

6. 橋梁耐震

論文題目：“セグメントのひずみにもとづく鋼製橋脚を含む鋼部材の耐震安全照査法の妥当性”

著者：奥村徹，海老澤健正，後藤芳顯  
掲載：Vol.63A, pp.301-314, 2017年3月

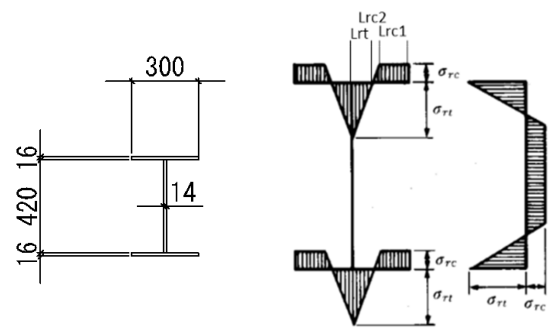
◆討議 [深谷茂広 (株式会社 長大) ]

本論文では、2008年制定の土木学会鋼・合成構造標準示方書耐震設計編のひずみ照査法（以下、ひずみ照査法と略す）ではアーチリブや斜張橋の主塔、トラス橋部材、その他2次部材（対傾構、横構）などの細長比パラメータが大きく、高圧縮軸力が作用する部材においては危険側の照査になる場合が多く注意する必要があると結論されています。しかし、著者らが対象とされたのは一定圧縮軸力下の部材において地震動で水平力が作用する場合が中心であり、地震動で軸圧縮力が作用するアーチリブ、トラス部材（対傾構などの2次部材も含む）については直接的には検討されていません。アーチリブ、トラス部材については、厳密には地震動で軸圧縮力が作用する荷重条件で検討する必要がありますがいかかでしょうか？このようなケースとして地震動により高圧縮軸力が作用するトラス部材へのひずみ照査法の適用性を討議者らが検討した結果をここに示しますので、著者らが検討された結果と比較してコメントをいただければと思います。

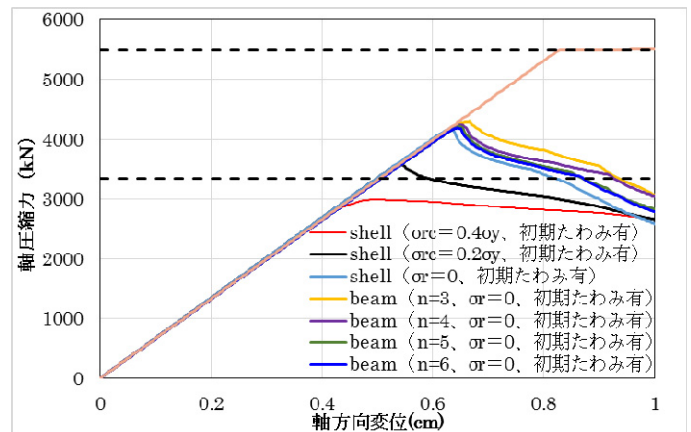
ひずみ照査法では上部構造に部材健全度2の損傷として有効破壊長領域の平均ひずみが降伏ひずみの2倍まで許容できること、ひずみを算定する解析には幾何学的非線形と材料非線形を同時に考えた梁要素を用いた複合非線形動的解析を用いることを原則とすることが解説され、初期不整（たわみと残留応力）を考慮することは要求されていません。そこで、実務で行われているように初期不整の影響を考慮せずに、ひずみ照査法を地震動により高圧縮軸力が作用するトラス部材に具体的に適用し、その結果として生じる問題点と対処法を検討しました。

トラス部材として図D1に示す単純支持された溶接集成H型断面部材に軸圧縮力を作用させた解析結果より得られた軸圧縮力-軸方向変位の関係を図D2に示します。図D2の凡例の shell と beam は要素の種類、 $\sigma_{rc}$  は圧縮の最大残留応力、初期たわみ有は部材長の1000分の1のたわみを考慮、 $n$  は要素分割数をそれぞれ示しています。解析例の部材長は4.665m、降伏点は355N/mm<sup>2</sup>、細長比は68.35、無次元化細長比は0.917です。この解析例は、道路橋示方書（平成8年12月）が適用されて、設計・施工された鋼アーチ橋の端柱の対傾構を対象としたものです。ちなみに、道路橋示方書では、圧縮部材の細長比は、主要部材で120以下、二次部材で150以下とされていますが、解析例の細長比は68.35なので、細長比は極端に大きいものではなく、レベル2地震動で設計された対傾構及び横構として、一般的な値です。

図D2の解析結果より、初期不整を考慮しないひずみ照査法では、道路橋示方書に定められた軸圧縮耐力を超える過大な部材耐力を持つと評価されることになり、危険側の耐力評価になります。このことは、部材端を隣接部材と剛結する梁要素でも同様です。



図D1 断面図と残留応力



図D2 トラス部材の複合非線形解析による軸圧縮力と軸方向変位の関係

以上から、地震動で高軸圧縮力が作用するトラス部材やその他の2次部材に、初期不整を考慮しないひずみ照査法を適用すると軸圧縮耐力を過大評価し、危険な設計になります。例えば、細長比が大きい2次部材（対傾構、横構）をトラス要素でモデル化し、降伏ひずみの2倍までの軸ひずみを許容する設計事例が十分予想されます。このような場合、実際の部材は降伏軸力の6割程度で最大耐力に達した後に大きく耐力が低下し変形性能はほとんど期待出来ないにもかかわらず、初期不整を考慮しないと設計上の部材は降伏軸力の耐力を有し、降伏ひずみの2倍の軸ひずみまで耐力低下が生じない、あたかも、制振装置のような挙動を示すことになってしまいます。この問題を防ぐには、損傷を許容しない（部材強度相関式を満足させる）ことが確実な方法がありますが、やむを得ず損傷を許容する場合には正負交番載荷試験等で変形性能が確認された座屈パラメータの範囲に限定すべきと考えられます。なお、補剛矩形断面鋼部材の座屈パラメータの範囲については参考文献1)に示されています。

参考文献

1) 小野潔，橋本亨，西村宣男，山口栄輝：ファイバーモデルを用いた補剛矩形断面鋼部材の耐震性能照査法に関する一提案，橋梁と基礎，第41巻，第6号，pp.26-33, 2007.

◆回答：

著者らの論文では一定軸力下で水平地震動による慣性力を受ける場合を中心に検討しております。したがって、討議者のご指摘のように、地震動で軸圧縮力が作用するアーチリブ、トラス部材などについては、厳密には、軸圧縮力を変数として検討する必要があります。本論文ではページ数の関係でこのような内容を含めることができませんでした。しかし、本論文の2章で土木学会のひずみ照査法的前提である「幾何学的非線形性を考慮することで部材座屈（はり一柱としての曲げ座屈）の影響は適切なモデル化により自動的に考慮されるので、改めて照査する必要がない。」という命題が正しくないことを示した理論的証明法はそのまま軸圧縮力が支配的となるトラス部材においても適用できることを確認しています。この件については後で紹介します。

まず、討議者がトラス部材などの「軸圧縮力が支配的となる部材」へのひずみ照査法の適用性を実務設計の観点から数値計算により独自に検討され、応答値の算定に用いる部材モデルに初期不整を考慮しなければ危険側の照査になることを数値計算で示されたことに敬意を表します。2次部材に初期不整を無視したモデルを用い、塑性化を許容した照査例は学会示方書のアーチ橋の照査例（p.129-143）に記載（アーチの下横構をトラス要素でモデル化し、トラス要素の応答ひずみを評価）されており、実務設計者の多くが同様のモデルを用いている可能性が高いと考えられます。このようなモデル化をすると部材レベルでの照査で座屈の影響が考慮できず危険側の照査になるだけでなく、トラス要素による部材モデルは座屈しないので制振装置のような挙動を示し、構造全体系の挙動においてもエネルギー吸収能を過大評価することになります。以上の指摘事項は、学会のひずみ照査法に対する著者らとは異なる実務の視点からの重大な問題提起であると考えます。

