

鋼構造柱梁改良接合部の終局耐震性に関する実大振動台実験

FULL SCALE SHAKING TABLE TEST ON ULTIMATE SEISMIC RESISTANCE OF ADVANCED TYPE OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

秋山 宏*¹, 山田 哲*², 松本由香*³, 竹内 徹*⁴, 杉本浩一*⁵
Hiroshi AKIYAMA, Satoshi YAMADA, Yuka MATSUMOTO,
Toru TAKEUCHI and Hirokazu SUGIMOTO

In Japan, beam-to-column welded connections with scallops have been generally applied in steel structures. In case of this typical joint, the connection have geometrical notch effects and some reduction of the moment capacity in the web is inevitable. Then many types of advanced connection have been proposed since the Hyogoken-nanbu earthquake. In this study, the full scale shaking table tests were performed to investigate the improvement of beam's ultimate seismic resistance by applying the advanced type of joints. It was found that the advanced method improved the efficiency in the transmitting the stress at the section where the maximum stress occurred.

Keywords : full scale test, dynamic loading, advanced beam-to-column connections, fracture
 実大実験、動的載荷、柱梁改良接合部、破壊

1. 序

我が国における鋼構造剛接骨組には、角形鋼管柱とスカラップを設けたH形梁を、通しダイアフラム形式で溶接接合して構成する形式が多用されている。この従来型工法については、以下の要因によって梁端破壊による被害が生じやすいことが指摘されている。

- ・溶接部に溶接欠陥や材質変化が生じる。特に最大曲げ応力が発生する部位において溶接が行われるため、これらの影響が部材の終局的な性能に顕在化しやすい。

- ・スカラップによる断面欠損などによってウェブのモーメント伝達能力が低下し、梁端フランジに荷重効果の集中が発生する。

柱梁接合部の破壊抵抗性を向上させる手段は、靱性の高い材料を選択する方法^{1)など}と、形状選択によってノッチ効果の排除、又は荷重効果の緩和を図る方法^{2,3)など}の2つに大別できる。多様な接合方法が提案される中で、設計時において適切に材料選択、形状選択を行なうためには、破壊条件に照らして両者の効果を分離して評価し、各々の方法の意義付けを明確にする必要がある。

既往の研究により、幾何学的条件の異なる試験体について、各々試験温度を変化させて実験を行い、幾何学的条件による改善効果と

材料靱性の関係について検討した例が報告されている^{4,5)など}。しかし、特に材料靱性が低い場合におけるデータの再現性が乏しいため、相矛盾する実験結果が得られる場合もあり、材料効果と形状効果の分離評価のためには更なるデータの蓄積が必要である。

接合部の破壊抵抗性について検討するためには、寸法効果や荷重速度を同時に再現し、地震時に鋼部材が曝される現実的な負荷条件での部材挙動を確認する必要がある。筆者らは、実大の角形鋼管柱とH形梁を従来型工法によって接合した試験体について、試験温度をパラメータとした振動台実験を行い、梁端破壊を再現した結果を文献6において報告した。ここで、骨組要素の終局的エネルギー吸収能力は基本的に材料靱性に支配されることを示した。本論文では、形状改良型の接合方法を採用した実大試験体についての振動台実験の結果を報告し、終局エネルギー吸収能力に及ぼす形状効果を明らかにする。

2. 梁降伏型骨組の終局エネルギー吸収能力

材端に逆対称曲げモーメントを受けるH形鋼梁において、一方向荷重下の荷重変形関係は図1のようになる。板要素が局部座屈する

*¹ 日本大学総合科学研究所 教授・工博

*² 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

*³ 横浜国立大学大学院工学研究院 助手・博士(工学)

*⁴ 新日本製鐵建築事業部 博士(工学)

*⁵ 大林組建築事業本部生産技術部 工修

Prof., Nihon Univ., Dr. Eng.

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

Research Assoc., Faculty of Eng., Yokohama National Univ., Dr. Eng.

Building Construction Division, Nippon Steel Corporation, Dr. Eng.

Construction Technology & Engineering Department, Obayashi Corporation, M. Eng.

場合は、極大モーメントに達した後モーメント抵抗は減少するが、耐力劣化域においてもある程度のエネルギー吸収が期待できる。材端に破壊が生じる場合は破壊がエネルギー吸収能力を限界づける。材端の破断モーメント M_B は形式的に次式で与えられると考えられる。

