

論文 破壊制御と靱性確保を意図した耐震壁の破壊性状と強度評価

小野里憲^{*1}・望月洵^{*2}・西澤哲彦^{*3}・熊谷博行^{*3}

要旨：本研究は、耐震壁の問題点である柱のせん断破壊の制御と靱性確保を意図して、リブつき壁板を柱との間にスリットをもつように組み込んだ耐震壁の実験から、その破壊性状と強度評価について述べている。結果は、柱の損傷は少なく破壊制御が可能であること、靱性はリブつき壁板の靱性に依存すること、また、強度評価は既往のマクロモデルによる方法で可能であることを示している。

キーワード：破壊制御、靱性、耐震壁、柱の損傷、マクロモデル

1. はじめに

耐震壁は、高い強度と剛性が耐震要素としての優れた特性であるが、どのような破壊モードの場合でも、圧縮柱に大きなせん断力が生じ、柱がせん断破壊する可能性が高い欠点をもっている。また、せん断破壊モードで終わる耐震壁では、最大強度以降の強度低下が極めて急激である。これらは構造の全体崩壊をも生じさせる要因となる。このような問題に対処するために、本研究では、リブつき壁板を柱との間にスリットをもつようにフレームに組み込んだ耐震壁を提案している。これは、スリットを設けることで主架構として鉛直荷重を担う柱の著しいせん断破壊を防ぎ、さらにリブつき壁板を曲げ破壊モードまたは曲げ・せん断破壊モードで終わるように制御することで、耐震壁の強度と靱性を確保することを意図したものである。本研究は、提案する破壊制御と靱性確保を意図した耐震壁の破壊性状を実験から捉え、その最大強度の評価のための解析的検討を行ったものである。

2. 実験計画

試験体：試験体は95SWAタイプ4体および95FRタイプ1体の計5体である。95SWAタイプはリブつき壁板をフレームとの間に30mmのスリットをもつように組み込んだ試験体で、95FRタイプはフレームだけの試験体である。図1に95SWAタイプの試験体の形状と配筋方法、図2に加力方法を示す。試験体は剛強な上・下梁、せん断補強規準を十分満たす柱、およびリブつき壁板で構成されている。パラメータ

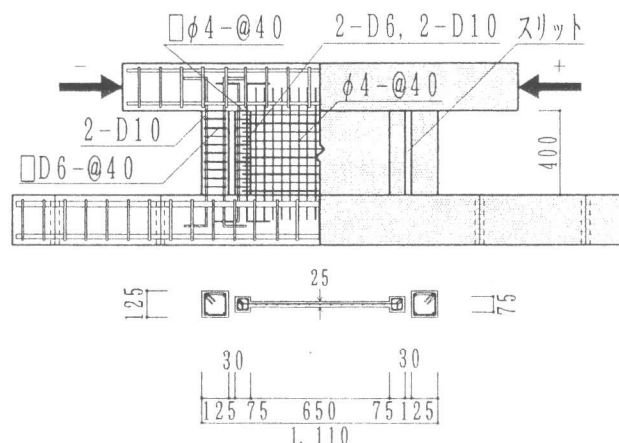


図1 試験体：95SWAタイプ^o(単位:mm)

は、上梁下端に反曲点高さをもつ曲げモーメントとせん断力をうけた場合のリブつき壁板の破壊モードで、リブつき壁板の変形能力が耐震壁の変形能力に与える影響を検討するために設定した。

*1 O. R. S. 事務所、工修 (正会員)

