

論文 1963年に建設された建物から採取したRC柱の性能

荒木 秀夫*1・瀬川 優斗*2

要旨：既存建物の耐震性能評価において建設当時の施工技術や材料で作られた部材の性能が実験室レベルで作成された試験体と同等であるかは明らかにされていない。本研究は1963年に建設されたRC建物から柱部材を取り出して載荷試験を行い、その力学的性能を検討したものである。その結果、現行の耐震診断で用いられているせん断耐力評価式でほぼ最大値を評価できることがわかった。また隣接して採取した柱部材に対してエポキシ樹脂を注入し、剛性、耐力ともに効果があることを確認した。

キーワード：既存建物、耐震診断、実部材、せん断耐力評価、エポキシ樹脂注入

1. はじめに

既存建物の耐震診断¹⁾において柱の性能評価は特に重要であり、そのせん断耐力については既往の評価式(荒川 minimum 式)²⁾に基づいて行われている。同文献において、式の抽出に用いた試験体は実験室で作成され、小型でかつ材令も長くないものである。この実験式により竣工後長年月を経たRC造建物の部材の評価が可能かどうかは明確にされていない。そのような観点から筆者等は竣工後52年を経た既存建物から構造部材を切り出し、繰り返し載荷を行うことでせん断耐力評価式の適用性について検討を加えてきた^{3), 4)}。その結果、荒川 minimum 式である程度評価可能であることが分かったが、実部材が軽量コンクリートおよび低強度コンクリート(13.5N/mm²以下)という特殊な条件下にあり汎用性に乏しいものであった。本研究は上記の目的に沿った一連のものであり、1963年竣工のRC造建物のから採取した柱の加力実験を行ったものである。また、文献^{3), 4)}ではエポキシ樹脂を注入して補修(補強)した結果、大幅な耐力上昇が期待できることが分かり、本研究においてもエポキシ樹脂を注入した柱の加力実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 対象建物

本研究で対象とした建物の概要を以下に示す。

用途：高等学校校舎
竣工：1963年(解体2016年53年経過)
主構造：RC造 5階建て
建築面積：506.8m²
スパン数：Y方向1スパン
X方向 14スパン(1~4F), 8スパン(5F)
設計基準強度：17.6N/mm²(180kg/cm²)

対象建物は高等学校校舎である。本建物は耐震診断の現地調査において一部のコンクリートに13.5N/mm²以下の



写真-1 対象建物

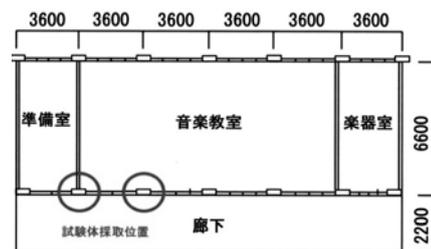


図-1 採取柱位置 (mm)

低強度コンクリートが検出され、解体撤去と判断されたものたである。写真-1に対象建物を示す。

2.2 柱試験体

対象建物の5階の廊下側の柱を隣接して2本採取した。図-1に採取位置を示す。柱断面は扁平で、幅が250mmであったため、ウォールソウで柱の上下端部を切断して損傷を与えないように取り出した。採取した柱を加力装置に設置するために、柱両端部にRCスタブを作製した。スタブのコンクリートはFc24とし、D10, D25を用いて補強している。既存柱の主筋を新設するスタブ内へ定着するために既存柱の端部コンクリートを研り落とし、主筋に鉄板(t=12)を溶接した。また、既存柱をスタブ内へ固定するため柱上下の側面4か所に接合筋6本(D16)をそれぞれ100mm深さで埋設した。図-2に試験体概要を示す。また、表-1に試験体諸元示す。

*1 広島工業大学 工学部建築工学科教授 工博(正会員)

*2 広島工業大学 工学研究科建設工学専攻 大学院生

表-1 柱の断面性能

試験体	断面 b×D [mm]	設計基準強度 Fc [N/mm ²]	せん断スパン比 M/QD	主筋 SR24	帯筋 SR24	Qsu/Qmu	補修
HC-1	250×600	17.6	1.0	4-19φ	2-9φ@240	0.82	—
HC-1RE		(180kg/cm ²)		Pg=0.76%	Pw=0.21%		エポキシ樹脂

