

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

Seismic performance of steel bridge frame piers with fatigue retrofitting at beam-to-column connections

田辺篤史*, 佐々木栄一**, 三木千壽***
Atsushi TANABE, Eiichi SASAKI, Chitoshi MIKI

*工修 東京工業大学博士課程 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)

**博 (工) 東京工業大学助手 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

***工博 東京工業大学教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

A serious problem of steel bridge frame piers is fatigue damage at the corner of beam-to-column connections. Many research works have been carried out and showed that the causes of the fatigue cracks were high stress concentration and internal defects due to incomplete penetrated welding at the point. Large Coring (LC) is an effective retrofitting method for fatigue. LC can remove both of internal defects and fatigue cracks by core drills. However, the seismic performance of LC applied frame piers has not been clear. In this study, the effects for seismic performance of frame piers with LCRM and LC+Rib (for stress reduction) were evaluated by dynamic response analyses. As a result, it was found that the seismic performance of frame piers was not affected by LC and LC+Rib, and that the effects of LC and LC+Rib might be evaluated with local model of beam-to-column connection.

Key Words : steel bridge frame pier, seismic performance, fatigue retrofitting, seismic response analysis, large coring, rib-installation

キーワード: 鋼製ラーメン橋脚, 耐震性能, 疲労補修, 地震応答解析, 大コア施工, リブ取付

1. はじめに

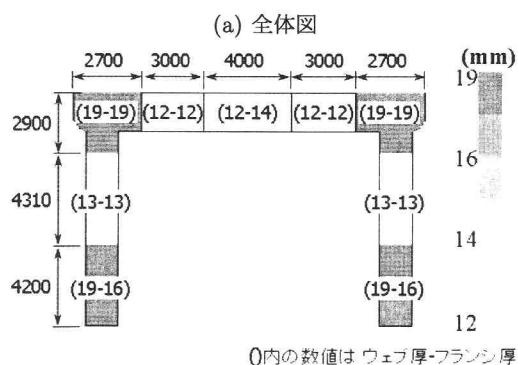
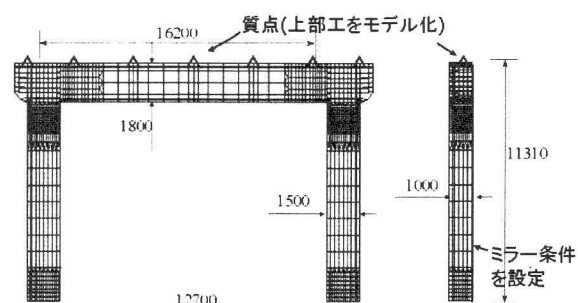
鋼製ラーメン橋脚の問題の一つに隅角部における疲労損傷がある¹⁾。疲労き裂はそれ自体が重大な損傷であるのみならず、地震時には隅角部の疲労き裂を起点とした脆性破壊の危険性を増加させる。そのため、疲労き裂の発生原因究明と対策に関する研究が火急の検討課題として実施されており、疲労き裂の発生原因は以下の2つであることが明らかとなっている^{1), 2)}。

- 1) 隅角部角部での高い応力集中の存在
- 2) 隅角部角部の内部に部分溶け込み溶接により生じた欠陥 (固有内在きず)³⁾ の存在

そのため、隅角部の疲労き裂への対策としていくつかの補修補強が提案されている。具体的には、隅角部角部の応力集中軽減のための、リブ (フィレット) の取付⁴⁾、補剛板の取付¹⁾や、固有内在きず除去のための大コア施工、スカラップ施工、グラインダ掘削+再溶接などの手法が検討されている⁵⁾⁻⁷⁾。疲労き裂および固有内在きずの除去手法の一つである大コア施工は、隅角部角部の疲労き裂と固有内在きずの双方を同時にコアドリルを用いて除去し、グラインダーで仕上げるという手法である (写真-1 参照)。大コア施工により、隅角部の疲労き裂とその発生原因である固有内在きずを共に除去することが可能となり、疲労性能の向上を図ることが可能となる。しかしながら、このような鋼製ラーメン橋脚隅角部に対する疲労対策としての隅角部ディテールの改善が、ラーメン橋脚全体の耐震性能にどのよう

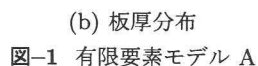
な影響を与えるのかについては、いまだ検討されていない。

鋼製ラーメン橋脚の隅角部は、フレーム解析による公称応力に奥村らの式⁸⁾により求めたせん断遅れ応力を加えて算出したピーク応力によって設計されているため、隅角部は一般部と比較して板厚が厚くなっている。このため、地震時に隅角部がクリティカルになるとはかぎらず、要求レベル以上の耐荷力を保持している可能性が高い。近年の計算機の発達により大規模な有限要素解析が実施可能となるにともない、鋼製ラーメン橋脚全体の詳細なモデルによる地震応答解析行われるようになってきた。シェル要素による橋脚全体モデルの有限要素解析を用いた研究では、強震時には基部や断面変化部で塑性ヒンジが形成されるため、隅角部に作用するモーメントは一定値以下に制限されることが示されている⁹⁾。このように、隅角部の板厚が十分以上に厚い場合、鋼製ラーメン橋脚全体を考慮すると、隅角部において削孔による断面欠損が生じた場合においても、隅角部は要求耐力を保持している可能性がある。特に、断面変化部に塑性ヒンジが形成されるような場合においては、要求耐力以上の耐力を保持している可能性が高い。現在は隅角部の大コア施工やスカラップ施工によって隅角部の耐力が低下しない様に補剛板による補強が行われている。しかし、補修後も要求以上の耐力を保持している場合、疲労対策時の補強において、補強手法をリブ取付のような簡易なものとするによりコストを削減や工期短縮といった利点が得られると考えられる。



(b) 板厚分布

図-2 有限要素モデル B



本解析においては、入力地震波、橋脚の形式と橋脚の補修方法をパラメータとして解析を実施した。解析ケースとパラメータの関係を表-1に示す。本研究では文献⁹⁾で使用された有限要素モデルをベースとして使

