

(16) エポキシ樹脂注入工法で補修したRC柱の

弾塑性性状に関する実験的研究

○村上雅英* 今井 弘**

§ 1. はじめに

過去に発生した大地震では、被災した建物のうち倒壊に至らなかったものに対して、補修補強工事を施して再利用しているものが多い。例えば、1968年の十勝沖地震では、大破した鉄筋コンクリート造柱に対しては、取壊した後再び配筋し打ち直す方法がよく採用され、中程度の被害の柱に対しては、モルタルや樹脂を注入し、ひびわれ口を補修する方法が行われた[1]。1978年の宮城県沖地震では、せん断破壊した柱に対して、エポキシ樹脂注入による補修がかなり広範囲にわたって行われた[2]。

エポキシ樹脂注入による補修が始まった当時は、耐震的な意味の補修ではなく、むしろひびわれ部分の通気、通水や鉄筋腐蝕の防止と外見上の問題による補修であった[3]。しかし宮城県沖地震以来、エポキシ樹脂の特性を生かして耐震的に補修する動きが活発になってきた。当時は、エポキシ樹脂の浸透性を良くするため、高い圧力(4~8 kg/cm²)で注入していたが、その施工方法では微細なひびわれに完全に注入することは難しかった。しかし最近になって、低圧力(約3 kg/cm²)で持続的に注入する工法が開発され、微細なひびわれへの樹脂の浸透性も飛躍的に向上した。このように現在では、エポキシ樹脂の注入に対する信頼性が高まってきている。

打ち直し工法によって補修した柱の弾塑性性状に関してはある程度推定出来るが、エポキシ樹脂によって補修した柱の弾塑性性状は実験例が少ないため[4][5]、その耐震的効果に関して不明な点が多い。

そこで本研究では、実際の建物が震害を受けたことを想定し、実大鉄筋コンクリート造柱のせん

断加力実験を行なった後、エポキシ樹脂注入工法により補修し、再度加力実験を行ない、補修前後の柱の弾塑性性状を詳細に調べることにより、エポキシ樹脂注入による補修効果を検討した。

§ 2. 試験体

2.1 試験体概要

本研究[6]では、破壊形式の違いが補修効果に与える影響を調べるため、図-1と表-1に示すように破壊形式の異なる実大の鉄筋コンクリート造柱3体(試験体名:C1, C2, C3)を製作した。なお、本実験では同一試験体を補修前後で2回実験しているため、試験体名の後に補修前の試験体にはOを、補修後にはRをつけて両者を区別する。

C1とC3は同断面であり、可撓長さを変えることにより、C1では曲げ降伏が、C3ではせん断破壊が先行するように設計した。また、C2は曲げ降伏とせん断破壊がほぼ同時に起こるように設計した。なお、C2は1978年宮城県沖地震によって大破した宮城県泉高等学校のC棟1階の北側の柱と同寸法である。柱はり接合部付近での力学的挙動を実建物に似せるため、はり幅を柱幅よりも狭くした。

試験体は、水平にして3体同時に実験室内で打設した。打設後1箇月程してから、補修後の実験が終了するまで、上下のはりにPC鋼棒によって軸力($\sigma_0 = 30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$)を与え、実験加力中にはりにひびわれが生じないようにした。

材料の試験結果を表-2と表-3に示す。

2.2 補修方法

補修は次の工程[7]によって行われた。

* 筑波大学大学院工学研究科

** 筑波大学助教授 構造工学系

- ① 表面のゴミ、レイトンス、ペンキ等を除去する。
 - ② 断面の欠損部分はエポキシ系樹脂モルタルで断面復旧する。
 - ③ 注入用パイプを取付けひびわれ部分をシーリングする。
 - ④ エポキシ系樹脂グラウト材を低圧（約3kg/cm²）で数時間持続的に注入する。
 - ⑤ 注入用パイプを除去し、表面を平坦にする。
- なお、本実験で用いた補修工法におけるエポキシ樹脂の浸透性については、0.04mm程度のひびわれに対しても確実に樹脂が注入されていることが実験的に確認されている[8]。

補修に用いた材料の試験結果を表－4に示す。

§ 3. 実験方法

加力方法は図－2に示すように一定の軸圧縮力（ $\sigma_0 = N / bD = 20kg/cm^2$ ）を与えた状態で、 π 型ばりを介してせん断力を試験体に与えるものであり、上下のはりの層間変形を図－3に示すように制御する漸増正負交番水平加力である。加力中の変形の制御には、変位測定治具より測定された試験体中央部での相対水平変位を用いた。

変形については、図－4（a）に示すように柱の可撓部分から上下のはりにそれぞれ25cm入り込んだ点での相対水平変位を、試験体の両面で測定した。また、補修前後の変形性状を詳細に調べるため、材軸方向に多数の測定区間に分割し、それぞれに対して曲率とせん断ひずみを、予め打設時に約25cm程埋め込まれたM6の長ボルトを起点と

表－3 コンクリートの材料試験結果

	F _t	f _c	1/3 f _c
	kg/cm ²	kg/cm ²	ton/cm ²
4週	24.7	276	248
6週	23.5	257	226
14週	21.7	296	271

