

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	現在の技術基準で設計したRC橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析
Title(English)	
著者(和文)	川島 一彦, 佐々木 智大, 右近 大道, 梶原 浩一, 運上 茂樹, 堺 淳一, 幸左 賢二, 高橋 良和, 矢部 正明, 松崎 裕
Authors(English)	Kawashima , K., Tomohiro Sasaki, Hiromichi Ukon, Koichi Kajiwara, S. Unjoh,, Junichi Sakai, K. Kosa,, Yoshikzu Takahashi, M. Yabe,, Hiroshi Matsuzaki
出典(和文)	土木学会論文集A, Vol. 66, No. 2, 324-343
Citation(English)	, Vol. 66, No. 2, 324-343
発行日 / Pub. date	2010, 6
権利情報 / Copyright	本著作物の著作権は土木学会に帰属します。 Copyright (c) 2010 Japan Society of Civil Engineers.

現在の技術基準で設計したRC橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析

川島一彦¹・佐々木智大²・右近大道³・梶原浩一⁴・運上茂樹⁵・堺淳一⁶・
幸左賢二⁷・高橋良和⁸・矢部正明⁹・松崎裕¹⁰

¹フェロー 東京工業大学教授 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)

E-mail: kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp

²学生会員 東京工業大学 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

E-mail: sasaki.t.aa@m.titech.ac.jp

³正会員 (独) 防災科学技術研究所 (〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋1501-21)

E-mail: ukon-h@chodai.co.jp

⁴正会員 (独) 防災科学技術研究所 (同上)

E-mail: kaji@bosai.go.jp

⁵正会員 (独) 土木研究所 構造メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: unjoh@pwri.go.jp

⁶正会員 (独) 土木研究所 構造メンテナンス研究センター (同上)

E-mail: sakai55@pwri.go.jp

⁷正会員 九州工業大学教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail: kosa@civil.kyutech.ac.jp

⁸正会員 京都大学防災研究所准教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: yos@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

⁹正会員 (株) 長大・耐震技術部 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

E-mail: yabe-m@chodai.co.jp

¹⁰正会員 東京工業大学助教 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)

E-mail: matsuzaki.h.aa@m.titech.ac.jp

現在の技術基準で耐震設計した高さ7.5m、直径2mの大型RC橋脚に対する加震実験をE-ディフェンスを用いて実施すると同時に、動的解析により橋脚の耐震性を検討した。この結果、1) 本橋脚は1995年兵庫県南部地震による断層近傍地震動に対して曲げ損傷程度の被害で耐えること、2) 載荷繰り返しによる損傷の進展は大きく、さらに継続時間の長い断層近傍地震動に対する耐震性には検討の余地があること、3) コアコンクリートが圧壊して破砕し、軸方向鉄筋及び帯鉄筋の隙間から破砕したコンクリートがまるで爆発のように飛び出し、従来の小型模型を用いた実験とは異なった破壊特性となること、4) 動的解析は塑性応答が小さい段階ではかなりの精度を持つが、塑性応答が著しくなると、まだ精度不十分であることを明らかにした。

Key Words: bridge, seismic design, E-Defense, reinforced concrete pier, shake table experiment, nonlinear analysis

1. はじめに

現在の道路橋示方書では、横拘束を考慮したコンクリートの構成則に基づき解析的に求めた橋脚の終局変位は、繰返し載荷を受ける模型橋脚において、降伏後安定していた曲げ耐力がかぶりコンクリートの剥落を契機として急速に低下し始める時の変位におおむね相当するという点を基本に、地震時保有水

平耐力法の設計体系が組み立てられている¹⁾。さらに、同一特性を有する模型橋脚であっても、終局変位は同一変位振幅の載荷繰返し回数によって変化し、載荷繰返し回数が1~3回と少ない場合と、10回と多い場合では、顕著に終局変位が異なる^{2),3),4)}ことから、タイプIとタイプII地震動では異なった終局変位を採用するという考え方が取り入れられている。これは、地震動の継続時間の違いを構造部材の許容じん性率

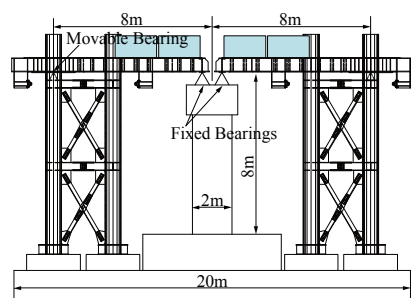


図-1 C1-5実験のセットアップ（上部構造重量を増加した場合）

の設定に取り入れるという、国際的にも新しい考え方に基づく規定である。

以上のような設計体系においては、RC橋脚の塑性変形性能の評価をいかに正しく行えるかが重要である。このような視点で現在までの研究を振り返ってみると、建築物の柱に比較するとはるかに大断面である橋脚の宿命から、実大規模の震動実験による検討は実施されていない点が橋梁の耐震性評価における弱点として指摘されてきている。

もちろん、このような弱点を克服するために、現在までもいろいろな試みが行われてきている。たとえば、幸左らは断面 $1\text{m} \times 1.167\text{m}$ 、高さ 4.3m で2段配筋されたRC橋脚とその1/3模型を用いた繰返し載荷実験から、大型橋脚では小型模型に比較して変形性能が約10%低下すること、フーチング内軸方向鉄筋の伸びだしによって橋脚上端に生じる変位は全変位の約25%になることを指摘している⁵⁾。星隈、運上、長屋は $2.4\text{m} \times 2.4\text{m}$ の正方形断面を有する高さ 9.6m の模型橋脚とこの1/4縮小模型に対する繰返し載荷実験から、終局時の履歴吸収エネルギー、軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の抵抗力、塑性曲率の生じる範囲は、いずれも実大模型の方が縮小模型よりも小さいことを指摘している⁶⁾。Stone and Cheokは高さ 9.14m 、直径 1.52m の円形断面を有するRC模型とこの1/6縮小模型に対する繰返し載荷実験から、縮小模型に骨材の小さいマイクロコンクリートを使用することにより通常のコンクリートを使用した場合より降伏変位や終局曲げ耐力に及ぼす寸法効果の影響を小さくできることを指摘している⁷⁾。

以上のように、現在までも大断面橋脚に対する耐震性が研究されてきているが、実大規模の橋脚が断層近傍地震動を受けた場合の耐震性能に関しては、寸法効果や3次元加震、動的載荷の影響等から、依然として不明な点が残されているとの認識が強い。

E-ディフェンスは、実大構造物の破壊特性解明を目的に建設された世界最大最強の震動台であり、上記の問題解決に優れた特性を有している⁸⁾。以上の

点から、文部科学省、(独)防災科学技術研究所と米国科学財団、NEESとの共同研究の一環として橋梁の耐震性に関する日米共同研究が実施されている⁹⁾。この一環として、現在の耐震技術基準で設計された直径 2m 、高さ 7.5m の大型円形断面RC橋脚に対する加震実験（以下、C1-5実験と呼ぶ）が2008年8月に実施された。本文では、C1-5実験に基づく大型橋脚模型の破壊特性とこれに対する解析結果を示す。

2. C1-5と入力条件

(1) 加震装置と計測

図-1にC1-5実験の模型及び載荷治具、支持条件を示す。すでにE-ディフェンス実験プログラムについてはNakashima et al.⁹⁾により、また、加震実験方法や加震装置は1964年道路橋示方書により設計した橋脚に対する実験(以下、C1-1実験と呼ぶ)に対してKawashima et al.¹⁰⁾が報告した内容とほぼ同じであるため、以下にはC1-5実験に必要な最小限の記述を示す。

模型は橋軸方向をEW、橋軸直角方向をNSとなるようにE-ディフェンス上にセットされており、以下、E及びNを応答変位の正の向きとする。加震には2連の単純桁、4基のおもり、2基の端部支持装置、8基の倒壊防止装置から構成される治具を用いた。桁は本来の桁ではなく、おもりを固定し、その慣性力をC1-5に伝達するための治具である。このため、1基の桁は橋脚上では1基の固定支承により、端部支持装置上では1基の可動支承により支持した。これは、桁のねじれ剛性によって橋軸直角方向の橋脚変位が拘束されることを防止するためである。しかし、これだけでは橋軸周りの回転に対して不安定となるため、固定支承の両側には各1個の倒壊防止装置(可動支承)を配置し、桁の橋軸周りの回転が生じた場合に、沈下に対して抵抗する構造とした。さらに、端部支持装置上の可動支承の両側にも各1個の倒壊防止装置を配置し、万一過度な橋軸周りの回転が生じた場合には、これを阻止できる構造とした。しかし、可動支承の両側の倒壊防止装置は桁が橋軸周りに10度以上回転した場合に抵抗するようにセットしたため、以下に示す載荷ではこれらが機能することはなかった。

橋脚上の固定支承とその両側の2基の倒壊防止装置、端部支持装置上の可動支承の下には48基の3次元ロードセルをセットし、橋軸、橋軸直角、上下方向の支承作用力を測定した。

表-1 地震時保有水平耐力法による照査結果

Columns		C1-5		C1-1
		Standard Mass	Added Mass	
Deck Mass M (t)		307	372	302
Capacity	Flexural Strength P_u (kN)	2347	2371	1614
	Yield Displacement u_y (m)	0.045	0.045	0.046
	Ultimate Displacement u_u (m)	0.230	0.227	0.099
	Design Displacement u_d (m)	0.168	0.166	0.081
	Allowable Ductility Factor μ_d	3.77	3.73	1.75
Demand	Design Response Acceleration S_A (m/s^2)	17.16	17.16	17.16
	Force Reduction Factor R	2.56	2.54	1.58
	Response Acceleration Demand S_A/R (m/s^2)	6.67	6.77	10.89
	Seismic Coefficient k_{hc}	0.68	0.69	1.11
	Weight W (kN)	3451	4093	3407
	Force Demand $k_{hc}W$ (kN)	2347	2824	3782

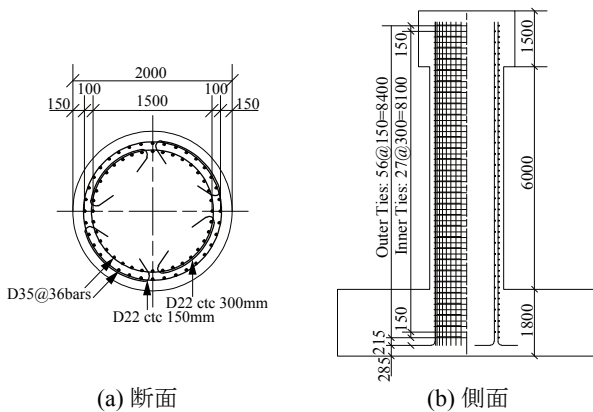


図-2 C1-5

1 連の桁上には 2 基のおもりを固定した。おもりは鋼板を重ねた構造で、後述するように標準実験では 78t+45t で計 123t、加震力を増大させるため質量を増加させた実験では 78t+77t で計 155t とした。

1 連の桁と 2 基のおもりの質量は 145t (ただし、おもりの質量を増加させた場合には 177t) であり、これに 1 基の固定支承、その両側にある 2 基の倒壊防止装置、端部支持装置上の 1 基の可動支承とその両側の倒壊防止装置の質量を合わせると、153t となる。したがって、橋軸方向には 153t×2=307t の質量 (おもりの質量を増加させた場合には 186t×2=372t) が橋脚の慣性力に寄与する。これに対して、橋軸直角方向には端部支持装置も水平力を支持するため、橋脚の慣性力に寄与する質量は 215t (おもりの質量を増加させた場合には 251t) となる。

後述するように、橋脚上の固定支承とその両側の倒壊防止装置で測定した慣性力及び橋脚躯体の慣性力から橋脚基部に作用する曲げモーメントを求めることとした。このようにして求められる橋脚基部の曲げモーメントの精度に関しては、別途、桁及びおもりの加速度にこれらの質量を乗じた慣性力から求

められる橋脚基部の曲げモーメントと照合することにより確認している¹¹⁾。基部から 80mm 高さを最下段とし、以下 200mm 間隔で高さ 1880mm までの合計 10 区間において上下方向変位を 4 面 (N, S, E, W 面) において計測し、これから橋脚の回転角を求め、高さ方向の回転角の変化率から橋脚の曲率を求めた。

