構造工学論文集 Vol.37A（1991年3月） 土木学会

地震力を考慮した橋梁支承部の維持管理計画に関する確率論的考察

Probability Study on Planning for Control and Maintenance of the Bridge Bearing Supports Considering Earthquake Intensity

小間井孝吉* 北浦 勝** 小堀 為雄**

By Koukichi KOMAI, Masaru KITAURA, Tameo KOBORI

Bearing supports of bridges are very important for the member connection at the joints between the superstructure and the substructure. Fortunately, during 1978 Miyagiken-oki earthquake, some of the bearing supports of old bridges have been destroyed, but only a supersturucture fell down from substructure. However, considering the influence of the dusting powder of snow melting and hardness of finding the time-dependent deteriorating in the bearig supports, some superstructures may not stay safely on substructures during future severe earthqakes.

This paper points the attention to the damages of anchor bolts as the most vulnerable part of the bearing suports of bridges. There are carried out studies on the probability of failure within a definite life time of the bridges and in dependance of earthquake intensity. Therefore we have established a computer programme based on the analysis of the results of studies on the condition of damage to the bearing supports,and we propose an index of control and maintenance.

1．まえがき

地震による橋梁の主たる被害は，下部工と支承部の破損・破壊に大別され，2者いずれかの部位が破損した場合には他の部位はそれほど大きく壊れていない。このことから，震災後の復旧・救援活動を考えると，橋梁構造物としては大地震時に，支承部がもし破損しても落橋に至らないことが望ましい。種々のスパンでの道路橋示方書に基づく安定計算の結果によると，一般に下部工の地震時の安全性は支承部のそれより大きく，しかも，この傾向は入力加速度が大きくなっても成り立ち，支承部が破損してもほとんどの橋は落橋には至らない。このことは，昭和53年の宮城県沖地震を例にとると，道路橋耐震設計指針（昭和46年）[1]に準拠した新しい橋は1橋も支承被害は生じていないが，古い橋では支承の破壊しているものが多く，そのうち 1橋のみ落橋が報告されていることをみても明らかである[2),3)]。しかし支承部は環境条件が劣悪でかつ地域により損傷度合いが異なっている。また，積雪寒冷地での融雪剤散布による錆の進行や，支承点検の困難性に伴う経年劣化の発見遅れが予想され，計算では考慮していないアンカーボルトの設置不良などのヒューマンエラーも考えると，今後発生する地震時においては，前述した望ましい壊れ方で留まることのない橋梁も十分

* 金沢大学大学院 自然科学研究科システム科学専攻（〒920金沢市小立野2-40-20）
** 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科（ 同 上 ）

ありうると考えられる。

そこで支承部がどの程度の確率で壊れ，橋がどの程度の確率で落ちないことが好ましいかを考えていくための基礎研究として，本文ではまず支承部の破壊を取り扱った。すなわち本研究は支承部の破壊について，最も弱点となるアンカーボルトの劣化･損傷に着目し，I県で調査した鋼橋支承部の点検資料により，橋の耐用期間内に地震でボルトが破損する確率を求め，もって個々の橋梁支承部の損傷状況から，維持・管理計画の順位付け指標を開発することを目的とする。

2．支承部の劣化要因

2.1 劣化要因

支承部の劣化要因としては，橋梁の位置する海岸，平野部，山地といった環境条件と，人工的な要因である融雪剤散布やヒューマンエラーがあげられる。これらの要因に経年変化が加わって支承は錆びて劣化し，著しい腐食や種々の荷重により断面欠損などの損傷を始める。もちろん，完全な維持･管理が施されれば問題はないが，一般的に支承のそれは非常に困難で，平成2年度I県で支承の点検を調査した結果を見ても，鋼橋120橋について約20％の橋梁の支承に何らかの異常が発見されている。表-1にI県で調査した支承部の損傷状況を環境条件で区分して示す。また，そのうちアンカーボルトに着目し，道路橋示方書の改訂年度毎の経年変化で分類した損傷状況を表-2に示す。損傷の評価法は阪神高速道路公団の「道路構造物の点検標準」[4]を参考にし支承の評価を行っている。そのうちアンカーボルトについては，腐食を伴った全面的な錆の発生ま

表-1　I県における環境別変状支承数（調査支承 1,767個）

（個）

点検項目 ＼ 評価値 ＼ 環境区分	海岸（1km以内） A	海岸（1km以内） B	海岸（1km以内） 計	平野部 A	平野部 B	平野部 計	山地 A	山地 B	山地 計	合計
本体及びｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄの劣化･損傷	43	55	98	98	62	160	17	8	25	283
沓座･橋座ｺﾝｸﾘｰﾄの劣化･損傷	—	—	—	—	38	38	16	3	19	57
移動量の良否	2	—	2	5	—	5	7	—	7	14
沈下	—	—	—	—	2	2	1	—	1	3
合計	45	55	100	103	102	205	41	11	52	357

