

プッシュオーバーアナリシスによる 多径間連続ラーメン橋の解析

宇根寛¹・川島一彦²・庄司学³

¹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（〒152-8551 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科（同上）

³正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科（同上）

1. まえがき

平成8年に道路橋示方書が改訂され、橋脚の塑性ヒンジにおける非線形性を取り入れた耐震設計が普及しだしてから、橋梁全体系の非線形性をどのように耐震解析に取り入れるかに関心が集まっている。地震時保有耐力法として道路橋示方書に規定されているのは、基本的には橋脚基部で塑性ヒンジができることを前提とした1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分割したカンチレバー式単柱橋脚に対する規定であり、橋梁全体系としての地震力の分配をどのように考慮するかは今後の課題とされている。

この中で注目されるのは、プッシュオーバーアナリシスに基づく1層式のラーメン橋脚に対する耐震計算法が道路橋示方書に取り入れられたことである¹⁾。プッシュオーバーアナリシスとは、非線形の構造系を対象に荷重漸増法で構造系全体の履歴曲線の骨格曲線を求め、崩壊過程を求める解析法²⁾であり、これにエネルギー一定則や変位一定則を取り入れて、非線形系の最大応答を近似的に求めることができる。しかし、ラーメン橋のように不等橋脚を有する構造系に対するプッシュオーバーアナリシスの適用性は

まだ十分検討されていないのが実状である。

このような観点から、本研究では、橋脚高さの異なるPC3径間連続ラーメン橋の橋軸方向の応答を対象に、プッシュオーバーアナリシスの適用性を非線形動的解析との比較によって検討したので、この結果を報告する。

2. 解析対象橋

解析対象としたのは、図1に示すように橋長173mのPC3径間連続ラーメン橋であり、この橋軸方向の応答に着目することとする。本橋は、平成2年道路橋示方書に準拠して設計されており、設計震度は、橋脚1では橋軸方向には0.11、橋軸直角方向には0.16、橋脚2では橋軸方向、橋軸直角方向ともに0.21である。地盤種別は、橋台1及び橋脚1位置ではⅠ種、橋脚2及び橋台2位置ではⅡ種である。橋脚1の高さは44mであるのに対して、橋脚2は11mと、大きく高さが異なっている。橋脚1と上部構造がラーメン系を構成しており、両橋台では可動支承で、また、橋脚2ではゴム支承で支持されている。橋脚2においてゴム支承が用いられているのは、橋脚1と上部構造からなるラーメン系の大きな地震

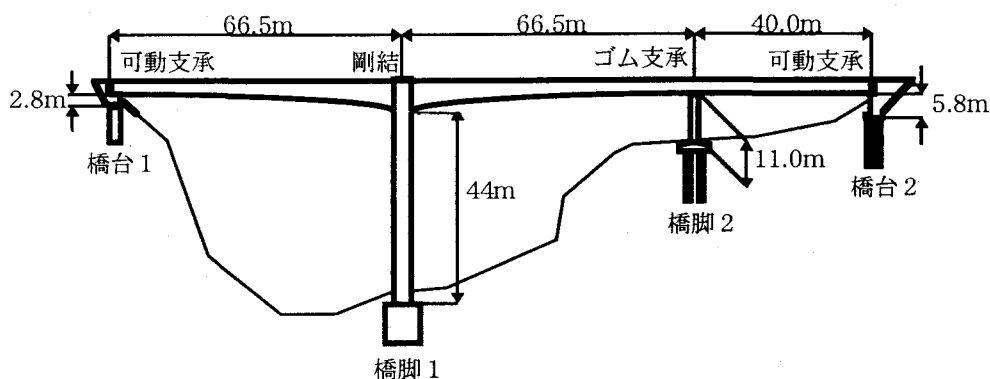
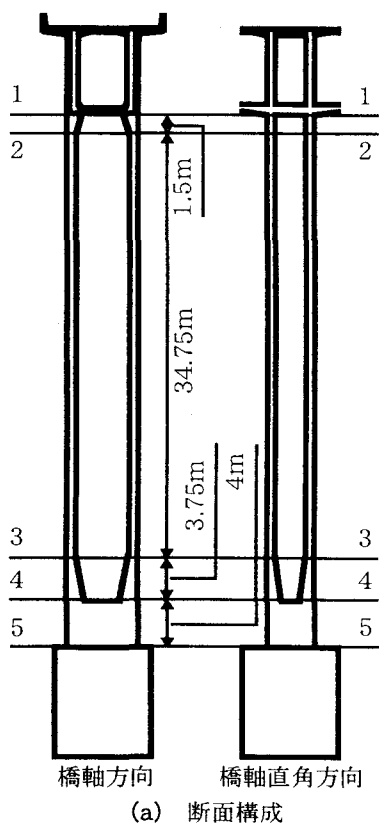
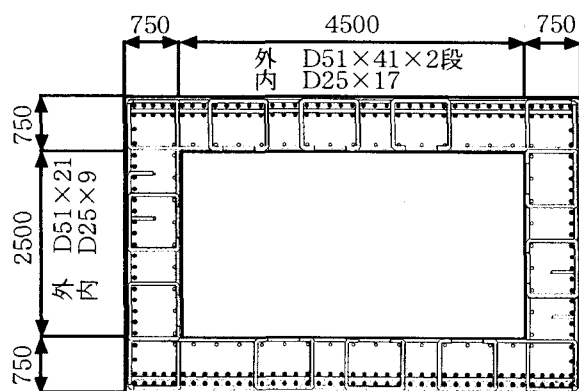


