

地震入力エネルギーに基づいた橋梁構造物の耐震性能評価

Seismic Performance Evaluations of a Bridge Structure due to Earthquake Input Energy

木村 至伸*, 河野 健二**, 崎谷 進之介***, 佐藤 伸****

Yukinobu KIMURA, Kenji KAWANO, Shinnosuke SAKITANI and Shin SATO

* 博士(工学) 鹿児島大学工学部 海洋土木工学科 助手(〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 工博 鹿児島大学工学部 海洋土木工学科 教授(〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

*** ニューシビル(株)(〒228-0803 神奈川県相模原市相模大野 3-18-10)

**** 鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士後期課程(〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

Very severe seismic damages have been suffered from the Hyogo-ken Nanbu earthquake. For the reliable seismic design of a structure, it is very important to evaluate the damage of structure due to earthquake. Since the damage of structure may be closely related to the earthquake input energy, it is essential to carry out the damage assessment by means of the energy evaluation. The seismic performance evaluation for a bridge structure is examined in the present study. It is suggested that for the reliable evaluation of the damage of structure due to seismic motions, it is very important to make it clearly the relations between the damage index and characteristics of input seismic motions.

Keywords: nonlinear seismic response analysis, seismic performance evaluation, earthquake input energy

キーワード: 非線形地震応答解析, 耐震性能評価, 地震入力エネルギー

1. はじめに

兵庫県南部地震の被災経験から耐震設計の見直しが必要とされ、性能照査型設計法による検討が行われている。この設計法に対する検討により、構造物の変形性能を高めることで降伏強度の低減が可能であることが報告されている¹⁾。しかしながら、構造物の損傷を検討するとき、構造物の変形性能を表す塑性率だけでは、その評価を十分に行うことができないことも指摘されている。構造物の損傷度評価に関しては、地震入力エネルギーに着目した検討や残留変位に着目した橋脚限界値による検討等が行われている。

地震入力エネルギーについてはHousner²⁾の研究によって基礎が示された。加藤・秋山³⁾はHousnerの研究を発展させ、エネルギー入力を地震動の継続時間内に構造物に加えられる総エネルギー量であることを定義している。西澤・金多⁴⁾は、主要動付近の極短時間に大部分のエネルギーが投入され、主要動付近の瞬間的な入力エネルギーと、最大応答速度や最大靱性率応答などの間には良好な相関関係があることを証明した。大井⁵⁾は、地震応答中のエネルギー授受のプロセスを把握することが重要であるとし、地震エネルギー入

力スペクトルを提案している。また、これら両者を検討したものとして、井林⁶⁾は衝撃的な地震動を表現するため構造物と共振させる周期のエネルギーを算出し、地震入力単位エネルギーとして定義し、総入力エネルギーとの両面から損傷度に関しての検討を加えた。また、Park and Ang⁷⁾の損傷度評価指標の適応性についても検討を加えている。また、Satish⁸⁾は多くの鋼製橋脚モデルに対する実験結果を統計処理し、Krawinklerらの損傷指標の特徴を取り入れて、Parkらの損傷指標を修正し、繰返し荷重を受ける柱の崩壊に対する照査基準式を定義した。

一方、橋脚限界値を用いた耐震性能評価については、残留変位が認められない場合の評価が問題となる。時刻歴応答解析法を用いた動的解析法による照査が主流である現状においては、構造物の固有周期や地震動の振動特性の影響により残留変位が認められない場合が存在する。つまり、大きく揺れた後に逆方向へ揺れれば残留変位が小さく評価されるが、構造物の損傷との関連性が明確ではない。これは、どのような条件が揃った場合に残留変位が発生するか等のメカニズムが明確でないことが要因として考えられる。そこで、著者

