

都市施設の震災予測手法について

Forecasting Seismic Damage to Lifeline Systems

久保 慶三郎*・片山 恒雄*

Keizaburo KUBO and Tsuneo KATAYAMA

1. ま え が き

東京のような大都市が強い地震動を受けたときに発生する震災は、中小都市や農漁村地区に発生する震災とは異質でしかもはるかに深刻なものとなろう。平常時における今日の都市生活はそのすべてを「都市供給施設」に依存しており、強い地震動によってこれらの供給網に同時多数の被害が発生すれば、都市生活はほとんど完全な停滞を余儀なくされる。供給系は大都市住民のライフラインとも言える。ライフラインなる言葉は1971年にロサンゼルス市郊外を襲ったサンフェルナンド地震後に米国の地震工学者が喧伝しはじめたもので、上下水道など水の供給系、電力・ガスなどエネルギーの供給系、道路・鉄道を含む交通網、および通信・放送などの情報網を総称する意味で使われる¹⁾。過去の多くの震害例では供給システムの被害が多数の人命損失の直接原因とならなかったこと、および大震災という異常事態のもとでは多少の生活の不便さは我慢するのが当然といった考えなどが理由で、これらの施設の地震問題はあまり深く論議されたことがなかった。しかし、1923年関東地震による東京の被害や1971年サンフェルナンド地震によるロサンゼルス市郊外の被害を詳しく検討し²⁾、50年前と今の東京の相違を比較してみると³⁾、ライフライン系の地震時挙動が大都市の今後の震災に及ぼす影響の大きさが明らかになってくる。

供給施設の地震防災問題を考えるための基礎資料は現時点では極めて不足している。供給施設の重要な構成要素のひとつである地下埋設管を例にとっても、震害の定量的な解析結果は少ない。また、橋などの個々の重要構造物の震災状況は比較的詳細に記録されているが、それぞれの構造物の個性が強いうえ支持地盤・基礎が耐震性に及ぼす影響が十分解明されていないこともあり、普遍的かつ定量的な被害解析の例は必ずしも多くない。まして供給網・交通網というネットワークとして面的ひろがりをもつシステムの機能が、個々の被害によってどのような影響を受けたかに関する研究成果は皆無に等しく今後の重要な課題として残されている。

本報告では、筆者らの調査研究に基づいて、地下埋設管および道路橋の震害予測の手法と予測結果の例を示す

が、あくまでも巨視的な発生件数予測に適用できる程度のものであり、今後の研究の発展に待たなければならない部分が多いことに注意されたい。

2. 地下埋設管の被害予測^{4)~8)}

筆者らが現在考えている被害予測の手法は以下のとおりである：

- (1) 地下埋設管 1 kmあたりの平均被害件数を地震動の強さの関数として求める。
- (2) 地盤構成と被害度の関係を検討し、当該地域を例えば 1 km × 1 km 程度のメッシュに分割し、各メッシュの被害度を数個のクラスに分ける。
- (3) 各メッシュ内の埋設管延長の資料と上記(1)、(2)を用いて、想定地震動の強さに対してメッシュごとの被害件数を予測する。

ここで言う被害は例えば水道配水管の折損・継手抜出しなどを指す。平均被害件数は管の材質、継手の種類、管の直径などによって変化する。平均被害率は一般に鋼管・铸铁管・石綿セメント管の順に増大し、小口径の管は大口径のものより被害率が高い傾向がある。また、抜出しに対する継手の抵抗性にも明らかに差があるが、被害予測の資料となりうる定量的な実験・実測結果は少ない。埋設管の被害には地震時に地表層に生ずる相対変位が重要な意味をもつが、現在のところ十分な実測資料は得られていない。1971年サンフェルナンド地震による铸铁製配水管の被害率が地震動の最大加速度と相関を示すことが指摘されており、他のいくつかの地震による平均被害率の差も地震動最大加速度の差である程度説明できる。いずれにせよ、与えられた強さの地震動に対して、継手を含めた各種埋設管の平均被害率を適切に設定するための定量的なデータは少ない。過去の埋設管震害を定量的にまとめたものとしては、筆者らの調査による文献(5)~(7)のほか、1964年新潟地震の被害に関して成田⁹⁾がまとめたものがある。

