

論文 画像計測に基づく RC 造柱梁接合部の損傷評価

尾崎 英介^{*1}・西尾 淳^{*2}・田嶋 和樹^{*3}・白井 伸明^{*4}

要旨：RC 造柱梁接合部の残存耐震性能評価手法を構築するために、偏心の有無をパラメータとした 2 体の柱梁接合部試験体を作製し、静的正負繰返し載荷実験を実施した。接合部パネルの損傷過程は、スキャナおよびデジタルカメラを用いて詳細に記録した。取得画像より、接合部パネルのせん断ひび割れ形状が楕円形に近いことを確認し、接合部せん断ひび割れ幅から接合部せん断変形を推定する手法を構築した。また、偏心試験体では、圧壊・剥落が生じ、ひび割れ幅の評価が困難となったため、フラクタル次元による接合部パネルの損傷評価を行った。

キーワード：RC 柱梁接合部, 損傷評価, 偏心, 接合部せん断力, ひび割れ幅, 画像計測, フラクタル次元

1. はじめに

RC 造柱梁接合部にエネルギー吸収能力に基づく耐震性能評価法¹⁾²⁾を適用するためには、接合部の損傷と接合部せん断変形の関係を定量的に評価することが不可欠である。寺岡ら³⁾は接合部パネルの損傷進展度合いをフラクタル次元解析を用いて評価し、フラクタル次元と接合部せん断変形角に相関性があることを示している。しかし、柱梁接合部の損傷とせん断変形の関係の定量的な評価手法は十分に確立されていないのが現状である。

本研究では、RC 造柱梁接合部の残存耐震性能評価手法の確立を目的として、偏心の有無をパラメータとした 2 体の十字型 RC 造柱梁接合部の静的正負交番繰返し載荷実験を実施し、その損傷過程をスキャナおよびデジタルカメラで記録した。これらの記録を整理し、試験体の接合部せん断変形を算出するとともに、画像計測によって求めたひび割れ幅等の損傷から接合部せん断変形を評価した。さらに、損傷評価手法と今後の課題についても検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本実験では、中低層 RC 構造物の最下層中柱を想定しており、縮尺を約 1/3 とし、十字型柱梁接合部が接合部せん断破壊を起こすように試験体の寸法・配筋を決定した。偏心接合の影響を把握するため、柱心と梁心にずれのない無偏心試験体と柱心と梁心がずれて接合される偏心試験体を作製した。図-1 に試験体概要、表-1 に試験体諸元を示す。偏心試験体における柱心と梁心の偏心距離は 42mm とした (偏心率 $e/b_c=0.14$)。また、偏心面では柱と梁の面が同面となるように、偏心試験体のかぶり

