

UFC製プレキャスト型枠を用いた高耐震性RC橋脚の 残留変位に関する検討

山野辺 慎一¹・曾我部 直樹²

¹フェロー 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

²正会員 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

1. はじめに

超高強度繊維補強コンクリート製プレキャスト型枠を橋脚基部に用いた RC 橋脚(以下、UFC 橋脚と称する)は、従来の RC 橋脚に比べ大きな変形性能を有する橋脚構造である。UFC 橋脚の耐震設計において、その大きな変形性能を活かすことで、合理的な設計を実現できる可能性がある。一方、地震時に大きな変形を許容した場合、残留変位の照査が従来に比べて大きな問題となることが考えられる。

道路橋示方書¹⁾による残留変位は、最大応答塑性率と履歴モデルから算出される可能最大残留変位に、残留変位比と同義である残留変位補正係数を乗じて算定される。RC 橋脚を対象とした残留変位補正係数は、当初、川島ら²⁾の弾塑性バイリニア型モデルを仮定した 1 自由度系の多数の地震応答解析による残留変位比スペクトルでの平均値である 0.6 が設定されていた。これに対し、平成 24 年の改定では、除荷時の剛性が低下する履歴特性を考慮したモデルの解析結果における同スペクトルの最大値として、同値である 0.6 と設定されている¹⁾。このように、現行の設計における残留変位は、残留変位比スペクトルに基づいて照査されていると言える。

そこで、本研究では、現行の耐震設計における残留変位の照査の背景を考慮しつつ、UFC 橋脚に対する合理的な残留変位の照査方法について考察した。

2. UFC橋脚の特徴と履歴モデル

UFC橋脚の残留変位の照査方法の検討に先立ち、UFC橋脚の履歴特性とバイリニア型Takedaモデル(図-1)の整合について確認した。

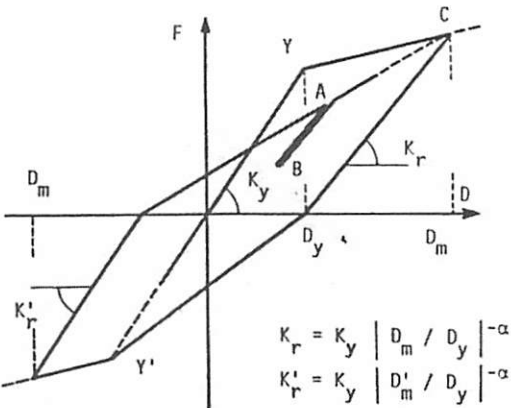


図-1 バイリニア型 Takeda モデル

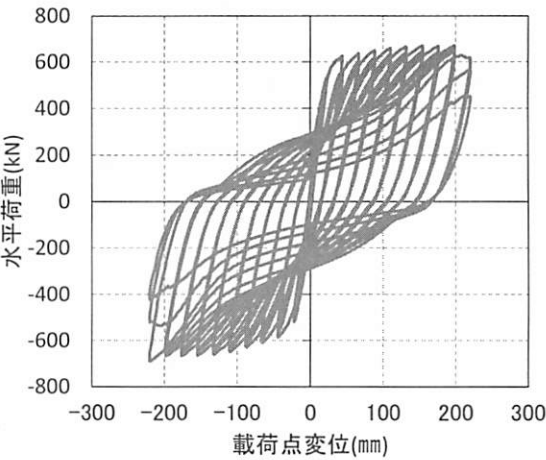


図-2 UFC 橋脚の荷重－変位関係

図-2は、山岳橋梁を対象として設計したUFC橋脚の1/6.5模型に対する正負交番載荷実験で得られた荷重－変位関係³⁾を示したものである。同実験では、最外縁鉄筋の実降伏時の変位である $\delta_y=22$ mmを単位とした、繰返し回数3回の振幅漸増型波形による載荷を行っている。図-2では、 δ_y の9倍となる領域まで曲げ耐力が安定しており、UFC橋脚が大きな

