

液状化による地盤の水平変位の研究

濱田政則¹・若松加寿江²

¹フェロー会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

²正会員 博(工) 東京大学生産技術研究所 研究員(〒106-8558 東京都港区六本木 7-22-1)

本研究は、既往地震による事例の分析、液状化土の物性に関する実験及び模型地盤による流動実験の結果をもとに、液状化による地盤の水平変位発生メカニズムを探り、変位予測のための基礎的知見を提供したものである。本研究により流動中の液状化土は擬塑性流体としての挙動を示すが、加振などの外乱が停止された状態では一定のせん断変形を受けた場合に固体的性質が回復することが示された。また液状化土の流動にはレイノルズの相似則が成立し、流動速度は液状化層厚の1/2乗に、みかけ上の粘性係数は3/2乗に比例することが示された。研究結果を総合化することにより、地表面勾配、液状化層厚及びN値をパラメータとした傾斜地盤の水平変位の予測式が導かれた。

Key Words: liquefaction, ground displacement, case study, experiment, viscosity, pseudoplastic flow

1. はじめに

阪神・淡路大震災は臨海部の埋立地盤の液状化を引き起こし、護岸や各種構造物基礎などに甚大な被害を生じさせた。さらに、液状化した地盤が水平方向に数mの大きさで移動する現象、いわゆる側方流動が発生し、ライフラインの埋設管路や基礎杭などに多大な被害を発生させた。

地盤の側方流動については1983年の日本海中部地震を契機に定量的な研究が始められた。地震前後の航空写真を用いた測量によって、秋田県能代市の緩やかな砂丘斜面が最大で5mも下方に移動していることが報告された^{1,2)}。その後、1923年関東地震や1964年の新潟地震をはじめとして多くの既往地震における側方流動の事例が調査され、地形・地盤条件と地表面変位量との関係が分析された³⁾。米国でも、1971年サンフェルナンド地震など既往地震による側方流動の事例が調査されてきた⁴⁾。

事例分析と併せて、液状化土を剛性の低下した固体あるいは流体とみなした数値解析および重力場や遠心力場での模型実験が行われてきた。これらの一連の事例分析、数値解析および模型実験の結果に基づいて、側方流動量とその分布を予測する試みがなされてきたが、流動発生メカニズムや流動中の液状化土の性質についての合理的な解釈を得るには至っていない。

兵庫県南部地震をはじめ既往地震における側方流動の被害が極めて重大であったため、兵庫県南部地震以後、側方流動の影響を考慮して耐震設計基準の

改訂が進められている。また、既存の構造物基礎の耐震補強においても側方流動の影響を考慮する必要があることから、補強工法の検討が行われている。

著者らは日本海中部地震以後、既往地震による事例の分析^{3,5)}、液状化土の特性に関する各種試験⁶⁾および模型地盤による実験⁷⁾を行ってきた。本論文はこれらの一連の研究によって得られた成果をもとに、流動中の液状化土の特性を明らかにして側方流動発生メカニズムを探り、傾斜地盤における水平変位量の予測式を提案したものである。

2. 事例の研究

(1) 既往の研究とその問題点

事例分析に基づく研究として、濱田ら²⁾やBartletとYoud⁸⁾の研究が挙げられる。濱田らは1964年新潟地震および1983年日本海中部地震による事例を用いた地盤の水平変位量と各種要因の重相関解析より次の式を提案している。

$$D = 0.75\sqrt{H}\sqrt[3]{\theta} \quad (1)$$

ここで、 D は地盤の水平変位量(m)、 H は液状化層の厚さ(m)、 θ は地表面勾配および液状化層下面の勾配のうち大きい方の勾配(%)である。

BartletとYoud⁸⁾は、濱田らの分析に用いられた2地震に加えて、1964年アラスカ地震などの米国で発生した6地震における事例分析結果をもとに、地震マグニチュード、震央距離、液状化層厚および地表

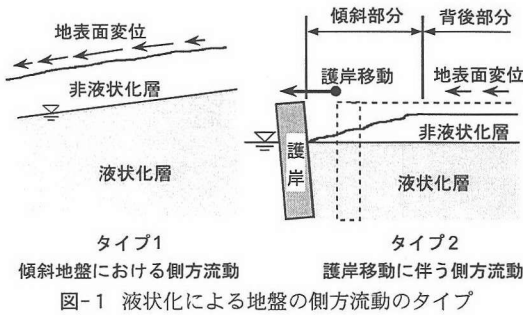


図-1 液状化による地盤の側方流動のタイプ

面勾配などをパラメータとした経験式を提案している。これらの経験式を用いれば既往の事例の地表面変位量をほぼ1/2から2倍の範囲の精度で予測することは可能であるとされている。しかしながら、経験式の物理的な意味が明確ではなく、条件が異なる様々なデータを吟味・分類することなく用いているなどの問題点を有している。また、傾斜地盤における側方流動が斜面の上方から下方に発生しているにもかかわらず、上記の経験式では、いずれの場合も地表面勾配の累乗の指数が小さく、地表面勾配の影響が小さくなっているなどの不合理な点がある。

(2) 事例分析の方法

筆者らがこれまでに行ってきた側方流動に関する事例研究によれば、側方流動のタイプには図-1に示す2種類があることが明らかになっている。

タイプ1：傾斜地盤において、地盤が標高の高い地域から低い地域に向かって流動する。既往地震による事例における地表面勾配は0.5~3%前後で、一般に緩勾配の傾斜地盤である(1983年日本海中部地震の能代市、1964年新潟地震の新潟市大形地区など)。タイプ2：埋立地や大河川沿岸において、護岸が大きく移動することにより背後地盤が流動する。流動は護岸背後にとどまらず広範囲に及び、護岸より200~300mにも達することがある(1995年兵庫県南部地震の神戸市などの埋立地、1964年新潟地震の信濃川沿岸地域など)。

既往地震による事例解析に基づいて、地盤変位量を予測するための経験式が提案されているが、前述のような問題点や合理性に欠ける点がみられる。このことの大きな原因として、既往の事例分析では、建物基礎などの地中構築物や盛土などの存在による地盤変位の増減少、測定の対象とした地表面上の標的の不安定性、および液状化層の判定や地表面勾配算定の信頼度に関係なく、ほぼ無差別に既往地震のデータを採用していたことが考えられる。

そこで、既往地震による事例(1995年兵庫県南部地震⁹⁾、1983年日本海中部地震³⁾、1964年新潟地震³⁾、1948年福井地震³⁾)の中から、上記2タイプについて以下の条件を全て満たしている事例を選定し、改めて各種要因が側方流動による地盤変位量に与える

表-1 傾斜地盤の地表面変位量と地盤・地形条件

地震名	地区名	データ名	D (m)	H (m)	H' (m)	$\theta \times 10^2$	L_s (m)
新潟地震	関屋田町	Ng1	1.4	9.8	1.2	0.4	200
		Ng2	3.8	11.9	1.2	0.8	190
		Ng3	2.6	12.4	0.2	0.9	350
		Ng4	3.3	10.6	2.3	0.6	210
		Ng5	6.3	6.5	0.1	1.3	260
		Ng6	5.7	4.7	0.9	1.3	150
		Ng7	6.5	6.0	2.2	1.0	140
		Ng8	5.3	8.1	1.8	0.7	130
		Ng9	5.3	6.3	1.3	1.1	180
		Ng10	3.5	4.0	2.5	1.4	250
日本海中部地震	松美町	Nk1	2.4	2.8	1.8	1.9	170
		Nk2	1.5	4.3	1.7	0.8	60
		Nk3	1.9	2.9	2.9	0.9	300
		Nk4	4.0	3.7	1.3	2.3	190
		Nk5	2.1	2.5	1.0	2.0	270
		Nk6	2.2	2.0	2.0	2.3	150
		Nk7	1.7	2.6	1.2	0.8	310
		Nk8	1.1	1.0	0.8	1.0	100
福井地震	森田	Fk1	2.5	6.3	2.6	1.3	-
		Fk2	3.1	7.4	3.1	1.0	-

D: 地表面の水平変位量 H: 液状化層厚 H': 非液状化層厚
 θ : 地表面勾配 L_s : 斜面長

表-2 護岸に面した地盤の地表面変位量と護岸移動量

地震名	地区名	データ名	D (m)	H (m)	D_q (m)	$\phi \times 10^{-2}$
新潟地震	臨港町	Ng11	3.0	6.3	4.9	-
		Ng12	3.6	11.1	8.6	-
		Ng13	4.1	14.0	7.3	-
		Ng14	1.9	11.7	4.2	-
		Ng15	4.7	11.5	6.7	-
		Ng16	3.7	10.0	6.2	-
		Ng17	6.6	10.0	13.1	-
兵庫県南部地震	メリケンパーク	Hg1	0.7	6.9	2.1	3.9
		Hg2	0.9	10.8	3.8	6.3
		Hg3	2.1	11.0	2.5	3.4
		Hg4	1.9	10.4	3.8	-
		Hg5	0.7	10.7	3.0	1.3
		Hg6	1.4	15.0	3.2	8.7
		Hg7	1.4	7.7	2.2	-
		Hg8	1.9	7.8	2.4	-
		Hg9	1.2	8.4	1.4	-
		Hg10	1.4	9.0	1.7	-
		Hg11	1.6	7.8	2.7	8.6

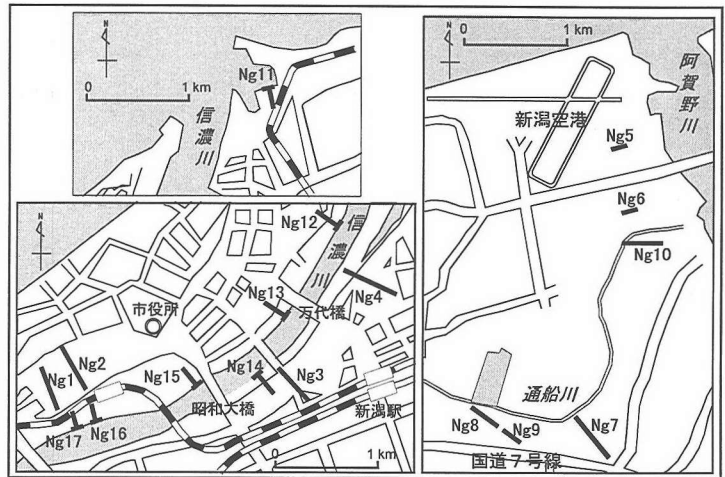
D: 地表面の水平変位量 H: 液状化層厚 D_q : 護岸移動量
 ϕ : 護岸背後の傾斜部分の勾配

影響を分析した。1)比較的広領域にわたり地盤の水平変位の方向や変位量が安定しており、側方流動の起点と終点が明瞭である。2)建物の地下室や構造物の基礎杭などの影響が少ない。3)盛土の沈下などの影響を受けていない。4)地盤がほぼ均質な砂層で構成されており、液状化層の判定が容易である。

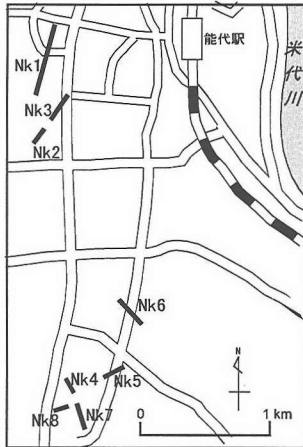
各タイプについて、選定した事例の地震、地区名等を表-1および表-2に示す。また、分析に用いた測線の位置を図-2のa)~d)に示す。従来の事例分析では F_L 法を用いて液状化層を推定してきたが、対象とする地点の土質定数や地震動の強さなど不明確な点が多いため、既に提案されている限界N値等を考慮し原則としてN値15以下の飽和砂層とし、液状化層と非液状化層の互層地盤など不確定要素の多い地盤は除外した。福井地震の森田地区では地表付近より沖積砂礫層が堆積している。筆者らの聞き込み調査によれば福井地震の際には細礫が噴出したとの住民の証言があったことから、飽和沖積砂礫層を液状化層と判定した。



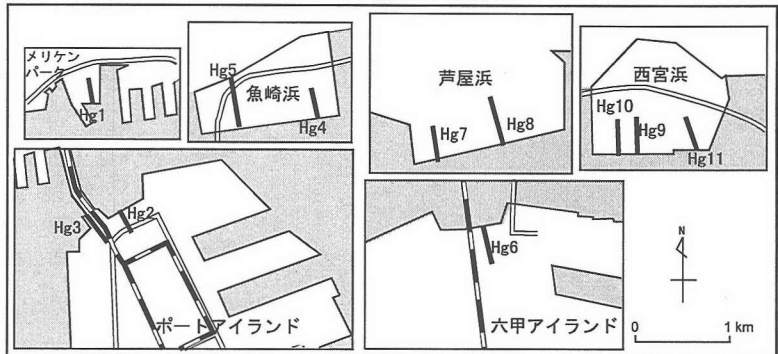
(a) 1948年福井地震（福井市森田地区）



(b) 1964年新潟地震（新潟市）



(c) 1983年日本海中部地震（能代市）



(d) 1995年兵庫県南部地震（神戸市・芦屋市・西宮市）

図-2 分析対象とした測線の位置

図-3 に傾斜地盤(タイプ1)における測線の一例として、新潟市大形地区における地盤の水平変位、測線の位置および地震前後の地表面の断面形状を示す。分析対象とした表-1の地表面の水平変位量 D は、図(a)に示す水平変位ベクトルの中から流動の起点と終点付近のものを除き、変位の方向および変位量が安定している領域の複数の測点のベクトルの変位量の平均値である。地盤変位の測定方法、測定精度等については、文献3)および9)を参照されたい。

