

埋設ライフラインシステムの連結性能
に関する地震危険度解析SEISMIC RISK ANALYSIS ON SYSTEM CONNECTIVITY
OF UNDERGROUND LIFELINES

篠塚 正 宣*・小 池 武**

By Masanobu SHINOZUKA and Takeshi KOIKE

1. 緒 論

今日の近代的な都市はいずれもその都市機能を維持するために、上下水道、ガス、電力、電話、道路、鉄道その他のネットワークが縦横に張り巡らされている。しかしそれだけに、ひとたび大地震に襲われたとき都市機能全体が致命的な損害を被り、その被害は一市民の生活レベルから産業施設全般にわたる広範囲の分野で発生する可能性がある。したがって、都市内各種ネットワークシステムの耐震性の向上は現代社会にとって必須の要件といわねばならない。

1971年のSAN FERNANDO地震以来、地震工学者の間で盛んに使われだしたライフライン (Lifeline)¹⁾ という言葉は、都市におけるエネルギー関連ネットワーク (電力、ガス、オイル)、生活関連ネットワーク (上下水道)、交通運輸ネットワーク (道路、鉄道、航空路、港湾)そして通信ネットワーク (電信、電話、各種専門回線)など各種のネットワークシステムの総称である。このライフラインという一つの概念のもとに統一された視点から、都市の耐震性を検討することが現代の耐震工学に要請されているといえよう。

本研究は地震により発生が予想される埋設ライフラインシステムの被害の程度を推定し、その耐震性を検討するために危険度解析の方法論を展開したものである。ここで危険度解析手法を採用した理由は、それが不可避的でしかもその発生が不規則な外的要因に対する構造物、またはシステムの被害を確率統計的に推定することができるからであり、また、得られた成果がその外的要因に対するシステムの設計戦略決定に有用な情報となり得る

ことが期待されるからである。

埋設ライフラインシステムが橋梁やダムなど従来の土木構造物と異なる点²⁾は、前者が、

- (i) 空間的な広がりをもった構造物システムであること。その結果、システム内の各地点で地盤震動が異なる可能性があること。
- (ii) システム内に直管や曲管その他複雑な形状の配管要素を有していること。
- (iii) システムの破壊が構造物システムとしての物理的破壊 (管の破損・漏洩)と輸送管路としての機能的破壊 (たとえば、出口圧力・流量不足)の2つの側面をもっており、それらが従来の構造物に比較してより複雑に絡まっていること。

などの特色をもっていることである。

これらの特徴をふまえて埋設ライフラインシステムの危険度解析を実施するには、従来の耐震工学の知識をどのように適用し、未解明の分野にどのように対処してゆくのかといったその方法論を確立することがまず重要になってくる。

従来のこの分野の研究は、

- ① 埋設地盤の地震時挙動^{3),4)}
- ② 埋設管の地震時挙動^{5)~9)}
- ③ 埋設ライフラインの物理的被害推定^{10)~16)}
- ④ 埋設ライフラインの機能的被害推定^{17)~20)}
- ⑤ 埋設ライフラインの地震時被害に関する経済的評価²¹⁾

に関連した分野にわたっており、実態調査から Monte Carlo Simulation による被害推定まで各種の研究が実施されてきた。しかしながら、上記の個々の研究は ①、②の分野の研究と ③~⑤の分野の研究の間の橋渡しが不十分なため、危険度解析の結果と埋設管の設計条件や地盤条件との関連性が不明確となり、耐震設計へ feed back する段階で種々の困難に直面していたといえよう。

本研究²²⁾はこれらの困難を克服する第一歩として ①、

* 正会員 Ph.D. Columbia 大学教授 土木工学・工業力学教室

** 正会員 工博 川崎製鉄(株)エンジニアリング事業部パイプライン・海洋技術部

②の問題と③の問題を総合し、次の前提条件のもとに危険度解析を実行した。すなわち、

- (A) 地震時被害の要因として次の2つの原因を掲げ、解析の対象とする。
- 地震波動伝播による地盤震動
 - 埋設管を横断する断層のすべり
- (B) システム破壊の現象が確率的になる原因として次の2点を考慮し、その他の要因は確定的であるとする。
- 地震の発生時期、規模、場所が不確定であること。
 - ネットワーク内の各点の地盤ひずみがいまだ十分な精度で予測できないこと。

ただし、d.における地盤ひずみのばらつきは、ネットワーク内各点の地震動の大きさが確定的に与えられた場合(たとえば震度Ⅶなど)の地盤ひずみ推定のばらつきを意味しているのであって、震央でのマグニチュードと各点での地震動の間の attenuation 式などは確定的に与えられるものとした。

数値計算に際しては、一例として Los Angeles 市内の上水道輸送パイプラインネットワークシステムを採用した。そして潜在的な地震源として同市を取り巻く4つの断層(SAN ANDREAS, SAN GABRIEL, SANTA MONICA and NEWPORT-INGLEWOOD FAULTS)を取り上げ、各断層に沿って地震が発生した場合のシステムの破壊の可能性を論じた。ここで、システムの破壊について次の定義を与える。すなわち、システムが機能的であるためには、必要条件としてネットワーク内のいずれかの供給基地から需要端まで少なくとも1本の管路で連結されていなければならない。この状態をシステムの連結性(Connectivity)が満足されている状態と定義する。このとき、システムの破壊とはシステムの連結性が失われた状態と定義することができる。

次節以下に展開する危険度解析の方法論は、このシステムの破壊確率を算定する手法を提示することによって、ライフラインネットワークシステムの耐震設計戦略決定に有用な情報を与えようとするものである。

2. 埋設管の地震時ひずみ

(1) ネットワーク内の地盤震動

a) 対象地盤の土質条件

Fig. 1 は解析対象とした Los Angeles 市内の上水道輸送ネットワークシステムの理想化されたモデルである。その輸送管路は溶接鋼管でできており、その管径は40インチ(812.8 mm)から70インチ(1625.6 mm)の

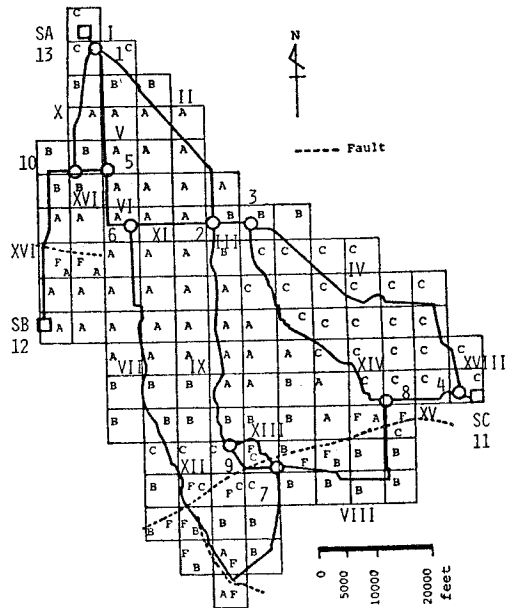


Fig. 1 Water Transmission System and Simplified Soil Map in Los Angeles.

