

E-ディフェンスを用いた現行基準で設計されたRC橋脚の破壊特性に関する検討

佐々木智大¹・川島一彦²・松崎裕³・右近大道⁴・梶原浩一⁵

¹学生会員 修（工） 東京工業大学大学院 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 M1-10）

²フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

³正会員 修（工） 東京工業大学大学院助教 理工学研究科土木工学専攻（同上）

⁴正会員 独立行政法人 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田1501-21）

⁵正会員 博（工） 独立行政法人 防災科学技術研究所（同上）

1. はじめに

構造物の耐震設計では、部材が保有する塑性変形性能やエネルギー吸収性能を考慮して設計される。橋梁の場合には一般に橋脚基部に塑性ヒンジが生じるように各部材の耐力が決定され、この塑性ヒンジでは所要の変形性能、エネルギー吸収性能が発揮されるように設計が行われる。そのため、塑性ヒンジ部における塑性変形性能の評価は非常に重要である。

RC橋脚の塑性変形性能の評価は、主に繰り返し載荷実験データに基づき定められた評価式を用いて行われることが多い。たとえば武村・川島らは平成8年道路橋示方書の終局変位算定法に基づく、終局変位は概ねかぶりコンクリートが剥落し始めるときの変位に相当することを指摘している¹⁾。

しかし、断層近傍地震動を用いたハイブリッド載荷実験や震動台実験では、設計上の終局変位を大きく上回る変位を生じているにもかかわらず、損傷は限定的であることが指摘されている。このことは断層近傍地震動作用下の橋脚の曲げ変形性能は、道路橋示方書で取り入れられている曲げ変形性能の算定法で求められるものよりもさらに大きい可能性を示唆している。河野・川島はハイブリッド載荷実験に基づいて終局変位の再評価を行っている²⁾。

一方、実験式を設計に用いる際には、これをその実験式の適用範囲内で用いることが重要である。既往の研究により求められた評価式には軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、せん断支間比等の力学的指標による適用範囲が示されている。しかし、断面寸法に関する適用範囲は明確にされておらず、縮小模型から得られた実験結果を基に求められた評価式をそのまま外挿し、実大の構造物に適用している。これは、実験施設の制約から大型の模型を用いた実験を行うことが難しいためである。

大型橋脚模型を用いた実験を行った研究としては、幸左ら³⁾や星隈、運上ら⁴⁾の研究がある。しかしながら、これら2つの研究はともに変位制御下の繰り返し載荷実験に基づくものであり、実大規模の橋脚の断層近傍地震動作用下での曲げ変形性能に関しては依然として検討課題が残されている。

上記の背景の下に、現在の技術基準で設計された径が2mの円形断面RC橋脚に対する加震実験（C1-5実験）が防災科学技術研究所が有する大型震動台実験施設E-Defenseを用いて平成20年8月に行われた⁵⁾。本文では、C1-5実験の結果を用いて大型橋脚模型の破壊特性を考察する。

2. C1-5実験の概要

図-1にC1-5実験のセットアップを、図-2にC1-5実験に用いた橋脚（C1-5橋脚）の寸法と配筋を示す。C1-5橋脚は高さ7.5mで径2.0mの円形断面RC橋脚である。基部から慣性力作用位置までの高さは橋軸方向には固定支承の回転中心である8m、橋軸直角方向には上部構造の重心位置である9.3mである。また、慣性質量は橋軸方向には307ton、橋軸直角方向には215tonである。また、基部に作用する軸圧縮応力は0.95MPaである。

軸方向鉄筋としては径35mmのSD345が2段で計64本配置され、帯鉄筋としては径22mmのSD345が外側では150mm間隔で、内側では300mm間隔でそれぞれ配置されている。

