

円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価

Seismic resistance evaluation of steel bridge frame piers with circular column

木下幸治*, 三木千壽**, 田辺篤史***, 市川篤司****

Koji Kinoshita, Chitoshi Miki, Atsushi Tanabe and Atsushi Ichikawa

*工修 東京工業大学大学院博士課程, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博 東京工業大学教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

***博 (工) 東京工業大学助手, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

**** 工博 東京工業大学客員教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

In this research, seismic response FEM analyses investigate damage level of unretrofitted members and the seismic resistance of existing steel bridge piers with and without a seismic retrofit by vertical rib installation. Four actual steel bridge piers with circular column were selected and evaluated. Analysis results indicate that although the some retrofitted steel bridge piers show satisfactory seismic performance and improvement of seismic performance by using seismic retrofit, a retrofitted steel bridge pier still needs to more improvement of seismic performance. In addition, damage level of unretrofitted beam-to-circular connection is very low because main plastic deformation occurs at outside of beam-to-circular column connection.

Key Words: steel bridge piers, beam-to-circular column connections, seismic resistance, seismic response FEM analysis

キーワード: 鋼製ラーメン橋脚, 隅角部, 耐震性能, 地震応答FEM解析

1. はじめに

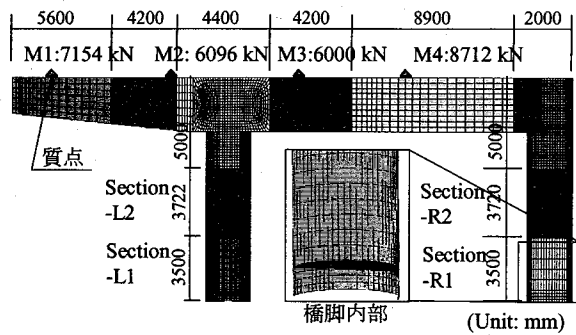
兵庫県南部地震以降, 既設鋼製橋脚に対して, 塑性変形性能向上の観点から, 橋脚基部へのリブ増設, コンクリート充填などの耐震補強が実施されている¹⁾³⁾. これらの耐震補強による鋼製橋脚の耐震性能の向上効果は, すでに多くの研究成果が蓄積されてきている⁴⁾. しかし, これまでの検討の多くは, 橋脚のみを対象としたものが多く, 鋼製ラーメン橋脚を対象とした検討例⁵⁾⁷⁾はあるものの, その全体系の大規模地震時挙動や耐震補強による全体挙動への影響については, まだ検討の余地があると言える. 特に, 円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の全体挙動に対する検討はほとんどない.

既設の鋼製ラーメン橋脚の塑性変形性能を十分に発揮するためには, 耐震補強を行っていない梁および隅角部において, 補修に困難が伴うような過度の損傷が生じないことが重要である. 特に鋼製ラーメン橋脚の隅角部は, 地震後の復旧性を考えると, その損傷レベルを低く抑えることが肝要である⁸⁾. 従って, 大規模地震時の既設鋼製ラーメン橋脚の耐震性能を把握するために, 鋼製ラーメン橋脚の全体系の挙動, 耐震補強による向上効果および耐震補強を行っていない梁, 隅角部の損傷レベルを詳細に検討する必

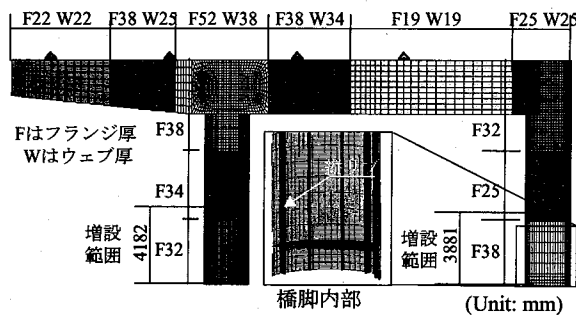
要がある.

既設の鋼製ラーメン橋脚の耐震性能を検討する際には, 鋼製ラーメン橋脚全体を解析モデルに組み込んだ地震応答解析を行う必要がある. 特に, 局部座屈の影響を考慮でき, かつ隅角部の挙動を解析結果に反映することができるシェル要素を用いた FEM 解析モデルによる地震応答解析により実橋脚スケールの検討を行うことが望ましい⁹⁾¹⁰⁾.

これまでのシェル要素を用いた既設鋼製ラーメン橋脚の全体系の検討において, 著者らは, 隅角部の現行設計法である奥村らの式¹¹⁾により算出した局所的なピーク応力に基づき弾性設計が実施され, これに起因して, 一般部と比べて板厚が厚くなっている隅角部を有する鋼製ラーメン橋脚を対象として検討を行い, 鋼製ラーメン橋脚の柱基部と隅角部と梁および柱との断面変化部において塑性ヒンジが形成されるために, 隅角部に作用するモーメントは一定値以下に制限されうることを示した¹²⁾. また, 板厚が厚くなっている隅角部に対して, 断面欠損を伴う削孔による疲労補修を施しても, 箱形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の全体挙動に影響を与えない可能性があることも示した¹³⁾. 一方, 小玉ら¹⁴⁾は, 隅角部の鋼材の板厚が一般部とほぼ同じ場合の隅角部を有する複雑な形状をした箱形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚を対象として検討を行い,



(a) 橋脚Aの解析モデルおよび上部工重量



(b) 橋脚A-Ribの解析モデル, 板厚分布状況, および縦リブ増設範囲

図-1 橋脚Aおよび橋脚A-Ribの形状および寸法

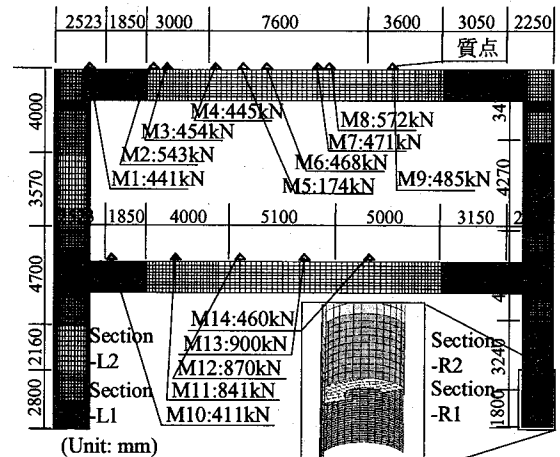
隅角部の板厚が一般部と同等である場合は, 隅角部パネルが塑性化することを示している。

本研究では, これまでに検討例がほとんどない円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚および単柱形式の鋼製橋脚を対象として, 耐震補強前後の大規模地震時挙動, 耐震補強による耐震性能向上効果および耐震補強を行っていない梁や隅角部での損傷レベルを把握することを目的として, 円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚および単柱形式の鋼製橋脚の実橋梁サイズの FEM 解析モデルを用いた地震応答解析を実施した。

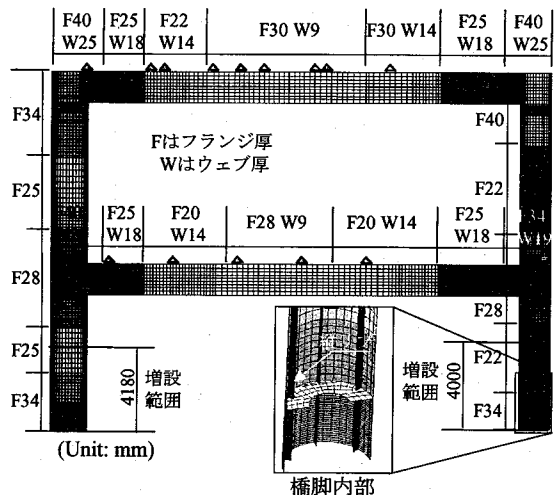
2. 耐震補強構造の概要

首都高速道路公団が実施している, 円形断面柱を有する鋼製橋脚の耐震補強では, 無次元径厚比パラメータ R_t に着目し, 耐震性能上必要な変形性能を確保することとしている^{2), 15), 16)}。変形性能を確保する断面として, 制御断面 (塑性化によるエネルギー吸収を期待する場所) を特定し^{1), 2)}, その変形性能を照査することで, 兵庫県南部地震を想定したタイプ 2 の地震力に対する橋脚の安全を保証している。既設鋼製橋脚の制御断面における無補強断面の無次元径厚比パラメータの制限値は 0.11 と設定し, 制限値を満足しない場合には補強を行っている。ここで無次元径厚比パラメータ R_t は式 (1) によって定義される。

$$R_t = \frac{R}{t_c} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (1)$$



(a) 橋脚Bの解析モデルおよび上部工重量



(b) 橋脚B-Ribの解析モデル, 板厚分布状況, および縦リブ増設範囲

図-2 橋脚Bおよび橋脚B-Ribの形状および寸法

ここで,

R : 円柱の板厚中心半径 (mm),

t_c : 円柱の板厚 (mm)

