

論文 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度

荒井 康幸*1・溝口 光男*2・小坂 英之*3・山中 久幸*4

要旨 : PCa 連層耐震壁の工業化施工をよりいっそう推進することを目的として, 一体打ち RC 耐震壁と同等の性能を得ることに拘らず, 所要の性能を確保できればよいとの観点から, 筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案している。本論文では, このような構造システムにおける壁パネルの強度を実験および解析によって検討し, 考案した手法による強度算定法によって破壊型式を推定できることを示した。

キーワード : 鉄筋コンクリート, プレキャスト, 連層耐震壁, 壁パネル, 強度

1. はじめに

PCa 連層耐震壁の省力化構法として, 筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案し, 前報¹⁾ではその構造性能を確認するための水平加力実験を行った。その結果, 構造的にも優れた靱性能を有していることが明らかとなり, また, 鉛直接合部が滑り破壊し, 壁パネルが曲げ降伏する場合の壁脚部モーメントは接合部せん断強度と壁縦筋の降伏強度から算定できることが解った。しかし, このような構造システムを採用するためには, 壁パネルのせん断強度を確保しておくことが必要である。本論文では, 図-1に示すような PCa 連層耐震壁の壁パネル部分を取り出し, 鉛直接合部からの拘束力 V_j を作用させた水平加力実験を行って壁パネルのせん断強度について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は図-2に示すような上下に剛な梁を有する壁パネルであり, 壁長さ 1200mm, 内法高さ 900mm, 壁厚 50mm である。壁の補強筋には縦横とも D 6 を使用し, 試験体の種類は, 横

筋比 p_{sh} と縦筋比 p_{sv} および鉛直接合部の拘束力 V_j をパラメータとした表-1の試験体一覧に示す6種類である。コンクリートは早強ポルトランドセメントを用いた豆砂利普通コンクリートであり, 材料試験結果を使用鉄筋と共に表-2に示す。

2.2 加力方法および計測方法

加力は, 図-3に示す加力装置によって, 図-2に示すように設定した拘束力 V_j を加えながら,

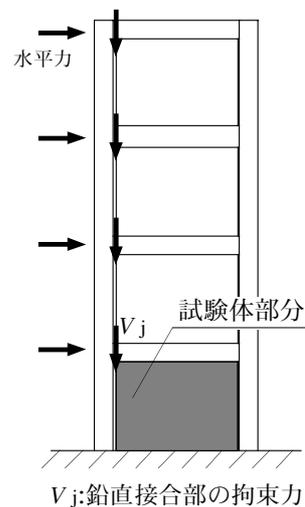


図-1 PCa 連層耐震壁

*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

*2 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科助教授 工博 (正会員)

*3 三井住友建設 (株) 技術研究所主任研究員 工修 (正会員)

*4 三井住友建設 (株) 技術研究所建築研究開発部長 (正会員)

水平力 Q を加える方法とした。水平力は変位漸増の正負繰り返し加力とし、各サイクルの部材角 R を 1000 分の 1, 2, 4, 6, 10, 20 rad. とした。拘束力 V_j は各サイクルの正負の移行時（部材角 $R=0$ ）に所定の側に切り換えて、加力方向に対して引張側にのみ加えている。

計測は、図-3に示すように各アクチュエータに作用する荷重と、基礎梁を基準とした壁頂部の変位を測定した。また、壁縦横筋の歪み度も計測した。なお、加力装置には構面外変位を防止する治具を取り付けている。

