

キーエレメント指標と進行性崩壊の危険性との関連

Relationship between Key Element Index and the Risk of Progressive Collapse

我妻光太¹⁾, 磯部大吾郎²⁾

Kota Azuma and Daigoro Isobe

1) 筑波大学大学院 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1, E-mail: s1620860@s.tsukuba.ac.jp)

2) 博(工) 筑波大学教授 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1, E-mail: isobe@kz.tsukuba.ac.jp)

In this paper, the collapse behaviors of steel framed buildings were simulated by using the ASI (Adaptively Shifted Integration) -Gauss code to investigate the relationship between the key element index and the risk of progressive collapse. The progressive collapse phenomena were initiated by removing specific columns from the models designed based upon different axial force ratios. The total potential energy values of structural members after the collapse were used to estimate the damage of buildings. The key element index is a parameter which indicates the contribution of a structural column to the vertical capacity of the structure. According to the numerical results on various models with different structural strengths, it is confirmed that the risks of progressive collapse tend to increase if the sum of key element index becomes larger.

Key Words: High-rise Buildings, Design Strength, Progressive Collapse, ASI-Gauss Code, Key Element Index

1. 緒言

進行性崩壊現象[1]は、1968年に英国で発生したRonan Point Towerのガス爆発事故によって引き起こされた大規模な崩壊が議論の発端となり、2001年9月の米国同時多発テロ (9.11) によるニューヨーク世界貿易センタービル (WTC) の全体崩壊によって広く認識されることとなった。9.11の際に、WTC 1号棟および2号棟は、航空機の衝突とそれによって引き起こされた火災が原因となり、後者は航空機衝突後約1時間、前者は約1時間半で完全に崩壊した。事件の詳細な時系列および調査結果は、米国政府調査局FEMAによって2002年に、NISTによって2005年に報告書がまとめられている[2][3]。日本でも2003年に日本建築学会WTC崩壊特別調査委員会によって報告書[4]がまとめられている。これらの報告書ではWTC1, 2号棟ともに飛行機の衝突によりコア柱や周辺の架構が切断されて応力再配分が起これ、その後発生した大規模な火災により残存する架構の耐力が失われ、床中央部が陥没し、最終的に進行性崩壊を招いたとしている。また、Bazantらにより事件直後の2002年1月に公表された研究速報[5]では、上部構造の位置エネルギーの消失が下部構造の最大変形時における弾性ひずみエネルギーに等しいと近似することで、上部構造の下部構造への衝突によって生じる力が過大であったことを説明している。その力は設計用鉛直荷重を大きく超過しており、WTCのような超高層ビルにおいて上部構造が垂直落下するような崩壊が起これる場合、その進行性崩壊を防止する設計を行うことは現実的に困難であると述べている。またその一方で、報告書内の議論では上部構造の落下時の傾斜や部材破断などを考慮していないため、建物の崩壊プロセスを明らかにするために

大量のコンピュータシミュレーションが必要であるとしている。

本稿では、大規模骨組構造の構造解析において部材破断や部材接触などの強非線形現象を再現可能であるASI-Gauss解析コード[6]を用いて進行性崩壊解析を行い、建物のキーエレメント指標[7](以下 KI)と進行性崩壊の規模との関係を調査することを目的とする。最大軸力比が異なる複数の鋼構造建物モデルを対象として特定の柱を除去する解析を行い、崩壊の規模の大きさを崩壊前後における位置エネルギーの減少率により評価する。 KI は、Frangopol[8]や大井ら[9]が示した構造物の鉛直荷重支持能力を表す部材感度の概念を基に考案された指標であり、柱部材が建物全体の強度に対して有する寄与度を表す。 KI と位置エネルギー減少率の関係を調査することにより、進行性崩壊の危険性を評価することを目指す。

