

RC ばかりのせん断破壊と補修法に関する研究

STUDY ON SHEAR FAILURE AND REPAIR METHOD OF REINFORCED CONCRETE BEAM

尾坂芳夫*・鈴木基行**・石田博樹***・加藤勝美****

By Yoshio OZAKA, Motoyuki SUZUKI, Hiroki ISHIDA and Katsumi KATO

Reinforced concrete viaducts of the Tohoku Shinkansen suffered considerable damage especially in mid-height beams due to the Miyagi-ken-oki Earthquake (1978), and there were quite a number that would not have been able to withstand normal use without remedy. In this study the strength-deformation characteristics of 1/2- or 1/3-scale model specimens of rigid-frame viaduct mid-height beams are obtained experimentally, and the bending shear characteristics of mid-height beams are examined. Further, various repair methods are applied to specimens loaded to different levels with crack width or displacement as the yardstick, and the effects are investigated. As a result, it is confirmed that member yielding load, resistance, deformation performance, etc., are not less than those of the original member if repaired properly by injecting epoxy resin in cracked parts.

1. まえがき

1978年6月の宮城県沖地震により、当時建設途上にあった東北新幹線のコンクリート高架橋には大小のひびわれが発生し、そのままでは正常な使用に耐えないものが少なくなかった¹⁾。そのため、このような地震荷重を受けたコンクリート高架橋について必要な補修を行い、その安全性を確認することは、同新幹線の開業に先立ち避けることのできない重要な問題点であった。

そこで、著者らは実験によってRC部材の構造とひびわれの状態から、受けた地震荷重の性質と水準を推定する方法を検討し、実際のラーメン高架橋の中層ばかりについて強度変形特性を求め、その補修方法の検討を行った。また、特に曲げせん断破壊に対する樹脂注入の補修効果をRC部材を用い実験的に明らかにし、さらに地震被害を受けた実RCラーメン高架橋にその補修方法を適用し効果の確認を行った。

2. コンクリート高架橋の地震被害の検討

(1) 各部材の構造上の特徴

構造物にひびわれが生じた位置とその代表的な部材の寸法を示すと表-1および図-1のとおりである。これらの部材について地震被害の検討に必要な構造上の主な特徴を述べれば以下のようである。

a) ラーメン高架橋(図-1(a))

中層ばかりは、両端の節点回転角がほぼ逆対称となり、部材角は実際上ほとんど生じない。この部材は、ひびわれ発生の状態によって、せん断スパン比2.5~3.0程度の曲げせん断を受けた、と推定される。また、この部材は柱上下端の曲げモーメントを減ずるため、大きい曲げ剛度(I/I_1)をもつようしてその寸法が選ばれ、その結果曲げモーメントに対して低鉄筋断面をもち、また腹鉄筋比は、国鉄設計基準に示される最小値に近くわめて小さい。軸方向力はコンクリート断面の大きさに対して非常に小さい。

柱は、軸方向鉄筋比が比較的大きい。その上下端で実際上、固定と考えてよく、水平地震荷重に対してもいわゆるせん断系の応答を示す。せん断スパン比は、一層構造の場合4~5、2層構造で中層ばかりが健全な限りは2~3と推定される。軸方向力は、コンクリート断面積に対してし

* 正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科
(〒980 仙台市荒巻字青葉)

** 正会員 工修 東北大学助手 工学部土木工学科
(同上)

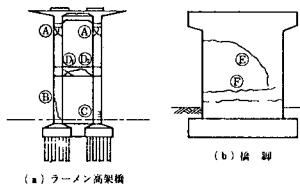
*** 正会員 木更津工業高等専門学校助教授
(〒292 木更津市清見台町2-11-1)

**** 正会員 国鉄東京第2工事局戸田工事区助役
(〒335 戸田市大字新曾字小玉177)

表一 ひびわれ被害のあったコンクリート部材諸元

構造物 タイプ	ひびわれ を受けた 部材	断 面 面 (mm)	長 さ (mm)	a/d	f_{ck} (kg/cm ²)	ρ_f (%)	ρ_w (%)	ひびわれ パターン
ラーメン	梁	1,100×850	4,496	2.2	270	1.37	0.12	D ₁ , D ₂
	柱	1,200×1,200	6,080	2.5	270	1.5	0.14	A,B,C
橋脚	橋脚	9,000×1,500	6,900	4	270	1.1	0.1	E

(注) * a, b はそれぞれ荷重作用方向に直角、平行方向の寸法

* 断スパン比 a/d は推定値
* f_{ck} : シンクリート設計用圧縮強度
* ρ_f , ρ_w : 軸方向鉄筋比, 帯鉄筋比

図一 ひびわれパターン

表二 鉄筋採取位置とひびわれ幅

構造物	採取 位置	公称 直径 (mm)	#	ひびわれ 幅 (mm)	
				T-1	T-2
ラーメン	端スチップ	D13	1	0.6	
			2	0.8	
			3	0.4	
			4	2.2	
			5	1.6	
			6	1.9	
			7	1.2	
			8	4.5	
			9	2.0	
			K-1	0.6	
橋脚	軸方向主鉄筋	D22	S-1	2~10	
			2	15	
		D19	A-1	5~10	
			2	5~10	
	スターリップ	D16	A-3	5~10	
			4	5~10	

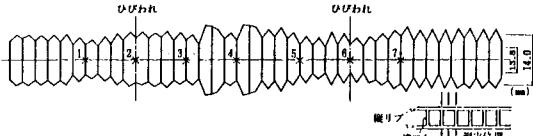
て小さく、コンクリートの平均軸圧縮応力度は 1 N/mm^2 程度である。

b) 橋脚軸体（図一 (b)）

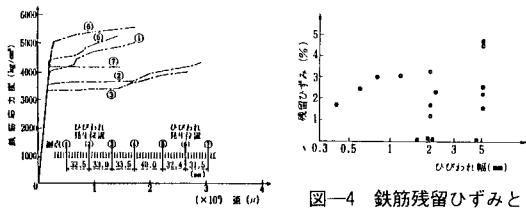
この形式の橋脚は、荷重作用に対してコンクリート断面積が非常に大きく、軸方向鉄筋比および帶鉄筋比は非常に小さい。軸方向力は、コンクリートの平均圧縮応力度 0.8 N/mm^2 に相当し、非常に小さい。

(2) ひびわれ位置における鉄筋の性質

震害を受けたコンクリート構造物における鉄筋の損傷の程度を調べるために、大きいひびわれが生じたコンクリートの部分から、そのひびわれに交わる鉄筋を取り出し引張試験を行った。表一2は、引張試験を行った鉄筋の採取位置とその部分におけるコンクリートのひびわれ幅を示している。図二は、引張試験を行う前の鉄筋について、その直径（縦リブ間距離）を測定した結果の一例で、鉄筋には複雑なしづりが残留しており、地震時に軸方向に複雑にばらつく塑性伸びひずみを受けたことがわかる。また、この図に示した位置で測定した σ - ϵ 曲線（図三）によれば、同一鉄筋片においても、しづりが大きい部分ほどひずみ硬化が大きく現われる傾向が明



図二 地震力を受けた鉄筋直径測定の一例

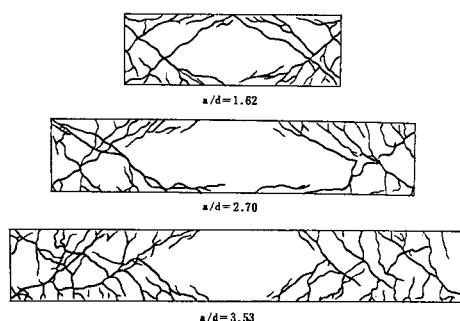
図三 鉄筋の応力-ひずみ関係
ひびわれ幅

らかで、その程度は概して、コンクリートのひびわれ位置で最もはなはだしい。図四は、コンクリートのひびわれ幅と、そのひびわれに交わる鉄筋の残留ひずみおよびひずみ硬化の程度の関係を示している。このように鉄筋の残留ひずみおよびひずみ硬化の程度は、コンクリートのひびわれ幅が 1 mm 以下の範囲ではひびわれ幅が大きいほど大きい。しかし、ひびわれ幅が 2 mm を越えるほどになると、両者の関係は明らかでなくばらつきが大きい。これは、鉄筋に曲げ変形その他が生じたため、と考えられる。

