

地震時における地盤の液状化の激しさの程度の子測

Prediction of Liquefaction in Ground during Earthquake

龍岡文夫*

Fumio TATSUOKA

地震時における砂質地盤の液状化の子測には「液状化の激しさの程度の子測」と「液状化の可能性の子推定」という2つの側面がある。両者は不可分であるが、液状化の激しさの程度は、地盤内の各深度での点安全率 F_L をまず求め、 $F=1-F_L$ ($F_L > 1.0$ の時 $F=0.0$) を深さ方向に積分して得られる地盤液状化指数 P_L であらわす事ができる。

1. ま え が き

飽和したゆるい沖積砂層や、締め固めていない埋立砂層が、激しい地震動を受けると液体状になり、各種構造物に甚大な被害を生じさせる。液体状になった砂は、約 $1.9 \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ の単位体積質量を持ち、地盤に液状化が生ずると、重量構造物は過大に沈下し、パイプ・下水管の様に軽量構造物は浮上し、盛土は過大に沈下したり、流動的にすべる。また、過大な地盤沈下を生じたり、過大な水平変位を生じたりするので、地中・地上にある線状構造物に壊滅的な被害をもたらす。さらに、土圧を増加させるので、擁壁・矢板等を前面に押し出す。地盤が、杭などの地中構造物を水平に保持する力も失うことになる。したがって、近年、地震時の地盤の子測および、それに対する対策が、各種構造物の耐震設計の中の重要な一環となりつつある。

地盤時における水平地盤の液状化の子測には、液状化による構造物の被害の子測という面から考えると、次の2つの側面がある。

(1) 地盤液状化の激しさの程度の子測

(a) 液状化に対する安全率の問題…地盤内の土の要素をとりあげても、液状化の程度を考えなくてはならないであろう。液状化から程遠い状態、応力がやや液状化強度をやや下まわっている状態、臨界的状态、応力が液状化強度をやや上まわっている状態、確実に応力が液状化強度を上まわっている状態と言う程度の差は、単に「液状化する」、「液状化しない」という「1かゼロか」の方法では、適確に分類できない。

(b) 液状化の広がりの子問題…地盤を2次元的にとり上げた場合、「液状化する地層が全くない場合」、「液状化する地層が1m以下の場合」、「液状化する地層が5m程度の場合」、「液状化する地層が10m以上の場合」では、明らかに、地表や地中にある構造物の液状化による被害の程度が異なるだろう。このように状況に対しても、ある地点が「液状化する」、「液状化しない」というだけの分

類法は、適確ではないと思われる。また、液状化する地層の深さも、構造物の被害の子測に際して重要な要因となる。さらに、3次元的な広がりを持つ地盤に対しては、「液状化する範囲の空間的広がり」というものを考える必要がある。

(c) 液状化の定義の子問題…これは、液状化とは何か、という問題にかかわっている。液状化の定義として、「初期液状化=有効応力が、一時的にもゼロになった状態」が用いられることが多いが、近年、初期液状化の時点でも密な砂では、「剛性=変形に対する抵抗性が残っていて、完全に液体状になっていない」ことが指摘されてきている。^{1),2)}すなわち、相対密度約60%以下のゆるいきれいな砂では、定義の違いによる液状化の強度の差は小さいことが知られているが、密な砂や不攪乱のシルト混じり砂では、「初期液状化になった時点」、「1%ヒズミが発生した時点」、「10%ヒズミが発生した時点」、「20%ヒズミが発生した時点」等々という定義の違いによって、液状化強度が、相当異なってくる。建設される構造物の変位に対する抵抗性、重要度によって、異なった液状化の定義を用いるべきであろうが、その方法はまだ確立されていないと言える。

(2) 地盤液状化の可能性の子測

仮に、液状化の定義、液状化に対する設計安全率が定まっている場合でも、原位置での動的応力、液状化強度の子推定には必ず不確かさがつきまとう。仮に、液状化に対する安全率が1.0であっても、動的応力と、液状化強度の子推定の幅が、大きい場合と、小さい場合では、明らかに、液状化の可能性は異なっている。応力と強度の子推定の幅が大きい程、同一の安全率に対して、液状化の可能性が大きくなると言ってよいであろう。したがって確率論的方法の導入が必要とされてくる。従来、荷重と、強度の不確かさが大きい場合は設計安全率を、大きくする例が多い。地盤液状化の子推定法には、簡易な方法から詳細な方法、間接的な方法から直接的な方法と、種々な方法が提案されてきて、時と場合によって使い分けられている。これらの方法での強度と荷重の子推定の幅はまちま