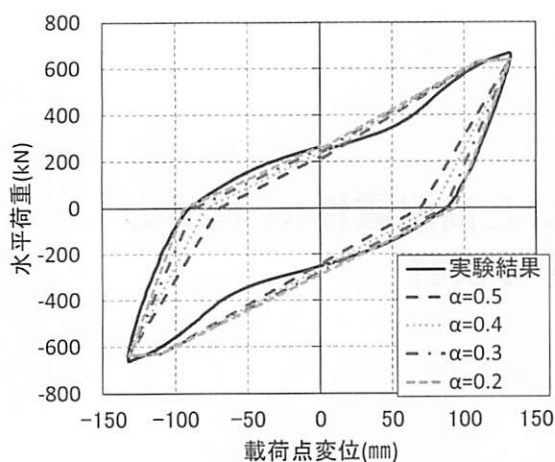


図-3 6δy 時の履歴形状の比較

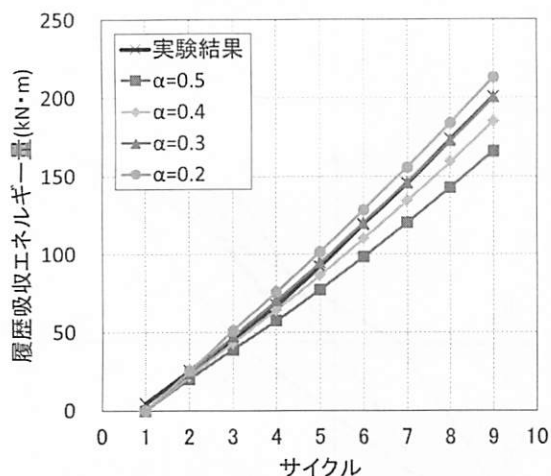


図-4 各サイクルにおける履歴吸収エネルギー量

変形性能を有していることが確認できる。

図-3に6δ_y=132 mm時の履歴特性とバイリニア型Takedaモデルの比較、図-4に各サイクルの履歴吸収エネルギー量の比較を示す。なお、バイリニア型Takedaモデルの各種パラメータは、表-1に示すように、降伏変位、降伏耐力、二次剛性比は、実験結果とフィッティングするように設定し、除荷剛性係数αは、0.5～0.2まで変化させて比較を行った。

RC橋脚の実験結果に最も整合するとされるα=0.5、およびTakedaモデルのオリジナル値であるα=0.4では、実験結果よりも除荷剛性が小さく評価され、履歴吸収エネルギー量にも相違がみられる。これに対し、α=0.3では除荷時の変位や履歴吸収エネルギー量で良好な一致が確認できる。このことから、UFC橋脚の履歴特性においては、Takedaモデルの除荷剛性係数は0.3が適していると考えられる(図-5)。UFC橋脚の除荷剛性が大きい理由としては、通常のRC橋脚ではかぶりが損傷する領域においても、UFC橋脚ではUFCによるかぶりが健全性を保っているためであると考えられる。

表-1 Takeda モデルのパラメータ

パラメータ	設定値
降伏耐力	600kN
降伏変位	25mm
二次剛性比	0.015
α	0.5, 0.4, 0.3, 0.2

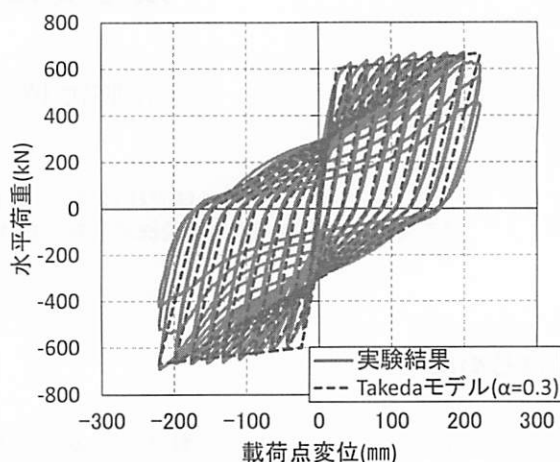


図-5 Takeda モデル(α=0.3)との比較

3. 解析概要

(1) 残留変位比スペクトル

残留変位比スペクトルとは、バイリニア型弾塑性モデル等の履歴モデルを適用した一自由度系の非線形時刻歴応答解析における残留変位比を、固有周期および応答塑性率ごとに示したものである。

