラスの大地震が生じた場合、補強の有無が構造物全体の地震応答性状および部材の破壊性状に及ぼす影響を明らかにした。

## 2. 実験概要

### (1) 実験供試体

実験に用いたラーメン供試体の形状寸法を図-1に示す。実験供試体は既設高速道路用高架橋に用いられている一般的な1層2柱式RCラーメン橋脚を対象としており、実構造物の約1/7に縮小したものである。供試体ははりの帯鉄筋量を除いて全て同一寸法、同一配筋とした。なお柱部を配筋する場合、実構造物の柱には既に鋼板巻き立て補強が実施されているため、これを考慮して、実構造物の鋼板を帯鉄筋量に換算して、その分を加算して配筋した。供試体は計9体製作され、無補強シリーズと補強シリーズから成り立っている。全試験ケースを一覧にして表-1に示す。無補強シリーズでははり部の帯鉄筋比を0.05, 0.1, 0.15, 0.3%と変化させた。これらの帯鉄筋比は実構造物に用いられている鉄筋量を参考にして決めたもので、帯鉄筋比0.05%は、実橋脚の中で用いられている最も小さな帯鉄筋量を対象としたものである。なお、帯鉄筋の形状は実構造物と同様の閉合タイプとした。補強シリーズでは、5体の供試体全てにおいてはり部帯鉄筋比を0.05%とした。本実験に使用した鉄筋の機械的性質を表-2に示す。なお、コンクリートには早強セメントを使用し、粗骨材の最大寸法は20mm、コンクリートの圧縮強度は表-1に試験体毎に示す通りである。

### (2) はり部の補強方法

補強対象となるRCラーメン橋脚はりの上面には支承等が設置されており、はり部のせん断補強にはかなりの制約が伴うことになる。ここでは補強方法として、図-2に示す接着工法を採用した。供試体S-1は、厚さ1.6mmの鋼板をはり部両側面にエポキシ樹脂で接着し、コンクリート打設前にあらかじめはり腹部に設置しておいたアンカーボルト(φ6mm鋼棒、ピッチ120mm)で固定した。C-1, C-2, A-1, A-2は1層の連続繊維シート(炭素繊維: C-1, C-2, アラミド繊維: A-1, A-2)をはり両側面と底面、または

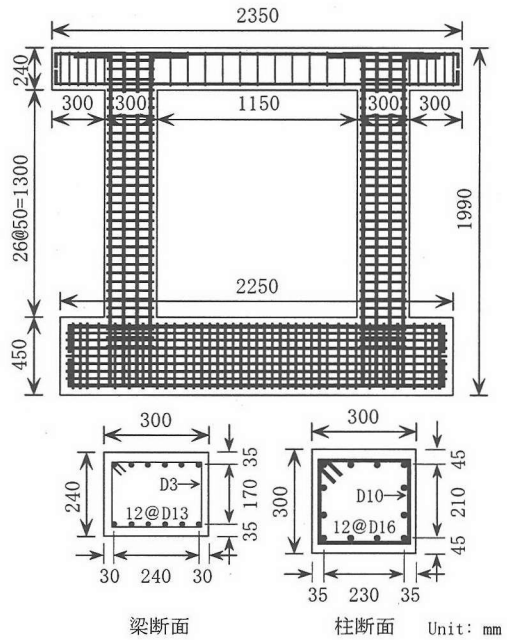


図-1 供試体の形状寸法

表-1 実験ケース一覧

試験体 No.	Pw (%)	fc (N/mm <sup>2</sup> )	補強方法	
無補強シリーズ	No.1	0.05	35.2	
	No.2	0.10	37.6	
	No.3	0.15	28.0	
	No.4	0.30	34.1	
補強シリーズ	S-1	0.05	36.1	鋼板接着
	C-1	0.05	36.4	CS+U-wrap
	C-2	0.05	28.8	CS+U-wrap+Anchor.
	A-1	0.05	37.2	AS+U-wrap
	A-2	0.05	35.2	AS+Full-wrap

Pw: 梁のせん断補強鉄筋比 CS: 炭素繊維シート  
fc: コンクリートの圧縮強度 AS: アラミド繊維シート

表-2 鉄筋の機械的性質

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D3	292.3	191.1
D6	426.7	207.4
D10	402.3	187.8
D13	375.4	167.6
D16	403.1	196.6

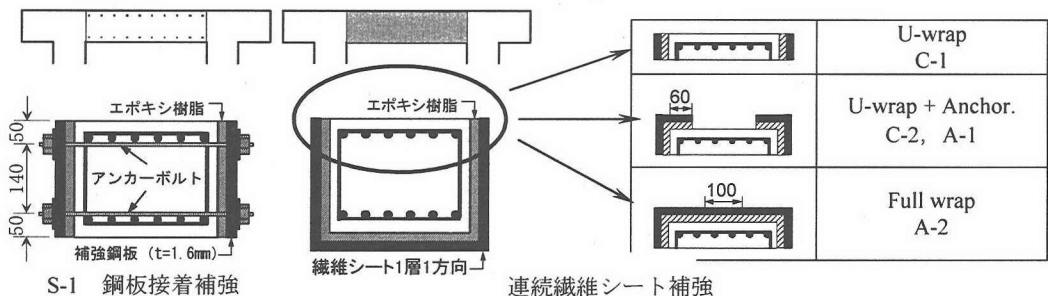


図-2 補強方法

上面にエポキシ樹脂で貼り付けた。連続繊維シートをはり全周に巻き付けない場合、シート端部の定着方法がせん断補強効果に影響を及ぼすことが知られている<sup>2)</sup>。そこで本研究では定着方法を①はり上面で定着しない場合(C-1)、②はり上面に折り曲げて定着する場合(C-2, A-1)、③はり部を完全に閉合した場合(A-2)の3種類とし、定着方法によるせん断補強効果の違いについて検討することとした。供試体 C-2 及び A-1 については、事前に行われたはり実験の結果より、最外縁の軸方向鉄筋位置を越えて連続繊維シートを折曲げて定着すれば有効な補強効果が得られることが報告されていることから<sup>3)</sup>、本実験では折曲げ長さを 60mm(最外縁の軸方向鉄筋のかぶり: 約 25mm)とし、供試体 A-2 ははり上部で 100mm 程度繊維シートを重ねて接着し完全に閉合した。連続繊維シートを用いる場合、はり部隅角部においてシートの応力集中を低減させるために、既往の研究<sup>3)</sup>、指針案<sup>5), 26)</sup>を参考にして、はり断面コーナー部に半径 10mm(供試体 A-1, A-2)、20mm(供試体 C-1, C-2)の面取りを施している。また、繊維シート及び鋼板を接着する場合、コンクリート面をグラインダーで平滑にし、プライマーで表面処理を行った後、エポキシ樹脂により接着した。補強材量は、シートおよび鋼板が完全に接着すると仮定して、はり部材がせん断破壊する時の横方向荷重が曲げ破壊する時の荷重の約 1.5 倍となるように決定した<sup>4), 5)</sup>。補強材料の力学的性質等を表-3 に示す。

