

実大模型と縮小模型の加震実験に基づくRC橋脚の 寸法効果に関する検討

○太田啓介¹⁾・佐々木智大²⁾・全貴蓮³⁾・川島一彦⁴⁾

¹⁾学生会員 東京工業大学 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²⁾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 (同上)

³⁾学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁴⁾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)

1. はじめに

一般に、RC橋脚の断面寸法は数mと大きく、実大模型を用いた震動実験を行うことは難しいことから、数分の1程度に縮小した小型模型を用いた繰り返し載荷やハイブリット載荷実験等が行われてきた。小型模型から求めたRC橋脚の特性が実大橋脚の特性をどこまで再現できるかに関しては、従来様々な取り組みが行われてきている¹⁾²⁾³⁾が、実地震時の特性に近い震動台加震実験に基づいて寸法効果を研究した例は皆無と言ってよい。しかし、E-ディフェンスの出現により実大規模の橋脚模型による震動実験が可能となったことから、寸法効果を具体的に検討することが可能となった。

本研究では、現在の耐震基準に従って設計された直径2mの大型橋脚模型（C1-5橋脚）に対する震動実験に基づき、これを6/35に縮小した模型を用いた載荷実験を行い、これとの比較からRC橋脚の寸法効果を検討する。

2. C1-5橋脚実験の概要

C1-5橋脚は直径2m、高さ7.5mの円柱供試体であり、橋脚基部から水平力作用点までの高さ(有効高さ)は、橋軸方向には8m、橋軸直角方向には9.3mである。かぶりコンクリートの厚さは150mmである。軸方向鉄筋としてはD35(SD345)が2段配筋で計72本が、また、帯鉄筋としてはD22(SD345)が150mmピッチでそれぞれ配置されている。軸方向鉄筋比及び帯鉄筋体積比はそれぞれ2.19%、0.92%である。軸方向鉄筋の降伏強度及び引張強度はそれ

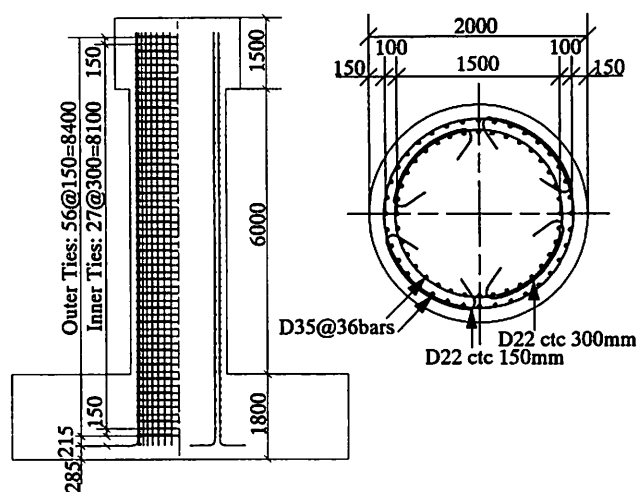


図-1 C1-5橋脚

ぞれ364N/mm²、562N/mm²、帯鉄筋の降伏強度及び引張強度はそれぞれ382N/mm²、555N/mm²である。コンクリートには最大粗骨材寸法が20mmの普通ポルトランドセメントを用いた。コンクリートの圧縮強度及び弾性係数はそれぞれ32.2N/mm²、27.6kN/mm²である。

C1-5実験では上部構造重量及び入力地震動の倍率を変化させて5回の加震が行われている。入力地震動には兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された地震動が使用された。動的相互作用を見込んで実測値を80%に縮小した波形を入力地震動とし、これを以下100%地震入力と呼ぶ。上部構造質量は1回目及び2回目の加震では307tとし、3回目以降の加震では21%増加し372tとされている。以下、上部構造質量が307t(100%)の状態に加震した実験をC1-5(1)-1、C1-5(1)-2、上部構造質量を372t(121%)に増加して100%加震した実験をC1-5(2), 上部構造質量が372t(121%)で入力地震動を125%に増加した加震実験

表-1 C1-5橋脚と縮小模型の比較

		C1-5橋脚	縮小模型
橋脚躯体直径		2.0m	0.35m
主鉄筋	径	35mm	6mm
	鉄筋比	2.19%	2.37%
帯鉄筋	径	22mm	4mm
	間隔	150mm	28mm
	帯鉄筋体積比	0.92%	0.92%
粗骨材最大寸法		20mm	13mm

表-2 主鉄筋及び帯鉄筋の材料特性

		C1-5 橋脚	縮小模型
主鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	364	380
	引張強度 (N/mm ²)	562	550
	弾性係数 (kN/mm ²)	189	180
帯鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	382	423
	引張強度 (N/mm ²)	555	598
	弾性係数 (kN/mm ²)	186	205

