

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

Failure strain of steel segments subjected to combined compression and bending and
application to dynamic verification of steel arch bridges

葛 漢彬*, 河野 豪**, 宇佐美 勉***

Hanbin GE, Takeshi KONO, and Tsutomu USAMI

*正会員 博士 (工学) 名古屋大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**正会員 修士 (工学) 中央コンサルタンツ株式会社 名古屋支店基盤整備部 (〒451-0042 名古屋市西区那古野二丁目11番23号)

***フェロー D.Sci. 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

This study is aimed to develop seismic performance improvement measures for steel arch bridges. Ultimate strain formulas applicable for axial force ratio varying from 0.0 to 1.0 were first proposed for various sectional segments. A dynamic verification with the use of proposed formulas was then applied to a steel arch bridge. The analysis showed that the bridge demonstrated sufficient seismic performance under longitudinal earthquake excitation, but insufficient when subjected to transverse earthquake excitation. To improve seismic performance in the lateral direction, use of high ductility sections is proposed. The result indicated that such a measure is very effective in improving transverse seismic performance.

Key Words: Dynamic verification procedure, failure strain, large axial force ratio, seismic performance, steel arch bridge, steel member

キーワード: 動的耐震照査法, 終局ひずみ, 大軸力比, 耐震性能, 鋼アーチ橋, 鋼部材

1. 緒言

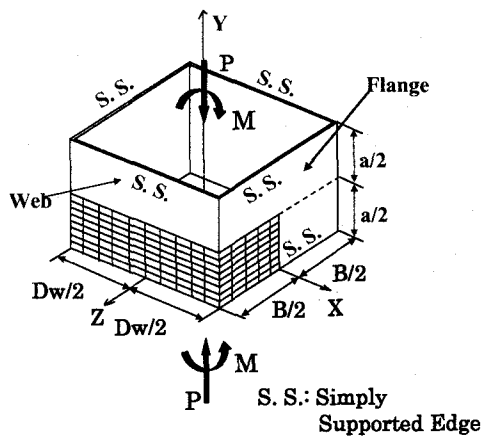
鋼構造物の耐震性能評価法の1つに動的耐震照査法がある。これは、損傷部材セグメントの平均時刻歴に着目し、圧縮と曲げを受ける部材セグメントの弾塑性有限変位解析より求めた終局ひずみを用いて終局状態を判定する照査法である¹⁾²⁾。動的耐震照査法はこれまで、単柱式橋脚³⁾、台形ラーメン橋脚⁴⁾に関して準静的繰返し載荷解析や地震応答解析により適用の妥当性が検証されてきた。この照査法では、照査部位における終局ひずみを必要とするが、現行の終局ひずみ算定式では鋼製橋脚を対象にしたため、軸力の範囲は軸力比 $N/N_y = 0.3$ または 0.5 までとなっている⁵⁾⁶⁾。しかし、アーチ橋などの複雑な構造形式を有する土木構造物においては、地震応答解析での発生軸力が非常に大きい²⁾ため、現行の終局ひずみ算定式の適用範囲を超えるケースが多い。そこで本研究では、無補剛箱形断面短柱、補剛箱形断面短柱およびパイプ断面短柱において、追加解析により、適用範囲を軸力比 N/N_y が 0.0 から 1.0 まで対応できるような終局ひずみ算定式の提案を目的としている。また、修正した算定式と現行の式を比較し、アーチ橋の動的耐震照査への適用に関しての検討を行う。

さらに、構造的耐震性能向上策の1つとして板厚を増して幅厚比の小さい断面を用いた方策を提案し、アーチ橋の耐震性能向上策の検討を行う。

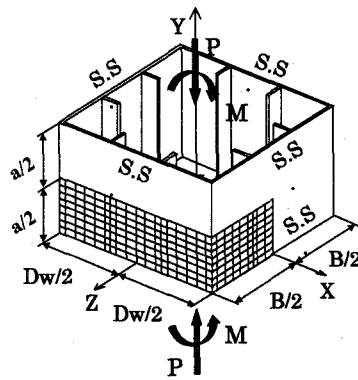
2. 鋼部材セグメントの終局ひずみの算定式の再検討

前述したように、現行の終局ひずみ算定式の適用範囲は、箱形断面⁹⁾の場合、軸力比 N/N_y が 0.0 から 0.5 まで、パイプ断面⁹⁾は N/N_y が 0.0 から 0.3 までである。そこで、箱形断面で軸力比 $N/N_y = 0.6 \sim 1.0$ の場合、パイプ断面で軸力比 $N/N_y = 0.4 \sim 1.0$ の場合に関して文献5), 6)と同様の解析をABAQUS⁷⁾を用いて行い、終局ひずみを求めた。

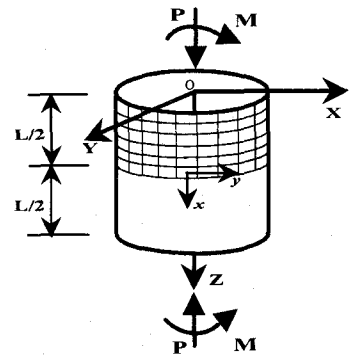
図-1に示すように、一定軸力 N の元で漸増曲げモーメント M を受ける無補剛箱形断面、補剛箱形断面、およびパイプ断面について弾塑性有限変位解析から得られた $M-N-\bar{\epsilon}$ (平均ひずみ)の関係から、最大値を過ぎて95%だけ強度が低下した点を終局状態とし、その時点での圧縮側最外縁のひずみを終局ひずみとする。解析に際しては、断面の両側に剛なダイアフラムが存在するものと仮定した。箱形断面の場合、断面形状と縦横比についての



(1) 無補剛箱形断面



(2) 補剛箱形断面



(3) パイプ断面

図-1 一定軸力と漸増モーメントを受ける鋼断面短柱

検討は、文献 6)より影響が小さいという結果が得られているので、ここでは正方形断面を無補剛箱形断面、補剛箱形断面の双方に用いている。縦横比は、ほぼ短柱の最小強度となる長さである 0.7 を用いて解析を行った。パイプ断面については文献 5)に準じて行った。

断面の変形能に関する最も重要なパラメータは、箱形断面の場合フランジプレート幅厚比パラメータ R_f 、パイプ断面の場合径厚比パラメータ R_t であり、それぞれ次式で表される。

$$R_f = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t} \quad (2)$$

ここで、 B = 箱形断面のフランジ板幅、 D = パイプ断面の直径、 t = 板厚、 n = サブパネル数 (無補剛断面の場合 $n=1$)、 σ_y = 降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比である。鋼材は SS400 を用い、解析にはひずみ硬化の影響も考慮した応力-ひずみ関係を使用している。