### (3) 荷重方法

供試体の荷重方法を図-3 に示す。荷重は水平及び鉛直方向から荷重した。水平荷重にはジャッキの加力中心がはりの中心軸に等しくなるように設置し、正側(押方向)荷重時にははり部の張出し部に取付けた載荷板を直接載荷し、負側(引方向)荷重時には 4 本の PC 鋼棒を介してジャッキで逆側の載荷板を押すことにより水平荷重を行った。鉛直荷重は実構造物に作用する上部工重量を想定したもので、実際には、桁下面の支承を介して、はり上面に多点荷重となる。ここでは、供試体の寸法上の制約から、幅 100mm の鋼板上に集中して鉛直荷重 (105.8KN) を載荷した。したがって、はりに及ぼすせん断の影響は実構造物より厳しいものとなる。なお、鉛直荷重によるラーメン供試体柱部に作用する軸方向圧縮応力は約 0.6 N/mm<sup>2</sup> である。荷重は水平荷重による正負交番繰返し荷重で、供試体の回転角が 1/600, 1/300 rad と荷重

表-3 補強材料の機械的性質

補強材料	厚さ (mm)	目付量 (g/m <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
炭素繊維シート	—	300	3400	230
アラミド繊維シート	—	415	2000	120
鋼板	1.6	—	降伏強度 326.0	202.5

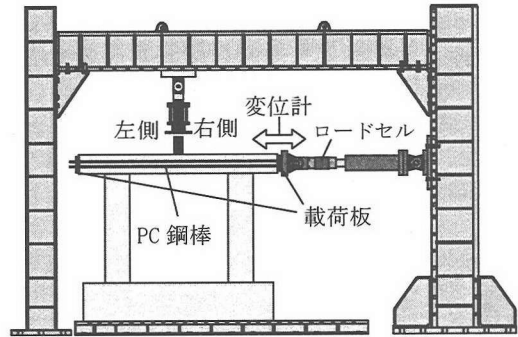


図-3 供試体の荷重方法

した後、降伏変位  $\delta_y$  の整数倍で振幅を漸増させ、各振幅を 3 回繰り返す荷重方法とした。ここで、基準となる降伏変位  $\delta_y$  は、柱基部断面の軸方向鉄筋に作用する引張力の合力作用位置におけるひずみが降伏ひずみに達するときの荷重を降伏荷重  $P_y$  とし、その時の変位を降伏変位  $\delta_y$  とした<sup>6)</sup>。この場合、合力作用位置のひずみは実測された鉄筋ひずみから、平面保持を仮定して求めた。なお、測定項目は、水平、垂直荷重、はり部断面中心の水平変位、柱、はりの軸方向鉄筋ならびに、帯鉄筋のひずみ、鋼板、シート面鉛直ひずみ等である。

## 3. 無補強シリーズにおける実験結果

### (1) 荷重-変位関係と損傷状況

図-4 に荷重-変位関係を示す。同図には各部材の軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージから判断される降伏順序も併記している。表-4 は実験結果および各供試体の破壊形式を示したもので、降伏変位、終局変位は正負の平均値を用い、最大荷重は正負両側の値を記載している。また、終局変位  $\delta_u$  は荷重変位曲線の包絡線において荷重が降伏荷重  $P_y$  を下回らない最大の変位とした。

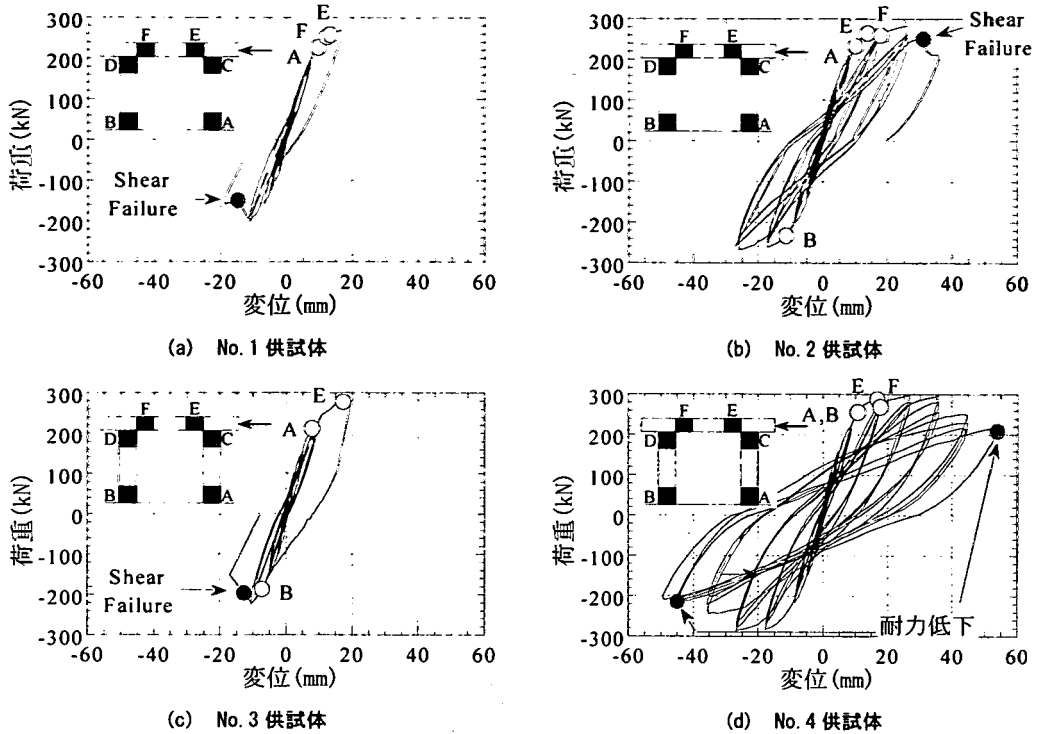


図-4 荷重-変位関係 (無補強シリーズ)

表-4 無補強シリーズの実験結果

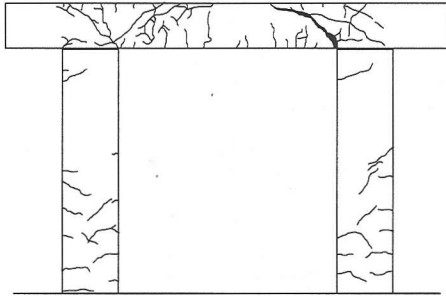
	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_u / \delta_y$	$P_y$	$P_{max}$	$P_{max} / P_y$	破壊形式
	mm	mm		kN	kN		
No.1	10.8	14.1	1.3	238.5	270.5	1.0	柱基降落伏, 梁端部降伏後 梁端部せん断破壊
					-200.2		
No.2	11.4	28.9	2.5	240.8	282.7	1.1	柱基降落伏, 梁端部降伏後 梁端部せん断破壊
					-267.1		
No.3	9.2	16.3	1.8	217.3	281.7	1.2	柱基降落伏, 梁端部降伏後 梁端部せん断破壊
					-224.7		
No.4	9.4	44.9	4.8	226.9	297.4	1.3	柱基降落伏, 梁端部降伏後 梁端部せん断破壊 (急激な耐力低下なし)
					-286.2		

最も帯鉄筋量の少ないNo.1 供試体では柱基部の軸方向鉄筋降伏後、はり端部において主鉄筋が降伏し、変位が-11.5mm の時に右側はり端部において斜めひび割れが急激に進展してせん断破壊が生じ終局に至った。No.2 供試体では、柱基部、はり端部の軸方向鉄筋降伏後、変位が 30.7 mm の時に左側はり端部においてせん断破壊が生じた。さらに帯鉄筋量を増加させた No.3 供試体では、同様に柱基部、はり端部の軸方向鉄筋降伏後、変位が-10.5mm の時に右側はり端部においてせん断破壊が生じた。これは、No.3 供試体ではコンクリートの圧縮強度が他の供試体に比べて小さかったため、変位が小さい段階でせん断破壊したものと考えられる。No.4 供試体においても同様に、柱基部、はり端部の軸方向鉄筋降伏後、変位が-35.7 mm の時に右側はり端部において斜めひび割

