

微振動下の内力分布推定に基づいた鋼構造柱梁接合部の健全性評価

INTEGRITY ASSESSMENT OF STEEL BEAM-COLUMN CONNECTIONS
USING AMBIENT-BASED INNER-FORCE ESTIMATES

倉田真宏*, 鈴木明子**, 峰岸 楓***, 中島正愛****

*Masahiro KURATA, Akiko SUZUKI, Kaede MINEGISHI
and Masayoshi NAKASHIMA*

This paper presents a method of evaluating local damage in steel beam-column connections using dynamic strain responses measured under ambient vibrations. In the proposed method, inner-force distribution in steel beam-column connection was estimated using the natural modal components measured by PolyVinylidene DiFluoride (PVDF) strain sensors. For evaluating damage in steel beam-column connections, two kinds of damage-related features were proposed. One was the transition of the neutral axis for evaluating the loss of composite action between steel beams and concrete floor slab. The other was the reduction of the dynamic strain responses from the undamaged condition in terms of root mean square (RMS) for quantifying steel beam fractures. A unique testing method was developed to verify the damage-related features at component-level. In the test configuration, the specimen was damaged quasi-statically, and vibration tests were conducted as damage proceeds. Moreover, an analysis model of the specimen was built and updated using dynamic strain responses. This model-updating was particularly interested as it provided estimates on the residual seismic capacities of the specimens in terms of the quantities familiar to structural engineers (i.e., stiffness and strength).

Keywords : *Structural health monitoring, Beam-column connection, Damage quantification, Vibration test*

構造ヘルスマニタリング, 柱梁接合部, 損傷定量化, 振動試験

1 はじめに

東日本の広域に渡り強い地震動が観測された平成 23 年東北地方太平洋沖地震は, 未曾有の人的・物的被害をもたらし, 95,000 戸以上に及ぶ膨大な数の建物に対して, 被災後の安全性が疑われた¹⁾. この震災を端緒として, 今後発生が予想される首都圏直下地震や南海トラフ巨大地震に備え, 被災建物の利用再開までの意思決定を支援する, 健全性評価手法の確立は焦眉の課題である.

被災建物の健全性は, 安全限界状態に対する余裕度として評価できるが, 現段階では具体的な数値として示す指標に欠け, その客観的診断は困難である. 地震によって構造部材に生じた損傷を同定し, それに起因する剛性や耐力の低下度といった建物の残余耐震性能を定量的に評価することができれば, 余震等により崩壊に至るまでの余裕度を推定することが可能である.

鋼骨組の場合, 被った変形量によって主に損傷が進行する部材が異なることが知られている. 18層鋼骨組のE-defense実験の報告²⁾では, その損傷は, 引張力を受けて生じる床スラブの初期ひび割れが変形の増大に伴って次第に進展した後, 大変形領域に至ると, 鋼

梁の破断や最下層柱の塑性化が生じるという過程を得ている. 床スラブ付き実大柱梁接合部試験体を用いて床スラブと鋼梁の損傷度と振動特性の関連性を調べた研究³⁾は, 柱梁接合部の水平剛性や接合部単体の振動特性に与える床スラブ損傷の影響は顕著で, 鋼梁端部の破断が与える影響度に相当すると報告している. 鋼梁の破断は特定層への変形集中を招くため, 床スラブの損傷に比べて建物の耐力劣化への寄与が一層大きく, 崩壊にいたる致命的な損傷となりかねない. しかしながら, 水平剛性や振動特性の変化からだけでは, それらを区別して評価することは難しい.

被災建物の健全性をすばやく評価する仕組みとして, 建物に事前に設置したセンサの情報を利用する構造ヘルスマニタリング技術が注目されている. これまでにも, 構造物の固有振動数, モード形状や伝播波特性といった振動特性の変化により損傷した層の剛性低下を推定する手法⁴⁾⁷⁾や, 建物各階分に設置した加速度記録を用いて建物を等価1質点系に置き換えたときの履歴特性を基に被害程度を評価する手法⁸⁾が提案されている. これらは, 建物内や各層の床スラ

* 京都大学防災研究所 准教授・Ph.D.

** 京都大学工学研究科建築学専攻 大学院生

*** 日揮株

**** 京都大学防災研究所 教授・Ph.D.

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

Grad. Stud. Researcher, Dept. of Archi. and Archi.Eng., Kyoto Univ.

JGC Corporation

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

ブや鋼梁の損傷をすべて含む総合的な評価法である。より局所的な部材レベルの損傷を評価する手法として、例えば、加速度応答を用いて建物モデルを更新し部材の損傷度を推定する手法⁹⁾や、卓越振動モード下の骨組内曲げモーメント分布を動ひずみ応答から推定し、その変化から梁端部の破断量を定量化する手法^{10) 11)}、柱梁接合部周りの静ひずみ応答分布の変化から影響度マトリックスを用いて損傷を検知する手法^{12) 13)}などが提案されている。被る変形によって進行度が異なる複数の損傷の種類や位置・程度の把握を目的としたときには、損傷位置近傍に直接センサを設置する後者が有効である。さらに、実測データに基づいて同定された損傷状態を反映するように、床スラブや鋼梁などの損傷部位ごとに解析モデルを更新することで、被災建物の残余耐震性能の推定精度の向上が期待できる。

このような既往研究を背景として、本研究では、鋼構造建物床スラブ付き柱梁接合部を対象に、床スラブのひび割れに伴う合成効果の低下や鋼梁の破断に起因する内力分布の変化に着目し、これら 2 つの損傷度を独立して評価することを目指す。床スラブの合成効果に対しては、微動下の動ひずみ応答から同定した中立軸を指標として新たに提案する。鋼梁の破断に対しては、破断面の曲げ剛性低下に起因する動ひずみ応答の低下度を利用する手法^{10) 11)}を用いる。さらに、上記の損傷指標の変化を解析モデルに反映し、更新したモデルを利用して残余耐震性能を評価する手法を新たに提案し、実験的に検証する。

2 柱梁接合部損傷同定振動試験

2.1 実験概要

提案する手法は、床スラブ付き鋼構造建物内の損傷を受けやすい部材において常時微振動下の動ひずみ応答を計測し、地震前後の応答を比較することにより、部材レベルの損傷度を推定する。本手法の検証には、(1) 地震によって構造部材に生じる損傷の再現、(2) 常時微動下で振動する部分構造の挙動の再現、の 2 つの条件を満たす実験環境が必要となる。これらの条件下での検証は、多層多スパン骨組を用いた振動台実験などの手法により可能だが、必要とされる設備・費用を考慮すると、度重なる検証は困難である。以上を踏まえて本章では、次章で提案する損傷指標の実験的検証に先立ち、固有振動モードが卓越して建物が振動している状態（以下では建物固有振動モード）にある柱梁接合部の挙動を簡易的に再現する実験手法を提案する。

2.2 試験装置及び試験体

図 1a は、建物の部分構造の 1 質点系への置換を示している。同図中央のように、部分構造の常時微動を観測すれば、建物固有振動モードに対応する振動成分が卓越して存在する。この卓越する振動成分を実験室内で評価することを考える。具体的には、同図右のように、付加質量を与えた部分構造の 1 質点系モデルを考える。このモデルの振動数を建物の固有振動数に合わせることで、地震により発生する破断などの局所損傷に起因する建物固有振動モード下の部分構造の内力分布の変化を、簡易な装置により実験的に評価することが可能である。

