実大振動台実験による柱梁接合部の破壊性状に関する研究

STUDY ON FRACTURE OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS
BY MEANS OF FULL SCALE SHAKING TABLE TEST秋山 宏^{*1}, 山田 哲^{*2}, 松本由香^{*3}, 松岡三郎^{*4}
小倉桂治^{*5}, 北村春幸^{*6}*Hiroshi AKIYAMA, Satoshi YAMADA, Yuka MATSUMOTO,
Saburo MATSUOKA, Keiji OGURA and Haruyuki KITAMURA*

This study aims at simulating the fracture of beam-to-column connections under the Hyogoken-nanbu earthquake. Specimens composed of H-shaped beams and box columns were subjected to seismic motions by means of shaking table test, and the ultimate behavior was examined. The following results were obtained.

- (1) All specimens showed high deformation capacities and negative effects of dynamic loading were not observed.
(2) High toughness of material reduces the sensitivity to geometrical notch effects and is useful to prevent brittle fracture.

keyword: full scale test, dynamic loading, beam-to-column connections, fracture

実大実験、動的載荷、柱梁接合部、破壊

1 序

鋼構造剛接骨組は、一般に終局メカニズムとして梁崩壊型を指向して設計される。この崩壊型が保証されれば、特定層への損傷集中が緩和され、骨組全体のエネルギー吸収能力は向上する。この場合、梁端が塑性ヒンジを形成し安定的に塑性変形をすることが重要である。

1995年の兵庫県南部地震においては、多くの柱梁剛接合部に破壊による被害が生じた。これらの被害の中には、現行の設計基準に基づいて設計され、従来の標準的な接合詳細を採用した接合部が破壊した例も見られる¹⁾。現段階では、鋼部材の破壊条件が学術的に解明されていないため、これらの接合部が破壊以前に発揮した部材性能を評価することが困難である。破壊に対する安全性を確保するためには、鋼部材の破壊条件を解明し、設計時の要求性能の保証、余力の評価などの問題を解決する必要がある。

破壊現象に影響を及ぼす要因は、材料特性や幾何学的形状、寸法効果、載荷速度など、多岐に亘っている。この場合、個々の要因に

関する分析的な研究とともに、地震時に鋼部材が曝される現実的な負荷条件の下で諸条件の相互関係を明らかにし、最も致命的な影響を及ぼす要因を特定することが重要である。

建築分野においても、既に破壊現象を再現した多くの実験が報告されており^{2,3)}、困難であった実大部材の動的載荷実験も行われている⁴⁾。しかし、これらの実験は任意に設定した載荷速度で正負交番載荷を行うもので、地震入力時にどの程度の歪速度が生じるか、という点については解析的な検討にとどまっているのが現状である⁵⁾。また、既往のシステムによる振動実験は、載荷能力の点から縮小架構を試験体とする必要があり、寸法効果と歪速度の再現性に問題がある⁶⁾。

このような状況を踏まえ、文献6に示す加振装置が開発され、実大部材の振動実験が可能になった。本研究は、この加振装置を用いて兵庫県南部地震における柱梁剛接合部の梁端破壊を再現し、一般的な鋼構造柱梁接合部の終局耐震性を明確にすることを意図するものである。

^{*1} 東京大学工学部建築学科 教授・工博^{*2} 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・工博^{*3} 東京大学工学部建築学科 大学院生・工修^{*4} 金属材料技術研究所フロンティア構造材料センター 工博^{*5} 大成建設設計本部^{*6} 日建設計東京本社構造設計室 工博

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

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

Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, M. Eng.

National Research Institute for Metals, Frontier Research Center for Structural Materials, Dr. Eng.

Design Division, Taisei Corporation

Structural Engineering Dept., Tokyo Office, Nikken Sekkei Ltd., Dr. Eng.

