

RC造耐震壁を含む架構の損傷量評価に基づく残存耐震性能評価に関する研究

RESIDUAL SEISMIC CAPACITY EVALUATION BASED ON DAMAGE EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE FRAME WITH SHEAR WALL

小池拓矢 (性能制御システム学分野)
Takuya KOIKE

Abstract

Cyclic loading tests of reinforced concrete shear walls and ductile beams are conducted to clarify the relationship between damage levels and deterioration of its seismic performance. Based on the test results, major findings can be summarized as follows:

1. Damage due to pre-loading does not significantly affect the maximum strength and deformation capacity of shear walls at their ultimate state. However, in the range of experienced deformation from the previous damage, the stiffness and energy dissipation were significantly reduced.
2. Minor damage, with damage class II or less, is unlikely to affect the structural performance of beams with high ductility. However, in case of severe damage, with damage class III or more, maximum strength and ductility of beams are deteriorated.
3. The evaluation method of correlation damage level for a RC shear wall with its maximum deformation is proposed based on the crack width and numbers developing across its diagonal direction. For the ductile beam, on the other hand, the actual residual drift angle could be estimated from the maximum crack widths in the plastic hinge and total crack width of the beam by using the evaluation method of previous research.

Keywords : Residual seismic capacity, Shear wall, Ductile beam, Damage class, Damage level evaluation,
残存耐震性能, せん断壁, 曲げ梁, 損傷度, 損傷量評価

1. はじめに

地震によって被災した鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物の残存耐震性能は、被災後の残留ひび割れ幅などの損傷状況から分類する損傷度に基づいて、被災度区分判定基準（以下、現行基準）により定量的に評価する方法が提案されている¹⁾。しかし、耐震壁を主要な耐震要素とするRC構造物や、近年の性能設計に基づく高靱性型の梁部材の残存耐震性能に関しては、損傷と性能低下に着目した実験データが少ないことから、評価基準が十分に検討されていない。そこで本研究では、せん断破壊先行型の耐震壁、および曲げ破壊先行型梁部材に関して繰り返し載荷実験を実施し、異なる変形レベルを経験した際、各応答変形に対する損傷の大きさが、耐力や変形能力、エネルギー吸収能力といった各構造性能低下に及ぼす影響を明らかにする。また、耐震壁、梁部材のひび割れ幅などの損傷の観測結果を用いて、応答変形に対応した損傷量を定量的に評価する方法を提案し、被災度区分判定等に利用可能な実用的損傷量評価指標の構築を目的とする。

2. せん断破壊先行型耐震壁の静的加力実験

2.1 実験概要及び試験体概要

表-1に試験体諸元及び耐力計算値を示す。試験体はせん断破壊先行型両側柱付き耐震壁とし、実験変数は後述の事前加力によって与える損傷の有無(及び大きさ)である。無損傷の試験体1体(S-D0)に対し、損傷度I~IVとなるよう事前加力を加えた4体(S-D I~IV)の計5体とした。図-1に試験体配筋図を示す。試験体はせん断スパン比が1/4程度の

形状で壁筋比が縦・横筋ともに1.32%となるよう配筋をした。

2.2 加力計画

加力は軸応力度 0.5N/mm^2 の一定軸力を加え、反曲点高さを壁中央に維持しながら、正負交番繰り返し静的漸増載荷を行った。加力は前述の通り事前加力と本加力に分けて行っており、代表してS-D III試験体の加力履歴図を図-2に示す。同図に示すように事前加力終了時に小変形の載荷を繰り返すことで、残留変形を0にし、その後本加力を行った。

表-1 試験体諸元

試験体諸元			
壁	壁高さ×内法長さ	mm×mm	1000×1400
	壁厚	mm	120
	壁配筋と鉄筋比 (SD295)	縦・横筋 ps(%)	D6@40 Double 1.32
柱	断面b×D	mm×mm	200×200
	主筋(SD345)		12-D16
	帯筋(SD345)		2-D10@60
	帯筋比	pw(%)	1.19
コンクリート強度 f_c		N/mm ²	27
せん断ひび割れ強度 ³⁾		kN	326
せん断終局強度 ³⁾		kN	1499