従来の事例分析では地震前の地形図より地表面勾配を算定していたが、本解析では地震前の航空写真により地表面標高を測線に沿って連続的に求め、これをもとに地表面勾配を算定した。図-3(c)に示すように地表面形状には起伏や段差があり、地表面勾配を算定する場合、勾配を算定するための水平距離や位置により勾配が大きく変化する恐れがある。このため本研究では以下の方法で地表面勾配を求めた。

図-3(a)において地盤変位を採取した領域長を L とする。図(c)に示すように、領域の中心より斜面の上流側および下流側へ L の範囲における平均標高を求め、上・下流の標高差 Δh を領域長 L で除した値を地表面勾配とした。このようにして求まる地表面勾配は、変位ベクトルを採取した領域内の平均的な地表面勾配と考えることが出来る。本研究における領域長 L は50m~100m前後である。

護岸移動に伴う側方流動(タイプ2)の一例として、六甲アイランド北岸での事例を図-4に示す。地震後の地表面形状に着目すると、1)護岸の移動に伴い地表面が水域に向かって傾斜している領域と、2)地表面形状がほとんど変化せず、一様に沈下している領域に大別される。本研究で分析の対象とした水平変位量(表-2)は上記2)の領域におけるものであり、護岸から50m以上離れ、変位の方向と変位量がほぼ一様な領域における複数のベクトルの平均値である。

図-4に示すように、地震後の地表面形状に着目すると、1)護岸の移動に伴い地表面が水域に向かって傾斜している領域と、2)地表面形状がほとんど変化せず、一様に沈下している領域に大別される。本研究で分析の対象とした水平変位量(表-2)は上記2)の領域におけるものであり、護岸から50m以上離れ、変位の方向と変位量がほぼ一様な領域における複数のベクトルの平均値である。

(3) 傾斜地盤の側方流動の事例分析

分析の対象とした地震は表-1に示すように新潟地震、日本海中部地震および福井地震である。採取されたデータの液状化層厚は1~12m、地表面勾配は0.4~2.3%の範囲に分布している。

図-5~図-7に地表面の水平変位量と液状化層厚、液状化層上部の非液状化層厚および地表面勾配との関係を示す。図-5、7に示すように地盤の水平変位と液状化層厚および地表面勾配との間に若干の

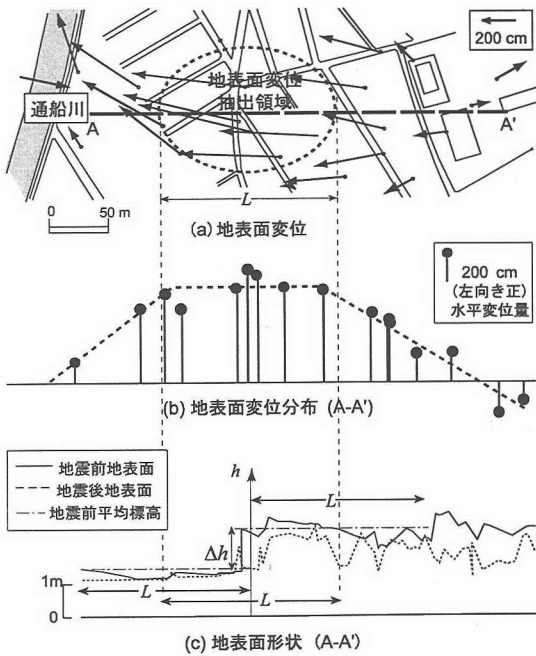


図-3 傾斜地盤での水平変位と地震前後の地表面の形状の一例（新潟市大形地区）

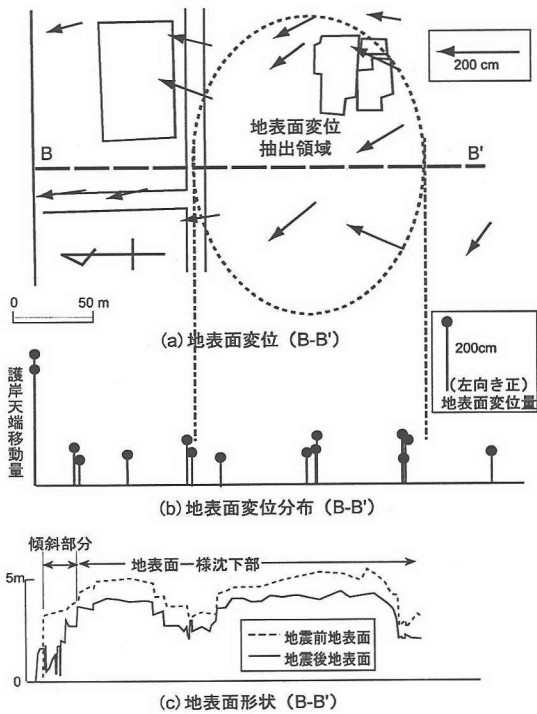


図-4 護岸に面した地盤の水平変位と地震前後の地表面形状の一例（神戸市六甲アイランド）

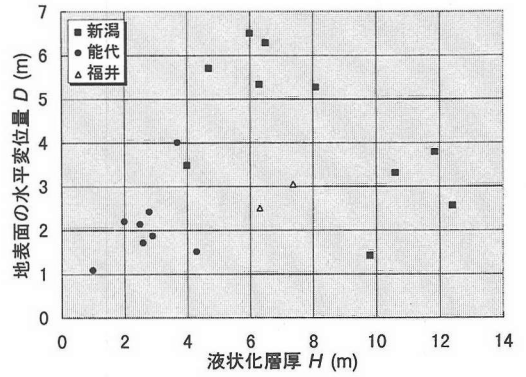


図-5 地表面の水平変位量と液状化層厚の関係（傾斜地盤）

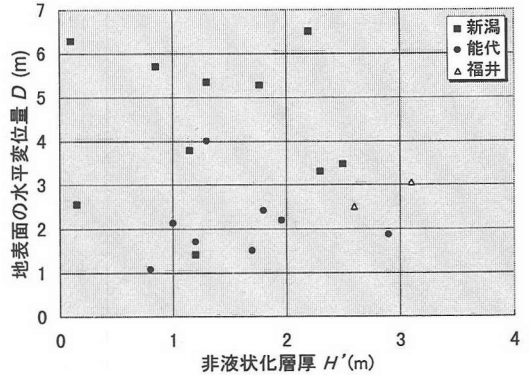


図-6 地表面の水平変位量と非液状化層厚の関係

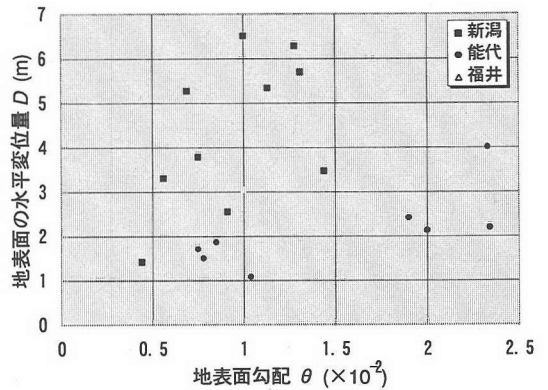


図-7 地表面の水平変位量と地表面勾配との関係

相関性は認められるものの、それぞれの要因単独では地盤変位との間に明確な相関性は見られない。事例分析では表-1に示した斜面長と地表面変位量との相関性も調査したがこの場合も両者には明確な関係は認められていない。

図-8に液状化層厚に対する地表面の水平変位量の比と地表面勾配の関係を示す。液状化層厚に対する水平変位量の比は、側方流動によって生ずる鉛直軸に沿った平均的な液状化土のせん断ひずみ（以下、

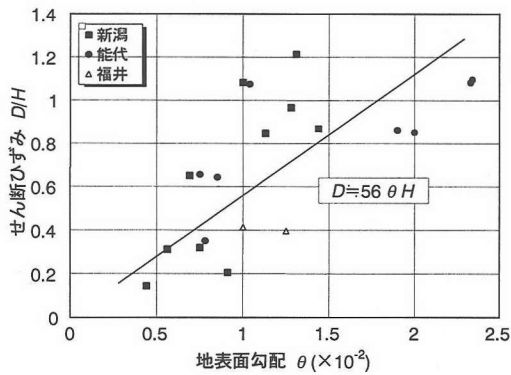


図-8 地盤のせん断ひずみと地表面勾配との関係

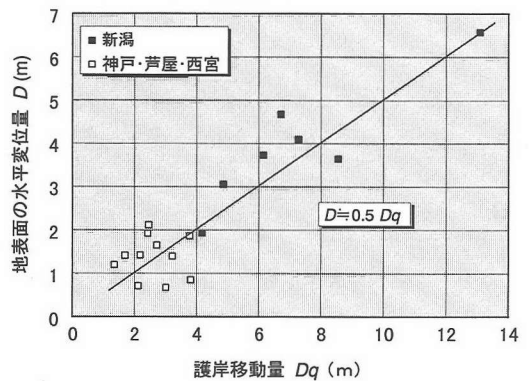


図-10 地表面の水平変位量と護岸移動量の関係

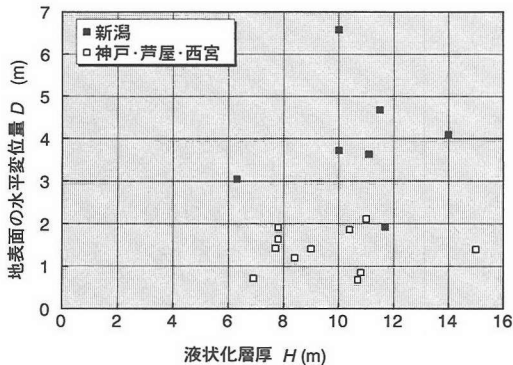


図-9 地表面の水平変位量と液状化層厚の関係（護岸移動による側方流動）

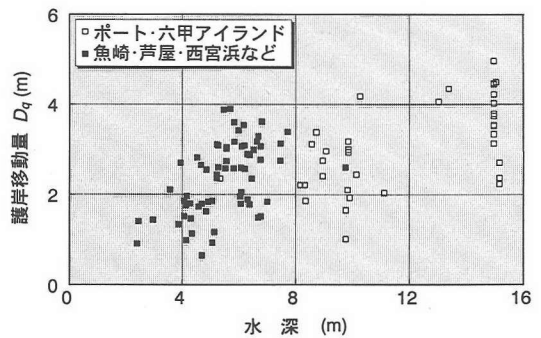


図-11 ケーソン天端移動量と水深の関係

地盤のせん断ひずみと呼ぶ) を表しているとして解釈できる。地盤のせん断ひずみと地表面勾配との間には、ばらつきはあるものの、線形的な相関性が認められる。これを原点を通る直線で近似すれば図中の式が得られる。地盤変位が地表面勾配に比例しており、前述した既往の経験式と比較して理解し易いものとなっている。

(4) 護岸等の移動による側方流動の事例分析

表-2に示すように新潟地震の信濃川沿岸および兵庫県南部地震の埋立地における地盤変位を分析対象とした。図-9, 10に地表面の水平変位量と液状化層厚および護岸移動量との関係を示す。ここで、護岸の移動量は護岸天端の水平変位で、地盤変位と同様、地震前後の航空写真より測定されている。図-9に示すように地盤変位量と液状化層厚の間にはほとんど相関性は認められない。しかしながら、図-10に示すように新潟地震と兵庫県南部地震のデータを併せて考えれば、地盤の水平変位量と護岸の移動量の間にはほぼ線形的な相関性が認められる。ただし、兵庫県南部地震のデータのみではかなりのばらつきがある。図-10で護岸変位量と側方流動量の関係を原点を通る直線で近似すれば図中に示す式を得る。

図-10の結果は、図-4(c)に示すような傾斜部分

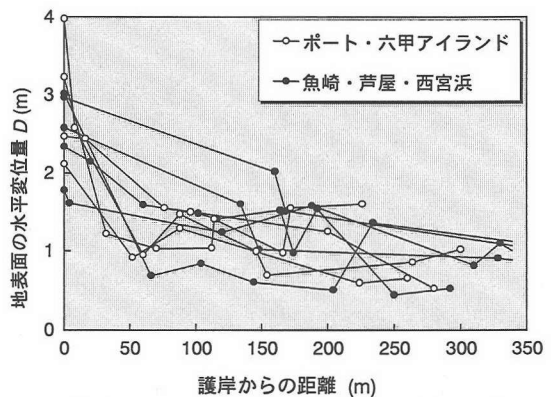
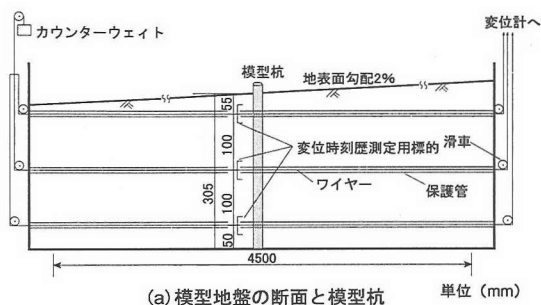


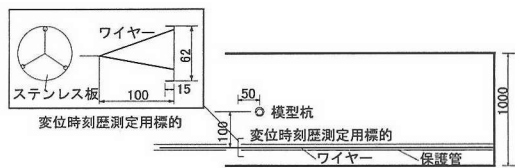
図-12 護岸からの水平距離と地表面の水平変位量の関係

よりもさらに後方で、地表面形状がほとんど変化していない領域においても水平変位が護岸の移動量に支配されていることを表しており、地盤変位を精度よく求めるためには、信頼度の高い護岸移動量の推定が前提となることを示している。

図-11は兵庫県南部地震におけるケーソン護岸天端の移動量と水深の関係を示したものである。ばらつきはあるものの、水深が増大するにつれて移動量が増大している。護岸の移動量には地震動強度、護岸の形式、老朽化の程度、設計震度、液状化発生の有無などが影響するものと考えられる。兵庫県南部



