

短周期卓越地震動に対するRC橋脚の地震応答特性 と損傷性状

末崎将司¹・岡田太賀雄²・堺淳一³・星隈順一⁴

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工修 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（研究当時）
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

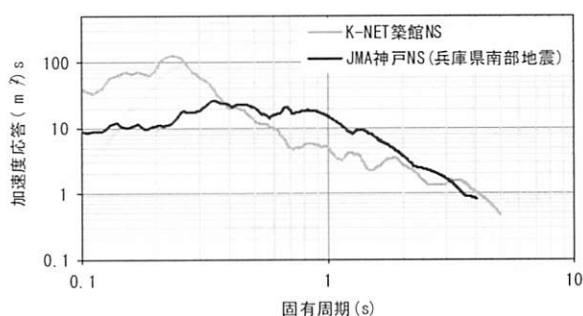
⁴正会員 工博 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. はじめに

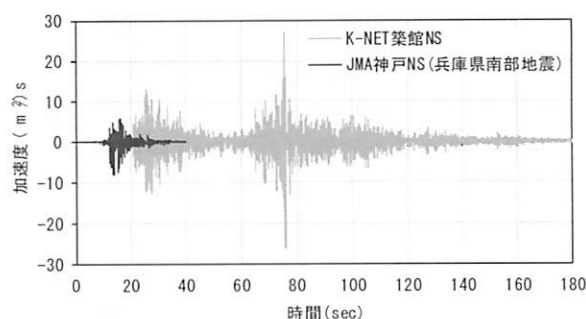
2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、図-1(a)の加速度応答スペクトルに示すように、0.2～0.3秒の固有周期が短い帯域において 50m/s^2 を超える大きな加速度応答を示す地震動（短周期卓越地震動）が宮城県栗原市（K-NET築館）で観測された。図-1(b)に示す地震波形より、この地震動は兵庫県南部地震で観測された地震動に比べ最大加速度が大きいだけでなく、継続時間が長いことも特徴として挙げられるが、この地震動を観測した地区で橋梁の主構造部材に橋の性能に影響を及ぼすような損傷は確認されていない¹⁾。

しかしながら、この短周期卓越地震動を用いて弾性支持された一般的な橋梁のRC橋脚に対して動的解析を行うと、橋脚基部に生じるせん断力が大きくなり、当該部位でせん断破壊が生じるという結果となる。このような従来の評価法をそのまま適用した場合、現状よりもさらにせん断補強鉄筋が必要と評価されるが、短周期卓越地震動が観測された周辺での橋の被害状態と照らせば、その評価の妥当性について検討する必要があると考えられる。

そこで、本研究では短周期卓越地震動に対する弾性支持された橋梁のRC橋脚の応答メカニズムを明らかにするため、短周期卓越地震動を作用させた際に生じる水平加速度及び損傷状況について大型振動台実験を用いて検証を行った。



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 地震波形

図-1 東北地方太平洋沖地震の特性

2. 大型振動台実験の概要

(1) 実験装置及び実験方法

加震実験には独立行政法人土木研究所が有する三次元大型振動台を用いた。本装置のテーブルサイズは $8\text{m} \times 8\text{m}$ 、搭載重量は最大 3000kN 、最大水平加速度は 20m/s^2 、加振周波数はDC～50Hzである。

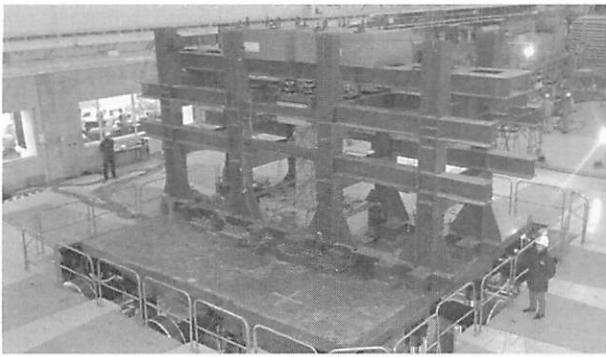


図-2 振動台実験のセットアップ

表-1 実験ケース

ケース	支承	入力地震動
CASE1	分散支承	短周期卓越地震動
CASE2	〃	JMA神戸50%波
CASE3	免震支承	短周期卓越地震動
CASE4	〃	JMA神戸50%波