円形断面柱を有する鋼製橋脚に対する耐震補強方法には, コンクリート充填補強, 橋脚に鋼板を巻きたてる補強および橋脚内部への縦リブ増設がある。このような耐震補強方法は, 既設の鋼製ラーメン橋脚に対しても同様に実施されている。すなわち, 鋼製ラーメン橋脚の耐震補強に対しても, 既往の単柱形式の橋脚のみを対象とした研究成果を適用している。

首都高速道路公団において, 鋼製橋脚は建築限界の厳しい場所に立地していることが多いこと, また補強範囲にマンホールが設置されていることが多いことから, 橋脚内部から補強が可能な縦リブ増設を基本として実施している²⁾。以上より, 本研究では耐震補強として, 既設鋼製橋脚に多く実施されている縦リブ増設を選択した。縦リブ増設は, 橋脚内面に縦リブを複数本取付けることにより, 円形断面

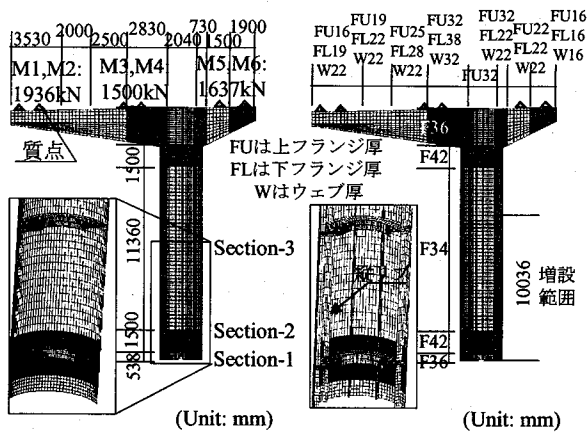


図-3 橋脚Cおよび橋脚C-Ribの形状および寸法

柱外側に広がる象の足状の座屈モードを縦リブを節とする座屈モードに変化させることで、円柱の座屈強度を改善することを目的としている²⁾。増設する縦リブの設計は、既往の研究成果を踏まえ、縦リブの本数と断面の設計においては、補剛版、縦リブおよび円形断面柱パネルに対して、以下に示すような幅厚比パラメータの制限値を満足することとしている^{2),15),16)}。

補剛板の幅厚比パラメータ $R_f \leq 0.4$

縦リブ（自由突出板）の幅厚比パラメータ $R_{fr} \leq 0.5$

円形断面柱パネルの幅厚比パラメータ $R_R \leq 0.7$

3. 解析モデルおよび解析条件

3.1. 橋脚のモデル化

本研究では、実際に都市内高架橋を支えている橋脚の中から、4つの橋脚を選定し、解析対象とした。橋脚の選択に際して、中井ら^{17),18)}によって行われた実績調査および文献⁹⁾を参考にし、一般的な形状および寸法を有している兵庫県南部地震以前に建設された橋脚であり、かつL字、T字、ト字の一般的な隅角部形式を網羅できるように橋脚を選定することとした。また、各橋脚に対し、縦リブ増設を前節で述べた基準に従って導入した解析モデルも作成し、解析対象とした。

各解析モデルを図-1 から図-4 にそれぞれ示す。耐震補強前の解析モデルをそれぞれ橋脚A、橋脚B、橋脚C、橋脚Dと称し、縦リブ増設を行った各解析モデルをそれぞれ、橋脚A-Rib、橋脚B-Rib、橋脚C-Rib、橋脚D-Ribとする。橋脚Aおよび橋脚A-Ribは、一層形式のラーメン橋脚で片側に梁が張り出している形式である。橋脚Bおよび橋脚B-Ribの形式は、二層形式のラーメン橋脚である。橋脚Cおよび橋脚C-Ribは、単柱形式であり、張り出し長さが左右で異なり、鉛直荷重が偏心して作用する形式となっている。橋脚Dおよび橋脚D-Ribの形式は、一層形式のラーメン橋脚であり、また、左右の隅角部のディテールが異なっ

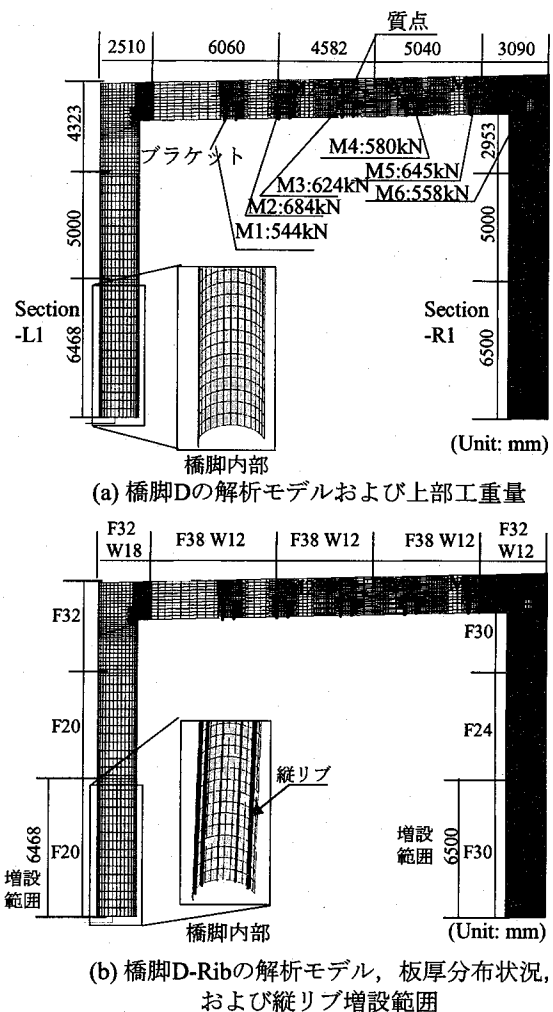


図-4 橋脚Dおよび橋脚D-Ribの形状および寸法

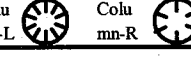
ている。なお、縦リブ増設を行った橋脚の縦リブ増設本数、無次元径厚比パラメータ、幅厚比パラメータ等を表-1に示す。

解析には、汎用有限要素解析プログラム ABAQUS¹⁹⁾を用いた。解析対象とする4つの鋼製ラーメン橋脚は、構成部材すべてを3節点あるいは4節点のシェル要素を用いて作成し、対称鉛直面に対称条件、橋脚基部を完全固定と設定した。最小メッシュサイズは板厚程度としている。上部工の重量は、集中質量として上部工の支点位置に、支承条件を完全固定として作用させた。材料構成則には、既往の研究²⁰⁾を参考にし、図-5に示すように各鋼材の引張り試験結果から得られた応力-ひずみ関係の多曲線近似の複合硬化則¹⁹⁾を使用した。なお、本研究では、地震時荷重のような繰返し荷重下においては、初期不整、残留応力の影響は小さいことから考慮しないこととした²¹⁾。また、橋脚基部の中詰めコンクリートは、考慮していない。

3.2. 解析条件

各橋脚の固有振動モード、固有周期を検討するために固有値解析を行った。また、各橋脚の面内水平方向耐力を検討するためにPushover解析を行った。Pushover解析は、鋼製橋脚の面内水平方向に加速度を慣性力として入力した。