2 実験概要

2.1 試験体の計画

本研究では、中層程度の鋼構造骨組の低層部分に使用される部材を想定している。図1に示すように、試験体は骨組の部分架構をモデル化したT形であり、水平材に柱を想定した角形鋼管、垂直材に梁を想定したH形鋼を用いている。梁端フランジの破壊を再現するため、試験体は主に梁部分で変形し、柱及びパネル部は弾性に留まるよう設計した。さらに、局部座屈を防止するため、梁の接合部近傍に20cm間隔で3箇所スチフナを設けた。

表1に試験体一覧、図2に接合部詳細を示す。試験体No.2(表中の網掛け部分)が標準試験体である。

角形鋼管柱に接合された梁部材の変形能力を低減する要因として、以下の点が指摘されている。

(1) 部材断面における応力伝達上の無効部分

角形鋼管柱とH形梁接合部について、ウェブのモーメント負担率が低いものほど部材の変形能力が低くなる実験結果が報告されている³⁾。

(2) 幾何学的形状や負荷状態に起因する応力集中、歪集中

これらの現象を生じさせる代表的な要因として、梁端部に設けられるスカラップが挙げられる⁷⁾。

(3) 部材の寸法効果⁸⁾

以上の観点から、本実験のパラメータを次のように設定した。

・接合部におけるウェブのモーメント負担の影響

一般に、ウェブを柱に溶接した工場溶接タイプは、ウェブをボルト接合とした現場接合タイプよりウェブのモーメント負担が大きい。また、工場溶接タイプでは角形鋼管柱の板厚が厚いほど、ウェブのモーメント負担が大きくなる。そこで、工場溶接タイプで柱板厚が異なる試験体No.1、No.2、No.6、及び現場接合タイプのNo.8を比較対象とする。

・スカラップ形状の影響

既に、スカラップの存在による接合部の耐震性能の低下を緩和するため、改良型スカラップ⁹⁾やノンスカラップ工法¹⁰⁾が提案されている。ここでは、改良型スカラップとしてスカラップ底に半径10mmの返りをつけたタイプ(試験体No.3)、スカラップ位置を避けてフランジを溶接するタイプ(試験体No.4)の2種、及びノンスカラップタイプ(試験体No.5)を採用し、従来型スカラップを設けた試験体No.2との比較を意図した。

・フランジ板厚の影響

試験体No.7の梁については、板厚の厚いものを使用している。

表2に梁材の機械的特性を示す。表中の値は、JIS1A号試験片の引張試験及びシャルピー試験から得られたものである。図3に素材試験片の採取位置を示す。シャルピー値及び脆性破面率の遷移曲線を図4に示す。

接合部の溶接は、現行の標準的な方法で行うことを意図した。表3に接合部の溶接条件を示す。溶接方法はCO₂半自動溶接である。エンドタブはスチールタブとし、溶接後の切断などの処置は行わなかった。

梁部材の力学的特性について、材料の降伏応力、引張強度と部材形状から求めた計算値を表4に示す。

2.2 試験体セットアップ

図5に試験体セットアップ状況を示す。振動台に固定された基礎梁上のピンで試験体を単純支持し、梁頂部を加力梁端部のピンとPC構棒で接続した。文献6に示すように、振動台を加振することによって重錘に慣性力が生じ、梁にせん断力として伝わる仕組みになっている。

図5中に、試験体せん断力、試験体頂部の変位、及びパネル部隅角部の変位の計測方法を示す。梁の変形を片持ち梁の変形に換算すると下式のようになる。

$$\text{梁の変形: } \bar{\delta} = \delta - \frac{x_1 + x_2}{2} + \frac{y_1 - y_2}{\ell} \cdot L_v \quad (1)$$