端部支持装置上の可動支承の動摩擦係数は加震振動実験結果から約 0.2 と求められている¹²⁾。

(2) C1-5

C1-5 実験に用いた橋脚 (以下、C1-5 と呼ぶ) の寸法と配筋を図-2 に示す。C1-5 は 2002 年道路橋示方書に基づき、II 種地盤を想定して設計されている¹³⁾。自重によって橋脚基部に作用する軸圧縮応力は 0.95MPa である。

タイプ II 地震動を用いた地震時保有耐力法に基づき、軸方向鉄筋としては径 35mm の SD345 を 2 段で計 72 本配置し、帯鉄筋としては径 22mm の SD345 を外側には 150mm 間隔で、内側には 300mm 間隔で、それぞれ長さ 220mm の 135 度曲がりフックでコアコンクリートに定着した。なお、外側の帯鉄筋は内側の軸方向鉄筋を囲むように定着している。かぶりコンクリート厚は 150mm である。引張試験に基づく軸方向鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ 364MPa, 562MPa, 189GPa であり、帯鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ 382MPa, 555MPa, 186GPa である。鉄筋の特性に関しては、別途、繰返し載荷実験が行われている¹⁴⁾。軸方向鉄筋比は 2.19% である。

コンクリートには普通ポルトランドセメントを用い、設計基準強度は 27MPa とした。スランプは 80mm であり、水セメント比は 57% である。また、細骨材率は 45.1%、粗骨材の最大粒径は 20mm とし

た．単位量は水量が 168kg/m³，セメント量が 295 kg/m³，細骨材量が 819 kg/m³，粗骨材が 991 kg/m³，混和剤が 2.95 kg/m³である．橋脚の曲げ耐力に直接影響する基部に着目すると，圧縮試験から求められたコンクリートの平均強度は 32.2 MPa である．

帯鉄筋は外側と内側の 2 層に配置されているが，C1-5 の耐震設計では両者がそれぞれ独立にコアコンクリートの横拘束に寄与すると仮定し，外側及び内側帯鉄筋の帯鉄筋比 ρ_{sO} 及び ρ_{sI} の和として帯鉄筋体積比 ρ_s を次式のように求めている．

$$\rho_s = \rho_{sO} + \rho_{sI} \quad (1)$$

ここで， $\rho_{sO}=0.0059$ ， $\rho_{sI}=0.0033$ であるため， $\rho_s=0.0092$ となる．

また，コンクリートの応力 σ_c ～ひずみ ε_c 曲線は次式で与えられる^{13),15)}．

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \cdots (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \cdots (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (2)$$

ここで，

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} \cdots \cdots \text{タイプI地震動} \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_c}{E_{des}} \cdots \cdots \text{タイプII地震動} \end{cases} \quad (3)$$

ここに， σ_{cc} ：横拘束されたコンクリートの強度， E_c ：コンクリートのヤング係数， ε_{cc} ：コンクリートが最大圧縮応力 σ_{cc} に達する時のひずみ， ε_{cu} ：横拘束されたコンクリートの終局ひずみ， E_{des} ：下降勾配， $n = E_c \varepsilon_{cc} / (E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$ である．

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{cc}=27$ MPa，帯鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}=345$ MPa， $\rho_s=0.0092$ であるから，横拘束されたコンクリートの強度 σ_{cc} 及びその時のひずみ ε_{cc} はそれぞれ 39.0 Mpa，0.00588 となる．したがって，式(3)より，タイプ I 及びタイプ II 地震動に対する ε_u はそれぞれ 0.00588，0.00891 となる．

地震時保有耐力法による C1-5 に対する耐震照査結果をタイプ II 地震動に対する橋軸方向を例に示すと，表-1 のようになる．ここでは，総質量を 372t に増加させた場合と C1-1 実験に用いた橋脚(以下，C1-1 と呼ぶ)¹⁰⁾ に対する照査結果も比較のために示している．C1-1 は水平震度 0.23，鉛直震度 +/-0.11 を用いて震度法によって設計しており，地震時保有耐力法による照査は実施していない．このため，

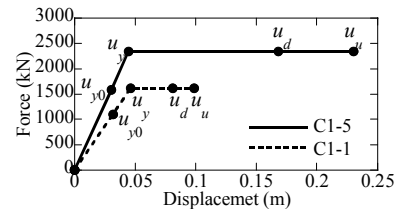


図-3 道路橋示方書に基づく水平力～水平変位の履歴

C1-1 は地震時保有耐力法による照査は満足しないが，C1-5 との比較のために示したものである．

表-1 に基づき総質量が 307t の場合を先に示すと，地震時保有耐力を求めるために，橋脚上端における水平力～水平変位の関係を求めると図-3 のようになる．地震時保有耐力 P_a は C1-5 では 2,347kN，C1-1 では 1,614kN であり，C1-5 及び C1-1 の降伏変位 u_y はそれぞれ 0.045m，0.046m，終局変位 u_u はそれぞれ 0.230m，0.099m となる．これより，設計変位 u_d を求めると，C1-5，C1-1 に対して，それぞれ 0.168m，0.081m となる．したがって，C1-5 及び C1-1 の設計じん性率 $\mu_d \equiv u_d / u_y$ は，それぞれ 3.77，1.75 となる．

これに対して，必要とされる地震時保有耐力を評価すると，II 種地盤を想定しているため，C1-5，C1-1 とともに設計加速度応答スペクトル S_A は 17.16m/s² となる．上述した設計じん性率から荷重低減係数 $R (=1/c_s : c_s$ は構造物特性補正係数) は C1-5 では 2.56，C1-1 では 1.58 となるため，応答加速度 S_A / R は C1-5，C1-1 に対して，それぞれ 6.67m/s²，10.89m/s²，したがって，要求耐力はそれぞれ 2,347kN，3,782kN となる．したがって，C1-5 は地震時保有耐力法の照査を満足するが，C1-1 はこれを満足しない．

次に，総質量を 372 t に増加させた場合には， $P_a=2,371$ kN となり， $u_y=0.045$ m， $u_u=0.227$ m， $u_d=0.166$ m となる．したがって， $\mu_d \equiv u_d / u_y$ は 3.73 となる．一方，必要とされる地震時保有耐力を評価すると， S_A は上述した 17.16m/s² と変わらないが， $R=2.54$ となるため， $S_A / R=6.77$ m/s² となる．したがって，この場合には，C1-5 は地震時保有耐力法の照査を満足しない．

(3) 入力地震動

1995 年兵庫県南部地震と同程度の地震動を受けたとき，耐震性を確保できるかを検証することを目的に，この地震による強震記録の中から構造物に与える影響が最も強烈な地震動の一つである JR 鷹取駅で観測された加速度記録を入力地震動とすることとした．

ここで，入力地震動強度は地盤と構造物の動的相互作用を考慮してオリジナル記録を 80%に縮小した．

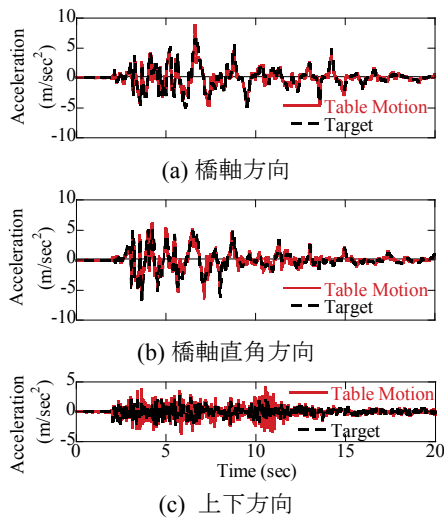


図-4 入力加速度 (C1-5(1)-1加震)

これは、震動台上にフーチングを剛結した状態の橋脚の逸散減衰が極めて小さく¹⁶⁾、オリジナル強度のまま震動台に入力すると、フーチングに土被りがあり、逸散減衰がある状態の応答よりも大きくなり過ぎるためである。なお、本来、動的相互作用効果を正確に考慮するためには、地盤や基礎条件を定めて解析しなければならないが、このようにすると、特定の地盤条件と特定の基礎条件に対する震動実験になり、橋脚としての一般性は失われる。さらに、このようにして定めた入力地震動はオリジナルのJR 鷹取駅記録が有している特徴が薄れたものとなる。以上のような利害得失を考慮した上で、ここでは、加速度振幅だけをオリジナル記録の80%に下げた地震動を震動台入力とすることとした¹⁷⁾。以下、これを実地震レベル100%地震動と呼ぶ。

図-4は実地震レベル100%地震動と、これを震動台で再現した加速度の比較の一例である。模型質量や加震加速度がE-ディフェンスの加震能力ぎりぎりの状態であること、また、橋梁はトップマス構造で橋脚の破壊に伴って橋梁剛性が短時間に大きく変化することから、現在までに実施されたE-ディフェンス震動実験の中でも本実験では震動台のコントロールが最も困難であった。結果的には、震動台で再現された加速度は実地震レベル100%地震動の特徴をよく再現している。なお、E-ディフェンスによる地震動の再現性については文献10)に詳しいため、これを参考にしていきたい。

図-5は実地震レベル100%地震動によってE-ディフェンスに生じた震動がどの程度の強度を有するかを加速度応答スペクトル(減衰定数0.01, 0.05)によって示した結果である。ここにはC1-5の耐震設計に用いた設計加速度応答スペクトル(タイプII,

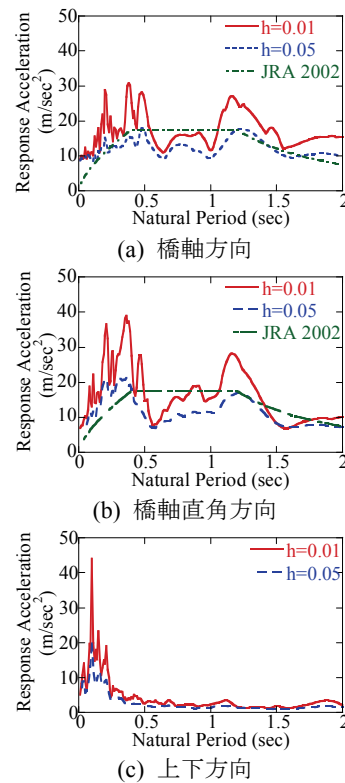


図-5 加速度応答スペクトル (C1-5(1)-1加震)

減衰定数0.05)も比較のためにJRA2002として示している。JR 鷹取駅記録はもともと周期0.4~0.5秒、0.9秒、1~1.2秒で卓越した地震動である。7章に後述するように、C1-5の基本固有周期は加震を繰返すにつれて0.4秒から順次長くなり、おもりの質量も増加させたことから、最終的には1秒程度となる。実地震レベル100%加震では、周期0.5~0.7秒で震動台上の橋脚に生じる加速度応答は設計加速度応答よりも最大で40%程度小さいが、周期0.8~1.1秒で設計加速度応答と同程度、1.2~1.4秒で設計加速度よりもかなり大きくなる。ただし、これはあくまでも基本固有周期に相当する弾性応答に基づく比較であり、実際には橋脚は強非線形域に入るため、上述した0.4~1秒よりもさらに長周期の地震動特性が橋の地震応答に影響する。

(4) 加震ケース

表-2に示すように5回の加震を行った。加震を繰り返したのは、継続時間の長い断層近傍地震動や連発地震、強い余震の作用下の破壊特性を検討すると同時に、道路橋示方書に規定されるよりもさらに強い地震動を受けた場合の耐震性を検討するためである。実地震レベル100%加震を2回実施後、上部構造質量を307tから372tに21%増加させた状態で実地震レベル100%地震動による加震を1回、さらに、入力強度をE-ディフェンスの限界の実地震レ

表-2 C1-5 実験における加震

Loading sequence	Intensity of excitation	Mass of the deck	Remarks
1	100%	307t	C1-5(1)-1
2			C1-5(1)-2
3	125%	372t	C1-5(2)
4			C1-5(3)-1
5			C1-5(3)-2

ベル 125%に増加させた加震を 2 回実施した。上部構造質量を増加させたのは、実地震レベル 125%が E-ディフェンスの加震限界であることから、これ以上に慣性力を増加させる目的で行ったものである。