*2 工学院大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

*3 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻

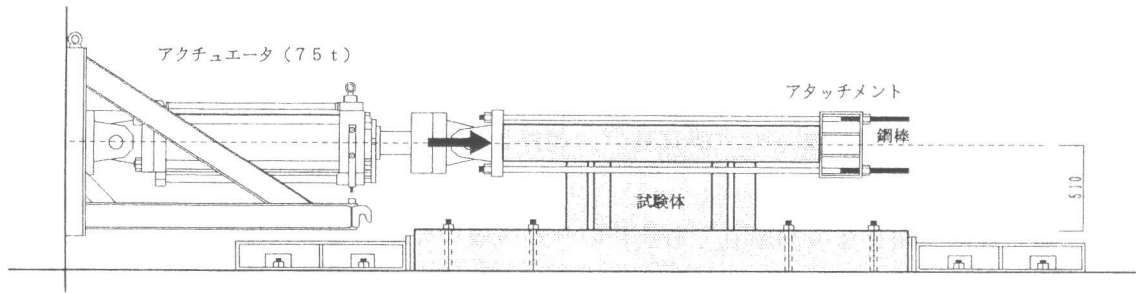


図2 加力方法

表1 試験体の諸性質と実験果

試験体	壁板					リブ					コンクリート	実験結果			
	l'	h'	h'/l'	t	Ps	rb	rD	rPw	rPg	rgσy	σB	+Qexp	-Qexp	+Rb·exp	-Rb·exp
95SWA-1	65	40	0.62	2.4	1.31	7.5	7.5	0.84	4-D6	3063	360.3	18.90	19.75	12.7	12.1
95SWA-2				2.5	1.26				2.28		339.5	18.89	19.08	12.5	11.6
95SWA-3				2.4	1.31				4-D10	3416	346.6	19.73	20.54	11.5	10.5
95SWA-4				2.6	1.21				5.07		355.2	22.85	22.99	12.3	11.3
95FR											358.3	4.54	4.57	∞	∞

【記号】 l' : 壁内法幅(cm) h' : 壁内法高さ(cm) h'/l' : 形状比 t : 壁厚(cm)
 Ps : 壁筋比(%) b, rb : 幅(cm) D, rD : せい(cm) Pw, rPw : 帯筋比(%)
 Pg, rPg : 全主筋比(%) σy : 鉄筋の降伏強度(kgf/cm²)
 σB : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²) Qexp : 最大強度の実験値(tf)
 Rb·exp : 最大層間変形角の実験値(×10⁻³rad. , 0.8Qexpと包絡線の交点に対する層間変形角)

【共通】 柱 : b×D=12.5(cm)×12.5(cm) : 主筋 4-D10, gσy=3416, Pg=1.82 : 帯筋 □D6@40, wσy=3063
 リブ : 帯筋 □φ4@40, rwσy=4073
 壁 : 壁筋 φ4@40, sσy=4073

95SWA-1, 2は曲げ破壊モード($Rb \geq 10 \times 10^{-3} \text{rad.}$)で、95SWA-3, 4は曲げ・せん断破壊モード($5 \times 10^{-3} \text{rad.} < Rb$)で終わるように、リブの形状と寸法および補強筋が決められている。この破壊モードの予測は筆者らの方法[1]によった。フレームの形状と寸法および補強筋量は、95SWAおよび95FRタイプのすべての試験体に共通である。表1に試験体の諸性質および実験結果を示す。

加力と計測の方法 : 荷重は、アクチュエータを用いた正負繰返し水平力で、変位制御で試験体の上梁に加えた。加力サイクルは、層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ までは $R=0.25 \times 10^{-3} \text{rad.}$ ごと1回、以降 $R=25.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ まで $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ ごと2回とした。変形の計測は、上・下梁の相対変位、下梁上端における柱とリブの主筋歪を、それぞれ変位計と歪ゲージを用いて計測した。

3. 実験結果

破壊性状は次のようにまとめられる。

試験体95SWA-1, 2 : 両試験体とも同じ破壊経過をたどった。層間部材角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で壁板に斜め亀裂が、柱とリブの脚部に曲げ亀裂が生じた。 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ までに壁板全体に斜め亀裂網が形成された。 $R=5.0 \sim 6.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で柱とリブの脚部で亀裂の幅が広がり、柱の頭部に曲

げ亀裂、中間部に引張亀裂が生じた。最大強度に $R=9.0\sim 10.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ で達し、その強度が持続したが、 $R=12.0\sim 13.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ 以降、壁板の圧壊とともに強度が低下した。 $R=13.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ 以降は $Q=8.0\text{tf}$ 程度の強度を保持した。これは試験体95FRの最大強度の実験値に比べて2倍弱の値である。両試験体ともその柱の亀裂は頭部、脚部の曲げ亀裂を除けば、脚部の斜め亀裂、中間部の引張亀裂は軽微なものであった。図3に試験体95SWA-1の最終破壊状況と力-変位関係を示す。

