接合部パネルが塑性化する鉄骨構造骨組の 地震応答性状に関する振動台実験

SHAKING TABLE TEST ON EARTHQUAKE RESPONSE BEHAVIOR OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES WITH YIELDING JOINT PANEL

長谷川 隆*

Takashi HASEGAWA

This paper describes the results of shaking table test on earthquake response behavior of steel moment resisting frames with yielding joint panel. The main objective of the shaking table test is to investigate the effect of energy absorption at joint panel zone on inelastic response behavior and total energy absorption capacity of the frames. The result of the shaking table test is summarized as follow. In the case where the relative member strength of panel to beam (R_p) of the specimen is about 0.65, it was found that the energy absorption at the joint panel zone became dominant in the specimen and this had an effect on increasing the total energy absorption capacity of the specimen.

Keywords: *shaking table test, joint panel, earthquake response behavior, beam fracture, relative member strength of panel*
振動台実験、接合部パネル、地震応答性状、梁破断、パネル耐力比

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震における中低層鉄骨構造建物の典型的な被害形態の1つとして、梁端部の脆性的な破断が挙げられる¹⁾。このような被害を受けた鉄骨構造建物の中には、梁端部の破断とともに、接合部パネル（以下、パネルと呼ぶ）も降伏している建物²⁾があった。この建物において、梁端部が破断した柱梁接合部の被害状況を観察すると、柱梁接合部の破壊形態は、パネルの塑性化の有無によって、以下の2つに場合分けできる。

- (A) 梁端部だけが破断し、パネルは無被害の場合。
- (B) 梁端部の破断とともに、パネルも降伏している場合。

梁端部の破断とともに、パネルも降伏するかどうかは、梁に対するパネルの相対的な耐力比が強く影響する。実際に建設されている中低層鉄骨構造建物で、柱に冷間成形角形鋼管を使用した場合でも、パネルが柱や梁に比べて相対的に弱くなる場合が多いことが指摘されている³⁾。この被災建物の柱梁接合部の(B)の破壊形態も、パネルが柱や梁よりも相対的に弱く、パネルが早期に降伏したことによって発生したものであると考えられる。

パネルが塑性化する場合に、骨組全体の地震応答に及ぼす影響を解析的に検討した研究は、既にいくつか行われている。それらの結果からは、パネルの塑性化は、骨組の特定層への損傷集中を緩和する効果がある^{4)~6)}ことや、パネルを建物の主要なエネルギー吸収

部材として活用できる可能性^{2), 7), 8)}が示されている。

一方、実験的研究として、パネルが柱や梁部材に先行して降伏する場合に、骨組全体の变形能力に及ぼす影響を明らかにした実験が行われ、パネルが先行降伏してエネルギー吸収することによって、骨組全体の塑性変形能力が向上することが示されている^{9), 10)}。また、パネルによって主体的にエネルギー吸収し、パネルの座屈によって耐力低下が生じるパネル崩壊型骨組を実験的に検討したものもある¹¹⁾。さらに、パネルの耐力、剛性及び荷重-変形関係を明らかにするための実験^{12), 13)}も行われている。

これらの実験的研究は、パネルが柱、梁に先行して降伏し、パネルによって主体的に地震エネルギーを吸収することを想定したものであり、実験結果は、パネルを建物の主要なエネルギー吸収部材とする耐震設計法が有用であることを示唆するものであろう。しかし、これらの既往の実験研究は、静的な荷重実験によるものであり、地震動による動的な荷重下でも、同様の効果が得られるかどうか、現状では必ずしも明らかではない。

そこで本論文では、パネルが梁及び柱に先行して塑性化する鉄骨構造骨組に関して、地震動による動的荷重下での弾塑性応答性状を明らかにするために行った振動台実験について述べる。特にこの実験では、上述した(A)、(B)2つの破壊形態となる骨組の地震応答性状を比較するために、梁とパネルの耐力比を実験パラメーター

* 建設省建築研究所第三研究部 研究員・博士(工学)

Research Engineer, Structural Engineering Department, Building Research Institute, Ministry of Construction, Dr. Eng.