図-1 解析対象とするPC3径間連続橋



(a) 断面構成
図2 橋脚1の代表的な配筋



(b) 断面2~3区間

応答に対して橋脚2に生じる応答変位があまり大きくならないようにするためである。

橋としての質量分布を大まかに把握するために、上部構造、橋脚1、橋脚2に分けて総質量を求めると、それぞれ、4600t、1698t、272tとなる。橋脚1は橋梁系全質量の25%を占めている。また、これを単純に各長さで割って単位長さあたりの質量を求めると、上部構造、橋脚1、橋脚2に対して、それぞれ、26.6t/m、38.6t/m、24.8t/mとなる。橋脚1の質量が無視できないことがわかる。

橋脚1の代表的な配筋は図2に示すとおりである。図中に示す断面1~4区間は中空になっており、断面2~3区間では壁厚が750mmと一定となってい

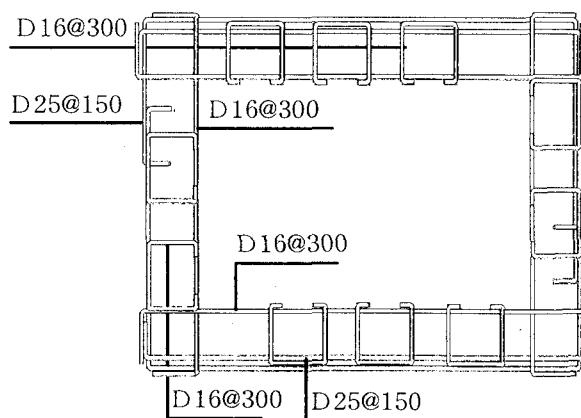


図3 帯鉄筋の配置(橋脚1、断面2~3区間)

る。断面2~3区間に着目すると、軸方向に直角な面(軸方向面)には、外側にはD51鉄筋が128mm~150mm間隔でダブルに、また、内側にはD25鉄筋が300mm間隔で、それぞれ配置されている。

一方、この区間の帯鉄筋だけを抜き書きしたものが、図3である。軸方向面に着目すると、外側にはD25鉄筋が150mm間隔でダブルで、また、内側にはD16mm鉄筋が300mm間隔の1段で、それぞれ配置されている。平成8年道路橋示方書では、帯鉄筋は150mm間隔で設置することが規定されているが、この橋は平成2年道路橋示方書によって設計されているため、このような規定を満足していない。また、帯鉄筋の端も直角フックによってかぶりコンクリート中に定着されているだけである。

橋脚にはコの字型のD16mmの組立鉄筋(つなぎ筋)が外側と内側の帯鉄筋を結ぶように300mm間隔で入れられている。これも被りコンクリート中に直角フックで定着されているだけである。

橋脚の終局耐力や許容じん性率を平成8年道路橋示方書に基づいて求めるためには、帯鉄筋比が必要とされる。平成8年道路橋示方書では、帯鉄筋比(体積比)の算定式が示されているが、これは帯鉄筋が同間隔で配置され、かつ、中間帯鉄筋も帯鉄筋と同径、同間隔で配置されることを前提としており、図2のような配筋に対する適用には注意する必要がある。このため、ここでは、次式によって帯鉄筋比 ρ_s を求めることとした。

$$\rho_s = \frac{V_s}{V_c} \quad (1)$$

ここで、 V_s : 帯鉄筋の体積、 V_c : コンクリートの体積である。ただし、式(1)を用いるに際して、以下の2点を仮定することとした。

(1) 帯鉄筋やつなぎ筋はいずれも直角フックによって被りコンクリート中に定着されているため、被りコンクリートのはく離後、コアコンクリートを有効に拘束できるかが疑問であるが、本解析の目的が本ラーメン橋の耐震性評価にあるわけではないこと

