

# RC 根巻き型構造のスタッドの耐力と剛性の検討

## 粘弾性壁型制震ダンパーの RC 根巻き型構造取り付け部の検討 その2

### STRENGTH AND STIFFNESS OF HEADED STUDS FOR RC STUB

#### Experimental Study on the Wall-Type Viscoelastic Damper Bases Consolidated with RC Stub -Part 2-

島崎 和司\*, 戸澤 正美\*\*, 宮崎 裕一\*\*, 濱 智貴\*\*\*

Kazushi SHIMAZAKI, Masami TOZAWA, Yuichi MIYAZAKI and Tomotaka HAMA

For applying the wall-type viscoelastic damper to high-rise RC structure, it is conceivable to use the connection system encased by RC bases. An experimental study is carried out to obtain the design data of this connection system for performance evaluation. The stud shear force-displacement relation of this system is investigated and showed as the quad line relations broken at the elastic limit of concrete, allowable strength and the ultimate horizontal strength until the ultimate strength. Through this stiffness evaluation and the stiffness evaluation of the RC bases itself, performance evaluation of this system is possible.

**Keywords :** Seismic Response Control Damper, Viscoelastic, Stud, Elastically supported beam, Reinforced Concrete,

Joint

制震ダンパー, 粘弾性体, スタッド, 弾性支承梁, 鉄筋コンクリート構造, 接合部

## 1. はじめに

超高層 RC 造建物の損傷制御設計のために、高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーが、建物の居住性・安全性を向上させる制震デバイスとして実用化されている<sup>1)</sup>。粘弾性ダンパーの取り付け部は図1(a)に示すような鋼製の取り付け部をアンカーボルトや PC 鋼棒で梁に取り付ける工法が多い。RC 構造に適用するには、図1(b)に示すようなダンパー鋼板にスタッドを溶接し RC に埋め込む RC 根巻き型構造とした構造システムが考えられる。制震ダンパーの性能評価においては、復元力特性を設定して取り付け部を含めたモデルでの評価が必要である。そのため、前報<sup>2)</sup>ではこの RC 根巻き型構造システムの設計用の資料を得ることを目的とした取り付け部の縮小モデル実験を行い、ダンパー性能を確保するための耐力についての検討を行った。

これまでに、鋼部材と RC 部材の接合に頭付きスタッドを用いる工法は、合成スラブや耐震補強などで広く実用化されている<sup>3)</sup>。また、頭付きスタッドのアンカー部材としてのせん断力に対する設計法も示されている<sup>3)</sup>。せん断力を受けるスタッドのせん断力とずれ変形関係は、コンクリートに埋め込まれたスタッドを弾性支承梁として考えると算定できる。このような考え方は、杭の水平力に対する設計式として古くから用いられており<sup>4)</sup>、スタッドに関しても多くの研究が公表されている。山野辺ら<sup>5)</sup>は、弾性支承梁として剛性を求め、1985年版の日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」<sup>3)</sup>

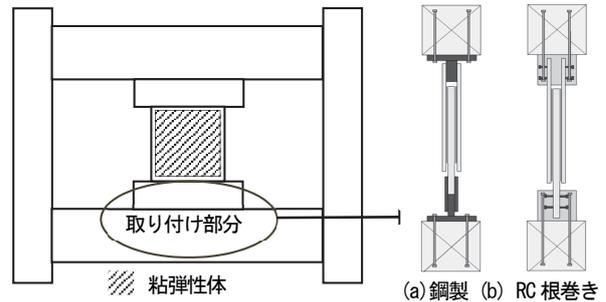


図1 取り付け部イメージ<sup>2)</sup>

の耐力を用いたせん断応力度-ずれ変形関係を提案している。安全性の検証を対象とした場合には、スタッド自体の非線形性も考慮する必要がある。津田<sup>6)</sup>はスタッドの曲げ耐力、破断耐力を基本としたせん断力-ずれ変形関係を提案している。また、島ら<sup>7)</sup>は、スタッド径とコンクリート強度、最大耐力を用いて荷重-変形関係を  $e$  関数で表すことで実験結果を追跡できることを示している。

スタッドからの応力により根巻き部全体にせん断力と曲げモーメントを受ける接合部におけるスタッドの耐力と剛性については、その資料が少なく、設計用の検討手法が確立されていない。特に、根巻き部にせん断クラックを生じた後のスタッドのせん断抵抗については不明な点も多い。前報<sup>2)</sup>では、根巻き部のせん断クラック前と後とは抵抗機構が異なり、RC 部が健全な場合に、各スタッドが曲

本論の一部は文献 15)16)で発表した。

\*神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

\*\*清水建設株式会社設計本部

\*\*\*清水建設株式会社環境・技術ソリューション本部

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kanagawa University, Dr. Eng.

Design Division, Shimizu Corporation

Environment & Technical Solution Division, Shimizu Corporation

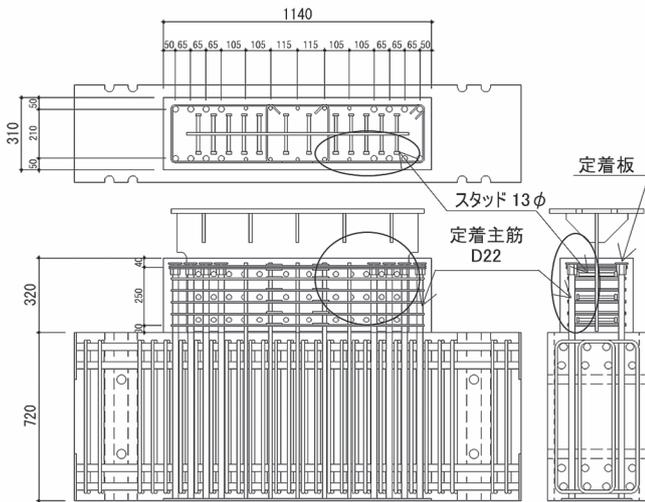


図2 取り付け部試験体形状および配筋(No.4)<sup>2)</sup>

表1 試験体一覧

No.	スタッド 本数	寸法 (mm)	定着主 筋本数	横補強 筋	コンクリート(N/mm <sup>2</sup> )		損傷
					強度	ヤング係数	
1	1	500 × 500 × 136	2-D22	2-D6 @50	40.0	3.2 × 10 <sup>4</sup>	有り
2							補修
3							無し
4			4-D22				有り
5							補修
6							無し
7	2	4-D22	42.5	2.8 × 10 <sup>4</sup>	有り		
8					補修		
9					無し		
10	3	4-D22	42.5	2.8 × 10 <sup>4</sup>	有り		
11					補修		
12					無し		