橋梁について残留変位をスペクトルという形で初めて研究したのは川島ら(1994年)²⁾である。川島らは、完全弾塑性型のバイリニアモデルを対象とし、残留変位比と二次剛性比の関係を明らかにし、その結果が道路橋示方書¹⁾に取り込まれている。すなわち、RC橋脚の設計では橋脚を二次剛性比がゼロの完全弾塑性モデルにモデル化するが、その場合の残留変位比の平均値が0.6であることから、平成8年の道路橋示方書において、最大応答変位から残留変位補正係数 $c_R=0.6$ を用いて残留変位を求めることが規定された。一方、平成24年の改定においては、坂柳らの研究⁴⁾に基づき、Cloughモデルに対する計算結果の最大値が概ね0.6であったことから、除荷剛性の低下を考慮した残留変位比の値として、 $c_R=0.6$ が規定されている。なお、RC橋脚に対してはTakedaモデルが一般に適用されるが、CloughモデルよりもTakedaモデルの方が履歴吸収エネルギーは小さいので、Cloughモデルから導かれた0.6を適応することは、設計上安全側になるとされている。Takedaモデルに対する残留変位比の研究としては、

尾山・矢部(1998 年)⁵⁾によるものがあり、平成 8 年の道路橋示方書の標準波に対しては、最大 0.5 程度となっている。

(2) パラメータの設定

本研究では、UFC 橋脚を想定した残留変位の照査について、既往の研究に基づいて、残留変位比スペクトルによる検討を行うこととした。

解析に用いた非線形履歴モデルは、バイリニア型 Takeda モデルである。パラメータについては、固有周期(0.1～3.0 秒、60 分割)、応答塑性率($\mu=2, 4, 6, 8$)のほかに、二次剛性比、除荷剛性係数を設定した。これは、前述のように UFC 橋脚の履歴特性における二次剛性と除荷剛性係数が、通常の RC 橋脚と相違している傾向が確認されたためである。

(3) 入力地震動

解析対象とした地震動加速度波形は、2011 年の東北地方太平洋沖地震の時刻歴加速度波形であり、防災科学技術研究所の強震ネットワーク⁶⁾(以下、K-NET)、基盤強震観測網⁷⁾(以下、KiK-net)、国土交通省地震計ネットワーク⁸⁾(以下、国交省記録)による観測記録の中から、地表面加速度や線形加速度応答スペクトルの値が比較的に大きな記録として、表 2 に挙げた K-NET 築館、K-NET 石巻、K-NET 仙台、KiKnet 芳賀、国交省大崎、国交省気仙沼、国交省鳴瀬記録を用いた。また、過去の大規模な地震の代表として、1995 年の兵庫県南部地震における神戸海洋気象台(I 種地盤)、JR 鷹取駅(II 種地盤)、東神戸大橋(III 種地盤)の 3 地点で観測された地震動も比較対象とした。なお、これらの観測記録波は、NS 成分と EW 成分で最大加速度の大きい方を対象とした。ただし、KiKnet 芳賀については、両方向が大きな加速度のため、両方向を対象とした。

4. 解析結果と考察

(1) 応答塑性率による影響

図 6 と図 7 に、入力地震動ごとの応答塑性率と、解析した固有周期の範囲における残留変位比の最大値の関係について示す。また、図 8 には、残留変位比の最大値、平均値、標準偏差について示す。ここでは、二次剛性比が 0.001 で、応答塑性率が 2, 4, 6, 8, 除荷剛性係数 α が 0.0 と 0.5 のケースについて示している。