表-2　経年変化に伴うアンカ-ボルトの劣化･損傷数

（本数）

環境	評価値 ＼ 融雪剤 ＼ 架設年	昭和30年以前に架設 有	昭和30年以前に架設 無	昭和31～46年間に架設 有	昭和31～46年間に架設 無	昭和47年以降に架設 有	昭和47年以降に架設 無	合計 有	合計 無	合計 計
海岸	A	0	70	0	0	0	16	0	86	86
	B	0	70	0	8	0	32	0	110	110
	計	0	140	0	8	0	48	0	196	196
平野部	A	8	12	13	40	16	12	37	64	101
	B	20	12	14	28	32	8	66	48	114
	計	28	24	27	68	48	20	103	112	215
山地	A	4	0	6	0	8	0	18	0	18
	B	4	0	4	0	8	0	16	0	16
	計	8	0	10	0	16	0	34	0	34
合計		36	164	37	76	64	68	137	308	445

たは欠損･破断のある場合をA，全面的な錆の発生またはボルトナットのゆるみのある場合をB，部分的な錆の発生または異常がない場合をCと，3ランクに区分している。表-1より本体，アンカーボルト，沓座・橋座コンクリートの劣化･損傷の分類の中で，支承本体およびアンカーボルトの劣化損傷数が最も多いことがわかる。また，アンカーボルト調査総数3,564本のうち，昭和30年以前に架設されたA，Bランクの合計は200本，昭和31年から昭和46年の間では113本，昭和47年以降では132本となっている。昭和47年以降に増加しているのは，昭和49年に架設されたH橋（アンカーボルト数48本，表-5参照）が6%勾配の長大橋で，冬季常に融雪剤散布を行っているためと予測される。

2.2 支承の劣化･損傷の統計値

地震時における支承の破壊の程度は，支承各部位の劣化・損傷の違いによって異なってくる。本研究では支承の各部位の評価を，A，Bランクが多く，かつ，安全上最も厳しい状態となる場合の多いアンカーボルトに着目し，アンカーボルトの破壊確率を支承の破壊確率とみなす。そのためには，まず調査橋120橋から得られたアンカーボルトの損傷･評価結果より，表-3に示すような環境別および融雪剤の散布の有無ごとに，経過年の平均値 $\bar{x}$と、標準偏差 σ_xを求める。しかし，これら18通りの条件別区分では，A，Bに属するサンプル数が少ない区分があるので，平均値 $\bar{x}$と，標準偏差 σ_xの統計値を求めるにあたっては，次のような工学的判断を加えた。すなわち，「支承本体」または「沓座・橋座コンクリート」の劣化･損傷の評価ランクA，B，Cのうち，いずれかが評価Aの場合にはアンカーボルトの評価Bと同程度と判定する。また，両方ともAの場合にはAとして，その評価箇所数をアンカーボルトの箇所数に置き換え，サンプル数を増やして統計値を求めた。

表-3　アンカーボルトの評価統計値

環境	海			岸			平	野		部			山			地		
融雪剤	散布有り			散布無し			散布有り			散布無し			散布有り			散布無し		
ランク	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
ﾃﾞｰﾀ数	−	−	−	86	110	604	37	66	512	64	48	1552	18	16	882	−	−	−
$\bar{x}$ (年)	−	−	−	31.0	24.9	18.0	29.2	25.0	16.1	36.0	30.9	25.4	28.8	22.5	15.0	−	−	−
σ (年)	−	−	−	15.6	18.8	21.5	10.1	11.0	12.6	13.6	16.2	20.1	16.7	17.8	19.0	−	−	−

2.3 条件別確率密度分布の比較

アンカーボルトの評価統計値を正規確率密度分布と仮定し，表-3の値を用いてこれを表したものが図-1である。図-1では，負の経過年に対して一部確率密度関数の値がみられる。このこと自体，厳密にはありえないことであるが，本研究では，3.1で述べるように，これを積分して確率分布関数とし，しかも現在と n年後の確率分布の比を解析で用いるので，そのことの結果に及ぼす影響は比較的小さいと判断している。例えば β分布などを用いれば，この問題は解決できるが，ここでは簡単のために正規分布を用いて考え，分布形の整合については今後の課題としたい。