地下埋設管の震害が地表層の地盤構成に関係するという指摘は多いが、定量的な検証はあまりなされていなかった。筆者らは1923年関東地震による東京市内の铸铁製配水管の被害データを用い、被害と地盤条件の定量的関係について検討してきたが^{4)~7)}最近「数量化Ⅰ」理論による解析を実施したので、その結果の概要を紹介する⁸⁾。

* 東京大学生産技術研究所 第5部

表1 地盤特性の項目・範疇および数量化解析結果

(1) 項目		(2) 範疇		(3) 重み係数		
名	説明	名	説明			
A	メッシュ内の硬地盤 (ロームまたは砂) 地表層の割合 (p)	A 1	$0.9 \leq p < 1.0$	$f_A(1)$	-0.182	
		A 2	$0.5 \leq p < 0.9$	$f_A(2)$	-0.102	
		A 3	$0.1 \leq p < 0.5$	$f_A(3)$	0.183	
		A 4	$0.0 \leq p < 0.1$	$f_A(4)$	0.113	
B	平均卓越振動数 *1 (\bar{f} Hz) および変動係数 *2 (σ_f/\bar{f})	B 1	$\bar{f} \leq 2.5$	$f_B(1)$	-0.110	
		B 2	$2.5 < \bar{f} \leq 5.0$	$\sigma_f/\bar{f} \leq 0.4$	$f_B(2)$	-0.129
		$\sigma_f/\bar{f} > 0.4$		$f_B(3)$	0.003	
		B 4	$5.0 < \bar{f}$	$\sigma_f/\bar{f} \leq 0.4$	$f_B(4)$	0.025
		B 5		$\sigma_f/\bar{f} > 0.4$	$f_B(5)$	0.208
C	地表面からS波速度 300 m/s 以上の層までの深さ *3 (\bar{d} m)	C 1	$\bar{d} \leq 10$	$f_C(1)$	-0.084	
		C 2	$10 < \bar{d} \leq 15$	$f_C(2)$	0.080	
		C 3	$15 < \bar{d}$	$f_C(3)$	0.017	
D	卓越振動数における増幅率の平均値 (\bar{a})	D 1	$\bar{a} \leq 5.0$	$f_D(1)$	-0.043	
		D 2	$5.0 < \bar{a} \leq 6.0$	$f_D(2)$	0.054	
		D 3	$6.0 < \bar{a} \leq 7.0$	$f_D(3)$	-0.130	
		D 4	$7.0 < \bar{a}$	$f_D(4)$	0.110	

*1 $\bar{f} = \frac{1}{4} \sum f_i$ *2 $\sigma_f = \sqrt{\frac{1}{4} \sum f_i^2 - \bar{f}^2}$ *3 $\bar{d} = \frac{1}{4} \sum d_i$ *4 $\bar{a} = \frac{1}{4} \sum a_i$

f_i, d_i, a_i は考えているメッシュの4隅の格子点における卓越振動数, S波速度 300 m/s 以上の層までの深さ, および卓越振動数に対応する増幅率を表わす。

旧東京市内を 1 km × 1 km のメッシュに分割し, 各メッシュ内の被害件数から震害係数 $\overline{D.I.}$ を求めた⁶⁾。各メッシュの地盤条件の定量化には, 浅層地盤構成とメッシュの格子点における地表層のレスポンス特性から導かれる数値を用いた。多数の試算の結果求められた比較的妥当と思われる項目および範疇の定義を表1の(1)および(2)欄に示した。与えられた範疇の組合せを有するメッシュの震害係数 $\overline{D.I.}$ は

