

非線形リダンダンシー解析における鋼トラス橋の部材破断の動的効果の定量的評価

Quantitative evaluation of dynamic effect of member failure of the steel truss bridges on nonlinear redundancy analysis

瀧本耕大*
Koudai TAKIMOTO

*構造強度学研究室（指導教員：斉木 功 准教授）

トラス橋の静的リダンダンシー評価を行う際には、破断想定部材の健全時の断面力に衝撃係数を乗じたものを、その部材の両端の格点部に逆向きに作用させた上で応力照査を行う。衝撃係数には広く1自由度系の応答値から算定される1.854が用いられているが、トラス橋への適用性は十分には確認されていない。線形解析の範疇ではトラス橋の衝撃係数が求められているが、橋梁の崩壊に至る塑性変形の影響については明らかにされていない。そこで本研究では、トラス橋の部材破断時の材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した動的解析・静的解析を行い、それぞれの非線形性が動的効果の大きさに及ぼす影響の定量的評価を試みた。その結果、材料非線形性が動的効果に及ぼす影響は30%程度になることがある。

Key Words: steel truss bridge, nonlinear dynamic finite element analysis, dynamic effect, material nonlinearity, geometrical nonlinearity

1. はじめに

米国における落橋事故¹⁾や日本の斜材破断事故²⁾から、橋梁のリダンダンシー評価の重要性が増してきている。リダンダンシーとは、橋梁のある部材が損傷しても荷重伝達経路の冗長性などによって、その他の部材が破断部材の断面力を負担し、橋梁全体の崩壊に至らない性能である。その評価は構造解析を用いて一部材の損傷が橋梁全体の進行的崩壊に至るか否かの検討によって行なわれる。リダンダンシーを定量的に評価することができれば、対象橋梁の部材ごとの点検優先度を定めることができるため、近い将来予想される土木構造物の老朽化問題に向けて、合理的な維持管理計画に寄与するものとして期待されている。

リダンダンシー評価を行なう際には、部材破断時に生じる荷重再分配の動的な効果を考慮することが望ましい。一般的な静的リダンダンシー解析では、この破断時の動的な効果は、健全時の断面力に衝撃係数 I を乗じ、破断を想定した部材の両端に逆向きに作用させる（破断荷重）という方法で考慮される。この衝撃係数は減衰定数5%の1自由度系の振動の応答から得られる1.854が広く用いられている³⁾。しかしながら、トラス橋は多数の部材により構成され、部材破断後の動的な挙動は多自由度系であることから、1自由度系の振動の応答値を仮定したことの妥当性について十分な確認がされているとは言えない。これに対し、後藤ら⁴⁾は弾性微小変位の静的解析と動的解析を用いてトラス橋の全体系を考慮した衝撃係数の算定を試みており、破断を想定する部材によって衝撃係数の値は異なることを報告している。ただし、鋼トラス橋の崩壊過程を考える際に重要である部材の材料非線形性が動的効果に及ぼす影響は明らかにされていない。そこで本研究では、材料非線形性と幾何学的

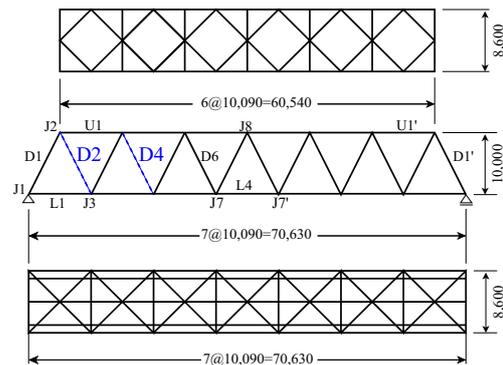


図-1 解析対象一般図（単位：mm）

非線形性の考慮が橋梁全体系の動的効果に及ぼす影響の定量評価を試みる。

2. 検討の対象

(1) 解析対象

本研究では、斜材破断事故が発生した木曽川大橋と同規模（全長70.63m、幅員8.6m、高さ8.5m）の単純支持鋼下路式ワーレントラス橋を解析対象とした。対象橋梁の一般図を図-1に示す。図中左の固定支点側から支間中央に向けて順に上弦材をU1～U3、斜材をD1～D7、下弦材をL1～L4、格点部をJ1～J8と呼ぶこととする。なお、対象橋梁は橋軸方向において支間中央で左右対称となる構造であり、対称な位置にある部材には「'」をつけてU1'やJ7'などと呼ぶ。

