

根巻きコンクリートを有する鋼製橋脚の 地震後初動点検における損傷度判定に関する研究

Study on the judgment of damage level in initial inspection after earthquake
for Steel bridge pier with concrete for corrosion protection in the base

鈴木 洋平[†], 鈴木 森晶^{††}
Yohei Suzuki, Moriaki Suzuki

Abstract Steel bridge piers are used for the expressway or railroad viaducts in the city area. After huge earthquake these expressways will be expected to the emergency transportation road. It is important to investigate the safety of bridges and categorize the damage level to decide repair method, especially correspond to the aftershocks and linked earthquakes. However, until now, the bridge design code have no guideline adopted to judgment of damage level and repair. In this study, incremental cyclic loading experiments have been performed to obtain the load-displacement relationship and damage shape. And static FEM analysis for steel bridge pier with concrete for corrosion protection on the base have also been performed. From these results, the initial inspection method will be proposed, which will be able to judge the damage level of bridges in after earthquake.

1. 序論

鋼製橋脚は市街地の高速道路や鉄道などの公共構造物に多用されている。これらの構造物は直列リンク構造であるため地震により局所的な損傷が生じた場合、構造物全体の機能損失につながる。極大地震による被災の場合、高速道路は発災後の緊急輸送道路として位置づけられる。そのため本震後に発生が予想される余震および連動地震に対応するためには、発災後の速やかな機能確保が求められる。この機能確保を早急に行うためには、地震発災後の初動点検において橋脚の損傷度を適切に判断し、損傷度や構造パラメータに適した修復をする必要がある。

ところで平成 24 年度版の道路橋示方書・耐震設計編¹⁾(以下、道示)において耐震性能とは“地震を受けた橋の性能”とある。耐震性能を耐震性能 1, 2, 3 と 3 段階に分けて定義しており、さらにそれぞれ安全性, 供用性, 修復性についても触れられている。

平成 29 年に改定された道示²⁾では、従来の耐震性能(地震を受けた橋の性能)ではなく、限界状態(応答値)に

対応する橋の部材等の状態を区分するために用いる状態の代表点)と定義している。

しかし、限界状態は橋の具体的な損傷形態およびその度合いとリンクしたものではなく、非常に曖昧な定義である。例えば下部構造の限界状態 3 は“下部構造に損傷などが生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態²⁾”と定義づけられており、各事業者や地域により解釈が異なる。そのため実際に地震動を受けた橋脚から耐震性能を特定するための指針が策定されていない現状である。また、被災した鋼製橋脚の修復方法についても記述されていない。

本研究室では、嶋口らが被災した鋼製橋脚の早期復旧を目的として平成 24 年度版の道示を参考に耐震性能 1,2,3 にリンクした鋼製橋脚の損傷レベルを設定した。そして被災した鋼製橋脚の損傷レベルや各構造パラメータに対応した修復方法を提案した³⁾。この早期復旧とは地震発生から 72 時間以内の応急復旧を目指したものである。しかし、実験時の橋脚の損傷は、橋脚に任意の変位を与え再現したものである。そのため実被災時の損傷度の判定手法の確立には至っていない。一方、鋼製橋脚の損傷度の判定方法については、宇佐美らによる橋脚の最大水平変位および残留水平変位により分類する手法⁴⁾が提案されている。しかし、最大応答水平変位は地震応答解

[†] 愛知工業大学大学院工学研究科 (豊田市)

^{††} 愛知工業大学工学部土木工学科 (豊田市)

析等により求める必要があり, 初動点検により確認することはできないため, 早期の対応には向かない. 残留水平変位により判定する手法は, 橋脚の傾きから損傷度を推定するものである. しかし地震動の特性によって残留水平変位に大きな差が生じる. そのため, 地震発生後の初動点検においては残留水平変位により正しい損傷度を求めることが難しい³⁾.

そのため新たに簡便な手法で橋脚の損傷度を推定する方法および根巻きコンクリートの変状を調査することを目的とし 2015 年に中村らが根巻きコンクリートを有する矩形断面鋼製橋脚について漸増繰り返し載荷実験を行った⁵⁾. その結果, 根巻きコンクリートのひび割れ方向や大きさから耐震性能の特定がある程度出来ることが示された. しかし, 根巻きコンクリートを有する鋼製橋脚の実験データが少なく, 解析も行われていないため未開明な部分を多く残した. 本論文は地震発災後の初動点検時における橋脚の損傷度判定を簡便な手法で行うことを目的としたものである. そのために, 根巻きコンクリートを有する矩形断面鋼製橋脚の漸増繰り返し載荷実験を行い基本的な荷重 - 変位関係の耐震性能を確認する. また, 初動点検に適応できる根巻きコンクリート変状のデータ収集を行う. 次に, 未開明な部分の多い根巻きコンクリートの FEM 解析を行い実験結果との比較を行う. これらのデータをもとに地震発災後の初動点検時における橋脚の損傷度判定の基準と方法を提案する.

2. 実験概要

2・1 鋼製橋脚概要

本研究で用いる供試体のモデルとなった橋脚は名古屋高速道路において昭和 49 年に竣工され, その後, 平成 8 年の設計基準改定により中詰めコンクリートの追加充填お

よび縦リブ補強による耐震補強が施されたものである⁵⁾. これを約 1/3 スケールで忠実に再現したものを 12 本作成した. 供試体概要図を図-1, 断面図を図-2 に示す. また供試体の載荷パターンやパラメータ等をまとめたものを表-1 および 2 に示す. $R_{f,r}$ は耐震補強部の幅圧比で $R_{f,o}$ は無補強部の幅圧比, γ/γ^* は補剛材剛比である. また鋼種は SMA490 である.