表2 試験体使用鋼材一覧

鋼材	使用部材	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ×10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)		
D4	SD295A	ノッチ補強	310	499	-	30	
D6	KSPD80	横補強筋	1055	1195	-	9	
D22	SD490	定着主筋	No.1-6	549	717	18.1	17
			No.7-12	545	717	18.1	17
スタッド φ13	SS400	スタッド	No.1-6	321	461	-	35
			No.7-12	374	494	-	30
PL12	SN490B	加力用	377	525	-	27	

げとせん断力を受ける場合の許容耐力と、RC部にせん断クラックが入った後のスタッドによる曲げ終局耐力・せん断終局耐力の評価が必要となることと、最終破壊状況に定着主筋の有無による相違が見られたことを示した。本論では、ダンパープレートに作用するせん断力によって生じる、埋込みプレートに溶接されたスタッドに作用するせん断力に対する剛性と耐力について、根巻き部が損傷を受けた場合も含めた検討を行うための要素実験を行い、その結果からせん断力-ずれ変形関係を検討する。このスタッドの剛性評価と、根巻き部自体の剛性評価を合わせることで、粘弾性壁型制震ダンパーのRC根巻き型構造取り付け部としての性能評価が可能となると考えられる。

## 2. 実験概要

### 2.1 取り付け部試験体概要

前報<sup>2)</sup>で報告したRC根巻き型構造取り付け部試験体No.4の試験体根巻き部寸法および配筋を図2に示す。ダンパーの取り付け部を取り出した部分試験体で、鋼材を中央部に埋め込んだRC根巻き型構造である。このRC根巻き部分をスタブ部(実物では梁に相当)に

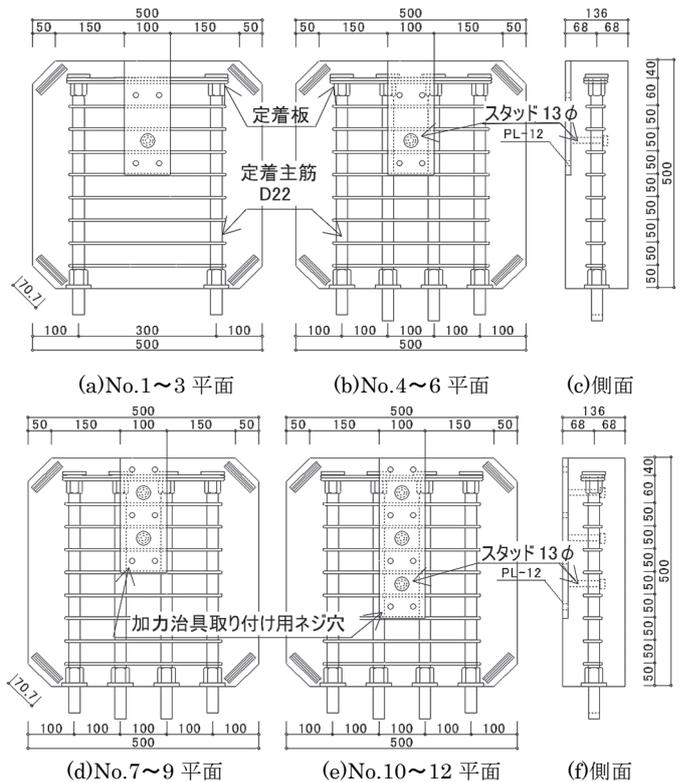


図3 スタッド要素試験体寸法・配筋

定着主筋D22で定着させている。この定着主筋は両端に配筋し、ねじ鉄筋を用いて根巻き部上部で定着プレートにより定着させている。中央部には、中間縦筋D13を配しているが、定着プレートは用いていない。ダンパープレートに作用するせん断力によって生じるRC根巻き部での曲げモーメントに抵抗するため、端部のスタッドには上方へのせん断力が加わることになり、スタッドが上方へコンクリートを掻き出す、掻き出し破壊を想定する必要がある。この破壊形式を検討するために、図2中に○で囲んだ部分のスタッドと定着主筋をモデル化したスタッド要素試験体を計画した。

### 2.2 スタッド要素試験体

試験体一覧を表1に、表2に試験体使用鋼材を示す。試験体のスタッド、スタッドが溶接されているプレートの厚さ、定着主筋、補強筋は前報<sup>2)</sup>の取り付け部試験体で使用したものと同一のものとなるようにした。コンクリートの強度も前報<sup>2)</sup>の強度( $\sigma_B=38.3\sim39.6$  N/mm<sup>2</sup>)にあわせた。代表的な試験体の寸法、配筋を図3に示す。試験体は、全て同一のサイズで500×500×136mm、全部で12体である。No.1-6がスタッド単体の試験体、No.7-12が複数スタッドの試験体である。スタッド単体の試験体のうち、No.1-3が中央部の定着鉄筋の無い部分を想定した定着鉄筋2本の試験体、No.4-6が端部の定着筋のある部分を想定した定着鉄筋4本の試験体である。複数スタッドの試験体のうち、No.7-9がスタッド2本の試験体、No.10-12がスタッド3本の試験体で、全て定着鉄筋4本の試験体である。スタッドはPL12に溶接接合し、試験体内部に埋め込まれている。定着鉄筋はねじ鉄筋D22とし、頂部に定着プレート(φ55, プレート厚8mm)を設置し、他端は固定用治具に定着ナットで固定するために試験体から露出している。コンクリートは、スタッドの溶接されて

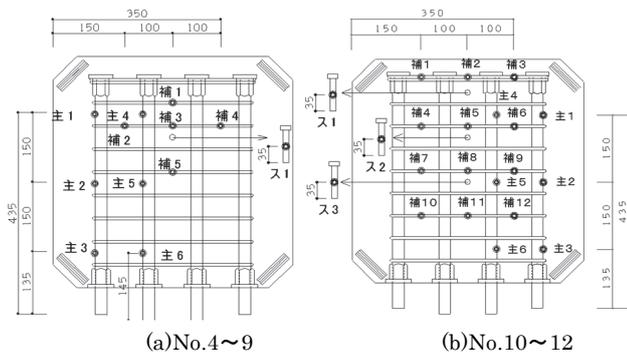


図4 代表的なスタッド要素試験体ゲージ位置

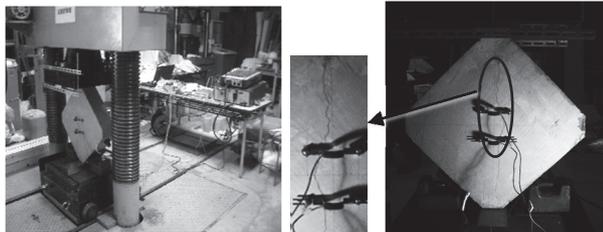


写真1 圧縮割裂試験

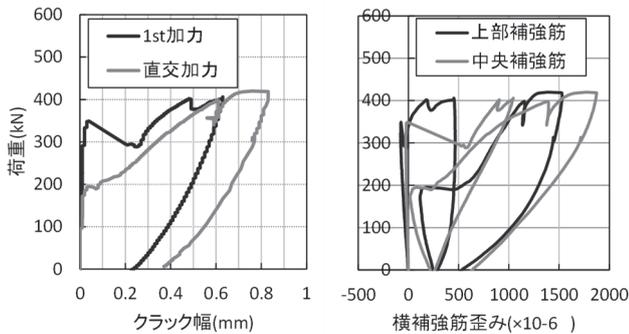


図5 圧縮割裂試験結果 (No.1)