2. キーエレメント指標

(1) キーエレメント指標の定義

KI とは、建物の強度に対する柱の寄与度を数値化したものである。まず、健全な状態の建物の全柱梁接合部に対し、鉛直方向に荷重増分を与え、建物最下層部のいずれかの柱部材に降伏現象が起きた際の荷重を用い、降伏限界荷重 ${}_0P_G$ として求める。任意の i 層内の柱番号 a を除去した状態の建物にも同様に鉛直方向に荷重増分を与え、 i 層以下のいずれかの柱部材に降伏現象が起きた際の降伏限界荷重を用い、 ${}_1P_G(i, a)$ と表す。以上より、この柱番号 a の KI を以下のように定義する。

$$KI_{i,a} = {}_0P_G / {}_1P_G(i, a) \quad (1)$$

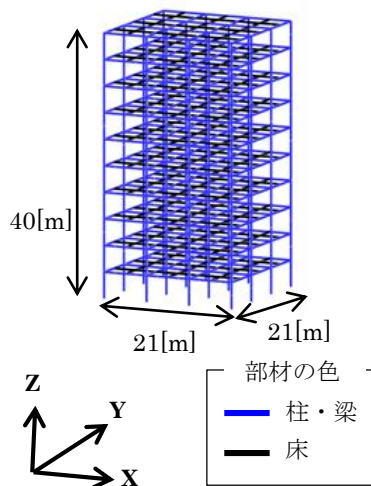


図-1 解析モデル鳥瞰図

添え字の0は、 KI を算出する際に、健全な状態の建物の降伏限界荷重を用いていることを表す。すなわち、健全な建物の強度に対する柱1本の寄与度を示す。また、添え字の1は、柱を1本除去した状態の建物の降伏限界荷重を用いていることを示す。

式(1)より、 KI が大きい柱部材ほど、建物全体の荷重支持能力に対して影響の大きい柱部材であることがわかり、その値を用いれば建物の構造を支える上で重要な柱を定量的に求めることができる。このように算出された KI を用い、除去される柱の建物の強度に対する重要度を定量的に表すこととする。

(2) キーエレメント指標の積算値

本稿において、キーエレメント指標の積算値（以下 KI 積算値）を火災範囲内に存在するすべての柱の KI を足し合わせたものと定義し、以下のように表す。

$$\sum_{i=1}^R \sum_{j=1}^{l_i} [KI_{i,m(i,j)}] \quad (2)$$

$$= KI_{1,m(1,1)} + KI_{1,m(1,2)} + \dots + KI_{1,m(1,l_1)} + KI_{2,m(2,1)} + \dots + KI_{R,m(R,l_R)}$$

ここで、 R 、 l_i 、 $m(i,j)$ はそれぞれ建物の全層数、 i 層で除去される柱の本数、およびその j 本目の柱番号を表す。本稿では、設定した柱除去位置における柱の KI 積算値と建物の崩壊形態の関連性について考察する。

3. 進行性崩壊解析

(1) 解析モデル

進行性崩壊解析を実施するにあたり、構造部材の断面寸法が異なる10層鋼構建造物モデルを複数作成した。解析モデルの鳥瞰図を図-1に示す。解析モデルは10層3×3スパンの鋼構建造物とし、全高40m、階高は各層4m、幅および奥行きスパン長は全て7mとした。柱は1部材2要素分

表-1 鋼材の特性値

	E	σ_y	ν	ρ
SM400	206	245	0.3	7.9×10^{-6}
SM490	206	325	0.3	7.9×10^{-6}

E：ヤング率[GPa]， σ_y ：降伏応力[MPa]， ν ：ポアソン比[無次元]， ρ ：密度[kg/mm³]

表-2 各モデルのベースシア係数と最大軸力比

	ベースシア係数 C_b	最大軸力比 n
A	0.2000	0.124
B	0.0948	0.200
C	0.0478	0.300
D	0.0272	0.400
E	0.0160	0.500

