

技 術 報 告 集

第 33 号

平成5年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

技術報告書目次

①	北海道の軟弱地盤における多成分コーン試験の問題点と展望	開発局開発土木研究所 北海道土質試験協同組合 基礎地盤コンサルタンツ(株)	玉田隆志 ○高柳美樹人 齊藤和夫	1
②	発泡材の緩衝効果と凍上力モデルの検討——水路側壁背面に用いた発泡スチロールの凍上対策について——	北海道釧路支庁 北王コンサルタント(株)	坂井盛二 ○小堀内弘明	9
③	EPS土木工法による土圧低減を考慮した橋台の一設計例	札幌市 (株)構研エンジニアリング	駒ヶ嶺正文 ○川瀬良司・森脇雅彦 黒森 武	13
④	気泡混合補強土の耐久性について	建設省土木研究所 清水建設(株) フドウ技研(株) 住友セメント(株) 日本国土開発(株) (株)東京ソイルリサーチ	森 範行 ○草刈太一 入島文雄 吉原正博 黒山英伸 石塚信夫	19
⑤	深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果	開発局開発土木研究所 開発局室蘭開発建設部 北海道開発コンサルタント(株)	○林 宏親・西川純一 阿部康明 加藤敦彦	21
⑥	超高圧噴射攪拌工法の変位対策事例	小野田ケミコ(株)	黒沼卓夫・西尾 経 羽角恵佐・市川公彦 ○立石光一	27
⑦	釧路港における水中ストラット式鋼製岸壁——設計と力学的挙動について——	北海道開発庁 運輸省港湾技術研究所 新日本製鐵(株)	○栗田 悟・関野高志 高橋邦夫・清宮 理 佐藤光一	33
⑧	札幌市の路盤材再利用システムについて	北海道工業大学 札幌道路維持公社 北海道工業大学	○神谷光彦 星 昇・渡邊啓了 笠原 篤	43
	特別講演「ゼネコンにおける地盤技術の開発」	清水建設(株)技術開発本部 清水建設(株)技術研究所	○小田原卓郎 堀内澄夫	49
	特別講演「土質工学分野における新材・新工法」	開発局開発土木研究所	能登繁幸	55
⑨	現地発生土を用いた気泡混合固化土の基本物性と模型実験	開発局開発土木研究所 不動建設(株)	○松田泰明・三原慎弘 西川純一 桑原正彦・村田基治 日下部史明	61
⑩	市街地道路におけるEPS土木工法	北海道開発コンサルタント(株) 開発局札幌開発建設部	○加藤敦彦・和泉孝夫 成田健一	67
⑪	EPS模型地盤の変形・荷重伝達特性の解析手法	北海道大工学部 開発局開発土木研究所	○三浦均也・高原利幸 松田泰明	73

⑫ 補強盛土の長期動態観測……………新日本製鐵(株) 室蘭工大	○山上佳範 …… 83 三浦清一・川村志麻 梶川正純・西川孝弘
⑬ N値について——支笏軽石流堆積物……北海道土質コンサルタント(株) の例	○工藤康雅・浅利正明 …… 93
⑭ 石狩湾新港島防波堤の沈下特性につい……開発局小樽開発建設部 て 応用地質(株)	窪内 篤・森 信幸 …… 99 ○利藤房男
⑮ 小型コンクリート杭の凍着凍上力に関……北見工大 する屋外試験 北海道開発コンサルタント(株)	鈴木輝之・沢田正剛 ……105 ○林 啓二
⑯ U字溝の側壁に加わる凍結土圧に関す……北見工大 る屋外模型実験	鈴木輝之・沢田正剛 ……111 ○前多隆樹・尾中孝美
⑰ 火山灰土の土質分類に対する土壌物理……北海道大農学部 的検討	○相馬尅之・前田 隆 ……119 柏木淳一
⑱ 試料初期状態がコーン貫入特性に及ぼ……函館高専 す影響	○佐野信房・岩淵祐一 ……123
⑲ サクションの測定を伴う一軸圧縮試験……北海道大工学部 による原位置強度推定法	○工藤 豊・三田地利之 ……131 橋詰哲治・福田文彦
⑳ 一般応力条件下における粘性土のダイ……北海道大工学部 レイタンシーと非排水強度	○福田文彦・三田地利之 ……137 澁谷 啓・古川 卓
㉑ 一面せん断試験による砂のダイレイタ……北海道大工学部 ンシー角と内部摩擦角の関係について	○北島 明・高田増男 ……147 澁谷 啓・三田地利之
㉒ 粒状体の非排水三軸試験におけるMP……室蘭工大 低減法	○川村志麻・三浦清一 ……157 滝本聖吾
㉓ 砂の繰返し変形特性に及ぼす諸因子の……北海道大工学部 影響	○山下 聡・土岐祥介 ……167 千葉隆仁・稲原英彦
㉔ 破砕性火山灰土の平面ひずみ挙動……室蘭工大	○加賀 学・三浦清一 ……177 梶川正順
㉕ 火山灰質粒状体の静的および繰返し応……室蘭工大 力下の粒子破砕性について	○磯崎真一・新田 登 ……185 三浦清一
㉖ 地震波再生装置による斜面のすべり崩……苫小牧高専 壊模型実験	○木村龍史・澤田知之 ……191 柴田直大 能町純雄
㉗ 液状化を考慮した地震時無限斜面のす……苫小牧高専 べり評価について	○桐井友恵・澤田知之 ……195 倉地俊明 能町純雄
㉘ 十勝地域の地震環境と表層地盤の地震……基礎地盤コンサルタンツ(株) 応答特性 開発局開発土木研究所	○稲 直美 ……199 加治屋安彦
㉙ 境界要素法によるトンネルの掘削解析……苫小牧高専 について 北海道大工学部 苫小牧高専	○小野 丘・池浦 勲 ……207 三田地利之 澤田知之

⑩	泥炭性軟弱地盤に用いたパイプラインの梯子脚木等基礎工法について——遠心力鉄筋コンクリート管とFRP製継手を組合わせた試験工法——	開発局開発土木研究所 北海道開発局 日本ヒューム管株式会社 日本高圧コンクリート株式会社	○秀島好昭 林君雄・廣田達雄 鷺田金蔵・中村温太郎 村上金次・島中 茂	……………213
⑪	泥炭性軟弱地盤における橋台側方移動対策事例	開発局開発土木研究所 開発局帯広開発建設部	○玉田隆志・日下部祐基 鈴木達巳	……………217
⑫	有珠地区における岩塊盛土の施工について	日本道路公団室蘭工事事務所	○小菅浩行・渡辺和広	……………223
⑬	速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について（その4）	開発局室蘭開発建設部 北海道開発コンサルタント株式会社	○阿部康明・菅野 誠 長谷川健一 本間公康	……………227
⑭	荷重分散型アンカー工法の開発	法政大成建設株式会社 三和土質基礎株式会社 鈴木金属工業株式会社	山門明雄 橋本 功 ○晴山七郎 高橋重夫	……………233
	第9回懇話会について			……………241
	第10回懇話会について			……………244
	平成3年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告			……………247

北海道の軟弱地盤における多成分コーン試験の問題点と展望

開発土木研究所 玉田 隆 志
北海道士質試験（協組）○高 柳 美樹人
基礎地盤コンサルタンツ㈱ 斎 藤 和 夫

1. はじめに

北海道の沖積地では、泥炭とこれに続く軟弱な粘性土層に遭遇する機会が多い。これらの層は、砂やシルトの薄層を介するなど、堆積環境の変化を反映した錯雑な構成となっている。したがって、画一的な調査ではこれらの性状を把握することが困難であり、種々の原位置試験が併用されることになる。

現在、汎用されている機械式のオランダ式貫入試験は、本道に導入されて既に 30 年が経過し、軟弱地盤調査の必須試験的地位を確保するに至っているが、錯雑な層構成の判定や強度把握に有効である理由は貫入抵抗値 (q_c) の強度反応の鋭敏性や作業性の高さおよび初期コストの低廉さにあると考えられる。しかし、問題点もある。例えば、ロッドの曲りによる影響が不明である点、マントルコーンのスリーブの影響による q_c の不透明性、測定情報量の少なさ、データの読み取りと処理に対する自動化の困難さそして超軟弱層での q_c の測定の困難さなどがそれである。

電気式コーン貫入試験は、1948 年頃に試作され幾多の改良が加えられているが、機械式に較べていくつかの明らかな利点がある。例えば、貫入作業の早さと連続的読取りが出来る点、自動記録とデータ処理の全自動化、 q_c 値の測定精度の向上、コーン先端部への付加センサーの可能性などが挙げられる。とくに付加センサーについては、コーンの傾斜角、間隙圧、温度、局部周面摩擦および地震波速度などのセンサーが先端部に内蔵されるに及んで、機械式における問題点の殆んどが払拭されたといっても差支えないであろう。

把握できる情報量が飛躍的に増加した電気式コーンの性能を有効に利用するには、本道における軟弱地盤の特質を理解し、試験技術の応用を計ることは勿論であるが、既に実績のある機械式コーンとの関連についても検討が必要と考えられる。

本報文は、Hogentogler 社の製品である多成分コーン（以下 CPTU と呼ぶ）を用いた測定例から、機械式コーン抵抗値との比較、間隙圧の測定とその応用、さらには土層判定に対する新しい解析法の実施例などを示し、これらを通じて問題点と今後の展望を述べようとするものである。

2. q_c に対する機械式コーンとの比較

今回用いた CPTU コーンの概要を図 1 に示す。機械式コーン（以下 CPT と呼ぶ）は、一般に用いられているマントルコーン ($\theta = 60^\circ$ 、 $A_r = 10\text{cm}^2$) である。これまでの多くの調査では CPT コーンが用いられ慣用的な手法にもとづく非排水剪断強度 (C_u) の評価に供されてきた。したがって q_c に対する CPTU コーンとの差異の有無について検討しておくことが必要と考えられる。

CPT では、周知のようにコーン上部に、高さ 10cm のスリーブ（表面積 $A_f = 100\text{cm}^2$ ）が付随しておりこの部分の摩擦抵抗が付加された押込み力を測定していることから、 q_c に不透明さが存在するものと考えられる。スリーブの摩擦抵抗がどの程度 q_c に影響を与えるかについては明確な定説は提示されていないが一応以下の解釈が可能と考えられる。

Some Aspects and Prospective Scope for CPTU Measurement of Soft Ground in Hokkaido. Takasi TAMADA (SERI of Hokkaido Development Bureau), Mikito TAKAYANAGI (Hokkaido SRC), Kazuo SAITOH (kiso-Jiban Consultants Co Ltd)

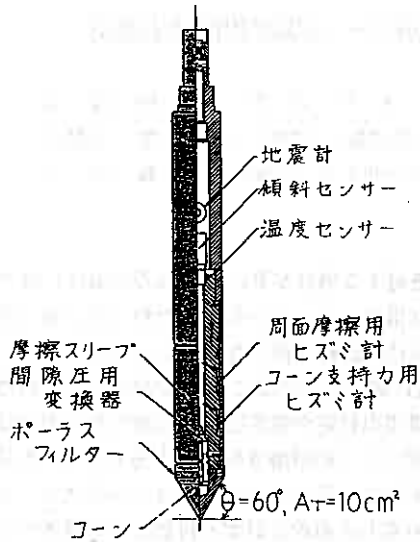


図1 Hogentogler社製CPTU概要図

CPTマントルコーンの押込力 Q

$$Q = (N_k \cdot C_u + \sigma_o) \cdot A_T + f_s \cdot A_f \quad (1)$$

ここに N_k : コーン支持力係数

σ_o : 上載荷重度

A_T : コーン断面積

f_s : スリーブの摩擦抵抗

(1) 式は、 $C_u/\sigma_o = m'$ 、 $A_T = 10\text{cm}^2$ 、 $A_f = 100\text{cm}^2$ と
おいて (2) 式のように整理される。

$$q_c = \frac{Q}{A} = C_u \left[\left(N_k + \frac{1}{m'} \right) + 10 \cdot \frac{f_s}{C_u} \right] \quad (2)$$

また、CPTUで測定される q_c (以下 q_{cu} と呼ぶ) との関
係は、 q_{cu} には (1) 式右辺第2項が0となるから q_c/q_{cu}
は (3) 式で示すことができる。

$$n = \frac{q_c}{q_{cu}} = 1 + \left(\frac{f_s}{C_u} \right) \cdot \frac{10}{N_k + \frac{1}{m'}} = 1 + \alpha \cdot \frac{10}{N_k + \frac{1}{m'}} \quad (3)$$

N_k については、理論的には $N_k = F(\phi, P_r, \theta, G)$ なる形式で表わされるが、概ね正規圧密粘性土
に対して10~15、過圧密粘性土に対して15~20の値を示すとされる⁹⁾。いま、 $N_k = 10$ 、 $m' = 0.3$ 、 $\alpha =$
0.5とすると $q_c = 18.3C_u$ となり、 $n = 1.38$ となる。いずれにしても q_c と n の値は、 N_k 、 m' および α な
どのパラメータによって変化することが理解されよう。

q_c と q_{cu} の比較測定例を図2 (江別市角山地内)と図3 (江別市大麻地内)に示す。

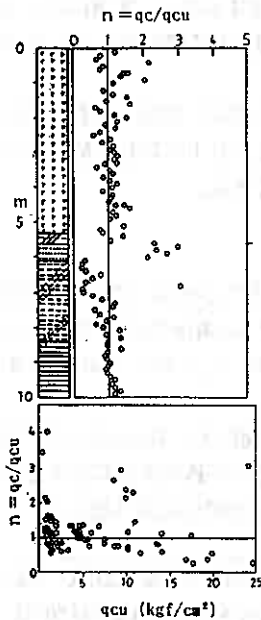


図2 江別市角山地内 n の測定例

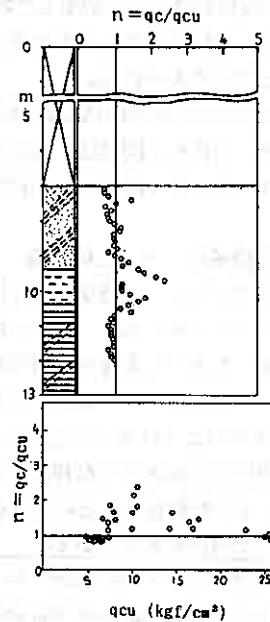


図3 江別市大麻地内 n の測定例

これらのデータは、(3)式で示される $n > 1.0$ を明確に裏付けるにはバラツキが大きい、概して $n > 1.0$ のゾーンにデータがやや偏する傾向は認められるようであり、とくにシルト質土で q_{cu} がやや高くなり摩擦抵抗が大きい土層においては、両者の開きが顕在化するようである。原位置試験においてCPTとCPTUが混在した場合、地盤強度の評価に矛盾や不都合が生じないためにも、今後両者の関係は明確にされるべきであろう。

3. 間隙圧の測定と応用

コーン貫入時の間隙圧の測定において重要な点の一つにポーラスエレメントの位置選定が挙げられる。現行のタイプとしては図4に示す9種類がある。実務的観点から位置を考える場合、くり返しの貫入に対して耐久性があり、取扱いが容易で出来るだけ最大間隙圧を測定できる位置が望ましい。

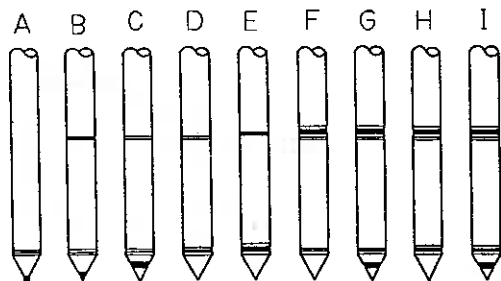


図4 現行のポーラスエレメントの位置
(P. K. Robertson)

間隙圧 (U , ΔU) の測定値は、通常以下に適用される。すなわち、1) q_c から q_r への修正 2) 摩擦比 R_f と間隙圧比 B_q を用いた土質判別 3) 透水性および圧密常数の推定などが主な項目であるが、筆者らは粘性土層に介在する透水層あるいは基部砂層等に存在する被圧性地下水頭の分布性状を把握することにも、この装置は極めて有効であると考えている。北海道の軟弱地盤では粘性土の下位に潜行する砂層に被圧性地下水が形成されている例が多く、基礎掘削時に底面が不安定化したり、融雪期に河川底面が隆起するなどの事例がしばしば発生する。地下水に関する情報は、力学的性質の把握とともに地盤調査資料の両極のひとつである認識に立って、CPTUの活用を計りたいと考えている。

図6、7および8は泥炭、粘土および火山灰層において得た間隙圧の時間変化を示すものである。泥炭の場合を除き、間隙圧は貫入を停止した後、時間の経過とともに増加しピークを迎えて漸次減少するパターンが見られる。したがって、貫入と同時に測定する間隙圧の値が地下水理学上何を意味するのか今後慎重に検討する必要がある。いずれにしても土層中の自然水頭を知るには、貫入停止後の挙動を十分追跡する必要がある。

貫入時に発生するコーン周辺部の間隙圧の実測例はあまり多くない。例えばBalingh et al¹⁹による測定例として図5が示されているが、これらによるとコーン頂部から底周部付近までは同一レベルと見なせる分布をなし、スリーブの部分から漸次減少する。したがって頂部の位置が最大値を測定するには望ましい訳であるが、耐久性や取り扱いに不安が残る。したがって実務的見地からタイプEを採用することとした。このタイプの利点としては、1) ポーラスエレメントが剥離や損傷を受けることが少ない 2) q_c や f_s の測定値がエレメントの圧縮による影響を受けることが少ない 3) 不等端面補正に対して適切であるなどを挙げることができる。

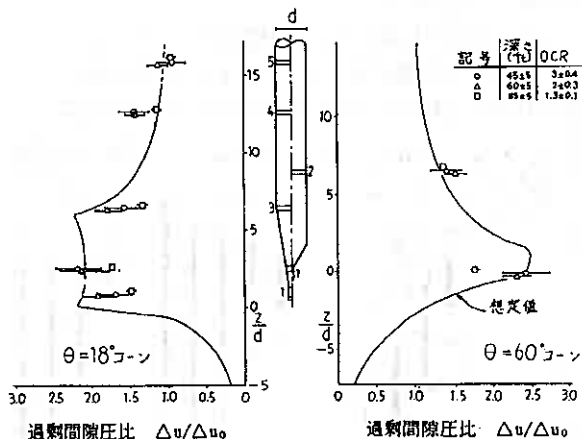


図5 コーン貫入時のコーン周辺部の間隙圧測定例
(Balingh et al 1980)

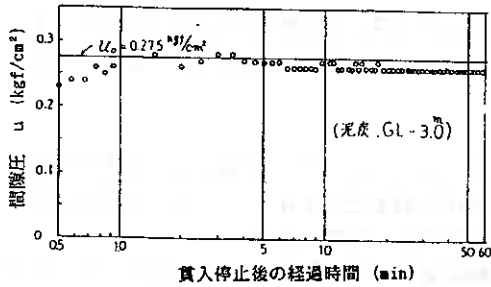


図6 泥炭層における貫入停止後のU

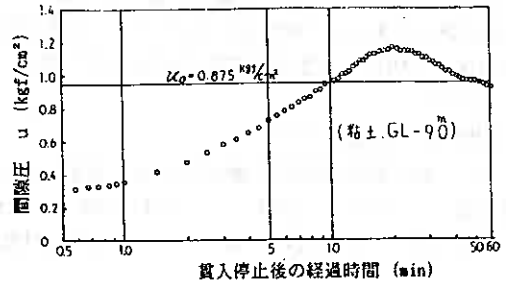


図7 粘土層における貫入停止後のU

このような手法により、軟弱層における自然地下水頭が q_{cu} の測定に付随して得られるならば、有益な地盤工学情報として活用され得る。地下水頭データの活用例として図9にその概念を示す。地下水頭の分布パターンとしては図示のように3caseが考えられるが、本道ではcase-2あるいはcase-3が殆んどである。各caseに応じて動水圧の作用が異なり、層中の有効土被り圧(p)が変化するから、OCRの評価や施工時の対応などに違った結果をもたらすことにもなる。

なお、粘性土に対して、過剰間隙圧(ΔU)の消散経過から圧密係数などを評価する2、3の試みが既に報告されているが、筆者らはまだこの研究に

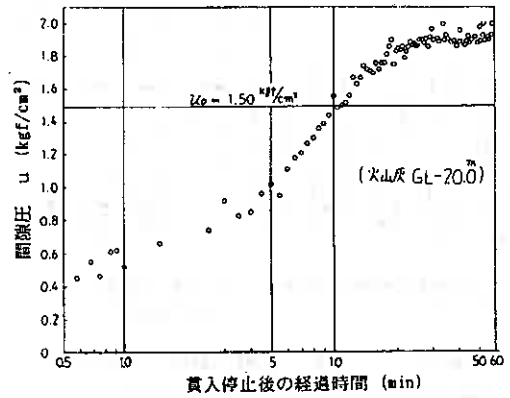


図8 火山灰層における貫入停止後のU

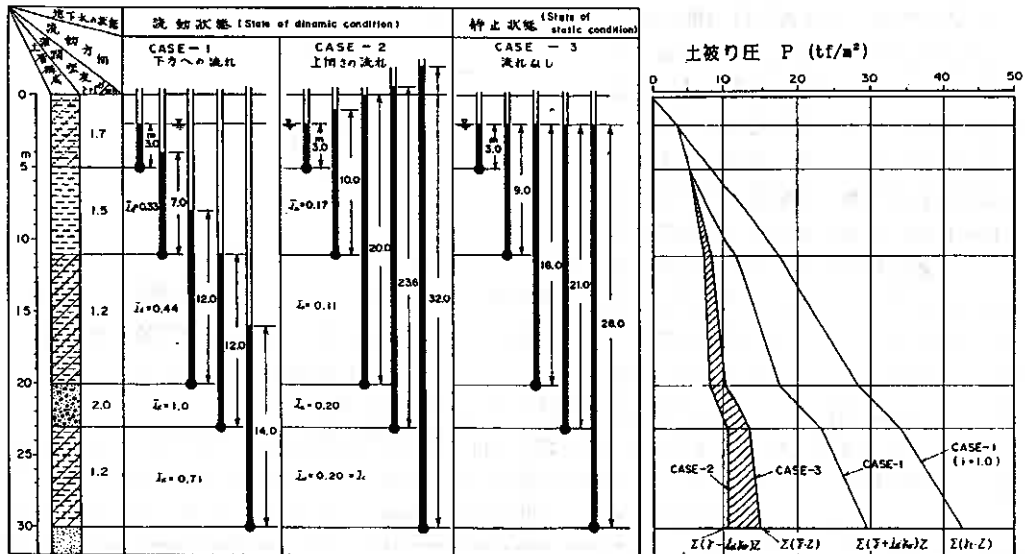


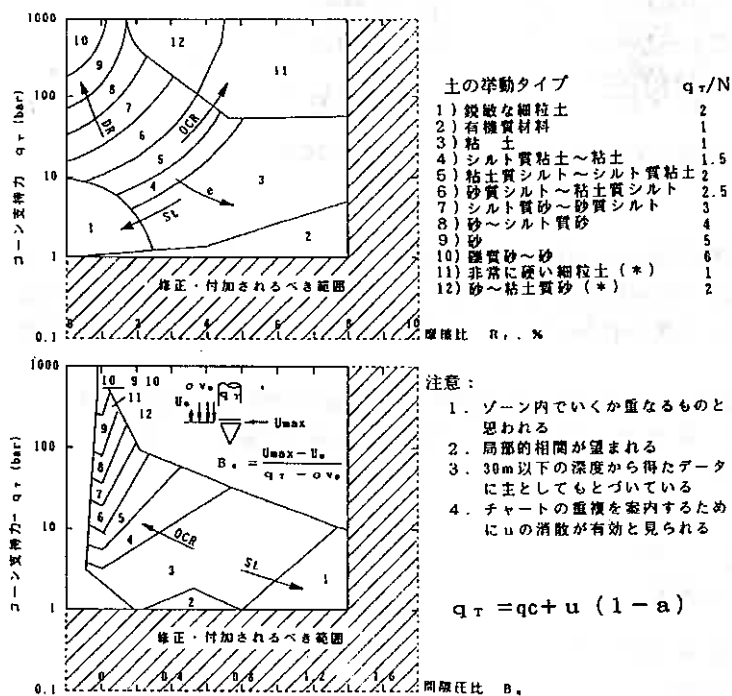
図9 地下水頭の分布特性と地盤情報の概念図

着手していない。今後の研究課題と考えている。

4.土質分類手法について

qc と fs を用いた土質分類については、既に Beegemann⁹⁾ や Schmertmann¹⁰⁾ によって提案されている。これらは、1965～69年にかけて提示されたもので、いわゆる Delft 型のコーンによるものである。本道でも Delft 型のコーンは良く用いられるが、フリクションスリーブ付コーンは希であり、したがって特殊な場合を除いて fs を測定することは殆んど無かった。しかし、CPTU が普及するにしたがい、fs が他の情報とともに容易に得られること、手法自体にも修正やパラメータが付加され合理性が向上したことなどにより、土質分類の実行性は高まりつつあると考えられる。

最近、Robertson et al¹¹⁾ は、Douglas と Olsen (1981) による土～現象型分類図を修正・簡易化したチャートを作成し、さらに qc と fs に対して間隙圧 (Δu) の影響を補正した図 10 を提示した。同チャート



は、従来 $R_f (= fs/qc)$ と qc の関係からのみ土質を分類判別したのに対して、間隙圧比 (B_q) をパラメータとして付加することにより細粒土 (粘土、シルト) の分類がより確実なものとなっている。

図 11 は、幌向地区におけるボーリングデータと Robertson のチャートによる土質分類名および粒度試験による土質名を対比したものである。⁹⁾ 同図からも明らかのように、3者の土質名には大きな乖離はなく、したがって CPTU による土質分類は充分実用に耐え得ると判断される。

とくに CPTU 分類がボーリングデータに比較して有利な条件は、土質が極軟弱で削孔中に土層の攪乱が大きい場合、あるいは薄層が互層を形成するような場合である。反面、有機質土の介在は現段階では判別が困難である。

図 10 Robertson と Campanella による土質分類図

本道に分布する沼野泥炭地の基底部には、粘土～砂にわたる薄層が錯雑に堆積している場合が多く、これらの全貌をボーリング試料だけで評価することは困難であり CPTU を有効に利用することによって技術的に、なにかんづく経済的にも有利になるものと考えられる。

一方、CPTU 土質分類の今後の課題としては、上述した有機質土の判別に関連して、泥炭層の性状をより適確に評価すること、とくに透水性を把握するための測定手法を確率する必要があり、チャートの範囲外 ($q_r < 1.0\text{bar}$) における分類区分の付加などが挙げられる。

チェックボーリング		多成分コーン		物理試験			
標高 (m)	深度 (m)	柱状図	土質名	柱状図	土質名	柱状図	土質名
7.97	1.52		粘質シルト		記、現		粘質土
5.67	3.80		シルト質粘土				粘質土
3.37	6.10		微細土溜り中砂				有機質土
2.07	7.40		シルト質粘土				粘土
-0.03	9.50		粘質シルト		粘土		粘土
-1.03	10.50		シルト		粘土質シルト		粘土
-2.53	12.00		質砂				質砂質粘土
-3.53	13.00		シルト溜り泥炭		粘土		質砂質粘土
-3.84	13.30		有機質シルト		粘土質シルト		
-5.53	15.00		シルト質粘土		粘質シルト		
-6.83	16.30		粘質シルト		粘土質シルト		
-7.92	17.40		シルト質粘土		粘土質シルト		
-11.53	21.00		粘土質シルト				粘土
-12.73	22.20		粘質シルト		粘土質シルト		粘土
-13.00	22.50		シルト質粘土				粘土質砂
-14.00	23.50		質砂		粘質シルト		粘土質砂
-17.00	26.50		粘土				粘土質中砂
-17.45	26.95		質砂				
-19.23	28.73		砂				
-19.63	29.13		質砂				
-20.11	29.61		シルト				粘土
-22.00	31.50		微細土溜りシルト				質砂質粘土
-24.73	34.20		粘質シルト				粘土
-24.90	34.30		火山灰質シルト				有機質火山灰
-25.50	34.90		質砂				
-25.70	35.10		質砂				
-26.00	35.40		質砂				
-26.00	35.40		質砂				
-26.70	36.10		質砂				粘土
-26.70	36.10		質砂				シルト質粘土
-26.70	36.10		質砂				

図 11 梶向地区における CPTU による土質分類例

5.土の動的強度評価について

現在、液状化強度 (R) の簡易的評価手法としては、N 値と平均粒径 (D₅₀) および有効上載圧 (σ_{vo}) を適用する方法⁷⁾ が一般であるが、最近では qc 値を適用する手法⁸⁾ も提示されている。測定精度の観点では、N 値よりも qc の方がより優れていると判断されるので、qc と R のデータがさらに集積されることが望まれる。

qc を適用する手法は、振動三軸試験から得られる液状化強度比 (R) と qc の相関々係を適用するもので、(4) 式のように示されている。また、Robertson と Campanella は qc を図 12 で補正した Qc (= C₀・qc) を用いて図 13 から R が評価できるとしている。

$$R = 0.0233 \left(\frac{qc}{\sigma_m} \right)^{0.525} + \Delta R \tag{4}$$

$$R_r = fs/qc < 0.5\% \rightarrow \Delta R = 0$$

$$0.5 < R_r < 2.0\% \rightarrow \Delta R = 0.15(R_r - 0.5)$$

σ_m' : 平均有効主応力

図 14 は、石狩河口橋地点における調査データであるが、これらのデータに対して上述の道路橋示方書 V 耐震設計篇、(4) 式および Robertson et al の手法を用いて R を比較すると図 15 が得られる。これら 3 手法は良好な対応を見せているが、概して道路橋示方書による N 値と粒度を適用する手法は qc を用いる手法に対してやや大きめの R を与える傾向が示されている。なお、Robertson の提案における R は、15 サイクルにおける剪断ヒズミ全幅の 10% または液状化を起す値であることを考慮する必要がある。

いずれにしても qc は、互層地盤に対して連続的に測定できるから、N 値よりもきめ細かな R の評価が可能である。また、コーンに付加されている S 波センサーの利用により、動的強度を評価する手法も開発されているので、これらの適用についても今後検討を進めたいと考えている。

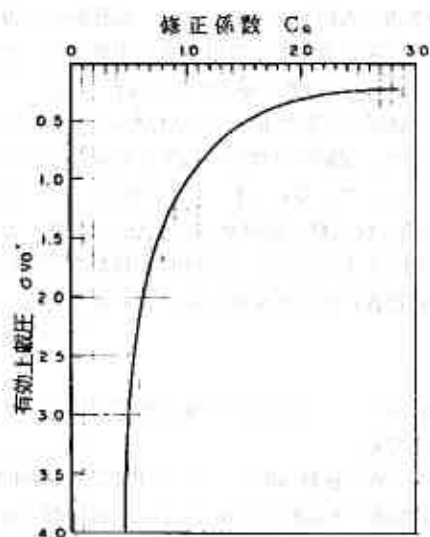


図12 有効上載圧 (σ'_{vo}) と修正係数 (C_q)
(Robertson, Campanella 1985)

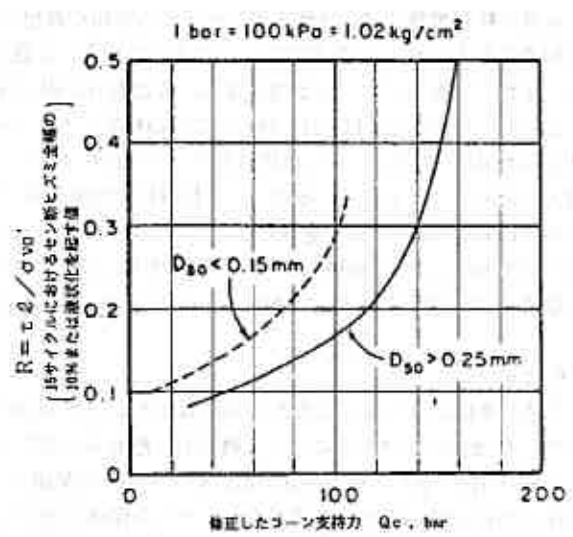


図13 砂、シルト質砂の Q_c と液状化強度比 (R)
(Robertson, Campanella 1985)

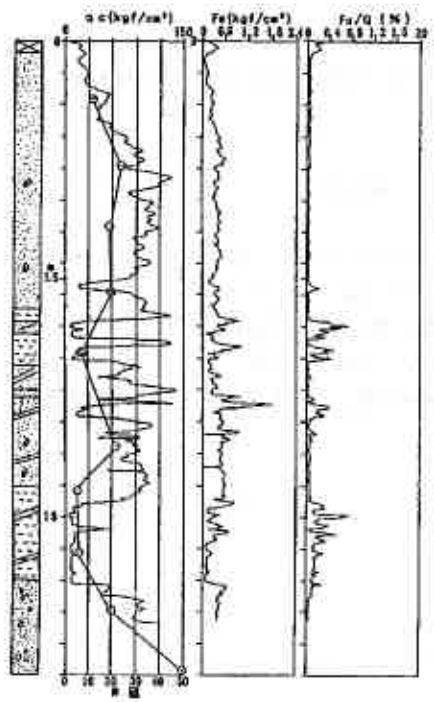


図14 石狩河口機地点CPTU試験とボーリングデータ

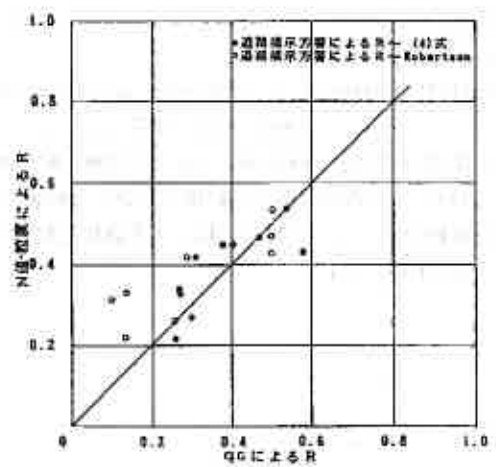


図15 N値、粒度と q_c による R の比較図

5.貫入時の先端部傾斜の測定と座屈防止

本道の軟弱地盤では、粘性土層に介在する砂層や礫層でqcが急増する場合がある。また、基底部の岩盤に到達すると当然qcが急増する。このような場合には貫入ロッドに曲がりが生じて引抜きが困難になったり、まれではあるがロッドが座屈する。また曲りが進行すると、深さやqc値の表示が不正確になる。

これらに対応するには、貫入時の先端部の傾斜をモニターして、試験を管理することが必須と考えられる。Hogentogler製のコーンには傾斜角センサーが付加されているので、試験中は常時傾斜角を監視しながら貫入を進めることとしているが、一応傾斜角の制限値を 3° ～ 5° としている。これまでの実績では、38mの深さにおいて $\theta = 12^{\circ}$ を感じたものが最大であり、この場合、軟弱粘土層深さ10～14mに介在した $qc \approx 200\text{kgf/cm}^2$ の砂層において曲りが生じ、以深において漸増したものである。CPTUが杭などの深い基礎の設計に利用されることが盛んになるに従い、貫入時の傾斜把握は重要性を増すものと考えられる。

6.むすび

平成2年度から行なってきた本道におけるCPTU試験の実績にもとづいて課題や今後の展望について述べた。今後検討すべき点について概括的に触れると以下の項目となる。

1) $n = qc/qcu$ の確認を進めるためのデータの集積 2) コーン支持力係数 N_k についての検討 3) 過剰間隙圧の消散試験の深化と圧密パラメータとの関係の追求 4) 被圧性地下水頭測定の深化 5) 土質分類手法における低いqc域（有機質土の判別も含む）に対するチャートの修正 6) S波センサーの有効利用と液状化強度の評価の検討

参考文献

- 1) J.de Ruiter : The static cone penetration test. State-of-art-report
Proceeding of the Second European Symposium on Penetration Testing
AMSTERDAM 1982 (ESOPT II)
- 2) 1) に同じ
- 3) G.Sanglerat : The penetrometer and soil exploration
- 4) 3) に同じ
- 5) P.K.Robertson,R.G.Campanella:Guidlines for geotechnical design using the cone penetrometer test and CPT with pore pressure measurement.
- 6) 開発局開発土木研究所：平成4年度施工軟弱地盤調査業務報告書（北海道SRC施工）
- 7) (社)日本道路教会：道路橋示方書・同解説V耐震設計篇（平成2年2月）
- 8) 岩崎ほか：コーン貫入試験による液状化判定のための基礎実験 第21回土質工学研究発表会論文集 昭和61年6月

発泡材の緩衝効果と凍上力モデルの検討

—— 水路側壁背面に用いた発泡スチロールの凍上対策について ——

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第 33 号
平成 5 年 2 月 於札幌市

釧路支庁農業振興部耕地課 坂井 盛二
北王コンサルタント株式会社 正員 ○小堀内 弘明

1. まえがき

近年、寒冷地における小型水路の倒壊・変状現象が各地で発生しており、道内各地区でその原因の究明および対策工法の解決に向けて、種々調査が行われている。本調査は釧路管内尾幌町においては、V-900 トラを用いて裏込め砂利材に40mm級、フルイ砕石+シートおよび緩衝材（発泡スチロール）の3タイプの背面物性材を設置した箇所と、標茶町阿歴内地区においてはU-300 を用いて裏込め砂利材に40mm級と緩衝材を用いた設置箇所での側壁内幅・側壁傾倒量をそれぞれ測定し、冬期における水路変状調査を実施したものである。

水路背面にクッション性に優れた緩衝材を設置することで、背面土の凍結膨張を吸収し、かつ断熱効果から凍上力が軽減できる。さらに、緩衝材の圧縮量とその物性値（弾性係数）から凍上力、また凍上力の作用形態モデルを凍結侵入線とボード圧縮量から側壁に作用する荷重が想定できる。

本報文中では、これらの測定結果を検討し、水路背面に緩衝材として発泡スチロールに期待のもてる結果が得られたので、ここに報告するものである。

2. 緩衝材設置の概要

緩衝材（以下ボードと略称）はV-900 とU-300 の水路背面に厚さ5cm のクッション性のある発泡スチロールを側壁に設置した（ボード背面は現地発生土）。

たわみ量はボードに密着させたプレートを通して鉄筋棒の突出量をスケールで測定した。また、ボード背面には温度センサーにより地中温度を、側壁内幅の経時変化をスケールにて測定した。

3. 裏込め砂利施工の挙動

①既施工の側壁内幅経時変化

表-1は一定区間に交互に設置した水路の測定結果である。これは、V-900 の設置箇所では平成元年～3年の一般的な背面裏込め砂利施工によるものと、平成3年に80mmフルイ砕石と吸い出し防止シート、およびボードを用いた測定結果である。また、これは凍結前と最大傾倒量を示した2月末の変位の差（冬期間変位）で表している。

ここでは、施工年次による変動差はない。また、フルイ+シートの設置効果は大きく、裏込め砂利よりも難凍上性であることが判る。

②冬期間変位と残留変位

表-1 V-900側壁の経年傾倒量 単位：mm

箇所	裏込め砂利			フルイシート	ボード
	H1	H2	H3		
L側	17.0	13.5	15.5	7.2	11.5
R側	16.8	14.3	14.9	8.7	11.5

表-2 ボードの物性（発泡ポリエチレン押出板）

項目	単位	物性値
密度	g/cm ³	0.037
圧縮強度	kg/cm ²	0.7
圧縮永久歪	%	10
熱伝導率	kcal/m, Hr°C	0.040

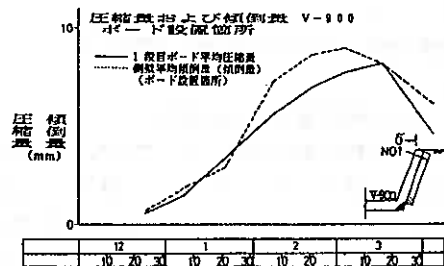


図-1 側壁傾倒量と緩衝ボード圧縮量（1）

Buffer effect of styrene foam by frost heaving

Seiji SAKAI (Kushiro.subprefecture office), Hiroaki KOBORINAI (Hokuou Consultants Co.Ltd.)

尾幌地区全体(表-1の箇所のほか30個の測定値)において、側壁の冬期間変位は経年的に増加する傾向を示している。また、凍結前と凍結終了の内幅変位差である残留変位は、可逆的に変位している。これは裏込め砂利の浸透水による地下浸食で経年的に凍上性土質に変化していると推定することができる。

③積算寒度の経年変化

当該箇所の過去12年の推移は、昭和63年に急激な低下を示し、以降400～600 °C・dayの範囲である。

4. ボード設置による側壁変動現象と効果

①V-900について

7)側壁平均傾倒量では、背面裏込め砂利施工箇所では約15mm、ボード設置箇所では約11mmとボード設置効果が認められた。(表-1の平均)

1)ボード設置箇所において、片側側壁の最大傾倒量12.5mmは、ボードの最大圧縮量11.3mmとほぼ等値の変位量であった。(図-1)

2)ボード背面の0 °C線は深度40cm程度で、側壁からの凍結温度の侵入は断熱されている。(図-3)

②U-300について

7)側壁内幅最大傾倒量では、背面裏込め砂利施工箇所では22mm、ボード設置箇所では約3.3mmと7倍の変位差があった。

1)ボード設置箇所において、片側側壁の最大傾倒量2mm、ボードの最大圧縮量6mmとボードの緩衝性が認められた。(図-2)

2)ボード圧縮量急勾配変化点は側壁変位より10～20日程度早く出現している。

3)前項①の2)と同様。

U-300のボードの挙動はV-900よりも顕著である。また、側壁傾倒量も同様にボード効果が顕著に発現している。

断熱効果としては厚さ5cmで機能した。

5. 凍上力の荷重モデルと試算

ボードの物性値は温度によって大きく異なることは他の物性と同様である。+20 °Cと-20 °Cの試験結果から平均的に求めた0 °C下のボードの応力とひずみの関係において、ひずみ5%程度までをほぼ弾性挙動範囲とした。当該使用のボード厚はt=5cmであることから、変位量δ=50mm×0.05=2.5mmを弾性領域とした。

解析のしやすさと測定値の信頼性から、阿歴内地区のU-300の水路について検証する。ボードたわみ量の測定方法を図-4に示す。冬期間の最大圧縮量はN01で6mm、

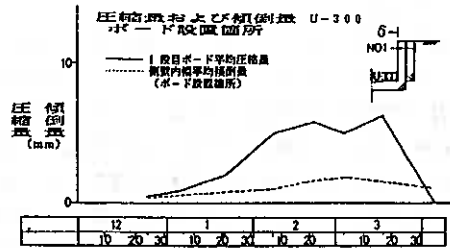


図-2 側壁傾倒量と緩衝ボード圧縮量(2)

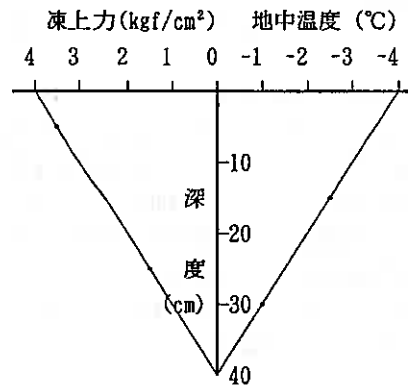


図-3 3要素相関図

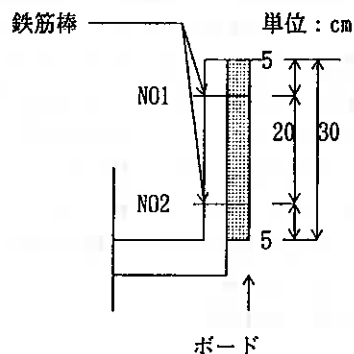


図-4 ボードたわみ測定

N02 で2.5mm の値が得られた。N01 の圧縮量は弾性領域を越えているが、今後の解析の継続性から、弾性挙動を示すものとして試算する。以下阿歴内地区U-300 について記す。

①ボード背面の深度と地表温度の相関

積雪下の地表面の平均温度は約 -4°C で、ボード背面の深度15cmで -2.5°C 、30cmで -1°C の地中平均温度から深度方向の温度勾配は約 $i=0.1^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ となった。
(V-900 も同様)

②凍上力モデルの設定

1月～2月の厳寒期における凍結侵入線は、水路底版下では地表面と同方向に推移する傾向を示す。これは、凍上力の横方向成分が小さなことを示し、2月末の側壁変動が増加する事象から既凍結部においても凍上力が発生するとした。

従来、凍上力は側壁天端に集中荷重(線荷重)を作用させる手法をとっている。しかし、破壊あるいは損傷を受けた発生箇所と凍上機構との比較から、変位測定値より設定した分布荷重にすることで、現象説明がより容易である。

図-5の凍上力モデルを設定した背景は、次の条件に基づいている。

- ア)既凍結部のアイスレンズは、凍結線と直角方向に成長を続け、下部凍上力からの伝達も初期方向と同様に作用する。
- イ)最大凍上力の影響範囲は、側壁天端を通り、凍結初期の凍結侵入線と直角に結ぶ下部の部分である。
- ウ)底版の底は鉛直方向の凍上力のみで、側壁に働く横方向力は底版の底までとする。
- エ)底版下端を原点とし、2月末の厳寒期における凍結侵入線の平行線を荷重形態とする。
- オ)側壁に及ぼす横方向力は三角形分布となる。
- カ)底版上面の側壁下端を固定端とした片持梁を適用する。
(図-6)

③側壁に働く作用荷重

0°C 下のボードの弾性係数 B を圧縮強度試験の平均から $30\text{kgf}/\text{cm}^2$ に設定した。

凍上力は(1)式から算出した。

$$w = B \times \varepsilon \quad \text{----- (1) 式}$$

ここに、 w :凍上力 B :弾性係数 ε :ひずみ

作用力 w はボードの最大たわみ量から次のように求められる。なお、 w の添字は深度(cm)を表す。

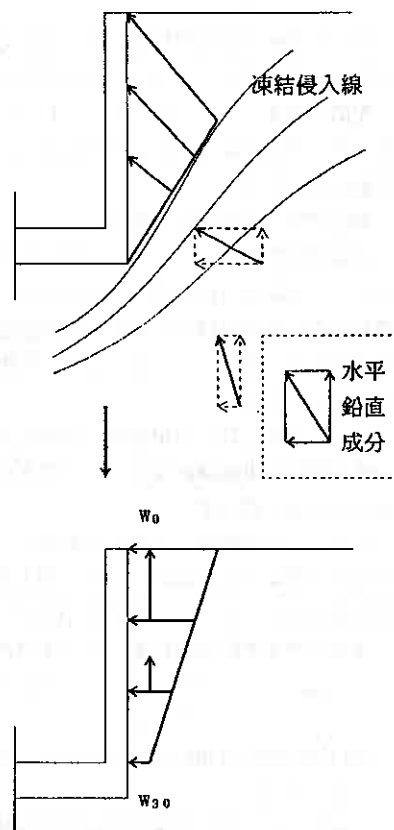


図-5 凍上力モデル

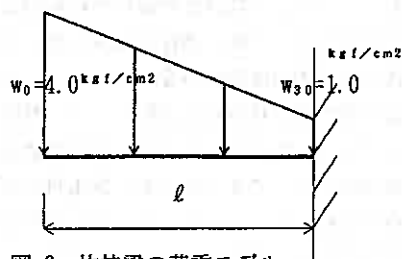


図-6 片持梁の荷重モデル

$$w_s = 30 \times \frac{6.0}{50} = 3.6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$w_{2.5} = 30 \times \frac{2.5}{50} = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$$

ボード全体が荷重相当分一様に変位し、かつ測定点をその点の変位量とし、(1)式を等分布荷重に置き換えると端部の強度は、 $w_0 \approx 4$ 、 $w_{30} \approx 1 \text{ kgf/cm}^2$ となる。また、ピーク時の凍上力は、図-3のように地中温度と1:1の値が得られる。

④凍結深さと荷重強度の相関

尾幌地区でメチレンブルーで測定した凍結深データを用いて、凍結深と荷重強度を試算する。ただし、積雪下積算寒度(側壁近傍で、積雪下地表面温度の累計)は、尾幌地区 $F \approx 310 \text{ }^\circ\text{C} \cdot \text{day}$ に対し、阿歴内地区 $F \approx 350 \text{ }^\circ\text{C} \cdot \text{day}$ である。

図-7の点線は最大荷重強度の領域を示すが、凍結の進行とともに荷重形態が変化する。側壁下部の荷重は凍結深さにはほぼ無関係に、冬期間はほぼ同程度である。側壁頭部では凍結深さが30cmを越えると急激に増加する。

しかし、測定値のバラツキが大きいことと、凍結終期において、側壁下部の荷重強度が漸減し荷重モデルの条件と相反する結果は、今後、測定点数および頻度を増やし、再度検証する必要がある。

⑤最大曲げモーメントと換算集中荷重

当該モデルの最大曲げモーメントは次式で表される。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= w_{30} \times l \times l / 2 + (w_0 - w_{30}) \times l \times 1 / 2 \times l \times 2 / 3 \\ &= 1.35 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

隅角部における曲げモーメントが、天端に集中荷重が作用したときのそれと等値とすると、その荷重は $1.35 = 0.3 \times P \rightarrow P = 4.5 \text{ t}$

しかし、上部たわみ量が弾性限界を越えていることから、今後ボードの物性値を代えて検証する必要がある。

6. あとがき

V-900における全体的傾向として、冬期間の側壁変位(単年度の最大変位)は経年的に増加する傾向を示した。このことは裏込め砂利が経年的に、難凍上性から凍上性に変化するもので、凍上力が増加するためと判断できる。今回、弾性変位を有するものとして、緩衝材の変位から凍上力と荷重形態、および凍結深さと凍上力荷重強度の経時変化を示すことができた。本調査結果においては既凍結部の凍上力の増加を見込むことで現状をより容易に説明がつくと判断できた。しかし、この結果は緩衝材の弾性領域を越えた物性であったことと、地中温度によりその物性値が著しく異なることから、地中温度と緩衝材物性の相関性の把握が今後の問題として残っている。緩衝材の適用は、その保温効果・クッション性(凍上力の吸収)など優れた特徴を有し、とくにU-300については今後に期待のもてることが判明したが、なお基礎データの蓄積を進める必要がある。今後、ボードの厚さを変化させ、凍上機構の定量的検証が課題として残されているが、現在同様の物性試料で、産業廃棄物の再利用の観点から、発泡スチロール(魚箱)破砕片を用いた試験調査を行っている。切込み砂利を補完する緩衝ボードとしての実用化に向け、今後とも検証を続けていきたい。

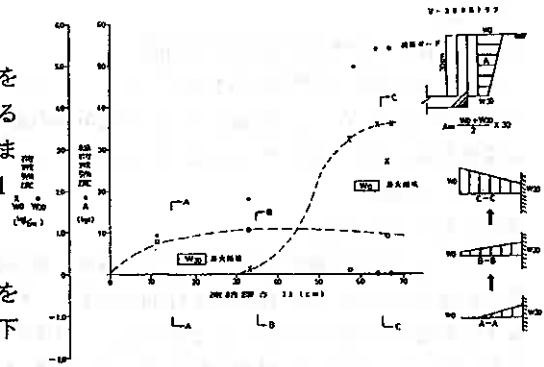


図-7 凍結深さと荷重強度の相関

EPS 土木工法による 土圧軽減を考慮した橋台の一設計例

札幌市役所	駒ヶ嶺 正文
株式会社構研エンジニアリング	正員 ○川 瀬 良 司
同上	森 脇 雅 彦
同上	正員 黒 森 武

1. まえがき

近年、土構造物の分野において軽量盛土工法が注目されている。その中でも盛土材料として発泡スチロールを用いた EPS 土木工法は、発泡スチロールの軽量性と優れた材料特性、さらに施工の容易性が認識され、施工実績の伸びには著しいものがある。

本報告は、札幌市内白石区厚別通り望月寒川において、現在工事中の仮称「厚望橋」の起点側橋台背面に既設下水管保護の必要性により、盛土材として採用した EPS 土木工法の橋台背面に作用する土圧力について報告するものである。

2. 工事概要

橋長 73.40m
支間 71.60m
幅員 車道10.5m×2 歩道2.0m×2
上部工型式 単純鋼床版箱桁橋
下部工型式 ラーメン橋台（場所打ち杭基礎）
発泡スチロール量 1,150m³



図-1 位置図

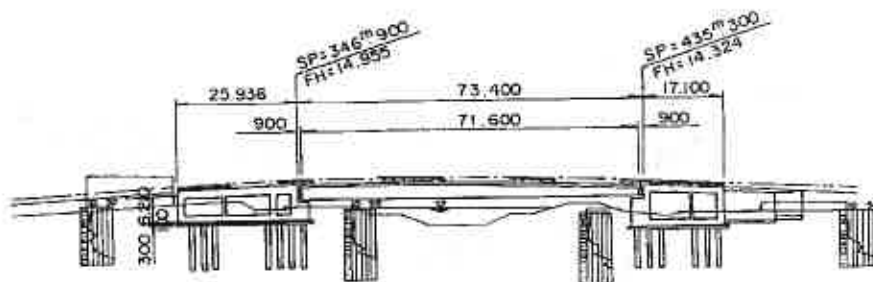


図-2 橋梁側面図

One of Design Example of Abutment Reducing The Earth Pressur by EPS Construction Method ; Masabumi KOMAGAMINE (Sapporo City office), Ryoji KAWASE, Masahiko MORIWAKI, Takeshi KUROMORI (Kouken Engineering Co.Ltd)

3. EPS土木工法の施工範囲

起点側橋台背面の裏込め材にEPS土木工法を採用したのは、橋台背面に埋設されている下水管保護の必要性からである。この下水管は、現地盤から深度6.8m、10.3mの位置に各々の管径 $D_1 = 1350\text{mm}$ 、 $D_2 = 1800\text{mm}$ が道路を横断して埋設されている。下水管の許容土被り厚は、現状の土被り厚さと同程度であり、道路の施工基面高が現地盤より4.00m高くなることによって許容土被り厚よりも厚くなり、下水管保護の必要性が生じた。したがって、下水管保護の対策工法を比較検討した結果、経済性・施工性に優れたEPS土木工法を採用することとした。

EPS土木工法の施工範囲は、下水管の位置関係から図-3、4のように配置した。

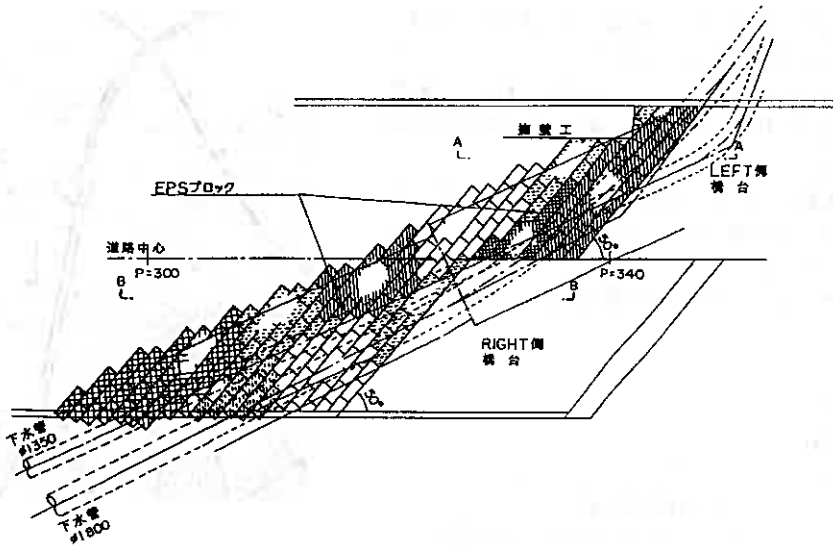


図-3 EPS配置平面図

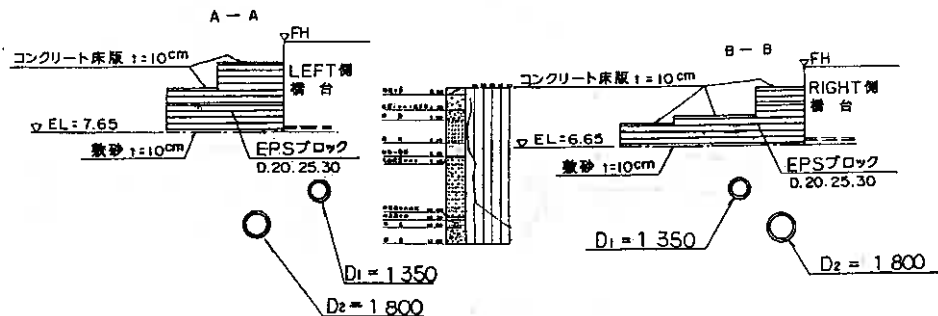


図-4 EPS配置断面図

4. 設計土圧力

橋台背面の発泡スチロールは、背面勾配が盛土の安定勾配と同じか、またはそれ以下の場合には背面土圧は0で、躯体には側圧のみ加わることが各研究機関で確認されている（図-5）。今回は、盛土を安定勾配にした場合、発泡スチロール量が多く必要となり、また構造上橋台がラーメン構造で躯体高6.00m、橋軸方向の長さL側26.0m、R側22.0mと土圧による影響は小さい。このことより、経済性の点から発泡スチロールは最小限とし、直で積むこととした（図-6）。しかし、発泡スチロールを直に積んだ場合、土圧力が減少することは確認されているが、その規模については未解明な部分が多く、設計段階では推定の域を脱しえない。このため、橋台背面に計器を入れて土圧力の検証を行ったものである。

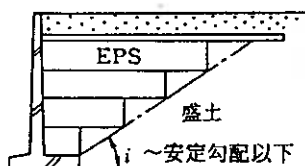


図-5 一般的な構造物背面の発泡スチロールの積み方（発泡スチロールの側圧のみ）

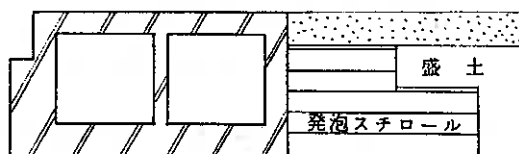


図-6 今回橋台背面に採用した発泡スチロールの積み方

設計土圧力はクーロン土圧公式を採用し、発泡スチロールの側圧を含め算出した。また、上載土の土質常数は、単位重量 $\gamma t=1.9\text{tf/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi=30$ 度、粘着力 $C=0\text{tf/m}^2$ と仮定し設計を行った。

発泡スチロールを橋台背面に直に積んだことによる土圧力の減少は、発泡スチロールの収縮に伴う土圧力の吸収が解明されていないため、土圧力の減少には含めなかった。発泡スチロール底面と土のせん断抵抗力は、橋梁下部構造において一般的にコンクリート底面と土とで採用している摩擦角 $\phi_a=2/3\phi$ 、付着力 $C_a=0\text{tf/m}^2$ という値を使用した。ただし、土の内部摩擦角 ϕ はN値より推定した。

土と発泡スチロールの壁面摩擦角も明確なものではなく、構造物の安全を考え $\delta=0$ とし、発泡スチロールの側圧は上載荷重の1/10を深度方向に一様に分布させるが、発泡スチロールの自重は無視した。また、コンクリート床版は厚さ10cmと薄いためにその重量を考慮せず、その厚さ分を発泡スチロールに置き換えた。

計算モデルは図-7に示すとおりである。

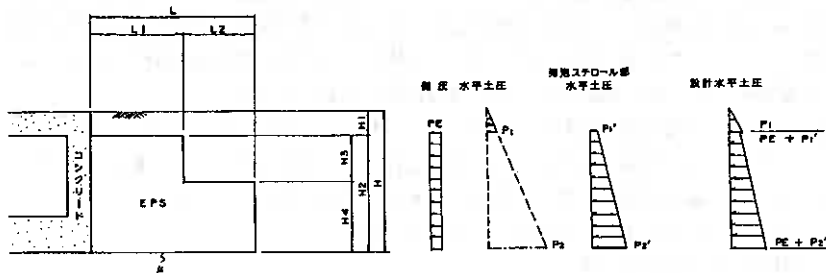


図-7 計算モデル図

a. 発泡スチロールの側圧

側 圧 $P_{H1} = 0.1 \times \gamma \times H_1$ γ : 土の単位重量
 側圧強度 $P_E = P_{H1} / H_2$

b. 水平土圧

土圧強度 $P_1 = \gamma \times H_1 \times K_{A1} \times \cos \delta_1$ K_{A1} : 土圧係数 ($\delta = \phi/3$)
 $P_2 = \gamma \times H \times K_{A1} \times \cos \delta_1$ $\delta_1 = \phi/3$

c. 発泡スチロール水平土圧

せん断抵抗力 $P_r = (L \times H_1 + L_2 \times H_3) \times \gamma \times \mu$ μ : すべり摩擦係数
 水平土圧力 $P_A = 1/2 \times (P_1 + P_2) \times H_2$
 減少率 $i = (1 - P_r / P_A)$
 発泡スチロール水平土圧強度

$P_1' = \gamma \times H_1 \times K_{A2} \times \cos \delta_2 \times i$ K_{A2} : 土圧係数 ($\delta = 0$)
 $P_2' = \gamma \times H \times K_{A2} \times \cos \delta_2 \times i$ $\delta_2 = 0$

以上の条件を基に、土圧強度を算出した結果を示すと図-8である。

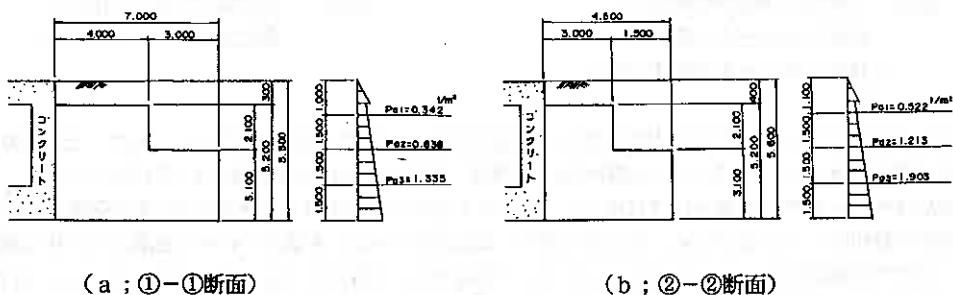


図-8 計測位置での設計土圧強度
 (計測位置は、図-9計測位置詳細図参照)

5. 計測方法

計測位置は設計土圧力が微少なので、発泡スチロールの施工範囲が少なく土圧力が大いといと予測されるL側で計測する(①-①断面)。またL側鋭角部については、橋台取り付け擁壁部の底版と橋台とに挟まれた部分に発泡スチロールが設置されるので、通常の側圧以上の荷重が加わる可能性がある。よってその部分についても計測を行った(②-②断面)。設置計器は次のとおりである。

- 壁面土圧計：橋台壁面に加わる土圧の計測(1断面3カ所)〔E₁₋₂~E₁₋₄, E₂₋₂~E₂₋₄〕
- 鉛直土圧計：鉛直方向の盛土荷重および交通荷重による土圧の計測(1断面1カ所)〔E₁₋₁, E₂₋₁〕
- 沈下板：盛土荷重および交通荷重による沈下量の計測〔No.1, No.2〕
- 変位計：発泡スチロール自体の圧縮量の計測〔J-1, J-2〕

図-9に計測位置の詳細図を示す。

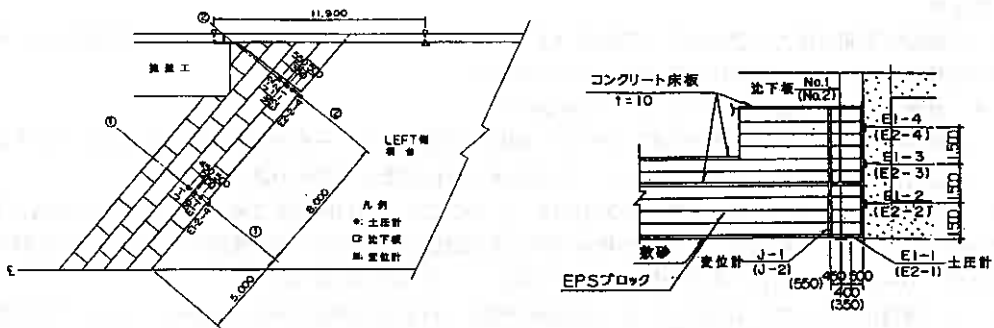


図-9 計測位置詳細図

6. 計測結果

暫定断面(路床面)まで盛土の施工を終えており(平成4年11月中旬), 施工後2回の計測が行われている。実測土圧と経時変化図を図-10に示すとともに, 設計土圧と実測土圧の比較を図-11に示した。

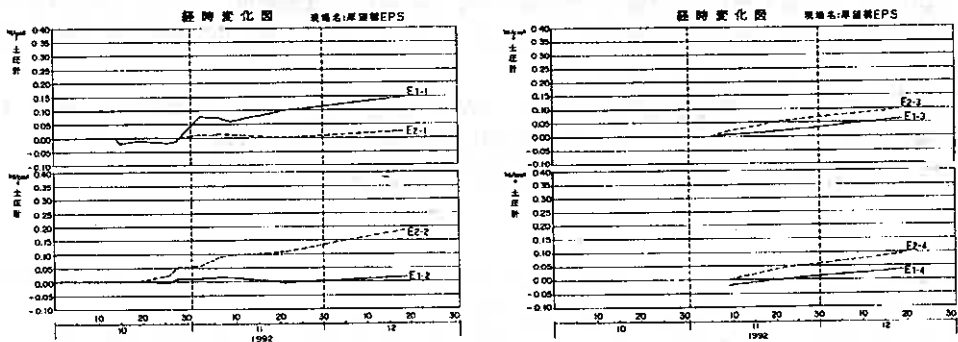


図-10 土圧の経時変化図

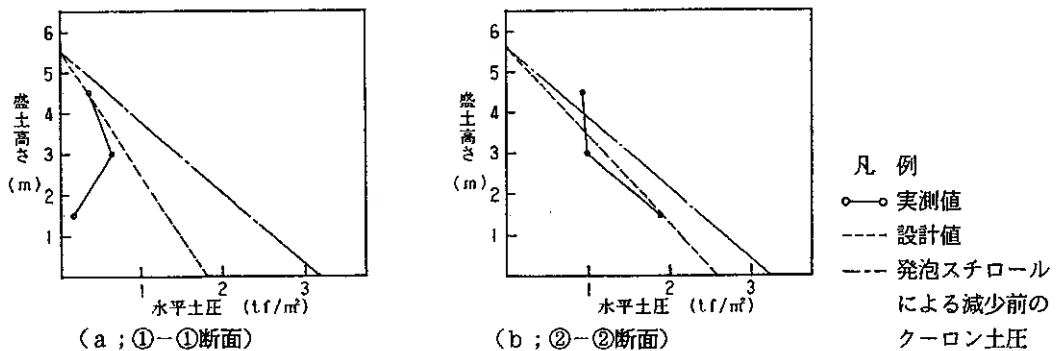


図-11 計測位置での設計土圧強度

土圧の経時変化図は, 施工段階ごとに徐々に増加している。また, 実測土圧と設計土圧の比較図より E_{2-4} を除く実測土圧は, 設計土圧以下となっている。

7. まとめ

①-①断面の実測土圧力と設計土圧力の割合は E_{1-2} 11%、 E_{1-3} 75%、 E_{1-4} 102%で、平均60%となり、土圧力は軽減された。この理由には次のことが考えられる。

イ. 発泡スチロールの収縮量による土圧力の減少。

ロ. 発泡スチロールの積み方が不均一のため、隣接する発泡スチロールの相互作用による土圧力の干渉。

ハ. 設計時の上載土および発泡スチロール背面盛土の単位重量と実測値の違い。

②-②断面の実測土圧力と設計土圧力の割合は E_{2-2} 99%でおおむね同程度であったが、①-①断面より大きい値となった。その理由は、 E_{2-2} が橋台背面と擁壁底版に挟まれたカ所に発泡スチロールだけ設置されたため、①-①断面のに比べると測圧が大きく作用しているものと考えられる。

