

地震入力エネルギーと損傷指標を用いた RC橋脚の地震時損傷度評価に関する研究

Damage evaluation method by earthquake input energy and damage index
in reinforced concrete pier

井林康*・尾坂芳夫**・鈴木基行***

Kou Ibayashi, Yoshio Ozaka and Motoyuki Suzuki

*正会員 修(工) 長岡工業高等専門学校助手 環境都市工学科(〒940-8532 新潟県長岡市西片貝町888)

**フェロー会員 工博 東北学院大学教授 工学部土木工学科(〒985-8537 宮城県多賀城市中央1-13-11)

***フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉06)

In this study, considering with energy transfer process from seismic wave to structural damage, earthquake damage evaluation index, which is able to be directly calculated from characteristics of earthquake ground motion and structure, is proposed. Furthermore, this index is examined by actual damage reports and seismic evaluation using earthquake risk analysis.

Key Words : reinforced concrete structure, seismic design, earthquake energy, hysteresis energy, damage index, earthquake damage evaluation index.

1. 序論

近年、わが国では平成7年の兵庫県南部地震をはじめとして、数々の大地震による被害を受けている。兵庫県南部地震以降、平成8年に土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編¹⁾、および道路橋示方書耐震設計編²⁾が改訂されたが、いずれの示方書においても、従来からの静的地震荷重のみによる耐震設計では不十分であり、動的応答解析によって設計の検証を行う必要性が重要視されるようになった。しかしながら、設計段階において全ての構造物に対して動的解析を行うことは、設計時における負担が膨大となり、それに代わる簡便な構造物の耐震性評価手法が新たに必要となってくる。加えて、地震防災の観点から、想定している規模の地震が発生した場合の被害予測、また発生直後に被害の迅速な復旧のために、地震動および構造物のそれぞれの特性から、構造物の被害程度を推定する手法が必要となると考えられる。

そのため本研究では、RC単柱橋脚を解析対象として、まず、地震動から構造物の損傷に至るまでのエネルギー授受関係がどのような性質を持つものであるかを解明し、地震動の強さや破壊力はどのような因子に影響を受けるのかを検討した。それをもとに地震動と構造物の特性値より地震時の被害を直接推定できる地震被害算定指標の構築を行い、加えて、それらの応用例および耐震設計法への適用を行った。

なお、著者らは既に類似の趣旨の研究³⁾を行っているが、本研究は特に地震動と構造物の間のエネルギー授受関係に着目し、より一般性と応用性を高めたものである。

2. 既往の研究

地震動から構造物へのエネルギー入力に関する既往の研究として、Housner⁴⁾は、地震動の影響を受ける構造物の最大変位やせん断力に影響を与える地震動の性質は、特に速度応答スペクトルで代表されるとし、さらにエネルギー入力の考え方を導入して、地震によるエネルギー入力と構造物のエネルギー吸収能力に基づいた構造物の塑性変形量を求める方法を示している。加藤・秋山^{5),6)}は、Housnerの考えを発展させ、エネルギー入力を地震動の全継続時間内に構造物に加えられるエネルギーの総量であると定義すれば、これが主として総質量と一時固有周期に依存する量であり、質量分布、剛性分布、減衰定数の依存度は小さいことなどを導き出している。

近年、これらの研究に基づいた数多くの研究が行われている。例えば、桑村⁷⁾は、加藤・秋山らのエネルギー入力の考え方より、地震動強さの尺度として理想的な物理量は、地震動の振幅、継続時間および周波数特性という3つの要因を含む必要があるとし、これらの要因を含みかつ地震荷重の算定に容易につながるという条件を満足させる地震動強さ

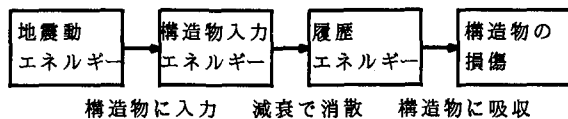


図-1 地震動から構造物被害までのエネルギーの流れ

の指標として、「地動加速度の自乗値の継続時間に渡る積分値」(加速度パワー)を採用し、これと卓越周期、構造物の固有周期および質量とによって、入力エネルギーが表現できるとしている。また、中村ら⁸⁾はRC構造物の耐震設計における限界状態を塑性応答変形に有効な地震動のパラメーターとしてエネルギー入力速度スペクトルを定義して最大応答値を推定する方法を示し、総エネルギー入力、継続時間との関係も検討している。

