

論文

[2153] 有開口連層耐震壁の最大強度式

正会員○竹原雅夫（東京建築専門学校）
 正会員 望月 洵（工学院大学工学部）
 正会員 小野里憲一（O. R. S事務所）
 鈴木章司（工学院大学大学院）

1. はじめに

さきに筆者らは、無開口連層耐震壁のマクロモデルを一部修正したモデルによって、有開口連層耐震壁の最大強度の評価が的確にできることを示した[1][2]。しかし、この方法は多くの反復計算を必要とし、必ずしも設計式としては適切なものでない。本研究は、このモデル（以後、元モデルという）の解析結果をもとに、新しい簡略化モデルを提案し、その解析値と実験値を比較することで簡略化モデルの妥当性を検討したものである。簡略化モデルによる解析は反復計算を必要としないため、設計式として適切なものといえる。

2. 元モデルと解析結果

元モデルとその解析結果は、簡略化モデルを設定する際に基礎となったものである。ここではその概要を示す。

図1に有開口連層耐震壁の元モデルを示す。元モデルの各部材は最大強度時において次の状態にあると仮定される。

- 1) 上・下梁は剛体で破壊しない。
- 2) 側柱の上・下端は降伏しており、中間域は降伏しているか弾性である。
- 3) 開口をよぎる圧縮ストラットは除かれる。圧縮ストラット①は降伏しており、その降伏値は $0.63\sigma_B$ である。圧縮ストラット②は、これと交差する側柱の領域が曲げ降伏しているため、その応力の水平成分が横補強筋とつりあう状態にある。圧縮ストラット③は、これと交差する側柱の領域が引張降伏しているため除かれる。
- 4) 縦・横補強筋はすべて降伏している。ただし、開口をよぎる縦・横補強筋、および3)で除かれた圧縮ストラットと側柱位置で交差する横補強筋は除かれる。

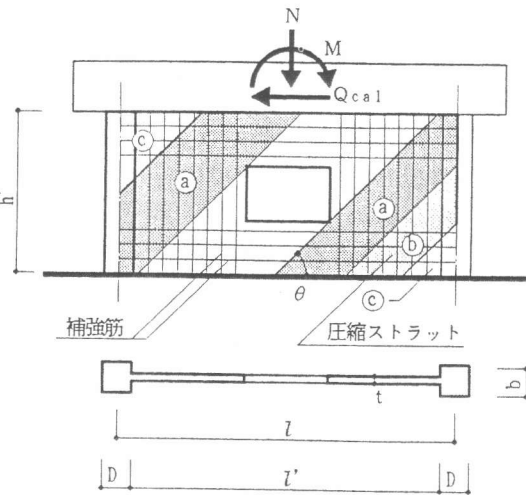


図-1 元モデル

図2に、48体の有開口耐震壁について元モデルによる解析値と実験値との比較を示す[2]。その実験値/解析値の平均、標準偏差、および変動係数の値はそれぞれ1.002、0.094、および0.094で、元モデルの妥当性を示している。図3は、耐震壁のいろいろな形状と開口の寸法をもつ試験体の最大強度時における解析による応力状態である。

解析結果およびこれらの図から、その特徴を次のようにまとめることができる。

- 1) 引張側柱の下端は曲げ降伏または引張降伏している。その曲げ強度は小さく、せん断力は零に近い。

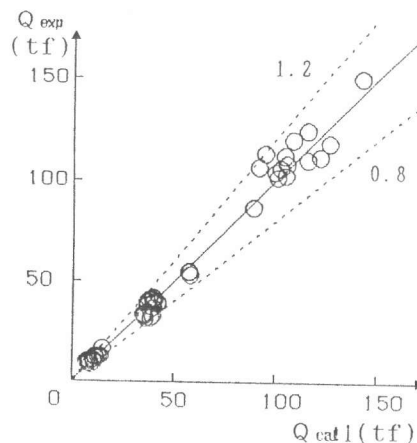


図-2 元モデルによる解析値と実験値

- 2) 圧縮ストラットの傾斜角は45°に近いが、背高な耐震壁の場合に60°程度になる。
 3) 一般に、圧縮ストラット①の応力は圧縮ストラット②に比べて小さい。しかし、背高で横補強筋比の大きい場合は圧縮ストラット①だけでつりあい、その軸力は圧縮ストラット②に近い。