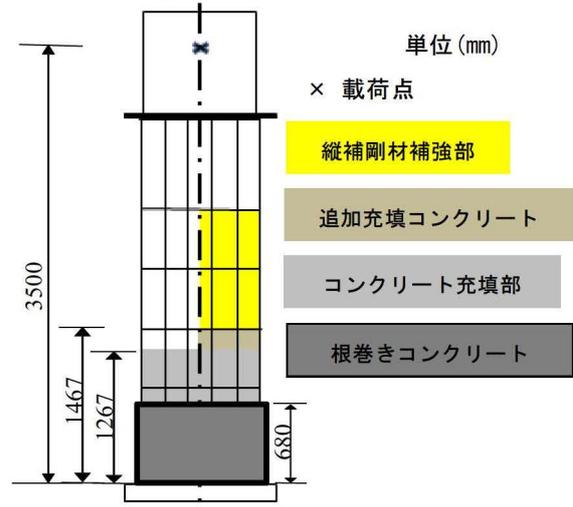


図-1 供試体概要図

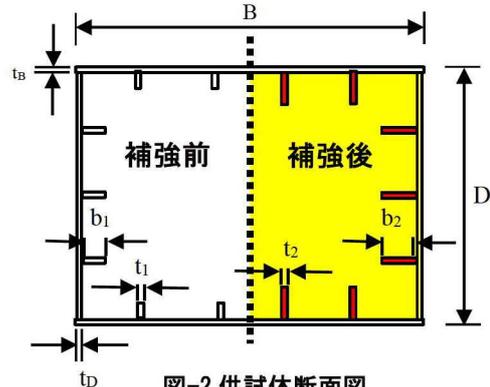


図-2 供試体断面図

表-1 供試体名

No.	供試体名	載荷方向	耐震補強	載荷パターン	根巻きコンクリート
1	T-0-I	橋軸直角 (Transverse)	前 (Original)	漸増繰り返し返し (Increment)	無 (-)
2	T-0-I-C				有 (Covered Concrete)
3	T-R-I		後 (Retrofit)		無 (-)
4	T-R-I-C				有 (Covered Concrete)
5	L-0-I	橋軸 (Longitudinal)	前 (Original)	漸増繰り返し返し (Increment)	無 (-)
6	L-0-I-C				有 (Covered Concrete)
7	L-R-I		後 (Retrofit)		無 (-)
8	L-R-I-C				有 (Covered Concrete)

表-2 供試体パラメータ

No.	$R_{f,r}$	$R_{f,o}$	γ/γ^*	δy (mm)	H_y (kN)	B (mm)	D (mm)	t_b (mm)	t_D (mm)	b_1 (mm)	b_2 (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)
1, 2	0.229	0.526	0.35	16.45	380	600	750	6	6	44	75	6	6
3, 4			4.61										
5, 6	0.249	0.580	1.02	20.67	413	750	600	8	6	44	75	6	6
7, 8			9.88										

2・2 根巻きコンクリート概要

根巻きコンクリートは橋の構造の一部であるが、その設計指針は道示に明記されていない。名古屋高速道路公社によると根巻きコンクリートは、鉄筋コンクリートとし、D16 鉄筋を 250mm ピッチで脚柱の周方向及び鉛直方向に配筋することを基準としている。根巻きコンクリートの厚さは、250mm を基準とする。また参考設計図面におけるコンクリートの呼び強度は 21N/mm² である。国土交通省近畿地方整備局では鋼板巻き立て工法を用いた橋脚に適用する根巻きコンクリートの設計指針が定められている。それによると、設計基準強度は 18N/mm² とし、ひび割れ防止を目的とした異形棒鋼 D13 を 300mm 間隔で縦横に配筋する。また周方向に配筋する鉄筋が横拘束筋として機能しないように配筋に留意するとある。

実験供試体に巻く根巻きコンクリートについては、上記の名古屋高速道路における指針および参考設計図面を参考にして作成する。はじめに補強鉄筋として用いる鉄筋メッシュのずれ止めのため橋脚パネル面にボルトを溶接した。鉄筋メッシュはベースプレートと溶接し固定した。また、コンクリートは普通コンクリート、粗骨材の最大粒径 10mm、呼び強度 21N/mm² のものを使用した

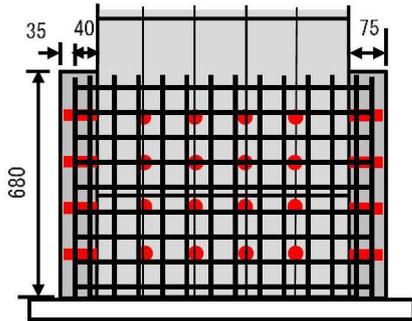


図-3 根巻きコンクリート概要図

表-3 根巻きコンクリートパラメータ

根巻き コンクリート	高さ h_n (mm)	680
	幅 B (mm)	900 × 750
	厚さ t_n (mm)	75
	かぶり厚さ (mm)	35
	最大粒径 (mm)	10
	呼び強度 σ_{ck} (N/mm ²)	21
ワイヤーメッシュ (補強鉄筋)	直径 (mm)	6
	網目寸法 (mm)	75 × 75
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	490

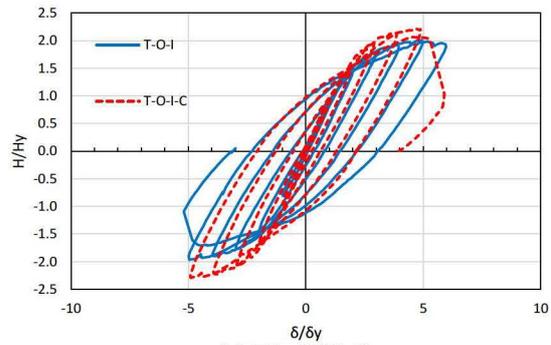
3. 実験結果

3・1 履歴曲線(荷重-変位)

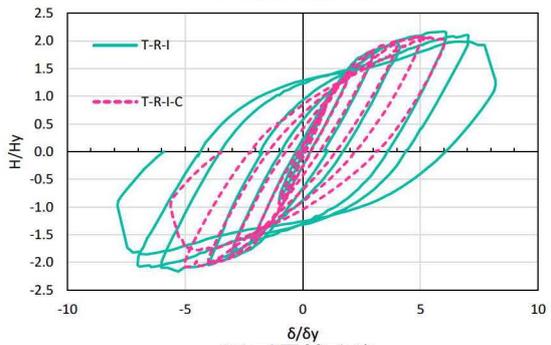
実験で得られた水平荷重-水平変位の履歴曲線を図-4 および図-5 に示す。なお縦軸は降伏水平荷重 H_y 、横軸は降伏水平変位 δy で無次元化したものである。

T-R-I および T-R-I-C では、 $2\delta y$ の変形性能違いがみられた。T-0-I および T-0-I-C 等の耐震補強前の履歴曲線では根巻きコンクリート有の方が荷重値が大きくなっ

た。耐震補強前の根巻きコンクリートではベースプレートと鉄筋メッシュの溶接を強くしている。そのため耐震補強後の根巻きコンクリートよりも強くなったと考えられる。根巻きコンクリートの施工によっては荷重値に影響することがわかった。無次元化前の橋軸直角方向根巻きコンクリート有では、最大荷重が 829kN に対して根巻きコンクリート無では 731kN となった。その差 11% である。

