

軟弱地盤の液状化災害

柴 田 徹

1. 概 説

固体状の土が間げき水圧の上昇によって液体状となり、外力に対する抵抗を失う現象を液状化 (liquefaction) という。抵抗力が減る点のみをみれば、普通の工業材料の破壊と大して違わないが、液状化は有効応力低下に伴う破壊という土に個有の現象である。そして砂のように粒子間結合力が弱い土では、粘性土と異なって、有効応力がゼロの状態ではその抵抗も完全に失われるのである。

このように、土の液状化には有効応力の減少（すなわち間げき水圧の上昇）が伴うので、その原因と災害の種類はおよそつぎのように分類することができよう。

i) 浸透流；砂質地盤中を流れる上向き浸透流の動水傾度がその限界値を越えると、いわゆるボイリングを起こし地中の細砂が地上に噴出する。地盤の掘削工事に伴うボイリングは、自然災害とはいえないが大きな事故につながるし、地震時の噴砂は一瞬のうちに市街地を泥土で覆ってしまう。

ii) 水圧変動；海底地盤は、締めりがゆるく土粒子の噛み合せが十分でないので発揮しうるせん断抵抗も小さく、急激な水位変動によって容易に液状化が起こる。水位上昇が海中で大規模な土砂流を誘発し、そのために広範囲に渡って海底ケーブルが切断された例が報告されている¹⁾。また地震時に護岸構造物が海側に傾斜・転倒する原因の一つは、裏込め土砂が液状化して土圧変化を生じた結果である。

iii) 静的せん断；骨格構造が不安定な土は超鋭敏性ともいわれ、僅かの刺激で液化状態になり易い。後述のクイック・クレイ (quick clay) や真のクイック・サンド (true quick sand) にみられる地すべりはその典型例である。

iv) 動的せん断；埋立て地盤のように堆積年代が極めて若く、余り締っていない砂地盤が震動をうけると、砂のダイレイタンスに起因する液状化が生じる。地震をうけた建物の沈下（あるいは浮上り）や転倒、土質構造物の沈下・破壊、地すべり等が震災に占めるウエイトは決して軽くない。

2. 超鋭敏土の液状化

土の骨格構造がきわめて不安定なために、外部からの僅かの刺激によって液体状となる超鋭敏土が存在する。この範ちゆうに入る細砂や粗いシルトは真のクイック・サンドと呼び、また粘性土はクイック・クレイに代表される。

クイック・クレイはスカンジナビヤ諸国や東部カナダに広く堆積している特殊な土であるが、その成因はつぎのように説明されている。すなわち大氷河時代に巨大な氷塊に覆われてその重圧を受けていた地盤は、氷河期の終結とともに氷圧から開放されて隆起する。この隆起高はたとえばノルウェーのオスローでは過去 10,000 年間に約 200 m にも達している。かつて海中に堆積した粘土はこの地盤隆起によって陸地となり、そのために生じた動水傾度によって、粘土層内には地下水の緩慢な流動が始まる。この地下水流は粘土間げき中の塩分を溶脱し、これがクイック・クレイ生成の直接原因となる。粘土間げき水中の塩分濃度は、2,000 年前には約 35 gr/l あったものが、現在では 1～3 gr/l に減っていることが実証されている。

このような塩分の溶脱作用は、粘土の粒子配合や自然含水比が不変のままで液性限界や塑性限界の低下をもたらすことが知られている。そのために自然含水比が液性限界を上回ることになり、粘土構造が不安定となって鋭敏比が極端に大きくなるのである。

さてクイック・クレーの堆積している地方では、ほとんど平坦な地盤でも地すべりが頻発して災害をもたらしている。一方、構造的不安定なゆるい細砂も軽い衝撃や地下水の急変によって、クイック・クレーと類似のすべりを生じる。その場合には液状となった土砂が流れ出して、10度以下の緩傾斜で落ち着くのが普通である。