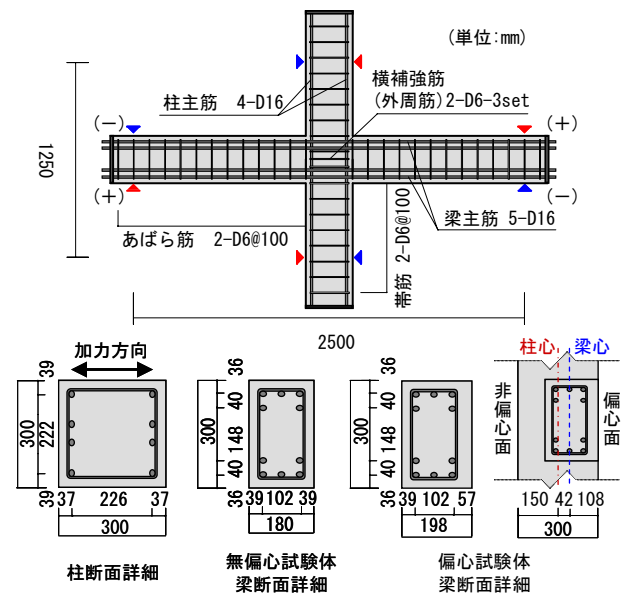


図-1 試験体概要

表-1 試験体緒元

名称		無偏心試験体	偏心試験体
スパン×階高 (mm)		2500×1250	
柱	柱幅×柱せい (mm)	300×300	
	主筋 (SD-345)	8-D16 $P_f: 0.56\%$	
	帯筋 (SD-345)	D6@100 $P_w: 0.21\%$	
梁	梁幅×梁せい (mm)	180×300	198×300
	主筋 (SD-345)	10-D16 $P_f: 2.28\%$	
	あばら筋 (SD-345)	D6@100 $P_w: 0.32\%$	
接合部	せん断補強筋 (SD-345)	D6-3 $P_{jw}: 0.30\%$	
	偏心距離 e (mm)	0	42
定軸力	N (kN) (軸力比)	270 (0.10)	
試験体強度計算値	接合部せん断強度時層せん断力 (kN)	115	107
	梁端曲げ強度時層せん断力 (kN)	155	155
	せん断余裕度	0.74	0.69

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

*3 日本大学 理工学部建築学科助教 博士 (工学) (正会員)

*4 日本大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)

厚を無偏心試験体に比べ 18mm 厚くし、それを考慮して梁諸元の計算を行った。打設方法は、柱頭部分より立て打ちとした。接合部せん断強度は靱性保証型設計指針⁴⁾より求め、梁曲げ強度は RC 規準⁵⁾より求めた。また、それぞれの値は比較のため層せん断力に換算した。

表-2 にコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。コンクリートは普通コンクリートであり、設計基準強度 (F_c) を 30N/mm^2 とした。柱、梁主筋には SD345 相当の D16 を用い、柱、梁、接合部のせん断補強筋は SD345 相当の D6 を用いた。なお、接合部せん断補強筋は接合部内に 3 本配筋し、接合部せん断補強筋比 $p_{jw}=0.30\%$ である。せん断補強筋間隔は柱・梁ともに 100mm とした。

2.2 荷重装置および測定方法

図-2 に荷重装置全体図を示す。試験体の支持方法は、左右の梁先端にローラー支承を設け、柱頭反曲点をローラー支持、柱脚反曲点をピン支持した。荷重方法は、柱頭部にピン支承を介して、アクチュエータにより定軸力 N (270kN) を作用させた後、地震力を想定して正負交番繰返し荷重を梁端に加えた。均等ラーメンの場合、階高の中央でねじれ角が零になると考え⁶⁾、柱頭・柱脚の反力点でねじれ角が零になるように、柱心と梁心が一致するように支持した。荷重は、ロードセルによって検出し、柱軸力、柱頭・柱脚部の水平反力および梁載荷点荷重を測定した。梁載荷点変位は、柱反力点位置においてローラー支持した十字型変位計ホルダーに対する相対変位として測定した。また、柱主筋、梁主筋、接合部せん断補強筋でひずみ度を測定した。

2.3 加力スケジュールおよび画像取得のタイミング

図-3 に加力スケジュールと画像取得のタイミングを示す。梁載荷点の変位から求めた層間変形角の値を基準変位とし、層間変形角 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25$ の順に正負交番繰返し荷重を行った。なお、 $R=\pm 1/100$ 以降は同振幅で 2 サイクルの繰返し荷重とした。デジタルカメラを用いた試験体表面の画像取得は、変形前 (初期状態)、各サイクルのピーク地点と除荷点 (図中の●印) およびその間 3 点 (図中の○印) において実施した。各サイクルのピーク点と除荷点では、スキャナおよびひび割れ用カメラによる画像取得も行った。

2.4 スキャナおよびデジタルカメラによる画像取得方法

本研究では、筆者らが従来から用いているスキャナおよびデジタルカメラによる画像取得を行った^{7,8)}。図-4 にカメラの設置状況を示す。スキャナおよびひび割れ用カメラの画像は主としてひび割れ幅の計測に用い、定点カメラの画像は接合部の変形挙動の計測に使用した。なお、デジタルカメラは、試験体表面中央に対してカメラが上下左右方向に角度を持たないように設置した。

表-2 材料試験結果

コンクリート		鉄筋 (上段: D16, 下段: D6)	
圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング係数 E_c (N/mm^2)	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	ヤング係数 E_s (kN/mm^2)
32.8	2.46×10^4	410 338	2.04×10^5 2.11×10^5

