

2000年鳥取県西部地震で液状化した 細粒土の諸特性について

吉本憲正¹・兵動正幸²・藤井照久³・山本陽一⁴・伊東周作⁵

¹正会員 工修 山口大学 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台二丁目 16-1)

²正会員 工博 山口大学 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台二丁目 16-1)

³正会員 工博 復建調査設計株式会社 地質調査部 (〒732-0052 広島市東区光町 2-10-11)

⁴正会員 工博 三井建設株式会社 技術研究所土木研究開発部 (〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)

⁵正会員 工博 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 関西支社技術部 (〒550-0011 大阪市西区阿波座 1-11-14)

2000年鳥取県西部地震では埋立地において液状化被害が多数みられた。特に美保湾側の埋立地でみられた噴砂のほとんどが細粒土であったことが、今回の地震による液状化被害を特徴付けた。本研究では、液状化地点より噴砂を採取すると共に、細粒土が液状化を起こした竹内工業団地と昭和町岸壁付近において、ボーリング調査および不攪乱試料の採取を行った。これらの採取試料を用いて、噴砂と不攪乱試料の物理特性および液状化強度を比較することにより地中の液状化層を同定した。さらに、現行の示方書により液状化強度の検討を行い、現行の細粒分の取り扱いに対する問題点を指摘するとともに、細粒分の混入する土に対する液状化の評価に塑性指数や粘土分含有率の導入の必要性があることを強調した。

Key Words : 2000 Tottoriken seibu earthquake, liquefaction, fines contents, clay contents, plasticity index, cyclic triaxial test

1. まえがき

2000年10月6日13時30分頃、鳥取県西伯町の深さ約10kmを震源とするマグニチュード7.3の地震が発生した。この地震は、米子市から境港市に至る半島部分および中海周辺の埋立地を中心に大きな液状化被害をもたらした。液状化による噴砂現象は、特に近年(1980年以降)開発された若齢な海岸埋立地の広い範囲で発生した。今回の地震によるこの地域における地表最大水平加速度は、米子市に設置されていた科学技術庁防災科学技術研究所のk-net¹⁾で400gal程度、昭和町に設置された港湾技術研究所の観測では300gal程度²⁾であった。この地震で昭和町や竹内工業団地の埋立地では、大規模な液状化が発生し、道路や建造物、ライフライン等に大きな被害をもたらした。これらの地域は、美保湾のシルトを主成分とする浚渫土で埋立て造成されている若齢の埋立地であった。この地域では、埋立地のほぼ全域にわたって細粒土を主体とする噴砂が確認されたことが今回の液状化の特徴といえる。

従来、液状化の評価法は、基本的に砂質土に対して適用されており、細粒分が増加することにより粘性が増し、液状化抵抗が増加すると考え、粘性土は液状化しないという立場をとっていると考えられる^{3),4)}。しかし、今回の地震では、細粒土を多く含む土が激しく液状化を起こしたことから、既往の設計法における細粒分の取り扱いについて問題提起がなされたと考えられる。

本研究では、液状化が確認された各地点から噴砂を採取し、液状化特性と物理的性質の関連について調べた。さらに、液状化による被害が多数確認された竹内工業団地と昭和町の3地点でボーリング調査と不攪乱試料の採取を行い、一連の物理試験および繰返し三軸試験を実施した^{5)~7)}。その結果から、噴砂とサンプラーにより採取した埋土の物理特性および液状化強度を比較することにより地中の液状化層の同定を行った。さらに、 N 値と液状化強度の関係を示した道路橋示方書・同解説(1996年)³⁾に基づいて解析を行い、このような地盤における現行の設計法の問題点について検討を行った。

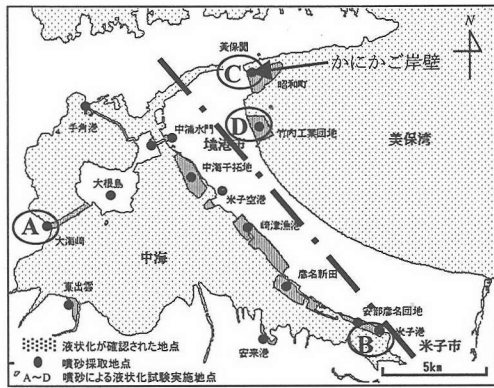


図-1 液状化発生地域と噴砂試料採取位置図

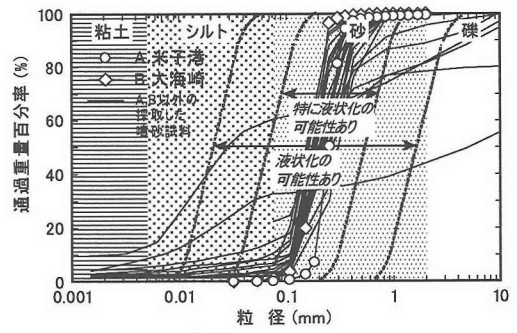
2. 噴砂の諸特性

(1) 噴砂の物理特性

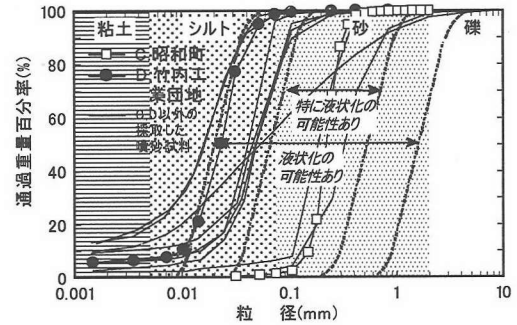
図-1は、米子市から境港市にかけての半島部分と中海を囲む地域を示したもので、液状化の被害が確認された地域をハッチングで、噴砂を採取した場所を黒丸で示している。図中に示すA～D地点については、採取した噴砂を対象に後述する非排水単調および繰返し三軸試験をそれぞれ実施した。

採取した試料の粒度分布を図-2(a), (b)に示した。また、表-1に噴砂の物理的性質一覧を示す。図-2(a)は、図-1の一点鎖線より西側の中海側で採取した試料の、図-2(b)は、東側的美保湾側で採取した試料の粒径加積曲線をそれぞれ示す。なお、図-2中の破線は、港湾の基準⁹⁾の中で、「特に液状化の可能性あり」、「液状化の可能性あり」とされている範囲である。また、この破線は、噴砂の多くが均等係数 $U_c < 3.5$ であったため、 $U_c < 3.5$ に適用されるものを示している。

図-2(a)より、中海側の噴砂の多くは、1.5～3.0程度の均等係数で「特に液状化の可能性あり」の範囲のほぼ中心部を占めており、地盤材料の工学的分類方法(JGS0051-2000)による土質分類⁹⁾でも砂もしくは分級された砂と判断され、非常に液状化しやすい土であったことが分かる。一方、美保湾側は、昭和町で採取された一部の噴砂を除き、粒径が小さく特に竹内工業団地で採取された噴砂は港湾の基準の「液状化の可能性あり」下限側にぎりぎり入るか、あるいは、それから外れる細粒の粒度分布を示しており、その土質分類もシルトあるいは粘土に分類される。表-1に示されるように、これらの多くは塑性指数が10以下あるいはNPのものであったが、粘土に分類された試料の中には、塑性指数が23.1に及ぶものもあった。現地での目視観察及び触った感触か



