

鋼構造物の延性き裂発生の評価法の実験データによる検証

Experimental verification of an evaluation method for predicting the ductile crack initiation in steel structures

葛 漢彬*, 藤江 渉**, 田島 僚***

Hanbin Ge, Wataru Fujie and Ryo Tajima

*正会員 博士(工学) 名城大学教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

**学生会員 名古屋大学大学院博士課程前期課程 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)

***修士(工学) 株式会社大林組札幌支店 (〒060-0003 札幌市中央区北三条西 4-1-1)

Ductile crack initiation is the first step of brittle fracture in steel bridge piers subjected to earthquake-induced cyclic loading. Therefore, seismic performance evaluation method considering ductile crack initiation is needed in order to prevent brittle fracture. The present study aims at developing an evaluation method for the prediction of ductile crack initiation due to large amplitude cyclic straining at the base and beam-column connection of steel bridge piers. By performing finite element analysis using shell elements, hysteretic plastic strain behavior is clarified. Moreover, by applying a damage index based on the Miner's law and the Manson-Coffin's law to the plastic strain history obtained from the analysis, ductile crack initiation is predicted and compared with that of the experiment.

Key Words: Ductile crack initiation, local strain, steel bridge, cyclic loading, experimental verification

キーワード: 延性き裂の発生, 局所ひずみ, 鋼製橋脚, 繰り返し荷重, 実験検証

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震により損傷を受けた鋼製橋脚の事例から, 地震動による過大な繰り返し荷重が作用した際に, 鋼製橋脚の基部や隅角部といった形状不連続部において脆性的な破壊が生じることが懸念されている¹⁾³⁾.

鋼製橋脚の基部や隅角部に関しては, 坂野ら⁴⁾⁸⁾, 三木ら⁹⁾, 陵城ら¹⁰⁾および著者ら^{11), 12)}によって, 鋼製橋脚の基部や隅角部を模擬した供試体を用いた極低サイクル疲労試験が行われ, き裂の発生から破壊までの現象が再現されている. さらに坂野ら⁴⁾⁸⁾は, 解析的検討から, き裂発生位置における局所的な塑性ひずみ範囲とき裂寿命の関係に関して, 外力が10回から10⁵回程度繰り返されてき裂が発生する低サイクル疲労領域に対して提案されたManson-Coffin則^{13), 14)}が, 数回程度の繰り返しでき裂が生じる極低サイクル疲労領域においても概ね適用できることを示している. しかしながら, これらの研究では, 振幅が変動する荷重が橋脚に作用した場合の, 極低サイクル疲労領域における, 土木鋼構造物に対するき裂発生の

実用的評価法に関する検討はされていない.

本研究では, 低サイクル疲労あるいは極低サイクル疲労による脆性的な破壊モードの第一段階に相当する, 延性き裂発生^{11), 15)}を防止するという観点から, 延性き裂発生の評価手法を確立することを目的としている.

シェル要素を用いて構築した供試体モデルに対して複合非線形有限要素解析を実施し, Manson-Coffin 則と Miner 則に基づく損傷度を用いて, 変動変位荷重を受ける場合にも適用可能な鋼製橋脚の延性き裂発生評価手法を提案する. 対象は, 無補剛断面鋼製橋脚^{11), 12)}のみならず, 補剛断面鋼製橋脚^{16), 17)}およびラーメン隅角部⁹⁾とする. これらの供試体は比較的厚肉断面であり, 対象とした全てに延性き裂発生・進展による耐力低下が見られた^{9), 11), 12), 16), 17)}. これらの供試体の延性き裂発生点との比較から, 提案手法の妥当性を示す.