図-1からは，次の(1)～(3)の考察より，アンカーボルトの劣化･損傷確率が，融雪剤散布および海岸での飛来塩分に影響されていることが読み取れる。

(1) A，Bと評価された支承においては，融雪剤を散布しない図-1(b)の支承の方が，散布する図-1(a)よりも平均経過年は大きい。

(2) 図-1(b)で融雪剤を散布しない海岸部の支承は，同じ条件の平野部の支承よりも経過年が総じて小さく，評価が厳しい結果となっている。

(3) 図-1(a),(b)の中で，山地部の評価が最も厳しいといえる。これは融雪剤の散布日数が多く，その影響によるものと思われる。

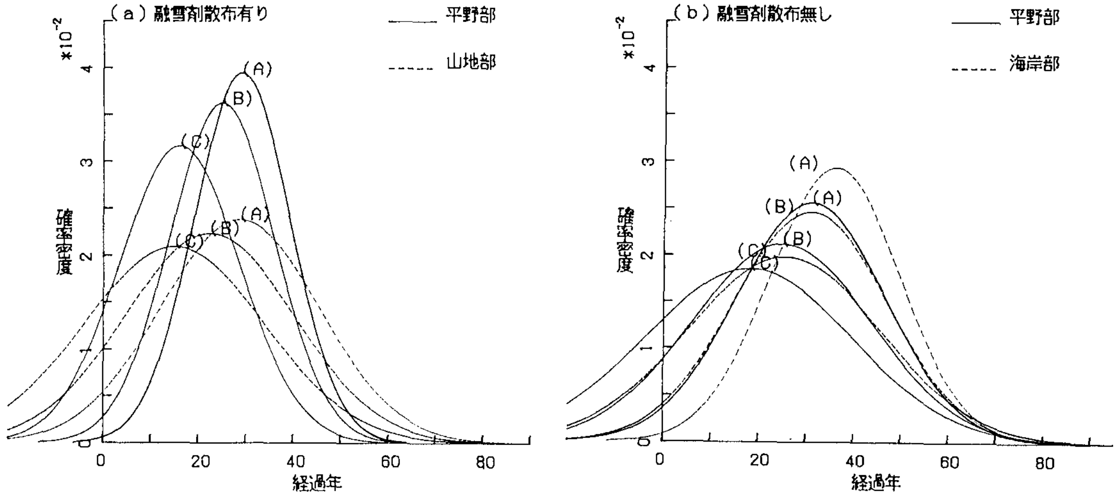

図-1　アンカーボルト各評価値の確率密度分布

3．地震時における支承部の破壊に関する確率論的アプローチ

3.1 アンカーボルトの破壊確率の算定

破壊確率算定にあたり，本研究では道路橋支承標準図集[5]の50ｔ，75ｔ，100ｔの高力黄銅支承板支承の使用スパンを15～20m，20～30m，30～50mと仮定する。次に3種類の支承に使用されているそれぞれのアンカーボルトを，支承の設計上，他の部位の中で最もクリティカルな箇所であるとして，抵抗力の計算[6]に用いる。また，荷重となる地震力については I 県の過去の災害史[7]をみると，震度Ｖ以上で橋梁に被害が発生しており，また，震度Ⅵが最大震度であることから，地震加速度としては80～400 galの範囲で被害が発生するとした。

したがって，簡単のために図-2の模式図に示すように地震力を式(1)の正規分布 $f_X(x)$とみなし，抵抗力 Zを式(2)のただし書きに示すアンカーボルトのせん断力とし，このアンカーボルトの腐食による断面積の減少を，半径5mm，3mmおよび0mm（健全）と設定

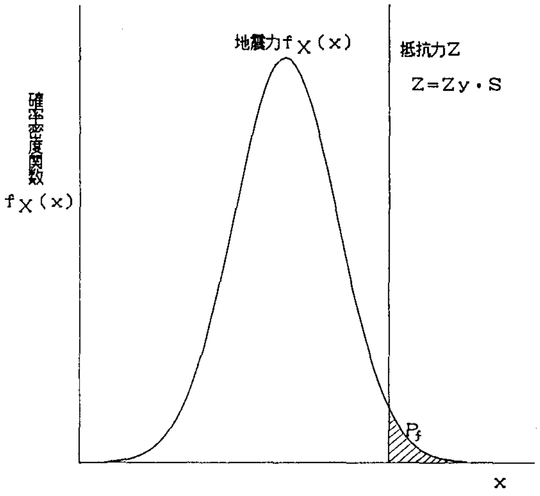

図-2　破壊確率の模式図

した時の破壊確率 $p_f = P(X > z)$ を式(2)で算定した[8)]。得られた破壊確率を表-4に示す。なお，計算にあたっては，Aと判定されるボルトの半径が5mm，Bでは3mm錆びており，その分の断面積の減少を考慮している。この結果，大型の支承になるほどアンカーボルトは太径になり，破壊確率は小さくなっており，100t支承では錆を5mmとってもかなり小さい結果が得られている。調査橋梁の内，スパン50mを越え大型支承を用いるボックス桁やトラス，ランガー桁等の調査橋数比率は14%で，大半が中小スパンである。そのためにここでは100t支承のアンカーボルトの破壊確率を下限とした。この破壊確率を用いて全確率の定理により展開した，1回当たりの地震に対する破壊確率を式(3)で求める。

いま，地震力 X の確率密度関数 $f_X(x)$ を，

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma}\ \exp\{-(x-m)^2/(2\sigma^2)\} \quad \cdots\cdots (1)$$

とすると，式(1)より被害が想定されるアンカーボルトの破壊領域は図-2のとおりとなり，式(2)でアンカーボルトの破壊確率 p_f が求まる。

$$p_f = P(F/j) = 1 - \int_{-\infty}^{t} \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\ \exp(-y^2/2)\,dy \quad \cdots\cdots (2)$$

このとき式(2)では，アンカーボルトが j，すなわちA，B，Cであるときに破壊するという事象 $P(F/j)$ を求めることになる。

ただし，　$t = \dfrac{z-m}{\sigma}$，　$m = \dfrac{\bar{k}_h \cdot W}{2}$，　$\sigma = \dfrac{\sigma_{k_h} \cdot W}{2}$

F：アンカーボルトが破壊するという事象

j：事象A，B，C

z：アンカーボルトのせん断抵抗力 $= z_y \cdot S$

z_y：保証降伏点応力度

S：アンカーボルトの断面積

m：1本のアンカーボルトに作用する地震力の平均値

σ：　同　標準偏差

W：支承に作用する上部工の全重量

$\bar{k}_h$ 、σ_{k_h}：地震加速度の平均値および標準偏差

である。

m，σ の式において，分母の2は固定支承側の2本のアンカーボルトを示している。

また　$\bar{k}_h = \dfrac{80+400}{2} = 240$ (gal)，　$\sigma_{k_h} = \dfrac{400-\bar{k}_h}{3} \fallingdotseq 53$ (gal)　としている。

