

[2225]  $\sigma_B=500\text{kgf/cm}^2$  レベルの連層耐震壁の強度と変形望月 洋<sup>\*1</sup>・小野里憲一<sup>\*2</sup>・藤原達仁<sup>\*3</sup>・渡辺大介<sup>\*3</sup>

## 1. 目的

筆者らは、昨年度の報告[1]で  $\sigma_B=400\text{kgf/cm}^2$  レベルの連層耐震壁の強度と変形を、コンクリートの有効圧縮強度係数0.63を用いた筆者らのマクロモデルでよく評価できることを示した。しかし、有効圧縮強度係数はコンクリート強度に関わるとする考えが、特に高強度の場合に一般的である。耐震壁に関する実験的研究は数多くなされているにも関わらず、1970年以降の既往の実験には、 $\sigma_B=500\text{kgf/cm}^2$  レベル( $440 \leq \sigma_B \leq 550$ )の試験体は極めて少なく、この問題は未だに検証されていない。

本研究は、既往の実験と新たに行った実験から、 $\sigma_B=500\text{kgf/cm}^2$  レベルの連層耐震壁の強度と変形を、どのような有効圧縮強度係数を用いたらマクロモデルの方法でよく評価できるかの検討を目的としている。

## 2. 実験計画

図1に試験体の形状と寸法、配筋方法、および加力方法を示す。試験体は連層耐震壁の基層を模して剛強な上・下梁をもち、側柱はせん断破壊が生じないように十分に補強されている。試験体のパラメータは破壊モードで、試験体93SW-1は曲げ、93SW-3, 4は曲げ・せん断、および93SW-5はせん断の破壊モードで終わるように側柱主筋比と側柱定軸力で調整されている。加力は、アクチュエーター（最大能力75tf）による上梁に作用する水平正負交番力で、その加力サイクルは、最大荷重または層間変形角  $R=10 \times 10^{-3}$  rad. までは  $R=1 \times 10^{-3}$  rad. ごと2回、それ以降は  $R=2 \times 10^{-3}$  rad. ごと1回で変位制御で行った。変位測定は、上梁下端と下梁の相対水平変位を変位計で、側柱下端の主筋歪を歪ゲージで、それぞれ計測している。

試験体は、表1の調合比による機械練りコンクリートで木製型枠に打設された。表2に、試験体の寸法、補強筋量と降伏強度、およびコンクリートの圧縮強度を示す。表中の $\delta$ は、解析によ

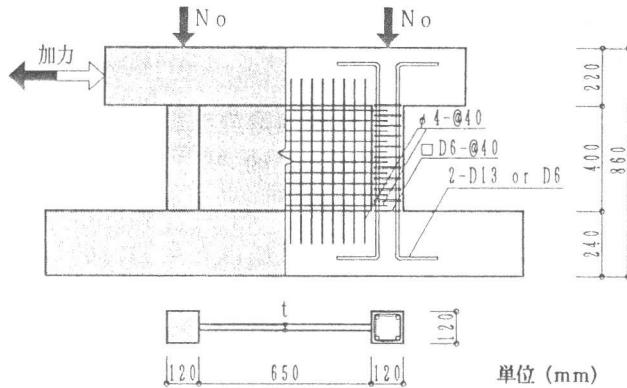


図1 試験体

表1 コンクリート調合比

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
		C	W	S	G	A.E.剤
30.0	40.2	550.0	165.0	655.8	1014.4	8.25

\*1 工学院大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

\*2 O.R.S事務所、工修（正会員）

\*3 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻

る圧縮ストラットの水平有効幅係数で、 $\xi$ によって破壊モードが次のように予測できるとしている[2]。

$$\left. \begin{array}{ll} \xi \geq 0.8 & : \text{せん断破壊モード} \\ 0.8 > \xi > 0.4 & : \text{曲げ・せん断破壊モード} \\ 0.4 \geq \xi & : \text{曲げ破壊モード} \end{array} \right\} \begin{array}{l} R_b \geq 5 \times 10^{-3} \text{ rad.} \\ R_b \geq 5 \sim 10 \times 10^{-3} \text{ rad.} \\ R_b \geq 10 \times 10^{-3} \text{ rad.} \end{array} \quad \cdots \cdots (1)$$