(a) 中海側



(b) 美保湾側

図-2 噴砂より採取した試料の粒径加積曲線

らも噴砂の多くで粘性土を思わせる粘りが感じられたことは特記に値する。このような土は、「建築基礎構造設計指針(1988年)⁴⁾」や「道路橋示方書・解説(1996年)³⁾」では液状化対象土から除外されるものである。なお、一部の試料が中海側で採取された試料と同様に「特に液状化の可能性あり」の範囲のほぼ中心部を縦断しているが、これらはC地点のかにかご岸壁で採取したものであり、砂に分類される。

このように、液状化により生じた噴砂の粒度組成は、半島西側の中海側と東側的美保湾側で大きく異なり、前者が均等係数の小さいいわゆるきれいな砂であったのに対して、後者の大部分はシルトあるいは粘土に分類される土であった¹⁰⁾。これら美保湾側の噴砂の多くが細粒土であったことは、著者らの研究グループ^{5)~7), 11)}以外にも多くの研究機関^{12)~22)}によって報告されている。

図-3は、過去に森ら²³⁾によって調べられた噴砂の平均粒径の範囲に2000年鳥取県西部地震および2001年芸予地震の分を著者ら⁶⁾が加筆したものである。図より、今回の鳥取県西部地震において中海側で採取された試料は、1964年の新潟地震の結果とほぼ同じ範囲を示しており、従来の液状化判定からも、

表-1 噴砂・噴泥の物理的性質

地点名	土質分類	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	礫分 2~75mm (%)	砂分 0.075~2mm (%)	シルト分 5~75 μm (%)	粘土分 5 μm 未満 (%)	均等 係数 U_c	塑性 指数 I_p	液性限界 w_L (%)	三軸 圧縮試験 (CU)	繰返し 三軸試験
中海干拓地	砂	-	4	94		2	2.22	-	-		
中海干拓地	細粒分混じり砂	-	0	94		6	1.99	-	-		
竹内工業団地	シルト	2.643	0	4	87	9	4.11	-	-		
竹内工業団地	シルト	2.651	0	24	69	7	4.26	-	-		
竹内工業団地	シルト	2.613	0	2	79	19	-	9.9	47.0		
竹内工業団地	砂質シルト	2.644	0	27	69	4	2.90	N.P.	35.8		
竹内工業団地	シルト		0				2.53	N.P.	-	○	○
竹内工業団地	粘土(低液性限界)	2.611	0	1	78	21	-	23.1	47.7		
昭和町	シルト	2.581	2	42	42	14	66.40	-	-		
昭和町	砂	-	1	96		3	2.49	-	-		
昭和町	シルト	2.613	1	4	84	11	15.30	-	-		
昭和町	細粒分混じり砂	2.638	0	93	4	3	1.80	-	-		
昭和町	分級された砂	2.621	0	98		2	1.46	-	-		○
昭和町	シルト(低液性限界)	2.649	0	4	88	8	3.40	N.P.	N.P.		
中浦水門(左岸)	細粒分混じり礫質砂	-	22	71		7	2.54	-	-		
手角港	砂	-	0	99		1	1.78	-	-		
手角港	分級された砂	2.656	0	98	0	2	1.60	-	-		
大海崎	砂	-	0	99		1	1.92	-	-		
大海崎	分級された砂	2.645	0	99		1	1.56	-	-		○
中浦水門(右岸)	砂	-	0	98		2	2.18	-	-		
米子空港	細粒分混じり砂	2.671	0	93	4	3	1.98	-	-		
米子空港	細粒分混じり砂	-	0	92		8	1.80	-	-		
彦名新田	砂	-	0	99		1	2.06	-	-		
米子港	砂	-	0	98		2	2.02	-	-		
米子港	分級された砂	2.71	0	98	1	1	1.90	-	-		
米子港	分級された砂	2.543	0.5	99		0.5	1.45	-	-		○
安部彦名団地	シルト	3.052	18	21	49	21	27.60	2.2	45.7		
安部彦名団地	礫混じり細粒分質砂	-	11	67		22	-	-	-		
安部彦名団地	砂	-	1	98		1	2.25	-	-		
安部彦名団地	砂混じりシルト質礫	2.582	56	11	24	9	2058.80	N.P.	N.P.		
安部彦名団地	シルト質礫質砂	2.666	19	66	10	5	12.10	N.P.	N.P.		
安部彦名団地	分級された砂	2.739	0	97	1	2	1.80	-	-		
崎津漁港	分級された砂	2.677	0	97	1	2	2.00	-	-		
大根島	細粒分混じり砂	2.676	0	89	7	4	2.90	-	-		
安来港	細粒分混じり砂	2.668	0	92	4	4	2.90	-	-		
安来(日立)	細粒分混じり砂	2.71	0	94	4	2	2.60	-	-		
東出雲(堤防)	分級された砂	2.643	0	95	3	2	1.70	-	-		
東出雲(畑)	分級された砂	2.678	0	96	2	2	1.60	-	-		

液状化しやすい試料であったといえる。一方、美保湾側で採取された試料(かにかご岸壁の試料を除く)は、森らが海岸埋立地を対象に調査した平均粒径の範囲のさらに左側(細粒側)に位置し、過去の地震において液状化が確認されたことのない平均粒径の値を示している。

写真-1に、竹内工業団地において採取された試料の電子顕微鏡写真を示す。電子顕微鏡写真撮影に用いた標本は、採取した試料をバットに広げた状態で、任意の箇所から3標本採取した。3標本に対するいずれの写真も写真-1と類似しており、写真-1は採取された試料の代表的なものと考えられる。なお、竹内工業団地は1979~1984年頃美保湾の海底浚渫土砂により造成された埋立地である。写真から観察されるように、0.02mm程度の粒径の粒子(シルト)が大半を占めており、その周囲により小さな粒子が付

着している様子が伺える。また、写真の中央部分には、わが国の海成粘土に多く含まれている珪藻²⁴⁾が確認される。

これらのことから今回の地震においては、過去に類を見ない細粒の土、いわゆるシルトおよび粘土に属する土が噴出したという点の特徴として挙げられる。

液状化により噴砂として地表に噴出した土そのものが液状化したと断言することは出来ないが、竹内工業団地で広く噴出していた土のほとんどには、粗粒分が一切含まれておらず、この細粒土自身が液状化し、噴出した可能性が高いと判断された。また、同団地に点在する噴出口では、著者らが調査を行った10/8(地震発生から2日後)の時点でも、まだじわじわと噴泥が継続しており、さらにその1週間後の調査時(10/15)にも、一部の噴出口からわき水の

