柱梁接合部に溶接欠陥を有する1980年代建設の低層鉄骨建物の現有耐震性能

SEISMIC PERFORMANCE OF LOW-RISE STEEL BUILDINGS CONSTRUCTED
IN THE 1980S WITH IDENTIFIED WELD DEFECTS
IN THEIR BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

山田 祥平*, 吹田 啓一郎**, 福本 直晃***

Shohei YAMADA, Keiichiro SUITA and Naoki FUKUMOTO

This paper presents results of welding inspection and loading tests conducted to beam-to-column connections cut out from an existing steel building constructed in 1986. From the results of thorough welding inspections, inner defects are frequently detected at corner of square tube column, and differences among individuals of inspectors are examined. From the results of dynamic loading tests conducted on the beam-to-column connections, the influence of defects on the deformation capacity and the failure procedure are observed. Though deformation capacity of existing steel subassemblages meets minimum requirements of current seismic design, it is less than half that of new steel subassemblages fabricated according to current design practice.

Keywords : existing steel building, beam-to-column connection, welding, welding inspection,

loading test, deformation capacity

既存鉄骨建物, 柱梁接合部, 溶接, 溶接検査, 載荷実験, 変形能力

1. はじめに

地震による建築物の被害予測や防災対策を考えるためには, 実在する建築物の耐震性能を精度よく評価することが必要となる。わが国の鉄骨建物で多用される角形鋼管柱とH形鋼梁を通しダイアフラム形式で溶接された柱梁接合部は, 材料特性や設計・施工などの様々な要因が性能に影響し, 条件によっては早期破断することが明らかになっている¹⁾。しかし, 既存建物の柱梁溶接接合部の品質と性能に関する実情報は少なく, 実測調査に基づく実態の把握が必要である。溶接継目に欠陥を有する溶接接合部の力学性能は, 加藤ら²⁾による平板の突合せ溶接部, 小野ら³⁾による梁端接合部の実験, 兵庫県南部地震以後では鈴木ら⁴⁾, 中込ら⁵⁾, 嶋ら⁶⁾, 田淵ら⁷⁾による柱梁接合部の実験などの研究が行われ, いずれも人工的に欠陥を設けてその幾何学的形状や材料特性と継手性能の関係を定量的に明らかにしている。その一方で, 実際の施工で発生する溶接欠陥などの品質の実態を知り, そのような欠陥を有する接合部あるいは骨組の性能を明らかにするという観点から, 実在する鉄骨建物の性能調査も少数ではあるが行われている。尾熊ら⁸⁾は1959-1981年に建設された58棟の屋内運動場の耐震診断とその一部から採取した柱梁接合部の載荷実験を行い, 田中ら⁹⁾は2階建て鉄骨事務所ビルの載荷実験を行い, 詳細調査と実物の載荷実験を通じて現実に起こりうる

施工の不具合とそれに起因する性能の限界について詳細に報告しており, その実態は建設年代によっても異なることが示唆されている。

本研究も, 溶接で接合された既存の鉄骨建物から主要な接合部を採取し, 当時の建物に発生する溶接欠陥の特徴と実態をその時代の製作方法を踏まえて明らかにするとともに, 溶接欠陥と変形能力や破壊過程との関係を捉えようとするもので, またその成果, 当時の鉄骨の耐震診断で変形能力に影響の大きい欠陥を同定し, その欠陥を検出するのに必要な検査項目などを明らかにすることを目指している。前報¹⁰⁾では1980年代初頭に建設された鉄骨建物2棟の柱梁接合部を対象に材料試験, 溶接部の外観検査と超音波探傷検査(UT検査)で素材の性質と溶接品質を調べた後に, 採取した架構の一部を破壊に至るまで載荷して履歴特性と破壊過程を明らかにし, その後, 溶接部を切り出してマクロ試験や破断状況から欠陥位置を調べた。このような手順で当時の鋼材特性と溶接施工技術を確認し, 梁フランジの完全溶込み溶接に多くの内部欠陥を有する接合部が保有する変形能力について定量的な情報を得た。また現在と接合詳細や加工設備が異なる時代の溶接部に生じる欠陥の検出精度についても調べ, 溶接部位や欠陥位置により検出率が異なる点を示してこれらの耐震診断に有用な情報を提供した。

本論文は前報¹⁰⁾に続いて1986年に建設された同規模の建物に対

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
助教授・博士(工学)

*** 戸田建設

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.
Toda Corp.