引張り実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。また、後述するC1-5(1)載荷当日に行った

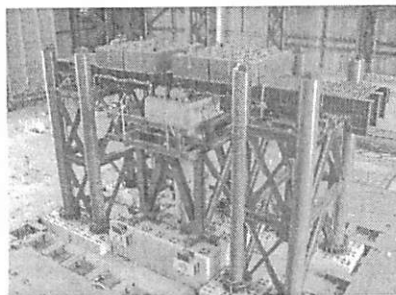


図-1 C1-5実験のセットアップ（上部構造重量を増加した場合）

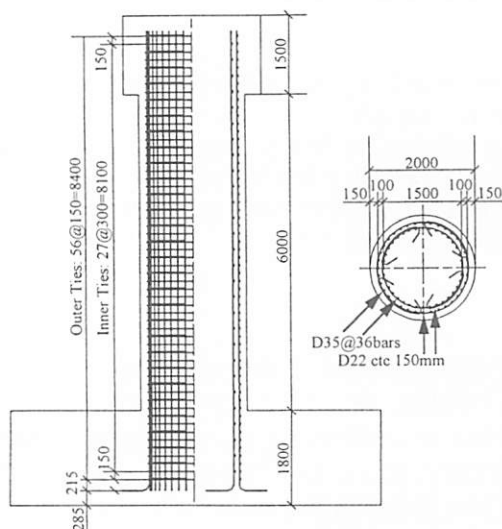


図-2 C1-5橋脚

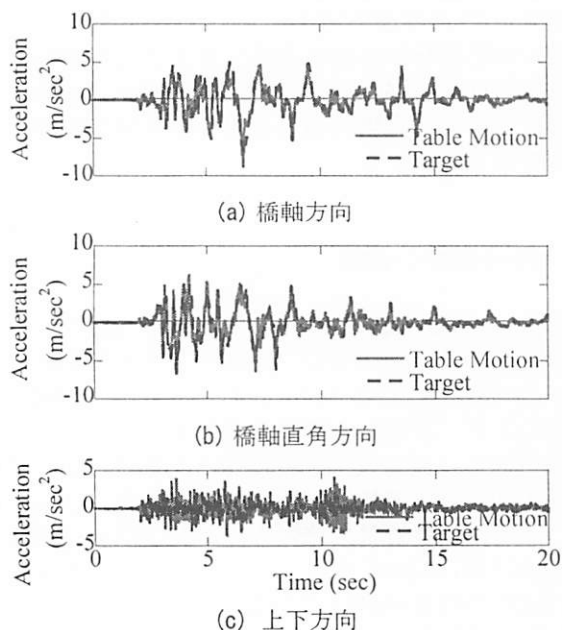


図-3 入力加速度（C1-5(1)载荷1回目）

テストピースの圧縮試験の結果得られたコンクリート強度は 32.2 MPa である。

図-3 に C1-5 実験に用いた加速度記録を示す。入力加速度としては 1995 年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された加速度記録を地盤と構造物の相互作用を考慮して振幅特性を 80%に縮小した加

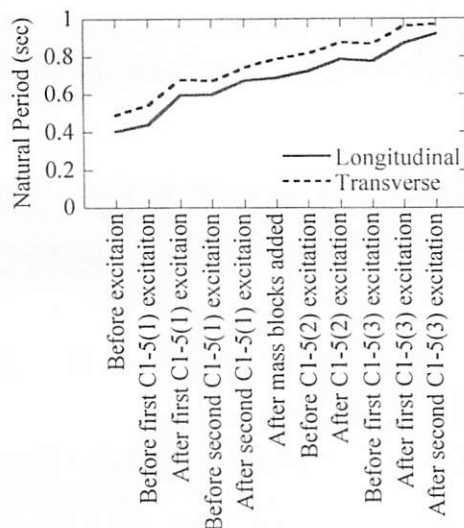


図-4 固有周期の変化

速度波形（実地震レベル）を用いた。ただし、実地震レベル加震で生じた損傷は基部の曲げクラック程度であったため、実地震レベル加震をもう 1 回実施した。その後、上部構造重量を 307t から 372t に 21%増加させた状態で、さらに実地震レベル加震を 1 回、加速度振幅を実地震レベルの 125%に拡大させた加震を 2 回行い、橋脚が破壊するまで加震した。これ以降、上部構造質量が 307t の場合の加震実験を C1-5(1)载荷、上部構造質量を 372t に増加させた状態で行った実地震レベル加震実験を C1-5(2)载荷、実地震レベルの 125%で加震した実験を C1-5(3)载荷と呼ぶ。

なお、C1-5 橋脚の動的応答特性を把握するため、C1-5(3)载荷の 2 回目をのぞく各加震前に目標最大加速度振幅 1m/sec^2 の 1 波の正弦波を用いたパルス加震を 1 回、ランダム波加震および実地震レベルの 30%の加速度振幅での加震を 3~6 回行っている。図-4 にパルス加震によって得られた橋脚天端の応答変位から求めた橋軸方向および橋軸直角方向の固有周期を示す。加震前には固有周期は橋軸方向には 0.41 秒、橋軸直角方向には 0.49 秒であったが、加震に伴う損傷の進展とともに固有周期は長くなる。後述するように、コアコンクリートまで激しく損傷した C1-5(3)载荷 2 回目終了後の固有周期は橋軸方向には 0.92 秒、橋軸直角方向には 0.97 秒となり、加震前と比較して、橋軸方向には 2.2 倍、橋軸直角方向には 2.0 倍に固有周期が長くなっている。

3. 破壊の進展

(1) C1-5(1) 载荷

図-5に2回のC1-5(1)载荷における橋脚基部の損傷を示す。なお、図中には、C1-5(1)载荷前に行った実地震レベルの30%の加速度振幅による加震において生じた曲げひび割れも示している。この段階では、基部から0.9mおよび1.8mの高さに小さな曲げひび割れが生じただけである。1回目のC1-5(1)载荷では水

