

## 論文 RC 造2次壁に制震効果を与える新しい構造方式

田口 孝\*<sup>1</sup>・田才 晃\*<sup>2</sup>・滝口 泰\*<sup>3</sup>・伴 幸雄\*<sup>4</sup>

**要旨：**地震時のエネルギー吸収部材を建物内に組み込み、地震時の応答を軽減する制震工法が注目され、多くの工法が実用化されている。本研究ではこの工法の中で重要な役割を持つエネルギー吸収部材として、通常の耐震設計においては非耐力壁として扱われるRC造2次壁に注目した新しい構造方式を提案した。さらに、3種類の鋼板をパラメーターとした実大構造実験により、そのRC造2次壁の特性を確認した。また、実験結果を用いた地震応答解析により、この構造方式が大地震時の変形制御に有効に作用することを確認した。

**キーワード：**制震工法、RC造2次壁、鋼板、実大構造実験、地震応答解析

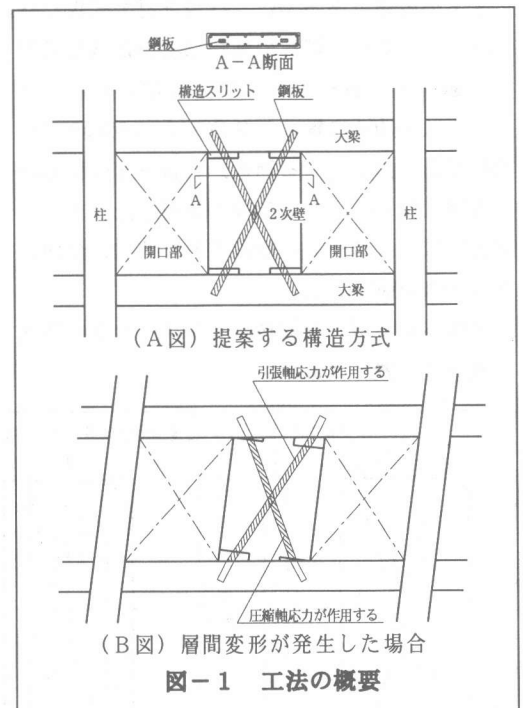
## 1. はじめに

制震工法において重要な役割をもつエネルギー吸収部材として、RC造2次壁に注目した構造方式を提案する。通常の耐震設計において2次壁は、躯体と絶縁することにより、力が作用しない非耐力壁として重量のみが考慮されているのが一般的である。

今回提案する構造方式は、**図-1(A図)**に示すように、上下に構造スリットを設けて大梁と絶縁したRC造2次壁内に、コンクリートとの付着を絶縁した鋼板をX型に貫通させるものである。この構造方式を採用した階に層間変形が発生すると、**図-1(B図)**に示すように壁の損傷が無い状態で、片方の鋼板に引張軸応力が、もう片方の鋼板には圧縮軸応力が作用することとなる。この軸応力による鋼板の復元力特性により、地震エネルギーを吸収し、建物の揺れを制御しようとするものである。

本研究では、提案した構造方式である2次壁に水平力が作用した際、この壁がどのような性状や復元力特性を示すかを実大構造実験によって確認するものである。更に、この実験によっ

て得られた復元力特性を用いて、既存建築物の地震応答解析を行うことにより、耐震設計上、有効に作用する構造方式であることを確認するものである。



\* 1：矢作建設工業(株)建築技術部主任 工修（正会員）

\* 2：大阪工業大学助教授 工学部建築学科 工博（正会員）

\* 3：(株)山田建築構造事務所 工修（正会員）

\* 4：矢作建設工業(株)建築技術部主任 （正会員）

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体の大きさは実物大とし、形状および寸法を図-2に示す。想定するRC造2次壁は、マンション建物等のバルコニー側開口部間や玄関脇の壁であるため、高さ $h$ は梁の内法高さの2050mm、幅は1000mmとした。壁は中央に鋼板が貫通しているため複配筋とし、所定のかぶり厚さ等を考慮し180mmとした。構造スリットの厚さは、層間変形角 $R$ が1/50まで達しても壁の回転を拘束しないよう25mmとした。