つぎに、討議者が数値計算で示された軸圧縮力が支配的となるトラス部材の場合においても、ひずみ照査法を用いると部材座屈が考慮できず危険側の照査になるということが、理論的に証明できることを以下に示します。

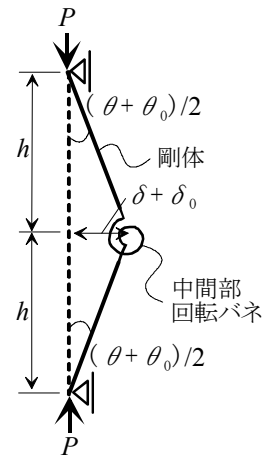
トラス部材を図D3に示す中間部セグメントを非線形回転バネ、その他の部分を剛棒とした構造に変数である軸圧縮力  $P$  が作用する簡易モデル（いわゆるシャンレーモデル）で表します。非線形回転バネの構成則はセグメントの曲げモーメント-相対回転角関係として著者らの論文（図-2）と同様なモデルを考えます。このモデルをもとに幾何学的非線形性を考慮して力の釣り合いを考えるとセグメントの曲げモーメントについて以下の式(1)が得られます。

$$P(\delta + \delta_0) = M \quad (1)$$

ここに、 $\delta$  は中央部の軸圧縮力による水平方向のたわみ、 $\delta_0$  は初期たわみ、中央間部回転バネの軸圧縮力  $P$  による相対回転角を  $\theta$ 、初期相対回転角を  $\theta_0$  とすると  $\delta = h\theta/2$ 、 $\delta_0 = h\theta_0/2$

この部材に作用する変数である圧縮軸力 の最大耐力点は座屈によるピーク点であるので、最大耐力点では  $\frac{dP}{d\delta} = 0$  の条件が成立します。

$\frac{dP}{d\delta}$  を求めるために式(5)を  $\delta$  で微分する



図D3 剛体と非線形回転バネによる簡易モデル

と、

$$\frac{dP}{d\delta}(\delta + \delta_0) + P = \frac{dM}{d\delta} \quad (2)$$

式(2)を  $\frac{dP}{d\delta}$  について解き、 $\frac{dP}{d\delta} = 0$  の条件を考慮すると

$$\frac{dP}{d\delta} = \left( \frac{dM}{d\delta} - P \right) / (\delta + \delta_0) = \frac{2}{h^2} \left( \frac{2dM}{d\theta} - Ph \right) / (\theta + \theta_0) = 0 \quad (3)$$

したがって、式(3)より、軸圧縮力がピーク点に到達するのは中央部回転バネの  $M - \theta$  関係における接線剛性  $dM/d\theta$  が以下の条件を満足するときとなります。

$$\frac{dM}{d\theta} = \frac{Ph}{2} \quad (4)$$

この式(4)の右辺の項は本論文で示した曲げが支配的となる部材に対する部材の限界点の条件式(4)の右辺の項の1/2となっており、より早い段階で部材が座屈することを表しています。

以上の理論的な説明により、部材に作用する変動荷重が水平力  $H$  か軸圧縮力  $P$  に関わらず、変動荷重がピーク点到達時においてはセグメントの曲げモーメントはピーク前の正の勾配を有する領域にあります。これは、セグメントの曲げモーメントがピーク点  $dM/d\theta = 0$  に到達以前に常に部材に座屈が生じていることを示しています。学会示方書ではセグメントの限界点を曲げモーメント  $M$  のピーク点から95%耐力低下点に取っていますので、座屈の発生点とはさらに危険側に差が広がります。式(4)の結果に加えて、トラス部材では軸圧縮力が支配的で、細長比が大きいので、本論文で取り扱った曲げが支配的な部材（橋脚）よりもセグメントの限界状態と部材座屈による限界状態の差はより大きくなると考えられます。したがって、トラス部材ではひずみ照査法はより危険側の照査になる可能性が高いと考えられます。このような事実は数値計算で葛西ら<sup>2)</sup>によっても示されています。

なお、上路式鋼アーチ橋のアーチリブについては地震動下での作用力状態を想定した検討結果を別の討議（宇佐美）に示しますのでご参照いただければと存じます。この例では、アーチリブは学会示方書によるセグメントの限界ひずみに到達するかなり前に座屈による荷重の最大耐力点に到達するとともに、セグメントの限界ひずみ到達時には耐力は最大耐力の66%にも低下しています。

#### 参考文献

2) 葛西昭, 宮本勇紀, 河岡英明, Lilya Susanti : 鋼圧縮部材の終局ひずみに関する解析的検討, 土木学会論文集A2 (応用力学), Vol.70, No.2, pp.I-575-I-586, 2014.

#### ◆討議 [宇佐美勉 (名城大学総合研究所)]

討議論文は、学会示方書（2008年制定）の「ひずみ照査法」に対する問題点を2項目挙げ、静的（Pushover）および準静的（繰り返し）解析結果を基に検討を行ったもので、膨大な数値解析を実施された著者らの労に対して敬意を表します。しかし、この論文には、誤解を招くと思われる表現が散見しますので、学会示方書(2008年)作成の責任者の立場から討議を提出させて頂きます。討議事項は2つに分かれ、著者らが、「第一の問題」および「第二の問題」と分類された2項目です。

各論に先立ち、論点を明確にするため、両問題に共通する「ひずみ照査法」の要約、および討議論文の考え方との基本的な相違点を補足事項としてまとめます。

#### (1) ひずみ照査法の要約

1) レベル1地震動による性能照査 [1次設計] (微小変位静的あるいは動的解析)

2) レベル2地震動による性能照査 [2次設計]

2-1 構造安全性 (複合非線形動的解析)

$$:\gamma\epsilon_u)_{\max} \leq \epsilon_u$$

2-2 修復性 (複合非線形動的解析)

$$:\gamma\epsilon_u)_{\max} \leq 2.0\epsilon_y \text{ (上部構造)}, 8.4\epsilon_y \text{ (鋼製橋脚)}$$

2-3 構造全体の不安定性 (複合非線形静的解析-Pushover解析) : 95%荷重保持

#### (2) 補足事項—討議論文の考え方との相違点

1) 2次設計における限界状態は、ひずみ照査法では、構成部材の局部座屈発生防止(2-1)、過度の残留変形発生防止(2-2)、および構造全体の95%荷重保持(2-3)であり、討議論文の提案法ではH- $\delta$ 曲線（復元力特性）のピーク荷重です。ひずみ照査法では、地震外力の場合は、ピーク荷重に達することは必ずしも構造物の崩壊を意味しないという立場に立っていますが、提案法では死荷重に対すると同様、ピーク荷重を限界状態としています。この考え方の相違が、討議論文におけるひずみ照査法に対する多くの批判のもとをなす第一の点と考えます。

2) 2-3の照査は「実施するのが望ましい」となっています。これは、2-1、2-2の複合非線形動的解析により、構造全体の不安定性が検出できなかった場合のセーフガードとしての照査です。ところが、討議論文では動的解析は実施されず、静的解析のみにより議論が展開されているため、2-3の照査は必須の照査項目となりますが、そのような検討はされていないことが、ひずみ照査法に対する批判のもとをなす第二の点と考えます。