以下、上部構造質量を 307t とした状態で行った 2 回の加震実験を C1-5(1)加震、上部構造質量を 372t に増加させた状態で実地震レベル 100%地震動で加震した実験を C1-5(2)加震、さらに実地震レベル 125%地震動で 2 回加震した実験を C1-5(3)加震と呼ぶ。

なお、これ以外に目標入力に近い応答が震動台に生じるように加震系のチューニングのため、各加震実験前に実地震レベル 30%地震動による加震を数回実施した。これらの加震による損傷の進展は一般に小さいものであった。この他に、模型の固有周期を評価するため、最大加速度が約 1m/sec^2 の正弦波 1 波によるパルス加震を 1 回、ランダム波加震を 3~6 回実施した。

3. 損傷と応答の進展

(1) C1-5(1)加震

写真-1に2回のC1-5(1)加震における橋脚基部の損傷を示す。1回目C1-5(1)加震(以下、C1-5(1)-1加震と呼ぶ)では最大幅1mmの水平曲げひび割れが全周にわたって生じた。2回目C1-5(1)加震(以下、C1-5(1)-2加震と呼ぶ)では、基部を中心に曲げひび割れが進展し、W面~SW面では基部から高さ約200mmの範囲でかぶりコンクリートが剥落した。ただし、帯鉄筋や軸方向鉄筋はまだ露出していない。これは、1回目の実地震レベル100%加震ですでに帯鉄筋が降伏し、軸方向鉄筋が局部座屈したC1-1とは大きく異なる点である¹⁰⁾。明らかに、1964年鋼道路橋設計示方書によって設計されたC1-1に比較してC1-5の耐震性は向上している。

図-6及び図-7に橋脚上端での水平2成分の応答変位及び応答加速度を示す。図-6には水平2成分変位のリサージュも示している。C1-5(1)-1加震における最大応答変位は橋軸方向には82.7mm、橋軸直角方向には68.7mm、最大応答加速度は橋軸方向には 11.5m/s^2 、橋軸直角方向には 12.8m/s^2 である。水平2成分変位のリサージュからわかるように、橋脚の水平応答はWSW-



(a) 1回目 (b) 2回目

写真-1 C1-5(1)加震後の橋脚基部の損傷

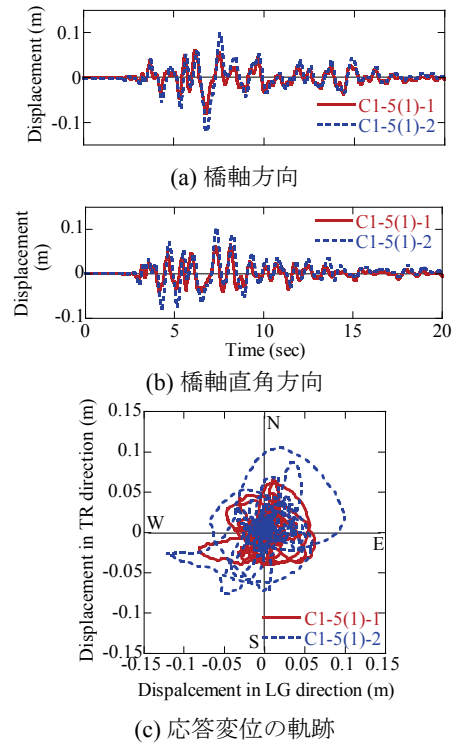


図-6 C1-5(1)加震における橋脚上端での応答変位

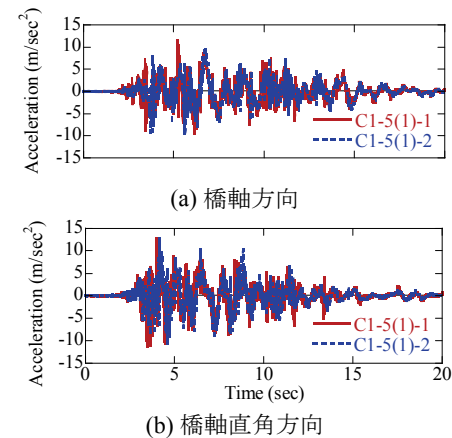


図-7 C1-5(1)加震における橋脚上端での応答加速度

ENE方向に卓越している。このため、図-8に示すように、応答変位が最大となる方向を主応答方向と呼び、橋軸方向と主応答方向とのなす角 θ_p (以下、主応答角度と呼ぶ)を定義すると、 θ_p はC1-5(1)-1及びC1-5(1)-2加震ではそれぞれ 196.0 度及び 192.3 度となる。

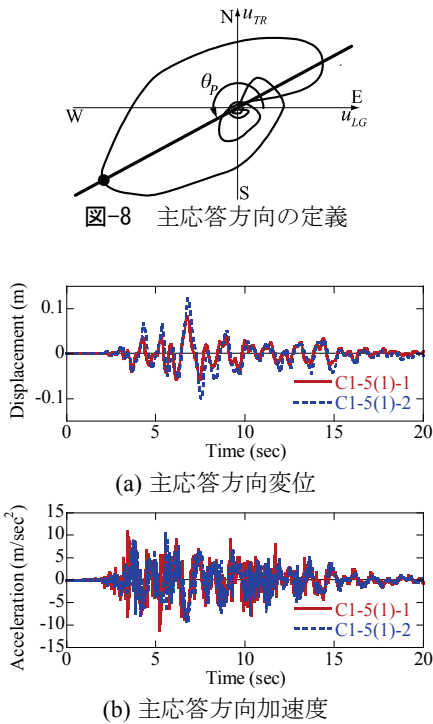


図-9 C1-5(1)加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

主応答角度 θ_P を用いると、橋脚上端での主応答方向の変位及び加速度（以下、それぞれ主応答方向変位 $u_P(t)$ 、主応答方向加速度 $\ddot{u}_P(t)$ と呼ぶ）は橋軸及び橋軸直角方向の応答変位 u_{LG} 、 u_{TR} 及び応答加速度 \ddot{u}_{LG} 、 \ddot{u}_{TR} から次式により求められる。

$$u_P = u_{LG} \cos \theta_P + u_{TR} \sin \theta_P \quad (4)$$

$$\ddot{u}_P = \ddot{u}_{LG} \cos \theta_P + \ddot{u}_{TR} \sin \theta_P \quad (5)$$

上式に基づいて主応答方向変位及び主応答方向加速度を求めると図-9のようになり、最大応答変位は83.5 mm、最大応答加速度は11.1 m/s^2 となる。降伏変位は45.8 mmであるから、主応答方向の応答変位応答じん性率は1.82になる。

これに対して、C1-5(1)-2加震による最大主応答方向変位は124.5mm、応答変位応答じん性率2.72で、C1-5(1)-2加震に比較して約1.5倍に増加する。上述したように、W面とSW面間の基部でかぶりコンクリートが剥離したが、これは主応答方向に相当する。

以上の加震で重要な点は、同程度の強度の加震を繰返しても、応答変位が約1.5倍に増加することである。後述するように、C1-5(1)-2加震でも曲げ耐力はC1-5(1)-1加震時から低下していないため、これは曲げ耐力の減少によるものではない。しかし、後述するように(図-27参照)、橋脚の基本固有周期はC1-5(1)-1加震では0.6s~0.68sに、また、C1-5(1)-2加震では0.67s~0.74sに増加しており、明らかに橋脚の

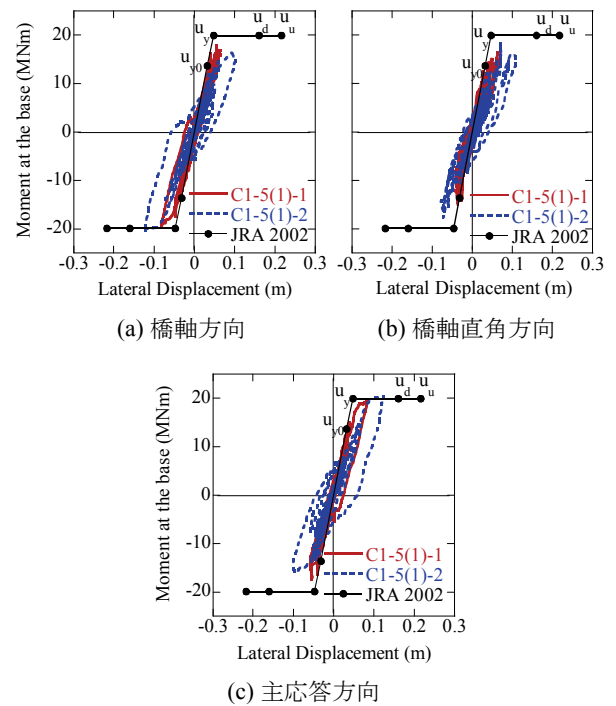


図-10 C1-5(1)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴

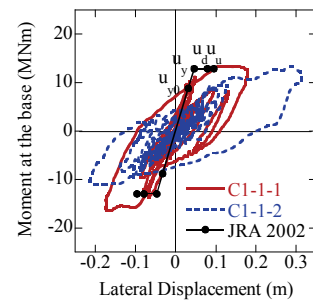


図-11 C1-1実験における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴（主応答方向）

塑性化は進展している。固有周期の増加に伴って地震動のより強い周期帯域に移行したことも影響している可能性がある。いずれにしても、震動台の入力強度が同じでも、震動の継続により構造系の塑性化の進展に伴う応答変位の増加が生じ得ることは、継続時間の長い地震動や余震、連発地震の作用下における損傷の進展を評価する上で重要である。

図-10は橋脚基部の曲げモーメント M_k ～橋脚上端の水平変位 u_k の履歴である。ここで、 $k = LG, TR$ はそれぞれ橋軸及び橋軸直角方向成分を表す。橋脚基部の曲げモーメント M_k は、次式に示すように、ロードセルにより測定した橋脚上の支承作用力から $P-\Delta$ 効果を見込んで求めた橋脚基部の曲げモーメント M_{Bk} に、橋脚の慣性力によって橋脚基部に生じる曲げモーメント M_{Ck} を加えた値として評価している。

$$M_k = M_{Bk} + M_{Ck} \quad (6)$$

ここで、

$$M_{Bk} = \sum_{i=1}^N \{F_{Lki} h_{Li} - V_{Li} (x_{ki} + u_k)\} \quad (7)$$

$$M_{Ck} = \int_0^{h_B} m_C \ddot{u}_{Ck} dz + \int_{h_B}^h m_B \ddot{u}_{Bk} dz \quad (8)$$

ここに、 z :橋脚基部から上向きに取った座標、 F_{Lki} 及び V_{Li} :それぞれ橋脚上の i 番目ロードセルで計測された k 方向(橋軸及び橋軸直角方向)及び上下方向力、 h_{Li} :橋脚基部から i 番目ロードセルまでの高さ、 x_{ki} :橋脚中心を原点としたときのロードセル中心の k 方向の座標、 N :橋脚上のロードセルの個数($N=32$)、 m_C 、 m_B :橋脚躯体および橋脚横梁の単位高さ当たりの質量、 \ddot{u}_{Ck} :橋脚基部から2m、4m位置で測定した応答加速度を線形補間して求めた z における橋脚躯体の応答加速度、 \ddot{u}_{Bk} :横梁の上端及び下端で測定した応答加速度を線形補間して求めた z における横梁の応答加速度、 h_B :基部から橋脚横梁下端までの高さ、 h :基部から橋脚上端までの高さである。

参考のため、図-10には道路橋示方書によって算出される橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の骨格曲線も示している。これによれば、C1-5(1)-1加震では応答変位応答じん性率が1.82と小さいため、まだ履歴ループは大きくないが、C1-5(1)-2加震になると、剛性が低下するとともに、履歴ループの面積も増加するのがわかる。C1-5(1)-1加震では、橋軸方向の曲げ耐力は+側には19.78kNm、-側には-17.82kNmであるのに対して、橋軸直角方向の曲げ耐力は+側には16.38kNm、-側には-15.10kNmと小さい。これは応答が全方向に同じではなく、主応答角度 θ_p が196.0度であるためである。

式(4)、式(5)と同様に、いま主応答方向の曲げモーメント M_p を橋軸及び橋軸直角方向の曲げモーメント M_{LG} 、 M_{TR} から次式のように求めると、

$$M_p = M_{LG} \cos \theta_p + M_{TR} \sin \theta_p \quad (9)$$

M_p ～主応答方向変位の履歴は図-10(c)の通りとなる。曲げ耐力は19.82MNmであり、実測の鉄筋及びコンクリート強度を用いて道路橋示方書により求められる曲げ耐力 $M_u \equiv P_u h = 19.87kNm$ はこれとよく一致する。