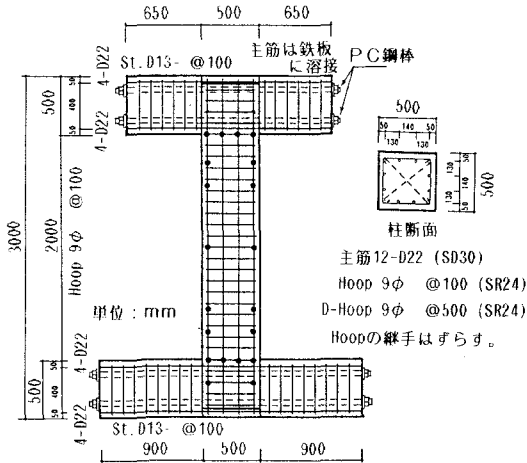
4週強度は補修前の実験開始の、また14週強度は補修後の実験終了の時のコンクリートの強度を示す。

表 4 補修材料の材料試験結果

	圧縮強度	曲げ強度	引張り強度	圧縮弾性係数
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	ton/cm ²
エポキシモルタル	1000	418	315	77.1
エポキシグラウト	951	922	628	30.1
試験方法	JISK7208	JISK7203	JISK7113	JISK7208

表－1 試験体諸元

	曲げ試験体<C1>	曲げせん断試験体<C2>	せん断試験体<C3>
b×D (cm)	50×50	40×50	50×50
内法長さ(cm)	200	165	100
柱主筋	12-022	14-022	12-022
柱帯筋	9φ @100	9φ @100	9φ @100
柱断面			
加力方向	主筋の中心のかぶり厚さ50mm		
外形略図			
設計方針	せん断破壊する前に両端部の曲げ降伏が先行する。	曲げ降伏耐力とせん断耐力がほぼ等しい。	曲げ降伏する前にせん断破壊が先行する



● はひずみゲージ位置を示す。

図 1 試験体配筋図（曲げ試験体 C1）

表 2 鉄筋の材料試験結果

使用部位	径	σ _y	σ _b	E	のび率
		kg/cm ²	kg/cm ²	ton/cm ²	%
柱はり主筋	D22	3243	4926	2012	22
柱 帯筋	9φ	3427	4614	1920	31
はり 主筋	D25	3715	5681	—	21
はりあばり筋	013	3656	5349	—	26

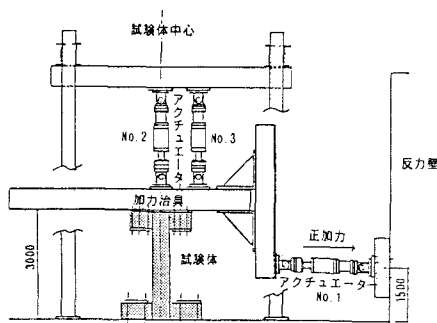


図 2 加力装置図

して、図-4 (b) に示すように P I ゲージを用いて測定した。なお、主筋のひずみは、図-1 に示すように一つの測定断面につき表裏 2 箇所測定した。補修後の試験体についても同じ測定点で変形とひずみを測定した。

§ 4. 実験経過

実験終了時のひびわれ発生状況を図-5 に示す。

(1) 曲げ試験体 < C 1 >

補修前の試験体 (C 1 O) では第 1 サイクルではりのつけ根に曲げひびわれが入った。第 4 サイクルで曲げせん断ひびわれが進行し、負荷重の折返し近くで柱脚部の圧壊が始まり、第 5 サイクルの負荷重で圧壊が激しくなりはじめた。

補修後の試験体 (C 1 R) では、第 3 サイクルで補修箇所を避けて曲げせん断ひびわれが入った。第 5 サイクルで柱頭部のかぶりコンクリートがはく離し、第 6 サイクル正荷重で柱頭部のコンクリートは圧壊し、曲げせん断ひびわれが広がり耐力が低下した。

(2) 曲げせん断試験体 < C 2 >

補修前の試験体 (C 2 O) では第 1 サイクルで柱に小さな曲げひびわれが入った。第 3, 4 サイクルでせん断ひびわれが激しくなり、第 5 サイクルで柱主筋に沿った付着ひびわれが激しくなり、柱中央がふくらみ出し耐力が低下した。

補修後の試験体 (C 2 R) では第 1 サイクルで柱とはりのつけ根に曲げひびわれが入った。第 5 サイクルでは柱脚部のひびわれ幅が大きく開き、負荷重で耐力が低下した。第 6 サイクルの正荷重