象に、溶接接合部の品質と性能を詳細に調べたものである。この建物は UT 検査による内部欠陥は梁端には少ないが、角形鋼管柱のコーナー部に多く、また外観検査による欠陥も多いという特徴を有していた。柱コーナー部の UT 検査は難易度が高いため、複数の検査員による検査を通じて検出精度の実態を調べた。また、このような溶接欠陥を有する柱梁接合部の変形能力を実験により定量的に示した。前報¹⁰⁾の鉄骨と合わせて、1980 年代の鉄骨柱梁接合部に見られた溶接欠陥の特徴を分類し、欠陥の種類や位置と変形能力との関係について考察した。

2. 対象建物

2.1 建物の概要と試験体

対象の建物は 1986 年に建設された平屋建て鉄骨造で、角形鋼管柱と H 形鋼梁を通しダイアフラム形式で溶接した一般的な純ラーメン構造である。軸組の平面、立面と試験体の採取位置を図 1 に示す。試験体は柱梁接合部を含む L 字形の部分架構 4 体で、図中に示す C-1～C-4 の名称で区別する。柱は STKR400 の角形鋼管 (□-250×250×12)、梁は SS400 の H 形鋼 (H-350×175×7×11) で、通しダイアフラムにも板厚 12mm、300×300mm の SS400 材が使われている。これらの鋼材の JIS 1A 号試験片による引張試験結果を表 1 に示す。またシャルピー衝撃試験による梁フランジの脆性延性遷移曲線を図 2 に示す。遷移温度は吸収エネルギーで 8.2℃、脆性破面率で 12.6℃であり、0℃での吸収エネルギーは 50J であった。前報¹⁰⁾の建物では柱の角形鋼管の板厚が 9mm であり、また角形鋼管と H 形鋼ウェブの降伏比が 80% 未満であった点が今回と異なるが、それ以外の部材断面や鋼材の機械的性質はほぼ同じである。また、本対象建物の溶接金属とボンド部の 2 種類の位置で 0℃におけるシャルピー衝撃試験を行ったところ、吸収エネルギーは溶接金属で 45J、ボンド部で 88J、脆性破面率は溶接金属で 72%、ボンド部で 53% であった。

図 1 対象建物と試験体採取位置

図 2 シャルピー衝撃試験結果

2.2 柱梁接合部の詳細

対象建物の接合詳細を図 3 に示す。梁フランジを通しダイアフラムに完全溶込み溶接し、梁ウェブを接合部パネルに両面隅肉溶接する点は現在の通しダイアフラム形式と同じであるが、次の異なる特徴がみられた。梁フランジの完全溶込み溶接はガウジングによる裏はつり形式が用いられ、内開先で裏当て金は使用せず、また端部の処理にエンドタブを用いていない。梁ウェブのスカラップはガス切断で加工されているが、その形状と寸法は比較的均一であり (半径 30～37mm)、スカラップ底には半径 6～7mm のアールが設けられている。前報¹⁰⁾の建物は、接合詳細は同じであるがスカラップの半径が 28～42mm の間で不揃いであり、またスカラップ底にはアールを設けずにフランジの内面に対してほぼ垂直に切断されていて、加工精度に大きな違いが見られ、今回の方が外観は良好である。なお、この建物の工事監理者、施工者、鉄骨加工業者の検査や品質管理の詳細については記録がないのでよく分かっていない。

3. 溶接部の品質検査

3.1 UT 検査の方法

4 体の試験体の完全溶込み溶接を対象に斜角探傷法による UT 検査を行った。検査位置は図 3 に太い黒線で示す溶接線で、パネルとダイアフラムの溶接を SU, SL, 梁フランジとダイアフラムの溶接を BU, BL, 柱とダイアフラムの溶接を CL と呼ぶ。この検査は対象建物の完全溶込み溶接の内部欠陥を調べるものであるが、同時に検査員の技量と設定感度の差が欠陥の検出精度に及ぼす影響を実際の欠陥の検査を通じて調べることも目的としている。検査員は A, B, C, D の記号で区別する 4 人である。検査員 A と B は UT3 種 (日本非破壊検査協会) と建築鉄骨超音波検査技術者 (建築鉄骨品質管理機構) の資格を持ち、通常の平坦部の検査に加えて感度を 10dB 高くしてコーナー部の検査を行った。角形鋼管コーナー部の検査は探傷面が曲面であり、斜角探傷法では平坦部に比べて反射エコーを感知するのが難しい。文献¹¹⁾では感度を 10dB 上げて検査することが規定されていて、これに従ったものであるが、雑音エコーも増えることから欠陥判別の難易度は高くなる。検査員 B は難度の高いコーナー部の検査に関する個人差を調べる目的で柱だけを検査した。

表 1 引張試験結果 (JIS Z2201 1A)

断面	位置	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	降伏比 (%)
□-250×250×12	管壁	435 *		494	14.5	88.2
H-350×175×7×11	フランジ	365	355	477	23.1	74.4
	ウェブ	419	406	477	18.4	85.1
300×300×12	ダイアフラム		356 *	484	35.9	73.6

*0.2%offset耐力

図 3 接合部詳細図 (図中の太黒線は検査位置)