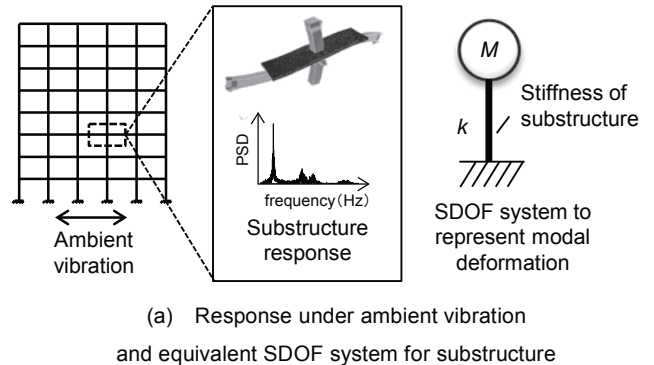
図 1b に試験装置の全体図を示す。本実験では中層鋼構造建物を検証対象とし、その部分構造として、十字型柱梁接合部試験体（詳細は次節）を採用した。系全体において試験体のみが外力に抵抗す

るように、両端ピン接合のトラス材を用いて試験体の柱頂部とピン架構の柱中央を結合した。ピン架構上には付加質量を載せ、系全体の固有周期が一般的な中層鋼構造建物の 1 次固有周期である 0.85Hz に相当するように、1.7Hz 付近に調節した。このとき、付加質量は約 4,000kg であった。この装置を用いて、(1) この系全体に水平力を作用させ、地震により発生する破断などの局所損傷を再現する準静的載荷試験と、(2) 系全体を振動させ、建物固有振動モードを励起する動的載荷試験を、試験体の終局状態まで交互に繰り返すことで、内力分布の変化を追跡する（各手順の詳細は後述）。

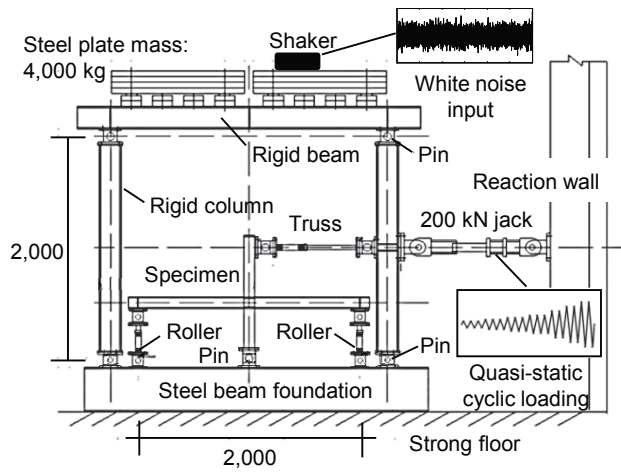
本試験で用いた試験体の材料特性（降伏応力 σ_y 、最大応力 σ_u 、圧縮強度 f_c ）および寸法を表 1 と図 2 にそれぞれ示す。床スラブのひび割れ、鋼梁の破断が振動に起因する内力の分布に与える影響をそれぞれ検討するため、床スラブの有無をパラメータとした試験体 2 体（A：無、B：有）を用意した。試験体の柱高さは 1,000mm、梁スパン長さは 2,000mm であり、実大に対する縮尺は 1/4 である。梁の材軸方向を X 軸、柱高さ方向を Y 軸と定義する。試験体の柱には角型鋼管（ \square -100 \times 100 \times 9, SM490）を、梁には H 型鋼（H-100 \times 60 \times 6 \times 8, SS400）を用い、通しダイアフラム形式により接合した。また、梁端は従来型スカラップ形式とした。床スラブ付き試験体では、メッシュ筋を配した床スラブ（2,000mm \times 500mm \times 50mm）を打設し、頭付きスタッドの代用として 40mm 間隔に溶接した軸径 6mm、高さ 20mm の六角ボルトを用いて、完全合成梁とした。

2.3 動的載荷試験および計測計画

準静的載荷試験において柱梁接合部試験体に顕著な損傷が確認さ



(a) Response under ambient vibration and equivalent SDOF system for substructure



(b) Test setup (Unit: mm)

Fig. 1 Concept and test system.

れたサイクル後に、内力分布の変化により損傷を同定する動的載荷試験を行った。動的載荷試験においては、初期位置で除荷した状態でジャッキを取り外し、付加質量上に固定した小型加振機 (APS 113, APS Dynamics) の DC 変位制御により、水平方向の微振動を加えることで、系全体の固有振動を励起した。なお、風振動・交通振動などの影響が少ない実験室内環境では、常時微動下での固有振動を十分に励起できないことから、小型加振機を用いて周波数帯域 0.5~40Hz のホワイトノイズを入力した。

試験体の計測には加速度センサと動ひずみセンサを使用し (図 3)、無線通信モジュール *NARADA* (Civionics, LLC) を介して、各ユニットからデータを無線受信した。通信プロトコルは IEEE 802.15.4 準拠の Zigbee で、2.4GHz の帯域を使用しており、毎秒約 1,500 ポイントのデータを送信できる。サンプリング周波数及び計測時間はこれに基づいて決定し、それぞれ 100Hz、150 秒とした。加速度計測には、MEMS 型の加速度センサ (Silicon Design, Inc., 012-002) を使用した。各梁の下フランジに 3 つずつ設置した AC1~AC6 により、梁の鉛直加速度を計測し、試験体の固有振動数やモード形状の推定に用いた。また柱頂部に設置した AC7 により、試験体の水平加速度を計測した。使用した加速度計の測定範囲は $\pm 2g$ 、感度は 2000mV/g、周波数特性は DC~300Hz、ノイズフロアは $13\mu g/(\text{root Hz})$ である。動ひずみ計測には、DT1-028K 型 (株式会社東京センサ) の PVDF (Poly Vinylidene Di Fluoride) ピエゾフィルムを使用した。標準設定では、 $1\mu\epsilon$ の動ひずみで、12mV の電圧が生じ、周波数特性は 0.001Hz~数 MHz である。計測位置として局所損傷によるひずみの再分配の影響を受けない位置を選択し、P1 と P2 位置では梁の上下フランジに、P3 位置では柱両側に動ひずみセンサを貼付け、材軸方向の動ひずみ応答を計測した。なお、P1 と P2 位置ではウェブを中心に 2 つのセンサを対称に配置し、両センサの平均値を応答値として用いた。この操作により、破断による梁のねじれ応答の影響や、面外変形の影響を取り除いた。

2.4 無損傷時の振動特性による実験装置の検証

無損傷時に試験体の初期振動特性を計測し、提案する実験装置の特性を検証した。柱頂部の水平加速度応答 (AC7) の RMS (Root mean square) 値により求めた微振動時の入力加速度は、床スラブなし試験体、床スラブ付き試験体でそれぞれ 0.013m/s^2 、 0.024m/s^2 であった。また両試験体ともに、AC1~AC6 位置で計測した加速度応答により推定した梁のモード形状は、左右の梁で点対称となっており、中層建物が 1 次固有振動モードで層間変形を受けた場合の梁の曲げ変形が再現できていた。P1 位置で無損傷時に計測した梁下フランジにおける動ひずみ応答の RMS 値は、床スラブなし試験体、床スラブ付き試験体でそれぞれ $9.5\mu\epsilon$ 、 $6.4\mu\epsilon$ であった。動ひずみ応答によるパワースペクトル PSD のピークは床スラブなし試験体、床スラブ付き試験体でそれぞれ 1.63Hz、1.83Hz に明瞭に現れており、本論で想定した中層建物の固有振動数とほぼ一致した。

