# 鋼製補剛箱形断面橋脚の延性き裂照査法における ひずみ集中補正係数の精度向上に関する再検討

田口 実季1・藤江 渉2・伊藤 諒祐3・葛 漢彬4

 <sup>1</sup>学生会員 名城大学大学院 理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻 (〒468-8502名古屋市天白区塩釜口 1-501)
 E-mail: 193433004@ccmailg.meijo-u.ac.jp

 <sup>2</sup>正会員 名城大学大学院 理工学研究科社会環境デザイン工学専攻 (〒468-8502名古屋市天白区塩釜口 1-501)
 E-mail: 183443503@ccmailg.meijo-u.ac.jp

<sup>3</sup>名城大学 理工学部社会基盤デザイン工学科 (〒468-8502名古屋市天白区塩釜口 1-501) E-mail: 160448017@ccmailg.meijo-u.ac.jp

<sup>4</sup>フェロー 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501) E-mail: gehanbin@meijo-u.ac.jp

鋼製補剛箱形断面橋脚を対象に、ひずみ集中補正係数の定式化について、板厚が薄い場合の解析ケース を増やし、ひずみ集中補正係数の精度向上を図った.まず、幅厚比パラメータ、板厚、細長比パラメータ がひずみ集中補正係数に及ぼす影響について検討し、薄肉断面と厚肉断面に分けて、重回帰分析により、 ひずみ集中補正係数の定式化を新たに行った.そこで、shell 解析とひずみ集中補正係数を適用した beam 解析による損傷度履歴と延性き裂発生時期の比較を行い、既往の研究で-30%の誤差があることに対し、本 研究では±20%以内となり、新しいひずみ集中補正係数を用いた場合延性き裂発生時期の予測精度が向上 したことを確認した.

# *Key Words:* ductile crack initiation, steel bridge pier, stiffened box section, strain concentration modification coefficient

## 1. 序論

1995年1月の兵庫県南部地震において,鋼製橋脚の基 部や隅角部などのひずみ集中部に,低サイクル疲労によ り生じたと思われる脆性的な破壊が確認された<sup>1)</sup>.各設 計指針において,脆性的な破壊を考慮した耐震設計法の 整備が進められている<sup>2),3)</sup>.耐震設計においては,脆性 的な破壊のプロセスの第一段階に相当する,延性き裂発 生を防止することが重要と考えられる.土木学会の 2018年制定鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編]<sup>3)</sup>(以 降,学会示方書と略称)では,レベル2地震動に対する 耐震性能II,IIIの照査法の中で,地震動に対する構造安 全性の照査項目の1つに低サイクル疲労破壊を挙げ, Miner 則と Manson-Coffin 則による累積疲労損傷度(以 降,損傷度と略称)を用いて照査を行うこととしている. また,鋼製橋脚に対しては,beam 要素を用いたファイ バーモデルによる有限要素解析(以降,beam 解析と略 称)に適用可能な照査法が示されている<sup>3)</sup>. beam 解析 では,一般に局所的なひずみを得ることは難しいため, 塑性ひずみ範囲にひずみ集中補正係数を乗じる方法が提 案されており<sup>4)-6)</sup>,学会示方書においても同様の手法が 推奨されている<sup>3)</sup>. ひずみ集中補正係数を導入した損傷 度は次式で表される.

$$D = C \sum \left(\beta \cdot \varepsilon_{pr}\right)^m \tag{1}$$

ここで、*C*、*m* は材料定数であり鋼種により決定される. なお、本研究は SM490 材を用いており、*C* = 9.69、*m* = 1.86 である<sup>3)</sup>.  $\varepsilon_{pr}$ は塑性ひずみ範囲であり、本研究で はレンジ法により算出する<sup>4)-6)</sup>.  $\beta$  はひずみ集中補正係 数である. ひずみ集中補正係数について既往の研究がさ れており、無補剛箱形断面橋脚に対するひずみ集中補正 係数の一般式が提案され<sup>4)</sup>、学会示方書にも示されてお り<sup>3)</sup>、次式で表される.