(1) 無補剛箱形断面

解析には初期たわみと板パネルの溶接による残留応力を考慮している。初期たわみについては、板要素の幅方向、長さ方向ともにサイン波の半波を仮定し、最大初期たわみは実測値の平均値⁸⁾を参照して構成板幅の 1/500 とした。残留応力は、面端部の溶接部に隣接する要素では引張残留応力として降伏応力 σ_y を、その他の要素では圧縮残留応力として $0.3\sigma_y$ を与えた⁸⁾。

解析は以下のケースで行った。板厚を 20mm と固定し、幅厚比パラメータ R_f を 0.2, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.8, 1.2 の 8 通りとした。また、今回追加解析をした軸力比 $N/N_y=0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0$ の場合の結果に、既存の結果の軸力比 0.0 から 0.5 までを加え、現行の式との適合性を比較検討した。現行の終局ひずみ算定式を次に示す。

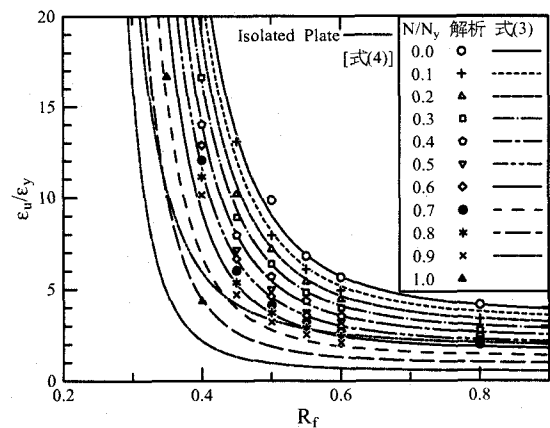


図-2 無補剛箱形断面の解析結果と現行の算定式との比較

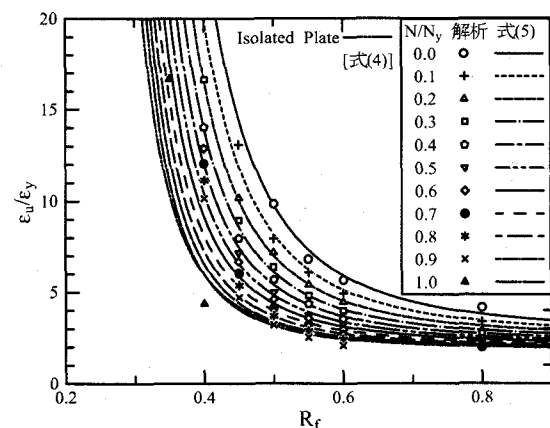


図-3 無補剛箱形断面の解析結果と新提案式との比較

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.108(1 - N/N_y)^{1.09}}{(R_f - 0.2)^{3.26}} + 3.58(1 - N/N_y)^{0.839} \leq 20.0$$

$$0.2 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 0.5 \quad (3)$$

上記の式と解析結果をプロットしたものを図-2 に示す。

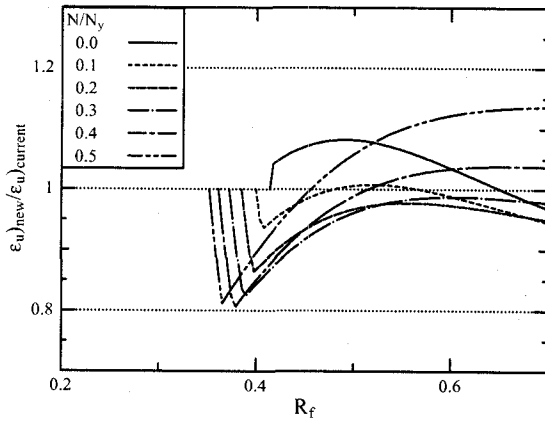


図-4 無補剛箱形断面の現行式と新提案式との比較

図-2 より $N/N_y = 0.6$ から 1.0 にかけて軸力が大きくなるにつれ、現行の算定式をそのまま適用すると解析値を過小に評価してしまう。そのため軸力比 $N/N_y = 1.0$ の時、純圧縮を受ける短柱の終局ひずみ算定式に近づくように、新しい算定式を作成することにした。純圧縮の場合の算定式と新しい提案式を示すと、それぞれ式 (4)、(5) のようになる。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.07}{(R_f - 0.2)^{2.53}} + 1.85 \leq 20.0 \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20.0$$

$$0.2 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (5)$$

この新提案式と解析結果をプロットしたものを図-3 に示す。新提案式と解析結果との比較では、提案式を軸力比 $N/N_y = 1.0$ の時に純圧縮の場合に接近するように作成しているため、幅厚比 R_f が 0.4 より小さい場合、解析結果を若干小さめに評価するようになっている。一方、軸力比 $N/N_y \leq 0.5$ の場合について現行の算定式と新提案式の比較を図-4 に示す。この図は新提案式の終局ひずみを現行式の終局ひずみで除して、両者の相対誤差を表す比率を求めている。また新提案式、現行式共に $\varepsilon_u/\varepsilon_y \leq 20.0$ としているので R_f が小さい領域では等しくなる。図-4 から、 R_f が 0.4 付近で $20\varepsilon_y$ から急激に値が低下するため、20%程度、約 $4\varepsilon_y$ ほど新提案式が現行式より小さく評価するようになる。また、 $N/N_y = 0.5$ では $R_f = 0.5$ 以降で現行式より少し大きめの値をとっている。これは $N/N_y = 1.0$ で純圧縮の式に接近するようにしているため、現行式より若干高めに現れている。その部分の両者の差は $0.5\varepsilon_y$ 以下である。

図-3 では $R_f = 0.4$ 、 $N/N_y = 1.0$ のケースで、解析結果が純圧縮の算定式よりも小さく現れているが、これはこの箱形断面の純圧縮における座屈強度が 1.0 より小さいためであることが考えられる。圧縮のみを受けた場合での

最大強度が $0.995N_y$ に対し、この解析では $1.0N_y$ を加えたため、モーメントをかける前に強度低下が生じており、純圧縮のみの場合よりも早く終局状態に達したからである。このため軸力を最大強度である $0.995N_y$ として、再度解析を行った。その結果、終局ひずみが $6.58\varepsilon_y$ となり、純圧縮の算定式とはほぼ一致していることを確認した。