図-1 試験体配筋図 (単位: mm)

2.3 実験結果

図-3に無損傷試験体S-D0の荷重-変形関係・最終破壊写真を示す。試験体は0.8%付近で最大耐力を迎え、その後コンクリートが圧壊、急激に耐力が低下し、壁板のせん断圧縮破壊により終局を迎えた。この荷重-変形関係や剛性低下、ひび割れなどの実験データを比較・検討し、現行基準を参考にすることで損傷度を判定した。判定した損傷度と本実験結果をまとめたものを図-4に示す。この結果から、S-D I~IV

試験体に事前に与える最大層間変形角（図-2 参照）を決定し、事前加力を行った。

図-5に試験体 S-D I, S-D II, S-D III, S-D IV, の荷重-変形関係を、図-6 に全試験体の荷重-変形関係の包絡線を示す。どの試験体も破壊経過は S-D0 と同様の傾向を示した。

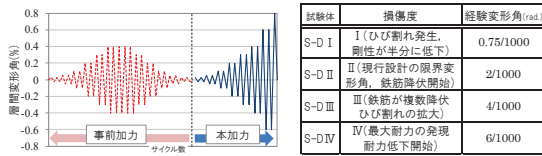


図-2 加力履歴図 (S-D III) と事前加力時最大変形角

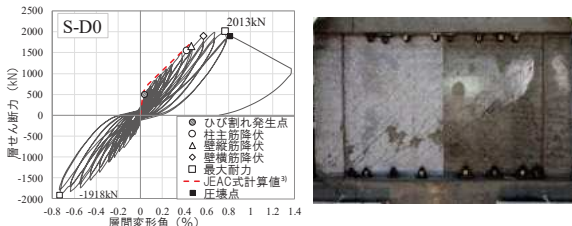


図-3 無損傷試験体荷重-変形関係及び最終破壊図

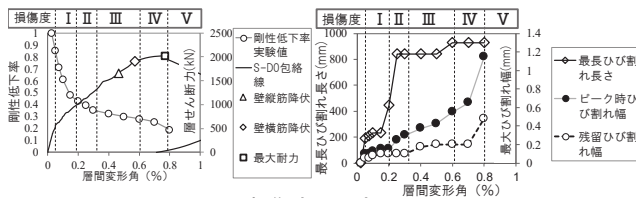


図-4 損傷度の判定

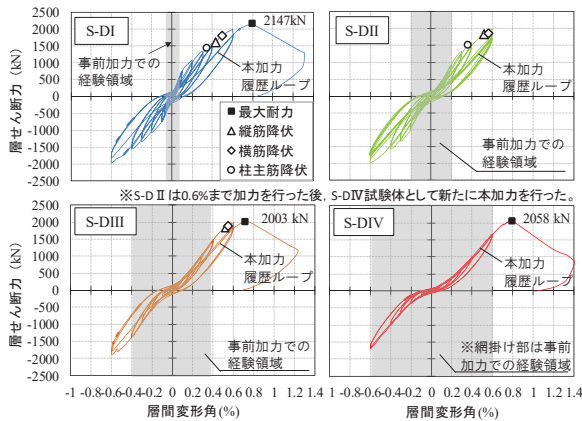


図-5 有損傷試験体の荷重変形関係

2.4 損傷した耐震壁の残存耐震性能評価

事前に与えた損傷の大きさが耐震壁の構造性能に与えた影響を、耐震性能低減係数 η (以下、 η) に加えて既往の研究⁴⁾に基づき耐力、変形、減衰の各性能に分けて評価を行った。 η の概念及び実験値と現行基準との比較を図-6 に示す。 η は図-6 に示すように履歴面積から算出した。なお実験では最大耐力発現後急激に耐力が低下し、その後はフレームの耐力のみが残っていると考えられるため全エネルギー $E_d + E_r$ は最大耐力点までの履歴面積としている。実験データから求めた η は、現行基準に記載されている η よりも大きい値を示しており、これは本実験では最大耐力近傍まで残留変形が小さく推移し、消費エネルギーが小さかったためと考えられる。