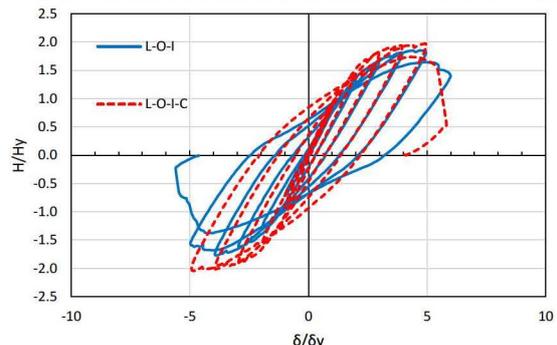


(a) 耐震補強前

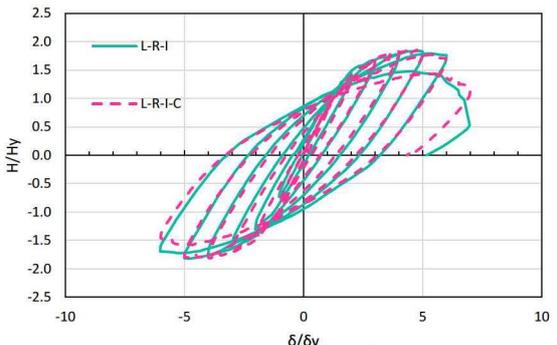


(b) 耐震補強後

図-4 橋軸直角方向 履歴曲線(水平荷重-水平変位)



(a) 耐震補強前



(b) 耐震補強後

図-5 橋軸方向 履歴曲線(水平荷重-水平変位)

4. 解析概要

解析対象は、漸増繰り返し荷重実験を行った T-0-I-C および L-0-I-C である。本解析は Pushover 解析を行い、根巻きコンクリートの主応力分布の再現を目的とする。一般的に、コンクリートは主応力方向に直行してひび割れが発生するため、主応力および主ひずみ分布を確認することが出来れば、根巻きコンクリートのひび割れ発生箇所が推定できる。さらに、実験では再現していない荷重条件も再現することができる。そのため、損傷発生箇所を予測し効率的な維持管理が可能になると考える。

4.1 解析モデル

有限要素解析プログラム Abaqus/Ver.6.14⁹⁾を用いて静的解析を行う。図-6 に解析モデル概要図を示す。

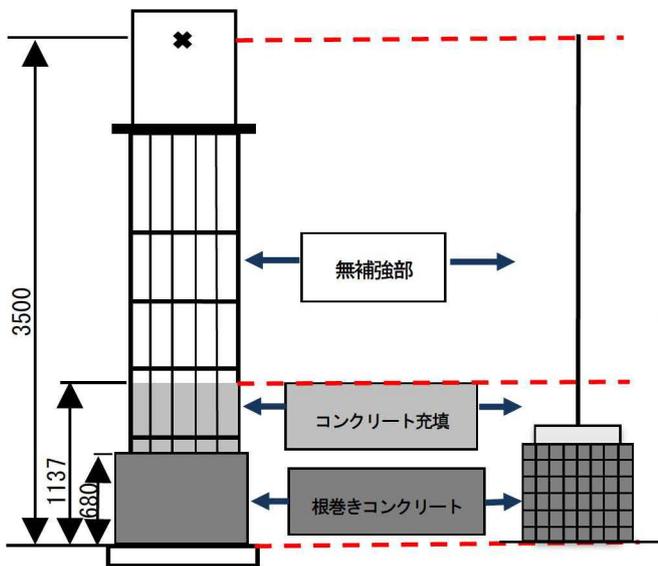


図-6 解析モデル概要図

鋼製橋脚のモデル化は橋脚の傾きの再現を目指したものであり、単純なものとする。これは、本解析の対象である、根巻きコンクリートに鋼製橋脚の傾きにより発生する変位を与えるためである。構成則として等方硬化則を用いたはり要素 (B31) とシェル要素 (S4R) を用いる。断面については、曲げ剛性を変化させかつ簡易なモデルとするため、補剛箱型断面と等価な無補剛箱型断面としてモデル化した。コンクリート充填部においては、コンクリートを鋼材に換算してモデル化を行った。鋼製橋脚の根巻きコンクリート部分にシェル要素を用いた理由として、橋脚パネル面と根巻きコンクリート界面の接触の表現を行うためである。また、はり要素でモデル化を行った橋脚部分が根巻きコンクリートに食い込むことを回避するため、シェル要素部分の高さを、根巻きコンクリートよりも 200mm 高くした。

根巻きコンクリートのコンクリート部分のモデル化は、Drucker-Prager 系の構成則でソリッド要素 (C3D8R) を用いる。構成則についての説明は 4.3.2 に記す。第 2 章でも触れたが、根巻きコンクリートの鉄筋は強度を期待するものではなく(鋼製橋脚の大変形に対する)あくま

でひび割れ防止を目的とするものである。補強鉄筋は表面要素 (SFM3D4R) 内にリバー層を用いてモデル化した。表面要素は、ソリッド構造物内の薄く硬い部材を表現するリバー層を実現するために使用される。さらに表面要素自体は固有の剛性を持たず、リバー層は補強鉄筋の剛性を適応できるため、補強鉄筋のみのモデル化が可能となる。モデル化した補強鉄筋をコンクリートに埋め込み要素として取り入れることで、RC 構造を再現した根巻きコンクリートのモデル化を行った。

4.2 材料定数

4.2.1 鋼製橋脚および補強鉄筋

鋼材の材料構成則に関しては、図-7 に示すひずみ硬化型パイリニアモデルの応力-ひずみ関係を用いる。ひずみ硬化則は等方硬化則を適用させた。また、二次剛性は $E_s/100$ と設定した。材料特性に関しては、道路橋示方書に示されている公称値を使用し、ヤング率 $E_s=200\text{GPa}$ 、降伏応力 $\sigma_{sy}=355\text{MPa}$ ポアソン比 $\nu_s=0.3$ とした。