ここで、 $R_b$ は最大層間変形角で、水平線 $0.8 Q_{max}$ と $Q - R$ 曲線の包絡線の交点のうち、大きいほうの値である。

表2 試験体の諸性質と実験結果

試験体名	$\sigma_b$	t	Pg	$g\sigma_y$	Pw	Ps	No	$\pm Q_{exp}$	$-Q_{exp}$	$+R_b$	$-R_b$	$\xi$	[記号]
93SW01	507	2.7	0.89	3945	1.33	1.15	0		14.0		17.1	0.32	$\sigma_b$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
93SW03	515	3.0	3.53	3956	1.33	1.05	0	30.1	28.7	10.3	9.9	0.61	t(cm)
93SW04	509	2.6	3.53	3956	1.33	1.18	0	28.9	30.2	6.6	7.3	0.69	Pg(%)
93SW05	528	2.8	3.53	3956	1.78	1.11	7.5	39.0	38.4	9.1	8.4	0.79	$g\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
													Pw(%)
													Ps(%)
													No(tf)
													$\pm Q_{exp}$ (tf)
													:実験による正負加力域の最大せん断強度
													$\xi$
													:圧縮ストラットの水平有効幅係数
													$\pm R_b(\times 10^{-3} \text{ rad.})$
													:実験による正負加力域の最大層間変形角

[共通]  
柱寸法  $b \times D$  :  $12 \times 12$ (cm) 柱帶筋降伏強度 :  $3945$ (kgf/cm<sup>2</sup>)  
壁内法寸法  $h' \times l'$  :  $40 \times 65$ (cm) 壁筋降伏強度 :  $5042$ (kgf/cm<sup>2</sup>)  
反曲点高さ :  $51$ (cm)

### 3. 実験結果

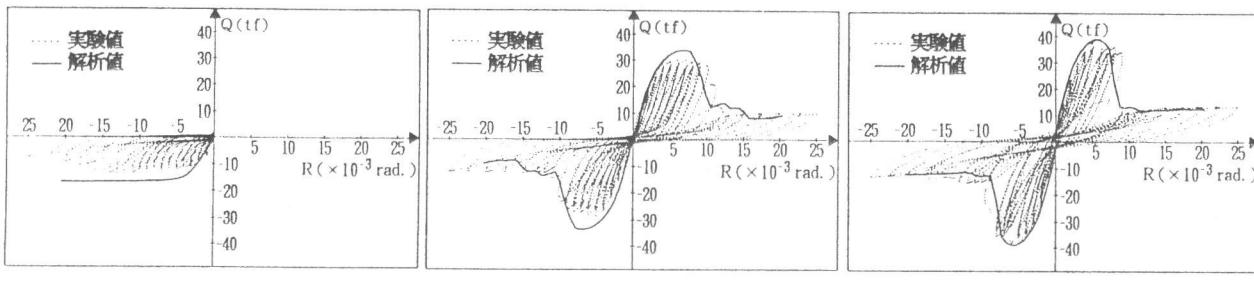
ここでは、試験体の破壊経過の概略を述べる。

**93SW-1** この試験体は、 $\xi = 0.32$ で曲げ破壊モードで終わると予測された。 $R = 1 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で側柱に曲げ亀裂が、 $R = 2 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で壁板に斜め亀裂が生じた。引張側柱下端の水平亀裂は $R = 3 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ から生じ、最大荷重には $R = 5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 前後で達した。その後、水平亀裂の伸展に伴い $Q - R$ 曲線は大きい平滑域を形成し、曲げ破壊モードを示した。壁板の局部的な圧壊は、 $R = 6 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で生じ、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以降、全面的に拡がり、最大層間変形角を限界づけた。