なお、図-10(c)との比較のため、C1-1の履歴を主応答方向に対して示すと図-11の通りである。C1-1では大きく塑性域に入るため、C1-5に比較して履歴ループの面積もはるかに大きくなる。

図-12は主応答方向の曲率分布を示した結果である。

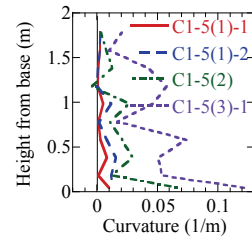


図-12 主応答方向の曲率分布



(1) 6.77秒



(2) 8.80秒



(3) 加震後

写真-2 C1-5(2)加震における損傷の進展

橋脚の最下段の曲率には、後述するフーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しの影響が入るため、ここでは、これを取除き、橋脚の塑性変形によって生じる曲率を示している。ただし、C1-5(3)-1加震に対してだけは、軸方向鉄筋の伸び出しの影響が精度良く求められなかったため、この影響を除去していない。また、ここには後述するC1-5(2)及びC1-5(3)-1加震の結果も比較のために示している。ただし、計測精度の制約から、C1-5(3)-2加震の結果は示していない。道路橋示方書によって算出される降伏曲率 ϕ_y は0.0024/mであり、小さな値であることから図-12には示していないが、C1-5(1)-1及びC1-5(1)-2加震ともに橋脚基部から少なくとも1.78m以上の範囲で、 ϕ_y を越す曲率が生じる。最大曲率は橋脚基部で生じ、C1-5(1)-1及びC1-5(1)-2加震ではそれぞれ0.0099/m、0.0131/mである。

(2) C1-5(2)加震

写真-2にC1-5(2)加震による基部の損傷の進展を示す。加震後6.77秒になるとSW面基部のかぶりコンクリートが大きくはらみだして剥離し、8.80秒になるとWSW面からSSW面にかけてさらに広い範囲で基部から500mm以下のかぶりコンクリートが剥落する。

図-13及び図-14は、それぞれ橋脚上端における主応答方向の応答変位、応答加速度と橋脚基部の曲げ

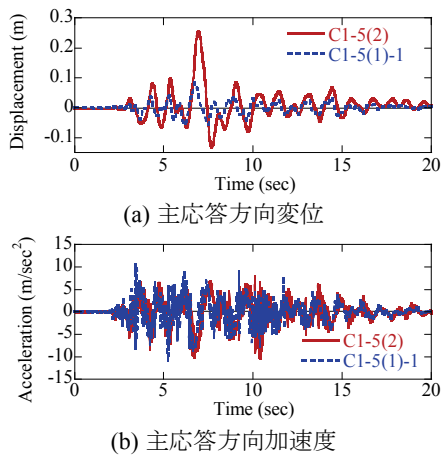


図-13 C1-5(2)加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

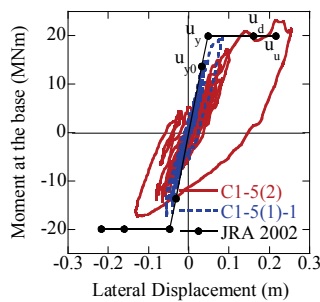


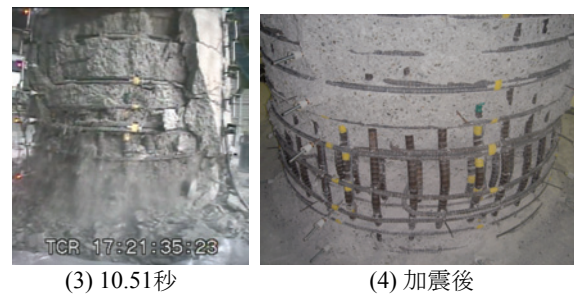
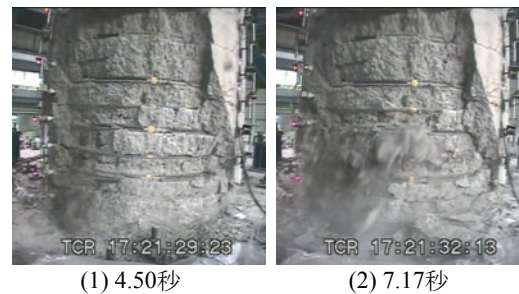
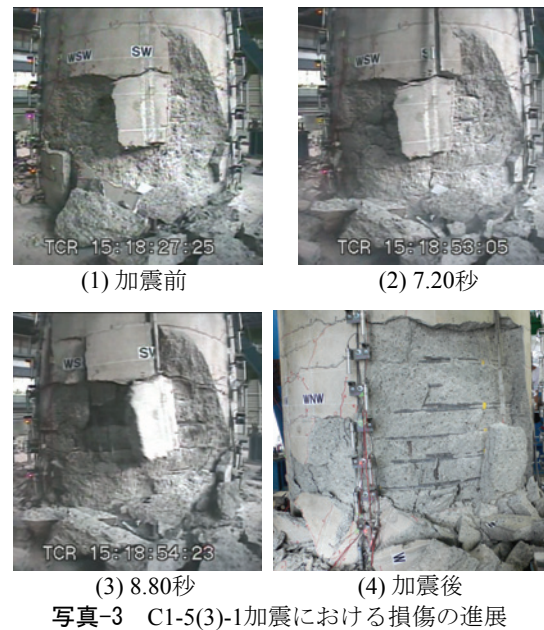
図-14 C1-5(2)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴（主応答方向）

モーメント～橋脚上端の水平変位の履歴である。ここで、主応答角度 θ_p は203.1度である。ここには比較のため、上述したC1-5(1)-1加震結果も示している。最大主応答方向変位は254.0mmで、応答変位応答じん性率は5.55である。最大主応答方向変位はC1-5(1)-1加震と比較して3.04倍に増加し、道路橋示方書による終局変位214.7mmの1.18倍とこれを少し上回るレベルに達している。主応答方向加速度は10.4 m/s^2 である。また、最大主応答方向曲げモーメント $M_p(t)$ は23.14 MNmであり、道路橋示方書による曲げ耐力20.00 MNmよりも16 %大きくなる。なお、C1-5(2)加震による曲げ耐力はC1-5(1)加震の場合と比較して17%増加しており、まだ、この段階では曲げ耐力の低下は生じていない。

図-12に示した曲率分布によれば、C1-5(1)加震と比較して曲率は大きく増加し、橋脚基部での最大曲率は0.0678/mとなる。

(3) C1-5(3)加震

写真-3に第1回目C1-5(3)加震(以下、C1-5(3)-1加震と呼ぶ)による損傷を示す。ここで、加震前のかぶりコンクリートの損傷が写真-2に示したC1-5(2)加震終了後の損傷から少し進展しているが、これは第C1-



5(3)-1加震前に震動台のチューニングのために行った実地震レベル30%加震により、すでにC1-5(2)加震によりダメージを受けていたSW面のかぶりコンクリートが基部から1.2mの範囲で剥落したためである。

写真-3によれば、加震後7.20秒にはW面のかぶりコンクリートが、8.80秒にはSW面のかぶりコンクリートがそれぞれ大きく剥落した。また、NE面のかぶりコンクリートも一部剥離している。最終的には、SW面では基部から1.8mの高さまで、NE面では0.4mの高さまでかぶりコンクリートが剥落した。また、SW面においては6本の帯鉄筋が、W面においては2本の軸方向鉄筋が露出した。しかし、軸方向鉄筋は帯鉄筋に拘束されており、まだ視認できる範囲では局部座屈は生じていない。

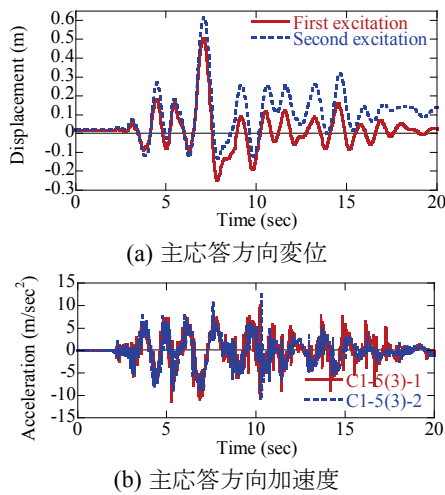


図-15 C1-5(3)加震における橋脚上端での応答変位

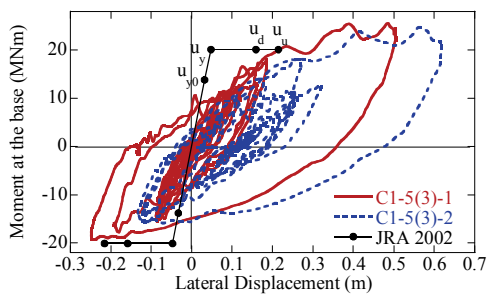


図-16 C1-5(3)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴（主応答方向）

写真-4に第2回目C1-5(3)加震(以下、C1-5(3)-2加震と呼ぶ)による損傷を示す。加震後7.17秒になると、橋脚はSW方向へ大きく変位し、SW面でコアコンクリートが圧壊して破碎し、軸方向鉄筋及び帯鉄筋の隙間から破碎したコアコンクリートがまるで爆発したかのように噴出した。その後、SW面からW面、NW面、N面、NE面と時計周りに回転するように橋脚が変位するに伴い、圧縮側や引張側となった面では次々にかぶりやコアコンクリートが大きく剥落したり、鉄筋カゴから抜け出した。

圧壊してぼろぼろに砕けたコアコンクリートが鉄筋カゴから噴出したことは、従来の小型模型実験では見られなかった現象である。前述したように、粗骨材の最大粒径は20mmであるため、コアコンクリートが圧壊すると、破碎したコンクリートブロックは20～40mm程度にまで小さくなる。外側の帯鉄筋のあきは128mm、軸方向鉄筋のあきは132mmであるため、容易に破碎したコアコンクリートは鉄筋カゴから飛び出して行くことができる。これに対して、仮に幾何学的相似則を1/5としてC1-5をモデル化し、直径400mmの模型を製作したとすると、帯鉄筋のあきは26mm程度となる。仮に粗骨材の最大粒径を12mm程度としても、小型模型では破碎したコアコンクリートは簡単には鉄

筋カゴから抜け出して行けない。このため、小型模型ではコアコンクリート破壊後の橋脚の塑性変形性能を過大評価することになる。上述した破碎したコアコンクリートの鉄筋カゴからの噴出は、寸法効果の存在を示す重要な現象と考えられる。

加震終了後には外側の軸方向鉄筋は全周にわたってすべて露出し、内側の軸方向鉄筋も主応答方向に相当するSW面とW面では合計9本が、NE面とE面では計10本が露出した。また、軸方向鉄筋のうちSW面側では外側の11本と内側の9本が、また、NE面側では外側の11本と内側の10本が座屈した。帯鉄筋はいずれも最後まで抵抗しており、帯鉄筋の破断や定着部のフックの外れは生じていない。これもC1-1とは大きく異なる点である¹⁰⁾。軸方向鉄筋は、おおむね2段目の帯鉄筋(橋脚基部から200mm)から6段目の帯鉄筋(橋脚基部から800mm)間で座屈した。座屈長は約600mmである。

図-15はC1-5(3)-1及びC1-5(3)-2加震における橋脚上端の主応答方向変位及び主応答方向加速度である。ここで、主応答角度 θ_p は、C1-5(3)-1加震では206.6度、C1-5(3)-2加震では211.3度である。加震を繰返すにつれて主応答方向がWSW-ENEからSW-NEへと変化するが、これは橋脚の損傷に伴う振動特性の変化によると考えられる。最大主応答方向変位は、C1-5(3)-1では506.3 mm、C1-5(3)-2加震では619.7 mmであり、それぞれ応答変位じん性率11.1、13.5に相当する。これらは道路橋示方書による終局変位214.7 mmのそれぞれ2.36倍、2.89倍となる。最大主応答方向加速度はC1-5(3)-1加震では11.4 m/s²、C1-5(3)-2加震では12.4 m/s²である。