とした4体の骨組試験体を使って、パネルのエネルギー吸収の割合によって、骨組全体のエネルギー吸収能力や、梁及びパネルの弾塑性挙動がどのように変化するかわかるようにする。

2. 振動台実験の方法

2.1 試験体及び加振装置

振動台実験では、角形鋼管柱とH形鋼梁よりなる4体の骨組試験体について、地震動を入力した加振を行ない、パネルのエネルギー吸収の違いによるそれぞれの試験体の弾塑性応答性状への影響を比較する。試験体の概要と柱梁接合部スカルップ近傍の詳細を図1に示す。試験体は、冷間成形角形鋼管柱と溶接組立H形鋼梁を通しダイヤフラム形式で溶接接合したL形の形状の骨組である。このL形の試験体2つを直交梁及びブレースにより結合させて立体骨組としたものを1つの試験体とし、この立体骨組の試験体4体 (No.1～No.4) の実験を行なう。

表1には、4体の試験体の柱、梁の断面、パネル板厚及び柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) 等を示す。柱/梁耐力比とは、梁の耐力に対する柱の耐力の比であり、パネル耐力比とは、梁の耐力と柱の耐力の小さい方に対するパネルの耐力の比である。柱/梁耐力比 (R_c)、パネル耐力比 (R_p) の定義を次式に示す。

$$R_c = \frac{cM_p}{bM_p} \quad (1)$$

$$R_p = \frac{pM_p}{\min [cM_p, bM_p]} \quad (2)$$

ここで cM_p, bM_p は、それぞれ柱、梁の全塑性モーメントである。 pM_p はパネルの降伏耐力であり、次式¹³⁾ で定義する値とした。

$$pM_p = \frac{16 \sigma_y}{9\sqrt{3}} D_B D_C t \quad (3)$$

ここで σ_y はパネルの降伏応力度、 D_B は梁フランジ中心間距離、 D_C は柱フランジ中心間距離、 t はパネル板厚である。柱、梁、パネルのうちの部材が先に塑性化するかわかるためには、上記で計算される柱、梁、パネルの耐力を節点位置に変換した節点塑性モーメント¹⁴⁾ を比較する必要がある。節点塑性モーメントによって計算した R_c 及び R_p の値を、参考値として表中の () 内に記載した。

柱は4体の試験体すべてが同一断面であり、板厚は9mmで外形寸法は20cmの冷間成形角形鋼管 (STKR400) である。梁は溶接組立材 (SS400) で、No.1、No.2試験体のフランジ幅が10cmであるのに対して、No.3、No.4試験体は13.5cmである。また、パネルも裏当て金を用いて、4枚の板 (SS400) の溶接組立により製作し、その板厚はNo.1、No.3が9mmで、No.2、No.4は5mmである。この実験では梁とパネルの耐力比を、設計で意図した値にするため、試験体の梁フランジとパネルは、同一の鋼材 (9mmの板厚のSS400材) を使って溶接組立で製作している。また、パネルの板厚が5mmの試験体でも、この鋼材 (9mm) を削って5mmにして製作している。このようにして、 R_p が0.66、0.83、1.18、1.5となる4体の試験体を設定した。なお、表1で示す R_c, R_p の値は、表2で示す試験体各部位の素材試験結果に基づいて計算したものである。

試験体に慣性力を作用させるための重りの重量 (W_t) は、梁の耐力により計算されるベースシヤ係数 α_1 がおよそ0.65前後とな

図1 試験体の概要

表2 素材試験結果一覧

試験体の部位	鋼種	降伏応力度 (t/cm^2)	引張強度 (t/cm^2)
梁フランジ (9mm) 及び パネル (9mm, 5mm)	SS400	3.03	4.65
梁ウェブ (6mm)	SS400	3.07	4.60
角形鋼管柱 (9mm)	STKR400	4.04	4.87
ダイヤフラム (14mm)	SS400	2.86	4.46

表1 試験体断面等一覧

試験体名	柱断面	梁断面	パネル板厚	柱/梁耐力比 (R_c)	パネル耐力比 (R_p)	重り重量 (W_t)	ベースシヤ係数 (α_1)	ベースシヤ係数 (α_{min})
No.1	□ - 200×9	BH-200×100×6×9	9mm	2.80 (2.64)	1.50 (1.52)	12.59ton	0.63	0.63 (梁)
No.2	□ - 200×9	BH-200×100×6×9	5mm	2.80 (2.67)	0.83 (0.89)	12.59ton	0.63	0.52 (パネル)
No.3	□ - 200×9	BH-200×135×6×9	9mm	2.21 (2.10)	1.18 (1.23)	14.85ton	0.68	0.68 (梁)
No.4	□ - 200×9	BH-200×135×6×9	5mm	2.21 (2.13)	0.66 (0.71)	14.85ton	0.68	0.45 (パネル)