**93SW-3, 4** 93SW-3は $\xi = 0.61$ で曲げ・せん断破壊モードで終わると予測された。 $R = 1 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で側柱に曲げ亀裂が、 $R = 2 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 前後で壁板に斜め亀裂が生じた。 $R = 6 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で引張側柱下端に水平亀裂が生じ伸展するとともに最大荷重に達した。 $R = 8 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 前後から壁板の圧壊が生じ、最大層間変形角を限界づけた。93SW-4も、大要、93SW-3と同じであったが、比較的小さな最大層間変形角を示した。

**93SW-5** この試験体は $\xi = 0.79$ で、曲げ・せん断破壊または、せん断破壊モードと予測された。破壊経過は、大要、93SW-4と同じで、その $Q - R$ 関係も類似していた。

図2に、93SW-1、93SW-3、および93SW-5の $Q - R$ 関係を示す。ただし、93SW-1は計測に不手際があったので片側域のみ示す。図3は、これら試験体の引張側柱下端で計測された、各加力サイクルのピークにおける主筋歪である。主筋4本の歪すべてが降伏歪を超えていたとき引張降伏し、片側2本のみ降伏歪を超えていたとき曲げ降伏していると判定できる。一方、筆者らは曲げ破壊モードと曲げ・せん断破壊モードの場合に引張側柱は引張降伏し、せん断破壊モードの場合に曲げ降伏していると定義している。図3は、各試験体の破壊経過と図2の $Q - R$ 関係によく対応しており、破壊モードの定義が妥当であることを示している。以上の結果は、 $\sigma_b = 200 \sim 400$ kgf/cm<sup>2</sup>レベルの試験体での観察結果と変わらない[1]。表2に、正負加力域の最大せん断強度の実験値 $\pm Q_{exp}$ と最大層間変形角の実験値 $\pm R_b$ を示す。

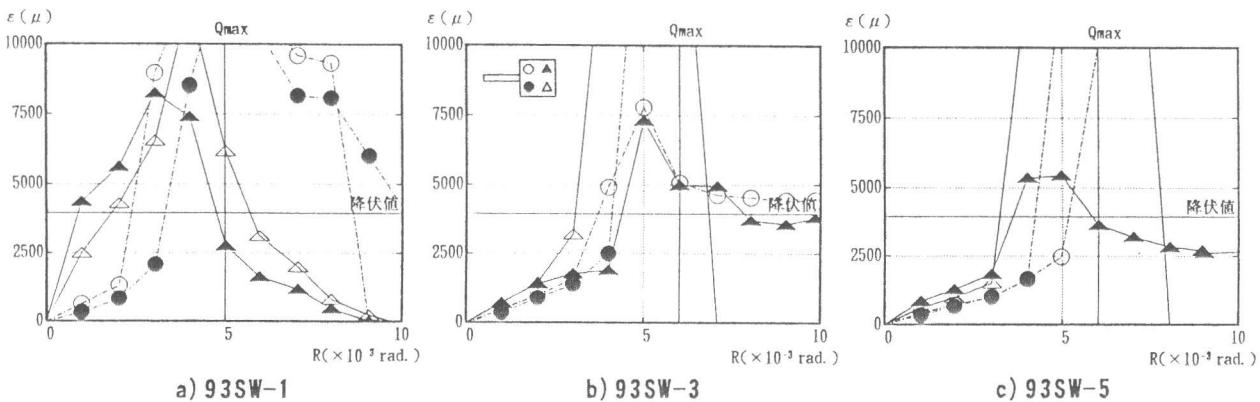


a) 93SW-1

b) 93SW-3

c) 93SW-5

図2 実験と解析のQ-R曲線



a) 93SW-1

b) 93SW-3

c) 93SW-5

図3 引張側柱下端の主筋歪

#### 4. 最大せん断強度の解析

耐震壁の最大せん断強度の評価は、主に設定したマクロモデルの抵抗機構とコンクリートの有効圧縮強度係数に依存する。ここでは、マクロモデルとして、筆者らの簡略モデル[3]と学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説[4]のモデル（以後、指針モデルと略す）を用いる。両モデルとも反復計算を必要としないが、簡略モデルが側柱のせん断抵抗を直接的に考慮し、有効圧縮強度係数に0.63の定値を用い、さらに引張側柱下端は弾性または引張降伏するとしているのに対し、指針モデルは次の点を特徴としている。