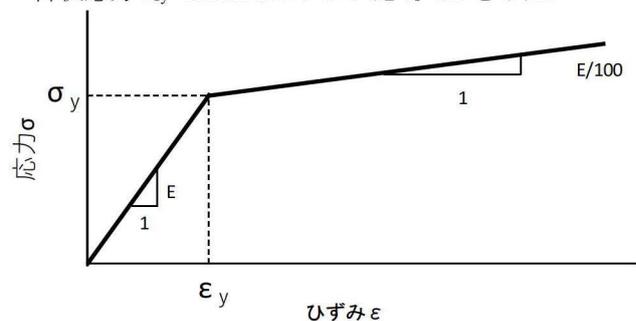


図-7 鋼材構成則 応力-ひずみ

表-4 鋼材構成則

鋼製橋脚 (はり部 シェル部) 補強鉄筋(リバー層)		
弾性	ヤング率 E_s (GPa)	200
	ポアソン比 ν_s	0.3
塑性	引張強度 σ_{smax} (N/mm ²)	722

4.2.2 根巻きコンクリート

根巻きコンクリートの材料構成則は、Abaqus のコンクリート損傷塑性モデルを使用する。コンクリート損傷塑性モデルは、Drucker-Prager 系の構成則で主に等方性損傷弾性の概念を引張と圧縮の等方性塑性と組み合わせ、コンクリートの非弾性挙動を再現できる。コンクリート損傷塑性モデルでは以下の項目について定める必要がある。

- ① ヤング率 E_c 、ポアソン比 ν_c
- ② 膨脹角 ϕ 、偏心率 e 、一軸状態と二軸状態の強度比 f_b/f_c 、降伏局面 K 、粘性パラメータ n
- ③ 圧縮側の応力-ひずみ関係
- ④ 引張側の応力-ひずみ関係

① ヤング率およびポアソン比についてはコンクリート円柱供試体の圧縮試験により得られた値である $E_c=25\text{GPa}$ および $\nu_c=0.2$ を用いた。

② このパラメータについてはデータがないので Abaqus での推奨値を採用する。膨張角 $\varphi=36^\circ$ 、偏心率 $e=0.1$ 、一軸状態と二軸状態の強度比 $fb_0/fc_0=1.16$ 、降伏曲面 $K=0.667$ 、粘性パラメータ $n=0$ とした。パラメータの詳細な説明については Abaqus のユーザーマニュアルに記されているので省略する。

③および④ コンクリート円柱供試体の圧縮試験より得られたトリニア型の応力-ひずみ関係を参考に、解析に適用した圧縮挙動時の応力-ひずみ関係を図-8 に示す。引張の領域についてもコンクリート円柱供試体の引張割裂試験より得られた応力-ひずみ関係を参考に、なお、軟化勾配は数値計算の安定性を損ない収束解を得られないため考慮していない。

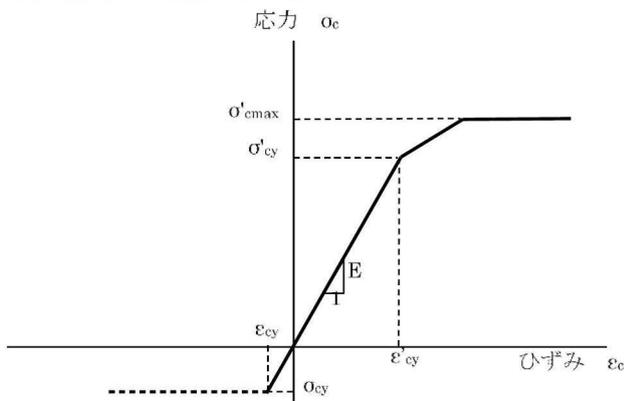


図-8 コンクリート構成則 応力-ひずみ

表-5 コンクリート構成則

根巻きコンクリート (ソリッド部)		
弾性	ヤング率 E_c (GPa)	25
	ポアソン比 ν_c	0.2
塑性	膨張角 φ	36
	偏心率 e	0.1
	fb_0/fc_0	1.16
	K	0.667
	粘性パラメータ	0
	圧縮強度 σ'_{cmax} (N/mm ²)	28
引張強度 σ_{cy} (N/mm ²)	2	

4・3 接触条件

根巻きコンクリート内面と鋼製橋脚外面の接触のモデル化を、互いの表面で相互作用し合うサーフェイス-サーフェイス間の接触で行った。本解析では、根巻きコンクリート内面をスレーブ面、鋼製橋脚外面をマスタ面とした。一般的に表面の大きさが同程度の場合は、硬い物体上の表面またはメッシュが粗い方の表面をマスタ面とする。マスタ面の接触方向は外向き法線方向である。これは、解析の初期ステップでの食い込みの回避のためである。さらに、変形時に接触面どうしの食い込みが発生しないように剛接触を用いた。また、表面の結合は実験値の離間量と合わせるようにキャリブレーションを繰り返

し行い決定した。接触時の界面の法線方向の摩擦挙動は、クーロン摩擦モデルを用いる。

4・4 境界条件・荷重条件

荷重条件は、はり要素頂部に上部工重量を作用させた。尚、橋軸方向では 590kN 橋軸直角方向では 500kN である。境界条件としては、鋼製橋脚(シェル要素)および根巻きコンクリート(ソリッド要素)の下端部を並進、回転方向の 6 自由度を拘束した。シェル部とはり部の拘束には MPC(Multi Point Constraint)拘束を使用し、はり部の最下部とシェル部の最上部を拘束した。また、鋼製橋脚頂部(はり要素)の水平方向に強制変位を与えた。

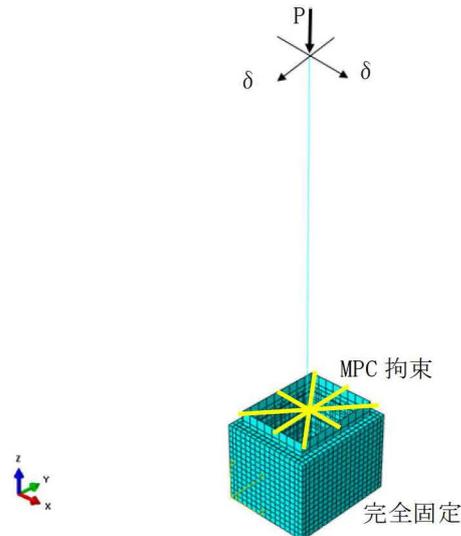


図-9 境界条件, 荷重条件, 拘束条件

5. 解析結果

5・1 荷重 - 変位関係

Pushover 解析により得られた T-0-I-C の荷重-変位関係の解析結果と実験結果の履歴曲線から作成した包絡線を図-10 に示す。初期剛性の段階では解析結果と実験値の差が出ているが、最大荷重付近ではその差が小さいことがわかる。解析結果では 857kN、実験結果では 830kN であった。このことから、最大荷重および最大荷重時の変位の把握に関しては、十分に妥当であると考えられる。また、T-0-I についても同様に Pushover 解析を行い、最大荷重値の差は小さいことを確認した。

