

# 論文 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性

都祭 弘幸\*1

**要旨:** 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造は、材端部における主筋のコンクリートとの付着を無くし、曲げ降伏ヒンジ部の鉄筋とコンクリートの機能を分離させた構造である。梁部材や柱部材では同構造を適用し曲げヒンジ部の損傷軽減効果が確認されている。本研究は、降伏機構分離型を連層耐震壁に適用した4体の構造実験結果を基に、耐力・変形状、エネルギー吸収性能、曲げ・スリップ・せん断変形成分、およびスリップ変形抑制方法について述べ、同構造の耐震壁が高靱性な耐震要素として実現性が高いことを示した。

**キーワード:** 降伏機構分離, 耐震壁, 接合部筋, 等価粘性減衰定数, 復元力特性

## 1. はじめに

降伏機構分離とは、鉄筋コンクリート造の曲げ降伏ヒンジが想定される部材端部における付着を無くした接合部筋で接合され、同ヒンジ部のせん断抵抗機構（トラス機構）を成立させるために接合部筋と平行に曲げ補強筋を配筋した構造である。この機構を用いた梁部材や柱部材に関する実験的研究が実施されている<sup>1)~5)</sup>。

梁部材では材端部接合部筋の付着を2/3D（D:梁せい）除去した降伏機構分離型を適用することにより、材端部に直径D/3の開孔を設けても曲げ降伏後、部材角1/25まで安定した履歴性状が得られている。開孔の有無によるせん断劣化も見られず、ひび割れは部材端部に限定され、降伏機構分離型の損傷制御機能が確認されている。

上述のような構造特性を有する降伏機構分離型を曲げ降伏型連層耐震壁に適用した場合の基本耐震性能を把握することを目的に中高層RC建物を想定した縮尺約1/3の3層連層耐震壁の構造実験を行った<sup>6),7)</sup>。

本論文は、この3層連層耐震壁の構造実験概要・結果について述べるとともに、等価粘性減衰定数の推移および曲げ降伏後の変形成分を検討し、降伏機構分離型RC造耐震壁の復元力特性に関して説明する。また、その変形状から良好な復元力特性を発揮させるために必要となるスリップ変形抑制方法について言及する。

## 2. 降伏機構分離型耐震壁実験概要

### 2.1 試験体

表-1に試験体一覧を、試験体のパラメータの一つで

試験体名	接合部筋	曲げ補強筋 (定着有無)	全鉄筋量(mm <sup>2</sup> ) (鉄筋比%)	柱内ダボ筋	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	軸力(kN)	軸力比	付帯柱配筋方法
No.1	4-D22	8-D13 (定着無し)	1548 (2.48)	無し	30.4	388	0.10	接合部筋方式
No.2	4-D13	8-D13 (定着有り)	1524 (2.44)	無し	27.0	331	0.10	接合部筋・曲げ補強筋併用方式
No.3	4-D13	8-D13 (定着有り)	1524 (2.44)	2-φ35 (D38を加)	32.6	200	0.05	接合部筋・曲げ補強筋併用方式
No.4	4-D13	8-D13 (定着有り)	1524 (2.44)	無し	44.8	919	0.165	接合部筋・曲げ補強筋併用方式

\*1 五洋建設(株) 建築エンジニアリング部 部長 工修 (正会員)

ある付帯柱の配筋方法について図-1に平面的な、図-2に断面的な配筋方法の差異を示す。また、図-3に1階ヒンジ部配筋図、図-4に柱配筋方法・梁配筋図を示す。

図-1, 2に示すように付帯柱中央に配筋した鉄筋が接合部筋で周囲の鉄筋が曲げ補強筋である。接合部筋は1階で付着が除去され基礎スタブ内に定着されるが、曲げ補強筋は配筋方式により基礎スタブ内で定着方法が異なる。接合部筋方式 (No.1)は図-2のように必要曲げ強

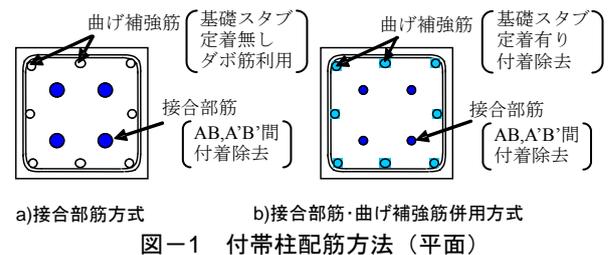


図-1 付帯柱配筋方法 (平面)