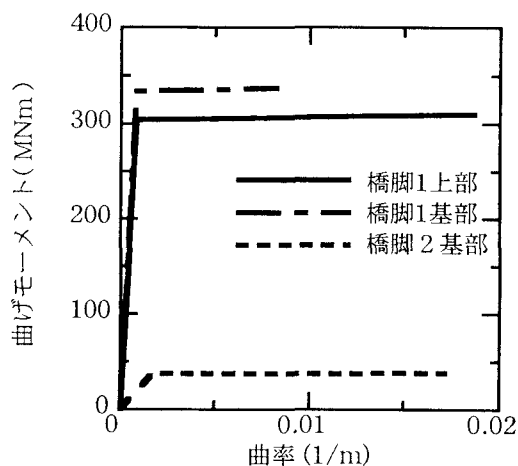


図4 橋脚の曲げモーメント-曲率の関係
タイプⅡ地震動の場合

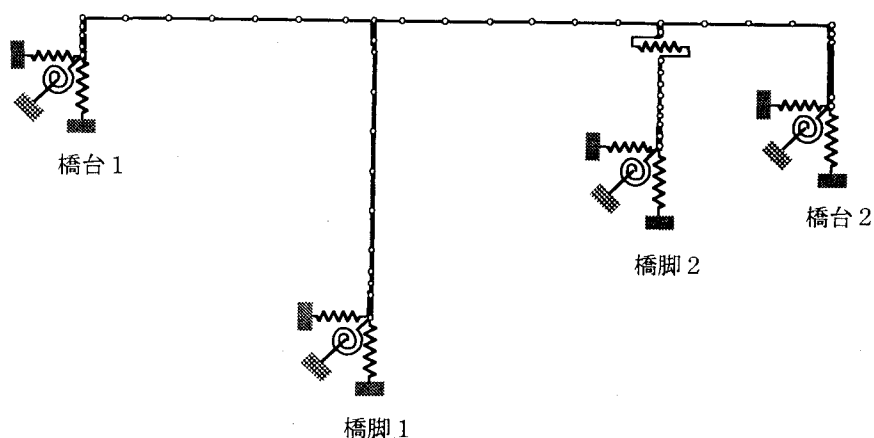


図5 解析モデル

表1 固有振動特性（1次～10次）

次数	固有 周期(s)	刺激係数		有効質量	
		橋軸方向	上下方向	橋軸方向	上下方向
1	2.01	23.72	0.20	562.9	0.0
2	0.52	-3.44	2.75	11.8	7.6
3	0.32	-0.01	10.26	0.0	105.3
4	0.26	4.46	0.57	19.9	0.3
5	0.23	-0.94	-15.26	0.9	233.0
6	0.18	-5.12	3.84	26.3	14.7
7	0.14	2.55	3.95	6.5	15.6
8	0.12	-0.34	-4.49	0.1	20.1
9	0.11	0.76	0.05	0.6	0.0
10	0.11	-3.45	-0.49	0.1	0.2

から、ここでは、一応これらが平成8年道路橋示方書に規定される帯鉄筋や中間帯鉄筋と同等に作用すると仮定する。

(2) 内側の帯鉄筋はコアコンクリートの拘束には有効に機能しないため、この半分の量を帯鉄筋とみなす。

以上のようにして、図3から帯鉄筋比を求めると、1.31%となる。中空断面であるため、コンクリート体積 V_c が小さく、比較的帯鉄筋比 ρ_s が大きくなり求められる。

なお、同様にして橋脚1の基部の中実部（断面4-5区間）や橋脚2の帯鉄筋比を求めると、それぞれ、0.65%、0.45%となる。断面3-4区間や断面1-2区間では、壁厚が少しずつ変化しているが、ここでは簡単のため、断面2-3区間と同じ壁厚を仮定した。

後述するように、橋脚1では、断面4-5区間に塑性ヒンジが生じる。従って、以下ではここを橋脚1の基部と呼ぶこととする。道路橋示方書に基づいて橋脚1及び橋脚2の基部における曲げモーメント-曲率の関係を求めると、図4のようになる。ただし、ここではタイプⅡ地震動を仮定した場合の結果を示

している¹⁾。

解析では、上部構造、橋脚を図5に示すように56要素、60接点数から成るはりモデルに置換し、地盤条件の影響は地盤ばねによって与えた。ここで、地盤ばねは道路橋示方書に従って求めている。橋脚の非線形は、Takedaモデルによって与えた³⁾。ただし、道路橋示方書に基づき、初期クラック点は無視し、降伏剛性と降伏後剛性から成る剛性低下型のバイリニアモデルを用いた¹⁾。また、ラーメン橋では応答に伴い橋脚に作用する軸力が時間とともに変化するため、橋脚の曲げモーメント-曲率の関係は軸力によって変化することになる。ここでは、このような軸力変動の影響は考慮しないこととし、常時の軸力から求められる曲げモーメント-曲率の関係を用いることとした。

このようにして、降伏剛性を用いて1次～10次の固有振動特性を求めた結果が表1である。1次固有周期が2.01sと長く、2次以下の固有周期とかけ離れている。橋軸方向には1次が、また、上下方向には3次と5次が卓越している。これらの振動モードを求めた結果が図6である。1次振動モードは、主として桁の並進にともなう橋脚1の並進モードで