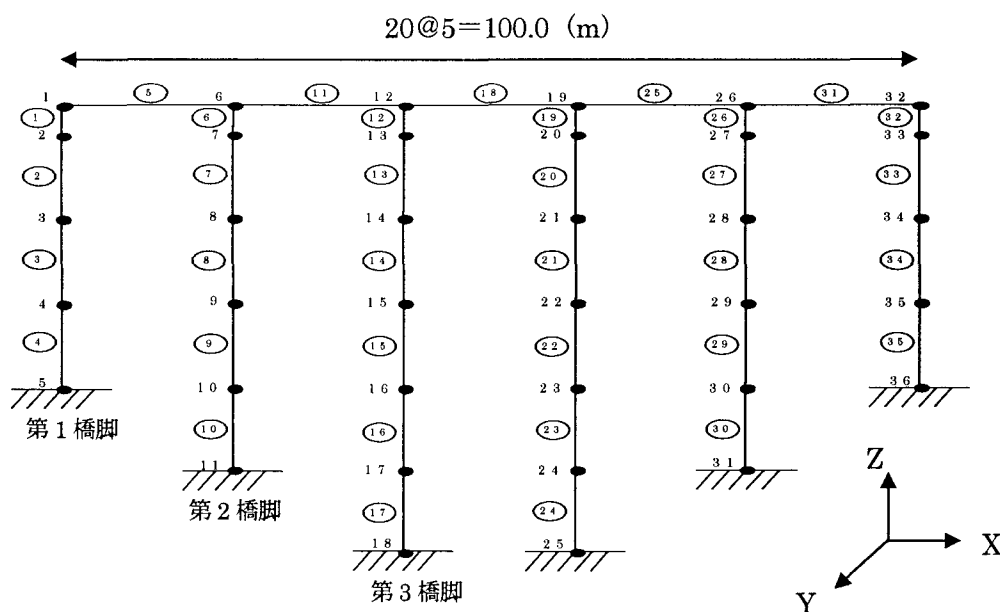


Fig.1 不等橋脚解析モデル

らは時刻歴応答波形の非線形特性を評価できるR.M.S. 応答変位に着目し、その評価の有用性について検討した⁹⁾。しかしながら、これらの多くは一自由度振動系に対して検討されているのが現状である。

そこで本研究では、二次元の骨組構造物で表した多自由度系構造物を対象に、各構造部材のエネルギー収支と構造物全体系のエネルギー収支に着目し、構造物の非線形性能と損傷度評価との関係について検討した。また、残留変位及びR.M.S. 応答より求めた橋脚限界値を用いて耐震性能評価の比較について検討を加えた。

2. 解析手法

2.1 解析モデル及び非線形地震応答解析法

Fig.1に示す不等橋脚の多自由度系モデルを用いて応答解析を行った。解析モデルは節点数 36 及び要素数 35 を有している。ここでの部材は鋼材（材料：SS400、ヤング率：205Mpa）からなる梁要素としてモデル化を行った。断面径は 1.5m、全長 100.0mとし、橋脚高さに関しては第1橋脚で 9.0m、第2橋脚で 12.0m、第3橋脚で 15.0mの左右対称モデルである。減衰に関してはレーリー減衰で表し、地盤による逸散減衰等の影響を考慮して減衰定数は 5%としている。また、部材の履歴曲線に関しては移動硬化則によるバイリニア一型のM-φ関係で与え、剛性比は 0.1 としている。梁の曲げ降伏判定は各橋脚基部で行っている。不等橋脚モデルの1次固有周期は 1.05 秒である。

この多自由度系構造物に対する運動方程式は以下のように表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (1)$$

ここで $[M]$ 、 $[C]$ 及び $[K]$ は、それぞれ質量、減衰及び剛性マトリクスであり、 $\{F\}$ は、地震力による外力ベクトルである。一般的に節点変位ベクトル $\{u\}$ は6つの成分、つまり、3つの空間座標軸の各々に関する変位成分・回転成分が含まれるが、境界条件により縮小され、着目する面内もしくは面外加振による応答成分に分けて表すことができる。入力地震動に対して全体系の応答が線形となる場合、固有値解析により得られる固有振動モードを用いて容易に応答を求めることができる。一方、構造物や地盤が非線形性を有する場合、時間領域での直接積分法が用いられる。そこで、Newmarkの β 法($\gamma=0.5$, $\beta=0.25$)を用いて時刻毎の応答を表し、剛性等の時間依存性を考慮すると、次式に示すように増分法を用いて運動方程式が求められる。

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K(t)]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (2)$$

ここで $[K(t)]$ は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスである。式(2)に対して増分法を適用すると、応答の増分 $\{\Delta u\}$ に関して以下の式が得られる。

$$[\tilde{K}(t)]\{\Delta u\} = \{\Delta \tilde{F}\} \quad (3)$$

ここで、

$$[\tilde{K}(t)] = [K(t)] + \left(\frac{4}{\Delta t^2}\right)[M] + \left(\frac{2}{\Delta t}\right)[C] \quad (4)$$

$$\{\tilde{\Delta F}\} = \{\Delta F\} + [\tilde{M}]\left\{\left(\frac{4}{\Delta t^2}\right)\dot{u} + 2\ddot{u}\right\} + [\tilde{C}](2\dot{u}) \quad (5)$$

これより、それぞれの時間増分に対するの応答量は、式(3)により求められる。以上より得られる結果を用いて、各要素の節点力に関するの評価を行う。

時刻 $t + \Delta t$ における任意の要素の変位応答 $\{u_e + \Delta u_e\}$ より節点変位が $\{\Delta u_e\}$ だけ増分すると、節点力 $\{R_e\}$ が $\{\Delta R_e\}$ だけ増分する。すなわち、

$$\{R_e + \Delta R_e\} = [K_e(u) + \Delta K_e]\{u_e + \Delta u_e\} \quad (6)$$

となる。ここで、節点力の増分量 $\{\Delta R_e\}$ は

$$\{\Delta R_e\} = [\Delta K_e]\{u_e\} + [K_e(u)]\{\Delta u_e\} + [\Delta K_e]\{\Delta u_e\} \quad (7)$$

のようになる。 $\{\Delta R_e\}$ と $\{\Delta u_e\}$ は、それぞれ微小項を表している。ここでは、1 次の微小項のみに注目し、 $[\Delta K_e]\{\Delta u_e\}$ については 2 次の微小項となるため無視する。式(6)のように表された各時刻毎の応答の増分量は修正 Newton Raphson 法を用いて求めている。