2.5 準静的載荷計画と大変形領域までの挙動

地震による損傷を再現する準静的載荷試験では、反力壁に固定された油圧ジャッキをピン支持架構柱の中央にボルト接合し、水平ジャッキ、油圧ポンプ、およびコントローラーで構成される載荷システムを用いた。柱頂部の水平変位を柱高さで除した層間変形角を漸増させ、各ステップ 2 サイクルの正負繰返し載荷を行い、柱梁接合

部試験体の損傷を進行させた。試験体に顕著な損傷が確認された載荷サイクル後には、ジャッキを取り外して一旦載荷を中断し、上記で述べた動的載荷試験に移行する。その後再び載荷を継続し、終局状態に至るまで載荷を繰り返した。終局状態では、試験装置内のピン治具の可動限界で 2 サイクルの漸増載荷を止め、鋼梁に破断が生じたサイクルでの層間変形角を最大とし、サイクル数を増やすことによって損傷を進行させた。

2 体の試験体の履歴挙動を図 4 に示す。床スラブなし試験体では、層間変形角 $\theta=0.5\%$ 、 1.0% 、 2.0% 、 3.0% 、 4.0% 、 5.0% までの各ステップにおいて 2 回の繰返し載荷を行った後、 8.0% の正負載荷を繰返した。試験体は層間変形角 1.5% で降伏し、耐力や剛性の低下は、梁端部の延性亀裂発生後に確認された。 8.0% (層間変形角を降伏回転角で除した塑性率では $\mu=5.3$) の 1 周目で梁の X 軸負側の梁端部下フランジのスカラップ底から延性亀裂が入り、2 周目で同位置下フ

Table 1 Material properties.

Member	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)
Column	412	455
Beam flange	303	426
Slab concrete	$f_c=15.6$	

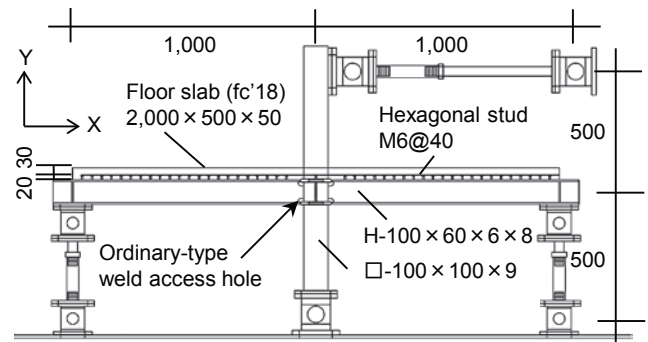


Fig. 2 Specimen (Unit: mm).

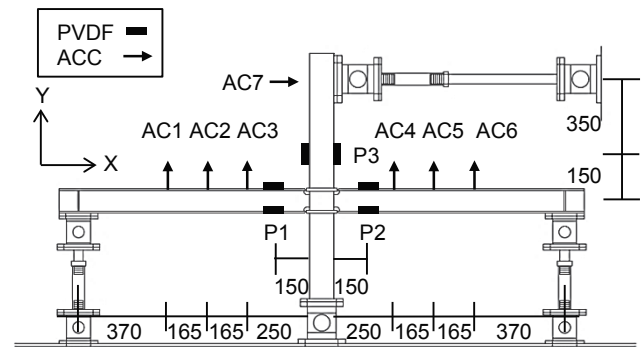


Fig. 3 Sensor layout (Unit: mm).

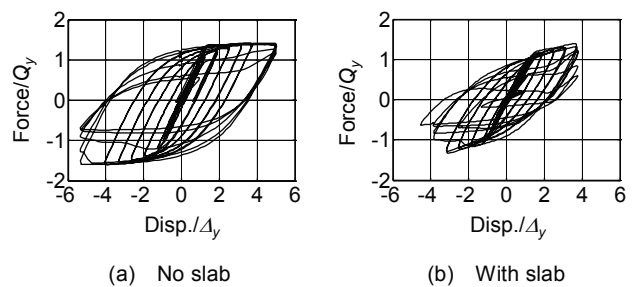


Fig. 4 Hysteresis loop.

Table 2 Damage case definition.

Case (No slab)	A1	A2	A3, A4	A5 (-X)	A6 (-X)	A7 (-X)
Damage extent						
(θ, μ)	(0%, 0)	(2%, 1.3)	(3-5%, 2.0-3.3)	(8%, 5.3)		
Case (With slab)	B1	B2-B7	B8 (-X)	B9 (-X, +X)	B10 (-X, +X)	
Damage extent						
(θ, μ)	(0%, 0)	(0.5-5%, 0.3-3.2)	(6%, 3.8)			

レンジ 2/3 が破断した。さらに 3 周目で同位置下フランジが完全に破断するとともに、同位置ウェブの 1/3 が破断した。その後 5 周目では同位置ウェブの破断が進行して破断長さがウェブの 90%にまで至り、実験を終了した。以上の損傷観察結果に基づいて、表 2 に示す全 7 ケースを定義した。無損傷時を Case A1 とし、鋼梁降伏後を A2、梁端部の塑性ヒンジ形成後を A3, A4、梁 X 軸負側 (-X) 下フランジ破断後を A5、負側全下フランジとウェブ 1/3 破断後を A6、負側全下フランジと全ウェブ破断後を A7 とした。

一方、床スラブ付き試験体では、層間変形角 $\theta=0.25\%, 0.5\%, 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%, 3.0\%, 4.0\%, 5.0\%$ までの各ステップにおいて 2 回の繰返し荷重を行った後、6.0%の正負荷を繰返した。微小変形領域において、床スラブは柱面からの圧縮力を受け、柱の周りに細かいひび割れや梁直交方向のひび割れが入り始めた。層間変形角 0.5%では、梁直交方向のひび割れが進展し、1.0%から 3.0%において、ひび割れは梁直交・材軸方向ともに梁全長に渡って進展・深長していった。3.0%以降では、顕著なひび割れが進行することなく、柱まわりに細かいひび割れが進展した。鋼梁は層間変形角 1.8%で降伏し、5.0% ($\mu=3.2$) の 2 周目において延性亀裂が生じて破断に至った。6.0% ($\mu=3.8$) の 1 周目で X 軸負側の接合部付近の梁下フランジの 4/5 が破断した。4 周目で正側の梁下フランジのスカラップ付近に亀裂が見られたため、負側の強制変位を増やすことで損傷を進行させ、5 周目の負側荷重時に完全に破断した。その後 6 周目で正側ウェブ 1/2 が破断し、実験を終了した。以上の損傷観察結果に基づき、表 2 に示す全 10 ケースを定義した。無損傷時を Case B1、床スラブの損傷のみが進行するケースを B2~B7 (B7 では床スラブなし試験体と水平剛性がほぼ一致したことから、合成効果が完全に失われたと判断し、床スラブ完全損傷時として定義した)、梁 X 軸負側 (-X) 下フランジ破断後を B8、負側全下フランジとウェブ及び正側 (+X) 下フランジ破断後を B9、正側ウェブ 1/2 破断後を B10 とした。

