

# 論文 薄鋼板を内蔵した合成壁の終局せん断耐力と変形性能

玉城 康裕\*1・上牧 久二\*2・桑田 裕次\*3・南 宏一\*4

要旨：本論では幅と高さがほぼ80cmの正方形のモルタル版と薄鋼板を内蔵した合成壁4体についてせん断実験を行い、合成壁のせん断耐力を評価できる塑性理論に基づく力学モデルを提案した。モルタル合成壁の終局せん断耐力はモルタル版と鋼板のそれぞれ単一構造の終局せん断耐力の単純累加によって求めることはできず、モルタル版と鋼板の合成効果を考慮することによって求めることができ、かつ、その終局せん断耐力は両者の累加耐力よりも増加することを示した。

キーワード：合成壁、破壊性状、終局せん断耐力、変形性能

## 1. はじめに

日本建築学会・SRC構造配筋指針(案)に鋼板内蔵の鋼とコンクリートで構成される合成壁の配筋法の考え方が示されている。これは既往の実験のおよび理論的研究の成果<sup>1)2)</sup>を参考しているものの、その考え方や耐力および変形性能の評価法について、その妥当性を実験的に検証することについては、いまだ不十分な状況にある。特に、比較的薄い鋼板を使用する鋼板内蔵合成壁の張力場と圧縮場を組み合わせた機構が成立するための条件の検証や具体的な補強法を含めて、その力学的性状は明らかにされていない。そこで、本研究は、鋼板内蔵の鋼とコンクリートで構成される合成壁における、耐力および変形性能の評価法についての実験的研究を行い、その妥当性を検証し、これらの不明な点を明確にし合理的な合成壁の設計法を確立するための基礎的資料を得ることを目的としている。

## 2. 実験

### 2.1 実験計画

計画する試験体を表-1に示す。計画する試験体は全4体で、薄い鋼板をモルタル壁版でサンドイッチしたタイプの鋼板内蔵合成壁3体のFシリーズおよび、RC壁のRシリーズ1体の2シリーズから構成される。Fシリーズはサンドイッチされる鋼板の厚さ $t_s=3.2\text{mm}$ を固定因子、モルタル壁版厚を変動因子として、F30、F31、F32それぞれ、0mm、60mm、120mmを計画した。F30はモルタル壁版のない鋼板のみの壁である。Rシリーズは、全断面をRCとした鉄筋コンクリート耐力壁である。また、モルタルの力学的性状は耐久性を無視すればコンクリートとほぼ同一と考えら

表-1 実験計画 単位(mm)

試験体	$l \times h$	$t_c$	$t_s$	$F_c$	備考	
F	F30	—	3.2	—	鋼板のみ	
	F31	800×800	60	3.2	300	鋼板+モルタル壁版
	F32		120	3.2		鋼板+モルタル壁版
R	R00		60	—		モルタル壁版のみ

$l \times h$  : 壁幅×壁高  
 $t_c$  : モルタル鋼板板厚  
 $t_s$  : ウェブ鋼板板厚  
 $F_c$  : モルタル強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

\*1福山大学大学院 工学研究科地域空間工学専攻博士課程、工修(正会員)

\*2(株)豊国重機 関東工場設計部次長兼務、工修(正会員)

\*3福山大学助手 工学部建築学科(正会員)

\*4福山大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)

れ、かつ試験体の製作が容易であるため、コンクリートの代わりにモルタルを使用した。

### 2.2 試験体の形状寸法

図-1に代表的な例として、F31の形状寸法を、図-2にその断面構成を示す。試験体共通形状寸法は、実建築物の約1/3のスケールの壁を想定し、鉛直方向寸法は当該階の床梁に相当する梁の上フランジプレート厚の中心線から当該階より1階上の階の床梁に相当する梁の下フランジプレート厚の中心線までの距離800mm、水平方向寸法は左右の柱に相当するH型鋼あるいはボックス型鋼の左右の柱に互いに向かい合うフランジプレートの外側の面を基準にして800mmとなっている。本試験体は、解析を明確にするために正方形の壁を採用している。モルタル版には、スタッドと同じ材質でφ3.2、@100mmの溶接直交金網を鉛直方向768mm、水平方向764mmに加工してスタッドに結束線で留めて、モルタル版を拘束した。さらに、柱と梁で閉鎖形を成した枠フランジプレート上面に溶接金網の定着のために、φ3.2の引っかけ筋を付けた長さ165mmの頭なしスタッドを100mmのピッチで56本等間隔に溶植した。