柱/梁耐力比、パネル耐力比の欄の () 内の数字は、各部材の節点塑性モーメントによって計算した値。
 α_1 は梁の耐力で計算したベースシヤ係数、 α_{min} は最も耐力の小さい部材で計算したベースシヤ係数であり () 内にその部材を示す。

図2 載荷装置の概要

るように設定している。この値は、試験体の設計のために行なった地震応答解析の結果に基づいて決定している。No.1、No.2試験体は、重りが12.59tonで、 α_1 が0.63であるのに対して、No.3、No.4は、重りが14.85tonで、 α_1 が0.68である。No.3、No.4についても、No.1、No.2と同一の値の α_1 としたかったが、No.3、No.4では試験体を含めた振動台上のすべての重量が20ton以上となり、振動台の載荷重量の制限を越え、振動台の制御ができなくなる可能性が生じたため、No.3、No.4の α_1 は、No.1、No.2よりやや大きい設定となっている。なお、表中には最も耐力の小さい部材で計算したベースシャー係数 α_{min} も示している。パネル耐力比(R_p)が1以下であるNo.2、No.4試験体は、パネルが先行降伏するため、 α_{min} の値が小さくなっている。

図1の柱梁接合部スカラップ近傍の接合詳細に示すように、試験体の柱梁接合部は通しダイヤフラム形式である。通しダイヤフラムの板厚は14mmで、柱面からの出は15mmである。この試験体のスカラップ形状は、塑性変形能力を向上させるために、特別にスカラップ形状を工夫したもの¹⁴⁾ではなく、従来から一般的に用いられている形状のものである。

加振用フレーム、計測用フレーム、転倒防止用フレーム及び重り等を含めた振動台実験全体の概要を図2に示す。加振用フレームと試験体の柱は、振動台にピン接続し、加振用フレームと試験体梁もピン接続されている。それらの上部には試験体に慣性力を作作用させるための重りをピン接続して乗せている。加振中に梁が曲げ変形すると考えられるが、その曲げ変形による軸方向の伸びちぢみを拘束しないように、重りと加振用フレームの接続のピンは、同時にスライドするようにしている。

2.2 計測方法

この実験における主な計測項目は、振動台上の加速度、試験体の応答加速度、試験体の変形、試験体の柱、梁のせん断力、パネルの歪み等である。試験体の応答加速度は、試験体の直交梁のフランジ面上に加速度計をセットして計測する。変位計による試験体

の変形の計測は、図2で示すように試験体の柱梁接合部の上下の通しダイヤフラム位置の応答変形を、2つの構面の柱梁接合部について、合計4箇所行なう。図1で示すように、試験体の柱、梁、パネルに添付した歪みゲージからは、それぞれの部材の塑性化の状況や、部材の応答せん断力を知ることができる。すなわち、柱、梁の部材端及びパネルに添付した歪みゲージからは部材の塑性化の状況を計測する。一方、柱、梁部材において弾性状態を維持すると考えられる2断面に添付した歪みゲージからは、2つの断面位置での曲げモーメントを求め、その断面間のモーメント勾配から、部材の応答せん断力を算出する。これらの測定値の収録のサンプリング周波数は200Hzである。

2.3 加振方法

振動台による加振は水平1方向であり、入力地震動は1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動の南北成分(以下JMA Kobeと呼ぶ)の最大加速度818galを約600gal(最大速度は約65kine)に低減したものを使用した。最大加速度を600galに低減したのは、振動台の加振振幅の限界($\pm 150\text{mm}$)による制限のためである。この入力地震動による弾塑性加振によって試験体が倒壊しない場合には、同様の加振を繰り返し行ない、試験体が倒壊するまで実験を行なう。試験体の倒壊とは、試験体自立できずに、転倒防止用のフレームにもたれかかる状態になることをいう。なお、各試験体ともこの弾塑性加振の前に、ランダム波による共振試験及びJMA Kobeの最大加速度を30gal程度にした弾性加振実験を行ない、各試験体の弾性固有周期や減衰を調べる。

