

鋼製門形ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法 におけるエネルギー一定則の適用性について

中島章典¹, 小野寺理²

¹正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市石井町 2753)

²正会員 工修 東京都建設局道路建設部 (〒163-8001 新宿区西新宿 2-8-1)

本研究では、弾塑性を考慮した鋼製門形ラーメン橋脚の耐震設計法として、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）に規定される地震時保有水平耐力法を参考にし、その中で用いられている弾塑性最大応答変位推定のためのエネルギー一定則の鋼製ラーメン橋脚への適用性を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性地震応答解析法を用いて数値計算により検討した。また、このような耐震設計法が想定する大地震に対する、鋼製門形ラーメン橋脚の基本的な弾塑性地震応答性状についても同時に検討した。その結果、複数箇所断面が塑性化する鋼製門形ラーメン橋脚の弾塑性最大応答変位の推定に際してエネルギー一定則を適用することの可能性は認められるが、そのエネルギー一定則による最大応答変位の推定結果は、かなり安全側の結果となることがわかった。

Key Words : steel portal frame, seismic design, nonlinear earthquake response analysis, equal energy assumption, multiple plastic section

1. はじめに

これまで、比較的高い耐震性を有していると考えられてきたラーメン構造物においても、1995年の兵庫県南部地震に際しては、地震による大きな繰返し力が原因と考えられる損傷が数多く観察された。このため平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説、V耐震設計編（以下、道示V）¹⁾では、鉄筋コンクリート製ラーメン橋脚にも地震時保有水平耐力法が適用された。しかし、鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法に対しては、地震時保有水平耐力法の適用が見送られている。したがって、鋼製ラーメン橋脚の耐震安全性の確認と塑性変形をも考慮した耐震設計法の確立が急がれている。

兵庫県南部地震より以前から、鋼製ラーメン隅角部の静的弾塑性挙動などを明らかにするための実験的研究が、中井ら²⁾、酒造ら³⁾によってなされていたが、兵庫県南部地震時のラーメン構造物の被災を契機として数多くの研究がなされてきている。この中で、酒造らは門形ラーメン橋脚を対象として、隅角部やはりせん断パネルの塑性化も考慮した非弾性地震応答解析を行い、ラーメン橋脚の崩壊モードなどを検討している^{4),5)}。

一方、宇佐美はPushover解析によるラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法の考え方を示しており⁶⁾、大田・野中は、同様の考え方に基づく地震時保有水平耐力法の内容をより具体的に解説し、2層門形鋼製ラーメン橋脚に対する試算例を示している⁷⁾。このようなPushover解析を用いた地震時保有水平耐力法では、やはり、弾塑性最大応答変位を推定するに際して、エネルギー一定則を適用する必要がある。しかし、不静定構造物で

あるラーメン橋脚では、複数箇所断面に塑性化が生じることが予想されるために、鋼製ラーメン橋脚に対するエネルギー一定則の適用性が十分でない可能性がある。

そこで本研究では、鋼製ラーメン橋脚の耐震設計における弾塑性最大応答変位推定に際してのエネルギー一定則の適用性を検討するために、複数箇所断面に塑性化が生じる鋼製ラーメン橋脚の基本的な弾塑性地震応答性状を把握した上で、鋼製ラーメン橋脚の弾塑性最大応答変位推定に対するエネルギー一定則の適用性を調べることを目的とし、これらを数値計算法を用いて検討した。

2. 解析モデルおよび解析方法

本研究では、図-1に示すような1層1径間の鋼製門形ラーメン橋脚を対象とし、これを1次元のはり柱要素を用いた平面骨組としてモデル化した。解析モデルの各構造寸法は、鋼製ラーメン橋脚の実績調査に関する文献⁸⁾を参考にして実際の諸元を与えている。柱およびはり部材は正方形箱型等断面とし、柱基部断面に対して、以下の道路橋示方書・同解説、II鋼橋編⁹⁾に示される曲げと軸力を受ける部材の安定性の照査式の値に留意して、地盤種別ごとに震度法による耐震設計を行った。

$$\frac{\sigma_a}{1.5\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{1.5\sigma_{cb}(1 - \sigma_a/\sigma_{ea})} \leq 1 \quad (1)$$

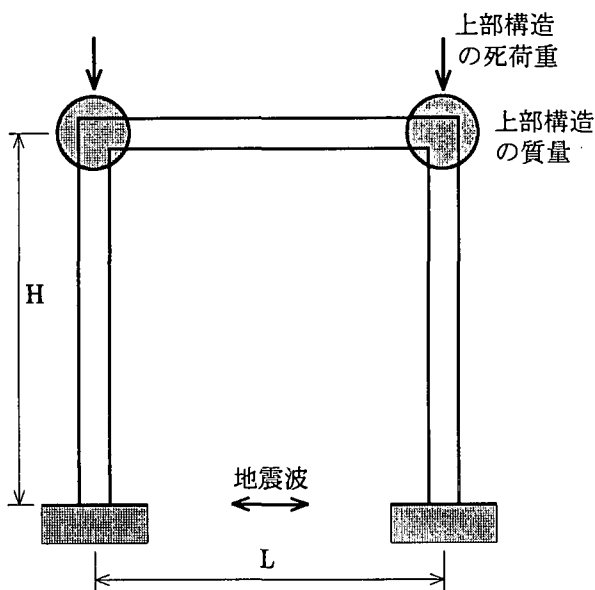


図-1 鋼製ラーメン橋脚モデル

ここに、 σ_b 、 σ_a はそれぞれ柱基部断面に生じる曲げ圧縮応力と軸圧縮応力、 σ_{ca} 、 σ_{cb} は、それぞれ局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力および許容曲げ圧縮応力であり、 σ_{ea} はオイラーの座屈応力である。以下では、式(1)の左辺の値を設計レベルと呼ぶ。