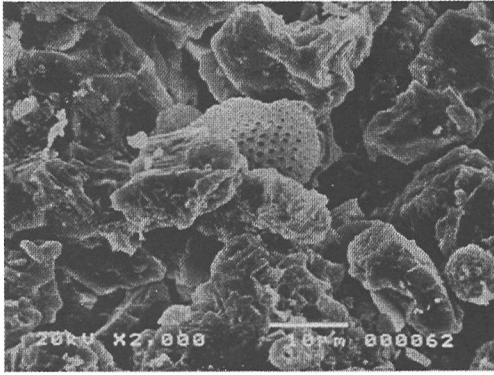


写真-1 噴泥の電子顕微鏡写真 (a 地点)

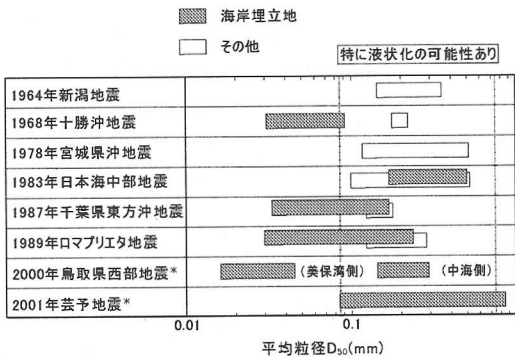


図-3 過去の地震で生じた噴砂の平均粒径との比較 (森ら²³⁾の結果に加筆)

ように水が排水されているのが確認でき、長時間過剰間隙水圧が存在していた可能性¹⁷⁾も推察される。このような現象も、液状化した試料が透水性の低い試料であったことを示唆するものであり、細粒土の液状化を裏付けるものであると考えられる。

(2) 噴砂の力学特性

図-1中に示すD地点の竹内工業団地内において多量に噴出していた代表的と思われる土を用いて、非排水単調三軸圧縮試験を実施した。用いた噴出土は物理的性質が、土粒子の比重 $G_s=2.665$ 、塑性指数 $I_p=NP$ 、細粒分含有率 $F_c=98\%$ 、粘土分含有率 $C_c=7\%$ であり、シルトに分類されるものである。試験条件は拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ で等方圧密とし、ひずみ速度 $0.1\%/min$ 、背圧 200kPa 、B 値 0.96 以上の条件で行った。供試体は、現場における浚渫埋立てを想定して、湿潤試料を用いて水中落下法による沈降堆積により作製し、その結果乾燥密度 $\rho_d=1.25\text{g/cm}^3$ となった。

図-4に非排水単調三軸圧縮試験から得られる軸差応力-軸ひずみ関係を示す。また、比較のために、

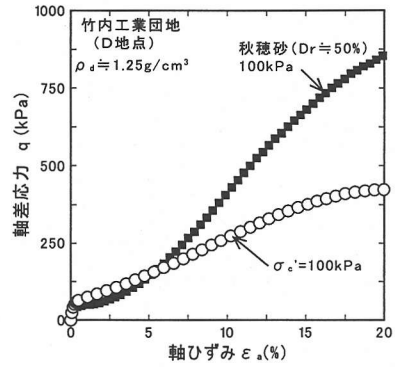


図-4 軸差応力-軸ひずみ関係 (単調)

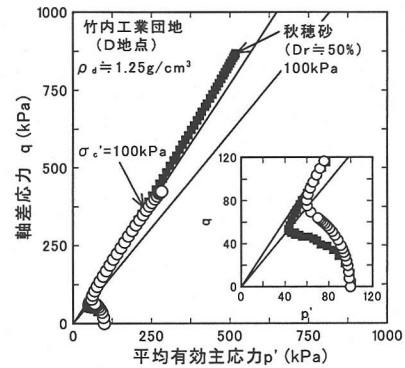


図-5 有効応力経路 (単調)

相対密度 $Dr=50\%$ の秋穂砂の結果も併せて図中に示した。なお、ここでは両者の密度条件を揃えての比較ではなく、現場における浚渫埋立てを想定して作製した試料と典型的な緩詰砂との挙動の比較を行った。噴出したシルトは、初期に高い剛性を持ち、その後折れ曲がり点を示しひずみ硬化挙動を示すが、秋穂砂に比べ硬化の程度はかなり低く、その結果かなり低い最大軸差応力を与えている。

図-5に対応する有効応力経路を示す。図より、いずれの試料においても載荷初期に収縮挙動を示し、変相点を迎えた後、膨脹挙動へと転じている様子が伺える。変相点までの挙動を比較すると、秋穂砂はそれに到達するまでに、より大きく収縮挙動を示すが、噴出したシルトにおいてはその程度が低いことが分かる。なお、図中には、有効応力経路を基に、限界状態に至った点と原点とを結んで得られる限界状態線と変相点に至った点と原点とを結んで得られる変相線とを併せて示す。これらの傾きである限界応力比と変相応力比はそれぞれ 1.54 と 1.22 となり、シルトと秋穂砂では、変相応力比はほぼ同程度で、限界応力比は、秋穂砂の方がやや高めであった。

次に、図-1 に示した A~D の各地点で採取した噴砂を用いて非排水繰返し三軸試験を行った。試験条件は拘束圧 $\sigma'_c=100\text{kPa}$ で等方圧密とし、周波数 0.1Hz 、背圧 200kPa 、B 値 0.96 以上となるようにした。A~C の地点で採取された砂については、空中落下法により、相対密度 $D_r=50\%$ となるように供試体を作製した。また、D 地点の竹内工業団地の試料は、細粒土であったため、静的試験と同様湿潤状態で水中落下法により供試体を作製した。図-6、図-7 に竹内工業団地 (D 地点) において採取された試料についての代表的な軸差応力~軸ひずみ関係、有効応力経路を示す。载荷初期から過剰間隙水圧が発生し、最終的には初期有効拘束圧に等しくなるまで上昇し、軸ひずみ振幅の増大をきたし、有効応力がゼロとなり液状化に至っていることが分かる。しかしながら、ひずみの発達さはほど急激ではなく、変相点を経た後、膨張性の挙動を示し、サイクリックモビリティの挙動を呈している様子が観察される。

これら採取した試料の軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ に至るに必要な繰返し応力比と繰返し回数の関係を図-8 に掲げる。図より、繰返し回数 20 回の時の繰返し応力比をみると、A~C の試料では、 $0.15\sim 0.17$ であり、D の試料では 0.12 程度である。この結果より、液状化強度はいずれの試料もかなり低く、今回の地震動で容易に液状化したことが推察できる。特に、D 地点で採取された土の液状化強度が低いことが特徴的である。このように、サイクリックモビリティ的な挙動をとりながらも低い液状化抵抗を示すのが、今回噴出したシルトの挙動の特徴と考えられる。

3. ボーリング調査

(1) 調査の概要

前述のように昭和町 (かにかご岸壁を除く) や竹内工業団地においてはシルトおよび粘土に属する細粒土の噴出が確認された。また、地震被害調査時において長時間噴砂が継続していた事実や採取したシルトの液状化強度が極端に低いことから、この試料が激しく液状化し、地表面に吹き上げられたことが推察される。そこで、噴砂として確認された土の液状化の可能性を検討する目的でボーリング調査および標準貫入試験を実施し、 N 値を調べるとともにシンウォールサンプラーにより不攪乱試料の採取を行った。