2.2 エネルギー応答評価の基本式

式 (1) についてエネルギーの釣合式を考える。両辺に $\{du\} = \{\dot{u}\}dt$ をかけて時刻 t まで積分すると、時刻 t までのエネルギーとして次式が得られる。

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{\dot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [K(t)] \{u\} dt = - \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{F\} dt \quad (8)$$

ここで、左辺の第 1 項は運動エネルギー (E_K)、第 2 項は減衰エネルギー (E_D)、第 3 項はひずみエネルギー (E_H)、右辺は地震入力総エネルギー (E) であり、各エネルギーは以下のように表せる。

・運動エネルギー： E_K

$$E_K = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}\} dt = \frac{1}{2} \{\dot{u}\}_t^T [M] \{\dot{u}\}_t - \frac{1}{2} \{\dot{u}\}_0^T [M] \{\dot{u}\}_0 \quad (9)$$

・減衰エネルギー： E_D

$$E_D = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{\dot{u}\} dt \quad (10)$$

・ひずみエネルギー： E_H

$$E_H = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [K] \{u\} dt \quad (11)$$

・地震入力総エネルギー： E

$$E = \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{F\} dt \quad (12)$$

すなわち、式 (8) は次のように表される。

$$E_K + E_D + E_H = E \quad (13)$$

ここで減衰エネルギーは粘性減衰によるものである。また、ひずみエネルギーについては、地震動を受ける構造物が弾塑性応答をした場合、振動終了時には履歴エネルギーが支配的となる。

3. 耐震性能評価法

構造物の損傷度評価に関しては、Satish らが提案した損傷指標 D と、現行の耐震設計において地震後の復旧性に対する照査として用いられている橋脚限界値を用いて検討を行った。また、残留変位は入力地震動の振動特性等により評価できない場合があるため、R.M.S. 応答変位を用いて同様の検討を行った。

3.1 Satish らの損傷指標 D (Damage Index)

Satish らは多くの鋼製橋脚モデルに対する実験結果を統計処理し、Krawinkler らの損傷指標の特徴を取り入れて、Park らの損傷指標を修正し、繰返し荷重を受ける柱の崩壊に対する照査基準として次式を定義した。

$$D = (1 - \beta) \left\{ \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} \right\}^c + \beta \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{\mu_h}{\mu_u - 1} \right\}^c \quad (14)$$

ここで、 n は履歴回数、 β は履歴回数に依存した正の係数、また c は実験結果から定まる正の係数である。本研究においては、既往の研究結果⁸⁾を参考にして $\beta = 0.11$ 、 $c = 2.0$ としている。

また、 μ_d 、 μ_h 及び μ_u はそれぞれ靱性率、エネルギー靱性率、終局変位靱性率であり、次式で定義される。

$$\mu_d = \frac{u_{\max}}{u_y}, \quad \mu_h = \frac{E_H}{Q_y u_y}, \quad \mu_u = \frac{u_u}{u_y} \quad (15)$$

ここで、 $u_{\max}$ 、 u_y 及び u_u は、それぞれ最大変位、降伏変位、及び終局変位を表し E_H 及び Q_y は、それぞれ地震による履歴エネルギー及び降伏強度を表す。また、式(15)を式(14)に代入すると、

$$D = (1 - \beta) \left\{ \frac{u_{\max} - u_y}{u_u - u_y} \right\}^c + \beta \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{E_H}{Q_y (u_u - u_y)} \right\}^c \quad (16)$$

Table 1 Park らの損傷度指標と損傷程度⁷⁾

Parkの損傷度	損傷の程度
0～0.1	わずかな損傷～まばらなひび割れ
0.1～0.2	軽微な損傷～小さなひび割れ
0.2～0.4	中程度の損傷～ひび割れ・剥離
0.4～1.0	大被害～圧破・鉄筋の座屈
1.0～	崩壊～全体的・部分的崩壊

Table 3 入力地震動の一覧(タイプII)

観測点	最大加速度(gal)	方向	地盤種
神戸海洋気象台地盤上	-812	NS	I 種
猪名川架橋予定地点周辺地盤上	766	EW	
	780	NS	
JR西日本鷹取駅構内周辺地盤上	687	NS	II 種
	-673	EW	
大阪ガス葛合供給所構内地盤上	736	N27W	
東神戸大橋周辺地盤上	-591	N12W	III 種
ポートアイランド内地盤上	-557	NS	
	619	EW	

と表せる。Satish らの損傷指標は Park らの損傷指標を修正したものである。このため、損傷度の分類は Table 1 に示す Park らの損傷度の分類に準拠した。以上の式を用いて、エネルギー収支に着目した損傷評価を行った。

3.2 残留変位及び R.M.S. 応答による損傷評価

現在の耐震設計においては、構造物の非線形特性を評価した性能照査型設計法による検討が行われている。この設計法では、構造物の重要度に応じた耐震レベルが設けられている。また、地震後の復旧性が要求される場合には、残留変位を用いて照査されている。一般的に、残留変位は時刻歴応答解析の結果から求められる。本研究においても同様に、時刻歴変位応答の収束点を用いて評価を行った。また、残留変位は構造物の固有周期や入力地震動の振動特性によっては、認められない場合があるため、残留変位の代わりに時刻歴応答の非線形応答特性を評価できる R.M.S. 応答変位を用いて同様の検討を行った。R.M.S. 応答変位に関しては時刻歴変位応答から求めた。これらの値を用いて、Table 2 に示す耐震性能評価¹⁰⁾ の 1 つである地震後の機能保持に関する検討を行った。