$$\text{部材角: } \theta = \frac{\bar{\delta}}{L_v} \quad (2)$$

L_v : 水平材上面から試験体頂部の変位計測点までの距離

ℓ : パネル部隅角部間の距離

δ : 試験体頂部の変位

x_1, x_2, y_1, y_2 : 図5中に示すパネル部隅角部の変位

2.3 加振方法

先ずパルス波を入力し、振動系の初期状態における固有周期、減衰の大きさなどを確認した。その後、神戸海洋気象台NS波に加速度倍率を乗じて強度レベルを調整した地震波を入力した。加振は弾性範囲での挙動を確認するための弾性加振、全塑性耐力を確認するための弾塑性加振、梁端破壊の再現を目標とする終局加振の3段階⁴⁾に分けて行った。各加振における振動台の最大速度はそれぞれ10kine、20kine、100kineである。試験体を含む加振装置は1質点系にモデル化できるので⁶⁾、加振の強度レベルを決定する際には予め応答解析を行い、試験体が目標とする状態に到達する程度の入力になるように加速度倍率を設定した。終局加振時の気温は13~18℃であった。図4から分かるように、この温度においては梁のシャルピー値は遷移曲線の上部棚に到達している。

3 実験結果

3.1 載荷履歴とモーメント-部材角関係

いずれの試験体も、弾性加振時にはほぼ弾性範囲に留まり、弾塑性加振時においてやや塑性化した。試験体No.2について、弾性加振時、弾塑性加振時の梁端部におけるモーメントと部材角の関係を図6及び図7に示す。

各試験体の終局加振について、梁端部におけるモーメントと部材角の関係を図8に示す。図中、梁端破壊が生じた点を▼で示す。

試験体No.5,6については1回の終局加振では梁端破壊に至らず、2回の終局加振を要した。試験体No.7の加振では、1回目の終局加振の途中で制御系に過電流が流れ、振動台が緊急停止したため、15cm程度の残留変形が生じた。残留変形を解除するために、台上最大速度を40kineとし、加速度の正負を逆転させた地震波を2回入力した後、終局加振を再度行った。このときは振動台が緊急停止することを避けるため、台上最大速度を90kineとして正負を逆転させた地震波を入力した。

図1 試験体形状

表1 試験体一覧

試験体	垂直材	水平材	形式	スカラップ
No.1	RH-600×300×12×25	RBox-500×500×16	工場	従来型
No.2	RH-600×300×12×25	RBox-500×500×22	工場	従来型
No.3	RH-600×300×12×25	RBox-500×500×22	工場	改良1
No.4	RH-600×300×12×25	RBox-500×500×22	工場	改良2
No.5	RH-600×300×12×25	BBox-500×500×22	工場	無
No.6	RH-600×300×12×25	PBox-500×500×32	工場	従来型
No.7	BH-600×300×16×32	PBox-500×500×32	工場	従来型
No.8	RH-600×300×12×25	RBox-500×500×22	現場	従来型

表2 梁材の材料特性

試験体	部位	σ_y (ton/cm ²)	σ_u (ton/cm ²)	Y.R.	ϵ_u (%)	ϵ_f (%)	Ev (J)	
							0℃	20℃
No.1~6	フランジ	3.30	5.15	0.64	20.4	30.3	219	239
	ウェブ	4.13	5.45	0.76	18.2	24.6	204	221
No.8	フランジ	3.16	5.09	0.62	>17.1	32.4	-	-
	ウェブ	3.78	5.41	0.70	18.2	28.4	-	-

σ_y : 降伏応力 σ_u : 引張強度 Y.R. : 降伏比
 ϵ_u : 一様伸び ϵ_f : 破断歪 Ev : シャルピー値

表3 溶接条件

溶接ワイヤ	パス数	電流 (A)	電圧 (V)	入熱量 (kJ/cm)	パス間温度 (℃)
JIS Z3312 YGW11	15~22	300	35~37	5~24	60~140

表4 梁部材の力学的特性 (計算値)

試験体	K_e (tonf/cm)	M_y (tonf.m)	θ_y (×0.01)	M_u (tonf.m)	K_e : 弾性剛性 M_y : 全塑性モーメント θ_y : M_y に対応する弾性部材角 M_u : 最大モーメント
No.1~6,8	35.6	180	0.68	272	
No.7	44.8	216	0.64	340