2. 解析モデル

2.1 無補剛および補剛断面鋼製橋脚

解析モデルの全体図, 断面図をそれぞれ図-1, 図-2に,

Beam 要素

Shell 要素

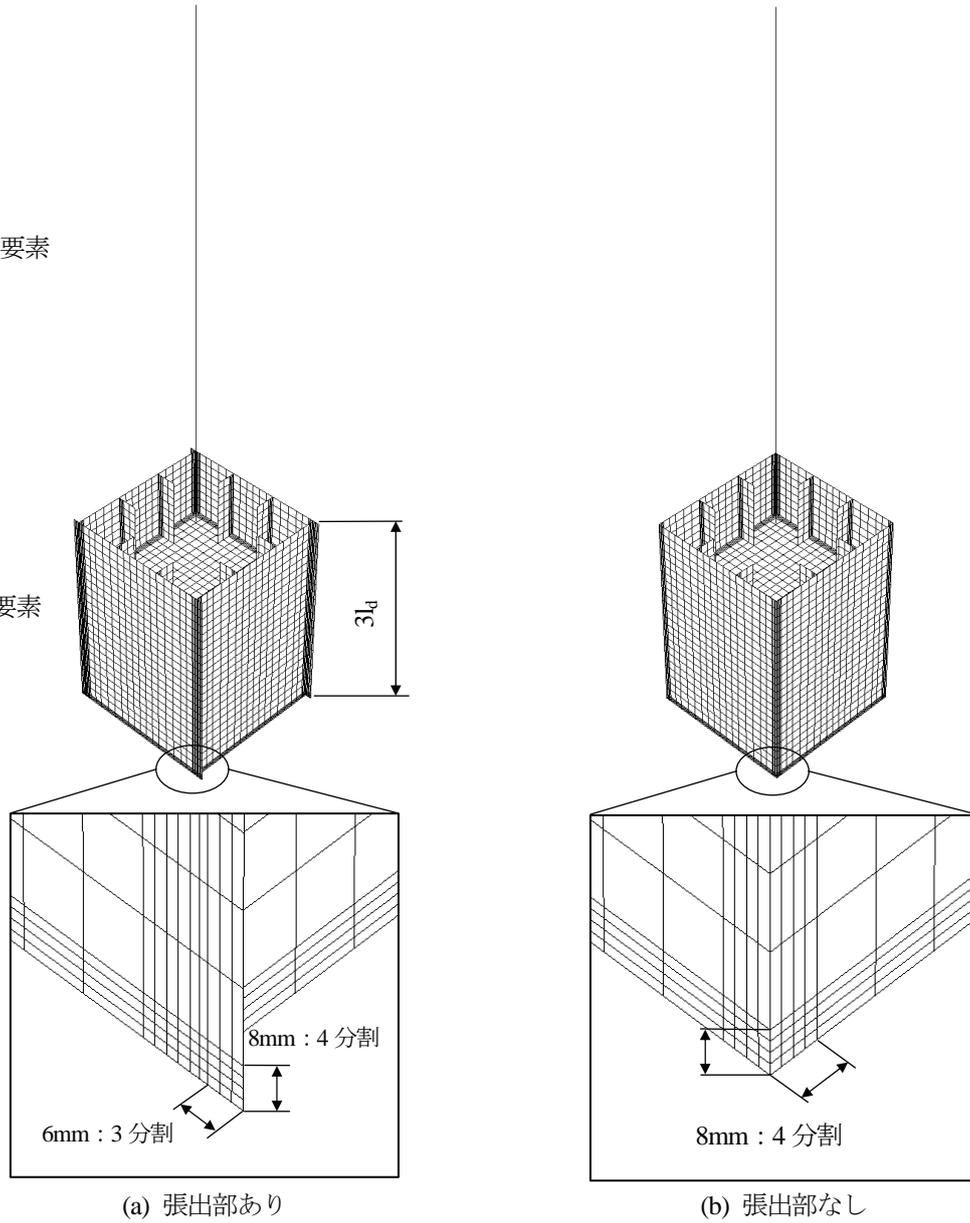


図-1 単柱式鋼製橋脚の解析モデル（補剛箱形断面）

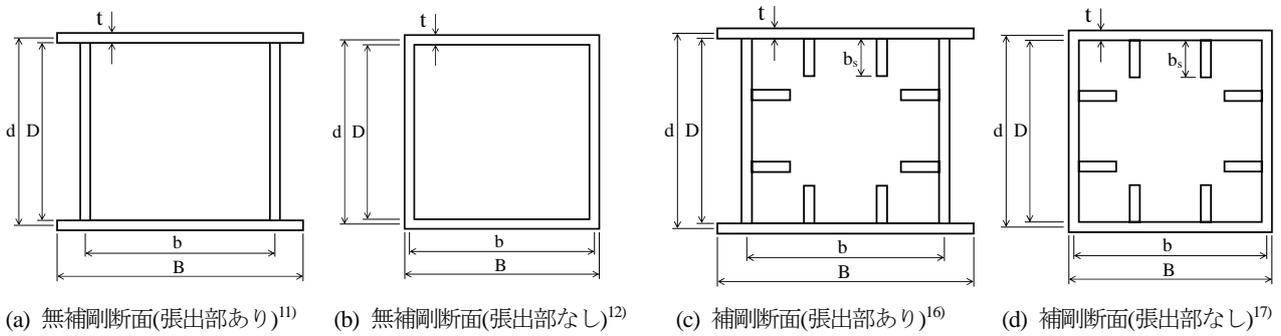


図-2 解析対象の鋼製橋脚実験供試体の断面形状

表-1 解析モデルの諸元（無補剛箱形断面）

供試体名	断面図	h (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	α	R_f	$\bar{\lambda}$	P/P_y
UB25-35C1P1[490]	(b)	570	112	94	9.02	1.0	0.26	0.37	0.1
UB25-35C3P1[490]	(b)	568	112	94	9.02	1.0	0.26	0.37	0.1
UB25-35CCP1[490]	(b)	569	112	94	9.02	1.0	0.26	0.37	0.1
UB35-35C1P1[490]	(b)	769	152	134	9.02	1.0	0.37	0.37	0.1
UB35-35C3P1[490]	(b)	769	152	134	9.02	1.0	0.37	0.37	0.1
UB35-35CCP1[490]	(b)	769	152	134	9.02	1.0	0.37	0.37	0.1
UB35-45C1P1[490]	(b)	999	152	134	9.02	1.0	0.37	0.48	0.1
UB35-45C3P1[490]	(b)	998	152	134	9.02	1.0	0.37	0.47	0.1
UB35-45CCP1[490]	(b)	998	152	134	9.02	1.0	0.37	0.47	0.1
UB25-25C1P1[400]	(a)	552	152.4	114.9	9.17	1.0	0.27	0.24	0.1
UB25-25C3P1[400]	(a)	551	152.4	114.9	9.11	1.0	0.27	0.24	0.1
UB25-35C1[400]	(a)	771	152.6	114.8	9.19	1.0	0.27	0.33	0
UB25-35C3[400]	(a)	771	152.6	114.6	9.20	1.0	0.27	0.33	0

Notes :

- 1) 供試体名について、例) UB○○-△△××P1[490]、UB：無補剛箱形断面、○○：幅厚比パラメータ（設計値）の小数点以下2桁、△△：細長比パラメータ（設計値）の小数点以下2桁、××：水平方向の荷重パターン、P1：軸力比 $P/P_y=0.1$ （鉛直荷重を荷重しない場合は表示せず）、[490]：鋼種SM490YAを示す（SM400Aを使用した場合は[400]と表示）。
- 2) 寸法・パラメータ記号について、 h =柱高さ、 B =フランジ幅、 D =ウェブ幅、 t =板厚、 α =縦横比 (l_d/b 、 l_d =ダイヤフラム間隔、 b =フランジ幅)、 R_f =幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ、 P/P_y =軸力比（供試体に与える鉛直荷重 P と全断面降伏荷重 P_y の比）。

表-2 解析モデルの諸元（補剛箱形断面）

供試体名	断面図	h (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	α	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$	P/P_y
S35-35I	(c)	1033	224	202	4.9	26	4.9	0.5	0.35	0.35	3.7	0.17	0.172
KD-10	(d)	3303	720	692	14	90	10	0.5	0.35	0.30	4.1	0.18	0.148

Note : b_s = 補剛材長さ、 t_s = 補剛材板厚、 γ/γ^* = 縦補剛材剛比（縦方向補剛材剛比 γ と線形座屈理論から求められる最適剛比 γ^* との比）、 $\bar{\lambda}_s$ = 補剛材細長比パラメータ。

表-3 無補剛および補剛断面鋼製橋脚モデルの材料定数（引張試験の結果）

供試体名		σ_y (MPa)	E (GPa)	ϵ_y (%)	E_{st} (GPa)	ϵ_{st} (%)	σ_u (MPa)	ϵ_u (%)	ν
UB[490]シリーズ		380	199	0.19	4.20	2.0	528	25	0.29
UB[400]シリーズ		241	202	0.12	3.66	1.3	387	33	0.29
S35-35I		382	208	0.183	5.05	1.12	574	31	0.275
KD-10	板パネル	318.7	206	0.1547	6.867	1.083	627	44.48	0.3
	補剛材	379.9	206	0.1844	5.150	1.844	638.3	40.63	0.3

Note : σ_y = 降伏応力、 E = ヤング率、 ϵ_y = 降伏ひずみ、 E_{st} = ひずみ硬化開始時の硬化係数、 ϵ_{st} = ひずみ硬化開始時のひずみ、 σ_u = 引張強さ、 ϵ_u = 破断ひずみ、 ν = ボアソン比。

無補剛箱形断面鋼製橋脚^{11),12)}、補剛箱形断面鋼製橋脚^{16),17)}の諸元をそれぞれ表-1、表-2 に示す。表-1、表-2 における断面図は図-2 の記号と対応している。供試体名における水平方向の荷重パターンについては、C1 は1 サイクル $1\delta_y$ ずつの漸増変位振幅繰返し荷重、C3 は3 サイクルずつの漸増変位振幅繰返し荷重（断面図が図-2(a) の供試体は $3\delta_y$ ごと、図-2(b) の供試体は $1\delta_y$ ごと）の漸増、

CC は $5\delta_y$ の定変位振幅繰返し荷重をそれぞれ表している。なお、本研究では、1 サイクルの半分（例えば $1\delta_y$ から $-1\delta_y$ までの荷重過程）を半サイクルと称する。補剛箱形断面の供試体については、一定の鉛直荷重と1 サイクル $1\delta_y$ ずつの漸増変位振幅繰返し荷重を荷重した。幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、補剛材細長比パラメータは次式で定義される。

表-4 解析モデルの諸元 (ラーメン隅角部)

モデル名	B (mm)	D (mm)	t (mm)	L (mm)	R _f	载荷方法
Model-1	390	350	10	2168	0.731	3C
Model-2	390	350	10	2168	0.731	CC

Note : L= 柱長さ, R_f=幅厚比パラメータ, 3C=3 サイクル 3δ_y ずつの漸増変位振幅繰り返し载荷, CC=4δ_y の定変位振幅繰り返し载荷.