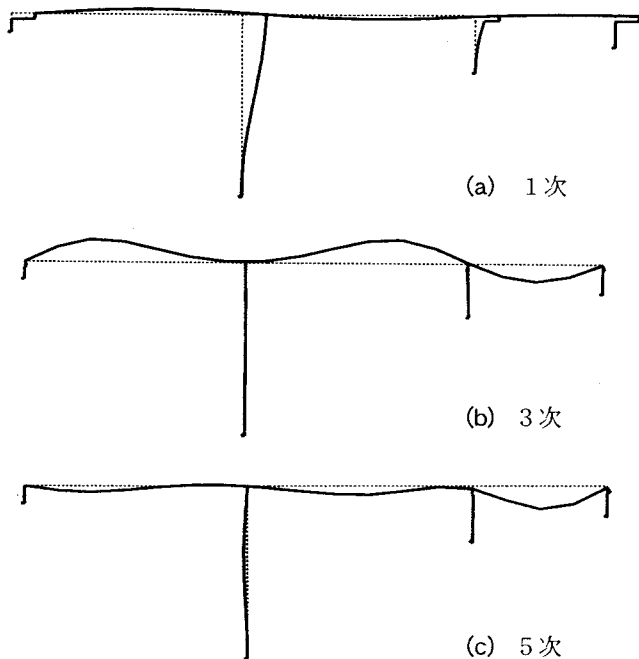


図6 主要な固有振動モード

ある。ラーメンであるため、橋脚天端の回転と桁の上下方向の変形も現れている。橋脚2位置では、ゴム支承の変形により、橋脚の変形が小さく抑えられている。

3. 動的解析による非線形応答特性

図5に示したモデルを用いて、ラーメン橋の非線形動的解析を行った。入力地震動は、兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で得られたNS成分記録（以下、神戸海洋気象台記録と呼ぶ）、JR鷹取駅で得られたNS成分記録⁴⁾（以下、鷹取記録と呼ぶ）の他、道路橋示方書に示されるⅡ種地盤の設計加速度応答スペクトル（タイプⅠ地震動及びタイプⅡ地震動）に適合するように振動数領域で振幅調整⁵⁾した標準波形である。この中では、鷹取記録による応答が一般に大きいため、以下には、主として鷹取記録に対する応答を中心に示すこととする。

鷹取記録が作用した場合の桁の応答を示すと、図7のようになる。これは、橋脚1位置の応答を示したものであるが、桁の軸方向の剛性が大きいため、他の箇所においてもこれとほとんど変わらない。後述するプッシュオーバーアナリシスにおいて、橋を1自由度系で近似する際、代表点をどこに取ればよいかが重要であるため、実際に橋脚1位置と橋脚2位置の間に生じる桁の軸方向の伸縮量を求めると、最大でも1mm程度に過ぎない。最大加速度は0.52g、最大変位は約1mに達し、最終的に0.17m程度の残留変位が生じている。これは、橋脚の非線形応

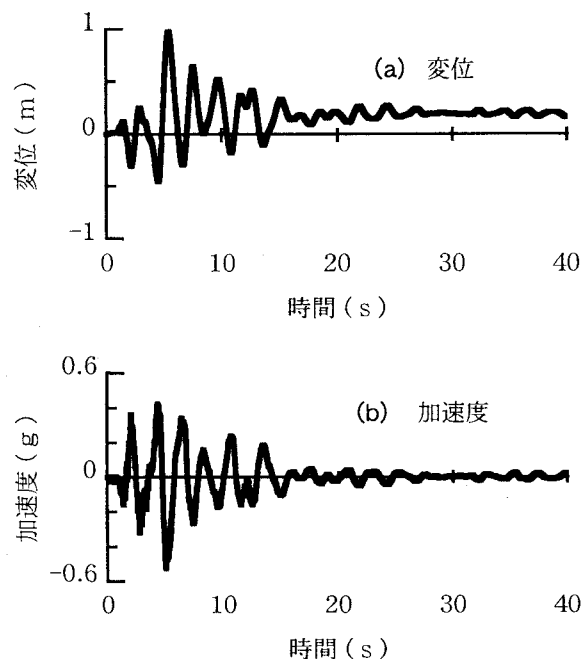


図7 桁の応答（鷹取記録を作用させた場合、橋脚1位置）

答によるもので、橋脚の曲げモーメントー曲率の関係を示すと、図8のようになる。橋脚1では、基部と上部でほぼ同程度の曲率が生じている。橋脚2の方が橋脚1よりもはるかに曲率が大きい、これは前述したように橋脚2の高さが橋脚1の約1/4と低いため、ゴム支承を用いてはいるが、桁の応答を吸収するためには、橋脚2では橋脚1に比較して塑性ヒンジ区間により大きな曲率を要するためである。

橋脚に生じる最大曲率を、他の入力地震動に対しても示すと、表2のようになる。神戸海洋気象台記録を入力した場合、橋脚1に塑性化は生じないが、タイプⅠ、タイプⅡ標準波形を入力した場合には上述した鷹取記録の場合と同じ特性となっている。

図9は、橋脚の塑性化がどのような順番で生じたかを示したものである。鷹取記録を作用させた場合に塑性化する時間が最も長いため、この例を示しているが、これによれば塑性化は2回生じている。1回目に着目すると、橋脚2の基部で4.2sに塑性化が始まり、その0.14s、0.25s後に、それぞれ橋脚1の基部及び上部に塑性化が生じている。塑性化は、橋脚2の基部に最初に生じ、以下、橋脚1の基部、上部の順に生じるが、塑性化が生じる時間には大きな違いはなく、各塑性ヒンジはほぼ同じ時間帯に塑性化するということができる。