## 表-1 既往の研究のの各解析パラメータ

モアル名	$\overline{\lambda}$	Re	$t$ , $t_s$		
$\lambda - R_f - t$	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	- 9	(mm)		
20-25-4	0.20	0.25			
20-35-4	0.20	0.35			
30-25-4	0.20	0.25	4		
30-35-4	0.50	0.35	4		
40-25-4	0.40	0.25			
40-35-4	0.40	0.35			
30-25-10		0.25			
30-35-10	0.30	0.35			
30-45-10		0.45			
40-25-10		0.25			
40-35-10	0.40	0.35	10		
40-45-10		0.45			
50-25-10		0.25			
50-35-10	0.50	0.35			
50-45-10		0.45			
30-25-20		0.25			
30-35-20	0.30	0.35			
30-45-20		0.45			
40-25-20		0.25			
40-35-20	0.40	0.35	20		
40-45-20		0.45			
50-25-20		0.25			
50-35-20	0.50	0.35			
50-45-20		0.45			
30-25-30		0.25			
30-35-30	0.30	0.35			
30-45-30		0.45			
40-25-30		0.25			
40-35-30	0.40	0.35	30		
40-45-30		0.45			
50-25-30		0.25			
50-35-30	0.50	0.35			
50-45-30		0.45			

$$\beta_u = 11.1R_f + 1.18(\frac{t}{9.0}) - 1.34\overline{\lambda} - 0.0751$$
(2)

ここで、 $R_f$ = 幅厚比パラメータ、t =板厚(mm)、 $\lambda$ = 細 長比パラメータである.これらのパラメータの詳細は後 述する.また、無補剛箱形断面のひずみ集中補正係数を、 補剛箱形断面に適用した場合、危険側に予測することが 分かっているため<sup>5)</sup>、著者らは、補剛箱形断面橋脚に適 用可能な、次式で表されるひずみ集中補正係数の一般式 の提案を行った<sup>6)</sup>.

$$\beta_s = 37.0R_f + 1.78(\frac{t}{4.0}) - 16.3\overline{\lambda} + 1.02 \tag{3}$$

ここで, 適用範囲は,  $0.25 \le R_f \le 0.45$ ,  $0.20 \le \overline{\lambda} \le 0.50$ , 4mm  $\le t \le 30$ mm である.

上記の補剛箱形断面橋脚に対するひずみ集中補正係数 の一般式<sup>6)</sup>は、板厚 $t = 4 \sim 5 \text{mm}$ のケースおいて、後述 する図-10 に示すように、shell 解析結果と提案手法との 誤差が、安全側ではあるが 30%程度となる場合がある など、精度に課題がある.そのため、本研究では、板厚 *t*=4,7mm といった、比較的薄い板厚の解析ケースを増 やして、補剛箱形断面橋脚に対するひずみ集中補正係数 の一般式の再検討を行い、精度向上を図る.

## 2. ひずみ集中補正係数の再検討

### (1) 解析概要

解析対象は、頂部に上部工重量に相当する一定圧縮力 P および変動変位振幅の繰り返し水平変位 $\delta$ を受ける一 様断面の単柱式鋼製補剛箱形断面橋脚である.表-1 に、 既往の研究<sup>6</sup>で検討した各解析パラメータをあらた めて示す.寸法等は文献 6)を参照されたい.また、 表-2 に、本研究で追加検討した解析パラメータと寸法 等の具体的な数値を示す.本研究では、shell 解析にお いて、損傷度が1に達するケースを対象とするため、幅 厚比パラメータ $R_f$ 、細長比パラメータえの上限はそれ ぞれ0.45、0.50とした.しかし、板厚t=4mm、幅厚比 パラメータ $R_f=0.45$ の場合のshell 解析において、局部 座屈が早期に進展し、橋脚基部のひずみ集中が緩和され、 損傷度が1に達しなかった.そのため本研究では、板厚t=4mmの場合、幅厚比パラメータの上限を0.40として いる.