加えて、大野ら⁹⁾、松島ら¹⁰⁾、Hiraoら¹¹⁾も類似の観点に基づき、地震動の持つ様々な特性値がどのように構造物の応答や塑性率に影響するかを調べているが、既往の研究はいずれも実験供試体を対象としたものが多く、道路橋RC単柱橋脚などの実在構造物を想定して検討されたものは少ない。また、地震動強さの強弱や実際の被害程度の相対的な評価は可能であるものの、地震動の特性値から構造物の最大応答変形や履歴吸収エネルギー量、損傷指標などの具体的な値を評価しているものはほとんどないのが現状である。

3. 解析手法

3.1 概論

震源において発生した地震により、地震波は基盤や地盤を経て構造物の建設地点まで到達する。到達した地震波のエネルギーは構造物の被害に達するまで、図-1のような流れになる。すなわち、地震動によるエネルギーは、(A)地震動による入力エネルギーから構造物への入力エネルギーとなる過程、(B)構造物の減衰によって一部消散されて履歴エネルギーとなる過程、(C)履歴エネルギーが構造物の損傷となる過程、の3つの過程を経て構造物の損傷に至ることになる。これにより、個々の過程でどのようなエネルギー授受関係にあるかを算定できれば、地震動や構造物それぞれの諸元から直接構造物の被害を推定できることになる。

ところで、一般に1質点系の運動方程式は、力の釣り合いから次式のように表される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Fx = -M\ddot{z} \quad (1)$$

ここで、 M ：質量、 C ：減衰係数、 F ：復元力

剛性、 x ：変位、 $\ddot{z}$ ：地動加速度である。(1)式の両辺に $\dot{x}dt$ を乗じて、時間 t について、地震動の開始 $t=0$ から終了 $t=t_0$ まで積分すれば、次式のような地震終了時におけるエネルギーのつり合い式となる。

$$\int_0^{t_0} M\dot{x}\ddot{x}dt + \int_0^{t_0} C\dot{x}\dot{x}dt + \int_0^{t_0} Fx\dot{x}dt = - \int_0^{t_0} M\ddot{z}\dot{x}dt \quad (2)$$

(2)式の左辺第1項は系の運動エネルギー E_1 、第2項は減衰による消散エネルギー E_2 、第3項は弾性および塑性のひずみエネルギー E_3 、右辺は地震入力エネルギー E_4 となる。

本研究では、前述したエネルギーの流れの3つの過程を(2)式をベースにしてそれぞれ検討を行った。すなわち、地震動の特性値から、まず地震入力エネルギー E_4 を導きだし、それが左辺の E_1 から E_3 の各項にどのように消散・累積されて分配されるのかを検討し、その求められた履歴エネルギー E_3 によって地震動による構造物の損傷がどのようにもたらされるのかを検討した。

3.2 解析対象構造物

対象としたのは、道路橋の鉄筋コンクリート単柱橋脚18種の実設計例である。設計の諸元を表-1に示す¹²⁾⁻¹⁵⁾。これらは「昭和55年道路橋示方書」、「平成2年道路橋示方書」(以下、H2示方書)および「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧にかかる仕様」(以下、復旧仕様)によって新設されたもの、もしくは補強の設計を行った補強前後のものである。これらは研究の一般性を高めるため、ある特定の設計法・諸元に偏らないよう、なるべく多種多様になるように選んだ。

3.3 弾塑性応答解析モデル

弾塑性応答解析は、材料特性として表-2および図-2の値を用い、橋脚躯体の高さ方向の分割数は20、各断面の要素分割数を20として断面のつり合い計算を行った。それをもとに1質点系モデルとNewmarkの β 法を用いた逐次積分法によって応答解析を行い、減衰定数は0.02、時間刻みは1/500秒として計算を行った。用いている荷重-変位曲線のスケルトンカーブは、軸方向鉄筋からの引き抜けによる回転変位を考慮に入れ、引き抜け量は申ら¹⁶⁾によって求めた。また履歴法則(ヒステリシスループ)は、武田モデル¹⁷⁾を用いた。地震波入力方向は、耐震性の低い橋軸方向に対して行った。

