

# 省スペース型制震システム「スリムダンパー」の開発

浅井英克 時野谷浩良  
江戸宏彰

## Development of Compact Seismic Controlling System "Slim Damper"

Hidekatsu Asai Hiroyoshi Tokinoya  
Hiroaki Eto

### Abstract

Recently, more and more seismic controll systems have been used to reduce damage to structural members. The method of controlling damage varies from building to building. Many types of seismic control devices have been developed to satisfy the need for damage control. They are usually set up in the plane of the structure. However, they require a lot of space, which reduces living space. Now, two types of seismic control systems have been developed that require less space and have the required structural capacity. These are (1) the stud type, and (2) the thin wall type. These systems provide a 1000(kN) damper in about a 20cm-thick wall.

### 概要

近年、大地震時の構造躯体の損傷を最小限に抑えるため、制震装置を組込む建物が多い。損傷制御の方法は建物毎に異なり、個々の要求に対応するため、様々な制震デバイスが開発されてきた。これら制震デバイスの一般的な設置位置は、架構の構面内である。制震デバイスは損傷制御というメリットを有する反面、その設置にスペースを要するため、居住者の使用スペースを減少させるというデメリットを有する。そこで、構造性能と居住スペースの確保という課題を目的として、省スペースで設置が可能な(1)間柱型及び(2)薄壁型の2種類の制震システム「スリムダンパー」を開発した。このシステムを適用すれば、厚さ20(cm)程度で1000(kN)程度の制震デバイスをの構面内に組込むことが可能となる。

### 1. はじめに

近年、大地震時の構造躯体の損傷を制御するために制震デバイスを組込む建物が多く、建物毎に存在する制御要求に対応して、様々な制震デバイスが開発した。

しかし、これらの制震デバイスは大きく、設置した架構は通常の架構に比べて、居住者の使用スペースを減少させるというデメリットがある。例えば、制震デバイスの両側にALC等の仕上げ材を配した場合、総壁厚は600mmを超える場合も少なくない。

そこで、省スペースで設置することを主目的とし、経済性、施工性に優れる制震システムを開発した。この制震システムは、(1)間柱型、及び(2)薄壁型の2種類から成る。システムの概要をFig.1に示す。

(1)間柱型は、リンク(エネルギー吸収部)支持部に鋼とコンクリートの合成構造(SC)部材を用いた構造である。従来は支持部の鋼断面をリンクのそれより大きくすることで、リンクに変形を集中させていた。この間柱型

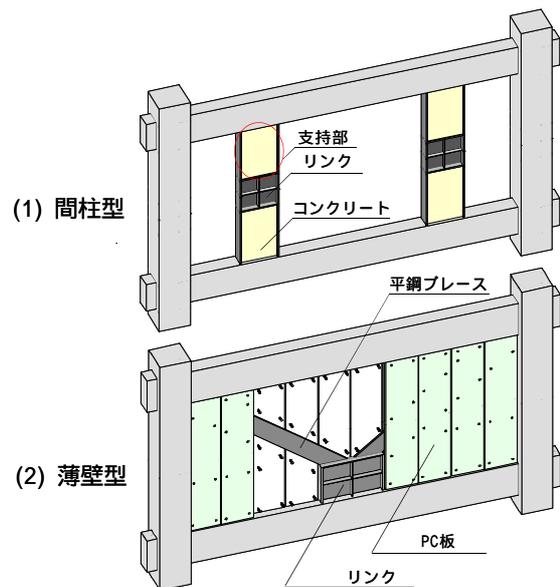


Fig.1 スリムダンパー適用例  
Compact Seismic Controlling System

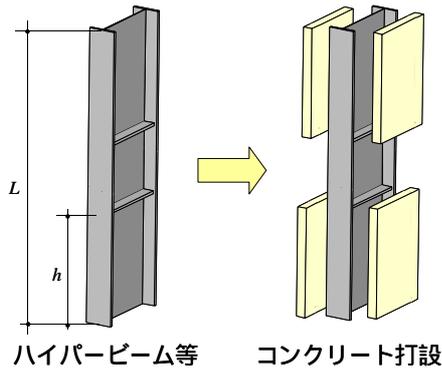


Fig.2 間柱型概要  
Figure of Stud Type

では、支持部に打設したコンクリートにより、支持部の剛性・耐力を調整する。そのメリットはリンクと支持部を同断面の鋼材で製作できることにある。すなわち、ハイパービーム等の使用により、両者を一体的に製作できるため、低コストでの製作が可能となる(Fig.2参照)。

(2)薄壁型は、仕上げ下地であるPC板を平鋼ブレースの補剛材として用いる構造である(Fig.3参照)。ブレースはエネルギー吸収を行うリンクを剛体的に支持するが、逆にリンクが降伏することによってブレースに生じる荷重・変形をピークカットする。その結果、大地震に対してもPC板には損傷が生じないというメリットを有する。

ここでは、スリムダンパーの開発を目的として、両システムの実験的・解析的検討を行った。以下、間柱型及び薄壁型の両形式に対して行った構造実験を順次説明するとともに、剛性・耐力を中心とした評価法について記述する。

## 2. 間柱型制震システムの構造性能

### 2.1 研究の目的

リンク等の制震デバイス自体については、非常に多くの実験結果があり、研究も豊富である<sup>1)</sup>。したがって、ここでは合成構造から成るリンク支持部の構造実験、および載荷時の鋼・コンクリートの応力・ひずみ状態を検証するためのFEM解析を通し、リンク支持部の構造性能を把握することを主目的とする。

### 2.2 実験概要

Table 1に試験体一覧, Table 2に材料の機械的性質, Fig.4に試験体例, Fig.5に載荷装置図を示す。

試験体は実大の2/3スケールであり、純鉄骨試験体を含め、全部で23体である。鉄骨部は溶接による組立H型断面材であり、フランジ(SM490)はすべての試験体で19mm厚である。ウェブ(SS400)厚は3mmと6mmの2種類で、3mmは6mmを切削して製作した。純鉄骨試験体は幅厚比が50となるように、リブを配置した。コンクリートは最大骨材粒径が20mmであり、鉄骨枠(フランジを含む)内のウェブ両側に打設した。補強筋には溶接金網を用いた(