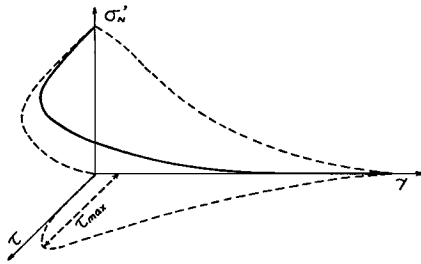


Fig. 1 Stress vs. strain curves for quick soil

以上に述べた土の液状化を理解するために、土質力学の立場からはつぎのような説明ができればよい。すなわち Fig. 1 は超鋭敏土に非排水状態で静的なせん断変形を与えたときの応力とひずみの関係を模式的に描いたものであって、応力としてはせん断応力 τ と有効垂直応力 σ'_N を座標に選んでいる。図において τ と γ の関係はいわゆる応力～ひずみ曲線を示し、 τ と σ'_N は有効応力径路である。そして $\tau \sim \gamma$ あるいは $\tau \sim \sigma'_N$ 曲線のピーク、すなわち破壊が過ぎた後は τ と σ'_N がともに減少し続け、 $\sigma'_N \rightarrow 0$ で $\tau \rightarrow 0$ の液化状態が出現する。因みにあまり

鋭敏でない土では、このようにひずみあるいは応力を単調に増加させるだけでは $\sigma'_N \rightarrow 0$ の液化状とはならず、破壊を過ぎてもなお抵抗は失なわれないのである。

Table 1 は超鋭敏土の力学的性質を調べた例³⁾である。表にみられるように c/p 比 (粘着力と圧密圧力の比)、有効内部摩擦角 ϕ' 、破壊ひずみ ε_f が通常の土と比較していずれも小さく、またそれぞれの値がクレーとサンドでよく合っていることが注目される。なお表によれば、 ϕ' が約 10 度となっているが、通常の圧密せん断試験ではもっと高い値の 30 度前後がえられる。これはせん断に先立つ圧密によって土の構造を変えてしまうためといわれ、自然の乱さない状態を再現したことにはならないので、斜面の安定計算では慎重な配慮が要求される。

Table 1 Quick clay and true quick sand

Soil Type	c/p	Earth Pres. at Rest K_0	Pore Pres. Coeff. A_f	Angle of friction ϕ' deg.	Strain at Failure ε_f %
Quick Clay	0.10	0.75	2.0	10	—
Ture-Quick Sand { Sand	0.11	0.70	2.5	12	0.40
{ Silt	0.13	0.65	1.7	11	0.14

3. 繰返しによる液状化

骨格構造が安定していて、せん断変形や応力を単調に増加しただけでは液化に至らない土でも、非排水状態で繰返し変形を与えると液状化することが多い。これは砂に個有のダイレイタンスーにより、特にせん断の方向が何回も逆転すると過剰間げき水圧が累積し、 $\sigma'_N \rightarrow 0$ へと漸近するためである。このような例を以下に挙げて、土の動的性質の一端を示すことにする。

Fig. 2 は動的三軸試験機を用いたひずみ振幅一定の非排水せん断試験結果³⁾である。図 (a) に記録されているように、軸ひずみ ε_a を繰返し与えたとき、砂供試体の抵抗は図 (b) のように徐々に低下する。その際の間げき水圧 u は漸増し、やがて拘束圧力 σ_c に等しくなると有効拘束圧はゼロとなる。応力～ひずみ曲線は図 (d) に示すように、各履歴曲線のピークが繰返し回数とともに低くなり、遂に 16 回目で完全な液状化が起こり、土の抵抗は失われてしまう。

Fig. 2 は土の軟化現象が有効拘束圧力の影響を強く受けることを示唆しているのであるが、その影響は試験結果を Fig. 3 のように表現するとさらによく理解することができる。Fig. 3 は Fig. 2 (d) において各サイクルのピーク応力注目し、せん断応力 τ と有効平均主応力 σ'_m の関係を描いたものであって、