(3) ラーメン式高架橋中層ばかりのひびわれ

中層ばかりが地震時に受けた荷重作用のせん断スパン比を確認するため試験を行った。試験に用いた供試体は、表一3に示したシリーズ I の No. 1~No. 6までのもので図五は得られたひびわれパターンの例を示している。

せん断スパン比 1.62 ののはりでは、卓越した斜めひびわれが固定端からより中央（載荷点）に直接達しており、せん断スパン比 3.53 ののはりでは、2~3本の大きい斜めひびわれが生じ、いずれも実際の中層ばかりにみられたひびわれとかなりの違いを示している。これに対して、せん断スパン比 2.7 のひびわれパターンは、実際の中層ばかりに生じたひびわれのパターンに最も類似している。ま



図五 せん断スパン比とひびわれパターン

た、現場調査の結果によれば、中層ばかりの片端側に生じた斜めひびわれが他の側のひびわれより相当に大きい場合にも、そのパターンは、せん断スパン比 2.7 のパターンに比較的よく類似している。

(4) 地震被害の考察

以上みてきたように、ラーメン式高架橋中層ばかりに生じたせん断破壊形態は、せん断スパン比 2.7 前後のものであることが模型実験により明らかとなった。今回の地震で中層ばかりが受けた被害の原因は、中層ばかりの腹鉄筋比がきわめて小さかったことにあると思われる。

地震力を受けた鉄筋の直径の測定および引張試験結果から、ひとたび大きな塑性ひずみを受けると、降伏点強度は上がるものの断面積の大幅な減少をもたらす可能性もあるので再度の利用には注意を要するといえる。

橋脚軸体におけるひびわれは、主として軸方向主鉄筋のカットオフ点から生じたものであり、このひびわれ発生の原因は、カットオフ点近傍で軸方向鉄筋の応力状態、さらには付着応力が急変したことが考えられる。

3. 補修方法の実験的研究の概要

表-3 に実験に用いた供試体の一覧表をのせる。実験は、I, II の 2 つのシリーズに大別できる。

シリーズ I は、震害を受けた RC 2 層ラーメン高架橋の中層ばかりのせん断スパン比を 1/2 モデルの供試体を用いて調べるとともに、各種補修方法についてその効果を

調べることを目的としている。すなわち、No.1～No.6 は、中層ばかりのせん断スパン比を 3 種類に変化させ、静的交番繰り返し載荷を行い、どのせん断スパン比を有する供試体のひびわれパターンが、実中層ばかりに発生したひびわれパターンに似かよっているかを調べようとするものである。これによって、決定されたせん断スパン比を有する供試体 (No.7～No.10) について、コンクリート表面におけるひびわれ幅が所定の値、あるいは破壊に至るまで交番繰り返し載荷し、ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入し、再び破壊まで交番繰り返し載荷し、補修により部材の強度や剛性の回復程度を調べようとしたものである。また、No.11～No.16 の供試体については、ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入した後、さらには腹部を鋼板で補強し、補修の効果を調べようとしたものである。No.17 は、従来東北新幹線ラーメン高架橋中層ばかりで用いられていた 4 倍の腹鉄筋量を有する供試体である。

シリーズ II の供試体は、せん断スパン比 2.5 を有し実中層ばかりの 1/3 のモデルである。No.1～No.7 は、軸方向主鉄筋量および腹鉄筋量を変動要因として一方方向載荷を、No.8～No.14 は部材降伏 (荷重-変位曲線においてその傾きが大幅に低下するとき) 変位を載荷の際の尺度として交番繰り返し載荷を行い、部材の曲げせん断特性を検討しようとするものである。No.15～No.21 は所定の変位まで交番繰り返し載荷させた供試体をエポキシ樹脂注入により補修し、その後再び同一パターンで載荷し、補修の効果を調べようとするものである。図-6 にシ

表-3 供試体一覧表

供試体 No.	記号	a / d	筋 種別	方 向	腹筋 規格	P (kN) Pw (%)	鋼 筋 バ タ ー ン		P c (kN)	不 規 則 度 指 数 (n)	鋼 板 厚 (mm)	充 填 材
							補 修 前	補 修 後				
I	1	1.62	6D22	1.07	0.12					-	-	-
	2		*	*	*					-	-	-
	3	3.53	*	*	*					-	-	-
	4		*	*	*					-	-	-
	5		*	*	*					1.8	1.8	T e C P
	6	2.70	*	*	*					-	-	-
	7	2.70	5D22	0.89	0.12	I *	II *	0.3	有	-	-	-
	8		*	*	*	*	*	0.6	有	-	-	-
	9		*	*	*	*	*	0.9	有	-	-	-
	10		*	*	*	*	*	*	有	-	-	-
II	11	2.70	5D22	0.89	0.12	I *	II *	1.0	有	1.6	C P	C P
	12	*	*	*	*	*	*	1.0	有	3.2	C P	C P
	13	*	*	*	*	*	*	2.0	有	1.6	C P	C P
	14	*	*	*	*	*	*	2.0	有	3.2	C P	C P
	15	*	*	*	*	*	*	3.2	有	3.2	C P	C P
	16	*	*	*	*	*	*	1.6	有	1.6	C P	C P
	17	2.70	5D22	0.89	0.48				-	-	-	-
	1	A1	2.5	4D16	0.85	0.124	一方向			-	-	-
	2	A1	*	*	*	*	*	*		-	-	-
	3	A2	*	*	*	*	*	*		-	-	-
	4	A3	*	*	*	*	*	*		-	-	-
	5	B1	*	*	4D22	1.66	0.124	*		-	-	-
	6	B2	*	*	*	*	0.249	*		-	-	-
	7	B3	*	*	*	*	0.497	*		-	-	-
	8	A1	2.5	4D16	0.85	0.124	III	*		-	-	-
	9	A1	*	*	*	*	*	*		-	-	-
	10	A2	*	*	*	*	*	*		-	-	-
	11	A3	*	*	*	*	*	*		-	-	-
	12	B1	*	*	4D22	1.66	0.124	*		-	-	-
	13	B2	*	*	*	*	0.249	*		-	-	-
	14	B3	*	*	*	*	0.497	*		-	-	-
	15	A1	2.5	4D16	0.85	0.124	III- δy	III		-	-	-
	16	A1	*	*	*	*	*	III- 2δy	*	-	-	-
	17	A1	*	*	*	*	*	III- 3δy	*	-	-	-
	18	B1	*	*	4D22	1.66	0.124	III- 2δy	*	-	-	-
	19	B2	*	*	*	*	0.249	*		-	-	-
	20	B3	*	*	*	*	0.497	*		-	-	-
	21	B3	*	*	*	*	*	III- 4δy	*	-	-	-

(注) (1) コンクリート断面構造 シリーズ I : 425×550 mm, d = 510 mm, シリーズ II : 282×367 mm, d = 330 mm
(2) 補修パターン (図-7 参照) 1, a, b, c はエポキシ樹脂注入段階、一方向は一向単調増加。
(3) δy とは、交番繰り返し載荷を行った変位δyにてエポキシ樹脂注入を示す。
(4)ひびわれ解説: 截荷時コンクリート表面で測定し、耐荷性は注入材で示す。
(5)元補修材: 腹部と底板との間の元補修材で T e はエポキシ樹脂、C P はセメントベーストを示す。
(6)腹筋比率: ρ は、スチーラップ間隔を変えることにより変化させた。