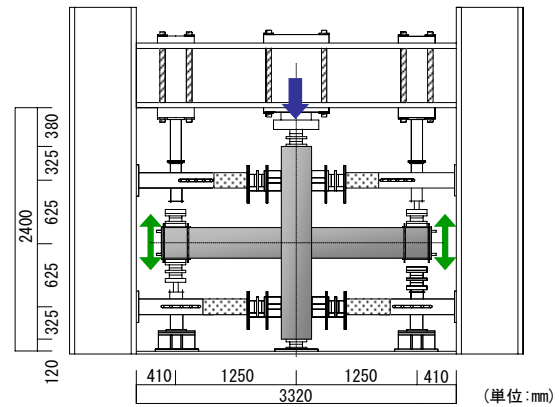


図-2 荷重装置全体図

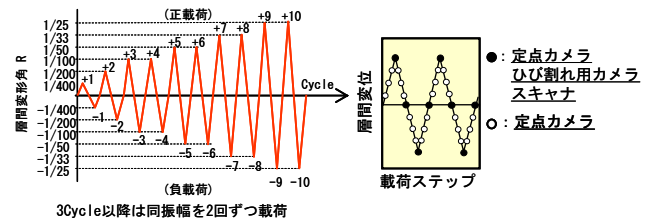


図-3 加力スケジュールおよび画像取得タイミング

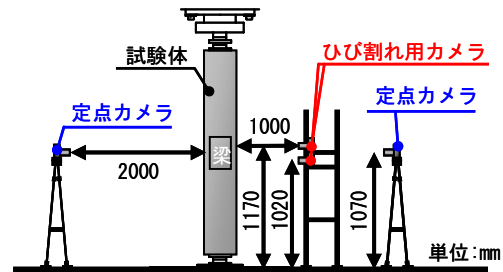


図-4 デジタルカメラ設置状況

3. 実験結果

3.1 層せん断力-層間変形角関係

図-5 に層せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係、図-6 に最終破壊性状を示す。層せん断力、層間変形はそれぞれ梁せん断力、梁端変位に柱高さと梁スパンの比を乗じて算出した。無偏心試験体では、 $R=\pm 0.2\%$ のときに梁に数本の曲げひび割れが発生し、 $R=\pm 0.4\%$ のときに接合部にせん断ひび割れが発生した。その後、接合部横補強筋の降伏 ($R=+0.8\%$)、梁主筋の引張降伏 ($R=+1.3\%$) が起こった。正負ともに $R=2\%$ にて最大耐力に達しており、正側で 147kN 、負側で -139kN であった。最大耐力到達以後は緩やかな耐力低下を示し、正負ともに主要な接合部せん断ひび割れが拡幅した。一方、偏心試験体では、 $R=\pm 0.2\%$ で梁および柱に曲げひび割れが発生し、梁およ

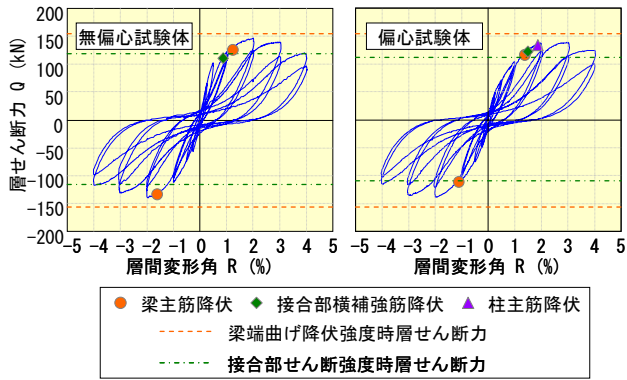
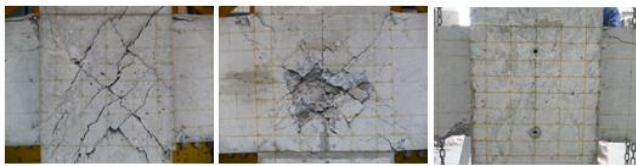