表-1 解析ケース

- 1258 -

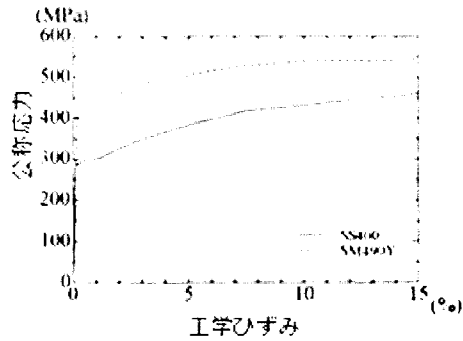


図-3 応力ひずみ関係 (引張試験結果)⁹⁾

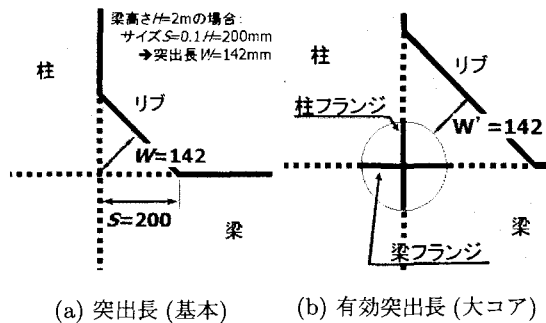


図-4 リブの有効突出長

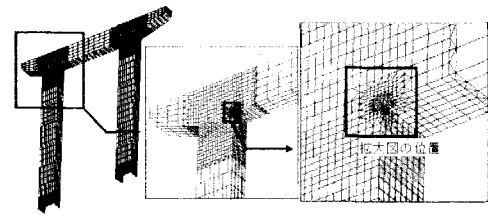
用することとし、隅角部角部に大コア施工やリブ取付といった修正を施すことでモデルを作成した。対象橋梁は、一般的な寸法をもつ実在の橋脚の中から、全体的なプロポーショナルとして、柱と梁の長さの比の異なる2橋脚を選択した。入力地震波には、神戸海洋気象台(JMA-Kobe)とJR鷹取(JR-Takatori)で観測された加速度波形の東西方向成分および鉛直方向成分を使用した。橋脚の補修方法としては、大コア施工とそれにリブを取付けたものの2種類について検討した。

2.2 有限要素モデル

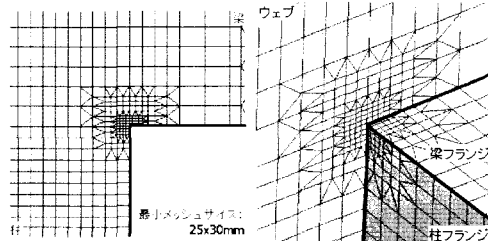
作成した有限要素モデルの全体図を図-1、図-2に示す。解析コードにはABAQUS¹⁰⁾を使用し、モデルは橋脚を薄肉シェル要素(S4R5,STR13)を用いてモデル化した。最小メッシュサイズは板厚程度である。上部工は集中質量を上部工の支点位置に設けることで考慮した。鋼材の応力ひずみ関係はSS400材およびSM490Y材の引張試験結果⁹⁾(図-3参照)をもとに設定した。材料構成則には、繰返し硬化を考慮した多直線近似の複合硬化則を使用した。

疲労補修後のモデルは、基本モデルの隅角部角部付近の要素を、補修を再現した部分モデルで置き換えることで製作した。大コア施工については、実橋脚において実施されているものと同等のφ100mm、奥行80mmでモデル化した。

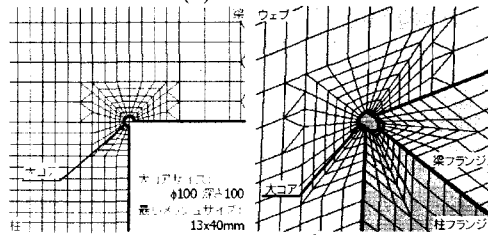
リブ取付に関しては、これまでに行われてきた検討の結果^{4),11)-13)}を基に、リブの大きさを決定することとした。ここで、リブの大きさとして用いるパラメータは図-4(a)に示す突出長 W であるが、大コア施工+リブ取付のケースでは、大コア施工による欠損を考慮し、図-4(b)に示す有効突出長 W' をパラメータとし



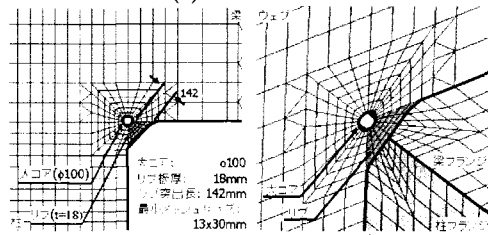
(a) 拡大図位置



(b) 基本モデル



(c) 大コアモデル



(d) 大コア+リブ取付モデル

図-5 補修のモデル化 (橋脚A, 隅角部角部拡大)

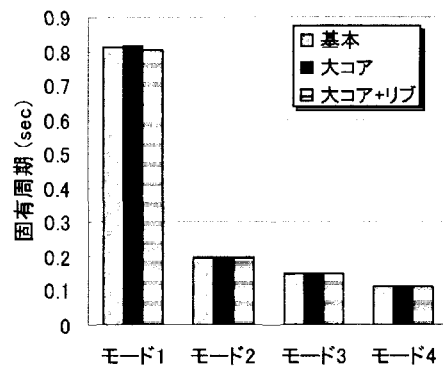


図-8 固有周期の比較

てもちいることとし、 W' を梁高の7%強としてモデル化した。以上より、作成したモデルの隅角部角部の図-5(a)に示す位置の拡大図を図-5に示す。

(1) 固有振動モード解析

大コア施工や、リブ取付等が橋脚全体へ与える影響を把握する必要がある、本研究では各モデルについての固有振動モード解析を用いて検討した。また、後述する地震応答解析における減衰には固有振動数から求め