ラーメン橋台に作用している土圧は、②-②断面が橋台のわずかな部分であることから、①-①断面で代表される。よって、現在の土圧力は設計土圧力の約60%が作用していると考えられる。

ラーメン橋台の安定計算にあたる土圧力の影響は、全体の作用力に対する割合が小さい。

しかし、断面計算は土圧力による部材への影響が生じやすいため、設計段階では設計土圧力が作用する場合と、設計土圧力の50%が作用する場合の2ケースについて断面照査を行っている。

8. あとがき

本報文は、EPS土木工法の直積みに作用する土圧力を設計値と実測結果についてまとめたものである。

EPSブロックの壁体に生ずる荷重は、積み方によって種々のケースがあり、今回の直積みケースの場合の土圧力はほぼ設計値以内が確認された。

しかし、現在は、まだ暫定断面の結果であり、完成後（路盤、舗装、並びに供用開始）に向けて土圧力、変位量は変化すると考えられる。このため、今後も計測を継続し技術的な究明を行っていきたい。

最後に、本報告にあたり御協力いただいた関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

青山憲明：裏込材として用いられた発泡スチロールの構造物背面へ及ぼす影響，基礎工Vol.18, No.12, 1990

山下 忠：発泡スチロール盛土の施工例（橋台背面）Vol.18, No.12, 1990

建設省土木研究所：発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル 平成4年3月

建設省土木研究所 森 範行
清水建設(株) ○草刈太一
フドウ技研(株) 入島文雄
住友セメント(株) 吉原正博
日本国土開発(株) 黒山英伸
(株)東京ソイルリサーチ 石塚信夫

1. はじめに

本文は、建設省土木研究所と(財)土木研究センターおよび民間38社(ハイグレードソイル研究会)による共同研究「混合補強土の技術開発に関する研究」の成果の一部を報告するものである。本研究は共同研究テーマの一つである土砂に水、セメント系固化材および気泡を混合した気泡混合補強土の特性に関するものであり、本報では気泡混合補強土の耐久性のうち、特に繰返し載荷試験の結果について報告する。

2. 供試体作製

気泡混合補強土の配合を表-1に、作製方法を図-1に示す。また、今回使用した土質試料(有楽町層シルト)の物理的性質を表-2に示す。表および図中の調整土とは、シルトと水にて混練したスリラー状のものを仮称した。気泡は起泡剤によって事前に発泡し、重量計量した後、混入した。なお、発泡に関しては、起泡剤の希釈倍率は10倍、発泡倍率は2.5倍を用いており、気泡の単位容積あたりの質量は40g/lである。

3. 繰返し載荷試験方法

本試験は盛土などに利用した場合、繰返し荷重を受けた時の耐久性を調べる目的で実施した。繰返し載荷試験の試験条件を表-3に示す。試験は繰返し三軸試験機を用い、最大荷重 σ_{max} 、最小荷重 σ_{min} をサイクルとする一軸状態(側方拘束圧 $\sigma_3 = 0$)であり、載荷サイクル2Hzの繰返し載荷で実施した。また、繰返し載荷が終了後に、通常の一軸圧縮試験を実施した。なお、試料は $\phi 5 \times h 10$ cm供試体であり、供試体数は各1本である。

繰返し載荷の最大荷重と最小荷重は道路盛土に利用した場合の車面の走行荷重(0.5kgf/cm²以下と考えられる)よりも大きく設定しており、最大荷重と確認強度 q_c との比を荷重比と仮称している。

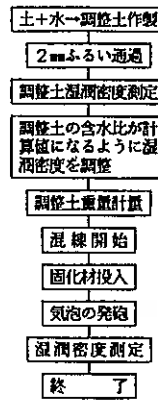


表-1 配合表

試料名	A	B	※
目標強度 (kgf/cm ²)	2.0	5.0	目標値:28日齢 試験値:繰返し 割削:静置 30分程度
目標密度 (g/cm ³)	1.0	1.0	
調整土含水比 (%)	400	400	
乾固量 (kg/m ³)	100	200	
単位気泡量 (g/m ³)	160	236	

表-2 土の物理的性質

含水比 W (%)	塑性限界 W _L (%)	液性限界 W _L (%)	土粒子の 割合	粒度分析 (%)		
				砂分	シルト分	粘土分
96.4	104.4	50.9	2.643	4.3	93.6	42.1

図-1 気泡混合補強土作製フロー

表-3 繰返し載荷試験の条件

試料名	試験の 種類	荷重比 (%)	最大荷重 σ_{max} (kgf/cm ²)	最小荷重 σ_{min} (kgf/cm ²)	載荷回数 N (回) 10 ³ , 10 ⁴ , 10 ⁵	確認強度 q_c (kgf/cm ²)	(注) 荷重比
A	ケース-1	1.0	1.0	0.6	○ ○ ○	平均値 2.50	0.40
	ケース-2		1.2	0.8	○ ○ ○		0.48
	ケース-3		1.4	1.0	○ ○ ○		0.56
B	ケース-1	1.0	2.5	1.5	○ ○ ○	平均値 7.65	0.33
	ケース-2		3.0	2.0	○ ○ ○		0.39
	ケース-3		3.5	2.5	○ ○ ○		0.46

*1) ○で強度試験を実施 *2) 荷重比= σ_{max} / q_c

Durability of Air Foamed Soil Cement:N.MORI(P.W.R.I.MINISTRY OF CONSTRUCTION) T.KUSAKARI(SHIMIZU CORPORATION) F.IRISHIMA(FUDO CONSTRUCTION CO.,LTD) M.YOSHIHARA(SUMITOMO CEMENT CO., LTD) H.KUROYAMA(JAPAN DEVELOPMENT&CONSTRUCTION CO.,LTD) N.ISHITUKA(TOKYO SOIL RESEARCH CO., LTD)

4. 試験結果

図-2に繰返し載荷回数Nと繰返し載荷後の一軸圧縮強度qとの関係を示す。試料Aについては強度低下はほとんど見られない。試料Bでは初期の繰返し載荷での若干の強度低下傾向が認められる。しかしながら、その後の繰返し載荷で明瞭な低下が見られないこと、繰返し載荷の荷重比は試料Aより小さいことなどから、繰返し載荷初期の強度低下は供試体のバラツキによるものと思われる。

上記の検討を補足するため、材令7ヶ月の試料を用いて、ケース3の荷重条件で繰返し載荷回数 10^5 回を行い、繰返し載荷回数100回毎の最大ひずみ ϵ_{max} 、最小ひずみ ϵ_{min} の平均ひずみ(仮称) $(\epsilon_{max} + \epsilon_{min}) / 2$ と動的平均ひずみ(仮称) $(\epsilon_{max} - \epsilon_{min}) / 2$ を求めた。繰返し載荷回数と平均ひずみの関係を図-3に、繰返し載荷回数と動的平均ひずみの関係を図-4に示す。図-3より平均ひずみは繰返し載荷回数の増加と共に若干累積される傾向にあるが、その値は非常に小さい。また、図-4より静的な荷重部分を除く繰返し載荷荷重部分の動的平均ひずみは、繰返し載荷回数に関係なくほぼ一定な値となっており、繰返し荷重に対して弾性的な挙動を示している。

なお、気泡セメントでの繰返し載荷試験の報告³⁾によると、車両荷重程度の繰返し荷重では軸ひずみの増加がないことが報告されている。

このようなことから、荷重比が0.56以下では、最大 10^5 回程度の繰返し載荷による強度低下の影響は、ほとんど無視できるものと思われる。

5. まとめ

気泡混合補強土の一軸圧縮強度、荷重比、繰返し載荷回数を変えて繰返し載荷試験を行った結果、以下のことが認められた。

- (1) 繰返し載荷試験結果を評価する上で、平均ひずみ $(\epsilon_{max} + \epsilon_{min}) / 2$ 、動的平均ひずみ $(\epsilon_{max} - \epsilon_{min}) / 2$ の整理方法は有用であると思われる。
- (2) 繰返し載荷する最大荷重と圧縮強度の比で表される荷重比が0.56程度以下では、最大 10^5 回程度の繰返し載荷による一軸圧縮強度の低下は認められず、実利用の際への影響はない。

参考文献

- 1) 青山, 千田ほか「気泡混合補強土の特性について(その1)配合試験」; 第27回土質工学研究発表会, 1992
- 2) 青山, 高橋ほか「気泡混合補強土の特性について(その2)力学特性」; 第27回土質工学研究発表会, 1992
- 3) 山内, 佐々木ほか「気泡セメントモルタルの変形・強度特性」; 第23回土質工学研究発表会, 1988 4) 中島ほか「セメント硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その3)」; 第19回土質工学研究発表会, 1984

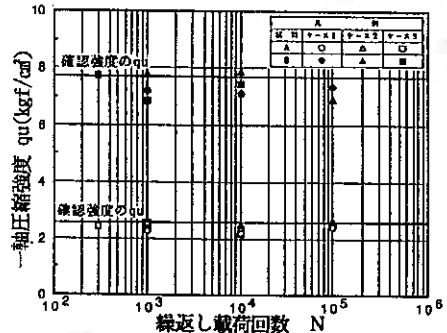


図-2 繰返し載荷回数と一軸圧縮強度の関係

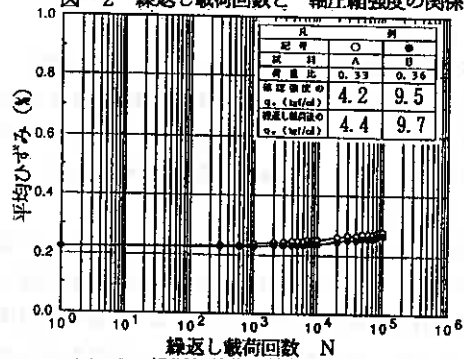


図-3 繰返し載荷回数と平均ひずみの関係

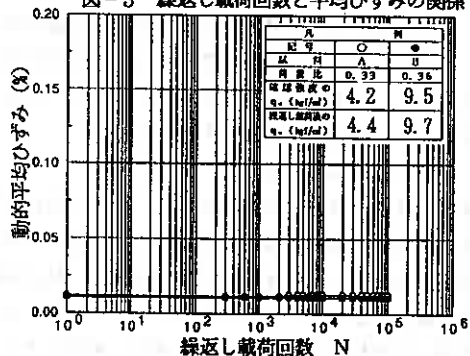


図-4 繰返し載荷回数と動的平均ひずみの関係

深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果

北海道開発局開発土木研究所	○正員 林 宏親
同 上	正員 西川純一
北海道開発局室蘭開発建設部	正員 阿部康明
北海道開発コンサルタント(株)	正員 加藤敦彦

1. まえがき

深層混合処理工法のうち改良材を粉体で軟弱地盤中に供給するものを粉体噴射攪拌工法(Dry Jet Mixing Method:DJM工法)と呼んでいる。DJM工法は、余分な水を地盤に加えないため、他の工法と比較して高い強度発現があるとされている。

一方、DJM工法を北海道の泥炭地盤に適用した場合、少ない改良材投入量では形成された改良柱体の強度にばらつきが大きく、未固結の部分がみられたという報告もある¹⁾²⁾。

そこで、著者らは、DJM工法による改良柱体強度の均一性と攪拌効率に着目し、攪拌時間を変化させた室内配合試験、攪拌軸の回転速度、貫入速度、打設回数、改良材投入量等を種々変化させて試験工事を実施したのでここに報告する。

2. 研究経緯

千田らは、埼玉県と野市の泥炭地盤(自然含水比 $W_n=380\sim600\%$ 、一軸圧縮強さ $q_u=0.3\sim0.5\text{kgf/cm}^2$)に対してDJM工法を適用した結果、改良柱体強度が改良材投入量と攪拌度合に大きく影響を受け、攪拌翼が深さ1m当りに回転する回数(以下、羽根切り回数とする)と改良柱体強度は比例関係にあると報告している³⁾。中村らは、東京湾岸の粘土地盤($W_n=53\sim68\%$)において羽根切り回数を変化させたDJM工法の試験工事を実施している。その結果、羽根切り回数を増加することによって変動係数で示される改良柱体強度の均一性が向上したとしている⁴⁾。

菅野らは、苫小牧市の泥炭地盤($W_n=94\sim644\%$ 、コーン支持力 $q_c=3.2\text{kgf/cm}^2$)に対してDJM工法を適用した結果、少ない改良材投入量では形成された改良柱体の強度にばらつきが大きく、未固結の部分がみられたと指摘し、改良柱体強度の均一性を高めるために改良材投入量の増加を図る必要があったと報告している¹⁾²⁾。

これらのことは、攪拌効率を向上させ改良柱体をより均一に、かつ高強度に形成することが、改良材投入量の低減につながり、泥炭地盤におけるDJM工法の経済性を高めることを示唆している。

3. 室内実験

攪拌度合が改良効果に及ぼす影響を調べるために、攪拌時間を変化させて室内配合試験を行った。試料土は、厚真町共和地区から採取した泥炭を用いた。泥炭の物性を表-1に示す。当該泥炭物性は、北海道泥炭の中では概ね平均的である。改良材は、3種類のセメント系固化材(以下、固化材A、B、Cとする)を使用した。攪拌時間を2minと10minとし、土質工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作成方法」に準じて1試料当たり3供試体を作成した。改良効果は、湿潤養生7日後の一軸圧縮試験で判定した。

Effect on Soil Improvement by Deep Mixing Method in Peaty Soft Deposit
Hirochika HAYASHI, Jun'ichi NISHIKAWA (Civil Engineering Research Institute),
Yasuaki ABE (Hokkaido Development Bureau), Atsuhiko KATO (Hokkaido Engineering Consultants)

写真-1は、10min攪拌後の状況である。泥炭の繊維がほぐれ、全体的にペースト状になっていることから十分な混合攪拌が行われていることがわかる。

写真-2は、2min攪拌後の状況である。泥炭の繊維がまだ多くあり、一部ではあるが固化材が未攪拌のまま残っている。

表-1 土質試験結果

自然含水比 w_n (%)	63.0
土粒子の密度 ρ_s (g/cd)	1.60
湿潤密度 ρ_t (g/cd)	0.98
強熱減量 l_{ig} (%)	81.4
自然間隙比 e_n	11.3



写真-1 攪拌状況 (10min)



写真-2 攪拌状況 (2min)

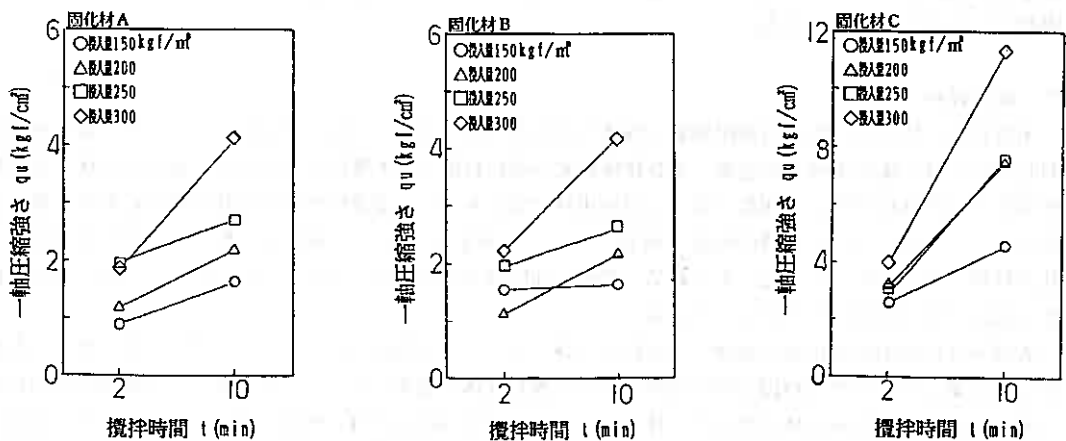


図-1 攪拌時間と一軸圧縮強さ

図-1は、攪拌時間と一軸圧縮強さの関係を固化材毎に示したものである。ここで、一軸圧縮強さは3供試体の平均値である。固化材の種類に関係なく、攪拌時間が増えたと一軸圧縮強さが大きくなっている。特に、最も改良材投入量の多い300kg/m³ではその傾向が著しい。

攪拌時間と一軸圧縮強さのばらつきを検討するために、一軸圧縮強さの最大値と最小値の差を平均値で除した数値 $(q_{max}-q_{min})/ave$ を縦軸にとったものが図-2である。 $(q_{max}-q_{min})/ave$ が小さくなるとばらつきが小さくなることになる。10min攪拌に比較して、2min攪拌のばらつきが大きいことがわかる。すなわち、攪拌度合を高めることは、強度そのものを高くするとともに、その均一性をも向上させることが明らかになった。

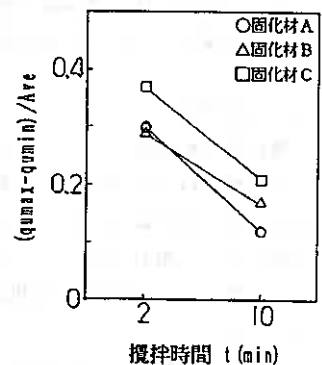


図-2 攪拌時間と強度の均一性

4. 現場実験

攪拌度合と現場における改良効果の関係を明らかにするために試験施工を実施した。施工機械は、DJM2070型（2軸機）を使用した。改良材の吐出方法には、貫入時吐出、引抜き時吐出、貫入時+引抜き時吐出の方法があるが、この中で攪拌効率が最も優れているのは貫入時吐出である。しかし、改良材投入量が多い場合、貫入時に一度に吐出すると土の粘性が増して効率が落ちることもあり、貫入時と引抜き時ともに吐出する方法をとる方が良い場合もある。したがって、ここでは改良材投入量200kgf/m²未満の場合は貫入時吐出、それ以上の場合は貫入時+引抜き時吐出とした。

本文における羽根切り回数は、地盤中に供給された改良材に対する深度1m当りの攪拌回数で表わされ、次式によるものとする。

$$\text{貫入時吐出の場合} \quad \text{羽根切り回数 (回/m)} \quad T = M \times \left(\frac{R_i}{V_i} + \frac{R_p}{V_p} \right)$$

$$\text{貫入時+引抜き時の場合} \quad \text{羽根切り回数 (回/m)} \quad T = M \times \left(\frac{R_i}{V_i} \times \frac{W_i}{W} + \frac{R_p}{V_p} \right)$$

M : 攪拌翼枚数 (=4)

V_i, V_p : 貫入, 引抜き速度 (m/min)

R_i, R_p : 貫入時, 引抜き時軸回転速度 (rpm)

W_i : 貫入時改良材吐出量 (kgf/m²)

W : 改良材投入量 (kgf/m²)

改良柱体の強度は、改良柱体の中心からおおよそ25cmの位置でオールコアボーリングを行って採取した供試体の一軸圧縮強さで評価した。試料採取にあたっては、ボーリング径φ=116mmのトリプルチューブサンプリングを採用することによって極力試料を乱さないように配慮した。供試体は、改良深さ50cmに1本の割合で無作為にトリミングしたものを用いた。

4-1 現場条件

試験施工は、室内実験で用いた泥炭を採取した厚真町共和地区において実施された。本現場は、苫小牧市の東部に位置し、図-3のように二次堆積火山灰の下位に泥炭 (q_c=2.5kgf/cm²) が5.4m堆積し、さらに粘性土 (q_c=2.7kgf/cm²) が2.4m存在する泥炭性軟弱地盤である。

また、当該泥炭地盤の深度方向に対する均一性を調べるために、ばらつきを表わす指標である変動係数CVを検討したところ、自然含水比がCV=27.1%、コーン支持力がCV=28.0%であった。北海道における泥炭地盤の深度方向の変動係数は、平均的に自然含水比がCV=27%、コーン支持力でCV=57%とされている²⁾ことから、当該泥炭地盤の強度のばらつきは、比較的小さいと言える。

DJM工法による改良は、泥炭層、粘性土層に対して行われているが、本文では泥炭層についてのみ扱うこととする。

4-2 標準施工

本項では、従来、泥炭地盤に実施されてきた標準的な施工仕様による改良効果について述べる。泥炭地盤での標準的な施工は、泥炭が繊維質に富む貫入抵抗の大きい地盤であるため、貫入時の軸回転速度を低速のR_i=24（以下、低速回転とする）とし、羽根切り回数をT=300程度に設定したものである。改良材は、室内実験と同じものを使用した。供試体は、1サイクルの施工で同時に形成される2本の改良柱体の両方から採取した。

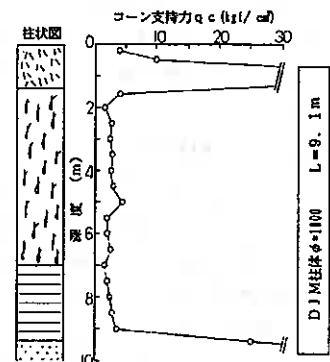


図-3 土層構成

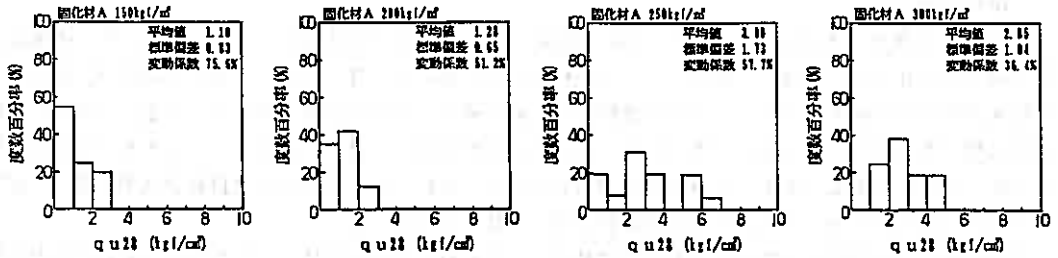


図-4 柱体28日強度のヒストグラム

図-4は、柱体28日強度のヒストグラムである。改良材投入量150および200kg/m³では、低強度に偏った強度分布を示し、設計強度を満足する供試体も全体の20%程度にすぎない。ただし、極端な未固結部分はコア全長にわたって認められなかった。改良材投入量が増すに従って正規分布に近い強度分布を示すようになり、その強度ピークも高強度側へ移行している。改良材投入量250kg/m³では70%以上、300kg/m³では75%以上の供試体が設計強度を満足している。

図-5は、改良材投入量と柱体強度の変動係数の関係である。改良材投入量が増えるに従い変動係数が小さくなり、より均一な改良柱体が形成されていることがわかる。さらに、改良材投入量200kg/m³未満では、改良材投入量の増加による変動係数の減少割合が著しくなっている。これは、羽根切り回数 $\Gamma=300$ 程度の施工において改良材投入量200kg/m³未満では、改良材が十分に供給攪拌されていないことを示している。また、固化材によって変動係数に差があることも興味深い現象である。固化材Bについては、改良材を300kg/m³投入しても粘性土層での改良柱体程度の均一性(CV=10~30%)⁷⁾を得ることができていない。

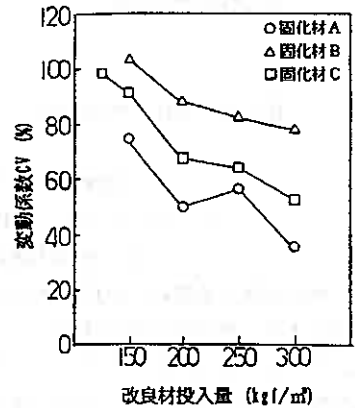


図-5 投入量と変動係数

現在、改良柱体の強度管理は、柱体強度のばらつきを考慮して「平均値-1/2標準偏差」を代表値(以下、管理値とする)にする方法で行われている⁸⁾。この方法で管理すると、強度が正規分布に従う場合は、全体の70%が設計強度を満足することになる。正規分布に従わない場合でも平均値からばらつきに応じた変数を減じることになるので優れた管理方法と言える。

図-6は、改良材投入量と管理値の関係である。設計強度を満足するために必要な改良材投入量は、215~250kg/m³である。施工に先だって実施された室内配合試験より得た必要改良材投入量は、125~190kg/m³であり⁷⁾、両者には大きな差がある。このことは、室内と現場強度の比 $q_{ul}/q_{ul}=3$ の設定が不適當であったことを示している。この比は、室内と現場の攪拌度合の差を考慮しているものであるが、羽根切り回数 $\Gamma=300$ 程度の攪拌度合では、この比をさらに高く設定する必要があることを示唆している。

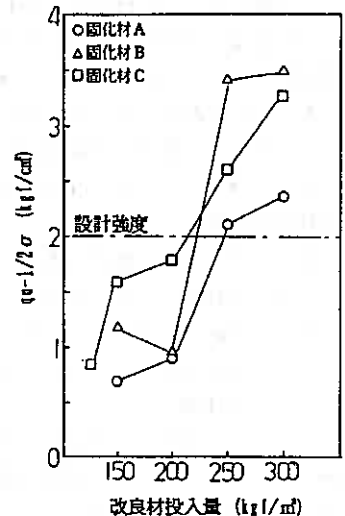


図-6 投入量と管理値

4-3 攪拌度合と改良効果

攪拌度合と柱体強度の関係を調べるために、羽根切り回数を変化させて施工を行った。使用した改良材は、前項の結果から最も効果的であった固化材Aである。施工仕様を表-2に示す。羽根切り回数 $T=411\sim 456$ は、貫入時の軸回転速度を $Ri=48$ (以下、高速回転とする) にすることによって確保した。高速回転は、貫入抵抗の大きい泥炭地盤には不相当とされてきたが、本現場では問題は生じていない。羽根切り回数 $T=624$ は、一度通常の打設を行った後に、再度攪拌処理を行うことによって確保した。

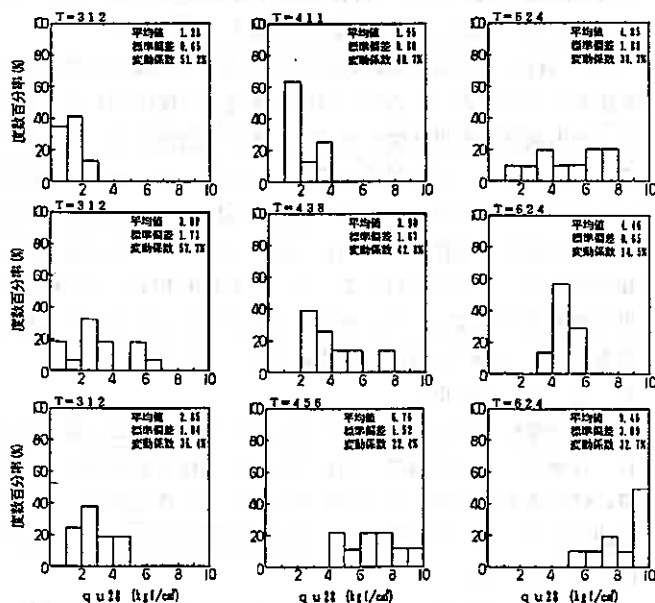
各ケースでの28日強度のヒストグラムを図-7に示す。いずれの改良材投入量においても羽根切り回数が増えるに伴って強度分布が高強度側へ変化している。改良材投入量 $200\text{kg}/\text{m}^3$ に着目すると、 $T=312$ では設計強度を満足する率が約10%であるのに対して、 $T=411$ では約30%、 $T=624$ では約90%と明らかに改良効果の向上が図られている。また、 $T=411\sim 456$ では、高速回転にしたことによる圧送空気回収の改善が見られた。圧送空気のスムーズな回収は、改良材の地盤への安定供給につながることから、改良効果の向上は、攪拌度合の増加に加えて改良材の安定した供給も作用したと思われる。

図-8は、羽根切り回数と柱体強度の変動係数を示している。羽根切り回数を多くすることは、強度の増加だけでなく、均一な柱体をも形成することがわかる。逆に、少ない改良材投入量でも羽根切り回数を多くすることで攪拌度合を高め、均一な改良柱体を形成することが可能である。

図-9は、改良材投入量と管理値との関係である。管理値が設計強度を満

表-2 施工仕様

改良材	投入量	貫入時回転数 R_i	貫入速度 V_i	引抜き時回転数 R_p	引抜き速度 V_p	打設回数	羽根切り回数 T
固化材A	200	24	1.0	48	1.0	シングル	312
	250	48	0.7	48	0.7	シングル	411~456
	300	24	1.0	48	1.0	ダブル	624



(上段から順に投入量200, 250, 300kg/m³)

図-7 各ケースでの強度ヒストグラム

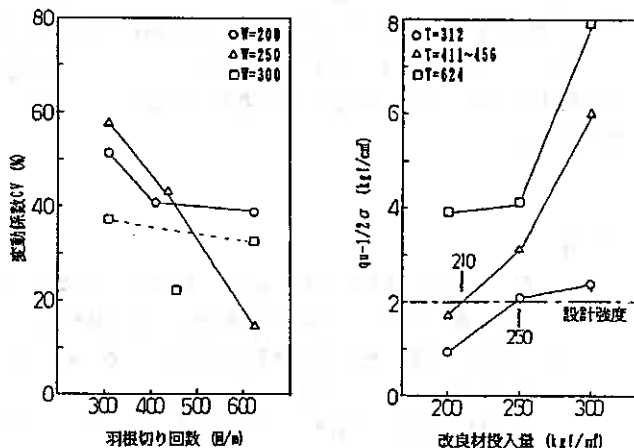


図-8 羽根切り回数と変動係数

図-9 投入量と管理値

足するためには、従来行われていた羽根切り回数 $T=312$ の施工では 250kg/l の改良材を必要とするのに対し、羽根切り回数を $T=438$ にすると 210kg/l の改良材で充分である。

5. 設計・施工への提案と今後の課題

5-1 設計上の提案

改良材投入量は、まず室内配合試験を行って、その結果を踏まえて現場配合試験を実施し決定される。この際、室内と現場の攪拌度合の差を考慮して現場設計強度の $2\sim 5$ 倍の強度を室内設計強度とすることになっている。実態としては、平均的な3倍を採ることが多い。

図-10は、羽根切り回数と室内28日強度と現場28日強度の比 q_{01}/q_{02} の関係を示している。ここで、現場強度は、管理値である。当然のことながら、室内強度と現場強度の比が、羽根切り回数によって大きく異なっていることがわかる。改良材投入量によって若干の差はあるものの、通常、用いられている $q_{01}/q_{02}=3$ には羽根切り回数 $T=450$ 程度が対応している。羽根切り回数 $T=300$ 程度では $q_{01}/q_{02}=6\sim 8$ であり、一般的に言われている範囲($q_{01}/q_{02}=2\sim 5$)を超えている。羽根切り回数 $T=300$ 程度では、改良材投入量決定の際に q_{01}/q_{02} を高く設定する必要があると思われる。換言すれば、設計時には、羽根切り回数を念頭にいれて q_{01}/q_{02} を決定するべきである。

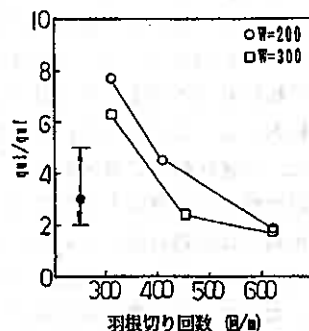


図-10 強度比の変化

5-2 施工上の提案

泥炭地盤については、羽根切り回数を多くすることが、改良効果の向上につながることは、前述の通りである。改良効果の向上による改良材投入量の低減と施工時間の両方を勘案したものを攪拌効率とするならば、施工時間当りの羽根切り回数が多いほど攪拌効率が高い、すなわち経済性の高い施工と言える。

図-11は、羽根切り回数と施工時間当りの羽根切り回数 T/C_m の関係である。施工時間当りの羽根切り回数が最も多いのは、400～450程度の羽根切り回数であることがわかる。したがって、良好な改良柱体を形成する意味でも経済性を高める意味でも、泥炭地盤に対しては羽根切り回数 $T=400\sim 450$ 程度の施工をすることが望ましい。ただし、低速回転でなければ施工できない泥炭地盤もあると考えられるので、今後、その検討が必要である。

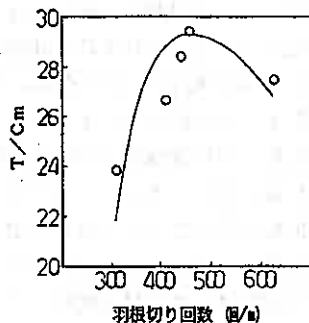


図-11 攪拌効率
 T/C_m : 施工時間当りの羽根切り回数

参考文献

- 1) 青野 誠、太田政一、阿部康明；砂体攪拌工法における混合質の変動について、第35回北海道開発局技術研究発表論文集、1992. 2.
- 2) 太田政一、阿部康明、青野 誠、加藤教彦；深層混合処理工法における強度特性について、土質工学会北海道支部技術報告集第32号、1992. 2.
- 3) 千田昌平、村尾好昭、岩瀬貞二；砂体噴射攪拌工法の開発とピート層への適用、土木技術資料第24巻第2号、1982. 2.
- 4) 中村正邦、松下正憲；改良材の攪拌混合性についての研究—深層混合処理工法に関する研究(第3報)—、第17回土質工学研究発表論文集、1982. 6.
- 5) 佐々木晴美；泥炭地盤の工学的性質の均一性に関する一考察、第28回土木学会年次学術講演論文集、1973. 10.
- 6) 林 宏樹、西川純一、阿部康明；深層混合処理工法における攪拌効率について、第36回北海道開発局技術研究発表論文集(投稿中)、1993. 2.
- 7) 開発土木研究所土質基礎研究室；「深層混合処理工法施工マニュアル」について、開発土木研究所月報No. 459、1991. 8.

超高压喷射搅拌工法の変位対策事例

小野田ケミコ株式会社 正員 黒沼 卓夫
正員 西尾 経
正員 羽角 恵佐
正員 ○立石 光一
正員 市川 公彦

1. まえがき

近年、超高压・大吐出量が可能である超高压ポンプが実用化されたことにより、従来実施されてきた高压喷射工法は、施工能率および経済性を向上させるために、超高压・大吐出量による大口径の改良体を造成できるように改良されてきている。

このような状況下において、従来の高压喷射搅拌工法（ミニマックス工法、JMM工法）を更に大口径化し、高速施工による経済性を図った超高压喷射搅拌工法（SMM工法、SJMM工法）の研究開発が進められてきた。また、高压喷射搅拌工法の施工時に発生する周辺地盤の変位が問題視されているが、その有効な対策として、改良時にスラリー注入量相当量の原土を排出する方法も考案されてきた。

本報告では、超高压喷射搅拌工法の近接施工に伴う変位対策工の効果について報告する。

2. 超高压喷射搅拌工法

高压ポンプの性能に大きく依存される超高压喷射搅拌工法は、従来コラムジェットグラウト工法に代表されるように清水状態では超高压を確保することが可能であったが、スラリー状態ではポンプの能力上200kgf/cm²が限界であった。

しかし、大口径を確保する工法の需要増加に伴って、超高压ポンプの開発が行われ、各種の現地実験を繰り返しながらスラリー状態でも400kgf/cm²の吐出を安定して供給できる超高压ポンプの実用化が可能となり、RJP工法およびここに紹介するSMM工法、SJMM工法が開発された。

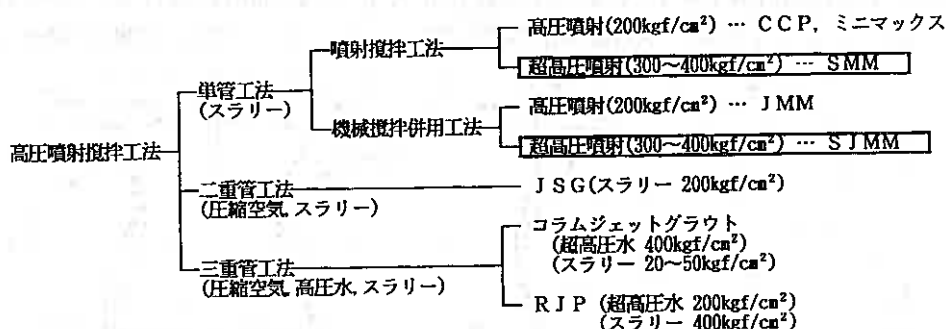


図-1 超高压喷射搅拌工法（SMM, SJMM）の位置付け

Application of super high-pressure jet mixing method and the displacement caused by the execution. ; Takuo KURONUMA, Wataru NISHIO, Keisuke HASUMI, Kouichi TATEISHI, Kimihiko ICHIKAWA, (ONODA CHEMICO CO., LTD.)

SMM工法およびSJMM工法は、図-1に示されるように単管式の超高压噴射攪拌工法に位置付けられ、従来型の単管式高压噴射攪拌工法（ミニマックス工法、JMM工法）より更に地盤の切削能力を向上させた工法であり、表-1に示すSJMM工法の改良径からわかるように従来型に比べ、大口径が確保できるだけでなく、適用土質に至っても従来

表-1 従来工法との比較

対象土質	土質条件	改良径 ϕ (m)	
		JMM工法	SJMM工法
砂質土	N値<10	1.1±0.1	1.3±0.1
粘性土	粘着力C<3tf/m ²	1.3±0.1	1.6±0.1
	C=4~5tf/m ²	—	1.2±0.1
腐植土	含水比w≤400%	1.3±0.1	1.6±0.1

(特殊ロッドヘッド $\phi=60$ cm使用)

型では問題視されていた粘着力C=5tf/m²の粘性土地盤においても、適用可能となった。このため、これからの大深度等の改良ニーズに対しても充分対応可能な工法であると言える。

3. 施工時に発生する変位予測とその対策

超高压噴射攪拌工法の施工に伴って発生する問題としては、主に超高压に耐えるロッドの安全性、超高压ポンプの耐久性等の機械的な要因の他に、施工時に発生する周辺地盤の変位の問題が挙げられる。

超高压噴射攪拌工法を含めた深層混合処理工法における施工時の変位発生形態は、地中にセメント系固材スラリーを混入することによるボリューム増加に起因して発生している。超高压噴射攪拌工法の施工を計画する場合は、これらの変形問題を考慮して工法を確立することが市街地での施工で肝要である。このため、これまでの高压噴射攪拌工法の施工による変位発生現象を考察して得た基礎的知見より、超高压噴射攪拌工法に対する変位予測とその対策方法を以下に紹介する。

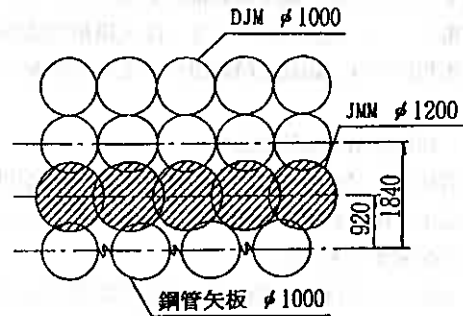


図-2 標準配置図

(1) 変位予測

超高压噴射攪拌工法の変位対策を考慮するにあたり、まず施工時に発生する変位予測を行うことが必要である。このため、

図-2に示す高压噴射攪拌工法（JMM工法）の施工時に発生した変位事例を用いて変位の発生予測を検討した。図-3に示す4現場は、大規模な山留開削工事においてヒービング防止、受働土圧増加、山留

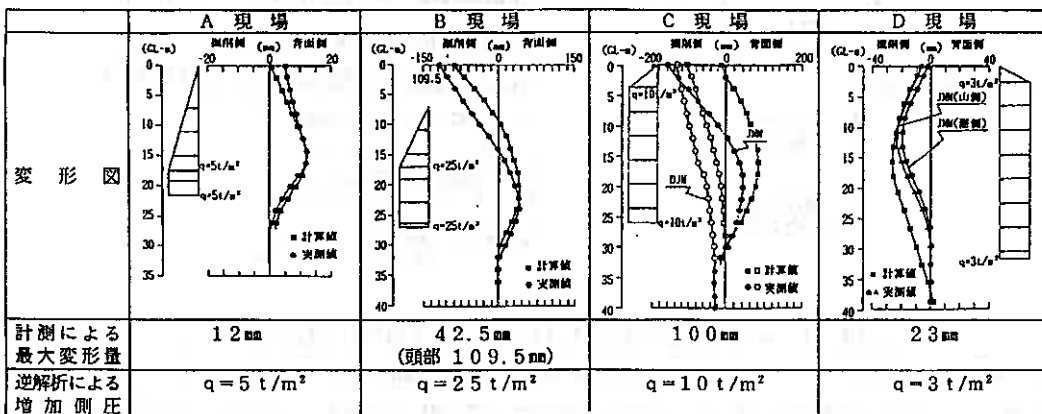


図-3 逆解析結果

壁の変形防止を目的として、機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法が併用され、 $C = 2 \sim 3 \text{ tf/m}^2$ 程度の沖積シルト層の地盤改良が行われた現場である。ここでは、高圧噴射攪拌工法を鋼管矢板との間詰めのために施工された。図-3に示す山留壁（鋼管矢板）の発生変位は地中傾斜計により計測されたものであり、高圧噴射攪拌工法の施工により、 $12\text{mm} \sim 100\text{mm}$ 程度の増加変位が測定されている。

この4現場の計測結果を基に弾塑性解析による逆解析を実施し、高圧噴射攪拌工法の施工時に作用する応力を推定した結果、 $q = 5 \sim 25 \text{ tf/m}^2$ の台形分布荷重が発生している。今後の変位予測の参考になるものとする。

次に、影響範囲を推定するために図-4に示すような改良域から計測測点までの水平距離 x と改良長 l_c との比と、水平および鉛直変位量 δ の関係を求めた。

図中のデータは、各種現場のデータをプロットしたものであり、影響の範囲としては、打設長の1.5~2倍程度まで影響していることが分かる。いづれにしても、高圧噴射攪拌工法を家屋、山留壁等に近接して施工する場合、あらかじめこれらのデータを用いて推定し、必要に応じて以下に示す対策工を講じる必要がある。

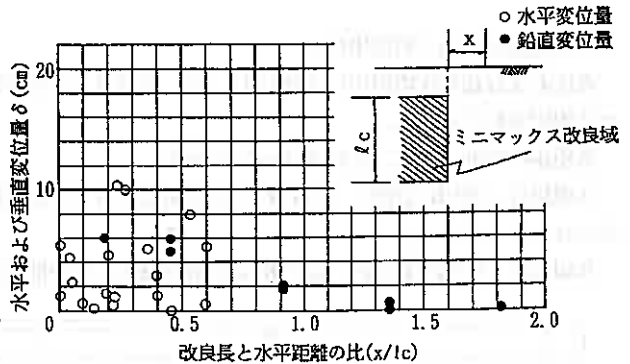


図-4 高圧噴射攪拌工法改良長と水平距離の比(x/l_c)と水平および鉛直変位量(δ)の関係

(2) 対策工

高圧噴射攪拌工法を含む深層混合処理工法の場合、施工による地盤変位の発生が主に地中に混入されるセメント系固化材スラリーのボリューム増加に起因していることから、対策工としては地中に混入される固化材スラリー同等以上の土を排出させることが最も効果的であり、この原理を用いて地盤変位を極力抑えている工法がコラムジェットグラウト工法である。

コラムジェット工法は、大口径改良体の確保のために造成時間が長く、切削に用いる高圧水を多量に使用するため、地中に排出される排泥は、図-5に示すエアリフト効果により、セメント分を多く含んだ膨大な量のスライムである。

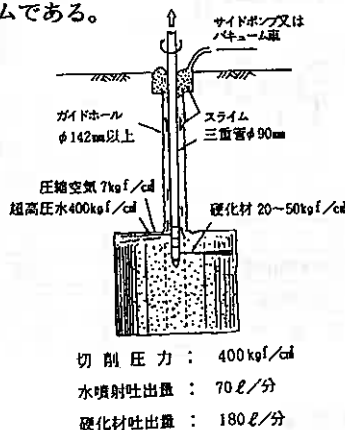


図-5 コラムジェットグラウト工法概要¹⁾

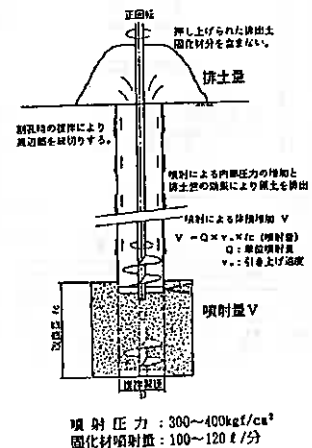


図-6 強制排土方式概要図

これに対し、単管式の超高圧噴射攪拌工法の場合、エアーを使用しないため、土を排出させる方法としては、機械的強制排土方式により変位防止を行う必要がある。この方法は、図-6に示すように特殊な排土盤を装着したロッドヘッドを繰り返し削孔・攪拌し、周辺地盤との縁切りを行いながら、円柱状に乱し、原土を排出させるものである。この方法では、噴射位置より上部の土を排出させるため、固化材を含まない原土が比較的少量排出される。更に硬化材スラリーを多量に含むスライム状の超軟弱土とは異なり残土処理が容易な軟弱土である。

この強制排土方式を用いた施工事例を以下に紹介する。

4. 計測及び効果 (対策事例)

高圧および超高圧噴射攪拌工法において、強制排土方式を用いた近接施工例として、水平変形量を計測した2現場を以下に示す。

各現場の断面、土質、仕様を図-7に示す。

A現場は、河川に近接して行われた山留開削工事で、変形防止を目的として底盤部、先行地中梁の改良が行われたものである。

B現場は、吐出力 400kgf/cm^2 の超高圧噴射攪拌工法の開発に伴って行われた排土式の試験結果である。

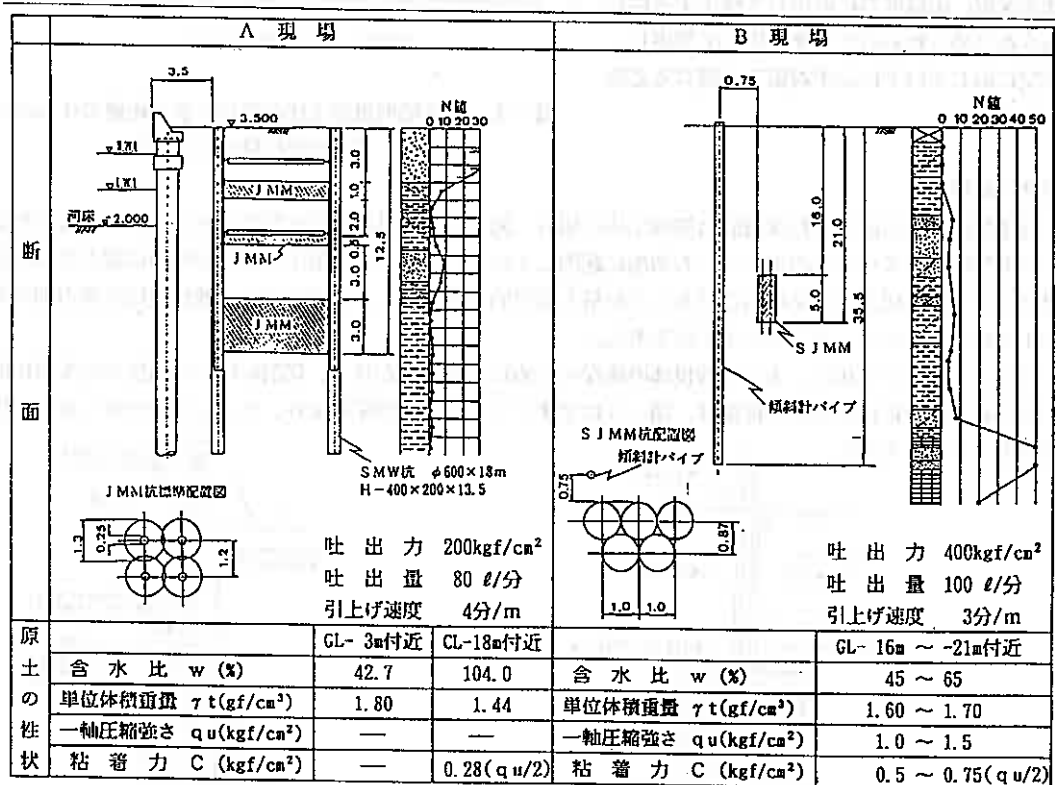


図-7 各現場の仕様

A現場は河川護岸の近接施工となるため、施工計画当初から各種の対策工が立案され施工が行われた。ただし、緩衝孔及び分散施工等による従来方式の対策工の施工では、変形の抑制効果がほとんどなかったため最終案として強制排土方式が採用された。

図-8に示す変形量は、山留壁であるSMWの変形計測量を示したものである。従来実施されてきた緩衝孔や分散施工等の実施では、SMW天端で最大105mm程度の変形量が発生したのに対し、強制排土方式による施工後の増加変位置はわずか20mm程度であった。

B現場は、試験工事であったため、移動式傾斜計のパイプを数本設置し、各傾斜パイプと同距離に無排土杭と排土杭を5本ずつ施工して測定を行ったものである。

無排土式（通常施工）においては、改良域を中心として、最大45mm程度の変形量が計測されたのに対し、排土式では7mm程度しか計測されず、通常施工の1/5～1/7程度と排土式の変位発生低減効果が確認された。

また、地上に排出された原土は、鋼製の計量升を作成し、造成後の排土量を測定した結果、スラリー噴射量の約90%に相当する排土量が確認された。

1本当たり スラリー噴射量 $Q = 5\text{m} \times 3\text{分}/\text{m} \times 100\text{ℓ}/\text{分} = 1.5\text{m}^3$

1本当たり 平均排土量 $V = 1.35\text{m}^3$

なお、通常施工においては、排土は確認されなかった。

以上のことから、スラリー噴射量に近い排土が行われれば、変形に対して十分な変位低減効果が発揮できるものと考えられる。

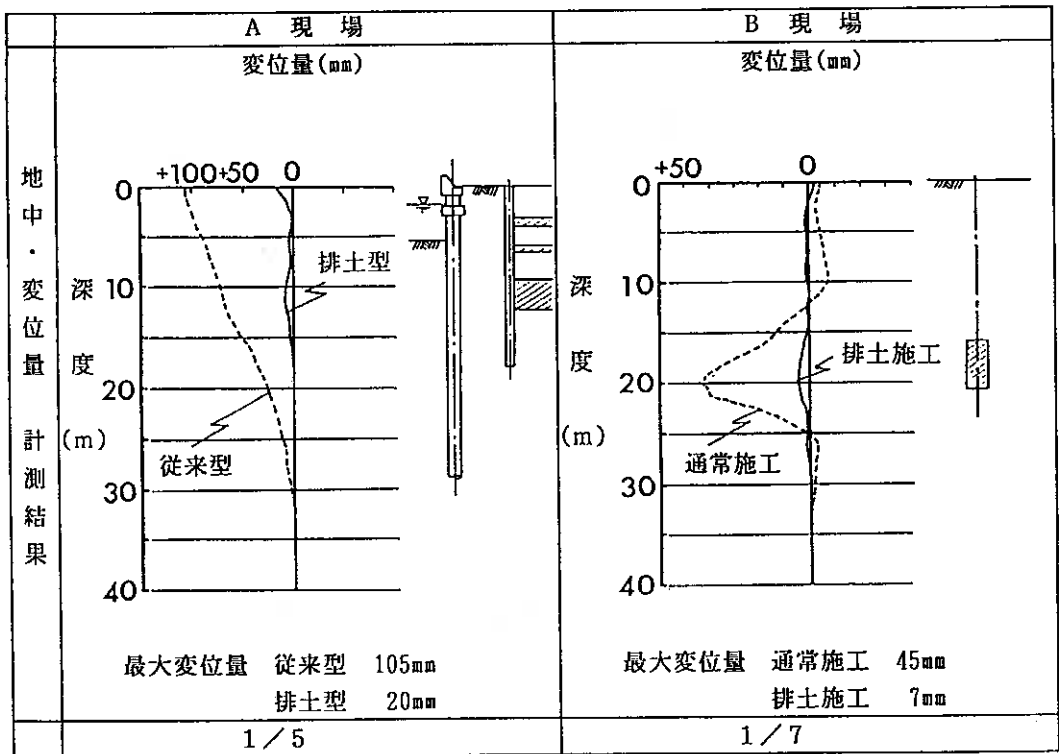


図-8 計測結果

5. あとがき

超高压喷射搅拌工法の施工仕様「圧力400kgf/cm²，吐出量100ℓ/分」で施工を行うことにより、従来工法で造成される改良径よりさらに大口径の改良体の造成および施工能率、経済性の向上が可能になった。

また、超高压喷射搅拌工法において特殊な排土盤を装着したロッドヘッドで施工を行った場合、施工による変位量は通常施工より相当小さく抑えることができ、また、固化材を含まず少量の原土を排出するため、排泥処理費が大きく軽減できるものと考えられる。

本報告で紹介したデータは、まだ少ない事例であるが、今後、このような現場と同様の現場において参考になれば幸いである。

〈参考文献〉

- 1) 日本ジェットグラウト協会 : ジェットグラウト工法技術資料 (第3版) 平成4年6月

釧路港における水中ストラット式鋼製岸壁 設計と力学的挙動について

北海道開発局	○正員	栗田 悟
北海道開発庁	正員	関野 高志
運輸省港湾技術研究所	正員	高橋 邦夫
運輸省港湾技術研究所	正員	清宮 理
新日本製鐵株式会社	正員	佐藤 光一

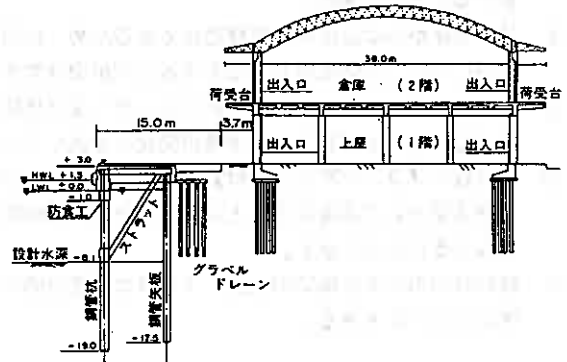
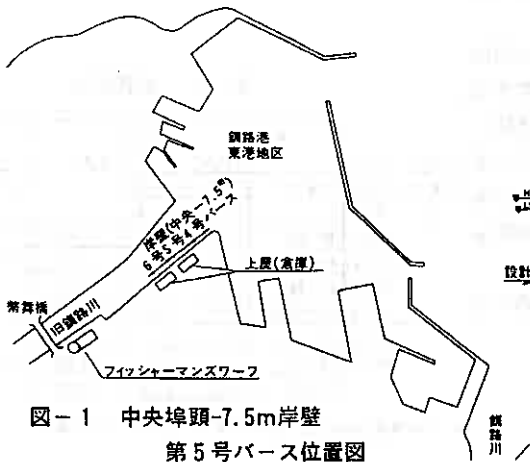
1. はじめに

釧路港東港区中央埠頭-7.5m 岸壁は建設後 25 年以上経過し、鋼矢板壁（控え：組杭）の腐食が進行し危険な状態となったため、平成元年度より岸壁の改良工事に着手している。平成 2 年度には隣接の 6 号バースを供用させながら 5 号バースの改良工事を進めることとなったが、前面水域が港湾区域と河川区域の重複区域となっており河川管理上いわゆる前出し改良が不可能であった。さらに、既設鋼矢板壁の背後約 15m の位置に上屋があり、また軟岩からなる支持層が比較的浅い位置に出現していた。このように、設計・施工上種々の制約があり施設築造空間が限られていた。このため、ケーソン式や控え工式鋼矢板壁等既往の構造形式での対応が困難な状況にあった。

そこで、運輸省港湾技術研究所と新日本製鐵株式会社（以下、共同開発者）が開発中であった『水中ストラット工法』を岸壁として設計・施工することとなった。

本工法については裏込部を含まない地盤-鋼構造系に関して共同開発者においてすでに実施された実大規模構造体水平載荷試験等一連の構造試験によりその力学的挙動が把握され、それに基づく設計法の提案がなされており、裏込部を含む地盤-鋼構造全体系の力学的挙動の調査・解明と設計法の検証が待たれていた。

このため、本事業は北海道開発局の『技術活用パイロット事業』として位置付けられ、本工法に特有な工種に関する施工性の確認を行いながら当該岸壁の一部において裏込部を含む地盤-鋼構造全体系の力学的挙動を計測調査し、構造物の安定性と設計法の妥当性の確認を行うこととなった。



Underwater Strutted Steel Structure System (Quay Wall Type) in Kushiro Port — Design and Behaviour; Satoru Kurita, Takashi Sekino (Hokkaido Development Bureau), Kunio Takahashi, Osamu Kiyomiya (The Port And Harbour Research Institute Ministry Of Transport), Koichi Satoh (Nippon Steel Corp.)

この計測調査の計画および計測結果の評価は、耐寒地港湾技術研究センターに佐伯浩北大教授を委員長とし、大学、運輸省、北海道開発局、新日本製鐵株式会社等の関係者から構成される『釧路港水中ストラット式鋼製岸壁技術検討委員会』を設置し行われた。

以下では、『水中ストラット式鋼製岸壁』の設計と力学的挙動に関する計測結果について報告する。

2. 構造の概要と特徴

2.1 構造の概要

水中ストラット式鋼製岸壁は、鋼管矢板等からなる土留壁体と鋼管杭からなる前方杭およびこれらの頭部を連結する上方連結材より構成された根入れ式ラーメン構造を、海中上部において耐圧縮斜材（水中ストラット部材）で補強した構造である。

耐圧縮斜材の下端部は格点を介して前方杭と、また上端部は上方結合部において剛結合されている。格点はシャキーを有するメカニカルグラウト接合からなる二重鋼管構造となっている。

2.2 構造の特徴

水中ストラット式鋼製岸壁の構造上、施工上および利用上の特徴を以下に示す。

- ① 地盤の支持力（横方向、軸方向）を有効に活用することができる。
- ② 壁体幅や水中ストラット部材の取付け角度を変化させることにより、軸方向支持力と横方向支持力の分担割合を調整することができる。このため、設計の自由度が向上し、地盤条件・外力条件等に応じ合理的な設計をすることができる。
- ③ 杭-壁体からなる根入れ式構造物であるため、軟弱地盤域において地盤改良を少なくすることが期待できる。
- ④ 背後に控え工を有さず、断面がコンパクトなため狭い場所での施工が可能であり港湾再開発にも適している。
- ⑤ 前方杭に『フィン形消波部材』等を取り付け、壁体幅を遊水室として活用することにより反射波対策機能を付与することもできる。
- ⑥ 線部材のみによる構築のため、小規模な施工設備で急速施工が可能である。

3. 設計法について

3.1 設計概要

1) 設計条件

- ・設計水深：-8.10 m
- ・潮位：L.W.L ±0.00 m, H.W.L +1.50 m
- ・残留水位：R.W.L +1.00 m

- ・上載荷重：常時 2.0 tf/m², 地震時 1.0 tf/m²
- ・対象船舶：5000 D/W 級, 接岸速度 0.13 m/sec
- ・船舶の牽引力：35 tf/20 m

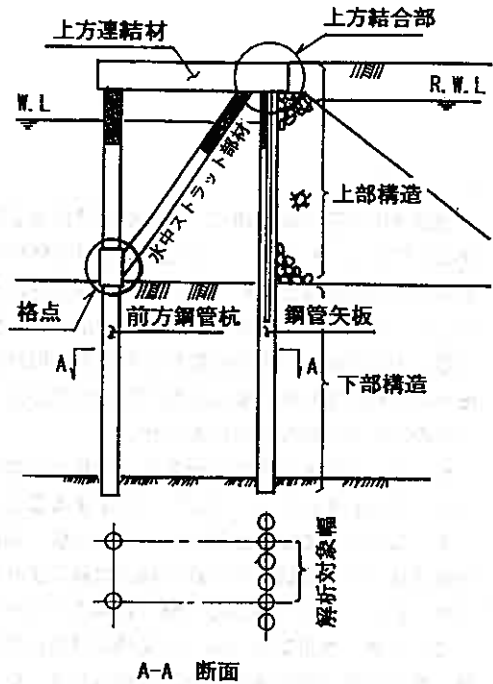


図-3 水中ストラット式鋼製岸壁各部名称

表-1 土質条件

土質	γ [tf/m ³]	N値	K_n [kgf/cm ³]	ϕ
C.H. +3.10				
R.W.L. +1.00	砂質土	8		30°
D.L. -8.10		8		
-10.04	粗砂	7	1.05	35°
-11.04	粗砂	14	2.10	
-14.44	砂礫	26	3.90	
-15.29	貝殻混り砂	21	3.15	40°
-18.00	細砂	11	1.65	
-19.50	細砂	40	6.00	
BASE		50	7.50	

横方向地盤反力係数は、N値より $K_n = 0.15 N$ として算定している。

- ・地震震度： $K_n = 0.2$ ， $K_{n'}$ = 見掛けの震度
- ・設計波高： $H_{max} = 1.5$ m，揚圧力 $p_u = 4 w_0 H_{max}$
- ・裏埋土内部摩擦角： $\phi = 30^\circ$
- ・土質条件：設計用土質条件は表-1の通り。

2) 設計上の仮定と計算手法

設計は『港湾の施設の技術上の基準・同解説/日本港湾協会，以下『技術上の基準』』および『ジャケッ ト式鋼製護岸設計指針（案）/日本港湾協会，以下『ジャケッ ト式指針』』を準用して行っている。

『ジャケッ ト式指針』では，上部構造であるジャケッ ト部と下部構造であるくい基礎部を分離して計算する 方法とこれらを一体化して計算する方法が示されている。本設計では上部構造と下部構造を一体とした骨 組構造モデルとし，変位法による平面骨組構造解析により変形と断面力を算定している。

なお，上部構造を構成する各部材は『通常の梁』，また下部構造を構成する各部材は『弾性床上の梁/Y. L. CHANG の方法』として扱っている。また，格点部の耐力照査については，A P 1-R P 2 A 等海洋構造物 の設計基準を準用して行っている。

その他の設計上の仮定は次の通りである。

- ① 格点部や上方結合部などの部材の結合部は剛結合節点とみなす。
- ② 土留鋼管矢板壁と前方鋼管杭におけるいわゆる水平方向の群杭効果の影響は考慮しない。
- ③ 骨組構造計算を行う時の主動土圧（クーロン土圧）の作用深度は設計海底面までとする。
- ④ 残留水圧の作用深度は土留鋼管矢板壁下端までとする。
- ⑤ 地震時の主動土圧は震度法による。

①および②は共同開発者により実施された実大規模構造体水平載荷試験（壁体幅：6.5 m，表層地盤N値： 約5）結果等をもとに設定した。

③は本施工箇所の地盤が良質な砂地盤とみなせることおよび『ジャケッ ト式指針』の規定を準用し設定し た。④および⑤は『技術上の基準』，『ジャケッ ト式指針』を準用し設定した。

3. 2 構造断面

計測対象区域の構造断面を図-6に示す。前方鋼管杭は $900\phi \times 10/12t$ (SKK 50)の変断面杭，鋼管矢板は $800\phi \times 9t$ (SKY 41)の一様断面で継手は P-P型および斜材材は $600\phi \times 10t$ (SKK 50)の一様断面である。

構造体の幅は7.5mで，鋼管矢板 3本に対し前方鋼管杭および水中ストラット部材 1セットが配置されてい る。格点は13mm ϕ の丸鋼がシャキーとして 500mmピッチで配置されている。

3. 3 構造計算モデル

構造安定計算は，常時，地震時および揚圧力作用時について実施している。図-4に各々の設計荷重を示 した。

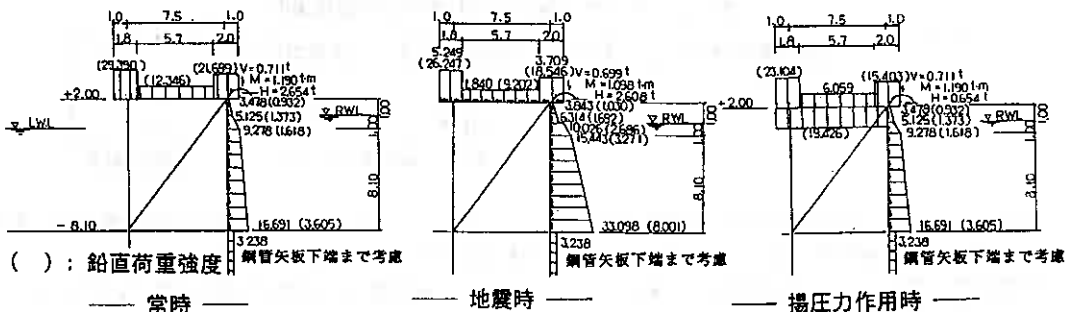


図-4 設計荷重図

3. 4 構造計算結果

構造断面は地震時荷重で決定している。地震時荷重に対する構造計算結果（変形，曲げモーメント，軸力分布）を図-5に示す。

なお，応力，支持力，壁体部の根入れ長等については『技術上の基準』に基づき照査している。

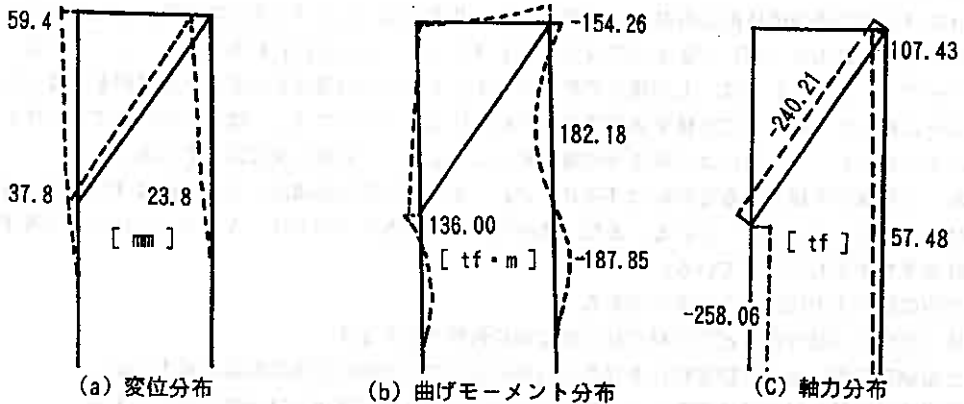


図-5 構造計算結果（地震時）

3. 5 格点グラウト接合部の付着耐力照査

グラウト接合部における付着耐力の照査例として，API-RP2Aによる検討結果を以下に示す。

極限付着強度 f_{bu}

$$f_{bu} = 117.4 + 1.72 \cdot f_{cu} \cdot h/s \quad [tf/m^2]$$

許容付着応力度 f_{ba}

常時

$$f_{ba} = 14.1 + 0.50 \cdot f_{cu} \cdot h/s \quad [tf/m^2]$$

異常時

$$f_{ba} = 18.8 + 0.67 \cdot f_{cu} \cdot h/s \quad [tf/m^2]$$

ここに，

h : シャーキーの高さ (設計値: $h = 13 \text{ mm}$)

s : シャーキーの間隔 (設計値: $s = 500 \text{ mm}$)

f_{cu} : グラウトの一軸圧縮強度 (設計値: $f_{cu} = 210 \text{ kgf/cm}^2$)

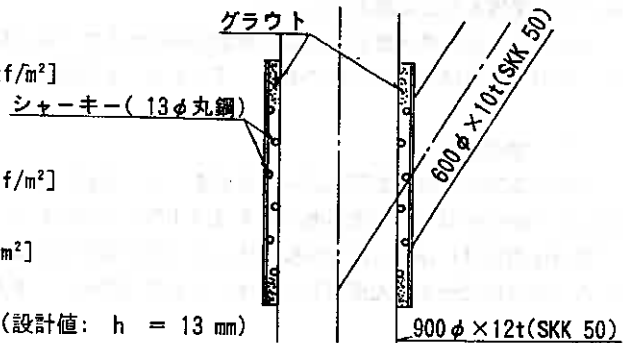


表-2 グラウト接合部の付着耐力照査結果例

	① 極限耐力[tf]	② 許容耐力[tf]	③ 作用力[tf]	① / ③
常時	$f_{bu} \cdot \pi \cdot D_p \cdot L$	175.6	102.5	8.7
地震時	= 896	234.8	215.7	4.2

