スリット入り鋼板耐震壁付鉄骨骨組の弾塑性挙動

ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOR OF BUILDING STEEL FRAME INCORPORATING STEEL BEARING WALL WITH SLITS

日高桃子*, 松井千秋**, 津田恵吾***, 貞包佳秀****

今村輝武*****, 畑戸龍夫*****

*Toko HITAKA, Chiaki MATSUI, Keigo TSUDA, Yoshihide SADAKANE,
Terutake IMAMURA and Tatsuo HATATO*

Steel Bearing Wall with Slits has been proved to be an earthquake-resisting element with high energy absorption capacity through experiments, and the design formulae we had proposed showed good agreement to the test results. Those experiments, however, focused on the wall's behavior with an idealized boundary condition. In this paper, the experiment on the steel building frame with steel bearing wall with slit is shown. This paper aims to make clear the behaviors and the mutual effects of the wall and the frame when attached to each other, and to check the applicability of the proposed design formulae.

Keywords : *steel bearing wall, building steel frame, slit, strength, stiffness, mutual effect*

鋼板耐震壁、鉄骨建築骨組、スリット、耐力、剛性、相互作用

1. はじめに

近年、エネルギー的観点から、層間変形角が小さい範囲での地震入力エネルギーを耐震要素で集中的に吸収し、鉛直荷重を支持する主体構造の損傷を防ぐことを期待した設計が行われるようになってきた。更に、建築構造物の動的解析から、このような構造を実現する為には、構造物における耐震要素の耐力と剛性の適切な配置が必要であることが分かっている¹⁾。また、性能設計が求められる現在、靱性があり、設計耐力及び剛性を簡易に変えることが可能な耐震要素が求められている。

以上の要求に応える耐震要素として、これまでにスリット入り鋼板耐震壁の開発を行ってきた。スリット入り鋼板耐震壁は、図1に示すように鋼板に縦にスリットを入れることにより、スリットで挟まれた部分（以下、この部分を柱状部とよぶ。またその他の部分を壁部とよぶ）が柱材のような曲げ挙動をし、大きな変形能力を発揮する。耐震壁の耐力は柱状部の塑性耐力で評価でき、また、耐震壁の剛性は柱状部の曲げ変形の影響が支配的であり、柱状部の寸法及び配置、言い換えるとスリットの入れ方を変えることにより耐震壁の耐力及び剛性を独立的に決定することが可能である。既に、単体の耐震壁に対して実験を行い、耐力及び剛性の設計式を提案し、設計式の妥当性を確認している²⁾。

但し、単体実験においては、耐震壁の拘束条件を単純にする為に、耐震壁を載荷装置の梁に取り付けるアングルおよびボルトには、その剛性及び耐力が過大になるようなものを用いており、また、耐震壁全体としての反曲点が耐震壁の中央に位置するように、載荷装置は、耐震壁が変形する間、上及び下の載荷梁が互いに平行を保つよう設計されていた。

しかし、実用時において、耐震壁が骨組の中で挙動する時には、耐震壁はそれが取り付けられる梁の変形の影響を受け、また反対に、梁は耐震壁から伝わる剪断力や曲げモーメントの影響を受けると考えられる。特に、本耐震壁は梁間スパンを全ては使わないような使用を考えており、その場合、梁の耐震壁が取り付けられていない部分の応力状態や変形を考慮する必要がある。

今回、以上の耐震壁と骨組の相互に及ぼす影響を調べる為に、耐震壁については耐力及び剛性が異なる2種類の耐震壁を、骨組については梁の柱に対する剛比が異なる2種類の鉄骨門形骨組を実験変数とし、繰返水平力載荷実験を行った。以下、実験の詳細、結果及び考察を述べ、スリット入り鋼板耐震壁が骨組に組込まれた時の耐震壁及び骨組の挙動を明らかにする。

* 九州大学大学院人間環境学研究科空間システム専攻
大学院生・工修

** 九州大学大学院人間環境学研究科空間システム専攻
教授・工博

*** 九州大学大学院人間環境学研究科空間システム専攻
助教授・工博

**** 九州大学大学院人間環境学研究科空間システム専攻
大学院生

***** 前田建設工業(株)建築技術(開発)G

***** 前田建設工業(株)開発営業部

Graduate Student, Architectural Structures and Materials, Graduate School of
Human Environment Studies, Kyushu University, M. Eng.

Prof., (Same as*), Dr. Eng.

Assoc. Prof., (Same as*), Dr. Eng.

Graduate Student (Same as*), B. Eng.