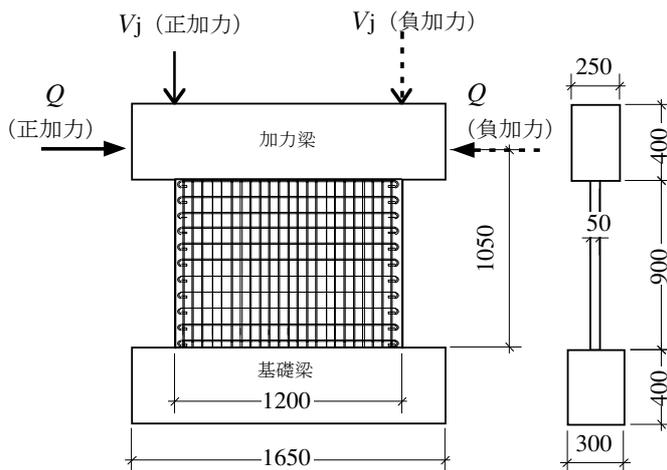


図-2 試験体

表-1 試験体一覧

試験体名	横筋間隔 (mm)	縦筋間隔 (mm)	壁横筋比 p_{sh} (%)	壁縦筋比 p_{sv} (%)	鉛直接合部の拘束力 V_j (kN)
NO.1	120	120	0.528	0.528	84.4
NO.2	120	85	0.528	0.746	58.9
NO.3	120	85	0.528	0.746	29.4
NO.4	120	50	0.528	1.268	0
NO.5	85	50	0.746	1.268	119.2
NO.6	85	50	0.746	1.268	0

3. 実験結果

3.1 ひび割れ及び破壊状況

実験終了時のひび割れ及び破壊状況を図-4に示す。黒く塗りつぶした部分はコンクリートが剥落した部分である。初斜めひび割れの発生は全試験体で+1 サイクル目の圧縮側壁脚部に発生し、その後の繰り返し加力によって多くの斜めひび割れが壁面全体に交叉して発生した。各試験体を比較すると、NO.5 のひび割れの角度が全体的に他の試験体よりも大きくなっている。

破壊状況は、NO.1~NO.3, NO.6 が 4~5 サイクル目で壁脚部が圧縮により徐々に剥離し、6~7 サイクル目で壁脚部が剥落しながら破壊に至った。NO.4 は 5 サイクル目で壁脚部の端が剥離し始め、6 サイクル目で剥離部位から剥落して比較的急激な破壊が起こった。NO.5 は 4 サイクル目で圧縮側壁脚部の端が剥離し始め、5 サイクル目で剥落した。6 サイクル目では、剥落部位から急激に破壊が起こった。

表-2 使用材料の力学的性質

コンクリート 試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)	
NO.1	41.3	3.29	25400	
NO.2	39.7	3.27	24600	
NO.3	41.0	3.26	23900	
NO.4	41.8	2.96	24900	
NO.5	43.6	3.15	24400	
NO.6	44.4	3.57	25900	
壁縦横筋	断面積 (cm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
D 6	0.317	355***	525	24.0

※：1/3 割線弾性係数，※※：0.2%耐力

3.2 荷重-変形曲線

せん断力 Q と部材角 R に関する荷重-変形曲線を図-5に示す。

NO.1～NO.3, NO.5 で部材角 $R=0$ 付近でくびれた形になっているのは、正負のサイクル移行時に拘束力 V_j の切り換えを行っているためである。

全試験体で、2 サイクル目で剛性が低下し、その後サイクルを重ねるごとに曲線の傾きが緩やかになっている。

NO.1～NO.4, NO.6 に

ついては、曲げ破壊型

で曲線の傾きが緩やかな形をしているが、NO.4 は+7サイクル目で急激に耐力が低下している。

NO.6 では+7サイクル目で圧縮側壁脚部が破壊し、-7サイクル目で荷重が上がらなかった。

NO.5 では+6サイクル目で急激に耐力が低下してせん断破壊型となっている。

3.2 最大耐力

表-3に最大強度の実験値 Q_{max} と各種の計算値を示す。曲げ強度計算値 Q_{b1} は(1)式による値である。

$$Q_{b1} = M_{bu} / H \quad (1)$$

ここに、

$$M_{bu} = V_j \cdot l + 0.5 p_{sv} t_w l'_w \sigma_{sy} l$$

$$l = 0.9 l'_w$$

(記号の説明は図-6による)

