論文 静的非線形増分解析に基づく壁付き架構のモデル化手法の検討

川越 悠馬*1·向井 智久*2·衣笠 秀行*3

要旨:壁付き架構の地震時挙動を適切に評価できる汎用的なモデル化手法の提案を最終目標とし、その基礎研究として2層2スパンRC造壁付き架構試験体の静的非線形増分解析を行い、代表変形角1%程度までの荷重変形角関係と架構の損傷・変形性状を概ね評価できる解析モデルを提案した。その際、付帯壁の損傷に伴う壁付き部材の耐力低下を解析変数とし、壁厚が厚い試験体と薄い試験体の耐力低化挙動の違いを評価した。 キーワード:壁付き架構、付帯壁、モデル化、負勾配

1. はじめに

壁を構造的に有効活用した鉄筋コンクリート造建物 のモデル化では、壁部材の損傷後の挙動を適切に評価す る必要がある。既往の研究¹⁾では、壁の損傷程度に応じ て複数の架構モデルを作成し、それらを使い分けること で壁付き架構の荷重変形角関係を概ね評価できることが 示された。またその発展的な研究²⁾として、弾塑性解析 における方立壁の終局後剛性に負の値を設定することで、 壁の損傷に伴う部材・架構の耐力低下を解析的に評価す る手法が提案された。これにより、壁の損傷過程が1つ の架構モデルで表現できるようになり、より少ない数の モデルで壁付き架構の荷重変形角関係を評価できる可能 性が示された。しかしこれらの研究では、荷重変形角関 係の評価に焦点が置かれており、架構の損傷・変形性状 については十分な分析が行われていない。

そこで本研究では、壁付き架構の荷重変形角関係に加 えて、損傷・変形性状を適切に評価できる、より精度の 高いモデル化を検討する。また文献²⁾同様、モデルの切 り替えを必要としない提案を目指し、単一のモデルでの 評価を試みる。その点を考慮して本稿では、建物全体の 耐力が最大時の3割程度失われる、代表変形角(以下 Rr) 1%程度までを分析対象とする。検討対象は、建築研究所 で実施された縮小2層2スパン RC 造壁付き架構の水平 加力実験³⁾における試験体2体とする。なお、本研究の 最終目標は壁付き架構の地震時挙動を適切に評価できる 汎用的なモデル化手法の提案であるが、本稿はそのため の基礎資料の収集を目的とし、本壁付き架構試験体の挙 動を表現できるモデル化の提案を行う。

2. 実験概要³⁾

2.1 試験体概要

試験体の概要を図-1 に示す。当該試験体は,中層の 庁舎を想定した2層2スパン平面架構であり,柱梁に加 えて,袖壁・腰壁・垂れ壁・方立壁が水平力を負担する

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科 修士課程 建築学専攻 (学生会員)

*2 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 博(工) (正会員)

*3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)

構造である。試験体の縮尺は実寸大に対して 1/2 スケー ルであり,壁厚と配筋の異なる 2 種類の試験体 (No.3 試 験体, No.4 試験体)が加力されている。No.3 試験体は壁 厚が厚いダブル配筋, No.4 試験体は壁厚が薄いシングル 配筋の断面をもつ試験体である。



図-1 試験体概要図 兼 加力計画図

2.2 加力計画

水平方向の加力は、図-1に示す4本の油圧ジャッキ を用いて行われている。加力点である3階柱部には、そ れぞれ均等な外力および水平変位が加わるよう計画され ている。外力は3階梁芯位置における水平変位の平均値 に基づき変位制御されており、加力サイクルを±1/1600, ±1/800,±1/400,±1/200,±1/100,±1/50,+1/33 (rad.)とし ている(1/400~1/50 は各2サイクル)。

各柱には長期荷重を想定した軸力が導入されており, 大きさは矩形柱断面に対する軸力比で,側柱 0.075 (Fc30 として 276kN),中柱 0.15 (Fc30 として 552kN)である。 2.3 計測計画