$\log \overline{D.I.} = 0.585 + f_A(i) + f_B(i) + f_C(i) + f_D(i)$
 で予測される。「数量化I」解析から得られた重み係数は表1の(3)欄に示されている。例えば, あるメッシュの地盤特性が範疇 A 2, B 1, C 3, D 4 で与えられているとすれば, 震害係数の予測値は

$$\begin{aligned} \log \overline{D.I.} &= 0.585 + f_A(2) + f_B(1) + f_C(3) + f_D(4) \\ &= 0.585 - 0.102 - 0.110 + 0.017 + 0.110 \\ &= 0.500 \end{aligned}$$

すなわち

$$\overline{D.I.} = 3.16$$

となる。0.585 は旧市内の全メッシュの震害係数の常用対数の平均値であり, 計算された $\log \overline{D.I.}$ が 0.585 以上ならば, そのメッシュの被害は平均を上まわることが示す。

表1に示した重み係数が何を表しているかを考えてみよう。項目Aでは, 範疇A 1, A 2の重み係数が負であ

るのに対し, 範疇A 3, A 4の重み係数は正である。すなわち, 他の条件が同一ならば, 地表層地盤が砂やロームで比較的硬い方が, 軟い粘土質地盤よりも被害が低いことを示唆している。項目Bはメッシュ内の地盤条件の複雑さを表す。メッシュの4隅の格子点における卓越振動数のばらつきが大きいほど一般にはメッシュ内の平面的地盤構成の変化が激しいと考えられるからである。ばらつきの度合は変動係数 σ_f/\bar{f} で推定できよう。範疇B 2とB 3, および範疇B 4とB 5の重み係数の大小をそれぞれ比較してみると, 地盤構成が平面的に変化している方が一般に被害が大きくなることが推測される。

このように各項目内の重み係数を比較することによっても, いくつかの興味ある傾向が認められるが, 表1の重み係数は多変量解析の結果として得られたものであるから, 異なる項目内の重み係数の重ね合せの効果に注目する必要がある。実際の解析に用いたメッシュの特性を考慮して項目Aの各範疇を含む最も典型的な範疇の組合せに対して $\log \overline{D.I.}$ を予測してみると次のようになる。

$$\begin{aligned} (A1, B4, C1, D2) \quad \log \overline{D.I.} &= 0.398 \\ (A2, B5, C1, D2) \quad \log \overline{D.I.} &= 0.661 \\ (A3, B3, C2, D2) \quad \log \overline{D.I.} &= 0.905 \\ (A4, B1, C3, D2) \quad \log \overline{D.I.} &= 0.659 \end{aligned}$$

すなわち, 範疇A 1を含む典型的な良好地盤のメッシュは一般に最も低い震害係数を与えるが, 最大の震害係数

は範疇A 4を含む典型的軟質地盤のメッシュには対応しない。被害最大のメッシュは範疇A 3を含む硬・軟地表層の入り組んだ地盤条件に対応する。これは範疇A 3を含む典型的メッシュが4隅の卓越振動数の変動係数の大きな範疇B 3との組合せで現れることが多いためでありメッシュ内の地盤条件が平面的に複雑な場合には一般に埋設管の震害が高くなることを示している。

表1の重み係数値から各メッシュに対して予測される震害係数と関東地震の際に東京市内に実際に発生した震害係数との相関係数はせいぜい0.50とかなり低い。すなわち、実際の被害の程度は表1の範疇組合せでは同一の地盤条件となるいくつかのメッシュにおいても大きく変化している。しかし、数量化解析の結果は巨視的な被害予測の資料にはなりうる。表2は実際の震害係数の値の大中小より全データに対し数量化解析結果から予測される震害係数の大中小がどのように対応するかを示している。実測・予測の対応がよいほどデータ個数はマトリックスの対角項に集中してくるはずである。表2によれば、例えば実際の被害が重い方の1/3に属する26個のメ