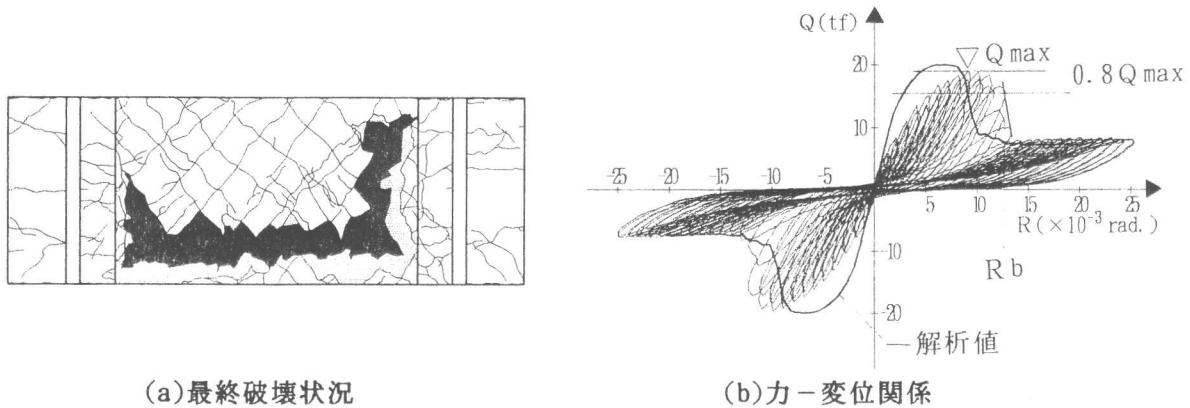


図3 95SWA-1の破壊性状

試験体95SWA-3, 4: 両試験体とも同じ破壊経過をたどった。 $R=4.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ までに壁板に斜め亀裂網が形成され、柱の脚部に曲げ亀裂が生じた。 $R=6.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ で柱の脚部の亀裂幅が広がり、リブにも多くの亀裂が生じた。最大強度に $R=8.0\sim 9.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ で達し、 $R=11.0\sim 12.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ までその強度を保持した。その後の破壊性状は試験体95SWA-1, 2と大きく変わらない。図4に試験体95SWA-3の最終破壊状況と力-変位関係を示す。

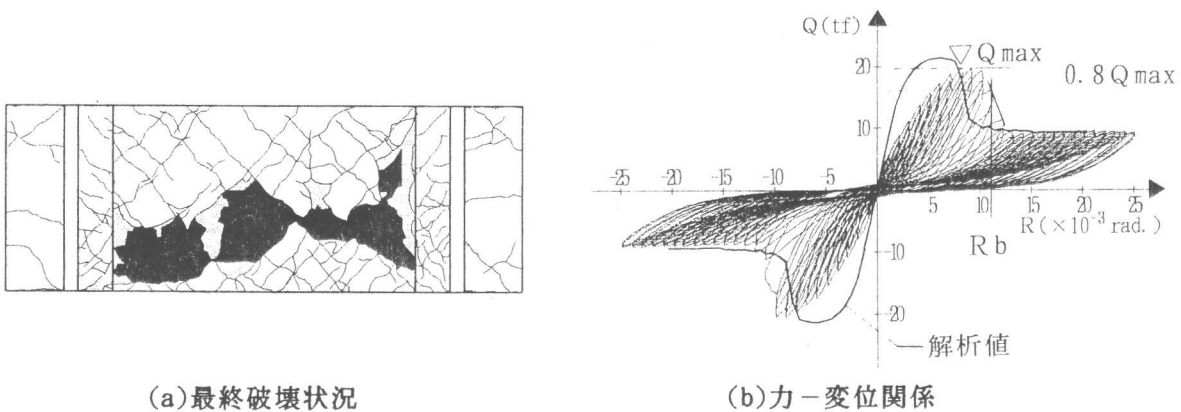


図4 95SWA-3の破壊性状

試験体95FR: 典型的な柱頭・柱脚曲げ降伏の状態、最大強度に $R=6.0\times 10^{-3}\text{rad.}$ で達した。亀裂は頭部と脚部を除いてほとんど生じなかった。図5に力-変位関係を示す。

