

SM570 鋼を用いたコンクリート充填鋼製橋脚の高度数値解析法と局部ひずみの解析

名古屋工業大学大学院 学生員 ○佐々木 克仁

名古屋工業大学フェロー会員 後藤 芳顕 名古屋工業大学正会員 海老澤健正

首都高速道路(株) 神田 信也 首都高速道路(株) 松原 拓朗

1. まえがき: 通常鋼(SS400, SM490 など)を用いた既設鋼製橋脚にコンクリートを充填した CFT 橋脚は高い変形能とエネルギー吸収能を持つことから耐震補強策として採用されることも多い。しかし、高強度鋼 SM570 鋼による CFT 橋脚については、未解明な部分が多く、耐震性能を正確に予測するための解析法也未開発である。ここでは、近年実施された一連の CFT 橋脚の水平 1 方向繰り返し載荷実験¹⁾をもとに高精度数値解析手法を検討した。

2. 解析対象: 首都高速道路(株) で実施された SM570 鋼による CFT 橋脚の水平 1 方向繰り返し載荷実験¹⁾の供試体 7 体のうち Model2, Model3, Model5 の 3 体を対象とする。供試体諸元を表 1 に示す。繰り返し載荷は基準振幅を降伏水平変位 δ_0 とした橋脚頂部の変位制御による漸増 1 回繰り返しである。

3. 解析モデル: 解析は ABAQUS を用い、図 1 のように鋼部分は材料構成則として三曲面モデル²⁾を用いた厚肉シェル要素 S4R で表す。充填コンクリートはソリッド要素 C3D8R で表し構成則として損傷塑性モデルを用いた。それぞれのパラメータを表 2, 表 3 に示す。鋼パネルとコンクリートの境界面にはコンタクトペアまたは接触ばね要素、ダイヤフラムまたは縦リブとコンクリートの境界面には接触ばね要素を用いた。充填コンクリートの仮想ひび割れ面には接触ばね要素およびせん断ばね要素を用いて表現した³⁾。仮想ひび割れはいずれのモデルにおいても三か所の主要水平ひび割れ位置に挿入した。充填コンクリートの膨張角 ψ やダイヤフラム下面と充填コンクリートとの乾燥収縮などによる間隙は実験結果と比較して調整した。

4. 三曲面モデルの修正: 鋼材の構成則として従来の三曲面モデル³⁾を用いた Model3 の解析結果を図 2 に示すが、水平荷重ピーク点以降の荷重低下が実験より

表 1 実験供試体諸元

	断面外幅 (mm)	板厚 (mm)	水平降伏変位 δ_0 (mm)	軸力比 P/P_0	水平降伏荷重 H (kN)	無次元パラメータ			
						R_R	R_F	R_S	γ/γ^*
Model2	478.5	4.5	15.3	0.2	224	0.65	0.55	0.676	0.40
Model3			6.0	0.2	359				0.25
Model5			3.8	0.5	229				0.25

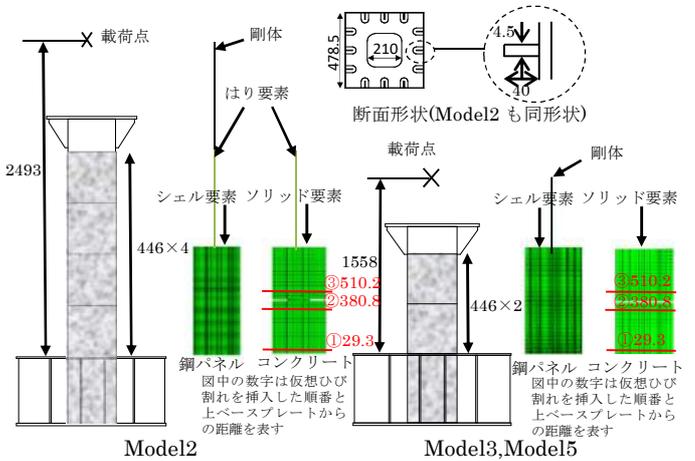


図 1 供試体および解析モデル(単位 mm)

表 2 三曲面モデルのパラメータ

鋼種	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	f_b	β	ρ	κ	ξ
SM570	203.8	0.3	497	675.5	0.52	606	2.00	3.0	1.00