*東京大学生産技術研究所 第5部

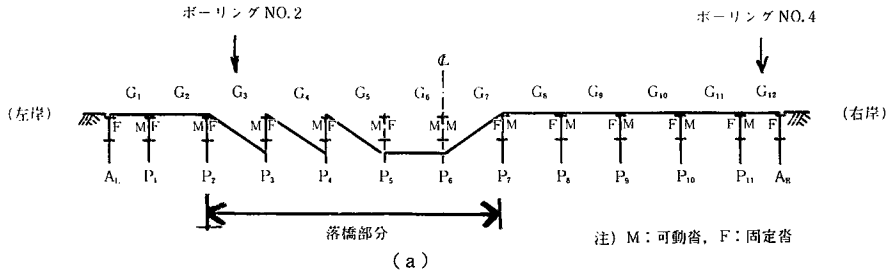


図-1 新潟地震(1964年)による昭和大橋の被害³⁾

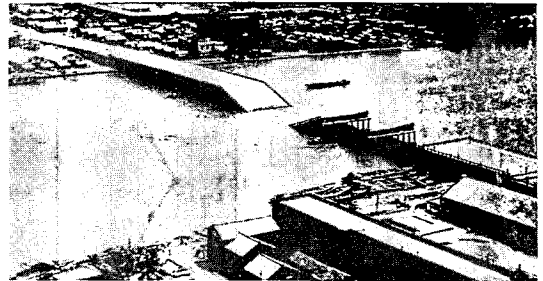
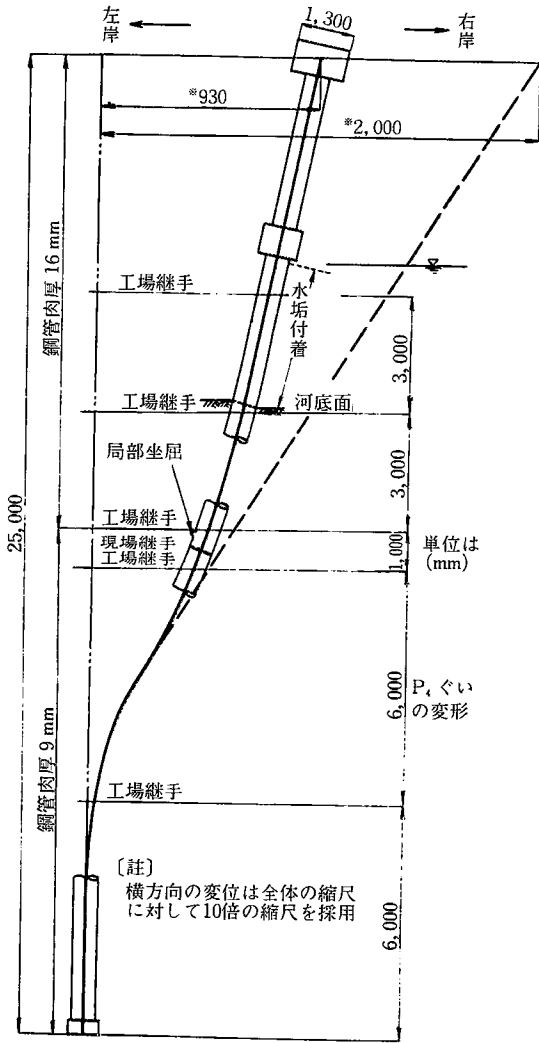


写真-1 新潟地震における昭和大橋の落橋(写真右が左岸)

新潟地震(1964年)による昭和大橋の被害は、写真1、および図-1の示す様³⁾であり、地盤液状化現象が著しく認められた信濃川左岸に、被害が集中していた。P₄の鋼ぐいは、図-1に示すように河床約10mの深さの所から変形しており、この原因は、河床の液状化による地盤の横抵抗の減少、および、過大な地盤の水平変位が生じたためと考えられている。被害の著しかった左岸側でのボーリングNo.2の結果を図-2に、被害がほとんどなかった右岸側でのボーリングNo.4の結果を図-3に示す。これらの図中には、後に示す方法で求めた液状化に対する要素の安全率 F_L を示してある。明らかにボーリングNo.2の地点では、全般的に F_L の値は1よりもかなり小さくなっており、実際に生じた激しい地盤液状化現象および鋼管杭の被害を説明している。また、ボーリングNo.4の地点では、全般的に F_L は1よりも大きく、実際に液状化現象が報告されていない事、および橋梁に被害が生じていなかった事に照応している。構造物の液状化の被害の程度は、その地点での各深さでの液状化の激しさの程度を総合した結果に影響されるはずである。したがって、たとえば図2と図3に例示する F_L の深さ方向に対する分布の違いを何らかの方法で定量化すれば、設計段階での、液状化の激しさの程度により合理的予測が可能になるものと思われる。 F_L の値をある方法によって深さ方向に積分した値を、地盤液状化指数 P_L と呼ぶ事にし、その求め方について、次に述べる。

3. 液状化に対する要素の安全率 F_L

ある深さでの要素の液状化に対する安全率 F_L は、過剰間隙水圧の浸透の影響を考慮しなければ、次式であらわせる。

ちであって、採用する方法によって安全率を変更するべきであろうが、その手法は、まだ確立されていないと言える。

本報告では、上に述べた2つの側面(液状化の激しさの程度と、液状化の可能性)の内、地盤液状化の激しさの程度を表現する一方法および、その予測法を提案する。

2. 昭和大橋の被害

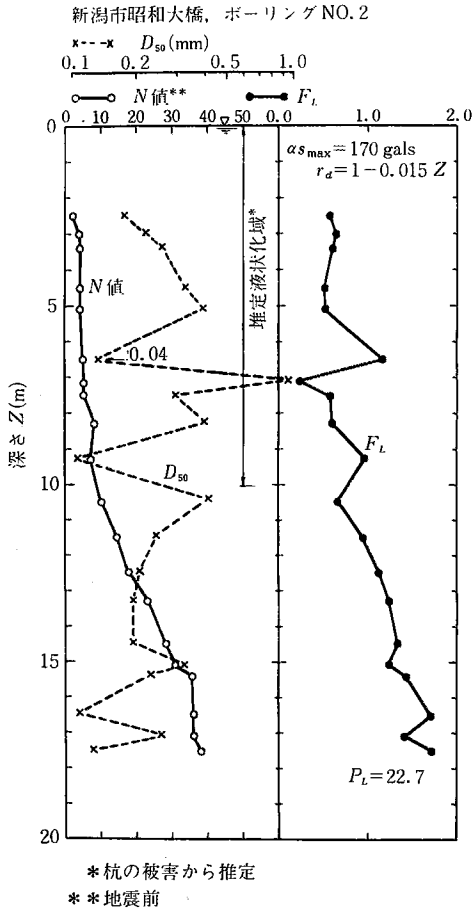


図-2 昭和大橋ボーリング No. 2

$$F_L = R/L \quad (1)$$

R は液状化に対する土の要素の強度, L は地震時作用荷重であり, これらの求め方を以下に述べる.