D_p : 鋼管杭の外径, L : 有効定着長

なお，格点部に充填するグラウト材の配合については，フレッシュモルタルの海水中での品質保持・充填性・強度発現などを考慮して実施した試験練りおよび実海域での試験施工等を参考に決定している。

すなわち，早強セメントを使用した W/C = 40% の 1:2 モルタルに水中不分離性混和剤（アスカクリン/信越化学工業）と流動化剤を混入した配合を採用している。

4. 力学的挙動の計測調査

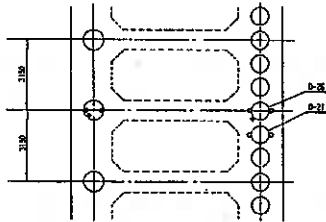
4.1 計測内容

表-3に示すように ①前方鋼管杭・土留鋼管矢板等の応力/断面力 ②前方鋼管杭・土留鋼管矢板の変形 ③土留鋼管矢板頭部(+1.46m)の水平変位などの静的計測を実施した。

計測装置の配置状況を図-6に、また計測バースの平面および縦断面図を図-7に示した。

表-3 計測項目一覧

計測項目	計測装置	計測対象部材
① 鋼管の応力	歪ゲージ	前方鋼管杭・土留鋼管矢板・水中トラット部材
② 鋼管の変形	傾斜計	前方鋼管杭・土留鋼管矢板
③ 頭部の水平変位	変位計	土留鋼管矢板 (at +1.46m)



A-A 断面

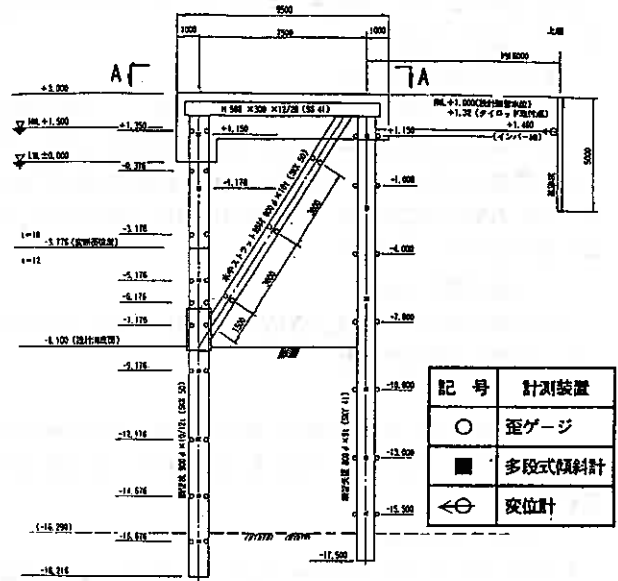
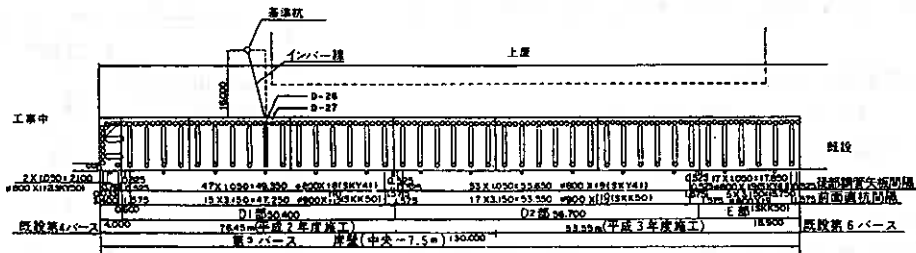


図-6 計測装置配置状況



注) 黒塗り部分: 計測部材

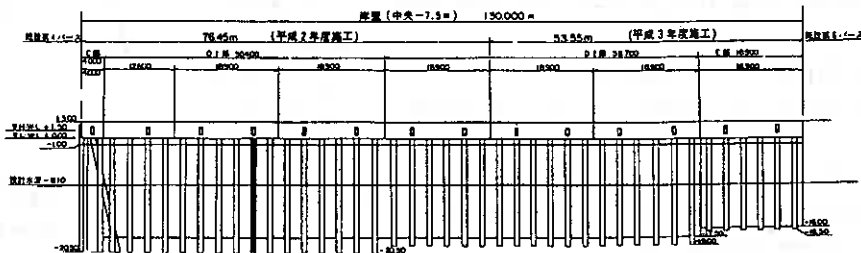


図-7 計測バースの平面図および縦断面図

4. 2 理論解析の前提

理論解析における土質定数等は、計測対象区域近傍における土質調査（標準貫入試験、LLT、ダイラトメーター試験、三成分コーン）結果等から以下のように設定した。

(1) 裏埋土

- ① 土圧算定式：クーロン土圧 ② 内部摩擦角： $\phi = 35^\circ$ ③ 壁面摩擦角： $\delta = +15^\circ$

断面設計は $\phi = 30^\circ$ で実施しているが、計測対象区域近傍における土質調査結果等から理論解析では、 $\phi = 35^\circ$ と設定した。

(2) 潮位および残留水位

- ① L.W.L. ± 0.00 m ② H.W.L. $+1.50$ m ③ R.W.L. ± 0.00 mおよび $+1.00$ m

工事の都合上計測期間中に裏埋土側の水位を観測することができなかった。このため、工事がほぼ終了した後に裏埋土側の水位観測を実施し潮位変動との対応を調査したところ、残留水位 R.W.L. = (H.W.L. - L.W.L.) $\cdot 2/3$ の関係が認められたので計測値の最小および最大に対応するとみられる ± 0.00 m および $+1.00$ m の2通りについて検討した。

(3) 海底地盤のN値

計測対象区域近傍の土質調査結果より図-8のように設定した。

(4) 横方向地盤反力係数

$k = 0.2$ N

$k = 0.1$ N ~ 0.4 N の範囲でk値を変化させて予備解析を行ったところ、結果に大きな差がなかったため以下の解析では『技術上の基準』に記載されているN値-k値の関係図より中間値である $k = 0.2$ Nを採用している。

(5) 施工手順の影響

本工事においては『水中ストラット式鋼製岸壁』の土留鋼管矢板壁は前面土砂の掘削の都合上、当初仮設タイロッドにより支持された『タイロッド式鋼管矢板壁』の構造状態にあり、次に『水中ストラット式構造』として完成し、その後仮設タイロッドが切断されて最終完成断面となっている。

以下では、これらの施工手順を考慮した解析を行っている。

4. 3 計測結果と理論解析結果

4. 3. 1 『タイロッド式鋼管矢板壁』について

理論解析の構造モデルを図-8に示した。また、理論解析上の仮定を要約すれば次の通りである。

[理論解析上の仮定]

- ① 鋼管矢板壁は控え工（タイロッド、組杭）も含めた骨組構造モデルとして解析する。
- ② 横方向の地盤反力は『弾性床上の梁/Y. L. CHANGの方法』理論を適用する。
- ③ 控え組杭のk値の増減を考慮する。
- ④ 控え組杭の周面バネは考慮せず、杭下端は軸方向変位のみ拘束する。
- ⑤ 控え組杭の水平方向の群杭効果の影響は考慮しない。
- ⑥ 控え組杭の横抵抗（受働）領域と鋼管矢板壁背後の主働領域が重複する影響は考慮しない。
- ⑦ 主動土圧の作用深度は設計海底面まで、残留水圧のそれは鋼管矢板壁下端までとする。

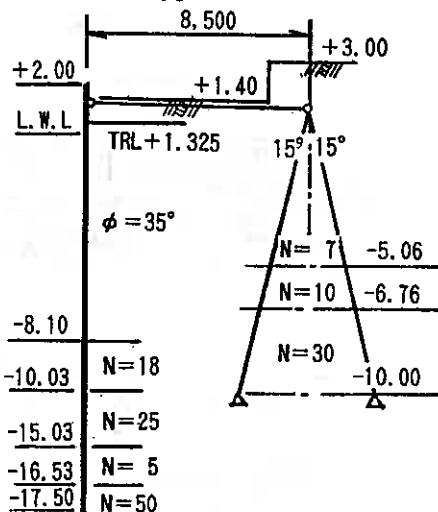


図-8 『タイロッド式鋼管矢板壁』の理論解析モデルおよび海底地盤のN値

これらの仮定は、「技術上の基準」に示されている通常の鋼矢板壁の設計法では、設計海底面以深の断面力、変形量やタイロッド取付け点における水平変位などの情報が得られないこと、および後出の「水中ストラット式構造」の理論解析の仮定との整合性を考慮して設定したものである。

水平変位および曲げモーメント分布についての計測結果と理論解析結果を図-9に示す。

(1) 水平変位

図-9 (a)において、実線および一点鎖線はそれぞれR.W.L = ±0.00 mと+1.00mの時の理論解析値を示し、○印と△印は多段式傾斜計の計測値より算出された2月18日(掘削終了直後)と3月8日の鋼管矢板壁の水平変位である。また、○印、△印は鋼管矢板頭部(+1.46m)において「インバー線+変位計」により計測された水平変位である。

両者を比較すると、分布形状は比較的良好一致しているが、計測値は全体として理論解析値よりやや大きな値となっている。これは、多段式傾斜計の計測値から求めた水平変位分布は下方から上方に向かって順次算定したものであるため上方の値ほど誤差累積の影響をうけやすいこと、また中間腹起こし等における仮設タイロッドの馴染み変形の影響をうけている可能性のあること、さらに理論解析では前記の仮定④、⑤、⑥のために水平変位が小さめに計算される傾向にあることなどに起因しているものと考えられる。

(2) 曲げモーメント

図-9 (b)において実線および一点鎖線は、それぞれ R.W.L = ±0.00 mと+1.00mの時の理論解析値を示している。2月18日の計測値(○印)は理論解析値よりも小さいが3月8日の計測値(△印)は理論解析値と比較的良好対応している。

点線は3月8日の計測値の概略曲げモーメント分布を示したものであるが、これををもとに図式微分により土圧・地盤反力分布を求めたのが図-10である。 $\phi = 35^\circ$ と仮定して算定したクーロン土圧分布(図-10②の点線)と比較すると全体の分布形状は比較的良好対応を示している。

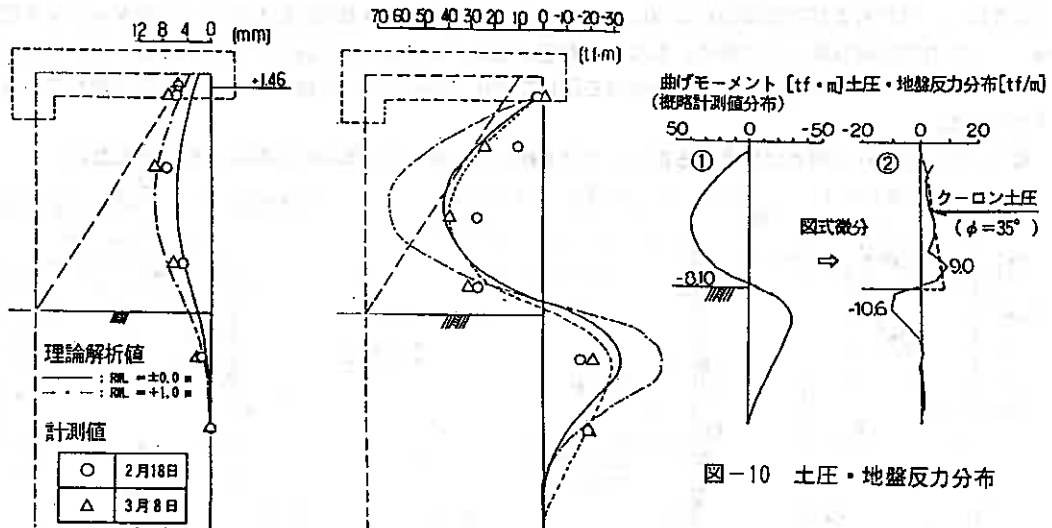


図-9 (a) 水平変位分布 図-9 (b) 曲げモーメント分布
[タイロッド式]

図-10 土圧・地盤反力分布

4. 3. 2 「水中ストラット式構造」について

理論解析には3. 1 2)に記した当該断面設計時に採用したものと同等な仮定と計算手法を用いている。すなわち上部構造と下部構造を一体とした骨組構造モデルとし、部材同志の結合部を剛結合節点とみなして平面骨組構造解析を行っている。

水平変位、曲げモーメントおよび軸力分布についての計測結果と理論解析結果を図-11に示す。なお、計測期間中の裏埋土の天端は+1.40 mの暫定高さとなっている。

(1) 水平変位

図-11 (a)において実線および一点鎖線は、それぞれR.W.L = ±0.00 mと+1.00 mの時の理論解析値を示している。前方鋼管杭と土留鋼管矢板壁の水平変位の計測値は時間の経過とともに漸増傾向にあるが、仮設タイロッド切断後1ヶ月目と2ヶ月目ではほとんど差がない。このことから、仮設タイロッド切断後1~2ヶ月で土圧の再配分・回復などがほぼ収束状態に達したものと考えられる。

計測値の分布形状は前方鋼管杭および土留鋼管矢板壁とも理論解析値と比較的良く一致している。多段式傾斜計の計測値から算定された水平変位の方が『インバー線+変位計』による計測値よりも大きになっているが、これは多段式傾斜計に基づく値は下方から上方に向かって順次算定したものであるため、上方の値ほど誤差累積の影響を受けやすいことにも起因していると考えられる。

(2) 曲げモーメント

図-11 (b)において実線および一点鎖線は、それぞれR.W.L = ±0.00 mと+1.00 mの時の理論解析値を示している。図によれば各部材とも時間の経過による計測値の変化は小さい。

計測値と理論解析値を比較すると、前方鋼管杭については比較的良く対応している。また、土留鋼管矢板壁の計測値は理論解析値に比べかなり小さな値となっているが、その分布形状はほぼ近似しており反曲点が設計海底面よりもやや上の位置に現れている。

なお、前方鋼管杭の格点が位置する部位における曲げモーメントは正常値を示しており、応力集中等の影響は認められない。

(3) 軸力

図-11 (c)において実線および一点鎖線は、それぞれR.W.L = ±0.00 mと+1.00 mの時の理論解析値を示している。斜材および前方鋼管杭については時間の経過とともに漸増傾向にあるが、仮設タイロッド切断後1~2ヶ月ではほぼ収束しつつある。また、計測値と理論解析値は比較的良く対応しており、特に斜材については材軸方向の各計測値ともほぼ同一の値を示しており、25~35 tfの軸圧縮力が一様に作用していることが分かる。

なお、前方鋼管杭の格点が位置する部位における軸力も小さく応力集中等の影響は認められない。

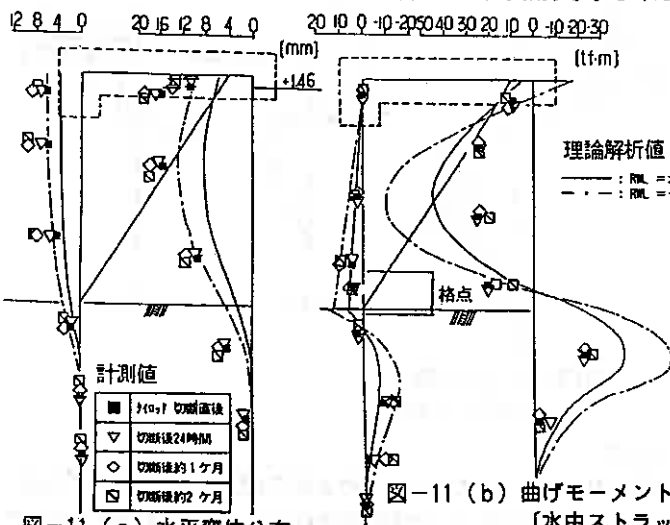


図-11 (a) 水平変位分布
[水中ストラット式]

図-11 (b) 曲げモーメント分布
[水中ストラット式]

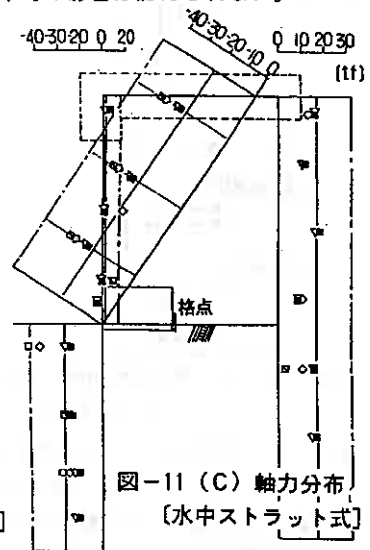


図-11 (c) 軸力分布
[水中ストラット式]

5. さいごに

今回実施した「水中ストラット式鋼製岸壁」は我が国で初めて設計・施工されたものである。このため、本構造物の一部において力学的挙動確認のための計測調査を行いながら工事が進められた。

計測調査の結果と理論解析値とは比較的良好な対応が認められ、また所定の安全性を確保していることが確認された。このことから、本施設に採用した設計法は妥当なものであったと考えられる。

本施設に採用した設計法の基本事項を要約し以下に示す。

① 上部構造と下部構造を一体とした骨組構造モデルとして変形、断面力を計算する。

本施設の設計・解析では上部構造を構成する部材を「通常の梁」、また下部構造を構成する部材を「弾性床上の梁/Y.L.CHANGの方法」と仮定し、変位法による『平面骨組構造解析プログラム』により構造計算を行っている。

共同開発者において実施された実大規模構造体水平載荷試験では、下部構造を構成する部材を『港研方式C型地盤』と仮定する方が実際の挙動により近似する結果が得られているが、本設計・解析のように『弾性床上の梁』と仮定した場合と大きな差がないことが確認されている。また、海洋構造物の設計で採用されているP-y曲線法での解析値は、実測値に比べ過大な変形と曲げモーメントを与える結果となっている。

今回は施工手順を考慮した理論解析を行う必要もあったため『重ね合わせの原理』の適用が可能な『弾性床上の梁』理論によった。

② 水平方向の群杭効果の影響は考慮しない。

本施設の設計・解析ではいわゆる水平方向の群杭効果の影響を考慮していない。計測結果でもこの影響は認められなかった。

共同開発者において実施された実大規模構造体水平載荷試験（壁体幅：6.5 m、地盤表層N値：約5）においても同様な結果が得られている。

このため、本施工箇所のように横抵抗に関して比較的良好な地盤とみなすことができ、壁体幅が7 m前後確保できる場合には、水平方向の群杭効果の影響を考慮する必要はないものと考えられる。

しかし、海底地盤が軟弱な場合や壁体幅が狭い場合には地中応力を介して土留壁体と前方杭が相互に干渉しあうことが懸念されるため適切な方法で検討する必要がある。

③ 主働土圧の作用深度を設計海底面までとする。

土留壁体の根入れ長を検討する場合には、根入れ下端まで主働土圧+残留水圧および受働土圧を作用させているが、骨組構造としての設計・解析では主働土圧の作用深度を設計海底面までとし、それ以深には作用させていない。

これは、本施設の施工箇所の海底地盤が比較的良好な砂地盤とみなすことができ、側圧の影響が小さいと判断できること、所定の根入れ長を有する通常の鋼矢板壁の断面設計において採用されている『仮想梁法/タイロッド取付け点と海底面を単純支持』でもこのような考え方を採っていること、また類似構造物の設計指針である『ジャケット式指針』でもこのように規定していることなどによる。

なお、海底地盤が軟弱で裏埋部の偏載荷重の影響による設計海底面以深の側圧の影響を無視できない場合には適切な方法で検討する必要がある。このような場合は、港湾技研資料（NO.726,1991）でも指摘されているように円形すべりだけでなく、いわゆる側方流動の影響も問題となる場合であろう。

本工法は線部材の組み合わせによるシンプルな構造であり、耐荷機構も比較的単純であるため応用範囲も広く港湾分野に新たな構造形式を提供したものと見える。

断面がコンパクトなため、今回のような港湾再開発での適用が増加するものと考えられるが、杭式の特徴を活かし大水深域や軟弱地盤域での適用も期待できるものである。

図-12には反射波対策として前方鋼管杭に『フィン形消波部材』を設置した『消波岸壁』を、図-13には上部工に階段状のプレキャストコンクリート部材を使用した『親水護岸』を、また図-14には『フィン形消波部材』を用いた『防波堤』の例を示した。

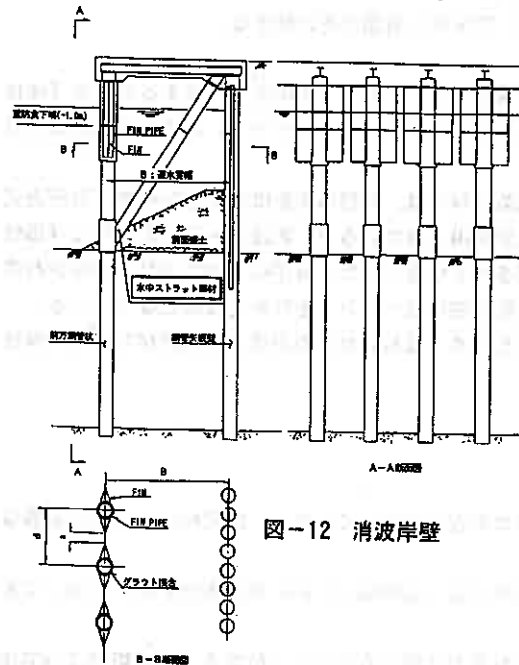


図-12 消波岸壁

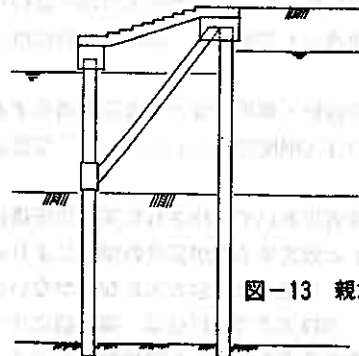


図-13 親水護岸



図-14 防波堤

最後に、技術検討委員会において熱心に御討議いただいた北海道大学、運輸省港湾局、北海道開発局港湾部および北海道港湾技術研究センターの方々並びに施工にあられた大成建設(株)・白崎建設(株)共同企業体の方々など関係各位に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 得永他；釧路港における水中ストラット式鋼製岸壁について
海洋開発論文集 Vol 8, 平成 4年 6月
- 2) 関野；釧路港-7.5 m岸壁の水中ストラット工法について
第 8回港湾技術報告会 平成 3年11月
- 3) 日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説
平成元年 2月
- 4) 日本港湾協会；ジャケット式鋼製護岸設計指針(案)
昭和52年 4月
- 5) 春日井他；地盤の側方流動による港湾施設の変形予測
港湾技研資料 No. 726 平成 4年 3月

札幌市の路盤材再利用システムについて

北海道工業大学 正会員 ○神谷 光彦
札幌道路維持公社 星 昇
同 渡邊 啓了
北海道工業大学 正会員 笠原 篤

1. はじめに

建設工事に伴って発生する建設残土は、産業廃棄物には指定されていないが、建設副産物として増加の一途をたどっている。これまでは建設残土は公共用地の盛土材、埋立て地の覆土材や宅地造成などとして有効利用が図られてきたが、最近では発生土量が多く、受入れ適地の確保が年々困難となってきており、特に大都市部を中心として大きな問題となってきている。

そのため、残土の発生を抑制する工法や、積極的に建設残土を再利用する方法などが検討され、すでに、首都圏や大阪などでは再利用の実用プラントが稼働し¹⁾²⁾、再利用に関する基準も整備されてきている³⁾。

札幌市についてみると、道路工事に限っても年間 110万³の掘削残土が発生している。それらは現状では処分地はほぼ確保されており、一部は盛土や土地造成に有効に利用されているが、将来的には社会情勢から、処分地に窮することは必至である。それゆえ、恒久的、安定的な処理方法で建設残土の再利用のシステムを確立しておくことが必要である。

しかし、建設残土は良質なものから汚泥まで多様であり、それらを網羅した再利用は困難なことから、土質に応じた対策が必要となる。また、再利用は可能なものより着手し、その範囲を拡大していくことが重要である。そこで、札幌市では比較的良質な掘削土である道路掘削残土より再利用を開始した⁴⁾。

道路掘削残土を再利用する利点としては、

① 処分地を延命化し、処分費を節減できる。

② 残土の搬出先が指定されるため、不法投棄の防止が可能である。

③ 従来は、利用可能な残土も投棄されることがあったが、再利用により土資源の有効利用が可能となる。

④ 残土の処分と再利用の運搬を一往復でできるようになり、走行距離の短縮化や交通渋滞の緩和に役立つ。

⑤ 新たな土の採取による自然環境の破壊を防止できる。

などが挙げられる。

一方、土地造成、盛土、埋戻しなどの土を利用する側からみると、建設残土は、

① 残土の発生する量や時期が明確でない。

② 残土の発生する場所が散在している。

③ 残土の土質分類が明確でない。

などにより、再利用が促進されていないのが現状である。

しかし、最近土の採取も土取場の環境保護などから種々の制約を受け、良質土の入手が困難になるとともに、土取場の遠隔化の傾向がみられてきている。そのため、決まった場所で、一定品質の土を供給できるシステムであれば、残土の再利用が促進されることになる。

首都圏や大阪市で既に行われている再利用法は、残土をリサイクルセンターに集め、セメントや石灰を添加し、含水比を低下させ、強度を増大させて供給する方法が多い。

いま、道路掘削残土を再び道路材料としての利用を考えると、北海道のような積雪寒冷地では、路床・路盤材料などは支持力の他に耐凍上性が要

求される。耐凍上性を向上させる方法は種々あるが、一般的には細粒分の含有量を規制することが簡便であり、信頼性も高い。それゆえ、掘削残土の粒度分布を非凍上性になるように改良することにより道路材料としての再利用が可能となる。

札幌市ではこれらの観点を考慮して、寒冷地に対応し得る道路掘削残土の再利用法を構築した。ここでは、その再利用のシステムと平成4年9月より運転を開始した路盤材リサイクルプラントの概要について報告する。

2. 道路掘削残土の再利用システム

札幌市の道路掘削残土の再利用システムのフローを図-1に示す。

本システムは性状の異なる路盤掘削土と路床掘削土を異なる方法で再利用するのが特徴である。

はじめに舗装の打ち換え工事を行う既設舗装体の路盤および路床の試験掘削を実施し、路盤材の量と粒度組成および路床土の土質を把握する。掘削は路盤・路床に分けての層状掘削を原則とし、路盤材と粒状材料の多い路床土は路盤材リサイクルプラントでその他の掘削土はストックパイルで処理して再利用する。

路盤材リサイクルプラントとは掘削残土を水洗いして、碎石と砂を分離して回収するものである。

この方法により付加価値の高い碎石や砂を低価

格・低エネルギーで回収することが可能となる。また、プラントに投入する材料を路盤掘削土などの粗粒の土に限定することにより、回収されない細粒土を少なくすることができる。回収した碎石は路盤材に利用し、砂は凍上抑制層に利用、もしくは必要があれば後述する路床土のストックパイル入れ、土質改良材としての役割をもたせられる。

回収されない細粒土は加圧脱水し、脱水ケーキとして、路床土のストックパイルにおいて他の土質と混合することにより、性質の改善をはかられ、再利用することができる。

路床土については、試験掘削した土の粒度試験により土質を確認し、非凍上性と推定される場合は、凍上試験により凍上性の検討する。

凍上試験の結果より非凍上性の土で所定の支持力を有していれば、掘削せずにそのまま路床土として使用することとなる。このことにより発生する残土の量を減らし、凍上抑制層として使用される砂の量も減少させることができる。

路床土が泥炭などの有機質土の場合は、現状では再利用が困難であり、土捨て場に投棄せざるを得ない。また、粘性土であっても、大量に発生し、ストックパイルでの土性改良が困難な場合には、その一部を投棄することもやむを得ない。

砂質土・火山灰・普通土・粘性土などについてはストックパイルに搬入する。

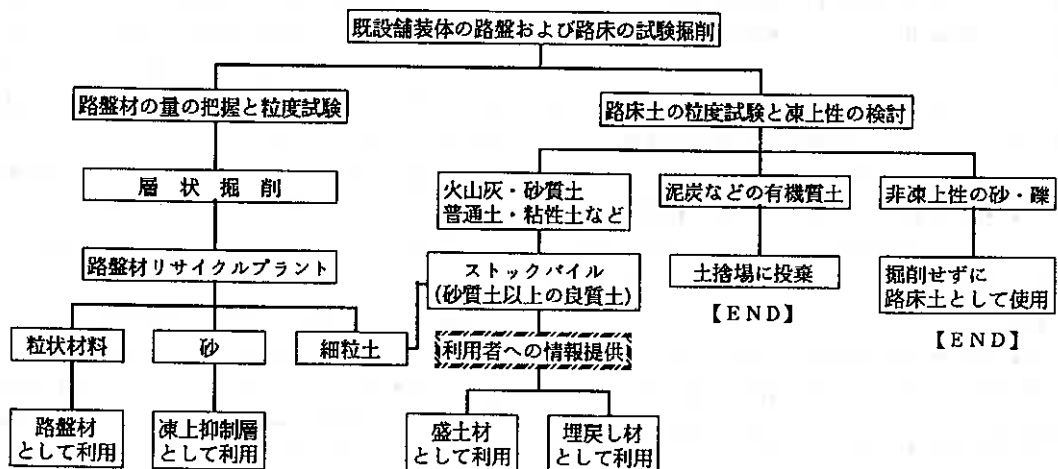


図-1 札幌市の道路掘削残土の再利用システムのフロー

ストックパイルとは性質の異なる土をサンドウィッチ状に積み上げ、搬出時のバックホウでの切崩し、積み込み、現場での積みおろし、敷きならし、さらに転圧により混合され、均一な土質を作成する方法である。

ストックパイルを用いることによって、不良土でも良質土と混合されるため、性質が改善され、広範囲の土質を持つ掘削残土を再利用することができる。さらに、種々の土質の混入割合を調整することにより、所定の性質を有する土質材料を作ることが可能である。このストックパイルに路盤材リサイクルプラントの脱水ケーキを混入することにより、プラントで回収されなかった細粒土の再利用も可能となる。

また、搬入される残土の性質が芳しくない場合には、経済性を考慮して、プラントより回収された砂を混合して、土質改良することを考えれば、砂(礫)質土(砂・礫分の含有率が50%以上)程度の均一な土質の土を供給することができる。

本システムは舗装の打換え工事にあたり層状掘削を行うため、掘削費が割高となる欠点はあるが、

掘削残土から付加価値の高い碎石および凍上抑制層材料となる砂を最小のコストで効率よく回収することが可能である。また、プラントの効率上、対象とする残土が砂や礫を多量に含有しているものに限定されることや、回収されない細粒土の処理などの問題点があるが、ストックパイルを導入することにより解決できる。

さらに、シルト・粘土などの、その力学的性状から単体としては利用の範囲が限定されている土であっても、ストックパイルで良質土と混合することにより広範囲の土質の掘削残土が再利用可能となる。

このストックパイル方式により、一定の性質を持った土が、決まった場所で、必要な時期に、必要量だけ供給することができる。それゆえ、これまでの掘削残土の再利用の妨げとなっていた問題点を解消することができる。

さらに、掘削残土に関する情報を管理する組織が、改良した残土の堆積している場所およびその量に関する情報を提供することにより、利用者はその掘削残土を利用する計画を立てることができ、

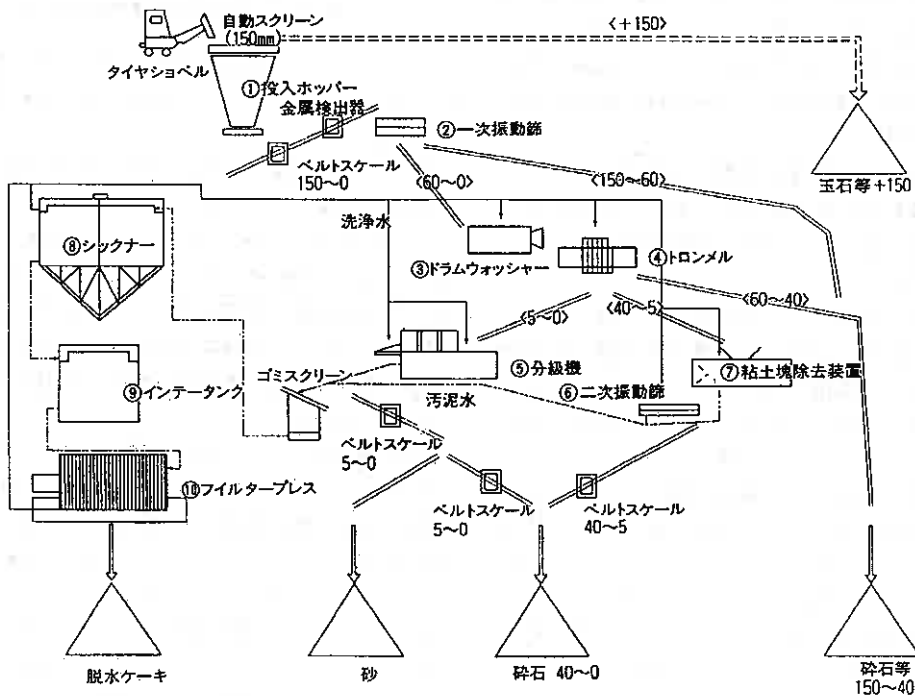


図-2 路盤材リサイクルプラントの基本フロー

表-1 路盤材リサイクルプラントの主要機器の仕様

機器名称	型式	仕様	出力
① 投入ホッパー	角形	5.0 ^m ×3.0 ^m ×5.0 ^m 自動スクリーン付	7.5
② 一次振動篩	一軸重錘円運動式	1.5 ^m ×3.6 ^m 目幅60mm 処理量150t/h	11.0
③ ドラムウォッシャー	回転ドラム式	2.0φ×4.5 ^m 処理量150t/h	75.0
④ トロンメル	複胴型回転ドラム式	2.2φ~1.5φ×6.0 ^m 目幅5.40mm 処理量150t/h	15.0
⑤ 分級機	オープン式数本スクリーン付回転分級機	3.68 ^m ×8.0 ^m 処理量 81t/h	6.9
⑥ 二次振動篩	水平共振式	1.2 ^m ×4.2 ^m 目幅5mm 処理量100t/h	11.0
⑦ 粘土塊除去装置	出口逆転加圧式	5.2 ^m ×1.9 ^m 処理量100t/h	70.0
⑧ シックナー	円筒型	17.0φ×5.0 ^m 処理量590m ³ /h	1.5
⑨ インテータンク	円筒型	8.0φ×6.5 ^m 有効容量310m ³	5.5
⑩ フィルタープレス	加圧式脱水機	3.4 ^m ×17.5 ^m ×2.2 ^m 濾過容積 14m ³	40.0

その利用量の増大につながることになる。

3. 路盤掘削土の再利用

路盤掘削土は14地点の試料の凍上試験の結果で、半数の試験体が凍上性を示し、そのままでは再利用が不可能なものであった。そのため、水洗いにより碎石・砂を回収する方法が採用された。

路盤材プラントの基本フローを図-2に、主要機器の仕様を表-1に示す。

掘削残土は投入ホッパーの自動スクリーンにより150mm以上のゴミ、コンクリート塊、玉石などを除去した後、一次振動篩で60mm以上を除去する。60mm以下の土はドラムウォッシャーで水洗いされ、トロンメルで、40mm以上、5~40mmおよび5mm以下に分級される。

5~40mmは粘土塊除去装置で圧縮もみ洗いされ、付着した細粒分が除去されたのち、二次振動篩を通過して回収される。5mm以下は分級機により砂のみが回収される。

また、5~40mmのみでは細粒分が少なく、粒度分布が悪いため、途中で適当量の砂と混合され碎石40~0として堆積する。

各分級機から排出されたシルト、粘土分は汚泥水となってゴミスクリーンを通過した後、シックナーに導かれ、薬品により凝縮沈澱し、フィルタープレスの加圧脱水により含水比を低下させて脱水ケーキとなる。脱水ケーキはストックパイルで路床土に混合して、盛土材などの再利用に供する。

洗浄水には井水を使用しているが、循環使用するため、通常運転時は濁水が河川等に流出することはない。

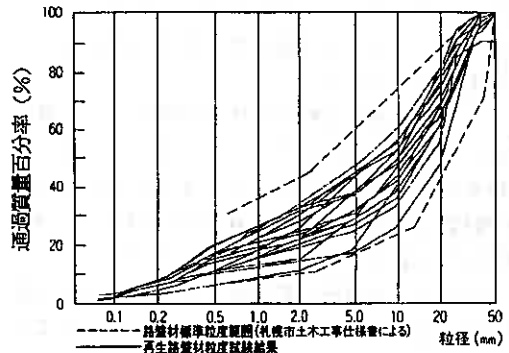


図-3 再生路盤材の粒度分布

本プラントの処理能力は約90m³/hrで、運転期間を4月~11月として、年間106,000m³を処理できる。

製品として回収される碎石(40~0mm)や砂(5~0)の量は掘削残土の性状に当然依存するが、予定量として碎石53,000m³/年(回収率は投入量の50%)、砂26,000m³/年(回収率25%)見込んでおり、75%程度が回収可能である。また、回収されないものとして40mm以上の礫10%、細粒分15%と予定しており、本年度の運転でもほぼ同程度の結果となった。

再生路盤材として利用される碎石の粒径加積曲線を図-3に示す。粒度分布は札幌市の土木工事仕様の粒度範囲を満足している。0.075mmふるい通過率は過去に行ったテストプラントの実績で0.3~2.7%あり、本プラントでは設計値として3.7%を採用し、これは路盤材規格値の15%以下である。

修正CBRは、テストプラントの実績で平均84が得られ、設計値は68を予定しており、これ

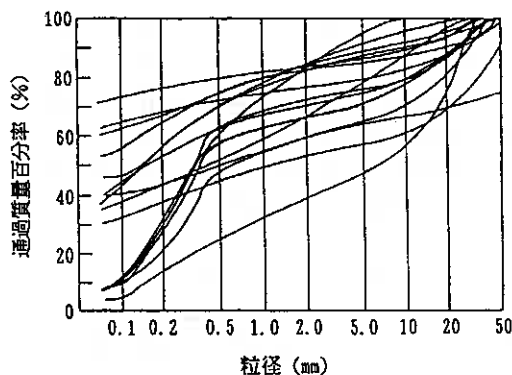


図-4 路床掘削土の粒度分布

は札幌市の路盤材の規格の 30 を十分越えるものである。

砂は 0.075mmふるい通過率が平均で 0.5~4.4% であり、道路土工-排水工指針の凍上性の基準の 6%以下を満たしている。凍上試験でもその非凍上性が確かめられており、凍上抑制層として利用可能な材料である。

また、このプラントで回収された砕石や砂の単価は市販のものと同程度であり、採算面よりみても、この路盤材リサイクルシステムは妥当なものである。

4. 路床掘削土の再利用

搬入された路床掘削土は目視により、砂質土、火山灰、普通土、粘性土に分類され、ストックパイルヤードに仮置きされる。これを所定の品質の土が得られるように、互層に積み上げてストックパイルを作製する。このストックパイルには路盤材リサイクルプラントで発生した細粒土の脱水ケーキも混合する。

ストックパイルの土は切り崩し、積み込み、現場での積みおろし、敷きならし、転圧により混合され、均一な土質となる。

札幌市の路床掘削土は地域により異なるが、比較的良質で礫質土、砂質土に分類されるものが多い。しかし、ストックパイルには種々の土質の掘削土が、不規則に搬入される。そこで、平成3年度において、多くの場合を想定して、各種の土質の組み合わせで、脱水ケーキの混入も 0~50%と変化させてストックパイルの試験施工を行った。

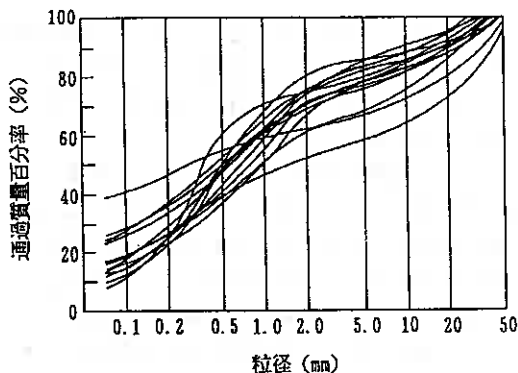


図-5 ストックパイルで混合した土の粒度分布

その結果、ストックパイルで混合された土は粒度分布よりみると、0.075mm以下の含有量が 12~38%で砂質土もしくは礫質土に分類される。

CBRは含水比により異なるが、平均値では自然含水比で 13.8、最適含水比で 15.7 とあまり差はなかった。しかし、その分布をみると自然含水比では、広い幅で分布し、かなり小さな値を示すものがあるが、最適含水比では比較的まとまって分布している。

そのため、ストックパイルでの混合においては、粒度調整のほか、含水比を最適含水比付近に調整することにより、強度面よりみても均一な土質材料を作製することが可能である。

これらを総合的建設残土対策研究会による建設残土の土質選定基準¹¹⁾に当てはめてみると、第2種土質材料程度に分類され、路床、路体、裏込め材料、河川堤防、宅地造成などに利用可能である。

本年度のプラントに搬入された路床掘削土の粒度加積曲線を図-4に、ストックパイルで混合した土の粒度加積曲線を図-5に示す。

本年度は掘削地点が札幌市中央区、北区、東区に限定されたため、砂や火山灰が少なく、比較的細粒分の多い残土が搬入されている。そこで、路盤材リサイクルプラントで回収した砂を投入して粒度調整を行った。そのため、ストックパイルで混合された土は比較的粒度分布の良いものとなっている。また、脱水ケーキの混入量はいずれも 20%程度である。

この土を用いた盛土の試験結果では、0.075mmふるい

るい通過率 7~25%, 含水比 20~21%, 乾燥密度 1.45~1.53g/cm³, コーン指数は 6~40kgf/cm²で平均20kgf/cm²となり, 第2種土質材料に分類される良好なものであった。

このように路床掘削土は粘性土などの比較的品質の劣る残土であっても, ストックパイルで良質土に混合することにより, 広範囲の土質の掘削残土を再利用することが可能となった。さらに, 一定品質の土を決まった場所で必要な量が供給できることになり, 残土の再利用における問題点を解消することができる。

なお, 本プラントの処理能力は 19,800m³であり, 搬入される土質や残土の需要にも拠るが, 改良された土が逐次搬出されれば, 年間5サイクル 10万m³程度の処理が可能である。

5. まとめ

札幌市では寒冷地の特殊性を考慮した道路掘削残土の再利用システムを確立し, 運転を開始した。

これは, 掘削土を路盤, 路床に分け, 各々異なるシステムで再利用するもので, 広範囲の土質の掘削残土を対象としたものである。

路盤掘削土は路盤材リサイクルプラントで水洗いにより碎石, 砂を回収する。この碎石は路盤材規格値を越える修正CBR値を有し, 路盤材料として再利用可能であり, 砂は非凍上性で凍上抑制層や埋戻し材料として利用できる。

参考文献

- 1) 本多淳裕・山田 優(1990):「建設系廃棄物の処理と再利用」, 省エネルギーセンター, pp.216~228
- 2) 日経コンストラクション(1992): No.72, pp.34~41
- 3) 建設省(1990):「総合的建設残土対策に対する報告書」
- 4) 神谷光彦・星 昇・堀江修一・笠原 篤(1992):「札幌市における道路掘削残土の再利用法」, 土と基礎, Vol.40, No.6, pp.11~15

路床掘削土およびリサイクルプラントから発生する細粒土の脱水ケーキは, ストックパイルにより一定の品質の土が得られるような配合で各種の残土を混合する。これにより得られた土は砂質土もしくは礫質土で裏込め, 築堤, 宅地造成などの材料として利用可能な性状の土が得られた。

6. あとがき

今後の課題としては, 掘削残土に含まれるコンクリートやアスファルトのガラ, 草木の根, ゴミなどの異物を除去する必要がある。機械的な除去も可能ではあるが, 掘削担当者が残土リサイクルの意義を認識し, 再利用の目的にあった残土を提供することが必要であろう。

リサイクルプラントの建設にあたっては, 騒音発生源の機器類を建屋内に収納し, ベルトコンベアをカバーで覆うなどの騒音・防音対策をし, プラント敷地内の緑化や運搬ダンプカーのシートカバーの装着やタイヤの洗浄装置の設置などの環境対策を施している。さらに, 周辺道路の本格整備や夜間の搬入に伴う騒音・振動対策も検討している。

また, リサイクルの対象となる路盤掘削土は年間 25万m³程度発生する。そのため, 運搬距離を考慮して, さらに2カ所のプラントの建設を行うことを目指している。

ゼネコンにおける地盤技術の開発

清水建設㈱ 技術開発本部 ○ 小田原卓郎
技術研究所 正会員 堀内 澄夫

はじめに

建設は本来的に非常に多様な技術の集積の上に成り立っている。そのため“新しいもの”の実現には取り組むべき多様なテーマがあり、従来にまして建設業の技術領域の枠を超えた幅広い分野での研究・開発が必要で、技術進歩とともにその対象領域は、技術関連から工・構法、情報システム関連、さらには社会工学や人間工学をもベースに加えた分野へと拡大してきている。

本報告では、ゼネコンにおける技術開発の一例として、技術開発とその中での地盤技術の位置付け、技術開発の進め方、地盤関連技術の開発事例等について、当社の技術開発活動の一部を紹介する。

1. ゼネコンにおける技術開発の位置付け

1.1 研究・開発の必要性と特色

建設業における研究・開発の主目的は、①建設本業支援、②新規事業の育成・展開の2つに大別される。本業支援に関しては、新技術（新工法、新材料）により他社との違いを打ち出して営業を技術面から支援し工事受注に貢献すること、生産性向上・施工合理化に役立つ生産技術を開発して施工案件に活用すること、さらには、建設の将来を見据え将来の建設市場で使用されるであろう未来技術に挑戦して行くこと、等がその内容となる。また、技術開発成果の商品化・事業化を建設の本業と並行して行いつつ、事業分野を建設の周辺分野に拡大して行くことも必要で、これが新規事業の育成・展開ということになる。

一方、日本の建設業は50万社にも及ぶ大小幅広い規模の企業がしのぎを削っている。この中で、ゼネコンでの研究・開発の特徴としては、上記のような目的を背景として、まず第一に同業他社との差別化・違いのある技術が求められる。これには、多少の違いはあっても他社に遅れると技術による差別化の価値が大きく低下するため、開発の早さも同時に要求されることになる。反対の意味では、差別化されないためには、他社が保有している技術と類似のものであっても、自社の技術として開発・保有する必要が出てくる場合もある。特徴のもう1つとしては、研究・開発において実規模あるいはそれに近い大規模な実験を伴うことが多いということがあげられる。これは、建設業の本業の分野では、①受注生産、②単品生産と建設業の特殊性によりハード面での新技術に対しては即実用性が求められることから、開発の各段階で、特に最終段階においては、実規模レベルでの技術の確認・実証が新技術の採用に不可欠な要素となっているためである。

ともかくも、ゼネコンにおいては、地道な基礎的研究や既存技術の改良・改善は当然であるものの、差別化や企業姿勢・技術力PRなど企業を社会にアピールするために社会状況の変化に柔軟に対応しつつ話題性、新規性のある技術開発を行うことが強く求められているといえよう。

1.2 地盤技術の位置付け

地盤関連の技術は、その対象分野も広範にわたっており、建設にとっては最も重要な汎用基礎技術の1つとして位置付けられる。したがって、各ゼネコンで種々の地盤関連の研究開発が進められているわけであるが、土質・地盤関連の研究開発は全研究開発の1～2割程度を占めているものと思われる。表-1は、ゼネコン大手五社の1990年度における技術開発関連の新聞発表件数を分野別に集計してみたものである。

Geotechnological Research and Development in an engineering Constructor.

Civ. Engr., Tech. Dev. Div., Shimizu Corp. Takuro Odawara
Sr. Res., Engr., Inst. of Tech., Shimizu Corp. Sumio Horiuti

基礎・地盤技術だけでは全体の約7%であるが、土質・地盤の研究開発は、新聞記事にしにくい地味なものが多いこと、さらにトンネル・シールドや計測、その他の分野にも地盤関連のものも多く含まれていること等を考慮すれば、前述の1～2割程度という数字が妥当な値といえよう。

2. 技術開発の進め方

2.1 技術開発の規模

一般的に、建設業における研究開発の費用は売上高の1%前後といわれており、この値はこの10年近く大きな変化はない。図-1は、当社における全社研究開発費の推移を示したものであるが、全社研究開発費は数年来ほぼ売上高の1%程度であり、他社と同等である。

一方、研究開発に携わる人的資源について見ると、研究開発にたずさわる人員は全社員の3%程度であるが、研究開発の多様さから非常に多岐にわたる分野の人々が参加している。図-2は、図-1に示した技術研究所の研究員の出身学科別構成を示したものである。建築・土木系の人員の割合は約6割であり、残りの4割近くが建築・土木系以外のスタッフで占められている。これを全社の研究開発部門について集計したものが図-3である。全社的には建築・土木系とそれ以外の出身者が約半分ずつといった構成で研究開発が進められているといえる。

表-1 ゼンコン大手5社の新聞発表(1990年度)

技術分野		新聞発表件数(5社計)	
建築	構造	13%	65%
	施工	15%	
	設備	17%	
	部材	7%	
	計画	5%	
土木	その他	8%	26%
	トンネル・シールド	9%	
	基礎・地盤	7%	
	計測	3%	
その他	7%		
ニューロン7分野		9%	9%
合計			100%

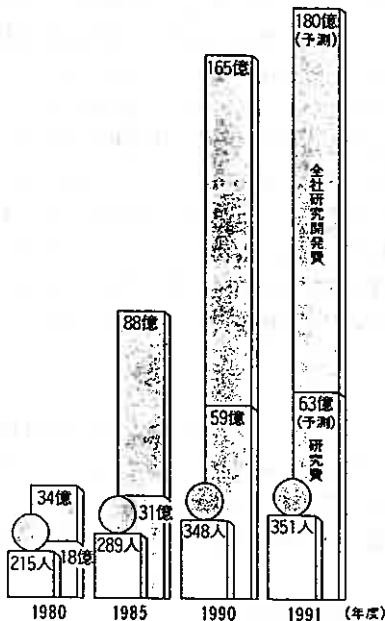


図-1 研究スタッフ・研究費の推移

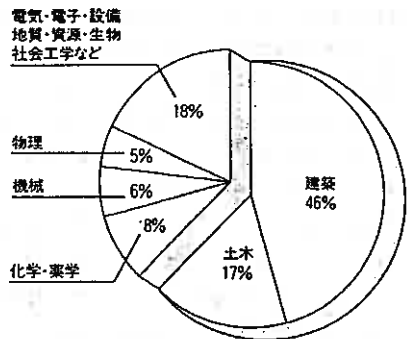


図-2 研究員の出身学科別構成

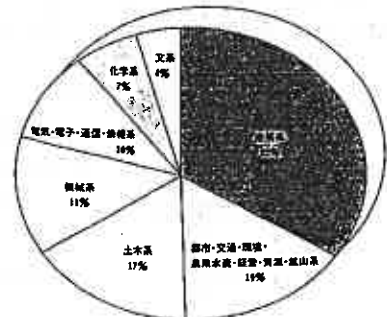


図-3 R&D部門出身学科別構成比

2.2 一般的な技術開発の進め方

当社における技術開発は、技術研究所が主に基礎研究の分野を担当し、技術開発本部が全体の技術関連部門の力を結集した横断型の技術開発プロジェクトを組織し、この横断型技術開発プロジェクトを技術開発活動の中心として土木・建築におよび周辺分野にわたる技術開発を進めている。以下に一般的な技術開発プロジェクトの進め方について順を追って述べる。

(1) 技術開発テーマの発掘・設定

技術開発テーマの設定は年度毎に行い、原則として年度末に來期の開発テーマ（新規テーマ、継続テーマ）を全社的に募集・発掘し、開発目標の明確化、具体的な技術アイデアの有無の確認、差別化要素の盛り込み、開発工程と予算算出等を行った上で、事前評価会にかけて社会動向、会社方針との整合、市場、実現性、コストメリット等を検討し技術開発プロジェクトとして開発を行うか否かを決定する。但し、緊急性のあるテーマについては、期中であっても開発申請を行い、評価会を持って開発をスタートさせることもできる様にフレキシブルな体制を取っている。何らかの要因のために開発実施可否の判定が困難な場合には、開発の要否を判定するためのフィージビリティスタディー（FS）を実施するFSプロジェクトとしてスタートし、再度の評価を受ける場合もある。

技術開発に当たっては、シーズとニーズの発掘が最も重要といえるが、シーズ型のテーマに関しては、社会的潮流・動向に基づくものについては技術開発本部と技術研究所等が、基礎研究から開発への展開技術については、技術研究所が主体となり、テーマの発掘・提案を行っている。また、より具体的なニーズ型の開発に関しては、技術開発本部が中心となって本社・各支店の技術部門と協力し、施工現場からの要望やアイデア等を発掘し、技術開発テーマに結び付けている。

図-4 に技術開発テーマの継続・新規等の内訳を、図-5 に技術開発プロジェクトの開発段階を示す。両図を総合的に見ると、前年度からの継続テーマと新規テーマが約半分ずつであり、同時に開発実施中のものと実証・普及展開レベルのものもほぼ同数でバランスの取れた開発状況にあるといえよう。

90年度	前年度からの継続テーマ 56%	年度新規テーマ 28%	融替 16%
91年度	54%	23%	23%

図-4 技術開発テーマの内訳

90年度	FS 14%	開発 42%	実証 24%	展開 20%
91年度	FS 13%	45%	23%	19%

図-5 開発段階の内訳

(2) 技術開発プロジェクトの一般的な進め方

まず、テーマ設定と同時に技術開発プロジェクトの編成を行う。プロジェクトは、その内容に応じて、全社から各技術分野の専門家を集めて組織するが、単に新しい技術を創り出すということだけでなく、開発後の技術の普及・展開を図る意味からも、現場の施工担当者や営業部門まで含めた幅広い人選が行われる。このプロジェクトのメンバーは、一般にはプロジェクト専従ではなく、各部署で本来の自己の業務を行いながら技術開発も行うという業務並行作業方式が採られている。

テーマ設定、プロジェクト編成の後には、通常の進め方として、当初計画との整合をはかりながら解決すべき課題を抽出し、実施計画作成・机上検討を行う。続いて実験計画作成、要素実験・解析、対応策等を繰り返して技術の構築・確認を行う。最終的には実証実験工事等で総合実証を実施し、技術資料や体制の整備を行って成果の初期普及活動に移る。この間には、実施内容の進捗度や活動の方向性、社会環境や他社状況等の外部環境の変化などについて中間評価会も持たれ、開発の方向変換や中断も含めた検討が行われる。

(3) 技術開発成果の活用・展開

技術開発成果の初期普及活動は、開発テーマの発掘と共に、技術開発を成功させるか否かの大きなポイントである。新技術の目処が得られた時点から、技術の権利関係明確化、実施体制の確立、適用案件の探索、あるいは既に最初の適用案件が決定している場合にはそのフォロー方法の検討や次の適用案件の探索といった技術の活用、及び普及・展開のための活動も合わせて実施して行く。

図-6は、開発技術の活用目的別の割合の概略を示したものであるが、自社内で使用するものが大部分を占める。このため、開発技術の活用・展開に当たっては、学会発表等を通じて社会的な評価をうけることはもちろんであるが、特に、初期の段階においては、まず自社内のPRが重要であり、実証実験等の社内見学会や技術資料、VTR等を用いた関連部門や各支店などへの新技術紹介を計画的に実施して行く必要がある。

さらに、新技術を社会的に評価、活用してもらうためには、学会発表のほか社外評価機関の評価認定取得や権利化技術に基づく工法協会等の設立なども重要であり、これらについてもあらかじめ検討しておくことが必要である。

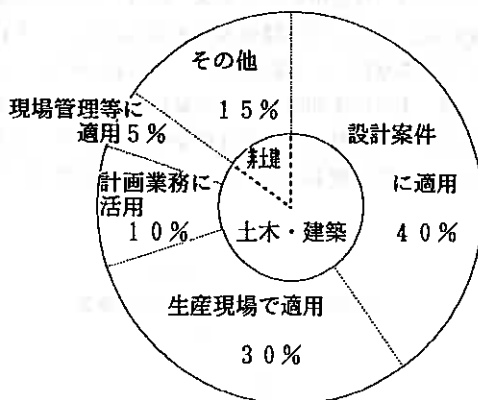


図-6 開発技術の活用目的別割合の概略

3. 開発事例(石炭灰スラリープロジェクト)

本プロジェクトは、1981年から本格的な活動を開始したニーズ先取り型の技術開発である。

3.1 石炭灰スラリーの研究開発の背景

当時、石炭火力発電にともなって年間400万tonもの石炭灰が発生しており、その70%は埋立処分されていた。また脱石油の動きが確実視されていたため、石炭灰の発生量は増大し、大量利用方法や効率的な埋立方法の開発は大きな懸案となると予想された。そこで、石炭火力発電所から発生する石炭灰の埋立も含めた大量有効利用に着目し、研究を開始することとした。

研究の進め方としては、先ず第1ステップとして現状の灰の処分や有効利用の方法、問題点等について調査を行い、それに基づいて目標を設定した上で第2ステップとして具体的な研究・開発に着手することとした。

調査の結果は、従来から知られていることも含め概略次の通りであった。

① 石炭灰の有効利用のうち大きな割合を占めるものは、セメント原料への利用、モルタルやコンクリート

混和材としての利用および埋立材料（埋立処理）である。

- ② 石炭灰の70%以上を占めるフライアッシュは大部分が球形であり、モルタルやコンクリートの流動性を改善する目的で使用される。
- ③ 従来の研究では、グラウトやコンクリート材料を対象としており、数十MPaの強度を持つ高強度材料が検討の対象である。
- ④ 石炭灰は、全ての種類ではないが、成分中に十分な量の石灰分を含有しており、締め固めると通常の地盤としては十分な強度である数MPaまでの強度が発現する。
- ⑤ 石炭灰の埋立手法としては、石炭火力発電所の多くは沿岸域に建設されていることから、付近の水域を締め切って埋立地を確保し、そこに石炭灰を大量の水で懸濁させ水面から撒き出す水流式埋立工法が採られることが多い。
- ⑥ 水流式による石炭灰埋立地盤は、密度が低く強度も低いため跡地利用がしにくい。
- ⑦ 埋立用の土地の確保は難しくなりつつある。

以上のような調査結果から、石炭灰を水域に高い密度で埋立て安定した地盤を構築する技術は、今後の石炭灰の大量活用に関する重要な技術となると判断した。また、具体的には、石炭灰をスラリー化しポンプ圧送して水中打設すれば、水流式と同様に簡易な運搬・打設が行え、さらに必要に応じてセメント等の添加も可能で強度調整も行える有効な埋立材として適用でき、従来の埋立材にも競合できると考えた。

こうした背景から、石炭灰スラリーを研究開発の対象として選定し、石炭灰の高密度スラリー化と強度調整および水中打設方法の確立を目標に第2ステップとしての研究開発をスタートさせた。

3.2 実験による土質敵な検討

石炭灰スラリーによる安定した石炭灰地盤を構築する方法を検討するため、技術開発プロジェクトを編成し一連の実験的研究をスタートさせた。その結果、以下の事項を明らかとした。

- ① 埋立処分のように高密度が要求される場合には、水を分割添加して混練した高密度スラリーが適用できる。
- ② 分割添加による高密度スラリーは、最大乾燥密度の96%の密度を持ち、水中であっても最大乾燥密度の92%の密度で埋立可能である。
- ③ 石炭灰の種類によって発現強度は大きく異なるが、石炭灰中のカルシウム量が4%以上の場合、高密度石炭灰スラリー野発現強度は0.2MPa以上を確保できる。
- ④ 埋立地盤に数MPaの強度が要求される場合には、スラリーに5%程度のセメントを添加すれば適用可能となる。
- ⑤ 埋立地盤に高い密度が要求されない場合には、高強度スラリーより若干高いセメント添加量が必要となるが、通常の混練方法による石炭灰スラリーが適用できる。このスラリーは湿潤密度が1.6 ton/m³と砂/セメントスラリーのような従来の材料に比較して軽量であり、土圧を低減できる。

検討結果は土質工学会や土木学会をはじめとする研究発表会で積極的に報告し、成果の展開を図るとともに、水中打設実験やスラリー混練・打設設備の検討を繰り返し行って「石炭灰スラリー打設工法」として技術を取りまとめた。また、合わせて開発技術を防衛する目的で多くの特許出願も行った。

3.3 現場への展開

(1) 展開先への絞り込み

開発した石炭灰スラリーの適用先としては、石炭灰の高密度埋立処分と安定した人工地盤の増築に大別できる。特に後者は人口島や盛土など、土木や建築の現場に適用が可能であり、検討の結果ウォーターフロントにおける人工地盤の埋立構築が最有力の適用候補として挙げられた。従来の方法では、鋼管矢板などで水面を仕切ったのち、山砂やしゅんせつ土砂で埋め立てていたが、以下の問題があったためである。

- ① 埋立にともなう土砂の荷重によって軟弱な水底地盤が大きく圧密沈下したり、場合によってはすべり破

壊を引き起こす。

② 埋立地盤は強度が低いので、地盤の強度を改良したのち建設工事に取掛かる必要がある。

③ 中詰めによって大きな土圧が作用し、鋼管矢板は大きく変形する。

以上の課題は中詰め材の高い密度と低い強度に原因があるため、軽量で自硬性のあるスラリー……石炭灰スラリー……を水底から静かに打設し埋め立てれば、問題点を一挙に解決できると考えられた。しかし、自硬性スラリーによる水中埋立方法は従来の埋立方法とは大きく異なっており、実績もなかった。そこで、石炭灰スラリー打設構法の特徴を関係各部署に伝達し、技術開発プロジェクトメンバーが支店などへも説明に行くなどして、適用先を模索した。

(2) 展開先と石炭灰スラリーに要求される課題の検討

適用先を探索のうち石炭灰スラリーによる人工事犯築造の具体的な案件として、白鳥大橋における人口島建設が上がった。深さ17mの軟弱な水底地盤上へ直径67mの橋脚建設用人口島を建設するものであったが、材料には以下の事項が要求された。

① 地盤は0.1MPa以上の粘着力が発現する。また、地盤掘削の容易性を考え、粘着力は1MPa以下である。

② 土圧を低減するため、湿潤密度は1.7ton/m³以下である。

③ 圧送中の閉塞を防ぐため、フリージング率は3%以下である。

④ 使用する石炭灰の品質は石炭火力の燃焼角野種類によって施工中に変化すると考えられるが、石炭灰の品質とその時の配合が明らかとなっている。

⑤ 施工期間は10月下旬から約3ヶ月であり、海水温度は5℃程度まで低下するが、こうした低温度でも所定の性能がある。

こうした課題を室内実験で検討したところ、石炭灰スラリーは表-2に示すような配合で使用できることが明らかとなった。

(3) 施工への対処

石炭灰スラリーの基本的な適用性を確認したのち、当社の北海道支店に成果を展開した。支店担当者は、これをもとに機材の選定やコスト試算などの詳細な詰めを行い、この工法がフィジブルであることを確認した。続いて、御得意先に技術説明をし、工法の優位性を認めていただいた。

その後、本工法が採用されることになったが、施工に際しては、技術開発プロジェクトメンバーがさまざまな形で支援した。石炭灰スラリーによる人口島の建設は世界でもはじめてであったが、世界初の工事を無事終了できた。

表-2 フライアッシュスラリーの配合(例)

石炭灰	火山灰含有率	配合含水比	ヒルト添加率
A種	30%	60%	4~5%
B種	30%	60%	5~6%
C種	30%	60%	6~7%
D種	30%	45%	3~4%
E種	30%	45%	4~5%

おわりに

建設は、人間の活動とあらゆる面で深くかかわっている。このため、建設における技術的な取組み課題には様々なものがあるが、これまでのように単なる経済的効果や物理的利便性のみの追求ではなく、現在は環境を重視した技術や研究開発が強く求められているといえよう。地盤関連の技術についても、環境の保全、再生、創造といった視点から新技術に目を向けていきたい。

本稿では、ゼネコンにおける技術開発の一例を概略紹介したが、今後の新材料・新工法等の開発や普及・展開に関し何からの参考となれば幸いである。

1. はじめに

羽田空港沖合展開、関西国際空港、東京臨海副都心などの大規模工事、巨大構造物、大深度地下・大水深下の構造物の建設など、施工条件の非常に悪いところでの建設が増えている。これに合わせて、より確実、より合理的な設計施工を目的とした新材料・新工法の開発が進められている。また、3K克服、人手不足の解消、週休二日制度の普及と生産性の向上、コストダウンと工期の短縮、さらには省スペース化をねらった新材料・新工法も増加している。

ひと頃、新しい材料や新しい工法の開発は官側主導で行われ、開発タイムも長かったが、最近では、民間の技術レベルが著しくアップし、競争原理がうまく作用して、新材料・新工法の開発スピードが一段と早くなってきている。またその裏返しとして、陳腐化、衰退も目まぐるしくなっている。

本文は、土質工学分野で注目を浴びている最近の幾つかの新材料・新工法を紹介しようとするものであるが、あくまでも著者の見聞する範囲内の物件であり、また、著者の好みで取捨選択もしており、必ずしもすべてを網羅してはいないことを最初にお断りする。

2. 土質調査

2. 1 標準貫入試験

「先端技術を駆使する業務がある一方で、現地での調査を中心に前近代的な3K業務がドッカと腰を据えているのが、地質調査業の現状だ。」(日経コンストラクション、1992, 5-8)と指摘され、その代表的なものとして標準貫入試験が挙げられている。確かにわが国に導入されてからでも40年以上になるのに、ほとんど改良されてはいない。熟練者の不足が深刻にもなっており、自動化の動きもあるが、N値の偏重からそろそろ脱皮すべきではないかという過激な意見もある。現在、関係機関でポスト「標準貫入試験」を模索中であるが、新標準貫入試験が誕生したとしても、現行のN値に基づく多くの設計法をも変える必要があり、困難な作業となるだろう。

2. 2 三成分コーン

三成分コーンは、すでに一人前のサウンディング方法として利用が可能な段階になっている。主たる三成分である先端部の貫入抵抗(コーン支持力)、周面摩擦抵抗、間隙水圧を直接測定することもさることながら、圧密降伏応力、圧密係数などの推定も可能なようで、埋立て地などの沈下量の推定にも役立つとされている。また、土質分類にも利用されているが、日本の土質に対する判定表の作成のためには、まだ幾分かのデータの蓄積が必要かと思われる。三成分コーンにRIを取付け、密度、含水比を測定する試みも行われており、今後益々三成分コーンの利用が広まるものと予想される。

2. 3 ロータリーサウンディング

現在、深層混合処理工法などで改良された高強度地盤の品質を把握するためには、一般にシンウォールサンプラーもしくはトリプルチューブサンプラーで採取した試料に対し、一軸圧縮試験を行うことになっている。しかし、非常な手間ヒマがかかる割には、マクロ的な品質の把握ができないという問題がある。これに対処するために、建設省土木研究所を中心にロータリーサウンディングの開発が進められている。現在、

New Materials and New Methods on the Field of Geotechnical Engineering ; Shigeyuki NOTO
(Hokkaido Development Bureau)

ロッドの貫入速度、貫入推力、回転トルク、回転速度などをパラメーターとする比削孔エネルギーと一軸圧縮強さとの比較が行われ、かなり相関が高い結果が報告されており、実用化は近いものと思われる。

この他、ボーリングの際の回転貫入抵抗を利用して地層の判別を行おうとする動きや、ダイラトメーターをわが国の土質にも適用させようという動きもある。

2. 4 ジオトモグラフィ

土質調査関係で今最も注目されているものは、ジオトモグラフィである。従来の土質調査は点の把握ではないが、線あるいは面の把握をしようとするものである。N T Tなどでは、比較的浅い土層の判定や埋設障害物の把握を目的に早くから浅層反射法について検討してきており、さらにこれを後述の流動化処理土を用いた埋設管の埋戻しの際の施工管理にも利用しようとしている。比抵抗法による土層判定にも期待が寄せられており、地盤改良範囲の把握にも利用化できそうである。精度や分解能にまだ十分とはいえないところがあるが、大いに利用の可能性があると思われる。