- a) 側柱のせん断抵抗を壁長さに置換する。
- b) 有効圧縮強度係数を式(2)で表される強度の関数とする。

$$\nu = 0.7 - \sigma_B / 2000 \quad \cdots \cdots (2)$$

- c) せん断強度の評価の場合に、側柱の軸力の影響を考慮していない。

検討の対象とする有効圧縮強度係数として、筆者らの0.63、式(2)、および次の修正CEB式(3)を用いる。

$$\nu = 3.68 \sigma_B^{0.667} / \sigma_B \quad (\nu \geq 0.5) \quad \cdots \cdots (3)$$

有効圧縮強度係数をRC板に組合わせ応力を加えた実験から求めようとする研究が多く行われて

いるが、ここでは、亀裂の生じたR C板とフレームからなる耐震壁の最大せん断強度の実験値と解析値の比較から求める。解析の対象とした試験体は、2章の試験体4体に加えて筆者らが行った1方向対角加力の14体[5]と片持加力の7体[6]、[7]の計25体である。いずれも正負交番力をうけ、最大荷重には壁板の圧壊または側柱の引張降伏で達したものである。1970年以降、多くの実験が行われてきたが、 $\sigma_B = 500 \text{ kgf/cm}^2$  レベルの試験体はこれら以外にほとんどみあたらない。表3に有効圧縮強度係数0.63を用いた簡略モデルによる最大せん断強度の解析値、および解析値と実験値の比を示す。図4, 5は、それぞれ簡略モデルと指針モデルに0.63、式(2)、式(3)を用いた解析値と実験値の比較である。指針モデルおよび式(2)と式(3)は、もともと設計式を意図したものであるから、ここでは比:実験値/解析値の変動係数の大きさを問題とする。解析結果は、有効圧縮強度係数0.63を用いた簡略モデルが、 $\sigma_B = 500 \text{ kgf/cm}^2$  レベルの連層耐震壁の最大せん断強度を精度よく捉えていることを示している。しかし、有効圧縮強度係数が定値であるとは必ずしも主張できない。簡略モデルの抵抗機構と有効圧縮強度係数0.63で、工学的に十分な精度が得られるといえるにすぎない。

表3 解析結果

No.	試験体名	Qexp (tf)	簡略モデル	
			Qcal (tf)	Qexp (tf)
1	H2-35G2	20.0	24.7	0.81
2	H2-35D1	21.4	23.7	0.90
3	H2-35D2	23.4	25.6	0.91
4	H2-35E1	23.9	25.0	0.96
5	H2-35E2	26.5	25.2	1.05
6	H2-35F2	25.0	23.7	1.06
7	H2-35G2	25.8	23.9	1.08
8	H2-35H1	27.0	23.7	1.14
9	X2-20-1	25.2	23.8	1.06
10	X2-20-2	26.6	25.5	1.04
11	X2-30-1	27.5	25.8	1.06
12	X2-30-2	24.0	25.6	0.94
13	H02-30-1	22.5	23.8	0.95
14	H02-30-2	23.7	25.2	0.94
15	86LSWII-3-1	13.5	12.1	1.11
		11.9	12.1	0.98
16	86LSWII-3-2	12.4	12.5	1.00
		12.2	12.5	0.98
17	86LSWII-4-2	13.3	12.9	1.03
		14.6	12.9	1.13
18	86LSWII-6-1	8.9	8.6	1.03
		8.9	8.6	1.03
19	86LSWII-6-2	9.4	8.5	1.11
		8.3	8.5	0.98
20	91SW-06	37.0	34.0	1.09
		37.1	34.0	1.09
21	91SW-09	33.3	35.4	0.94
		36.0	35.4	1.02
22	93SW-01	14.0	16.3	0.86
23	93SW-03	30.1	32.3	0.93
		28.7	32.3	0.89
24	93SW-04	28.9	31.1	0.93
		30.2	31.1	0.97
25	93SW-05	39.0	38.5	1.01
		38.4	38.5	1.00
平均値				1.00
標準偏差				0.08
変動係数				0.08

