

## H形断面部材よりなる鋼構造物の耐震性能照査

宇佐美勉<sup>1</sup>・馬翔<sup>2</sup>・野中哲也<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

<sup>2</sup>学生 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程社会基盤工学専攻（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

<sup>3</sup>正会員 工博 ヤマト設計株式会社名古屋支店（〒460-0002 名古屋市中区丸の内3-17-6 ナカトウ丸の内ビル2F）

### 1. 緒言

鋼製橋脚には、箱形断面、パイプ断面、八角形断面など閉断面鋼部材が用いられる場合がほとんどである。これらの断面で構成される鋼構造物の耐震性能照査方法は、鋼製橋脚の耐震設計との関連で数多く行われ、変位で照査する方法（静的/動的解析の併用法で、変位照査法と呼ぶ）および、ひずみで照査する方法（動的解析に基づく方法で、ひずみ照査法と呼ぶ）が提案されている<sup>1)</sup>。いずれの照査法でも、部材セグメントの変形能喪失の条件を表す終局ひずみの算定式が必要となり、補剛箱形断面、無補剛箱形断面あるいはパイプ断面に対しては算定式が提案されている<sup>2)</sup>。これらの耐震性能照査法は、その後、アーチ橋、トラス橋、斜張橋など動的挙動が複雑な鋼橋の耐震性能照査にも使用されてきている。所が、これらの鋼橋の上部構造にはH形断面に代表される開断面部材も使用されるが、開断面部材の耐震性能照査法はほとんど研究されてこなかった。

本論文は、以上の現状認識を踏まえ、H形断面部材の耐震性能照査に使用出来る終局ひずみの経験式を求め、鋼アーチ橋のH形断面アーチリブへの適用例を示したものである。

### 2. 耐震照査法の概要

ひずみ照査法<sup>1)</sup>とは、地震時などの繰り返し荷重を受ける構造物の危険部材セグメント（損傷が集中すると考えられるセグメントで、有効破壊長と称する長さ $L_e$ の部材セグメント）における断面フランジの平均軸ひずみ時刻歴に着目し、その平均圧縮軸ひずみ $\varepsilon_a$ と危険部材セグメント毎に算定される終局ひずみ $\varepsilon_u$ との比較により、時刻歴上で耐震性能照査を行

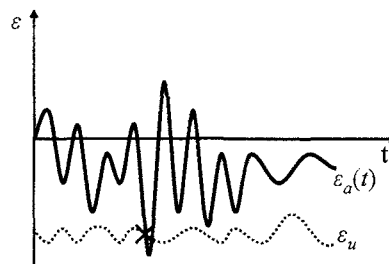


図-1 ひずみ照査法の概念図

う方法である。照査法の概念図を図-1に示す。発生圧縮ひずみが終局ひずみに達した時点で（図-1、×印の点）終局状態に至ったものと見なす。複数の危険セグメントが想定される場合には、その内の一箇所が終局状態に達したら、構造物全体が終局状態に至ると見なす。照査に用いる軸ひずみは、設定した有効破壊長領域における平均圧縮ひずみ $\varepsilon_a$ であり、部材セグメント断面における圧縮最外縁の肉厚中央のひずみより求める。

この耐震照査法は、局部座屈を考慮しない、はり要素を用いた簡易な解析モデルで実施する特徴があるので、実用に便利である。今まで無補剛箱形断面、補剛箱形断面およびパイプ断面の鋼構造部材の耐震照査に使用されてきたが、H形断面鋼部材に関しては、検討がほとんど行われていない。別報<sup>3)</sup>で指摘したように、H形断面部材は強軸方向と弱軸方向の挙動が大きく異なり、特に強軸方向の場合は、局部座屈に加え、部材全体の横ねじれ座屈も起こる可能性がある。更に、単調増大荷重と繰り返し荷重では崩壊モードが異なる場合があり、箱形断面などの閉断面部材の挙動に比べ、H形断面部材の挙動は極めて複雑である。終局ひずみ算定式には、これら現象を考慮しなければならない。