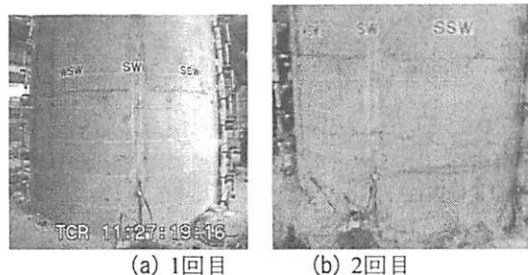


図-5 C1-5(1)実験終了後の橋脚基部の損傷

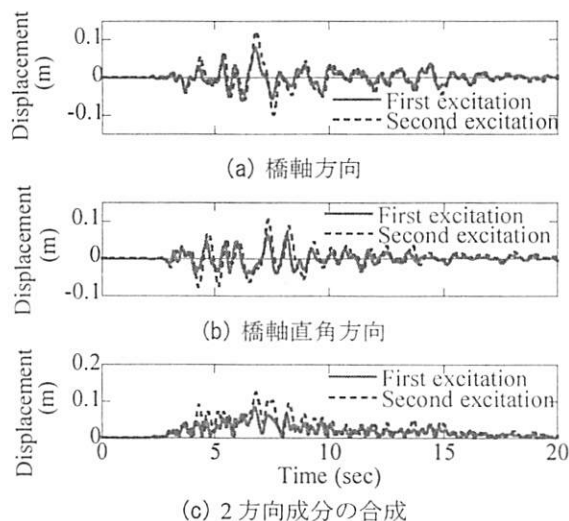


図-6 C1-5(1)実験における橋脚天端位置での応答変位

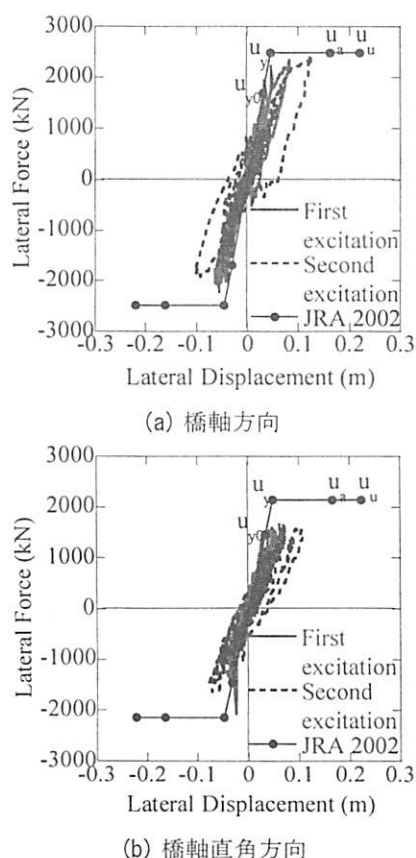


図-7 C1-5(1)実験における橋脚天端位置での水平力～水平変位の履歴

表-1 C1-5(1)载荷における橋脚の曲げ耐力(kN)

		第1回目	第2回目
橋軸方向	+側	2,346	2,415
	-側	-2,239	-1,927
	設計値	2,485	
橋軸直角方向	+側	1,589	1,684
	-側	-2,078	-1,688
	設計値	2,138	
2成分合成		2,363	2,423

平曲げひび割れが橋脚の全周にわたって生じた。2回目のC1-5(1)载荷では、橋脚基部を中心に全体として曲げひび割れが進展し、W面～SW面では高さ約200mmの範囲でかぶりコンクリートが剥落した。

図-6に橋脚上端での応答変位を示す。1回目のC1-5(1)载荷で、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である。水平2成分を時間領域で合成した応答変位の絶対値の最大値（以下、水平2成分を合成した最大応答変位と呼ぶ）は83.5mmとなっており、これは降伏変位が45.8mmであるから、変位じん性率で1.81に相当する。2回目のC1-5(1)载荷では、最大応答変位は橋軸方向には121.7mm、橋軸直角方向には105.0mm、水平2成分を合成した最大応答変位は124.5mmと1回目の载荷に比較して約1.5倍に増加した。水平2成分を合成すると、変位じん性率は2.71となる。上述したW面とSW面間の基部でのかぶりコンクリートの剥離は、応答変位の大きい位置に相当している。1回目の加震の後にもう一度同じ大きさの地震力で加震すると、損傷がさらに進展することを示している。

図-7は橋脚上端における水平力～水平変位の履歴である。これより、第1回目及び第2回目のC1-5(1)载荷における曲げ耐力を求めると、表-1のようになる。ここでは、各方向の水平力の2乗和の平方根をとり2成分合成した場合の水平力の大きさでの曲げ耐力も示している。第1回目のC1-5(1)载荷では、橋軸方向の曲げ耐力は+側には2,346kN、-側には-2,239kNであり、これは道路橋示方書⁶⁾から計算される曲げ耐力 $P_u = 2,485\text{kN}$ の90～94%に相当する。一方、橋軸直角方向の曲げ耐力は+側には1,589kN、-側には-2,078kNであり、これは道路橋示方書から計算される曲げ耐力 $P_u = 2,138\text{kN}$ の74～97%に相当する。橋軸方向の曲げ耐力が設計値と比較して小さいのは、橋軸方向に比較して、橋軸直角方向の変位が小さいためである。