表-1 橋脚実設計例の諸元

No.	B	H	a	N	SDl	d ₁	n	SDw	s
P1	700	190	1000	364	D29	15.5	180	D16	15.0
P2	400	150	500	364	D29	15.5	108	D16	15.0
P3	400	170	500	364	D32	10.5	76	D19	15.0
P4	400	300	1100	1000	D32	12.0	84	D16	15.0
P5	450	350	1100	1000	D32	12.0	102	D16	15.0
P6	280	280	1100	470	D32	10.0	130	D16	20.0
P7	280	280	1100	470	D32	10.0	130	D16	2.2
P8	320	250	1350	344	D25	10.0	106	D13	30.0
P9	650	150	800	459	D22	10.0	86	D22	30.0
P10	250	190	950	490	D32	10.0	92	D16	15.0
P11	300	240	950	490	D32	15.0	114	D22	10.0
P12	350	350	980	1050	D51	15.0	52	D16	22.5
P13	350	350	980	1050	D51	15.0	72	D25	15.0
P14	350	300	1050	1050	D38	15.0	84	D19	22.5
P15	370	320	1050	1050	D38	15.0	84	D25	15.0
P16	350	350	850	1386	D32	15.0	44	D19	22.5
P17	350	350	850	1386	D38	15.0	80	D22	12.5
P18	250	190	950	490	D32	10.0	92	D16	15.0

B : 橋脚の断面の幅 (cm) (橋軸直角方向)
H : 橋脚の断面の高さ (cm) (橋軸方向)
a : 橋脚の高さ (cm) N : 上載荷重 (tf)
SDl : 軸方向鉄筋呼び名 SDw : 帯鉄筋呼び名
d₁ : 躯体最外縁から主鉄筋中心までの距離 (cm)
n : 軸方向鉄筋本数 s : 帯鉄筋間隔 (cm)

表-2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

コンクリート	圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	240
	引張強度 f'_t (kgf/cm ²)	32
	最大圧縮応力時ひずみ ϵ_{c0}	0.002
	終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035
鉄筋	降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	3500
	引張強度 f_u (kgf/cm ²)	5000
	降伏ひずみ ϵ_y	0.002
	ひずみ硬化開始時ひずみ ϵ_{sh}	0.02
	終局ひずみ ϵ_{su}	0.1

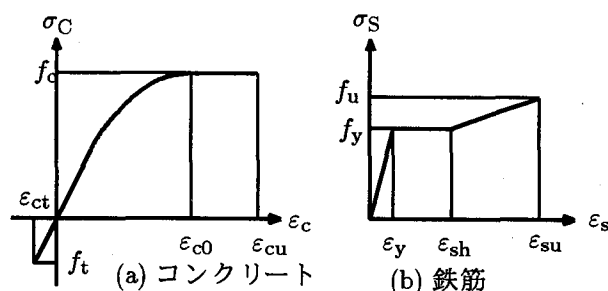


図-2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

表-3 解析に用いた実地震波

No.	地震名	観測点	方角	最大加速度
KHB	宮城県沖	仙台鉄道管理局 (B1F)	NS	432.4
			EW	232.6
STK		開北橋 (GL)	LG	192.6
			TR	286.8
SUM		住友生命ビル (B2F)	NS	250.9
			EW	240.9
KSR	釧路沖	釧路地方気象台 (GL)	063	711.4
			153	637.2
HRO		広尾町役場 (1F)	320	518.1
			050	403.7
SCH	北海道南西沖	七峰橋 (GL)	TR	386.2
			LG	379.1
ISO		磯谷橋 (GL)	TR	157.9
			LG	117.7
JMA	兵庫県南部	神戸海洋気象台 (GL)	NS	817.8
			EW	617.1
JRT		JR 鷹取 (GL)	EW	666.2
			NS	641.7
EKB		東神戸大橋 (GL)	N12W	327.3
			N78E	280.7

LG:橋軸方向
TR:橋軸直角方向
最大加速度の単位は (gal)

3.4 解析に用いた地震動

解析に用いた実地震波は宮城県沖、釧路沖、兵庫県南部など4地震のべ20加速度波形で、それらの最大加速度は192～817 (gal)である。解析に用いた実地震記録波名を表-3に示す^{18)~21)}。ここでは加速度データを拡大・縮小することはせず、観測された大きさそのままを用いた。

4. エネルギー授受関係

4.1 地震動側エネルギー

まず初めに、3.1で示した、(A)地震動による入力エネルギーから構造物への入力エネルギーとなる過程を検討した。

式(2)のうち、地震動による入力エネルギーであ

る右辺を、次のような等価エネルギー速度 V_E と定義する。

$$E_4 = - \int_0^{t_0} M \ddot{z} dt \equiv \frac{1}{2} M V_E^2 \quad (3)$$

弾性系と弾塑性系に対して、各周期に対するこの V_E スペクトルの算定を行った。弾塑性系は3.3で示す弾塑性モデルを用い、弾性系での減衰定数は既往の研究⁶⁾より $h = 0.1$ とした。固有周期を変化させる手法は、所用降伏強度を考慮しつつ橋脚の質量と剛性を共に変化させることによって算定した。ここでいう固有周期は弾性域における橋脚の初期固有周期である。