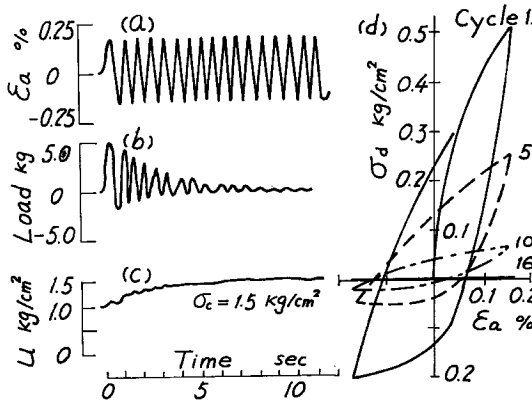


Fig. 2 Record and hysteresis curves for cyclic strain test (after Seed and Lee, 1966)

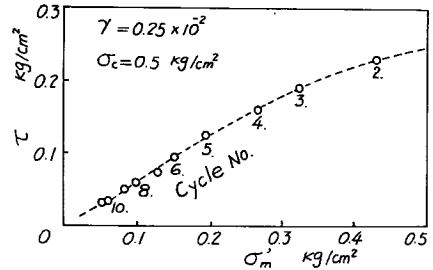


Fig. 3 Envelope of effective stress path for cyclic strain test

応力経路のピーク包絡線に相当する。図より、ひずみ振幅を一定にして繰返し変形を与えると、 τ は σ'_m の減少とともに曲線にそって原点方向に下ってくることがわかる。そしてこの曲線は $\tau \propto (\sigma'_m)^n$ の形に式示したとき、 $n=0.5 \sim 1.0$ の範囲の値をとり、ひずみ振幅のレベルが高くなるほど 0.5 から 1.0 に漸増することもわかっている。いうまでもなく、ひずみ振幅が大きくなって $n=1.0$ をとると $\tau \sim \sigma'_m$ 関係は直線となり、発揮される摩擦抵抗とひずみが 1:1 の対応を示すようになる。

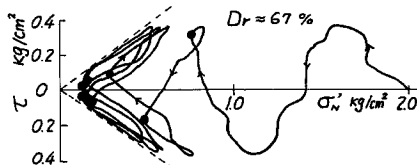


Fig. 4 Effective stress path for cyclic loading test

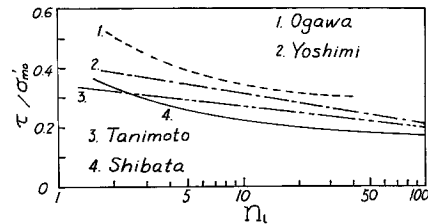


Fig. 5 Results of laboratory liquefaction tests on Niigata sand

つぎに Fig. 4 は地震時に発生する地盤内応力を模擬して、飽和砂の動的単純せん断試験を行なったときの有効応力経路である。ただしこの場合の試験条件は、Fig. 2, 3 と違って応力振幅を一定としている。これによると、繰返しの初期段階ではせん断応力 τ の増減にかかわらず σ'_N は一方的に減少しているが、 τ/σ'_N の値がある程度大きくなる（図中黒丸印）と、 τ の増減と σ'_N の増減が一致し応力経路が左右に反転する。そしてこの経路が左右に反転するときの τ/σ'_N が砂の粒子間摩擦係数に近い値を示すのは興味深い現象である。繰返しがさらに進むと、有効応力経路は粒子間摩擦より大きい内部摩擦角に相当する傾斜線にそって移動するようになる。

以上の説明からもわかる通り、砂のような摩擦性材料ではその力学的挙動が τ/σ'_N の値によって支配される。しかも液状化の難易を問題にする場合には、初期有効垂直応力 σ'_{N0} （あるいは有効拘束応力 σ'_{m0} ）が主要因子の一つであり、 τ/σ'_{N0} がパラメーターに選ばれる。同じ密度をもった砂でも τ が大きいほど、また σ'_{N0} が小さいほど液状化が起こり易いので、それらの比 τ/σ'_{N0} が液状化ポテンシャルの推定に直接関係してくるのである。Fig. 5 は τ/σ'_{N0} と液状化回数 n_l の関係を相対密度 $D_r=50\%$ に対してプロットした例⁴⁾ であるが、新潟地震の際に液状化災害をもたらした砂試料を 4 つの研究機関に配布し、液状化一

斉試験を実施した結果がまとめられている。それぞれの機関は相異なる装置を用いているせいもあってかなりばらついているが、 τ/σ_{v0}' が大きいほど液状化し易い傾向が明らかに示されている。

