



大規模特殊事業計画調査

トンネルに関する試験調査

耐震調査

資料 No. 3

土 木 研 究 所 資 料

第 764 号

構造物基礎および地盤の耐震に関する研究

昭和 47 年 6 月

建設省土木研究所

構造橋梁部振動研究室

目 次

まえがき	1
1. 緒 論	2
2. 構造物基礎の振動	3
2.1 構造物基礎のばねと減衰に関する Richart らの研究	3
2.2 土、地盤および構造物基礎の動的性質の実測	8
3. 地震時における砂質地盤の流動化の判定方法	13
3.1 既往の研究	13
3.2 Seed らの研究成果	14
3.3 相対密度の算定法	19
3.4 流動化の判定方法	21
3.5 流動化の簡易判定方法（その1）	22
3.6 簡易判定方法の適用例	37
3.7 流動化の簡易判定方法（その2）	39
3.8 流動化の防止対策と構造物設計上の考慮	44
4. 沈埋トンネルの耐震設計	45
4.1 概 説	45
4.2 BARTトンネルの概要と耐震設計	45
4.3 考 察	52
5. 要約と結論	55
5.1 要 約	55
5.2 結 論	58
参 考 文 献	60

ま え が き

この資料は、沈埋トンネルの耐震設計に資するために実施した研究の成果を示したものであり、構造物基礎の振動性状、地震時における地盤の流動化発生の判定法、沈埋トンネルの耐震設計における各種の検討等について記述している。この研究の主要部はすでに著者により報告されたものであるが、今回、砂質地盤の流動化に関して追加検討ならびに修正を加えている。

昭和47年6月

建設省土木研究所 振動研究室

主任研究員 岩崎 敏男

1 緒 論

既往の地震による各種構造物の震害例を引くまでもなく、構造物の基礎ならびにその周辺地盤の振動特性ないしは耐震性を把握することは、構造物の耐震設計を合理化する上に、最も重要な事柄の一つとなることは明らかである。ここでは、沈埋トンネルの耐震設計に資するために実施した構造物基礎ならびに地盤の耐震に関する調査研究の結果を示す。

まず第2章では、構造物基礎の振動につき、既往の研究成果を紹介しており、Richartらが提示した直接基礎のばねと減衰の算定方法、ならびに土、地盤および構造物の動的性質（主にばねと減衰）に関する実測結果を示し、考察を加えている。そして土、地盤および構造物の動的性質は、振動中に生ずる振動振幅（またはひずみ）の大きさによって変化するものであることを指摘している。

第3章では、地震時における砂質地盤の流動化発生を予測するための、一貫した判定方法を示している。これは、Seedらによってなされた多数の研究成果を有機的に組合わせたものであり、各種条件の下に設定された流動化発生に必要な動的せん断応力の大きさ（ τ_L ）と地震時に発生するであろう動的せん断応力の大きさ（ τ_E ）とを比較し、 $\tau_L < \tau_E$ の場合、流動化が発生する可能性が高いと判定する方法である。またここでは、流動化の簡易判定方法が提示されており、この方法には、地震動の繰返し回数の影響、地震時に地盤内に生ずる動的せん断応力（ τ_E ）の簡易計算法における平均応答スペクトルの利用など、本研究独自の手法が盛り込まれている。この流動化の簡易算定法は、表層地盤の深さ、せん断波の伝播速度、基盤に考慮する最大震度を与えて、各深さにおける限界N値を求め、これと実際の標準貫入試験によるN値とを比較することにより、比較的容易に流動化発生の有無を判定できる特色を有している。またこの簡易判定方法を、新潟地震に際して流動化が発生した事例に適用して、良好な結果を得ている。

つぎに第4章では、BARTトンネルの耐震設計に関連して実施された各種の調査結果を紹介するとともに、沈埋トンネルの耐震設計に関して多少の考察を施している。

最後に第5章では、本報告書に記述した各種の事項を要約するとともに、この調査研究から得られた結論が述べられている。

2 構造物基礎の振動

2.1 構造物基礎のばねと減衰に関する Ricart らの研究

構造物基礎の振動問題を取扱う解析法として

- ① 質点系による方法—振動時における地盤の影響をばねと減衰とに置換し、基礎をこれらのばね、減衰が付着した質点系と仮定して振動解析を行うもの。
- ② 半無限弾性体理論—地盤を半無限の等質、等方性の弾性体と仮定し、基礎をその上に載る剛体を仮定して、動的な弾性理論にもとづいて基礎の振動解析を行うもの。
- ③ 波動重複反射理論—成層構造をなす地盤を仮定し、入力源からの振動が、各層の境界面で反射、屈折しながら多層の地盤および構造物内を弾性波動として伝播していく現象を考慮して地盤・基礎系の振動解析を行うもの。
- ④ 有限要素法—地盤と基礎を二次元または三次元の連続体とみなし、有限要素法を利用して振動解析を行うもの。

などがあげられる。これらのうち②の半無限弾性体理論は、平面および深さ方向に均一な弾性地盤の上に載るフーチング基礎のごとき理想状態に対して、比較的厳密な解が得られる注目すべき方法である。この方法は1930年代のReissnerの研究に端を発し、小堀、田治見、Sung、Bycroftらによる多くの研究がある。これらはLambによるBoussinesqの動的弾性理論を基本とした理論的方法であり、数学的取扱いがやや難解である。また得られる諸種の定数が加振振動数の関数として与えられるため、地震動のような不規則振動の場合等に対して、この理論の実用化は必ずしも容易でない。

これに対してミシガン大学のRichart⁽¹⁾は半無限弾性体理論の結果を実用に供するべく、地盤条件、基礎構造、加振条件あるいは振動形態に応じて、振動系を近似的な等価質点系に置換する簡易方式に関する研究を行い、すでに系統的な成果を得ている。これによると、まず図2.1に示すごとく、実物フーチング基礎を各振動形態に応じて単純な等価質点系に置換する。この系の所要係数は「質量M」、「ばね係数K」および「粘性減衰係数C」の3者であり、いずれも加振振動数に無関係な定数として与えられる。従って解析計算が非常に容易になるとともに、任意外力に対する計算が可能となる特色がある。鉛直振動の場合について運動方程式を示すと(図2.1(A)参照)

$$M\ddot{Z} + C_z\dot{Z} + K_z Z = Q_z(t) \quad (2.1)$$

ここに

M : 等価質量 (基礎+上載物体)

C_z : 有効粘性減衰係数 (地下逸散減衰+内部減衰)

K_z : 有効ばね係数 (現位置試験または弾性解による静的ばね)

Z : 基礎の変位 ($\dot{Z} = \frac{dZ}{dt}$, $\ddot{Z} = \frac{d^2Z}{dt^2}$)

$Q_z(t)$: 作用する外力 (時間tの関数)

となる。図2.1において ρ , G , ν はそれぞれ地盤の密度、せん断弾性係数、ポアソン比で深さ方向に一定と仮定している。

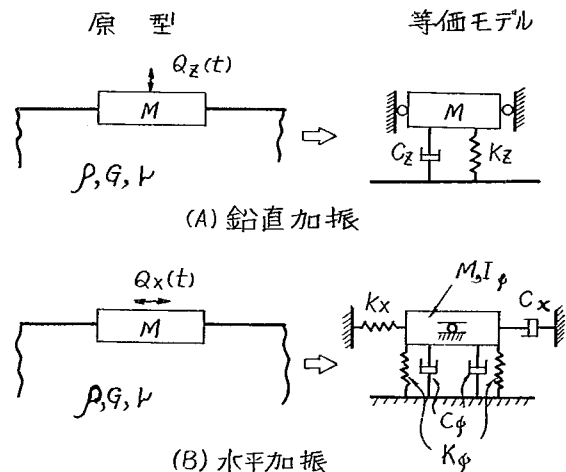
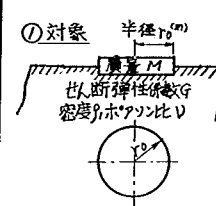
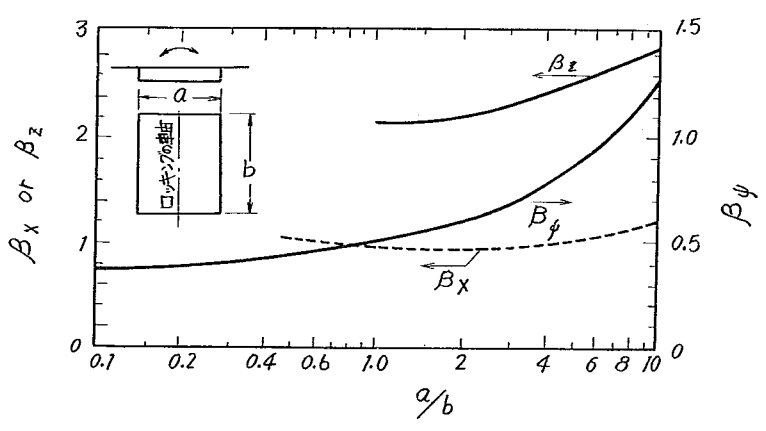


図2.1 等価振動系

水平加振の場合には、一般に水平並進とロッキング振動の連成振動を取扱うのがよいとされている（図2.1(B)参照）。

表 2.1 円形基礎および矩形基礎の減衰定数とばね定数

振動形態 定数		鉛直 (z)	水平 (x)	ロッキング (ϕ)	振り (θ)	備考
地下逸散減衰	臨界減衰に対する比 h	$\frac{0.425}{\sqrt{B}}$	$\frac{0.288}{\sqrt{B}}$	$\frac{0.15}{(1+B)\sqrt{B}}$	$\frac{0.50}{1+2B}$	①対象  ②表示した h は半無限弾性体地盤を考えた場合の地下逸散減衰によるもの。内部減衰 ($h > 0.05$) を別途考慮してよい。 ③水平加振の場合は、水平-ロッキングの連成振動として解く。
	質量比 B	$\frac{1-\nu}{4} \frac{M}{\rho r_0^3}$	$\frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{M}{\rho r_0^3}$	$\frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_\phi}{\rho r_0^5}$	$\frac{I_\theta}{\rho r_0^5}$	
	矩形基礎の等価半径 r_0	$\sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{a^3b}{3\pi}}$	$\sqrt{\frac{4ab(a^2+b^2)}{6\pi}}$	
ばね定数 K	円形基礎	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}$ (Timoshenko and Goodier)	$\frac{32(1-\nu)Gr_0}{7-8\nu}$ (Bycroft)	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$ (Borowicka)	$\frac{16}{3}Gr_0^3$ (Reissner and Sagoci)	
	矩形基礎	$\frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{ab}$ (Barkan)	$2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{ab}$ (Barkan)	$\frac{G}{1-\nu}\beta_\phi a^2b$ (Gorbunov-Passadov)	-	
矩形基礎のばね定数 K の式における β 値						

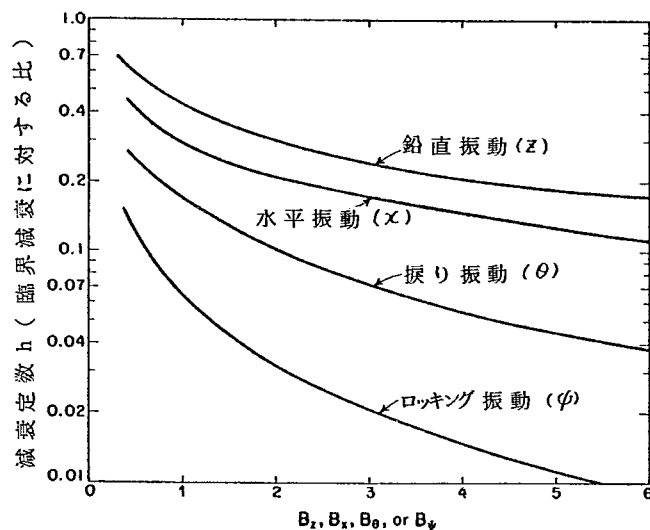


図 2.2 半無限弾性地盤上の基礎の地下逸散による減衰定数

表 2.1 は円形断面および矩形断面を有する基礎に関し、各振動形態について、地下逸散減衰による減衰定数とばね定数を示している。図 2.2 は各振動形態に対して地下逸散による減衰定数（臨界減衰に対する比）を、また図 2.3 および 2.4 は矩形基礎について地下逸散減衰による減衰定数の値を算定したものである。

これらから判るように、ばねと減衰の評価にあたっては、基礎の寸法のほかに地盤定数（特に弾性係数とポアソン比）の算定が重要な要素となる。

せん断弾性係数 G は、一般に現位置試験または現地から採取した試料を用いた共振法試験によって算定するのを原則としているが、すでに Richart らによって各種土質試料に対する共振法試験が数多くなされており、標準的なせん断弾性波速度 V_s およびせん断弾性係数 G ($= \rho V_s^2$, ρ : 土の単位体積密度) を与える実験式が下記のように与えられている。

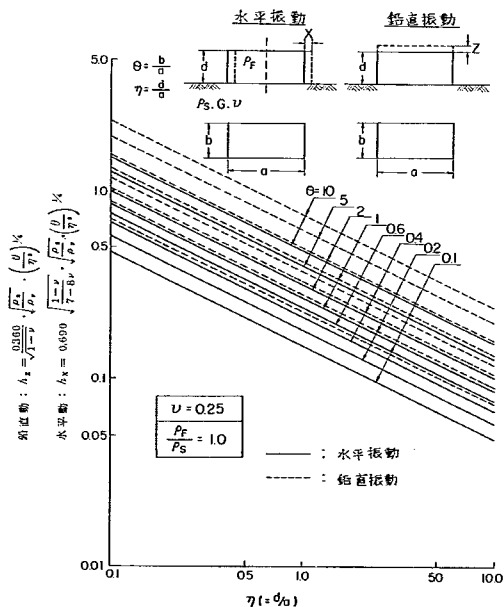


図 2.3 根入れのない剛体基礎の地下逸散減衰
— 並進振動の場合 —

$$\text{丸粒の砂質土: } \begin{cases} V_s = 160.5(2.17 - e) \sigma_o^{\frac{1}{4}} & (\text{m/sec}) \\ G = \frac{698(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_o} & (\text{kg/cm}^2) \end{cases} \quad (2.2)$$

$$\text{角粒の砂質土} \quad \begin{cases} V_s = 109.8(2.97 - e) \sigma_o^{\frac{1}{4}} & (\text{m/sec}) \\ G = \frac{326(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_o} & (\text{kg/cm}^2) \end{cases} \quad (2.4)$$

$$\text{並びに粘性土} \quad \begin{cases} V_s = 109.8(2.97 - e) \sigma_o^{\frac{1}{4}} & (\text{m/sec}) \\ G = \frac{326(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_o} & (\text{kg/cm}^2) \end{cases} \quad (2.5)$$

ここに e : 間隙比 (< 0.8 の場合に適用)

σ_o : 有効側圧 (kg/cm^2)

ただし上式で与えられるせん断弾性係数 G は、比較的微小な歪範囲 (10^{-6} 程度) に対応するもので、大きい歪の場合は V_s および G の値は低下する傾向にあることが *Richart* らのほか *Whitman* ⁽²⁾, *Seed* ⁽³⁾ らによって指摘されている (後述の図 2.7 参照)。

またポアソン比 (ν) は弾性波速度 (P 波および S 波) の実測値から逆算するのを原則とするが、標準的には次の値をとってよいとしている。

砂質土: $\nu = 0.25 \sim 0.35$ (通常 $1/3$) (2.6)

粘性土: $\nu = 0.35 \sim 0.45$ (通常 0.4) (2.7)

以上が *Richart* らの研究成果の概要であるが、この方法は実験的にもある程度よく合致する結果を得ており、すでに機械基礎の実施設計にも取り入れられている。本研究の特色は、半無限弾性体理論に基づく複雑な解析結果を、加振振動数に無関係な係数をもつ単純な等価系に置換し、任意外力に対する解析および実用設計を容易にしたこと、ならびに地盤定数の合理的測定法とその標準値を提示したことにある。しか

しこれらを耐震工学の分野に反映させるためには、さらに①機械による加振と地震入力との相異、②複雑な地盤構成をなす地層の影響、③基礎の根入れ効果、④歪の大きさに対するばねと減衰の変化、⑤地盤および構造物の非線型性等に関する研究が今後必要となると考えられる。

なお参考までに、従来用いてき

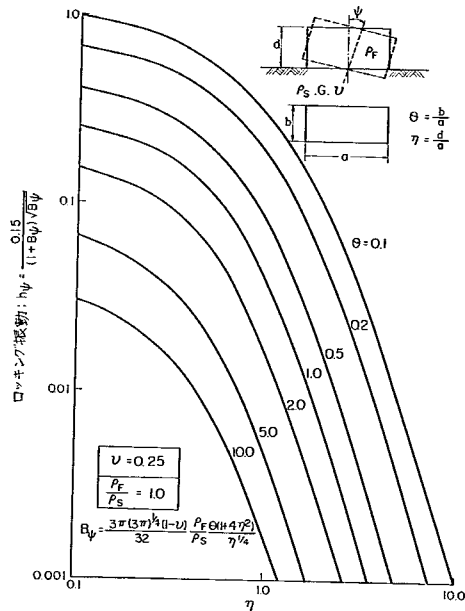


図 2.4 根入れのない剛体基礎の地下逸散減衰
— ロッキング振動の場合 —

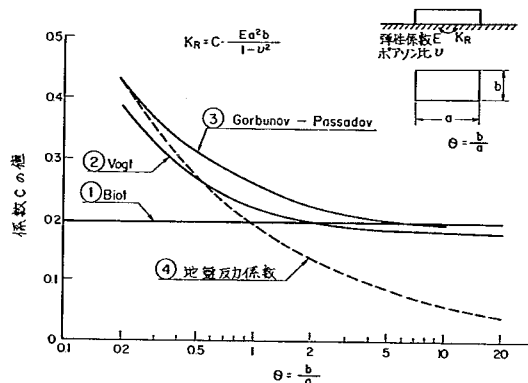
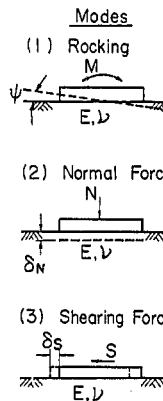
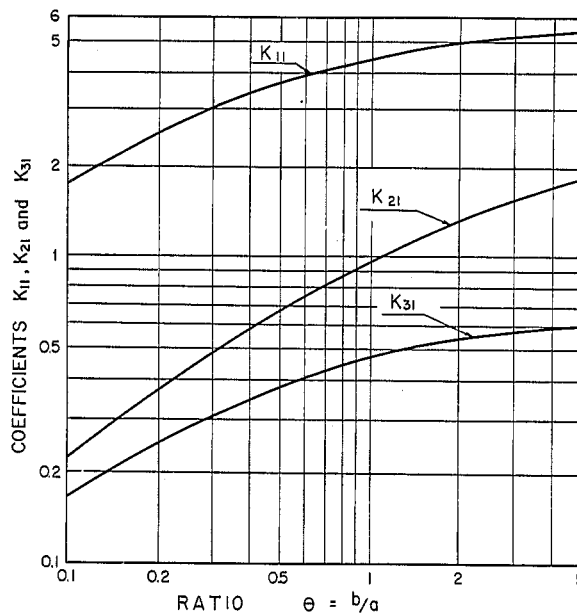


図 2.6 ロッキングばねの計算式の比較

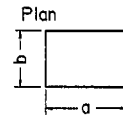


Spring Constants

$$K_R = \frac{M}{\phi} = \frac{a^2 b}{k_1} E (t-m)$$

$$K_N = \frac{N}{\delta_N} = \frac{b}{k_2} E (t/m)$$

$$K_S = \frac{S}{\delta_s} = \frac{b}{k_3} E (t/m)$$



E : Elastic Modulus of Supporting Layer (t/m^2), $E = 2(1+\nu)G$

ν : Poisson's Ratio

a, b : Dimensions of Foundation (m)

$$\theta = \frac{b}{a}$$

Note : $k_1 = k_{11} (1 - \nu^2)$
 $k_2 = k_{21} (1 - \nu^2)$
 $k_3 = k_{31} (1 - \nu^2)$
 $+ k_{31} \nu (1 + \nu)$

Vogt's
Coefficients

$$k_{11} = \frac{24}{\pi} \left\{ \frac{\sqrt{1+\theta^2} (3 - 14\theta^2 - 2\theta^4) + 15\theta^3 + 2\theta^5 - 3}{15\theta} + \theta \ln \frac{1 + \sqrt{1+\theta^2}}{\theta} \right\}$$

$$k_{21} = \frac{2}{\pi} \left\{ \ln(\theta + \sqrt{1+\theta^2}) + \theta \ln \frac{1 + \sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{(\sqrt{1+\theta^2})^3 - 1 - \theta^3}{3\theta} \right\}$$

$$k_{31} = \frac{2}{\pi} \left\{ \theta \ln \frac{1 + \sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{\sqrt{1+\theta^2} (2\theta^2 - 1) - 2\theta^3 + 1}{3\theta} \right\}$$

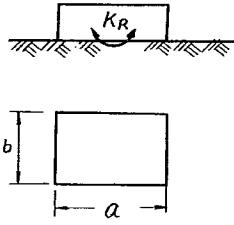
Values of k_{11} , k_{21} and k_{31} are shown in the chart.