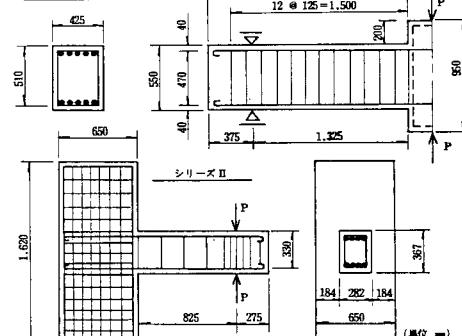


図-6 供試体寸法、配筋一例

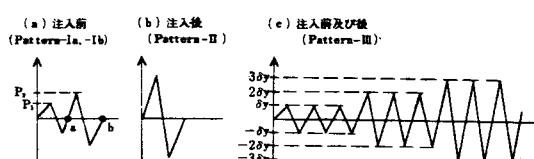


図-7 載荷パターン

表-4 コンクリート配合表および材料特性

配合 名	粗骨材 の粒径 (mm)	スラブ (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/n (%)	単位 体積 kg/m ³		
						水	セメント (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)
No. 1	25	12	4.5	48.5	15.5	162	334	822
							1,016	511
No. 2	25	12	4.5	48.5	15.5	162	334	822
							1,016	511
No. 3	25	12	4.5	48.5	15.5	162	334	822
							1,016	511
No. 4	25	12	4.5	48.5	15.5	162	334	822
							1,016	511
No. 5	25	12	4.5	48.5	15.5	162	334	822
							1,016	511
No. 6	25	12	4.5	48.5	15.5	162	334	822
							1,016	511

供試 体 種 類	シ ン ク ル 上 下 部 等 級	等 級	種 類 (kg/cm ²)	エ ボ キ シ 樹 脂 の 性 能		
				引 張 強 度 (kg/cm ²)	屈 曲 強 度 (kg/cm ²)	延 性 率 (%)
I	継 続 方 向 筋	S035	D22	4,709	530	500
			D16	4,550		
II	直 接 筋	S030	D 6	4,410		

リーズ I, II の供試体の断面寸法、配筋の一例を示す。表-4 に実験に用いた鉄筋、コンクリート、エポキシ樹脂の特性や配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメント、粗骨材は砕石を用いた。供試体載荷時の円柱供試体 ($\phi 100 \times 200 \text{ mm}$) によるコンクリート圧縮強度は $186 \sim 317 \text{ kg/cm}^2$ (平均 265 kg/cm^2)、引張強度は $16.4 \sim 29.4 \text{ kg/cm}^2$ (平均 22.2 kg/cm^2) であった。

4. 各種補修法の効果(シリーズ I)

(1) 宮城県沖地震被害からみた中層ばかりの a/d (No. 1~No. 6)

2.(3) で述べたように、実 RC ラーメン高架橋中層ばかりが宮城県沖地震の際受けた荷重作用のせん断スパン比 (a/d) を確認した結果、 $a/d = 2.7$ の供試体のひびわれパターン(発生位置、斜めひびわれ角度、進展状況等)が実中層ばかりのひびわれパターンと最も類似していた(図-5 参照)。この a/d は実中層ばかりの長さおよび効高さから求められる a/d とほぼ一致した。以後、シリーズ I の供試体の a/d はすべて 2.7 とした。

(2) 鋼板接着に有効な材料 (No. 5, No. 6)

No. 5 と No. 6 は、破壊まで載荷された供試体のひびわれ部にエポキシ樹脂を注入し、さらに厚さ 1.8 mm の鋼板でせん断スパン部分を補強し、供試体と鋼板との間にエポキシ樹脂または無収縮セメントペーストを注入し、どちらが鋼板接着に有効な材料であるかを検討しようとしたものである。その際の荷重-変位(供試体に加えた荷重 P とひびわれ幅 δ) 曲線を図-8 に示す。また、 $P-\delta$ 関係において、荷重をそのときの変位量で除した値(以後割線係数とよぶ)を図-9 に示す(この図は荷重 10 t のときの割線係数を 1 として表わしてある)。いずれの充填材を用いた場合でも初期剛性は元のはりに比べ約 10 % 低下した。しかし、その後は無収縮セメントペーストを用いた場合には元のはりとほぼ同様であるのに対し、エポキシ樹脂を用いた場合には元のはりより低下割合が緩やかである。補修後の $P-\delta$ 曲線か

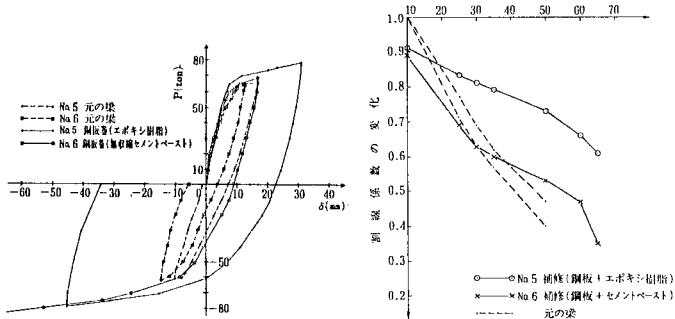
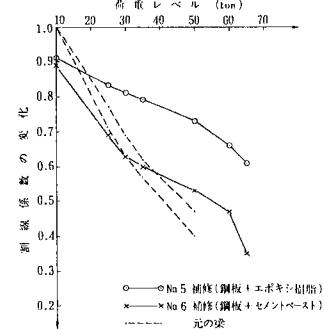
図-8 $P-\delta$ 曲線 (No. 5, No. 6)

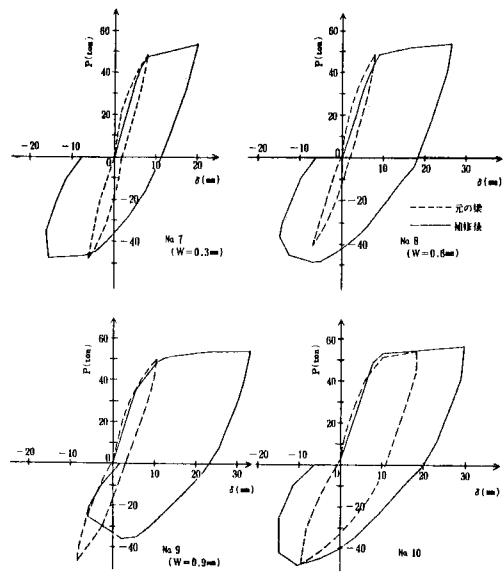
図-9 割線係数の変化

ら判断してどちらの充填材を用いても耐力には大差ないが、剛性低下の観点からみるとエポキシ樹脂を用いた場合の方がやや有利である。しかし、経済性も考えるとエポキシ樹脂の方が有利な注入材であるとはいきれない。

今回の実験では、多数回の繰り返しの影響が考慮されていないが、補修後も元のはりの耐力が確保できること、十分な変形能力を有すること、実際の施工に際し経済的であること、などからシリーズ I の以後の試験では充填材として無収縮セメントペーストを用いることにした。

(3) ひびわれ幅をエポキシ樹脂注入時のパラメータとした場合の補修効果 (No. 7~No. 10)

供試体 No. 7~No. 10 の元のはりの $P-\delta$ 曲線とひびわれ部にエポキシ樹脂を注入後、再び載荷したときの $P-\delta$ 曲線を図-10 に示す。元のはりの載荷においては、載荷時においては元のはり高中央でのひびわれ幅が所定の値となるよう、No. 7 で $\delta = 7 \text{ mm}$ 、No. 8 で $\delta = 8 \text{ mm}$ 、No. 9