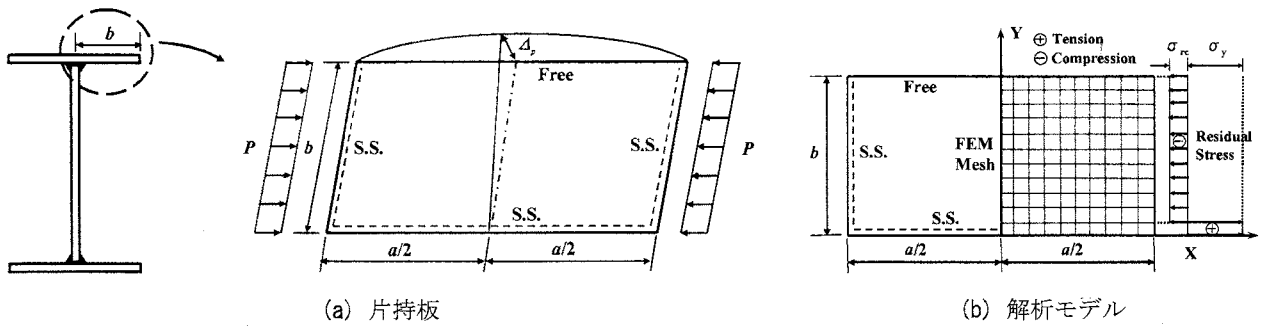


図-2 片持板の終局ひずみを求めるための解析モデル

### 3. H形断面部材の終局ひずみ算定式

#### (1) H形断面フランジの終局ひずみ算定式

日沖<sup>4)</sup>は、H形断面部材のフランジ板をとりあげ、シェル要素を用いた複合非線形解析により終局ひずみ算定式を求めた。解析の概念は図-2aに示すように、H形断面の片フランジを三辺単純支持、一辺自由の片持板にモデル化し、板に純圧縮を加え、板断面の平均軸圧縮応力が最大値の95%まで低下したときの平均軸ひずみ $\epsilon_u$ を求め、それを終局ひずみと考えた。解析モデルは図-2bに示されており、初期不整として、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。初期たわみモードは式 $\Delta = \Delta_p \cos((X/a) \cdot \pi) \cdot (Y/b)$ で与えられる。ここで、 $\Delta_p$ ：最大初期たわみ、 $a$ ：板の長さ、 $b$ ：板の幅、 $X, Y$ は図-2bに示す座標である。残留応力は矩形分布を用いた。これら初期不整の値は、平均的な強度を与えるために、 $\sigma_{rc}/\sigma_y = 0.1$ 、 $\Delta_p/b = 1/250$ を仮定している<sup>5)</sup>。解析により提案された $\epsilon_u$ の算定式は式(1)で表される。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \begin{cases} \frac{0.454}{(R_f - 0.5)^{0.769}} + 1.18 \leq 20.0 & 0.5 < R_f \leq 0.7 \\ 20.0 & R_f \leq 0.5 \end{cases} \quad (1)$$

$$R_f = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \quad (2)$$

ここで、 $R_f$ ：フランジの幅厚比パラメータ、 $\sigma_y$ ：降伏応力、 $\sigma_{cr}$ ：板の弾性座屈応力、 $b$ ：片フランジ幅、 $t_f$ ：フランジの板厚、 $E$ ：ヤング係数、 $\nu$ ：ポアソン比、 $k$ ：座屈係数でH形断面の場合は0.425。

日沖らの解析では、強度がほぼ最低となるアスペクト比 $ab=2.0$ の片持板<sup>6)</sup>から終局ひずみを求めている。従って、H形断面部材の照査に利用するときの有効破壊長 $L_e$ も $2b$ となる。強軸曲げを受ける部材はフランジ断面内のひずみ分布が均一であるので、

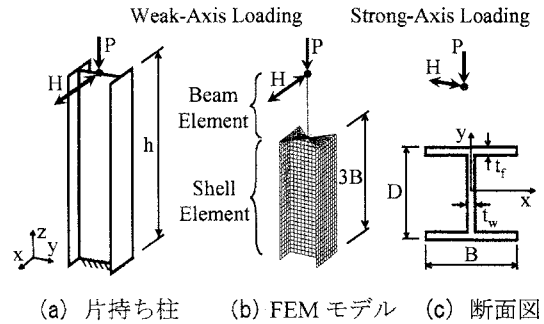


図-3 片持柱の解析モデル

どこのひずみをとって照査を行っても同じであるが、弱軸曲げを受ける部材はひずみ勾配があり、どの点のひずみを照査に使うのが良いか明確に定められない。

本論文では、式(1)の終局ひずみの妥当性を検討するために、シェル要素により算定された片持柱の終局変位をベンチマークとし、はり要素による同じ片持柱のPushover解析結果に式(1)を用いて算定した終局変位を比較する。

#### (2) シェル要素モデルによる解析結果<sup>3)</sup>の概要

両端単純支持の部材の半分を表す片持柱を解析に用いる。部材の寸法およびシェルモデルの説明は図-3に示されている。自由端に鉛直荷重Pを加え、Pを一定に保ちながら強軸または弱軸方向に繰返し水平荷重を与えた。

図-3bのように柱基部から $3B$  ( $B=2b$ =全フランジ幅)までを4節点の低減積分シェル要素(S4R)でモデル化し、その上部は三次元はり要素(B31)によってモデル化を行っている。水平荷重が強軸方向に作用する場合には横ねじれ座屈を引き起こすために、初期不整として弱軸方向に初期たわみを与える。繰返し荷重は漸増の変動変位振幅(増分は、降伏変位)となる荷重パターンとする。検証の対象構造としては、柱長とフランジ板厚を変化させて強軸方

