

従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究

合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その1

EXPERIMENTAL STUDY ON DEFORMATION CAPACITY OF COMPOSITE BEAMS
WITH CONVENTIONAL TYPE BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONSEvaluation of earthquake resistance of steel moment frames considering
deformation capacity of composite beams Part 1岡田 健*, 呉 相 勲**, 山田 哲***, 今枝知子*
山口路夫****, 和田 章*****Ken OKADA, Sang-Hoon OH, Satoshi YAMADA, Tomoko IMAEDA,
Michio YAMAGUCHI and Akira WADA

Many fractures in beam-to-column connections of steel framed structures occurred in Hyogo-ken Nanbu Earthquake. In this paper, we notice on the influence of composite beams as a factor of such fractures, and investigate the deformation capacity of composite beams by a series of experiment. Main conclusions are as follows.

- (1) The deformation capacity of composite beams is remarkably lower than steel beams without slabs.
- (2) Section properties and loading histories have little influence on the deformation capacity of composite beams.
- (3) When composite beams are subjected to a positive bending moment, following phenomena are observed:
 - a) Strain is concentrated to lower flanges. b) Plastic deformation is concentrated to narrow area near the beam-to-column connections.
 These are the factors which reduce the deformation capacity of composite beams.

keywords : composite beam, fracture, deformation capacity, full-scale experiment

合成梁, 破断, 変形能力, 実大実験

1. 序

1995年の阪神・淡路大震災(以後、「震災」)において、鋼構造建築物の柱梁接合部で梁の下フランジが破断する被害が多数生じた。これにより「梁の端部に塑性ヒンジを生成し、地震エネルギーを吸収することにより構造物の倒壊を免れる」という鋼構造建築物の耐震設計の基本を支えていた、鋼部材及び鋼構造骨組の変形能力に対する認識不足が明らかになった。この地震被害の主要因を究明し、その変形能力を正しく認識することは、地震に強い建築物・都市を合理的に構築するために重要な課題である。

震災後、鋼部材の破断に着目した研究^{1),2)}などが数多く行われ、鋼材の材料靱性、溶接の品質とディテール、寸法効果、激震の作用による動的効果などが与える影響について明らかにされつつある。しかし、これらは純鉄骨架構を対象としており、事務所建築などで一般的に使用される合成梁を対象とした研究はきわめて少ない。

地震時における合成梁のひずみ分布はFig.1のようになる。すなわち、正曲げにおいてコンクリートスラブが圧縮に対して抵抗力を発揮するため、鉄骨梁はほぼ全断面で引張応力を受け、特に下フランジに引張りひずみが集中する。これにより、合成梁の変形能力は下フランジの破断に対して純鉄骨梁よりも低くなるはずである。

合成梁に関する研究は、その耐力^{3)~6)}など、変形能力に関する研

究^{7)~9)}などから、スタッドコネクタの弾塑性挙動が与える影響に関する研究^{10),11)}などに至るまで、弾塑性挙動を把握することを目的としたものが震災以前に数多く存在する。その成果を受けて、設計においては合成梁の高い耐力・剛性を使用し、横座屈の拘束効果に期待するなど、設計上有利に働く側面が取り入れられている。

現在、設計において合成梁の変形能力は純鉄骨梁と同等であるとされている。しかし、震災後注目されている破断に対する変形能力に主眼を置いた研究^{12),13)}はきわめて少なく、合成梁の変形能力は十分明らかにされたとは言いがたい。合成梁の変形能力が、前述したように純鉄骨梁とは異なるのであれば、設計においてその相違を考慮する必要がある。

本研究は、破断が梁の変形能力を支配する場合、合成梁と純鉄骨

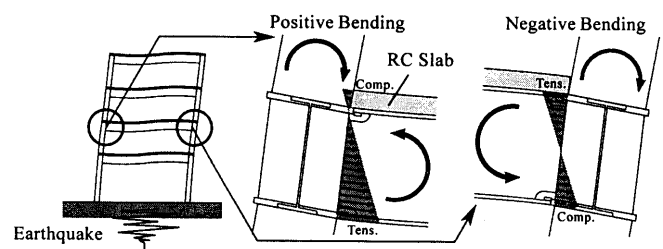


Fig.1 Strain Distribution of Composite Beam under Earthquake

* 東京工業大学大学院

** (助)浦項産業科学研究院 博士(工学)

*** 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

**** 東京工業大学大学院 修士(工学)

***** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Graduate School, Tokyo Institute of Technology

Research Institute of Industrial Science & Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate School, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

梁の変形能力には大きな違いが生じるとの観点に立ち、震災以前の柱梁接合部ディテールを有する合成梁を対象とした実験を行うことにより、その変形能力を明らかにすることを目的とするものである。

2. 試験体及び実験方法

2.1. 試験体

試験体は中層鋼構造建築物の柱梁接合部を模した実大ト型試験体であり試験体数は5体である。試験体一覧を Table 1 に示す。実験のパラメータは(1)スラブの有無, (2)断面性能, (3)载荷履歴である。

本実験の標準試験体を合成梁試験体である No.1 とし、その概要を Fig. 2 に示す。梁は直交梁も含めロール成形の圧延 H 形鋼梁 R-H-612x202x13x23、柱は溶接組立の角形鋼管柱 B-Box-450x450x 22 である。柱の中心から加力点までの距離は 3,500mm、柱の上下支点間距離は 3,000mm である。接合部は通しダイアフラム形式・工場溶接型で、震災以前に多くの鋼構造物に使用されていた従来型の柱梁接合部ディテールである。すなわち、フランジは完全溶け込み溶接、ウェブは隅肉溶接であり、フランジ溶接部には、返りをつけるなどの改

Table 1 List of Specimen

No.	Parameters	Section of the Beam	t_c (mm)	Loading History
1	Standard Composite Beam	R-H-612×202×13×23	200	1
2	(1) Existence of Slab Steel Beam without Slab	R-H-612×202×13×23	---	1
3	(2) Section Property Composite Beam : Small Section Steel Beam	R-H-596×199×10×15	200	1
4	(2) Section Property Composite Beam : Thinner Slab	R-H-612×202×13×23	140	1
5	(3) Loading History Composite Beam : Another Loading History	R-H-612×202×13×23	200	2

t_c : 鉄筋コンクリートスラブ厚, Loading History: Fig.7 参照

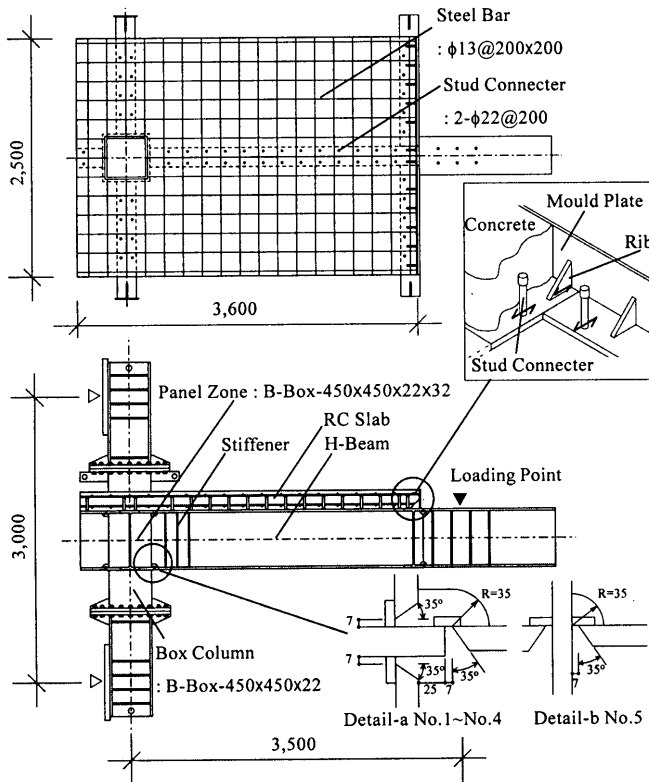


Fig. 2 Specimen (No.1)

