

論文 単独耐震壁の破壊モードの判別式

兼平雄吉^{*1}・小野里憲一^{*2}・望月洵^{*3}

要旨：単独耐震壁の付帯フレームの応力を算定する解析モデルを構築し、部材の最大せん断力と小野らのせん断強度式に基づくせん断強度との比を判別式の指標 η と定義した。指標 η と実験で観察された破壊モードとの比較から、 $\eta > 1$ のとき壁板の圧壊の破壊モードが支配的であり、 $\eta \leq 1$ のとき壁板の圧壊、フレームのせん断破壊、およびこれらが共存する破壊モードが混在するとする破壊モードの判別式を構築している。

キーワード：単独耐震壁，破壊モード，壁板の圧壊，フレームのせん断破壊，判別式

1. はじめに

1層1張間の鉄筋コンクリート造耐震壁(以下、単独耐震壁という)の破壊モードは、壁板の圧壊、付帯フレーム(以下、フレームという)のせん断破壊、およびこれら二つの破壊が共存するモードに大別できる。フレームのせん断破壊は単独耐震壁の耐震能力を著しく損なうことから、破壊モードの判別式は必須といえる。本研究は、単独耐震壁の最大強度時に想定される応力状態から求まるフレーム部材の最大せん断力とせん断強度との比を指標とし、実験で得られた123体の単独耐震壁の破壊モードを考慮した判別式の構築を目的としている。

ここで、 σ_B はコンクリートの圧縮強度)の応力状態にあり、ストラット⑥の応力は $0.63\sigma_B$ より大きくない。

2) 縦横補強筋は降伏しているか、ストラットの応力の縦または横方向成分より小さい。

3) フレームは、対角圧縮力の加力端に隣接する内端と部材の中間部にある曲げモーメントの最大点で曲げ降伏しており、対角引張力の加力端または非加力端で曲げモーメントはゼロである。ここで、内端は接合部と部材の接合面をいう。

この解析モデルは、筆者らの連層¹⁾および単独耐震壁²⁾の実験と解析の結果に基づいている。

2. フレーム部材の最大せん断力の算定

2.1 解析モデル

図-1に、壁板の圧壊によって最大強度に達した単独耐震壁の解析モデルを示す。解析モデルは圧縮ストラット(以下、ストラットという)①、②と縦横補強筋とからなる壁板および梁と柱とからなるフレームで構成され、荷重として定軸方向力に加えて対角圧縮力または対角圧縮力・引張力を受けている。ストラット①、②はフレームの対角線と同じ傾斜角 θ をもつ。最大強度時の応力状態は次のように仮定される。

1) ストラット①は有効圧縮強度 $0.63\sigma_B$ (こ

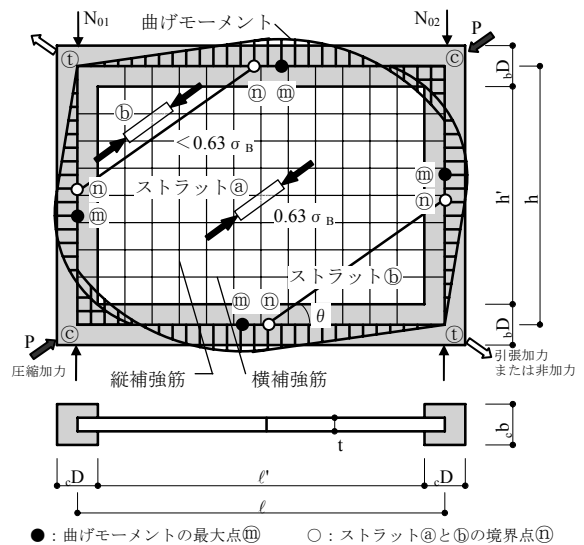


図-1 解析モデル

*1 システム計測(株) 技術部 (正会員)

*2 工学院大学 建築都市デザイン学科助教授 博士(工学) (正会員)

*3 工学院大学 名誉教授 工博 (正会員)

2. 2 フレームに作用する力

図-2 に壁板からフレームに作用する力の記号と分布を示す。縦横補強筋から梁と柱に作用する応力 s_v と s_h は、仮定 2) に基づいて次のように表される。

$$s_v = \min(0.63 \sigma_B \cdot \sin^2 \theta, p_{sv} \cdot s_v \sigma_y) \quad (1)$$

$$s_h = \min(0.63 \sigma_B \cdot \cos^2 \theta, p_{sh} \cdot s_h \sigma_y) \quad (2)$$