これに対して、2成分合成した場合の曲げ耐力と比較すると、第1回目は2,363kNであったのに対し、第2回目では2,423kNと第1回目と比較して、2.5%曲げ耐力が増加している。

(2) C1-5(2) 载荷

図-8にC1-5(2)载荷した場合の橋脚基部の損傷の進展を示す。6.67秒にSW面基部のかぶりコンクリートが大きくはらみだし剥離した。8.80秒になると

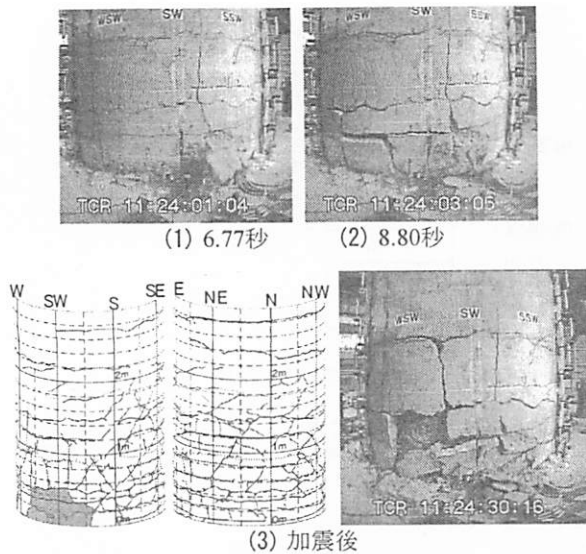


図-8 C1-5(2)実験における損傷の進展

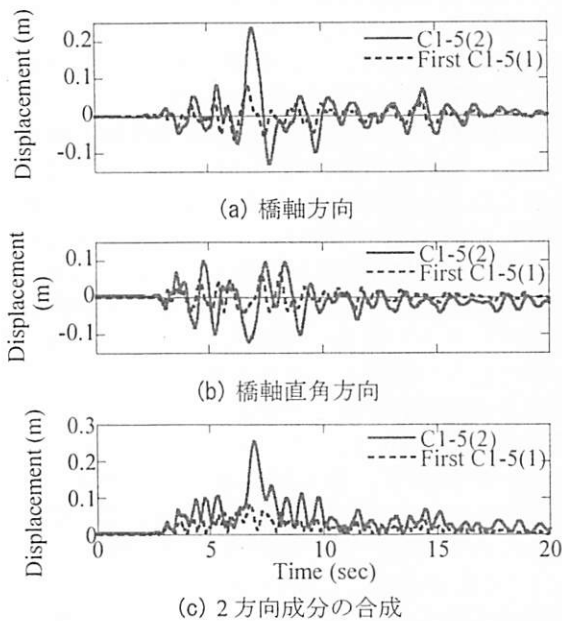
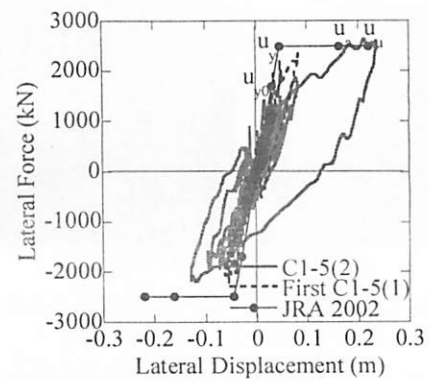


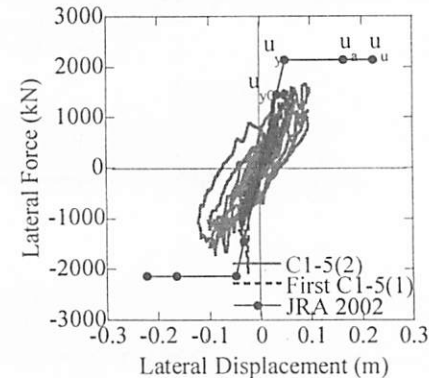
図-9 C1-5(2)実験における橋脚天端位置での応答変位

WSW面からSSW面にかけてさらに広い範囲のかぶりコンクリートが剥落した。

図-9及び図-10に橋脚天端の応答変位および橋脚天端位置における水平力～水平変位の履歴をC1-5(1)載荷1回目の結果と比較して示す。最大応答変位は橋軸方向に238.1mm、橋軸直角方向に121.4mmであり、水平2成分を合成した最大応答変位は254.0mmである。橋軸方向の最大応答変位は第1回目のC1-5(1)載荷と比較して約3.04倍に増加している。また、橋軸方向の最大応答変位は、道路橋示方書⁶⁾で規定されている方法で求めた終局変位220.0mmをわずかに上回っている。しかし、橋軸方向の曲げ耐力は、+側では2,635kN、-側では-2,194kNであり、2成分合成すると2,704kNとなる。上述したC1-5(1)載荷と比較して、14%増加しており、耐力低下はまだ起きていない。