3 内力分布に基づく損傷指標の変化

合成梁における床スラブと鋼梁の損傷は、局所的な内力の分布に大きく影響する。本章では、実験で観察されたこれら2種類の損傷と相関性の高い損傷指標として、床スラブひび割れに伴う合成効果の低下に対しては、床スラブの圧縮力負担度によって遷移する中立軸位置を、鋼梁の破断に対しては、破断面の曲げ剛性低下に起因する動ひずみ応答の低下度をそれぞれ抽出した。

3.1 床スラブの損傷：中立軸の変化

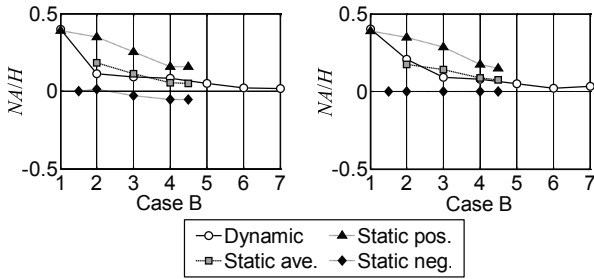
Sigurdardottir 等の研究¹⁴⁾は、床スラブと鋼梁の合成効果の減少に起因する梁断面内の中立軸位置の変化が、床スラブひび割れの損傷推定に有効であると報告している。床スラブが圧縮力を負担する正曲げ時の中立軸位置は、スラブの有効幅を仮定すれば、梁の断面形状により算出される¹⁵⁾。負曲げ時には床スラブは引張力を負担しないと仮定すると、上下に対称な H 型断面では、負曲げ時の中立軸は鋼梁断面中央に位置する。

骨組内の梁が微振動下で動曲げモーメントを受ける時、 i 次振動モード下における中立軸位置は、鋼梁の上下フランジの動ひずみ応答比から推定でき、その値は交互に現れる正曲げ・負曲げ時の中立軸の時間平均に相当すると考えられる。ここで梁せい H の合成梁に対し、梁断面中央を基準とした i 次振動モード下の動的中立軸位置 NA は、上下フランジの動ひずみ応答 $\epsilon_{top}^i, \epsilon_{bottom}^i$ の RMS 値の比率から、式 (1) で計算できる。

$$NA = \left(\frac{1}{2} - \frac{(\epsilon_{top}^i)_{RMS}}{(\epsilon_{top}^i)_{RMS} + (\epsilon_{bottom}^i)_{RMS}} \right) H \quad \text{式 (1)}$$

床スラブのひび割れによる合成効果の低下に従って、正曲げ時の中立軸位置が梁中央位置に遷移することから、地震前後の動的中立軸位置 NA を評価することで床スラブの損傷度が推定できる。本実験では、動的中立軸位置 NA の遷移を追跡するとともに、その遷移過程を準静的荷重下での中立軸位置との関係性から明らかにした。なお動的中立軸位置の推定には、動ひずみの実測データに対して、1 次固有振動数 f_1 を中心とした $\pm 0.1f_1/\text{Hz}$ の Butterworth バンドパスフィルタを施し、得られた時刻歴応答の RMS 値を式 (1) に適用した。一方で準静的荷重下での中立軸位置は、同断面 (P1 及び P2) の上下フランジの静ひずみ応答から推定した。計測には弾性ひずみゲージ (東京測器) を用い、弾性域応答から推定される中立軸の平均値をとった。

床スラブ付き試験体における計測位置 P1, P2 の梁が準静的荷重下で正曲げと負曲げをそれぞれ受けたときの中立軸位置と、1 次振動モード下での動的中立軸位置 NA を図 5 にそれぞれ示す。座標は鋼梁断面に対応し、0 は鋼梁断面の中央位置、 ± 0.5 は上下フランジ縁に対応する。準静的荷重正曲げ時の中立軸は、無損傷時から Case B2 の間で P1, P2 とともに 11%低下し、ひび割れの進展に伴って床スラブ側から鋼梁断面の中心位置へ段階的に遷移した。一方微振動時では、無損傷時から B2 の間で P1 と P2 でそれぞれ 72%, 48%低下、B5 でそれぞれ 87%, 88%低下し、合成効果の低下が顕著に現



(a) P1 (b) P2
Fig. 5 Transition of neutral axis.

われた。微振動下における中立軸は、正曲げ時と負曲げ時の中立軸の平均とほぼ一致した結果を示し、その誤差は1%~7%に留まった。ただし、床スラブに初期ひび割れが生じていない無損傷状態の B1 においては、床スラブが引張力にも寄与し、正曲げ時と負曲げ時の平均に相当せず、正曲げ時の中立軸とほぼ一致している。

3.2 動ひずみ分布の変化

常時微動下の建物の応答には、建物固有振動モードが卓越する振動成分として含まれている。ここで、建物固有振動モードの等価静的外力を考えれば、モード形状の変化が小さい線形構造物に対しては、等価静的外力下での曲げモーメント分布は構造物の各部材の剛性比によって一意に決定される。倉田等は、微小振動下の鋼部材の動ひずみ応答の低下度から部材の損傷により局所的に変化する曲げモーメント分布を推定することで、梁部材の損傷度（破断面の曲げ剛性の低下率）を評価した¹⁰⁾¹¹⁾。この手法では、無損傷部材と損傷部材に生じる動ひずみ応答の低下度に着目した損傷指標 SD を式 (2) で定義している。ここでは、損傷の進展に伴い、微振動下での動ひずみ比が曲げモーメント比に対応して変化すると仮定している。

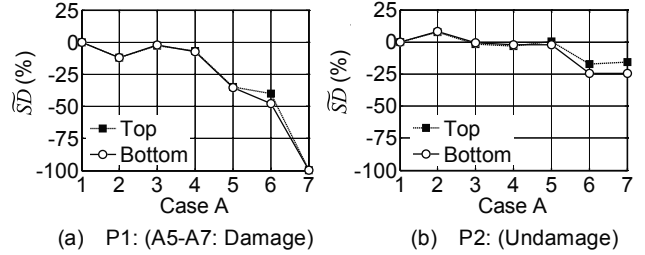
$$SD = \frac{R_d^i - R^i}{R^i}, \quad R^i = \frac{(\epsilon_{beam}^i)_{RMS}}{(\epsilon_{reference}^i)_{RMS}} \quad \text{式 (2)}$$

ここで R^i は建物内のある 2 点間（例えば損傷を観察する梁とリファレンスとする柱）の動ひずみ応答 $\epsilon_{beam}^i, \epsilon_{reference}^i$ の RMS 値の比であり、構造物が線形であれば外力の大きさに依存しない。リファレンス柱が無損傷であれば、損傷を受けた梁の損傷指標 SD は、無損傷時の比 R^i を基準としたときの損傷時の比 R_d^i への変化率として表現され、損傷による部材剛性の変化を表す。