図-15で重要な点は、C1-5(3)-2加震後には、主応答方向に133.0 mmの残留変位が生じることである。したがって、橋脚の水平変位を橋脚高さで無次元化した量をドリフト比と呼ぶと残留ドリフト比は1.8%となり、道路橋示方書に規定される残留ドリフト比を上回る。

図-16に主応答方向の橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴を示す。主応答方向曲げモーメント M_p は、C1-5(3)-1加震では25.54MNmとなり、C1-5(2)加震に比較して、さらに10%増加している。これに対して、C1-5(3)-2加震では、 M_p は24.85MNmで、C1-5(3)-1加震と比較して3%低下している。ここではじめてC1-5の曲げ耐力が低下し始めたことになる。したがって、C1-5は曲げ耐力の低下を起こさず、少なくともC1-5(3)-1加震によって生じた506.3mmまでの応答に耐えたことになる。ドリフト比は6.8%であり、これは橋脚に求め

られる変形性能から見て、決して小さな値ではない。

図-12に示した曲率分布によれば、C1-5(3)-1加震ではさらに曲率は大きくなり、基部での最大曲率は0.1215/mに達する。また、基部だけでなく、基部から0.58m及び1.38mでも終局曲率0.0263/mを越す曲率が生じる。

4. 軸方向鉄筋ひずみ

図-17に、有効な測定値が得られにくくなったC1-5(3)-2加震を除く4回の加震による軸方向鉄筋のひずみを示す。これは橋脚の主応答方向変位が最大となる瞬間におけるひずみである。軸方向鉄筋の降伏領域に着目すると、C1-5(1)-1加震ではフーチング上面から150mm下方と1,200mm上方間の、長さにして1,350mmの区間である。しかし、加震を繰り返すごとに軸方向鉄筋の降伏領域が橋脚上方に広がっていく。C1-5(1)-1及びC1-5(1)-2加震では圧縮ひずみは小さいが、C1-5(2)加震になると圧縮ひずみは外側軸方向鉄筋では10,000 μ を越し、この段階になるとすでにコアコンクリートが大きく圧壊していることを示している。

軸方向鉄筋のひずみはフーチング内でも生じており、これにより橋脚上端に水平変位を生じる。いま、主応答方向に着目し、フーチング内の軸方向鉄筋ひずみによって橋脚上端に生じる変位を u_{pP} とすると、 u_{pP} は次式となる¹⁸⁾。

$$u_{pP} = \theta_{pP} \times h \quad (10)$$

ここで、

$$\theta_{pP} = \theta_{pLG} \cos \theta_P + \theta_{pTR} \sin \theta_P \quad (11)$$

$$\theta_{pk} = \frac{d_{pkt} - d_{pkc}}{W_p} \quad (k = LG \text{ and } TR) \quad (12)$$

$$d_{pkl} = \int_{-H_p}^0 \varepsilon_{kl} dz \quad (l = t \text{ and } c) \quad (13)$$

ここに、 θ_{pP} 、 θ_{pLG} 、 θ_{pTR} ：フーチング内の軸方向鉄筋の変形によって橋脚基部に生じる、それぞれ、主応答方向、橋軸方向及び橋軸直角方向の回転角、 θ_P ：主応答角度、 h ：橋脚基部から上端までの高さ、 W_p ：引張側と圧縮側の軸方向鉄筋間の距離、 d_{pkt} 、 d_{pkc} ：フーチング上面における k 方向($k=LG$ 及び TR)に位置する、それぞれ張側側と圧縮側の軸方向鉄筋の抜け出し量、 ε_{kt} 、 ε_{kc} ：ひずみの測定点間を線形補間して求めた k 方向($k = LG$ 及び TR)に位置する、引張側と圧縮側の軸方向鉄筋のフーチング内の高さ z におけるひずみ、 z ：フーチ

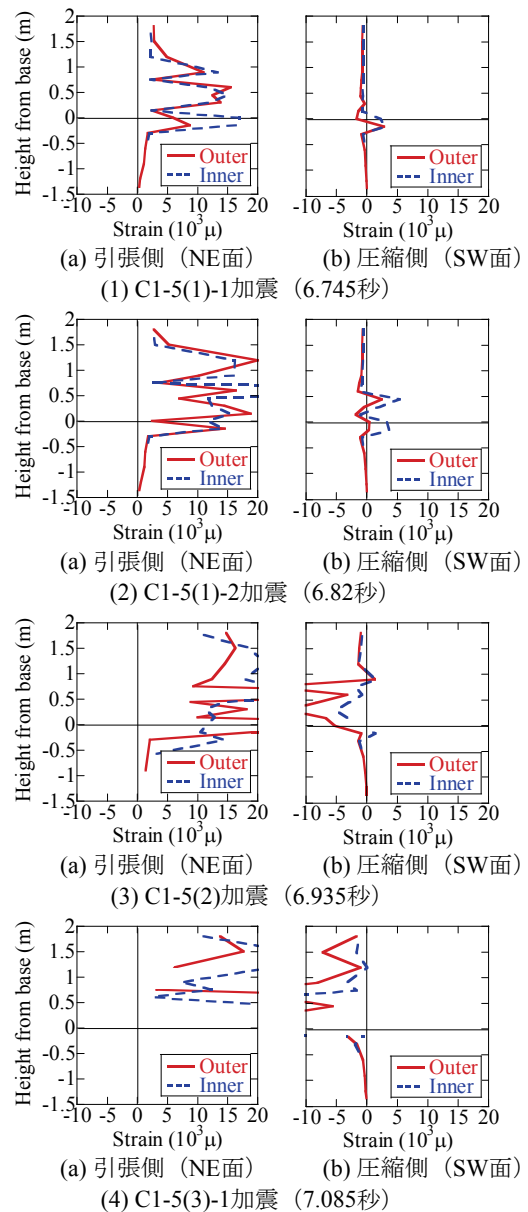


図-17 応答変位が最大となるときの軸方向鉄筋ひずみ

ング上面から上向きに取った座標、 H_p ：フーチング内で軸方向鉄筋ひずみがほぼ0となる深さであり、ここではフーチング底面の軸方向鉄筋の定着位置を考えて、 $H_p=1.518m$ とする。

以上のようにして、式(10)により主応答方向の軸方向鉄筋の抜け出しによる橋脚上端での変位 u_{pP} をC1-5(1)-1及びC1-5(2)加震を例に示すと、図-18のようになる。これは外側の軸方向鉄筋ひずみから求めた結果である。ここには、比較のため、橋脚上端での主応答方向変位 u_p も示している。 u_{pP} の最大値はC1-5(1)-1加震では19.9mm、C1-5(2)加震では22.8mmであるのに対して、 u_p の最大値はC1-5(1)-1加震では83.5mm、C1-5(2)加震では124.6mmである。いま、 u_{pP} が u_p に占める割合 r_{pP} を次式のように定義すると、

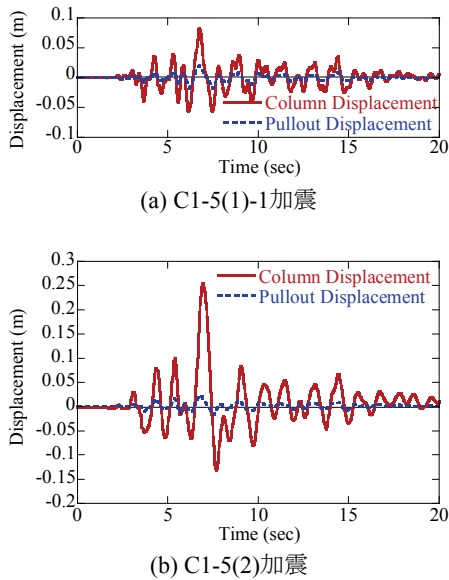


図-18 フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しによって橋脚上端に生じる主応答方向変位（主応答方向）

表-3 u_{pP} が u_p に占める割合 r_{pP}

Loading sequence	u_{pP} (mm)	u_p (mm)	r_{pP}
C1-5(1)-1	19.9	83.5	0.24
C1-5(1)-2	22.8	124.6	0.18
C1-5(2)	31.6	254.9	0.12

$$r_{pP} = |u_{pP}|_{\max} / |u_p|_{\max} \quad (14)$$

r_{pP} は表-3のようになる。ひずみゲージの損傷のため、C1-5(3)加震になると軸方向ひずみが測定できなくなってくるため、表-3にはC1-5(3)加震の結果は示していない。表-3によれば、 u_{pP} は加震を重ねるにつれて増加するが、それ以上に応答変位 u_p の増加が著しいため、 r_{pP} はC1-5(1)-1加震では0.24であるが、それ以降減少する。これは、加震を繰り返しても橋脚の曲げ保有耐力に相当するモーメントを生じさせる軸力以上の軸力がフーチング内の軸方向鉄筋には作用しないためである。従来の研究では r_{pP} は0.5程度を最大に研究者ごとにばらついている⁵⁾⁶⁾ が、この原因は模型寸法や鉄筋径、鉄筋間隔の他に、どの程度の載荷段階を考えているかが異なるためと考えられる。いずれにしても、今回、ほぼ実物大実験から r_{pP} の特性が明らかにされたため、今後、この値が参考になると考えられる。

5. 帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋がコンクリートの横拘束及び軸方向鉄筋の局部座屈の低減にどのように寄与しているかを検討

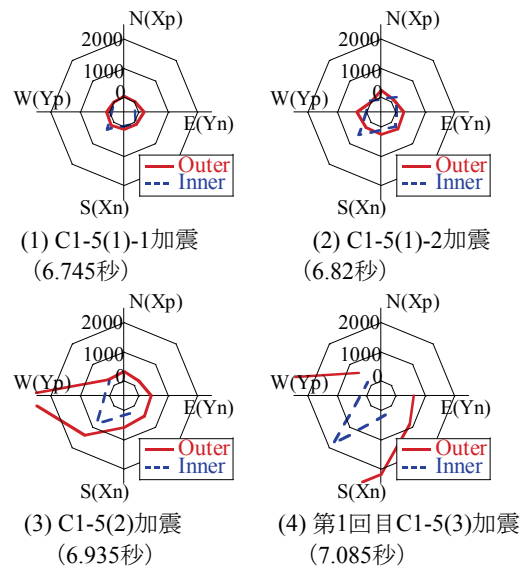


図-19 応答変位が最大となるときの基部から350mmの帯鉄筋ひずみ (μ)

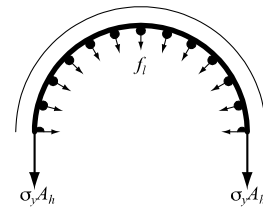


図-20 帯鉄筋によるコアコンクリートの横拘束モデル

するため、帯鉄筋ひずみ ϵ_h を詳細に検討する。まず、図-19は、主応答方向変位が最大になる瞬間の基部から350mm高さでの帯鉄筋ひずみ ϵ_h である。C1-5(1)加震では1回目、2回目加震のいずれの場合にも外側及び内側帯鉄筋に生じる ϵ_h はともに1,000 μ 以下であり、帯鉄筋はまだ降伏していない。C1-5(2)加震になると、主応答方向のSW面やW面に位置する外側帯鉄筋に最大2,850 μ のひずみが生じ、はじめて帯鉄筋は降伏する。ただし、この段階では内側帯鉄筋はまだ降伏していない。一般に、コンクリートの横拘束モデルでは、図-20に示すように帯鉄筋には一様なフープテンションが生じると仮定される^{13),19)} が、実際の帯鉄筋ひずみ ϵ_h は周方向に一様ではなく、ローカルに大きく変化する。さらに、一般に内側帯鉄筋よりも外側帯鉄筋の方が大きなひずみを生じる。このことは、帯鉄筋を多段配置した場合には、式(1)に仮定したように全ての帯鉄筋が均等に横拘束に寄与する訳ではないことを意味しており、今後、多段配筋した場合の横拘束効果を検討する必要がある。

C1-5(3)-1加震になると、外側帯鉄筋ひずみはSW方向で10,000 μ を超す。内側帯鉄筋ひずみは外側帯鉄筋ひずみよりも小さく、2,000 μ とようやく降伏した程度である。ほぼ同じ位置にある軸方向鉄筋と