(a) 模型地盤の断面と模型杭 単位 (mm)



(b) 土槽平面および時刻歴測定用標的

図-13 側方流動が模型杭に及ぼす外力に関する実験

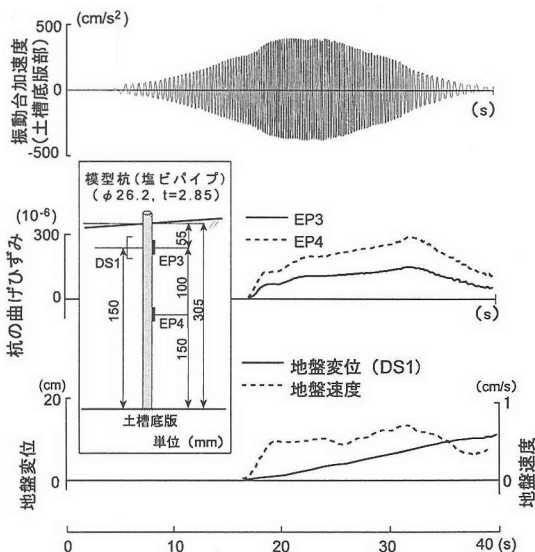


図-14 模型杭のひずみ、地盤変位および地盤速度

地震以前にも、これらを要因とした護岸移動量の推定式¹⁰⁾が提案されている。また、兵庫県南部地震による事例の分析から新たな方法¹¹⁾も提案されている。さらに有限要素法などによる護岸移動量の推定の試み¹²⁾が行われている。

図-12 は表-2 に示した兵庫県南部地震による事例について、護岸からの水平距離と地表面の水平変位量の関係を示す。地表面変位量は護岸より 50~100 m の範囲で大きく減少するが、その後はほぼ一定となり、地表面変位の発生領域は 200m から 300m 以上にも及んでいる。地表面変位の発生領域の長さは構造物の有無、改良地盤の存在などに影響されると考えられる。事例分析の対象とした地盤は地下室や基礎杭など地中構造物の影響のないことを条件に選定されているため、広範囲に亘って地盤変位が生じたものと考えられる。

3. 液状化土の特性に関する考察

(1) 流動中の液状化土の挙動⁷⁾

側方流動中の液状化土の挙動が固体的であるか、または液体的であるかについては、ここ数年の間盛んに議論がなされて来た。固体であるという考えは、液状化によって土の剛性が著しく低下し、重力の影響によって地盤が固体としての変形を生ずると考えるものである。これに対し、液体であるという考えは、液状化によって土の剛性はほとんど無視できる程度にまで減少し、実質的には地盤は液体として挙動するというものである。

傾斜地盤の水平変位の事例の結果を前述したが、これによれば地表面勾配がわずか 0.6% 程度でも 3 m 以上の地表面変位が観測されている。固体であるという考え方に立てば、地盤のせん断剛性を著しく

小さいものとしなければ現象は説明できないことになる。新潟市の傾斜地盤の数値解析の例によれば¹³⁾、液状化土のせん断弾性係数を液状化前の値の千分の 1 にした場合に、測定結果と解析結果がほぼ一致すると報告されているが、一般的に液状化土のせん断剛性の低下の度合を十分な精度をもって推定することは、今後の研究成果の蓄積を待っても極めて困難な課題と考えられる。

さらに、前述したように護岸移動による側方流動では地盤変位の発生領域が護岸より 300m 以上にも及んでいる。このような広領域に及ぶ地盤変位は単にせん断剛性を低下させるだけでは説明し難い。

図-13 は、側方流動が模型杭に及ぼす外力に関する実験装置を示す。この実験結果が流動中の液状化土の特性を考える上での一つの示唆を与えている。流動方向の長さ 4.5m、幅 1 m、厚さ約 30cm、相対密度 47% および地表面勾配 2% の模型地盤を遠州灘の浜砂により作成した。地盤中に直径 26.2mm、肉厚 2.85mm の塩化ビニール製パイプによる模型杭を設置し、最大振幅 400cm/s² の正弦波加振により模型地盤に側方流動を発生させて、模型杭のひずみを測定した。実験では図示したように地盤中にフランジのついた直径 62mm の円形プレートを埋め込み、プレートとワイヤーによって連結された土槽外の変位計により地盤変位の時刻歴を測定した。

図-14 に模型杭の上流側の外側表面における鉛直方向ひずみと地盤変位および流動速度の時刻歴を示す。模型杭のひずみは杭の曲げ変形によるひずみと考えることができる。地盤の流動速度の時刻歴は変位を微分することにより求めている。図示した結果によれば、杭のひずみの時刻歴は地盤速度の時刻歴とほぼ相似形になっており、杭に流体的な外力が作

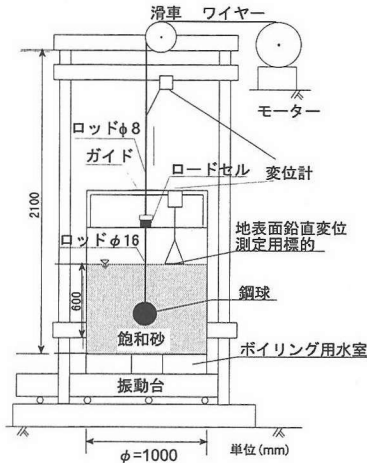


図-15 鋼球引き上げ実験装置

表-3 鋼球引き上げ実験の条件と結果

実験ケース	V (cm/s)	D_r (%)	F (g)	μ (gf·s/cm ²) ($\times 98.1 \text{Pa} \cdot \text{s}$)	$\dot{\gamma}$ (1/s)
ES-1	0.25	37	0.7	0.099	0.25
ES-2	0.25	38	0.4	0.057	0.50
ES-3	0.50	39	0.7	0.050	0.50
ES-4	0.50	42	1.2	0.085	0.50
ES-5	0.50	41	0.9	0.064	0.75
ES-6	0.75	44	1.3	0.061	0.75
ES-7	0.75	40	1.0	0.047	0.75
ES-8	0.75	40	1.2	0.057	1.00
ES-9	1.00	38	0.7	0.025	1.00
ES-10	1.00	42	1.2	0.042	1.00
ES-11	1.00	37	1.0	0.035	1.00
ES-12	1.00	39	1.2	0.042	1.25
ES-13	1.25	36	1.8	0.051	1.25
ES-14	1.25	43	1.1	0.031	1.25
ES-15	1.25	44	1.4	0.040	1.50
ES-16	1.50	42	0.9	0.021	1.50
ES-17	1.50	44	1.3	0.030	1.50
ES-18	1.50	41	0.8	0.019	1.50
ES-19	1.50	43	1.4	0.033	1.50
ES-20	1.50	42	2.5	0.059	1.50
ES-21	1.75	39	2.0	0.040	1.75

V : 引き上げ速度 D_r : 荷重最大時の相対密度 F : 最大荷重
 μ : 粘性係数 $\dot{\gamma}$: せん断ひずみ速度

用したことを示している。このことから、流動中の液状化土は液体的な振舞いをしてしていると理解することが出来よう。しかしながら、図-3に一例を示したように、傾斜地盤における側方流動の全事例において流動後も地表面勾配が残っていること、また地盤変位量がいずれの事例でも数m以内に収まっていることから、液状化土が液体的な挙動を示す時間は限定されており、地震動が減衰し、間隙水圧が減少した後は土の剛性が回復して固体的性質が回復していると考えられる。

以上の基本的考察を踏まえ、ここでは1)液状化土を粘性流体とみなした場合のみかけ上の粘性係数、および2)液状化土が一定の変形を受けた場合の剛性の回復に関する試験と模型実験を行い、液状化土の特性について考察する。

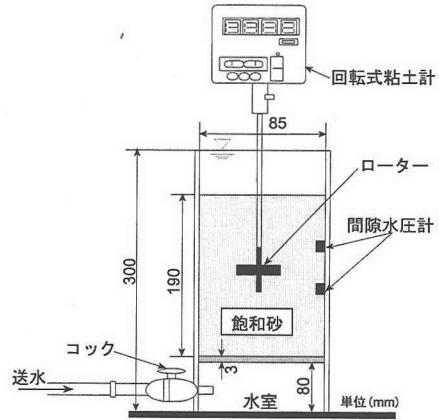


図-16 粘度計による実験装置

(2) 液状化土のみかけ上の粘性係数

a) 鋼球の引き上げ実験⁶⁾

図-15に示すように直径1mの円筒形の剛土槽に、深さ60cmの豊浦標準砂による模型地盤を作成し、これを最大振幅400cm/s²の正弦波で加振することにより液状化させる。間隙水圧計によって液状化の発生を確認した後、模型地盤内に設置された鋼球を一定速度で引き上げ、鋼球に作用する液状化土の抵抗力を計測して、粘性係数を測定する。鋼球の引き上げ中は加振を継続し、かつ鋼球の移動により鋼球周辺の土の剛性が回復しないように引き上げ速度を抑制している。鋼球上部表面に取り付けた間隙水圧計により、鋼球周辺の土が液状化状態にあることを確認している。粘性係数 μ は、

$$\mu = F / (3\pi d V) \quad (2)$$

と表される。上式において F, d, V はそれぞれ鋼球に作用する液状化土の抵抗力、鋼球の直径および引き上げ速度である。また、鋼球の表面における液状化土の最大せん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ は下式で表される。

$$\dot{\gamma} = 3V/d \quad (3)$$

鋼球の直径は3cm、引き上げ速度は0.25~1.75cm/sおよび模型地盤の初期の相対密度は20%である。鋼球の荷重が最大となる時には地表面が沈下し相対密度が変化しているため、図-15に示すように地表面の鉛直変位を測定し、これより最大荷重時の相対密度を測定した。鋼球の引き上げ実験の条件と粘性係数の算定結果を表-3に示す。なお、表には鋼球への最大荷重作用時の相対密度が35~45%のもののみを示した。実験結果については以下の粘度計による試験および側方流動実験と併せて考察する。

b) 粘度計を用いた実験⁶⁾

図-16に示す高さ30cm、直径8.5cmの円筒容器の中に豊浦標準砂を所定の相対密度に詰め、上向き浸透流によって液状化させ、回転式の粘度計を用いて

表-4 粘度計による実験の条件と結果

実験ケース	実験条件		測定値		
	D_r (%)	ω (rad/s)	M (gf·cm) ($98.1 \times 10^{-6} \text{N} \cdot \text{m}$)	μ (gf·s/cm ²) ($\times 98.1 \text{Pa} \cdot \text{s}$)	$\dot{\gamma}$ (1/s)
EV-2	20	0.3	0.59	0.056	0.85
EV-4		1.3	0.14	0.013	3.41
EV-5		3.1	0.07	0.007	8.53
EV-6		6.3	0.03	0.003	17.07
EV-7	40	0.2	2.87	0.274	0.43
EV-8		0.3	0.91	0.087	0.85
EV-10		1.3	0.22	0.021	3.41
EV-12		6.3	0.06	0.006	17.07
EV-13	60	0.2	4.07	0.389	0.43
EV-14		0.3	1.55	0.148	0.85
EV-16		1.3	0.36	0.034	3.41
EV-17		3.1	0.16	0.015	8.53

D_r : 相対密度 ω : 回転角速度 M : 粘度計のトルク
 μ : 粘性係数 $\dot{\gamma}$: せん断ひずみ速度

粘性係数を測定する。円筒容器内側表面に設置された上下2ヶ所の間隙水圧計より動水勾配を測定して有効応力が0の状態を流量を調節することにより保持する。粘度計による実験で粘性係数 μ は、

$$\mu = K_0 \frac{M(R^2 - r^2)}{4\pi h R^2 r^2 \omega} \quad (4)$$

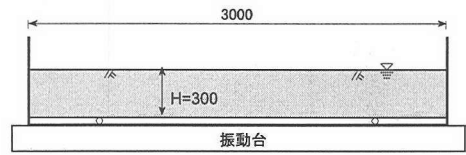
と表される。また粘度計のローター表面における液化化土のせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ は

$$\dot{\gamma} = \frac{2R^2\omega}{K_0(R^2 - r^2)} \quad (5)$$

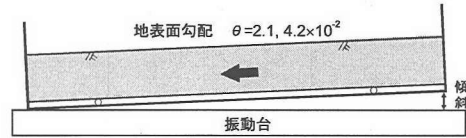
と表される。式(4)、(5)において M, R, r, h はそれぞれ粘度計によって計測される回転トルク、円筒容器の内側の半径(4.25cm)、粘度計ローターの半径(0.94cm)と厚さ(0.69cm)である。 ω はローターの回転角速度(rad/s)、 K_0 は粘度計のローターが有限長の円筒であることから決まる補正係数で、粘性係数が既知の液体の検定より $K_0 = 0.77$ を確認している。初期の模型地盤の相対密度を20~50%および粘度計の回転数を1.5~60 r/m ($\times 1/60 \text{s}^{-1}$)で実験を行った。表-4に実験条件および粘性係数とせん断ひずみの測定結果を示す。本試験の結果についても他の試験と併せて後述する。

c) 模型地盤の側方流動実験

模型地盤の側方流動実験より地盤の流動速度を求め、これから液化化土の粘性係数を推定する。実験に用いた土槽は2種類で、図-13に示した流動方向の長さ4.5mの土槽(以下、大型土槽と呼ぶ)および図-17に示す長さ3mの土槽(以下、中型土槽と呼ぶ)である。大型土槽による実験では、2%の地表面勾配の模型地盤を作成し、これを最大振幅400cm/s²の正弦波で連続加振することにより流動を発生させている。中型土槽実験においては図-17(a)に示すように地表面が平坦な状態のままで加振により液化化させ、