いるプレートを下面として打設した。

計測は、スタッド、定着主筋、横補強筋の歪みと、圧縮割裂試験では中央クラック幅、スタッド水平加力試験ではスタッドとコンクリートのずれ変形を加力プレートと定着筋固定部コンクリート200mm区間の相対変形として計測した。図4に、代表的な試験体の歪み計測位置を示す。スタッドのゲージは、加力方向の前後面に貼付し、深さを柱頭固定の弾性支承梁と考えたときの第1不動点深さとして、ゲージ貼付の影響が少なくなるよう計画した。

### 2.3 圧縮割裂試験

No.1,2,4,5,7,8,10,11 は取り付け部のせん断クラックの損傷を模擬するため、写真1(a)に示すように、5MN圧縮試験機により対角方向の圧縮割裂試験によるクラックを発生させた(写真1(b))。No.1試験体で変位計をモニタリングしながら加力した。前報<sup>2)</sup>の加力サイクルの内、スタッド短期許容応力度を想定した加力後の残留クラック幅が0.2~0.3mmであったことより、残留クラック幅が0.25mmとなるようにした。一方にクラックを生じさせた後、90度回転して直交方向も同様にクラックを生じさせ、45度方向のせん断クラックを模擬した。図5にNo.1試験体の圧縮荷重-ひび割れ関係と圧縮荷重-中央部せん断補強筋ひずみの関係を示す。せん断補強

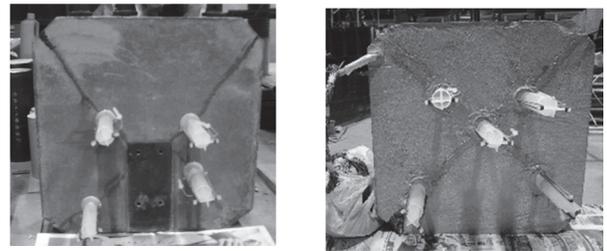


写真2 エポキシ補修状況

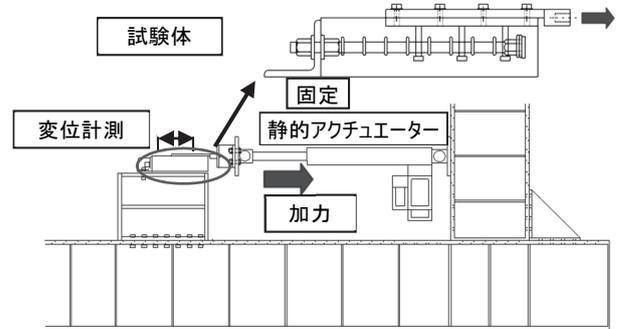


図6 試験装置の概要

筋の最大ひずみは1500 $\mu$ 程度であり、前報<sup>2)</sup>でのスタッド短期許容応力度を想定した荷重レベル時のせん断補強筋のひずみと同程度であった。No.2以降は、No.1の荷重レベルを目標として損傷を与えた。損傷させた試験体のうちNo.2,5,8,11は自動式低圧注入工法によりエポキシ樹脂を注入して補修した。補修状況を写真2に示す。

### 2.4 スタッド水平加力試験

試験は、図6に示すようにネジ鉄筋である定着主筋を反力治具にナットで固定し、反力をとった。加力は、スタッド取り付けプレートに加力プレートをボルトで結合し、加力用静的アクチュエーター(容量200kN)の中心高さをスタッドプレートの上面位置に一致させて行った。加力サイクルは、スタッドの終局せん断応力度を日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説2010年度版 第4編 各種アンカーボルト設計指針・同解説」<sup>3)</sup>(以下AIJ合成構造指針と記す)の解説を参考に、スタッド本体のせん断耐力も考慮した(1)式で算定し、その1/3, 2/3, 3/3の荷重で1回ずつ静的一方向繰り返し加力を行い、以降は試験体の様子を見て漸増繰り返し加力を続けた。(1)式によるスタッド耐力はNo.1-6が35kN, No.7-12が38kNで、いずれもスタッドせん断耐力で決定した。

$$q_{su} = \min(0.5\sqrt{F_c E_c}, \sigma_t / \sqrt{3}) \quad (1)$$

ここで、 $q_{su}$ :スタッドのせん断耐力時応力度(N/mm<sup>2</sup>)、 $F_c$ :コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $E_c$ :コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_t$ :スタッドの引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

### 3. 実験結果

図7にスタッド水平加力試験の荷重と変形関係を示す。スタッド1本の試験体のNo.1-5試験体は、39kN近傍で上面に新たなクラックが入り、No.6は側面に新たなクラックが入った。No.1-3は、プレートの中央のスタッド付近から右上と左上に斜めのクラックが入り、縁あき側面のコンクリートのコーン破壊(以下掃出し破壊と記す、

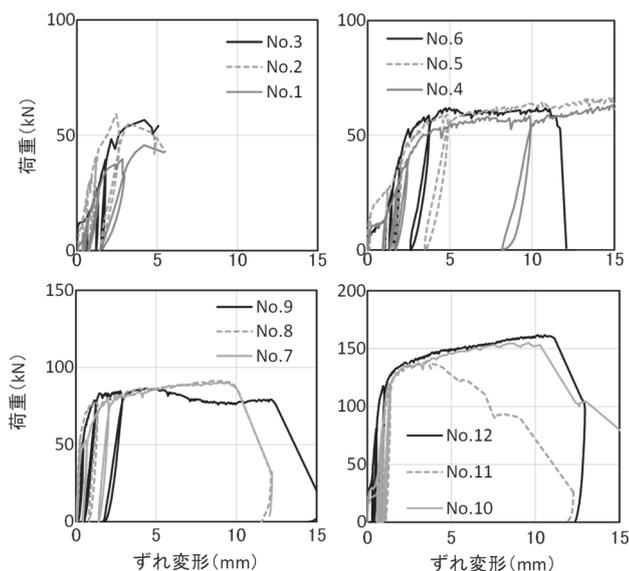
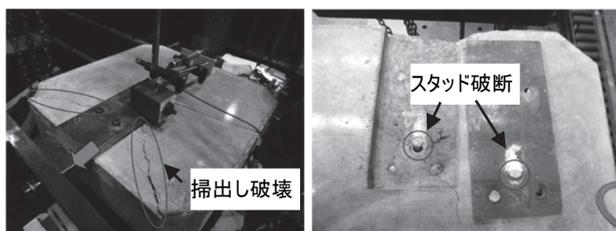
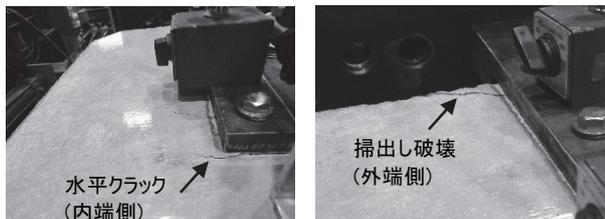


