座屈・破断を考慮したブレース付骨組モデルと断層近傍強震動下の応答

BRACED FRAME MODEL CONSIDERING BUCKLING AND FRACTURE
AND ITS RESPONSES UNDER NEAR-FAULT STRONG MOTIONS

金尾伊織*, 中島正愛**, 竹原創平***

Iori KANAO, Masayoshi NAKASHIMA and Sohei TAKEHARA

This paper presents an analytical model for the simulation of steel braced frames in which both buckling and fracture of the braces are considered. The cross-section consists of many fiber segments, with each element taken to lose its resistance at the time of fracture. A sudden loss of resistance is converted to an immediate inertial force to maintain the overall equilibrium. The proposed model is applied to a three-story braced frame whose earthquake response behavior is examined for multiple near-fault ground motions. The effect of buckling on the maximum story drift is most notable with significant increases in the maximum story drift. The effect of brace fracture is found secondary particularly when the fracture occurs after buckling.

Keywords: brace, near-fault earthquake, buckling, fracture,
fiber segment, spatial large deflection analysis

ブレース, 断層近傍強震動, 座屈, 破断, 一軸材料線要素, 立体大たわみ解析

1. はじめに

1994年米国ノースリッジ地震, 1995年兵庫県南部地震, 1999年台湾集集地震ら近年の大地震は, 建築構造物に大きな被害をもたらした¹⁾. 築後何十年も経た建物, あるいは, 耐震性能が現行の耐震設計において要求されるレベルに達していない建物の被害が多数を占めていたが, その一方で, 破壊断層近傍で記録された強震動は, 現行耐震設計が想定する大地震時の地震動を遙かに超すものであった^{2), 3)}. このような強震動に対しては, 現行耐震設計が要求する耐震性能を保有する建物においても, 損傷を免れえない事態が発生する可能性がある. このような状況において, 建築構造物が自重保持能力を消失し完全に崩壊するまでの保有性能を定量化することは, 既存建物に対してはより合理的な保有耐震性能の評価, 新規建物に対しては耐震設計想定以上の過大地震時における余裕度の把握, という観点からもたいへん重要である.

建築構造物が完全に崩壊するまでの挙動を追跡するためには, 構造物を構成する部材の座屈, 破断などの不安定要因を取り込んだ解析が必要となる. 現在までに, 応用要素法を用いたRC構造物の完全崩壊解析⁴⁾, 鋼構造柱の連鎖破断を考慮した骨組動的解析⁵⁾, 鋼構造梁の破断を考えた骨組静的・動的解析^{6~8)}, 履歴ダンパーの破断を考えた骨組動的解析⁹⁾などが発表されている. しか

しながら, 破断に付随する突然の応力状態変化やトポロジー変化を精度よく追跡することは難しく, 現在に至るまで, 座屈や破断を考慮しつつ構造物が完全に崩壊するまでの挙動を追跡した例は限られている.

これらの事情を踏まえ, 本論では, 鋼構造ブレース付骨組を対象にし, その主要水平抵抗要素であるブレースが地震応答特有の繰返し変形下において座屈し, さらに亀裂が発生・進展してついには完全に破断するまでの挙動を追跡できる解析法を提案する. さらにこの解析法を用いて, 3層ブレース付骨組の地震応答を, 地震動の種類, 座屈の有無, 破断の有無を変数とした一連の解析から検討し, これらの変数がブレース付骨組の地震応答に及ぼす影響を明らかにする.

2. 破断を考慮した動的解析法

2.1 解析法の概要

強地震動を受けるブレース付骨組において, ブレースの座屈・破断は, その応答特性に大きく影響を与える可能性がある. しかし, 構造物の部材が破断する場合, 破断直前まで存在していた応力が瞬間的に消失するので, 静的な力の釣合に頼る静的解析では, 破断を含む応答の追跡は難しい.

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助手・博士(学術)

** 京都大学防災研究所地震災害研究部門 教授・Ph.D.

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

Research Assoc., Department of Architecture & Architectural Systems, Kyoto University, Ph. D.

Prof., Division of Earthquake Disaster Prevention, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Ph. D.