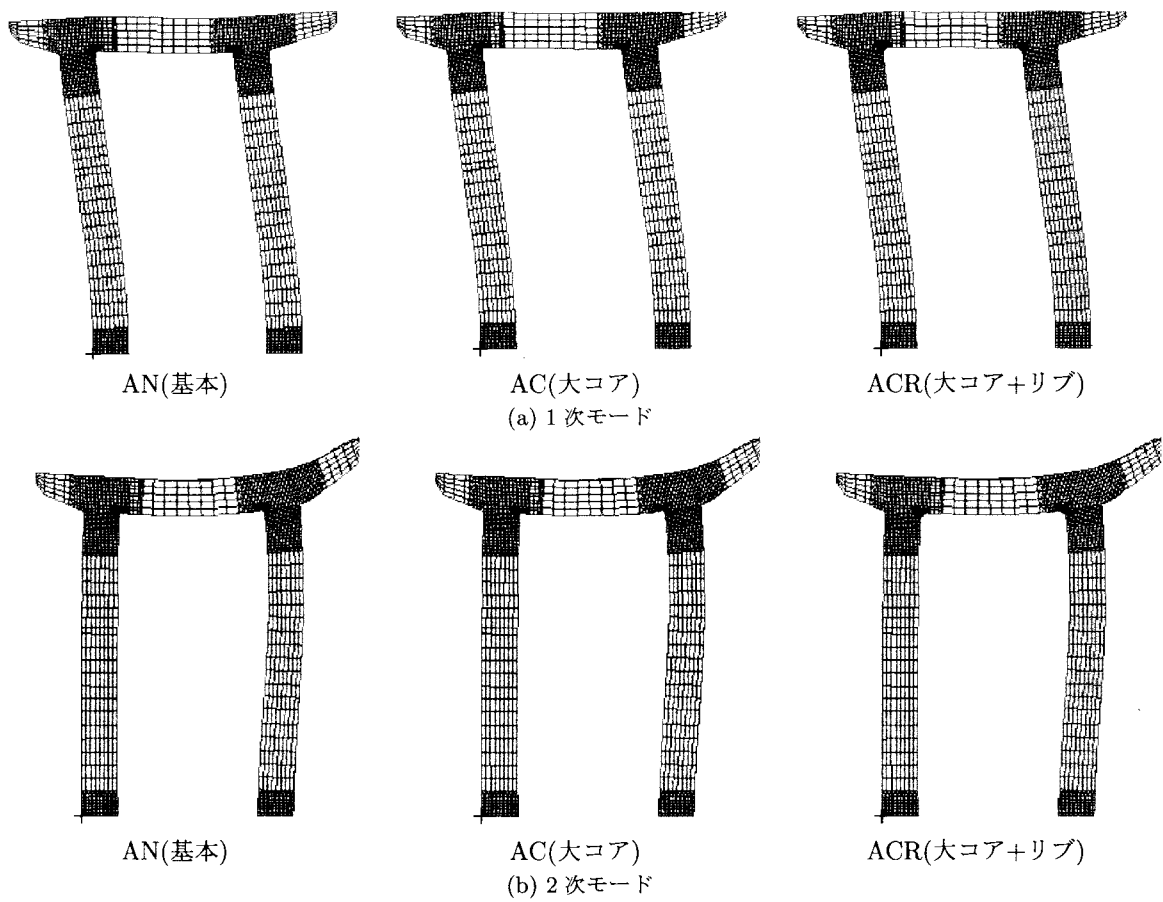


図-6 橋脚 A の固有振動モード

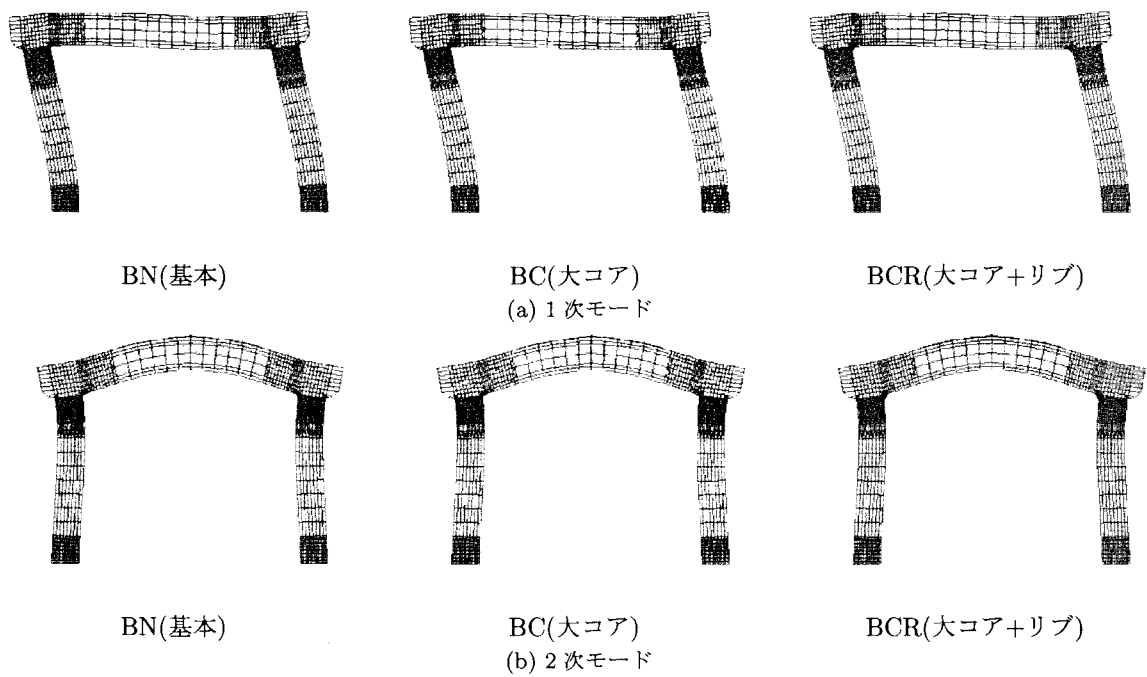


図-7 橋脚 B の固有振動モード

表-2 固有振動モード解析結果

橋脚	補修	固有振動数				固有周期 (秒)				固有角振動数		係数	
	形式	1次	2次	3次	4次	1次	2次	3次	4次	ω_1	ω_2	α	$\beta(\times 10^{-4})$
A	基本	1.24	5.15	6.82	9.12	0.806	0.194	0.147	0.110	7.77	32.4	0.251	9.97
	大コア	1.23	5.15	6.82	9.09	0.813	0.194	0.147	0.110	7.73	32.3	0.249	9.98
	大コア+リブ	1.24	5.15	6.82	9.14	0.806	0.194	0.147	0.109	7.81	32.3	0.252	9.96
B	基本	1.94	5.28	11.6	13.4	0.515	0.189	0.086	0.075	12.2	33.2	0.356	8.82
	大コア	1.93	5.25	11.5	13.4	0.518	0.190	0.087	0.075	12.1	33.0	0.354	8.88
	大コア+リブ	1.95	5.53	11.6	13.4	0.513	0.181	0.086	0.075	12.3	33.4	0.359	8.76

た形状減衰を適用することとし、形状減衰のパラメータを求めるためにも実施した。形状減衰は、式(1)に示す式によって定義される。質量および剛性マトリックスの係数 α, β は一般に1次および2次の固有角振動数 ω_1, ω_2 を用いて式(2)によって算出される。本研究でも固有振動モード解析により固有角振動数を求め、係数 α, β を算出しこれを用いることとした。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

ここで、

$[C]$: 減衰マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

ω_1, ω_2 : 1次および2次の固有角振動数

h_1, h_2 : 各振動モードに対する減衰定数(0.02)