図7 荷重-変形関係



(a) No.1-3の代表例

(b) No.4-6の代表例



(c) No.12

写真3 最終破壊状況

concrete breakout<sup>5)</sup>)となった(写真3(a))。No.4-6は、クラックは水平に近く、最終的に溶接部傍でスタッドが破断した(写真3(b))。スタッド2本の試験体の内、損傷を与えたNo.7,8試験体は、40kN過ぎからクラックが広がり、損傷の無いNo.9試験体も含めて50kNを超えたところで端部のスタッド部分から掃出し破壊につながるクラックが生じた。最終的には、このクラックが広がり、90kN近傍で内部のスタッドが破断して耐力低下を起こした。端部のスタッドは掃出し破壊となり、破断には至らなかった。スタッド3本の損傷を与えたNo.10試験体は40kN過ぎからクラックが広がり始め、No.10-12のすべての試験体で120kN近傍で端部のスタッドからクラックが生じた。140kNを超えたところで中側のスタッドが破断して耐力低下を起こした。写真3(c)に損傷状況の例としてNo.12試験体の最大荷重時のクラック状況を示す。中央部のクラックは水平に近く、最終的に内部のスタッドは溶接部近傍で破断し、端部のスタッドは掃出し破壊となっている。

図7において、損傷のない試験体(No.3,6,9,12)に比べ、損傷のある試験体(No.1,4,7,10)では降伏点近傍では剛性、耐力が低く、損

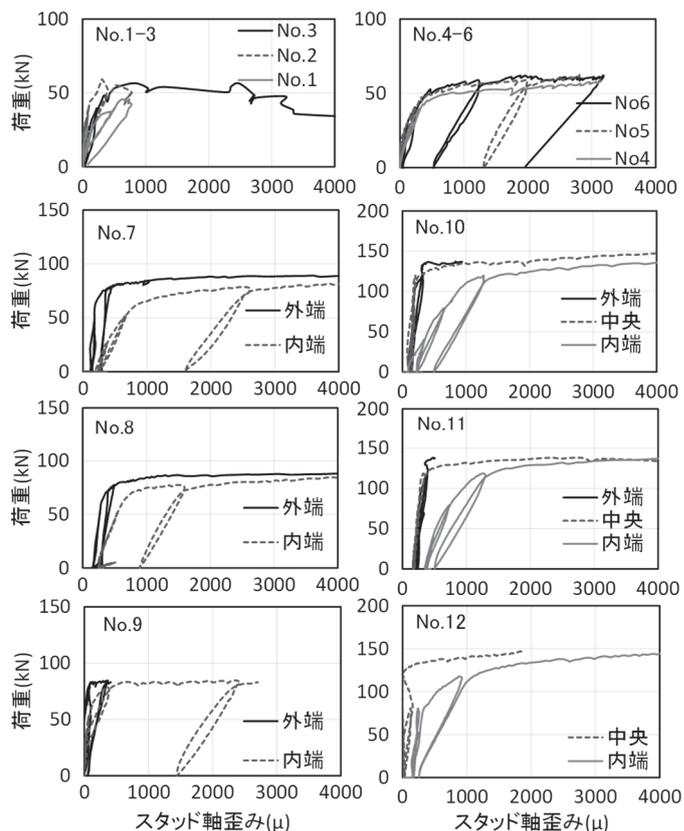


図8 荷重-スタッド平均歪関係

傷の影響が見られる。補修した試験体(No.2,5,8,11)では、損傷のない試験体と同程度となっている。全ての試験体において、初期の荷重20~30kN付近で、荷重-変形関係にスリップ性状が見られる。これは、加力プレートとスタッド取り付けプレートのボルト接合部分で初期の段階での摩擦力が切れたことが原因と思われる。

損傷のための圧縮割裂試験前を初期値とした定着筋の歪みは、最大で1000 $\mu$ 程度、横補強筋の歪みはNo.1-3試験体で最大1500 $\mu$ 程度、No.4-6試験体で最大500 $\mu$ 程度、No.7-9試験体で最大1700 $\mu$ 程度、No.10-12試験体では最大2300 $\mu$ 程度で、いずれも降伏に達していなかった。

図8に、損傷のための圧縮割裂試験前を初期値としたスタッドの両面の歪みから求めた平均歪と荷重の関係を示す。No.12の外端スタッドの歪みは計測不良であった。スタッドが1本、定着筋が2本で、損傷を受けたNo.1,2では、スタッドが引張降伏する前に最大耐力に達して荷重低下しているが、スタッドが1本のその他の試験体では、定着筋の本数に関わらずスタッドは引張降伏している。定着主筋が4本のNo.4-6試験体では、損傷の有無による大きな違いは見られない。複数スタッドの試験体では、内部のスタッドは引張降伏しているが、スタッド3本の試験体の外端のスタッドは降伏ひずみに達すること無く最大耐力に至っている。引張ひずみで見ると、加力点に近い外端スタッドのグラフの傾きが大きく、内端の傾きが小さい。これは、外端スタッドでは、コンクリートが掃出し破壊方向に歪み、スタッド自体の変形が少ないためと考えられる。

ゲージ貼付位置のモーメントは頭部モーメントに比べるとかなり小さく、前後面の歪みから求めた曲率と荷重の関係は明瞭なものとならなかった。

#### 4. スタッド耐力の算定

##### 4.1 破壊状況から見た耐力の分類

スタッドにせん断力が作用する場合には、縁あきが少なく、スタッドから45°に広がる破壊面を想定した場合に、その中に定着主筋による押さえがない場合には、掃出し破壊を想定する必要がある。この耐力をACI規準<sup>4)</sup>では、“concrete breakout strength”として規定している。定着主筋による押さえがある場合には、コーン破壊をしようとしたときに、定着主筋の定着プレートで押しとどめられることになる。このとき、定着主筋の定着プレートの支圧耐力が、掃き出し破壊時の耐力より大きければ掃出し破壊は生じない。一方、スタッド自体で耐力が定まる場合には、前報<sup>2)</sup>で示したように、コンクリートの支圧破壊やスタッドの引張曲げ破壊を含む実験式と、スタッド本体の耐力のうち、小さい方の値で定まることになる。本構造システムとしてのスタッドせん断耐力としては、これらの耐力のうち、最も小さなもので定まることになる。