図-10 $P-\delta$ 曲線 (No. 7~No. 10)

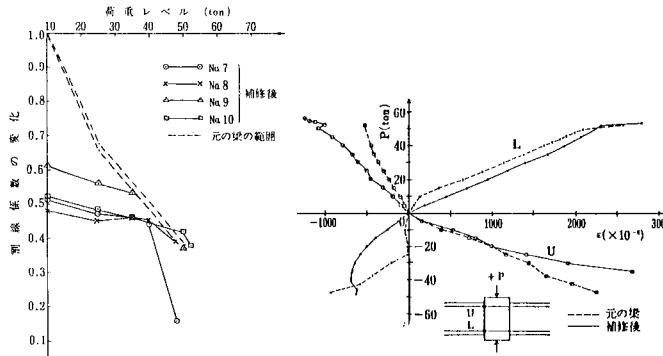


図-11 割線係数の変化

図-12 軸方向主鉄筋ひずみ履歴 (No. 10)

で $\delta=10 \text{ mm}$, No. 10 で $\delta=16 \text{ mm}$ まで載荷し, 各 1 サイクル繰り返しを行った。なお本供試体の部材降伏時のせん断力は約 25 t, はり中央でのたわみ量は約 10 mm であり, 補修後もほぼ同じであった。

補修後の $P-\delta$ 曲線は, ほぼ直線的に元のはりの部材降伏点を目指し部材降伏後はその傾きを約 1/10 に減じ, 除荷時の剛性は載荷時剛性とほぼ等しく, 負載荷では荷重 0 から前の負荷重最大点を目指す履歴をとっている。

各荷重レベルでの割線係数の変化をみると元のはりでは $P=25 \text{ t}$ で初期剛性の約 65 %, 50 t で約 40 % に低下する。これに対し, 補修後のはりでは $P=10 \text{ t}$ での剛性は元のはりの初期剛性に比べ約 1/2 に減じるが, その後の剛性的低下はきわめて緩やかであり降伏荷重レベルでは元のはりの割線剛性とほぼ同じとなる(図-11 参照)。このことは, 補修直前のひびわれ幅にかかわりなくいえる。このように, 補修後の初期剛性が小さいのは, 本実験で採用した樹脂注入工法がポンプにより樹脂を圧入する方法であったため, エポキシ樹脂注入可能なひびわれ幅に限界(コンクリート表面で 0.2 mm, 先端部で 0.1 mm 程度)²⁾があり, その注入不可能なひびわれの存在によるものと思われる。樹脂を注入しても初期剛性が低下することは, 森浜・小林³⁾, 田才・小谷・青山⁴⁾, 周・東・遠藤・清水⁵⁾らも指摘しており, その低下率は上記の値よりやや小さい。これは注入工法の相違によるものであろう。低圧でできるだけ時間をかけた工法をとる必要があるといえる^{6)~8)}。No. 10 は $2\delta_y$ まで載荷後, 補修したものであるが, 補修後 $3\delta_y$ の繰り返しにおいても耐力が失われないことが確認された。

図-12 は, No. 10 のはり付け根部における軸方向主鉄筋のひずみをプロットしたものである。元のはりにおいて最初引張りを受けた鉄筋の $P-\delta$ 曲線の傾きは, $P=10 \text{ t}$ 付近でひびわれ発生のため小さくなる。補修後のひずみ履歴は当初より元のはりのひずみ履歴の 2 番目の直線とほぼ平行であった。これはエポキシ樹脂を注入し

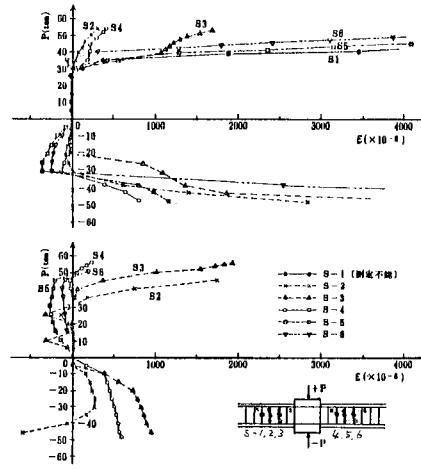


図-13 スターラップひずみ履歴 (No. 10)

ても, 最初の載荷により失われた鉄筋とコンクリートとの付着が完全には回復できなかったため, あるいは樹脂が細部まで充填されていても, その弾性係数が低いため变形しやすくなつたためと思われる。

図-13 は No. 10 におけるスターラップのひずみをプロットしたものである。元のはりでは斜めひびわれ発生荷重にはほぼ等しい $P=25 \text{ t}$ (せん断力 12.5 t) になって初めてスターラップにひずみが生じ始め, その後はわずかな荷重の増加でひずみは急激に増加した。これに対し補修後はおよそ $P=30 \text{ t}$ で幅 0.2 mm を越える斜めひびわれが発生し, それ以降ひずみは急激に増加している。斜めひびわれ発生荷重は, 元のはりのそれらを下回らないことが確認できた。

(4) エポキシ樹脂注入および鋼板補強した場合の補修効果 (No. 11~No. 16)

供試体 No. 11~No. 16 において, おのおのひびわれ幅 1 mm, 2 mm および破壊 ($P-\delta$ 曲線において最大耐力時をいう) の 3 レベルまで載荷し, ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入後, さらにウェブ部分を厚さ 1.6 mm あるいは 3.2 mm の鋼板で補強しその効果を調べた。なお, 供試体と鋼板との間の充填材は無収縮セメントペーストを用いた(4.(2) 参照)。

図-14 は, No. 13, 14 の $P-\delta$ 関係を図示したものである。元のはりでは $P \approx 50 \text{ t}$, $\delta=7.5 \text{ mm}$ で部材の降伏が生じているが, 鋼板でウェブを補強すると厚さ 1.6 mm の場合 $P \approx 57 \text{ t}$, $\delta=10 \text{ mm}$, 厚さ 3.2 mm の場合 $P \approx 57 \text{ t}$, $\delta=7.5 \text{ mm}$ で部材の降伏が生じた。降伏荷重は元のはりに比べて約 15 % の増加があったが, エポキシ樹脂のみで補修した場合には降伏荷重の増加がなかったことから, この場合の荷重の増加はウェブを鋼板で補強したためと判断される。部材降伏後の $P-\delta$ 曲線も鋼

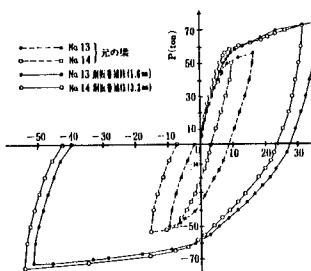
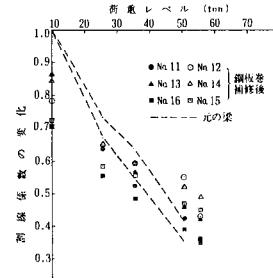
図-14 P - δ 曲線 (No. 13, No. 14)

図-15 割線係数の変化

板厚によらず、ほぼ同一で元のはりのそれらとほぼ同じである。なお、No. 11, 12 および No. 15, 16 の 2 組の補修後の P - δ 曲線は、No. 13, 14 のものとほとんど同じであった。

図-15 は、元のはりの初期剛性を 1 とし P - δ 曲線の各荷重レベルでの割線剛性の変化の様子をプロットしたものである。補修後の初期剛性は元のはりの場合の低下率をわずかに下回る程度であり、 $P=50$ t レベルでは逆に補修後の方が剛性が高くなっている。元のはりで生じたひびわれ程度が軽いほど、補強に用いた鋼板が厚いほど、また荷重レベルが高いほど、補修後の剛性低下割合が小さくなる傾向が認められた。