ボーリング調査は本震発生の約 2 ヶ月後、図-9 に示す美保湾側に面した竹内工業団地内の a, b 地点と昭和南岸壁背後地の c 地点の 3 箇所において実施し

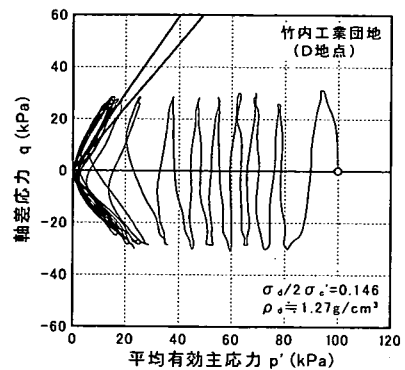


図-6 有効応力経路 (繰返し)

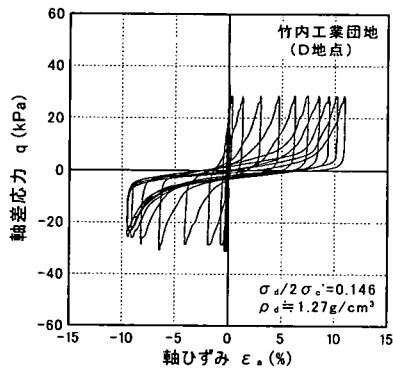


図-7 軸差応力-軸ひずみ関係 (繰返し)

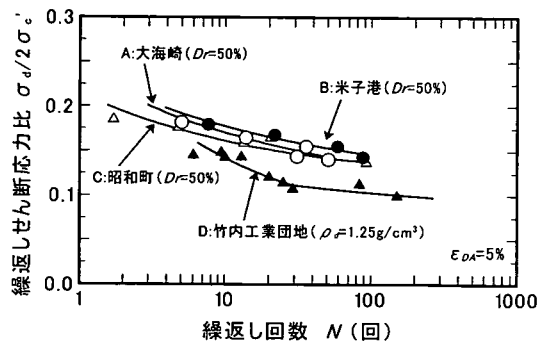


図-8 軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と繰返し回数 N の関係

た。いずれのボーリング地点も、地震後直ちに行った調査において細粒分を多く含む噴砂が確認され、著しく液状化していると推定された地点である (写真-2)。また、地震被害調査時には a 地点において噴砂試料を採取している (図-11(a)中の■)。

(2) 調査地盤の概要

図-10 に各調査地点のボーリング調査および標準

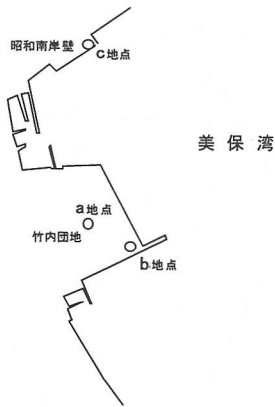


図-9 ボーリング調査位置



写真-2 地表に噴出したシルト (a地点)

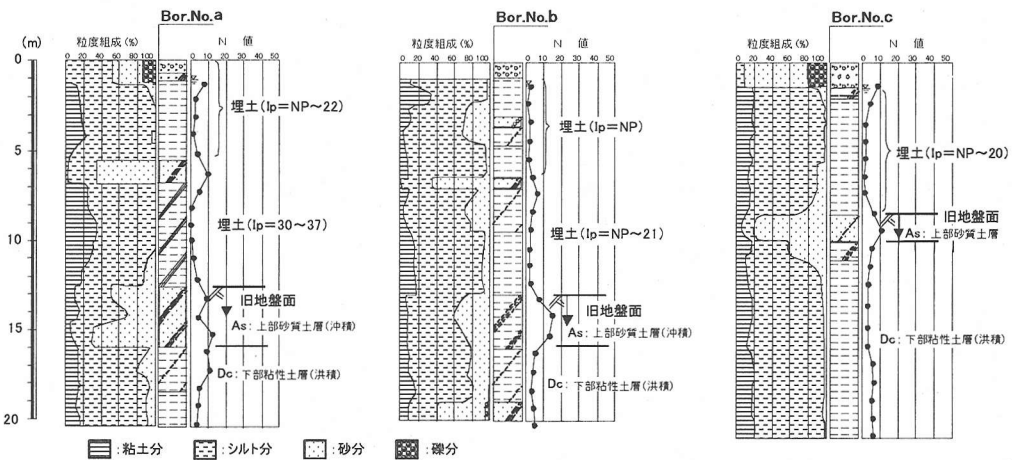


図-10 調査地点の地盤状況

貫入試験結果を示す。なお、図中には、ボーリング調査時に採取した試料を用いて実施した物理試験結果のうち、各深度の粒度組成の結果も併せて示している。

竹内工業団地内の a, b 地点の地層構成は、上位より埋立て時に用いられた埋土（浚渫土）が 12～13m 程度、それ以下に埋立て前の表層地盤である沖積の砂質土層（As）が 3m 程度、さらにその下に洪積の粘土層（Dc）が堆積している。埋土の大部分はシルトで構成されており、GL-6m 付近に砂の薄層を挟んでいる程度である。また、いずれの埋土にも粘土分が含まれている。一方、昭和南岸壁背後地の c 地点の地層構成は、埋土が 8m 程度でそれ以下に旧地盤面である As 層が 1m 程度、さらにその下に Dc 層が厚く堆積している。また、c 地点の埋土もシルトが主体であり、粘土分も全体に約 20%程度含まれている。

(3) 噴砂と埋立て地盤の物理特性の比較

図-11 に、ボーリングにより採取された各地点の埋土層の粒径加積曲線を示す。図中には、比較のため地震により噴出した各地点の噴砂の粒径加積曲線も黒塗りプロットで併せて示している。なお、図中の破線は、港湾の基準において「液化の可能性あり」及び「特に液化の可能性あり」の範囲を示している。この破線は、埋土の多くが均等係数 $U_c \geq 3.5$ であったため、 $U_c \geq 3.5$ に適用されるものである。まず、a 地点において GL-5m 付近までの粒径加積曲線（図中：△, ⊙）は、噴砂の粒径加積曲線（図中：●）と非常に類似していることがわかる。また、この区間の塑性指数も、 $I_p = NP \sim 22$ で噴砂の塑性指数（NP, $I_p = 23$ ）とほぼ同程度であった。GL-5m 以下の粒径加積曲線（図中：◇, □）は、噴砂の粒径加積曲線とは異なり、特に GL-7m 以下（図中：□）は埋