Graduate Student, Department of Architecture & Architectural Systems, Graduate School of Engineering, Kyoto University

一方、第一著者らは、強非線形挙動を精度良く追跡することを意図した梁-柱有限要素法による静的解析法を提案し、この解析法の精度を検証するために、繰返し曲げを受けるH形鋼梁の横座屈実験、小型立体鋼ラーメン実験を模擬し、十分な精度を有していることを確認してきた^{10),11)}。この解析法は、一軸の構成則に従う材料線要素を導入するとともに、三次元大変形を精度良く測るために、有限回転を考慮した座標変換則および移動座標系を採用している。さらに、この解析法を動的解析に拡張し¹²⁾、小型鋼骨組の振動台実験を対象とした解析を行い、この動的解析法が精度良く動的実験を模擬できることを検証している。本論では、この動的解析法に破断モデルを導入し、部材の破断を考慮した骨組解析法を提案する。

2. 1. 1 運動方程式の誘導

運動方程式に用いる質量行列、減衰行列、剛性行列の概要を以下に示す。なお、解析法の詳細については文献10)～12)を参照されたい。

柱-梁部材の自重、等分布荷重は整合質量行列¹²⁾を用いて表し、節点位置に集中質量がある場合は、集中質量を用いる。いずれの質量も、全体座標系の節点位置に附加される。減衰行列は、質量行列と剛性行列に比例するレーリー減衰を採用し、1次、2次とも減衰定数2%としている。

系剛性行列は、すでにその精度を検証した梁-柱有限要素法から得られる剛性行列を採用している。この剛性行列は、大変形時の有限回転を考慮した座標変換則により定式化している。部材は一樣な断面を持つ直線部材であり、材軸方向に直列に並ぶ片持ち梁-柱要素からなる。いくつかの要素に分割された部材は伝達行列の手法を用いて部材両端の節点情報に集約される。各要素は図1に示すように、いくつかの材料線要素で構成され、断面諸量は、材料線要素に割り当てる集中断面積 A_i と図心軸を基準としたその線要素の位置 (x_i, y_i) から計算される。集中断面積と図心軸からその要素までの距離は、元の断面の断面積 A 、塑性断面係数 Z_{px}, Z_{py} 、断面二次モーメント I_x, I_y 、反り二次モーメント I_w 、サンブナンのねじれ定数 K が一致するように決定する。以下、部材を構成する要素を要素、要素を構成する一軸材料線要素を線要素と呼ぶ。

2. 1. 2 破断モデル

破断によって瞬間的に発生する不釣合力については、その力を打ち消す慣性力を与えて不釣合力を処理する手法が一般的に用いられる^{4)~6)}。本解析法においてもこの方法を用いて、破断が発生した次ステップにおいて、不釣合力を破断した要素の両節点に存在する質点の慣性力として処理する。

図1(a)のように、部材を構成する要素が変形すると、その要素を構成する各線要素は変形に応じて軸引張、圧縮を受けるが、引張を受ける線要素のひずみがあるひずみ(破断ひずみ ϵ_{frac})に達した時、その線要素が抵抗力を失うとして破断を考慮する。抵抗力を失った(破断の)瞬間に発生する不釣合力については、その力を打ち消す慣性力を与えて不釣合力を処理する手法が一般的に用いられる。本解析法においてもこの方法を用いて、破断が発生した次ステップにおいて、不釣合力を破断した要素の両節点に存在する質点の慣性力

Fig. 1 Fracture model

として処理する。具体的には、破断した線要素は消失し、部材要素断面は破断していない他の線要素から構成されるものとして、断面積、断面二次モーメントなどの断面諸量を変更し、剛性行列を修正する。なお、破断後も断面保持の仮定が成立するものとしている。一方、不釣合力は以下の手順で処理する。破断時に、破断線要素に生じている引張力とその線要素の位置から、材軸における不釣合力を算定する。図1(b)に示すように、部材要素内の1線要素が破断した場合、その線要素に発生している応力 σ_i と集中断面積 A_i から計算される軸力 N_i 、 N_i と線要素の位置 h_i 、 b_i から計算される曲げモーメント M_{ix} 、 M_{iy} が、破断要素の両節点に不釣合力 N_i 、 M_{ix} 、 M_{iy} として発生する。破断発生次のステップで、不釣合力 N_i 、 M_{ix} 、 M_{iy} を打ち消すため、同じ大きさで逆方向の慣性力を破断線要素を有する要素の両節点の質点に附加する(図1(c))。