範囲にわたっている。図中の四角形(SA, SB, SC)は供給基地であり、丸印(1~10)は管路の会合の節点を示している。対象地盤は各部分の土質条件を明確にするために、0.5マイル(804.5 m)ごとのメッシュに分割され、そのメッシュ内の土質条件はA, B, Cの3種類に分類された。ここで、Aは比較的軟弱な地盤を代表し、Bは圧密が中程度からかなり進んだ程度の地盤を代表し、Cはよく締まった土または岩からできた地盤を代表している。さらにメッシュ内の記号Fはそのメッシュ内を断層が貫通していることを示すものである。したがって、あるメッシュがAかBかCのいずれかの土質条件に分類され、しかも断層がそのメッシュ内を貫通していない場合には、そのメッシュの属する地盤は地震時に波動伝播に基づく地震動のみを経験することになる。

b) 断層位置

対象とする上水道輸送システムはいくつかの断層に囲まれたり、システム内部を貫通されたりしている。これらの断層のなかで、本研究では特に Fig. 2 に示すように、San Andreas 断層、San Gabriel 断層、Santa Monica 断層、Newport-Inglewood 断層を解析対象に選んだ。各断層は数学的取扱いを容易にするために一直線、折線などの簡単な幾何形状で理想化した。

いま、Fig. 3 に示すようにマグニチュード M の地震が断層線上の震源 P すなわち震央 P' 、震源深さ H のところで発生したとすると、震源距離 R を有するネットワーク内の1点 Z はある強さの震度で揺れる。この震度の大きさは、マグニチュード M 、震源距離 R お

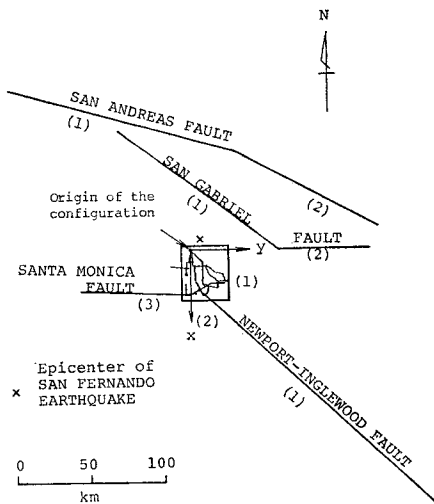


Fig. 2 Fault Locations and Network.

よび対象地点の土質条件に依存するところからネットワーク内各部の震度は必ずしも一様ではなくなる。本研究は、このようなネットワーク内の一様でない震度分布の効果を考慮した解析を実施しようとするものである。

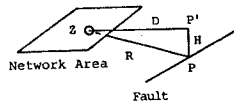


Fig. 3 Focal (R) and Epicentral (D) Distances.

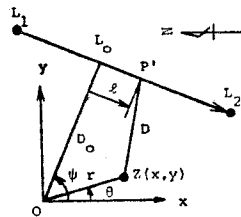


Fig. 4 Projection of Fault and Site Geometry on Horizontal Plane.

Fig. 3 の図形を水平面上に正射影した図が Fig. 4 である。図中の原点 O を中心とする x - y 軸は水平面内の直交座標を示している。 L_1L_2 は断層線であり L_1, L_2 は断層線の両端である。ここで断層面は単純に鉛直だと仮定している。 L_0 は原点 O から断層線上に下ろした垂線の足であり、 D_0 は 2 点 O, L_0 間の距離を表わす。また P' は断層線上の任意点(震央)であり、 Z はネットワーク内の任意点を

表わしている。ここで、 L_0 から P' までの距離 l は L_0 から P' 方向のとき正值、逆方向のとき負値と定義する。したがって、考察中の 4 断層の位置は、 $D_0, \psi, l_1 = \overline{L_0L_1}, l_2 = \overline{L_0L_2}, H$ の値を指定することによって完全に指定できることになる。Table 1 に対象 4 断層に対するデータの一覧表を示す。

c) 対象地点の修正メルカリ震度 (MMI 震度)

マグニチュード M の地震が発生したとき、震源から R (km) 離れた対象地点の最大地動加速度 α を推定するのに Esteva²³⁾ が提案した次の推定式を用いることにする。

$$\alpha = \frac{5600 \exp(0.8 M)}{(R+40)^2} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 α は表層地盤上の最大地動加速度 (cm/s^2)、 M は Richter マグニチュード、 R は震源距離 (km) であり次式で与えられる。

$$R = R(x, y, l) = \sqrt{\frac{D_0^2 + H^2 + r^2 + l^2 - 2rl \sin(\psi - \theta)}{+ D_0 \cos(\psi - \theta)}} \dots\dots\dots (2)$$

最大地動加速度から MMI 震度 I への変換は Gutenberg-Richter²³⁾ の関係より次式で与えられる。

$$\log_{10} \alpha = \frac{1}{3} I - \frac{1}{2} \dots\dots\dots (3)$$

したがって、式 (1) と (3) から、対象地点 $Z(x, y)$ における MMI 震度 $I(Z)$ は M と R の関数として次式で表わすことができる。

$$I(Z) = 12.74 + 1.04 M - 6 \log_{10}(R+40) \dots\dots (4)$$

式 (1) は California 地方におけるデータに基づいたものであり、 $R \geq 15$ km の範囲で適用可能とされているが、本研究では同式を $R < 15$ km の場合にも拡大適用した。そして、もし計算の結果、対象地点の MMI 震度 I がレベル X を超過する場合は、 $I=X$ とすることにより MMI 震度 X を上限値と仮定する取扱いをした。

ネットワーク内の対象地点の MMI 震度と土質条件が与えられると、その地盤の位相速度 V_s と地表面での粒子速度 S_v から次式によって地盤ひずみ ϵ_G を推

Table 1 Fault Location.

No.	Faults	D_0 (km)	ψ (rad)	l_1 (km)	l_2 (km)	H (km)	α' and β'
1	SAN ANDREAS	1	72.5	2.8463	-137.6	7.5	$\alpha' = 6.8752$ $\beta' = 1.9283$
		2	72.5	2.6358	- 6.8	157.5	
2	SAN GABRIEL	1	35.0	2.2337	- 85.0	42.5	$\alpha' = 5.7633$ $\beta' = 1.7563$
		2	0.0	1.6054	55.0	125.0	
3	SANTA MONICA	1	22.4	0.0	- 23.0	- 13.3	$\alpha' = 4.3332$ $\beta' = 1.5953$
		2	26.0	0.5263	0.0	14.5	
		3	29.7	-0.0525	- 1.5	80.0	
4	NEWPORT-INGLEWOOD	1	16.0	-0.7854	-237.1	- 22.4	$\alpha' = 4.8657$ $\beta' = 1.6778$

Table 2 Free Field Strain ϵ_G in 10^{-4} .

A=unconsolidated to poorly consolidated sediments
 B=semi-consolidated to moderately consolidated sediments
 C=very dense igneous and metamorphic rocks
 F=fault zone

Geological Site Condition X	Seismic Intensity I_{MM}	VI	VII	VIII	IX
		ϵ_G	1.50~4.50	2.25~6.50	3.25~10.0
A	μ	3.0	4.38	6.63	10.00
	σ	0.50	0.71	1.13	1.67
	ϵ_G	0.75~2.25	1.13~3.25	1.63~5.00	2.50~7.50
B	μ	1.50	2.19	3.32	5.00
	σ	0.25	0.35	0.56	0.83
	ϵ_G	0.50~1.13	0.75~1.63	1.08~2.50	1.67~3.75
C	μ	0.82	1.19	1.79	2.71
	σ	0.11	0.15	0.24	0.35
	ϵ_S	1.95~2.89	2.56~8.45	3.18~13.4	5.12~22.1
F	μ	2.42	5.51	8.27	13.6
	σ	0.16	0.98	1.70	2.83

In case of F, structural strains ϵ_S are directly estimated.
 μ =mean value, σ =standard deviation= $(\epsilon_{\max}-\epsilon_{\min})/6$