性指数 I_p が 30 以上もある埋土である。

次に、b 地点では GL-2~6m 付近までの粒径加積曲線（図中：△，◎，◇）が、噴砂の粒径加積曲線と極めて類似していることがわかる。この区間の塑性指数 I_p は、NP で、噴砂の塑性指数 ($I_p=NP$) と同じであった。GL-6m 以深の粒径加積曲線（図中：□，☆）において、GL-10m 付近の土は細粒土であるが、噴砂と類似している。GL-7m 付近のもののみ砂分が多く、これは噴出土の粒度分布とは異なっている。また、GL-6~12m 付近までは N 値が低く、また塑性指数は $I_p=NP\sim 21$ 程度であった。

c 地点では、GL-6~7m 付近までの粒径加積曲線（図中：□）が、噴砂の粒径加積曲線と類似している。ただし、他の 2 地点と比べると噴砂の粒径加積曲線との違いがやや大きい。更にこの区間の塑性指数は、 $I_p=NP\sim 20$ 程度で、この地点の噴砂の塑性指数 ($I_p=NP$) と比較すると全体にやや大きな値を示しているといえる。

噴砂と埋土層の物理特性を比較するとその特性がほぼ一致する層、あるいはそうでない層が認められ、一致する層において液状化の可能性が推察される。しかしながら、噴砂は地下から地表に噴出する間に粒径ごとに分離することが考えられる。その結果、地表へ出た噴砂の粒径は地下の液状化した地層の粒径よりも小さくなる傾向にあると考えられる。

以上のことを踏まえ a, b, c 地点の埋土層および噴出した土の塑性指数 I_p と粘土含有率 C_c の関係を図-12 に示す。また、a 地点と b 地点については、中間の砂層を境として埋土層の上部と下部でプロットを分けて示している。

図に示されるように、噴出した土の粘土含有率は約 20%以下で、塑性指数はかなりのものが NP で、 $I_p=20$ までの範囲にある。噴出土の物理特性が今回液状化を生じた土の物理特性を表していると仮定すれば、ハッチングで示した範囲が液状化の可能性を示す目安になると考えられる。

a 地点では、GL-1.15~5.45m の上部埋土層の物性がこの範囲内にあるのに対して、GL-7.0~12.4m の下部埋土層の物性はこの範囲を超えた位置にプロットがあることが分かる。したがって、a 地点では上部埋土層の土が液状化して地表に噴出した可能性が高いと考えられる。

また、b 地点では、上部埋土層 (GL-1.15~6.40m) と下部埋土層 (GL-7.15~12.80m) のいずれもが粘土含有率約 20%以下、塑性指数約 20 以下の範囲内に存在しており、両層での液状化の可能性が考えられるが、噴砂は上部埋土層のものとするのが妥当と思われる。

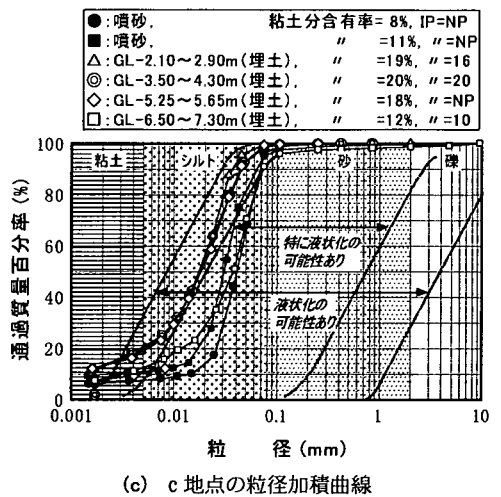
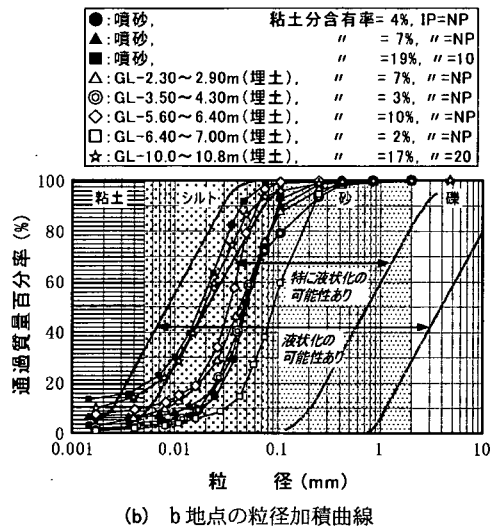
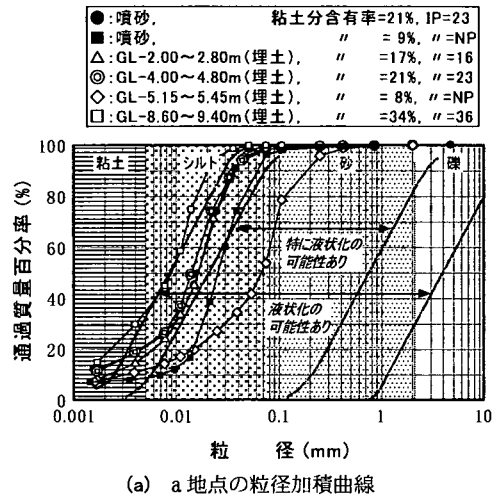


図-11 ボーリングにより採取した各地点の粒径加積曲線

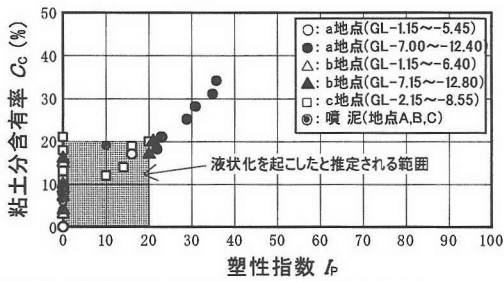


図-12 埋土層および噴泥の塑性指数と粘土分含有率の関係

c 地点では、いずれの深度の物性値もハッチングした範囲内に入っており、旧地盤面より上の埋土層全層での液状化の可能性が考えられる。

また、a 地点の GL-7.0m 以深を除いたいずれの地点の地盤も、噴砂と類似した物理特性を示しており、細粒土が液状化した可能性が考えられる。

4. 繰返しせん断強度と諸物性との関連

(1) 繰返しせん断強度と N 値の関係

図-13 に、a, b, c 地点で採取した埋土層の不攪乱試料に対して非排水繰返し三軸試験から得られた、軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{DA}=5\%$ に至るに必要な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ と繰返し回数 N の関係を示す。実験においては、拘束圧を各深度の有効上載圧に近く、それより下回らない大きさで与え、0.1Hz の正弦波を繰返し応力として载荷した。さらに背圧 200kPa を加え、 B 値 0.96 以上を確保した。ここで、不攪乱試料の供試体の初期乾燥密度は $\rho_d=1.1\sim 1.3\text{g/cm}^3$ の範囲に存在しており、平均すると $\rho_d=1.21\text{g/cm}^3$ であった。図から繰返し回数 $N=20$ 回における繰返しせん断応力比 R_{20} を読み取ると概ね 0.22~0.25 程度であり、周辺で観測された本震時の地表面最大加速度の大きさ（約 300gal¹¹⁾）を基に、道路橋示方書に従い液状化判定を行った結果、液状化の発生が十分考えられる範囲の強度であった。図-8 に示した噴出土の液状化強度に比べると高めであるが、これは不攪乱試料の方が塑性指数が高く液状化しにくい試料であったことや b 地点の NP 試料においても砂分 28%、シルト分 69%、粘土分 3% と噴出土に比べ粒度分布が良い試料であったためと考えられる。