また、上部構造の質量とその死荷重による影響を考慮するため、図-1に示すように柱頂部2箇所に集中質量とその死荷重反力に相当する圧縮軸力を与えている。

パラメトリック解析に用いた鋼製ラーメン橋脚モデルにおいて、柱およびはり部材断面の幅を1.4mとし、板厚を19~28mm、ラーメンの高さ $H=14\sim 23$ m、支間長 $L=14\sim 23$ mの範囲とした。その1次固有周期は0.665~1.362秒の範囲にあり、柱1本に作用する圧縮軸力は降伏軸力の約10%で、その大きさは1.72~3.69MNの範囲にある。

解析においては、鋼材の降伏と圧縮軸力の影響を考慮するため、材料非線形性および幾何学的非線形性を取り入れた、はり柱要素の有限要素法とニューマークの β 法($\beta=1/4$)および修正ニュートンラフソン法を併用した弾塑性有限変位解析法を用いた。解析に際して用いる鋼材の繰返し弾塑性応力-ひずみ関係はバイリニア型で、そのひずみ硬化係数を0.01としている。また、粘性減衰としては、基本的に弾性時1次固有振動モードに対して減衰定数1%の質量比例型の減衰マトリックスを採用した。解析方法の詳細は文献10)を参照されたい。

有限要素解析における要素分割数は、柱部材およびはり部材を10ずつの30とし、さらに塑性域の広がりやを考慮するために、1つの有限要素について部材軸方向を5、断面方向を12に細分割している。

地震応答解析に用いる入力地震波としては、地震時保有水平耐力法の加速度応答スペクトルに対応したタ

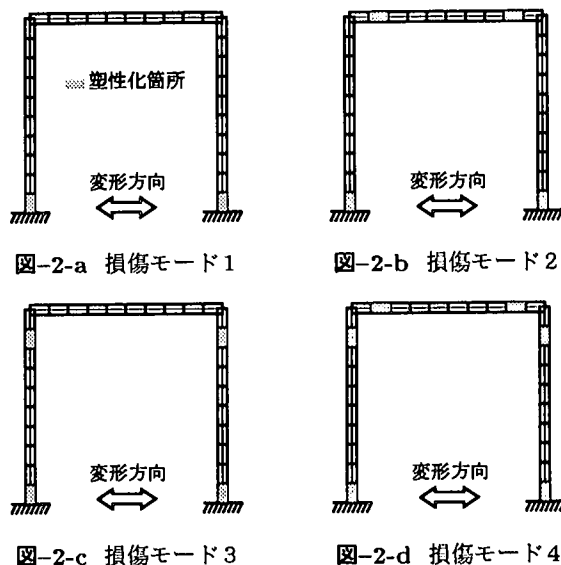


図-2 想定した損傷モード

表-1 損傷モード別の各部要素の降伏応力 (MPa)

損傷モード	柱基部	柱側隅角部	隅角部	はり側隅角部
損傷モード1	235	235	353	235
損傷モード2	235	235	353	137
損傷モード3	235	137	353	235
損傷モード4	235	157	353	157

イプI地震波およびタイプII地震波を用い、これらを図-1のように橋脚基部からラーメン面内水平方向に作用させた。

3. 基本的弾塑性地震応答性状の検討

ここでは、鋼製ラーメン橋脚の塑性化箇所の違いにより図-2に示す4パターン(以下、損傷モード)の鋼製ラーメン橋脚モデルを考えた。これらの塑性化箇所は、はり部図心高さに水平力を受けるラーメンの曲げモーメント分布および既往の研究⁴⁾に基づいて決定している。損傷モード1は柱基部のみが大きく塑性化するタイプであり、損傷モード2および3は、柱基部に加えて隅角部はり側あるいは隅角部柱側が大きく塑性化するタイプである。損傷モード4は柱基部、隅角部はり側および柱側がすべて塑性化するタイプである。ただし、隅角部については、通常、板が厚くなって十分補強されていることや、本研究では曲げが卓越する変形のみを考えていることから、隅角部の塑性化は生じないようにその部分の降伏応力を大きくした。また、図-2に示すように、隅角部側はり部分あるいは柱部分を大きく塑性化させる場合には、弾性時の振動特性が変化しないように、隅角部より1つ離れた要素(図-2中の陰影部分)の降伏応力を小さくした。ラーメン各部の