2.5 SPRING CONSTANTS OF RIGID FOUNDATION ON SEMI-INFINITE ELASTIC LAYER—BY VOGT'S THEORY—

表 2.2 矩形基礎に対するロッキングばねの計算式

計 算 法	計 算 式	参 照 図	$K_R = C \cdot \frac{Ea^2 b}{1-\nu^2}$ におけるCの値 (図2.6参照)							備 考
			$\theta=0.2$	0.5	1	2	5	10	20	
① Biot	$K_R = \frac{\pi}{16} \frac{Ea^2 b}{1-\nu^2}$	—				0.196				
② Vogt	$K_R = \frac{1}{k_H} \frac{Ea^2 b}{1-\nu^2}$	k_H : 図2.5参照	0.385 (2.6)	0.268 (3.73)	0.222 (4.5)	0.198 (5.05)	0.184 (5.44)	0.180 (5.57)	0.177 (5.65)	()は K_{H1} 値
③ Gorbunov-Passadov	$K_R = \frac{\beta_\varphi}{2} \frac{Ea^2 b}{1-\nu^2}$	β_φ : 表2.1参照	0.43 (0.86)	0.31 (0.62)	0.26 (0.52)	0.22 (0.44)	0.20 (0.40)	0.19 (0.38)	—	()は β_φ 値
④ 地盤反力係数	$K_R = \frac{0.19}{\sqrt{\theta}} \frac{Ea^2 b}{1-\nu^2}$	注②参照	0.425	0.268	0.190	0.134	0.085	0.060	0.043	

注① 対象



$\theta = \frac{b}{a}$

② 地盤反力係数法

$K_R = K_V' \cdot I$

$K_V' = 2 \times K_V$ (Barkanによる)

$K_V = \frac{E}{I_F (1-\nu^2) \sqrt{A}}$ (形状係数 $I_F = 0.88$ とする)

$I = a^3 b / 12$

たばねの算定法の比較資料を示す。図2.5はよく用いられているVogtによるばね定数の求め方を示したものである。また表2.2および図2.6は矩形基礎に対してロッキングばねの各種の計算式を比較したものである。縦横比 θ が小さい場合のBiot式、および θ が大きい場合の地盤反力係数式は小さい目のばねを与えることが注目される。

2.2 土、地盤および構造物基礎の動的性質の実測

つぎに、土、地盤および構造物基礎の動的性質について室内試験、現地試験等による実測結果を示す。

まず図2.7はせん断ひずみの大きさに対する土質試料のせん断弾性係数の変化を、図2.8はせん断歪の大きさに対する土質試料の内部減衰の変化を示したもので、RichartをはじめWhitman⁽²⁾、Seed⁽³⁾の研究成果である。これからせん断弾性係数および内部減衰は、ともに、ひずみの大きさによって著しく変化していることが判る。また表2.3は、BARTトンネルに関するAisiksら⁽⁴⁾の調査結果で、各種の調査法によるせん断弾性係数の変化を、最もひずみの小さい地震探査結果を基準に表示したものである。この表には、参考のために予測されるひずみのオーダーも示しておいた。また、Kuesel⁽⁵⁾によると、地中構造物の耐震設計に用いる地盤のせん断波速度は、砂地盤の場合、地震探査結果の $1/2$ (弾性係数は $1/4$)、粘土地盤の場合、 $1/3$ (弾性係数は $1/9$)をとることを推奨している。

一方、地盤の標準貫入試験のN値と、せん断波速度 V_s (m/sec)との間の関係に関しては、我が国において二・三の算定例がある。まず図2.9は金井⁽⁶⁾によるもので、主に常時微動の測定結果から算定したものである。図2.10(A)、(B)は今井ら⁽⁷⁾によるものであり、実験式として、

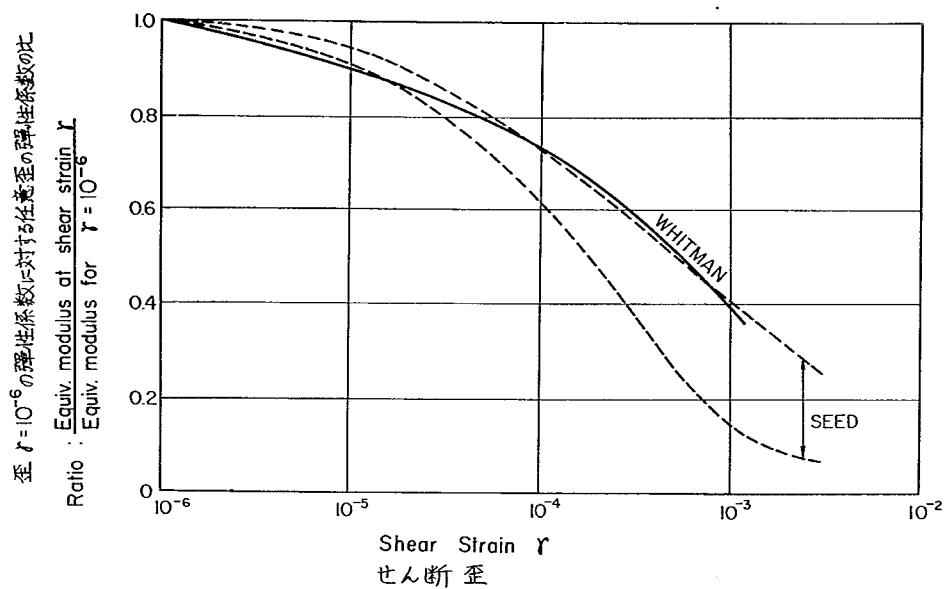


図 2.7 せん断歪に対する有効弾性係数の変化

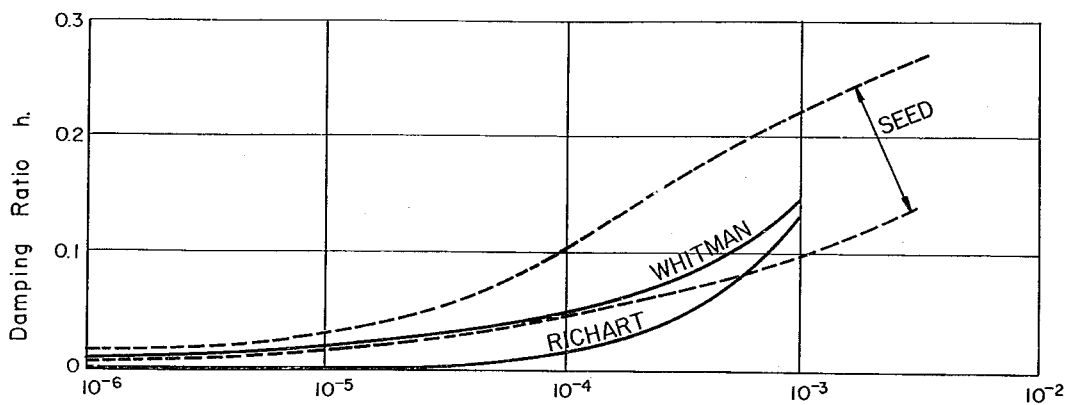


図 2.8 せん断ひずみに対する減衰の変化

表 2.3 せん断ひずみに対する減衰の変化

———— BARTトンネルの関連調査結果 ⁽⁴⁾ ————

調査方法	せん断弾性係数の変化	予想されるひずみのオーダー
地震探査	1.00	$10^{-6} \sim 10^{-7}$
微少地震記録	0.30	$10^{-4} \sim 10^{-5}$
動的三軸(小ひずみ)	0.09	10^{-3}
動的三軸(中ひずみ)	0.043	10^{-2}

一般的な実測値から: $V_s = 76 N^{0.39}$

(2.8A)

$$\left. \begin{aligned} \text{ひずみの大きさを考慮する場合: } \rho V_s^2 &= \frac{N}{0.42} \left(\frac{\epsilon_s}{\epsilon_s} \right)^\theta (V_p, V_s) \\ \text{ただし } \theta(V_p, V_s) &= 0.74 - \frac{1.18 \left\{ 1 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2 \right\}}{1 - \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2} \end{aligned} \right\}$$

(2.8B)

を与えている。つぎに図2.11は、柴田⁽⁸⁾が砂質土に対して求めた式

$$V_s = 32 \sqrt{N} \quad (\text{m/sec})$$

(2.9)

を示したもので、同時に上記の金井および今井らの測定結果の一部も並記している。

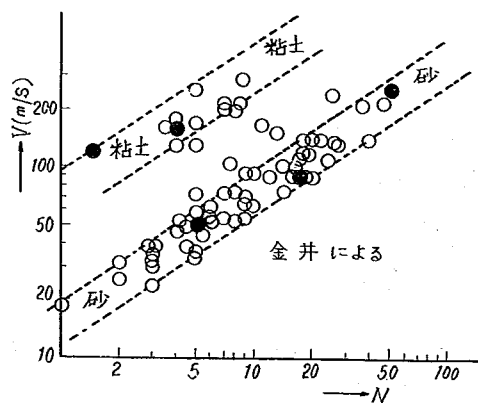


図2.9 N値とS波(推定)の速度の関係⁽⁶⁾

黒丸印はS波の速度の実測値
白丸印は常時微動からの推定量

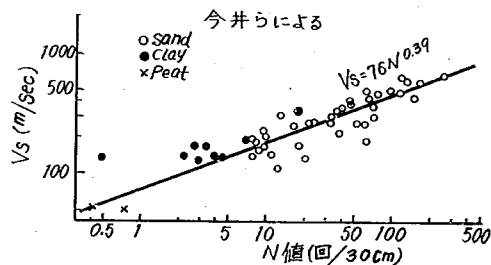


図2.10(A) S波速度とN値の実測量⁽⁷⁾

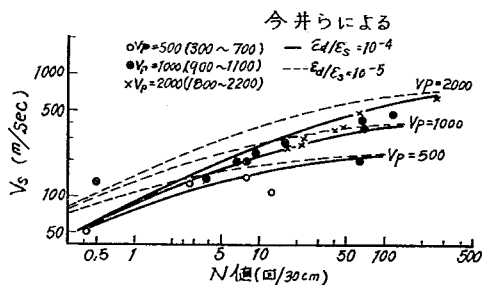


図-2.10(B) S波速度とN値実験式⁽⁷⁾

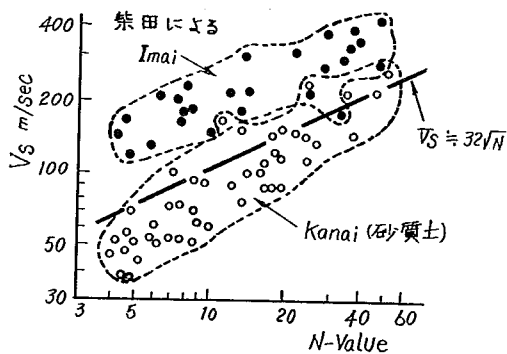


図2.11 S波速度とN値⁽⁸⁾

これらの資料(式(2.8B)以外)はいずれも微小なひずみに対するものであり、前述のごとく、地震時のような大きなひずみの場合では異なることが予想される。地震時を想定した場合の地表面付近の V_s 値を推定する近似式として

$$V_s \approx 1.6\sqrt{N} \quad (\text{m/sec}) \quad (2.10)$$

が与えられる。ここでは柴田の式(2.9)を基本にし、文献(5)にない、砂質地盤に対する低減率(1/2)を考慮して算定したものである。式(2.10)は、砂質地盤に対する、 N 値から地震時の V_s 値を求める近似式である。粘性土に対しては、別途検討する必要があるが、金井の測定結果(図2.9の上部)に粘土地盤に対する低減率(文献(5)によると1/3)を乗じて算定するのも一方法と考えられる。

以上は土質資料または地盤に関する実験結果であったが、つぎに実構造物に対して同様の検討を行ってみよう。表2.4および図2.12、2.13は土木研究所が建設省関東地方建設局管轄の新葛飾橋について実施した振動実験ならびに地震観測の結果から地盤の弾性の变化を推定したものである。これらは橋脚天端における振動振幅の大きさと地盤の弾性(各構造部分につき最も振幅の小さい振動の場合の弾性を単位にとっている)の関係を示したもので、図2.12では地盤の弾性をばねの形で、また図2.13では地盤の弾性を復元力の形で表示している。これらから、実構造物に対しても、上記の土質資料におけると同様、変形の増大とともに地盤のばねが低下する性質が明確に現われていることが判る。減衰については必ずしもはっきりした傾向は現われていない。

表 2.4 新葛飾橋の振動性状の実測結果

諸 元 対 象	テスト No. n	橋脚天端の 変位 a (cm.)	共振振動数 f_n (c/s)	振動数比 $u = f_n/f_1$	ばね定数比 u^2	復元力比 $a u^2$	減衰定数 h^*	備 考
P _s 橋 脚	1	0.0119	6.12	1.00	1.00	0.0199	0.12	振動実験
	2	0.0290	5.98	0.976	0.954	0.0277	0.11	"
	3	0.0456	5.91	0.965	0.932	0.0425	0.08	"
	4	0.0752	5.63	0.920	0.847	0.0637	0.10	(ケーソン回転角 $\approx 10^{-5}$ ラジアン)
	5	0.0990	5.26	0.859	0.740	0.0732	0.10	"
	6	0.0110	6.00	0.980	0.960	0.0106	0.10	"
P _t 橋 脚	1	0.0496	5.78	1.00	1.00	0.0496	0.06	"
	2	0.120	5.58	0.965	0.930	0.112	0.05	"
	3	0.147	5.31	0.918	0.842	0.124	0.07	"
	4	0.220	5.09	0.881	0.778	0.173	0.05	"
	5	0.226	4.86	0.841	0.708	0.160	—	(ケーソン回転角 $\approx 10^{-4}$ ラジアン)
	6	0.0486	5.62	0.970	0.940	0.0456	0.06	"
全 橋	1	0.0295	2.79	1.00	1.00	0.025	0.07	"
	2	0.0380	2.76	0.989	0.978	0.0372	0.06	"
	3	0.32	2.00	0.717	0.514	0.1645	—	(ケーソン回転角 $\approx 3.4 \times 10^{-5}$ ラジアン) 地震観測結果

* 減衰定数 h は共振曲線の形状から求めたもので、臨界減衰に対する比で表わされている。

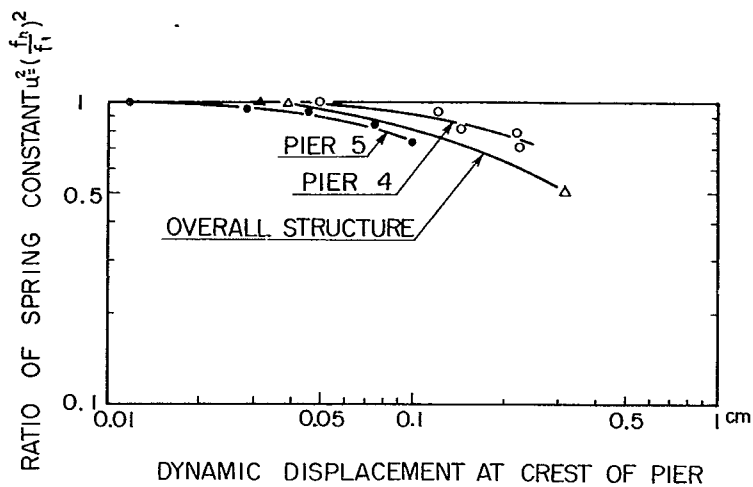


FIG. 2.12 RELATION BETWEEN DYNAMIC DISPLACEMENTS AND SPRING CONSTANTS—SHINKATSUSHIKA BRIDGE—

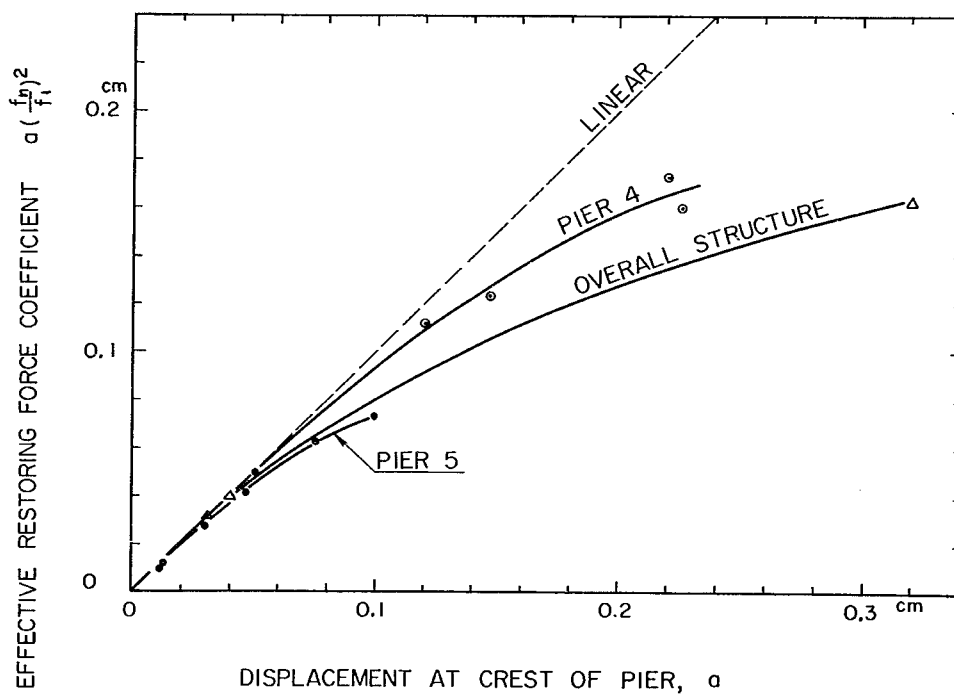


FIG. 2.13 NONLINEAR CHARACTERISTICS OF SHINKATSUSHIKA BRIDGE

3 地震時における砂質地盤の流動化の判定方法

3.1 既往の研究

一般に砂の流動化とは、飽和した砂層が非排水状態で地震動をうけたとき、間隙水圧が上昇することにより有効応力の低下をきたし、その強度を大幅に失う現象をいう。砂の流動化に関連する既往の研究は数多くあるが、その主要なものを以下に挙げる。

(1) 限界間隙比説

Ca s a g r a n d e⁽⁹⁾ は 1936 年に限界間隙比説を提示した。これによるとあらゆる砂には、静的なせん断変形中に体積変化をおこさない一定の密度——このときの間隙比を限界間隙比という——がある。そしてこれよりゆるい砂は、せん断中に体積収縮をおこし、非排水状態では正の間隙水圧が発生し、有効応力が低下する。有効応力の低下が著しくなると、流動化が起こりやすい状態となる。限界より密な砂はせん断中に体積膨張を起こし、有効応力が増大し、安定性が増す。

従って現地における砂の間隙比とその砂の限界間隙比とを測定し、両者を比較して、前者が後者より小さい(すなわち密)なら流動化に対して安定であり、逆なら危険と判定するわけである。ここで問題となる点として次のことがあげられる。すなわち砂の限界間隙比は側圧が増大すると共に低下する傾向があり、深さ方向に同じ程度の間隙比をもつ砂層の場合、深いところ(側圧が高い)ほど、流動化に対する安定性が低いことになる点である。

ところが、その後になされた多くの調査研究により、限界より密な砂に対しても現実に流動化が観察されたこと、さらに室内実験から側圧が大きいほど流動化に対する安定性が高いことが指摘されて、限界間隙比説は地震などの動的荷重が作用する場合に対しては応用しにくいことが判明した。

(2) 砂箱を用いる振動実験

振動台の上に置かれた容器に砂を入れ、これを加振することによって、流動化現象が発生するための振動条件を求めるもので、運輸省港湾技術研究所の石井、土田ら⁽¹⁰⁾、および Maslov ら⁽¹¹⁾ による数多くの研究がある。

しかし、この方法では一般に振動の継続時間の影響、容器の形状と変形特性の影響、土粒子に加わる側圧の影響等が無視されているか又は判明しにくいから、現地条件を考慮した応用は容易でないとされている。

(3) 間隙水圧変動の解析

流動化現象の発生途上およびその後における砂中の間隙水圧の時間的変動ならびに流動化に伴う噴砂現象の機構などを、理論的、実験的に解明するものとして Housner⁽¹²⁾、Florin⁽¹³⁾、Ambroseys⁽¹⁴⁾ らの研究がある。この方法では、砂層のある部分に過剰間隙水圧が発生し、それが鉛直方向に発展し、さらには衰退していく時間的変化はよく解明されるが、流動化の発生開始の条件そのものに関しては比較的あいまいである。すなわちこの方法では地震時に観測される現象の説明はよく出来るが、流動化の発生のための諸条件を定量的に評価することは容易でない。

(4) 繰返しせん断応力の試験

Seed, Lee ら^{(15)~(19)} は各種の土質材料を用い、種々の条件の下で、繰返し三軸圧縮試験および繰返し直接せん断試験の2種の試験を実施し、飽和砂の流動化が発生するための条件を定量的に求めた。この方法は現地条件を比較的良好に再現する試験方法であると考えられ、試験結果は現段階では最も信頼性の高いものといえる。この試験の結果を参照すれば、対象とする現地地盤の土質条件を与えることにより、地震時に流動化を起こすせん断応力の大きさを推定することができる。

一方想定する地震に対して、砂層内に発生する応力を別途応答計算などで算定することにより、比較的高い精度で、流動化の発生の有無を予測できる可能性がある。

次項3.2では、Seed, Lee らの試験結果を中心に、流動化発生の条件を提示することにする。

3.2 Seed らの研究成果

(1) 流動化に関する用語の定義

ここでいう流動化現象とは、飽和砂層が地震動をうけたときに発生する間隙水圧の上昇によって、有効応力が低下し、これにより飽和砂のせん断強度が著しく低下する現象をいう。広義の定義では乾燥した土を含むあらゆる土質材料が何らかの外乱によってその強度が大巾に減少する現象を指すがここでは上記の定義による。Peacock および Seed (16) によると流動化に関する用語の定義は次のとおりである。

- ① 破壊—土に過大なひずみ（両振幅15～20%）が生じる状態。
- ② 完全流動化—土が広いひずみの範囲において、変形に対する抵抗性を失う状態。完全流動化した土はすべてそれ以前に破壊が起こっている。
- ③ 部分流動化—土が破壊を起こすひずみより小さいひずみにおいて抵抗性を失う状態。
- ④ 初期流動化—繰返し荷重をうける土に、初期の部分流動化が起こる状態。

(2) 流動化発生の影響要素

飽和した砂の流動化の発生に対して、影響を及ぼす主要な要素として、次の4者があげられる。

- ① 土粒子の性質
- ② 初期の密度（間隙比）
- ③ 初期の静的応力状態
- ④ 地震によって作用する繰返しせん断応力の大きさと回数

(3) 土粒子の性質

まず流動化に及ぼす土粒子の性質の影響を調べてみよう。

図3.1は地震時または室内試験時に流動化の発生が認められた土質試料の粒度分布を示したものである。これを見ると、粒径が非常に広範囲にわたっていること、および均等係数が比較的小さいことが判る。すなわち、砂および

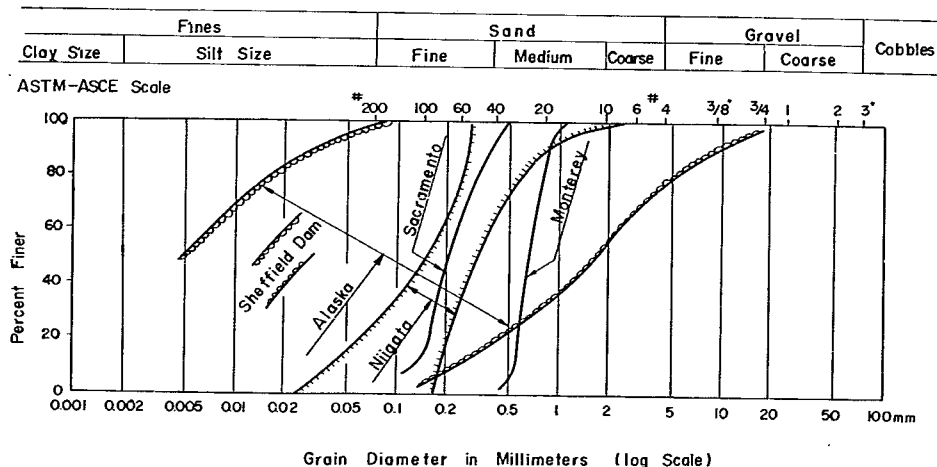


図3.1 流動化の発生が認められた土の粒度分布

シルトは、粒径1 mm 以上の特に粗いもの、および0.01 mm 以下の特に細かいものを除いて、流動化を起こす危険性があるといえる。

つぎにLee および Fitton⁽¹⁹⁾は、粒径、粒度分布および粒子形状が流動化に及ぼす影響について系統的な実験を行っている。これによると粒度分布と粒子形状の影響は少なく、粒径の影響が大きいとされており、粒径の影響を詳細に調べた結果が図3.2である。この図で横軸は平均粒径 D_{50} (mm)、縦軸は流動化を起こすに必要な繰返しせん断応力の大きさを示している。これから、流動化を起こす粒径は、

$D_{50} = 0.005 \sim 1.5$ mm と非常に広範囲であること、このうち

$D_{50} = 0.01 \sim 0.5$ mm の範囲が特に流動化しやすいことが判る。

(4) 流動化を起こすせん断応力の大きさ

図3.3～3.8はSeed らが実験で得た代表的成果を示したものである。まず図3.3は3種の土質資料(Sacramento River 砂, Monterey 砂, Sheffield Dam シルト—図3.1参照)に対する実験で軸応力 σ_0 (直接せん断試験の場合) または側圧 σ_3 (三軸試験の場合) が 1.0 kg/cm^2 の場合について、初期流動化を起こすに必要な10回の繰返しを持つ動的せん断応力を、相対密度を変化させて求めたものであり、三軸圧縮試験および直接せん断試験両者の結果を示している。横軸は相対密度 D_r 、縦軸は試料が初期流動化を起こすに必要な動的せん断応力である。これから同一条件下では相対密度と動的せん断強度の間にはほぼ比例関係が認められることが判る。

図3.4はSacramento River 砂について、動的せん断強度と静的せん断強度(排水および非排水状態)を対比して示したもので、横軸は初期の有効側圧 (σ_3)、縦軸は試料が破壊を起こすに必要な偏差応力 (σ_{dp}) を示している。

図3.5はMonterey 砂について、三軸圧縮試験と直接せん断試験の結果を対比したもので、横軸は初期の軸応力 (σ_0) または有効側圧 (σ_3)、縦軸は $n=10$ または100サイクルで破壊を起こす動的せん断強度を示している。

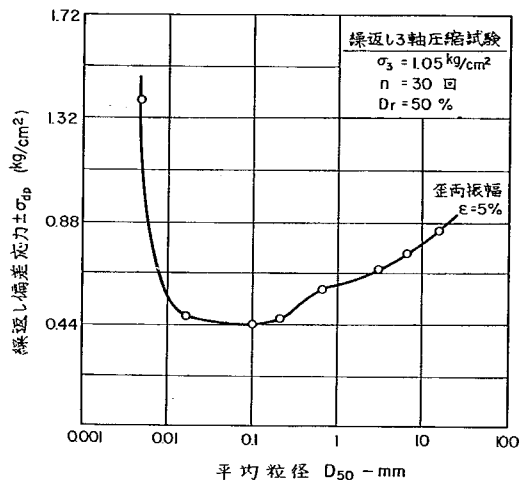


図3.2 粒径と流動化に対する強度の関係 (K. L. Lee, J. A. Fitton⁽¹⁹⁾による)