### 2.3 試験体の製作

試験体の製作は、枠フランジプレートを突き合わせ溶接、ウェブ鋼板は縁全面に裏表隅肉溶した後、図-3に示すように鋼製型枠の片面に4カ所ずつ、両面8カ所の充填孔からモルタルをハンドポンプで横方向充填した。表-2に使用材料の力学的性質を示す。

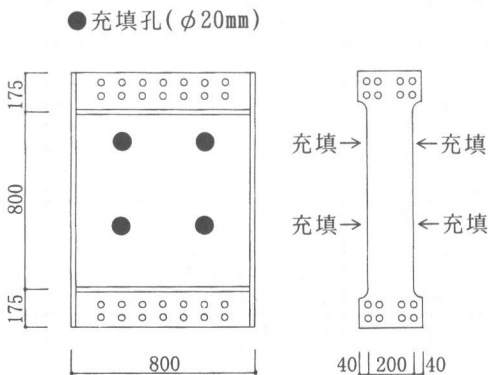


図-3 モルタル充填位置

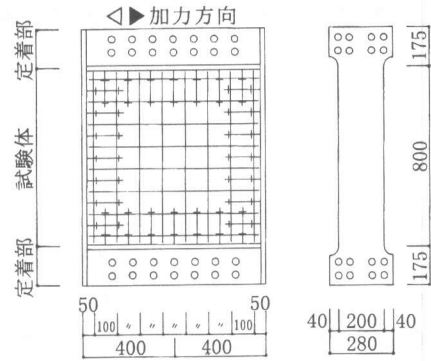


図-1 F31の形状寸法(単位: mm)

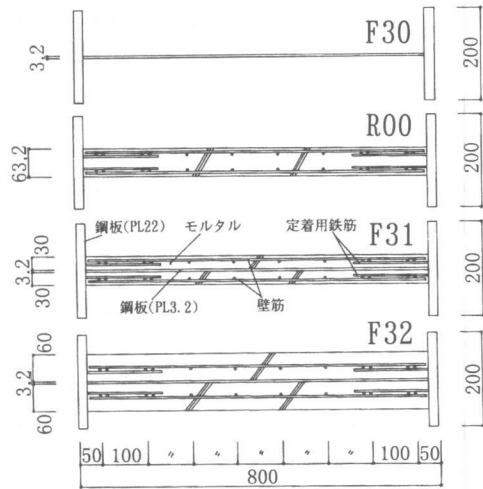


図-2 断面構成(単位: mm)

表-2 使用材料の力学的性質

(a) 鋼板および壁筋の力学的性質

鋼材の種類	降伏点強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏点歪度 ( $\times 10^{-6}$ )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
PL22	3304	2195	5013	35.3
PL16	3224	2037	5068	34.0
PL3.2	3400	1811	4298	30.7
φ3.2	5346		6341	24.7

註)降伏強度は0.2%オフセット強度を採用。

(b) モルタルの力学的性質

材令	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
実験開始時(59日)	400	16.5
実験終了時(75日)	379	-
平均	390	16.5

註)引張強度は割裂引張試験による。

## 2. 4 実験方法

実験は、改良型建研式載荷加力装置を使用し、全試験体とも軸力が無い状態で逆対称加力により正負繰り返し漸増載荷を行う。載荷履歴は、壁の変位部材角を $R=\pm 0.25\% \text{rad.}$ ずつ漸増することに变位制御を行い、これを二度繰り返し最終サイクルは、 $R=2.00\% \text{rad.}$ として実験を終了した。ただし、 $R=2.00\% \text{rad.}$ に達する前に最大保有耐力の85%まで耐力が低下した時点で実験を終了した。

## 2. 5 変位測定方法

図-4に变位測定方法を示す。壁の水平変位量および鉛直変位量の測定のために、壁頭及び壁脚の定着部に測定フレームを固定し、摺動型変位計を取り付けた。また、壁材の各部分の変形状を調べるために、枠骨組の四隅にボルトを固定してそこを基点にして、鉛直、水平、対角方向に高感度型変位計6本を取り付けた。なお、四隅のボルトとの接合にはユニバーサルジョイントを用いて、変形後も変位計の軸線が、常に、ボルトの基点を通るように取り付けた。

