

長時間地震動が作用する鋼製橋脚の 耐力低下に関する解析的検討

北原 武嗣¹・岸 祐介²・鈴木 拓馬³・山口 隆司⁴

¹正会員 関東学院大学教授 理工学部理工学科 (〒236-8501 神奈川県横浜市金沢区六浦東1-50-1)
E-mail:kitahara@kanto-gakuin.ac.jp

²正会員 首都大学東京助教 都市環境学部都市環境学科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)
E-mail:kishi@tmu.ac.jp

³学生会員 関東学院大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)
E-mail:m1345005@kanto-gakuin.ac.jp

⁴正会員 大阪市立大学大学院教授 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪府大阪市住吉区杉本3-3-138)
E-mail:yamaguti@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

近年、海溝型巨大地震において、地震動の継続時間が長くなる現象が確認されている。政府の専門調査会では近い将来に、東海・東南海・南海地震の連動型巨大地震の発生を予測しており、継続時間の長い地震動に対する構造物の応答について検討が進められている。そこで、本研究では既設の鋼製橋脚を対象に、継続時間の長い地震動に対して幅厚比パラメータの違いによってどのような影響を受けるのか検討を行った。特に、長継続時間地震時の応答として観測される最大荷重履歴後の数十回オーダーの繰返し変位が及ぼす影響について着目し、橋脚全体における耐力低下現象と局部座屈発生位置における応力状態について、数値解析による評価を行った。その結果、幅厚比パラメータの違いによって繰返し振幅による耐力低下の割合が異なることが明らかとなった。また応力状態に関しては、幅厚比パラメータの違いによって繰返し変位履歴中の応力範囲が異なり、耐力低下の原因と考えられる応力-ひずみ関係について示した。

Key Words : steel bridge pier, long duration time motions, load carrying capacity, local buckling

1. はじめに

近年、海溝型巨大地震の発生の際に、地震動の継続時間が長くなる現象が観測されている。実例を挙げれば、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震において、3分を超える継続時間の長い地震動が観測されており、周期特性の長さとは別に注目を集めた。

政府の専門調査会では、東海・東南海・南海の連動型地震の発生を予想しており、この地震においても地震動の継続時間が長くなる可能性について報告がなされている¹⁾²⁾。これに対し、既存構造物の地震時応答における継続時間の長さについては検討例が少なく、構造物に及ぼす影響に関しては不明確である部分が多い。

鋼製橋脚に関しては、都市高架橋に用いられることの多い単柱式のものなどに対し、1995年の兵庫県南部地震における被害を受けて、塑性域での耐力・変形性能を考慮した耐震設計法の導入の必要性が改めて認識された。

以降、基本的な構造である単柱形式の鋼製橋脚を対象として、耐震性能評価に関する研究が数多く実施されてきた^{例えば、3)5)}。また耐震設計として、単調載荷実験や繰返し載荷実験結果により定量的に評価され、設計基準類への整備が進められてきた⁶⁾⁹⁾。ただし、繰返し実験については通常、同一振幅の変位に対して、3回程度までの範囲内で行われてきた。

これに対して、著者らはこれまでに長継続時間地震動による作用を想定した、鋼製橋脚の耐荷性状に関する実験を行ってきた¹⁰⁾。その中で、最大荷重履歴後の弾性範囲内と考えられる繰返し振幅を数十回オーダーで受けることにより、鋼製橋脚に耐力低下が生じることを確認している。先述のように海溝型巨大地震では、地震動の継続時間が数百秒程度となることが予測されており、その際、鋼製橋脚が数十回～数百回オーダーでの繰返し振幅を受ける可能性がある。この繰返し振幅の影響に対して、これまでの著者らは $R_f=0.66$ という薄肉断面の

橋脚についてのみ検討を進めてきたが、現行の設計基準に沿った幅厚比パラメータの大きいものに対しても検討を行い、耐震設計における影響を明確にする必要がある。

そこで本研究では、幅厚比パラメータの異なる鋼製橋脚について、長継続時間地震動の作用を想定した地震時挙動を数値解析によって求め、橋脚全体の耐力低下傾向について比較を行い、それぞれ橋脚基部に生じる局部座屈位置での応力状態について検討を行った。