である。

(2) 地震応答解析

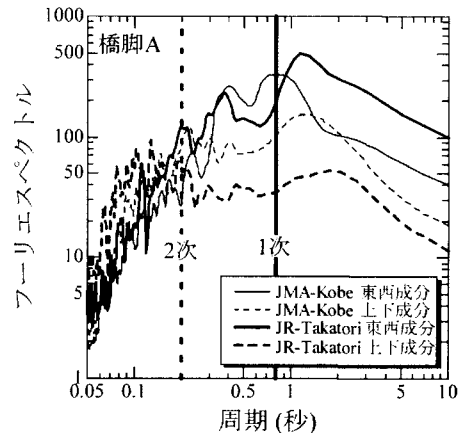
本研究では、自重と地震動を考慮して解析を行なった。地震応答解析における入力地震動は東西および上下成分の加速度を慣性力として10秒間入力し解析した。橋脚および上部工の自重は鉛直下方へ重力加速度を慣性力として与えることで考慮した。解析の時間ステップはABAQUSの自動時間間隔制御機能¹⁰⁾により $1 \times 10^{-5} \sim 0.1$ 秒の間で自動調整した。

3. 解析結果および考察

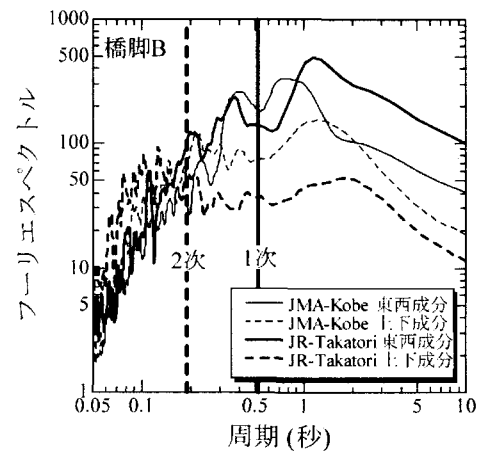
3.1 固有振動モード解析

各モデルの固有振動数、固有角振動数と式(2)にしたがって求めた、質量マトリックスと剛性マトリックスの係数 α, β を表-2に示す。また、固有振動数のモデル毎の比較を図-8に、各モデルのモード図を図-6、図-7に示す。これらの結果からわかるように、隅角部の大コア施工やリブ取付が、鋼製ラーメン橋脚の振動モードや形状減衰のパラメータに与える影響は軽微である。

図-11に使用した地震波のスペクトルと固有周期の比較を示す。図より、JMA-Kobe 東西方向のスペクトル



(a) 橋脚 A



(b) 橋脚 B

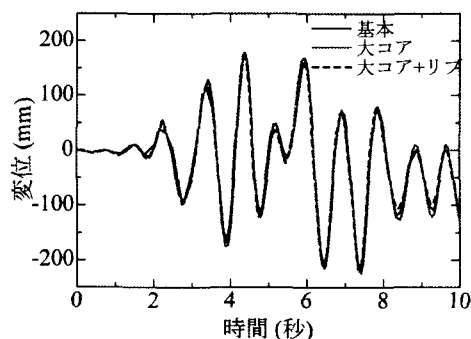
図-11 使用した地震波と橋脚の固有周期の比較

ルのピークのうちのひとつと橋脚 A の固有周期が一致しており、橋脚 A は JMA-Kobe の地震波に対する応答が大きくなることが想定される。

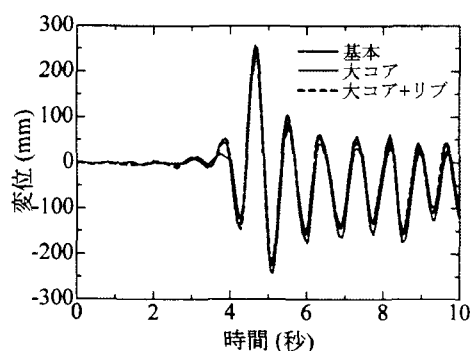
3.2 地震応答解析

(1) 全体挙動

梁上フランジ中央点の水平方向変位の時刻歴を図-9、図-10に、最大変位時の変形および塑性ひずみの絶対値の分布を図-12、図-13に示す。水平方向変位の時刻歴をみると、大コア施工のみを実施したモデルで若干変位が増大するといった差異が認められるものの、大

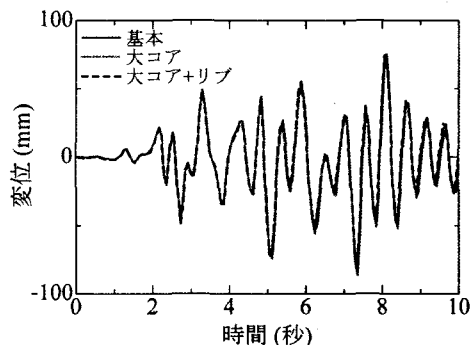


(a) JR-Takatori

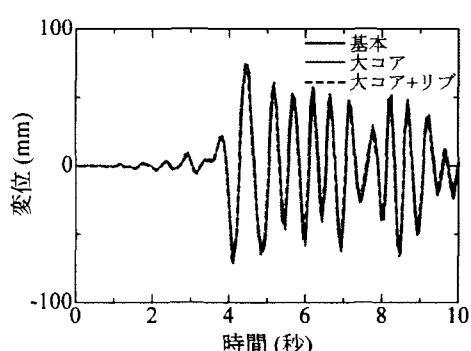


(b) JMA-Kobe

図-9 橋脚 A の梁中央点水平変位の時刻歴



(a) JR-Takatori



(b) JMA-Kobe

図-10 橋脚 B の梁中央点水平変位の時刻歴

きな違いは見られなかった。若干の変位増大は大コア施工による隅角部の断面欠損が要因と考えられる。しかしながら、隅角部角部の補修により、地震応答は影響をほとんど受けないことがわかる。

橋脚 A では柱の基部と、梁の隅角部近傍にある断面変化部に座屈や大きな塑性ひずみが見られ、これらの位置において塑性ヒンジが形成されていることがわかる。梁の断面変化部に着目すると、隅角部に比べて高い塑性ひずみが広範囲に発生している。この塑性ひずみ値は、隅角部の角部に発生するひずみ値以上である。塑性ヒンジの発生は、大コアモデルや大コア+リブ取付モデルにおいてもみられ、位置や塑性ひずみ値もほぼ同等となっている。橋脚 B では、基部に座屈がみられているものの、明確な塑性ヒンジは現れていない。大コアやリブ取付によって橋脚の座屈発生位置、変位や変形に大きな変化は見られなかった。

以上より、大コア施工やリブ取付は鋼製ラーメン橋脚の全体挙動に影響を与えず、塑性ヒンジの形成位置も変化させないことが明かとなった。したがって、大コア施工やリブ取付等の隅角部角部の局所的な補修に対しては、隅角部のみを対象として疲労補修や低サイクル疲労の検討が可能と考えられる。

(2) 隅角部近傍の挙動

はじめに、隅角部の柱と梁がなす角度の時間変化についての検討を実施した。隅角部での柱梁角度の変化量 θ_a についての定義を図-16 にしめす。ここで、角変化 θ_a が正の場合に隅角部の柱と梁のなす角が大きくなり（以下開口と称す）、負の場合には柱と梁のなす角が