表 3 損傷塑性モデルのパラメータ

E_c (GPa)	ν_c	f'_c (MPa)	σ_{t0} (MPa)	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}	e	ψ
21.0	0.20	21.76	1.82	0.67	1.16	0.1	20°

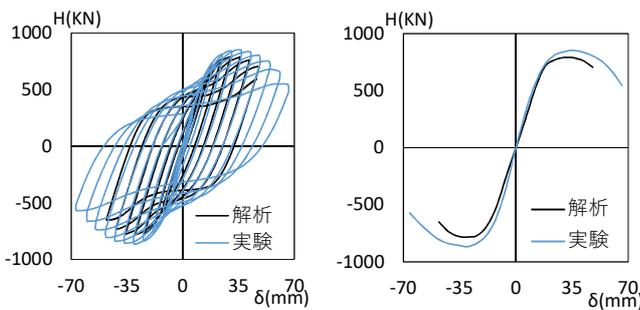


図 2 従来三曲面モデルでの解析結果(Model3)

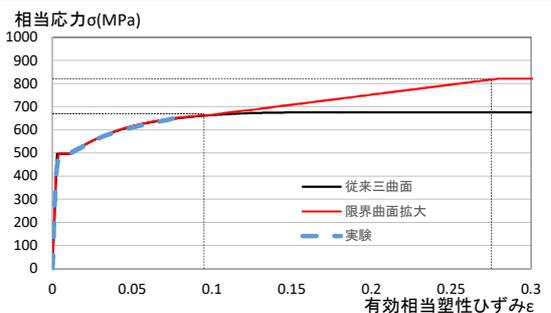


図 3 相当応力-有効相当塑性ひずみ関係

大きくなった．そこで従来の三曲面モデルに代え，**図3**のように公称応力最大点での対数ひずみ ϵ_u 以後，点 $(\epsilon_{lim}, \sigma_{lim})$ まで一定の勾配 E_{out} で硬化するように修正した限界曲面拡大型の三曲面モデルを用いた．

5. 各種供試体の解析結果：Model2, Model3, Model5 について従来の三曲面モデルと限界曲面拡大型三曲面

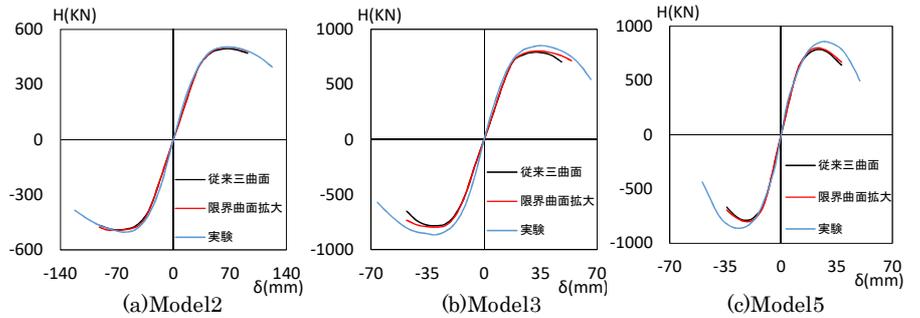


図4 各種供試体の解析結果(水平荷重-水平変位の履歴胸線の包絡線)

モデルそれぞれを用いた解析結果と実験結果の比較を**図4**に示す．解析はいずれも実験とほぼ整合している．限界曲面拡大型三曲面モデルは履歴曲線の解析精度を若干改善するが，まだ検討の余地はあると考える．

6. 局所ひずみの解析精度：Model3の実験で計測した局所ひずみ応答を解析と比較することで解析精度の検証を行う．各橋脚パネルの**図5**に示す局所座標系に関して，フランジであるN面上 ($n_N=111.5\text{mm}, s_N=-219.8\text{mm}$)

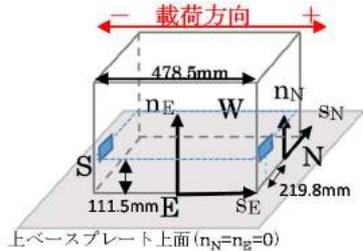


図5 局所座標系

とS面上 ($n_S=111.5\text{mm}, s_S=219.8\text{mm}$) の位置での鉛直方向のひずみ(伸び成分)の比較を**図6**に示す．ひずみは降伏ひずみ ϵ_0 で基準化してある．き裂が発生する前の5サイクルまでは実験と解析で得られたひずみはよく一致している．その後，差がやや大きくなるが，これはき裂の発生の影響もあるが，主に繰り返しによるひずみゲージの剥離によると考えられる．以上より，提示したFE解析で，少なくともき裂が進展するまでのパネルの局所ひずみを十分な精度で定量的に評価できるといえる．