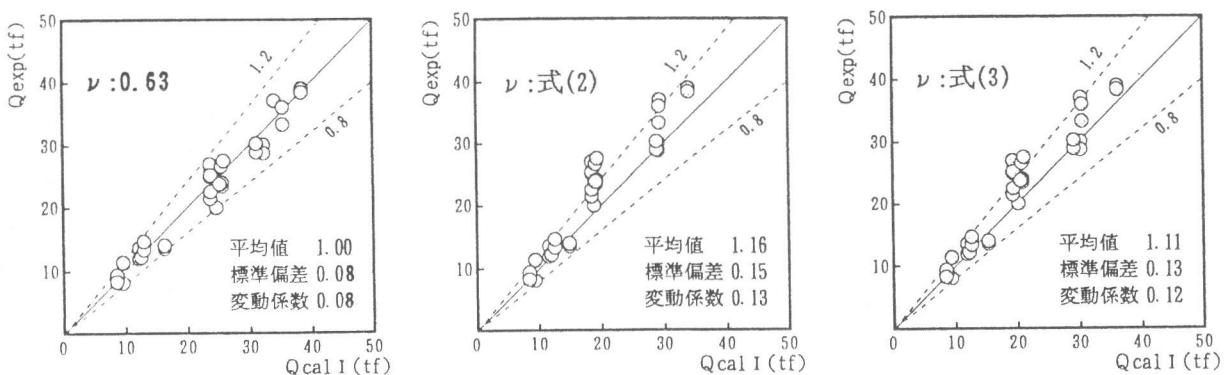


図4 簡略モデルによる解析値と実験値の関係

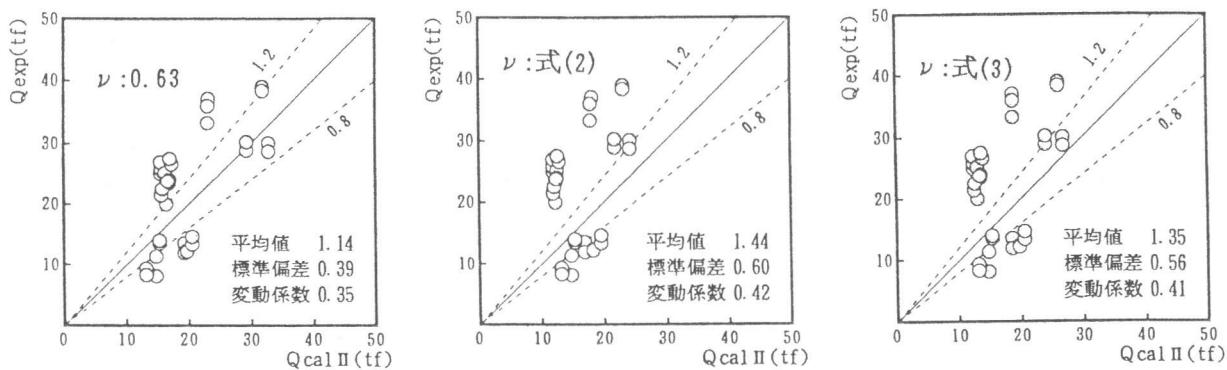


図5 指針モデルによる解析値と実験値との関係

## 5. スケルトンカーブの解析

筆者らは、耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析について、圧縮ストラットの構成則として Popovics の応力 - 歪関係式の最大強度を  $0.63\sigma_B$  に修正し、限界歪を  $\varepsilon_u = 0.003$  前後にすることで、スケルトンカーブをよく追跡できることを示した[8]。ここでも、同じ方法で解析を試みる。図 6 は弾塑性解析のためのマクロモデルである。試験体は図に示した要素に分割される。解析には、側柱コンクリートのヤング係数を  $E_c = 2.1 \times 10^5 \times \sqrt{\sigma_B / 200} \text{ kgf/cm}^2$  とした以外はすべて測定値を用いた。図 7 は、各破壊モードの試験体の最大強度時近傍における要素の破壊状況である。これらは、3 章で述べた破壊経過と簡略モデルに設定した降伏状況によく一致している。解析のスケルトンカーブは図 2 の Q - R 曲線に重ね書きしてある。曲げ破壊モードの下降域を除いて、大要、捉えている。図 8 は、それぞれ最大せん断強度と最大層間変形角の解析値と実験値の比較である。

図 9 の曲線は、筆者らが提案している  $\xi$  と  $R_b$  の平均値および下限値との関係を示す曲線である。図中○は既往の実験のデータで、●は本実験のデータである。これらの結果は、耐震壁の最大せん断強度および最大層間変形角の下限値が、それぞれ、マクロモデルによる弾塑性解析および圧縮ストラットの有効幅係数の関数である下限曲線でよく評価できることを示している。