(2) 有限要素モデル

静的および動的解析には汎用有限要素解析ソフトNX-NASTRANを用いた。RC床版はYoung係数 $2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、Poisson比0.17、質量密度 $2.35 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ の弾性体とし、平面シェル要素を用いてモデル化した。床版以外の部材は全て梁要素でモデル

手順	状態	部材	解析モデル
(I)	線形解析により破断想定部材の両端格点部に作用する断面力を求める	有	
(II)	部材を除去し、(I)で得られた断面力を作用させ、破断前モデルを作成する	健全	
(III)	(II)で作用させた断面力を破断所要時間Tfでゼロへ	破断過程	

図-2 動的解析における破断のモデル化

化している。本研究では塑性変形が動的効果に及ぼす影響を検討するために、材料非線形を考慮するモデル（弾塑性モデル）と材料非線形を考慮しないモデル（弾性モデル）で解析を行うが、想定する鋼材は全て SM400 とし、Young 係数 $2.11 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、Poisson 比 0.3、質量密度 $7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ とした。弾塑性モデルでは鋼の、初期降伏応力を 235 N/mm^2 、硬化係数を Young 係数の 1/100 倍とし、等方線形硬化則を用いた。また、本研究ではトラス橋の幾何学的非線形性を考慮したモデル（大変位モデル）と幾何学的非線形性を考慮しないモデル（微小変位モデル）についても、材料非線形性の有無と組み合わせて解析を行う（例：材料非線形性を考慮し、かつ、幾何学的非線形性を考慮するモデル = 弾塑性大変位モデル）。

荷重は道路橋示方書に準じ、動的解析・静的解析ともに死荷重 D と活荷重 L（B 活荷重 L 荷重）を与える。ただし、NCHRP⁵⁾では、部材破断時は活荷重の 0.5 倍に対して崩壊しないことが求められているので、本研究においても $D+0.5L$ を部材破断時の基準として用いることとする。破断想定部材は、図-1 に示す引張斜材 D2・D4 とするが、 p_1 荷重の位置は破断想定部材に最も不利な応力がはたらくようにした。また、破断時の動的解析では Rayleigh 減衰を仮定し、5% 減衰の 1 自由度系の動的応答モデルとの比較を行なうために破断想定部材を除去したモデルにおける構造減衰比が 5% となるように設定した。また、時間積分間隔は $1.0 \times 10^{-3} \text{ s}$ とした。

3. 動的効果の定量化

後藤ら⁴⁾の手法を参考に、図-2 に示す手順で部材の破断をモデル化した。まず、健全時の格点部に作用する軸力 N_0 を求める (I)。つぎに、破断部材を取り払ったモデルの破断部材が接続されていた格点部に、(I) で求めた N_0 を外力として作用させて破断前の状態を保つ (II)。そして、破断所要時間 T_f により N_0 を線形にゼロへ減少させて破断を再現する (III)。

また、本研究では部材破断時の動的な効果を考慮した破断荷重の大きさについて検討を行うために、図-3 のように破断荷重を作用させ、荷重パラメータを a とする漸増荷重を行なう。一般的に用いられている衝撃係数に相当する、本研究で求めた動的効果を定量的に表す係数を「動的増幅率」と呼ぶこととする。その動的増幅率を求めるための具体的な手順を以下に示す。

手順1 健全時の静的解析を行なう。破断想定部材の軸力と、部材 i ごとに軸方向全ひずみの絶対値が最大となる $\varepsilon_{si}^{(0)}$ を求める。

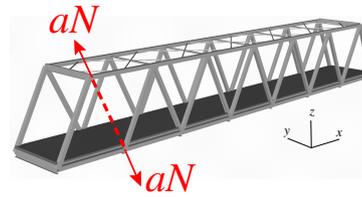


図-3 破断荷重の荷重方法

手順2 部材破断時の動的解析を行なう。軸方向全ひずみの動的応答値の絶対値が最大値である ε_{di} を求める。ただし、動解析の応答値 ε_{di} が発生する時間は部材によって異なる。