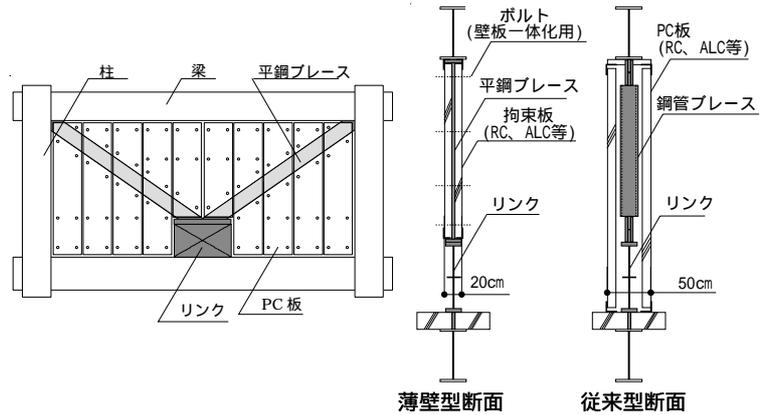


Fig.3 薄壁型概要  
Figure of Thin Wall Type

Table 1 試験体一覧  
List of Specimens

試験体 No	ウェブ厚 tw (mm)	RC板厚 tc (mm)	補強筋		スタッド ウェブ 行×列	その他
			径 (mm)	量 ps (%)		
1	6	-	-	-	-	純鉄骨、リブ補強
2	3	-	-	-	-	純鉄骨、リブ補強
3			-	0.00	なし	
4			-	0.00		
5			3.2	0.11	なし	3×3
6			5	0.26		
7			6	0.38		
8			5	0.26		
9			5	0.26		
10			5	0.26		
11			3.2	0.11		
12			5	0.26		
13			5	0.26		
14			6	0.38		
15	0		5	0.26		ウェブなし
16		100	4	0.25	なし	
17	6	200	6	0.28		
18		150	5	0.26		
19	3	100	4	0.25		
20			6	0.38	なし	
21			5	0.26		
22			5	0.26		
23			5	0.26		

Table 1 注:

- \*No.10 上下フランジに 9-L90 のスタッドを計24本溶接。
- \*\*No.11 ~ No.14 補強筋端部を鉄骨フランジに溶接。
- \*\*\*No.21 及びNo.23 RC板をプレキャスト(PC)製作後、高力ボルトにより取付け。No.23はPC板と上下左右の鉄骨枠間に1(cm)のクリアランス。No.21はこのクリアランスに高強度グラウトを注入。
- \*\*\*\*No.22 RC板面内45°の角度で補強筋を配筋。

Table 2 材料の機械的性質  
Mechanical Properties of Materials

鋼材	降伏点	引張強度	伸び
	Fy (N/mm <sup>2</sup> )	Ft (N/mm <sup>2</sup> )	(%)
PL-6	287	451	27.2
PL-19	374	536	26.4
3.2	592	726	-
4	484	541	-
5	665	682	-
6	603	675	-

コンクリート	弾性係数	圧縮強度	圧縮ひずみ
	Ec (kN/mm <sup>2</sup> )	Fc (N/mm <sup>2</sup> )	εc (μ)
平均	29.1	39.2	2410

Fig.4参照)。スタッドはフランジ及びウェブに溶接した。コンクリートの施工はウェブが水平となる状態で片面を打設し、その約1週間後に反対の面を打設した。

パラメータは鉄骨ウェブ厚( $t_w$ )、RC板厚( $t_c$ )、補強筋量( $p_s$ )、補強筋端部定着の有無、補強筋配筋方向、スタッド量、スタッド配置、RC板製作方法である。

加力は2サイクル毎に変形角Rを0.25%ずつ増加させる漸増正負繰返し載荷である。変形角Rは、RC板高さhを基

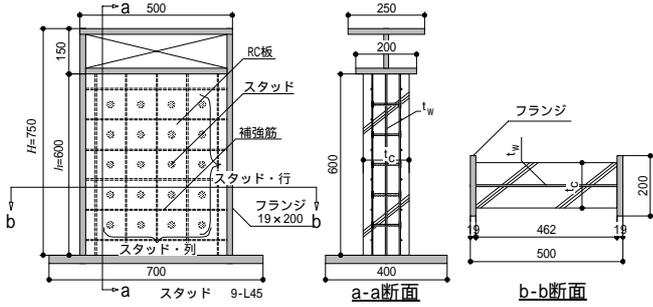


Fig.4 試験体例(No.9)  
Specimen

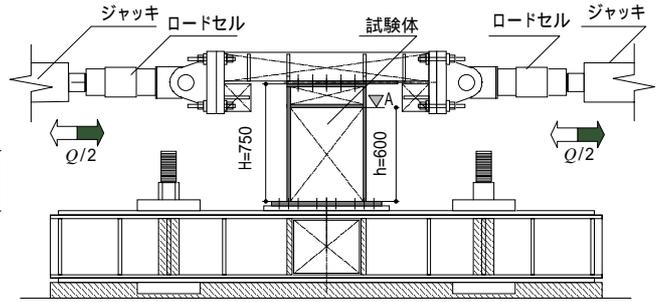


Fig.5 荷重装置  
Loading Apparatus



Photo 1 破壊状況例(No.8)  
(右はコンクリート除去後)  
Example of Destruction

Table 3 実験結果一覧  
Experimental Results

試験体 No	剛性		最大耐力		最小主ひずみ	
	実験値	計算値比	実験値	計算値比	鋼ウェブ	RC板
	$_{sc} K$ (kN/mm)	$\frac{_{sc} K}{_{sc} K_I}$	$_{sc} Q_{max}$ (kN)	$\frac{_{sc} Q_{max}}{_{sc} Q_{ul}}$	$s \epsilon_{min}$ (%)	$c \epsilon_{min}$ (%)
1	265	1.02	438**	0.97	-0.315	-
2	195	1.34	232**	1.03	-0.302	-
3	348	0.65	-1050	1.54	-0.099	-0.047
4	317	0.60	-1059	1.56	-0.075	-0.067
5	308	0.58	1069	1.50	-0.082	-0.024
6	304	0.57	1068	1.41	-0.072	-
7	319	0.60	1076	1.37	-0.081	-0.039
8	310	0.58	-1055	1.39	-0.091	-0.030
9	318	0.60	-1087	1.43	-0.077	-0.053
10	316	0.59	1133	1.49	-0.074	-0.020
11	313	0.59	1115	1.57	-0.073	-0.018
12	318	0.60	-1074	1.42	-0.080	-
13	326	0.61	-1059	1.40	-0.080	-
14	317	0.60	1081	1.37	-0.087	-
15	129	0.48	543	1.76	-	-0.078
16	285	0.65	880	1.37	-0.043	-0.020
17	314	0.50	1208	1.40	-0.097	-0.020
18	264	0.63	785	1.47	-0.116	-
19	228	0.70	627	1.50	-0.132	-
20	300	0.56	-1067	1.36	-0.096	-0.024
21	329	0.62	1123	1.48	-	-0.044
22	305	0.57	1148	1.51	-0.086	-0.038
23	244	0.46	845	1.11	-0.727	-0.005
平均		0.59		1.47		