定²⁾できる。

$$\epsilon_G = \frac{S_V}{V_S} \dots \dots \dots (5)$$

ただし、緒論で指摘したように式(5)による ϵ_G の推定値は V_S, S_V の推定誤差に基づくばらつきを含むことになる。**Table 2** は篠塚・高田・石川²⁾ によって推定された地盤ひずみ ϵ_G の平均値と標準偏差である。

Gutenberg-Richter²⁴⁾ はまたマグニチュード M と地震発生回数との間に次のような指数関係のあることを指摘している。

$$\nu(M) = \exp(\alpha' - \beta' M) \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 ν はマグニチュード M 以上の地震の年間発生率であり、 α' と β' は断層に固有な定数である。さらに、Der Kiureghian・Ang²⁵⁾ は地震時の断層の破碎域 S とマグニチュード M との関係として次の式を提示している。

$$S = \exp(aM - b) \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 S は断層内の破碎域寸法 (km)、 a と b は断層に固有の定数である。

本研究では、破碎域の中間点を震央 P' (**Fig. 3**) と仮定する。

さて震央位置が P' 点すなわち $\overline{L_0 P'} = l$ で指定されるとき、マグニチュード M の確率分布関数は、 M が式(7)によって震央位置に条件付けられるところから、震央 L に関する条件付確率として次式で与えられる。

$$F_{M|L}(m|l) = P\{M \leq m | L=l\} \\
= \frac{\nu(m_L) - \nu(m)}{\nu(m_L) - \nu(m_U)} \\
= \frac{1 - \exp[-\beta'(m - m_L)]}{1 - \exp[-\beta'(m_U - m_L)]} \dots \dots (8)$$

ここで、 m_L はマグニチュードの下限値であり、工学的観点から $m_L = 4.0$ とした。一方、 m_U は震央 P' で発生した地震によって生成され得る最大マグニチュードであり、それは P' における最大破碎域 s^* の関数として次式で与えられる。

$$m_U = \frac{b + l_n s^*}{a} \dots \dots \dots (9)$$

ここで、

$$\frac{s^*}{2} = \min(l_2 - l, l - l_1) \dots \dots \dots (10)$$

1つの断層に沿ったどの点で地震につながるすべりや破碎が発生するかについての確実な情報が得られない現状から、本研究では断層線上の各点が震央になる確率は一様であると仮定した。したがって、震央位置 L に関する確率分布は次式で与えられる。

$$F_L(l) = P\{L \leq l\} = \frac{l - l_2}{l_1 - l_2} \dots \dots \dots (11)$$

(2) 埋設管のひずみ

a) 変換係数 β の定義

埋設管に発生する地震時ひずみは次式で定義する変換係数 $\beta^2)$ を用いて地盤ひずみから推定する。

$$\epsilon_S = \beta \epsilon_G \dots \dots \dots (12)$$

ここで、 ϵ_S は埋設管に発生する最大軸ひずみ、そして ϵ_G は管が埋設されていない地盤の最大地盤ひずみ (free field strain) である。

最近、著者ら⁶⁾ によって直管、曲管、T字管に対する変換係数を求める計算式が提案され、本研究においても使用されているが、これらの変換係数の誘導にあたっては次の5つの条件が成立するものと仮定した。

- ① 地盤ひずみ $\epsilon_G(x, z, t)$ は埋設管が含まれていない地盤のひずみであり、管の軸方向に波長 L で伝播する正弦波で表現できる。その波長は対象地盤に入射する表面波の波数スペクトルの卓越波数の逆数より与えられるものとする。
- ② 埋設管の伸縮は、周辺地盤と管との接触面に作用するせん断応力によって発生する (**Fig. 5** 参照)。
- ③ 埋設管近傍の土のせん断応力 τ とせん断ひずみ r とは完全弾塑性の応力ひずみ関係をもっている。

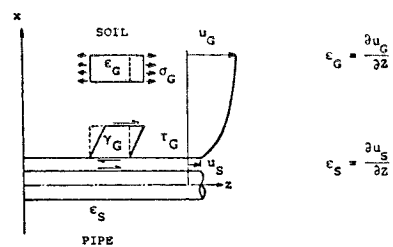


Fig. 5 Pipe and Soil Stresses and Strains.

- ④ すべりは埋設管近傍の土のせん断ひずみが限界ひずみ値 r_{cr} を超えたときに発生する。ただし、 r_{cr} は管周辺の土のせん断弾性定数 G を用いて、

$$r_{cr} = \tau_{cr} / G \dots \dots \dots (13)$$

で与えられる。

- ⑤ 埋設管の管軸に直角な水平方向の運動は、側方地盤反力係数 k_0 (kgwt/cm³) をもつばねで支持されているものとする。

b) 直管の地震時ひずみ

文献 6) の結果によれば、埋設管と周辺地盤との間の接触面ですべりが発生しないとき、変換係数は次式で与えられる。

$$\hat{\beta}_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \frac{AE}{2\pi G} - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{\hat{\omega}}\right)^2} \dots \dots \dots (14)$$

ここで、 A は管断面積、 ω は正弦波と仮定された地震波の円振動数、 $\omega_0 = \sqrt{2\pi G / (\rho A)}$ 、 $\hat{\omega} = 2\pi / L \sqrt{E/\rho}$ 、そして E 、 ρ はそれぞれ管のヤング率および密度である。一方、管軸に沿ったある区間ですべりが発生した場合の変換係数は次式で与えられる。

$$\beta_{cr} = q \frac{r_{cr}}{r_0} \hat{\beta}_0 \dots \dots \dots (15)$$

ここで、 r_0 は管と地盤の接触面上での最大せん断ひずみであり次式で与えられる。

$$r_0 = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \frac{Ed}{G} \hat{\beta}_0 \epsilon_G \dots \dots \dots (16)$$

ただし、 d は管厚である。 q はすべり区間の長さの関数であり $1 \leq q \leq \pi/2$ の範囲の値をとる。特に $q=1$ はすべりが半波長区間のただ一点で開始される場合に対応し、 $q=\pi/2$ はすべりが半波長区間全体にわたって発生している場合に対応する。

変換係数を用いることにより、埋設管と管軸直角水平方向に十分離れたところの周辺地盤との間の最大相対変位 Δ が半波長ごとに次式で与えられる。

① すべりのない場合

$$\Delta = (1 - \hat{\beta}_0) \epsilon_G \frac{L}{2\pi} \dots \dots \dots (17)$$

② すべりが発生する場合

$$\Delta = (1 - \beta_{cr}^*) \epsilon_G \frac{L}{2\pi} \dots \dots \dots (18)$$

ただし、

$$\beta_{cr}^* = q^* \frac{r_{cr}}{r_0} \hat{\beta}_0; 1 \leq q^* \leq \frac{\pi^2}{8} \dots \dots \dots (19)$$

c) 曲管・T字管の地震時ひずみ

地震波が地盤内を伝播するとき、直管と管軸直角水平方向に管から十分離れたところの周辺地盤との相対変位は曲管やT字管に付加的応力を発生させる。たとえば、Fig. 6 に示すような 90° 曲管の場合には、地震波が要素 (1) に沿って z 軸方向に入射し、図中隅角部から 4 分