R は, 図4に示すように様々な方法で求める事ができるが, ここでは, 標準貫入試験による N 値・乱した試料の粒度分布を用いる簡単な方法を紹介します. この方法は, シードとイドリスの方法⁴⁾や石原の方法⁵⁾を参照して, 砂地盤から採取した不攪乱試料を用いた室内振動三軸試験の結果に基づいて定めたものである.^{6), 7), 8)} 今, 振動三軸試験で, 繰り返し回数20回で, 軸ヒズミ両振幅が5%となる応力比を, 次式に示すように, 三軸液状化強度 R_l と定義する.

$$R_l = (\sigma_{ap} / 2\sigma'_c) \quad (2)$$

ここで, σ_{ap} は, 振動三軸試験における動的偏差応力(片振幅)であり, σ'_c は有効圧密応力である. 5%と言うヒズミの量は便宜的に決めたものであり, ゆる詰め砂では, 多少このヒズミの量を変えても, R_l の値に差を生じないが, 不攪乱のシルト混じり細砂や密詰め砂では, R_l に大差を生じうるので, 設計目的によって, このヒズミの量を変える必要がある. 正規圧密された沖積砂層

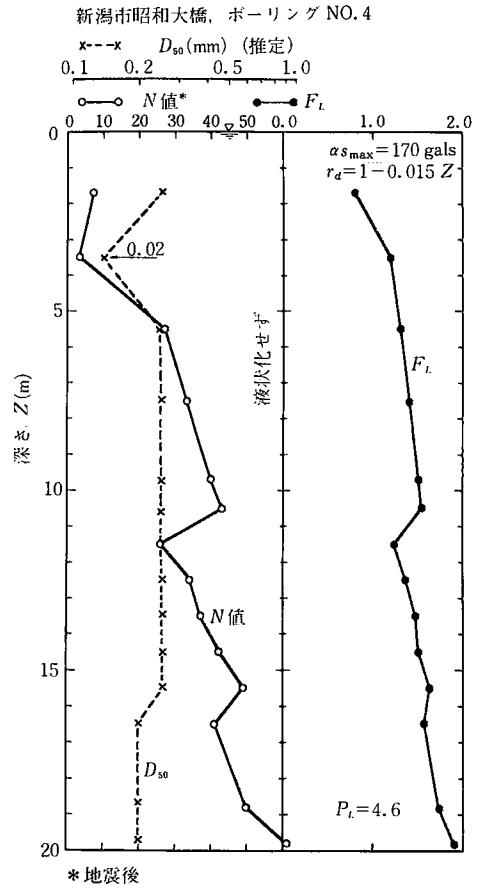


図-3 昭和大橋ボーリング No. 4

や, 締め固めていない埋立砂層に対しては, R_l は, N 値, 平均粒径 D_{50} (mm), 有効上載圧 σ'_v (kg/cm^2) から, 次式によって近似的に推定できよう.^{6), 7), 8)}

$$R_l = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.225 \log_{10} \frac{D_{50}}{0.35} \quad (0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm に対して}) \quad (3a)$$

$$R_l = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05 \quad (0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm に対して}) \quad (3b)$$

このようにして求めた振動三軸液状化強度 R_l から原位置での液状化強度 R を求めるためには, 次式のような補正が必要となる.

$$R = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot R_l \quad (4)$$

c_1 は振動三軸試験と原位置での単純セリ断応力状態との相違に関する補正で $(1+2K_0)/3$ と表される⁹⁾. c_2 は地震荷重波形のランダム性に関する補正係数で $1/0.55 \sim 1/0.7$ (平均1.62)と表される¹⁰⁾. c_3 は, 本来は, 地震のマグニチュード, 震央距離, 地盤条件等の関数であろう

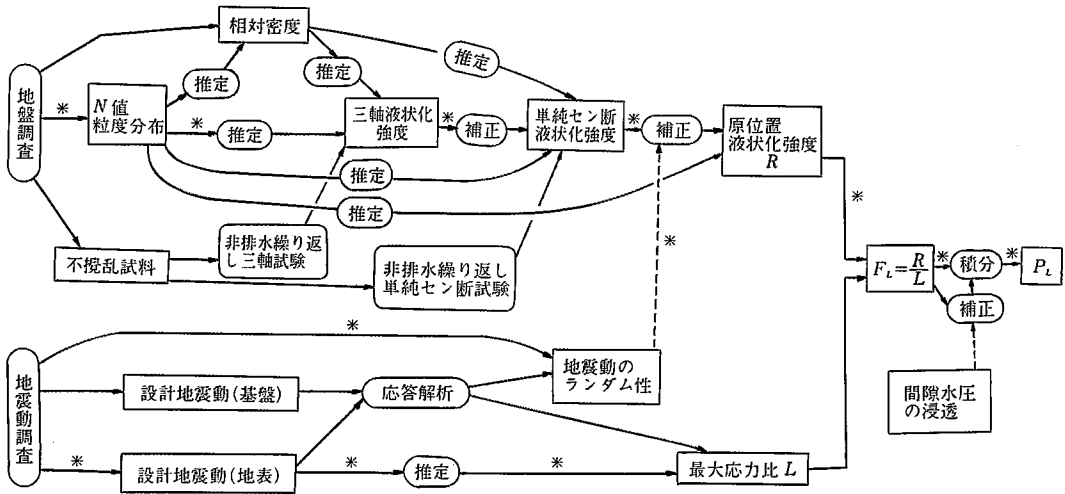


図-4 地盤液状化指数 P_L を求める作業のフローチャート
(*印は、本文で概説してあるフローを示す)