表-5 ラーメン隅角部モデルの材料定数 (SS400)

モデル名	σ _y (MPa)	E (GPa)	ε _y (%)	E _{st} (GPa)	ε _{st} (%)	σ _u (MPa)	ε _u (%)	ν
Model-1	291	200	0.12	4.20	1.27	445	19.8	0.30
Model-2								

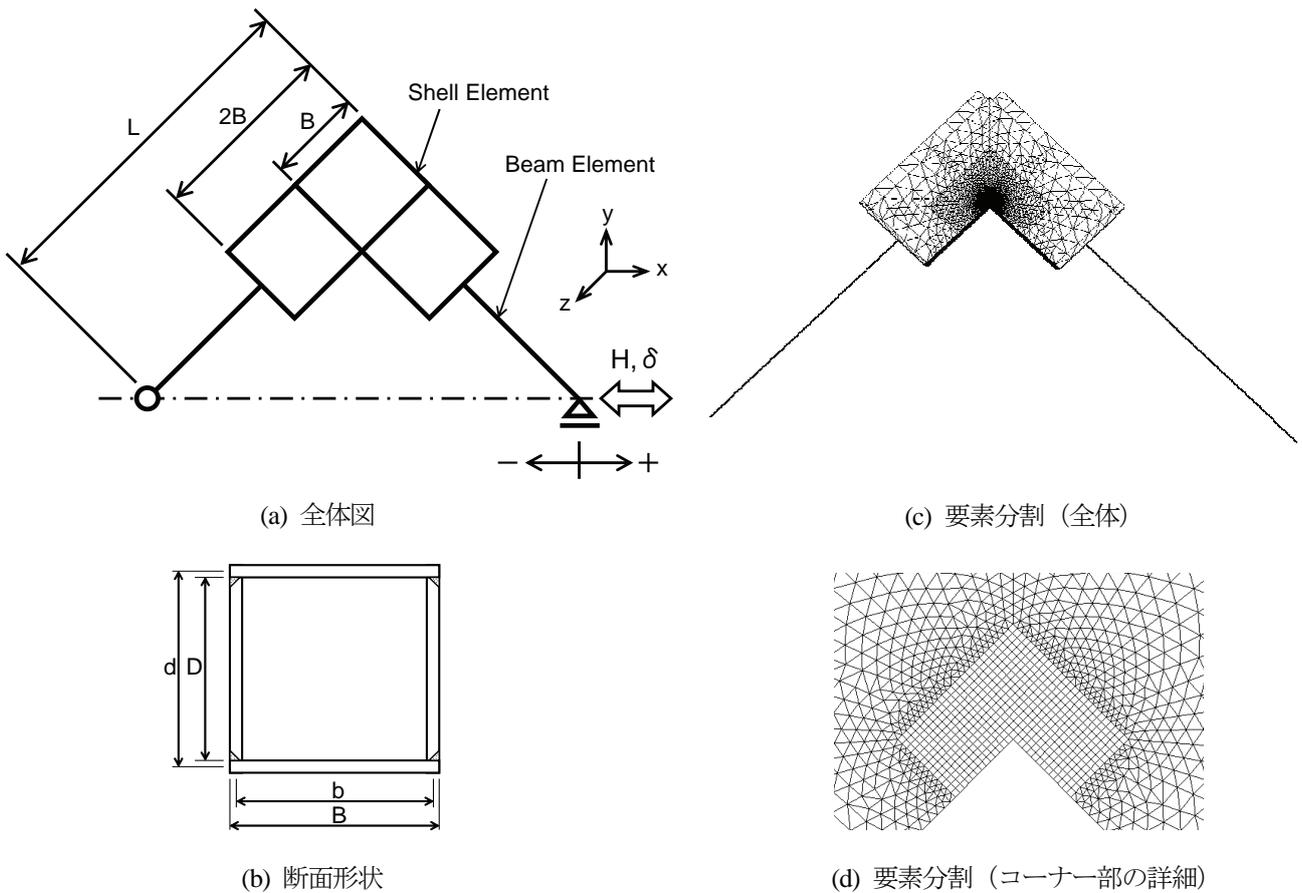


図-3 ラーメン隅角部の解析モデル

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

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{l_d}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ただし, Q : 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強

度で, 次式より表される.

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

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (5)$$

ここで, b : 板幅, n : サブパネル数, r : 断面 2 次半径, r_s : 1 本の補剛材と隣接パネルからなる T 形断面の板パネルに平行な主軸まわりの断面 2 次半径である.

解析には汎用解析プログラム ABAQUS を使用した. 局部座屈が柱基部に生じること及び基部の局所的なひず

表-6 損傷度式の定数

鋼種	k_p	$m (=1/k_p)$	C_p	$C (=1/C_p^m)$
SS400	0.549	1.82	0.314	8.23
SM490	0.538	1.86	0.295	9.69

みを出力することを考慮して、縦横比 $\alpha=1.0$ の解析モデルについては橋脚基部から $2b$ 、 $\alpha=0.5$ の解析モデルについては橋脚基部から $3l_d$ の高さまでをシェル要素 S4R を用いて、残りの上部を Timoshenko のはり理論に基づくはり要素 B31 を用いてモデル化した。基部角部の延性き裂発生箇所近傍のモデル化については4章で詳細に述べるが、最小要素サイズは2mm 四方とした。

材料構成則としては修正2曲面モデル¹⁸⁾を用い、修正2曲面モデルのパラメータには引張試験で得られた値を使用した。表-3に材料定数をまとめて示す。

2.2 ラーメン隅角部

三木ら⁹⁾が行った無補剛箱形断面を有する鋼製橋脚隅角部を対象とした変動変位振幅繰返し載荷実験に用いられた隅角部モデルを解析対象とし、シェル要素およびはり要素にてモデル化した。一般に、延性き裂の発生箇所はひずみ集中部であるため、これをより忠実に再現できるように、隅角部における最小要素サイズを単柱式鋼製橋脚と同様に2mm 四方とした。各モデルの構造諸元を表-4に、全体図、断面図および要素分割図を図-3に示す。また、材料定数を表-5に示す。