(2) 補剛箱形断面

補剛箱形断面においては、補剛材は一辺に 2 本均等に配置している。残留応力は補剛材、断面端部の溶接部に隣接する要素では引張残留応力として降伏応力 σ_y を、その他の要素は圧縮残留応力 $0.3\sigma_y$ を与えている⁹⁾。初期たわみは、補剛板の全体的なたわみ δ_G と補剛材間のサブパネルの局所的なたわみ δ_L の和として与えられる⁹⁾。すなわち、フランジ補剛板の場合

$$\delta = \delta_G + \delta_L$$

$$\delta_G = \frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi}{a} y\right) \cos\left(\frac{\pi}{B} z\right) \quad (6)$$

$$\delta_L = \frac{B/n}{150} \sin\left(\frac{\pi}{a/m} y\right) \cos\left(\frac{\pi}{B/n} z\right)$$

を与える。ここで、 m は補剛板長さ方向の初期たわみの半波数、 n は補剛材間のサブパネル数 ($n=3$) である。

補剛箱形断面短柱の解析において、 R_f と N/N_y 以外に補剛材剛比 $\gamma\gamma^*$ をパラメータとして用いている。断面は $R_f = 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.7$ の 8 ケースを、そして $\gamma\gamma^* = 1.0$ と 3.0 の 2 種類の補剛材 ($N/N_y = 0.6 \sim 1.0$ では $\gamma\gamma^* = 1.0$ のみ) を用い、軸力比 $N/N_y = 0.0 \sim 1.0$ の範囲で解析を行った。まず、現行の算定式を以下に示し、現行の算定式と解析結果を図-5 にプロットする。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - N/N_y)^{0.94}}{(\bar{\lambda}_s \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - N/N_y)^{0.68} \leq 20.0$$

$$0.3 \leq R_f \leq 0.5, \quad \gamma/\gamma^* \geq 1.0, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 0.5 \quad (7)$$

この式では R_f の他に補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を用いている。 $\bar{\lambda}_s$ の定義を次式で示す。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (8)$$

$$Q = \frac{1}{2R_f} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \right] \leq 1.0 \quad (9)$$

ここで、 a はダイアフラム間隔、 r_s は補剛材 1 本を含む T 型断面の断面 2 次半径、 $\beta = 1.33R_f + 0.868$ である。

図-5 より、無補剛断面の場合と同様に $N/N_y = 0.6 \sim 1.0$ では軸力が大きくなるに従い、現行の算定式では解析値よりも過小に評価している。一方、純圧縮を受ける補剛板の場合、終局ひずみ算定式は

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.31}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (10)$$

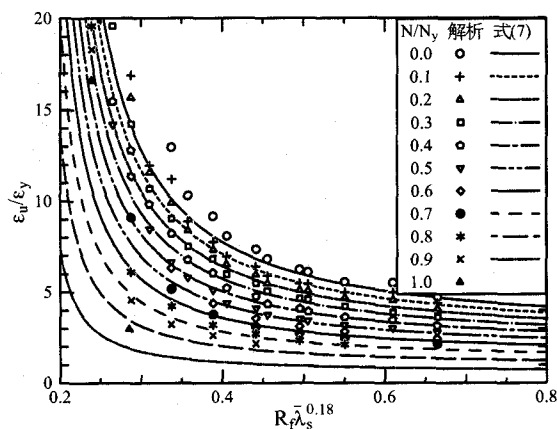


図-5 補剛箱形断面の解析結果と
現行の算定式との比較

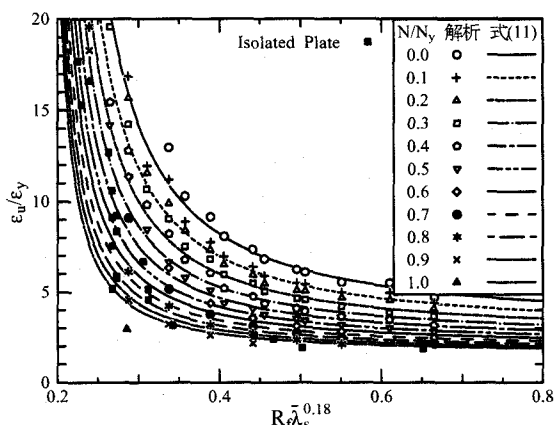


図-6 補剛箱形断面の解析結果と
新提案式との比較

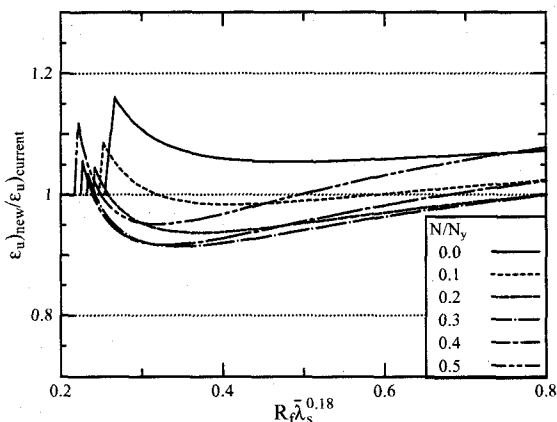
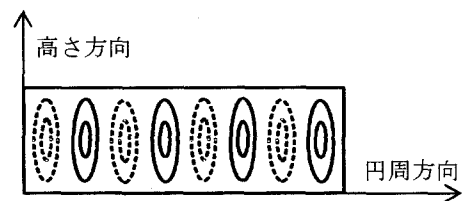


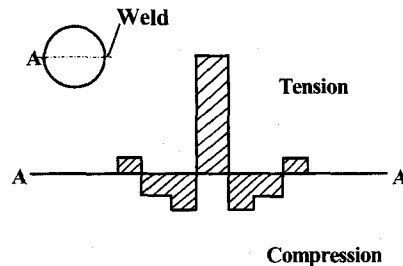
図-7 補剛箱形断面の現行式と
新提案式との比較

であり、 $\bar{\lambda}_s$ のみのパラメータである。そのため補剛板のみの圧縮解析から求めた変形能を図-6にプロットし、下限値がその結果に接近するように新しく終局ひずみの算定式を提案した。その式を次に示す。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.7}{\left(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.18\right)^{1.3} (1 + N/N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N/N_y)} \leq 20.0$$



(a) 初期たわみモード



(b) 残留応力分布

図-8 パイプ断面の初期不整

$$0.3 \leq R_f \leq 0.5, \quad \gamma/\gamma^* \geq 1.0, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (11)$$

$R_f \bar{\lambda}_s^{0.18}$ が 0.4 より小さい領域では解析値より多少低めに予測するように提案式を作成した。これは、この領域で終局ひずみがパラメータに対して非常に敏感であるため安全側にとる必要があることと、繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の変形能の予測に適用されたときに妥当な結果を与えることを考慮したからである¹⁰⁾。図-6では $N/N_y = 1.0$ のケースで、解析結果が純圧縮の算定式よりも小さく現れている。これも無補剛箱形断面の場合と同様に、純圧縮における座屈強度が 1.0 より小さいためであることが考えられる。