配筋は、複配筋のD10@200とし、端部補強筋はD13とした。中央部の縦筋は、2次壁の倒壊を防止する目的も踏まえて、上下梁へ定着するよう梁代用鉄骨部に溶接した。斜めの鋼板の端部にはコンクリートの割裂を防止する目的で $\phi 6@50$ のスパイラル筋を $h$ の1/4に配した。

上下の躯体である梁は、鉄骨部材で代用した。

パラメータは、鋼板の種類および形状で設定し、図-2、表-1に示す3種類とした。SD-1はSS400の鋼板、SD-2はSS400で一部に断面欠損を有する鋼板、SD-3は極低降伏点鋼 LYP100<sup>1) 2)</sup>の鋼板を使用した。また、鋼板はコンクリートと絶縁するために、全面にグリースを塗布した。

試験体に使用した鋼材、コンクリートの特性を表-2、表-3に示す。

表-1 試験体パラメータ

試験体	鋼材	鋼板幅 (mm)	鋼板厚 (mm)	欠損長 (mm)	欠損幅 (mm)
SD-1	SS400	89.80	11.83	—	—
SD-2	SS400	89.79	11.69	99.87	44.85
SD-3	LYP100	90.03	12.41	—	—

表-2 鋼材の材料特性

材料	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
SS400	290.43	444.91	37.56
LYP100	93.49	253.12	60.77
D10(SD295A)	353.44	512.31	20.02
D13(SD295A)	335.66	499.51	20.52

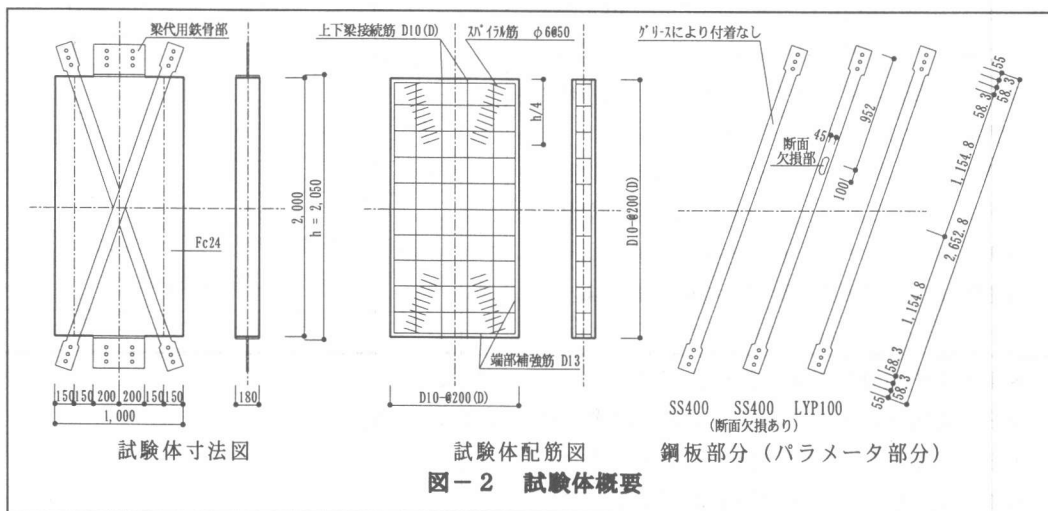
表-3 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	スランプ (cm)	最大骨材径 (mm)
24.37	2.40	16.0	25