表-1 縦リブを有する円形断面柱の補剛パラメータ

	補強範囲		無次元径厚比パラメータ Rt	縦リブ			幅厚比パラメータ			補強後断面図	
				板厚(mm)	幅(mm)	本数	RR	Rf	Rh		
橋脚A-Rib	Section-L1	制御断面	0.131	35	150	10	0.577	0.395	0.311		
	Section-L2	—	0.123	35	150	10	0.543	0.415	0.311		
	Section-R1	制御断面	0.111	40	175	8	0.606	0.383	0.318		
	Section-R2	—	0.169	40	175	8	0.935	0.272	0.318		
橋脚B-Rib	Section-L1	—	0.085	30	150	8	0.472	0.348	0.363		
	Section-L2	制御断面	0.117	30	150	8	0.645	0.270	0.363		
	Section-R1	—	0.073	30	150	8	0.403	0.303	0.363		
	Section-R2	制御断面	0.114	30	150	8	0.628	0.212	0.363		
橋脚C-Rib	Section-1	制御断面	0.173	34	200	10	0.616	0.353	0.427		
	Section-2	—	0.148	34	200	10	0.527	0.400	0.427		
	Section-3	—	0.184	34	200	10	0.653	0.336	0.427		
橋脚D-Rib	Section-L1	制御断面	0.111	15	110	10	0.585	0.369	0.448		
	Section-R1	制御断面	0.074	20	150	6	0.647	0.372	0.458		

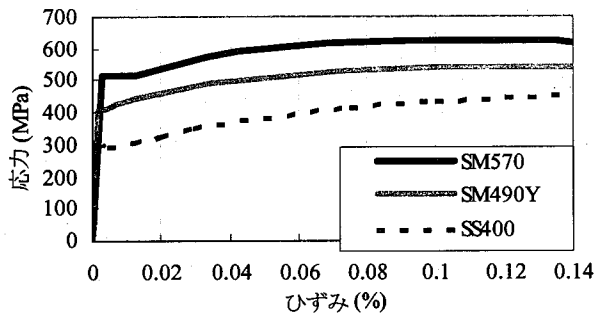


図-5 鋼材の応力-ひずみ関係

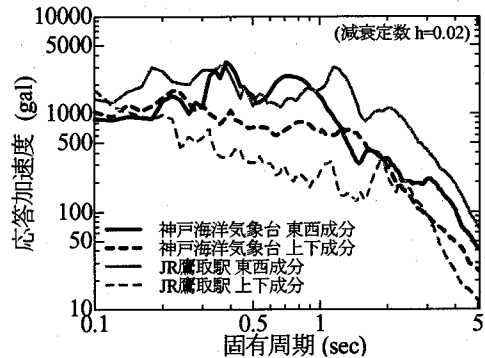


図-6 使用した地震波形の加速度応答スペクトル

なお、Pushover 解析では、上部工および橋脚の自重を考慮するために、鉛直下方に 1G の重力加速度を慣性力として与えている。

動的解析は、直接積分法により行った。動的解析における減衰には、固有振動モード解析から算出された固有振動数を用いて算出した各解析モデルの形状減衰を適用した^{12,13)}。鋼構造物の減衰定数は、0.02 とした。

入力地震波として、卓越する応答加速度の固有周期が異なる地震波を入力することを目的として、神戸海洋気象台観測波形（以後、JMA-Kobe）および JR 鷹取駅観測波形（以後、JR-TAKA）の 2 種類の加速度波形の東西成分および鉛直成分を慣性力として入力した。各地震波の加速度応答スペクトルを図-6 に示す。図-6 に示すように、対象とする 2 種類の加速度波形の東西成分は、異なる加速度応答スペクトルを有している。JMA-Kobe の東西成分は、固有周期 1 秒以下において応答加速度が卓越し、JR-TAKA の東西成分は、固有周期 1 秒以上において応答加速度が卓越する。また、動的解析では上部工および橋脚の自重を考慮するために、鉛直下方に 1G の重力加速度を慣性力として与えている。解析の時間ステップは、ABAQUS の自動時間間隔制御機能¹⁹⁾により、 1×10^{-5} ～ 0.1 秒の間で自動調整した。

4. 解析結果および考察

4.1. 固有振動解析

各橋脚の固有振動モードを図-7 に示す。各橋脚の結果から、縦リブ増設前後で振動モードは変化せず、縦リブ増設は、振動モードに影響を与えないことが明らかになった。

一方、固有値解析の結果得られた各橋脚の 1 次および 2 次の固有周期、固有円振動数を表-2 に示す。また、各橋脚の 1 次の固有周期と使用した地震波形の加速度応答スペクトルとの関係を図-8 に示す。表-2 から、縦リブ増設により、各橋脚の固有周期が短周期化していることがわかる。

以上より、各橋脚は、縦リブ増設により、振動モードへの影響はないが、固有周期が短周期化することが明らかになった。

4.2. Pushover 解析

Pushover 解析の結果を図-9、表-3 に示す。橋脚 A および橋脚 A-Rib、橋脚 B および橋脚 B-Rib、橋脚 D および橋脚 D-Rib の解析結果の横軸は、はり中央部上フランジ幅方向中央点における面内水平方向変位、縦軸は橋脚基部の面内水平反力（ベースシア⁹⁾）から震度換算した水平震度であり、橋脚 C および橋脚 C-Rib の解析結果は、横軸を橋脚頂部における水平方向変位、縦軸を橋脚基部の面内水平反力から震度換算した水平震度である。各橋脚の水平方向降伏変位 δ_y は、柱のいずれかにおいて降伏応力に達した箇所が発生した時とした。各橋脚の Pushover 解析結果から、縦リブ増設による橋脚の最大耐力上昇の割合は、橋脚 C-Rib の場合がもっとも大きく、縦リブ増設前の橋脚 C の 1.2 倍程度であった。

4.3. 地震応答解析

ここでは、特に各橋脚の時刻歴の応答、耐震性能、縦リブ増設による耐震性能向上効果、梁と隅角部の損傷レ

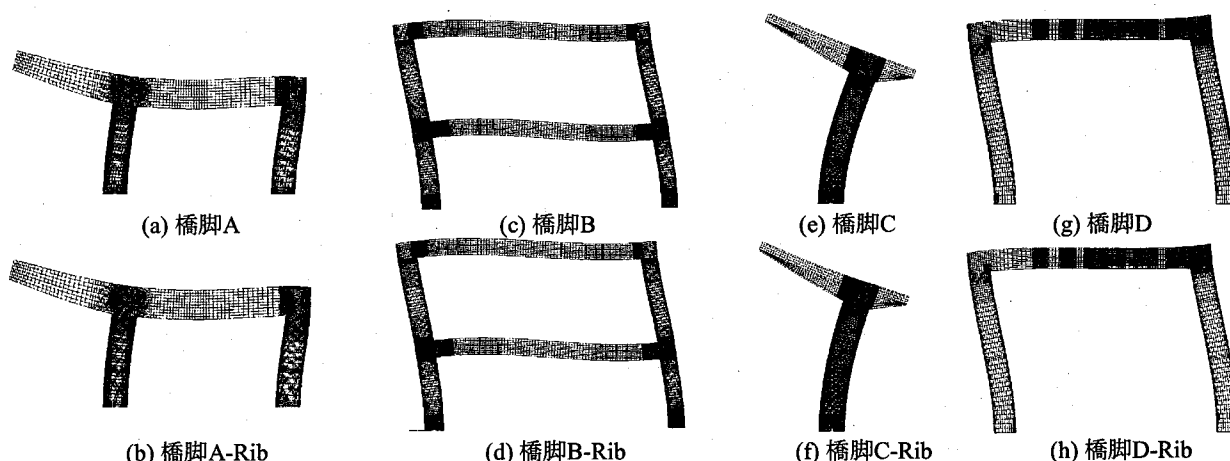
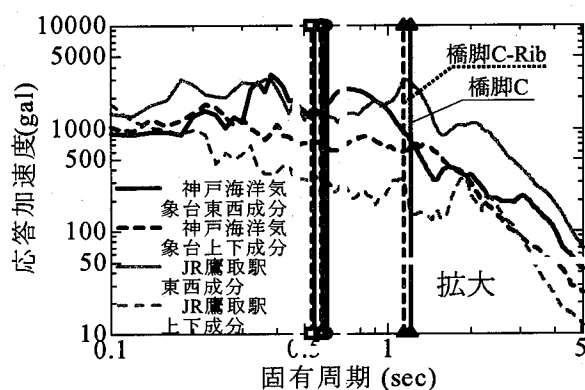