次に、図-4と同様に新提案式を現行の算定式で除し、比率を出したものを図-7に表す。この図より $N/N_y = 0.0$ で現行式より 10%程度常に大きめの推定となっているが、 $N/N_y = 0.1 \sim 0.4$ での差は約 10%以内と現行式と新提案式の値では、ほぼ等しくなっている。

(3) パイプ断面

パイプ断面短柱の解析には、文献 5)と同様な初期たわみと残留応力を考慮した。すなわち、初期たわみについては、図-8(a)に示すように高さ方向にサイン波の半波、円周方向にはサイン波の 4 波を仮定し、最大値を $0.0025L$ とした¹¹⁾。また、残留応力は、文献 12), 13) を参照して図-8(b)に示されるような分布とした。解析は、径厚比パラメータ R_f が $0.050 \sim 0.5$ までの 9 ケースについて $N/N_y = 0.0 \sim 1.0$ の範囲で行われた。パイプ断面の純圧縮の算定式と現行の終局ひずみ算定式は次のようになっている。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.445}{(R_f - 0.03)^{0.6}} + 1.0 \leq 20.0 \quad (12)$$

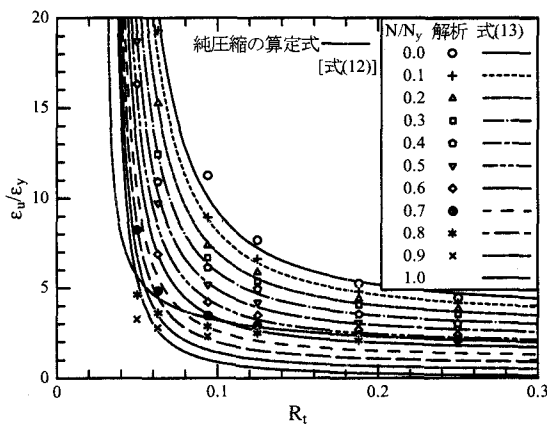


図-9 パイプ断面の解析結果と
現行の算定式との比較

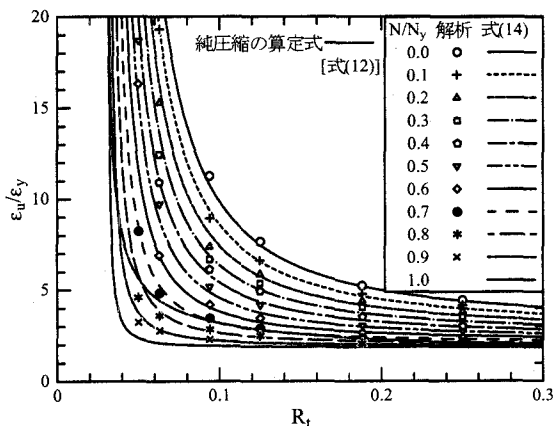


図-10 パイプ断面の解析結果と
新提案式との比較

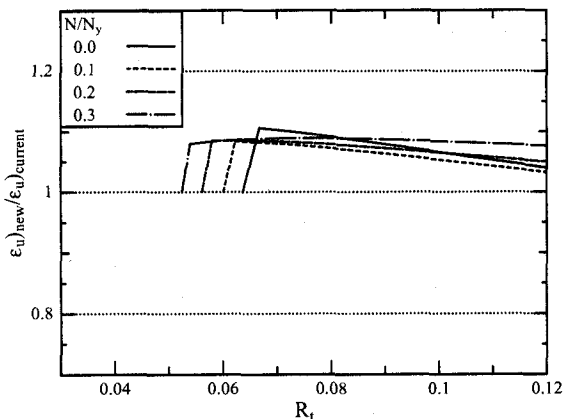


図-11 パイプ断面の現行式と
新提案式との比較

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.12(1 + 4N/N_y)}{(R_t - 0.03)^{1.45} (1 + N/N_y)^5} + 3.6(1 - N/N_y) \leq 20.0$$

$$0.03 \leq R_t \leq 0.50, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 0.3 \quad (13)$$

解析の結果、 $N/N_y=0.8, 0.9$ のケースでは終局ひずみの値が純圧縮の算定式の値よりも小さく現れている (図-9)。これは、箱形断面の場合、一面が局部座屈による強度低

下が生じて、隣接する面への座屈の進展は生じにくい
のに対し、パイプ断面では、一箇所生じた局部座屈は
周辺へ進展する。そのため最大耐力からの強度低下が大
きく、純圧縮の場合よりも早期に終局へと達してしまう。
したがって、パイプ断面の場合は、 $N/N_y=0.8, 0.9$ の解析
結果を満たすように以下の新提案式を作成した。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.14(1.1 - N/N_y)^{1.8}}{(R_t - 0.03)^{1.4}} + \frac{3}{(1 + N/N_y)^{0.7}} \leq 20.0$$

$$0.03 \leq R_t \leq 0.12, \quad 0.0 \leq N/N_y \leq 1.0 \quad (14)$$

現行式と提案式で適用範囲の変更は、現行の算定式では
変形能の評価には問題ないが、強度に関しては過大評価
となるので適用範囲の上限を 0.50 から 0.12 と小さくして
いる。この提案式と解析結果を図-10 に示す。この提案
式は軸力と曲げモーメントがかかる部材セグメントに対
して適用でき、曲げモーメントがかからない軸力部材に
適用すると本来の変形能よりも過小に評価してしまう。
よって軸力部材には現行の純圧縮の式を用いるべきであ
る。次に、新提案式を現行の算定式で除し、比較したも
のを図-11 に表す。この図から $N/N_y=0.0$ の場合、最大
10%ほど現行式を上回っており、軸力比がそれ以上の場
合も若干大きめの予測となっている。これは R_t が 0.1 より
も小さくなると終局ひずみの値が急激に上昇し、曲線
の傾きが大きくなるため、現行式と提案式の終局ひずみ
の差が大きく現れている。しかし、図-10 より提案式は
各軸力比で解析の結果と整合しているため、適用に問題
はないといえる。