\*: 値は変形角R=0.5%時である。また、主ひずみ欄に記載のないものは、ゲージ破壊等で未計測のものである。  
 \*\*: 純鉄骨試験体(No.1, No.2)は実験範囲では終局耐力に達しなかったため、表中の耐力は0.1%オフセット耐力とした。尚、R=4.0%における両試験体の耐力は、それぞれ694(kN)、419(kN)である。

準とし、Fig.5中のレベルAにおける試験体の水平変位 $\delta$ に対し、 $R=\delta/h$ と定めた。

### 2.3 実験結果

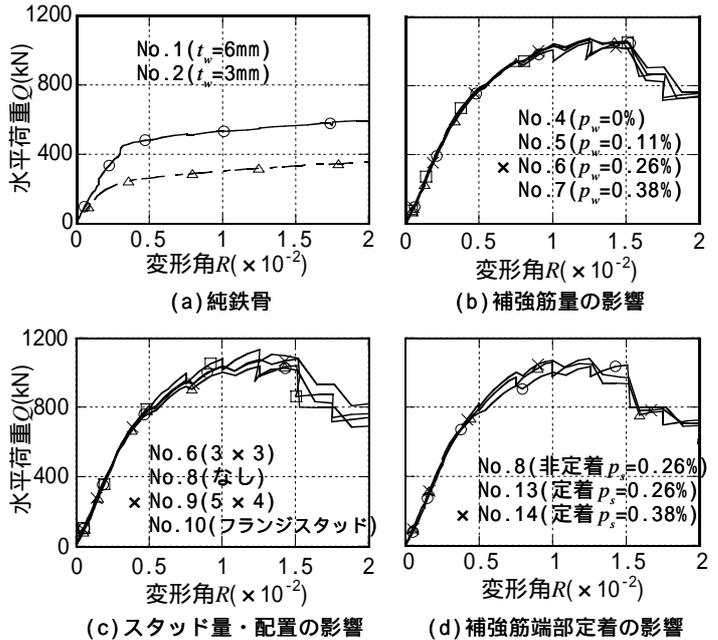


Fig.6 荷重 - 変形関係  
Load(Q) - Deformation(R) Relationship

2.3.1 破壊状況 Photo 1に破壊状況例としてNo.8を示す。破壊形式はRC板厚によって違いが生じた。板厚の薄い10cmの試験体では、R=0.5%程度で斜めひび割れが発生し、R=1.5%程度でRC板の隅角部が大きく圧壊した。板厚15cm及び20cmの試験体では、R=0.5%程度で斜めひび割れが発生し、その後Photo 1に示すようにRC板の対角線付近に生じたひび割れに沿って、せん断破壊が進行した。

2.3.2 剛性・耐力・最小主ひずみ Table 3に実験結果一覧を示す。剛性実験値は、ほぼ比例限とみなせるR=0.3%における割線剛性とした。また最小主ひずみは鉄骨ウェブ中央、およびRC板中央に貼付したひずみゲージの値より算出した。

2.3.3 荷重 - 変形関係 Fig.6に水平荷重Q-変形角R関係(包絡線)を示す。ここでは補強筋量、スタッド量・配置、補強筋端部定着の影響を見るため、これらに關係する試験体について示す。Fig.6より、これら3パラメータの荷重 - 変形関係に及ぼす影響は少ないと言える。

### 2.4 単純累加による剛性・耐力評価

Table 3中に、剛性・耐力実験値( $_{sc} K$ ,  $_{sc} Q_{max}$ )の計算値

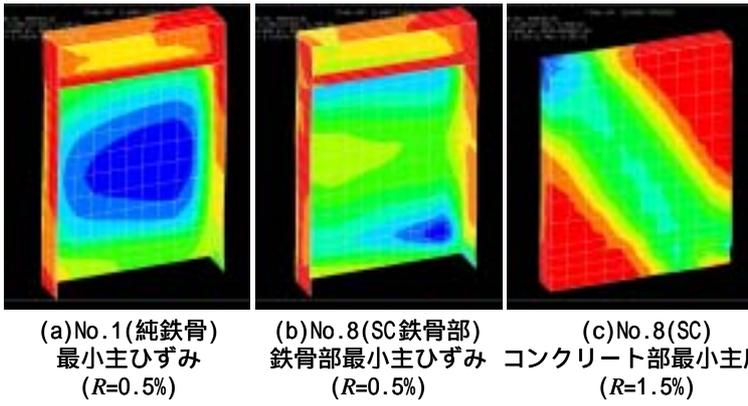


Fig.7 応力・ひずみ性状  
Stress and Strain States

に対する比を示す。ここではS C 材の剛性( $_{sc}K_f$ )・耐力( $_{sc}Q_{u1}$ )を、鉄骨部、RC板の剛性( $_{s}K_c$ ・ $_{c}K$ )・耐力( $_{s}Q_{u1}$ ・ $_{c}Q_{u1}$ )の単純累加により評価した。鉄骨部の剛性 $_{s}K$ については曲げせん断を受ける片持ち梁として評価し、耐力 $_{s}Q_u$ については降伏せん断耐力を用いた。RC板の剛性 $_{c}K$ については曲げせん断を受ける片持ち梁として評価し、 $_{c}Q_u$ については耐震壁の終局せん断評価式<sup>2)</sup>を用いた。以上の具体的定式化については、文献3)に示す。