### 2.2 加力概要および計測概要

実験の加力概要を図-3に示す。本試験体は、ラーメンの柱・梁に囲まれた架構内に設置されることを想定しているため、パンタグラフを設置することにより、L型加力梁を水平に保ち、試験体の面外変形を防ぐようにした。また、試験体に加力装置の重量が作用しない位置で軸力用油圧ジャッキを固定し、L型加力梁を用いて試験体中央部が反曲点となるよう逆対称正負交番繰返し加力とした。制御は $R$ によって行った。載荷履歴を図-4に示す。

測定は、高感度変位計を用いて水平変形量、試験体の傾き量、面外変形量等を、歪ゲージにて鋼板、鉄筋の要所を計測した。また、目視により随時状況を確認した。



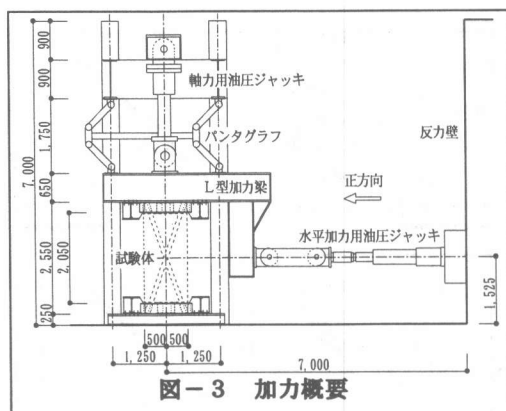


図-3 加力概要

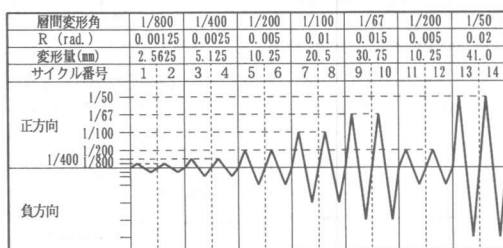


図-4 載荷履歴

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 試験体のひびわれ

全試験体とも、 $R = \pm 1/50$  まで加力を行った結果、表面、裏面の上下梁との接合部分にのみ多少のひびわれが発生したものの、復元力特性への影響や、加力後の補修を必要とするものではなかった。加力終了後、試験体を加力装置から取外し観察を行った結果、全ての構造スリット部の鋼板突出部において、コンクリートの剥離が見られた。

#### 3.2 復元力特性

各試験体の復元力特性を図-5に、鋼板の歪履歴を図-6に示す。図-5中のA(上下梁接統筋)、B(構造スリット部鋼板)、C(コンクリート内部鋼板)、D(SD-2断面欠損部鋼板)等の記号は、その位置が最初に降伏した点を示している。状態等を表-4に示す。

SD-1は、最初にA部が引張降伏し、その後、B部が軸方向に降伏した。C部は大変形時においても弾性的挙動を示していた。また、試験体の固定に不備があり、7サイクル目に高力

ボルトを締め直す作業を行ったため、復元力特性に乱れが発生した。

SD-2は、最初にD部で引張降伏が発生し、次にA部が軸降伏した。その後、B部が軸方向に圧縮降伏した。D部は引張応力が卓越した状態であった。なお、C部は大変形時においても弾性的挙動を示していた。

SD-3は、最初にB部が軸方向に圧縮降伏し、次にA部が軸降伏した。その後、C部が引張降伏した。なお、C部にはほとんど圧縮応力が作用していなかった。

全試験体とも、上下の梁を鉄骨部材で代用したことによる高力ボルトの滑りが発生した。また、横筋や上下梁接続筋以外の縦筋にはほとんど力は作用していなかった。更に、全試験体とも大きな損傷は見られない状態で、各変形量においてエネルギー吸収が見られた。しかし、本構造方式であるRC造2次壁は、鋼板に作用する軸応力により全体の復元力特性を得ることが目的であったが、コンクリート内部の鋼板には想定していた軸応力は作用していなかった。