の 1 波長離れた $z=0$ のところで波の節ができるとき、その隅角部 ($z=L/4$) に最大の相対変位 Δ (ただし Δ は要素 (1) の弾性変形 Δ_S と要素 (2) の曲げ変形 Δ' の和に等しい) を生じる。したがって、そこでの付加的応力も最大となる。ただし曲管の 2 要素はともに無限の長さをもっており、周囲は側方地盤反力係数 k_0 をもつ地盤内に埋設されているものとする。同様に、Fig. 7 に示す T 字管の場合も、地震波が要素 (1) に沿って z 軸方向に入射し、隅角部から 4 分の 1 波長離れた $z=0$ のところで波の節ができるとき、その隅角部には最大相対変位 Δ が生じることにより、そこでの付加的応力も最大となる。

以上の考察、前提条件に基づいて作成された曲管・T 字管に対する変換係数の一覧表が Table 3 である。図中の記号はそれぞれ、次式で与えられる。

$$Q = \frac{LD\lambda^2}{4\pi} \dots \dots \dots (20)$$

$$W = \frac{3Lk}{16AE\lambda} \dots \dots \dots (21)$$

$$\lambda = 4\sqrt{\frac{k}{4EI}} \dots \dots \dots (22)$$

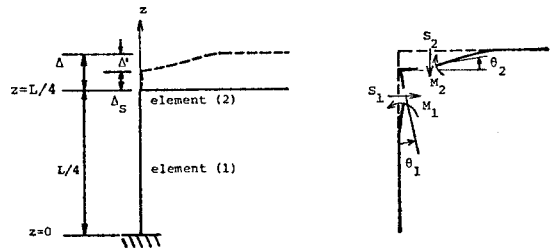


Fig. 6 Internal Forces in a Bent Pipe.

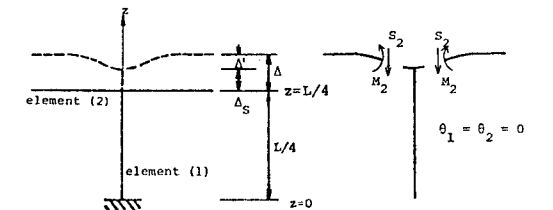


Fig. 7 Internal Forces in a Tee-junction.

Table 3 Conversion Factors for Straight Pipe, Bent Pipe and Tee-junction.

Structure	No slippage $r_{cr} > r_0$	Slippage $r_{cr} \leq r_0$
Straight	$\hat{\beta}_0$	β_{cr}
Bent	(1) $\frac{Q + (2/\pi)W}{1+W} (1 - \hat{\beta}_0)$	$\frac{Q + (2/\pi)W}{1+W} (1 - \beta_{cr}^*)$
	(2) $\frac{Q}{1+W} (1 - \hat{\beta}_0)$	$\frac{Q}{1+W} (1 - \beta_{cr}^*)$
Tee-junction	(1) $\frac{8W/(3\pi)}{1 + (4/3)W} (1 - \hat{\beta}_0)$	$\frac{8W/(3\pi)}{1 + (4/3)W} (1 - \beta_{cr}^*)$
	(2) $\frac{2Q}{1 + (4/3)W} (1 - \hat{\beta}_0)$	$\frac{2Q}{1 + (4/3)W} (1 - \beta_{cr}^*)$

$$k = \pi Dk_0 \dots \dots \dots (23)$$

d) 断層を横切る埋設管の地震時ひずみ

Fig. 1 のメッシュの記号が F の地盤では埋設管が断層変位や地すべりによって強制的変形を被る可能性がある。本研究では、Newmark・Hall の提案式⁷⁾に基づいて断層区域の埋設管の地震時ひずみを次式によって算定²⁾した。

$$\epsilon_s = \sqrt{\frac{\xi F}{2E}} \dots \dots \dots (24)$$

ここで、 ξ は管軸に沿った単位長さ当たりの軸方向応力変化率であり、数値計算では $\xi = 5 \text{ kgwt/cm}^2/\text{m}$ の値を用いた。また、 F は断層変位 (m) である。

ただし、このひずみ値は交差する当該断層線上のどこかで地震が発生したか、他の断層上で地震が発生することによりこの交差点で MMI 震度が IX 以上になった場合のみ適用し、その他の場合は波動伝播による地盤ひずみからの推定値を利用した。

3. システムの連結性能に対する危険度解析

(1) 破壊基準

埋設管路を構成する管の破壊確率を求める前提として、本研究では次の3つの管損傷状態⁴⁾を想定した。

- ① 小損傷 (minor damage) : 管からの水の漏洩が皆無かまたは微少の状態。したがって、管の被害が零 (no damage) の場合もこの分類に含まれるものとする。
- ② 中損傷 (moderate damage) : 管からの水の漏洩がかなり認められる状態。
- ③ 大損傷 (major damage) : 完全に管が破断した状態。

このような3つの損傷状態を引き起こす管の限界ひずみ ϵ_f の値は、管の引張破断ひずみや座屈時最大ひずみなどから決定すべきと考えられるが、本研究では一般配管用溶接鋼管の応力ひずみ曲線を参考にして大損傷に対して 10^{-3} 、小損傷に対して 0.7×10^{-3} の限界ひずみを数値例として用いた。

(2) ネットワークのモデル化

従来のライフラインの危険度解析では、ネットワークシステムをどの大きさの基本要素に分割すればよいのかという点の検討が不十分のまま、実地震時の被害データ (単位長さ当たりの管破損・漏洩数など) の単位長さを基本要素の大きさにしていた^{18),20)}。そして、土質条件、管構造の差異を無視して一律に単位長さ当たりの管被害個数を仮定する方法が採用されてきた。しかしながら、

危険度解析結果をシステムの設計条件へ feed back するためにはこの基本要素の選び方に関して物理的根拠を明確にしておく必要がある。

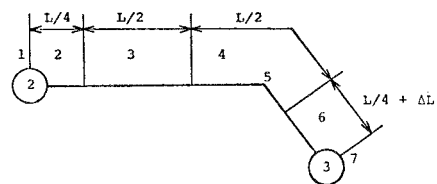
前節で述べた本研究の方法では、地震波の半波長 $L/2$ ごとに管ひずみの最大値 (絶対値) が出現するところから管長 $L/2$ を基準長とすることが妥当と考えられる。しかし、基本要素がその大きさとしてこの基準長を採用した場合には、地震波の進行方向が常に管軸に一致するとは限らないこと、および管路に沿った半波長ごとのすべての点で独立に同一の最大管ひずみを発生することを仮定していることから大いに安全側の評価をすることになるものと思われる。

Fig. 1 において、一对のノードで結ばれたリンクはまた多くの直列の基本要素から構成されることになる。基本要素のあるものは、その中間に曲管部を含み、ノードに直結する基本要素は、その一端に T 字管を含む分岐管をもつことになる。したがって、基本要素の最大管ひずみは直管の場合は直管に対する変換係数を用いて式 (12) から求めることができ、曲管や分岐管を含む基本要素の場合は直管に対する管ひずみ値と曲管部や接合部での管ひずみ値のどちらか大きい方の値が採用されることになる。すなわち、曲管や分岐管を含む基本要素は直管部と曲管部または分岐部の2つの基本要素の直列したものとみなすことができる。Fig. 8 にいくつかの基本要素からなるリンクの例を示す。同図のリンクは、直管による基本要素 (No. 2, 3, 4, 6) と曲管の基本要素 (No. 5) と分岐管の基本要素 (No. 1, 7) から構成されていることになる。ここで、特にノード ③ に連結する基本要素 No. 6 は半波長以下の短い要素を一単位としているが、この不完全さは、 $(1/2 + 2 \Delta L/L)$ 個と数えることによって評価することにした。

(3) リンクの破壊確率

リンクがいくつかの基本要素の直列配列から構成されていることを考慮して次の3つの損傷状態を定義する。

- (1) 小損傷 L_{i3} : 第 i リンクを構成するすべての基本要素が小損傷状態にある。



L = wave length



Fig. 8 Unit Elements in a Link.