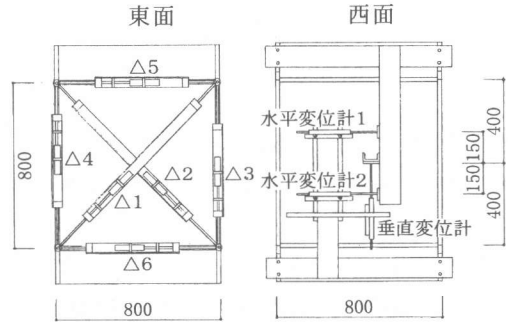


図-4 変位測定方法

表-3 実験結果

	初期斜張力ひび割れ		終局耐力	
	正(tf) %rad.	負(tf) %rad.	正(tf) %rad.	負(tf) %rad.
R00	15.1 0.20	-17.4 0.29	39.2 0.63	-32.2 0.51
F30	17.0* <sup>1</sup> 0.11	-20.0* <sup>1</sup> 0.10	36.6 1.50	-37.2 1.50
F31	16.9 0.07	-45.5 0.17	84.4 0.71	-80.5 0.58
F32	45.6 0.15	-22.0 0.04	130.3 0.75	-113.0 0.75

註1) 座屈荷重に置き換える。

## 3. 実験結果

### 3. 1 実験結果

表-3に実験結果を示し、正負荷領域それぞれの初期ひび割れ荷重(tf)およびその時の変位部材角(%rad.)、最大耐力およびその時の変位部材角を示す。

### 3. 2 破壊状況

図-5に最終破壊状況を示す。R00は、縁のモルタル割れが発生した後、壁中央部に対角線状に初期斜張力ひび割れが発生した。その後、隅角部および周辺定着部にモルタルの圧縮強度に達した時に現われる細かいひび割れを伴うかぶりモルタルの剥離が認められ、モルタルの圧縮ストラットの部分的圧縮破壊が発生した。最終破壊状況は、中央部の破壊が大きく面外方向に広がるモルタルを抑える壁筋が切れており、モルタルの圧縮場だけでもっていた。

F30は、ウェブ鋼板を拘束している周辺骨組の枠フランジ側からウェブ鋼板の表面の色が白く変化して、せん断全体座屈した。最終

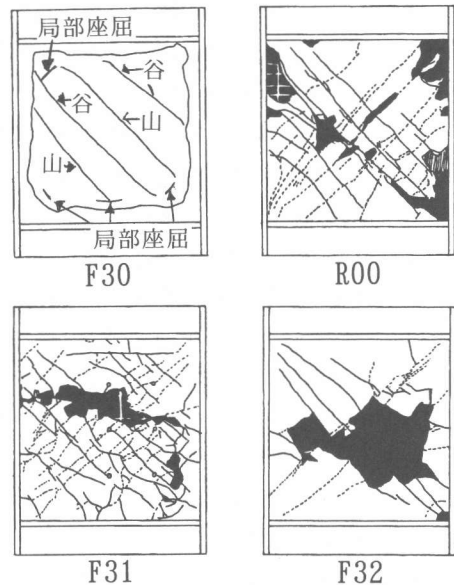


図-5 最終破壊状況

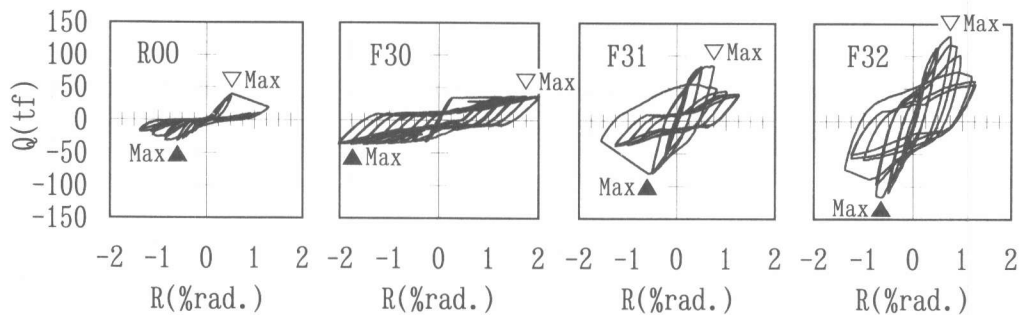


図-6

破壊状況はウェブ鋼板が水平に対して42~45度の角度で大きく波打ち、隅角部及び境界部で座屈波形が生じた。

F31は、壁中央部位置で水平に対して約45~50度の角度を成して初期斜張力ひび割れが発生した。その後、 $R=0.33\text{rad.}$ で鋼板が座屈し、中央部のかぶりモルタルが面外に膨らんで剥落した。鋼板とモルタルのすき間が約