ここで、 p_{sv} , p_{sh} : 縦横補強筋比, $s_v \sigma_y$, $s_h \sigma_y$: 縦横補強筋の降伏強度。

ストラット①から梁と柱に作用する力 S_{av} , T_{ah} と S_{ah} , T_{av} は、式(1), (2)および壁板の厚さ t を用いて次のように表される。

$$S_{av} = (0.63 \sigma_B \cdot \sin^2 \theta - s_v)t \quad (3)$$

$$T_{ah} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t \quad (4)$$

$$S_{ah} = (0.63 \sigma_B \cdot \cos^2 \theta - s_h)t \quad (5)$$

$$T_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t \quad (6)$$

ストラット②の有効圧縮強度の低減係数 β_v を導入すれば、仮定 2) からその縦成分と縦補強筋の間に次の式が成り立つ。

$$\beta_v \geq \frac{p_{sv} \cdot s_v \sigma_y}{\sigma_B \cdot \sin^2 \theta} \quad (7)$$

同様に、ストラット②の横成分と横補強筋の間に次の式が成り立つ。

$$\beta_h \geq \frac{p_{sh} \cdot s_h \sigma_y}{\sigma_B \cdot \cos^2 \theta} \quad (8)$$

縦横補強筋が同じでも、フレームが正方形でなければ $\theta \neq 45^\circ$ で $\beta_v \neq \beta_h$ となる。このときストラット②はつりあい状態にない。この影響を小さくするため、低減係数が 0.63 を超えないこと、および仮定 2) の緩和を考慮して、次の式の低減係数 β を導入する。

$$\beta = \min\{0.63, \max(\beta_v, \beta_h)\} \quad (9)$$

ストラット②から梁と柱に作用する力 S_{bv} , T_{bh} と S_{bh} , T_{bv} は、次のように表される。

$$S_{bv} = (\beta \cdot \sigma_B \cdot \sin^2 \theta - s_v)t \quad (10)$$

$$T_{bh} = \beta \cdot \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t \quad (11)$$

$$S_{bh} = (\beta \cdot \sigma_B \cdot \cos^2 \theta - s_h)t \quad (12)$$

$$T_{bv} = \beta \cdot \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t \quad (13)$$

2. 3 フレーム部材の応力算定

1) 柱の上端に作用する軸方向力 : N_j

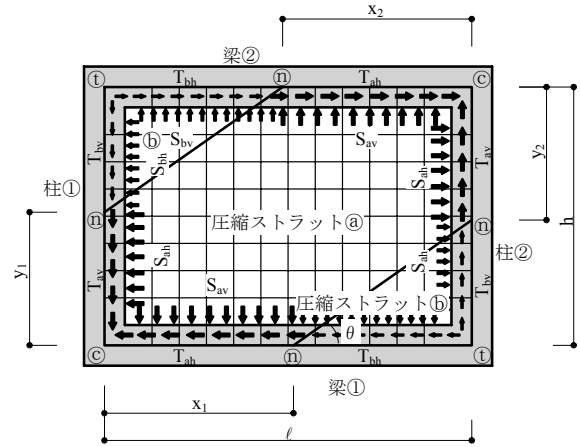
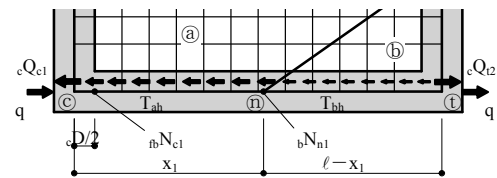
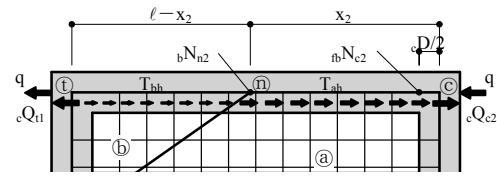


図-2 壁板からフレームに作用する力



(a) 梁①



(b) 梁②

対角圧縮力・引張力を受ける場合の q 対角圧縮力を受ける場合の q
 ©端 : $Q/2$ ①端 : $Q/2$ ©端 : Q ①端 : 0

図-3 梁の軸方向の作用力

外力として定軸方向力 N_{0j} ($j=1, 2$ で梁と柱の①, ②を表す)と対角力 P を考える。 P は梁の中央に作用する水平力 $Q = P \cdot \cos \theta$, 鉛直力 $Q \cdot \tan \theta$, およびモーメント $0.5Q \cdot h$ に置換できる。これから N_j は,