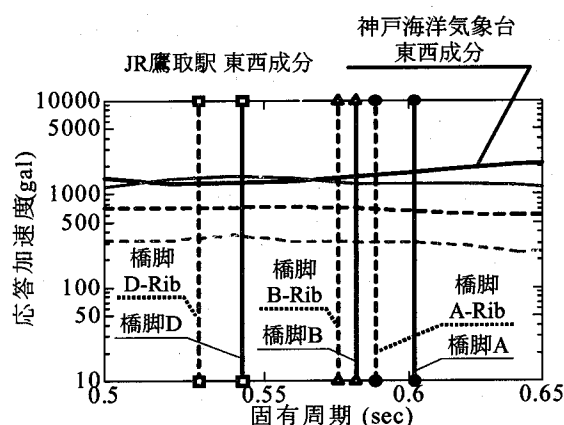
図-7 各橋脚の固有振動モード(1次モード)

表-2 各橋脚の固有振動解析結果

橋脚形式	固有振動数				固有周期 (秒)				固有角振動数	
	1次	2次	3次	4次	1次	2次	3次	4次	ω_1	ω_2
橋脚A	1.66	2.44	4.19	8.57	0.602	0.410	0.239	0.117	10.4	15.3
橋脚A-Rib	1.70	2.48	4.22	8.70	0.588	0.403	0.237	0.115	10.7	15.6
橋脚B	1.72	3.20	3.66	6.26	0.581	0.313	0.273	0.160	10.8	20.1
橋脚B-Rib	1.74	3.21	3.66	6.33	0.575	0.312	0.273	0.158	10.9	20.2
橋脚C	0.827	2.45	-	-	1.209	0.408	-	-	5.2	15.4
橋脚C-Rib	0.881	2.49	-	-	1.135	0.402	-	-	5.5	15.6
橋脚D	1.84	4.55	11.68	17.19	0.543	0.220	0.086	0.058	11.6	28.6
橋脚D-Rib	1.89	4.57	11.68	17.19	0.529	0.219	0.086	0.058	11.9	28.7



(a) 各橋脚の1次の固有周期と地震波形の加速度応答スペクトル



(b) 固有周期0.5~0.65 secの拡大図

図-8 各橋脚の固有周期と使用した地震波形の加速度応答スペクトルとの関係

ベルに着目し、考察することとした。

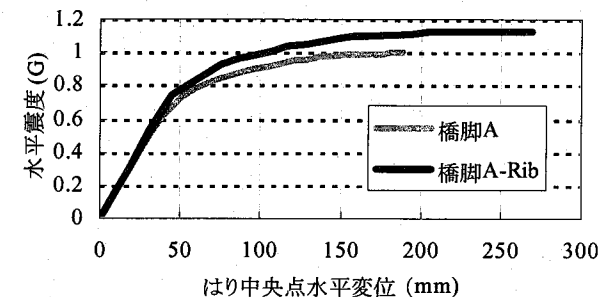
本研究で目標とする各橋脚の耐震性能は、首都高速道路公団の橋脚を対象とした岡本ら¹⁶⁾の研究で用いた耐震性能照査と同様とし、許容最大応答変位と許容残留変位を用いて照査することとした。許容最大応答変位は、橋脚の降伏変位に、既往の繰返し載荷実験結果¹⁵⁾を元に、無次元径厚比パラメータ R_f の関係から与えられた許容塑性率 μ_a を乗じたものとし、許容残留変位は、橋脚高さの 1/100 とした²²⁾。本研究では、各橋脚がこれらの許容値を満足した場合に、大規模地震時の要求性能を有していると考え、なお、本研究では、降伏変位として、各橋脚の面内水平方向耐力を検討するために行った

Pushover解析から得られた橋脚の水平方向降伏変位 δ_y を用いた。許容塑性率 μ_a と無次元径厚比パラメータ R_f の関係を図-10 および表-4 に示す。また、各橋脚の損傷レベルは、局部座屈の有無および解析終了時の塑性ひずみの発生状況によって検討することとした。

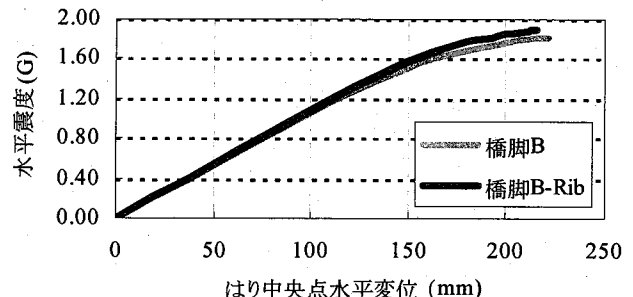
各橋脚の地震応答解析の結果を図-11 から図-14 に、耐震性能照査結果を表-5 に示す。

(1) 橋脚Aおよび橋脚A-Rib

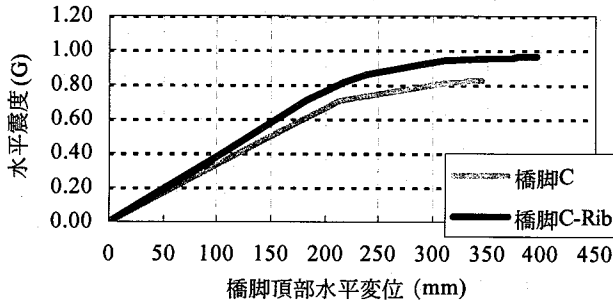
図-11 に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における、面内水平方向変位の時刻歴と解析終了時の変形図および塑性ひずみ分布図を示す。図-11 (a), (b) から、橋脚Aおよび橋脚A-Ribともに、JR-TAKAよりもJMA-Kobeを入



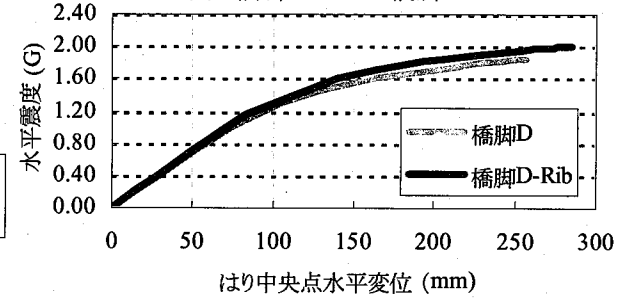
(a) 橋脚Aおよび橋脚A-Rib



(b) 橋脚Bおよび橋脚B-Rib



(c) 橋脚Cおよび橋脚C-Rib



(d) 橋脚Dおよび橋脚D-Rib

図-9 Pushover解析結果

表-3 各橋脚のPushover解析結果

	水平方向降伏変位 δ_y (mm)	水平方向降伏震度 G_y (G)	最大水平方向震度 G_u (G)
橋脚A	32.4	0.56	0.99
橋脚A-Rib	35.3	0.65	1.13
橋脚B	66.6	0.70	1.82
橋脚B-Rib	64.4	0.70	1.89
橋脚C	130	0.70	0.82
橋脚C-Rib	100	0.70	0.96
橋脚D	75.3	1.00	1.84
橋脚D-Rib	83.1	1.16	2.00

力した場合の方が橋脚の応答が大きくなる。これは、図-8(b)に示すように、橋脚の固有周期と一致するJMA-Kobeの加速度応答スペクトルが、JR-TAKAのそれよりも大きいことが影響したと考えられる。

橋脚AのJMA-Kobe入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ109mm、48mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ90mm、24mmとなり、橋脚Aは、JMA-Kobe入力時において、許容最大応答変位97.2mmを満足しない。橋脚Aの許容最大応答変位を満足しないJMA-Kobe入力時には、橋脚基部において、象の足型の座屈が発生している(図-11(c))。座屈部の塑性ひずみは13.0%と他の部材のひずみ値よりも大きい。

一方、JMA-Kobe入力時における橋脚A-Ribの最大応答変位は96mm、残留変位は25mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位は91mm、残留変位は16mmとなった。橋脚の応答が大きくなるJMA-Kobeを入力した場合の橋脚Aと橋脚A-Ribの最大応答変位および残留変位を比較すると、それぞれ約12%、約48%低減していることがわかる。さらに、図-11(c)に示すように、縦リブ増設により、象の足型の座屈がリブ間において座屈発生するモードに変化し、塑性

表-4 許容塑性率と無次元径厚比パラメータの関係^{2),14)}

構造	タイプIIの地震動に対する許容塑性率 μ_a
無補強断面	6 (-60R _t +9.6) (R _t ≤0.06) (0.06<R _t ≤0.11)
縦リブ増設	7 (-60R _t +11.6) (0.77<R _t ≤0.11) (0.11<R _t)