検査員 C と D は UT2 種の資格を持ち、さらに D は建築鉄骨超音波検査技術者（建築鉄骨品質管理機構）の資格を持っているが C は持っていない。検査員 C, D は検査員 A, B に比べて経験と技量が不足していることを考慮し、コーナー部の検査は通常の感度で行った。

3.2 溶接部の検査結果

4 人の中で最も熟練した検査員 A の UT 検査の結果を、前報¹⁰⁾の 2 棟（建物①, ②, 検査員は UT3 種）の結果とあわせて表 2 にまとめて示す。ただし建物①, ②では角形鋼管コーナー部の検査を行っていないのでこれを除いて共通する各位置の結果を示している。梁フランジ BU, BL についてみると、建物③は欠陥が少なく合格率は上下フランジともに 80% で、建物①の上下フランジ合格率が 25.0%, 37.5% であるのと比較すれば良好であり、建物②とほぼ同じレベルである。また角形鋼管柱の平坦部の溶接 SU, SL, CL についても、建物①, ②の合格率が 10% 未満、30% 程度であるのに対して建物③は 87.5~100% とかなり良好である。次に、コーナー部も含めた全ての位置について検査員 A により検出された欠陥数を表 3 に示す。梁フランジや角形鋼管平坦部に比べてコーナー部の欠陥が多く、全体の 88% を占めている。

次に外観検査の結果を示す。試験体ごとにすべての欠陥を表 4 にまとめ、これを集計した合格数を表 5 に、欠陥の種類内訳を表 6 に

示す。検査位置は UT 検査と同じで、表 4 中の検査位置欄に E, S, N, W の方角を示し、後述の実験の対象となる位置に * を付した。表 5 に示す外観検査の合格率は試験体によって 22~75% とばらつきがあり、いずれもかなり低い。また表 6 の内訳をみると、最も多い欠陥はアンダーカット (0.3~1.0mm) で大部分はコーナー部に見られ、全体の約 51% である。次いでエンドタブを使用していないために溶接線の始末端に生じる 2~5mm 程度の大きさの角落ちが 19% あり、梁フランジと通しダイアフラムの食違い (0.5~3.5mm) が 17% となっている。検査位置別の合格率を表 7 に示す。梁フランジ BU, BL は UT 検査では合格率が高かったにもかかわらず、外観検査の合格率は 0 ないし 40% で、角形鋼管柱 SU, SL, CL の合格率 60% 以上よりも明らかに低い。梁フランジ溶接の不合格の大部分はアンダーカットであるが、角落ちや食違いも多く見られる。これらの結果から、建物③の溶接品質を建物①, ②と比較すれば、UT 検査の結果は良好であるが、外観検査の結果を踏まえると良好とはいえない。

3.3 UT 検査による検出精度の個人差

4 人の検査員による合格率を検査位置別に集計して表 8 に示す。検査員 A, B の合格率が全体で 45.6%, 33.3% であるのに対し、検査員 C, D は 91.2%, 97.1% と高く、検査員 C, D に検出できない

表 2 コーナー部を除いた対象建物の UT 検査結果

	建物① (1980年建設)	建物② (1981年建設)	建物③ (1986年建設)
検査位置	合格率 (%)	合格率 (%)	合格率 (%)
SU	8.3	18.8	100.0
SL	0.0	31.3	93.8
CL	0.0	31.3	87.5
BU	25.0	92.3	80.0
BL	37.5	69.2	80.0

表 3 検査員 A の UT 検査による欠陥検出数

	全欠陥数	梁欠陥数	柱欠陥数	
			平坦部	コーナー部
C-1	17	0	0	17
C-2	10	2	0	8
C-3	23	2	4	17
C-4	15	0	0	15
合計	65	4	4	57

表 4 外観検査結果の詳細

(a) C-1

検査位置	欠陥
SU (E)	アンダーカット0.6mm コーナー部
*SU (S)	アンダーカット0.7mm コーナー部
SU (N)	アンダーカット0.8mm コーナー部
SL (E)	アンダーカット0.6mm コーナー部 コーナー余盛不足
*SL (S)	アンダーカット0.8mm コーナー部
SL (W)	アンダーカット0.9mm コーナー部 ビットΦ2.0mm
SL (N)	アンダーカット1.1mm コーナー部 余盛不足 X=200~230
*CL (S)	アンダーカット0.7mm X=15~225 ビットΦ3.0mm
CL (N)	アンダーカット1.0mm コーナー部
BU (E)	アンダーカット0.4mm X=55~130 食違い1.0mm
*BU (S)	角落ち (両端)
BU (W)	食違い3.5mm, 角落ち ビットΦ5.0mm
BL (E)	アンダーカット0.8mm X=0~175 角落ち
BL (W)	食違い1.0mm