実験値 Q_{max} と計算値 Q_{b1} を比較すると NO.5 を除いて実験値が 13%ほど上回っている。コン

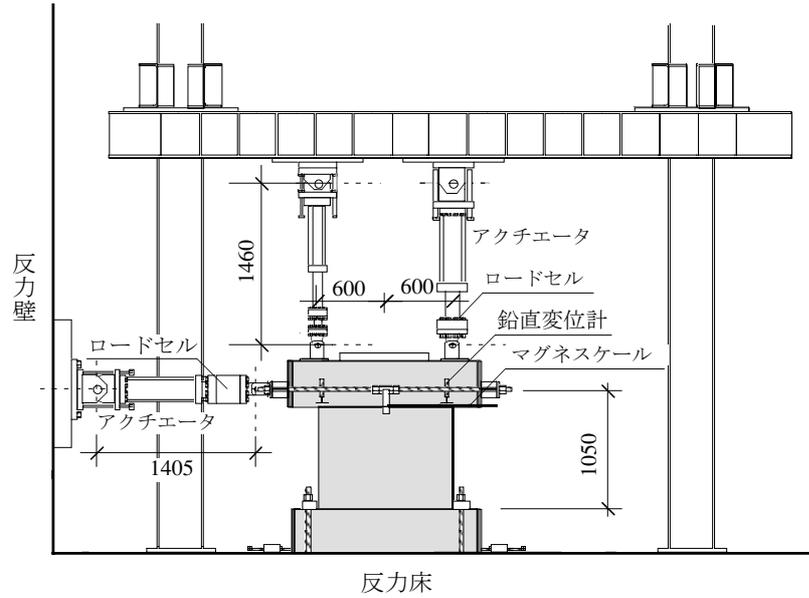


図-3 加力装置

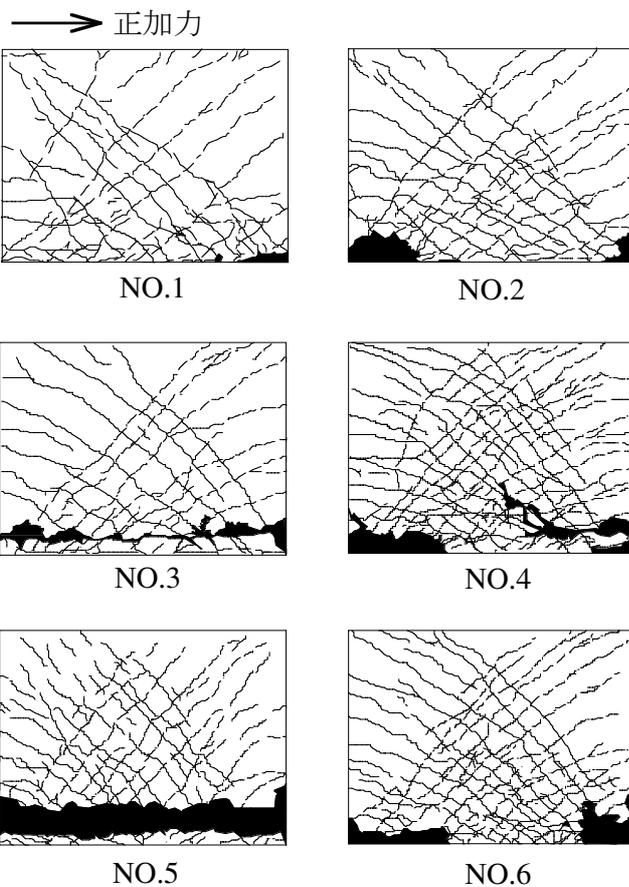


図-4 ひび割れ及び破壊状況

クリート強度と壁縦筋の位置も考慮して曲げ終局強度を算定²⁾しても同表に Q_{b2} で示す値となり Q_{b1} とあまり変わらない。NO.5 を除く試験体は破壊状況や荷重-変形曲線から曲げ破壊によって強度に達していると判断でき、実験値が曲げ強度計算値を上回っているのは強度時の縦筋の応力度が計算で使用している降伏強度(0.2%耐力)より大きくなっているためと思われる。

4. 壁パネルの強度算定法

従来の耐震壁のせん断強度式は、側柱によって鉛直方向が十分に拘束されている場合に限られている。本研究の壁パネルの場合には、鉛直接合部の終局せん断力が拘束力 V_j となるが、壁縦筋も鉛直方向に拘束するので、その強度 V_s ($=\sigma_{sy} A_s$; A_s は壁縦筋の断面積) も拘束力と考えて壁パネルの強度算定式を誘導