表-1 解析対象片持柱の主要パラメータ<sup>a)</sup>

Strong-axis Loading					Weak-axis Loading				
Case	$\bar{\lambda}_{strong}$	$R_f$	$t_f$ (mm)	$h$ (mm)	Case	$\bar{\lambda}_{weak}$	$R_f$	$t_f$ (mm)	$h$ (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
S02-40	0.2	0.40	28	1602	W02-40	0.2	0.40	28	966
S02-53	0.2	0.53	21	1600	W02-53	0.2	0.53	21	937
S02-69	0.2	0.69	16	1585	W02-69	0.2	0.69	16	903
S04-40	0.4	0.40	28	3203	W04-40	0.4	0.40	28	1933
S04-53	0.4	0.53	21	3199	W04-53	0.4	0.53	21	1873
S04-69	0.4	0.69	16	3171	W04-69	0.4	0.69	16	1806
S06-40	0.6	0.40	28	4805	W06-40	0.6	0.40	28	2899
S06-53	0.6	0.53	21	4799	W06-53	0.6	0.53	21	2810
S06-69	0.6	0.69	16	4756	W06-69	0.6	0.69	16	2709
S08-40	0.8	0.40	28	6406	W08-40	0.8	0.40	28	3865
S08-53	0.8	0.53	21	6399	W08-53	0.8	0.53	21	3747
S08-69	0.8	0.69	16	6341	W08-69	0.8	0.69	16	3612

a) Constants:  $B=D=400$  mm

表-2 片持柱の破壊モードのまとめ<sup>3)</sup>

$\bar{\lambda}$	0.2			0.4			0.6			0.8		
	$P/P_y$	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35
強軸方向 載荷	連成座屈			横ねじれ座屈						圧縮座屈		
弱軸方向 載荷	$R_f=0.40$	局部座屈						屈服				
	$R_f=0.53$											
	$R_f=0.69$											

Note:  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{strong}$  (強軸方向載荷),  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{weak}$  (弱軸方向載荷)

向載荷と弱軸方向載荷それぞれに 12 本の解析モデルを設ける。また、各柱に対して 3 パターンの軸力比  $P/P_y=0.20, 0.35, 0.50$  を加えた。解析した柱の構造諸元を表-1 に示す。細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  は式(3)より計算される。

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_E}} = \frac{\beta h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ここで、 $\beta$ : 有効座屈長係数 (=2.0),  $r$ : 強軸あるいは弱軸周りの断面二次半径,  $h$ : 柱長である。 $\bar{\lambda}$  は、強軸あるいは弱軸周りの細長比パラメータを表す。区別する時は、それぞれ  $\bar{\lambda}_{strong}$ ,  $\bar{\lambda}_{weak}$  と書く。

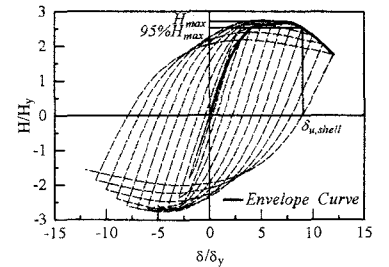
解析は全て汎用ソフト ABAQUS 6.5, 構成則として修正 2 曲面モデルを用いた。数値解析<sup>3)</sup>から挙動を分析して各ケースの破壊モードを表-2 にまとめた。表-2 からわかるように、強軸方向に繰返し水平力を受ける H 形断面部材の破壊は、主として横ねじれ座屈, あるいは横ねじれと局部座屈の連成座屈に

起因する。それに対し、弱軸方向載荷の場合には局部座屈が支配的な破壊モードとなる。また、比較的長い柱は顕著な  $P-\delta$  効果より、局部座屈が起こっていないのに水平耐力が低下し始めることも観察された。この現象は屈服とも言われている。屈服現象は、はり要素を用いた有限変位解析でも再現できるので、局部座屈あるいは横ねじれ座屈に支配される終局ひずみの算定では対象外とする。表-2 に屈服現象のあるケースを薄墨で示している。

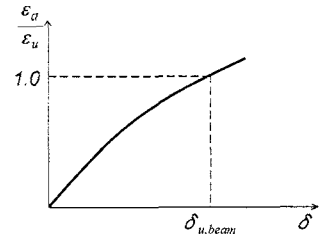
また、終局変位を決めるに際し、水平荷重  $H$  と水平変位  $\delta$  との関係を表す  $H-\delta$  繰返し曲線から包絡線を求めて、 $H$  が最大値の 95% まで低減したときの変位を終局変位として  $\delta_{u,shell}$  で表記する (図-4a)。

### (3) はり要素モデルによる解析結果

局部座屈を考えないはり要素モデルでは、柱全体に対して前記で述べた 3 次元はり要素 (B31) によってモデル化を行う。載荷はシェル要素モデルの場合と異なり、自由端の水平変位を単調に増大させる



