

4. 建設車両等による振動が土の土質力学的特性に及ぼす影響

堀井宣幸*, 豊澤康男*, 玉手 聡*

4. Effects of Cyclic Loadings Due to the Construction Machinery on Geotechnical Characteristics of Soils

by Noriyuki HORII*, Yasuo TOYOSAWA* and Satoshi TAMATE*

Abstract ; When caly layers are subjected to transient loadings such as induced by an earthquake or traffic, excess pore water pressure are generated. Due to the generally low permeability of clays, such pore water pressures persist for some time after the cyclic events. An understanding of the behaviour of soils subjected to subsequent undrained loading is necessary not only for the safety design of structures but also for the safety of the working environment of construction workers under such conditions.

The proper modelling of such soil behaviour requires, first of all, a better insight into the actual cyclic loading imposed on the soil and, secondly, an understanding of the effect of such cyclic loading on the subsequent undrained shear characteristics of soil. Towards this ultimate objective, the characteristics of the loading imposed by construction machinery on the soil during a construction process were measured on site and discussed in the separate paper in this Reports. In this study, laboratory tests have been carried out to examine the effect of cyclic loading on subsequent undrained shear behaviour.

Samples of kaolin clay were first subjected to uniform cyclic loading with frequencies varying between 0.1 Hz and 10 Hz and with single strain amplitude varying between 0.1 % and 0.4 %. The subsequent response of the clay under monotonic loading in triaxial apparatus was examined and the results of some of the laboratory measurements are also discussed in this report.

Main results obtained in this study are summarized as follows ;

- (1) For frequencies up to about 1 Hz, the accumulated excess pore water pressure measured is the fully developed value, but for frequency of 10 Hz, a long waiting time is required for the full development of the accumulated excess pore water pressure.
- (2) Within the range of strain amplitude investigated, there seems to exist a threshold amplitude strain level of about 0.2 %, below which the accumulated mean excess pore water increases very slowly with ϵ_{cyc} , but above which the changes are appreciable.
- (3) Below the threshold strain amplitude, the fully developed excess pore water pressure reduces with increasing loading frequency.
- (4) The equivalent stiffness of soil decreases with repeated loading cycles but the rate of degradation seems to reduce with increasing strain amplitude.
- (5) previous cyclic loading history leads to a reduction in undrained shear strength as well as

*土木建築研究部 Construction Safety Research Division

in the undrained stiffness at large strain levels.

Keywords ; Undrained strength, Cyclic loading, Construction machinery, Mean effective pressure, Soil, Clay, Excess pore water pressure, Overconsolidation, Laboratory test, Strain, Stiffness, Triaxial apparatus, Dynamic loading

4.1 はじめに

現地盤は、地震をはじめ、波浪、車両の走行振動などによって 0.01 Hz~100 Hz の動的な荷重履歴を受ける場合が多い。一般に、砂質土地盤は粘性土地盤に比較して、動的な繰返し荷重を受けるとせん断強度が低下しやすく、液状化などの大きなダメージを受けることが多いため、砂質土の動的特性に関する研究は数多く報告されている^{1),2)}。また、近年、粘性土の動的特性に関する研究もかなり行われ、有用な知見が報告^{3)~5)}されている。しかし、これらの研究の対象としているのは、主に、周波数が 0.01 Hz から数 Hz の地震や波浪による動的荷重履歴が土の変形や強度等の土質力学的特性に及ぼす影響である。ところで、建設現場では、掘削作業や運搬作業のために建設車両が多数使用されており、これらの建設車両により種々の周波数や振幅を有する振動が地盤内に伝達していると考えられる。建設現場などで発生する土砂崩壊災害の中には、このような建設車両の走行振動や作業時の振動に起因すると考えられる事例が散見される。そこで、本研究に先だって、このような建設車両の走行や作業によってどのような特性の振動が地盤内に伝達しているかを明らかにするため、地盤振動の現場計測実験を行った⁶⁾。その結果、建設車両の走行・作業時には 10 Hz~30 Hz の振動が地盤内に伝達していることが確認された。本研究では、このような比較的高い周波数の地盤振動による土砂崩壊の危険性を評価するため、現場実験で明らかになった建設車両の走行・作業時の地盤振動を振動 3 軸圧縮試験機で再現して実験を行い、土の非排水せん断強度等の力学的特性がどのような影響を受けるかを明らかにした。