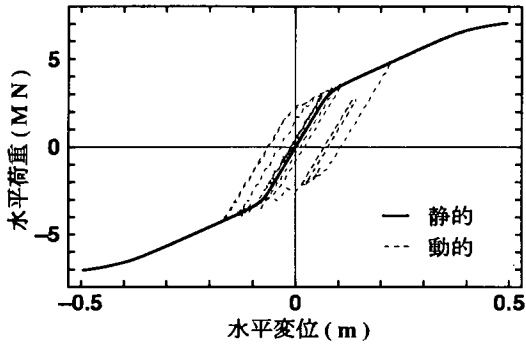


図-3-a 損傷モード1

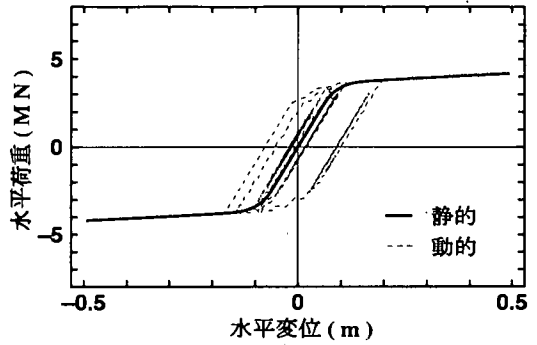


図-3-b 損傷モード2

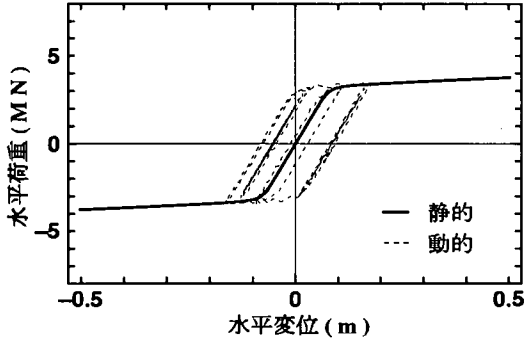


図-3-c 損傷モード3

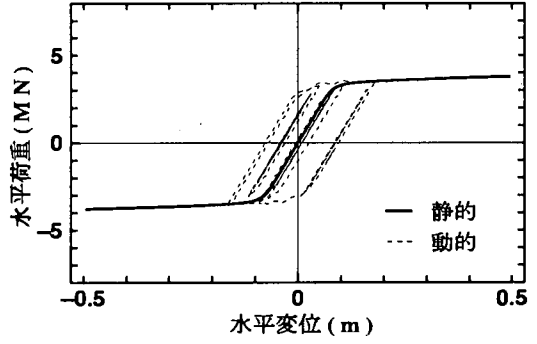


図-3-d 損傷モード4

図-3 水平荷重—水平変位関係

要素の降伏応力の値を表-1 にまとめている。表に示していないその他の部分の降伏応力はすべて 235MPa としている。

3.1 水平荷重—水平変位関係

エネルギー一定則を適用して弾塑性の最大応答変位を推定する過程では、対象構造物の静的な弾塑性解析によって求められる水平荷重—水平変位関係と、動的な弾塑性解析によって求められる繰り返し水平荷重—水平変位関係の包絡線は一致している必要がある。しかし、柱基部以外の断面にも塑性化が生じる可能性があるラーメン橋脚では、一部の断面の塑性化によって振動モードが変化する可能性があるために、これらが一致しないことも予想される。

このような観点から、それぞれの損傷モードにおける水平荷重—水平変位関係を調べた結果の一例が図-3 である。縦軸は水平荷重（動的解析では、2つの隅角部側柱要素下端の節点における水平力の和）、横軸ははり部材図心高さの水平変位である。実線は静的解析による関係であり、点線は動的解析による関係である。これらの図から、いずれの損傷モードにおいても、静的な弾塑性解析による水平荷重—水平変位関係と動的な弾塑性解析による繰り返し水平荷重—水平変位関係の包絡線はほぼ一致していることがわかる。これは、柱基部に加えて、他の部分にも塑性化が生じるラーメン橋脚においても、大地震を受けた場合の振動モードが、エネルギー一定則で想定する静的解析時の変形モードと一致していることを表している。また、隅角部付近

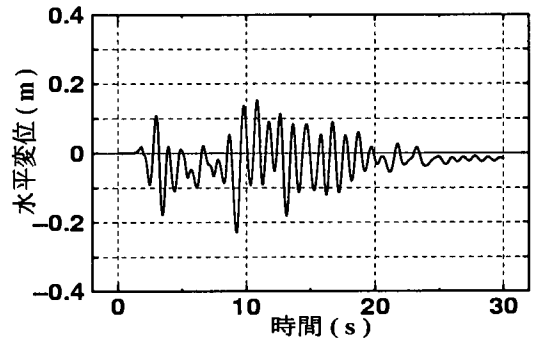


図-4-a 損傷モード1

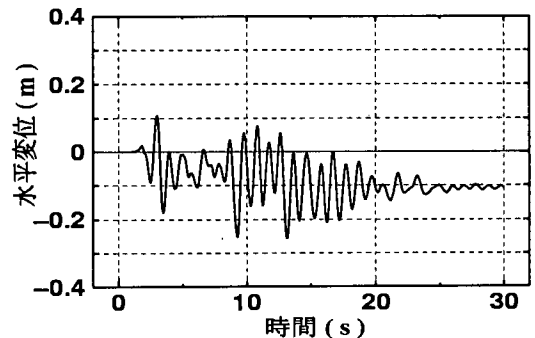


図-4-b 損傷モード4

図-4 柱頂部の水平変位時刻歴応答

の降伏応力を小さくして複数箇所に塑性化が生じるようにした場合には、柱基部のみに塑性化が生じる場合と比べて降伏後にあまり水平荷重が上昇しないこともこれらの図からわかる。