$$M_B = \sigma_B \cdot Z_p \quad (1)$$

σ_B : 平均破断応力度 Z_p : 梁の塑性断面係数

一方向荷重下で梁が破断に至るまでの終局塑性歪エネルギー $\bar{W}_{pb}$ は次式で与えられる。

$$\bar{W}_{pb} = \int_{\theta_y}^{\theta_B} M d\theta \quad (2)$$

$\bar{W}_{pb}$ の無次元量 $\bar{\eta}_b$ を次式で定義する。

$$\bar{\eta}_b = \bar{W}_{pb} / (M_y \cdot \theta_y) \quad (3)$$

$\bar{\eta}_b$: 梁の一方向荷重下の等価累積塑性変形倍率

繰り返し荷重下における梁の終局塑性エネルギー吸収量 W_{pb} は次式のように表現できる。

$$W_{pb} = 2a_B \cdot \bar{W}_{pb} \quad (4)$$

a_B : Bauschinger 効果の塑性エネルギー吸収への寄与率

(4)式中の倍数2は、累積塑性変形が正負の荷重領域で等量生ずるとする仮定に対応するものである。

梁の繰り返し荷重下の荷重変形関係は骨格曲線と Bauschinger 部に分離することができる。従って、 W_{pb} は次のようにも表現できる。

$$W_{pb} = W_{ps} + W_{pB} = M_y \cdot \theta_y \cdot \bar{\eta}_b \quad (5)$$

$$W_{ps} = M_y \cdot \theta_y \cdot \eta_s$$

$$W_{pB} = M_y \cdot \theta_y \cdot \eta_B$$

W_{ps} : 骨格曲線部のエネルギー吸収

W_{pB} : Bauschinger 部のエネルギー吸収

η_b : 梁の累積塑性変形倍率

η_s : 骨格曲線部の累積塑性変形倍率

η_B : Bauschinger 部の累積塑性変形倍率

(4), (5)式に示されるように、 η_s と $\bar{\eta}_b$ は次式で関係づけられる。

$$\eta_s = 2\bar{\eta}_b \quad (6)$$

梁降伏型骨組の一つの層における終局塑性エネルギー吸収量 W_p は次式で表される。

$$W_p = \alpha_p \cdot W_{pb} \quad (7)$$

α_p : 梁部材以外の構造要素（接合部、パネル部等）の塑性エネルギー吸収への寄与率

(4)式における Bauschinger 効果の寄与率 a_B は材料特性のみならず繰り返し荷重の特性に依存する。地震動下の骨組は短時間に比較的小さな繰り返し数の下で振動エネルギーを吸収する。応答解析によれば、 a_B の値は次の範囲にある⁷⁾。

$$1.3 \leq a_B \leq 5.0 \quad (8)$$

a_B の値は振動台実験によって直接求めることができる。しかし、

加力中早期に破断が生ずる場合には繰り返し数が減少することにより、 a_B は減少することになる。従って a_B の値は骨組強度と地震動強さの相対関係に依存する値であり、骨組固有の特性には依存しない。(7)式の α_p は骨組の強度配分に依存する値である。従って、梁降伏型骨組の梁材端における破断特性を評価する際に着目すべき量は、 $\bar{\eta}_b$ ないし η_s であるといえる。ここで、 $\bar{\eta}_b$ ないし η_s は M_B と相関があり、 $\bar{\eta}_b$ ないし η_s を確保するためには σ_B が重要な要因となる。

(1)式中の σ_B の上限は、H形鋼のように板要素で構成される部材では、板要素の引張強度 σ_u と考えることができる。しかし、梁材端の接合部においては、 σ_u に達する前に脆性破壊が生じる可能性がある。又、ウェブの応力伝達が不十分であれば、全断面の平均的な応力度は σ_u を下回ることになる。

σ_B の低下要因としての脆性破壊に関しては、骨組要素を用いた振動台実験によって、以下の知見が得られている⁸⁾。つまり、シャルピー吸収エネルギー遷移温度を上回る温度下では、骨組は σ_u に達するまで延性的に挙動する。

ウェブの応力伝達効率の低下については、形状効果によって改善が期待できる。改良型接合部とは、梁材端の曲げモーメントを(1)式の上限值である次の値とする接合部として位置付けられる。

$$M_B = \sigma_u \cdot Z_p \quad (9)$$

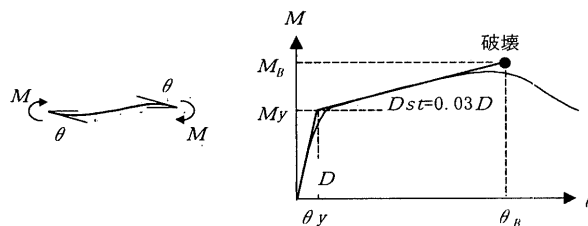


図1 梁の荷重変形関係

3. 実験概要

3.1 試験体概要

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分骨組を想定している。図2に示すように、試験体は柱を想定した箱形断面材と梁を想定した溶接組立H形鋼（BH600×300×16×25）からなるT形試験体である。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。

3.2 パラメータ

柱梁接合方法として、以下の3種の改良工法を採用した。

・ノンスカラップ試験体

本実験のノンスカラップ試験体は、柱に溶接組立箱形断面材（500×500×28）を用い、内ダイアフラム形式ノンスカラップ工法によって柱材と梁材を接合したものである。試験体形状及び接合部詳細を図2に示す。高靱性材料を用いた場合の改善効果と低靱性材料を用いた場合の改善効果を確認するため、試験温度を室温（約25℃）と-30℃に設定している。

・改良ダイアフラム試験体

図3に接合部形状を示す。柱材には冷間成形角形鋼管(500×500×22, STKR490)を用いている。接合部には、材軸方向寸法を長くしハンチを設けた改良ダイアフラム⁹⁾を用いている。これによってハンチ終端で破壊が生じることが想定され、破壊断面から溶接継目が排除されることが期待できる。試験温度は0℃であり、後述するようにこのときの材料靱性は高い値を示している。

・ハンチ付きフランジ試験体

梁端フランジにハンチを設ける工法は、従来から鋼材量低減を目的として用いられてきた。しかし、梁の終局状態がハンチ終端の破壊となることによって塑性変形能力が向上することが注目されるようになり、その弾塑性挙動に関する研究が進められている⁹⁾など。

図4に本実験の試験体形状を示す。柱材には冷間成形角形鋼管(500×500×22, STKR490)を用いている。一般に、柱梁接合部はブラケットタイプとして工場溶接し、現場においてスパン中間部分の梁とボ