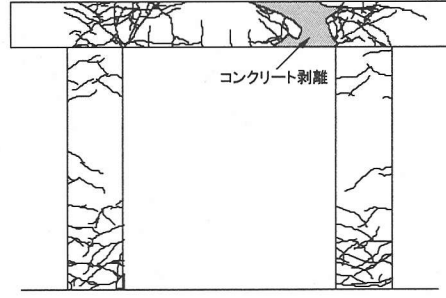
れが大きく開口した。しかし、他の供試体のように急激に耐力が低下することはなく、はり端部で斜めひび割れが進展するとともに徐々に耐力を失っていくという破壊形式であった。

図-5 に No.1, No.4 供試体のひび割れ性状を示す。供試体全てにおいて、柱基部、はり端部において軸方向鉄筋が降伏していることから塑性ヒンジは柱基部とはり端部に形成されたと考えられる。

図-6 に各振幅 1 サイクル目の荷重-変位包絡線を示す。はり部にせん断破壊が生じることで、耐力が急激に低下することが分かる。No.1, No.3 供試体では最大耐力に至る前にせん断破壊が生じているが、はり部の帯鉄筋量を増加させた No.4 供試体の靱性率は、No.1 供試体の約 3.7 倍となり、柱部が耐震補強された RC ラーメン橋脚において、はり部の帯



(a) No. 1 供試体 ひび割れ性状



(b) No. 4 供試体 ひび割れ性状

図-5 ひび割れ性状 (無補強シリーズ)

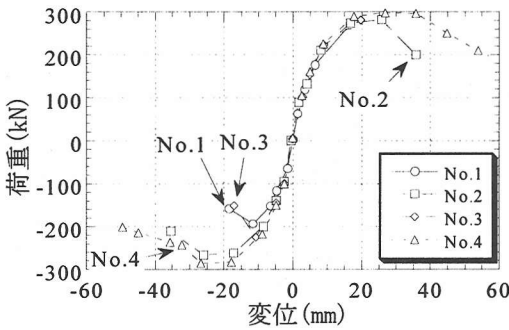


図-6 荷重-変位関係 (無補強シリーズ)

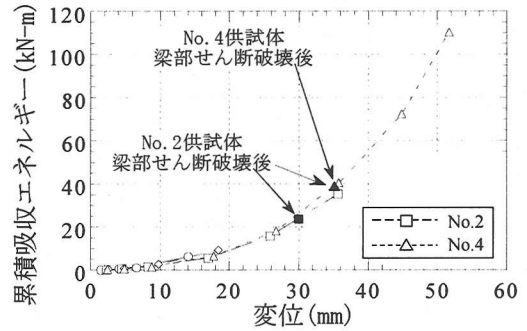


図-7 累積吸収エネルギー比較 (No. 2, No. 4)

鉄筋量は橋脚の変形性能を支配する主要因であることが確認された。

## (2) 累積吸収エネルギー

図-7 に無補強シリーズ (No.2, No.4) の各振幅 1 サイクル目における累積吸収エネルギーと変位の関係を示す。一般に、単一 RC 柱ではせん断破壊が生じた後の累積吸収エネルギーは明らかに低下するが、RC ラーメン橋脚では、図に示すように、せん断破壊が生じた後も、累積吸収エネルギーの低下傾向は見られなかった。これはラーメン橋脚ではエネルギー吸収箇所は主に柱基部及びはり端部などであり<sup>1), 7)</sup>、はり部がせん断破壊した後も柱部のエネルギー吸収は健在であるためであると考えられる。これは 4. で述べる補強供試体においても同様の傾向であった。

## 4. 補強シリーズにおける実験結果

### (1) 荷重-変位関係と損傷状況

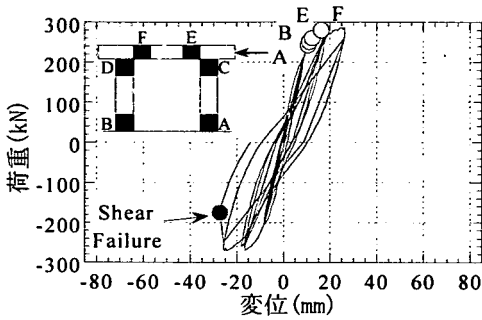
補強シリーズにおける実験結果を表-5 に、荷重-変位関係を図-8 に示す。なお、表、図中の記号、数字は無補強シリーズと同様の定義とする。補強シ

リーズにおいても全ての供試体で柱基部の軸方向鉄筋が降伏後、はり端部において主鉄筋が降伏した。No.1 供試体(無補強供試体)では、変位が 18mm でせん断破壊したが、はり部が補強された全ての供試体では変形性能が改善されている。しかし、はり部を鋼板接着補強した S-1 供試体では変位が 16mm 付近から鋼板の剥離が始まり、変位が-25.6mm の時に右側はり端部付近の補強鋼板の剥離後せん断破壊が生じた。鋼板はアンカーボルトによって固定されているが、斜めひび割れはアンカーボルトを避けるように生じ、アンカーボルト間で鋼板の座屈も発生した。同様に、C-1 供試体では変位が 16mm 付近でシート端が剥離し始め、変位が-16.3mm で右側はり端部のシートが剥離後、せん断破壊が生じた。鋼板およびシートの剥離は、目視および鋼球で補強材表面を叩くことによる打音の変化で確認した。

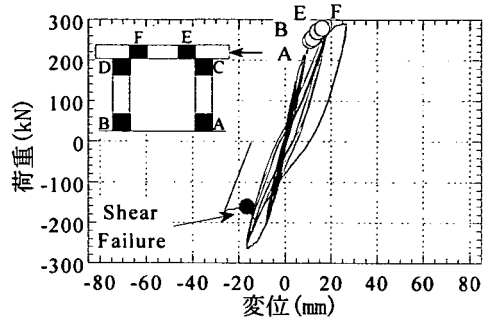
はり上面で炭素繊維シートを折り曲げることによって定着した C-2 供試体では、変位が 18mm の時にはり側面において繊維シートの剥離が始まり、その後載荷が進むにつれてはり側面で剥離が進行していったが、はり上面で定着されているために、剥離の発生が直ちにせん断破壊につながることは無かった。

表-5 補強シリーズの実験結果

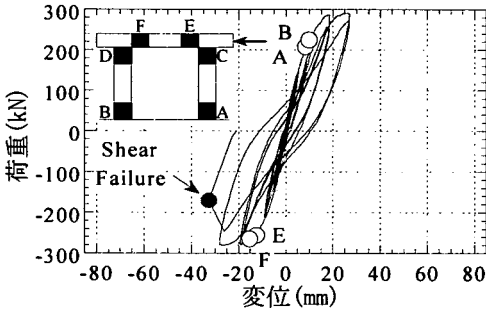
No.	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_u/\delta_y$	$P_y$ (kN)	$P_{max}$ (kN)	$P_{max}/P_y$	破壊形式
	(mm)	(mm)					
No.1	10.8	14.1	1.3	238.5	270.5 -200.2	1.0	柱基部降伏, 梁端部降伏, 梁端部せん断破壊
S-1	10.7	25.9	2.4	239.3	286.7 -270.2	1.2	柱基部降伏, 梁端部降伏, 補強鋼板剥離後, 梁端部せん断破壊
C-1	10.7	21.6	2.0	239.7	291.5 -265.7	1.2	柱基部降伏, 梁端部降伏, 繊維シート剥離後, 梁端部せん断破壊
C-2	9.2	27.5	3.0	218.2	291.5 -280.2	1.3	柱基部, 梁端部降伏, 繊維シート剥離, かぶりコンクリート剥落後 梁端部せん断破壊
A-1	8.8	26.9	3.1	226.4	296.7 -283.1	1.3	柱基部, 梁端部降伏, 繊維シート剥離, かぶりコンクリート剥落後 梁端部せん断破壊
A-2	8.5	76.1	8.9	224.6	293.9 -289.5	1.3	柱基部降伏, 梁端部降伏後 柱基部, 隅角部の曲げ破壊