電磁波を用いた地中探査の測定法は、地表から電磁波を放射する方法と、ボーリング孔内から電磁波を放射する方法がある。前者（地中レーダといわれる）の探査深度は、地表から4 m程度である。後者はクロスホール法（複数のボーリング孔を利用する方法）により、C Tスキャン技術を応用してジオトモグラフィ技術に適用できるものと期待されている。

これとは別に、大深度地下空間の利用が近い将来に訪れることを予想して、1～2 kmもの大深度を対象に高精度な地盤特性の把握を目的とした研究が進められている。弾性波によるV S P法（Vertical Seismic Profiling）、レーダー・トモグラフィなどであり、後者はすでに岩盤探査に利用されている。また、ジオフロントの動きに付随して、土質調査とは直接関係はないが、地下空間の大規模掘削に伴う周辺地盤の変状（ゆるみ、沈下、強度低下、熱伝播など）、土圧や応力の計測管理手法の開発も進められている。

3. 盛土・人工地盤

3. 1 E P S土木工法

E P Sが盛土材料としてわが国で初めて用いられて以来、8年が経過する。現在では、軟弱地盤対策のほか、擁壁や橋台背面の土圧軽減、地すべり地での荷重軽減、落石覆道の緩衝材料など、E P Sの用途・適用範囲が一層広がり、施工実績も加速度的に増加して、すっかり土木材料の一つに定着したという感じである。

E P Sを盛土材料とする際の耐久性や耐震性などについての問題はほとんどクリアされてきているが、地下水位以下となる場合の浮力対策が問題となることもある。これに対処するために、スリット構造や中空構造のE P Sブロックが開発されている。また、発泡片を融着させた透水性の高いE P Sブロックも開発されている。この他、片面にコンクリート版を取付けたE P Sブロックも開発されており、これは疑似壁面として利用できる。

3. 2 軽量盛土

E P Sの超軽量性、自立性などが従来の土質材料と異なっていて、土木屋に新鮮な刺激を与えたのは間違いがない。これが契機となって、その後、土質材料の軽量化を狙った幾つかの新材料が出現してきた。土にE P S粒あるいは発泡スチロール製魚箱などの破砕片を混入させ、セメントを添加する改良軽量土、スラリー化させた土に気泡とセメントを混ぜた気泡ソイルセメント、セメントモルタルあるいはミルクに気泡を混ぜた気泡モルタル、などである。いずれも実用化の段階にあり、実際の施工例も幾つか報告されている。

これらの新しい軽量材料の単位体積重量は、0.5～1.2 t/m³程度であり、0.02～0.03 t/m³のE P Sの軽さには到底及ばないが、浚渫土砂や建設残土の有効利用を図る観点から注目されている。

3. 3 補強土

土に何かを混ぜて品質を高める発想は昔からあり、二和土、三和土はそのハシリである。近年はセメントや石灰を混合させて改良を図ってきたが、上記のEPS粒や気泡の他に、最近では、短繊維あるいは連続繊維を混入させて、土の圧縮強度あるいは引張強度の増大、エロージョン防止を図ろうとする研究も実用段階に入っている。

一方、土をスラリー化して利用するというのは新しい発想で、この数年、これに関する研究が盛んとなっている。混合、搬送の効率化を狙った土のスラリー化は、狭隘箇所での転圧作業を解放し、管渠の埋め戻し材として注目を集めている。

3. 4 人工地盤

関西国際空港や東京湾横断道路のプロジェクトが発表された直後から、人工島や水中での人工地盤の造成を目的とした材料の開発が行われ出した。これは、主として山砂にセメントと分離防止材を混合した材料を海中に投入して、転圧作業を伴わないで強固な地盤を造成しようとするものである。東京湾横断道路では、人工島に接続する箇所のシールドトンネルの掘進区間にスラリー型改良盛土を施工中であり、2年で約140万 m^3 を打設する予定である。これは、砂と泥岩にセメントを混ぜ、海水で練ったものであり、一軸圧縮強度は6~30 kgf/cm^2 となっている。北海道でも、1988年の白鳥大橋の建設に伴う築島工事において、火山灰に石炭灰とセメントを混ぜてスラリーとしたものを用いている。

3. 5 リサイクル

建設残土や汚泥、コンクリートガラなどの建設副産物、さらには製紙汚泥、下水汚泥、プラスチック廃材などの産業廃棄物は、従来は埋立て処分が主体であったが、リサイクル法（再生資源利用促進法、平3.10）の施行に伴い、これら産業廃棄物を加工して付加価値を高め、土木材料として利用しようとする動きが活発になっている。経済的な問題はあるが、省資源、環境保全の立場から、今後とも積極的な展開が期待されるものと思われる。

3. 6 盛土用新材料の問題点

新しい材料が開発され、各種の現場条件に応じて利用されるのは望ましいことではあるが、それぞれの開発機関あるいはゼネコンなどが独自の名称をつけるために、混乱も生じている。土にEPS粒とセメントを混ぜて軽量安定処理土と称しているが、石炭灰にセメントを入れたものも軽量で安定処理しているから同じ名称となる。EPSの代わりに気泡を入れてスラリー化すれば軽量流動化処理土となるが、人によっては気泡混合補強土とも言う。この他、ハイグレードソイル、繊維混合補強土、事前混合処理土などもあるし、気泡モルタルを気泡セメントとも言う。また、道路公団では気泡セメントを用いた盛土工法をFCB（Formed Cement Banking Method）と呼ぶことに決めたようだ。

これらの盛土用新材料の開発は、現在のところ過渡期にあると思われるが、いずれ、経済性、施工性、耐久性の見地から整理淘汰されるとの見方もある一方で、逆に、ありとあらゆるモノを混合させては適当な名称をつけることも予想される。早めの分類作業と名称の統一が必要かもしれない。

4. 土留め・擁壁・急勾配盛土

4. 1 アンカー工法

急斜面の安定や土留めに対して各種のグラウンドアンカーが開発されたが、平成2年2月に「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」（土質工学会）が刊行されたことにより、二重防食構造の永久アンカーがアンカー工法の主流となっている。ジオフロントやウォーターフロントに対応して、今後さらに各種の改良が行われるものと思われる。目新しいところでは、アースネイリングの挿入鉄筋に排水機能を持たせた工法、攪拌混合工法を斜面に適用して補強体を構築する工法、などの開発がある。

4. 2 地中連続壁

地中連続壁（以下、連壁）は、土留め壁や止水壁はもちろんのこと、地下外壁や橋梁基礎としても用いられており、掘削深度も年々大深度化を続け、現在では150mの掘削も可能となっている。これに伴い、掘削機本体や各種制御システム、並びに施工方法が改善され、掘削精度が一段と向上してきている。

連壁といえばコンクリート製が主体であるが、原位置の土を固化させて連壁を作るSMW工法も品質が向上してきており、仮設山留めや地下ダムの止水壁に利用されている。また、最近、省力化と省スペースを図った鋼製連壁が開発され、次第に実績を伸ばしつつある。

4. 3 テールアルメ工法

テールアルメ工法はすでに多くの実績に支えられた信頼できる工法となっている。最近は、ストリップ材料にジオグリッドや連続長繊維を用いた例が報告されている。また、従来は裏込材料に制約があったが、細粒土であってもストリップ材の周辺にのみ良質土を用いた例、裏込材として水さいあるいは石灰土を用いた例の報告もあり、徐々に適用土質の広がりを見せている。スキンのコンクリートブロックも各種のデザインが施された化粧ブロックが提供されており、発泡スチロール型枠の開発が一層自由な表面加工を容易にしている。

4. 4 急勾配盛土

平成4年3月「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計施工マニュアル」が建設省土木研究所より発表された。これによりジオテキスタイルの設計法がほぼ確立され、盛土補強はもちろんのこと、ジオテキスタイルを用いた急勾配盛土が増加の一途である。すでに急勾配（1:0.5）で17m程度の高さまでの施工実績があり、理論上は30mの高さの急勾配盛土も可能とされている。コンクリート擁壁などと違って、表面緑化が可能であり、ある程度の地盤の沈下・変形にも追従できるというメリットがあり、今後益々利用されるものと思われる。

ジオテキスタイルによる急勾配盛土の表面部は土のうを積上げることが多いが、土のうの作製・設置に手間ひまがかかることが問題である。このため、省エネと人手不足の解消を図って、L型金具を用いた方法、プレキャスト法枠に剛結する方法などが広まりつつある。

5. 地盤改良

5. 1 SCP工法

SCP工法は、振動・騒音がとかく問題で、周辺環境に及ぼす影響も大きく、採用に当たってある程度の制約を受けてきたが、これらの問題の軽減を図るべく新SCP工法（ミニコンポーザー工法）の開発が行われている。従来方法は、10Hz程度の振動を与えて直径70cm程度の砂柱を造成するものであるが、新SCPでは、20～25Hzの高周波バイプロを用いて、直径35～50cmの砂柱を造成するものである。10m離れた地点での振動は75デシベルで、従来よりも約10デシベル軽減している。施工実績は少ないが、家屋の近接地域などで威力を発揮するものと思われる。

5. 2 深層混合処理

地盤に改良柱を造成するタイプの改良は、直径20～30cmの生石灰パイルから直径1.5m程度の深層混合処理まで様々なものがあるが、現在、超高压ジェットで直径5mの大口径改良柱を造成するスーパージェット工法の開発が進められている。現場実験の最中であり、実用化の目途が立っているといわれている。ただし、全面改良の場合には威力が期待できるものの、柱状改良ではむしろ小口径の改良柱を多数打設するほうが望ましく、戦艦大和にならねば良いがと危惧している。

深層混合処理では、改良柱体の品質が問題となることもある。このため、新たに二つの方法について検討が進められている。一つはドラム型攪拌装置を貫入させて十分に地中で攪拌混合させようとするもの。もう一つは、対象土を掘削して地上で混合し、再び地中に戻してやるという方法である。いずれも現場実験を行

っているところであるが、高品質化を図るということは大変に金の掛かることらしい。

スラリー系の深層混合処理方式では、最近、新しい施工管理システムを開発した。これは従来のオシログラフによる管理に代わって、本体にコンピューターを搭載し、施工中の時々刻々の記録をすべて管理し、その都度基準値との比較を行って品質判定を行うというものである。品質を満足しない場合には直ちに警告ブザーがなり、その場で再施工するシステムとなっている。自分で自分の首を締めている、とも言えるが、より高品質な改良体の達成を目指すという関係者の姿勢には、望ましいものがある。

5. 3 ゴミ処理対策

土地の有効活用の一貫として、都市ゴミによる埋立て地の跡地利用が各地で検討されている。しかし、従来の土質調査法の適用、土質定数の設定、などが困難な場合が少なくない。したがって適切な地盤改良の方法も手探りの状態で、今後この方面への積極的な調査研究が必要と考えられる。これに関連して、都市ゴミの投棄場が不足しているため、すでに満杯となった投棄場を動圧密工法で圧縮し、幾らかでも投棄容積を確保する工事が大都市を中心に進められている。ただ、3Kに加えてにおいが体に染み付くという問題があり、工事関係者は苦勞しているということである。

動圧密工法といえば、関西国際空港においては滑走路や重要舗装の下の地盤改良に、重量25tの重りを25mの高さから落下させ、深さ10mまでをN値15にする地盤改良工事が行われた。大規模改良のために特別の反力装置などを作成しているが、積算上は機械損料のみ計上されている。しかし、今後その装置を必要とする地盤改良の計画は見当たらず、やむなく工事終了時に泣く泣く解体したと聞いている。

5. 4 液状化対策

液状化対策として従来からSCP工法や碎石ドレーン工法が用いられているが、最近は新たに、カードボードタイプのドレーン材を打設する方法、ジオテキスタイルを円筒にして地盤に押し込む工法などが開発されている。後者は、ポリエチレン製のフィルターと補強体からなるドレーン材を打設するもの（スパイラルドレーン）であり、前者も含めて地震時に発生する過剰間隙水圧をドレーン材に流入させる仕組みとなっている。

この他、深層混合処理工法で地盤を格子状に改良する工法（TOFT工法）も実用段階であり、徐々に液状化対策が広がるものと思われる。

6. 環境保全・緑化

6. 1 法面緑化

環境保全と景観景慕の観点から、切土・盛土法面の緑化が一層進められている。最近はほとんど全面張芝とする例が多いが、生芝の安定供給にも限界があり、これに代わる工法が出現している。例えば、藁、ココナッツ繊維などの自然素材を布上のマットに造り上げ、これに種子をまぶしたものを法面に張り付ける工法（ストローマット）、長繊維を混入したスラリー土壌を種子や肥料とともに法面に吹付ける工法（テクソルグリーン）などである。後者は、草はもちろん、木を主体とした植生も可能であり、砂漠や都市の緑化にも適用できる。

また、最近ではコンクリート擁壁前面に各種模様化粧が行われ始めているが、さらに一歩進んで、コンクリート表面を緑化しようとする試みもある。従来からある岩盤緑化の技術を応用すれば十分可能と思われるが、コスト的、あるいは維持管理上の問題が残されている。

6. 2 人工軽量土壌

建物屋上の緑化や歩道橋あるいは空中回廊に設置する緑化施設（花壇、ポット）は、通常の土を用いると死荷重が増加し、ときには補強工事が必要となる。このため、かなり前から人工軽量土壌の開発が進められている。一般に、真珠石パーライトや軽量骨材にピートモスなどの有機質を混ぜたものが用いられており、

湿润密度は 0.6kgf/m^3 程度である。現在のところ 1m^3 当りの単価が3万～6万円であり、気窒に利用するには高価なものではあるが、憩いと潤いのある生活環境を創造するという機運の中で、今後利用されることが多くなるであろうと考えられる。

6. 3 高分子吸水材

一方、高分子吸収材を用いて高架下地盤を緑化しようとする試みが行われている。高分子吸水材は高純度アクリル酸を主原料とする樹脂で、自重の数十倍から数百倍もの水を吸収し、回りが乾燥すると徐々に水を放出するという特性がある。これを、降雨などの自然灌水が期待できない高架下地盤の客土に混ぜて、土壌の保水性を高め植物の成育を助長しようとするものである。すでに札幌新道での試験工事は終了しているが、植物相手のため2～3年の経時的な追跡調査が必要であり、まだ結論を得るまでには至っていない。

おわりに

ほとんどハードな分野のみの記述に終わったが、この他、コンピュータのソフトも数多く開発されている。これらのソフトを新材料・新工法とは言わないのだろうが、より確実、より合理的な設計施工を目的とし、また、人手不足の解消、生産性の向上、コストダウンと工期の短縮などをねらってソフトが開発されるという点では同じ範疇に入るものだ。そんな意味で、「土質工学分野のコンピュータソフト」なるテーマ発表があっても良いかも知れない。

さて、新材料・新工法がぞくぞく出現しても、その効果が明らかで、その設計施工方法が指針やマニュアルの形で公になっていなければ、なかなか利用できない（発注者側）。新材料・新工法をどんどん使ってみなければ、その善し悪しが分からず、またそれを土台にした新しい展開が望めない（開発側）。そんな奇妙な矛盾の中で、各種の新材料・新工法が開発されている。どちらも今一歩積極的に動けばより多くの発展が期待できそうだと思うのだが、いかがなものか。

現地発生土を用いた気泡混合固化土の基本物性と模型実験

北海道開発局開発土木研究所	○正会員	松田 泰明
“		三原 慎弘
“	正会員	西川 純一
不動建設(株) 東京本社	正会員	桑原 正彦
“ 北海道支店	正会員	村田 基治
“ 北海道支店	正会員	日下部 史明

1. はじめに

近年の高規格道路の整備に伴い、擁壁を用いた道路拡幅、沢地形部の高盛土、橋梁工事などが増えると考えられる。これに伴い擁壁や橋台に作用する水平土圧、高盛土下のカルバートに作用する鉛直土圧、さらには共同溝などの地下埋設物に作用する拘束圧などの土圧の軽減対策が重要な課題となっている。

この対策として、盛土材料や裏込め材料の軽量化・固結化が考えられ、最近、EPS・気泡セメントなどの新材料が部分的に用いられている。さらに、最近では建設工事にもなって発生する残土の処理が経済・環境の面から問題となっており、このような軽量・固化材料への利用が期待されている。

そこで、現地発生土を利用した軽量盛土・裏込め工法の設計法の提案を目的に、土に水・気泡・セメントを混合した気泡混合固化土の研究を行った。これまで、現地発生土を利用した気泡混合固化土の開発は粘性土に限られていた。そこで、他の材料土の利用可能性を探るため、北海道に広く分布している砂質土と火山灰、及び火力発電所より発生する石灰灰を対象として気泡混合固化土の基本物性試験を行い、その実用可能性を明らかにしてきた。¹⁾

本報文では、火山灰を材料土とした気泡混合固化土の基本物性試験と施工プラントによる打設実験を行い、その基本的性質と土圧軽減効果および施工性について報告する。

2. 基本物性試験

気泡混合固化土に要求される基本的性質は、①軽量であること、②必要とされる強度を満足すること、③施工性(流動性)が良好なことである。①～③の性質を表す工学的指標とそれぞれに關係する要素は表-1にまとめた。これらの相互關係を明らかにすべく試験条件を設定した。

表-1 基本的性質と工学的指標に關係する要素

基本的性質	工学的指標	關係する要素
軽量性	密度	気泡量
強度	一軸圧縮強さ	セメント量・水量・気泡量
施工性(流動性)	フロー値	水量・気泡量・セメント量

2.1 試験方法

(1) 材料

試験は、滝野産火山灰(支笏降下火砕堆積物)を材料土に用いた。火山灰の物性値を表-2に示す。固化材としてセメント系固化材を、起泡剤は界面活性系起泡剤を用いた。試験は図-1に示すフローに従い行った。なお、火山灰は供試体の作成を考慮し、5mmふるいでスクリーニングした。

表-2 火山灰の物性値

支笏降下火砕堆積物		
比重		2.402
粒	径(X)	17.5
度	砂(X)	50.2
特	種(X)	25.0
性	粘土(X)	6.3
密度 $\gamma_t(g/cm^3)$		1.603

(2) 配合

気泡混合固化土の基本的性質である含水比・密度・セメント量と強度、および流動性の關係を調べるため、

Features of solidified soils with foam and cement using surplus soil and its model test
Yasuaki MATSUDA, Norihiro MIHARA, Jun'ichi NISHIKAWA (Hokkaido Development Bureau),
Masahiko KUWABARA, Motoji MURATA, Fumiaki KUSAKABE (Fudo Construction Co., LTD.)

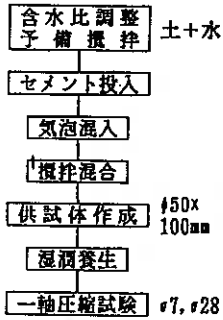


図-1 実験フロー

表-3~5に示す配合により試験を行った。なお、試験に先立って予備試験を行い、調整含水比 $W_a=100\%$ 程度以下ではブリージングが発生しないことを確認した。(表-3)

注) 調整含水比 W_a :
材料土に加水し含水比を調整したもの。
 W_a =水の重量/土の重量

表-3 配合表1 (調整含水比と強度の関係)

調整含水比 W_a (%)	水セメント比 W/C	セメント量 (kg/m ³)	備考
50	3.7	83	密度 1.0g/cm ³ 初期含水比 $W=31.0\%$
	3.8	80*	
55	4.1	80*	*: 初期含水比: $W=27.7\%$
	3.7	92	
60	4.3	80*	●: ブリージングの発生により供試体作成不可
	3.7	100	
70	3.7	100*	
	3.7	100*	
85	3.7	110	
100	3.7	119	
120	3.7	128	

表-4 配合表2 (密度と強度の関係)

密度 (g/cm ³)	セメント量 (kg/m ³)	気泡量 (%)	備考
1.60	160	0.0	水セメント比: W/C=3.7
1.20	120	28.1	
1.00	100	40.1	調整含水比: 70%
0.80	80	52.1	初期含水比:
0.60	60	64.1	$W=31.0\%$

2.2 試験結果

(1) 試験含水比

図-2に水セメント比 $W/C=3.7\sim 4.3$ 、調整含水比 $W_a=50\%\sim 100\%$ の範囲で変化させた場合の一軸圧縮試験の結果(材令7日)を示す。一軸圧縮強さがピークとなる調整含水比が存在する。本試験の配合では、調整含水比 $W_a=55\%\sim 60\%$ 程度が一軸圧縮強さのピークであると考えられる。

(2) 密度

図-3に水セメント比 $W/C=3.7$ 、調整含水比70%とした場合の密度と一軸圧縮強さの関係を示す。この密度は、気泡混合固化土作成時のスラリーの密度である。密度の増加(気泡量の減少)に伴い一軸圧縮強さが大きくなる。

固化した混合土の基本構造(気泡以外の部分)は、水セメント比が一定であるため、密度の違いによらず同一と見なせる。したがって、密度の変化による一軸圧縮強さの変化は、気泡量の大小に起因すると言える。

表-5 配合表3 (セメント量と強度の関係)

セメント量 (kg/m ³)	調整含水比 W_a (%)	水セメント比 W/C	備考
60	50	5.2	密度 1.0 g/cm ³ 初期含水比 $W=27.7\%$ *: 初期含水比: $W=47.4\%$
	60	5.9	
	70	6.5	
80	50	3.8	
	55	4.1	
	60	4.3	
	70	4.7	
100	55	3.4	
	60	3.4*	
	70	3.7	
120	55	2.6	
	60	2.8*	
150	60	2.1*	

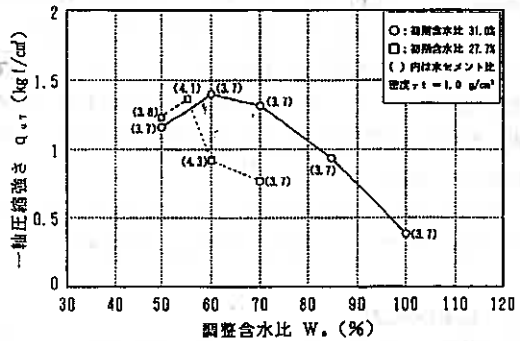


図-2 調整含水比と強度の関係

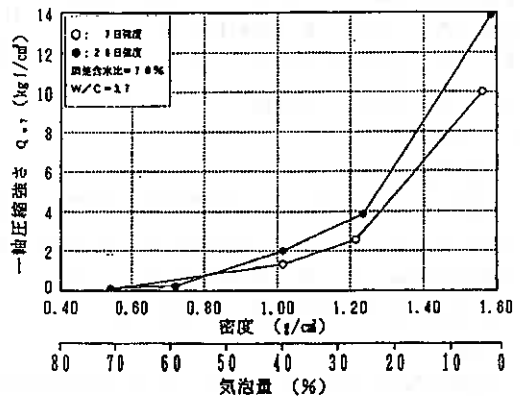


図-3 密度と強度の関係

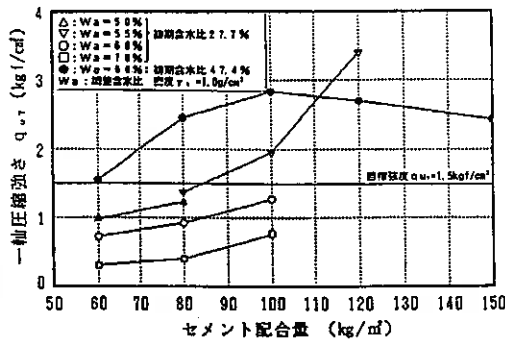


図-4 セメント量と強度の関係

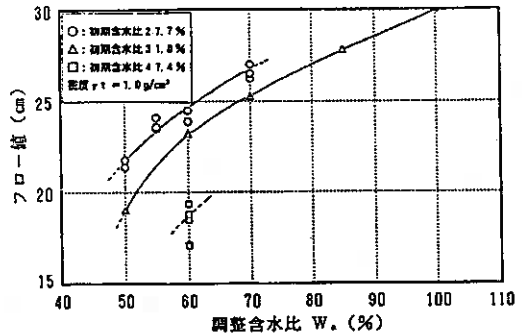


図-5 調整含水比とフロー値の関係

(3) セメント量

盛土材としての目標強度は、不良土を安定処理して再利用できる強度（材令7日の一軸圧縮強さが1.5 kgf/cm²以上²¹⁾）とした。図-4にセメント量と強度の関係を示す。初期含水比27.7%では、セメント量の増加に伴い一軸圧縮強さも大きくなる。また、必要な一軸圧縮強さを満足するセメント量は、調整含水比Wa=55%~60%で85~110 kg/m³程度である。

初期含水比が47.4%の場合は、セメント量の増加に伴い一軸圧縮強さも大きくなる傾向にあるものの、セメント量が一定量を越えると一軸圧縮強さが一定、もしくは低下する傾向がある。したがって、強度発現にはセメント量以外にも初期含水比が影響していると考えられる。

(4) 流動性

密度1.0 g/cm³について調整含水比Waとフロー値の関係を図-5に示す。調整含水比の増加に伴い、フロー値が上昇し、かつ含水比の小さい範囲でよりその傾向が大きい。また、初期含水比の違いによりフロー値に差が見られ、初期含水比が大きいほどフロー値が低下する。これは、初期含水比として測定される水分もしくはその一部が、流動性の発現に関わっていない可能性を示唆している。

3. 模型実験

3.1 実験概要

気泡混合固化土を施工した場合の土圧軽減効果と施工性の調査を目的に、図-6に示す手順で施工実験を行った。実験ピットおよび計器設置位置を図-7に、実験ケースと配合設計を表-6に示す。最初にケース1として砂による盛土試験を行い、計測機器のチェックをした。ケース2と3では模型地盤上にそれぞれ設計密度1.0 g/cm³と0.8 g/cm³の気泡混合固化土を打設した。配合設計は基本物性試験を基に決め、また火山灰・セメント・気泡剤は基本物性試験と同じものを使用した。盛土と模型地盤は十分に転圧した後、密度試験とスウェーデン式サウンディングを行い締め具合を確認した。

表-6 実験ケースと配合設計

	埋戻し材料	材料土	設計密度	調整含水比	セメント量
ケース1	砂による盛土	—	—	—	—
ケース2	気泡混合固化土	火山灰	1.0g/cm ³	60%	100 kg/m ³
ケース3	気泡混合固化土	火山灰	0.8g/cm ³	60%	130 kg/m ³

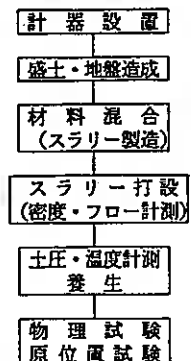


図-6 実験フロー

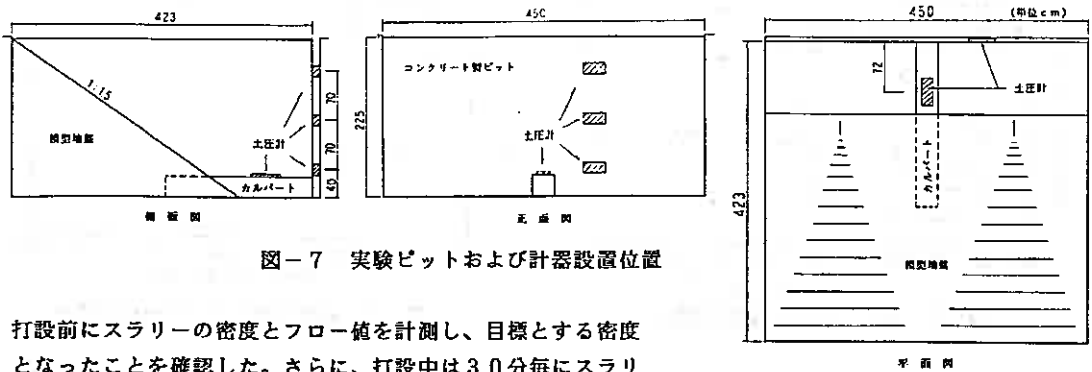


図-7 実験ピットおよび計器設置位置

打設前にスラリーの密度とフロー値を計測し、目標とする密度となったことを確認した。さらに、打設中は30分毎にスラリーの密度とフロー値を計測した。

打設は2日に分けて行い、所定の高さまで打ち終えた後、表面を均して仕上げた。土圧と温度の計測を打設開始とともに行い28日後まで続けた。また土圧計は受圧面の大きなものを用いた。散水やシート被覆は行わず28日間養生した後、物理試験と原位置試験を行った。

3.2 プラント及びスラリー製造

実験では、写真-1に示す2軸パドル型ミキサーによって気泡混合固化土用のスラリーを製造した。製造手順を図-8に示すが、以下の通りである。①火山灰に水を加えて目標とする調整含水比にした後、セメント・気泡をミキサーで攪拌・混合する。②ミキサーで混合したスラリーを採取し、密度・フロー値（流動性）の確認をする。③スクウィーズポンプにより圧送し、実験ピットの所定の高さまで打設する。



写真-1 2軸パドル型ミキサー

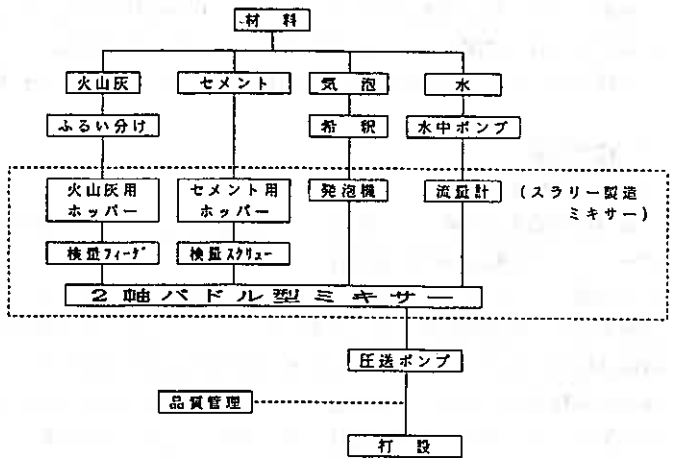


図-8 スラリー製造工程

3.3 実験結果と考察

ここでは、ケース1と2について報告する。

(1) 盛土(ケース1)及び模型地盤(ケース2)の物性

造成した盛土および模型地盤の湿潤密度と含水比を図-9に示す。盛土材は山砂を使用した。密度は全て1.60~1.65g/cm³の範囲にあり、ケース1・2ともに平均1.63g/cm³であった。また、スウェーデン式サウンディングの結果は20cm以深で、N_{sw}=10~40回の範囲にあった。よって、盛土および模型地盤は概ね均質であり、かつ十分に締まっていると判断できる。

(2) スラリーの密度とフロー値
 打設中に計測したスラリーの密度とフロー値を図-10に示す。密度は多少のパラツキはあるが $0.86 \sim 1.11 \text{ g/cm}^3$ の範囲にあり、平均 0.997 g/cm^3 である。全体として判断したとき、設計値に近いといえる。

フロー値は密度に比べバラツキの範囲は大きく、平均値 21.0 cm 、最小値 16.2 cm であったが、施工上の問題はなかった。

(3) 盛土による土圧

ケース1の盛土に伴う鉛直土圧と水平土圧の変化を図-11に示す。鉛直・水平土圧とも盛土高さが大きくなるに従い土圧は大きくなる。土圧の立上りは土圧計の位置と一致しており、また盛土高 2.25 m での鉛直土圧は理論値 2.93 t/m^2 に近似している。よって、土圧計は概ね正確に計測できていると判断できる。水平土圧が理論値より3割程度大きいのは、土圧計周辺の転圧が影響していると考えられる。

(4) 気泡混合固化土による土圧

ケース2のスラリー打設と養生に伴う鉛直・水平土圧と養生温度の変化を図-12と図-13に示す。最初、打設高さの上昇に伴い鉛直・水平土圧は大きくなるが、2日目の水平土圧は打設高さが増しても大きくなりません。これは、スラリー状態では土圧が液圧に近い傾向として作用し、その後土圧計の周囲の固化が進むためと考えられる。28日後の鉛直土圧 1.94 t/m^2 は、スラリーの密度から求めた理論土圧 1.80 t/m^2 に近似している。打設後の鉛直土圧は養生温度に相関している。これは、養生温度の上昇により固化土の気泡は膨脹し、固化の進行と相まって一時的に土圧が大きくなり、次いで養生温度が低下により収縮し、土圧が小さくなると考えられる。水平土圧が20日前後にほぼ0となるのは、固化土が自立しているためと考えられる。なお、施工後の仕上がり面は下方に 2 mm 程変位した。

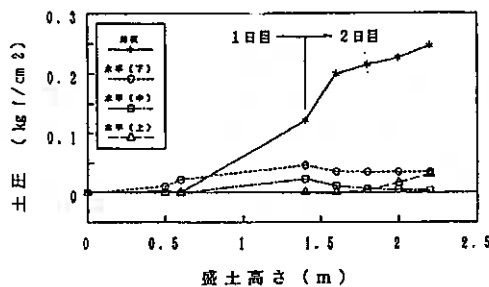


図-12 ケース2スラリー打設に伴う土圧

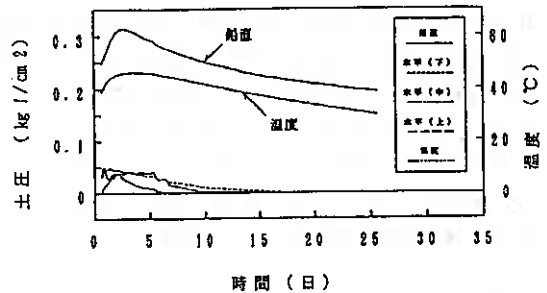


図-13 ケース2養生に伴う土圧と養生温度

(5) 物理試験

供試体作成7日後と28日後の強度と密度を図-14、表-7に示す。なお供試体はビニールフィルムに包み

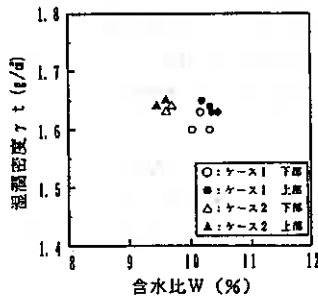


図-9 湿潤密度と含水比

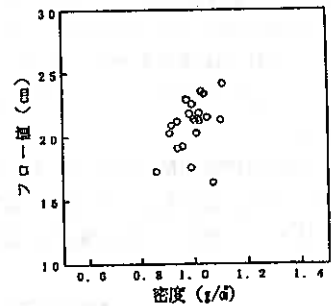


図-10 スラリーの密度とフロー値

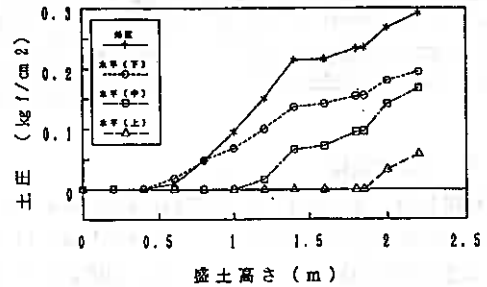


図-11 ケース1盛土に伴う土圧

養生した。強度は目標である $\sigma_7 \cdot qu = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ を全て上回り、 $\sigma_{28} \cdot qu = 3.3 \sim 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ となった。また、平均密度は7日と28日ではほぼ変化せず、スラリーの密度に近い値となった。また σ_7 を過ぎてから σ_{28} までに80%程度の強度増加が見られる。

その他の物理試験結果を表-8に示す。ケース2の配合においては、吸水による強度への影響はなく、透水性も良い。また、CBR・凍上試験ともに良好な結果が得られた。

表-8 物理試験結果

試験	試験結果			判定	
吸水一軸圧縮強さ	強度 (kgf/cm^2)	3.58(3.32)	密度 (g/cm^3)	1.06(0.94)	強度～変化なし 密度～10%増
		4.40(4.52)		1.07(0.99)	
透水	透水係数 (cm/s)	1.74×10^{-4}	密度 (g/cm^3)	1.29(1.07)	高い (砂に近い)
		2.44×10^{-4}		1.19(0.98)	
CBR	CBR(%)	10.7	膨脹比(%)	0.01	良好な路床土
凍上	凍上率(%)	2.3	凍上様式	コラーゲル凝	<20%, 合格

(吸水・透水前の強度・密度)

(6) 原位置試験

結果を表-9に示す。平均密度は設計値およびスラリーの密度と同じ値となり、上下の差もなく打設による気泡量の減少はないといえる。強度は供試体の値より小さいが、これは養生の違いによる影響と考えられる。現場CBRの値はモールドを使った試験より大きく、熱伝導率は砂に近い値となった。また、スウェーデン式サウンディングを行ったが、混合土の強度が大きく、この試験方法は適さなかった。

4. まとめ

- 1) 基本物性試験の結果、今回の滝野産火山灰を材料土とした配合では一軸圧縮強さは調整含水比 $W_a = 55 \sim 60\%$ 付近で最も大きくなり、この時の $\sigma_7 \cdot qu = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ を満足するセメント量は $85 \sim 110 \text{ kg/m}^3$ 以上である。また、フロー値は調整含水比の増加に伴い大きくなるが、含水比が小さい範囲でその変化が大きい。強度発現およびフロー値には初期含水比が影響すると考えられる。
- 2) 今回の施工プラントでは、目標とする密度のスラリーを比較的安定して製造できる。フロー値は密度に比べバラツキがあるが、16cm程度でも施工性に問題はなかった。
- 3) 今回の配合では、28日後の密度はスラリーの密度と変わらず、気泡が潰れていなかった。
- 4) 鉛直土圧は、養生中に周囲の拘束があると温度の影響を受け僅かに増加するが、28日後には当初のスラリー状態の密度より計算される土圧の範囲になる。水平土圧は固化が進むにつれ小さくなる。固化後、養生温度の影響を受けるが、28日後は固化土が自立し土圧は極めて小さくなる。
- 5) 火山灰を材料土とした気泡混合固化土は盛土・埋戻し土として十分に利用可能であり、また配合により凍上抑制層や路盤材への利用もできる。

一参考文献一

- 1) 能登・日下部・山口・村田：現地発生土を用いた気泡ソイルセメントの強度，土木学会秋季学術講演会要録，1992.9
- 2) 「北海道における不良土対策マニュアル(案)」北海道開発局土木試験所，1985.2

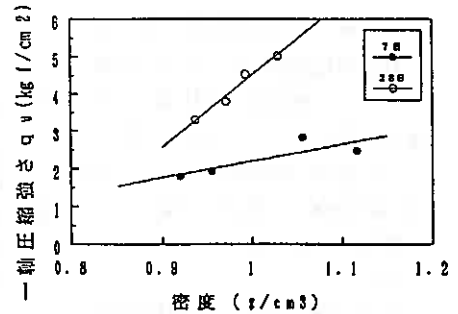


図-14 7・28日後の強度と密度

表-7 7・28日後の平均の強度と密度

項目	7日	28日	28日/7日
密度 (g/cm^3)	1.01	0.98	0.97
強度 (kgf/cm^2)	2.26	4.16	1.84

表-9 原位置試験

サンプリングによる一軸圧縮試験	下部		上部	平均値
	一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	2.52	3.74	
熱伝導率試験	密度 (g/cm^3)	0.90	1.02	0.998
	熱伝導率 ($\text{W/m} \cdot \text{K}$)	0.97	1.00	
	現場CBR試験	1.02	1.09	
現場CBR試験	熱伝導率		0.37	30.0
	CBR (%)		0.36	

市街地道路におけるEPS土木工法

北海道開発コンサルタント㈱ 正会員 ○加藤 敦彦
 正会員 和泉 孝夫
 北海道開発局札幌開発建設部 成田 健一

1 まえがき

一般国道12号岩見沢市上幌向道路拡幅工事においては、泥炭性軟弱地盤対策としてその地盤特性ごとに深層混合処理工法およびEPS土木工法を採用した。このうちEPS土木工法は、道内において実績が少ないことから、今後の設計および工事に反映する資料として、平成元年度の着工以来、深層混合処理工法とともに各種動態観測を実施している。

本論文は、その結果についてとりまとめて報告するものである。

2 対策工の選定

対策工の選定にあたり、

- ・ 周辺家屋および沿道状況から、低盛土道路（現道切下げ）とする。
- ・ EPS土木工法においては、冠水しても浮かない置換厚とする。
- ・ 地下水位が高くかつ軟弱な地盤であるため、掘削深度は2 m以内とする。

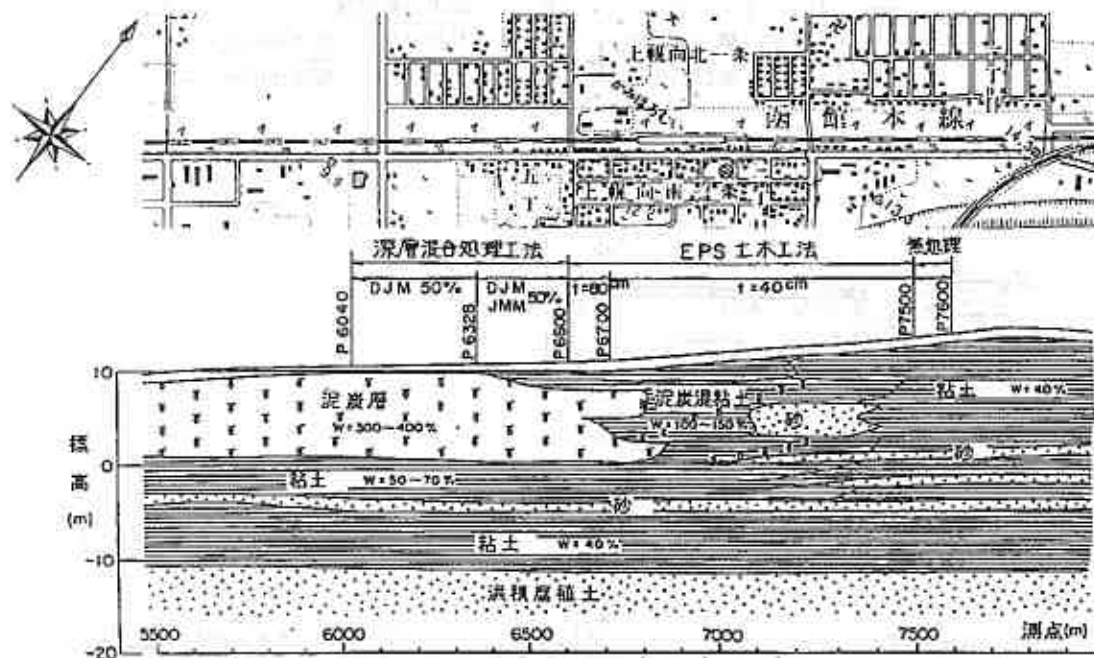


図-1 土層断面図、平面図と対策工配置

EPS Construction Method to a Street Subgrouting

Atsuhiko KATO, Takao IZUMI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd)

Kenichi NARITA (Hokkaido Development Bureau)

等の条件を考慮した結果、EPSブロック厚は最大80cmとなり、軟弱地盤の規模により一部EPS土木工法が適用できない区間が生じたため、この部分は深層混合処理工法を採用した（図-1参照）。

さらに、横断方向の対策工配置は、

- ・ 増加荷重のない現道下は、路床土の置換処理のみとし、拡幅部にEPS土木工法または深層混合処理工法を配置する。
- ・ 横断方向の不等沈下量は、供用後3年間で5cm以内とする。

等の条件より決定した。

3 動態観測

動態観測は、A測線（深層混合処理、SP6515）、B測線（EPS厚 $t=80\text{cm}$ 、SP6627）およびC測線（ $t=40\text{cm}$ 、SP6784）を設定し、各測線の上下車線計6断面について沈下板、土圧計および雑目計（除A測線）の各計器を設置するとともに、舗装後の路面に定点を設けてレベル計測を行った。

各計器の凡例と計測点数および目的を表-1に、対策工および計器の配置を図-2~4に示す。

表-1 各計器の凡例と計測点数および目的

記号	番号	計器	点数/断面			計測目的
			A	B	C	
	A-□	沈下板	5	4	4	地盤の沈下量
	E-□	土圧計	2	6	6	応力分布状況
	J-□	雑目計	-	2	2	EPSブロックの圧縮量
	H-□	舗装面沈下	5	4	4	沈下板位置の舗装面の沈下量

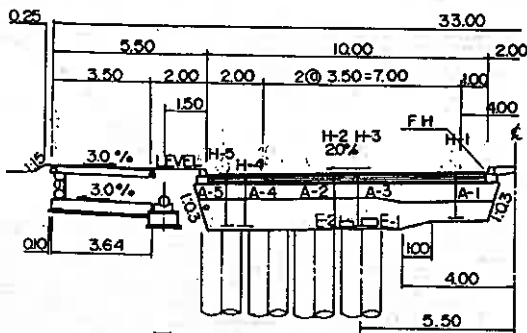


図-2 深層混合処理工法

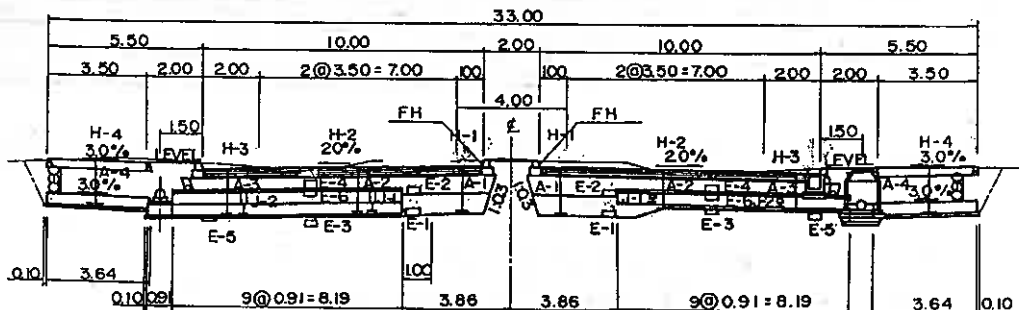


図-3 EPS土木工法 ($t=80\text{cm}$)

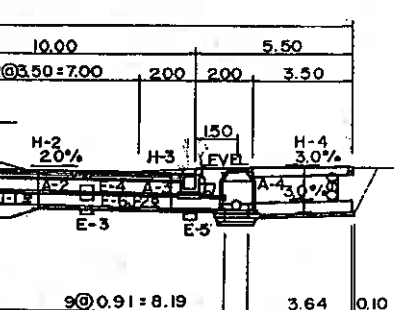


図-4 EPS土木工法 ($t=40\text{cm}$)

4 動態観測結果

4-1 深層混合処理工法

図-5に示すA測線下り車線の各計器の挙動について以下に記す。

① 舗装面沈下量

供用後2年間で沈下量は2~3cm程度であり、横断方向の計測位置による有意な差は認められない。供用開始直後急速に進行し、その後は91年8月~92年4月の間にわずかに進行しているが、その他の期間はおおむね横ばい状態である。

② 沈下板

観測開始からの沈下量は、路床改良のための置換処理をした現道下が6cm程度と最も大きく、次に改良パイル間の素地、改良パイル上の順となった。路盤、舗装施工時に沈下量の大部分が発生し、供用後は安定傾向にある。ただし、舗装面沈下量同様91年8月~92年4月の間にわずかな進行がみとめられ、これらの継続性、周期性の有無および原因については、さらなるデータの蓄積を待って判断したい。

③ 土圧計

供用以前は不安定な挙動を示すが、以後は各々一定値に落ちつく。パイル間の素地には、道路の死荷重よりやや大きい程度の土圧が作用し、パイル上ではその2倍近い土圧が作用しているおり、応力集中が生じている傾向がみとめられる。

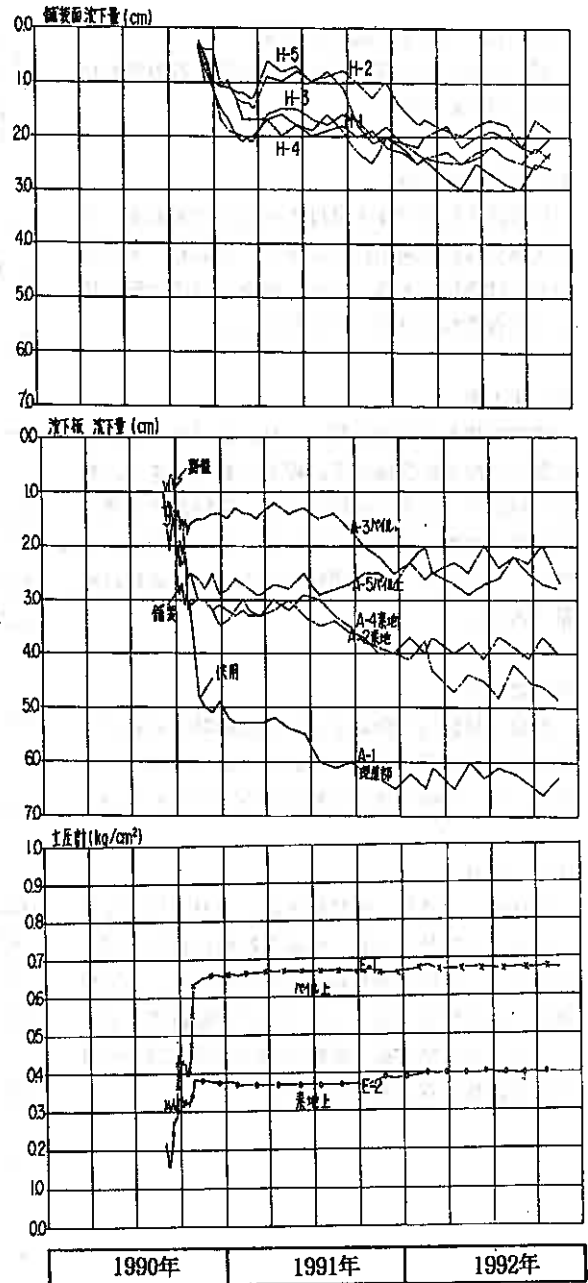


図-5 各計器の経時変化(深層混合処理工法)

4-2 EPS土木工法 (t=80cm)

図-6に示すB測線下り車線の各計器の挙動について以下に記す。

① 舗装面沈下量

供用後2年間で沈下量は1~2cmであるが、その大部分は供用開始直後に発生しており、その後の進行は微量である。また、横断方向の計測位置による有意な差はみとめられない。

② 沈下板

観測開始からの沈下量は、EPSブロック下に設置した沈下板2個が7cm程度と最も大きく、次いで現道下、歩道下の順である。深層混合処理工法同様、路盤、舗装施工時に沈下量の大部分が発生し、その後は、供用開始前後も合わせて進行は微量である。

③ 継目計

路盤、舗装施工時および供用開始時にそれぞれ段階的に収縮量が増加するが、合計で1cm程度であり、かつ今後増加する傾向はみとめられない。

④ 土圧計

全体的に、路盤、舗装施工時に一旦上昇~下降と不安定な挙動を示し、供用開始時に再び上昇し、そのまま一定値に落ち着く傾向がみられ、応力伝播が一定の状態を保っていることが想像できる。しかし、その絶対値、横断方向の計測位置からは、何ら規則性はみとめられない。

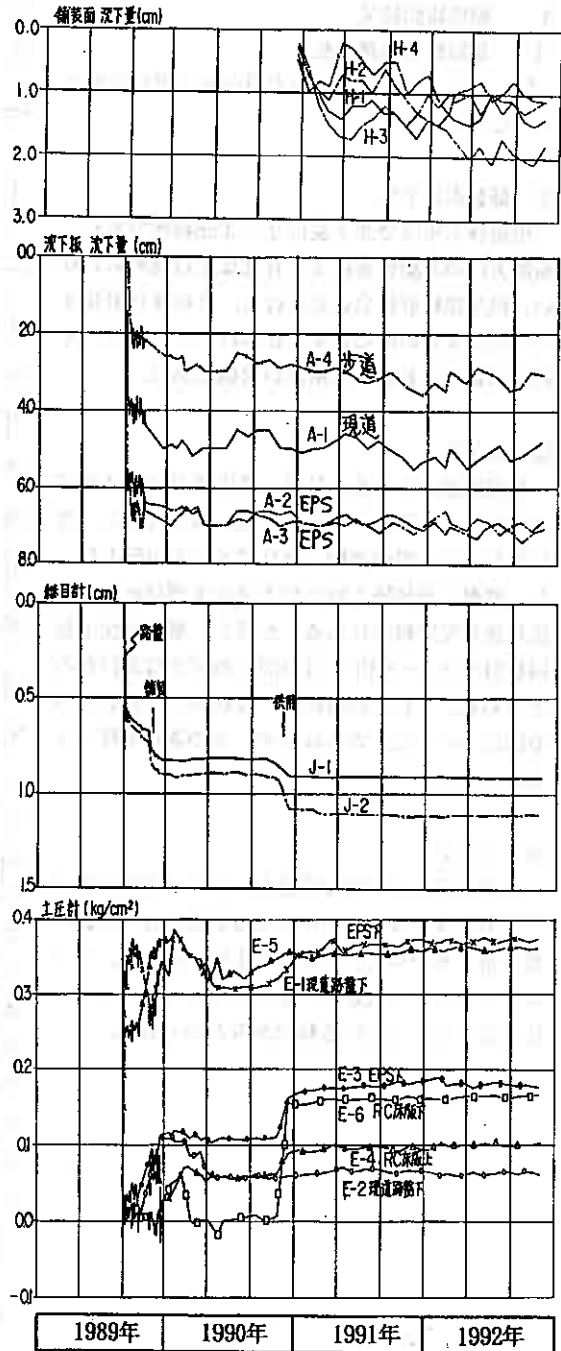


図-6 各計器の経時変化 (EPS土木工法, t=80cm)

4-3 EPS土木工法 (t=40cm)

図-7に示すC測線より車線の各計器の挙動について以下に記す。

① 舗装面沈下量

供用後2年間で沈下量は2~3cmであるが、横断方向の計測位置による有意な差はみとめられない。供用開始直後に大部分が発生し、その後緩やかに進行し、92年4月以降は横ばい傾向である。

② 沈下板

観測開始からの沈下量は、現道下が6cmと最も大きく、次いでEPSブロック下、歩道下の順である。路盤、舗装施工時に沈下量の大部分が発生しており、供用後は安定傾向にある。しかし、現道下および歩道下においては深層混合処理工法同様、91年8月~92年4月の間にわずかな進行がみとめられた。

③ 縦目計

圧縮量はEPSブロック厚80cmの場合の約1/2の0.5cm程度である。路盤、舗装施工時に大部分が発生し、供用後は一定値を示し増加する傾向はみとめられない。

④ 土圧計

全体的に、路盤、舗装施工時に一旦上昇~下降と不安定な挙動を示し、供用開始時に再び上昇し、そのまま一定値に落ち着く傾向がみられ、応力伝播が一定の状態を保っていることが想像できる。しかし、その絶対値、横断方向の計測位置からは、何ら規則性はみとめられない。

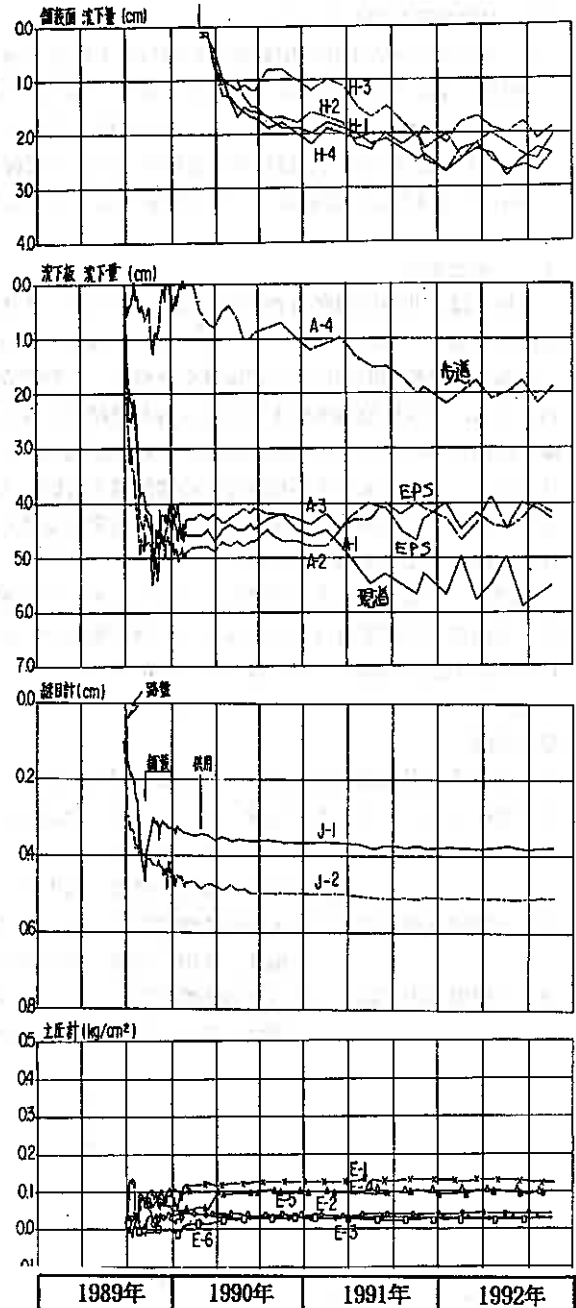


図-7 各計器の経時変化 (EPS土木工法, t=40cm)

4-4 動態観測結果のまとめ

- 全ての工区とも供用開始後2年間の沈下量は3cm以内に収まっており、横断方向に異なった対策工を配置したにもかかわらず、不等沈下量は1cm程度である。
- EPSブロックの圧縮は、厚さの1%程度であり、かつ供用開始後はほとんど進行していない。
- 広い範囲での応力伝播状況を数個の土圧計で把握することは、非常に困難であり、今後同様な観測においても土圧計の設置は、十分な配慮が必要であると考えられる。

5 あとがき

本報文は、北海道開発局で最初に施工したEPS土木工法について、深層混合処理工法と併せて長期動態観測を実施し、蓄積されたデータのうち、主な結果をとりまとめたものである。

北海道には約2000km²に及ぶ泥炭地が分布し、平野部面積の約6%を占めている。このため道内主要幹線においても、泥炭性軟弱地盤上に造成された道路は少なくなく、これらの道路では今後交通量の増大に伴い拡幅化は避けられないものと思われる。上幌向道路も、このような状況下での市街地4車線拡幅改良工事であり、沈下、変形および水処理等多くの諸問題を考慮に入れて縦断線形、沈下阻止工法を決定した。改良後丸3年が経過した現在、各対策工区とも測定結果を反映して、泥炭性軟弱地盤上であることを感じさせない良質な道路に生まれ変わっている。

観測は、平成7年度まで継続し、さらなるデータの蓄積を待って統報をとりまとめ、掲載する予定であるが、市街地での地盤改良を考えると、騒音振動の小さい本工法は正に的を得た工法であり、本工事例がEPS土木工法の発展の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工指針～(財)北海道開発技術センター
- 2) 発砲スチロール土木工法設計マニュアル～発砲スチロール土木工法開発機構
- 3) 市街地道路におけるEPS土木工法の施工例
～和泉、成田、高橋、(財)土質工学会北海道支部技術報告集第30号
- 4) 上幌向市街拡幅における軟弱地盤対策工について(第1報)
～福井、成田、高橋、第33回北海道開発局技術研究発表会講演概要集
- 5) 上幌向市街拡幅における軟弱地盤対策工について(第2報)
～須藤、成田、西山、第35回北海道開発局技術研究発表会講演概要集

北海道大学工学部 正会員 ○三浦 均也
北海道大学大学院 学生員 高原 利幸
北海道開発局 正会員 松田 泰明

1. はじめに

近年、新素材の特性を生かした新しい構造物や技術の開発が土質工学の分野でも大に行われている。本研究で取り扱うE P S（発泡スチロール）は軽量盛土材として用いられ、成果を上げている新素材の一つである。道路の高規格化に伴い盛土の高さが増す中で、盛土内の構造物や基礎地盤に作用する荷重の影響が無視できなくなってきており、E P Sによる盛土の自重軽減と荷重分散の効果が大きいに期待されている¹⁾。

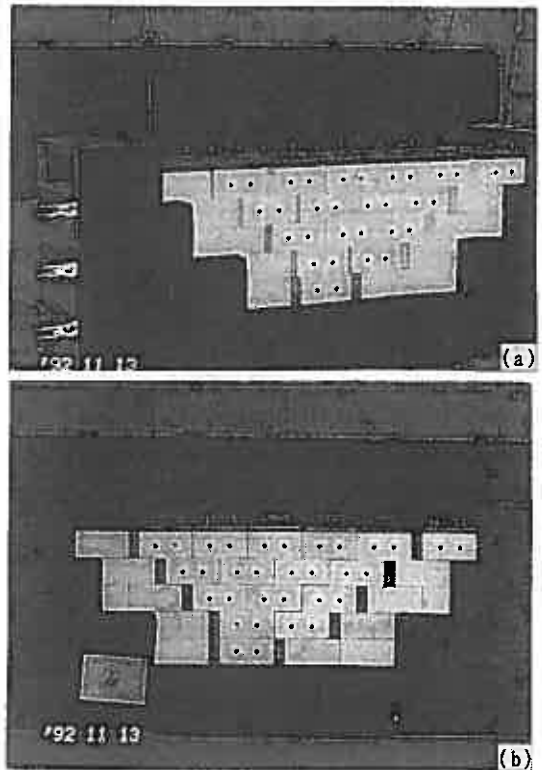
E P Sの高盛土への利用に関しては、現在は試験施工などを含めた研究の段階にあり、その力学的挙動などについては未解明の部分が多く残されている。著者らはこれまでに、E P Sブロックを用いた模型地盤について室内実験を行い、荷重伝達機構および変形特性を調べ^{2, 3)}、現在は緊結材の効果についても実験を追加して調べている。これらの結果を基に本報告では、ブロックの集合体としての特性を把握した後、適切な解析手法の開発と合理的な設計手法の確立を目的として、解析手法についての基礎的な検討を行っている。

E P S地盤（または盛土）は、単位体積重量が土の1/50から1/100と超軽量のブロック状のE P Sを組み合わせて作成されるものである。緊結材が用いられるものの、ブロック個々の自由度は大きく、せん断力の伝達はブロック間の摩擦特性に大きく支配されているようである。したがって、土質工学の分野で最も頻繁に用いられる有限要素法（FEM）などのように連続体の解析を目的として開発された解析手法ではこの分野での適用には限界があると考えられる。一方、本報告でも取り上げている個別要素法（DEM）は、当初は岩盤の崩壊現象のために開発された、要素の運動力学を考慮できる解析手法であり⁴⁾、円盤やブロックの集合体の解析には最適であると考えられている。本研究ではFEMとDEMの二つの解析手法を取り上げ、E P S模型地盤の実験の解析を試み両解析手法の適用

性について比較検討している。

2. 模型実験の方法

室内でE P Sブロックを組み合わせて作成した模型地盤について、荷重伝達実験と変形実験を行った。E P Sブロックの組み合わせを変えて作成した模型は4種類で、その形状を図1(a-d)および写真(a, b)に示している。図中に黒丸を配した場所に緊結材を配置しているものについては、ケースを示すアルファベットに*マークを付けて区別している。Case-A, Bは左右対称形、Case-C, Dは非対称形であり、Case-AとB、Case-C



Photo(a), (b)

Numerical Analysis Method for the Deformation-Load Propagation Characteristics of EPS Model Foundation; Kinya MIURA, Toshiyuki TAKAHARA (Hokkaido University, Faculty of Engineering), Yasuaki MATSUDA (Hokkaido Development Bureau)

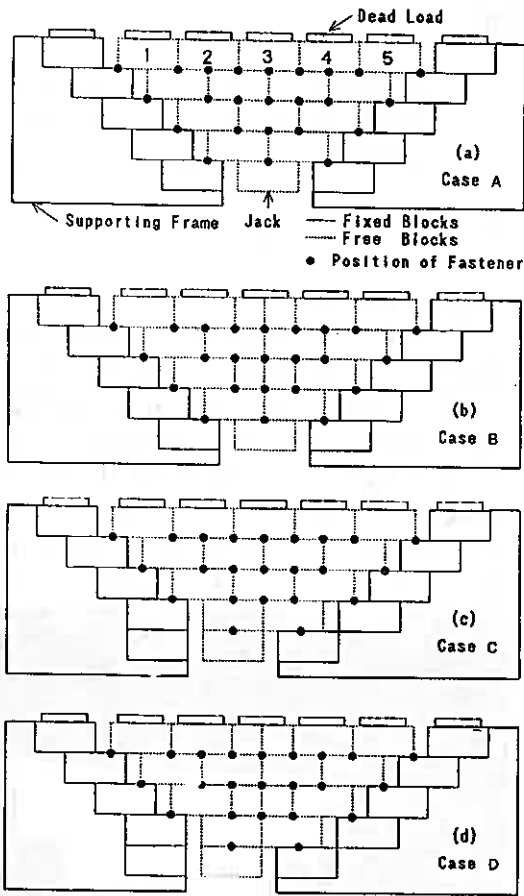


Fig. 1(a-d)

とDは互いにシルエットが同じであるが、ブロックの寸法と内部の構造が異なっている。これによって、荷重伝達機構および変位特性における内部構造の重要性を示す狙いがある。

2.1. 模型地盤の作成

模型地盤に用いたEPSブロックおよび荷重用の鉄板は、図2(a-c)に示したようであり、Aタイプブロックの寸法は実際に用いられるものの長さで1/4となっている。ブロックは電熱線によって加工されているが、寸法には±3mm程度のばらつきがある。ブロックの単位体積重量は $\gamma_s = 20 \text{ kgf/m}^3$ 、ヤング率 $E = 80 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.01$ 、ブロック間の摩擦係数 $\mu = 0.64$ である⁹⁾。ブロックの前面に取り付けられている2個の黒色のマークは、白色のEPSブロックとのコント

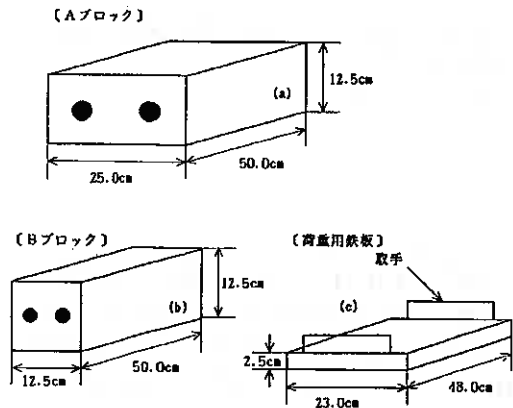


Fig. 2(a-c)

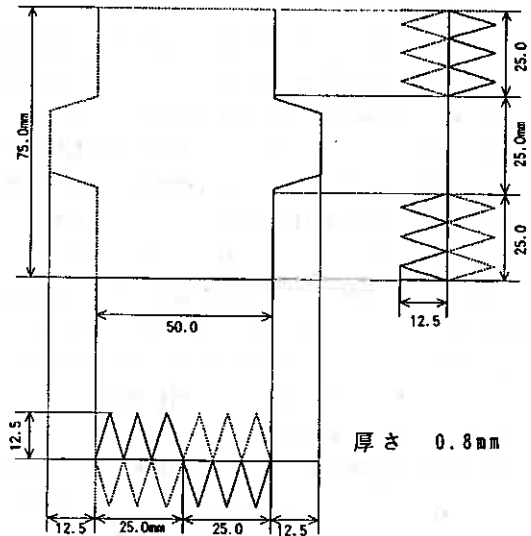


Fig. 3

ラストを利用して画像処理により変位計測をするためのものである。荷重用の鉄板は重量22kgfで、上載荷重(0.176tf/m²相当)として使用するとともに、荷重伝達実験では載荷重としても利用している。

用いた緊結材は図3に示すようであり、実際に用いられるものの1/2スケールである。EPSブロックに合わせた1/4スケールの緊結材について予備実験を行ったが、歯の部分の根入れ深さが小さくなり過ぎて機能しなかった。緊結材は、各ブロックの奥行き方向の