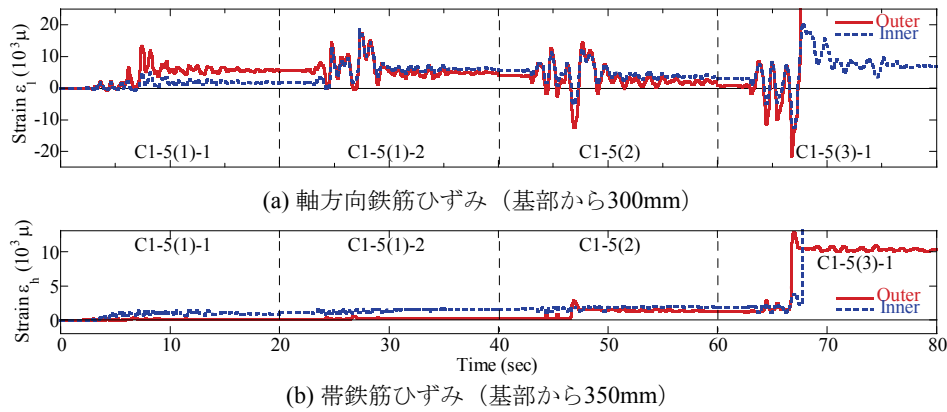


図-21 SW面における軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ

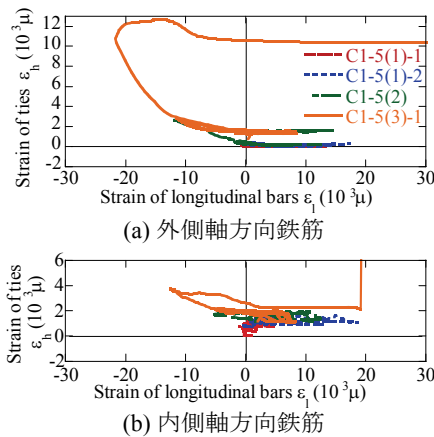
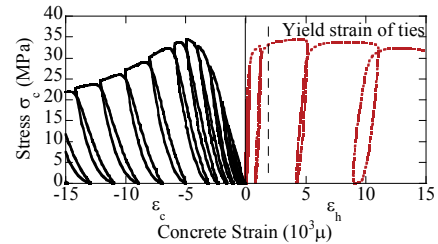


図-22 SW面における基部から350mmの帯鉄筋ひずみと基部から300mmの軸方向鉄筋ひずみの履歴

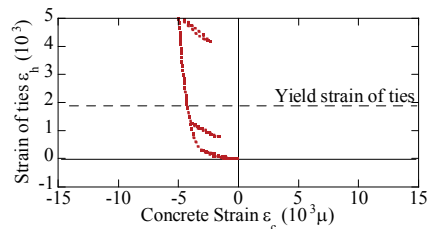
帯鉄筋のひずみがどのような関係にあるかを示した一例が図-21である。これはSW面における基部から350mm高さの帯鉄筋ひずみ ϵ_h と基部から300mm高さの軸方向鉄筋ひずみ ϵ_l の関係である。C1-5(1)-1及びC1-5(1)-2加震では軸方向鉄筋にはほとんど圧縮ひずみは生じておらず、まだコアコンクリートが健全であることを示している。内側帯鉄筋では加震とともにひずみが微増する（ただし、まだ降伏していない）のに対して、外側帯鉄筋にはほとんどひずみは生じない。

しかし、C1-5(2)加震になると、軸方向鉄筋には14,000 μ の圧縮ひずみが生じ、この瞬間に帯鉄筋には2,800 μ の引張ひずみが生じる。これは圧縮力を受けて局部座屈しようとする軸方向鉄筋を帯鉄筋が拘束したことを表している。さらにC1-5(3)-1加震になると、外側軸方向鉄筋には約20,000 μ 、内側軸方向鉄筋には最大約12,000 μ の圧縮ひずみが生じた瞬間に、外側帯鉄筋には13,000 μ 、内側帯鉄筋には13,000 μ 以上のひずみが生じる。

以上の関係を軸方向鉄筋ひずみ ϵ_l ～帯鉄筋ひずみ ϵ_h の履歴として示した結果が図-22である。こ



(a) コンクリート応力～コンクリート軸ひずみ～帯鉄筋ひずみの履歴



(b) コンクリート軸ひずみ～帯鉄筋ひずみの履歴

図-23 コンクリートシリンダーに対する一軸圧縮実験から得られるコンクリートの軸ひずみと帯鉄筋ひずみの履歴

では図-21に示したC1-5(1)-1加震からC1-5(3)-1加震に至る計4回の加震による履歴を示している。上述したように、C1-5(3)-1加震に入り外側、内側ともに軸方向鉄筋に10,000 μ を超える圧縮ひずみが生じたあたりから急速に帯鉄筋ひずみ ϵ_h が大きくなっており、局部座屈しようとする軸方向鉄筋を帯鉄筋が拘束していることを表している。

次に、コンクリートの横拘束効果と帯鉄筋ひずみの関係であるが、コンクリートの横拘束効果は、一般にコンクリート柱の一軸圧縮実験による軸応力 σ_c ～軸ひずみ ϵ_c 関係から評価されている。例えば、図-23(a)はSakai and Kawashimaが構成則の開発に用いた一軸圧縮実験の一例であり、コンクリート強度29.8MPa、帯鉄筋体積比 $\rho_s = 1.14\%$ の場合の結果である²⁰⁾。 ϵ_c の増加とともに帯鉄筋ひずみ ϵ_h も増加し、 ϵ_h が降伏ひずみ $\epsilon_{hy} = 1,855 \mu$ に達してこれ以

上フープテンションが増加しなくなると、 σ_c は最大軸応力 σ_{cc} に達する。これから $\varepsilon_c \sim \varepsilon_h$ の関係を求めると、**図-23(b)**のようになる。帯鉄筋が降伏ひずみ ε_{hy} に達する時のコンクリートひずみを $\tilde{\varepsilon}_c$ と定義すると、 $\tilde{\varepsilon}_c = 4,300 \mu$ となる。

一方、C1-5においてはコアコンクリートの応力 σ_c 、ひずみ ε_c が測定されていないため、**図-23**に示したような $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係が実際に生じているかを直接知ることはできない。このため、ここではコアコンクリートの軸ひずみ ε_c と帯鉄筋ひずみ ε_h の関係を検討する。いま、平面保持の仮定が成立するとすると、最外縁でのコアコンクリートの軸ひずみ ε_c は橋脚中心での軸方向ひずみ ε_0 と橋脚の曲率 φ から、次式で求められる。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 + \varphi W_e \tag{15}$$

ここで、 W_e は橋脚中心から圧縮側最外縁コアコンクリートまでの距離、 φ は**図-12**に示した曲率、 ε_0 は橋脚中心での軸方向ひずみである。 ε_0 は曲率測定用鋼棒間の変位測定値から求められる。

図-24はこのようにしてC1-5(1)-1加震～C1-5(3)-1加震までの4回の加震に対して求めた主応答方向SW面における最外縁コアコンクリートの軸ひずみ ε_c ～帯鉄筋ひずみ ε_h の関係である。コアコンクリートの軸方向ひずみは橋脚基部から280mm及び480mm高さでの曲率測定用鋼棒の変位から求めたため、この間での平均ひずみである。帯鉄筋ひずみとしては橋脚基部から350mm高さでの値を用いている。**図-24**によれば、**図-22**のように滑らかな関係ではなくばらつきが大きい、帯鉄筋の降伏ひずみ ε_h は $2,054 \mu$ であることから、帯鉄筋はC1-5(2)加震で降伏し、この時の $\tilde{\varepsilon}_c$ を求めると $7,000 \sim 9,000 \mu$ となる。

上述したように、一軸圧縮実験に用いられた供試体の帯鉄筋はC1-5に用いられた帯鉄筋よりも降伏ひずみが約10%小さいという違いはあるが、一軸圧縮実験における $\tilde{\varepsilon}_c$ は $4,300 \mu$ であるのに対して、C1-5における $\tilde{\varepsilon}_c$ ($7,000 \sim 9,000 \mu$)よりも40～50%小さい。このことは、C1-5では一軸圧縮実験よりも帯鉄筋による横拘束効果が小さいことを示している。ただし、上述したように、C1-5(2)加震では、軸方向鉄筋の座屈により帯鉄筋が大きく変形しており、帯鉄筋ひずみに及ぼす軸方向鉄筋の座屈の影響と横拘束効果の影響を現状では区別できていない。このような点も考慮し、今後、さらに橋脚の横拘束効果について検討していく必要がある。

以上のように、帯鉄筋はコアコンクリートの損傷

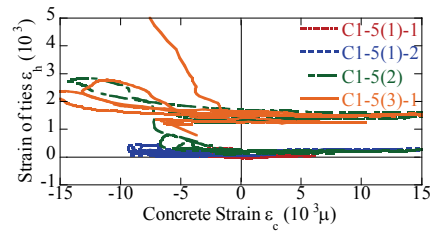


図-24 コンクリートの軸ひずみ～帯鉄筋ひずみの履歴



写真-5 破壊面

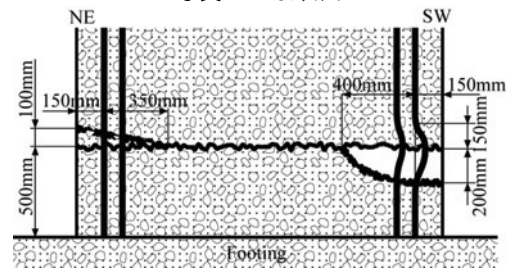


図-25 破壊面

が激しくなってから機能し始め、ダイヤタンシーによるコアコンクリートの変形を拘束すると同時に、軸方向鉄筋の局部座屈を拘束する働きを果たしている。ただし、損傷したコアコンクリートのダイヤタンシーによる変形を拘束するためには、縦方向、横方向にもっと密に、かつ、同程度の間隔で帯鉄筋を配置する必要がある。C1-5では、外側帯鉄筋は上下方向には150mm間隔で配置されていても帯鉄筋の中心間距離は1,757mmと大きく、コアコンクリートに対する横拘束効果が十分発揮されていない可能性がある。

6. 破壊面の損傷状況

上述したように5回の加震によりC1-5は基部から500mm上方において完全に曲げ破壊した。この高さで軸方向鉄筋を切断し、これより上部の橋脚躯体を撤去して、破壊面を詳しく観察した。

写真-5は破壊面の様子を示したものである。破壊面は比較的滑らかであるが、わずかに破壊面の下面は下側に凹、上面は下側に凸となっている。主応答

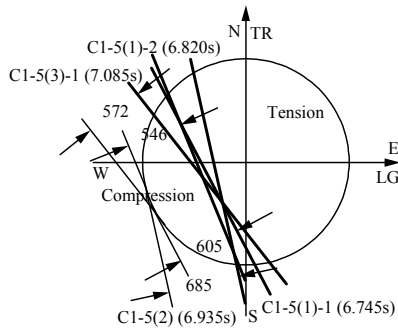


図-26 主応答方向の応答変位が最大となる時刻における中立軸までの距離



写真-6 帯鉄筋の定着部 (SW面)

方向に相当するSW面側では、橋脚外周面から550mm程度、すなわち、最外縁鉄筋位置から400mm程度内側に入った領域までコアコンクリートが圧壊している。コアコンクリートは破壊面から約200mmの深さまで破砕している。図-25はSW～NE方向の破壊面を示したものである。

図-26はC1-5(1)-1～C1-5(3)-1の4回の加振に対して主応答方向の応答変位が最大となった時刻における中立軸の位置を、橋脚基部から480～680mm間の曲率測定用の変位計による計測値に基づき、平面保持の法則を仮定して求めた結果である。橋脚外周面から中立軸までの距離を示しており、546mm～685mmの範囲である。上述したように、SW面では橋脚外周面から550mmの位置までコアコンクリートが破砕したが、これはおおむね中立軸までの距離に相当している。

写真-6はSW面における外側帯鉄筋の定着部を示したものである。帯鉄筋は135度曲がりフックで外側及び内側の軸方向鉄筋を取り巻いてコアコンクリートに定着されているが、抜け出した痕跡は見られない。定着部ではコアコンクリートの損傷が他の部分よりも著しいが、これは定着部に強い引き抜き力が作用し、帯鉄筋がこれによく耐えたことを示している。