残留変位比の最大値を全体的に見ると、 $\alpha=0.0$ では約 0.6、 $\alpha=0.5$ では約 0.5 程度であり、 $\alpha=0.5$ の方

表 2 入力地震動

地震名	地 点	成分 (最大加速度)	地盤種別
2011 年東北 地方太平洋 沖地震	K-NET 築館 (MYG004)	NS(2,699)	I 種地盤
	K-NET 石巻 (MYG010)	NS(458)	II 種地盤
	K-NET 仙台 (MYG013)	NS(1,517)	II 種地盤
	KiKnet 芳賀 (TCGH16)	NS(799) EW(1,197)	I 種地盤
	国交省大崎	NS(478)	III 種地盤
	国交省気仙沼	EW(570)	II 種地盤
	国交省鳴瀬	EW(644)	II 種地盤
1995 年兵庫 県南部地震	神戸海洋気象台	NS(818)	I 種地盤
	JR 鷹取駅	EW(666)	II 種地盤
	東神戸大橋	NS(326)	III 種地盤

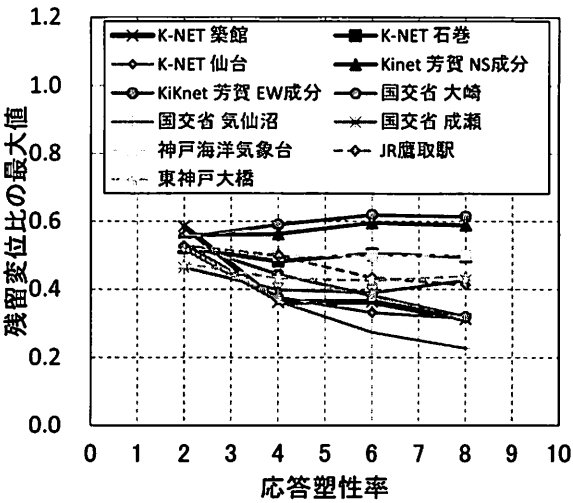


図 6 残留変位比の最大値($\alpha=0.0$)

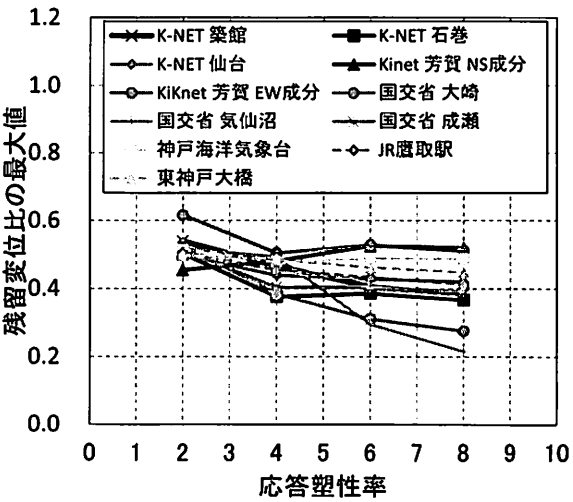


図 7 残留変位比の最大値($\alpha=0.5$)

が小さい結果となっている。また、平均値は、 $\alpha=0.0$ では約 0.25、 $\alpha=0.5$ では約 0.2 である。標準偏

差と平均値から算出される変動係数はいずれも 60% 程度であり、ばらつきが非常に大きいことが改めて確認された。また、最大値や最小値となる地震動は、各モデルや塑性率で共通しており、特に KiKnet 芳賀は、最も多くのケースで最大値となっているほか、神戸海洋気象台も比較的大きな残留変位比を示している。このような地震動では、応答塑性率に関わらず、残留変位比の最大値はほぼ同じ大きさとなっている。一方、それ以外の地震動では、応答塑性率が大きいほど、残留変位比が小さくなる傾向も確認できる。