4. 地震による液状化

地震によって軟弱地盤が液状化した例は、これまでに内外とも数多く報告されている。特に1964年新潟地震は液状化による地盤震害の典型例であった。これら既往の地震を対象に行なわれた調査⁵⁾⁶⁾によって判明した共通的な事項を要約するとおおよそつぎのようである。

i) 液状化を生じた場所は地下水位が高く地表に近い位置にある。ii) 砂層の相対密度が75%より大きいよく締った層ではほとんど被害を生じていない。iii) 液状化を生じた砂層の粒度に関しては、有効径(通過百分率10%の粒径)が0.01~0.25 mm, 均等係数が2~10の範囲の比較的均一な砂である。iv) 被害の大きかった場所は、標準貫入試験の N 値が25回以下の緩い砂層が圧倒的に多い。v) 液状化発生地震は、マグニチュード7.2~8.4, 震度V~VI(気象庁震度階)である。

さて上述のように液状化の震害例に関しては数多くの報告があるが、地盤の性状が判明し、解析に用いられるだけの資料がそろっているものはそれ程多くない。その中でわが国のケースについて整理した結果が **Table 2** に示されている。この表中、地震と地盤条件に関するデータは Seed-Idriss⁷⁾ がまとめたものを引用して要約した。

Table 2 Known cases of liquefaction & nonliquefaction ($M_g > 6.1$, Sandy soil)

(1) Earthquake	(2) Date	(3) Depth m	(4) Water T. m	(5) Relative Dens. %	(6) Max. Acc. g	(7) Duration sec	(8) τ_{max}/σ'_{v0}	(9) Behavior
(1) Niigata	1802	6.0	0.9	64	0.12	20	0.20	Non
(2) Niigata	1887	6.0	0.9	53	0.08	12	0.30	Non
(3) Mino Owari	1891	13.5	0.9	65	0.35	75	0.62	L.
(4) Tohnankai	1944	3.9	1.5	40	0.08	70	0.05	L.
(5) Fukui	1948	6.9	3.3	72	0.30	30	0.40	L.
		6.9	0.9	90	0.30	30	0.54	Non
(6) Niigata	1964	6.0	0.9	53	0.16	40	0.30	L.
		7.5	3.6	53	0.16	40	0.21	Non
(7) Tokachioki	1968	3.6	0.9	78	0.21	45	0.39	Non
		3.6	0.9	58	0.21	45	0.39	L.

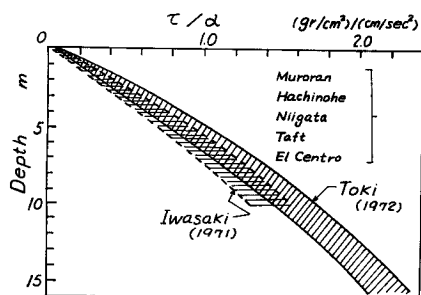


Fig. 6 Range of ratios of shear stress and surface acceleration

前節でも触れたように、地盤内ある深度の軟弱層の液状化に対する難易度は、地震によって生じる繰返しせん断応力 τ と有効土かぶり圧 σ_{v0}' との比 τ/σ_{v0}' の大小で判定される。したがって地震時に地中に発生するせん断応力の深度分布を知る必要があるが、そのためには地表での加速度 α をベースにした推定法がそのまま利用できる。すなわち **Fig. 6** は τ/α と深度との関係を描いた例で、土岐⁸⁾ は重複反射理論を用いて従来の実地震記録より計算し、また岩崎⁹⁾ は想定モデル地盤に lumped-mass 法を適用してこれを求めた。**Table 2** の第(8)欄には、この方法によって地表最大加速度から最大せん断応力 τ_{max} を求め、その深度での有効土かぶり圧 σ_{v0}' との比を計算した結果を記入している。