3. 延性き裂発生の評価指標

鋼構造物の低サイクル疲労現象において素材のひずみ制御試験から得られる塑性ひずみ振幅と繰返し数は両対数で直線関係^{13),14)}を示す。文献14)では塑性ひずみ振幅(塑性ひずみ範囲の半分)を用いているが、本研究では実験との比較を検討した結果、塑性ひずみ範囲^{5),7)}を用いた次式で評価を行う。

$$\varepsilon_{pr} \cdot (N_f)^{k_p} = C_p \quad (6)$$

ここで、 ε_{pr} は塑性ひずみ範囲、 N_f は繰返し数、 k_p 、 C_p は定数であり鋼材によって決まり、Manson-Coffin 則の各種鋼材における定数が表-6のように提案されている¹⁴⁾。一方、Miner 則²¹⁾によれば、塑性ひずみ分布のうち、ある塑性ひずみ振幅を $\Delta\varepsilon_{pi}$ 、その頻度を n_i とおき、 $\Delta\varepsilon_{pi}$ が一定振幅で繰返し返されたときの疲労寿命を N_i とした場合、 $\Delta\varepsilon_{pi}$ が n_i 回繰返し返されたときの損傷度 D_i を (n_i/N_i) とし、損傷度の合計 D が1.0となったときに破壊するということになる。損傷度は次式で与えられる。

$$D = \sum D_i = \sum \left(\frac{n_i}{N_i} \right) = 1.0 \quad (7)$$

式(6)と式(7)から損傷度 D を次式のように表す。

$$D = C \sum (\varepsilon_{pr})^m \quad (8)$$

ここで、表-6に鋼種ごとの C 、 m を k_p 、 C_p と併せて示す。本研究では式(8)を延性き裂発生の評価指標(損傷度)として用いる。

塑性ひずみ範囲の抽出方法にはレンジ法¹⁹⁾を採用した。塑性ひずみ範囲に関しては、得られた塑性ひずみ範囲の中での最大値を使用する方法^{4),8)}、等価ひずみを用いる方法²⁰⁾等もあるが、本研究で対象としている実験では、変動変位振幅繰返し載荷を受ける供試体が多く、塑性ひずみ範囲の載荷履歴による変動が著しくなることが考えられることから、レンジ法により得られた塑性ひずみ範囲を式(8)に代入していき、損傷度を求めることとする。なお、解析結果から着目要素の部材軸方向対数塑性ひずみを出力し、評価に用いる。

本研究では塑性ひずみに着目しているが、一般に構造物においてはき裂発生位置あるいは破壊位置における塑性ひずみを特定することは困難であることが多いため、塑性ひずみ範囲ではなく部材の「塑性率」に着目した場合の疲労強度曲線の検討が文献21)で行われ、Manson-Coffin 型の式が成り立つことが確認されている。さらに、「破断履歴の相似則」に基づいた延性破断までの累積塑性変形能力を評価する手法が提唱・実証されている^{22),23)}。また、Miner 則を用いることで変動変位載荷を受ける場合の評価手法も提案されている²⁴⁾。この中で、「塑性率」で表した Manson-Coffin 型の式の傾きを表す定数(本研究で用いる式(8)の m に相当する)が1.8前後であり、「塑性ひずみ範囲」で表した式(8)の m とはほぼ同様である(表-6参照)。つまり、塑性率、塑性ひずみ範囲のどちらで表しても Manson-Coffin 型の式の傾きはほぼ同様であると言えよう。

本研究では、シェル要素で構築した解析モデルに対して繰返し解析を行い、延性き裂発生箇所近傍の局所ひずみを評価し、式(8)を用いて変動変位荷重を受ける際にも適用可能な延性き裂発生評価法の構築を試みる。

4. 溶接部のモデル化の検討

本解析で対象としている供試体の実験的検討についての報告^{11),12),16),17)}でも述べられているように、延性き裂は、供試体の基部角部または張出部の、本体とベースプレートの溶接部本体側止端で発生していた。したがって、延性き裂発生箇所近傍のひずみは溶接部のモデル化の方法により影響を受けると考えられる。ここでは、無補剛箱形断面の供試体 UB25-35C1P1[490]について、溶接部のモ

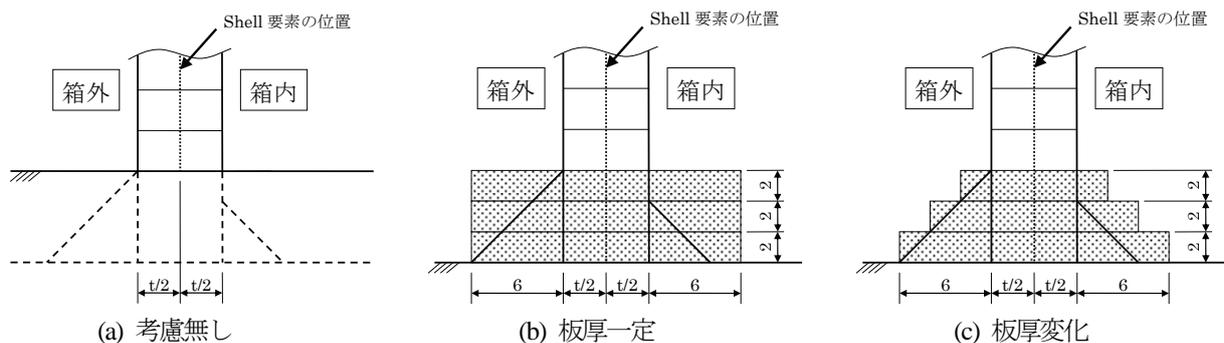


図4 溶接部のモデル

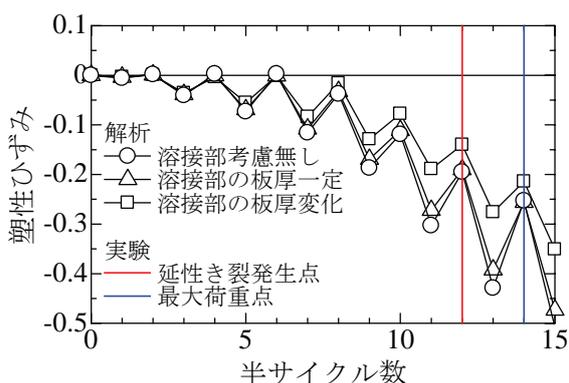


図5 塑性ひずみ履歴に及ぼす溶接部考慮有無の影響

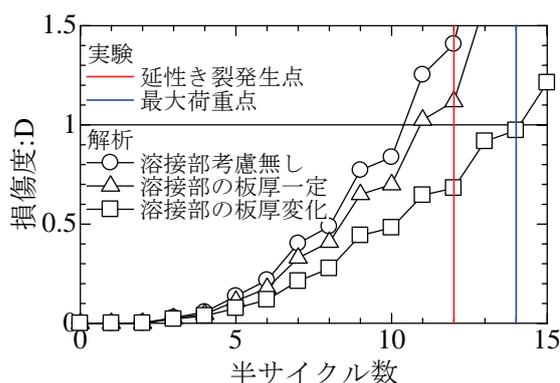


図6 損傷度に及ぼす溶接部考慮有無の影響

モデル化の方法について検討する。

供試体 UB25-35C1P1[490]の本体とベースプレートは、箱の外側、内側がそれぞれ脚長 6mm, 4mm で隅肉溶接されている。本解析では、溶接部のモデル化について文献 25)を参考に、図4のように3パターンを考えた。まず、図4(a)は、溶接部は考慮せずに、本体側止端部から Shell 要素を用いてモデル化する方法である。次に、図4(b)は影をつけた箇所の要素の厚さを、箱外の脚長 6mm の2倍と板厚の和に設定する方法である。そして、図4(c)は最下部の要素を箱外の脚長 6mm の2倍と板厚の和に設定するが、その上部の要素は溶接部の形状に合わせて板厚の設定を小さくしていく方法である。