神戸海洋気象台NS地震波について解析した例を図-3に示す。解析した全ての地震波に対して次の

2つの傾向が見られた。弾性系と弾塑性系では V_E の最大値がほぼ同レベルにあり、これは弾性系と弾塑性系の違いに関わらずエネルギー速度はほぼ一定になることを示している。また、弾塑性系は弾性系に比べて短周期側に圧縮される形となっているが、これは弾塑性系の構造物が塑性域に達することによって固有周期が増大するために、このような形状になるものと考えられる。これより、簡便に計算可能な弾性系から、弾塑性系の等価エネルギー速度スペクトルを推測することが可能であると思われる。

加藤・秋山^{5),6)}や桑村⁷⁾は、完全弾塑性系における等価エネルギー速度 V_E は、1.2倍短周期側に寄せて、弾性系の V_E と近似することができるとしているが、実際には定数ではなく、地震動や構造物の特性値に依存する量であろうと考えられる。この値は、実際には橋脚の初期固有周期、保有降伏耐力、地震動の卓越周期との大小関係等に依存する量であると考えられるが、検討の結果それほど大きな影響はみられなかった。地震入力エネルギーが構造物に入力される場合に関連する構造物側の特性として、地震応答解析モデルを1質点系で表していることを考慮すると、系の振動し易さやそれによる塑性化の進行度は、上部工重量やせん断スパン比が大きく影響することが予想される。

そのため、ここではせん断スパン比の影響を検討した。算定手法は、橋脚の固有周期は塑性化が進んだとしても最大で1.0秒以内にとどまると仮定し、固有周期0~1.0秒の区間を対象に、弾性系等価エネルギー速度スペクトルを周期方向に定数倍に縮小して、それと弾塑性系等価エネルギー速度スペクトルとの相関がもっとも高い倍率（以下、縮小倍率 RF ）を算出した。ここで最大1.0秒としたのは、本研究で対象とした橋脚の初期固有周期が0.1~0.4秒程度であり、比較的小さい固有周期域での整合性を高めるために上限を定めたためである。

図-4に結果を示す。この結果より、縮小倍率は以下のようなせん断スパン比 a/d に依存する回帰式として定義できる。

$$RF = 0.808 \frac{a}{d} + 0.092, \quad r = 0.816 \quad (4)$$

ここに、 r : 相関係数。これにより、弾性系の等価エネルギー速度 V_E から、弾塑性系の V_E が求められ、すなわち地震動による入力エネルギーの算定が可能となる。

4.2 構造物側エネルギー

次に、3.1で示した、(B)構造物の減衰によって一部消散されて履歴エネルギーとなる過程を検討した。

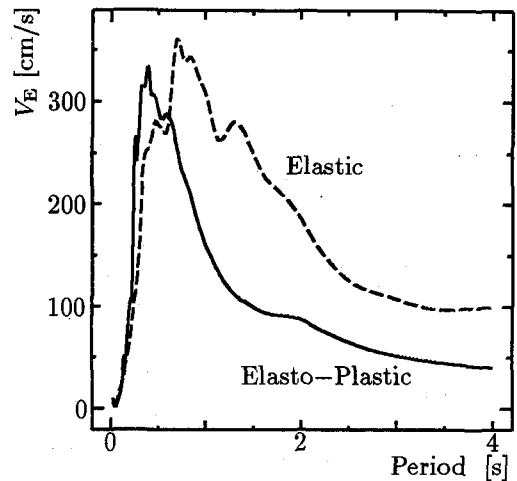


図-3 V_E の弾性系と弾塑性系との比較の例(神戸海洋気象台NS地震波)