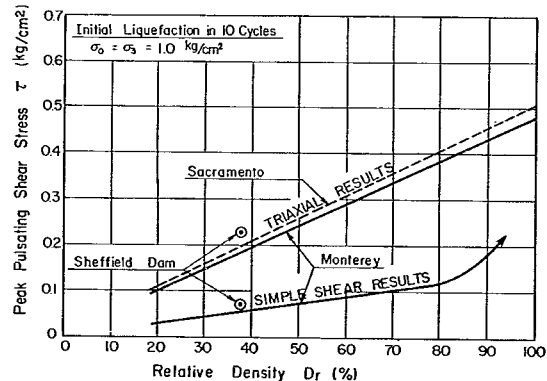


図3.3 Comparison of Shear Stresses to Cause Initial Liquefaction for Three Samples (After Seed, et al⁽¹⁸⁾, (19))

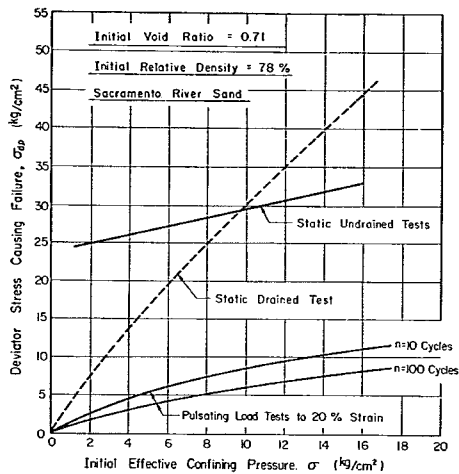


図 3.4 Comparison of Static Drained, Undrained, and Pulsating Load Strengths (After Seed, et al⁽¹⁵⁾)

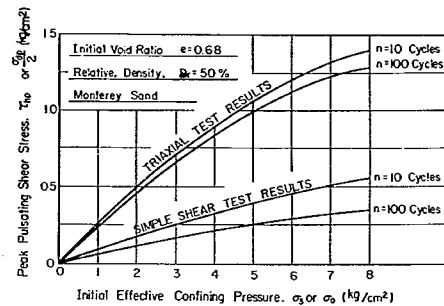


図 3.5 Comparison of Pulsating Shear Strengths under Cyclic Loading Simple Shear and Triaxial Conditions (After Peacock, et al⁽¹⁹⁾)

図 3.3 ~ 3.5 から ① 動的せん断強度は相対密度 D_r が 80 % 以上ではそれ以下に比べかなり大きく、流動化は発生しにくい。② 相対密度 D_r が 80 % 以下では相対密度と動的せん断強度との間にはほぼ比例関係が認められる。③ 動的せん断強度は静的強度に対してかなり低い。④ 初期の有効側圧と動的せん断強度はほぼ比例関係にある。⑤ 三軸圧縮試験による結果は直接せん断試験による結果に対して約 3 倍の強度を示す、などが判る。

以上はすべて試料要素内に初期せん断応力が作用していない状態での実験結果を示したが、つぎに図 3.6 および 3.7 は試料の要素に、初期せん断応力が作用する場合の結果を、シルト (Sheffield Dam) について示している。図 3.6 の横軸は破壊面における軸応力、縦軸は $n=10$ サイクルで破壊をおこす動的せん断強度を示している。これから初期にせん断応力が作用していると、動的せん断強度はかなり上昇することが判る。図 3.7 は三軸圧縮試験による強度 (τ_c)、直接せん断試験による強度 (τ_s) および実際問題に適用すべき修正値 (τ_L) の 3 者の関係を示したもので、横軸に初期のせん断応力の大きさを示すパラメーター (K_c または K_s) をとっている。また図 3.8 は各種土質試料に対して同一条件下において、三軸試験および直接せん断試験の結果を対比し、さらに後述する式 (3.2) または (3.3) で得られる修正値 (τ_L) を示したものである。

これらの実験から下記のことがいえる。

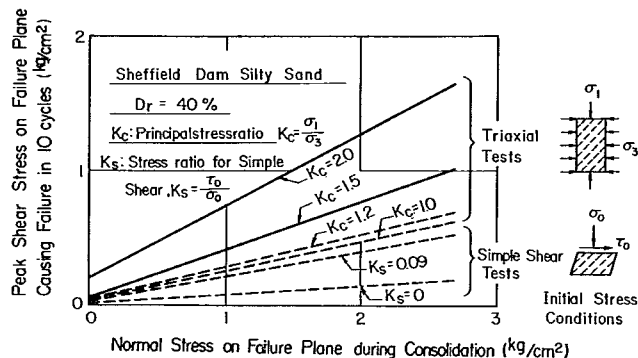


図 3.6 Comparison of Soil Strengths in Cyclic Triaxial and Cyclic Simple Shear Tests (After Seed, et al⁽¹⁸⁾)

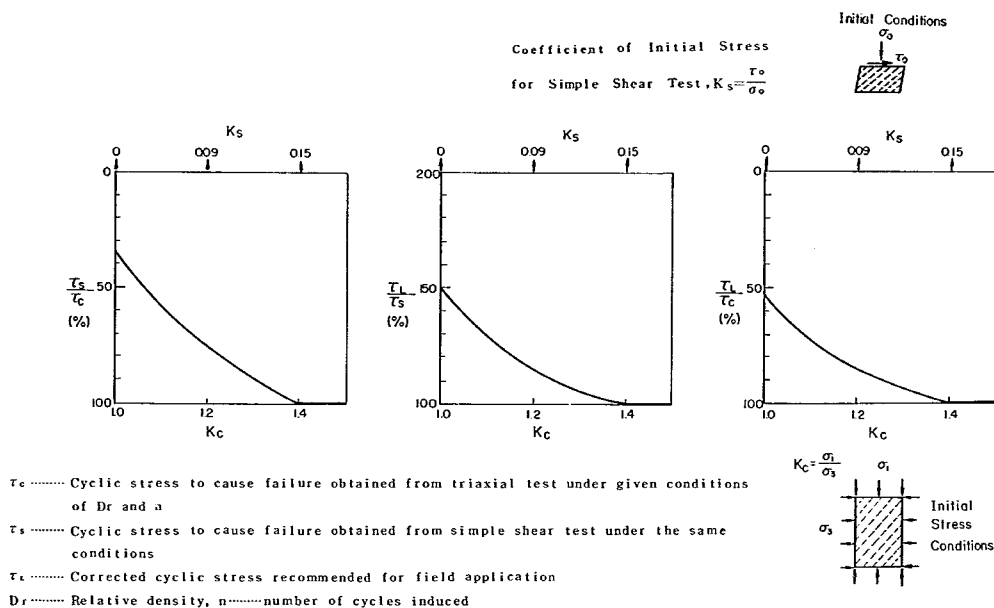


図3.7 Comparisons of Cyclic Stresses to Cause Liquefaction in Relation to Initial Stress Conditions

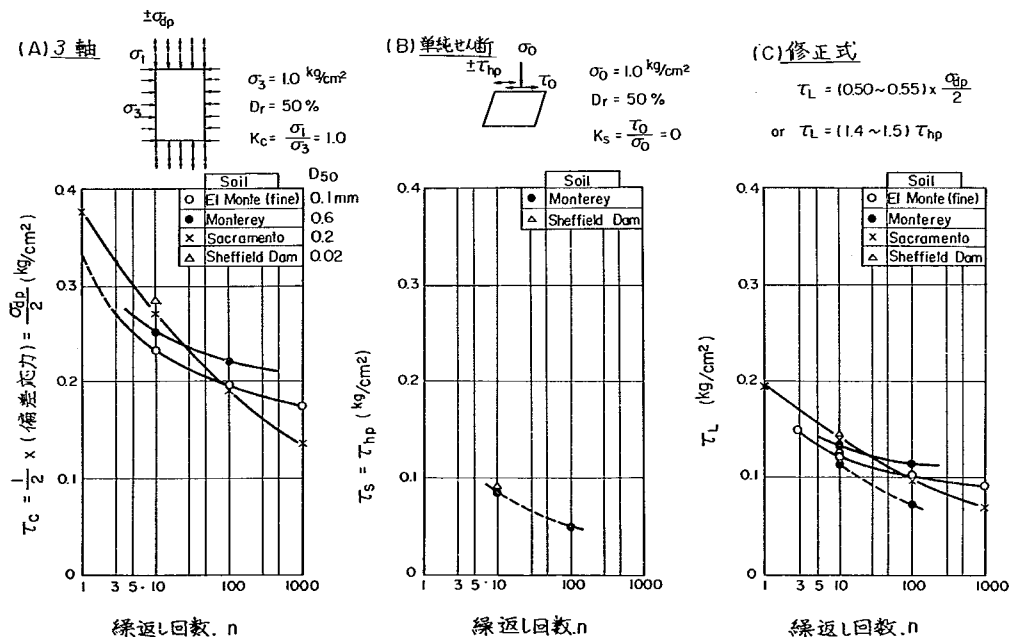


図3.8 各種土質試料に対する流動化の試験結果 (Seed らによる)

試験法による相異

三軸圧縮試験の結果と直接せん断試験の結果には、かなりの相異がある（図 3.7，3.8 参照）。

(a) 初期せん断応力が 0 のとき

$$\tau_s \doteq 0.35 \tau_c \quad (3.1)$$

ここに τ_c : 三軸圧縮試験から求めた、流動化を起こすのに必要な動的せん断応力

τ_s : 上と同一条件の下で、直接せん断試験から求めた流動化を起こすのに必要な動的せん断応力
上式のように直接せん断試験の結果は、三軸圧縮試験のわずか 35% の値である。

また現場への適用のための流動化を起こすのに必要なせん断応力の修正値 (τ_L) として、Seed らは、

$$\tau_L \doteq (0.5 \sim 0.55) \tau_c \quad \text{または} \quad (3.2)$$

$$\tau_L \doteq (1.4 \sim 1.5) \tau_s \quad (3.3)$$

で求める値を用いることを推奨している。しかしその後吉見ら⁽²⁰⁾は平面ひずみ条件のもとにせん断応力加えるねじりせん断試験を行ない、Seed らの三軸圧縮試験結果にほぼ等しい（やや大）結果を得ており（図 3.9），実際問題へ適用する強度 τ_L として τ_c をそのままとってよいとしている。すなわち、

$$\tau_L \doteq \tau_c \quad (3.4)$$

となる。

以下の検討では式 (3.4) を基準とし、Seed らによる三軸圧縮試験の結果を、そのまま実際問題へ適用することにする。

(b) 初期せん断応力が存在するとき

土粒子要素に、地震発生前からすでにせん断応力が作用している場合は、図 3.7 から判るように、上記の τ_c と τ_s の相異は小さくなる。

$K_s = \tau_o / \sigma_o$ (σ_o : 初期の軸応力, τ_o : 初期のせん断応力) が 0.15 以上の場合、 τ_s と τ_c との間に差がなくなる。

流動化を起こすせん断応力

流動化を起こすのに必要な動的せん断応力の大きさは、

$$\tau_L(n) = \bar{\tau}_L(n) \times \frac{\sigma_o}{\bar{\sigma}_o} \times \frac{D_r}{\bar{D}_r} \quad (3.5)$$

で与えられる。ここに

$\tau_L(n)$: 初期の応力条件が K (三軸圧縮試験においては $K = K_c = \sigma_1 / \sigma_3$ ，単純せん断試験においては $K = K_s = \tau_o / \sigma_o$ — 図 3.3 ~ 3.5 参照)，初期の上載圧力が σ_o ，かつ相対密度が D_r (例である砂質試料が n 回の繰返しで流動化を起こすのに必要な動的せん断応力の大きさ

$\bar{\tau}_L(n)$: 上と同様の K の値をもち、初期条件が、上載圧力 $\bar{\sigma}_o$ ，相対密度 $\bar{D}_r$ である。同一の土質試料に

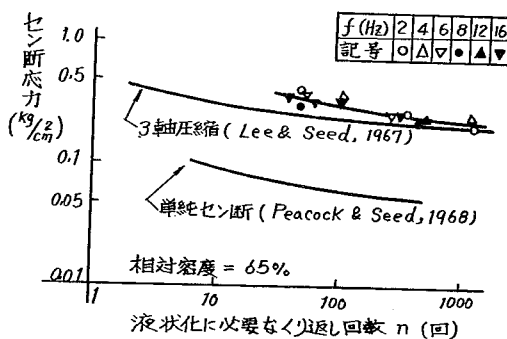


図 3.9 吉見ら⁽²⁰⁾の実験結果

ついて実施した実験から得た、 n 回で流動化するに必要な動的せん断応力の大きさ。(τ_L は式 (3.2) ~ (3.4) における τ_L で実験から求めた τ_c あるいは τ_s を基準に算定する。以後の検討では式 (3.4) に従うものとする。)

3.3 相対密度の算定法

3.2 で示したように、流動化の主要な影響要素の一つに相対密度がある。相対密度 D_r は、粘着性のない土についてその土の締め具合を表現する量で、次式で定義されている。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%) = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \times \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \times 100 (\%) \quad (3.6)$$

ここに

$e_{\max}$: 最大間隙比 (最もゆるい状態)

$e_{\min}$: 最小間隙比 (最も密な状態)

e : 与えられた状態の間隙比

$\gamma_{d\max}$: 最大乾燥密度 ($e_{\min}$ に対応する)

$\gamma_{d\min}$: 最少乾燥密度 ($e_{\max}$ に対応する)

γ_d : 与えられた状態の乾燥密度

ここで $e_{\max}$ (または $\gamma_{d\min}$) , $e_{\min}$ (または $\gamma_{d\max}$) を決めることが問題となる。通常は、振動による締め試験から $e_{\min}$ (または $\gamma_{d\max}$) を、また容器中に土を静かに注入する方法、メスシリンダーに入れた試料を数回手のひらでおおって静かに逆転させる方法などによって $e_{\max}$ (または $\gamma_{d\min}$) を求めている。しかし、これらに関する標準的な試験法は、確立されていないのが現状である。

一方 Gibbs, Holtz⁽²¹⁾ は、大型タンク内に密度を各種に変えて砂を詰め、その表面に載荷圧を加えて標準貫入試験を行い、標準貫入試験の N 値と相対密度 D_r ($\%$) の関係を求め、図 3.10 に示す結果を得た。この図で実線は、空気乾燥したのち部分湿潤した粘着力のない砂に対する実験結果、点線は飽和粗砂 ($D_{50} \approx 1.5 \text{ mm}$) に対するタンク内の実験結果、さらに鎖線は飽和細砂 ($D_{50} = 0.3 \text{ mm}$) に対するタンク内の実験結果である。これらの3者には、かなりの開きがあるが、Gibbs, Holtz は、 N 値から相対密度を推定する場合、あらゆる砂に対して安全側の値 (すなわち小さな相対密度) を与えるものとして、実線の曲線を用いることを推奨している。これは現地における相対密度を、標準貫入試験の N 値と有効載荷圧 σ_v から推定する実用的な実験結果である。これから、相対密度は、 N 値と σ_v が大きくなるに従って規則的に大きくなる事が判る。

Meyerhof⁽²²⁾ は、Gibbs, Holtz の実験結果をもとに、 N 値は近似的に相対密度 D_r の2乗に比例する

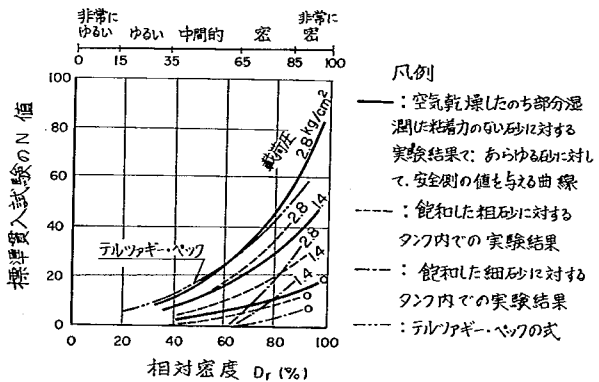


図 3.10 Gibbs, Holtz の実験結果 (21)

ことを示唆し、 $D_r - N - \sigma_0$ の間の近似式として次式を提案した。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_0 + 0.7}} \quad (3.7)$$

ただし D_r : 相対密度 (%), N :
標準貫入試験の N 値 (回 / 30 cm),
 σ_0 : 有効載荷圧 (kg/cm²).

Gibbs, Holtz の実験結果および式 (3.7) を両対数グラフに示したのが図 3.1 1 である。式 (3.7) をもとに、 $D_r - N - \sigma_0$ の関係を、書き改めたのが図 3.1 2 および 3.1 3 である。図 3.1 2 は N 値をパラメータにとり、 σ_0 と D_r の関係を示している。図 3.1 3 は Coffman⁽²³⁾ による表示法であり D_r をパラメータにとり σ_0 と N 値の関係を示している。図 3.1 3 では参考のために有効単位重量 $\gamma_e = 1.0 \text{ t/m}^3$ の場合について、地盤の深度 x (m) と N 値の関係を示している。

以上の資料から、 N 値および載荷圧 σ_0 (kg/cm²) を知ることによって、比較的容易に相対密度 D_r (%) を推定することができる。しかしこの方法によって推定した D_r の値は、Gibbs, Holtz が指摘するように、飽和砂に対しては、 N 値が小さく現われるため、実際より小さ目の相対密度 (安全側の値) を与えるということであり、今後これらの関係を実状に合致するように修正していくことも重要課題の一つとなろう。

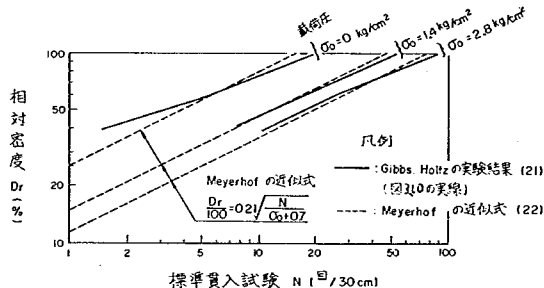


図 3.11 Gibbs, Holtz の実験結果と Meyerhof の提案式

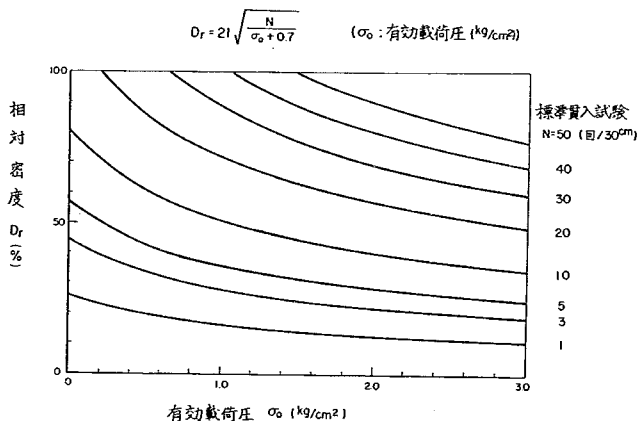


図 3.12 相対密度 - N 値 - 載荷圧の関係 (1)

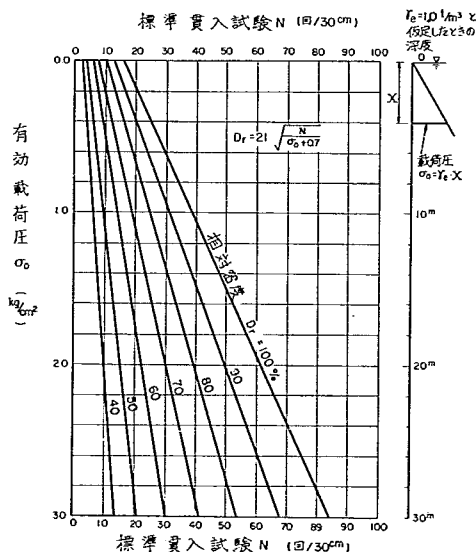


図 3.13 相対密度 - N 値 - 載荷圧の関係 (2)

3.4 流動化の判定方法

流動化の発生の有無を判定する方法として(1)過去の震害経験を参考にし、流動化発生のための条件(地震動の大きさ、地盤条件など)を定め、これに照して判定する方法、(2)地中において一定薬量の爆破を行い、それによって起こる地表面の沈下量から算定する方法、なども挙げられているが、ここでは前述した(3)Seedらの研究成果をもとに、実際問題に適用することを想定して、流動化の発生の有無を予測する標準的方法を示すことにする。

つぎの手順に従って流動化の発生の有無を判定する。

① 地盤の初期条件の算定

①-① 地下水位 — 地表附近(数m程度以内)に水位があり、完全に飽和した砂質ないしシルト質の地盤では、地震時に流動化が起こる危険性があるものとして以下の検討を行う。

①-② 土粒子の粒度分布 — 土粒子の粒径および粒度分布を調べ、図3.1および3.15(図3.2を無次元化したもの)と対比し、流動化の危険性の有無を判断する。平均粒径 D_{50} の値から、図3.15によって最も流動化を起こしやすい $D_{50} = 0.1\text{ mm}$ の試料を基準にしたときの、粒度に対する強度の増加倍率 β_1 を知ることができる。 β_1 が1に近ければ流動化を起こしやすい土質と考えられ以下に示す検討を加える。 β_1 が1.5程度あるいはそれ以上に大きい場合または均等係数が大きい場合比較的流動化が起こりにくい土質といえる。

①-③ 初期応力状態の算定—地震前の静止状態について地中各深さの応力状態を算定する。地中各部分につき、想定せん断面における静止時のせん断応力(τ_0)およびそれに直角な軸応力(σ_0)がつぎの②の検討を行うさいに必要となる。水平な地表面をもつ通常の地盤においては、地中各部における水平面内のせん断応力は $\tau_0 = 0$ とし、有効軸応力 τ_0 は有効載荷圧をとってよい。

①-④ 相対密度 D_r — 3.3に示した方法によって、地盤の締まりの程度を知るための相対密度 D_r (%)を求める。 D_r が80%以上の場合は流動化の可能性が少ない。

② 流動化をおこすに必要なせん断応力 τ_L の算定

対象とする地盤から採取した土質試料につき、動的な繰返しせん断応力試験を行い、その土質材料がある繰返し数(n)で流動化を起こすに必要な動的せん断応力 $\tau_L(n)$ を定める。 $\tau_L(n)$ の標準的な定め方としては、3.2に示したように、各試料について動的三軸圧縮試験(または動的せん断試験)を実施して $\bar{\tau}_L$ (ある標準的な $\bar{\sigma}_0$ 値、 $\bar{D}_r$ 値に対応するもの)を定め、式(3.5)に従って任意の σ_0 、 D_r に対応する τ_L 値を定めるのがよい。しかし実際には、この標準的な方法(動的試験)を行いきにくい場合が多いことが予想される。そのような場合を想定して、次項(2)の(a)に既往の研究成果から τ_L 値を推定する方法を記述する。これによれば個々の試料につき動的試験を行わないで、 τ_L 値を推定することができる。

③ 地震時に作用する動的せん断応力の算定

③-① 地震応答解析 — 想定する地震を考えたとき、地盤内各点に生ずる動的応力の時間的変化を、地震応答解析などから算定する。この解析法としては、地盤のモデルをどう考えるかによって各種の方法(せん断弾性体の方法、質点系の方法、波動の重複伝播法、有限要素法など)があり、いずれも厳密には電子計算機などをを用い、かなり複雑な計算を実施する必要がある。

複雑な計算が実施できない場合あるいは予備的検討の場合を想定して、次項(2)の(b)に簡単な近似解法を示している。

③-② 地震時に作用する動的せん断応力 τ_E の算定

③-④で実施した解析結果をもとに、地中各点に作用する一様繰返しせん断応力 $\tau_g(n)$ (n 回の繰返しをもつ一様な応力) の値を算定する。せん断応力の応答波形をもとに、主要振動部分における交番応力の繰返し回数から n を、またその n サイクルの間における平均的な動的応力 (片振幅) から $\tau_g(n)$ を決める。