Technical Development Sect., Maeda Corp.
Development and Coordination Division, Maeda Corp.

2. 耐力・剛性提案式

これまでの単体の耐震壁の実験に基いて提案した耐震壁の耐力 (Q_{wa}) 及び剛性 (K_{wa}) の評価式は、以下の(1)及び(2)式である。

$$Q_{wa} = \frac{M_p}{1/2} \cdot n = \frac{ntb^2}{2l} \cdot \sigma_y \quad (1)$$

$$K_{wa} = \frac{h}{\frac{\kappa(h-ml)}{Gbt} + \frac{\kappa l}{Gbt} \cdot \frac{m}{n} + \frac{(l+b)^3}{Etb^3} \cdot \frac{m}{n}} \quad (2)$$

ここに、 M_p :柱状部の断面の全塑性モーメント、 σ_y :鋼板の降伏応力度、 E :ヤング係数、 G :剪断弾性係数、 κ :形状係数 (=1.2)、 b, l, t, h, B, n 及び m に関しては、図1のc) 参照。

耐力式(1)では、耐震壁の柱状部の上下端が全塑性曲げモーメントに達する時の、耐震壁の水平方向力を耐力として算定し、剛性式(2)では、水平力 Q がかかっている時の耐震壁各部の剪断変形と柱状部の曲げ変形を考慮して剛性を算定している。

図1 スリット入り鋼板耐震壁

表1 鋼材の機械的性質

鋼材			σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	ε_y (%)	ε_u (%)
PL45 (耐震壁)			2.96	4.68	0.14	27.1
柱梁	H-100x100x6x8	フランジ	3.25	4.43	0.15	24.2
		ウェブ	3.45	4.58	0.16	27.0
梁	H-148x100x6x9	フランジ	3.43	4.89	0.16	26.4
		ウェブ	3.82	5.16	0.18	20.9

σ_y : 降伏応力度、 σ_u : 引張強さ、 ε_y : 降伏ひずみ、 ε_u : 破断伸び

3. 実験

(1) 実験計画

a) 試験体

試験体の一例を図2に示す。試験体は、下梁上面から梁の軸心までの距離 h_f を 850mm、柱の軸心点間距離 l_b を 1600mmに、耐震壁の幅 B を 800mm、厚さ t を 4.5mm、スリットの幅を 3mm に統一して製作した。全ての柱に、H-100x100x6x8 の H 形鋼を用いた。

耐震壁の面外変形を抑制する為に、単体実験の試験体には、耐震壁と同じ鋼板から製作した、幅 50mm のスチフナを耐震壁の両横に溶接したが、骨組実験の試験体にも同様に、50mm 幅のスチフナを溶接した。

骨組の柱梁接合部パネルの両面に、厚さ 6mm のプレートで隅肉溶接して補強した。

架構に使用した鋼材は、全て SS400 である。その機械的性質を表1に示す。耐震壁の単体実験で使用した鋼材の降伏応力度は 3.02 (t/cm²)であり、骨組実験の耐震壁の降伏応力度と殆ど変わらない。

実験変数

実験変数は耐震壁の種類と梁の柱に対する剛比とした。試験体の実験変数の一覧を表2に示す。

骨組に取り付けられるスリット入り鋼板耐震壁には、スリット層数 m が 2 で、柱状部の幅と板厚の比 b/t が概ね 10 及び 20 の 2 種類の耐震壁を使用した (以後、前者の耐震壁を W102、後者の耐震壁を W202 と呼ぶ)。

単体実験での両耐震壁の性質を述べると、W102 は大きな層間変形の時でも耐力の劣化がなく優れたエネルギー吸収能力性能を示し、耐力・剛性ともに提案評価式による計算値と一致が見られた。一方 W202 は、W102 と比較すると耐力と剛性がともに大きい、層間変形角 $R=2.0(\%)$ の頃から柱状部の面外変形により耐力が劣化し始め、実験耐力は計算耐力を 1.5 割下回った²⁾。

骨組に関しては、H-100x100x6x8 の H 形鋼を梁に使用した骨組と、H-148x100x6x9 の H 形鋼を梁に使用した骨組を用意した (以後、前者を F100 の骨組、後者を F148 の骨組と呼ぶ)。

試験体は 2 種類の骨組に対して、耐震壁を取り付けないもの、W102 を取り付けたもの、そして W202 を取り付けたものの計 6 体とした。試験体名中、F100 及び F148 は骨組における梁の違いを示し、W102 及び W202 は使用した耐震壁を示し、W000 は耐震壁が取り付けられていない試験体であることを表す。