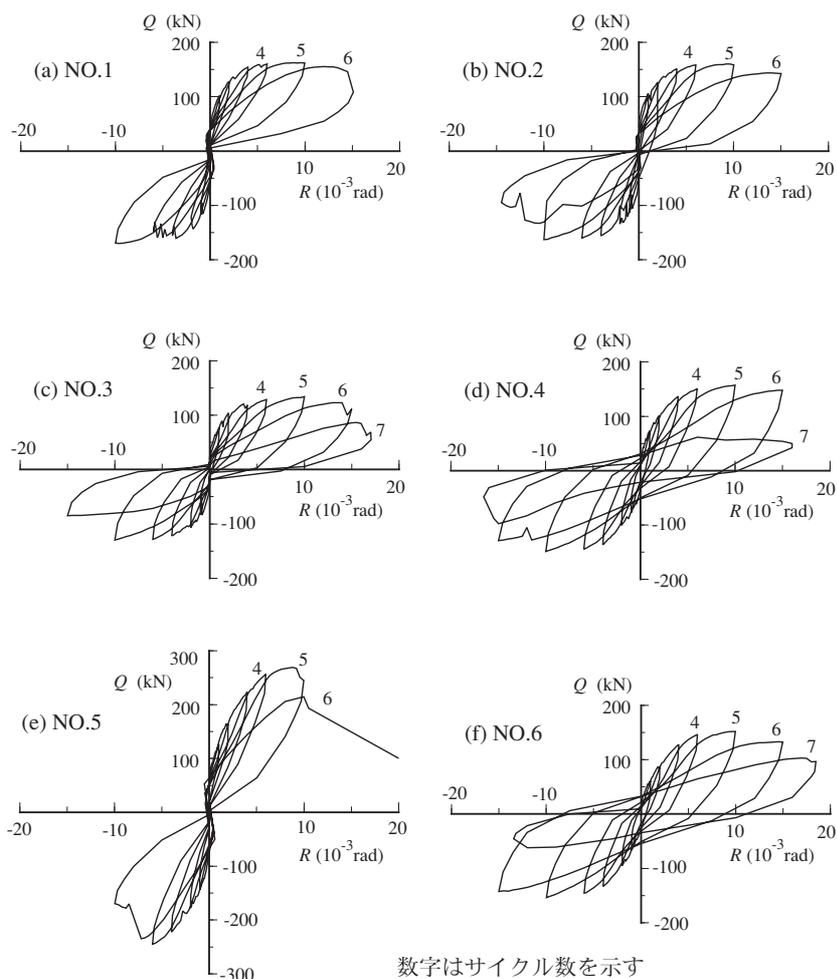


図-5 荷重-変形曲線

する。

図-7 (a) に示すように、拘束力 V_j , V_s がある場合の水平強度を Q_p とし、 V_j と V_s を同図 (b),

表-3 最大強度

試験体名	実験値								計算値			
	正側		負側		平均				曲げ強度 Q_{b1} (kN)	断面解析 Q_{b2} (kN)	パネル強度 Q_p (kN)	$\frac{Q_p}{Q_{b1}}$
	$+Q_{max}$ (kN)	R (10^{-3} rad.)	$-Q_{max}$ (kN)	R (10^{-3} rad.)	Q_{max} (kN)	R (10^{-3} rad.)	$\frac{Q_{max}}{Q_{b1}}$	$\frac{Q_{max}}{Q_p}$				
NO.1	162	8.79	170	9.59	166	9.19	1.15	1.14	145	151	145	1.00
NO.2	160	9.19	163	9.99	162	9.59	1.14	1.15	142	145	140	0.98
NO.3	134	9.99	129	9.99	132	9.99	1.17	1.14	112	115	115	1.03
NO.4	157	9.99	149	9.99	153	9.99	1.10	1.21	139	132	126	0.91
NO.5	269	8.79	245	5.99	257	7.39	0.98	1.12	262	251	230	0.88
NO.6	152	9.99	154	9.99	153	9.99	1.10	1.08	139	132	142	1.02