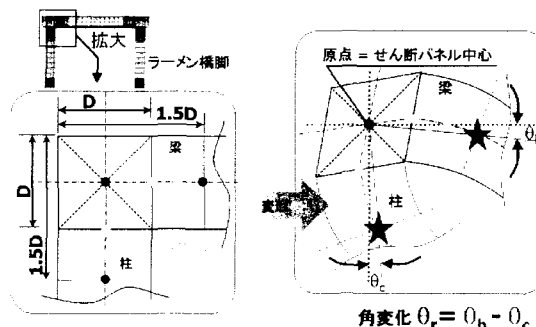


図-16 角度変化の定義

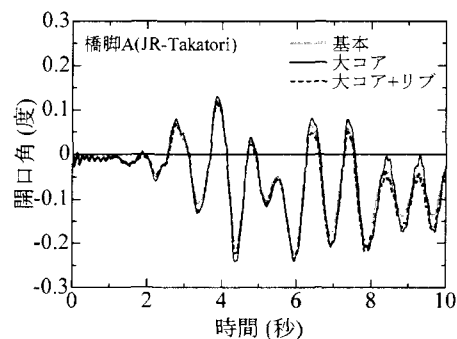
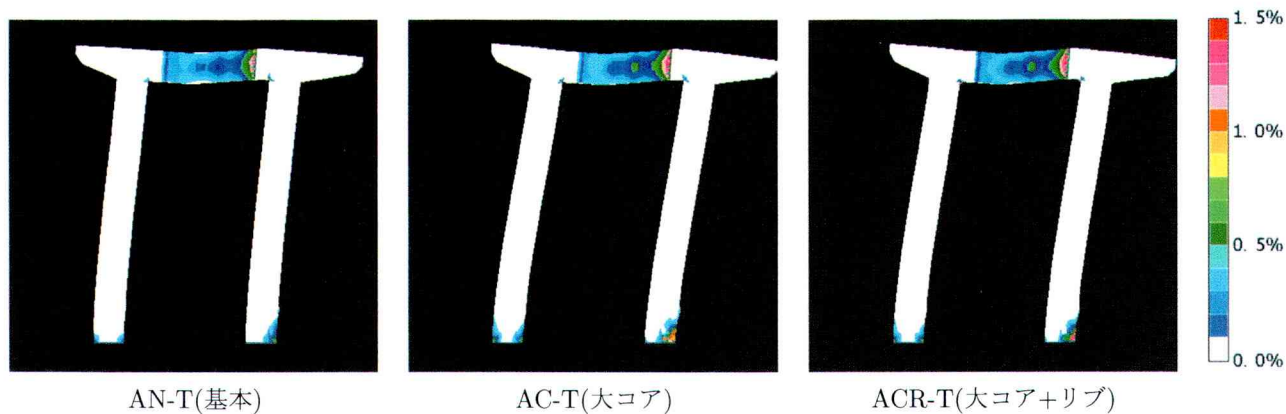
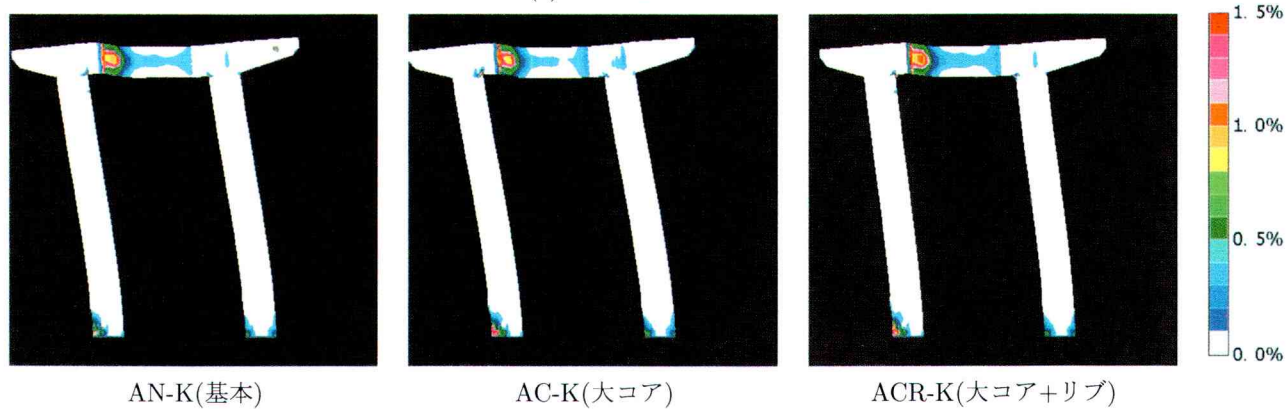


図-17 隅角部の角度変化 (橋脚 A : JR-Takatori)