表1 試験体一覧

試験体	スカラップ	ダイアフラム	ハンチ	試験温度(℃)
NS+25	無	内ダイアフラム	無	25
NS-30	無	内ダイアフラム	無	-30
AD0	無	改良ダイアフラム	有	0
FH+25	有	通しダイアフラム	有	25

表2 梁フランジ材の材料特性

試験体	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	$Y.R.$	ϵ_u (%)	E_v (J)
NS+25	332	497	0.67	17.9	182
NS-30	365	533	0.68	17.9	34
AD0	347	514	0.68	17.9	151
FH+25	347	530	0.66	18.2	202*

σ_y : 降伏応力 σ_u : 引張強度 $Y.R.$: 降伏比

ϵ_u : 一様伸び E_v : 試験温度でのシャルピー値、*は0℃の値

表3 溶接条件

部位	溶接ワイヤ	パス数	電流 (A)	電圧 (V)	入熱量 (kJ/cm)	パス間温度 (℃)
I	Z3312 YGW11	15~21	300~380	32~37	11~38	50~200
II	Z3312 YGW17	1	390	50	488	-
III	Z3312 YGW11	7	300~380	30~37	11~42	50~180

I: NS+25及びNS-30、梁フランジ-柱フランジ、CO₂半自動溶接

II: NS+25及びNS-30、柱フランジ-ダイアフラム、エレクトロスラグ溶接

III: AD0、柱フランジ-ダイアフラム、CO₂半自動溶接

表4 梁部材の力学的特性(予測値)

試験体	K_e (kN/mm)	M_y (kN.m)	θ_y (×0.01)	M_u (kN.m)	η
NS+25	37.9	1836	0.65	2749	16.6
NS-30	37.9	2016	0.71	2945	15.4
AD0	39.1	2027	0.70	3001	16.0
FH+25	41.2	2156	0.70	3287	17.5

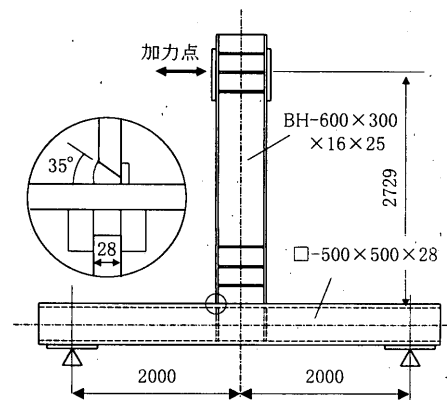


図2 ノンスラップ試験体形状

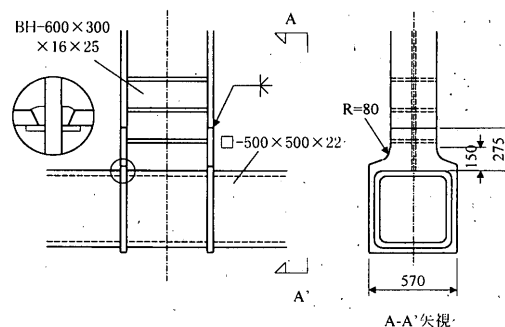


図3 改良ダイアフラム試験体形状

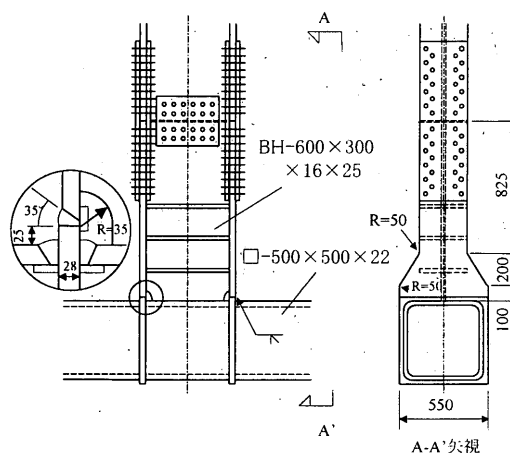


図4 ハンチ付き試験体形状

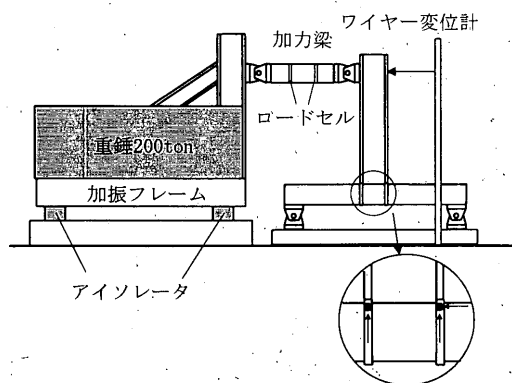


図5 セットアップ

ルト接合することを考慮し、梁に継手を設けている。試験温度は室温（約 25℃）である。

表 1 に試験体一覧を示す。試験体名称は以下の規則に従う。

NS +15

接合形式 試験温度（℃）

NS：ノンスカラップ形式

AD：改良ダイアフラム形式

FH：ハンチ付きフランジ形式

3.3 材料特性

NS+25, NS-30 の梁フランジ、AD0 の梁フランジとダイアフラムには、SM490A 鋼（以下 A 材と表記）を用いている。これは文献 6 の従来型スカラップ試験体梁フランジに用いたものと同一の鋼板である。FH+25 の梁フランジには SN490B 鋼（以下 B 材と表記）を用いている。これらの鋼板の材料特性について、振動台実験実施温度に応じた値を表 2 に示す。A 材については、複数温度下でシャルピー衝撃試験を実施している⁶⁾。得られたエネルギー遷移温度は-15℃、破面遷移温度は 0℃である。