3. 振動台実験の結果

3.1 弾性固有周期及び減衰

表3は共振試験の結果から得られた、4体の試験体の弾性固有周期及び減衰を示す。4体の試験体の固有周期は、0.345secから0.366secの範囲にある。パネル板厚を9mmから5mmにすることによって、No.1とNo.2試験体は0.015sec周期が伸び、No.3とNo.4では0.004sec伸びている。これらの試験体の固有周期の違いは小さく、この固有周期の違いが原因となって、それぞれの試験体への地震動の入力エネルギーが大きく変化することはないと考えられる。減衰は共振曲線から算定しているためか、ややばらつきが大きく、0.36%~0.97%の範囲となっている。平均では0.73%である。

表3 固有周期と減衰

試験体名	固有周期 (T)	減衰 (h)
No.1	0.345sec	0.86%
No.2	0.360sec	0.72%
No.3	0.362sec	0.36%
No.4	0.366sec	0.97%

3.2 試験体への総エネルギー入力

図3はNo.1~No.4の各試験体の実験において、振動台上で計測された入力地震動(JMA Kobe)のエネルギースペクトル¹⁵⁾(V_E)

である。○は試験体への総エネルギー入力 (E) の速度換算値¹⁵⁾である。試験体への総エネルギー入力は次式¹⁵⁾により計算される。

$$E = - \int_0^{t_0} \dot{y} M \ddot{z}_0 dt \quad (4)$$

$\ddot{z}_0$ は振動台上で計測される入力地震動の加速度、 y は試験体の相対変位、 t_0 は入力地震動の全継続時間、 M は重りの質量。

図中のカッコ内は加振回数を示す。例えば、No.1 試験体は2回目の弾塑性加振により試験体が倒壊したことを表し、(1回目)の表示は、1回目の加振による入力地震動のエネルギースペクトルと試験体への総エネルギー入力 (E) の速度換算値 (○の記号) である。(1回目+2回目)の表示は、1回目と2回目の和を意味しているが、これは加振毎の総エネルギー入力の和を速度換算したものである。

No.1、No.2試験体では2回目の加振により試験体が倒壊し、No.3は3回目、No.4は4回目の加振により、試験体が倒壊したことを示している。なお、4体の試験体はすべて最終的には梁端部が破断して倒壊に至っている。これらの破断は、梁フランジの絞りを伴うものであり、いずれも延性的な破断であった。これらの図からは、入力地震動のエネルギースペクトルと試験体への総エネルギー入力の速度換算値 (○の記号) の関係は、試験体が塑性化することによる固有周期の伸びを考慮して、固有周期を0.05~0.1秒程度長めに見積もることによって、加振を何回か繰り返しても、よく対応していることがわかる。

梁断面が同一で、パネル板厚だけが異なる No.1 試験体 (R_p は1.50) と No.2 試験体 (R_p は0.83) について、試験体が倒壊するまで (1回目+2回目) の総エネルギー入力の速度換算値 (○の記号) を比較すると、No.1 は231cm/s、No.2 は230cm/s であり、その値は、ほとんど変わらない。同様に、パネル板厚だけが異なる No.3 (R_p は1.18) と No.4 (R_p は0.66) について比較すると、No.3は259cm/s で、No.4 は305cm/s あった。すなわち、骨組が倒壊するまでに吸

収する総エネルギー入力は、骨組の R_p が0.8程度の場合は、 R_p が1以上の場合とほとんど変わらないが、 R_p が0.65程度になると、 R_p が1以上の場合と比べ、その値が大きくなると考えられる。これは、パネルによる大きなエネルギー吸収が影響していると考えられる。このようなパネルのエネルギー吸収が及ぼす効果をさらに詳しく調べるため、次に試験体の各部位の弾塑性応答に着目して比較する。

3.3 各試験体の弾塑性応答性状

実験を終了した段階で、すべての実験において、各試験体にはねじれ振動を生じていないことが確認されたため、以下の応答値の表示では、試験体の片側の構面のみの応答値を示す。

(1) 骨組全体の弾塑性応答

図4は、弾塑性加振の結果得られた各試験体 (No.1~No.4) の倒壊するまでの層せん断力係数 (Q/W) と層間変形角 (R) の関係を示す。実線が1回目、細い実線が2回目、点線が3回目、細い点線は4回目の加振を示す。ここで、層せん断力係数は、片側構面の骨組の層せん断力 (Q) をその構面の負担重量 (W) で除した値とする。骨組の層せん断力 (Q) は、柱に添付した歪みゲージの値によって計算した柱のせん断力からP- Δ 効果による骨組の耐力低下分を減じた値である。