#### 1. 第一の問題

(3) 図-6、図-7について

図-6は初期不整考慮、図-7は初期不整無視とあります。しかし、図-6a)~c) ( $R_R=0.3$ ) は、図-7a)~c) ( $R_R=0.4$ ) と非常に似通っていますが、図-6d)~f) ( $R_R=0.4$ ) とはかなり異なっています。解析方法、仮定が同一であれば、 $R_R=0.3$ と0.4は局部座屈の影響が顕著でないため、 $H/H_0-\delta/\delta_0$ 曲線はあまり変わらないように思います。従って、図-6d)~f) ( $R_R=0.4$ ) のみ初期不整考慮で、他は初期不整無視ではありませんか？

#### (4) 軸力変動を考慮しない単柱式鋼製橋脚

現行の耐震設計のように、水平地震動のみ考慮し、1次設計で決まる軸力からの変動がない橋脚の結果を抜粋して考察します。1次設計を満たす単柱式鋼製橋脚の力学的パラメータは、著者らによれば、 $\bar{\lambda} \leq 0.4$ ,  $P/P_y \leq 0.1$ です。この領域では、表-2より、 $H_{sm}/H_m$ の最小値は、初期不整の有無にかかわらず0.99、 $\delta_{sm}/\delta_m$ の最大値は初期不整考慮では1.19 ( $R_R=0.3$ ,  $\bar{\lambda}=0.4$ ,  $P/P_y=0.1$ )、初期不整無視では1.64 ( $R_R=0.4$ ,  $\bar{\lambda}=0.4$ ,  $P/P_y=0.1$ ) です。すなわち、提案法とひずみ照査法による限界荷重はほぼ同じですが、終局変位比は最大1.64（初期不整無視）と差があるようにみえます。しかし、限界荷重はほぼ等しいのであるから、 $\delta_{sm}$ と $\delta_m$ のどちらを終局変位にとっても実用上はほとんど問題にならないのではないのでしょうか。このことは完全弾塑性型に類似の鋼製橋脚のH- $\delta$ 曲線ではよくあることです。

「鋼製橋脚としてレベル1地震動に対する1次設計を満たす場合 ( $\bar{\lambda} \leq 0.4$ ,  $P/P_y \leq 0.5$ )、(中略)、終局変位 $\delta_m$ の評価では過大で危険になる場合も多い」(p.305, L左上1-7)とあります。しかし、 $P/P_y \leq 0.5$ は $P/P_y \leq 0.1$ の誤りですので、上述の討議者の所論の方が正しく、1次設計を行った橋脚に対する「ひずみ照査法」には何ら問題がないのではないのでしょうか。

#### (5) 軸力変動を考慮した単柱式橋脚 (その1)

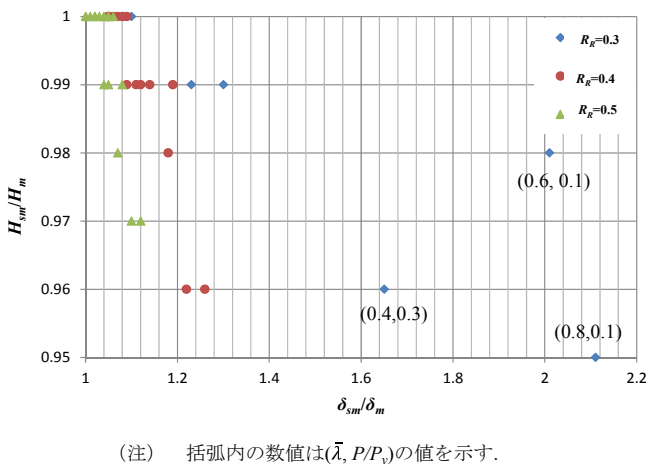
「レベル2地震動に対しては、上下動がある場合や構造的な特性から鋼製橋脚に軸力変動が生ずる場合があるので、(中略)  $P/P_y \leq 0.5$ 程度まで考慮した。」(p.303, L左下6-2)とあります。単柱式鋼製橋脚の挙動に大きな影響を及ぼす重要なパラメータである軸力比を、明確な物理的根拠を示さずに恣意的に $P/P_y \leq 0.5$ に設定して議論を展開することに不信感を抱きます。観測された地震動（あるいは信頼できるシナリオ型地震動）で、上部工重量が5倍にもなり、しかも上下動と水平動による応答がほぼ同時刻にピークに達するような地震動あるようでしたら、ぜひ提示して下さい。

#### (6) 軸力変動を考慮した単柱式橋脚 (その2)

上下動が大きい地震動があるとしても、(2)の1)、2)から、「ひずみ照査法はかなり危険側になる場合がある」の指摘は必ずしも正しくないと思います。

(2)の1)で述べたように、ひずみ照査法は95%荷重点を限界状態にしているため、95%荷重を保持できれば $\delta_m$ が $\delta_{sm}$ より小さくなって（劣化域に入っても）、危険側の評価になるというわけではありません。同様なことが、限界ひずみに関するp.307, L右7-10の指摘、さらに終局限界状態の評価に関するp.309, L左17-21の指摘についても言えます。セグメントの終局限界時に終局変位比 $\delta_{sm}/\delta_m$ がどの程度かを見るために、表-2で2-3の照査を満たす $H_{sm}/H_m \geq 0.95$ のデータを

利用します (図D4参照)。 $\delta_{sm}/\delta_m$ は、ほとんどが1.3以下ですが、 $R_R=0.3$ のとき (◆) のみ、 $\delta_{sm}/\delta_m=1.65(1.25), 2.01(1.12), 2.11(2.65)$  (括弧内は初期不整無視) の3つの例外があります。前2者については、初期不整を無視すると、考慮する場合よりもかなり小さくなり、 $R_R$ が他の場合とは逆な現象が生じます。(3)と同様、理由がよく分かりませんし、p.305、L左下6-1の記述と矛盾するようです。なお、図中に ( $\bar{\lambda}$ ,  $P/P_y$ ) の値が記載されていますが、いずれも1次設計を満たさない橋脚です。結局、2次設計で $P/P_y \leq 0.5$ という大きな上下動を考慮したとしても、1次設計および2-3の照査を実施すれば、 $\delta_{sm}/\delta_m$ は高々1.3程度で、提案法とひずみ照査法で終局変位が大きく異なることはないと言えます。



図D4 橋脚の終局限界とセグメントの終局限界 (初期不整考慮)