(b) C-2

検査位置	欠陥
*SU (E)	クレタービット
SU (S)	アンダーカット0.5mm X=70~90 アンダーカット1.0mm コーナー部
CL (W)	アンダーカット0.4mm X=210~217
	アンダーカット0.3mm X=53~135
*BU (E)	食違い1.0mm アンダーカット0.4mm X=20~80
BU (W)	食違い1.0mm, 角落ち
	アンダーカット0.5mm X=75~150
BU (N)	食違い0.5mm, 角落ち アンダーカット0.6mm X=43~55
	アンダーカット0.5mm X=75~155
*BL (E)	食違い1.5mm アンダーカット1.0mm X=155~135
BL (W)	アンダーカット0.3mm X=17~133 食違い3.0mm
BL (N)	アンダーカット0.4mm X=60~223 角落ち

(c) C-3

検査位置	欠陥
SU (E)	ビットΦ2.0mm
SU (S)	アンダーカット0.6mm コーナー部
SU (N)	アンダーカット0.5mm コーナー部
CL (E)	アンダーカット0.9mm コーナー部
CL (N)	アンダーカット0.7mm コーナー部
BU (S)	角落ち
	アンダーカット0.8mm 全線
*BU (W)	食違い1.0mm, 角落ち

(d) C-4

検査位置	欠陥
*BU (W)	食違い2.0mm
BU (N)	食違い2.0mm, 角落ち
*BL (W)	角落ち

- ・ X は溶接線の左端からの距離 (mm)
- ・ E,S,W,N は柱フェイスの方角 (図 1 参照)
- ・ 検査位置の * は載荷実験対象を示す

表 5 部位別の外観検査合格率

試験体名	検査数	合格数 (合格率)
C-1	18	4 (22%)
C-2	18	9 (50%)
C-3	16	9 (56%)
C-4	16	12 (75%)
合計	68	34 (50%)

表 6 外観検査による欠陥数

欠陥の種類	数 (比率)
アンダーカット	27 (51%)
角落ち	10 (19%)
余盛不足	2 (4%)
食違い	9 (17%)
ビット	5 (10%)
合計	53

表 7 検査位置別の外観検査合格率

欠陥位置	合格数 (合格率)
SU	10 (63%)
SL	11 (69%)
CL	11 (69%)
BU	0 (0%)
BL	4 (40%)
合計	36 (53%)

- ・ X は溶接線の左端からの距離 (mm)
- ・ E, S, W, N は柱フェイスの方角 (図 1 参照)
- ・ 検査位置の * は載荷実験対象を示す

欠陥が多くあり、その大部分はコーナー部であった。位置別に合格率を見ると、梁フランジ BU, BL の合格率は全検査員が 80%~90% と高い。それでも検査員 A が検出し C, D が見逃す欠陥がある。また、角形鋼管とダイアフラムの溶接部では、検査員 A, B の合格率が 12.5%~56.3% であるのに対し、検査員 C, D は 87.5%~100% と検出率の差はかなり大きい。角形鋼管の欠陥はコーナー部に集中しているので、コーナー部の検出精度が検査員の技量と全体の合格率の差に表れていることが分かる。

4. マクロ試験

載荷実験後に損傷していない溶接部のマクロ試験を行い、UT 検査の欠陥検出精度を確認した。マクロ試験を行った 11 断面のうち、UT 検査により欠陥が確認された柱コーナー溶接部の 4 断面と梁フランジ溶接部の 1 断面の結果を示す。マクロ試験で計 13 個の欠陥が確認され、そのほとんどがスラグ巻込みまたは溶込み不足であり、いずれも入熱不足に起因して発生しやすい欠陥が目立つことから、入熱が不足しやすい溶接条件であったと推察される。

梁フランジとダイアフラムの溶接部の結果を図 4 に示す。この断面は溶接始端部近くに位置し、欠陥は溶接スタート時にできたスラグ巻込みである。また外観検査では見つからなかったオーバーラップ（スラグ巻込みの可能性もある）が確認された。次に、角形鋼管パネルのコーナー部の一例を図 5 に示す。この断面は図 3 の SL,

BL, CL のコーナー部にあたり、確認された中で最も大きな欠陥がある。しかし、この欠陥を UT 検査で検出できたのは検査員 A だけであり、この位置の欠陥検出が難しいことが分かる。溶接継目の断面を図 6 に示す 9 領域に分け、マクロ試験による欠陥数を集計して図 7 に示す。全 13 個の欠陥のうち梁フランジに確認された欠陥は中層・中間に位置する 1 個で、残りの 12 個はコーナー部に確認された欠陥で、その発生位置は、開先側（8 個、67%）や、初層（7 個、58%）に多いことがわかる。