耐震壁 - 梁接合部

耐震壁は単体実験の時と同様にアングルと高力ボルトを介して骨組の梁に取り付けた。単体実験では、壁自体の弾塑性性状を調べる為に、実験結果に接合部の挙動の影響が及ばないように、幅 800mm、厚さ 4.5mm の鋼板壁に対し、L-100x100x10 のアングルと M20 (F10T) の高力ボルト 7 本を用い、充分に剛な接合部にしていたが、今回は実用的な寸法のアングルと高力ボルトを念頭に置き、同じ寸法の鋼板壁に対し、アングルには L-50x50x6 を、高力ボルトには、W202 の耐震壁の計算耐力を上回る水平力に耐えられることを条件に、単体実験と同じ個数の M12 (F10T) の高力ボルトを使用した。

図2 試験体の一例(F100W102)

図3 試験体の加力方法と変位・ひずみの測定箇所

b) 載荷方法

図3に示すように、試験体をロ形フレームにPC鋼棒で固定し、骨組の構面外の挙動を抑制する為に柱の延長部に面外変形抑制装置を取り付けて、ロ形フレームに設置された油圧ジャッキを用いて梁の断面中心に水平力を載荷した。

載荷プログラムは単体実験と同様に層間変形角 R を用いて決定した。初めは $R=0.25(\%)$ 、次は $R=0.5(\%)$ 、その後は $0.5(\%)$ ずつ漸増させて $R=5.0(\%)$ まで、各 R で1回の正負交番繰返水平力載荷とした。

層間距離を単体実験ではアングルの内法高さ h としていたが、本実験においては、梁の軸心と耐震壁の下端が取り付けられている H-200x200x8x12 の上フランジの上面の間の距離 h_f とし、層間変形角 R は、骨組の梁の水平変位 δ を h_f で除した値とした。また、単体実験では層間変形角 $R=3.0(\%)$ までで載荷を終えたが、今回は層間変形角 $R=5.0(\%)$ まで載荷を行った。

c) 測定

ロードセル及び変位計の設置位置とひずみゲージの貼付位置を図3に示す。

表2 実験変数

試験体名	実験変数			
	骨組	耐震壁		
	K_b/K_c	b (cm)	l (cm)	m
F100W000	-	-	-	-
F100W102	0.53	4.15	23.5	2
F100W202	-	8.60	16.8	2
F148W000	-	-	-	-
F148W102	1.41	4.15	23.5	2
F148W202	-	8.60	16.8	2

K_b/K_c : 柱に対する梁の剛比、 b, l, m : 壁の柱状部の幅、高さ、層数

架構に載荷される水平力 (H_t) をロードセルで測定した。また、大変形時でも弾性状態を保つ柱の4断面のフランジ表面8箇所にひずみゲージ (図3のA及びB枠内のひずみゲージ) を貼付し、柱の各断面の曲率を測定し、この曲率と柱の断面2次モーメント及びヤング率を用いて骨組の部分の水平力 (Q_f) を求め、この H_t と Q_f との差を耐震壁の水平力 (Q_w) とした。

図4 水平力 (H_t) - 層間変形角 (R) 関係

(骨組実験)

図5 耐震壁の水平力 (Q_w) - 層間変形角 (R) 関係

図3の中の②及び③の変位計で骨組の梁の水平変位 δ を、④～⑦の変位計で耐震壁の層間変位 δ_w を測定した。

前述の Q_w 及び Q_f を求める為のひずみゲージ以外にも、柱梁材端付近の弾塑性状態や、梁の曲げモーメント分布を調べる為のひずみゲージを貼付した。耐震壁にも、柱状部端部の弾塑性状態とスチフナの軸方向のひずみの分布を調べる為に、ひずみゲージを貼付した。

(2) 実験結果

a) 弾塑性挙動

水平力-層間変形角関係

架構に載荷された水平力 (H_t) 及び耐震壁が負担する水平力 (Q_w) - 層間変形角 (R) 関係を図4及び図5に示す。図6にはW102及びW202の耐震壁の単体実験及び骨組実験の $Q_w - R$ 関係の包絡線の比較を示している。

図6 $Q_w - R$ 関係の包絡線

(単体実験)

図7 柱状部の無次元化曲率

図4の破線は、柱材の降伏応力度を用いて計算した柱の柱頭・柱脚に塑性ヒンジができた場合の骨組の耐力 (Q_{fp}) または、 Q_{fp} と式(1)による耐震壁の計算耐力 (Q_{wa}) との和 ($Q_{fp} + Q_{wa}$) である。耐震壁無し架構は、F100 では層間変形角 $R=1.5(\%)$ で、F148 では $R=1.0(\%)$ で Q_{fp} に到達している。