表2 予測および実際の震害係数の相関

		予測震害係数の大小による分類			合計
		大 1/3	中 1/3	小 1/3	
関東地震のときの実際の震害係数の大小による分類	大 1/3	17	6	3	26
	中 1/3	10	8	6	24
	小 1/3	2	10	14	26
合計		29	24	23	76

ッシュのデータのうち、17個は予測式で計算した結果も被害度の高い約1/3のグループに属している。対角項から最遠の要素に含まれる5個のデータは予測が完全にはずれていることを意味しているが、データ総数の約7%にすぎず、表1の重み係数を用いた地盤条件分類が将来の地震による地下埋設管被害の巨視的予測に有用であることを示している。

現在の東京都23区の面積は関東地震当時の東京市内の面積の約7倍である。しかし幸いなことに、旧東京市内には現23区内に存在する種々の代表的な地盤条件のすべ

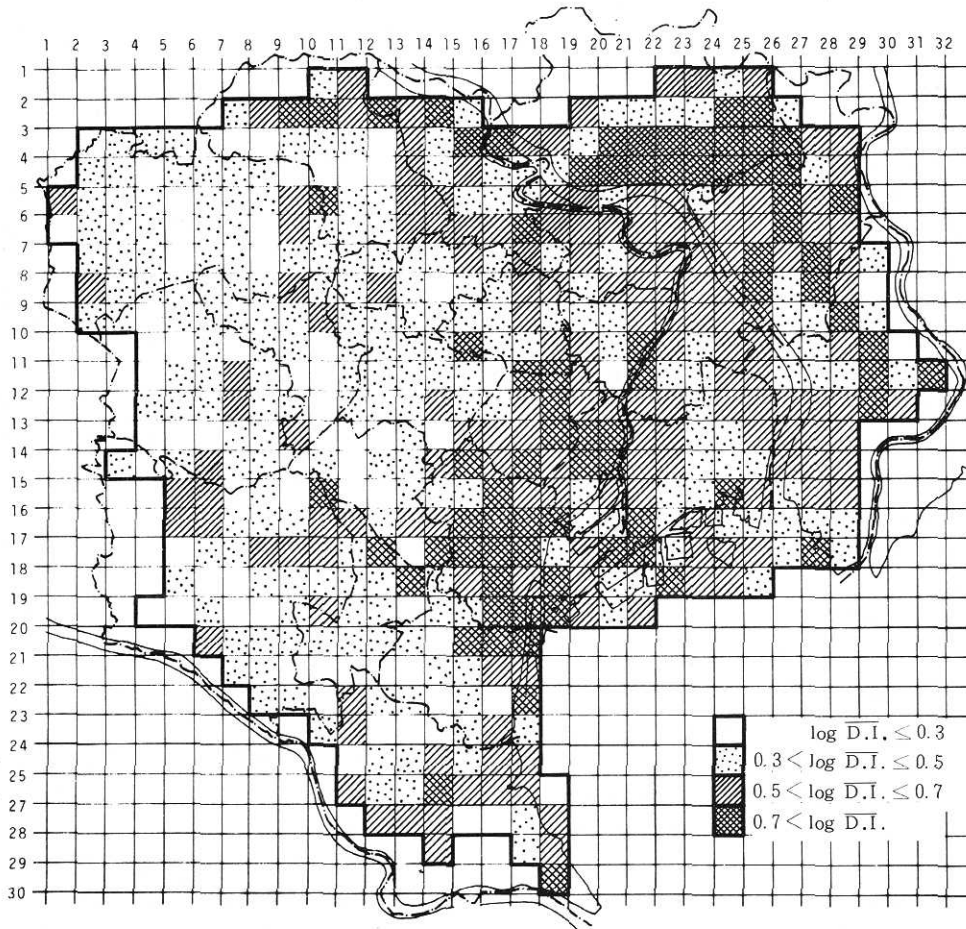


図1 予測震害係数の値により4段階に分類した東京都23区内のメッシュ (表3参照)

