

外付フレームを用いた RC 構造物の耐震補強構法の開発

増田 圭司 佐々木 聡
佐々木 仁 佐藤 幸博
高森 直樹

概 要

鉄筋コンクリート造構造物の耐震補強技術は、ブレースや耐震壁によるものが多い。これらの補強構法では、使い勝手、採光などの建物の機能を損なうことがある。本研究では、建物機能を損なわず、かつ、建物を使いながらの施工が可能な耐震補強構法として、外付フレームによる耐震補強構法を提案し、その構造性能について検討する。本報告は、既存架構に補強架構を取り付けた縮小構造体模型の静的加力試験を行い、その耐震性能を確認した結果について述べたものである。本報告で示す検討により得られた知見を以下に示す。

- (1) 最大荷重は、既存柱と補強柱の曲げとせん断を考慮した終局耐力を累加することにより評価できた。
- (2) 補強柱に鋼管巻 RC を用いた試験体は、それに鉄骨を用いた試験体よりも優れた変形性能を示した。
- (3) 補強柱に鉄骨を用いると、既存 RC 柱の軸伸びを拘束して既存柱の圧縮力が大きくなる場合があることを実験的に示した。

Development of a Seismic Retrofit Method for RC Buildings Using Exterior Moment Resisting Frames

Abstract

Many seismic retrofit methods have been developed for RC buildings. However, braces or earthquake-resisting walls have to be installed to frames of buildings in almost all of these methods. When these methods are adopted, the performance of the building may sometimes be negatively affected (for example impacting convenience or lighting for residents or workers). In addition, these methods cannot be carried out when the buildings are in operation. In order to overcome these problems, experimental studies to develop a new seismic retrofit method for RC buildings using attached exterior moment resisting frames have been made. The findings of the experimental studies are shown as follows:

- (1) The maximum strength of reinforced frames can be evaluated by the summation of ultimate strengths of existing columns and those of the attached reinforcing columns.
- (2) The deformation performance of the RC column specimens reinforced by steel enveloped RC columns for reinforced exterior moment resisting frames is better than that of the RC column specimens reinforced by steel frame.
- (3) It was experimentally shown that the compressive load acting on RC column specimens reinforced by steel frames became larger than that acting on non-reinforced RC columns due to the confinement of axial extension caused by steel frames.

キーワード: RC 構造物 耐震補強 外付フレーム
静的加力試験 耐力 変形性能

§1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の耐震補強技術は、ブレースや耐震壁によるものが多い。これらの補強構法では、使い勝手、採光などの建物の機能を損なうことがある。本研究では、建物機能を損なわず、かつ、建物を使いながらの施工が可能な耐震補強構法として、外付フレームによる耐震補強構法を提案し、その構造性能について検討する。本報告は、既存架構に補強架構を取り付けた縮小構造体模型の静的加力試験を行い、その耐震性能を確認した結果について述べたものである。

§2. 実験概要

2.1 補強設計の方針

耐震補強方法は以下の方針に基づいて設定した。

- ブレースを用いない外付ラーメンフレームによる補強とする。
- 既存フレームを $I_s=0.3\sim 0.4$ 相当と設定し、 $I_s=0.6$ 程度を確保するように補強を行う。

- 既存フレームと補強フレームは梁のみを接合し、柱、柱梁接合部は接合しない。
- 上記方針に基づく補強構法の概念図を図1に示す。

2.2 試験体

試験体の諸元を表1に、試験体の形状寸法を図2に示す。試験体は小学校の桁行架構を模擬した実大の約1/2縮尺モデルの1層1スパン架構である。既存架構の形状寸法は、スパン 2250mm、柱内法高さ 1350mm、柱断面 260×260 mm、梁断面 200×400 mmとした。既存架構は柱破壊型を想定し、柱のせん断耐力が曲げ耐力をやや下回るように計画した。

試験体 No.1 は鉄骨造のフレームによる補強であり、柱は BH-230 \times 100 \times 6 \times 6、梁は BH-300 \times 100 \times 6 \times 9とした。試験体 No.2 は柱鋼管巻 RC 造、梁 S 造のフレームによる補強であり、柱は 270 \times 170、梁は試験体1と同じとした。どちらも既存架構との接合は梁のみとし、柱、柱梁接合部は接合していない。補強架構も柱降伏を想定した。設計値を用いて想定した耐力は、どちらも同等であり、既存架構の2倍弱となるような計画である。