変位の計測は、①各層の梁芯位置における水平・鉛直 変位、②柱・梁・壁における曲げ・せん断変位について 行われている。一方、ひずみの計測は、①危険断面位置 (壁フェイス位置,柱梁フェイス位置)における主筋、 ②開口部中心線付近のせん断補強筋、③壁縦横筋および 開口補強筋について行われている。

2.4 壁の損傷に関する実験結果

Rr=1%時の試験体の鉄筋降伏状況を図-2 に示す。壁 付き柱の鉄筋降伏状況は、両試験体ともRr=1%前後に主 筋および袖壁端部筋が降伏した。その際2層の鉄筋降伏 が卓越し(図-2),その結果架構の損傷・変形は2層に 集中した。壁付き梁の鉄筋降伏状況は、No.3 試験体は Rr=1/800rad.までに3 層梁の腰壁・垂れ壁および2 層梁の 腰壁端部筋が降伏した。その後 1/400rad.で2 層梁の垂れ 壁端部筋も降伏し、1/200 rad.ですべての梁主筋が降伏し た。No.4 試験体は Rr=1/400rad. で 3 層梁の腰壁・垂れ壁 および2層梁の腰壁端部筋が降伏した。その後1/200rad. で2層梁の垂れ壁端部筋およびすべての梁主筋が降伏し た。方立壁の鉄筋降伏状況は、両試験体とも Rr=1/800rad. で2層が、1/400rad.で1層の端部筋が降伏した。両試験 体ともに壁付き梁と方立壁は Rr=1/400 rad.~1/200 rad.で 主要な鉄筋が降伏しており、この間に部材の耐力低下が 発生した可能性がある。またいずれの部材も曲げ応力を 負担する鉄筋の降伏がせん断補強筋のそれに対して先行 しており、鉄筋の降伏状態から判断した部材の破壊モー ドは曲げ破壊となる。ひび割れとコンクリート剥落の進 展は、両試験体とも 1/400rad.までに袖壁・腰壁・垂れ壁・ 方立壁・梁に曲げ・せん断ひび割れが生じた。その後両 試験体とも,層の水平荷重が最大耐力を迎えた 1/200rad. 以降で,2層の方立壁・垂れ壁隅角部および,2層の袖壁・ 腰壁・垂れ壁隅角部に剥落・圧壊が生じた。また方立壁 接合部において梁のひび割れや鉄筋降伏が抑えられてお り、当該部分の変形は小さいものと考えられる。

3. 解析概要

試験体を平面フレームにモデル化する際の仮定条件 およびパラメータの設定等を示す。

3.1 架構のモデル化概要

図-3のとおり、袖壁付き柱、腰壁・垂れ壁付き梁を それぞれの柱梁芯位置で線材化してモデル化する。方立 壁は各階の梁に中間節点を設け、柱材と同様にモデル化 する。1階柱脚・壁脚は固定とし、支点ばね・浮き上が りは考慮しない。またスタブおよび3階柱の加力芯より 上部については、モデル化を省略する。

梁部材は軸方向変形を無視し,梁上の節点(図中4~9, 12~15)の水平変位は,当該節点が所属する梁の重心位 置の水平変位で代表されるよう設定する。

柱の軸力は,実験の加力条件を考慮して,節点16・17・ 18に集中して負荷させる。

剛域端は文献⁴⁾より,袖壁・腰壁・垂れ壁のフェイス 位置(なお3階柱は脚部に一部袖壁が存在しているため, その上端を壁フェイス位置と見なす)からD/4の長さだ け柱梁接合部側へ入り込んだ位置とする。ここでDは壁 部を含む部材せいである。ただし、剛域端が柱・梁フェ イス位置よりも柱梁接合部側へと入るような場合につい ても、剛域端を柱・梁フェイス位置とする。なお2.4に 示したように、梁と方立壁の接合部で損傷・変形が抑え られていることから、同部分も剛域とする。方立壁を有 する試験体に関する既往の解析的研究¹⁾²においても、 梁の方立壁フェイス位置に剛域を設定することで、比較 的精度良く架構の挙動を評価できていることから、この 設定を採用する。その際、剛域端の接合部側への入り込 みは考慮しない。

