

超高層鋼構造建物の柱梁接合部に関する4層骨組振動台実験

SHAKE-TABLE TEST ON BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS
IN HIGH-RISE STEEL BUILDINGS CONDUCTED
WITH A FOUR-STORY MOMENT FRAME松宮智央^{*1}, 長江拓也^{*2}, 鍾育霖^{*3}, 岡崎太一郎^{*4}
福山國夫^{*5}, 中島正愛^{*6}Tomohiro MATSUMIYA, Takuya NAGAE, Yu-Lin CHUNG,
Taichiro OKAZAKI, Kunio FUKUYAMA and Masayoshi NAKASHIMA

The performance of high-rise steel moment frame buildings constructed in the 1970's is examined by using the E-Defense shake-table facility. Typical design and detailing in the 1970's are incorporated in a four-story, steel moment frame specimen. The specimen is subjected to a series of response deformations representing a high-rise building. Long-period ground motions impose a substantial number of inelastic deformations, which eventually cause fracture in the beam-to-column connections.

Keywords: High-rise buildings, Steel structures, Beam-to-column connections, Long-period ground motions, Shake-table tests

超高層建物, 鋼構造, 柱梁接合部, 長周期地震動, 振動台実験

1. はじめに

太平洋沿岸において海溝型の巨大地震が発生すると、数秒以上の卓越周期をもつ継続時間の長い長周期地震動が内陸部に伝わる。特に超高層建物は、長周期地震動に共振する可能性が高く、骨組の部材には塑性変形が累積するとの指摘がなされている^{1)~4)}。1970年代以前に建てられた初期の超高層建物の柱梁接合部には、スカラップ底にアールを取らないスカラップが使われ、梁ウェブ高力ボルト接合部の設計も現在とは異なっていた⁵⁾。初期の超高層建物の柱梁接合部の保有性能に関する実験^{6)~7)}では、梁の端部に塑性変形が多数回繰り返されるうちにスカラップ近傍に歪が蓄積し、最終的に梁フランジが破断に至る可能性が示されている。

既存の超高層建物が、長周期地震動によって重度の損傷を受ければ、大規模な補修や、場合によっては取り壊しなども必要となり、社会に与える影響は甚大である。こうした観点から、超高層建物の耐震性能を見直す必要がある。そして、耐震性能が不足する場合については、接合部の耐震補強等によって骨組の変形能力を確保し、建物の耐震性能を向上させることが望ましい。

1995年兵庫県南部地震を契機に、鋼構造建物の柱梁接合部に関する研究が精力的に展開され^(例えば 8)、その成果は鋼構造接合部設計指針⁹⁾や既存鋼構造建物の耐震改修施工マニュアル¹⁰⁾などに反映された。しかし、関連する柱梁接合部の実験のほとんどは、建物数の多い中低層建物を主眼に進められたものであり、超高層建物に見られる、内ダイアフラム形式により柱と梁を組み合わせた接合部に関

する実験資料は少ない。さらに、RC床スラブの存在は梁下フランジの歪を増大させ、柱梁接合部の変形能力に大きな影響を及ぼすが^{11)~12)}、RC床スラブを組み込んだ内ダイアフラム形式の柱梁接合部に関する実験資料は極めて限られている。

こうしたなか、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において、2008年3月と2009年9月に、1970年代以前に建設された初期の超高層鋼構造建物を対象とした大規模な振動台実験が実施された。そこでは、上層部分を実験装置で近似したサブストラクチャ実験手法^{13)~14)}が採用され、長周期地震動を受ける超高層建物の応答変形履歴が4層のRC床スラブ付き鋼構造骨組に与えられた。骨組には、当時見られた柱断面、梁断面、および柱梁接合部詳細が反映され、まず、2008年の実験において、その耐震性能が検証され、2009年の実験において、柱梁接合部を補強した場合の耐震性能が検証された。本論文では、このうち2008年の実験から得られたデータの分析結果を報告する。柱梁接合部の変形特性および強度特性を検討することを踏まえ、前半では試験体の部材断面、接合形式等の特徴を詳しく説明する。また、RC床スラブの影響を取り入れた塑性理論に基づく力学モデルから梁の全塑性モーメント、梁端接合部の最大曲げ耐力などを計算し、実験条件を考察する。後半では、実験結果に対して、接合部の変形履歴および曲げモーメント履歴を分析し、接合部における最大曲げモーメントと塑性変形能力を評価する。さらに、接合部付近の歪分布を分析し、接合部の応力伝達性状を考察する。

*1 近畿大学建築学部 講師・博士(工学)

*2 独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士(工学)

*3 京都大学防災研究所 研究員・博士(工学)

*4 北海道大学大学院 准教授・Ph. D.

*5 独立行政法人防災科学技術研究所 客員研究員

*6 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Lecturer, Faculty of Architecture, Kinki Univ., Dr. Eng.

Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.

Researcher, DPRI, Kyoto Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Hokkaido Univ., Ph. D.

Visiting Researcher, NIED

Prof., DPRI, Kyoto Univ., Ph. D.

2. 実験条件

2.1 試験体概要

実験では、既存の超高層建物群の平均像として設定された固有周期2.4秒の21層モデルの地震応答を、サブストラクチャ実験手法により模擬した¹³⁾。図1に試験体を示す。下部4層を鋼構造骨組とし、その上にコンクリート錘を積層ゴムと鋼製ダンパーを介して重ねる縮約層を配した。それぞれの縮約層は5層分の慣性質量、剛性および履歴減衰を代表し、慣性質量が位置する縮約層を9, 14, 19層と想定した。鋼構造骨組と縮約層の境界に当たる5層の床スラブ上には、2層分の慣性質量に相当するコンクリート錘を配した。鋼構造骨組の柱脚は剛強な鉄筋コンクリート梁に埋め込み、このコンクリート梁を振動台に緊結した。鋼構造骨組については、1970年代の超高層建物における鉄骨工事の特徴をまとめた資料^{5), 6)}を参照し、当時の超高層鋼構造建物に対する設計と施工をできるだけ再現した。柱と梁の鋼種はSM490Aとした。柱は溶接組立箱形断面とし、内ダイアフラムを付けた柱貫通形式の柱梁接合部を採用した。骨組の水平耐力は梁G2によって調整し、長辺方向の梁G1と短辺方向の梁G3に初期の超高層建物を代表させる断面を採用した。梁G1には梁せい600 mmの溶接組立H形鋼、梁G3には梁せい800 mmのハニカム梁（圧延H形鋼H-596×199×10×15から製作）を用いており、いずれの梁も梁せいは、柱スパンの0.1倍となる。なお、長辺方向と短辺方向に用いられた小梁G4には、倒壊防止用のストッパーを固定する目的で、梁G2と同じ断面を用いた。

表1に鋼構造骨組の部材断面と材料試験に基づく鋼材の機械的性質を示す。梁G3のウェブの材料強度には、シャーププレート¹⁵⁾の材料試験結果を代用した。梁には、各種合成構造設計指針¹⁵⁾において完全合成梁と判定される数のスタッドコネクタを取り付け、厚さ120 mmのRC床スラブを配した。図1(a)中の左上の実線で囲んだ

範囲の床スラブ配筋図を図2に示す。骨組内部には鉄筋組み込み型のフラットデッキを用いた。また、外周部に張り出す幅1.0 mの床スラブ内にも、通常の床スラブと同様の配筋を施した。床スラブコンクリートの圧縮強度は30 N/mm²であった。

図3に柱梁接合部の詳細図面を示す。長辺方向の梁G1の梁端接合部は、工場において梁ウェブ、梁フランジを柱に溶接する形式（工場接合部）とした。工場接合部は現在も中低層建物で多用される工場接合部に似た形式だが、柱に通しダイアフラムが付かず、梁フランジが柱面に直接溶接される点異なる。兵庫県南部地震以後に改訂された鉄骨工事技術指針¹⁶⁾では、スカラップ底への局所的な歪みを緩和するために、開先から10 mm以上離れた位置で円弧が梁フランジに滑らかに接するスカラップ形状を規定しているが、本実験では1970年代に用いられていた形状を模擬しており、スカラップ底にアールを設けていない。一方、短辺方向の梁G3の梁端接合部は、梁ウェブを高力ボルトで接合したのち梁フランジを現場で溶接する現場接合形式（現場接合部）とした。現場接合部では、スカラップの形状と大きさ、開先の向きなどが、梁上、梁下フランジ接合部で異なる⁹⁾。その開先とスカラップについては、ガス切断したのちグラインダで仕上げた。2, 4層床レベルの梁ウェブ接合部には、主にせん断力の負担を目的とする当時の設計を考慮し、9本の高力ボルトを1列配置した。3層床レベルの梁ウェブ接合部には、ウェブの全塑性モーメントを伝達できる本数の高力ボルトを用いた。

2.2 柱梁接合部の施工状況

工場接合部については、内ダイアフラムが取り付けられた柱を寝かせ、上下フランジともに外開先としたブラケットを横向きの姿勢で溶接施工した。現場接合部については、上下フランジを下向きの姿勢で溶接施工したが、梁下フランジを溶接する際には梁ウェブが邪魔板となるため、梁ウェブ中央位置で溶接線を継いだ。工場接合