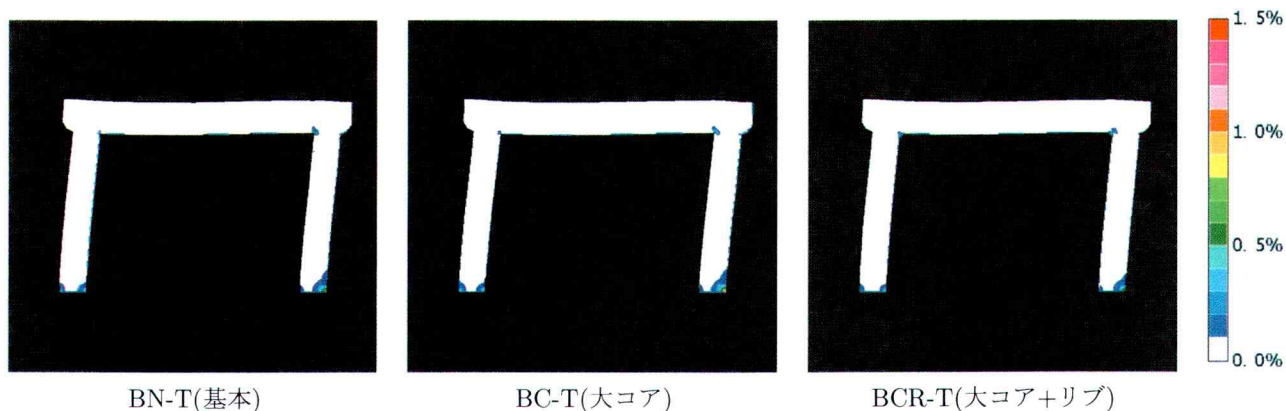


(a) JR-Takatori

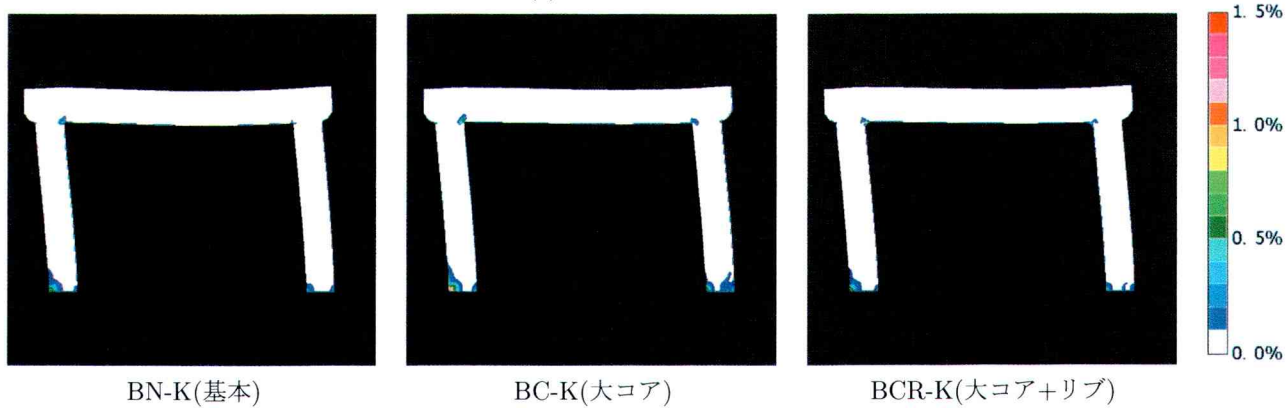


(b) JMA-Kobe

図-12 橋脚 A の変形図および塑性ひずみ分布 (最大変位時)

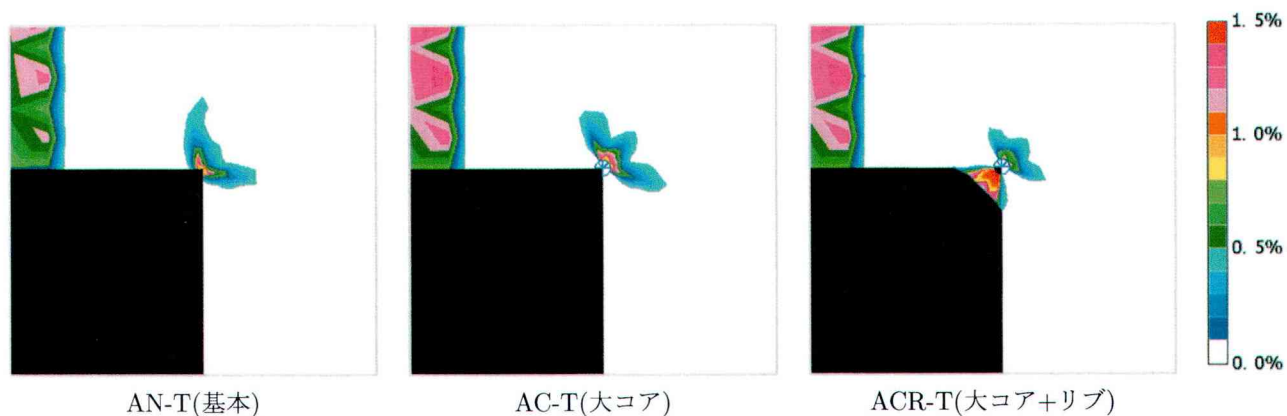


(a) JR-Takatori

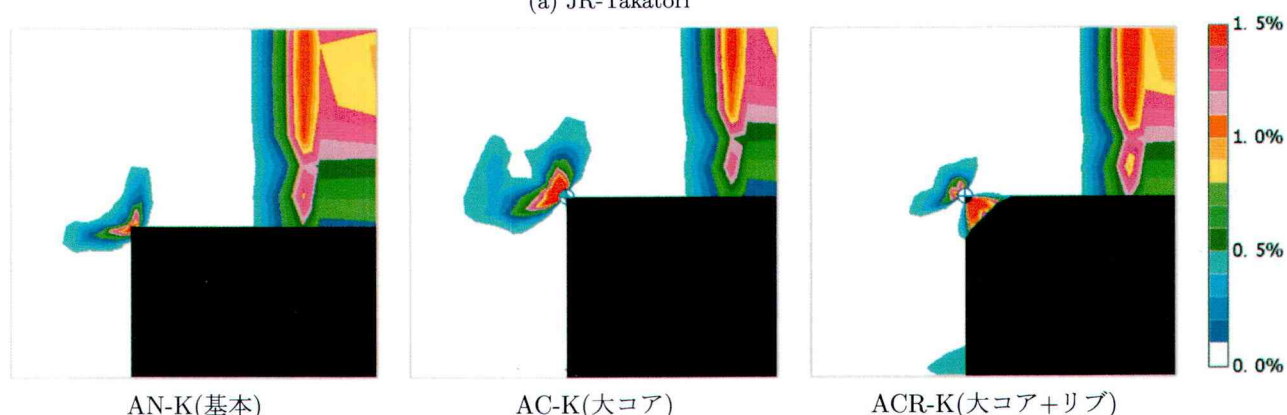


(b) JMA-Kobe

図-13 橋脚 B の変形図および塑性ひずみ分布 (最大変位時)