(a) シェル要素繰返し載荷解析



(b) はり要素の Pushover 解析

図-4 終局変位の求め方

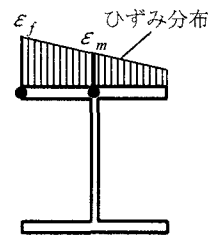
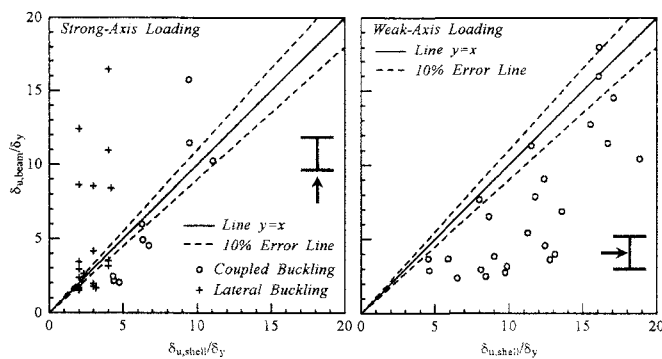
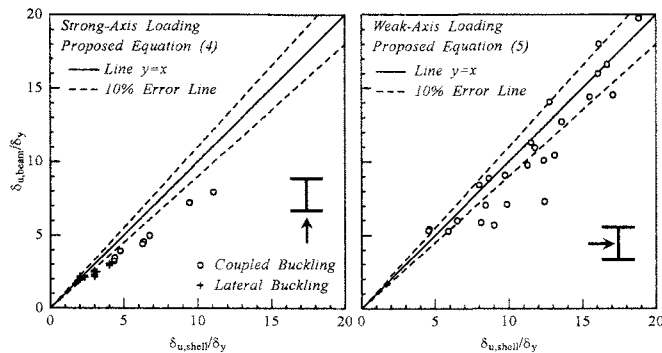


図-5 フランジにおけるひずみ照査箇所



(a) 強軸方向載荷時 (b) 弱軸方向載荷時

図-6 終局ひずみ算定式の検証



(a) 強軸方向載荷時 (b) 弱軸方向載荷時

図-7 修正終局ひずみ算定式の検証

Pushover 解析を行う。そして圧縮側フランジ端部(図-5 参照)の軸ひずみ  $\epsilon_f$  の、有効破壊長領域での平均値  $\epsilon_{fa}$  を算出する。強軸方向載荷の場合にはフランジ断面内のひずみは全て同じであるが、弱軸方向載荷の場合にはフランジ内でひずみ勾配が生じる。この場合には、 $\epsilon_f$  はフランジ内での最大のひずみとする。 $\epsilon_{fa}$  が終局ひずみ  $\epsilon_u$  に達したときの変位を、はり要素解析の終局変位予測値とし、 $\delta_{u,beam}$  で表記する(図4b)。 $\delta_{u,beam}$  を精緻なシェル要素モデルから求めた終局変位基準値  $\delta_{u,shell}$  との比較によって、終局ひずみ算定式の妥当性を検討する。

a) 強軸方向載荷の検討

柱が強軸方向載荷を受ける時の各ケースの結果は図-6a に示す。縦軸と横軸はそれぞれ  $\delta_{u,beam}$  と  $\delta_{u,shell}$  を指しており、降伏水平変位  $\delta_y$  で無次元化されている。また、はり要素モデルの予測の妥当性と部材の破壊モードとの関係を明らかにするために、連成座屈で破壊したケースと、横ねじれ座屈で破壊したケースをそれぞれ“o”と“+”で区別してある。図からわかるように、連成座屈の場合は、 $\delta_{u,beam}$  は  $\delta_{u,shell}$  とある程度の関連性を示しているものの、横ねじれ座屈の場合は  $\delta_{u,beam}$  は  $\delta_{u,shell}$  を大きく上回る。従って、

式(1)は強軸方向載荷時に使用出来ないと判定できよう。

b) 弱軸方向載荷の検討

弱軸方向載荷時の比較を図-6b に示す。 $\delta_{u,beam}$  はほとんど安全側の予測値を与えるが、点のばらつきは大きく、しかも、多くの場合  $\delta_{u,beam}$  は  $\delta_{u,shell}$  より大変小さいことがわかる。従って、式(1)を弱軸方向載荷時の照査に使用すると非常に保守的な判断をもたらすと思われる。

c) 新たな終局ひずみ算定式の提案

ここまでの検討より、終局ひずみ算定式(1)の適用性は限られていることがわかった。横ねじれ座屈に影響される強軸方向載荷を受ける場合、式(1)が適用できず、局部座屈が支配的である弱軸方向載荷を受けるケースにおいても、非常に保守的である。それゆえ、新たな終局ひずみ算定式を提案してみることにした。

強軸方向載荷のケースのデータを分析し、横ねじれ座屈によって終局に至った構造物の変形性能の影響因子を調べた。その結果、局部座屈の場合と異なり、板の寸法を表す幅厚比パラメータ  $R_f$  のほか、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_{strong}$  および軸力比  $P/P_y$  も変形性能に影響することがわかった。そこで、それらのパラメータを用いた、式(4)のような終局ひずみ算定式を求めた。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \begin{cases} \frac{1.62(1 - P/P_y)^{0.787}}{\left(R_f \bar{\lambda}_{strong}^{0.5} + 0.69\right)^{14.5}} + 6.97(1 - P/P_y)^{1.20} \leq 20.0 & 0.4 \leq R_f \leq 0.7 \\ 20.0 & R_f < 0.4 \end{cases} \quad (4)$$

$$0.2 \leq \bar{\lambda}_{strong} \leq 0.8, 0.0 \leq P/P_y \leq 0.5$$

式(4)を用いて、再度はり要素解析の結果から終局変位  $\delta_{u,beam}$  を求めて、それを  $\delta_{u,shell}$  と比較した結果を図-7a に示す。そこからわかるように、横ねじれ座屈のケースと連成座屈のケースのいずれにおいても、 $\delta_{u,beam}$  が精度よく  $\delta_{u,shell}$  に対応しており、しかも、安全側の予測を出している。

