強剛な付帯フレームをもつ耐震壁のスリップ破壊せん断強度

SLIP SHEAR STRENGTH OF SHEAR WALLS SURROUNDED WITH REINFORCED AND STIFFENED FRAME

望月 洵*, 竹原雅夫**, 小野里憲一***

Makoto MOCHIZUKI, Masao TAKEHARA and Norikazu ONOZATO

The objectives of this paper are firstly to propose a formula for estimating the slip shear strength of one-bay one-story shear walls surrounded with reinforced and stiffened frame, which simulate multistory framed shear walls, and secondly to examine its validity. The proposed formula is deduced from forty two specimens in the authors' experiment in which all the specimens failed in slip shear failure. The formula is expressed as follows,

$$Q_{cu} = 0.313 F_c \cdot t \cdot l + \sum_c Q_y \dots \dots \dots (1)$$

where the first term of Eq. (1) is the slip shear strength of the wall and the second is the summation of shear forces of the side columns at flexural yielding of their both ends.

In order to examine the validity of Eq. (1), twenty two specimens in the authors' and other researchers' experiments are analyzed by using Eq. (1) and others' previous formulae for comparison. The analytical results show that Eq. (1) is more adequate than the others' formulae for estimating the maximum strength of the shear walls failed in slip shear failure.

Keywords : Slip shear strength, Shear wall, Slip shear failure

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造の保有耐力の確保と剛性の制御にとって、連層耐震壁は重要な構造要素であり、その破壊性状の把握は急務の課題である。連層耐震壁の破壊モードは、大要、側柱の軸引張降伏の生じないせん断破壊モード、側柱の軸引張降伏が十分に進行している曲げ破壊モード、およびその中間の曲げ・せん断破壊モードに分類される。本研究は、このうちのせん断破壊モードの強度のみを扱う。

連層耐震壁は、我が国では一般に強剛な基礎梁または壁で拘束された中間梁をもち、壁板に生じたせん断亀裂はこの強剛な上・下梁でその伸展が防止される。これから、強剛な上・下梁をもつ単独耐震壁に関する知見によって、連層耐震壁の性状をとらえることが可能と考えられる。この単独耐震壁のせん断破壊モードは、大別して次のようになる。

a) 耐震壁の側柱の断面が小さく、補強筋量が少ない場合、壁板に斜め亀裂が生じた後、対角領域の斜め亀裂が大きく伸展して、抵抗力が増加することなく破壊に至るモード。

b) 耐震壁の側柱の断面と補強筋量が中程度の場合、壁板に斜め亀裂が生じた後もある程度は抵抗力が増加し、側柱の曲げ破壊またはせん断破壊で破壊に至るモード。

c) 耐震壁の側柱の断面が大きく、補強筋量が多い場合、壁板に斜め亀裂が生じた後も抵抗力が著しく増加し、付帯フレームのせん断破壊が生じることなく、壁板の全面的なスリップ破壊（コンクリートのはく離を伴う圧壊）で最大強度に達するが、その後、付帯フレームだけの抵抗に移るモード。

これらの破壊モードの力-変位関係を模式的に示せば、図-1のようになる。破壊モードa)とb)は、最大強度に達すると同時に耐震壁が崩壊する脆性破壊で、耐震壁は水平力と鉛直力に対する抵抗力を失う。一方、破壊モードc)は、最大強度に達した後に急激な強度低下を示すが付帯フレームの抵抗力は保持されている。すなわち、終局時においても、耐震壁は側柱の上端と下端の曲げ降伏に相応するせん断力に、そして側柱に作用する軸力に抵抗でき、かつ大きな変形性能を示す。また、破壊モードc)で示す最大強度は、一般に、破壊モードa)とb)のいずれよりも大きい。このような破壊モードの

本論文の一部は1986年北海道大会、1987年近畿大会、1988年関東大会、および文献6)で発表したものである。

* 工学院大学建築学科 助教授

** 東京建築専門学校 教員

*** 工学院大学建築学科 研究助手

Associate Professor of Kogakuin Univ.

Tokyo Architecture School

Research Assistant of Kogakuin Univ.

図-1 せん断破壊モード

相違を考慮すると、構造の耐震性確保の立場からは、耐震壁のせん断破壊のモードを、破壊モードc)に限定するのが望ましいといえる。以後、本研究では、破壊モードc)をスリップ破壊といい、スリップ破壊時の最大せん断強度をスリップ破壊せん断強度という。

本研究では、第1に、曲げ破壊およびせん断破壊しない強剛な上・下梁とせん断破壊しない側柱をもち、一方向対角圧縮力をうける単独耐震壁の実験から、スリップ破壊せん断強度式を誘導する。そして第2に、強度式誘導の基礎とした抵抗機構のモデルを用いて、いろいろな加力条件のもとでスリップ破壊した試験体の解析を行い、誘導したスリップ破壊せん断強度式の妥当性を検討する。

2. 既往のスリップ破壊せん断強度式

耐震壁のスリップ破壊を扱い、その強度式を提案しているものとして、富井・江崎¹⁾、望月(重)²⁾、徳広³⁾、および益尾⁴⁾の研究がある。いずれも単独耐震壁の実験を基礎としたものである。

富井・江崎らは、壁板のスリップ破壊時の最大せん断応力と平均せん断応力の比が、弾性応力時のそれと同じであると仮定して、スリップ破壊せん断強度式を回帰分析で求めている。このとき、耐震壁の側柱の効果は弾性応力にかかわる形状係数の中に考慮されるとして、強度式は側柱に関係する項を含まない形になっている。基礎としたデータには、一方向対角圧縮力・他方向対角引張力の他に曲げ・せん断の加力方法のものが含まれ、一律に扱っている。これは側柱の効果を考える立場からは問題が残る。側柱の効果は、外力の作用状態によって著しい影響をうけるからである。

望月(重)は、ヒンジ結合された鋼フレーム内の壁板に一方向対角圧縮力・他方向対角引張力を加えてスリップ破壊を生じさせ、これから壁板のスリップ破壊強度を求めている。さらにこれを用いて、耐震壁のスリップ破壊せん断強度式を誘導している。しかし、壁板のスリッ

ブ破壊強度をそのまま用いた場合、実験値とかなりの相違が生じるため、回帰分析で補正している。このとき、付帯フレームは弾性状態としている。このため、側柱のせん断力の評価に軸力の効果が導入されていない。

徳広らは、鉄骨・鉄筋コンクリートの強剛な付帯フレームをもつ耐震壁の片持柱形式の実験から、耐震壁のスリップ破壊せん断強度式を、壁板のスリップ破壊せん断強度と側柱のせん断力の和の形で誘導している。このとき、付帯フレームは最大強度時において崩壊機構を形成しているとしているが、その曲げ降伏強度の評価において、側柱に生じる変動軸力を考慮していない。