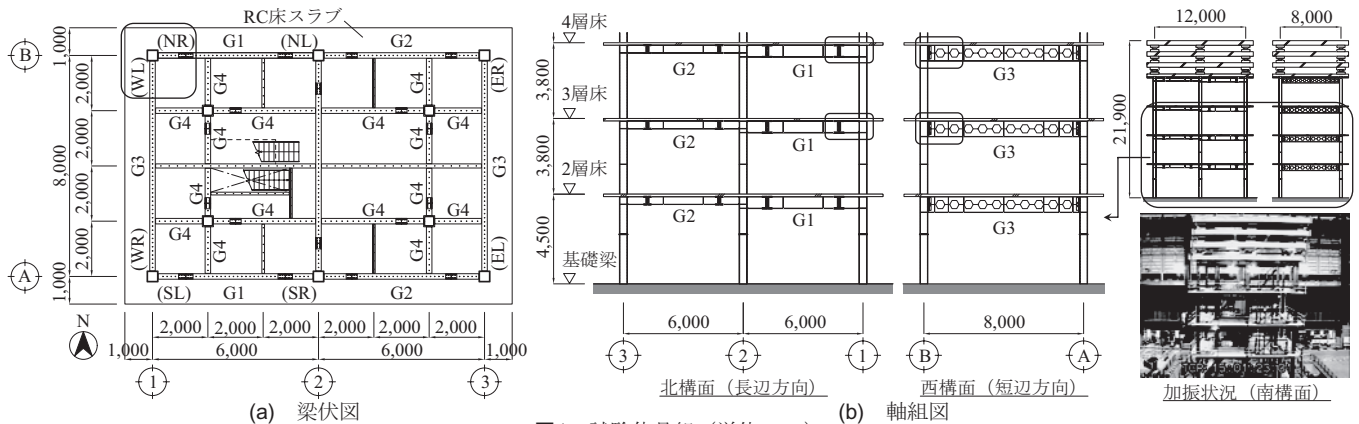


図1 試験体骨組（単位：mm）

表1 部材断面と鋼材の機械的性質

| 部材 | 断面寸法・位置 | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
|----------------|------------------|---------------------------|---------------------------|
| 柱 (SM490A) | B□-400×400×25×25 | 343 | 515 |
| 梁 (SM490A) | G1 フランジ | 357 | 532 |
| | G1 ウェブ | 403 | 545 |
| | G2 フランジ | 426 | 576 |
| | G2 ウェブ | 382 | 536 |
| G3 | フランジ | 373 | 526 |
| | ウェブ | 398 | 534 |
| スラブ鉄筋 (SD295A) | D10 | 395 | 531 |
| | D13 | 388 | 524 |

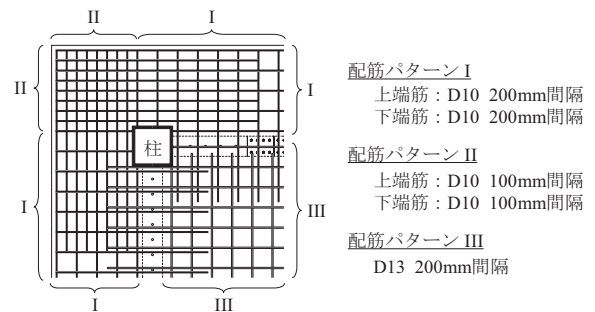


図2 床スラブ配筋図

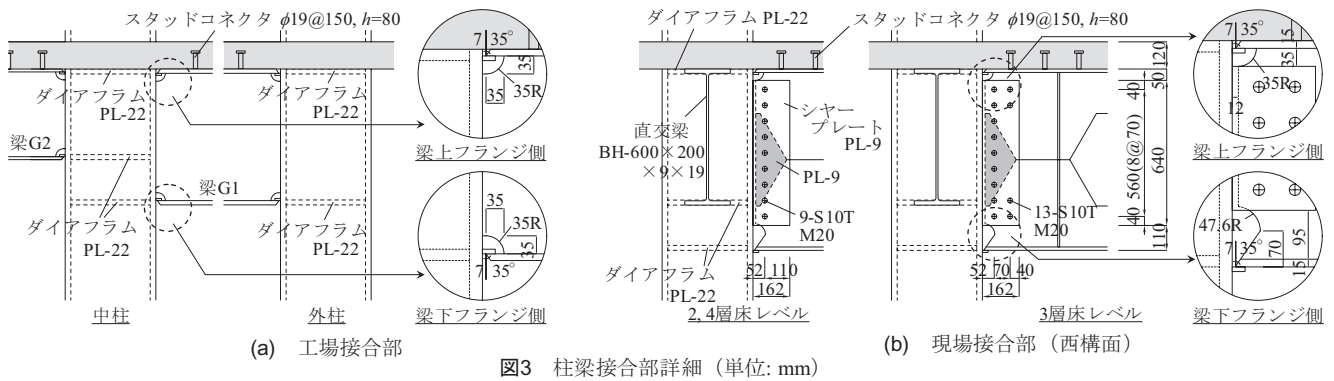


図3 柱梁接合部詳細 (単位: mm)

部の溶接には、初期超高層建物の工場溶接に用いられることが多かった半自動CO₂アーク溶接を用いた。一方、現場溶接には被覆アーク溶接が多く用いられたが、現在は溶接品質の確保が難しいので、本実験では現場接合部の溶接にも半自動CO₂アーク溶接を用いた。また、現場溶接には当時、D-5016やYFW-S50DBなどの溶接ワイヤが用いられた⁶⁾が、本実験では工場接合部、現場接合部ともに溶接ワイヤにはYGW11を用いた。工場接合部の梁フランジ溶接部における溶接の積層は、1層多パス(1層目は1層1パス)で9パスないし10パスとなった。現場接合部の梁フランジ溶接部における溶接の積層は、1層1パスで4パスないし5パスとなった。UT検査の結果、全ての完全溶け込み溶接が現行の規定に合格した。溶接金属の温度0℃におけるシャルピー衝撃値は、工場溶接で105 J、現場溶接で88 Jとなり、奨励される70 J以上¹⁷⁾を満たした。工場接合部と現場接合部のいずれに対しても鋼製エンドタブを用い、溶接後は切断せずに残した。

2.3 柱梁接合部の力学条件

ここでは、塑性理論を用いて鋼梁または合成梁と考えた場合における梁の全塑性モーメントおよび梁端接合部の最大曲げ耐力(接合部強度)を計算する。計算に必要となる諸量については、過去の研究^{12), 15)}を参照して設定する。合成梁断面で仮定した応力状態を図4、梁端接合部で仮定した応力状態を図5に示す。現場接合部の梁については、ハニカム梁の断面欠損部分で全塑性モーメントを算定

した。 f_{σ_y} は梁フランジの降伏強度、 f_{σ_u} は梁フランジの引張強度、 w_{σ_y} は梁ウェブの降伏強度、 σ_B は床スラブコンクリートの圧縮強度、 f_{σ_y} はスラブ鉄筋の降伏強度である。また、 A はスラブ鉄筋の断面積、 A_c は床スラブコンクリートの有効断面積である。 q_{bu} は1面せん断を受けるボルト1本当たりの最大耐力⁹⁾である。

(1) 梁の部材降伏強度と変形

鋼梁および合成梁の全塑性モーメント ${}_bM_p$ 、 ${}_{cb}M_p$ を表2に示す。 ${}_bM_p^*$ 、 ${}_{cb}M_p^*$ はハニカム梁の最小断面における全塑性モーメントである(図4(b))。現場接合部の ${}_bM_p$ 、 ${}_{cb}M_p$ は、柱表面に最も近いハニカム梁の最小断面がそれぞれ ${}_bM_p^*$ 、 ${}_{cb}M_p^*$ に達したときに、柱表面位置に加わる曲げモーメントであり、最小断面の全塑性モーメント ${}_bM_p^*$ 、 ${}_{cb}M_p^*$ を柱表面位置まで外挿して求めた(図6)。合成梁については、正曲げ時のコンクリートの圧縮軸力または負曲げ時のスラブ鉄筋の引張軸力が、梁ウェブの軸力と釣り合うと仮定して、それらの偶力モーメントを計算した。正曲げ時のコンクリートの圧縮軸力については、床スラブコンクリートの有効圧縮強度を $0.85\sigma_B$ 、有効幅を柱幅(400mm)として求めた¹²⁾。負曲げ時のスラブ鉄筋の引張軸力については、有効幅内の床スラブに定着される鉄筋(図2)を引張に対して有効とし、断面積に降伏強度を乗じて求めた。負曲げ時の有効幅は、各種合成構造設計指針¹⁵⁾を参照し、工場接合部では1,400 mm、現場接合部では1,799 mmとした。

次に、全塑性モーメント ${}_bM_p$ 、 ${}_{cb}M_p$ と梁の弾性剛性に基づく梁端回転角を計算する。現場接合部の梁について、弾性剛性は全断面有効として求めた弾性剛性とハニカム梁の断面欠損を考慮した最小断

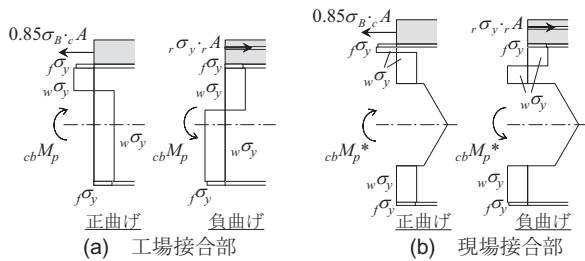


図4 合成梁断面で仮定した応力状態

表2 梁の全塑性モーメントと梁端回転角

| 接合形式 | 鋼梁 | | | 合成梁 | | |
|------|-----------------------|---------------------|----------------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------|
| | ${}_bM_p^*$ (kN·m) | ${}_bM_p$ (kN·m) | $j\theta_p$ (rad) | 正曲げ ${}_{cb}M_p^*$ (kN·m) | 負曲げ ${}_{cb}M_p$ (kN·m) | $c_j\theta_p$ (rad) |
| 工場 | — | 1,075 | 0.006 | — | 1,412 | 0.006 |
| 現場 | 1,298 | 1,496 | 0.007 | 1,518 | 1,745 | 0.006 |