4. 解析結果および考察

本研究では、レベル 2 タイプ 2 地震動を対象に検討を行った。本研究で用いた入力地震動の一覧を Table 3 に示す。これらの入力地震動は、振動数領域において

Table 2 損傷度の分類¹⁰⁾

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 δ_R/h
As	崩壊と見なされる程度の損傷 撤去・建替えが必要(崩壊)	1/100 以上
A	崩壊はしていないが機能を失う 復旧には2ヵ月以上を要する(大損傷)	1/100
B	最低限の機能を維持している程度 復旧には2週間～2ヶ月必要(中損傷)	1/150
C	補修しながら普通車両が通行可能 数日内の補修で復旧可能(小損傷)	1/300
D	目視点検後、すぐに通行可能 損傷がほとんど無い(無損傷)	1/1000

振幅調整を行い、道路橋示方書に記載されている標準加速度応答スペクトルの振動特性に近い特性を有している。ここでは、非線形特性の影響をより明確にするため最大入力加速度を 800gal に基準化し検討した。耐震性能評価に関しては、Table 3 に示した入力地震動においてそれぞれの地盤種別に設定した各々 3 つの地震波に対する平均値を用いて検討を行った。ここでは、異なる特性を有する地震動の影響、最大入力加速度の変化による影響、また、異なる振動特性を有する構造物に及ぼす影響について検討を行った。

4.1 入力地震動の影響

Fig.2 は、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台地盤上で観測された南北方向波 (KOBE-NS)、JR 鷹取駅構内地盤上で観測された南北方向波 (TAKA-NS)、ポートアイランド内地盤上で観測された南北方向波 (PORT-NS) に対する第 1 橋脚天端における変位時刻歴応答を示す。最大変位応答に着目すると、KOBE-NS を入力した場合の最大変位応答は約 15cm 程度示しており、TAKA-NS においては約 45cm、PORT-NS においては約 55cm を示していることが分かる。この要因としては、構造物の固有周期と入力地震動の振動特性の関係によるものがある。KOBE-NS の加速度応答スペクトルは、約 1.0 秒付近では急激に減少しており、構造物の応答に及ぼす影響が小さくなることが分かる。TAKA-NS 及び PORT-NS に関しては、約 1.0 秒付近においても卓越しており、構造物の応答に及ぼす影響が大きいと考えられる。残留変位に関しては、KOBE-NS において約 2.5cm、PORT-NS において約 3.5cm の残留変位が認められた。しかし、TAKA-NS に関しては、ほとんど認められないことが分かる。

Fig.3, Fig.4 および Fig.5 は、KOBE-NS, TAKA-NS および PORT-NS を入力した場合の、第 1 橋脚基部の履歴曲線をそれぞれ示している。また、履歴曲線が閉

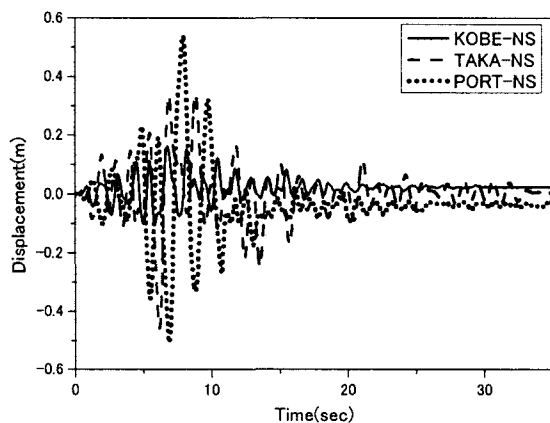


Fig.2 第1橋脚天端変位時刻歴

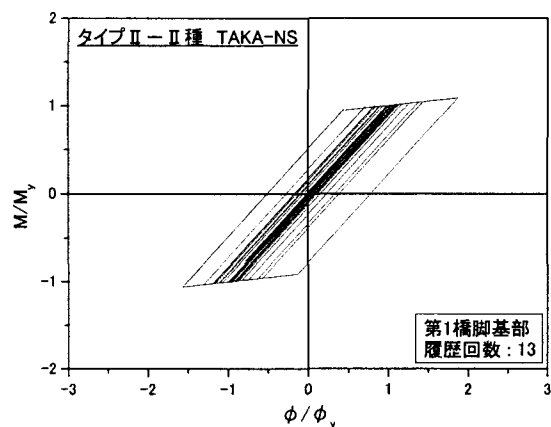


Fig.4 履歴曲線(TAKA-NS)