上部構造に生じる変位と加速度応答がそれぞれ最大となる瞬間における変位応答、加速度応答の分布を示した結果が、図10、図11である。当然ながら、最大変位が生じる瞬間の変位応答の分布は図6に示した1次固有振動モードとほぼ同じである。加速度

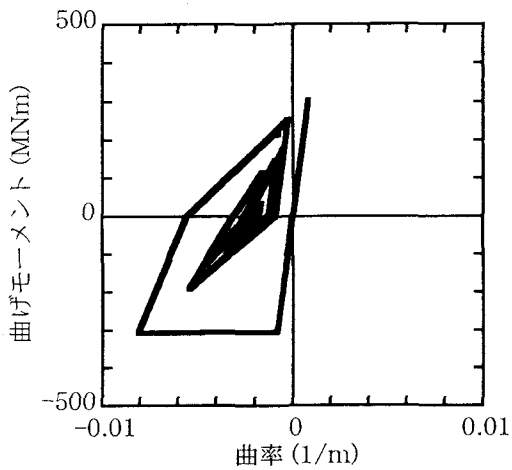


表2 橋脚に生じる最大曲率($\times 10^{-4}/\text{m}$)

入力地震動	橋脚1 上部	橋脚1 基部	橋脚2 基部
神戸海洋気象台記録	7.6	7.9	76.9
鷹取記録	81.2	83.4	500.0
タイプI 標準波形	21.8	35.2	300.8
タイプII 標準波形	44.8	49.6	376.2

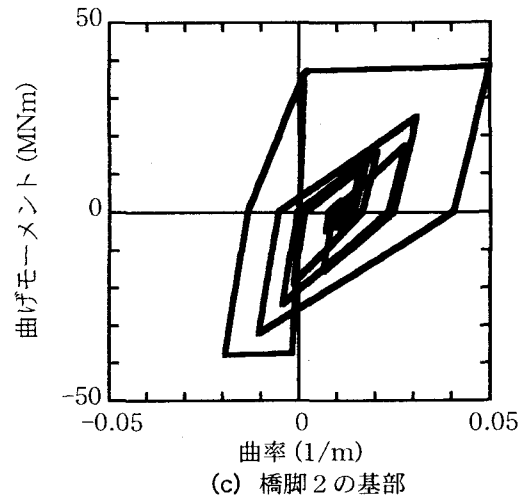
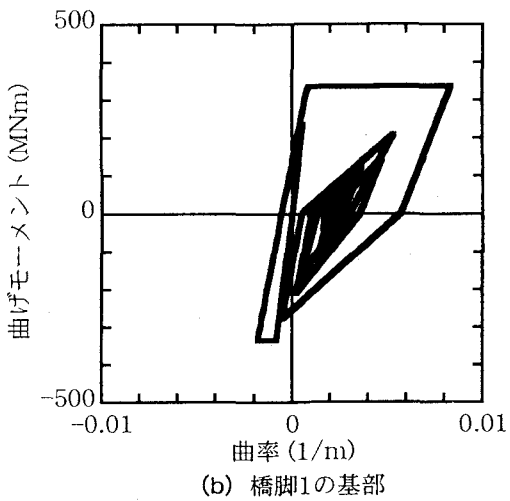


図8 橋脚の曲げモーメント-曲率の関係
(鷹取記録を作用させた場合)

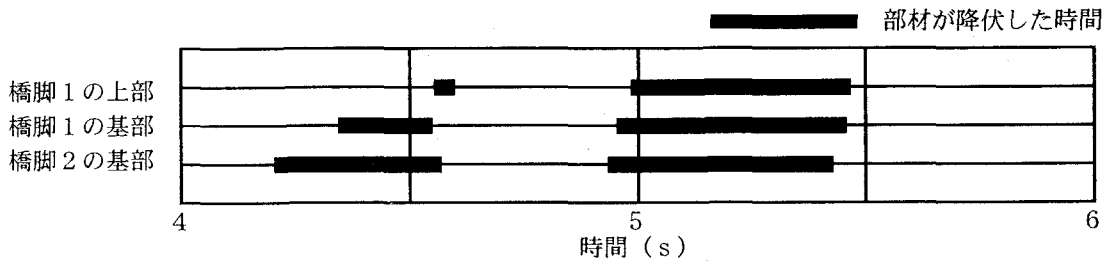


図9 橋脚に塑性化が生じる時間 (鷹取記録を作用させた場合)

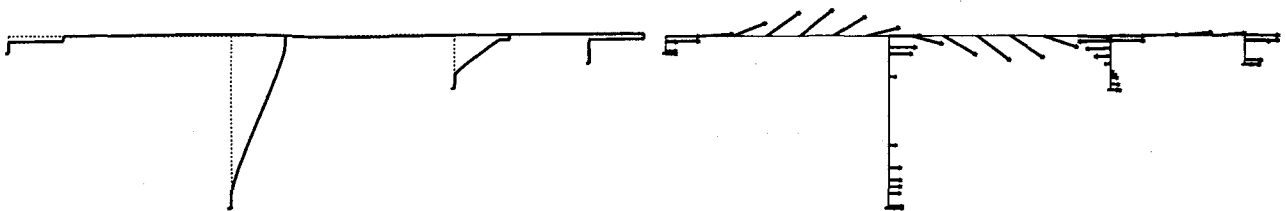


図10 上部構造に生じる変位が最大となる瞬間の変位応答 (鷹取記録を作用させた場合)