Table 2 の第(9)欄には(8)欄の深度に対して液状化の有無を記載しているが、この表から少なくともつぎの2つの事項が注目されよう。すなわち

- i) 新潟地震(1964)のケースは相対密度 D_r がいずれも53%と等しいが、液状化は $\tau_{\max}/\sigma_{v0}'=0.30$ に対して発生し、 $\tau_{\max}/\sigma_{v0}'=0.21$ では発生していない。つまり同じ密度でも $\tau_{\max}/\sigma_{v0}'$ が大きいと液状化する。
- ii) 十勝沖地震(1968)では $\tau_{\max}/\sigma_{v0}'$ がいずれも0.39と等しいが、 $D_r=58\%$ で液状化し $D_r=78\%$ では液状化していない。これは $\tau_{\max}/\sigma_{v0}'$ が同じでも密度が小さいと液状化し易いことを示している。

このような傾向は定性的には室内動的試験からも容易に把握することができるが、実地盤での自然現象を室内で忠実に再現するには未だ多くの問題が残されている。

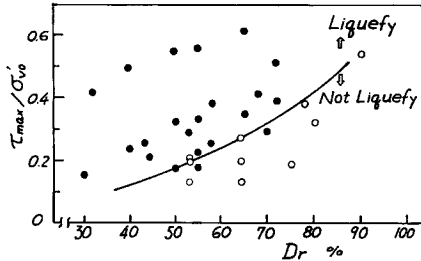


Fig. 7 Evaluation of liquefaction potential for sandy deposits

そして地盤の動的挙動を量的に推定するための室内試験には限界があることを思えば、既往の震害データを解析するばかりでなく、地震に耐えて無被害に残った地盤の検討を行なうことなどが肝要と考える。

その意味で **Table 2** においては、液状化を生じた地盤と生じなかった地盤の比較をしたが、同様の作業を Santa Barbara (1925), El Centro (1940), San Francisco (1957), Chile (1960), Alaska (1964) の各地震についても実施した。それらの結果から、 $\tau_{\max}/\sigma_{v0}'$ と相対密度 D_r の関係にプロットすると **Fig. 7** がえられ、黒丸印は液状化したものを、また白丸印は液状化しなかったものを表わしている。

この整理において、地盤の D_r の推定法あるいは地震時 $\tau_{\max}$ を選ぶことに問題もあるが、図中の曲線によって液状化の有無が割合いうまう分離できると考えられる。

5. 大阪地盤の液状化予測

大阪地方における地盤の液状化現象は、安政冬の大地震(1854)、丹後地震(1927)および河内地震(1936)などに記録が残っており、近地・遠距離地震を問わず発生している。したがって各種構造物に耐震の配慮を払うためには、液状化危険区域を設定することが必要とされ、大阪市防災計画の一環として筆者はそれを検討する機会をえた。以下に岩崎氏との共同研究の結果¹⁰⁾を要約して述べる。

まず液状化予測の手順は i) 地震規模の想定, ii) 想定した地震によって生じる地中せん断応力 τ_e と有効土かぶり圧 σ_{v0}' の比 τ_e/σ_{v0}' の計算, iii) 地盤の相対密度から、液状化に必要なせん断応力 τ_r と σ_{v0}' の比 τ_r/σ_{v0}' の計算, iv) τ_e/σ_{v0}' と τ_r/σ_{v0}' の比較により液状化発生の有無の判定、という順序で行なった。

これらのうち i) 地震規模の想定については、過去の被害地震を考慮しての応答計算によると、液状化が問題となる軟弱地盤では地表最大加速度 $\alpha_{\max}$ は 0.08~0.3g の範囲で分布している。そこで $\alpha_{\max}$ は 0.1g および 0.2g の2種類とした。また有効地震波数は震動継続時間と密接に関係していると考えられ、大阪地盤では比較的長い震動が続くといわれているが、液状化の難易度を推定するための試算として $n=10, 20$ 回の2種類とした。そして $\alpha_{\max}$ と n の組合せで4種の地震を想定した。

地震規模がきまると ii) の τ_e/σ_{v0}' については、前出 **Fig. 6** と地盤条件を考慮して直ちに求められる。地盤の相対密度については、現在のところ入手できる資料が標準貫入試験の N 値のみであるので、 N 値より D_r を推定した。 D_r がきまれば iii) の τ_r/σ_{v0}' はたとえば **Fig. 7** を利用して求めることができる。