$$N_j = Q \cdot \tan \theta / 2 \mp 0.5Q \cdot h / l + N_{0j} \quad (14)$$

ここで、 $j=1$ のとき $-$, $j=2$ のとき $+$ とする。

2) 梁の©内端と境界点①の軸方向力 : fbN_{cj} , bN_{nj}

図-3(a), 3(b)に梁①, ②に作用する軸方向力を示す。力のつりあいから,

a) 対角圧縮力・引張力を受ける場合

$$fbN_{cj} = Q/2 - T_{ah} \cdot cD/2 - cQ_{cj} \quad (15)$$

$$bN_{n1} = -Q/2 + T_{bh}(\ell - x_1) - cQ_{t2} \quad (16-a)$$

$$bN_{n2} = -Q/2 + T_{bh}(\ell - x_2) - cQ_{t1} \quad (16-b)$$

b)対角圧縮力を受ける場合

$$f_b N_{cj} = Q - T_{ah} \cdot cD/2 - cQ_{cj} \quad (17)$$

$$bN_{n1} = T_{bh}(\ell - x_1) - cQ_{t2} \quad (18-a)$$

$$bN_{n2} = T_{bh}(\ell - x_2) - cQ_{t1} \quad (18-b)$$

3) 柱の©内端と境界点㊸の軸方向力: $f_c N_{cj}$, cN_{nj}

図-4 に柱①, ②に作用する軸方向力を示す。力のつりあいから、

$$f_c N_{c1} = N_1 + T_{av}(y_1 - bD/2) + T_{bv}(h - y_1) - bQ_{t2} \quad (19-a)$$

$$f_c N_{c2} = N_2 - T_{av} \cdot bD/2 - bQ_{c2} \quad (19-b)$$

$$cN_{n1} = N_1 + T_{bv}(h - y_1) - bQ_{t2} \quad (20-a)$$

$$cN_{n2} = N_2 - T_{av} \cdot y_2 - bQ_{c2} \quad (20-b)$$

4) ©内端と最大点㊸の曲げモーメント: $f_b M_{cj}$,

$f_c M_{cj}$ と bM_{mj} , cM_{mj}

曲げモーメントは曲げの終局強度式 $M_u(N)^3$ から算定する。ただし、最大点の軸方向力の近似値として境界点㊸の軸方向力を用いる。

$$f_b M_{cj} = M_u(f_b N_{cj}) \quad (21-a)$$

$$f_c M_{cj} = M_u(f_c N_{cj}) \quad (21-b)$$

$$bM_{mj} = M_u(bN_{nj}) \quad (22-a)$$

$$cM_{mj} = M_u(cN_{nj}) \quad (22-b)$$

5) ©端の曲げモーメント: M_{cj}

梁の©内端の曲げモーメントから算出される©端(圧縮加力端)の曲げモーメント bM_{cj} は図-5の㊸点まわりのモーメントのつりあいから、

$$bM_{cj} = f_b M_{cj} - S_{av} \cdot cD^2/8 + bQ_{cj} \cdot cD/2 \quad (23)$$

同様に、柱の©内端の曲げモーメントから算出される©端の曲げモーメント cM_{cj} は、

$$cM_{cj} = f_c M_{cj} - S_{ah} \cdot bD^2/8 + cQ_{cj} \cdot bD/2 \quad (24)$$

©端の曲げモーメント M_{cj} は、式(23)と(24)の小さい値とする。

$$M_{cj} = \min(bM_{cj}, cM_{cj}) \quad (25)$$

6) ストラット㊸の幅

ストラット㊸の梁と柱に沿う幅は、梁と柱の曲げモーメント分布から算定される x_{j1} と y_{j1} , および隣接する柱と梁の境界点からストラットの傾斜角を用いて算定される x_{j2} と y_{j2} がある。梁の中間部にある最大点㊸は、想定された梁に作用する力のもとでは、©端と境界点㊸の中間にある。©端から㊸点までの距離 x'_{j1} は、図-6の©端まわりのモーメントのつりあいから、

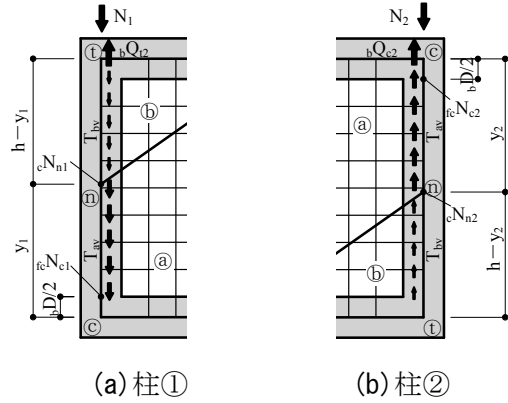


図-4 柱の軸方向の作用力

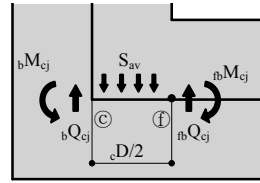


図-5 ㊸点まわりの作用力 (j=1)