これら3パターンについて解析から得られた鉛直軸方向塑性ひずみ履歴を図5に示す。さらに、塑性ひずみ履歴から塑性ひずみ範囲を抽出し、式(8)を適用した結果得られた、損傷度と半サイクル数の関係を図6に示す。着目要素は基部角部の、図4(a)の場合は最下部の要素、図4(b)及び(c)の場合は溶接部(影を付けた部分)の上部の要素であり、要素サイズは 2mm 四方である。塑性ひずみの出力方向は部材軸方向である。

図5を見ると、3パターンとも荷が進むにつれ、塑性ひずみは圧縮側に移行していたことが分かる。また、

溶接部の板厚を変化させた場合と、溶接部の板厚を一定にした場合を比べると、後者の方が値は大きいことが分かり、11半サイクルにおいて、後者の値は前者の1.4倍程度である。さらに、溶接部を考慮していない場合の方が溶接部の板厚を一定に設定した場合に比べ、値が大きいことが分かり、11半サイクルで前者は後者の1.1倍程度である。次に、図6を見ると、溶接部を考慮しない場合と溶接部の板厚を一定に設定した場合は11半サイクルで損傷度が1に達しており、実験での延性き裂発生点を概ね予測できている。一方、溶接部の板厚を変化させた場合は15半サイクルで損傷度が1に達しており、危険側の予測となった。

以上の検討では、局所的なひずみを算出しているため、その値は要素サイズの影響を受けると考えられる。図5からも分かるように、塑性ひずみ履歴は溶接部を考慮した場合としない場合で、値の大きさに差があるが、ほぼ同様の挙動を示しているため、溶接部を考慮しなくても、適切な要素サイズを設定すれば、延性き裂発生箇所近傍のひずみ挙動を追跡することが可能であると考えられる。本研究では、前述の検討、及び、耐震設計への応用を考慮した場合に、より簡易なモデルで評価できることが望ましいとの観点から、溶接部は考慮しないモデルを用い

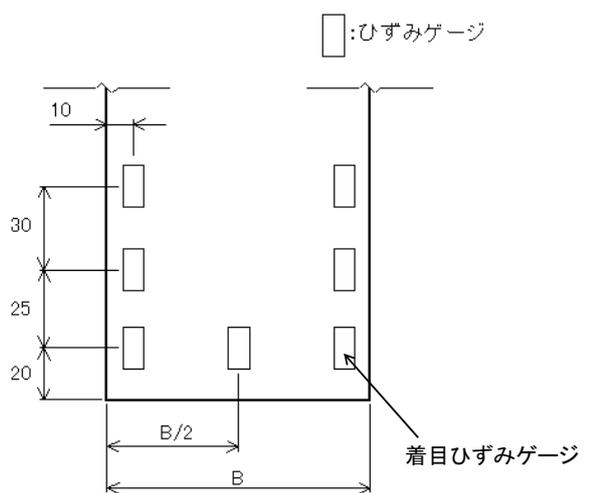


図7 ひずみゲージ位置 (フランジ)

単位(mm)

ることとした。また、延性き裂発生箇所及びその近傍の要素サイズはすべてのモデルで2mm四方とした。

ここで、このような条件のもとで本解析と実験における延性き裂発生箇所近傍のひずみ挙動の整合性を検証する。供試体UB25-35C1P1[490]を例に、図8に供試体に付したひずみゲージから得られた実験におけるひずみ履歴と、解析から得られたひずみゲージと同位置の部材軸方向ひずみ履歴の比較を示す。着目したのは図7に示すように、基部角部最下部のひずみゲージである。図8から分かるように、解析によるひずみは実験のひずみに比べて圧縮側が若干小さいものの、荷重が進行するにつれて圧縮側に移行していく特徴など良く再現できていると言える。

5. 解析結果および考察

5.1 無補剛箱形断面鋼製橋脚

図9に供試体UB25-35C3P1[490], UB25-35CCP1[490]¹²及びUB25-25C1P1[400]¹¹について、解析の結果得られた、塑性ひずみ履歴及び損傷度と半サイクル数の関係を示す。着目要素は、基部角部の最下部の要素である。なお、UB25-25C1P1[400]の断面は図2(a)のように張出部を有し、本解析ではこれも考慮してモデル化を行っており、着目要素は張出部最下部の先端の要素である。

図9(a), (b)の塑性ひずみ履歴から分かるように、荷重パターンに関わらず、UB25-35C1P1[490]の場合(図5)と同様に、塑性ひずみ履歴は荷重が進むにつれて圧縮側に移行していたことが分かる。また、図9(a), (b)の損傷度と半サイクル数の関係から分かるように、実験での延性き裂発生点において、損傷度が1以上となっており、

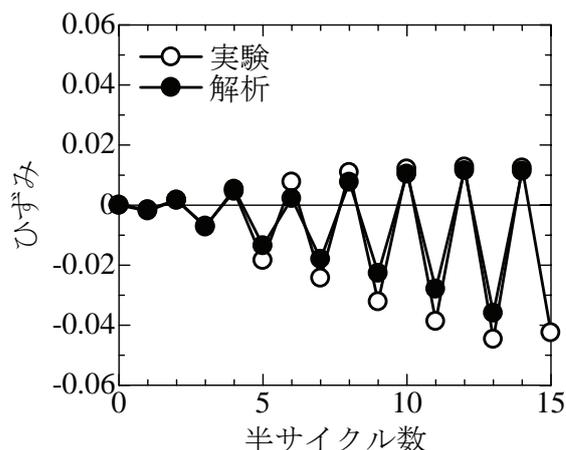


図8 実験と解析によるひずみの比較

延性き裂発生を安全側に評価できている。

UB25-25C1P1[400]の着目要素は、UB25-35C1P1[490], UB25-35C3P1[490]及びUB25-35CCP1[490]（以下、UB25-35[490]シリーズと略称する）の場合と異なり、張出部最下部の先端の要素であるが、図9(c)の塑性ひずみ履歴から分かるように、UB25-35[490]シリーズと同様に、荷重が進むにつれて圧縮側に移行していたことが分かる。また、図9(c)の損傷度と半サイクル数の関係を見ると、実験での延性き裂発生点における損傷度は0.94であることが分かり、若干危険側ではあるが、概ね延性き裂発生を評価できていると言えよう。

5.2 補剛箱形断面鋼製橋脚

図10に供試体S35-35I¹⁶及びKD-10¹⁷について、解析の結果得られた塑性ひずみ履歴及び損傷度と半サイクル数の関係を示す。S35-35Iの断面は図2(d)に示すように、フランジに張出部を有しており、UB25-25C1P1[400]と同様にこれを考慮してモデル化を行った。着目要素は、無補剛箱形断面の場合と同様である。