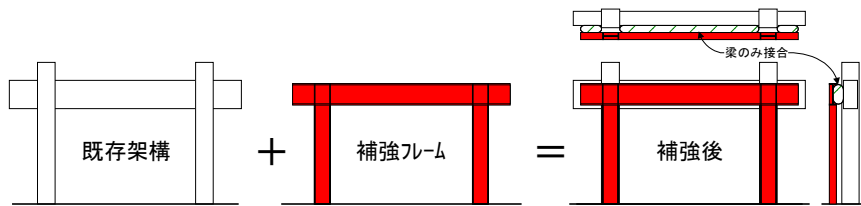
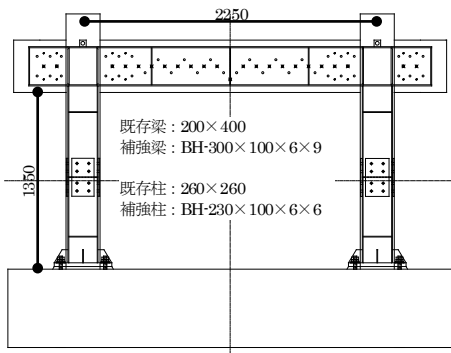


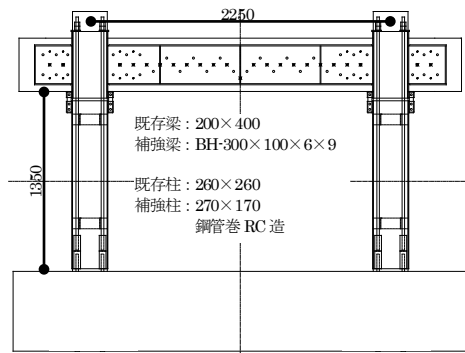
図1 耐震補強構法の概念図

表1 試験体緒元

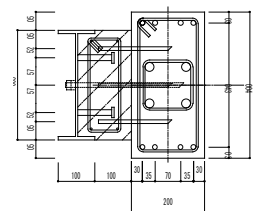
試験体名	既存架構		補強フレーム	
	柱	梁	柱	梁
No. 1	断面: B \times D=260 \times 260mm 主筋: 8-D13(SD295A) pg=1.5%	断面: B \times D=200 \times 400mm 主筋(上下共): 4-D13(SD295A) pt=0.64%	鉄骨造による補強柱 BH-230 \times 100 \times 6 \times 6 (SS400)	BH-300 \times 100 \times 6 \times 9 (SS400)
No. 2	7-7筋: □-φ6@150(SR235) pw=0.14%	スタップ筋: □-φ6@100(SR235) pw=0.28%	鋼板巻きRC造による補強柱 B \times D=270 \times 170 主筋: 4-D19(SD390) pg=2.73% 7-7筋のかわりに、鋼管を使用 鋼板: 日-PL-9(接合部) pw=16.8% □-PL-4.5(一般部) pw=5.6% コンクリート強度: Fc36	
共通事項	既存フレームコンクリート目標強度(4W) $\sigma_c=18\text{N/mm}^2$ あと施工アンカー: ケミカルアンカー 埋込み長さ10da, D10(16本), D13(23本、内4本は補強梁ウェブを貫通しM12ネジ切り) 接合部充填材: 無収縮モルタル			



試験体 No.1: 補強柱梁 S 造



試験体 No.2: 補強柱鋼板巻 RC 造、補強梁 S 造



接合部詳細
No.1、2 共通

図2 試験体形状

既存架構と補強フレームの接合部(既存梁-補強梁間)の設計は、補強フレームの柱降伏時の負担せん断力を伝達できるように設計した。接合部にはせん断力のほかに、既存梁と補強梁の偏芯によるモーメント、変動軸力、変動軸力による接合部付加モーメントを想定している。これらの応力に対して、アンカー筋のせん断設計を行った。その際、終局時の接合部の変形を抑えるために、アンカー筋のせん断耐力を 0.7 倍¹⁾に低減した。