以上の手順に従って求めた増分型運動方程式を、平均加速度法によって解く。また、材料線要素の降伏、除荷、破断の判定は、各線要素の中央ひずみを参照する。線要素の降伏(破断)の判定は、線要素のひずみが目標とするひずみの $\pm 0.1\%$ の範囲を降伏(破断)とし、その範囲をひずみが飛び越す場合、時間幅を小さくして再計算し、降伏(破断)点がこの範囲に収まるようにしている。なお、破断後も質量、減衰行列は変化しないものとし、破断面接触による耐力の再上昇は考慮していない。また、破断は、過去の履歴にかかわらず引張ひずみが指定した限界値に達すれば生じると仮定する。以下、同じ手順を繰り返し、部材の一部が破断する状況や、部材が完全に破断する状況を含めて、線要素が順次破断してゆく過程を追跡する。

2. 2 解析例

図2に示す1層4スパンのブレース付骨組を対象とし、破断を考慮しないモデル、破断を考慮したモデルの地震応答解析を行った。以下、部材の一部が破断することを破断、部材が完全にちぎられることを完全破断と呼ぶ。

部材断面はそれぞれ図2(a)に示すとおりであり、柱は水平力に対して弱軸、ブレースは構面内に座屈するように配置している。柱は8要素、梁、ブレースは10要素に等分割している。図2(a)中●で示した柱頭部とブレース内5ヶ所に節点を設け、質量はその節点位置に附加している。また、図中○で示したブレースの両端と中央部を破断可能点に指定する。応力ひずみ関係には、図2(b)に示すバイリニア移動硬化型モデルを採用しており、降伏応力は235MPa、ヤング係数は205GPa、降伏後の係数は0.82GPaである。降伏後の係数は、20%のひずみが生じた時に応力が概ね400MPaとなる勾配である。また、破断を考慮した解析では、引張ひずみが2%に至った場合に破断すると仮定する。図2(c)は柱、

Fig. 2 Analysis model

梁、ブレースに用いるH形断面のモデル化で、12材料線要素で構成されている。なお、ここでは平面問題を対象とし、面外変形を防ぐために、構面外の並進変位と回転角を拘束している。

対象とした骨組の固有周期は0.17秒、ベースシア係数は降伏時1.40、終局時0.88、ブレースの水平力分担率は弾性時0.91、終局時0.75である。ブレースの細長比は125、ブレースの降伏耐力は804kNであり、ブレース両端部は剛接合としている。EL-Centro NS(1940)の最大速度を1.0m/sに拡張した波を入力し、10秒間解析した。入力最大加速度は10.2m/s²である。

図3に解析結果を示す。図3(a)は層間変形角時刻歴を示し、太線は破断を考慮しないモデル、細線は破断を考慮したモデル、×は部材の一部が破断した位置を示している。図中に示しているH形断面の図は破断した要素における断面の最終状態を示し、×は破断した線要素、●は破断せずに残った線要素を示す。左側ブレース(BR1)はブレースの中央部が破断し、右側ブレース(BR2)はブレースの柱脚との接合部が破断している。

破断を考慮しないモデルは、1.8secから徐々にブレースBR1が座屈し始め、2.3sec時にBR1の座屈後変形が急激に進行し、層間変形角が0.0063radに至った。続いて逆方向の入力によってBR2が座屈し、最終的には、骨組全体はBR2が座屈した方向に偏って変形している。一方、破断を考慮したモデルは、最大層間変形角を示した後にBR1の部材中央の断面を構成する線要素が順次破断し、最終的には断面の半分以上が破断している。また、BR2はフランジの一部が破断した状態に留まり、いずれのブレースも完全破断に至っていないものの、BR2破断直後から周期が顕著にのび、変形も増大する傾向を示している。

図3(b)は座屈を考慮し、破断を考慮しない場合の層せん断力と層間変形角の関係を示す。座屈によって、耐力がおよそ半分まで低下している。一方、図3(c)は座屈と破断を考慮したモデルの層せん断力と層間変形角の関係であり、図中×は破断点を示す。ブレースが破断するたびに剛性、層せん断力が低下し、最終的には

Fig. 3 1story braced frame

破断によって最大耐力の35%まで低下している。

図3(c)では判別できないが、上谷ら⁹⁾が指摘しているように、破断直後に高周波回転振動が発生するとともに復元力が低下し、さらにこの振動が短時間内に減衰するという現象が見られている。