(7) 橋脚以外の一般的な部材

鋼製橋脚以外のトラスの主部材、各種2次部材に適用した場合に生ずる問題点については、2. 第二の問題で述べます。

2. 第二の問題

(8) 検証に用いた鋼製橋脚のパラメータ

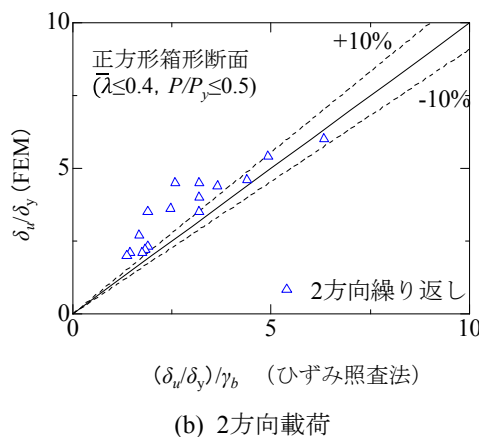
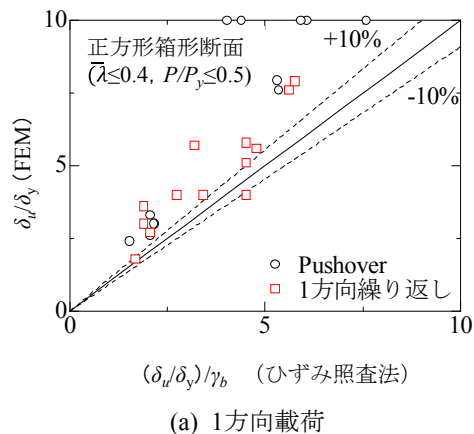
「これらのパラメータの値には道示の適用範囲外で一般的な鋼製橋脚では見られないものを含むが、アーチ橋やトラス橋等の部材では存在しうることを考慮したものである。」(p.309, L右下18-15)とあります。そうかもしれませんが、アーチリブであれば、そのような構造に対する“適切”な構造モデルを作成し、1次設計による照査を満たす力学的パラメータを選択して荷重履歴の検討を行うべきではないでしょうか。パラメータ値さえ合わせれば、どのような構造・荷重モデルで検証しても良いわけではないはずですが。検討に用いた図-16の単柱式橋脚モデルにより、アーチリブの構造ならびに地震時の荷重を模擬できるとは考えられません。加えて、1次設計を満足しない図-16の単柱式橋脚モデルは、幾何学的非線形の影響が強調されるため、決して“適切”なモデルではないと思います。

(9) ひずみ照査法の精度検証

1次設計を満足する鋼製橋脚のパラメータは、著者らによれば、 $\bar{\lambda} \leq 0.4$ ,  $P/P_y \leq 0.1$ です。従って、(8)で述べた理由により、表-3の単柱式鋼製橋脚のうち、ひずみ照査法の限界変位の検証に使えるものは、図-24、図-26の結果のみです。但し、これらの図における軸力範囲が $P/P_y \leq 0.5$ と大き過ぎ

ますが、そのまま使用して検討を行います。

ひずみ照査法の限界値 (2-1, 2-2の右辺) は平均値ベースで算定し、左辺の部分係数 $\gamma$ に含まれる部材係数 $\gamma_b$  (構造安全性の照査では、静定構造に対して1.32, 不静定構造に対して1.1, 修復性照査に対しては一律に1.1) で除すことにより下界相当値に下げる操作を行っています (学会示方書, 表-解4.1.1参照)。従って、図-24、図-26のひずみ照査法によって算定された鋼製橋脚の終局変位 $\delta_u$  (横軸) は $\gamma_b=1.32$ で除して解析結果 (縦軸) と比較すべきです。このような操作を行うことにより、図D5に示すように、(a) 1方向の単調 (Pushover) および繰り返し載荷、(b) 2方向の繰り返し載荷に対してひずみ照査法による終局水平変位 $\delta_u/\gamma_b$ は、ほぼ全て安全側に位置するようになります。円形断面についても概略同様です。2方向の繰り返し載荷に対しても精度の良い結果が得られていることは、ひずみ照査法が2方向地震動を受ける一般の鋼橋への適用の妥当性を示唆していると考えられます。



図D5 単柱式鋼製橋脚の終局変位 $\delta_u/\delta_y$ の修正した予測値比較

(10)  $\epsilon_m$ が $2\epsilon_y$ を下回る問題について

図-10で、 $R_R=0.3$ ,  $\bar{\lambda}=1.0$ ,  $P/P_y=0.7$ の部材のみ $\epsilon_m \leq 2\epsilon_y$ となる場合があることを単柱式鋼製橋脚の解析から示されています。しかし、p.308, L左16-21では「実際の鋼製橋脚の範囲ではこのようなことは生じないが、軸力比や細長比の大きいトラスの主部材や各種2次部材では $\epsilon_m$ が $2\epsilon_y$ を下回る<sup>3), 5), 12)</sup>ことは否定できない」としています。「否定できない」とは、例えば実トラス橋一機の地震応答解析から $\epsilon_m$ が $2\epsilon_y$ を下回る例が見られたのか、あるいは単柱式鋼製橋脚の実験・解析からの単なる推測なのでしょうか。引用文献<sup>3), 5), 12)</sup>は前者を取り扱った文献ではないようですので、後者とす



ると、どのような過程で推測出来るのでしょうか。

$\epsilon_m \leq 2\epsilon_y$ が許容できるか否かの判断は簡単ではありません。部材に地震後残留する変形量 ( $2\epsilon_y$ に関連づけられる変形)が必要で、この量は部材周辺の枠組みの健全度、また地震終了後の揺れ戻し等の影響を受けるため、構造物全体の複合非線形地震応答解析を多数実施する必要があります。

#### (11) 総括

(2)で述べたように、a) 討議論文と学会示方書では限界状態に対する考え方が相違する、また、b) 討議論文では照査2-3が実施されていない、の2点から生ずる「ひずみ照査法」に対する様々な問題点が指摘されています。しかしながら、(4)~(6)、(8)~(10)で述べたように、1次設計は必ず実施し、加えて2-3の照査も、2-1および2-2の動的解析による照査を行わない場合は、必ず実施することにより、論文で指摘されているような「ひずみ照査法」に対する問題点の多くは解消出来るのではないかと考えています。

私見では、著者らのように精緻な解析により構造設計法の検討を行うことは大事ですが、主荷重に比べ圧倒的に不確定要素が多い外力(地震動)、誤差を生みやすい連成挙動の準静的・動的解析、バラツキが避けられない地震終了後の残留変形などを勘案すると、細かい数値の検討だけに終始するだけでなく、現状を見据え、ある程度割切の判断が耐震設計の研究では必要なような気がします。

最後に、討議者はこの論文から多くの示唆を受けました。適切な回答を頂くことで、読者の理解がさらに深まることを期待いたしております。

#### ◆回答：

土木学会鋼・合成構造標準示方書耐震設計編(2008)における「ひずみ照査法」(以後、学会示方書におけるひずみ照査法と呼ぶ)の提唱者ならびに同編集委員会委員長である宇佐美先生ご自身から討議をいただいたことに深謝いたします。

学会のひずみ照査法の抱える問題の本質的な部分に目を向けていただきたいので、はじめに核心となる点について述べさせていただきます。その後、個々の討議に対して回答させていただきます。

学会のひずみ照査法では、部材セグメントの終局限界に対して求めたひずみを限界値として用い、幾何学的非線形性を考慮した動的解析で求められる構造系のひずみの応答値を照査すれば、部材座屈(はり一柱としての曲げ座屈)の影響は幾何学的非線形解析の中で自動的に考慮されるため、部材座屈の照査は必要ない(部材の安全性照査が自動的に行える)ことになっています。この前提に基づき、討議者らは鋼製橋脚以外の構造(例えば軸力比の大きなアーチ橋やトラス橋)に対してもひずみ照査法が準用できるとされています。著者らは、ひずみ照査法が汎用的な照査法として成立する上で最も重要な前提となる上記の下線部の考え方に対して疑問を抱き、数学展開により、「学会のひずみ照査法では、応答値の算定に幾何学的非線形解析を用いても部材の座屈は照査することはできない」ということを理論的に明らかにしました。すなわち、学会のひずみ照査法では常に部材座屈を検出できないので危険側の照査法になることを示しました。このことが本論文の最も重要な点であることに留意いただきたいと思います。個々の数値