また,危険断面位置は剛域端に設ける場合と,壁フェ イス位置に固定する場合の双方について検討する。

3.2 部材のモデル化概要

各部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材とし てモデル化する。鉛直方向部材は曲げ・せん断・軸方向 ばねを,水平方向部材は曲げ・せん断ばねをそれぞれ材 端および部材可とう長さの中央に有している。曲げばね およびせん断ばねは、ひび割れと終局点を考慮したトリ リニアモデルとし、軸方向ばねは圧縮側を弾性、引張側 は鉄筋降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。ま た弾塑性ばねの終局点以降の変形領域で耐力低下を考慮 する場合は、図-4に示すテトラリニアモデルを用いる。 当該モデルでは後述の β , η , μ の3つの係数により, 骨格曲線を自由に調整することができる。負剛性時の収 **斂計算はニュートン・ラプソン法に基づき**,不釣合い力 を解放する過程で架構が不安定構造物となるような場合 は、その時点で強制的に解析を終了させる。水平耐力の 低下により部材の負担応力が0となる場合,部材は軸支 持能力を保持し水平力を負担しないモデルとした。

□柱主筋降伏 △梁主筋降伏 ●方立壁端部筋降伏 ■袖壁端部筋降伏 ▲腰壁·垂れ壁端部筋降伏							
(a) No.3 試験体	(b) No.4 試験体						

図ー2 試験体の鉄筋降伏状況 (Rr=1%)





図-4 耐力低下考慮曲げばねの骨格曲線

各弾塑性ばねの骨格曲線は、以下に従って算出する。

- (a) 反曲点位置は、3 階柱を除いて、すべて逆対称曲げ を仮定する。3 階柱は片持ち部材であるため、反曲 点位置は加力点とする。
- (b) 方立壁の曲げ耐力算定時の軸力は、既往の架構実験 5)における方立壁の変動軸力の値から安全側となる ように、本論では軸力比 0.2 とする。
- (c) 変動軸力による M-N インタラクションは考慮せず, 曲げ耐力は初期軸力時の値で一定とする。
- (d) ひび割れ耐力・終局耐力・ひび割れ後剛性低下率は 文献⁴)、初期剛性は文献⁶)に従い算出する。ただし3 階柱はせん断破壊しないことを前提とし、せん断終 局耐力を極めて大きい値に設定する。
- (e) 部材の終局後の剛性低下率は後述する耐力低下時 を除き,初期剛性の1/1000倍とする。
- (f) 材料強度は材料試験結果に基づく値³⁾を用いる。

3.3 解析条件

解析は変位量制御による静的非線形増分解析を行う。 加力点は図-3の節点 16・17・18 とし,紙面上で向かっ て右方向に水平一方向の力を加える。増分は実験同様,3 層梁芯位置の相対変位により制御し,当該位置で計測し た建物全体の変形角を代表変形角(Rr)とする。

3.4 パラメータ設定とモデル一覧

解析モデルの一覧を表-1に示す。モデル al・a2 およ び bl・b2 は、部材の危険断面位置をパラメータとしたモ デルであり、主として最大耐力の分析を目的としている。 モデル a3~a6 および b3~b6 は方立壁の曲げばねに耐力 低下を考慮したモデル、モデル a7~a14 および b7~b10 は方立壁と壁付き梁の曲げばねに耐力低下を考慮したモ デルである。2.4 に示したように、壁付き梁および方立 壁は耐力低下が発生したと考えられる。一方、本研究で 分析対象とする「Rr=1%までの架構の挙動」に対して壁 付き柱は Rr=1%前後で主な鉄筋が降伏しており、与えた 影響は小さいと判断し、耐力低下は考慮しないこととす る。またいずれのモデルも負勾配は曲げばねのみに設定 しており、これは 2.4 に示したように実験における鉄筋 の降伏状態から予想される部材の破壊モードを曲げ破壊 と判定したことによる。