2. 数値解析概要

本研究では、既往の研究で確認された鋼製橋脚基部に生じる局部座屈と橋脚全体の耐力低下の傾向について検討を行うため、有限要素法による非線形解析を行った。幅厚比パラメータについては、既設の鋼製橋脚や実験で実際に用いられた諸元をもとに、3タイプの解析モデル

を作成し、幅厚比パラメータと耐力低下の関係について検討を行った。数値解析は、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析を行うものとした。

(1) 数値解析モデル概要

対象は都市高架橋等に用いられることの多い、単柱式箱形断面の鋼製橋脚とする。有限要素解析の実施においては、汎用解析コードDIANA9.4.4 (TNO DIANA) を用いた。

一般的に単柱式鋼製橋脚では、地震荷重の作用により橋脚基部付近に局部座屈が生じる。そこで、本研究で扱う有限要素モデルは、橋脚高さに対して基部から約1/3程度の高さまでを曲面シェル要素によってモデル化し、それより上部をはり要素によってモデル化した。また、本研究では橋脚に対して作用させる外力を、軸力方向1成分と軸直角方向1成分として検討を行うものとした。そのため、解析モデルにおける断面の対称性を利用し、**図-1**に示すような1/2の部分モデルとして作製した。数値モデルの断面等の諸元は、既設の構成橋脚や実験などで実際に用いられたものから選定した¹⁰⁾¹²⁾。**図-2**に各モデルの断面図、**表-1**に解析モデルの諸元を示す。

各モデルの構成要素は、主として4節点四辺形アイソパラメトリック曲面シェル要素を用い、メッシュサイズ変更の境界部分およびリブ接合部に3節点三角形アイソパラメトリック曲面シェル要素を使用した。メッシュサイズに関して、**表-1**に各モデルの分割数を示す。

解析モデルの材料特性に関しては、別途行った鋼材の引張試験結果を用いた。数値解析モデルの材料構成則に関しては、**図-3**に示すバイリニア型の応力-ひずみ関係を用い、ひずみ硬化則は移動硬化則を適用した。降伏条件はvon Misesとし、二次剛性は一次剛性の1/100と設定した。