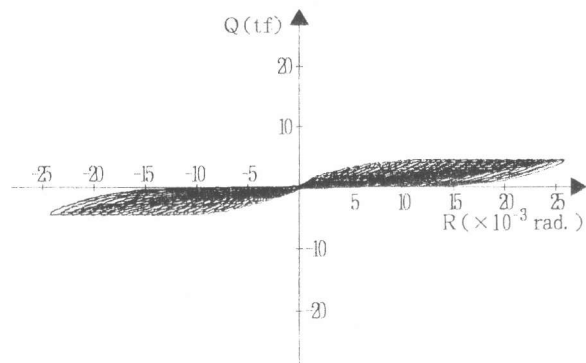


図5 95FRの力-変位関係

これらの破壊性状から、リブつき壁板を組み込んだ耐震壁の特徴は次のようにいえる。

- a) 柱の亀裂は頭部と脚部の曲げ亀裂に限定され、損傷は極めて少ない。
- b) 最大強度を保持した状態での耐震壁の変形能力はリブつき壁板の変形能力に依存している。
- c) 壁板圧壊後の強度はフレームの最大強度に比べて大きい。これはリブつき壁板の存在に起因している。
- d) 耐震壁の変形能力には、リブつき壁板の破壊モードの相違による著しい差は認められなかった。これは破壊モードがRbの下限值にのみ関係して定義されていることに起因している。

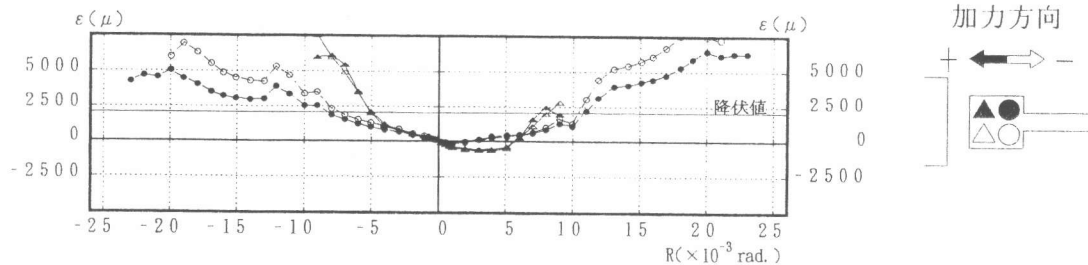


図6 95SWA-1の左リブ脚部の主筋歪とRの関係

図6は試験体95SWA-1の左リブ脚部の主筋歪とRの関係である。最大強度時近傍で、正加力時に圧縮をうけるときの内側主筋は降伏しており曲げ降伏の状態に、また負加力時に引張をうけるときの内外側とも主筋は降伏しており引張降伏の状態である。他の試験体も、大要、これらの状況に近いものであった。これらの破壊性状から、リブつき壁板を組み込んだ耐震壁は最大強度時において次のようなメカニズムにあったといえる。

- a) 柱は頭部、脚部で曲げ降伏している。
- b) リブつき壁板は、曲げ破壊または曲げ・せん断破壊モードで終わるスリットのない耐震壁と同じメカニズム[2]を形成している。

4. 最大強度の解析

マクロモデルの弾塑性解析：筆者らのマクロモデルを用いた弾塑性解析の方法[3]による最大強度の解析は、スリットのない耐震壁についてよい解析精度を示している[4]。ここではこれを用いた解析を行う。図7は試験体のマクロモデルの構成と分割状態を示す。柱とリブおよび梁は剛体要素と軸力バネ

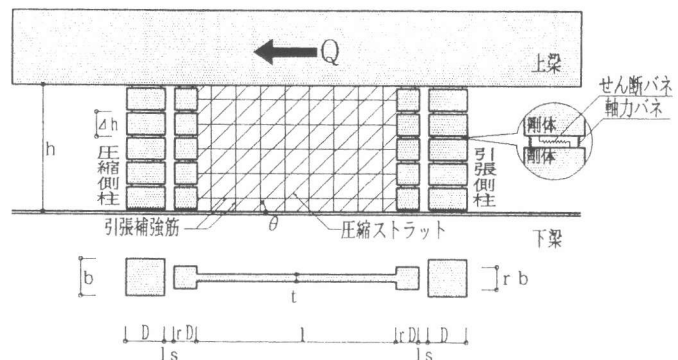


図7 マクロモデル

およびせん断バネに、壁板は圧縮ストラットと縦横の引張ブレースに置換される。構成部材の構成則として、軸力バネと縦横の引張ブレースは完全弾塑性を、せん断バネは弾性を、および圧縮ストラットはPopovicsの応力-歪関係の最大強度を $0.63\sigma_B$ と修正した関係を仮定する(図8)。表2に構成則の強度と剛性を示す。解析にあたって寸法、物理定数、および圧縮ストラットの傾斜角 θ には実測値を用いた。ただし、コンクリートのヤング係数は $E_c = 2.1 \times 10^5 \times \sqrt{f_c} / 200 \text{ kgf/cm}^2$ とした。解析は変位増分を $\Delta R = 0.5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ とした増分解析法である。図9(a)は、試験体95SWA-1と95SWA-3の最大強度時におけるモデルの応力状態である。いずれの試験体も二つの柱の上・下端において曲げ降伏している。引張側リブの脚部は95SWA-1では引張降伏、95SWA-3では曲