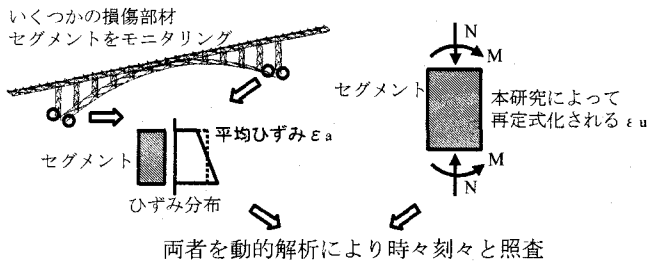
3. アーチ橋の動的耐震照査への適用

この節では、本研究で提案する新しい終局ひずみの算
定式を用いてアーチ橋の耐震照査を試みる。

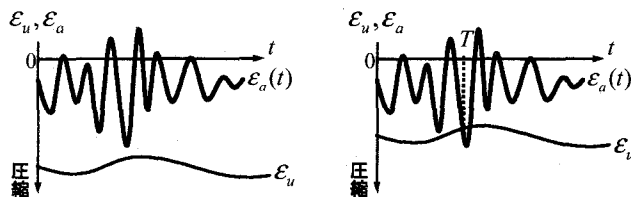
(1) 動的耐震照査法の概要

本検討で用いる動的耐震照査法の概念図を図-12 に示
す。この図は同一グラフ上に有効破壊長区間での平均軸
ひずみの時刻歴と終局ひずみをプロットしたものである。
終局状態の照査は圧縮側で行うので終局ひずみの曲線は
平均軸ひずみよりも下に位置している。

終局状態はそれぞれの損傷部材セグメントで照査を行
う。平均軸ひずみの時刻歴が終局ひずみの時刻歴よりも
常に大きい場合 (図-12 (b))、その損傷部材セグメントは
終局状態に至らず、安全であると判定される。それに対
して、 $t=T$ で平均軸ひずみが終局ひずみと交わった場合
(図-12 (c))、その損傷部材セグメントは時刻 T において
終局状態に達したと判定される。また、本研究では安全
側の評価になる可能性が高いものの、終局を迎えた損傷
部材セグメントに変形が集中する可能性を懸念して、構
造物内の損傷部材セグメントが 1 つでも終局を迎えた時、



(a) 平均応答ひずみと終局ひずみ



(b) 常に $\varepsilon_a > \varepsilon_u$ なので安全 (c) $t=T$ において終局

図-12 動的耐震照査法概念図

構造物系全体の終局とみなす。

損傷部材セグメントにおいて、照査を行うために必要な平均ひずみは、断面内の最圧縮部の肉厚中央部における軸ひずみ ε (箱形断面の場合は圧縮フランジ最外縁ファイバーの肉厚中央部の軸ひずみ) を有効破壊長領域にわたって平均したものである。

終局ひずみは、上述の平均軸ひずみに対する照査基準であり、前節で示したような、セグメントそのものに対して詳細に検討された経験式より求められる。

また、アーチリブなどの部材全体座屈は、幾何学的非線形性を考えることにより解析の中で自動的に考慮されることになる。

(2) 解析モデル

対象とするアーチ橋は図-13 に示すように、橋長 173 m、アーチ支間長 114m、アーチライズ 16.87m、スパンライズ比 1/6.76 の 2 ヒンジ上路式 RC 床版鋼アーチ橋である²⁾。本橋は、平成 8 年 12 月に改訂された道路橋示方書²⁾により I 種地盤用に設計された橋梁を、橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれに対し、対称構造になるよう、修正したものである。端柱基部とアーチリブ基部の断面は、図-14 に示すような箱形断面である。

モデルの詳細は文献 2) で述べられているが、ここでは主な特徴を簡単に述べる。解析モデルは 3 次元骨組モデルを使用した。アーチリブ、補剛桁、鉛直材、床版、アーチリブ支材に 3 次元はり要素、上横構、下横構、鉛直材対傾構に 3 次元トラス要素を用いた。要素の分割数は、補剛桁に関しては、横桁の間隔に沿い、36 分割とした。アーチリブの分割は鉛直材間を 2 要素で分割し全体で 24 分割とした。橋脚は、横桁の間隔に沿い、5 分割とした。

また、各断面内の積分点については、箱形断面で構成

されるアーチリブと端柱についてはフランジ、ウェブにそれぞれ 5 点ずつ、計 16 点とし、I 型断面で構成される補剛桁、横桁、横構および鉛直材もまた、フランジ、ウェブにそれぞれ 5 点ずつ、計 13 点とした。

質量は集中質量とし、補剛桁、床版、アーチリブおよび鉛直材の節点 (ただし、このモデルでは中間節点を設けていないのでそれぞれの接合点) に集約している。つまり、1 要素の両端節点に要素質量の 1/2 ずつをかけている。

各部材に用いる鋼材はアーチリブ、補剛桁、端柱、横構に SMA490 (降伏応力は 355MPa)、その他の部材に SMA400 (降伏応力は 235MPa) を用いた。鋼材の構成則はバイリニア型応力-ひずみ関係に移動硬化則 (2 次勾配は $E/100$ で、 $E=206\text{GPa}$) を用いた。コンクリート床版のコンクリートの構成則は引張強度を無視し、圧縮側は圧縮強度に達しても強度劣化しないものとしている。ここで、コンクリートの圧縮強度は設計強度 $\sigma_{sk}=30\text{MPa}$ の 0.85 倍としている。

部材の結合部については、端柱と補剛桁との間は剛結、鉛直材と補剛桁との間はピン結合、さらにクラウン部に剛域を設けてモデル化を行った。なお、RC 床版は補剛桁に合成されているものとしてモデル化した。

なお、橋台やフーチングといった基礎構造は考慮していない。設定した境界条件は、アーチリブ基部がピン結合、端柱基部がピボット沓、補剛桁端部が可動支承である。

解析には、構造解析汎用プログラム ABAQUS⁷⁾を用いた。積分法は Hilber-Hughes-Taylor 法を使用した。この Hilber-Hughes-Taylor 法は、Newmark の β 法をもとにして、その性能と安定性の向上を図ったものである。時間増分は、最大値が 0.01 秒の自動時間増分で行った。なお、幾何学的非線形性を考慮した。

減衰は質量比例型減衰を用い、地震動入力方向で有効質量が大きい最低次の振動モードの減衰定数が 3%となるように係数を決定した。

(3) 橋軸方向地震動に対する耐震照査

橋軸方向から地震波を入力する動的解析では、入力地震波に JR 鷹取駅調整波の NS 成分 (JRT-NS-M) を用いた。橋軸方向地震動に対するこのアーチ橋の地震時挙動は文献 2) で詳細に述べられている。ここでは、照査箇所の応答ひずみを説明し、耐震性の照査を行う。

図-15 は塑性化した部材を太線で示したものである。図中の括弧内の数字は降伏ひずみで除した応答ひずみである。この図からわかるように、補剛桁部分で塑性化が生じ、鉛直材、アーチリブ、端柱などの下部構造への損傷は見られなかった。図-16 に圧縮側での最大ひずみが現れた箇所のひずみ応答を示す。発生箇所は端柱と側径間の接合付近で補剛桁の I 型断面下辺中央部のひずみで