図11 上部構造に生じる加速度が最大となる瞬間の加速度応答 (鷹取記録を作用させた場合)

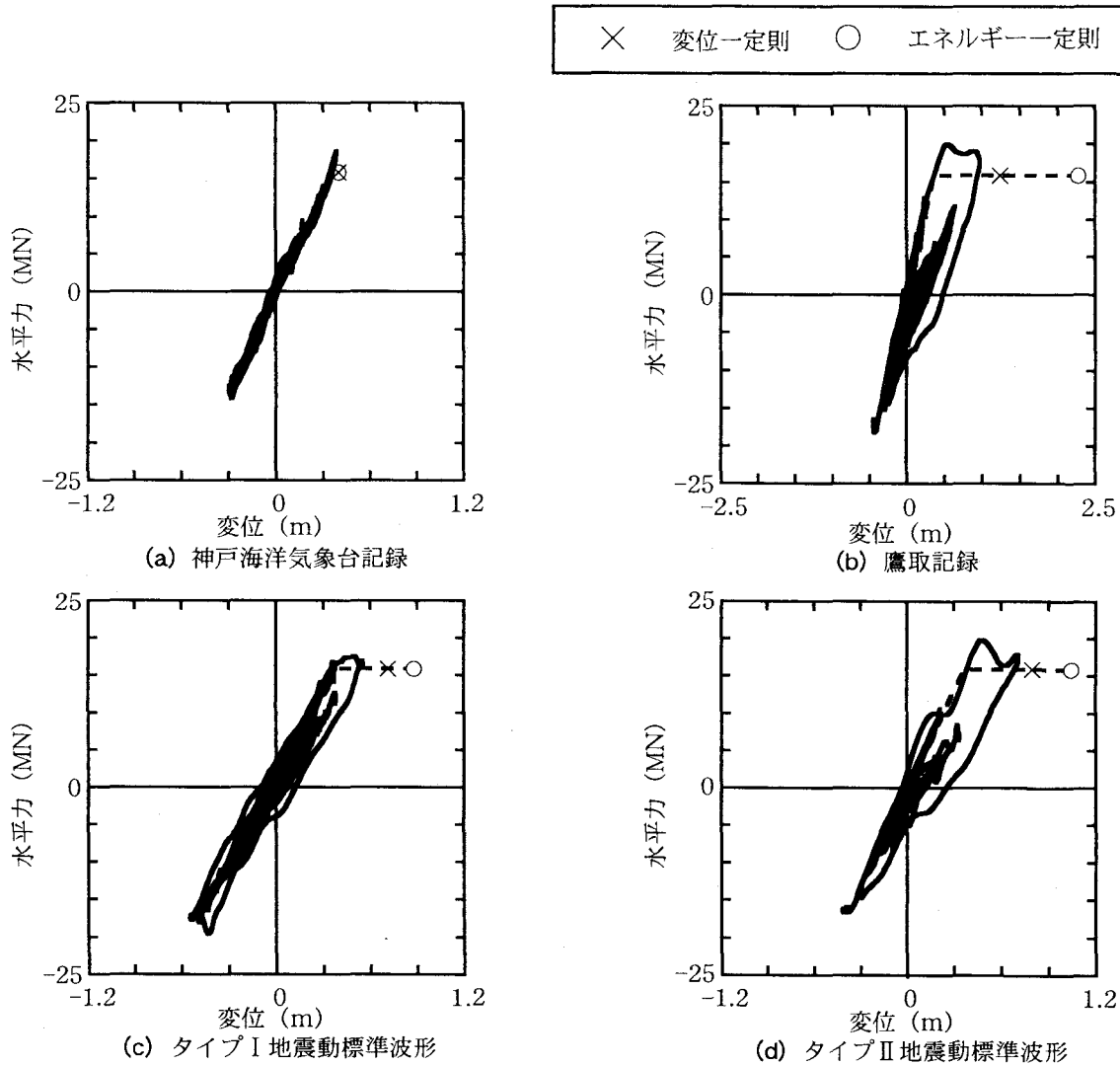


図12 動的解析から求めた上部構造位置の履歴特性とプッシュオーバーアナリシスによって求めた水平荷重-水平変位の関係の比較

応答に対しては、1次固有振動モード以外にも各種の振動モードが寄与するため、1次固有振動モードのように単純ではない。

橋梁全体系を1自由度系によって表すために、代表点の変位 u_i として、橋脚1位置の上部構造の変位を用いることにする。上述したように、桁の軸方向の変形は小さく、どの位置を代表点としてもほとんど後述する結果には関係しない。橋脚1と橋脚2の上部に作用するせん断力を加え合わせた値を、桁に作用した水平力であるとし、代表点における水平変位 u_i -水平力の関係を求めると、図12のようになる。図中には、後述するプッシュオーバーアナリシスによる結果も示されている。入力地震動によって非線形化の度合いが異なるが、水平変位-水平力の基本的な関係はほとんど変わらない。