UT 検査とマクロ試験の欠陥位置を照合した結果を検査員別に図 8 に示す。図中の ● はマクロ試験で確認された欠陥が UT 検査でも検出された場合、△ は UT 検査で検出されなかった場合、○ は UT 検査で欠陥と判定されたがマクロ試験で欠陥が見つからなかった場合を指す。この図から、感度を上げた検査員 A, B が検出した欠陥●は C, D よりも多く、また中層で見ると B より A の方が多くの欠陥を検出していることが分かる。また、検査員 A, B は実際には存在しない欠陥○を検出している箇所（A: 4 箇所、B: 4 箇所）も検査員 C, D より多くあるが、これはコーナー部で感度を上げたために雑音エコーが大きくなり欠陥エコーとの判別が難しくなるためと考えられる。またコーナー部の表層に存在する 3 カ所の欠陥△はいずれも直接波を用いることができず、片面からの探傷になるが、この位置は曲面のコーナー部で検出が困難であり検査を行わなかった。

表 8 4 人の検査員による位置別 UT 検査合格率

	検査員 A		検査員 B		検査員 C		検査員 D	
検査位置	検査数	合格数 (合格率)	検査数	合格数 (合格率)	検査数	合格数 (合格率)	検査数	合格数 (合格率)
SU	16	9 (56.3%)	16	5 (31.3%)	16	16 (100%)	16	16 (100%)
SL	16	4 (25.0%)	16	4 (25.0%)	16	15 (93.8%)	16	16 (100%)
CL	16	2 (12.5%)	16	7 (48.3%)	16	14 (87.5%)	16	16 (100%)
BU	10	8 (80.0%)			10	9 (90.0%)	10	9 (90.0%)
BL	10	8 (80.0%)			10	8 (80.0%)	10	9 (90.0%)
合計	68	31 (45.6%)	48	16 (33.3%)	68	62 (92.1%)	68	66 (97.1%)

図 4 梁フランジのマクロ試験結果 (C-2, BL(E))

図 5 角形鋼管コーナー溶接部のマクロ試験結果 (C-1, SL, CL(E))

図 6 溶接継目の領域分割

図 7 位置別に見た欠陥数

図 8 UT 検査とマクロ試験による結果の照合

5. 柱梁接合部の載荷実験

5.1 実験方法

前章で示した溶接欠陥を有する柱梁接合部の変形能力を、L字形部分架構試験体による繰返し載荷実験で確認した。試験体は5体あり、そのうち4体(C-1～C-4)は図1に示す既存建物から採取した。残る1体(N-1、現代版)は既存建物①、②と部材の形状・寸法を同じにして、現在の標準的な接合詳細と溶接方法で製作した試験体である。梁端溶接部では現行のJASS6に示される複合円のスカラップを設け、裏当て金と固形エンドタブを用いている。素材引張試験から柱、梁の全塑性モーメント M_p 、 M_{py} を計算し、各部材の曲げモーメントがこれらの値に達したときの載荷荷重 P_y 、 P_x を求め、前報¹⁰⁾の建物①、②とあわせて表9に示す。既存建物の試験体の柱梁耐力比は建物①が0.97、建物②が0.95、建物③が1.38、現代版の試験体が1.13である。これらの耐力比と破壊部位の関係をみると、建物①、②は柱梁耐力比が1.0を下回っているにも関わらず、実験では柱の塑性化が十分に進まないうちに、梁端溶接部の破断で破壊に至った。溶接部の品質が架構の耐震性能へ及ぼす影響を検証するには、部材の耐力比と破壊形式が一致する結果となった建物③よりも建物①、②を対象に比較する方が重要であると考え、N-1の柱の断面は建物①、②と同じにした。

試験体を載荷装置にセットした状態を図9に示す。柱梁接合部の片側に取り付けたアクチュエータで載荷し、反対側の梁端はピン接合されたリンク材によりローラー支持されている。載荷プログラムは、試験体の全塑性耐力に対応する弾性変形角 θ_y （部分架構全体で0.021 rad、梁部材回転角で0.0086 rad）を基準に、その整数倍の振幅で2サイクルずつ4 θ_y まで漸増振幅の繰返し載荷した。加力は正弦波による動的載荷で振幅に比例して周期を長くし、最大層間変形角速度は0.21 rad/sとした。また、実験は室温（約25℃）で行った。

5.2 復元力特性と破壊性状

実験から得た既存鉄骨試験体の復元力特性と最終破断状況を図10～図13に、現代版試験体N-1を図14に示す。縦軸は載荷荷重 P を

表9 全塑性耐力計算値

試験体	断面	M_p (kN・m)	P_y (kN)
建物①	柱 □・250×250×9	267	110
	梁 H・350×175×7×11	275	111
建物②	柱 □・250×250×9	264	108
	梁 H・350×175×7×11	277	112
建物③	柱 □・250×250×12	424	174
	梁 H・350×175×7×11	308	125
N-1	柱 □・250×250×9	295	121
	梁 H・350×175×7×11	262	106