益尾は、壁板のスリップ破壊強度には付帯フレームの拘束が大きな効果をもつとし、この拘束効果を既往の実験結果から求め、耐震壁のスリップ破壊せん断強度式を提案している。しかし、その拘束効果は壁板の強度を高める形でのみ導入され、側柱のせん断力の形では導入されていない。

本研究は、上に述べた既往の研究と同様に、実験から耐震壁のスリップ破壊せん断強度式を求める方法を採用して、望月(重)、徳広らと同じ考えに立って、耐震壁のスリップ破壊せん断強度は、壁板のスリップ破壊せん断強度と側柱のせん断力の和の形で表されるとしている。しかし、望月(重)と異なり、連層耐震壁を対象とし、上・下梁の曲げ破壊とせん断破壊、および側柱のせん断破壊が生じない場合を扱い、側柱の上端と下端は曲げ降伏状態にあるとしている。徳広らの研究と、強剛な付帯フレームをもつ耐震壁という点では、本研究は同じ立場にあるが、徳広らの実験では、試験体の多くに側柱のせん断破壊が生じており、強度式にこれを考慮している。本研究では耐震壁の靱性確保の立場からこれを除いている。また、富井・江崎および望月(重)は定軸力と変動軸力を、徳広らおよび益尾は変動軸力を考慮していないが、本研究では側柱の曲げ降伏強度の評価のとき、定軸力と変動軸力をともに考慮している。

3. スリップ破壊せん断強度式の基礎とした実験の概要

本研究は、連層耐震壁のスリップ破壊せん断強度式を、縮小試験体の実験^{5),6)}から統計的に求める方法をとっている。実験の試験体は図-2に示すような形状、配筋をもつ単独耐震壁で、合計42体である。付帯フレームの上・下梁は、連層耐震壁を模して、破壊に至るまで曲げおよびせん断破壊が生じないように補強、補剛されている。

試験体の主なパラメータは、コンクリート強度 F_c 、壁板の補強筋比 p_s と補強方法、壁板の形状比 $\alpha = h'/l'$ 、ただし h' 、 l' はそれぞれ壁板の内法高さと同法長さ、および側柱の全主筋比 p_g と定軸力 N_0 である。このうち壁板の補強方法の種類は、縦・横配筋、斜交配筋、およ

表—1 試験体の諸性質と結果

No	試験体名	b	D	l'	h'	t	pg	sgy	ps	sOy	h'·r	tan θp	No	Fc	Q _{exp}	出典
1	H2-35A	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	0	323	12.9	5)
2	H2-35B	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	0	285	13.9	
3	H2-35C1	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	4.64	309	21.7	
4	H2-35C2	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	7.07	471	20.0	
5	H2-35D1	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	6.77	451	21.4	
6	H2-35D2	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	7.32	488	23.4	
7	H2-35E1	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	7.14	476	21.4	
8	H2-35E2	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	7.20	480	26.5	
9	H2-35F1	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	8.32	416	24.1	
10	H2-35F2	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	8.92	446	24.1	
11	H2-35G1	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	8.56	428	21.7	
12	H2-35G2	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	8.98	449	25.8	
13	H2-35H1	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	8.92	446	27.0	
14	H2-35H2	10	10	80	40	1.5	1.11	3746	0.59	1921	20	0.667	8.70	435	25.0	
15	H2-30-1	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	0.71	2314	20	0.667	8.44	422	25.0	
16	H2-30-2	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	0.71	2314	20	0.667	8.40	420	25.0	
17	X2-20-1	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	1.06	2314	20	0.667	9.00	450	25.2	
18	X2-20-2	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	1.06	2314	20	0.667	9.66	483	26.6	
19	X2-30-1	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	0.71	2314	20	0.667	9.74	487	27.5	
20	X2-30-2	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	0.71	2314	20	0.667	9.64	482	24.9	
21	H02-30-1	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	0.71	2314	20	0.667	8.94	447	22.5	
22	H02-30-2	10	10	80	40	1.5	1.02	4637	0.71	2314	20	0.667	9.50	475	23.7	
23	H02-30-B1	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	5.54	277	13.3	
24	H02-30-B2	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	5.84	292	15.2	
25	H02-30-3	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	9.13	271	16.5	
26	H02-30-4	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	6.60	320	15.9	
27	X2-30-3	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	8.06	303	18.4	
28	H2-30-4	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	6.46	323	18.3	
29	X02-30B1	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	6.28	314	15.0	
30	X02-30B2	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	5.20	260	15.1	
31	X02-30-1	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	8.88	296	18.9	
32	X02-30-2	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	0.71	2013	20	0.667	7.41	247	18.3	
33	WX2-30-1	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	1.08	2013	20	0.667	6.56	328	19.3	
34	WX2-30-2	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	1.08	2013	20	0.667	6.52	326	19.5	
35	WX02-30-1	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	1.08	2013	20	0.667	6.60	330	18.2	
36	WX02-30-2	10	10	80	40	1.5	1.02	5419	1.08	2013	20	0.667	5.72	286	17.6	
37	H2-30-5	10	10	50	50	1.5	0.95	3764	0.71	2193	25	1.0	4.40	220	9.1	6)
38	H2-30-6	10	10	50	50	1.5	0.95	3764	0.71	2193	25	1.0	7.72	386	17.4	
39	H2-30-7	10	10	50	50	1.5	0.95	3764	0.71	2193	25	1.0	8.00	400	17.0	
40	H2.8-40-1	10	10	80	50	2.0	0.97	4390	0.68	1780	25	0.625	5.24	262	14.3	
41	H2.8-40-2	10	10	50	50	2.0	0.97	4390	0.68	1780	25	1.0	4.11	280	14.1	
42	H2.8-40-3	10	10	50	50	2.0	0.97	4390	0.68	1780	25	1.0	3.57	280	12.6	
43	H2-30A-1	10	10	50	50	1.5	1.82	3508	0.78	2193	25	0	4.38	219	8.0	
44	H2-30A-2	10	10	50	50	1.7	1.82	3508	0.69	2193	25	0	4.78	239	9.6	
45	H2-30A-3	10	10	50	50	1.8	1.82	3508	0.65	2193	25	0	4.74	237	9.7	
46	H2-30B-1	10	10	50	50	1.6	1.82	3508	0.73	2193	35	0	4.36	218	8.9	
47	H2-30B-2	10	10	50	50	1.6	1.82	3508	0.73	2193	35	0	4.02	201	8.4	15)
48	86SWI -5-2	10	10	80	40	2.5	3.37	3320	0.72	1614	20	0.667	0	295	22.7	
49	86SWI -6-1	10	12.5	77.5	40	2.5	2.69	3320	0.72	1614	20	0.667	0	312	24.2	
50	86SWI -6-2	10	12.5	77.5	40	2.7	2.69	3320	0.67	1614	20	0.667	0	243	23.4	
51	87SWI -1	15	17.5	60	60	3.3	1.93	3818	0.82	1877	30	1.161	0	245	29.6	
52	87SWI -3	15	12.5	90	60	2.9	2.70	3818	0.93	1877	30	0.878	0	245	35.8	
53	87SWI -4	15	17.5	90	60	3.2	1.93	3818	0.85	1877	30	0.837	0	245	41.5	
54	87SWI -6	15	12.5	120	60	2.7	2.70	3818	1.00	1877	30	0.679	0	245	38.1	
55	87SWI -7	15	17.5	120	60	3.2	1.93	3818	0.85	1877	30	0.655	0	245	40.8	
56	SRC-L3-6	20	20	90	90	6.0	2.77	3323	0.47	2660	100	0	20.0	187	40.8	16)
57	SRC-F3-6	20	20	90	90	6.0	2.77	3323	0.47	2660	100	0	20.0	187	46.6	
58	SRC-F5-6	20	20	90	90	6.0	3.02	3824	0.47	2660	100	0	20.0	215	47.8	
59	78D3	12	5	45	20	3.0	6.40	4490	0.21	2650	55.8	0	2.4	200	13.2	
60	RCV-1	12.5	12.5	107.5	47.5	4.0	1.08	3705	0.30	2489	23.75	0.5	18.6	290	46.3	19)
61	RCV-2	12.5	12.5	107.5	47.5	4.0	1.08	3705	0.30	2489	23.75	0.5	9.3	289	44.7	
62	RCV-3	12.5	12.5	107.5	47.5	2.0	1.80	3870	0.60	2494	23.75	0.5	19.95	314	27.4	20)
63	RCV-4	12.5	12.5	107.5	47.5	4.0	1.80	3870	0.30	2494	23.75	0.5	17.35	264	45.7	
64	WALL	30	30	170	105	8.0	1.04	4354	1.19	4152	120	0	63.2	235	149.8	21)