#### 3.3 考察

$R = +1/200$  ピーク時のB部に作用している主歪の方向を図-7に示す。鋼板には純粋な軸応力以外の応力も発生している。これにより、鋼板を材軸方向に対して斜めに圧引することとなり、鋼板の側面に部分的な支圧力が発生し、付着の無いはずの鋼板の側面に摩擦力が発生した。このため、鋼板全体に想定していたような軸応力は発生しなかった。

図-5中の計算値は、水平力がトラス的作用し、軸方向力のみが鋼板へ作用した時の軸降伏荷重を示すが、実験結果とは異なることが解る。

SD-1において鉄筋や鋼板の降伏以前に水平剛性が低下している理由は、先述の高力ボルトの滑りの発生や、スリット部でのコンクリート剥離による鋼板拘束間距離の増加が原因であろう。また、歪ゲージの貼付間隔が荒く、測定箇所以外で降伏が発生していた可能性もある。

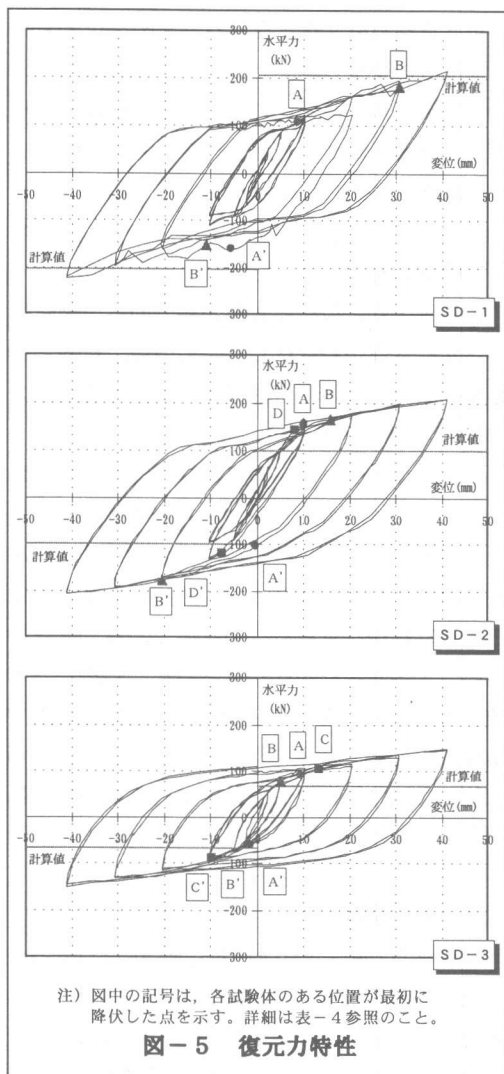
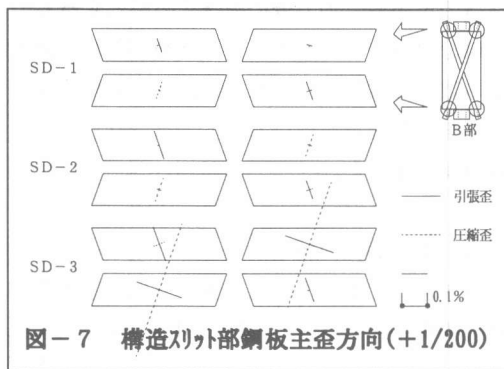
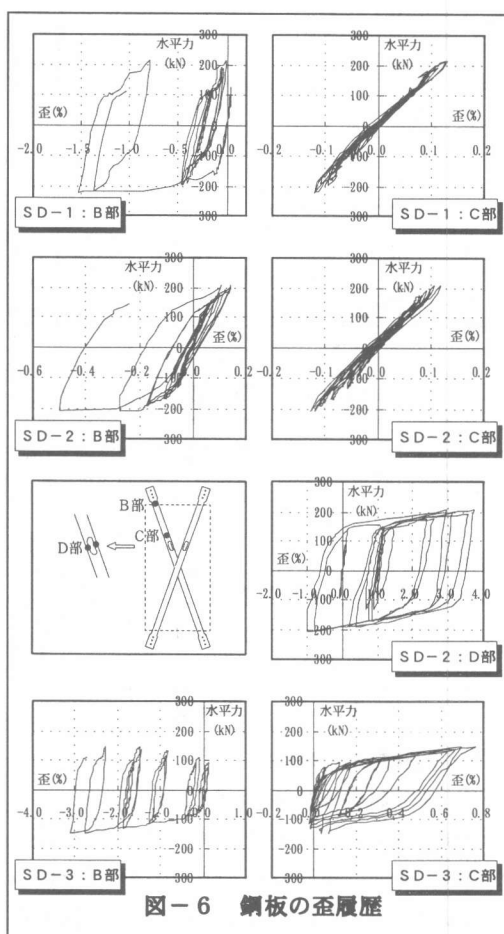