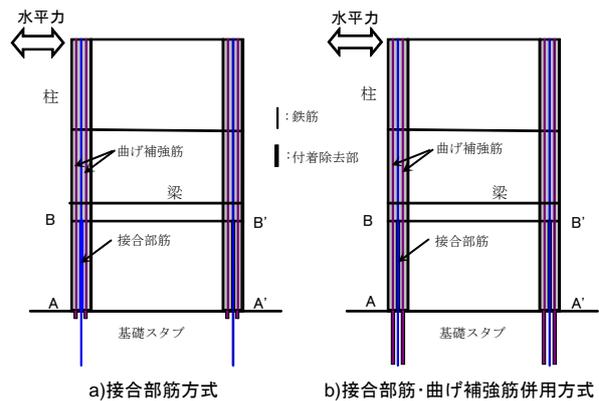


図-2 付帯柱配筋方法 (断面)

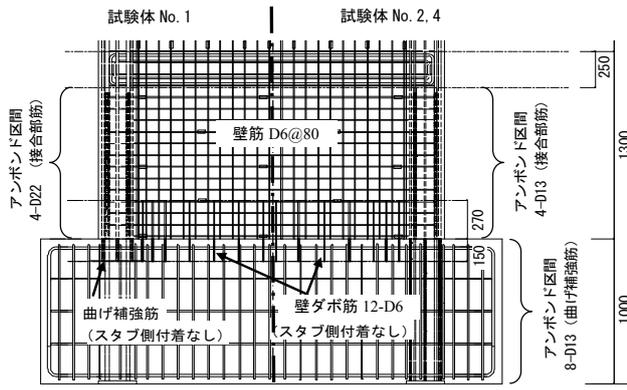


図-3 試験体配筋図

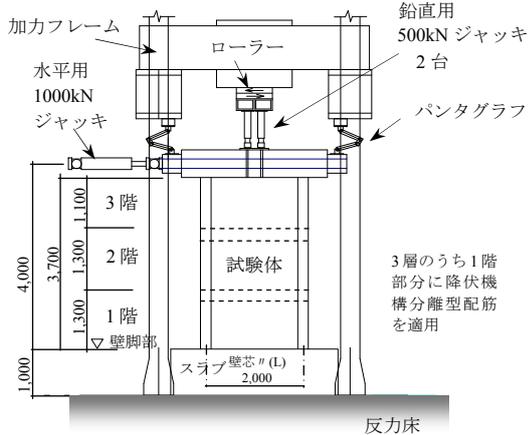


図-5 加力装置・試験体形状

表-2 鉄筋の材料試験結果

鉄筋	試験体	降伏強度 <sup>*1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 <sup>*2</sup> (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (μ)
D6	No.1,2,4	417	556	183	2278
	No.3	321	505	181	1773
D13	No.1,2,4	370	515	182	2032
	No.3	381	540	189	2015
D16	No.1,2,4	383	577	190	2015
	No.3	391	579	192	2036
D22	No.1	388	584	171	2269
D38	No.3	541	718	189	2862

\*1: 0.2%オフセット法により算出、\*2: 0.1%時のヤング率

度分を接合部筋で抵抗する方法であり、曲げ補強筋は基礎スタブ内に定着されず柱脚部で付着を除去しダボ筋として利用される。接合部筋・曲げ補強筋併用方式 (No.2,3,4)は必要曲げ強度を接合部筋と曲げ補強筋の両方で抵抗させる方法である。この方式の場合、曲げ補強筋は基礎スタブ内で付着を除去しスタブ低部に定着させている。使用した鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。

4体のパラメータは、降伏機構分離型耐震壁のヒンジ領域となる付帯柱の配筋方法、軸力比、柱内ダボ筋の有無である。加力は図-5に示す装置を用いて軸力を一定に保った状態で頂部に押し引きの水平力を作用させた。