【記号】

b: 側柱の幅 (cm)

D: 側柱のせい (cm)

l': 壁板の内法長さ (cm)

h': 壁板の内法高さ (cm)

t: 壁板の厚さ (cm)

pg: 側柱の全主筋比 (%)

ps: 壁板の補強筋比 (%)

sgy: 側柱主筋の降伏点強度 (kgf/cm²)sOy: 壁板補強筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

h'·r: 反曲点高さ (cm)

r: 反曲点高さ比

θp: 作用外力の傾斜角

No: 側柱一本の定軸力 (tf)

Fc: コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)Q_{exp}: 最大強度の実験値 (tf)Q_{cal}: 最大強度の計算値 (tf)

び壁板の小孔の有無である。表—1 に試験体番号 No. 1 ~42 として試験体の諸性質を示す。

加力はオイルジャッキ (最大能力: 30 tf または 50 tf) による一方向対角圧縮交番力で、最大荷重時までは荷重制御、それ以降は変位制御とした。側柱に作用する定軸力は、側柱に埋設されたビニールパイプを通る PC 鋼棒 (13φ) に引張力を導入することで加えられ、PC 鋼棒のひずみ測定からその引張力が実験の間一定になるよう調節された。

42 体すべての試験体が、1. で定義したスリップ破壊で最大強度に達し、その破壊経過のステップは、大要、同じもので次のようである。

- 1) 層間変形角 $R=0.25 \times 10^{-3}$ rad. 程度で、壁板にはば 45° および 135° に傾いた初斜め亀裂が生じる。
- 2) 壁板に直交した斜め亀裂網が形成される。
- 3) 側柱の上端と下端に曲げ亀裂が生じる。
- 4) 壁板の斜め亀裂が増し、拡幅が著しくなる。
- 5) 壁板に局部的なスリップ破壊が持続的に生じる。
- 6) $R=4 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-3}$ rad. 程度で、壁板の全面的なスリップ破壊が生じて最大強度に達し、急激な強度低下を示す。破壊は、側柱と上・下梁に沿う領域、そして対角領域で著しい。
- 7) 壁板と付帯フレームの一体構造としての働きを失い、側柱の上端と下端の曲げ降伏の形で抵抗する。

図—2 試験体例

図—3 最大強度時の亀裂状況

図—4 セン断力-層間変形角の関係

このような破壊経過には、コンクリート強度、壁板の補強筋比と補強方法、壁板の形状比、および側柱の全主筋比と定軸力などのパラメータによる相違は観察されていない。表—1に実験の最大せん断強度を、図—3およ

P: スリップ破壊時作用外力

Q_v : スリップ破壊時作用外力の鉛直成分

Q_{cal} : スリップ破壊時作用外力の水平成分

図—5 モデル

び4に、最大強度時の亀裂状況、せん断力-層間変形角の関係として試験体番号 No. 37: H2-30-5 の例を示す。

4. スリップ破壊せん断強度式の誘導

4.1 抵抗機構のモデルと仮定

耐震壁のスリップ破壊せん断強度式を誘導するために、実験の破壊性状に基づいて次の抵抗機構のモデルを考える(図—5)。モデルは、付帯フレーム、45°方向に傾斜したコンクリートの圧縮ストラット、および縦・横の引張ブレースで構成される。

モデルの各構成要素はスリップ破壊時において次の状態にあると仮定する。

- 1) 付帯フレームの上・下梁は、終始、破壊することなく変形もしない。
- 2) 付帯フレームの側柱は、上端と下端において曲げ降伏して塑性関節を形成しているが、引張りまたは圧縮の軸降伏の状態になく、また、その中間部は弾性状態で、スリップ破壊時のせん断力によって破壊しない。ここで、側柱の曲げ降伏強度は定軸力と変動軸力を考慮して表—2の柱の終局強度式⁷⁾で評価される。
- 3) 圧縮ストラットの応力は一様で、コンクリートのスリップ破壊強度で降伏している。このスリップ破壊強度はコンクリートの圧縮強度の1次関数で表される。
- 4) 縦・横の引張ブレースはともに降伏している。