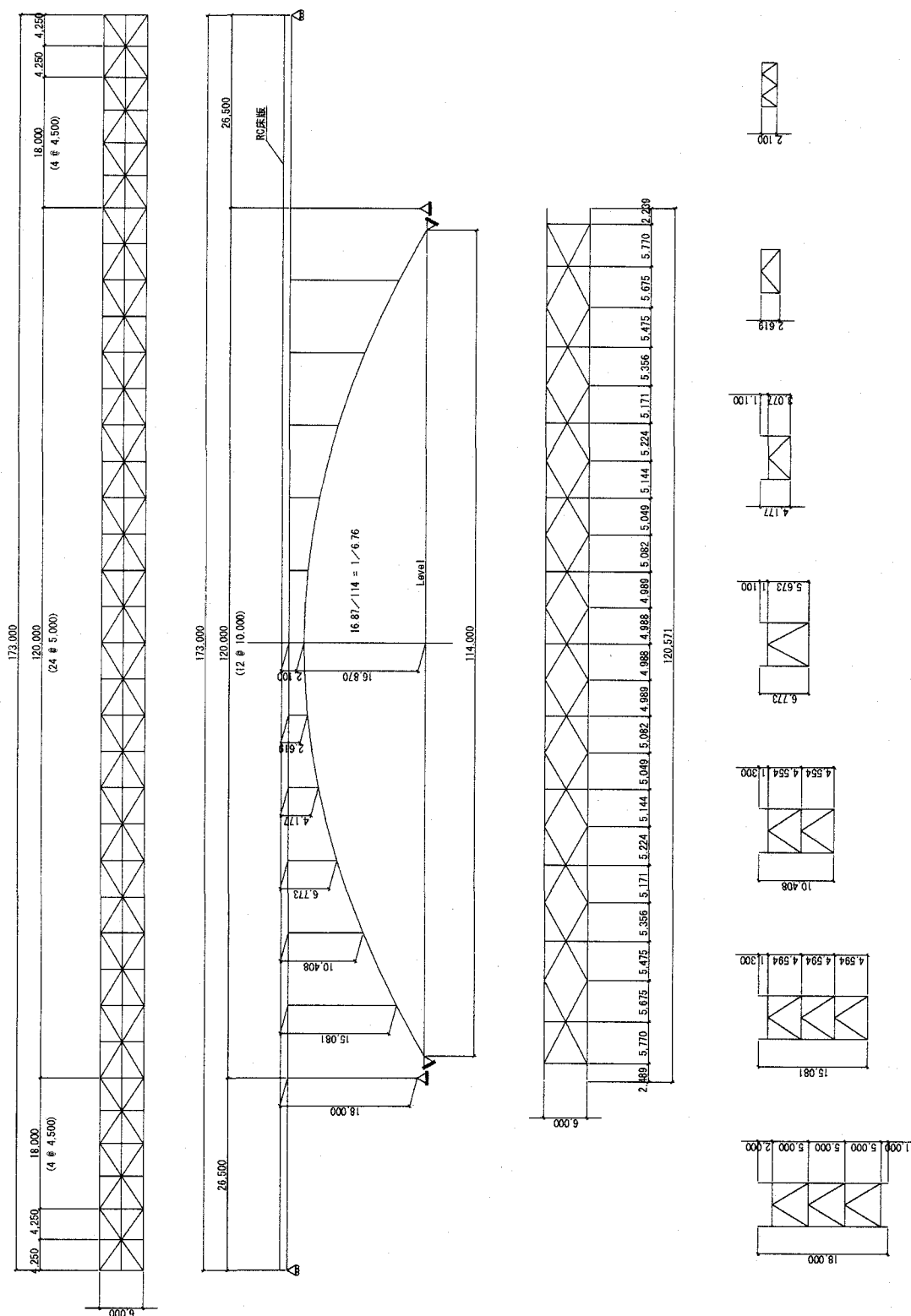


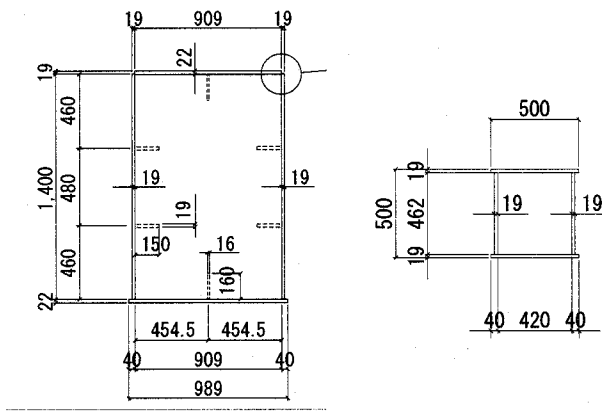
図-13 解析対象橋梁骨組寸法図

ある。この図から、最大圧縮ひずみは $1.03 \varepsilon_y$ と小さな値となっている。その他の塑性化した部材はすべて引張側（最大引張ひずみ： $1.29 \varepsilon_y$ ）に現れていたため、橋軸方向におけるこのアーチ橋の損傷は小さく、優れた耐震性能を有していることがいえる。