④ 流動化発生の判定

②で求めた τ_L と③で求めた τ_g を比較し、 τ_g が τ_L より小さい場合、その地盤には流動化が発生しないものと判定する。 τ_g が τ_L より大きい部分に対しては、流動化が発生する可能性があるものと判定する。

3.5 流動化の簡易判定方法 (その1)

3.4 に Seed 氏による流動化の発生を判定する標準的方法を述べたが、この方法では流動化を起こすに必要な動的せん断応力 τ_L および地震時に発生する動的せん断力 τ_g の2者を各現場に適応して決定することが、最も重要なカギとなる。実際にはこの両者を各現地条件に応じ厳密に把握することは、かなり困難な問題である。

3.3 までに記した研究成果をもとにして、以下に τ_L および τ_g の近似算定方法を示し、さらにこれを用いて流動化発生の限界となる相対密度および標準貫入試験の N 値を示すことになる。これは大胆な仮定を多く含むため、厳密性を欠くところが大きいと比較的容易に流動化の発生の有無を判定できる長所を有している。

(a) τ_L の簡易算定法

水平な地表面を有する一様な地盤を想定 (図 3.14) して、流動化を起こすに必要な動的せん断応力 τ_L の算定法を示す。この場合地震時の地盤の振動は水平方向のせん断振動のみを対象とし、各深さにおける水平面内の初期せん断応力 τ_0 は $\tau_0 = 0$ とし、有効軸応力 σ_0 は有効載荷圧とする。

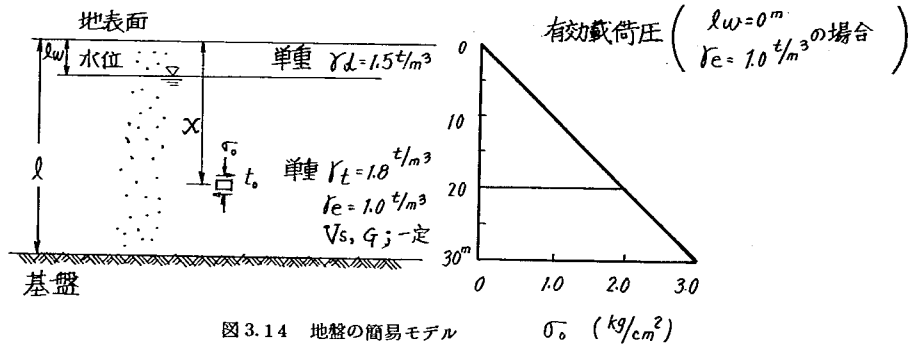


図 3.14 地盤の簡易モデル

① 有効載荷圧 σ_0

各深さ (x) における有効載荷圧 σ_0 は

$$\text{地下水位以上 } (0 \leq x \leq l_w) : \sigma_0 = \tau_d \cdot x \quad (3.8)$$

$$\text{地下水位以下 } (l_w \leq x \leq l) : \sigma_0 = \tau_d \cdot l_w + \tau_e (x - l_w) \quad (3.9)$$

ここに、 τ_d : 土の乾燥単位体積重量 (土粒子の比重を G_s , 間隙比を e , 水の単位体積重量を τ_w とすると、

$$\tau_d = \frac{G_s}{1+e} \cdot \tau_w \text{ となる)$$

$$\tau_e : \text{土の有効 (水中) 単位体積重量 } (\tau_e = \frac{G_s - 1}{1+e} \tau_w)$$

② 各深さの相対密度 D_r の算定

相対密度は、3.3 に示した方法に従って求める。一般に標準貫入試験の N 値および上載圧 σ_0 をもとに、式 (3.7)、図 3.12 あるいは 3.13 から、各深さにおける相対密度 D_r を求める。このさい用いる上載圧 σ_0 は、上記①の結果を用いる。この結果 $D_r \geq 80\%$ なら流動化の危険性はまずないと考えられる。 $D_r < 80\%$ の場

③ 各深さの τ_v の算定

$$\tau_L(n) = \beta_1 \times \beta_2 \times \bar{\tau}_L(n) \times \frac{\sigma_0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{1.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \times \frac{D_r(\%) }{50(\%)} \quad (3.10)$$

$\bar{\tau}_L$ (n): 比較的流動化しやすい試料 (図 3.2 における $D_{50} = 0.1 \text{ mm}$ の試料あるいは図 3.8(A) の F1)

β_1 : 上記の El Monte 細砂を基準にしたときの、粒度に対する強度の増加倍率で、図 3.15 に示す値。
(この図は、K. L. Lee, J. A. Fitton⁽¹⁹⁾ が求めた図 3.2 の縦軸を倍率にかきかえたもの)

 D_r : 各深さにおける相対密度(%)

表 3.1 基準条件下(※1)における El Monte 細砂の流動化に対する動的強度—動的三軸圧縮試験結果⁽¹⁹⁾

繰返し回数 n	1	3	5	10	30	50	100
動的せん断強度 (※ 2) $\bar{\tau}_L(n) = \sigma_{dp} / 2$	kg/cm ² 0.33	◇ 0.27	◇ 0.25	◇ 0.23	◇ 0.21	◇ 0.20	◇ 0.19

側圧 $\sigma_{3c} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
軸圧 $\sigma_{1c} = 1.0$
相對密度 $D_r = 50\%$

- 23 -

(b) τ_E の簡易算定法

図 3.18 に示すようなある深さを持つ地盤の基部に、地震動変位 τ_E が作用したときの地盤のせん断振動の方程

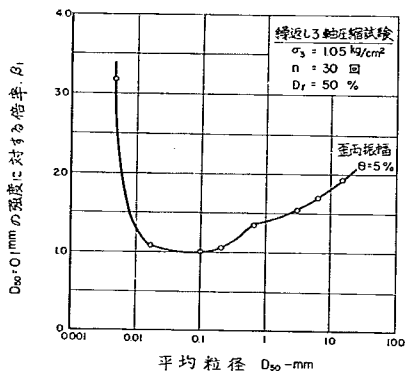


図 3.15 粒径と流動化に対する強度の関係

(K.L.Lee, J.A. Fitton の実験

結果 (19) を参考にした)

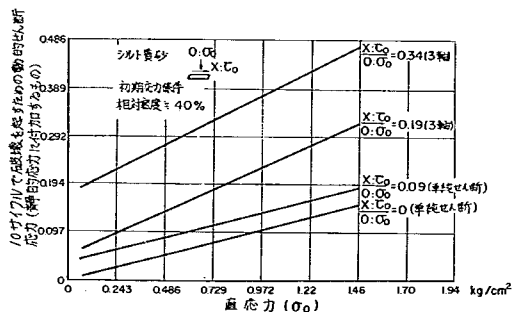


図 3.16 流動化破壊 (10 サイクル) に対する

初期応力条件の影響

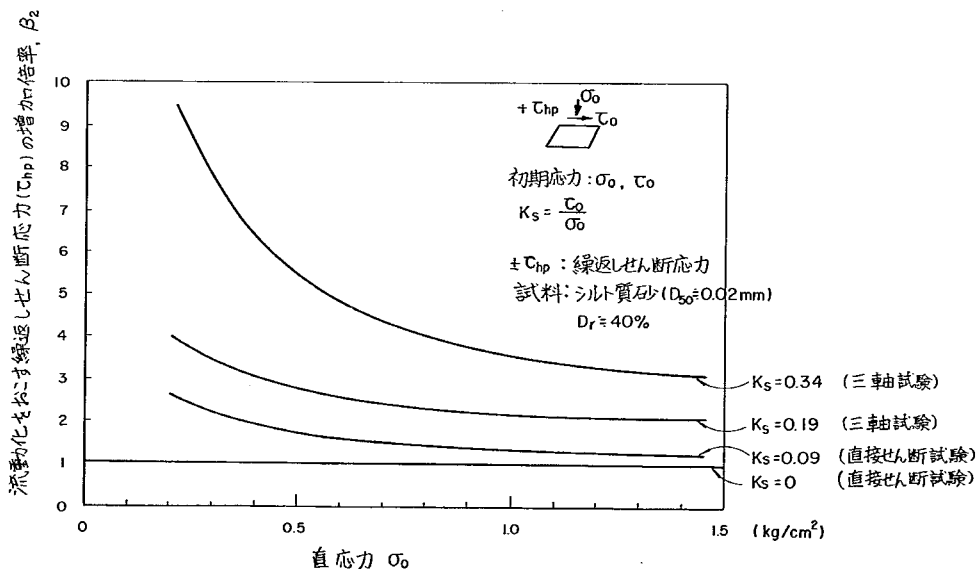


図 3.17 流動化をおこす繰返しせん断応力 (τ_{hp}) の増加倍率 β_2

(図 3.16 をかき改めたもの)

式は、粘性減衰を考慮した場合、

$$\frac{r_t}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + C \frac{\partial y}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial y}{\partial x} \right) = - \frac{r_t}{g} \frac{\partial^2 z_B}{\partial t^2} \quad (3.11)$$

ここに

x : 任意の深さ

y : 深さ x における地盤の変形量 (基盤に対する相対変形量)

r_t : 深さ x における湿潤単位重量 ($r_t = \frac{G_s + e}{1 + e} r_w$)

C : 深さ x における粘性減衰係数

G : 深さ x におけるせん断弾性係数

z_B : 基盤における地震動変位

g : 重力の加速度

で表わされる。 r_t は、想定する地震動 z_B を入力として式 (3.11) を解析し、各深さにおける地震時せん断応力 ($\tau = G \frac{\partial y}{\partial x}$) の応答を求めることにより、算定しうる。

地震動変位 z_B (実際には加速度 $\frac{\partial^2 z_B}{\partial t^2}$ を考えることが多い) をはじめ、 r_t 、 C 、 G の深さ方向の変化などを適確に評価することは容易でないため、式 (3.11) の一般的な理論解を求めることは簡単でない。式 (3.11) は個々の現地条件に合致した地盤定数、減衰係数などの具体的数値を確定して始めて解析可能となる。しかし、ここでは次に示す仮定を設けて r_t の近似解法を考求する。

仮定① 図3.18において、 r_t および G は深さ l (m) にわたって深さ方向に一定とする。通常の砂地盤の場合 r_t はほぼ一定と考えられるが、 G は深さが増大にともない増大する傾向があるが、ここでは簡単のため、両者とも一定と仮定する。 G が深さに比例して増大する場合については3.7で検討する。

② モーダル・アナリシスによる解析法を用いるものとし、かつ1次モードのみに着目し、適切な減衰定数 (臨界減衰に対する比の形で考える) を見込んで、応答解析を行う。

上記の仮定をおくと式 (3.11) から自由振動の方程式は、

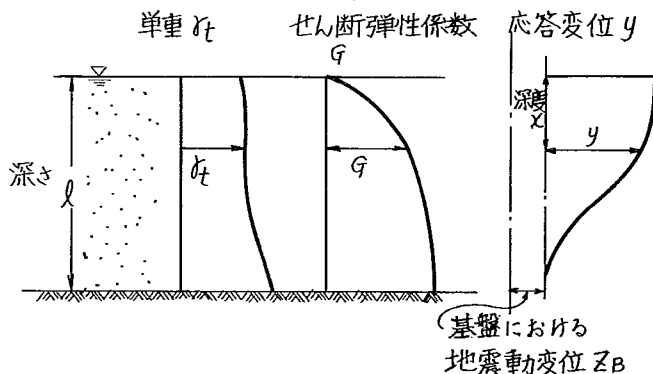


図3.18 地震応答解析のための地盤モデル

$$\frac{r_t}{g} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - G \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0 \quad (3.12)$$

となり、モード関数 X は次式で与えられる。

$$X = C_1 \sin \frac{\omega}{V_s} x + C_2 \cos \frac{\omega}{V_s} x \quad (3.13)$$

ここに、

V_s : せん断波の伝播速度 ($V_s = \sqrt{g G / r_t}$)

ω : 固有振動数 (境界条件から決定される)

C_1, C_2 : 定数

境界条件として、基部が固定で頂部が自由と考えれば、

$$C_1 = 0$$

$$C_2 \cos \frac{\omega}{V_s} l = 0$$

となり、

$$\frac{\omega_r}{V_s} l = \frac{2r-1}{2} \pi \quad (r = 1, 2, 3, \dots) \quad (3.15)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\omega_r} = \frac{4l}{V_s} \frac{1}{2r-1} = \frac{4l}{V_s}, \frac{4l}{3V_s}, \frac{4l}{5V_s}, \dots \quad (3.16)$$

から固有振動数 ω_r および固有周期 T_r が決定される。 r 次のモード X_r は、

$$X_r = \cos \frac{2r-1}{2\ell} \pi x \quad (3.17)$$

で与えられる (最大振幅を単位にとっている)。

つぎに式 (3.11) の解を

$$y = \sum_{r=1}^{\infty} X_r q_r \quad (3.18)$$

但し、 X_r : r 次の振動モード (式 (3.17))

q_r : r 次の時間関数

とおくと、 q_r は

$$\ddot{q}_r + 2h_r \omega_r \dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = -\Gamma_r \ddot{z}_b \quad (3.19)$$

の解として与えられる。式 (3.19) において $\dot{q}_r = \frac{\partial q_r}{\partial t}$, $\ddot{q}_r = \frac{\partial^2 q_r}{\partial t^2}$ であり、 ω_r , h_r および Γ_r はそれぞれ r 次モードに対する固有振動数、減衰定数 (臨界減衰に対する比) およびモード寄与率 (刺激係数) である。モード寄与率 Γ_r は

$$\Gamma_r = \frac{\int_0^l \frac{x_r}{g} X_r dx}{\int_0^l \frac{x_r}{g} X_r^2 dx} = \frac{(-1)^{r-1} \cdot 4}{(2r-1)\pi} \quad (3.20)$$

となりこれを式(3.19)に代入すると,

$$\ddot{q}_r + 2h_r \omega_r \dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = -\frac{(-1)^{r-1} \cdot 4}{(2r-1)\pi} \ddot{z}_B \quad (3.21)$$

となる。 q_r の時刻応答は式(3.21)を数値積分することによって与えられるが、その最大値は、応答スペクトル法により簡単に求められる。すなわち q_r の絶対最大値 $|q_r|_{\max}$ は

$$|q_r|_{\max} = \frac{4}{(2r-1)\pi} S_{D..} \quad (3.22)$$

で与えられる。ここに $S_{D..}$ は r 次モード(固有周期 T_r 、減衰定数 h_r)に対する応答変位スペクトル値であり、一般に地震時の加速度記録 $\ddot{z}_B (= \frac{\partial^2 z_B}{\partial t^2})$ に対応して、あらかじめ与えられていると考えてよい。

式(3.22)を式(3.18)に代入すると、変位およびせん断応力の最大値 $|y|_{\max}$ および $|\tau_s|_{\max}$ は、それぞれ

$$\begin{aligned} |y|_{\max} &= \sum_{r=1}^{\infty} |X_r| \cdot |q_r|_{\max} \quad (\text{絶対値和}) \text{ または,} \\ &= \sqrt{\sum_{r=1}^{\infty} (X_r \cdot |q_r|_{\max})^2} \quad (\text{自乗和の平方根}) \end{aligned} \quad (3.23)$$

$$\begin{aligned} |\tau_s|_{\max} &= G \left| \frac{\partial y}{\partial x} \right|_{\max} = G \sum_{r=1}^{\infty} \left| \frac{\partial x_r}{\partial x} \right| \cdot |q_r|_{\max} \quad \text{または} \\ &= G \sqrt{\sum_{r=1}^{\infty} \left(\frac{\partial x_r}{\partial x} \cdot |q_r|_{\max} \right)^2} \end{aligned} \quad (3.24)$$

となる。いま仮定②に従い、一次モード($r=1$)だけに着目すると(サフィックスを省略する),

$$|q|_{\max} = \frac{4}{\pi} \cdot S_D \quad (3.25)$$

$$|y|_{\max} = \frac{4}{\pi} \cdot S_D \cdot \cos \frac{\pi x}{2l} \quad (3.26)$$

$$|\tau_s|_{\max} = G \left| \frac{\partial y}{\partial x} \right|_{\max} = \frac{2GS_D}{l} \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.27)$$

ここに S_D は固有周期 $T = \frac{4l}{V_s}$ 、減衰定数 h に対する応答変位スペクトル値である。応答スペクトルの性質から S_D はつぎのように書きかえられる。

$$S_D = \beta \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \ddot{z}_{B \max} \quad (3.28)$$

ここに、 β ：応答倍率スペクトル (β の定義は $\beta = S_D \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 / \ddot{z}_{B \max}$ である)

$\ddot{z}_{B \max}$ ：地震動の最大加速度

せん断応力 $|\tau_E|_{\max}$ は式 (3.28) を式 (3.27) に入れて

$$\begin{aligned} |\tau_E|_{\max} &= \frac{2G \cdot \beta \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \ddot{z}_{B \max}}{l} \sin \frac{\pi x}{2l} \\ &= \frac{\beta \cdot G \cdot T^2 \ddot{z}_{B \max}}{2\pi^2 l} \sin \frac{\pi x}{2l} \end{aligned}$$

ここで、 $T = \frac{4l}{V_s}$ 、 $V_s = \sqrt{\frac{gG}{\gamma_t}}$ であるから

$$\begin{aligned} |\tau_E|_{\max} &= \frac{8\gamma_t l}{\pi^2} \frac{\beta \ddot{z}_{B \max}}{g} \sin \frac{\pi x}{2l} \\ \therefore |\tau_E|_{\max} &= 0.8 \gamma_t l \frac{\beta \ddot{z}_{B \max}}{g} \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.29) \end{aligned}$$

結局 $|\tau_E|_{\max}$ は式 (3.29) で表わされるように、地盤の深さ l (m)、土の湿潤単位重量 γ_t (t/m^3)、基盤における最大震度 (地震動の最大加速度の重力加速度に対する比) $K_B = \ddot{z}_{B \max}/g$ および応答倍率 β (想定する地震加速度 $\ddot{z}_B$ を入力としたときの固有周期 $T = 4l/V_s$ 、減衰定数 h の振動系に対する応答倍率) によって表わされる。

深さ l は地表面から基盤までの深さであり現地での地盤調査から求めるものとする。ここでいう基盤とは洪積層あるいはそれ以前の硬く締まった層をさすものとする。しかし沖積層であっても、 N 値が表層に比べて十分大きくなる層、あるいは相対密度が 80% を越えるような締まった層は実用上、基盤と考えて差しつかえなからう。深さ l の決定が困難な場合は 2, 3 の l を仮定して、各場合について試算を行ってみるのがよいと考えられる。

湿潤単位重量 γ_t (t/m^3) は現地試料に関する土質試験から求める。通常の砂質土では $\gamma_t = 1.6 \sim 2.0 t/m^3$ 、粘質土では $\gamma_t = 1.3 \sim 1.8 t/m^3$ 程度である。

つぎに基盤に考慮すべき地震加速度 $\ddot{z}_B$ を仮定する必要がある。これが決まれば、その最大値から $K_B = \ddot{z}_{B \max}/g$ を、またその記録に対する応答倍率スペクトル曲線から β を求めることができる。基盤における最大加速度 $\ddot{z}_{B \max}$ の値は地表面の加速度期待値、地中加速度の実測結果等を参考にして決めることになる。実測例によると地中の加速度は地表面における加速度に比べてかなり低下している。低下率は地表の性質、地盤の種類や深さによって複雑に変化するところが予想される。想定する地震動に対する応答倍率 β を決めるには、固有周期 T 、および減衰定数 h を知る必要がある。まず固有周期は $T = 4l/V_s$ から得られる。ここで V_s は地盤内におけるせん断波速度で現地における実測調査あるいは式 (2.8)、(2.9) または図 2.9～2.11 等から推定できる。しかし通常の实測調査あるいは図 2.9～2.11 による V_s は一般に地震探査弾性波探査結果によるもので、地盤中に生ずるひずみは 10^{-6} 程度あるいはそれ以下で非常に小さい。実際の地震時に起こるひずみは、これに比べてかなり大きいことが予想される。せん断弾性係数 G は、図 2.7 などに示したように、ひずみの大きさによって大きく変化する。せん断波速度 V_s は G の平方根に比例するから、ひずみが大きくなると V_s も低下する。地震時における地盤中のひずみを $10^{-3} \sim 10^{-2}$ 程度と考えると、図 2.7 あるいは表 2.3 から、強震時を対象とする場合の V_s は

地震調査結果（図2.9～2.11）による V_s の $1/2 \sim 1/5$ 程度になることが予想される。しかしここでは前述の例にならない、砂地盤では $1/2$ 、粘土地盤では $1/3$ と仮定し、式（2.10）から V_s を決めるのを標準とする。

つぎに地盤の減衰定数 h は $0.05 \sim 0.4$ 程度と考えられるが、強震時を対象とする場合には、かなり大きい値がとれよう。

以上は基盤において、ある特定の地震動記録 $\ddot{z}_B$ が与えられた場合に対して $|\tau_E|_{\max}$ の求め方（ある繰返し回数 n に対する $\tau_E(n)$ 値は、あらかじめ繰返し回数を考慮して β 値を求めておけば容易に求められる）を示したものであるが、どのような地震動 $\ddot{z}_B$ を与えるべきかの問題が残る。次に平均応答スペクトルを利用する方法を考えてみる。

図3.19は1970年に土木研究所が提案した、日本国内各地で記録された強震記録のうち岩盤上（又は強固な地盤上）の8成分を平均して得た応答倍率 β のスペクトル曲線⁽²⁴⁾である。この図は線型系に対する理論上のスペクトル曲線であるが、構造物の設計に用いる実用的なスペクトル曲線としては、ある減衰定数に対して $T < T_c$ で $\beta = \beta_c$ （一定）、 $T \geq T_c$ で $\beta = \bar{\alpha}/T$ （ $\bar{\alpha}$ ：一定）の曲線を採用するのが一般的となっている。これは長周期構造物に対して応答速度一定、短周期構造物に対しては構造物の非線型性を考慮し、応答加速度一定の仮定にもとづいたものである。 β_c は短周期構造物に対する平均的な応答倍率であり、 $\bar{\alpha}$ は長周期構造物に対する α -スペクトル値（ $\alpha = \frac{S_v}{\ddot{z}_{B \max}}$ ）を用いて $\bar{\alpha} = 2\pi\alpha$ で与えられる。長周期に対する β の値（ $\beta = \bar{\alpha}/T$ ）を基準（1.0）としたときの β の変化を $\bar{\beta}$ （これは最大速度に対する倍率である）とすると、 $\bar{\beta} = \beta T / \bar{\alpha}$ となる。こうすると

$$\beta = \bar{\beta} \cdot \frac{\bar{\alpha}}{T} \quad (3.30)$$

で与えられる。いま、地盤の減衰定数を $h = 0.05, 0.1, 0.2$ および 0.4 と仮定すると、図3.19から近似的に β 値および $\bar{\beta}$ 値は表3.2あるいは図3.20で与えられる。 $\bar{\beta}$ は図3.20の点線で与えられるように、減衰定数に無関係に0.5秒より長周期では、 $\bar{\beta} = 1.0$ 、それより短周期では $\bar{\beta} = 2T$ で与えられる。

流動化の発生の有無を確認する必要がある地盤では、一般にその1次固有周期は、上記の0.5秒より長いことが予想されるので、 $\bar{\beta} = 1.0$ と考えてよからう。

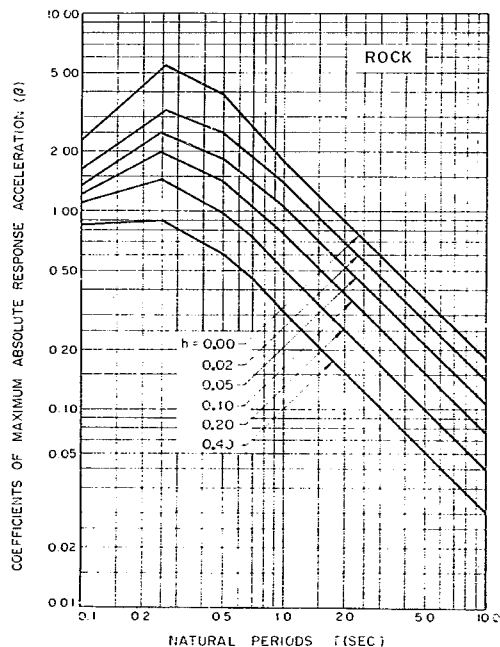


図3.19 応答倍率スペクトル曲線
（土木研究所・1970-岩盤上）

$$\text{式(3.30) および } T = 4l/V_s = 4\sqrt{\frac{g \cdot G}{r_t}}$$

を式(3.29)に代入すると

$$|\tau_E|_{\max} = 0.8 r_t \cdot l \cdot \bar{\beta} \cdot \frac{\bar{\alpha}}{4l/V_s} \cdot K_B \sin \frac{\pi x}{2l}$$