T-0-I-C と T-0-I の解析結果を図-12 に示す。実験結果から、根巻きコンクリートを巻くことにより水平変位 74mm で 98kN の最大荷重の上昇を確認した。そこで解析における荷重の上昇値を、74mm で比較する。図-12 から T-0-I-C では 857kN、T-0-I では 752kN であり、その差は 105kN である。また上昇率は、実験結果では 11.9%、解析結果では 12.3%と解析においても良好に根巻きコンクリートをモデル化したことによる、荷重の上昇を確認できた。

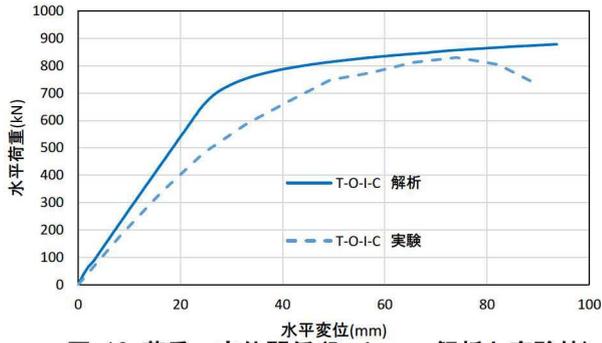


図-10 荷重-変位関係 (Pushover 解析と実験値)

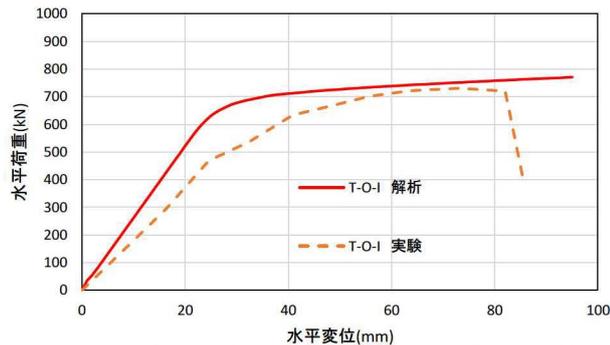


図-11 荷重-変位関係 (Pushover 解析と実験値)

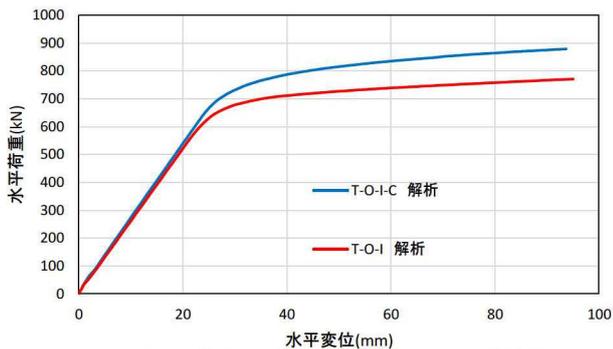


図-12 荷重-変位関係 (Pushover 解析)

5・2 根巻きコンクリートのひび割れと主応力

ここでは、実験により得られた、根巻きコンクリートのひび割れと主応力方向の関係と解析により得られた主応力方向と分布についてまとめる。根巻きコンクリートの圧縮を受けたときのフランジ面の挙動、引張を受けたときのフランジ面の挙動、ウェブ面の挙動をまとめる。

実験結果のひび割れ変状については、耐震補強前のものを示す。耐震補強後のものに関しては、ひび割れ変状に違いがあったが今回は省略する。

実験結果の、主応力方向および大きさは3方向のひずみゲージからロゼット解析により算出したものである。また、実験においてフランジ面では9箇所、ウェブ面では6箇所測定した。しかし、今回はひび割れの発生した位置のみの結果を示す。主応力の大きさは線分の長さで表している。また、傾きが主応力方向である。コンクリート引張強度の 2N/mm^2 を超えたら、ひび割れが発生すると判断しているため、グラフの最大および最小値は $\pm 4\text{N/mm}^2$ に設定した。そのため、具体的な最大主応力および最小主応力の値はグラフ系列名に記した。

解析結果の主応力取り扱いについて説明する。Abaqus上で表記する主応力の最大値を先程と同様に 2N/mm^2 とした。これは、コンクリートの引張強度であり、この値を超えた位置に関しては、ひび割れが発生していると判断する。また、ひび割れの方向については、主応力方向を示したので、主応力方向と直交する方向にひび割れが発生すると判断できる。

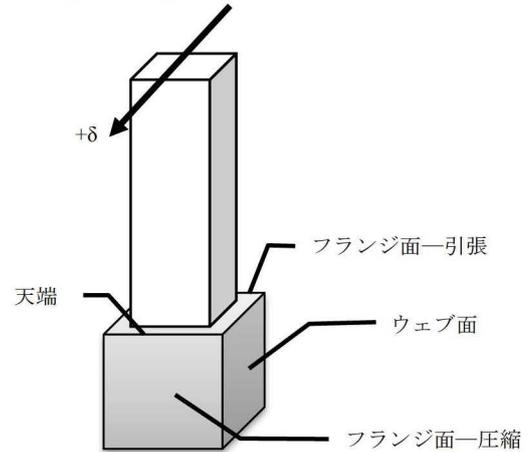


図-13 根巻きコンクリートの面について

5・2・1 フランジ面-圧縮

フランジ面のひび割れの様子を写真-1に示す。また、圧縮を受ける場合のロゼット解析により算出した主応力とその方向の関係を図-14に示す。また、ロゼット解析の計測位置は下部の両端の二箇所である。また、有限要素解析により算出した根巻きコンクリートの最大主応力分布と方向の関係を図-15および16に示す。

圧縮の力を受けるフランジ面では、写真-1に示した、黒色のひび割れが縦方向に発生する。これは、 $18\delta_y \sim 28\delta_y$ の小変位において根巻きコンクリート上部に発生を確認し、変位上昇とともにひび割れも下方向へと進行した。

図-14に示した、ロゼット解析の上段両端の結果から、コンクリート引張強度の 2N/mm^2 を超えた正の最大主応力が横方向に作用していることが確認できる。

図-15および16に示した有限要素解析の結果から、ひび割れの発生する根巻きコンクリートの上部に引張強度を超えた主応力を確認した。また、主応力方向はひび割れの方向に対して直交していることがわかる。