また、弱軸載荷時において、式(1)に基づき、軸力比  $P/P_y$  の影響を考慮した終局ひずみ算定式(5)を求めた。式(5)を用いて計算した終局変位  $\delta_{u,beam}$  と  $\delta_{u,shell}$  との比較を図-7b に示す。図からわかるように良い対応がとれているので、弱軸載荷時の照査に適用できるといえよう。

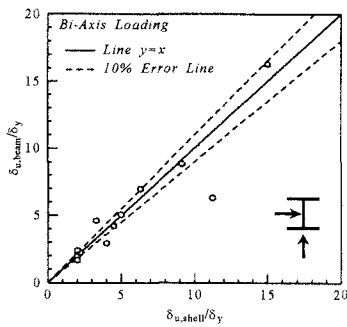


図-8 2方向載荷時の終局ひずみ算定式の検証

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \begin{cases} \frac{1.26(1 - P/P_y)^{0.145}}{(R_f - 0.5)^{0.540}} + 17.5(1 - P/P_y)^{3.35} \leq 20.0 & 0.5 \leq R_f \leq 0.7 \\ 20.0 & R_f < 0.5 \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.7 & \end{cases} \quad (5)$$

d) 2方向載荷の検討

実構造における H 形断面部材は、地震時には強軸と弱軸方向に同時に慣性力に相当する水平力を受けることが予想される。従って、2方向の水平荷重成分があるときの対応方法を考える。

基本的な考えとして、作用が卓越する方向を判断した上、その卓越方向に対して照査を行う。ここで卓越方向は、フランジ断面内の応答軸ひずみの勾配によって判定する。フランジ先端および中央の応答軸ひずみ（それぞれ、 $\varepsilon_m$  と  $\varepsilon_f$ 、図-5 参照）を部材軸方向に取った有効破壊長領域での平均値をそれぞれ、 $\varepsilon_{fa}$  と  $\varepsilon_{ma}$  とし、それらの比  $\varepsilon_{ma}/\varepsilon_{fa}$  をひずみ勾配を表す指標として次のように判定する。

- 1)  $\varepsilon_{ma}/\varepsilon_{fa} > 0.4$  : 強軸方向荷重卓越,  
式(4)の  $\varepsilon_u$  を使用。
- 2)  $\varepsilon_{ma}/\varepsilon_{fa} \leq 0.4$  : 弱軸方向荷重卓越,  
式(5)の  $\varepsilon_u$  を使用。

いずれも  $\varepsilon_{fa}$  を用いて次のように照査をする。

$$\varepsilon_{fa} \leq \varepsilon_u \text{ ならば安全} \quad (6)$$

この手法を検証するため、再びシェル要素モデルと、はり要素モデルを用いた繰返し載荷解析を行った。2方向の荷重を与えるため、軸力と強軸方向水平荷重をまず与え、それらを一定に保ちながら弱軸

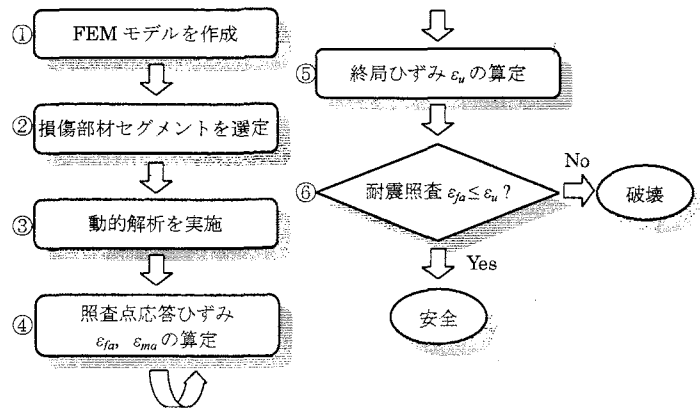


図-9 耐震照査のプロセス

方向に繰返し水平荷重を加えた（表-1 の柱 W02-40, W02-69, W04-53, W06-53）。また、弱軸方向一定水平荷重で強軸方向繰返し載荷のパターンも実施した（表-1 の柱 S02-40, S02-53, S02-69, S04-53, S04-69, S-06-40, S06-53）。解析結果から前と同様に  $\delta_{u,beam}$  および  $\delta_{u,shell}$  を求めた。結果は図-8 に示されているが、概ね良好な対応関係になっていることが分かる。