表-1 中の「耐力低下率設定」の欄に示されている記号(β , η , μ)は、弾塑性ばねの耐力低下時の挙動を決定する係数であり、それぞれ以下の意味を持つ。

- β:初期剛性に対する第3折れ線剛性の比率
- η:初期剛性に対する第4折れ線剛性の比率

μ:第2折れ点変位に対する第3折れ点変位の比率 それぞれの係数の算出方法を以下に示す。

(a) βおよび η の算出

現在の知見では柱部材の耐力低下率(βまたはη)に ついての分析^ηはあるが,壁付き梁および方立て壁のそ れを検討された例がなく,現時点で定義するのは困難で ある。そこで本研究では,①耐力低下率をパラメトリッ クに設定する手法と,②本論で扱う壁付き部材と類似し た試験体の実験結果を参考に耐力低下率を設定する手法 の,2種類の方法を用いてβおよびηを決定する。

	モデル 危険断面位置	耐力低下率設定						
試験体		危険断面位置	方立壁		壁付き梁			
			β	η	μ	β	η	μ
N o.3	a1	壁フェイス位置	_	_	_	_	_	_
	a2	-D /4						
	a3	a1,a2のうち		-0.021 緩勾配	0.01			
	a4	糖度が良いもの	0.001	-0.036 中勾配	3.01	_	_	_
	a5	1日度にます	0.001	-0.071 急勾配	架構実験5)			
	a6	と回惊とりる		-0.11 架構実験5)				
	a7	a1,a2のうち		-0.021 緩勾配			-0.003 緩勾配	B (4)
	a8	糖度が良いもの	0.001	-0.036 中勾配	3.01	0.001	-0.005 中勾配	式 (1)
	a9		0.001	-0.071 急勾配	架構実験5)	0.001	-0.01 急勾配	式(2)
	a10	と向様とする		-0.11 架構実験5)			-0.015 <u>%1</u>	
	a11	a1.a2のうち		-0.021 緩勾配			-0.003 緩勾配	
	a12	糖度が良いもの	0.001	-0.036 中勾配	3.01	0.001	-0.005 中勾配	4.03
	a13		0.001	-0.071 急勾配	架構実験5)	0.001	-0.01 急勾配	部材実験9)
	a14	と向様とする		-0.11 架構実験が			-0.015 <u>%1</u>	
N o.4	b1	壁フェイス位置	_	_	_	_	_	_
	b2	-D /4						
	b3	b1.b2のうち		-0.024 緩勾配				
	b4	糖度が良いもの	0.001	-0.04 中勾配	1.57	_	_	_
	b5	1日度にます	0.001	-0.081 急勾配	架構実験5)			
	b6	と回惊とりる		-0.11 架構実験5)				
	b7	b1,b2のうち		-0.024 緩勾配		-0.003 緩勾配		
	b8	精度が良いもの	0.001	-0.04 中勾配	1.57	-0.005 中勾配	0.001	×2
	b9	トロギレナ7	0.001	-0.081 急勾配	架構実験5)	-0.01 急勾配	0.001	2015
	b10	と回味とする		-0.11 架構実験57		-0.014 <u>%1</u>		
※1 架構実験 ⁵⁾ と同等の耐力低下 ※2 梁単体の耐力まで耐力低下すると仮定して幾何学的に算出								