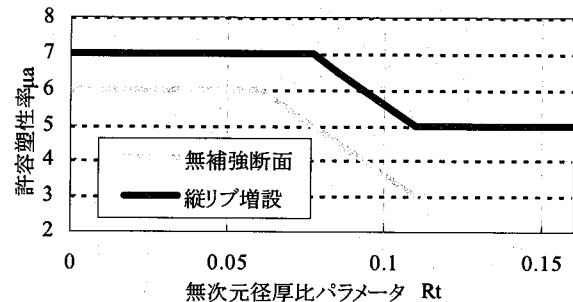


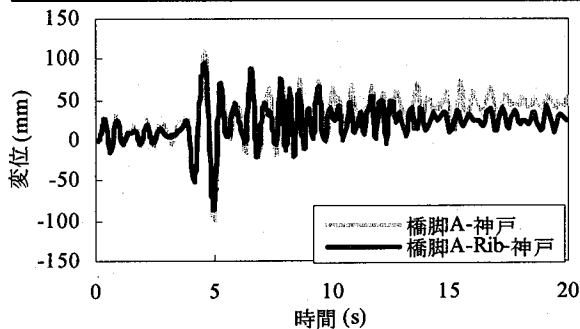
図-10 許容塑性率と無次元径厚比パラメータの関係^{2),14)}

ひずみも座屈部において5.2%まで低減している。このように縦リブ増設による耐震性能の向上の結果、JMA-Kobe入力時においても耐震性能を満足することができた。

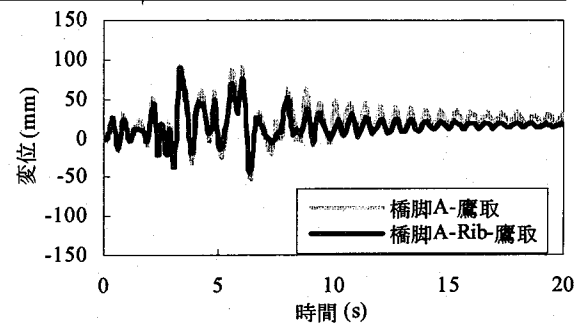
次に、橋脚Aおよび橋脚A-Ribの梁と隅角部の損傷レベルは、JMA-Kobe入力時において、両解析結果ともほぼ同様で、梁と隅角部および隅角部と柱との断面変化部において、最大で1.0%程度の塑性ひずみが発生し、断面変化部において塑性ヒンジが形成している程度である(図-11(c))。ここで、隅角部と一般部との断面変化部において発生している塑性ひずみは、橋脚基部の座屈部と比較して、非常に小さい値である。すなわち、橋脚基部において損傷が集中して発生するため、梁と隅角部の損傷レベルが低い。さらに、隅角部で発生している塑性ひずみは、断面

表-5 各橋脚の耐震性能照査結果

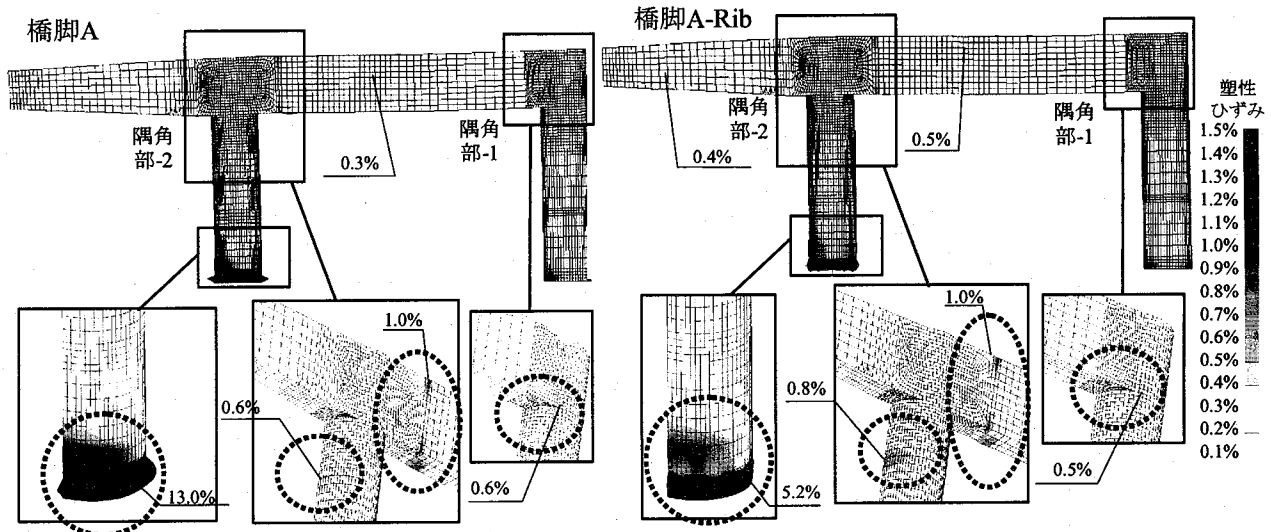
橋脚	波形	水平方向降伏変位	最大応答変位	残留変位	許容塑性率 μ_a	許容最大応答変位	許容残留変位	判定	
		δy (mm)	δu (mm)	δR (mm)		δu_a (mm)	δR_a (mm)	$\delta u / \delta u_a$	$\delta R / \delta R_a$
橋脚A	JMA-	32.4	109	48	3	97.2	117	NG	OK
橋脚A-Rib	Kobe	35.3	96	25	5	176.5	117	OK	OK
橋脚A	JR-	32.4	90	24	3	97.2	117	OK	OK
橋脚A-Rib	TAKA	35.3	91	16	5	176.5	117	OK	OK
橋脚B	JMA-	66.6	170	13	3	199.8	184	OK	OK
橋脚B-Rib	Kobe	64.4	150	8	5	322.0	184	OK	OK
橋脚B	JR-	66.6	116	6	3	199.8	184	OK	OK
橋脚B-Rib	TAKA	64.4	127	6	5	322.0	184	OK	OK
橋脚C	JMA-	130	135	7	3	390.0	175	OK	OK
橋脚C-Rib	Kobe	100	142	4	5	500.0	175	OK	OK
橋脚C	JR-	130	1271	1215	3	390.0	175	NG	NG
橋脚C-Rib	TAKA	100	816	626	5	500.0	175	NG	NG
橋脚D	JMA-	75.3	100	3	3	225.9	158	OK	OK
橋脚D-Rib	Kobe	83.1	91	3	5	415.5	158	OK	OK
橋脚D	JR-	75.3	118	12	3	225.9	158	OK	OK
橋脚D-Rib	TAKA	83.1	109	8	5	415.5	158	OK	OK



(a) JMA-Kobe



(b) JR-TAKA



(c) JMA-Kobe入力時の変形図（倍率5倍）および塑性ひずみ分布（解析終了時）

図-11 橋脚Aおよび橋脚A-Ribの地震応答解析結果

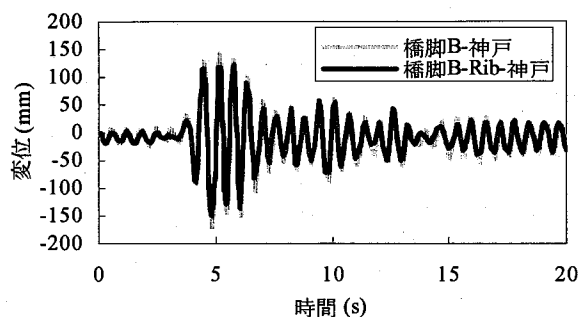
変化部で発生しているそれよりも小さく、1.0%以下である。これは、隅角部の板厚が断面変化部よりも厚く、隅角部断面において塑性ヒンジを形成する前に橋脚基部および断面変化部で塑性ヒンジが形成されるために、隅角部に作用するモーメントが一定値以下に制限されたためだと考えられる。

従って、橋脚基部において、塑性ヒンジの形成、その後の局部座屈の発生による損傷の集中により、梁および隅角部の損傷レベルは低いことが明らかになった。さらに梁と隅角部の損傷状況から、断面変化部において塑性ヒンジが

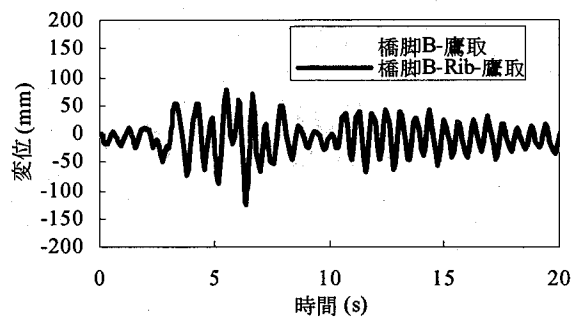
形成されるために隅角部には、耐震性能に支障をきたすような重度な損傷が発生しない可能性があることが明らかになった。なお、ここで示した傾向は、縦リブ増設前後において同様に確認できる。