(2) 境界条件

境界条件として、基部部分の並進および回転方向の6自由度を拘束した。荷重条件としては、橋脚モデル上部

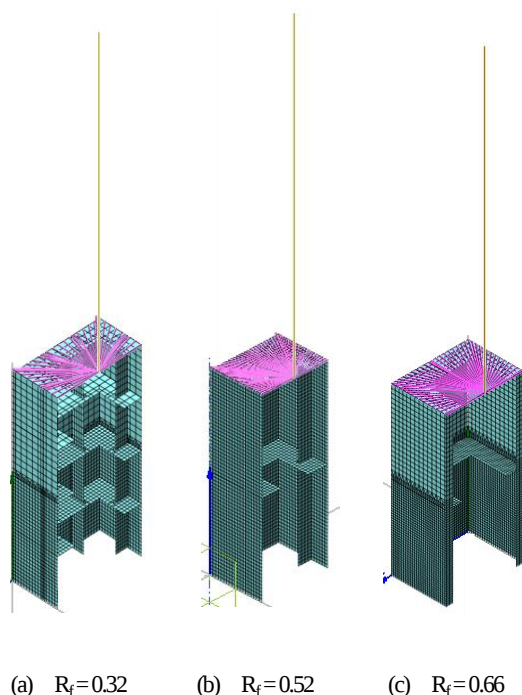


図-1 解析モデル全体図

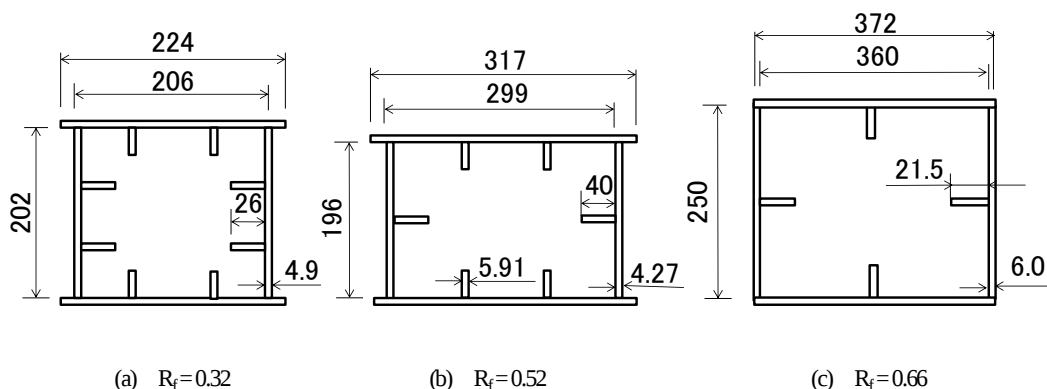


図-2 解析モデル断面図

表-1 解析モデルの諸元

		解析モデル A	解析モデル B	解析モデル C
橋脚高さ	[mm]	1033	1667	1572
フランジ幅	[mm]	224	317	372
ウェブ幅	[mm]	202	196	250
板厚	[mm]	4.9	4.27	6.0
補剛材長さ	[mm]	26	40	21.5
補剛材板厚	[mm]	4.9	5.91	6.0
断面積	[mm ²]	5194	5799	7980
断面 2 次モーメント	[mm ⁴]	3426×10^4	3839×10^4	9215×10^4
弾性係数: E_1	[N/mm ²]		2.06×10^5	
2 次剛性: E_2	[N/mm ²]		$E_1/100$	
軸力	[kN]	171.4	191.4	263.3
軸力比	[P/P _y]	0.1	0.1	0.1
降伏変位	δ_y [mm]	5.0	14.0	8.6
降伏曲げモーメント	[N・mm]	1066×10^5	1239×10^5	2321×10^5
幅厚比パラメータ	R_f	0.32	0.52	0.66
細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	0.32	0.52	0.37
メッシュ分割数 (高さ方向)		40	30	30
メッシュ分割数 (フランジ幅方向)		26	19	19
メッシュ分割数 (ウェブ幅方向)		38	24	34

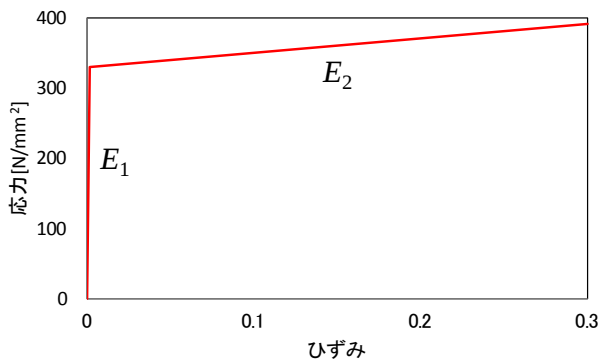


図-3 解析モデル材料構成則

に上部構造の死荷重相当の軸力を与え、軸力の作用により初期応力状態を決定した。その条件のもと、橋脚モデル上部の水平方向に図-4に示すような漸増+繰返し型の強制変位を与えて、橋脚モデル基部における局部座屈の発生およびその進展について履歴を追うものとした。水平载荷は橋脚断面の強軸方向に行い、繰返し部分の振幅においては、初等はり理論における $2\delta_y$ 以内の変位を与えるものとして、 $1.4\delta_y$ 、 $1.6\delta_y$ 、 $1.8\delta_y$ の3 ケースで検討を行った。また、繰返し回数は3ケースとも100回とした。