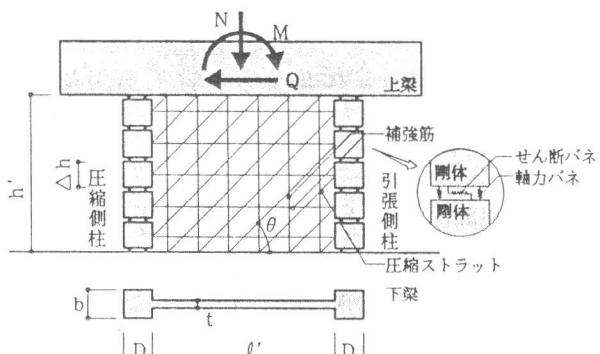


図 6 マクロモデル

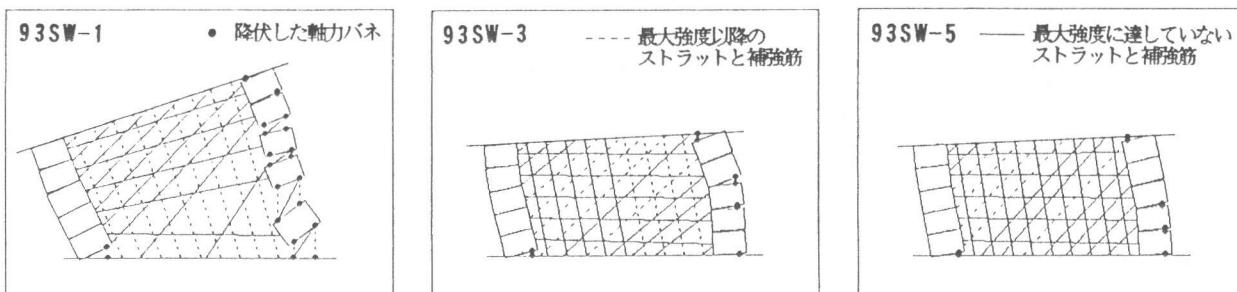


図 7 最大強度時近傍の降伏および破壊状況

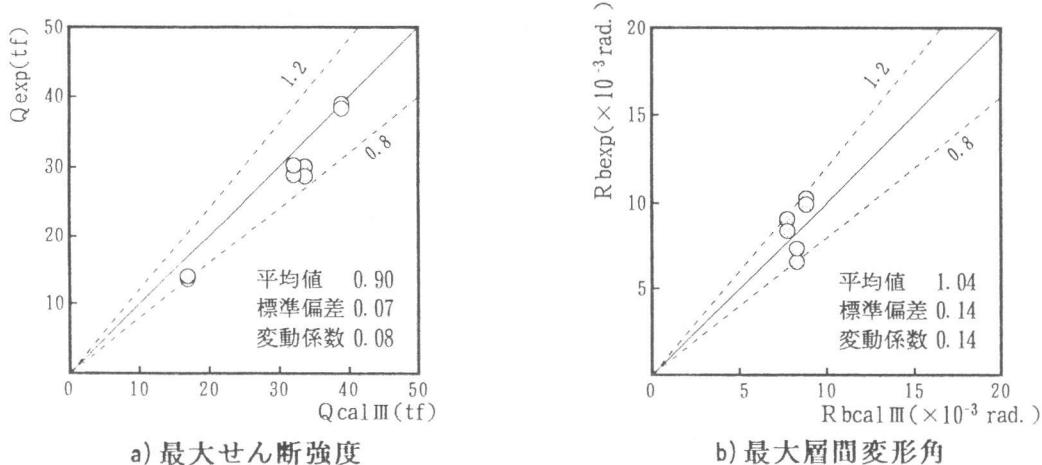


図 8 弾塑性解析による解析値と実験値の関係

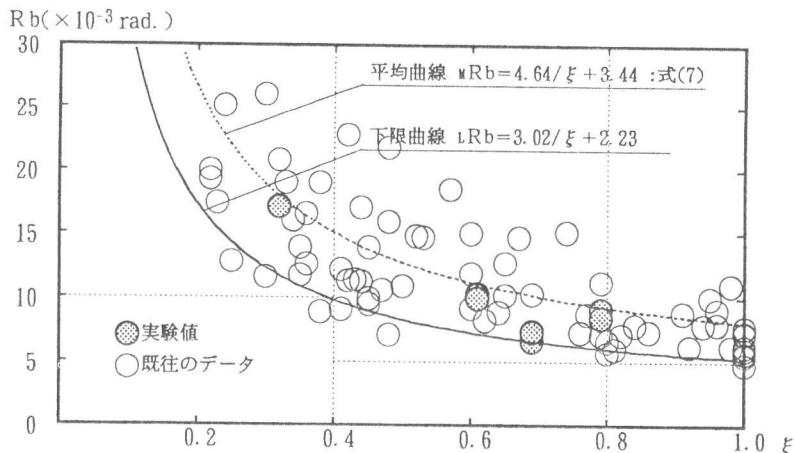


図9 圧縮ストラットの水平有効幅係数 $\xi$ と最大層間変形角 $R_b$ の関係

## 6. 結び

$\sigma_B=500\text{kgf/cm}^2$  レベルの連層耐震壁について、既往の実験と新たに行った実験の結果から、次のようにまとめることができる。

- 1) 破壊経過は、 $\sigma_B=200\sim400\text{kgf/cm}^2$  レベルの場合と変わらない。
- 2) 最大せん断強度は、有効圧縮強度係数0.63を用いた簡略モデルで精度よく捉えられる。
- 3) スケルトンカーブおよび最大層間変形角の下限値は、筆者らの方法で捉えられる。

## 参考文献

- 1) 小野里憲一・望月 淳・竹内克己・谷本和彦： $\sigma_B=400\text{kgf/cm}^2$  レベルの連層耐震壁の強度と変形、第15回コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 2、pp. 1185-1190、1993
- 2) 望月 淳・小野里憲一：連層耐震壁の破壊モードの判別式、第13回コンクリート工学年次論文集、Vol. 13、No. 2、pp. 559-564、1991
- 3) 望月 淳・小野里憲一：連層耐震壁の簡略化最大せん断強度式、第8回日本地震工学シンポジウム、pp. 1425-1429、1990
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、pp. 122-135、1990. 11
- 5) 望月 淳・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、C、構造Ⅱ、pp. 235-236、1986
- 6) 望月 淳・竹原雅夫・片桐 徹：連層耐震壁のスリップ破壊せん断強度と破壊制御について、第7回日本地震工学シンポジウム、pp. 1333-1337、1986
- 7) 小野里憲一・望月 淳・竹内克己・谷本和彦：耐震壁の強度と破壊モードの制御、第14回コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 2、pp. 891-896、1992
- 8) 小野里憲一・望月 淳：連層耐震壁のマクロモデルによるスケルトンカーブの解析、第13回コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13、No. 2、pp. 565-570、1991