No.1とNo.2試験体を比較すると、パネルの板厚を薄くしているNo.2の方が、最大耐力がわずかに小さいが、変位応答はほとんど

図4 層せん断力係数と層間変形角の関係

図3 入力地震動の V_E スペクトルと試験体の総エネルギー入力

差がないことがわかる。目視による柱梁接合部の最終的な破壊状況からは、No.2ではパネルがわずかにせん断変形しているのが確認できたが、梁端部の破断状況はほとんど変わらなかった。

No.3とNo.4試験体の結果を比較すると、パネル板厚を薄くしたNo.4の方が、降伏耐力及び最大耐力ともに、No.3より小さいことがわかる(約10%低下している)。降伏耐力が小さいのは、No.4では、パネルが梁より先に降伏したためである。これらの試験体はともに、最終的には、同一断面である梁が破断することによって倒壊しているが、パネルの耐力が小さいNo.4の方が、骨組全体の最大耐力が小さくなっている。

一方、骨組全体の塑性変形能力については、逆にパネルの耐力が小さいNo.4試験体の方が、大きくなっている。No.3では3回目の加振で倒壊したのに対して、No.4は3回目では倒壊せず、4回目の加振で倒壊している。また、骨組の耐力が低下するまでの最大層間変形角は、No.3では0.06rad程度であるが、No.4はその2倍の0.12radまで変形が延びている。ただし、1回毎の加振による復元力特性を比較すると、パネルの板厚が薄く、降伏耐力が小さいNo.4の方が変形がやや大きくなっている。最終的な破壊状況としては、No.4では、パネルが大きくせん断変形(座屈)しているのが確認された。

(2) 梁端部の弾塑性応答

図5にはNo.3とNo.4試験体の梁端フェイスモーメントと梁端回転角の関係を示す。この梁端部フェイスモーメントは、柱に作用するせん断力を梁端部フェイス位置に変換した値である。2つの図の比較からは、パネルを弱くした場合に、その影響で梁端部の復元力特性がどのように変化するか知ることができる。

材料試験結果から得られる梁の全塑性モーメントの計算値は863t-cmである。降伏モーメントに関してはNo.3とNo.4試験体に、大きな差は見られないが、最大モーメントに関しては、パネルが

図5 梁端モーメント - 回転角関係

弱いNo.4はNo.3より7%程度小さい値である。また、塑性変形能力に関しても、No.3試験体が0.06rad程度で耐力低下しているのに対して、No.4試験体は0.04radで耐力低下している。すなわち、パネルが塑性化する骨組の梁は、パネルが塑性化しない骨組の梁に比べて、同一断面であっても、その耐力と塑性変形能力が低下することがわかる。

一方、1回の加振による梁の変形量は、パネルの耐力が小さいNo.4試験体の変形は、明らかにNo.3より小さい。これは、No.4は、パネルによる地震エネルギー吸収が支配的だからである。ただし、No.4でも、1回目の加振から梁端部には0.01rad程度の変形は生じている。

(3) パネルの弾塑性応答

図6はNo.1～No.4各試験体のパネルモーメントとパネルせん断歪み(γ)の関係を示す。パネルモーメントは、梁端部フェイスモーメントから柱のせん断力により生じるモーメントを差し引いた値である。パネル耐力比(R_p)が1以上であるNo.1とNo.3は、最終加振においても、パネルがせん断降伏していないことがわかる。一方、 R_p が1以下であるNo.2とNo.4は1回目の加振でせん断降伏し、その歪みの値も2%程度かそれ以上であることがわかる。

図7は、目視による観察で、パネルのせん断変形が最も著しかったNo.4試験体のパネルモーメントとパネルせん断変形角($p\theta$)の

図6 パネルモーメント - せん断歪み関係

図7 パネルモーメント - せん断変形角関係

関係を示す。パネルせん断変形角については、この実験ではパネルのせん断変形を直接計測できなかったため、層間変形角 (R) から、梁端の回転角による層間変形角成分と柱の回転角による層間変形角成分を差し引いて、パネルの変形による層間変形角成分を算出し、その値からパネルのせん断変形角 ($\rho\theta$) を計算している。