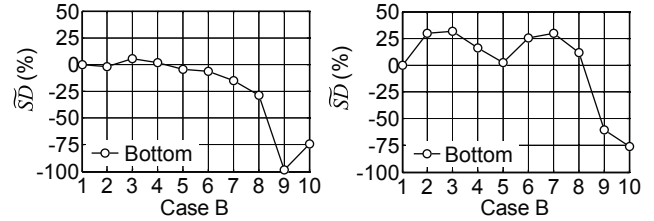
骨組全体の計測においては、事前の解析において損傷が軽微な層（例えば、最上階付近）の柱をリファレンスとすることで、式 (2) において、損傷した部材とリファレンスとなる無損傷の部材の部材剛性比の変化を追跡できる。しかしながら、部分構造を対象とした本実験では試験体内の全ての部材が損傷の影響を受ける。そこで、準静的試験を開始する前の無損傷時と準静的荷重開始後の損傷時の曲げモーメント分布を比較する。本実験のために修正した損傷指標 \widetilde{SD} を、式 (3) に定義する。

$$\widetilde{SD} = \frac{(k_d/k) \cdot R_d^i - R^i}{R^i} \times 100 (\%) \quad \text{式 (3)}$$

式 (3) では、 R_d^i に対して無損傷時の水平剛性 k と損傷時の水平剛性 k_d の比（部分構造の負担する水平力の比）を乗じる。つまり R_d^i の分母に用いるリファレンスとなる柱の動ひずみ応答の RMS 値に (k/k_d) を乗じることで、損傷時の梁と無損傷時の柱の動ひずみ応答の RMS



(a) P1: (A5-A7: Damage) (b) P2: (Undamage)
Fig. 6 Dynamic strain reduction (No slab).



(a) P1: (Damage: B8-B10) (b) P2: (Damage: B9-B10)
Fig. 7 Dynamic strain reduction (With slab).

値の比を算定する。

床スラブの有無をパラメータとした 2 体の試験体に対し、式 (3) により動ひずみ応答の低下度 \widetilde{SD} を 3.1 節に述べた手順と同様の信号処理によって求め、損傷の進行に伴う変化を検証した。床スラブなし試験体における上下フランジの動ひずみ応答の低下度 \widetilde{SD} の変化を図 6a, b に示す。無損傷時に対する \widetilde{SD} は、梁の降伏後も大きな変化はなく、床スラブ X 軸負側の梁に破断が生じた Case A5 において、センサ位置 P1 での梁の \widetilde{SD} が急激に低下した。同位置での \widetilde{SD} は破断の進行に伴って、A5 で 35~36%、A6 で 40~48%、A7 までに 99% 以上低下し、梁上下フランジで \widetilde{SD} の値はほぼ一致した。また、無損傷側 P2 位置での動ひずみ応答に著しい低下は見られなかったが、A6 以降に 15~25% 程度の低下が確認された。ここでの低下は、大変形領域に確認されていたピン支持梁端部の面外変位に起因する梁の剛性の低下の影響と考えられる。

次に、床スラブ付き試験体における下フランジの動ひずみ応答の低下度 \widetilde{SD} の変化を図 7a, b に示す。上フランジの動ひずみ応答は床スラブの影響を受けるため、破断の影響の考察には下フランジの応答を用いた。下フランジの応答の計測値は、六角スタッドとコンクリートの付着による合成効果の寄与が失われた Case B7 までに、センサ位置 P1 で無損傷時から 15% 減少し、一方 P2 の梁では、最大で 31% 上昇、2% 上昇の範囲で変動を繰り返した。

一方、鋼梁の破断が生じると動ひずみ応答の低下度は先述の結果と同様に、損傷の進行に伴って著しく進行した。負側の梁に破断が生じた B8 では P1 の \widetilde{SD} は 29% 低下し、同位置梁下フランジとウェブが完全に破断した B9 では 98% の減少率が確認できた。B10 では損傷度が同じであるにも関わらず、 \widetilde{SD} の上昇が観察された。この損傷ケースでは正側 (P2) に損傷が初めて確認され、正側の損傷に起因して相対的に \widetilde{SD} が増加したためと考えられるが、複数の損傷の相関についてはさらなる検討が必要である。一方 P2 では、全下フランジが破断した B9 において \widetilde{SD} は急降下し、ウェブ半分が破断した B10 では、76% に至った。

以上の結果から、面外への変形を固定した条件下では、動ひずみ応答の低下度 \widetilde{SD} は鋼梁の塑性化による影響は受けず、鋼梁の破断の

程度に応じて顕著に減少する。また、床スラブのひび割れによる合成効果の低下が下フランジの \overline{SD} に及ぼす影響は、床スラブの損傷による局所的な剛性の低下や梁せいに対する床スラブ厚など、鋼梁とコンクリートの相対的な剛性や強度により変化すると考えられ、その定量的評価は今後の検討課題としたい。

4 モデル更新法による耐震性能評価

3章で算定した損傷指標は局所的な損傷度を示す重要な指標であるが、構造技術者や専門家間で共通の理解が可能な、直接的な(耐震)構造性能指標ではない。そこで本章では、3章で同定した損傷指標に基づいて数値解析モデルに損傷を反映し、更新した解析モデルを用いて構造物の残余耐震性能を定量的に評価する手法を、新たに提案する。具体的には、動的中立軸位置 NA の変化と動ひずみ応答の低下度 \overline{SD} に基づいて、床スラブおよび鋼梁の損傷状態を部材ごとに同定し、同定された損傷状態を再現した解析モデルの静的解析により、水平剛性と耐力の低下度を推定した。さらに、これらの推定値と準静的試験における実験値を比較することにより、一連の提案手法における耐震性能推定の精度を検討した。

4.1 モデル概要

汎用構造解析コード OpenSees¹⁶⁾を用い、ピン架構付き柱梁接合部試験体の解析モデルを構築した。図 8a, b に解析モデルの概要を示す。解析モデルの各部材は、試験装置及び試験体の部材寸法・部材重量に基づいて構築した。実験と同様に、両端ピン接合のトラス材を用いて柱頂部を架構と結合し、柱下部はピン支持、梁端部は梁下に剛なトラス材を配してローラー支持とした。パネル接合部は剛とし、パネル接合部と各梁端部の境界には長さを持たない回転バネを挿入した。損傷の進行に応じて回転バネの剛性 k_r を低下させ、梁の損傷を模擬した(詳細は 4.4 節)。また、柱と梁の断面はファイバー要素でモデル化した。鋼梁は材軸方向に 10 分割し、断面内のファイバー数はウェブ高さ方向に 10、厚さ方向に 1、フランジ幅方向に 1、厚さ方向に 4 とした。さらに、柱断面は 9 分割し、それぞれのファイバー数は x 方向に 7、 z 方向に 1 とした。鋼材の応力ひずみ関係はバイリニア型とし、鋼のヤング係数 E_s を 200GPa、材料試験結果に基づき降伏応力 σ_y を 330MPa、ひずみ硬化を 1.0% とした。また、床スラブの有効幅は合成設計指針¹⁵⁾の算定式に基づいて 388mm とし、スラブ厚を六角スタッドせいに等しい 30mm とした(メッシュ筋上部のかぶり厚さは耐力に寄与しないと仮定)。床スラブ断面のファイバー数は強軸方向に 5、弱軸方向に 1 とし、大きな曲げ引張力が加わる上部の要素から段階的に削除することで、ひび割れによる合成効果の低下を模擬した。コンクリートの材料特性には Popovics モデル¹⁷⁾を適用し、初期ヤング係数 E_c を 17.4N/mm²、圧縮強度を 4 週強度の 0.85 倍である 13.2N/mm²、引張強度を圧縮強度の 1/10 とした。