てが含まれている。したがって、関東地震のデータから求められた重み係数を使って、当時は水道管が埋設されていた地域についても、地盤条件を考慮した震害度の相対的な差を検討しておくことができる。このような目的で作成された地図を図1に示す。図1では地盤条件の違いによる埋設管震害の程度を4段階に分けて表示してある。このうち $0.5 < \log \overline{D.I.} \leq 0.7$ に属する161個のメッシュの $\log \overline{D.I.}$ の平均値0.60は関東地震による東京市内各メッシュの $\log D.I.$ の平均値0.58とほぼ一致する。そこで、予測値がこの範囲のメッシュを平均的なものとして1.0なる係数を与えることにすれば、他の三つのクラスに対して地盤条件を勘案して被害度を増減する係数は表3の(5)欄に示されるものとなる。表3によれば、同じ地震動の強さに対して、最大の震害係数を示すグループと最小の震害係数を示すグループとでは、被害の度合が約3.5倍異なることがわかる。

表3 予測震害係数による地盤条件の分類 (図1参照)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$\log \overline{D.I.}$ の範囲	メッシュの個数	平均 $\log \overline{D.I.}$	(3)の真数	(4)の比
~ 0.3	69	0.225	1.68	0.42
0.3 ~ 0.5	219	0.409	2.56	0.64
0.5 ~ 0.7	161	0.602	4.00	1.00
0.7 ~	79	0.764	5.80	1.45

埋設管の種別ごとに平均被害率(箇所/km)が地震動の強さの関数として与えられれば、例えば図1の地盤条件による被害の軽重と実際の管種別埋設延長とのデータから、被害件数の巨視的予測が可能となる。この際、内陸に震央をもつ中規模地震では想定する震央の位置と震源の深さによって23区内でも地震動の強さが異なることを考慮する必要があるし、また定量的データが不足している現状では、管種別の平均被害率の仮定もかなり大胆に行わざるを得ないであろう。

3. 道路橋の被害予測^{10)~14)}

大都市において地震直後の人および車の交通流を維持するための道路網の耐震性は、避難・消防・救援活動を有効に行うために極めて重要であり、橋の耐震性の検討が東京・大阪のような大都市の地震防災に果たす役割は大きい。したがって、大都市に現存する多くの橋梁の耐震性を的確に把握しておくことが重要となる。従来のように静的震度法や動的応答解析を用いて個々の橋の耐震強度を照査する方法は、対象とする橋の数が多い場合には実用的ではなく、もっと巨視的で簡便な方法が望まれる。このような方法は橋の耐震度を点数として量的に表しうるものが望ましく、簡便な方法により安全性に疑問があると判断された橋にはさらに詳細な耐震性の検討を個別

に行えばよい。

このような判定基準を作成する資料を得るため、過去の地震で橋が受けた被害がどんな要因に支配されていたかを「数量化I」理論で検討した。この際、震災後の交通路の途絶という観点から、橋の被害として落橋に注目して解析を実施した。数量化解析の結果は一般に興味深い傾向を示したが、解析に用いたサンプル数が十分でなく、サンプルの性質に偏りがあったため、そのままの形では判定基準とはなり得なかった。そこで数量化解析の