- (2) 中損傷 $L_{im}=L_{is} \cup L_{if}$: 第 i リンクがリンクとして小損傷でも大損傷でもない状態にある。ここで、アスタリスク記号はある事象の余事象を表わす。
- (3) 大損傷 L_{if} : 第 i リンクを構成する基本要素の中の少なくとも1つまたはそれ以上の基本要素が大損傷の状態にある。

これら3つの異なる損傷状態に対する第 i リンクの破壊確率は、基本要素の破壊が互いに独立であると仮定するならばマグニチュード m と震央位置 l を条件とする条件付確率として次のように表現できる。

$$P\{L_{is}|m, l\} = \prod_{j=1}^{NL_i} P\{\epsilon_s < 0.7 \epsilon_f | m, l, z_{ij}\} \dots\dots\dots (25)$$

$$P\{L_{if}|m, l\} = 1 - \prod_{j=1}^{NL_i} P\{\epsilon_s \leq \epsilon_f | m, l, z_{ij}\} \dots\dots\dots (26)$$

$$P\{L_{im}|m, l\} = 1 - P\{L_{if}|m, l\} - P\{L_{is}|m, l\} \dots\dots\dots (27)$$

ここで、 NL_i は第 i リンク内の基本要素の数であり、 z_{ij} は第 i リンク内の第 j 基本要素の代表位置を示す。そして、 z_{ij} での地盤ひずみ ϵ_G は **Table 2** の平均値と標準偏差をもつ正規分布に従うものと仮定した。

また、第 i リンクの単位長さ当たりの損傷率 η を第 i リンク内の損傷した基本要素の期待個数の第 i リンク延長距離に対する比と定義すれば、小損傷、中損傷、大損傷に対する損傷率 η_s, η_m, η_f はそれぞれ次式で表現できる。

$$\eta_{is} = \frac{\sum_{j=1}^{NL_i} 1 \cdot P\{\epsilon_s < 0.7 \epsilon_f | m, l, z_{ij}\}}{TL_i} \dots\dots\dots (28)$$

$$\eta_{im} = \frac{\sum_{j=1}^{NL_i} 1 \cdot P\{0.7 \epsilon_f \leq \epsilon_s < \epsilon_f | m, l, z_{ij}\}}{TL_i} \dots\dots\dots (29)$$

$$\eta_{if} = \frac{\sum_{j=1}^{NL_i} 1 \cdot P\{\epsilon_s \geq \epsilon_f | m, l, z_{ij}\}}{TL_i} \dots\dots\dots (30)$$

ただし、 TL_i は第 i リンクの延長距離 (km) である。

(4) システムの破壊確率

システムが機能的であるためには、いずれかの供給基地 (**Fig. 1** における SA, SB, SC) から必要とするノードまで少なくとも1本の管路が連結されていなければならない。本研究では1つの例として、これら3個の供給基地の少なくともいずれかと、No. 9のノードとが管路で連結されている状態をシステムの連結性 (system connectivity) が満足されている状態と定義する。したがって、

システムの連結性が失われたときをもってシステムの破壊と定義する。

さて、システムの破壊確率を求めるには、まず供給基地から No. 9 のノードまでどのような経路がいく通り存在するのか検討することから始めねばならない。一般に複雑なネットワークから必要最小限の経路を見出す効率的な方法として Panausis⁽⁴⁾, Taleb-Agha⁽⁵⁾ らの研究が有効である。彼らは複数の供給基地から対象とする需要ノードまでの経路 (tie set) を取り出し、それらの経路のなかで互いに重複しない最小 tie sets (minimal tie sets) を求める。ここで、おのおのの tie set はいくつかの直列したリンクから構成され、一方、おのおのの tie set は互いに並列的であるところから、新たに最小 tie sets を用いて再構成されたネットワークシステムは Series System in Parallel (SSP) とよばれる。したがって、**Fig. 1** の元のネットワークシステムに対応する SSP システムは結局 **Fig. 9** に表現されるように10個の最小 tie sets からできている。

次の作業はこれら10個の tie sets の損傷状態を定義することである。

- (1) 小損傷 T_{ks} : 第 k tie set を構成するすべてのリンクが小損傷状態にある。
- (2) 中損傷 $T_{km}=T_{ks} \cup T_{kf}$: 第 k tie set が tie set として小損傷でも大損傷でもない状態にある。
- (3) 大損傷 T_{kf} : 第 k tie set を構成するリンクのなかの少なくとも1つまたはそれ以上のリンクが大損傷状態にある。

これら3つの異なる損傷状態に対する第 k tie set の破壊確率は、マグニチュード m と震央位置 l を条件とする条件付確率として次式で表現できる。

$$P\{T_{ks}|m, l\} = \prod_{i=1}^{NT_k} P\{L_{is}|m, l\} \dots\dots\dots (31)$$

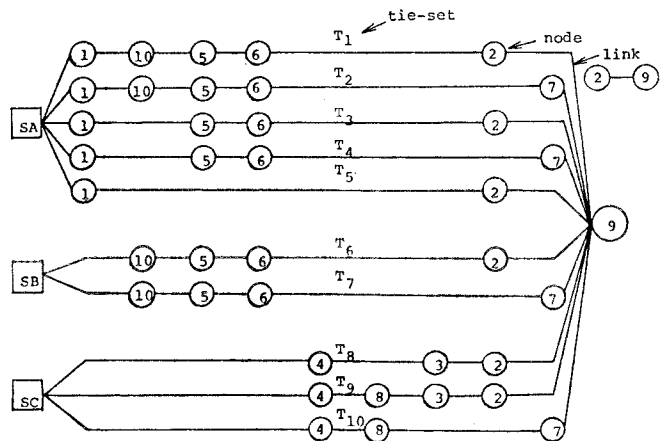


Fig. 9 SSP Network Transformed from the Original System.

$$P\{T_{kf}|m, l\} = 1 - \prod_{i=1}^{NT_k} [1 - P\{L_{if}|m, l\}] \dots (32)$$

$$P\{T_{km}|m, l\} = 1 - P\{T_{kf}|m, l\} - P\{T_{ks}|m, l\} \dots (33)$$

ここで、 NT_k は第 k tie set に含まれるリンクの数である。

さて、リンクおよび tie sets の破壊確率が求められると、次にシステムの破壊確率を求めるに先立ってシステムの損傷状態を定義しなければならない。

- (1) 小損傷 C_s : システムが小損傷状態にある。すなわち、システム内の少なくとも 1 つの tie set が小損傷状態にある。
- (2) 中損傷 $C_m = C_s \cup C_f$: システムが小損傷でも大損傷でもない状態にある。
- (3) 大損傷 C_f : システムが大損傷状態にある。すなわち、システム内のすべての tie sets が大損傷状態にある。