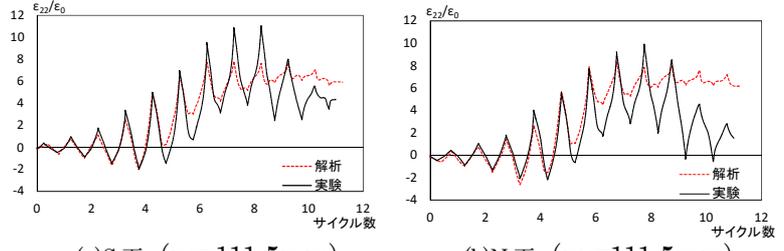


図6 ひずみゲージ貼付位置での鉛直方向ひずみの時刻歴(Model3)

7. き裂発生特性：き裂発生 の要因となる相当塑性ひずみについて検討する．Model3でのピーク荷重時(+6 δ_0)とその前後(+4 δ_0 , +7 δ_0)での橋脚パネルN面基部 ($n_N=0$) の相当塑性ひずみの幅方向分布を，同サイクルのModel5での分布と比較して**図7**に示す．これより角部の値が卓越していることとModel3がModel5より大きいことがわかるが，**図8**のき裂発生状況と整合している．さらに，**図9(a)**にModel2, Model3のき裂発生時のパネル基部角部の相当塑性ひずみと応力三軸度の関係を示しているが，ほぼ同じ点に位置している．き裂の発生がないModel5では相当塑性ひずみが小さい．**図9(b)**には繰り返しによる基部角部の相当塑性ひずみと応力三軸度の推移を示しているが相当塑性ひずみに比べ応力三軸度の変化は小さい．

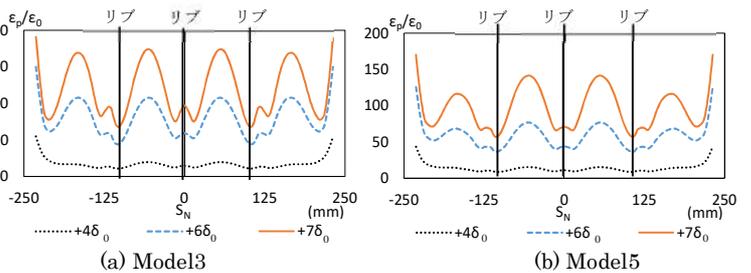


図7 橋脚基部断面(N面)での相当塑性ひずみ分布

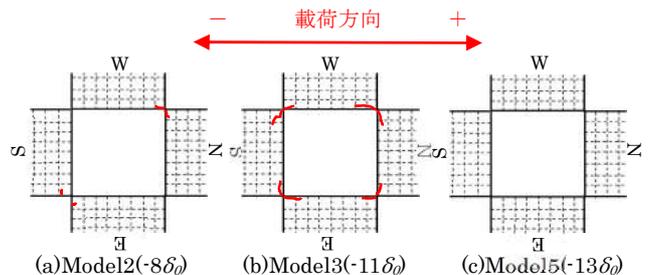
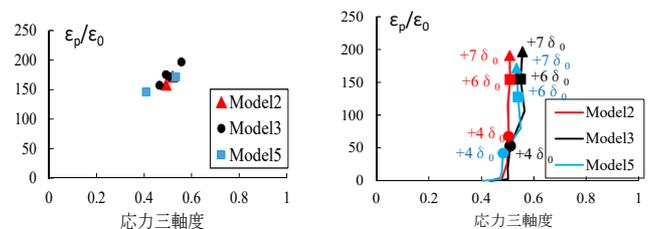


図8 き裂の進展状況



(※き裂の発生しないModel5はModel3と同サイクルでの値)

(S面のE面側のパネル基部角部の要素での値)

(a)き裂発生時

(b)各サイクルピーク時

図9 橋脚基部角部の相当塑性ひずみ-応力三軸度関係

参考文献： 1) 神田ら：構造工学論文集 Vol.64A, pp.222-230, 2018.3. 2) 後藤ら：土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005. 3) 後藤ら：土木学会論文集 A, Vol.66, No.4, pp.816-835, 2010.