Table 3より、この評価法によれば剛性実験値は計算値の6割程度、耐力実験値は計算値の1.5倍程度であり、計算値と実験値の乖離が大きい。したがって、より詳細な検討を行う必要がある。

2.5 FEMによる解析

鉄骨部およびRC板の応力・ひずみ性状をより詳細に検討するため、FEM解析を行った。2.3.3項で荷重 - 変形関係に及ぼす補強筋量・スタッド量・補強筋端部定着の影響は少かったので、鉄骨部とコンクリート板(補強筋なし)のみからなるモデルについて解析した。解析対象は最も標準的な断面寸法であるNo.1(純鉄骨)とNo.8(SC)とした。両者はコンクリートの有無以外は断面形状が等しい。

解析には、当社開発のFEM解析ソフト「FINAL」<sup>4)</sup>を用いた。鋼とコンクリートの材料定数はTable 2の値を用いた。また鋼とコンクリートの付着をフィルム要素にて表し、この最大せん断(付着)耐力を1N/mm<sup>2</sup>とした。さらに、要素面に垂直に生じる圧縮力に対しては剛、引張力に対しては剛性を0とした。鋼と付着の材料履歴はバイリニア、コンクリートの材料履歴は修正Ahmadモデルとした。

Fig.7に応力・ひずみ性状を示す。図中、青、緑、赤の順で圧縮ひずみ・応力が小さくなる。R=0.5%においてNo.1(純鉄骨)とNo.8(SC)の鉄骨部を比べた場合、鋼ウェブ中央部の最小主ひずみは、前者が0.25%程度、後者が0.15%程度であり、純鉄骨の方が値が大きい。この結果はTable 3に示す最小主ひずみの実験結果に定性的に一致する。また、ほぼ終局状態R=1.5%にあるRC板の応力状態を見ると、RC板の対角方向に圧縮束が形成されている。

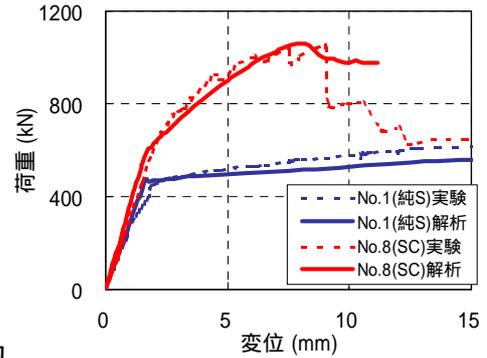


Fig.8 実験と解析の比較  
Comparison with Experiment and Analysis

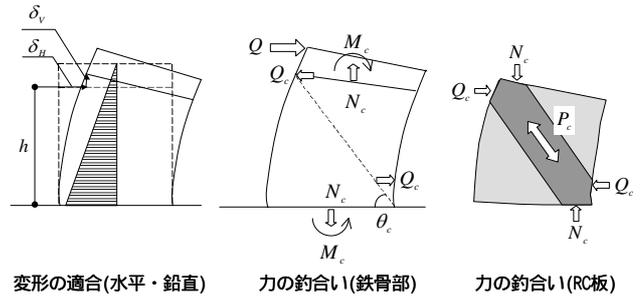


Fig.9 剛性評価モデル  
Stiffness Evaluation Model

この時のR C 板中央部の最小主応力は40N/mm<sup>2</sup>前後であり、コンクリートの圧縮強度にほぼ等しい値であった。なお、この圧縮束(Fig.7中の緑色部分)の幅は約20cmであった。

Table 4 剛性・耐力再評価  
Evaluation of Stiffness and Strength

試験体 No	$t_w$ (mm)	$t_c$ (mm)	実験値 / 計算値	
			$_{sc}K_3$	$_{sc}Q_{u3}$
16	6	100	0.78	1.17
8		150	0.74	1.17
17	3	200	0.68	1.15
19		100	0.83	1.19
18		150	0.81	1.16

Fig.8に、No.1とNo.8の荷重 - 変形関係を実験値と解析値を比較して示す。No.1及びNo.8のいずれについても、実験値と解析値の対応は非常に良好であった。

以上により、本FEM解析は実験結果を十分に検証できるものとする。

2.6 剛性・耐力の再評価

前節の解析結果を踏まえ、RC板は鉄骨部の対角方向に抵抗する要素として評価することが妥当である。そこで、RC板を圧縮ブレースに置換して評価する文献5)の方法により、剛性・耐力について再度検討した。

2.6.1 剛性評価 Fig.9に剛性評価モデルを示す。ここでは、鉄骨部とRC板の力の釣合い、および変形の適合を考える。RC板については圧縮ブレースとして考える。鉄骨部には水平外力 $Q$ とともに、RC板から水平力 $Q_c$ 及び鉛直力 $N_c$ 、さらに $N_c$ の偏心によるモーメント $M_c$ を受けるとする。変形の適合については鉄骨部の水平および鉛直方向の変形を考慮する。以上のモデル設定をもとに、剛性を再評価した。具体的な定式化は文献3)に示す。

Table 4に実験値と計算値との比を示す。ここではウェブ厚及びRC板厚の組合わせに注目し、Table 4に示す5体を抽出した。計算値は実験値をやや過大に評価しているが、単純累加による評価法に比べ、対応は良い。

2.6.2 耐力評価 耐力については、Fig.9に示す力の釣合いを考える。すなわち、SCの水平耐力は、曲げせん断を受ける鉄骨部の水平耐力と、圧縮ブレースとして働くRC板の水平分力の和とした<sup>3)</sup>。なお、この評価法によれば、No.8( $t_c=15\text{cm}$ )の場合の圧縮束の幅は約13cmとなり、FEMの圧縮束の幅約20cmに比べれば、安全側の評価となる。

Table 4に実験値と計算値の比を示す。前項と同様に、5体について考える。計算値は実験値をやや過小(安全側)に評価しているが、おおむね良好な対応である。

2.7 制震システムへの適用

前節までの検討により、リンク支持部として用いる合成構造支持部の構造性能に関する知見が得られた。ここでは、リンクを支持部の中央に組込んで間柱を構成し、制震システムとして機能させる場合の適用性を考える。