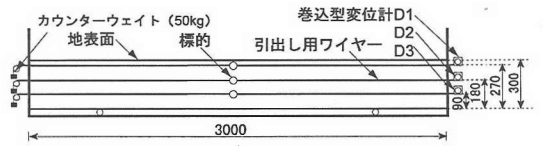


(i) 加振により液状化発生後、加振停止

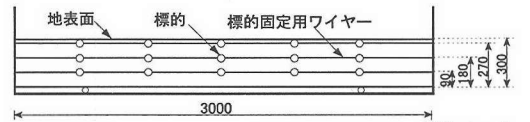


(ii) 土槽を傾斜させることにより側方流動発生

(a) 実験の方法(土槽の水平幅は1.0m)



(b) 変位の時刻歴測定



(c) 地盤の最大変位の測定

単位(mm)

図-17 液状化土の物性調査のための中型土槽による実験

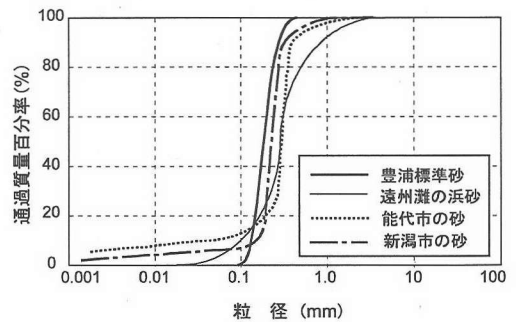
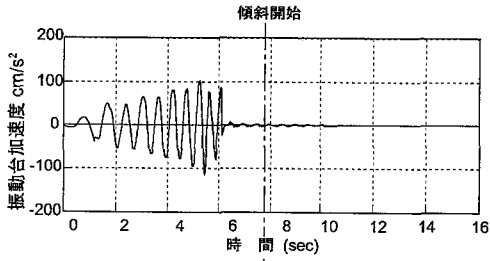


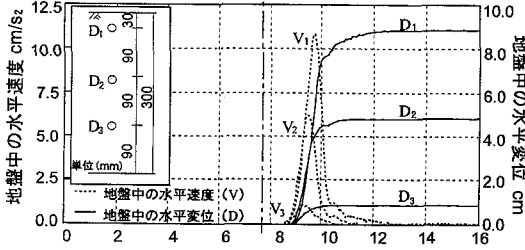
図-18 事例対象地盤および実験材料の粒径加積曲線

加振の停止後土槽を所定の勾配で傾斜させることにより流動を発生させている。図-19(a)に示すような最大振幅100cm/s²の正弦波を用いて加振した。

大型土槽による実験では遠州灘の浜砂を用い、中型土槽の実験では豊浦標準砂を用いている。遠州灘の浜砂、豊浦標準砂および事例分析の対象とした新潟市と能代市の代表的な液化化土の粒径加積曲線を図-18に併せて示す。中型土槽による実験においても、流動変位の時刻歴は図-13の大型土槽と同様に、図-17(b)に示すように土槽外の変位計とワイヤーで連結された地盤中の標的により測定した。大型土槽および中型土槽における実験条件と測定結果を表-5に示す。それぞれ模型地盤の初期相対密度と厚さお



(a) 振動台加速度



(b) 地盤中の変位および速度の時刻歴

図-19 実験によって得られた変位と速度の時刻歴の例

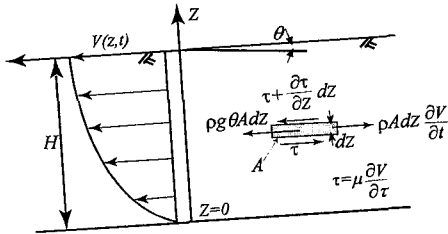


図-20 傾斜地盤における一次元の粘性流体の流れ

および地表面勾配をパラメータとして変化させている。図-19 に中型土槽による実験で得られた地盤の流動変位およびこれを数値微分して得られた流動速度の時刻歴の一例を示す。

図-20 に示す勾配と層厚が一定の一次元粘性流体の流速 $V(z,t)$ は以下のように求まる。図-20 に示した微小要素の力の釣合は下式で表される。

$$\rho \frac{\partial V}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial V}{\partial z} \right) = \rho g \theta \quad (6)$$

上式で、 ρ, μ, θ はそれぞれ液状化土の密度、粘性係数および地表面勾配である。図-20 の τ はせん断応力を表す。粘性係数 μ を深さ方向 z に関して一定とし、初期速度を 0 とすれば式(6)の解は

$$V(z,t) = \sum_{i=1,3,\dots}^{\infty} 16 \frac{H^2}{(i\pi)^3} \frac{\rho g}{\mu} \theta \left[1 - \exp \left\{ - \left(\frac{i\pi}{2H} \right)^2 \frac{\mu}{\rho} t \right\} \right] \sin \frac{i\pi}{2H} z \quad (7)$$

と与えられる。上式において H, t は液状化層の厚さ

表-5 液状化土の物性調査のための流動実験の条件

(a) 中型土槽による流動実験

実験ケース	実験条件			流動速度と粘性係数			
	D_r (%)	H (cm)	θ (10^{-2})	V_s (cm/s)	μ ($\text{gf}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$) ($\times 98.1 \text{Pa}\cdot\text{s}$)	$\dot{\gamma}$ (1/s)	γ_c
EFM-1	23	23	4.2	14.6	1.3	0.63	0.67
EFM-2	23	25	4.2	14.0	1.7	0.56	0.45
EFM-3	41	25	4.2	7.0	3.4	0.28	0.23
EFM-4	39	26	4.2	7.8	3.3	0.30	0.21
EFM-5	61	24	4.2	2.0	11.4	0.08	0.74
EFM-6	61	22	4.2	2.4	7.9	0.11	0.63
EFM-7	41	27	2.1	7.0	2.0	0.26	0.25
EFM-8	43	28	2.1	6.3	2.4	0.23	0.16

(b) 大型土槽による流動実験

実験ケース	実験条件			流動速度と粘性係数		
	D_r (%)	H (cm)	θ (10^{-2})	V_s (cm/s)	μ ($\text{gf}\cdot\text{s}/\text{cm}^2$) ($\times 98.1 \text{Pa}\cdot\text{s}$)	$\dot{\gamma}$
EFL-1	27	25	1.8	1.9	5.4	0.076
EFL-2	15	25	1.4	1.5	5.2	0.060
EFL-3	13	25	1.7	5.7	1.7	0.228
EFL-4	49	25	1.8	0.9	11.6	0.036

D_r : 相対密度 H : 液状化層厚 θ : 地表面勾配

V_s : 地表面速度 μ : 粘性係数 $\dot{\gamma}$: せん断ひずみ速度

γ_c : 限界せん断ひずみ

および時間を表し、 i は深さ方向に沿った流速モードを表す次数である。流速モードを 1 次のみ、すなわち流速分布を深さ方向に 1/4 正弦波形とすれば、地表面の流速 V_s が

$$V_s = 16 \frac{H^2}{\pi^3} \frac{\rho g}{\mu} \theta \left[1 - \exp \left\{ - \left(\frac{\pi}{2H} \right)^2 \frac{\mu}{\rho} t \right\} \right] \quad (8)$$

と得られる。模型地盤の中央部における地表面速度が式(8)に示した 1 次元粘性流体の流れによって表されると仮定し、粘性係数を推定した。図-19 に示した地中深さ 3 箇所の流動速度の最大値より、地表面における流動速度の最大値を外挿によって求め、最大速度発生時刻 t 、液状化層厚 H 、地表面勾配 θ および密度 ρ を代入し、式(8)を満足する粘性係数 μ を算定した。この結果を地盤のせん断ひずみ速度と併せて表-5 に示す。表-5 において液状化層厚 (H) が初期の地盤厚 (30cm) に一致していないが、これは模型地盤が全層に亘って液状化していないためであり、表-3 に示した液状化層厚 (H) は地中の深さ方向に沿った速度分布より推定した値である。なお、粘性係数の算定に用いた液状化土の密度は $1.8 \sim 1.9 \text{g}/\text{cm}^3$ である。

中型土槽による実験では、「(3) 液状化土の剛性の回復に関する実験」で後述するように、流動中に土槽中央部での地表面勾配が変化しないために、粘性係数の算定では初期の勾配をそのまま用いている。

大型土槽の実験では加振を流動中も継続しているため地表面勾配が時間とともに減少し、最終的に地表面が平坦化している。このため初期の地表面勾配を経過時間で補正し、最大速度発生時の地表面勾配を推定した。

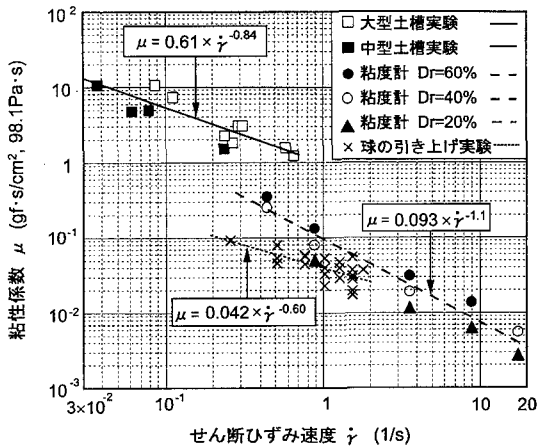


図-21 液状化土の粘性係数とせん断ひずみ速度の関係

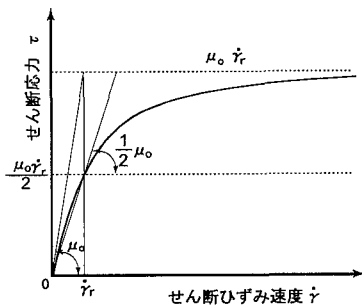


図-22 擬塑性流体のせん断応力とせん断ひずみ速度の関係

式(8)は粘性係数が地盤の深さ方向に一定の仮定のもとに導かれたもので、後述するような粘性係数の拘束圧およびせん断ひずみ速度依存性は考慮されていない。このため、式(8)によって算定される粘性係数は地盤の深さ方向に沿っての平均的な粘性係数と解釈される。

d) 液状化土のみかけ上の粘性係数

以上3種類の試験と実験により測定された液状化土の見かけ上の粘性係数とせん断ひずみ速度の関係を図-21に示す。ここで、せん断ひずみ速度の領域が大型土槽と中型土槽による模型実験では0.03~0.7^{1/s}、粘度計による試験では0.4~17.0^{1/s}および球の引き上げ試験では0.2~1.8^{1/s}となっている。後述する「4.(1)相似率」によれば、せん断ひずみ速度は液状化層厚の2乗根に逆比例する。したがって実地盤におけるせん断ひずみ速度は模型実験よりもさらに小さくなるのが考えられる。球の引き上げおよび粘度計による試験範囲は予想される実地盤でのせん断ひずみ速度の範囲より大きくはずれているが、液状化土の一般的な物性を理解するためにこれらの試験結果も含めて考察の対象とする。図示した結果によれば、液状化土のみかけ上の粘性係数はせん断ひずみ速度の増大とともに減少する非線形粘性流体としての性質を示している。特に粘度計による試験

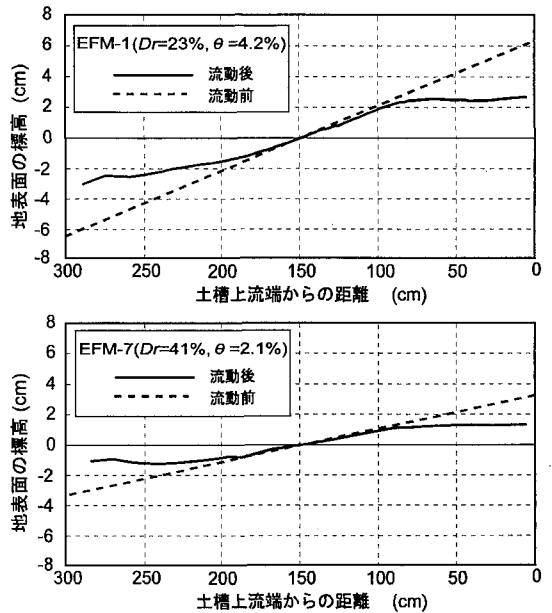


図-23 模型地盤の流動実験による地表面形状の変化

では、図中の近似式で示したように粘性係数はせん断ひずみ速度にほぼ逆比例している。このことは粘度計によるせん断ひずみ速度の範囲では、粘性係数とせん断ひずみ速度の積、すなわちせん断応力がほぼ一定であることを示している。

せん断ひずみ速度の増大につれて粘性係数が減少する流体は一般に擬塑性流体と呼ばれており、非対称な形状をもつ粒子の懸濁液がこの性質を示すとされている¹⁴⁾。擬塑性流体のせん断応力 τ とせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ の関係は図-22の曲線のように表され、これを次式のように双曲線で近似すれば

$$\tau = \mu_0 \dot{\gamma} / (1 + \dot{\gamma} / \dot{\gamma}_r) \quad (9)$$

となる。ここで、 μ_0 は初期粘性係数であり、 $\dot{\gamma}_r$ は割線粘性係数が $\mu_0/2$ となる時のせん断ひずみ速度で基準せん断ひずみ速度と呼ぶ。図-22に示すように双曲線の漸近線は液状化土の最大せん断応力で $\mu_0 \dot{\gamma}_r$ と表される。

(3) 液状化土の剛性の回復に関する実験

液状化土はある一定のせん断ひずみを受けると液体的な性質が失われ、剛性が回復して固体的な性質がもどる。この特性を前述の図-17に示す中型土槽による流動実験結果をもとに考察する。3.(2)c)の粘性係数に関する流動実験で述べたように、本実験では図-17(a)に示すように地表面が平坦な模型地盤を加振して液状化させた後、加振を完全に停止した状態で土槽を所定の角度まで傾け流動を生じさせている。実験条件は表-5(a)に示す通りである。