が、これらの数値から精度高く推定する方法はまだ確立されていない。 c_3 はサンプリングから振動三軸試験までの過程での試料の攪乱に関する補正係数であり、 c_4 は、同過程での試料の密度化に関する補正係数であり、これらの値の評価は現在の所非常に困難であるが、試料が特に密詰め状態であれば、一応 $c_3 \times c_4 = 1$ と考えられよう。 c_5 は地震動の水平面での2次元性に関する補正係数であり、0.9程度と考えられている²⁾。このようにみえてくると $K_0 = 0.5$ の場合、

$$R = \frac{2}{3} \times 1.62 \times 1.0 \times 0.9 \times R_1 = R_1 \quad (5)$$

となる。

地震時作用荷重 L は、 R_1 の定義に対応して、次式の様に応力比で表される。

$$L = \tau_{max} / \sigma'_v \quad (6)$$

τ_{max} は、地震時における対象深度における最大せん断力(片振幅)であり、 σ'_v は地震前の有効上載圧である。 L は、地表最大加速度 α_{smax} (gal) から、次式で推定できる。

$$L = \frac{\alpha_{smax}}{980} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (7)$$

σ_v は全上載圧、 σ'_v は有効上載圧であり、 r_d は地盤の変形性に起因した深さ方向の低減係数⁴⁾であり、厳密に言えば、入力地震動、地盤条件等の関数であるが、平均的に見ると、次式で近似できる^{7),8)}。

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (z \text{ は深度(m)}) \quad (8)$$

4 地盤液状化指数 $P_L \cdot P_L^*$

F_L の深さ方向の変化から、地盤の液状化の激しさの程度をあらわす指数として、次式によるパラメーター $P_L \cdot P_L^*$ を定義した。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz \quad (9a)$$

$$P_L^* = \int_0^{20} F^* \cdot w^*(z) dz \quad (9b)$$

ただし、図-5に模式的に示す様に、 $F_L < 1.0$ の時は、 $F = 1 - F_L$ であり、 $F_L \geq 1.0$ の時は $F = 0$ である。このように F を定義した理由は、仮に $F \geq 1.0$ の時も $F = 1 - F_L$ とすると、たとえば、図-6のAとBの2つの異なった場合でも、同一の $P_L (P_L^*)$ の値となりうるからである。明らかにAの場合の方が、液状化の激しさの程度が高いと思われる。(9)式で、積分の限度を深さ20mとしたのは、通常液状化が問題となる砂層は、20m以浅に存在することが多いからであり、場合によっては、20m以深までの積分が必要とされる事もあるかも知れない。 $w(z) = 10 - 0.5z$ (z はm, 図5参照)、 $w^*(z) = 5$ は、深さに対する重み関数である。 $w(z)$ の方が、浅い部分に対して大きな重みを与えている。これは、浅い部分の液状化が特に被害に大きな影響を与えるであろうし、また、同一の F_L または F の値が浅い部分と深い部分で求めたにせよ、浅い部分の方が、過剰間隙水圧の下方からの浸透によって、より液状化しやすいものと考えられるからである。鉛直支持力が問題になる場合、あるいは水平支持力が問題になる場合等の目的の違いによって、重み関数の形を様々に変えるべきであろう。この点に関して、より研究が必要とされる。 $P_L \cdot P_L^*$ の値は、仮に $z = 0$ から20mまでの全深度で $F_L = 0.0$ の時は共に100となり、全深度で $F_L \geq 1.0$ の時は、共に0となる。これ以外の時は、両者ともに0から100の間の値をとる。図-2の例では $P_L = 22.7$ 、図-3の例では $P_L = 4.6$ である。 $P_L \cdot P_L^*$ を用いる事の利点の1つは、個人差を入れないで、地盤液状化の激しさの程度を表現しうる事である。通常、 N