1.5mm 開き壁中央部分でのウェブ鋼板とモルタルの間の付着力がなくなったが、壁筋を拘束しているモルタルはかろうじてつなぎ止めていた。最終破壊状況は、ウェブ鋼板が座屈しモルタルを面外に押し出し壁筋を拘束しているモルタルが面外方向にふくらみそれに伴う変形で壁筋が座屈した。

F32は、正載荷時、壁中央部から約10cm上方で、水平に対して約45度の角度を成して初期斜張力ひび割れが発生した。その後、正載荷 $Q=105.2\text{tf}$ 、 $R=0.42\text{rad.}$ 時に壁中央部から約5cm左側の位置で2本目の太い斜張力ひび割れが水平に対して45度の角度を成して発生し変位が増大した。 $R=0.75\text{rad.}$ でかぶりモルタルの圧壊が認められ同時に隅角部のモルタルが剥落し、鋼板に大きな座屈は認められなかったが壁中央部のモルタルが約2mm 面外方向に膨らんだ。最終破壊状況はモルタル壁板の面外方向の膨らみの度合は F31より小さく50%程であった。壁中央部で水平方向の壁筋が座屈し、大きなひび割れ幅が目立ったが破壊後もモルタルの崩れ落ちはあまり見られず、ウェブ鋼板とモルタルの付着面も残っていた。

### 3. 3 履歴曲線および包絡線

図-6に履歴曲線、図-7に包絡線を示す。履歴曲線及び包絡線の縦軸はせん断力 $Q$  (tf)を、横軸は変位部材角 $R$  (%rad.)を表す。履歴曲線及び包絡線の比較検討によって以下に示すことが認められた。F30、F31、F32とモルタル厚の増大とともに初期剛性および終局耐力は大きくなる。初期ひび割れ発生時とウェブ鋼板が全体座屈する時に剛性は低下するが、ウェブ鋼板座屈時の方が剛性低下率が大きい。しかしながら、その時の変位部材角は、モルタル厚の有無に関わらずF30が全体座屈するときの変位部材角にほぼ等しく、その時の剛性低下率はモルタル厚が増大するほど小さくなる。F32はF31に比べ終局耐力は、約1.5倍になり、終局耐力差は45.9tfであった。これをR00の終局耐力39.2tfと比較すると、F31とR00の累加耐力より約17%耐力が増大している事になる。終局耐力時の変位部材角はR00よりF31及び、F32のほうが約20%大きいがF31とF32とではあまり変わらない。終局耐力以後の耐力低下率は F32よりF31のほうが大きい。

履歴曲線

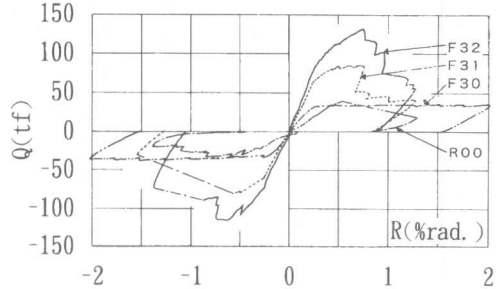


図-7 包絡線

#### 4. 枠フランジ骨組の残留変形状況

最終破壊時の左右の枠間の距離の増減を鋼製定規を用いて測定した高さ方向の残留変形状況を図-8に示す。RシリーズとFシリーズとで変形傾向に差が見られ、Rシリーズは骨組が膨らむように変形し、Fシリーズは内側に凹むように変形しているのが分かる。Fシリーズはモルタル厚が増大するほど残留変形の度合いが小さくなり、F32ではほとんど変形していない。この結果から、鋼板内蔵の合成壁のせん断抵抗機構として、モルタルは周辺骨組を押し広げる圧縮場が、鋼板は周辺骨組を引き寄せる張力場が、それぞれ構成されていることが認められる。