幅厚比パラメータ  $R_f$ , 細長比パラメータ $\lambda$ は次のように表される.

$$R_{f} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-v^2)}{\pi^2 \cdot k}} \sqrt{\frac{\sigma_{y}}{E}}$$

$$\tag{4}$$

$$\overline{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$
(5)

ここで、b=フランジ幅(B-t)、h=橋脚高さ、 $\sigma_y=降伏応$ 力、E=弾性係数、v=ポアソン比、k=フランジ板の座屈係数 =  $4n^2$  (n はサブパネル数であり本研究では n=3)、 $r=断面 2 次半径である. <math>t_s=$ 補剛材板厚=t、 $b_s=$ 補剛材長さである. 軸圧縮力 P と全断面降伏荷重  $P_y$ の比である軸力比  $P/P_y$ は、すべての解析モデルにおいて 0.1とした.また、縦横比 $\alpha$  (=a/b, a=ダイアフラム間隔, b=フランジ幅)は0.5、補剛材の剛比 $y/y^*$  (y=縦補剛材剛比、 $y^*=$ 線形座屈理論から求められる最適剛比)は3.0 で統一した. $\overline{\lambda}=$ 補剛材の細長比パラメータであり、次に示す式(6)~(8)で表される.

$$\overline{\lambda_s} = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$
(6)

表-2	本研究で追加検討した各解析パラ	メ	ータ
-----	-----------------	---	----

モデル名 $\overline{\lambda}$ - $R_{f}$ -t	Ā	$R_{f}$	<i>t, t<sub>s</sub></i> (mm)	α	γ/γ <sup>*</sup>	h (mm)	b (mm)	b <sub>s</sub> (mm)	$\overline{\lambda_s}$	$\overline{t_f}$ (mm)	$\overline{t_w}$ (mm)	<i>P</i> / <i>P</i> <sub>y</sub>	Hy (kN)	$\delta_y$ (mm)
20-40-4	0.20	0.40				643	217	21	0.236	4	5		117	1.64
25-25-4		0.25				494	136	19	0.149	4	6		65	1.62
25-35-4	0.25	0.35				700	190	20	0.207	4	5		87	2.34
25-40-4	1					803	217	21	0.236	4	5		99	2.69
30-40-4	0.30	0.40	4			964	217	21	0.236	4	5		85	4.02
40-40-4	0.40					1285	217	21	0.236	4	5		67	7.50
50-25-4		0.25				988	136	19	0.149	4	6		36	7.25
50-35-4	0.50	0.35				1401	190	20	0.207	4	5		49	10.47
50-40-4		0.40				1607	217	21	0.236	4	5		55	12.08
20-25-7		0.25				691	237	33	0.149	8	10		235	1.73
20-35-7	0.20	0.35				980	332	36	0.207	8	9		318	2.49
20-45-7		0.45				1269	427	38	0.269	8	9		399	3.24
25-25-7		0.25				864	237	33	0.149	8	10		198	2.84
25-35-7	0.25	0.35				1225	332	36	0.207	8	9		268	4.09
25-45-7	1	0.45				1586	427	38	0.269	8	9		336	5.32
30-25-7		0.25				1037	237	33	0.149	8	10		171	4.23
30-35-7	0.30	0.35	7	0.50 2		1471	332	36	0.207	8	9	0.10	231	6.10
30-45-7		0.45			20	1904	427	38	0.269	8	9		290	7.95
40-25-7		0.25		0.50	5.0	1383	237	33	0.149	8	10		134	7.88
40-35-7	0.40	0.35				1961	332	36	0.207	8	9		182	11.38
40-45-7		0.45				2538	427	38	0.269	8	9		228	14.83
50-25-7		0.25				1728	237	33	0.149	8	10		110	12.68
50-35-7	0.50	0.35				2451	332	36	0.207	8	9		150	18.32
50-45-7		0.45	0.45			3173	427	38	0.269	8	9		188	23.88
20-25-10		0.25				988	339	47	0.149	11	15		479	2.47
20-35-10	0.20	0.35				1401	474	51	0.207	11	13		649	3.55
20-45-10		0.45	10			1813	610	55	0.269	11	13		814	4.63
25-25-10		0.25	10			1235	339	47	0.149	11	15		403	4.05
25-35-10	] [	0.35				1751	474	51	0.207	11	13		546	5.84
25-45-10		0.45				2266	610	55	0.269	11	13		686	7.61
25-25-20		0.25				2540	687	94	0.149	22	29		1571	8.25
25-35-20	0.25	0.35	20			3601	962	103	0.207	22	27		2129	11.89
25-45-20		0.45				4662	1237	110	0.269	22	25		2672	15.48
25-25-30		0.25				3811	1031	141	0.149	34	43		3534	12.37
25-35-30		0.35	30			5402	1443	154	0.207	33	40		4790	17.83
25-45-30		0.45				6993	1855	165	0.269	33	38		6013	23.22