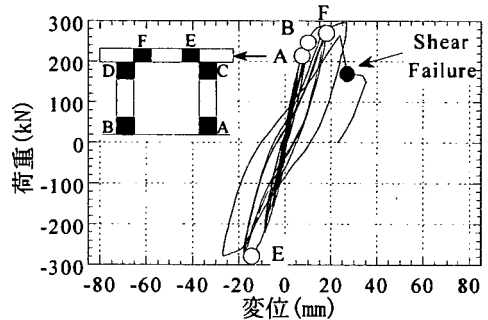
(a) S-1 供試体 (鋼板接着)



(b) C-1 供試体 (カーボン, U-wrap)

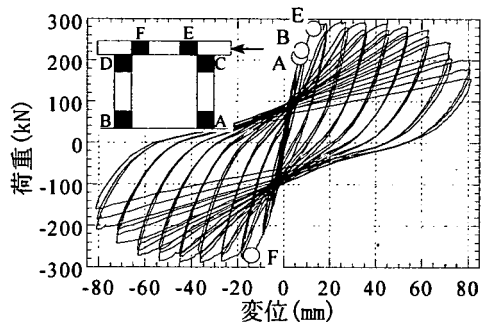


(c) C-2 供試体 (カーボン, U-wrap+anchorage)



(d) A-1 供試体 (アラミド, U-wrap+anchorage)

しかし、変位が-26.0mm の時に右側はり端部においてははり上縁のかぶりコンクリートと繊維シートが共に剥離し、同時にはり部に発生していた斜めひび割れが大きく開口して、せん断破壊が生じ急激に耐力を失った。アラミド繊維シートを用いて同様の補強を行った A-1 供試体においても、変位が 18mm の時に、はり側面で繊維シートの剥離が生じ、最終的には変位が 23.9mm の時に、シートとはり上縁のかぶりコンクリートが剥離することによって左側はり端部においてせん断破壊が生じた。本実験の範囲内では、炭素繊維シートとアラミド繊維シートを補



(e) A-2 供試体 (アラミド, full wrap)

図-8 荷重-変位関係 (補強シリーズ)



図-9 A-2 供試体 ひび割れ性状

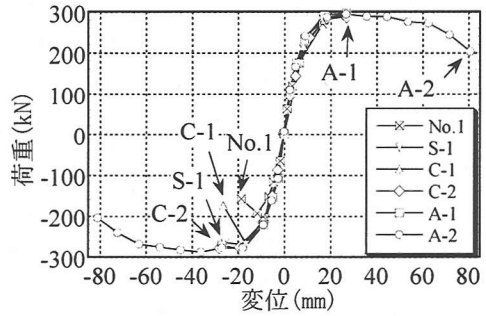
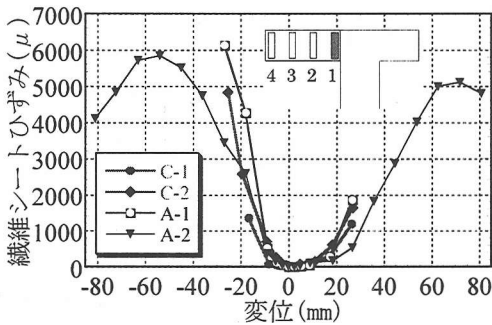
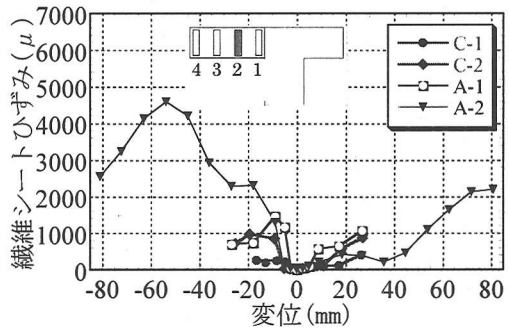


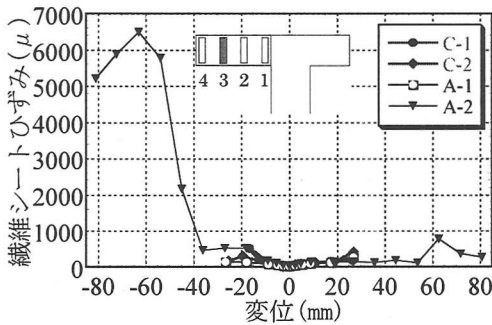
図-10 荷重-変位関係 (補強シリーズ)



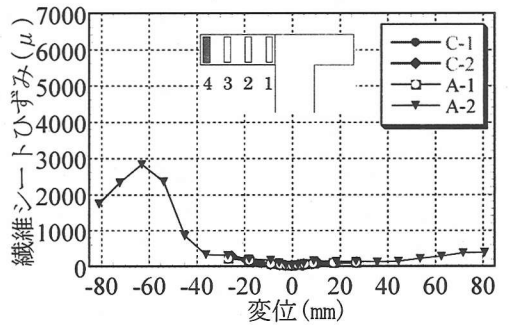
(a) 繊維シートひずみ 1



(b) 繊維シートひずみ 2



(c) 繊維シートひずみ 3



(d) 繊維シートひずみ 4

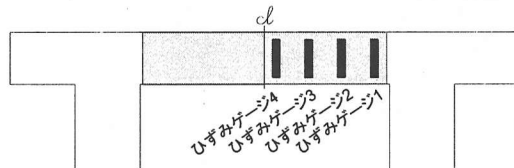


図-11 繊維シートに発生したひずみの比較

強材として用いた場合、破壊性状および変形性能等はほとんど同じであった。これに対し、はり部をアラミド繊維シートで全周巻きつけた A-2 供試体では、変位が 9mm の時、はり側面で繊維シートの剥離が確認され、その後、剥離した領域は拡大したが、はり上面と下面で繊維シートが定着されているため、他の供試体のようにはり部のせん断破壊による急激な

耐力低下は生じず、変位が 80.9mm 付近まで変形が進み終局を迎えた。

図-9 は荷重終了後に繊維シートを取り除いた後の A-2 供試体のひび割れ性状を示す。はり部では幾つかの斜めひび割れが生じているものの、せん断破壊が生じた No.1 供試体 (図-5) と比較して、はりの損傷程度は非常に軽微であり、柱基部と柱・はり隅角

部に損傷が集中しているのがわかる。図-10 は、荷重-変位包絡線を示したものである。変形性能について比較してみると、無補強供試体 (No.1) と比べて、C-1, S-1 供試体で 1.5 倍程度、C-2, A-1 供試体で 2 倍程度、A-2 供試体では 7 倍程度、靱性が改善されたことが認められる。以上より、本実験で用いたはり部せん断補強方法はラーメン構造物の最大耐力にほとんど影響を与えず、変形性能を改善できることが明らかとなった。