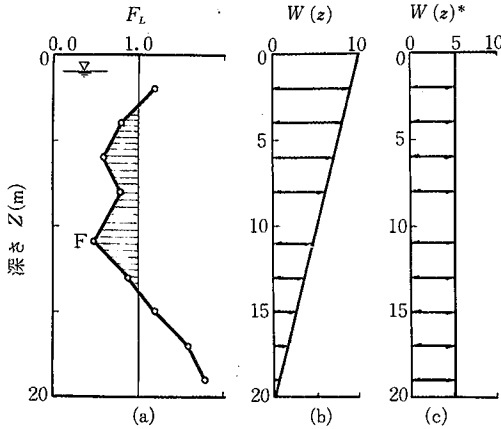


図-5 地盤液状化指数 P_L , P_L^* の求め方

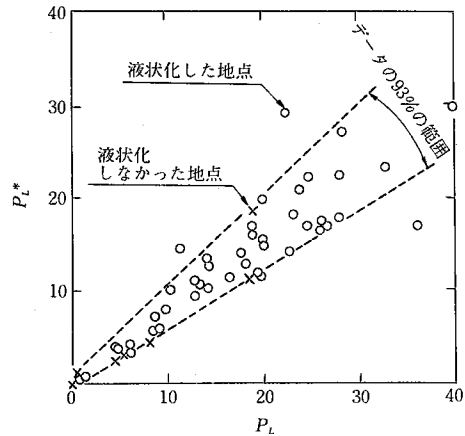


図-7 P_L と P_L^* の関係

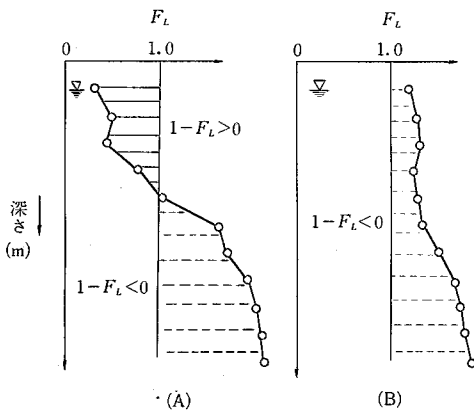


図-6 液状化の程度が異なるケース

図-8は、1964年新潟地震の際の新潟市周辺での液状化発生状況を示したものである。元の資料は文献11)と12)に依っている。旧河道・埋立地・砂丘間低地に液状化が集中して生じた。図-8に示す2つの断面A-A'とB-B'に沿って P_L の値を計算した結果を図-9に示す。図中に地盤に液状化が生じた地域を |—| 印で示してある。全般に液状化が生じた地域では、 P_L の値は大きく、生じなかった地域では小さいがゼロである事が分かる。この事から、図-9の様に P_L の値で液状化の激しさの程度を表示することによって、ある地域の液状化の激しさの程度を予測する事が可能になるものと思われる。したがって、ある地域での P_L の値の平面的分布を示す事ができれば、その地域の地盤液状化予測地図が作成できるよう。

値や粒径は、深さ方向にも、水平方向にもかなり変化に富むものである。特に、河川堆積層・埋立層の場合に変化に富む。この様な場合、深さ方向、水平方向の平均的な N 値や粒度分布を求め、この平均値から、相対密度あるいは、液状化強度を推定する事が多い。しかし、この方法だと、平均化の過程での個人差も大きく、また N 値・粒度分布のばらつきが大きさが結局無視されることになる。 P_L と P_L^* を求める過程には、この様な平均化の作業がないので、個人差が入りにくいし、また、 N 値・粒径の深さ方向の変化も総合的に考慮されている。

5. 地盤液状化指数 $P_L \cdot P_L^*$ の計算例

図-2, 3に示す例に加えて、過去100年間に日本で地震時に確実に液状化が生じた地点および生じなかった地点のうち、質の高い土質調査結果が報告されているものを選び出した(表1)。それぞれの地点に対してこの報告に示す方法に従って計算した P_L と P_L^* の値の関係を示したのが図-7である。全体的にやや $P_L > P_L^*$ となっているが、両者にはよい相関があるので、以後 P_L のみについて検討する。これは、 P_L に対して得られた結果が、 P_L に対しても適用できると考えたからである。

ある地点で、ある方法によって定めた設計地震動に対して、大きな値の P_L が得られた場合、液状化の激しさの程度が高いであろうと判断できよう。 P_L の値と液状化の激しさの対応の、実際のデータによる裏付けが必要とされる。しかし、現在の所液状化した所の液状化の激しさの程度を、定量的に調べ P_L の値との対応を調べることは容易ではない。そこで一歩下って、本報告に示す簡易法によって計算した液状化した地点の P_L の値と、液状化しなかった所の P_L の値の比較をして、両者に有意な差があるかどうか検討してみることにする。図-10には、液状化したと報告されている45地点の P_L の値に対する累積曲線を示す。たとえば、図中に示すA点は、45例中約40%の地点の P_L の値は14以下であったことを示している。同様に、液状化した様子がないと報告されている13地点の P_L の値に対する累積曲線を示す。明らかに、両曲線には有意な差がある。すべての非液状化地点の P_L の値は20以下であり、その70%は $P_L \leq 5$ となっている。逆に、液状化した地点で $P_L \leq 5$ なのは20%にすぎず、50%以上の地点で $P_L \geq 15$ となっている。図-10に示す結果によると、 P_L の値によって「液状化した様子がない」、「液状化した」

