

鋼製補剛箱形断面橋脚の延性き裂発生時変位の評価に関する検討

名城大学 学生会員 ○池尾 光慶
名城大学大学院 学生会員 田口 実季

名城大学大学院 正会員 藤江 渉
名城大学 フェロー 葛 漢彬

1. 緒言

1995 年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脆性的な破壊が確認された。脆性的な破壊の第一段階である延性き裂発生防止を目的とする観点から、延性き裂発生に着目する検討が多くされてきている。しかし、延性き裂発生時変位に関する簡易的評価法の検討は少ないのが現状である。そこで本研究では、鋼製補剛箱形断面橋脚を対象とした shell 解析を行い、橋脚頂部の変位に着目し、shell 解析の結果を用いて延性き裂発生時変位と構造パラメータとの関係を検討し、定式化を試みた。

2. 解析概要

本研究では、shell 要素モデルを用いた繰り返し解析を行う。解析モデル、断面図および解析モデル諸元をそれぞれ図-1、図-2 および表-1 に示す。紙面の都合上、表-1 には 4 ケースを例示し、それに関連する材料特性を表-2 に示す。鋼種は SM490YA 材を用い、構成則は修正二曲面モデルを適用した。弾性域に適用された beam 要素の断面は、補剛断面を等価な無補剛断面に置換している¹⁾。頂部に上部工重量を模した一定の鉛直荷重と、水平方向に $1\delta_y$ ごとの繰り返し漸増変位を与えた。

3. 延性き裂発生時の変位に関する近似式の提案

損傷度による延性き裂発生照査法については、Miner 則と Manson-Coffin 則による累積疲労損傷度(以降、損傷度と略称)が学会示方書²⁾に示されている。shell モデルの解析による損傷度を式(1)に示す。

$$D = C \sum (\epsilon_{pr})^m \tag{1}$$

ここで、 C 、 m は定数(SM490 鋼材： $C=9.69$ 、 $m=1.86$)、 ϵ_{pr} はレンジ法により算出する塑性ひずみ範囲である。本研究では、shell 解析結果より、損傷度 $D=1$ に達した時の変位を延性き裂発生時の変位としており、 $\delta_{dc,shell}$ と記する。

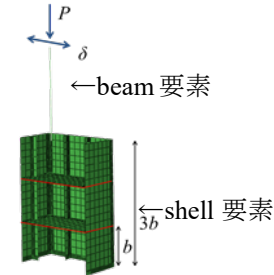


図-1 解析モデル

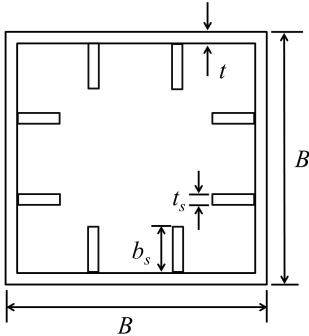


図-2 補剛断面

表-1 解析モデル例の諸元

No.	$h(\text{mm})$	$B(\text{mm})$	R_f	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	$t, t_s(\text{mm})$	$b_s(\text{mm})$	P/P_y	α	γ/γ^*
25-25-7	864	244	0.25	0.25	0.149	7	33	0.10	0.5	3.0
25-35-7	1225	339	0.35		0.207		36			
25-40-7	1404	386	0.40		0.228		38			
25-45-7	1586	434	0.45		0.269		38			

Note : h =橋脚高さ、 B =フランジ幅=ウェブ幅、 R_f =幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ、 $\bar{\lambda}_s$ =縦補剛材の細長比パラメータ、 t =板厚、 t_s =補剛材板厚、 b_s =補剛材幅、 P/P_y =軸力比、 α =アスペクト比、 γ/γ^* =補剛材剛比

表-2 材料定数

$t(\text{mm})$	$\sigma_y(\text{MPa})$	$E(\text{GPa})$	$\epsilon_y(\%)$	$E_{st}(\text{GPa})$	$\epsilon_{st}(\%)$	$\sigma_u(\text{MPa})$	$\epsilon_y(\%)$	ν
$t \leq 16$	365	206	0.17	6.86	1.2	490	25	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} =ひずみ硬化開始時ひずみ、 σ_u =引張強さ、 ϵ_y =破断ひずみ、 ν =ポアソン比