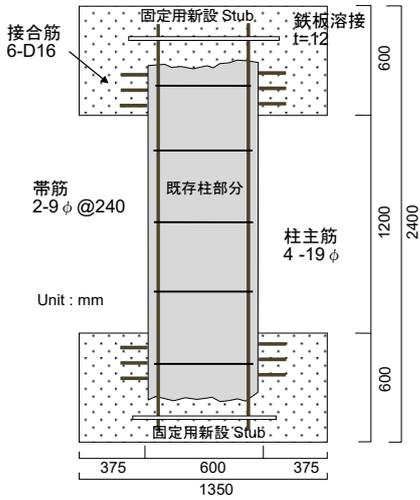


図-2 試験体概要

同表中の断面、配筋は構造図面に記されているものである。使用されている主筋は 4-19φ (SR24)、帯筋は 2-9φ (SR24)@240 である。コンクリートの設計基準強度は 17.6N/mm² (180kg/cm²) と記されている。なお、部材の切り出しによるひび割れは見られなかったが、仕上げ材を除去すると豆板等が散見されたほか、建具周りの鉄骨枠を除去したことによる断面欠損や電源ソケット埋設の施工等があり、それらの部分をファイバーモルタルで補修している。断面補修による部材耐力への影響を少なくするためモルタル強度を柱コンクリート強度より下げて 10 N/mm² 以下としている。モルタルの材料特性を表-4 に示す。既存柱試験体を HC-1 とし、エポキシ樹脂注入した柱試験体を HC-1RE とする。

2.3 材料特性

(1) コンクリート

5階の2本の柱からそれぞれ4本ずつコアボーリングを行った。コア供試体は直径100mm、長さ200mmとし、計8本を作成した。JISに基づいて圧縮試験および割裂試験をそれぞれ4本ずつ行った。その平均値を表-2に示す。圧縮強度は14.3N/mm²となったが、耐震診断基準¹⁾で用いられるコンクリート推定強度(平均値から標準偏差の1/2を差し引いたもの)は13.3N/mm²となり、基準の適用下限値13.5N/mm²をわずかに下回り、診断時と同様に低強度コンクリートの判定となった。

(2) 鉄筋

試験終了後の試験体から採取した鉄筋を用いて引張試験を行い、力学的特性を把握した。その結果を表-3に示す。同表中の値は明確な降伏棚とひずみ硬化域を持つ

表-2 コンクリートの力学特性

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	比重 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)
14.3	1.24	22.4	17.2

表-3 鉄筋の力学特性

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
19φ	314.5	203.5	464.8
9φ	269.3	166.8	344.2

表-4 モルタルの力学的特性

圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)
9.45	6.17

鉄筋の平均値である。通常の耐震診断では鉄筋の引張試験までは行われず、丸鋼 (SR24) が用いられる場合の鉄筋推定強度は 294N/mm² を用いるとされている。本部材の主筋 19φ の降伏強度はその値を上回るものの、せん断補強筋 9φ の降伏強度は下回る結果となった。

2.4 試験体の診断耐力

本研究の目的は前述したように式(1)に示すせん断耐力評価式 Qsu の適用性について検討することであり、試験体をせん断破壊先行にするためにスタブ高さを調整して試験体スパンを 1200mm としている。本試験体のせん断耐力を算定するにあたり、コンクリート強度は当該建物の5階で採取したコンクリートコア供試体4本から得られた推定強度 13.3N/mm² を用いている。軸力は後述する加力時に载荷した 0.15FcbD としている。なお、コンクリート強度が低強度コンクリートの判定となったため、式(2)の低減係数⁵⁾ kr も考慮している。鉄筋強度は耐震診断基準¹⁾に従って 294N/mm² を使用している。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (1)$$

$$k_r = 0.056 \sigma_B + 0.244 \quad (2)$$

$$Q_{mu} = \frac{0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc} \right)}{L/2} \quad (3)$$

曲げ耐力 Qmu は式(3)に示す略算式を用いている。上式から得られた曲げ耐力は 293kN、せん断耐力は 243kN となり、せん断余裕度は 0.82 となっている。