7. 加震に伴う固有周期及び減衰定数の変化

5回の加震前後に実施されたパルス加震から求め

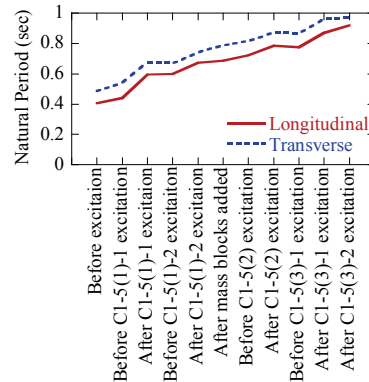
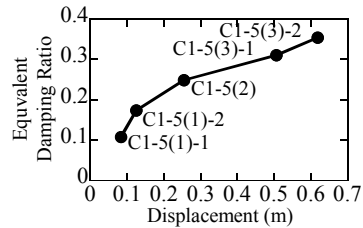
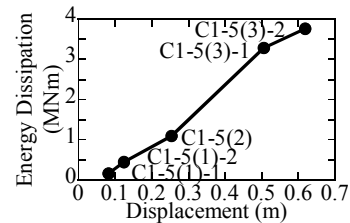


図-27 固有周期の変化



(a) 最大変位となるループの等価減衰定数 h_{eqm}



(b) 各加震毎の累積吸収エネルギー W_D

図-28 加震実験から求めた等価減衰定数 h_{eqm} および累積吸収エネルギー W_D

た C1-5 の固有周期の変化を図-27 に示す。C1-5 の固有周期は加震前には橋軸方向に 0.41 秒、橋軸直角方向に 0.49 秒であったが、損傷の進展とともに長くなる。上部構造質量を増加させた C1-5(2)加震以降に着目すると、C1-5(2)加震に比較して C1-5(3)-2 加震後には、固有周期は橋軸方向には 0.79 秒から 0.92 秒、橋軸直角方向には 0.87 秒から 0.97 秒にそれぞれ長くなり、C1-5(2)加震前と比較して、固有周期は橋軸方向には 1.2 倍、橋軸直角方向には 1.1 倍に伸びた。

図-10、図-14、図-16 に示した履歴曲線から主応答方向に着目して各加震時の最大応答を含む 1 サイクルの等価減衰定数 h_{eqm} 及び各加震毎の累積吸収エネルギー W_D を、次式により求めた。

$$h_{eqm} = \frac{\Delta W_{Di-m}}{4\pi W_{i-m}} \quad (16)$$

$$W_D = \sum W_{Di} \quad (17)$$

ここで、 ΔW_{Di} 、 W_D :それぞれ主応答方向の第*i*回目の履歴ループの面積及び弾性ひずみエネルギー、

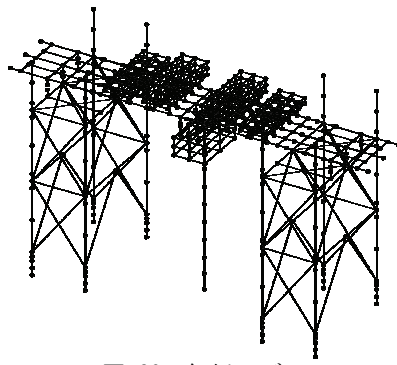


図-29 解析モデル

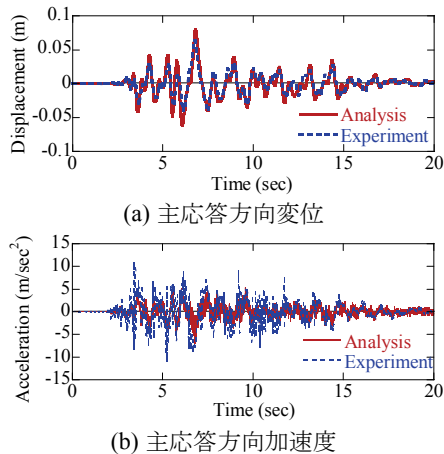


図-30 C1-5(1)-1加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

m :主応答方向変位が最大となる履歴ループのサイクル数($i = m$), W_D :各加震毎の累積吸収エネルギーである. これより求めたC1-5の h_{eqm} ~最大応答変位及び W_D ~最大応答変位の関係を示すと, 図-28のようになる. 加震を繰り返し応答変位が増加するにつれて, h_{eqm} , W_D ともに増加し続けており, エネルギー吸収性能という視点からは, 5回の加震中, C1-5は安定している. 最後のC1-5(3)-2加震では h_{eqm} は0.3以上となる.

8. 解析シミュレーション

(1) 解析モデル

現在の最先端の研究上の知見に基づき, C1-5 実験結果をファイバー要素解析による骨組モデルを用いた地震応答解析により再現を試みた. 解析モデルは図-29 に示すように, 支承, 桁, 上部ブロックおよび端部支持装置を含む全体系モデルであり, 载荷治具も含めてできるだけ正確に C1-5 実験を再現した. 635 節点, 1,226 要素の骨組みモデルである.

橋脚部は, すべてファイバー要素でモデル化した. ファイバー要素ではコンクリート断面を 362 個に分

割し, ファイバー要素長は 1.0 m(=0.5D)とした. ファイバー要素解析では, コンクリートおよび鉄筋の非線形特性を正しく与える必要がある. コンクリートの応力~ひずみ構成則として, 包絡線には式(3)に示した Hoshikuma らによるモデル¹⁵⁾を, 除荷, 再載荷履歴には Sakai and Kawashima の履歴モデル²⁰⁾を用いた. 軸方向鉄筋の応力~ひずみ構成則としては, 塚, 川島が小振幅で除荷・再載荷を行っても応力を過大評価しないように修正した Bauschinger 効果を考慮した Menegotto-Pinto モデルを用いた^{21),22)}.

なお, 本解析では軸方向鉄筋の座屈, 破断等を考慮していないため, 本解析の適用範囲は C1-5(3)加震において, 軸方向鉄筋が局部座屈し始める前までである. また, 4 章に示した通り, 基部ではフーチング内の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転が生じるが, 解析ではこの影響を考慮していない. このため, 橋脚上端での応答変位から式(10)による $u_{pp}(t)$ を差し引いた応答変位と解析結果との比較を以下に示す.

固定支承は支承に生じる変位が十分小さくなるように水平 2 成分及び上下方向を剛性が十分大きい 3 個の線形ばねでモデル化した. 端部支持装置上の可動支承では, 橋軸方向のすべりを完全剛塑性型ばねによってモデル化し, 動摩擦係数は 0.2 と仮定した¹²⁾. 橋脚上の転倒防止装置もすべり摩擦力を完全剛塑性型ばねによってモデル化すると同時に, 橋脚周りの桁の回転に伴う下沓からの上沓の浮き上がりと再接触に伴う衝突の影響を衝突ばねによってモデル化した. 固定支承, 可動支承, 転倒防止装置のいずれも 3 軸周りの回転は拘束しないと仮定した.

解析には, 振動台上で計測した加速度を入力として用いた. 各加震前には実地震 30%レベルの予備加震を複数回実施したが, ここではこの影響は無視している.

震動台上に固定された橋脚模型では逸散減衰が小さいため, 粘性減衰は 0.001 と仮定した. 粘性減衰は Rayleigh 減衰によって与えることとし, 2 Hz と 25 Hz において減衰定数 h が 0.001 となるようにパラメータを定めた. 解析においては, この他に橋脚の履歴減衰と可動支承及び転倒防止装置における摩擦が減衰を与える.

以上の解析モデルで重要な点は, 経験的に定めた減衰定数を除き, 入力データは全て模型特性から定めた値であり, 解析結果と一致するように調整した値ではないという点である.

解析では, 実験と同様に, ある加震によって生じた応答値を次の加震の初期値として与え, 5 回の加震全体を通した地震応答を求めた.

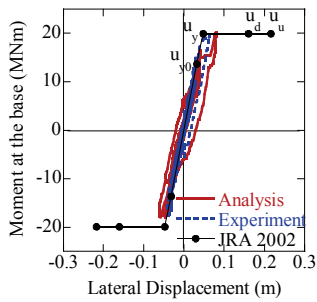


図-31 C1-5(1)-1加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴（主応答方向）

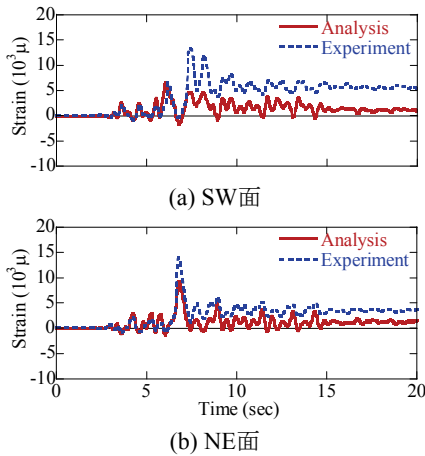


図-32 C1-5(1)-1加震における基部から500mm高さの軸方向鉄筋ひずみ

(2) 解析結果

図-30にC1-5(1)-1加震における主応答方向変位に対する解析結果と実験値 $u_P(t) - u_{PP}(t)$ との比較及び加速度応答の比較を、また、図-31に主応答方向に対する橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴を示す。詳細に見ると、ピーク応答付近の変位を24%程度過大に評価しているが、これを除くと、全体として解析結果はよく実験結果を表している。

図-32は基部から500mm高さにおける主応答方向のSW面およびNE面の軸方向鉄筋ひずみを実験値と比較した結果である。すでに実験値は10,000 μ を超す大ひずみになっているが、主要動に達するまでは解析値は実験値とよく一致している。しかし、主要動以降になると、解析値は実験値よりも小さく、また、実験に生じる残留ひずみをうまく再現できていない。この理由としては、実測ひずみは10,000 μ を超えており、コンクリートひずみの発生に伴う損傷の局所化などによると考えられる。

図-33、図-34及び図-35は橋脚基部のSW面及びNE面の最外縁位置におけるコアコンクリート、かぶりコンクリート及び軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴の解析結果である。点aがC1-5(1)-1加震におけるピーク応答で、これ以外に後述するC1-5(1)-2加震（点b）、

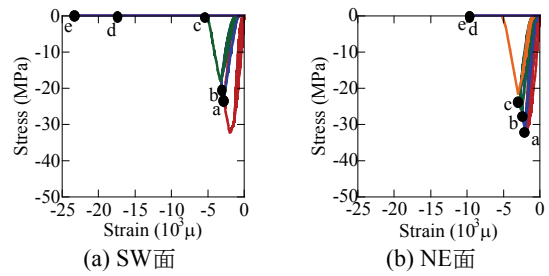


図-33 最外縁位置におけるかぶりコンクリートの応力～ひずみ履歴

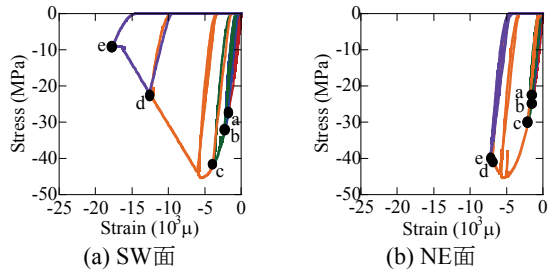


図-34 軸方向鉄筋最外縁位置におけるコアコンクリートの応力～ひずみ履歴

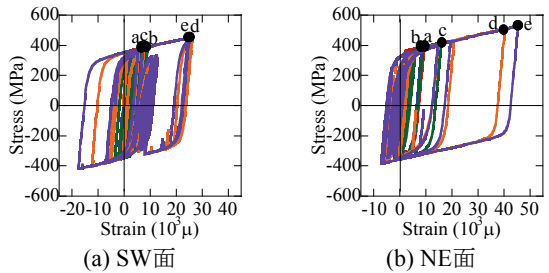


図-35 軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴

C1-5(2)加震（点c）、C1-5(3)-2加震（点e）のピーク応答も示している。これによれば、C1-5(1)-1加震の段階では、SW面においてはかぶりコンクリートはすでに ϵ_{cc} を超えているが、コアコンクリートのひずみは1,800 μ で、まだ ϵ_{cc} に達していない。