表1 液状化地点および非液状化地点

地 点	地震	**			主な土質	α_{smax} (gal)	***			文献
		土質データ	地下水位	D_{50}			液状化	P_L	P_L^*	
神 道 寺 小 金 町		A	2.3	E	細 砂	170 ^①	×	0.0	0.0	
		A	5.2	E	中 砂		×	0.0	0.0	
信濃川 鉄道橋	1	A	2.0	M	細~中砂		○	9.0	5.7	
	2	A	2.5	M	"		○	24.9	16.4	
新 潟 駅 東跨線橋	1	A	0.5	E, M	細~粗砂		○(6)	8.6	5.6	(3)
	2	B	2.5	M	"		○(8)	1.3	1.0	
	4	B	2.5	M	"		○(5)	0.6	0.4	
	5	B	2.5	M	"		×	0.0	0.0	
	6	A	0.0	M	中 砂		○(9)	20.2	19.8	
万代橋	1	B	0.0	E, M	細~中砂		○(11)	18.3	12.7	(3)
	5	B	0.0	E, M	"		○(11)	39.5	29.8	
	7	B	0.0	E, M	"		○(11)	26.2	17.2	
新松浜橋	1	A	1.2	M	中~粗砂		×	18.6	11.7	
	2	A	0.0	M	"		○(11)	24.0	20.8	
泰平橋	1	A	1.56	M	粗 砂		○(11)	32.9	23.5	
	2	A	0.0	M	"		○(5)	19.6	11.7	
大 宮 昭和大桥	1	A	0.0	M	細 砂		×	8.2	4.6	(3)
	2	A	0.0	E	粗 砂		○(10-25)	28.2	17.8	
	3	A	0.0	M	中~粗砂		○(10-25)	16.5	11.2	
	4	A	0.0	M	"		○(10-25)	14.3	10.2	
	2	A	0.0	E	中 砂		×	4.6	2.5	
	2	B	0.0	E	中~粗砂		○(10-25)	22.7	14.1	
	3	B	0.0	E	"		○(10-25)	23.2	17.9	
西大畑町 新潟空港 関 屋	1	A	3.5	E	細~中砂		×	0.4	1.3	
	1	U	0.8	E	中~粗砂		○(10)	13.1	11.2	
新 潟 鉄 道病院	1	A	0.6	M	粗 砂		○	28.6	22.5	(13)
	2	B	1.4	M	細 砂		○(10-14)	20.1	14.7	
	1	B	1.3	M	細~中砂		○(10-14)	5.8	4.0	
	2	A	0.63	M	細 砂		○(10-14)	13.5	10.3	
川 岸 町	1	A	1.18	M	"		○(10-14)	10.5	10.0	(14)
	2	A	1.25	M	粗 砂		○	18.9	15.8	
	3	A	1.25	M	"		○	20.1	15.1	
	4	A	1.25	M	"		○	18.9	16.7	
川 岸 町	BC21-2	B	1.2	E	中 砂		○	5.1	3.9	(14)
	BC21-3	B	1.2	E	"		○	9.7	8.0	
	BC 104 BC 14	A	1.2	E	"		○	14.2	13.6	
五反田橋	1	A	1.35	E	細~中砂		○	4.4	4.2	
	2	A	0.10	M	細砂, シルト砂		×	5.3	3.3	
七重浜 埋立地	1	A	4.3	M	シルト~細砂		×	0.0	0.0	(16)
	2	A	0.95	M	細 砂		○	0.0	0.0	
	3	A	0.95	M	"		○	0.0	0.0	
八 戸 市 製 紙 工 場	1	A	1.1	M	"		○	5.8	3.6	(17)
	2	A	0.57	E	"		○	26.7	16.8	
岐 阜 市 うぬま おがせ沼 大垣市万石町	1	A	0.9	M	中 砂		○	36.1	16.8	(18)
	2	A	0.75	M	礫まじり砂		○	13.0	9.4	
	3	A	2.10	M	"		○	8.8	7.2	
	4	A	1.20	M	砂~礫		○	28.7	27.3	
港 区 名 港 通 " 港 明 町 稲 永 新 田 高 屋 町 45	1	A	0.6	M	中 砂		○	19.5	11.5	(18)
	2	A	0.9	M	粗 砂		○	26.3	16.6	
	3	A	0.23	M	シルト質~細砂		○	17.7	13.9	
丸 岡 町 農 協 " 称念寺 高 屋 町 2-168	1	A	4.2	M	中~粗砂		○	22.7	29.0	(18)
	2	A	1.8	M	シルト~中砂		×	18.7	19.2	
	3	A	1.8	M	中砂~礫		○	24.9	22.5	
横 浜 市 金 沢 沖	1	A	4.2	M	砂質シルト~中砂		○	11.4	14.4	(18)
	2	B	0.8	M	細 砂		×	0.0	0.0	
	3	B	2.0	M	"		×	0.0	0.0	
伊豆大島	1	B	0.6	M	"		×	0.0	0.0	
	2	B	0.6	M	"		×	0.0	0.0	

注) * B: 地震前の土質データ, A: 地震後の土質データ, U: 不明
 ** B: 表2によって推定, M: 実測
 *** ×: 液状化せず, ○: 液状化 ()中の数字は推定液状化深度(m)
 ① 川岸町県管アパート地下室での実測
 ② 他地点での実測から推定
 ③ 八戸市での実測値
 ④ 沖積層に対する経験式¹⁹⁾
 α_{smax} (gals) = $32.1 \times 10^{0.254M} \times \Delta^{-0.757}$
 M: リヒタースケールでのマグニチュード
 Δ: 震央距離(km)
 ⑤ 構造物・家屋被害からの推定

表2 P_L を求める時に ρ_t, D_{50} を推定した場合に用いた表

報告されている土質名	単位体積質量 ρ_t (t/m ³)	平均粒径 D_{50} (mm)
表土	1.7	0.02
礫	2.1	0.6
砂	1.9	0.25
粗砂	1.9	0.3
中砂	1.9	0.25
細砂	1.9	0.2
シルト	1.7	0.02
シルト質砂	1.9	0.1
砂質シルト	1.7	0.04

と言う2つの液状化の激しさの程度が区分できる事が分かった。少なくとも $P_L \geq 15$ の場合は、液状化の程度も高かったと考えてもよいであろう。したがって、本報告に示す簡易法に従って、 N 値・平均粒径・指定地表加速度から P_L の値を求めて、液状化の激しさの程度を予測する方法は、ほぼ妥当と考えてよいだろう。当然、図-4に示す他のより詳細な手法が実行可能ならば、その方がより良いであろう。

一般に、大きな P_L の値が得られれば、地盤液状化による構造物の被害も大きく、対策も必要となってくるので、この時は、液状化危険度が高いと言い換えるであろう。本報告に示す簡易法で P_L の値を計算した場合、その値によって、次に取るべき手段は次の様になるよう。

$P_L = 0$ の時……液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要

$0 < P_L \leq 5$ の時……液状化危険度は低い。特に重要な構造物の設計に際しては、より詳細な調査が必要。

$5 < P_L \leq 15$ の時……液状化危険度が高い。重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。