耐力・変形性能低下の概念図と算出した各低減係数の推移を図-7 に示す。本実験では事前加力によって大きな損傷を受けても最大耐力、終局変形に大きな差はなく、耐力及び変形性能はほとんど低下していない。また、図-8 に剛性低下

率と減衰性能低減係数の推移を示す。減衰性能低減係数については式(1)を用いて算出した。

$$\eta_h = \frac{\text{各損傷した試験体の } h_{eq}}{\text{無損傷試験体の } h_{eq}} \quad (1)$$

損傷度 I 程度の変形を経験した場合、初期剛性は無損傷時の 60% 程度まで低下し、その後も経験した変形 (損傷度) の大きさに応じ剛性は大きく低下した。また減衰性能については、大変形を事前に経験した場合、経験した変形領域においては無損傷の 6 割程度に減衰性能が低下したが、未経験領域に到達すると損傷の大きさに関わらず、減衰性能は 9 割ほどに回復し推移することを確認した。剛性低下の結果からも、地震による経験領域では剛性、エネルギー吸収性能が低下することにより、その後の余震で同程度の外力を受けた場合、建物の応答が大きくなる可能性があると考えられる。

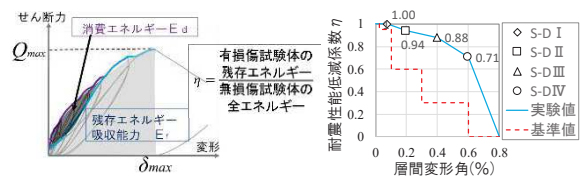


図-6 耐震性能低減係数 η の概念及びその推移

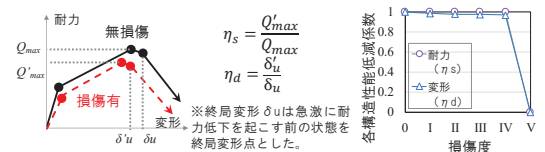


図-7 耐力・変形性能低減係数の概念及び損傷度との関係

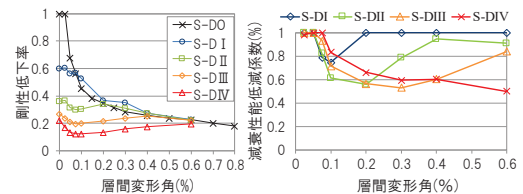


図-8 剛性低下率及び減衰性能低減係数の推移

3. 損傷と構造性能低下に着目した曲げ梁部材の加力実験

3.1 実験計画及び試験体概要

本章では損傷の大きさが曲げ梁の構造性能に与える影響を把握するため NZ オークランド大 Ken Elwood 研究室が実施した加力実験に参加した。表-1 に試験体諸元を、図-9 に試験体配筋図を示す。全試験体形状寸法は同一であり、曲げ破壊先行型の梁として設計されている。本実験も事前損傷の大きさを実験変数とし、事前加力を与えない基準試験体と、地震動の大きさと繰り返しの回数の異なる事前加力 (仮動的載荷) 行った有損傷試験体を比較することにより損傷が曲げ部材に与える影響を検討する。

3.2 加力計画

加力は片持ち梁形式で行われ、頂部に設置した水平ジャッキを用いて繰り返し載荷により加力を行った。軸方向力は 0 である。加力は前述のとおり、地震を受けた後の梁を再現するために、基準試験体 1-Cyc 以外の試験体は事前加力を行っており、事前加力も含めた加力履歴図を図-10 に示す。