となり結局 $|\tau_E|_{\max}$ は

$$|\tau_E|_{\max} = 0.2 \bar{\alpha} \bar{\beta} r_t \cdot V_s \cdot K_B \cdot \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.31)$$

で与えられる。

式(3.31)を用いて $|\tau_E|_{\max}$ 値を求める方法を示したのが図3.21である。この図で(A)は対象とする地盤のモデルであり、深さ l (m) の範囲において r_t および V_s (または G) が一様な地盤を考えている。また(B)は各深度における、地震時の動的せん断応力の最大値 $|\tau_E|_{\max}$ の求め方を示したものである。

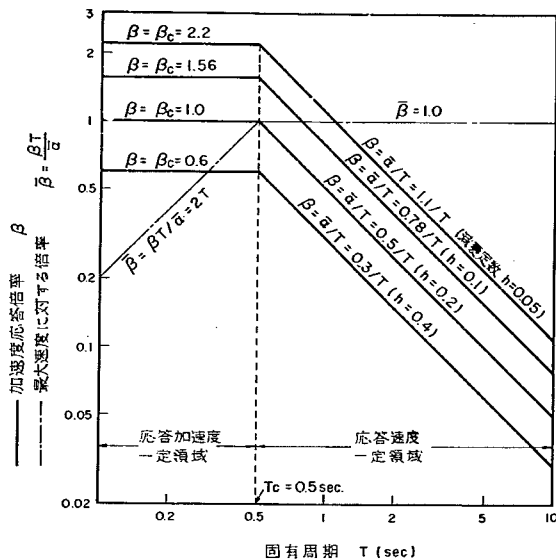


図3.20 修正された応答倍率スペクトル曲線

表 3.2 応答倍率 β および $\bar{\beta}$

減衰定数 h	β_c	$\bar{\alpha}$	T_c (sec)	β の 値		$\bar{\beta}$ の 値	
				$T < 0.5^{sec}$	$T \geq 0.5^{sec}$	$T < 0.5^{sec}$	$T \geq 0.5^{sec}$
0.05	2.2	1.10	0.5	2.2	$1.10/T$	$2T$	1.0
0.1	1.56	0.78		1.7	$0.78/T$		
0.2	1.0	0.50		1.25	$0.50/T$		
0.4	0.6	0.3		0.6	$0.3/T$		

注) 応答倍率 β

$$\beta = \begin{cases} \beta_c (\text{一定}) : T < T_c \\ \frac{\beta_c}{\bar{\alpha}} / T : T \geq T_c \end{cases}$$

$$\bar{\beta} = \frac{\beta}{\bar{\alpha}} \cdot T$$

$$\bar{\beta} = \begin{cases} \frac{\beta_c}{\bar{\alpha}} \cdot T : T < T_c \\ 1.0 : T \geq T_c \end{cases}$$

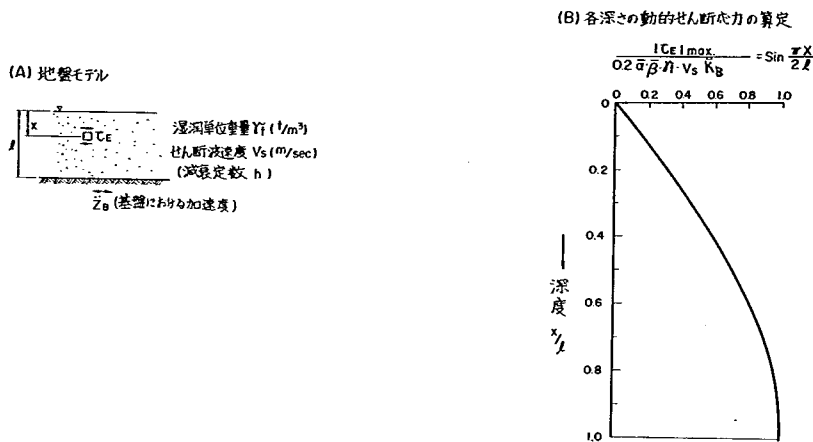


図 3.21 一様地盤における地震時の動的せん断応力の計算法

結局 $|\tau_e|_{\max}$ の算定には地盤深さ l (m), 湿潤単位重量 γ (t/m^3), せん断弾性波速度 V_s (m/sec), 基礎における最大震度 (地震動の最大加速度の重力加速度に対する比) $K_B = \ddot{Z}_B^{\max}/g$ および地盤の減衰定数の 5 者を知ることが必要となる。

以上では地震時における動的せん断応力の最大値 $|\tau_e|_{\max}$ の簡易算定法を示した。一方流動化を起こすに必要な動的せん断応力の大きさ τ_L は図 3.8 あるいは表 3.1 から判るように、繰返し回数 n の関数として与えられており、 n が大きくなれば τ_L は低下する傾向がある。 $n=1$ として $\tau_L(1)$ を求めれば、上記の $|\tau_e|_{\max}$ ($\div \tau_e(1)$, 厳密には、 $|\tau_e|_{\max} = \tau_e(0.5)$ で $|\tau_e|_{\max} \geq \tau_e(1)$ である。) と対比することによって流動化発生の有無を判定できる。しかし任意の繰返し回数 n についても流動化発生の有無を検討する必要がある。このためには、地震時における動的せん断応力の繰返し回数 n とその n サイクルにおける平均的なせん断応力 $\tau_e(n)$ を知る必要がある。

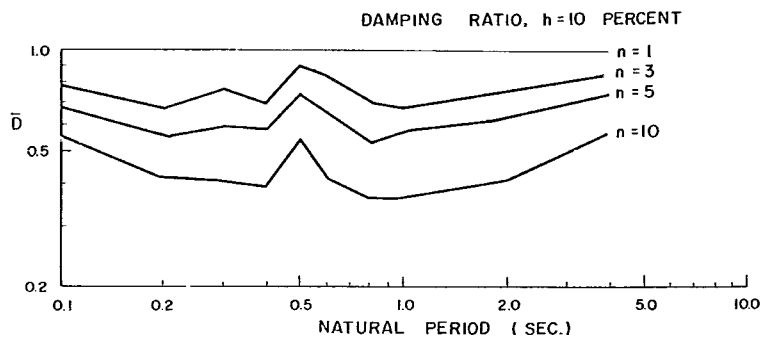
(28)

図 3.2 2 は、2 種の特徴的な地震に対する繰返し回数を考慮した場合の応答の低下の様子を示したものである。図 3.2 2(A) は松代地震 (1966 年 4 月 5 日 17 時 51 分 発生, $M=5.4$) における長野市内の沖積シルト地盤上の記録 (記録番号 905-C-7 の N-S 成分で最大加速度は 230 gal) に対するもの、図 3.2 2(B) は 1968 年十勝沖地震 (1968 年 5 月 16 日 09 時 49 分 発生, $M=7.9$) における新石狩大橋架橋地点の沖積砂質シルト地盤上の記録 (記録番号 1303-Gr-1 の N-S 成分で最大加速度は 181 gal) に対するものである。横軸は構造物の固有周期 T (sec), 縦軸は n 回の繰返し回数 (n をパラメータとしている) を考慮した場合の平均応答値を最大応答値で除した値 $\bar{D}$ (繰返しによる応答低下率) であり減衰定数 $h=0.1$ の場合について示している。(A) の松代地震は比較的小規模 ($M=5.4$) の近地地震 (震央距離 ≈ 10 km) で n による $\bar{D}$ 値の低下が著しい例と考えられる。また (B) の十勝沖地震は大規模 ($M=7.9$) の遠地地震 (震央距離 ≈ 300 km) であり n による $\bar{D}$ 値の低下が小さい例として示したものである。通常の地震では、 $\bar{D}$ 値は両者の中間にくるものと考えられる。一方松代地震の場合のように繰返しによる低下が著しい場合 ($\bar{D}$ の値が小さい) 流動化が起こる可能性は低い。この場合はさらに大きい加速度 ($n=10$ で比較するなら約 2 倍の加速度) が作用しないと流動化は起こらないことになる。しかし、流動化の発生の有無を検討するような場合は、十勝沖地震の例を参照にするのがよいと考えられる。この限りにおいては、 $\tau_L(1)$ と

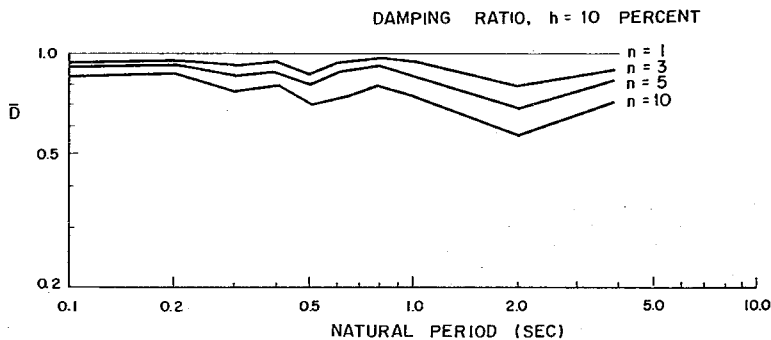
$|\tau_E|_{\max}$ とを比較することによって流動化の判定が可能である。いま対象としている地盤の固有周期 T を、1 秒前後程度と考えると、 n に対する $\bar{D}$ 値は、図 3.22 から松代地震および十勝沖地震の場合に対して表 3.3 に示すようになる。

一方前述のごとく、動的せん断強度も n とともに低下していく傾向がある(図 3.8)。同じく表 3.3 に E1

Monte 細砂および Sacramento River 砂について低下率の形で表示してみた。これらを図示したのが図 3.23 である。これ



(A) 松代地震 — 長野出張所地盤 N-S 方向 — の例
(42.4.5; 17:51)



(B) 1968 十勝沖地震 (43.5.16, 09:49) — 新石狩大橋架橋地点 —

図 3.22 繰返し回数を考慮した場合の地震応答
スペクトルの低下率

表 3.3 地震応答 (β) および動的せん断強度 (τ_L) の繰返し回数による低下

繰返し回数 n		1	3	5	10	30	備 考
地震応答 $\frac{\beta(n)}{\beta_{\max}}$	松 代 地 震	1.0	0.7	0.55	0.35	—	地震応答 $\beta(n)$ は地震時せん断応力 $\tau_E(n)$ と比例関係にある。
	十 勝 沖 地 震	1.0	0.9	0.8	0.7	—	
動的せん断強度 $\frac{\tau_L(n)}{\tau_L(1)}$	E1 Monte 細砂	1.0	0.82	0.76	0.70	0.64	} 図 3.8(A) 参照
	Sacramento River 砂	1.0	0.85	0.80	0.72	0.60	

らから判るように繰返しによる低下が比較的小さい($\bar{D}$ の値は大きい)と考えられる十勝沖地震を想定すると地震時せん断応力の繰返し回数による低下率とせん断強度のそれとはほぼ同等と考えてよい。このことから十勝沖地震の波形特性を想定した場合は $n=1$ の場合について、 $\tau_L(1)$ と $\tau_E(1) \equiv |\tau_E|_{\max}$ とを比較することによって流動化の判定を行えば十分であり、任意の n について特に行う必要がないことが判る。

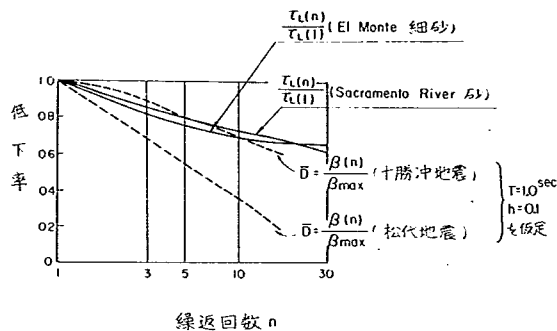


図 3.23 地震応答 (β) および動的せん断強度 (τ_L) の繰返し回数による低下

(c) 流動化発生の限界相対密度および限界 N 値

図 3.24 に示す理想化された地盤モデルについて、流動化発生の限界相対密度 (D_{rc}) および限界 N 値 (N_c) を算定してみる。

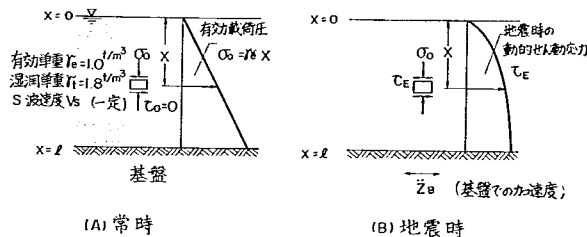


図 3.24 対象とする地盤モデル

まず地震時に発生する深さ x での動的せん断応力の最大値 $|\tau_E(x)|_{\max}$ は、式 (3.31) から、深さ x において (以後 $|\tau_E(x)|_{\max}$ を簡単に $\tau_E(x)$ とかく)

$$\tau_E(x) = 0.2 \bar{\alpha} \bar{\beta} V_s \tau_t \cdot K_B \cdot \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.32)$$

で与えられる。一方、流動化を起こすに必要な動的せん断応力 τ_L は、式 (3.10) から、深さ x において

$$\tau_L(n, x) = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \bar{\tau}_L(n) \cdot \frac{\sigma_v(x) (t/m^2)}{10 (t/m^2)} \times \frac{D_r(\%) }{50(\%)} \quad (3.10')$$

いま、 $|\tau_E|_{\max}$ に対比するため $n=1$ を考えると、 $(\tau_L(1, x) = \tau_L(x))$ と書く)

$$\tau_L(x) = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \bar{\tau}_L(1) \cdot \frac{\sigma_v(x) (t/m^2)}{10 (t/m^2)} \times \frac{D_r(\%) }{50(\%)} \quad (3.33)$$

となる。

式 (3.32) から得られる $\tau_E(x)$ と式 (3.33) から得られる $\tau_L(x)$ とを比較することによって、各深さについて流動化の判定を行うことができる。すなわち、

$$\tau_L(x) > \tau_E(x) \quad (3.34)$$

が成立する場合は、流動化に対して安定であるが、

$$\tau_L(x) \leq \tau_E(x) \quad (3.35)$$

となる場合は、流動化の危険性がある。両者が等しい場合、すなわち

$$\tau_L(x) = \tau_E(x) \quad (3.36)$$

のとき、限界の状態となる。式(3.32)および(3.33)を式(3.36)に代入することによって、限界の相対密度 $D_{rc}(x)$ は、

$$D_{rc}(x) = \frac{100}{\beta_1 \beta_2 \bar{\tau}_L(1) \cdot \sigma_0(x)} \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot r_t \cdot V_s \cdot K_B \cdot \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.37)$$

となる。 $D_{rc}(x)$ が求まれば、 $\sigma_0(x)$ とともに、式(3.7)に代入することによって、限界の N_c 値を求めることができる。すなわち、 N_c は

$$N_c(x) = \frac{D_{rc}^2(x)}{4410} (\sigma_0(x) + 7) \quad (3.38)$$

で与えられる。

図3.24、式(3.32)および式(3.33)において

$\bar{\alpha} = 0.78$ (表3.2あるいは図3.20で減衰定数 $h = 0.1$ の場合)

$$\bar{\beta} = \begin{cases} 2.0 \frac{4l}{V_s}, & T = \frac{4l}{V_s} < 0.5 \text{ sec の場合} \\ 1.0, & T = \frac{4l}{V_s} \geq 0.5 \text{ sec の場合} \end{cases} \quad (\text{図3.20参照})$$

$r_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ (深さ方向一定)

$r_e = 1.0 \text{ t/m}^3$ (深さ方向一定)

$V_s = 10, 20, 30, 40, 50, 70, 100, 200 \text{ m/sec}$ の8種 (深さ方向一定) (3.39)

(式(2.10)によるとこの V_s に相当する N 値は大略0.4, 2, 4, 6, 10, 20, 40, 160である。)

$l = 5, 10, 20, 30, 50 \text{ m}$ の5種

$K_B = 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3$ の5種 (基盤において考慮する震度)

$\beta_1 = 1.0$ (図3.15において最も流動化を起こし易い砂を想定)

$\beta_2 = 1.0$ (図3.16において $\tau_0 = 0$ を想定)

$\bar{\tau}_L(n) = \bar{\tau}_L(1) = 3.3 \text{ t/m}^2$ (表3.1参照)

の諸数値を仮定して、限界相対密度 (D_{rc}) 限界 N_c 値 (N_c) を算定してみる。

図3.25および3.26はこのようにして求めた限界相対密度 D_{rc} 、および限界 N_c 値の曲線である。この図を用いれば地盤深さ l (m)、せん断波速度 V_s (m/sec) および基盤に考慮する震度 K_B を与えることによって、限界値が求まり、流動化の判定を下しうる。ただしこれらは図3.24、および式(3.39)に示した各種の仮定のもとに、得られたものである。従ってこれらの仮定と異なる場合は、同様の操作を行って、対応する限界値を別途求める必要がある。

以上が流動化の簡易判定法の概要であるが、種々の仮定を含むため、これによる判定はあくまでも一つの目安を与えるにすぎない。

図3.25および3.26から次の事が判る。

- ① V_s 値 (あるいは実際の N 値) が小さいほど、流動化の限界値が小さい。これは V_s 値が小さいほど地盤のせん断剛性 (V_s の自乗に比例する) が低くなるため、長周期となり、地震時に生ずるせん断応力が小さくなり、従って流動化の限界値が小さくなるものと考えられる。しかしこの場合、限界値が小さくても実際の N 値も小さい訳であるからやはり N 値が小さいほど流動化は起こりやすいといえる。

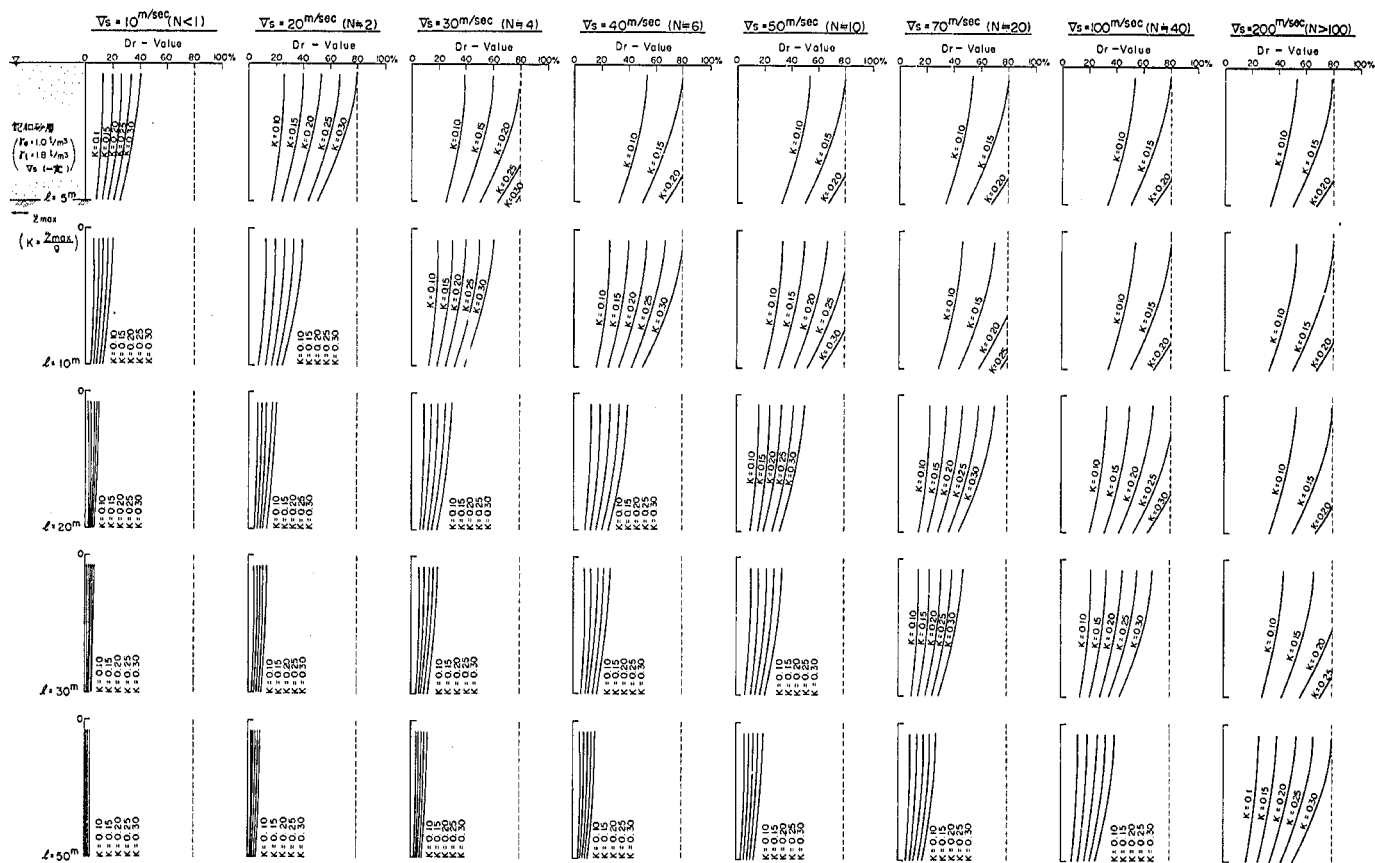


図 3.25 各条件に対する限界相対密度 (D_{rc})

K = 基盤の最大
加速度 / g

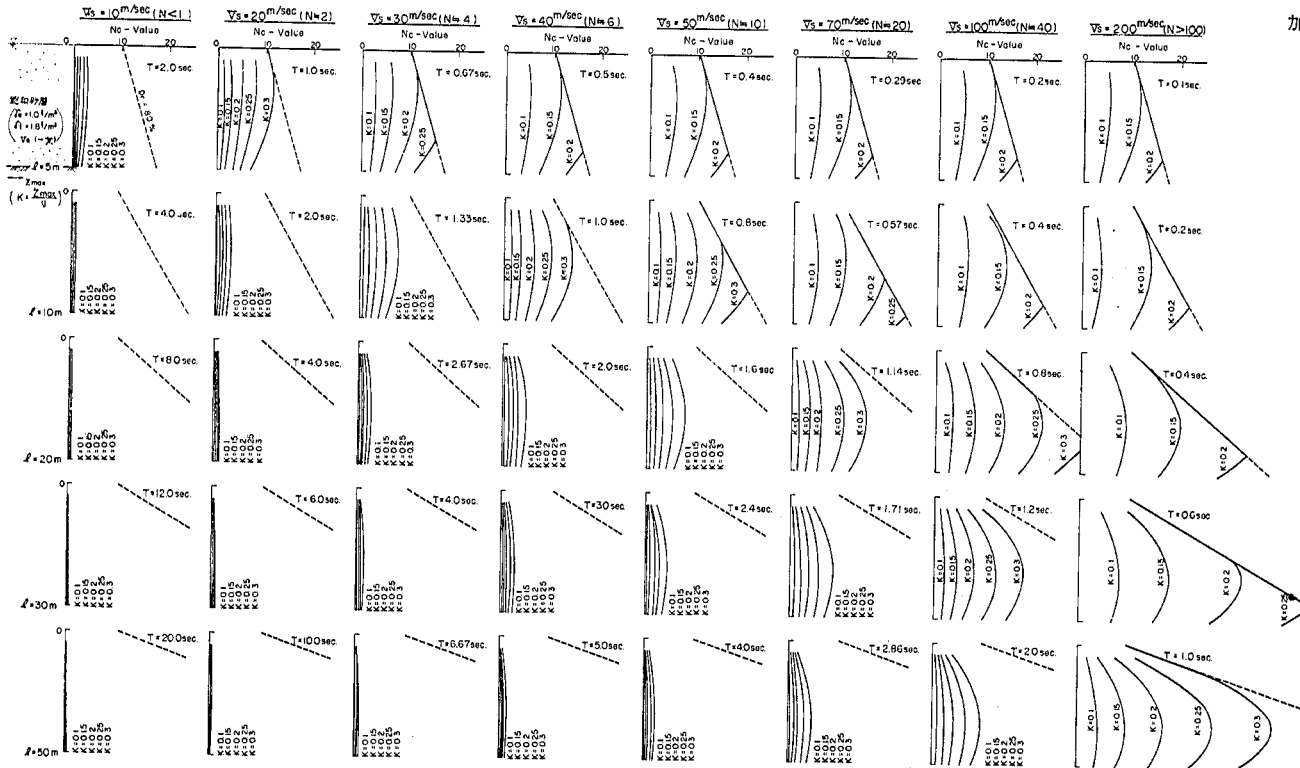


図 3.26 各条件に対する限界 N_c 値 (N_c)