図-36、図-37にC1-5(2)加震に対する解析結果を示す。上述したC1-5(1)加震に比較して解析精度は低下し、解析による主応答方向の最大応答変位は81.1mmと、実験値254.9mmより68%小さい。このため、橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴の一致度も低くなっている。図-38は基部から500mm高さにおけるSW面およびNE面の軸方向鉄筋ひずみを実験値と比較したものである。図-32に示したC1-5(1)-1加震による残留ひずみが蓄積される結果、実験値に対する解析値の精度はさらに低下する。特に、実験では7秒付近で10,000 μ を超える圧縮ひずみが生じ、コアコンクリートがすでに圧壊していることを示している。これに対して、解析では図-33、図-34の点bに示すようにSW面のかぶり

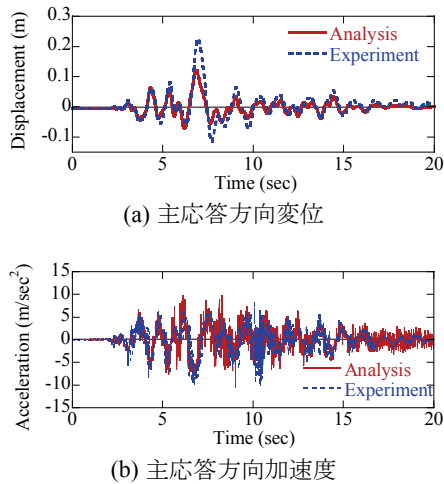


図-36 C1-5(2)加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

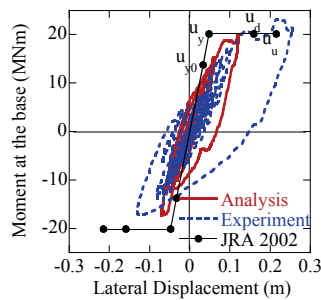


図-37 C1-5(2)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴（主応答方向）

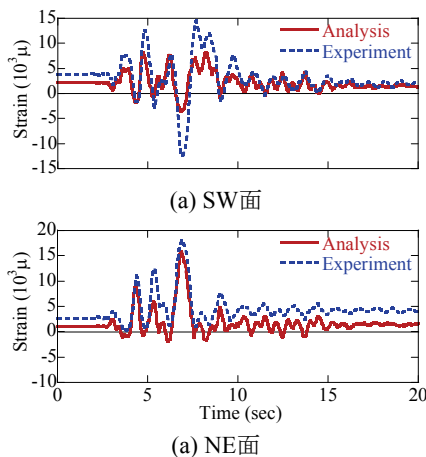


図-38 C1-5(2)加震における基部から500mmの軸方向鉄筋ひずみ

コンクリートのひずみはまだC1-5(1)-1加震とほとんど変わっておらず、コアコンクリートのひずみもまだ $2,200\mu$ と ϵ_{cc} に達しない。このため、解析では軸方向鉄筋にはほとんど圧縮ひずみが生じない。全体として、コアコンクリートのひずみが過小評価されていることが実験値との一致度を低下させている。

以上から見ると、本研究に用いた解析法では、まだ塑性化の度合いが小さい段階ではかなりの精度で加震

実験結果を再現できるが、変位応答じん性率で5.6に達するC1-5(2)加震になると、解析精度はまだ不十分であるといえる。今後、性能設計の普及とともに、より終局状態に至る橋梁の応答予測が重要となるが、この目的のためには、非線形履歴が非常に大きい状態での解析精度を向上させていくことが求められる。

9. 結論

2002年道路橋示方書によって設計された実大RC橋脚模型に対するE-ディフェンス加震実験及び非線形動的解析に基づいて、橋脚の曲げ破壊特性を検討した。大型模型を用いた加震実験が実施できたことから、従来のように寸法効果や実験データの信頼性という制約から解放され、大地震下のRC橋脚の耐震性に関して、今後のベンチマーク実験となり得る信頼性のある実験データを得ることができた。本検討により得られた結論をまとめると以下の通りである。

- 1) 現在の耐震基準で設計されたRC橋脚に実地震レベル100%JR鷹取駅記録を作用させると、橋脚には主応答方向に変位応答じん性率1.81に相当する応答が生じ、最大幅1mmの曲げひび割れが発生する。
- 2) 上記1)の橋脚に再度同一地震動を作用させると、変位応答じん性率は2.71に増加し、基部のかぶりコンクリートが剥落する。曲げ耐力の低下はほとんど無いが、同レベルの地震力で繰返し加震すると損傷は進展し、応答が大きくなり得ることが重要である。JR鷹取駅記録は継続時間が短いため、継続時間の長い断層近傍地震や連発地震、強い余震の作用下では、損傷の進展に注意する必要がある。
- 3) 上部構造重量を21%増加させ、上記1)と同一地震動で加震すると、主応答方向の変位応答じん性率は5.35になり、道路橋示方書に基づいて求められる終局変位の1.18倍に相当する応答が生じる。繰返し載荷実験から、従来、終局変位に達すると、塑性ヒンジ部でかぶりコンクリートの剥離が生じ、曲げ耐力も低下し始めると考えられてきたが、C1-5では基部のかぶりコンクリートは剥落したが、まだ曲げ耐力は低下し始めない。
- 4) 上部構造重量を増加させた状態で入力地震動を上記1)より25%増加させた加震を2回行うと、最初の加震でかぶりコンクリートの剥落が進展し、軸方向鉄筋2本と帯鉄筋6本が露出した。2回目の加震では、コアコンクリートが圧壊して破砕し、鉄筋カゴから破砕したコアコンクリートがまるで爆発したかのように逸散し、終局状態に至った。曲げ耐力が低下し始めると同時に、著しい残留変位が生じた。

5) 上記4)の破壊は塑性ヒンジ長の約1/2高さに相当する基部から500mmの位置で生じた。主応答方向に相当するSW面側では大きな圧縮を受けた結果、最外縁鉄筋位置から約400mm内側までのコアコンクリートが破壊面から200mmの深さまで破碎した。このような現象は従来の幾何学的相似則に基づいて製作した小型模型実験には見られなかった現象であり、圧壊後のコンクリート片と鉄筋カゴの大きさに基づくスケール効果と考えられる。

6) 上記4)の载荷に至るまで、帯鉄筋を定着するコアコンクリートは損傷を受けはしたが、帯鉄筋は定着部から抜け出すには至らなかった。このことは、コアコンクリートが大きく破壊する段階まで、帯鉄筋の定着部がよく機能したことを示している。

7) 主応答方向に相当するSW面における軸方向鉄筋とその直近に位置する帯鉄筋ひずみを検討すると、C1-5(3)加震になるとコアコンクリートの圧壊に伴い、軸方向鉄筋に20,000 μ に達する大きな圧縮ひずみが生じ、コアコンクリートの横拘束と軸方向鉄筋の座屈防止のため、帯鉄筋には10,000 μ を超えるひずみが生じる。帯鉄筋と軸方向鉄筋のひずみ間には相互作用があることが明らかとなった。

8) 一般に、外側の帯鉄筋には内側の帯鉄筋よりも大きなひずみが生じる。このことは、帯鉄筋を多段配置する場合には、式(1)のようにこれらが均等に横拘束に寄与するわけではないことを示している。多段配筋した場合の横拘束のメカニズムと帯鉄筋比の評価方法を検討する必要がある。

9) フーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しにより橋脚上端に生じる変位と橋脚の応答変位の最大値の比を r_{pp} と定義すると、 r_{pp} は0.24~0.12となる。橋脚の塑性化が進行し、曲げ耐力が増加しなくなったり低下し始めると、 r_{pp} はこれ以上の値とはならず、加震を重ねるにつれて減少する。

10) 道路橋示方書によって求められる曲げ耐力は実験から求められた曲げ耐力とよく一致する。しかし、道路橋示方書による変形性能は実際の橋脚の変形性能を安全側に評価しすぎている。

11) 現状で考えられる最先端の研究上の知見に基づいて実施した非線形動的解析は、C1-5(1)加震に対してはよく実験値を再現するが、変位応答じん性率で5.55に達するC1-5(2)加震になると、解析精度は低下する。

謝辞：本E-ディフェンス実験は、(独)防災科学技術研究所に設置されている橋梁耐震実験研究分科会（委員長：家村浩和近畿職業能力開発大学校長）、橋梁耐震実験研究実行部会（委員長：川島一彦東京

工業大学教授）、実行部会に設置された解析検討WG、支承・ダンパーWG、計測方法検討WG、解析コンテストWGの委員各位の協力の下に遂行されている。また、日米共同研究として、ネバダ大学リノ校のIan Buckle教授、カリフォルニア大学バークレイ校のStephen Mahin教授のご協力を得た。ここに記し、厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 武村浩志, 川島一彦, 運上茂樹, 星隈純一: 繰返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.869-880, 1997.
- 2) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of number of loading cycles on dynamic characteristics of reinforced concrete bridge pier columns, *Structural Engineering and Earthquake Engineering, Journal of JSCE*, Vol. 5, No. 1, pp. 183-191, JSCE, 1988.
- 3) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 849-850, 1997.
- 4) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 877-888, 1998.
- 5) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八洲雄, 吉澤義男: 大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 538/V-31, pp. 47-56, 1996.
- 6) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No. 669/V-50, pp. 215-232, 2001.
- 7) Stone, W. and Cheok, G. S.: Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to cyclic loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA, 1989.
- 8) Katayama, T.: Construction of E-Defense - A large-size 3-dimensional shake table, *Proc. 1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, pp. 29-38, Nagoya, Japan, 2005.
- 9) Nakashima, N., Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwara, K.: Shake table experimental project on the seismic performance of bridges using E-Defense, S17-02-010(CD-ROM), 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- 10) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K. and Yabe, M.: Seismic performance of a flexural failure type reinforced concrete bridge column based on E-Defense excitation, *Structural*

- Engineering and Earthquake Engineering, Journal A*, Vol. 65, No. 2, pp. 267-285, JSCE, 2009.
- 11) 佐々木智大, 陳紹帥, 川島一彦: E-ディフェンス震動実験におけるロードセルを用いた橋脚作用曲げモーメントの精度に関する研究, 第12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. 119-124, 土木学会, 2009.
- 12) 高橋良和, 植田健介, 右近大道: 大型橋梁耐震実験における滑り支承の動摩擦係数測定とその特性, 第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 425-430, 土木学会, 2009.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002.
- 14) 葛西昭, 稲垣冨城: 実大 RC 橋脚コンポーネント震動台実験に用いられた鉄筋の繰返し弾塑性挙動, 第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 303-310, 土木学会, 2009.
- 15) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-strain model for confined concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, ASCE, 1997.
- 16) Sakai, J., and Unjoh, S.: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 5, No. 1, pp. 103-110, Science Press, 2006.
- 17) 渡邊学歩, 矢部正明: 基礎構造-周辺地盤系の影響を考慮した入力地震動に関する検討, 第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.239-248, 土木学会, 2008.
- 18) 佐々木智大, 川島一彦: E-ディフェンス震動実験に基づくフーチング内軸方向鉄筋の抜けだしに関する検討, 第12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. 395-402, 土木学会, 2009.
- 19) Priestley, N.M.J., Seible, F. and Calvi, M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1996(川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998)
- 20) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 1, pp. 112-122, ASCE, 2006.
- 21) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometricary and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on Well Defined Repeated Loads*, pp. 15-22, 1973.
- 22) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷, 再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.

(2009. 6. 24 受付)

EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF A CIRCULAR REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMN DESIGNED IN ACCORDANCE WITH THE CURRENT DESIGN CODE BASED ON E-DEFENSE EXCITATION

Kazhiko KAWASHIMA, Tomohiro SASAKI, Hiromichi UKON, Koichi KAJIWARA, Shigeki UNJOH, Jyunichi SAKAI, Kenji KOSA, Yoshikazu TAKAHASHI, Masaaki YABE and Hiroshi MATSUZAKI

This paper presents a 3D shake table experiment on a 7.5 m tall 2 m diameter circular reinforced concrete column which was designed in accordance with 2002 Japan Road Association design code. Failure mechanism was clarified based on a series of excitations and fiber element analyses. It was found that the column behaved satisfactorily under a near-field ground motion recorded during the 1995 Kobe, Japan earthquake. The scale effect on the ultimate displacement due to pull-out of crashed core concrete from steel cage and the lateral confinement by hoops are presented.