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

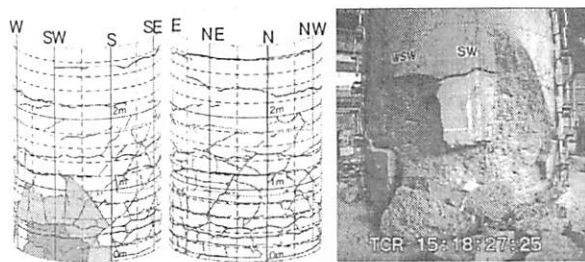
図-10 C1-5(2)実験における橋脚天端位置での水平力～水平変位の履歴

(2) C1-5(3) 載荷

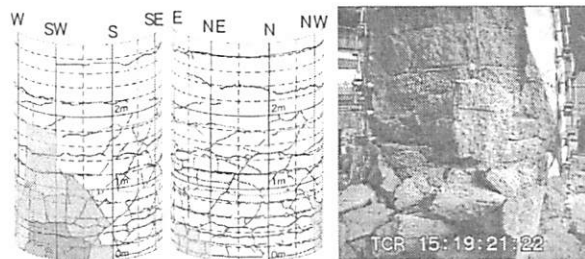
図-11にC1-5(3)載荷の第1回目の損傷の進展を示す。図-11(1)に示す加震直前の損傷状態が図-8(3)に示した第2回目のC1-5(2)載荷後の損傷状態よりも進展しているのは、第1回目のC1-5(3)載荷に先立って行った実地震レベルの30%加震において、SW面のかぶりコンクリートが基部から1.2mより下側で剥落したためである。実地震レベルの30%加震でこのような被害の進展が生じることは、加震前には予想していなかったが、これは、すでに第2回目のC1-5(2)載荷後に、かぶりコンクリートが相当ダメージを受けていたことを示している。

図-11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6本の帯鉄筋が、W面において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、視認できる範囲ではまだ局部座屈は生じていない。これは、C1-1橋脚（1970年代の技術基準で設計した曲げ破壊型橋脚）とは大きく異なる点である⁷⁾。

図-12に2回目のC1-5(3)載荷による損傷の進展を示す。加震後7.17秒になると、橋脚がSW方向へ大きく変位したため、SW面ではコアコンクリートが

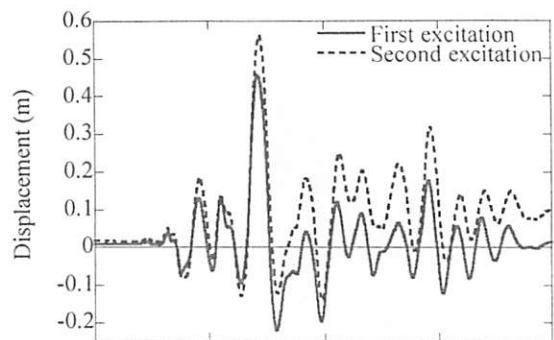


(1) 加震前

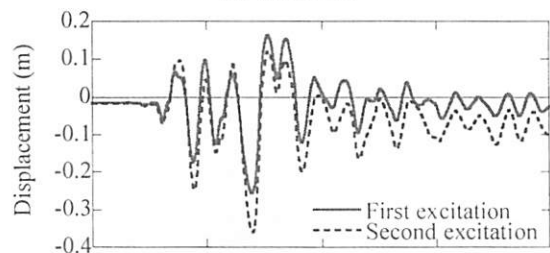


(2) 加震後

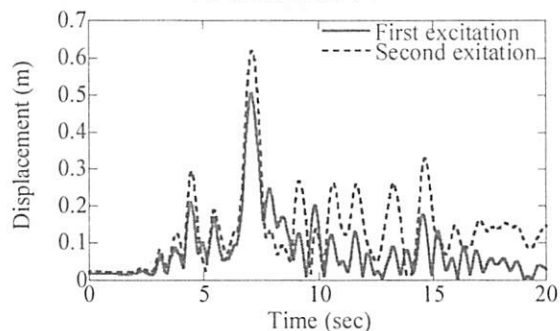
図-11 C1-5(3)実験1回目における損傷の進展



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向



(c) 2方向成分の合成

図-13 C1-5(3)実験における橋脚天端位置での応答変位

圧壊してぼろぼろになり、鉄筋の隙間から砂状になったコアコンクリートが吹き出した。その後、主たる変位の方向がSW面からW面、NW面、N面、NE面と回転するように変化するに伴い、圧縮力を受ける面や引張力を受ける面がかぶりコンクリートが大きく剥離・剥落した。