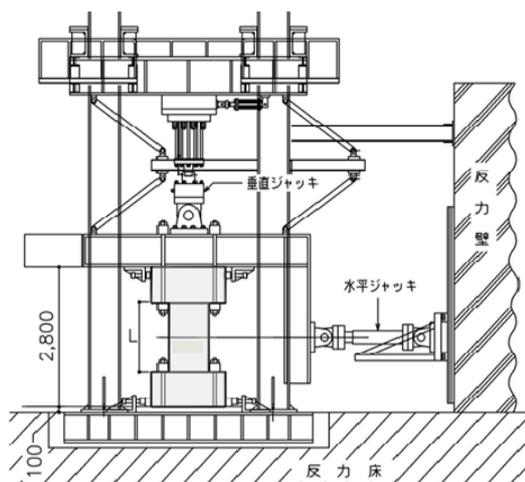


図-3 加力方法

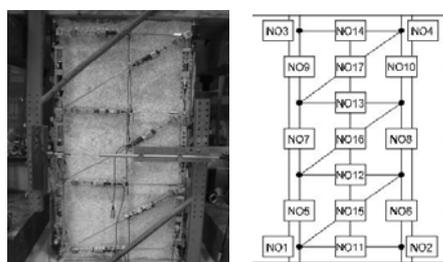


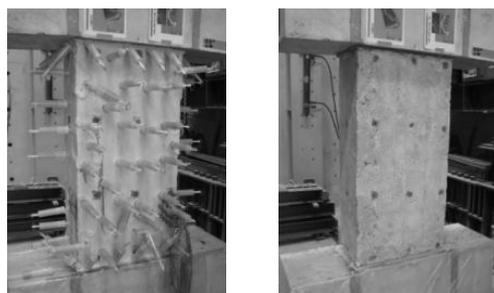
図-4 局所変位計設置

2.5 加力測定方法

図-3 に示す建研式載荷装置を用いて逆対称曲げ加力を実施した。スタブ間の相対変形を水平変位 δ とし、水平変位 δ を試験区間 L ($=1200\text{mm}$) で除したものを変形角 R とし、変形角 $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100 \text{ rad}$ を正負各 1 回ずつ行った。また変形についてはそのほかに曲げ変形およびせん断変形の局所変位を測定するために試験体裏面に変位計を配置した。図-4 に変位計設置状況を示す。軸力はコンクリートの設計基準強度を 17.6N/mm^2 として $0.15F_{cb}D$ ($\approx 400\text{kN}$) 載荷し、繰り返し水平加力中一定となるよう制御した。

2.6 エポキシ樹脂注入

注入位置は豆板のある部分、断面修復した部分にエポキシ樹脂を注入するとともに丸鋼の抜け出しを防止するため、主筋位置にも約 20cm 間隔でエポキシ樹脂を注入



エポキシ樹脂注入状況 カプセル除去後

図-5 エポキシ樹脂注入

表-5 エポキシ樹脂の力学的特性 (カタログ値)

比重	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)
1.1	94.1	36.3	60.8

した。注入に先立ち、コンクリート表面から径 7mm、深さ 50mm の注入口を穿孔している。エポキシ樹脂はスプリング式カプセルを用いて低圧 (0.06N/mm^2) で低粘度 ($100\sim 200\text{mPa}\cdot\text{s}$) のものを注入している。図-5 にエポキシ樹脂注入状況を示す。総使用量からカプセル内残量を差し引くことでエポキシ樹脂約 3.2kg が注入されたことを確認した。注入口以外のコンクリート表面からエポキシ樹脂が漏出し、試験体表面の豆板以外にも内部に豆板やひび割れなどの空隙があることが推察された。表-5 にカタログにあるエポキシ樹脂の力学的特性を示す。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状

載荷試験終了後の試験体を図-6 に示す。

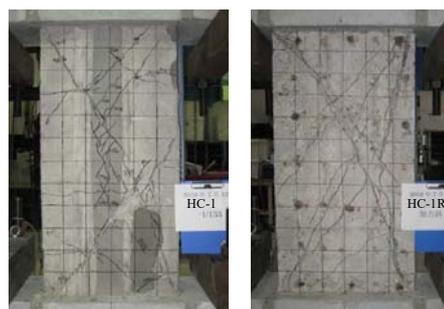
(1) HC-1

負加力時の変形角 $R=1/800\text{rad}$ に至る過程で柱上部にせん断ひび割れが発生した。正加力時の変形角 $R=1/400\text{rad}$ でせん断ひび割れが柱中央部に発生し、その後、柱全体に小さなひび割れが発生するとともに、今までのせん断ひび割れが拡大した。正加力時の $R=1/200\text{rad}$ で右中央部から左下部にかけせん断ひび割れが拡大し、柱脚部が圧壊した。