表-4 実験結果

試験体	位置	サイクル	水平力 (kN)	変位 (mm)	状態
SD-1	A	5	107.8	8.9	引張降伏
	A'	7	-160.7	-5.5	引張降伏
	B	9	183.3	30.8	軸方向圧縮降伏
	B'	7	-151.9	-11.1	軸方向引張降伏
SD-2	A	5	155.8	10.3	引張降伏
	A'	7	-101.9	-0.0	圧縮降伏
	B	7	166.6	15.9	軸方向圧縮降伏
	B'	9	-177.4	-20.5	軸方向圧縮降伏
	C	5	144.1	8.2	軸方向引張降伏
	C'	5	-120.5	-7.5	軸方向引張降伏
SD-3	A	5	91.1	9.6	引張降伏
	A'	5	-60.8	-1.4	圧縮降伏
	B	3	76.4	5.1	軸方向圧縮降伏
	B'	3	-53.9	-2.0	軸方向圧縮降伏
	C	7	101.9	13.7	軸方向引張降伏
	C'	5	-91.1	-9.5	軸方向引張降伏
注) 位置 A, A' : 上下梁接続筋 B, B' : 構造スリット部鋼板 C, C' : コンクリート内部鋼板 D, D' : SD-2の断面欠損部鋼板					

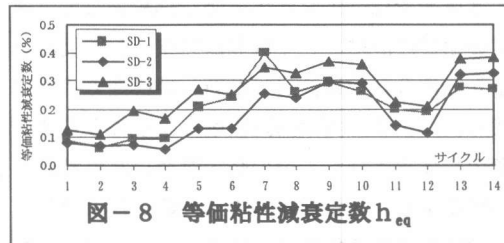


SD-2において鋼板の降伏が計算値(断面欠損部で決定)より高くなった理由は、先述のように鋼板に一樣な軸応力が作用しなかったため、断面欠損の無いB部の降伏により、その特性が決まったためである。このため、降伏荷重はSD-1の計算値付近まで高くなり、SD-1とSD-2は履歴ループに違いはあるが、大

変形時での荷重は、ほぼ同様な結果となった。  
また、水平力が鋼板だけでなく、上下梁接統筋にも作用したことや、軸力用油圧ジャッキを固定したことによって、試験体の変形に伴う圧縮軸力が作用したことも理由として挙げられる。

SD-3において鋼板降伏後も水平力が上昇する現象が得られた理由は、使用した鋼板(LYP100)の荷重-変位曲線には明確な降伏点が無く、変位の増加と共に荷重も増加する特性を持つ<sup>1)2)</sup>ためである。また、SD-2と同様に上下梁接統筋や軸力用油圧ジャッキの影響も理由として挙げられる。

実験で得られた各試験体の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を図-8に示す。SD-3は小変形時から他の試験体に比べ大きな  $h_{eq}$  値を示している。また、全ての試験体に損傷がほとんどなかったため、大変形(R=1/67, サイクル 9, 10)後の小変形(R=1/200, サイクル 11, 12)においても処女載荷時(サイクル 5, 6)とほぼ同様な値を示した。これより、地震時のように不規則な変形が発生する場合においても、安定した履歴ループを得ることが可能であることが解る。