## 2.2 耐力・変形状

図-6に荷重変形曲線を、表-3に曲げ強度計算値と実験値との比較を示す。写真-1にNo.1およびNo.2の1/50終了時における破壊状況を示す。

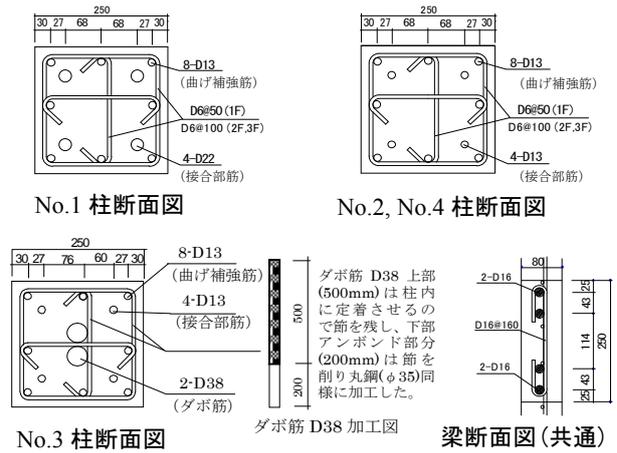


図-4 柱配筋方法

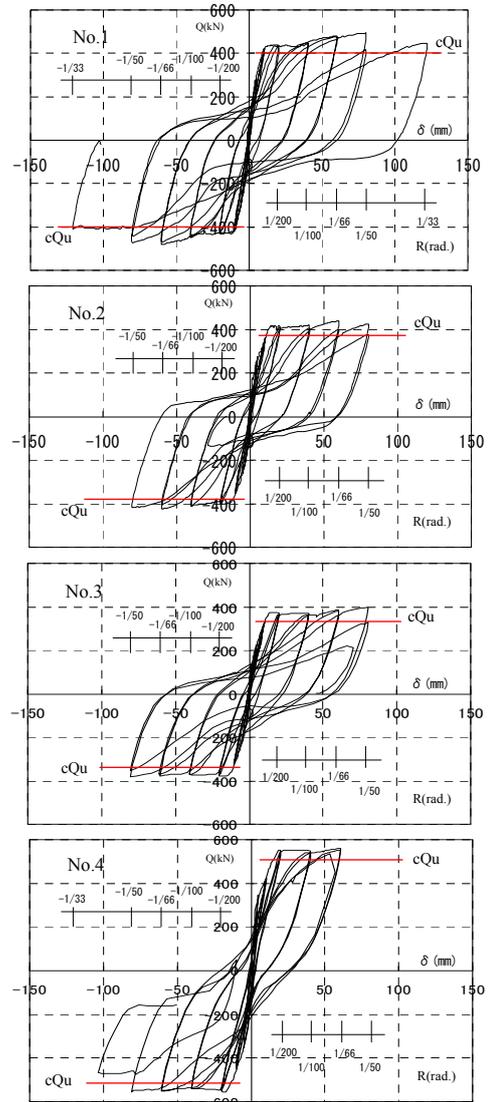


図-6 荷重変形曲線

4体ともR=1/400で接合部筋に降伏が始まりR=1/200までに全ての接合部筋が降伏し、曲げ耐力計算値(cQu)に達した。曲げ終局耐力は2007年版建築物の構造関係技術基準解説書<sup>8)</sup>の曲げ終局強度式(1)を用いて算出した(式中の記号は同文献を参照)。

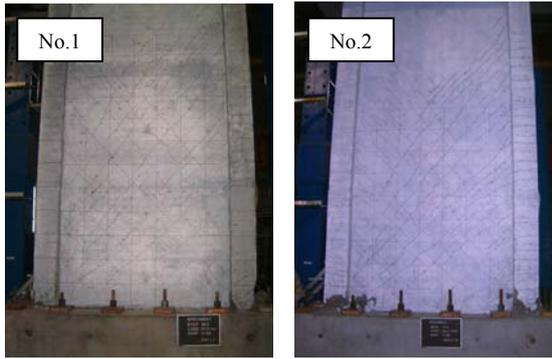


写真-1 破壊状況(1/50 終了時)

表-3 実験値と計算値の比較

		実験値(kN)		計算値 (kN)	実/計 R=1/200	実/計 最大耐力
		R=1/200	最大耐力(変形)			
No.1	正負	431	483 (1/50)	401	1.07	1.20
		422	471 (-1/66)			
No.2	正負	407	431 (1/66)	376	1.08	1.15
		393	415 (-1/66)			
No.3	正負	374	397 (1/50)	341	1.10	1.16
		377	383 (-1/50)			
No.4	正負	554	561 (1/66)	512	1.08	1.10
		557	557 (-1/200)			

$$\mu = at \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (1)$$

図-6に示した $cQ_u$ は式(1)から算出した曲げ終局強度を加力点高さで除したせん断力計算値である。接合部筋方式、接合部筋・曲げ補強筋併用方式ともに曲げ終局強度の計算値は実験値とほぼ一致する。No.1は $R=1/33$ まで、No.2からNo.4は $R=1/50$ まで計算値に曲げ強度を保持した(軸力比の高いNo.4は正加力時に面外に破壊したのであり、曲げ降伏後の変形限界ではない)。