- 1) Fig.2に示すように、リンクと支持部には同じ大きさのせん断力が生じる。
- 2) リンクの最大耐力を純鉄骨試験体(No.1)の実験結果から約700kN (Table 3 脚注参照) とすると、同じ鉄骨断面を持つ合成構造の試験体の700kNに対する挙動は、補強筋量、スタッド量・配置に関係なく、ほぼ弾性範囲内である。
- 3) 従って、ここで検討した合成構造部材を制震ダンパーの支持部として用いることは、十分に可能である。

3. 薄壁型制震システムの構造性能

3.1 研究の目的

間柱型の場合と同じく、制震デバイス自体には非常に多くの研究があるため、ブレースの補剛設計法を確立することを主目的とする。ここでは、ブレースの軸耐力とPC板の補剛性能の関係を求めるため、(その1)(その2)の2種類の実験を行った<sup>6)</sup>。

(その1)要素試験では、ブレースの軸耐力とPC板の補剛性能の関係を調べるため、ブレースと様々なPC板との組合わせに対し、ブレース圧縮試験を行った。本試験では、ブレースの剛性・耐力評価式を提案することが目的である。

(その2) 架構試験では、より実挙動に近い状態を模擬するため、ブレース及びPC板をフレームの中に組込んで実験を行った。(その1)で得たブレース耐力の評価式が、より実挙動に近い(その2)においても適用可能か否かを調べるのが目的である。

3.2 (その1)要素試験

3.2.1 実験概要 Table 5に試験体一覧、Table 6に材

Table 5 試験体一覧  
List of Specimens

試験体 No	ブレース		PC板		補強筋 <sup>3)</sup>		クリアランス <sup>4)</sup>	ボルト配置		備考										
	Type <sup>1)</sup>	細長比 $\lambda$	Type <sup>2)</sup>	板厚 $t_c$ (mm)	幅 $B_c$ (mm)	径 $p_s$ (mm)		比 $s_c C_1$ <sup>4)</sup> (%)	ピッチ $p$ (mm)		ゲージ $g$ (mm)									
1			-	-	-	-	-	-	-	無補剛										
2	A	213	a	60	400	9	1.06	5.4	400	200	0									
3											5.4									
4		425									d	600	800	6	0.64	10.8	600	800	ピン支持	
5																			ピン支持	
6																				
7	B	130	d	80	400	9	0.79	5.4	400	200	@150									
8											800	6	0.47	2.7	600	800				
9											a	80	9	1.59	5.4					モルタル
10											b	40	9	2.12	5.4					モルタル
11	A	213	a	60	400	9	1.06	5.4	400	200										
12											c	30	6	0.47	2.7	600	800			
13																				
14																				
15	C	213	d	60	400	9	1.06	10.8	400	200	600									
16											800	9	1.06	10.8	400	600				
17																				
18	B	130	a	400	400	9	1.06	5.4	400	200										
19																				
20	C	213	-	-	-	-	-	-	-	-	無補剛									
21	B	130	-	-	-	-	-	-	-	-	無補剛									
22	A	213	a	60	400	9	1.06	10.8	400	200										
23											80	9	1.06	10.8	400	600				
24																				
25	C	213	-	-	-	-	-	-	-	-										
26																				無補剛

Table 6 材料の機械的性質  
Mechanical Properties of Materials

Type	ブレース		補強筋		コンクリート、モルタル			
	降伏点 $F_y$	引張強さ $F_t$	筋種	降伏点 $F_{vy}$	引張強さ $F_{ty}$	Type	弾性係数 $E_c$	圧縮強度 $F_c$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
A	271	431	4	552	608	a	26.8	43.7
B	252	425	6	595	682	b	26.4	52.2
C	271	448	9	374	506	c	25.6	51.5
			9 <sup>1)</sup>	342	487	d	25.3	44.1

Table 5の注

- \*1 断面形状  
A: 22 × 100, B: 36 × 100  
C: 22 × 150
- \*2 打設ロット
- \*3 補強筋ピッチ  
①50(No.7)  
①100(No.7以外)
- \*4  $s_c C_1 = C_1 + 2C_1$

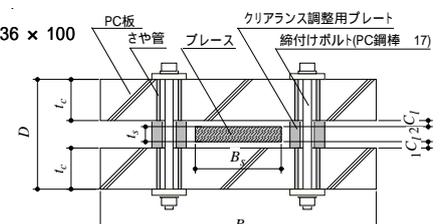


Table 6の注

- \*1 9①150(No.7)

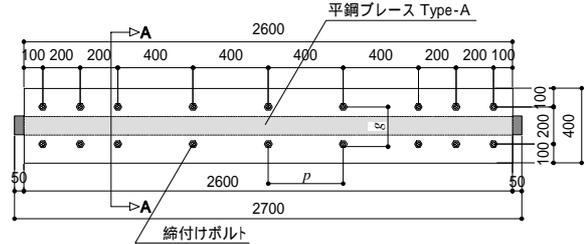


Fig.10 試験体例(No.3)  
Example of Specimens

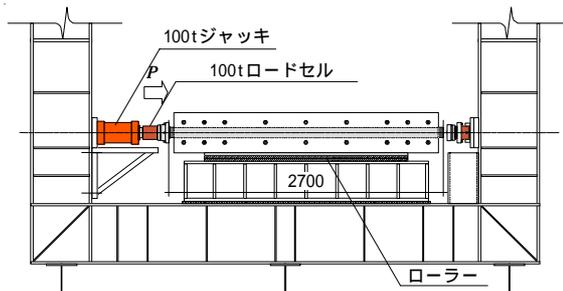


Fig.11 载荷装置  
Loading Apparatus

Table 7 実験結果一覧  
Experimental Results

試験体 No	実験値		実験値 / 計算値	
	剛性	最大耐力	$K$	$P_{max}$
	$K$ (kN/mm)	$P_{max}$ (kN)	$K_{cal}$	$P_{cal}$
1	146.0	60.2	0.87	-
2	162.8	600.4	0.97	1.01
3	166.0	574.0	0.99	0.96
4	(113.7)	329.5	(0.68)	-
5	(69.2)	299.7	(0.41)	-
6	231.6	742.3	0.84	0.87
7	224.7	727.4	0.81	0.85
8	211.1	782.4	0.76	0.86
9	251.0	856.2	0.91	0.94
10	130.0	299.6	0.77	0.70
11	151.6	261.5	0.90	1.00
12	164.5	555.8	0.98	0.93
13	154.8	573.7	0.92	0.96
14	155.5	502.4	0.93	0.84
15	148.8	544.1	0.89	0.91
16	200.0	579.2	0.79	0.80
17	176.0	680.5	0.70	0.76
18	235.3	781.8	0.85	0.86
19	268.0	871.6	0.97	0.96
20	212.1	536.1	0.84	-
21	234.6	371.8	0.85	-
22	162.9	585.1	0.97	0.98
23	161.7	492.7	0.96	1.02
24	158.7	571.4	0.95	0.96
25	151.8	567.2	0.90	0.95
26	224.7	114.6	0.89	-
	平均値	$m$	0.88	0.91