$$Q = \frac{1}{2R_f} (R_0 - \sqrt{R_0^2 - 4R_f}) \le 1.0$$
(7)

$$R_0 = 1.33 R_f + 0.868 \tag{8}$$

ここで,  $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接パネルからなる T 型断 面において板パネルに平行な主軸周りの断面 2次半径, Q = 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度である.降伏水平荷重  $H_y$ と降伏変位  $\delta_y$ は次のように求めた.  $H_y$ は次の式(9), (10)から求められたもののうち,小さい 方の値とした.

$$H_y = \frac{M_y}{h} (1 - \frac{P}{P_y}) \tag{9}$$

$$H_{y} = \frac{M_{y}}{0.85h} (1 - \frac{P}{P_{E}})(1 - \frac{P}{P_{u}})$$
(10)

ここで, $M_y$ =降伏モーメント, $P_E$ =片持柱のオイラー座 屈荷重, $P_u$ =中心軸圧縮柱の強度である. $\delta_y$ は次式より 求めた.

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \tag{11}$$

材料定数を表-3 に示す. 鋼材は SM490Y とし,降伏 応力と引張強さについては材料の公称値を使用した. 載 荷パターンは図-1 に示すように、1 Cycle ごとに 1 $\delta_y$ ず つ頂部変位を増加させる,漸増変位振幅繰り返し載荷とした. 解析には,汎用解析プログラム ABAQUS(ver. 6.13)を使用し,材料構成則は修正二曲面モデルを適用した<sup>7</sup>.

表-3 材料特性

	$\sigma_y$ (MPa)	Ey(%)	E(GPa)	v	$\sigma_u$ (MPa)	$\varepsilon_u(\%)$	E <sub>st</sub> (GPa)	E <sub>st</sub> (%)
<i>t</i> <16mm	365	0.17	206	0.3	490	25	6.86	1.2
	$\sigma_{y}$ (MPa)	$\varepsilon_{y}(\%)$	E(GPa)	v	$\sigma_u$ (MPa)	$\varepsilon_u(\%)$	E <sub>st</sub> (GPa)	$\mathcal{E}_{st}(\%)$
<i>t</i> ≥16mm	355	0.17	206	0.3	490	25	6.86	1.2

Note:  $\sigma_{y}$ =降伏応力,  $\varepsilon_{y}$ =降伏ひずみ, E=ヤング率, v=ポアソン比,  $\sigma_{u}$ =引張強さ,  $\varepsilon_{u}$ =破断ひずみ,  $E_{u}$ =ひずみ硬化開始時の硬化係数,  $\varepsilon_{u}$ =ひずみ硬化開始時ひずみ.

z



図-2 beam解析モデル概要図

## a) beam 解析モデル

beam 解析モデルの概要図を図-2 に示す. 既往の研究 と同様に<sup>6)</sup>, Timoshenko のはり理論に基づく beam 要 素 B31OS を用いてモデル化した. メッシュ分割は,橋 脚高さhを20分割,有効破壊長領域0.5bを5分割した. ひずみは,有効破壊長最下部の1要素から出力した.

図-3 に解析モデルの断面図を示す.本研究では、補 剛断面を、等価な無補剛断面<sup>8)</sup>に換算し、解析を行った.  $\overline{\iota_r}$ =フランジの換算板厚、 $\overline{\iota_w}$ =ウェブの換算板厚であ り、本研究で追加検討した解析モデルの換算板厚の値は 表-2 に示している.表-1 の解析モデルの換算板厚は文 献 6)と同様である.なお、等価な無補剛断面へは次のよ うな条件で置換している<sup>8)</sup>.