図-5 層せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係



無偏心試験体 偏心試験体(偏心面) 偏心試験体(非偏心面)
図-6 最終破壊性状

び柱の引張縁から接合部の中心に向かって斜めに進展した。接合部せん断ひび割れは $R=\pm 0.3\%$ のときに偏心面に発生し、非偏心面では $R=\pm 0.8\%$ 付近で発生した。その後、梁主筋の降伏 ($R=+1.3\%$)、接合部横補強筋の降伏 ($R=+1.5\%$)、柱主筋の降伏 ($R=+1.9\%$) が起こった。最大耐力は正側では $R=3\%$ の時に 139kN 、負側では $R=2\%$ の時に -138kN であった。最大耐力到達以降、偏心面では接合部パネル部分のかぶりコンクリートが剥落した。非偏心面では、ひび割れの幅も小さく、偏心面に比べて損傷は少なかった。

3.2 接合部せん断力-接合部せん断変形角関係

エネルギー吸収能力に基づく耐震性能評価を行う場合、接合部せん断力-接合部せん断変形角関係の評価が重要である。しかし、実験結果に基づいた接合部せん断力の推定法は複数提案されている⁹⁾¹⁰⁾。そこで、接合部せん断力の評価法の妥当性を確認するため、FEM 解析を用いて検討を行う。図-7 に要素分割図及び使用要素を示す。材料構成則等の解析手法の詳細は文献 11)の標準モデルを参照されたい。なお、梁主筋の付着すべりモデルにおける最大付着応力度は、実験結果より求めた値(表-3)を用いた。

実験結果から接合部せん断力 V_j を評価するにあたっては、以下に示す2つの式を用いた。

$$V_j = M / j + M' / j' - V_c \quad (1)$$

ここで、 M 、 M' ：左右梁端モーメント、 j 、 j' ：梁危険断面での応力中心間距離 ($7/8d$ =一定値)、 V_c ：層せん断力である。

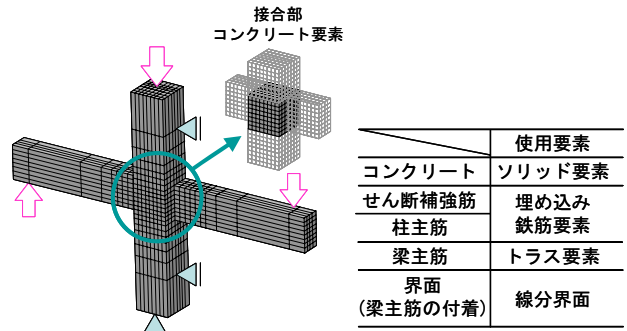


図-7 FEM 要素分割図および使用要素

表-3 最大付着応力度 (実験結果)

	無偏心試験体	偏心試験体
最大付着応力度 τ_{max} (N/mm ²)	5.57	5.05

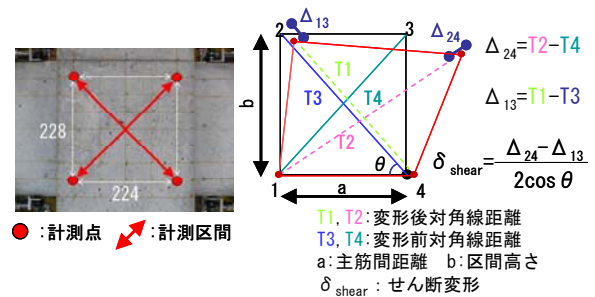


図-8 せん断変形算定モデル

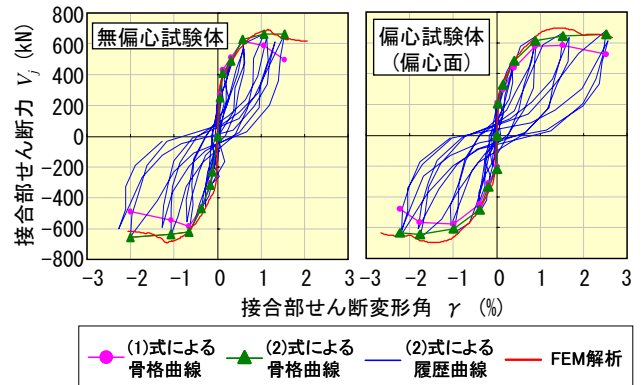


図-9 接合部せん断力 (V_j) - 接合部せん断変形角 (γ) 関係

$$V_j = \sum a_i \sigma_s + \sum a_i' \sigma_s' - V_c \quad (2)^{10)}$$

ここで、 a_i 、 a_i' ：梁上端および下端主筋の断面積、 σ_s 、 σ_s' ：梁主筋引張応力度である。梁主筋引張応力度は、すべての梁主筋危険断面位置に貼付したひずみゲージの値を、Ciampi モデル¹²⁾によって応力変換し求めた。また、FEM 解析結果の V_j は、図-7 に示した接合部のコンクリート要素よりせん断応力度を出力し、それらを平均して接合部せん断応力度を算出した後、接合部有効断面積を乗じて求めた。