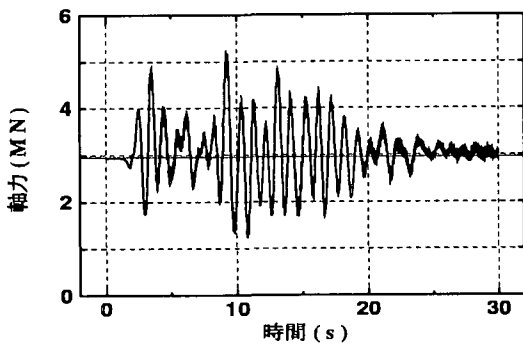


図-5-a 損傷モード1

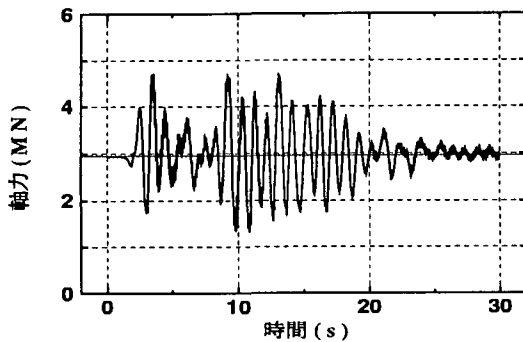


図-5-b 損傷モード4

図-5 柱部材の軸力時刻歴応答

3.2 水平変位の時刻歴曲線

柱頂部の水平変位の時刻歴曲線の一例を損傷モード1および損傷モード4について、図-4に示す。横軸は時間を、縦軸は水平変位を表している。図-4-aに示す柱基部のみが塑性化する損傷モード1の場合に比較して、図-4-bに示す柱基部に加えて隅角部付近も塑性化する損傷モード4の場合には、最大応答変位に大きな差異は認められないものの、残留変位が大きいことがわかる。図には示さないが、この傾向は損傷モード2および損傷モード3の場合にも同様に認められる。

3.3 柱基部の軸力応答

ラーメン橋脚では、上部構造の死荷重反力に相当する圧縮軸力に加えて、地震によって生じる水平力の変動に伴う軸力が増減しながら柱部材に作用することになる。したがって、その軸力変動が橋脚の耐震性に及ぼす影響が問題となる。そこで、前述の動的解析における左側柱基部の軸力の時刻歴応答を図-5に示す。横軸は時間を、縦軸は柱基部の部材要素に作用する軸力を表している。図-5-aに示す柱基部のみが塑性化する損傷モード1では、地震によって生じる水平力に伴って軸力が大きく変動しており、作用する軸力の大きさは上部構造の死荷重反力による軸力の最大で約1.7倍になっている。これは、基部断面の降伏軸力の約20%に相当する。また、図-5-bに示す柱基部に加えて隅角部付近も塑性化する損傷モード4においても、同様の軸力変動が生じているが、その振幅は損傷モード1の

場合よりも幾分小さい。しかしながら、その他の損傷モードの場合も含めて、この軸力変動がラーメン橋脚の水平荷重-水平変位関係などに及ぼす影響は顕著には認められない。

4. エネルギー一定則による最大応答変位推定法の適用性

4.1 エネルギー一定則の適用手順

道示Vに規定される地震時保有水平耐力法による耐震設計では、エネルギー一定則の考え方を適用して、弾性地震力を許容塑性率で割り引くことにより弾塑性地震力を低減させて安全性の照査を行う。

エネルギー一定則とは、1自由度系が地震動を受けた場合、弾塑性復元力特性を有する系の最大応答時と弾性系の最大応答時とにおいて、両者の保持するポテンシャルエネルギーが、降伏力に関わらずほぼ同量になるという考え方であり、線形系の最大応答変位から非線形系の最大応答変位を簡易に求める手法としてNewmark N.M.らにより提案されたものである¹¹⁾。

鋼製ラーメン橋脚においても、振動単位が上部構造部分とそれを支持している下部構造部分からなる1自由度系とみなすことができれば、弾塑性最大応答変位を推定するに際して、エネルギー一定則を適用できると考えられる。

そこで、前述の損傷モード1のラーメン橋脚を対象として、エネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位と、弾塑性動的応答解析を用いて求めた最大応答変位を比較する。まず、その最大応答変位を比較するための手順を以下に示す。

1. 鋼製ラーメン橋脚モデルの弾性地震応答解析を行い、弾性時の最大水平荷重および最大水平変位を求める。
2. 鋼製ラーメン橋脚モデルの片側柱頂部に静的な水平荷重を漸増させながら作用させ、水平荷重と水平変位の関係を表す非線形の水平荷重-水平変位関係を求める。
3. 1.で求めた弾性時の最大応答値と2.で求めた弾塑性時の非線形の水平荷重-水平変位関係から、エネルギー一定則を用いて弾塑性時の最大水平変位 δ_E を求める。
4. 鋼製ラーメン橋脚モデルの弾塑性地震応答解析を行い、弾塑性時の最大応答変位 δ_D を求める。
5. 3.で求めた最大水平変位 δ_E と4.で求めた最大応答変位 δ_D を比較する。