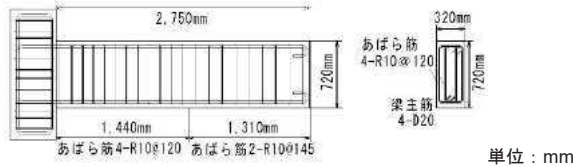
3.3 実験結果

図-11 に基準試験体の荷重-変形関係及び最終破壊写真を、図-12 に有損傷試験体の荷重-変形関係の包絡線を示す。

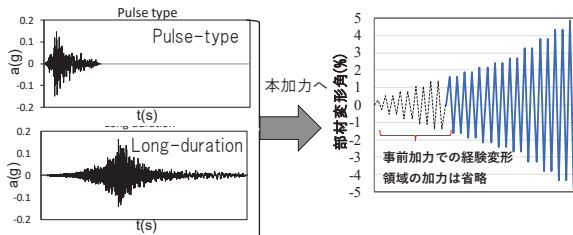
本試験体は塑性率が10程度と高い靱性能を有する試験体であり、有損傷試験体においても紡錘形の太った履歴ループを示し、全試験体で無損傷試験体と同様の破壊経過を示した。

表一 梁試験体諸元及びパラメータ表

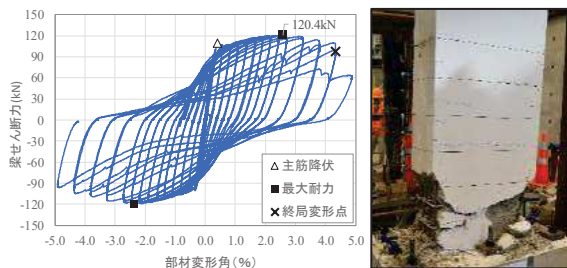
試験体諸元(全試験体同一)		梁試験体パラメータ	
断面b×D	mm×mm	320×720	
全長	mm	2580	
主筋(300N/mm ²)		8-D20	
引張鉄筋比	%	0.55	
あばら筋(300N/mm ²)	端部	4-R10@120	
あばら筋比 p_w	(%)	0.74	
せん断スパン比		1.8	
コンクリート強度 F_c	N/mm ²	30	
試験体	事前加力の地震動	事前加力の最大変形角	
1-Cyc	-	-	
P- μ 5	Pulse-type	1.5%	
LD- μ 5	Long-duration	1.5%	
P- μ 8	Pulse-type	2.3%	
LD- μ 8	Long-duration	2.3%	



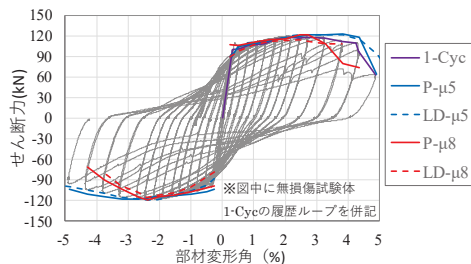
図九 梁試験体配筋図



図一十 加力履歴図(左図:事前加力,右図:本加力)



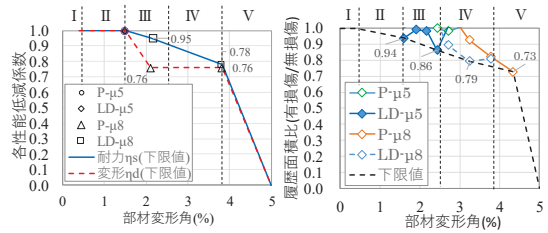
図一十一 無損傷試験体荷重-変形関係及び最大耐力時写真



図一十二 有損傷試験体荷重-変形関係包絡線(1-Cyc 併記)