4.2 実験装置の概要

実験に使用した電気・油圧サーボ式 3 軸圧縮試験機の概要を Fig. 4.1 に示した。軸荷重と側圧はそれぞれ油圧サーボアクチュエーターと電気・空

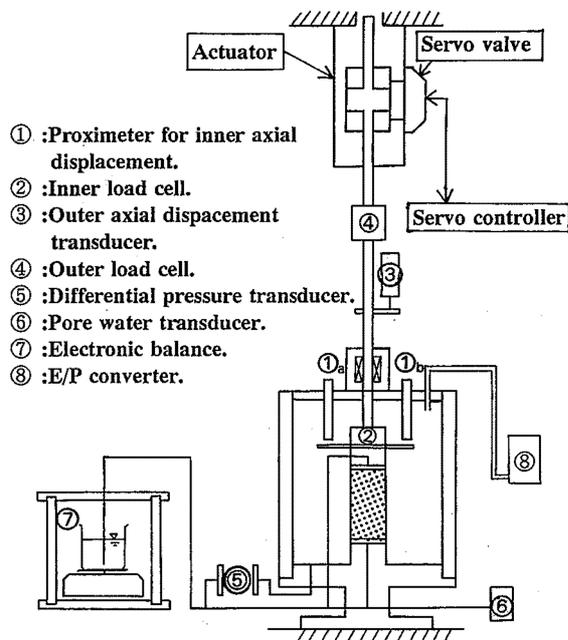


Fig. 4.1 Schematic diagram of dynamic triaxial apparatus.

電気・油圧サーボ式 3 軸圧縮試験機の概要

圧変換器 (E/P 変換器) で作用させるシステムとなっている。载荷ロッドの摩擦と変形の影響を除去するため、3 軸セル内に軸荷重測定のためのロードセル②と微小軸変位測定のため非接触型変位計①a, ①b を取り付けた。また、側圧は、高容量差圧計⑤で直接測定し、供試体の体積変化は電子天秤⑦で測定した。RS232C 経由で直接パーソナル・コンピュータにデータ送信する電子天秤を除く各種測定器の出力は、12 bit 同時サンプリング A/D 変換器でデジタルデータに変換してパーソナル・コンピュータ (PC9801) で収録した。また、側圧载荷用 E/P 変換器の制御も 12 bit D/A 変換器を使用してパーソナル・コンピュータで行った。動的荷重時のデータの収録は、光ディスク高速デジタルレコーダーでパーソナル・コンピュータによるデータ収録と並行して行った。

Table 4.1 Physical properties of kaolin.
カオリンの物理的性質

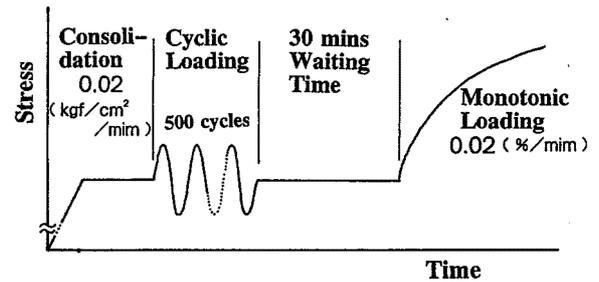
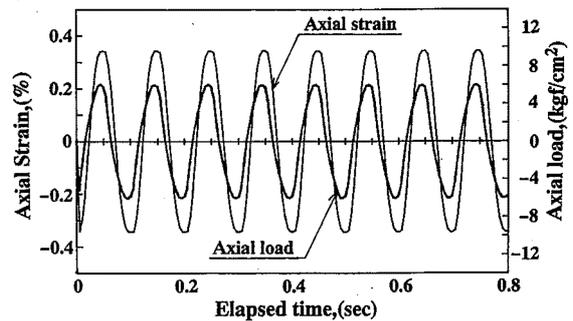
Liquid limit	L.L. = 86.9 %	
Plastic limit	P.L. = 34.7 %	
Specific gravity	$G_s = 2.69$	
Grain size distribution	Silt	12 %
	Clay	88 %

4.3 試料および実験方法

実験に用いた試料は、粘性土の標準試料として一般的に採用されているカオリンであり、その物理的性質を Table 4.1 に示した。粉末のカオリンに蒸留水を加えて含水比 150 % のスラリーとした後、専用ミキサーで 2 時間攪拌し、その後 24 時間真空脱気を行い、これを内径 260 mm、高さ 520 mm のアクリル製の予圧密容器に投入し、圧密圧力 1.5 kgf/cm^2 で 1 次元的に圧密して予圧密試料を作製した。このようにして作製した予圧密試料を直径 50 mm、高さ 100 mm の中実円筒形の供試体に成形して、3 軸セル内にドライ法⁷⁾でセットした。3 軸セル内での圧密時の排水は供試体の上下および側面から行った。圧密は応力制御で行い、圧密速度 $0.02 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ で有効圧密圧 2 kgf/cm^2 まで等方圧密した。圧密の終了は 3 t 法⁸⁾によって決定しており、圧密時間はほぼ 12 時間であった。動的載荷実験では、圧密終了後に供試体を非排水状態とし、ひずみ制御で繰返し回数 500 回の動的載荷を行った。動的載荷後、間隙水圧が定常値に達するまで非排水状態のまま 30 分間放置し、その後、ひずみ速度 $0.02 \text{ %}/\text{min}$ で静的非排水せん断試験を行った。実験手順の概要を Fig. 4.2 に、実験条件と実験結果の概要を Table 4.2 に示した。