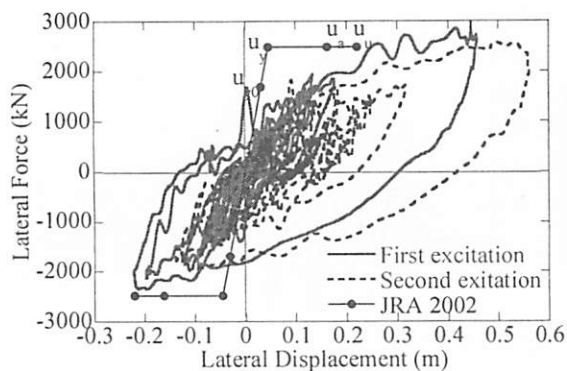
加震終了後、損傷状況を確認すると、外側の軸方向鉄筋は全周にわたってすべて露出しており、内側の軸方向鉄筋も変位が大きかったSW面とW面では合計9本が、これらとは反対側のNE面とE面では10本が露出した。また、軸方向鉄筋のうちSW面側では外側の11本、内側の9本、NE面側では外側の11本、内側の10本が座屈した。帯鉄筋はいずれも最後まで抵抗しており、継ぎ手やフックが外れたり、帯鉄筋が破断した箇所は見られなかった。このため、軸方向鉄筋は、おおむね2段目の帯鉄筋（橋脚基部から200mm）から6段目の帯鉄筋間（橋脚基部から800mm）で座屈した。座屈長はおおむね600mmである。

図-13は C1-5(3)载荷における橋脚天端の応答変位を示す。最大応答変位は、第1回目のC1-5(3)载荷では、橋軸方向には456.6mm、橋軸直角方向には256.7mmであり、水平2成分を合成した最大応答変位は506.3mmである。また、第2回目のC1-5(3)载荷では、橋軸方向には562.4mm、橋軸直角方向には

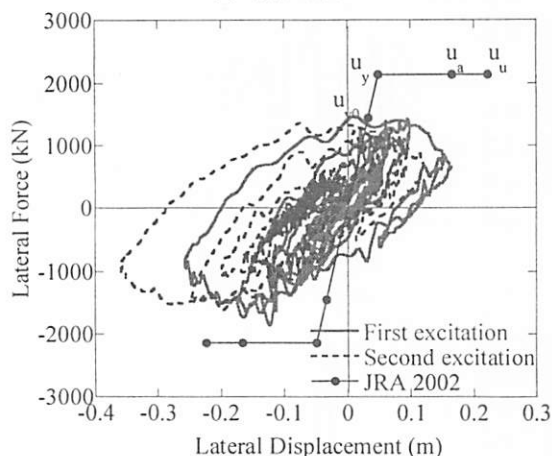
358.9mmであり、水平2成分を合成した最大応答変位は619.7mmである。水平2成分を合成した最大応答変位で表すと、変位じん性率は、1回目の载荷では10.4、2回目の载荷では12.7となる。なお、道路橋示方書で終局変位（終局じん性率）を求めると、220mm（4.78）である。したがって、上述した最大応答変位は、第1回目のC1-5(3)载荷では終局変位の2.3倍、第2回目のC1-5(3)载荷では終局変位の2.8倍である。

ここで重要な点は、2回目の加震では、橋軸方向には108.9mm（ドリフト1.45%）、橋軸直角方向には76.4mm（ドリフト1.02%）の残留変位が生じていることである。

図-14に橋脚天端位置での水平力～水平変位の履歴を示す。これより、最大曲げ耐力を求めると、表-2のようになる。1回目の加震では、橋軸方向には+側、一側ともに曲げ耐力は道路橋示方書で計算される値に近い値まで増加している。これに対し、橋軸直角方向には、依然として道路橋示方書で計算される値の87%程度の値にとどまっている。一方、2成分合成した水平力では3,027kNとなり、C1-5(2)载荷に比較して、12%増加している。2回目の加震の



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-14 C1-5(3)実験における橋脚天端位置での水平力～水平変位の履歴

表-2 C1-5(3)载荷における橋脚の曲げ耐力(kN)

		第1回目	第2回目
橋軸方向	+側	2,970	2,588
	-側	-2,351	-2,008
	設計値	2,485	
橋軸直角方向	+側	1,469	1,360
	-側	-1,855	-1,620
	設計値	2,138	
2成分合成		3,027	2,687

場合の2成分合成した水平力は、1回目の加震の場合と比較して11%低下しており、橋脚の曲げ耐力が低下している。

3. 破壊面の損傷状況

合計5回の加震実験の結果、C1-5橋脚は曲げ破壊した。基部より500mm上方に破壊面があることが確認されたため、この高さで軸方向鉄筋を切断し、重機を用いて破壊面より上の部分を撤去し、破壊面を詳しく観察した。