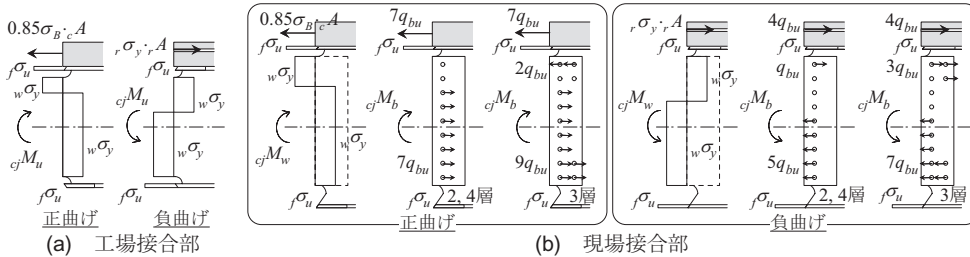


図5 梁端接合部で仮定した応力状態

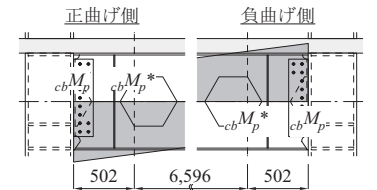


図6 ハニカム梁の全塑性モーメント

表3 シヤープレートの全塑性曲げ耐力、ボルトの最大耐力による接合部の曲げ耐力

| 床レベル | 鋼梁 | | 合成梁 | | | |
|------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|
| | $s_j M_w$ (kN・m) | $s_j M_b$ (kN・m) | 正曲げ | | 負曲げ | |
| | | $c_j M_w$ (kN・m) | $c_j M_b$ (kN・m) | $c_j M_w$ (kN・m) | $c_j M_b$ (kN・m) | |
| 2,4層 | 1,599 | 1,469 | 2,021 | 1,891 | 1,881 | 1,755 |
| 3層 | | 1,654 | | | | 2,088 |

表4 接合部強度と接合部強度比

| 接合形式 | 鋼梁 | | 合成梁 | | | | |
|------|---------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|------|
| | $s_j M_u$ (kN・m) | $s_j M_u$ $b M_p$ | 正曲げ | | 負曲げ | | |
| | | | $c_j M_u$ (kN・m) | $c_j M_u$ $cb M_p$ | $c_j M_u$ (kN・m) | $c_j M_u$ $cb M_p$ | |
| 工場 | 1,394 | 1.30 | 1,731 | 1.23 | 1,575 | 1.25 | |
| 現場 | 2,4層 | 1,469 | 0.98 | 1,891 | 1.08 | 1,755 | 1.04 |
| | 3層 | 1,599 | 1.07 | 2,021 | 1.16 | 1,881 | 1.11 |

表5 塑性中立軸位置

| 接合形式 | 鋼梁 | | 合成梁 | |
|------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | 正曲げ $p \alpha_{bf}$ | 負曲げ $n \alpha_{bf}$ | 正曲げ $p \alpha_{bf}$ | 負曲げ $n \alpha_{bf}$ |
| 工場 | 1.00 | 1.00 | 1.56 | 1.24 |
| 現場 | 1.08 | 1.08 | 1.50 | 1.32 |

$p \alpha_{bf} = \frac{x}{D/2}$
($n \alpha_{bf}$ も同様)

面での弾性剛性の平均値とした。鋼梁の条件において、梁の両端に逆対称の $b M_p$ が作用したときの梁端回転角 $j \theta_p$ は、工場接合部と現場接合部の梁でそれぞれ 0.006 rad, 0.007 rad となった。合成梁の条件においては、両端に正曲げ時と負曲げ時の全塑性モーメントがそれぞれ逆対称に作用したと仮定し、正曲げ時と負曲げ時の曲げ剛性を用いて梁端回転角 $c_j \theta_p$ を求めた。その結果、工場接合部における梁の梁端回転角 $c_j \theta_p$ は正曲げ時と負曲げ時で 0.006 rad, 現場接合部における梁の梁端回転角 $c_j \theta_p$ は正曲げ時で 0.006 rad, 負曲げ時で 0.007 rad となった。すなわち、全塑性モーメント時の梁端回転角は、鋼梁と合成梁で概ね等しく、また、工場接合部と現場接合部においても概ね等しい評価となった。なお、鋼構造接合部設計指針⁹⁾には、一般的な鋼構造骨組（スパン 5~8 m, 梁せい 500~600 mm）における梁の降伏時の梁端回転角は 0.005~0.007 rad 程度と記されており、この計算結果はその範囲に含まれている。

(2) 接合部強度

接合部強度の算定において、RC 床スラブの寄与については、上記の全塑性モーメントの計算時と等しい条件を仮定した。工場接合部に関して、梁上フランジと梁下フランジはともに引張強度に達し、梁ウェブは降伏強度に達すると仮定した。現場接合部に関して、梁上フランジと梁下フランジはともに引張強度に達すると仮定し、梁ウェブ接合部については、シヤープレートが曲げによって全塑性状態に達した場合の曲げ耐力（鋼梁は $s_j M_u$, 合成梁は $c_j M_u$ ）と、1面せん断を受けるボルトの最大耐力で決まる場合の曲げ耐力（鋼梁は $s_j M_b$, 合成梁は $c_j M_b$ ）を求め（表3）、小さい方の値を接合部強度（鋼梁は $s_j M_u$, 合成梁は $c_j M_u$ ）に採用した（表4）。図5(b)に仮定した応力状態を示す。鋼構造接合部設計指針⁹⁾に従ってせん断力を負担するボルトを差し引いて曲げを負担するボルト本数を求めると、鋼梁と考えた場合には、3層床レベルで上下縁端の各5本、2層床レベルと4層床レベルで上下縁端の各3本となった。合成梁と考えた場合には、RC床スラブから離れる下側に曲げに抵抗すると仮定し、RC床スラブの軸力と釣り合うように曲げを負担するボルト本数を求めると、正曲げは梁下フランジ側から7本、負曲げは梁下フランジ側から4本となった。なお、本試験体の工場接合部、現場接合部では、梁ウェブが接続する領域内の柱スキンプレートが隣接梁用、直交梁用の内ダイアフラムによって拘束されている（図3）。この内ダイアフラムが無い条件においても、柱スキンプレートの面外降伏を考慮した合成梁の接合部強度^{付録1)}は、上記の接合部強度 $c_j M_u$ を上回った。

(3) 接合部強度比と塑性中立軸

接合部強度と全塑性モーメントの比は、接合部の破断で決まる変形能力に関連させることのできるパラメータとされている⁹⁾。接合部強度が全塑性モーメントを大きく上回れば接合部の破断の危険性が小さくなるという考えに基づくが、その裏づけは鋼梁に対する実

験がほとんどである。上記の計算に基づく、表4の鋼梁と合成梁の接合部強度比を見ると、その値はほとんど変わることはなく、RC床スラブの存在によって変化する変形能力の傾向を表現できない。

そこで、RC床スラブが接合部の応力状態に及ぼす影響を同じ力学モデルから考える。図5の応力状態において、梁下フランジから塑性中立軸までの距離を x とし、鋼梁せい D の半 $D/2$ で除す。塑性中立軸が梁の中心にあれば 1.0 であり、この値が 1.0 よりも大きくなるほど、塑性中立軸が鋼梁せいの中心よりも上へ移動する。この値を塑性中立軸比と呼び、正曲げ時を $p \alpha_{bf}$, 負曲げ時を $n \alpha_{bf}$ と表記する。現場接合部に関しては、シヤープレートが全塑性状態に達した場合の曲げ耐力と1面せん断を受けるボルトの最大耐力で決まる場合の曲げ耐力の差が 3~8 % であり（表3）、塑性中立軸比をシヤープレートの全塑性状態に基づき評価する。表5に計算結果を示す。鋼梁と考えた場合には、正曲げ時、負曲げ時とも等しく、工場接合部、現場接合部とも塑性中立軸はほぼ中央に位置した（現場接合部は、スカラップ形状とシヤープレートの位置の条件から 1.08）。合成梁と考えた場合には、工場接合部の正曲げ時で 1.56、現場接合部の正曲げ時で 1.50 となり、工場接合部の方が、現場接合部よりも若干高い値となった。

3. 実験結果の分析と考察

3.1 骨組応答と計測概要

実験では、最大速度をレベル2相当の 0.5 m/sec としたエルセントロ波 (E12) を設計用地震動として採用した。長周期地震動としては、東海地震において川崎市に想定される東扇島波 (Hog)¹⁸⁾ と、東海・東南海地震において名古屋に想定される三の丸波 (San)¹⁹⁾ の2つの人工波を採用した。いずれも、水平2方向の同時加振とした。図7に入力地震動のうちNS成分の時刻歴波形を示す。主な振動の継続時間はE12で50秒程度であるのに対して、Hog, Sanでは100~200秒である。実験では、入力地震動の速度応答スペクトルにおいて、試験体に想定した固有周期2.4秒におけるスペクトル値が大きい方向成分 (E12はNS成分, HogはNS成分, SanはEW成分) を試験体の長辺方向と一致させた。E12, Hog, Sanの順で行った実験において、E12加振とHog加振では、接合部付近に顕著な損傷は見られなかったが、1回目のSan加振 (San-1) において、短辺方向の現場接合部の一部に破断が生じた。その後は、長辺方向に対する一方向加振に切り替えて実験を実施し、3回目のSan加振 (San-3) において、長辺方向の工場接合部にも破断が生じた。図8に、短辺方向、長辺方向の各層 (1~4層) に生じた最大層間変形角を示す。E12加振では、最大層間変形角が0.01 rad以下に収まっている。Hog加振では、長辺方向で最大層間変形角が0.01 radを若干超えたが、短辺方向では0.01 rad以下に収まった。San-1加振以降では短辺方向、長辺方向ともに最大層間変形角が0.015 radを超えた。本実験に関する応答評価