良を施さない R=35mm のスカラップが設けてある (Detail-a)。スラブは場所打ちの等厚スラブであり、デッキプレートは用いない。スラブ厚 t_c はやや厚めの 200mm であり、スラブの幅は 2,500mm である。頭付きスタッドコネクターの軸径は 22mm、長さは 150mm である。なお、スタッドコネクターの配置は 200mm 間隔の 2 列配置としたが、「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁴⁾を参考にして設計を行った結果、完全合成梁とするための剪断耐力を確保できないため、Fig. 2 に示す鋼板とリブで構成される型枠で、この剪断耐力を補うこととした。

試験体は、破断以外の崩壊モードが生じないように設計した。局部座屈波の発生を防ぐため接合部にはスチフナを溶接し、梁が終局曲げモーメントを発揮しているときにおいても試験体の柱及びパネルゾーンは塑性化しないように十分強く設計した。特に、直交梁が接合されるパネルゾーンの板厚は 32mm と厚くして、梁から伝達されるモーメントによって作用する大きな剪断力に対して十分な強度を確保した。

次に、その他の試験体を No.1 と比較して説明する。No.2 は「(1)スラブの有無」の影響を明確にするために用意した、スラブの無い純鉄骨梁試験体である。No.3 と No.4 は「(2)断面性能」の違いを比較するための試験体である。No.3 は鉄骨梁の断面積が小さい試験体であり、使用した R-H-596x199x 10x15 の断面積は No.1 で使用した梁材の 2/3 程度である。No.4 はスラブの薄い試験体であり、スラブ厚 t_c

Table 2 Results of Steel Tension Tests & Concrete Compression Tests

		σ_y	σ_u	Y.R.	ϵ_u
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[%]
H-612x202x13x23	No.1,2,4,5: Flange	386	535	72.2	14.4
	No.1,2,4,5: Web	444	551	80.6	14.6
H-596x199x10x15	No.3: Flange	414	556	74.5	14.4
	No.3: Web	445	565	78.8	14.4
Concrete	28days	---	26.0	---	---

σ_y : 降伏応力度, σ_u : 最大応力度, Y.R.: 降伏比, ϵ_u : 一様工学ひずみ

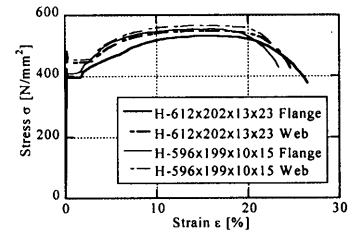


Fig. 3 Stress-Strain Relationships

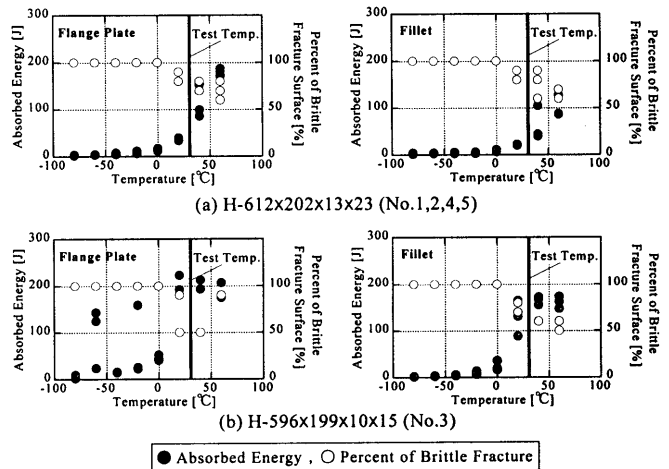


Fig. 4 Results of Charpy Impact Tests

は140mm, スタッドコネクターの長さは90mmである。No.5は「(3)載荷履歴」の違いを比較するための試験体である。なお, No.5は内ダイアフラム形式 (Fig. 2 Detail-b) であるが, 研究対象である変形能力と破断にダイアフラム形式が及ぼす影響はほとんどないと考える。

試験体に使用した鋼材の引張試験およびコンクリートシリンダーの圧縮試験の結果をTable 2に, 鋼材の応力-ひずみ関係をFig.3に, 鋼材のシャルピー衝撃試験結果をFig. 4に示す。鋼材はSM490材, スラブのコンクリートは設計強度 $F_c=23.5\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートである。使用した鋼材の遷移温度は高く, 伸び能力は比較的小さい。

各試験体の全塑性モーメント計算値をTable 3に示す。 cM_p は「鋼構造限界状態設計指針・同解説」¹⁵⁾に従って, スラブ有効幅を柱幅(450mm)とし, Table 2に示す素材試験結果を用いて算出した各試験体の正曲げ全塑性モーメント計算値である。また, sM_p は純鉄骨梁の全塑性モーメントで, 鉄筋の影響を無視すれば合成梁の負曲げ全塑性モーメントに相当する。なお, cM_p と sM_p はスカラップによる断面欠損を考慮した値である。 $s\theta_p$ は sM_p に対応する純鉄骨梁の弾性部材角であり, 各試験体の $s\theta_p$ はほぼ等しい。

2.2. 加力装置

加力装置全体図をFig. 5に示す。試験体と反力壁との接合は柱上下端におけるピン接合である。試験機は2000kN 静的アクチュエーターであり, 試験体自由端に鉛直荷重を作用させて実験を行った。図には記載していないが, 実験中には柱側直交梁の先端と試験体梁自由端に構面外への変形を拘束する横ぶれ止めを設置した。

2.3. 加力方法

試験機はFig. 6に定義する部材角 θ により制御した。実験において目標とした θ をFig. 7に示す。Pattern 1は弾性域での加力の後, 変位振幅増分 $2s\theta_p$ の漸増型正負交番繰返し載荷履歴であり, Pattern 2は変位振幅増分 $s\theta_p$, 各変位振幅で2回ずつ繰返す漸増型正負交番繰返し載荷履歴である。本論では弾塑性域にわたる繰返し載荷において, 目標部材角(+ $2s\theta_p$ など)を示すことで各載荷サイクルを記述し, Pattern 2において同変位振幅での2サイクル目は+ $2s\theta_p$ (2)のように記述する。実験では原則的にPattern 1を用い, 載荷履歴の影響を調べるNo.5のみPattern 2を使用した。