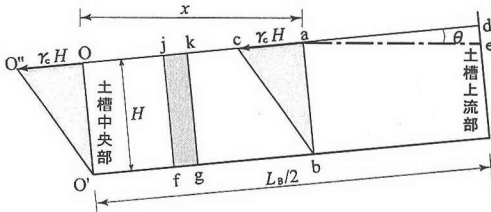


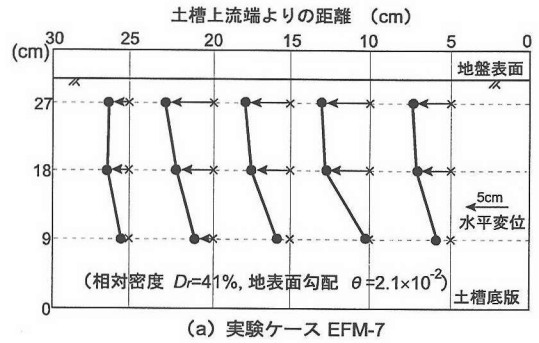
図-24 液状化土の体積移動と剛性の回復による地表面形状の変化

図-23 は実験結果の例(EMF-1 および EMF-7)で、流動前・後の地表面形状の変化を示す。点線は流動前の地表面形状で所定の初期勾配を有している。流動後の地表面勾配を実線で示すが、液状化に伴う圧密による地盤の全体的な沈下分を差し引いている。ここで注目されるのは、土槽の上下流端部付近は流動後に地表面がほぼ平坦化しているのに対し、土槽の中央部では初期の地表面形状が残留していることである。このことは、上流側からの土槽中央部への液状化土の流入流出を考えた体積バランスと、土槽中央部付近における液状化土の剛性の回復によって以下のように説明することが出来る。

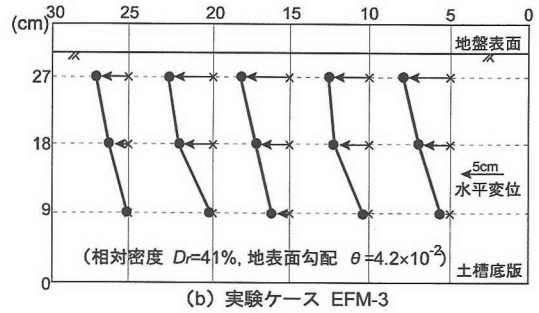
図-24 は液状化土の体積移動と地盤の剛性の回復が地表面形状に与える影響を模式的に示したものである。図において oo' は土槽の中央断面を、また oad は初期の地表面で勾配を θ とする。液状化土が液体として挙動すると仮定すれば、液体の体積移動により上流側の液状化土が土槽中央部に向かって流入する。液状化土が加振などの外乱が停止された状態で、一定のせん断変形を受けた場合に剛性を回復する性質があると考え、その場合の地盤の地盤のひずみを限界せん断ひずみ γ_c と呼ぶことにする。

上流側からの液状化土の流入により土槽中央断面 oo' のせん断ひずみが限界せん断ひずみに達すると、地盤の剛性が回復するためこの断面における流動が停止する。限界せん断ひずみが地盤の深さ方向に一樣とすれば地盤の変位分布は図示したように三角形分布となり、地表面変位は $\gamma_c H$ となる。ここで H は液状化層の厚さである。図示するように地盤のせん断ひずみが限界せん断ひずみに達して、流動が停止される領域の長さを x とする。領域の上端部 ab 断面における地表面変位は中央断面 oo' の地盤変位と等しく地表面変位は $\gamma_c H$ である。この領域よりさらに上流部の地盤はせん断ひずみが限界ひずみに達しておらず液体としての性質を維持しているため、地表面は図中破線で示したように平坦となる。図-24 において $\triangle abc = \triangle ade$ となるため、地盤のせん断ひずみが限界ひずみに達する領域の長さ x は

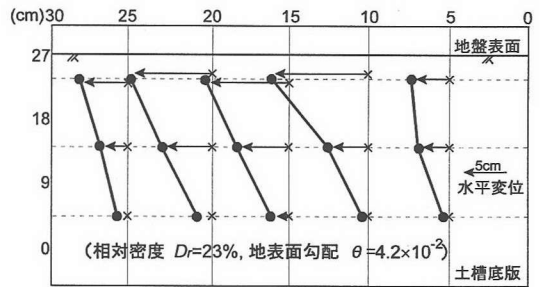
$$x = L_B/2 - H\sqrt{\gamma_c/\theta} \quad (10)$$



(a) 実験ケース EFM-7



(b) 実験ケース EFM-3



(c) 実験ケース EFM-2

図-25 地盤の深さ方向の最大変位分布

と求められる。ここで L_B, H, θ は、それぞれ土槽の流動方向の長さ、液状化層厚および初期の地表面勾配である。一方、領域 $oabo'$ に上流側から流入する体積 $\triangle abc$ と土槽中央断面より下流側に流出する体積 $\triangle oo'o$ は等しいので、この領域での体積の変化は 0 である。領域内の微小要素 $kgfj$ についても液状化土の流入量と流出量が等しくなるので体積は不変であり、このためこの微小要素の地表面の標高は変化しない。したがって地盤ひずみが限界せん断ひずみに達している領域においては地表面の標高が変化せず初期勾配が維持されていることになる。以上のような考察に基づけば、図-23 の実験結果は、液状化土はせん断ひずみが小さい領域では液体として挙動するが、限界せん断ひずみに達した後は剛性が回復して固体として挙動することを示していると理解することが出来る。

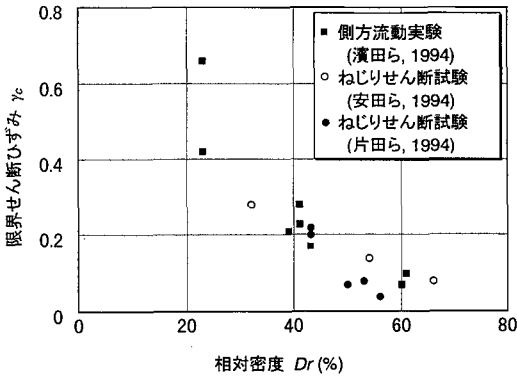


図-26 限界せん断ひずみと地盤の相対密度の関係

中型土槽による実験では図-17(c)に示すように地盤中の最大水平変位を測定するために標的(珠算玉をワイヤーに通したもの)が深さ方向3地点に設置されている。図-25はこの標的によって測定された地盤中の最大変位を示す。図(a), (b)は模型地盤の初期の相対密度が41%と同じで、地表面勾配がそれぞれ 2.1×10^{-2} と 4.2×10^{-2} の場合の地盤変位を示す。地表面勾配が異なるにもかかわらず、地盤変位はほぼ等しい。一方、図(c)の実験ケース EFM-2 の地表面勾配は 4.2×10^{-2} で図(b)の場合と同じであるが、初期の相対密度が23%と図(b)の実験ケースに比較して小さい。この場合の地盤変位は図示した他の2ケースに比較して大きい。図-25の結果は、地盤変位が地表面勾配に影響されずに限界ひずみに支配されており、限界ひずみは地盤の相対密度に依存していることを示している。

土槽中央部の地中3地点に設置された標的の移動量より求めた限界せん断ひずみを表-5(a)に、また地盤の相対密度と限界ひずみとの関係を図-26に示す。図中には安田ら¹⁵⁾および片田ら¹⁶⁾による(中空)ねじりせん断試験による結果も併せて示している。これらの試験では、繰返し载荷による液状化後、一方向にせん断変形を与えた場合の剛性の回復の特性を調査している。なお、片田らの試験結果では液状化した後に最初に剛性が回復する時のひずみを限界ひずみとして採用した。地盤の限界ひずみが地盤の相対密度に支配されており、また相対密度が40%以上では限界ひずみが概ね30%以下となっている。事例解析の対象としたすべての地盤において流動後に地表面勾配が残留していること、また地盤変位が数mのオーダーに収まっていることの原因の一つとして限界せん断ひずみの存在が考えられる。

4. 模型実験による側方流動のメカニズムの考察

模型地盤による側方流動実験はこれまで重力場および遠心力場で行われてきた。しかしながら、いず

れの実験においても実物と模型の間の相似率が明確でなく、実験結果の定性的傾向を理解するにとどまっていた。ここでは前述した液状化土の物性を踏まえて実験結果を解釈し、さらに事例分析結果と併せて、側方流動のメカニズムについて考察する。

(1) 相似率

前述したように、流動中の液状化土は液体として挙動すると考えられることから流体の相似率を適用する。流体の相似率はそれぞれの現象において卓越する力によっていくつかの方法が提案されている。液状化土の流動では、粘性力と慣性力が卓越していると考えられるのでレイノルズの相似率を適用する。実地盤と模型地盤のレイノルズ数 Re が等しいとすれば、

$$Re = \rho_m V_m L_m / \mu_m = \rho_p V_p L_p / \mu_p \quad (11)$$

が成立する。上式において ρ, V, L, μ はそれぞれ流体の密度、速度、長さおよび粘性係数で、サブスクリプト p, m は実地盤と模型地盤の値であることを示す。長さ L を液状化地盤の厚さ H とし、模型地盤材料に砂を用いれば $\rho_m = \rho_p$ となるため、式(11)は次のようになる。

$$V_m H_m / \mu_m = V_p H_p / \mu_p \quad (12)$$

模型地盤の実地盤に対する幾何縮尺を $\lambda = H_m / H_p$ とすれば、

$$\lambda \cdot V_m / V_p = \mu_m / \mu_p \quad (13)$$

となる。「3(2)液状化土のみかけ上の粘性係数」で述べたように、液状化土のみかけ上の粘性係数はせん断ひずみ速度に依存している。

実地盤と模型地盤におけるせん断応力とせん断ひずみ速度の関係を図-22のように双曲線で表し、式(9)から割線粘性係数を求めれば

$$\mu_m = \mu_{0,m} / (1 + \dot{\gamma}_m / \dot{\gamma}_{r,m}) \quad (14)$$

$$\mu_p = \mu_{0,p} / (1 + \dot{\gamma}_p / \dot{\gamma}_{r,p}) \quad (15)$$

を得る。上式において、 $\mu, \mu_0, \dot{\gamma}, \dot{\gamma}_r$ はそれぞれ粘性係数、初期粘性係数、せん断ひずみ速度および基準せん断ひずみ速度である。式(14), (15)より

$$\frac{\mu_m}{\mu_p} = \frac{\mu_{0,m} \dot{\gamma}_{r,m} \cdot \dot{\gamma}_{r,p} + \dot{\gamma}_p}{\mu_{0,p} \dot{\gamma}_{r,p} \cdot \dot{\gamma}_{r,m} + \dot{\gamma}_m} \quad (16)$$

となる。せん断ひずみ γ および基準せん断ひずみ γ_r は無次元量であるため模型地盤と実地盤に等しい。

したがって時間の次元を T で表せば、

$$\frac{\mu_m}{\mu_p} = \frac{\mu_{0,m} \dot{\gamma}_{r,m}}{\mu_{0,p} \dot{\gamma}_{r,p}} \cdot \frac{T_m}{T_p} \quad (17)$$

となる。 T_m 、 T_p はそれぞれ模型地盤と実地盤の時間を表す。式(17)において $\mu_{0,m} \dot{\gamma}_{r,m}$ および $\mu_{0,p} \dot{\gamma}_{r,p}$ は図-22に示すように模型地盤と実地盤における液状化土の最大せん断応力を示す。液状化土の最大せん断応力が鉛直拘束圧、すなわち地盤層厚に比例すると考えれば、

$$(\mu_{0,m} \dot{\gamma}_{r,m}) / (\mu_{0,p} \dot{\gamma}_{r,p}) = \lambda \quad (18)$$

となる。したがって式(17)は

$$\frac{\mu_m}{\mu_p} = \lambda \frac{T_m}{T_p} \quad (19)$$

となり、これを式(13)に代入すれば

$$V_m / V_p \cong \sqrt{\lambda} \quad (20)$$

を得る。さらに実地盤と模型地盤でのみかけ上の粘性係数およびひずみ速度の比は下式となる。

$$\mu_m / \mu_p \cong \lambda^{\frac{3}{2}} \quad (21)$$

$$\dot{\gamma}_m / \dot{\gamma}_p \cong 1 / \sqrt{\lambda} \quad (22)$$

(2) 傾斜地盤における側方流動の模型実験

傾斜地盤については、すでに「3. 液状化土の特性に関する考察」で、地表面が平坦化するまで加振を継続した実験(大型土槽による実験、表-5 (b))および液状化後加振を停止した状態で地表面を強制的に傾斜させた実験(中型土槽による実験、表-5 (a))を行った。ここでは、流動中も所定の時間で加振を継続する模型実験を行い、液状化層厚や地表面勾配に加えて加振時間が地盤の水平変位量に与える影響について考察する。

図-27に示す長さ3.0m、幅1.0mの剛土槽に地盤厚15~38cmの傾斜地盤を作成し、これを流動方向と直角な水平方向に加振して液状化させることにより流動を発生させた。地表面の傾斜角を1, 3, 5%とし、振幅500 cm/s²の正弦波で加振した。加振周波数および加振時間はそれぞれ2.9~7.0 Hz, 0.2~1.35sである。地盤材料は前述の遠州灘の浜砂で、初期の相対密度を40~50%前後を目標とした。地表面に設置した標的の移動をビデオカメラによって撮影し、これを数値化することにより地表面変位の時刻歴および流動速度を求めた。地表面の標的は直径3cmの円形