(3) 初期不整

複合非線形問題では、初期不整の考慮に起因して解析結果に大きな影響が表れる。本研究では、曲面シェル要素を用いたダイヤフラム1段目までに初期たわみを考慮

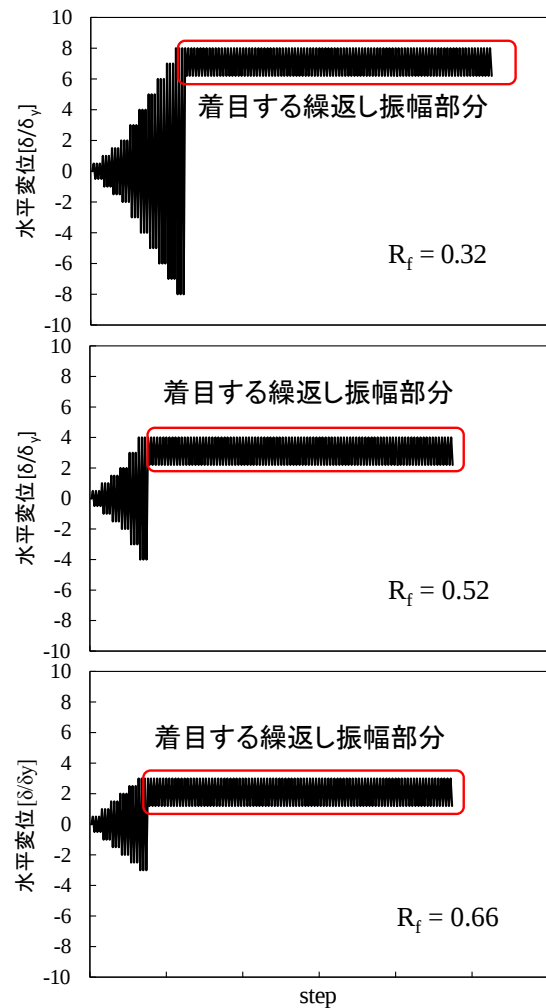


図-4 载荷パターン

し、ダイヤフラム2段目以降およびはり要素には考慮しないものとした。初期たわみは全体的なたわみ W_g と局所的なたわみ W_L を与えており、文献13)、14)よりそれぞれ式(1)、式(2)のように定義した。なお、 W_1 の許容誤差を $a/1000$ 、 W_2 の許容誤差を $(b/n)/150$ とした。

$$W_g = W_1 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \cdot \sin \frac{\pi y}{b} \quad (1)$$

$$W_L = W_2 \cdot \sin \frac{n\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (2)$$

ここで、 a ：ダイヤフラム間隔、
 b ：補剛板幅、
 n ：補剛板分割数、
 W_1 ：全体系最大縦距、
 W_2 ：局所系最大縦距。

また残留応力に関して、本研究では最大荷重履歴後の繰返し振幅を受ける領域を検討対象としており、すでに塑性履歴を受けている。したがって、この領域の挙動に与える残留応力の影響は少ないものと考え、残留応力

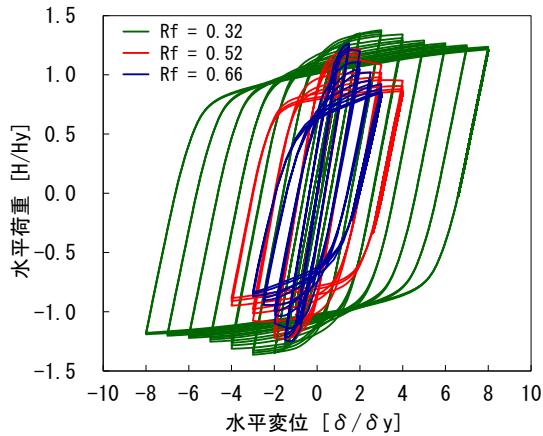


図-5 荷重—変位関係 (1.4 δ_y)

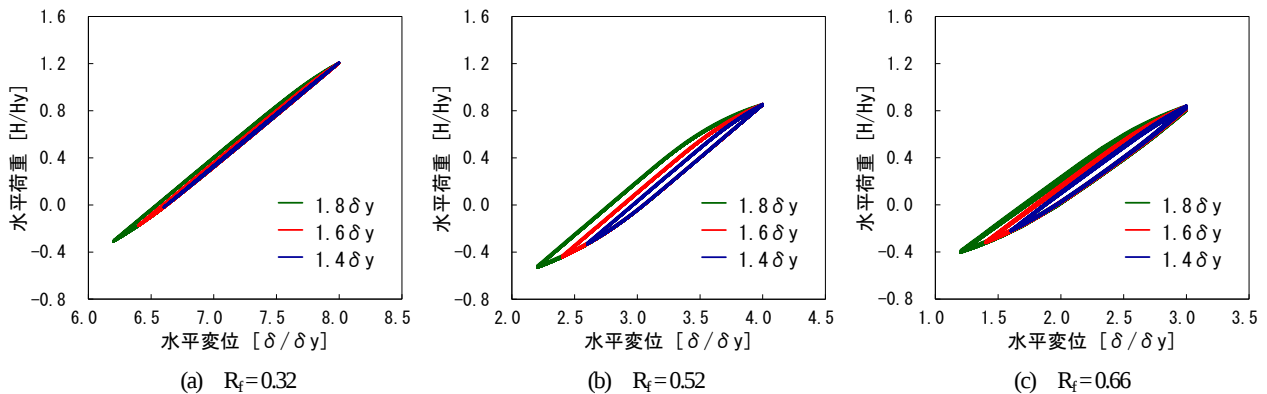


図-6 荷重—変位関係 (繰返し部分拡大)