3.4 損傷した梁部材の残存耐震性能評価

図一十三に各性能低減係数の推移を示す。算出は2.4節と同様に行っているが、減衰性能低減係数については無損傷試験体の履歴面積に対する有損傷試験体の履歴面積の比で算出している。これら結果から損傷度II程度の変形を事前加力で経験したP- μ 5, LD- μ 5は無損傷試験体とほとんど変わらない履歴を示し、各性能はほとんど低下しなかった。しかし、損傷度III程度の変形を受けたP- μ 8, LD- μ 8は変形性能の低下が見られ、多数の繰り返し荷重を受けたLD- μ 8では耐力も5%ほど低下した。減衰性能を比較すると損傷度III程度の大きな地震動を多数回繰り返し受けた試験体で低下が見られ、繰り返しによる劣化が減衰性能に影響を及ぼすことが示された。



図一十三 各性能低減係数(左:耐力・変形,右:減衰)

4. ひび割れ幅と本数を用いた損傷量評価法の提案

現行基準では部材に発生した最大残留ひび割れ幅の大きさにより損傷した部材の損傷度を判定する方法が採用されている¹⁾。一方、耐震壁のように多くのひび割れが発生する部材では全変形量に対して最大ひび割れ幅の占める割合が小さく、同基準の方法ではばらつきが大きくなる恐れがある。また、本実験のように高靱性・高エネルギー吸収能を有する曲げ部材においても実験データが十分であるとは言えず、検証が必要であるため、これらの損傷量評価手法を以下に検討する。

4.1 ひび割れ幅と本数による耐震壁の損傷量評価手法

前述の課題から対角45°方向に入る残留せん断ひび割れ幅の合計値(以下、総残留ひび割れ幅)を用いて検討を行った。本検討では既往実験⁵⁾の耐震壁実験の実験結果も併せて検討した。本手法では、図一十四に示すせん断変形モデルを用いて壁板の対角方向の変形量(δ_1, δ_2)からピーク時層間変形量(δ)を推定する。本モデルの残留水平変形量(x)の算出式を以下に示す。

$$\text{水平変形量 } x = \gamma \times H = \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2L} (\delta_1 + \delta_2) \quad (2)$$

式(2)をピーク時変形量に対する残留時の変形割合(α)と実際の層間変形に占めるせん断変形の割合(β)により補正することで実際の最大層間変形量(δ)を以下のように表す。

$$\text{層間変形 } \delta = \frac{x}{\alpha\beta} = \gamma \times H / \alpha\beta = \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{\alpha\beta 2L} (\delta_1 + \delta_2) \quad (3)$$

ここで α はピーク時に対する残留時のせん断変形の割合(以下、変形残留率)、 β は層間変形に占めるせん断変形の割合とする。 α, β の割合は実験結果から、 $\alpha=0.2\sim0.3, \beta=0.9$ と近似して推定した。また、対角方向の引張変形量 δ_1 は対角方向のひび割れに起因するため、壁板の対角線を横切る総ひび割れ幅が対角変形量に近似する($\delta_1=2W$)と仮定し、変形量を算出する。対角圧縮変形 δ_2 は概ね対角引張変形の50%程度であることが実験から確認されたため、引張変形の1/2とした。本推定式により変形の残留率(β)をそれぞれ20, 30%として推定した層間変形量と実際の層間変形量の関係を図一十五に示す。変形残留率を20%とした方は推定値が実際の層間変形よりも大きく、より安全側の評価であると考ええる。

総残留ひび割れ幅が経験変形と相関することが概ね確認されたため、総残留ひび割れ幅を測定区間長さで割った単位長さ当たりのひび割れ幅を基準化ひび割れ量と定義し、壁長さ及び壁筋比の異なるせん断壁の結果と比較を行う。既往研究⁶⁾の単位長さ当たりの総残留ひび割れ幅の推定式と比較したものを図一十六に示す。同図から既往の評価式に比べ、本実験結果は基準化ひび割れ量をやや小さめに評価する傾向があり、安全側の評価になると考えられる。この基準化ひび割れ量に