1) の仮定は、すべての試験体の上・下梁が十分大きい断面と補強筋をもっていること、また実験でも上・下梁に亀裂の発生がなかったことに基づいている。

2) の仮定は、スリップ破壊時に側柱の上端と下端に

表—2 柱の終局強度式

$N_{max} \geq N_c > 0.4b \cdot D \cdot F_c$ の場合
$M_y = b \cdot D^2 \cdot (0.4 p_g \cdot g \sigma_y + 0.12 F_c) \frac{N_{max} - N_c}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c}$
$0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N_c > 0$ の場合
$M_y = 0.4 p_g \cdot g \sigma_y \cdot b \cdot D^2 + 0.5 N_c \cdot D \cdot (1 - \frac{N_c}{b \cdot D \cdot F_c})$
$0 > N_c \geq N_{min}$
$M_y = 0.4 p_g \cdot g \sigma_y \cdot b \cdot D^2 + 0.4 N_c D$
ただし N_{max} : 軸圧縮降伏強度 $= b \cdot D \cdot (F_c + p_g \cdot g \sigma_y)$
N_{min} : 軸引張降伏強度 $= -p_g \cdot g \sigma_y \cdot b \cdot D$
N_c : 側柱の軸方向力
M_y : 側柱の曲げ降伏強度

曲げ亀裂が生じ、スリップ破壊以降は側柱の上端と下端の曲げ降伏の形で抵抗したこと、そして側柱にせん断亀裂が生じたもののせん断破壊は生じなかったことに基づいている。

3) の仮定は、コンクリートの脆性的な性質を考えると問題が残るが、実験の破壊状況で、局所的なスリップ破壊が持続した後に、全面的なスリップ破壊が生じたことに基づいている。

また、4) の仮定は、壁板補強筋のひずみ測定をしていないことから確認できないが、抵抗機構の簡単化のために設定したものである。

このような抵抗機構のモデルについては、2. で述べた既往のスリップ破壊せん断強度式を誘導するためのモデルとは別に、耐震壁の最大強度を極限解析の下界定理に基づいて求めるためのモデルが、称原・加藤⁹⁾、白石・狩野⁹⁾、南・村上¹⁰⁾、および塩原¹¹⁾から提案されている。これらは一般的に有限要素法のマイクロモデルに対比してマクロモデルといわれる。本研究で設定したモデルは、筆者ら¹²⁾が提案している連層耐震壁のマクロモデルを簡略化したものであるが、既往のマクロモデルとは次の点で異なる。

- 対象をせん断破壊モードに限定している。
- 両側柱のせん断抵抗を考慮している。
- 側柱の上端と下端のみの曲げ降伏を仮定している。
- 圧縮ストラットの傾斜角を 45° に限定している。

設定したモデルのもとで、耐震壁のスリップ破壊せん断強度 Q_{cal} は次のように表される。

$$Q_{cal} = wQ + cQ \quad (1)$$

ここで、 wQ は圧縮ストラットと縦・横の引張ブレースで構成される壁板のスリップ破壊時のせん断力で次式で表される。

$$wQ = w\tau \cdot t \cdot l' \quad (2)$$

ただし、 $w\tau$ は壁板のスリップ破壊せん断強度、 t は壁板の板厚である。

また、 cQ は両側柱のせん断力の和で、一方向対角圧縮力のもとで応力分布が対称であることを考慮すれば、

$w\tau$: 壁板のスリップ破壊時接線応力成分
 $w\sigma$: 壁板のスリップ破壊時垂直応力成分
 ltN 、 $ltMy$ 、 ltQ 、および lbN 、 $lbMy$ 、 lbQ は左側柱上端および下端の応力 rtN 、 $rtMy$ 、 rtQ 、および rbN 、 $rbMy$ 、 rbQ は右側柱上端および下端の応力

図—6 モデルの応力と記号 I

図—6 の記号と左側柱の釣合いから、次のようになる。

$$cQ = w\tau \cdot t \cdot D + 2(ltMy + lbMy)/h' \quad (3)$$

ただし、 D は側柱のせい、 $ltMy$ 、 $lbMy$ はそれぞれ左側柱の上端と下端の曲げ降伏強度である。

ここで、 $cQ_y = (ltMy + lbMy)/h'$ とおけば、式 (1) は次のようになる。

$$Q_{cal} = w\tau \cdot t \cdot l + 2 \cdot cQ_y \quad (4)$$

ただし、 l は両側柱の芯々間距離である。

結局、壁板の寸法として、 l' の代わりに l を用いればよい。以降において、式 (4) の初項を wQ と定義する。

4.2 誘導の手順

式 (4) の初項は、縦の引張ブレースが水平方向の力の成分をもたないため、次のようになる。

$$w\tau \cdot t \cdot l = c\tau \cdot t \cdot l \quad (5)$$

ただし、 $c\tau$ は圧縮ストラットのスリップ破壊せん断強度である。 $c\tau$ は 4.1 の仮定 3) からコンクリート強度の 1 次式として次のように表される。

$$c\tau = \alpha \cdot F_c + \beta \cdots \cdots (6)$$

式(6)の係数 α と β は、実験データを用いて次の手順で決定される。

- 1) 適当な α と β を設定する。
- 2) 各試験体について、最大せん断強度の実験値 Q_{exp} と1)で設定した α 、 β を用いて求めた $c\tau$ から、側柱の上端と下端の軸力を求める。
- 3) 各試験体について2)で求めた軸力を用いて、側柱の上端と下端の曲げ降伏強度 ${}_{tt}M_y$ と ${}_{tb}M_y$ を求める。
- 4) 式(4)と(5)から、 Q_{cal} を Q_{exp} とおいて、 $c\tau$ を求める。
- 5) 各試験体について4)で求めた $c\tau$ の計算値を母集団として、式(6)が最もよく適合する係数 α と β を最小2乗法で求める。
- 6) 2)~5)を、係数 α と β の値が小数点以下第5位の桁で変化しなくなるまで繰り返す。

4.3 スリップ破壊せん断強度式

表一1のNo.1~42の実験データを用いて、4.2の手順をモデルに適用した結果、式(6)の係数 α と β について、次の結果を得た。

$$\alpha = 0.313, \quad \beta = -0.4 \cdots \cdots (7)$$

ここで、有孔壁も無孔壁と同じに扱った。

式(7)の $\beta = -0.4$ が小さいため、これを省略すると、一方向対角圧縮力をうける耐震壁のスリップ破壊せん断強度式として次の式を得る。

$$Q_{cal} = 0.313 F_c \cdot t \cdot l + 2 \cdot c Q_y \cdots \cdots (8)$$

強度式(8)の圧縮ストラットのスリップ破壊せん断強度 $0.313 F_c$ は、後出の徳広らの強度式(11)で拘束が大きい場合、および益尾の強度式(15)の $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ 程度の場合と極めて近いが、富井・江崎および望月(重)の強度式(9)と(10)とは著しく相違している。いずれの強度式においても、付帯フレームを除く壁板の抵抗機構のモデルは、大要、同じであるから、この相違は、基礎とした試験体の付帯フレームの断面寸法とその取扱いに起因している。