手順3 図-3 に示すような部材破断時の静的解析を行なう。はじめに $a = 0$ のときの、軸方向全ひずみの絶対値が最大である $\varepsilon_{si}(0)$ を求める。つぎに、 a を漸増させ $\varepsilon_{si}(a)$ を求め、 $\varepsilon_{si}(a)$ の絶対値が ε_{di} の絶対値を越えた直後の a を α_i とする。

手順4 破断想定部材を取り去っている状態で破断荷重がゼロ ($a = 0$) の時、破断後の新たなつり合い状態であることと等しい。よって $I = 1$ に相当すると考えられるので、 $\alpha_i := \alpha_i + 1$ を部材ごとの動的増幅率とする。

4. 解析結果

(1) 部材ごとの動的増幅率

後藤ら⁴⁾は、破断時の静的なひずみの増分の絶対値 $|\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)}|$ が大きい部材の衝撃係数はある一定値に収束すると述べている。代表的なものとして、斜材 D2 破断時の弾塑性大変位モデルにおける、本手法で得られた動的増幅率 α_i と $\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)}$ の関係を図-4 に示す。参考のため衝撃係数 1.854 も併せて示す。本手法でも $|\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)}|$ が大きいほど α_i は減少し、ある一定値に収束している。また、図-4 中の赤丸と青丸は、破断時の動的解析を行った際、それぞれ圧縮応力もしくは引張応力により降伏ひずみに到達した部材を表す。図-5 にはそれらの部材の位置を示すように、隣接する部材の多くが破断想定部材の断面力を補い、塑性変形生じている事がわかる。また、動的増幅率が一定値に収束している部材の多くが負担した結果、塑性変形が生じていることが分かる。以上から、 $|\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)}|$ が大きい部材はリダンダンシー評価の際に注目すべき部材であることが言える。

(2) 橋梁全体系の動的増幅率

部材ごとに求められた動的増幅率 α_i は図-4 に示すように、部材によってその大きさはおおよそ 1.2 ~ 4.4 の範囲で様々である。しかし、実務では動的増幅率を部材ごとに求めて、それを個別に変化させて照査を行うことは現実的ではない。橋梁全体で一貫した動的増幅率を用いることが合理的であると考えられる。

前節でも述べたように、図-4 から、静的なひずみ増分 $|\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)}|$ の大きい部材は、リダンダンシー評価において重要となる部材である。一方で、動的増幅率が収束値よりも大きく、静的なひずみ増分の小さい部材は、動的増幅率と静的なひずみ増分の積から求められるであろう動的なひずみ増分の値も小さい。そこで後藤ら⁴⁾は、静的増分と動的増分の関係から最小二乗法を用いて、トラス橋全体の衝撃係数を求めている。ただし、動的増幅率は破断荷重の倍率なので、図-6 に示すように動的増幅

率 α_i と静的ひずみ増分 $\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)}$ から、線形化した動的ひずみ増分 $\varepsilon_{di}^{linear} - \varepsilon_{si}^{(0)} := \alpha_i \times (\varepsilon_{is}(0) - \varepsilon_{is}^{(0)})$ を求め、トラス橋全体の動的増幅率算定に用いることとする。求めた静的ひずみ増分 $\varepsilon_{is}(0) - \varepsilon_{is}^{(0)}$ と線形化した動的ひずみ増分 $\varepsilon_{di}^{linear} - \varepsilon_{si}^{(0)}$ の関係から最小二乗法を用いて、トラス橋全体の動的増幅率 α を求め、図-7~12の6つのケースを図示する。なお、大変位モデルと微小変位モデルから求められる α に著しい差が見られなかったので1つの図に示している。また、参考として衝撃係数 1.854 を一点鎖線によって示している。

a) 斜材 D2 破断時 (D + 0.5 × L)

図-7, 10 から、弾塑性大変位モデルで得られた動的増幅率は 1.319, 弾塑性微小変位モデルで得られた動的増幅率は 1.365, 弾性大変位モデルで得られた動的増幅率は 1.678, 弾性微小変位モデルで得られた動的増幅率は 1.673 となった。幾何学的非線形性が動的増幅率に対して及ぼす影響は大きくて 0.05 程度であった。一方、材料非線形性が動的増幅率に及ぼす影響は 0.3 以上であった。あらかじめ斜材 D2 を取り払い、破断荷重を作用させず ($a = 0$)、D + 0.5L だけ作用させた時の静的解析の相当塑性ひずみ分布を図-13 に示す。2次部材の塑性変形を無視すると、上弦材 U1 の格点部 J4 付近での相当塑性ひずみが約 0.3% という結果となった。材料非線形性を考慮したモデルではトラス主部材に塑性変形が生じ、塑性散逸によって動的効果が緩和されたために、弾性モデルと比較して弾塑性モデルでは動的増幅率が小さくなったものと考えられる。たわみの最大値は約 30 cm で、スパンの 1/100 に満たない大きさだった。スパンの 1/100 程度のたわみの大きさであれば、幾何学的非線形性が材料非線形性に比べて動的増幅率に及ぼす影響が小さいということが言える。

