

鋼橋の耐震設計における「ひずみ照査法」は正当に評価されているのか？

○名城大学 名誉会員 宇佐美 勉

名城大学 フェロー 葛 漢彬

1. まえがき

土木学会の鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕¹⁾ (以降、標準示方書)では、鋼橋の耐震性能照査法として「ひずみ照査法」が推奨されている。この照査法は、現行道路橋示方書・V 耐震設計編²⁾ (以降道示)ではカバー出来ない一般の鋼橋にも適用可能で、実務で徐々に適用されている。一方、この照査法に批判的な論文も一部の研究者からある。この小文は、それらの批判の多くはひずみ照査法の不適切な適用に基づくものであることを示す。

2. ひずみ照査法の概要

ひずみ照査法の流れを図-1 に示す。レベル1地震動による1次設計は、現行道示に基づく許容応力度設計である。1次設計を満たす構造物に対して、レベル2地震動による2種類の性能照査 1), 2)を行うが、左辺(応答値)は同じ量であるので、右辺の小さい方が実際の限界値となる。ここで、 γ =部分係数、 $\varepsilon_{a\max}$ =部材セグメント(後述)に生ずる最大応答ひずみの平均値、 ε_u =部材セグメントの終局ひずみである。上部構造では、ほとんどの場合、修復性の限界値 $2.0\varepsilon_y$ (ε_y =降伏ひずみ)の方が小さくなる³⁾。地震応答解析は複合非線形動的解析を基本としているため、レベル2地震動で構造不安定(たとえば、変位が急激に増大し、荷重低下が起こるなど)が生ずる場合は、計算の過程で検出できると考えられるが、セーフガードとして、Pushover 解析で構造不安定性のチェックをするのが step 3 である。地震動は、道示²⁾のレベル1、レベル2地震動を使用することを前提にしている。

3. ひずみ照査法の誤った適用の事例

標準示方書の枠組みの範囲内で、ひずみ照査法の誤った適用事例を紹介する。

(1) 1次設計の省略

1次設計では部材に安全率 1.14 を持たせた許容応力度設計が行われる。図-2 の挿図に示すような柱頂部に上部工重量としての鉛直荷重 P を受ける単柱式あるいはラーメン式鋼製橋脚では、震度法による1次設計を行うことにより、許容できる柱の初期軸力比 P/P_y (P_y =降伏軸力)と柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda} = f(Kh/r, \varepsilon_y)$ (Kh =柱の有効座屈長、 r =柱断面の断面2次半径)の関係が、II種地盤に対して図-2 のように求められる。この図より、許容される軸力比は小さく、例えば $\bar{\lambda}=0.4$ では $P/P_y \leq 0.15$ 程度である。水平地震動を受ける単柱式橋脚では、この軸力比はレベル2地震動でも変わらない。このような小さな軸力比しか許容されないのかかわらず、大きな軸力比(例えば 0.5 で上部工重量の 3.3 倍)を単柱式鋼製橋脚に与え、 P - Δ 効果による荷重低下を誇張した結果を基にひずみ照査法を批判した論文が見られるが、適切な適用とは思われない。

キーワード： 鋼橋、耐震設計、性能照査法、ひずみ照査法

連絡先: 〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501 名城大学総合研究所 TEL 052-838-2363

Step 1

1次設計 (L1 地震動)

許容応力度設計

(安全率: 1.14)

Step 2

2次設計 (L2 地震動)

複合非線形動的解析

1) 構造安全性: $\gamma \varepsilon_{a\max} \leq \varepsilon_u$ 2) 修復性: $\gamma \varepsilon_{a\max} \leq 2.0 \varepsilon_y$ (上部構造)8.4 ε_u (鋼製橋脚)

Step 3

構造全体の安定性

Pushover 解析

荷重低下率 95%以内

図-1 鋼橋の耐震性能照査法の流れ (標準示方書)

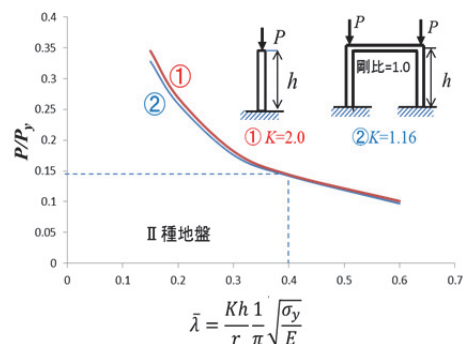


図-2 1次設計を満足する鋼製橋脚のパラメータ

(2) 部材セグメントと部材の混同

標準示方書の解析は梁要素を用いているため、部材の局部座屈を考慮できない。そのため、局部座屈の発生を検知するための機構として「部材セグメント」の概念が導入され、終局ひずみ ε_u が決定される。部材セグメントは、大きな軸ひずみの発生が想定される箇所に設定され、一カ所でも終局ひずみに達すれば構造物は限界に達したと判定される。終局ひずみ ε_u は、図-3のように両端の横移動が拘束された部材セグメント（部材長 $=0.7B$ ）の端部に一定軸力 N と一方向の漸増回転角 θ を与えて反力としての曲げ荷重 M を算定し、 M がピークの95%に低下する点の軸ひずみである。補剛箱形断面の終局ひずみは、 $\varepsilon_u/\varepsilon_y=f(R_f, \bar{\lambda}_s, N/N_y)$ で表される。ここで、 R_f =最圧縮フランジの幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_s$ =補剛材細長比パラメータ、 N/N_y =軸力比で、適用範囲は $0 \leq N/N_y \leq 1.0$ である。部材セグメントは短柱で、幾何学的非線形性は構成板要素の面外変形のみであり、部材としての細長比 $\bar{\lambda}$ はパラメータに入っていない。