式(8)の $0.313 F_c$ は、圧縮ストラットの軸方向圧縮強度としては $0.626 F_c$ を与える。これは、圧縮力の方向と平行な亀裂が生じている壁板コンクリートの有効圧縮強度に相当する。既往のマクロモデルによる耐震壁の最大強度の解析では、有効圧縮強度として、 $0.7 F_c \sim 1.0 F_c$ の値が採用されている^{8)~11)}。この有効圧縮強度について、野口ら¹³⁾は、壁板の二方向加力実験から次の結果を示している。すなわち、一方向引張力を壁板に亀裂が生じ補強筋が降伏するまで加え、さらに直交する圧縮力を破壊するまで加える実験から、有効圧縮強度は、平均亀裂幅の広い範囲でほぼ $0.6 F_c$ に近い値である。これは、式(8)の結果によく相応している。

式(8)の初項は F_c から直接的に求まるが、第2項

表一3 計算の手順

- 1) 適当な Q_{cal} を設定する。
- 2) 側柱の軸力を次式から求める(図-6(a),(b))。

$${}_{tt}N = (Q_v - w\sigma \cdot t \cdot l' - w\tau \cdot t \cdot h')/2 + N_0$$

$${}_{tb}N = (Q_v - w\sigma \cdot t \cdot l' + w\tau \cdot t \cdot h')/2 + N_0$$
ただし、 $Q_v = Q_{cal} \cdot \tan \theta_p$
 $w\sigma = 0.313 F_c - p_s \cdot s\sigma_y$
 $w\tau = 0.313 F_c$
- 3) 2)の軸力から側柱の曲げ降伏強度 ${}_{tt}M_y$ 、 ${}_{tb}M_y$ を求める。
ただし、軸力が降伏強度を超える場合、曲げ降伏強度は零とする。
- 4) $Q_{cal} = w\tau \cdot t \cdot l + 2({}_{tt}M_y + {}_{tb}M_y)/h$ を求める。
- 5) Q_{cal} が収束するまで2)~4)を繰り返す。

図一7 強度式(8)による $\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$

は繰返し計算が必要である。表一3に繰返し計算の手順を示す。表一4に、式(8)による計算値 Q_{cal} と計算値に対する実験値の比 Q_{exp}/Q_{cal} 、および cQ/Q_{cal} の値を示す。 Q_{exp}/Q_{cal} の平均、標準偏差、および変動係数の値は、0.994、0.107および0.108で、42体のうち2体を除き、計算値はその $\pm 20\%$ の範囲に実験値をとらえており(図一7)、式(8)で β を省略したことによる影響はないといえる。また、式(8)の計算値と実験値との相関係数は0.907で、十分強い相関が認められる。

5. スリップ破壊せん断強度式の検討

5.1 既往の強度式

本章以降で、提案強度式(8)を検討するにあたって、比較のため既往の強度式を引用している。このとき、対象とした試験体の寸法を考慮して次の式を用いた。

富井・江崎の強度式：

$$Q_{20(wS)} = (2.4 \sqrt{F_c} + 3400 p_s) \cdot t \cdot l \cdots \cdots (9)$$

望月(重)の強度式：

$$Q_{S,H} = \frac{1}{\xi} [0.46 C_{s,1} (F_c + 139) + 0.50 C_{s,2} \cdot p_s \cdot s\sigma_y] \cdot t \cdot l \cdots \cdots (10)$$