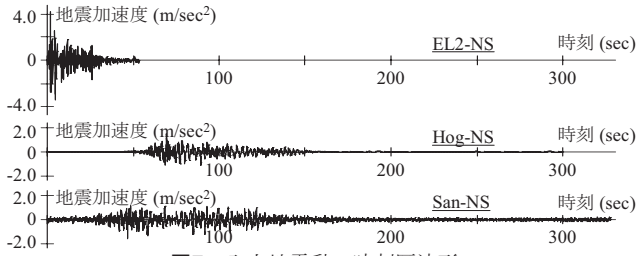


図7 入力地震動の時刻歴波形

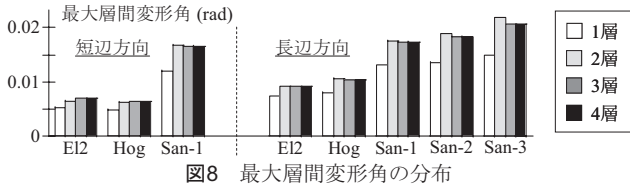


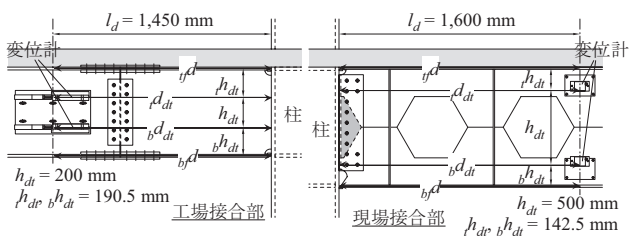
図8 最大層間変形角の分布

¹⁴⁾によれば、Hog加振、San-1加振における梁端接合部のエネルギー吸収量は、EI2加振における値のそれぞれ4倍および10倍に達した。

骨組の計測に関しては、梁 G1 の端部（工場接合部）、梁 G3 の端部（現場接合部）のすべてについて、曲げモーメントと回転角の関係を得る計画とした。柱と梁の弾性位置における曲げモーメントについては、断面に歪ゲージを貼付して軸歪分布から求め、梁端の回転角については、梁に対して変位計を水平に設置して計測した水平方向変位から求めた。図 1(b)において実線で囲んだ梁 G1 の端部および梁 G3 の端部には、接合部付近の断面に歪ゲージを貼付し、現場接合部については、シャーププレートのすべり変位を計測した。

3.2 梁端回転角の計測

工場接合部と現場接合部には、図 9 に示すとおり、それぞれ梁と直交する柱表面から 1,450 mm（鋼梁せいの 2.4 倍）、1,600 mm（鋼梁せいの 2.0 倍）離れた位置に水平変位計を設置し、変位計を取り付けた台座をスタッドボルトを介して梁ウェブに固定した。変位計のターゲット（図中矢印の先）は、柱スキンプレートの面外変形の影響をなるべく受けないように接合部パネル表面から 55 mm 内側の位置とした。これらの計測変位 d_{dt} 、 $b d_{dt}$ の差を計測点間距離 h_{dt} （工場接合部は 200 mm、現場接合部は 500 mm）で除した値を梁端接合部の回転角（梁端回転角） ${}_b\theta$ と定義した。 ${}_b\theta$ は RC 床スラブ



梁端回転角 ${}_b\theta = \frac{{}_b d_{dt} - {}_r d_{dt}}{h_{dt}}$

梁フランジの軸変形
 上: ${}_r d_{dt} = d_{dt} - {}_b\theta \cdot h_{dt}$
 下: ${}_b d_{dt} = d_{dt} + {}_b\theta \cdot h_{dt}$

| 接合部形式 | 工場 | 現場 |
|-------------------------------|---------|---------|
| ${}_j\theta_p$ (rad) | 0.006 | 0.007 |
| ${}_b\theta_p$ (rad) | 0.00727 | 0.00725 |
| ${}_b\theta_p / {}_j\theta_p$ | 1.151 | 0.997 |

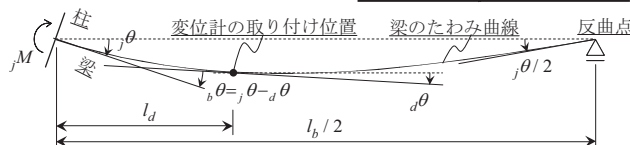


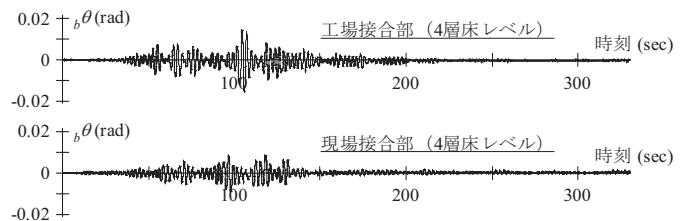
図9 変位計の取り付け位置と梁端接合部の回転角

が圧縮側となる正曲げ方向の回転角を正としている。また、平面保持の仮定から梁端回転角 ${}_b\theta$ に基づいて、柱表面から変位計までの区間における、梁上フランジおよび梁下フランジの軸変形 ${}_r d_{dt}$ 、 ${}_b d_{dt}$ を求めた。図中の h_{dt} 、 $b h_{dt}$ は、それぞれ水平変位の計測点から梁上フランジおよび梁下フランジ板厚中心までの鉛直方向距離である。

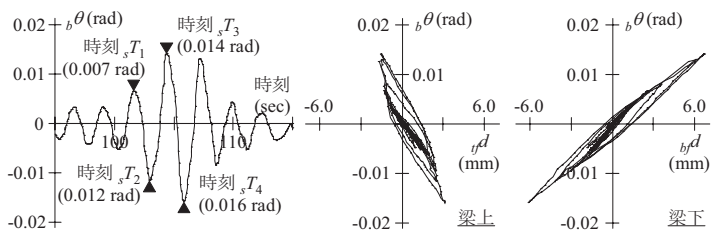
大変形時に梁端接合部に集中する塑性回転角は、柱と水平変位計の距離に大きな影響を受けない。以下では、逆対称曲げモーメントを受ける理想的な弾性梁を対象として、弾性範囲内に対する本計測条件を整理する。図 9 中にたわみ曲線を示す。ここで、 ${}_j M$ は梁端接合部に作用する曲げモーメント、 l_b は梁の部材長さ、 l_d は柱表面から変位計までの距離、 ${}_j\theta$ は梁端接合部における回転角、 ${}_d\theta$ は変位計位置での回転角である。本実験で用いた方法により計測される梁端回転角 ${}_b\theta$ は、このたわみ曲線で考えると ${}_j\theta$ と ${}_d\theta$ の差となる。仮に変位計の位置が梁端接合部ならば、 ${}_d\theta$ が ${}_j\theta$ と等しくなり、その結果 ${}_b\theta$ は 0 になる。 ${}_j M$ が全塑性モーメント ${}_b M_p$ に達したときの ${}_j\theta$ （表2の ${}_j\theta_p$ に相当）、また ${}_j\theta_p$ から ${}_d\theta$ を差し引いて求めた ${}_b\theta_p$ を図 9 中の表に示す（鋼梁）。 ${}_b\theta_p$ は ${}_j\theta_p$ に近く、本実験における変位計の取り付け位置は、梁端接合部の弾性回転角を計測するうえで適切な位置にあることが分かる。なお、表の工場接合部において、 ${}_b\theta_p$ の方が ${}_j\theta_p$ よりも大きくなるは、梁のたわみが最大値となる位置（柱表面から約 $l_b/4$ ）よりも反曲点側に変位計が位置するためである。

3.3 梁端回転角と変形特性

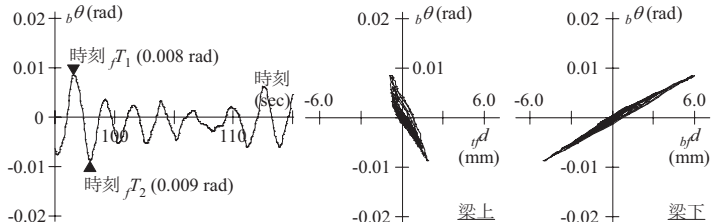
以降では、図 1(b)において実線で囲んだ梁 G1 の端部（工場接合部）、梁 G3 の端部（現場接合部）について考察する。4 層床レベルの梁について、San-1 加振における梁端回転角 ${}_b\theta$ の時刻歴波形を図 10(a) に示す。図から、梁端接合部は多数回の梁端回転角を経験したことが分かる。図 10(b), (c) には、最大の梁端回転角が生じた 95



(a) 梁端回転角の時刻歴



(b) 工場接合部（4層床レベル）



(c) 現場接合部（4層床レベル）

図10 梁端回転角と梁フランジ軸変形 (San-1加振)