4. 耐震性能照査法のプロセス

H 形断面部材よりなる鋼構造物に関して、本論文で提案する耐震照査法の流れを図-9 のフローチャートで示し、以下に説明を行う。アーチ橋を用いた具体例は次章で示す。

- ①対象橋梁に対して、はり要素による FEM モデル化を行う。
- ②構造物内で損傷（降伏）が集中すると予想される損傷部材セグメントを照査の対象とする。損傷セグメントが不明であれば、予備解析により降伏した部材を損傷部材セグメントとする。
- ③地震動を与え、複合非線形動的解析を実施する。
- ④損傷部材セグメントの最大圧縮フランジの応答ひずみの平均値  $\varepsilon_{fa}$  と  $\varepsilon_{ma}$  の時刻歴を算定する。
- ⑤  $\varepsilon_{ma}/\varepsilon_{fa}$  により算定式（式(4)または式(5)）を選び、時々刻々の終局ひずみ  $\varepsilon_u$  を算出する。なお、式(4)の  $\bar{\lambda}_{strong}$  の算出に際し、損傷部材セグメントを挟む横補剛間隔をとり、両端ヒンジの条件で有効座屈長係数  $\beta=1.0$  とする。
- ⑥損傷部材セグメントの応答ひずみと終局ひずみの時刻歴を用いて、式(6)により耐震性能照査を行う。

5. 提案照査法の応用例

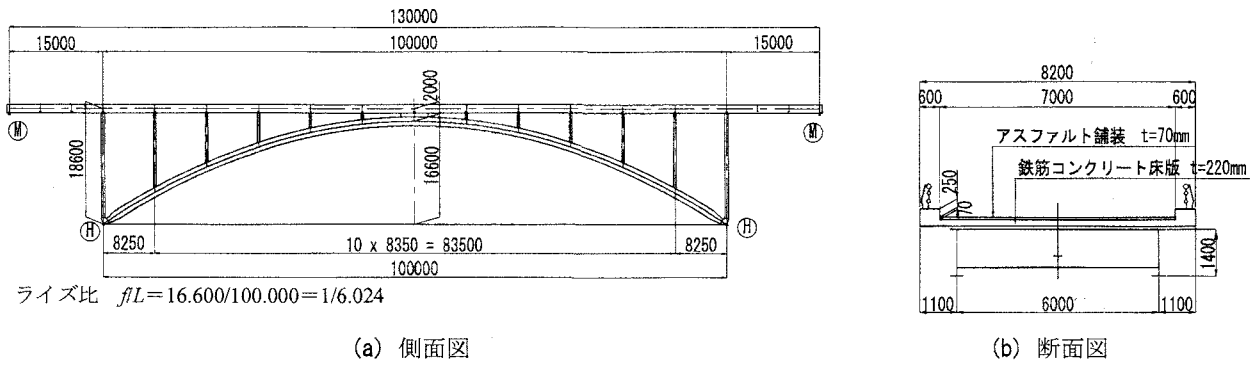


図-10 対象橋梁 (単位: mm)

### (1) 対象橋梁

対象橋梁は、図-10、表-3 に示すような2ヒンジ上路式ローゼアーチ橋である。この橋梁は、ローゼ形式であるため、アーチリブと補剛桁を軸剛性以外に曲げ剛性がある弦材とし、アーチリブをヒンジ固定した上で両弦材間を両ヒンジの支柱で連結する構造となる。そのため、アーチリブについては、特に耐震検討を十分に行わなければならない。本橋梁のアーチリブの断面はH型であり、アーチリブ基部の寸法パラメータは $\bar{\lambda}_{strong}=0.20$ 、 $R_f=0.68$ である。

### (2) 解析モデルおよび解析条件

表-3 設計条件

型式	上路鋼ローゼ橋
橋長	130.0 m
アーチ支間	100.0 m
全幅員	8.2 m
地域別補正係数	1.0

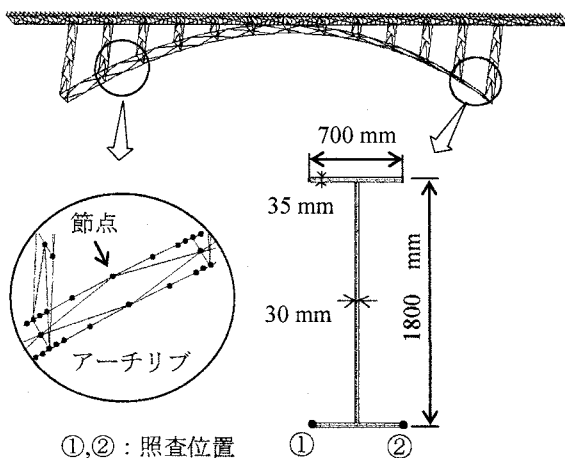


図-11 3次元骨組モデルおよびH方断面アーチリブのファイバー要素分割

対象橋梁に対して、材料非線形性を考慮した正確な動的解析を行うには、特にアーチリブの軸力変動および2軸曲げの影響を考慮しなければならない。そのため、本研究ではファイバーモデルを用いて検討を行った。

対象橋梁を3次元ファイバーモデルでモデル化した骨組構造を図-11に示す。H型断面のアーチリブのファイバー要素分割は、同図に示すように、H型断面のフランジ面の方向に直応力分布が表現できるようにした。アーチリブの部材軸方向の要素分割は、前述した有効破壊長領域を考慮して行った。それ以外のモデルについては、文献7)、8)で提案されている方法に従った。