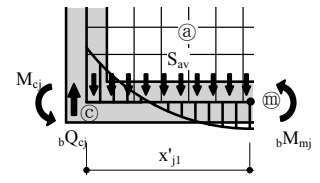


図-6 ©端まわりの作用力 (j=1)

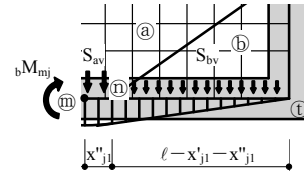


図-7 ㊸点まわりの作用力 (j=1)

$$x'_{j1} = \sqrt{2(M_{cj} + bM_{mj})/S_{av}} \quad (26)$$

㊸点から㊸点までの距離 x''_{j1} は、図-7の㊸端まわりのモーメントのつりあいから、

$$x''_{j1} = (\ell - x'_{j1}) - \sqrt{(\ell - x'_{j1})^2 + \frac{S_{bv}(\ell - x'_{j1})^2 - 2bM_{mj}}{S_{av} - S_{bv}}} \quad (27)$$

ストラット㊸の梁に沿う幅 x_{j1} は式(26)と(27)の和として、

$$x_{j1} = x'_{j1} + x''_{j1} = \ell - \sqrt{(\ell - x'_{j1})^2 + \frac{S_{bv}(\ell - x'_{j1})^2 - 2bM_{mj}}{S_{av} - S_{bv}}} \quad (28)$$

これを整理して、

$$x_{j1} = \ell(1 - \sqrt{b\alpha_j}) \quad 0 < b\alpha_j < 1 \quad (29-a)$$

$$x_{j1} = \ell \quad b\alpha_j \leq 0, 1 \leq b\alpha_j \quad (29-b)$$

$$b\alpha_j = \frac{S_{av}}{S_{av} - S_{bv}} + \frac{2(M_{cj} - \ell\sqrt{2S_{av}(M_{cj} + bM_{mj})})}{(S_{av} - S_{bv})\ell^2} \quad (29-c)$$

同様に、ストラット㊸の柱に沿う幅 y_{j1} は、

$$y_{j1} = h(1 - \sqrt{c\alpha_j}) \quad 0 < c\alpha_j < 1 \quad (30-a)$$

$$y_{j1} = h \quad c\alpha_j \leq 0, 1 \leq c\alpha_j \quad (30-b)$$

$${}_c\alpha_j = \frac{S_{ah}}{S_{ah} - S_{bh}} + \frac{2(M_{cj} - \ell \sqrt{2S_{ah}(M_{cj} + {}_cM_{mi})})}{(S_{ah} - S_{bh})h^2} \quad (30-c)$$

一方、 x_{11} とストラットの傾斜角から算定されるストラット④の柱②に沿う幅 y_{22} は、

$$y_{22} = h - (\ell - x_{11})\tan \theta \quad (31)$$

y_{11} とストラットの傾斜角から算定されるストラット④の梁②に沿う幅 x_{22} は、

$$x_{22} = \ell - (h - y_{11})/\tan \theta \quad (32)$$

x_{21} とストラットの傾斜角から算定されるストラット④の柱①に沿う幅 y_{12} は、

$$y_{12} = h - (\ell - x_{21})\tan \theta \quad (33)$$

y_{21} とストラットの傾斜角から算定されるストラット④の梁①に沿う幅 x_{12} は、

$$x_{12} = \ell - (h - y_{21})/\tan \theta \quad (34)$$

一般に、 $x_{j1} \neq x_{j2}$, $y_{j1} \neq y_{j2}$ である。このため、 x_j および y_j として次式で表される平均値を用いる。すなわち、

$$x_j = \text{ave}(x_{j1}, x_{j2}) \quad (35)$$

$$y_j = \text{ave}(y_{j1}, y_{j2}) \quad (36)$$

7) 材端のせん断力： ${}_bQ_{tj}$, ${}_bQ_{cj}$, ${}_cQ_{tj}$, ${}_cQ_{cj}$

梁①に作用する鉛直方向力を図-8に示す。力のつりあいから、

$${}_bQ_{tj} = \frac{1}{\ell} \left\{ -M_{cj} + \frac{S_{av} \cdot x_j^2}{2} + \frac{S_{bv}(\ell^2 - x_j^2)}{2} \right\} \quad (37)$$