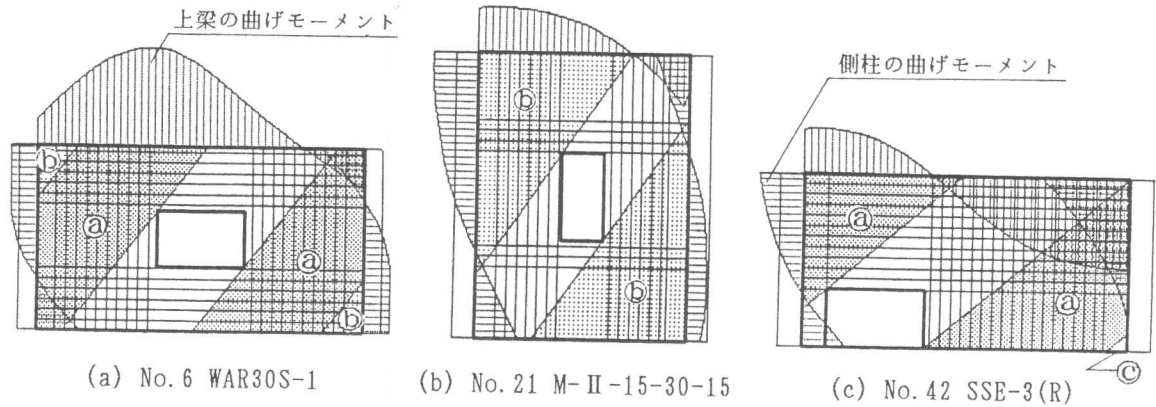
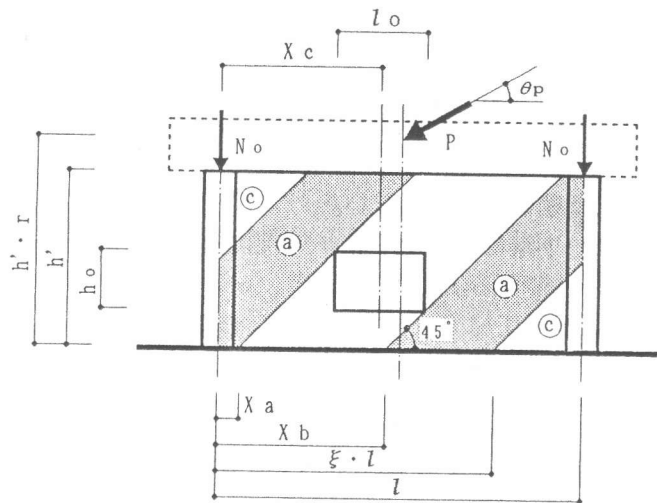