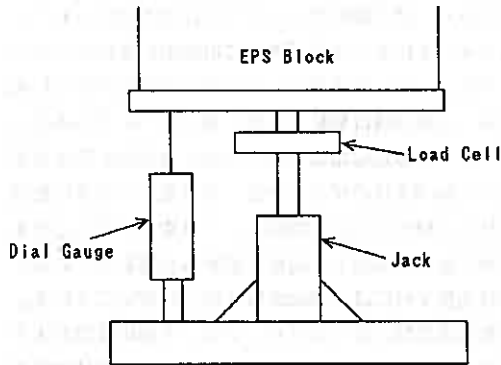


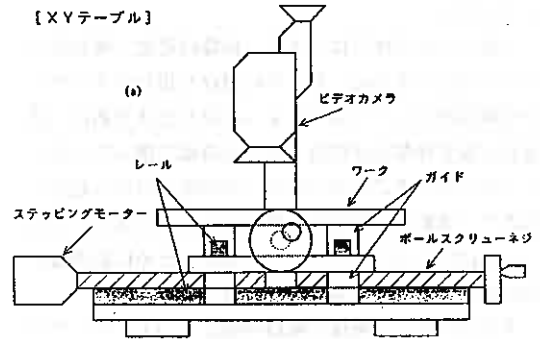
Fig. 4

中間点に1個ずつ配置している(図1(a-d)参照)。

模型を支える架台は木製であったので剛性が不足していたために実験値に若干の疑問があったが²⁾、今回は新しく製作したスチール製の架台を用いている。その結果、架台の寸法誤差や水平性が向上して実験値の再現性も向上した。

模型地盤の左右の階段状のEPSは接着剤によって架台に固定し(固定ブロック)、これにより境界の物性をEPSブロックを同じくして条件を単純にした。固定ブロックに挟まれた部分のブロックは自由であり(自由ブロック)、そのまま組み上げられているかまたは緊結材によって接合されている。この部分のブロックの最下部のブロックの下部に図4に示すような受け板、ダイヤルゲージ、ロードセルが取り付けられたジャッキが据え付けられている。変形実験の際にはこのジャッキにより鉛直方向に変位を与え、各測定点でロードセルの値を読み取っている。荷重伝達実験では、ジャッキを固定して変位を与えずに荷重によって伝達される荷重をロードセルで測定している。

各模型地盤には最上部に等間隔に荷重点を設け(図1(a-d)参照)、上載圧に相当するよう各荷重点に荷重用の鉄板を一枚ずつ配置した。この状態を初期状態とすることで、EPSブロックの寸法誤差の影響をある程度低減できるようで、実験の再現性と結果の信頼性を向上することができた。以下で「反力」あるいは「伝達力」と言っているのは、この初期状態を原点としてジャッキ部分でロードセルによって測定された力のことである。



【画像解析システム】

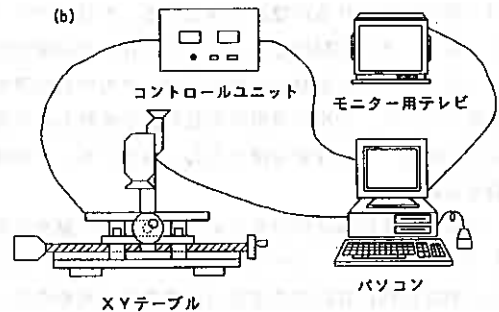


Fig. 5(a), (b)

2.2. 画像解析

個々のブロックの移動や回転を変位計によって直接測定することは困難であるため、本研究では画像解析を行っている。用いた方法は2つで、1)変形実験の際に撮影した模型地盤全体のビデオ画像を解析し、EPSブロックの位置を求める方法(詳細は参考文献²⁾参照) 2)変位実験の各段階で撮影した写真をXYテーブルに取り付け、その局所的な画像を解析することによってEPSブロックの位置を解析する方法である。

方法1)では一画面上に全てのブロックを映して処理するので、ビデオの解像度以上の精度で位置を決定することは不可能である。一方、方法2)では、B4用紙をセットできるXYテーブルをパルスモーターで0.004mmの精度で制御することによって、局所的な画像を精度良く取り出すことが可能である(図5(a,b)にシステムを示している)。方法2)においても写真の歪みの影響があるが、ある程度の精度向上を達成することができた。本報告では方法2)によって解析した結果を示

している。

上記2つの方法ではともに、画像の処理・解析をパソコンで行っている。EPSに付けた黒色のターゲットを輝度のコントラストによって取り出すために、模型台と模型地盤全体の背景は黒色の紙で覆っている。1つのブロックには2つのマークが取り付けられているので、移動と回転を同時に知ることができる。このマークは全ての自由ブロックと基準のために右側最上段の固定ブロックに取り付けられている。

方法2)における画像の解析手順は、1)XYテーブルに張られた写真から2つの基準点を照査することによって方向とスケールを求めて、XYテーブル上とパソコン画面上における座標系を決定する。2)自由ブロック上のマークの初期位置を入力しておき、その値に沿ってXYテーブルを動かして次々とマークの中心位置を決定していく。3)次の段階の変位の様子を映した写真に張り替え、同じ作業を繰り返して、自由ブロックの運動を追跡する。

画像データは輝度の分布に応じて、しきい値を設定して2値化を計り、マークの中心座標は設定した大きさの判定円内に存在する黒色点の座標の平均を取ることによって行っている。解析結果に基づいて、模型地盤の変形の状況をパソコン上でアニメーションとして再現することが可能となり、各解析結果と直接比較することもできるようになる。一連の画像処理、XYテーブルの制御、パソコン上でのアニメーションに用いたプログラムは参考文献^{6,7)}を参照してC言語によって独自に開発したものである。

2.3. 荷重伝達実験

EPS模型地盤内を荷重が伝達する様子を調べる実験で、初期状態の模型地盤の各載荷点に荷重用の鉄板を一枚ずつ載せた時の最下部での反力を測定している。当初EPSのクリープによる載荷時間の影響が懸念されたが、緊結材を配置しない場合には影響が認められなかった。しかし、緊結材とEPSの接合部では塑性変形が粘性的に生じるために、緊結材を配置した場合には測定値が一定となるのに30秒ほどの時間を要した。荷重伝達実験はブロックの寸法誤差に大きく影響されるので、実験を数回繰り返して行い、再現性が確認された値を採用している。

2.4. 変形実験

EPS模型地盤が変形する際の挙動を調べるのが目

的であり、最下部のブロックの下に取り付けられているジャッキによって鉛直方向に断続的に変位を与えることによって、自由ブロックの部分を変形させている。なお、変形実験は緊結材が無い場合についてのみ行っている。変形量は鉛直方向上向きに最大8cmの変位を与えた後0変位に戻している。変位量は上向きに変位を与える時には0.5cm間隔で、一旦変位を与えるのをやめて反力を測定し、変形状態を写真撮影している。変位を戻す時には1.0cm間隔で反力を測定している。荷重伝達実験とはことなり、ブロック間の変位が大きくなるので、荷重が伝達されてロードセルの値が落ちつくまで約30秒ほどかかった。したがって、各段階では2分間放置して、その後反力を測定した。なお、この実験の様子は架台正面に固定されたビデオ撮影機により撮影した。

3. 実験結果および考察

3.1. 荷重伝達実験

図6(a, b)はそれぞれ、緊結材を配置していない場合(Case-A, B, C, D)と配置している場合(Case-A*, B*, C*, D*)の荷重伝達実験の結果を示している。横軸は載荷点、縦軸は最下部のブロックに伝達される荷重となっていて、一般の構造物における影響線に相当するものである。

Case-A, B, A*, B*はともにシルエットとブロックの構造が左右対称であるので、図6(a, b)における結果は対称になるはずである。対称性の乱れはいわゆる実験誤差であり、主にブロックの寸法誤差によって図示の程度の影響が出ているが、荷重伝達特性や変形特性においてブロック構造の影響を比較検討するには問題ないと考えられる。

まず、Case-A, Bについて調べてみる。中央載荷点(載荷点3)で伝達される荷重は最大となっていることは両者に共通している。また、載荷点3ではCase-Bで、端部(載荷点1と5)ではCase-Aでより大きな荷重が伝達されていることから、Case-Aの方が荷重の分散効果があることが分かる。これは、Case-BではCase-Aのブロックによる水平方向の構造(連結)を中央で分断した形になっていて、構造の一体性が壊れているためと考えられる。一方、緊結材は分断した構造を連結するように配しているため、図6(b)に見られるようにCase-A*とB*では荷重伝達特性の差はかなり小さく

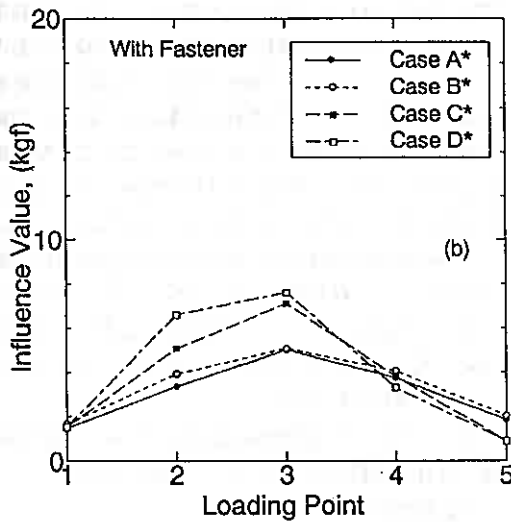
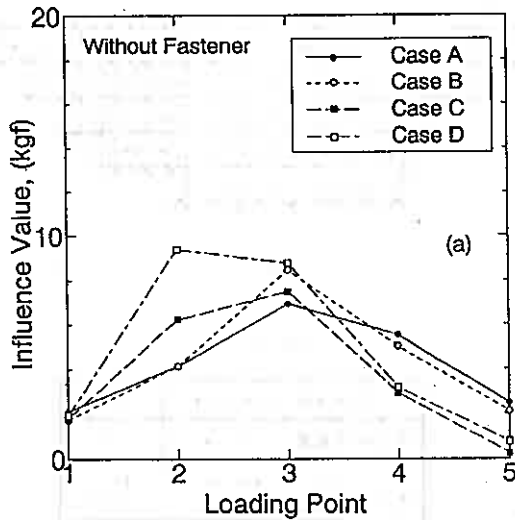


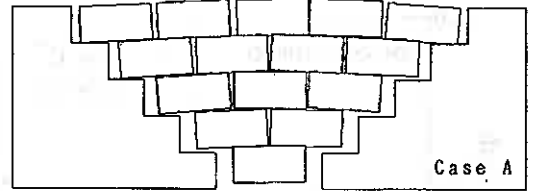
Fig. 6 (a), (b)

なっている。

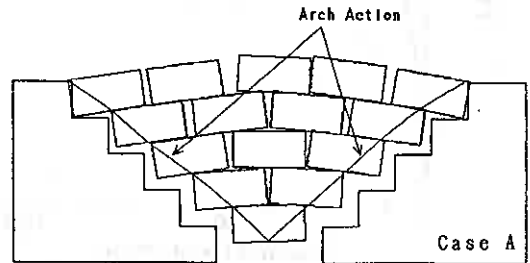
Case-CとCase-Dで比較しても構造の影響は明らかで、Case-Cでは載荷点3でCase-Dでは載荷点2で伝達される荷重が最も大きくなっている。緊結材を配したCase-C*とD*では伝達特性の差はやはり小さくなる傾向がある。

3.2. 変形実験

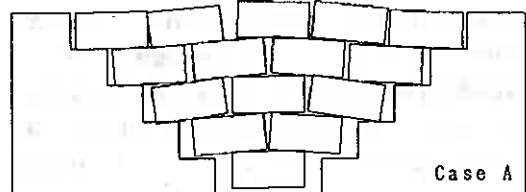
図7(a-d)には変位実験の間に観察される変形状況を画像解析によって求めた結果をCase-Aについて示して



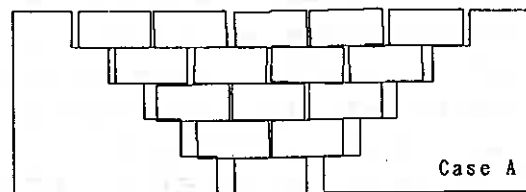
(a) (Ascending) Displacement 3.0cm



(b) (Peak) Displacement 8.0cm



(c) (Descending) Displacement 3.0cm



(d) (Descending) Displacement 0.0cm

Fig. 7 (a-d)

いる。図から分かるように、ある程度の変位を与えると上層部のブロックは左右に滑りブロック間に隙間ができる。この隙間は変位が元に戻った時にも残留しており、ブロックの構造は初期状態と比べかなり乱されている。

変位実験で得られた荷重と変位の関係はCase-CとDについて図8に示している。変形実験の変位-反力関係は、模型地盤が左右対称、非対称に関係なくほぼ同

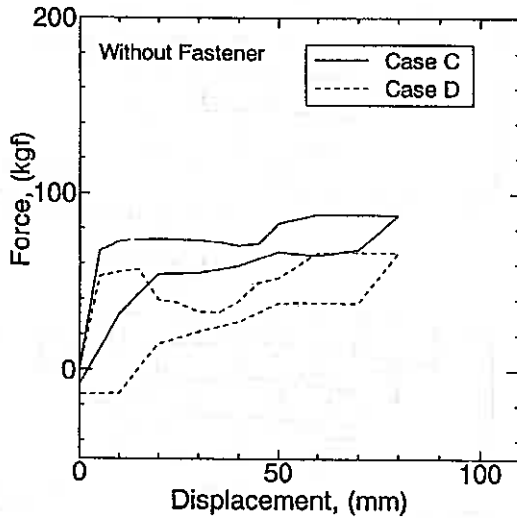


Fig. 8

じ傾向が見られた。変位の小さい時は（1.0cm程度までは）、反力は変位とともに急激に増加して、上載荷重の合計（22kgf×5）の70%程度の力を受ける。この間は、ブロック間の摩擦によりある程度の一体性が保たれていることがわかる。しかし、ある程度変位が進むとブロック間の摩擦が解放されてブロックの一体性は壊れ、上載荷重は側方の架台部分に分散する。これによって反力の増加は止まりほぼ一定の値となる。Case-Dでは反力が直線的に増加した後、変位20mmあたりで一旦反力が減少するが、これは中央の構造断面に接している一組の上下のEPSブロック間で角が僅かに引っかかっていたのが外れたためである。

両ケースともに変位が45mm程度に達してから再び反力が増加している。これは、図7(b)に示したように、ブロックと架台との間に形成されるアーチ構造の影響である。この傾向は全てのケースで共通しており、全体としてはいびつな履歴曲線が得られる。

4. 解析手法

取り上げた解析手法は2種類で有限要素法と個別要素法である。以下では解析手法について簡単に説明する。

4.1. 有限要素法

本研究で用いた有限要素法は通常のもので変わりがないので、特別な説明は必要ないと思われるが、解析

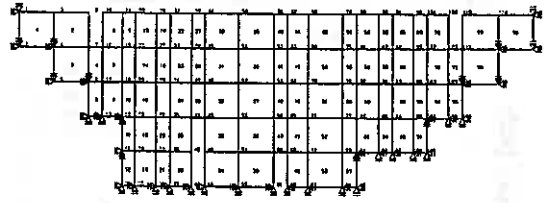


Fig. 9

Table 1

FEMで用いたパラメータ	EPS
単位体積重量 γ (t/m ³)	0.02
ヤング率: E (kgf/cm ²)	80.0
ポアソン比: ν	0.01

プログラムは独自に開発したものをを用いている。有限要素のタイプは4節点四角形要素で、数値積分は要素内の4点で行っている。解析にあたっては荷重用鉄板を除いてEPSブロックのみを対象とし、Case-Cの模型地盤は図9に示すようにモデル化している。境界条件は図示のようで、平面応力状態で解析している。なお、Case-DのシルエットはCase-Cと同じであり、ブロックの内部構造は明らかに異なっているが有限要素法ではこのことは考慮されないため、この2つのケースについては同一のメッシュを用いることになり、計算結果も同じということになる。Case-A、Case-Bについても事情は同じである。

EPSブロックは弾性体と仮定して、解析で採用した材料定数およびパラメータを表1に示す。

4.2. 個別要素法

用いた要素形状は長方形のみで、2次元問題として解析している。円盤の解析に比べて接触や滑動の判定は複雑になるが、接点は辺と頂点の間のみ発生するものとして効率的なアルゴリズムを構築している。解析にあたっては、個々のEPSブロックを個別要素とし、さらに荷重用鉄板も個別要素としてモデル化した。Case-Cの模型地盤のモデル化は、図10のようである。

先に、著者らはDEM解析における解の安定性と収束性について調べる中で、最も一般的な動的陰解法に加えて動的陰解法、静的解法についても比較・検討している。その結果、個々の解法にはそれぞれ長所と

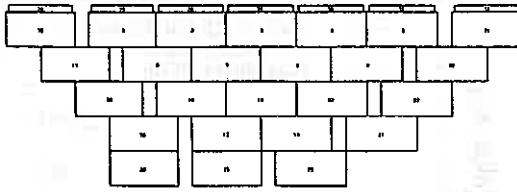


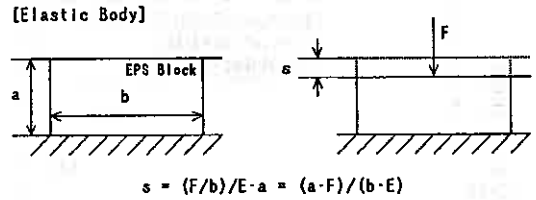
Fig. 10

Table 2

DEMで用いたパラメータ	EPS	荷重用鉄板
単位体積重量 γ (tf/m ³)	0.02	7.65
ヤング率: E (kgf/cm ²)	80.0	2.1×10^4
バネ定数: $kn = (b/a)E$ $kt = kn/10$		
摩擦係数: μ	0.64	0.64

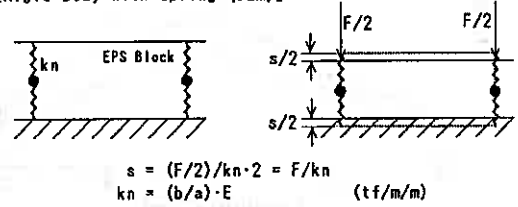
短所があるので、対象とする問題の特性に合わせて最適な解法を選択すべきであることが分かった。本研究で対象とするEPS地盤の荷重伝達挙動および変形挙動に関しては衝撃荷重など動的な要素を含んでいないので、静的解析で十分であり、全体剛性マトリックスを解く方法と、個々の要素についての剛性マトリックスを解く方法を適宜併用している。本研究における模型地盤はパソコンで解析することが可能であるが、要素間に滑りが発生する変形実験の解析では多数回の繰り返し計算が必要なので、大型計算機（スーパーコンピュータ）で行った。なお、解析プログラムは筆者らが独自に開発したものをを用いている。

解析で採用したパラメータは表2に示すようである。個別要素法では要素を剛体とみなし、変形を接点におけるバネで表現することになるが、実際の要素を弾性体と仮定したとしても、バネ定数は辺と頂点の接触角度や接触量によって大きく変化し、そのメカニズムは球の接触と同様に本質的に非線形である。本研究では最も頻度の高い接触条件を選んで、 kn は図11に示すよう決定した。すなわち、ブロックは水平横長で接点法線は鉛直方向とし、剛体壁に囲まれた弾性体ブロックが示す圧縮性と等価な圧縮性を発揮するように kn を決定した。予備的に収束性について検討した結果、接線方向のバネ定数 kt は kn の1/10とした。



$$s = (F/b)/E \cdot a = (a \cdot F)/(b \cdot E)$$

[Rigid Body with Spring (DEM)]



$$s = (F/2)/kn \cdot 2 = F/kn$$

$$kn = (b/a) \cdot E \quad (tf/m/m)$$

Fig. 11

5. 解析結果と実験結果の比較および考察

5.1. 荷重伝達実験

図12(a-d)に各模型地盤についての荷重伝達実験の結果と解析結果を比較して示している。

まず、各ケースについて大まかに傾向を見ると、緊結材を用いていないケース (Case-A, B, C, D) の実験結果はDEMによる解析結果と比較的良好に合っていることが分かる。FEMはブロック全体を連続体と見なし解析する手法なので、ブロックの配置状態の影響を考慮できない。この結果、互いにシルエットが等しいCase-AとB、Case-CとDは区別されずに解析結果は全く同じになってしまう。一方、DEMは個々のブロックを独立の要素と見なし運動を計算するので、実験結果をよく説明できるのである。特に、載荷点3での伝達荷重がCase-BではCase-Aでよりも大きくなること、Case-Cは載荷点3で、Case-Dは載荷点2で伝達荷重が最大になることが、FEMは説明できないにもかかわらず、DEMはうまく説明できることは興味深い。

次に緊結材の影響についてみると、Case-C, Dでは緊結材を使用した場合には伝達される荷重と載荷位置の関係はFEMで計算される結果に近くなる傾向が認められるが、Case-A, Bでは必ずしもそうではない。緊結材の効果は構造を一体化する方向に作用すると考えられるが、その程度については緊結材の寸法や個数に依存するところが大きいようである。個別要素法におい

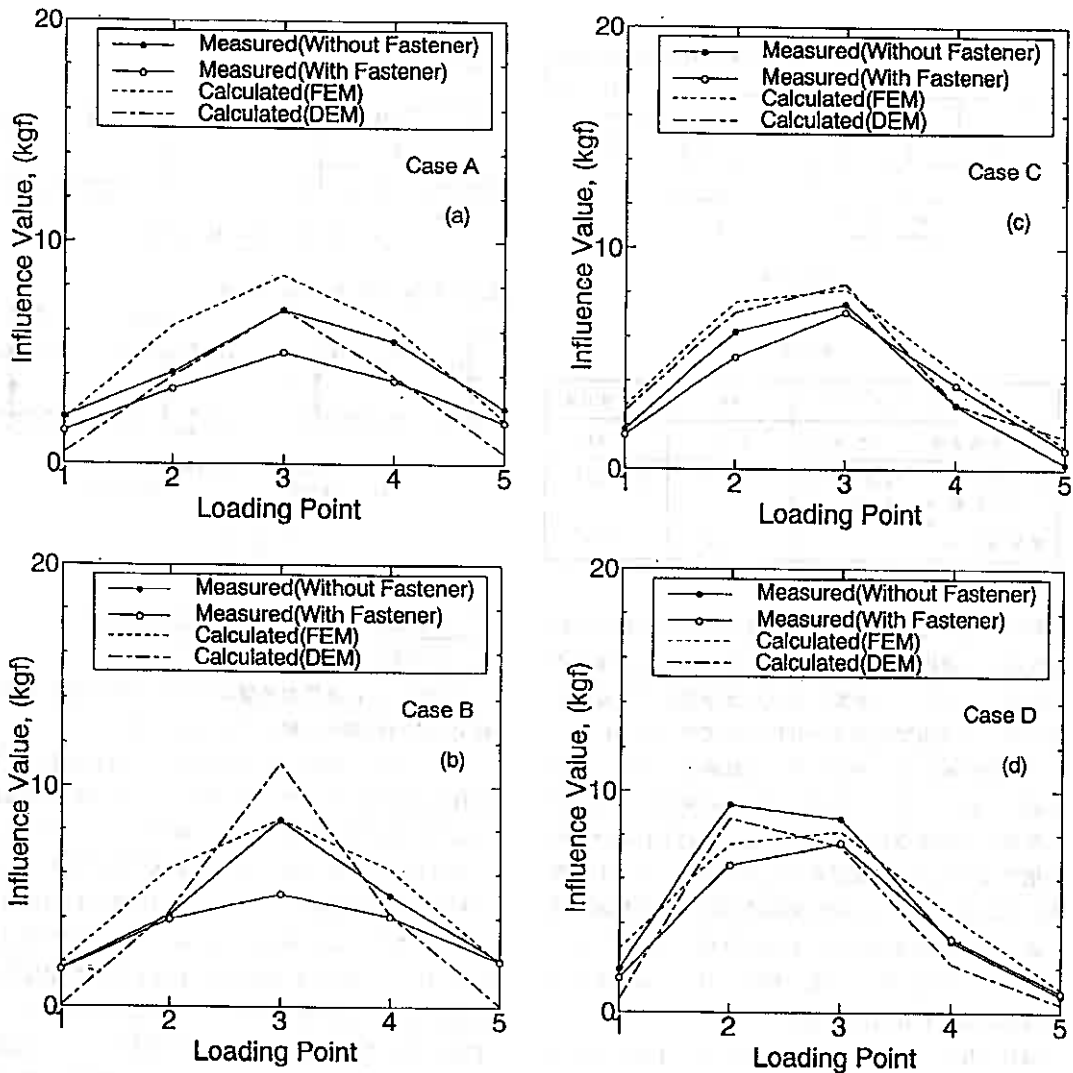


Fig. 12 (a-d)

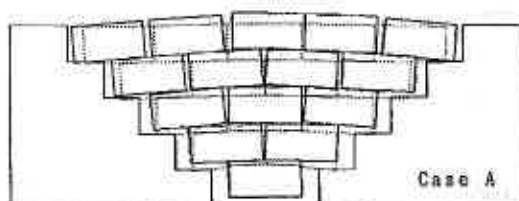
て、緊結材を適切にモデル化し、その効果を適切に取り入れる必要がある。

5.2. 変形実験

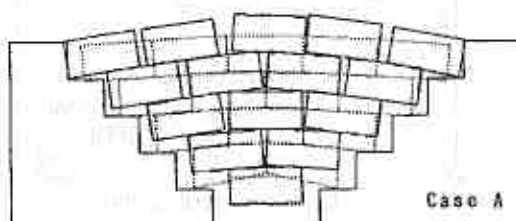
図13(a-c)と図14(a-c)ではCase-Aにおいて観察されたブロックの挙動をFEMによる解析値およびDEMによる解析値と比較して示している。FEMではブロックの分離や接触を考慮できないので、変形を受けると応力が集中する下部のブロックのみが極端に変形して、全体の挙動は実測値とは大きく異なったものにな

ってしまう。また、変位を元に戻すと変形は弾性的に回復する。一方、DEMはブロックの個々の動きを計算し、ブロックの構造変化（ブロックの分離や接触）を考慮して非線形な挙動を解析できるので、図14(a-c)に見られるように実測された挙動を説明することができる。このことは、アニメーションで比較するとよりはっきりと見ることができる（報告会ではパソコン画像によってお見せする予定である）。

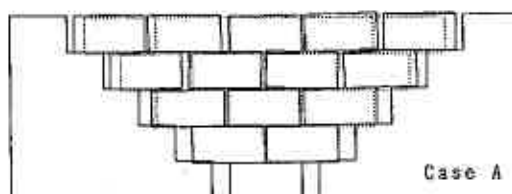
図15(a, b) にはCase-CとCase-Dについての変位-反



(a) (Ascending) Displacement 4.0cm



(b) (Peak) Displacement 8.0cm



(c) (Descending) Displacement 0.0cm

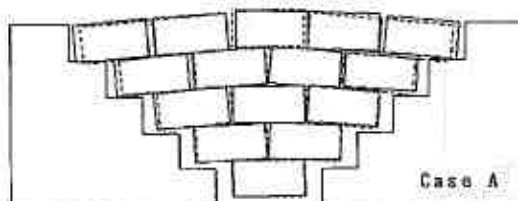
— Measured - - - - - FEM

Fig. 13(a-c)

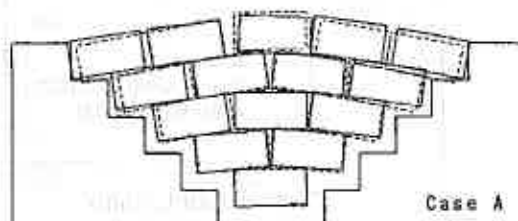
力関係の実測値と解析値を比較して示している。構造の変化、摩擦の解放によって、いびつな履歴曲線が得られることが実験で観察されたが、FEMは連続体として解析するために内部のブロック構造の変化を考慮できず、変位と反力の関係は線形となり実験結果とはかけ離れて大きな反力を与えてしまう。一方、DEM解析の結果はブロック構造の変化を考慮できるので、実験結果の様子を良く表していることが分かる。

6.あ と が き

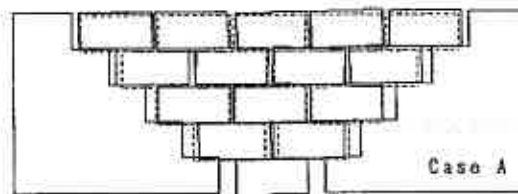
EPS模型地盤の荷重伝達機構と変形特性を室内実験によって調べたが、ブロックの配置などの内部構造が顕著な影響を及ぼすことが明らかになった。このような場合には、不連続体としての挙動を適切に説明で



(a) (Ascending) Displacement 4.0cm



(b) (Peak) Displacement 8.0cm



(c) (Descending) Displacement 0.0cm

— Measured - - - - - DEM

Fig. 14(a-c)

きる個別要素法を用いる必要があると考えられる。荷重伝達機構と変形挙動について実験値と2つの解析手法による結果の比較・検討を行った結果、FEMに比べてDEMの優位性を知ることができた。

また、緊結材を用いることによって、緊結材が無いときに比べて連続体に近い挙動を示しはするが、FEMではその効果を説明することは難しいと思われる。今後は、DEMにその効果を考慮するとともに、EPSと地盤との相互作用を取り入れた解析手法を開発する予定である。

本研究を進める機会を与えてくださり、支援して頂きました北海道開発局開発土木研究所の能登肇幸氏、西川純一氏には、末筆ながら記して感謝の意を表します。また、日頃よりご指導頂いている北海道大学工

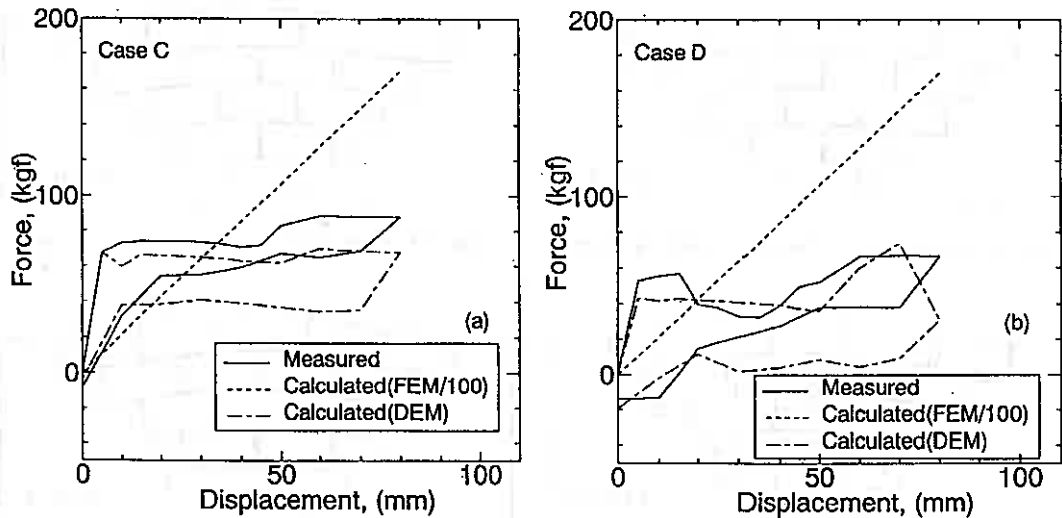


Fig. 15(a), (b)

部土岐祥介先生にも感謝いたします。

[参考文献]

- 1) 松田泰明、能登繁幸、西川純一、三浦均也(1992); E P Sを用いた道路横断構造物の土圧軽減に関する模型実験、第27回土質工学研究発表会, pp. 2503-2506
- 2) 三浦均也、高原利幸、松田泰明(1990); E P S模型地盤の変形・荷重伝達実験 -画像解析手法および実験結果-, 第27回土質工学研究発表会, pp. 2507-2510
- 3) 三浦均也、高原利幸、松田泰明(1990); E P S模型地盤のFEMおよびDEM解析、第27回土質工学研究発表会, pp. 2507-2510
- 4) Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979); A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol. 29, No. 1, pp. 47-65.
- 5) 発泡スチロール土木工法開発機構(1990); 発泡スチロール土木工法技術資料・材料マニュアル
- 6) 田村秀行(1985); コンピュータ画像処理入門、総研出版
- 7) 安居院猛、中島正之、木見尻秀子(1990); C言語による画像処理、昭晃堂
- 8) 三浦均也(1991); 粒状体の個別要素法における解析条件について、第26回土質工学研究発表会

補強盛土の長期動態観測

新日本製鐵(株)室蘭製鐵所	○正会員	山上佳範
室蘭工業大学	正会員	三浦清一
同 上	学生員	川村志麻
同 上	学生員	梶川正純
同 上	学生員	西川孝弘

1. はじめに

筆者等はこれまでに、鉄筋を大間隔の格子状に敷設することにより非砂質系の盛土材においても十分な補強材と土の一体化を確保できる補強土工法について、実物大試験により補強盛土の安定性の確認や補強材の引き抜き特性の研究を行ってきた。^{1)・2)} さらに、前報では先述の知見をもとに新日本製鐵(株)室蘭製鐵所構内にこの補強土工法を全面的に採用した道路用盛土を施工し、盛土の内的および外的な挙動を把握するために開始した動態観測の建設後 90 日間の結果について報告した。^{3)・4)}

本報告は、前報で紹介した動態観測の続報として、建設後約 500 日経過までの補強盛土の挙動観測結果について述べるものである。

2. 補強盛土の概要

今回の盛土に採用した補強土工法は、前報のとおり鉄筋を 1 m 間隔の格子状に敷設した補強構造とすることにより、壁面と平行な鉄筋の受働抵抗により盛土材との一体化を図っている。このことから盛土材には砂質系および非砂質系を問わずに使用できる特徴をもつ。本盛土は、1990年 8 月 30 日から 9 月 23 日の期間で施工した。本通路は非常用のトラック通路であることから車両通行頻度は数往復/月程度である。

(1) 補強盛土の諸元

補強盛土の現況 (1992年 10月) を写真-1 に示す。また、その平面図を図-1 に、側面図を図-2 に示す。

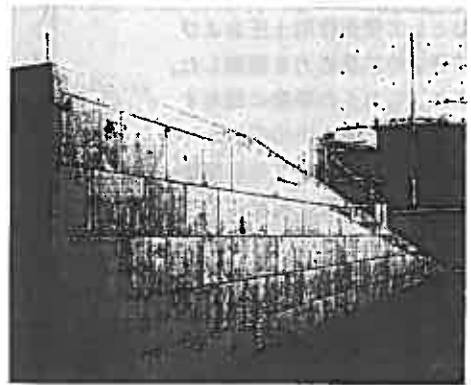


写真-1 補強盛土の現況 (1992年 10月)

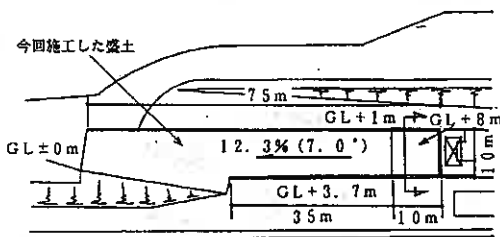


図-1 補強盛土の平面図

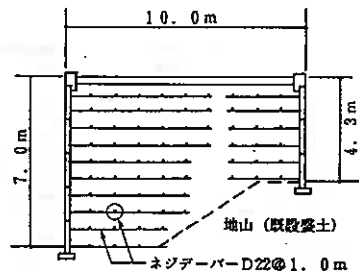


図-2 補強盛土の側面図

Long-term Field Observation of mechanical behavior of metal grid reinforced earth wall :
Yoshinori Yamakami (Nippon Steel Corporation) and Seiichi Miura and Sima Kawamura and Masazumi
Kajikawa and Takahiro Nishikawa (Muroran Institute of Technology)

図-2に示すように盛土は既存の盛土の法面上に構築する形態をとり、3面が全て擁壁であることが特徴である。地山は砂質系の埋め立て土で、地下水位はGL-2.5m付近にあり、この盛土により地下水位が変化することはないものと考えられる。

盛土材は、所内で発生する工事掘削土を用いた。この掘削土は製鐵所建設時の海底浚渫土を盛土したもので砂質系の材料である。盛土材の粒径は比較的均一で、最適含水比が自然含水比に近いという特徴を持っている。また、強度定数は $Cd = 0.426\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi d = 46.2^\circ$ である。尚、盛土材の物理定数については前報に詳しい。*)

補強材は、SD295の径22mmを使用し、格子間隔1m、縦ピッチ0.7mで配置した。補強材は内部摩擦角からすべり面を設定し、抵抗領域で壁面パネルと平行な補強材が抵抗するように本数・配置を決定した。壁面パネルは幅2.0m×高さ1.4m×厚さ0.2mのプレキャストRCパネルで、継ぎ手の背面には透水シートを設けて盛土の排水機能をもたせた。

盛土の施工は、締固め試験による最適含水比の±10%で締固め管理をした。各層の転圧は、中央部ではタイヤローラを、壁面近くでは振動ローラを用いて行った。

(2) 動態観測方法

動態観測については、盛土体の外的挙動として沈下および壁面変位を観測し、内的挙動として壁面作用土圧および補強材の鉄筋応力を観測した。また、これらの挙動に關与する降水量と盛土内の間隙水圧も測定した。図-3は動態観測面および壁面変位測定位置を示す。また、図-4に動態観測の各計器類の配置を示す。尚、各々の観測方法は前報に詳しい。*)

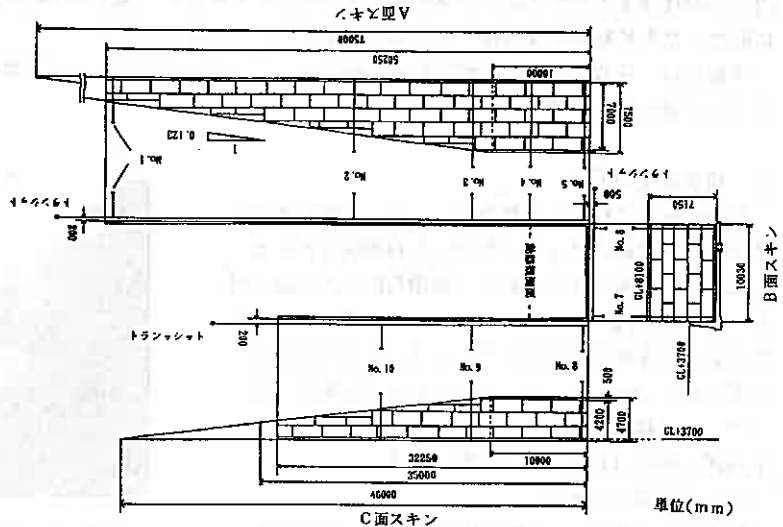


図-3 動態観測面および壁面変位測定位置

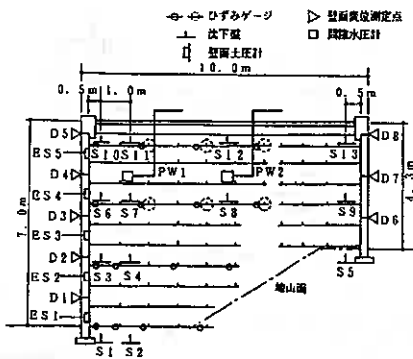


図-4 動態観測の各計器類の配置

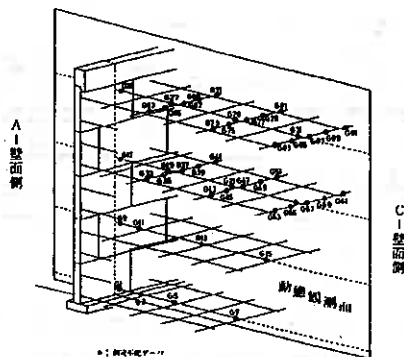


図-5 鉄筋ひずみゲージの配置

3. 動態観測結果

前報では、盛土開始から90日間の動態観測結果のうち各測定項目の代表的測定結果を報告した。本報告では前報に沿って、その後の経過として沈下および壁面変位については1992年10月15日(経過日数777日)まで、壁面土圧・間隙水圧・鉄筋応力については1992年2月17日(経過日数536日)までを報告する。尚、壁面土圧・間隙水圧・鉄筋応力の測定結果のうち経過日数400日から500日でデータが欠落しているのは測定計器(共和UCAM-5B)の故障によるものであるが、その後修復し測定を再開している。また、鉄筋ひずみゲージについては1992年10月現在で5ヶ所が測定不能となっており、生存率は89%である。

(1) 壁面土圧

図-6(a)に壁面土圧(P)の経時変化を示す。前報と同様に、各測定値とも間隙水圧や降水量の変動に対応した土圧の変動がみられ、正常な応答をしているといえる。しかし、175日前後で中段部のES3が一時的に最大となり、その後再びもとの挙動に戻っている。これは、170日頃に40mm程度の大雨とそれに伴う間隙水圧の比較的大きな増加がみられることから、降雨により盛土内の中段部で小さなすべりが発生して中段部壁面土圧ES3が増加したことに起因すると思われる。また、すべりが停止した後は再びもとの土圧状態にもどったものと考え。この中段部での局部的なすべりの発生面は、後述する壁面変位の形態から予測されるすべり面とほぼ合致することから妥当性のあるものと考え。

(2) 土圧係数

図-6(b)に壁面土圧(P)を鉛直土圧(σ_v)で除した比 P/σ_v の経時変化を示す。これも前報と同様に、上層部と下層部とが明確に分かれており、下層部の値は三軸圧縮試験から求めた内部摩擦角 ϕ_d による主働土圧係数(=0.16)と同程度の値を示しているのに対して上層部では内部摩擦角から求めた静止土圧係数(=0.28)より高い値を示している。下層部が主働土圧状態で上層部が静止土圧状態となる傾向は、従来のテールアルメ工法による土圧特性と同様であると思われる。また、下層部の土圧係数がやや高いのは、内部摩擦角を逆算すると約 42° となることから、盛土施工時の締固め度が最適値より若干低く内部摩擦角が低下したためと考える。一方、上層部の土圧係数についても同様に内部摩擦角を逆算すると約 23° となるがかなり緩い状態に相当することから締固め度の差によるものとは考えにくく、むしろ土圧が受働土圧状態に移行しているものと予想する。それは、後述する上層部の鉄筋応力度が壁面土圧のみによる応力度以上の値となっていることに関連していると思われる。

(3) 間隙水圧

図-6(c)に間隙水圧の経時変化を示す。また図-6(d)に降水量の経時変化を示す。盛土表面はアスファルト舗装を施しており降雨が浸透しにくくなっているが、前報と同様に、降水量の増減に対応して間隙水圧も変動しており、また過剰な間隙水圧も発生していない。これは、壁面に設けられた排水工が良好に働いていることを示しているであろう。

(4) 沈下挙動

図-7に盛土中央部の沈下量と縦横ひずみ比の経時変化を示す。縦横ひずみ比は、壁面変位と直近の沈下量との比でポアソン比に相当するものである。尚、経過日数400日から777日までデータが欠落しているのは、沈下量の変動がほとんどないことから測定を中断していたためである。沈下については、前報と同様に90日以降も大きな変化はなく全体的に安定した推移を示している。

また、縦横ひずみ比についても、前報と同様に $D2/S3$ と $D5/S10$ は一般的な土のポアソン比0.3~0.5の中にあり、かつ完全弾性体と仮定した内部摩擦角に基づく理論ポアソン比0.22ともほぼ合致することから、本盛土は、盛土自重による横方向の膨らみが壁面の変位となっているものと考え。但し、 $D6/S3$ は壁面の変位方向が内側に向いているため縦横ひずみ比が負の値となっている。これは、盛土のせん断変形によるものと考え、盛土内部で壁面C面(図-3)からA面にすべりが発生したものと予測する。すべり発生時期は図-7より盛土施工中と考えられるが、完成以降は縦横ひずみ比は安定していることから、盛土安定上には

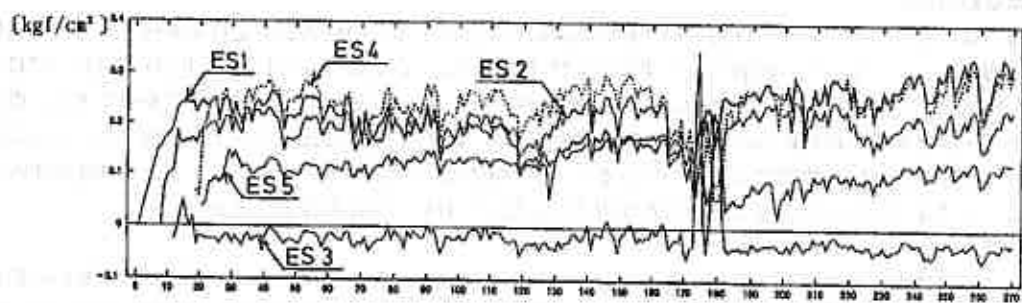


圖-6(a) 壁面土圧

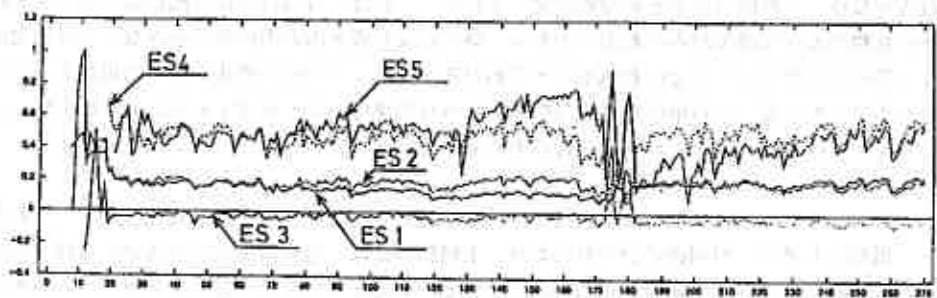


圖-6(b) 土圧係數

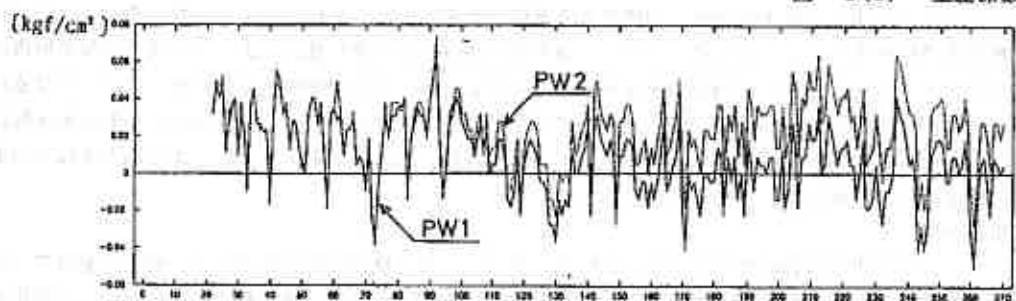


圖-6(c) 間隙水圧

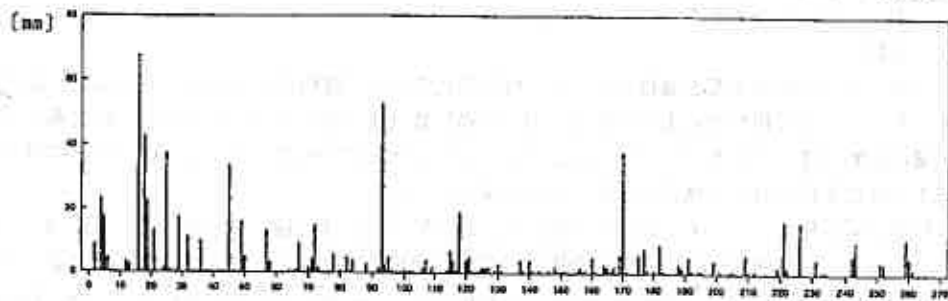
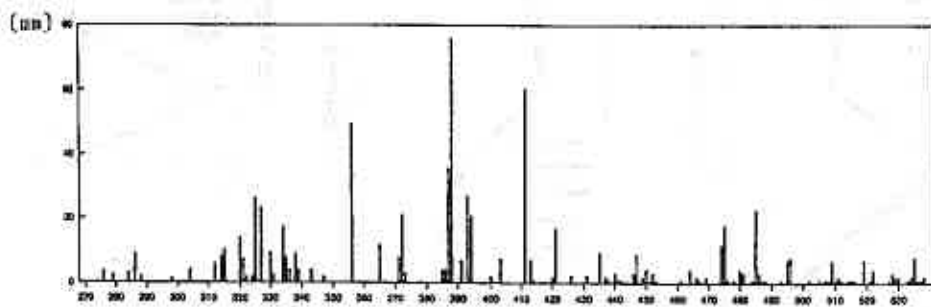
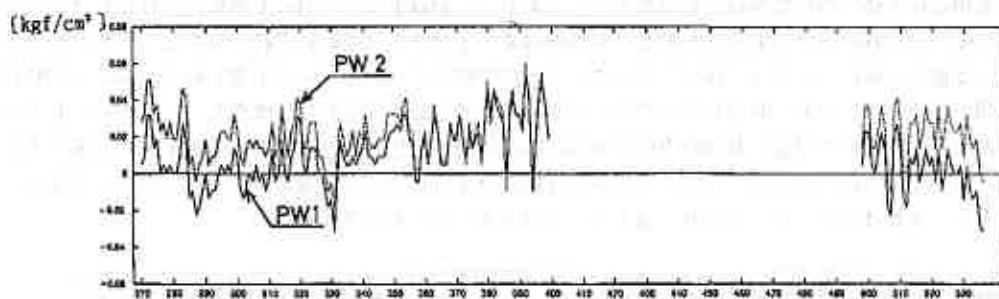
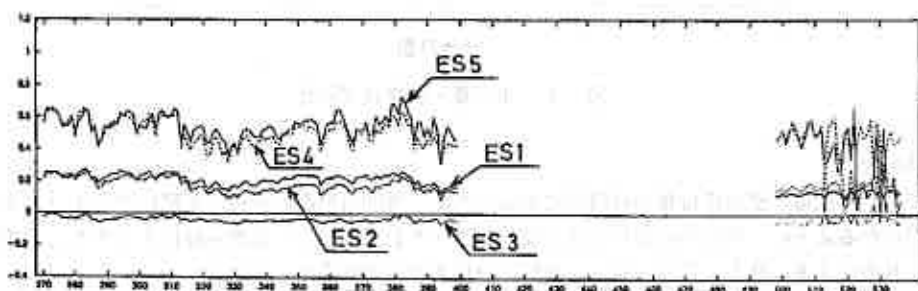
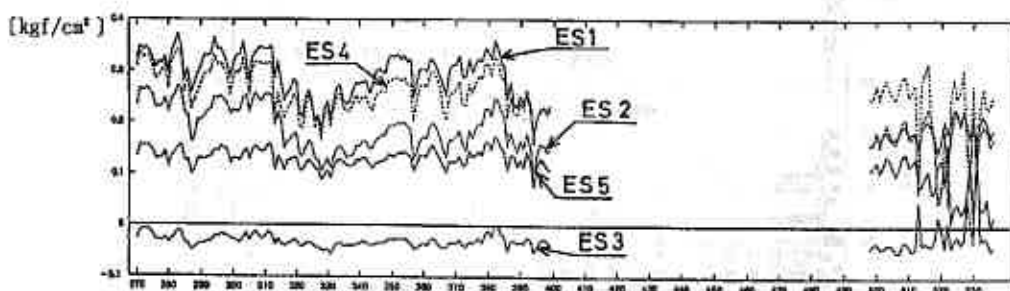


圖-6(d) 降水量

圖-6 動態観測結果



経過日数

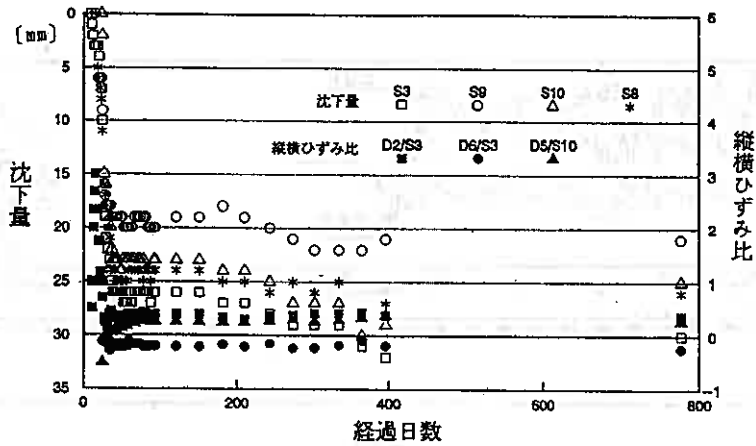


図-7 沈下量・縦横ひずみ比

問題ないものとする。

(5) 壁面変位

前報では、測点毎の壁面変位量の経時変化を示したが、今回は壁面の変位が実際にどのように変化していたかがわかるように、壁面の変位に大きな変化があった日を選びだして測点毎にまとめたものを図-8に示す。それぞれA面・B面・C面(図-3参照)の代表的な測点を示している。

変位の傾向は各面毎に違っている。すなわち、A面は底部を中心に全体が外側に倒れ込む形態を示し、B面は底部を中心に全体が内側に倒れ込む形態を示しており、C面は上部が外側に下部が内側に倒れ込む形態を示している。いずれの場合にも底部が中心となるのは施工上最下部の壁面にずれ止めをしているためである。A面とC面の上部については、横方向土圧によるもので従来のテールアルメ工法でみられるのと同様な一般的な傾向といえる。一方、B面については、今回の盛土形状が3次的に特徴をもつことから、長手方向の膨らみにつられる形で短辺のB面が内側に倒れ込んだものと予想でき、妥当な傾向を示していると考えられる。また、B面の下部については、先述の土圧および縦横ひずみ比で述べた盛土内部のすべりによるものと考えられるが、変動は少なくなっており、盛土としては安定しているものとする。

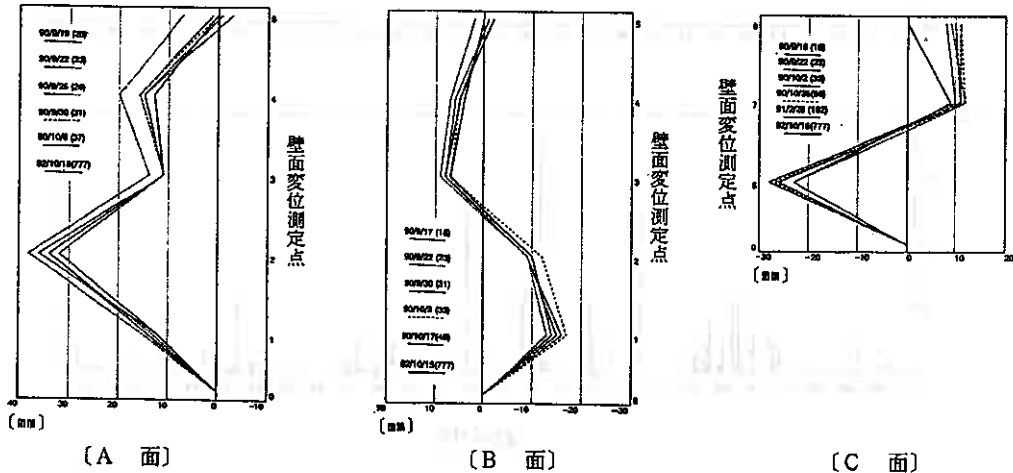


図-8 壁面変位

(6) 鉄筋応力

前報では、鉄筋応力の傾向と応力分布から予想される盛土すべり面と設計すべり面との比較および応力変動に影響を与えた地震発生との関係を述べた。今回も、同様に図-9に縦筋の測点別の応力分布状況および設計すべり面と応力分布に基づくすべり面とを比較したものを示す。また、図-10には代表的な鉄筋応力の経時変化を示す。

図-9は測定開始日から測定中断日までの鉄筋応力の最大引張応力を測定点毎にまとめたものである。また、各段の最大引張応力点を結んだ線をすべり面として、三軸圧縮試験から求めた ϕd によるものを設計すべり面とした。これによると、前報で示したすべり面(経過日数90日)と今回のもの(同536日)とは傾向が異なっており、今回の方が設計すべり面に近づいていることがわかった。また、応力の大きさについては、上層部のすべり面付近となるG21とG29で増加している。これは、先述の盛土内部のすべりと関連してものと考えられる。

また、図-10に示す鉄筋応力の経時変化については、前報と同様の傾向が見られた。

まず縦筋では、上層部より下層部の方が応力変動は大きく、特にすべり面から壁面側の測点でその傾向が強い。このことは、間隙水圧の変動による壁面土圧の変動と対応していることを示している。また、盛土のすべり面から盛土内部にある鉄筋はアンカーとして安定した応力状態を保っていることも示唆している。一方、上層部の鉄筋については、土圧の変動に対応した応力変動はみられない。これは、上層部の鉄筋応力が土圧以外の要因により大きく支配されていること示している。

次に横筋については、前報と同様に変動が小さく、上層部の縦筋と同じ傾向を示す。しかし、応力は縦筋の約2倍となっており、上層部でも上段の方が応力は大きい。これは、本工法の特徴である鉄筋を格子配列にすることと鉄筋交差部を結合しないことによるものと推定する。即ち、鉄筋は壁面土圧による横方向の荷重のみに抵抗するのではなく、鉄筋周辺の鉛直方向土圧にも抵抗していると考えられる。本工法では縦筋の上に横筋を乗せているため、施工時の鉄筋敷設面の不陸により鉄筋交差部が接合していなければ横筋の鉛直方向土圧抵抗分は縦筋に伝達されないことから、横筋の方が縦筋より鉛直土圧の負担率が高いものと考えられる。また、この鉛直土圧は鉄筋の縦ピッチに関係するものと考えられ、上段の方が縁基礎分だけ高さが大きくなり応力が高くなったものとする。一方、このように鉛直土圧が各層で負担するならば沈下挙動にも影響すると考えられるが、本工法では鉄筋径が22mmであることから鉛直土圧に抵抗する幅が10cm程度であることに対して、格子間隔が1mあることから沈下特性に大きく影響を与えるものではないと考える。

次に、前報で地震に回答した結果を得られたことを述べたが、今回90日以降の有感地震記録を表-1に示す。前報で述べた1990年11月2日の地震(震度Ⅲ)については激しい応力変動がみられその後元の状態に復帰しているが、それ以降発生した震度ⅠからⅡ程度の地震に対しては応力の変動は全く観測されなかった。したがって、震度ⅠからⅡ程度の地震に対しては本補強盛土は内的にも十分な耐力を有しているものと判断できる。

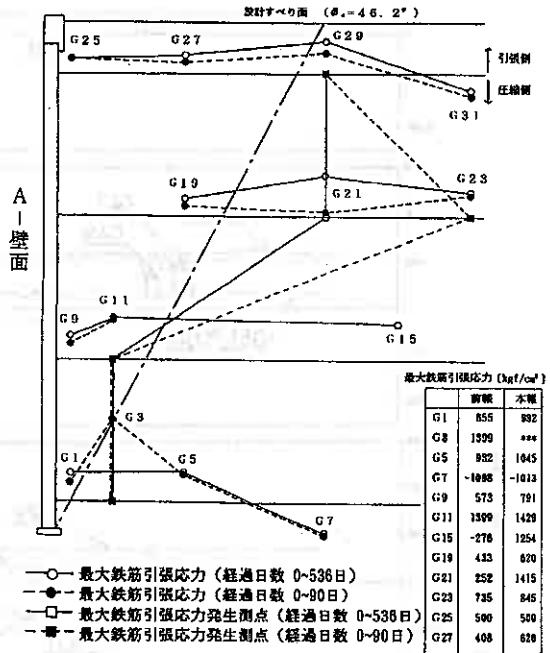


図-9 鉄筋の応力分布

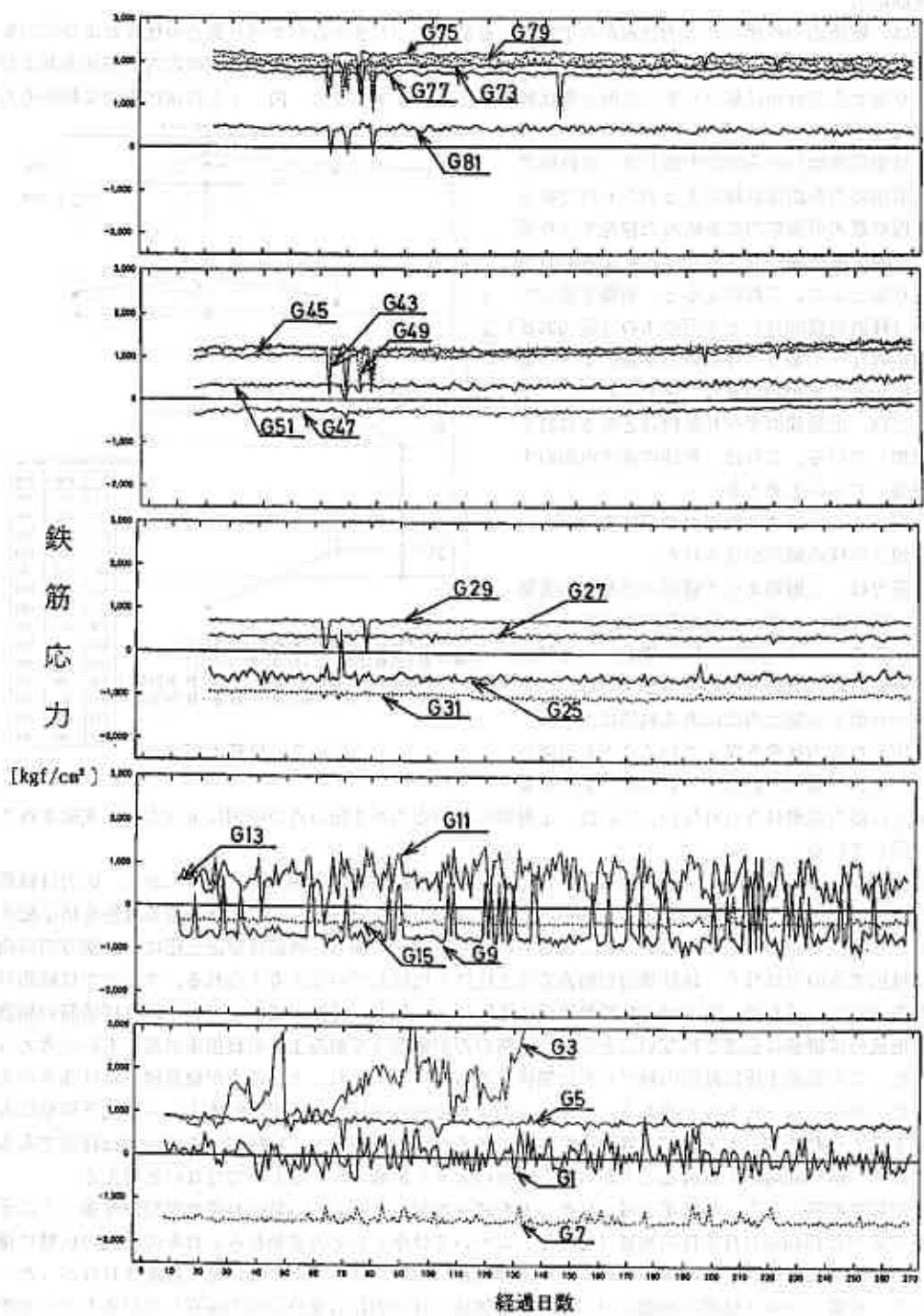
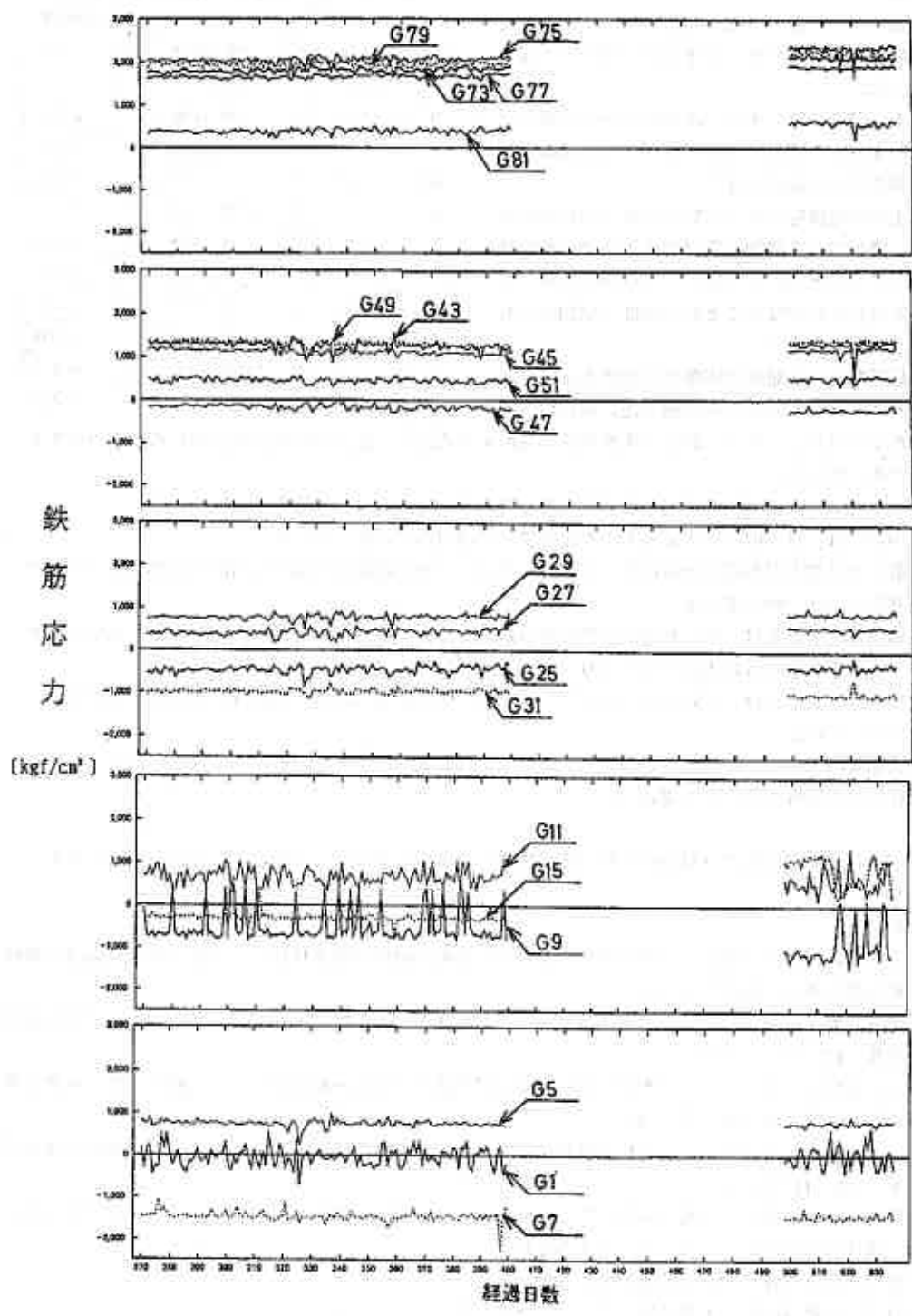


図-10 鉄筋応力の経時変化



4. まとめ

前報の続報として紹介した本報告では、長期動態観測データに基づき考察を行ってきたが、次のようなことが分かった。

- 1) 沈下、壁面変位、土圧、鉄筋応力とも前報と同様な安定した経過を示しており、本補強盛土の長期安定性を確認できた。
- 2) 盛土内に建設時にできた局部的なすべり面があり、降雨による間隙水圧増加によりすべりが発生したものと予測されるが、その後の土圧、壁面変位に変化がないことから強度上問題ないものと判断できよう。
- 3) 土圧係数は、下層部で主動土圧形態を示すが、上層部では静止土圧から受働土圧に移行する傾向が示された。これは、鉛直土圧を鉄筋が負担することで、盛土内側に引き込まれる作用が発生するためと考える。
- 4) 間隙水圧は降水量の変動に対応した変化をしており、過剰な間隙水圧発生は見られない。
- 5) 壁面変位は、盛土の沈下によるものが主体で、10mm以内で安定している。
- 6) 鉄筋応力の最大引張応力分布に基づくすべり面は、三軸圧縮試験に基づく内部摩擦角による設計すべり面とほぼ一致している。
- 7) 下層部の鉄筋応力は、すべり面から壁面側の鉄筋では土圧の変動に対応した応力変動を示すが、すべり面から内側では応力は一定であり、アンカー抵抗がきいているものと考えられる。
- 8) 上層部の鉄筋応力は、変動がほとんどないものの、上段の方は鉛直土圧の負担が大きいため大きな値となっている。
- 9) 観測期間内で発生した地震の応答から、本盛土では震度Ⅱ以下では挙動に変化はみられなく、震度Ⅲ程度でも抵抗することを実証した。