※CASE1→CASE4の順番で実験を行う。

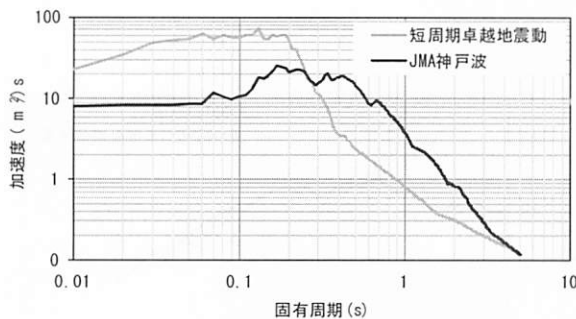


図-3 入力地震動の加速度応答スペクトル

本実験では、図-2に示すように振動台上に1/4スケールの地震時水平力分散支承で支持された掛け違いRC橋脚供試体をセットアップし、冒頭で示したような短周期卓越地震動を橋軸方向に作用させた。また、地震応答の比較を行うため、1995年に発生した兵庫県南部地震で観測されたJMA神戸50%波を作用させるケース、免震支承を用いるケースについても加震実験を行った。本実験に用いるRC橋脚供試体は1体とし、実験ケースは表-1に示す支承条件及び入力地震動である。図-3には入力地震動の加速度応答スペクトルを示すが、時間軸（固有周期）のスケールは相似則により1/2となっている。なお、東北地方太平洋沖地震で観測された短周期卓越地震動K-NET築館は最大加速度が 20m/s^2 を超過し、三次元大型振動台では再現不可能であったため、スペクトルフィッティングによりJMA神戸波をもとに作成した短周期卓越地震動を入力地震動とした。JMA神戸波を元波形としたのは、位相特性及び継続時間の条件を合わせた入力条件により比較が行えるようにするためである。

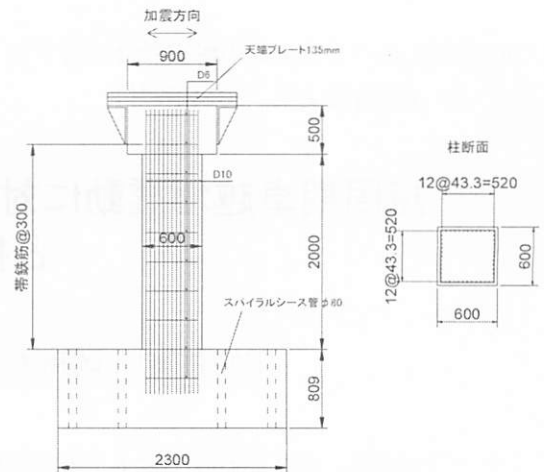


図-4 RC橋脚供試体の形状

表-2 供試体諸元

柱断面	形状		-	矩形
	断面高さ		mm	600
	幅		mm	600
	軸方向鉄筋	種別	-	SD345
		径	mm	D10
		ピッチ	mm	43.3
		鉄筋比	%	0.95
帯鉄筋	種別	-	SD295	
	径	mm	D6	
	ピッチ	mm	300	
	鉄筋比	%	0.08	
コンクリート設計基準強度		N/mm ²	30	
重量	橋脚高さ(天端板を含む)		mm	2635
	上部構造による鉛直反力		kN	260
	橋脚	スラブ	kN	40
		柱	kN	18
		フーチング	kN	75
	柱基部の応力		N/mm ²	0.88
支承	RBの175%等価剛性		kN/m	1280
	LRBの175%等価剛性		kN/m	1325

(2) RC橋脚供試体の諸元

RC橋脚供試体は既設のセットアップ設備に合わせて、図-4に示すように柱の断面寸法を $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ の矩形断面、柱の高さを 2500mm とした。RC橋脚及び支承の構造諸元は表-2に示す。本実験では短周期地震応答、すなわちRC橋脚自体の振動による損傷性状を把握することを目的としているため、橋脚天端には図-4に示すような 135mm の天端プレートを設置し、RC橋脚に作用する慣性力を増加させた。また、柱の軸方向鉄筋にSD345を用いることに対して帯鉄筋の材質をSD295、帯鉄筋間隔を 300mm と疎に配置することで曲げせん断耐力比を小さくし、せん断破壊に至り易い供試体とした。地震時水平力分散支承については積層ゴム支承(RB)を用い、免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を用いた。これらゴム支承の平面寸法は製作上の制約