をC1-5(3)-1, C1-5(3)-2と呼ぶ。加震実験では、橋軸方向がEW方向、橋軸直角方向がNS方向と呼ばれており、以下ではこれに従って方向を示すこととする。

3. 縮小模型実験

東京工業大学の耐震実験装置において実験可能な範囲で、かつ可能な限り正確にC1-5橋脚の縮小模型を製作することを基本とした。任意径の異形鉄筋を製作することは困難であることから、入手可能なD6を主鉄筋として使用することを前提として、幾何学的な相似率を6/35とすることとした。これに基づいて、縮小模型では橋脚躯体の直径を350mmとし、橋脚基部から上端までの高さは1.63m、橋脚基部から水平力作用点までの高さ（有効高さ）は1.37mとした。かぶりコンクリートの厚さは26mmである。軸方向鉄筋としてはD6(SD345)を2段配筋で計72本配置した。相似率から定まる帯鉄筋径は3.8mm、ピッチは25.7mmであるが、これに近いD4(SD295)を使用し、帯鉄筋体積比 ρ_s がC1-5橋脚と等しくなるように28mmピッチで帯鉄筋を配置した。従って、軸方向鉄筋比及び帯鉄筋体積比はともにC1-5橋脚とほぼ等しくなる。

軸方向鉄筋の降伏強度及び引張強度はそれぞれ380N/mm²、550N/mm²である。コンクリートの粗骨材最大寸法は相似率に基づく3.4mmにすべきであるが、ここでは従来の小型模型と同様に13mmとし、普通ポルトランドセメントを用いることとした。塑性ヒンジ部分におけるコンクリートの圧縮強度及

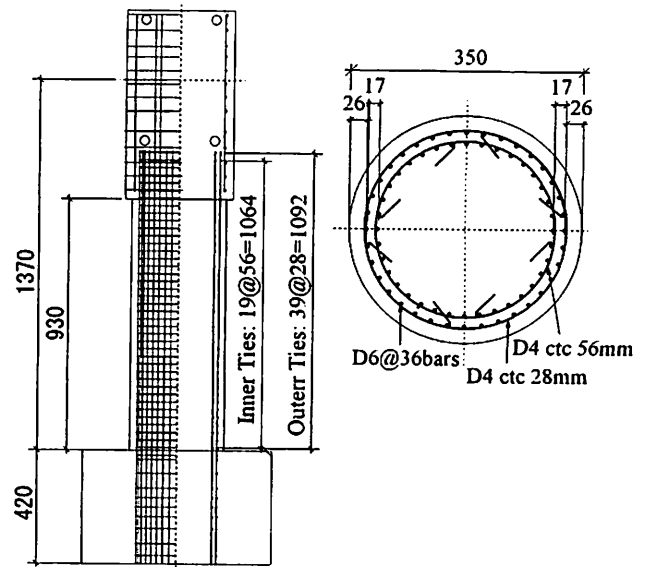


図-2 縮小橋脚模型

び弾性係数はそれぞれ37.5N/mm²、29.6kN/mm²である。

C1-5実験では、橋脚基部から6m及び7.5m位置で水平2成分の応答変位が計測されているため、これから橋軸方向の有効高さ（橋脚基部から8m）における応答変位を求め、これを6/35に縮小して2台の水平方向動的アクチュエーターにより変位制御で縮小模型の有効高さ位置に作用させた。また、上下方向については、支承位置においてロードセルで計測された桁からC1-5橋脚への作用力を(6/35)²に縮小して上下方向アクチュエーターにより荷重制御で縮小模型に作用させた。以下、このような载荷方式を応答载荷と呼ぶ。応答载荷では、実験施設の制約から、リアルタイム载荷ができなかったため、载荷時間はC1-5橋脚の10倍としている。上部構造質量や橋脚質量に作用する慣性力の結果として、C1-5橋脚の有効高さ位置に生じた応答変位を変位制御で縮小模型に作用させていることから、応答载荷実験ではC1-5橋脚の応答が縮小模型に再現できる。応答载荷実験における加震の順番や上部構造質量の変化は上述したC1-5実験の場合と同様に5回（C1-5(1)-1, C1-5(1)-2, C1-5(2), C1-5(3)-1, C1-5(3)-2）であり、この他に、121%質量で125%加震を1回（C1-5(3)-3）、121%質量で125×125%加震を1回（C1-5(4)）の計7回の加震を行った。

4. 応答载荷実験とその精度

応答载荷実験では、アクチュエーターに内蔵され

表-3 入力変位及び応答変位の比較 (mm)