(2) 橋脚Bおよび橋脚B-Rib

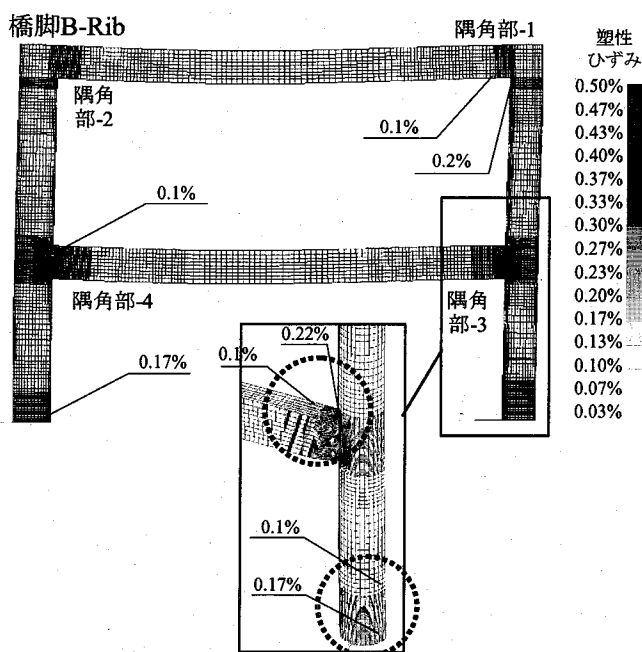
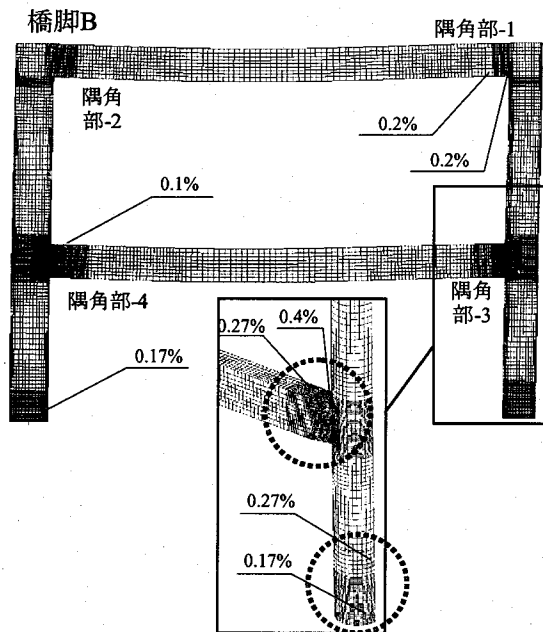
図-12に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における面内水平方向変位の時刻歴と解析終了時の変形図および塑性ひずみ分布図を示す。図-12(a), (b)から、橋脚Bおよび橋脚B-Ribともに、JR-TAKAよりもJMA-Kobeを入力した場合の方が橋脚の応答が大きくなる。



(a) JMA-Kobe



(b) JR-TAKA



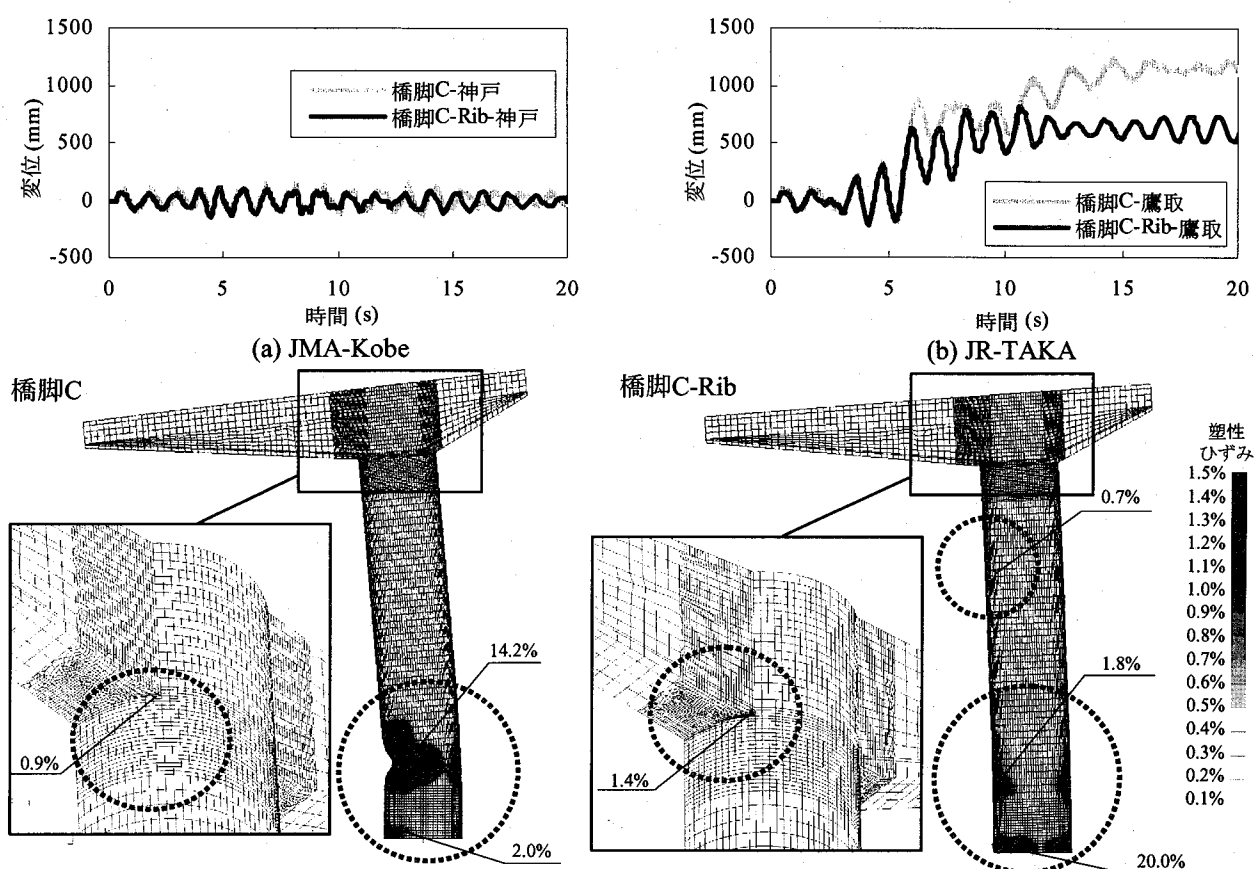
(c) JMA-Kobe入力時の変形図 (倍率10倍) および塑性ひずみ分布 (解析終了時)

図-12 橋脚Bおよび橋脚B-Ribの地震応答解析結果

橋脚BのJMA-Kobe入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ170mm、13mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ16mm、6mmとなり、橋脚Bは、許容最大応答変位および許容残留変位を満足する。橋脚の損傷状況は、応答が大きくなるJMA-Kobe入力時には、橋脚における塑性ひずみの値が1%以下であり、座屈の発生などが確認できなかった(図-12(c))。一方、JMA-Kobe入力時における橋脚B-Ribの最大応答変位は150mm、残留変位は8mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位は127mm、残留変位は6mmとなった。JMA-Kobeを入力した場合の橋脚Bと橋脚B-Ribの最大応答変位および残留変位を比較すると、それぞれ約12%、約39%低減した。一方、JR-TAKAを入力した場合は、約10%程度、橋脚B-Ribの最大応答変位が橋脚Bのそれよりも大きくなっており、JMA-Kobeの結果とは反対の傾向を示した。これは、図-8(b)に示すように、橋脚B-Ribの固有周期とJR-TAKAの加速度応答スペクトルとの関係が、橋脚Bのそれよりも、JR-TAKAの加速度応答スペクトルの値が大きいことが影響したと考えられる。応答が大きくなるJMA-Kobeを入力時における橋脚