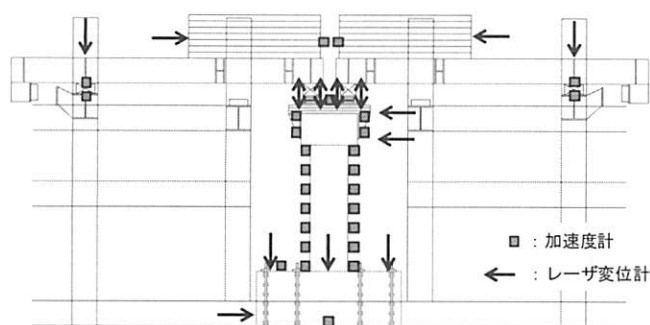


図-5 加速度計及び変位計の設置位置

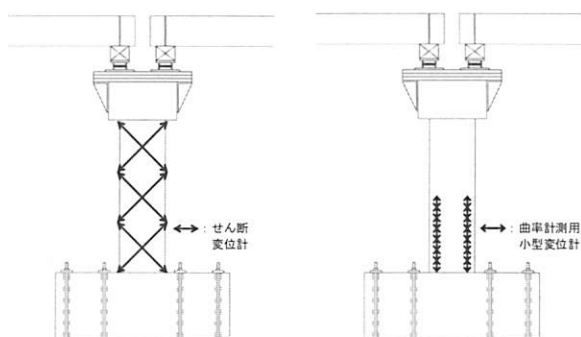


表-3 地震時保有水平耐力法による照査

項目	単位	照査
曲げ耐力	kN	139
せん断耐力	タイプ I タイプ II 塑性変形なし	121 151 181
地震時保有水平耐力 P_a	タイプ I タイプ II	121 139
破壊形態	タイプ I タイプ II	曲げ損傷からせん断破壊移行型 曲げ破壊型
地盤種別	-	I 種地盤 (仮定)
固有周期 T	s	1.36
設計地震動	レベル 2 タイプ I レベル 2 タイプ II	1.00 2.75
耐震性能 2 の許容塑性率 μ_a	-	1.00
構造物特性補正係数 c_s	-	0.47
設計水平震度 k_{hc}	-	0.81
等価重量 W_U	kN	260
等価重量 $0.5W_P$	kN	29
設計慣性力 $k_{hc} \times (W_U + W_P)$	kN	234
耐力照査	-	$> P_a \dots \text{OUT}$ $< P_a \dots \text{OK}$

から160mm×160mm、ゴム総厚20mmとし、1つの桁に対して1基、合計4基を設置した。RB及びLRBはせん断ひずみ175%時において等価ばね剛性が同程度となるように設定した。

(3) 実験での計測項目

本実験では、加速度、変位、せん断変位、曲率変位、鉄筋ひずみ及び支承反力の計測を行った。図-5に加速度計及び変位計の設置箇所を示しており、計測機器は高周波の振動を計測できる仕様のものとした。軸方向鉄筋ひずみの計測は柱基部を基準 $h=0\text{mm}$ とし、 $h=-600\text{mm} \sim 600\text{mm}$ の範囲で100mmピッチ、 $h=600\text{mm} \sim 1200\text{mm}$ の範囲で150mmピッチに橋軸方向面の中央で行った。せん断補強鉄筋ひずみは $h=300\text{mm} \sim 1800\text{mm}$ の範囲にあるせん断補強鉄筋について橋軸直角方向面で計測した。支承反力は、全ての支承上に設置した三分力計により計測した。

3. RC橋脚供試体の耐力照査

(1) 地震時保有水平耐力法による照査

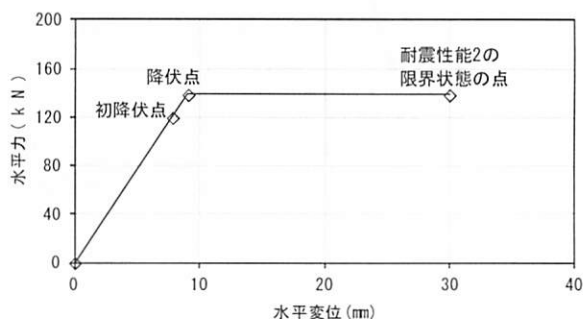


図-6 RC橋脚の水平力と水平変位関係

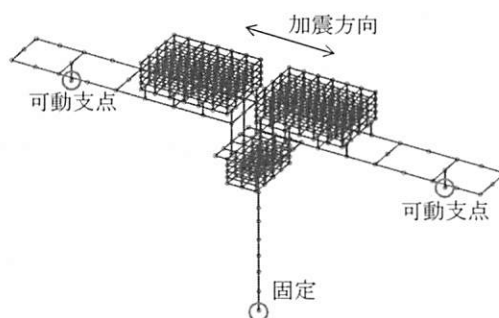


図-7 骨組みモデル

道路橋示方書（道示）V²⁾の地震時保有水平耐力法に準拠して供試体の耐力照査を行った結果を表-3に示す。また、図-6にはRC橋脚天端の水平力と水平変位の関係を示すが、降伏変位は9mm、終局曲げ耐力は139kNである。橋脚が塑性化した後は橋脚天端の変位が30mmとなると、軸方向鉄筋が耐震性能2の限界状態に相当する許容引張ひずみに達する。このときの塑性ヒンジ長 L_p は336mmである。せん断耐力はタイプ I 地震動に対して121kN、タイプ II 地震動に対して151kN、正負交番繰返し塑性変形がない場合には181kNである。したがって、道示Vに基づけば本供試体はタイプ I 地震動に対して「曲げ損傷からせん断破壊移行型」、タイプ II 地震動に対して「曲げ破壊型」と分類される。