一方、接合部せん断変形角 γ は、図-8 に示したせん断変形算定モデルを利用し、試験体表面にプロットした

計測点に基づいて、変形前後の計測区間の対角線の相対変位を画像計測より求めて算出した⁸⁾。なお、ひび割れ角度と計測角度(θ)の間にずれがあるが、本手法で γ の算出に誤差が生じないことを確認している。FEM解析における γ も、実験と同様の方法で算出した。

図-9に $V_j-\gamma$ 関係を示す。梁端モーメントを応力中心間距離で除することで引張鉄筋力を求める(1)式は、 $\gamma=1\%$ あたりから V_j が低下した。一方、引張鉄筋力を歪みゲージの値より直接求める(2)式の結果およびFEM解析結果は $\gamma=1\%$ あたりから一定の V_j を保持した。本研究では、FEM解析結果との対応から(2)式を実験結果の評価方法として妥当と判断し、以降の検討を行う。

4. ひび割れ幅に基づく残留変形の推定

4.1 ひび割れ幅の定義

図-10に本研究におけるひび割れ幅の定義を示す。接合部圧縮ストラット方向に生じるひび割れを接合部せん断ひび割れとする。ひび割れ幅は、ひび割れ直交方向の最大幅をせん断ひび割れ幅 W_s とし、各せん断ひび割れの W_s の合計を合計せん断ひび割れ幅 ΣW_s と定義した。

4.2 せん断ひび割れ幅に基づくせん断変形の推定

図-11に、耐震性能評価指針¹⁾で梁や柱に提案されている、せん断ひび割れ幅に基づくせん断変形の推定モデル(以下、指針モデル)を示す。指針モデルでは、剛体がせん断ひび割れ方向の直交方向に変位すると仮定しており、 ΣW_s と δ_{shear} の関係を次式で表している。

$$\delta_{shear} = \Sigma W_s \cdot \cos \theta \quad (1)$$

ここで、 θ : 最も卓越したせん断ひび割れの角度である。図-12に実験から評価した除荷時せん断変形(実験値)と除荷時の ΣW_s から求めたせん断変形の比較を示す。なお、偏心試験体(偏心面)に関しては、せん断変形角が1%を超えると剥落が起これ、ひび割れ幅の計測が困難となったため、ひび割れ幅が計測可能な範囲の結果を示す。図-12より、指針モデルは実験値を過大に評価している。この要因として、変形モデルにおけるひび割れ幅の評価が考えられる。変形モデルでは、位置によらずひび割れ幅を一定と評価するが、実際の接合部せん断ひび割れは、周辺部材の拘束により、ひび割れ幅が位置により一定ではない。そこで、接合部せん断ひび割れの形状を確認するため、無偏心試験体で観測された主要な3本のひび割れをサンプルとして、ひび割れ位置と幅の関係画像計測より求めた。図-13にひび割れサンプル画像、図-14にひび割れサンプルのひび割れ位置-ひび割れ幅関係を示す。なお、ひび割れ幅は、値を半分にして正負に振り分けた。その結果、接合部せん断ひび割れはひび割れ中央部で幅が大きくなり、形状はおおよそ楕円形である