(2) 二次剛性比による影響

神戸海洋気象台記録を入力した場合の残留変位比の最大値について、二次剛性比と応答塑性率ごとに整理したものを、図-9に示す。なお、除荷剛性係数については、 $\alpha=0.0$ としている。

図-9より、二次剛性比が大きいほど、応答塑性率が大きいほど、残留変位比が小さくなることが分かる。ただし、二次剛性比が 0.02 以下に小さくなると、残留変位比の最大値は二次剛性比や応答塑性率の大きさにあまり影響されていない。例えば、応答塑性率を 6.0 とした二次剛性比ごとの残留変位比スペクトルを図-10に示す。図-10の残留変位比では、固有周期 0.5 s, 1.4 s, 2.1 s 付近に、残留変位比が大きくなるピークが確認できる。二次剛性比が 0.05 以上の場合は、これらのピーク値が二次剛性の大きさに応じて、大きく減少する傾向がある。一方、二次剛性比が 0.02 以下の場合には、残留変位比は二次剛性比に影響されず、ほぼ同じ値を示している。

(3) 除荷剛性による影響

除荷剛性係数を 0.5~0 まで変化させた残留変位比の最大値、平均値について図-11に示す。同図は、神戸海洋気象台 NS, KiK-net 芳賀 EW, 国交省気仙沼 EW の 3 波のみの計算結果であるが、平均値については、除荷剛性係数の増加に伴う残留変位比の減少が認められるケースがある。一方、最大値については、除荷剛性係数に関わらず、ほぼ同じ大きさとなっている。詳細には、塑性率や二次剛性比ごとに分けて検討すべきであるが、全体的な傾向としては、残留変位の最大値は、履歴モデルの特性よりも、地震動の非定常性による影響が強いものと考えられる。