なお, 本実験では初期状態をアクチュエーターに作用する荷重が0である状態とした。従って, 試験体の柱梁接合部には自重により, 加力初期状態で sM_p に対してNo.2で1%, No.1,5で6%, No.3で8%, No.4で5%程度の負曲げモーメントが作用していたことになる。

2.4. 計測

Fig. 6に示す θ を計測するために, 加力点の鉛直変位 v_1 と柱梁接合部の鉛直変位 $v_{connect}$ 及び回転変位 θ_{panel} をバネ式変位計で計測した。ただし, 試験機の制御においては加力点の鉛直変位にアクチュエーターのストローク値を用いた。このため, 制御値と計測値では加力フレームの弾性変形などの影響で多少の差が生じたが, 最終的なデータには計測値を用いる。また, No.1のみ柱に最も近いスタッド位置におけるスラブと鉄骨梁との相対ずれ変位を計測した。他の試験体では梁とスラブに実験前に目盛をけがき, その相対ずれ変位を実験中

Table 3 Calculation of Full Plastic Moment

No.	Section of the Beam	t_c [mm]	cM_p [kN.m]	sM_p [kN.m]	$s\theta_p$ [rad.]
1	R-H-612×202×13×23	200	2.24×10^3	1.41×10^3	0.0082
2	R-H-612×202×13×23	—	—	1.41×10^3	0.0082
3	R-H-596×199×10×15	200	1.69×10^3	0.99×10^3	0.0087
4	R-H-612×202×13×23	140	1.91×10^3	1.41×10^3	0.0082
5	R-H-612×202×13×23	200	2.24×10^3	1.41×10^3	0.0082

cM_p : 正曲げ全塑性モーメント (文献15) sM_p : 純鉄骨梁の全塑性モーメント, $s\theta_p$: sM_p に対応する純鉄骨梁の弾性部材角

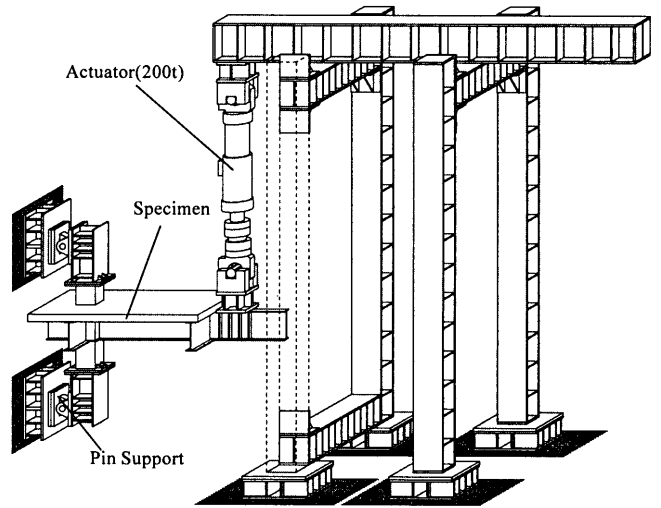


Fig. 5 Loading System

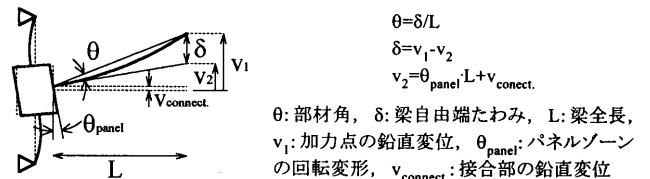


Fig. 6 Definition of Rotation Angle θ

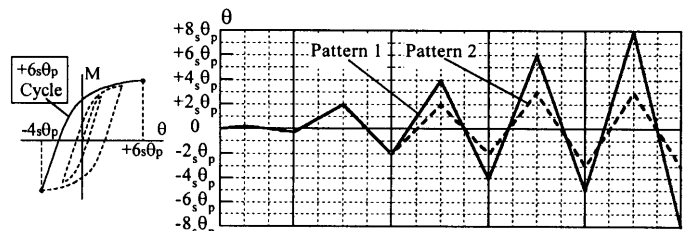


Fig. 7 Loading Histories

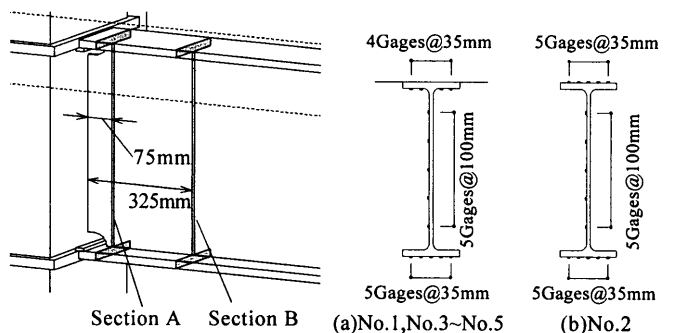


Fig. 8 Strain Measurement Position

に目視で観察した。

ひずみの計測位置を Fig. 8 に示す。柱面から 75mm と 325mm の 2 断面 (A 断面および B 断面) がひずみ計測断面であり、全試験体に共通である。なお、本論では、各断面における上下フランジのひずみは、それぞれに貼付したひずみゲージの値の平均値である。

3. 実験結果

3.1. 弾塑性履歴性状と破断性状

全試験体 5 体の M-θ 関係を Fig. 9 に、実験結果一覧を Table 4 に示す。M-θ 関係において M は柱梁接合部のフェースモーメント、θ は梁の変形による部材角である。終局状態はいずれもフランジの破断であった。Fig. 9 においてフランジの破断が生じた位置を ▼ で示す。また、全塑性モーメントの計算値 cM_p 、 sM_p を破線で示す。Table 4 において、No.2 の K_e^+ は正曲げと負曲げの初期剛性の平均値である。また、 θ_{max}^+ 、 θ_{max}^- は M-θ 関係から Fig. 10 に示す方法により抽出した骨格曲線の最大部材角である。 η_s^+ 、 η_s^- は骨格部正曲げ側および負曲げ側における累積塑性変形倍率である。この定義を次式に示す。

$$\eta_s^{+(-)} = \theta^{+(-)}_{max} / s\theta_p - 1 \quad \dots(1)$$

【弾塑性履歴性状】

No.1 (合成梁・標準) は No.2 (純鉄骨梁) に比較して、高い正曲げ初期剛性と耐力を示している。No.1 の正曲げ初期剛性 K_e^+ は No.2 の 2.6 倍、正曲げ最大耐力 M_{max}^+ は No.2 の 1.2 倍である。その他の合成梁試験体も、高い正曲げ初期剛性と耐力を示している。No.1 をはじめとする合成梁の正曲げ弾性剛性は、いずれも $+2_s\theta_p$ 、 $-2_s\theta_p$ と弾塑性域にわたる繰り返し载荷を受けた後、初期剛性から大きく低下しており、負曲げ側の弾性剛性とほぼ等しくなっている。これは、合成梁の上フランジには正曲げにおいて圧縮力がほとんど作用せず、負曲げを受けた際の引張変形が残留し、スラブと柱面に離間が生じて合成梁としての剛性を発揮できなかったからであると考えられる。