割、梁は1部材4要素分割し、床は4要素分割で表現した。

建物の柱部材にはSM490を用いた角形鋼管、梁部材にはSM400を用いたH型鋼を使用した。各鋼材の物性値を表-1に示す。床は塑性化を起こさない弾性要素とした。モデルを設計する際、建物には固定荷重と積載荷重を足し合わせた単位面積あたり800 kgf/m²の荷重が作用するものとした。柱や梁の断面寸法は、ベースシア係数に基づき建物に必要とされる水平耐力を満たすように断面を決定した。ここでベースシア係数 C_b は以下のように定義される。

$$C_b = Z \cdot D_s \cdot R_t \cdot C_0 \quad (3)$$

上式中の Z は地震地域係数、 D_s は構造特性係数、 R_t は振動特性係数、 C_0 は標準せん断力係数である。

作成したモデルのベースシア係数および最大軸力比を表-2に示す。建物の進行性崩壊現象を検証するため、いずれも日本の建築基準に対してはかなり低強度のモデルとなっている。最大軸力比 $n=0.124, 0.200, 0.300, 0.400, 0.500$ のモデルをそれぞれモデルA、B、C、D、Eと表記する。

(2) 解析モデルにおけるキーエレメント指標の算出

前述した KI の算出方法に従って、本稿で用いる解析モデルにおける KI をプッシュダウン解析により算出した。

鉛直荷重増分解析により算出した、モデルAにおける各柱の KI を図-2に示す。図では、各柱の KI を□の中に記し、算出した KI の値が大きな柱ほど濃い灰色となるように表示している。全体的な傾向として四隅の柱は KI の値が小さく、下層部の柱は KI の値が大きい。すなわちこれは、建物全体の強度に対して四隅の柱は寄与度が低く、下層部の柱ほど寄与度は高いことを示し、この傾向は全解析モデルにおいて見られた。

(3) 進行性崩壊解析の条件

KI 積算値と進行性崩壊の危険性との関連性を調査するため、柱の除去本数を12本に限定し、図-3に示す10種類の柱除去位置を設定した。柱除去位置①は、図-3に示す柱除去位置の中で最も非対称性の強い柱除去位置であ

10F				5F			
1.003	1.010	1.010	1.003	1.017	1.120	1.120	1.017
1.010	1.010	1.010	1.010	1.120	1.109	1.109	1.120
1.010	1.010	1.010	1.010	1.120	1.109	1.109	1.120
1.003	1.010	1.010	1.003	1.017	1.120	1.120	1.017
9F				4F			
1.001	1.032	1.032	1.001	1.020	1.143	1.143	1.020
1.032	1.024	1.024	1.032	1.143	1.139	1.139	1.143
1.032	1.024	1.024	1.032	1.143	1.139	1.139	1.143
1.001	1.032	1.032	1.001	1.020	1.143	1.143	1.020
8F				3F			
1.000	1.052	1.052	1.000	1.022	1.169	1.169	1.022
1.052	1.042	1.042	1.052	1.169	1.171	1.171	1.169
1.052	1.042	1.042	1.052	1.169	1.171	1.171	1.169
1.000	1.052	1.052	1.000	1.022	1.169	1.169	1.022
7F				2F			
1.004	1.072	1.072	1.004	1.022	1.198	1.198	1.022
1.072	1.062	1.062	1.072	1.198	1.203	1.203	1.198
1.072	1.062	1.062	1.072	1.198	1.203	1.203	1.198
1.004	1.072	1.072	1.004	1.022	1.198	1.198	1.022
6F				1F			
1.011	1.095	1.095	1.011	1.020	1.248	1.248	1.020
1.095	1.084	1.084	1.095	1.248	1.265	1.265	1.248
1.095	1.084	1.084	1.095	1.248	1.265	1.265	1.248
1.011	1.095	1.095	1.011	1.020	1.248	1.248	1.020