表-1 解析モデルー覧表

- 81 -

手法①では,壁付き梁の耐力低下率を,緩勾配:-0.003, 中勾配:-0.005,急勾配:-0.01の3種類を設定する(こ れ以上急激な耐力低下を考慮しても解析精度は向上しな いことを別途検証済み)。本論では,壁厚が等しい壁部材 と壁付き部材の耐力低下時の剛性(最大耐力を迎えた直 後の剛性)が同値と仮定し,壁付き梁の耐力低下率から 方立壁の耐力低下率を逆算する。

手法②では、既往の架構実験⁵における方立壁の M-θ 関係から、方立壁の耐力低下率を求める。架構実験⁵で は、方立壁の厚さが異なる2種類の試験体(壁厚120mm, 60mm)が加力されている。それらの結果から耐力低下 率を求め、本試験体の方立壁の耐力低下率に準用する。 その際、実験の M-θ 関係を折れ線に近似する必要がある が、第3折れ点は最大耐力点とし、第4折れ点は第3折 れ点と荷重が最低となる点とを繋いだ直線がX軸と交わ る点とする。第1折れ点および第2折れ点は,第3折れ 点までの骨格曲線と実験値の履歴エネルギー吸収量が等 価となるよう決定する(図-5)。また壁付き梁の耐力低 下率は、方立壁と壁付き梁の耐力低下時の剛性(最大耐 力を迎えた直後の剛性)が同値となるよう設定する。 (b) μの算出

方立壁は前述の架構実験結果 ⁵⁾を同様に折れ線化する ことで,第2折れ点と第3折れ点の変位比を算出し,そ の値を準用する。すなわち図−5より,No.3 試験体はμ =3.01,No.4 試験体はμ=1.57である。

壁付き梁については, 壁厚の厚い No.3 試験体と薄い No.4 試験体とで異なる方法によりμを定義する。

壁厚の厚い No.3 試験体では,終局耐力に達した後も暫 く耐力を保持すると思われる。部材の靭性能を評価する 際は,①曲げ終局変形角算定式⁸⁾を用いる場合と,②本 論で扱う壁付き梁と類似した試験体の実験結果を参考に する場合の,2種類の手法を用いる。

手法①では,以下の式を用いてμを算出する。

$$\mu = Ru/R_2 \tag{1}$$

 $Ru = c \times 2t_w \times \varepsilon_{cu}/x_n$ (2) ここでRu:曲げ終局変形角 (rad.), R_2 :第2折れ点変形 角 (rad.), c:変形係数 c=8, t_w :壁厚さ (mm), ε_{cu} :

圧縮縁コンクリートひずみ度 ε_{cu} =0.003, x_n :曲げ降伏時の圧縮縁ー中立軸位置距離(mm)

手法②では、既往の部材実験⁹⁾の荷重変形関係からµ

を算定する。なお本論で扱う壁付き梁は腰壁・垂れ壁の 長さが異なるため、本来は正負非対称のµを設定するこ とが望ましいが、ここでは正負に同値を設定している。

壁厚の薄い No.4 試験体では、部材の靱性能はより低い ものと判断し、終局耐力に達した後すぐに負剛性となる よう設定する。壁付き梁の耐力低下は梁単体の終局曲げ 耐力まで低下すると考えられるため、耐力低下率 β が決 まった時点で μ も幾何学的に決まる。

両試験体の曲げ骨格曲線概念図を図-6に示す。

4. 解析結果と実験値の比較

4.1 No.3 試験体

4.1.1 モデル a1, a2

モデル al・a2 の荷重変形角関係と,実験の包絡線を比較する。図-7 左より,モデル a2 では最大耐力が実験値に対して小さい。従って,以降のモデルではモデル al と同様, 危険断面位置を壁フェイス位置とする。

4.1.2 モデル a3, a4, a5, a6

モデル a3~a6 の荷重変形角関係と,実験の包絡線を比較する。図-7 中央より,モデル a3 が比較的実験値を追えている。モデル a4・a5・a6 の荷重変形角関係はいずれも Rr=1%時の耐力が実験値に対して小さい。