降伏機構分離型耐震壁のひび割れ発生の特徴は、壁脚部のひび割れが支配的であり壁板には微細なひび割れしか発生しない。壁脚部の残留ひび割れ幅は大きい壁板の残留ひび割れ幅は、 $R=1/66$ で0.3mm以下 $R=1/50$ でも0.5mm以下であった。壁脚部のひび割れが変形の増大とともに大きくなるので壁脚部でのスリップ変形が生じやすくなる。

### 3. 等価粘性減衰定数

スリップ変形量の割合が顕著に増加する $R=1/100$ 以降の等価粘性減衰定数( $heq$ , 以降 $heq$ と呼ぶ)の推移(図-7)を検討し、エネルギー吸収性能に及ぼす影響を考察する。なお、 $heq$ は図-8に示すように正負加力別に算出した。降伏機構分離型耐震壁の $heq$ は変形角の増大とともに増加する。その分布は $R=1/200$ までが5~15%、 $R=1/100$ 以上の変形角で15~25%程度である。

文献9)では曲げ降伏型耐震壁72体の $heq$ を塑性率との関係で分析した結果、塑性率6以上の変形増分に対して初期サイクルで16~20%弱、2サイクル目以降では約80%低下し15%弱となり、以後変形が増大しても15%を超える実験結果は少ないことを示している。

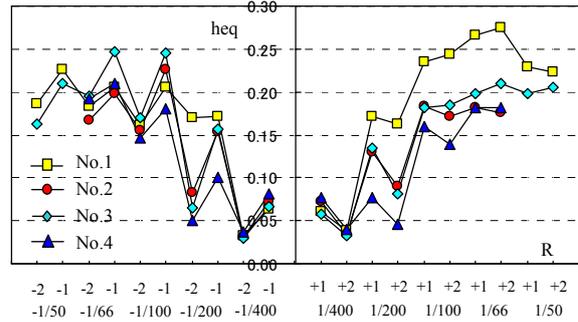


図-7 等価粘性減衰定数の推移

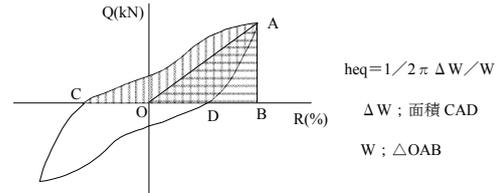


図-8 等価粘性減衰定数算出

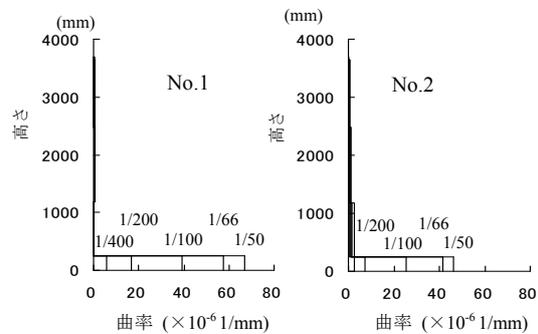


図-9 曲率分布

本実験の場合、降伏を $R=1/400$ とすると塑性率6に相当するのは $R=1/66$ 以降となる。降伏機構分離型耐震壁の場合、接合部筋方式の方が接合部筋・曲げ補強筋併用方式よりも $heq$ が高くなり、総じて $R=1/100$ (塑性率4相当)の履歴で概ね $heq$ は20%まで上昇する。また、2サイクル目以降でも柱の配筋方向に係わらず15%以上の $heq$ を保持することができる。これらのことから降伏機構分離型は、一般的な耐震壁よりもエネルギー吸収性能が高い構造であると考えられる。

ただし、スリップ変形量が増加する $R=1/100$ 以降に着目すると、No.1及びNo.3は $R=1/50$ サイクル、No.2は $R=1/66$ のサイクルで前の変形段階よりも $heq$ が減少する。これは全体変形量に占めるスリップ変形量の割合が増加したために履歴エネルギー面積が減少したこと起因すると思われる。