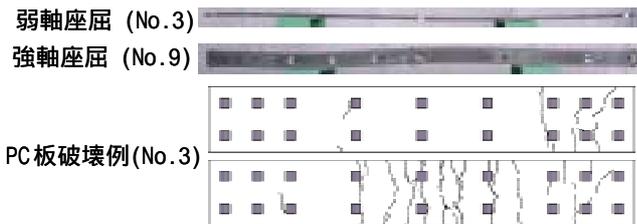


Fig.12 破壊状況例  
Example of Destroy

料の機械的性質, Fig.10に試験体例, Fig.11に載荷装置図を示す。

試験体は無補剛の試験体を含め全部で26体である。Fig.10に示す様に、ブレースは2枚のPC板に挟まれてい。PC板相互は所定のクリアランスを保ちながらボルト(PC鋼棒)で締付けられて、複合板としての剛性と耐力を発揮する。クリアランスは製作・施工時の誤差を想定しても受けたものである。ブレースの鋼種はSS400であり、材長は $L_s=2700\text{mm}$ である。PC板はNo.10および11がモルタル製, 他はコンクリート製であり、材長はすべて $L_c=2600\text{mm}$ である。コンクリートは最大骨材粒径20mmである。補強筋には溶接金網メッシュを用いており、No.7を除き@100である。

実験のパラメータはブレース断面(Type-A~C), PC板厚( $t_c$ ), PC板幅( $B_c$ ), 補強筋比( $p_s$ ), クリアランス( $C_c$ ), ボルトピッチ( $p$ ), ボルトゲージ( $g$ ), ブレース端部の支持条件である。クリアランスはブレースの両側へ均等( $C_1=C_2=C_c$ , Fig.10参照)に設けている。

加力はブレースに圧縮軸力を加える単調載荷である。No.4と5はピン支持で, その他は固定支持で載荷した。

3.2.2 実験結果 Table 7に実験結果一覧, Fig.12に破壊状況例, Fig.13にパラメータ毎にまとめた荷重-変

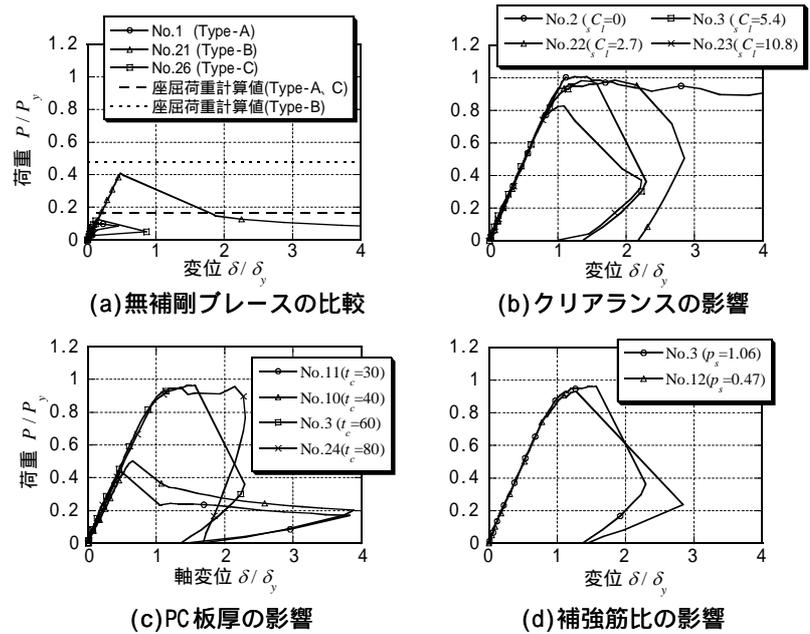


Fig.13 パラメータの影響  
Effect of Parameter

形関係(降伏軸力 $P_y$ , 降伏軸変形 $\delta_y$ で無次元化)を示す。

実験経過について記す。端部ピン支持のNo.4および5では、PC板端部が局所的に破壊した。クリアランスのないNo.2, およびPC板厚の大きいNo.9ではPC板が破壊せず、ブレースは強軸側へ座屈した。その他の試験体ではPC板は曲げ破壊し、ブレースは弱軸側へ座屈した(Fig.12)。PC板は、いずれの試験体も最終破壊に至る前は、ほとんどひび割れを生じなかった。

3.2.3 パラメータの影響 Fig.13(b)および(c)に示すように、クリアランスやPC板厚の違いにより、ブレースの耐力および靱性能には大きな違いが生じた。一方、補強筋については、前二者のパラメータに比べて、影響は小さかった。その他のパラメータであるPC板幅, ボルトピッチ, ボルトゲージについても、クリアランスやPC板厚に比べて、耐力や靱性能に及ぼす影響は小さかった。

3.2.4 剛性・耐力の評価 Table 7に剛性・耐力の計算値と実験値を示す。剛性・耐力の計算値は下式で求めた。耐力評価は、文献7)における中央集中荷重での評価法を援用するものである。

$$K_{cal} = B_s \cdot t_s \cdot E_s / L_s \quad (1)$$

$$P_{cal} = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{12 \cdot E_c \cdot I_c \frac{s}{C_1} + L_c^2} \quad (2)$$