(2) 道示標準波による動的照査

RC橋脚供試体に対して図-7に示すような骨組み

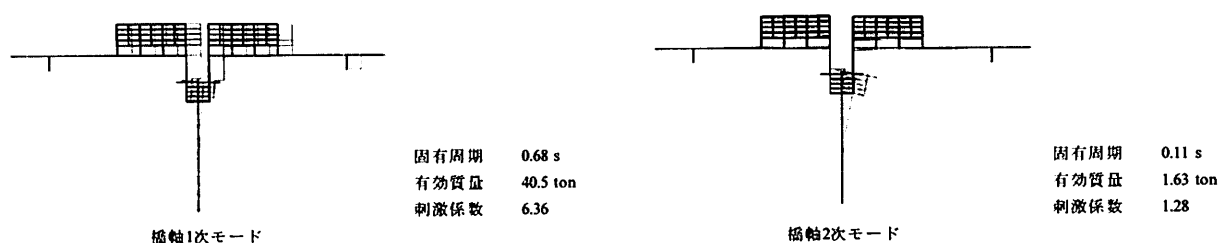


図-8 固有値解析結果

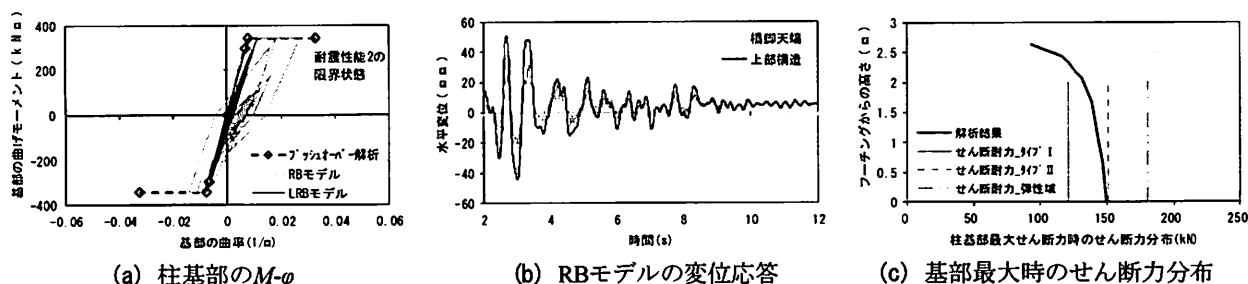


図-9 道示標準波Ⅱ-I-2における動的解析結果

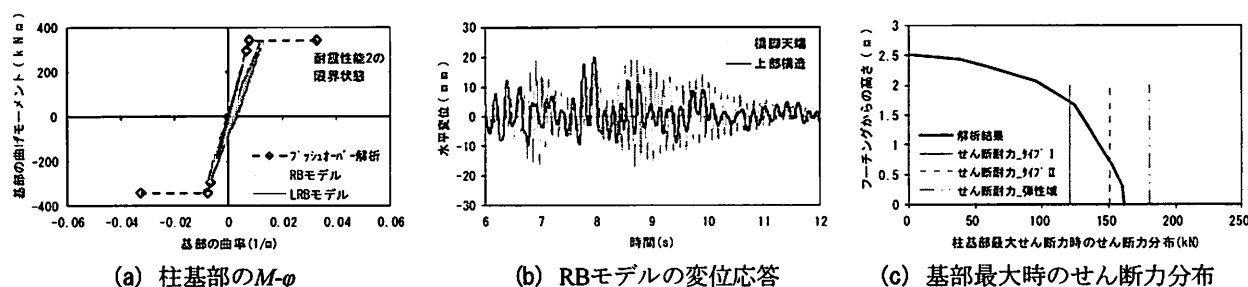


図-10 短周期卓越地震動における動的解析結果

モデルを作成し、固有値解析及び動的解析を行った。骨組みモデルは道示Ⅴに基づいて作成した。RC橋脚の基部は非線形はり要素でモデル化し、骨格曲線は初期剛性を初降伏点に対する割線剛性（降伏剛性）で与える完全弾塑性型骨格曲線、履歴モデルはTakedaモデルとした。RBは線形ばね要素、LRBはエネルギー減衰効果を考慮して非線形ばね要素とした。固有値解析における支承の水平剛性はRBの等価剛性1280kN/mとした。粘性減衰については、振動台実験の動的解析は減衰をほぼゼロとすると実験結果の再現性が高いという報告³⁾があるため、2Hzと50Hzの振動数に対して減衰定数 $\eta=0.1\%$ とするRayleigh減衰を与えた。

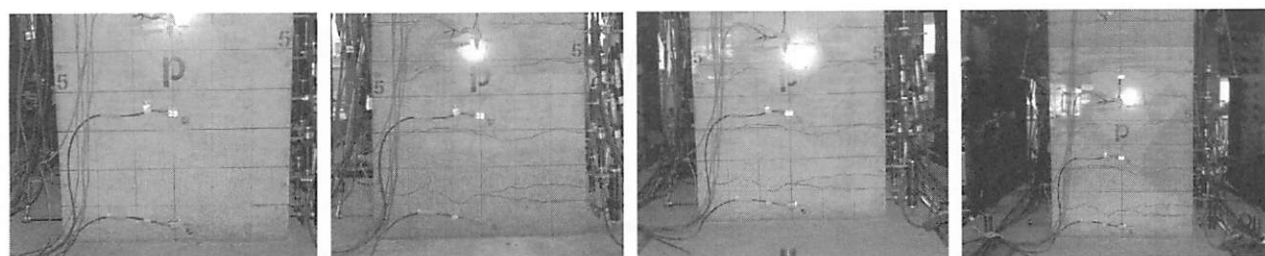
図-8に固有値解析結果及びモード図を示すが、固有周期は上部構造がスウェイする振動モード（橋軸1次モード）で0.68秒、橋脚単体が振動するモード（橋軸2次モード）で0.11秒であった。これを図-3に示した入力地震動の加速度応答スペクトルに照らし合わせてみると、短周期卓越地震動を作用させた場合は橋脚単体が振動する橋軸2次モードにより非常に大きな加速度が発生すると予測される。