以上の手順に従って、柱基部のみが塑性化する損傷モード1のモデルに対して、両者の最大応答変位の比較を行った結果を以下に示す。

4.2 エネルギー一定則による最大応答変位の推定結果

図-6はタイプI地震波を入力した場合の結果である。

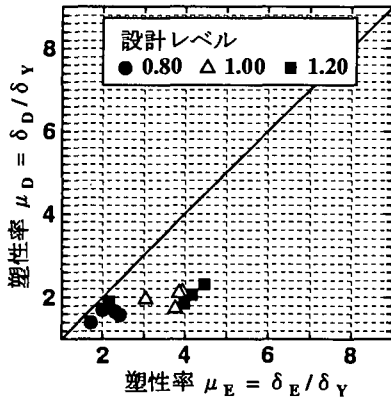


図-6-a I種地盤

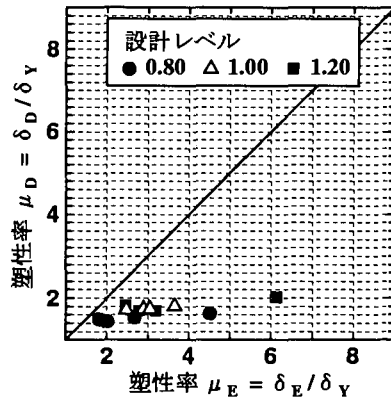


図-6-b II種地盤

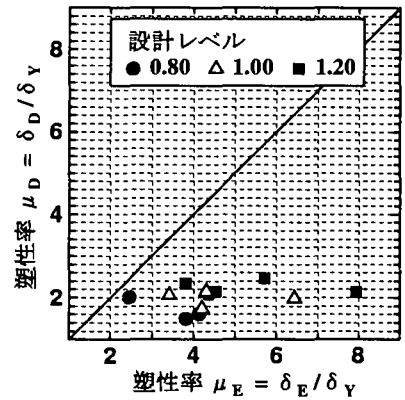


図-6-c III種地盤

図-6 最大応答変位の比較 (タイプI地震波)

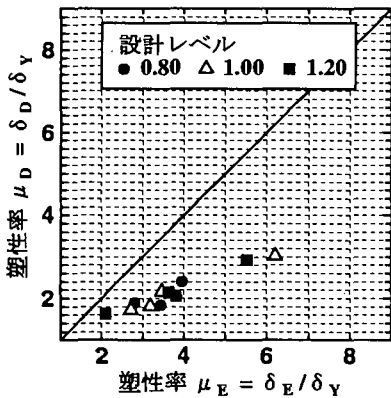


図-7-a I種地盤

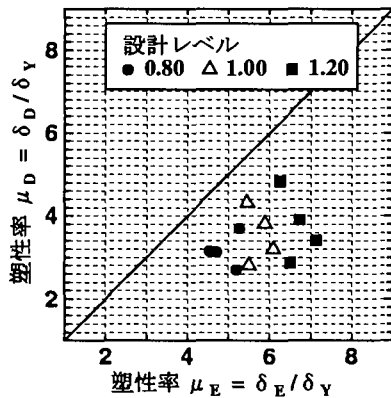


図-7-b II種地盤

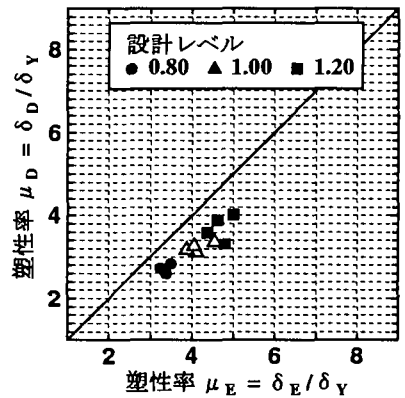


図-7-c III種地盤

図-7 最大応答変位の比較 (タイプII地震波)

横軸はエネルギー一定則を適用して求めた最大水平変位 δ_E を、軸力を考慮しない降伏変位 δ_Y で除した塑性率 μ_E 、縦軸は弾塑性地震応答解析により求めた最大応答変位 δ_D を δ_Y で除した塑性率 μ_D である。また、各マークは柱基部断面の設計レベルを表している。これらの図から、地盤種別や設計レベルに関係なく、エネルギー一定則を適用して求めた μ_E は弾塑性動的応答解析によって求めた μ_D よりもかなり大きいことがわかる。つまり、エネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位が、弾塑性動的応答解析によって求めた最大応答変位よりもかなり大きい結果となっている。

一方、図-7はタイプII地震波を入力した場合の結果である。タイプI地震波の場合の結果と比較して、弾塑性動的応答解析によって求めた最大応答変位(塑性率)は幾分大きくなっているが、やはり、エネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位 δ_E が、弾塑性動的応答解析によって求めた最大応答変位 δ_D よりも大きい結果となっていることがわかる。

4.3 エネルギー一定則の適用性に及ぼす減衰定数の影響

以上のように、エネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位 δ_E が、弾塑性動的応答解析によって求め

た最大応答変位 δ_D よりもかなり大きくなる理由を考察するために、減衰定数 $h=0.05$ として、弾性最大応答変位および弾塑性最大応答変位を求め、これらにより最大応答変位を比較してみる。ただし、ここでは減衰定数 $h=0.05$ のときの弾性最大応答変位は、道示Vに規定される保有水平耐力照査法用の地震動の設計水平震度を用いて算出し、これにエネルギー一定則を適用して弾塑性最大応答変位を求めた。