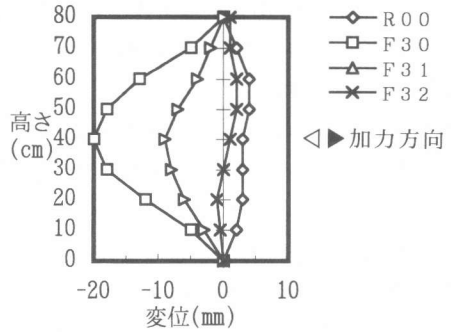


図-8 枠の高さ方向の残留変形状況

#### 5. 終局せん断耐力に対する検討

表-4に本実験を用いた試験体R00, F30及び、F31, F32に対する終局せん断耐力の理論式を提案し、表-5に計算結果を示す。R00のモルタルのみの構造やF30の鋼板のみの構造といった単一構造をそれぞれ組合わせて合成構造化すると単一構造で構成されていたそれぞれのせん断抵抗機構が変化し、別の一体的なせん断抵抗機構を発揮すると考えることができる。従って、単一構造と合成構造では異なった解析モデルを想定しなければならない。本節では、解析モデルを単純化するために版の幅と高さはそれぞれ等しい正方形版(すなわち、アスペクト比1)とし、かつ、版の上端及び下端はほぼ剛体と見なせる領域に接続していると仮定する。式(1)はモルタルのみのR00

表-4 理論式一覧表

	モデル	理論式
R00		$\cdot Qu=0.2\nu\cdot\sigma_b\cdot tc\cdot D+4Mpn/D \quad \text{式(1)}$ $\text{但し, } Mpn=Mp(1-(0.2\nu\cdot\sigma_b\cdot tc\cdot D/Np)^2)$
F30		$\cdot Qu=0.2(1+\sigma_s/\sigma_y)\sigma_y\{1-(\tau_{cr}/\tau_y)^2\}ts\cdot D \quad \text{式(2)}$ $+\tau_{cr}\cdot ts\cdot D+8Mpn/D$ $\cdot (\sigma_s/\sigma_y)=(1/2)[- (5Np^2/4Mp\cdot\sigma_y\cdot ts^2+4) + \sqrt{\{ (5Np^2/4Mp\cdot\sigma_y\cdot ts^2+4)^2-4(4-100Np^2/(ts^2\cdot\sigma_y^2\cdot D)) \}}]$ $\cdot Mpn=Mp\{1-(Ns/2Np)^2\}$ $\cdot Ns=0.2(1+\sigma_s/\sigma_y)\{1-(\tau_{cr}/\tau_y)^2\}\sigma_y\cdot ts\cdot D$ $\cdot \tau_{cr}=k_2\cdot\pi^2\cdot E/\{12(1-\nu^2)\}(t/D)^2$
F31 F32		$\cdot Qu=0.2\nu\cdot\sigma_b\cdot tc\cdot D+\sigma_y\cdot ts\cdot D/2+4Mpn/D \quad \text{式(3)}$ $\cdot Mpn=Mp[1-\{(0.2\nu\cdot\sigma_b\cdot tc\cdot D-(\sigma_y/4)ts\cdot D)/Np\}^2]$

註)  $\nu$ : 強度劣化係数,  $\sigma_b$ : モルタル強度 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $\sigma_y$ : ウェブ鋼板の降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $\sigma_y$ : ウェブ鋼板の存在応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $ts$ : ウェブ鋼板板厚 (cm),  $tc$ : モルタル厚 (cm),  $D$ : 壁高さ及び壁幅,  $Mpn$ : 枠の軸力を考慮した時の全塑性モーメント (kgf·cm),  $Mp$ : 枠の軸力を考慮しないときの全塑性モーメント (kgf·cm),  $Np$ : 枠の軸力を考慮しない時の圧縮耐力 (tf),  $\tau_{cr}$ : せん断座屈応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $k_2$ : アスペクト比による係数