$${}_bQ_{cj} = S_{av} \cdot x_j + S_{bv}(\ell - x_j) - {}_bQ_{tj} \quad (38)$$

同様に、

$${}_cQ_{tj} = \frac{1}{h} \left\{ -M_{cj} + \frac{S_{ah} \cdot y_j^2}{2} + \frac{S_{bh}(h^2 - y_j^2)}{2} \right\} \quad (39)$$

$${}_cQ_{cj} = S_{ah} \cdot y_j + S_{bh}(h - y_j) - {}_cQ_{tj} \quad (40)$$

8) 最大強度の算定

解析モデルの最大強度 Q は、梁②に作用するストラット④、⑥の接線力 $T_{ah} \cdot x_2$, $T_{bh}(\ell - x_2)$, および柱①、②の材端せん断力 ${}_cQ_{t1}$, ${}_cQ_{c2}$ の和として与えられる。

$$Q = T_{ah} \cdot x_2 + T_{bh}(\ell - x_2) - {}_cQ_{t1} + {}_cQ_{c2} \quad (41)$$

9) ③内端のせん断力： ${}_bQ_{cj}$, ${}_cQ_{cj}$

梁の③内端のせん断力は図-5の鉛直方向力のつりあいから、

$${}_bQ_{cj} = S_{av} \cdot cD/2 - {}_bQ_{cj} \quad (42)$$

同様に柱の③内端のせん断力は、

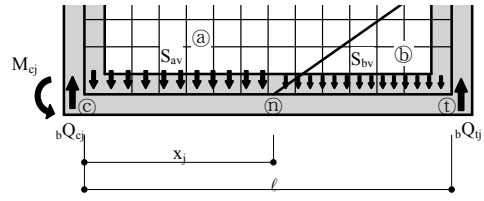


図-8 梁材端のせん断力 (j=1)

$${}_cQ_{cj} = S_{ah} \cdot bD/2 - {}_cQ_{cj} \quad (43)$$

算定は、 Q の初期値を設定して Q が収斂するまで算定の手順 1) ~ 8) を繰り返し、最後に 9) を求める。

3. 判別式の指標

判別式の指標として、部材の最大せん断力に対する部材のせん断強度の比 η の最小値を考える。すなわち、

$$\eta = \min(\eta_b, \eta_c) \quad (44)$$

$$\eta_b = {}_bQ_{uj}/{}_bQ_{cj} \quad (45)$$

$$\eta_c = {}_cQ_{uj}/{}_cQ_{cj} \quad (46)$$

ここで、 ${}_bQ_{uj}$ と ${}_cQ_{uj}$ は梁 j と柱 j のせん断強度、 ${}_bQ_{cj}$ と ${}_cQ_{cj}$ は式(42)と式(43)のせん断力である。部材のせん断強度は小野ら⁴⁾の次の強度式(47)で算定される。

$$Q_u = 0.20N_{cu} + 0.13b \cdot D \cdot \sigma_B \quad (47)$$

ここで、 N_{cu} : 部材の軸方向力。式(47)は、耐震壁の側柱を対象とした実験式であるが梁にも拡張して用いる。

4. 判別式

判別の対象とした試験体は、対角圧縮力または対角圧縮力・引張力を受ける単独耐震壁 123 体で、図-9はそのコンクリート圧縮強度およびアスペクト比と試験体数の関係である。表-1は、実験で観察された破壊モードと η の値で、図-10は η と破壊モードの関係である。式(44)からは、 $\eta > 1$ で壁板の圧壊が生じる破壊モード、 $\eta \leq 1$ でフレームのせん断破壊が生じる破壊モードといえるが、表-1、図-10はそのようになっていない。これは、解析モデルが壁板の圧壊を仮定していること、部材のせん断強度式の精度、お

よび実験値のばらつきなどに起因している。しかし、詳細にみれば、図-10は $\eta > 1$ で壁板が圧壊した試験体の割合が極めて高く、 $\eta \leq 1$ では壁板の圧壊、フレームのせん断破壊、および共存の試験体が混在しているが、後2者の試験体の割合が高くなっている。これらから、破壊モードの判別式は次のようにまとめられる。

- i) $\eta > 1$ で壁板の圧壊の破壊モードが支配的である。
- ii) $\eta \leq 1$ で壁板の圧壊、フレームのせん断破壊、および共存の破壊モードが混在する。