図-4 shell 解析モデル概要図

(1) 断面の外形は変わらない(断面の幅,高さが不変)

(2) 断面積は変わらない

(3) z軸まわりの全塑性モーメントは変わらない

換算板厚の具体的な導出方法は文献 8)を参照されたい. b) shell 解析モデル

### D) Shell 所们モナル

shell 解析モデルの概要図を図-4 に示す. shell 解析に おいては、局部座屈の発生や、橋脚基部の角部の要素か ら局所的なひずみを出力することを考慮して、柱基部か ら 3bの高さまでを 4節点低減積分有限膜ひずみ shell 要 素 S4R を用いてモデル化した. 同図に示すように、既 往の研究<sup>6),9),10)</sup>と同様、基部角部の要素が 2mm×2mm となるように分割した. shell 要素部分については、解 析モデルの対称性から、フランジ中心から半分をモデル



図-7 細長比パラメータがひずみ集中補正係数に及ぼす影響

化し、フランジ中心部の境界面には対称条件を与えた. また、基部は完全固定とした.ひずみは、shell 要素の 初載荷時に圧縮側になるフランジの、基部最角部の要素 から出力した. なお, 解析の効率化のために, shell 要 素上端から橋脚上端までは beam 要素でモデル化し、断 面は等価な無補剛断面<sup>8)</sup>に置換している. beam 要素の 下端と shell 要素の上端は剛結合とした.

## (2) 構造パラメータがβに及ぼす影響

図-5~7 に構造パラメータがひずみ集中補正係数に及 ぼす影響を示す.縦軸にひずみ集中補正係数 β,横軸に 各構造パラメータをとり、プロットしている. ひずみ集 中補正係数は、shell 解析および beam 解析から得られ る塑性ひずみ履歴の比較から、既往の研究と同様の手法 で算出した<sup>6</sup>. また,同図には,後述する,本研究で新 たに提案する β による直線も併記している. 図-5 より, βと幅厚比パラメータ R<sub>f</sub>には正の相関が見られ、板厚の 増加に伴い、その傾きは若干大きくなるようである. **図-6**より、 $\beta$ と板厚 t には正の相関が読み取れる. 概ね、

t = 10mm を境として相関の傾きに違いが見られ, t = 4 ~10mmの場合の傾きの方が, t = 10~30mmの場合の 傾きより大きいようである. 図-7 より, βと細長比パラ メータ $\overline{\lambda}$ には負の相関がみられ、その傾きは、t = 4mm の場合の方が, t = 10, 30mm の場合に比べ小さいよう である. また, 図-7(b)より,  $\overline{\lambda}$  = 0.20 の場合に, 急激 にβの値が増加していることが分かる.

## (3) 新たに提案するひずみ集中補正係数の一般式

前節の検討を受け、本研究では特に、概ね t = 10mm を境にひずみ集中補正係数の傾きが変化することに着目 した. このことから、板厚によって場合分けをして重回 帰分析を行い、ひずみ集中補正係数の近似式を導出する ことを試みた.本研究で新たに提案するひずみ集中補正 係数の一般式は、次のとおりである.

$$\beta_{s,thin} = 21.0R_f + 4.45(\frac{t}{4.0}) - 5.47\overline{\lambda} - 2.77 \tag{12}$$



$$\beta_{s,thick} = 34.9R_f + 1.70(\frac{t}{4.0}) - 21.8\overline{\lambda} + 4.90$$
(13)

ここで、 $\beta_{s,thin}$ は補剛断面の薄肉断面、 $\beta_{s,thick}$ は補剛断面 の厚肉断面のひずみ集中補正係数の一般式であることを 示している.式(12)の適用範囲は、 $0.25 \le R_f \le 0.45$ ,  $0.20 \le \overline{\lambda} \le 0.50$ , 4mm  $\le t < 10$ mm とし、式(13)の適用 範囲は、 $0.25 \le R_f \le 0.45$ ,  $0.25 \le \overline{\lambda} \le 0.50$ , 10mm  $\le t \le$ 30mm とする.なお、t = 10mm の場合については、予 備検討の結果、式(13)を用いた方が予測精度が高かった ため、式(13)の適用範囲に含めることとした.