ひずみ照査法を批判する論文の中に、部材セグメントの軸力比と部材に許容される軸力比を混同しているものが多い。評価式の軸力比の上限が1.0であるからといって、軸力比を例えば0.5にとって単柱式鋼製橋脚モデルの実験・解析を行い、ひずみ照査法を批判することは適切とは思われない。単柱式橋脚では1次設計で得られた許容軸力比および細長比の範囲内で実験・解析を行うことは必要である。ラーメン式橋脚あるいはアーチ橋のように軸力変動のある構造では、1次設計を行った構造パラメータを有し、しかもレベル2地震動による荷重履歴、 $P-\Delta$ 効果等を適切に再現できる構造モデルを用いて実験・解析を行うことが必要である。断面のパラメータ値だけを合わせた単柱式橋脚モデルによりアーチリブを模擬させるのは適切ではない。

(3) 部材係数 γ_b の無視

図-1のひずみ照査法の限界値は平均値ベースで算定し、部分係数 γ の一部の部材係数 γ_b （構造安全性照査では、静定構造に対して1.32）で除すことにより下界相当値に下げる操作を行っている。従って、ひずみ照査法によって算定された部材の終局変位 δ_u は γ_b で除して性能実験・解析結果と比較すべきである。ひずみ照査法を批判する論文の殆どがこのことを無視している。このような操作を行うことにより、危険側になると指摘されていた単柱式鋼製橋脚の終局変位が、全て安全側になることが文献³⁾に示されている。さらに、図-4に示すように、箱形断面単柱式鋼製橋脚（ $\bar{\lambda} \leq 0.4, P/P_y \leq 0.5$ ）の精緻なFEM解析⁴⁾との比較においても、3種類の荷重条件に対してひずみ照査法による終局変位 $(\delta_u/\delta_y)/\gamma_b$ は、ほとんどが安全側に位置している。円形断面鋼製橋脚も同様な結果が得られている。

(4) 荷重履歴の影響が考慮できない

ひずみ照査法は荷重履歴の影響が考慮できないと批判されてきたが、図-4の結果から、多様な荷重履歴に対し、FEM解析結果との相関は概ね良好である。これは、荷重増分に対応する部材セグメントの応答ひずみを算定する過程で、荷重履歴の影響が近似的ではあるが考慮されるためである。

4. あとがき

ひずみ照査法の批判の多くは、標準示方書の枠組み内での不適切な適用、あるいは枠組みを超えた適用に基づくものであることを示した。安全性と修復性の限界値の関連など紙面の都合上割愛した部分もあるが、何らかの形で公表したいと考えている。

参考文献 1)土木学会：鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編]，2008. 2)日本道路協会：道路橋示方書・V 耐震設計編，2002. 3)宇佐美勉：橋梁と基礎，Vol.42，No.3，pp.32-35，2008.3. 4)奥村徹ら：構造工学論文集，Vol.63A，pp.301-314，2017.3

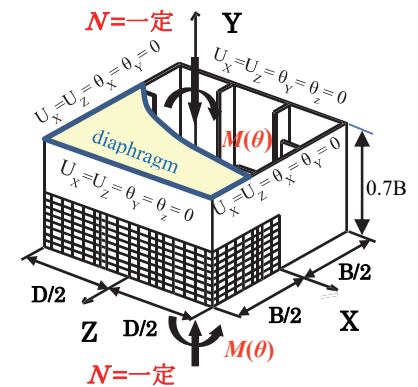
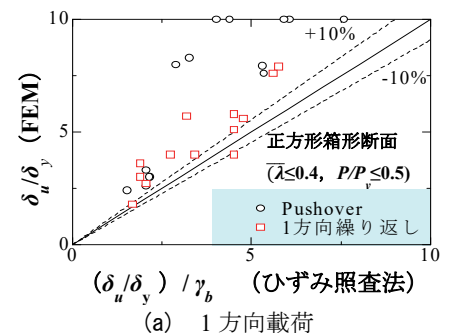
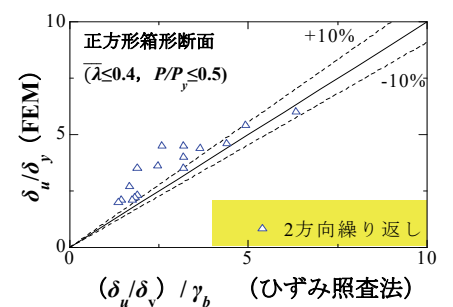


図-3 部材セグメントの限界値の算定モデル



(a) 1方向荷重



(b) 2方向荷重

図-4 単柱式鋼製橋脚の終局変位 δ_u/δ_y の予測値比較