4.2 モデル更新と耐震性能評価に用いる解析

本手法は、(1) 解析モデルに損傷状態を反映するモデル更新のための動的応答解析と、(2) 損傷状態を反映した解析モデルを用いて残余耐震性能を評価する静的解析、の 2 段階で構成される。モデル更新に必要なデータは、地震前後(無損傷時と損傷時)の動ひずみの実測データから求めた損傷指標で、床スラブおよび鋼梁部材に損傷を加えた解析モデルの動的応答解析から算定した損傷指標と比較

した。損傷指標の比較において、実測値との関係から設定した目的関数の条件を満たすまで解析モデルの損傷度を変化させた。動的応答解析では、実験時に用いたホワイトノイズを入力波とし、サンプリング周波数を 100Hz、計測時間を 30 秒とした。動ひずみ応答は実験での計測位置と同じ位置で出力し(図 3 参照)、実測値と同様の手順で信号処理を施した。次に、更新したモデルを用いて残余耐震性能を評価する静的解析を実施した。残余耐震性能の評価項目手法については、4.5 節及び 4.6 節に後述する。

4.3 床スラブ損傷のモデル化

図 9 に床スラブ合成効果のモデルの模式図を示す。上図のように床スラブが引張力を受ける負曲げモーメントを漸増させたとき、曲げモーメントが最大となる柱梁接合部付近から床スラブにひび割れが生じて合成効果が低下すると仮定する。下図は床スラブ断面の要素を示しており、合成効果の低下は断面要素の削除をもって表現する。解析モデルでは床スラブを厚さ方向に 5 段に区分し(図 8b)、梁軸方向の各位置での損傷度を 5 段階で評価した。ここで、解析モデルにおける損傷の進行について、以下の仮定を適用した。第 1 に、合成梁の軸方向のある位置における負曲げモーメントが初めて曲げひび割れモーメントに達した時に、その位置での床スラブ断面の最外縁要素を削除する。曲げひび割れモーメントは、コンクリート最外縁に初めてひび割れの生じる曲げモーメントで、コンクリート供試体の引張割裂試験結果に基づいて、鋼梁の全塑性モーメント M_p の 0.2 倍とする。第 2 に、合成梁の軸方向のある位置における負曲げモーメントが M_p に達した時点で合成効果が完全に失われるとし、床スラブ断面の全要素を削除する。なお、本稿の実験では正負繰返し荷重を行ったため、床スラブの損傷は柱位置に対して軸対称に進行するものとした。上記の仮定に基づいて、床スラブの断面要素を徐々に削除していき、動的中立軸位置を指標として、実測時の内力

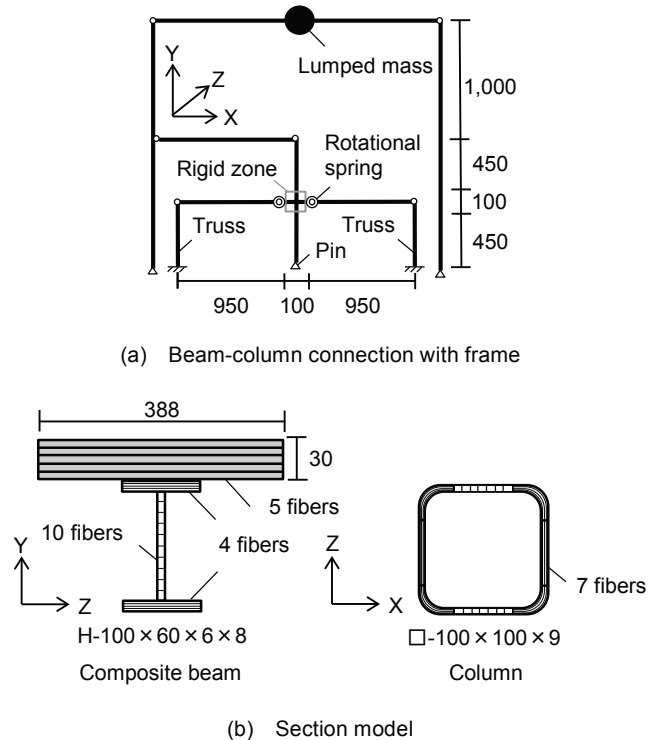


Fig. 8 Analysis model.

分布状態と最も近い損傷状態になった時点で更新を終える。

ここで、解析モデルにおける動的中立軸の低下度 NA^S を床スラブの合成効果の低下によって減少する変数とし、モデル更新の目的関数を $J(NA^S)$ とする。目的関数 $J(NA^S)$ は、動的中立軸低下度の実験値 NA^T 、目的関数に対する閾値 a を用いて式(4)で与えられる。

$$J(NA^S) = \frac{NA^T - NA^S}{NA^T} < a \quad \text{式(4)}$$

合成梁スラブ断面の分割要素を段階的に削除し、式(4)により、動的中立軸低下度の実験値に対する解析値の誤差が設定した閾値を満たす床スラブ断面を同定する。このとき、閾値 a を1%とし、P1位置で計測した動的中立軸を用いて解析モデルを更新した。

4.4 梁の破断のモデル化

サンブナンの原理によると、破断による鋼梁の曲げ剛性の低下は、破断部の断面欠損に加え、破断による固定端部拘束条件の変化に起因する¹⁸⁾。後者による剛性低下を定量化することは困難であるため、等価長さ L_{eff} に渡って断面が破断したモデルに置き換えることで簡略化し、Sinha 等の研究¹⁹⁾に基づいて、等価長さ L_{eff} を柱幅の0.75倍(75mm)とした(図10a)。さらに、このモデルを梁の破断による回転剛性の減少分に置き換え、式(5)により固定端部に回転バネ²⁰⁾をもつ片持ち梁のモデルに置換することで、梁端部に生じる破断を模擬した。(図10b)。なお、十字型柱梁接合部試験体の場合、片持ち梁スパン長さ L は柱梁の交差点からピンローラー支持位置までの長さ(1,000mm)とした。

$$k_c = \frac{3L^2}{L^3 - (L - L_{eff})^3 + \frac{(L - L_{eff})^3 - L^3}{EI_{frac}}} \quad \text{式(5)}$$

梁の破断を模擬する回転バネ剛性 k_c の同定に用いられる目的関数 $J(k_c)$ は、回転バネ剛性 k_c を変数とし、動ひずみ応答の低下度の実験値 \widetilde{SD}^T と解析値 \widetilde{SD}^S 、目的関数に対する閾値 a を用いて式(6)で与えられる。目的関数 $J(k_c)$ を用いて、動ひずみ応答の低下度の実験値に対する解析値の誤差が設定した閾値を満たす最大値 k_c を求める。

$$J(k_c) = J(\widetilde{SD}^S) = \frac{\widetilde{SD}^T - \widetilde{SD}^S}{\widetilde{SD}^T} < a \quad \text{式(6)}$$