### (3) 応答解析の条件

入力地震波としては、道路橋示方書のI種地盤用のタイプII標準波形(II-1-1)を用いる。この入力地震波を橋軸直角方向に作用させる。応答計算としては、対象橋梁に対して死荷重が作用したときの静的解析を行い、これを初期状態として、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う。ここで用いた幾何学的非線形性は、有限変位・微小ひずみ理論に基づいている。数値積分法として、ニューマークの $\beta$ 法を用い、 $\beta=1/4$ とした。地盤条件が良好なため、地盤バネなしとした。減衰については、Rayleigh減衰を使用し、減衰定数は0.02とした。

### (4) 応答解析結果および考察

#### a) 塑性化の状況

対象橋梁に対して、入力地震動を橋軸直角方向に作用させ、最大応答変位を示したときの部材塑性化状況を示すと図-12のようになる。図内の太線の部分は、1要素の降伏判定により発生応力がS490Y材

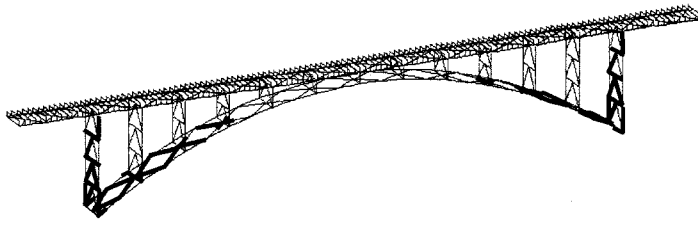


図-12 塑性化した部材の位置 (太線)

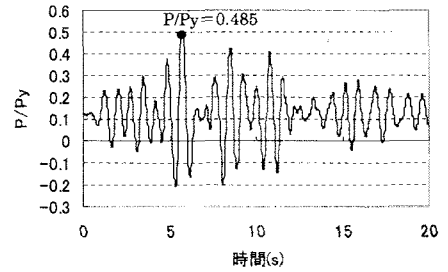
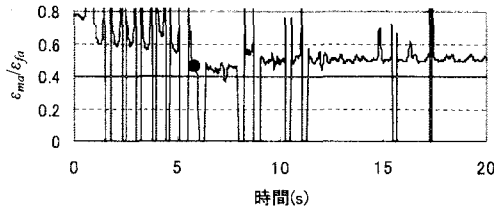
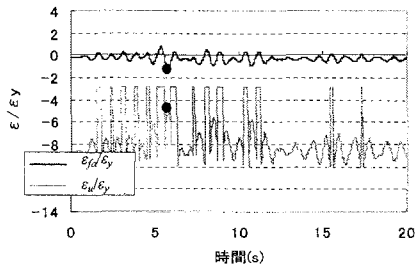


図-13 アーチリブ基部の軸力の時刻歴



(a)  $\varepsilon_{md}/\varepsilon_{fa}$  の時刻歴



(b) 応答ひずみと終局ひずみの時刻歴

図-14 アーチリブ基部フランジ先端①の照査

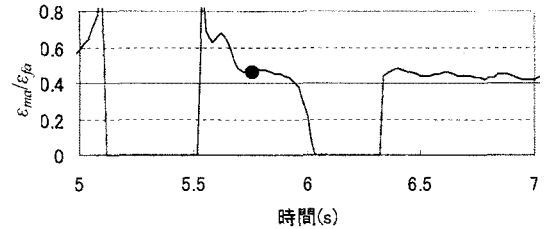
の降伏点を越えた部分である。この図より、アーチリブ基部、アーチ下横構、端支柱基部および対傾構が塑性化しているのがわかる。なお、ここでの塑性化の判定は、直応力のみで行い、せん断応力は考慮していない。

#### b) アーチリブの照査

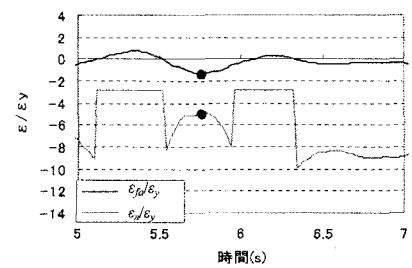
塑性化した部材の中で、耐震上最も重要な部材であるアーチリブについて、照査を行うことにする。照査方法は、前述したひずみ照査法である。具体的には、塑性化したアーチリブ基部の断面内において、図-9内の照査位置①と②のフランジ上の直ひずみを基に行うことになる。照査位置①が対象橋梁の外側であり、②が内側（アーチ下横構が接合されている方）である。

まず、照査する前に、アーチリブ基部の軸力について示しておくことにする。この軸力の履歴は、図-13のようになる。橋軸直角方向に地震力を作用させた場合には、この図のようにアーチリブ基部で大きく軸力が変動する。

アーチリブ基部H型断面の照査位置①における照



(a)  $\varepsilon_{md}/\varepsilon_{fa}$  の時刻歴

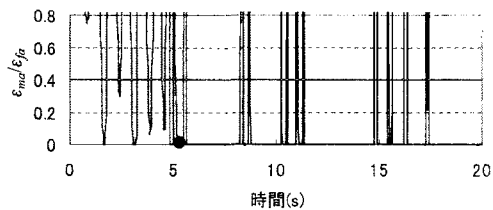


(b) 応答ひずみと終局ひずみの時刻歴

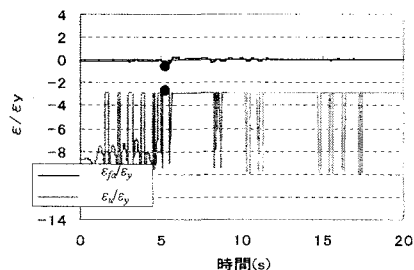
図-15 フランジ先端①の照査(5.7秒)