謝辞：本報告の作成にあたり奥原裕幸氏（現札幌市）の御協力を頂いており、ここに深く感謝します。

参考文献

- 1) 山上・矢崎・村井(1990)：“格子状鉄筋を用いた補強土擁壁の構造特性”、土質工学会北海道支部技術報告集第30号、pp.171～180
- 2) 山上・矢崎・村井(1990)：“大格子鉄筋を用いた補強土の力学的挙動”、第25回土質工学研究発表会講演集、pp.2077～2080
- 3) 山上・矢崎・三浦(1991)：“大格子鉄筋による補強盛土の建設と動態観測”、土質工学会北海道支部技術報告集第31号、pp.175～182
- 4) 山上・矢崎・三浦(1991)：“大格子鉄筋による補強盛土の動態観測”、第26回土質工学研究発表会講演集、pp.2113～2116
- 5) 財団法人日本気象協会北海道本部：“北海道の気象”、1990-第11号・第12号、1991-第1号・第2号・第3号・第4号、1992-第1号・第2号
- 6) 室蘭地方気象台資料：地震観測記録、1990-1992
- 7) 土質工学会編(1986)：土質基礎工学ライブラリー29”補強土工法”

表-1 盛土完成後の有感地震一覧

年月日	時刻	震度	経過日数
90年11月 2日	21時50分	3	64
90年12月28日	12時27分	1	120
91年 5月14日	4時 1分	1	257
91年 6月23日	20時38分	1	297
91年 8月16日	23時17分	1	351
91年 9月 2日	12時 4分	2	368
91年11月 8日	21時 4分	1	435
91年11月11日	20時15分	2	438
91年11月27日	4時41分	2	454
92年 3月 2日	21時19分	1	550
92年 7月12日	20時 9分	2	682
92年 8月24日	15時59分	2	725

N 値 について — 一支笏軽石流堆積物の例 —

北海道土質コンサルタント株式会社
同 上

○ 工藤 康雅
浅利 正明

1. はじめに

標準貫入試験（以後 SPT と称する）は、動的なサウンディングの代表格である。普段、土質調査業務に従事している私達にとっても、ボーリングと SPT は分離して考えることが出来ないほどにあたりまえの調査手法となっている。

しかし、N 値については従来からばらつきの大きさや再現性の低さなどが多くの人々から指摘されており、これらばらつきの原因として考えられている項目を要約すると次のとおりである。

- ㊸ 地盤本来のばらつきに起因するもの
- ㊹ 試験機械・器具の相違に起因するもの
- ㊺ ハンマーの落下方法の相違に起因するもの
- ㊻ 掘削方法（孔底攪乱の大小）の相違に起因するもの
- ㊼ 個人差（技術力や試験に対する意識の差）に起因するもの

地盤のばらつきは当然避け得ないものと考えられるが、上記㊹～㊼に関しては多くの比較研究例が発表されている。これらの研究成果からおよその N 値の精度を例記すると次のとおりとなる。

- ㊹ 機械・器具（ロッド、サンブラー等）…±10～50%（J・H・Schmertmann）¹⁾
- ㊺ 落下方法……有意な差は認められない。²⁾
- ㊻ 掘削方法……コア掘りによって-10～30% 低下³⁾

個人差を対象とした研究例は少ないが、スペインでの例として紹介されている報告⁴⁾では、差が 2～4 倍に達するという、とてつもない結果となっている。

私たちの行った SPT の比較試験は、漠然と感じていた N 値のばらつきの実際を確認するためであり、上記㊹㊺㊻の誤差を最小限に留め、主として㊸㊹を対象として実施したものである。

2. 比較試験の概要

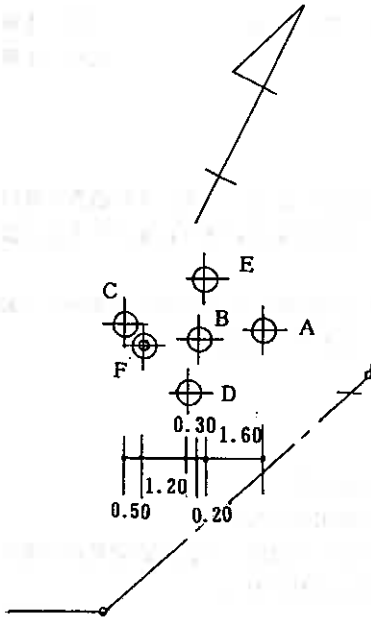
SPT の比較試験は、当社の調査班 5 グループ（A～E 班）によって 1982 年 12 月上旬～1983 年 1 月上旬にかけて行なわれた。試験に際して定めた規格は次のとおりである。

- ボーリング： 孔径 66mm，送水掘（ただし、孔内水位を確認するまでは、無水によってコア掘を行なう。）
- S P T： J I S A 1 2 1 9 に準拠する。（ただし最大 N 値を 70 とする。）
- 使用器具： J I S A 1 2 1 9 と全くの同一規格品（シューは新品を用いる）
- 落下方法： コーンブリー法による。
- 掘削深度： G L - 15m
- 試 錐 機： O P - 1 型（鉦研試錐製）

"A Study of N-value"

— A Case of Shikotsu Pyroclastic Flow Deposits —
Yasumasa KUDO (Hokkaido Doshitsu Consultant Co., Inc)
Masaaki ASARI (Hokkaido Doshitsu Consultant Co., Inc)

図-1 試験地点配置図
(S=1/200) Δ



試験地点の配置は図-1に示すとおりであり、地点間隔は、平均して2.0～2.5mになるようにした。

なお図-1に示すFとAは、同一班による調査地点であるが調査時期に約1月の間隔がある。

- A……………1982年12月8～9日
- B, C………1982年12月21日
- D, E………1983年1月7日
- F……………1983年1月8日

また、各班とも特別に比較試験であることは伝えられておらず通常の建築基礎の地盤調査として試験が実施された。

3. 試験地の概要

試験地は、札幌市の南東部郊外に位置する。一帯は苫小牧から続く火山灰台地の北西側縁部にあたり、台地は北側へ緩く傾斜している。

火山灰台地は、第四紀更新世の野幌層（硬質粘土、砂）によって構成されており、この上部は更新世末期に活動した支笏カルデラ起源の軽石流堆積物（火山灰、溶結凝灰岩）で厚く覆われている。試験地は、火山灰台地縁部を切土造成した敷地の南東隅であり、盛土を除くと地表面から直接火山灰が分布している。

4. 比較試験結果

比較試験を行なった6地点の土層およびN値の分布をまとめて、図-2に示す。また、深さ約10mまでの軽石流堆積物の、SPT結果から打撃回数—貫入曲線をまとめて、図-3に示す。

以上の図から、次のような特徴が認められる。

- ① N値は、平均値に対して±5～7程度の範囲に分布する。
- ② N>40付近から、N値の分布幅は若干増える傾向にある。
- ③ 打撃回数—貫入量曲線は、深さ3～4m付近までは、ほぼ直線状を呈する。4m以深では、貫入量が15cmを越える付近から打撃回数が急増し、弓なりの曲線となる。
- ④ 各地点間隔は、2.0～2.5mと近接しているにもかかわらず、地盤構成の変化は、比較的大きい。
- ⑤ 同一の調査班によるA点とF点を比較すると、分布幅は若干狭くなるものの、傾向としては、全体のN値分布と同様である。

5. 土性との比較

F点を除く全地点において、深さ10mまでの各SPTによって採取された試料を用い、物理的な土質試験を行なった。試験結果の概要をまとめて、表-1におよび、図-4、図-5に示す。

試験地に分布する軽石流堆積物の土性は、道央各地に分布する支笏軽石流堆積物とほぼ同様であり、特別な変化は認められない。

- ① 含水比は、地下水位面を境として、上部のものは $W \approx 25 \sim 35\%$ 、水位面下のものは、 $W \approx 40 \sim 55\%$ と変化する。
- ② 深さ約6m付近を境として区分した火山灰と溶結凝灰岩は、土粒子密度 ρ_s も次のよ

圖-2 試驗結果一覽

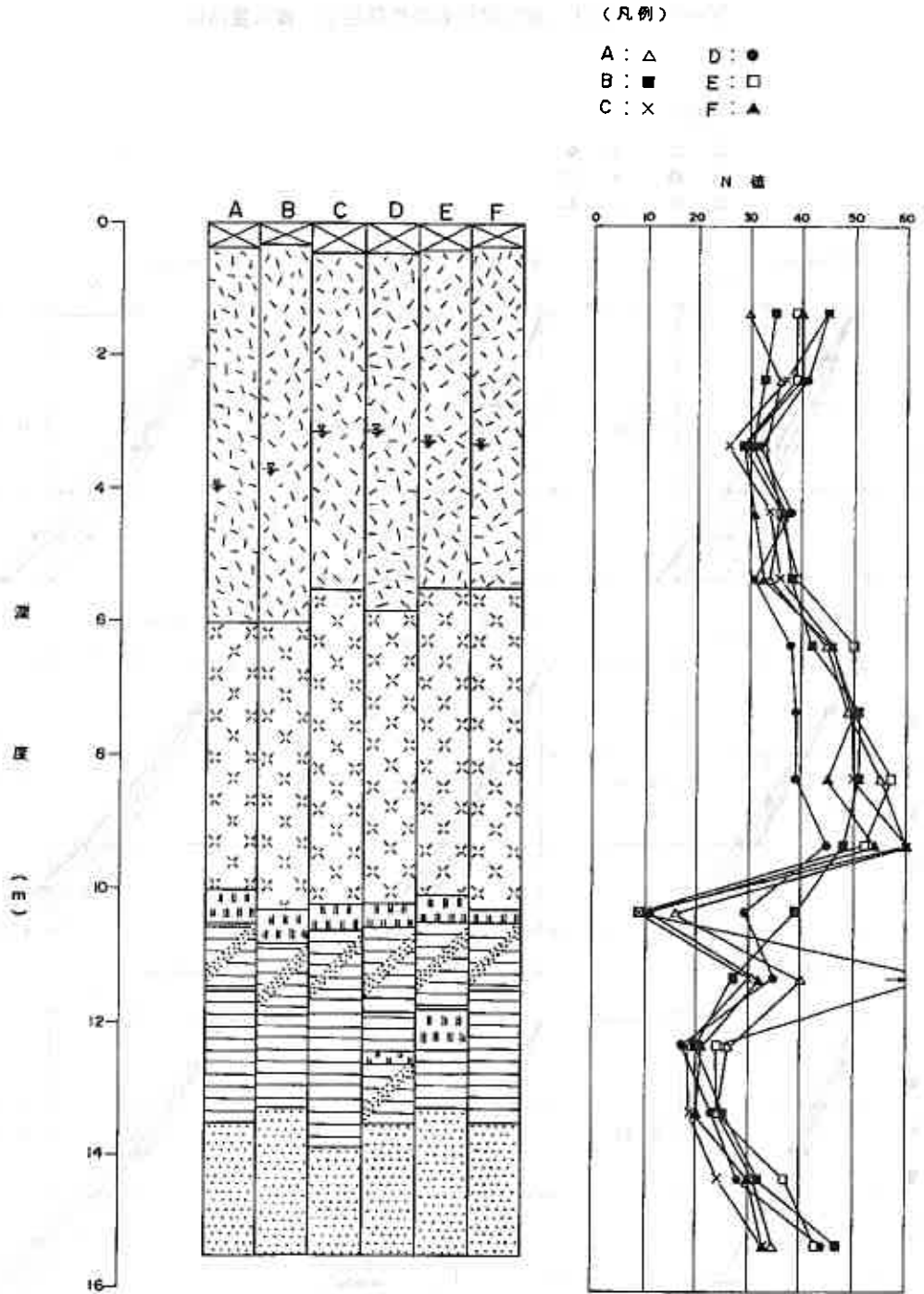
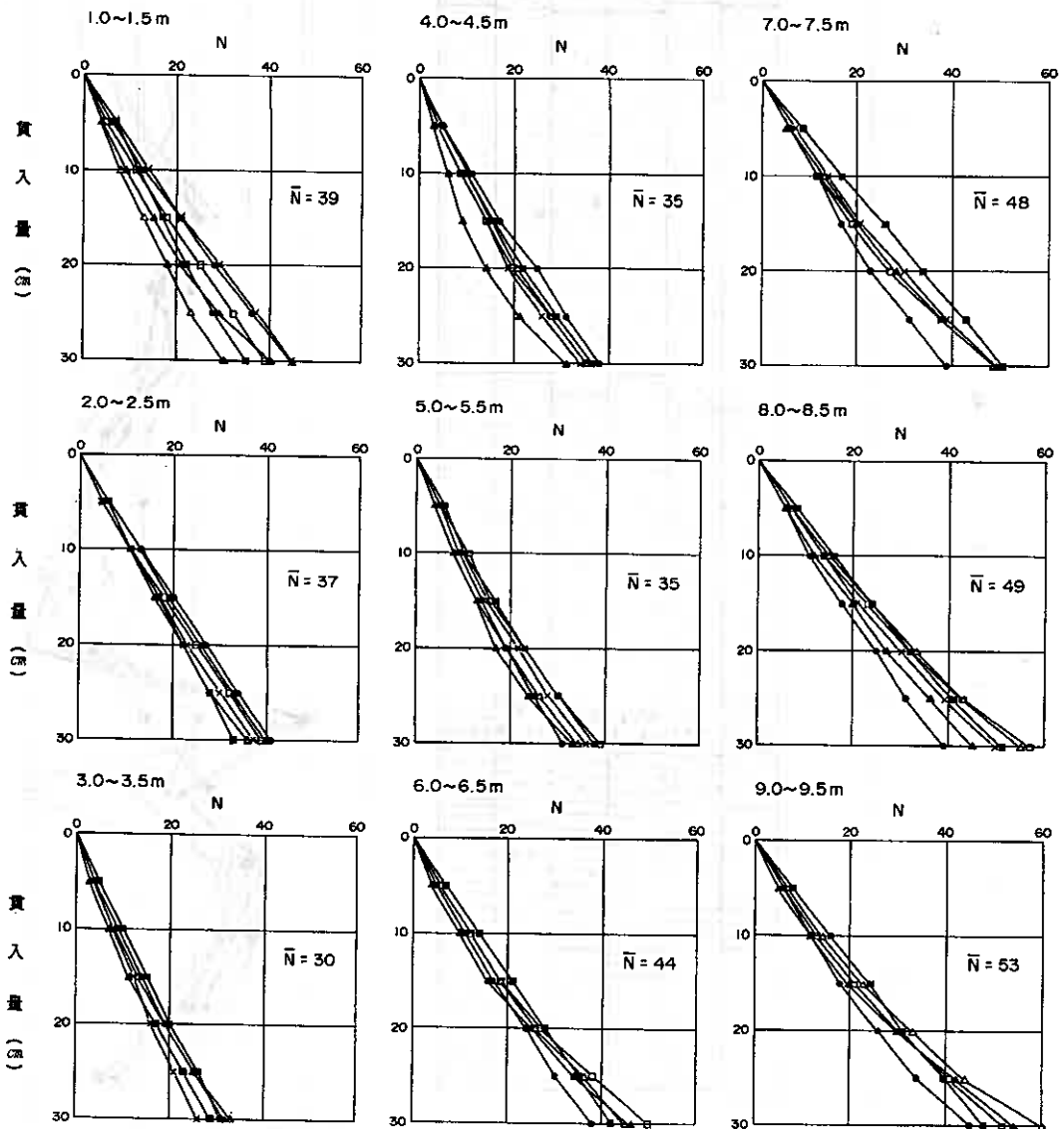


図-3 火山灰，溶結凝灰岩の打撃回数—貫入量曲線

(凡例)

- A : \triangle D : \bullet
 B : \blacksquare E : \square
 C : \times F : \blacktriangle



うに異なり、見かけ上の変化は少ないものの土性の変化がうかがわれる。

・火山灰： $\rho_s \approx 2.30 \sim 2.40 \text{ g/cm}^3$

・溶結凝灰岩： $\rho_s \approx 2.25 \sim 2.30 \text{ g/cm}^3$

③ 礫分の含有率には、大きなばらつきが認められるが、深さ3 m、および6～7 m付近の配合率が若干大きく、洋弓状の分布傾向が見られる。

表-1 土質試験結果一覧

土質	火山灰	溶結凝灰岩
土粒子の密度 $\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.30～2.50	2.25～2.30
含水比W (%)	25～55	40～50
礫分含有率 (%)	2～14	5～17

図-4 粒土分布

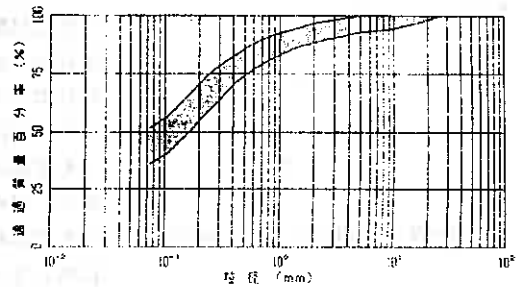
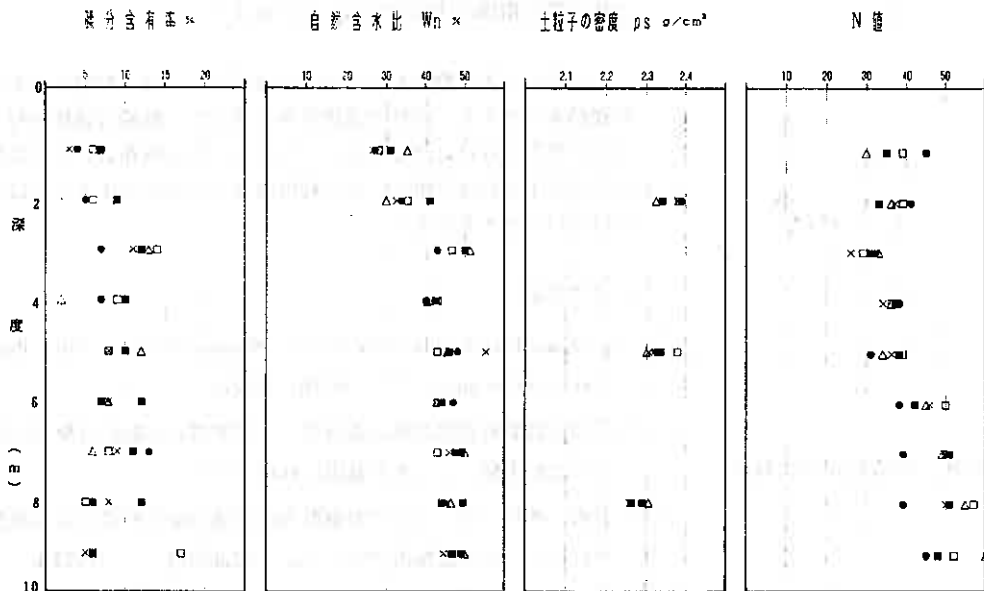


図-5 土性図



これらの結果を、個々のN値と対比し、図-6～図-8にまとめた。

N値と含水比の間には全く相関性は認められない。

N値と土粒子密度の間には、 ρ_s の小さいものほどN値が大きくなる傾向が見られるが、これは下位の溶結凝灰岩の ρ_s が小さいことに対応するものであろう。

礫分含有率とN値の間には、礫分の少ないものほど、N値が大きくなる傾向が見られるが、これは溶結凝灰岩の下部で前述のとおり礫分が少なくなることに対応するものか、或は打撃回数的大力なものほど、火山灰粒子が破壊されることを示唆するものと思われる。

図-6 N値と含水比

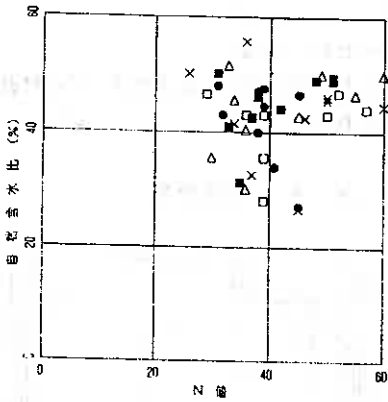


図-7 N値と土粒子の密度

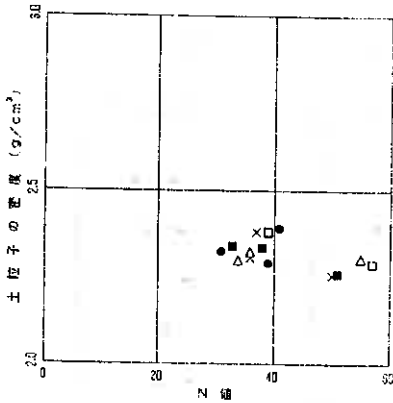
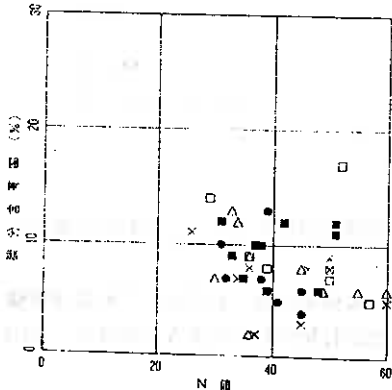


図-8 N値と礫分含有率



6. まとめ

N値にばらつきを与える要因に関する研究例は、過去種々の論文が発表されている。これらをまとめると、大略は次次に絞られる。

- ㊸ 地盤のばらつきに起因するもの
- ㊹ 落下方法の相違に起因するもの
- ㊺ 機械・器具の相違に起因するもの
- ㊻ 掘削方法（孔底攪乱の大小）に起因するもの
- ㊼ 個人誤差

当比較試験では、㊹～㊻に関するばらつきは最小限に留めているが前述のとおり、N値の比較結果では注意深い試験を行っても平均値に対して±15%程度のばらつきが厳然として存在する。

今回の試験では、打撃エネルギーを測定していないため、あくまでも推測の域を出ないが、N値の変動幅がほぼ一定であることなどから、ばらつきは主として打撃エネルギーのばらつきに起因するものと思われる。竹中等によると、N値の精度を支配する要因の大半はハンマーの落下エネルギーの損失であり、一般的にN値の精度は±14%であることが報告されている。⁷⁾この意味で今回の比較結果は竹中等の指摘に比較的近似しているようである。

もちろん、土質調査を行なう者の立場としては、打撃エネルギーの変動を少なくし、良好な試験孔を作成して、厳密な試験を行なうことに努力しなければならない。ただし、私は現在のJISに準拠してSPTを行なう限り、この程度のばらつきを生ずることは、避け得ないことと考える。

<参考文献>

- 1) Schmertmann, "Use the SPT to Measure Dynamic Soil Properties?—Yes But...!" (ASTM...1977)
- 2) 関東地質調査業協会技術委員会, 「標準貫入試験の打撃法とに関する比較実験」, 「土と基礎」Vol24.No4
- 3) 中橋, 木村「ボーリングの掘削方法の違いがN値に与える影響について」, 全地連技術フォーラム'92講演習.....1992年
- 4) Escario, V: "Penetration Testing in Spain", Proc. of the E-SOPT. Vol1
- 5) 「土質調査法——サウンディング——」, 土質工学会
- 6) 「サウンディングシンポジウム発表論文集」, 1975土質工学会
- 7) 竹中準之助, "N値を考える".....「土と基礎」, 1974.7

石狩湾新港島防波堤の沈下特性について

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第 33 号
平成 5 年 2 月 於札幌市

小樽開発建設部 小樽港湾建設事務所 窪内篤・森信幸
応用地質株式会社 ○利藤房男

1. まえがき

石狩湾新港は、石狩湾のほぼ中央、石狩川河口と新川河口とはさまれた湾浜部に位置している。本港は昭和48年に重要港湾の指定を受け、順次港湾施設の整備が進められてきた。今回対象とした島防波堤は、第4次港湾整備5ヶ年計画時の昭和49年度に着工された延長1150mの防波堤である(図-1参照)。

島防波堤においては、施工時より約10年以上の長期にわたって、上部工天端の沈下測定が行なわれている。これによると、防波堤の沈下は約0.5~2.0mに達しており、特に防波堤先端部の不同沈下が著しい。本報文は、これら沈下の実測値と理論値の比較検討を行ない、沈下原因の考察を行なったものである。

2. 石狩湾新港地区の土質特性

石狩湾新港島防波堤沿いの地質断面図を図-2に、防波堤沈下に関係する沖積層の土質特性を表-1にまとめた。なお、表-1に示したデータは、石狩湾新港地区で実施されている全土質試験の平均値である。土質的特徴は次のとおりである。

- 海底面下には連続性の良い砂層(As_1)が分布しており、この層厚は7~13mと沖にいくにつれ層厚を減じている。本層は粒径均一(均等係数 $U_c = 1 \sim 3$)な細砂層で、シルト、粘土分の混入が少なく、N値は $N = 5 \sim 20$ と全体にやや弱い。

- As_1 層下位には粘性土層が分布する。粘性土層はその物理特性の違いにより、上部層(Ac_1)と下部層(Ac_2)に区分される。 Ac_1 層は粘土分が多く、塑性指数が $Ip = 38$ と高塑性を示すが、 Ac_2 層は砂分、シルト分が多く、 $Ip = 23$ とやや低塑性である。 Ac_1 、 Ac_2 層ともに



図-1 調査地点位置図

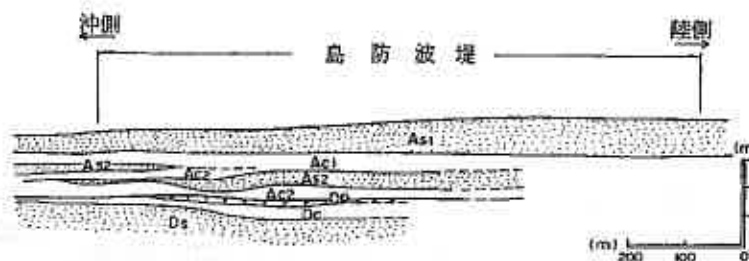


図-2 島防波堤沿いの地質断面図

凡 例			
地質時代	記号	地質名	N 値
沖積世	As_1	細砂	5~20
	Ac_1	シルト質粘土	2~5
	As_2	粗シルト質粗砂	10~20
	Ac_2	砂質シルト	5~10
洪積世	Dp	腐植土	5~10
	Dc	シルト粘土	10前後
	Ds	砂礫混り砂	20~50

The settlement characteristics of breakwater at the new port in the bay of Ishikari.
Atsushi Kubouchi, Nobuyuki Mori, Fuzuo Ritou (Hokkaidou Development Bureau, GYO corporation)

やや過圧密（現状土被りよりも Ac_1 層で約 $3 \sim 5 \text{ tf/m}^2$ 、 Ac_2 層で約 10 tf/m^2 過密圧）となっている。

●粘性土層には連続性の悪い砂層 (As_2) を挟在する。
 As_2 層はシルト、粘土分の混入比が約50%と多いのが特徴である。

●これら沖積層の下位には、洪積の腐植土、粘性土、砂層が分布しているが、防波堤の沈下に対して問題となる地層ではないと判断される。

3. 島防波堤の構造

島防波堤の構造は図-3に示したように、すべてケーソン式混成堤で、沖側先端部266m間にはすべり破壊防止のための沈床工が設置されている。沈床工とは、捨石マウンド面に沈床としてH型钢（幅300mm、高さ800mm、長さ31m）を50cmピッチに敷きならべたもので、これにより円弧すべりの発生点を強制的に移動させ、円弧を大きくさせることにより、所定の円形すべりに対する安全率を確保する工法である。

ケーソンの施工時期は、昭和50年度から57年度にかけてで、陸側から順次沖に向かって施工されている。

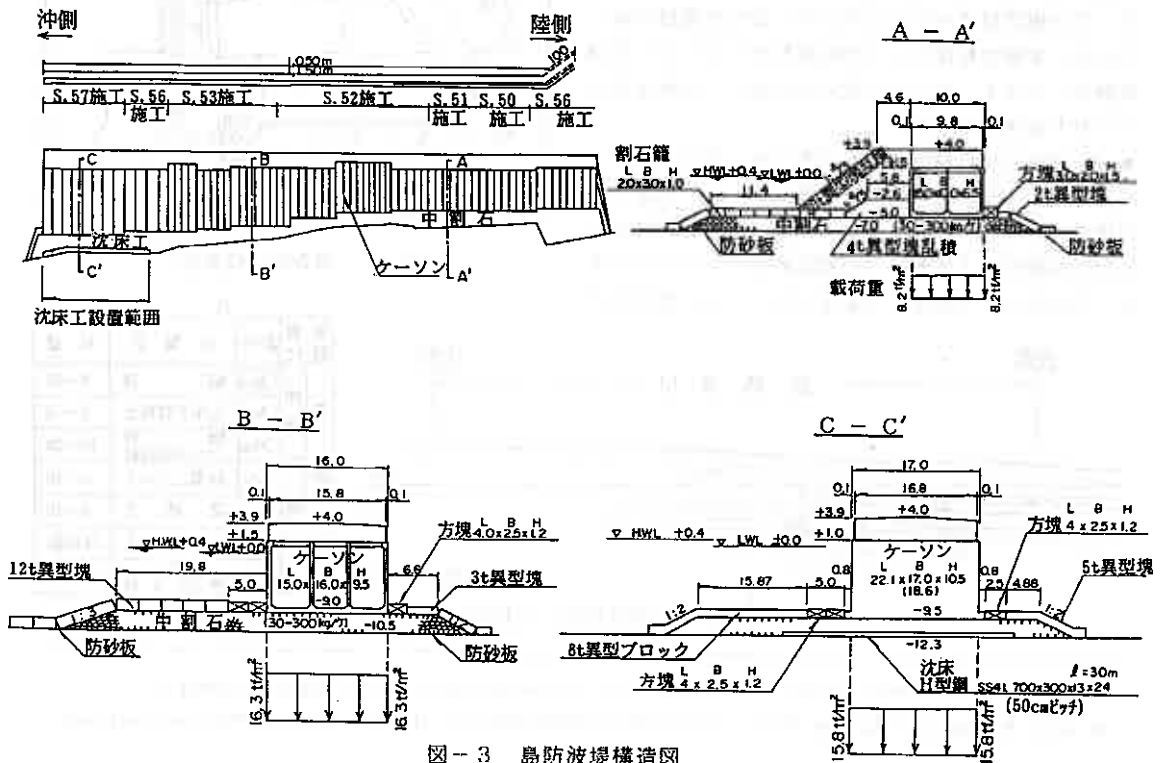


図-3 島防波堤構造図

表-1 土質特性一覧表

地質記号	As_1	Ac_1	As_2	Ac_2
湿潤密度 ρ_s (g/cm^3)	-	1.70	-	1.75
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.70	2.70	2.67	2.66
自然含水比 W_n (%)	30	50	35	40
間隙比 e	-	1.45	-	1.15
粒度 (%)	礫分	0	0	0
	砂分	82	17	49
	シルト分	13	36	34
	粘土分	5	47	17
均等係数 U_c	1~3	-	35	-
曲率係数 U_c'	1~2	-	1~4	-
液性限界 w_L (%)	液性限界 w_L (%)	-	66	-
	塑性限界 w_p (%)	-	28	-
	塑性指数 I_p	-	38	-
日本統一土質分類	{S-F}, {SF}	{CH}	{SF}, F	{CL}・{CH} (細)・{MH}
一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm^2)	-	0.77	-	0.92
圧密	圧密降伏応力 P_c (kgf/cm^2)	-	1.71	-
	圧縮指数 C_c	-	0.67	-

4. 島防波堤の沈下実態

島防波堤の沈下量は、ケーソン本体四隅定点の標高を縦断測量によって測定して求めた。ケーソン四隅の測定値をもとに、その平均値をとり、防波堤全長にわたっての時間経過に伴う沈下量の変化を図-4にまとめた。島防波堤の沈下の特徴は次のとおりである。

- 2000日（5.5年）経過時の沈下量は、陸側では約60～70cmであるが、沖側になるにつれ沈下量が大きくなる。特に沈床工が設置されている先端部では沈下量が100～190cmに達する。
- 沈床工設置箇所より陸側ではケーソンの四隅がほぼ均等に沈下しているのに対し、沈床工設置箇所では不同沈下が著しく、上部工にかなりの不陸を生じている。
- 沈下は730日（2年）経過時以降、累積傾向は少なくなり収束傾向を示すが、沈床工設置箇所の先端付近では1095日（3年）経過以降にもかなりの沈下累積があらわれている。
- 島防波堤周辺のマウンド部および海底面をサイドスキャンソナー[※]により視覚化し、観察を行なったが、港外側マウンドに乱れはみられるものの、顕著な変状は確認されなかった。

5. 沈下原因の考察

5-1. 実測沈下量と理論沈下量の対比

本地区には、軟弱粘性土層（Ac₁、Ac₂）が分布しており、防波堤施工により即時沈下および圧密沈下が生じることが容易に予想される。島防波堤の中央付近～先端付近にかけて代表断面を6断面設定し、即時沈下量および圧密沈下量を算定した。圧密沈下量は、圧密試験結果にもとづきmv法により求めた。

これらの計算結果は図-4中に併示した。計算結果から次のことが明らかになった。

- 防波堤中央付近での計算沈下量は70～80cmで、実測沈下量と良く一致している。これに対して、先端部の沈床工設置箇所では、計算沈下量100cm前後であるのに対し、実測値は100～190cmとかなり大きく、計算値と実測値が大きく異なる。
- 圧密沈下時間計算結果によると、約2年で圧密度80～90%、約5年で95%以上となる。沈床工のない防波堤中央部～陸側での実測沈下量は施工後2年以降累積傾向が少なく、計算値と実測値は良く一致してい

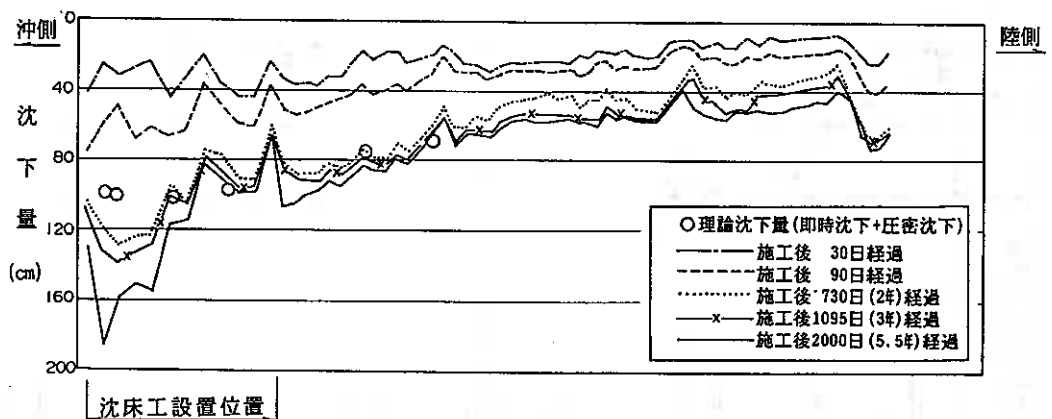


図-4 島防波堤の沈下実測値と理論沈下量の関係

※) サイドスキャンソナー：海中に吊り下げた曳航体の側面から斜め下方向に扇状の音響パルスを発射し、そのパルスが海底で散乱し再び戻って来るまでの時間と信号の強度分布から、海底の起伏や底質の分布状況をイメージ記録（写真のイメージ）として得る装置。2周波数（100kHz/500kHz）による同時測定が可能。

る。しかし、沈床工設置箇所では施工後2年以降にも顕著な沈下が生じている。

●沈床工のない防波堤中央部～陸側での沈下は、即時沈下および圧密沈下でほとんど説明される。しかし、沈床工設置箇所での施工後3年以上あとも続く顕著な沈下、ならびに防波堤天端に極端な不陸を生じさせる不同沈下は、即時沈下および圧密沈下計算結果と大きく異なる。地質分布状況からみても、局所的に地質状況が大きく変化することはなく、極端な不同沈下を生じる地質状況にはない。明らかに別の要因でこれらの沈下が生じているものと考えられる。

5-2. 沈床工設置箇所の沈下原因

ここでは、沈床工設置箇所の沈下を異常海象の発生状況との関連で検討する。図-5に防波堤沖側先端部より5函めのケーソン天端の沈下、沈床工自体の沈下、石狩湾新港の波浪観測値を時系列的にまとめた。

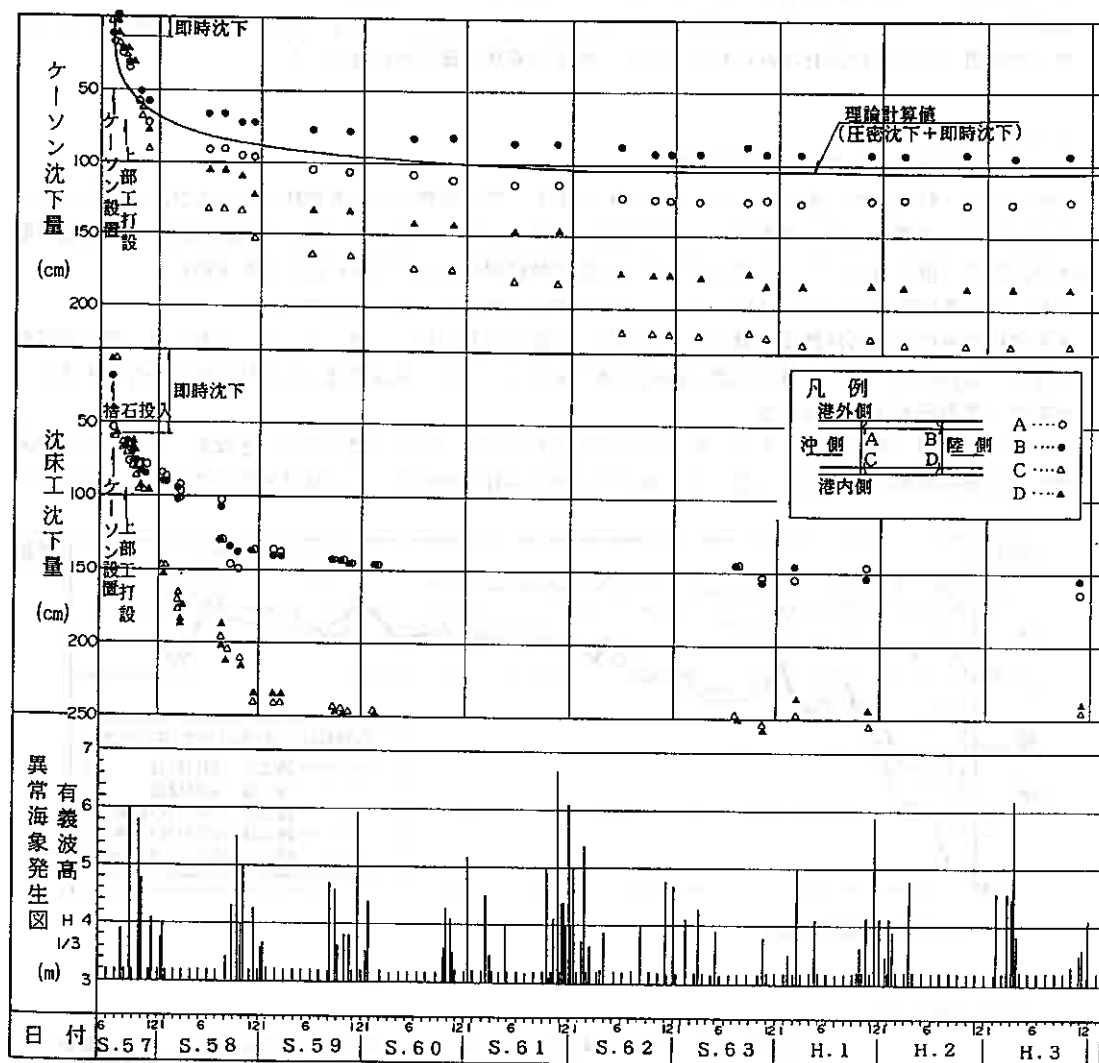


図-5 ケーソン本体および沈床工の沈下と波浪観測値との関係図

この図より、顕著な異常海象が発生した時に、ケーソンおよび沈床工に急激な沈下が生じていることが読みとれる。この沈下はケーソンの四隅に同程度生じるのではなく、港内側において顕著で、不同沈下となって現れている。港外側の沈下は理論沈下量とほぼ一致しており、異常海象の影響は小さい。ケーソン本体と沈床工の沈下傾向はほぼ似かよっている。

これら不同沈下の発生状況と顕著な異常海象の関係は表-2に示すとおりである。S.57~62年にかけて、概ね有義波高 $H1/3=5.5\text{m}$ 以上、 $T1/3=10$ 秒以上の場合に沈下は発生している（当然波向きにも影響される）。S.62年夏以降は、異常海象に伴う不同沈下は生じていない。

図-6には、沈床工の曲げモーメントおよび変位の測定結果を示す。ケーソン施工を行なったS.57年の測定では、沈床工に正の曲げモーメントが作用し、ほぼケーソン荷重による単純曲げの状態を示している。S.57年10~11月には2回の異常海象が発生しており、この期間にケーソン本体には不同沈下が生じ、沈床工では正の曲げモーメントの状態から負に変化している。これは、沈床工の変位の形状にもよくあらわれてい

表-2 異常海象とケーソンおよび沈床工の沈下の関係

異常海象				不同沈下の状況	
発生日	H max (m)	H1/3 (m)	T1/3 (sec)	ケーソン	沈床工
S.57.10.25.~26	9.4	6.0	10.7	港内側 10cm沈下	港内側 15cm沈下
S.57.11.24.~26	8.8	5.8	10.5	港内側 20~30cm沈下	港内側 60~70cm沈下
S.58.11.19.	9.1	5.5	10.5	港内側 10cm沈下	港内側 25~40cm沈下
S.60.1.16.~17	8.5	5.9	10.5	港内側 5cm沈下	不明
S.61.1.14.~15	8.5	5.2	10.3	変状なし	不明
S.61.11.26.	9.8	6.6	11.9	港内側 25cm沈下	不明
S.62.1.4.	9.1	6.1	10.1		
S.62.2.26.~27	9.0	5.3	11.6		
H.1.11.20.	9.2	5.9	9.9	変状なし	変状なし
H.3.3.6.~7	10.2	6.2	10.0	変状なし	変状なし

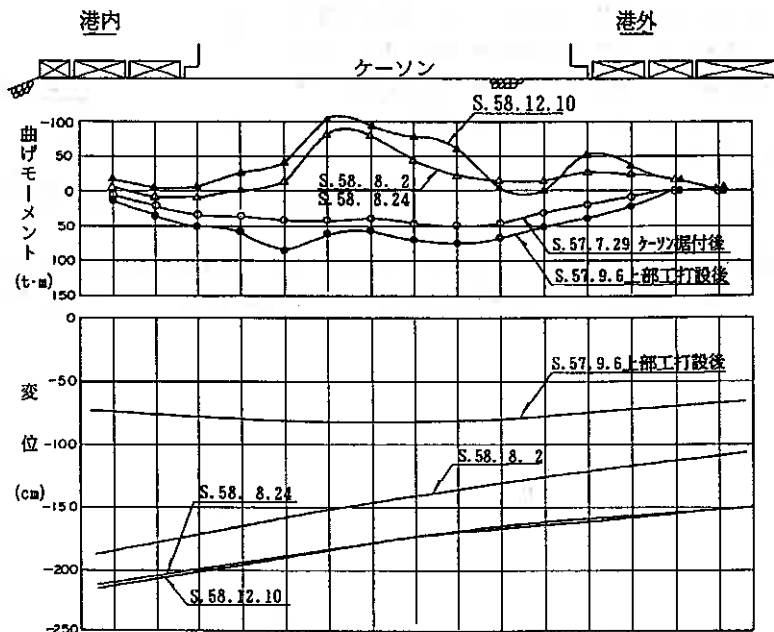


図-6 沈床工曲げモーメントと変位（沈下）の関係

る。このようにモーメントが反転するような状態になるためには、なんらかの大きな外力を受ける必要があり、これからも不同沈下の原因は異常海象による波浪の影響と判断できよう。そのメカニズムは次のような可能性が考えられる。

①異常海象時の波浪による基礎地盤のすべり破壊

②ケーソンに繰返し作用する波力が、沈床工を通じて基礎地盤（砂地盤）に繰返し荷重として作用し、砂地盤が液状化し、その結果支持力不足を生じた。

③異常海象時には防波堤港内外で大きな圧力差を生じる。沈床工のH鋼周辺の間隙を通して、パイピング的な現象が生じ、沈床工基礎地盤の砂の吸い出しがおこり、その結果ケーソン全体が沈下した。

①による原因を検討するために、S.61年11月26日の $H_{max}=9.8m$ 、 $H1/3=6.6m$ 、 $T1/3=11.9sec$.の状態において安定計算を実施した。この結果では、沈床工が存在しない場合にはすべり破壊を生じるが、沈床工がある場合には安定を保つ事が分かった。つまり、沈床工は当初の目的であるすべり破壊に対しての機能は十分にはたしていると判断される。変状のメカニズムは上記②あるいは③による可能性が高いと考えられる。

6. まとめ

島防波堤で発生している沈下は次のようにまとめられる。

- 島防波堤中央部～陸側の沈床工のない部分についての沈下はケーソン荷重による即時沈下と圧密沈下である。実測沈下量と計算沈下量は良く一致する。現状では圧密度95%以上となっており、沈下はほぼ収束している。

- 先端部の沈床工設置位置での沈下は、即時沈下、圧密沈下以外に、異常海象（波浪）による沈下が加わっている。異常海象による沈下は、S.57～62年に生じており、これ以降は安定を保っている。この要因としてはS.62年以降北防波堤東側（島防波堤側）が約300m延伸し、これにより来襲波が大幅に緩和された事があげられる。圧密沈下については、ほぼ収束していると判断できる（図-7）。

- 異常海象による沈下発生メカニズムは、波浪による基礎地盤の液状化などが考えられるが、現状では特定が困難である。

波による基礎地盤の液状化については、最近の新しい課題であり、理論的にもまだ確立されていない。今後、本地区でもこのような課題にとり組み、変状の発生メカニズムを明確にしていきたいと考えている。

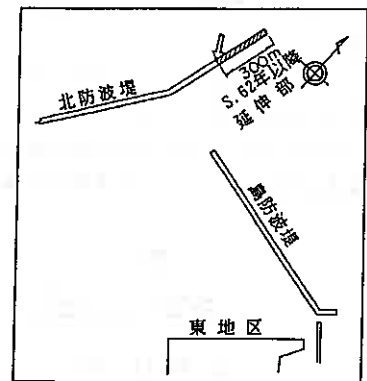


図-7 北防波堤の延伸状況

小型コンクリート杭の凍着凍上力に関する屋外実験

北見工業大学 正員 鈴木 輝之
北見工業大学 正員 沢田 正剛
北海道開発コンサルタント(株) ○正員 林 啓二

1. まえがき

寒冷地において、土が凍り地盤が持ち上がる現象を凍上と呼んでいる。この凍上によって起こされる現象の中で根入れが凍結深さより深いところまで埋設された構造物が、その側面に凍着した周辺凍土層の凍上とともに持ち上げられることを特に凍着凍上と呼んでいる。ここでは、その持ち上がりを凍着凍上量、また凍着凍上量の発生を拘束することによって発生する力を凍着凍上力としている。さらに、この力を凍着面積で除した値を凍着強度と呼ぶ。この凍着凍上を軽減する対策として、凍土が凍着する構造物の側面にテーパを付けることによって、その凍着力を軽減できることが分かってきた。このテーパを付ける実験は、平成元年度から継続しており、その結果を表-1に示す。

表-1 実験杭に作用する最大凍着強度(北見工大実験フィールド内)

実験年度	最大凍着強度 (kgf/cm ²)		テーパ角 (°)	実験杭の 断面形状	ストレート杭に対するテーパ杭の 凍着強度の百分率 (%)	凍結指数 (°C・days)
	ストレート	テーパ				
平成元年度 ¹⁾ (1989~1990)	1.40	0.34	3.3	一辺12.5cm角	24	607
平成2年度 ²⁾ (1990~1991)	0.99	0.26	1.5	直径10cm円	26	462
		0.20	3.0		20	
		0.22	5.0		22	

今回の実験は、平成2年度と同様のストレート杭とテーパ杭(3.0°)の2種類の形状のもの及び新しくこれらの表面にペンキを塗布したものを加え、条件の違う4種類の実験杭に作用する凍着凍上の測定を行った。

凍着凍上力の大小は、一般に凍上が凍着する面の粗度が大きく作用するとされている。その粗度を小さくしたときの効果を調べる実験は木下ら³⁾や福田ら⁴⁾によってすでに行われているが、より簡易で安価なペンキ塗布によってもかなりの効果があることがわかった。

2. 実験

2.1 実験施設

北見工業大学構内の屋外凍上実験フィールドを使用して本実験を行った。

図-1に示すように、長さ1.0mの4種類の円型コンクリート杭を90cmの深さまで埋設し、上端部10cmを地表面上に露出させる状態とした。それぞれ実験杭の上端面と反力フレーム(H鋼)の間にロードセルとスペーサーを挟み込んで固定し、杭の持ち上がりを拘束した。これにより、地盤の凍上とともに杭に作用する凍着凍上力を測定した。一方、図には示していないが、杭の凍着凍上量を測定するため、これらと同一埋設条件で反力フレームによって持ち上がりを拘束しない杭も並置した。反力フレームは、それ自身の持ち上がりが発生させないように深度2.0mのコンクリートアンカーにアンカーロードで接続し、固定している。

Field Tests on Adfreeze Frost Heave Force Acting on Small Sized Concrete Piles ; Teryuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology), Seigo SAWADA (Kitami Institute of Technology), Keiji HAYASHI (Hokkaido Engineering Consultants).

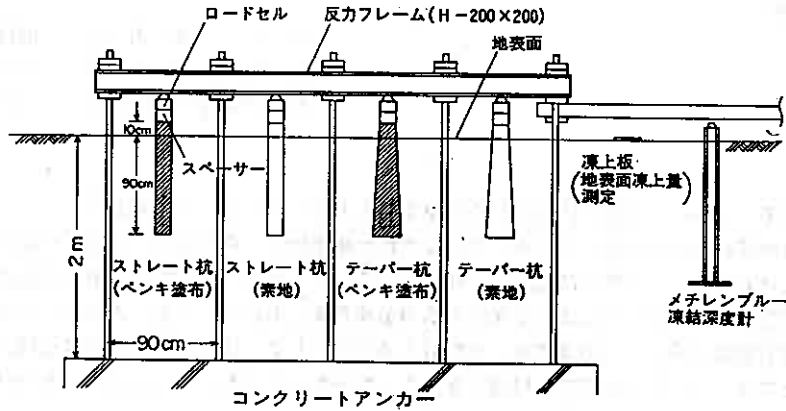


図-1 実験フィールド測定状況

フィールド内の地下水位は、深度約10mである。また、フィールド内の土は、深さ2mまで凍上性の火山灰質粘性土であり、これは在来の土を置き換えたものである。また、フィールド内は日中完全に日影となるようにし、積雪時には常に除雪を行い、地表面が外気にさらされるようにした。表-2には、フィールド内の火山灰質粘性土の土性を示す。

表-2 フィールド地盤の土性

比 重	Gs	2.56
粒 度	砂 分	52 %
	シルト分	27 %
練 固 め 特 性	粘 土 分	21 %
	最大含水比	26.1 %
※凍上 特 性	最大乾燥密度	1.38 (t/m ³)
	凍上率	42 %
	凍結様式	霜降状凍結

※道路土工排水工指針による

2.2 実験杭の形状と表面コーティング

埋設したコンクリート杭の仕様は以下の4種類である。

- (1) 表面処理をしないストレート杭
直径10cm、長さ1.0mのストレートコンクリート杭で、その表面になんの処理もしない素地のもの。
- (2) 表面処理をしたストレート杭
(1)で述べたものと同様の形状、寸法のもので、その表面にベンキを塗布したもの。
- (3) 表面処理をしないテーパ杭
上端面直径10cm、下端面直径20.5cm、長さ1.0mでテーパ角3.0°の円錐台の杭で、その表面はなんの処理もしない素地のもの。
- (4) 表面処理したテーパ杭
(3)で述べたものと同様の形状、寸法のもので、その表面にベンキを塗布したもの。

2.3 測定項目と方法

上記のように設置した試験杭に関して、次の項目の測定を行った。なお、計測の期間は、平成3年11月から平成4年5月の間である。

(1) 気温

実験フィールド内に置かれた百葉箱の中に温度センサーを入れて、1時間毎に自動計測した。温度セン

サーには、T熱電対を使用している。

(2) 地盤の凍結深さ

図-1に示すように、メチレンブルー凍結深度計を用いて、毎日その進行状態を計測した。凍結深度計は、地盤の凍上変位によって動かされないように、未凍上中の下端部で固定した。

(3) 地表面凍上量

地表面上に鋼板(φ10cm)を設置し、その持ち上がり量から地表面の凍上量を測定した。測定は、ノギスにより毎日計測した。

(4) 実験杭に働く凍着凍上力

図-1に示すように反力フレームと実験杭の間にロードセルを挟み込み、杭の持ち上りを拘束した状態で、地盤とともに上方へ持ち上がろうとする杭に加わる力を1時間毎で自動計測した。この凍着凍上力を実験杭の周面の凍着面積で除して得られる値を凍着強度(kgf/cm²)とした。

(5) 実験杭の凍着凍上量

前述した反力フレームによって動きを拘束していない杭では、地盤の凍上とともに杭が持ち上がってくる。この持ち上がり量をノギスによって毎日測定した。

3. 結果及び考察

3.1 気温と凍結指数

図-2に実験シーズンの最高、最低気温及び日平均気温とその累計の推移を表す。12月中旬から強い寒気が現れ、その月の下旬から2月の初旬までほとんど真冬が続き、その間、最低気温-20℃前後の極寒気が断続的に繰り返されている。その後、2月下旬から徐々に寒気は弱まり、3月下旬には平均気温もプラスとなっている。凍結指数は741℃・daysで、北見地方としてはだいたい平均的な値である。

3.2 地表面凍上量と凍結深さ

図-3に地表面の凍上量と凍結深さの推移及び対比のため、図-2の日平均気温の推移も合わせて示す。11月中旬~12月初旬のシーズン初期においては、地表面の凍上量、凍結深さともに気温の寒暖によって増減(凍結・融解)が繰り返され、日平均気温が連続的にマイナスになり始める12月初旬からそれぞれ継続的に進行しはじている様子がわかる。

地表面の凍上は、12月初旬の寒気の始まりとともに、1月上旬までに急激な成長が見られ、その後、増加速度は低下し、3月17日最大7.4cmとなり、寒気の緩みに対応して急激に減少し

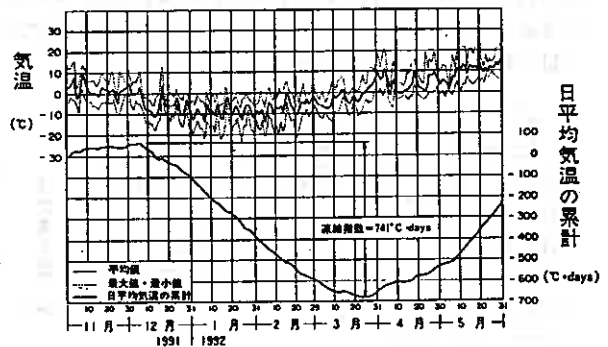


図-2 実験地における気温と日平均気温の累計

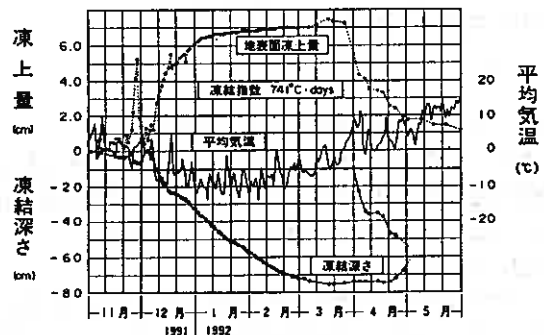


図-3 実験地における平均気温・地表面凍上量及び凍結深さ

ている。凍結初期は地盤自体が未凍結時から保有している水分が凍結面へ円滑に補給されるため、熱的バランス状態が保持され、急速なアイスレンズの成長をもたらすと考えられる。本実験フィールドの地下水位は、深度約10mであることより、凍結様式は閉式凍上⁹⁾となる。急激な凍上後、凍上速度が低下するのは、上記とは逆に土体内の含水量が減少するため、凍結面への水分補給が少量しか行われず、アイスレンズの大きな成長につながらないこと、さらに凍結面が低下してそこの温度勾配が小さくなることなどに起因している。

凍結深さも12月初旬から進行しはじめ、最大凍上量と同じ3月17日に最大凍結深さの72cmに達し、寒気が緩むと主として地表面からの融解が進行していく。この凍結深さの推移は、凍着強度を算出するときの凍土と実験杭の凍着面積を決めるときに使用している。

3.3 実験杭の凍着凍上量

図-4に4種の実験杭の凍着凍上量の推移を表す。この場合の実験杭は、上端面が拘束されていないため凍結による地盤の持ち上がりといっしょに持ち上げられることになる。凍着凍上の開始は、図-3に示す12月上旬からの凍結深さの進行にともなって発生しはじめ、4種類ともにその時期に相違はみられない。その後の持ち上がり量にはそれぞれ相違が見られるが、その推移の過程は、図-3の地表面の凍上量に対応しているようである。今シーズンのそれぞれの実験杭の凍着凍上量の最大値と昨シーズンの実験における凍着凍上量の最大値を表-3に示す。

表-3 測定された凍着凍上量の最大値

杭の形状 (表面コーティング)	凍着凍上量の最大値(cm)	
	1991~1992年	1990~1991年
ストレート(素地)	1.9	3.5
ストレート(ペイント)	1.4	—
テーパー(素地)	1.2	2.1
テーパー(ペイント)	0.9	—

表-3より、凍着凍上によって発生する実験杭の持ち上がり量は、杭の表面にペンキを塗布することによってストレート(素地)では約7割程度まで減少し、また、杭の形状をテーパーにした場合で、約6割程度まで減少することがわかる。

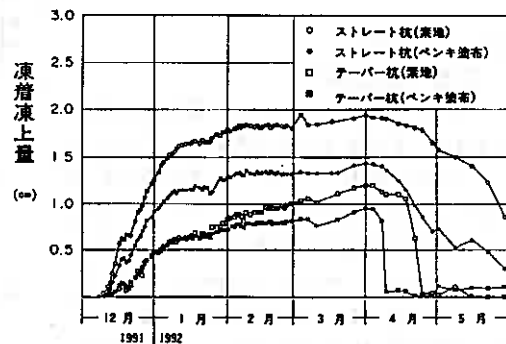


図-4 杭に作用する凍着凍上量

3.4 実験杭に働く凍着凍上力と凍着強度

図-1に示すように、凍着凍上による杭の持ち上りを反力フレームによって拘束すると、凍着凍上力が発生する。その力を凍着面積で除した値を凍着強度(kgf/cm²)とし、そのシーズン中の推移を図-5に示した。ここで、この凍着面積は、前述した凍結深さ(図-3)から凍上と凍着している実験杭の高さを求めて算出している。

この凍着強度が現れ始める時期は、杭の凍着凍上量(図-4)及び継続的な凍結深さ(図-3)の始まりと一致している。この凍着強度は、12月30日、1月20日、2月16日に大きな落ち込みがみられるが、これは気温の一時的な上昇によるものである。一般に、凍土は寒気が緩むと粘弾性的性質によるクリープが起こり、力が緩和されてしまう。この応力緩和の程度は凍土の厚さによって左右されるようである。

今シーズンの凍着強度の推移をみると、1月2日~1月18日、1月25日~2月15日の2つのピークが現れているが、その間の平均値を表-4に示す。

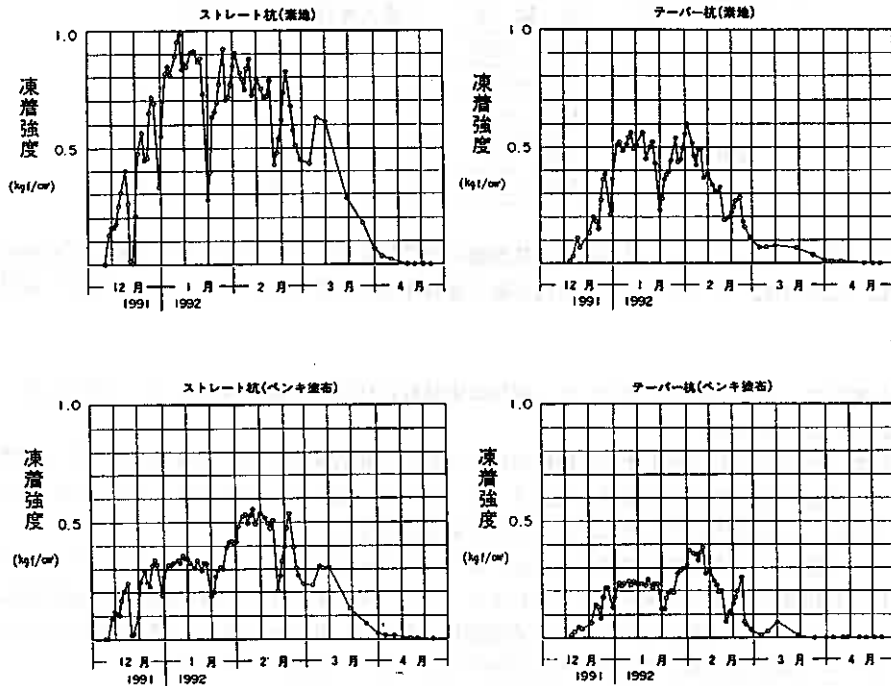


図-5 杭に作用する凍着強度

表-4 測定された凍着強度の最大値

杭の形状 (表面コーティング)	最大凍着強度 (kgf/cm ²)		平均 (kgf/cm ²)
	1月2日~1月18日	1月25日~2月15日	
ストレート(素地)	0.87	0.77	0.82
ストレート(ペイント)	0.33	0.47	0.40
テーパ- (素地)	0.50	0.43	0.47
テーパ- (ペイント)	0.23	0.29	0.26

表-4より、実験杭で働く凍着強度は、平均と比較すると杭の表面にペンキを塗布することで、素地の場合の約5割程度に軽減され、杭の形状をテーパ-にすることによって、ストレートの約6割程度に軽減されていることが分かる。

この凍着強度に対するテーパ-の効果については、今シーズンで3年目であり、これまでと同様の結果が得られた。一方、ペンキ塗布の効果に関する実験は、今シーズンが初年度である。木下ら³⁾の実験によれば、コンクリートの表面にエポキシ樹脂を塗ることによって、凍着強度が約4.5~5割程度まで軽減されることが示されている。

垂直(ストレート)なコンクリート杭、あるいは円柱の側面に働く最大凍着強度について、表-5に木下らによるデータと当研究室におけるデータをまとめた。

表-5 垂直なコンクリート面に作用する最大凍着力

	実験年	最大凍着強度 (kgf/cm ²)
木下	1961~1962	1.16
	1963~1964	1.30
当研究室	1989~1990	1.40
	1990~1991	0.99
	1991~1992	0.87

表-5より、垂直なコンクリート面に働く自然地盤の凍着強度は、だいたい0.9~1.4 kgf/cm²の範囲と言えそうである。この値は、コンクリート構造物に働く凍着凍上力を求める上での一つの目安となると思われる。

4. まとめ

以上、屋外実験フィールド地盤に埋設した4種類の実験杭に作用する凍着凍上について述べたが、その結果の概要は以下の通りである。

- (1) 地盤の持ち上がりとともに発生する実験杭の持ち上がり（凍着凍上）は、杭の表面にペンキ塗布することによって、素地の場合の約7割程度に軽減することができ、さらに、杭の形状をテーパースタートにすることによって、ストレートの場合の約6割程度におさえる効果がある。
- (2) コンクリート杭に作用する凍着強度 (kgf/cm²) はコンクリートの表面にペンキを塗布することで、素地のものの約5割程度に、杭の形状をテーパースタートにすることで、ストレートの約6割程度に軽減された。
- (3) 垂直なコンクリート面に働く自然地盤の凍着強度は、だいたい0.9~1.4 kgf/cm²の範囲と見られ、この値はコンクリート構造物に働く凍着凍上力を算出する上での一つの目安となろう。

5. あとがき

本実験は、平成元年度（1989~1990年）からの継続実験であり、今回は前年度と同様に形状をテーパースタートにしたものに加えて、表面にペンキを塗布した実験杭を使用し、ストレートの形状もしくは表面が素地のものより凍着凍上量及び凍着強度を軽減できるという結果を得ることができた。さらに、このデータを基に、より実際の構造物に適用できるデータを得るため、平板のコンクリートに作用する凍着凍上に関する実験を現在継続中である。

最後に、この研究を進めるにあたり、北見工業大学土木工学科技官の尾中孝美氏及び平成4年同大学卒業生の佐野弘毅君・市山明宏君・福島正博君らには実験及びデータ整理に協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 鈴木輝之, 沢田正剛, 尾中孝美; テーパーによる凍着凍上力の軽減に関する実験的研究, 土木学会第45回年次学術講演会, P318~P319, 1990.
- 2) 鈴木輝之, 沢田正剛, 林啓二; テーパーによる凍着凍上力の軽減に関する実験的研究(2), 土木学会第47回年次学術講演会, P1124~P1125, 1992.
- 3) 木下誠一, 大野武敏, 小黒貢; 凍上力Ⅱ, 低温化学物理篇, 第24輯, P285~P297, 1966.
- 4) 福田正己, 木下誠一, 中川茂; 鋼管に作用する凍着凍上力抑制法に関する実験, 低温化学物理篇, 第45輯, P109~P120, 1986.
- 5) 木下誠一; 凍上の物理学, 森北出版, P5, 1982.