次に架構の損傷・変形性状を比較する。図-8はRr=1% までの解析における塑性ヒンジ分布,図-9はRr=0.5% ~1%間の実験と解析における各層の層間変形角を示し ている。2.4より実験では2層の損傷・変形が卓越した が,解析では図-8・図-9から1層のそれが卓越してお り,実験結果と整合しない。方立壁にのみ耐力低下を考 慮したモデルでは,荷重変形角関係は概ね評価できるが, 架構の損傷・変形性状の評価は難しいと言える。

4.1.3 モデル a7, a8, a9, a10

モデル a7~a10 の解析結果と実験結果の比較を行う。 モデル a7~a10 は、方立壁に加えて壁付き梁に耐力低下 を考慮したモデルであり、壁付き梁の終局後の靱性能は 式(1)・(2) によって求めた値を用いる。解析結果は、 Rr=1%までは、前述のモデル a3~a6(方立壁にのみ耐力 低下を考慮したモデル)とほぼ同様であるため省略した。 これは壁付き梁の耐力低下が発生するよりも小さい変形 で、架構が最大耐力点を迎えたためであり、上記の手法 で算出したμの値が過大である可能性を示唆している。



4.1.4 モデル a11, a12, a13, a14

モデル all~al4 の解析結果と実験値の比較を行う。モ デル all~al4 は,壁付き梁の終局後の靱性能を部材実験 ⁸⁾を基に算出したモデルである。これらはµの値が前述 のモデル a7~al0 と比べ小さく, Rr=1%までに壁付き梁 の耐力低下が発生している。その影響により,一部のモ デルで2層の損傷・変形が卓越する傾向が得られている

(図-8・図-9)。これは早期に3層の壁付き梁が耐力 低下することで、3層柱脚の曲げモーメントに対する曲 げ抵抗が低下し、2層柱の応力負担が上昇したためと思 われる。この傾向は梁の耐力低下率を急勾配に設定した モデルほど顕著であり、モデルal3・al4などはヒンジ形 成位置と層間変形角がともに実験結果と比較的整合して いる。一方、図-7右から、それらのモデルは耐力低下 の程度が激しく、最大耐力以降の荷重変形角関係の精度 は悪い。荷重変形角関係の精度はモデルal1が最もよく、 層間変形角も実験と整合している。しかし損傷性状は実 験と異なり、1層にヒンジが形成されている。

4.2 No.4 試験体

4.2.1 モデル b1, b2

モデル bl・b2 の荷重変形角関係と,実験の包絡線を 比較する。図-10 左より,モデル b2 では最大耐力が実 験値に対して小さい。従って,以降のモデルではモデル bl と同様に,危険断面位置を壁フェイス位置する。

4.2.2 モデル b3, b4, b5, b6

モデル b3~b6 の解析結果と実験値の比較を行う。図 -10 中央より,実験値は Rr=0.5%付近で耐力低下してい るが,いずれのモデルもそのことを評価できていない。 次に架構の損傷・変形性状を比較する。図-11 は Rr=1%までの解析における塑性ヒンジ分布,図-12は Rr=0.5%~1%間の実験と解析における層毎の層間変形 角を示している。2.4に示したように、実験では2層の 損傷・変形が卓越しているが、解析では図-11・図-12 から1層のそれが卓越しており、実験結果と整合しない。 このことから、方立壁にのみ耐力低下を考慮したモデル では、荷重変形角関係・架構の損傷・変形性状のいずれ についても、適切な評価は難しいと言える。