図2 接合部詳細

図3 素材試験片採取位置

図4 シャルピー衝撃試験結果

図8 終局加振における梁端モーメントと部材角の関係

3.2 実験結果概要

各試験体の終局挙動、耐力および変形能力に関する結果を表5にまとめる。初期状態における振動系全体の固有周期は約0.6secであり、これは神戸海洋気象台NS波を入力した場合に十分なエネルギー入力が見られる周期である⁶⁾。

図9に示すように、繰り返し荷重を受ける鋼部材の荷重変形曲線を、新たな荷重領域に到達する毎につなげていくことによって骨格曲線が得られる¹¹⁾。ここでは、弾性加振から終局加振までの全載荷履歴について、荷重変形関係を分解し骨格曲線を抽出した。表中の全塑性モーメント My' 及び My' に対応する弾性部材角 $\theta y'$ は、骨格曲線からGeneral-Yield法(図10参照)によって求めた実験値である。

弾性剛性については、実験値は表4中の計算値とよく一致している。一方、全塑性モーメントについては、実験値 My' が計算値 My を上回っており、弾性部材角の計算値 θy が実験値 $\theta y'$ に対して小さい値となっている。このため、梁の耐震性能を無次元化量によって評価する際、 My 及び θy を基準とした場合には部材性能を過大評価

する危険がある。このため、本論文においては My' の平均値 My'' (No.7については My')、 My'' と弾性剛性の計算値から得られる弾性部材角 $\theta y''$ を無次元化する際の基準値として用いる。

$$\text{耐力上昇率: } \alpha = \frac{M_u}{M_y''} \quad (3)$$

M_u : 最大モーメント

$$\text{骨格曲線における累積塑性変形倍率: } \eta_s = \frac{\vartheta_s}{\vartheta_y''} - 1 \quad (4)$$

ϑ_s : 図9中に示す骨格曲線上での最大部材角

Wp は、弾性加振から終局加振中の梁端破壊が生じた時点までの全履歴において梁が吸収した塑性エネルギーであり、梁に作用するせん断力と(1)式に示す梁の変形から求めた値である。 sWp は骨格曲線部分で吸収した塑性エネルギーであり、図9中網掛けの部分の面積に相当する。

表5 実験結果

試験体	加振 方向	脆性破面率 (%)	T (sec)	Ke' (tonf/cm)	My' (tonf·m)	$\theta y'$ (×0.01)	Mu' (tonf·m)	θ_{max} (×0.01)	α	η_s	Wp (tonf·m)	sWp (tonf·m)
No.1	+	55	0.66	31.5	194	0.83	290	8.4	1.46	15.1	71.3	50.8
	-	30					265	5.7	1.33	11.5		
No.2	+	-	0.64	32.3	202	0.84	298	9.4	1.50	16.2	99.3	53.0
	-	12					267	4.8	1.34	10.1		
No.3	+	-	0.64	31.0	206	0.89	301	9.5	1.51	16.3	100.2	53.5
	-	0					268	4.9	1.35	10.2		
No.4	+	-	0.63	32.5	209	0.86	312	9.6	1.57	16.3	121.8	53.3
	-	0					277	4.4	1.40	10.2		
No.5	+	-	0.63	32.8	193	0.79	299	9.0	1.51	15.4	204.7	54.2
	-	0					271	4.5	1.36	12.5		
No.6	+	0	0.61	33.3	206	0.83	307	9.5	1.54	16.3	176.2	55.8
	-	0					275	4.3	1.38	11.9		
No.7	+	-	0.54	41.3	253	0.82	367	9.7	1.45	14.8	162.0	72.1
	-	0					349	8.2	1.38	15.3		
No.8	+	0	0.61	33.2	181	0.73	288	8.1	1.45	14.1	63.9	45.3
	-	-					264	4.9	1.33	10.9		