本論ではP1で計測した動ひずみ応答から実験値 \widetilde{SD}^T を算定し、閾値 a を1%として解析モデルを更新した。

4.5 損傷同定による耐震性能評価：床スラブのひび割れ

床スラブ付き試験体に対し、4.2節で述べた手法により、合成効果が低下したCase B1からB7までの耐震性能評価結果を図11に示す。動的中立軸低下度に基づいて更新された柱梁接合部の残余水平剛性と、鋼梁の耐力に対する床スラブとの合成効果による耐力増分の低下度を、更新モデルの変位増分(プッシュオーバー)解析により推定した。残余水平剛性の推定値と解析値の誤差はB2で最大10%と、損傷の程度に関わらず全損傷ケースにわたり良い対応を示した。一方、床スラブのひび割れによる耐力増分の低下度は、実験ではB3からB5にかけて中立軸は単調低下したのに対し、耐力増分の変化は単調ではなかったため、耐力評価の誤差が大きく、B3で最大21%であった。実際は柱梁接合部のスラブ損傷は非対称・非線形挙動を示すが、提案する簡易ひび割れモデルにより耐震性能の低下を推定することが可能であることが実証された。

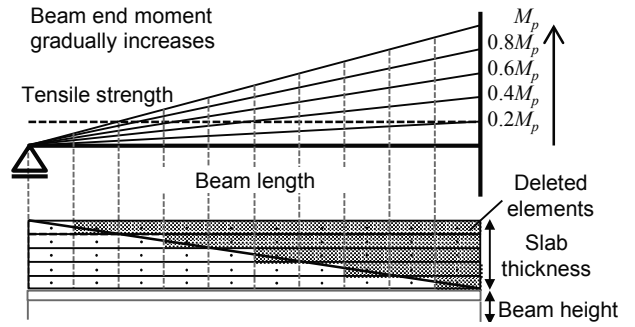
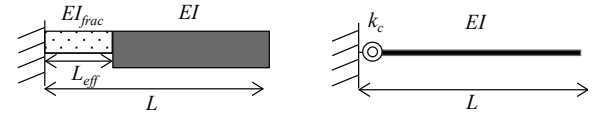
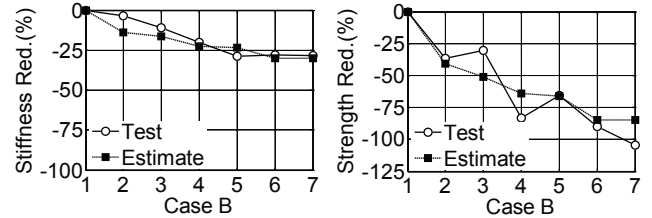


Fig. 9 Slab deterioration model.



(a) Effective length model (b) Spring model

Fig. 10 Beam fracture model.



(a) Stiffness reduction (b) Strength reduction

Fig. 11 Residual Seismic performance evaluation (With slab).

4.6 損傷同定による耐震性能評価：鋼梁の破断

鋼梁の破断は、床スラブによる合成効果の寄与がほぼ完全に失われた後に始まるという前章の実験結果に基づいて、床スラブなし試験体に対して、鋼梁の損傷同定による耐震性能評価を試みた。センサ位置P1側の鋼梁に破断が生じた損傷ケースA5~A7を局所損傷同定の対象とし、モデル更新後の残余耐震性能(水平剛性、破断部の断面量、最大耐力)を実験値と比較した。ただし終局状態にあるA7では安全上の理由から荷重は行っておらず、水平剛性は最終サイクルの除荷剛性により評価し、最大耐力は評価していない。

モデル更新後の水平剛性は、梁端部の回転バネ剛性の低下度から算定し、準静的荷重試験の結果と比較した。同時に、更新した回転バネ剛性の低下度から式(5)を用いて破断部の断面量 I_{frac} を推定し、目視による実測値と比較した。さらに、推定した破断部の断面量に基づき、最大耐力の低下度を推定した。

図12a-cに示す推定値と実験値との誤差は、いずれの評価項目においても最大で15%~22%と、動ひずみ応答の低下度に立脚した損傷バネモデルの損傷度との対応性が実証された。水平剛性と最大耐力の推定値は実験値を上回る傾向にあり、準静的荷重時に確認された面外座屈(層間変形角で最大2.8%)による水平剛性・耐力の低下や、微振動時に接触した破断部が圧縮側に抵抗していたことに起因する可能性がある。断面量の推定では、破断量が小さいときに、解析における推定値が破断量を過大に評価する傾向が見られた。急激な破断の進行により設定した損傷ケースが少なく、データが乏しいため、計測誤差や目視実測における誤差を多分に含む可能性がある。

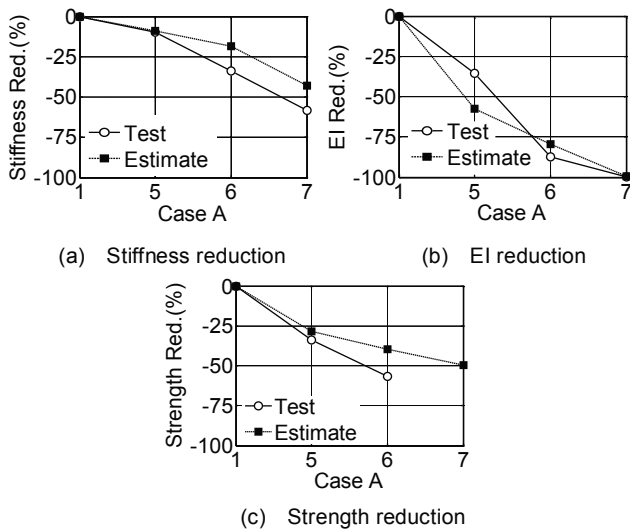


Fig. 12 Residual Seismic performance evaluation (No slab).

以上、合成梁に生じた床スラブのひび割れと鋼梁の破断を、簡易モデルを用いて個別に評価することにより、合成效果の低下と鋼梁の破断の進行度を定量化し、残余耐震性能として評価することができた。今回評価対象とした損傷ケースの母数が少なく、これらの結果は、計測誤差（計測機器、ひび割れ・破断の目視実測）および振動試験下と準静的載荷下での試験体状態の相違（ひび割れや破断の開閉など）、損傷度が小さい場合の損傷同定限界、モデルと試験体間の相違などの要因を含むため、それらの要因と推定精度の相関については、今後の検討が必要である。

5 結論

床スラブ付き柱梁接合部を対象に、床スラブのひび割れに起因する合成效果の低下と、鋼梁の破断を定量化する手法を考案し、微動下の中層建物の柱梁接合部の固有モード応答を簡易に再現する実験装置により、地震時に合成梁に生じる損傷を検証した。さらに、内力分布変化から同定した局所損傷に立脚するモデル更新法を用いた残余耐震性能評価を試みた。得られた知見を以下にまとめる。

1. 床スラブのひび割れに伴う合成效果の低下によって、梁断面の中立軸が変遷することを確認した。動ひずみ応答による中立軸は、繰返し載荷下の正曲げ・負曲げ時の中立軸の平均値にほぼ一致した。
2. 鋼梁の破断に伴い、下フランジの動ひずみ RMS 値が低下することを確認した。動ひずみ RMS 値は、断面の欠損のみならず、床スラブ損傷や複数損傷の影響を受けることがわかった。
3. 微振動下の中立軸位置の変化を目的関数としたモデル更新により、曲げモーメント分布に基づくひび割れ進行を再現した簡易モデルで中立軸位置を同定し、合成效果の低下に起因する水平剛性と耐力劣化を定量的に評価した。
4. 動ひずみ応答の低下度を目的関数としたモデル更新により、梁端部に生じた地震損傷を、損傷パネモデルで同定し、鋼梁の破断に起因する水平剛性と耐力劣化を定量的に評価した。