地盤振動の現場測定結果⁶⁾を参考にして、実験時の載荷周波数は 0.1 Hz 、 1 Hz および 10 Hz の 3 種類、ひずみ片振幅は 0.1 % 、 0.2 % および 0.4 % の 3 種類を設定し、載荷波形は正弦波とした。

今回の実験では、供試体の飽和度を上げるため圧密開始段階から 2.0 kgf/cm^2 の背圧を負荷しており、間隙水圧係数 B はすべての実験で 0.96 以上であった。また、すべての実験は温度 $20 \pm$

Fig. 4.2 Schematic diagram of testing procedure.
実験手順の概要Fig. 4.3 Axial strain and axial load during dynamic loading.
動的載荷中の軸ひずみと軸荷重

$0.5 \text{ }^\circ\text{C}$ に制御された恒温室で行っており、温度変化による影響はない。

4.4 実験結果および考察

4.4.1 動的載荷時の挙動

a. 間隙水圧の挙動

Fig. 4.3 に周波数 10 Hz 、ひずみ片振幅 0.38 % の正弦波で動的載荷を行った場合の軸ひずみと軸荷重を示したが、きれいな正弦波形が再現されている。今回採用したような比較的高い振動数（一般的な動的載荷試験に比較して）による動的載荷試験では、測定系の応答性と供試体の変形の一様性が問題⁹⁾となる。変形の一様性を調べるため供試体の上部および下部で別々に間隙水圧を測定した結果を Fig. 4.4 に示した。図によれば上部および下部の間隙水圧は、若干の位相差はあるがほぼ一致した挙動を示しており、供試体はほぼ一様に変形していると考えられる。

非排水条件で動的載荷を行うと、供試体内に過剰間隙水圧が発生し、有効応力が減少することが

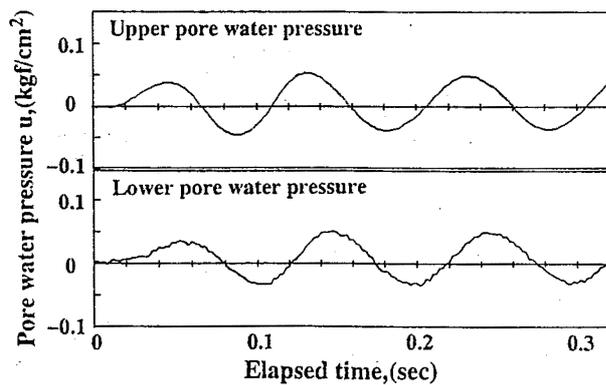


Fig. 4.4 Pore water pressures during dynamic loading
動的载荷中の間隙水圧の挙動

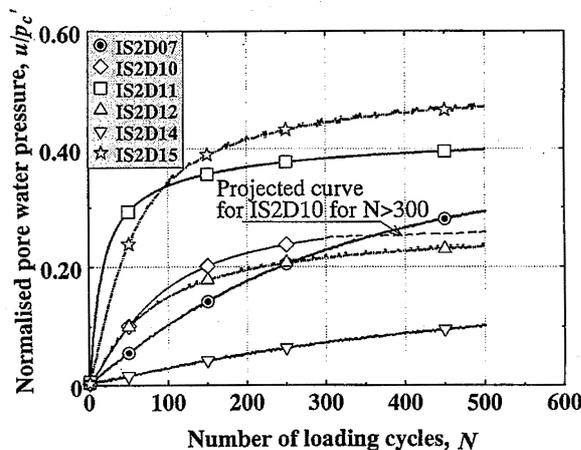


Fig. 4.5 Pore water pressures and number of loading cycles.
間隙水圧と載荷数 (N) の関係

知られている^{10), 11)}。Fig. 4.5 は動的載荷実験中の間隙水圧の変化を示したもので、間隙水圧 u は圧密応力 p_c' で正規化してある。この図によると、間隙水圧は動的載荷の開始とともに急激に上昇しており、いくつかの研究^{12), 13)}と一致した傾向を示している。しかし、実験番号 IS2D14 では間隙水圧の上昇は比較的直線的であり、載荷周波数が高く、ひずみ片振幅が小さい場合には、間隙水圧は動的載荷中には十分に発達しないことがわかった。Van Eekelen らの研究¹⁴⁾でも、同様の実験結果が報告されている。このことは、Table 4.2 に示した動的載荷直後の間隙水圧 (u/p_c') _{N=500} と動的載荷後 30 分経過した後の間隙水圧 (u/p_c') _{ult} から確認できる。すなわち、動的載荷周波数