T: 初期状態における振動系の固有周期

My' : 全塑性モーメント

Mu' : 最大モーメント

α : 耐力上昇率

Wp : 梁端破壊に至るまでの全履歴において梁が吸収した塑性エネルギー

sWp : 骨格曲線部分において梁が吸収した塑性エネルギー

Ke' : 弾性剛性

$\theta y'$: 全塑性モーメントに対応する弾性部材角

θ_{max} : 最大部材角

η_s : 骨格曲線における累積塑性変形倍率

図9 骨格曲線の抽出

図10 General-Yield法

3.3 破断状況

梁フランジの破壊状況には以下の2タイプが見られた。

Type1: (試験体No.1,2)

スカラップ底近傍から発生した延性き裂が成長する過程で脆性破壊に転化し、脆性破面が母材中を伝播した。また、エンドタブ近傍の溶接止端部からも延性き裂が発生し、母材中にき裂の進展が認められた。写真1に試験体No.1の破断面の様子を示す。

Type2: (試験体No.3~8)

スカラップ底近傍及びエンドタブ近傍の溶接止端部（ノンスカラップタイプのものは溶接止端部のみ）から延性き裂が発生し、各々が母材中を進展、合体してフランジ全面に延性破面を形成した。写真2に試験体No.4の破断面の様子を示す。

延性破面に観察されるディンプルは、図11に示す機構によって形成される¹²⁾。このため、ディンプルパターンと延性亀裂の進展方向により、梁端に生じた応力状態が推定できる。脆性破面が認められたNo.1と全面延性破面となったNo.5について、破面のパターン、板厚方向の延性亀裂の進展方向、及び推定される応力方向を図12に示す。No.5の破面が水平に対して45°方向であるのに対し、No.1では、シャーリップ部分を除くと、水平に対して15°方向に破面が進展している。このことから、No.1とNo.5では図12中に示すように梁端フランジにおける応力方向が異なっていたことが分かる。

柱梁接合部のスカラップ部分においては、ウェブが負担していたせん断力の一部がフランジに伝わり、梁端フランジに局所的な面外曲げが生じることが従来から指摘されている⁷⁾。前述のスカラップの有無による応力方向の変化は、この知見と合致するものである。多軸応力状態における鋼材は、降伏応力の上昇によって脆性破壊が生じやすくなると指摘されており¹³⁾、スカラップ試験体については、脆性破壊しやすい応力状態が成立していたと考えられる。

しかし、Type1の破壊を生じた試験体においても、本実験の場合は延性破面が破断面の45%以上を占めており、断面のくびれも認められる。又、いずれの試験体も塑性化領域が水平材の表面から90~100cm程度（梁の長さの約1/3）広がっており、耐力上昇率は14以上を示している。以上の点から、いずれの試験体も十分な強度と変形能力を発揮した後に破壊しており、その部材性能は母材金属の延性的な破壊条件に支配されたと考えられる。

3.4 載荷速度

標準試験体No.2について、終局加振時の試験体頂部の速度及び梁端部の歪集中箇所における歪速度を図13に示す。試験体頂部の最大速度は160~170kine程度であり、他の試験体も同レベルであった。最大歪速度は、試験体間の歪集中の程度によって異なり、50~90%/secであった。このような載荷条件においても、試験体は高い変形能力を示した後に延性的に破壊しており、実大部材を高速載荷したことによる変形能力の低減効果は現れなかったと考えられる。

3.5 骨格曲線

既往の研究により、骨格曲線は一方向載荷の荷重変形曲線によって置換できるといわれている¹¹⁾。図14に、骨格曲線をパラメータ毎に比較して示す。図中には数値積分法による予測値を併せて示している。予測値の計算の際には、引張側には素材引張試験から得ら

写真1 試験体No.1の破断面 (Type1)

写真2 試験体No.4の破断面 (Type2)