$$C_{s,1} = \frac{q [3 \mu (1+k) + \mu^2 + k]}{6 \mu (1+k)}$$

表-4 解析結果

No	試験体名	実験値 Q _{exp} (tf)	提案式			富井・江崎式		望月(重)式		徳広式		益尾式	
			Q _{cal} (tf)	Q _{exp} Q _{cal}	cQ _{cal}	Q _{cal} (tf)	Q _{exp} Q _{cal}	Q _{cal} (tf)	Q _{exp} Q _{cal}	Q _{cal} (tf)	Q _{exp} Q _{cal}	Q _{cal} (tf)	Q _{exp} Q _{cal}
1	H2-35A	12.9	15.27	0.842	0.11	8.53	1.512	7.49	1.722	5.37	2.402	14.99	0.861
2	H2-35B	13.9	13.74	1.009	0.12	8.18	1.699	6.97	1.994	5.19	2.678	13.94	0.997
3	H2-35C1	21.7	16.71	1.296	0.22	8.40	2.583	7.29	2.977	9.41	2.306	14.62	1.484
4	H2-35C2	20.0	24.35	0.819	0.18	9.74	2.053	9.51	2.103	12.33	1.622	17.66	1.133
5	H2-35D1	21.4	23.40	0.912	0.19	9.59	2.231	9.23	2.319	11.97	1.788	17.43	1.228
6	H2-35D2	23.4	25.14	0.928	0.18	9.87	2.371	9.74	2.402	12.63	1.853	17.83	1.312
7	H2-35E1	21.4	24.58	0.869	0.18	9.78	2.188	9.58	2.234	12.42	1.723	17.71	1.208
8	H2-35E2	26.5	24.77	1.067	0.18	9.81	2.701	9.63	2.752	12.49	2.122	17.75	1.493
9	H2-35F1	24.1	22.50	1.069	0.22	9.32	2.586	8.76	2.751	12.93	1.864	16.93	1.424
10	H2-35F2	24.1	23.97	1.003	0.21	9.55	2.524	9.17	2.628	13.58	1.775	17.37	1.387
11	H2-35G1	21.7	23.08	0.938	0.22	9.41	2.306	8.92	2.433	13.19	1.645	17.12	1.268
12	H2-35G2	25.8	24.12	1.067	0.21	9.57	2.696	9.21	2.801	13.65	1.890	17.41	1.482
13	H2-35H1	27.0	23.97	1.124	0.21	9.55	2.827	9.17	2.944	13.57	1.990	17.37	1.554
14	H2-35H2	25.0	23.43	1.065	0.22	9.47	2.640	9.02	2.772	13.32	1.877	17.22	1.452
15	H2-30-1	25.0	23.14	1.078	0.23	9.92	2.520	9.36	2.671	13.90	1.799	17.42	1.435
16	H2-30-2	25.0	23.04	1.082	0.23	9.90	2.525	9.34	2.677	13.85	1.805	17.39	1.438
17	X2-20-1	25.2	24.66	1.019	0.23	11.74	2.147	10.58	2.382	15.51	1.625	18.39	1.370
18	X2-20-2	26.6	26.29	1.009	0.22	11.99	2.219	11.04	2.409	16.27	1.635	18.71	1.422
19	X2-30-1	27.5	26.33	1.042	0.22	10.41	2.642	10.25	2.683	15.39	1.787	18.17	1.513
20	X2-30-2	24.9	26.09	0.952	0.22	10.37	2.401	10.18	2.446	15.28	1.630	18.13	1.373
21	H02-30-1	22.5	24.37	0.921	0.23	10.11	2.226	9.71	2.317	14.47	1.555	17.76	1.267
22	H02-30-2	23.7	25.74	0.918	0.22	10.32	2.297	10.09	2.349	15.12	1.567	18.07	1.312
23	H02-30-B1	13.3	16.32	0.813	0.28	8.65	1.538	7.16	1.858	9.76	1.363	13.97	0.952
24	H02-30-B2	15.2	17.06	0.889	0.28	8.80	1.727	7.37	2.062	10.11	1.503	14.41	1.055
25	H02-30-3	16.5	16.42	1.003	0.30	8.59	1.921	7.08	2.331	11.65	1.416	13.79	1.197
26	H02-30-4	15.9	18.49	0.858	0.27	9.06	1.755	7.75	2.052	11.43	1.391	15.17	1.048
27	X2-30-3	18.4	17.60	1.043	0.27	8.90	2.067	7.52	2.447	10.96	1.679	14.72	1.250
28	H2-30-4	18.3	18.58	0.983	0.27	9.08	2.015	7.79	2.349	11.42	1.602	15.25	1.200
29	X02-30B1	15.0	18.14	0.825	0.27	9.00	1.667	7.67	1.956	11.22	1.337	15.02	0.999
30	X02-30B2	15.1	15.48	0.974	0.29	8.48	1.781	6.93	2.179	9.98	1.513	13.45	1.123
31	X02-30-1	16.9	17.74	0.951	0.30	8.83	1.914	7.42	2.278	11.94	1.415	14.53	1.163
32	X02-30-2	18.3	15.17	1.204	0.31	8.35	2.192	6.75	2.711	10.63	1.722	13.03	1.404
33	WX2-30-1	19.3	18.96	1.016	0.27	10.83	1.782	8.63	2.236	12.43	1.553	16.02	1.205
34	WX2-30-2	19.5	18.86	1.032	0.27	10.81	1.804	8.60	2.267	12.39	1.574	15.97	1.221
35	WX02-301	18.2	19.06	0.953	0.27	10.84	1.679	8.66	2.102	12.48	1.458	16.06	1.133
36	WX02-302	17.6	16.88	1.040	0.28	10.44	1.686	8.06	2.184	11.47	1.534	14.92	1.180
37	H2-30-5	9.1	9.03	1.007	0.31	5.38	1.691	4.76	1.912	6.36	1.431	8.15	1.117
38	H2-30-6	17.4	14.95	1.162	0.27	6.42	2.710	6.44	2.702	8.91	1.953	11.16	1.559
39	H2-30-7	17.0	15.45	1.098	0.27	6.49	2.619	6.58	2.584	9.12	1.864	11.33	1.500
40	H2.8-40-1	14.3	17.52	0.814	0.16	11.15	1.283	9.23	1.549	10.65	1.343	17.75	0.806
41	H2.8-40-2	14.1	13.69	1.028	0.23	7.59	1.858	6.82	2.067	7.66	1.841	12.32	1.144
42	H2.8-40-3	12.6	13.62	0.922	0.23	7.59	1.660	6.82	1.848	7.29	1.728	12.32	1.023
43	H2-30A-1	8.0	8.97	0.891	0.31	5.58	1.434	4.85	1.649	7.73	1.035	8.22	0.973
44	H2-30A-2	9.6	10.36	0.925	0.26	6.18	1.553	5.57	1.724	8.35	1.150	9.70	0.990
45	H2-30A-3	9.7	10.68	0.907	0.25	6.38	1.520	5.80	1.672	8.43	1.151	10.15	0.956
46	H2-30B-1	8.9	9.28	0.957	0.29	5.79	1.537	5.08	1.752	7.83	1.137	8.67	1.027
47	H2-30B-2	8.4	8.73	0.960	0.31	5.65	1.487	4.90	1.714	7.51	1.119	8.22	1.022
48	86SWI-5-2	22.7	25.45	0.889	0.18	14.78	1.536	11.89	1.909	10.80	2.102	23.77	0.955
49	86SWI-6-1	24.2	28.17	0.857	0.22	15.05	1.608	12.27	1.972	12.03	2.012	24.55	0.986
50	86SWI-6-2	23.4	24.82	0.941	0.26	14.63	1.599	11.41	2.051	10.75	2.177	22.61	1.035
51	87SWI-1	29.6	34.49	0.857	0.43	16.74	1.768	14.01	2.113	18.39	1.610	24.75	1.196
52	87SWI-3	35.8	31.01	1.152	0.27	20.57	1.740	16.06	2.229	17.75	2.017	29.20	1.226
53	87SWI-4	41.5	38.77	1.068	0.32	22.86	1.815	18.06	2.298	20.74	2.001	33.43	1.241
54	87SWI-6	36.1	34.70	1.038	0.21	25.60	1.410	19.09	1.891	19.76	1.827	35.47	1.018
55	87SWI-7	40.8	44.21	0.921	0.24	29.25	1.395	22.43	1.819	23.21	1.758	42.75	0.954
56	SRC-L3-6	40.8	50.55	0.806	0.24	32.21	1.267	30.70	1.329	39.23	1.040	52.18	0.782
57	SRC-F3-6	46.6	50.55	0.920	0.24	32.21	1.447	30.70	1.518	41.48	1.123	52.18	0.893
58	SRC-F5-6	47.8	58.82	0.811	0.25	33.77	1.415	32.77	1.459	52.51	0.910	57.39	0.833
59	78D3	13.2	13.24	0.995	0.29	6.16	2.143	5.72	2.308	10.37	1.273	11.65	1.133
60	RCW-1	46.3	51.43	0.898	0.15	24.51	1.889	23.28	1.989	33.32	1.390	48.86	0.948
61	RCW-2	44.7	49.15	0.907	0.12	24.48	1.826	23.23	1.924	25.10	1.781	48.75	0.917
62	RCW-3	27.4	33.39	0.819	0.29	15.10	1.815	13.59	2.016	28.85	0.950	26.80	1.022
63	RCW-4	45.7	47.44	0.961	0.16	23.61	1.936	22.04	2.074	38.67	1.182	46.02	0.993
64	WALL	149.8	146.07	1.023	0.19	123.60	1.212	123.00	1.218	140.09	1.069	189.45	0.791
No 1 ~ 42 の平均			-	0.994	-	-	2.125	-	2.344	-	1.718	-	1.255
No 1 ~ 42 の標準偏差			-	0.107	-	-	0.408	-	0.337	-	0.284	-	0.193
No 1 ~ 42 の変動係数			-	0.108	-	-	0.192	-	0.144	-	0.165	-	0.154
No 43 ~ 64 の平均			-	0.934	-	-	1.607	-	1.847	-	1.446	-	0.995
No 43 ~ 64 の標準偏差			-	0.086	-	-	0.233	-	0.296	-	0.431	-	0.123
No 43 ~ 64 の変動係数			-	0.092	-	-	0.145	-	0.160	-	0.298	-	0.123
全体の平均			-	0.973	-	-	1.947	-	2.173	-	1.625	-	1.165
全体の標準偏差			-	0.103	-	-	0.434	-	0.400	-	0.362	-	0.211
全体の変動係数			-	0.106	-	-	0.223	-	0.184	-	0.223	-	0.181