表4 落橋に重点をおいた橋の耐震性判定基準試案

項目	範 疇	重み係数	備 考
地 盤	1 種	0.5	地盤種別は「道耐震」* 4.3 (2) の区分による
	2 種	1.0	
	3 種	1.5	
	4 種	1.8	
液状化	無	1.0	「道耐震」3.7による
	おそれあり	1.5	
	有	2.0	
桁構造	アーチ・ラーメン	1.0	
	連続桁	2.0	
	単純・ゲルバー	3.0	
支 承	落下防止装置あり	0.6	ゲルバー桁のかけ違いに添接があれば落下防止ありとする。M・Mは同一橋脚上の2つの可動支承の意味。
	普 通	1.0	
	M・M	1.15	
橋台・橋脚の高 さ	~ 5 m	1.0	橋台・橋脚の地表面高の最大値。
	5 ~ 10 m	補間	
	10 m ~	1.7	
径間数	1	1.0	連続桁は1連を1径間と考える。
	2 以上	1.75	
天端幅	$A/S \geq 1$	0.8	A = 実距離, S = 「道耐震」5.2 (2) の値。
	$A/S < 1$	1.2	
	ゲルバーのかけ違い	$D \geq 1$	
	$D < 1$	1.2	
震度階	5	1.0	関東地震の東京、新潟地震の新潟市
	6	2.4	関東地震の横浜市
	7	3.5	関東地震の小田原付近、福井地震の福井市
基礎工	パイルベント以外	1.0	摩擦杭など明らかに弱体なものは1.4とする。
	パイルベント	1.4	
橋台・橋脚の材 料	れんが・無筋コンクリート	1.4	
	上記以外	1.0	

* 「道耐震」：道路橋耐震設計指針

結果にいくつかのかなり大胆な工学的判断を加え、橋梁上部構造の落下に重点をおいた耐震性判定基準の一試案を作成した(表4)。この試案では、耐震性判定のために10個の項目を設け、それぞれの項目内の対応する範疇の重み係数の積が耐震性を示す1つの得点を与えるものとしてある。

表4の試案を用いて、もとの数量化解析の30個のサンプル橋について計算した得点の分布を図2に示した。サンプル橋は落下または落下寸前のグループと被害はあったが落橋にはほど遠かったグループの2つに分けてある。

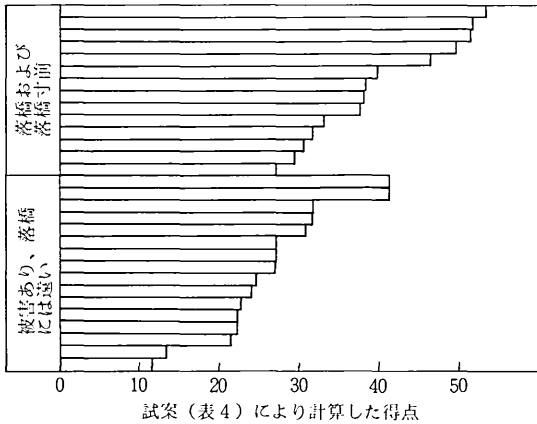


図2 表4の判定基準試案により計算された30のサンプル橋の得点分布

後者のグループのうちで得点の高い二つの橋は、このグループの中では実際の被害も特に高かったもので、これら2橋は前者(落橋)グループに含めて考えると、落橋グループの平均得点は39.9で標準偏差は8.16となる。また残りのグループに対しては、平均得点24.1と標準偏差5.83が得られる。これら二つの平均得点の差は有意であることが示されるから、表4の試案はある程度妥当であろうと判断した。

試案を実際に適用するにあたっては、なるべくきびしい判定結果が得られるように、落橋グループの平均得点から3σを引いた値を一応の判定レベルとすることが考えられる。前述の数値を使えば、判定レベルの得点は15.4となり、これ以上の得点を示す橋は一応安全性に疑問ありと考えることにする。この判定レベルが極めて保守的な値であることは図2の分布からも明らかである。

図3は東京都23区内の震災時避難道路および応急活動上重要な主要道路にかかる260橋について表4の試案で算出した得点の累積頻度を示したものである。関東地震の東京における地震動の強さを想定するとき、総数の約10%が前述の判定レベルを越えていることがわかる。ただし、このレベルで危険側と判定された橋の数は、実際に安全性の低い橋の数を相当に上まわっている可能性が高いことはすでに述べたとおりである。例えば、関東地