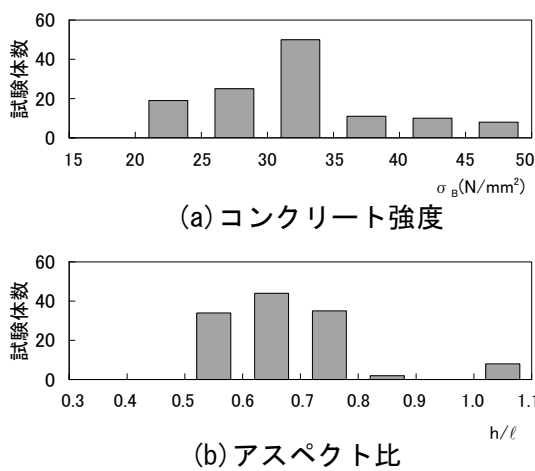


図-9 σ_B および h/l と試験体数

5. まとめ

単独耐震壁のフレームの応力を算定する解析モデルを構築し、これから算定される部材の最大せん断力と式(47)によるせん断強度との比を判別式の指標 η と定義した。指標 η と実験の破壊モードとの比較から、 $\eta > 1$ で壁板の圧壊の破壊モードが支配的で、 $\eta \leq 1$ で壁板の圧壊、フレームのせん断破壊、および共存する破壊モードが混在するとする、判別式を得た。しかし、 $\eta \leq 1$ の範囲でいずれの破壊モードが生じるかは判別できない。今後改良の余地が残る。