$15 < P_L$ の時……液状化危険度がきわめて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避

なお、実際の判定作業に際しては、地質学的情報を用いて、ボーリング数、サウンディング深度数が限られてい

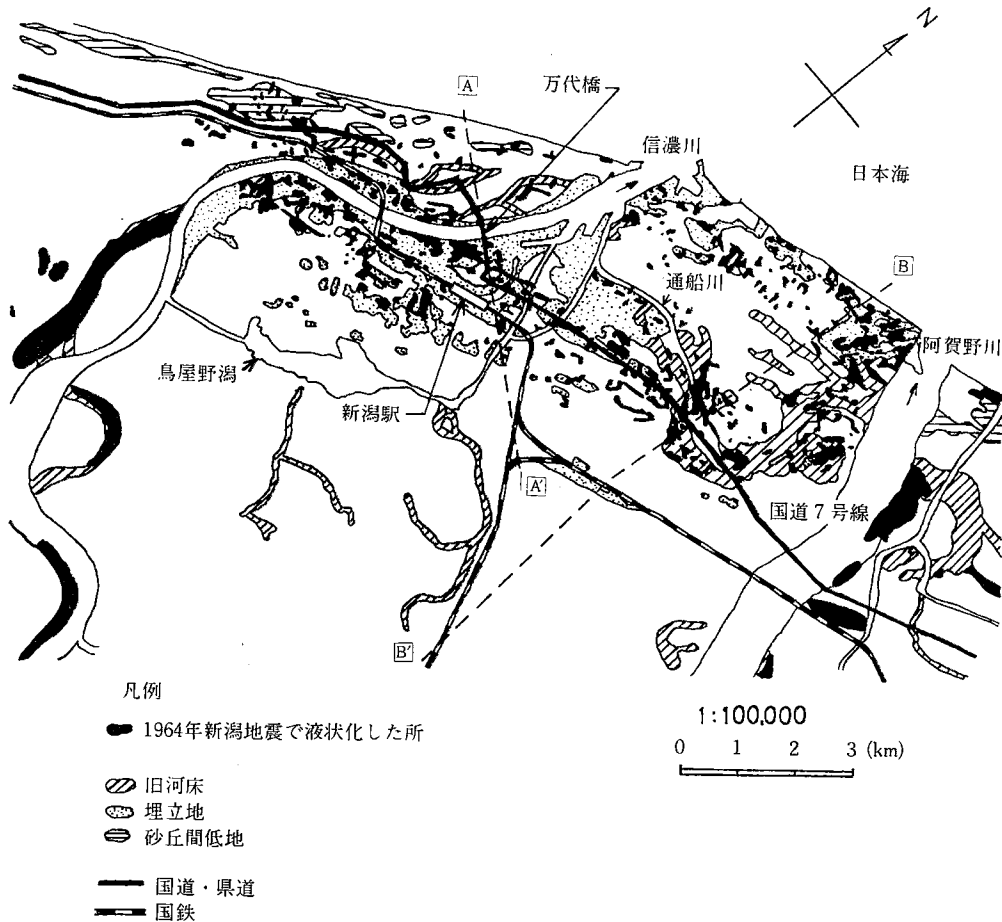


図-8 1964年新潟地震による新潟市周辺での液状化^{11), 12)}

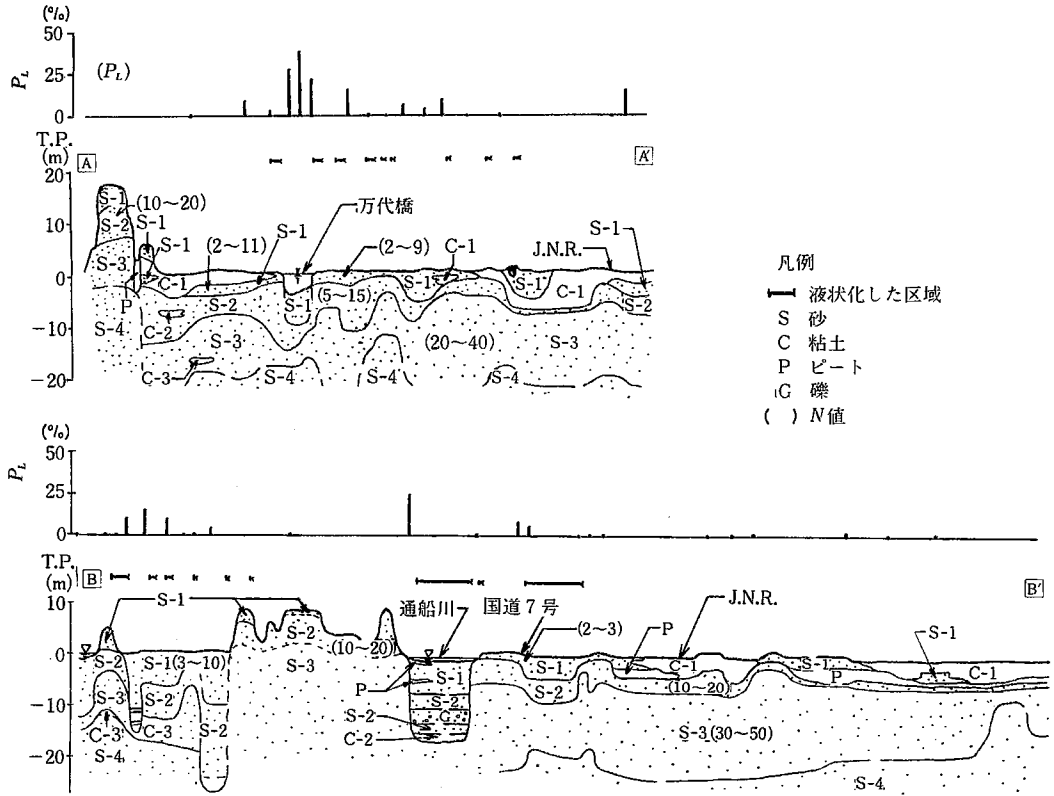


図-9 A-A', B-B' 断面での P_L の変化

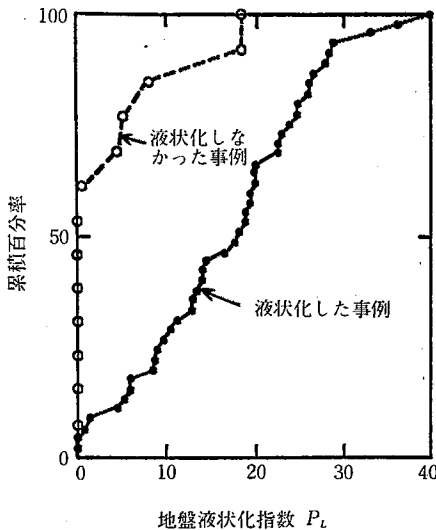


図-10 液状化地点と液状化しなかった地点の P_L の値に対する蓄積頻度曲線

ることを補完しなければならない。

図-11には、実際にある地点で、詳細な調査を行って不攪乱試料を用いた振動三軸試験により R_L を求め、 L は (b) 式によって求めて F_L の値を計算して P_L の値を求めた例を示す。 P_L の値は、ここでは、地表最大加速度 α_{smax}