3. ブレース付骨組の地震時挙動特性

前節に示した解析法を用いて、地震力を受けるブレース付骨組の応答特性を、特に、ブレースの座屈・破断に着目して考察する。

図4に示す3層4スパンのブレース付骨組を対象とした。部材断面は図4(a)に示す通りである。対象とした構造物は文献13)、14)に記された設計概要に準じており、一般的な仕上げ、載荷重量に基づき、現行の設計基準に従って設計された骨組である。柱梁はAランク、1階筋違はBBランク、2、3階はBCランクであり、構造特性係数は1階は $D_p=0.3$ 、2、3階は $D_p=0.4$ である。柱は水平力に対して弱軸、ブレースは構面内座屈が考慮できるように配置し、接合部は剛接合としている。柱は4要素、梁、ブレース

(a) 3-story frame model

(b) Ground accelerations

Fig. 4 Analysis model

スは10要素に等分割している。図4(a)中●は節点、○はブレースの破断可能点を示す。質量は節点に附加され、質量の与え方は文献13)、14)を参考としている。応力ひずみ関係には、先と同様にバイリニア移動硬化型モデルを採用しており、降伏応力は325MPa、ヤング係数は205GPa、降伏後の係数は0.82GPaである。また、面外変形を拘束した平面解析を対象としており、他の解析条件等は先の解析例に準じている。

対象とした骨組の固有周期は0.46秒、ブレースの弱軸回りの細長比は1階95、2階110、3階125、水平力分担率は弾性時で1階0.94、2階0.92、3階0.91、終局時で1階0.77、2階0.63、3階0.54である。また、層せん断力係数は弾性時で1層が0.62、2層が0.53、3層が0.49、終局時で1層が0.52、2層が0.44、3層が0.45である。

ここで対象とした入力地震波は、破壊断層近傍で記録された、継続時間は比較的短い大きな速度パルス波で特徴づけられる強震動で、ノースリッジ地震(1994)、兵庫県南部地震(1995)、台湾集集地震(1997)において得られた断層直交方向地震動記録波から1つつつ選んだ(図4(b))。以下、それぞれNF13、JMA-Kobe、

TCU084と呼ぶ。ここで選択した強震動はいずれも、0.5秒程度の弾性固有周期を有する建物の変形が特に降伏後に増大すると予測されるもので、最も揺れが大きい10秒間を解析に用いた。また比較のために、建築骨組の耐震設計において頻繁に用いられる最大速度を0.5m/sに基準化したEL-Centro(1940)波のNS成分(以下EL-Centro)も解析対象地震波とした。各地震動の最大速度および最大加速度は、JMA Kobeが0.89m/s、8.10m/s²、NF13が1.74m/s、8.73m/s²、TCU084が1.17m/s、9.89m/s²、EL-Centroが0.5m/s、5.11m/s²である。

以下に示す解析結果は、最大層間変形角を示す図では、縦軸は階層、横軸はブレースが取り付けスパン中央の柱C2の各層最大層間変形角を示し、実線はTCU084、点線はNF13、一点鎖線はJMA Kobe、破線はEL-Centroの結果を示す。また、復元力特性を示す図では、縦軸はブレース1組のせん断力、または、ブレースを除いたラーメン骨組が負担するせん断力、横軸は柱C2の層間変形角を示す。

3. 1 ブレース付骨組の挙動特性

3. 1. 1 ブレース付骨組

破断を伴う解析の前に、破断を考慮しないブレース付骨組の地震応答解析を行った結果を図5に示す。図5(a)は各層の最大層間変形角である。JMA KobeやEL-Centroのような最大加速度が相対的に小さい地震動では、2層目のブレースが座屈し、2層目の変形が最大となる層崩壊の様子を呈しているが、TCU084やNF13のような最大加速度が非常に大きい地震動では、他層のブレースもほぼ同時に座屈しており、2層以外の層も大きく変形し、0.1radを超える最大層間変形角に達している場合もある。一方、EL-Centroは最大でも0.013rad程度の変形角に留まっており、断層近傍強震動(特にNF13、TCU084)が耐震設計で通常想定されてきた地震動より相当大きな変形を与えることがわかる。図5(b)、(c)に、TCU084の地震動を受けたときの2層目ブレースの復元力とブレース以外の骨組の復元力を示す。図5(b)は、比較的短いブレース特有の性状を示している¹⁰⁾。ブレースが座屈することで耐力は半分にまで低下しており、座屈がブレース付骨組の耐力、剛性低下を支配することがわかる。一方、骨組はブレースの座屈に関わらず、1000kN程度のせん断耐力を有し、これは骨組全体が有する最大復元力の25%程度にあたる。