b) 斜材 D2 破断時 (D + 0 × L)

塑性変形の大きさが動的増幅率に与える影響について検討を行うために、同じ破断想定部材で、活荷重がゼロの場合を考える。図-9, 12 から、弾塑性大変位モデルで得られた動的増幅率は 1.530, 弾塑性微小変位モデルで得られた動的増幅率は 1.541, 弾性大変位モデルで得られた動的増幅率は 1.688, 弾性微小変位モデルで得られた動的増幅率は 1.670 となった。幾何学的非線形性が動的増幅率に及ぼす影響は大きくて 0.018 程度であった。一方、材料非線形性が動的増幅率に及ぼす影響は大きくて 0.158 程度であった。あらかじめ斜材 D2 を取り払い、破断荷重を作用させず ($a = 0$)、死荷重 D だけ作用させた時の静的解析の相当塑性ひずみ分布を図-14 に示す。2次部材を無視すると、斜材 D3 の格点部 J3 付近での相当塑性ひずみが約 0.015% で、 $f = 0.5$ の時と比較するとトラス主部材に生じる塑性変形は概ね半分程度に小さくなり、動的増幅率に及ぼす材料非線形性の影響も小さくなった。構造部材の塑性変形の程度により、動的増幅率が変化する可能性が示唆された。たわみの最大値は約 11 cm で、 $f = 0.5$ の時と比較して、たわみの大きさは 1/3 に小さくなり、幾何学的非線形性が動的増幅率に及ぼす影響についても小さくなった。たわみの大きさが変化すると、幾何学的非線形性が動的増幅率に及ぼす影響の大きさも変化するといえる。

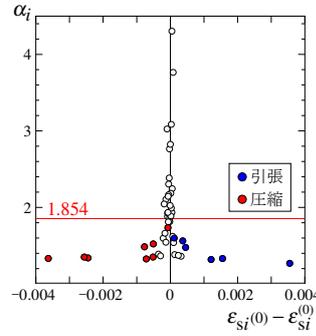


図-4 斜材 D2 破断時の弾塑性大変位モデルにおける $\alpha_i - (\varepsilon_{si}(0) - \varepsilon_{si}^{(0)})$ 関係 ($f = 0.5$)

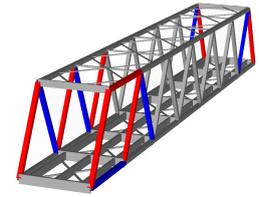


図-5 動的解析で塑性変形が生じた部材 (赤: 圧縮, 青: 引張)

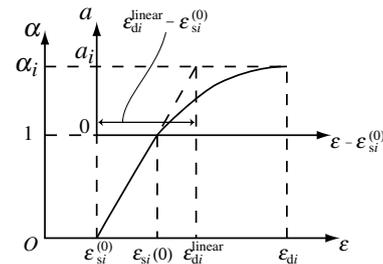


図-6 本研究で求める動的ひずみ増分 $\varepsilon_{di}^{linear} - \varepsilon_{si}^{(0)}$ の概略図

c) 斜材 D4 破断時 (D + 0.5L)

図-9, 12 から、弾塑性大変位モデルで得られた動的増幅率は 1.597, 弾塑性微小変位モデルで得られた動的増幅率は 1.594, 弾性大変位モデルで得られた動的増幅率は 1.545, 弾性微小変位モデルで得られた動的増幅率は 1.565 となった。幾何学的非線形性が動的増幅率に及ぼす影響は大きくて 0.02 程度であった。一方、材料非線形性が動的増幅率に及ぼす影響は大きくて 0.05 程度であった。斜材 D2 破断時と異なり、静的解析の D + 0.5L だけの荷重条件ではトラス主構部材に塑性変形が生じなかった。2次部材についても塑性変形は生じなかった。たわみの最大値は約 90 cm で、スパンの 1/100 程度であり、幾何学的非線形性の影響は斜材 D2 破断時と同程度であった。求めた 4 つの動的増幅率は全て異なるが、これは破断荷重漸増の計算を行なう際に、荷重パラメータ離散的な結果を求めていることが原因であると考えられる。静的解析の結果、部材に塑性変形が生じなかったことや、たわみの大きさがスパンの 1/100 程度であったことを考えると、材料非線形性や幾何学的非線形性の影響が生じなかったために全てのモデルの動的増幅率は一定値であるといえる。