(c)に示すようにトラス機構とアーチ機構³⁾に分けて考え、それぞれの機構で拘束力に釣り合う水平力の和を Q_p とする。すなわち、

$$Q_p = Q_t + Q_a \quad (2)$$

$$V_j = V_{to} + V_{ao} \quad (3)$$

$$V_s = V_{ti} + V_{ai} \quad (i = 1 \sim n) \quad (4)$$

V_j , V_s の各機構への配分方法は $i = 0$ から先ずトラス機構に配分し、横筋が降伏するとアーチ機構へ配分する。コンクリートが有効強度に達するとせん断強度に相当し、達しなければ曲げ強度に相当する。

4.1 トラス機構

コンクリート圧縮束の角度を ϕ ($= 45^\circ$)とする。 i 番目の拘束力 V_{ti} ($i = 0 \sim n$)に釣り合う水平力 H から横筋の応力度 $\Delta\sigma_{si}$ を求めると次式を得る。

$$\Delta\sigma_{si} = V_{ti} / p_{sh} h_w t_w \cot \phi \quad (5)$$

一方、コンクリート圧縮束の応力度 $\Delta\sigma_{ti}$ は次式となる。

$$\Delta\sigma_{ti} = p_{sh} (1 + \cot^2 \phi) \Delta\sigma_{si} \quad (6)$$

壁脚には幅 l_i の間に ϕ の角度で $\Delta\sigma_{ti}$ が作用しているの、その合力 C' との釣り合いから水平反力 ΔQ_{ti} は次式となる。

$$\Delta Q_{ti} = \Delta\sigma_{si} p_{sh} t_w l_i \cot \phi \quad (7)$$

以上により、縦筋の m 番目までによる横筋の応力度 σ_{sm} は

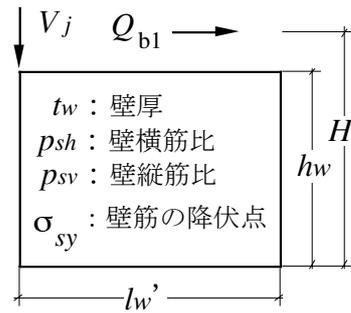


図-6 壁パネルの記号

$$\sigma_{sm} = \sum_{i=0}^m \Delta\sigma_{si} \quad (8)$$

である。 $\sigma_{sm} \leq \sigma_{sy}$ でなければならないから、 $\sigma_{sm} > \sigma_{sy}$ となる m 番目以降の $\Delta\sigma_{si}$ は0とする。トラス機構による全水平力 Q_t は、

$$Q_t = \sum_{i=0}^n \Delta Q_{ti} = p_{sh} t_w \cot \phi \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_{si} l_i \quad (9)$$

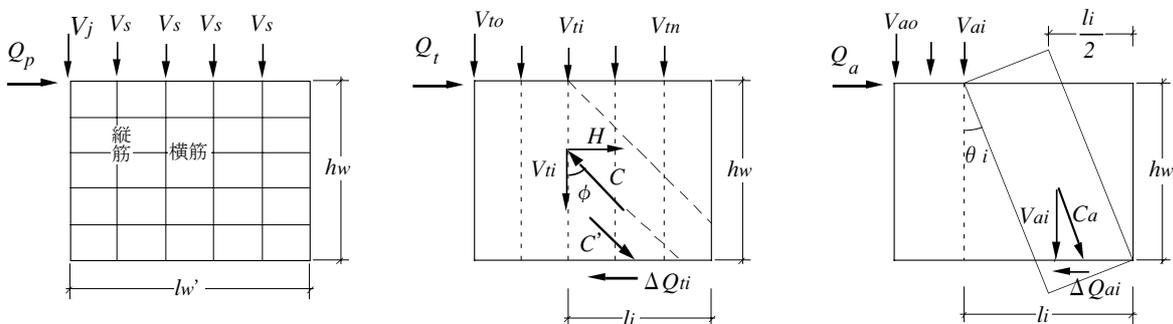
コンクリートの圧縮応力度 σ_t は、

$$\sigma_t = \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_{ti} = p_{sh} (1 + \cot^2 \phi) \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_{si} \quad (10)$$