図-9(a)にはRB及びLRBモデルにおいて道示波レ

ベル2タイプⅡ-第2波を橋軸方向に作用させたときの柱基部における曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を示す。RBモデルの場合、RC橋脚基部は塑性化するが、最大曲率は耐震性能2の限界状態に相当する曲率以下である。LRBモデルの場合は、エネルギー吸収効果が発揮され、限定的な塑性化は生じるものの塑性率は小さい。図-9(b)にはRBモデルにおける上部構造及び橋脚天端の変位応答を示すが、両者は概ね同位相で推移しており、1次モードの地震応答が主となっていることが分かる。また、図-9(c)に柱基部のせん断力が最大時のせん断力の高さ方向分布を示すが、タイプⅡのせん断耐力151kNより僅かに小さい応答値であった。

(3) 短周期卓越地震動による動的照査

図-10(a)に、この骨組みモデルに短周期卓越地震動を作用させた場合の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を示す。道示標準波を作用させた結果と比較して、塑性率は小さくなり、LRBモデルでは弾性応答となった。図-10(b)には上部構造及び橋脚天端の変位応答を示すが、橋脚の高周波振動が卓越し、2次モードの地震応答が強く影響を及ぼしていると考え



(a) CASE1 後 (b) CASE2 後 (c) CASE3 後 (d) CASE4 後
図-11 実験後の損傷図

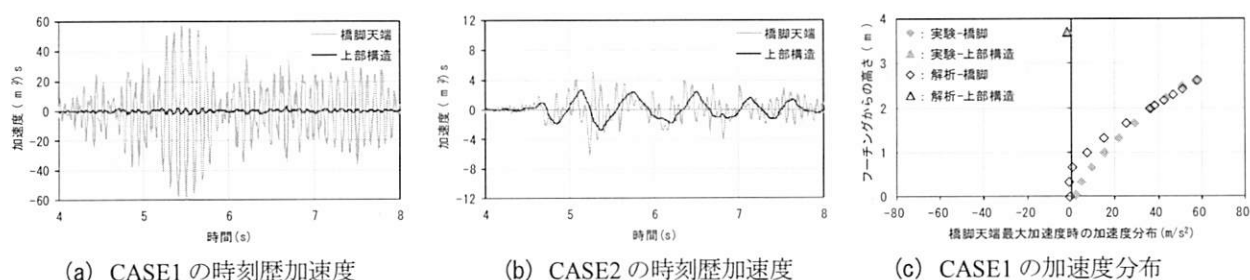


図-12 加速度応答

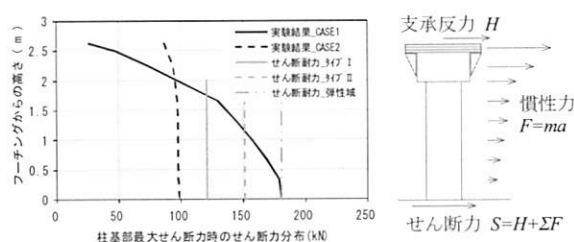


図-13 CASE1及びCASE2のせん断力図

られる。なお、上部構造の最大変位量は道示波を作用させた場合と比較して小さく、橋脚天端の最大変位量は道示波を作用させた場合と同程度であった。また、図-10(c)に示す柱基部のせん断力が最大時のせん断力の高さ方向分布からはタイプIIのせん断耐力15kNを超過する応答値が確認でき、設計計算上は基部でせん断破壊するという評価となる。

4. 短周期卓越地震動による地震応答と損傷

(1) 外観の損傷状況

図-11に各実験ケース後のRC橋脚の損傷状況を示す。RBを用いて短周期卓越地震動を作用させたCASE1の実験後は橋軸方向面(p面)において、外観上ひび割れは確認できなかった。一方で、RBを用いてJMA神戸50%波を作用させたCASE2の実験後は基部から約1.0mの範囲で全ての面に曲げひび割れが発生した。LRBに取り換えて短周期卓越地震動を作用させたCASE3の実験後は、既存ひび割れの進展や、新たなひび割れの発生はなかったが、JMA神戸50%波を作用させたCASE4の実験後は基部から約

1.5mの範囲まで曲げひび割れが発生した。また、全てのケースの実験において橋軸直角方向面に斜め方向のせん断ひび割れは発生しなかった。

以上より、RC橋脚の損傷状況からは短周期卓越地震動よりもJMA神戸50%波の方が損傷を大きく与える地震動であることが確認された。

(2) 短周期卓越地震動による地震応答の特徴

図-12にCASE1及びCASE2の上部構造及び橋脚天端の加速度応答を示す。RBを用いて短周期卓越地震動を作用させたCASE1においては、橋脚天端で約60m/s²の最大応答加速度が発生していた。一方で、JMA神戸50%波を作用させたCASE2では、上部構造は比較的周期の長い加速度応答を示し、橋脚天端の加速度応答は2次モードの影響による短周期応答が確認できるものの短周期卓越地震動を作用させた場合に比べて最大応答加速度は小さい。