以上，式(2)で得られたアンカーボルトの破壊確率を表-4に示す。

表-4　アンカーボルトの破壊確率の算定表

損傷度合(j) ＼ 内容	50t支承		75t支承		100t支承	
	断面積 S(cm^2)	破壊確率 $P(F/j)$	断面積 S(cm^2)	破壊確率 $P(F/j)$	断面積 S(cm^2)	破壊確率 $P(F/j)$
A（さび5mm考慮）	(φ26) 5.31	0.21	(φ36) 10.18	0.12×10^{-1}	(φ42) 14.12	0.52×10^{-2}
B（さび3mm考慮）	(φ30) 7.07	0.51×10^{-2}	(φ40) 12.57	0.52×10^{-4}	(φ46) 16.62	0.62×10^{-5}
C（健　　全）	(φ36) 10.18	0.60×10^{-8}	(φ46) 16.62	0.21×10^{-10}	(φ52) 23.76	0.68×10^{-13}

次にこれらの結果を用い，ある特定の橋の n 年後における1回当たりの地震に対する破壊確率 $P(D)$ は，全確率の定理により式(3)で求めることができる。

$$P(D)=P(F|A)\cdot I(A)\cdot P(A)+P(F|B)\cdot I(B)\cdot P(B)+P(F|C)\cdot I(C)\cdot P(C) \qquad \cdots\cdots(3)$$

ここに，　$P(F|A)$　：Aと判定されたアンカーボルトが，1回の地震によって破壊する確率

$P(A)$　：ある特定の橋のアンカーボルトの中で，Aと判定された比率

$I(A)$　：n 年後における $P(A)$ の増加率

同様に，B，C と表記されている記号についても，B，またはCと判定されたアンカーボルトが1回の地震によって破壊する確率，同じくその時の比率，そして n 年後における増加率を示す。

ここで，対象とするある特定の橋梁が，n 年後にどの程度まで経年的に劣化･損傷するか，すなわち $I(A)$～$I(C)$ などを，次のようにして評価する。ある橋梁の特性（海岸部，平野部または山地部，および融雪剤の散布の有無）と同じ特性を有する橋梁群のアンカーボルトの劣化･損傷の程度の頻度分布を，横軸に経過年をとって図示すると，概念的に図-3(a)のようになる。一般的には損傷のない，Cと評価されるアンカーボルトが圧倒的に多く，B，Aとなるにつれてその数は小さくなっている。これを累積頻度分布として図示し直したものが図-3(b)である。

これらの概念図から，対象とするある橋梁と同じ経過年に相当するA，B，Cの累積頻度の値を，図-3(b)に示すように，A_0，B_0，C_0 とし，n 年後のそれを A_n，B_n，C_n とする。また，現在および n 年後のアンカーボルトの総数をそれぞれ T_0，T_n とすると，式(4)が成り立つ。

$$\left.\begin{aligned} A_0+B_0+C_0&=T_0\\ A_n+B_n+C_n&=T_n \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(4)$$

ここで，現在と n 年後のアンカーボルトの総数は一般に異なっているので，これを基準化して「A，B，Cである確率」として表記し直すと，

$$\left.\begin{aligned} \frac{A_0}{T_0}+\frac{B_0}{T_0}+\frac{C_0}{T_0}&=1\\ \frac{A_n}{T_n}+\frac{B_n}{T_n}+\frac{C_n}{T_n}&=1 \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(5)$$

となる。これをそれぞれ簡単のために，

$$\left.\begin{aligned} x_a+x_b+x_c&=1\\ y_a+y_b+y_c&=1 \end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(6)$$

と表すと，x_a，x_b，x_c はそれぞれ現在のアンカーボルトがA，B，Cと評価される比率を，y_a，y_b，y_c はその n 年後の値を示している。したがって現在A，B，Cと評価されているアンカーボルトは，n 年後にそれぞれ $I(A)=y_a/x_a$，$I(B)=y_b/x_b$，$I(C)=y_c/x_c$ 倍に増減することになる。

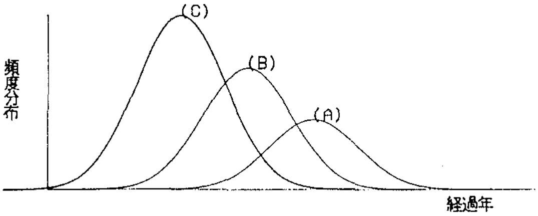

図-3(a) アンカーボルトの劣化過程の概念図

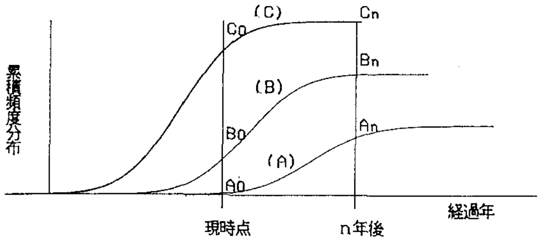

図-3(b) 評価A，B，Cの累積頻度分布の概念図

一般には増加倍率 $I(A)$ は1より大きく，倍率 $I(C)$ は1より小であろうと考えられる。

したがって，ある特定の橋梁におけるアンカーボルトのうち，現在A，B，Cと評価されている比率 $P(A)$，$P(B)$，$P(C)$ は，n 年後には前述した増加率分だけ増加するので，$I(A)P(A)$，$I(B)P(B)$，$I(C)P(C)$ となる。しかし，一般にはこうして求まる比率の和は必ずしも1とはならない。すなわち，