文献 6 の実験によると、梁の変形能力、エネルギー吸収能力は-20℃付近でほぼ上限に達し、0～+25℃の範囲では部材性能に温度の影響が現れないことが確認されている。AD0、NS+25 は試験温度が異なるが、いずれも高靱性材料を用いた場合としてデータを比較することが可能と考えられる。

表中の B 材のシャルピー値は 0℃における値であり、202J と高い値を示している。FH+25 は室温において加力しており、材料靱性の高い状態であったことが確認できる。

破壊の起点となった溶接部位（後述）について、表 3 に溶接条件を示す。梁フランジ突合せ溶接部のエンドタブは、いずれも鋼製タブである。NS+25 及び NS-30 についてはエンドタブを取り付けたままとし、AD0 及び FH+25 についてはエンドタブを切断している。

梁の力学的特性について、以下の方法によって求めた予測値を表 4 に示す。

K_e ：曲げ変形及びウェブのせん断変形を考慮した弾性剛性

M_y ：次式によって求められる破壊断面全塑性時の梁端モーメント

$$M_y = \sigma_y \cdot Z_p \cdot \frac{L}{L_h} \quad (10)$$

Z_p ：塑性断面係数

L_h ：加力点から想定した破壊断面までの長さ

L ：加力点から柱面までの長さ

NS+25 及び NS-30 については $L_h = L$ とする。AD0 及び FH+25 については、加力点からハンチ終端までの長さを L_h とする。

M_u ：次式によって求められる梁端最大モーメント

$$M_u = \sigma_u \cdot Z_p \cdot \frac{L}{L_h} \quad (11)$$

σ_y ： M_y を弾性剛性で除して求めた弾性限部材角

これらの数値は、スカラップによる断面欠損や梁継手による剛性変化を考慮せずに求めた値である。

図 1 中に示すように、破断モーメント M_B と全塑性モーメント M_y の差を、荷重変形関係の 2 次勾配 Dst で除し、塑性変形能力を略算する方法が提案されている¹⁰⁾。ここで、 $M_B = M_u$ 、 Dst を弾

性勾配の 3% とすることにより、塑性変形倍率予測値 η が次のように求められる。表 4 中に η の値を併記する。

$$\eta = \frac{M_u - M_y}{Dst} \cdot \frac{1}{\sigma_y} \quad (12)$$

3.4 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 鋼棒で接続している。文献 11 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、試験体頂部変位及びパネル部隅角部変位の計測方法を示す。以下の考察においては、梁の変形として、試験体頂部の変位から柱材の変形による寄与分を除去し、片持ち梁の変形に換算した値を用いる。

3.5 加振方法

まずパルス波を入力し、振動系の固有周期、減衰の大きさなどを確認した。その後、兵庫県南部地震神戸海洋気象台 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、梁端破壊の再現を目標とする終局加振¹¹⁾の 2 段階に分けて行った。弾性加振、終局加振における振動台の最大速度は各々 5kine、100kine である。1 回目の終局加振において破壊が生じなかった試験体については、再度終局加振を行った。

NS-30 及び AD0 においては、文献 6 と同様の方法で試験体を冷却した。弾性加振終了後、液体窒素を接合部に吹き付け、試験温度より数 10℃低い温度まで到達した後、液体窒素の噴霧を一時中断し、試験体内部で熱が拡散してフランジ内の温度が均一になるまで放置した。この過程を数回繰り返して、試験体温度が目標温度で安定することを確認した後、終局加振を行った。試験体温度の管理にあたり、裏当て金（AD0 試験体の場合はスチフナ）に埋め込んだ熱電対によって計測される金属内部の温度を参照した。

4. 実験結果

4.1 モーメント-部材角関係と終局挙動

各試験体の終局加振について、梁端モーメント M と部材角 θ の関係を図 6 に示す。図中破壊が生じた点を ▼ で示す。以下に各試験体の載荷履歴と破壊状況を概説する。

・NS+25

1 回目の終局加振においては破壊に至らず、2 回目の終局加振で梁端フランジが破壊した。エンドタブ近傍の溶接止端部から延性亀裂が発生し、母材中に進展していく途中で脆性破壊に転化し、脆性破面がフランジ母材中を伝播した。脆性破壊に先行した延性亀裂は、フランジ板厚の全厚に亘って成長していた。写真 1 に試験体 NS+25 の破断状況を示す。この後、梁が負方向に変形する過程でもう一方のフランジが母材部分で破壊した。破面は大部分が延性破面である。