式(12)については、次のことに留意する. 図-7(b)から 分かるように、 $\overline{\lambda} = 0.20$ における  $\beta$ は、その他の場合 のβに比べ、特異的に大きな値を示した.そのため、 予測精度への影響を検討した結果,近似式の導出は,  $0.25 \leq \overline{\lambda} \leq 0.50$  の範囲で行うこととした. しかし, 後 述する図-9 に示すように、 $\overline{\lambda}$ = 0.20 のケースについて も式(12)を適用したところ、その他のケースと同等の精 度であることを確認したため、 $\overline{\lambda} = 0.20$ を適用範囲に含 めることとした. また,  $R_f = 0.45$  および t = 4mm の shell 解析ついては、前述したように、延性き裂発生よ りも局部座屈の進展が先行し、D=1に達しなかった. したがって、t = 4mm 程度でかつ、 $R_f = 0.45$  程度と比 較的幅厚比パラメータが大きい場合, beam 解析だ けではなく, shell 解析や実験を併用するなど, 提案 手法の適用に注意した方がよいであろう.また、ど のような構造パラメータの場合に、局部座屈の進展が先 行し損傷度が1に達しないのか、今後詳細に検討したい.

#### (4) 新たに提案するひずみ集中補正係数の精度検証

式(12)および式(13)を用いた延性き裂発生の評価手法 (以降,本提案手法と略称)を文献 6)の提案手法との比 較を行い,妥当性を検証する.

#### a) 提案手法と shell 解析の損傷度履歴の比較

図-8 に、板厚を変化させた解析モデルにおいて、本研究および文献 6の提案手法と shell 解析の損傷度履歴の比較を示す. 同図では、縦軸に損傷度 D、横軸に

Half Cycle をとっている. 縦軸の損傷度は, 文献 6)の式 (3),本提案手法の式(12)および式(13)から算出したひず み集中補正係数を,式(1)に導入して得られた結果であ る. 同図より,いずれの板厚においても, shell 解析結 果と提案手法の損傷度が 1 に達する Half Cycle が概ね 一致していることが分かる.特に,図-8(a)より,板厚 *t* = 4mmの解析ケースで損傷度が 1 に達する Half Cycle を 見ると,本提案手法は文献 6)の提案手法に比べ精度良く 評価できている.

#### b) 提案手法と shell 解析の全ケースによる比較

図-9 に、すべての解析ケースについて、本提案手法 と shell 解析結果の比較を示す. 同図では、縦軸に本提 案手法における D=1 時の Half Cycle である H.C.<sub>dci.pre</sub>, 横軸に shell 解析における D = 1 時の Half Cycle である H.C.<sub>dci,shell</sub> をとっている. また, ±20%および-30%の 誤差を示す破線を併せて示す. これは, shell 解析結果 に対する提案手法の誤差を示しており、マイナス側は安 全側の評価となり、プラス側は危険側の評価となること を示している. t = 4,7mm は式(12)を適用し、t =10,20, 30mm は式(13) を適用した. 同図より,本提案手法と shell 解析結果の誤差は、概ね±20%以内であることが 分かる. ちなみに, 図-10に板厚 t = 4,7mm について文 献 6)の提案手法と shell 解析の比較を示す. 同図より, 式(3)のひずみ集中補正係数を適用した場合, t=10mm未 満の解析ケースが少なく,板厚 t = 4,7mm のケースで は、-30%程度の誤差が生じる場合があることがわかる. 本研究では、t=4、7mmの解析ケースを増やし、ひずみ 集中補正係数の一般式を新たに提案したため、特に、薄 い板厚の場合の精度に改善がみられ, shell 解析結果を良 い精度で模擬することが可能であると言える.