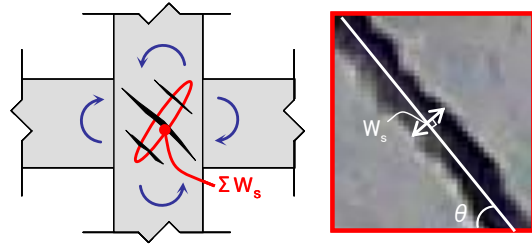


図-10 本研究におけるひび割れ幅の定義

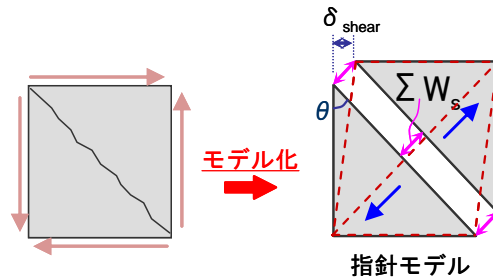


図-11 変形モデルの概念図

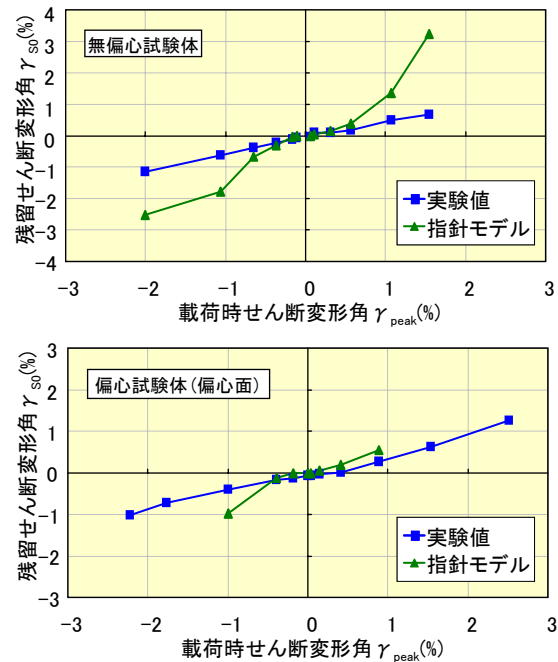


図-12 せん断変形推定モデルの検証



図-13 ひび割れ形状の確認

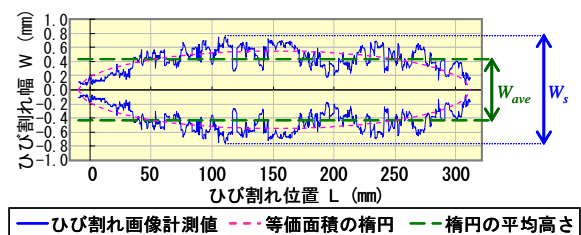


図-14 ひび割れ幅-ひび割れ位置関係

ことが確認できた。このことから、ひび割れ面積と等価な面積を持つ楕円の平均高さ W_{ave} をひび割れ幅として評価する。しかし、実際には柱梁接合部の全てのひび割れに対してその面積を求めることは困難である。そこで、せん断ひび割れ幅 W_s と等価な面積を持つ楕円の平均高さ W_{ave} との関係を表-4 に示す。 W_s に対する W_{ave} の割合は、サンプル3本の平均で約55%となった。この結果より、ひび割れ幅を次式で再評価した。

$$\Sigma W_{ave} = 0.55 \cdot \Sigma W_s \quad (2)$$

(1)式の ΣW_s を ΣW_{ave} に置き換え、さらに、除荷時においては、ひび割れ幅を評価する側の反対側にもひび割れが残留していたことを考慮し⁸⁾、反対側の合計残留ひび割れ幅から推定した δ_{shear} 値を指針モデルの推定値から差し引いた結果(修正指針モデル)、実験値を良好に模擬する結果となった(図-15)。

5. フラクタル次元に基づく損傷評価

偏心試験体では、載荷時せん断変形角 γ_{peak} が約1%を超えると偏心面のかぶりコンクリートの剥落が激しくなり、ひび割れ幅の計測が困難となった。そこで、寺岡ら³⁾が接合部パネルの圧縮破壊の進行具合の評価法として提案しているフラクタル次元解析を用いて検討する。定点カメラで撮影した接合部パネルの画像から、損傷部分を黒、非損傷部分を白として2値化処理を行い(図-16)、ボックスカウンティング法によりフラクタル次元Dを算出した。フラクタル次元Dは図形の複雑さや分布形態の違いを表す指標で、形状が複雑あるいは分布がばらばらになっているほど高くなる指標である。寺岡らは接合部パネルのひび割れや圧壊の損傷度の指標として用いている。なお、偏心試験体においては、非偏心面で計測用具によりDの算出が困難であったため、今回は偏心面のみの結果より考察する。