このような手順に従いエネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位 δ_E を、減衰定数 $h=0.05$ の場合の弾塑性動的応答解析によって求めた最大応答変位 δ_D と比較した結果を図-8および図-9に示す。前者はタイプI地震波を入力した場合の結果で、後者はタイプII地震波を入力した場合の結果である。この図では、横軸に固有周期を、縦軸に最大水平変位の比 δ_E/δ_D を取って表している。

図-8から、タイプI地震波に対しては、減衰定数 $h=0.01$ の場合に比較して、減衰定数 $h=0.05$ とした場合における最大応答変位 δ_E は δ_D にかなりよく一致していることがわかる。しかし、図-9に示すように、タイプII地震波に対しては、減衰定数 $h=0.01$ から 0.05 に変化させても、やはり、最大応答変位 δ_E は δ_D よりも大きくなっている。以上のことは、弾性および弾塑性最

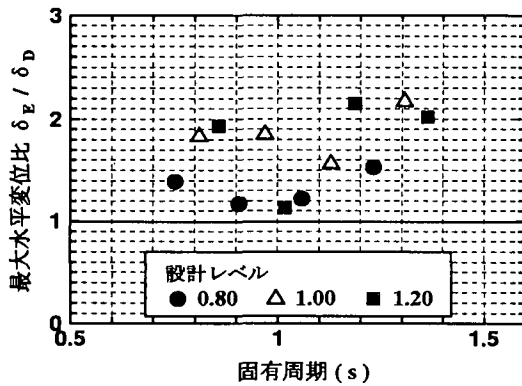


図-8-a h=0.01

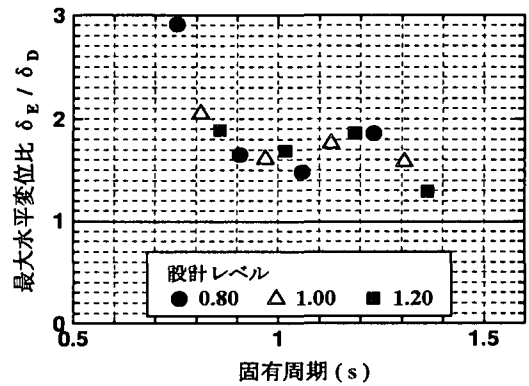


図-9-a h=0.01

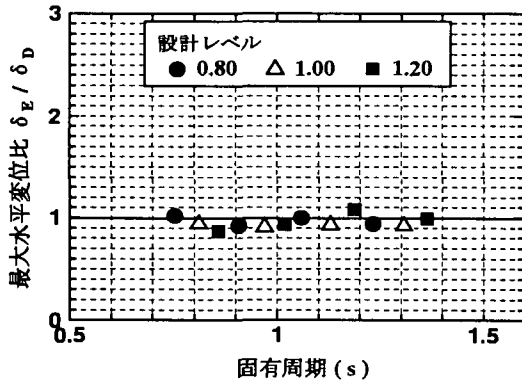


図-8-b h=0.05

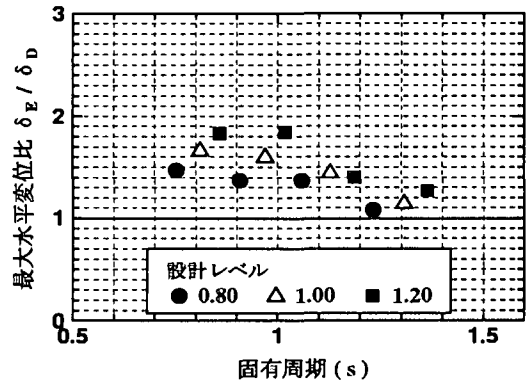


図-9-b h=0.05

図-8 タイプ I 地震波を入力した場合の最大応答変位の比較

図-9 タイプ II 地震波を入力した場合の最大応答変位の比較

大応答変位を求める際に用いる減衰定数の大きさがエネルギー一定則の適用性に何らかの影響を及ぼしていると考えられるが、それだけでは明確な説明ができないことを示している。

そこで、もう少し詳細に減衰定数が弾性および弾塑性最大応答変位に及ぼす影響を調べてみる。まず、図-10は、タイプ I 地震波に対して、減衰定数 $h=0.01$ とした場合と $h=0.05$ とした場合の弾性および弾塑性動的応答解析によって得られたラーメン橋脚の柱部材頂部における水平変位の時刻歴曲線の一例である。縦軸は水平変位、横軸は時間であり、時刻歴曲線上の○印が最大応答変位の生じた位置を表している。これらの図を比較すると、減衰定数 $h=0.01$ および $h=0.05$ とした場合において、弾塑性動的応答解析によって得られる最大応答変位には大きな差異は認められないが、弾性動的応答解析によって得られる最大応答変位では、その大きさがかなり異なることがわかる。また、減衰定数 $h=0.01$ とした場合には、 $h=0.05$ とした場合に比べて、弾性最大応答変位と弾塑性最大応答変位に大きい差のあることがわかる。したがって、図-8 に示すように、減衰定数を $h=0.01$ から $h=0.05$ に変化させた場合にエネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位が、弾塑性動的応答解析によって得られた最大応答変位に近づいたものと考えられる。