5. 結論

本研究では、動的解析の結果に相当する応答値が得られるときの静的解析における衝撃荷重の倍率である動的増幅率を求め、リダンダンシー評価を行なうときに考慮する材料非線形性と幾何学的非線形性のそれぞれが、動的増幅率に及ぼす影響について検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- トラス橋端部に最も近い引張斜材が破断想定部材の時、材料非線形性と幾何学的非線形性の両方を考慮

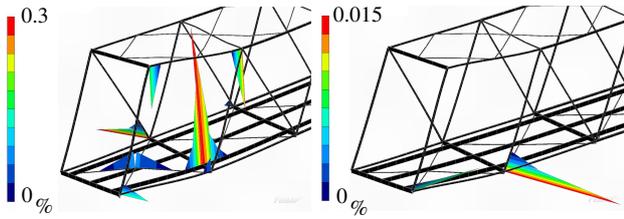


図-13 斜材 D2 破断時静的解析の弾塑性大変位モデルにおける相当塑性ひずみの分布 ($f = 0.5$)

図-14 斜材 D2 破断時静的解析の弾塑性大変位モデルにおける相当塑性ひずみの分布 ($f = 0$)

した橋梁モデルで動的増幅率を算出すると 1.319 であり、1.854 と比べると 30% 近く小さい。非線形性を考慮したりダンダンシー評価において衝撃係数 1.854 を用いる場合、トラス橋のりダンダンシーを過小評価するおそれがある。

- 幾何学的非線形性が動的増幅率に及ぼす影響は 14% 以下であった。本研究におけるたわみの大きさの範囲では幾何学的非線形性を考慮した場合の動的増幅率に及ぼす影響は、材料非線形性のそれに比

べて小さかったといえる。

- 部材破断時に、他の部材に塑性変形が生じず、たわみの大きさも一定程度以下となるような破断想定部材の場合、非線形計算で求めた動的増幅率と線形計算で求めた動的増幅率の差は無視できるほど小さい。

参考文献

- 藤野陽三：事故・災害 米国ミネソタ州での落橋事故，土木学会誌，土木学会，Vol.92, No.10, pp.52-55, 2007.
- 山田健太郎：国道 23 号木曾川大橋の斜材の破断，橋梁と基礎，Vol.41, No.9, pp.26-27, 2008.
- 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物のりダンダンシーに関する検討小委員会りダンダンシー評価ガイドライン（案），2008.
- 後藤芳顕，川西直樹，本多一成：りダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.56A, pp.792-805, 2009.
- National Cooperative Highway Research Program: Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP Synthesis 354, Transportation Research Board, 2005.

(2016 年 2 月 2 日 提出)

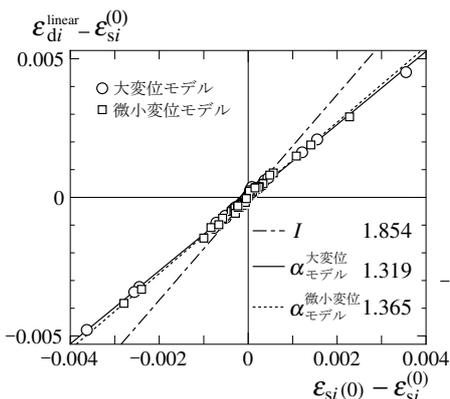


図-7 引張斜材 D2 破断時の弾塑性モデルにおける $(\epsilon_{di}^{linear} - \epsilon_{si}^{(0)}) - (\epsilon_{is}(0) - \epsilon_{is}^{(0)})$ 関係 ($f = 0.5$)