・NS-30

1 回目の終局加振において、梁端部が全塑性状態に達した程度の段階で接合部が脆性破壊した（図 6 中に示す破断点 1）。この後、

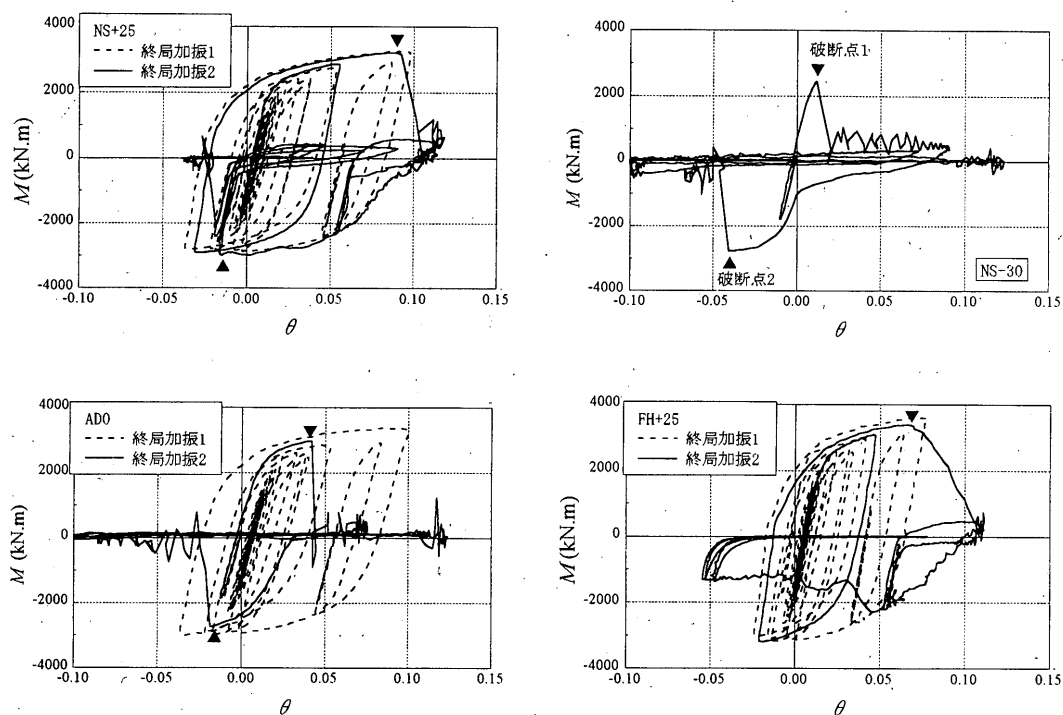


図6 梁端モーメント-部材角関係

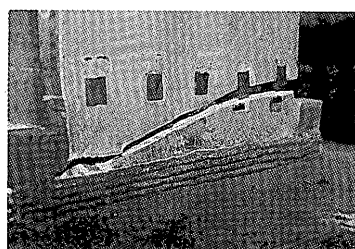


写真1 NS+25 破断状況

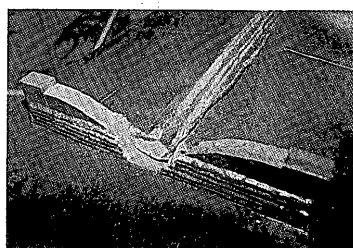


写真2 NS-30 (破断点1) 破断状況

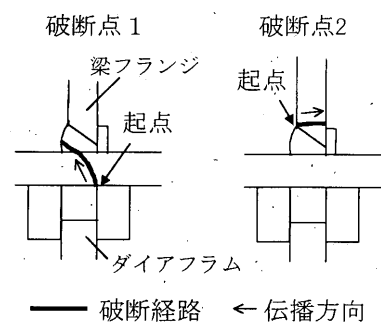


図7 NS-30 破断状況

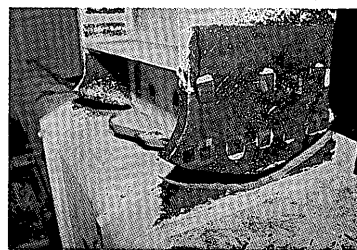


写真3 AD0 破断状況

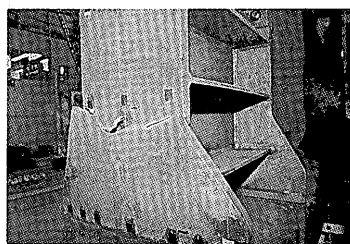


写真4 FH+25 破断状況

表5 実験結果一覧

試験体	試験温度 (°C)	加振 方向	脆性破面率 (%)	T (sec)	Ke' (kN/mm)	My' (kN·m)	$\theta y'$ (×0.01)	Mu' (kN·m)	θmax (×0.01)	α	ηs	Wp (kN·m)	sWp (kN·m)
NS+25	24.3	+	80	0.60	33.0	2110	0.87	3194	9.9	1.51	16.4	1849	553
		-	15					2917	3.7	1.38	12.1		
NS-30	-29.0	+	100	0.61	32.5	-	-	2435	1.2	1.05	0.8	19	12
		-	100					1802	1.0	0.78	0.2		
AD0	-1.8	+	100	0.65	32.8	2243	0.92	3387	9.9	1.51	16.1	1391	489
		-	100					3006	3.6	1.34	7.4		
FH+25	25.4	+	0	0.61	41.6	2448	0.79	3603	7.8	1.47	11.6	1473	450
		-	-					3207	2.4	1.31	8.1		

梁が負方向に変形する過程でもう一方のフランジに脆性破壊が生じた（破断点2）。写真2及び図7にNS-30の破断状況を示す。破面の観察から、破断点1においては内ダイアフラムのエレクトロスラグ溶接部が起点となり、柱材、溶接継目、梁フランジ中に破面が伝播したと考えられる。破断点2では、破壊起点はフランジ中央の溶接止端部であり、脆性破面は母材中を伝播した。

・AD0

1回目の終局加振の後、計測器の確認のため、台上速度が20kineとなるように強度を調節した地震波を入力し、再度試験体を0℃に冷却して終局加振を行った。柱材とダイアフラムとの溶接部を起点として脆性破壊が生じ、破面がダイアフラム中を伝播した。写真3にAD0の破断状況を示す。この後、梁が負方向に変形する過程でもう一方のダイアフラムに脆性破壊が生じた。破壊起点、伝播経路は写真3と同様である。