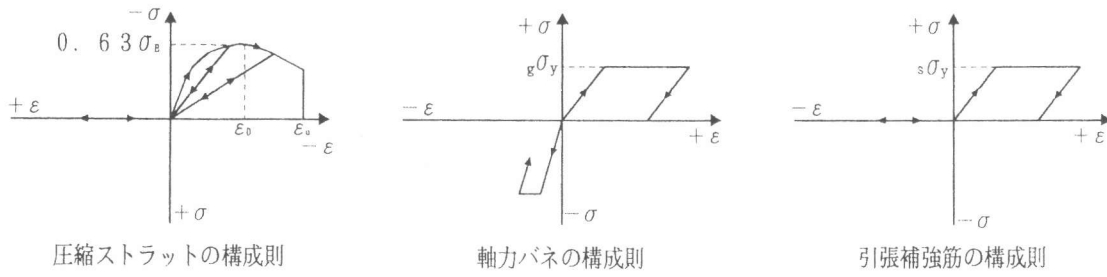


図8 構成則

表2 構成部材の強度と剛性

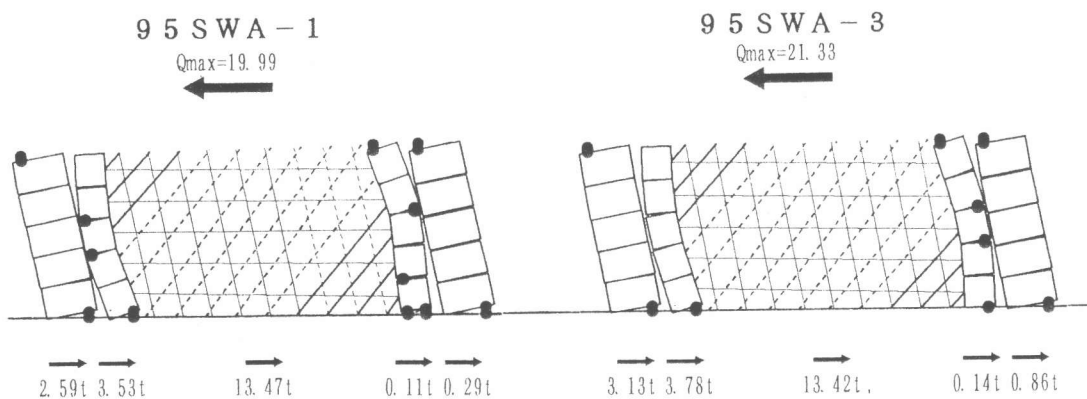
構成部材		剛性	強度
上・下梁		剛体	非破壊
柱	軸力バネ	引張域	$cKnt = Es \cdot ag / 2 \Delta h$
		圧縮域	$cKnc = (Es \cdot ag + Ec \cdot b \cdot D) / 2 \Delta h$
	せん断バネ	$cKs = G \cdot b \cdot D / \Delta h \cdot cKn / cKnc$	非破壊
引張補強筋		$bK = Es \cdot bw \cdot t \cdot Ps / (l' \text{ or } h')$	$bN = Ps \cdot s \sigma_y \cdot bw \cdot t$
圧縮ストラット		Popovicsの応力-歪関係式(1)	

$$\sigma = \frac{n \cdot \xi}{n-1 + \xi^n} \cdot \sigma_B', \quad \sigma_B' = 0.63 \sigma_B, \quad n = 0.21 \times 10^{-2} \cdot \sigma_B + 1.5 \text{ (モルタル)} \dots\dots (1)$$

$$\xi = \epsilon / \epsilon_0, \quad \epsilon_0 = 4.29 \times 10^{-4} \cdot \sigma_B'^{0.25}$$