(a) Principal Direction

Excitation	u_f	u_i	u_a	u_c	u_{cm}	u_a/u_i	u_c/u_f	u_{cm}/u_f
C1-5(1)-1	15.48	15.50	15.06	15.05	13.71	0.972	0.972	0.886
C1-5(1)-2	23.01	23.04	22.41	22.38	20.63	0.973	0.973	0.897
C1-5(2)	46.92	47.14	45.81	45.61	43.71	0.972	0.972	0.932
C1-5(3)-1	93.31	94.31	92.67	91.73	89.70	0.983	0.983	0.964
C1-5(3)-2	114.03	115.58	113.16	111.58	109.68	0.979	0.979	0.962

(b) NS Direction

Excitation	u_f	u_i	u_a	u_c	u_{cm}	u_a/u_i	u_c/u_f	u_{cm}/u_f
C1-5(1)-1	12.53	12.54	12.60	12.60	12.23	1.005	1.01	0.976
C1-5(1)-2	19.43	19.44	19.50	19.50	19.01	1.003	1.00	0.978
C1-5(2)	22.26	22.15	21.75	21.65	21.59	0.982	0.973	0.970
C1-5(3)-1	46.19	45.34	44.86	44.18	44.18	0.989	0.956	0.956
C1-5(3)-2	64.00	63.02	62.63	61.58	61.56	0.991	0.962	0.962

(c) EW Direction

Excitation	u_f	u_i	u_a	u_c	u_{cm}	u_a/u_i	u_c/u_f	u_{cm}/u_f
C1-5(1)-1	14.97	14.98	14.55	14.55	13.15	0.971	0.972	0.877
C1-5(1)-2	22.48	22.49	22.05	22.05	20.22	0.980	0.981	0.900
C1-5(2)	43.88	43.95	43.05	42.99	40.95	0.979	0.980	0.933
C1-5(3)-1	84.82	85.24	84.85	84.57	82.39	0.995	0.997	0.971
C1-5(3)-2	104.24	104.59	104.43	104.06	101.79	0.998	0.998	0.976

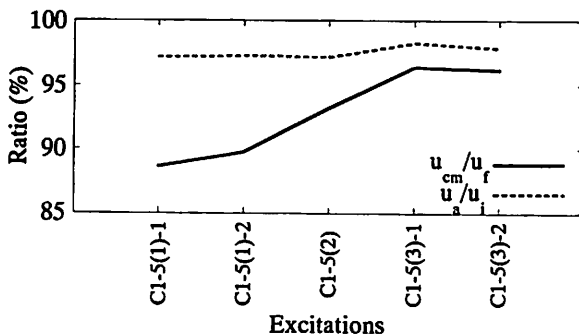


図-3 変位比

た変位計により変位を計測している。アクチュエーターの一端は縮小模型に、他端は反力フレームにそれぞれピン結合されているため、2台の水平アクチュエーター間の相互作用により、アクチュエーターの変位と実際に縮小模型に生じる変位は同一とはならない。このため、C1-5橋脚の有効高さ（基部から8m）に生じた橋軸、橋軸直角方向の応答変位を6/35に縮めた変位（以下、これを u_f と呼ぶ）を、2台の水平アクチュエーターで作用させた場合に、2台のアクチュエーター間の相互作用を考慮することで縮小模型の有効高さに生じる変位が u_f と等しくなるように補正した変位（以下、 u_i と呼ぶ）を2台のアクチュエーターにコマンドとして与えた。この結果、アクチュエーターに生じた変位（以下、 u_a と呼ぶ）から2台のアクチュエーター間の相互作用を考慮して、縮小模型に生じた橋軸方向、橋軸直角方向の変

位（以下、これを u_c と呼ぶ）を求めた。縮小模型のフーチングと載荷フロア間の結合が完全ではないため、フーチングにわずかな滑りや回転が生じるため、これを考慮して縮小模型の有効高さにおける変位（以下、これを u_{cm} と呼ぶ）を求めた。

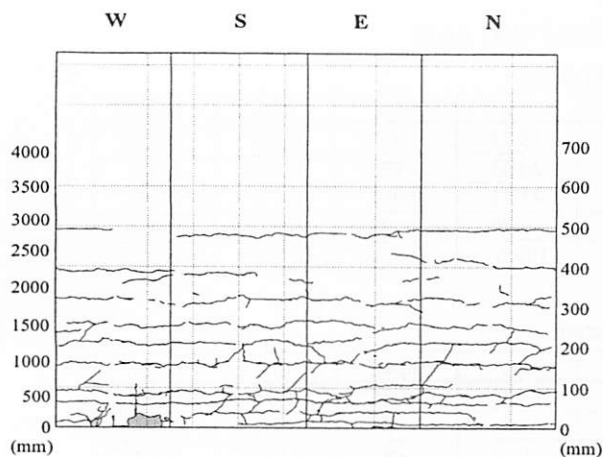
以上の過程において、本実験では u_i を求めた段階でNS成分の符号を間違えてセットした。このため、載荷変位が大きくなった段階で、特にNS成分において、 u_a/u_i が最大3.5%過小な値となった。