ただし $P_{cal}$   $P_y$ の時は $P_{cal} = P_y$ とする。ここで、 $I_c$ は2枚のPC板が一体として挙動する時の断面二次モーメント,  $s$   $C_1$ はブレース両側のクリアランスの合計,  $M_c$ はPC板の曲げひび割れモーメントであり、下式により求める。

$$M_c = 0.563 \sqrt{F_c} \cdot I_c / (D/2) \quad (3)$$

Table 7より、 $K/K_{cal}$ 及び $P_{max}/P_{cal}$ の値は9割前後であり、実験値をやや過大に評価するが、式(1)及び(2)に

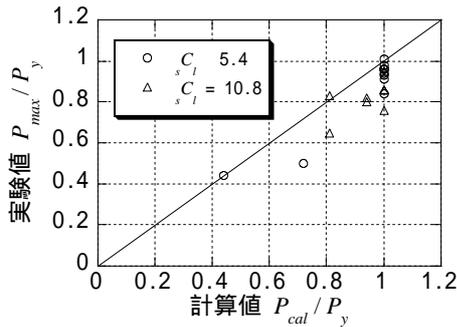


Fig.14 実験値と計算値の比較  
Comparison between Experiment and Comparison

よって剛性および耐力をおおむね評価できる。Fig.14に耐力に関する実験値と計算値の比較を示す。式(2)はクリアランスの大小に関わりなく、適用できることが分かる。

3.3 (その2) 架橋試験

3.3.1 実験概要 Fig.15に載荷装置, Table 8に試験体一覧, Table 9に材料の機械的性質を示す。

試験体は実大の2/3スケールであり, 試験体の構成は(その1)と同じである。ブレースは3種類あり, 鋼種はSS400, 材長は $L_s=2366\text{mm}$ である。PC板はコンクリート製とALC製があり, 材長は $L_c=2040\text{mm}$ である。コンクリート製のPC板には補強筋に溶接金網(9@100)を用いた。試験体はNo.7(一体型PC板)を除き, 片側2枚もしくは3枚のPC板で構成される。No.5を除き, クリアランスはブレースの両側に均等に配置した。Table 8に示すクリアランスは下式により定める( $C_1, C_2$ はFig.10を参照)。

$$C_1 = C_{11} + C_{12} \quad (4)$$

$$C_1 = \max\{C_{11}, C_{12}\} \quad (5)$$

加力は2サイクル毎の漸増正負繰返し載荷である。ブレースが弾性範囲では $P_y/3, 2P_y/3, P_y$ で, 塑性範囲では $R=0.25\%, 0.5\% \dots$ (以後0.25%ずつ破壊まで)で, 載荷を繰返した。ここで $R$ は載荷フレームの層間変形角であり, フレームの層間変位 $\delta$ を階高(2500mm)で除して求めた。

3.3.2 実験結果 Fig.16に最終破壊例, Table 10に実験結果一覧, Fig.17にブレースの軸力-軸変位関係例(降伏軸力, 降伏軸変位で無次元化)を示す。

実験経過について記す。PC板は, 破壊に至るまでほとんどひび割れを生じなかった。最終状態では, Fig.16に示すようにブレースと接する付近を中心に, 多くのひび割れが生じた。ブレースは, 塑性もしくは破壊に至るまでほぼ初期の剛性を維持した。

個々の試験体について記す。No.3, 4, 6はブレース形状以外はほぼ同条件であるが, No.3と4は同様の荷重-変形関係であった。一方, No.6は本実験の範囲では破壊に至らなかった(載荷容量の関係で実験を終了)。No.7は一体型のPC板であり, ブレースは最も大きな塑性変形を生じた。No.5及びNo.11はクリアランスの大きな試験体であり, 弾性域で破壊に至った。No.8とNo.9はPC板がALC

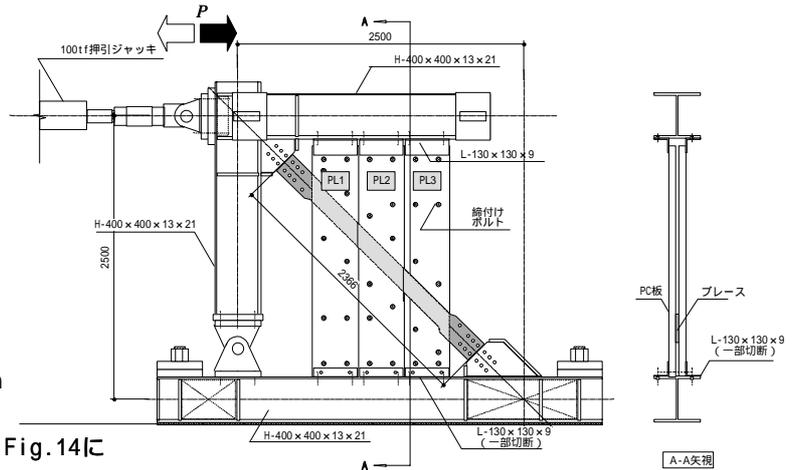


Fig.15 載荷装置  
Loading Apparatus

Table 8 試験体一覧  
List of Specimen

試験体名	ブレースタイプ	PC板				クリアランス			備考	
		材質	板厚	幅	長さ	配筋	補強筋比 $P_s$	合計 $C_1$		片側 $C_2$
			$t_s$ (mm)	$B_c$ (mm)	$L_c$ (mm)					
No.1	A								無補剛	
No.2	B								無補剛	
No.3	A	RC	60	400	2040	9 @100	1.06	4.0	2.0	aの標準型
No.4	B		63	400	2040		1.06	4.0	2.0	bの標準型
No.5	C		70	400	2040		1.06	8.0	8.0	クリアランスが不均等
No.6	C		60	400	2040		1.06	4.0	2.0	cの標準型
No.7	A		60	1200	2040		1.06	4.0	2.0	PC板一体型
No.8	A	ALC	100	600	2040	-	-	4.0	2.0	広幅
No.9	A		100	400	2040	-	-	4.0	2.0	標準幅
No.10	C								無補剛	
No.11	C	RC	60	0	2040	9 @100	1.06	8.0	4.0	

注: ブレース形状: 細長比 $\lambda$ 、降伏軸力 $P_y$   
 Type-A  $\lambda=164, P_y=983$  (kN)  
 Type-B  $\lambda=216, P_y=984$  (kN)  
 Type-C  $\lambda=164, P_y=1638$  (kN)