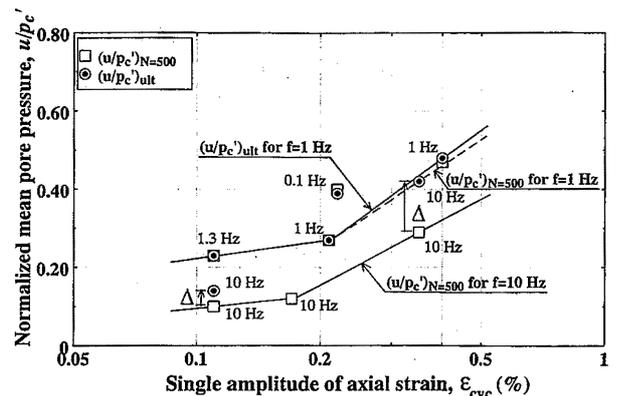


Fig. 4.6 Variation of pore water pressure with single strain amplitude.
間隙水圧とひずみ片振幅の関係

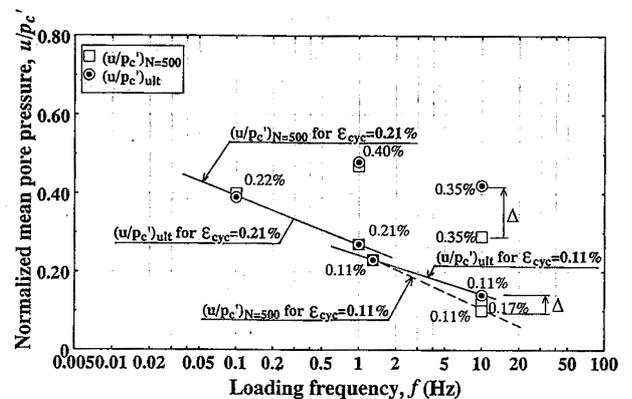


Fig. 4.7 Variation of pore water pressure with loading frequency.

10 Hz の実験では、動的載荷終了後も間隙水圧が上昇し続け、一定時間後（本実験ではほぼ 5 分後）に定常値に達した。一方、動的載荷周波数 0.1 Hz あるいは 1 Hz の実験では、 (u/p_c') _{N=500} と (u/p_c') _{ult} の値はほぼ等しく、動的載荷中に間隙水圧はほとんど最終値に近い値まで上昇することがわかった。

Fig. 4.6 と Fig. 4.7 に、それぞれ (u/p_c') とひずみ片振幅 ϵ_{cyc} との関係および (u/p_c') と載荷周波数 f の関係を示した。Fig. 4.6 から明らかなように、ひずみレベルが 0.2% より小さい場合には、ひずみ片振幅の増加による間隙水圧の増加割合は小さいが、ひずみレベルが 0.2% より大きくなると、ひずみ片振幅の増加による間隙水圧の増加割合は大きくなっている。一方、Fig. 4.7 は、載荷周波数が 1 Hz までは、ひずみレベルに

Table 4.2 Summary of laboratory test conditions and test results.
実験条件と実験結果の概要

Test Name	Consolidation		Cyclic Loading									Undrained Shear	
	p_c' kgf/cm ²	w_c %	f Hz	ϵ_{cyc}^a %	$(u/p_c')_{500}^b$	$(u/p_c')_{ult}^c$	$p_0'{}^d$ kgf/cm ²	$(OCR)_{eq}^e$	$(E_{eq})_{20}^f$ kgf/cm ²	$(E_{eq})_{500}^g$ kgf/cm ²	$\epsilon_{0.25}^h$ %	$E_{1\%}^i$ kgf/cm ²	C_u^j kgf/cm ²
IS20S2 ^k	1.97	49.2	—	—	—	—	1.95	1.01	—	—	—	56	0.43
IS2D07	2.00	49.8	10	0.35	0.29	0.42	1.18	1.70	—	—	—	50	0.31
IS2D10	1.95	52.2	1.0	0.21	0.27	0.27	1.42	1.37	166	134	0.231	50	0.37
IS2D11	1.97	53.0	0.1	0.22	0.40	0.39	1.21	1.63	133	105	0.302	43	0.34
IS2D12	1.97	53.6	1.3	0.11	0.23	0.23	1.52	1.30	—	—	—	47	0.34
IS2D14	2.00	52.5	10	0.11	0.10	0.14	1.73	1.16	260	228	0.103	53	0.36
IS2D15	2.00	52.8	1.0	0.40	0.47	0.48	1.04	1.92	90	69	0.452	42	0.34

a Single amplitude of cyclic axial strain

b Normalised change in mean excess pore pressure at 500 cycles

c Normalised change in mean excess pore pressure after 30 min. waiting time

d Mean effective stress at start of monotonic shearing

e Equivalent overconsolidation ratio, $OCR_{eq} = p_c' / p_0'$

f Equivalent stiffness at 20 cycles

g Equivalent stiffness at 500 cycles

h Strain level at a quarter cycle

i Stiffness defined in terms of the secant modulus at 1% axial strain

j Undrained shear strength, $C_u = q_{max}/2$

k Static loading with no previous history of cyclic loading

よらず、動的载荷直後の間隙水圧 $(u/p_c')_{N=500}$ は、先に述べたように最終間隙水圧 $(u/p_c')_{ult}$ とほぼ一致しており、動的载荷中に間隙水圧が十分に発達していることを示している。これに対して、载荷周波数 10 Hz の場合には、 $(u/p_c')_{ult}$ の値は $(u/p_c')_{N=500}$ よりも大きく、ひずみレベルが大きくなるほどこの差は大きくなっている。