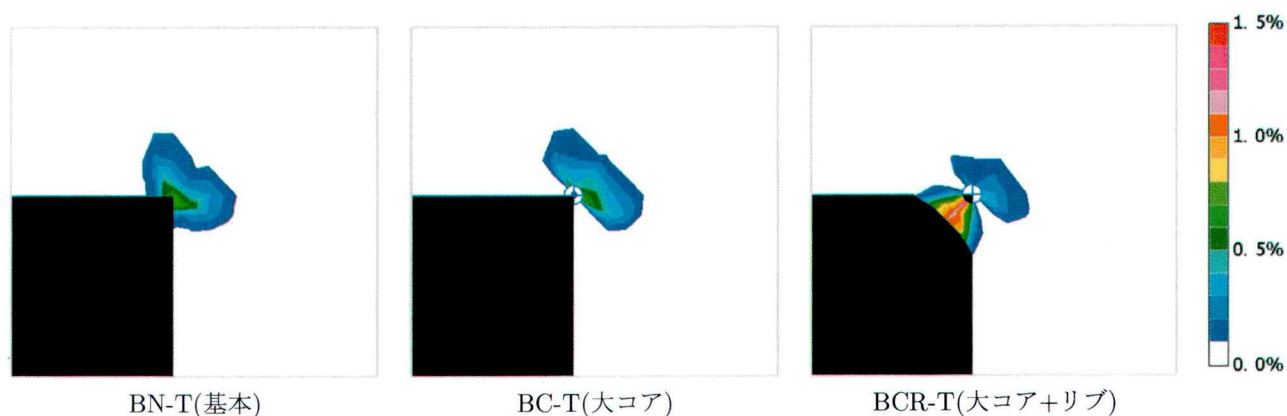


(a) JR-Takatori

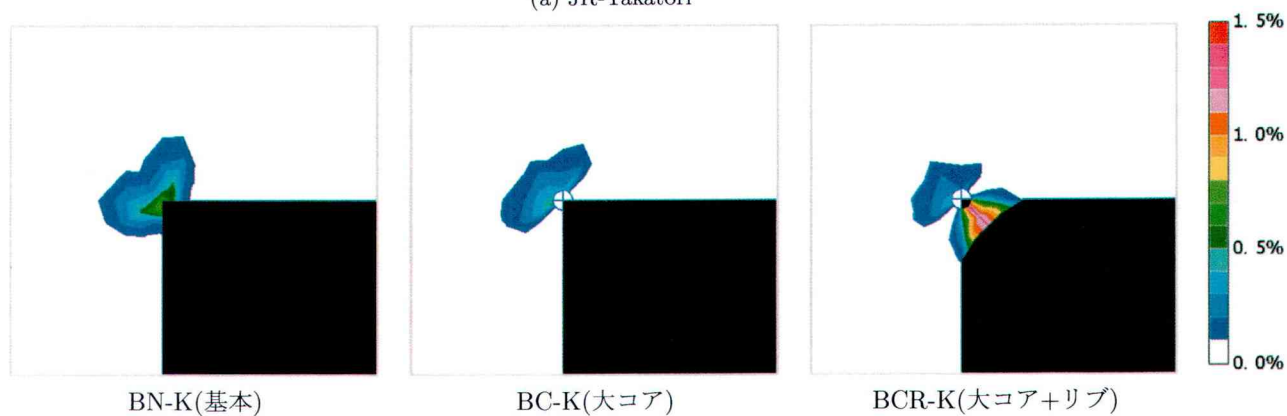


(b) JMA-Kobe

図-14 橋脚 A の隅角部近傍の塑性ひずみ分布 (最大変位時)



(a) JR-Takatori



(b) JMA-Kobe

図-15 橋脚 B の隅角部近傍の塑性ひずみ分布 (最大変位時)

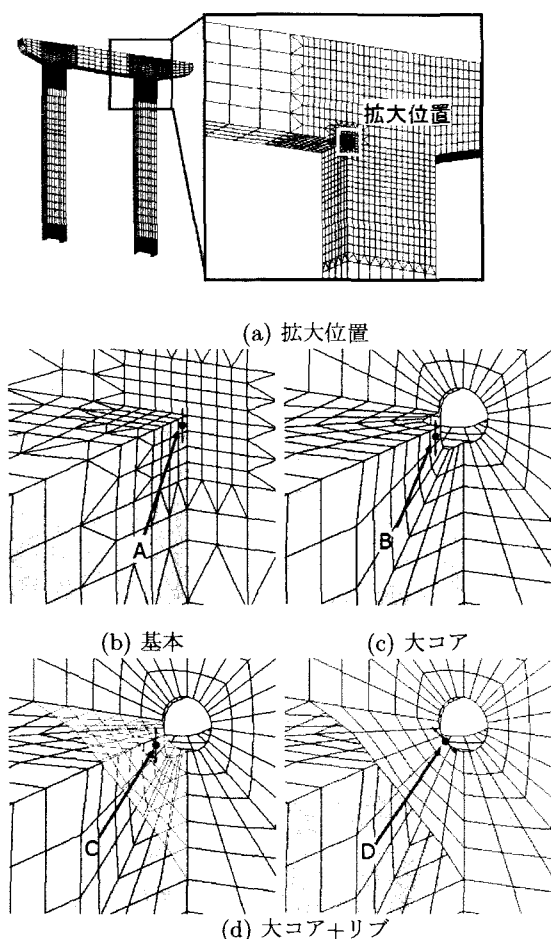


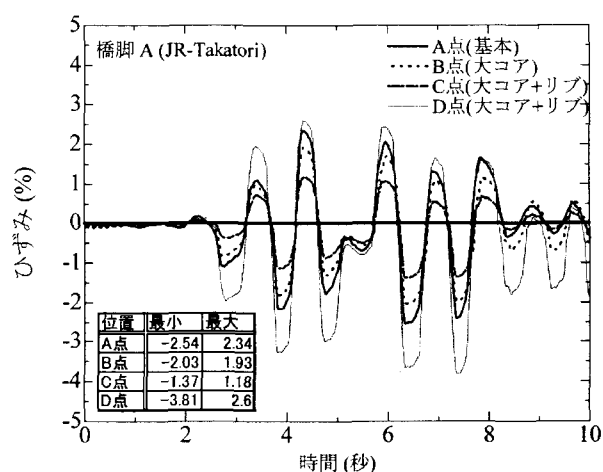
図-18 比較したひずみの位置と方向

表-3 変位および開口角の最大最小の比較

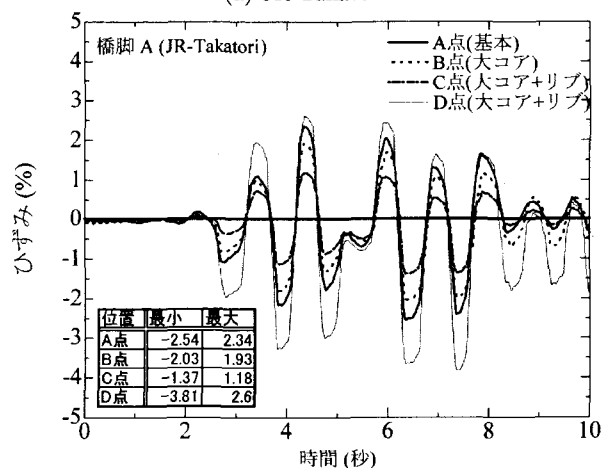
解析 ケース	梁中央点変位 (mm)		相対角度変化 (度)	
	最小値	最大値	最小値	最大値
AN-T	-224.5	178.9	-0.220	0.121
AC-T	-270.7	188.1	-0.241	0.130
ACR-T	-253.5	179.5	-0.239	0.115
AN-K	-224.7	254.6	-0.293	0.109
AC-K	-223.0	272.3	-0.397	0.128
ACR-K	-224.8	267.4	-0.291	0.110
BN-T	-80.8	74.4	-0.240	0.146
BC-T	-87.0	71.3	-0.245	0.168
BCR-T	-75.7	74.9	-0.237	0.136
BN-K	-71.4	73.4	-0.268	0.126
BC-K	-70.1	74.0	-0.262	0.129
BCR-K	-69.7	72.6	-0.241	0.109