～115 秒における梁端回転角 ${}_b\theta$ の時刻歴波形と、梁端回転角 ${}_b\theta$ と梁上、梁下フランジの軸変形 ${}_a d, {}_b d$ の関係を示す。正曲げ方向の梁端回転角のピーク時において、梁上フランジには負側の圧縮軸変形が、梁下フランジには正側の引張軸変形が生じている。ピーク時の軸変形は梁上フランジよりも梁下フランジにおいて大きく、また、梁下フランジでは正曲げ時と負曲げ時で同程度となっているが、梁上フランジでは正曲げ時よりも負曲げ時に大きくなっている。現場接合部においては、シャーププレートの上下位置（梁フランジの内側面から 150 mm の位置）にパイ型変位計を設置した。梁ウェブ接合部に 13 本の高力ボルトを用いた 3 層床レベルの現場接合部に対する結果を図 11(a)に、梁ウェブ接合部に 9 本の高力ボルトを用いた 4 層床レベルの現場接合部の結果を図 11(b)に示す。いずれも、シャーププレートの上位置よりも下位置においてすべりが大きく、上位置では、常に柱から梁ウェブが離れる正側においてすべりを生じている。なお、4 層床レベルの現場接合部では、時刻 112 秒で梁下フランジが破断し、すべり性状が変化したが（図 11(b)のグレーの線）、本節ではそれ以前の性状を検討対象としている。

以上の梁フランジの軸変形履歴および現場接合部におけるシャーププレートのすべり履歴から、RC 床スラブが梁端接合部の変形特性に大きな影響を及ぼした状況が見て取れる。以降では、図 10 に記した工場接合部の梁端回転角ピーク時刻 ${}_s T_1 \sim {}_s T_4$ 、現場接合部の梁端回転角ピーク時刻 ${}_j T_1, {}_j T_2$ に焦点を当てて考察を進める。各時刻における梁フランジの軸変形を図 12 に示す。時刻 ${}_s T_1$ における 4 層床レベルの工場接合部の正側の梁端回転角は 0.007 rad、時刻 ${}_j T_1$ における 4 層および 3 層床レベルの現場接合部の正側の梁端回転角は 0.008 rad、0.009 rad であり、概ね等しくなっている。先の計算において全塑性モーメント時の正側の梁端回転角 ${}_e\theta_p$ は、工場接合部と現場接合部でともに 0.006 rad であり、両者は 1.0 を若干越える塑性率を経験したことになるが、このとき、現場接合部の正曲げ時における梁下フランジの軸変形は、工場接合部の値の 2 倍以上大きくなっている。同様に、現場接合部の負曲げ時における梁下フランジの軸変形は、工場接合部の値の 1.5 倍程度になっている。また、梁上フランジと梁下フランジの軸変形の差は、工場接合部よりも現場接合部において顕著に大きくなっている。工場接合部については、

時刻 ${}_s T_3, {}_s T_4$ において梁端回転角が 0.015 rad 程度になると、梁上フランジと梁下フランジの軸変形の差が大きくなる傾向にある。こうした梁フランジの軸変形の関係から、梁下フランジ下面からの中立軸高さと、この中立軸高さを鋼梁せい D の半分 $D/2$ で除した中立軸比を求めることができる。図 13 にそれぞれの値を示す。工場接合部において、時刻 ${}_s T_1$ の正曲げ時における中立軸比は 1.3、時刻 ${}_s T_3$ の正曲げ時における中立軸比は 1.6 となった。また、時刻 ${}_s T_2, {}_s T_4$ の負曲げ時における中立軸比は 1.2, 1.3 となった。正曲げ時、負曲げ時とも、中立軸位置は梁端回転角が大きくなることで高くなっている。現場接合部における中立軸比については、3 層床レベルと 4 層床レベルでほぼ等しく、時刻 ${}_j T_1$ の正曲げ時においてそれぞれ 1.6, 1.7、時刻 ${}_j T_2$ の負曲げ時においていずれも 1.5 となった。ここで、これらの中立軸比と先に求めた塑性中立軸比の計算値（表 5）を比べると、工場接合部では、正曲げ時において梁端回転角が 0.014 rad の時刻 ${}_s T_3$ で両者が同程度になった。一方、現場接合部では、正曲げ時、負曲げ時とも梁端回転角が 0.008～0.010 rad の時点で、実験における中立軸比が塑性中立軸比の計算値を上回っている。

3.4 柱と梁の曲げモーメント

柱と梁の弾性とどまる断面における曲げモーメントを求めるために、図14に示す断面位置に歪ゲージを貼付した。各層の柱については、上下2ヶ所の断面で計測された歪から曲率を算定し、曲げモーメントを求める。それらの曲げモーメントから柱のせん断力を求める。また、そのモーメント勾配から計測断面の曲げモーメントを外挿することで、柱梁節点位置における曲げモーメントを求める。梁については、計測された歪にヤング係数を乗じて応力度を算定する。設定する区間ごとに応力度が一様に分布すると仮定し、各区間の面積を応力度に乗じて応力を求める。合成梁としての軸力を0と仮定することで、鋼梁の合力からRC床スラブの応力を求める。スラブ断面に作用する応力度は断面の高さ方向に一様に分布すると仮定し、合成梁としての曲げモーメントを求める。柱と同様に、2ヶ所の計測断面の曲げモーメントよりモーメント勾配を求め、その勾配を用いて計測断面の曲げモーメントを外挿し、梁端接合部および柱梁節点位置における曲げモーメントを求める。

まず、San-1加振を対象として、柱の歪ゲージから求めた層せん

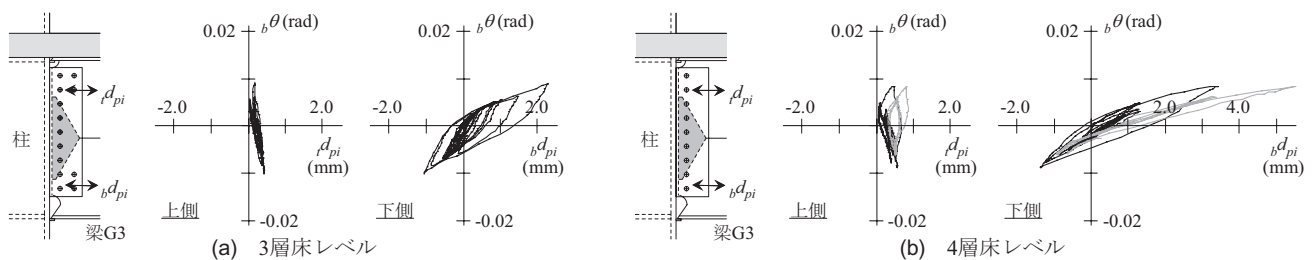


図11 現場接合部における梁端回転角とシャーププレートすべり変位の関係 (San-1加振)

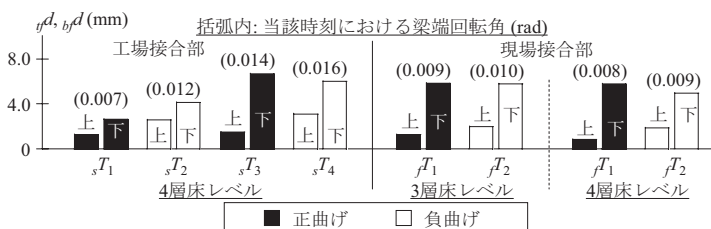
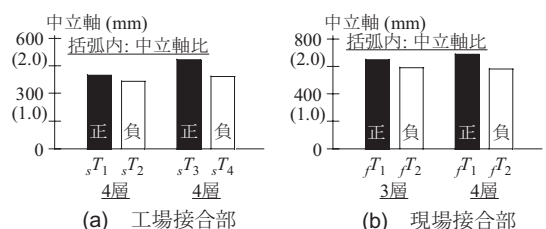


図12 梁端回転角ピーク時の梁フランジ軸変形 (San-1加振)



(a) 工場接合部

(b) 現場接合部

図13 中立軸位置 (San-1加振)

断力と各層の加速度計から求めた層せん断力の関係を図15に示す。縦軸は、各層床の平面重心位置の応答加速度と各層の質量から求まる慣性力を累加して算定した2層における層せん断力である。横軸は、2層における柱に貼付した歪ゲージの計測歪から算定した各柱せん断力の総和である。プロットは、ほぼ45度線上にあり、別々の計測データを用いて求めた層せん断力がほぼ等しい値を示している。

次に、柱に貼付した歪ゲージの計測歪から求めた柱梁節点位置での曲げモーメントと、梁に貼付した歪ゲージの計測歪から求めた柱梁節点位置での曲げモーメントの関係を調べる。図16の縦軸は柱から求めた曲げモーメント、横軸は梁から求めた曲げモーメントである。工場接合部の柱梁節点位置では、両者はほぼ一致している。一方、現場接合部の柱梁節点位置では、梁からの曲げモーメントが相対的に小さくなっている。ハニカム梁では梁ウェブの欠損部の影響により計算で仮定した平面保持が成立しなかったと考えられる。ハニカム梁による断面欠損の影響については、最後に、梁端接合部付近の歪分布から考察を加える。

以上を踏まえ、以降の検討では、工場接合部に作用する曲げモーメント（接合部モーメント）に梁の歪ゲージから求まる値を用い、現場接合部に作用する接合部モーメントに柱の歪ゲージから求まる値を用いる。図1(b)において実線で囲んだ梁端接合部のうち、4層床レベルの工場接合部と3層床レベルおよび4層床レベルの現場接合部に作用する接合部モーメント jM と梁端回転角 $b\theta$ の関係を図17に示す。工場接合部では San-1 加振と San-2 加振において破断は生じず、San-3 加振時に梁下フランジが破断した。現場接合部では、