写真-1 根巻きコンクリートの損傷状況

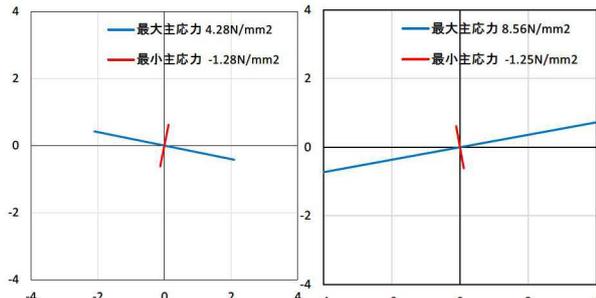


図-14 ロゼット解析 フランジ面-圧縮 上部両端

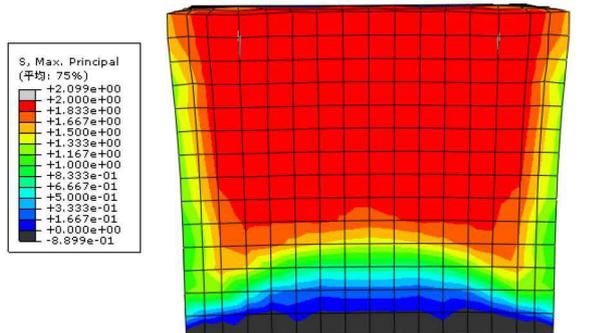


図-15 主応力分布 フランジ面-圧縮

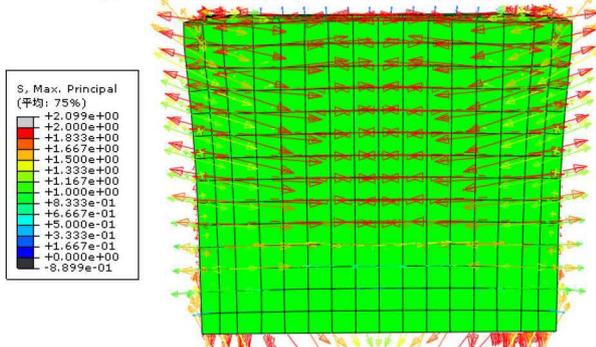


図-16 主応力方向 フランジ面-圧縮

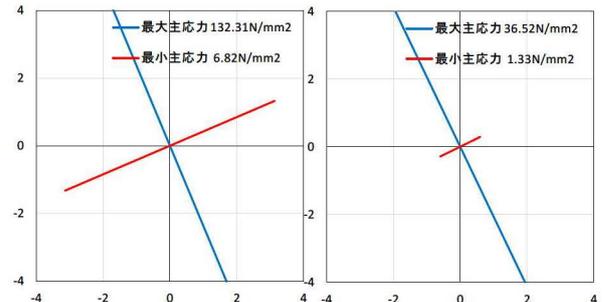


図-17 ロゼット解析 フランジ面-引張 下部両端

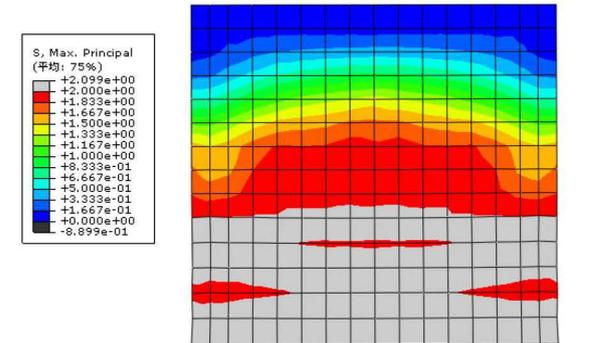


図-18 主応力分布 フランジ面-引張

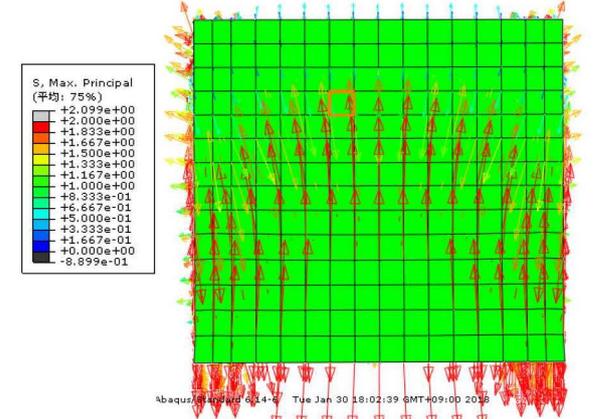


図-19 主応力方向 フランジ面-引張

5・2・2 フランジ面-引張

フランジ面の引張を受ける場合のロゼット解析により算出した主応力とその方向の関係を図-17に示す。また、有限要素解析により算出した根巻きコンクリートの最大主応力分布と方向の関係を図-18および19に示す。

根巻きコンクリートの基部および中央に横方向のひび割れが確認できる。横方向のひび割れは、 $-1\delta y \sim 2\delta y$ に発生し中変位に至るときには、ウェブ面まで進行した。

図-17に示した、ロゼット解析の下段結果から、引張強度を大きく超えた、正の最大主応力が縦方向に作用している。そのため、写真5.1に赤色で示したような、横方向にひび割れが発生した。

図-18および19から基部付近にコンクリート引張強度を超えた応力が集中している。また、主応力方向は縦方向だとわかる。以上のことから、基部付近に縦方向の引張応力が集中することで、根巻きコンクリートの発生するひび割れが横方向だと想定でき実験結果の主応力方向と一致することを確認した。

5・2・3 ウェブ面

ウェブ面のひび割れ状況を写真-2に示す。ロゼット解析の計測位置は下部の両端の二箇所である。

写真-2から、ウェブ面では圧縮を受けるフランジ面側の基部から斜め方向にひび割れが発生する。また、反対のフランジ面から進展してきた横方向のひび割れがウェブ面まで進展する。

図-20に示した、ロゼット解析の結果から、圧縮側のウェブ面では 30° 方向に最大主応力が発生した。引張側の方では、直角方向に最大主応力が発生していることがわかる。いずれの、主応力についてもコンクリートの引張強度を超えたものである。以上の結果から、ウェブ面においても主応力方向とひび割れの直交性が確認された。

図-21および22に示した解析結果から、引張強度を大きく超えた最大主応力を確認した。また、ロゼット解析の結果と一致する主応力方向を確認した。ウェブ面の上部

右端天端に示された灰色のコンターの主応力については、ロゼット解析を行っていないため詳しい性状はわからない。しかし、写真-2 の上部右端の天端からひび割れが確認できる。以上のことから、ウェブ面においても良好にモデル化が出来たと思われる。