##### 4.2 スタッドの耐力

前報<sup>2)</sup>では、スタッドの許容せん断耐力をAIJ合成構造指針<sup>3)</sup>より、コンクリートの支圧破壊やスタッドの引張曲げ破壊を含む実験式と、スタッド本体のせん断耐力から、スタッドの許容せん断応力度 $q_{sa}$ (N/mm<sup>2</sup>)を材料の実強度を用いた下式で設定した。

$$q_{sa} = \min\left(\frac{2}{3} \times 0.5 \sqrt{F_c E_c}, 0.7 \sigma_y\right) \quad (2)$$

ここで、 $F_c$ : コンクリート圧縮強度 (ここでは実強度  $\sigma_B$  N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_y$ : スタッドの降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

一方、スタッドの降伏せん断応力度 $q_{su}$ (N/mm<sup>2</sup>)は、材料の実強度を用いた(1)式で設定した。

##### 4.3 コンクリートの掃出し破壊耐力

AIJ合成構造指針<sup>3)</sup>では、各種アンカーボルト設計指針・同解説において、これをコンクリートの剥離破壊として、破壊側面の有効投影面積を用いて、引張耐力算定式により破壊耐力を算定する方法を示している。これを参考に掃き出し破壊時のせん断耐力 $Q_a$ (N)を材料の実強度を用いた次式で与える。

$$Q_a = \frac{2}{3} c \sigma_t \cdot A_{qc} \quad (3)$$

ここで、 $c \sigma_t$ : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 $=0.31 \sqrt{F_c}$  (N/mm<sup>2</sup>),  $A_{qc}$ :破壊面前面におけるコーン破壊面の有効投影面積(mm<sup>2</sup>)で、端までの距離を $c$ としたとき、 $0.5 \pi c^2$ で与えられる。

No.1-3の有効投影面積は、 $c$ が試験体厚さを超えるため、スタッドから45°に延ばして区切られる前面の面積とした。No.7-12の最外端のスタッドにおいては、上記の定義による面積とした。その他のスタッドは、この有効投影面積内に定着主筋が存在するため、掃出し破壊は生じないで、次節の定着主筋の支圧耐力を考えるものとした。

##### 4.4 定着鉄筋支圧耐力

掃出し破壊の破壊面内に定着主筋の定着プレートがある場合、定着プレートの支圧耐力が充分にあれば、掃出し破壊は生じない。こ

表3 スタッドの耐力

試験体	本数	スタッド1本の耐力(kN)					掃出破壊耐力(kN)	スタッド耐力の和(kN)			定着主筋支圧耐力Σ(kN)	実験最大値(kN)
		許容耐力		降伏耐力		終局耐力		許容耐力	降伏耐力	終局耐力		
		支圧耐力	せん断耐力	支圧耐力	せん断耐力							
1	1	50.1	24.6	75.0	35.3	61.2	50.7	24.6	35.3	50.7	319.1	45.7
2							55.2					
3							56.5					
4							62.9					
5							66.3					
6							62.1					
7	2	48.3	28.6	72.4	37.8	65.5	11.9	57.3	49.7	77.4	678.2	90.4
8												91.5
9												86.5
10												153.3
11												138.1
12												161.8
11	3	85.9	87.6	143.0								138.1
12												161.8



写真4 掃出し破壊の破壊面と有効投影面積

表4 スタッドの耐力(掃出し破壊補正)

試験体	本数	スタッド1本の耐力(kN)					掃出破壊耐力(kN)	スタッド耐力の和(kN)			定着主筋支圧耐力Σ(kN)	実験最大値(kN)
		許容耐力		降伏耐力		終局耐力		許容耐力	降伏耐力	終局耐力		
		支圧耐力	せん断耐力	支圧耐力	せん断耐力							
1	1	50.1	24.6	75.0	35.3	61.2	53.0	24.6	35.3	53.0	319.1	45.7
2							55.2					
3							56.5					
4							62.9					
5							66.3					
6							62.1					
7	2	48.3	28.6	72.4	37.8	65.5	24.7*	57.3	62.6	90.3	678.2	90.4
8												91.5
9												86.5
10												153.3
11												138.1
12												161.8
11	3	85.9	100.4	155.8								138.1
12												161.8

\* (3)式の係数を2/3→1.0とした。

の場合には、破壊面内での支圧力であり、支圧応力の広がりが大きくなるとは考えにくい。ここでは、AIJ「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」<sup>10)</sup>の支圧強度を用いることとして、上限をコンクリートの設計基準強度の2倍とする。これは一般的な機械式定着で用いられている値と同程度の値となる。

これより、定着プレートの支圧で決まる耐力 $P_a$ は、破壊面内の支圧プレート面積を、有効支圧面積 $A_0$ とすると次式で与えられる。

$$P_a = 2 A_0 \cdot F_c \quad (4)$$

最終的な支圧耐力は、定着プレートで反力をとるスタッドの総計と対応しなければいけないことになるが、定着主筋は異形鉄筋であり、鉄筋の付着力もスタッドからのせん断力に抵抗できるため、全スタッドで考えるときは、定着プレートを有する機械式定着の強度で評価すれば良いと考えられる。

##### 4.5 実験値との比較

表3に、各計算式で得られた値と試験の最大荷重の一覧を示す。スタッド1本の耐力の許容耐力は(2)式、降伏耐力は(1)式によるものである。終局耐力は、スタッド引張破断時耐力として算定したものである。(1)式の支圧耐力で決まる値が小さい場合には、支圧耐力で決

まる値とする。掃出し破壊耐力は(3)式によるものである。スタッド耐力の和は、許容耐力は(2)式で決まる耐力×本数、降伏耐力は最外端のスタッドは(1)式と(3)式の小さい方とし他のスタッドは(1)式とした値の和、終局耐力は同様であるがスタッド耐力を終局耐力としたものである。定着主筋支圧耐力は(4)式で求まる耐力×定着主筋本数で算定したものである。