応答載荷実験において、アクチュエーターの制御が完全ではないため、アクチュエーターにより u_i を与えても、縮小模型に生じる変位 u_a はこれとは異なってくる。例えばC1-5(1)-1加震を例にとると、主応答方向の u_i の最大値は縮小模型では15.50mmであるが、 u_a の最大値は15.06mmとなる。

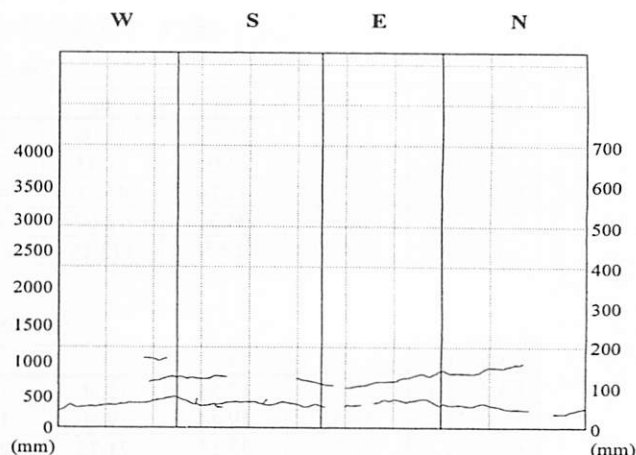
従って、上記 u_a に補正を施した実際に縮小模型に生じた変位 u_{cm} とC1-5橋脚の応答変位を6/35に縮小した変位 u_f に基づいて、有効入力変位比 κ を次のように設定する。

$$\kappa = |u_{cm}|_{MAX} / |u_f|_{MAX} \quad (1)$$

主応答方向に着目すると、図-3に示すように、 κ はC1-5(1)-1加震では0.886と最も低く、C1-5(3)-1加震以降では、0.96以上となっている。縮小模型は、フーチングと載荷フロア間の滑りや回転によって有効高さ位置に生じる縮小模型の水平変位は、縮小模型の曲げ復元力に比例しており、塑性化した後は



(a) C1-5橋脚

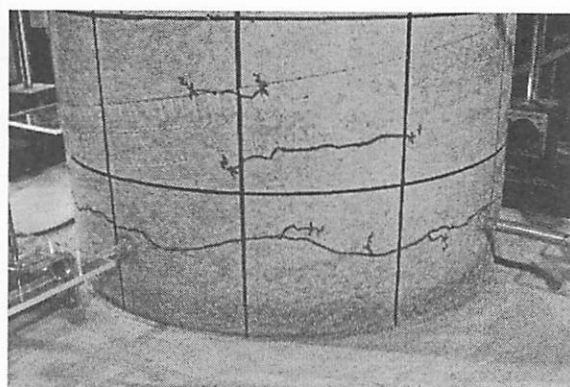


(b) 縮小模型

図-5 損傷図 (C1-5(1)-2加震)

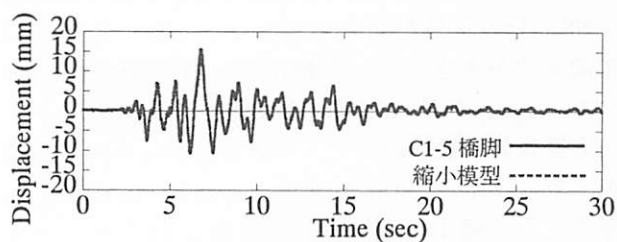


(a) C1-5 橋脚

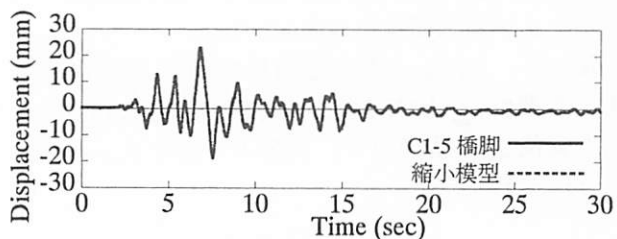


(b) 縮小模型

写真-1 橋脚模型の損傷 (C1-5(1)-2加震, SW面)



(a) C1-5(1)-1 加震



(b) C1-5(1)-2 加震

図-4 主応答方向応答変位

5. 縮小模型とC1-5橋脚の損傷の進展

(1) C1-5(1)加震

第1回目及び第2回目の加震 (C1-5(1)-1及びC1-5(1)-2) における主応答方向の変位を縮小模型とC1-5橋脚で比較すると図-4のようになる. ここで主応答方向とは最大応答変位が生じる方向であり, これをE面 (橋軸方向) から反時計回りに取った角度を主応答角度と呼ぶ. ここでは, C1-5実験から求めた主応答角度を用いて求めた縮小模型の主応答方向変位を示している. また, 図-4ではC1-5橋脚の応答変位については相似率に基づいて6/35に縮小した値を示している.