一般に、鋼材は予歪を受けると靱性が低下し、シャルピー吸収エネルギーの遷移温度が上昇する。前述のように、AD0の試験温度はエネルギー遷移温度及び破面遷移温度との差が比較的小さい。このため、2回目の終局加振時には、それまでに受けた予歪によって材料靱性が低下していた可能性がある。

・FH+25

2回目の終局加振においてハンチ終端が破壊した。破面は全面延性破面となった。写真4にFH+25の破断状況を示す。

4.2 実験結果概要

試験結果を表5に示す。試験温度は、終局加振の直前に計測した試験体温度である。脆性破面率は、当該加振方向において破壊したフランジ（又はダイアフラム）について求めている。 T は初期状態における振動系全体の固有周期であり、概ね0.6secであった。 Ke' は弾性加振時の荷重変形関係から求めた梁の弾性剛性である。

図8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¹²⁾。既往の研究により、骨格曲線は一方方向荷重の荷重変形曲線によって置換できるといわれている¹²⁾。ここでは、弾性加振から破壊が生じた終局加振までの全載荷履歴について $M-\theta$ 関係を分解し、骨格曲線を抽出した。表中の M_y' は全塑性時梁端モーメント、 θ_y' は M_y' に対応する弾性部材角であり、骨格曲線からGeneral-Yield法（図9参照）によって求めた値である。 M_u' は梁端最大モーメント、 θ_{max} は最大部材角であり、いずれも破壊が生じるまでの段階における最大値である。

動的載荷などの影響により、実験値 M_y' は前述の予測値 M_y を15%程度上回っており、弾性限部材角についても予測値 θ_y が実験値 θ_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、 M_y 及び θ_y 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。本論文においては、梁端モーメントの無次元化には実験値 M_y' を用いる。ただし、NS-30についてはGeneral-Yield法による M_y' が求められなかったため、次式によって梁端モーメントの基準値を求める。

$$M_y'' = \alpha_y \cdot M_y \quad (13)$$

α_y : NS+25における M_y'/M_y

また、部材角の無次元化には次式による基準値 θ_y'' を用いる。

$$\theta_y'' = M_y'/K_e \quad (\text{NS-30は}\theta_y'' = M_y''/K_e) \quad (14)$$

表中の無次元化量 α 及び η_s は、次式によって求めた値である。

$$\text{耐力上昇率: } \alpha = M_u'/M_y' \quad (\text{NS-30は}\alpha = M_u''/M_y'') \quad (15)$$

$$\text{骨格曲線における累積塑性変形倍率: } \eta_s = \frac{\theta_s}{\theta_y''} - 1 \quad (16)$$

θ_s : 骨格曲線上での最大部材角

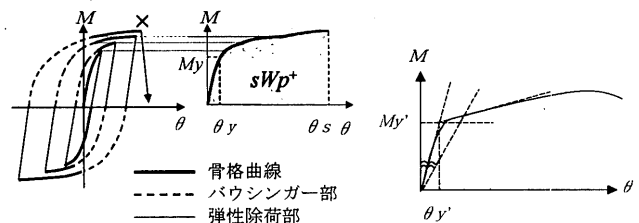


図8 骨格曲線の抽出

図9 General-Yield法

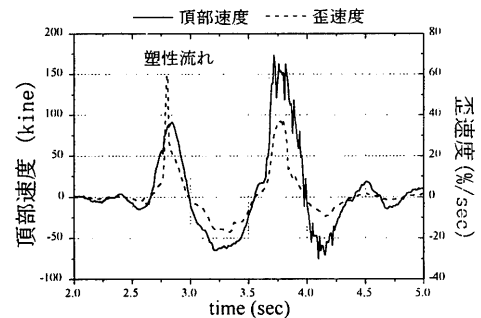


図10 載荷速度

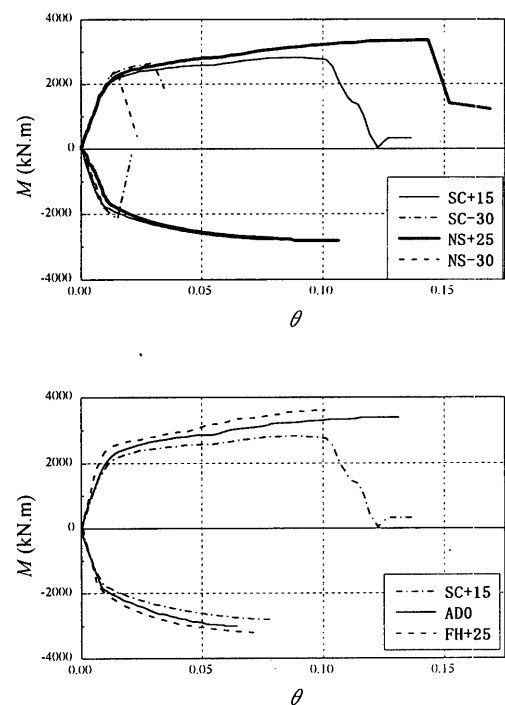


図11 骨格曲線

W_p は、弾性加振から破壊に至るまでの全履歴において、梁が吸収した塑性歪エネルギーである。 sW_p は骨格曲線部分において梁が吸収した塑性歪エネルギーである。

4.3 載荷速度

NS+25 について、終局加振時の試験体頂部速度及び梁端部における歪速度を図 10 に示す。ここでの歪速度は、梁端フランジの溶接始終端近傍に添付した歪ゲージの計測値から求めたものである。試験体頂部の最大速度は 160~170kine 程度である。歪速度は、梁が降伏して塑性流れが生じる時点で最大となり、約 60%/sec に達した。試験体頂部速度が最大となる時点においても約 40%/sec に達している。