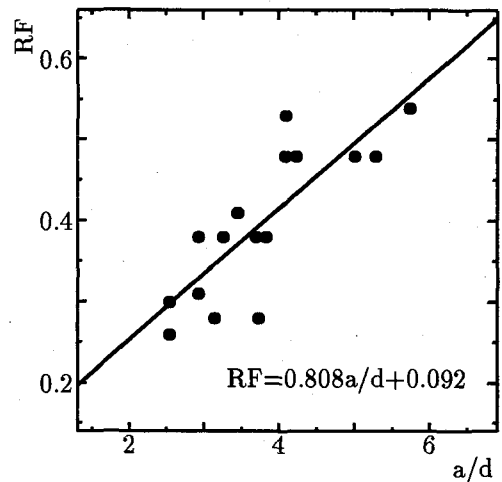


図-4 せん断スパン比と縮小倍率との関係

式(2)の左辺は、初項 E_1 は系の運動エネルギーの項であるために、地震終了時はゼロとなる。そのため、地震入力エネルギー E_4 は、減衰による消散エネルギー E_2 および弾性および塑性のひずみエネルギー E_3 とに分配されることになる。 E_2 は構造物の減衰機構により消散するものであり、 E_3 が実際に構造物に損傷を与えるものであると考えられる。ここではこの分配の割合がどのようになるのかを検討した。

地震動や構造物の各因子と相関があるかどうかを検討するために、地震動側の特性として、加速度パワーの5%から95%までを考慮した継続時間と加速度パワーの5%から75%までを考慮した有効継続時間の2つを、構造物側についてはじん性率を検討した。その結果、有効継続時間との関係については

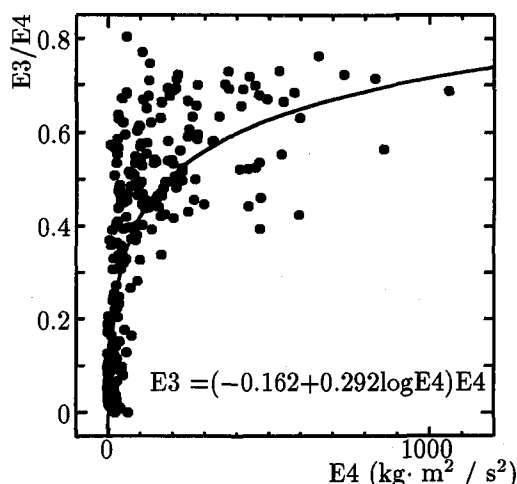


図-5 E_4 から E_3 への分配率

若干の相関が見られたものの、それ以外にはほとんど相関は認められなかった。

そのため、この分配率はエネルギー入力 E_4 の大きさそのものに依存すると考え、図-5のように図化し、図中の実線のような近似式を次式のように求めた。

$$E_3 = (-0.162 + 0.292 \log_{10} E_4) E_4 \quad (5)$$

小エネルギー域ではかなりばらつきが大きく、これは、個々の地震動の特性の違いに起因するものと考えられる。しかしながら、大略的な傾向はつかめており、これにより地震入力エネルギー E_4 から履歴エネルギー E_3 を評価することが可能となる。

5. 損傷指標

5.1 定義

最後に3.1で示した、(C)履歴エネルギーが構造物の損傷となる過程を検討した。履歴エネルギー E_3 を構造物の損傷として評価する必要があるが、そのためにここでは損傷指標 DI を次のように定義した。

$$DI = \frac{E_3}{E_a} \quad (6)$$

ここに、 E_3 ：履歴エネルギー、 E_a ：構造物の許容エネルギー量である。

構造物が破壊までに許容するエネルギーは、その構造物への载荷履歴によって大きく変わってくるが、ここでは計算の簡便性、および载荷履歴に関係ない指標の構築を目的にしたため、構造物に固有な許容エネルギー量をもとにした指標を検討した。

構造物固有の許容エネルギー量として、平尾ら²²⁾や著者ら²³⁾などの部材固有のエネルギー量があるが、特に繰り返し载荷によって大きく性状が変化する鉄筋コンクリート構造物の場合、部材のじん性までを考慮する必要があると考えられる。ここではじん性率を考慮した、単調载荷時のスケルトンカーブの降伏点および終局点で囲まれる面積を用いた。

じん性率評価式にも、町田ら²⁴⁾、石橋ら²⁵⁾、中村ら²⁶⁾などがあるが、ここでは、多くの実験結果に基づいて構築され、既往の研究の結果もよく反映されていると思われる阪神大震災調査研究特別委員会WG²⁷⁾による以下の式を用いた。

$$\mu = \mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0/\sigma_b) \quad (7)$$

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3 \quad (8)$$

ここに、 V_c ：コンクリートの受け持つせん断力、 V_s ：スターラップの受け持つせん断力、 V_{mu} ：曲げ耐力、 σ_0 ：軸圧縮応力度、 σ_b ：釣り合い破壊時の軸圧縮応力度、である。