図9 L字形架構試験体と載荷装置（単位：mm）

図10 C-1の実験結果

図11 C-2の実験結果

図12 C-3の実験結果

図13 C-4の実験結果

図14 N-1の実験結果

全塑性耐力 P_y (既存鉄骨は 125kN, 現代版は 106kN) で無次元化した値, 横軸は試験体の全体変形角 θ である。図中の●は耐力が直前の最大値の 90%以下に低下した終局時を, ×は破断を示す。各実験の破断までの挙動を以下に説明する。また事前の UT 検査で梁フランジ溶接部に欠陥が検出されたのは C-3 だけであったが, その外観検査と UT 検査の結果を図 15 に示す。

C-1: 振幅 0.044rad で梁の下フランジに, 0.066rad で上フランジに局部座屈が生じた。その後, 下フランジ溶接始端部 (ダイアフラムと溶接金属の間) から亀裂が発生し, 全面破断に至った。UT 検査による欠陥は検出されなかった。外観検査で長さ 100mm, 深さ 0.3mm のアンダーカットが梁フランジ中央部に検出されたが, 亀裂発生 の直接の原因となる欠陥は検出されなかった。

C-2: 振幅 0.044rad で梁に横座屈が生じ, それに伴う梁の構面外曲げが顕著となり, 梁の上フランジ溶接始端部 (ダイアフラムと溶接金属の間) から亀裂が発生して破断に至った。この試験体が特に構面外に大きく変形したのは梁を柱に取り付ける位置での梁材軸角度の初期不整が大きいため, 溶接品質よりもむしろ組立て精度に起因するものである。溶接部は UT 検査による不合格欠陥は検出されず, 外観検査では深さ 0.3mm のアンダーカットと梁フランジの食違い 1.0mm が検出された。

C-3: 振幅 0.066rad で梁の上フランジに局部座屈が生じ, その後, 溶接始端部 (ダイアフラムと溶接金属の間) から亀裂が生じて破断に至った。破面の様子を図 16 に示す。破面の観察から, 亀裂の発端は溶接始端部の角落ちが観察された位置と見られ, それに隣接して UT 検査で検出された不合格欠陥が存在しており, 亀裂発生後に内部欠陥により破断が早められた可能性が考えられる。外観検査では破断位置に角落ちと 1.0mm の食違いが見られ, また破断したフランジ溶接部の全線にわたって深さ 0.8mm のアンダーカットが確認されている。

C-4: 振幅 0.044rad で梁下フランジの溶接始端部 (フランジと溶接金属の間) に亀裂が生じ, 0.066rad でこれが進展して破断し, 4 体の試験体で最も変形能力が小さい。UT 検査では溶接部に不合格欠陥は検出されなかったが, 外観検査では亀裂発生箇所付近に角落ちが見られる。破断しなかった上フランジには 2.0mm の食違いが確認されているが, 下フランジにはない。早期に破断した決定的な要因は特定できなかった。

N-1 (現代版): 振幅 0.045rad で梁は全塑性状態に達し, 柱も塑性化した。振幅 0.068rad を 2 回繰返しても耐力は低下せずに梁の塑性化が進行した。振幅 0.089rad の 1 サイクル目負側で耐力が低下し, ここで角形鋼管柱に局部座屈が生じて終局に至った。さらに載荷を続けると柱の局部座屈が進行して徐々に耐力が低下し, 振幅 0.089rad を 8 回繰返した時点で柱が破断した。梁にも若干の局部座屈が見られたが, 梁端溶接部には亀裂や破断は見られなかった。

5.3 実験結果

C-1~C-4 の既存鉄骨試験体の履歴特性を見ると, 最大変形角はいずれも 0.05rad を超える程度でかなり大きい弾性変形角成分 θ_y も 0.021rad と大きい。梁部材の最大変形角をみると, C-1 が 0.048rad, C-2 が 0.055rad, C-3 が 0.047rad, C-4 が 0.031rad で梁端も相当の塑性変形を示している。4 体全ての試験体が梁フランジ溶接部からの亀裂が進展してフランジ全面破断に至っており, スクラップの底は破断の起点となっていない。また, 角形鋼管コーナー部に多くの溶接欠陥が見られたが, これが破壊に結びつくことはなかった。梁フランジ溶接部の破断に対する食違いの影響については, C-3 で確認された 1.0mm の食違いは破断への影響が考えられるが, C-2 で見られる 1.0mm, 1.5mm の食違いや C-4 に見られる 2.0mm の食違いは破断の原因とはならなかった。1.0~2.0mm 程度の食違いに関しては, 破断の要因となることもあるが, 必ずしも破断に至るとは限らない結果となっている。

試験体 N-1 は最大変形角が 0.089rad を超えてかなり大きく, また破壊は既存鉄骨試験体と異なり柱の局部座屈により徐々に耐力が低下して破断に至り, 梁端溶接部はほとんど損傷していない。