図からは、No.4 試験体では1回の加振でパネルが約0.04rad 変形し、最終的には4回の加振で0.1rad まで変形しているのがわかる。この試験体では3回目の加振によって、パネルのせん断座屈が観察され、4回目の加振によって、その座屈波形がさらに大きくなった。最終的には、梁端部が破断して倒壊したため、パネル自体が耐力低下することなく、どこまで変形できるか明らかではないが、この実験においては、パネルは0.1rad 程度まで耐力低下なく変形可能であることが確認できた。

3.4 パネル耐力比と部材の損傷の関係

表4は、No.3とNo.4 試験体に関して、(4) 式で計算した総エネルギー入力と、図5及び図7で示した梁及びパネルのモーメント-回転角関係から得られる履歴吸収エネルギー及び平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) を、加振毎に示したものである。平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$) は次式で定義される。

$$\bar{\eta} = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{M_p \theta_p} \quad (5)$$

ここで、 W は梁またはパネルの履歴吸収エネルギー、 M_p は梁の全塑性モーメントまたは(3) 式で示すパネルの降伏耐力、 θ_p は梁またはパネルの弾性限回転角。

No.3とNo.4 試験体の加振毎の総エネルギー入力を比較すると、No.4の方が、No.3よりやや大きい。これは、この固有周期付近での入力地震動のスペクトルが右上がりであり(図3参照)、No.4はパネルの早期の塑性化によって、No.3よりも相対的に固有周期が長くなるために、入力エネルギーが増大したものと考えられる。試験体が倒壊するまでの試験体への総エネルギー入力の合計の値は、No.3は254t-cm、No.4は353t-cmであり、パネルの板厚を薄くしたNo.4の方が、No.3よりも約1.4倍のエネルギー吸収能力があることがわかる。

No.4 試験体では、梁とパネルの履歴吸収エネルギーの和が、総エネルギー入力より大きくなり、エネルギーの収支バランスが

り合わなくなっている。特に4回目の加振においては、その差が大きい。一方、No.3では、パネルの履歴吸収エネルギーは0であり、梁の履歴吸収エネルギーは常に総エネルギー入力より小さくなっている。これらのことから、No.4でエネルギーの収支バランスが合わないのは、パネルの履歴吸収エネルギーの計算が正確でないためと考えられる。図7で示したパネルの復元力特性における横軸のパネルのせん断変形角は、骨組全体の変形角から梁と柱の変形角分を差し引いて計算したものである。このような変換によるパネルのせん断変形角の値は、実際のパネルのせん断変形より大きくなっている可能性が考えられる。

No.3試験体において、骨組が倒壊する3回目までの梁の $\bar{\eta}$ の合計値は20.4であるが、パネル耐力を小さくしたNo.4では、同一断面の梁が破断するまでの $\bar{\eta}$ は、その約1/3の6.7となった。No.4の1回目の加振による梁の $\bar{\eta}$ は0.3であるが、2回目、3回目は1.0以上となり、4回目では $\bar{\eta}$ が3.9となって、梁端部が破断した。2回目以後に梁の $\bar{\eta}$ が徐々に大きくなっているのは、パネルの塑性化によってパネルの降伏耐力が上昇し、2回目以後の試験体の R_p の値が1.0に近くなっているからと考えられる。なお、No.4の最終的なパネルの $\bar{\eta}$ は135.9であるが、パネル自体は、まだ耐力低下していない。

図8は、No.3、No.4 試験体について、パネル耐力比 (R_p) と梁及びパネルの履歴吸収エネルギーの関係を示している。横軸がパネル耐力比で、縦軸が履歴吸収エネルギーである。●がパネルの履歴吸収エネルギーであり、●から▲までの範囲が、梁の履歴吸収エネルギー分を表わしている。これらは、表4に示す梁とパネルの履歴吸収エネルギーの合計の値を、それぞれプロットしたものである。