については考慮しないこととした。

3. 数値解析結果

(1) 幅厚比パラメータによる耐力低下への影響

図-5に、繰返し振幅範囲 $1.4\delta_y$ の場合に得られた荷重—変位関係の解析結果を示す。図-5より、 $R_f = 0.52$ および $R_f = 0.66$ のモデルでは最大荷重がほぼ同じ値となったが、 $R_f = 0.32$ のモデルでは9%ほど最大荷重が大きくなった。また、最大荷重履歴後の繰返し振幅に至るまでの過程においては、幅厚比パラメータが小さいモデルの方が荷重の低下は小さく、軟化が生じにくい結果となっている。このような結果となった要因として、幅厚比パラメータが小さい方が、局部座屈の発生が抑制されるためであると考えられる。1.6 δ_y 、1.8 δ_y の2ケースでも同様の結果となった。

図-6に繰返し変位を与えた部分の荷重—変位の履歴を示す。図-6を見ると、振幅が $2\delta_y$ に近いケースほど繰返し部分で履歴されるエネルギー量が大きくなっている。また、幅厚比パラメータによる違いとしては、 $R_f = 0.32$ のモデルに比べて、他の2モデルの方が塑性挙動が履歴に大きく表れており、局部座屈の発生による橋脚全体への影響が大きいと考えられる。図-7に図-6(c)の部分的な拡大図を示す。図-7を見ると、ある一定の変位に達したところから、振幅が繰返されるたびに示す荷重の値が低下していることが確認できる。この耐力低下現象について、幅厚比パラメータの違いによる影響を確認した。

図-8に各繰返し振幅における幅厚比パラメータごとの耐力変化状況を示す。耐力低下の傾向として、 $R_f = 0.32$ 、0.52のモデルではおよそ30回ほどの繰返し振幅で耐力低下率が収束している。一方、 $R_f = 0.66$ のモデルにおいては繰返し回数が増加するに伴って耐力の低下率が大きくなっており、100回の繰返し範囲内では収束する傾向は

確認できなかった。幅厚比パラメータの値と耐力低下率との関係について着目すると、幅厚比パラメータの値が大きいほど、耐力低下の割合も大きくなっており、局部座屈の進展が大きいと考えられる。

また、繰返し振幅の大きさと耐力低下率との関係について着目すると、 $R_f = 0.66$ においては繰返し部分の振幅が大きいほど、耐力低下率が大きくなる傾向が得られた。これに対して、幅厚比パラメータの小さいモデルにおいては、繰返し振幅の大きさによる耐力低下率の違い

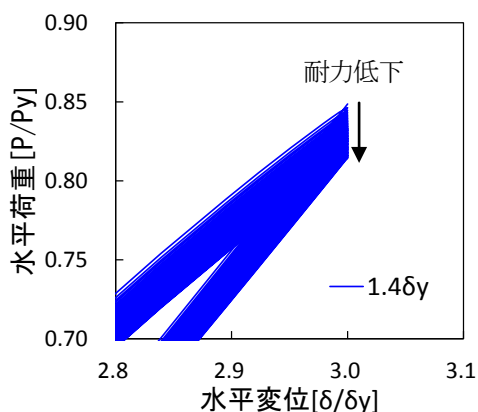


図-7 荷重—変位関係 (図-6(c)拡大)

は明確には表れなかった。

(3) 耐力低下メカニズムに関する局部座屈位置の応力—ひずみ関係

図-9に数値解析によって得られた橋脚基部の変形図を示す。図-9から確認できるように、 $R_f = 0.66$ のモデルでは局部座屈による凹状の変形のみが発生したが、 $R_f = 0.32$, 0.52 のモデルでは凹状と凸状の変形が確認できた。