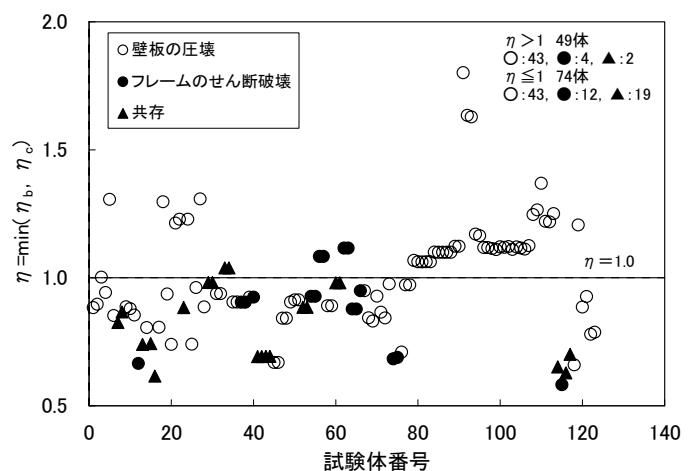


図-10 η と破壊モード

表-1 試験体の破壊モードと判別式の指標 η

番号	試験体名	破壊モード	指標		文献	番号	試験体名	破壊モード	指標		文献	番号	試験体名	破壊モード	指標		文献					
			η_b	η_c					η_b	η_c					η_b	η_c						
1	RCW(p=0.003)	a	1.52	0.88	5)	32	1.05-RW-2	a	1.67	0.94	17)	63	0.70-60-2	b-1	1.35	1.12	23)	94	X2-20-1	a	2.54	1.17
2	RCW(p=0.006)	a	2.08	0.90		33	1.0-RW-1	c-2	1.04	1.04		64	0.70-00-1'	b-1	0.88	0.88		95	X2-20-2	a	2.50	1.16
3	RCW(p=0.012)	a	6.12	1.00		34	1.0-RW-2	c-2	1.04	1.04		65	0.70-00-2'	b-1	0.88	0.88		96	X2-30-1	a	2.30	1.12
4	SW-1	a	3.25	0.94	6)	35	1.5-RW-1	a	1.55	0.91	18)	66	1.05-30-1	b-1	1.49	0.95	25)	97	X2-30-2	a	2.30	1.12
5	SW-2	a	2.37	1.31		36	1.5-RW-2	a	1.55	0.91		67	1.05-30-2	a	1.49	0.95		98	X2-30-3	a	2.38	1.11
6	SW-3	a	1.55	0.85	7)	37	0.35-NR-1	b-1	1.17	0.90	19)	68	0.35-SW-7.0	a	1.14	0.84	24)	99	X2-30-4	a	2.35	1.11
7	A	c-1	1.89	0.83		38	0.35-NR-2	b-1	1.17	0.90		69	0.35-SW-8.5	a	1.13	0.83		100	H02-30-1	a	2.32	1.12
8	B	c-1	1.63	0.87		39	1.05-NR-1	a	1.54	0.92		70	0.35-SW-10.0	a	1.27	0.93		101	H02-30-2	a	2.30	1.12
9	C	a	1.56	0.89	9)	40	1.05-NR-2	b-1	1.54	0.92	20)	71	0.70-SW-7.0	a	1.28	0.87	24)	102	H02-30-3	a	2.43	1.12
10	D	a	1.45	0.88		41	0.35-W-1	c-3	1.31	0.69		72	0.70-SW-8.5	a	1.23	0.84		103	H02-30-4	a	2.35	1.11
11	RCWTB+30スラブ付	a	1.48	0.85	8)	42	0.35-W-2	c-1	1.31	0.69	21)	73	0.70-SW-10.0	a	1.43	0.98	25)	104	H02-30-B1	a	2.42	1.12
12	A'	b-3	1.45	0.67		43	0.70-W-1	c-2	1.70	0.69		74	0.20-0.0-RCW	b-1	1.03	0.68		105	H02-30-B2	a	2.39	1.12
13	B'	c-2	1.39	0.74	9)	44	0.70-W-2	c-2	1.70	0.69	22)	75	0.35-0.0-RCW	b-1	1.09	0.69	24)	106	X02-30-B1	a	2.36	1.11
14	C'	a	1.43	0.81		45	1.05-W-1	a	2.22	0.67		76	0.70-0.0-RCW	a	1.30	0.71		107	X02-30-B2	a	2.45	1.13
15	D=240N=1/3N0	c-2	1.47	0.74	10)	46	1.05-W-2	a	2.22	0.67	23)	77	H2-35A	a	2.49	0.97	25)	108	X02-30-1	a	2.42	1.25
16	D=240N=1/6N0	c-2	1.47	0.62		47	0.35FW-1	a	1.13	0.84		78	H2-35B	a	2.52	0.97		109	X02-30-2	a	2.53	1.27
17	D=125N=1/3N0	a	1.40	0.81	11)	48	0.35FW-2	a	1.13	0.84	21)	79	H2-35C1	a	2.33	1.07	24)	110	WX2-30-1	a	2.91	1.37
18	W-T20	a	2.30	1.30		49	0.70FW-1	a	1.34	0.91		80	H2-35C2	a	2.24	1.06		111	WX2-30-2	a	2.85	1.22
19	W-P1.2	a	3.14	0.94	12)	50	1.05FW-1	a	1.47	0.91	22)	81	H2-35D2	a	2.24	1.06	25)	112	WX02-30-1	a	2.84	1.22
20	WR-ST	a	1.45	0.74		51	1.05FW-2	a	1.47	0.91		82	H2-35E1	a	2.24	1.06		113	WX02-30-2	a	3.04	1.25
21	WR-T20	a	2.49	1.21	13)	52	0.35-00-1	c-1	1.22	0.88	23)	83	H2-35E2	a	2.24	1.06	26)	114	86LSWI-4-1	c-2	1.64	0.65
22	No.1	a	2.56	1.23		53	0.35-00-2	c-2	1.22	0.88		84	H2-35F1	a	2.23	1.10		115	86LSWI-5-1	b-2	1.49	0.58
23	No.2	c-2	1.77	0.88	14)	54	0.35-30-1	b-1	1.12	0.93	24)	85	H2-35F2	a	2.22	1.10	27)	116	86LSWI-5-2	c-2	1.61	0.63
24	A'	a	2.55	1.23		55	0.35-30-2	b-1	1.12	0.93		86	H2-35G2	a	2.22	1.10		117	86LSWI-6-1	c-2	1.54	0.70
25	B(WR-CS3.6)	a	1.48	0.74	15)	56	0.35-60-1	b-1	1.14	1.08	25)	87	H2-35H1	a	2.22	1.10	28)	118	86LSWI-6-2	a	1.48	0.66
26	RCWTB+30スラブ付	a	1.79	0.96		57	0.35-60-2	b-1	1.14	1.08		88	H2-35H2	a	2.22	1.10		119	87SWI-1	a	2.17	1.21
27	RCWTB+30スラブ付	a	2.31	1.31	16)	58	0.70-00-1	a	1.52	0.89	26)	89	H2-30-1	a	2.34	1.12	28)	120	87SWI-3	a	2.84	0.89
28	RCWTB スラブ付	a	1.45	0.89		59	0.70-00-2	a	1.52	0.89		90	H2-30-2	a	2.34	1.12		121	87SWI-4	a	2.51	0.93
29	0.35-RW-1	c-2	1.34	0.98	17)	60	0.70-30-1	c-3	1.34	0.98	27)	91	H2-30-5	a	1.87	1.80	28)	122	87SWI-6	a	3.75	0.78
30	0.35-RW-2	c-1	1.34	0.98		61	0.70-30-2	c-1	1.34	0.98		92	H2-30-6	a	1.75	1.63		123	87SWI-7	a	3.03	0.79
31	1.05-RW-1	a	1.67	0.94		62	0.70-60-1	b-1	1.35	1.12		93	H2-30-7	a	1.74	1.63						