解析の例は、上述の理論的な結論を検証するための事例として示したものに過ぎません。すなわち、ひずみ照査法自体の前提に誤りが認められ、理論的には危険側の照査になるものの、工学的に許容できる範囲も存在すると考えられるので、どのような構造パラメータの範囲であればひずみ照査法が“近似的に成り立つ”のかを数値解析で検証しました。

以下に討議者の討議項目ごとについて回答しますが、討議項目に先立ち討議者がまとめられた(1) ひずみ照査法の要約と(2) 補足事項—討議論文の考え方との相違点の内容について異議を述べさせていただきます。

#### 「(1)ひずみ照査法の要約」に対する異議

この見解は示方書とかなり異なった内容になっています。「2-3の照査」では構造全体の強度劣化が生じない荷重ピーク点を限界点とした照査になっており(示方書p.35下から4行目~p.36, 3行目)、討議に書かれているような、構造全体系の95%荷重保持を照査することはどこにも記載されていません。さらに、「2-3の照査」については構造全体の幾何学的非線形性が非常に強い場合と述べられているだけで、具体的な判断基準は何も書いてありません。また、示方書に記載されているひずみ照査法によるアーチ橋の照査例やアーチの照査を対象とした討議者らの論文(例えば<sup>3)</sup>)などで「2-3の照査」が行われた例は皆無です。すなわち、このような状況から判断して「2-3の照査」は重要視されていないのは明らかと考えます。

#### 「(2)補足事項—討議論文の考え方との相違点」に対する異議

1) 著者らの論文では、上に述べたように「学会のひずみ照査法では、応答値の算定に幾何学的非線形解析を用いても部材の座屈は照査することはできない」ということを主張するもので、構造系の限界状態をピーク荷重にするかピーク荷重からの95%耐力低下点にするかという問題とは関係ありません。

上記とは別に、セグメントの95%荷重点に対応する平均ひずみに基づく限界ひずみを用いて構造系の耐力の95%保持を照査する方法そのものにも疑義があります。照査に用いるセグメントの限界ひずみは「・・・部材セグメントの解析から得られる95%荷重点に対応する板要素あるいはフランジの平均ひずみから導かれたものを、静的繰り返し載荷に対する実験および解析結果を参考に比較的厚肉の断面に対して多少安全側にしてある。」(学会示方書p.41)と述べられていますが、セグメントの95%荷重点に対応した限界ひずみをもとにした、はり要素を用いたモデルの応答ひずみの照査で構造系の耐力の95%保持をなぜ確認できるかが明らかではありません。多少安全側というような感覚的な表現では客観性に欠けます。セグメントが95%荷重を保持することを照査しても、構造系の耐力は95%以下になりますので、ひずみ照査法では部材座屈が考慮できないという問題に加えて、危険側の照査になります。このことは、図-1と図D3のシャンレーモデルを用いて容易に証明できます。

セグメント耐力のピーク点と95%点の2つのケースについて、部材中心のセグメントに対して幾何学的非線形性を考慮して釣り合いをとると、図-1では、

$$Ph\theta_{Sm} + H_{Sm} = M_{Sm} \quad (5a)$$

$$Ph\theta_{Sm95} + H_{Sm95} = 0.95M_{Sm} \quad (5b)$$

ここに、 $\theta_{Sm95}$  はセグメントの耐力  $M_{Sm}$  から95%に低下した点でのセグメントの相対回転角 (図D6) ,  $H_{Sm95}$  は同じ点での橋脚の水平耐力です.  $\theta_{Sm95}$  はセグメントのピーク点を越えた位置にあるので  $\theta_{Sm95} > \theta_{Sm}$  が成立します.

図D3でも同様にセグメントの耐力のピーク点と耐力の95%点について、釣り合いをとると、

$$P_{Sm} h(\theta_{Sm} + \theta_0) / 2 = M_{Sm} \quad (6a)$$

$$P_{Sm95} h(\theta_{Sm95} + \theta_0) / 2 = 0.95M_{Sm} \quad (6b)$$

式(5a,b)より  $\frac{H_{Sm95}}{H_{Sm}}$  , 式(6a,b)より  $\frac{P_{Sm95}}{P_{Sm}}$  をそれぞれ計算すると

$$\frac{H_{Sm95}}{H_{Sm}} = \frac{(0.95M_{Sm} - Ph\theta_{Sm95})}{(M_{Sm} - Ph\theta_{Sm})} = 0.95 \frac{\{1 - 1.05\theta_{Sm95} Ph / M_{Sm}\}}{(1 - \theta_{Sm} Ph / M_{Sm})}$$

$$\approx 0.95 \left\{ 1 - (1.05\theta_{Sm95} - \theta_{Sm}) \frac{Ph}{M_{Sm}} \right\} < 0.95$$

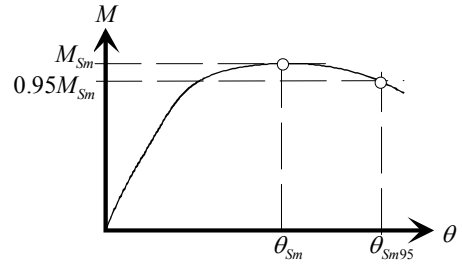
(7)

$$\frac{P_{Sm95}}{P_{Sm}} = \frac{\{0.95M_{Sm} / h(\theta_{Sm95} + \theta_0)\}}{\{M_{Sm} / h(\theta_{Sm} + \theta_0)\}} = 0.95 \frac{(\theta_{Sm} + \theta_0)}{(\theta_{Sm95} + \theta_0)} < 0.95$$

(8)

これからわかるように、学会のひずみ照査法では幾何学的非線形解析を行っても、セグメントの耐力がピーク点を越えて低下し95%点に到達時には構造系の耐力は常に95%以下になり、基本的には危険側の照査になることがわかります. とくに、 $Ph/M_{Sm}$  ,  $\theta_{Sm95}/\theta_{Sm}$  が大きいと、構造系の耐力は95%点からより大きく低下します. 文献2)ではこのような危険側になる数値計算例が示されています. ひずみ照査法で、構造系の95%耐力保持を保証するには、セグメントの耐力95%点でのひずみだけでなく、 $Ph/M_{Sm}$  ,  $\theta_{Sm95}/\theta_{Sm}$  などのパラメータを考慮して限界ひずみを設定する必要があります. 学会示方書にはこのようなことは一切記述されていません. さらに、上記とは別の問題として、構造系の最大耐力点を越えた軟化域にある95%耐力点ではセグメントの局部座屈の影響が大きくなるので、シェル要素を用いずに、学会示方書のようなはり要素を全面的に用いたモデルに基づく近似的な照査では95%耐力の精度確保は非常に難しいことを申し添えます.

2) 「論文では動的解析を実施されず静的解析のみであるので2-3が必須事項になります」と討議者は記述されていますが、ご存知のように動的解析はダランベールの原理ですべて静的解析に変換できます. さらに、学会のひずみ照査法では単にひずみを指標として用いているだけで、動的指標はまったく用いていません. また、解析でも材料構成則にひずみ速度の影響は考慮されていません. 以上から、ひずみ照査法を静的解析で議論しても何ら問題は生じません. すなわち、動的解析であるから「2-3の照査」が必須事項に



図D6 セグメントのM-θ 関係

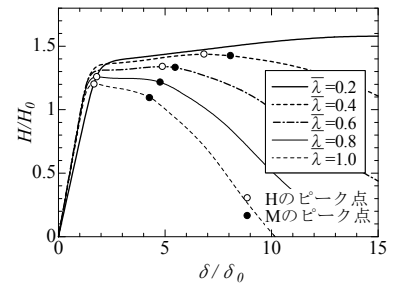
なることはありません.