$$I(A)P(A)+I(B)P(B)+I(C)P(C)\neq 1$$

であるから，n年後の比率を，例えばＡに対する値として，

$$I(A)P(A) / \{I(A)P(A)+I(B)P(B)+I(C)P(C)\}$$

のように基準化して解析に用いた。なお，図-3(b)の累積頻度分布を用いず，それを基準化した確率分布を用いても，n年後の比率は同じ結果になる。

3.2 地震の発生確率

過去，Ｉ県Ｋ地方を襲った震度Ｖ以上の地震の発生頻度は70年に1回程度である[9]。Ｉ県の他の地方に関する調査を十分行っていないので，本研究では第1次近似値としてＫ地方のデータをＩ県全体に適用する。いま地震の襲来をポアソン過程[10]とみなすと，今後10年，20年および30年内に震度Ｖ以上の地震が襲う確率は次のように求めることができる。

平均生起回数を ν とすると，震度Ｖ以上の地震が襲う年 Tが n年後までである確率は周知のように，

$$P(T \leqq n) = 1 - exp(-\nu n) \qquad \cdots\cdots(7)$$

となる。各期間内に震度Ｖ以上の地震が襲う事象を E_nとすると，

$$P(E_n) = P(T \leqq n) \qquad \cdots\cdots(8)$$

であるから，$P(E_{10})=0.26$，$P(E_{20})=0.45$，$P(E_{30})=0.593$，となる。

3.3 耐用期間内における地震で支承の破壊する確率算定のための計算フロー

いま，n年内における地震発生確率 $P(E_n)$と，3.1で述べたアンカーボルトに着目した破壊確率 $P(D)$を用いて，耐用期間内における地震で支承が壊れる確率 P_nを求める。

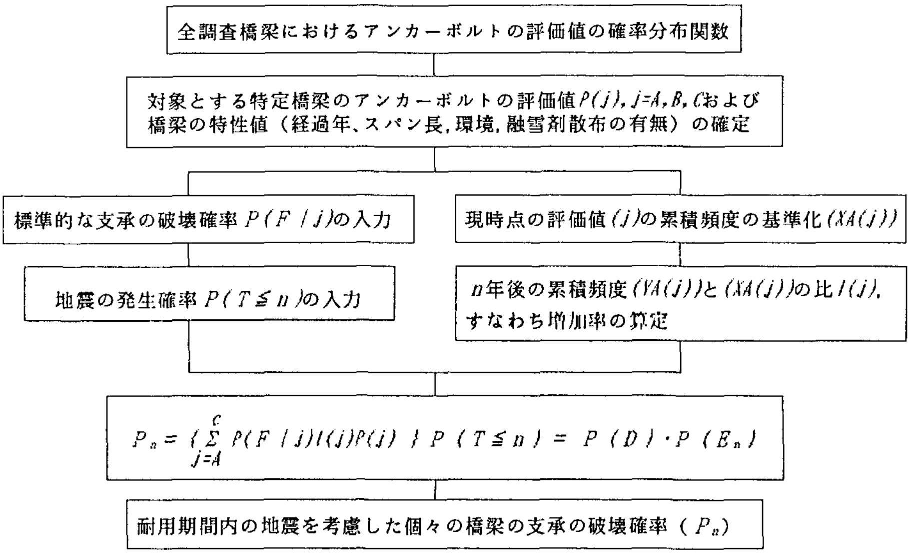

図-4 耐用期間内に支承の破壊する確率算定の計算フロー

ここでは，$P(D)$の経過年nによる変化の割合が，$P(T\leqq n)$の密度関数のそれよりも小さい場合を考える。この場合，n年内に支承が地震で壊れる確率（以下「支承の破壊確率」という。）P_nは近似的に，3.1， 3.2の計算プロセスにより式(3)，式(8)を用いて最終的に次の式で求まる。

$$P_n = P(D)\cdot P(E_n) \quad \cdots\cdots(9)$$

以上の計算過程をシステム化するために，対象とする橋梁の環境別，融雪剤散布の有無，経過年，スパンそしてアンカーボルトの損傷確率を入力することにより，式(9)の支承の破壊確率を求めるための計算フローを図-4に示す。このフローに

表-5 サンプル橋梁のデータ値

環境	橋名	スパン (m)	架設	アンカーボルトの損傷本数確率		
				A	B	C
海岸	A	10.7	S10	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	0
	B	56.0	S46	0	9.0×10^{-2}	9.1×10^{-1}
	C	30.0	S48	0	0	1.0
	D	21.6	S50	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	0
平野部	(E)	16.0	S14	2.9× 10-1	7.1×10^{-1}	0
	(F)	37.8	S33	5.0×10^{-1}	2.5×10^{-1}	2.5×10^{-1}
	(G)	28.5	S33	0	0	1.0
	(H)	20.0	S49	3.3×10^{-1}	6.7×10^{-1}	0
	I	13.6	S01	1.0×10^{-1}	1.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}
	J	31.2	S41	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	0
	K	30.0	S42	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	0
	L	14.1	S37	1.25×10^{-1}	1.25×10^{-1}	7.5×10^{-1}
山地	(M)	20.5	S10	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	0
	(N)	27.0	S54	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	0
	(O)	25.0	S32	5.0×10^{-1}	3.3×10^{-1}	1.7×10^{-1}
	(P)	26.7	S48	1.25×10^{-1}	1.25×10^{-1}	7.5×10^{-1}