図中の帯線は、これら試験体のパネルの板厚を変化させた場合、パネル耐力比 (R_p) に応じて、梁とパネルの履歴吸収エネルギーがどのように変化するか、その傾向を予想したラインである。 R_p が1以上の場合には、ほぼ梁のみのエネルギー吸収になると考えられる。一方、 R_p が1以下では、パネルでもエネルギーを吸収し、 R_p が小さくなるに伴って、パネルの吸収エネルギーは大きくなると考えられる。一方、梁が吸収できるエネルギーは、 R_p が小さくなると徐々に低下すると予想される。骨組全体(梁+パネル)の履歴吸収エネルギーは、 R_p を1以下にすることにより、パネルのエネルギー

表4 総エネルギー入力と梁及びパネルの損傷

加振回数			1回目	2回目	3回目	4回目	合計
No.3	梁	総エネルギー入力 (t-cm)	94.79	87.69	71.52		254.00
		履歴吸収エネルギー (t-cm)	78.75	80.48	69.03		228.26
		平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$)	7.0	7.2	6.2		20.4
	パネル	履歴吸収エネルギー (t-cm)	0	0	0		0
		平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$)	0	0	0		0
	総エネルギー入力 (t-cm)		99.63	93.35	105.67	54.51	353.16
No.4	梁	履歴吸収エネルギー (t-cm)	3.88	13.20	14.88	43.62	75.58
		平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$)	0.3	1.2	1.3	3.9	6.7
	パネル	履歴吸収エネルギー (t-cm)	99.50	87.41	96.22	43.02	326.15
		平均累積塑性変形倍率 ($\bar{\eta}$)	41.5	36.4	40.1	17.9	135.9
	総エネルギー入力 (t-cm)		99.63	93.35	105.67	54.51	353.16
	履歴吸収エネルギー (t-cm)		103.38	100.61	111.10	87.24	392.33

図8 パネル耐力比と部材の履歴吸収エネルギーの関係

ギー吸収の増加によって、ある耐力比(この図では0.8としている)以下で、大きくなると予想される。

R_p をさらに低下させていくと、骨組の耐力低下が、梁の破断または座屈によって決まる場合から、パネルの座屈または破断によって決まる場合に変化すると考えられる。この図では、その境界の R_p を0.5程度として図を描いている。文献11)では、H形鋼柱の場合、この境界の R_p は0.41であるとしている。この境界となる R_p の値は、骨組の条件によって異なると考えられるが、およそ0.4～0.5⁹⁾程度と考えられる。

図中には、本論文のはじめで述べた(A)、(B)2つの破壊形態が生じると考えられる R_p の範囲を示している。(C)はパネルの座屈または破断によって、骨組の耐力が低下すると思われる領域であり、(D)は梁に塑性変形を生じることなく、パネルだけが塑性変形し、パネルの座屈または破断によって骨組の耐力が低下する場合である。(D)の破壊形態があり得るかどうか明らかなではないが、角形鋼管パネルが45°方向から載荷された場合には生じる可能性がある¹⁰⁾。ただし、本論文の実験だけでは、これらの破壊形態の境界の R_p 値は明確にはできない。

本論文の振動台実験では(A)、(B)の2つの破壊形態となる骨組の地震応答性状を比較した。パネルで主体的に地震エネルギーを吸収する設計法を一般的なものにするためには、(B)の破壊形態において、骨組全体(梁+パネル)の履歴吸収エネルギーが大きくなり始める R_p の値と、 R_p の低下にともない、梁自体の塑性変形能力がどのように変化(低下)するか明らかにする必要がある。また、今後の課題として、上記の(C)、(D)の破壊形態となる骨組の地震応答性状や、4つの破壊形態の境界となる R_p の値も明らかにする必要がある。

4. まとめ

本論文では、地震時に鉄骨構造骨組の接合部パネルが塑性化することによって、骨組全体のエネルギー吸収能力や各部位の弾塑性応答にどのような影響が生じるか明らかにするために行った振動台実験について述べた。実験から得られた結論を以下に示す。