図-5及び写真-1はC1-5(1)-2加震後のC1-5橋脚と縮小模型の損傷を示したものである. C1-5橋脚では, ここには示していないが, C1-5(1)-1の加震において最大幅1mmの水平曲げひび割れが全周に渡って生じ, C1-5(1)-2加震になると水平ひび割れが進展し, W-SW面にかけて基部から200mm (縮小模型では約35mmに相当) の範囲でかぶりコンクリートが剥離した. これに対し, 縮小模型においてはC1-5(1)-1加

曲げ復元力がほとんど増加しなくなるためである.

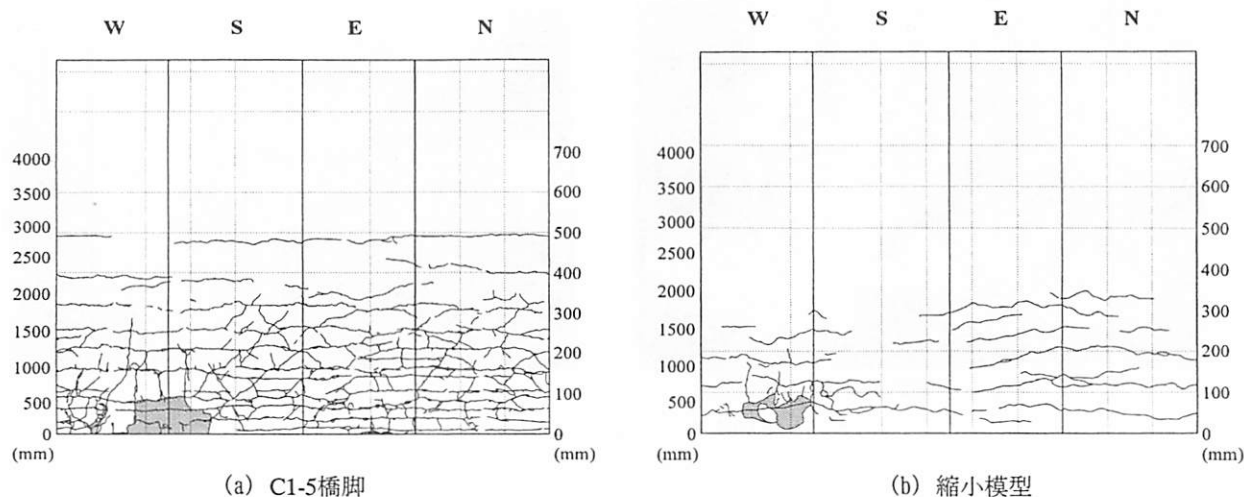
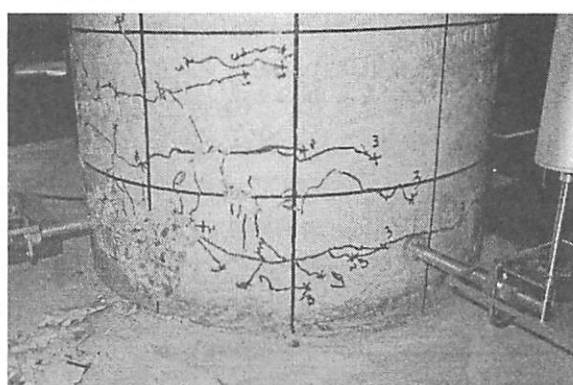


図-6 損傷図 (C1-5(2)加震)



(a) C1-5 橋脚



(b) 縮小模型

写真-2 橋脚模型の損傷 (C1-5(2)加震, SW 面)

震の段階で水平曲げひび割れは生じておらず、C1-5(1)-2加震になって、基部から150mmの範囲で水平ひび割れが生じた程度である。C1-5橋脚に比較すると、縮小模型の方がひび割れが少ない。