ただし，橋名で（ ）は融雪剤を散布

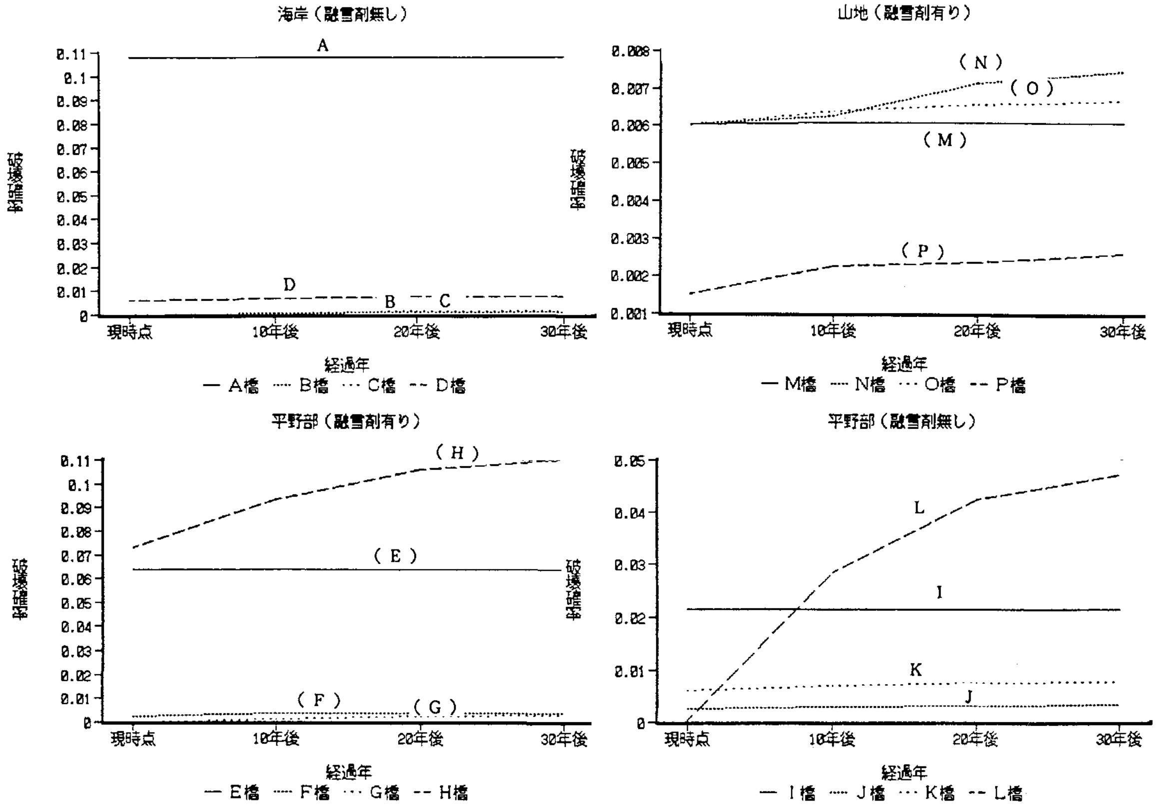

図-5 n年後に1回地震が発生したときの破壊確率

沿って，表-5に示すサンプル橋梁のアンカーボルトの損傷確率を，上述の入力データと共にインプットすることにより，支承の破壊確率 P_n が求まる。なお，最初に述べた条件が満たされないH，L橋（図-5参照）に対しては，より厳密な式を用いて別途に P_n を求めている。

4．サンプル橋梁による評価事例

サンプル橋梁16橋に対する，n 年後における一回あたりの地震に対する支承の破壊確率 $P(D)$ を図-5に，また，n 年内に地震が発生する確率を考慮にいれた支承の破壊確率 P_n の算出結果を図-6に示す。図-5よりサンプル橋梁のうち破壊確率が 10^{-2} より大きい橋梁がA，(E)，(H)，I，Lの5橋あることが分かる。そのうち4橋がスパン20m未満で，道路橋耐震設計指針が施行される昭和46年以前に架設されたものである。しかし，平野部の(H)橋は，昭和49年と比較的近年に架設され，スパンは20m以上の多径間の長大橋であるが，勾配が6%で冬季間常に融雪剤をまくため，すべての支承がAまたはBランクとなっており，そのために破壊確率が大きくなっている。また，L橋ではCランクのアンカーボルトが3/4占めているにもかかわらず，10年後において破壊確率が大幅に伸びている。このことは，スパンが14.1mと短く，使用されているンカーボルトの直径が小さいことから，錆の影響を大きく受け損傷確率が大きくなっていることと関係している。そのため，