前節の結果を踏まえて、局部座屈位置における応力—ひずみ関係に着目する。図-10に局部座屈最大位置（凹形の局部座屈発生位置）の要素について、各幅厚比パラメータの橋脚高さ方向の応力—ひずみ関係を示す。図-10より、ひずみが $0.005 \sim 0.01$ 付近で+側にドリフトしており、それ以降はひずみが増大していることがわかる。また、幅厚比パラメータの値が小さいモデルの方が、応力—ひずみの履歴が大きくなっている。ここで、繰返し変位を受ける部分について着目する。

一例として、図-11(a)に $R_f = 0.66$ の凹形局部座屈発生位置における繰返し部分、図-11(b)に $R_f = 0.52$ の凸形局部座屈発生位置における繰返し部分の拡大図を示す。図-11(a)より、 $R_f = 0.66$ のモデルに関しては繰返し振幅を受けている間、最大応力はほぼ一定値であるにも関わら

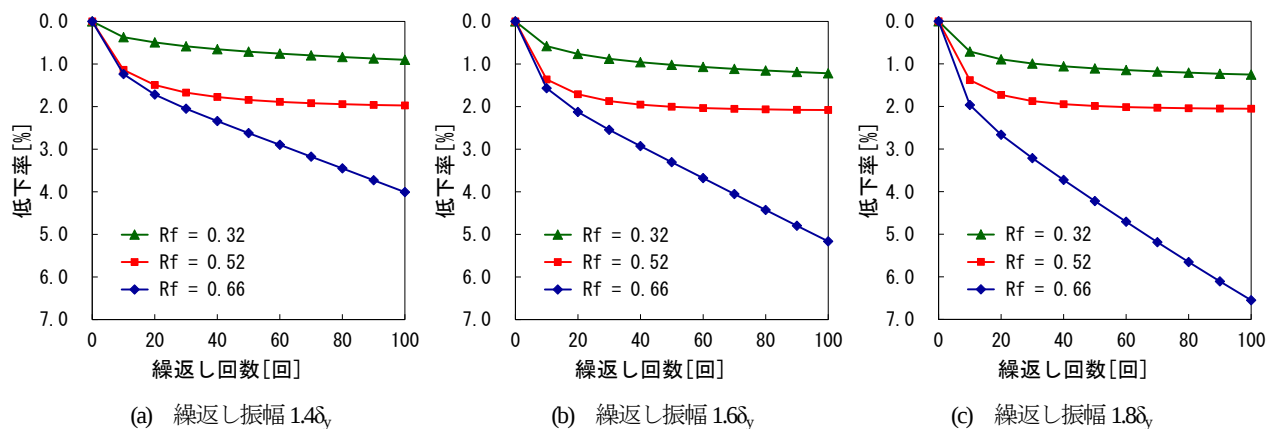


図-8 耐力低下状況

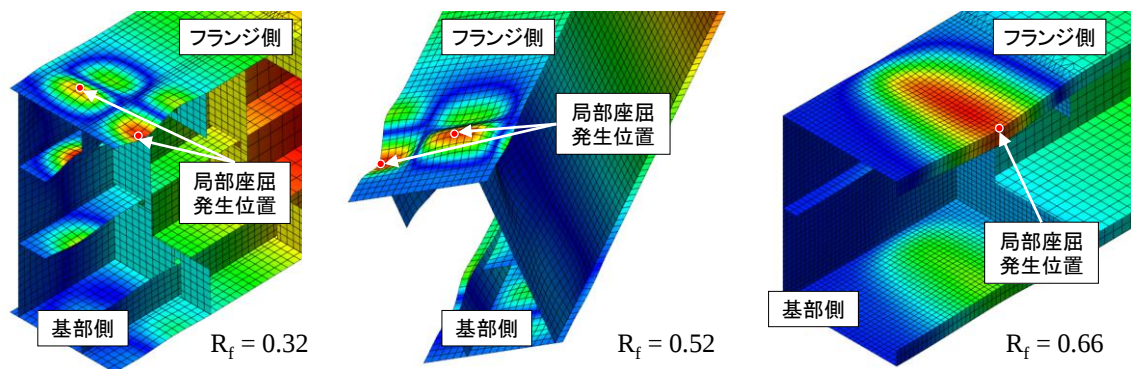


図-9 解析モデルの橋脚基部における変形状

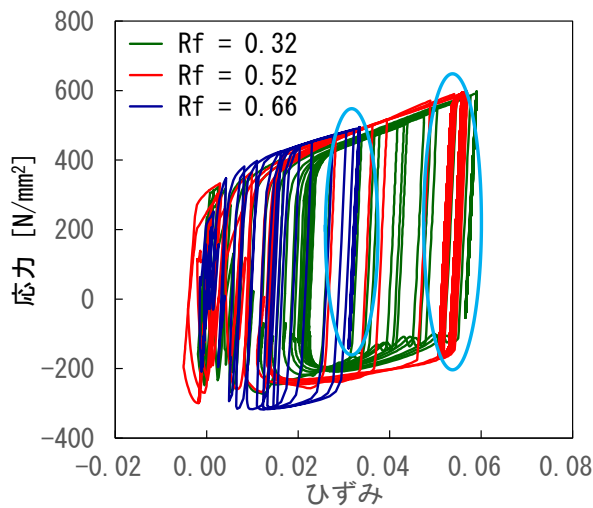