San-1 加振時に梁下フランジが破断した。図中の接合部モーメント jM と梁端回転角 $b\theta$ の関係は、工場接合部と現場接合部のいずれも、梁下フランジ破断前の安定した履歴と、破断後の急激な耐力低下を表している。加振終了後の観察では、いずれの梁端もスカラップ底の亀裂を起点に梁下フランジが破断したと判断された。すなわち、工場接合部の亀裂発生位置は、梁下フランジの母材となったが（図3(a)）、現場接合部では、梁下フランジ側のスカラップがフランジの開先面に直接入り込む条件（図3(b)）のため、亀裂発生位置は、溶接金属と梁下フランジ母材の境界付近のボンド部となった。

3.5 梁端接合部の強度

(1) 最大強度と梁ウェブの応力状態

本実験では、工場接合部12ヶ所、現場接合部12ヶ所について、図17と同様の接合部モーメントと梁端回転角の関係を計測した。図18に各接合部において得られた正曲げ時、負曲げ時の最大接合部モーメント jM_{max} を並べて示す。図中には表2、表4で示した合成梁の全塑性モーメント c_bM_p と合成梁としての接合部強度 c_jM_u をそれぞれ実線と点線で示している。工場接合部の最大接合部モーメント jM_{max} は、正曲げ時、負曲げ時ともに全塑性モーメント計算値 c_bM_p と同程度となった。現場接合部の最大接合部モーメント jM_{max} は、全塑性モーメント計算値 c_bM_p を下回り、その比は正曲げ時において、接合部が破断した場合に0.7倍程度、破断しなかった場合に0.9倍程度となった。また、負曲げ時において、接合部が破断した場合に0.8倍程度、破断しなかった場合に0.9倍程度となった。

本実験では、長周期地震動を受ける超高層建物の応答変形を再現

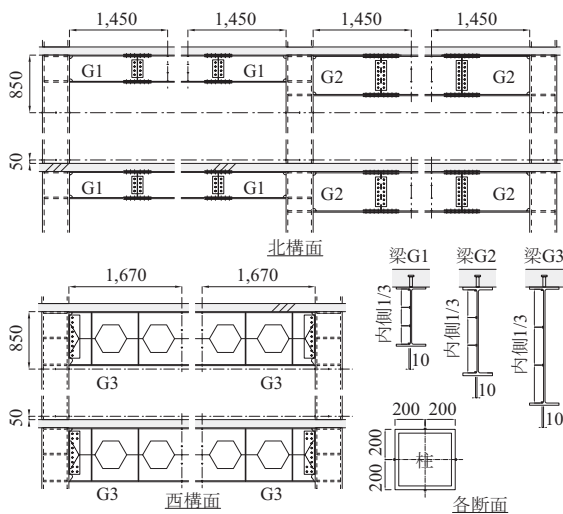


図14 曲げモーメント計測のための歪ゲージ貼付位置 (単位: mm)

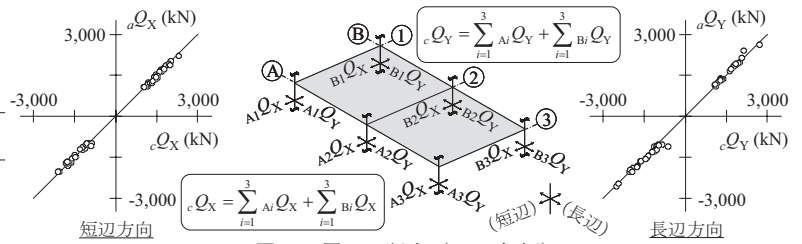
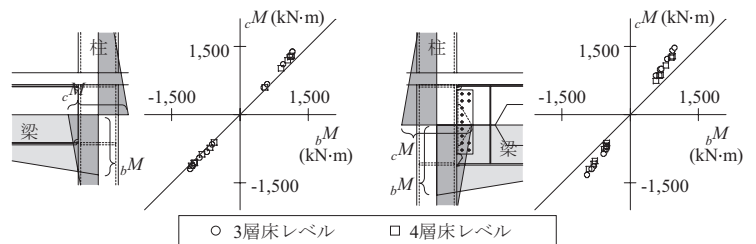


図15 層せん断力 (San-1加振)



(a) 工場接合部 (北構面) (b) 現場接合部 (西構面)
図16 パネル中心での曲げモーメントの釣合い (San-1加振)

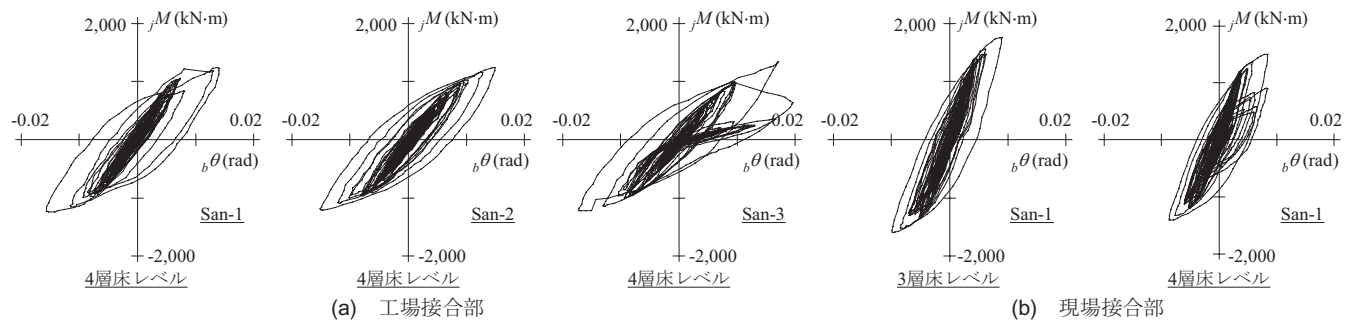


図17 接合部モーメントー梁端回転角関係

しており、最大層間変形角は 0.01~0.02 rad 程度である。梁端接合部が破断する前までの履歴から求めた最大梁端回転角を、全塑性モーメント時の梁端回転角 ϕ_p (表 2 を参照) で除して最大塑性率を求めると、4 層床レベルの工場接合部において正曲げ時、負曲げ時とも 2.8、3 層床レベルの現場接合部において正曲げ時が 1.5、負曲げ時が 1.4、4 層床レベルの現場接合部において正曲げ時、負曲げ時とも 1.3 となる。RC 床スラブの無い現場接合部の実験結果⁶⁾では、塑性率 2.0 の変形が与えられた梁端接合部の最大接合部モーメントが梁の全塑性モーメントを下回り、梁ウェブボルト接合部の応力伝達不足が指摘されている。

以上を踏まえ、図 1(b)において実線で囲んだ 4 層床レベルと 3 層床レベルの梁 G1 の端部 (工場接合部) および梁 G3 の端部 (現場接合部) における歪データを分析していく。歪ゲージの貼付位置を図 19 に示す。以降では、実験における最大接合部モーメントに対応する正曲げ時ピーク (工場接合部は T_3 、現場接合部は T_1) と負曲げ時ピーク (工場接合部は T_4 、現場接合部は T_2) を対象とする。図 19 の A 断面における歪を梁端回転角と併せて図 20 に示す。降伏歪を超えた位置については、接合部モーメントがピークに達する直前に 0 となった時点からの変化量としており、0.2 % を上限に示している。工場接合部では、正曲げ時、負曲げ時ともに梁上フランジと梁下フランジが降伏したが、現場接合部では、正曲げ時に梁上フランジが降伏しなかった。続いて、梁ウェブの歪について考察する ($A\epsilon_{w1}$, $A\epsilon_{w2}$, $A\epsilon_{w3}$: 1 位置, 2 位置, 3 位置)。図 20(a)に示す工場接合部において、3 層床レベル、4 層床レベルともに、梁上フラ

ンジに近い 1 位置の梁ウェブ歪は、正曲げ時、負曲げ時に関わらず梁ウェブ歪の中で最も小さい。この 1 位置と 2 位置の歪レベルから、工場接合部が全塑性状態に至っていないことが分かる。

図 18 で比較した現場接合部の接合部強度計算値は、梁ウェブとほぼ同厚のシャーププレートが全塑性状態に至った値に相当している (表 3)。一方、図 20(b)に示す現場接合部では、梁ウェブ歪が正曲げ時において降伏歪の 10~40 % にしか達していない。すなわち、ボルトの最大耐力に期待した図 5 の仮定による梁ウェブ接合部の曲げ耐力は過大な評価といえる。シャーププレートと梁ウェブの摩擦抵抗についても、シャーププレートがすべり変形を繰り返したことによりボルトに緩みが生じ徐々に低下した^(例えば 20), 21)可能性がある。また、梁ウェブの中で 2 位置の歪が最も小さくなる傾向は、ハニカム梁の断面欠損の影響を示唆している。このような現場接合部の梁ウェブの応力伝達特性を踏まえ、梁ウェブの応力負担を 0 と仮定して現場接合部における合成梁の全塑性モーメントを再度計算してみると、正曲げ時の値は 956 kN・m、負曲げ時の値は 935 kN・m となり、実験結果の下限値に相当する。