B-Ribの柱の損傷状況は、図-12(c)に示すように、橋脚における塑性ひずみの値が1%以下であるとともに、座屈の発生は確認できなかった。この結果は、ほぼ橋脚Bのものと同様であると言える。従って、縦リブ増設による、橋脚全体系の最大応答変位および残留変位の若干の変化が確認できるものの、縦リブ増設による座屈モードの変化による向上効果が確認できなかった。これは、縦リブ増設前の橋脚Bが、対象とした入力地震波波形に対して、本研究で目標とした耐震性能を有しているためと考えられ、この橋脚の面内方向地震動に対しては、耐震補強は、必要ないと考えられる。

次に、橋脚Bおよび橋脚B-Ribの梁と隅角部の損傷レベルは、JMA-Kobe入力時において、両解析結果ともほぼ同様で、梁と隅角部および隅角部と柱との断面変化部において、1%以下の塑性ひずみが発生している程度である(図-12(c))。なお、隅角部、隅角部と一般部との断面変化部、橋脚基部において発生している塑性ひずみは、すべて1%以下である。次に、塑性化している範囲に着目すると、隅角部においては、ひずみ集中部である隅角部コーナーの狭い領域において塑性化が発生しているのに対し、断面変



(c) JR-TAKA入力時の変形図（倍率1倍）および塑性ひずみ分布（解析終了時）

図-13 橋脚Cおよび橋脚C-Ribの地震応答解析結果

化部および橋脚基部での塑性化の範囲は、隅角部のものよりも広範囲であることがわかる。

以上より、橋脚Bおよび橋脚B-Ribの解析結果からは、それぞれの橋脚に発生した損傷が小さく、橋脚基部と断面変化部のどちらに先行して塑性ヒンジが形成されるのか明確にはできなかった。しかし、橋脚基部および断面変化部において、隅角部断面よりも先行して、塑性化する領域が増加し、塑性ヒンジが形成されると考えられる。このことから、隅角部には、耐震性能に支障をきたすような重度な損傷が発生しない可能性があると言える。また、この傾向は、縦リブ増設前後において同様である。

(3) 橋脚Cおよび橋脚C-Rib

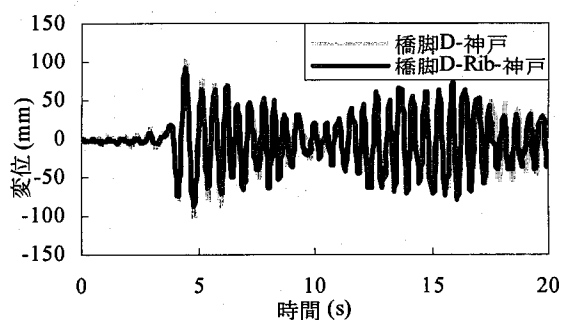
図-13に、橋脚頂部における水平方向変位面内水平方向変位の時刻歴と解析終了時の変形図および塑性ひずみ分布図を示す。図-13(a)、(b)から、橋脚Cおよび橋脚C-Ribともに、JMA-KobeよりもJR-TAKAを入力した場合の方が橋脚の応答が大きくなる。これは、図-8(a)に示すように、JR-TAKAの卓越する周期と橋脚の固有周期が一致したためである。

橋脚CのJMA-Kobe入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ135mm、7mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ1271mm、1215mmとなり、橋脚Cは、JR-TAKA入力時において、許容最大応答変位390mm、許容残留変位175mmを全く満

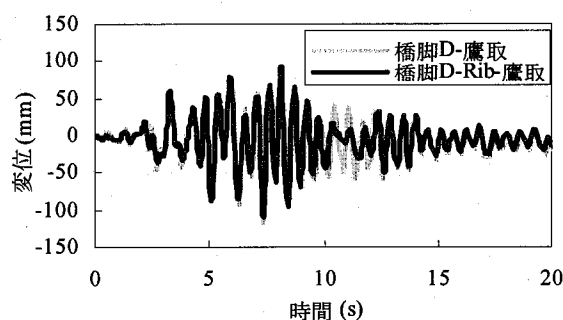
足していないことがわかる。橋脚CのJR-TAKA入力時には、図-13(c)に示すように、橋脚基部からやや上側の箇所において、橋脚内側に変形するダイヤモンド型の座屈モードの発生が観察できる。座屈部の塑性ひずみは14.2%と非常に大きい値を示している。通常、ダイヤモンド型の座屈モードは径厚比が大きい場合に生じる弾性座屈であるが、井浦ら²³⁾によって弾塑性座屈においてもダイヤモンド型の座屈モードが報告されている。

一方、JMA-Kobe入力時における橋脚C-Ribの最大応答変位は142mm、残留変位は4mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位は816mm、残留変位は626mmとなった。JR-TAKAを入力した場合の橋脚Cと橋脚C-Ribの最大応答変位および残留変位を比較すると、それぞれ約36%、約48%低減した。さらに、図-13(c)に示すように、縦リブ増設により、橋脚Cにおいて発生したダイヤモンド型の座屈モードから、橋脚基部におけるリブ間において座屈発生するモードに変化した。

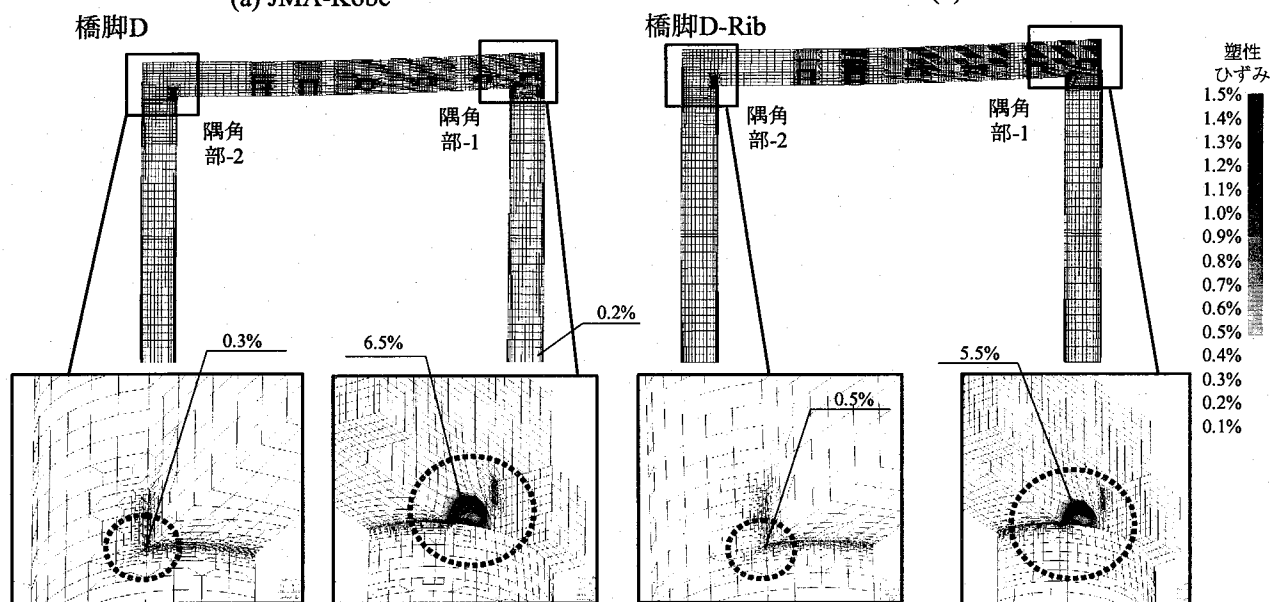
このように、縦リブ増設による向上効果が確認できたものの、JR-TAKA入力時において、橋脚C-Ribにおいても許容最大応答変位390mm、許容残留変位175mmを満足しなかった。既往の研究において、橋脚Cおよび橋脚C-Ribのような鉛直荷重が偏心して作用する橋脚形式は、偏心載荷の影響により橋脚が傾きながら振動するために、残留変位が大きくなることが報告²⁴⁾されており、本解析結果も非



(a) JMA-Kobe



(b) JR-TAKA



(c) JR-TAKA入力時の変形図（倍率10倍）および塑性ひずみ分布（解析終了時）

図-14 橋脚Dおよび橋脚D-Ribの地震応答解析結果

常に残留変位が大きくなっている。従って、橋脚Cのような形式のものに対しては、支承や地盤の影響等を考慮したより詳細な解析を行い、さらなる耐震補強の必要性を検討する必要がある。