また、同図から、少なくともひずみレベルが 0.2% 以下では、発生する最終間隙水圧 $(u/p_c')_{ult}$ は载荷周波数 f の増加とともに減少することがわかった。ひずみレベルを小さくすれば、動的载荷によっても間隙水圧が発生しない限界、すなわち、松井らが報告している動的下限降伏値³⁾に相当するひずみレベルが明らかにできると考えられるが、本研究で実験したひずみ範囲では確認できなかった。この限界ひずみは、Matsuda ら¹⁵⁾の正規圧密土の単純せん断試験では、0.07%、Shibuya ら¹⁶⁾の中空ねじりせん断試験では 0.01% であると報告されている。

b. せん断剛性

本研究で使用したものと同種のカオリンの線形弾性限界ひずみは 0.001% のオーダーであると Tatsuoka ら¹⁷⁾は報告している。したがって、今回の実験で採用した動的载荷時のひずみ片振幅は 0.1%~0.4% であり、カオリンの線形弾性限界を超えたひずみレベルで実験を行ったことになる。

Fig. 4.8 に動的载荷時の 1 波、20 波および 500 波目のヒステリシスループを示した。また、最大及び最小ひずみから計算される等価せん断剛性 $E_{eq} (= (q_{max} - q_{min}) / (\epsilon_{max} - \epsilon_{min}))$ の動的载荷数の増加にともなう変化を Fig. 4.9 に示したが、最初の数サイクルでの、 E_{eq} には若干のばらつきがみられる。これは動的 3 軸試験機の制御精度の問題であり、ひずみ振幅が設定値に達するまで数サイクル要するためと考えられる。Fig. 4.8 のヒステリシスループからも、最初の 1 波目の最大・最小ひずみは、20 波目あるいは 500 波目における同ひずみに比べて若干大きくなっており、動的载荷開始直後の油圧サーボアクチュエータの制御精度が充分でないことがわかったが、数サイクル後には設定値で動的载荷が行われている。今回の実験では 500 波の動的载荷を行ったので、実験結果への影響はほとんどないと考えてよい。また、

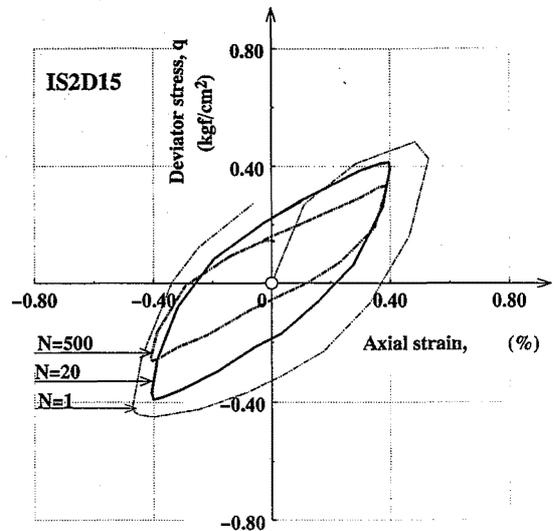


Fig. 4.8 Typical hysteresis loop.
動的载荷時のヒステリシスループ

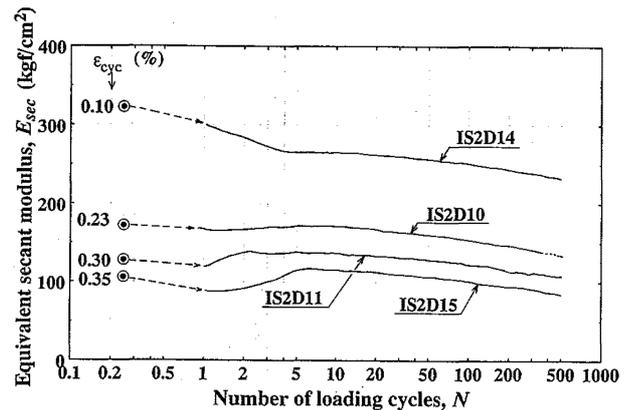


Fig. 4.9 variation of equivalent stiffness with number of loading cycles.
等価せん断剛性と载荷数 (N) の関係

Fig. 4.9 からは、動的载荷が進むに従い、すべての実験で E_{eq} が減少しており、動的载荷により土の構造が影響を受けることが示された。20 波目及び 500 波目の E_{eq} とこれに対応するひずみレベル $\epsilon_{0.25}$ の値を Table. 4.2 に示した。