写真-2 根巻きコンクリートの損傷状況

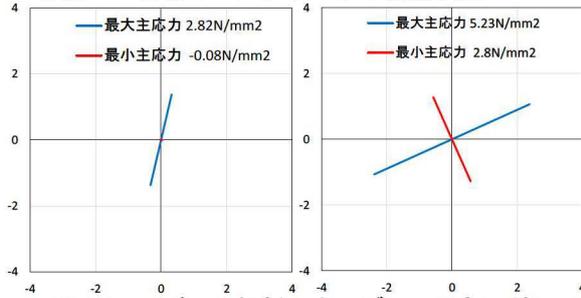


図-20 ロゼット解析 ウェブ面 下部両端

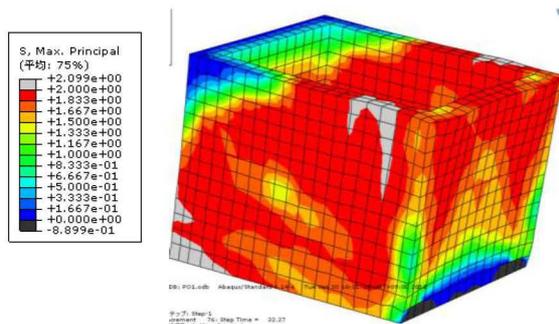


図-21 主応力分布 ウェブ面

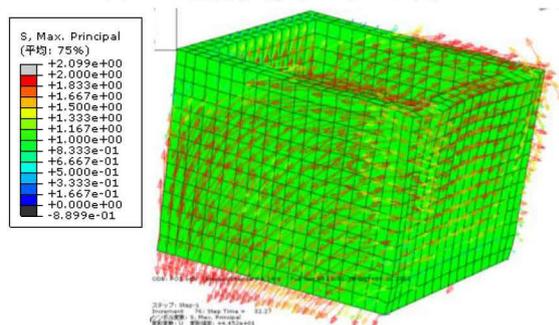


図-22 主応力方向 ウェブ面

6. 損傷度判定基準

6.1 損傷度判定基準について

実験結果および解析結果を参考に初動点検時における損傷度判定を行うために点検項目と判定基準を提案する。一般的な鋼製橋脚の水平荷重 - 水平変位関係に沿って損傷度判定基準を設定する。損傷度判定基準は、過去に嶋口らが設定した損傷レベル³⁾を参考にする。既往研究で設定した損傷レベルについてまとめると以下のようになる。損傷レベル 1 は降伏荷重から最大水平荷重に達する前の 70%程度までの領域とする。これは平成 24 年度版道示¹⁾の耐震性能 1 に相当する。損傷レベル 2 は最大荷重の 70%程度から最大荷重程度までの領域とする。これは耐震性能 2 に相当する。損傷レベル 3 は最大荷重から最大荷重の 95%程度まで荷重が低下する領域とする。損傷レベル 4 は荷重が最大荷重の 70%程度まで低下する領域とする。損傷レベル 3, 4 については耐震性能 3 に相当する。4 段階で定義される損傷レベルを平成 29 年度版の道示に沿った形である限界状態に置き換えて、解釈および整理をする。

本論文では損傷度判定基準に嶋口らが設定した損傷レベルの荷重値の区分点を修正したものを設定した。本論文では修正損傷レベルを提案する。表-6 に限界状態と修正損傷レベルの関係を示す。損傷レベルとの大きな違いは、今回の実験の結果を加味して荷重値の区分を安全側に評価するための調整をした

表-6 本論文が提案する修正損傷レベル

限界状態	修正損傷レベル
限界状態 1	損傷レベル 1 (最大荷重前の 50~70%)
限界状態 2	損傷レベル 2 (最大荷重前の 70~90%)
限界状態 3	損傷レベル 3 (最大荷重到達 100%)
	損傷レベル 4 (最大荷重後 100%~破壊前)

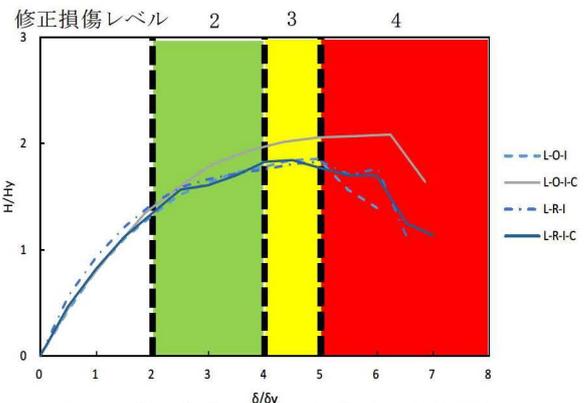


図-23 修正損傷レベルと荷重 - 変位関係

6・2 橋脚の傾きによる検討

残留変位による分類する手法として、道路橋示方書に示されている許容残留変位 δ_R の規定および宇佐美らが提案した機能保持限界評価一覧⁴⁾に記されている橋脚の傾きから判定する方法と提案した修正損傷レベルとの関係を示す。この関係性は既往研究および道路橋示方書との互換性を意味する。

表-7に修正損傷レベルと傾きの関係を示した。なお橋脚の高さ h は実験値の 3500mm である。また、地震時の上部工重量の慣性力の作用方向と推測できる橋軸直角方向供試体の残留水平変位を合わせて併記している。

表-7 損傷レベルと傾きの関係

損傷レベル	限界状態	傾き	
		機能保持限界評価一覧	実験値 (mm)
損傷レベル 1 (最大荷重前の 50~70%)	限界状態 1	$h/\delta_R < h/300$	$1.5 < 11.6$
損傷レベル 2 (最大荷重前の 70~90%)	限界状態 2	$h/\delta_R > h/300$	$21.3 > 11.6$
損傷レベル 3 (最大荷重到達 100%)	限界状態 3	$h/\delta_R > h/150$	$34.0 > 23.3$
損傷レベル 4 (最大荷重後 100%~破壊)		$h/\delta_R > h/100$	$50.3 > 35.0$

6・3 根巻きコンクリートひび割れによる検討

第5章では 26y 時の実験および解析によるひび割れについては述べた。ここでは、各変位サイクルごとに確認できた根巻きコンクリートのひび割れについて述べていく。

±18y ではフランジ面の根巻きコンクリートの基部および中央に横方向のひび割れが発生した。ウェブ面ではフランジ面で発生した横方向のひび割れが進展し横方向のひび割れが確認できる。