U字溝の側壁に加わる凍結土圧に関する屋外模型実験

北見工業大学 正員 鈴木 輝之
同 同 沢田 正剛
同 同 尾中 孝美
同 ○ 学員 前多 隆樹

1. まえがき

著者らの研究室では、コンクリート製小型Uトラフの凍上被害対策を明らかにする目的で、冬期間の地盤凍上に伴うトラフの変形や側壁への凍結土圧等の測定を行っている。^{1) 2)}これらの研究を通して、側壁に加わる凍結土圧の巨視的性質はかなり、明らかにすることが出来た。しかし、構造物に加わる凍結土圧のより一般的な性質を見出していくためには、特定の構造物において、巨視的な凍結土圧の測定を行うだけでは限界がある。

本実験は、屋外実験土槽中にU字溝の模型を設け、その側壁の一部で、変形や凍結土圧の分布などの測定を行ったものである。本実験の結果、側壁に加わる凍結土圧の大きさや深さ方向への分布が冬期間の凍結進行とともにどのように変化していくか等の、基本的性質のいくつかが分かった。

2. 実験内容

実験設備及び実験状況を図-1及び図-2に示す。用いた屋外土槽は3.2m四方、深さ1.8mで、近くの実験棟地下に設けられた水槽と連通管でつながり、水位は自由に設定できるようになっている。土槽に詰められた土は火山灰質粘性土であるがその性質を表-1に示す。U字溝の模型は5つのスパンに分け、そのうちの3つはJIS A 5305-450mmトラフを設置した。残りの2つのスパンでは図-2に示すように、幅100mm、長さ600mmのチャンネル材(中をモルタルで充填)を5段に重ねて側壁としている。

側壁を5段に分けた2区間の中の1つでは、各段毎にバネを挟んで独立した持上りや迫り出しを許し、それらの動きを測定した。一方の区間では、各段毎に3本の荷重計を挟み、各段毎の凍結土圧の測定を行ったこの場合の荷重計の設置位置を図-2中に←印で示している。

U字溝背後には、幅500mmの水平ステップとそれに続く法面を設けた。また背面土中の凍結線の状況は図-1及び図-2中に示す凍結深度計によって測定した。以上の測定の他に、気温や側壁背面などの温度、背面土表面や側壁の持ち上がり等の測定を行った。地下水位は水平ステップ面(側壁上端)から1mに設定した。また、土槽内は常に除雪し、更に周囲に板壁を設けて土槽表面には直射日光が当たらないようにした。次節以後においては、図-1及び図-2に示す側壁を5段に分けた2区間における測定値を中心に検討を加えていく。

3. 考察

3-1. 側壁周辺の温度及び凍結線

図-3に気温、地表面温度、1段目及び5段目側壁背面における温度の日平均値の推移を示している。また気温と地面温度については、日最大・最小値も併記している。実験を行ったシーズン(平成2年11月～平成3年4月)の凍結指数は516℃・daysであり、北見地方としては記録的な暖冬のシーズンと言える。このように凍結指数は例年より小さいが、地表面の一時的な凍結・融解が始まる時期(11月中旬)及び継続的な凍結浸入が始まる時期(12月上旬)は例年と大差がない。

地表面や側壁背面の温度の変化は、当然のことながら気温の変化に対応している。しかし詳細に見ると、

比 重	2.560	
シルト以下の重量比	59.0%	
締 固 め 試 験	最適含水比	32.3%
	最大乾燥密度	1.313 t/m ²
凍 上 試 験	凍 上 率	103.7%
	凍 結 様 式	霜柱状凍結

表-1 土槽内の土の性質

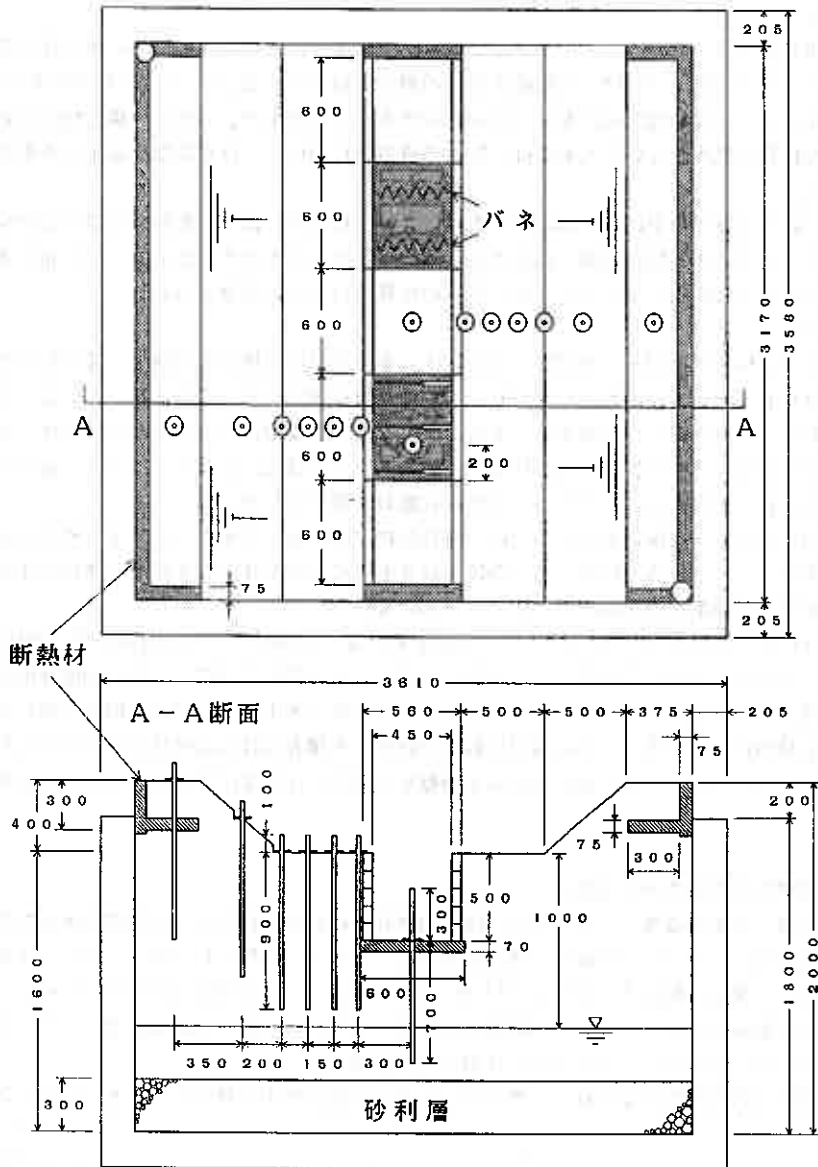


図-1 実験施設の概要

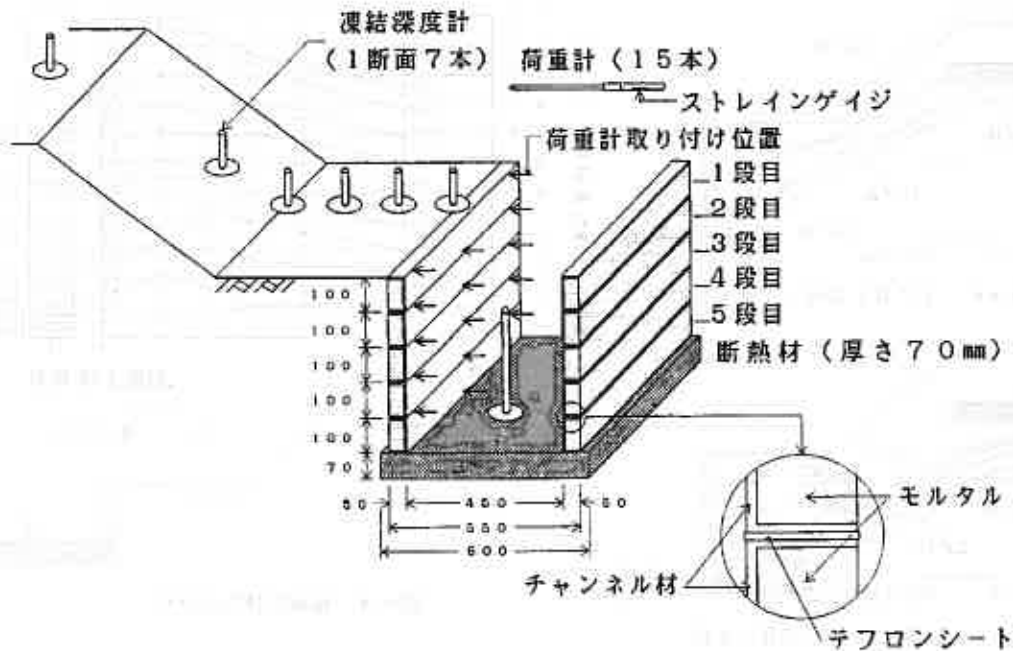


図-2 凍結土圧の測定部の詳細図

地表面、1段目背面、5段目背面の順に全体として温度は高めとなっている。すなわち側壁背面の温度は下になるほど高くなり、さらに図には示していないが1日の間の変動幅も小さくなっている。

図-4は側壁背面土中の凍結面の形状を約1週間ごとに示したものである。凍結面の侵入は、12月上旬から始まり、2月下旬まで続くが、その後3月下旬までほとんど停滞する。一般に凍上は凍結面が発生し、その方向は面に垂直となる。このときU字溝のような構造物では、側壁からの寒気の侵入、さらには背面に法面が存在することなどによって凍結面が水平とならず傾く。このために凍上力に水平成分が現われ、側壁に水平方向の凍結土圧が発生することになる。

3-2. 側壁及び周辺地盤の変位

図-1及び図-2に示す各凍結深度計の持ち上がりの測定値から、背面土表面の横断方向の持ち上がり分布

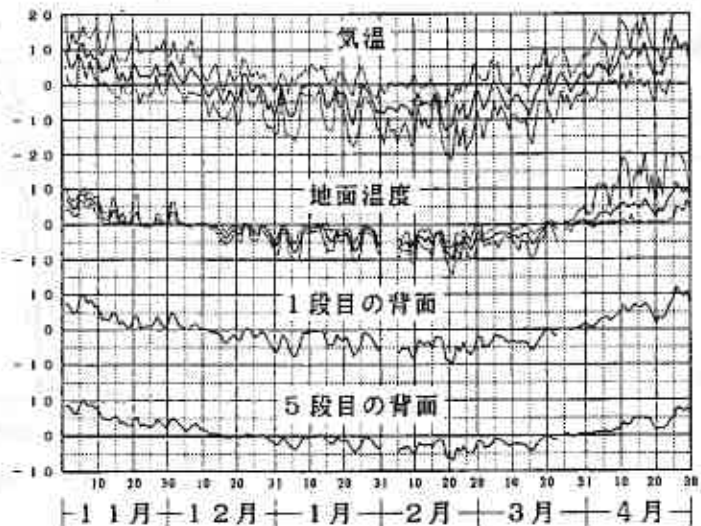
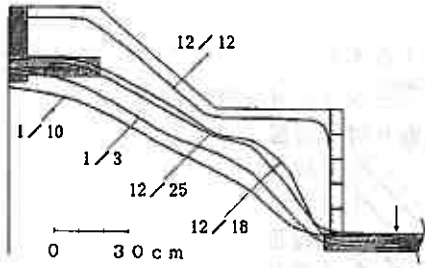
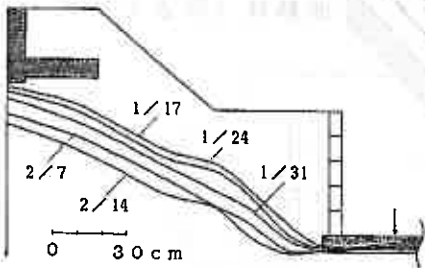


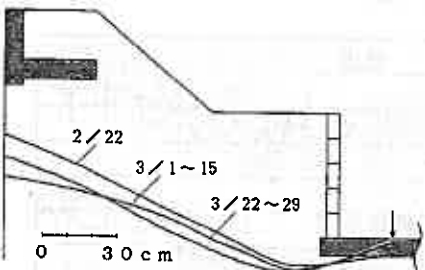
図-3 気温・地表面・側壁各段の温度変化



(a) 12月12日～1月10日



(b) 1月17日～2月14日



(c) 2月22日～3月15日

図-4 壁面土中の凍結面の变化

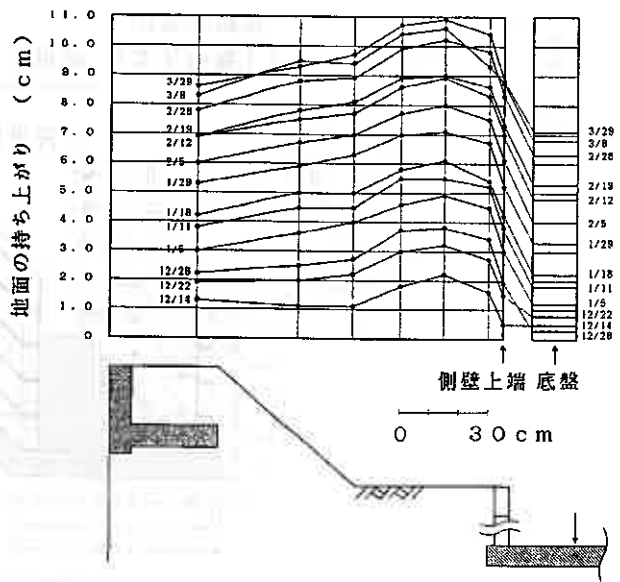


図-5 地面の持ち上がり

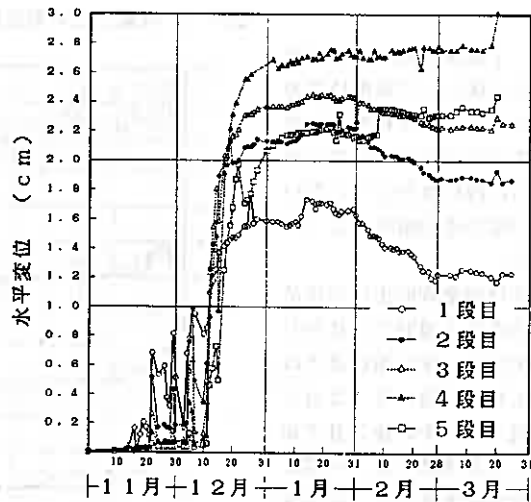


図-6 段別縮み量

を示したのが図-5である。この図から分かるように地表面の凍上量は、水平ステップの部分で相対的に大きく、側壁天端面の持ち上がりよりも2cm程度大きくなっている。この凍上量の差の大部分は12月中旬までの凍結初期の頃に現れてしまい、その後の各測定位置での凍上量の増加はほぼ等しくなっている。図-4(a)から分かるように12月中旬頃までの凍結初期における凍結面は、側壁に近いところで傾斜が急になる。凍上は凍結面に垂直方向に発生するから、その時期における側壁に近いところでの凍上変位は、水平成分が大きくなり、図-5に現れる鉛直成分は相対的に小さくなったものと思われる。

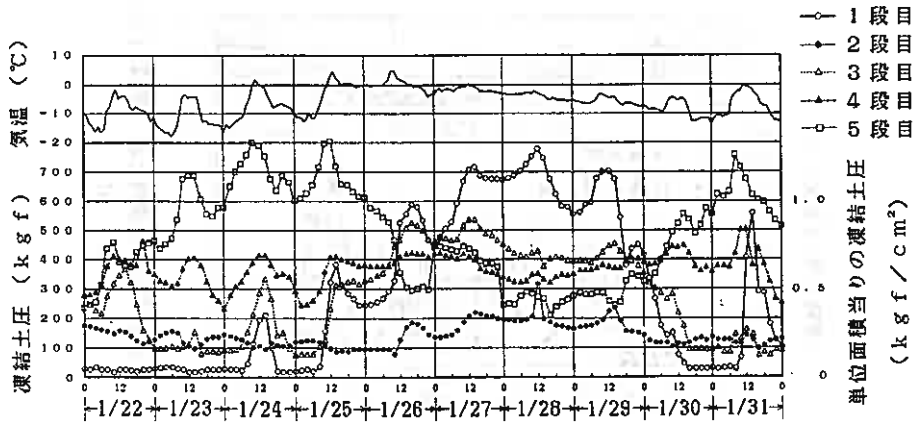


図-7 側壁各段の凍結土圧の時間的変化

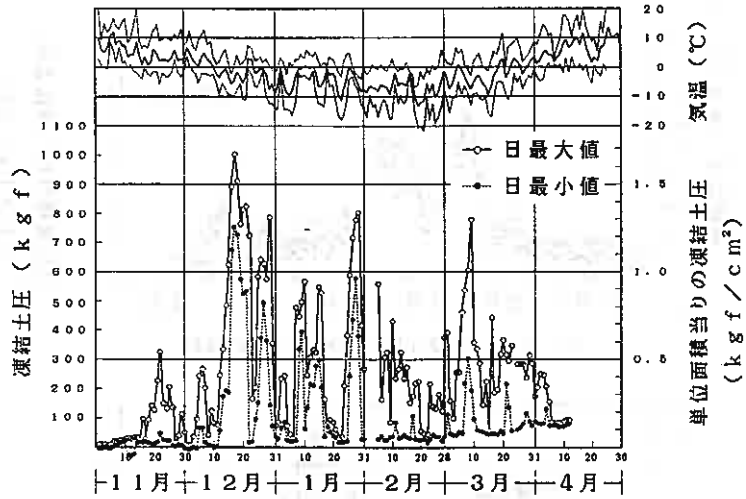


図-8 側壁1段目の凍結土圧の推移

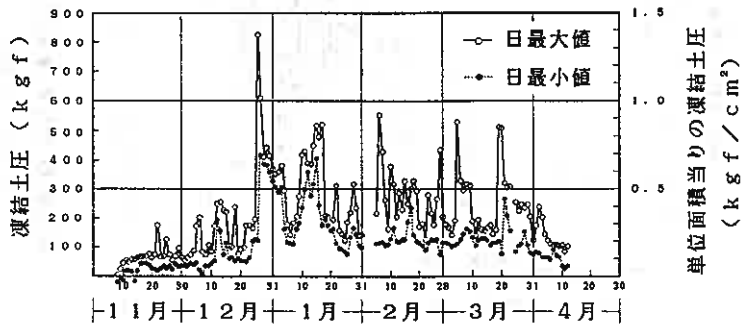


図-9 側壁2段目の凍結土圧の推移

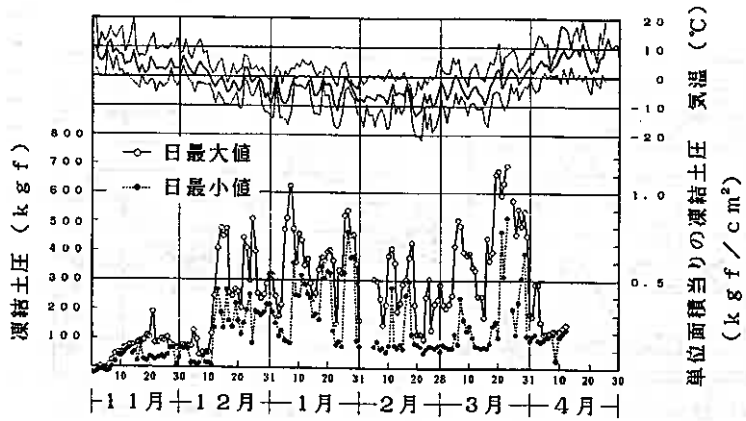


図-10 側壁3段目の凍結土圧の推移

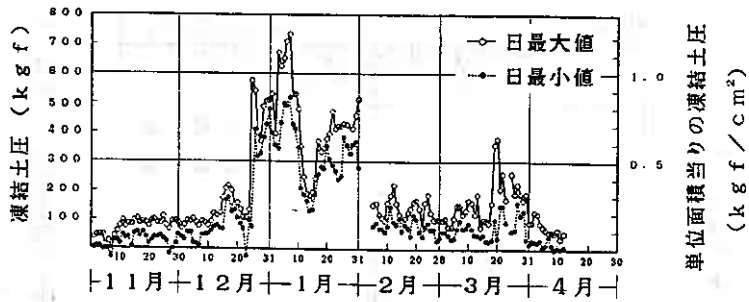


図-11 側壁4段目の凍結土圧の推移

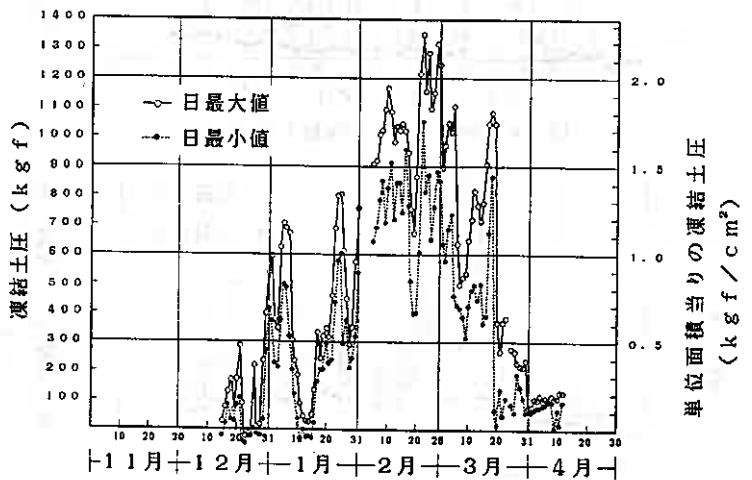


図-12 側壁5段目の凍結土圧の推移

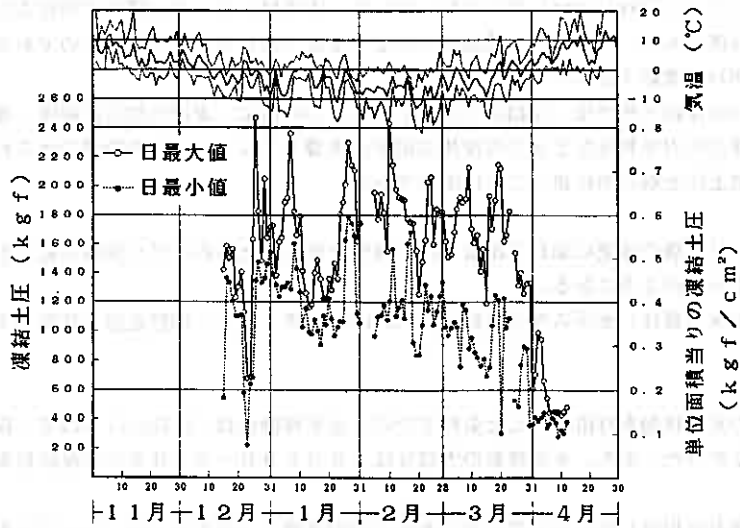


図-13 側壁全体に加わる凍結土圧の推移

図-6は、側壁の間にバネを挟んだ区間における各段毎の側壁間隔の変化、すなわち水平方向の凍上変位成分を示している。各段における水平方向変位は、12月20日頃までの比較的早い時期にその大部分が発生してしまい、その後の水平変位の増加は小さい。図-4(a)に示すように、12月中旬頃までの凍結侵入の初期段階では、側壁に近いところでの凍結線の傾きが急になるために、凍上変位の水平成分が大きく現れたと考えられる。

3-3. 凍結土圧

図-2に示す側壁の各段に加わる凍結土圧は、各段毎に3個ずつ取り付けられた荷重計の測定値を合計して求めた。各段の凍結土圧の時間的な変化の測定例として、1月22日～1月31日までの10日間の凍結土圧と気温の変化を図-7に示す。図から分かるように、各段の凍結土圧は短期的の間にも小刻みに変動する。この変動は大むね外気温の変化に対応する傾向が認められるが、詳細にみると一樣な変化傾向を示していない部分もある。側壁に加わる凍結土圧の変動を支配する因子は種々考えられるが、³⁾本実験の結果だけでは定性的議論の域を出ない。

凍結土圧の変化をもう少し長期的に見るために、1日の間の凍結土圧の最大値と最小値をプロットしたのが、図-8～12である。出現頻度の高いピーク値は各段によって異なるが、おおよそ500～1200kgf (0.83～2.0kgf/cm²)程度となっている。1段目での大きな凍結土圧は、1月末までの比較的早い時期に頻繁に現れ、5段目では2月から3月にかけての遅い時期に大きな凍結土圧が現れている。また、2段目、3段目では12月末から3月末にかけての凍結シーズンを通して比較的一定の凍結土圧で推移している。すなわち大きな凍結土圧は、凍結初期には側壁上部で発生し、凍結がある程度進むと側壁の下部で発生するといえるようである。

図-13は、5段の凍結土圧の合計をプロットしたものである。この図によれば、側壁全体に加わる全凍結土圧の大きさは、シーズンを通して比較的一定の値となっている。図-8～12によれば、凍結土圧の分布状況はシーズンを通して変化するが、それらを加え合わせた全凍結土圧は定常的な値になっていることが分かる。

凍結土圧の大きさは小刻みな変動を繰り返すが、図-13によれば全凍結土圧がピークとなるときの値は

おおよそ2200kgf ($\approx 0.73\text{kgf}/\text{cm}^2$) 前後となっている。本実験を行った土槽内で測定された凍上力の最大値は6kgf/cm² 程度である。⁴⁾すなわち凍結線で発生する凍上力はかなり大きなものであるが、それに比べてU字溝側壁に加わる凍結土圧は小さなものとなる。

実構造物に加わる凍結土圧では、凍結面で発生する凍上力の他に、未凍土側の圧縮性、凍結面の方向、凍上力を伝達する凍土の力学特性など多くの複雑な因子が影響してくる。現在の段階ではこれらは複雑な因子を考慮して、凍結土圧を解析的に扱うことは困難である。

4. 結論

以上において、U字溝の側壁に加わる凍結土圧の特性を調べるためのモデル実験の結果を述べてきた。主な結果をまとめると次のようになる。

- 1) 背面土表面の凍上量は、水平ステップ部分で約11cmと大きくなり、側壁近傍と法面部では約9cmと少し小さくなった。
- 2) 一方、側壁の水平移動を自由に許した条件下での、水平移動量は、0.8cm~1.4cmで、深さとの一定の関係は見出せなかった。また、水平移動の大部分は12月10日~20日までの凍結初期の10日の間に生じた。
- 3) 側壁間隔の縮みを拘束した状態で発生する水平方向の凍結土圧の大きさは、シーズンを通して小刻みに変動する。
- 4) 凍結土圧の分布は、凍結シーズンを通して変化する。傾向としては側壁上部では凍結シーズン前半に凍結土圧が大きくなり、側壁下部ではシーズン後半に大きくなった。また、側壁の中間部ではシーズンを通して比較的一定の大きさで加わる。
- 5) 側壁全体に加わる全凍結土圧は、シーズンを通して、定期的な変動をする。変動のピークの値は大よそ2200kgf ($\approx 0.73\text{kgf}/\text{cm}^2$) 前後の値となった。この値は別途確認されている実験地盤の凍上力の大きさ(6kgf/cm²程度)に比べればかなり小さい値である。

本実験を通して、U字溝側壁に加わる水平方向凍結土圧の定性的な傾向はある程度把握できた。しかしこの結果を解析し、一般的な直立壁の凍結土圧問題にまで拡張していくためには、より基礎的な実験データが必要である。今後の課題としたい。

最後に、本実験の実施とデータの整理には元本学学生 遊佐秀人君(現日本舗道)の協力を得ている。記して謝意を表したい。

文献

- 1) 鈴木輝之, 山田利之; 小型U-トラフの凍上被害に関する屋外実験, 土木学会論文集, 第418号, III-13, 1990.
- 2) 鈴木輝之, 上野邦行, 林啓二; 裏込め砂利による小型U-トラフの凍上破壊対策, 土木学会論文集, 第439号, III-17, 1991.
- 3) 鈴木輝之, 上野邦行, 尾中孝美; 小型U-トラフに加わる凍結土圧の特性, 第25回土質工学研究発表会 1990.
- 4) 鈴木輝之, 沢田正剛, 劉朝綱, 林啓二; 自然地盤の凍上力に関する実験的研究(1), 第27回土質工学研究発表会, 1992.

火山灰土の土質分類に対する土壌物理的検討

北海道大学農学部 ○正 員 相馬 勉之
正 員 前田 隆
柏木 淳一

1. はじめに

工学的土質分類の目的は、素材特性を基にして土を判別分類し、各グループの土の工学的性質（締固め密度や透水性、圧縮性、強度等）を推定するとともに、分類結果を土構造物や地盤の挙動を解析するための基礎情報として位置付けることである。

現行の土質分類においては粗粒土（粗粒分50%以上）と細粒土（細粒分50%以上）で採用する素材特性が異なり、粗粒土では主として粒径と粒度（粒径組成）が用いられ、細粒土ではコンシステンシー特性（液性限界と塑性指数から成る塑性図）が用いられている。

コンシステンシー特性に基き火山灰質の母材から成る細粒火山灰土は、塑性図上で、A線の下方で有機物（腐植）を含む場合は有機質火山灰土、有機物を含まない場合はE線により火山灰質粘性土（I型）と火山灰質粘性土（II型）に区分されている。

筆者らはこれまでの細粒火山灰土の物理的性質に関する研究成果から、液性限界80%以下の火山灰質粘性土（I型）は非火山灰質粘性土と同等に取扱えること、有機質火山灰土および火山灰質粘性土（II型）に関しては詳細分類基準が必要であること等を提起してきた。本報告は、細粒土の現行の分類基準（塑性図上の位置）に用いられている素材特性（液性・塑性限界）の物理的意義を検討し、細粒火山灰土の土質分類基準を再整理したものである。

2. 細粒火山灰土の物理的性質と工学的土質分類における素材特性

一般に細粒火山灰土の物理的性質は以下のように要約される。

- ①乾燥密度が小さい (0.9 g/cm^3 以下)
- ②自然含水比、pF 4.2含水比が高い
- ③液性限界LL、塑性限界PLが高い
- ④乾燥収縮が著しく、しかも乾燥による物理的性質の変化が大きい

すなわち細粒火山灰土は構造的には極めて多孔質で多量の間隙中に土中水を保持するために、非火山灰質粘性土に比べて保水性が非常に大きい特徴を有する。また乾燥密度が小さく多孔質であるということは、細粒火山灰土の工学的性質として圧縮性が相対的に大きいことを示唆するものである。

③の液性・塑性限界は細粒土の土質分類に用いられる素材特性であるが、細粒火山灰土の場合には乾燥によるLL、PLが低下が生じ（とくに液性限界で顕著である）、乾燥により塑性図上の位置が大きく変化する場合がある（図1）。乾燥によるLLの低下は細粒火山灰土の初期水分がpF 4.2の水分状態に達した段階から発生するが、湿潤気候下の日本の細粒火山灰土がこのような水分状態にまで乾燥するのはまれである。このことは、細

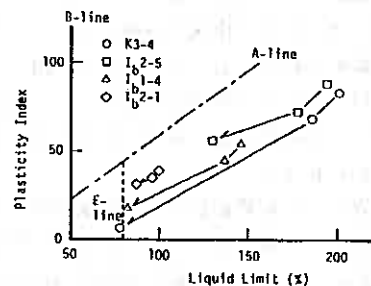


図1 乾燥による細粒火山灰土の塑性の変化

Classification of Andisols Based on Physical Properties ; Katsuyuki SOMA (Fac. of Agriculture, Hokkaido Univ.), Takashi MAEDA, and Junichi KASHIWAGI

粒火山灰土の土質分類に際して実施する液性・塑性限界試験の試料の初期水分は自然含水比のものを使用すべきであることを意味している。

ところで液性・塑性限界は土壤物理的には他の物理的・工学的諸性質を予測するためのIndex Propertiesとして位置付けられ、その物理的意義はコンシステンシー特性の中の塑性体領域の上下限を規定する含水量とされている。筆者らはこの液性・塑性限界の物理的意義を検討するに当り、液性・塑性限界試験に用いる練返し土を次のように考えることにする。

- ①練返し土を構成する土粒子は(微細)団粒であり、土の構造としては微細団粒がランダム配列したものである
- ②練返し土の間隙構造は粒子間隙と粒子内間隙から成る
- ③塑性体領域の練返し土は飽和状態にある

これらから塑性体領域の上下限を規定する液性・塑性限界はそれぞれ、粒子間・粒子内間隙が飽和している水分状態と粒子内間隙のみが飽和している水分状態に対応すると考えることができる。

図2は自然含水比状態の細粒火山灰土の液性限界LLと飽和含水比 w_{sat} の関係、および塑性限界PLとpF 4.2含水比 w_{15bar} の関係を示したものであるが、両者はそれぞれほぼ1:1の対応関係にある。

すなわち液性限界は細粒火山灰土の飽和含水比を、また塑性限界は同じくpF 4.2含水比を表すことが分かる。飽和含水比は土の粒子間および粒子内間隙量の総量に、またpF 4.2含水比は粒子内間隙量に相当するとみなすと液性・塑性限界は細粒火山灰土の間隙組成の指標にもなりうる。粒子間隙は主として粗間隙(排水間隙)に、粒子内間隙は(微)細間隙(保水間隙)に置換えることもできるから、細粒火山灰土の液性・塑性限界は間隙構造(圧縮性と密接に関連する)だけではなく、保水性、透水性等を予測する上で極めて重要なIndex Propertiesであることが認められる。

前述の如く、細粒火山灰土の物理的性質の重要な特徴に乾燥による変化があげられる。

図3は、細粒火山灰土の練返し土と乱さない土の収縮曲線の一例を示したものである。図3の収縮曲線は含水量(g/g)と間隙量SPV(cm^3/g)の関係を表しているが、この収縮曲線には原点を通る45°のSaturation Lineが存在する。

練返し土の収縮過程は正規収縮段階と残留収縮段階から成り、収縮段階が変化する水分状態は塑性限界PLに対応している。正規収縮段階はSaturation Line上を移行するから、正規収縮段階すなわち塑性体領域では練返し土が飽和状態にあることが確認できる。

乱さない土の収縮過程は構造収縮段階と残留収縮段階から成り、収縮段階が変化する水分状態はpF 4.2含水量 w_{15bar} (=塑性限界)に対応している。構造収縮段階の間隙量変化がほとんどみられないことは、細

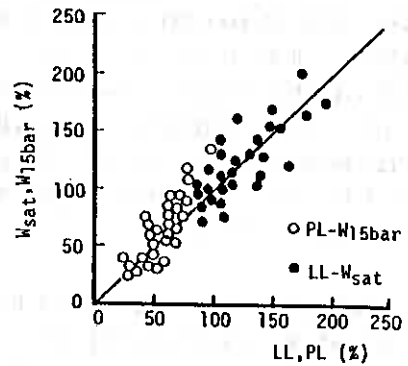


図2 液性・塑性限界と飽和含水比・pF 4.2含水比の関連性

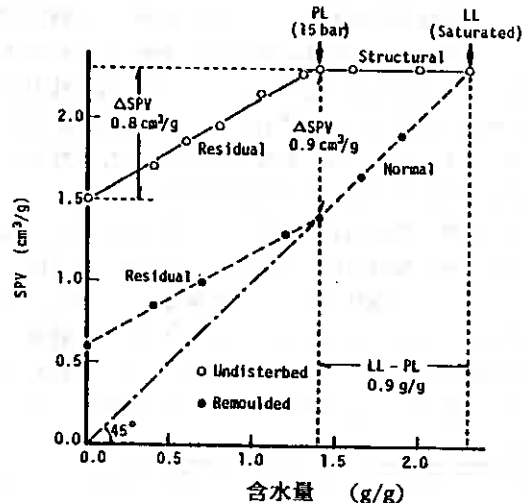


図3 細粒火山灰土の収縮曲線の一例

粒火山灰土に特有の乾燥による物理的性質の著しい変化がpF 4.2よりも乾燥が進んだ場合に生じることを示唆している。

細粒火山灰土の乾燥収縮の特徴は、残留収縮量が非火山灰質粘性土に比べて大きいことであるが、これは構造単位としての団粒自体の収縮によるものであり、団粒が非常に多孔質であることに起因している。構造単位の収縮は構造的には構造単位の非可逆的な集合化（粗粒化）を伴い、これが液性・塑性境界の低下を始め種々の物理的・工学的性質の乾燥による変化につながっている。

3. 細粒火山灰土の工学的土質分類における詳細分類指標

前述の如く、細粒火山灰土の土質分類において液性・塑性境界が極めて有効な指標であることは明らかであるが、詳細分類のためには更に新たな指標が必要であろう。筆者らは乾燥による構造単位の粗粒化すなわち細粒火山灰土の土質変化の程度という面から新たな分類指標を検討した。

図4は細粒火山灰土の液性限界試験における流動曲線の乾燥による相違を示したものであるが、乾燥による液性限界の低下に伴って流動指数も減少するものと、液性限界は低下しても流動指数は変わらないものがある。すなわちこの流動指数は液性限界状態（量的側面）における土粒子の流動性の指標であり、表面活性（質的側面）に支配されるものと考えられる。

筆者らは、液性限界の低下に伴って流動指数も減少する細粒火山灰土をAタイプ、液性限界が低下しても流動指数が変化しないものをBタイプに区分した。A、Bタイプの細粒火

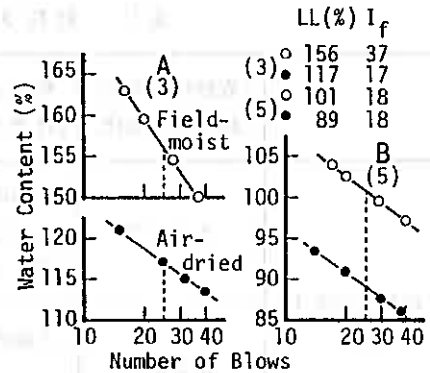


図4 乾燥による流動指数の変化

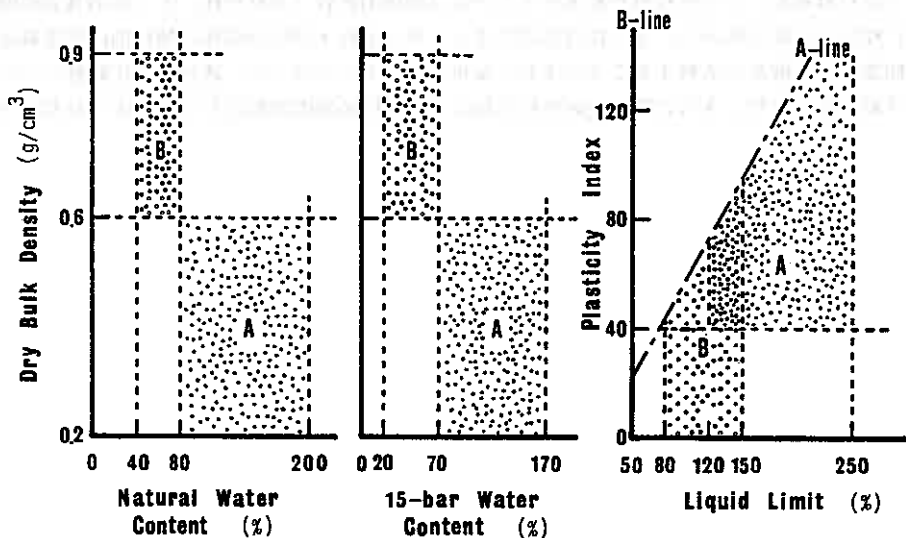


図5 細粒火山灰土の詳細分類基準と関連する物理的性質

山灰土はさらに主要構成粘土鉱物が異なり、それぞれアロフェン質火山灰土と結晶質火山灰土に対応する。なお有機物含有量20%以上の結晶質火山灰土は腐植の非常に高い表面活性を反映してAタイプに属し、乾燥履歴を有するアロフェン質火山灰土はBタイプに属することを確認した。

A、Bタイプ火山灰土の自然含水比、pF 4.2含水比 $w_{15\text{bar}}$ 、乾燥密度、コンシステンシー特性の相互関連性は図5のようにまとめられる。図5では細粒火山灰土の液性限界を80% (= E線) 以上とし、統一土質分類法で分類されている火山灰質粘性土 (I型) は除いている。これは火山灰質粘性土 (I型) は細粒火山灰土が有する典型的な物理的性質を示さないからであり、その原因としては乾燥履歴の影響が推察される。

図5で区分される4種類の細粒火山灰土の内容は表1の通りである。

表1 細粒火山灰土の詳細土質分類の試行

	流動指数の乾燥による変化	塑性図上の位置 (自然含水比状態)	関連する物理的性質	主要粘土
細粒火山灰土	Aタイプ	A線の下 LL \geq 120 % PI \geq 40	自然含水比 $w_n \geq 80\%$ 乾燥密度 $\rho_d \leq 0.6 \text{ g/cm}^3$ pF 4.2含水比 $\geq 70\%$	アロフェン質 無機質 有機質
	Bタイプ	A線の下 LL; 80~150 %	w_n ; 40~80% ρ_d ; 0.6~0.9 g/cm 3 pF 4.2含水比 ; 20~70%	結晶質 無機質 有機質

液性・塑性限界ならびに流動指数の乾燥による変化から、細粒火山灰土の詳細分類に向けた道筋が明かになったと思われるが、工学的性質を推定するためには物理的性質 (素材特性) と工学的性質の関連性について、更に検討が必要であろう。とくに含水量で表示される液性・塑性両限界の物理的内容を練返し土 (飽和土) の間隙構造の面から考察することにより、保水性はもちろんのこと、透水性や圧縮性についても多くのことが予測可能になり、さらに乾燥収縮特性を加えると締固め密度の推定もできるようになるであろう。

試料初期状態が コーン貫入特性に及ぼす影響

函館高専 正会員 ○ 佐野信房
正会員 岩淵祐一

1 まえがき

コンスタンシー限界をその定義にできるだけ忠実に、精度良く、しかも容易に測定する方法としてフォールコーン貫入試験(コーン試験)が有力である。コーン試験を基準試験として共通に活用するにあたって、コーン貫入量 p と含水比 w の関係を表示する目盛の種類、コンスタンシー限界を与える基準貫入量の大きさ、コーン先端角度と落下重量、試料容器の寸法、解析に用いる貫入量の範囲等いくつかの事項について利用者の合意を得ることが大切である。筆者らは、前記項目について順次研究を積み重ね成果を発表し¹⁾²⁾、コンスタンシー限界測定法を提案している。他に、試験装置の改良、例えばコーン先端を試料表面に正確に接触させること、コーンを確実に固定すると共に同時に確実に摩擦を少なくして自由落下させること、中心軸が傾かないこと、変位計によりコーンを試料に押し込ませないこと、変位計により落下重量が変動しないこと、全体としての自動化についても進歩が望まれている。さらに、現行法においても共通する事項であるが、試料の準備方法と試料の手練りからの脱却について解決することが強く要望されている。

本報告のテーマは試料の準備方法による貫入量と含水比関係への影響、試験試料の飽和度の状況、そして試験データの再現性の3項目である。

2 研究の背景

コンスタンシー限界はある一定の条件下における非排水せん断強さと強く結びつくと考えられ、現行法に代わる測定法として強度測定法の転用やフォールコーン貫入が候補に上ったり³⁾⁴⁾⁵⁾、既に英国、スウェーデンなどいくつかの国ではコーン試験を規格としている。

試料の状態として、不飽和状態を制御することは難しく、一方飽和状態を制御することは相対的に容易である。しかし完全飽和は、液性指数 I_L が0.9以上のような柔らかい領域以外では、何らかの工夫・努力をしなければ達成されない。中位の柔らかさの領域においては、締固めのように局部的に力を加えながら容器に試料をつめ完全飽和に近づけることができるが、毎回同一の土構造ができていくか否か不安が残る。塑性限界に近い場合には、締固めのような衝撃力でも完全飽和はほとんど期待できない。

コンスタンシー限界を測定する時の試料は完全飽和であることが必要である。コンスタンシー限界が強度に基づいていること、飽和度による強度の違いが存在するからである。試料と蒸留水が十分になじんだ流動性の高い状態(例えば w_{LL} の2倍の含水状態)から圧密排水するならば、ほとんど完全飽和でしかも毎回同一構造の試料を準備することができる。圧密応力を1.0MPaなどの高圧にすると、塑性限界付近の含水比の飽和試料を作成することができる。しかし、物理試験、基本試験としての試料は、できる限り単純で通常の装置で容易に調製できることが望ましい。

前述の両条件(飽和と容易さ)の歩み寄りを目指して、完全飽和試料についての貫入量～含水比関係を、練返し試料の貫入量～含水比関係にて代用することの是非とコーン試験用の練返し試料はどの程度に飽和させる

Influence of initial states in samples on fall cone penetration characteristics.

Yoshifusa SANO and Yuuichi IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

ことができるかについて検討することが研究目的である。

3 試料と試験方法

市販のカーン粘土 ($W_L=82\%$, $I_p=40\%$) を蒸留水と混合して用いた。比較的圧密速度の速い低塑性土である。試料条件はRM, RS, CIと略称する3種である。練返し試料RMは、設定の含水比に必要な蒸留水を加え十分練り混ぜ、加水30分後直ちに使用する。養生練返し試料RSは、加水後1週間養生の後十分に練返して使用する。等方圧密試料CIは液性限界の2倍の含水比のスラリーを圧密排水して所定の含水比として取り出し後1週間以上養生して、構造を乱さないようにしたままで試験を実施するものである。試料作成装置と方法については4.1節にて述べる。

データは91シリーズと92シリーズに2大別され、試験担当者が異なる。91シリーズはRM, RS, CIの3種すべてについて実施したが、92シリーズはRS, CIの2種でRMは含まない。

含水比として、RM, RS試料の場合予測貫入量より液性指数 I_L 0.9から0.16の範囲で16段階を設定したが、重複データを除外すると11~12段階である。CI試料の場合には $I_L=0.1$ から1.2の7~9段階(91シリーズ $I_L=0.1\sim 0.9$ の9段階, 92シリーズ $I_L=0.1\sim 1.2$ の7段階)である。91シリーズのCIの含水比に比して92シリーズには広範囲の含水比を設定した。

試験はフォーン貫入試験である。フォーン先端を試料表面に接触させ初読をとり、フォーンとロッド等の自重により落下させる。30秒後フォーンを固定し終読を記録する。フォーン貫入周辺から含水比を計測する。フォーン先端角は 60° 90° の2種類、全体では 60° 60g, 60° 100g, 90° 100g, 90° 200gの4種類である。フォーンの種類の影響は本報告の主たる目的ではないので必要なデータのみ利用する。

前述の3種類の試料は以下のように準備してフォーン試験に用いる。先ず等方圧密試料CIは、いずれの含水比の場合にも自立可能であり、おおよそ2.5cmの高さの円柱型に切り出し、容器につめることなくそのままフォーンを貫入させる。土の構造を乱さないように最大限の注意を払った。貫入の中心を変え1個の試料で4回の貫入を行なう。貫入量が大きく貫入による塑性域が干渉し合う時には試料の上面下面にて2回ずつ貫入させる。

RM試料は、加水30分後直ちに直径5.2cm高さ3cm容積 60cm^3 (92シリーズでは上径6.0cm, 下径4.8cm, 高さ2.5cm, 容積 64cm^3 の円錐型)の容器に空気を取り込まないようにつめる。流動性の高い試料の場合へらで押し込む。その他の場合は直径2.5cmの鉄棒にて押し込んで密にする。容器の縁に沿って水平にならして完成である。貫入量が小さい場合には中心を変えるのみで、複数回の貫入を行なう。貫入量が大きい場合には新しくつめかえる。

91シリーズのRS試料はRM試料のように蒸留水と混合した後、ラップ紙にてくるんで1週間養生した後、しっかりと練り返してからRM試料と同様に容器につめて貫入させる。92シリーズのRS試料はCI試料についての計測が終了した後、適宜保存養生した後10分間練り返して容器につめて貫入させる。

飽和度検討のための試料の詳細は4.4節にて説明する。

4 試験結果と考察

4.1 等方圧密試料の作成

等方圧密試料の作成装置と作成方法について説明する。装置は4

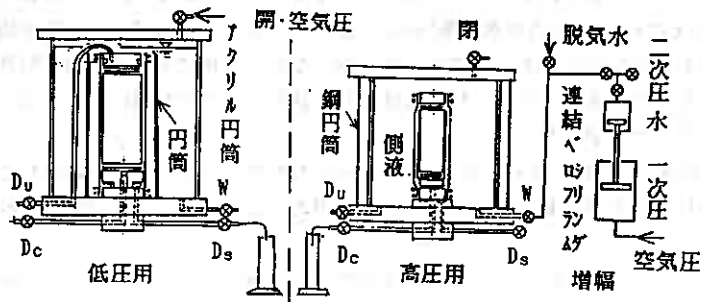


図-1 圧密試料作成装置

種類ある。第1は本研究室で予圧密試料作成装置と呼ぶものである。直径20cm高さ35cmの円筒容器に高さ31cmまでスリ-を入れ、上方に置いたピストンを空気圧で押し上下両面から排水し2週間一次元圧密させる。空気圧は85kPaであるが、標準圧密試験による圧密降伏応力は40kPaと計測される。 $I_L=0.70$ の試料ができる。

第2は直径5cm高さ12cm用の通常の軸対称三軸装置である。前述の予圧密試料を2日間等方再圧密する。この時試料側面にろ紙を巻いて半径方向にのみ排水させている。圧密応力 σ_v' は100~400kPaの範囲に使用した。91シリーズについては、圧密応力 σ_v' 25~70kPaにも使用した。

第3は低圧試料作成装置(図-1左)である。三軸試験装置と似た円筒容器で直径15cm高さ34cmの内部に直径7.5cmの円柱の供試体を設置することができる。ゴムスリ-ブの内側全周にろ紙を設けてスリ-をできるだけ高く(19cm位)入れてキャップをかぶせオリングにてシールする。転倒を防止するため外径より少し大きい円筒を置いている。排水は半径方向に4日間である。圧密開始前に自重でつぶれ下部が太くなる事例が多い。92シリーズの圧密応力 σ_v' 20~50kPaについて使用した。

第4は高圧試料作成装置(図-1中央、右)である。安全対策として空気圧を約2.65倍に増幅した加圧水を油へ送り出す。第3に用いた低圧用と同一の上盤下盤を用い、ピストン直径を5cmとする。円筒は70mmにいくつかの観測窓付き鋼製筒(高さ25cm)をかぶせて二重にしている。予圧密試料からトリミングした試料の側面にろ紙を50%巻き付け半径方向に4日間排水圧密する。0.5、1.0MPa用に用いた。

スリ-から直接等方圧密した場合と一次的に予圧密後等方圧密した場合とをまとめて等方圧密試料CIと称して、繰返し試料(RS, RM)と比較検討する。

図-2に作成状況(×印)を示す。100kPa以下(図中左側)をスリ-より、100kPa以上(図中右側)を予圧密試料より作成した場合である。前者はばらつきが大きく後者は小さくなっている。全体から見ると100kPaを分枝点として折れ曲がっている(下方に凸型の曲線)、あるいはほとんど一直線で両端部のプロットが少し外れるとも言える。折れ曲がり点は $I_L=0.5$ 付近である。予圧密の応力は、試料の自立できる最高含水比から選定した。直線から外れる部分は $I_L=1.0$ および $I_L=0.0$ 付近であり、コンスタント-限界に関連していることは大変興味深い。両対数表示ならば直線とみなせることはコン試験結果と同様である。

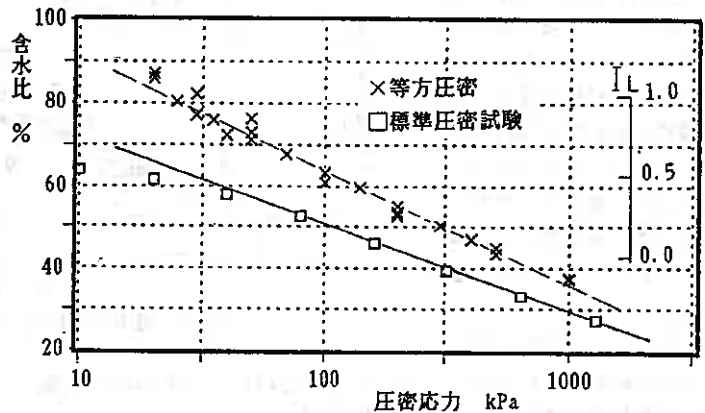


図-2 含水比と圧密応力の関係

図中の□印は、予圧密試料を用いた標準圧密試験結果である。正規圧密部は圧密時間1日と短い排水距離は1cm程度であり、二次圧密まで十分に完了している。一方直径5cmの円柱供試体の2日の圧密期間は過剰間隙水圧が消散していることから一次圧密としては十分に完了している。直径7.5cmの円柱供試体の4日間は、排水の停止のみの判定で必ずしも過剰間隙水圧の消散は確認されていない。別途実施したK₀三軸試験の $w \sim \log p$ 直線は等方圧密試料の結果に近い。

高含水比領域においていくつか改善の余地はあるものの、実験試料としてほぼ満足し得る再構成試料が得られた。

4.2 試験データの再現性

測定者が異なると、試料のつめ方、コムの接触の仕方などは微妙に異なり、貫入量に影響する恐れがあるので含水比と貫入量関係の再現性を点検する。

異なる測定者がそれぞれに試料を準備して同一試験装置を用い同一仕様により得たデータ(91シリーズ・92シリーズと呼称する)を比較してみる。試験実施年度が異なり、更に全データが得られる前に前のデータ内容との比較を行わず、両者間には、先入観念は全く無い。

先ずRS試料についての比較を図-3に示す。コムの角度 90° 落下重量100gの場合である。他の場合にも全く同様の挙動であるので、代表的事例として提示している。表示方法による視覚の影響を除くため2種類の目盛(普通目盛と両対数)を提示する。 $I_L=0.6$ 以上は大よそ一致しているが、 $I_L=0.6$ 以下の領域では少し違いが見られる。91シリーズ(○●印)に比して92シリーズ(△▽印)は分布形状としては同一であり、

0.1~0.2mm程度右にシフトしている。0.1~0.2mmという違いはコン試験としては決して大きな違いとは見られない。それに対応する含水比差もわずかである。

次いでCI試料に関する結果を図-4(普通目盛と片対数)に示す。91シリーズ(○●印)と92シリーズ(△▽印)は全く同一分布と認められる。92シリーズは91シリーズより低含水比、高含水比両方に範囲を拡張することに努力を傾けたのであるが、91シリーズの成果の外挿の役目を十分に果たしている。高含水比は等方圧密であり、中、低含水比は一次元圧密後等方圧密された履歴をもつが、その違いは特に見受けられない。

CI試料は個人差がほとんど入り込まない試料作成方法であるので、上述のように全く独立に準備しても同じ関係を得ることができる。各種室内試験試料として練返再圧密試料、再構成試料(reconstituted sample)も多用される所以がここにある。これに対してRS試料は完全に一致とまではいかなかった。高含水比はほぼ一致するが、中、低含水比域ではやや違いがあった。しかしその差はわずかであり、しかもコンスタンツァー限界測定法としてのコン試験法では、最小貫入量を4~5mmに抑える(90° 100g コム)ように提案¹⁾している。従って実施し得る試料のつめ方を規定しそれをできる限り尊重するならば実務上満足のゆく再現性のある結果を得

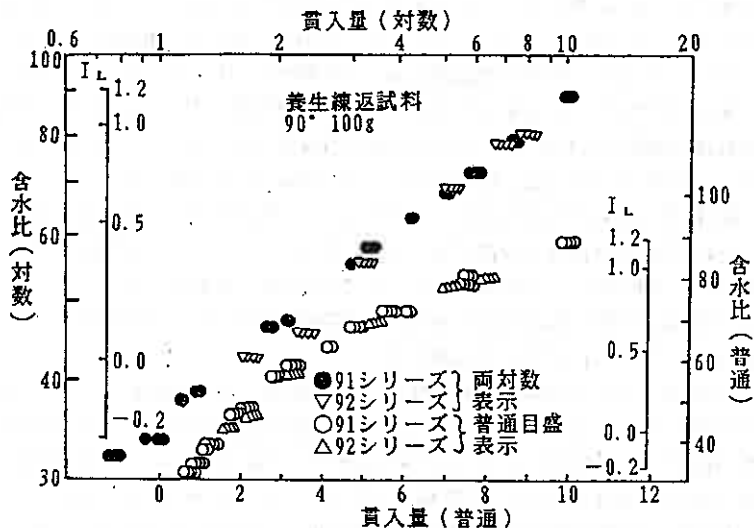


図-3 測定の再現性 (養生練返試料)

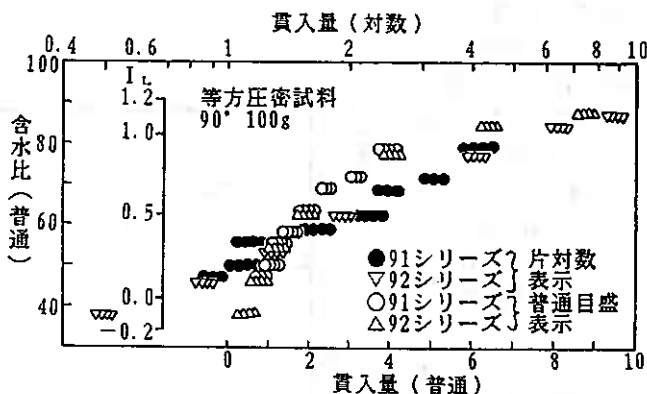


図-4 測定の再現性 (等方圧密試料)

ることができる。

4.3 試料初期状態による影響

RS試料とRM試料を比較してみることににより養生の要否が検討できる。コン角度 90° 落下重量100gの場合を代表例として両対数表示により図-5に示す。RS15事例、RM15事例、総計30事例からなる関係である。28事例が形成する関係に比してRS(○印)RM(△印)共に1事例ずつが極くわずかに外れている。RS試料1.0mm貫入点はやや右へ寄っている。RM試料で1.3mm貫入点は0.1mm程度右へ寄っている。相対値としては10%程もあり大きい、絶対値としてはほんのわずかである。

前述のRS試料(○印)の1mm貫入の事例では4回の計測の最大差異が0.11mmである。これだけ多数の測点から関係を求める時には、RS、RMいずれの試料を用いても違いはなく、養生の有無の影響はないと結論できる。すなわちカリソ粘土の場合には、粉末状態に加水して30分経過するならば十分水となじんだと認められる加水1週間後と同じ状態である。

CI試料とRS試料は共に人工試料であるが、両者間に土の構造の差異が存在するか否かを検討してみる。図-6aはコン角度 60° 落下重量60gの場合、図-6bは 90° 100gの場合の $\log w \sim \log p$ 関係である。

4.2節にて考察したように、データに再現性があり個人差は入り込まないので、91シリーズと92シリーズを総合している。本報告の主テーマではないので論じないが、文献2)において報告しているようにそれぞれのグループ毎に直線を適合させることが可能である。図中の直線は $I_L=0.0 \sim 1.0$ の測定値のみに基づき、0.0以下および1.0以上の測定値を除外して算出している。

図-6aによると、CI試料の $\log w \sim \log p$ 関係はRS試料の関係に比して左側に位置

すると共に、適合直線の傾きが緩やか(傾きCI:0.35, RS:0.41)である。2本の直線の延長上の交点は I_L が5~7に相当する。水中を土粒子が沈澱して土が形成され始める時に近いと推測している。図-6bによると、CI試料の直線性が少し劣るものの、図-6aと同様の観測結果(傾きCI:0.34, RS:0.41)が得られる。

適合直線に対する標準偏差は 60° 60gの場合CI試料は0.0169、RS試料は0.0154、 90° 100gの場合CI試料は

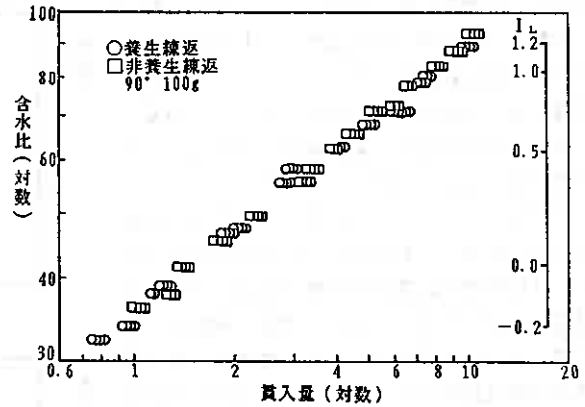


図-5 養生有無の影響

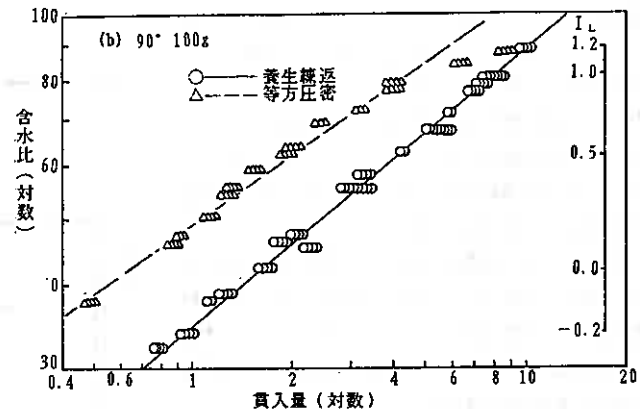
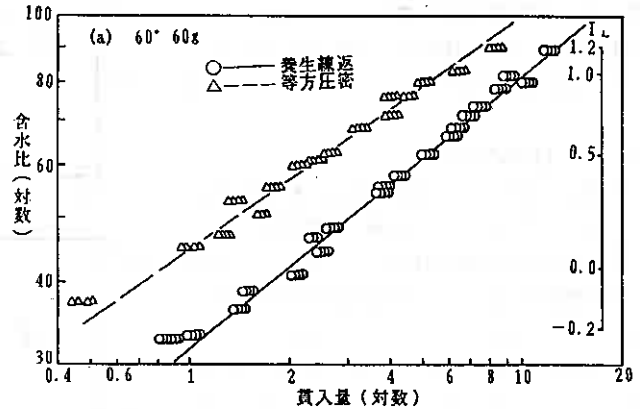


図-6 繰返しの影響

0.0242、RS試料は0.0159である。いずれも繰返し試料RSの方が等方圧密試料CIよりも直線性が良い。十分に繰り返すことにより均一な試料を準備することが可能であることを示している。

同一含水比において貫入量が小さいということは強度が大きい、構造がより発達していることを意味する。CIとRS両試料が全く異なる分布をすることから、わずか2~4日の圧密によっても、分散状態とは異なる状態を創出していると見ることができる。もちろん地層の形成に比して著しく短い時間に基づくものであり、この構造の差異は微小であり、繰返しにより容易に破壊される程度のものである。それにもかかわらず、 γ -貫入試験結果は明瞭な違いを見せるので、 γ -試験はわずかな構造の差異をもとらえることのできる敏感な計測方法であることが分かる。

4.4 試料の飽和度

γ -試験に用いる供試体は完全に飽和していることが要求される。土の強さは間隙比のみならず、飽和度 S_r も影響因子の一つだからである。

γ -試験を実施している時の飽和度を計算すると、図-7が得られる。91シリーズBM試料(図-7a)の場合測定事例の55%が $S_r=0.95\sim 1.00$ 、45%が $S_r=0.90\sim 0.95$ である。 $I_L=1.0$ 付近の高含水比状態の方が $S_r=0.95$ 以下が多く、 $I_L=0.2$ 以下では $S_r=0.95$ 以下はわずか4例(7%)である。流動性の良い状態ではむしろ安易なつめこみに陥るのに対して固い状態では注意深く一所懸命に押し込み十分に飽和度が上昇しているのであろう。しかし間隙水が連続しているか否かについては疑問のあることを後述する。

次に91シリーズRS試料(図-7b)の場合については $S_r=0.95$ 以上79%、 $S_r=0.95$ 以下21%である。養生期間の長い(1週間)方が短い(30分)場合よりも飽和度が高いことを示す。ただし前述のように貫入量への影響は現われない。

次に92シリーズRS試料(図-7c)の場合には $S_r=0.95$ 以上75%、 $S_r=0.95$ 以下は25%である。91シリーズと同様の傾向が見られ、固い場合にはしっかりとつめこまれている。

等方圧密試料CIは供試体の形状が複雑で密度

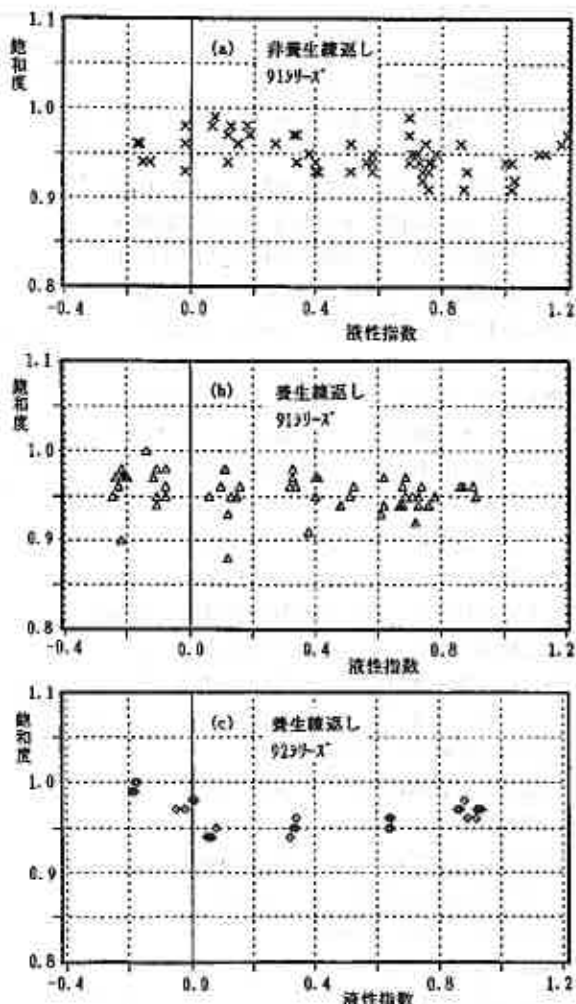


図-7 繰返し土の飽和度

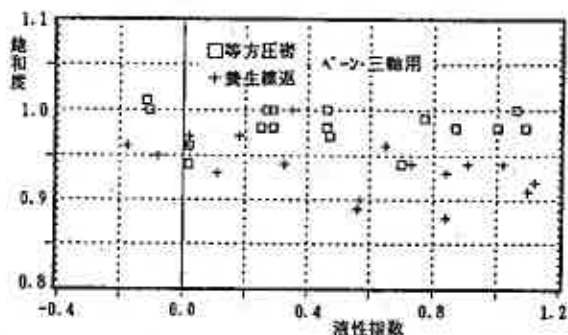


図-8 γ -三軸における飽和度

の計測が難しいので直接飽和度は算出されない。同様の試料によるマン試験と三軸試験(D3.5cm, H8cm)による飽和度は図-8□印のとおりである。測定事例の88%が $S_r \geq 0.95$ 以上である。他方予圧密試料からトリミングしている三軸供試体では全て $S_r \geq 0.95$ 以上である。そのような高飽和度の試料を十分に練り返しモールドにつめた(RS相当)時の飽和度を+印で掲載している。測定事例の61%が $S_r \geq 0.95$ 以下である。縦長(8cm)につめることはやや難しくマン試験のように広く浅い(2.5cm)方がつめ易いことを示している。

ここで検討した飽和度は、体積、質量、土粒子密度、含水比により計算されており誤差が入り込み易い。そこで間隙水圧の応答による間隙圧係数B値を計測して飽和程度を特別に調査してみる。試料を十分に練り返し、マン試験の円筒型(直径5.2cm, 高さ3.0cm)の容器につめる。試料を押し抜き、三軸試験と同様の仕様により側圧の増分による間隙水圧の変化を測定する。変数として、含水比を5段階($I_L = 0.2 \sim 1.0$)、側圧は50, 100, 400kPaへの3段階、二次フレンジング⁹⁾の有無2種類を選定した。予圧密試料を用いて二次フレンジングを行なう通常の三軸試験のB値はほとんど $B \geq 0.95$ を満足する²⁾。しかし二次フレンジングの伴わない場合にはやや低く、それゆえ二次フレンジングの必要性や背圧の適切な大きさが提案されることとなる。予圧密試料から上記寸法と同程度にトリミングした試料($I_L = 0.7$)について二次フレンジング無しの条件でのB値も測定する。

試験結果を図-9に示す。二次フレンジング無しの予圧密試料のB値は0.84~0.96でやはり低く、側圧が高くなって間隙水圧中の空気(わずかであろうが)がつぶされて初めてB値が0.95を超えることが観測された。逆に言うと $\sigma_v = 50$ kPaの時 $B = 0.84$ 程度であるならば予圧密試料並の「つまり方」を確保できたと認められることである。

練返し試料二次フレンジング無し(RM相当)に着目してみる。 σ_v の上昇につれB値が増大(2例を除く)すること、 I_L の高い方がB値が大きいこと、 I_L の高い方がB値の増大幅は狭く絶対値は0.95以上になること、 I_L が0.4以下では $B < 0.84$ 以下であつて予圧密試料並は確保されないことが判明する。因みにRS, RM試料90°100gマンの $\log w \sim \log p$ 関係によると、 $I_L = 0.4$ は $p = 3.2$ mmに対応し、マン試験として提案している $p = 4 \sim 10$ mm範囲の外である。 $p = 4$ mm以上の試料のデータを使って解析することは、試料の飽和確保の面からも好ましいことが明らかにされた。

二次フレンジングを実施した場合、 I_L の低い試料の場合には、二次フレンジング無しの場合に比して格段の向上を示しているものの、側圧の大きさに依存することが明らかで、間隙水が連続していないことを証明している。

5 結論

コンスタンシー限界を定義に忠実に容易に測定する方法としてのフォールコン貫入試験に関連する研究として、広い塑性範囲(時には塑性の範囲外までを含む)再構成試料を作成してマン試験を行ない、次のような結論を得た。