また、No.1 で計測したスラブと梁との相対ずれ変位は弾性的に挙動しており、他の試験体でも目視で確認できるような大きなずれは見られなかった。なお、本試験体のスタッドコネクターは文献(14)を参考にしたためスタッドコネクターに作用する剪断力がかなり大きく見積もられ

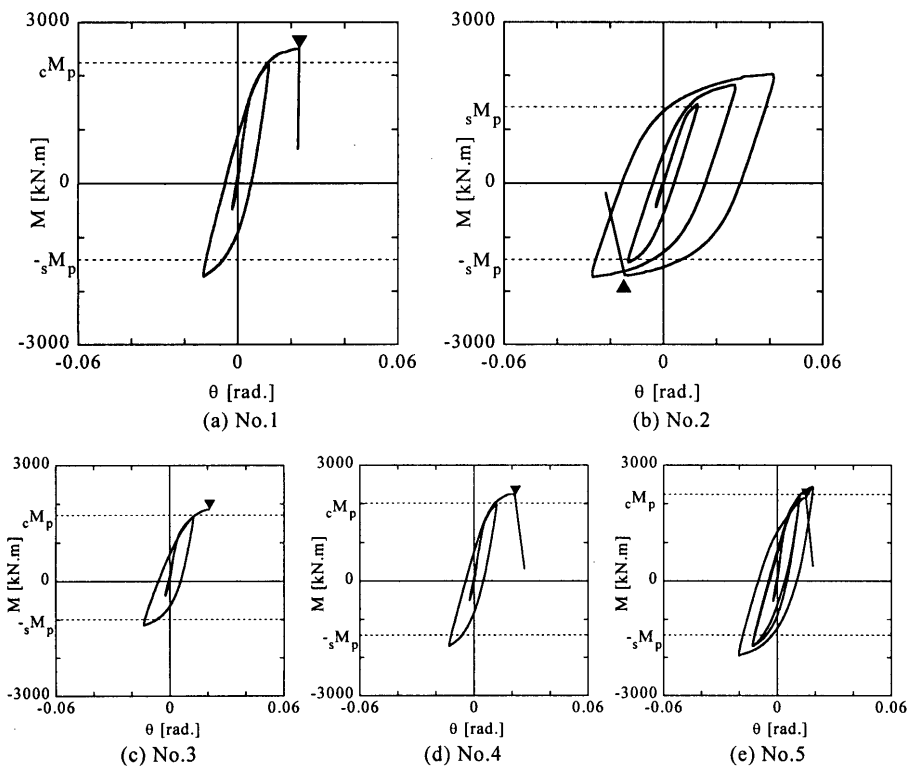


Fig. 9 Moment(M)-Rotation Angle(θ) Relationships

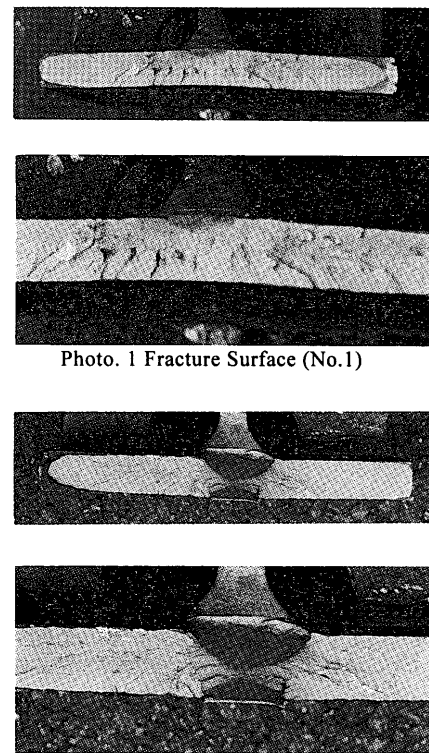


Photo. 2 Fracture Surface (No.2)

Table 4 Experimental Results

No.	K_e^+ [kN.m]	K_e^- [kN.m]	M_{max}^+ [kN.m]	M_{max}^- [kN.m]	θ_{max}^+ [rad.]	θ_{max}^- [rad.]	$s\theta_{max}^+$ [rad.]	$s\theta_{max}^-$ [rad.]	η_s^+	η_s^-	Fracture Type	Fracture Point	Temp. [°C]
1	412000	262000	2500	-1730	0.0231	-0.0129	0.0243	-0.0179	2.0	1.2	B.F.	L.F.	29.0
2	157000	—	2020	-1710	0.0416	-0.0268	0.0514	-0.0378	5.3	3.6	B.F.	U.F.	29.0
3	307000	185000	1860	-1150	0.0206	-0.0138	0.0218	-0.0194	1.5	1.2	D.F.	L.F.	29.0
4	314000	233000	2250	-1710	0.0214	-0.0131	0.0231	-0.0179	1.8	1.2	B.F.	L.F.	28.5
5	377000	262000	2440	-1950	0.0187	-0.0203	0.0201	-0.0298	1.5	2.6	B.F.	L.F.	28.5

K_e^+ : 正曲げ側初期剛性、 K_e^- : 負曲げ側初期剛性、 M_{max}^+ : 正曲げ最大モーメント、 M_{max}^- : 負曲げ最大モーメント、 θ_{max}^+ : 正曲げ側の最大部材角、 θ_{max}^- : 負曲げ側の最大部材角、 $s\theta_{max}^+$: 骨格曲線正曲げ側の最大部材角、 $s\theta_{max}^-$: 骨格曲線負曲げ側の最大部材角、 η_s^+ : 骨格部正曲げ側における累積塑性変形倍率、 η_s^- : 骨格部負曲げ側における累積塑性変形倍率、B.F.: 脆性的破断、D.F.: 延性的破断、U.F.: 上フランジ、L.F.: 下フランジ、Temp.: 気温

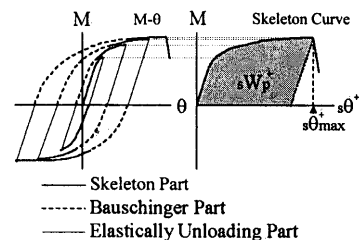


Fig. 10 Method of Drawing Skeleton Curve

ている。実際に作用すると考えられる、柱面とスラブとの終局支圧力に対してはスタッドコネクターのみでも十分な剪断耐力を有しており、本試験体は完全合成梁と見なすことができると考えられる。

[破断性状]

フランジの破断形式はNo.1が下フランジのスカラップ底近傍における脆性的破断、No.2が上フランジのスカラップ底近傍における脆性的破断であった。No.1は $+4_s\theta_p$ 、No.2は $-6_s\theta_p$ のサイクルで破断した。また、いずれも破断部近傍では塑性変形による絞りが生じていた。No.1とNo.2の梁フランジの破面写真をPhoto. 1, 2に示す。いずれもスカラップ底に円弧状の延性亀裂があり、これが脆性的破断の起点であることがわかる。No.2の延性亀裂の大きさは幅40mm、深さ15mmであり、No.1はNo.2に比べて小さく、幅20mm、深さ5mmである。