5. 改良接合を用いた場合の試験体性能

筆者らは、本研究の試験体と同一の鋼板を用いて製作した、通しダイアフラム形式従来型スカラップ試験体について振動台実験を行なっている⁹⁾。以降、文献 6 中の SC+15 (試験温度+15℃)、SC-30 (試験温度-30℃) の試験結果を併せて示し、改良型接合部の試験結果について考察する。

5.1 骨格曲線

図 11 に、各試験体の骨格曲線を示す。NS+25 の場合、SC+15 に比較して骨格曲線上の変形能力が向上している。一方、脆性破壊が生じた NS-30 はほとんど塑性変形を生じなかった。

AD0 及び FH+25 は、柱面付近にハンチを設けており、骨格曲線が SC+15 より上側に位置している。AD0 は、NS+25 と同様に SC+15 に比較して骨格曲線上の変形能力が向上している。FH+25 の変形能力は SC+15 とほぼ同等となっている。FH+25 については、他の試験体と使用鋼材が異なるため、直接の比較はできないが、梁継手を設けているために剛性が高くなっていることが一因と考えられる。

5.2 最大耐力

梁端最大モーメント予測値 M_u は、ハンチの有無による影響を (11) 式のように考慮して求められる。しかし、実験値 M_u' は以下の要因によって変化する。

- (a) 動的載荷及び多軸応力状態に起因する材料強度の上昇
- (b) 圧縮を受ける部分における断面積の増加
- (c) 断面欠損などによる有効断面積の減少
- (d) 脆性破壊に起因する歪硬化レベルの低下

本実験で採用した改良接合部は、いずれも破壊が想定される断面に欠損が無く、従来型スカラップ工法に比較して(c)の影響が緩和されることが期待できる。

図 12 に、実験値 M_u' と予測値 M_u を比較して示す。NS-30 の M_u' については、梁フランジが破壊した破断点 2 における値をプロットしている。図中の実線は $M_u' = M_u$ を示す。

NS+25、AD0 及び FH+25 においては、 M_u' が M_u を 1 割以上上回っているが、SC+15 においては M_u' と M_u が同等である。SC+15 は延性的に破壊しており、 M_u' に対して (d) の影響はないと考えられる。従って、NS+25 の梁端、AD0 及び FH+25 のハンチ終端において、有効断面積が SC+15 より増加していたと考えられる。また、 M_u に対

する M_u' の上昇率は、エンドタブを取り付けたままとした NS+25 においても、ハンチ終端が破壊した FH+25 と同程度である。これは、材料靱性が高く、脆性破壊への転化が遅れたために、破壊起点となりうる幾何学的不連続が存在しても、最大応力が低下しなかったことを意味している。一方、脆性破壊が生じた NS-30 は、SC-30 と同様に M_u' が M_u を下回っており、 M_u' に対して (d) の影響が顕在化している。

5.3 履歴吸収エネルギー

破壊に至るまでに梁が吸収した塑性歪エネルギー W_p 、骨格曲線部分で吸収した塑性歪エネルギー sW_p を図 13 に示す。 W_p を単位エネルギー ($M_y' g_y''$) で無次元化することによって、等価累積塑性変形

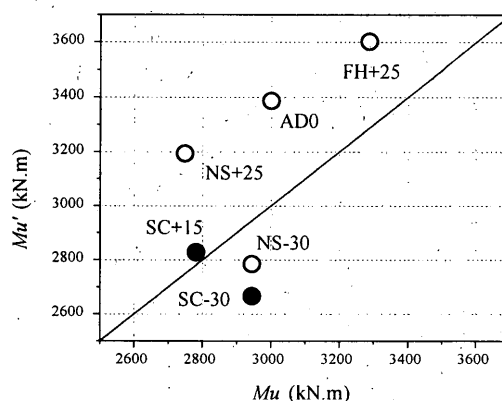


図 12 最大梁端モーメント

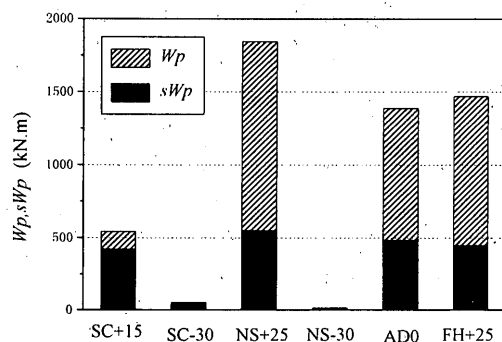


図 13 塑性歪エネルギー

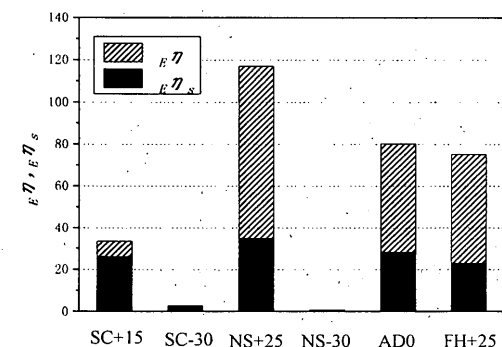


図 14 等価累積塑性変形倍率

倍率 $E\eta$ が得られる。 $E\eta$ 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。同様に、 $s\eta_p$ を (M_y, θ_y) で無次元化することによって、 $E\eta_s$ が得られる。各試験体の $E\eta$ 及び $E\eta_s$ を図 14 に示す。