図-16 は、スターラップに生じるひずみであるが、元のはりでは $P \approx 30$ t でひずみが生じ始め、その後急速にひずみが増大するのに対し、鋼板巻補強した供試体では約 10 t でひずみが生じ始めている。その後は荷重の増加とともに増加することが認められた。また鋼板が厚いほど、同一荷重で生じるひずみは小さいことも認められた。これは補強された鋼板が腹鉄筋の働きをしているため、見掛け上腹鉄筋比が増加したためと思われる。図-17 は、鋼板に生じるひずみであるが、供試体に荷重がかかり始めると同時に鋼板にひずみが生じ始め、 $P=20 \sim 30$ t でその傾きがやや緩やかとなる。この点はスターラップにひずみが生じ始める時期とほぼ一致している。なお軸方向主鉄筋ひずみは元のはりの場合とほぼ同様の軌跡をたどった。

以上述べたように、エポキシ樹脂を注入し、さらにウェブを鋼板で補強した場合には、その厚さによりスターラップや鋼板に生じるひずみに違いがあるものの部材降伏荷重や P - δ 曲線に大きな違いがみられないことがわかった。

なお、No. 17 は降伏変位の 4 倍の変位で繰り返し載荷を行ったが、耐力、変形性能等きわめて優れたものであった。

シリーズ I での載荷は、部材降伏後のある特定の変位

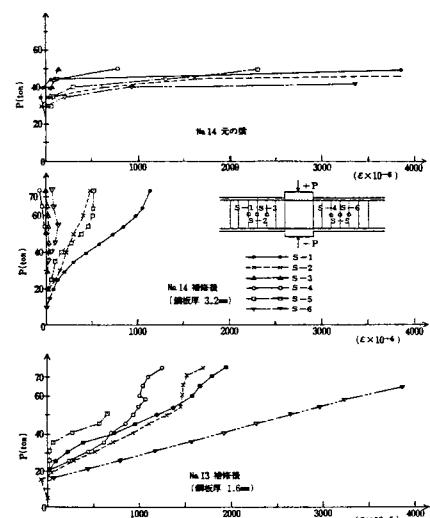


図-16 スターラップひずみ履歴

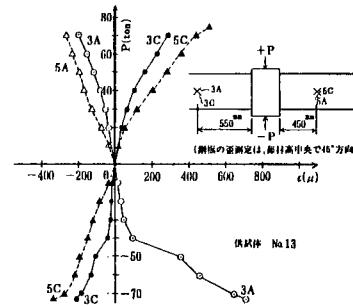


図-17 鋼板に生じるひずみ履歴

で 1~2 回の繰り返しを行ったものである。地震力を受ける構造物が終局に至る過程は種々考えられるが、小変位から大変位まで各変位で数回の繰り返しを受け終局に至るわけではない。動的応答解析例^{⑨)}によれば、1 つの地震中に構造物が降伏変位を越える回数は、地震波形、最大加速度、構造物等により異なっており、10 回以上の場合もあれば、1~2 回の場合もある。シリーズ I の実験は後者の場合を対象としたものである。

5. 曲げせん断破壊と耐力

(シリーズ II, No. 1~No. 14)

表-5 に、シリーズ II の実験結果の一覧表をのせる。

一方一向載荷した供試体では、はり付け根部よりほぼ有効高さに等しい所から発生した曲げひびわれがはり全高の約 1/3 のところまで進展し、その後斜めひびわれへと進展した。斜めひびわれ発生荷重は主として軸方向主鉄筋量の影響を受け、A, B シリーズそれぞれ 9, 12 t であった。スターラップ量が多い、すなわちスターラップ間隔が狭いほど、斜めひびわれの分散性がよくなるとともに、

表-5 実験結果一覧表 (シリーズ II)

供試体 記号	コンクリート 強度 (kg/cm ²)	剛性ひびれ		軸方向 引張力 (kg)		部材降伏時		終局時		最大 耐力 (kg)		斜めひびれ P _u /P _t	$\delta_y/\delta_{y,0}$						
		P _u	δ_y	P _t	τ_x	P _u	δ_y	P _t	τ_x	P _u	δ_y								
1/A1	25.1	25.9	6.0	6.4	9.0	9.6	11.2	11.6	6	12.7	13.6	11	15	1.12	1.83	2.50			
2/A1	26.7	22.2	7.0	7.5	9.0	9.6	10.8	10.7	5.8	12.1	13.0	10.5	22	1.21	1.91	4.00			
3/A2	31.2	29.4	5.0	5.4	9.0	9.6	10.9	11.7	7.5	13.3	14.2	10.5	25	1.22	8.07	9.53			
4/A3	23.4	21.1	4.5	4.8	8.0	9.0	10.9	11.7	4.2	14.2	15.2	13.0	23	1.33	1.95	1.6			
5/B1	29.2	27.4	8.0	8.6	12.0	12.8	15.6	16.7	5.2	15.6	16.7	9	9	1.00	1.64	1.64			
6/B2	31.7	24.1	8.0	8.6	12.0	12.8	20.8	22.3	7	22.2	22.7	13	14	1.02	1.86	2.00			
7/B3	26.4	19.6	8.0	8.6	12.0	12.8	20.4	21.8	6	25.8	27.6	15.5	25	1.26	7.58	10.8			
8/A1	26.9	20.7	4.2	4.5	10.0	10.7	10.8	11.6	6	11.5	12.3	11	18	1.06	2	3			
9/A1	25.1	25.9	-	-	-	-	-	-	-	11.6	12.4	11.5	11	16.5	1.07	2			
10/A2	27.3	23.1	5.0	5.4	9.0	9.6	11.2	12.0	6.5	11.4	12.2	11	26	1.01	1.02	2	4		
11/A3	27.5	23.1	5.0	5.4	9.0	9.6	10.7	11.5	4	13.4	14.3	12	22	1.25	7	1.8			
12/B1	25.9	22.7	-	-	-	-	-	-	-	16.0	17.1	5.5	22.0	22.5	11	12	1.31	2	3
13/B2	18.6	17.3	-	-	-	-	-	-	-	19.0	20.3	6.5	20.3	21.7	17	17	1.07	2	2
14/B3	21.4	16.4	7.9	8.5	11.8	12.6	21.4	22.9	7	22.1	24.7	25	25	1.08	4	4			
A1-B1	22.2	19.4	-	-	-	-	-	-	-	12.9	12.1	5	-	-	-	-			
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.0	12.6	5	12.0	12.8	10	20	1.00	2	4
16/A1-2B1	24.0	20.9	-	-	-	-	-	-	-	11.4	12.2	5	-	-	-	-			
17/A1-2B1	24.0	18.2	-	-	-	-	-	-	-	10.4	11.1	5	12.6	13.5	10	-	1.21	2	-
B1-2B1	22.9	21.7	-	-	-	-	-	-	-	10.8	11.6	5	11.9	12.7	15	20	1.10	3	4
B1-2B1	22.9	17.2	-	-	-	-	-	-	-	15.5	16.6	5	-	-	-	-	-	-	-
B1-2B1	27.1	20.6	-	-	-	-	-	-	-	17.1	18.3	5	22.0	23.6	10	15	1.29	2	3
B1-2B1	27.1	20.6	-	-	-	-	-	-	-	20.2	21.6	6	-	-	-	-	-	-	-
B1-2B1	27.1	17.2	-	-	-	-	-	-	-	18.4	19.7	6	22.2	23.8	18	24	1.21	3	4
B2-2B1	27.1	20.6	-	-	-	-	-	-	-	21.0	22.5	6	-	-	-	-	-	-	-
B3-2B1	27.1	20.6	-	-	-	-	-	-	-	19.9	21.3	6	25.0	26.8	24	30	1.26	4	5
B3-2B1	24.7	22.1	-	-	-	-	-	-	-	19.4	20.8	6	22.1	23.7	12	11.14	2	-	-
B3-2B1	24.7	22.1	-	-	-	-	-	-	-	17.2	18.4	6	25.7	27.5	12	11.45	2	2	-