図-3 元モデルによる解析の応力状態

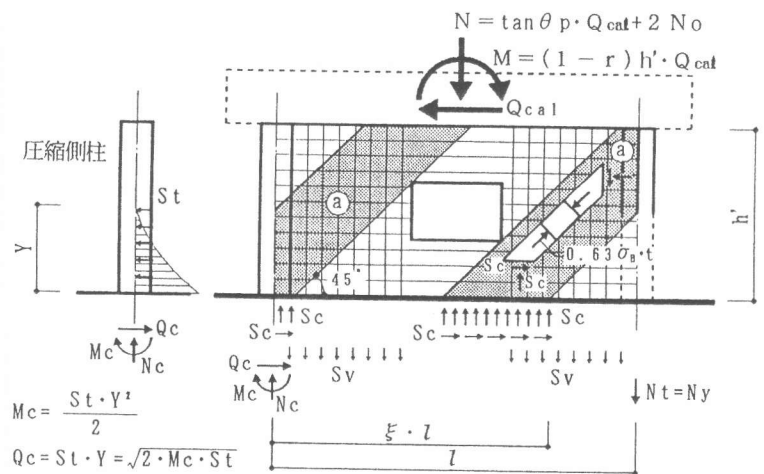
3. 簡略化モデル

図4に簡略化モデルの形状、寸法、外力、および下梁上端における応力とその記号を示す。モデルは、連層耐震壁の1層を模した単独耐震壁である。その上・下層の拘束効果を強剛な上・下梁で表現している。上梁位置には上層からの水平力、モーメント、および軸力をうけている。壁板は圧縮ストラットと縦・横補強筋に置換される。圧縮ストラットは、元モデルで定義したストラット②と③のみで構成され、45°の傾斜角をもつ。ただし、開口をよぎるストラットは除かれる。縦・横補強筋は一様に配置される。ただし、開口をよぎる縦補強筋は除かれる。両側柱はせん断破壊および圧縮破壊しないよう補強されている。この条件のもとで、耐震壁の最大強度は壁板のスリップ破壊で限界づけられる。生じる破壊モードはせん断破壊、曲げ・せん断破壊、および曲げ破壊のいずれかである。

このモデルの各部材は、最大強度時において次の状態にある



(a) 形状・寸法と記号



(b) 下梁上端の応力分布 I と記号

図-4 簡略化モデル

ただし、 $\eta = \frac{\tan \theta p}{2} - \frac{h' \cdot r}{l}$ である。

引張側柱下端におけるモーメントのつりあいは、 N_c を含んで次のようになる。

$$M_c + M - \frac{N \cdot l}{2} - Q_{cal} \cdot h' + N_c \cdot l + S_c \cdot X_a \left(l - \frac{X_a}{2} \right) + S_c (\xi \cdot l - X_b) \left(l - \frac{\xi \cdot l}{2} - \frac{X_b}{2} \right) - S_v \cdot \frac{l^2}{2} + S_v \cdot l_o (l - X_c) = 0 \quad \dots (9)$$

ここで、 N_c は圧縮側柱下端の軸力である。

式(9)で、式(1)～(6)を考慮すれば、 N_c は次のようになる。

$$N_c = \left\{ \left(\eta' + \frac{\xi}{2} - 1 + \frac{1}{2l} (X_a - X_b) \right) Q_w + \eta' \cdot Q_c + N_o - \frac{N_y \cdot D}{2l} + \frac{S_c}{l} (\xi \cdot l - X_b) (X_b - X_a) + S_v \left\{ \frac{l}{2} - l_o \left(1 - \frac{X_c}{l} \right) \right\} \right\} \quad \dots (10)$$

ただし、 $\eta' = \frac{\tan \theta p}{2} + \frac{h' \cdot r}{l}$ である。

式(10)の N_c を用いて、 Q_c は次のように修正される。図4の圧縮側柱下端近傍を一様荷重をうける片持ち柱とした応力状態から、図4(b)、(c)の場合に応じて Q_c はそれぞれ次の式で表される。

$$\text{図4(b)の場合} \quad Q_c = \sqrt{2 M_c \cdot S_t} \quad \dots (11)$$

$$\text{図4(c)の場合} \quad Q_c = S_t \cdot Y_c \quad \dots (12)$$

$$\text{ただし、} Y_c = \sqrt{Y_b^2 + 2 \cdot M_c / S_t} - Y_b \quad \dots (13)$$

ここで M_c は式(10)の N_c を用いて柱の曲げ強度式[3]から求める。すなわち、

$$M_c = \mu (N_c) \quad \dots (14)$$

ただし、 μ は次式で評価される。

$N_{\max} \geq N_c > 0.4 b \cdot D \cdot \sigma_B$ のとき

$$\mu = \{ 0.8 a t \cdot g \sigma_y \cdot D + 0.12 b \cdot D^2 \cdot \sigma_B \} \left(\frac{N_{\max} - N_c}{N_{\max} - 0.4 b \cdot D \cdot \sigma_B} \right) \quad \dots (15)$$

$0.4 b \cdot D \cdot \sigma_B \geq N_c > 0$ のとき

$$\mu = 0.8 a t \cdot g \sigma_y \cdot D + 0.5 N_c \cdot D \left(1 - \frac{N_c}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right) \quad \dots (16)$$