図-12(c)にCASE1における橋脚天端の最大加速度発生時における橋脚高さ方向の加速度分布を示すが、柱基部に近づくにつれてゼロに近づく分布形状であり、同時刻の上部構造の加速度は相対的に小さく、逆向きであることが分かった。図中には動的解析より得られた橋脚天端の最大加速度発生時における加速度分布も示しているが、同様の傾向である。

図-13には、三分力計で計測した支承反力及び質量×加速度から求めた慣性力により推定したCASE1及びCASE2におけるRC橋脚のせん断力の高さ方向分布を示す。なお、柱基部のせん断力が最大となる時刻のせん断力分布であり、道示Vに基づくせん断

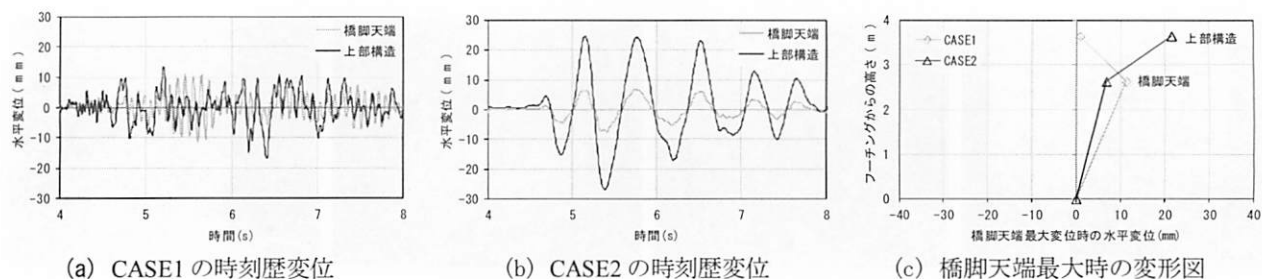


図-14 変位応答

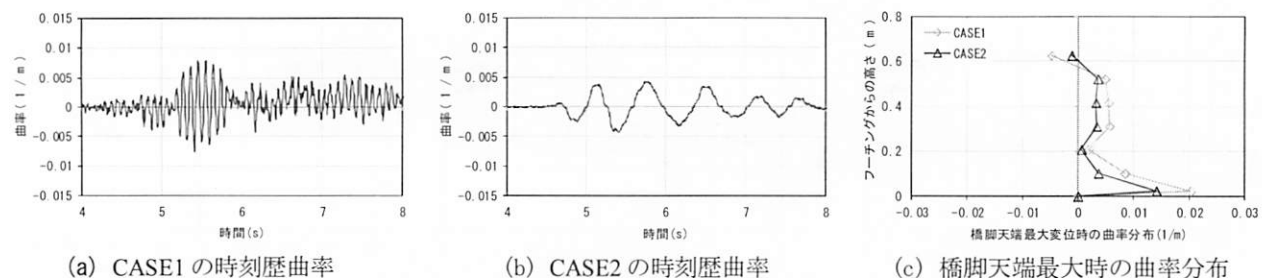


図-15 0mm～365mmの区間平均の曲率応答

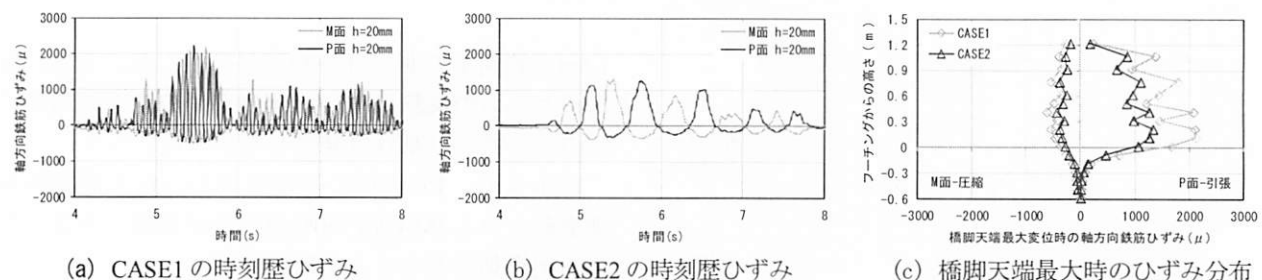


図-16 軸方向鉄筋ひずみ応答

耐力も併せて示している。CASE1では、図-10(c)に示した動的解析結果と同様に、柱基部に近づくにつれてせん断力が増加し、タイプIIのせん断耐力151kNを超過した。CASE2ではCASE1と傾向が異なり、支承反力によるせん断力が支配的で橋脚の慣性力によるせん断力の増加は僅かであり、タイプIのせん断耐力121kN以下であった。