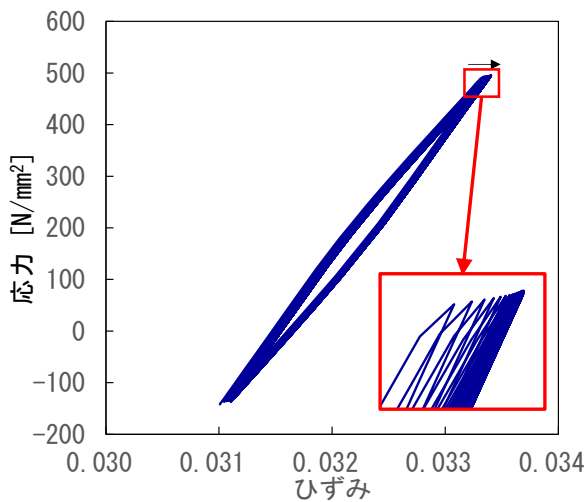
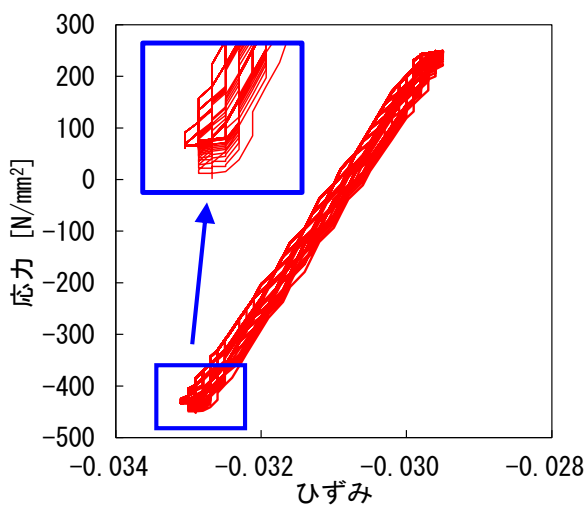


図-10 応力—ひずみ曲線（繰返し振幅 $1.8\delta_y$ ）



(a) $R_f=0.66$ （凹形位置）



(b) $R_f=0.52$ （凸形位置）

図-11 応力—ひずみ曲線 繰返し部分拡大図
（繰返し振幅 $1.8\delta_y$ ）

ず、ひずみは繰返しごとに徐々に大きくなっており、この局所的なひずみの増大が、耐力低下の一因になると考えられる。また、 $R_f = 0.52$ のモデルにおいては、凸形の局部座屈発生位置における繰返し部分の応力—ひずみ（図-11(b)）を確認すると、凸形的位置ではひずみ一定で応力が低下する傾向があり、これが橋脚全体での耐力低下となって表われていると考えられる。

このような、局部座屈発生位置における応力、ひずみの特徴と、橋脚全体の耐力低下に影響については、今後より詳細な検討を進めていく予定である。

5. まとめ

本研究では、鋼製橋脚基部に生じる耐力低下の傾向に関して、有限要素法による非線形解析を行った。数値解析には幅厚比パラメータの異なる3つの解析モデルを用い、幅厚比と耐力低下の関係について検討を行った。以下に、本研究で得られた結果をまとめる。