$$C_{s,2} = \frac{3\mu(1+p)(1+k) + (1+p-2\xi)(\mu^2+k)}{6\mu(1+k)}$$

ただし、 $\xi=1.2$, $(p, q)=(2.15, 0.46)$, $s\sigma_y$ は壁板補強筋の降伏強度, $\mu=l'/h'$, および k は柱の剛度に対する梁の剛度の比で $k=\infty$ とした。

徳広らの強度式：塑性関節が側柱にのみ生じると限定して、

$$Q_{cal} = (k \cdot F_c + p_s \cdot s\sigma_y) \cdot t \cdot l' + Q_f \cdots \cdots (11)$$

$$k = 0.04 + 0.32 \frac{N_0}{A_c \cdot F_c} + 0.09 \frac{p_s \cdot s\sigma_y \sum A_c}{t \cdot l' \cdot F_c}$$

ただし、 $k \leq 0.33 + (6.1 - s\sigma_y/F_c) \cdot p_s$, A_c は側柱の断面積, $s\sigma_y$ は側柱主筋の降伏強度, および Q_f は両側柱のせん断力の和である。

益尾の強度式：付帯フレームの拘束が十分大きいとして、

$$Q_{wu} = \{0.444 - 0.076 (F_c/200)\} \cdot (1 + 2 p_s \cdot s\sigma_y/F_c) F_c \cdot t \cdot l \cdots \cdots (12)$$

5.2 既往の強度式による実験値の評価

ここでは、表—1 の No. 1～42 の実験値と既往の強度式による計算値との比較を行う。表—4 に、各強度式による計算値と計算値に対する実験値の比を示す。

富井・江崎の強度式の場合、計算値と実験値には著しい相違がある。これは、スリップ破壊の定義にも起因するが、強度式の基礎とした試験体の多くが比較的小さな断面の付帯フレームで、連層耐震壁を想定していないこと、および側柱のせん断力のとらえ方に起因している。

望月（重）の強度式も連層耐震壁を想定していない。強度式の基礎とした試験体が富井・江崎らの強度式誘導の際に多く引用されていることもあって、富井・江崎の強度式と同じ傾向を示す。また、局部的スリップ破壊が生じていれば、側柱と上・下梁に曲げ破壊またはせん断破壊が生じている場合もスリップ破壊としていること、付帯フレームの断面が小さいこと、および側柱のせん断力を弾性応力として小さめに評価していることなどに起因している。

徳広らの強度式も計算値は実験値に比べて小さい。強度式の基礎とした試験体が鉄骨・鉄筋コンクリートで、本研究で対象としている鉄筋コンクリートとは異なるが、徳広らの定義したスリップ破壊は筆者らのそれと一致し、また、壁板コンクリートのスリップ破壊強度の評価も、拘束の大きい場合はば一致している。しかし、強度式において変動軸力を考慮していないこと、および拘束の評価方法に起因して側柱と壁板のせん断力が低く評価される傾向があり、これが計算値と実験値に比べて小さくしている。

益尾の強度式の場合、他の強度式と同様、計算値は実験値に比べて小さい。これは、コンクリート強度の大きい試験体では、コンクリートのスリップ破壊強度が低く

評価されること、および側柱のせん断力を考慮していないことに起因している。これらの強度式については、再度、5.3.3 で検討される。

5.3 提案強度式と既往の強度式による他の実験値の評価

4.3 および 5.2 において、提案強度式（8）が、既往の強度式に比べて実験値をよくとらえていることを示したが、これは強度式の基礎とした実験データについての比較であるから、当然の結果ともいえる。

また、強度式（8）の基礎とした試験体は、すべて一方向対角圧縮力をうけたものである。この一方向対角圧縮力をうける試験体の強度は、他の、例えば一方向対角圧縮力・他方向対角引張力をうける場合に比べて大きくなるとの指摘¹⁴⁾がある。このため、富井・江崎は、一方向対角圧縮力をうける試験体を基礎とする実験データから除外している。しかし、強剛な付帯フレームをもつ場合、側柱の変動軸力を考慮して側柱のせん断力を的確に評価できれば、強度式のデータとして一方向対角圧縮力の試験体は有用と考えられる。ここでは、別の試験体について各強度式による評価を試みる。

5.3.1 対象とした試験体

本研究で定義したスリップ破壊は、強剛な上・下梁とせん断破壊しない側柱をもつ耐震壁で、スリップ破壊時に側柱の上端と下端でのみ曲げ降伏している破壊モードである。表—1 の試験体番号 No. 43～64 として掲げた 22 体^{3), 15)～21)}は、実験で壁板のスリップ破壊によって最大強度に達し、5.3.2 の手順による計算で側柱の軸引張降伏が認められなかったものである。試験体の諸性質のうち、計算に必要な数値を各文献から引用してある。試験体の加力方法は $h' \cdot r \cdot \tan \theta_p$, および N_0 で示される。ただし、 r は反曲点高さ比, θ_p は作用外力の傾斜角である。試験体番号 No. 43～No. 47 は連続梁形式の曲げ・せん断加力, No. 48～55, No. 60～63 は一方向対角圧縮加力, その他は片持柱形式の曲げ・せん断加力である。

5.3.2 計算の手順

一方向対角圧縮力をうける試験体を除けば、両側柱の応力分布は対称でない。このため、一般的な外力条件に対応する耐震壁のスリップ破壊せん断強度式として、式（8）を次の形に変更する。

$$Q_{cal} = 0.313 F_c \cdot t \cdot l + \sum_c Q_y \cdots \cdots (13)$$

ここで、 $\sum_c Q_y$ は次式で表される。

$$\sum_c Q_y = (uM_y + l_bM_y + r_lM_y + r_bM_y)/h' \cdots \cdots (14)$$

ただし、 uM_y , l_bM_y と r_lM_y , r_bM_y は、それぞれ、左側柱と右側柱の上端と下端の曲げ降伏強度である。この $\sum_c Q_y$ は、本研究で対象としている壁板の全域が有効であるスリップ破壊の場合、側柱の上端と下端が曲げ降伏状態にあるときの両側柱のせん断力の和になる。