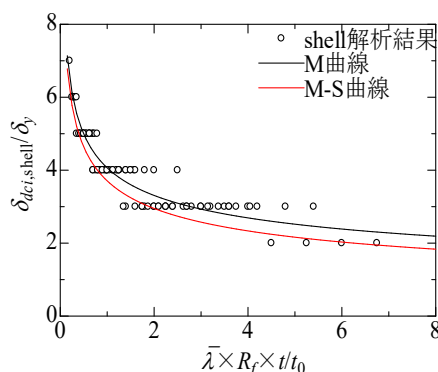
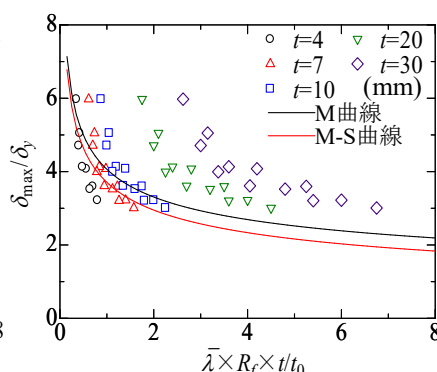
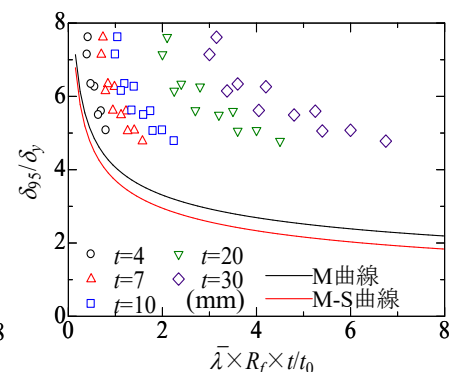
図-3 $\delta_{dci,shell}$ と構造パラメータの関係図-4 δ_{max} と $\delta_{dci,shell}$ 近似曲線の比較図-5 δ_{95} と $\delta_{dci,shell}$ 近似曲線の比較

図-3 に $\delta_{dci,shell}$ と構造パラメータの関係をプロットし、そこから近似曲線を得た。得られた近似式を式(2)に、標準偏差($S=0.357$)を減じた近似式を式(3)に示す。式(2)、式(3)は、 $t_0=1\text{mm}$ で無次元化している。

$$\frac{\delta_{dci,shell}}{\delta_y} = (4.06 \times \bar{\lambda} \times R_f \times \frac{t}{t_0})^{-0.297} \quad (\text{M}) \quad (2)$$

$$\frac{\delta_{dci,shell}}{\delta_y} = (4.06 \times \bar{\lambda} \times R_f \times \frac{t}{t_0})^{-0.297} - 0.357 \quad (\text{M-S}) \quad (3)$$

ただし、パラメータの範囲は、 $0.25 \leq R_f \leq 0.45$, $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50$, $4\text{mm} \leq t \leq 30\text{mm}$ である。

4. 最大荷重時変位・95%荷重時変位との比較

延性き裂発生時変位を最大荷重時変位・95%荷重時変位との比較を行った。ここでは、最大荷重時変位・95%荷重時変位は補剛箱形断面橋脚に対する推定式^{2), 3)}を用い、それぞれ式(4)、式(5)で表される。

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_y} = \frac{0.00759}{\left\{ R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \right\}^{3.5}} + 2.59 \quad (4)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{\left\{ (1 + P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \right\}^{3.5}} + 4.20 \quad (5)$$

$\delta_{dci,shell}$ の近似曲線と最大荷重時変位、95%荷重時変位の比較を図-4、図-5 にそれぞれ示す。図-4 から分かるように、最大荷重時変位は、4, 7, 10mm のいくつかのケースで延性き裂発生時変位と同等もしくは小さくなった。これは、板厚が小さい場合、最大荷重の方が延性き裂発生より先になる可能性もあることを示していると考えられる。また、図-5 より、式(5)による 95%荷重時変位はすべてのプロットにおいて延性き裂発生時変位よりも大きくなっていることから、延性き裂発生時が終局状態を支配するといえる。

5. 結言

本研究では、shell モデルの解析より得られた延性き裂発生時の変位を用いて近似式を提案し、その式を最大荷重時変位、95%荷重時変位との比較を行った。

- 1) 最大荷重時変位との比較から、板厚が小さい場合、最大荷重と延性き裂発生がほぼ同時、もしくは最大荷重が先になる可能性があることが分かった。
- 2) 95%荷重時変位は、延性き裂発生時変位より大きく評価され、延性き裂が終局状態を支配するといえる。

参考文献

- 1) 田口ら：鋼製補剛箱形断面橋脚における延性き裂発生の Pushover 解析による評価に関する一検討，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.76, No.4, pp.I_337-I_350, 2020. 2) 土木学会：2018 年制定鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2018. 3) 土木学会：2008 年制定鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2008.