### 4. 変形成分

#### 4.1 実験値の分析

図-9にNo.1およびNo.2の曲率分布を示す。また、図-10に各試験体の曲げ変形、スリップ変形、せん断変形に関する荷重変形関係を示す。曲率は両側付帯柱芯位置

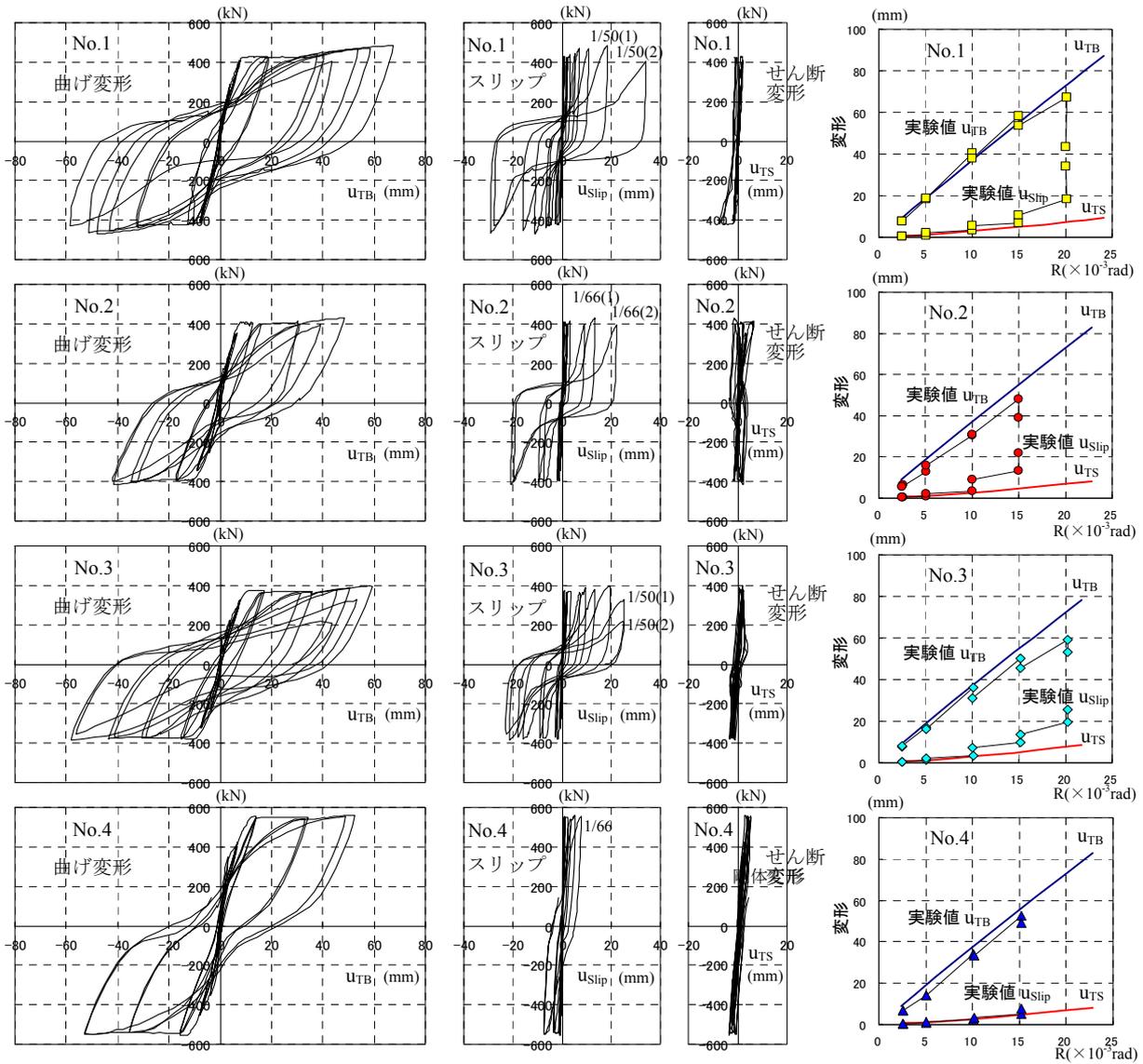


図-10 変形成分

図-12 曲げ変形の実験値と計算値の比較

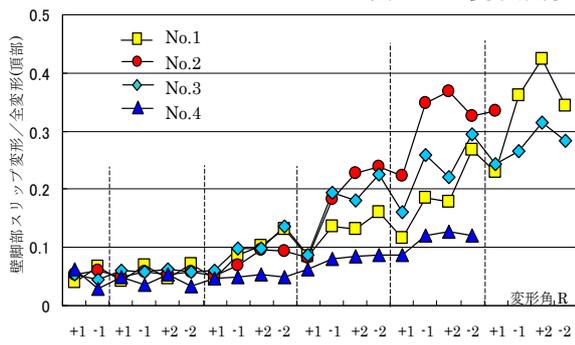


図-11 壁脚部スリップ変形量の推移

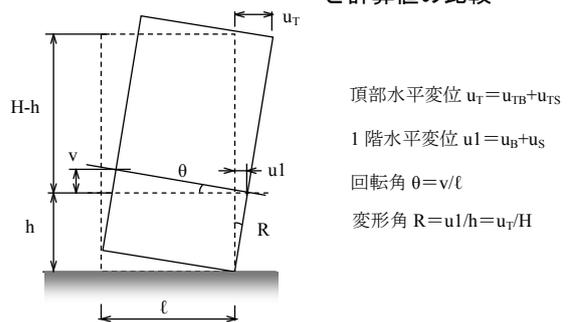


図-13 曲げ変形算出方法

に設置した鉛直変位の歪差から算出した。曲げ変形は曲率から回転角を算出し高さ方向に積分した。図-9に示すように降伏以降分離型耐震壁の曲率分布は、壁脚部に集中する。No.3,4も同様である。これは柱に配筋した接合部筋がアンボンドであるため鉄筋の伸び量により生じる変形が壁脚部のひび割れに集約されたためである。

図-11に全体変形に占める壁脚部スリップ変形量(耐

震壁中央脚部高さ135mm位置の計測水平変位)の推移を示す。スリップ変形は軸方向力の高いNo.4を除き接合部筋が降伏するR=1/200の繰り返し载荷から増加する傾向がある。

図-10, 11からR=1/200以降、配筋方法や軸力比により変形成分に差異が生じることが分かる。接合部筋方式の方が接合部筋・曲げ補強筋併用方式よりも曲げ変形が卓