実際の作業は、大阪市域を1km間隔のメッシュに区切って概略の検討を行ない、さらに地層の複雑な区域ではメッシュを500m間隔と小さくした。**Table 3** は電算機による計算結果の一例である。これはある区域の地盤(地下水位-1.5m)について、想定地震 No. 1 ($\alpha_{\max}=0.1g, n=10$ 回)と地震 No. 4 ($\alpha_{\max}=0.2g, n=20$ 回)の2ケースについての検討結果であり、表中のポテンシャルは τ_e/τ_r を表わしている。この τ_e/τ_r は同一深度における地震時のせん断応力と液状化に必要なせん断応力の比であるから、 τ_e/τ_r が

Table 3 Example of liquefaction potential survey for OSAKA Sand layers

Sand Layer Zone No. 3, Water Level: -1.5 m					Design Earthquake No. 1*		Design Earthquake No. 4**	
Depth m	Soil	N	Dr %	σ'_{v0} kg/cm ²	Potential	Liquefaction	Potential	Liquefaction
2.0	Sand	7	60.2	0.29	0.473		1.212	
3.2	Sand	9	63.9	0.37	0.534		1.370	
4.8	Sand	12	68.9	0.49	0.545		1.397	
6.3	Sand	14	70.8	0.59	0.558	Not Likely To Liquefy	1.430	Very Likely To Liquefy
7.8	Sand	10	60.7	0.70	0.718		1.840	
9.8	Sand	14	65.8	0.84	0.651		1.668	
11.3	Sand	18	70.7	0.94	0.582		1.493	
13.0	Sand	17	67.2	1.06	0.615		1.577	
14.5	Sand	18	67.2	1.17	0.602		1.544	

* Max. Acc.=98.0 gal, Cyclic No.=10.

** Max. Acc.=196.0 gal, Cyclic No.=20

1.2 以上は液状化の可能性大, $1.2 > \tau_e / \tau_r > 0.8$ は可能性あり, そして 0.8 以下は可能性なしの判定をした。**Table 3** のケースでは, 想定地震 No. 1 に対して液状化の可能性が無く安全であるが, 規模の大きい No. 2 には可能性大となっている。

以上のような判定結果は, 液状化発生の難易度に応じて 5 段階に分類して **Fig. 8** にまとめた。これによると液状化し易い地盤の傾向としては, 住吉の一部を除き新淀川, 神崎川流域および安治川下流部に集中しているようである。これらの中にはいわゆるゼロメートル地帯と重なっている所もあり, たとえば防潮堤基礎の液状化破壊による浸水など防災上留意すべき問題を提起している。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K.: Varieties of Submarine Slope Failure, Proc. 8th Texas Conf. S.M.F.E., 1956, p. 41.
- 2) Bjerrum, L.: The Effective Shear Strength Parameters of Sensitive Clays, NGI Plication, No. 45, 1961, p. 3.
- 3) Seed, H.B. and K.L. Lee.: Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, Proc. ASCE, SM 6, 1966, pp. 122-124.
- 4) 吉見吉昭: 新潟砂の液状化一斉試験, 第 16 回土質工学シンポジウム資料, 昭 46.
- 5) Kishida, H.: Characteristics of Liquefied Sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. IX, No. 1, 1969, pp. 75-92.
- 6) Marsal, R.J.: Behavior of a Sandy Uniform Soil during the Jaltipan Earthquake, Mexico, Proc. 5th I.C.S.M.F.E., Vol. 1, 1961, pp. 229-233.
- 7) Seed, H.B. and I.M. Idriss.: A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Earthquake Eng. Res. Center Report No. 70-9, 1970.
- 8) 土岐憲三: 地震記録による地盤内震度分布の推定, 土木学会論文報告集, 207 号, 昭 47, pp. 25-36.
- 9) 岩崎好規: 砂地盤層の地震時挙動, 第 16 回土質工学シンポジウム論文集, 昭 46, pp. 65-66.
- 10) 柴田 徹・岩崎好規: 大阪砂質地盤の液状化の推定について, 第 10 回災害科学総会シンポジウム講演集, 昭 48, pp. 355-358.