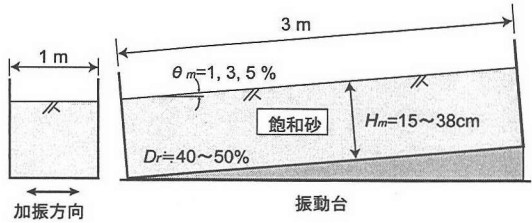


図-27 傾斜地盤の模型実験

表-6 傾斜地盤の模型実験条件

実験 ケース	H_m (cm)	D_r (%)	θ_m (10^{-2})	f (Hz)	n (波)	T_m (s)	D_m (cm)	V_m (cm/s)
ES1	15	51	1	5.0	3	0.55	8.0	
ES2	15	47	1	5.0	5	0.95	10.3	
ES3	15	43	3	5.0	3	0.55	10.7	
ES4	15	51	3	5.0	5	0.95	12.3	
ES5	15	50	3	5.0	7	1.35	21.0	
ES6	20	53	1	5.0	3	0.55	10.5	
ES7	20	51	3	5.0	3	0.55	14.8	
ES8	20	51	3	5.0	5	0.95	19.0	
ES9	30	54	3	5.0	3	0.55	17.6	
ES10	20	48	3	7.0	3	0.39	12.5	
ES11	20	47	3	7.0	5	0.68	18.0	
ES12	20	49	3	7.0	7	0.96	19.1	
ES13	16	51	3	2.9	2	0.60	17.1	20.9
ES14	16	52	3	3.8	1	0.20	10.0	15.2
ES15	16	55	3	4.4	2	0.40	13.3	20.5
ES16	15	62	3	4.4	2	0.40	13.0	16.0
ES17	16	54	5	2.9	2	0.60	17.6	29.9
ES18	16	54	5	4.4	2	0.40	15.4	22.1
ES19	20	57	3	4.4	2	0.40	15.4	22.0
ES20	20	56	3	4.4	2	0.40	14.0	21.8
ES21	20	51	3	4.4	2	0.40	16.9	23.2
ES22	20	53	5	2.9	2	0.60	22.3	31.2
ES23	20	49	5	4.4	2	0.40	19.0	31.2
ES24	29	49	3	2.9	2	0.60	18.0	27.7
ES25	30	43	3	2.9	2	0.60	28.2	22.6
ES26	30	43	3	4.6	3	0.60	20.1	23.7
ES27	29	50	5	2.9	2	0.60	24.8	38.3
ES28	29	46	5	4.6	3	0.60	25.1	34.5
ES29	30	41	5	4.6	3	0.60	29.9	33.1
ES30	38	42	3	4.0	3	0.69	22.7	26.8
ES31	38	40	3	4.6	3	0.60	23.2	27.7
ES32	38	39	5	3.5	2	0.50	38.1	41.9
ES33	38	41	5	4.0	3	0.69	33.0	36.7
ES34	38	43	5	4.4	2	0.40	34.8	43.0

H_m :液状化層厚 D_r :相対密度 θ_m :地表面勾配 f :加振周波数
 n :波数 T_m :加振継続時間 D_m :地表面変位 V_m :地表面速度

プレート長さを4cmのピンにより地表面に固定させたもので、流動方向に10cm間隔で2列設置されている。なお、本実験では、流動方向に有限長の土槽で行われているため、一定時間以上の加振を継続すると地表面が平坦化する。このような場合の地盤変位は土槽長さの影響を受けているため地盤変位量に関する分析対象より除外した。実験条件、地表面変位量、およびビデオカメラにより測定した地表面速度を表-6に示す。

図-28は液状化層厚 H_m に対する地表面変位 D_m の比(以下せん断ひずみと呼ぶ)と加振継続時間 T_m との関係を示す。ここで地表面変位 D_m は土槽中央部付近の平均変位であり、また加振継続時間 T_m は完全な液状化状態の発生時すなわち流動開始時から加振終了までの時間としている。本実験の場合にはすべての

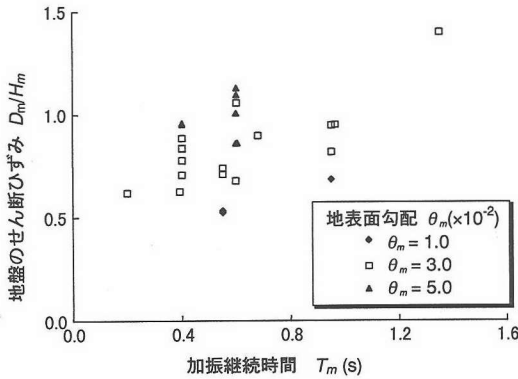


図-28 地盤のせん断ひずみと加振継続時間の関係

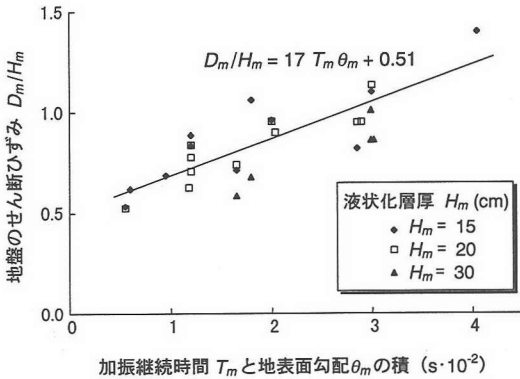


図-29 地盤のせん断ひずみ (D_m/H_m) と、加振継続時間 (T_m) と地表面勾配 (θ_m) の積の関係

実験ケースにおいて入力正弦波の最初のピーク加速度で間隙水圧が有効応力に達しているの、この時刻から加振終了までの時間である。模型実験は剛土槽で行われているため、ここで定義した加振継続時間内においては、模型地盤は常に外乱を受けて液状化状態を維持し、液体としての挙動を示すと考えられる。図-28 によれば地盤のせん断ひずみは加振継続時間に比例して増大している。さらに、地盤のせん断ひずみは模型地盤の地表面勾配 θ_m の増加にしたがって増大することが分かる。

図-29 は地盤のせん断ひずみ D_m/H_m と、加振継続時間と地表面勾配の積 $T_m \cdot \theta_m$ の関係を示す。両者はほぼ線形関係にあり、最小二乗法により近似すれば図中の式 ($D_m/H_m = 17 T_m \theta_m + 0.51$, T_m (s)) が得られる。ここで注目されるのは本式が原点を通らない直線になっていることであるが、これは以下のように解釈される。右辺の第 1 項は地表面勾配および加振継続時間の積に比例していることから、加振によって液状化状態が維持され液状化土が流体として流動したことによるせん断ひずみを表し、第 2 項は加振終了後、液状化土の剛性が回復して固体的性質を取り戻す過程でのせん断ひずみ、すなわち 3 (3) で述べた限

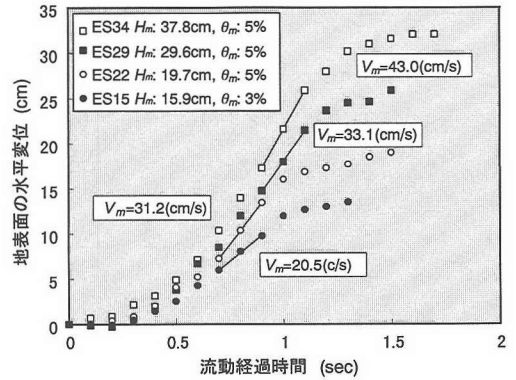


図-30 地表面水平変位の時刻歴 (ビデオカメラによる)

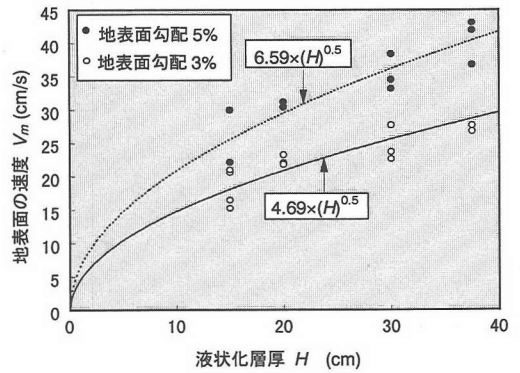


図-31 模型地盤の地表面の流動速度と液状化層厚の関係

界せん断ひずみに相当するものと考えられる。図-29 の直線は原点を通らないが、これは地表面勾配 θ_m が 0 でも地盤変位が発生することを意味しているのではない。図中の直線が有効なのは、実験での地表面勾配 1% 以上の範囲である。

実地盤におけるせん断ひずみと地表面勾配の関係を図-8 に示したが、この場合は限界せん断ひずみの影響が顕著には認められない。実地盤の相対密度が模型地盤に比較して大きく限界せん断ひずみが小さいこと、また実地盤での地表面変位の測定精度などが原因と考えられる。

図-30 はビデオカメラによって測定された地表面変位の時刻歴の一例を示す。この時刻歴の中で変位がほぼ直線的に増加している時間域での速度と液状化層厚の関係を図-31 に示す。地表面速度は液状化層厚の増加につれて増大している。前述した相似率によれば、式 (20) に示すように液状化土の流動速度は液状化層の 2 乗根に比例する。実験における液状化層厚の範囲が 15~38cm のため断定的な結論は下せないが、図-31 に示したように流動速度は液状化層厚の 2 乗根にほぼ比例して増大していることができ、前述の相似率が液状化層厚の異なる模型地盤の間でも成立していることを示唆している。

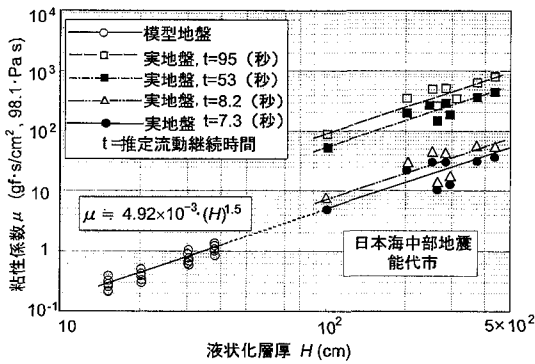


図-32 粘性係数と液状化層厚との関係

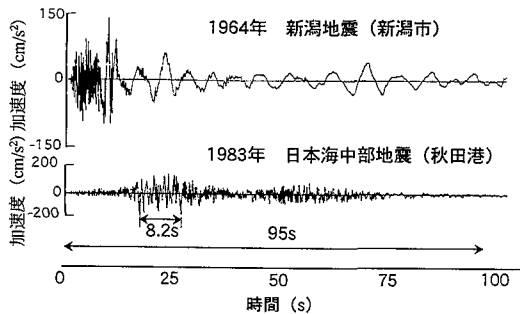


図-33 実地盤における流動継続時間の推定

液状化層厚、地表面勾配、液状化土の密度(1.8~1.9g/cm³)、ビデオカメラによって測定された地表面速度および流動速度の観測時刻を式(8)に代入して模型地盤のみかけ上の粘性係数を算定することが出来る。ここで算定される粘性係数は、式(8)が粘性係数が深さ方向に一定でかつせん断ひずみ速度に依存しないという条件で導かれた式であるため、模型地盤の深さ方向の平均的な粘性係数と解釈される。

模型地盤の粘性係数と液状化層厚の関係を図-32に○印で示す。粘性係数は模型地盤の液状化層厚のほぼ3/2乗に比例して増大しており、この結果も前述した相似率が成立していることを示している。

一方、式(7)を積分して初期変位を0とすれば、

$$\frac{D}{H} = 16 \frac{H}{\pi^3} \frac{\rho g}{\mu} \theta \left[t + \left(\frac{2H}{\pi} \right)^2 \frac{\rho}{\mu} \left\{ \exp \left(- \frac{\pi^2}{4H^2} \cdot \frac{\mu}{\rho} t \right) - 1 \right\} \right] \quad (23)$$

を得る。ここでD、H、μ、ρ、θ、tはそれぞれ地表面変位、液状化層厚、粘性係数、密度、地表面勾配および流動継続時間である。上式に実地盤で観測された地盤変位Dおよび表-1に示した液状化層厚H、地表面勾配θおよび密度ρ(1.9g/cm³とした)、流動継続時間tを代入することにより、実地盤での液状化土のみか

け上の粘性係数を算定することが出来る。ただし、式(23)には、模型実験で見られた液状化土が剛性を回復する過程での地盤変位、すなわち限界せん断ひずみによる地盤変位が含まれていない。しかしながら実地盤での相対密度を想定すれば、図-26の結果から実地盤の変位に対する限界せん断ひずみの影響は小さいと考えられるため、実測された地盤変位を流体としての挙動による変位とみなし、粘性係数を推定する。

式(23)を用いて実地盤の粘性係数を推定するには流動継続時間tが必要である。地震動の継続時間は流動継続時間を推定するための一つの手がかりを与えていると考えられるが、事例分析の対象とした3地震の中で地震動が記録されているのは図-33に示す新潟地震と日本海中部地震である。このうち、新潟地震による加速度波形¹⁷⁾は新潟市川岸町で観測された記録であるが、地震動の主要部と後半部では波形の性質が大きく異なっており、本記録から流動継続時間を検討することは適切でない。

図-33に示した日本海中部地震の加速度波形¹⁸⁾は秋田港における記録であるが、付近の地盤では噴砂などが見られなかったことから液状化の直接的な影響は受けていないと考えられる。事例分析の対象地域である能代市は震央距離が約80kmで秋田港での震央距離107kmと大差がないことを考慮して、能代市での流動継続時間の推定に秋田港での記録を用いることにした。流動継続時間を地震動の記録のみから確定的に決定することは不可能であるため、ここでは次のように3種類の流動継続時間を仮定することにした。1) 能代市における推定液状化層の平均N値0をもとに港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁹⁾による限界N値より判定して、加速度が170cm/s²を維持している時間(8.2s)、2) 図-33に示した日本海中部地震の加速度記録の全時間(95s)および3) 1)と2)の平均時間(53s)。