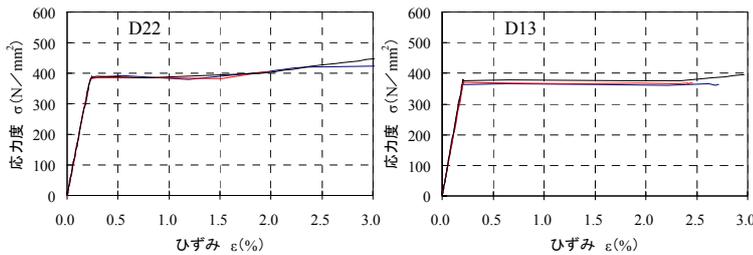


図-14 鉄筋引張試験結果

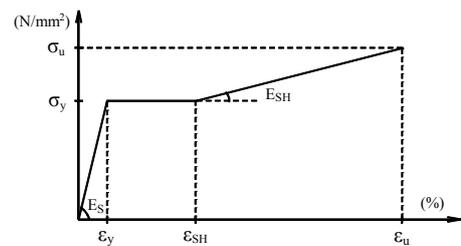


図-15 鉄筋σ-εモデル化

越し、スリップ変形量は少ない。柱にダボ筋を配したNo.3はダボ筋の無いNo.2に比べてスリップ変形量が抑えられ曲げ変形が伸びる。軸力比が高い方がスリップ変形の増加が抑制され安定した曲げ変形性状を呈する。

曲げ変形・スリップ変形以外をせん断変形成分すると、降伏機構分離型連層耐震壁の場合、せん断変形の割合は最終段階まで微小である。このようにスリップ変形が生じる要因は、伸びた引張側主筋が除荷しても戻らないので、逆方向の水平荷重が作用したときに圧縮側・引張側ともに浮上った状態となり壁脚部におけるせん断抵抗が軸方向筋の水平剛性だけになるためである。このスリップ変形量が履歴ループに及ぼす影響は、荷重除荷後の逆方向への加力時に出現する。耐震壁の壁脚部が浮上った状態となりせん断剛性が低下するため、変形ゼロ近傍で荷重増加はほとんど無いが水平変形が大きく増加する現象である。

#### 4.2 解析的検討

図-12に各試験体の頂部加力点における曲げ変形・スリップ変形の実験値と計算値の比較を示す。計算値は図-13に示すように平石が提案する解析的な手法<sup>10)</sup>を適用し頂部曲げ変形に換算した。計算の仮定条件および手順を以下に示す。