そのほかの試験体の破断は、No.3（小断面梁）が下フランジの延性破断、No.4（薄スラブ）とNo.5（載荷履歴 Pattern2）が下フランジの脆性的破断であった。いずれもスカラップ底近傍で梁の母材が破

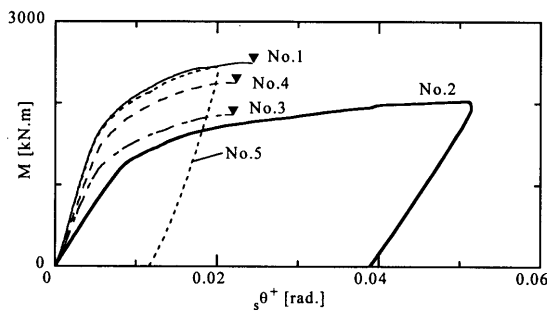


Fig. 11 Skeleton Curves (Positive Bending)

Table 5 Absorbed Energy

No.		W_p [kN.m]		
		Skelton	Bauschinger	Total
1	Positive	39.7	13.7	53.5
	Negative	14.3	0.0	14.3
	Total	54.1	13.7	67.8
2	Positive	71.1	41.1	112.2
	Negative	41.2	59.7	100.9
	Total	112.3	100.8	213.1
3	Positive	24.6	11.0	35.6
	Negative	11.2	0.0	11.2
	Total	35.9	11.0	46.9
4	Positive	31.9	10.9	42.8
	Negative	13.2	0.0	13.2
	Total	45.0	10.9	55.9
5	Positive	27.5	52.7	80.2
	Negative	33.2	24.1	57.4
	Total	60.7	76.8	137.6

${}_sW_p^+$	${}_bW_p^+$	W_p^+
${}_sW_p^-$	${}_bW_p^-$	W_p^-
${}_sW_p$	${}_bW_p$	W_p

・エネルギー吸収量の表記は以下のように区分する。

- ${}_sW_p^+$: 骨格部正曲げ側
- ${}_bW_p^+$: バウシンガー部正曲げ側
- ${}_sW_p^-$: 骨格部負曲げ側
- ${}_bW_p^-$: バウシンガー部負曲げ側
- W_p^+ : 正曲げ側の合計
- W_p^- : 負曲げ側の合計
- ${}_sW_p$: 骨格部の合計
- ${}_bW_p$: バウシンガー部の合計
- W_p : 全エネルギー吸収量

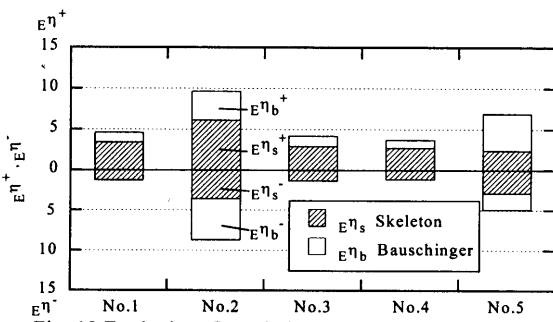


Fig. 12 Equivalent Cumulative Inelastic Deformation Ratio

断しており、溶接部の破断は生じなかった。No.3とNo.4はNo.1と同様に $+4_s\theta_p$ 、No.5は $+3_s\theta_p(2)$ のサイクルで破断した。Fig. 4に示すシャルピー試験結果から、実験温度における鋼材の破壊靱性はNo.3が他の試験体よりも高いことがわかる。このことから、破断形式の違いは破壊靱性の違いによるものと考えられる。

3.2. 変形能力

鋼部材の荷重-変形関係は、骨格部、バウシンガー部および塑性除荷部に分解でき、この骨格部をつなぎ合わせるにより骨格曲線を得ることができる^{16),17)}(Fig. 10)。純鉄骨部材を対象とした実験では、骨格曲線を用いて変形能力を評価することが多い。一方、合成梁の変形能力評価に同様の骨格曲線を用いた場合、その変形能力を過小評価するおそれがある^{註)}。しかし、本実験では合成梁試験体の繰返し回数が少ないため、変形能力はバウシンガー部とあわせて総合的に評価することを前提に、Fig. 10に従って骨格曲線を抽出した。

各試験体の骨格曲線（正曲げ側）をFig. 11に示す。変形能力の比較では正曲げ側に着目し、Table 4に示す正曲げ側の最大部材角 θ_{max}^+ と骨格曲線正曲げ側の最大部材角 ${}_s\theta_{max}^+$ を用いる。

・スラブの有無： No.1はNo.2に対して θ_{max}^+ が56%、 ${}_s\theta_{max}^+$ が47%と小さく、その変形能力にはスラブの効果が見られる。また、No.1の θ_{max}^+ と ${}_s\theta_{max}^+$ はほぼ同じ値である。

・断面性能： No.3とNo.1には、 θ_{max}^+ と ${}_s\theta_{max}^+$ のいずれにも大きな差は生じていない。これはNo.4も同様であり、合成梁の変形能力に断面性能の影響は見られない。なお、延性破断を生じたNo.3は最大耐力から耐力低下を生じた時点をもって終局状態と定義した。

・載荷履歴： No.5とNo.1には、 θ_{max}^+ および ${}_s\theta_{max}^+$ のいずれにも大きな差はなく、合成梁の変形能力に載荷履歴の影響は見られない。

各試験体の比較検討から、合成梁は純鉄骨梁に比べて θ_{max}^+ が50～60%程度、 ${}_s\theta_{max}^+$ が40～50%程度であり、その変形能力は断面性能や載荷履歴にはほとんど左右されず総じて低いことがわかる。なお、バウシンガー部の変形を $+4_s\theta_p$ のサイクルにおいて比較したところ、いずれも同程度であり、骨格曲線による変形能力評価が過小評価になることはないと考えられる。また、合成梁の θ_{max}^+ と ${}_s\theta_{max}^+$ は概ね一致する。

3.3. エネルギー吸収能力

部材のエネルギー吸収量を骨格部・バウシンガー部の正曲げ側・負曲げ側に分けて、Table 5に示す。また、次式によって無次元化した等価累積塑性変形倍率をFig. 12に示す。

$$E^{\eta^{+(-)}} = W_p^{+(-)} / ({}_sM_p \cdot \theta_p) \quad \dots(2)$$

$$E^{\eta_s^{+(-)}} = {}_sW_p^{+(-)} / ({}_sM_p \cdot \theta_p) \quad \dots(3)$$

$$E^{\eta_b^{+(-)}} = E^{\eta^{+(-)}} - E^{\eta_s^{+(-)}} \quad \dots(4)$$

$E^{\eta^{+(-)}}$: 正(負)曲げ側の等価累積塑性変形倍率

$E^{\eta_s^{+(-)}}$: 骨格部正(負)曲げ側の等価累積塑性変形倍率

$E^{\eta_b^{+(-)}}$: バウシンガー部正(負)曲げ側の等価累積塑性変形倍率

$W_p^{+(-)}$: 正(負)曲げ側におけるエネルギー吸収量

${}_sW_p^{+(-)}$: 骨格部正(負)曲げ側におけるエネルギー吸収量

エネルギー吸収能力についても骨格部正曲げ側に着目して、 $\epsilon\eta_s^+$ を比較する。

・スラブの有無： No.1の $\epsilon\eta_s^+$ はNo.2の1/2程度である。また、No.1は小さい変形レベルで早期に破断したため、バウシンガー部においてほとんどエネルギーを吸収できず、部材としてのエネルギー吸収量はきわめて小さい。