$0 > N_c \geq -N_{\min}$ のとき

$$0.8 a t \cdot g \sigma_y \cdot D + 0.4 N_c \cdot D \quad \dots (17)$$

ここで、 N_{\max} : 柱の圧縮強度 = $b \cdot D \cdot \sigma_B + a g \cdot g \sigma_y$ (kg)

N_{\min} : 柱の引張強度 = $N_y = a g \cdot g \sigma_y$ (kg)

$a t$: 引張主筋の断面積 (cm²) b : 柱の断面幅 (cm)

D : 柱の断面せい (cm) $a g$: 主筋の全断面積 (cm²)

$g \sigma_y$: 主筋の降伏点強度 (kg/cm²) σ_B : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

結局、最大せん断強度 Q_{cal} は、式(8)の ξ を用いた式(4)の Q_w と、式(10)の N_c を用いた式(11)または(12)の Q_c との和：式(3)として求めることができる。最大強度式(3)は誘導の仮定から理解されるように、側柱の引張降伏強度、圧縮ストラットの有効幅、および側柱のせん断強度など、有開口耐震壁の最大強度に関わる因子を含んだ形になっている。

5. 最大強度式による解析結果

解析の対象とした試験体は、文献[2]で引用した48体である。試験体番号No. 1～12は筆者ら[4]の試験体で形状比 $h'/l' = 0.63$ 、開口周比 $\sqrt{h_o \cdot l_o} / h' \cdot l' = 0.15 \sim 0.45$ のもので、すべてせん断破壊モードで終わったものである。すなわち、引張側柱の引張降伏は生じていない。試験体番号No. 13～32は精木ら[5]の試験体で、形状比が1.67、開口周比が0.18～0.37のもので、すべて

せん断破壊モードで終わったものである。試験体番号No. 33~48は渡部ら[6]の試験体で、形状比が0.62、開口周比が0、0.23~0.46、1.0のもので、せん断破壊モードまたは曲げ破壊モードで終わっている。表1に、実験値、解析値、および実験値に対する解析値の比を元モデルによる値とともに示す。元モデルに比べて、全体的に大きめの解析値となる。特に、試験体番号No. 25~30は極めて大きな値を示す。これは、側柱下端以外の応力について限定しなかったこと、および形状比が大きいため実際の圧縮ストラットの傾斜角が仮定の45°といちじるしく異なることによると考えられる。図5は、図3に示した試験体の簡略化モデルによる圧縮ストラットの形状である。図3(b)と図5(b)は上記の状況を説明している。