② 砂層厚が厚いほど (ℓ が大きいほど), 流動化の限界値が小さい。これは ℓ が大きいほど長周期となり, 地震時に生ずるせん断応力が小さくなり, このため流動化の限界値が小さくなったものと考えられる。

以上の方法によると, 地盤の剛性が同一で, その層厚が異なる地盤では, 一般に厚い層ほど流動化の限界値は小さくなる。これはこの方法においては地盤中に生ずるせん断応力のみに着目しているからと思われる。今後, 厚い軟弱層の地盤では, ひずみの大きさの検討も必要になるものと考えられる。

3.6 簡易判定方法の適用例

つぎに実際の地震時に流動化が起こった地盤に対して, 上記の判定方法を適用してみよう。

一例として新潟地震 (1964) の場合を考えてみる。⁽²⁵⁾

図 3.2.7~3.2.9 は新潟地震 (1964) によって流動化現象がみられた, 新潟市内の信濃川に架かる昭和大橋地点における地盤調査結果を示したものである。図 3.2.7 は地震前 (2ヶ所) および地震後 (4ヶ所) に実施されたボーリング調査による土質柱状図, 図 3.2.8 は土粒子の粒径と均等係数の深さ方向の変化, また図 3.2.9 は, 推定地盤図である。

この附近一帯は新潟地震によって流動化した地域である。流動化した深さは場所によってかなり異なり, 橋梁被害の大きかった河心より左岸側のボーリング No.1 地点で 5 m 以上, No.2 地点で 8~10 m, No.3 地点で約 10 m, また被害の軽微であった右岸側の No.4 地点では 3 m 程度であったと報告されている。

この地点につき前項 (c) で示した流動化の簡易判定法を適用してみる。結果を図 3.2.7 の一点鎖線ならびに図 3.3.2(A) を示す。この限界 N 値が実測の N 値より大きい部分は流動化発生の危険性があることを示している。

ここでの仮定は

- 1) 地盤深さ ℓ は, N 値 40 程度を一応の基準とし, No.1, 2, 3, 4 地点でそれぞれ, 20 m, 20 m, 20 m および 10 m とする。

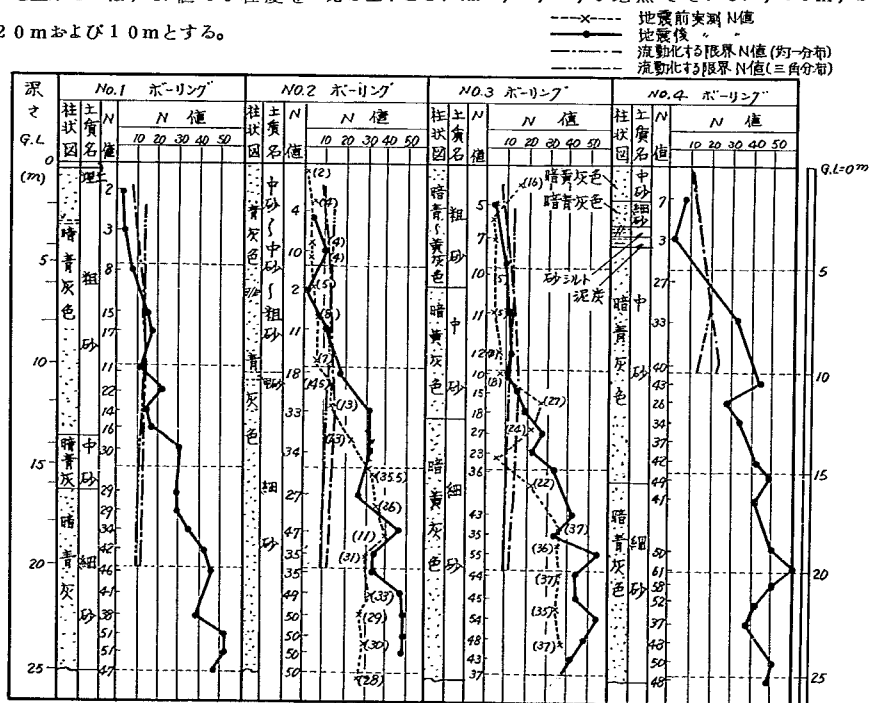


図 3.2.7 昭和大橋ボーリング柱状図

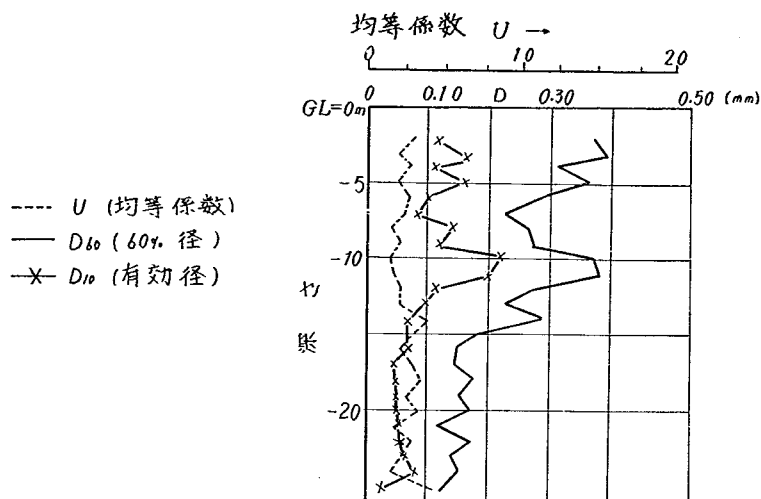


図3.28 深さに伴う粒度変化

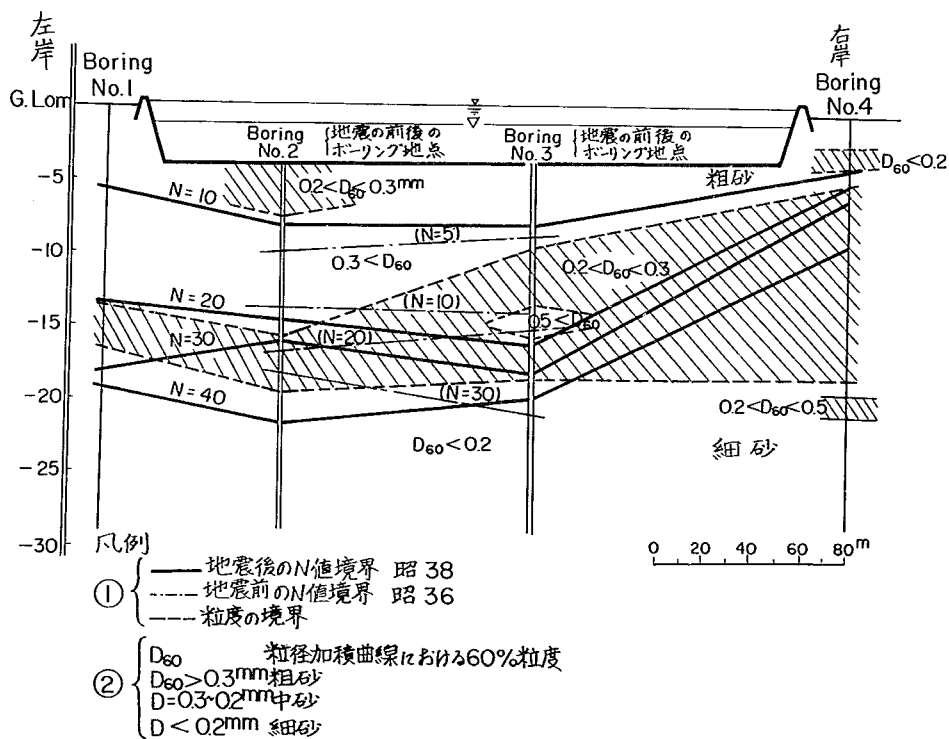


図3.29 昭和大橋地盤図

2) せん断波速度 V_s は、いずれの場合においても平均的に $V_s = 100 \text{ m/sec}$ とする。

3) 基盤における最大震度は $K_B = 0.2$ とする。

4) 減衰定数は $h = 0.1$ 。

図 3.27 から、簡易判定法が実際の流動化の発生状況を比較的よく説明していることが判る。

以上の計算では簡単なため V_s は深さ方向に一定と仮定したが、実際は図 3.27 で判るように、深さ方向に変化（砂地盤の場合、せん断弾性係数は一般に三角形分布に近い）する。このような場合を想定して検討すれば更によい結果が得られるものと思われるので次項で検討してみる。

3.7 流動化の簡易判定法（その 2）

せん断弾性係数 G が深さに比例する場合について考えてみよう。

(a) τ_L の簡易算定法

τ_L については、3.5 の場合と同様に式 (3.33) で与えられる。

(b) τ_E の簡易算定法

ここでは、 τ_E についての近似解法を考求する。図 3.30 において、次の仮定をおく。

仮定① r_t は、深さ方向に一定とし、 G は深さに比例するものとする。

② 1 次モードのみに着目し、適切な減衰定数を見込んで、応答解析を行う。

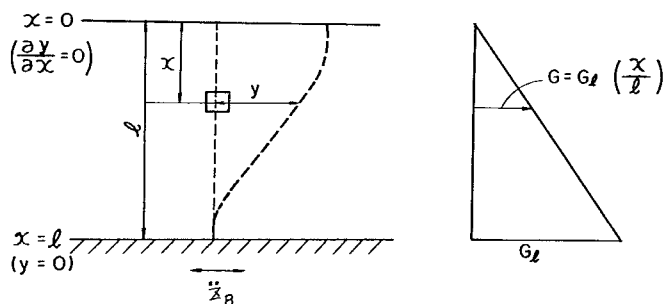


図 3.30 地盤モデル（せん断弾性係数 G が三角形分布の場合）

上記の仮定をおくと式 (3.11) から自由振動の方程式は、

$$\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial y}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.40)$$

となる。また $G = G_l (x/l)$ (G_l は深さ l におけるせん断弾性係数の値) であるから

$$\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{G_l}{l} \frac{\partial}{\partial x} \left(x \frac{\partial y}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.41)$$

$$\rho \frac{\partial y}{\partial t^2} - \frac{G_l}{l} \left(\frac{\partial y}{\partial x} + x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = 0 \quad (3.41')$$

ここで、 $y = X(x) \cdot T(t)$ とおくと $X' = \frac{dX}{dx}$, $X'' = \frac{d^2X}{dx^2}$ とする)

$$\rho X \ddot{T} - \frac{G_t}{\ell} (X' \cdot T + x X'' \cdot T) = 0 \quad (3.42)$$

$X \cdot T$ で除すと

$$\frac{\ddot{T}}{T} = \frac{G_t}{\rho \ell X} (X' + x X'') = -\omega^2 \quad (\omega: \text{固有値}) \quad (3.43)$$

$$\frac{\ddot{T}}{T} = -\omega^2 \rightarrow T = A \sin \omega t + B \cos \omega t \quad (3.44)$$

$$\frac{G_t}{\rho \ell X} (X' + x X'') = -\omega^2$$

$$x X'' + X' + \frac{\rho \ell \omega^2}{G_t} X = 0 \quad (3.45)$$

これを解くと,

$$X(x) = C_1 J_0 \left(2 \sqrt{\frac{\rho \ell \omega^2}{G_t}} x^{\frac{1}{2}} \right) + C_2 Y_0 \left(2 \sqrt{\frac{\rho \ell \omega^2}{G_t}} x^{\frac{1}{2}} \right) \quad (3.46)$$

となる。境界条件として、基部が固定で、頂部が自由と考えれば、

$$x = 0, \quad \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad \text{すなわち} \quad \frac{dX}{dx} \Big|_0 = 0$$

$$x = \ell, \quad y = 0 \quad \text{すなわち} \quad X(\ell) = 0$$

これを式(3.46)に代入し、1次固有振動のみに着目すると

$$C_2 = 0$$

$$C_1 \cdot J_0 \left(2 \omega \ell \sqrt{\frac{\rho}{G_t}} \right) = 0$$

これを解くと

$$\frac{2 \omega \ell}{V_{st}} = 2.405 \quad (3.47)$$

ここで $V_{st} \left(= \sqrt{\frac{G_t}{\rho}} \right)$ は深さ ℓ におけるせん断波の伝播速度である。

式(3.47)から固有周期 T が決定される。

$$T = \frac{4\pi}{2.405} \cdot \frac{\ell}{V_{st}} \quad (3.48)$$

次に1次モード X は、式(3.46)に $C_1 = 1$, $C_2 = 0$, および式(3.47)を代入して、

$$X = J_0 \left(2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}} \right) \quad (3.49)$$

で与えられる。次に式(3.11)の解を

$$y = X \cdot q \quad (3.50)$$

ただし

X : 1 次の振動モード (式 (3.49))

q : 時間関数

とおくと, q は

$$\ddot{q} + 2h\omega\dot{q} + \omega^2 q = -\Gamma \ddot{Z}_B \quad (3.51)$$

の解として与えられる。式 (3.51) において $\dot{q} = \partial q / \partial t$, $\ddot{q} = \partial^2 q / \partial t^2$ であり, ω , h , Γ は, それぞれ 1 次モードに対する固有振動数, 減衰定数, およびモード寄与率である。

モード寄与率 Γ は,

$$\Gamma = \frac{\int_0^l \rho X dx}{\int_0^l \rho X^2 dx} = \frac{\int_0^l \rho J_0 (2.405 \sqrt{x/\ell}) dx}{\int_0^l \rho J_0^2 (2.405 \sqrt{x/\ell}) dx} = \frac{2}{2.405 J_1 (2.405)} = 1.602 \quad (3.52)$$

となり, これを式 (3.51) に代入すると

$$\ddot{q} + 2h\omega\dot{q} + \omega^2 q = -1.602 \cdot \ddot{Z}_B \quad (3.53)$$

となる。 q の時刻応答は式 (3.53) を数値積分することによって与えられるが, その最大値は, 3.5 の場合と同様に応答スペクトル法により簡単に求められる。すなわち q の絶対最大値 $|q|_{max}$ は,

$$|q|_{max} = 1.602 \cdot S_D \quad (3.54)$$

で与えられる。ここに S_D は 1 次固有周期に対する変位応答スペクトル値である。式 (3.53) を式 (3.54) に代入すると, 変位およびせん断応力の最大値 $|y|_{max}$ および $|\tau_E|_{max}$ はそれぞれ

$$|y|_{max} = 1.602 \cdot S_D \cdot J_0 (2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}}) \quad (3.55)$$

$$|\tau_E|_{max} = G \left| \frac{\partial y}{\partial x} \right|_{max} = 1.9264 \cdot G \cdot \frac{x^{\frac{1}{2}}}{\ell^{\frac{3}{2}}} \cdot S_D \cdot J_1 (2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}}) \quad (3.56)$$

ここに S_D は固有周期 $T = \frac{4\pi}{2.405} \frac{\ell}{V_{s1}}$, 減衰定数 h に対応する応答変位スペクトル値である。応答スペクトルの性質から S_D は式 (3.28) で表わされる。

せん断応力 $|\tau_E|_{max}$ は式 (3.28) を (3.56) に入れて

$$|\tau_E|_{max} = \frac{1.9264}{4\pi^2} \cdot \frac{G}{\ell} \sqrt{\frac{x}{\ell}} \cdot \beta \cdot T^2 \cdot \ddot{Z}_{Bmax} \cdot J_1 (2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}}) \quad (3.57)$$

ここで, $T = \frac{4\pi}{2.405} \frac{\ell}{V_{s1}}$, $V_{s1} = \sqrt{g \cdot G_1 / \gamma_1}$ を代入すると

$$|\tau_E|_{max} = 1.3322 \cdot \gamma_1 \cdot \ell \cdot \sqrt{\frac{x}{\ell}} \cdot \beta \cdot \frac{\ddot{Z}_{Bmax}}{g} \cdot J_1 (2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}}) \quad (3.58)$$

さらに $K_B = \ddot{Z}_{Bmax} / g$ であり, $\beta = \bar{\beta} \cdot \frac{\alpha}{T}$ で与えられるから, 式 (3.30) および $T = \frac{4\pi}{2.405} \frac{\ell}{V_{s1}}$ を式 (3.58) に代入すると

$$|\tau_E|_{max} = 1.3322 \cdot \gamma_1 \cdot \sqrt{\frac{x}{\ell}} \cdot \ell \cdot \bar{\beta} \cdot \alpha \cdot \frac{2.405 V_{s1}}{4\pi \ell} \cdot K_B \cdot J_1 (2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}}) \quad (3.59)$$

となり, 結局 $|\tau_E|_{max}$ は

$$|\tau_E|_{max} = 0.255 \cdot \gamma_1 \cdot \sqrt{\frac{x}{\ell}} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot K_B \cdot V_{s1} \cdot J_1 (2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}}) \quad (3.59)$$

で与えられる。

(c) 流動化発生の限界N値

流動化発生の限界相対密度 (D_{rc}) および限界N値 (N_c) を算定するために、式 (3.59) および式 (3.33) を式 (3.36) に代入する。これから、限界の相対密度 $D_{rc}(x)$ は、

$$D_{rc}(x) = \frac{127.5}{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \bar{\tau}_L(1) \cdot \sigma_0(x)} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot r_i \cdot K_B \cdot \sqrt{\frac{x}{\ell}} \cdot V_{s,i} \cdot J_1 \left(2.405 \sqrt{\frac{x}{\ell}} \right) \quad (3.60)$$

となる。 $D_{rc}(x)$ が求めれば式 (3.38) から限界の N_c 値を求めることができる。

式 (3.60) および式 (3.38) において、 $V_{s,i} = 100, 110, 120, 130, 140, 150$ および 200 m/sec と仮定し、さらに $\bar{\alpha}, \bar{\beta}, r_i, r_c, \ell, K_B, \beta_1, \beta_2, \bar{\tau}_L(1)$ の諸数値を 3.5 と同一に仮定して、限界N値 (N_c) を算定してみる。

図 3.31 はこのようにして求めた限界 N_c 値の曲線である。この図を用いれば、地盤深さ $\ell \text{ (m)}$ 、せん断波速度 $V_{s,i}$ (m/sec) および基盤に考慮する震度 K_B を与えることによって、限界値が求まり、流動化の判定を下しうる。

(d) 簡易判定法の適用例

つぎに実際の地震時に流動化が起こった地盤に対して、上記の判定方法を適用してみよう。

一例として、3.6 と同じ新潟地震 (1964) の場合を変えてみる。

結果を図 3.27 の二点鎖線で示す。この限界N値が実測のN値より大きい部分は流動化発生の危険性があることを示している。ここでの仮定は、せん断波速度 $V_{s,i}$ は、いずれの場合においても $V_{s,i} = 130 \text{ m/sec}$ とし、 $V_{s,i}$ 以外の仮定は 3.6 と同じとする。この図から簡易判定法が実際の流動化の発生状況をよく説明している。

図 3.32 は新潟地震の例における $\ell = 20 \text{ m}$ の場合について限界N値を再現したもので、(A) は G が一定の場合、(B) は G が三角形分布の場合を示す。

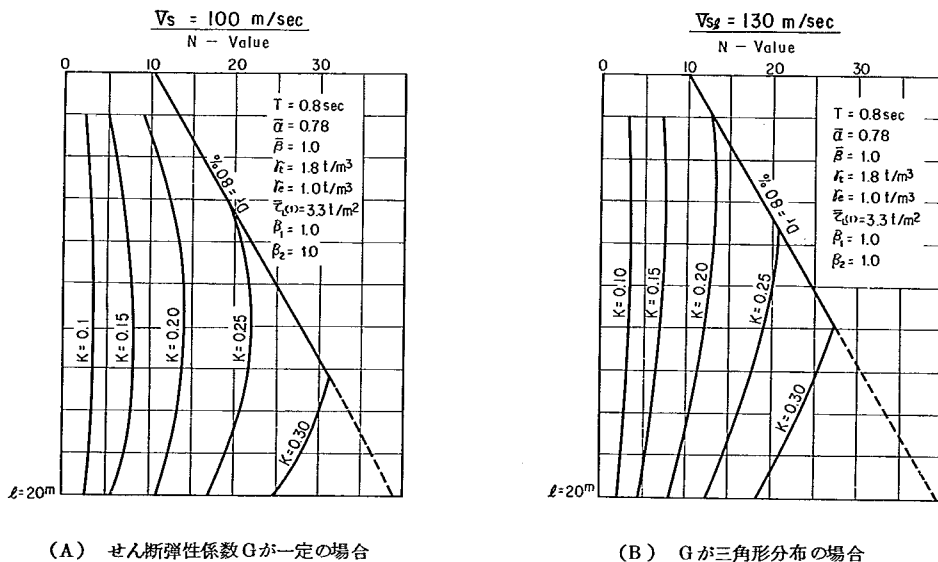


図 3.32 新潟地震の例における流動化の限界N値

3.8 流動化の防止対策と構造物設計上の考慮

前項までに述べてきた研究成果から、流動化に対する積極的な防止対策として有効と思われる事項を指適してみる。

- ① 土の締固めを行い、相対密度を高める。
- ② 地表上に密度の高い礫などを堆積し、下層地盤の有効載荷圧を高める。

などが挙げられる。

つぎに、流動化が予想される地盤に構造物を計画する場合には、前項までに示した方法などを参考に十分流動化の発生の有無を検討することが必要である。その結果発生危険性が高いことが予測される場合には、地震時における地盤（流動化が予想される部分）の水平抵抗を無視した上で構造物の安全性を検討するのがよい。特に重要な構造物に対しては、さらに流動化した土層の動的荷重効果をも見込む必要があろう。この場合の荷重の算定には、現状としては地震時動水圧の等定式（Westergaard式など）を準じて用いるのがよいとされている（この際流動化した液状土層の密度を用いる）。

4 沈埋トンネルの耐震設計

4.1 概 説

沈埋トンネルの耐震設計については、現在までのところ確固たる手法はない。これは、地震多発地域において、この種の構造物の建設経験が小さいことを考えれば、やむを得ないことであり、そのような地域に沈埋トンネルを建設する場合には、その都度、耐震設計上の配慮がなされるべきであろう。例えば、最近完成した米国のBARTトンネルに関しては、各種の耐震設計上の検討がなされ、すでに報告されている。

以下ではBARTトンネルの耐震設計に関連して実施された土質力学をはじめとする各種の調査結果^{(4),(5)}を紹介するとともに、沈埋トンネルの耐震設計に関して多少の考察を施す。

4.2 BARTトンネルの概要と耐震設計

(1) BARTトンネルの概要

このトンネルは米国カリフォルニア州サンフランシスコ地域に、最近完成した沈埋トンネルで、57個のプレキャスト鉄筋コンクリートエレメントからなるサンフランシスコとオークランドを結ぶ全長約6 kmの海底鉄道トンネルである。

図4.1は建設位置を、図4.2は本トンネルの概要(縦断面、チューブの断面)を示したものである。また図4.3は一部の土質断面を示したものである。

このトンネルでは、

- ① 図4.1に示すように、サンアンドレアス断層およびヘイワード断層に近接する地震多発地域に位すること、
- ② 図4.3の土質断面図に示されるように、サンフランシスコ側ではベイマッドと称する厚い軟弱粘性土中を通過し、

中間のエルバ・ブエナ島附近では軟弱層は薄くなっているが、オークランド側では厚いベイマッドまたはその上に堆積した砂質地盤中を通過していること、などのため、耐震性に関する配慮は重要視され、以下に示す各種の検討がなされた。

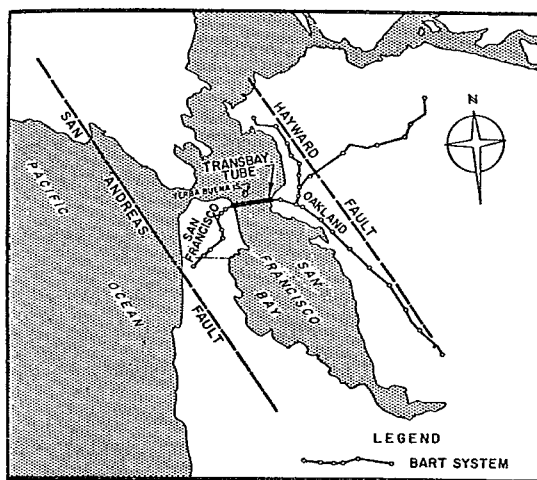


図4.1 -- Location map of Transbay Tube showing its relation to the San Andreas and Hayward faults.