5.2 検証

この DI が地震動を想定していることを考慮し、実際の地震被害とそれをもたらした地震動のデータを元に、この DI の検証を行うことにした。ここでは、宮城県沖地震²⁸⁾、釧路沖地震²⁰⁾、北海道南西沖地震²¹⁾、兵庫県南部地震²⁹⁾によって実際に被害を受けた橋脚に対して DI の検証を行った。被害を受けた構造物の立地地点の加速度記録が得られているわけではないため、その地震について観測されている波形のうち、立地地点近くで比較的適当と思われる波形を入力し、結果についてはそれらの平均もとった。

前述の DI と比較する対象として、ここでエネルギー塑性率 μ_E を次式のように算定した。

$$\mu_E = \frac{E_3}{E_s} \quad (9)$$

ここに、 E_s ：スケルトンカーブの最大耐力点までが囲む面積である。この指標は既往の研究で比較的多く用いられている指標であり、ここで DI との比較の対象とした。 DI とこの μ_E との違いは、前者がじん性能まで考慮しているのに対して、後者は最大耐力点までのみを考慮していることである。解析結果を表-4に示す。

表より、不確定要因が多くばらつきは大きいものの、 DI に関しては $DI=0.5$ 程度でひびわれ発生から大被害、1.0以上で軸方向鉄筋のはらみだし・破断から崩壊という結果が得られた。また、参考のために示した μ_E については、コンクリートのひびわ

表-4 実被害例に対する解析結果

宮城県沖地震	指標	STK		SUM		平均
		EW	NS	EW	NS	
名取川橋梁 (剥離・ひびわれ)	DI	0.09	0.05	0.05	0.03	0.06
	μ_E	0.22	0.12	0.13	0.07	0.14
七北田川橋梁 (剥離・ひびわれ)	DI	0.10	0.26	0.04	0.03	0.11
	μ_E	0.31	0.80	0.14	0.09	0.34
釧路沖地震	指標	HRO		KSR		平均
		050	320	063	153	
依田橋 (破断・はらみだし)	DI	0.40	0.59	1.36	1.18	0.88
	μ_E	2.90	4.31	9.91	8.59	6.43
松之恵橋 (はらみだし・剥離)	DI	0.14	0.22	2.97	1.78	1.28
	μ_E	0.29	0.46	6.12	3.68	2.64
新多和橋 (曲げひびわれ)	DI	0.00	0.01	0.02	0.13	0.04
	μ_E	0.04	0.06	0.31	1.80	0.56
初音橋 (曲げひびわれ)	DI	0.30	0.46	1.10	0.87	0.68
	μ_E	1.51	2.36	5.67	4.48	3.51
北海道南西沖地震	指標	SCH				平均
		LG	TR			
基栄橋 (はらみだし・剥離)	DI	0.04	0.03			0.04
	μ_E	0.38	0.33			0.36
元瓜谷橋 (はらみだし・剥離)	DI	0.60	0.53			0.57
	μ_E	2.65	2.36			2.50
新知内橋 (はらみだし・剥離)	DI	0.07	0.10			0.09
	μ_E	0.42	0.62			0.52
兵庫県南部地震	指標	EKB		JMA		平均
		NW	NE	EW	NS	
阪神高速-神P138 (崩壊(せん断))	DI	0.36	2.76	0.78	1.51	
	μ_E	1.34	10.3	2.90	5.62	
阪神高速-西P167 (崩壊(せん断))	DI	0.23	1.12	0.66	1.41	
	μ_E	0.82	4.08	2.39	5.13	
兵庫県南部地震	指標	JRT				平均
		EW	NS			
阪神高速-神P138 (崩壊(せん断))	DI	2.35	2.22			1.66
	μ_E	8.78	8.28			6.21
阪神高速-西P167 (崩壊(せん断))	DI	1.62	1.95			1.16
	μ_E	5.92	7.11			4.25

橋脚名の下に括弧内は各地震報告書等による被害の程度を示す

剥離 : かぶりコンクリートの剥離

破断 : 軸方向鉄筋の破断

はらみだし : 軸方向鉄筋のはらみだし

れや軸方向鉄筋のはらみだし程度の段階で1.0を越えているが、DIよりもかなりばらつきは大きい。

この結果より、 μ_E よりもDIの方が算定された値と実際の損傷程度の間のはらつきが小さく、さらに1を越えれば崩壊という損傷指標の定義に即していると考えられるため、DIが損傷指標として適していると考えられる。これ以降、損傷指標DIが1.0以上で崩壊と定義する。