小さくなる（以下閉口と称す）。橋脚 A に JR-Takatori の波形が作用した場合の角度変化を図-17 に示す。図より、隅角部は開口、閉口の両方が作用すること、また、これまでの検討と同じく大コアやリブ取付による影響を受けないことがわかる。したがって、隅角部の耐震性能を実験等により検証する場合には、隅角部の開口と閉口の両方を与える必要があるといえる。

最大変位時における隅角部近傍の塑性ひずみ分布を



(a) JR-Takatori



(b) JMA-Kobe

図-19 柱フランジ及びリブ上の要素に作用するひずみの時刻歴（橋脚 A）

図-14 および図-15 に示す。大コア施工や、大コア+リブ取付により、隅角部近傍の発生塑性ひずみの分布は異っている。大コア施工により、塑性ひずみの発生域が拡大しているものの、発生塑性ひずみ値の変化は小さい。大コア+リブ取付モデルでは、リブ自体の塑性ひずみはかなり高いものの、大コアの縁端部に発生する塑性ひずみ値は抑えられている。

次に、柱フランジに作用するひずみの時間変化について検討した。隅角部の柱フランジで最大変位時に最大のひずみが作用していた要素（図-18 中の A、B および C）の、要素中心の板外面側における発生ひずみの時刻歴を図-19 に示す。また、大コア+リブ取付モデルのリブ内側縁端部におけるひずみの縁端に沿った方向成分（図-18 中の D）の時刻歴を図-19 にあわせて示す。基本モデルと大コアモデルでは位置と要素サイズ・形状が異なるため一概に比較はできないが、大コア施工の縁端部（図-18 中の B）の最大ひずみは基本モデルの最大ひずみ（図-18 中の A）と比較して同程度か若干低い傾向がある。したがって、大コア施工が隅角部の発生ひずみを増大させる危険性は低いと考えられる。

リブ取付の効果について検討するため、大コアモデルと大コア+リブ取付モデルの比較を行なった。これま

で示した図から、柱フランジに発生するひずみはリブ取付によって低減されていることがわかる。しかしながら、リブ自体に発生するひずみは、基本モデルに発生していた最大ひずみよりも大きくなっている。このことから、リブ取付によって、耐震上クリティカルとなる位置を溶接部からリブ上に移動させることが可能であるものの、リブには取付後に大ひずみが作用するため、脆性破壊や低サイクル疲労、座屈を引き起こす危険性があり^{14), 15)}、リブの材料や取付には十分な検討が必要となることがわかる^{16), 17)}。また、本研究で検討したリブのサイズは、疲労強度向上の観点から選択した1種類のみである。よって、リブ自体に作用するひずみに関する検討も今後必要となると考えられる。

4. 結論

本研究では、隅角部に疲労対策としての大コア施工およびリブ取付を実施した鋼製ラーメン橋脚の強震時挙動について、有限要素法によるモード解析および地震応答解析を用いた検討を行なった。

本研究で得られた結論を以下に示す。

1. 解析結果では、大コア施工、大コア施工+リブ取付が地震時応答変位、固有振動モードおよび固有振動数に与える影響は極めて小さく、大コア施工や大コア施工+リブ取付は鋼製ラーメン橋脚全体の地震応答には影響を与えない可能性が高い。
2. 大コア施工、大コア施工+リブ取付は隅角部近傍のひずみ分布のみを変化させ、影響範囲は隅角部の近傍に限定されると考えられる。
3. リブ取付により、柱フランジの大コア縁端部近傍に作用するひずみを大幅に低減することが可能である。しかし、リブ自体には施工前に発生していたひずみを越える高いひずみが作用するため、低サイクル疲労き裂や脆性破壊に対する検討が必要となる。

参考文献

- 1) 森河久, 下里哲弘, 三木千壽, 市川篤司: 箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策, 土木学会論文集, Vol. 703, pp. 177-183, 2002.4
- 2) 三木千壽, 市川篤司, 坂本拓也, 田辺篤史, 時田英夫, 下里哲弘: 鋼製箱形断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性, 土木学会論文集, Vol. 710, pp. 361-371, 2002.7
- 3) 三木千壽, 平林奉明, 時田英夫, 小西拓洋, 柳沼安俊: 鋼製橋脚隅角部の板組構成と疲労き裂モード, 土木学会論文集 I, No. 745, pp. 105-119, 2003.10

- 4) 田辺篤史, 三木千壽, 市川篤司, 佐々木栄一, 下里哲弘: 既設箱形断面鋼製ラーメン橋脚隅角部のリブ取付による疲労強度向上, 土木学会論文集, 2004.10 (掲載決定)
- 5) 下里哲弘, 時田英夫, 町田文孝, 三木千壽: 首都高速道路における鋼橋脚隅角部の疲労損傷対策, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp. 863-864, 2003
- 6) 熊倉益男, 江浪信道, 三木千壽, 下里哲弘: 三溶接線交差部における局所的な溶接補修方法について, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp. 315-316, 2003
- 7) 栗原康行, 臼井恒夫, 木ノ本剛, 津村直宜, 三木千壽: 角鋼を用いた鋼橋脚隅角部の疲労き裂の補修対策, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp. 861-862, 2003
- 8) 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, No. 153, pp. 1-18, 1968.5
- 9) 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, 2004.3
- 10) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. ABAQUS/Standard User's Manual(Ver 6.3), 2002
- 11) 宮森雅之, 時田英夫, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その1), 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp. 847-848, 2003
- 12) 清川昇悟, 並川賢治, 溝口孝夫, 町田文孝, 澁谷敦: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その2), 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp. 849-850, 2003
- 13) 溝口孝夫, 並川賢治, 町田文孝, 澁谷敦, 宮森雅之: 新設鋼製橋脚隅角部におけるフィレット構造の応力低減効果(その3), 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp. 851-852, 2003
- 14) 佐々木栄一, 高橋和也, 市川篤司, 三木千壽, 名取暢: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集, Vol. 689, No. 57, pp. 201-214, 2001.10
- 15) 柴藤修, 三原孝夫, 三木千壽: 兵庫県南部地震により鋳鋼管ラーメン橋脚に生じた脆性破壊の原因調査, 土木学会論文集, Vol. 591, pp. 263-272, 1998.4
- 16) 三木千壽, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, Vol. 591, pp. 273-281, 1998.4
- 17) 佐々木栄一, 荒川泰二, 三木千壽, 市川篤司: 鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靱性レベル, 土木学会論文集, Vol. 731, pp. 93-102, 2003.4

(2004年9月17日 受付)