・断面性能： No.1とNo.3およびNo.4との間に $\epsilon\eta_s^+$ の大きな差は見られない。全体的なエネルギー吸収量も概ね一致している。

・载荷履歴： No.1とNo.5との間に $\epsilon\eta_s^+$ の大きな差は見られないが、No.5は繰り返し回数が多いためバウシンガー部でのエネルギー吸収量が比較的大きく、全体的なエネルギー吸収量としては他の合成梁試験体よりも大きな値を示している。しかし、それでもNo.2の65%程度のエネルギー吸収量にとどまっている。

以上から、合成梁は純鉄骨梁に比べて $\epsilon\eta_s^+$ が1/2程度であり、そのエネルギー吸収能力は、断面性能や载荷履歴にほとんど影響を受けず総じて低いことがわかる。

4. 考察

4.1. スラブの影響

ここでは、ひずみのデータを用いて、合成梁におけるスラブの影響を考察する。

[スラブの効果1：下フランジへのひずみ集中]

・ひずみ集中

No.1 (合成梁・標準)とNo.2 (純鉄骨梁)のA断面 (柱面から75mm, スカップ底近傍)における上下フランジのひずみ ϵ の推移をFig. 13に示す。横軸は累積部材角 $\Sigma|\theta|$ である。ひずみの推移を比較すると、No.2は上下フランジのひずみが圧縮・引張ほぼ対称に推移しているのに対して、No.1は下フランジのひずみが大きく引張側に偏っている。また、No.1の上フランジは正曲げにおいてひずみが圧縮側にほとんど推移せず、履歴したひずみの振幅が小さいのに対して、下フランジは履歴したひずみの振幅が大きい。また、Fig. 13中の(i)： $+2_s\theta_p$ のサイクル最大変形時、および(ii)：No.1破断直前におけるA断面のひずみ分布をFig. 14に示す。正曲げを受けるNo.1は中立軸が上フランジ側に移動したようなひずみ分布になっている。このような合成梁における下フランジへのひずみの集中は、「1.序」に示したようにスラブが正曲げモーメントの圧縮力に抵抗することにより生じ、破断に対する変形能力が低い要因であると考えられる。

・ひずみ集中の検証

実験における塑性中立軸を、上下フランジのひずみデータを用いて次式により算出した。

$$X_n = h' - d\epsilon_u h / (d\epsilon_u - d\epsilon_l) \quad \dots(5)$$

- X_n : 鉄骨梁重心位置から塑性中立軸までの距離 (実験値)
- $d\epsilon_u$: 計測毎の上フランジのひずみ増分
- $d\epsilon_l$: 計測毎の下フランジのひずみ増分
- h : 上下フランジのひずみ計測位置間距離
- h' : 鉄骨梁重心位置から上フランジひずみ計測位置までの距離

このようにして算出した X_n は、下フランジへの引張ひずみの集中度

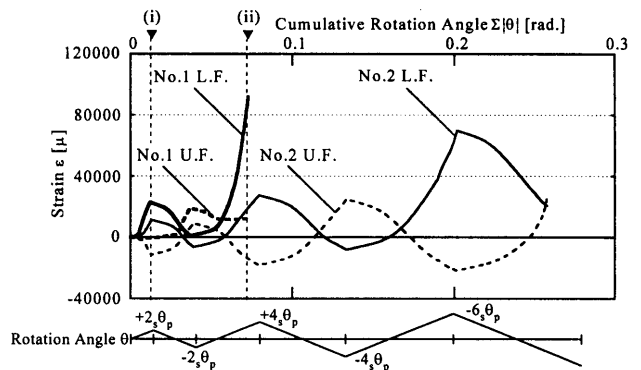


Fig. 13 History of Strain in Flange (Section A)

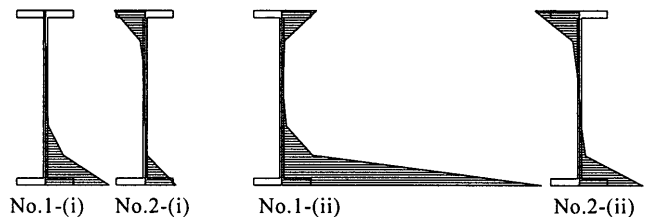


Fig. 14 Strain Distribution (Section A)

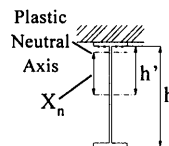


Table 6 Plastic Neutral Axis

	No.1	No.3	No.4	No.5
X_n [mm]	264	286	184	264
X_n [mm]	287	285	285	286

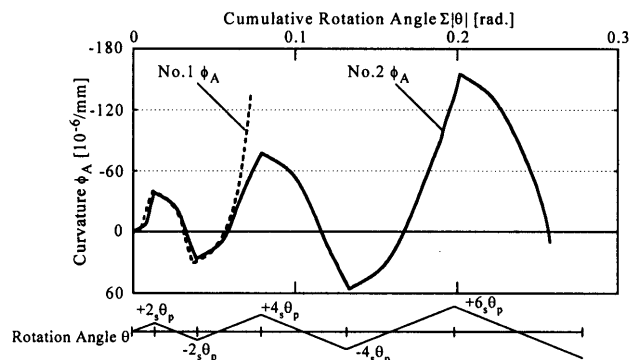


Fig. 15 History of Curvature (Section A)

を表す指標となる。 X_n は加力状態によって変動するが、正曲げの加力において塑性化が進行すると安定した値を示した。

合成梁試験体4体について塑性中立軸の実験値 X_n と文献15)を参考にして算出した計算値 X_n をTable 6に示す。 X_n は正曲げサイクルの最大変位における値を平均したものとす。

計算値はNo.3を除いて、ウェブ内に正曲げ塑性中立軸があるのに対して、実験値は合成梁の正曲げ塑性中立軸がいずれも各試験体の上フランジ内にあることを示している。従って、大まかに考えると、正曲げ側に一方向载荷した場合、合成梁の下フランジにおける引張ひずみは、同曲率を持つ純鉄骨梁の2倍となり、合成梁が破断に至る曲率は純鉄骨梁の1/2になると考えられる。

[スラブの効果2：塑性変形領域の縮小]