2.3 使用材料

使用材料の機械的性質を表2、3に示す。既存架構は設計基準強度 $F_c=18\text{N/mm}^2$ を想定したが、圧縮強度 σ_B は 24~27 N/mm^2 程度となった。鉄骨は SS400 とし、鉄筋は既存柱、梁には $\phi 6(\text{SR235})$ 、D10~D13(SD295A)を用い、補強柱(試験体2)の主筋には D19(SD390)を用いた。

2.4 加力方法

加力は既存柱に $1/6 \sigma_B$ 相当の一定軸力を導入した。水平力は両側に取り付けたオイルジャッキを用い、正負繰り返し載荷を行った。

なお、既存柱に軸力を導入した際、補強柱に軸力が流れないようにするため、試験体 No.1 は補強柱中央にスプライス PL を設け、軸力導入後に接合した。試験体 No.2 は柱脚に機械式継手を設け、軸力導入後にグラウドを行った。

2.5 想定される耐力

想定される耐力を表4に示す。柱の耐力は項目ごとに柱1本あたりの負担せん断力として示す。既存柱はせん断耐力(約 90kN)、補強柱は曲げ耐力(76~96kN)と想定され、目標とした約 2 倍弱の補強効果となっている。

§3. 実験結果概要

3.1 荷重-変形関係

図3に試験体 No.1(S 造補強)、試験体 No.2(柱鋼管巻 RC 造補強)の層せん断力(Q)一層間変形角(R)関係を示す。図には耐力の計算値もあわせて示している。また、表

表2 コンクリート、モルタルの力学的性質

材料	圧縮強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	割裂引張強度 $\sigma_T(\text{N/mm}^2)$	ヤング係数 $E_c(\times 10^4 \text{N/mm}^2)$	適用
コンクリート	25.1	2.28	2.394	柱、梁(試験体No.1)
	27.4	2.53	2.499	柱、梁(試験体No.2)
	43.4	3.56	3.044	補強柱(試験体No.2)
モルタル	72.3	—	2.554	梁充填(試験体No.1)
	81.0	—	2.604	梁充填(試験体No.2)

表3 鉄骨、鉄筋の力学的性質

形状・寸法	規格	降伏点 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	引張強さ $\sigma_t(\text{N/mm}^2)$	弾性係数 $E_s(\times 10^4 \text{N/mm}^2)$	適用
PL-6	SS400	329.0	480.8	2.23	補強鉄骨梁(ウェブ)、試験体No.1補強鉄骨柱
PL-9		293.1	465.4	2.20	補強鉄骨梁(フランジ)
$\phi 6$	SR235	308.0	464.2	2.05	RC試験体フープ、スタラップ
D13	SD295A	323.2	465.7	1.85	柱主筋・梁主筋、アンカー筋
D10		360.1	516.6	1.74	アンカー筋
D19	SD390	444.6	641.7	1.85	試験体No.2補強柱主筋
$\phi 22$	SNR490B	404.3	593.1	2.20	試験体No.1柱脚アンカーボルト

表4 想定される耐力と実験時の最大耐力

試験体	加力方向	計算値				実験値				
		既存柱				補強柱	層			
		曲げ ^{*1} cQ_{cbu}	せん断 ^{*2} cQ_{csu}	せん断 ^{*3} cQ_{csu}	せん断 ^{*4} 余裕度 ϕ_s	cQ_{rbu} ^{*5}	cQ_u ^{*6}	Q_m	R_m	実/計 Q_m/cQ_u
No.1	+	96.3	109.2	97.8	1.02	101.4	395.4	452	13.0	1.14
	-							448	15.0	1.13
No.2	+	100.3	112.3	100.2	1.00	76.1	352.8	376	20.1	1.07
	-							365	15.2	1.03

注)Unit: Q(kN), R(10^{-3} rad.)

*1: cQ_{cbu} : AIJ略算式による柱終局曲げ耐力時の柱せん断力,

*2: cQ_{csu} : 広沢mean式, *3: cQ_{csu} : 広沢min式, *4: $\phi_s = cQ_{csu} / cQ_{cbu}$,