(2) 梁断面歪分布と RC 床スラブの軸力

工場接合部と現場接合部のいずれの梁においても、図 19 に示す B 断面の位置では弾性にとどまった。この B 断面における高さ方向の応力 (軸力) 分布を図 21 に示す。3.4 節と同様の手順に基づいて求めており、RC 床スラブの軸力 (スラブ軸力) は鋼梁の合力に相当すると仮定した。図 21(a)の工場接合部の梁について、梁下フランジでは、正曲げ時、負曲げ時とも、降伏軸力の 90 % 程度に達しており、正曲げ時のスラブ軸力はそれらと同程度の値となっている。負曲げ時のスラブ軸力は、正曲げ時のスラブ軸力の 70 % 程度であり、負曲げ時の梁上フランジの軸力と同程度の値となっている。図 21(b)の現場接合部の梁については、正曲げ時、負曲げ時ともにスラブ軸力は、梁下フランジの軸力と同程度の値となっている。このように、スラブ軸力は梁フランジの軸力に相当する大きなレベルに達している。以降では、この B 断面の中立軸位置とスラブ軸力に対して考察を加える。梁の歪分布を図 22 に示す。工場接合部に用いられた梁では、歪分布がほぼ直線となるのに対して、現場接合部に用いられたハニカム梁では、梁ウェブの断面欠損部分の影響で、特に梁ウェブの 2 位置の変動が小さい。そこで、梁の上下フランジ歪を直線補完して中立軸高さを求めてみると (図 23)、図中の正曲げ時ピーク、負曲げ時ピークにおける値は、工場接合部と現場接合部のいずれの梁においても水平変位計に基づく梁フランジの軸変形から求めた値 (図 13) とほぼ等しくなった。図 24 には、図 21 のスラブ軸力から求める RC 床スラブの有効幅を示す。正曲げ時には、有効幅内でスラブの圧縮応力度が一律に $0.85\sigma_B$ であると仮定し、スラブ軸力を $0.85\sigma_B$ とスラブ厚 (120 mm) で除して有

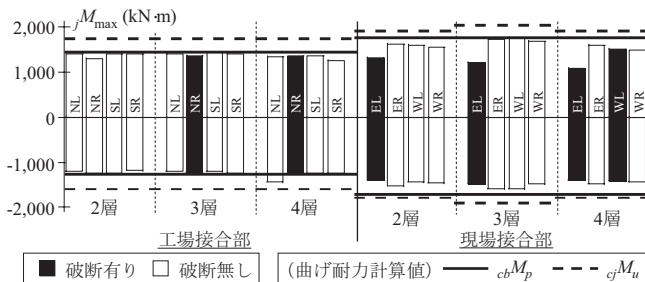
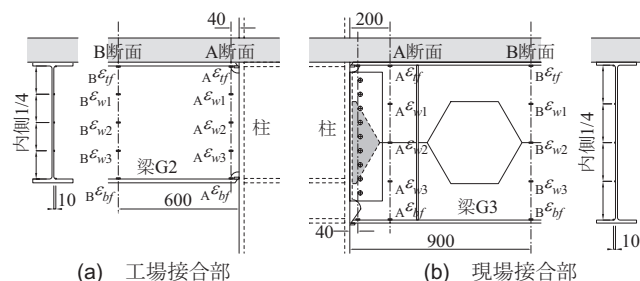
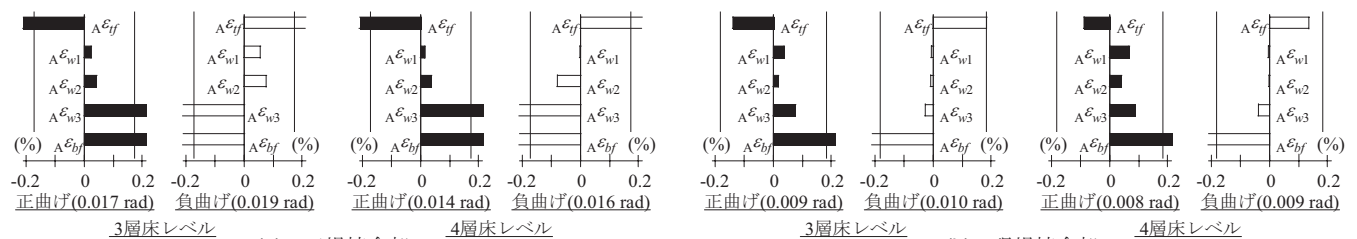


図 18 最大接合部モーメント



(a) 工場接合部 (b) 現場接合部
図 19 梁端接合部付近の歪ゲージ貼付位置 (単位: mm)



(a) 工場接合部 (b) 現場接合部
図 20 A断面における歪の増分値 (San-1加振)

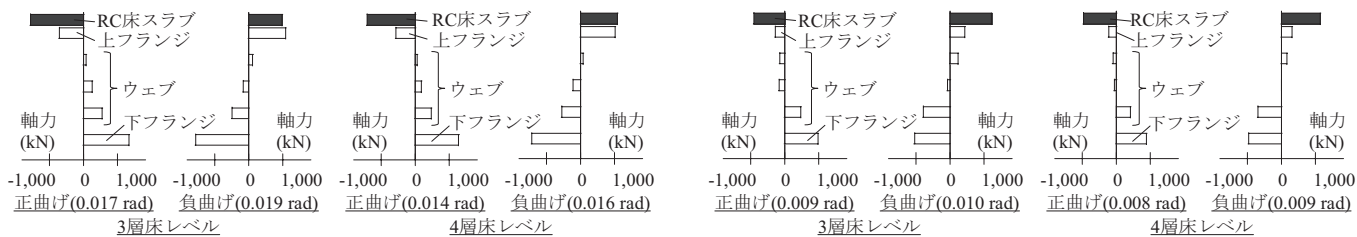


図21 B断面における合成梁断面の軸力分布 (San-1加振)

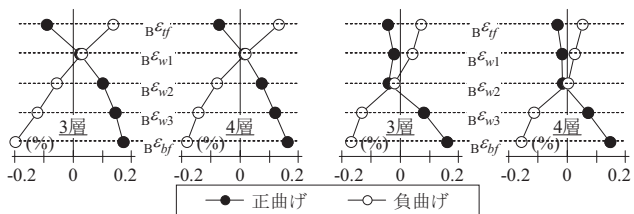


図22 B断面における歪分布形状 (San-1加振)

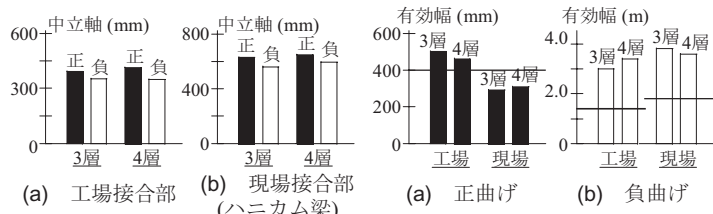


図23 B断面における梁フランジ歪より求めた合成梁の中立軸 (San-1加振)

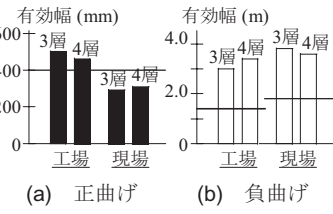


図24 スラブ軸力から求めた有効幅 (San-1加振)

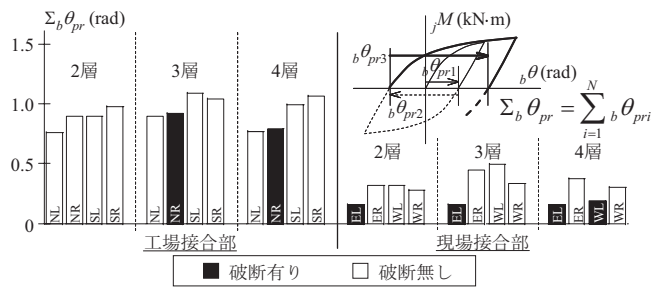


図25 累積塑性回転角

有効幅を求めた。負曲げ時については、スラブ軸力が有効幅内にあるスラブ鉄筋の降伏強度によって発揮されると仮定し、スラブ軸力に釣り合う鉄筋の本数から（外周部の張り出しスラブ内の鉄筋は全て考慮）、スラブ鉄筋のピッチを考慮して有効幅を求めた。梁下フランジの破断に直接関係する正曲げ時における有効幅は、工場接合部の梁で柱幅（400 mm、図中の横線）を20～30%上回り、現場接合部の梁で柱幅を20～30%下回った。現場接合部の梁で値が相対的に小さい傾向は、梁端回転角が相対的に小さいこと、および梁ウェブの負担応力が小さいことによると考えられるが、これらの結果は、スラブ軸力の効果が既往の実験¹²⁾と同等であったことを示している。一方、負曲げ時の有効幅はいずれの梁も3.0～3.8mとなり、各種合成構造設計指針¹⁵⁾における評価値（図中の横線）の約2倍となった。これについては、大梁から2.0 m内側に配された小梁G4がRC床スラブの引張に寄与した可能性がある。

(3) 変形能力

本研究では、接合部モーメントと梁端回転角の関係から求まる累積塑性回転角 $\sum_b \theta_{pr}$ を、塑性変形能力の指標として用いる。ここでは、接合部モーメントが0の時に残留する梁端回転角を塑性回転角と考え、全ての加振において経験した塑性回転角を累積した。結果を図25に示す。本実験ではSan-1加振で現場接合部が4ヶ所、San-3加振で工場接合部が2ヶ所破断した。工場接合部および現場接合部における累積塑性回転角 $\sum_b \theta_{pr}$ をそれぞれ平均すると、工場接合部の値は、現場接合部の値の約3倍となった。