図7に示した荷重-変形関係と比べると、初期のスリップ形状を別とすると、全ての試験体において許容耐力までの剛性低下は小さく、降伏耐力を超えると剛性低下が大きくなっている。最大耐力は、スタッド本数が1本の No.1-6は、おおむね算定した最大耐力（終局耐力）と実験結果が対応している。定着主筋が2本で損傷のある No.1では、実験の最大耐力が算定した掃出し破壊耐力より小さく、掃出し破壊の破壊面に損傷の影響が見られる。定着主筋が4本の試験体では、損傷、補修の有無による耐力の相違は見られない。スタッドが複数本の試験体においては、計算値は実験値より小さいものが多い。これは、掃出し破壊耐力の算定式である(3)式において、AIJ 合成構造指針<sup>3)</sup>の解説図4.20では、有効投影面積が小さい間は(3)式の係数が1の方が実験値と対応しているためと思われる。写真4に掃出し破壊の破壊面の状況と有効投影面積の関係の例を示すが、表面での実際の破壊面は有効投影面積に比べて大きくなっている。また、横補強筋が面外曲げを受けて抵抗していると考えられる。(3)式の係数を1として掃出し破壊耐力を算定し、横補強筋の引張強度による全塑性モーメントのヒンジを、定着プレート位置の支持点と、スタッド位置の加力点の3カ所に想定した抵抗力を加えた結果を表4に示す。実験結果との対応が良くなっている。スタッドが3本で損傷後補修をした No.11は、実験値の方が小さい。これは、図7に見られるように降伏耐力を超え、最大耐力に至る前に最外端のスタッドが掃出し破壊をし、他のスタッドがまだ終局耐力に達していないためである。コンクリートの損傷と補修時のエポキシ注入の偏り等が原因と考えられる。掃出し耐力が小さい場合には、単純な累加強度で最大耐力は求まらないことになる。

## 5. スタッド-コンクリート間の復元力特性

ここでは、スタッド-コンクリート間の復元力特性を、弾性支承梁の解を利用した設計式が確立している日本建築学会、建築基礎構造設計指針<sup>6)</sup>（以下 AIJ 基礎指針と記す）の杭の算定式を元に算定する。また、杭の終局設計として確立されている Broms の算定式を用いてスタッドの全塑性耐力を算定し、復元力の特性点を定める。

### 5.1 弾性支承梁

弾性支承梁として考えたせん断力とずれ変形関係は、AIJ基礎指針では杭頭固定の理論解として Chang の解が示されており、頂部変位  $y_0$  と水平力  $Q$  の関係は次式で与えられる。

$$y_0 = \frac{Q}{4E_p I_p \beta^3} \quad (5)$$

ここで、 $E_p I_p$  : 杭体曲げ剛性、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4E_p I_p}}$

$k_h$  : 水平地盤反力係数(N/mm<sup>3</sup>)、 $B$  : 杭径

AIJ基礎指針では水平地盤バネ  $k_h B$  を地盤の非線形性を考慮して  $y_0=10\text{mm}$  の時の値として実験結果等を参考にして定めている。日本

建築学会、建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計<sup>11)</sup>では岸田らの提案<sup>12)</sup>を元に、水平地盤バネ係数  $k_{fs} (=K_h B, \text{N/mm}^2)$  を Vesic の弾性支承梁の理論式に基づき算定された理論式に、引張側の効果を加味して2倍した Francis の式として次式を紹介している。

$$k_{fs} = \frac{1.3E_s}{1-\nu_s^2} \left( \frac{E_s B^4}{E_p I_p} \right)^{1/2} \quad (6)$$

ここで、 $E_s$  : 地盤のヤング係数、 $\nu_s$  : 地盤のポアソン比  
また、地盤の非線形性を考慮して水平ばねを非線形にし、杭体の非線形性も考慮した荷重-変形関係を算定する略算法や精算法も示されている<sup>13)</sup>。

弾性支承梁を弾塑性支承梁とした増分解析を行うことで、スタッド水平力-ずれ変形関係を算定することができる。最近では、杭の水平耐力を算定するための増分解析プログラムが一般に使われるようになっており、増分解析による算定はそれほど大変ではないが、スタッド個々に計算するのは実用的ではない。本論では、安全性の検証までを対象として、スタッド1本あたりのせん断力-ずれ変形関係を4折れ線で設定する。

### 5.2 初期剛性

(5)式よりせん断力と頂部水平変形の関係は、

$$Q = 4E_s I_s \beta^3 y_0 = K \cdot y_0 \quad (7)$$

ここで、 $E_s I_s$  : スタッド曲げ剛性、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{fc}}{4E_s I_s}}$

$k_{fc}$  : コンクリートのバネ係数 (N/mm<sup>2</sup>)

となり、これより初期剛性  $K$  は、

$$K = 4E_s I_s \left( \frac{k_{fc}}{4E_s I_s} \right)^{3/4} \quad \text{N/mm} \quad (8)$$

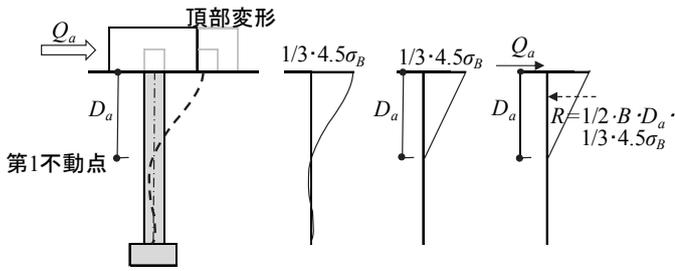
となる。コンクリートのバネ係数  $k_{fc}$  は、(6)式の Francis の式を参考に算定する。コンクリートのヤング係数を  $E_c$  (N/mm<sup>2</sup>)、鉄とコンクリートのヤング係数比を、高強度コンクリートを用いた場合からコンクリートのクリープを考慮した設計用の値<sup>14)</sup>の範囲までの6~15とし、コンクリートのポアソン比を1/6、スタッドの直径を  $B$  として断面2次モーメントを  $I_s = \pi \cdot B^4 / 64$  (mm<sup>4</sup>) とすると  $k_{fc} = 1.37 E_c \sim 1.48 E_c$  となる。今回のコンクリートに埋め込まれたスタッドの場合、頂部の固定度が完全固定とは言えないことと引張側の効果はスタッド背面では期待できないので、これを  $k_{fc} = E_c$  とする。これより初期剛性  $K$  は、

$$K = 4E_s I_s \left( \frac{E_c}{4E_s I_s} \right)^{3/4} \quad \text{N/mm} \quad (9)$$