Table 9 材料の機械的性質  
Mechanical Properties of Materials

タイプ	ブレース		補強筋		コンクリート		ALC	
	降伏点 $F_y$	引張強さ $F_t$	降伏点 $F_{ry}$	引張強さ $F_{rt}$	弾性係数 $E_c$	圧縮強度 $F_c$	弾性係数 $E_c$	圧縮強度 $F_c$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
A	262	447	374	506	28.3	50.3	2.5	4.0
B	259	435						
C	262	448						

製であり板幅が異なるが, いずれも降伏耐力に近いブレース耐力であった。

3.3.2 剛性・耐力の評価 剛性については, (1)式により評価した。Table 10より $K/K_{cal}$ の平均値は1.11である。(1)式は剛性をやや過小に評価しているが, 概ね実験結果と対応している。

耐力については, Fig.18に示すモデルにより評価した。ここでは, 3組(図1のPL-1~PL-3)のPC板の内, 曲げに対して最も厳しいと考えられる中央部のPC板(PL-2)のみがブレースを補剛した状態を考える。この一組のPC板の幾何形状に関する諸元を(2)式に代入し, ブレース軸耐力を求めた。Table 10及びFig.19に耐力の計算値と実験



上左：PC板・観察面  
上右：PC板・観察背面  
下：ブレース(下側が観察面)

Fig.16 破壊状況例(No.3)  
Example of Destroy

Table 10 実験結果一覧  
Experimental Results

試験体 No	実験値		実験値 計算値		
	剛性	耐力	剛性	耐力	
	$K$	$Q_{max}$	$K$	$Q_{max}$	$Q_{max}$
	(kN/mm)	(kN)	$K_{cal}$	$s Q_{cal}$	$r Q_{cal}$
1	325	260	1.01	-	-
2	344	180	1.08	-	-
3	371	657	1.15	0.95	0.95
4	384	658	1.20	0.94	0.94
5	614	960	1.13	1.47	1.47
6	578	956	1.06	1.07	0.82
7	369	738	1.15	1.06	1.06
8	372	617	1.16	0.89	0.89
9	385	592	1.20	1.22	0.85
10	518	500	0.95	-	-
11	531	890	0.98	1.76	1.00
平均値	$m$		1.11	1.17	1.00

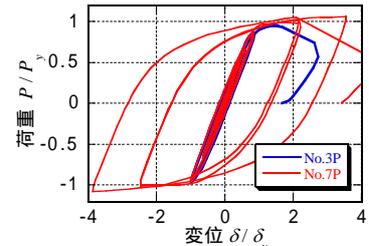


Fig.17 ブレースの軸耐力-  
軸変位関係  
Example of Load-Deformation  
Relationship

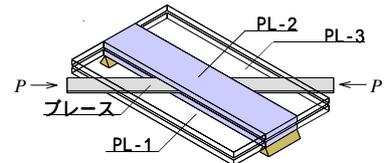


Fig.18 耐力評価モデル  
Strength Evaluation Model

値との比較を示す。Table 10の計算耐力はブレース軸力を水平力に換算している。ここでは2種類のクリアランス( $s C_l, r C_l$ )で評価している( $s Q_{cal}, r Q_{cal}$ )。Table 10より、 $Q_{max}/Q_{cal}, Q_{max}/Q_{cal}$ の平均値はそれぞれ1.17, 1.00であり、クリアランスの総和 $s C_l$ で耐力を評価した方が、安全側の評価が得られる。

### 3.4 制震システムへの適用

以上の検討を基に、平鋼ブレース2本とリンクでY形を構成し(Fig.3参照)、制震システムとして機能させる場合の適用性を考える。

- 例えば、計算上のブレース水平耐力 $Q_{cal}$ のリンク降伏耐力 $Q_y$ に対する安全率を2.0とする。
- 階高4m、スパン8mの架構で、リンク降伏耐力を1000kN、1)に示す安全率により、ブレース必要水平耐力を $Q_{cal}=2000kN$ とする。
- この場合、平鋼ブレース1本の水平耐力 $Q_{cal}$ は1000kN必要である。
- 3.3節に示す架構試験では2/3スケールであるが、水平耐力(無補剛試験体を除く)は592~960(kN)である。実大スケールではこれの9/4倍であり、3)の水平耐力を上回る。
- 以上により、十分に適用が可能である。

### 4. まとめ

省スペースでの設置でき、なおかつ経済性・施工性に優れた制震システムを開発するため、(1)間柱型、および(2)薄壁型の2種類について実験的及び解析的検討を行った。得られた結果は次の通りである。

#### (1)間柱型

- 実験結果はFEM解析により、程度良く評価できた。
- RC板を圧縮ブレースに置換し、鋼とコンクリートの変形の適合・力の釣合いを考慮することにより、SC支持部の剛性・耐力を評価することができる。
- 間柱型システムは実物件に十分適用できる。

#### (2)薄壁型

- ブレースの剛性は平鋼ブレースの断面形状により、耐力はPC板の幾何形状とブレース・PC板間のクリアランスにより、容易に評価できる。
- 薄壁型システムの適用例を提案し、実物件へ十分に適用できることを示した。

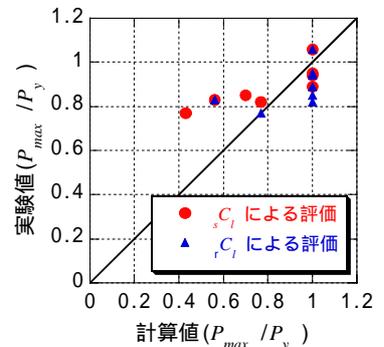


Fig.19 実験値と計算値の比較  
Comparison between Experiment  
and Evaluation

### 参考文献

- 例えば、高橋 泰彦、品部 祐児：せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.494、pp.107~114、1997.4.
- 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.122-128、1990.
- 時野谷 浩良、浅井 英克、他：制震間柱に用いる鋼・コンクリート合成構造部材の性能評価、鋼構造年次論文報告集、第9巻、pp.185-192、2001.10.
- 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.447、pp.107-117、1993.5.
- 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、pp.157-159、1985.
- 時野谷 浩良、浅井 英克、他：サンドイッチ型プレキャスト制震壁の構造性能(その1)(その2)、2002年建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.1171-1174、2002.8
- 井上 一郎、沢泉 紳一、他：アンボンド平鋼ブレース内蔵コンクリート壁の座屈補剛設計、日本建築学会構造系論文報告集、No.432、pp.41~49、1992.2.