±28y ではフランジ面天端から発生したひび割れが下に向かって縦方向に入った。ウェブ面の基部角部から中央上部に向かって斜め方向のひび割れが確認できた。またウェブ面の天端隅角部に斜め方向のひび割れが確認できた。

±3~46y では横方向のひび割れ発生位置のひずみゲ

ジが 20000 μ を超えた。縦方向のひび割れが橋脚の基部付近まで進展した。

±56y では根巻きコンクリート隅角部の剥落が確認できた。天端の全周にひび割れを確認した。

6・4 根巻きコンクリートと橋脚パネル面の隙間による検討

根巻きコンクリートと橋脚フランジ面に発生した隙間の関係について、整理を行う。図-24に示すように、隙間は引張面天端に発生する。

図-25では、過去の実験データの残留隙間と水平変位の関係をまとめたものである。なお、計測箇所は13箇所である。橋軸および橋軸直角方向による隙間量の違いがなかったため同じグラフにプロットした。すべてにおいて、変位の上昇とともに残留隙間の上昇を確認できた。また黒線で示したものは、残留隙間から算出した近似曲線である。損傷レベル1~2の段階では、座屈や傾き等の確認が非常に困難である。図-25から、残留隙間は橋脚の損傷レベルの判定が難しい小変位から発生した。また、残留隙間の判定はクラックゲージを用いれば非常に簡便におこなうことができる。さらに、荷重を除荷したときの変位量であるため実際の地震動を受けたときに隙間が残るため、有意な判断材料となる。

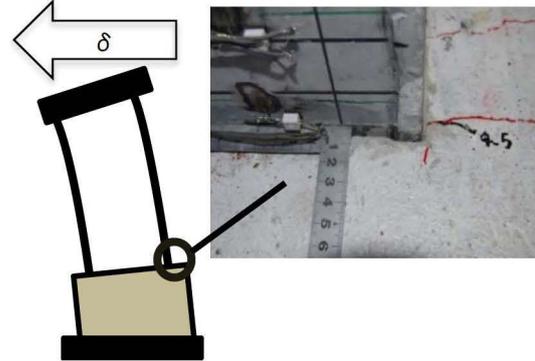


図-24 隙間の発生位置

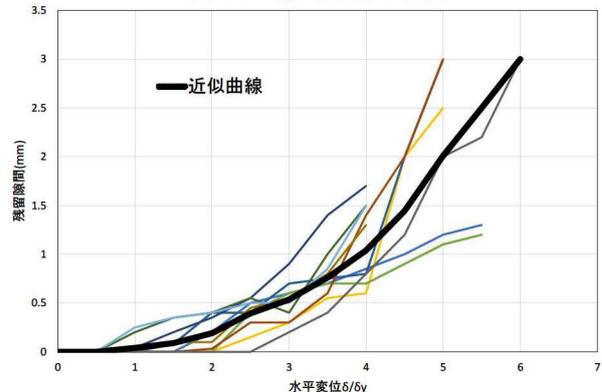


図-25 残留隙間 - 水平変位関係

6・5 損傷度判定基準の提案

6・2~4では損傷レベルごとに発生する実験橋脚の損傷および根巻きコンクリートの変状についてまとめた。ここでは、地震発災後の実橋脚に適用できる初動点検時の損傷度判定基準を提案する。6.2でまとめた宇佐美ら

が提案した橋脚の傾きから分類する手法では、既往研究や道路橋示方書との油井イな互換性を示した。6.3 でまとめた損傷レベル毎の根巻きコンクリートのひび割れの形状については実橋脚にそのまま適応できる。次に、6.4 でまとめた残留隙間から判定する方法については、実験橋脚と実構造物は相似則によってパラメータを設定していることを加味して実橋脚に適応できるように調整する。今回の実験供試体は実橋脚の約 1/3 の大きさであることから、実橋脚では隙間量が 3 倍に設定する。

7. 結論

本論文は地震発災後の初動点検時における橋脚の損傷度判定を簡便な手法で行うことを目的としたものである。以下にまとめる。

- 1) 矩形断面鋼製橋脚の繰り返し載荷実験の実験結果をまとめた。基本的な荷重-変位関係を明らかにした。根巻きコンクリートの再現の違いにより、最大荷重値の上昇を確認した。
- 2) 解析結果から、実験で確認した最大荷重値の上昇、主応力方向を確認した。良好なモデル化が出来た。
- 3) 初動点検における判定手法を定めるために、限界状態に対応した損傷度判定基準を策定した。この、損傷度判定基準では根巻きコンクリート天端とパネル面の隙間量を点検項目とした。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2014. 3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017. 11
- 3) 嶋口儀之：地震により被災した鋼製橋脚の早期復旧のための修復方法に関する研究，愛知工業大学博士論文，2015. 9.
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996. 7.
- 5) 中村訓大，嶋口儀之，鈴木森晶：耐震補強された鋼製橋脚の発災後における初動点検方法の提案，愛知工業大学研究報告第 51 号 2016. 3.
- 6) ABAQUS/Analysis User's Manual: Ver6.14, SIMULIA, 2014.
- 7) 名古屋高速道路公社：名古屋高速道路耐震補強工事誌，2007. 8

(受理 平成30年3月10日)

表-8 損傷度判定基準

損傷レベル	損傷状況	橋の限界状態
損傷レベル 1 (最大荷重前の 50~70%)	<ul style="list-style-type: none"> ・根巻きコンクリートの基部および中央に横方向のひび割れ ・フランジ面天端に縦方向のひび割れ ・天端から縦方向のひび割れ ・基部角部から中央上部に向かって斜め方向のひび割れ ・ウェブ面の天端隅角部ひび割れ ・隙間<0.6mm ・傾き<h/300 	限界状態 1
損傷レベル 2 (最大荷重前の 70~90%)	<ul style="list-style-type: none"> ・縦方向のひび割れが橋脚基部付近まで進展 ・斜め方向のひび割れが進展し地表面まで確認できる ・基部および中央の全周に横方向のひび割れ ・隅角部の天端のひび割れが斜め下方向に進展 ・隙間<3mm ・傾き>h/300 	限界状態 2
損傷レベル 3 (最大荷重到達 100%)	<ul style="list-style-type: none"> ・根巻きコンクリート基部隅角部の剥落 ・各ひび割れの進展 ・天端の全周にひび割れ ・隙間<6mm ・傾き>h/150 	限界状態 3
損傷レベル 4 (最大荷重後 100%~破壊)	<ul style="list-style-type: none"> ・ひび割れ幅が大きくなり基部の補強鉄筋が露出 ・隙間<9mm ・傾き>h/100 	