査結果を図-14に示す。同図(a)は、 $\varepsilon_{md}/\varepsilon_{fa}$ の値の時刻歴を示したものであり、この値が、0.4を境に激しく上下に変化している。すなわち、照査で使用する終局ひずみ式が、時々刻々と変わることを意味し、0.4以下であれば弱軸方向照査の式(5)を、0.4より大きければ強軸方向照査式(4)を採用することになる。このようにして、時間ステップ毎に採用した方の終局ひずみ値のみをひとつの時刻歴にすると同図(b)のようになる。図内の細線がその限界ひずみであり、太線が有効破壊長領域における動的解析結果の平均応答ひずみである。この図から、2つの線が一度も交わることがないので、着目したアーチ基部の照査①では座屈が発生しないことになる。損傷度（応答ひずみ/終局ひずみ）が最も大きくなる位置を示すと図内の●印の位置であり、その損傷度の値は0.26となった。

一般に、橋軸直角方向に地震力が作用したとき、ヒンジ支承近辺のアーチリブ基部においては、アーチリブ面外曲げが大きく、面内曲げが小さくなる傾向を示すため、この条件下ではアーチ基部に対して



(a)  $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa}$  の時刻歴



(b) 応答ひずみと終局ひずみの時刻歴

図-16 アーチリブ基部フランジ先端②の照査

は、弱軸方向照査が重要である。しかし、軸力比が大きい(図-13 参照)こと、およびヒンジ支承から離れると面内曲げも大きくなることから、強軸方向照査も行う必要がある。

損傷が大きくなった時刻近辺(5~7秒)を拡大してみると図-15のようになる。同図(a)内の●印位置は、損傷度が最も大きい位置である。本解析では、この図からわかるように、わずかに $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa}$ の値が0.4を上回り、強軸方向照査式で照査を行うこととなった。同図(b)にも、同様に損傷度が最も大きい位置を●印で示している。この位置近辺で終局ひずみ変動しているのは、前述した強軸方向照査式が軸力の関数になっているからである。なお、図内の平らな部分は、軸力に依存しない弱軸方向照査式から算出され、一定の終局ひずみ値である。

同様に、アーチリブ基部断面のフランジ照査位置②における照査は図-16に示す。同図(b)から2つの線が一度も交わることがないことから、照査位置②側でも座屈が発生しないことになる。この照査位置②の平均応答ひずみは、照査位置①に比べ小さく、最大の損傷度が0.12となった。

以上より、H型断面のフランジ照査位置①と②の損傷度の値から判断して、着目したアーチリブ基部は、終局に至っていないことになる。

## 6. まとめ

H形断面部材を構成部材とする鋼構造物の耐震性能照査に使用出来る終局ひずみの経験式を求め、鋼

アーチ橋のH形断面アーチリブへの適用例を示した。本研究の結果をまとめると次のようになる。

1. H形断面圧縮フランジの終局ひずみ算定式(1)の妥当性を、シェル要素により算定された片持柱の終局変位をベンチマークとし、はり要素による同じ片持柱のPushover解析結果に式(1)を用いて算定した終局変位を比較して検討した。
2. その結果、弱軸方向荷重の場合は式(1)は非常に保守的であり、強軸方向荷重で横ねじれ座屈が生ずる場合には式(1)は危険側の推定結果を与えることが分かり、新たな終局ひずみ算定式(4)と(5)を提案した。
3. 2方向に水平荷重を受ける部材に関して、圧縮フランジのひずみ勾配 $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa}$ より荷重作用が卓越する方向を決めた上、照査を行う方法を提案した。
4. 実構造物への適用プロセス(図-9)を示し、アーチリブがH形断面よりなる鋼アーチ橋の耐震照査を適用例として示した。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉, 織田博孝: 鋼構造物の耐震解析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, 2001.1.
- 2) 土木学会: 座屈設計ガイドライン(改訂第2版), 丸善, 2005.
- 3) Ma, X., Usami, T., and Ge, H.B.: The inelastic behavior of H-section beam-columns under cyclic lateral loading, *Proc. 8<sup>th</sup> Symposium on Ductility Design Method for Bridges*, 2006.
- 4) 日沖堅治: 制震ブレースを用いた鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動に関する研究, 名古屋大学修士論文, 2003.
- 5) 宇佐美勉, 葛漢彬: 薄板集成短柱の強度推定法, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 171-178, 1996.
- 6) 小松定夫, 北田俊行: 初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について, 土木学会論文報告集, No. 314, pp. 15-28, 1981.
- 7) (社)日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の動的耐震性照査法と耐震性向上策, 鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会, 鋼橋の耐震性部会(委員長: 宇佐美勉), 2003.10.
- 8) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp. 31-49, 2003.4.