一方、図-11 は、同様に、タイプ II 地震波を入力した

場合における柱頂部の水平変位時刻歴曲線の一例である。これらの図から、減衰定数 $h=0.01$ および $h=0.05$ とした場合、動的応答解析によって求められる最大応答変位は、弾性時および弾塑性時とも減衰定数の影響をあまり受けず、また、最大応答変位はほぼ同時刻に生じていることがわかる。したがって、図-9 に示すように、減衰定数を $h=0.01$ から $h=0.05$ に変化させた場合においても、弾塑性動的応答解析によって得られた最大応答変位と、エネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位との比は変化しなかったものと考えられる。

ところで、タイプ I 地震波とタイプ II 地震波では、地震波の振動特性が異なる。つまり、タイプ I 地震波は、加速度振幅の大きい波が比較的長く繰り返すために、減衰定数が小さい弾性応答においては、振幅の大きい振動が継続する傾向をもち、また、その最大応答変位も大きくなることが予想される。これに対して、弾塑性応答では最大応答変位が出現するとそれ以降、履歴減衰によりあまり振幅が大きくなる傾向がある。このため、エネルギー一定則を適用して求められる最大応答変位は、弾塑性動的応答解析により得られる最大応答変位よりも大きくなると考えられる。一方、タイプ II 地震波では、加速度振幅の大きい部分は比較的初期の時間にあり、それ以降は加速度振幅が徐々に小さくなる傾向がある。そのため、弾性応答、弾塑性応答においても、地震波の最大加速度が発生する時刻とほ

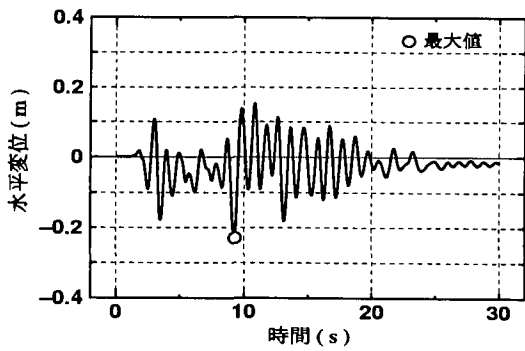


図-10-a 弾塑性時 ($h=0.01$)

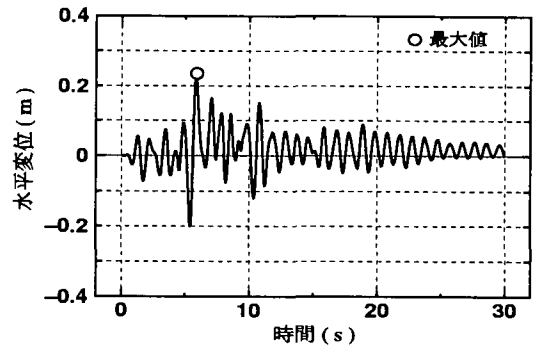


図-11-a 弾塑性時 ($h=0.01$)

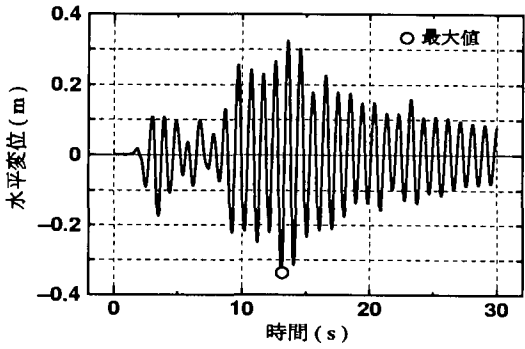


図-10-b 弾性時 ($h=0.01$)

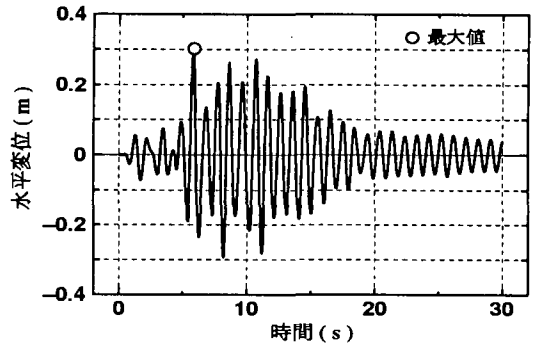


図-11-b 弾性時 ($h=0.01$)

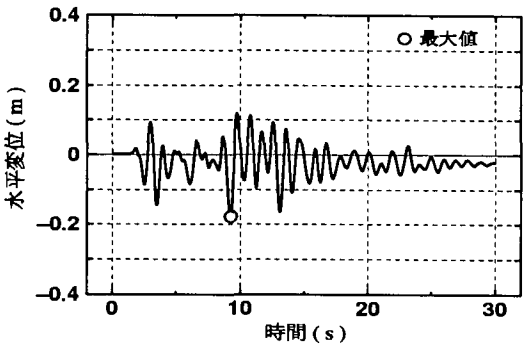


図-10-c 弾塑性時 ($h=0.05$)

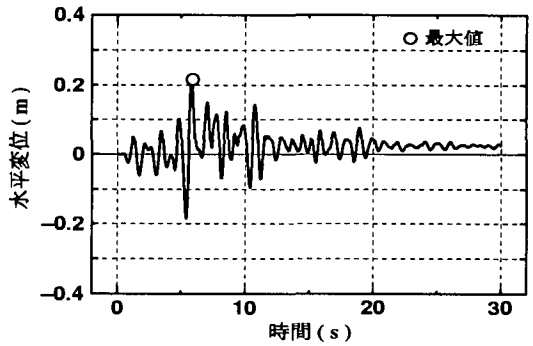


図-11-c 弾塑性時 ($h=0.05$)