(4) 入力地震動による影響

前述のように、残留変位に対する応答塑性率、二次剛性比、除荷剛性係数の影響は、入力地震動や固

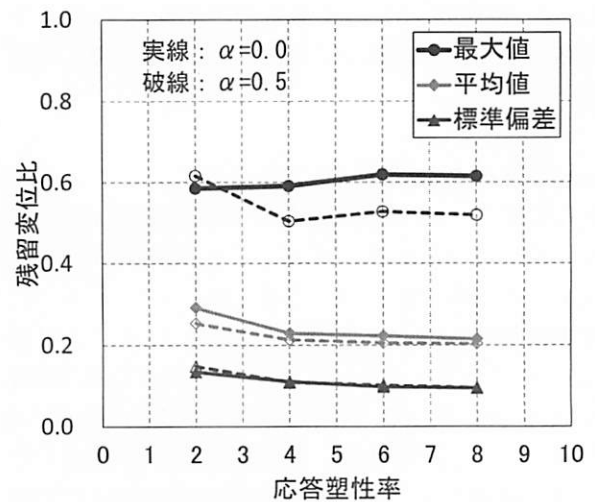


図-8 残留変位比の最大値、平均値、標準偏差

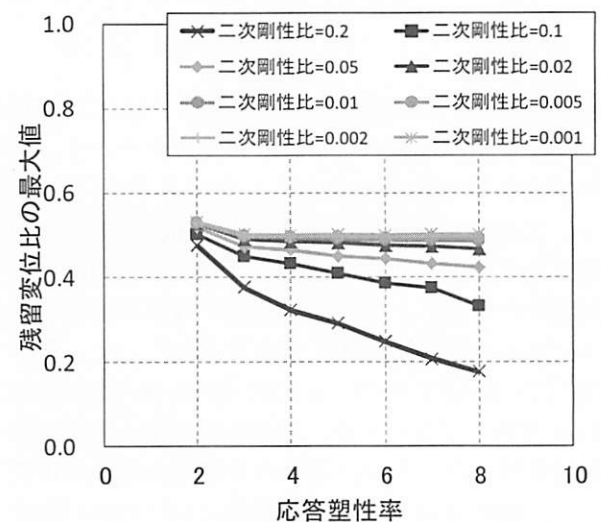


図-9 二次剛性比と残留変位比の最大値

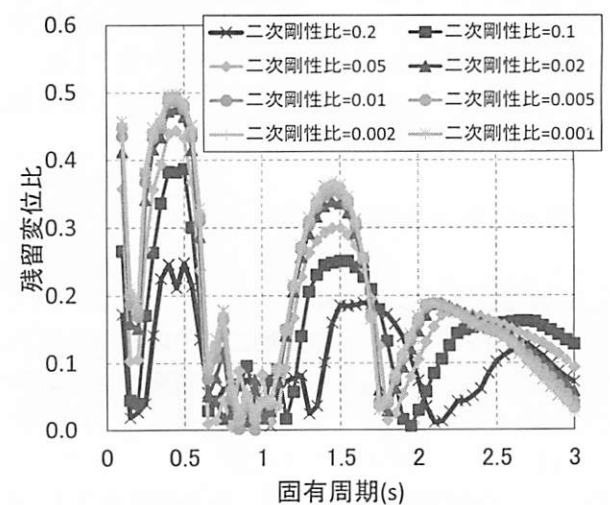


図-10 応答塑性率 6.0 の残留変位比スペクトル

有周期によって大きく異なることが明らかとなった。
二次剛性比を 0.02 とした応答塑性率ごとの残留変

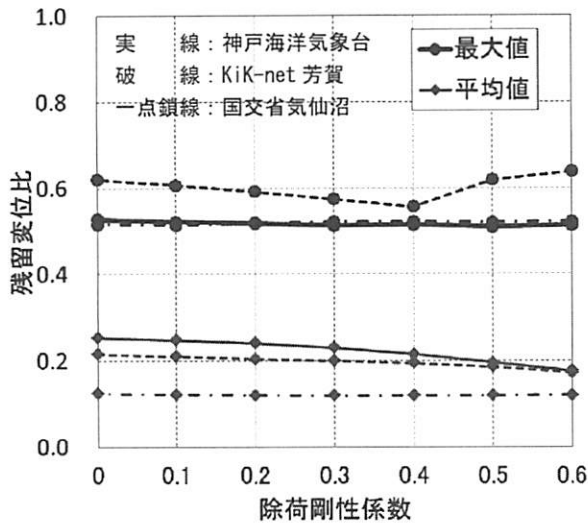
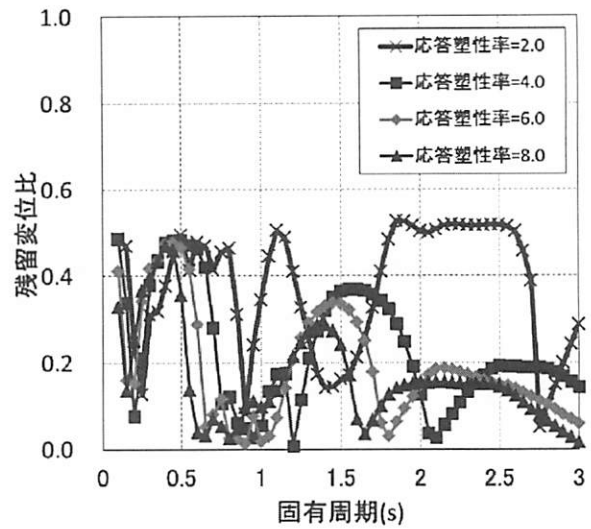