図-14にCASE1及びCASE2の上部構造及び橋脚天端の変位応答を示す。RBを用いて短周期卓越波を作用させたCASE1では高周波かつ上部構造の応答変位が小さい2次モード振動が確認された。JMA神戸50%波を作用させたCASE2では、比較的周期は長く、上部構造の応答変位が大きくなる振動であり、2次モード振動の影響は確認できない。前述した加速度応答では、CASE2においても2次モードの影響が確認できたが、変位応答に現れなかったのは、図-8で示したように2次モード振動の有効質量及び刺激係数が小さいためである。

橋脚天端の最大応答変位を比較すると、上部構造の応答変位が小さいCASE1の方が大きい。これは、橋脚天端の最大変位時における振動モードが異なっ

ているためであり、図-14(c)に示す橋脚天端の最大変位時の変形図から分かるようにCASE1では2次モードが卓越し、RBと橋脚が逆向きに变形しているためである。ここで、図-13に示したようなCASE1のせん断力分布を骨組みモデルに静的载荷すると橋脚天端の水平変位は約12mmとなり、本実験でのCASE1の最大応答変位11.3mmと概ね一致する。

図-15にCASE1及びCASE2の塑性ヒンジ長に該当する0mm～365mm区間において平均した曲率応答を示すが、橋脚天端の変位応答と同様の傾向であり、CASE1の最大応答曲率は降伏曲率0.0078と同レベルであった。一方、CASE2の最大応答曲率は0.0043とCASE1より小さい。図-15(c)には橋脚の高さごとに計測した橋脚天端の最大変位時における曲率分布を示すが、CASE1とCASE2で分布形状に特徴的な違いはなく、塑性ヒンジとなる断面での曲げ挙動は同様となっていると考えられる。

図-16にCASE1及びCASE2のフーチングから20mmの高さにおける軸方向鉄筋のひずみ履歴を示す。軸方向鉄筋の引張ひずみは橋脚基部の曲率応答に関係して発生している。図-16(c)にはCASE1及びCASE2

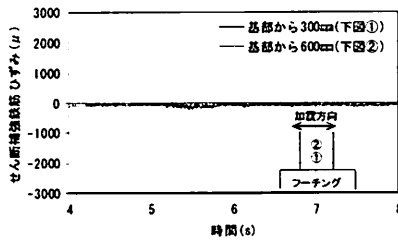
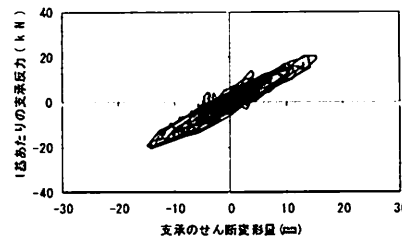
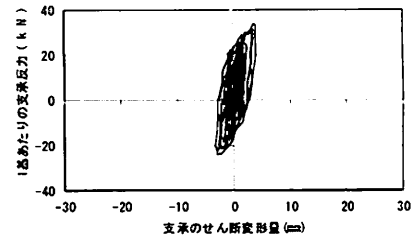


図-17 CASE1 のせん断補強鉄筋ひずみ応答



(a) CASE1



(c) CASE3

図-18 支承反力と支承のせん断変形量の関係

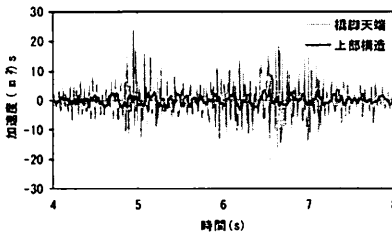
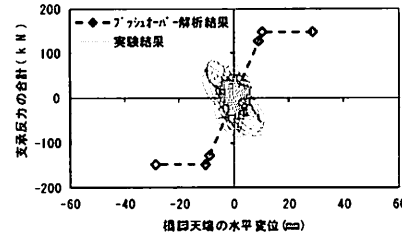
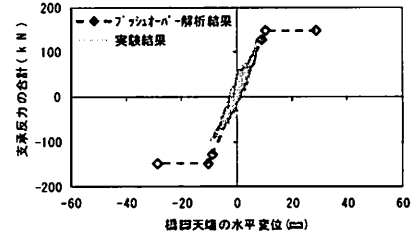


図-19 CASE3 の加速度応答



(a) CASE1



(c) CASE3

図-20 支承反力と橋脚天端の変形量の関係

の橋脚の高さごとに計測した橋脚天端最大変位時の軸方向鉄筋ひずみ分布を示すが、最大引張ひずみはCASE1が大きいものの、同じような分布形状となった。このことから、塑性ヒンジとなる断面では同様な曲げ変形が生じ、橋脚天端の水平変位量としては図-14(c)に示したようにCASE1の方が大きい。

以上より、RC橋脚に作用する力や最大変形量は、外観上の損傷の見られなかったCASE1の方がひび割れが発生していたCASE2よりも大きかったと言える。このことは、振動モードの特性によってRC橋脚の保有耐力が異なってくることを示唆するものと考えられる。