となる。

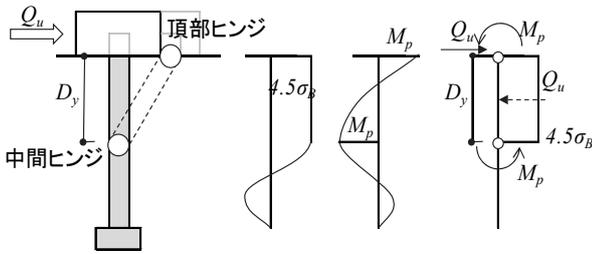
### 5.3 復元力特性の特性点

スタッドをコンクリートによる弾性支承梁と考えた場合、復元力特性の折れ曲がり点は、弾性支承（コンクリート）に起因するものと梁部分（スタッド）に起因するものがある。コンクリートに起因する剛性低下は早期から生じる。スタッドの変形は頂部が最も大きいため、コンクリートの応力度も頂部で大きい。剛性低下も頂部のコンクリートから始まり、剛性が徐々に低下していく。



(a)スタッドの変形 (b)水平反力 (c)単純化反力 (d)力の釣合

図9 弾性時スタッドのずれ変形抵抗機構の模式図



(a)スタッドの変形 (b)水平反力 (c)モーメント分布 (d)力の釣合

図10 終局時スタッドのずれ変形抵抗機構の模式図 (文献<sup>6</sup>)を参考)

復元力特性の最初の特性点として、この頂部コンクリートの剛性が低下する点を考える。コンクリートの応力度-歪み度関係は線形ではないが、ここでは圧縮強度の1/3が長期許容圧縮応力度であることを考慮して、コンクリートの最大応力度がコンクリート支圧強度の1/3になった点を剛性低下の始まる点と考える。コンクリート支圧強度は、AII基礎指針のBromsの極限水平抵抗力を算定する場合の粘性土を参考に定める。支圧強度は、粘性土の非排水せん断強さ $C_u$ に対して $9C_u$ としており、粘性土の1軸圧縮強度 $q_u=2C_u$ であるため、 $4.5q_u$ となる。これよりコンクリート支圧強度は、コンクリートの1軸圧縮強度 $\sigma_B$ を用いて $4.5\sigma_B$ とする。スタッド廻りの支圧面積の広がり、面内なので十分確保されており、Bromsの極限水平抵抗力を算定する場合の粘性土の値をそのまま用いても問題ないと考えられる。このときのスタッドの変形分布と水平反力は図9(a)(b)に示すように、線形関係になる。この頂部のコンクリート応力度が支圧強度の1/3 ( $1/3 \cdot 4.5\sigma_B$ ) となったときのせん断力 $Q_a$ は、図9(c)のように頂部から第1不動点までの距離を $D_a$ 、この区間のコンクリートの水平反力を直線分布と仮定すると、次式により算定できる。

$$Q_a = \frac{1}{6} \cdot 4.5\sigma_B \cdot B \cdot D_a \quad (10)$$

$$\text{ここで、 } D_a = \frac{2.36}{\beta}, \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{E_c}{4E_s I_s}}$$

スタッドに起因する剛性低下は、頂部固定の場合には頂部のモーメントが最も大きくなるので、頂部モーメントが降伏モーメントに達した時から剛性低下が始まり、全塑性モーメントに達した時に、頂部ピンの場合の剛性となる。このときの水平剛性は、水平バネ係数が弾性のままとすると、頂部固定時の1/2であり、コンクリートの剛性低下に比べてそれほど大きな剛性低下ではない。

その後、中央部のモーメントが全塑性モーメントに達し、スタッドは図10(a)に示すような2点ピンとなる。この区間の水平ばねが図10(b)のように全て支圧強度に達したと仮定すると最大せん断耐力

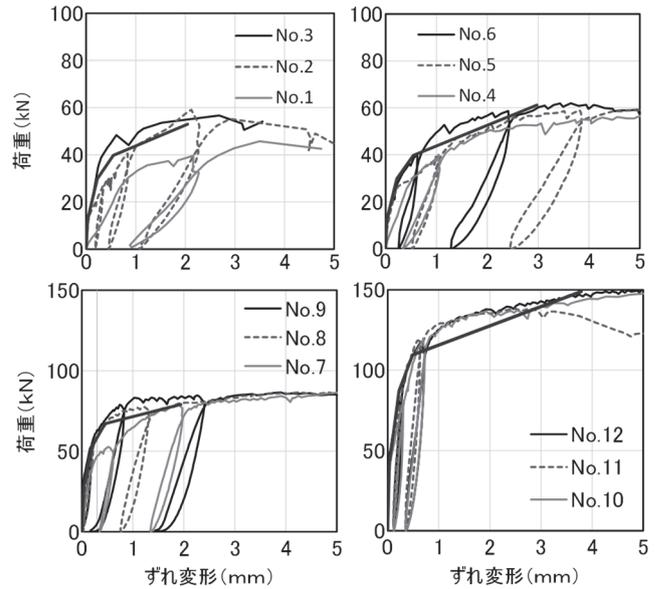


図11 スタッド水平力-ずれ変形関係

が算定できる。このときの水平耐力がBromsの極限水平抵抗力である。これを参考に、コンクリートに埋め込まれたスタッドのせん断耐力を算定する。スタッドの全塑性モーメントを $M_p$ 、頂部から中間部ヒンジまでの深さを $D_y$ 、コンクリートの支圧強度を $4.5\sigma_B$ とする。中間ヒンジ部のスタッドの曲げモーメントは図10(c)に示すように全塑性モーメント $M_p$ であり、モーメント分布の極値であるのでこの点のスタッドのせん断力は0となる。これより、中間ヒンジ点より上の水平方向の釣り合いを考えると、

$$Q_u - 4.5\sigma_B \cdot B \cdot D_y = 0 \quad (11)$$

となる。また、中間ヒンジ点より上のモーメントの釣り合いを考えると、

$$-M_p + Q_u \cdot D_y - 4.5\sigma_B \cdot B \cdot D_y \cdot \frac{D_y}{2} - M_p = 0 \quad (12)$$

となる。(11)(12)式より、せん断耐力 $Q_u$ として次式を得る。

$$Q_u = 2\sqrt{4.5 \cdot \sigma_B \cdot B \cdot M_p} \quad (13)$$

(13)式の $M_p$ をスタッドの降伏強度で計算すると、No.1-6試験体で33kN、No.7-12試験体で37kN、スタッド引張強度で算定するとそれぞれ40kN、42kNとなり、実験の最大耐力より小さい値となっている。この荷重レベルでは図8に示したスタッドの平均軸歪みは小さく、全塑性耐力に達した後に軸歪みが増大してスタッド終局耐力に達している。このときの頂部から中央部モーメント位置までの距離は14-17mmであり、せん断力が大きく、表3に示したせん断耐力より大きな値であるので、スタッドはせん断降伏して剛性が低下することになる。