図11 ディンプルの形成機構¹²⁾

(1) 試験体No.1

(2) 試験体No.5

図12 破面の進展方向とディンプルパターン

れた公称応力-公称歪関係を入力した。圧縮側については、引張試験のデータを下式によって圧縮応力下の公称応力-公称歪関係に変換したものを用いた。

$$\text{圧縮側の公称歪: } \varepsilon_c = \frac{-\varepsilon_t}{1 + \varepsilon_t} \quad (5)$$

$$\text{圧縮側の公称応力: } \sigma_c = -(1 + \varepsilon_t)^2 \cdot \sigma_t \quad (6)$$

ε_t : 引張側の公称歪

σ_t : 引張側の公称応力

いずれの試験体も、実験値が予測耐力を1割程度上回っており、
 載荷速度の影響が現れている可能性がある。

梁が同一断面の試験体については、接合詳細の違いに関わらず骨格曲線はほぼ一致し、最大耐力、最大変形ともに有意差は認められない。

3.6 履歴吸収エネルギー

試験体の梁端破壊に至るまでに吸収した塑性エネルギー W_p を $(M'' \cdot \theta'')$ で無次元化することによって等価累積塑性変形倍率 $E\eta$ が得られる。つまり、 $E\eta$ は振動系をエネルギー的に等価な完全弾塑性系に置換した場合の累積塑性変形倍率に相当する。図15に、 $E\eta$ をパラメータ毎に比較して示す。図中には骨格曲線部分で吸収した塑性エネルギー sW_p を同様に無次元化した $E\eta_s$ を併せて示している。

図13 載荷速度

(1) ウェブのモーメント負担の影響

(2) スカラップ形状の影響

(3) 梁厚板

図14 骨格曲線

(1) ウェブのモーメント負担の影響

(2) スカラップ形状の影響

(3) 梁板厚の影響

図15 等価累積塑性変形倍率

(1) ウェブのモーメント負担の影響

ウェブのモーメント負担が大きいのと思われるものほど、全エネルギー吸収量が大きくなっている。ウェブのモーメント負担が小さい場合、フランジへの応力集中、歪集中が生じることが予想され、このことが試験体のエネルギー吸収量に影響を及ぼしたと考えられる。

(2) スカラップ形状の影響

スカラップを有する試験体については、エネルギー吸収量にスカラップ形状の違いによる有為差は認められない。これは、材料の靱性が高く、幾何学的形状の不連続に対して感受性が低かったためと考えられる。No.5のノンスカラップ試験体は他の試験体より全エネルギー吸収量が大きくなっている。

(3) フランジ板厚

フランジが厚板である試験体No.7は、No.6よりもエネルギー吸収量がやや小さくなっている。しかし、No.7は全面延性破壊しており、本実験では脆性破壊への転化を促す効果としての板厚の影響は現れていないと考えられる。

4 結論

兵庫県南部地震において、鋼構造剛接合部が曝された負荷状態を忠実に再現することを狙いとして、慣性加力装置を用いた実大振動台実験を行った。試験体は角形鋼管柱にH形梁を接合して製作し、パラメータとして、梁ウェブのモーメント負担、スカラップ形状、及び梁の板厚を設定した。神戸海洋気象台NS波に加速度倍率を乗じて作成した地震波を入力し、梁端部の破壊を再現した。得られた結果は以下の通りである。

(1) 試験体の破壊状況は、全断面が延性破面になったものと、一部に脆性破面が認められたものがあった。しかし、いずれの試験体も十分な強度と変形能力を発揮した後に破壊しており、その部材性能は母材金属の延性的な破壊条件に支配されたと考えられる。

(2) 載荷速度は試験体頂部で約160kineであり、梁端部における最大歪速度は50~90%/secであった。この条件下においても、試験体は高い耐力と変形能力を示した後に破壊しており、実大部材を高速載荷したことによる変形能力の低減効果は現れなかったと予想される。

(3) 材料の靱性が高い場合は形状不連続に対する感受性が低く、従来型スカラップと改良型スカラップの相違が部材の耐震性能に及ぼす影響は小さい。また、材料の靱性が高い場合はフランジ板厚が厚い場合でも延性破壊し、履歴吸収エネルギーの低減には至らない。