## (2) シートの補強効果に関する検討

連続繊維シートをはり上面で定着することにより、補強効果が向上することが明らかとなった。ここでは、シートに生じたひずみから、各供試体の補強効果を検討することにする。図-11 は供試体 C-1, C-2, A-1, A-2 において、図中に示すはりの各位置における繊維シートの鉛直方向ひずみを示したものである。なお、ひずみは、はり高中央部のシート表面に添付したひずみゲージから測定したもので、各振幅第 1 サイクルにおける最大変位時における値を示している。無補強供試体 No.1 では約 18mm ( $2\delta_y$ ) 付近でせん断破壊が生じており、同様の変位レベルから各供試体ともにはり端部において繊維シートのひずみが増加しているのが分かる (図-11(a))。さらに大きな変位段階では、はり上面で定着を設けない C-1 供試体では、はり側面における繊維シートの付着で引張力に抵抗するため、繊維シートの剥離と同時に繊維シートのひずみが減少し、その補強効果を失っている。供試体 C-1 では、最大ひずみは  $1500\mu$  程度であった。一方、はり上面で繊維シートを折り曲げて定着した C-2, A-1 供試体では、斜めひび割れが生じた後にひずみが増加し、最大ひずみは供試体 C-2 で約  $5000\mu$ 、供試体 A-1 で約  $6000\mu$  で、供試体 C-1 の 3~4 倍程度の補強効果を発揮していたものと推察される。はり部を繊維シートで完全に閉合した供試体 A-2 では、他の供試体と同様に、変位が約 18mm 付近からはり側面で繊維シートが剥離したが、十分に定着されているため、斜めひび割れの進展に抵抗すると共に、せん断力の一部を分担している。さらに供試体 C-1, C-2, A-1 では、斜めひび割れが発生するはり端部で大きなひずみが発生し、それ以外の箇所ではほとんど発生しないのに対し、供試体 A-2 では変位が 36mm (約  $4\delta_y$ ) よりも大きい場合、変位の増加ともにはり端部以外の箇所でもひずみが増加する傾向が見られた。このことは、繊維シートがはり全域にわたり有効にその補強効果を発揮したと言える。

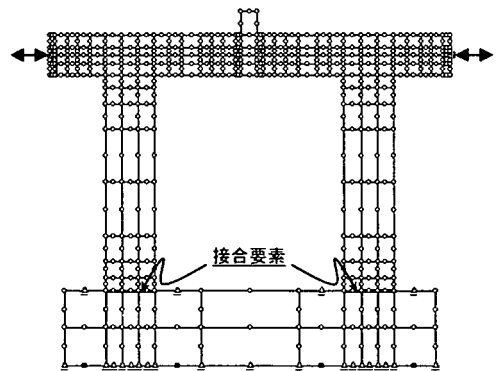
## 5. 解析的検討

### (1) 解析概要

本研究で行った無補強及び補強シリーズの各供試体の載荷実験について、2次元有限要素法<sup>13), 14)</sup>を用いて解析的検討を行った。解析モデルは図-12 に示すように、2次元 8 節点アイソパラメトリック平面要素であり、断面の要素分割は、An et al.によって提案された鉄筋周辺の最大 RC 領域算定式(1)<sup>15)</sup>に基づいて、要素のアスペクト比がほぼ 1:1 となるように分割した<sup>16)</sup>。

$$h_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot d_b \cdot \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \quad (1)$$

ここで  $h_{max}$  は RC 領域の最大影響高さ、 $d_b$  は鉄筋径、 $f_y$  は鉄筋の降伏強度、 $f_t$  はコンクリートの引張強度である。RC 領域の最大影響高さとは、鉄筋とコンクリートとの付着に基づくテンションスティフニング効果が及ぶ影響範囲を表すものであり、鉄筋降伏時の引張力によってひび割れが生じるコンクリートの断面を正方形と仮定したときの一辺の長さを意味する。また、実験で観察された柱基部の曲げひび割れの開口、軸方向鉄筋の伸び出しのような局所的な不連続挙動を表現するため、柱基部とフーチングの境界面に離散ひび割れモデルに基づく接合要素を配置している<sup>17)</sup>。解析における載荷方法は、実験と同様な荷重条件および変位増分となるようにした。補強シリーズにおける鋼板および連続繊維シートの接



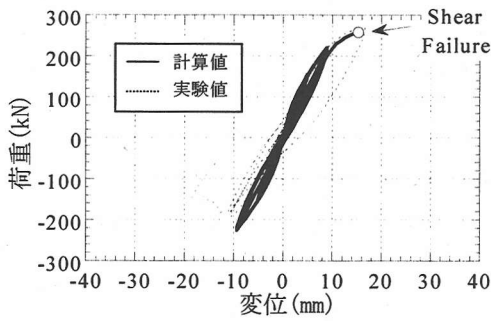
(a) 供試体解析概要



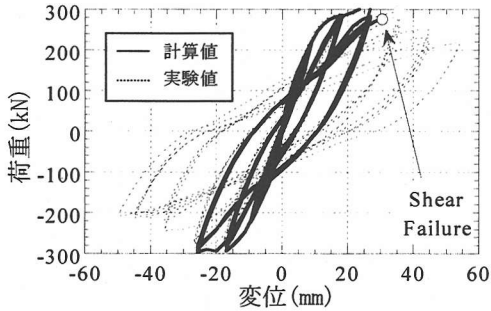
(b) 補強材解析概要

図-12 解析メッシュ図





(a) No. 1 供試体



(b) No. 4 供試体

図-13 荷重-変位関係 (無補強シリーズ)

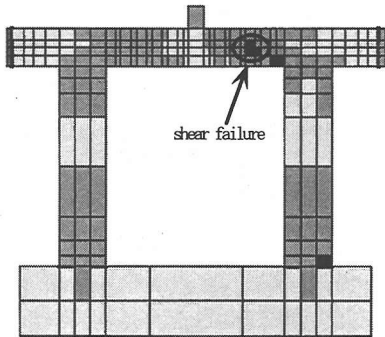
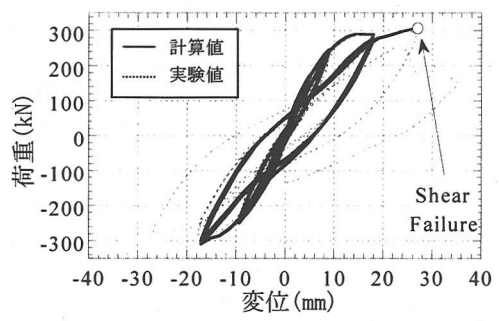


図-14 No. 1 供試体 終局時破壊箇所

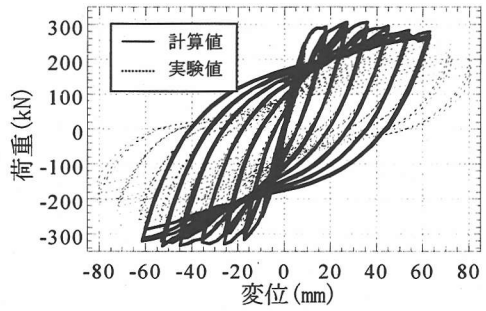
着は、RC 要素の上に補強材要素を重ね合わせ、それらの間は完全接着と仮定した。なお、繊維シートについては、鉛直方向のみに剛性を有する一方向強化材としてモデル化し、補強材の材料定数は表-3 に示す値を用いた。

## (2) 解析結果

無補強シリーズ全ての供試体に対して行った解析結果のうち供試体 No.1 と No.4 の荷重-変位関係を図-13 に示す。また、No.1 の終局時において、せん断破壊が生じた箇所を図-14 に示す。なお、本解析においては、ある要素のせん断ひずみが、せん断破