ついて下限値を用い、本実験結果の各性能低減係数を損傷度と共にまとめたものを表-2に示す。なお、本研究はせん断変形が卓越した耐震壁のみでの検討であるため、曲げ変形が卓越する耐震壁等への適用可能性は今後検討する必要がある。

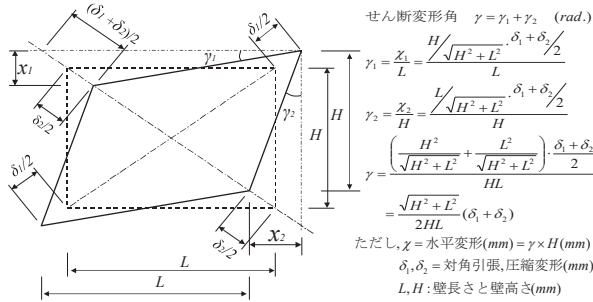


図-14 せん断変形モデル

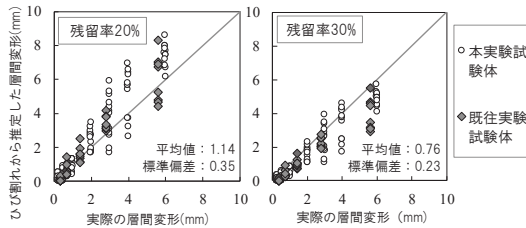


図-15 推定層間変形と実際の層間変形の関係

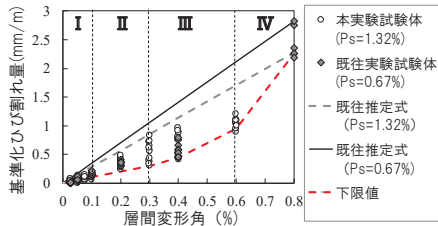


図-16 基準化ひび割れ幅

表-2 せん断破壊先行型耐震壁の損傷と構造性能の関係

損傷度	損傷状況	基準化ひび割れ幅 (mm/m)	η	耐力 (η_s)	変形 (η_d)	減衰 (η_h)
I	ひび割れは発生しているが地震後に大きな損傷が残らない状態	ひび割れ発生 \sim 0.1	1.00	1.00	1.00	0.8-1.0
II	ひび割れは壁全体に広がるが、剥落はあまり見られない状態	0.1 \sim 0.3	0.94	1.00	0.98	0.6-0.95
III	大きな損傷が残り始め、剥落もいくつか見られる状態	0.3 \sim 1.0	0.88	1.00	0.97	0.6-0.84
IV	せん断ひび割れが開きはじめる	1.0 \sim 2.3	0.71	1.00	0.97	0.5-0.84
V	水平耐力が急激に低下し、軸力保持能力の喪失	-	0.00	0.00	0.00	0.00

4.2 曲げ部材の損傷量評価手法の検証

曲げ部材に関しては既往研究⁷⁾により変形レベルを推定する手法(式(4))が提案されているため、式(4)を用いて検討を行った。検討に際しては既往の実験結果⁷⁾を併せて用いている。既往提案モデルを図-17に、適用結果を図-18に示す。適用の際は既往の研究から $n_f = 2.0$ として算出を行っている。

$$R_f = \Sigma W_f / D = (n_f \times \max W_f) / D \quad (4)$$

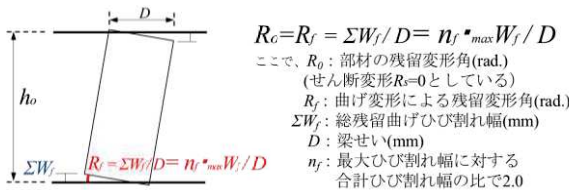


図-17 曲げ変形モデル

適用結果を見ると、残留時変形角 1.5%までの範囲では最大ひび割れ幅を用いると本実験結果をよくとらえていることが分かる。推定変形角が大きになっているのは、本実験にて梁に軸伸び変形が生じていることの影響であると考えられる。