不攪乱試料採取地点では、標準貫入試験を実施し、深度ごとの N 値も測定した。図-14 は、これらのデータを利用した不攪乱試料の繰返しせん断強度 R_{20} と道路橋示方書の方法³⁾に基づき、有効上載圧 98kPa 相当に換算された換算 N 値 N_1 および粒度の影響を考

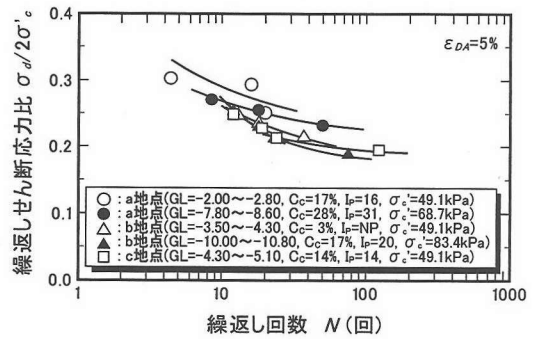


図-13 埋土層の繰返し強度曲線

慮した補正 N 値 N_a との関係を示している。図中、黒塗り●は N_1 値を、白抜き○は N_a 値を示す。また、道路橋示方書に示される式(1)による液状化強度も併せて示す。なお、図中のプロットは、a, b, c 地点全ての調査結果をまとめて示したものである。ここで、有効上載圧 98kPa, N 値が 5, 細粒分含有率 30% の条件で道路橋示方書の式(2)~(5)により算出される N_1 値と N_a 値の例を示すと、 $N_1=5$ と $N_a=8.1$ となる。

$$R_L = \begin{cases} \frac{0.0882\sqrt{N_a/1.7}}{0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} & (N_a < 14) \\ (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (1)$$

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \quad (2)$$

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma_v' + 0.7) \quad (3)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad (4)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad (5)$$

R_{20} と N_1 値の関係を見ると、 N_1 値は 2~7 程度の狭い範囲で存在している。液状化強度は、0.22~0.25 の範囲であり、式(1)で示された曲線より上方に存在し、 N_1 値から推定される液状化強度より大きな値を示している。このように、今回液状化した細粒土は、一般の砂に比べ、 N 値が低い割には液状化強度がやや高目であることがわかり、これより N 値を用いて液状化強度を推定するのであれば、 N 値を何らかの方法で補正する必要があることが分かる。また、道路橋示方書に準じて補正された N_a 値と R_{20} の関係を見ると、10~30 程度に補正されることが分かる。しかしながら、これに対応する式(1)から算出される液状化強度はかなり大きく、実際の土の液状化強度を

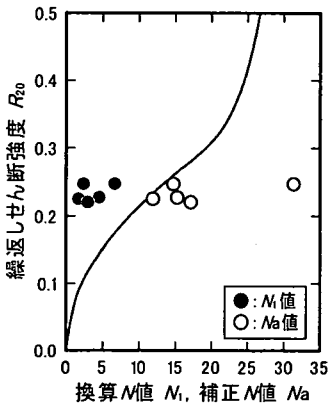


図-14 繰返しせん断強度と N 値の関係

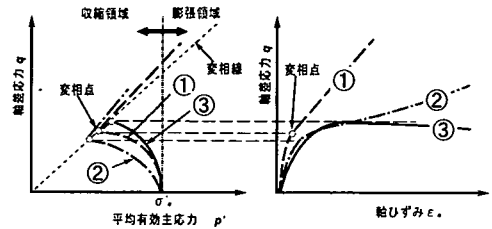


図-15 単調せん断挙動のタイプ²⁵⁾

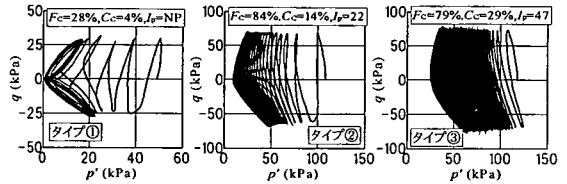


図-16 各タイプの有効応力経路²⁵⁾

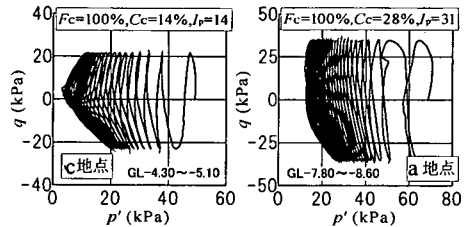


図-17 埋土層の有効応力経路

大きく上回り、液状化強度を過大に評価してしまうことが分かる。特に N_a 値が 30 程度まで上昇しているデータは、液状化の可能性がほとんどないという結果を示している。このプロットは、 N 値が 6 で、細粒分含有率 100%であったため、結果として N_a 値が大きな値となった。また、このプロットは a 地点の GL-7.0m のデータであり、前節において液状化による噴砂の可能性が低いと判断した箇所である。このことから液状化判定結果は妥当な結果を示しているように思われるが、b, c 地点の同程度の深度では液状化するという結果が得られていることから計算により算出される液状化強度はあまりにも大きく、妥当な結果とは言い難い。したがって、今回の対象土のように細粒分を 100%近く含む土では、修正後の N 値を過大に評価してしまうことは明白である。

このような結果が得られる理由としては、道路橋示方書の液状化判定に用いられる式が砂質土の液状化を対象に作成されたものであるためと思われる。つまり、砂に細粒分が混入されると細粒分の影響により N 値は低下する。しかし、活性のある細粒分が混合されると N 値は低下するが液状化強度は増加する。このような N 値と液状化強度の関係に対応するように作成されたものと思われる。今回の対象土は、主として活性の低いシルトにより構成されており、細粒分で補正された N 値の結果が実現象と対応しなかったためと考えられる。したがって、今回のような土に対しては、細粒分含有率だけで補正する方法に適用の限界が指摘される。

また、同様の方法である建築学会による基準においては、細粒分含有率が 50%を超えるような土に対して補正方法が示されておらず、今回のような塑性指数の低い細粒土に対して補正方法を検討する必要がある。

(2) 繰返しせん断挙動の分類

ここまでの噴砂による繰返し三軸試験では、過剰間隙水圧が最終的に初期有効拘束圧まで上昇し、有効応力がゼロになり破壊に至っている。本節以降は、繰返しせん断による破壊が必ずしも液状化によって起こるものだけを取り扱うわけではないため、繰返しせん断による土の強度を軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{DA}=5\%$ に至るに必要な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ を繰返しせん断強度として定義し、用いることとする。

図-13 から求めた埋土層の繰返しせん断強度を物理特性と関連付けて考察するために、著者らによって先に実施された種々の細粒分含有率からなる室内配合および不攪乱試料に対する試験結果²⁵⁾を交えて整理する。

著者らは前報²⁵⁾において、砂から粘土へと細粒分および粘土分の混入により変化していく挙動の変化を、非排水単調三軸圧縮試験における挙動として図-15 に示す 3 タイプに分類した（ここでは細粒土を主体とする土を対象として議論しており、タイプ②③に属する土では砂は細粒土の中に浮遊して存在す