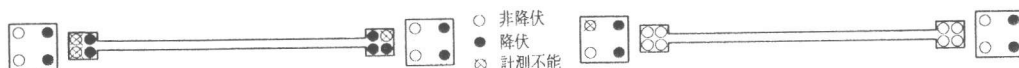
- a_g : 全主筋の断面積
- b_w : 分割幅
- E_c : コンクリートのヤング係数
- E_s : 鉄筋のヤング係数
- G : コンクリートのせん断弾性係数
- Δh : 分割長さ
- cK_n : $(cKnt + cKnc) / 2$ (同一時刻)
- σ_B' : コンクリートの有効圧縮強度

げ降伏している。圧縮側リブの脚部では両試験体とも曲げ降伏している。これらの応力状態は、図9(b)に示した実験による脚部の主筋歪の降伏状況と大略対応している。表2に各試験体の最大強度の解析値と実験値に対する解析値の比を示す。また、図10に最大強度の解析値と実験値の



- 【特記】 ● : 降伏した軸力バネ
 ——— : 最大強度に達していない圧縮ストラットまたは補強筋
 - - - - - : 最大強度を超えた圧縮ストラット

(a) 最大強度時の応力状態(単位:tf)



(b) 実験による脚部の主筋の降伏状況

図9 最大強度の応力状態と主筋の歪状況

関係を示す。これらの結果は試験体の最大強度がマクロモデルを用いた弾塑性解析でよく評価できることを示している。図3と図4には試験体95SWA-1と95SWA-3の力-変位関係の包絡線の解析値を重ね書きしてある。大要を捉えているといえるが、最大強度に達するまでの変形評価が幾分不十分である。マクロモデルの剛性の仮定に再検討が必要である。

表3 弾塑性解析の結果

試験体		実験値 Q _{exp} (tf)	解析値 Q _{ana} (tf)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{ana}}$
95SWA-1	+	18.90	19.99	0.95
	-	19.75		0.99
95SWA-2	+	18.89	19.75	0.96
	-	19.08		0.97
95SWA-3	+	19.73	21.33	0.92
	-	20.54		0.96
95SWA-4	+	22.85	22.76	1.00
	-	22.99		1.01
95FR	+	4.54	4.87	0.93
	-	4.57		0.94

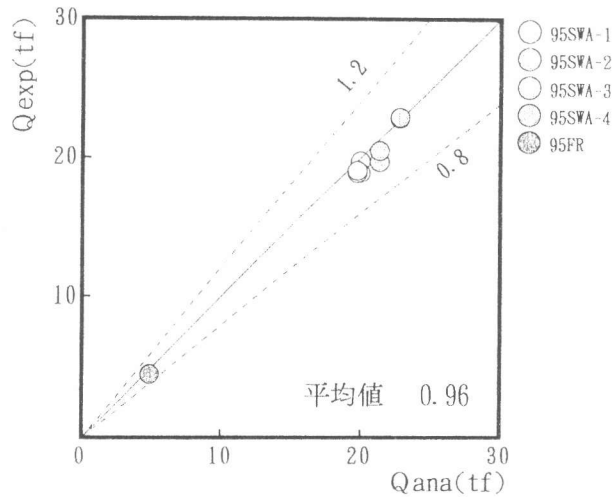


図10 最大強度の実験値と解析値の比較

5. 結び

耐震壁の破壊制御と靱性確保を意図して、リブつき壁板を柱との間にスリットをもつように組み込んだ耐震壁の実験と解析から、次のまとめが得られた。

- 1) 柱の亀裂は頭部と脚部の曲げ亀裂に限定され、せん断破損または破壊は生じなかった。
- 2) 耐震壁の最大強度を保持しての変形能力はリブつき壁板の変形能力に依存するが、最大強度以降の強度の低下は小さく、かなりの抵抗力を保持した。
- 3) 耐震壁の最大強度はマクロモデルによる弾塑性解析でよく評価できた。

参考文献

- [1] 小野里憲一, 望月洵, 竹内克己, 谷本和彦: 耐震壁の強度と破壊モードの制御, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 891-896, 1992. 1
- [2] 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, Vol. 1, No. 1, pp. 121-132, 1990. 1
- [3] 鈴木章司, 望月洵, 小野里憲一, 赤塚孝之: 正負繰返し水平力をうける耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp. 307-308, 1993. 9
- [4] 渡辺大介, 望月洵, 小野里憲一, 西澤哲彦: 弾塑性解析による耐震壁の最大強度の精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2構造IV, pp. 189-190, 1995. 8