これら 3 つの異なる損傷状態に対するシステムの破壊確率は、マグニチュード m と震央位置 l を条件とする条件付確率として次のように与えられる。

$$P\{C_s|m, l\} = P\left\{\bigcup_{k=1}^{NT} T_{ks}|m, l\right\} \dots (34)$$

$$P\{C_f|m, l\} = P\left\{\bigcap_{k=1}^{NT} T_{kf}|m, l\right\} \dots (35)$$

$$P\{C_m|m, l\} = 1 - P\{C_f|m, l\} - P\{C_s|m, l\} \dots (36)$$

ここで、 NT はシステムがもつ最小 tie sets の数である。上記の確率がいずれもマグニチュードと震央位置に関する条件付確率であるところから、特定の断層に対するシステムの破壊確率は式 (8) と (11) を用いることにより次式で表現される。

$$P^{(j)}\{C_p\} = \int_M \int_L P^{(j)}\{C_p|m, l\} f_{M|L}^{(j)}(m|l) \cdot f_L^{(j)}(l) dm dl \dots (37)$$

ここで、 p は s, m, f を示すパラメーターである。し

たがって $p=f$ のときは第 j 断層に沿ったどこかの位置で地震が発生した場合にシステムが大損傷状態になる確率を示すことになる。

いま、地震の発生が Poisson 過程であると仮定し、第 j 断層における地震発生率が ν_j で与えられるとしよう。このとき、継続時間 T 内に対象とする 4 つの主要断層 (Table 1 参照) のどこかで地震が発生した場合のシステムの大損傷状態に対する破壊確率は次式で与えられる。

$$P\{C_f; T\} = 1 - \exp\left[-T \sum_{j=1}^4 \nu_j P^{(j)}\{C_f\}\right] \dots (38)$$

ただし、

$$\nu_j = \exp(\alpha_j' - \beta_j' \cdot 5) \dots (39)$$

ここで、 α_j', β_j' は第 j 断層に沿った地震発生頻度に関するパラメーターである。

4. 数値計算例とその考察

数値計算は、システムの連結性能が大損傷を被る確率、および各リンクにおける単位距離当たりの管体損傷率を求めるために実施した。

(1) 使用数値

a) 管体に関するパラメーター

管 径: $D=1016 \text{ mm}, 1524 \text{ mm}, 1829 \text{ mm}$

管 厚: $d=16 \text{ mm}$

Young 率: $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgwt/cm}^2$

式 (15): $q=1.0$

式 (19): $q^*=1.0$

ここで、 $q=q^*=1.0$ の仮定は式 (15), (19) よりすべりを生じたときの直管部の伸びを過小に、曲管・分岐管部の相対変形を過大に評価する仮定を採用したことを意味する。

Table 4 Soil Properties.

Local Soil Properties		Ground Surface			Base Rock
		A	B	C	
Thickness	H (m)	30	30	30	∞
Mass density of soil	ρ_G (kgwt/cm ³)	1.5×10^{-3}	1.7×10^{-3}	1.9×10^{-3}	2.65×10^{-3}
Shear wave velocity	V_S (m/s)	150	300	500	692.3
Dilatation wave velocity	V_C (m/s)	780	870	1200	1695.7
Shear modulus	G (kgwt/cm ²)	344.4	1561.0	4847.0	12960.0
Lamé constant	λ (kgwt/cm ²)	8623.0	10010.0	18220.0	51830.0
Poisson ratio	ν	0.481	0.433	0.395	0.400
Coefficient of soil reaction/volume	k_b (kgwt/cm ³)	0.69	or 1.0	or 2.28	/
Critical shear strain*	γ_{cr}	10^{-5}	or 10^{-4}	or 10^{-3}	

* slippage takes place beyond this value.

b) 断層に関するパラメーター

$$a=0.84$$

$$b=1.08$$

c) 地盤に関するパラメーター

地盤は基盤の上に一様な表層地盤が載った形のいわゆる2層地盤を仮定した。表層地盤の層厚として $H=30$ m を想定した。Fig. 1 に示した A, B, C の地盤モデルに対する土質パラメーターを Table 4 に示す。同表において、すべり開始のせん断ひずみを規定する土の限界ひずみは、 $\tau_{cr}=10^{-5}, 10^{-4}, 10^{-3}$ の3通りを仮定し、それぞれの場合についてシステムの破壊確率を検討した。

また基本要素のサイズを決定する波長 L は上記の2層地盤内を伝播する Rayleigh 波の分散曲線^{26), 27)}に基づいて求めた。Fig. 10 は A, B, C の地盤の Rayleigh 波の基本モードに対する分散曲線である。この分散曲線を用いた地震応答解析結果²⁸⁾によれば、当該地盤の

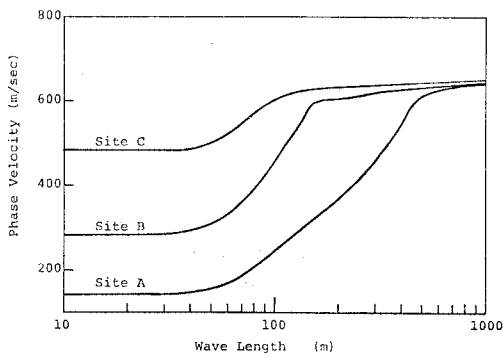


Fig. 10 Dispersion Curves for the Model Grounds.

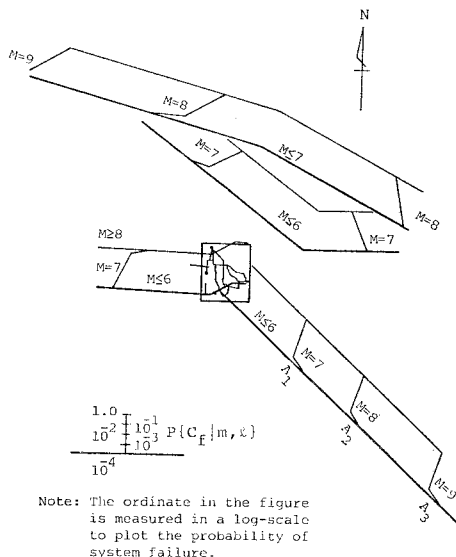


Fig. 11 Probability of System Connectivity Failure in Major Damage along the Four Faults.

Rayleigh 波に対する卓越波長としてそれぞれ次の値が得られた。

$$A \text{ 地盤: } L=448 \text{ m}$$

$$B \text{ 地盤: } L=479 \text{ m}$$

$$C \text{ 地盤: } L=487 \text{ m}$$

(2) 数値計算結果の考察

Fig. 11 は Table 1 に掲げる4断層に沿った各点 l でマグニチュード $M=m$ の地震が発生した場合のシステムの破壊確率、特に大損傷モードに対する破壊確率 (connectivity failure in major mode) $P^{(j)}\{C_F|m, l\}$ を求めたものである。すなわち、同図は各断層上の各点でそこを震央とする地震が発生した場合のシステムの破壊確率 $P\{C_F|m, l\}$ をその震央上にプロットしたものである。目標は、図中左下に対数目盛で示されている。数値計算にあたっては、 $\tau_{cr}=10^{-4}$ 、 $k_0=1.0$ kgwt/cm²、 $D=1524$ の値を用いた。たとえば、図中右下に一直線に延びる Newport-Inglewood 断層についてみると、マグニチュードが6以下 ($M \leq 6$) の地震がこの断層のどの点で発生してもシステムの破壊確率が 10^{-4} 以下であることを示している。 $M=7$ の地震の場合は、ネットワークの中心から A_1 点までの区間で地震が発生した場合 A_1 点近傍を除いてその破壊確率は1に等しく、 A_1 より外側の A_1 から A_3 の区間で $M=7$ の地震が発生したときその破壊確率は 10^{-4} 以下であることを示している。 $M=8, 9$ の地震についても、それぞれネットワークの中心から A_2 、または A_3 までの区間の内外で $M=7$ の場合と同様の関係が成立する。