次に、橋脚Cおよび橋脚C-Ribの梁と隅角部の損傷レベルは、JR-TAKA入力時において、図-13(c)に示すように、両解析結果とも梁においては損傷がなく、橋脚Cの隅角部において最大塑性ひずみ0.9%、橋脚C-Ribの隅角部において最大塑性ひずみ1.4%発生している程度である。両者の結果の差異は、0.5%程度であり、ほぼ同様であると言える。なお、隅角部において発生している塑性ひずみは、橋脚基部の座屈部と比較して、非常に小さい値である。

従って、橋脚Cおよび橋脚C-Ribの解析結果から、橋脚での塑性ヒンジの形成、局部座屈の発生により、橋脚において損傷が集中するために、隅角部には、耐震性能に支障をきたすような重度な損傷が発生しない可能性があると言える。

(4) 橋脚Dおよび橋脚D-Rib

図-14に、はり中央部上フランジ幅方向中央点における面内水平方向変位の時刻歴と解析終了時の変形図および塑性ひずみ分布図を示す。図-14(a), (b)から、橋脚Dお

よび橋脚D-Ribともに、JMA-KobeよりもJR-TAKAを入力した場合の方が橋脚の最大応答変位が若干大きくなる。

橋脚DのJMA-Kobe入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ100mm、3mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位および残留変位の結果は、それぞれ118mm、12mmとなり、橋脚Dは、許容最大応答変位および許容残留変位を満足する。橋脚Dの橋脚の損傷状況は、応答が大きくなるJR-TAKA入力時において、橋脚に発生する塑性ひずみの値が1%以下であり、座屈の発生などが確認できなかった。（図-14(c)）。

一方、JMA-Kobe入力時における橋脚D-Ribの最大応答変位は91mm、残留変位は3mm、JR-TAKA入力時の最大応答変位は109mm、残留変位は8mmとなった。橋脚の応答が大きくなるJR-TAKAを入力した場合の橋脚Dと橋脚D-Ribのそれらと比較すると、それぞれ約8%、約34%低減した。次に、橋脚D-Ribの柱の損傷状況は、JR-TAKA入力時においては、図-14(c)から、橋脚における塑性ひずみの値が1%以下であるとともに、座屈の発生は確認できなかった。この結果は、橋脚Dのものと比較すると、ほぼ同様であると言える。従って、縦リブ増設により、橋脚全体系の最大応答変位および残留変位の若干の変化が確

認できたものの、縦リブ増設による座屈モードの変化による向上効果が確認できなかった。この結果は、橋脚Bおよび橋脚B-Ribの比較検討によって得られた結果と同様と言える。

橋脚Dおよび橋脚D-Ribの梁と隅角部の損傷レベルは、JR-TAKA 入力時において、両解析結果とも、梁での損傷はほぼ無いが、橋脚Dの隅角部1では6.5%、橋脚D-Ribの隅角部1では5.5%の塑性ひずみの発生である(図-14(c))。一方、橋脚Dおよび橋脚D-Ribの隅角部2においては、隅角部1で発生したような塑性ひずみは発生していない。ここで、隅角部1に5%以上の塑性ひずみが発生した原因として、隅角部1と隅角部2の隅角部のディテールは異なり、隅角部1のディテールは、円形断面柱の隅角部パネルがなく、梁ウェブを柱内部に差し込む特徴的なものの²⁹⁾であり、隅角部コーナー部において、ひずみ集中しやすい構造であることが考えられる。

以上のことから、橋脚Dおよび橋脚D-Ribの解析結果では、橋脚に発生した損傷レベルが小さく、どの構成部材において塑性ヒンジが形成されるのか明確にはできなかったが、円形断面の隅角部パネルがなく、ひずみ集中しやすい隅角部ディテールを有している隅角部においては、若干、高い塑性ひずみが発生する可能性があることがわかった。

5. 結論

本研究では、円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚および単柱形式鋼製橋脚を対象として、円形断面柱内部への縦リブ増設による耐震補強前後の大規模地震時挙動、耐震補強による耐震性能向上効果および耐震補強を行っていない梁や隅角部での損傷レベルを把握することを目的として、鋼製橋脚の実サイズのFEM解析モデルの地震応答解析を実施した。

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 本研究で目標とした耐震性能(許容最大応答変位および許容残留変位による照査)を満足しない円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の耐震性能を縦リブ増設により、座屈モードを変化することで、目標とした耐震性能を満足できるまで向上できた。
- 2) 鉛直荷重が偏心して作用する単柱形式の鋼製橋脚は、縦リブ増設による耐震性能向上効果があるものの、目標とした耐震性能を満足しなかった。従って、このような形式のものに対しては、さらなる耐震補強の必要性を検討する必要がある。
- 3) 本研究で目標とした耐震性能を縦リブ増設前からすでに有している橋脚に対しては、縦リブ増設による効果が明確に確認できなかった。
- 4) 梁および隅角部の損傷レベルは、橋脚基部に

おいて損傷が集中して発生するため、小さい。また縦リブ増設前後においても、それらの損傷レベルは、ほぼ同様である。

- 5) 特に、隅角部の損傷レベルは、梁のそれよりも非常に小さく、耐震性能上の弱点になる可能性は低い。これは、隅角部が、梁または柱との板厚と比較して板厚が厚く剛であり、梁または柱との断面変化部において塑性ヒンジが発生したためであった。

参考文献

- 1) 山崎和夫, 半野久光, 田島仁志, 松本浩二: 首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強(上) - 矩形鋼製橋脚 -, 橋梁と基礎, 1999.6.
- 2) 山崎和夫, 半野久光, 田島仁志, 松本浩二: 首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強(下) - 円形鋼製橋脚 -, 橋梁と基礎, 1999.7.
- 3) 今村幸一, 高橋三雅: 首都高速道路の既設橋脚の耐震補強, 橋梁と基礎, 1999.8.
- 4) 例えば, 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋道路公社, (社)日本橋梁建設協会, (社)鋼材倶楽部: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編), 共同研究報告書第219号, 1999.3.
- 5) 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1999.3.
- 6) 池田学, 山田正人, 市川篤司, 安原真人, 富永知徳, 寺田昌弘: 鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震性能に関する検討, 第2回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, pp.143-150, 1998.11.
- 7) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征, 足立幸郎, 陸城成樹: 面内水平力を受ける鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程の解明, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.427-434, 2003.3.
- 8) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計, 丸善株式会社, 1999.3.
- 9) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
- 10) 小玉万理子, 依田照彦: 局部座屈の影響を考慮した箱形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, 2003.4.
- 11) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第153号, pp.1-18, 1968.5.
- 12) 佐々木栄一, 三木千壽, 市川篤司, 高橋和也: 鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1467-1477, 2004.

- 13) 田辺篤史, 佐々木栄一, 三木千壽: 隅角部に疲労補修を施した鋼製ラーメン橋脚の地震時挙動, 構造工学論文集, Vol.51A, 2005.
- 14) 小玉万理子, 小野沢直, 依田照彦: 鋼製ラーメン橋脚の時刻歴応答解析の実例, 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 第6回, pp.307-310, 2003.
- 15) 半野久光, 田嶋仁志, 池田茂, 岡本隆, 水谷慎吾: 縦リブを有する円形鋼製橋脚の変形性能, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.207-214, 1999.3.
- 16) 岡本隆, 水谷慎吾, 長山秀昭, 原茂樹, 半野久光, 田嶋仁志: 縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性評価, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.97-108, 2000.3.
- 17) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, pp. 35-40, 1982.6.
- 18) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋梁と基礎, pp. 43-49, 1982.7.
- 19) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.6.3, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 2002.
- 20) 安田修, 広野正彦, 寺井成忠, 大畑充, 豊田政男: 鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生限界評価への適用-大変形繰返し荷重下での溶接鋼構造部材の延性き裂発生限界評価(第2報)-, 溶接学会論文集, 第22巻, 第3号, pp.467-476, 2004.
- 21) 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル, 1998.2.
- 22) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・V耐震設計編, 2002.3.
- 23) 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.107-118, 1997.1.
- 24) 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.197-206, 1999.7.
- 25) 三木千壽, 平林泰明, 時田英夫, 小西拓洋, 柳沼安俊: 鋼製橋脚隅角部の板組み構成と疲労損傷モード, 土木学会論文集, No.745, pp.105-119, 2003.10.

(2005年9月10日受付)