図10(a)の塑性ひずみ履歴を見ると、無補剛箱形断面の場合と同様に、荷重が進むにつれて塑性ひずみが圧縮側に移行していたことが分かる。また、無補剛箱形断面の場合の塑性ひずみは、図10に示すように単調に増加していくのに対し、図10(a)から分かるように、S35-35Iの塑性ひずみは、延性き裂発生直後の12半サイクルにおいて35%であったが、最大荷重時においては22%に減少している。これは、局部座屈の進展により、着目箇所近傍のひずみ集中が緩和されたためであると考えられる。

図10(a)の損傷度と半サイクル数の関係を見ると、実験での延性き裂発生点における損傷度は1.02であり、精度良く予測できていることが分かる。S35-35Iの解析結果及びUB25-25C1P1[490]の結果から、張出部といったディテ

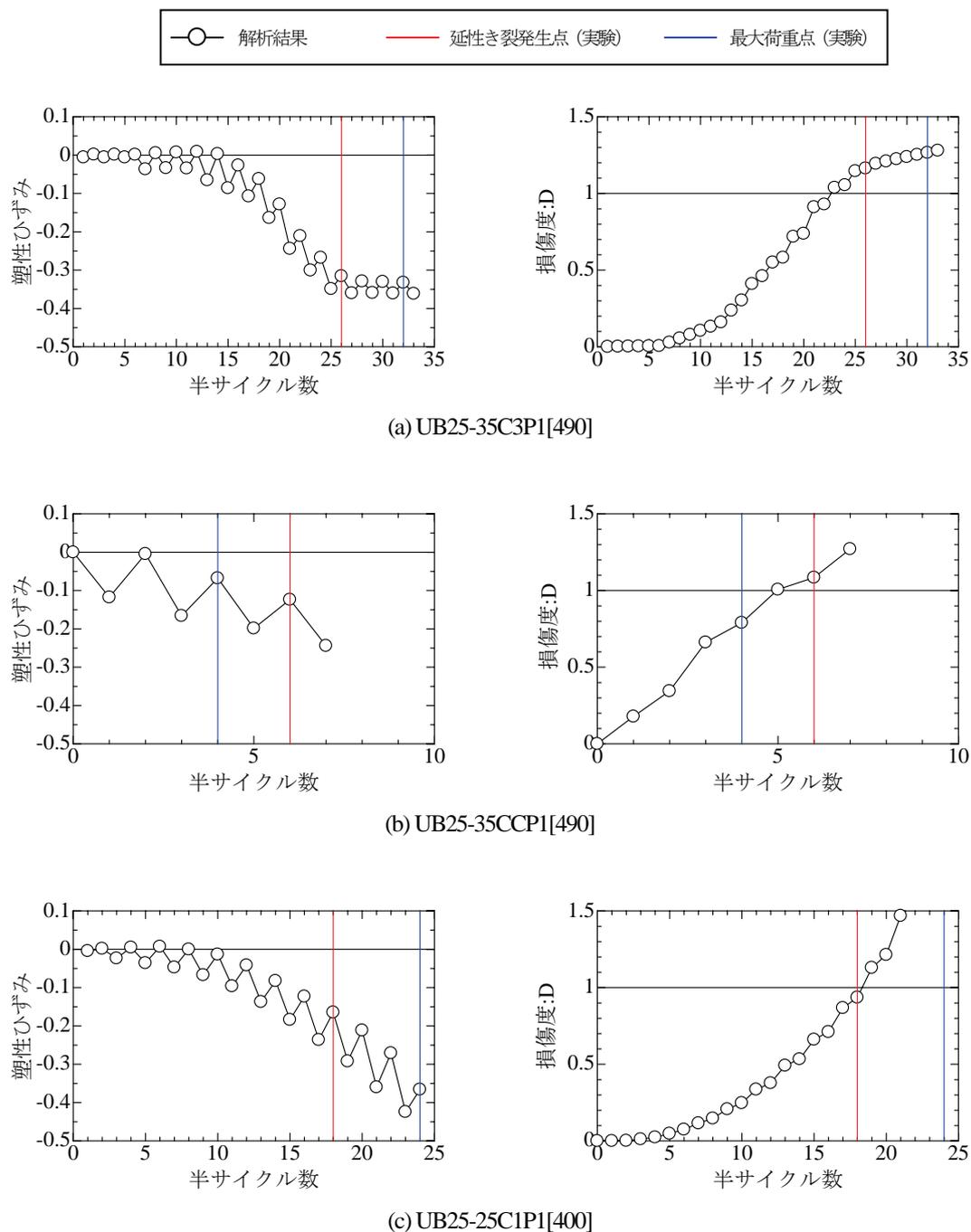


図9 塑性ひずみ履歴および損傷度（無補剛箱形断面）

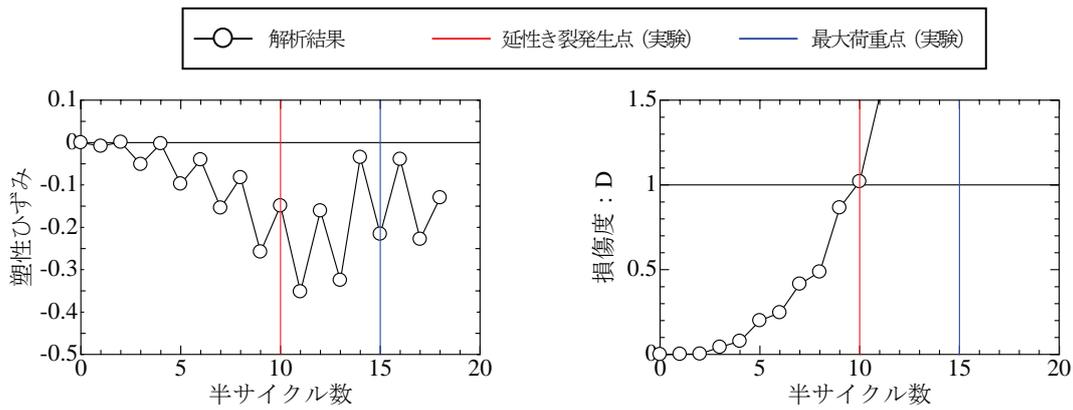
ールにおける延性き裂についても、適切なモデル化を行い、本手法を用いれば概ねその発生を予測できると言えよう。

図-10(b)の損傷度と半サイクル数の関係を見ると、損傷度が1に達したのは11半サイクルであり、若干危険側ではあるが、概ね延性き裂発生を評価できている。KD-10は他の供試体と異なり、そのスケールが実橋脚の約1/3と比較的大型の供試体である。さらに多くの実験結果との比較、検討が必要ではあるが、この結果から、本手法