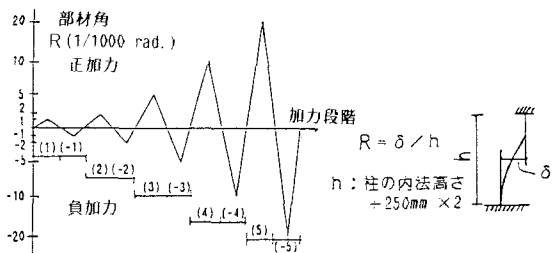


図-3 加力計画

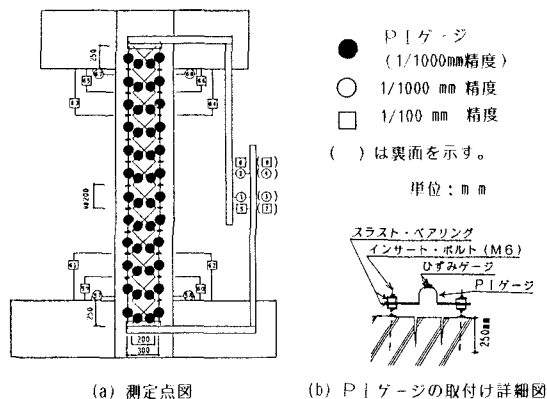


図 4 変位の測定方法

では上部のせん断ひびわれ幅が大きく開き、せん断ずれが生じた。

(3) せん断試験体 < C 3 >

補修前の試験体 (C 3 O) では第 1 サイクルで曲げひびわれが入った。第 4 サイクルではそれまでに入っていた対角方向のせん断ひびわれが大きく広がり耐力が低下した。また軸方向の縮みも著しくなり、試験体は目視できる程面外にふくらみ、柱脚部のひびわれ幅も 1 cm 以上となった。第 5 サイクルではせん断ひびわれが大きく広がりとともに、新たなせん断ひびわれも入り、耐力も半分程に落ちた。

補修後の試験体 (C 3 R) では第 2 サイクルで初めて曲げひびわれが入った。第 4 サイクルでは、対角方向のせん断ひびわれが入り大きく開いた。第 5 サイクルではそれまでに発生していたひびわれの幅が広がり、試験体が面外にふくらみ耐力が低下した。第 6 サイクルにはせん断ひびわれが 1.5 cm 程と大きく広がり帯筋が破断した。

以上、補修前後の試験体のひびわれ発生状況を比較すると、次のようにまとめることができる。

- ① 図-5に示すように補修後の試験体の方が、補修前と比べてひびわれ発生本数が少ない。そのため、ひびわれ部分への変形の集中により、補修後の試験体の方が補修前よりもひびわれ幅が大きくなる傾向が認められた。
- ② 補修後の試験体のひびわれ発生箇所は、補修量の少ない部分に集中した。

§ 5. 実験結果

5.1 復元力特性

各試験体のせん断力と層間変位の関係を図-6に示す。また、最大耐力、降伏変位、限界変形、塑性率、累積エネルギー吸収量の補修前後での比較を表-5に示す。

(1) 最大耐力

全試験体で、補修後の耐力が補修前より高くなることが認められた。

曲げ試験体の場合には、鉄筋が補修前の実験でひずみ硬化領域付近までひずみ履歴を経験し、補修後の実験で大変形した時に、鉄筋がひずみ硬化領域でひずみ履歴を経験したためと思われる(注2)。

せん断試験体の場合には、補修前実験でせん断破壊した部分を中心に、コア全体に多量のエポキシ樹脂が注入されたため、その部分でエポキシ樹脂が斜張力に対して有効に働いたためと思われる。

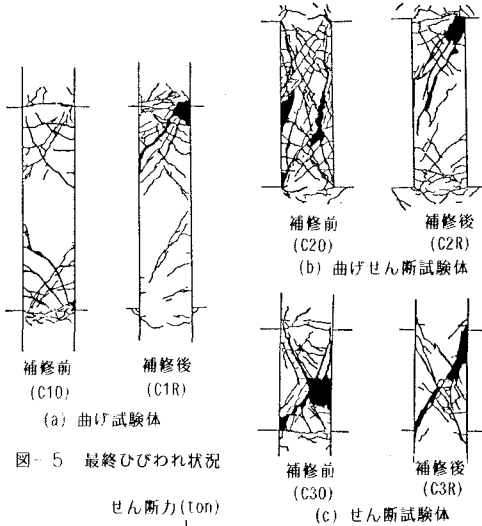


図-5 最終ひびわれ状況

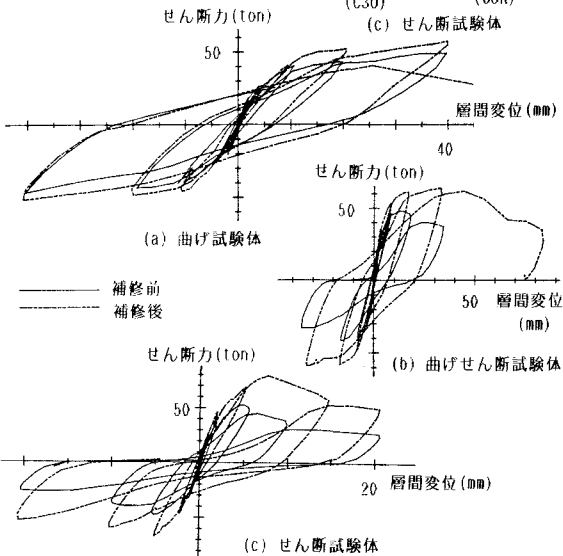


図-6 荷重 変形曲線

表 5 補修前後の復元力特性の比較(正加力のみ)