・曲率の推移

上下フランジのひずみの差分を梁せいで除して、ひずみを計測した

断面における曲率を算出した。No.1とNo.2のA断面における曲率 ϕ_A の推移をFig. 15に示す。横軸は累積部材角 $\Sigma|\theta|$ である。No.1とNo.2の曲率は $+2_s\theta_p$ 、 $-2_s\theta_p$ のサイクルでは変形の進行に対して概ね同様の挙動を示している。しかしながら、 $+4_s\theta_p$ のサイクルではNo.1の曲率が著しく上昇しており、部材の変形が同じであっても、合成梁の柱梁接合部近傍における曲率が大きくなることわかる。

・塑性化領域の縮小

A断面およびB断面におけるモーメント-曲率関係($M_A-\phi_A$ 、 $M_B-\phi_B$)を重ねて、No.1、No.2、それぞれについてFig. 16に示す。 $M_A-\phi_A$ 関係を破線で、 $M_B-\phi_B$ 関係を実線で示す。また、全塑性モーメントの計算値 cM_p 、 sM_p を細い破線で示す。両試験体を比較すると、No.2ではB断面も塑性化しているのに対して、No.1のB断面は正曲げ側においてほとんど塑性化していないことわかる。

各試験体の $M_A-\phi_A$ 関係および $M_B-\phi_B$ 関係から、合成梁全断面について平面保持を仮定した場合の、各断面において吸収された単位長さあたりの塑性ひずみエネルギーを算出した。算出結果を骨格部・バウシinger部の正曲げ側・負曲げ側に分けてFig. 17に示す。No.1とNo.2ではA断面の骨格部正曲げ側で吸収した塑性ひずみエネルギーには大きな差はないが、No.1はB断面で吸収した塑性ひずみエネルギーがほとんどない。同様に、他の合成梁試験体のいずれもB断面で吸収した塑性ひずみエネルギーがほとんどないことわかる。これは、合成梁では破断に至るまでに塑性変形する領域が柱梁接合部近傍に集中していたことを示している。

・塑性化領域縮小の原因

破断に至るまでに塑性化する領域が縮小した大きな原因は、破断部における変形能力が合成梁の下フランジへのひずみ集中効果によって低くなったからであると考えられる。一方、Fig. 15で同じ変形状態のA断面の曲率が純鉄骨梁よりも合成梁の方が大きくなることから、合成梁は柱梁接合部近傍に塑性変形が集中しやすいメカニズムを有していると考えられる。

Fig. 18にNo.1およびNo.2の $M_A-\phi_A$ 関係および $M_B-\phi_B$ 関係の骨格曲線正曲げ側を示す。Fig. 18において、A断面及びB断面が同じ曲率において発揮したモーメントを比較すると、No.1ではB断面が発揮したモーメントはA断面が発揮したモーメントよりもおよそ35%高く、No.2では、B断面が発揮したモーメントはA断面が発揮したモーメントよりもおよそ20%高い。従って、合成梁とすることで同曲率においてA断面が発揮するモーメントとB断面が発揮するモーメントの差が大きくなったと言え、このことは合成梁では相対的に発揮しうるモーメントが低い柱梁接合部に塑性変形が集中しやすいことを示している。同様の傾向はその他の合成梁試験体にも見られ、これはスラブの存在に起因するものと考えられる。また、合成梁は弾性剛性が高いことから変形が塑性化領域に集中しやすいと考えられる。これらにより、合成梁では柱梁接合部に塑性変形が集中しやすく破断しやすいメカニズムになっていると考えられる。

4.2. 変形能力に関する考察

Fig. 18において骨格部正曲げ側の最大曲率 $s\phi_A^+$ をNo.1とNo.2について比較すると、No.1はNo.2の70%程度の値を示している。また、他の合成梁試験体3体の $s\phi_A^+$ はNo.2の1/2~3/4程度であっ

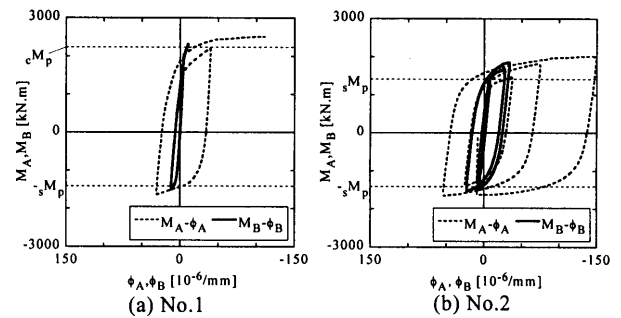


Fig. 16 Moment-Curvature Relationships

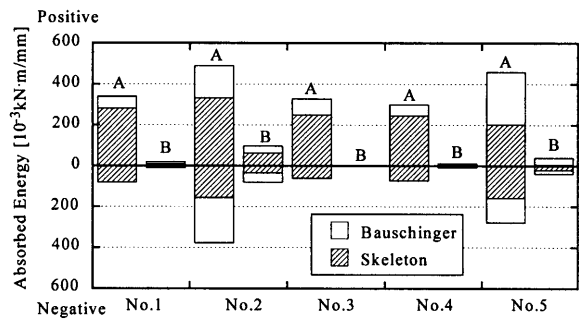


Fig. 17 Absorbed Energy in Each Section

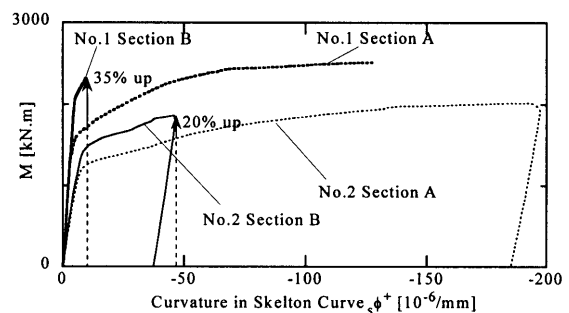


Fig. 18 Skeleton Curves of $M_A-\phi_A$ Relationships

た。合成梁の下フランジには純鉄骨梁の2倍の引張ひずみが作用すること、および部材の骨格部正曲げ側における変形能力が1/2以下であったことを考慮すれば、合成梁のA断面はいずれも高い変形能力を発揮したと考えるのが妥当である。従って、本実験の結果は、従来、変形能力に大きな影響があると考えられていた「ひずみ集中」による破断曲率の低下に対しては合成梁の柱梁接合部近傍の領域ではある程度の変形能力を示したが、「塑性変形集中」との相乗効果によって早期に破断に至り、部材としての変形能力が低くなったと説明することができる。なお、骨格曲線での比較は合成梁の変形能力を過小評価するおそれがあることから、A断面について $+4_s\theta_p$ のサイクルにおけるバウシinger部の曲率をNo.1とNo.2とで比較したところ、若干No.1の方が大きかったが、その差はNo.1の $s\phi_A^+$ に対してわずか4%程度の値であった。

「ひずみ集中」と「塑性変形集中」の相乗効果により、従来型の柱梁接合部を有する合成梁では著しい引張ひずみの進展が生じるため、断面性能や載荷履歴などの影響は最終的な部材の変形能力にはほとんど現れない。

また、破断に対する変形能力に着目した場合、従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力は骨格部正曲げ側の変形能力に支配さ