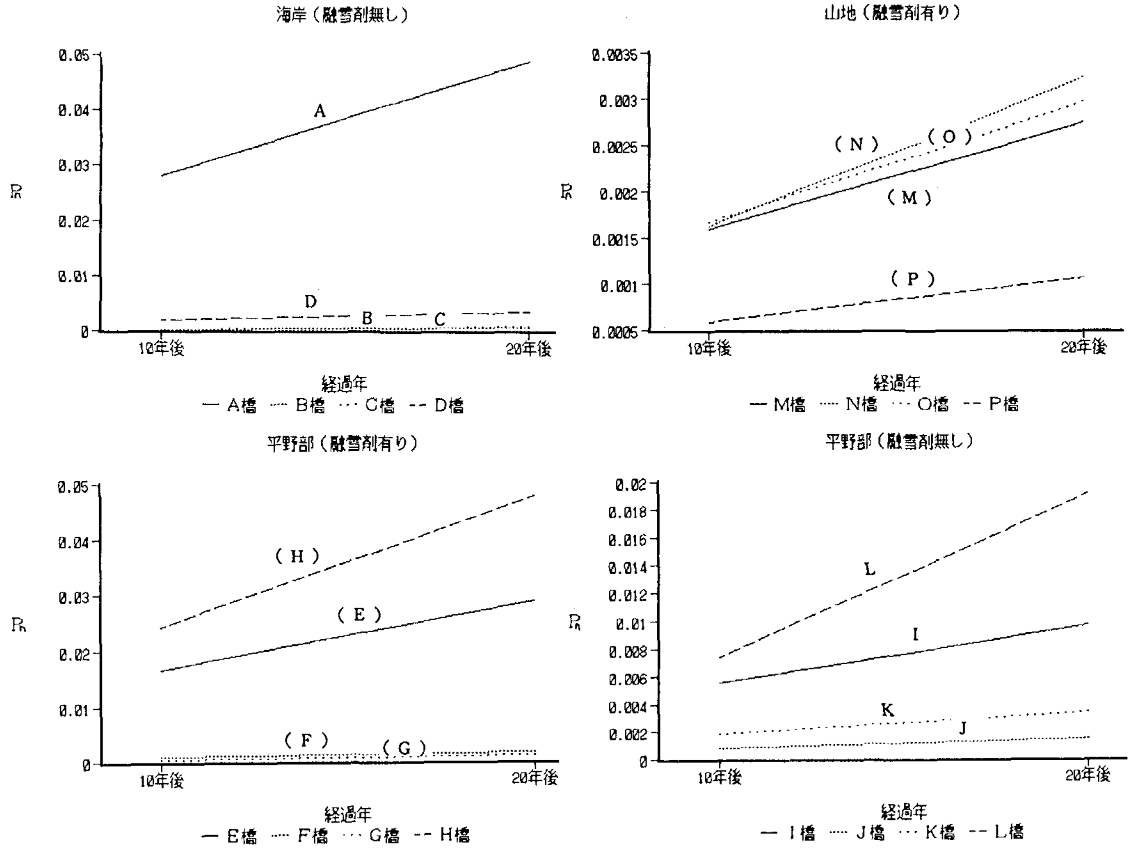

図-6　n 年内に地震が発生する確率を考慮にいれた破壊確率

地震による破壊確率が今後急速に大きくなることが予測される。

また，図-6から，n年後における1回当たりの地震に対する破壊確率$P(D)$の小さい橋梁で，架設年の比較的新しい橋梁は，支承の破壊確率P_nはあまり大きくならず，それ以外の橋梁は，地震の発生確率$P(E_n)$の値により大きく変化していることが判る。これより，耐用期間内で発生する地震がn年後における$P(D)$の大小により，支承におよぼす影響を十分読みとることが出来る。

5．橋梁の維持･管理計画の提案

橋梁の維持･管理を行うため，その評価手法や順位付けについていくつかのシステムが提案されている[11),12)]。しかし地震の発生確率を取り入れたシステムは未だ開発されていない。そこで筆者らは，地震による被害を最もクリティカルに受ける支承，しかもその一部位であるアンカ-ボルトに着目し，アンカ-ボルトの破壊に基ずく支承の破壊確率P_nを維持･管理計画に使用することを提案する。このP_nを指標値とすることにより，耐用期間内にくるかもしれない地震に対して，地域に応じた効率的な支承の維持･管理が可能になる。例えば，山地部で上･下部工に異常のない橋でも，支承に限定すると，地震に対して非常に危険な状態にあり，常に支承の点検･管理が必要である。表-6にサンプル橋梁の支承の破壊確率P_nを示す。これより現在P_n値の大きいものより順に維持･補修すべきであるが，10年後または20年後のP_n値を見た場合，⑥,⑦,⑧,⑨で維持･管理順位が入れ替わっており，それは長期的に維持･管理をするうえで大きな情報となり得る。

さらに今回調査した120橋のアンカーボルト3,564本中に，ヒューマンエラーと考えられる，ボルトの締め忘れやアンカ-ボルトのないものが，15本発見された。これは確率としては0.4%と非常に小さい値である。しかし，支承のセット不良や橋座コンクリートのクラック等もあわせて発見されている。これらがヒューマンエラーによるものか，上･下部工の変状によるものかは判断しにくいが，これらをヒューマンエラーに含めると先の0.4%が約2.4%に増える。