耐震壁付架構において、骨組の部分が負担する水平力 (Q_f) と R との関係は耐震壁無し架構 (F100W000 及び F148W000) の $H_t - R$ 関係とはほぼ同じであり (従ってここで図は示さない)、全ての試験体において Q_f は層間変形が進むと共に増加し続ける。

耐震壁付架構では、耐震壁無し架構に比べて R がより小さい時点で H_t が最大値に近い値を迎えるようになるが、大きな層間変形時に骨組の部分の水平力 Q_f が最大値に達している一方で、図5から、耐震壁の水平力 Q_w は W102 の耐震壁では $R=1.5\sim 2.0(\%)$ 時に、W202 の耐震壁では $R=0.5\sim 1.0(\%)$ 時にピークに達しており、耐震壁によって R が小さい時の架構全体の耐力が大きく高められていることがわかる。

耐震壁の単体実験においては、W102 が紡錘形の安定した挙動を示すのに対して、骨組実験では耐震壁の水平力 (Q_w) が最大値に達した後に耐震壁の面外変形によって、ややスリップ型の挙動が見られる。W202 の耐震壁では単体実験でもスリップ型挙動は認められたが、骨組実験ではこのスリップ型挙動の傾向は強くなっている。

単体実験と骨組実験においては、図6の耐震壁の $Q_w - R$ 関係の包絡線から、耐震壁の水平力-層間変形角関係は、W102 では単体実験と骨組実験とで余り変化が無かったのに対し、W202 では Q_w が、特に梁剛比が小さい骨組に組込まれた時に、より小さい層間変形時に単体の耐震壁をはっきりと下回るようになることがわかる。

ひずみ挙動

架構の柱材部分が降伏を開始するのは、F148 の骨組の方がやや小さな層間変形角 R の時であったが、概ね、耐震壁の有無及び種類に関わらず、 $R=1.0\sim 1.5(\%)$ の時であった。梁剛比が大きい F148 の骨組では梁が降伏することはなかったが、梁剛比が小さい F100 の骨組では、層間変形角 $R=3.0(\%)$ の時に、梁の耐震壁の傍の部分 (図3のひずみゲージ 12, 12', 13, 13' が貼付された部分) が降伏した。

図7に、初期変形時である $R=0.25(\%)$ 時における骨組実験の耐震壁の中側と端側の柱状部の無次元化曲率 ϕ (図7参照) を、同じ層間変形時の単体実験の ϕ と比較して W102 に関しては●で、W202 に関しては■で示す。

どの耐震壁においても、中側の柱状部の ϕ の方が端側の柱状部の ϕ より大きく、特に骨組に組込まれた W202 の耐震壁の場合その差が著しい。また、中側・端側を問わず単体実験の方が ϕ が大きく、W202 の場合その差が顕著である。更に、梁の剛比が小さい骨組に取付けられた耐震壁の方が、概ね、その差はやや大きくなる。

同じ層間変形が耐震壁に生じている時に、単体実験と比較すると、骨組実験の耐震壁の柱状部の ϕ が小さくなっており、特に端側の柱状部の ϕ が著しく小さくなっているということから、耐震壁が骨組に組込まれた時には、全体曲げなどにより単体実験の場合より大きな壁板全体としての層間変形が生じ、端側の柱状部の上下端の拘束は単体実験の場合よりかなり弱くなっているものと考えられる。

b) 耐力

実験耐力及び計算耐力とそれらの比較を表3に示す。

多くの試験体において、架構全体の耐力及び骨組の部分の耐力は、層間変形角 $R=5.0(\%)$ といった大きな層間変形時に最大となる。しかし、実際の設計においては層間変形角 $R=2.0(\%)$ 以内での耐力が重要となると思われるので、表には層間変形角 $R=2.0(\%)$ までの架構全体、耐震壁を除いた骨組の部分及び耐震壁の最大耐力 (H_{te} 、 Q_{fe} 及び Q_{we}) を (i)、(ii) 及び (iii) に示している。