となる。ところで、(5)式より鉛直接合部の拘束力 V_j が、

$$V_j \geq V_y = \sigma_{sy} p_{sh} h_w t_w \cot \phi \quad (11)$$

の場合には、 $V_{to} = V_j$ とすると横筋は V_{to} のみによって降伏するので、 V_{to} は次式とする。



(a) 拘束力 V_j , V_s とせん断強度 Q_p

(b) トラス機構

(c) アーチ機構

図-7 壁パネルのせん断抵抗機構

$$V_{to} = \begin{cases} V_j & (V_j < V_y) \\ V_y & (V_j \geq V_y) \end{cases} \quad (12)$$

また、 V_{ii} は $V_{ii} = V_s$ ($i = 1 \sim m-1$) とする。

4.2 アーチ機構

アーチ機構に用いる鉛直接合部の拘束力 V_{ao} は、トラス機構で用いた V_{to} を考慮して次式とする。

$$V_{ao} = V_j - V_{to} \quad (13)$$

縦筋の拘束力 V_s は、横筋が降伏する ($m-1$) 番目まではトラス機構で使用しているので、アーチ機構で用いる拘束力 V_{ai} は次式となる。

$$V_{ai} = \begin{cases} 0 & (i = 1 \sim m-1) \\ V_s & (i = m \sim n) \end{cases} \quad (14)$$

さて、図-7(c)の i 番目の拘束力 V_a に伴うコンクリート圧縮束の角度 θ_i は次式で表される。

$$\tan \theta_i = \sqrt{(h_w/l_i)^2 + 1} - h_w/l_i \quad (15)$$

V_{ai} に釣り合うコンクリート圧縮束の合力 C_a から圧縮応力度 $\Delta\sigma_{ai}$ を求めると次式を得る。

$$\Delta\sigma_{ai} = 2V_{ai}/t_w l_i \quad (16)$$

また、水平反力 ΔQ_{ai} は次式となる。

$$\Delta Q_{ai} = V_{ai} \tan \theta_i \quad (17)$$

以上により、アーチ機構による全水平力 Q_a は、

$$Q_a = \sum_{i=0}^n \Delta Q_{ai} \quad (18)$$

となり、コンクリートの圧縮応力度 σ_a は応力度の方向を無視すると次式で表される。

$$\sigma_a = \sum_{i=0}^n \Delta\sigma_{ai} \quad (19)$$

4.3 壁パネルの強度

壁パネルの強度は(2)式であり、コンクリートの圧縮応力度は $\sigma_c = \sigma_t + \sigma_a$ であるが、 σ_c はコンクリートの有効強度 $v\sigma_B$ (σ_B : コンクリートの圧縮強度) 以下でなければならないから、 $\sigma_c > v\sigma_B$ となる場合には縦筋の拘束力 V_{ai} を縦筋番号 n の側から順に減少させて $\sigma_c \leq v\sigma_B$ とな

るようにする。ここに、

$$v = 0.7 - \sigma_B/200^{3)} \quad (20)$$

5. パネル強度計算値の検討

前章の算定法によって求めたパネル強度 Q_p を表-3に示す。曲げ破壊型の試験体 (NO.1~NO.4, NO.6) の Q_p と(1)式による曲げ強度 Q_{b1} を比較すると NO.4 でやや違いがあるものの Q_p と Q_{b1} はほぼ等しい。実験値 Q_{max} と Q_p を比較すると、曲げ破壊型の Q_{max}/Q_p は 1.08~1.21 平均 1.14, せん断破壊型の NO.5 の Q_{max}/Q_p は 1.12 となっており、破壊型式によらずほぼ同等に実験値が上回っている。 Q_p/Q_{b1} と破壊状況との関係を見ると、NO.5 は 0.88 でせん断破壊, NO.4 は 0.91 で比較的急激な破壊, 1.0 前後になる他の試験体は曲げ破壊となっており、破壊状況に対応している。

6. むすび

壁パネルの強度実験を行うと共に、壁縦筋の効果を考慮した壁パネルの強度算定法を考案した。このパネル強度と曲げ強度計算値との比によって破壊型式を推定できることが解ったが、明瞭にせん断破壊した試験体は1体のみであるので更に検討したい。

参考文献

- 1) 山中久幸, 小坂英之, 荒井康幸, 溝口光男; 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.457-462, 2005
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (付 20), 1991
- 3) 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, 1999