4つの断層上のそれぞれの破壊確率の分布状態を全体的にみると、ネットワークを中心に同心円的に遠距離になるに従って、大きなマグニチュードの地震による被害の影響のみが残ってゆくのが認められる。

上述のいくつかのパラメーターを組み合わせた数値計算結果によれば、すべりの開始を指定する土の限界ひずみ τ_{cr} が小さいほど、管径が小さいほど、曲管部周辺の側方地盤反力係数 k_0 が大きいほどシステムの破壊確率が大きくなることがわかった。このことは、 τ_{cr} が小さいとき地盤ひずみ ϵ_G が小さい段階ですべりが生じるため管と周辺地盤の間の相対変形も大きくなり曲管部での応力集中を増大させ、管を破壊に至らしめたと解釈できる。また管径が小さい場合には管の断面剛性が減少し相対的に地盤による管の拘束が増加して曲管部の応力集中を生じた結果、管の破壊を生じたものと推定される。

次に、本研究で展開したこの埋設ライフラインネットワークシステムのモデル化が実際の地震時被害を推定するうえでどの程度妥当かを検討した。すなわち、1971年の SAN FERNANDO 地震に対する Los Angeles

市内の埋設管被害実態と同一震央における想定地震に対する被害の解析結果とを比較した。

埋設鋼管の被害実態については、久保・片山¹⁰⁾が San Fernando 地震時の Los Angeles 市内のガス管路（おもにガス溶接鋼管）に関する破損・漏洩箇所数を 1 km ごとに集計しているデータを参考にした。一方、解析的に求める単位距離当たりの損傷率は次式で定義される全リンクに関する算術平均値 $\bar{\eta}$ を用いた。

$$\bar{\eta} = \bar{\eta}_m + \bar{\eta}_f = \frac{\sum_{i=1}^{18} (\eta_{im} + \eta_{if})}{18} \dots\dots\dots (40)$$

Fig. 12 はマグニチュード $M=5, 6, 7, 8, 9$ の地震が SAN FERNANDO 地震の震央で発生した場合にシステムのリンクで生じる可能性のある単位距離当たりの損傷率 $\bar{\eta}$, $\bar{\eta}_f$ をプロットした図であり、実線は $\bar{\eta}$, 鎖線

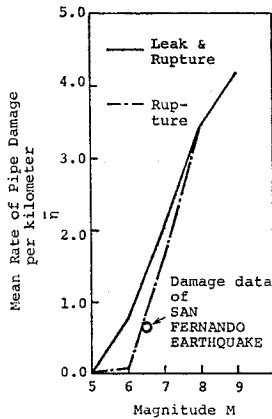


Fig. 12 Mean Rates of Major Pipe Damage per Kilometer in the Simulated Result of SAN FERNANDO Earthquake.

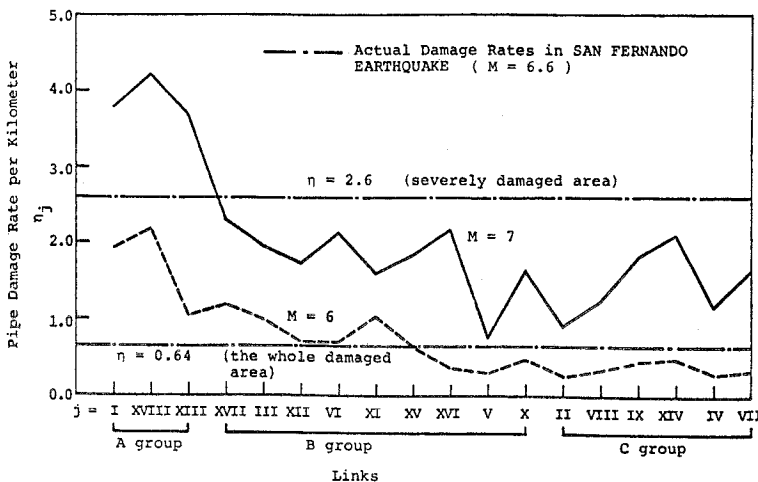


Fig. 13 Comparison between Actual Damage Data and Major Pipe Damage Rates per Kilometer of Each Link in the Simulated Result of SAN FERNANDO Earthquake.

は $\bar{\eta}_f$, そして丸印は SAN FERNANDO 地震 ($M=6.6$) の被害データ $\eta=0.64$ (被害域全体) である。同図から、まず実線と鎖線の関係より $M \leq 6$ では中損傷による損傷率 $\bar{\eta}_m$ の影響が支配的で、一方 $M > 6$ では次第に大損傷による損傷率 $\bar{\eta}_f$ の影響が卓越してくるのがわかる。また、丸印で示される実被害データは解析結果よりもやや小さな値を示している。両者とも地域的にかなり大きなばらつきを示しているため、両者の定量的比較のためにはより局地的な考察が必要であろう。

Fig. 13 はこの局地的な傾向をみるためにすべてのリンクについて実被害データと損傷率の解析結果を比較したものである。図中の実線は $M=7$ の場合、破線は $M=6$ の場合を示している。そして2本の鎖線はそれぞれ被害域全体 ($\eta=0.64$) および被害激甚地域 ($\eta=2.6$) の被害実績を示している。同図の横軸には 18 本のリンクがその延長距離の短いものから順に左から右に並んでいる。さらにこれらのリンクを A, B, C 3つのグループに分けた。A グループの I, XVIII, XIII は最も短いリンクのグループであり、C グループの II, VIII, IX, XIV, IV, VII は逆に比較的長いリンクのグループである。一方、B グループは A, C グループの中間の長さをもつリンクから構成されている。

一般的な特徴として、損傷率は短いリンクほど大きく長いリンクになるに従って小さくなる傾向がうかがえる。特に、A グループの損傷率が相対的に非常に大きい。この原因としてリンク内の基本要素数がその延長距離に比較して多いことが理由にあげられよう。ここで、震央から 10 数 km の被害激甚地区の損傷率 ($\eta=2.6$) と震央から 10 km の第 I リンクの損傷率 ($\eta=3.0$ この値は $M=6.6$ に対する値であり、それは $\eta=1.92(M=6.0)$ と $\eta=3.79(M=7.0)$ からの比例配分値として求められた) とが比較的近い値を示しているのは興味深い。一方、B, C グループの $M=6.6$ に対する損傷率の比例配分値の平均値 ($\bar{\eta}=1.24$) は被害全域に対する被害実績 ($\eta=0.64$) の約 2 倍の大きさになり解析結果が被害程度を過大に評価しているのがわかる。この結果はネットワークのモデル化の際に安全側の評価を採用してきたことも一因と考えられる。

以上の考察から、定量的にはいまだ問題を残しているものの解析結果は全般的な損傷率の大きさ、および局所的な地域の損傷率推定

などにおいて被害実績の傾向を比較的良好に反映しているものといえよう。

5. 結 論

本研究は、地震に対する都市内埋設ライフラインネットワークシステムの危険度解析の方法論を確立する目的で実施されたものである。数値計算例には Los Angeles 市内の上水道輸送パイプラインネットワークシステムを採用し、その理想化されたモデルに対して地震時被害を推定する方法論を展開した。

潜在的な地震源として同市を取り巻く 4 つの断層 (San Andreas Fault, San Gabriel Fault, Santa Monica Fault, Newport-Inglewood Fault) を取り上げ、各断層に沿って地震が発生した場合のシステムの安全性を論じた。このとき、破壊現象が確率的になる原因として、