表中の Q_{fe} 及び Q_{we} は、順に、骨組実験における耐震壁無し架構の $R=2.0(\%)$ までの実験耐力、耐震壁の単体実験における $R=2.0(\%)$ までの実験耐力で、これらの値と H_{te} 、 Q_{fe} 及び Q_{we} との比較が表の(iv)、(v) 及び(vi)である。表の(vii)は、 $R=2.0(\%)$ までの実験耐力に対する実験終了時までの架構全体の最大耐力 ($H_{te\max}$) の比を示す。 Q_{wa} は提案式(1)で求められる計算耐力であり、 Q_{fp} はa)でも示した、柱材の降伏応力度を用いて計算した柱の柱頭・柱脚に塑性ヒンジができた場合の骨組の耐力で、これらの計算耐力と層間変形角 $R=2.0(\%)$ までの耐力 (H_{te} 及び Q_{we}) とを比較したのが表の(viii)及び(ix)である。

表3 実験耐力及び計算耐力との比較

試験体名	実験耐力			骨組実験耐力/単体実験耐力			最大/ $R=2.0\%$	実験耐力/計算耐力	
	(i)	(ii)	(iii)	(iv)	(v)	(vi)	(vii)	(viii)	(ix)
	H_{te} (t)	Q_{fe} (t)	Q_{we} (t)	H_{te}/Q_{fe}	Q_{fe}/Q_{fe}	Q_{we}/Q_{we}	$H_{te\max}/H_{te}$	Q_{we}/Q_{wa}	$H_{te}/(Q_{fp}+Q_{wa})$
F100W000	13.7	13.7	-	1.00	1.00	-	1.30	-	1.05
F100W102	24.1	14.2	10.1	1.75	1.03	1.03	1.08	1.15	1.04
F100W202	34.1	14.3	21.1	2.48	1.04	0.94	1.00	0.80	0.95
F148W000	16.3	16.2	-	1.00	1.00	-	1.25	-	1.23
F148W102	26.4	16.5	10.2	1.63	1.01	1.04	1.09	1.16	1.13
F148W202	32.7	17.8	20.6	2.02	1.10	0.92	1.01	0.78	0.91

H_{te} : 層間変形角 (R) が $2(\%)$ 以下での架構全体の最大耐力、 Q_{fe} : R が $2(\%)$ 以下での骨組の部分の最大耐力、 Q_{we} : R が $2(\%)$ 以下での耐震壁部分の最大耐力、 Q_{fe} : R が $2(\%)$ 以下での耐震壁無し架構の最大耐力 (F100W000 及び F148W000 の Q_{fe})、 Q_{we} : R が $2(\%)$ 以下での単体の耐震壁の最大耐力、 Q_{wa} : 耐震壁の計算耐力 (式(1)による)、 $H_{te\max}$: 実験最終時 ($R=5.0(\%)$) までの架構の最大耐力、 Q_{fp} : 柱材の降伏応力度を用いて計算した柱の柱頭・柱脚に塑性ヒンジができた場合の骨組の部分の耐力。

表3(iv)の H_e/Q_{fe} は、耐震壁が取り付けられることによる、架構の耐力の増加を示す。この値から、耐震壁によって骨組のみの場合の1.63～2.48倍に耐力が増加することがわかる。また、耐震壁が取り付けられた場合と耐震壁が無い場合との骨組の部分の最大耐力の比(Q_{fe}/Q_{fie} :表(v))から、 $R=2.0(\%)$ までの間で、耐震壁の有無によって骨組の部分が発揮する耐力は殆ど変化しないことがわかる。

一方、耐震壁に関しては、骨組に組込まれた耐震壁と単体の耐震壁との最大耐力の比較(Q_{we}/Q_{wie} :表(vi))を見ると、W102の耐震壁では殆ど変化が無いのに対し、W202の耐震壁においては単体の耐震壁より骨組に組込まれた耐震壁の方がやや小さい。

W202の試験体は単体実験において、最大耐力発揮と同時に面外挙動を始め、その後大きく面外に変形した²⁾。単体実験の耐震壁は梁に取り付ける為のアンクルの内法スパン(h)が600mmであったのに対し骨組実験では約700mmで、耐震壁の面外変形が拘束されない部分の高さが大きくなった為、面外挙動の開始が単体実験耐力に到達する前に始まったことが原因と考えられる。