るため、砂粒子だけで骨格を形成しない。したがって、このタイプ分けでは砂の相対密度の影響は考慮していない。タイプ①の有効応力経路は変相後に初期拘束圧を越える大きな膨張傾向を示す中密な砂質土の典型的な挙動である。細粒土の混入量が大きくなるほど収縮傾向が強まり、タイプ②、そしてマトリックスが完全に細粒分となり、塑性の高い正規圧密粘土の典型的な挙動となるタイプ③と分類している。すなわち、タイプ①はクリーンな砂の、そしてタイプ②は細粒分を含む砂質土、または非塑性シルトの繰返しせん断挙動を表している。細粒分の性質によっては、タイプ①よりもタイプ②の方が繰返しせん断強度は低くなることもある。これに竹内工業団地で採取された噴出土の挙動(図-4、図-5)を当てはめると、タイプ①あるいはタイプ②に分類されることが分かる。

図-16には、タイプ①、②、③と区分を行った試料に対する既往の繰返しせん断試験²³⁾の有効応力経路を示した。タイプ①の試料は、過剰間隙水圧が最終的に初期有効拘束圧まで上昇し、有効応力がゼロになり液状化に至る。これに対して、タイプ②、③となるにつれてより原点から離れた位置で定常な状態に至っている。単調荷重の場合と同様に、繰返し荷重の場合においても、竹内工業団地で採取された噴出土の挙動(図-6、図-7)を当てはめると過剰間隙水圧が上昇し、最終的に初期有効拘束圧まで上昇していることからタイプ①に分類される。

図-17には、埋土層に対する繰返し三軸試験から得られた代表的な有効応力経路を示したが、 $I_p=14$ の結果がタイプ②に、 $I_p=31$ の結果が前出のタイプ③の挙動に類似していることが分かる。その他の試料に対する埋土の有効応力経路はNPの試料も含めていずれもタイプ②の挙動に類似しており、タイプ①のように過剰間隙水圧の初期有効拘束圧に完全に一致するまでの上昇はなかったが、急激なひずみ振幅の増大をきたし、繰返しせん断破壊に至ったと判断された。

(3) 繰返しせん断強度と諸物性の関係²⁵⁾

著者らが過去に求めた図-18, 19, 20の関係²⁵⁾に、図-13から求めた埋土層の $N=20$ 回における繰返しせん断強度 R_{20} と細粒分含有率 F_c 、粘土含有率 C_c 、塑性指数 I_p に対する関係をプロットした。図-18の関係から、細粒分含有率 F_c の増加により概ね R_{20} は高くなる傾向が認められるが、全体にタイプ①②③に明確な境界がなく、タイプ相互のバラツキが大きく特に埋め土の不攪乱試料については $F_c=100\%$ 付近に集まっていることもあり、既往の試験結果と同様

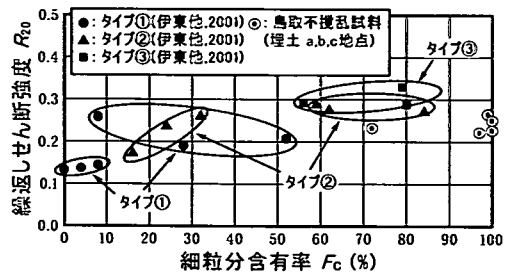


図-18 繰返しせん断強度と細粒分含有率の関係

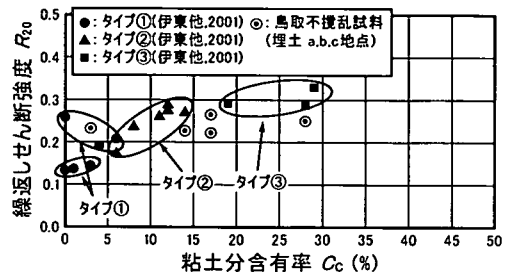


図-19 繰返しせん断強度と粘土分含有率の関係

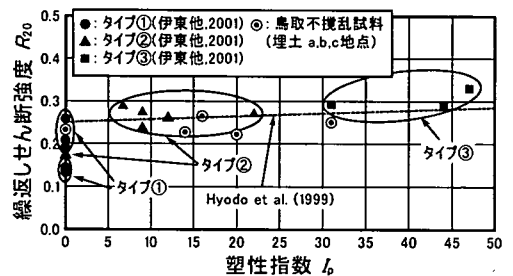


図-20 繰返しせん断強度と塑性指数の関係

に良好な対応関係は認められない。また、既往の研究結果と同様、それぞれのタイプを F_c で区分できないことが分かる。

図-19に示す R_{20} と粘土分含有率 C_c との関係を見ると、各タイプが C_c により区分できそうであり、 F_c の場合に比べてタイプ相互のバラツキは軽減されており、粘土分含有率 C_c によるタイプ分けの方が優れていることが示唆される。また、今回の対象土についても既往の試験結果と同様に粘土分含有率 C_c によるタイプ分けの妥当性が認められる。図中、 $C_c < 5\%$ の領域で2つのグループがあるのは、砂粒子が骨格をなす領域であるため、砂骨格の相対密度の影響が表れたためと考えられている²⁵⁾。

図-20には、 R_{20} と塑性指数 I_p との関係を示した。図中破線で種々の塑性指数から成る正規圧密土に対する著者らの提案式²⁶⁾による結果も併せて表示している。図より、タイプ①を除いてこの提案式にほぼ

一致する形で既往の試験結果と対象土の結果がプロットされているのが分かる。

図-19、図-20において、対象土の1つがタイプ①に分類される物理特性を示している。しかし、前節の有効応力経路によるタイプ分けでは、タイプ②に分類されており、矛盾が生じている。これは、試料がシルトを主体としており、その中に粘土分を3%含有した状態となっているため、物理特性はタイプ①に分類されるが挙動はタイプ②に分類されたと考えられる。

ここで、図-19の関係においてタイプ①とタイプ②とを分ける $C_c=5\%$ は、既往試験試料の砂骨格の間隙が細粒土で満たされた状態($F_c=15\%$)に相当しており²⁵⁾、タイプ①に分類された試料の塑性指数はすべてNPとなっている。このことと、図-19、図-20で認められた良好な対応関係から、これ以上の粘土分含有率($C_c=5\%$)あるいは細粒分含有率($F_c=15\%$)を有する試料の繰返し強度は、細粒土(粘性土)の性質(粘土分含有率、塑性指数)に依存することが理解される。

これらの整理から、細粒土を含む土に対する繰返し強度の推定は、図-19、図-20で示されるように、粘土分含有率 C_c や塑性指数 I_p を用いることで可能と考えられる。特にタイプ②に属する細粒土は、従来の細粒分含有率による補正法によるよりも適切な強度の推定が可能と考えられる。

5. まとめ

2000年鳥取県西部地震において液状化被害が多数みられた。本研究では、その被害調査時に採取した試料およびボーリング調査時に採取した不攪乱試料を基に一連の試験を実施し、その結果から以下のような結論を得た。