3. 1. 2 座屈を拘束したブレース付骨組

ブレースの座屈が耐力劣化と変形の増大を引き起こすことを踏まえ、座屈拘束の効果を考えることとし、先のブレースと断面積は同じであるが座屈しないブレース付骨組を解析する。ブレースの座屈を拘束するために、ブレースの曲げ剛性を10000倍している。ここでも部材の破断は考慮しない。

図6(a)は各層の最大層間変形角を示す。座屈を拘束することによって、JMA Kobeでは2層目に変形が集中する層崩壊も抑えられ、いずれの地震動に対しても変形は、最大層間変形角が座屈する場合の約半分に抑えられている。図6(b)、(c)に示すTCU084に対する復元力特性は、安定した履歴を描いており、層間変形角が0.05radにおいても、ブレースが水平力の80%を負担している。

(a) Story drift angle of braced frames

(b) Restoring force of brace (TCU084)

(c) Restoring force of frame (TCU084)

Fig.5 Braced frames involving buckling

(a) Story drift angle of braced frames

(b) Restoring force of brace (TCU084)

(c) Restoring force of frame (TCU084)

Fig.6 Frames with buckling restrained braces

3. 2 ブレース付骨組の破断挙動特性

3. 2. 1 ブレース付骨組

ブレースが破断する場合の挙動を考察する。先の解析と同じ応力ひずみ関係とするが、ブレース断面を構成する線要素の引張りひずみが6%に達したときに、ブレースの両端部と中央部が破断すると仮定する。その他の解析条件は前節に準じている。

図7に解析結果を示す。各層の最大層間変形角を示す図7(a)を破断を考慮しない骨組の結果(図5(a))と比較すると、いずれの地震動に対しても、破断の有無に関わらず最大変形はさほど変わらず、地震動によっては、破断によってむしろ最大層間変形角が低減しているものもある。このように最大変形の違いが少ないのは、ブレースが座屈した後に破断しているからである。図7(b)、(c)にTCU084の地震動を受けたときの復元力を示す。図中×はブレース破断発生点である。この骨組は、ブレースが完全破断には至らず、各階のブレース端部が部分的に破断している。図5(b)では座屈によって耐力が最大耐力の30%まで低下していたことを考慮すると、座屈後の破断による耐力低下は数%にとどまり、座屈による影響よりはるかに小さい。このように、座屈後の部材の破断は最大層間変形角にほとんど影響を与えていない。

3. 2. 2 座屈を拘束したブレース付骨組

3. 1. 2に述べた座屈拘束したブレース付骨組を対象に、ブレース破断の影響を解析する。破断ひずみを0.6%とし、その他の解析条件は前節に準じている。

図8(a)に各層の最大層間変形角を示す。破断を考慮しない座屈拘束された骨組の結果(図6(a))と比較すると、TCU084を除い

て最大層間変形角は20%から50%程度増加しているが、破断を考慮せず座屈拘束もしない骨組(図5(a))に比べれば、最大層間変形角は相当小さい。図8(b)、(c)にTCU084の地震動を受けたときの2層目の復元力特性を示す。完全破断に至ったのは、1層目左側ブレースBR11の端部と2層目右側ブレースBR22の中央部のみであり、他のブレースに破断は見られない。図5(b)、(c)と図8(b)、(c)を比較すると、破断よりもむしろ座屈による耐力低下と変形の増加が著しい。

TCU084では破断を考慮すると最大変形が顕著に低減したが、その理由として、塑性化、破断による固有周期の変化が考えられる。TCU084の応答スペクトルによれば、TCU084は周期0.9sで最大応答を呈し、それ以上の周期では応答が減少する傾向にある。ここで対象とした骨組において2層目ブレースが破断した場合の固有周期は1.02sであり、破断後の固有周期の伸びが応答減少に寄与した可能性は高い。

4 結語

一軸材料線要素からなる梁-柱有限要素を用いた動的解析法に破断モデルを導入し、ブレース破断を考慮したブレース付骨組の地震応答解析を行った。主な知見は以下の通りである。

- (1) 要素を構成する一軸材料線要素のひずみが、破断ひずみに達した場合、その1材料線要素のみが消失したものととして、消失される内力を次ステップの慣性力として考慮する破断モデルを提案した。このモデルによって、完全破断を含む部材破断を考慮できることを示した。
- (2) 断層近傍強震動は、建築耐震設計において通常想定されてき