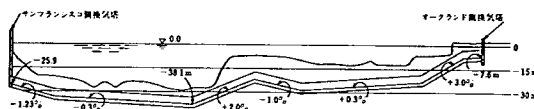


図4.2 (A) 縦断面

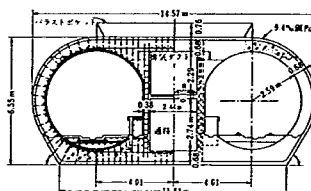


図4.2 (B) 沈埋かん断面図

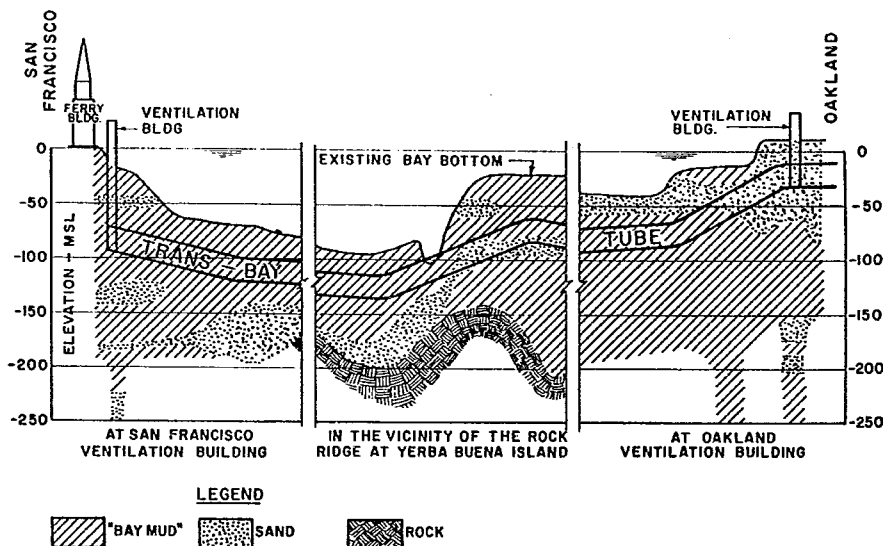


図 4.3 -- Schematic soil profile at representative sections of Transbay Tube.

(2) 設計に考慮する地震

この地域では、1906年のサンフランシスコ地震（マグニチュード8.25）による被害の経験がある。本トンネルの設計に考慮する地震としては、サンアンドレアス断層上の、トンネルから最も近い地点でマグニチュード8.6の地震を考慮することとしている。これによる建設地点での水平加速度は、岩盤および浅い堆積土中で0.3g、厚い堆積土中では0.5gと推定され、また鉛直加速度は水平加速度の2/3を考慮としている。

(3) 断層による地変

建設地点はサンアンドレアス・ヘイワード両断層にはさまれた地点である。従って、この地域に地震が起こった場合を想定すると、この両断層に沿って地変が起こることが予想され、両断層にはさまれた地域であるトンネル建設地点では断層は発生せず、またそれによる地変は起こらないと判断している。

(4) 地盤の強度の損失

地震時には、ゆるい砂質土は流動化現象を起こし、また鋭敏な粘性土はこねかえし現象（remolding）を起こし、ともにその強度が大巾に低下する可能性がある。

現地から採取された土質試料に対する室内試験の結果から、設計で考慮する地震に対しては砂質土の流動化現象や粘性土のこねかえし現象は起こらないものと結論された。しかしこの点に関しては、特に重要課題であると認識し、さらに今後の調査研究に待つ所が大きいとしている。

(5) 地盤の変形により沈埋函に作用する荷重

地震時には、地盤は振動し当然変形を起こす。従って地盤上あるいは地盤中にある構造物は、地盤変形による荷重をうける。沈埋函のような、地中の長い構造物では、特に地盤変形の影響を考慮する必要がある。

トンネル軸直交方向の振動としては、水平方向と鉛直方向の曲げ荷重が考えられるが、解析法としては弾性床上のはりとしてトンネルの挙動を把握することができる。一方、トンネル軸方向の振動としては、軸方向に圧縮あるいは伸長させようとする荷重について検討する必要がある。

以上の地盤の変形による荷重と同時に、振動している物体の質量に比例して働く慣性力についても当然考慮しなければならない。

地盤変形としては、図4.4のような状態を考え、変位量として図4.5に示す値（変位量Aは波長Lによって異なる）を、また表層地盤における深さ方向の変形状態としては図4.6を定めている。

上記の地盤変形による荷重を、静的作用力に対して設計された沈埋函に作用させた結果、沈埋函に生ずる各種の応力はいずれも許容以下であったという。

(6) 換気塔と沈埋函の相対運動

構造物の規模が著しく異なる換気塔（トンネル軸方向の長さ3.71m×巾2.07m×高さ3.2.8mの大型ケーソン）と沈埋函（長さ約6km×巾14.6m×高さ7.3m）の間では、地震時に相対的な運動が起こることが予想される。この相対運動を考慮して、両者の間にユニバーサル・ジョイント（水平方向10cm、鉛直方向5cmの相対変位可能）を設けている。このジョイントは検査および補修が容易に出来るように設計されている。

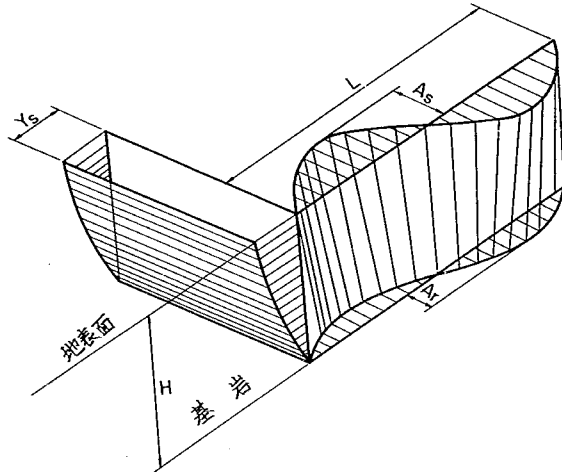


図4.4 地盤の地震剪断波

(7) 地震・地質・土質などに関する調査

以上(2)～(6)に述べた各項は、次に示す地震、地質、土質などに関する調査

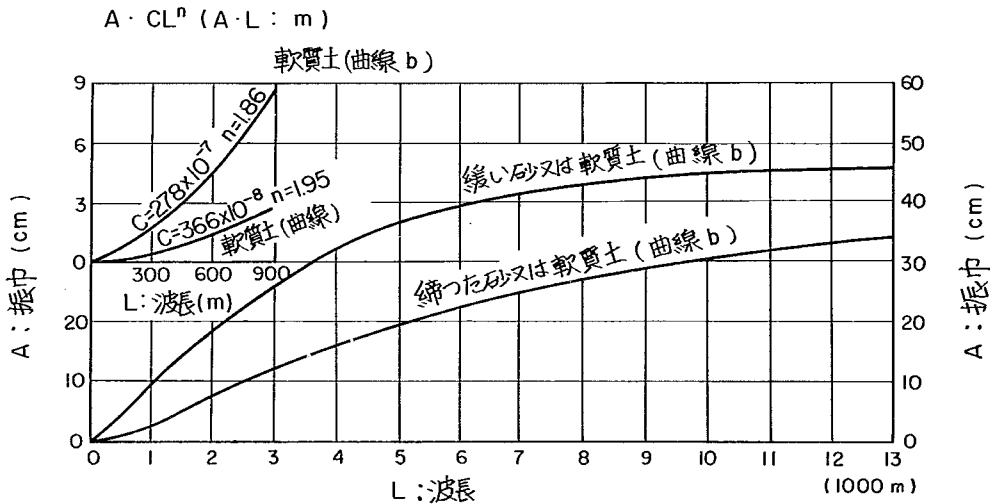


図4.5 地盤の水平方向の変位スペクトル(図4.4参照)

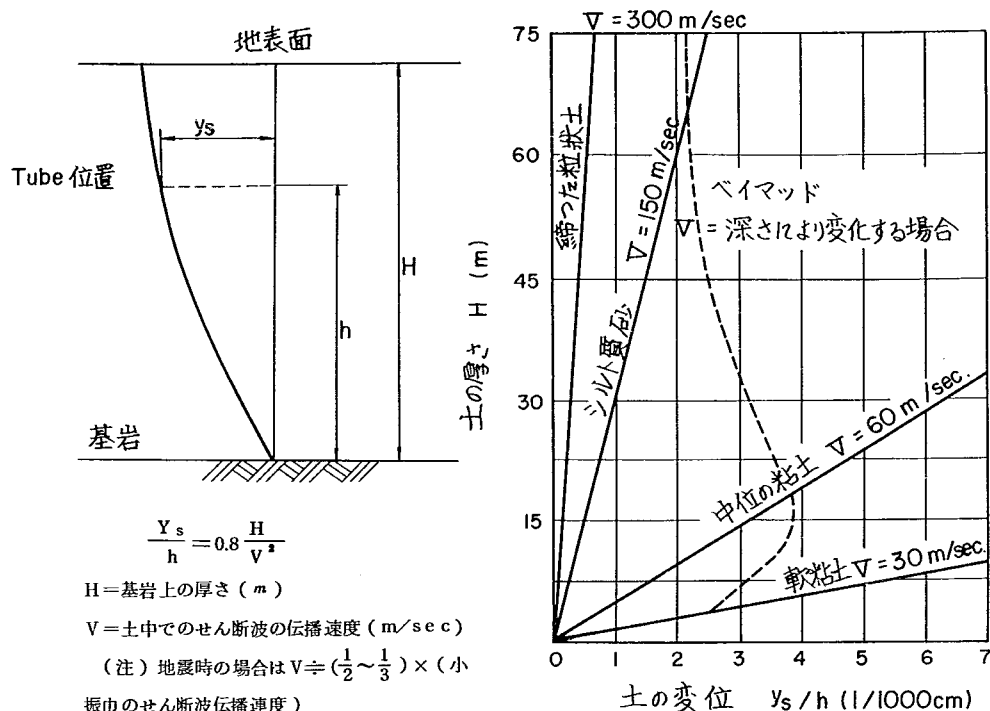


図4.6 地盤の剪断変形

の結果から、結論づけられたものである。

(A) 現地における地質調査

- (I) ボーリング調査(予備ボーリングと本ボーリング)—地盤の土質力学的性質の把握
- (II) スーパーカー調査—基盤の深さ・各層の厚さの判定
- (III) サンプル調査(オスターベルク・ピストン、ピッチャー・コア・パレル、スエーデン式フォイル・サンブラー等)—室内実験用の乱されない試料採取
- (IV) 地震探査(爆薬利用)—S波・P波の測定を行い、ポアソン比、せん断弾性定数、ヤング率等を推定。

(B) 地中における地震観測

基盤(頁岩)、砂-粘土層およびベイマッドの3層に地中地震計を埋設し、地震観測を行っている。現在までのところ、微小振幅の記録(マグニチュード6、震央距離420 kmの地震によるものが最大)しか得られていないが、それらによると基盤に対するベイマッドでの振幅は4~5倍、ベイマッドにおける卓越周期は(ベイマッドの1次固有周期)0.6~1.0秒である。大振幅になると、周期は1.5~2秒に延びるだろうと推定している。またこの固有周期は、地盤の弾性定数を推定するのに用いられている。

(C) 室内土質試験

(I) 動的単純せん断試験

Converse が開発した動的単純せん断試験機(図4.7参照)を用いての実験である。荷重条件としては①振動数3 c/s, ひずみ0.1% (小ひずみ), 継続時間1分と②振動数0.33 c/s, ひずみ1% (中ひずみ), 継続時間5分の2種を考えている。②の荷重条件では、ひずみをさらに大きく(静的試験による破壊歪の半分ま

で、但し5%以下)した場合についても実験している。

(II) 動的三軸圧縮試験

(I)と同様な荷重条件のもとに、現地における上載圧の75%に圧密された試料について動的な三軸圧縮試験を実施している。図4.8および4.9は実験結果の一例である。

また図4.10は同種試料に対する動的三軸および動的単純せん断試験の結果を対比したものである。単純せん断試験では実際の弾性定数より小さな値が、また三軸試験では大きな値が得られている。

(I)と(II)の動的試験の結果、設計に考慮する地表に対しては、砂質土の完全な流動化現象、粘性土の全体的なこねかえし現象はともに起らないであろうと結論づけている。

(III) 標準的な静的試験

動的試験の結果と比較するた、標準的な静的一軸圧縮試験を、上載圧の75%に圧密した試料を用いて実施している。

図4.11は動的と静的の圧縮試験の結果を比較したものである。静的試験の結果と2~50サイクルに対する動的試験の結果とが、非常によく一致している。

(IV) 土の動的力学定数

上記で実施した各種の地質および土質に関する試験調査から、土のせん断弾性定数とし

て、図4.12に示す結果が得られた。この図は、爆薬を用いた地震探査、実地震の観測、および室内における動的三軸圧縮試験(約0.1%の小さいひずみの場合と約1%の中等度のひずみの場合)について、深さ方向のせん断弾性定数の変化を示している。

表4.1はせん断弾性定数の変化の様子を、地震探査による値を基準として示したものである。せん断弾性定数がい

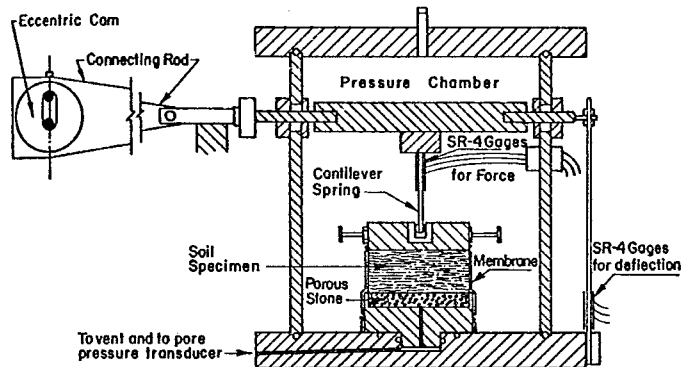


図4.7 -- Schematic drawing of dynamic simple shear test apparatus.

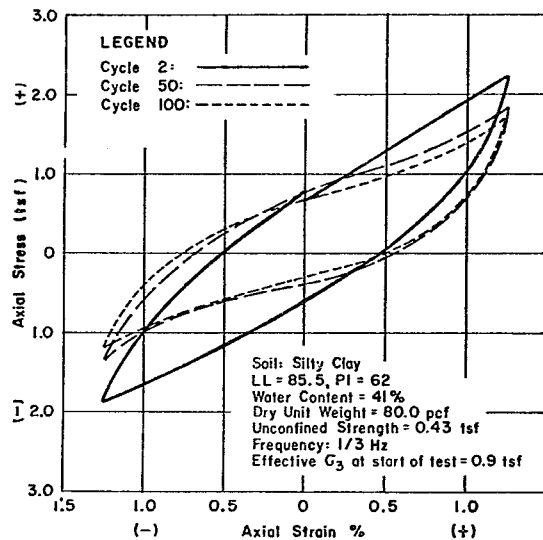
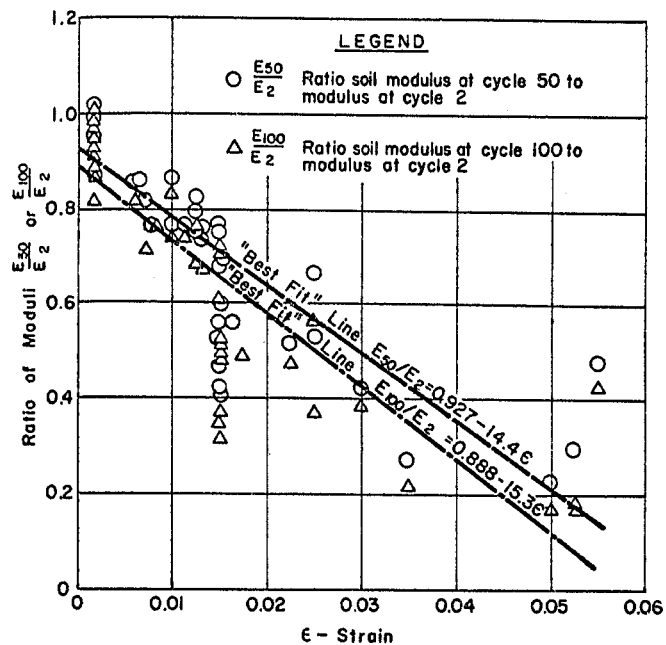
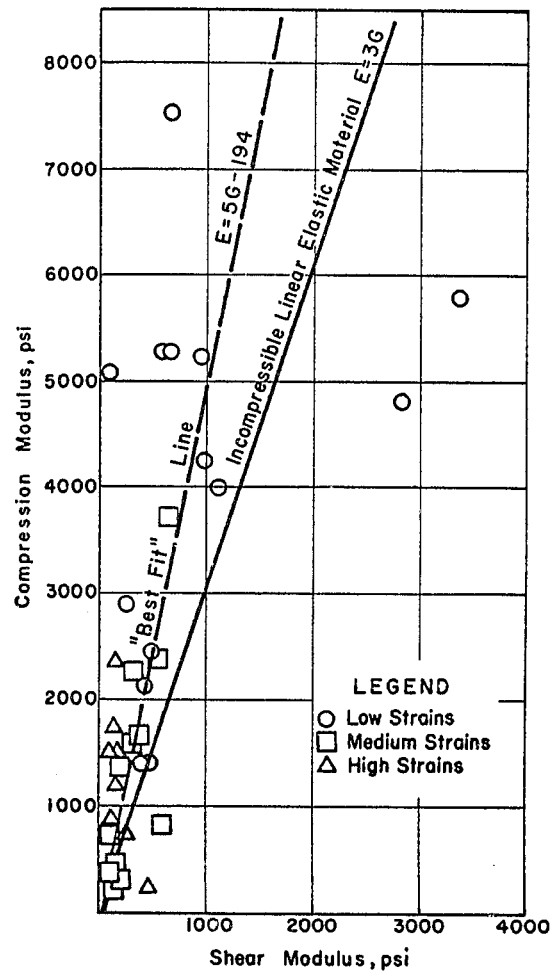


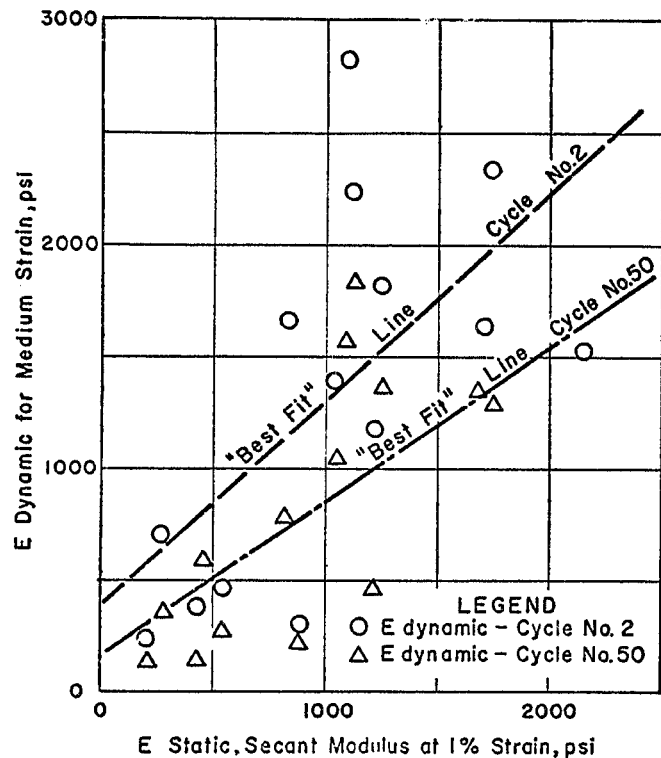
図4.8 -- Typical stress-strain cycle for a dynamic triaxial compression test.



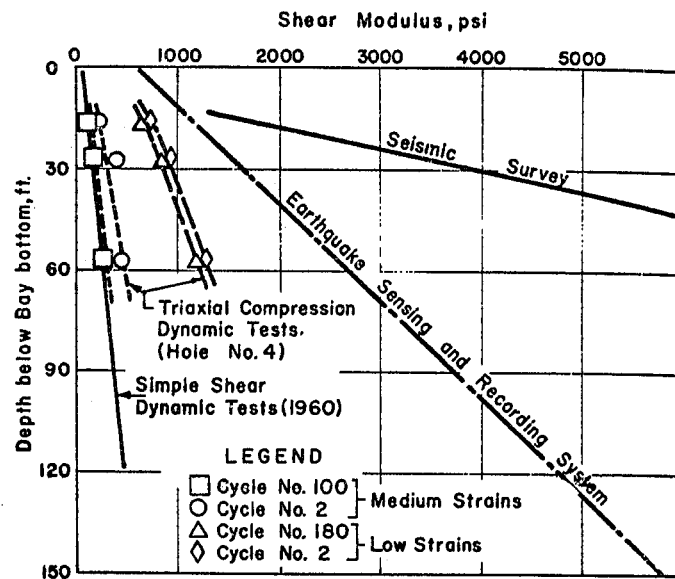
4.9 -- Relationship of soil moduli from dynamic triaxial compression tests for cycles 2, 50, and 100 for various strains.



4.10 -- Relationship between compression moduli, E , from dynamic triaxial compression tests with shear moduli, G , from dynamic simple shear tests.



4.11 -- Compression moduli, E , from dynamic and static compression tests.



4.12 -- Shear moduli, G , as obtained by geophysical and dynamic test methods versus depth below Bay bottom, 3000 ft away from the San Francisco shore.