さらに、「2-3の照査」は構造全体の安定性の照査であり、この照査を行っても部材の安全性は必ずしも保証されません. 照査できるのは部材の終局限界と構造全体の終局限界が一致する場合のみです.

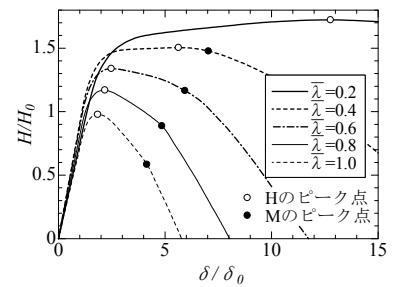
### 1. 第一の問題

「(3) 図-6, 図-7について」に対する回答

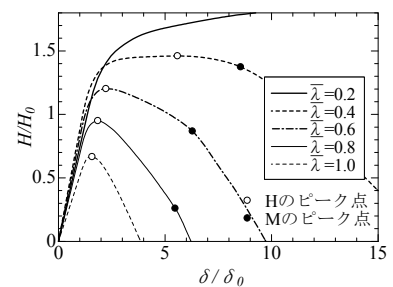
論文に示す通り、図-6はすべて初期不整考慮、図-7はすべて初期不整無視の結果に間違いありません. ご参考までに、論文の図-6に対応する  $R_R=0.3$  の場合の初期不整を無視した場合の荷重-変位関係を以下 (図D7) に示します.



(a)  $R_R=0.3$ ,  $P/P_y=0.1$



(b)  $R_R=0.3$ ,  $P/P_y=0.3$



(c)  $R_R=0.3$ ,  $P/P_y=0.5$

図D7 橋脚のH-δ 関係における頂部水平力のピーク点と基部曲げモーメントのピーク点の比較 (初期不整無視)

「(4) 軸力変動を考慮しない単柱式鋼製橋脚」に対する回答  
討議者の主張されるように終局変位比  $\delta_{sm}/\delta_m$  が多少大きくても限界荷重比  $H_{sm}/H_m$  がほぼ1でかつ急激な耐力低下が無ければ実用上は大きな問題が生ずることはないと考えます。しかしながら、表-2に記載の一般的な鋼製橋脚の範囲 ( $\bar{\lambda} \leq 0.4, P/P_y \leq 0.5$ ) において、幅厚比パラメータ  $R_R$  が0.3と小さく、軸力比の大きな場合 ( $P/P_y = 0.3, 0.5$ ) では終局変位比  $\delta_{sm}/\delta_m$  がそれぞれ1.65, 1.75と大きく、かつ限界荷重比  $H_{sm}/H_m$  についても0.96, 0.92と低下していることから、これらのケースについては問題があると考えます。討議者は上記の橋脚のパラメータ ( $\bar{\lambda} = 0.4, P/P_y \geq 0.3$ ) は鋼製橋脚では1次設計(レベル1地震動に対する照査)を満足しないためひずみ照査法の適用範囲 ( $\bar{\lambda} = 0.4$  では  $P/P_y \leq 0.1$ ) 外であると主張されますが、レベル1地震動に対する照査では  $P/P_y = 0.1$  であってもレベル2地震動下では構造形式によっては1次設計における設計軸力  $P/P_y = 0.1$  を大きく超える軸力が生じる可能性があります。レベル2地震動として水平地震動のみ考慮する場合でもラーメン橋脚など構造によっては軸力比が  $P/P_y = 0.5$  まで上昇するケースもあります。さらに、レベル2地震動として地震動の上下動成分も同時に考える場合には軸力比が1次設計での軸力比を大きく超えるケースも稀ではないと考えます(5)の討議に対する回答を参照ください)。以上のように、1次設計での軸力比とレベル2地震動で発生する軸力比は異なるので、直接的に柱部材の構造パラメータ  $\bar{\lambda}$  と軸力比  $P/P_y$  を用いてひずみ照査法の適用範囲を明確に示すべきであると考えます。1次設計を満足する構造であっても、ひずみ照査法では適切に照査できない事例を(8)の討議に対する回答で紹介していますのでご参照ください。

なお、1次設計は道路橋示方書などのレベル1地震動に対する照査法を想定されていると考えますが、このような1次設計はひずみ照査法が成り立つ条件となることを意識して構成されたものではありませんし、必ずしも未来永劫不変なものでもありません。1次設計をひずみ照査法の要件とするのならば、1次設計を具体的に規定するとともに、なぜ、1次設計を満足すれば良いのかという根拠を明らかにする必要があります。

「(5) 軸力変動を考慮した単柱式橋脚(その1)」に対する回答

例えば、文献4)では以下の上下動の大きな観測波に対する単柱式橋脚の応答解析が行われており、上部構造を集中質量として橋脚をモデル化した場合には  $P/P_y > 0.8$  の応答が生じることが示されています。

- ・2004年新潟県中越地震 K-Net 小千谷 NIG019
- ・2008年岩手・宮城内陸地震KiK-Net 一関西 IWTH25

また、文献5)は熊本地震の大切畑大橋の再現地震動を用いた連続高架橋の応答を計算していますが、鉛直方向地震動成分により橋脚上の支承の正反力が死荷重時の5.5倍に増加しています。上記の例では、軸力比  $P/P_y \approx 0.5$  程度の値であれば地震動継続時間中に橋脚に生じる回数は5~10回あります。したがって、水平地震力の最大値に近い値と同

期する可能性を否定することはできないと考えます。事実、大切畑大橋では上下動による大きな負反力と大きな水平地震動の同期によりゴム支承取付部ボルトが破壊するという過去に例のない崩壊様式が生じました。

また、鉛直動の影響のみならず(4)で回答したとおり、ラーメン橋脚など構造的な特性からも、1次設計を満足する構造であってもレベル2地震動下では、軸力比が大きく生じる場合があります。

「(6) 軸力変動を考慮した単柱式橋脚(その2)」に対する回答

討議者の図D4をもとにした「ひずみ照査法は95%の荷重点を限界状態としているため、95%荷重を保持できれば  $\delta_m$  が  $\delta_{sm}$  より小さくなって(劣化域に入って)も危険側の評価となるわけではありません。」という主張は正しくありません。図D4はセグメント耐力のピーク点の平均ひずみを限界ひずみとした場合であり、セグメントの95%耐力点の限界ひずみを用いる学会のひずみ照査法の妥当性の議論に用いることはできません。すでに「(2) 補足事項—討議論文の考え方との相違点」に対する異議のところで理論的に証明したように、セグメント耐力のピーク点を越えて95%に低下した点の限界ひずみを用いる照査では構造系は95%荷重を保持できないことは明らかです。

討議下線部の「2-3の照査」というのは、「(1) ひずみ照査法の要約」に対する異議で述べましたように、学会示方書では義務付けられたものではありません。また、「2-3の照査」を行うことが望ましいとされるケースも「構造全体の幾何学的非線形性が非常に強い場合」であるため、ここで議論されている鋼製橋脚は明らかに対象範囲外であると考えられます。