図-15は下側の破壊面の様子を、図-16に破壊面に直交する面で切った断面図を示す。破壊面を境にして、その上側、下側ともに破断面は比較的滑らかな

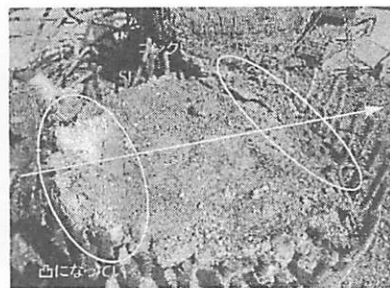


図-15 基部の破壊面の様子

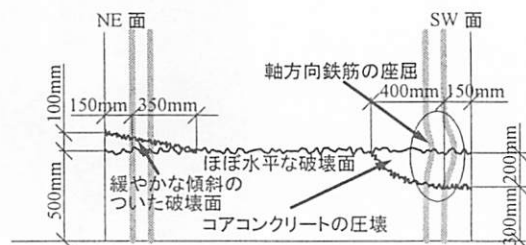


図-16 破壊面の断面図

面をしており、この面に損傷が集中したことがわかる。図中のSW面側では、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おり、この深さは破壊面から200mm下方の高さに及んでいる。SW面側でコアコンクリートの損傷が大きかったのは、橋脚の応答がSW方向に卓越したため、この面では圧縮が卓越したためと考えられる。また、その中でも帯鉄筋の定着部の損傷が特に著しい。これは、帯鉄筋の定着がよく機能し、定着部に強い引き抜き力が作用したためと考えられる。これとは反対側に位置するNE面では、コンクリートが上向きに凸に残っており、この面では主として引張を受けたことを示している。

4. 軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ

図-17に、上述した5回の载荷による軸方向鉄筋のひずみを示す。なお、これは橋脚の応答変位が最大となる瞬間におけるひずみ分布である。また、橋脚の応答変位が最大となる瞬間には、SW方向の応答変位が卓越していたため、ここには、NE面の軸方向鉄筋ひずみを引張側軸方向鉄筋として示している。

軸方向鉄筋が降伏する領域に着目すると、第1回目のC1-5(1)加震ではフーチング上面から150mm下方と1,200mm上方の間で、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が降伏する領域が橋脚上方に広がっていく。

図-18は、応答変位が最大になる瞬間の帯鉄筋ひずみである。C1-5(1)载荷では1回目、2回目加震ともに帯鉄筋に生じるひずみはごくわずかであり、帯鉄筋による拘束効果はまだ必要とされていない。これに対してC1-5(2)加震では、応答変位が大きくなるSW面やW面において帯鉄筋に1,000μを超えるひずみが生じるが、まだそれほど大きいものではない。