表-5 地震被害算定指標の応用例

対象地震名	宮城県沖	兵庫県南部
地震波	STK-NS	JMA-NS
対象橋脚	名取川橋梁 No.7	阪神高速 神No.138
T (s)	0.353	0.646
V_E (cm/s)	145.5	229.1
E_4	102.4	490.1
E_3	43.6	306.16
DI	0.19	2.11
実際の被害	曲げひびわれ	崩壊

6. 地震被害算定指標

6.1 被害算定の手順

以上の結果より、地震動と構造物の諸元から、地震時の損傷度算定のための手順をまとめると次のようになる。

1. 想定した地震の地震波データより、 $V_E = \sqrt{2E/M}$, $E = \int_0^t M \ddot{x} dt$ を用いて、減衰定数 $h = 0.1$ の等価エネルギー速度 V_E スペクトルを作成する
2. 橋脚のせん断スパン比と $RF = 0.808a/d + 0.092$ より、縮小倍率を求め、 V_E スペクトルを周期方向に縮小する
3. 橋脚の固有周期に該当する V_E の値をこれより求める
4. 橋脚の質量とともに、 $E_4 = 1/2 M V_E^2$ を用いて地震入力エネルギー E_4 を求める
5. $E_3 = (-0.162 + 0.127 \log E_4) E_4$ より、 E_3 を求める
6. 橋脚の諸元より、降伏点、最大耐力点、終局点を算定し、スケルトンカーブの包絡線が囲む面積 E_a を求める
7. 損傷指標 $DI = E_3/E_a$ より損傷度を算定する。

すなわち、本解析で必要となる地震動と橋脚それぞれの諸元は、地震動については加速度データ、橋脚については質量 M 、せん断スパン比 a/d 、初期固有周期 T 、降伏点・最大耐力点・終局点となる。

6.2 応用例

1978年宮城県沖地震と1995年兵庫県南部地震によって実際に被害を受けた橋脚に対して、この地震被害算定指標の応用例を表-5に示した。実際の算定値がこのようになることがわかる。

また、地震危険度解析の結果を用いた応用例を示す。地震危険度解析手法は既往の研究^{30), 31)}を用いて、各都市の最大加速度の期待値 (gal) を求めたものを表-6に示した。これをもとに、各都市における損傷度の期待値の算定を行った。地震波は、道路

表-6 地震危険度解析の結果

算定地点	再現期間		
	50年	100年	200年
仙台	195	254	329
東京	241	322	430
京都	178	228	292

単位: gal

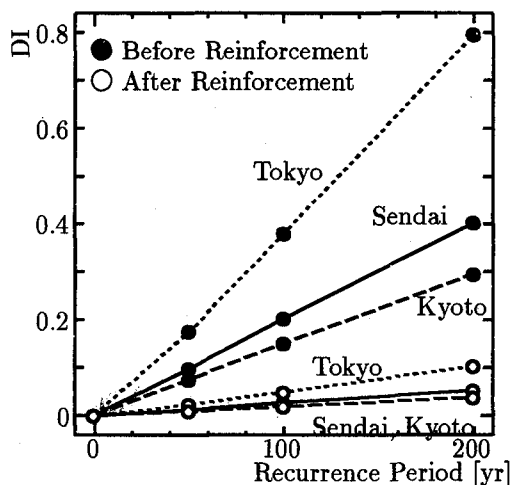


図-6 各再現期間の地震動に対する損傷指標の期待値

橋示方書²⁾によるI種地盤標準波形を前述の地震危険度解析の最大加速度の大きさに拡大縮小し、各耐用期間に対する各都市の損傷度の期待値を算定して、最終的に復旧仕様による鋼板巻き付け補強の有無による比較を行った。鋼板巻き付け補強の効果については、鋼板の量をせん断補強筋量に換算することで解析を行っている。

結果を図-6に示す。図より、東京における再現期間200年の地震動では、補強前の橋脚の損傷度の期待値が0.8であるが、補強後は0.1程度と期待値が推定されることがわかる。このように構造物の簡便な耐震性の判断を可能にし、設計にも応用可能であることがわかる。

7. 結論

本研究により得られた主な結論は次のとおりである。

1. 地震動による入力エネルギーから、構造物の損傷をもたらす履歴エネルギーまで至る、エネルギー授受の個々の過程の検討を行った。
2. 構造物の履歴エネルギーを定量的に評価する損傷指標を導入し、同時に検証も行った。
3. 地震動と構造物それぞれの特性値から地震時の被害を推定できる、地震被害算定指標を構築