試験体名		最終破壊形式	Qmax (ton)	補修後 補修前	理論値 (曲げ) (せん断)	δ_y (mm)	補修後 補修前	δ_{max} (mm)	補修後 補修前	μ	補修後 補修前	E (t・cm)	補修後 補修前
曲げ試験体	補修前(C10)	曲げ	49.5	1.2	(42.3)	9.46	1.3	>40.0	—	>4.22	—	>421	—
	補修後(C1R)	曲げ	57.8		[44.5]	12.20		>40.0		>3.28		>520	
曲げせん断試験体	補修前(C20)	付着	48.0	1.3	(56.7)	7.33	1.3	31.2	1.9	4.25	1.49	205	3.5
	補修後(C2R)	曲げ	64.3		[42.9]	9.30		59.1		6.35		713	
せん断試験体	補修前(C30)	せん断	52.8	1.5	(84.6)	4.59	1.6	7.16	1.9	1.56	1.17	53	1.6
	補修後(C3R)	せん断	79.8		[66.6]	7.30		13.3		1.82		87	

(注1) (注3) (注4) (注5) (注6)

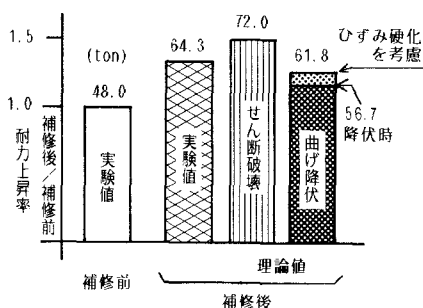


図-7 曲げせん断試験体の耐力上昇の検討

この実験だけから判断すると、エポキシ樹脂を十分に注入した鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は約1.5倍に上昇する。

また曲げせん断試験体の場合には、補修前実験では曲げせん断ひびわれ発生→せん断破壊開始→付着破壊となった。せん断試験体の実験結果から考えると、図-7に示すように補修後の曲げせん断試験体のせん断耐力上昇率は約1.5倍(約70ton)になると推定できるが、その値よりもひずみ硬化を考慮した曲げ降伏耐力の方が低かったため、曲げ降伏し、耐力上昇率が、約1.3倍になったものと思われる。

(2) 降伏変位(注3)

全試験体で降伏変位は、耐力上昇に伴い、補修前と比べて大きくなっており、降伏変位の増大の割合は耐力上昇率とほぼ等しいことが認められる。

(3) 限界変位(注4)、塑性率(注5)、

累積エネルギー吸収量(注6)

補修後の曲げせん断試験体とせん断試験体では、限界変位は補修前と比べてかなり大きくなっており、それに伴い塑性率、累積エネルギー吸収量も補修後の方が大きくなっている。特に曲げせん断試験体では、補修前後で破壊形式が変化したため、それらの増加は著しい。なお曲げ試験体では、実験で限界変位を確認出来なかった。

(4) 初期剛性

図-8に示すように、全体変形の初期剛性は、補修によりほぼ完全に回復することが認められた。なお、理論計算では次のような仮定を用い、柱

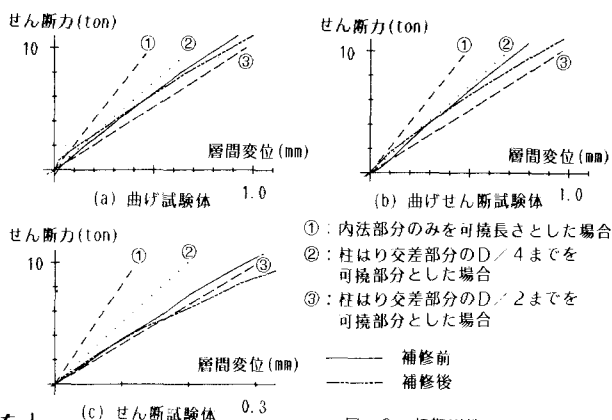


図-8 初期剛性

の可撓長さを3種類想定した。実験値は柱はり交差部分の $D/4 \sim D/2$ までを柱の可撓長さとした理論値に近かったことが認められる。

理論値に用いた仮定

- ① 平面保持が成立する線材とする。
- ② せん断変形状係数は、 $\kappa = 1.5$ とする。

5.2 変形状

(1) 曲率、及びせん断ひずみの分布

主要な荷重段階での曲率、及びせん断ひずみの分布を図-9に示す。柱はり交差部分の曲率とせん断ひずみも柱の内法部分と同じようにして算出した。

これらの図より、各試験体の破壊性状は次のように考察される。

(a) 曲げ試験体 < C1 >

各断面の曲率の分布より、補修前後とも柱端部の曲率が特に著しく増大しており、両端部で曲げ降伏ヒンジが形成されたことが認められる。またせん断ひずみも両端の降伏域で大きくなっており、曲げ降伏によってコンクリートのせん断剛性も低下したことが認められる。