れる。さらに、その骨格部正曲げ側の最大変形と正曲げ最大変形は概ね一致した。これは塑性変形能力が小さかったことで、一方向に生じた最大変形と骨格部での最大変形に差がなかったことによる。地震時に生じる最大変位応答も、従来型の接合部を有する合成梁の変形能力を評価する上では有効な指標となると考えられる。

4.3. エネルギー吸収能力に関する考察

従来型の柱梁接合部を有する合成梁は純鉄骨梁に比べて変形能力が低い反面、耐力は高い。しかしながら、本実験において、合成梁の変形能力が純鉄骨梁の1/2以下であったのに対して、耐力は純鉄骨梁の1.2倍程度であった。この結果、合成梁のエネルギー吸収能力は骨格部正曲げ側で純鉄骨梁の1/2程度にとどまった。一方、合成梁の弾性剛性も純鉄骨梁に比べて高くなる。本実験において、その上昇率は耐力の上昇率よりも高かった。従って、合成梁は入力エネルギーが小さいレベルの地震においても損傷を受けるおそれがある。また、塑性化後の変形能力が低いため、繰り返し荷重下においてもバウシinger部での大きなエネルギー吸収が期待できない。従って、従来型の柱梁接合部を有する合成梁のエネルギー吸収能力は純鉄骨梁で想定されるものに比べてきわめて低いと考えることができる。

5. 結

本研究では合成梁の破断と変形能力に着目して、従来型の柱梁接合部を有する合成梁の漸増変位振幅繰り返し荷重による実大部材実験を行った。実験結果から得られた知見を以下に示す。

- 1) 合成梁の破断に対する変形能力は、純鉄骨梁と比較するときわめて低く、その変形能力に断面性能や荷重履歴の違いが与える大きな影響は見られない。本実験において、その変形能力は絶対変形の最大値で1/2程度となった。また、本実験において、シャルピー衝撃試験結果に見られる破壊靱性が異なる合成梁試験体を比較すると、破壊靱性の違いにより破断形式の違いが生じた。破壊靱性と破断形式には相関性があったと考えられる。しかし、合成梁の破断が生じるまでの変形能力に大きな違いは見られなかった。
- 2) スラブが圧縮力に対し抵抗することにより、合成梁の下フランジには同曲率の純鉄骨梁に比較して2倍の引張ひずみが作用した。この結果、本実験では破断部付近の断面における最大曲率は、骨格部正曲げ側で純鉄骨梁の1/2～3/4程度になった。また、合成梁では柱梁接合部近傍に塑性変形が集中しており、破断に至るまでに塑性化する領域が狭い。下フランジへのひずみ集中と柱梁接合部への塑性化集中の相乗効果により、合成梁の変形能力は純鉄骨梁よりもきわめて低くなる。
- 3) 合成梁は小さい変形レベルから塑性化し、塑性化後の変形能力は純鉄骨梁に比べてきわめて低い。このため、繰り返し荷重下においても、バウシinger部でのエネルギー吸収が期待できず、合成梁の地震時のエネルギー吸収能力は純鉄骨梁に比べてきわめて低い。

[謝辞]

本実験の計画に際して横浜国立大学田川泰久助教授、(株)新日本製鐵竹内徹氏、前田泰史氏に貴重な御助言をいただいた。また、本

実験は大韓民国(財)浦項産業科学研究院において行った。実験遂行及び大韓民国での生活にあたり、(財)浦項産業科学研究院の研究員及び技術員の方々、並びに漢陽大学大学院生の李明鎬氏、李泰聿氏、高世旭氏に多大な御助力をいただいた。実験及びデータ整理は東京工業大学大学院生の方々の手伝っていただいた。ここに記して感謝の意を表する。

註) 合成梁の弾塑性域の繰り返し荷重を行うと柱面とスラブの離間が生じ、正曲げでのスラブの効果が荷重に現れにくくなる。これにより、応力-歪みレベルでの塑性変形が進行していても部材の骨格曲線には現れない領域があるため、破断に対する変形能力を過小評価するおそれがある。このことは文献12)において指摘されている。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会:通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, 1997.7
- 2) 松本由香:鋼構造剛接骨組における梁端破壊と終局耐震性に関する研究, 東京大学博士論文, 1999.3
- 3) 五十嵐定義, 井上一朗, 金成垠, 多田元英:正負両曲げを受ける合成ばりの弾塑性履歴性状に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 第333号, pp.63-72, 1983.11
- 4) 井上一朗, 金成垠, 五十嵐定義:合成ばりの弾性剛性と終局曲げ耐力に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 第344号, 1984.10, pp.68-80
- 5) 加藤勉, 田川泰久:合成梁部材, 正曲げ耐力に関する実験研究:日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1257-1258, 1983.9
- 6) 井上一朗, 辻岡静雄, 新居努:鉄骨柱・合成梁接合部におけるコンクリートスラブの支圧・せん断耐力に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第411号, pp.59-69, 1990.5
- 7) 見村博明, 宇田川邦明:合成梁の耐力と塑性回転変形能力に関する実験(その1, 側柱に接続する合成ばり), 日本建築学会構造系論文報告集, 第407号, pp.61-70, 1990.1
- 8) 見村博明, 宇田川邦明:合成梁の耐力と塑性回転変形能力に関する実験(その2, 中柱に接続する合成ばり), 日本建築学会構造系論文報告集, 第413号, pp.31-39, 1990.7
- 9) 見村博明, 宇田川邦明:合成梁の耐力と塑性回転変形能力に関する実験(その3, 鉄骨骨組に組み込まれた合成ばり), 日本建築学会構造系論文報告集, 第439号, pp.153-163, 1992.9
- 10) 平野道勝, 石川孝重:負曲げ区間を有する不完全合成梁の挙動にスタッドコネクタの配置が及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 第314号, pp.71-81, 1982.4
- 11) 山野辺宏治, 矢部喜堂, 和田章:頭付きスタッドの弾塑性性状を考慮した合成梁架橋の弾塑性平面骨組解析, 日本建築学会構造系論文集, 第502号, pp.135-140, 1997.12
- 12) 北園健一郎, 松尾彰, 中村雄治, 椋代仁朗, 高松隆夫, 松井義昌:通しダイアフラム形式角形鋼管柱・合成ばり仕口部の塑性変形能力とひずみに関する研究(その1 実験計画及び実験結果);同(その2 実験結果の考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 構造III, pp.535-538, 1999.9
- 13) 北園健一郎, 松尾彰, 中村雄治, 高松隆夫, 松井義昌:合成ばり架橋柱・はり仕口部の歪みと塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-1 構造III, pp.735-736, 2000.9
- 14) 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 1985
- 15) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998
- 16) 加藤勉, 秋山宏:鋼構造部材の耐力(その4), 日本建築学会論文報告集, 第151号, pp.15-20, 1968.9
- 17) 秋山宏, 高橋誠:鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼすバウシinger効果の影響, 日本建築学会論文報告集, 第418号, pp.49-57, 1990.12

(2000年11月10日原稿受理, 2001年4月18日採用決定)