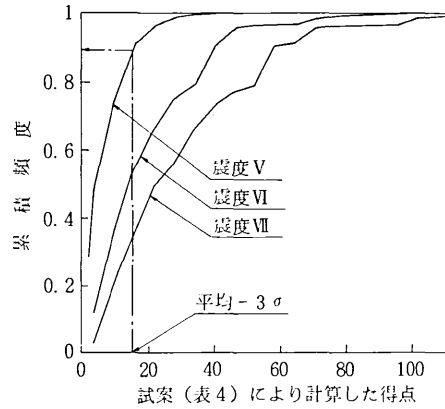


図3 表4の判定基準試案により計算された東京都260橋の得点の累積頻度

震後に東京市内の675橋(うち420橋は木橋)を調査した結果によると、火災による被害を受けた橋は340橋と多いが、地震動の作用で被災した橋は18橋で全体の2.7%に過ぎなかった¹⁵⁾。現在の東京都23区内の橋は、関東地震当時のものにくらべて設計・施工・材質などのどの点をもて質的に向上していると考えてよいから、図3から得られる10%という値はやはり過大と考えざるを得ない。

4. あとがき

本報告は、主として過去の震害の定量的解析の結果に基づいて地下埋設管および道路橋の将来の地震による被害を予測する方法を述べたものである。このような手法から得られた結果の信頼性は使用したデータの質に強く依存する。地下埋設管の場合も橋梁の場合も、震害データは必ずしも十分ではなく、解析結果の解釈・予測手法の妥当性のいずれの面でも、実際に応用するにあたっては十分な配慮が必要とされる。現時点でのデータの不足や考え方の不完全さを補うためには、各種の仮定に基づいた理論的研究や数値解析的検証が有効であろう。

いずれにせよ、より良い被害予測法の開発は一朝一夕にして成るものではない。将来発生の可能性のある災害に対して、被害の量的予測があるかないかでは、対応の仕方が大きく異なるであろう。たとえ巨視的であってもある程度量的な被害予測結果があれば現時点で対処できる方策もあると思われる。このような意味で本報文が何らかの役に立てば、筆者らの望外の喜びである。

(1977年8月5日受理)

参考文献

- 1) 日米科学協力セミナー「ライフライン系に重点をおいた地震工学研究」講演論文集, 学術文献普及会(東京工業大学内), 1977
- 2) 片山恒雄: 供給施設の地震被害と地震防災, 日本機械学会誌, 第79巻, 第689号, 1976

- 3) 片山恒雄：大都市と防災，行政管理，第27巻，第2号，1976
- 4) 久保慶三郎，片山恒雄：水道管の震害特性，生産研究，第26巻，第11号，1974
- 5) Katayama, T., K. Kubo, and N. Sato: Earthquake Damage to Water and Gas Distribution Systems, Proc. U.S. National Conf. on Earthq. Eng., 1975
- 6) 久保慶三郎，片山恒雄，佐藤暢彦：地下埋設管震害の定量的解析，第4回日本地震工学シンポジウム講演集，1975
- 7) Katayama, T., K. Kubo, and N. Sato: Quantitative Analysis of Seismic Damage to Buried Utility Pipelines, Preprint, 6th World Conf. on Earthq. Eng., 1977
- 8) Katayama, T.: Effect of Ground Conditions on Seismic Damage to Buried Pipelines, 文献1), 1977
- 9) Narita, K.: Study on Pipeline Failure due to Earthquake, 文献1), 1977
- 10) 久保慶三郎，片山恒雄：橋梁の震害予測に関する一方法，第12回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，1975
- 11) 片山恒雄：橋の耐震性判定の一方法，カラム，No.59，1976
- 12) Kubo, K., and T. Katayama: A Simple Method for Evaluating Seismic Safety of Existing Bridge Structures, Preprint, 6th World Conf. on Earthq. Eng., 1977
- 13) Kubo, K.: Most Important Factors for Aseismic Characteristics of Bridges, 文献1), 1977
- 14) 久保慶三郎，片山恒雄：橋梁の耐震強度の判定，生産研究，第29巻，第3号，1977
- 15) 大久保忠良：高速道路高架橋の耐震設計，カラム，No.59，1976