5. 損傷量評価手法の被害建物への適用

4章までにて検討した損傷量評価手法を実際の被災建物(図-19参照)に適用して、その妥当性及び検討すべき課題を検証した。図-19に示すように、耐震壁の評価手法は現行基準による評価に対して、1, 2本のひび割れが入った壁の損傷度を小さめに判断し、多数のひび割れが入った壁の損傷度を大きめに判定した。また、梁部材に関しては一部で損傷度を小さめに判定した。これは前述の通り、梁の軸伸びの影響を受け、実験値が大きになっているためであると考えられる。

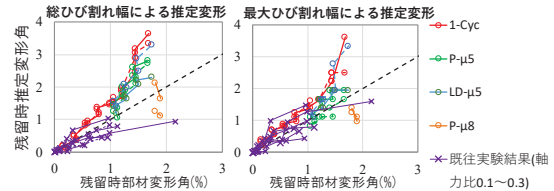


図-18 推定変形角 (左: $R_f = \Sigma W_f / D$, 右: $R_f = n_{fmax} W_f / D$)

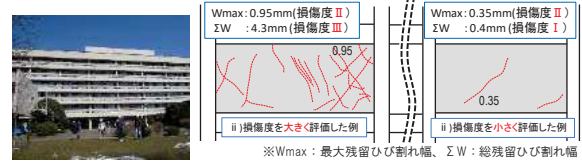


図-19 被災建物と損傷度判定(マテリアル開発系研究棟)

6. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 壁筋比の大きい耐震壁において、損傷の大きさに関わらず、最大耐力や変形性能などの終局性能に大きな影響は見られなかった。しかし経験変形領域内では、剛性や減衰性能が損傷の度合いに応じて低下し、地震応答を大きくする可能性がある。
- 2) 曲げ破壊先行型の梁部材に関しては、損傷度II程度の変形を受けても構造性能に影響はないが、大変形を経験し、損傷度III以上の損傷状態となった場合、変形性能、減衰性能は無損傷の7~8割まで低下することが確認された。
- 3) 耐震壁において総残留ひび割れ幅から地震時の経験最大変形を推定する手法を提案し、概ね実際の変形を推定できた。また、曲げ部材に関しては既往の評価式を用いてその精度の検証を行った。これらの評価法を実際の被災建物に適用した結果、ひび割れの分散の影響を取り入れることが出来たと考えられる。

謝辞

本研究は、耐震壁実験において東北電力(株)に多大なるご協力を頂き、東京鉄鋼(株)より、鉄筋等の材料を提供して頂いた。また、梁の実験に際してはオーストラリア大学のKen Elwood研究室に共同研究として参加させて頂いた。ここに記して関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2015
- 2) 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・解説 1999
- 3) 原子力規格委員会: 原子力発電所耐震設計技術規程, JEAC4601-20083
- 4) 伊藤淑敏, 高橋香葉子, 前田匡樹: せん断破壊する鉄筋コンクリート造柱・壁部材の残存耐震性能の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp859-864, 2013
- 5) 伊藤藤, 三本菅良太, 富田真希, 前田匡樹, 古野雄大: SRC 造架構に増設した補強 RC 造せん断壁の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 2013(構造IV), pp333-340
- 6) 柳下和男, 福沢六郎, 千葉脩, 羽鳥敏明, 金子治: 建屋の復元力特性に関する研究 その 61 耐震壁のせん断ひび割れ本数およびひび割れ幅の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 1986, pp1121-1122
- 7) 文野正裕, 前田匡樹, 長田正至: 部材の残余性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1447-1452, 2000
- 8) 文野正裕, 永山憲二, 前田匡樹, 田才晃: RC 柱の損傷状況に基づく残余耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.259-264, 2001