4. プッシュオーバーアナリシスによる解析

プッシュオーバーアナリシスでは、荷重漸増法に

よって逐次水平力を作用させていく。橋脚に最初の降伏が生じるまでは系は弾性であるため、容易に解析できるが、橋脚に最初の降伏が生じてからは、荷重ステップを小さくして解析する必要がある。本解析では、1ステップの水平荷重を橋の重量の1/10000とした。このようにしても、橋脚1の基部と上部、橋脚2の基部の3カ所の塑性ヒンジのうちの最後の3番めが降伏した瞬間に構造系の全体剛性がゼロとなり、荷重漸増法ではこれ以上の解析はできない。したがって、この段階以後は、橋の幾何学的な形状をもとに、以下のように各塑性ヒンジ区間における塑性回転角を求め、これをもとに、代表点における終局変位を求めた。

$$u = u_Y + H_j \theta_{pi} \quad (i = 1, 2, 3, j = 1, 2) \quad (2)$$

ここで、

$$\theta_{pi} = (\phi_{ui} - \phi_{Yi}) L_{pi} \quad (3)$$

$$H_1 = h_1 - L_{p1u}/2 - L_{p1l}/2 \quad (\text{橋脚1}) \quad (4)$$

$$H_2 = h_2 - L_{p2}/2 \quad (\text{橋脚2}) \quad (5)$$

ここで、 ϕ_{ui} ：第*i*番目の塑性ヒンジの終局曲率

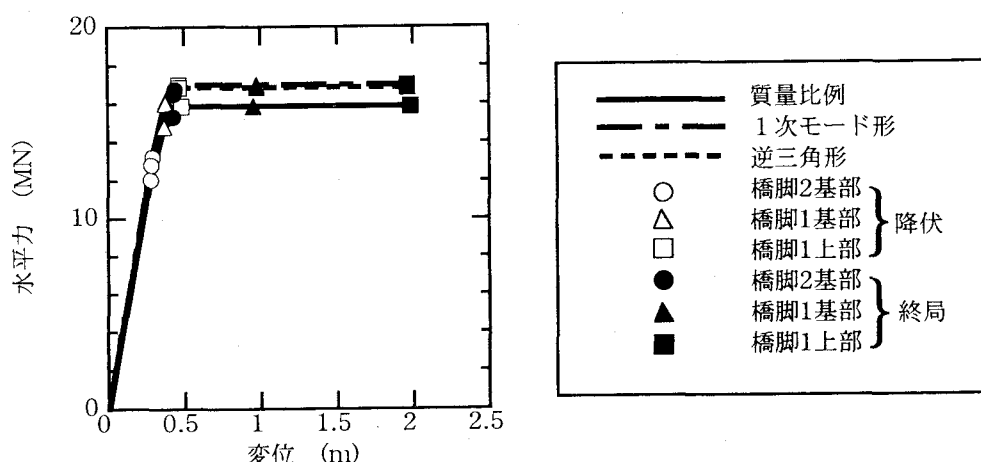


図13 プッシュオーバーアナリシスによって求めた水平荷重-水平変位の関係

($i=1,2,3, j=1,2$)、 ϕ_{Yi} 、 u_Y ：3カ所の塑性ヒンジのうち、2カ所が降伏し、最後の3カ所目が降伏する瞬間までに第 i 番目の塑性ヒンジに生じていた曲率とその時の代表点における変位、 h_1 、 h_2 ：橋脚1、2の高さ、 L_{pl1} 、 L_{pl2} ：橋脚1の上部及び基部における塑性ヒンジ長、 L_{p2} ：橋脚2の基部における塑性ヒンジ長である。ここで、前述したように、終局曲率 ϕ_{ui} はタイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動では異なる¹⁾ため、式(2)～(5)を用いて水平変位-水平力の関係を求めると、2種類の関係が求められることになる。以下には、水平変位が大きく求められるタイプⅡ地震動に対する結果を示すこととする。これは、本解析の目的が非線形動的解析とプッシュオーバーアナリシスの比較にあり、地震動特性の違いによる終局変位の違いを議論することにはないためである。

プッシュオーバーアナリシスでは、どのように変形モードベクトル $\{\phi\}$ を与えるかが重要である。荷重漸増法では、変形を与えることは一般に容易ではないため、ここでは増分荷重の分布に着目し、以下の3種類の増分荷重分布を検討することとした。

- (1) 高さ方向に一樣な増分荷重を与える場合
- (2) 図6に示した1次固有振動モードに比例して、増分荷重を与える場合
- (3) 橋脚基部で0、橋脚天端で1の逆三角形状に増分荷重を与える場合