20 波目と 500 波目の等価せん断剛性 $(E_{eq})_{N=20}$ 、 $(E_{eq})_{N=500}$ と動的载荷時のひずみ片振幅 ϵ_{cyc} との関係を図 4.10 に図示した。この図から明らかなように、ひずみ片振幅 ϵ_{cyc} の増加にともなって土の剛性が急激に低下する。

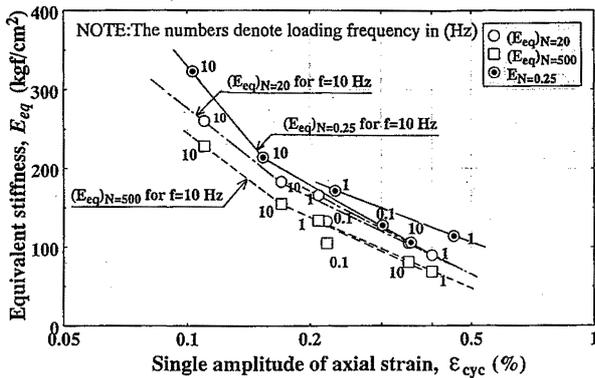


Fig. 4.10 variation of equivalent stiffness with single strain amplitude.

等価せん断剛性とひずみ片振幅の関係

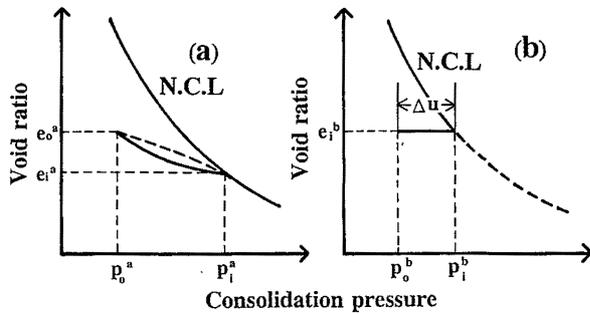


Fig. 4.11 Overconsolidation states due to stress release and excess pore water pressure.

異なる履歴による過圧密状態

4.4.2 静的非排水せん断時の挙動

a. 非排水せん断時の有効応力

先に述べたように、非排水条件で動的荷重を行うと、実験中に蓄積される過剰間隙水圧 Δu により平均有効応力 p' が減少する。この現象は、地盤の侵食あるいは地下水位の上昇などの地質学的運動による有効応力の解放等によって生じる、いわゆる過圧密状態に類似している。

Fig. 4.11 (a) に有効応力の減少による過圧密状態を、同 (b) に動的荷重による過剰間隙水圧 Δu によって生じる過圧密状態の様式を、間隙比—平均有効応力の関係 ($e-p$ 関係) で示した。土は平均有効応力 p' の増加によって、正規圧密曲線 (NCL) にそって圧密が生じる。(a) は、平均有効応力 p_i^a によって e_i^a なる状態まで圧密した土が、侵食あるいは地下水位の上昇などによって平均有効応力が p_o^a まで減少し、このため

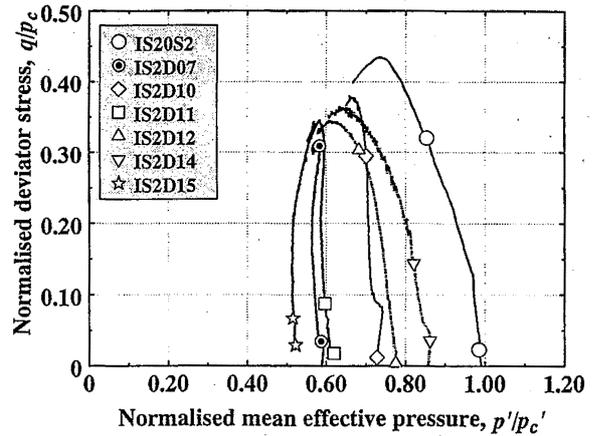


Fig. 4.12 Effective stress path during monotonic undrained shear.

静的非排水せん断中の有効応力経路

間隙比が e_o^a まで増加して膨張した状態を表している。このような状態の土を過圧密土*1) と称する。このときの有効応力 p_i^a と p_o^a の比を過圧密比 (OCR) = p_i^a / p_o^a といい、過圧密の度合を示す重要な指標である。一方、(b) では、有効応力 p_i^b で e_i^b まで圧密されていた土が、動的荷重により発生した過剰間隙水圧 Δu によって平均有効応力が p_o^b まで減少する。しかし、非排水条件で動的荷重を行っているため体積変化はなく、間隙比は e_i^b のままである。これらの図から、有効応力の減少、過剰間隙水圧の発生といった要因の違いはあるものの、正規圧密曲線上から離れて e_o^a 、 e_i^b なる状態に至った土はその力学的挙動が類似すると考えられ、Fig. 4.11 (b) で述べた原因で生じた土は疑似過圧密土^{3),10)} と呼ばれている。