#### 4. 地震応答解析

##### 4.1 地震応答解析

実験で得られた復元力特性を用い、既存建築物と本構造方式を採用した場合を、地震応答解析によって比較することにより、本構造方式が耐震設計上、有効に作用する構造方式であるかどうかを確認する。地震応答解析は、(株)構造計画研究所「RESP-M/II」を用いた。採用地震波は、(財)日本建築センターの標準波(ELCENTRO(1940)NS, TAFT(1952)EW)とし、速度を 25kine と 50kine に基準化して用いた。

#### 4.2 解析モデル概要

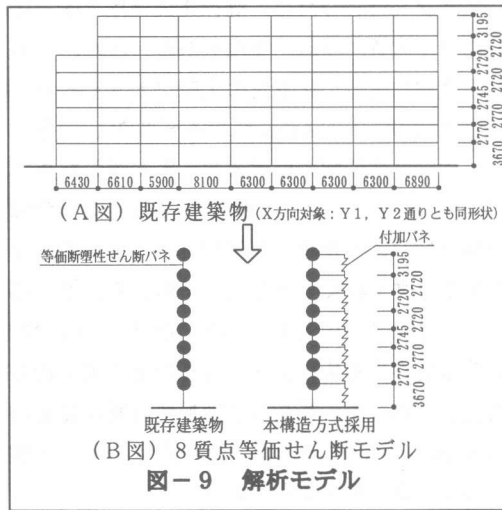
既存建築物は新耐震設計法で設計され、平成9年に施工された建築物を対象とする。既存建築物の概要を表-5、図-9(A図)に示す。

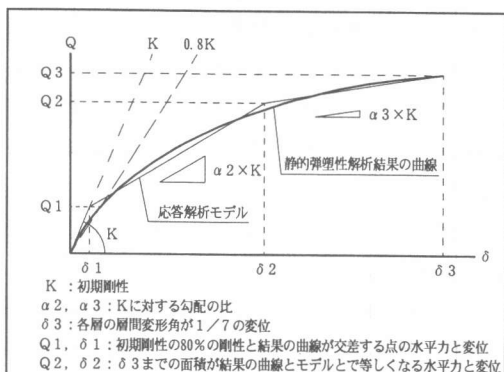
既存建築物は荷重増分法による静的弾塑性解析の結果を用い、図-10(A図)に示す方法で Degrading-Tri Linear(除荷時剛性低下指数 0.4)モデルとし、等価な弾塑性せん断バネに置換した多質点モデルとした。本構造方式であるRC造2次壁は実験で得られた復元力特性を参考に、図-10(B図)に示すようにR=1/100でのエネルギー吸収量が同等となるようにモデル化した標準型 Tri Linear モデルとし、X方向全層全スパン設置(各戸に2基設置)されるものとして、既存建築物の各層に個数分を付加バネとして設置した多質点モデルとした。

既存建築物と本構造方式を採用した8質点解析モデルを図-9(B図)に示す。なお、既存建築物の減衰特性は、瞬間剛性比例型で1次の振動数に対して3%とし、本構造方式は履歴減衰のみを考慮した。

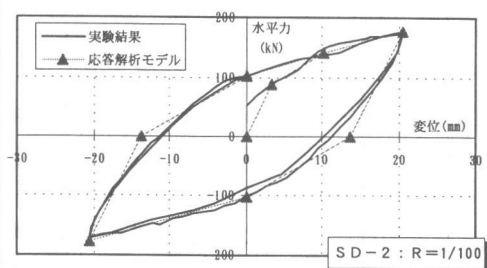
表-5 既存建築物概要

建設地	三重県鈴鹿市
用途	共同住宅
軒高	22.81m
最高高さ	24.71m
延床面積	5846.56m <sup>2</sup>
建築面積	990.02m <sup>2</sup>
構造	鉄筋コンクリート構造、地上8階建て X方向：純ラーメン構造、Y方向：耐震壁構造 GL-6m以深を支持層とするPHC杭