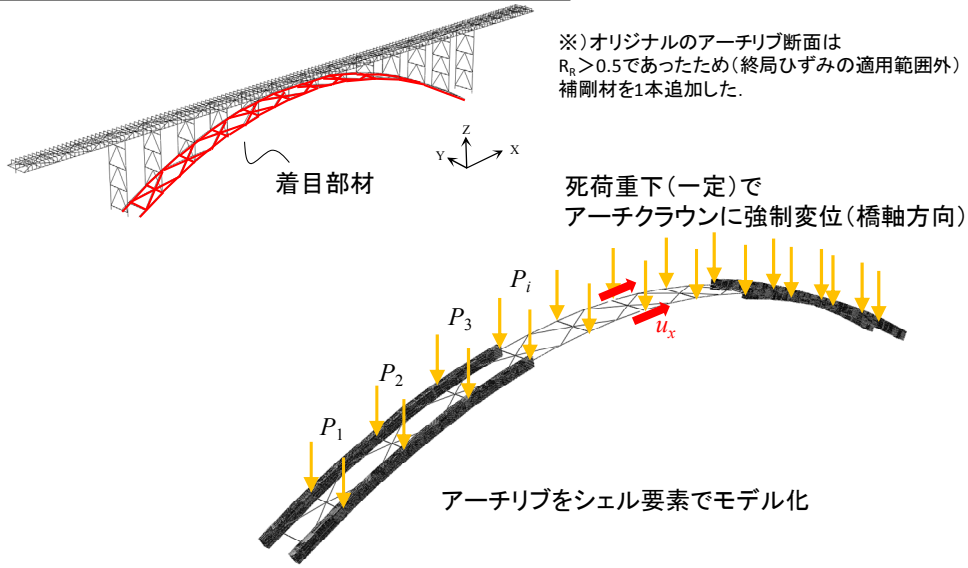
仮に「2-3の照査」を実施した場合においても、学会示方書では、はり要素を用いたモデルのPushover解析によるものです。はり要素を用いたモデルのPushover解析では局部座屈と全体座屈からなる連成挙動を考慮できませんので、本論文のように、軟化域にある95%荷重低下点を適切に評価することはできません。このことは、討議者らの論文<sup>例え(6)</sup>においても検討されたように鋼製橋脚の荷重-変位関係からも明らかです。

## 2. 第二の問題

「(8) 検証に用いた鋼製橋脚のパラメータ」に対する回答

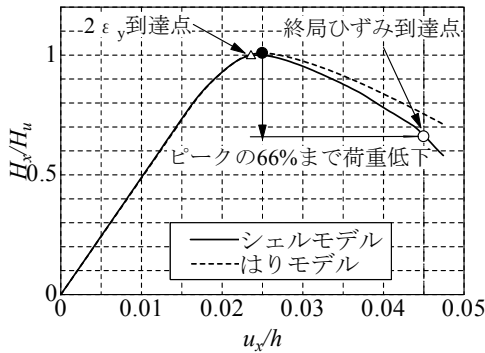
上路式鋼アーチ橋のアーチリブに対して行ったPushover解析の例を以下に示します。対象のアーチ橋は学会示方書の照査例(p.129-143)に用いられたものであり、「1次設計を満足する構造」です。また、示方書の照査例では全体系のPushover解析による照査(討議者の言われる2-3の照査)は行われていないので、構造全体の幾何学的非線形性が非常に強い場合ではないと討議者が判断されている構造と考えます。著者らは時刻歴応答解析の結果を踏まえ、実際に即したアーチリブへの作用力として支柱位置に一定死荷重を作用させた状態でアーチクラウンに橋軸方向に変位制御によるPushover解析を行いました(図D8)。Pushover解析はアーチリブをシェル要素でモデル化した場合(シェルモデル)とはり要素でモデル化した場合(はりモデル)の2ケースについて行っています。Pushover解析におけるアーチクラウンの水平荷重-水平変位関係を図D9(a)に、はりモデルのPushover解析において損傷が生ずるセグメントの平均圧縮

2008年制定 鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】  
照査例に用いられたアーチ橋モデル※)

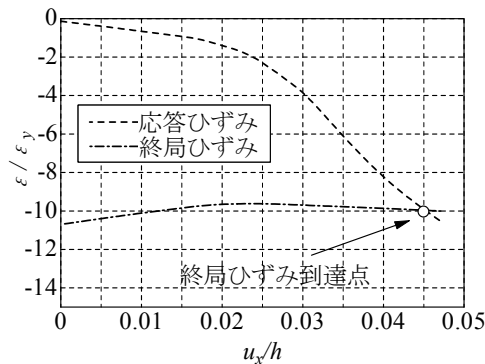


※)オリジナルのアーチリブ断面は  $R_r > 0.5$ であったため(終局ひずみの適用範囲外)補剛材を1本追加した.

図D8 解析対象のアーチ橋とモデル化の概要



(a) アーチクラウンの水平荷重-水平変位関係



(b) はりモデルによるアーチリブのセグメントの平均圧縮ひずみ-アーチクラウンの水平変位関係

図D9 Pushover解析の結果

ひずみ-アーチクラウンの水平変位関係を同図(b)に示します。これより、はりモデルによる解析で応答ひずみが終局圧縮ひずみに到達する点は(a) 水平変位-水平荷重関係における最大耐力の66%低下点(シェル要素モデルによる解析結果)となります。すなわち、セグメントの終局ひずみに対する照査では最大耐力の95%低下点である部材としての安全限界をかなり危険側に評価することになることがわか

ります。なお、同図より、はり要素モデルにおいても最大耐力の75%低下点となっており、アーチリブの終局挙動にはひずみ照査法で考慮できない部材座屈の影響が支配的であることがわかります。このように、「1次設計を満足する構造」という条件では、ひずみ照査法の適用範囲を適切に表していないことがわかります。したがって、ひずみ照査法が適用できる範囲は明確に構造パラメータにより表すべきと考えます。また、学会示方書「2-3の照査」では、はりモデルによるPushover解析を行うことになっていますが、はりモデルではシェルモデルと較べてピーク以降の荷重低下の度合いを低く評価する(図D9(a))ので危険側の照査になります。

「(9) ひずみ照査法の精度検証」に対する回答

本論文では明確な橋脚の数学モデルを対象としたときの学会の「ひずみ照査法」による終局限界到達時の変位の算定精度の議論を行っています。したがって、このような場合に部分安全係数を持ち出すのは不適当です。

かりに、計算上の不確実性をあらかず部分安全係数を考慮するとしても、部分安全係数  $\gamma_b = 1.32$ には計算上の不確実性以外にも部材の重要度を考慮するための割り増しも含まれているので、これらを含んだ部材係数  $\gamma_b = 1.32$ をそのまま用いて除すことは不適当です。すなわち、討議者の言われる部材係数  $\gamma_b = 1.32$ は①強度解析モデルの不確かさを考慮した係数  $\gamma_{b1} = 1.1$ と②限界状態の特性等を考慮した係数  $\gamma_{b2} = 1.2$ (静定構造物)の積として算定された値( $1.32 = 1.1 \times 1.2$ )です。しかし、②限界状態の特性等を考慮した係数  $\gamma_{b2} = 1.2$ は1.0とすべきです。なぜなら  $\gamma_{b2} = 1.2$ は静定構造物では部材の破壊で構造系の崩壊が急激に生じることから定められた値で、構造系に対する当該部材の重要度を考慮する係数です。計算上の不確実性とは関係ありません。計算上の不確実性を考慮する部材係数としては  $\gamma_{b1} = 1.1$ の値でなければなりません。この値を用いても、1方向載