#### 5.4 スタッド水平力-ずれ変形関係

前節までの検討を考慮し、掃出し破壊をしないスタッドが水平力を受けた場合の剛性の変化する特異点として次に示す4点と、コンクリートの応力度-歪み度関係を念頭に実験結果を踏まえて設定した剛性低下を考えることにする。

- 1) 第1折れ点：コンクリートの水平ばねが非線形になる点

荷重P1：(10)式によるせん断耐力

初期剛性：(9)式による初期剛性

2) 第2折れ点：コンクリートの水平ばねが最大強度になる点

荷重P2：(2)式による許容せん断耐力

第2剛性：初期剛性×0.2

3) 第3折れ点：全塑性耐力になる点

荷重P3：スタッド引張強度を用いた(13)式による値

第3剛性：初期剛性×0.07,

4) 終局点

荷重P4：スタッド終局耐力

第4剛性：初期剛性×0.01

実験結果と設定した復元力を比較したものが図11である。実験では図7に見られるように荷重20~30kNで、加力治具とスタッドプレート間のボルト接合部においてスリップしているため、スタッドが1本の試験体では実験の復元力を第3サイクルから、複数本の試験体では第2サイクルから描いている。また、掃出し破壊は第3折れ点以降で生じているので、ここでは掃出し破壊耐力をそのまま累加している。損傷を与えた試験体であるNo.1,4,7と補修した試験体であるNo.2,5では設定した剛性が実験値より高めに評価しているが、それ以外の試験体では損傷がある場合も含めて安全側に評価できている。対角方向の損傷を受けた場合、図6に示したずれ変形を計測している区間内に、損傷によるクラックが含まれ、No.1のせん断カーズれ変形関係には、ずれ変形に加えて根巻き部の損傷による変形がかなり含まれていると思われる。No.4, 7では、この変形を中央の2本の定着主筋が拘束するため変形量が小さくなり、No.10では計測区間に損傷がないため、損傷のないものと同じになっている。従って、No.10-12の結果から、根巻き部の損傷の影響は根巻き部自体の復元力で考慮し、スタッドのせん断カーズれ変形関係には、損傷の影響はないと考えられる。定着主筋により掃出し破壊を防止できる場合には、設定したスタッドせん断力-ずれ変形関係により評価できると言える。

## 6. まとめ

本研究は、粘弾性壁型制震ダンパーの取り付け部を、RC根巻き型構造とした構造システムを実用化するための設計用の資料を得ることを目的としている。このシステムでは、ダンパープレートに作用するせん断力によってRC根巻き部に曲げモーメントが生じる。この曲げモーメントにより、スタッドに生じる上向きのせん断力に抵抗するためのスタッドの耐力と剛性を評価するための静的繰返し実験による要素実験を行い、その剛性と耐力についての検討を行った。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

- 1.スタッドにせん断力が作用する場合に、縁あきが少なく、スタッドから45°に広がる破壊面を想定した場合に、その中に定着鉄筋による押さえがない場合には、掃出し破壊を想定する必要がある。この場合、損傷があると耐力は低下し、補修後も剛性が完全には回復しない。そのため、設計としては掃出し破壊を生じないように定着主筋を配置する事が重要となる。
- 2.定着筋による押さえが充分にある場合には、スタッド自体の耐力で定まる。損傷があると剛性は低下するが、最大耐力は変わらない。補修により剛性も回復する。耐力は、コンクリートの支圧破

壊やスタッドの引張曲げ破壊を含む実験式と、スタッド本体のせん断耐力のうち、小さい方の値で定まることになる。

- 3.スタッドとコンクリートの間の水平力-ずれ変形関係は、弾性支承梁にモデル化して評価することができる。非線形性は、バネ支承であるコンクリートの非線形性と、スタッド自体の非線形性による耐荷機構の変化を考慮した4折れ線で設定できる。定着主筋による抑えが効く場合には、算定した復元力を用いることにより、粘弾性壁型制震ダンパーの減衰性能評価が可能となる。

なお、損傷を受けた場合のスタッドのせん断力-ずれ変形関係も、掃出し破壊が生じない場合にはそのまま適用可能と考えられるが、さらに検討が必要である。

本論により、RC根巻き型構造とした構造システムのスタッドとコンクリートの間の水平力-ずれ変形関係の評価が可能になった。この剛性評価と、根巻き部自体の剛性評価を合わせることで、粘弾性壁型制震ダンパーのRC根巻き型構造取り付け部としての性能評価が可能となる。本論は、限定されたシステムを想定しているが、本論の検討手法は他の同様な鋼部材とRC部材との接合方式の検討のためにも有益と思われる。

## 謝辞

本研究の実験の実施にあたっては、神奈川大学の教務技術主任五十嵐泉氏、島崎研究室学生・大学院生各位の協力を得ました。

## 参考文献

- 1) 夏堀功, 半澤徹也, 千田論, 西村拓也, 寺田岳彦, 中村豊: スチレンオレフィン系粘弾性体を用いた壁型ダンパーの開発, その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.B-2, pp.919-924, 2005.7
- 2) 島崎和司, 戸澤正美, 宮崎裕一, 濱智貴: 粘弾性壁型制震ダンパーのRC根巻き型構造取り付け部の検討 - スタッド接合形式の耐力の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第691号, pp.1641-1648, 2013.9
- 3) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11 (初版1985.2)
- 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改修設計指針・同解説, 2001
- 5) ACI: Structural Concrete Building Code(ACI318-11) and Commentary, Appendix D - Anchoring to Concrete, American Concrete Institute, 2011
- 6) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.244-263, 2001.10
- 7) 山野辺宏治, 矢部喜堂, 和田章: 頭付きスタッドの弾塑性性状を考慮した合成梁架構の弾塑性平面骨組解析, 日本建築学会構造系論文集, 第502号, pp.135-140, 1997.12
- 8) 津田和明: スタッドによるコンクリートと鋼板間のせん断伝達に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1247-1248, 2007.7
- 9) 島弘, 渡部誠二: 頭付きスタッドのせん断力-ずれ関係の定式化, 土木学会論文集A, 64巻, pp.935-947, 2008.11
- 10) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998.11
- 11) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, pp.152-193, 2006.2
- 12) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第281号, pp.41-55, 1979.7
- 13) 日本建築学会関東支部: 基礎構造の設計 - 学びやすい構造設計, pp.202-217, 2003.1
- 14) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造設計規準同解説 2010, 2010.2
- 15) 濱智貴, 宮崎裕一, 戸澤正美, 島崎和司: 高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーのRC取付部要素実験 - その3 スタッドの特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1473-1474, 2012.9
- 16) 宮崎裕一, 濱智貴, 戸澤正美, 島崎和司: 高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーのRC取付部要素実験 - その4 複数スタッドの特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1603-1604, 2013.8