以上の仮定条件のもとに式(23)より求められた実地盤のみかけ上の粘性係数を、前述の模型実験によるみかけ上の粘性係数の推定値と併せて図-32に示す。仮定された流動継続時間の長さにほぼ比例して粘性係数の推定値が増大する。しかしながら、いずれの流動継続時間の場合も、粘性係数は液状化層厚の3/2乗にほぼ比例しており、液状化層厚がそれぞれ異なる実地盤においても前述の相似率が成立していることが分かる。

実地盤材料と模型地盤材料が同一と仮定すれば、実地盤の粘性係数の推定値は模型地盤で推定された粘性係数の延長線上にあることになる。すなわち、図-32に示した点線の延長線上に位置することになる。この場合、模型実験結果と相似率を満足する実地盤での流動継続時間は図-32に示すように約7sとなる。ここで実地盤と模型地盤の材料が同一である

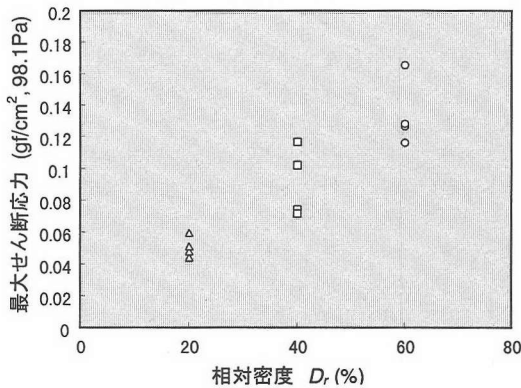


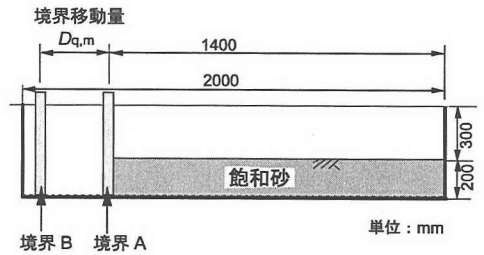
図-34 液状化土の最大せん断応力と相対密度の関係

とは、土の粒度組成や締固めの度合いが模型地盤と実地盤で同一で、粘性係数が幾何縮尺のみに支配されていることを意味している。前述したように模型地盤は相対密度40~60%の遠州灘の浜砂で、事例対象とした能代市の実地盤とは粒度組成や締固めの度合いが異なりこの条件は満足されていない。

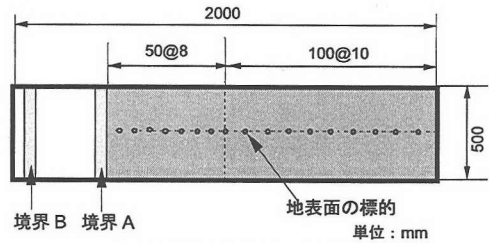
液状化土のみかけ上の粘性係数は層厚以外に相対密度や粒度組成によって変化するものと考えられる。図-22に示すように液状化土の粘性係数は、せん断応力とせん断ひずみ速度を双曲線で近似した場合の漸近線、すなわち液状化土の最大せん断応力に比例して増大する。図-34は、図-21に示した粘度計による試験結果から求めた最大せん断応力と相対密度の関係を示す。前述したように粘度計による試験では、粘性係数とせん断ひずみ速度がほぼ逆比例し、せん断応力が一定となった。図-34に示した最大せん断応力は粘度計による試験の粘性係数とせん断ひずみ速度の積を示す。最大せん断応力は相対密度の増大に伴って線形的に増加しており、相対密度が異なることによって液状化土のみかけの粘性係数が変化することを示している。

図-32の関係をを用いて実地盤での流動継続時間の概略値を推定することが可能だが、このためには相対密度および粒度組成に関して実地盤と同一条件を有する地盤材料の模型地盤レベルでの粘性係数を明らかにする必要がある。また、本研究ではほぼ均質な砂層で構成されている比較的単純な実地盤を事例解析の対象とし、かつ模型実験も一様な砂で行っている。砂層と粘土層が互層をなしているような場合には間隙水圧の消散が遅れ、流動時間が増大する可能性がある。

模型地盤は剛土槽で行われたため、加振継続時間中は振動が液状化土に伝達されて液状化状態が維持され流動が継続した。しかしながら、実地盤においては完全な液状化状態では地震波が液状化地盤中を全く伝播し得ないとの考え方もある。このような場合は、実地盤の側方流動は、地震動による液状化→



(a) 土槽および模型地盤の断面



(b) 模型平面と標的的配置

図-35 境界移動による側方流動の模型実験装置

液体としての流動→限界せん断ひずみによる剛性の回復→地震動による再液状化→液体としての流動、のプロセスの反復によって生じていると考えることも出来る。このような考え方に立てば前述の流動継続時間の推定値は一連の反復プロセスの中での流動時間の総計と解釈される。

また、護岸などの境界移動に伴う背後地盤の側方流動は、境界移動そのものが何らかの理由で主要動終了後も継続した場合には、長時間に亘って継続すると考えられる。例えば、護岸の周辺地盤において液状化によって噴出した水や土砂の移動が長時間に亘って発生し、護岸を支持する地盤条件が徐々に変化し、護岸の移動が進行することが考えられる。

(3) 境界の移動による側方流動の模型実験

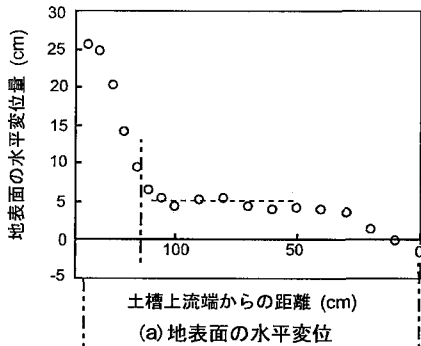
護岸などの移動による背後地盤の側方流動は、境界の移動による液状化土の体積移動により引き起こされるもので、傾斜地盤のように重力の影響が卓越したものではない。ここでは境界移動量が強制的に与えられた場合のその背後の液状化地盤の挙動を実験により考察する。

図-35に示す長さ2.0m、幅0.5mの土槽を用い豊浦標準砂により層厚20cmの模型地盤を作成した。模型地盤の初期の相対密度は25~32%で、実験の手順は以下の通りである。振幅700 cm/s²、周波数5.0Hzの正弦波により土槽の長手方向(流動方向)に加振し、土槽底版より5~20cmの深さに設置された間隙水圧計によって液状化を確認後、加振を停止させ、その後図中の境界Aを上方に撤去する。境界Aの前面に予め境界Bが設置されており、地盤は境界B方向に

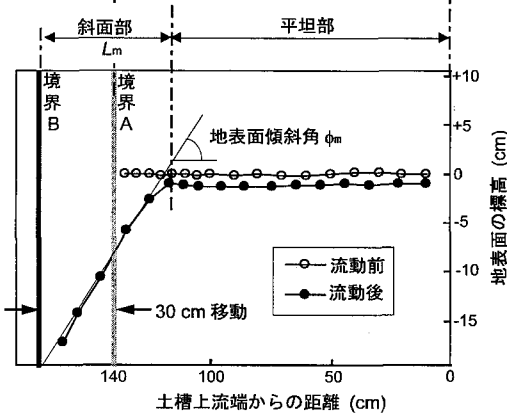
表-7 護岸移動による側方流動の実験条件

Case No.	H_m (cm)	$D_{a,m}$ (cm)	$D_{r,m}$ (%)	T_m (s)	D_m (cm)	L_m (cm)	ϕ_m (°)	
実験 (I)	EQ1	20	2.5	30	0	3.5	-	0
	EQ2	20	5.0	20	0	5.2	-	0
	EQ3	20	7.5	25	0	8.5	24.0	13
	EQ4	20	7.5	28	0	6.8	27.0	9
	EQ5	20	10.0	26	0	7.0	25.0	5
	EQ6	20	13.0	25	0	6.5	34.0	17
	EQ7	20	13.0	28	0	6.0	39.0	11
	EQ8	20	15.0	27	0	6.5	33.0	18
	EQ9	20	15.0	28	0	7.0	49.0	10
	EQ10	20	20.0	31	0	6.2	36.0	23
実験 (II)	EQ11	20	25.0	26	0	7.0	45.5	21
	EQ12	20	25.0	29	0	4.2	40.5	28
	EQ13	20	25.0	27	0	5.5	41.0	23
	EQ14	20	30.0	26	0	5.0	46.0	25
	EQ15	20	35.0	32	0	4.2	54.0	28
	EQ16	20	35.0	31	0	5.5	51.5	27
	EQ17	20	40.0	27	0	6.0	52.5	21
	EQ18	20	20.0	28	0.6	8.5	45.0	25
	EQ19	20	30.0	28	0.6	9.0	45.0	19
	EQ20	20	30.0	30	0.6	8.0	75.0	12
EQ21	20	40.0	26	0.6	12.5	53.0	18	
EQ22	20	40.0	27	0.6	9.0	68.0	20	
EQ23	20	20.0	33	1.0	9.0	34.0	16	
EQ24	20	30.0	29	1.0	13.0	63.0	18	
EQ25	20	40.0	29	1.0	17.0	63.0	19	
EQ26	20	40.0	34	1.0	12.5	48.0	20	

H_m : 液状化層厚, D_m : 地表面の水平変位, $D_{a,m}$: 境界移動量
 L_m : 境界背後の斜面部の長さ, $D_{r,m}$: 模型地盤の相対密度
 ϕ_m : 斜面部の傾斜角, T_m : 境界移動後の加振時間



(a) 地表面の水平変位



(b) 流動前後の地表面形状

図-36 境界移動による側方流動の実験結果 (移動量: 30cm)

流動を生ずる。模型地盤の表面に設置された標的の動きより地盤の水平変位と鉛直変位を測定する。実験条件および測定された地表面変位などを表-7に

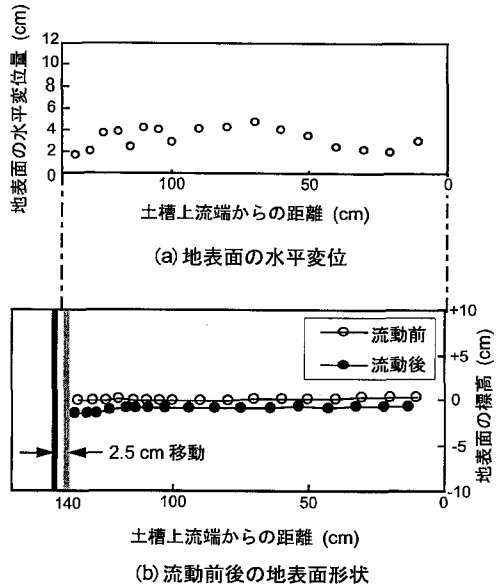


図-37 境界移動による流動の実験結果 (移動量: 2.5cm)

示す。実験(I)では境界Aの撤去後は加振を停止しているが、実験(II)においては境界Aを撤去後再び加振を行っている。

境界Aの撤去速度は背後の液状化土の挙動に影響すると考えられるが、本実験では瞬時に撤去されている。このため、境界Aの撤去後間隙水圧が減少して地盤は一端自立するが、その後再び間隙水圧が上昇して流動を開始する。

図-36, 37に実験(I)について、境界移動量が30cmと2.5cmの場合の実験結果を示す。図示した結果は境界の移動量により、背後の液状化地盤の挙動が大きく異なることを示している。境界移動量が多い場合の図-36では、境界の移動により境界直後の地盤が崩壊して傾斜部が生ずる。傾斜部のさらに背後の地盤は沈下を生ずるもの地表面はほぼ平坦のまま維持される。水平変位は傾斜部において境界の変位から直線的に減少し、平坦部においてはほぼ一定値を示す。これに対し、図-37に示すように境界移動量が小さい場合は、傾斜部は現れず地表面全体が均一に沈下している。また地表面の水平変位もばらついてはいるが、広領域にわたってほぼ一定となっている。

上記の実験結果は以下のように解釈することができる。境界移動量が多い場合は、液状化土の流動により地盤のせん断ひずみが限界せん断ひずみに達して液状化土の剛性が回復し、固体としての性質が戻る。これにより境界直後の地盤は固体としての崩壊を生じて傾斜部が出現する。また、さらにその背後の平坦部においても地盤のせん断ひずみが限界せん断ひずみに達し、剛性が回復して流動が停止する。平坦部の地表面変位がほぼ一定値を示しているのはこのことを裏付けている。

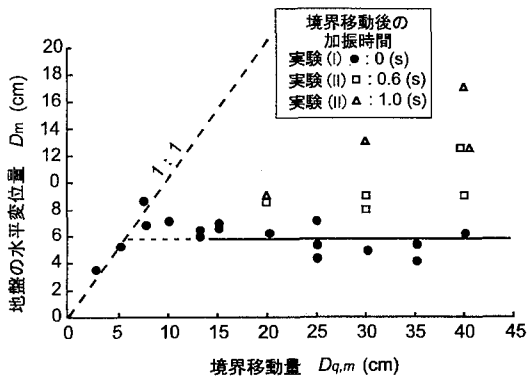


図-38 境界移動量と地表面変位量の関係

一方、境界移動量が小さい場合は液状化土の流動による地盤変位が小さいため、地盤のせん断ひずみが限界せん断ひずみに達せず、液状化土は終始液体としての挙動を示す。このため地表面には傾斜部が発生せず、一様な沈下を生じて地表面は水平を維持する。境界背後の地盤の水平変位は境界移動量とほぼ等しくなるが、液体的性質が卓越しているため、測定値に大きなばらつきが見られる。