表-1 解析結果

No.	試験体名	Qexp (tf)	Qcal1 (tf)	$\frac{Qexp}{Qcal1}$	Qcal2 (tf)	$\frac{Qexp}{Qcal2}$	Qcal2' (tf)	$\frac{Qexp}{Qcal2'}$
1	WAR45L-1	8.06	9.17	0.88	9.81	0.82	9.81	0.82
2	WAR45L-2	9.26	11.03	0.84	12.35	0.75	12.35	0.75
3	WAR45S-1	9.64	7.38	1.31	7.25	1.33	7.25	1.33
4	WAR45S-2	12.27	11.21	1.09	12.52	0.98	12.52	0.98
5	WAR30L-2	12.41	12.72	0.98	13.77	0.90	13.77	0.90
6	WAR30S-1	10.74	10.49	1.02	10.78	1.00	10.78	1.00
7	WAR30S-2	11.21	11.89	0.94	12.65	0.89	12.65	0.89
8	WAR15L-1	16.38	14.96	1.09	16.21	1.01	16.21	1.01
9	WAR15L-2	12.32	13.92	0.89	14.79	0.83	14.79	0.83
10	WBR45L-1	8.63	8.18	1.06	8.53	1.01	8.53	1.01
11	WBR45L-2	9.74	8.78	1.11	9.45	1.03	9.45	1.03
12	WBR45S	9.57	8.06	1.19	8.30	1.15	8.30	1.15
13	M-I -10-20-0	41.77	39.87	1.05	42.56	0.98	35.01	1.19
14	M-I -10-20-0	32.97	39.42	0.84	42.56	0.77	35.01	0.94
15	M-I -15-30-0	37.03	39.89	0.93	48.86	0.76	40.19	0.92
16	M-I -15-30-0	39.00	39.94	0.98	48.86	0.80	40.19	0.97
17	M-I -20-40-0	34.00	34.64	0.98	40.77	0.83	33.53	1.01
18	M-I -20-40-0	33.48	34.63	0.97	40.77	0.82	33.53	1.00
19	M-II -15-30-9	39.38	40.19	0.98	50.38	0.78	41.44	0.95
20	M-II -15-30-9	40.27	40.40	1.00	50.38	0.80	41.44	0.97
21	M-II -15-30-15	40.10	36.72	1.09	41.17	0.97	33.86	1.18
22	M-II -15-30-15	38.00	36.88	1.03	41.17	0.92	33.86	1.12
23	M-II -15-30-2.1	40.92	39.64	1.03	48.55	0.84	39.94	1.02
24	M-II -15-30-2.1	41.87	39.93	1.05	48.55	0.86	39.94	1.05
25	M-II -15-30-2PL	39.58	41.82	0.95	52.14	0.76	42.89	0.92
26	M-II -15-30-2PL	39.08	42.12	0.93	52.14	0.75	42.89	0.91
27	M-III-15-30-9	32.92	35.49	0.93	43.71	0.75	35.95	0.92
28	M-III-15-30-9	32.00	35.79	0.89	43.71	0.73	35.95	0.89
29	M-III-15-30-2.1	36.42	38.41	0.95	47.81	0.76	39.33	0.93
30	M-III-15-30-2.1	31.83	38.47	0.83	47.81	0.67	39.33	0.81
31	M-I - 0- 0-0	55.00	57.19	0.96	56.84	0.97	46.75	1.18
32	M-I - 0- 0-0	53.00	57.62	0.92	56.84	0.93	46.75	1.13
33	SSC-2	110.00	115.68	0.95	119.57	0.92	119.57	0.92
34	SSC-3	105.70	102.26	1.03	101.40	1.04	101.40	1.04
35	SSC-3C	106.60	110.24	0.97	97.50	1.09	97.50	1.09
36	SSC-3M	112.00	104.44	1.07	100.86	1.11	100.86	1.11
37	SSC-3N	103.80	99.87	1.04	110.39	0.94	110.39	0.94
38	NO.1	112.90	94.76	1.19	88.28	1.28	88.28	1.28
39	NO.2	102.30	104.65	0.98	102.85	0.99	102.85	0.99
40	NO.3	101.20	100.95	1.00	96.80	1.05	96.80	1.05
41	SSL-3	119.60	108.66	1.10	102.07	1.17	102.07	1.17
42	SSE-3 (R)	108.00	105.47	1.02	113.80	0.95	113.80	0.95
43	SSE-3 (L)	124.40	115.69	1.08	103.01	1.21	103.01	1.21
44	SSC-4	86.50	88.83	0.97	90.15	0.96	90.15	0.96
45	RSC-3	118.30	126.42	0.94	143.34	0.83	143.34	0.83
46	RSC-3C	111.30	121.88	0.91	112.07	0.99	112.07	0.99
47	OPEN	41.10	37.92	1.08	37.19	1.11	37.19	1.11
48	WALL-M	149.80	142.41	1.05	153.02	0.98	153.02	0.98
平均値				1.00		0.93		1.01
標準偏差				0.09		0.15		0.12
変動係数				0.09		0.16		0.12