そこで、Table 4.2 に示した供試体の圧密終了時の平均有効応力を p_c' 、動的荷重後30分経過し定常値となった静的せん断直前の平均有効応力を p_o' とし、この両者の比を過圧密比に相当するものと考えて等価過圧密比を $OCR_{eq} = p_c' / p_o'$ と定義すると、今回の一連の実験での OCR_{eq} は1.01 から1.92 の範囲にあった。静的非排水せん断中の有効応力経路をFig. 4.12 に示した。なお、図中の偏差応力 q と平均有効応力 p' は圧密終了時の平均有効応力 p_c' で正規化してある。図

*1) 過圧密の原因には、本文中で述べた応力履歴によるもの他、セメンテーション、二次圧密、時間効果などがある。

中には、動的載荷を受けた実験データとの比較のために、動的載荷を行わずに静的非排水せん断試験だけを行った実験番号 IS20S2 のデータも示した。Fig. 4.12 からわかるように、動的載荷履歴を受けていない IS20S2 は負のダイレイタンス傾向を示す典型的な正規圧密試料の有効応力経路を示している。一方、動的載荷履歴を受けた供試体の静的せん断中の有効応力経路は、過圧密試料の応力経路^{3), 10)}に非常に類似しており、特に動的載荷中に大きな間隙水圧が発生した供試体は、静的非排水せん断中に負の間隙水圧が発生する典型的な過圧密試料の応力経路を示している。

b. 応力-ひずみ特性

静的非排水せん断中の応力-ひずみ曲線を Fig. 4.13 に示した。一連の実験結果の比較のため、偏差応力 q は圧密終了時の平均有効応力 p_c' で正規化してある。図から明らかなように、動的載荷履歴を受けていない IS20S2 が一番大きな偏差応力を示しており、動的載荷履歴を受けるとカオリンのせん断強度は低下することがわかる。 $c_u = q_{max}/2$ で定義される非排水せん断強度を Table 4.2 に示したが、IS20S2 の非排水せん断強度 c_u は 0.43 kgf/cm^2 であり、動的載荷履歴を受けた供試体では $0.31 \sim 0.37 \text{ kgf/cm}^2$ と、いずれも IS20S2 より小さな値を示している。そこで、動的載荷により非排水せん断強度 c_u がどの程度低下したかを明らかにするため、動的載荷履歴を受けた供試体の非排水せん断強度 $(c_u)_{cy}$ と動的載荷履歴を受けていない供試体の非排水せん断強度 $(c_u)_{nc}$ の比 $(c_u)_{cy}/(c_u)_{nc}$ を非排水せん断強度比と定義し、この非排水せん断強度比と OCR_{eq} との関係を示したのが Fig. 4.14 である。この図から、非排水せん断強度比は OCR_{eq} の増加とともに低下する傾向が見られた。このような傾向は、低い周波数で動的試験を行った Yasuhara らの研究¹⁸⁾でも報告されている。

比較的大きなひずみレベルのせん断剛性に及ぼす OCR_{eq} の影響を調べるために、軸ひずみが 1% の時のせん断剛性 $E_{1\%}$ の値を Table 4.2 に示したが、 OCR_{eq} の増加とともに $E_{1\%}$ の値も小さくなっており、非排水せん断強度と同様に变形特性も動的載荷によって影響を受けることが明らかとなった。

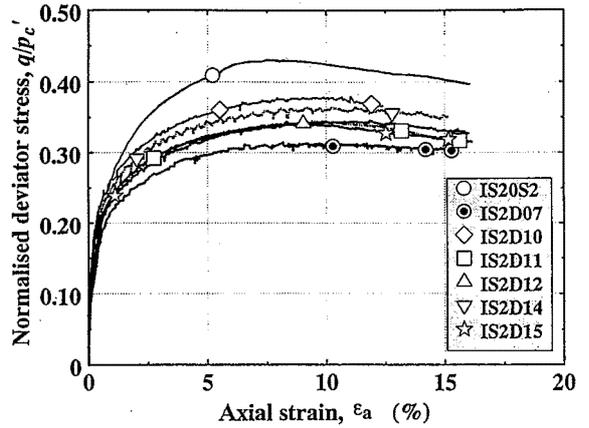


Fig. 4.13 Stress-strain curves during monotonic undrained shear.

静的非排水せん断中の応力-ひずみ曲線

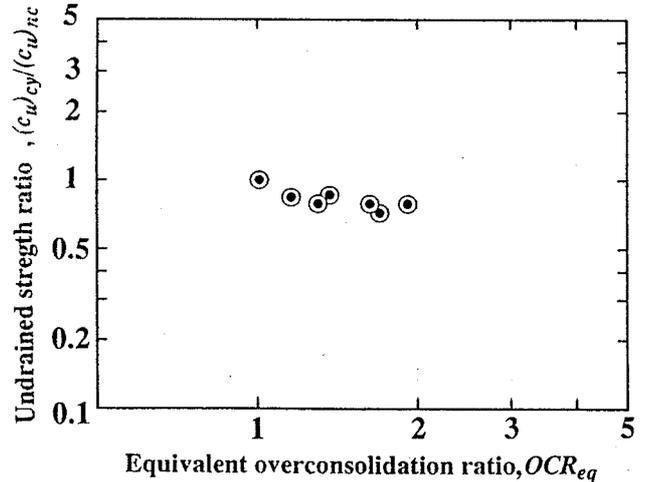


Fig. 4.14 Variation of undrained shear strength with OCR_{eq} .