- 1) 梁断面が同一で、パネル板厚だけが異なるNo.1試験体(R_p は1.50)とNo.2試験体(R_p は0.83)の骨組全体の弾塑性応答を比較すると、最大耐力はパネル板厚が薄いNo.2試験体の方がわずかに小さかった。しかし、変位応答はほとんど変わらなかった。また、骨組が倒壊するまでの総エネルギー入力、はほぼ同一であった。
- 2) 同様に、パネル板厚だけが異なるNo.3試験体(R_p は1.18)とNo.4試験体(R_p は0.66)について、骨組全体の弾塑性応答を比較すると、降伏耐力及び最大耐力はともに、パネル板厚が薄いNo.4試験体は、No.3試験体より10%程度小さかった。しかし、骨組が耐力低下するまでの最大層間変形角は、No.3試験体が約0.06rad.であるのに対して、No.4試験体はその約2倍の0.12rad.にまで達した。そのため、骨組が倒壊するまでの総エネルギー入力は、パネル板厚が薄いNo.4試験体は、No.3試験体の約1.4倍となった。
- 3) パネル耐力比が最も小さいNo.4試験体(R_p は0.66)においても、最終的には梁の破断によって骨組が倒壊した。また、 R_p が1.18のNo.3試験体とNo.4試験体の梁自体の塑性変形能力を比較すると、同一断面の梁であっても、 R_p が0.66のNo.4試験体の方が、梁

の耐力と塑性変形能力が低下することがわかった。

- 4) パネル耐力比(R_p)を意図的に1以下(0.65程度)にして骨組を設計し、パネルのエネルギー吸収能力を積極的に利用する設計法は、鉄骨構造骨組の終局時(耐力低下)までのエネルギー吸収能力を向上させるための一つの方法になる。

謝辞

本論文の振動台実験は、建設省総合技術開発プロジェクト『次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発』における研究開発調査費にて実施したものです。関係各位に感謝の意を表します。この総プロの「崩壊形と破壊分科会」(主査：井上一朗、京都大学教授)の委員の方々には、振動台実験の結果について、ご意見を賜りました。また、日本大学教授秋山宏先生(当時、東京大学教授)には、振動台実験の結果のまとめ方について、ご指導を賜りました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書, 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会, 1995年5月
- 2) 長谷川隆: 1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文集 No.498, pp129-136, 1997年8月
- 3) 田淵基嗣, 金谷弘, 金田興熙: 中低層鉄骨造骨組における設計の実状 - 柱・梁・接合部パネルの耐力比 -, 平成5年度日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.221-224, 1993年6月
- 4) 河野昭雄, 牧野稔: 中低層鋼骨組の耐震性に与える柱・はり接合部のせん断補強の効果について その2 パネルゾーンせん断強度が異なる骨組の動的弾塑性応答性状, 日本建築学会論文報告集, 第334号, pp18-27, 昭和58.12
- 5) 長谷川隆, 秋山宏: 柱梁接合部の強度が地震時の架構の損傷集中特性に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp603-604, 1990年10月
- 6) 秋山将光, 松尾彰, 中村雄治, 椋代仁朗, 高松隆夫: 弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp1565-1566, 1993年9月
- 7) 長谷川隆, 山内泰之: 強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集 第460号, pp167-175, 1994年6月
- 8) 山成實: 柱梁接合部の弾塑性性状が鋼骨組の応答に及ぼす効果に関する研究, 神戸大学学位論文, 1994年1月
- 9) 田中淳夫, 中尾雅躬: 柱梁接合部, カラム No.79, pp22-41, 1981年
- 10) 東清三郎, 澤泉紳一, 鈴木孝彦: 低靱性鋼による柱梁接合部の破断性状, -その6 十字形静的実験-, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp417-418, 1998.9
- 11) 河野昭雄: 接合部パネルの力学的構成が鋼骨組の耐震性能に与える影響について - パネル崩壊型H形鋼ラーメン骨組の耐力・変形性状に関する実験的研究 -, 日本建築学会構造系論文集, 第435号, pp151-163, 1992年5月
- 12) 桑原進, 井上一朗: 鋼管柱・梁接合部パネルのせん断加力実験, 日本建築学会構造系論文集, No.502, pp149-156, 1997.12
- 13) 田淵基嗣, 金谷弘: 製法の異なる角形鋼管・H形はり接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第361号, pp104-112, 1986年3月
- 14) 鋼構造接合部の力学性能と設計法, 日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会 接合小委員会, pp167-172, pp99-109, 1996.10
- 15) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計法 第2版, 東京大学出版会, 1987
- 16) 伊藤茂樹, 形山忠輝, 岡本晴仁: 鋼構造柱梁接合部パネルの弾塑性挙動, その2 部分立体骨みを用いた柱・梁接合部パネルの斜め45度方向加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp473-474, 1998.9

(1999年5月19日原稿受理, 1999年9月10日採用決定)