- 1) 採取した噴砂は、中海側と美保湾側では、物理的性質が異なり、美保湾側において粒径の小さなシルトおよび粘土に属する噴出土が見られた。その中には「道路橋示方書・同解説(1996年)³⁾」, 「建築基礎構造設計指針(1988年)⁴⁾」で液状化の対象から除外される細粒土を多く含んだ試料も存在した。また、噴出土の液状化強度はかなり低く液状化しやすい試料であった。
- 2) 美保湾側で確認された細粒分を多く含む噴砂は、埋立地の比較的浅層部(GL-5~7m以浅)と物理特性が良く対応しており、これらの層が著しく液状化し、噴き上げた可能性が非常に高いことが確認

された。

- 3) 噴出土の粘土分含有率は約20%以下で、塑性指数はNP~約20の範囲にあり、この塑性指数の範囲が液状化を起こした土の範囲を示す目安になることが示唆された。
- 4) 不攪乱試料の繰返しせん断強度 R_{20} と N 値の関係から、道路橋示方書を用いた補正 N 値では、液状化強度を過大に評価してしまうことが明らかとなった。特に、細粒分含有率を用いた液状化強度の補正は、今回の地震による細粒土の液状化現象を上手く表現できず、細粒分含有率による補正の限界が示された。
- 5) 既往の研究結果を基に、繰返しせん断強度のタイプ分けを行うと、今回の噴砂はタイプ①に属し、a地点のGL-7m以深を除く全ての層はタイプ②に属し、a地点のGL-7m以深の埋土層はタイプ③に分けられた。
- 6) 繰返しせん断強度と粘土分含有率 C_c および塑性指数 I_p の間には良好な対応関係がみられ、タイプ相互のバラツキが細粒分含有率 F_c によるより大幅に軽減されており、 C_c および I_p によるタイプ分けの有効性が示された。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、鳥取大学工学部の藤村尚先生には、地盤情報のご提供や不攪乱試料の採取に関して多大なるご協力を戴いた。深甚なる感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET)
<http://www.k-net.bosai.go.jp/>
- 2) 国土交通省港湾技術研究所：平成12年(2000年)鳥取県西部地震港湾施設被害調査報告(暫定版),
<http://www.phri.go.jp/outline/phflm01j.htm>
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造物設計指針, 1988.
- 5) 藤井照久, 藤本睦, 若槻好孝, 兵動正幸, 吉本憲正：2000年鳥取県西部地震で噴砂・噴泥が生じた地盤の諸特性, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.2141-2142, 2001.
- 6) 藤井照久, 兵動正幸, 吉本憲正, 山本陽一, 伊東周作：2000年鳥取県西部地震, 2001年芸予地震で液状化が生じた地盤の諸特性, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.553-556, 2001.
- 7) 山本陽一, 兵動正幸, 吉本憲正, 藤井照久, 伊東周作：2000年鳥取県西部地震で液状化したシルトの液状化強度と物理特性の関連について, 第26回地震工学研究

- 表会講演論文集, pp.609-612, 2001.
- 8) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999.
- 9) 地盤工学会：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－, pp.214-238, 2000.
- 10) 吉本憲正, 兵動正幸, 藤井照久, 山本陽一, 伊東周作：2000年鳥取県西部地震で生じた噴砂・噴泥の諸特性, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.2139-2140, 2001.
- 11) 山口大学調査団：平成12年鳥取県西部地震とその被害に関する緊急調査報告, 土と基礎, Vol.49, No.1, pp.36-40, 2001.
- 12) 復建調査設計 鳥取県西部地震被害調査グループ：鳥取県西部地震被害調査速報(社内技術資料), 2000.
- 13) 基礎地盤コンサルタンツ：平成12年(2000年)鳥取県西部地震調査報告書(社内技術資料), 2000.
- 14) 飛鳥建設技術研究所：2000年10月6日鳥取県西部地震被害調査報告書, 2000.
- 15) 建設省土木研究所：平成12年(2000年)鳥取県西部地震緊急調査報告書, pp.31-52, 2000.
- 16) 不動建設：平成12年(2000年)鳥取県西部地震震害調査報告書(社内資料), 2000.
- 17) 山本裕司, 森本巖, 亀井祐聡, 安田進：鳥取県西部地震における埋立地の液状化, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.393-394, 2001.
- 18) 酒匂教明, 安達俊夫, 下村修一, 内田明彦, 吉田正：鳥取県西部地震で液状化した噴砂の液状化強度, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.395-396, 2001.
- 19) 小椋仁志, 細田光美, 吉塚昭広：鳥取県西部地震で液状化した埋立地における摩擦杭(節杭)を用いた建物の状況, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.1725-1726, 2001.
- 20) 加納誠二, 佐々木康, 森脇武夫：平成12年鳥取県西部地震における液状化被害, 第36回地盤工学会研究発表会, pp.2147-2148, 2001.
- 21) 鶴本栄治, 沼田淳紀, 染谷昇, 三輪滋, 池田隆明, 大野孝二：2000年鳥取県西部地震における液状化, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.2149-2150, 2001.
- 22) 森伸一郎, 門脇慶典：2000年鳥取県西部地震における液状化調査と噴砂の粒度特性, 第36回地盤工学会研究発表会講演集, pp.2153-2154, 2001.
- 23) 森伸一郎, 沼田淳紀, 境野典夫, 長谷川昌弘：埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, Vol.39, No.2, pp.17-22, 1991.
- 24) Tanaka, H. and Locat, J. : A microstructure investigation of Osaka Bay clay : the impact of microfossils on its mechanical behavior, Canadian Geotechnical Journal, Vol.36, pp.493-508, 1999.
- 25) 伊東周作, 兵動正幸, 藤井照久, 山本陽一, 谷口聡一：砂・粘土・中間土の非排水単調及び繰返しせん断特性, 土木学会論文集, No.680/III-55, pp.233-243, 2001.
- 26) Hyodo, M., Hyde, A. F. L., Yamamoto, Y. and Fujii, T. : Cyclic shear strength of undisturbed and remoulded marine clays, Soils and Foundations, Vol.39, No.2, pp.45-58, 1999.

(2001. 11. 13 受付)

CHARACTERISTICS OF THE FINE SOILS LIQUEFIED

IN THE 2000 TOTTORI KEN SEIBU EARTHQUAKE

Norimasa YOSHIMOTO, Masayuki HYODO, Teruhisa FUJII, Yoichi YAMAMOTO
and Shusaku ITO

During the 2000 Tottori ken Seibu earthquake liquefaction failures occurred in reclaimed land at several locations. For reclaimed land in the Miho Bay area most of the liquefaction boils typically consisted of very fine soil. Samples were taken both from liquefaction boils on the surface and from boreholes sunk in the Takenouchi industrial zone and behind the quay wall in Showamachi. Using these samples comparisons were made between the characteristics of these various soils in order to identify the liquefaction layer in the ground. Current design specifications do not recognise fine material as liquefiable. However this study showed that it is important to consider the nature of the fines including the clay content and plasticity before excluding the possibility of liquefaction.