(2) C1-5(2)加震

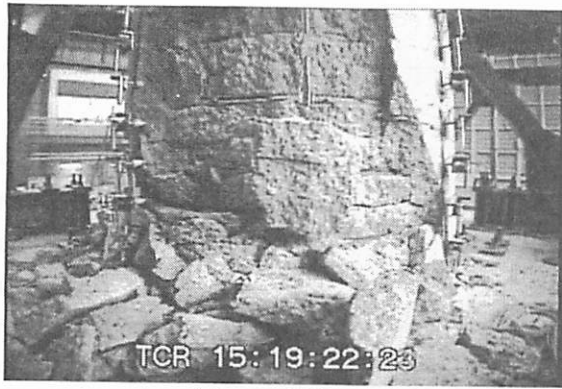
C1-5(2)加震における損傷を図-6及び写真-2に示す。C1-5橋脚では、全周に渡って基部から3000mm（縮小模型では約500mmに相当）程度の範囲まで水平曲げひび割れが生じ、最大応答変位が生じた際に圧縮側となるWSW-SSW面においては、基部から900mm（縮小模型では約150mmに相当）の範囲でかぶりコンクリートがブロック状に剥離し、ほとんど剥落寸前となった。次の加震を行う関係で剥離したかぶりコンクリートは撤去されなかったが、基部から900mmの範囲では、WSW-SSW面のかぶりコンクリートは容易にブロック状に撤去できる状態であった。ただし、この段階では、まだ軸方向鉄筋は露出するに至っていない。

これに対し、縮小模型では、W-SW面において基部から30~100mmの範囲でかぶりコンクリートが圧

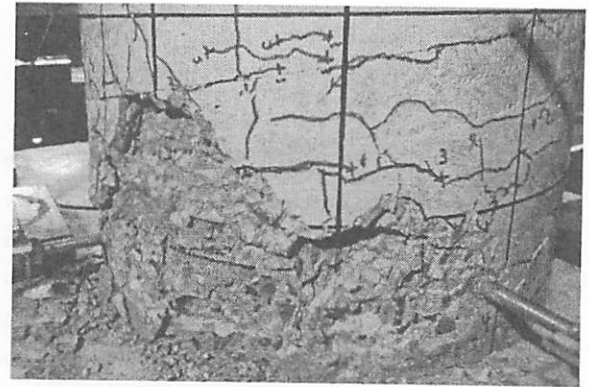
壊しわずかにはらみ出した程度であり、C1-5橋脚の損傷と比較すると損傷度には大きな違いがある。実験時のビデオを見ると、C1-5橋脚では、塑性ヒンジ部において橋脚が全体として軟らかく変形しているように見えるのに対して、縮小模型では剛体的に変形しているように見える。

(3) C1-5(3)-1加震

さらに、入力地震動を125%に増加して、第1回目の加震（C1-5(3)-1）を行った後の損傷を写真-3に示す。C1-5橋脚では、C1-5(2)加震によってWSW-SSW面間の基部から900mmの範囲に生じていたかぶりコンクリートブロックの剥離がさらに大きく進展し、W-S面間の基部から1800mm（縮小模型では約300mmに相当）の範囲でかぶりコンクリートが剥落した。また、外側帯鉄筋6本と同時に、外側軸方向鉄筋2本も露出した。かぶりコンクリートは周方向に最大で約1.5m、高さ方向には0.45m（帯鉄筋3段分）もの大きさでブロック状に落下しており、縦方向にもひび割れが生じている。これは、軸方向鉄筋の面外座屈によってかぶりコンクリートが押し出さ



(a) C1-5橋脚



(b) 縮小模型

写真-3 橋脚模型の損傷 (C1-5(3)-1加震, SW面)

れたためと考えられる。また、外側と内側の軸方向鉄筋間のコンクリート（以下、これを鉄筋間コンクリートと呼ぶ）が帯鉄筋と軸方向鉄筋で囲まれた150mm×148mmの矩形状に割れて剥落した。上述したC1-5(2)加震の場合以上に、橋脚は全体が曲げやせん断変形が複雑に組み合わさって変形し、そこからかぶりコンクリートや鉄筋間コンクリートが大きく剥落している。なお、この段階ではコアコンクリートも大きく損傷していると考えられるが、まだコアコンクリートまで剥落するに至っていない。従って、軸方向鉄筋は部分的にしか見えないが、上述したように、既に面外座屈していると考えられる。

これに対して、縮小模型ではW-SSW面に渡って、基部から50mm程度の高さで引張りひ割れが大きく開いた後、基部から180mmの範囲でかぶりコンクリートが圧壊し大きく剥落した。この結果、SW面で3本の帯鉄筋が露出した。これ以前の加震では、縮小模型は剛体のように変形していたが、C1-5(3)-1加震になると、まだC1-5橋脚程ではないが、橋脚は塑性ヒンジ部で曲げだけでなく多少せん断変形も生じるようになる。ただし、縮小模型において、かぶりコンクリートがほとんど剥落した高さは、上述したC1-5橋脚の半分程度であり、縮小模型の損傷はC1-5橋脚に比較するとかなり小さい。

(4) C1-5(3)-2加震

第2回目の加震（C1-5(3)-2）を行った後の損傷を図-7及び写真-4に示す。C1-5橋脚においては、C1-5(3)-1加震でむき出しになった鉄筋間コンクリートが、ある箇所ではブロック状に、また、別の箇所ではぼろぼろの粒状体として、飛び出すように鉄筋かごから逸散している。さらに、写真-5に示すように、かぶりコンクリートを撤去してみると、コアコンクリートもブロック状に砕け、鉄筋間コアコンクリートと同時に、最外縁から最大で400mmまでのコアコ