表-5に各試験体のフラクタル次元Dとせん断変形角 γ 、耐震性能低下係数 η を示す。 η は次式¹⁾より算出した。

$$\eta = \left(\frac{E_r}{E_i + E_r} \right) \quad (3)$$

ここで、消費エネルギー E_i と残余エネルギー吸収能力 E_r は、図-9に示す実験から得られた各試験体負側の接合

部せん断力-接合部せん断変形角関係から評価した。なお、実験では接合部せん断力は劣化しなかったため、便宜的に終局点は耐震性能評価指針¹⁾に基づいて接合部せん断変形角 $\gamma=2\%$ 時とした。ここでDと η の關係に着目すると、偏心接合部で剥落が発生する $R=-1/33$ 以降では、無偏心試験体の $R=-1/25$ 時に比べ、接合部パネルの損傷指標であるフラクタル次元Dが大きいのにも関わらず、 η が大きくなっている。図-17に各試験体のフラクタル次

表-4 W_s-W_{ave} 関係

ひび割れ	W_s (mm)	W_{ave} (mm)	W_{ave}/W_s
サンプル1	1.52	0.86	0.57
サンプル2	0.81	0.45	0.55
サンプル3	0.66	0.35	0.53

平均値 **0.55**

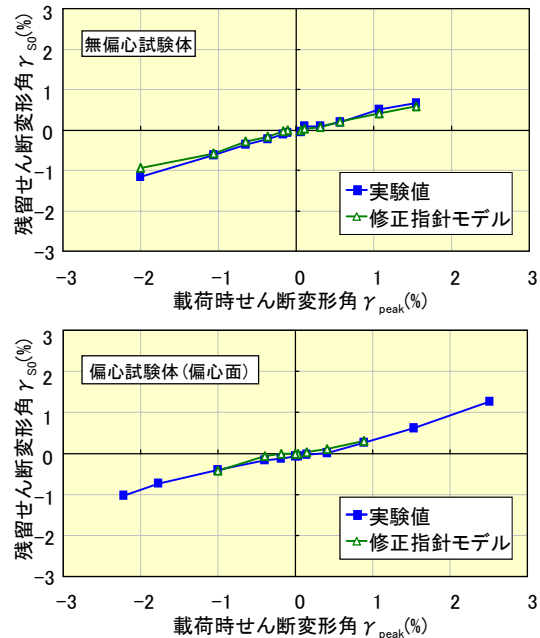


図-15 修正せん断変形推定モデル

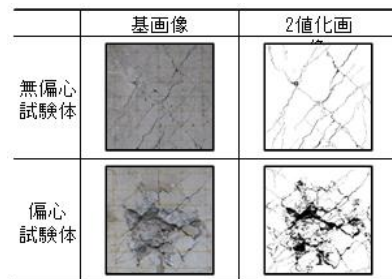


図-16 接合部画像の2値化

表-5 フラクタル次元Dの検討

	無偏心試験体					偏心試験体				
	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33	-1/25	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33	-1/25
層間変形角R(rad)	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33	-1/25	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33	-1/25
接合部せん断変形角 γ (%)	-0.17	-0.37	-0.65	-1.06	-2.00	-0.18	-0.39	-1.00	-1.77	-2.22
耐震性能低下係数 η	1.00	0.96	0.83	0.62	0.17	0.96	0.93	0.72	0.42	0.21
フラクタル次元D	0.81	0.99	1.22	1.39	1.50	1.02	1.11	1.27	1.60	1.70
接合部パネル2値化画像										