斜めひびわれと軸線とのなす角度 θ が大きくなる。本実験の範囲内では

$$\theta = 45 \rho_\omega + 22.5 (\theta : \text{度} : 0.1\% < \rho_\omega < 0.5\%)$$

の関係が得られた(図-18 参照)。

交番繰り返しを受けた場合には、1 δ_y の繰り返しによりひびわれパターンの大半が決定され、それ以降の載荷では新たなひびわれの発生はほとんどなく、幅が広がるだけである。終局時において形成される塑性ヒンジ領域(斜めひびわれが発生し、かぶりコンクリートが剥落する領域)は、スターラップ量が多いほど小さくなる。

図-19 に部材降伏時および終局時(最大耐力時)のせん断応力度と ρ_ω/ρ_t との関係を示し、図-20 に鉄筋降伏時のせん断応力度と ρ_ω/ρ_t との関係を示す。ここで ρ_ω/ρ_t は部材のせん断耐力と曲げ耐力との比を表わす 1 つの尺度と考えられ、A 1 ではスターラップと引張主鉄筋の降伏がほぼ同時に生じているため、これらの図においては A 1 の ρ_ω/ρ_t の比を 1 として表わしてある。

A シリーズ供試体は、軸方向主鉄筋の降伏により部材降伏が生じ、スターラップの降伏により終局を迎えているので、実験で得られた終局耐力値は、Hognestad による終局曲げ計算値より小さく(A 1, A 2, A 3 でそれぞれ約 25, 20, 10% 小さい)、せん断耐力計算値(CEB 式による)¹⁰⁾よりも小さい値(A 1, A 2, A 3 で約 10~15, 35, 50% 低い)となっている。これに対し B 1, B 2 は、斜めひびわれと交差するすべてのスターラップの降伏により部材降伏が生じ、荷重の増加もほとんどなく終局に至った。耐力は、CEB 計算値とよく一致した。これに対し、B 3 では斜めひびわれと交差する最初のスターラップが $S=18.2$ t で降伏し、約 2 t のせん断力の増加で軸方向主鉄筋が降伏し、部材の降伏をもたらした。そして、斜めひびわれと交わるすべてのスターラップの

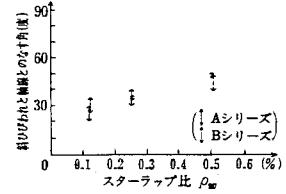
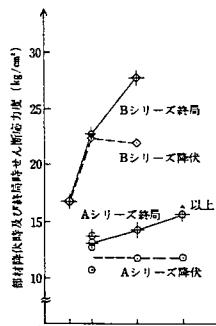
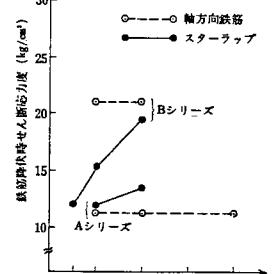


図-18 スターラップ比と斜めひびわれ角度

図-19 $\rho_\omega/\rho_t - \tau$ 図-20 $\rho_\omega/\rho_t - \tau$

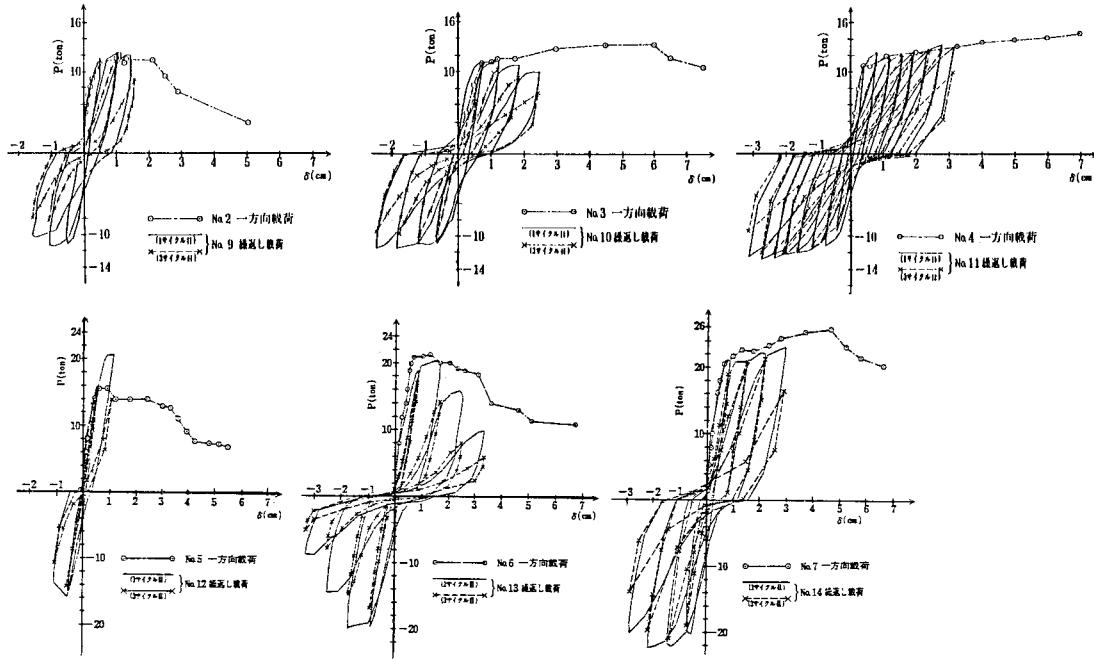
降伏により最大耐力を示した。

破壊時の状況は、次の 2 つのパターンに分類できる。すなわち、斜めひびわれが進展するとともに軸方向引張主鉄筋に沿った縦ひびわれを伴って終局に至るせん断引張破壊(A 1, B 1, B 2)と、斜めひびわれが進展し圧縮部コンクリートの圧壊により終局を迎えるせん断圧縮破壊(A 2, A 3, B 3)とに分類できる。縦ひびわれの発生は鉄筋とコンクリートとの付着が失われることが主な原因であるので、どちらの破壊形態となるかは軸方向主鉄筋量およびスターラップ量が大きく関係てくる。本実験では $\rho_\omega = 0.249\%$ を境として、それより少ないスターラップ量の場合には付着破壊が生じていた。

Kani の研究¹¹⁾によれば、 $f'_c = 2500 \sim 5000 \text{ psi}$ (175~350 kg/cm²)、 $p = 0.5 \sim 2.8\%$ の場合には、せん断耐力は f'_c に依存しないと結論づけていることから本研究での f'_c の変動がせん断耐力に及ぼす影響はほとんど無視できると判断される。

No. 8~No. 14 は繰り返し載荷を行ったものであるが、耐力 P_u は一向向載荷時に比べてやや小さくなるようである。

図-21 は、同一諸元の供試体について一向向載荷および繰り返し載荷を行った場合の P -δ 曲線を示したものである。どちらの載荷の場合でもスターラップ量により耐力の低下するときの変位が異なる。また、繰り返しを受けると一向向載荷のときと比べて、耐力が低下するときの変位が小さくなることが認められる。これは、正負交番繰り返しにより、鉄筋とコンクリートとの付着が

図-21 P - δ 曲線

変位の小さい段階から徐々に失われたり¹²⁾、コンクリートの負担するせん断力が徐々に低下する¹³⁾ためと思われる。しかし、スターラップ量が多くなると変形性能は向上する。たとえば、No. 9 の 4 倍のスターラップ量が配筋されている No. 11 では P - δ 曲線が逆 S 字形を描き始めても耐力の低下は示さない。