今後は、複数損傷や床スラブ損傷が損傷指標に及ぼす影響及び残余耐震性能評価結果の誤差・影響因子の定量化を図り、柱梁接合部から建物全体モデルへの応用・拡張を目指したい。

謝辞

本研究の一部は科研費(26820230)および文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復に関する調査研究」の助成を受けた。研究を進めるにあたり、北京工業大学の唐貞云氏と京都大学工学研究科の李小華氏に多大なご協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 一般財団法人日本建築防災協会：被災建築物応急危険度判定 OQ 通信，第 15 号，2013.2.
- 2) 文部科学省研究開発局，京都大学防災研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト 都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成 25 年度成果報告書，2014.
- 3) 倉田真宏，峰岸楓，唐貞云，中島正愛：合成梁を有する鋼構造柱梁接合部の繰返し載荷による振動特性の変化，日本建築学会構造系論文集，第 703 号，pp.1271-1278，2014.9.
- 4) Ji, X., Fenves, G. L., Kajiwara, K., and Nakashima, M.: Seismic Damage Detection of a Full-Scale Shaking Table Test Structure, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.137, No.1, pp.14-21, 2012.
- 5) Vanik, M. W., Beck, J. L., and Au, S. K.: Bayesian Probabilistic Approach to Structural Health Monitoring, *J. Eng. Mech.*, Vol.126, No.7, pp.738-745, 2000.
- 6) 山口真矢子，倉田真宏，宮澤理穂，野澤貴：鋼構造骨組の損傷度と伝播波の到達遅延 微動記録への地震波干渉法の適用，構造工学論文集，Vol.60B, pp.281-288，2014.3.
- 7) 濱本卓司，森田高市，勅使川原正臣：複数モードの固有振動数変化を用いた多層建築物の層損傷検出，日本建築学会構造系論文集，第 560 号，pp.93-100，2002.10.
- 8) 楠浩一，勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法，日本建築学会構造系論文集，第 569 号，pp.119-126，2003.7.
- 9) Sohn, H., and Law, K.H.: A Bayesian Probabilistic Approach for Structure Damage Detection, *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol.26, No.12, pp.1259-1281, 1997.
- 10) Kurata, M., Li, X., Fujita, K., Yamaguchi, M.: Piezoelectric Dynamic Strain Monitoring for Detecting Local Seismic Damage in Steel Buildings, *Smart Mat. Struct.*, Vol.22, No.11, 115002, 2013.
- 11) Li, X., Kurata, M., Nakashima, M.: Evaluating Damage Extent of Fractured Beams in Steel Moment-Resisting Frames Using Dynamic Strain Responses, *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 563-581, 2015.
- 12) Dorvash, S., Pakzad, S.N., Labuz, E.L., Ricles, J.M., and Hodgson, I.C.: Localized Damage Detection Algorithm and Implementation on a Large-Scale Steel Beam-to-Column Moment Connection, *Earth. Spectra.*, 2014.
- 13) Yao, G., Chang, K., and Lee, G.: Damage Diagnosis of Steel Frames Using Vibrational Signature Analysis, *J. Eng. Mech.*, Vol.118, No.9, pp.1949-1961, 1992.
- 14) Sigurdardottir, D. H., and Glisic, B.: Neutral Axis as Damage Sensitive Feature, *Smart Mat. Struct.* Vol.22, No.7, 075030, 2013.
- 15) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，丸善，2001，新增補版 2012.
- 16) McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., and Jeremic, B.: Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). PEER, *UC Berkeley, CA*, 2000.
- 17) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1825, 1998.
- 18) Horgan, C. O., and Simmonds, J. G.: Saint-Venant End Effects in Composite Structures, *Composites Eng.*, Vol.4, No.3, pp.279-286, 1994.
- 19) Sinha, J. K., Friswell, M. I., and Edwards, S.: Simplified Models for the Location of Cracks in Beam Structures Using Measured Vibration Data, *J. Sound Vib.*, Vol.251, No.1, pp.13-38, 2002.
- 20) 濱本卓司，井上た：並列モデル同定を用いた多層建築物の部材損傷検出，日本建築学会構造系論文集，第 655 号，pp. 1661-1670，2010.9.

INTEGRITY ASSESSMENT OF STEEL BEAM-COLUMN CONNECTIONS USING AMBIENT-BASED INNER-FORCE ESTIMATES

*Masahiro KURATA**, *Akiko SUZUKI***, *Kaede MINEGISHI****
*and Masayoshi NAKASHIMA*****

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

** Grad. Stud. Researcher, Dept. of Archi. and Archi.Eng., Kyoto Univ.

*** JGC Corporation

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

In responses to recent large earthquakes and their consequences, post-earthquake damage assessment of buildings has drawn much attention for reducing earthquake impacts on our society. A lack of information on the status of buildings (i.e., damage level or residual performance) may significantly delay decision-making on evacuation or re-occupancy. At the present moment, however, standard visual-based inspection procedures require considerable labors and time.

This paper presents a method of evaluating local damage in steel beam-column connections using dynamic strain responses measured under ambient vibrations. In developing the method, particular emphasis was on providing damage information in the format familiar to structural engineers and stakeholders. In the presented method, inner-force distribution in steel beam-column connection was estimated using the natural modal components of ambient vibration responses measured by PolyVinylidene DiFluoride (PVDF) strain sensors. For evaluating damage in steel beam-column connections, two kinds of damage-related features were proposed. One was the transition of the neutral axis for evaluating the loss of composite action between steel beams and concrete floor slab. The neutral axis was estimated from the ratio of dynamic strain responses at the bottom and top flange. The other was the reduction of the dynamic strain responses from the undamaged condition in terms of root mean square (RMS) for quantifying steel beam fractures. The reduction of RMS can be translated into the reduction of the second moment of inertia at the fractured section using a pre-defined damage curve.

A unique testing method was developed to verify the damage-related features at component-level. In the proposed test configuration, a specimen of building's components is connected with a pinned frame that supports large fictitious mass so that the natural frequency of the entire system becomes similar to that of the building. The entire system is loaded quasi-statically to introduce seismic damage to the specimen and, as notable damage occurs, the natural modal vibration is excited using a modal shaker.

Two specimens of steel beam-column connections with and without slab were tested. The tests verified the effectiveness of the proposed damage-related features in identifying the damage states: (1) the dynamic neutral axis computed by the RMS ratios of dynamic strain responses traced well the shifts of the static neutral axis and the loss of the composite action; (2) fractures at beam ends were successfully quantified by comparing the dynamic strain responses at undamaged and damage conditions.

Moreover, an analysis model of the specimen with fiber beam elements was built and whose properties were updated using the dynamic strain responses measured in the tests. In the model, the loss of composite action was represented by gradually eliminating the elements of the floor slab section until the neutral axis of the model and the measurement matched with sufficiently small error. For beam fracture, the rotational stiffness of a damage spring installed at the beam ends were updated in a similar manner. This model-updating method was particularly interested as it provided estimates on the residual seismic capacities of the specimens in terms of the quantities familiar to structural engineers (i.e., stiffness and strength). The estimated residual lateral stiffness and strength of the specimen corresponded well to those identified in the force-drift relationship with reasonable accuracy.

(2014年12月8日原稿受理, 2015年4月15日採用決定)