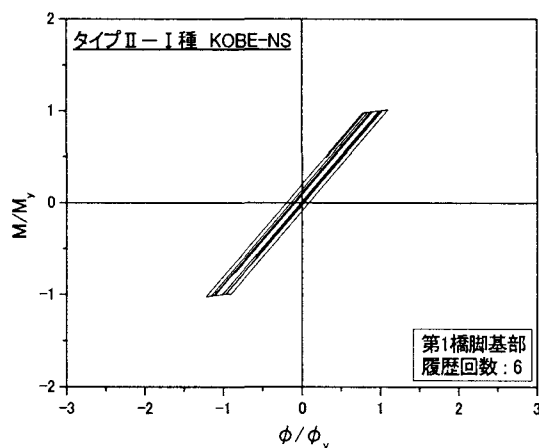


Fig.3 履歴曲線(KOBE-NS)

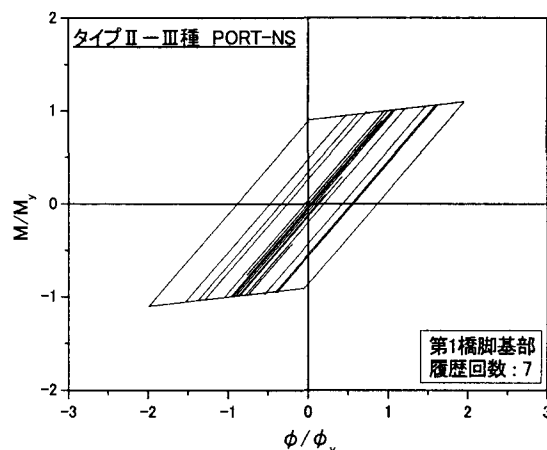


Fig.5 履歴曲線(PORT-NS)

じた状態を履歴回数として定義し、各地震波に対する履歴回数を図中に示す。 ϕ/ϕ_y の非線形性について着目すると、KOBE-NSでは約1.2程度の非線形性を示したのに対し、TAKA-NSでは約1.8、PORT-NSでは約2.0程度の非線形性が認められた。履歴曲線においては、最大変位応答が大きいPORT-NSが顕著な非線形性を示しているが、履歴回数については、TAKA-NSを入力した場合が最も多く13回を示し、次いでPORT-NSの7回、KOBE-NSの6回を示している。このことから、入力地震波の特性を反映して、変位応答による非線形評価と構造部材の累積的な非線形評価に差が生じる可能性があると考えられる。

このことについて、構造物の履歴エネルギーに着目した検討を行う。Fig.6は、それぞれの入力地震動に対するエネルギーの時刻歴変化を示したものである。この図より、履歴曲線の小さいKOBE-NSに関しては履歴エネルギーも比較的小さな値を示している。また、TAKA-NSとPORT-NSを比較すると、PORT-NSよりもTAKA-NSが大きな値を示していることが分かる。これは、Fig.2およびFig.4からも分かるように、TAKA-NSの変位応答が他の地震動に比べ、弾性範囲を超える振動成分が多く含まれている。このため、履

歴回数が多く現れ、構造部材の累積的な損傷が大きく現れたと考えられる。

次に、損傷評価について検討を行う。損傷評価に関しては、Table 3に示した入力地震動においてそれぞれの地盤種別に設定した各々3つの地震波に対する平均値を用いて検討を行った。

Fig.7及びFig.8は残留変位を用いた橋脚限界値及びR.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値を示したものである。Fig.7より、I種地盤、II種地盤においては小損傷と判断されているがII種地盤においては全橋脚において無損傷と判断されている。これより、II種地盤において非線形応答解析を行った際に残留変位が認められなかったことが分かる。しかし、Fig.8に示すR.M.S.応答変位より求められた橋脚限界値ではII種地盤は、第1、第6橋脚では大損傷、第2、第3、第4、第5橋脚では中損傷を示している。R.M.S.応答変位は、時刻歴応答の非線形応答特性を評価できるため、地震力が作用していた間の構造物の非線形応答を反映して厳しく評価されたと考えられる。また、I種地盤及びIII種地盤についても残留変位より求められた橋脚限界値より厳しく評価されていることが分かる。Fig.9はSatishらの損傷指標Dを示している。I種地盤においてはわ