し、またその応用例を示した。

地震動から構造物の損傷までのエネルギー授受関係を検討する上で、問題点となるのは、「地震動から地震入力エネルギー E_4 」, 「地震入力エネルギー E_4 から構造物の履歴エネルギー E_3 」, 「履歴エネルギー E_3 を評価するための損傷指標」の3つをどのようにとらえるかに集約されると考えられる。本研究ではそれぞれについて1つの解法を示したが、今後それぞれの項目について個々に検討を行い、精度を上げていくことによって、この地震被害算定指標の適用性がより向上していくことが期待できる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕。土木学会, 1996.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説。丸善, 1996.
- 3) 鈴木基行, 井林康, 藤原稔, 尾坂芳夫：RC橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性。構造工学論文集, Vol.44A, pp.651-658, 1998.3.
- 4) Housner, G. W.: Behavior of structures during earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of ASCE*, Vol.85, No.EM4, pp.109-129, October 1959.
- 5) 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。日本建築学会論文報告集, Vol.235, pp.9-18, 1975.9.
- 6) 秋山宏：建築物の耐震極限設計。東京大学出版会, 1980.
- 7) 桑村仁：構造物に対する地震動強さの尺度。構造工学論文集, Vol.33B, pp.49-56, 1987.3.
- 8) 中村友紀子, 壁谷澤寿海：RC構造の地震時最大塑性応答変形のエネルギー入力速度による推定。コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.251-256, 1996.
- 9) 大野友則, 西岡隆, 藤野陽三：構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価。土木学会論文報告集, 第333号, pp.91-99, 1983.5.
- 10) 松島学, 松井邦人：構造物の弾塑性モデルに及ぼす地震波の影響。構造工学論文集, Vol.32A, pp.815-824, 1986.3.
- 11) Hirao, K., Sasada, S., and Nariyuki, Y.: The effect of duration and frequency content of earthquake motion on energy responses of SDOF structures. *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.V, pp.141-146, August 1988.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説。丸善, 1990.
- 13) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）。1995.6.
- 14) 川島一彦, 大志万和也, 長谷川金二, 運上茂樹, 桶田

- 憲一, 前原康夫: 道路橋の耐震設計計算例. 山海堂, 1992.
- 15) 岡田哲夫編: 道路橋の設計と施工, 道路実務講座 10. 山海堂, 1983.
 - 16) 申鉉穆, 前川宏一, 岡村甫: 繰り返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の復元力解析. コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム, Vol.II, pp.45-56, 1988.3.
 - 17) Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE*, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, December 1970.
 - 18) 鹿嶋俊英, 北川良和: 平成5年(1993年)釧路沖地震強震観測速報. 建設省建築研究所, 1994.7.
 - 19) 建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録, 第64号. 土木研究所集報, 1995.6.
 - 20) 建設省土木研究所: 平成5年(1993年)釧路沖地震災害調査報告, 第193号. 土木研究所報告, 1994.1.
 - 21) 建設省土木研究所: 平成5年(1993年)北海道南西沖地震災害調査報告, 第194号. 土木研究所報告, 1994.7.
 - 22) 平尾潔, 沢田勉, 笹田修司, 成行義文: 強震下におけるバイリニア型一自由度系の非弾性応答に関する2,3の考察. 構造工学論文集, Vol.33A, 1987.3.
 - 23) 鈴木基行, 赤倉康寛, 足立英明, 尾坂芳夫: RC構造の損傷度評価に関する基礎的研究. 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.121-129, 1994.5.
 - 24) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究. 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.203-212, 1987.2.
 - 25) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究. 土木学会論文集, 第390号/V-8, pp.57-66, 1988.2.
 - 26) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化. 土木学会論文集, No.422/V-16, pp.127-135, 1992.2.
 - 27) 土木学会コンクリート委員会阪神大震災調査研究特別委員会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式. 土木学会, 1996.9.
 - 28) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局: '78宮城県沖地震特集号, せんかんこう. 1979.12.
 - 29) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の震災に関する調査. 1995.3.
 - 30) 鈴木基行, 足立英明, 赤倉康寛, 井林康, 尾坂芳夫: RC構造のライフタイムリスクの評価に関する基礎的研究. 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.15-28, 1996.2.
 - 31) 鈴木基行, 井林康, 赤倉康寛, 藤原稔, 尾坂芳夫: RC構造の耐用期間にわたる耐震信頼性評価手法. 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.253-263, 1997.5.

(1999年9月17日受付)