6. 変形能力の比較

既存鉄骨の試験体は柱梁耐力比が異なるものを含むが, いずれも梁端溶接部の破断で破壊に至っている。この破壊形式で限界づけられる試験体の変形能力を比較するために, 梁が横座屈した C-2 を除き, 建物①, ②, ③から採取した既存鉄骨柱梁接合部の実験による変形能力を比較する。試験体名は建物①は A-1, A-2, 建物②は B-1 で示す。

履歴曲線の面積で求められるエネルギー吸収量にもとづく累積塑性変形倍率 η を指標に塑性変形能力を比較して図 17 に示す。ここで破断したフランジに UT 検査で内部欠陥が検出されたものは黒で, 内部欠陥が検出されなかったものを白で示す。建物別に η の平均値

図 15 試験体 C-3 の溶接欠陥 (検査員 A)

図 16 C-3 破断面の状況

表 10 梁フランジの溶接品質 (*は亀裂発生位置に近い欠陥)

	内部欠陥	外観検査
A-1	*あり	なし
A-2	あり	*溶込み不良, 余盛不足
B-1	なし	溶込み不良
C-1	なし	アンダーカット(0.3mm)
C-3	*あり	*角落ち, 食い違い (1.0mm), アンダーカット(0.8mm)
C-4	なし	*角落ち

をみると、建物①が 17.8、建物②が 18.0、建物③が 11.7 であり、塑性変形能力は建物③が最も小さい。内部欠陥の有無で比較するとその差は 5%未満でほとんどないことが分かる。外観検査の結果も含めて 6 体の試験体の溶接品質を表 10 に示す。亀裂の発生位置に近い欠陥を*で示している。この表と、図 17 で変形能力が比較的低く端部欠陥のある(図中の▼)試験体をみると、C-3、C-4 は端部に角落ち、また A-1 は UT 検査で端部に欠陥が検出され、いずれも溶接端部の欠陥が破断の起点となっていることが共通の特徴として見られる。このことから内部欠陥が必ずしも著しい変形能力の低下に結びつくことはないが、溶接始末端部の欠陥が破壊の起点となった場合には変形能力を低下させることが分かる。本研究の対象建物でこのような端部の欠陥はエンドタブを用いていないことに起因して発生するものであり、エンドタブ未使用が梁端溶接接合部の性能に大きく影響を及ぼすことが分かる。また C-3 ではフランジとダイアフラムの食違いも原因となっていることが考えられる。

欠陥を有する既存鉄骨の変形能力を、欠陥のない柱梁接合部の既往の実験結果¹⁾と比較した結果を図 18 に示す。変形能力の指標には累積塑性変形角を用いた。図中の従来型は兵庫県南部地震以前のスカラップ底のアーチが小さい接合詳細を用いた試験体で、改良型はスカラップ形状を改良した試験体である。この結果から、既存建物①～③の塑性変形能力(平均 0.34)は従来型試験体(平均 0.49)の約 70%程度であり、改良型(平均 0.75)と比較すれば、その 45%程度であった。また、従来型試験体のうち変形能力が低い 2 体($\eta=0.35, 0.37$)とほぼ同じ程度の低い変形能力であり、一部にはそれを大きく下回る試験体(C-3: $\eta=0.18$, C-4: $\eta=0.21$)もあることが分かる(7 体中 2 体)。

既存鉄骨試験体の変形能力を、現在の標準的な方法で製作した現代版試験体 N-1 と比較した結果を図 19 に示す。図中の黒塗りのマークは終局状態で、白抜きは破断までの性能を示す。終局時の既存鉄骨の η の平均値が 0.25 であるのに対し、N-1 では 0.58 と 2 倍以上である。また破断までを比較すると既存鉄骨が 0.34 であるのに対し、N-1 は 1.45 とその差はさらに大きい。これは、既存鉄骨は全て終局後、早期に梁フランジ溶接部が破断したのに対し、N-1 は柱の局部座屈で徐々に耐力が低下してから破断に至るまでの残存性能が大きいことによる。建物①、②(柱梁耐力比: 0.97, 0.95)、建物③(柱梁耐力比 1.38)は柱梁耐力比の大小に関係なく溶接品質の低い梁端接合部で破断している。これに対し、N-1 は柱梁耐力比が 1.13 と若干梁が弱い梁に破断は生じず、柱と梁がともに塑性化した後

に局部座屈により柱で破断が生じた。変形能力は、建物①、②が建物③より少し大きい、いずれにしても N-1 と比べ格段に小さい。既存鉄骨と現在の接合詳細と工法で製作した試験体の変形性能の差は顕著である。

7. まとめ

1986 年建設の既存鉄骨建物の柱梁接合部の溶接品質を UT 検査、外観検査とマクロ試験で調べ、さらに部分架構試験体の動的載荷実験から変形能力を検証して以下の知見を得た。