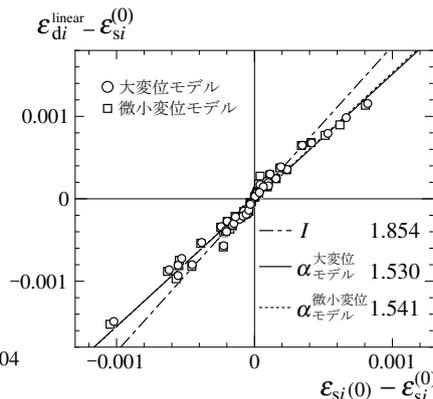


図-8 引張斜材 D2 破断時の弾塑性モデルにおける $(\epsilon_{di}^{linear} - \epsilon_{si}^{(0)}) - (\epsilon_{is}(0) - \epsilon_{is}^{(0)})$ 関係 ($f = 0$)

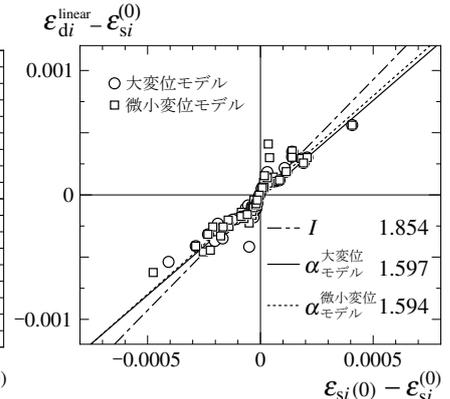


図-9 引張斜材 D4 破断時の弾塑性モデルにおける $(\epsilon_{di}^{linear} - \epsilon_{si}^{(0)}) - (\epsilon_{is}(0) - \epsilon_{is}^{(0)})$ 関係 ($f = 0.5$)

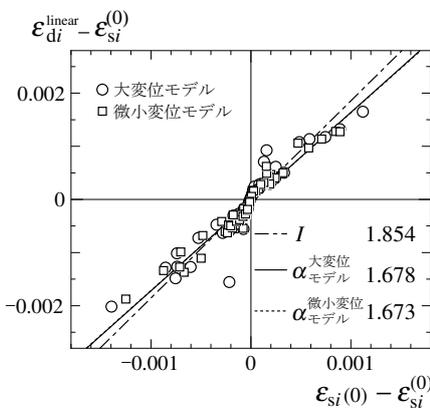


図-10 斜材 D2 破断時の弾性モデルにおける $(\epsilon_{di}^{linear} - \epsilon_{si}^{(0)}) - (\epsilon_{is}(0) - \epsilon_{is}^{(0)})$ 関係 ($f = 0.5$)

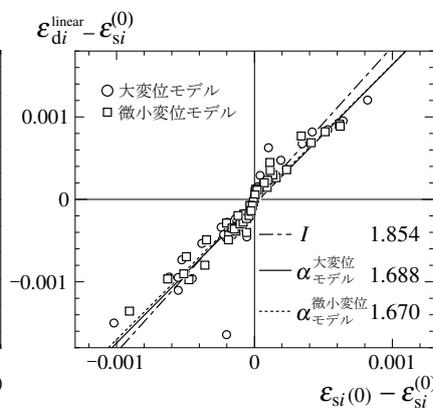


図-11 斜材 D2 破断時の弾性モデルにおける $(\epsilon_{di}^{linear} - \epsilon_{si}^{(0)}) - (\epsilon_{is}(0) - \epsilon_{is}^{(0)})$ 関係 ($f = 0$)

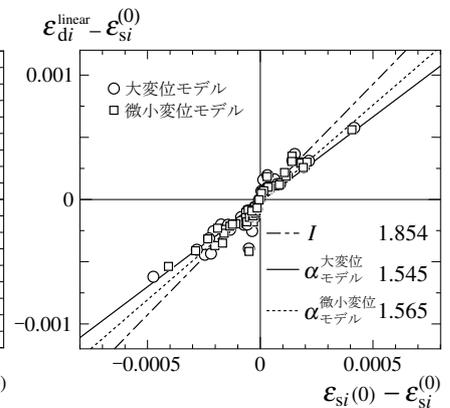


図-12 斜材 D4 破断時の弾性モデルにおける $(\epsilon_{di}^{linear} - \epsilon_{si}^{(0)}) - (\epsilon_{is}(0) - \epsilon_{is}^{(0)})$ 関係 ($f = 0.5$)