耐震壁の耐力に関しては、既往の単体実験³⁾より、前述の面外挙動の為、 b/t が大きくなると実験値と計算値との対応が悪くなることがわかっている。単体実験の耐力と骨組実験の耐力は概ねよい対応をしているが、W202のような b/t が大きい場合には、単体の場合の耐力評価式に低減係数を乗じて骨組に組込まれた場合の耐力評価を行う必要がある。

c) 剛性

実験剛性及び計算剛性とそれらの比較を表4に示す。

表4 実験剛性及び計算剛性との比較

試験体名	(i)	(ii)	(iii)	(iv)	(v)	(vi)	(vii)	(viii)	(ix)
	K_{te}	K_{fe}	K_{we}	K_{te}/K_{fie}	K_{we}/K_{fe}	K_{fe}/K_{fie}	K_{te}/K_{fia}	K_{we}/K_{wie}	K_{we}/K_{wa}
F100W000	14.3	14.3	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
F100W102	40.0	15.1	24.8	2.79	1.64	1.06	1.22	0.86	0.94
F100W202	71.2	17.3	54.0	4.98	3.12	1.21	1.28	0.47	0.48
F148W000	16.3	16.3	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
F148W102	43.2	18.2	25.0	2.65	1.37	1.12	1.10	0.87	0.94
F148W202	83.3	19.6	63.7	5.11	3.26	1.20	1.16	0.56	0.57

K_{te} : 架構の実験剛性、 K_{fe} : 骨組部分の実験剛性、 K_{we} : 耐震壁部分の実験剛性、 K_{fia} : 耐震壁無し架構の実験剛性、 K_{te} : 式(6)による骨組の部分の計算剛性、 K_{fia} : 式(6)に $P=0$ を代入した、耐震壁無し架構の計算剛性、 K_{we} : 耐震壁の単体実験剛性、 K_{wie} : 式(2)による単体の耐震壁の計算剛性。
剛性の単位: (t/cm)

図8 梁の曲げモーメント分布

層間変形角 $R=0.25(\%)$ までの水平力-層間変形角関係の勾配を実験剛性とし、表4には、架構全体、耐震壁を除いた骨組の部分及び耐震壁のそれぞれの実験剛性 K_{te} 、 K_{fe} 、 K_{we} を (i)、(ii) 及び (iii) に示している。後の (iv)、(vi)、(viii) の剛性の比較に用いられる K_{fe} 及び K_{we} は、耐震壁が骨組に組込まれていない場合の骨組及び耐震壁の実験剛性 (耐震壁無し架構及び単体の耐震壁の実験剛性) である。(iv)、(vi) 及び (viii) は、耐震壁が組込まれない場合に対する耐震壁付架構の、架構全体の剛性、骨組の部分の剛性及び耐震壁の部分の剛性の比を表す。

(iv) 及び (vi) から耐震壁を取りつけることにより、特に剛性が高い W202 の場合には、架構全体では 5～6 倍に剛性が増大し、骨組部分の剛性も耐震壁による梁の変形に対する拘束によって単体の時よりもやや大きくなる。

一方で、骨組に組込まれると耐震壁の剛性は単体実験の場合と比較して ((viii)) 大きく減少する。(ix) の K_{wa} は提案式(2)による耐震壁の計算剛性を示すが、この計算剛性との対応も悪くなる。

単体実験と骨組実験で異なる点は、梁と耐震壁の相互の応力伝達にある。この相互作用を調べる為に、架構の梁のひずみゲージで、層間変形角 $R=0.25$ 及び $0.5(\%)$ 時の梁の曲げモーメント分布を調べた。

梁の曲げモーメント分布を耐震壁付架構と耐震壁無し架構とで比較すると、図8の(a)と(c)に示すような違いがある。耐震壁付骨組では、耐震壁には梁からの応力が上端のアンクルとボルトを介して伝わる。

表5 梁にかかる鉛直力と柱の軸力

試験体名	R=0.25%時				R=0.5%時			
	P	N	N_e	P/P_1	P	N	N_e	P/P_1
F100W102	2.33	1.27	0.97	0.99	3.58	1.95	1.95	0.90
F100W202	3.24	1.77	1.96	0.46	6.01	3.27	3.66	0.64
F148W102	2.42	1.26	1.02	1.07	4.80	2.50	1.81	1.21
F148W202	3.99	2.08	2.51	0.55	6.80	3.54	4.32	0.72

P: 図8(b)に示す M_w を用いて式(3)で求めた梁にかかる鉛直力、N: P を用いて式(4)で求めた骨組の柱にかかる軸力、 N_e : ひずみゲージで計測した柱の軸力から耐震壁無し架構の軸力を引いた値、 P_1 : 単体の耐震壁に作用すると仮定して求めた鉛直力。力の単位: (t)

伝達される鉛直方向応力が、図 8 の(b)に示す P のような耐震壁の左右両端部の集中荷重であると考え、上記の耐震壁の有無によって生じる曲げモーメントの分布の差はこの P によるものであり、翻ると、耐震壁付骨組の梁の曲げモーメント分布 (M) から耐震壁無し骨組の梁の曲げモーメント分布 (M_p) を差し引くと P による梁の曲げモーメント分布となる。