以上の3種類の増分荷重分布を仮定して、上部構造の水平変位-水平力の関係を求めると、図13のようになる。1次固有振動モード形を仮定した場合と橋脚基部で0、橋脚天端で1の逆三角形を仮定した場合にはともにほとんど同じ水平力-水平変位の関係を与える。高さ方向に一樣な増分荷重分布を与えた場合には、これらよりも7%程度小さな降伏荷重となるが、全体的な傾向はほとんど変わらない。高さ方向に一樣な増分荷重分布を仮定した場合には、1次固有振動モード形に仮定した場合や逆三角形を仮

定した場合よりも多少降伏荷重が小さくなるのは、橋脚部に作用する地震力が大きいためである。

動的解析では、図9に示したように、最初に橋脚2の基部が降伏し、次に橋脚1の基部、上部の順に降伏していくが、プッシュオーバーアナリシスでは上記3種類のいずれの増分荷重形を仮定しても、これと同じ順番で降伏が生じる。したがって、塑性ヒンジが降伏する順番には増分荷重分布形の影響はない。

動的解析によって求めた履歴特性とプッシュオーバーアナリシスによって求めた水平力-水平変位の関係を比較した結果が、図12である。ここでは、図12のように水平力-水平変位の関係を完全バイリニア型と仮定し、エネルギー一定則及び変位一定則を用いることによって弾性応答から推定した非線形系の最大応答変位を示している。これによれば、プッシュオーバーアナリシスによって求めた降伏力は動的解析によって求められる降伏力に比較して約21%小さい。これは、図11に示したように、動的解析では上部構造や橋脚に生じる加速度分布がプッシュオーバーアナリシスで仮定したように一樣ではないためである。

また、最大応答変位は、プッシュオーバーアナリシスの方が動的解析結果よりも大きな値を与え、また、エネルギー一定則と変位一定則を比較すると、エネルギー一定則の方がより大きな最大応答変位を与える。これを最大応答に着目して比較した結果が表3である。わずかし非線形域に入らない神戸海洋気象台記録を入力した場合を別にすると、エネルギー一定則を用いた場合には平均して79%、変位一定則を用いた場合には平均して22%、それぞれ動的解析結果よりも最大応答変位を大きく評価する。変位一定則の方がエネルギー一定則よりも動的解析の結果に近い値を与えるは、固有周期が2.01秒と比較的長いためと考えられる。

表3 プッシュオーバーアナリシスに基づきエネルギー一定則及び変位一定則によって推定した最大応答変位

入力 地震動	プッシュオーバーアナリシス		非線形 動的解析
	エネルギー一定則	変位一定則	
神戸海洋気象台記録	0.39m (1.03)	0.39m (1.02)	0.39m
鷹取記録	2.27m (2.31)	1.24m (1.26)	0.98m
タイプⅠ地震動標準波	0.88m (1.59)	0.71m (1.29)	0.55m
タイプⅡ地震動標準波	1.04m (1.46)	0.79m (1.12)	0.71m

注) () 内は、動的解析結果に対する比

5. 結論

プッシュオーバーアナリシスによるラーメン橋の解析精度を検討するため、PC3径間連続ラーメン橋の橋軸方向を対象として、プッシュオーバーアナリシスと動的解析結果を比較した。本解析結果から得られた結論は、以下の通りである。

(1) プッシュオーバーアナリシスでは変形モードベクトルの選定が重要であるが、増分荷重の分布を上下方向に一樣と仮定しても、1次固有振動モード形にしたり、橋脚基部で0、橋脚天端で1の逆三角形にしても、上部構造の水平力－水平変位の関係には顕著な違いは生じない。これは、上部構造重量が橋脚重量よりも卓越しているためである。また、橋脚に生じ得る3カ所の塑性ヒンジが、どのような順番で降伏し、終局に達するかも、上記の増分荷重の分布によらず同じであり、さらに、動的解析結果とも一致する。

(2) プッシュオーバーアナリシスにより、上部構

造位置の水平力－水平変位の関係を求めると、動的解析によって求められる結果に比較して、降伏荷重を20%程度小さく評価する。これは、動的解析では上部構造や橋脚に生じる加速度分布が一樣ではないのに対して、プッシュオーバーアナリシスではこれを一樣と仮定しているためである。

(3) プッシュオーバーアナリシスによって求めた上部構造の水平力－水平変位の関係を用い、エネルギー一定則、変位一定則を用いて上部構造に生じる最大応答変位を推定すると、動的解析結果よりもそれぞれ79%、22%大きい。エネルギー一定則と変位一定則を比較すると、変位一定則の方がより動的解析の結果に近い値を与えるのは、固有周期が2.01秒と長いためであると考えられる。

謝辞：本解析に用いたラーメン橋の特性に関しては、建設技術研究所・技術四部の後藤和満氏、清水隆史氏のご指導を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書、1996
- 2) M.J.N.Priestly, F.Seible and G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂、1998.
- 3) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium, pp. 357-364, 1970
- 4) Nakamura, Y.: Waveform and Its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-nanbu Earthquake, JR Earthquake Information, No. 23c, Railway Research Institute, 1995
- 5) 荒川直士、川島一彦、相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形、土木技術資料、Vol. 26-7、pp. 392-397、昭和59年