したがって，破壊確率の観点からは，表-6の値を数%割り増しする必要もある[13)]。

6． あとがき

以上支承の破壊確率P_nの算定手法の開発と，それによる橋梁の維持･管理の順位付けの可能性について論じた。これらの結果，得られた知見をまとめると次のとおりである。

① 今回の調査･研究で，融雪剤を散布する地域や海岸部では塩分による鋼製支承への影響が大きいことが裏付けられた。

② 表-4の損傷を考慮した破壊確率の算定の結果，スパンの大きい大型支承ほど小さいスパンの支承に比べ,アンカーボルトの破壊確率P_fは小さく，P_nの算出でもその影響

表-6 サンプル橋梁の支承の破壊確率（指標値）

環境	橋名	スパン (m)	架設	P_n		確率順位	
				10年後(1)	20年後(2)	(1)	(2)
海岸	A	10.7	S10	2.8×10^{-2}	4.9×10^{-2}	1	1
	B	56.0	S46	2.3×10^{-4}	4.7×10^{-4}	⑮	⑯
	C	30.0	S48	2.3×10^{-4}	6.6×10^{-4}	⑯	⑮
	D	21.6	S50	1.8×10^{-3}	3.4×10^{-3}	⑦	⑥
平野部	(E)	16.0	S14	1.7×10^{-2}	2.9×10^{-2}	3	3
	(F)	37.8	S33	9.2×10^{-4}	1.6×10^{-3}	11	11
	(G)	28.5	S33	3.0×10^{-4}	1.1×10^{-3}	14	14
	(H)	20.0	S49	2.4×10^{-2}	4.8×10^{-2}	2	2
	I	13.6	S01	5.6×10^{-3}	9.7×10^{-3}	5	5
	J	31.2	S41	7.8×10^{-4}	1.5×10^{-3}	12	12
	K	30.0	S42	1.8×10^{-3}	3.4×10^{-3}	⑥	⑦
	L	14.1	S37	7.4×10^{-3}	1.9×10^{-2}	4	4
山地	(M)	20.5	S10	1.6×10^{-3}	2.8×10^{-3}	10	10
	(N)	27.0	S54	1.6×10^{-3}	3.2×10^{-3}	⑨	⑧
	(O)	25.0	S32	1.7×10^{-3}	3.0×10^{-3}	⑧	⑨
	(P)	26.7	S48	5.9×10^{-4}	1.1×10^{-3}	13	18

ただし，橋名で（ ）は融雪剤散布

が現れている。

③ 20m未満の小スパンの$P(D)$は，使用されているアンカーボルトの　直径が小さいことから，錆の影響を大きく受け，そのために地震による破壊確率も大きくなる傾向にある。

④ P_{n}の評価要因はスパン，架設年，アンカーボルトの損傷度合いと地震であり，これら４条件の入力値により，表-6に示すような確率順位が得られる。維持・管理の順位付けはこの確率順位でもって行える。

⑤ 一般的には，橋の古さが一つの維持・管理の順位目安となるが，地震を考慮したP_{n}の評価結果では，必ずしもそうとはならず，比較的新しい橋でも簡単に支承が破壊されることがありうる。

従って，今後融雪剤の散布の有無や地域性を考慮し，支承の損傷に関する正確かつ多くの情報を得ることにより，支承の破壊確率Pnを橋梁の維持・管理の順位付けを支援する指標値として活用できるものとしていきたい。

なお，検討すべき課題もいくつかあり，それらを整理すると，

① アンカーボルトの評価統計値の分布形の適合性

② ヒューマンエラーの評価値の設定

③ アンカーボルトの詳細な調査と損傷評価法

④ アンカーボルトの多くの損傷データ（特にＡ，Ｂランク）の収集

⑤ 他に研究している橋梁の維持・管理順位付けシステムとの整合性

などである。

最後にデータの解析に助言と協力を頂いた，金沢大学工学部土木建設工学科 近田康夫助手に深謝する次第である。なお，本研究は文部省科学研究費および(財)鹿島学術振興財団の補助を受けたものである。ここに記して感謝する。

参 考 文 献

1) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.3.

2) 日本道路協会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書，橋梁委員会総括小委員会宮城県沖地震道路橋被害調査分科会，pp.115-215,1980.

3) 川島一彦・西川和廣：宮城県沖地震による道路橋の支承被害，土木技術資料，No.22-10,pp.25-30,1980.

4) 阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準（土木構造物編），保全施設部，1985.9.

5) 日本道路協会：道路橋支承標準設計図集（ゴム支承・すべり支承），1982.9.

6) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1973.4.

7) 金沢地方気象台：石川県災異誌，1971.3.

8) 伊藤　學・亀田弘行訳：土木・建築のための確率・統計の基礎，丸善，pp.52-61,1977.4.

9) 北浦　勝：北陸の被害地震と金沢における震度，日本海域研究所報告，第12号,pp.67-77,1980.

10) 後藤尚男・亀田弘行：地震時における最大地動の確率論的研究，土木学会論文集，第159号,pp.1-12,1968.11.

11) 西村昭・藤井学・宮本文穂・小笠原勝：構造物の健全度診断へのファジィー集合論の適用に関する基礎的研究，土木学会論文，第380号，Ⅰ-7，pp.365～374，1987.4.

12) 小堀為雄・木俣昇・小間井孝吉・竹村哲：専門家による橋梁診断の支援コンピュータ・システムに関する研究，橋梁と基礎,Vol.24,pp.45-50,1990.11.

13) 山本正明：構造物の安全性とヒューマンエラー，土木学会論文集，第355号Ⅵ-2,pp.134-139,1985.3.

（1990年10月12日受付）