図-22 は、最大耐力時変位 δ_u 、最大変位時変位 δ_{max} （最大耐力以降の下降域で降伏荷重と同じ荷重に対応する変位）を降伏変位 δ_y で除したダクティリティ δ_u/δ_y および δ_{max}/δ_y と ρ_w/ρ_t との関係を表わしたものである。一方向載荷の場合には A, B 両シリーズとも ρ_w/ρ_t が 0.15 以下の場合にはきわめて低いダクティリティしか示さないが、 ρ_w/ρ_t が 0.3 では δ_u/δ_y , δ_{max}/δ_y とも大幅に増加する。しかし、繰り返しを受けると ρ_w/ρ_t が 0.3 以下では δ_u/δ_y はきわめて小さく、たとえば一方向載荷時に 8 であったダクティリティも 2 と極端に小さい。一方向載荷時よりはるかに早期に鉄筋とコンクリートとの付着が失われ、これが原因となって縦ひびわれが発生し耐力を維持できなくなるためと思われる。

図-23 は、繰り返しを受けた供試体の軸方向鉄筋のひずみ履歴の一例である。鉄筋がまず引張りを受ける場合には、曲げひびわれの発生に伴い、鉄筋とコンクリートとの付着が徐々に失われていくため降伏までのひずみ履歴は傾きの異なる 2 直線で近似できる。しかし、最初に圧縮を受けた後、引張りを受けた場合には、このような折れ線とはならず降伏までは直線的にひずみが増加

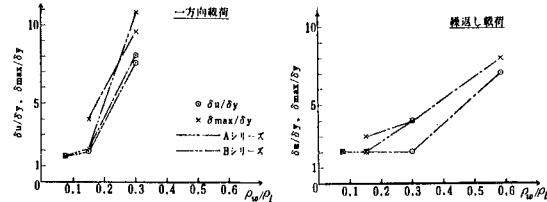
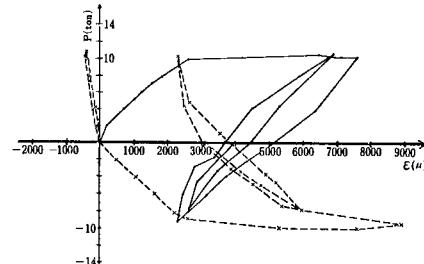
図-22 ρ_w/ρ_t とダクティリティ

図-23 軸方向主鉄筋ひずみ履歴

する。また、繰り返しを受けると最初引張りを受けたか、圧縮を受けたかによらず常に伸び側の残留ひずみが蓄積される。このことは、載荷点変位のうち、柱境界面での鉄筋の伸びに起因するものの割合が変位水準の増加とともに増えていくことを示している。

図-24 は、一方向載荷時のスターラップのひずみ履歴の一例である。斜めひびわれがスターラップを横切るとスターラップにひずみが生じ始め、荷重の増加とともに

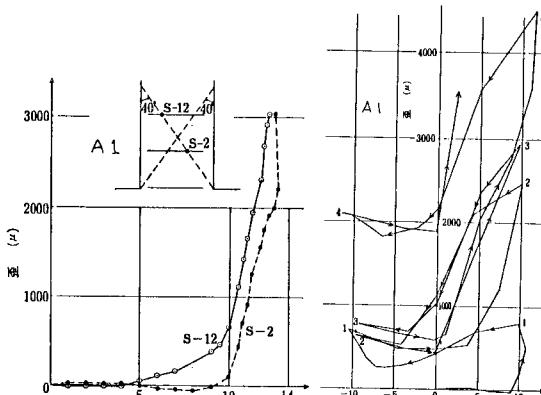


図-24 スターラップひずみ履歴

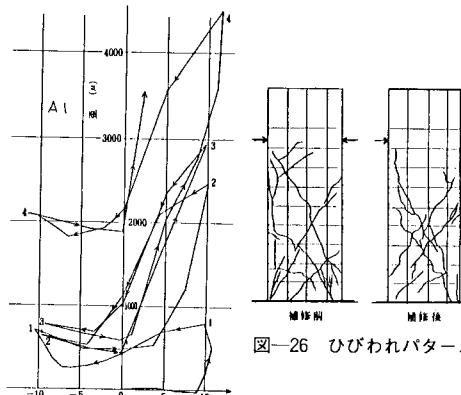


図-25 スターラップひずみ履歴

にはほぼ直線的に増加する。降伏までのひずみの勾配はスターラップ量に応じて変わる。たとえばB1, B2, B3でそれぞれ約1550, 500, 200 μ tであった。図-25は、繰り返し載荷を受けるスターラップひずみ履歴であるが、繰り返しの変位水準の増加に伴い、常に伸び側のひずみが増え、特に降伏に達すると残留ひずみは急激に増加する。

6. エポキシ樹脂注入による補修効果 (シリーズII, No.15~No.21)

エポキシ樹脂注入後の載荷によるひびわれは、元のはりのひびわれ発生箇所の近くに発生する(図-26参照)。これは、最初発生したひびわれ部およびその周辺にはエポキシ樹脂が注入され、その引張強度はコンクリートのそれに比べるかに大きいため、このような発生パターンになるものと思われる。また、最初比較的大きな変位水準まで繰り返し載荷を受けた場合には、補修により、より広く、深い範囲にまで樹脂が注入されるため、補修後の載荷では、ひびわれの発生や進展が妨げられる。

表-6は、補修前後において P_y , δ_y , P_u , δ_u , δ_{max} の変化の様子を示したものである。 P_y , δ_y は同一供試体での比較、他は同一諸元を有し繰り返しを受けた供試体との比較である。A1供試体は補修後も軸方向鉄筋の降伏により部材降伏がもたらされ、 P_y , δ_y , P_u , δ_u , δ_{max} 等は補修前後において大きな差は認められず、スターラップが降伏する変位レベルも(2~3) δ_y と補修前と同じであった。

No.18, 19, 20は、スターラップ量が異なる供試体で当初2 δ_y まで載荷し補修したものであるが、補修前後において P_y , δ_y , P_u には相違がみられないものの δ_u , δ_{max} には変化がみられた。特に、 δ_{max} はスターラップ量が少なくとも補修後の方が増加しダクティリティに富

表-6 補修の効果

供試体 No.	15 A1- δ_y						16 A1- 2 δ_y						17 A1- 3 δ_y						18 B1- 2 δ_y						19 B2- 2 δ_y						20 B3- 2 δ_y									
	P _y	δ_y	δ_u	δ_{max}	P _u	δ_u	δ_{max}	P _y	δ_y	δ_u	δ_{max}	P _u	δ_u	δ_{max}	P _y	δ_y	δ_u	δ_{max}	P _u	δ_u	δ_{max}	P _y	δ_y	δ_u	δ_{max}	P _u	δ_u	δ_{max}												
前	11.3	11.4	10.4	15.5	20.2	21.0	19.4	12.0	11.5	10.8	17.1	18.4	19.9	17.2	12.4	12.4	12.4	21.0	20.3	23.1	23.1	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11								
後	12.0	11.5	10.8	17.1	18.4	19.9	17.2	12.0	12.8	11.9	22.0	22.2	25.0	25.7	12.0	10	10	15	10	18	24	12	0.97	1.03	0.96	1.05	1.09	1.08	1.11	0.91	0.91	1.36	0.91	1.06	0.86	0.43				
比	1.06	1.01	1.04	1.10	0.91	0.95	0.89	1.06	1.03	0.96	1.05	1.09	1.08	1.11	1.07	1.07	1.07	1.07	1.29	1.21	1.26	1.49	1.00	1.11	1.10	1.07	1.07	1.07	1.08	1.00	1.11	1.10	1.07	1.07	1.07	1.08				
δ_y	5	5	5	5	5	6	6	5	5	5	6	6	6	6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
δ_u	5	5	5	5	5	6	6	5	5	5	6	6	6	6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
δ_{max}	5	5	5	5	5	6	6	5	5	5	6	6	6	6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
δ_{max}/δ_y	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28		
P_u/P_y	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
δ_u/δ_y	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2			
δ_{max}/δ_y	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4			
後	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7			