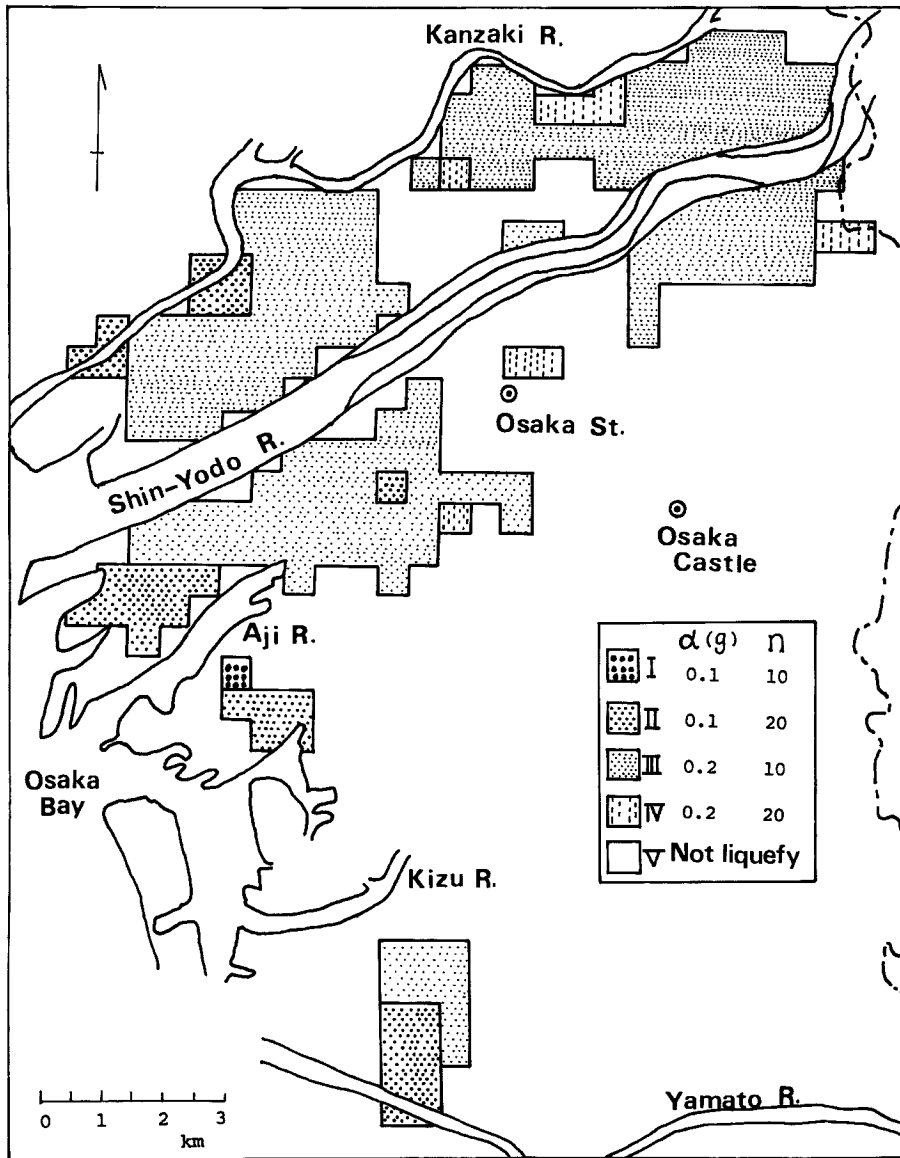


Fig. 8 Liquefaction potential survey for Osaka subsoil

LIQUEFACTION OF SOT GROUND

by *Toru SHIBATA*

Synopsis

To date, numerous researches have been pursued on the liquefaction of saturated loose sand in connection with the investigation of the possible disastrous effects of earthquakes upon soft ground. In this report, the author attempts to devote a discussion on the following items: (1) liquefaction of quick soils, e.g. quick clay and true quick sand, (2) liquefaction of saturated sand due to cyclic loading and (3) evaluation of liquefaction potential of a deposit. It is further attempted to estimate the liquefaction potential at Osaka area for some design earthquake, and the results are shown in Fig. 8.