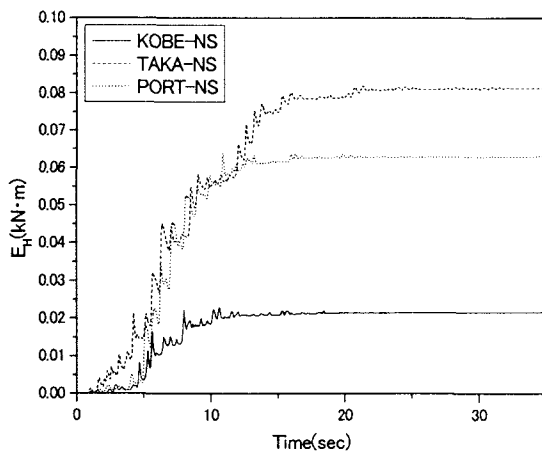


Fig.6 履歴エネルギー応答

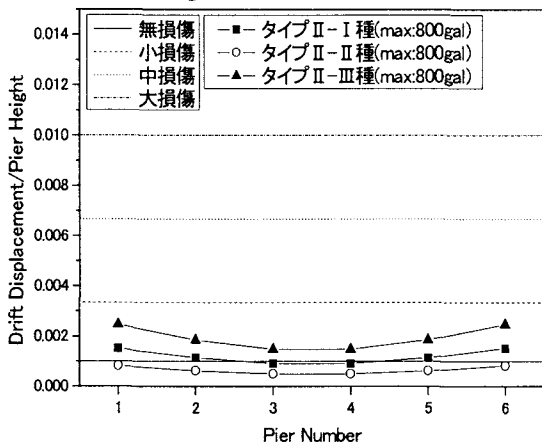


Fig.7 残留変位を用いた橋脚限界値

ずかな損傷，Ⅱ種地盤及びⅢ種地盤においては中程度の損傷を示していることが分かる．Ⅱ種地盤及びⅢ種地盤において第3橋脚，第4橋脚で最も厳しい評価が現れているが，Ⅰ種地盤における第3橋脚，第4橋脚の評価は低く示されている．これはⅡ，Ⅲ種地盤の場合はⅠ種地盤に比べ，非線形特性が顕著に現れているため最大変位が大きくなり，評価が厳しく示されたことによるものである．このように，多自由度系を用いて評価を行うと，各橋脚の損傷度や構造物全体系の損傷を評価できる．

4.2 最大入力加速度の変化による影響

Fig.10は最大入力加速度を300galから800galまで変化した時の残留変位を用いた橋脚限界値を示している．Ⅰ種地盤及びⅡ種地盤では最大入力加速度が増加するにつれ橋脚限界値も増加する傾向を示している．Ⅰ種地盤では600galから中損傷と判断されており，またⅡ種地盤では400galから中損傷と判断されている．Ⅱ種地盤に関してしてみると，最大入力加速度が600galの場合に中損傷として評価されているが，それ以外の最大入力加速度では無損傷と判断されている．よって，最大入力加速度の変化による残留変位の変動

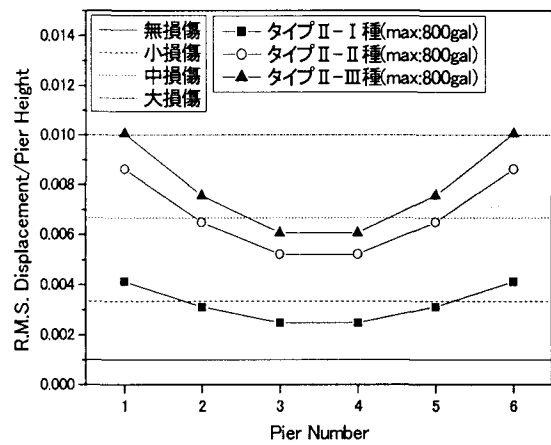


Fig.8 R.M.S.変位を用いた橋脚限界値

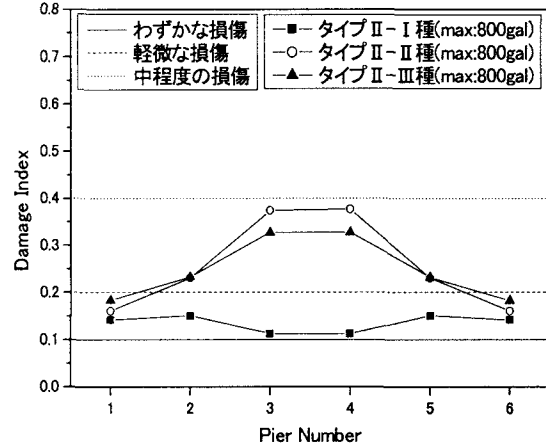


Fig.9 損傷指標 D

は大きく現れず，残留変位が認められなかったことが分かる．Fig.11はR.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値を示しているが，それぞれの地盤種において線形的に増加していることが分かる．また，それぞれの最大入力加速度に対して残留変位を用いた橋脚限界値よりも厳しい損傷評価を示しており，構造物の非線形特性を反映したものとなっていることが分かる．Fig.12は，最大入力加速度が変化した場合のSatishらの損傷指標を示している．最大入力加速度の増加に伴い，損傷指標は増加傾向を示しており800galの時には全ての地盤種においてわずかな損傷と判断されている．よって，最大入力加速度が増加することにより構造物の変形及び履歴エネルギーは大きくなり，損傷評価は増加傾向を示されることが分かる．

4.3 構造物の振動特性の相違

次に，橋脚の剛性を変化させ，1次の固有周期が0.65秒から1.05秒と変化する場合の応答について検討する．ここでは，入力地震動の最大入力加速度を800galに基準化して検討した．