図 8 (b)のように骨組に耐震壁の左右両端部から P が加わる時の P 、 P の加力点での曲げモーメント M_w 及び柱の軸力 N の関係は次の式(3)及び(4)で表される。

$$P = \frac{K_c + 6K_b}{(x^2 + 1)K_c + 12K_b} \cdot \frac{4}{x} \cdot \frac{M_w}{l_b} \quad (3)$$

$$N = \frac{(3x^2 - 1)K_c + 12K_b}{K_c + 6K_b} \cdot \frac{x}{2} \cdot P \quad (4)$$

ここで、 K_c : 柱の剛度、 K_b : 梁の剛度、 l_b : 梁の長さ (=160cm)、 x : 耐震壁の幅の梁の長さ (l_b) に対する比 ($x=0.5$)。

耐震壁にかかる鉛直力に関する前述の仮定が正しいとして、各試験体に対して、ひずみゲージで測定した梁の4断面の曲げモーメント ($M_{11} \sim 14$) から P の加力点間での曲げモーメントの差 (ΔM : 耐震壁付骨組、 ΔM_f : 壁無し骨組) を求め、 ΔM と ΔM_f の差を M_w とした (図 8 (b) 参照)。

層間変形角 $R=0.25(\%)$ 及び $R=0.5(\%)$ 時の、 M_w を用いて式(3)及び(4)により P と N を計算した結果を表 5 に示す。

また、 $R=0.25(\%)$ 及び $R=0.5(\%)$ 時の、ひずみゲージで計測した耐震壁付架構の柱の軸力から、同じくひずみゲージで計測した耐震壁無し架構の軸力を引いた値 N_e を表に示す。 $R=0.25(\%)$ 及び $R=0.5(\%)$ 時の耐震壁を除く骨組の部分に負担する水平力は、耐震壁付架構と耐震壁無し架構では余り変わらないので、 N_e は P により柱に生じている軸力であると言える。

表中の N と N_e の値を比較すると、梁の曲げモーメントから求めた軸力 N と、実測した N_e の値が比較的近い値であることがわかり、図 8 (b)のように耐震壁の左右両端に作用する集中荷重 P の仮定は妥当であると思われる。

単体実験においても同様に、耐震壁の上端と下端で同じ大きさの集中荷重 P_i が左右端部にかかることを仮定して、 P_i を次の式(5)で求める。

$$P_i = \frac{Q_w \cdot (h_w / 2)}{x l_b} \quad (5)$$

ここで、 Q_w : 耐震壁の剪断力、 h_w : 耐震壁の高さ (=80cm)。

$R=0.25$ 及び $0.5(\%)$ 時の、 P の P_i に対する比 (P/P_i) を同じく表 5 に示す。 $R=0.25(\%)$ の時は、 P/P_i の値は W102 が取り付けられた架構では 1 に近いが、W202 が取り付けられた架構では著しく 1 より小さくなっている。このことから単体実験と比較して骨組実験では梁による W202 の上端の固定度はかなり小さくなっていることがわかる。この耐震壁の上端の固定度の低下により、壁板の全体曲げ変形がより大きくなり、同時に、a)弾塑性挙動のひずみ挙動で記したように、端側の柱状部の上下端の拘束が弱くなり抵抗力が減少した為、耐震壁の剛性が低下したものと考えられる。

また、W202 が取り付けられた架構に関して $R=0.25(\%)$ の時と比較すると、 $R=0.5(\%)$ の P/P_i の値は 3~4 割増加し、1 に近くなっており、層間変形が進むと、耐震壁の上下端の梁による拘束力の単体実験と骨組実験との差は小さくなることからわかる。

また、W202 が取り付けられた架構に関して $R=0.25(\%)$ の時と比較すると、 $R=0.5(\%)$ の P/P_i の値は 3~4 割増加し、1 に近くなっている。W202 は $R=0.25(\%)$ の時は弾性状態にあるが、それ以上層間変形が進み柱状部が塑性化すると、骨組に組込まれた W202 の応力状態は単体の場合の W202 の応力状態に近くなり、上端の梁による拘束力の単体実験と骨組実験との差は小さくなるものと考えられる。

一方で、図 8 のように水平力 Q_f と鉛直力 P が載荷される骨組の Q_f に対する剛性 K_{fa} は次式(6)で表される。

ここで、 l_c : 階高 (=85cm)。

$$K_{fa} = 1 / \left\{ \frac{2K_c + 3K_b}{6K_c(K_c + 6K_b)} \cdot l_c^2 - \frac{1}{K_c + 6K_b} \cdot \frac{x(l - x^2)}{4} \cdot l_b l_c \cdot \frac{P}{Q_f} \right\} \quad (6)$$