図-38 に境界移動量と平坦部における地表面変位量の関係を示す。図示した結果によれば、境界移動後加振を行わない実験(I)では、境界移動量が小さい場合は地盤変位量が境界移動量にしたがって増大するが、境界移動量がある程度大きくなると、ばらつきはあるものの、図中実線で示すようにほぼ一定値に収束している。この一定値を液状化層厚で除した値、せん断ひずみは約0.30となる。この値は模型地盤の初期相対密度が25~30%であることを考えると図-26の結果の範囲に入るもので、境界移動量が大きい場合、背後地盤の地盤変位が限界せん断ひずみに支配されていると考えることが出来る。境界移動量が小さい場合には、液状化地盤が流体的な性質を示し、背後の地盤変位量が境界移動量に等しくなると考えれば図中の点線が引ける。

さらに図-38によれば、境界の移動後さらに加振を継続した実験(II)では、加振時間の長さに応じて地盤変位量が増加することが分かる。一定時間以上の加振を継続し、液状化土の流体的性質を維持することにより地盤変位量は境界移動量と等しくなる。すなわち、地盤変位は図-38の破線による変位に近づくことになる。

図-10 に新潟地震と兵庫県南部地震における護岸移動量と護岸背後地盤地表面の水平変位の関係を示した。これによれば背後地盤の変位量は概ね護岸移動量の1/2となっているが、実験結果が示すように護岸変位量に対する地盤変位量の比例定数は流動の継続時間に影響されていると考えられる。

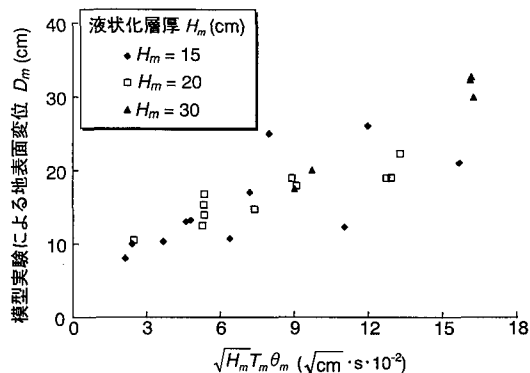


図-39 地表面変位と液状化層厚、地表面勾配および流動継続時間の積の関係 (傾斜地盤による模型実験)

5. 傾斜地盤の水平変位の予測法に関する考察

傾斜地盤における流動変位は、深さ方向にみかけ上の粘性係数が一定と仮定すれば式(23)で示される。図-32で推定した実地盤での流動継続時間、粘性係数および液状化層厚を想定すれば右辺[]中の第2項の影響が小さくなり、

$$D \approx 16 \frac{H^2}{\pi^3} \frac{\rho g}{\mu} \theta t \quad (24)$$

が得られる。液状化土のみかけ上の粘性係数 μ は層厚の3/2乗に比例するので

$$D \approx 16 \frac{H_0^2}{\pi^3} \frac{\rho g}{\mu_0} \sqrt{H} \theta t \quad (25)$$

となる。上式で μ_0 は液状化層厚が H_0 の場合のみかけ上の粘性係数であり、前述したように土の締固め度合いや粒度組成に依存していると考えられる。

式(25)は地表面変位が液状化層厚の2乗根、地表面勾配および流動継続時間の積に比例することを示している。新潟地震および日本海中部地震の事例の重相関解析にもとづいた経験式を式(1)に示したが、ここで地表面変位が液状化層厚の2乗根に比例する結果となっていることは注目される。図-39は4.(2)で述べた傾斜地盤の模型実験結果についてこの関係を示したものである。液状化層厚の2乗根などによる積($\sqrt{H_m T_m \theta_m}$)は、前述した限界せん断ひずみによる地盤変位分を差し引けば地表面変位とほぼ比例関係を有している。

前述したように、液状化土のみかけ上の粘性係数は相対密度に依存すると考えられるが、実地盤において相対密度の評価は一般的に行われていない。そこで相対密度の代わりに液状化層の平均N値を鉛直拘束圧により道路橋示方書²⁰⁾の式で補正した平均補

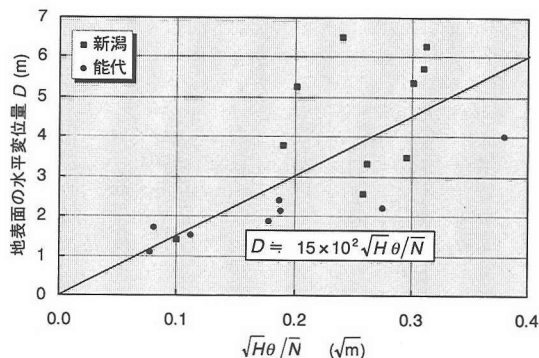


図-40 実測された地盤変位と $\sqrt{H\theta/\bar{N}}$ の関係

正N値(\bar{N})を用い、式(25)の粘性係数 μ_0 が平均補正N値に比例するとして $\mu_0 = \mu_0' \cdot \bar{N}/\bar{N}_0$ とすれば、

$$D \approx \alpha \cdot \frac{\sqrt{H\theta}}{\bar{N}} \quad (26)$$

$$\alpha = 16 \frac{H_0^2}{\pi^3} \frac{\rho g}{\mu_0'} \bar{N}_0 \cdot t \quad (27)$$

となる。上式において、 μ_0' は液状化層の平均補正N値が \bar{N}_0 の場合のみかけ上の粘性係数である。係数 α の次元は長さの次元をLとして $L^{1/2}$ である。

流動継続時間 t は液状化の発生時刻から終了までの時間で、地震動の強度とその継続時間と密接な関係を持つと考えられる。実地盤、実地震において流動継続時間を現時点で精度良く推定することは困難だが、事例分析の対象としたような比較的均質な砂質地盤については、液状化発生に必要な限界加速度の継続時間を地震のマグニチュードおよび震央距離を用いて既往の経験式などより推定する方法が考えられる。しかしながら、不透水層を含む場合などでは間隙水圧の消散過程を考えて流動継続時間を推定する必要がある。

図-40は、事例分析の対象とした実地盤での地表面変位 D と、式(26)に示す液状化層厚 H 、地表面勾配 θ および液状化層の平均補正N値 \bar{N} より決まる係数 $\sqrt{H\theta/\bar{N}}$ との関係を示す。事例分析の対象としたデータからは平均的に次式が得られる。

$$D \approx 15 \times 10^2 \cdot \frac{\sqrt{H\theta}}{\bar{N}} \quad (28)$$

ここで H の単位はmである。上式を用いて側方流動による地盤変位の概略値を推定することが出来るが、上式の係数には前述したように流動継続時間が含まれていることに留意する必要がある。さらに、式(28)では液状化層の平均補正N値のみを土質に関する影響要因として考えているが、粒度特性なども液状化土のみかけ上の粘性係数に影響を与えることにも注

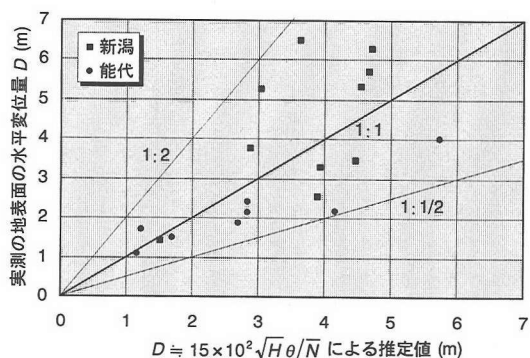


図-41 傾斜地盤の水平変位の推定値と実測値の比較

意しなければならない。また、式(28)で与えられる変位は、事例解析で対象としたように傾斜地盤のほぼ中央付近に位置し、液状化層厚および平均的な地表面勾配が一定と見なせる領域での斜面勾配方向の水平変位である。ちなみに式(28)を用いた場合の予測値と実測値の比較を図-41に示す。

6. 結論

本研究は、液状化による地盤の水平変位に関して既往地震における事例分析、液状化土の物性に関する試験および模型地盤による流動実験の結果を総合化して地盤の水平変位発生メカニズムを探り、水平変位量予測のための基礎的な知見を得たものである。本研究の結論として以下のことが得られた。

- (1) 事例分析から、傾斜地盤における地盤変位は地表面勾配および液状化層厚にしたがって増大すること、および護岸などの境界移動による背後地盤の地盤変位は境界移動量とほぼ線形的な関係を有していることが示された。
- (2) 流動中の液状化土は、みかけ上の粘性係数がせん断ひずみ速度の増加とともに減少する、いわゆる疑塑性流体としての挙動を示す。またみかけ上の粘性係数は土の相対密度の増加にしたがって増大する。
- (3) 加振などの外乱が停止された状態で液状化土が一定のせん断変形を生ずると液状化土の剛性が回復して固体的性質が戻る。
- (4) 液状化土の流動にはレイノルズの相似率が成立し、流動速度は液状化層厚の1/2乗に、またみかけ上の粘性係数は3/2乗に比例して増大する。
- (5) 傾斜地盤における水平変位は地表面勾配、液状化層厚の1/2乗および流動継続時間の積に比例する。

本研究により、流動中の液状化土の流体としての基本的性質が明らかにされたことで今後数値解析による研究の道が開けたと考えられる。また、実地盤と模型地盤との間の相似率が示されたことにより模型実験による定量的な研究も可能となった。本研究では、護岸などの境界移動による地盤の水平変位の

推定法に関しては具体的な方法を示し得なかったが、この課題に関する今後の研究手法として液状化土の特性および相似率をもとづいた数値解析や模型実験が考えられる。

しかしながら、流動中の液状化土が流体として挙動することから、地盤の水平変位を精度良く推定するためには流動継続時間の推定という困難な課題が立ちはだかっている。相似率にもとづいた事例対象地盤での流動継続時間の推定および大型模型実験などによりなお一層の研究の促進が必要である。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、早稲田大学濱田研究室の学生・卒業生および東海大学の旧濱田研究室の卒業生には多大なご協力を頂いた。早稲田大学内藤記念館、東京ガス基礎技術研究所および東京電力技術研究所は振動台を貸して頂いた。以上の関係各位に深謝の意を表す。最後に、これまで筆者らと共に側方流動の事例分析や各種実験を実施されてきた東海大学(故) 恵本克利講師および川上哲太郎助教授をはじめとする関係各位に心より御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集 第376号/III-6, pp.211-220, 1986.
- 2) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究, 土木学会論文集 第376号/III-6, pp.221-229, 1986.
- 3) Hamada, M. and O'Rourke, T.D. (Eds.): *Case study of liquefaction and lifeline performance during past earthquake, Vol. 1 Japanese case studies*, Technical Report NCEER-92-001, 1992.
- 4) O'Rourke, T.D. and Hamada, M. (Eds.): *Case study of liquefaction and lifeline performance during past earthquake, Vol. 2 United States case studies*, Technical Report NCEER-92-002, 1992.
- 5) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Liquefaction-induced Ground Displacement and Its Related damage to Lifeline Facilities, *Special Issue of Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, pp.81-97, 1996.
- 6) Kawakami, T., Suemasa, N., Hamada, M., Sato, H. and Katada, T.: Experimental study on mechanical properties of liquefied sand, *Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp.285-299, 1994.
- 7) Hamada, M., Sato, H. and Kawakami, T.: A consideration of the mechanism for liquefaction-related large ground displacement, *Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp.217-232, 1994.
- 8) Bartlett, S. and Youd, T.L.: Empirical prediction of lateral spread displacement, *Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-92-0019, Vol.1, pp.351-365, 1992.
- 9) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: *The 1995 Hyogoken-nanbu (Kobe) earthquake liquefaction ground displacement and soil condition in Hanshin Area*, 地震予知総合研究振興会, 1995.
- 10) 上部達生: 地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定, 港湾技術資料 No.473, 1983.
- 11) 井合進, 一井康二, 森田年一, 佐藤幸博: 既往の地震事例にみられる液状化時の護岸変形量について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.259-264, 1997.
- 12) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技術資料 No.813, pp.253-279, 1995.
- 13) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992.
- 14) Wilkinson, W.L. and Chen, E.: *Non-Newton Fluids*, pp. 1-5, Pergamon Press, 1960.
- 15) Yasuda, S., Masuda, T., Yoshida, N., Nagase, H., Kiku, H., Itafuji, S., Mine, K. and Sato, K.: Torsional shear and triaxial compression tests on deformation characters of sands before and after liquefaction, *Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp.249-265, 1994.
- 16) 片田敏行, 末政直見, 佐藤博, 濱田政則: 液状化後の砂の力学的挙動に関する基礎的研究, 第29回土質工学研究発表会発表講演集, pp.831-833, 1994.
- 17) 東京大学 工藤一嘉助教授提供
- 18) 倉田栄一, 福原哲夫, 野田節男: 昭和58年(1983年)日本海中部地震の港湾地域における強震観測, 港湾技術資料 No.458, 1983.
- 19) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.
- 20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.

(1997. 7. 25 受付)

A STUDY ON GROUND DISPLACEMENT CAUSED BY SOIL LIQUEFACTION

Masanori HAMADA and Kazue WAKAMATSU

The authors investigate into the mechanism of the occurrence of the liquefaction-induced ground displacement based on case studies during past earthquakes, tests on the characteristics of liquefied soil and on experiments by model grounds, and present fundamental knowledge in order to estimate the magnitude of the horizontal ground displacements. They propose a semi-empirical and semi-theoretical formula for estimation of horizontal displacements of sloped ground, where gradient of ground surface, thickness and N-values of the liquefied soil are taken into consideration as influential factors to the magnitude of the ground displacements.