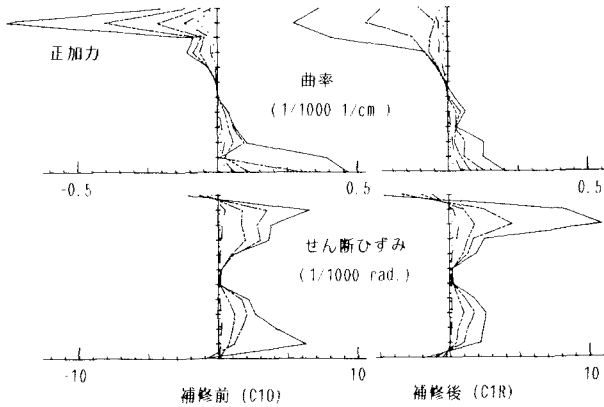
(b) 曲げせん断試験体 < C2 >

補修前では、曲率はあまり大きくないが、柱中央部のせん断ひずみが激増し、せん断破壊したことを示している。補修後では柱はり交差部分で曲率が急増しており、曲げ降伏ヒンジが形成されたと推定できる。せん断ひずみは、ほぼ様な分布

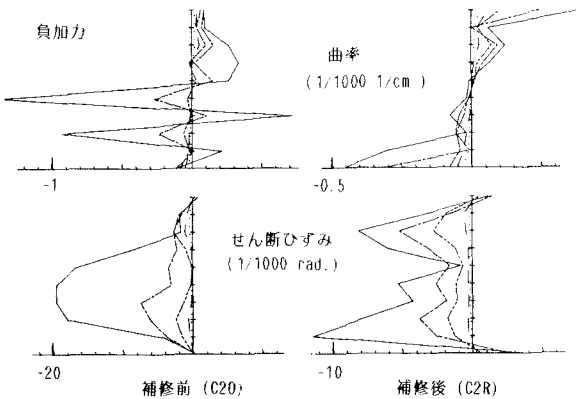
をしていることが認められる。

(c) セン断試験体 < C3 >

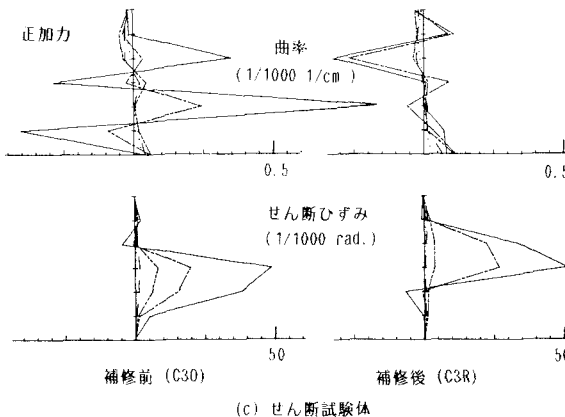
補修前後とも柱中央部にせん断ひびわれが入ったため、せん断ひずみは両端部よりも中央域で著しい。曲げによる塑性化は認められないが、せん



(a) 曲げ試験体

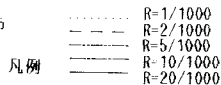


(b) 曲げせん断試験体



(c) セン断試験体

図-9 曲率とせん断ひずみの分布



断ひびわれによる影響で曲率はかなり乱れている。

(2) 曲げモーメント-曲率 (M-φ) 関係、

及びせん断力-せん断ひずみ (Q-γ) 関係
補修前曲げ試験体の曲げ降伏領域における典型的なM-φ、Q-γ関係を図-10に示す。M-φ関係の実験値とファイバーモデル[9]による理論値は、よく一致している。また、Q-γ関係の実験値は、スリップ型の履歴性状を示しており、曲げせん断ひびわれ荷重は、式(1)とほぼ一致している。

$$M_{bc} = 1.8 \sqrt{F_c} / e + ND / 6 \quad (\text{学会式})$$

$$Q_{bsc} = 0.263 b d \sqrt{F_c} + M_{bc} / (M/Q \cdot d/2) \quad (1)$$

(Sozen 式)

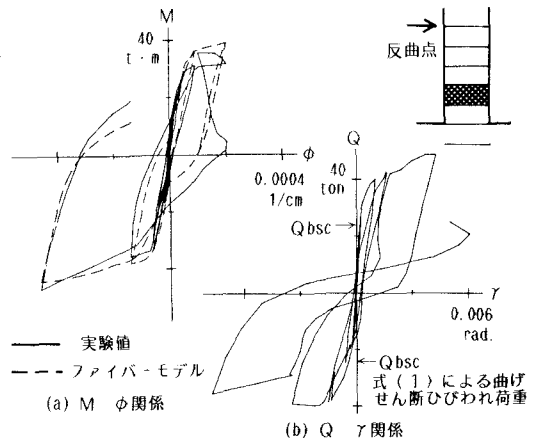


図 10 M-φ関係、及びQ-γ関係 (C10)