図-11 除荷剛性係数と残留変位比

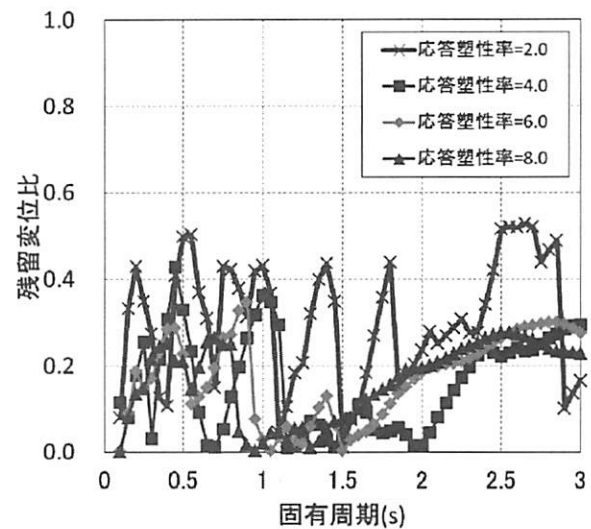
位比スペクトルを図-12に示す。なお、同図には、(a)神戸海洋気象台、(b)国交省大崎を入力地震動とした結果を示している。神戸海洋気象台は、残留変位比の最大値が応答塑性率に影響されず、今回の解析の範囲でも、比較的大きな残留変位比スペクトルを示していた地震動である。一方、国交省大崎は、応答塑性率の増加に対して、残留変位比の最大値が減少するなど、神戸海洋気象台の結果と異なる傾向を示していた地震動である。

神戸海洋気象台の残留変位比では、固有周期 0.5s 付近のピーク値が最大値となり、応答塑性率の大きさに関わらず、ほぼ同じ大きさとなっている。一方、それ以外の固有周期帯では、応答塑性率に応じて残留変位比が小さくなる傾向が確認される。このような特性から、残留変位比の最大値が応答塑性率に影響されず、ほぼ同じ大きさとなっているものと考えられる。一方、国交省大崎でも、神戸海洋気象台と同様に、ある固有周期帯でのピーク値が確認される。応答塑性率が 4.0 以上では、固有周期が 2.5s 以上の帯域でのピーク値が、応答塑性率に関わらずほぼ同じであるのに対し、固有周期が 1s 以下では応答塑性率に応じてピーク値が減少している。残留変位比スペクトル全体としては、固有周期が 1s 以下の帯域のピーク値が最大値となるため、応答塑性率の増加により、残留変位比の最大値が減少する傾向となっているものと思われる。

以上より、残留変位比スペクトルには、ピーク値を示す固有周期帯があり、その大きさが応答塑性率等によって増減するかで、各種パラメータが残留変位比の最大値に及ぼす影響が変化することが分かる。また、残留変位比のピーク値付近では、固有周期に対して連続的に値が変化しており、残留変位比の最



(a) 神戸海洋気象台



(b) 国交省大崎

図-12 二次剛性比 0.02 の残留変位比スペクトル

大値が、固有周期に対して離散的に生じているものでないことが確認された。

5. UFC橋脚の残留変位の照査法

UFC橋脚の履歴特性では、前述のように通常のRC橋脚に比べて、若干の二次剛性があること、除荷剛性が高いことなどの相違がある。例えば、大型試験体による正負交番載荷実験では、二次剛性比を0.015、除荷剛性係数を0.3としたバイリニア型Takedaモデルが、実験結果と最も一致している。

このような履歴特性の相違が、残留変位に及ぼす影響について、残留変位比スペクトルに基づいた検討を行った。その結果、UFC橋脚の二次剛性比、除荷剛性係数の相違程度であれば、それらによる残留変位比の最大値に及ぼす影響は小さく、RC橋脚と