(2) HC-1R

正加力時の $R=1/800\text{rad}$ で柱中央部にせん断ひび割れが発生し、上端部に曲げひび割れも発生した。負加力時に右下部に曲げひび割れが発生した。正加力時の変形角 $R=1/400\text{rad}$ でせん断ひび割れが対角に進展した。正加力時の変形角 $R=1/200\text{rad}$ で対角のせん断ひび割れ幅が拡大した。せん断ひび割れは拡大するものの曲げひび割れ幅が大きくなることはない。

いずれの試験体とも計画したせん断破壊性状であり、ひび割れ進行状況に大きな相違はない。



(a) HC-1 (b) HC-1R

図-6 最終ひび割れ状況

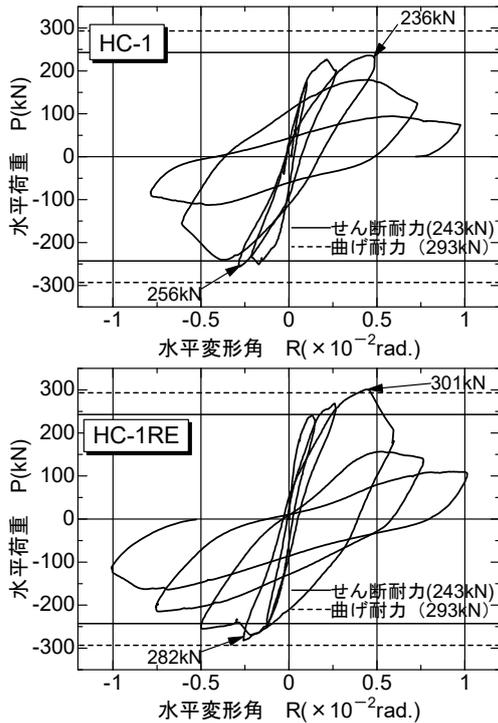


図-7 水平荷重-水平変形関係

3.2 水平荷重-水平変形関係

図-7に水平荷重-水平変形関係を示す。

(1) HC-1

負側変形角 $R=1/800\text{rad}$ に至る過程で剛性低下がみられ、正側変形角 $R=1/400\text{rad}$ で明らかな剛性低下を起し、負側の同変形角に向かう途中で $R=1/353\text{rad}$ で最大耐力 256kN を記録している。正側変形角 $R=1/200\text{rad}$ で最大耐力 236kN を記録している。負側変形角 $R=1/200\text{rad}$ に向かう途中でせん断ひび割れが拡大し、急激な耐力低下が発生した。耐震断基準によるせん断耐力は 243kN であり、実験値は正負ともにほぼ同等の値となった。

(2) HC-1RE

補強した試験体は変形角 $R=1/800\text{rad}$ あたりから剛性低下が始まっている。これは試験体中央部に対角状に発生したせん断ひび割れに起因している。負側変形角 $R=1/400\text{rad}$ で最大耐力 282kN に達し、正側変形角 $R=1/200\text{rad}$ に至る過程で最大耐力 301kN に達する。全体的な復元力特性が非対称形となっているが、これは正側加力時における対角ひび割れが顕著となる一方、負側のせん断ひび割れは柱全体に分散しているためと考えられる。その後はせん断ひび割れの開閉に起因するスリップ型を示すようになる。エポキシ樹脂注入した試験体の最大耐力は診断時せん断耐力 243kN を上回っている。最大耐力に対するエポキシ樹脂注入の効果は約 1.18 倍 ($=301\text{kN}/256\text{kN}$) となった。注入の有無にかかわらず両試験体とも変形角 $1/200\text{rad}$ あたりで急激な耐力低下を示しており、靱性改善には効果が無いことが分かる。