- 1) 最大荷重履歴後の繰返し振幅を考慮して解析を行った結果、耐力低下率の値は繰返し回数の増加、変位振幅範囲の増大によって大きくなる傾向が得られた。また、幅厚比パラメータが0.52より小さいケースでは、繰返し回数30回程度から耐力低下率の増加する割合は小さくなった。
- 2) 幅厚比パラメータが耐力低下に与える影響について検討を行った結果、幅厚比パラメータが大きくなるほど耐力低下率の値が大きくなった。また、幅厚比パラメータが小さくなるにしたがい、局部座屈が発生しにくくなる。
- 3) 局部座屈発生位置において、繰返し変位履歴中の応力—ひずみ関係に着目すると結果、幅厚比パラメータごとに傾向が異なり、 $R_f = 0.66$ の場合では繰返し部分において、一定応力でひずみが増大していた。また $R_f = 0.52$ の場合は、凸形位置において一定ひずみで応力が低下していた。このような、繰返し部分での応力—ひずみ関係の特徴が、橋脚全体における耐力低下に影響すると考えられる。

今回の解析においては、解析モデルのパラメータとして幅厚比のみに着目したが、今後は細長比についても考慮する必要がある。また材料構成則としてバイリニアモデルでの検討を行ったが、鋼材の繰返し弾塑性履歴を精度良く再現することが可能な修正2曲面モデルなど、材料試験結果を適切に評価するモデルを用いて解析を行う必要がある。

謝辞：本研究の実施に際しては、平成20～22年度科学研究補助金（基盤研究（C）課題番号：20560451、代表：杉戸真太（岐阜大学））の助成を受けた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会，東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題，2006 年度日本建築学会大会（関東），2006.
- 2) 日本建築学会，東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会地震動小委員会：各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強振動波形収集資料，2007.
- 3) 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37-I，pp.93-106，1991.
- 4) 高橋実，村越潤，西川和廣，松田宏：角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の変形性能に関する数値解析，鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，Vol.2，pp.77-84，1998.
- 5) 小玉乃理子，依田照彦：局部座屈の影響を考慮した箱型断面鋼製橋脚の地震時動的応答解析，土木学会論文集，No.731/I-63，pp.169-184，2003.
- 6) 宇佐美勉，板野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39-I，pp.235-247，1993.
- 7) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告書，No.265，pp.25-35，1977.
- 8) 青木徹彦，大西哲広，鈴木森晶：水平 2 方向荷重を受ける正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 A，Vol.63，pp.716-726，2007.
- 9) 保高篤司，Susantha, K. A. S.，青木徹彦，野村和弘，高久達将，熊野拓志：長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する繰り返し載荷実験，構造工学論文集，Vol.49A，pp.381-392，2003.
- 10) 北原武嗣，田中賢太郎，山口隆司，岸祐介，濱野剛：数十回オーダー繰り返し載荷を受ける鋼製橋脚の耐力低下に関する基礎的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68，No.4(地震工学論文集，Vol.31-b)，pp. I_499- I_508，2012.
- 11) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.115-125，1995.
- 12) 芝崎一也，宇佐美勉，本間大介：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.
- 13) 社団法人土木学会：座屈設計ガイドライン改訂第 2 版，丸善出版，2005.
- 14) 北田俊行，中井博，國廣昌史，原田直樹：圧縮と曲げとを受ける無補剛・補剛薄肉箱形断面の終局強度相関曲線に関する研究，構造工学論文集 Vol.40A，pp.331-342，1994.

NUMERICAL EVALUATION ON LOAD CARRYING CAPACITIES OF STEEL BRIDGE PIERS DURING LONG DURATION TIME MOTIONS

Takeshi KITAHARA, Yusuke KISHI, Takuma SUZUKI and Takashi YAMAGUCHI

Occurrence local buckling is affecting for load carrying capacity of steel bridge piers. Recently, long duration time motions were observed in huge ocean-trench earthquakes, and effect of dozens of cycling motions are concerned for local buckling of steel bridge piers. In addition, Central Disaster Prevention Council predicts the occurrence of Tokai, Tonankai and Nankai earthquake in the near future. Therefore, this study evaluates the load carrying capacities of steel bridge piers during elastic range cyclic loading after maximum yield displacement of earthquake motions. Moreover, the results of three numerical models which have different width-thickness ratio of buckling parameters were compared to evaluate the effect of cyclic loading for load carrying capacities.