*5: cQ_{rbu} : No.1: 全塑性曲げ耐力時の柱せん断力, No.2: AIJ略算式による柱終局曲げ耐力時の柱せん断力

*6: $cQ_u = 2 \{ \min(cQ_{cbu}, cQ_{csu}) + cQ_{rbu} \}$

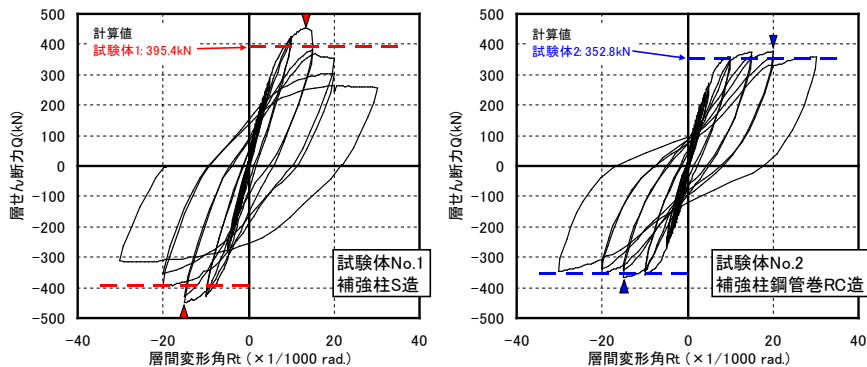


図3 層せん断力-層間変形角関係

4には実験時の最大耐力値を示す。

試験体 No.1 では層間変形角(R_t)が 12~15/1000rad. で最大耐力となり、その後は変形の増大に伴い耐力が低下する。最大耐力は計算値よりも1割程度大きい。一方、試験体 No.2 では層間変形角(R_t)が 15~20/1000rad. で最大耐力となり、その後、変形が進んでも耐力がほぼ維持されている。最大耐力は計算値とほぼ対応している。

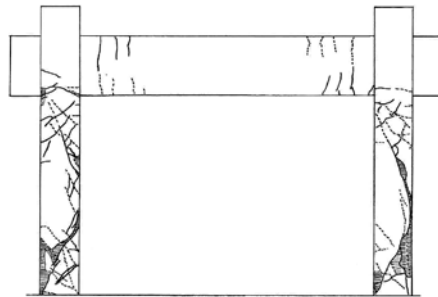
3.2 最終破壊状況

図4に最終破壊状況を示す。試験体 No.1、No.2ともに柱の曲げ降伏後にせん断破壊が生じ、最終状態に至っている。特に試験体 No.1 においてせん断破壊の状況が顕著である。

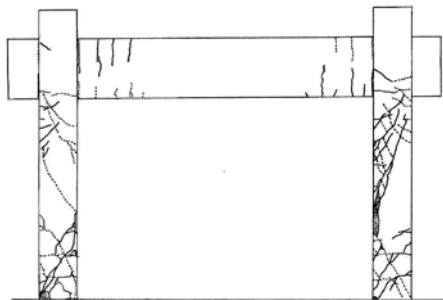
§4. 実験結果の考察

4.1 包絡線の比較

試験体 No.1、No.2 の層せん断力(Q)—層間変形角(R_t)関係の包絡線を比較して図5に示す。両試験体の初期剛性はほぼ同じで、層間変形角(R_t)が 1/200rad. 付近から No.1 に比べて No.2 の剛性が低下が顕著になっている。また、最大荷重後の耐力低下は、No.2 に比べて No.1 が顕著である。



a) No.1: 補強柱梁 S 造



b) No.2: 補強柱鋼管巻 RC 造、補強梁 S 造

図4 最終破壊状況(既存部)

4.2 柱のひずみ分布

柱主筋、フープ、柱鉄骨フランジのひずみ分布の例を図6に示す。柱主筋のひずみ分布より、試験体 No.1、No.2 共に柱の反曲点は、柱高さのほぼ中央となっていることがわかる。補強柱に H 形鋼を用いた No.1 では、鉄骨フランジのひずみが若干引張側にシフトしている以外は、柱主筋と鉄骨フランジのひずみは同程度の値を示している。一方、補強柱に鋼管巻き RC 柱を用いた No.2 では、補強柱のひずみは、既存柱に比べて若干小さい値を示