Fig.13に第1橋脚における残留変位を用いた橋脚限界値を示す．固有周期が0.85秒の時に損傷評価が厳し

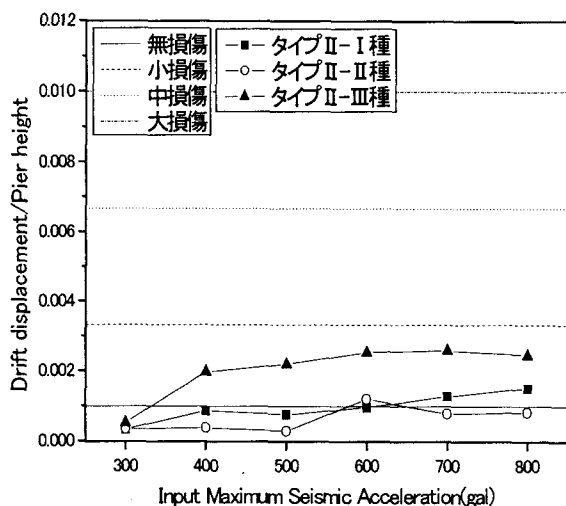


Fig.10 残留変位を用いた橋脚限界値

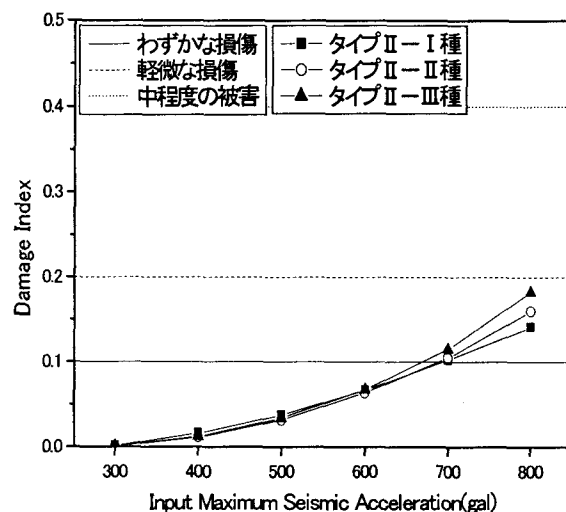


Fig.12 損傷指標 D

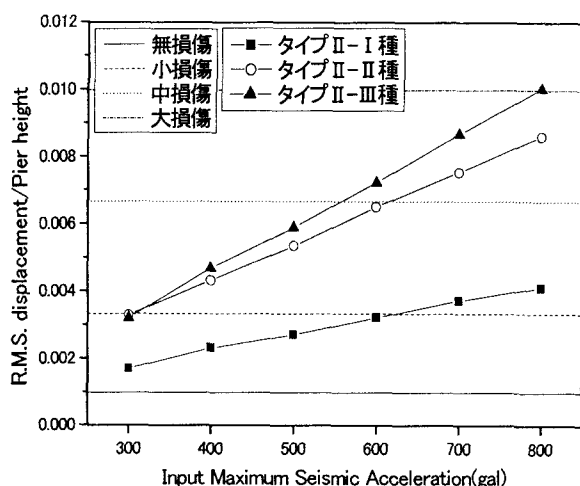


Fig.11 R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値

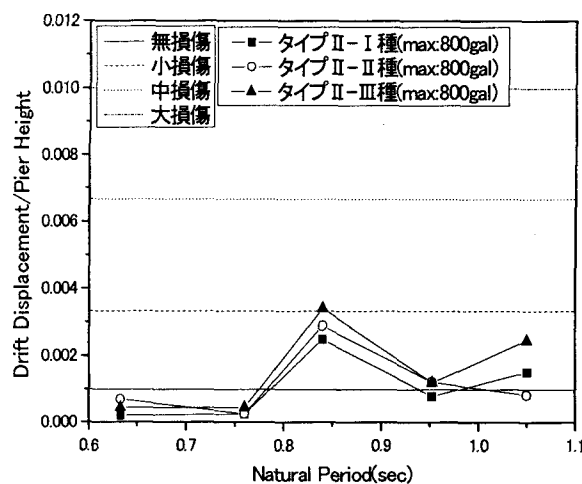


Fig.13 残留変位スペクトル

く示されており残留変位が大きく認められたことが分
かり、Ⅰ種、及びⅡ種地盤では小損傷またⅢ種地盤に
おいて中損傷と判断されている。Fig.14 は第1 橋脚に
おける R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値を示した
ものである。Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤の各地震波において
固有周期が0.75秒までは小損傷となっているが構造物
の固有周期が0.85秒になると非線形性が顕著に示され
ており、損傷度は大損傷と評価されていることが分か
る。しかし、Ⅰ種地盤ではⅡ種地盤及びⅢ種地盤に比
べ、応答変位による非線形性が顕著に示されておらず、
損傷度は中損傷と判断されている。Fig.15 は Satish ら
の損傷指標を示したものである。Ⅱ、Ⅲ種地盤におい
て構造物の固有周期が0.85秒の時に損傷度が卓越して
おり、大被害を示している。しかしながら、Ⅰ種地盤
では0.85秒の時に損傷度はわずかなものとなっている。
この要因としては、構造物の固有周期と入力地震動の
卓越周期の関係が考えられる。Ⅱ種およびⅢ種地盤用
の入力特性と0.85秒の初期剛性を有する構造物の固有
周期とが漸近しているため、構造物の地震時挙動が直

ちに非線形応答を示すようになる。それに伴い、構造
物が長周期化することにより、非線形特性が顕著に現
れ、損傷評価が大きくなったと考えられる。

5. まとめ

本研究では、二次元の骨組構造物で表した多自由度
系構造物を対象に、エネルギー収支に着目した Satish
らの損傷指標、また、残留変位を用いた橋脚限界値、
R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値を用いて、構造物
の耐震性能評価について検討した。本研究で得られた
結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 構造部材の累積的な損傷は、最大の非線形特性の
みならず履歴回数にも依存する。また、入力地震
動の振動特性により履歴回数が異なることで履歴
エネルギーの応答に差が生じ、損傷指標に影響を
与えることがある。よって、損傷評価を有効なも
のとするためには累積される履歴回数を評価して
おくことが重要であると考えられる。