(3) 曲げ変形とせん断変形の割合

式(2)～式(6)に示すように、各区間の曲率とせん断ひずみを材軸方向に積分することにより、それぞれ曲げ変形とせん断変形による層間変位を求める。

$$\delta s = \sum \gamma_i \Delta y \quad (2)$$

$$\delta b1 = \sum \phi_i \Delta y (l - y_i) \quad (3)$$

$$\delta b2 = -\sum \phi_i \Delta y y_i \quad (4)$$

$$\delta b = (\delta b1 + \delta b2) / 2 \quad (5)$$

$$\delta t = \delta s + \delta b \quad (6)$$

ここで、δs：せん断変形による層間変位

δb1：曲げ変形による下はりに対する上はりの層間変位

- δb_2 : 曲げ変形による上はりに対する下はりの層間変位
 δb : 曲げ変形による試験体中央での層間変位 (注7)
 δt : 試験体中央での層間変位 (注8)
 l : 試験部分の長さ
 y_i : 起点から i 番目の測定区間の中央までの長さ
 Δy : 測定区間の長さ
 γ_i : 各測定区間の平均せん断ひずみ
 ϕ_i : 各測定区間の平均曲率

図-11に補修前後の各試験体のせん断力に対するせん断変形と曲げ変形の関係を示す。補修後では曲げ降伏したため、補修前と比べて曲げ変形成分の増加が認められる。

次に各試験体の式(6)で求めた全体変形に対するせん断変形の割合と部材角の関係を図-12に示す。

曲げ試験体とせん断試験体は、補修前後で破壊形式に変化は認められなかったため、全体変形に対するせん断変形の割合の推移は、補修前後でほぼ同じ傾向を示した。しかし、補修前後で破壊形式が変化した曲げせん断試験体では、補修前では5/1000の部材角以降でせん断変形の割合は漸増しているのに対して、補修後では曲げ降伏したため、せん断変形の割合は減少している。

§6 補修効果のまとめ

今回の補修の実験で得られた知見を以下に示す。

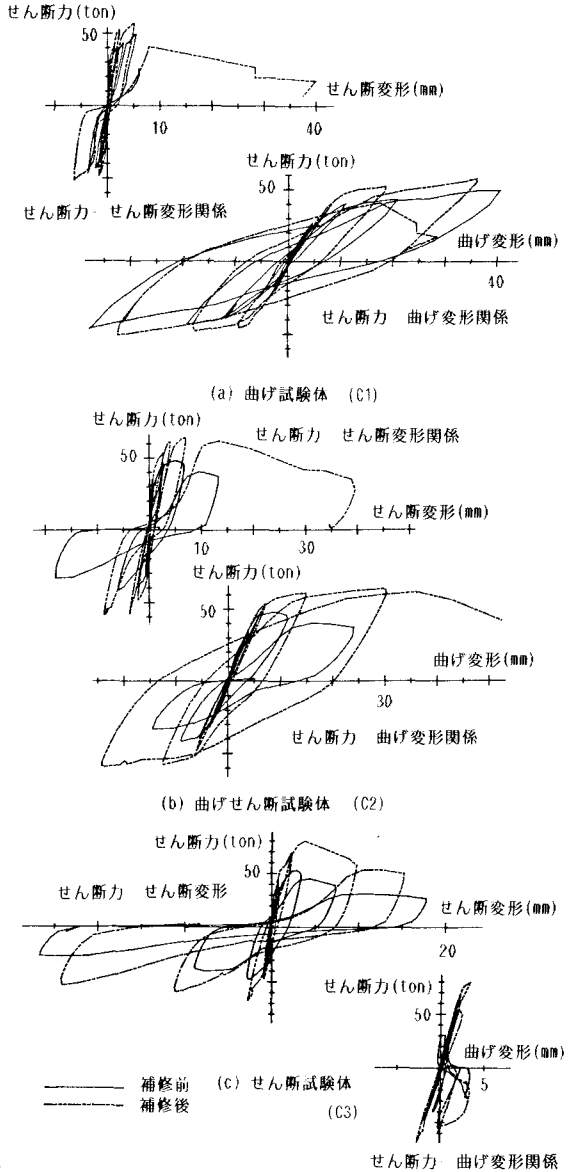


図 11 せん断力 せん断変形、及びせん断力 曲げ変形関係

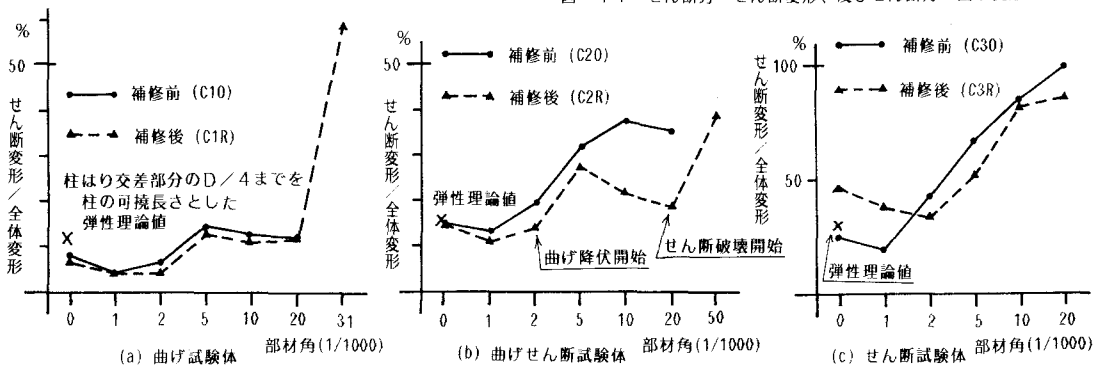


図-12 せん断変形の割合の推移 (正加力最大時)