##### 1) 鉄筋

図-14に試験体に使用したD22およびD13の鉄筋の材料試験結果を、図-15に計算に用いた鉄筋のσ-εモデル化を示す。ここで、D22、D13の諸定数は以下とした。

D22;  $\epsilon_y=0.227(\%)$ ,  $\epsilon_{SH}=1.7(\%)$ ,  $\epsilon_u=20(\%)$ ,  $E_s/E_{SH}=160$

D13; No.2,4  $\epsilon_y=0.203(\%)$ ,  $\epsilon_{SH}=2.4(\%)$ ,  $\epsilon_u=16(\%)$ ,  $E_s/E_{SH}=171$

No.3  $\epsilon_y=0.202(\%)$ ,  $\epsilon_{SH}=2.4(\%)$ ,  $\epsilon_u=16(\%)$ ,  $E_s/E_{SH}=162$

平石の手法では柱主筋引張応力に壁横筋の効果を算入している。そこで壁横筋と柱軸方向筋との降伏強度比を考慮した鉄筋量を算入した。

##### 2) 変形の計算

平石の提案式からヒンジ高さにおける1階の鉛直変位  $v$  が算出できるので、1階の回転角  $\theta$  が式(2)より求められる。

$$\theta = v / \ell \quad (2)$$

ここに、 $\ell$  : 柱中心間距離で2,000(mm)。

降伏機構分離型耐震壁では1階アンボンド区間が塑性

領域となる。2階から上部は剛体と仮定すると頂部曲げ変形は式(3)、せん断変形は式(4)から求められる。

$$u_{TB} = u_B + \theta \cdot (H - h) \quad (3)$$

$$u_{TS} = u_T - u_{TB} = \theta H - u_{TB} \quad (4)$$

ここに、 $h$  : ヒンジ高さ1,175(mm),  $H$  : 加力点・変形制御高さ4,000(mm),  $u_B$  : 平石の提案式から算出できるヒンジ高さにおける曲げ変形(mm),  $u_T$  :  $\theta = R$ の仮定から算出できる頂部の全変形(mm)。

##### 3) 実験値との比較

従来の耐震壁における変形成分は主に曲げ変形とせん断変形成分であるが、降伏機構分離型耐震壁の場合、図-10に示すように曲げ変形とスリップ変形成分となりせん断変形成分の比率は比べ小さい。そこで図-12ではせん断変形計算値とスリップ変形実験値とを比較している。いずれも曲げ変形実験値と計算値、スリップ変形実験値とせん断変形計算値は  $15 \times 10^{-3}$  radまでほぼ一致する。降伏機構分離型耐震壁ではスリップ変形量をせん断変形計算値として推定することが可能と考えられる。

平石の手法でも変形の増加に伴い曲げ変形成分だけが增加するのではなく、せん断変形成分も増加することが示されている。降伏後に曲げ変形成分が主体となるエネルギー吸収能力の高い安定した復元力特性を保有させるためには、全体変形量に占めるスリップ変形量を急激に増加させないことが重要であると言える。

#### 5. 降伏機構分離型耐震壁スリップ変形抑制方法

降伏機構分離型耐震壁の場合、柱に配筋した主筋はコンクリートとの付着がないので柱や壁の曲げひび割れ発生が抑制できる代わりに壁脚部のひび割れ幅が大きくなる。壁脚部のひび割れに変形が集約されるので、壁脚部でスリップ現象を抑制することが求められる。

等価粘性減衰定数の推移(図-7)とスリップ変形量の推移(図-11)を見ると、全変形量に占めるスリップ変形量の割合と等価粘性減衰定数の低下に相関関係があることが分かる。変形が増大するにも係わらず等価粘性減衰定数が低下するのは、No.1,3で  $R=1/50$ 以降、No.2で  $R=1/66$ 以降である。その変形段階におけるスリップ変形/全変形量の比は0.3を超えている。エネルギー吸収性能の見地からより高い性能を維持するためにはスリップ

変形／全変形量の比を0.3に抑えることが求められる。

図-11からスリップ現象の抑制には軸方向力を大きくすることが効果的であるように思える。しかし曲げ降伏後、回転中心となる圧縮側柱脚部の圧壊が早まり変形性能が低下することが報告されている<sup>11)</sup>ので、スリップ現象を抑制する手段として適しているとは言いがたい。