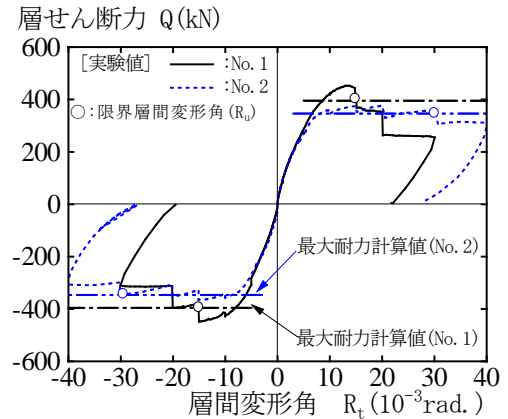
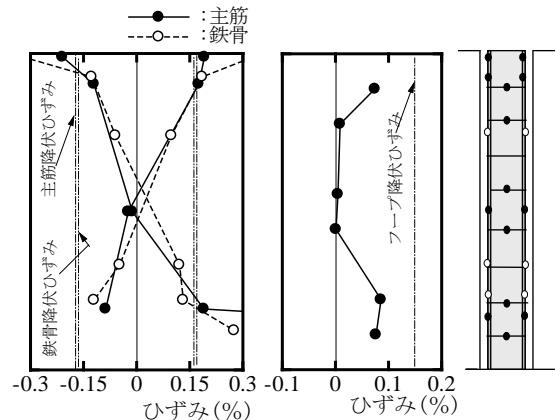
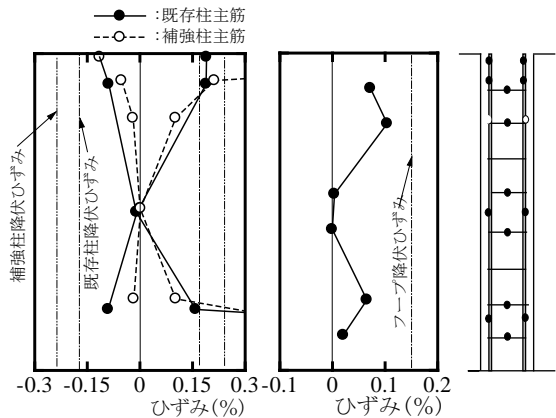


図5 層せん断力(Q)—層間変形角(R_t)関係の包絡線の比較



a) No.1: 補強柱梁 S 造



b) No.2: 補強柱鋼管巻 RC 造、補強梁 S 造

図6 柱各部のひずみ分布

している。これはコンクリートと鋼管の付着力により、鋼管へ曲げ応力が伝達されているためと考えられる。

既存柱のフープのひずみは、柱頭、柱脚部分で大きく、図 4 に示した柱のせん断ひび割れ状況と対応している。

4.3 最大耐力の検討

両試験体ともに、既存梁と補強梁、および、その接合部の損傷はほとんどなく、柱の破壊が最大荷重を決定する要因であった。したがって、ここでは、既存柱と補強柱の耐力を累加した耐力を用いて骨組の最大耐力を評価する。耐力算定式を以下に示す。

$$a) \text{ No.1: } {}_c Q_u = {}_c Q_{cu} + {}_c Q_{su} \quad (1)$$

$$b) \text{ No.2: } {}_c Q_u = {}_c Q_{cu} + {}_c Q_{rcu} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここで、} \quad & {}_c Q_{cu} = 2 \cdot \min({}_c Q_{csu}, {}_c Q_{cbu}) \\ & {}_c Q_{su} = 4Z_p \sigma_y / H_s \\ & {}_c Q_{rcu} = 2 \cdot {}_c Q_{rcbu} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

${}_c Q_{csu}$: は修正大野荒川 mean 式²⁾による既存柱の最大せん断耐力、 ${}_c Q_{cbu}$ 、 ${}_c Q_{rcbu}$ は、それぞれ、既存 RC 柱(No.1、No.2)、鋼管巻 RC 柱(No.2)の学会略算式による柱の最大曲げ耐力³⁾、 Z_p : 鉄骨柱の塑性断面係数、 σ_y : 柱鉄骨の降伏点、 H_s : 鉄骨柱の内法高さである。

実験値と計算値を比較して、表 4 および図 5 の包絡線中に示す。計算値に対する実験値の比は、No.1 で 1.13、1.14、No.2 で 1.03、1.07 であり、計算値は実験値を概ね安全側に評価している。