図-2 モデル A($n=0.124$)における各柱のKI

と言える。また、柱除去位置②は層内の四隅以外の全ての柱を除去しており、最も非対称性が弱い柱除去位置であると言える。他方、③から⑩までの8種類の柱除去位置では、乱数を用いて除去する柱を決定している。なお本節では、柱を除去した際の重心の移動距離により柱除去位置の非対称性を評価する。重心の移動距離は、健全状態の解析モデルの重心位置から柱が除去された瞬間の解析モデルの重心位置までの水平方向移動距離とする。KI積算値に加え、柱が除去される際の非対称性を与える影響についても考察を行う。各柱除去位置について除去階層を1層から10層まで変化させ、計500パターンの進行性崩壊解析を実施した。

進行性崩壊の規模を定量的に評価するための指標として、次に示すような崩壊前後における解析モデルの位置エネルギーが減少した割合を表す位置エネルギー減少率を用いた。

$$\text{位置エネルギー減少率} = \frac{U_0 - U_f}{U_0} \quad (4)$$

ここで、 U は解析モデルが有する位置エネルギーを示し、添え字 $0, f$ はそれぞれ健全時、解析終了時の値であることを示す。位置エネルギー U は、モデルを構成するはり要素の位置エネルギーの和として以下の式で定義する。

$$U = \sum_{i=1}^{i_M} (\rho_i \times A_i \times l_i \times g \times H_i) \quad (5)$$

ここで、 i は要素番号、 i_M は破断要素を除く要素数、 ρ は密度、 A は断面積、 l は要素長、 H は地表面($Z=0$)から要素中央部までの高さを表す。なお、上式を破断していない要素のみに適用することで、崩壊の規模を過大に評価することとした。位置エネルギー減少率が1.0に近いほど崩壊の規模が大きいことを示す。