表 4.1 セン断弾性定数のひずみに対する変化

Method	Ratio of Rate of Increase of Shear Moduli to that for Seismic Survey	Estimated Strain Level
Seismic survey	1.00	10^{-6}
Earthquake record	0.30	10^{-5}
Dynamic tests-low strains	0.09	10^{-3}
Dynamic tests-medium strains	0.043	10^{-2}

かにひずみレベルによって変化するかを示している。このように土の変形特性は、土の非弾性的性質のため、変形の振幅によって大きく変化することに注意する必要がある。構造物の耐震設計に際してはせん断波の伝播速度は砂質土に対しては、微小振幅で測定した伝播速度の約1/2を、また粘性土に対しては約1/3を採用することがよいとしている。

表 4.2 地震波 (せん断波) の伝播速度 (設計用)

土の分類	伝播速度 (m/sec)
締った粒状土	300
シルト質砂	150
中位の粘土	60
軟かい粘土	30

次に表 4.2 は各種土質に対するせん断波の伝播速度を示したもので、これは設計に用いることを考慮して定められた値である。

(E) 地盤の地震応答解析

次の各種の仮定のもとに表層地盤の地震応答計算を実施している。

- ① 地盤は等厚で無限の広がりをもつものとし、計算モデルは1次元の弾性体とみなす。
- ② 構造物の存在は無視する。
- ③ 計算方法としては、モーダル・アナリシスを採用し、応答スペクトルを用いて各モードの応答を求め、平方和の平方根をとって各モードを合成する。
- ④ 減衰定数 (臨界減衰に対する比) は1, 2および3次のモードに対してそれぞれ10, 20および30%とする。

この応答計算の結果は、図 4.6 に反映されている。

4.3 考 察

前項までにわたって、BART 沈埋トンネルに関連して実施された各種の耐震上の調査と検討結果の概略を記述した。これらの調査は、実に多方面にわたっており、多くの貴重な資料を提供している。今後、地震多発地域に同種の構造物を計画するさい、耐震性の面からなすべき調査の種類と方法について、非常に参考になることはまちがいない。

BARTトンネルでは、各種の現地試験、室内試験ならびに理論的検討の結果、沈埋トンネルと換気塔との間に可

動継手を設けることが、実際にとられた唯一の構造上の耐震性の配慮となっている。この点を除いては、静的荷重に対して設計されたBART沈埋トンネルは、地震時においても、十分安全であるとの最終判断が下されている。

しかし、わが国でこの種の構造物を建設する場合には、下記の諸点については特に慎重な検討が望まれるものと思われる。

(A) 流動化に関する検討

BARTトンネルでは、震央距離約15 kmの地点に起こるマグニチュード8.6の地震が与える加速度として岩盤で0.3 g、軟弱地盤で0.5 gの地震動を考慮し、これに対して一応砂質地盤の流動化は起こらないとしている。しかし、3.に紹介したSeedらの動的室内試験の結果(BARTトンネル地点の土質を直接対象にしている訳ではない)等を見るかぎり、大地震に際しては、余程良好な地盤でない限り、飽和砂質地盤あるいは埋もどし砂において流動化現象の発生が予想されるものと推定できる。

建設地点の地震動、地盤の条件(土質堆積状況、粒度分布、密度、締り具合)などを詳しく調査して、流動化に対する検討を行う必要がある。検討の手法としては3.に述べた方法が参考となる。

(B) 地盤変形の影響(特に地盤条件が変化する部分において)

BARTトンネルでは、平面的に波長による変位スペクトル(図4.5)を与えて地盤変形の影響を考慮しているが、この波長による変位スペクトルは、平面的に一樣な地盤(層厚、剛性とも)を対象として算定されたものと推定される。実際には軟弱層の厚さ、または剛性は比較的近距离においてもかなり変化する場合があります。図4.3からも、このことが推察できる。このような地点の付近では、近距离の2点間においても、かなりの相対変形が起こり、沈埋面に与える地盤変形の影響は大きくなることが予想される。

例えば図4.13は、傾斜する基盤上の堆積層の紙面内の地震応答^(a)を示すもので、1次元解析とFEMによる2次元解析の結果である。グラフの縦軸は基盤に単位加速度の入力と考えたときの、地表面における最大加速度の値を示している。このFEMの解析によると、約100 mはなれたA、BまたはB、Cの2地点間に、かな

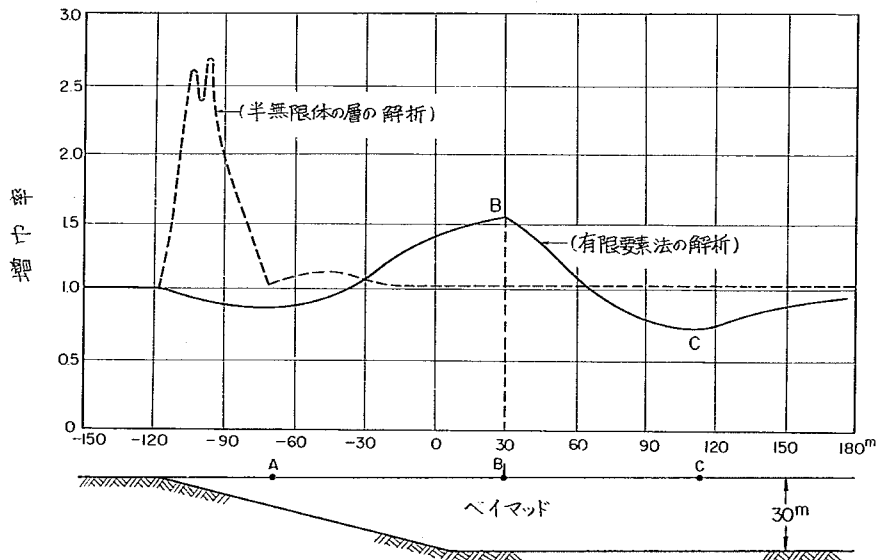


図4.13 傾斜した基盤上の地盤の応答解析結果

りの相対運動が起こることが判る。もし基盤に 0.3 g の加速度を考慮すると、2点間の加速度の差は 0.2 g 程度となり、周期が2秒程度であると仮定すると 100 m 程離れた2点間で数 10 cm の相対変形が発生することが予想される。一方図4.5からは波長 $L = 200\text{ m}$ の場合の振幅は $A = 2\text{ cm}$ となり、上記に比べるとかなり小さい。

このように、地盤変形の影響については、個々の建設地点に応じて、地震動、地盤条件(少なくとも二次元的)を考慮して、有限要素法などによる地震応答解析または、模型振動実験などを実施して変形量を算定するのが望ましいといえる。

(C) 地盤-構造物系の地震応答の解析と模型実験

以上では、地盤のみの応答を考えてきたが、実際には沈埋トンネル、換気塔などの構造物がある訳であり、全体としての応答を解析、実験を通じて把握しておくことは重要であろう。この場合、地盤条件が変化する付近および構造物の規模が変化する付近での挙動には、特に留意する必要がある。

(D) 耐震設計法

確固たる耐震設計法が確立されていない現在、当面は、適当な震度をもつ静的震度法で設計することが考えられる。設計する構造物については、実際の地盤条件などの諸数値を入れて上記の各種の検討を加え、安全性を検証していくことが望ましい。そして必要に応じて構造物の諸元を修正する。この種の検討を積み重ねていくことによって、より合理的な耐震設計法へと改良していく方向がとられよう。

要約と結論

5.1 要 約

(1) 構造物基礎の振動

Richart らの研究により、半無限弾性体理論に基づく、構造物基礎（直接基礎）のばねと地下逸散に基づく減衰の近似算定法が与えられた（表 2.1 参照）。これから、地震力を含む任意外力に対する構造物基礎の動的応答の計算が容易になった。また土の弾性係数および内部減衰、ポアソン比の合理的測定法（共振法土質試験）とそれらの標準値が与えられた。標準的なせん断弾性波速度 V_s (m/sec) およびせん断弾性係数 G (Kg/cm²) は、下記の実験式から与えられる。

$$\text{丸粒の砂質土に対し: } \begin{cases} V_s = 160.5 (2.17 - e) \sigma_0^{\frac{1}{4}} \text{ (m/sec)} \\ G = \frac{69.8 (2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{\frac{1}{2}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \end{cases} \quad (2.2)$$

$$\text{角粒の砂質土} \quad \text{ならびに粘性土) に対し: } \begin{cases} V_s = 109.8 (2.97 - e) \sigma_0^{\frac{1}{4}} \text{ (m/sec)} \\ G = \frac{32.6 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{\frac{1}{2}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \end{cases} \quad (2.4)$$

ここに e : 間隙比 (< 0.8 とする), σ_0 : 有効圧 (Kg/cm²). 但し上式は、微小なひずみ (10^{-6} 程度) に対するもので、ひずみが大きい場合は V_s , G ともに値が低下する。この傾向は図 2.7 に示されている。

内部減衰による減衰定数は 0.05 またはそれ以上を考慮してよく、構造物基礎の減衰の算定にあつては、地下逸散減衰にこの内部減衰を加算してよい。またポアソン比 ν の標準値としては、

砂質土: $\nu = 0.25 \sim 0.35$ (通常 $1/3$)

粘性土: $\nu = 0.35 \sim 0.45$ (通常 0.4)

を与えている。

直接基礎または根入れの少ないケーソン基礎のロッキングばねの算定法には、Biot 式、Vogt 式、Gorbunov-Passadov 式、地盤反力係数式など各種の方法があるが（表 2.2 または図 2.6 参照）、Vogt 式または Gorbunov-Passadov 式が、あらゆる場合に妥当な値を与える模様である。

土のせん断弾性係数および内部減衰は、土に生ずるひずみの大きさによって著しく変化する。ひずみが大きくなると、弾性係数は低下し、内部減衰は増大する傾向がある（図 2.7 および図 2.8 参照）。構造物基礎についてもほぼ同様の傾向がある。

地盤のせん断弾性波速度 V_s (m/sec) は地盤の標準貫入試験の N 値とある程度の関連性がある（図 2.9 ~ 2.11）。地震時のような大きなひずみの場合に対する近似式として、砂質地盤に対して、 $V_s = 16\sqrt{N}$ (m/sec) : 式 (2.10) が提示された。また粘性土に対しても、 N 値との関連でせん断波速度 V_s を推定する資料はある。

(2) 地震時における砂質地盤の流動化の判定方法

流動化発生の有無を判定する方法として現在までのところ① Casagrande による、自然間隙比と限界間隙比の比較から判定する方法 ② 既往の地震における流動化の経験または振動台上の砂箱内での流動化の実験結果を参考にして、流動化発生の条件（地震動の大きさ、地盤条件など）を定め、これに照して判定する方法、③ 土連において実用化されている、地中において一定薬量の爆破を行い、それによって起こる地表面の沈下量から判定する方

法、④Seedらが考案した、流動化を起こすに必要な繰返しせん断応力の大きさ(τ_L)と地震時に起こる繰返しせん断応力の大きさ(τ_E)とを比較して判定する方法などが考えられる。

この資料では上記④のSeedらの研究成果をもとに、流動化発生の有無を判定する方法を示した。(A)一般的な場合に適用するための標準的方法とともに、(B)ある限定した場合を対象として流動化の簡易判定法を示す。後者の方法は、多くの大胆な仮定を含むため厳密性を欠くが、比較的容易に流動化発生の有無を判定できる長所を有している。

(A) 流動化発生の標準的判定方法

一般の条件の下では、次の手順に従って、流動化発生の有無を判定する。

① 地盤の初期条件の算定

①-①地下水位-地表面付近に地下水位がある、砂質ないしシルト質地盤を対象として以下の検討を行う。

①-②土粒子の粒度分布-土粒子の平均粒径 D_{50} を求め、図3.15から β_1 を定める。 β_1 の値が1に近い場合(おおむね $0.01\text{mm} < D_{50} < 1.0\text{mm}$)は、流動化が起こりやすい。

①-③初期応力状態の算定-静止状態について、地中各深さの応力状態を求める。これはつぎの②の検討を行う上に必要となる想定せん断面における静止時のせん断応力(τ_0)およびそれに直角な軸応力(σ_0)の計算である。

①-④相対密度-地盤の相対密度 D_r (%)を各深さについて求める。 $D_r > 80\%$ の場合は、流動化が起こりにくい。

② 流動化をおこすに必要なせん断応力 τ_L の算定

対象とする地盤から採取した土質試料につき、①で得た初期応力条件を与えて動的な繰返しせん断応力試験を行い、その土質試料がある繰返し回数 n で流動化を起こすに必要な動的せん断応力 $\tau_L(n)$ を定める。

③ 地震時に作用する動的せん断応力 τ_E の算定

③-①地震応答解析-想定する地震を与えたときに地盤内各点に生ずる動的応力の時間的変化を地震応答解析から算定する。

③-②ある繰返し回数 n をもつ一定振幅のせん断応力 $\tau_E(n)$ の算定③-①で実施した解析結果をもとに、地中各点に作用する一様繰返しせん断応力 $\tau_E(n)$ (n 回の繰返しをもつ一様な応力)の値を算定する。

④ 流動化発生の判定

②で求めた $\tau_L(n)$ と③で求めた $\tau_E(n)$ を比較し、 $\tau_E(n)$ が $\tau_L(n)$ より大きい場合、流動化が発生する可能性があるとして判定する。

(B) 流動化発生の簡易判定法

図3.14に示すような深さ方向に性状が一様である簡易モデルを対象とすると、次の手順で流動化発生の判定を行うことができる。

① 地盤の初期条件の算定

①-①(A)の場合と同様。

①-②(A)の場合と同様にして β_1 を求める。

①-③深さ x における初期応力状態(有効載荷圧 σ_0 と水平面内のせん断応力 τ_0):

$$\sigma_0 = \begin{cases} r_d \cdot x & : 0 \leq x \leq \ell_w \\ r_d \cdot \ell_w + r_e (\ell - \ell_w) & : \ell_w \leq x \leq \ell \end{cases} \quad (3.8)$$

$$\tau_0 = 0 \quad (3.9)$$

ここに r_d : 土の乾燥単位体積重量 $(= \frac{G_s}{1+e} \cdot r_w)$

r_e : 土の水中(有効)単位体積重量 $(= \frac{G_s-1}{1+e} \cdot r_w)$

ℓ_w : 水位

ℓ : 表層地盤厚

G_s : 土粒子の比重

e : 間隙比

r_w : 水の単位体積重量

①-④ 深さ x での相対密度 D_r (%) (図 3.10 ~ 3.13 参照) :

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{(\frac{\sigma_0}{10}) + 0.7}} \quad (3.7)$$

N : 深さ x における標準貫入試験の N 値 (回/30 cm)

σ_0 : 深さ x における有効載荷圧 (t/m^2)

② 流動化を起こすに必要なせん断応力 τ_L の算定

$$\text{深さ } x \text{ における } \tau_L \text{ 値 : } \tau_L(n) = \beta_1 \times \beta_2 \times \bar{\tau}_L(n) \times \frac{\sigma_0 (t/m^2)}{10 (t/m^2)} \times \frac{D_r}{50} \quad (3.10')$$

$\tau_L(n)$: 繰返し回数 n で流動化を起こすに必要なせん断応力の大きさ

β_2 : 初期のせん断応力状態による補正係数

$\bar{\tau}_L(n)$: 最も流動化を起しやすいと考えられる砂 ($D_{50} = 0.1$ mm の El Monte 砂を想定) において $\tau_0 = 0$, $\sigma_0 = 10 t/m^2$, $D_r = 50\%$ の初期条件下で, n 回の繰返して流動化を起こすせん断応力の大きさ

いま $n=1$, $\beta_1 = 1.0$, $\beta_2 = 1.0$, $\bar{\tau}_L(1) = 3.3 t/m^2$ を与えると, x での $\tau_L(1)$ を改めて $\tau_L(x)$ と書くと,

$$\tau_L(x) = 0.0066 \sigma_0 D_r (t/m^2) \quad (5.1)$$

③ 地震時に発生する動的せん断応力 τ_E の算定

土木研究所スペクトル(1964)を用いる場合, 深さ x における τ_E 値 ($n=1$ に対応させるため

| τ_E | $_{max}$ 値を考え, これを $\tau_E(x)$ とかく) は,

$$\tau_E(x) = 0.2 \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot V_s \cdot \tau_t \cdot K_B \sin \frac{\pi x}{2\ell} \quad (3.32)$$

ここで $\bar{\alpha}$: 地盤の減衰定数 h から決まる定数 (表 3.2 参照, $h=0.1$ の場合 $\bar{\alpha}=1.13$)

$$\bar{\beta} = \begin{cases} 2.0 \frac{4\ell}{V_s}, & \frac{4\ell}{V_s} < 0.50 \text{ sec の場合} \\ 1.0, & \frac{4\ell}{V_s} \geq 0.50 \text{ sec の場合} \end{cases}$$

γ_s : 土の湿潤重量 (l/m^3)

K_B : 基盤で考慮する地震の最大加速度を重力加速度で除した値 (基盤で考慮する震度)

となる。

④ 判 定

$\tau_L(x)$ と $\tau_E(x)$ を比較し、 $\tau_E(x)$ が $\tau_L(x)$ より大きい部分に対して、流動化が発生する可能性がある
と判定する。

一例として、図 3.2 5 ~ 3.2 7 および図 3.3 2 が求められている。

(3) 沈埋トンネルの耐震設計

サンフランシスコオークランド間に最近完成した B A R T トンネルにつき、その耐震性に関連して実施された土質力学をはじめとする各種の調査を紹介し、沈埋トンネルの耐震設計上考慮すべき調査事項を明らかにした。

5.2 結 論

以上の調査研究から各項目に対して、下記のことが結論として指摘される。

(1) 構造物基礎の振動に関して

(i) 半無限の弾性地盤上におかれた根入れのない基礎のばねと地下逸散に基づく減衰は、比較的合理的に算定することができる。

(ii) 共振法土質試験機による試験から、土の弾性定数および内部減衰を測定することができる。この方法では、土に生ずるひずみとして、かなり広い範囲 ($10^{-6} \sim 10^{-3}$ 程度) にわたって考慮することが出来る。またすでに、有効圧ならびに間隙比を与えて、土のせん断波速度およびせん断弾性係数の標準値を求める実験式が与えられている。

(iii) 土ならびに構造物基礎の弾性および減衰は、土に生ずるひずみの大きさで、著しく変化する。変化の増大と共に、弾性は低下し、減衰は増加する傾向がある。

(iv) 直接基礎、または根入れの少ないケーソン基礎のロッキングばねの算定にあたっては、Vogt式またはGorbunov-Passadov式を用いるのが、妥当といえる。比較的簡単な前者が最も実用的である。

(v) 標準貫入試験のN値から、地盤のせん断波速度の近似値を想定することができる。

(2) 地震時における砂質地盤の流動化の判定方法について

(vi) 繰返しせん断応力の大きさに着目して、流動化発生の可能性を判定する方法は、現時点における最も合理的な方法と考えられる。この方法を適用すれば、各種の条件を考慮しながら比較的良好的な精度で流動化発生を判定できる見通しを得た。

(vii) 簡易判定法によれば、表層地盤の厚さ、土の粒度、地盤のN値、基盤に考える最大震度等を与えることによって、流動化発生の有無を容易に判定できる。

(viii) 砂の流動化に関する最近の研究を中心に、流動化の発生を予測する比較的合理的な方法につき報告したが、まだ多くの問題が残されていることはいうまでもない。ここで述べた方法における問題点としては、

- ① 試験試料内の応力状態が、必ずしも地震時に実際の地盤がうける応力状態を忠実に表現していない。
- ② 試料がうけるひずみ量の検討が必要である。低剛性の材料では応力が小さくてもひずみ量が大きくなり強度が低下することが考えられる。
- ③ 試料は、繰返し応力をうけ、振動加速度そのものはうけないが、このことの影響を検討する必要がある。

- ④ 小さなサンプル試験のため、実際の地盤に予想される各条件の局地的変化の影響は無視される。
- ⑤ 試験は、非排水状態で行われているが、排水状況は、個々の現地条件によって異なる。
- ⑥ 現地における地盤条件を正しく把握するのが困難である—特に相対密度とせん断弾性係数（またはせん断波速度）の推定がむずかしい。

- ⑦ 地震時における地盤内の応力状態の解析を精度よく行うことは容易でない。

などが挙げられよう。このため、更に高度な試験法の確立を目指しての研究が、わが国や米国をはじめとする多くの研究者によって実施されており、今後さらに精度よく流動化現象が予測できるようになることが期待される。土質材料に対する高精度の試験法の確立のほかに、今後さらに残された研究課題としては、

- ① 地盤および地盤—構造物系に対する地震応答解析法の高度化と実測による検証
- ② 地盤の諸定数の算定方法
- ③ 流動化防止の積極策とその効果
- ④ 砂以外のシルトあるいは粘性土の流動化に対する強度
- ⑤ 不完全飽和砂の流動化に対する強度
- ⑥ 流動化した土砂が構造物におよぼす影響
- ⑦ 構造物基礎周辺部における流動化発生の状況
- ⑧ 動的ひずみの大きさに着目した流動化の判定方法の開発

などが指摘されよう。

(3) 沈埋トンネルの耐震設計

(IX) 沈埋トンネルの耐震設計においては、流動化の検討方法とその影響、地盤条件が急変する部分における地盤変形の影響等を正しく把握することが最も重要といえる。

付録〔A〕 参 考 文 献

本報告書作成にあたって、参考とした文献のうち主要なものを掲げる。番号は引用の順につけられており、本文中の番号と一致している。

- (1) F.E.Richart Jr., J.R.Hall Jr., R.D.Woods, "Vibrations of Soils and Foundations" Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 1970
- (2) R.V.Whitman, "Massachusetts Institute of Technology, in Report on NSF-UCFEER Conference on Earthquake Engineering Research," Prepared by University Council for Earthquake Engineering Research, May, 1969
- (3) H.B.Seed, Soil Dynamics-Specialty Conference, "Preprint of State of the Art Lecture on the Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August, 1969
- (4) E.G.Aisiks, I.W.Tarshansky, "Soil Studies for Seismic Design of San Francisco Transbay Tube, "Vibration Effects of Earthquakes on Soil and Foundations, ASTM Special Technical Publication 450, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa., 1968
- (5) T.R.Kuesel, "Earthquake Design Criteria for Subways," Journal, Structure Division, Proceedings, ASCE, 1969
- (6) 金井清, 「地震工学」, 彰国社, 1968
- (7) 吉村正義, 内山成和, 今井常雄, 「弾性波速度と土の性質について」, 第5回土質工学研究発表会, 1970.6
- (8) 柴田徹, 「地盤内横波速度と標準貫入試験のN値の関係」, 第5回土質工学研究発表会 1970.6
- (9) A.Casagrande, ' Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills,' Journal, Boston Society of Civil Engineers, January, 1936
- (10) 土田肇, 「砂質地盤の流動化の予測と対策」, 運輸省港湾技術研究所 1970.10
- (11) N.N.Maslov, "Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures, "Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957
- (12) G.W.Housner, "The Mechanism of Sand Blows," Bulletin, Seismological Society of America, Vol.48, No.2, April, 1958
- (13) V.A.Florin, P.L.Ivanov, "Liquefaction of Saturated Sandy Soils," Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961
- (14) N.Ambraseys, S.Sarma, "Liquefaction of Soils Induced by Earthquakes", Bulletin, Seismological Society of America, Vol.59, No.2, April, 1969

- (15) H.B.Seed, K.L.Lee, "Liquetaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, "Journal, ASCE, Vol.92, No.SM6, November, 1966
- (16) W.H.Peacock, H.B.Seed, "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, "Journal, ASCE, Vol.94, No.SM3, May, 1968
- (17) H.B.Seed, I.M.Idriss, "An Analysis of Soil Liquefaction in the Niigata Earthquake, "Journal, ASCE, Vol.93, No.SM3, May, 1967
- (18) H.B.Seed, K.L.Lee, I.M.Idriss, "Analysis of Sheffield Dam Failure", Journal, ASCE, Vol.95, No.SM6, November, 1969
- (19) K.L.Lee, J.A.Fitton, "Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil, "Vibration Effects of Earthquakes on Soil and Foundations, ASTM Special Technical Publication 450, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa., 1968
- (20) 吉見吉昭, 大岡弘, 河合稜, 桑原文夫, 「動的ネジリせん断試験機による砂の液状化実験」, 第5回土質工学研究発表会, 1970.6
- (21) H.J.Gibbs, W.G.Holtz, "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Tests", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957, Vol.1, pp.35-39
- (22) G.G.Meyerhof, "Discussion of Gibbs and Holtz Paper", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957, Vol.III, P.110
- (23) B.S.Coffman, "Estimating the Relative Density of Sands", Civil Engineering, October, 1960
- (24) 栗林栄一, 岩崎敏男, 辻勝成「地震応答スペクトルに及ぼす諸因子」土木学会第11回地震工学研究発表会 昭和46年7月
- (25) 建設省土木研究所, 「新潟地震調査報告」土木研究所報告125号, 昭和40年1月
- (26) 建設省土木研究所, 「沈埋トンネル設計法に関する研究報告書」昭和44年度
- (27) 岩崎敏男, 「沈埋トンネルなど地中構造物の耐震に関する研究」土木研究所資料第660号, 昭和45年9月
- (28) 岩崎敏男, 「地震動が構造物に与える影響度の一算定法」土木学会第26回年次学術講演集第1部 昭和46年10月

構造物基礎および地盤の耐震に関する研究

土研資料第764号
昭47.6(1972)
岩崎敏男

キーワード

構造物基礎の振動, 沈埋トンネル, 地中構造物の耐震, 砂の流動化

要旨

これは構造物基礎および地盤の耐震性に関する調査研究の報告で, 特に砂質地盤の流動化の判定方法に関して一貫した手法を示している。本報告書の構成は下記の通りである。

1. 緒論
2. 構造物基礎の振動
3. 地震時における砂質地盤の流動化の判定方法
4. 沈埋トンネルの耐震設計
5. 要約と結論



郵便はがき

いは
十
円
切
手
を
下
さ

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室
御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第7 6 4号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印