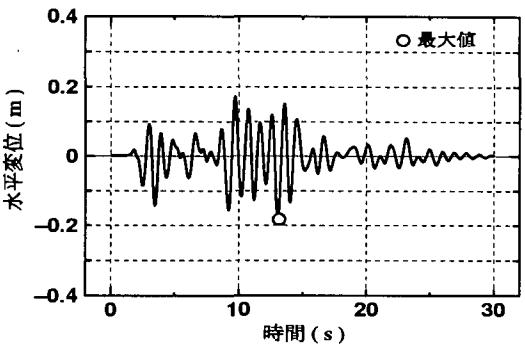


図-10-d 弾性時 ($h=0.05$)

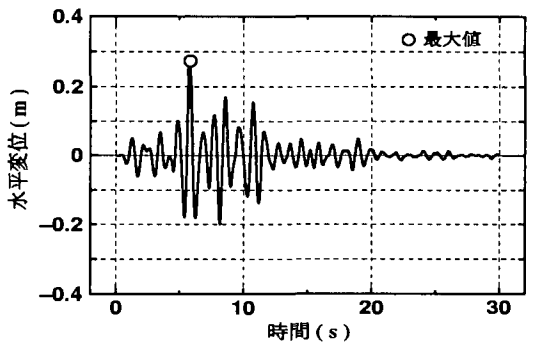


図-11-d 弾性時 ($h=0.05$)

図-10 タイプ I 地震波を入力した場合の水平変位の時刻歴曲線

図-11 タイプ II 地震波を入力した場合の水平変位の時刻歴曲線

ほぼ同じ時刻において最大応答変位が生じやすいと言える。したがって、弾性時および弾塑性時の最大応答変位はあまり減衰定数の影響を受けないと考えられる。

5. おわりに

本研究では、鋼製ラーメン橋脚の塑性化箇所の違いによる基本的な弾塑性地震応答性状と鋼製ラーメン橋

脚の弾塑性最大応答変位推定におけるエネルギー一定則の適用性を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位解析法により検討した。

その結果得られたおもな結論を以下にまとめる。

1. 柱基部に加えて隅角部付近にも塑性化が生じる鋼製ラーメン橋脚においても、静的な弾塑性解析による水平荷重-水平変位関係と動的な弾塑性解析による繰り返し水平荷重-水平変位関係の包絡線は一致する。したがって、このような鋼製ラーメン橋脚に対しても、最大応答変位の推定に際してエネルギー一定則を適用できることの可能性が認められる。
2. ラーメン橋脚では、地震荷重による水平力の増減に伴ない柱部材の軸力が変動するが、その軸力変動が水平荷重-水平変位関係などに及ぼす影響はほとんど見られない。
3. 鋼製ラーメン橋脚の弾塑性最大応答変位を求めるに際してエネルギー一定則を適用する場合、エネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位は、弾塑性動的応答解析によって求めた最大応答変位よりも安全側の結果となる。また、この場合、用いる減衰定数の大きさがエネルギー一定則による最大応答変位の推定結果に大きな影響を及ぼしている。

- 2) 中井博, 福岡悟, 酒造敏廣, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.33A, pp.193-206, 1987.3.
- 3) 酒造敏廣, 事口壽男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.37A, pp.121-134, 1991.3.
- 4) 酒造敏廣, 事口壽男, 長田好夫: 鋼製断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集 Vol.43A, pp.205-216, 1997.3.
- 5) 酒造敏廣: せん断崩壊型はり部材を有する鋼門形ラーメンの非弾性地震応答性状に関する研究, 構造工学論文集 Vol.44A, pp.169-178, 1998.3.
- 6) 宇佐美勉: Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査, 第1回地震時保有水平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.183-186, 1998.1.
- 7) 大田孝二, 野中哲也: 鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の解析法に関する検討, 橋梁と基礎 Vol.32, No.4, pp.27-32, 1998.4.
- 8) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)(下), 橋梁と基礎 Vol.16, No.6, pp.35-40, 1982.6., Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982.7.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 1996.12.
- 10) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 土木学会, pp.264-300, 1996.7.
- 11) Newmark, N.M. and A.S. Veletsos: Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, II WCEE, pp.895-912, 1960.

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996.12.

(1998年8月17日受付)

A STUDY ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF STEEL PORTAL FRAMES UNDER SEVERE EARTHQUAKE AND APPLICABILITY OF EQUAL ENERGY ASSUMPTION TO ITS SEISMIC DESIGN

Akinori NAKAJIMA and Osamu ONODERA

In this paper, an applicability of an equal energy assumption to a seismic design of steel portal frames and its fundamental elasto-plastic behavior under severe earthquake are investigated by employing an elasto-plastic dynamic response analysis. The equal energy assumption is usually employed in evaluating the elasto-plastic maximum displacement of the structure according to latest Japanese bridge design code (Part V: Seismic Design) in order to check the bearing capacity of the system for lateral earthquake force.

As a result, although an equal energy assumption is applicable to the seismic design method of steel portal frames, including the frame with multiple plastic sections, the maximum displacement evaluated by the equal energy assumption is much larger than the one obtained by an elasto-plastic dynamic response analysis.