- ① 地震の発生時期、規模、場所が不確定であること。
- ② ネットワーク内の各点の地盤ひずみがまだ十分な精度で予測できないこと。

の 2 つの要因を考慮した。一方、その他の要因たとえば、震央でのマグニチュードから各地点での地震動の強さを推定する attenuation 式などについては確定的な取扱いができるものとした。

ネットワーク内のすべての供給端からネットワークの中心部に位置する需要端までの連結された経路の喪失をもってシステムの破壊と定義し、各種の管損傷状態に対するシステムの破壊確率を算定した。得られた成果をまとめると次のとおりである。

(1) 空間的な広がりを有するネットワークシステムの地震危険度を評価する手法を提示できたこと。すなわち、ネットワークを構成する基本要素、リンク、タイセツトに対する破壊確率を断層線上の震央位置とそこでのマグニチュードに関する条件付確率として取り扱うことにより、システムの破壊確率を算定する手法を定式化することができた。

(2) ネットワークシステム内の地盤条件の空間的相違や、直管・曲管・T字管等の構造要素の相違をシステムの危険度評価に反映させる手法を提示できた。すなわち、地盤条件の空間的相違については、対象地盤を 0.5 マイルごとのメッシュに細分化して、各部の土質条件を指定することにより、また構造要素の相違については、対象地盤内表層を伝播する表面波の卓越波長に基づく基本要素の導入と変換係数を用いて、それぞれの目的を達成させることができた。

(3) システムの破壊と震央位置との関係を検討した

数値計算例によれば、システムが空間的広がりをもつにもかかわらず、大局的な傾向として、ネットワークを中心に同心円的に遠距離になるに従って、大きなマグニチュードの地震による被害の影響のみが残ってゆくのが認められた。ただし、この結果はシステムの破壊の定義の仕方に強く影響される可能性がある。したがって、より一般的な結論を得るためにはネットワーク内の他のすべての需要端と供給端との間の管の連結性能についても検討する必要がある。

(4) また、SAN FERNANDO 地震を対象にした解析結果によるシステム内部の各リンクの被害状況は実際の被害状況を比較的良好に再現しており、本解析モデルの有効性が確認されたといえよう。

以上の研究を通して得られた各種の情報は、今後のより高度な危険度解析や設計法の改善に有用な情報を提供し得るものと信じる。

最後に、本研究が米国科学財団の資金援助 (Grant No. NSF-PFR-78-15049) によって実現できたことに對し、同財団に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Duke, C.M. and D.F. Moran : Guidelines for Evolution of Lifeline Earthquake Engineering, Proceedings of US-JAPAN Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, Tokyo, pp. 367~376, November, 1976.
- 2) Shinozuka, M., S. Takada and H. Ishikawa : Some Aspects of Seismic Risk Analysis of Underground Lifeline Systems, Journal of Pressure Vessel Technology, ASME, Vol. 101, No. 1, pp. 31~43, February, 1979.
- 3) Tsuchida, H. and E. Kurata : Observed Earthquake Ground Displacements along A 2500 Meter Line, Proceedings of US-JAPAN Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, Tokyo, pp. 29~42, November, 1976.
- 4) Shinozuka, M. and H. Kawakami : Underground Pipe Damages and Ground Characteristics, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 293~307, August, 1977.
- 5) Toki, K. and S. Takada : Earthquake Response Analysis of Underground Tubular Structure, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, 24, 107, pp. 107~125, June, 1974.
- 6) Shinozuka, M. and T. Koike : Estimation of Structural Strains in Underground Lifeline Pipes, Lifeline Earthquake Engineering-Buried Pipelines, Seismic Risk, and Instrumentation Edited by T. Ariman, S.C. Liu and R.E. Nickell, ASME, pp. 31~48, 1979.
- 7) Newmark, N.M. and W.J. Hall : Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement, Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, pp. 416~425, June 18-20, 1975.
- 8) 箕輪親宏 : 地中埋設管の耐震性に関する研究, 国立防災科学技術センター研究報告, 第 20 号, pp. 63~87, 1978 年 11 月.

- 9) Shah, H.H. and S.L. Chu : Seismic Analysis of Underground Structural Elements, ASCE, Vol. 100, No. P 01, pp. 53~62, July, 1974.
- 10) Kubo, K., T. Katayama and A. Ohashi : Present State of Lifeline Earthquake Engineering in Japan, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 118~133, August, 1977.
- 11) Mohammadi, J. and A.H.-S. Ang : Seismic Safety Analysis of Lifeline Systems, Lifeline Earthquake Engineering-Buried Pipelines, Seismic Risk, and Instrumentation Edited by T. Ariman, S.C. Liu and R.E. Nickell, ASME, pp. 161~179, 1979.
- 12) Isenberg, J.P. Weidinger, J.P. Wright and M.L. Baron : Underground Pipelines in a Seismic Environment, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 267~281, 1977.
- 13) Wang, L.R.-L. and M.J. O'Rourke : State of the Art of Buried Lifeline Earthquake Engineering, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 252~266, 1977.
- 14) Panousis, G. : Seismic Reliability of Lifeline Networks, No. 15, 1974, Seismic Design Decision Analysis, MIT; No. R 74~75, 1974, Department of Civil Engineering Research.
- 15) Taleb-Agha, G. : Seismic Risk Analysis of Lifeline Networks, No. 24, December 1975, Seismic Design Decision Analysis, MIT; R-75-49, Department of Civil Engineering Research.
- 16) Whitman, R.V. and K.H. Hein : Damage Probability for a Water Distribution System, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 410~423, 1977.
- 17) Fenves, S.J. and K.H. Law : Expected Flow in a Transportation Network, Proceedings of the 2nd U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford University, California, pp. 673~682, August, 1979.
- 18) Shibata, H. and M. Tsuchiya : Fundamental Concept of Aseismic Design of Earthquake Resistant Lifeline Systems and Industrial Facilities, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 354~367, 1977.
- 19) Shah, H.C. and J.R. Benjamin : Lifeline Seismic Criteria and Risk A STATE OF THE ART REPORT, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 384~393, 1977.
- 20) 川上英二・田村重四郎 : 上水道管網システムの機能上の耐震性の評価方法について, 第 34 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp. 340~341, 1979 年 10 月.
- 21) Oppenheim, I.J. : Vulnerability of Transportation and Water Systems to Seismic Hazard Methodology for Hazard Cost Evaluation, The Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 394~409, 1977.
- 22) Shinozuka, M. and T. Koike : Seismic Risk of Underground Lifeline Systems Resulting from Fault Movement, Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford University, California, pp. 663~672, August, 1979.
- 23) Esteva, L. : Geology and Predictability in the Assessment of Seismic Risk, Proceedings of the 2nd International Conference of the Association of Engineering Geologists, Sao Paolo, 1974.
- 24) Gutenberg, B. and C.F. Richter : Seismicity of the Earth, Hafner, New York, N.Y., 1965.
- 25) Kiureghian, A.D. and A.H.-S. Ang : A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 67, No. 4, pp. 1173~1194, 1977.
- 26) Haskell, N.A. : The Dispersion of Surface Waves on Multilayered Media, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 43, pp. 17~34, 1953.
- 27) Schwab, F.A. and L. Knopoff : Fast Surface Wave and Free Mode Computation, Methods in Computational Physics, Vol. 11, Academic Press, pp. 87~180, 1972.
- 28) Shinozuka, M., H. Kameda and T. Koike : Ground Strain Estimation for Seismic Risk Analysis of Underground Lifelines, ASME, Pressure Vessels & Piping Conference, San Francisco, California, August, 1980 (To be published).

(1979.12.30・受付)