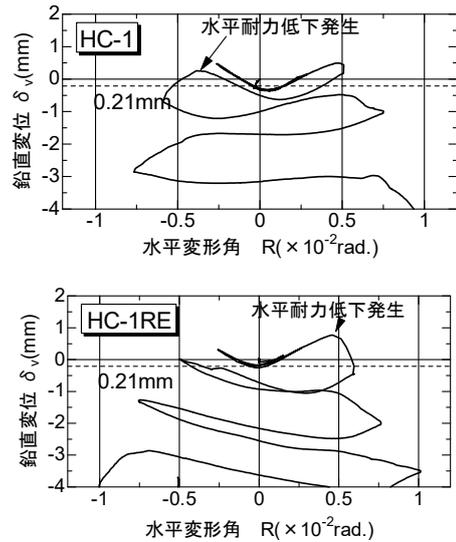


図-8 鉛直変位-水平変位関係

3.3 鉛直-水平変形関係

図-8に鉛直変位-水平変位関係を示す。鉛直変位は試験体裏面に材軸方向に取り付けた局所変位計で計測した値である。図中に軸力とコンクリートのヤング係数から計算される初期鉛直変位 0.21mm を挿入している。いずれも初期鉛直変位は計算値とほぼ同じ値となっている。

(1) HC-1

水平変形角の増加につれて鉛直変位は徐々に減少し、せん断ひび割れが拡大する水平変形角 $R=1/200\text{rad}$ に至る過程で鉛直変位が急激に減少している。

(2) HC-1RE

エポキシ樹脂を注入した試験体でも同様に水平変形角 $R=1/200\text{rad}$ あたりから鉛直変位は減少し始める。

両試験体ともにせん断ひび割れ幅が拡大し、水平耐力が低下し始めるとともに試験体の上下端部で圧壊が始まると鉛直変位が急激に減少する傾向が見られる。

3.4 水平変位の推移

図-9に試験体の上下スタブ間で計測した水平変位と局所変位計から求められる水平変位の比較を示す。局所変位計による積算値はせん断変形 δ_s と主筋の抜け出し変形も含む曲げ変形 δ_m の和として求めている。横軸は計測 step 数である。両試験体ともに初期状態から正側時変形角 $R=1/100\text{rad}$ まではほぼ一致していることが分かる。負側変形角 $R=1/100\text{rad}$ に至る過程で一致しなくなる。これはせん断ひび割れが局所的に集中するため変位計の固定度が失われ、計測が部分的に正常に行われなくなったためである。以後の局所変位計を考察では正側変形角 $R=1/200\text{rad}$ までを取り扱うものとする。

(1) HC-1

変形角 $R=1/400\text{rad}$ までは曲げ変形がせん断変形よりも支配的であるが変形角 $R=1/200\text{rad}$ への過程でせん断変形が大きくなり、その後はせん断変形が支配的になる。

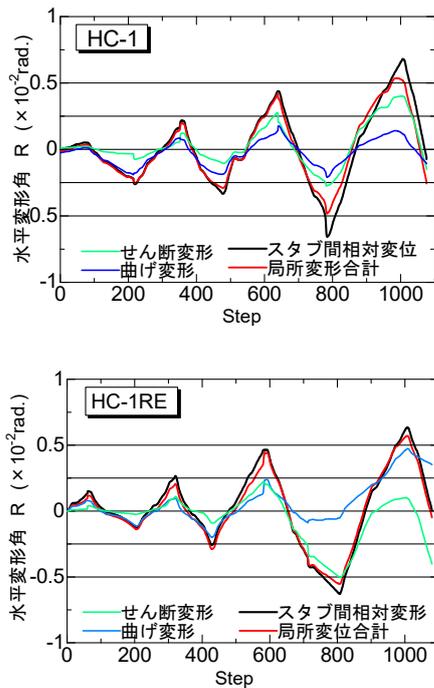


図-9 水平変位の推移

(2) HC-1RE

水平変形角 $R=1/400\text{rad}$ までは曲げ変形とせん断変形は同等で推移するが、負側変形角 $R=1/200\text{rad}$ でせん断変形が急増する。その後、曲げ変形も大きな値が計測されているが、既に平面保持仮定が成立しなくなっているものと推察される。