(4) 橋軸直角方向地震動に対する耐震照査

橋軸直角方向から地震波を入力する動的解析で、アーチ橋への入力地震波は JR 鷹取駅調整波の EW 成分 (JRT-EW-M) を用いた。

図-17 は塑性化した部材を太線で示したものである。図中の括弧内の数字は降伏ひずみで除した応答ひずみである。この図からわかるように、補剛桁部分で塑性化が



(a) アーチリブ基部 (b) 端柱基部

図-14 端柱基部断面図とアーチリブ断面図

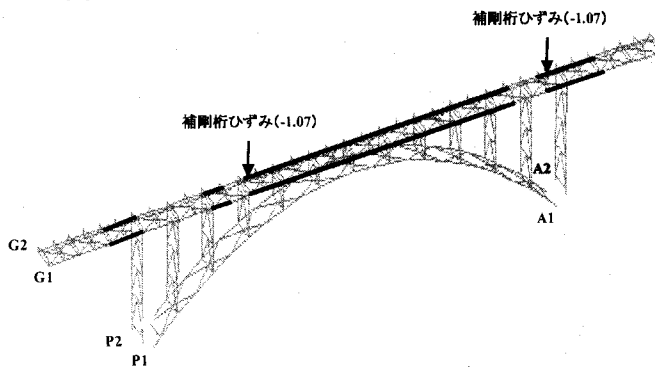


図-15 橋軸方向地震動を受けた場合の塑性化部材

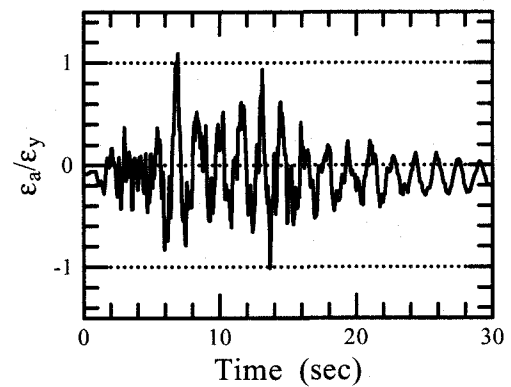


図-16 補剛桁での最大圧縮ひずみ発生箇所の
応答ひずみ時刻歴

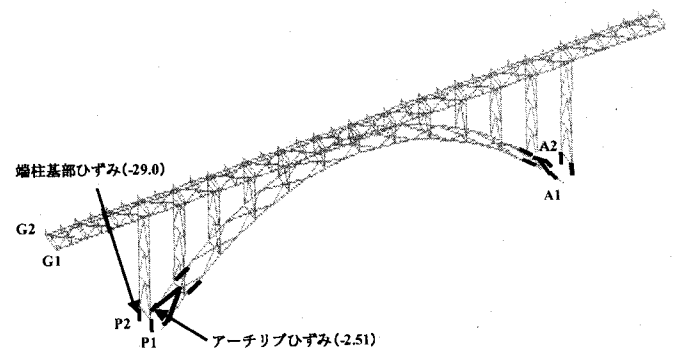


図-17 橋軸直角方向地震動を受けた場合の塑性化部材

見られなく、端柱基部、アーチリブおよび下横構で生じている。動的照査を行うために、まずアーチリブ基部と端柱基部を照査点に取り、軸力応答とひずみ応答の時刻歴を調べた。軸力比の変動を図-18に示す。この図より、アーチリブ基部で約 $0.8N_y$ 、端柱基部で $1.0N_y$ 近くの大軸力が発生しているのがわかる。また、照査点の応答ひずみと新提案式により計算した終局ひずみをそれぞれ図-19に示す。図-19の上フランジと下フランジの2つの曲線は応答ひずみが等しいため重なっている。この図では、照査点での応答ひずみが終局ひずみと交わった場合、アーチ橋全体が終局に達したとみなされる。このことからアーチリブ基部では照査点のひずみが終局ひずみと交わっていないので終局には達していないが、端柱基部では3秒付近で外側フランジのひずみが終局ひずみに達したため、このアーチ橋は終局を迎えたと判断される。これは、断面の幅厚比パラメータ R_f が比較的大きいことと、応答軸力が極めて大きかったからである。よって、耐震性能を向上させる方策をとる必要がある。

(5) 板厚を増すことによる構造的耐震性向上策の検討

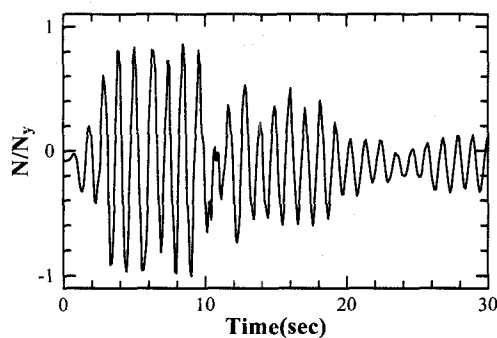
前述したように、橋軸直角方向地震応答解析では端柱基部がかなり早い時点で終局状態に至ったので、このアーチ橋の耐震性能向上策の検討を行う。ここで、新設橋

梁を対象にした端柱基部の板厚を厚くしたモデルでの解析を行った。

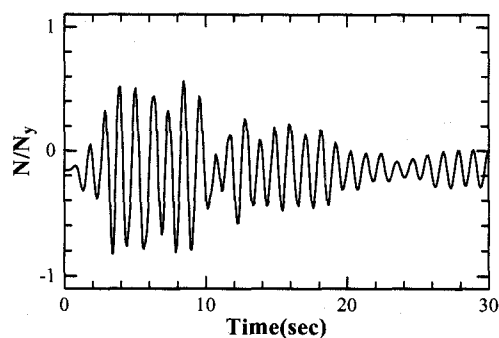
図-20に示される端柱基部の断面を、外形はそのまま板厚を従来の19mmから32mm変更し、橋軸直角方向地震応答解析を行った。板厚の変更により幅厚比パラメータ R_f は0.575から0.350へと小さくなった。このモデルの変更による変位などの振動特性はほとんど変化しなかったため、ここでは省略する。図-21(a)に端柱基部の軸力変動を、図-21(b)に変更後の終局ひずみとの比較を示す。図-21(a)より断面積が増えたことにより、元のモデルでは最大で降伏軸力 (N_y) まで達していた軸力が、このモデルでは $0.8N_y$ 以下へと小さくなっている。また、図-21(b)より変更後は僅かに終局ひずみまでには至らなかった。これより、この端柱基部では R_f を0.35以下にすれば、JRT-EW-M地震動を受けても終局状態には達しないことがいえる。