前: 補修前、後: 補修後、比: 補修後/補修前
単位: P(ton), δ (mm)

むことが確認できた。No.20, 21で比較すると同一供試体でも当初の載荷レベルが大きい場合には δ_u は大幅に低下するものの δ_{max} は増加した。No.21において当初の変位レベル4 δ_y は、No.14の破壊時のダクティリティが4であることを考えると、ほぼ破壊近くのレベルと考えられ、このような大きなダメージを受けた部材でも適切な補修を行った場合には、部材耐力やダクティリティは補修前のものを下回らないことが確認できた。

図-27は、補修前後のP- δ 曲線の包絡線の一例であるが、1, 3サイクル目とも補修後の包絡線は元のはりのそれらとほぼ同じか、あるいは上回っていることが確認できた。図-28は、B3について2 δ_y および4 δ_y まで載荷したものの包絡線の比較であるが最初の載荷の変位レベルが大きいほど補修後の初期剛性は小さくなるが、部材耐力は大きくなることがわかる。

表-6には補修前後におけるダクティリティを載せてあるが、破壊近くまで載荷したNo.21を除いて δ_u/δ_y はほぼ同一であった。また δ_{max}/δ_y は全供試体とも補修後1~2の増加があり元のダクティリティを下回らないことが確認できた。

図-29は、同種供試体について補修前後の累積吸収エネルギー量の比較をしたものである。(a)図から、補修後の吸収エネルギー量は、元のはりの載荷の変位レベルにかかわらず元のはりの場合とほぼ同じであることがわかる。B1, B2, B3についても同様のことがいえる。

以上のことから、ほとんど破壊に至った部材でさえエポキシ樹脂を注入し適切に補修すれば耐力や変形性能は補修前のものと比べてほぼ同じか、やや上回ることが確認できた。よって、補修後の部材の降伏荷重や耐力、あるいはダクティリティの推定には当初の値を用いても十

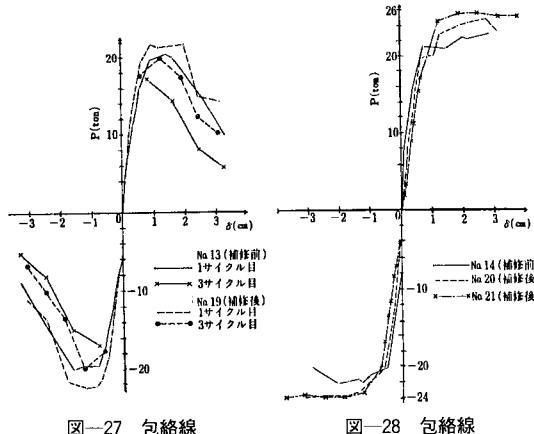


図-27 包絡線

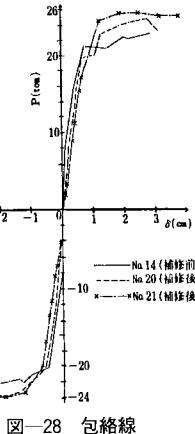


図-28 包絡線

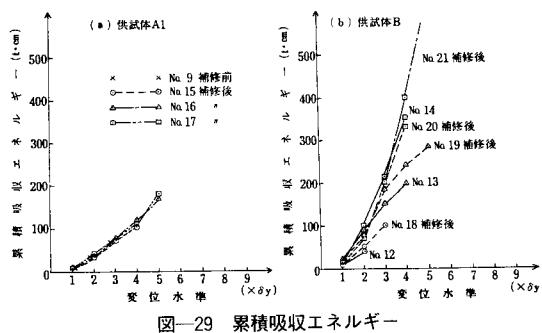


図-29 累積吸収エネルギー

分安全であるといえる。

7. まとめ

以上、宮城県沖地震で RC ラーメン高架橋中層ばかりに生じたひびわれの補修方法を実験的に検討してきたが、ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入し補修すれば、ほぼ破壊にまで達した部材でも耐力や韌性が元どおり回復し、使用可能となることが確認できた。よって、補修後の耐力や変形性能の評価は補修前の値を採用しても十分安全であるといえる。さらに腹部に鋼板を巻いて補強した場合の補修の効果も検討したが、補修の目的が初期の耐力や変形性能を回復させることにあるとすれば、このような補修方法はきわめて不経済であり、エポキシ樹脂の注入のみでも十分補修の効果をあげることができる。

今回の実験では、エポキシ樹脂は手動式圧入工法により幅 0.2 mm 程度のひびわれにまで注入された²⁾と思われ、必ずしも微細なひびわれにまで注入されたとはいがたい。しかし、コンクリート構造において応力状態が高くなっているのは表面部分、すなわち、ひびわれ幅が比較的大きくなっている部分であること、および微細な

ひびわれにまで樹脂が十分注入されなくても、部材降伏荷重、耐力、ダクティリティ等が回復することから、本実験で採用した注入工法でも十分補修の効果はあげられると思われる。現在、エポキシ樹脂は低圧で長時間（可使時間）の加圧注入により微細なひびわれにまで注入可能となっているが、樹脂注入にあたっては十二分に注入されていることを確認しながら慎重に作業を進める必要があろう^{6), 8)}。なお、ひびわれを生じた実 RC ラーメン高架橋中層ばかりは、この研究成果を踏まえて、エポキシ樹脂注入補修され使用されている。

最後に、本研究は文部省科学研究費補助金（No. 585138）を受けて行ったものである。ここに付記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 国鉄仙台新幹線工事局：せんかんこう'78 宮城県沖地震特集号, 1979-12.
- 2) 鶴田康彦：材料——合成樹脂を中心——、コンクリート工学, Vol. 14, No. 12, pp. 65~69, Dec. 1976.
- 3) 森濱和正・小林茂敏：震災を受けた柱状 RC 部材の補修効果, JCI 第 6 回年次講演会論文集, 1984.
- 4) 田村晃・小谷俊介・青山博之：腰壁付き梁柱接合部のエポキシ樹脂注入補修に関する実験的研究, JCI 第 5 回年次講演会論文集, pp. 261~264, 1983.
- 5) 周小真・東洋一・遠藤利根穂・清水泰：大変形後の鉄筋コンクリート造開口壁の補修に関する実験研究, JCI 第 5 回年次講演会論文集, pp. 265~268, 1983.
- 6) 鶴田康彦：コンクリート構造物のひびわれ補修方法, コンクリート工学, Vol. 14, No. 12, pp. 55~64, Dec. 1976.
- 7) 森光作：補修・補強の必要となる構造物の設計・施工上の問題点（建築）、コンクリート工学, Vol. 14, No. 12, pp. 74~80, Dec. 1976.
- 8) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひびわれ調査・補修指針, 昭和 55 年 5 月.
- 9) 尾坂芳夫・柳田力・太田実・小寺重郎：鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用, 土木学会論文報告集, 第 297 号, pp. 71~85, 1980 年 5 月.
- 10) CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, BULLTIN D'INFORMATION N. 124/125 E, Avr. 1978.
- 11) Kani, G. N. J. : Basic Facts Concerning Shear Failure, ACI Journal, June 1966.
- 12) 森田司郎・角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 229 号, pp. 15~24, 昭和 50 年 3 月.
- 13) 六車熙・渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱の剪断力伝達機構に及ぼす帶筋降伏強度の影響について, JCI 第 1 回年次講演会論文集, pp. 333~336, 1979.

(1984. 12. 24・受付)