(a) A-1 供試体



(b) A-2 供試体

図-15 荷重-変位関係 (補強シリーズ)

壊ひずみ (ここでは2%) に達した時に、せん断破壊が生じるものと定義した<sup>14)</sup>。図に示すように、実験及び解析から得られた荷重-変位関係は比較的よく一致しており、また、破壊形式および破壊箇所においても両者は一致している。このことから、無補強供試体に関しては、本研究で用いた解析手法により、RC ラーメン橋脚のはりがせん断破壊に至るまでの挙動を精度よく求めることができる。

次に補強シリーズ全ての供試体に対して行った解析結果のうち供試体 A-1, A-2 の荷重-変位関係を図-15 に示す。補強供試体でははり部に接着した補強材と RC 要素を完全付着と仮定しているため、補強材が剥離する現象を数値的に求めることはできない。ここでは、便宜上、解析から得られる補強材に発生するはり高方向のひずみが、実験で得られた同ひずみの最大値に達した時にせん断破壊が生じるものとして計算を終了している。図-15(a)に示すように、繊維シートの剥離が生じた場合では、剥離によりせん断破壊が生じるまでの挙動は計算値と実験値は比較的一致している。また、せん断破壊が生じた点においては、実験から得られた繊維シートの鉛直ひずみの最大値を用いることによって、概して精度よく求められている。一方、せん断破壊が生じなかった供試体 A-2 では、変位が  $34\text{mm}(4\delta_y) \sim 42.5\text{mm}(5\delta_y)$

までは履歴挙動、最大耐力などは実験と解析は比較的よく一致しているが、それ以降は、実験供試体では、柱基部、はり端部などに軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥離が生じており、本解析手法ではそれらを考慮していないため、履歴挙動を精度よく表現できていない<sup>18)</sup>。

以上のことから、繊維シートの剥離が生じ、せん断破壊が生じる場合には、概ね解析により実験値を精度よく表すことができるが、はりの全周を繊維シートで巻いた場合には、せん断破壊が生じず、大変形域では部材の局所的な破壊が卓越するために、解析では精度よく実験値を表すことはできなかった。今後は、解析の精度の向上のためには、補強材の剥離を考慮した解析手法、大変形領域における性状を解明するための解析手法を開発することが必要であると考えられる。

## 6. 実ラーメン橋脚を対象とした地震応答解析

模型供試体を用いた正負載荷実験および FEM 解析結果から、はり部を補強する前と補強した後のラーメン橋脚の耐震性状をある程度精度よく計算できることが明らかとなった。ここでは、同じ解析手法を用いて、実ラーメン橋脚に実地震波を入力して地震応答解析を行い、実構造物において、はり部を補強する前と補強した後の応答性状ならびに破壊性状を明らかにする。

### (1) 解析概要

地震応答解析に用いた構造物は、現在高速道路に供用されている 1 層 2 柱式 RC ラーメン橋脚で、はり部の帯鉄筋比は実構造物の中でも少ない部類に属する値 (0.084%) を用いた。図-16 にモデル図を示す。解析には、柱部を補強した場合 (現況) と柱部とはり部をせん断補強した場合の 2 種類を想定した。柱部の補強は、柱上部のハンチ直下まで厚さ 9mm の鋼板で巻き立てて補強を施したものとした。はり部の補強は、A-2 供試体と同様、ハンチ部まで含めたはり部全域に、せん断破壊が生じないように、実験で用いたアラミド繊維シートを剥離が生じないと仮定して、5 層 (帯鉄筋換算で約 0.8%) 巻きつけてせん断補強を行なった。解析においても、先に説明したように連続繊維シートは完全にコンクリートに付着しているものとしてモデル化した。上部工は鋼製 I 桁 (10 主桁) と床版で構成され、桁高は 2.0m とし上部工重量は実構造物と同様に、はり長方向に単位長さあたり 343kN/m (合計約 8700KN) とし、I 桁を介

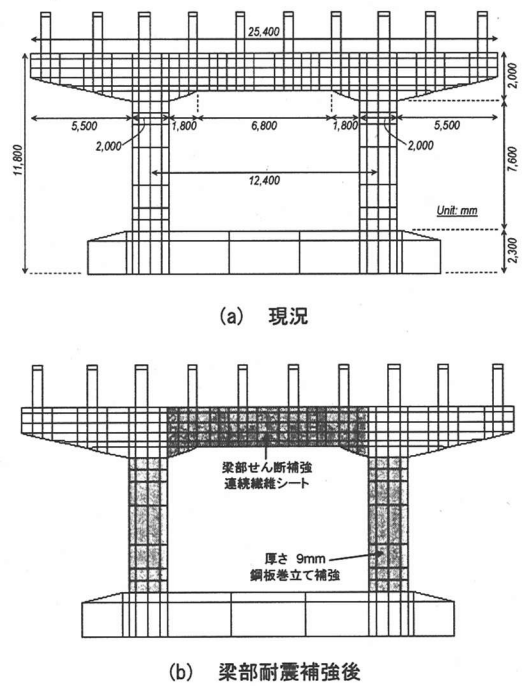


図-16 RC ラーメン橋脚解析モデル

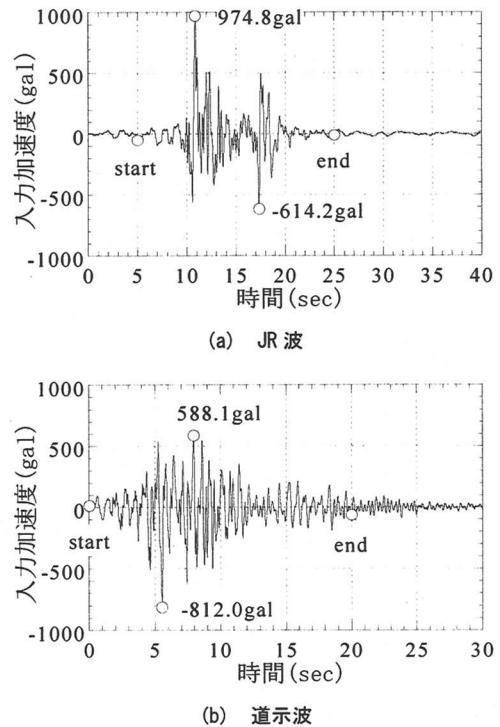


図-17 入力地震動

してはり部に载荷した。実橋脚の支承には耐震性の向上を目的として、積層ゴム等を用いた可動支承、すべり支承などが用いられている<sup>19)</sup>が、今回の解析では計算を簡略化するために、床版の剛性を無視するとともに、鋼製I桁とラーメン橋脚はり部天端は完全結合しているものと仮定した。

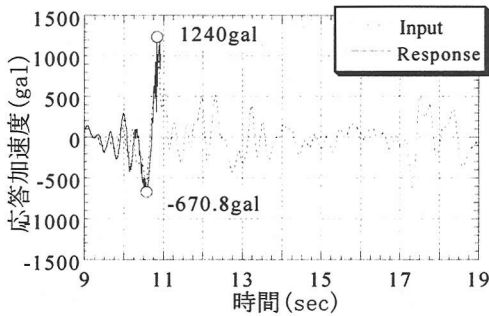
## (2) 入力地震動

本研究では、地震応答解析に2種類の地震波形を用いた。1つは、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編<sup>20)</sup>に記載されているL2地震動スペクトルⅡ適合波(JR波)で、耐震設計上の基盤面での地震波形を地盤種別G3に応じて求めた地表面地震動である。解析には40秒間の地震波のうち20秒間を用いた( $\Delta t=0.01\text{sec}$ )。もう1つは、タイプⅡ地震動Ⅰ種地盤の動的解析用の強震記録として「道路橋の耐震設計に関する資料」<sup>21)</sup>に規定されている兵庫県南部地震気象庁神戸海洋気象台地盤上NS成分の地震動(道示波)で、30秒間のデータのうち同じく20秒間のデータを用いることとした( $\Delta t=0.01\text{sec}$ )。これはいずれも、2002年版「コンクリート標準示方書—耐震性能照査編」<sup>22)</sup>に掲載されている照査用地