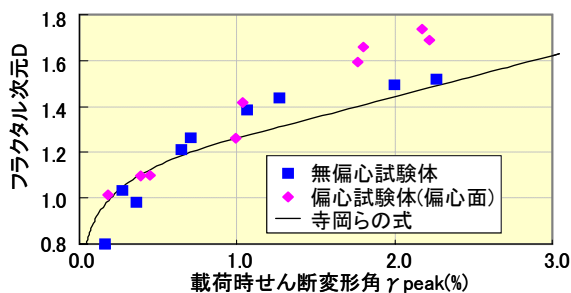


図-17 D- γ_{peak} 関係

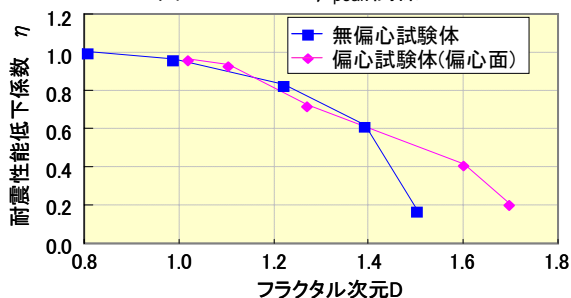


図-18 η -D 関係

元 D- γ_{peak} 関係を示す。図中には寺岡ら³⁾が提案している D- γ_{peak} 関係を併記する。寺岡らの式は無偏心試験体では概ね良い対応を示しているが、偏心試験体(偏心面)では剥落が発生し始める $\gamma_{peak} > 1\%$ の範囲で γ_{peak} を過大に評価した。図-18 にフラクタル次元 D と耐震性能低下係数 η の関係を示す。接合部パネルに圧壊が生じ始める $D > 1.4$ の範囲では、無偏心試験体と偏心試験体で異なる傾向を示した。最終サイクルのプロットでは、両試験体ともほぼ同一の η を保持しているが、フラクタル次元 D は偏心試験体の方が大きい値になった。これらの原因として、偏心試験体ではかぶりコンクリートの剥落が起こるため、フラクタル次元を大きく評価したためと考えられる。

6. まとめ

- (1) 実験結果に基づく接合部入力せん断力評価法について、FEM 解析を用いて検討を行った。その結果、引張鉄筋力を歪みゲージの値より直接求める(2)式が妥当であった。
- (2) 画像計測を用いて接合部せん断ひび割れ形状の確認を行い、接合部せん断ひび割れ形状が楕円形に近いことを確認した。また、ひび割れ幅の再評価を行い、接合部残留せん断変形を評価する手法を構築した。
- (3) フラクタル次元解析を行い接合部パネルのせん断変形推定法の検討を行った。寺岡らの提案式は無偏心試験体では概ね推定可能であるが、偏心試験体では剥落の影響により精度が低下すると考えられる。
- (4) フラクタル次元 D が同一であっても、耐震性能低下係数 η が異なる場合がある。

謝辞

本研究の一部は科学研究費補助金(基盤研究(C) 代表者:白井伸明)の助成を受けて行われたものである。また、本研究は日本大学工学部の Sanjay Pareek 准教授、および Pareek 研究室の皆さんの協力の下行われました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
- 2) 文野正裕, 前田匡樹, 長田正至:部材の残存耐震性能に基づいた震災 RC 構造物の被災度評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, 2000
- 3) 寺岡勝, 林和也, 佐々木聡, 高森直樹:鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断挙動と損傷の評価(その1, その2, その3), 日本建築学会学術講演梗概集, 2000
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2003
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 6) 松本聡裕, 丸山樹基, 林静雄, 上村智彦:梁が柱に偏心接合する場合の内部梁・柱接合部の力学的挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, 2002
- 7) 石森昭行, 杉太地, 田嶋和樹, 白井伸明:スキャナを用いた変位およびひび割れ幅計測結果に基づく RC 部材の損傷評価, 日本建築学会学術講演梗概集, 2007
- 8) 田嶋和樹, 石森昭行, 白井伸明:破壊モードが異なる鉄筋コンクリート柱部材の画像計測に基づく損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, 2008
- 9) 田島祐之, 北山和宏, 奥田誠, 岸田慎司:RC 内柱・梁接合部の破壊と柱・梁通し主筋の付着性状との関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, 2000
- 10) 楠原文雄, 塩原等:接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, 1997
- 11) 橋本浩, 田嶋和樹, 白井伸明:3次元 FEM による RC 造柱梁接合部に関する解析モデル確立へのアプローチ(その1, その2, その3), 日本建築学会学術講演梗概集, 2007
- 12) Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V.V. and Popov, E.p.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitation. Report No.UCB/EERC-82/83, University of California, Berkeley, 1982