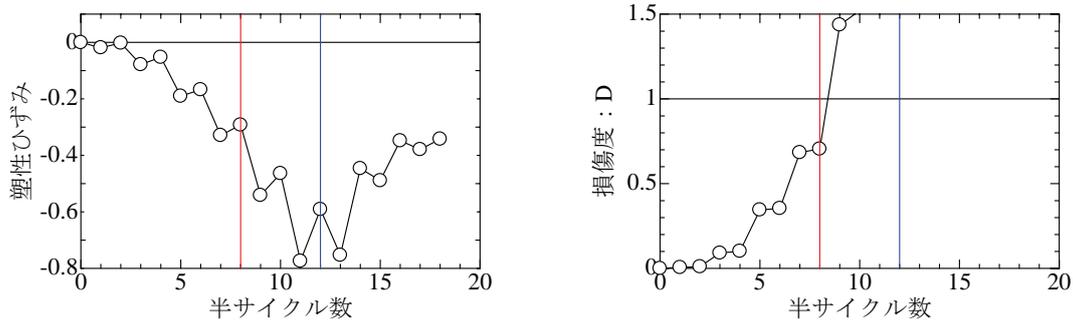
により、小型供試体のみならず、大型供試体においても延性き裂発生の評価が可能であると言えよう。

5.3 ラーメン隅角部

図-11に供試体 Model-1 と Model-2⁹⁾について、解析の結果得られた塑性ひずみ履歴及び損傷度と半サイクル数の関係を示す。図-11(a)を見ると、繰り返し载荷を続けることで同じ変位を与えた場合についても、1回目よりもひずみが大きくなる事が分かる。Model-1では9半サ

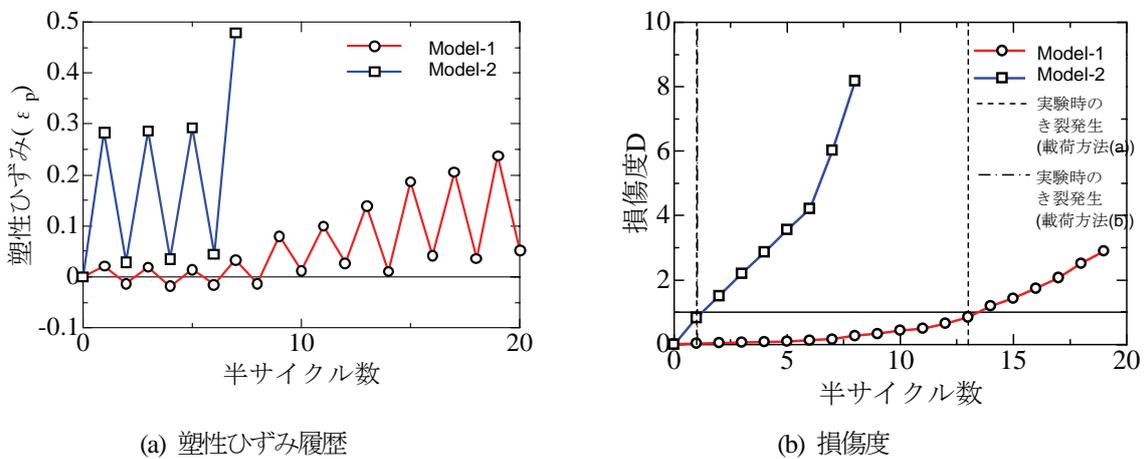


(a) S35-35I



(b) KD-10

図-10 塑性ひずみ履歴および損傷度 (補剛箱形断面)



(a) 塑性ひずみ履歴

(b) 損傷度

図-11 塑性ひずみ履歴および損傷度 (ラーメン隅角部)

サイクル時に約 10%, Model-2 の結果では, 1 半サイクル時に約 30% の高い塑性ひずみが生じており, 延性破壊に大きく関係していると考えられる. また, 両モデルとも 1 半サイクル目に引張ひずみを生じているが, それ以降載荷するにつれて引張側へひずみ分布が移行していることも興味深い. 佐々木ら²⁶⁾は, 鋼製橋脚に生じる脆性破壊の起点となるき裂に着目し, 3 つのタイプに分類している. タイプ 1 は地震時の塑性ひずみ履歴によって発生

する疲労き裂, タイプ 2 は地震時以前に交通荷重等の活荷重により発生していた疲労き裂, タイプ 3 は, 地震時に圧縮塑性ひずみを受けて発生する微小なき裂である. 本研究モデルおよび対象実験では, 引張ひずみが生じた側からのき裂発生であり, タイプ 1 に属するものと考えられる. また, タイプ 2 およびタイプ 3 について脆性破壊発生までのプロセスからはさらに細かく分類されるが, 詳細は文献 26) を参照されたい.

表-7 解析結果と実験結果の比較

供試体		解析	実験		解析結果と実験結果の比	
		$n_{hc,pre}$	$n_{hc,dci}$	$n_{hc,max}$	$n_{hc,pre} / n_{hc,dci}$	$n_{hc,pre} / n_{hc,max}$
		δ_{pre}	δ_{dci}	δ_{max}	$\delta_{pre} / \delta_{dci}$	$\delta_{pre} / \delta_{max}$
無補剛 箱形断面	UB25-35C1P1[490]	11	12	14	0.92	0.79
		6	6	7	1.00	0.86
	UB25-35C3P1[490]	23	26	32	0.88	0.72
		4	5	6	0.80	0.67
	UB25-35CCP1[490]	5	6	4	0.83	1.25
		5	5	5	1.00	1.00
	UB35-35C1P1[490]	9	8	10	1.13	0.90
		5	4	5	1.25	1.00
	UB35-35C3P1[490]	20	22	26	0.91	0.77
		4	4	5	1.00	0.80
	UB35-35CCP1[490]	4	4	4	1.00	1.00
		5	5	5	1.00	1.00
	UB35-45C1P1[490]	11	8	12	1.38	0.92
		6	4	6	1.50	1.00
	UB35-45C3P1[490]	21	18	20	1.17	1.05
		4	3	4	1.33	1.00
	UB35-45CCP1[490]	4	4	2	1.00	2.00
		5	5	5	1.00	1.00
UB25-25C1P1[400]	19	18	24	1.06	0.79	
	10	9	12	1.11	0.83	
UB25-25C3P1[400]	16	14	20	1.14	0.80	
	9	9	12	1.00	0.75	
UB25-35C1[400]	17	14	22	1.21	0.77	
	9	7	11	1.29	0.82	
UB25-35C3[400]	16	11	19	1.45	0.84	
	9	6	12	1.50	0.75	
補剛 箱形断面	S35-35I	10	10	15	1.00	0.67
		5	5	8	1.00	0.63
	KD-10	9	8	12	1.13	0.75
		4	4	6	1.00	0.67
隅角部	Model-1	13.4	13	-	1.03	-
		3	3	-	1.00	-
	Model-2	1.2	1	-	1.20	-
		4	4	-	1.00	-

Note :

$n_{hc,pre}$ = 解析による予測延性き裂発生時半サイクル数, $n_{hc,dci}$ = 実験における延性き裂発生時半サイクル数, $n_{hc,max}$ = 実験における最大荷重時半サイクル数,

δ_{pre} = 解析による予測延性き裂発生時変位, δ_{dci} = 実験における延性き裂発生時変位, δ_{max} = 実験における最大荷重時変位.