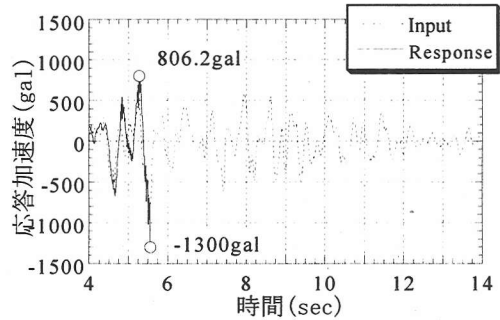
震波とほぼ同等の強度やスペクトル特性を有する波形である。上記の入力地震波を図-17に示す。応答解析では、これらの地震動をフーチング底面に入力した。したがって、地盤等の影響は考慮していない。また、減衰は材料の非線形化による履歴減衰のみを考慮した。数値積分法はNewmarkの $\beta$ 法を用いており $\beta=0.36$ 、 $\gamma=0.7$ とした<sup>23)</sup>。

## (3) 地震応答解析結果

図-18は柱部のみ鋼板巻き立て補強し、はり部は補強していないラーメン橋脚(現況)について、上で述べた2種類の地震波を入力した応答加速度の時刻歴を、図-19は水平力(慣性力)とはり部高さ方向中心におけるフーチングとの水平相対変位を示したものである。入力加速度は、JR波の方が大きい。応答加速度は道示波による方が大きな値となった。両波とも、入力加速度が最大値となった時にはり部にせん断破壊が生じ破壊に至っている。せん断破壊が生じた場所は、図-20に示すように、ハンチ部付近であった。図-21、図-22は柱部に鋼板巻き立て補強を施すと同時に、はり部にもアラミド繊維シートを巻きつけてせん断補強を行なった場合について、

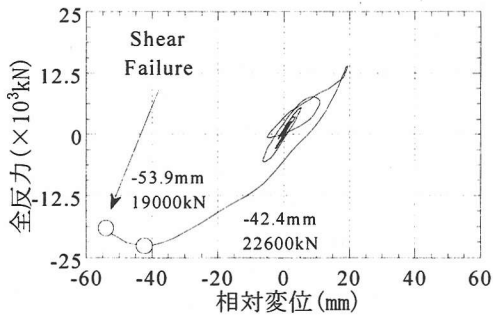


(a) JR波

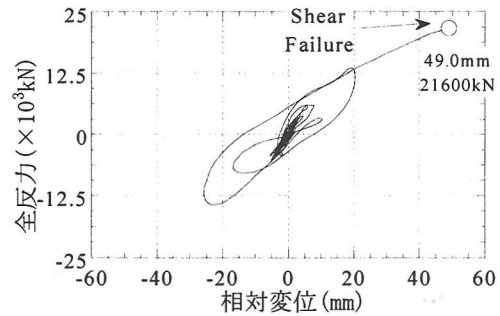


(b) 道示波

図-18 時刻歴応答加速度(現況)



(a) JR波



(b) 道示波

図-19 全反力—相対変位関係(現況)

同様に2種類の地震波で応答解析を行った場合の応答加速度の時刻歴と水平力とはり部の相対変位をそれぞれ示したものである。両図から分かるように、はり部に適切な量の連続繊維シートを十分に定着して（ここでは全周に巻きつけた）補強することによって、はり部のせん断破壊を防ぐことができ、構造物全体の耐震性能を向上することが可能であることが明らかとなった。

以上述べたように、現在高速道路に供用されている1層RCラーメン橋脚を対象として、兵庫県南部地震クラスの大きな地震動が発生した場合の応答性

状を検討した。その結果、RCラーメン橋脚の柱部はすでに補強されているため、致命的な損傷を生じることは無いが、はり部の帯鉄筋量が少ない場合には、はりがせん断破壊を生じることが明らかとなった。また、はり部をせん断補強することにより耐震性が著しく向上し、上記の地震に対しても十分な性能を示すことが確認できた。今後は、上部工やハンチの影響について詳細な検討が必要である<sup>24)</sup>。

## 7. まとめ

高速道路に供用されているRC1層ラーメン橋脚は兵庫県南部地震以降、柱部において耐震補強が実施されてきたが、面内方向（橋軸直角方向）に地震力が生じた場合、はり部においてせん断破壊する可能性があることが判明した。本研究では、ラーメン橋脚のはり部に着目して、はり部の帯鉄筋量を変化させた供試体、はり部を補強した供試体を用いて静的正負交番載荷実験を行うとともに、2次元有限要素法を用いてその耐震性状を明らかにした。さらに、実RCラーメン橋脚の地震応答解析を行った。本研究から以下のことが結論づけられる。

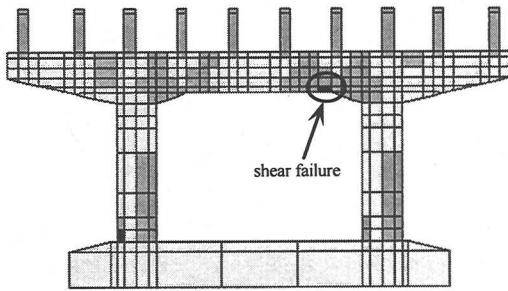
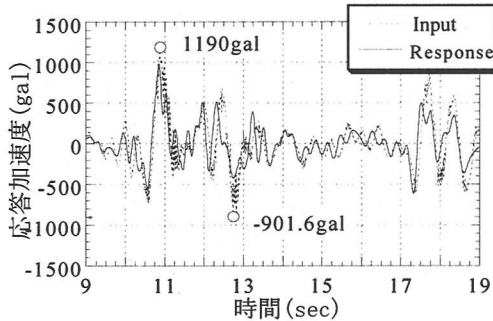
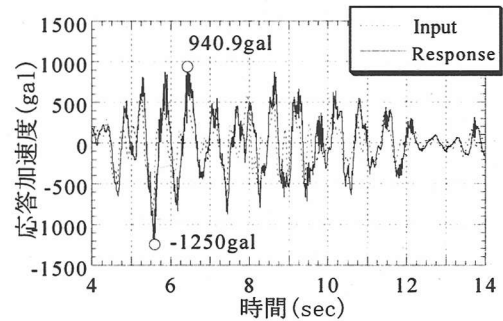


図-20 橋脚破壊位置(JR波、現況)