現場接合部においては、接合部強度比が工場接合部よりも小さい条件にあった。鋼構造接合部設計指針⁹⁾では接合部強度比を1.35

以上とすることを推奨しているが、本試験体における接合部強度比は、工場接合部で1.30、現場接合部の3層床レベルで1.07、4層床レベルで0.98であり（鋼梁における評価）、現場接合部では推奨値を大きく下回った。接合部破断に対しては、さらにRC床スラブの影響を踏まえる必要がある。梁端に同一の正の回転角が与えられ、RC床スラブが存在する場合は、引張を受ける梁下フランジから中立軸が離れ引張歪が増大するため、梁下フランジが破断に対して厳しい条件となる。この観点から、本論で定義した塑性中立軸比は、現場接合部よりも工場接合部の方が若干高い値となる（表5）。一方、実験における中立軸比は、同じ回転角において、現場接合部の方が、工場接合部よりも高い値となった。本実験で対象とした現場接合部においては、梁ウェブの顕著なすべり変形が確認されており、RC床スラブの存在と梁ウェブの接合条件が、中立軸の上昇という意味において梁下フランジの破断に対する条件を相乗的に厳しくしたと考えられる。さらに、3.4節で述べたように、梁下フランジの破断がスカラップに起因したため、工場接合部と現場接合部の溶接条件による差も変形能力に影響を及ぼした可能性がある。

4. まとめ

本研究では、超高層鋼構造建物が長周期地震動を受けるときに経験する塑性変形履歴を、4層のRC床スラブ付き骨組に与える大型振動台実験を実施した。鋼構造骨組には1970年代の初期に建てられた建物に見られる柱断面、梁断面、および柱梁接合部詳細が反映された。本論では、2008年3月に実施された無補強の骨組に対する実験を対象とし、工場接合部と現場接合部の強度と変形能力を検証した。まず、実験条件を整理するために、塑性理論に基づく力学モデルから接合部強度比と塑性中立軸比を考察した。そして、梁端回転角および接合部モーメントの計測条件を整理したのちに、接合部モーメントと梁端回転角の関係を導いた。

実験において、最大層間変形角は0.01～0.02 rad程度となり、梁の全塑性モーメント時における梁端回転角の計算値から最大塑性率を求めると、工場接合部は約2.8、現場接合部は約1.5となった。このような変形レベルにおいて、接合部強度の実験値は、工場接合部において、合成梁を仮定した全塑性モーメント計算値と同程度と

なり、現場接合部において、同計算値の 0.7~0.9 倍程度となった。このとき、接合部付近の梁ウェブの歪は、工場接合部においても中立軸付近で降伏歪に達さず、現場接合部では、梁ウェブの全域において降伏歪を大きく下回った。

実験では、三の丸波加振の 1 回目に現場接合部が破断し、三の丸波加振の 3 回目に工場接合部が破断した。いずれも、RC 床スラブの存在による梁の中立軸位置の上昇が確認され、多数回の繰り返し変形によって、梁下フランジがスカラップ底の亀裂を起点に破断した。工場接合部においては、RC 床スラブの存在とスカラップ底にアールを取らないスカラップ形状が、接合部の変形能力に影響を与えたと考えられる。現場接合部においては、梁ウェブの応力伝達不足が、梁フランジの負担応力を増大させたと考えられるが、さらに、本実験における現場接合部では、RC 床スラブの存在によって梁の中立軸位置が上昇する傾向が工場接合部の場合よりも顕著となり、梁ウェブの応力伝達不足がその原因になったと考えられる。また、現場接合部では、梁下フランジ側のスカラップが、フランジの開前面に直接入り込む条件になっており、スカラップ底の亀裂発生位置が溶接金属と梁下フランジ母材の境界付近のボンド部であったことも変形能力に影響を及ぼした可能性がある。

2009 年 9 月に同様の実験手法を用いて実施された補強骨組に対する実験では、現場接合部の梁ウェブを柱のスキンプレートに直接溶接して梁ウェブの応力伝達を上昇させた接合部、梁下フランジを水平ハンチで拡幅して梁下フランジの応力レベルを緩和した接合部等が採用された。本論における分析手法は、それらの実験結果にも適用され、上で述べた観点を踏まえて考察が進められている。次報では、一連の実験に関する総合的な分析結果を報告する所存である。

謝辞

本実験は文部科学省が推進する「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の一環として行われたものです。都市施設の耐震性評価・機能確保研究運営委員会（委員長：和田章 東京工業大学名誉教授）においてご助言をいただきました。実験に際して多くの関係各位にご協力いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

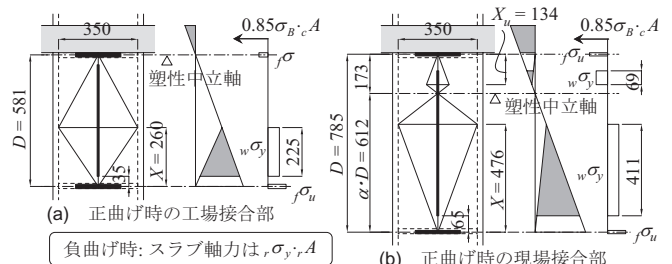
参考文献

- 1) 土木学会、日本建築学会：海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上に関する共同提言，2006.11
- 2) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 3) 建築研究所：長周期地震動による建築物への影響及び対策技術に関する研究報告書，2005.2
- 4) 北村春幸：日本建築学会 東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会，巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題，2006 年度日本建築学会大会研究協議会資料，pp.45-101，2006.9
- 5) 鶴田明：わが国の超高層建築とその溶接，溶接学会誌，第 41 巻，第 11 号，pp.1256-206，1987
- 6) 山田祥平，北村有希子，吹田啓一郎，中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証，日本建築学会構造系論文集，第 623 号，pp.119-126，2008.1
- 7) 吹田啓一郎，北村有希子，橋田勇生：初期超高層超建物柱梁接合部が保有する変形性能と接合部改良効果の検証，日本建築学会構造系論文集，第 636 号，pp.367-374，2009.2
- 8) 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
- 9) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2010

- 10) 日本建築防災協会・日本鋼構造協会：既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル，1996.2
- 11) 岡田健，呉相勲，山田哲，今枝知子，山小路夫，和田章：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，日本建築学会構造系論文集，第 547 号，pp.161-168，2001.9
- 12) 松宮智央，吹田啓一郎，中島正愛，劉大偉，周鋒，溝潤裕也：大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼす RC 床スラブの影響—RC 床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験—，日本建築学会構造系論文集，第 598 号，pp.141-147，2005.12
- 13) 長江拓也，鍾育霖，島田侑，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，斎藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子：高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験—，日本建築学会構造系論文集，No.640，pp.1163-1171，2009.6
- 14) 佐藤大樹，島田侑，大内隼人，長江拓也，北村春幸，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛：長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率一部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験—，日本建築学会構造系論文集，第 653 号，pp.1217-1226，2010.7
- 15) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985.2
- 16) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，2007.2
- 17) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接部の脆性の破断防止ガイドライン・同解説，日本建築学会構造系論文集，第 653 号，pp.1217-1226，2010.7
- 18) 土方勝一郎，植竹富一，金谷淳二，真下貢，早川崇，渡辺史史，佐藤俊明：想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測，日本建築学会構造系論文集，第 617 号，pp.55-62，2007.7
- 19) 愛知県設計用入力地震動研究協議会：愛知県設計用入力地震動の作成—想定地震による強震動予測—改訂版，2005
- 20) 沼田明樹：すべり荷重を上回る動的繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部のボルト軸力低下特性，日本建築学会論文報告集，第 324 号，pp.63-72，1983.2
- 21) 吹田啓一郎，金多潔，甲津功夫，安富正佳：高速繰返し荷重下における鋼構造接合部の復元力特性，日本建築学会構造系論文集，第 463 号，pp.95-104，1994.9
- 22) 岡田健，呉相勲，山田哲：合成梁の塑性変形能力に柱梁接合部における継手効率及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第 573 号，pp.185-192，2003.11

付録 1 柱スキンプレートの面外降伏機構を考慮した接合部強度

ここでは、直交梁の内ダイアフラムが無い条件で検討する。文献 22)を参照し、正曲げ時の工場接合部および現場接合部に対して求めた柱スキンプレートの面外降伏機構と断面の応力状態を付図 1 に示す。 D は上下フランジ板厚中心間距離、 $\alpha \cdot D$ は梁下フランジ板厚中心から塑性中立軸までの距離、 X と X_u はそれぞれ梁ウェブ接合部の上側、下側の有効領域高さである。計算では、現場接合部はスカラップ高さを上下の平均値とした。付表 1 に柱スキンプレートの面外降伏を考慮した接合部強度 ${}_c M_u^*$ の計算結果を示す。本実験では、柱スキンプレートの板厚と梁ウェブの単位高さ当たりの降伏軸力のバランス等から、現場接合部における X の値が大きくなる傾向となった。



付図1 柱スキンプレートの面外降伏機構及び断面の応力状態 (単位:mm)

付表1 柱スキンプレートの面外降伏機構を考慮した接合部強度

| 接合形式 | 塑性中立軸 の位置 | X (mm) | X_u (mm) | $\alpha \cdot D$ (mm) | ${}_c M_u^*$ | ${}_c M_u$ | ${}_c M_u^*$ |
|------|--------------|-------------|---------------|--------------------------|--------------|------------|--------------|
| | | | | | (kN·m) | (kN·m) | ${}_c M_u$ |
| 工場 | 正曲げ | 260 | — | — | 1,765 | 1,731 | 1.02 |
| | 負曲げ | 339 | 194 | 370 | 1,636 | 1,575 | 1.04 |
| 現場 | 正曲げ | 476 | 134 | 612 | 2,111 | 2,021 | 1.04 |
| | 負曲げ | 423 | 227 | 511 | 1,955 | 1,881 | 1.04 |

(2011年 3月10日原稿受理，2011年 9月28日採用決定)