3.5 試験体解体調査

エポキシ樹脂を注入した試験体を加力試験後、コンクリートを研り落とし、柱内部の配筋状況を調査した。構造図面の記述の通りに主筋 4-19φ、帯筋 2-9φを確認した。主筋はほぼ所定の位置に配筋されていた。帯筋は口型で端部は 90 度フック、余長は 50mm 程度である。構造図面では帯筋間隔は 240mm となっていたが、柱中央部における実測値は全体的に大きくなっており平均で 270mm 程度であった。図-10 にその様子を示す



帯筋間隔 帯筋端部

図-10 試験体解体調査

表-6 せん断耐力一覧

試験体	ひび割れ耐力 (kN)		最大耐力 (kN)	
	実験値	大野・荒川式 Q_c	実験値	荒川式 Q_{su}
HC-1	219.7	189.6(1.16)	256.0	263.5(0.97)
HC-1RE	275.1	189.6(1.45)	301.0	296.4(1.01)

* () は Exp./Cal.

4. 考察

4.1 初期剛性

図-11 に両試験体の正加力時 1 サイクルを示す。両試験体ともに変形角 $R=1/800\text{rad}$ までにひび割れが発生しているため、1 サイクルですでに弾性状態ではなくなっている。そのため初期剛性実験値は水平荷重 100kN までの剛性を直線近似して求めている。また図中に式(4)を用いて求めた弾性理論値も挿入している。

$$\delta = \delta_s + \delta_m = \frac{Ph}{GA} + \frac{Ph^3}{12EI} \quad (4)$$

ここで A : 柱断面積($b \times D=250\text{mm} \times 600\text{mm}$), G : せん断剛性 ($=E/2.3$), h : クリアスパン($=1200\text{mm}$), P : 水平荷重 (N) である。ヤング係数 E は材料試験の結果 17.2N/mm^2 を用いている。その結果、弾性理論値は 341kN/mm となった。実験値は試験体 HC-1 が 213kN/mm 、エポキシ樹脂を注入した HC-1RE が 299kN/mm である。HC-1 の初期剛性は弾性理論値の約 62% の値である。一方、エポキシ樹脂注入試験体の剛性は注入前に比べ約 1.40 倍に

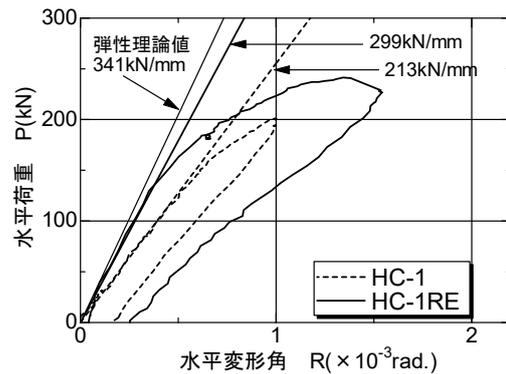


図-11 初期剛性比較

増加しており、補強効果が認められる。この回復率は梁の場合の 2.1 倍³⁾には及ばないものの柱の場合の 1.36 倍⁴⁾とほぼ同程度の回復率となっている。しかし、弾性理論値までは回復せずその割合は約 0.88 倍となった。

4.2 せん断耐力の検討

表-6 にせん断ひび割れ及びせん断耐力と計算値との比較を示す。計算に使用したコンクリート強度は 4 本のコア圧縮強度の平均値 14.3N/mm^2 である。鉄筋強度は引張試験の結果を用いている。また、せん断補強筋間隔は解体調査をもとに 270mm としている。

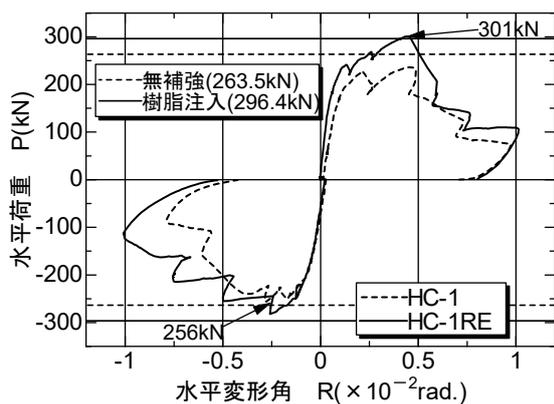


図-12 最大耐力比較

(1) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ計算値 Q_c は式(5) (大野・荒川式) を用いて求めている。式中の記号等は文献を参照されたい。

$$Q_c = \left(1 + \frac{\sigma_0}{15}\right) \left\{ \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (50 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 1.7} \right\} b \cdot j \quad (5)$$