4. 結言

本論文は、地震時に大軸力が生じやすいアーチ橋を対象に終局ひずみ算定式の再検討とそれをアーチ橋への適用を試みたものである。結論をまとめると以下のようになる。

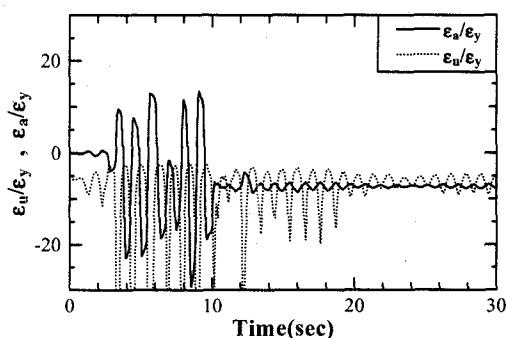


(a) 端柱基部軸力

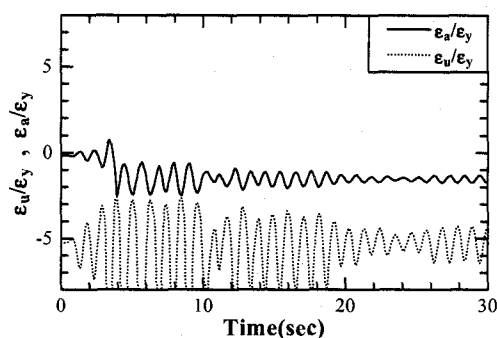


(b) アーチリブ基部軸力

図-18 橋軸直角方向地震動を受けた場合の軸力時刻歴



(a) 端柱基部 P2 側の照査



(b) アーチリブ A2 側の照査

図-19 橋軸直角方向地震動を受けた場合の動的耐震照査

- (1) 現行の算定式は適用範囲が狭く、大軸力が発生する箇所では適用できない場合があった。そのため、軸力比 1.0 まで対応するように新しい式を提案した。
- (2) パイプ断面の場合は、高軸力下でモーメントが生じると、最大耐力を過ぎてからの強度低下が大きく純圧縮を受ける場合の変形能を下回ってしまう。よって軸力部材に新提案式を適用すると過小に評価してしまうため、純圧縮そのものの式を用いる必要がある。
- (3) 解析では、非常に薄肉断面のケースも行っているが、この場合、変形能の評価は問題ないが、強度に関しては過大評価となってしまう。そのため、非常に薄肉の断面での適用は行うことができない。
- (4) アーチ橋の適用ではアーチリブは終局ひずみに達しなかったが、端柱基部は降伏軸力程度の軸力応答が生じたため、終局ひずみまで達した。そのため、端柱基部の補強策を検討する必要がある。
- (5) 端柱基部の板厚を厚くしたことで断面積が大きくなり、降伏軸力まで達していた軸力も $0.8N_y$ と小さくなった。そのため、終局ひずみには達しなくなった。

鋼構造物の耐震性を向上させるには、本研究で検討し

た構造的耐震性能向上策以外に、エネルギー吸収デバイスの設置による耐震性向上策もある。これは、地震時に大きな損傷を起こさせる部材を、地震後に取替えまたは補修が容易にできる 2 次部材（エネルギー吸収部材と称し、例えば横構、対傾構など）に限定し、それ以外の部材の損傷をほぼ弾性域に収める方法である。この方法についての検討結果は別途報告する予定である。

謝辞： 本研究の一部は、日本鋼構造協会鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会（委員長：宇佐美 勉 名古屋大学教授）の活動の一環として行われた。また、委員の皆様より種々の貴重なご助言を頂いた。ここで、付記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 宇佐美勉、織田博孝：鋼構造物の耐震設計法および耐震照査法に関する研究展望、土木学会論文集、No.668/I-54, pp.1-16, 2001 年 1 月。
- 2) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会（委員長：宇佐美勉）：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策、2003 年 10 月。

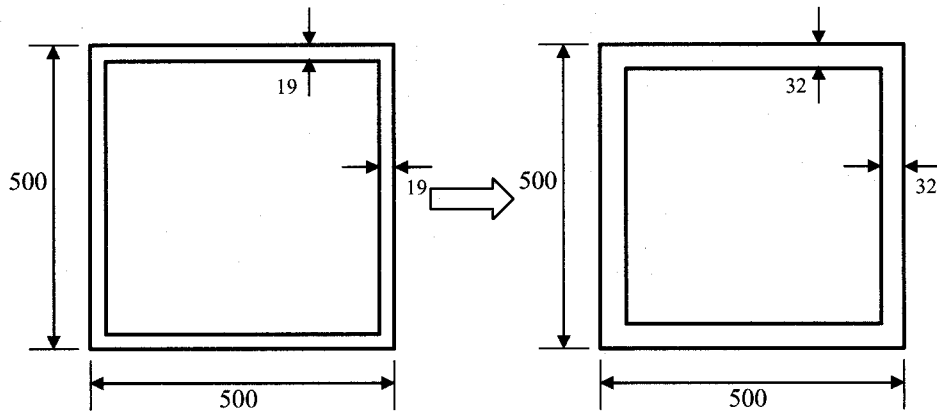
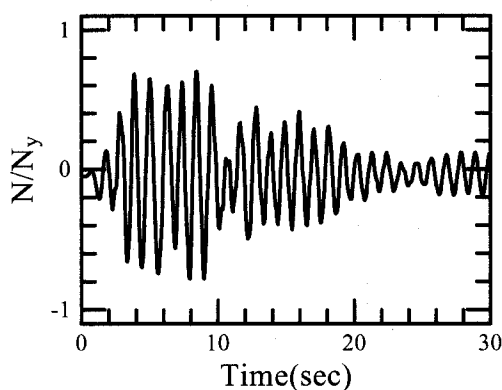
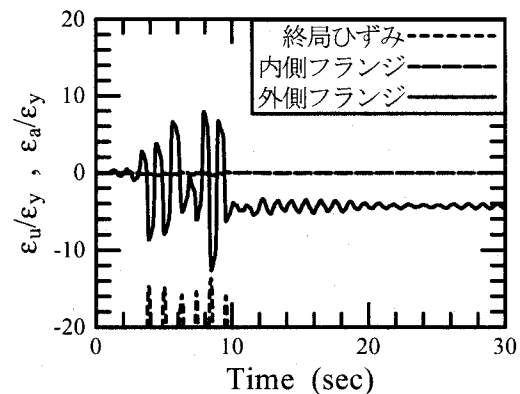


図-20 板厚を増すことによる耐震性向上策



(a) 端柱基部の軸力変動



(b) 端柱基部のひずみ照査

図-21 板厚増しモデルの耐震照査

- 3) 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 葛西昭: 鋼製橋脚の動的耐震照査法に関する検討, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.181-190, 2002年7月.
- 4) 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.48A, pp.779-788, 2002年3月.
- 5) Gao, S., Usami, T., and Ge, H.B.: Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending. *J. Engrg. Mech., ASCE*, Vol.124, No.2, pp.176-183, 1998.
- 6) Zheng Y, Usami T, Ge HB. Ductility of Thin-Walled Steel Box Stub-Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.126, No.11, pp.1304-1311, 2000.11.
- 7) ABAQUS/Standard user's manual, Version 6.3. Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I., 2003.
- 8) 土木学会 (福本秀土編): 座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987年.
- 9) 北田俊行, 中井博, 国廣昌史, 原田直樹: 圧縮と曲げを受ける無補剛・補剛薄肉箱形断面の終局強度相関曲線に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.331-342, 1994年3月.
- 10) Zheng Y, Usami T, Ge HB. Ductility Evaluation Procedure for Thin-Walled Steel Structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.126, No.11, pp.1312-1319, 2000.11.
- 11) 宇佐美勉, 青木徹彦, 加藤正宏, 和田匡央: 鋼管短柱の圧縮および曲げ耐荷力実験, 土木学会論文集, No.416/I-13, pp.255-264, 1990年4月.
- 12) Chen, W. F. and Ross, D. A.: Test of Fabricated Tubular Columns, *J. Struct. Div., ASCE*, Vol.103, No.3, pp.619-634, 1977.
- 13) Ostapenko, A.: Local Buckling of Welded Tubular Columns, Rep. 406.11, Fritz Engrg. Lab., Lehigh Univ., Bethlehem, PA, 1977.

(2003年9月12日 受付)