4.2.3 モデル b7, b8, b9, b10

モデル b7~b10 の解析結果と実験値の比較を行う。モ デル b7~b10 は、方立壁に加えて壁付き梁に耐力低下を 考慮したモデルであり、壁付き梁の終局後の靱性能は見 込んでいない。図-10 右から、モデル b9・b10 が Rr=0.5% 付近の耐力低下を大まかに捉えており、また図-11・図 -12 から、モデル b9・b10 が 2 層の損傷・変形が卓越 する傾向を捉えている。よってモデル b9・b10 が荷重変 形角関係・架構の損傷・変形性状のいずれについても適 切に評価できるモデルであると言える。なお梁の耐力低 下を激しく設定したモデルほど 2 層の損傷・変形が顕著 となる傾向は No.3 試験体と共通しており,同様の現象に よるものと考えられる。

5. まとめ

2 層 2 スパン RC 造壁付き架構試験体について,部材 の耐力低下を考慮した静的非線形増分解析を行い,以下 の結論が得られた。

・壁厚の厚い試験体と薄い試験体のどちらについても, 最大耐力を評価する上では,危険断面位置は壁フェイ ス位置とした方が精度のよい結果が得られた。





- ・壁厚の厚い No.3 試験体は、荷重変形角関係だけに着目 すると、方立壁に緩やかな耐力低下を考慮することで 概ね適切に評価できた。荷重変形角関係と層間変形分 布性状の2点に着目する場合は、上記に加えて壁付き 梁に緩やかな耐力低下と既往の部材実験から算出し た靭性能を設定することで概ね適切に評価できた。損 傷分布性状と変形性状の2点に着目する場合は、方立 壁と壁付き梁に急激な耐力低下と既往の部材実験か ら算出した靭性能を設定することで概ね適切に評価 できた。荷重変形角関係・損傷分布・変形分布の3点 を適切に評価できるモデル化には課題を残した。
- ・壁厚の薄い No.4 試験体は、方立壁の耐力低下を考慮す るだけでは荷重変形角関係・損傷分布・変形分布性状 のいずれも適切に評価できなかった。そこで、上記に 加えて壁付き梁に靱性を持たない急激な耐力低下を 考慮することで、荷重変形角関係および損傷分布・変 形分布性状のいずれも概ね適切に評価できた。
- ・両試験体ともに壁付き梁に急激な耐力低下を考慮することで、2層の損傷・変形が顕著となる傾向が確認された。これは早期に3層の壁付き梁が耐力低下することで、3層柱脚の曲げモーメントに対する曲げ抵抗が低下し、2層柱の応力負担が上昇したためと思われる。
- ・壁厚の厚い架構では,壁部材の靱性能が架構の挙動に 与える影響が大きく,適切な評価が必要となる。

参考文献

 豊田陽平,衣笠秀行,向井智久,田沼毅彦:非耐力 壁を有する SRC 造架構のモデル化に関する研究,コ ンクリート工学年次論文集,vol.36, No2, pp.265-270, 2014

- 井上直弥ほか:東北地方太平洋沖地震で被災したコンクリート系建物の損傷を評価できる解析モデルの構築(その1),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.395-396, 2015
- 内田崇彦ほか: RC 造非耐力壁付き2層2スパン架 構の水平加力実験(その1),日本建築学会大会学術 講演梗概集,pp.703-714,2014
- 国土政策技術総合研究所ほか監修:2015 年版構造物の構造関係技術基準解説書,2015
- 6) 谷昌典ほか:連層配置された方立壁を有する RC 架構の力学性状に関する実験的研究(その1~3),日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.283-284,2016
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010
- 7) 向井智久,宮下卓也,衣笠秀行:日本建築学会大会 構造部門パネルディスカッション資料「既存中層鉄 筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐 震性能評価法(担当:鉄筋コンクリート造柱部材の 耐力劣化域を含む骨格曲線の評価)」,日本建築学会 鉄筋コンクリート造運営委員会,2014
- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造保有水平耐力 計算規準(案)・同解説,2016
- 田才晃ほか: 腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材の構造 性能に関する実 験的研究,日本建築学会大会学術 講演梗概集, pp.93-96, 2009

謝辞

(国研)建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震 後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」 の共同研究として実施した。関係各位に謝意を表します。