表 4 の (vii) に層間変形角 $R=0.25(\%)$ の時の Q_f と P の実験値をもちいて計算した K_{fa} の、 $P=0$ として計算した耐震壁が組込まれていない場合 (K_{fa}) との比較 (K_{fa}/K_{fa}) を示す。実験結果 (K_{fa}/K_{fa} : (vi)) との対応が良いとは言えないが、耐震壁が取り付けられることによって、1~2 割程度の骨組の部分の剛性が増加することがわかる。

以上のように、耐震壁が骨組に組込まれると、耐力に関しては骨組と耐震壁の双方に関して余り問題は無いが、剛性に関しては W202 のような剛性の大きな耐震壁に大きな剛性低下が生じる。また、W202 の耐震壁は最大耐力発揮後の耐力劣化は無視できず、現段階での実用化は $b/t < 20$ の耐震壁に限定すべきと思われる。

Et : 耐震壁付架構の吸収エネルギー
Efi : 耐震壁無し架構の吸収エネルギー

図 9 耐震壁付架構の吸収エネルギー

d) エネルギー吸収能力

図 9 に各層間変形角 R までの耐震壁付き試験体のエネルギー吸収量を骨組と耐震壁の負担量に分けて示している。吸収エネルギー量は、各 R 時までの架構全体の吸収エネルギー量 (E_t) を耐震壁無し試験体のエネルギー量 (E_f) で無次元化している。

耐震壁が取り付けられることによって、層間変形角 $R=1.0(\%)$ までの架構のエネルギー吸収量が大きく増大しているが、特に剛性が高い W202 の耐震壁付架構において、吸収エネルギーの増大は大きくなる。骨組自身の $R=1.0(\%)$ までの吸収エネルギーも、耐震壁が取り付けられることによって大きくなる。

4. 結論

単体実験により単体での性質が明らかになっているスリット入り鋼板耐震壁を骨組に組込んだ時の挙動を調べる為に、門形骨組の柱に対する梁の剛比 (F100 及び F148) と、スリット入り鋼板耐震壁の有無及び種類 (耐震壁無し、W102 及び W202) を実験変数とし、普通鋼である SS400 を用いて、計 6 体の試験体を製作し、繰返水平力載荷実験を行った。

実験の結果、次のことがわかった。

1. 耐震壁は骨組に組込まれた場合でも、単体実験で観察されたような靱性がある曲げ挙動をする。
2. 架構の骨組部分の履歴ループの形状や最大耐力は、概ね耐震壁の有無及び種類による変化が無く、耐力も耐震壁の有無により殆ど左右されない。
3. 架構内での耐震壁の耐力は、概ね単体の耐震壁の耐力と等しく、単体の場合と同じように期待することができる。
4. 骨組に耐震壁が組込まれると、耐震壁により梁の変形が拘束される為、骨組の部分の剛性は 1~2 割程度増加する。
5. 架構内での耐震壁の剛性は、単体実験と比較すると特に単体の剛性が高い耐震壁で減少する。
6. 架構内での耐震壁は、骨組部分に比べて層間変形が小さい時に塑性化を開始し、架構の初期変形時 ($R=1.0(\%)$ まで) の吸収エネルギー量を大きく増大させる。

本実験結果から、W102 のような剛性が余り大きくない耐震壁は実用化可能であることが検証された。

[謝辞]

本研究につきましては、日本鋼管(株)の岡本晴仁氏から貴重なご意見を賜いました。ここに深く感謝の意を表します。また、実験に関しては久島昭久技官、有働文久技官に御協力頂きました。どうも有り難うございました。

[参考文献]

- 1) 井上一郎：履歴型ダンパーを用いた耐震設計、シンポジウム「耐震設計の一つの新しい方向」資料、pp95-111、1995.9
- 2) 日高桃子、松井千秋、今村輝武、畑戸龍夫：スリット入り鋼板耐震壁の弾塑性性状について、日本建築学会構造系論文集、第 519 号、pp111-117、1999.5

- 3) 貞包佳秀、松井千秋、日高桃子、柳田幸久：スリット入り鋼板耐震壁の構造性能 - 耐力・剛性のための調整変数について -、日本建築学会大会学術梗概集、pp797-8、1999.9

(1999年7月10日原稿受理、2000年4月13日採用決定)