破壊モードの記号 a: 壁板の圧壊, b-1: 梁のせん断破壊, b-2: 柱のせん断破壊, b-3: 梁と柱のせん断破壊

c-1: 圧壊と梁のせん断破壊の共存, c-2: 圧壊と柱のせん断破壊の共存, c-3: 圧壊と梁, 柱のせん断破壊の共存

参考文献

- 1) 望月洵・小野里憲一・竹原雅夫・兼平雄吉：マクロモデルによる無開口耐震壁の最大強度の解析精度，コンクリート工学論文集，Vol.14，No.2，pp.11～22，2003.5
- 2) 兼平雄吉・小野里憲一・竹原雅夫・望月洵：単層耐震壁の最大強度に及ぼす上下梁の拘束効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.481～486，2002
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
- 4) 本多貴士・江崎文也・小野正行・姜優子：側柱脚材のせん断強度に及ぼす軸方向力の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.565～570，2003
- 5) 山田稔・河村廣・檜原健一：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(I．壁筋比が変化する場合)，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.99～102，昭和46年5月
- 6) 山田稔・河村廣・土屋勝俊：定軸圧を受けるスラブ付き鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(I．一方向載荷の場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1623～1624，昭和52年10月
- 7) 山田稔・河村廣・築谷朋也：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(XVI．漸増変位振幅繰返し実験-壁筋・壁厚の影響)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1627～1628，昭和52年10月
- 8) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並び崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究(II．周辺架構の曲げ剛性・耐力の影響)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1629～1630，昭和52年10月
- 9) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並び崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究(III．周辺架構のせん断耐力の影響)，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.125～128，昭和53年5月
- 10) 山田稔・河村廣・納田安章：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究(梁が比較的剛な場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1659～1660，昭和53年9月
- 11) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並び崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究(V．マルチブレースエレメント法)，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.69～72，昭和54年6月
- 12) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並び崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究(VI．種々の周辺架構を有する場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1461～1462，昭和54年9月
- 13) 山田稔・河村廣・宮本欣明：剛な梁を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(I．壁厚の影響)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1465～1466，昭和54年9月
- 14) 山田稔・河村廣・平山丈宣：剛な梁を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(II．柱材の効果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1467～1468，昭和54年9月
- 15) 山田稔・河村廣・土屋勝俊：定軸圧を受けるスラブ付き鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(III．無開口壁厚系列，及び有開口系列の総括)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1469～1470，昭和54年9月
- 16) 山田稔・河村廣・平戸達朗：定軸圧を受けるスラブ付き鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(IV．漸増変位角振幅交番繰返し載荷の場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1611～1612，昭和55年9月
- 17) 望月重・松尾繁：正負交番繰返し純せん断を受ける周辺架構付壁体の実験(その1 壁筋比の異なる場合について)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1637～1638，昭和53年9月
- 18) 望月重・川辺祥一：正負交番繰返し純せん断を受ける周辺架構付壁体の実験(その2 辺比の異なる場合について)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1459～1460，昭和54年9月
- 19) 望月重・保坂裕司：純せん断力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する実験(その1 定軸圧を受け壁筋比の異なる場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1473～1474，昭和54年9月
- 20) 望月重：鉄筋コンクリート壁体のひび割れ後の周辺架構の応力に関する研究(壁筋比の異なる場合)，日本建築学会論文報告集，第291号，pp.1～10，昭和55年5月
- 21) 望月重・松本智夫：鉄筋コンクリート壁板のスリップ破壊に関する研究(その3 付帯ラーメンを有する壁体の場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1591～1592，昭和56年9月
- 22) 望月重：純せん断繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁の実験(壁筋比・柱軸力・辺長比が変形性状に及ぼす影響)，日本建築学会論文報告集，第331号，pp.27～37，昭和58年9月
- 23) 望月重・細野啓治：鉄筋コンクリート壁板のスリップ破壊に関する研究(その5 壁板の付帯ラーメンが異なる場合の実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1811～1812，昭和59年10月
- 24) 望月重・松本智夫：SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その8 壁筋比の異なる純せん断単独耐震壁の実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2087～2088，昭和59年10月
- 25) 望月洵・竹原雅夫：スリップ破壊する連層耐震壁のせん断強度の実験式，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.235～236，昭和61年8月
- 26) 望月洵・片桐徹・梅田正芳：連層耐震壁のせん断破に及ぼす柱の拘束効果について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.391～392，昭和62年10月
- 27) 望月洵・片桐徹・梅田正芳：連層耐震壁の破壊制御と靱性について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.393～394，昭和62年10月
- 28) 望月洵・竹原雅夫・小野里憲一：連層耐震壁のスリップ破壊せん断強度式とその妥当性について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.565～566，昭和63年10月