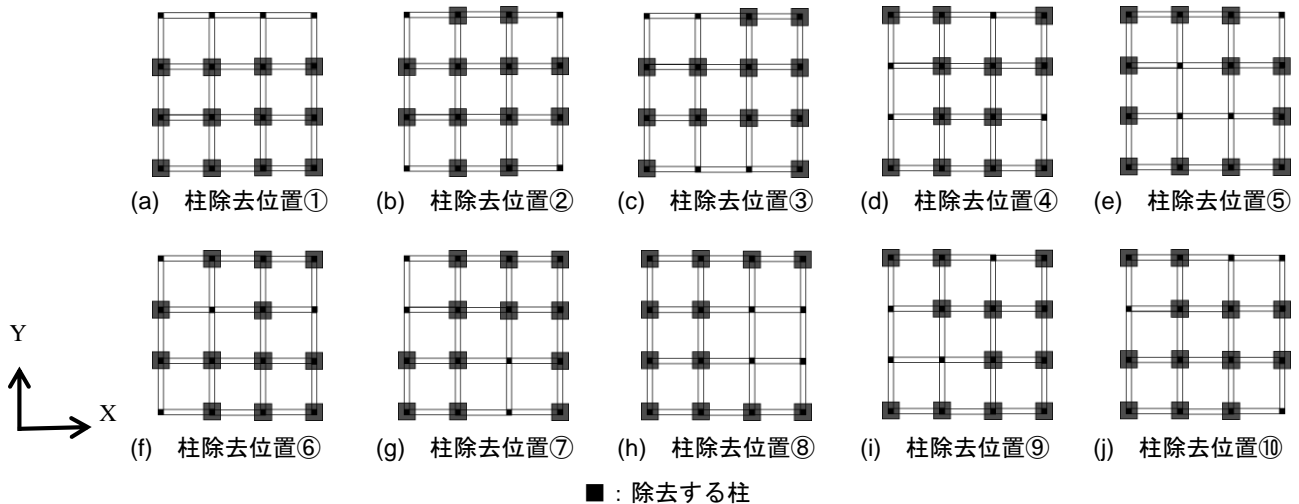


図-3 除去する柱の平面位置

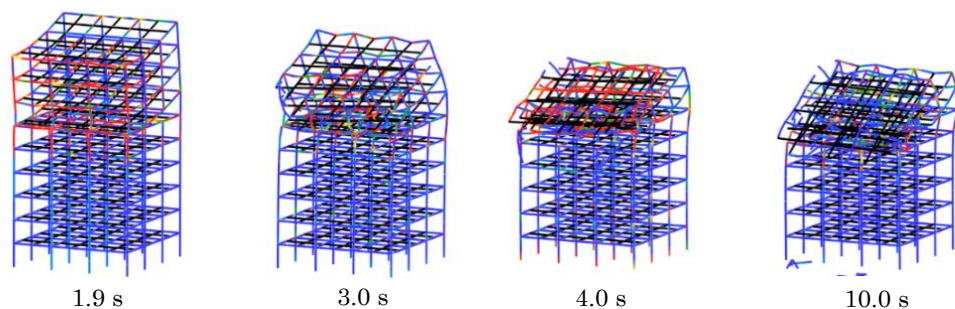


図-4 柱除去による崩壊挙動（解析モデル C($n=0.300$), 柱除去位置①, 柱除去層 7 階)