Qexp : 最大せん断強度の実験値
Qcal1 : 元モデルによる解析値

Qcal2 : 最大強度式(3)による解析値
Qcal2' : 最大強度式(3)に修正係数を乗じた値

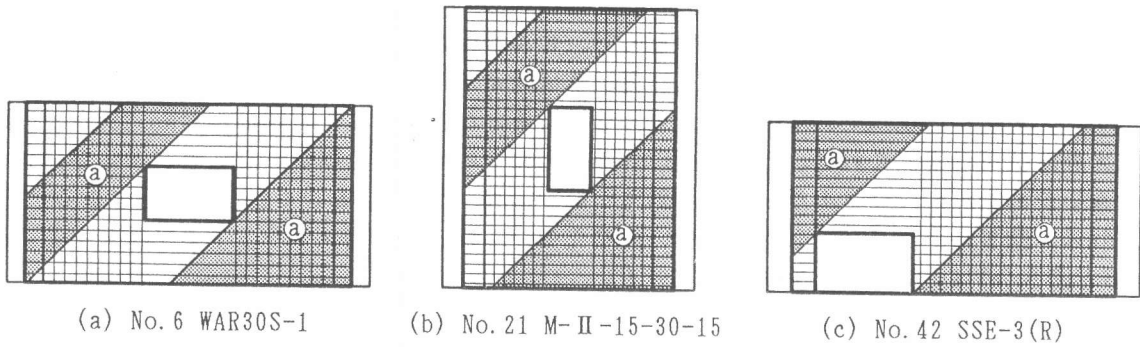


図-5 簡略化マクロモデルによる圧縮ストラットの形状

表1は、簡略化モデルによる解析結果が、文献[2]に示した既往の方法に比べて妥当であることを示しているが、ここでは多少の修正を試みる。図6は実験値/解析値と形状比の関係である。形状比が2種しかないため確定的ではないが、形状比が大きくなると、実験値/解析値は小さくなる傾向にあるといえる。形状比が1.67である試験体の実験値/解析値の平均値が1.0になるように解析値に乘じる修正係数を定めると、0.823となる。表1の Q_{cat2} は、この修正係数を乘じた解析値である。このときの実験値/解析値の平均、標準偏差、および変動係数の値は、1.007、0.124、および0.123となり、元モデルに近い精度を示す。

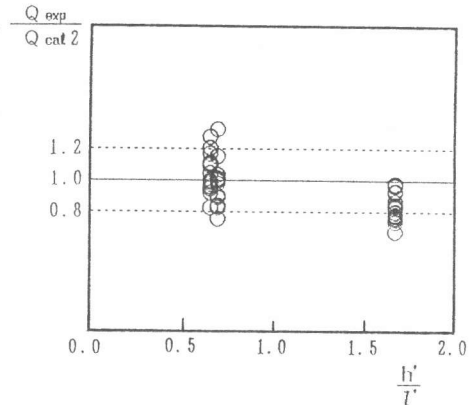


図-6 $\frac{Q_{exp}}{Q_{cat2}}$ と形状比

6. 結び

本研究で、有開口連層耐震壁の元モデルを簡略化して、反復計算の必要のない最大強度式の提案を試み、解析値と実験値との比較を行った。これらの結果は次のようにまとめられる。

- 1) 簡略化モデルによる最大強度式は工学的に十分な解析値を与える
- 2) 形状比を考慮した修正係数は、元モデルに近い精度の解析値を与える。
- 3) 強度式の修正係数についてはより詳細な検討が必要である。

記号(補)

P_s : 壁板のせん補強筋比
 $s \sigma_y$: 壁補強筋の降伏強度
 $S_c = 0.63 \sigma_B \cdot t / 2$
 $S_v = P_s \cdot s \sigma_y \cdot t$
 $S_h = S_v$

参考文献

- [1] 望月 洵、竹原雅夫、小野里憲一：マクロモデルによる有開口連層耐震壁の最大強度の解析、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、1990、PP. 569~574
- [2] 竹原雅夫、望月 洵、小野里憲一：有開口連層耐震壁のマクロモデルによる解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造II、1991.9、PP. 453~454
- [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)、PP. 396~397
- [4] 望月 洵、竹原雅夫：スリップ破壊する有開口連層耐震壁の強度と変形に関する研究、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986、PP. 701~704
- [5] 精木紀男、藤本一郎、小池孝平、渡辺修二：有開口鉄筋コンクリート耐震壁の変形と耐力について—壁板中央に壁板と相似な開口を有する壁体における開口の大小、斜め補強筋・壁筋量の影響に関する実験的研究—、日本建築学会論文報告集、第293号、1980.7、PP. 69~82
- [6] 渡部 丹、佐藤和英 他：建屋の復元力特性に関する研究、(その13)開口を有する耐震壁の実験、建築研究振興協会、1986.6、PP. 258~261