ンクリートが鉄筋かごから逸散しているのが分かる。外側軸方向鉄筋は全周に渡りすべて露出し、内側軸方向鉄筋もW-SW面では9本が、NE-E面では10本が露出した。また、SW面側では外側の11本と内側の9本が、NE面側では外側の11本と内側の10本が、それぞれ基部から3段目～5段目の帯鉄筋間（基部から350mm～650mm高さ（縮小模型では約60mm～110mm高さに相当））において50mm程度面外座屈している。

一方、縮小模型では、NW-S面で基部から180mmの範囲のかぶりコンクリートが圧壊して剥落した。この段階ではコアコンクリートにも圧壊が生じていると考えられる。SW面では計4本の帯鉄筋が露出し、また、SW面の軸方向鉄筋1本が基部から3段目～4段目の帯鉄筋間（基部から65mm～93mm）で局部座屈した。この他の軸方向鉄筋も局部座屈したと考えられるが、まだかぶりコンクリートが残っており視認できない。

以上のように、C1-5橋脚では損傷がコアコンクリートにまで及んでいるのに対して、縮小模型ではまだかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷であり、さらに軸方向鉄筋の座屈も1本しか視認できない。従って縮小模型の損傷はC1-5橋脚よりもかなり小さい状態にあると言える。なお、この段階ではC1-5橋脚、縮小模型ともに、鉄筋の破断は生じていない。

(5) C1-5(3)-3及びC1-5(4)加震

C1-5(3)-3及びC1-5(4)加震は縮小模型に対してだけ実施したものである。C1-5(3)-3加震はC1-5(3)-2加震と同条件であり、また、C1-5(4)加震ではC1-5(3)-2加震の変位がさらに125%に増加されている。C1-5(3)-3加震では、NW-SSE面で鉄筋間コンクリートが剥落し、C1-5(3)-2加震から新たに6本の軸方向鉄筋が露出した。合計7本露出した軸方向鉄筋全てが基部から2段目～4段目（基部から37mm～93mm）の帯鉄筋間

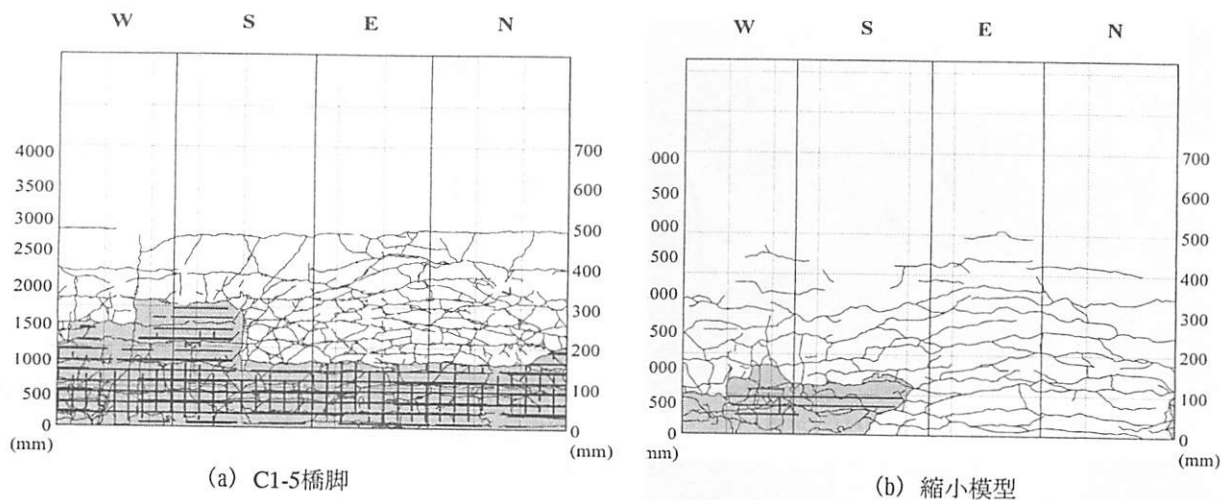


図-7 損傷図 (C1-5(3)-2加震)



(a) C1-5橋脚



(b) 縮小模型

写真-4 橋脚模型の損傷 (C1-5(3)-2加震, SW面)