スリップ変形量を抑制するためには、壁脚部接合面における軸方向鉄筋量・ダボ筋量や軸方向力とスリップ変形・せん断剛性との関係を定量的に評価する手法が不可欠である。筆者ら<sup>12)</sup>は、降伏機構分離型耐震壁の曲げ降伏後における壁脚部スリップ現象に関して詳細に分析し、スリップ現象を定量的に評価・抑制する手法を提案している。スリップ現象を抑制するために必要な検討を以下に示す。

- a) 残留鉛直変位の推定：目標変形角における荷重ゼロ時における壁脚部鉛直変位量の推定
- b) 壁脚部せん断剛性の算出：目標変形角における接合部筋・曲げ補強筋、ダボ筋の1本あたりのせん断剛性から壁脚部のせん断剛性を算出
- c) 曲げ剛性算出：Mohrの定理から加力点における曲げ剛性を算出
- d) 目標変形角における剛性比較：せん断剛性が曲げ剛性よりも大きいことを確認する

大変形領域(例えば変形角1/50)での剛性比較の結果、せん断剛性が曲げ剛性よりも小さい場合には、ダボ筋の配置やコンクリート強度の高度化などの改善によりせん断剛性を上昇させ壁脚部スリップ現象を抑制できる。特にコンクリート強度を高強度化すること(60N/mm<sup>2</sup>)が浮上った状態における壁脚部の鉄筋とコンクリートとのダボ作用に効果的である。それらの改善策は本論文に示す4体の範囲では現実的な範囲であることが確認されている<sup>12)</sup>。降伏機構分離型耐震壁は、スリップ現象を抑制すれば変形角1/50までエネルギー吸収性能が高い復元力特性を有する耐震部材となり得る。

## 6. まとめ

降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関して以下の知見が得られた。

- (1) 降伏機構分離型耐震壁は変形角1/200で曲げ終局耐力計算値に達し既往の耐力式で最大耐力を推定できる。
- (2) 等価粘性減衰定数は変形角の増大とともに増加し、1/100以降の変形で15~25%に分布し、一般の耐震壁よりもエネルギー吸収性能が高い。ただし、スリップ変形量が全体変形量の3割を超えると等価粘性減衰定数が低下する傾向があると考えられる。
- (3) 曲げ変形は平石の方法により推定できる。スリップ変形はせん断変形として推定することができる。

(4) 降伏機構分離型耐震壁は、ダボ筋配置やコンクリートの高強度化などにより目標変形角における壁脚部せん断剛性が曲げ剛性よりも高くなるように設計することによって壁脚部のスリップ現象が抑制され、従来の耐震壁よりもエネルギー吸収性能が高く高靱性な耐震要素とすることが可能である。

## 参考文献

- 1) 平石久廣ほか：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験)，日本建築学会構造系論文集，No.580，pp.99-104，2004.6
- 2) 平石久廣ほか：重ね継ぎ手方式による降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発，日本建築学会構造系論文集，No.592，pp.159-165，2005.6
- 3) 平石久廣ほか：材端部に開孔を有する降伏機構分離型鉄筋コンクリート造梁の開発，日本建築学会構造系論文集，No.596，pp.95-100，2005.10
- 4) 勅使川原正臣ほか：鉄筋コンクリート構造の接合技術に関する研究(その1，その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.193-196，2003.9
- 5) 勅使川原正臣ほか：鉄筋コンクリート構造の接合技術に関する研究(その3，その4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.343-346，2004.8
- 6) 勅使川原正臣，平石久廣，都祭弘幸，野口和也，飯島康仁：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造部連層耐震壁の履歴性状，日本建築学会構造系論文集，No.580，pp.137-143，2005.7
- 7) 都祭弘幸，勅使川原正臣，平石久廣，野口和也：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ変形制御方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.614，pp.99-106，2007.4
- 8) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.637-638，2007.8
- 9) 松本和行，壁谷澤寿海：RC耐震壁の等価粘性減衰，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.273-274，1994.9
- 10) 平石久廣：曲げ降伏型の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，No.347，pp.95-101，1985.1
- 11) 平石久廣，都祭弘幸，川島俊一，井上芳生：偏平な付帯柱を有する連層耐震壁の曲げ降伏後の靱性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.395，pp.48-64，1989.1
- 12) 都祭弘幸，平石久廣：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁における壁脚部スリップ定量評価方法，日本建築学会構造系論文集，No.635，pp.113-120，2009.1