## 5. 結論

本研究では,鋼製補剛箱形断面橋脚を対象に,延性き 裂発生の評価法について再検討を行った.まず,比較的 薄い板厚の解析ケースを増やして, beam 解析および



(b) *i*=/min 図-10 文献 6)の提案手法と shell 解析結果の比較

shell 解析を行い,補剛箱形断面橋脚を対象とした,新 たなひずみ集中補正係数の一般式の提案を試みた.本研 究で得られた知見を以下に示す.

- t = 4, 7mmの解析ケースを増やし、繰り返し載荷の beam 解析を追加実施して、ひずみ集中補正係数と 各構造パラメータの関係を再検討した。その結果、 概ね t = 10mm を境に、ひずみ集中補正係数と板厚 との相関に変化が見られることが分かった。
- 2) ひずみ集中補正係数を t = 10mm を境に場合分けし て導出し、新たに $\beta_{s,thin}$ 、 $\beta_{s,thick}$ を提案した.
- 3)  $\beta_{s,thin}$ ,  $\beta_{s,thick}$ を導入した損傷度を用いて延性き裂発 生評価を行った結果, shell 解析結果を概ね±20% 以内の精度で模擬することが可能であることを示し た. 板厚 t = 4, 7mm のケースで,既往の研究で提 案されたひずみ集中補正係数の一般式による予測結 果よりも,精度が向上することを示した.

ひずみ集中補正係数の適用範囲を、さらに実際の構造

物に即したものとするため、より厚い板厚のケースも追加検討するなど、改善を行っていく必要がある.また. ひずみ集中補正係数の適用の拡大として、Pushover 解析 において、延性き裂発生を評価することができるか検討 する.

**謝辞**:本研究は,科学研究費補助金・基盤研究(C)(研 究代表者:葛 漢彬;課題番号:18K04333)の助成を 受けて実施されたものである.

#### 参考文献

- 岡下勝彦,大南亮一,道場康二,山本晃久,冨松実, 丹治康行,三木千壽:兵庫県南部地震による神戸港 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,土木学会論文集,No.591/I-43, pp.243-261, 1998.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.

- 土木学会:2018 年制定 鋼・合成構造標準示方書, 耐震設計編,2018.
- 4) 森翔吾, 葛漢彬, 萩野勝哉, 康瀾:無補剛断面鋼製 橋脚の延性き裂に対する簡易照査法の再検討-構造 パラメータがひずみ集中補正係数に及ぼす影響-, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.I\_517-I\_527, 2013.
- 葛漢彬,藤江渉,津村康裕:鋼製橋脚の延性き裂照 査法の開発に関する一検討,土木学会論文集 A1(構 造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.368-377, 2009.
- 6) 藤江渉,田口実季,鈴木元哉,葛漢彬:鋼製補剛箱 形断面橋脚の延性き裂照査法におけるひずみ集中補 正係数に関する研究,土木学会論文集 A1 (構造・地 震工学), Vol.75, No.4, 2019.
- 7) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T.:

Cyclic behavior of structural steels. II: Theory, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.

- 宇佐美勉,鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時 保有水平耐力照査法の提案,土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.
- 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, pp.605-616, 2009.
- 10) 葛漢彬,藤江渉,田島僚: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,構造工学論文集, Vol.55A, pp.617-628, 2009.

## A STUDY ON THE IMPROVEMENT OF STRAIN CONCENTRATION MODIFICATION COEFFICIENT USED IN DUCTILE CRACK INITIATION EVALUATION METHOD FOR STIFFENED BOX-SECTIONAL STEEL BRIDGE PIERS

## Miki TAGUCHI, Wataru FUJIE, Ryosuke ITO and Hanbin GE

This study is aimed at re-examining an evaluation method of ductile crack initiation for stiffened boxsectional steel bridge piers when the plate thickness is relatively thin. The influence of structural parameters such as plate width-thickness ratio parameter, column slenderness ratio parameter, and plate thickness on strain concentration modification coefficient is discussed. The strain concentration modification coefficient is formulated by multiple regression analysis for thin and thick sections. Comparisons of damage history and ductile crack initiation point by shell analysis and beam analysis applying strain concentration coefficient showed that errors are within  $\pm$  20%. It was confirmed that the prediction accuracy of ductile crack initiation point is improved when the new strain concentration modification coefficient is used.