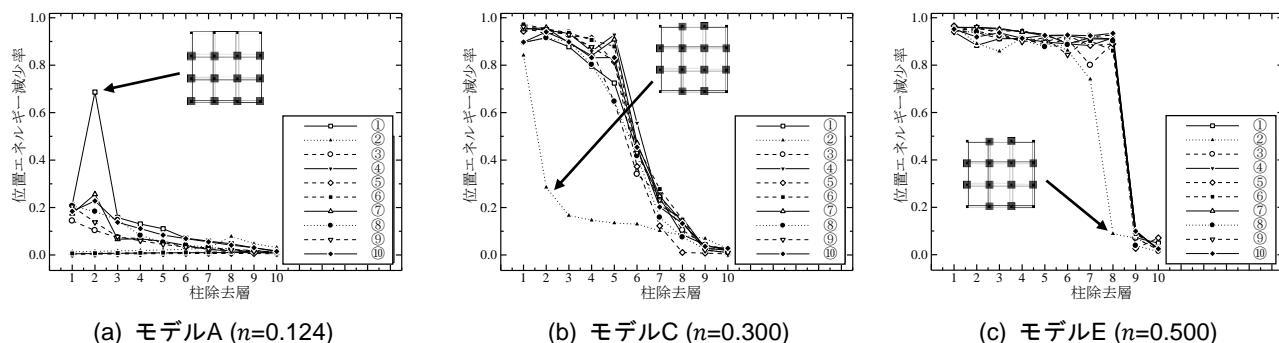


図-5 各モデルの柱除去層と位置エネルギー減少率の関係

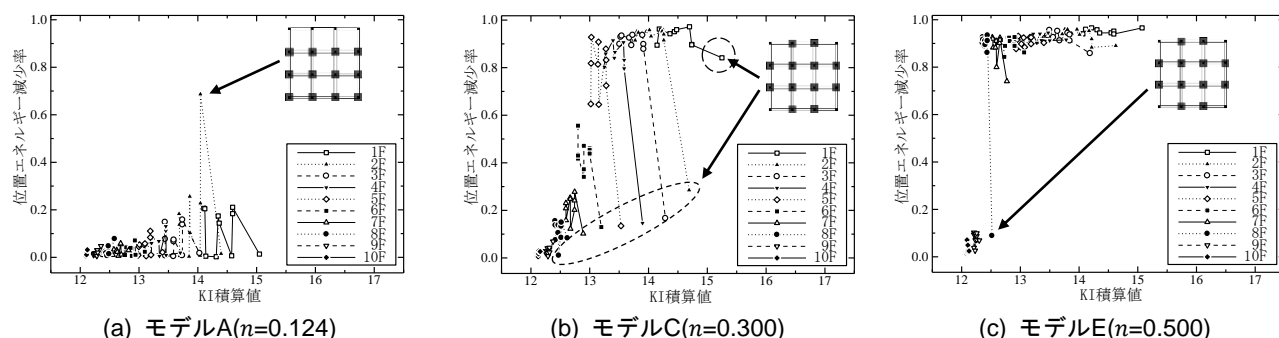


図-6 各モデルのKI積算値と位置エネルギー減少率の関係との関係

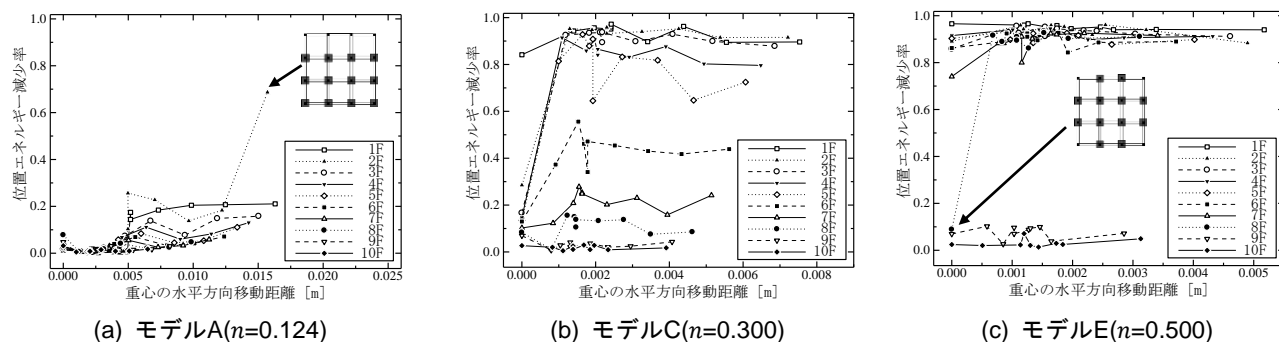


図-7 各モデルの重心移動距離と位置エネルギー減少率の関係との関係

(4) 進行性崩壊解析の結果

設定した各モデルに対する解析条件のもと、進行性崩壊解析を実施した。柱除去による解析モデルの崩壊の例を図-4に示す。図-4では、モデルC($n=0.300$)の柱除去位置①、柱除去層7階の場合における崩壊挙動を示している。

1.0s時の柱除去後、1.9s時に上部と下部が衝突して衝突部分の部材に衝撃力が加わっていることがわかる。3.0s時には上部の運動が止まらずにバランスを失い、大きく手前側に傾いている。4.0s時には上部が手前側に滑り落ちるように崩壊し、解析終了時である10sまでには上部が

手前側に崩れ落ちた。このことによりモデルに大きな振動が生じているものの、下部の部材はほとんどが残存しており、上部と下部の衝突によって起こる衝撃力による下部の大きな崩壊は見られなかった。

計 500 パターンの進行性崩壊解析を行った結果、モデルの強度や柱除去層、層内での柱の除去位置によって崩壊形態が異なることが確認された。進行性崩壊解析によって得られたモデル A, C, E における各柱除去位置での柱除去層と位置エネルギー減少率の関係を図-5 に示す。各モデルについて見ると、モデル A からモデル E へと強度が低くなるほど位置エネルギー減少率が大きくなり、また各モデルとも柱除去層が低層部であるほど位置エネルギー減少率が大きい。次に各モデルで柱除去位置ごとに比較すると、柱除去位置により位置エネルギー減少率が変化することが分かる。各図中に示す柱除去位置のように、モデル A では最も非対称の強い柱除去位置①で 2 層の柱を除去した場合に大きな崩壊が見られ、モデル C, E では、非対称性が弱い柱除去位置②の場合に、他の柱除去位置の場合に比べて大きな崩壊が生じていないことが分かる。