本報では実験結果の概要を報告した。今後の課題としては、設定したパラメータと梁フランジに生じた荷重効果との関係に関する定量的な検討が挙げられる。又、本報の実験における試験体の靱性が高かったために、その影響が顕在化しなかった要因についても、更に検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建築物被害調査報告書、1995.5
- 2) 加藤勉、森田耕次：極厚構造部材の脆性破壊、日本建築学会論文報告集、No.156, pp1~10, 1969.2
- 3) 矢部喜堂、坂本真一、中込忠男：梁スカラップの有無が箱型断面柱に溶接接合されるH形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響、日

本建築学会構造系論文報告集、No.440, pp125~132, 1992.10

4) 中島正愛、吹田啓一郎、森迫清貴：通しダイヤフラム形式で接合されるH形梁の塑性変形能力に関する実大実験、(その5 工場溶接タイプ、材料B6による実験[2])、日本建築学会大会学術講演梗概集、c-1, pp337~338, 1997.9

5) 加村久哉、岡本晴仁、伊藤茂樹、本間厚子：強震時の歪速度が鋼構造物の柱梁接合部に与える影響に関する解析的検討、(その1 梁端に発生する歪速度の推定)、日本建築学会大会学術講演梗概集、c-1, pp425~426, 1997.9

6) 秋山宏、山田哲、箕輪親宏他3名：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動実験方法、日本建築学会構造系論文報告集、No.505, 1998.3

7) 園田隆一、金谷弘、田淵基嗣、田中丈之：鋼管柱・梁接合部の力学的性状に与える接合詳細の影響、—その1 0 梁フランジの2次曲げの影響—、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1247~1248, 1993.9

8) 中込忠男、藤本盛久他3名：500N/mm²級鋼の板厚、強度と必要靱性、日本建築学会大会学術講演梗概集、c-1, pp619~620, 1995.8

9) 田淵基嗣、金谷弘、田中丈之、園田隆一：角形鋼管柱・梁仕口溶接部における改良型スカラップ工法の提案、鋼構造シンポジウム論文集、第1巻、pp65~72, 1993.7

10) 坂本真一、矢部喜堂他：はりスカラップを有しない柱はり溶接接合部の力学的性状、その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、c-2, pp1591~1594, 1990.10

11) 加藤勉、秋山宏：構造部材の耐力(その4)、日本建築学会論文報告集、No.151, pp15~20, 1968.9

12) 黒木剛司郎、大森宮次郎、友田陽：金属の強度と破壊 第2版、pp44, 森北出版

13) 金沢武：軟鋼の脆性破壊に就て(第1報)、造船協会論文集、No.89, pp83~94

謝辞

本研究は、科学技術庁官民特定共同研究「阪神淡路大震災被害に基づく鋼構造建築物の終局耐震性能に関する研究」の一貫として行われた。研究推進は下記の委員会組織によって行った。

「鋼構造終局耐震性研究推進委員会」

委員：東京大学(秋山宏(委員長)、桑村仁、山田哲、高橋誠)、科学技術庁防災科学技術研究所(小川信行、箕輪親宏)、科学技術庁金属材料研究所(松岡三郎、竹内悦男)、東京理科大学(寺本隆幸)、住友金属(加藤征宏、大竹章夫、福田浩司)、清水建設(矢部喜堂、真瀬伸治、寺田岳彦)、大成建設(小倉桂治、泉満、辻田修、成原弘之)、東急建設(木村克次、公塚正行、末岡利之、小駒勲、千葉隆史)、三菱建設(田中宏志、時本和則、藤原秀雄)、日建設計(北村春幸、向野聡彦)、フジタ(三山剛史)、日本ドライブイット(矢幡秀介、村谷昌夫)

(1997年12月9日原稿受理、1998年5月8日採用決定)