図-11(b)をみると Model-1 では 10 半サイクルを超えたあたりから急激に損傷度が増加し, 13.4 半サイクルにて

損傷度が 1 に達した. 実験時延性き裂が確認されたのは, 13 半サイクルであり, 概ね延性き裂の発生を予測できて

いるといえる。また Model-2 については、延性き裂発生は 1 半サイクルの時点であるが、本解析では 1.2 半サイクルで損傷度が 1 に達する結果であった。

5.4 予測結果と実験結果の比較

表-7 にすべての供試体の解析結果と実験結果の比較を示す。UB25-35[490] シリーズでは予測延性き裂発生点は実験結果より前となっている。一方、UB35-35[490]、UB35-45[490] シリーズの予測結果は、実験での延性き裂発生点に比べ遅い場合もあるものの、最大荷重点の変形能で評価した場合いずれも 1 以下であり、安全側に評価されていると言えよう。また、UB25-35[400] シリーズについても、予測値は実験の延性き裂発生点より遅くなっているが、最大荷重の前には損傷度が 1 に達しており、安全側の評価となっている。

補剛断面、隅角部については前に触れたが、本手法の予測値は実験における延性き裂発生点の前、もしくは同じ時点となっており、誤差は最大でも 20% 程度であった。

6. 結言

本研究では無補剛、補剛箱形断面鋼製橋脚およびラーメン隅角部を対象とした繰り返し載荷実験について、基部における脆性的な破壊モードの第一段階である、延性き裂の発生に着目し、解析的に検討を行った。供試体をシェル要素を用いてモデル化し有限要素解析を行い、き裂発生箇所近傍におけるひずみ挙動を明らかにした。さらに、Manson-Coffin 則と Miner 則に基づく損傷度を用いて延性き裂発生の評価を試みた。本研究で得られた主な知見を以下にまとめる。

1. 解析モデルにおいて、溶接部を考慮した場合と考慮しない場合では、前者の方が、塑性ひずみは小さくなる。
2. 溶接部を考慮せずとも、要素サイズを適切に設定することで、損傷度を用いて延性き裂発生の評価が行えると考えられる。
3. 張出部といった箇所に発生した延性き裂についても、本手法により、その発生を予測できた。
4. 比較的大型の供試体に対しても、本手法の有効性を確認した。
5. 鋼製橋脚の基部だけではなく、隅角部に対しても本手法の有効性を確認できた。
6. 本手法は、延性き裂発生を若干危険側に予測する場合があるが、その場合も耐力低下に至ることはない。

本研究により、これまで困難であった「塑性ひずみ範囲」表示の Manson-Coffin 則による変動変位振幅載荷を受ける構造物に対する延性き裂発生評価が可能となり、3

章で述べたような「塑性率」表示の Manson-Coffin 型の式に基づく手法との空白を埋めることができたと思われる。

今後の検討課題としては、変動変位振幅繰り返し載荷実験を対象に解析的検討を行ったが、供試体に地震動を入力したハイブリッド実験を対象に、動的解析を行い本手法の適用性を検証する必要がある。

また、耐震設計への応用として、はり要素を用いたファイバーモデルによる解析に対する、本手法の適用方法を検討する必要がある。これらについての検討を現在行っており、その結果を別途報告したい。

謝辞

本研究の一部は、文部科学省私学助成ハイテクリサーチセンター整備事業で名城大学に設置された「高度制震実験・解析研究センター」の助成を受けて実施されたものである。

参考文献

- 1) 渡邊英一, 前川義男, 杉浦邦征, 北根安雄: 阪神・淡路大震災特集 — 第 4 回 — 鋼橋の被害と耐震性, 土木学会誌, Vol.80, No.7, pp.54-62, 1995.
- 2) 杉本浩一, 高橋泰彦: 阪神・淡路大震災で破断した柱梁仕口部近傍の破面の調査 — き裂の発生の検証と材質変化の分析 —, 鋼構造論文集, Vol.3, pp.21-34, 1995.
- 3) 岡下勝彦, 大南亮一, 道場康二, 山本晃久, 富松実, 丹治康行, 三木千寿: 兵庫県南部地震における神戸港港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討, 土木学会論文報告集, No.591, pp.243-261, 1998.
- 4) 坂野昌弘, 三上市蔵, 米本栄一, 百々良晃: 鋼製ラーメン隅角部の低サイクル繰り返し載荷実験, 土木学会第 47 回年次学術講演会, pp.284-285, 1992.
- 5) 坂野昌弘, 三上市蔵, 村山 宏, 三住泰久: 鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 第 2 巻, 第 8 号, pp.73-82, 1995.
- 6) 坂野昌弘, 三上市蔵, 鷹羽新二: 鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労挙動, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.49-60, 1997.
- 7) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 三上市蔵: 鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 第 4 巻, 第 16 号, pp.17-26, 1997.
- 8) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 森川友記, 三上市蔵: 三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1281-1288, 1998.
- 9) 三木千寿, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.
- 10) 陵城成樹, 足立幸郎, 猪瀬幸太郎, 杉浦邦征, 渡邊英

- 一：鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.48A，pp.649-655，2002.
- 11)葛漢彬，大橋正稔，田島僚：鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂の発生とその進展に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.53A，pp.493-502，2007.
- 12)葛漢彬，津村康裕：鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂発生の評価に関する実験的および解析的研究，構造工学論文集，Vol.55A（掲載予定）.
- 13)Manson, S.S.: Thermal Stress and Low-cycle Fatigue, McGraw-Hill. 1966.
- 14)西村俊夫，三木千寿：構造用鋼材のひずみ制御低サイクル疲れ特性，土木学会論文報告集，第 279 号，pp.29-44，1978.
- 15)宇佐美勉 編・著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，日本鋼構造協会，技報堂出版，2006.
- 16)芳崎一也，宇佐美勉，本間大輔：大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発—ハイブリッド地震応答実験による検証—，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1017-1026，1999.
- 17)中村聖三，安波博道，小林洋一，中川知和，水谷慎吾：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.331-338，1997.
- 18)Shen C., Mamaghani, I.H.P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 19)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.
- 20)館石和雄，判治剛，南邦明：極低サイクル疲労領域における変動振幅ひずみ下の低サイクル疲労寿命予測モデル，土木学会論文集，No.773/I-69，pp.149-158，2004.
- 21)Kuwamura, H. and Suzuki, T. : Low-cycle fatigue resistance of welded joints of high-strength steel under earthquake loading, 10th World Conference of Earthquake Engineering, 2851-2856, 1992.
- 22)桑村仁，高木直人：「破断履歴の相似則」の検証，日本建築学会構造系論文集，No.548，pp.139-146，2001.
- 23)Kuwamura, H. and Takagi, N. : Similitude Law of Prefracture Hysteresis of Steel Members, J. of Structural Engineering, ASCE, 130(5), 752-761, 2004. 5.
- 24)桂大輔，宮澤秀明，桑村仁：繰り返し载荷による鋼梁の延性破断，日本建築学会構造系論文集，No.588，pp.157-164，2005.
- 25)Matoba, M., Machida, S., Yoshinari, H. and Nishimura, R. : Definition of Hot Spot Stress in Welded Plate Type Structure for Fatigue Assessment Part2 3rd Report-Derivation of Hot Spot Stress by Finite Element Analysis. IIW 13-1448, 1992.
- 26)佐々木栄一，荒川泰二，三木千寿，市川篤司：鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靱性レベル，土木学会論文集，No.731/I-63，pp.93-102，2003.
(2008年9月18日受付)