(5) KI 積算値と位置エネルギー減少率の関係

モデル A, C, E における各柱除去層での KI 積算値と位置エネルギー減少率の関係を図-6 に示す。図から、どのモデルにおいても、 KI 積算値の大きい柱除去の場合ほど位置エネルギー減少率が 1.0 に近付くような大規模な崩壊を起こす場合が増すことが確認できる。また、モデル A からモデル E へと強度が低くなるほど大規模な崩壊が生じ始める KI 積算値の値が小さくなる。すなわち、モデルの強度によって、大規模な崩壊が生じ始める KI 積算値の値が異なることが分かる。また図中に示すように、モデル A では柱除去位置①の 2 層の柱除去の場合が、モデル C, E では柱除去位置②の場合が、図-5 と同様に特異な傾向を示している。

図-7 は、モデル A, C, E の柱の除去による重心移動距離と位置エネルギー減少率との関係を示している。どのモデルの場合でも、重心の移動距離が大きいほど大規模な崩壊が生じ易いことが分かる。また、図に示すように、図-4、図-5 で特異となっていた柱除去位置①、②のそれぞれの場合は、やはり重心の移動距離が極端に異なっており、柱除去による非対称性の大きさが崩壊の規模にも影響していることが確認できる。

4. 結言

本稿では、 KI 積算値と進行性崩壊の規模との関連性を調査することを目的とし、設計強度の低い 10 層鋼構造建物モデルに対して複数パターンの進行性崩壊解析を行った。解析結果では、日本の設計基準強度に近い頑丈な建物モデルでは大規模な進行性崩壊を起こすケースはほとんど見られなかった。

KI 積算値と解析により得られる位置エネルギー減少率

との関係を調査した結果、極端に対称性、非対称性がある場合には特異な傾向を示すものの、除去される柱の KI 積算値が大きいほど大規模な進行性崩壊が生じ易いという一定の傾向が見られた。しかし、大規模な進行性崩壊が生じ始める KI 積算値の値は、強度が異なるモデル間では一意に定まらなかった。これは、 KI がその建物全体の強度に対する柱 1 本の寄与度を数値化した値であり、建物がつ強度そのものを示す指標ではないことに起因する。そのため、柱除去位置などの条件が異なる場合でも、同一の建物内に限定すれば、進行性崩壊の危険性を予測する指標として KI 積算値を用いることは可能である。

参考文献

- [1] Ellingwood BR et al.: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings, National Institute of Standards and Technology (NIST), 2006.
- [2] FEMA/ ASCE: World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations, FEMA403, 2002.
- [3] NIST NCSTAR 1: Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster: Final Report on the Collapse of the World Trade Center Towers, National Institute of Standards and Technology (NIST), 2005.
- [4] 日本建築学会 WTC 崩壊特別調査委員会: 世界貿易センタービル崩壊特別調査委員会報告書, 2003.
- [5] Bazant ZP and Zhou Y: Why Did the World Trade Center Collapse? –Simple Analysis I, Journal of engineering mechanics/ January, pp. 2-6, 2002.
- [6] 磯部大吾郎, チョウ ミヨウ リン: 飛行機の衝突に伴う骨組鋼構造の崩壊解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 579 号, pp. 39-46, 2004.5.
- [7] Isobe D: An Analysis Code and a Planning Tool Based on a Key Element Index for Controlled Explosive Demolition, International Journal of High-Rise Buildings, Vol. 3, No. 4, pp. 243-254, 2014.
- [8] Frangopol DM and Curley JP: Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 7, pp. 1533-1549, 1987.
- [9] 大井謙一, 伊藤拓海, 李正林: 部材消失に対する骨組構造の荷重支持能力感度, 理論応用力学講演会講演論文集, Vol. 54, pp. 249-250, 2005.4.