式（13）の計算の手順を表—5 に示す。

図—10 既往の強度式による $\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$ とパラメータの関係

よび耐震壁の全断面積に対する最大強度時の全作用軸力の比 $N/(\Sigma A_c + A_w)$ である。ここで、 A_w は壁板の断面積、および $N = 2N_0 + Q_{exp} \tan \theta_p$ である。図—9 は、強度式 (13) による全試験体の Q_{exp}/Q_{cal} を $h' \cdot r$ を除く各パラメータについてプロットしたものである。図中の黒丸が No. 1~42 の、白丸が No. 43~64 のデータである。

図の回帰直線が、縦軸の $Q_{exp}/Q_{cal} = 1.0$ を通る水平線で、回帰直線の近傍にプロットされる場合、強度式はパラメータの広い範囲にわたって妥当といえる。図—9 の結果は、強度式 (13) が、いろいろな条件の耐震壁について、極めて妥当なことを示している。

強度式 (13) と既往の強度式との主な相違点はコンクリートのスリップ破壊せん断強度の値そのもの、および側柱の曲げ降伏強度を評価する際の軸力の取扱いにある。図—10 は、既往の強度式による Q_{exp}/Q_{cal} をパラメータ F_c 、 $A_c/(\Sigma A_c + A_w)$ 、および $N/(\Sigma A_c + A_w)$ についてプロットしたものである。図は、既往の強度式の Q_{exp}/Q_{cal} がこれらのパラメータの値が大きくなるにつれて大きくなることを示している。このことは、スリップ破壊で終る連層耐震壁の最大強度の評価には、コンクリートのスリップ破壊強度の評価、および変動軸力をも考慮した側柱のせん断力の評価が重要であることを示している。

6. 結 び

本研究は、強剛な上・下梁とせん断破壊しないよう補強された側柱をもつ耐震壁が、壁板のスリップ破壊で最大強度に達した実験から、スリップ破壊せん断強度式を提案している。また、提案強度式を別の実験結果に適用し、既往の強度式と比較している。その結果は、提案強度式が既往の強度式に比べて、パラメータの広い範囲にわたって実験結果をよくとらえていること、また、スリップ破壊せん断強度の評価には、コンクリートのスリップ

破壊強度に加えて、変動軸力をも考慮した側柱のせん断力の評価が重要であることを示している。

提案強度式は強剛な上・下梁をもつ耐震壁がせん断破壊モードのスリップ破壊で終る場合に限定されている。より明確に言えば、

- 1) 作用外力のもとで側柱の軸引張降伏が生じないほど、定軸力が大きい、または主筋量が多い、
 - 2) スリップ破壊時の壁板の拘束反力によって側柱にせん断破壊が生じないよう補強されている、
- の場合に限定される強度式である。

参考文献

- 1) Masahide Tomii, Fumiya Esaki : Expression for Calculating Lateral Shear Capacity of One-Bay One-Story Reinforced Concrete Framed Shear Walls Failing in Slip Shear of Their Infilled Wall Panel, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 306 号, pp.142~151, 昭和 61 年 8 月
- 2) 望月 重: 鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する研究—壁板のスリップ破壊に支配される耐力—, 日本建築学会論文報告集, 第 330 号, pp. 86~95, 昭和 58 年 8 月
- 3) 徳広育夫, 三谷 勲, 宮崎博茂: 周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊形状とせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 355 号, pp. 88~97, 昭和 60 年 9 月
- 4) 益尾 潔: 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 380 号, pp. 76~86, 昭和 62 年 10 月
- 5) 望月 洵, 竹原雅夫: RC 連層耐震壁のせん断強度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. 1441~1444, 昭和 57 年 10 月
- 6) Makoto Mochizuki, Tohru Katagiri, Masayoshi Umeda : A Study on the Slip Shear Failure of Layered Shear Wall Frame System, PROCEEDINGS of 9WCEE, Vol. IV, pp. 511~516, 1988. 8
- 7) 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, p. 160, 昭和 60 年 5 月
- 8) 称原良一, 加藤 勉: 鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力, 日本建築学会論文報告集, 第 343 号, pp. 24~31, 昭和 59 年 9 月
- 9) 白石一郎, 狩野芳一, 町田亘寛: 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大強度に関する一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 365 号, pp. 144~155, 昭和 61 年 7 月
- 10) 村上利憲, 福嶋孝之, 南 宏一: 水平集中荷重を受ける鉄骨鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 205~208, 昭和 60 年 5 月
- 11) 塩原 等: 塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法, コンクリート工学, Vol. 25, No. 8, pp. 101~113, 1987. 8
- 12) 望月 洵, 小野里憲一: 連層耐震壁のマクロモデルとその解析法, コンクリート工学論文集, 第 1 巻第 1 号, pp. 121~132, 1990. 1
- 13) 大久保雅章, 浜田 聡, 野口 博: 地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, JCI コロキウム「RC 構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, pp. 17~22, 1989. 10
- 14) 日本建築学会: 建築構造物のリミットアナリシス, pp. 304, 昭和 38 年 7 月
- 15) 望月 洵, 竹原雅夫: R. C. 連層耐震壁のせん断破壊に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1847~1848, 昭和 59 年 10 月
- 16) 望月 洵, 片桐 徹, 梅田正芳: 連層耐震壁のせん断破壊に及ぼす柱の拘束の効果について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 391~392, 昭和 62 年 10 月
- 17) 望月 洵, 竹原雅夫, 小野里憲一: 連層耐震壁のスリップ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, 構造 II, pp. 565~566, 昭和 63 年 10 月
- 18) 狩野芳一, 高木仁広: 小型 3 層鉄筋コンクリート耐震壁の強度及び変形性能に関する実験的研究 (壁厚の違いによるせん断破壊性状の相違について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1535~1536, 昭和 54 年 9 月
- 19) 山田 稔, 河村 広, 細田安章: 鉄筋コンクリート耐震壁の弾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
- 20) 山田 稔, 河村 広, 稲田明人: 鉄筋コンクリート耐震壁の弾性変形並びに崩壊性状に関する研究 (II. 柱材の効果), 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 65~68, 昭和 54 年 6 月
- 21) 建屋の復元特性に関する研究委員会: 建屋の復元特性に関する研究 (その 13) 開口を有する耐震壁の実験, 建築振興協会, 昭和 61 年 6 月

(1990 年 3 月 10 日原稿受理, 1990 年 7 月 21 日採用決定)