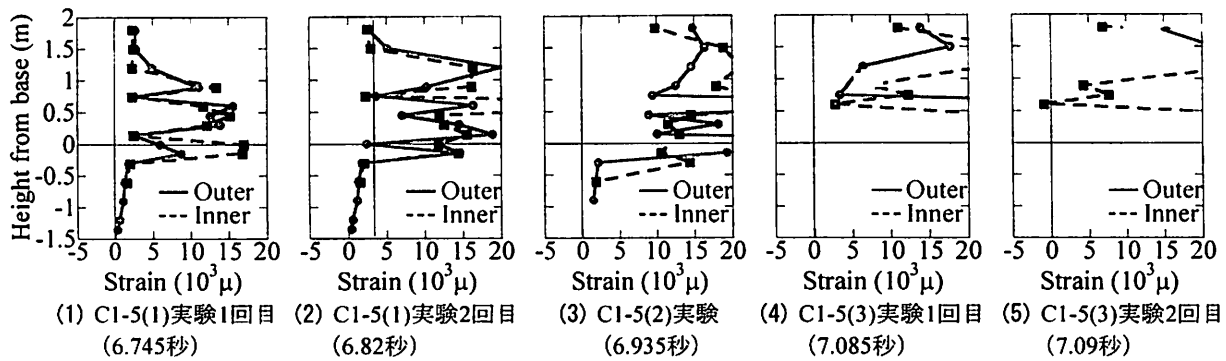


図-17 応答変位が最大となるとき引張側軸方向鉄筋ひずみ

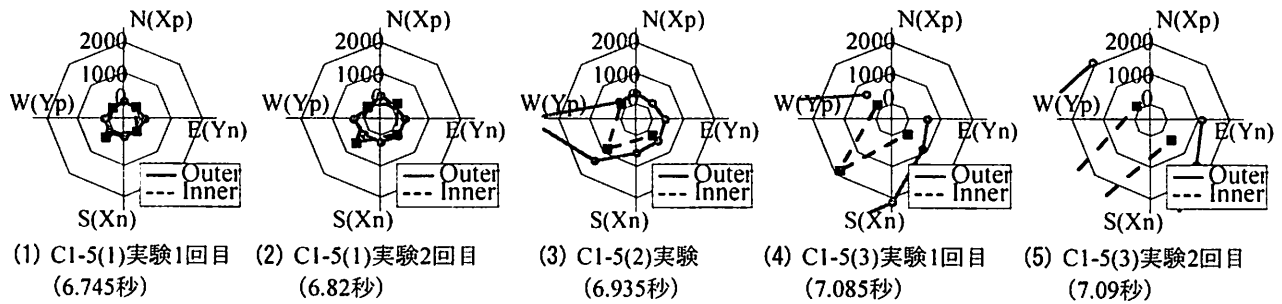


図-18 応答変位が最大となるとき基部から350mmの帯鉄筋ひずみ

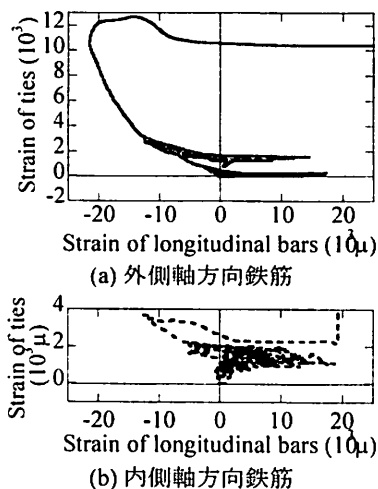


図-19 SW面における基部から350mmの帯鉄筋ひずみと基部から300mmの軸方向鉄筋ひずみの履歴

C1-5(3)載荷の1回目、2回目加震になると、帯鉄筋に生じるひずみは $10,000\mu$ に大きくなり、S面など他の面にある帯鉄筋にもひずみが生じるようになる。

同じ位置にある軸方向鉄筋と帯鉄筋のひずみがどのようになっているかの一例として、図-19にSW面において基部から350mmの高さにある帯鉄筋のひずみと、これと直近位置にある軸方向鉄筋で、基部から300mmの高さで測定したひずみの履歴を示す。なお、ここにはC1-5(1)載荷1回目の結果からC1-5(3)載荷1回目の結果までの合計4回の加震の結果を1つにつなげて示している。軸方向鉄筋に大きな圧縮ひずみが作用し、局部座屈しようとする際に帯鉄筋がこ

れを拘束するため、帯鉄筋ひずみが増加する。図-19はこの関係をよく表している。

5. まとめ

現在の技術基準で設計された実大のRC橋脚模型に対するE-Defenseを用いた加震実験結果に基づいて、橋脚の曲げ破壊特性について検討した。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) 現在の基準で設計されたRC橋脚に1995年兵庫県南部地震によるJR鷹取駅で観測された地震動が作用すると、橋脚には曲げひび割れが発生する程度にとどまる。変位じん性率は1.81である。この橋脚に再度同じ地震動を作用させると、変位じん性率は2.71に増加し、基部のかぶりコンクリートが剥落した。同レベルの地震力でも繰り返すと、損傷は進展する。

2) 上部構造重量を21%増加させ、上記1)と同じ地震力で加震した結果、変位じん性率は5.50になり、終局変位の1.15倍に相当する応答が生じた。橋脚基部のかぶりコンクリートが剥落したが、軸方向鉄筋や帯鉄筋はまだ露出しなかった。

3) 上記2)のように上部構造重量を増加させた状態で入力地震動を上記1)の125%に増加させて加震を2回行くと、最初の加震で、かぶりコンクリートが大きく剥落し、2本の軸方向鉄筋と6本の帯鉄筋が露出した。さらに同じ地震動を加震すると、爆発したかに見えるほど、コアコンクリートまでが短時間のうちに激しく破壊し、急速な耐力低下と著しい残留変位が生じた。

4) 破壊は基部から500mm上方に形成された破壊面で生じており、特に、応答変位が卓越したSW面側のコアコンクリートは大きな圧縮力を受けた結果、激しく損傷した。この位置では、コアコンクリートは最外縁鉄筋位置から400mm程度内側に入った位置まで、また、高さ方向には破壊面から200mm下方まで、ぼろぼろに破壊され、砂状になっていた。特に、帯鉄筋の定着部がもっとも激しい損傷を受けており、このことは、コアコンクリートが大きく破壊する段階で、帯鉄筋の定着部がかなりよく機能していたことを示している。これに対し、SW面とは反対側に位置するNE面では、応答がSW方向に卓越したため、大きな圧縮を受けなかったため、コアコンクリートが上向きに凸状に残っていた。

5) 応答が卓越したため圧縮力を受けたSW面における軸方向鉄筋と帯鉄筋に生じたひずみを検討すると、上部構造質量を増加させる前の2回の加震（C1-5(1)）では軸方向鉄筋にはほとんど圧縮ひずみが生じないため、帯鉄筋にもほとんどひずみは生じない。上部構造質量を21%増加させ、入力強度も125%に増加させた2回の加震（C1-5(3)載荷）では、コアコンクリートが圧壊したため軸方向鉄筋に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た。軸方向鉄筋と

帯鉄筋との相互作用が明らかとなった。

参考文献

- 1) 武村浩志，川島一彦，運上茂樹，星隈純一：繰り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) 河野直也，川島一彦：ハイブリッド載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の再評価，第11回地震時保有水平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，土木学会，pp.31-38，2008.
- 3) 幸左賢二，小林和夫，村山八州雄，吉澤義男：大型RC橋脚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.
- 4) 星隈純一，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.
- 5) 右近大道，梶原浩一，川島一彦：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-5橋脚）震動破壊実験報告，第12回地震時保有水平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，2009.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2002.
- 7) 右近大道，梶原浩一，川島一彦，佐々木智大，運上茂樹，堺淳一，高橋良和，幸左賢二，矢部正明：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-1橋脚）震動破壊実験研究報告書，防災科学技術研究所研究資料，第331号，2009年1月.