非排水せん断強度比と等価過圧密比の関係

4.5 まとめ

建設車両等の走行・作業によって地盤に伝達する振動が地盤の土質力学的特性に与える影響について、動的 3 軸圧縮試験機を用いて実験的に検討を行った。現場振動計測で明らかとなったすべての条件を考慮した実験を行うことはできなかったが、本研究で明らかになった結果は以下のように要約される。

- (1) 載荷周波数が 1 Hz よりも小さい場合には、動的載荷中に過剰間隙水圧は最終値まで発達する

が、載荷周波数が 10 Hz の場合には、間隙水圧が完全に上昇するまでに載荷後一定時間（今回の実験ではほぼ 5 分）が必要である。

(2) 今回の実験におけるひずみレベルの範囲では、ひずみレベルが 0.2% より小さい場合には、ひずみレベルの増加に対する間隙水圧の増加割合は比較的小さいが、0.2% を超えると間隙水圧の増加割合は大きくなる。

(3) ひずみレベルが 0.2% より小さい場合には、発生する間隙水圧の最終値は、動的載荷周波数が大きくなるほど減少する。

(4) 等価せん断剛性 E_{eq} は載荷数が大きくなるほど減少するが、その減少割合は載荷周波数が大きくなるほど小さくなる。

(5) 動的載荷履歴を受けることにより非排水せん断強度は減少するが、その減少割合は動的載荷中に発生する間隙水圧が大きいものほど著しい。また、大ひずみ域での非排水せん断剛性も同様に減少する。

参考文献

- 1) Seed, H.B. and Lee, K.L. : Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol.92, No. SM6, pp. 105-134, 1966.
- 2) 石原研而, 土質動力学の基礎: 鹿島出版会, pp.231-287, 1976.
- 3) 松井保・小原秀夫・伊藤富雄: 飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文報告集, 第 257 号, pp.41-51, 1977.
- 4) 大原資生・松田博: 飽和粘土の動的強度について, 土木学会論文報告集, 第 274 号, pp.69-78, 1978.
- 5) 安原一哉・平尾和年: 繰返し荷重を受けた飽和粘土の非排水せん断特性, 土木学会論文報告集, 第 364 号, pp.113-122, 1985.
- 6) 玉手聡・堀井宣幸・豊澤康男: 掘削工事に伴って発生する建設振動と土圧測定のための現場実験, 労働省産業安全研究所特別研究報告 RIIS-SRR-NO.14, pp.19-30, 1994.
- 7) Ampadu, S. and Tatsuoka, F. : Effect of setting method on the behaviour of clays in triaxial compression from saturation to undrained shear, Soils and Foundations, Vol.13, No.2, pp.14-34, 1993.
- 8) 土質工学会編: 土質試験の方法と解説, pp.357, 1990.
- 9) Kokuskou, T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, Soils and Foundations, pp.45-60, 1980.
- 10) 安原一哉・Knut H. Andersen: 長期繰返し荷重を受ける乱さない粘土の挙動, 土木学会論文集, No.439/III-17, pp.9-16, 1991.
- 11) Ozaydin, K. and Erguvanli, A. : The generation of pore pressures in clayey soils during earthquakes, : Proc. 7th World Conference on Earthquake Engineering, pp.326-330, 1986.
- 12) Hyde, A. and Ward, J.S. : A pore pressure and stability model for a silty clay under repeated loading, Geotechnique, Vol.35, No.2, pp.113-125, 1985.
- 13) Matsui, T., Abe, N. and Bahr, M.A. : Degradation of saturated clays after cyclic loading, Proc. 2nd International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis, Vol.3, pp.41-46, 1991.
- 14) Van Eekelen, H.A. M. and Potts, D.M. : The behaviour of Drammen clay under cyclic loading, Geotechnique, Vol.28, No.2, pp.173-198, 1978.
- 15) Matsuda, H. and Ohara, S. : Threshold Strain of Clay for Pore Pressure Builtup, Proc. 12th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.127-130, 1989.
- 16) Sibuya, S., Mitachi, T, Fukuda, F. and Degoshi, T : Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay, Dynamic Geotechnical Testing, Vol.2, ASTM STP1213, 1994.
- 17) Tatsuoka, F. et. al. : Measurement of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests, Submitted to Geotechnical Testing Journal.
- 18) Yasuhara, K., Hirao, K. and Hyde, A. F.

L. : Effect of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.100-106, 1992.

(平成7年2月20日受理)