4.4 変形性能

限界層間変形角(R_u)は、図 5 に示す包絡線上で最大耐力計算値を維持する層間変形角と仮定する。 R_u を一覧して表 5 に示す。耐震診断の方法に従い既存柱の R_u を算定すると、柱のせん断余裕度が 1.0 に近いので、終局時層間変形角の計算値(${}_c R_u$)は 1/150rad.となる。両試験体とも R_u の実験値は ${}_c R_u$ に比べて大きな値を示した。ただし、No.1 は、一般に単体では優れた変形性能を有する鉄骨骨組で補強しているが、 R_u は、1/100、1.5/100rad.であり、それほど大きな値ではない。鋼管巻 RC 柱・鉄骨梁骨組で補強した No.2 の R_u は、No.1 よりも大きな値であり、優れた変形性能を有すると言える。

また、参考の実験値(R_u)を用いて次式により靱性指標(F)を算定して⁴⁾、表 5 に示す。

$$F = \frac{\sqrt{2(\mu-1)}}{0.75 \cdot (1+0.05\mu)} \quad (4)$$

ここで、 $\mu = R_u/R_y$: 塑性率、 R_u : 限界層間変形角、 R_y : 降伏層間変形角である。

4.5 既存 RC 柱と補強柱の応力負担状況

ここでは、測定ひずみの値より既存 RC 柱と補強柱の負担応力を分離できる No.1 について検討する。No.2 については、補強柱の鋼管と RC 部分の付着特性の影響などにより、補強柱の負担応力が不明確なため検討しない。

鉄骨の測定ひずみより算出した鉄骨柱の負担せん断力(${}_s Q$ (柱 2 本分))と層間変形角(R_t)との関係を図 7 に示す。また、層せん断力から ${}_s Q$ を差し引いて算定した RC 柱の負担せん断力(${}_c Q$)— R_t 関係を図 8 に示す。 ${}_s Q$ — R_t 関係に General Yield Point 法を用いて算定した全塑性荷重は鉄骨柱の全塑性曲げ耐力時の柱せん断力と良い対応を示している。これより、算定した負担せん断力は、ほぼ妥当と考えられる。また、 ${}_c Q$ — R_t 関係では、 R_t が 1.5/rad.付近から耐力が急激に低下している。

表 5 終局時変形角(R_u)と靱性指標

試験体	加力方向	実験値		計算値 ${}_c R_u$ *1
		終局時変形角 R_u	靱性指標 F	
No. 1	+	15.1	2.82	6.67
	-	20.1	3.51	
No. 2	+	30.2	4.89	
	-	30.2	4.89	

*1: 耐震診断指針による既存の終局時層間変形角
単位 R(10^{-3} rad.)

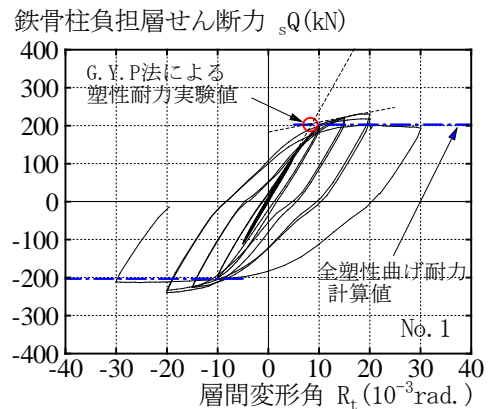


図 7 鉄骨柱の負担せん断力—層間変形角関係(No.1)

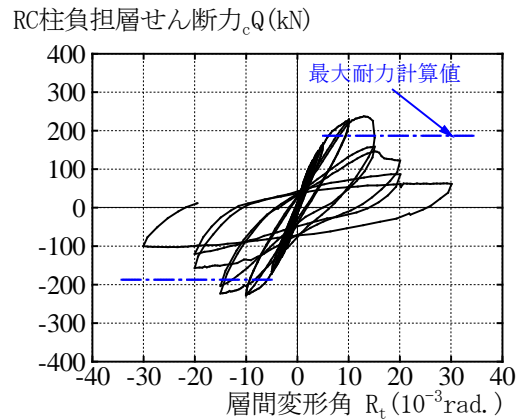


図 8 既存 RC 柱の負担せん断力—層間変形角関係(No.1)

図9に右側の柱の負担軸力(N_i)- R_i 関係を示す。鉄骨柱には、引張軸力が生じ、 R_i の絶対値が増大するにつれてその値は大きくなっている。反対に既存RC柱の圧縮軸力は増大する傾向が見られる。これは、既存RC柱のひび割れに伴う軸伸びを鉄骨柱が拘束したためと考えられる。なお、図10に示す簡易モデルにより算定した柱の軸力は、測定値から求めた既存柱と補強柱の負担軸力の和と概ね対応している。