同様に道路橋示方書に基づく残留変位の照査を行っても問題ない範囲であることが確認された。

一方、残留変位では、入力地震動、固有周期によるばらつきが大きいことも明らかとなった。複数の地震動に対する残留変位比の最大値を評価した場合、KiKnet芳賀や神戸海洋気象台といった特定の地震動に対する特定の固有周期帯の残留変位比が、最大値となることも明らかとなった。一方、実際の構造物の固有周期は、残留変位比スペクトルで設定される固有周期帯ほど、大きく変化することは無く、一定の範囲内に存在することになる。つまり、構造物の固有周期が残留変位が最大値を示している固有周期帯から外れている場合は、残留変位比スペクトルの最大値に基づいて残留変位の照査を行うことで、その構造物に対して残留変位が過大に評価される可能性がある。特に、応答塑性率を大きく設定したUFC橋脚の残留変位を照査する場合には、その影響が大きいことが考えられる。そのような場合には、例えば、固有周期の評価精度を考慮した上で、固有周期の範囲を限定した残留変位比スペクトルを作成し、その最大値を残留変位比および道路橋示方書における残留変位補正係数として、評価を行うのが合理的であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、UFC橋脚の残留変位の照査法に関する検討として強震波形11成分を用い、1自由度系のバイリニア型Takedaモデルについて、固有周期、二次剛性比、および塑性率と除荷剛性係数をパラメトリックに変化させた地震応答解析を行った。得られた結果について、以下に示す。

- (1) UFC橋脚の履歴モデルとしては、二次剛性比を0.015、除荷剛性係数を0.3としたバイリニア型Takedaモデルが、履歴形状および履歴吸収エネルギー量において、既往の実験結果と整合する。
- (2) 残留変位比の最大値は、除荷剛性係数が0.0では約0.6、0.5では約0.5であった。変動係数はいずれも60%程度であり、ばらつきが大きいことが確認された。また、残留変位比の最大値や最小値を与える地震動は共通しており、今回の範囲では、KiKnet芳賀が最も多くのケースで最大値を与える。
- (3) 二次剛性比および除荷剛性係数が、残留変位に及ぼす影響は、固有周期や入力地震動によるものに比べて小さい。特に、RC橋脚に対するUFC橋脚の二次剛性比、除荷剛性係数の相違程

度であればその影響はほとんどない。そのため、通常のRC橋脚と同様な方法でUFC橋脚の残留変位を照査できると考えられる。

- (4) 残留変位比スペクトルには、ピーク値を示す固有周期帯が存在する。また、ピーク値付近では、固有周期に対して連続的に値が変化しており、残留変位比の最大値が、固有周期に対して離散的に生じているものでないことが確認された。
- (5) 残留変位比スペクトルの固有周期の幅や入力地震動のケースを増やすほど、残留変位比の最大値は大きくなる。固有周期の評価精度を考慮した上で、固有周期の範囲を限定した残留変位比スペクトルを作成し、その最大値を残留変位比および道路橋示方書における残留変位補正係数として評価を行うのが合理的であると考えられる。

謝辞：本研究に際し、防災科学技術研究所の強震ネットワーク、基盤強震観測網および国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室の国土交通省地震計ネットワークの観測データを利用させていただきました。JR鷹取駅の波形は鉄道総合技術研究所より提供して頂きました。ここに謝意を表します。

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、丸善出版、2011。
- 2) 川島一彦, Gregory A MACRAE, 星隈順一, 長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集 501/I-29号, pp.183-192, 1994。
- 3) 曾我部直樹, 山野辺慎一, 玉野慶吾, 金光嘉久：UFC製型枠を用いた高耐震性RC橋脚の大型正負交番載荷実験, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, 投稿中, 2013
- 4) 坂柳皓文, 星隈順一, 堺淳一：東北地方太平洋沖地震による地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響, 第31回地震工学研究発表会講演論文集, 2011。
- 5) 尾山靖史, 矢部正明：剛性低下型バイリニア履歴特性における残留変位に関する検討, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.263-270, 1998。
- 6) 防災科学技術研究所：強震ネットワーク, <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 7) 防災科学技術研究所：基盤強震観測網, <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 8) 国土技術政策総合研究所 地震防災研究室：東日本大震災関連情報, <http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/>