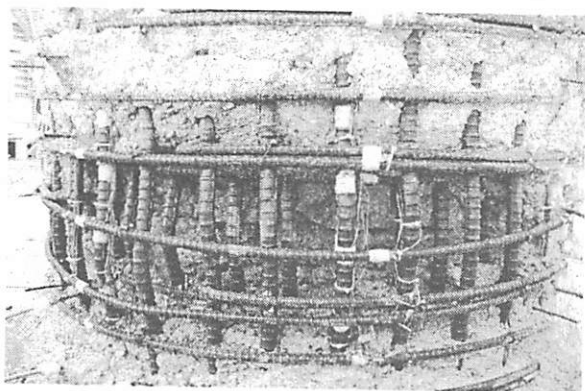


写真-5 C1-5 橋脚の損傷 (C1-5(3)-3 加震後, SW面)

で局部座屈した。この加震では、鉄筋間コンクリートが圧壊して鉄筋かごからこぼれ出ているが、C1-5橋脚のように激しくコンクリートが噴出する状態ではなかった。

C1-5(4)加震ではNNW-ESE面で鉄筋間コンクリートだけではなく、一部ではコアコンクリートも剥落した。N-S面で計18本の外側軸方向鉄筋だけでなく、5本の内側軸方向鉄筋が露出し、これらがすべて基部から2段目~4段目の帯鉄筋間で座屈した。また、

SW面の軸方向鉄筋が1本破断した。

C1-5橋脚では計5回の加震後、基部から1800mm (縮小模型では約300mmに相当) の範囲で鉄筋間コンクリートが大きく剥落し、3段目~5段目の帯鉄筋間 (基部から350mm~650mm高さ (縮小模型では約60mm~110mm高さに相当)) で圧壊したコアコンクリートが最外縁から最大400mmの深さまで鉄筋かごから逸散したのに対して、縮小模型では計7回の加震を終えた後でも、鉄筋間コンクリートが剥落したのは基部から200mmの範囲であり、さらに、コアコンクリートの一部が剥落したのはW-S面の2段目~4段目 (基部から37mm~93mm) の帯鉄筋間である。従って、相対的にC1-5橋脚の方が縮小模型よりも広範囲に著しい損傷が生じている。

7. 結論

従来実施されてきた小型模型実験から実大橋脚の变形性能を評価できているのかという点を検討する

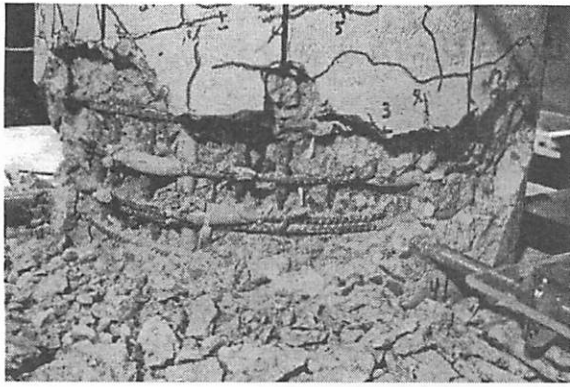


写真-6 橋脚模型の損傷 (C1-5(3)-3加震, SW面)

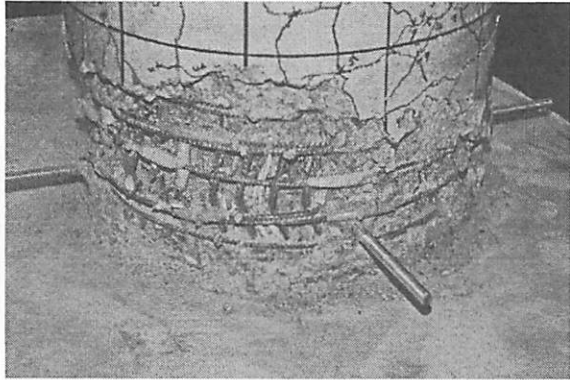


写真-7 橋脚模型の損傷 (C1-5(4)加震, SW面)

ため、E-ディフェンスを用いて5回の加震実験が行われた。C1-5橋脚のデータを用い、これをできるだけ忠実に、幾何学的相似則に基づいて6/35に縮小した模型に対する応答載荷実験を行った。本実験の結果得られた結論は以下の通りである。

1) 第1回目の加震から、一貫して、鉄筋間コンクリートやコアコンクリートの圧壊、剥落、軸方向鉄筋の面外座屈によって表わした縮小模型の損傷はC1-5

橋脚の損傷よりも小さい。

2) C1-5橋脚では、加震の初期の段階から、曲げ変形やせん断変形が複雑に組み合わさって塑性ヒンジ部が変形しているのに対して、縮小模型では加震の初期には塑性ヒンジ部は剛体的な変形をしているように見える。

謝辞：本研究の実施するにあたり、東京工業大学川島研究室の松崎裕助教、大学院学生のRichelle Zafra, 黄思佳, 熊谷祐二, 王靖, 張鋭, 同大学学生の市川翔太の各氏の御協力を頂いた。ここに記して厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.