- (1) 補修後の実験では、補修量の少なかった部分の破壊が激しかった。それは、樹脂注入した部分のコンクリートの強度が上昇するためと思われる。
- (2) 補修後の初期剛性は、ほぼ完全に補修前の初期剛性に回復する。
- (3) エポキシ樹脂注入により補修した鉄筋コンクリート柱のせん断降伏耐力は、補修前と比べて約50%上昇した。
- (4) 曲げ降伏型の場合、補修前の実験で鉄筋が既に塑性域に大きく入っていたため、補修後の曲げ降伏耐力は、鉄筋のひずみ硬化の影響で補修前に比べて約10～20%上昇した。
- (5) 曲げ降伏耐力とせん断降伏耐力の耐力上昇率が異なるため、補修前の柱において、せん断降伏耐力の方が曲げ降伏耐力よりも僅かに低い場合、補修後の実験では曲げ降伏する可能性がある。
- (6) 補修後の降伏変位は、補修前よりも大きくなり、その割合は耐力上昇率にほぼ等しい。
- (7) 補修前の実験で脆性的な破壊を示した柱の補修後の靱性能は、補修前よりもかなり上昇することが認められた。

謝辞

本研究で行なった実験は建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」の一環であり、鉄筋コンクリート構造分科会（委員長：岡田恒男）で研究方針等について有益な御意見をいただきました。また、研究全般に対して筑波大学 園部泰寿教授に御指導いただきました。東京大学建築学科 青山・小谷研究室の耐震研究会では、討論を通して貴重な御助言をいただきました。試験体の補修工事などに際しては、ショーボンド建設株式会社技術研究所 佐藤直昭、及び宗栄一の両氏より、技術的な御教授と御協力を受けました。また、実験の遂行に際しては、筑波大学技官木村英夫、及び大学院生山本芳栄の両氏の御協力を得ました。ここに記して深く感謝の意を表わします。

注釈の説明

（注1）最大耐力の理論値

せん断降伏耐力は注式(1)によって算出した。

$$Q_{su} = \left(\frac{0.0738 P t^{0.23} (180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{P w \sigma_y + 0.1 \sigma_o} \right) b j$$

（学会式） 注式（1）

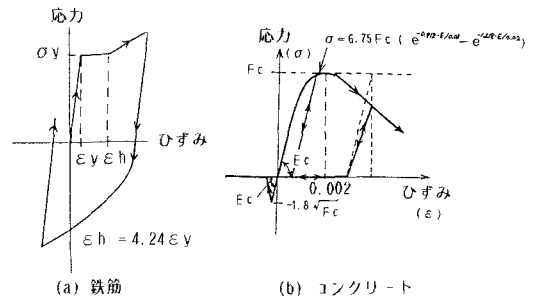
曲げ降伏耐力の理論値は、ファイバーモデルにおいて最外縁の鉄筋が降伏状態に達したときの値である。

（注2）曲げ試験体の耐力上昇の検討

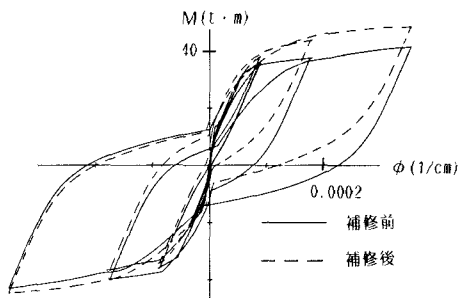
曲げ試験体の耐力上昇の理由として、本文で述べたように、鉄筋のひずみ硬化の影響が考えられる。そこで、鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係を注図-1に示すように仮定し、ファイバーモデルを用いて柱端部が経験した曲率履歴に近い履歴を与え、補修前のM-φ関係を求めた。次に、コンクリートに対してはエポキシ樹脂注入によって完全に処女載荷前の状態に回復したと仮定し、かつ鉄筋に対しては残留ひずみを考慮して、補修後のM-φ関係を求めた。