の終局耐力式で、第1項はモルタル壁版の抵抗力、第2項は枠フランジの抵抗力を示している。4節で示したように、R00の枠は、モルタルからの圧縮力を受けて外側に広がるために、枠とモルタル版との間の付着力は失われる。従って、モルタル版には、上端、下端より、直接的に圧縮場が構成されるその傾きは $\tan\theta=1/2$ と仮定する。また、そのときのモルタルに生ずる圧縮応力度は $\nu\sigma_s$ とするが、本モデルでは、モルタル版に配置された壁筋は、モルタル版が十分な圧縮強度を発揮するために機能すると考え、強度劣化係数 $\nu$ は $\nu=1$ の値をとると仮定する。一方、枠には、モルタル版の圧縮場の形成による圧縮力をおさえる引張力が生ずるが、この引張力のもとに枠の両端部に、塑性ヒンジを形成されると仮定する。式(2)はF30の終局耐力式で第1項は、張力場を形成したウェブ鋼板の抵抗力を、第2項はウェブ版がせん断座屈を生じたときの抵抗力を、第3項は枠フランジの抵抗力をそれぞれ示す。このモデルは、鋼板にせん断座屈が生じたあと、鋼板には張力場が形成されると仮定するもので、第1項のウェブ鋼板に生じる張力場の領域をA、B、Cに分けてAの領域は $\sigma_y$ 、Bの領域は $\sigma_s$ 、Cの領域に生ずる応力は0と仮定し、塑性ヒンジが材端と中央部で形成されると仮定している。 $\sigma_s$ は枠フランジの崩壊機構に基づいて求めている。さらに、式(3)は合成化したF31、F32の終局耐力式で、第1項はモルタルの抵抗力、第2項は張力場を形成したウェブ鋼板の抵抗力、第3項は枠フランジの抵抗力を示している。このモデルでは、モルタル版の抵抗機構は、R00と同様であると考えられるが、鋼板の抵抗機構はF30とは異なり、モルタル版の拘束によって鋼板には $45^\circ$ の傾きを持つ完全張力場が構成されると仮定する。すなわち鋼板は、 $45^\circ$ 方向に引張応力度 $\sigma_y$ に達するが、枠の周辺には $\sigma_y \cdot ts/2$ に相当する引張力が作用する。この引張力をモルタルに生ずる水平方向の圧縮力で釣合い、 $\sigma_y \cdot ts/2 \leq \nu\sigma_s \cdot tc$ の条件下のもとで鋼板に完全張力場が形成されると考えるものである。以上の1), 2), 3)式の理論式によって求めた理論値と実験値を図-9で比較すると、R00の負側を除くと $\pm 10\%$ の範囲内に入り良好であることが示された。

## 6. まとめ

(1) F31とF32合成壁の終局耐力時の変位部材角は、モルタル版のみのR00より約2割改善されるが、合成化してもモルタル版の変形限界で合成壁の変形能力は制御されるので、合成壁の変形能力を改善するためには、モルタル版の変形能力を改善する必要がある。

(2) 単一構造と合成構造ではせん断抵抗機構が異なることが考えられ、それを想定した解析モデルを示した。モルタルを用いた合成壁の終局せん断耐力は、モルタル版と鋼板のそれぞれの単一構造の終局せん断耐力を累加して求めることはできず、モルタル版と鋼板の合成効果を考慮したせん断抵抗機構に基づいて求めることができ、その終局せん断耐力は、両者の累加耐力よりも大きくなることが示された。

### (参考文献)

- [1] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第4版), 1987.6
- [2] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針(案)・同解説, 1994.6
- [3] 玉城康裕ほか：せん断力を受ける鋼とコンクリートで構成される合成壁の終局耐力と変形性能に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1(近畿), pp.919~922, 1996.9.
- [4] Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R.: The Collapse Behavior of Plate Girders Loaded in Shear, The Structural Engineer, Vol. 53, No. 8, pp.313~325, 1975.8.

表-5 計算結果 単位(tf)

	モルタル版	ウェブ鋼板	枠フランジ	計算値	実験値/計算値	
					正	負
R00	37.4	0.0	3.7	41.2	0.95	0.78
F30	0.0	27.2	7.8	35.0	1.04	1.06
F31	37.4	43.5	4.0	85.0	0.99	0.95
F32	74.9	43.5	3.1	121.5	1.07	0.93

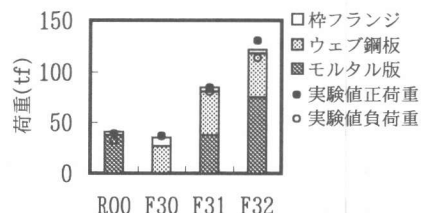


図-9 計算値と理論値の比較