- 1) 溶接による柱梁接合部の詳細には現在と異なる詳細が用いられ、エンドタブ未使用による始末端部の角落ち、食違いなどの欠陥が外観検査で見られた。UT 検査による梁フランジ溶接の品質は良好であるが、角形鋼管柱との溶接はコーナー部に多数の欠陥が見られ、特に溶接継目の開先側と初層に多いことが確認された。
- 2) 複数の UT 検査員による欠陥検出率の相違を調べた結果、検出の難しい角形鋼管コーナー部で技量による差が大きく、最も高い検出率が 69%に対し、他は 8%～42%であった。なお、載荷実験ではこの位置の欠陥は破壊挙動に影響しなかった。
- 3) 柱梁接合部を含む既存鉄骨の部分架構を 4 体載荷実験した結果、梁フランジの局部座屈後に溶接部が破断した。破断までの累積塑性変形倍率は 8～15 と低い、それでも最大塑性変形角は多くが 0.03rad を超え、耐震設計で要求される程度の変形能力を保有することを確認したが、一部には 0.018rad とかなり変形能力が低い場合もあることが示された。

図 18 既存鉄骨と無欠陥試験体の変形能力の比較

図 17 既存鉄骨試験体の累積塑性変形倍率の比較

図 19 既存鉄骨と現代版試験体の変形能力の比較

4) 溶接部の検査結果と載荷実験の結果を照合すると、内部欠陥が必ずしも著しく変形能力を低下させるとは限らないが、溶接始末端部の欠陥が破壊の起点となった場合に累積塑性変形倍率で 40%ほど変形能力が低下した。始末端に欠陥が多いのはエンドタブを用いていないことが大きな理由であり、同じ接合部を現在の溶接詳細で製作した試験体と比較したところ、既存鉄骨の 2 倍程度の変形能力があり、性能の差は顕著であった。

謝辞

既存鉄骨をご提供いただいた関係各位、溶接の品質検査について貴重なご意見をいただいた松田正英氏（エース・エンジニアリング（株））に感謝の意を表す。また本研究は科学研究費補助金・基盤研究(B)(No.16360277、代表者：吹田啓一郎)の助成を受けた。

参考文献

- 1) 井上一朗，甲津功夫，吹田啓一郎，多田元英，立山英二，田中剛，中島正愛，丸岡義臣，南二三吉，森田耕次：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（その 1～5），日本鋼構造協会，鋼構造論文集，第 4 巻第 16 号，pp.27-104，1997.12.
- 2) 加藤勉，森田耕次，古沢平夫，下村波基：欠陥を有する溶接部の耐力と変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 350 号，pp.86-93，1985.4.
- 3) 小野徹郎，中川進一郎：欠陥を有する柱-はり接合部の塑性変形能力に関する破壊力学的検討（欠陥を有する溶接接合部の破壊挙動に関する研究 その 3），日本建築学会構造系論文報告集，第 357 号，pp.72-80，1985.11.
- 4) 鈴木孝彦，石井匠，森田耕次，高梨晃一：欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究，鋼構造論文集，第 6 巻第 23 号，pp.149-164，1999.9.
- 5) 中込忠男，服部和徳，市川祐一，的場耕，岩田衛：欠陥を有する柱梁溶接接合部に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 556 号，pp.145-150，2002.6.
- 6) 嶋徹，石原完爾，濱田弘行，原田幸博，西川耕二，鄭聖珉，鈴木眞一，森田耕次：始末端に欠陥を有する突き合せ溶接部の脆性破壊に関する実験的研究，鋼構造論文集，第 10 巻，第 38 号，pp.17-29，2003.6.
- 7) 田淵基嗣，田中剛，吉村鉄也，安井一浩，石原完爾，横田和伸，藤田哲也，三村麻里：梁端部の溶接欠陥が梁の塑性変形能力に及ぼす影響（その 5～9），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.867-876，2003.9.
- 8) 尾熊政男，石原節夫，丸山陵，高松隆夫，南宏一：既存鉄骨造屋内運動場の耐震性能に関する調査研究，鋼構造年次論文報告集，第 11 巻，pp.439-446，2003.11.
- 9) 田中裕之，河野昭彦：実在鉄骨建物の実大破壊実験，鋼構造年次論文報告集，第 12 巻，pp.149-154，2004.11.
- 10) 吹田啓一郎，佐藤有希，長田暢浩：既存鉄骨建物の溶接品質と現有耐震性能，日本建築学会構造系論文集 第 586 号，pp.179-185，2004.12.
- 11) 日本非破壊検査協会：角形鋼管柱溶接角部の超音波探傷試験方法に関する指針（1996 年改訂版），日本建築学会，鋼構造建築溶接部の超音波探傷検査規準・同解説，付 6，pp.244-245，1996

（2006 年 5 月 10 日原稿受理，2006 年 11 月 17 日採用決定）