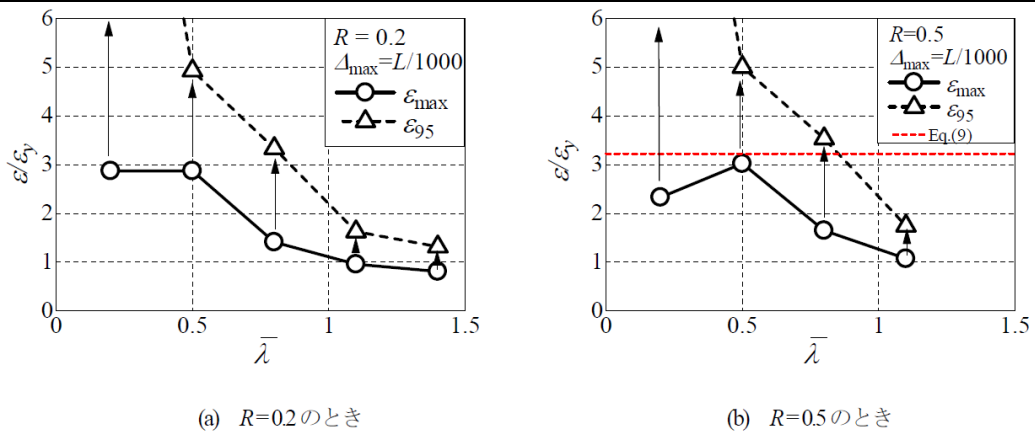


図9 終局ひずみ- $\bar{\lambda}$ 関係( $R=0.2, 0.5$ , 初期たわみ= $L/1000$ )

図D10 軸圧縮力が支配的となる部材のPushover解析における最大荷重点, 95%荷重低下点のひずみ<sup>2)</sup>

荷, 2方向載荷ともひずみ照査法が危険側の照査になるという結論はほとんど変わりません。

「(10)  $\varepsilon_m$ が $2\varepsilon_y$ を下回る問題について」に対する回答

例えば文献2)において, 軸圧縮力が支配的な無補剛箱形断面部材を対象としたPushover解析の結果が示されており,  $\bar{\lambda} \geq 0.8$ において $\varepsilon_m$ が $2\varepsilon_y$ を下回っていることがわかります。

このことは, 討議者もご自身の論文<sup>8)</sup>でも検討されているように, 初期不整を考慮した中心軸圧縮柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}=1.0$ の場合では最大耐力到達時において圧縮フランジで最大 $1.28\varepsilon_y$ 程度のひずみ値であることが示されています。なお, このひずみ値は応答ひずみに初期ひずみ ( $0.25\varepsilon_y$ )を加えた値であるので, 応答ひずみとしては $1\varepsilon_y$ 程度となるものと考えられます。以上の事例より, 軸力比や細長比の大きい部材では $\varepsilon_m$ が $2\varepsilon_y$ を下回る場合があると考えられます。

「(11) 総括」に対する回答

冒頭にも述べましたように, 本論文では「セグメントの終局限界に対して求めた限界ひずみでは, 部材の座屈を伴う終局限界を照査することはできない」ということを理論的に明らかにしました。このことは限界状態をピーク点に定義しても95%耐力低下点に定義しても変わるものではありません。95%耐力低下点を限界状態に定義する場合の問題点は今回の討議の中で理論的に明らかにしました。

著者らはこれを踏まえた上で, 部材座屈の影響が小さければセグメントの終局限界と部材の終局限界はほぼ一致し, 工学的に許容できる範囲も存在すると考えています。したがって, ひずみ照査法の適用にあたっては上記の観点から支配パラメータを選び, 適用範囲を明確にすることが重要であると考えます。現状では「1次設計を満足する構造」ということがひずみ照査法の適用範囲とされているようですが, このことは必ずしも, レベル2地震動に対して部材座屈の影響が小さいことを保証することにはならず, (8)のアーチ橋の数値解析例で示したように, かなり危険側の評価となる場合もあるので, 適用範囲は部材座屈の影響を表すパラメータを用いて構造ごとに制限すべきであると考えます。

先に述べたように, 静的解析, 動的解析によらず, 学会のひずみ照査法では部材の曲げ座屈の影響は考慮できません。したがって, 損傷を許容する部材に対するPushover解析が別途必要です。しかし, 「2-3の照査」(全体系のPushover解析)では最大応答ひずみが生じる場合の慣性力モードを用いるとしか書いていないので, 各部部材ごとにCriticalになる慣性力モードは考慮できないと考えられます。また「2-3の照査」では, はり要素を用いたモデルのPushover解析を用いますので, 局部座屈と全体座屈からなる連成挙動を考慮できません。とくに学会示方書ではセグメントの軟化域の95%耐力点を限界点とされているので局部座屈の影響が大きくなります。したがって, 損傷する部位についてはセグメントの限界ひずみの算定に用いられたようなシェル要素のモデルを用いる必要があると考えます。このことは(8)のアーチリブの例で示したようにピーク以降の軟化域においてシェルモデルと較べ, はりモデルの耐力が高くなっており危険側の評価を与えていることから明らかです。なお, シェル要素のモデルを損傷部位に用いると, 局部座屈の影響は解析モデルで直接考慮できるので, もはや終局圧縮ひずみに対する照査の必要はなくなります。

学会のひずみ照査法の枠組みをなるべく変えずに改良するための著者らの一つの試案を以下に述べます。

1. 部材座屈の影響が考慮できるように限界ひずみを部材の有効細長比の関数とする。
2. 「2-3の照査」は構造全体系の座屈の影響が小さい連続高架橋などの構造以外には常に用いる。Pushover解析に用いる構造全体系のモデルでは損傷部分にシェル要素を用いる。はり要素のみのモデルを用いる場合は損傷を許容するのはエネルギー吸収部材(パラメータ制限がある部材)のみとする。学会示方書のように, はり要素のみで構造全体系をモデル化する場合はピーク以降の軟化域の荷重低下を過少評価するので, 限界値は最大耐力点とする必要がある。

「耐震設計の研究ではある程度割り切る判断が必要」とのご意見に対しては次のように考えています。ご存知のように, 学会の示方書に用いられている部分係数設計法では, 作用係数, 部材係数, 構造解析係数等のように, 応答値(地震力)と構造物の限界値に分け, 各ばらつきが生じる要因について独立に安全係数が設定されます。つまり,

今回、論文で指摘したような対処法が明らかな要因については各要因の評価において精緻化を図ることで部分係数を1.0にすることができるようになっていきます。すなわち、地震動の不確定性を考慮する作用係数とは別に、構造物の応答値の算定精度は構造解析係数、構造物の限界値の評価精度は部材係数に考慮されます。応答値や限界値の算定手法の精緻化を図ることにより構造解析係数や部材係数などを1に近づけることができるのであれば、設計の合理化を図る上で重要なことと考えます。数値計算の環境や技術のさらなる発展が見込まれる将来を見据えれば、このような方向性に間違いはないと考えています。

本論文に対して多くのご討議をいただき、紙面の都合上、論文に書ききれなかった詳細をお伝えする機会をいただいたことに感謝申し上げます。読者の方々へのご参考になれば幸いです。

#### 参考文献

- 3) 葛漢彬, 河野豪, 宇佐美勉: 圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1479-1448, 2004.
- 4) 後藤芳顯, 海老澤健正: 3方向地震動を受ける正方形断面鋼製橋脚の限界状態の評価法, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.399-412, 2012.
- 5) 後藤芳顯, 奥村徹, 海老澤健正: 連続高架橋の多方向地震動下でのゴム支承と支承取付部の曲げせん断挙動, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.3, pp.532-551, 2017.
- 6) 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 高橋昌利: 鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.148A, pp.779-788, 2002.
- 7) 日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 2003.
- 8) 宇佐美勉, 鋼橋の座屈・耐震設計に関する一考察, 橋梁と基礎, Vol.50, No.9, pp.26-31, 2016.