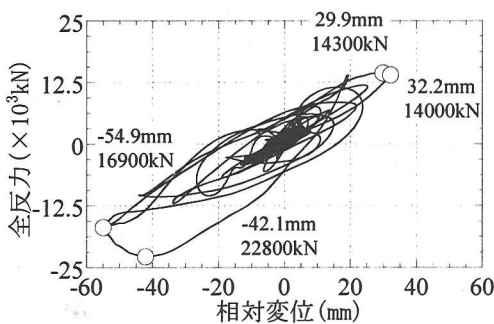


(a) JR波

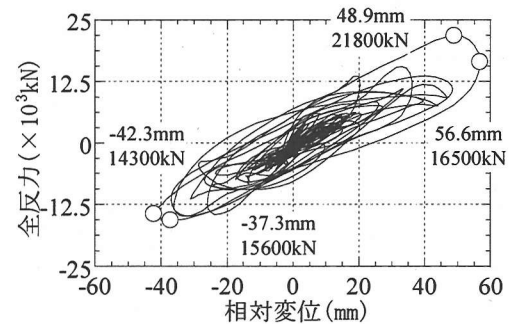


(b) 道示波

図-21 時刻歴応答加速度（補強後）



(a) JR波



(b) 道示波

図-22 全反力-相対変位関係（補強後）

- (1) RC1 層ラーメン橋脚はり部の帯鉄筋量を変化させて正負交番載荷実験を行った結果、帯鉄筋量が少ない場合ははりでせん断破壊が生じ、これによりラーメン構造物が終局状態に至ることが明らかとなった。はり部の帯鉄筋量を増加させると、構造物全体の変形性能が向上した。このことから、柱部が耐震補強された RC ラーメン橋脚では、はり部の帯鉄筋量が橋脚の破壊性状や耐震性能を支配する主要因であることが明らかとなった。
- (2) RC ラーメン橋脚のはり部にせん断補強を行った補強供試体では、補強材端部で定着を施さない鋼板接着補強、繊維シート U-wrap 補強では無補強供試体と比較して約 2 倍、繊維シートを折曲げて定着をとった U-wrap + anchorage 供試体では約 2.5 倍程度の靱性改善効果が見られた。しかし、最終的には補強材の剥離あるいははり上縁のかぶりコンクリートの剥落が生じた後、はり部においてせん断破壊が生じた。このことから、補強材がその効果を最大限発揮する定着方法などを開発する必要があると考えられる。
- (3) アラミド繊維シートではり部を完全に閉合して巻き立てた Full wrap 供試体では、はり部でせん断破壊が生じず、柱基部と隅角部において曲げヒンジが生じることによって破壊に至った。この結果、靱性も大幅に改善されることが明らかとなり、Full wrap 補強は非常に効果的であると考えられる。
- (4) 2次元有限要素法を用いて、はり部を補強する前および補強した後の供試体について解析的検討を行った。その結果、無補強供試体においては、解析結果は実験結果に比較的よく一致することが明らかとなった。一方、はり部を補強した供試体では、補強材とコンクリートを完全付着と仮定し、実験から得られた補強材の最大ひずみを用いることにより、剥離が生じた補強供試体の挙動をある程度計算することが可能である。今後は、補強材の剥離を考慮した解析手法を開発することが必要である。
- (5) コンクリート標準示方書に規定されている照査用地震波を用いて、現在供用されているラーメン橋脚の地震応答解析を行った。その結果、はり部の帯鉄筋量が少ない場合には、はり部でせん断破壊が生じること、はり部に対して連続繊維シートで補強を行った場合には、はり部のせん断耐力が

増大し、耐震性能が向上することが明らかとなった。以上により、RC ラーメン橋脚に対するはり部のせん断補強の有効性、必要性が確認された。

謝辞：本研究を実施するにあたり、三井建設、ショーボンド建設、日鉄コンポジット(株)に協力を頂いた。また、小泉秀之氏(現 東日本旅客鉄道(株))、杉田清隆君、沖津充紀君、中村光寿君(埼玉大学大学院)には実験、解析等に多大な協力を頂いた。ここに記して感謝する次第である。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 2) 鈴木 英之，西原 寛，松本 智夫，田畑 卓：炭素繊維シートで補強された T 型断面のはりおよび柱のせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.3, pp.1183-1188, 1998.6.
- 3) Muhammad Ashraf, Mutsuyoshi, H., Adhikary, B. B. and Watanabe, K.: Shear Upgrading of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Composite Sheets, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.24, No.2, pp.1537-1542, 2002.6.
- 4) 土木学会：コンクリート構造物の補強指針(案)，コンクリートライブラリー95，1999.9.
- 5) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101，2000.7.
- 6) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式，コンクリート技術シリーズ No.12，阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告，1996.7.
- 7) 藤掛 一典，大野 友則，西野 隆：鉄筋コンクリートラーメンのエネルギー吸収容量に関する実験的研究，土木学会論文集，No.390/V-8, pp.113-121, 1988.2.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1996.3.
- 9) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proceedings of JSCE, No.300, pp.96-106, 1980.8.
- 10) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11.
- 12) 佐藤 靖彦，田中 高行，上田 多門，小野 定：炭素繊維シートにより補強した RC はりのせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.2, pp.1469-1474, 1996.7.
- 13) Okamura, H., Maekawa, K., and Sivasubramaniam, S.:

Verification of modeling for reinforced concrete finite element. Finite element analysis in reinforced concrete structures, ASCE, pp.528-543, 1985.

- 14) 岡村 甫, 前川 宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5.
- 15) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H.: Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, Proceedings of JSCE, pp.297-316, No.564/V-35, 1997.5.
- 16) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン, 鉄筋コンクリート構造の有限要素解析と設計法研究委員会, 1989.3.
- 17) 三島 徹也, Buja, B., 前川 宏一, 岡村 甫: 鉄筋コンクリート離散ひび割れモデルを構成する材料モデルの開発, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.171-179, 1992.2.
- 18) 前川 宏一, 土屋 智史, 福浦 尚之: 鉄筋コンクリートの非線形解析の現況と耐震性能照査法の構築に向けた今後の取り組み, 第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.1-16, 1998.11.
- 19) 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), pp. II 64- II 72, 1995.6.
- 20) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.1.
- 21) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1996.3.
- 22) 土木学会: コンクリート標準示方書—耐震性能照査編一, 2002.12.
- 23) 土木学会: 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証, コンクリート技術シリーズ No.36, pp.272-275, 2000.5.
- 24) 手嶋 康博, 幸左 賢二, 田崎 賢二, 乙黒 幸年: RC ラーメン橋脚のモデル化が耐力に及ぼす影響分布, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1273-1278, 2001.7.
- 25) 小泉 秀之, 睦好 宏史, 小西 由人, 藤田 亮一: RC1 層ラーメン橋脚はり部の補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.895-900, 2001.7.
- 26) 炭素繊維シートによる地下鉄 RC 柱の耐震補強—設計・施工指針—, (財) 鉄道総合技術研究所地下鉄炭素研究会, 山海堂, 1997.1.
- 27) 山田伝一郎, 睦好宏史, 小西由人, 藤田亮一: 繊維シートで梁を補強した RC1 層ラーメン橋脚の耐震性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1291-1296, 2002.6.

(2003. 3. 24 受付)

## SEISMIC STRENGTHENING OF A BEAM IN RC RIGID FRAME STRUCTURES

Hiroshi MUTSUYOSHI, Takeshi MAKI, Den-ichiro YAMADA,  
Yoshihito KONISHI and Ryoichi FUJITA

In order to clarify the seismic behavior of RC rigid frame structures in which the beam was strengthened by externally bonding FRP sheets and steel plates, reversed cyclic loading tests were conducted using RC model specimens. It was found from the tests that the ductility of the RC rigid frame structures was improved by strengthening the beam with FRP sheets. There was a good agreement in the mechanical behavior of such strengthened structures between the tests and analysis using 2D-FEM. In addition, to make clear the influence of strengthening the beam on the seismic behavior of actual structures under strong earthquakes, dynamic response analyses were also conducted.