NS+25、ADO 及び FH+25 は、いずれも SC+15 より高い η_p を発揮しており、 $s\eta_p$ についても若干の改善効果が認められる。FH+25 の $E\eta_s$ は SC+15 より低くなっているが、これは基準化に用いた θ_y を求める際に、梁継手における剛性変化を考慮していないためと考えられる。5.2 節に示したように、FH+25 では有効断面積の点で改善効果が見られたことを考慮すると、有効な改良工法であると判断できる。

SC-30、NS-30 はともに早期に脆性破壊が生じ、ほとんど塑性エネルギー吸収能力を発揮しなかった。

文献 6 において、従来型スカラップ試験体の変形能力遷移温度は -20°C であり、試験温度がこれを下回る場合、試験体はほとんど塑性変形せずに脆性破壊した。本論文の NS 試験体も同様に、 -30°C では早期に脆性破壊した。又、ADO は 1 回目の終局加振によって材料靱性が低下したため、2 回目の終局加振においては、設計意図に反して、溶接止端部を起点としてハンチ部分が脆性破壊した。以上より、改良工法を採用しても部材変形能力の遷移温度は必ずしも低下せず、材料靱性が低い場合は早期に脆性破壊が発生する恐れがあると結論づけられる。溶接接合部においては、溶接欠陥や溶接止端形状の影響により、早い段階で延性亀裂が発生する可能性がある。本実験で採用した改良工法から期待できるのは、有効断面積の増加に伴うマクロな応力の緩和であり、脆性破壊の起点となるミクロな応力集中源を排除するためには更なる配慮が求められる。

6. 結論

角形鋼管柱-H形梁剛接合部の破壊抵抗性を向上させることを意図して、多くの改良工法が提案されている。本研究では、実大スケールの改良接合部試験体（ノンスカラップ試験体、改良ダイアフラム試験体、ハンチ付きフランジ試験体）を製作し、振動台実験によって接合部の破壊を再現した。既報の従来型スカラップ試験体と比較したところ、以下の結果が得られた。

- 1) 試験温度が高く、材料靱性の高い状態で載荷した場合、いずれの改良工法を採用した試験体も従来型スカラップ試験体より高い最大耐力、変形能力、エネルギー吸収能力を発揮した。これは、改良接合部においては破壊断面に欠損が無く、従来型スカラップ接合部より有効断面積が大きいために原因と考えられる。また、材料靱性の高い状態で載荷した場合、エンドタブを取り付けたままとしたノンスカラップ試験体においても、亀裂が脆性破壊に転化しにくかったため、ハンチ終端にて破壊したハンチ付きフランジ試験体と同等の最大応力を発揮した。
- 2) 使用材料の遷移温度が試験温度に対して高い場合、または大きな予歪を受けることによって材料靱性が低下した場合、改良接合部においても溶接止端などを起点として早期に脆性破壊が生じた。改良工法によって必然的に期待できる効果は、有効断面積の増加にともなうマクロな応力の緩和であり、溶接欠陥や塑性変形に伴って発生する延性亀裂などの、ミクロな応力集中源は排除できない可能性

がある。このため、改良工法を採用した場合においても、材料靱性が乏しければ早期に脆性破壊が生じる危険がある。

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」の一環として行われた。研究推進は下記の委員会組織によって行った。（所属は当時）

「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、間瀬伸治、寺田岳彦、熊谷仁志）、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、佐々木聡）、日本ドライブイット（矢幡秀介、村谷昌男、木村公人）、新日本製鐵（岩田衛、竹内徹、長谷川久巳）、大林組（高橋泰彦、杉本浩一）

参考文献

- 1) 中込忠男、藤本盛久他：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, pp. 619-620, 1995. 8
- 2) 坂本真一、矢部喜堂、倉持貢、井手育、多賀雅泰、越田和憲：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 3、日本建築学会大会学術講演梗概集、c-2, pp. 1591-1594, 1990. 10
- 3) 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、鋼構造年次論文報告集、第 1 巻、pp. 191-198, 1993. 7
- 4) 中込忠男、山田丈富、中野秀二、岡希光、的場耕、村井正敏：高速載荷による柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、pp. 115-122, No. 499, 1997. 9
- 5) 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
- 6) 秋山宏、山田哲、松本由香、松岡三郎、大竹章夫、杉本浩一：実大柱梁接合部の試験温度による延性破壊-脆性破壊遷移、日本建築学会構造系論文集、No. 522, pp. 105-112, 1999. 8
- 7) 秋山宏、高橋誠：鋼構造剛接合部の耐震性に及ぼすバウシンガー効果の影響、日本建築学会構造系論文報告集、No. 418, pp. 49-57, 1990. 12
- 8) 関根誠司、杉本浩一、高橋泰彦：改良型ダイアフラム工法を用いた角形鋼管柱-H 形梁接合部の動的載荷試験、その 1 実験計画及び結果、その 2 評価、日本建築学会学術講演梗概集、c-1, pp. 325-328, 1997. 9
- 9) 田中直樹、澤本佳和、佐伯俊夫、深田良雄：水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動、日本鋼構造協会鋼構造論文集、Vol. 5, No. 20, pp. 101-111, 1998. 12
- 10) 秋山宏、山田哲：兵庫県南部地震における鋼構造剛接合部の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集、No. 501, pp. 151-157, 1997. 11
- 11) 秋山宏、山田哲、箕輪親宏、寺本隆幸、大竹章夫、矢部喜堂：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法、日本建築学会構造系論文集、No. 505, pp. 139-146, 1998. 3
- 12) 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, pp. 15-20, 1968. 9

（2001年7月10日原稿受理、2001年9月14日採用決定）