Fig.7 Braced frames involving buckling and fracture

Fig.8 Frames with buckling restrained braces involving fracture

た地震動より相当大きな変形をブレース付骨組に与える。

(3) ブレース付骨組は、ブレースの座屈後の耐力劣化が大きな層間変形角を引き起こす。ブレース座屈を拘束することは、骨組の最大層間変形を減少させ、安定した挙動を保持するために極めて有効である。

(4) 本解析で用いたブレース付骨組（ブレース細長比=95～125）では、座屈の方が破断よりも骨組の最大層間変形に及ぼす影響が大きく、とりわけ座屈後の破断は最大層間変形にほとんど影響しない。

本論では、ブレースの破断を、ブレース断面を構成する線要素がある限界ひずみに至ったときに突然抵抗力を失うとの仮定によって表現し、また限界ひずみを、ひずみ履歴に依存しないある一定の引張ひずみに指定した。限界ひずみの大きさやひずみ履歴がブレースの破断やブレース付骨組の応答特性に及ぼす影響については、後続論文で詳細に報告したい。

謝辞

京都工芸繊維大学 森迫清貴教授、同大学院生 門藤芳樹氏には、梁-柱有限要素を用いた動的解析法を提供していただき、ご協力、ご助言を賜りました。東京大学生産研究所 目黒公郎助教授、同大学院生 Paola Mayorca 氏には、破断解析に関して多くの助言を賜りました。大阪大学 多田元英助教授には、本解析構造物に関する資料を提供していただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告，1997.10.
- 2) 松宮智宏，中島正愛，浅野幸一郎：断層近傍強震動を受ける鋼構造骨組の地震

応答とモーダル分解による評価，第11回日本地震工学シンポジウム，257，2002.11.

- 3) Akshay Gupta and Helmut Krawinkler: Behavior of Ductile SMRFs at Various Seismic Hazard Levels, Journal of Structural Engineering, Vol.126, No.1, pp.98-107, 2000.
- 4) Hatem Tagel-Din and Kimiro Meguro: Applied Element Simulation for Collapse Analysis of Structures, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 32, pp.113-123, 1999.
- 5) 桑村仁，佐藤義也：強震を受ける柱降伏型多層骨組の脆性連鎖崩壊，日本建築学会構造系論文集，第483号，pp.61-70，1996.5.
- 6) 上谷宏二，田川浩：部材破断を伴う鋼構造骨組の動的応答解析法，第2回日本計算工学講演会論文集，pp.947-950，1997.
- 7) 日下彰宏，中島正愛，野中泰二郎：梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性評価，日本建築学会構造系論文集，第493号，pp.99-106，1997.3.
- 8) Masayoshi Nakashima, Takeshi Minami and Isao Mitani: Moment Redistribution Caused by Beam Fracture in Steel Moment Frames, Journal of Structural Engineering, Vol.126, No.1, pp.137-144, 2000.
- 9) 田川浩，上谷宏二，吉谷聡志：履歴型ダンパーの破断を伴う鋼構造骨組の地震応答，鋼構造論文集，第5巻第20号 pp.17-25，1998.
- 10) 金尾(奥田)伊織，森迫清貴，中村武：一軸材料線要素からなる梁-柱有限要素を用いた鋼立体ラーメンの弾塑性挙動の解析，日本建築学会構造系論文集，第533号，pp.99-106，2000.7.
- 11) 金尾伊織，中島正愛，劉大偉：繰り返し載荷を受けるH形鋼梁の横座屈挙動と横座屈補剛，日本建築学会構造系論文集，第544号，pp.147-154，2001.6.
- 12) 門藤芳樹，金尾伊織，森迫清貴：梁-柱有限要素法による立体弾塑性骨組の動的大たわみ解析，日本建築学会構造系論文集，第572号，pp.105-110，2003.10.
- 13) 川北悠介，多田元英，福井智則，中島正愛：日米の各規準で設計された筋かい付ラーメン構造のベースシア-耐力比較(その1 規準式に基づく比較)，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 構造Ⅲ，pp.915-916，2002.; 福井智則，多田元英，川北悠介，中島正愛：日米の各規準で設計された筋かい付ラーメン構造のベースシア-耐力比較(その2 試設計結果による検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 構造Ⅲ，pp.917-918，2002.
- 14) 多田元英：鋼構造建築の耐震設計規準に関する日米比較と両基準に基づく設計例，2002年度第2回研究会資料，日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会，2002.12.
- 15) 若林賢 編著：鉄骨構造学詳論，丸善株式会社，1985.

(2003年5月28日原稿受理，2003年12月2日採用決定)