(A図) 既存建築物のモデル化



(B図) 本構造方式のモデル化

図-10 モデル化

#### 4. 3 地震応答解析結果

既存建築物と本構造方式を採用した場合の1次固有周期と応答解析結果の内、最大層間変形角を表-6、図-11に示す。

中小地震(25kine)時は既存建築物と本構造方式を採用した場合に大きな差は見られない。

大地震(50kine)時は、既存建築物は上階で応答変位が大きく卓越する現象が得られた。これは、地震によって建築物の上階が大きく揺れることにより、Tri Linear でモデル化した復元力特性の3次勾配の位置まで応答が達したためである。しかし、本構造方式を採用した場合は、各層で地震エネルギーが吸収され、全体的に変形量が小さくなるとともに、下階から上階への地震エネルギーの入力が小さくなり、上階での応答は既存建築物に比べ小さくなる現象が得られた。その結果、最大層間変形角は既存建築物の0.54~0.68に減少し、最大値が1/100程度に抑制できる結果が得られた。

表-6 地震応答解析結果

モデル	1次固有周期(秒)	採用地震波	25kine		50kine	
			最大層間変形角(階)	既存との比較	最大層間変形角(階)	既存との比較
既存建築物	0.5950	EL CENTRO	1/167(5)		1/52(6)	
		Taft	1/212(4)		1/70(6)	
SD-1採用	0.5589	EL CENTRO	1/169(4)	0.99	1/97(4)	0.54
		Taft	1/179(3)	1.18	1/103(4)	0.68
SD-2採用	0.5519	EL CENTRO	1/176(4)	0.95	1/97(2)	0.54
		Taft	1/197(3)	1.08	1/108(4.5)	0.65
SD-3採用	0.5566	EL CENTRO	1/175(4)	0.95	1/97(3)	0.54
		Taft	1/180(3)	1.18	1/104(4)	0.67

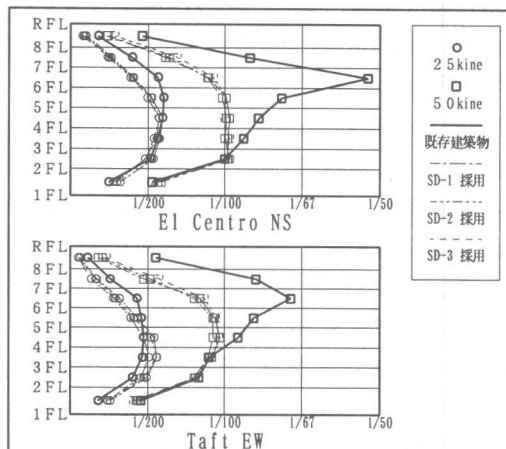


図-11 応答解析結果(最大層間変形角)

#### 5. まとめ

本研究では、エネルギー吸収部材として、通常の耐震設計においては非耐力壁として扱われるRC造2次壁に注目した新しい構造方式を提案した。また、実大構造実験によりRC造2次壁の特性を確認し、その結果を用いた地震応答解析により、大地震時の構造物の変形に対し、有効に作用する構造方式であることを確認した。更に、大変形後もRC2次壁が損傷しないという利点が得られた。

#### 参考文献

- 1) 佐伯英一郎ほか：低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究，日本建築学会論文集，No. 472，pp139-147，1995. 6
- 2) 佐伯英一郎ほか：低降伏点鋼のヒステリシス及びヒステリシスエネルギー特性に関する研究，日本建築学会論文集，No. 473，pp159-168，1995. 7

#### 謝辞

今回の実験にあたり、多大な協力を頂きました大阪工業大学の学生諸氏に謝意を表します。