エポキシ樹脂を注入していない試験体 HC-1 のひび割れ耐力は靱性評価式でほぼ評価できる。大野・荒川式はやや低めの推定となるが大きな相違はない。エポキシ樹脂を注入した試験体 HC-1RE に対するひび割れ耐力の推定法は今のところない。式の中にエポキシ樹脂を評価できる項目が無いのが理由であるが、現象的にみれば微細なクラックや豆板に注入されたエポキシ樹脂が初期のひび割れの拡大を防止していることが推定される。

(2) 最大せん断耐力

荒川 mean 式 Q_{su} は式(6)を用いて評価することとした。実験値は正側又は負側の最大値を採用している。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot k_p \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (6)$$

図-12 に両試験体の包絡線を示し、荒川 mean 式による計算値を挿入した。エポキシ樹脂を注入していない HC-1 の最大耐力は同式でほぼ推定できることが分かる。また、エポキシ樹脂を注入した HC-1RE の最大耐力評価は柱内部に存在すると考えられるひび割れや豆板に注入されたエポキシ樹脂がせん断ひび割れの拡大・進展を抑えるせん断補強筋と同じ効果があると仮定し、下の式(7)を用いることで評価することを試みた。

$$p_w \cdot \sigma_{wy} \Rightarrow p_w \cdot \sigma_{wy} + P_{ev} \cdot \sigma_{ey} \quad (7)$$

ここで、 P_{ev} : エポキシ樹脂体積比、 σ_{ey} : エポキシ樹脂引張強度 (カタログ記載のもの) とする。体積比はエポキシ樹脂の比重 1.1 として、注入されたエポキシ樹脂の体積を試験体柱部分の体積で除して求めたものであり、同式を用いてほぼ評価可能となった。

5. まとめ

既存建物から採取した実部材の載荷試験を実施し、得られた結果を以下に列記する。

- (1) コンクリートの推定強度は低強度コンクリートの判定となった。主筋の強度は耐震診断基準の推奨値を上回ったが、帯筋の強度は下回っていた。
- (2) 両試験体とも部材角 $R=1/800$ rad.以前にせん断ひび割れが発生し最終的にせん断破壊した。
- (3) エポキシ樹脂を注入しない試験体の最大せん断耐力は耐震診断基準に基づいて荒川 minimum 式を用いて求めたせん断耐力とほぼ同じとなった。
- (4) エポキシ樹脂注入により最大耐力は 2 割程度上昇するものの、靱性能は変わらない。
- (5) 得られた材料強度や配筋状況を考慮して、再度、耐力計算を行った結果、エポキシ樹脂を注入しないものについては既往の評価式 (荒川 mean 式) で推測できることが分かった。エポキシ樹脂を注入したものは、エポキシ樹脂の注入量と強度をせん断補強の効果に換算することで推定可能であった。

上記の結果は既存建物 1 棟のコンクリートと 2 体の扁平柱の載荷試験から得られたものであり、得られた成果の適用性については今後の資料の蓄積が必要である。

謝辞

本研究の実施にあたり平成 28 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (B) 課題番号: 16H04458 代表: 広島工業大学・荒木秀夫) の助成を受けた。資料収集にあたっては広島工業大学に協力いただいた。実験に当たっては広島工業大学学生の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) (財)日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存 RC 造建築物の耐震診断基準・解説, 2001
- 2) 荒川卓: 鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について (実験結果による再検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.891-892, 1969.8
- 3) 荒木秀夫: 軽量コンクリートを用いた既存 RC 部材の耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1291-1296, 2015
- 4) 荒木秀夫: 軽量コンクリート柱の耐震性能評価とその補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1507-1512, 2016
- 5) 山本泰稔: 低強度コンクリート構造に関する調査・研究, 第 30 回建築士事務所全国大会埼玉大会文科会, pp.77-91, 2005.9