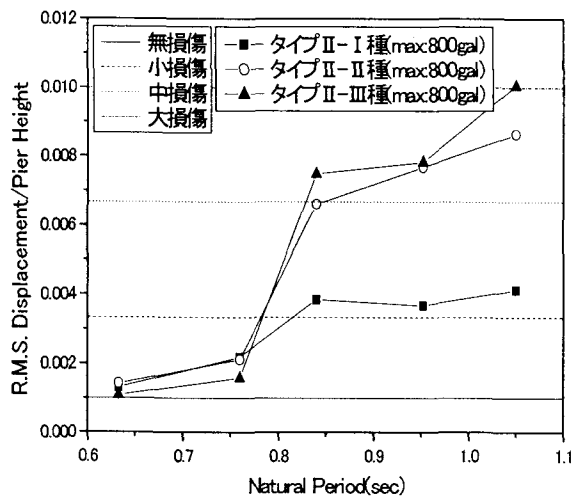


Fig.14 R.M.S.応答スペクトル

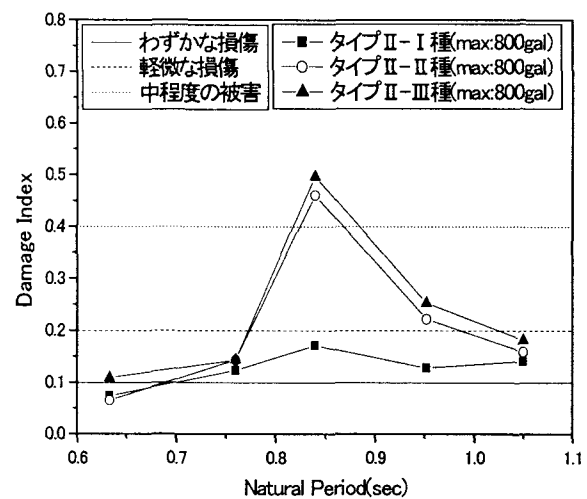


Fig.15 損傷指標 D スペクトル

- (2) 最大入力加速度の増加に伴い、最大変位及び履歴エネルギーも増加する傾向を示した。しかしながら、残留変位に着目した損傷評価では最大入力加速度による影響は少ない。このため、残留変位の発生メカニズムと構造物の非線形特性との関係を明確にする必要がある。
- (3) R.M.S.応答変位を用いた橋脚限界値の評価では時刻歴応答波形の非線形性が評価されるため、残留変位が認められない場合においても地震力が作用していた間の構造物の非線形応答を考慮することが可能となる。よって、損傷評価を行う際、R.M.S.応答変位は有効な指標になると考えられる。
- (4) 残留変位およびR.M.S.応答変位により求められた橋脚限界値、エネルギー評価を用いた損傷指標 D を比較してみると、入力地震動、入力強度、構造物の振動特性の相違によりそれぞれ損傷評価が異なる結果を示している。構造物の耐震性能評価をより明確なものとするためには、その構造物の非線形応答特性を考慮した損傷評価法について検討を行うとともに、実験結果や実地震による損傷結果との関連を明確にして、総合的な性能評価法を確立することが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) H.Iemura et al : Ductility strength demand for near field earthquake ground motion , Structural safety and Probability, pp.1705-1708, 1998
- 2) Housner, G.W.: Behavior of Structures During

- Earthquakes , ASCE , EM4.pp.109-129 , Oct.1959
- 3) 加藤勉, 秋山宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 建築学会論文報告集, 第235号, pp9-18, 昭和50年9月
 - 4) 西澤英和, 金多潔: 1自由度振動系のエネルギー応答について(第1報)鉄骨造及び鉄筋コンクリート造架構モデルのオンライン実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第424号, pp117-124, 1991年6月
 - 5) 大井謙一, 高梨晃一, 本間靖章: 地震動のエネルギー入力率スペクトル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第420号, pp1-7, 1991年2月
 - 6) 井林康, 中沢正利, 尾坂芳夫, 鈴木基行: 地震入力総エネルギーおよび地震入力単位エネルギーを考慮したRC橋脚の損傷度評価法の提案, 土木学会論文集, No.676/V-51, pp.1-11, 2001.5
 - 7) Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, pp.722-739, April 1985
 - 8) Satish Kumar, Tsutomu Usami: A Note on the Evaluation of Damage in Steel Structure under Cyclic Loading, 構造工学論文集 I, Vol.40A, pp.177-188, 1994.3
 - 9) 木村至伸, 河野健二: R.M.S.応答に着目した耐震性能評価, 土木学会第58回年次学術講演会, pp.125-126, 2003年9月
 - 10) 宇佐美勉, 鈴木森昌, 水越秀和: 鋼製橋脚の要求性能と保有性能, 橋脚と基礎, Vol.32, No.1, pp.45-49, 1998

(2004年4月16日受付)