注図-2に補修前後に相当するM-φ関係を示す。補修後はひずみ硬化の影響により、耐力が上昇しており、本解析による耐力上昇率は、実験値とほぼ等しく約1.1倍である。

また、補修前曲げ試験体の実験終了後の柱頭柱脚での鉄筋の残留ひずみは注表-1



注図 1 素材の復元力特性の仮定



注図-2 ノアイバーモデルによる補修前後のM-φ関係

注表 1 曲げ試験体の柱脚部の残留ひずみ

残留ひずみ 1/1000000	正加力時引張		負加力時引張	
	外側	内側	外側	内側
	1300	>2200	>20000	13500

であり、補修後実験でひずみ硬化領域に入っていたものと推定できる。

(注3) 降伏変位は、実験で得られた荷重変形曲線の包絡線をTri-Linearに置換したとき、第2番目の折れ曲り点での変位である。

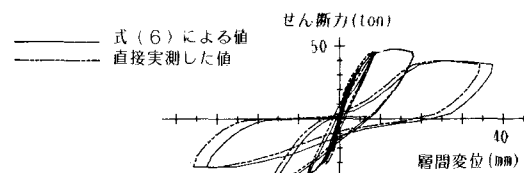
(注4) ここで用いた限界変位とは、建設省総合プロジェクト『鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究』で用いられている定義である正載荷側で荷重が最大耐力の80%に低下したときの変位である[10]。

(注5) 塑性率=限界変形(正載荷)/降伏変位(正載荷)

(注6) 累積エネルギー吸収量は、実験開始から限界変形に至るまでに吸収した総エネルギー吸収量を示す。

(注7) 柱の上下端で非対称な回転変形が生じた場合、 $\delta b1$ と $\delta b2$ の平均を求め、それを中央での層間変位と定義した。

(注8) 式(6)で求めた層間変位と直接測定した層間変位の比較を注図-3に示す。式(6)で得られたものは、片側測定によるねじれの影響が含まれるため、両者にずれが生じるものと思われる。



注図-3 測定方法の違いによる層間変位の比較 (C20)

参考文献

- [1] 広沢雅也, 後藤哲郎: 「十勝沖地震における罹災建物の補修状況」, コンクリートジャーナル, Vol.7, No.8, Aug. 1969
- [2] 今井 弘, 近藤 実, 横山晶好: 「地震被害を受けた宮城県泉高等学校の補修・補強方法とその裏付け」, コンクリート工学, Vol.17, No.10, Oct.1979, pp.9~22
- [3] 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, Dec.1976
- [4] 佐々木一人, 佐藤直昭, 田才 晃, 小谷俊介, 青山博之: 「鉄筋コンクリート造立体柱はり接合部のエポキシ樹脂補修後の挙動(その1)~(その2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年 9月
- [5] 「総合プロジェクト・鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発(その2)~(その11)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年 9月, pp.2175~2194
- [6] 潘 文和, 今井 弘, 村上雅英, 木村英夫, 山本芳栄: 「補修前後の実大RC柱の弾塑性性状に関する実験的研究-総合プロジェクト鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発 その6~その8」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年 9月
- [7] ショーボンド建設株式会社 ビックス工法カタログ
- [8] 九富 理, 宮川豊章, 岡田 清: 「RC部材のひびわれへの樹脂注入による防食効果について」, 第37回土木学会年次講演会講演集V部, 昭和57年10月, pp.315~316
- [9] 岡田恒男, 関 松太郎, 伊藤秀夫: 「鉄筋コンクリート部材の復元力特性」, 東京大学生産技術研究所, 生産研究, 第25巻 2号, 1973年 2月, pp. 17~21
- [10] 山本浩二: 「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その4:各実験シリーズの共通事項)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和48年10月pp. 1419~1420

An Experimental Study on Elastic and Plastic Properties
of Reinforced Concrete Columns Repaired with Epoxy Injection.

by Masahide MURAKAMI (1) and Hiroshi IMAI (2)

Herein, properties of both original and repaired reinforced concrete columns were investigated. Three reinforced concrete columns whose failure modes were different from each other were prepared, and alternative reversal shear loads were applied under constant axial loads.

First, original reinforced concrete columns were tested up to failure, then they were repaired with epoxy injection and tested again with the same way as original testing.

In order to investigate the inelastic behaviors of original and repaired reinforced columns, the curvatures and shear strains at various portions of columns were measured.

The following experimental results are summarized.

- (1) The slightly damaged portions in the original tests were damaged severely in the test after repairing, because the strength of concrete injected with epoxy resin increased.
- (2) Initial stiffnesses of repaired columns recovered almost perfectly to those of original ones.
- (3) The shear strengths of the reinforced concrete columns repaired with epoxy injection increased about 50% higher than those of original ones.
- (4) The bending strengths of repaired columns increased about 10-20% higher than those of original columns due to influence of strain hardening of reinforcing bars.
- (5) Since increasing rates of shear strengths are much higher than those of flexural strengths, failure modes in the repaired columns would probably change from the original ones, in case that original shear strengths are slightly less than original bending strengths.
- (6) The yielding displacements of repaired columns are larger than those of original ones, and the increasing rates are almost as same as those of strengths.
- (7) The repaired columns which had shown brittle behaviors in the original test showed considerably ductile behaviors.

As mentioned above, it is resulted that epoxy injection method is effective from the structural points of view as a repairing method of reinforced concrete structures damaged by earthquakes.

(1) Graduate student, University of Tsukuba

(2) Associate Professor, Institute of Engineering Mechanics, University of Tsukuba