なお、本実験で計測していたせん断変形量は、せん断変位計自体が鉛直方向に振動したために、適切に計測できなかったため、結果は図示していない。

(3) 短周期振動するRC橋脚の耐力について

コンクリート標準示方書⁴⁾や藤掛ら⁵⁾は、コンクリートや鉄筋は載荷速度によって、引張強度及び引張強度時のひずみ値が向上すると示しており、本実験の2次モード振動のように高速載荷の場合は引張強度が向上する傾向にあると考えられる。また、橋脚が主として振動する2次モードでは慣性力作用高さが上部構造が主として振動する1次モードと比べて低くなる。そのため、2次モード振動によって柱基部に発生する曲げモーメントは小さくなり、更にディープビーム効果によりせん断耐力を向上させることも考えられる。このようなメカニズムにより作用モーメントが低下し、耐力が向上したとすれば、橋脚は塑性変形域に達することなく、塑性変形の繰返

しによるせん断耐力の低下も発生しないこととなることも考えられる。今回の検討では、動的解析上はせん断耐力を超過する応答値が発生していたが、本実験のCASE1では図-17に示すように、せん断破壊が予測される範囲（柱基部から $h=300\text{mm}$ 及び 600mm 高さ）の加震方向に平行に配置されたせん断補強鉄筋ひずみは大きな応答値を示さなかった。そのため、せん断耐力に対しては十分な余裕があったと考えられる。道示Vに基づくせん断耐力がもともと安全側に評価されるように設定されていることもあるが、前述したようなメカニズムによる耐力向上効果も要因の一つとなっている可能性はある。

5. RBとLRBの短周期卓越地震応答の違い

図-18にCASE1及びCASE3の支承反力と支承のせん断変形量の関係を示す。RBを用いたCASE1では、等価剛性に近い履歴を描き、最大変形量は 15.4mm と約75%のせん断ひずみが生じていた。LRBを用いたCASE3では最大せん断変形量が 4.0mm と小さく、概ね1次剛性の範囲で履歴を描いた。そのため、CASE3では橋軸方向の支持条件が固定に近い挙動となり、2次モードの影響は現れにくくなったと考えられる。実際に図-19に示すCASE3における橋脚天端の加速度応答から最大応答加速度は約 25m/s^2 であることが確認でき、前述したCASE1の最大応答加速度 60m/s^2 と比べて小さい。

図-20にCASE1及びCASE3の支承反力と橋脚天端の水平変位の関係を示す。CASE1の実験結果は、プッシュオーバー解析結果と異なる履歴を描いている。

これは、2次モード振動が卓越し、図-14(c)に示したようにRBのせん断変形方向と橋脚天端の変形が逆向きであるためである。一方、CASE3では橋軸方向の支持条件が固定に近い挙動となり、2次モードの影響が僅かであるため、CASE1のような履歴を描かず、プッシュオーバー解析結果に沿う履歴を描いていることが分かる。

以上より、短周期卓越地震動を作用させる場合は支承のせん断変形量が大きくなるため、LRBを用いた橋梁ではRBを用いた橋梁に比べて、2次モードの影響が現れにくいと考えられる。

6. まとめ

本研究では、短周期卓越地震動に対するRC橋脚の地震応答及び損傷性状を把握するため、上部構造を弾性支持したRC橋脚（実橋梁換算の1次固有周期1.36秒）を対象に大型振動台実験を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- ① 本実験で想定した短周期卓越地震動よりもJMA神戸50%波の方が、上部構造が弾性支持されたRC橋脚に生じる損傷度が大きくなる。
- ② 上部構造が弾性支持されたRC橋脚に短周期卓越地震動を作用させると、動的解析により得られる結果と同様な2次モードの地震応答（加速度応答及びせん断力応答）を示した。
- ③ 2次モードの地震応答に対しては、載荷速度が大きくなるに伴ってRC橋脚の耐力が向上し、また慣性力作用高さが低くなることにより作用曲げモーメントが小さくなる変化が生じることが考

えられる。このようなメカニズムが複合することにより、短周期卓越地震動は1次モードが卓越する地震動に比べてRC橋脚に損傷を生じさせにくくなったのではないかと考えられる。

- ④ LRBを用いたRC橋脚に短周期卓越地震動を作用させると、LRBのせん断変形量が大きくなり、せん断剛性は1次剛性が支配的となった。そのため、2次モードの振動はRBを用いたRC橋脚に比べて現れにくくなる。

今後は、2次モードの振動によって発生する断面力を精度よく推定し、その発生断面力に抵抗する構造物の耐力を明らかにする必要があると考える。

参考文献

- 1) 星隈順一，堺 淳一，坂柳皓文：東北地方太平洋沖地震により観測された地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響に関する研究，土木研究所資料 第4263号，2013年3月。
- 2) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編，社団法人日本道路協会，平成24年3月。
- 3) E-ディフェンスを用いた大型橋梁耐震実験から何を学ぶ？，社団法人日本道路協会 地震工学委員会，平成2008年5月8日。
- 4) コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会，2002年。
- 5) 藤掛一典，山根茂樹，大野友則，水野 淳，鈴木 篤：急速一軸引張試験においてコンクリート円柱供試体の高さ寸法の違いが引張特性に及ぼす影響，土木学会論文集，No.592/V-39，1998年5月