と、 R_L を求める際に用いた両振幅軸ヒズミ DA の関数として示してある。このような図を用意しておけば、設計条件から α_{smax} 、 DA の値が決まれば、 P_L の値が求まる。設計条件から許容の P_L の値が決まっていれば、予測される P_L の値と比較をすることによって、次にとるべき対策の検討ができよう。

6. あとがき

地盤の液状化の予測に際して、「液状化の激しさの程度」と、「液状化の可能性」という2つの側面があることを述べた。液状化の激しさの程度は、液状化に対する要素の安全率 F_L をまず求め、次に、 $F_L \leq 1.0$ の場合のみ $F = 1 - F_L$ を深さ方向に積分して得られる値、すなわち、地盤液状化指数 P_L または P_L^* で表示できることを示した。当然、 F_L の求め方、積分方法には種々の方法があり得るので、時と場合によって、妥当な方法を選択するのがよいものと思われる。 N 値・平均粒径・地表最大加速度による簡易な手法で F_L を求め、ある重み関数を用いて、深さ20mまで積分して得られた P_L の値を、実際に地震時に液状化した地点と、しなかった地点で比較した所、液状化した所の P_L の値は、しなかった所の値よりも全般的にかなり大きいことが分かった。また、 P_L が15よりも大きい場合は、液状化の激しさの程度も高いであろうし、対策も立てなければならないであろうと判断してよいこと

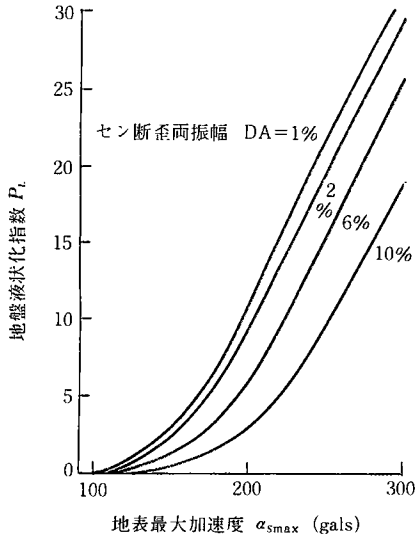


図-11 ある地点における DA と $\alpha_{s,max}$ の値の変化による P_L の値の変化

が分かった。

謝 辞

本論文をまとめるにあたっては、建設省土木研究所岩崎敏男氏・常田賢一氏、静岡県地震対策課渡辺定弘氏、基礎地盤コンサルタンツ(株)安田進氏・佐藤弘行氏の協力を得ている。末筆ながら感謝の意を表します。

(1979年10月31日受理)

参 考 文 献

- 1) Castro, G. (1975), "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands," *Journals of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT6, pp. 551-569.
- 2) Seed, H.B. (1976), "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground during Earthquakes," *State-of-the-Art Report, Preprint of ASCE Annual Convention and Exposition on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Philadelphia*.
- 3) 建設省土木研究所 (1970), "新潟地震調査報告" 土木研究所報告第125号
- 4) Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, Sept., pp. 249-274.
- 5) Ishihara, K. (1977), "Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits during Earthquakes," *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp. 1-18.

- 6) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S., Hirose, M., Imai, T. and Kon-no, M. (1978), "A Method for Estimating Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils Using Standard Penetration Resistances," *Soils and Foundation*, Vol. 18, No. 3, Sept., pp. 43-58.
- 7) Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan," *Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco*, Vol. 2, pp. 885-896.
- 8) 岩崎敏男・龍岡丈夫・常田賢一・安田進 (1978), "砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例," 第5回日本地震工学シンポジウム, 東京, pp. 641-646.
- 9) Ishihara, K. and Li, S. (1972). "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test," *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 12, No. 2, June, pp. 19-39.
- 10) Ishihara, K. and Yasuda, S. (1975). "Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation" *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 15, No. 1, March, pp. 29-45.
- 11) 建設省国土地理院 (1965), "新潟地震一被災状況と土地条件一" (新潟市街地一1万分の1)
- 12) 建設省国土地理院 (1966), "新潟地震の被害と土地条件調査," 防災科学技術総合研究報告11
- 13) Ishihara, K. and Silver, M.L. (1977); "Large Diameter Sand Sampling to Provide Specimens for Liquefaction Testing," *Proc. Specialty Session No. 2, 9th ICSMFE, Tokyo*, pp. 1-8.
- 14) 大崎順彦 (1965), "新潟地震による建築物の被害, 6・6被害区域に対する考察," 建築研究報告 No. 42
- 15) 土質工学会 (1976), "地下街及び地下工作物の地震被害に関する研究調査報告
- 16) Kishida, H. (1970). "Characteristics of Liquefaction of Level Sandy Ground during the Tokachi-Oki Earthquake," *Soils and Foundations*, Vol. X, June, No. 2.
- 17) Ohsaki, Y. (1970). "Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachi-Oki Earthquake," *Soils and Foundations*, Vol. X, June, No. 2.
- 18) 建設省建築研究所 (1969), "異常軟弱地盤の震害対策に関する研究, 建築研究報告 No. 55
- 19) Oh-hashi, M., Iwasaki, T., Wakabayashi, S. and Tokida, K. (1977). "Statistical Analysis of Strong-Motion Acceleration Records," 9th Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U.J.N.R., May.