分離した負担応力より算定した既存柱の最大荷重を軸力-せん断力相関関係の計算値と比較して図11に示す。図9に示す R_i が $1/100\text{rad}$ の時の既存RC柱の軸力測定値を図11に図示すると、終局せん断耐力と終局曲げ耐力の比は、一定軸力時に比べて小さくなる。これより、既存RC柱と鉄骨柱の軸力のやり取りにより、既存RC柱の圧縮軸力が増大してせん断余裕度が小さくなり、既存RC柱の変形性能が低下したことが推測される。

§5. まとめ

本報告で示す検討により得られた知見を以下に示す。

- (1) 最大荷重は、既存柱と補強柱の曲げとせん断を考慮した終局耐力を累加することにより評価できた。
- (2) 補強柱に鋼管巻RCを用いた試験体は、それに鉄骨を用いた試験体よりも優れた変形性能を示した。
- (3) 補強柱に鉄骨を用いると、既存RC柱の軸伸びを拘束して既存柱の圧縮力が大きくなる場合があることを実験的に示した。

参考文献

- 1) 既存鉄筋コンクリート建築物の「外側耐震改修マニュアル」- 枠付き鉄骨ブレースによる補強 -、財団法人日本建築防災協会、2003.2.
- 2) 広沢：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり、日本建築学会大会梗概集(1971) pp. 817-818.
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説.
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説.



増田 圭司

ひとこと

振動系が主なテーマの私ですが、設計での実務経験を生かして、耐震補強という新しい分野に取り組む機会を得た。今後はこういった技術と得意分野の振動系を融合させ、独自性のあるテーマへと発展させていきたい。

● : 鉄骨柱, ▲ : RC柱, ◇ : RC柱+鉄骨柱
 — : 柱反曲点を高さ中央と仮定して
 層せん断力から算定した柱軸力(RC柱+鉄骨柱)
 負担軸力 N_i (kN)

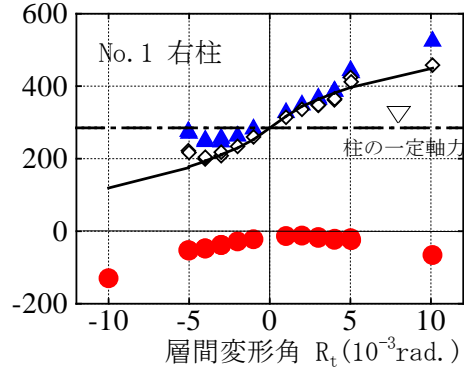


図9 柱の負担軸力と層間変形角との関係

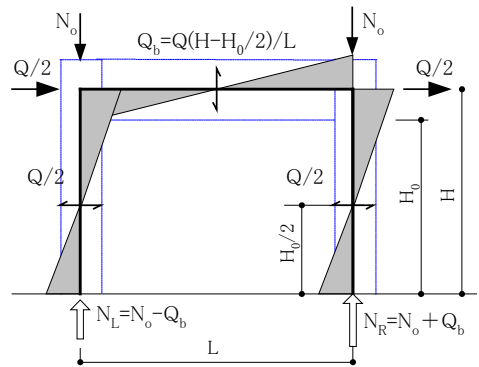


図10 変動軸力の簡易算定モデル

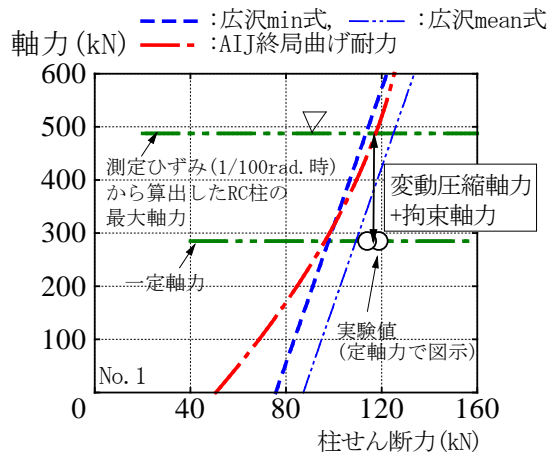


図11 既存RC柱(1本)の最大荷重と耐力曲線との比較