- (1) 軸対称三軸試験装置と同一原理の装置を用い、練返し試料とは異なる実験試料を作成することができる。圧密応力を種々に選定することにより含水比を自由に設定できる。
- (2) スプリーから直接等方圧密した場合と、一次元圧密(40kPa程度)を先行後等方圧密した場合と含水比~圧密応力関係には違いが見られない。正規圧密領域で最終圧密応力を設定すれば良い。過度の体積減少を避けることと取り扱い易さの観点から、自立できない含水比の場合のみスプリーから作成すれば十分である。
- (3) 等方圧密試料による含水比 $w \sim$ 貫入量 p 関係の再現性はとても良好であり、 $w \sim p$ の目盛の種類にも無関係

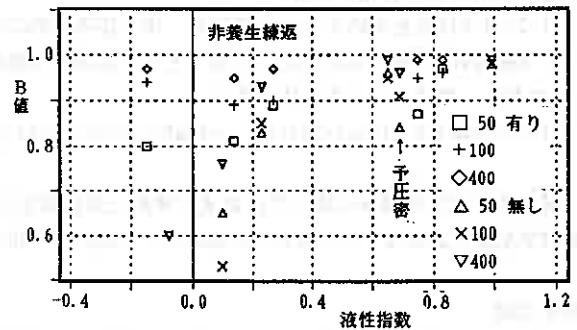


図-9 練返し土のB値

である。すなわちその含水比に特有の構造の土をいつでも作成できる。この構造は練返し土のそれとは明らかに異なる。

- (4) コーン試験のために試料容器に試料をつめる時、同じ仕様で行なうならば、測定者の違いは $w-p$ 関係に影響を与えない。 $w-p$ の目盛の種類にも無関係である。但し液性指数 $I_L 0.6$ 以下は細心の注意が必要である。
- (5) 粉末状態のカリンに加水して30分経過と7日間経過した試料の比較において、十分に練返し(10分程度)しておくとも $w-p$ 関係は一致する。カリンの場合には加水後24時間放置する必要はなく、30分で十分である。
- (6) 練返し試料RSと等方圧密試料CIの $w-p$ 関係は明確に異なる。CIの方が構造が発達し強度が大であるのに対して、RSは構造が確実に破壊され強度が最低になっている。
- (7) RSとCIの $\log w - \log p$ 関係は傾きが異なり、高含水比($I_L=5.5 \sim 7.3$)において交差する。この時の土は水中沈澱状態に近い。
- (8) 飽和度 S_r について養生練返し試料RSの方が粉末加水30分のRM試料より飽和度の高い事例が多い。
- (9) I_L と S_r の関係について、 I_L の高い場合よりむしろ I_L の低い場合に S_r が高い。試料を容器に一所懸命こむからである。柔らかい場合にはやや安易になる傾向が見られる。しかし三軸試験やベーン用の練返し試料よりは高い飽和度を確保し易い。
- (10) $I_L=0.0$ 付近を含めて全ての領域で、等方圧密試料CIの飽和度は0.95以上である。
- (11) RM試料の密度から求めた S_r が高くとも、間隙圧係数B値は必ずしも高くはない。B値は I_L 、二次フラッシュの有無、側圧の大きさに依存する。
- (12) コーン試験(90° 100g)において $p=4\text{mm}$ 以上になる試料土はB値も高く十分飽和と認定できる。

試料作成装置の製作に際しては北大工学部土質研究室の協力を頂戴した。解析に用いた試験データの多くは本校学生が卒業研究として筆者らの指導の下に実施して得られた。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐野・鈴木・北郷[Nov 1975]フォールコン法による液性・塑性両限界の測定, 土と基礎, 23-11, pp39~46
- 2) 佐野・岩淵[Mch 1992]両対数紙におけるフォールコン貫入量と含水比関係の直線性,
新しい土の物理試験方法に関するソボゾウム論文集, pp193~200
- 3) 例えばHarison, J. A. [Sep 1988] Using BS cone penetrometer for the determination
of the plastic limit of soils. Geotechnique, 38-3, pp433~438
- 4) 例えばWasti, Y. & Bezirci, M. H. [Apr 1986] Determination of the consistency limits
of soils by the fall cone test. Canadian Geotechnical Journal, 23-2, pp241~246
- 5) Torrance, J. K. [Apr 1987] Shear resistance of remoulded soils by viscometric
and fall-cone methods: a comparison for the Canadian sensitive marine clays.
Canadian Geotechnical Journal, 24-2, pp318~322
- 6) 清水正喜[Jul 1983]三軸試験供試体の飽和度の上げ方—フラッシュ—を用いる方法—,
土と基礎, 31-7, pp61~62
- 7) 佐野・岩淵[Feb 1992]等方応力変化が粘土供試体中の間隙水圧係数B値へ与える影響,
土質工学会北海道支部技術報告集, 第32号, pp99~106

サクシヨンの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定法

土質工学会 北海道支部
技術報告集 第 33 号
平成 5 年 2 月 於札幌市

北大工学部 正会員 ○工 藤 豊
同 上 正会員 三田地 利之
北大学部生 橋 詰 哲治
北大工学部 正会員 福 田 文彦

1. まえがき

筆者らはこれまで粘性土の非排水強度に及ぼすサンプリング時の応力解放の影響について調べてきた^{1)~3)}。本報告は昨年度から実施している研究の一環で、三軸試験機を用いて原位置の応力状態から応力解放を経て一軸試験に至る過程をシミュレートし、応力解放後の供試体のサクシオンを測ることによって残留有効応力を知り、これと一軸強度との関係を調べたものである。昨年度は初期圧密時の応力条件を等方応力としたが⁴⁾、本研究では原位置の応力条件に近似させる意味で異方応力条件とし、得られた実験結果に基づいて、サクシオンの測定を伴う一軸圧縮試験結果から原位置強度を推定する方法を提案するものである。

2. 試料及び実験装置

本実験で用いた試料は、市販のMCカオリン粘土、南幌町夕張川河川改修現場から採取した清幌粘性土の練返し試料および秋田県八郎潟で採取された不攪乱粘土の3種類で、その物理的性質を表-1に示す。練返し試料については、自立でき成形可能な含水比一定の飽和供試体を得るために、蒸留水を加え、ミキサーで攪拌した後、真空中で大型の予圧密セル(直径450mm,高さ500mm)に引き込み、100kPaの鉛直応力で一次元圧密した。このようにして予

表-1 試料の物理的性質

	MC	清幌	八郎潟
w _L (%)	86.7	41.3	174.5
I _p	49.1	16.1	112.3
ρ _s (g/cm ³)	2.77	2.73	2.61
砂分 (%)	0	20	1
シルト分 (%)	8	62	35
粘土分 (%)	92	18	64

圧密した試料から鉛直方向に約90×90×180mmの角柱形に切り出してパラフィンでコーティングして養生し、その後直径50mm,高さ100mmの円柱形に成形して供試体とした。なお、後述のように三軸セル内で異方圧密後直径50mmの供試体に成形して一軸圧縮試験を行う場合は、初期の供試体寸法を直径75mm,高さ150mmとした。不攪乱の八郎潟試料については直径35mm,高さ80mmに成形してそのまま一軸また三軸試験に供した。三軸セルへの供試体セットに当っては供試体周囲にスリットを設けたろ紙(面積率50%)を貼り、端面摩擦軽減のためシリコングリースを塗布したメンブレンおよびテフロンシートを両端面に置いた。

実験装置は、通常の軸対称三軸圧縮試験機を用いた。なお、試験中の軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸ひずみはひずみゲージ式変位計により、また供試体下端中央部における間隙水圧及びセル圧はひずみゲージ式圧力変換器によりそれぞれ測定した。

3. 実験方法

供試体の三軸セルへのセットに伴い、供試体とろ紙、ろ紙とメンブレン、及びペDESTALやキャップとメンブレンの間に余分な水が残るため、この水を排水する目的でセット終了後、セル圧40kPaを15分間(75mm供試体の場合30分間)載荷して仮排水を行った。

図-1に示すようにすべての供試体について最初に有効平均主応力σ_v' = 150kPaで異方圧密した後、以下のような実験を行った。なお、供試体とろ紙、メンブレン等の間の残存空気を取り除くとともに供試体の飽

Method for predicting in-situ undrained strength of cohesive soils by unconfined compression test with suction measurements ; Yutaka KUDOH, Toshiyuki MITACHI and Fumihiko FUKUDA (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Tetsuji HASHIZUME (Undergraduate Student, ditto)

表-2 実験条件および実験結果

記号	試験名	σ_v	σ_{vc}	σ_{vc}	σ_{vc}	σ_{vc}	OCR	q_u	Cu/σ_{vc}	Cu/σ_v	$\epsilon_v(\%)$	A_v	V_v	K	備 考
○	IS 0.2	67.2	148	171	137	171	1.0	64.2	0.189	0.189	7.5	2.330	57.2	0.80	圧密非排水三軸
△	UC 0.3	67.8	148	171	136	78	2.2	49.7	0.145	0.319	12.5	0.508	57.3	0.80	圧密排水トリミング
□	UC 0.4	68.8	148	172	137	48	3.5	48.3	0.129	0.475	11.5	0.153	57.3	0.80	ひずみ5回くり返し圧縮
▲	UC 0.5	66.6	150	204	123	77	2.7	58.5	0.145	0.385	9.5	0.264	55.1	0.60	圧密排水トリミング
■	UC 0.6	66.8	149	204	122	56	3.5	54.9	0.134	0.464	9.8	0.154	56.9	0.60	ひずみ5回くり返し圧縮
●	IS 0.7	64.5	150	204	123	204	1.0	89.6	0.212	0.219	0.03	0.540	54.4	0.60	圧密非排水三軸
◇	IS 1.0	60.5	150	228	110	228	1.0	173.9	0.380	0.380	14.3	0.924	27.6	0.48	圧密排水トリミング
▽	UC 1.2	61.5	146	230	104	23	10.0	133.4	0.289	2.987	13.1	-0.157	48.2	0.48	圧密排水トリミング
◆	UC 1.3	62.2	149	231	107	10	24.4	132.2	0.286	0.958	9.4	-0.220	27.6	0.48	圧密排水トリミング
◇	UC 1.4	52.8	—	48	—	8	9.2	81.0	0.226	1.856	4.5	0.281	155.7	—	一軸圧縮試験
◇	UC 1.5	146.9	—	54	—	12	4.4	25.4	0.271	1.195	4.6	0.366	144.4	—	一軸圧縮試験
◇	IS 1.6	144.2	167	148	88	148	1.0	102.5	0.346	0.346	3.6	1.101	97.7	0.58	圧密非排水三軸

σ_v : セット時の含水比
 σ_{vc} : 有効水平応力 (kPa)
 σ_{vc} : 破壊時の主応力 (kPa)
 A : 破壊時の間隙圧係数
 σ_{vc} : 平均有効圧応力 (kPa)
 σ_{vc} : 残存有効応力 (kPa)
 Cu : $c_u/2$
 V_v : 破壊時の含水比 (%)
 σ_{vc} : 有効鉛直応力 (kPa)
 OCR : σ_{vc}/σ_v
 ϵ_v : 破壊時のひずみ
 K : 主応力比
 $*$: 有効土盛り圧

和度を高めるため200kPaの背圧を圧密開始時から載荷し、圧密中の排水は半径方向に規制した。また、異方圧密時の主応力比 $K (= \sigma_{vc}/\sigma_{vc})$ は MCカオリンでは、 $K=0.8$ および 0.6 、清機粘性土では、 K_0 条件とし、コンピュータによる自動制御で載荷した。なお、MCカオリンの $K=0.8$ は過去の実験結果による

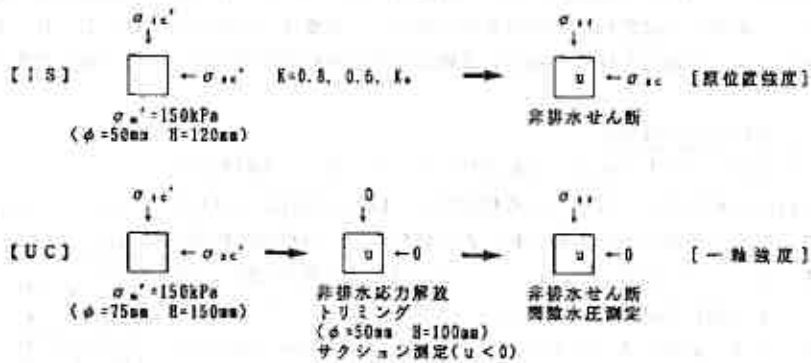


図-1 各段階における応力の与え方

$K_0=0.75$ に近い応力比となっている。このようにして異方圧密した供試体について、その後応力履歴を与えるわけであるが、実験の各段階における応力の与え方を図-1に示し、実験条件および結果の一覧表を表-2に示す。

1) IS試験：圧密終了後すぐに非排水せん断。

この試験から得られる強度は原位置強度に対応するもので、サンプリング時の応力解放その他の影響を全く受けない場合の強度を表すものと考えることができる。不攪乱八郎湯試料の場合、直径35mmに成形後 K_0 条件で圧密し非排水せん断試験に供した。

2) UC試験：圧密終了後非排水で応力解放後 (UC04, 06, 13は5%ひずみ5回または1回を繰返し与えた後) 三軸セルを解体して供試体のろ紙を除去し、直径50mm、高さ100mmの円柱形にトリミング後、初期サクシオンを測定 (50分間) その後、間隙水圧を測定しながら一軸圧縮試験。

この試験は通常業務で行われる一軸圧縮試験に対応するもので、応力解放後、トリミングすることで実際にサンプリングチューブから抜き出した試料を試験機にセットする時の作業の一部をシミュレートしている。また、トリミングの前に意識的にひずみを与えることによって、サンプリング時や試料抜き出しの際に生じる乱れの影響を検出することを意図した。なお、不攪乱八郎湯試料については、直径35mmに成形した後、サクシオンを測定し一軸圧縮試験を行った。

以上の試験において、非排水せん断時のひずみ速度は0.01%/min.である。通常の一軸試験より遅いひずみ

速度にしたのは、せん断中の間隙水圧の測定を行い、有効応力の変化を追跡する目的からである。本試験においては供試体下端中央部で間隙水圧を測定した。非排水強度 C_u は主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の最大値の1/2で定義し、初期圧密時の有効鉛直圧密応力で除すことによりこれを正規化して各試験結果の比較を行った。以下、正規化した強度を C_u/σ_{1c}' (表-2 参照) とする。なお、UC試験における初期サクシオンおよびせん断過程の間隙水圧はセラミックディスクを用いて供試体下端で測定した。セラミックディスクは $\phi 50\text{mm}$ 供試体の場合直径45mm, $\phi 35\text{mm}$ 供試体の場合直径30mmで、厚さ4mm, A E V (空気侵入値) は210kPaである。

4. 実験結果

4-1 MCカオリン $K=0.8$ 試験の結果

図-2はMCカオリンで $K=0.8$ で異方圧密後のIS, UC試験の主応力差を有効鉛直圧密応力で正規化した $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したものである。

図-2と表-2から明らかなように通常の三軸試験 (IS02) と比べた一軸圧縮試験の強度低下は23%であり、応力解放後に5%ひずみ5回くり返し圧縮し、乱れを与えたUC04は31%の強度低下がみられる。これは応力解放および乱れの影響により生じた有効応力 (残留有効応力 σ_m') の低下に基因していると考えられる。また、この時の発生間隙水圧を有効鉛直圧密応力で正規化した $\Delta u/\sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したのが図-3でISと比べて発生間隙水圧が著しく低下している。図-4は図-2, 3に対応した有効応力経路図で、 σ_m' はせん断中の平均有効主応力である。この図から、UC試験のせん断開始点の平均主応力 (残留有効応力) が供試体の乱れの増大とともに低下しているのが分る。

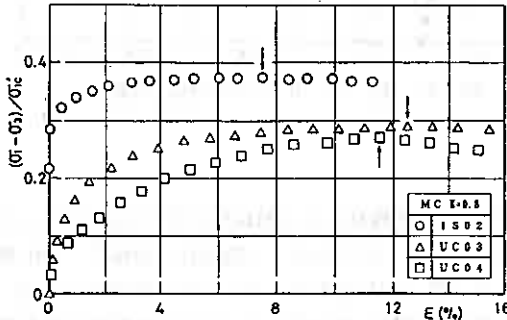


図-2 MC ($K=0.8$) の主応力差～軸ひずみ関係

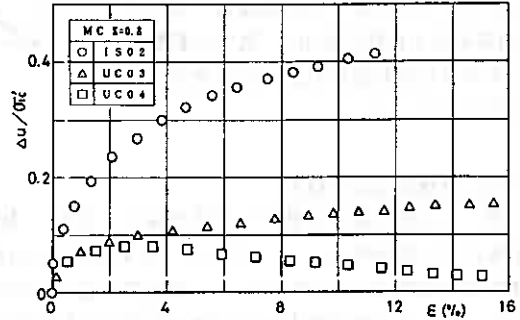


図-3 MC ($K=0.8$) の間隙水圧～軸ひずみ関係

4-2 MCカオリン $K=0.6$ 試験の結果

図-5はMCカオリンで主応力比の違いの影響を調べるために $K=0.6$ で異方圧密後のIS, UC試験の $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_{1c}' \sim \epsilon$ の関係を示したものである。IS試験の強度は表-2から明らかなように $K=0.8$ の時のISに比べ16%増加しているが、ISとUCとの強度の関係は $K=0.8$ の時と同じく一軸圧縮試験の強度低下は34%であり、応力解放後に5%圧縮ひずみを5回繰返し乱れを与えたUC06では39%低下している。このことから異方圧密時の主応力比が小さ

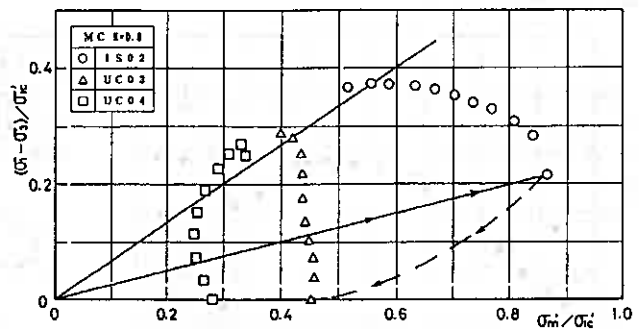


図-4 MC ($K=0.8$) の有効応力経路

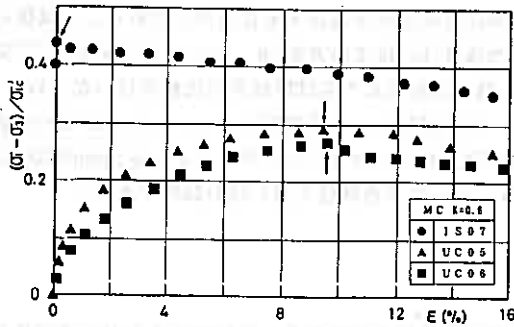


図-5 MC (K=0.6) の主応力差～軸ひずみ関係

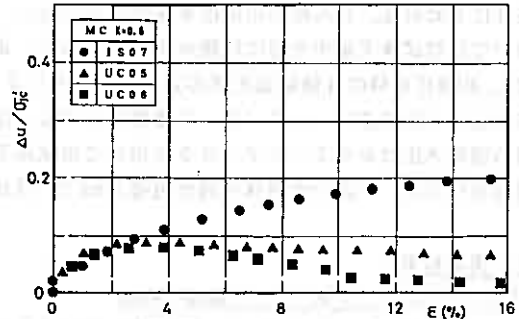


図-6 MC (K=0.6) の間隙水圧～軸ひずみ関係

いと乱れの影響を受けやすいことがわかる。これは、表-2からわかるように圧密時の平均有効主応力が同じであれば主応力比が小さい場合の有効鉛直応力は大きくなり、応力解放に伴う主応力差の変化量 ($\sigma_{1c}' - \sigma_{3c}'$) が大きくなるためと考えられる。また、 $\Delta u / \sigma_{1c}' \sim \varepsilon$ 関係を示したのが図-6で、ISとUCの関係は図-3のK=0.8の場合と同様であり、乱れの影響は図-7のUCの有効応力経路の出発点の違いにも表れている。

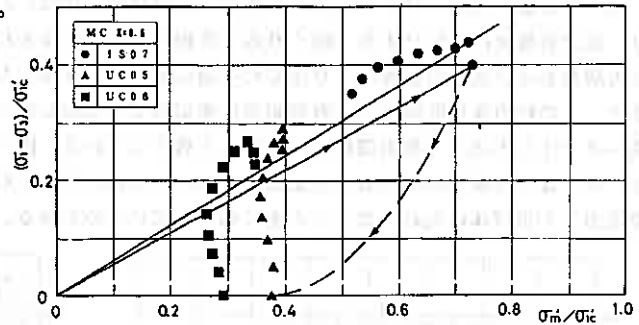


図-7 MC (K=0.6) の有効応力経路

4-3 清幌粘性土の結果

図-8は塑性指数の違いの影響を調べるため、塑性指数の低い清幌粘性土で初期圧密をK条件で行ったISとUC試験の $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{1c}' \sim \varepsilon$ の関係を示したものである。MCカオリンの場合と同様に一軸圧縮試験での強度低下は24%であり、応力解放後に5%圧縮ひずみを1回与えたUC13は25%強度低下した。なお、UC13の立ち上がりが緩やかなのはMCカオリンに比べて粘土分が少なく、乱れの影響を受けやすいと考えられる。また、この時の $\Delta u / \sigma_{1c}' \sim \varepsilon$ の関係および有効応力経路を表したのがそれぞれ図-9、10である。MCカオリンの場合と同様の傾向を示しているが、乱れの程度が大きいため、残留有効応力が大きく低下している。

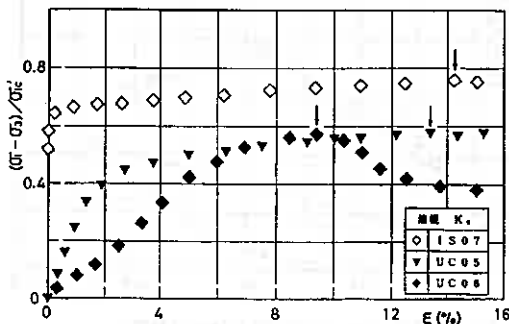


図-8 清幌粘性土の主応力差～軸ひずみ関係

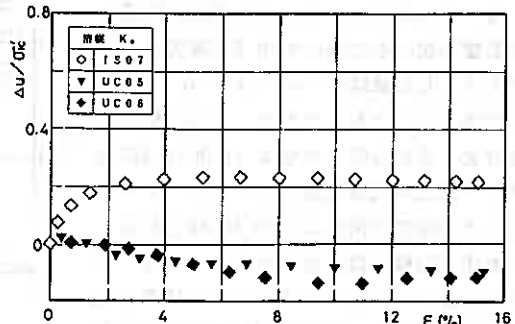


図-9 清幌粘性土の間隙水圧～軸ひずみ関係

5. 原位置強度の推定法

図-11はMCカオリンの残留有効応力で正規化した非排水せん断強度 c_u/σ_r' とOCR ($=\sigma_{1c}'/\sigma_r'$, σ_{1c}' は初期圧密時の鉛直有効応力)との関係を示したものであり、図中の実線 ($K=1.0$) および破線 ($K=0.8$) は筆者ら⁹⁾が過去に提案した過圧密粘土の強度推定法を適用した計算値である。なお、図-11中の記号は表-2とは異なる。また◎印は過去に $K=0.8$ で異方圧密後応力解放のみを行い、そのまま非排水せん断(P S試験)した時の実測値である。

この方法においては、非排水強度およびせん断前の有効応力をそれぞれ c_u , σ_r' とするとき

$$(c_u/\sigma_r')_{oc} = (c_u/\sigma_r')_{nc} \cdot OCR^\Lambda \quad \dots \dots (1)$$

$$(\Lambda = 1 - C_s/C_c) \quad C_c, C_s \text{ はそれぞれ圧縮・膨張指数}$$

と表される。なお、 C_c , C_s は $K=1$ の場合等方圧密・膨張試験より、 $K=0.8$ の場合標準圧密試験より求めた。図-12は清幌粘性土についての $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係を示したものであり、図中の実線は、式(1)による計算値である。なお、 C_c , C_s は K_0 圧密・膨張試験によるものである。図-11, 12の予測値と実測値は近似した値を示しており、圧縮指数及び膨張指数が与えられ、一軸圧縮試験前にサクシヨンの測定を実施すれば、乱れの影響を受けない原位置強度 c_u を推定することが出来る。

図-13~16はそれぞれMCカオリン、清幌粘性土および八郎潟粘土の c_u/σ_r' とOCRとの関係を両対数グラフ上に表したものであり、一軸試験の実測値2点を結んだ直線の縦軸切片として与えられる c_u/σ_r' の値がISの実測値に近似することがわかる。このことから圧縮指数及び膨張指数がわからなくとも、有効土被り圧が既知で、一軸圧縮試験前にサクシヨンの測定を実施すれば、多少精度は落ちるが原位置強度の推定が可能である。

6. 結論

- 1)一軸圧縮試験の前にセラミックディスクを用いてサクシヨンを測定することにより残留有効応力を求めることが出来、圧縮・膨張指数が既知であれば(1)式を適用して原位置強度を推定することができる。
- 2)簡便法を適用することにより、サクシヨンの測定を伴う2点の一軸圧縮試験結果から原位置強度を推定出来る。

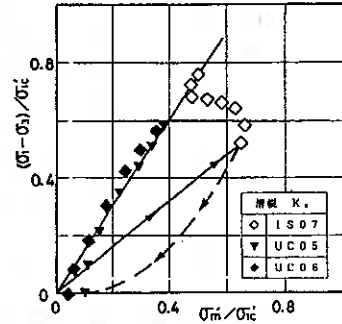


図-10 清幌粘性土の有効応力経路

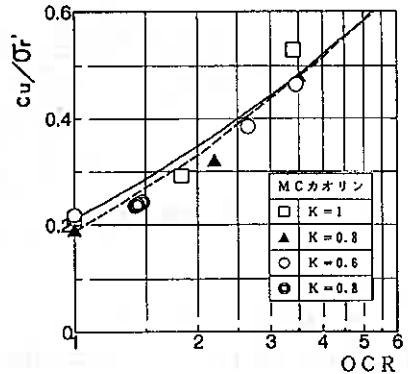


図-11 MCの $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係

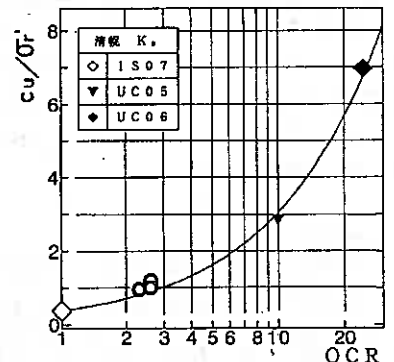


図-12 清幌粘性土の $c_u/\sigma_r' \sim OCR$ 関係

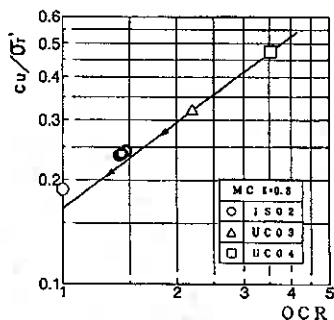


図-13 MC (K=0.8) の $c_u/\sigma'_r \sim OCR$ 関係

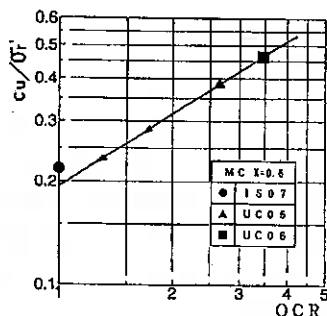


図-14 MC (K=0.6) の $c_u/\sigma'_r \sim OCR$ 関係

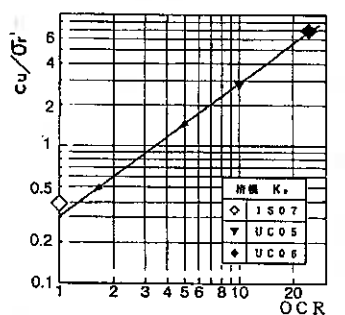


図-15 清模粘性土の $c_u/\sigma'_r \sim OCR$ 関係

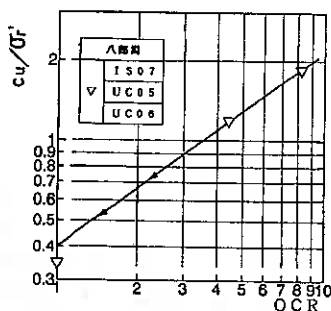


図-16 八郎潟粘土の $c_u/\sigma'_r \sim OCR$ 関係

7. あとがき

“一軸試験結果はバラツキの大きいもの”という見方が定着してしまった観があるが、強度のバラツキは試料の乱れによるものであり、乱れの程度が残留有効応力に反映されるとすれば、むしろ忠実に試料の有効応力状態を反映した結果として一見バラツキと見られるデータが得られると解釈するのが正当であろう。

本研究の提案が即実務に適用出来るかどうかについては、さらに試料数を増やして確認する必要があるが、一軸試験に対する信頼回復の材料にはなるであろうと思われる。なお、自然粘性土でしかも塑性指数の異なる試料の場合についてのデータを得る目的から、現在、早来粘土及び俱知安粘土について本研究と同じ内容で実験を実施中である。別の機会に発表したいと考えている。

おわりにあたって、八郎潟不攪乱試料を提供して頂いた運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室長田中洋行氏に深く感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 三田地, 桜庭, 工藤: 粘性土の強度特性に及ぼす応力解放の影響, 土木学会第43回年次学術講演会概要集(1988), p.12-13.
- 2) 三田地, 工藤, 桜庭: 粘性土の強度に及ぼすサンプリング時の応力解放の影響, 土質工学会北海道支部技術報告集, 29号(1989), p.125-134.
- 3) 三田地, 工藤, 梅木, 谷口: 異方圧密粘土の強度に及ぼす応力解放の影響, 第24回土質工学研究発表会講演集(1989), p.99-102.
- 4) 工藤, 三田地, 杉原: 粘性土の応力解放時のサクシオンと非排水強度の関係, 土木学会第47回年次学術講演会概要集(1992), p.428-429.
- 5) Mitachi, T. and Kitago, S.: Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay due to Swelling, Soils and Foundations(1976), Vol.16, No.1, p.45-58.
- 6) 土質工学会「不飽和土の工学的性質に関する研究委員会」編: 不飽和土の測定に関する信州セミナーテキスト(1989), p.71-96

一般応力条件下における粘性土のダイレイタンスーと非排水強度

北大工学部 正会員 ○福 田 文 彦
同 上 三田地 利 之
同 上 澁 谷 啓
北大学部生 古 川 卓

1. はじめに

正規圧密粘土の非排水強度(C_u)と圧密圧力(p_c')の比、非排水強度増加率(C_u/p_c')は一定値を示すことが知られている。この値は非排水条件下で安定解析を行う際の土質パラメーターとして重要であるが、非排水強度増加率は同じ正規圧密粘土でも圧密履歴(等方圧密 or K_c 圧密)や非排水せん断時のせん断変形モード(図-1)によって大きく変化することが分かっており(表-1, Ladd, 1963)、その変化を精度よく推定することは盛土や切り土などを安全かつ経済的に施工するうえで重要であると考えられる。そこで本論文では圧密履歴およびせん断変形モードが異なる正規圧密粘土の非排水強度増加率を推定する方法を提案し、その妥当性を再構成試料を用いて行った室内試験結果から検証したものである。

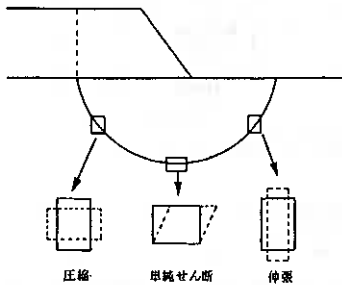


図-1 すべり面上での土要素の変形状態

表-1 粘土の非排水強度例(Ladd, 1963による)

試験の種類	現場の状態	せん断ひずみ(%)	C_u/p_c'
平面ひずみ(主軸)	切り土	0.8	0.34
三軸圧縮	円形基礎	0.5	0.33
単純せん断	単軸せん断	6	0.20
平面ひずみ(受側)	P_u	9	0.19
三軸伸張	三軸伸張	15	0.16

(注) 圧密条件はすべて K_c 圧密

2. 実験

本論文で提案する正規圧密粘土の非排水強度増加率推定法の妥当性を検討するため表-2に示す2種類の再構成試料を用い、コンピューターを用いた自動制御型三軸試験装置および自動制御型中空ねじり試験装置を使い、表-3に示す実験を行った。実験に用いた試料のうち清幌粘性土は空知郡南幌町清幌の河川改修現場で採取された自然粘性土を $420\mu\text{m}$ のふるいに通したものであり、NSF-カオリンは一般に市販されているものである。実験はまず試料に異なる正規圧密履歴を与えるため清幌粘性土については $K_c' = \sigma_{r,c}' / \sigma_{v,c}'$ ($\sigma_{v,c}'$: 圧密終了時の鉛直応力, $\sigma_{r,c}'$: 圧密終了時の半径方向応力) = 1.0, 0.7, 0.4の3種類の異方圧密履歴を与え、NSF-カオリンについては等方圧密および K_c 圧密の2種類の圧密履歴を与えた。なお自動 K_c 圧密制御プログラムは小田らの研究(小田・三田地, 1992)を参考にした。

Dilatancy Characteristics and Undrained Shear Strength of Clays under Generalized Stress Condition

Fumihiko FUKUDA, Toshiyuki MITACHI, Satoru SHIBUYA : Faculty of Engineering, Hokkaido University
Takashi FURUKAWA : Undergraduate Student, Hokkaido University

強度に及ぼす圧密時間の影響を取り除くため3t法によって圧密の終了を判定したのち、非排水状態として三軸圧縮・三軸伸張・擬似単純せん断のそれぞれのせん断変形モードで非排水せん断を行った。なお3種類の試験ともすべてひずみ制御でせん断を行い、三軸圧縮および三軸伸張試験については軸ひずみ速度一定で、また後に詳しく述べるように擬似単純せん断試験については軸方向の変位を機械的に拘束したのち一定の速度でせん断ひずみを与えた。なお供試体の飽和度を上げるために圧密開始時から背圧を加えている。

表-2 試料の物性値

試料名	滑り粘性土	NSP-カオリン
液性限界(%)	41.3	56.4
塑性限界(%)	25.2	29.1
k_u	0.48	0.57
土粒子の密度(g/cm^3)	2.73	2.78
砂分(%)	20	0
シルト分(%)	82	0
粘土分(%)	18	100
予圧密圧力(kPa)	100	150

表-3 試験一覧

試験番号	試料名	圧密				せん断			
		圧密圧力(kPa)*1	$k_c' (-\sigma_v' / \sigma_v')$	σ_v 増加速度(kPa/min.)	排水方向	背圧(kPa)	変形モード	ひずみ速度(%/min.)*2	
K1YOTC10 K1YOTC07 K1YOTC04	滑り粘性土	200	1.0 0.7 0.4	0.2	半径方向	100	三軸圧縮(TC)	0.05	
K1YQSS10 K1YQSS07 K1YQSS04			1.0 0.7 0.4				鉛直方向		擬似単純せん断(QSS)
K1YOTE10 K1YOTE07 K1YOTE04			1.0 0.7 0.4				鉛直方向		三軸伸張(TE)
NSFTC10 NSFTCK0	NSP-カオリン	300	1.0 k_u	1.0	半径方向	200	三軸圧縮(TC)	0.01	
NSFQSS10 NSFQSSK0			1.0 k_u				鉛直方向		擬似単純せん断(QSS)
NSFTE10 NSFTEK0			1.0 k_u				鉛直方向		三軸伸張(TE)

*1 圧密終了時の平均有効主応力(p_v')

*2 TC, TE試験は軸ひずみ(ϵ_v), QSS試験はせん断ひずみ(γ_v)

3. 非排水強度増加率推定法

(1) 非排水せん断時の等価ダイレイタンスの推定 非排水強度は破壊規準とダイレイタンスによる有効応力経路の変化、つまり等価ダイレイタンスによって決定される。粘土のダイレイタンスについては古くから研究が行われており、ダイレイタンスの裏返しとして非排水三軸試験中に生じる間隙水圧を直接推定する方法としてSkemptonの間隙水圧公式(Skempton, 1954)等がある。また、この間隙水圧公式とMohr-Coulombの破壊規準を組み合わせた非排水強度増加率推定式も提案されている。またSkemptonの間隙水圧公式を一般応力条件に拡張する提案(Skempton, 1960等)も行われている。

一方柴田・軽部等は正規圧密粘土の p_v' 一定排水三軸試験を行い粘土のダイレイタンスは以下の式で表されるとしている。(柴田, 1963・軽部・栗原, 1966)

$$\epsilon_{v,d} = \frac{3}{\sqrt{2}} D \left(\frac{|\tau_{oct}|}{p'} - c \right) \quad \text{--- (1)}$$

- $\epsilon_{v,d}$: ダイレイタンスによる体積ひずみ
- D : ダイレイタンス定数(材料定数)
- τ_{oct} : 正八面体面上でのせん断応力
- p' : 平均有効主応力
- c : ダイレイタンスが生じない限界を表すパラメーター

また等方応力による粘土の体積ひずみが下式によって表されるものとし

$$\varepsilon_{va} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_c'} \quad \text{--- (2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda : \text{自然対数でとった圧縮指数} \\ e_0 : \text{圧密終了時の空隙比} \\ p_c' : \text{圧密終了時の平均有効主応力} \end{array} \right.$$

ダイレイタンスーによる体積ひずみと等方応力による体積ひずみの間に重ね合わせが成り立つとして、排水せん断中の体積ひずみを下式によって表現した。

$$\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_c'} + \frac{3}{\sqrt{2}} D \left(\frac{|\tau_{oct}|}{p'} - c \right) \quad \text{--- (3)}$$

非排水せん断中の体積ひずみはゼロであるので式-3で $\varepsilon_v=0$ とおけば非排水せん断中の有効応力経路を表すことになる。また上式は三軸圧縮試験等の特定の応力条件ではなく一般応力条件の場合にも適用可能な形式であるが、異方圧密履歴およびせん断中の主応力方向回転の影響が十分に考慮されていない。そこで関口・太田らは応力パラメーターとして新たに η^* を定義し、異方圧密粘土の体積ひずみ式として式-4を提案した。(関口・太田, 1977)

$$\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_c'} + D \cdot \eta^* \quad \text{--- (4)}$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{S_{1j}}{p'} - \frac{S_{1jc}}{p_c'} \right) \left(\frac{S_{1j}}{p'} - \frac{S_{1jc}}{p_c'} \right)} \quad \text{--- (5)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{1j} : \text{偏差応力} \\ S_{1jc} : \text{圧密終了時の偏差応力} \end{array} \right. \quad \text{(テンソルについては総和規約に従うものとする)}$$

図-2(a), (b), (c)はそれぞれ $Kc'=1.0, 0.7, 0.4$ で異方圧密後の清幌粘性土の非排水有効応力経路を $p'/p_c' - \eta^*$ 平面上に描いたものであり、図-3(a), (b)は $Kc'=1.0$ および K_0 圧密後のNSF-カオリンの非排水有効応力経路を同じ平面上に描いたものである。これらを見ると多少ばらつきはあるものの異方圧密履歴やせん断変形モード(応力系)によらず正規圧密粘土の非排水有効応力経路を式-4でほぼ表現し得ることが分かる。そこで本論文では非排水せん断中の有効応力経路の表現式として式-4を用いることにする。

(2)破壊規準 非排水強度の推定においては先に述べたとおりダイレイタンスー(有効応力経路)と共に破壊時の応力状態(有効応力経路の終点)を決める破壊規準が必要となる。土の破壊規準としてはMohr-Coulombの破壊規準(式-6)の他にも、中間主応力の影響を考慮したSMP破壊規準(H. Matsuoka & T. Nakai, 1982)やLade & Duncanによる破壊規準(Lade & Duncan, 1975)等がある。しかし、これらの規準は三主応力状態における土の破壊を精度よく推定できるものの(4)式と一緒に取り扱うのが面倒になるため、ここでは一般的なMohr-Coulombの規準を用いることにする。

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \quad \dots (6)$$

(正規圧密粘土なので粘着力 c' は0と仮定)

図-4は滑靱粘性土の $b-\phi'$ 関係、図-5はNSF-カオリンの $b-\phi'$ 関係である。ここで $b=(\sigma_2' - \sigma_3')/(\sigma_1' - \sigma_3')$ であり中間主応力の相対的な大きさを表す。パラメーター b は三軸圧縮試験では0、三軸伸張試験では1、擬似単純せん断試験では0と1の中間の値を取る。図-4および図-5より滑靱粘性土・NSF-カオリン共に擬似単純せん断の場合三軸圧縮・三軸伸張よりも若干大きな ϕ' となるものの ϕ' の値は異方圧密履歴およびせん断変形モードによらずほぼ一定値を取るといってよく、破壊規準にMohr-Coulombの規準を用いることの妥当性は実験結果からも支持されるといってよいであろう。

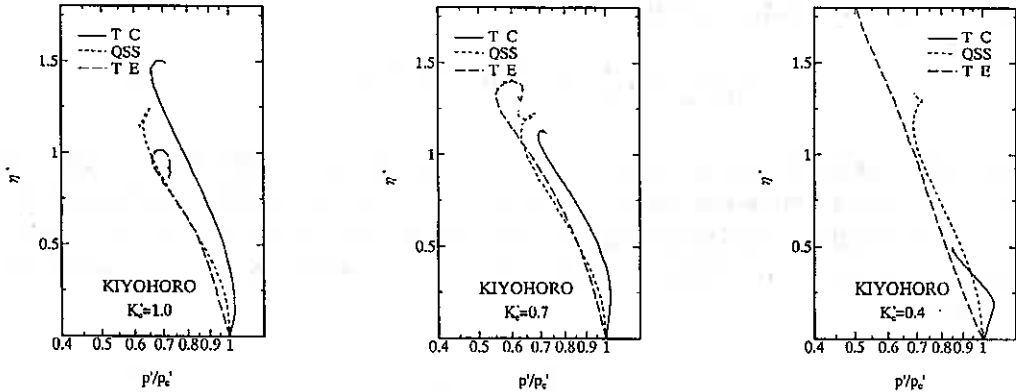


図-2. a, 図-2. b, 図-2. c : $K_c=1.0, 0.7, 0.4$ で圧密後の滑靱粘性土の $p'/pc' - \eta^*$ 関係

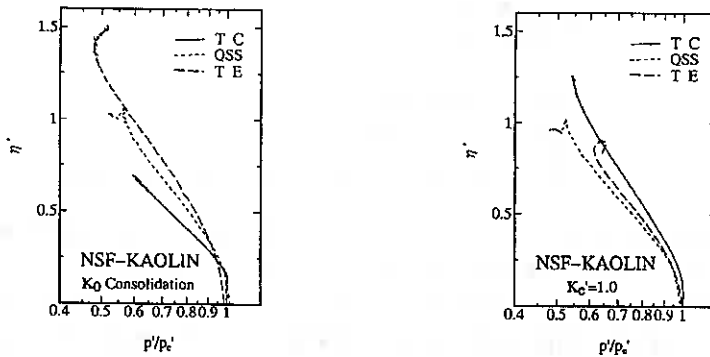


図-3. a, 図-3. b : 等方圧密および K_0 圧密後のNSF-カオリンの $p'/pc' - \eta^*$ 関係

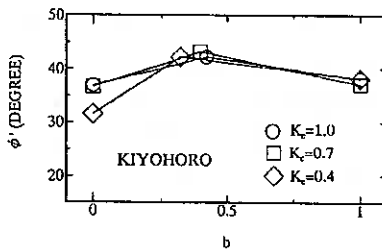


図-4 滑靱粘性土の $b-\phi'$ 関係

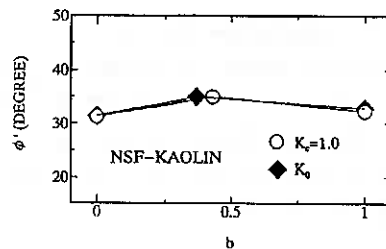


図-5 NSF-カオリンの $b-\phi'$ 関係

(3)三軸圧縮変形時の非排水強度増加率推定法 これは通常の三軸圧縮試験から得られる非排水強度増加率に対応するものであり、三軸圧縮変形時の応力状態は図-6の通りである。この応力状態を $\epsilon_v=0$ とした式-4の有効応力経路式に代入して整理すると三軸圧縮変形時の有効応力経路式(式-7)が得られる。

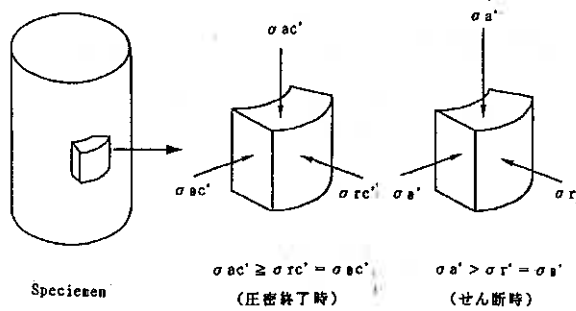


図-6 三軸圧縮変形時の応力状態

$$\frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_c} + D \left(\frac{\sigma'_a - \sigma'_s}{p'} - \eta_0 \right) = 0 \quad \text{--- (7)}$$

$$\eta_0 : \text{圧密終了時の応力比} \quad \eta_0 = \frac{\sigma'_{ac} - \sigma'_{sc}}{p_c}$$

一方Mohr-Coulombの破壊規準は式-6で表されるが、 σ'_a, σ'_s, p' を用いて書き換えると

$$\sigma'_a - \sigma'_s = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} p' \quad \text{--- (8)}$$

$$\sigma'_a - \sigma'_s = M_{TC} p' \quad \text{--- (9)}$$

$$\text{ただし } M_{TC} = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \text{--- (10)}$$

式-9を用いて式-7中の p' を消去して整理すると三軸圧縮変形時における非排水強度増加率推定式(式-11)が得られる。

$$\frac{Cu}{p_c} = \frac{M_{TC}}{2} \exp \{-\alpha (M_{TC} - \eta_0)\} \quad \text{--- (11)}$$

$$\text{ただし } \alpha = \frac{D(1+e_0)}{\lambda} \quad \text{--- (12)}$$

式-12のパラメーター α は式-4から導かれたものであるので、圧密時の応力比やせん断時の変形モード(応力系)等に依存しない粘土に固有の材料定数である。

(4)三軸伸張変形時の非排水強度増加率推定法 これは通常の三軸伸張試験から得られる非排水強度増加率に対応するものである。図-6の三軸圧縮時の応力状態を参考にしながら、三軸伸張時の応力状態を $\epsilon_v=0$ とおい

た式-4の有効応力経路式に代入して整理すると、三軸伸張時の有効応力経路式(式-13)が得られる。

$$\frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p_c'} - D \left(\frac{\sigma_a' - \sigma_s'}{p'} - \eta_0 \right) = 0 \quad \text{--- (13)}$$

三軸伸張時の破壊条件はMohr-Coulombの規準(式-6)より以下の式で与えられる。

$$\sigma_a' - \sigma_s' = -\frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} p' \quad \text{--- (14)}$$

$$\sigma_a' - \sigma_s' = -M_{TE} p' \quad \text{--- (15)}$$

$$\text{ただし } M_{TE} = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad \text{--- (16)}$$

三軸圧縮変形の時と同様にして整理すると三軸伸張変形に対応する非排水強度増加率推定式(式-17)が得られる。

$$\frac{C u}{p_c'} = \frac{M_{TE}}{2} \exp \{-\alpha (M_{TE} + \eta_0)\} \quad \text{--- (17)}$$

(5)擬似単純せん断変形時の非排水強度増加率推定法 これは中空ねじり試験機を用いて行う単純せん断試験から得られる非排水強度増加率に対応するものである。通常、非排水状態における単純せん断変形とは図-7右上に示すとおりであるが、著者らが行った単純せん断試験では $\varepsilon_v = 0$ となるような制御は行っておらず、軸ひずみのみを機械的に拘束($\varepsilon_s = 0$)しながら、せん断ひずみ(γ_{ax})を与えている。したがって、ひずみ・応力状態は図-7右下に示す状態となる。今後はこのひずみ・応力状態を擬似単純せん断変形と呼ぶことにする。圧密時の応力状態(三軸圧縮および伸張時と同じ)と図-7右下に示したせん断時の応力状態を $\varepsilon_v = 0$ として式-4に代入すると式-18が得られる。式-18は擬似単純せん断変形時の有効応力経路式である。

$$\left(\frac{\sigma_a' - \sigma_s'}{p_c'} - \eta_0 \frac{p'}{p_c'} \right)^2 + \left(\frac{\sqrt{3} \tau_{ax}}{p_c'} \right)^2 = \left(\frac{p'}{p_c'} \frac{1}{\alpha} \ln \frac{p'}{p_c'} \right)^2 \quad \text{--- (18)}$$

式-18を $\frac{\tau_{ax}}{p_c'} = 0$ において $\left(\frac{\sigma_a' - \sigma_s'}{p_c'}, \frac{p'}{p_c'} \right)$ 平面上に投影すると図-8のようになり、三軸圧縮および伸張時の有効応力経路を表す。ここで擬似単純せん断試験のように $\frac{\tau_{ax}}{p_c'}$ が加わる応力状態を図-8の平面上に投影することを考える。式-18による有効応力経路とMohr-Coulombによる破壊規準の交線を図-8に投影したもの、つまり $\frac{\tau_{ax}}{p_c'} = 0$ 面に投影した非排水破壊状態線はA点(三軸圧縮時の破壊点)とP点(三軸伸張時の破壊点)を結ぶ曲線となるが、この曲線をA点とP点を結ぶ直線で近似することにする。これは西原らが関口-太田モデルを用いて粘土の非排水強度増加率推定式を導く時に用いた手法(西原, 1986)と同じ方法である。図-8のA点およびP点を通る近似直線は式-19となる。

$$\frac{\sigma_a' - \sigma_s'}{p_c'} = \frac{a \cdot M_{TC} + b \cdot M_{TE}}{a - b} \frac{p'}{p_c'} - \frac{M_{TC} + M_{TE}}{a - b} a \cdot b \quad \text{--- (19)}$$

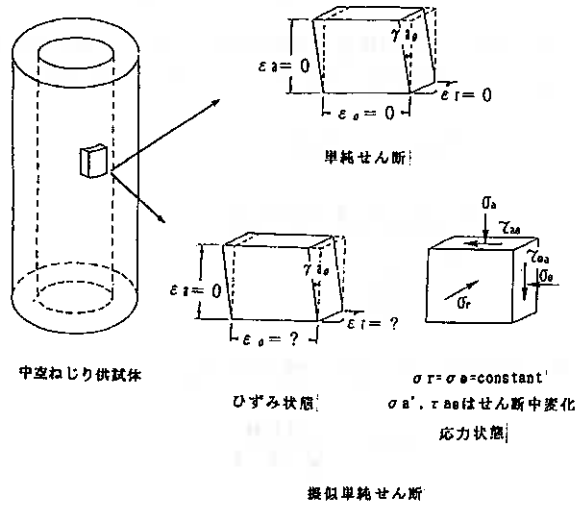


図-7 単純せん断のひずみ状態および擬似単純せん断時のひずみ-応力状態

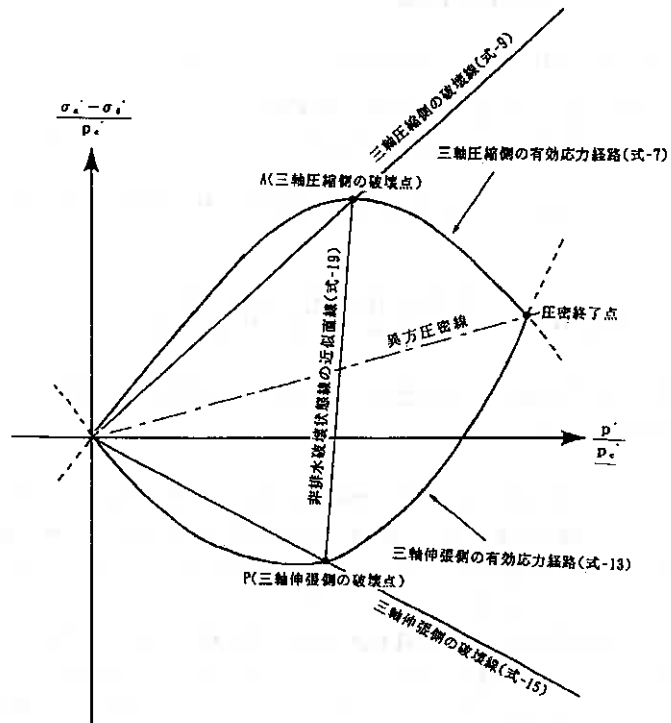


図-8 非排水強度増加率推定時の各種応力状態

$$\begin{aligned} \text{ただし } a &= \exp\{\alpha(\eta_0 - M_{TC})\} \\ b &= \exp\{-\alpha(\eta_0 + M_{TE})\} \end{aligned}$$

式-19において破壊時の p' を定めなければ破壊点が定まらない。そこでMohr-Coulombの破壊規準(式-6)を用いて破壊時の p' を定めることにする。式-6を以下の応力パラメーターを用いて書き直すと

$$\begin{cases} Cu = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} & \text{--- (20)} \\ p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} & \text{--- (21)} \\ I = \frac{\sigma_2'}{p'} & \text{--- (22)} \end{cases}$$

I は平均有効主応力に対する中間主応力の大きさの割合を示す。

$$\sin \phi' = \frac{2Cu}{p'(3-I)} \quad \text{--- (23)}$$

式(23)より破壊時の平均有効主応力は

$$p' = \frac{2Cu}{(3-I)\sin \phi'} \quad \text{--- (24)}$$

$$\text{また } \sigma_1' - \sigma_3' = 2Cu \cos 2\theta \quad \text{--- (25)}$$

θ : 圧密時の最大主応力方向に対する破壊時の最大主応力方向のなす角度(図-9参照)

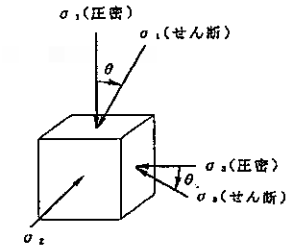


図-9 主応力面の回転角 θ

式-24, 25を式-19に代入し、 Cu について整理すると擬似単純せん断変形時における非排水強度増加率推定式が得られる。(式-26)

$$\frac{Cu}{p_c'} = \frac{a \cdot b (M_{TC} + M_{TE}) (3-I) \sin \phi'}{2(a \cdot M_{TC} + b \cdot M_{TE}) - 2(a-b)(3-I) \sin \phi' \cos 2\theta} \quad \text{--- (26)}$$

(6)非排水強度増加率推定式の実験値による検証 (3)から(5)で提案した非排水強度増加率推定式に必要なパラメーターは以下の通りである。

- ① ϕ' : 正規圧密粘土であるので、非排水三軸圧縮試験から $c' = 0$ と仮定して求めることができる。
- ② α : 定義は式-12の通りであるが、一般的に行われる等方圧密非排水三軸圧縮試験または K_0 圧密非排水三軸圧縮試験から得られた Cu および ϕ' を式-11に代入し逆算により求めることができる。表-4中の α はいずれもこの方法で求めたものである。
- ③ θ, I : 擬似単純せん断試験の非排水強度増加率を式-26を用いて推定する場合、上述のパラメーター ϕ' 、 α の他に θ および I が必要になる。図-10、図-11にそれぞれ滑り粘性土およびNSF-カオリンの Kc' 値による θ, I の変化を示すが、図より明らかなように θ, I は異方圧密履歴によりかなり変化することが分かる。しかしこれらのパラメーターが擬似単純せん断時の非排水強度増加率推定式に及ぼす影響が小さいことを確認しており、本論文では等方圧密非排水擬似単純せん断試験より得

られた θ, I および $\theta=45^\circ, I=1.0$ と仮定した場合の2ケースで非排水強度増加率の推定を行っているが図-12, 13に示す通りその違いはわずかである。

- ④ η_0 : 現地盤の非排水強度増加率を推定する場合、 η_0 が必要となる。 η_0 は K_0 圧密試験等から得られる K_0 値より式-27によって求めることができる。

$$\eta_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \quad \text{---(27)}$$

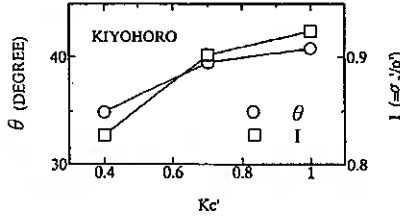


図-10 清幌粘性土の $Kc' - \theta, I$ 関係

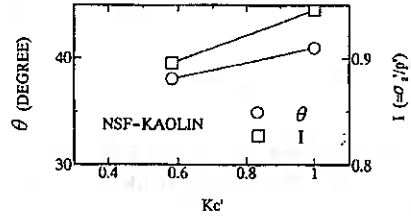


図-11 NSF-カオリンの $Kc' - \theta, I$ 関係

図-12および図-13はそれぞれ清幌粘性土およびNSF-カオリンについて、実験から得られた非排水強度増加率と、推定式による計算値とをプロットしたものである。また表-4に推定に用いたパラメーターをまとめている。清幌粘性土およびNSF-カオリン共 ϕ', α については等方圧密非排水三軸圧縮試験から得られたデータを用いている。また I, θ については前述した通り等方圧密非排水擬似単純せん断試験から得られた値と、 $I=1.0, \theta=45^\circ$ と仮定した2種類の推定結果を載せてある。両図より今回提案した非排水強度増加率推定式による値は清幌粘性土については実験値と非常によく一致することが分かる。またNSF-カオリンについても K_0 圧密非排水三軸圧縮試験において推定値と実験値の違いが多少あるが、それ以外については推定値と実験値がほぼ一致する。以上より本論文で提案した非排水強度増加率推定式は、必要なパラメーター数が少なく、かつそれらのパラメーターは、等方圧密あるいは K_0 圧密非排水三軸圧縮試験のような簡易な試験から得られるにもかかわらず、異方圧密履歴およびせん断変形モードが異なるときの正規圧密粘土の非排水強度増加率を精度よく推定できることが分かる。

表-4 非排水強度増加率の推定に用いたパラメーター一覧

試料	せん断変形モード	ϕ' (度)	α	I	θ (度)
清幌粘性土	三軸圧縮(TC)	37	0.219	----	----
	擬似単純せん断(QSS)			0.925 *1	41 *1
				1.000 *2	45 *2
	三軸伸張(TE)			----	----
NSF-カオリン	三軸圧縮(TC)	31	0.484	----	----
	擬似単純せん断(QSS)			0.945 *1	41 *1
				1.000 *2	45 *2
	三軸伸張(TE)			----	----

*1 等方圧密非排水擬似単純せん断試験結果より
*2 $I=1.0, \theta=45^\circ$ と仮定

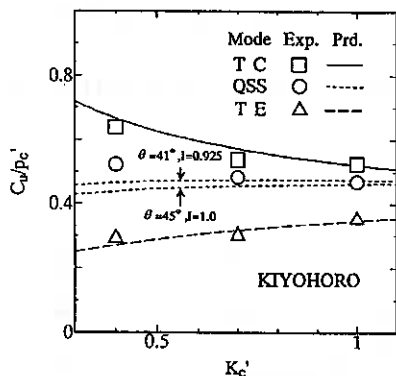


図-12 滑靱粘性土の非排水強度増加率
実験値および推定式による計算値

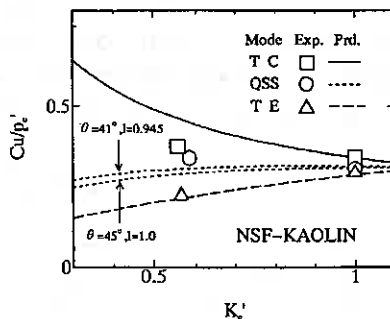


図-13 NSF-カオリンの非排水強度増加率
実験値および推定式による計算値

4. まとめ

以上をまとめると次のようになる。

- (1) 三主応力状態でかつその主応力方向が回転するような擬似単純せん断状態も含めて関口・太田らによって提案された体積ひずみ式を用いればその非排水有効応力経路を十分な精度で推定することができる。
- (2) Mohr-Coulombの破壊規準と関口・太田の体積ひずみ式を組み合わせて非排水強度増加率推定式を提案したが(式-11, -17, -26)、この推定式による計算値は実験値とよく一致しかつ必要なパラメーター数も少ない。

謝辞 本研究では本学卒業生の清水 聡君(現 札幌市)および現大学院生の出越 貴宏君に実験およびデータの両面で協力を得た。ここに記して謝意を表します。

<参考文献>

1. 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー32 設計における強度定数, pp. 31-32, 1988
2. Ladd, C.C and Lambe, T.W : The Strength of "Undisturbed" Clay determined from Undrained Tests, Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP, No. 361, pp. 342-371, 1963
3. 小田美明・三田地利之：飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について, 土木学会論文集, No. 448/III-19, pp. 45-52, 1992
4. Skempton, A.W : The Pore Pressure Coefficients A AND B, Geotechnique, Vol. 4, pp. 143-147, 1954
5. Skempton, A.W : The Pore Pressure Coefficient in Saturated Soils, Correspondence to Geotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 186-187, 1960
6. 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて, 京大防災研究所年報, 第6号, pp. 128-134, 1963
7. 軽部大蔵・栗原則夫：繰り返し粘土のダイラタンシーとせん断強度について, 土木学会論文報告集, 135号, pp. 16-24, 1966
8. Sekiguchi, H and H. Ohta : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Proc. of Speciality Session 9, 9th ICSMFE, pp. 229-238, 1977
9. Matsuoka, H and T. Nakai : A new failure criterion for soils in three-dimensional stresses, Proc. of IUTAM Conf. on Deformation and Failure of Granular Materials, pp. 253-263, 1982
10. Lade, P.V and J.W. Duncan : Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil, Proc. of ASCE, Vol. 101, No. GT10, pp. 1037-1053, 1975
11. 西原晃：誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析法, 京都大学博士論文, pp. 86-116, 1988
12. 福田文彦：異なる応力比およびせん断変形モード下の粘性土の非排水強度特性, 北海道大学修士論文, pp. 119-161, 1992
13. 福田文彦, 三田地利之, 澁谷啓, 出越貴宏：異方圧密履歴を受けた粘性土の非排水強度特性, 第27回土質工学研究発表会講演概要集, pp. 639-642, 1992

一面せん断試験による砂のダイレイタンス角と内部摩擦角の関係について

北海道大学工学部 学生員	○ 北島 明
北海道大学工学部 学生員	高田 増男
北海道大学工学部 正会員	澁谷 啓
北海道大学工学部 正会員	三田地 利之

1) はじめに

土のダイレイタンスとは、「平均的な有効拘束圧が一定のせん断において観察される土の体積膨張」と定義するのが一般的であろう。土のダイレイタンスと破壊時の内部摩擦角は密接に関連しており、定性的には、同じ砂でも密である程ダイレイタンスが顕著であり破壊時の内部摩擦角が大きい。一方、粘性土では、同一の拘束圧および密度においても過圧密の程度が大きい程同様の傾向が認められる。

土のダイレイタンスと内部摩擦角の関連についてはこれまで数多くの理論的および実験的研究が発表されている。これらの stress-dilatancy 関係の理論の検証あるいは実験による定式化のために多用されてきたのは直接せん断試験である。(i) 試験が比較的簡単、(ii) いわゆる限界状態でのせん断面(すべり面)上の応力が直接に測定可能であり、Coulombの破壊規準における強度定数が直接に求まる、(iii) ダイレイタンス増分とせん断ひずみ増分の比が二次元問題として簡単に求まる、(iv) 鉛直荷重を一定に保った定圧排水試験では供試体の平均有効主応力がほぼ一定である、(v) 供試体の圧密履歴およびせん断変形モードが原地盤要素のそれらに近い、等がその理由であると同時にこの種の試験の特長でもある。一方、(a) 主応力および主ひずみ増分の方向が分からない、(b) せん断面近傍の応力とひずみの分布が非一様で進行性破壊が生じ易い、等の問題点も古くから指摘されている。

一面せん断供試体における理想的な応力および変形条件は単純せん断である。北海道大学工学部土質工学講座では、単純せん断の実現のための試験装置および試験方法の最適化を目的として「境界応力可測型一面せん断試験装置」(澁谷ら、1992a)を新たに開発し、これまでの一連の砂の定圧排気試験からせん断面上の平均鉛直荷重の正確な測定方法、鉛直応力分布の一様性の向上のための装置の工夫およびせん断強度に及ぼす上下せん断箱間隔の影響について一応の結論を得ている(北島ら、1992、澁谷ら、1992b)。本論文では、これらの知見をふまえて新たに実施した豊浦砂の定圧および定体積一面せん断試験結果を報告する。さらに、(1)定圧排気試験でのダイレイタンス角と内部摩擦角の関係(stress-dilatancy 関係)に及ぼす密度および拘束圧の影響、(2)定圧排気試験での3つの特性点である最大圧縮、ピークおよび残留状態の摩擦角の相互関係、(3)定体積試験での変相角、最大摩擦角および残留摩擦角の相互関係と定圧排気試験の各種摩擦角との関連、について議論している。

2) ダイレイタンス角と内部摩擦角の関係(既往の研究から)

一面せん断供試体における理想的な単純せん断変形を図1に示す。厚さ t を有する要素 A-E-H-D において、摩擦角 ϕ_s とダイレイタンス角 ψ はそれぞれ(1)式および(2)式で定義される。

Stress-dilatancy relationship of a sand as observed in direct shear box tests: Akira KITAJIMA (Post-graduate student), Masuo TAKADA (Under-graduate student), Satoru SHIBUYA and Toshiyuki MITACHI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.)

$$\tan \phi_{ds} = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y} \quad (1)$$

$$\tan \nu = - \frac{\delta v}{\delta h} \quad (2)$$

ここで、 σ_y 、 τ_{yx} 、 δv および δh は、それぞれ供試体の鉛直応力、水平せん断応力、鉛直変位増分および水平変位増分であり、鉛直変位は圧縮を正とする。

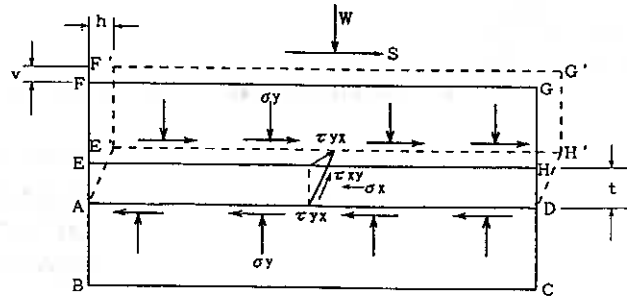


図1 一面せん断供試体における理想的な単純せん断

小田(1978)は、土の stress-dilatancy 関係の提案モデルを潜在的なすべり面を仮定するものとし、ものの二つのグループに分類している。前者の先駆的な研究は、一面せん断強度に関する Taylor-Bishop のエネルギー補正式 (Taylor, 1948; Bishop, 1950) であり、ピーク強度発現時の内部摩擦角 $(\phi_{ds})_{max}$ とダイレイタンスー角との関係を下式のように導いた。

$$\tan (\phi_{ds})_{max} = \tan (\phi_{ds})_r + \tan \nu \quad (3)$$

ここで、 $(\phi_{ds})_r$ はダイレイタンスーがゼロの限界状態 (残留状態) における摩擦角である。Gibson(1952) は、この式を過圧密粘土における Hvorslev の破壊規準の強度パラメーターの評価に適用している。また、Newland and Alley (1957) は、図 2 に示すいわゆる 二次元 saw-blades model における 2 つの剛体ブロックのエネルギーのつりあいから、 ϕ_{ds} と ν の関係を (4) 式のように求めた。

$$\phi_{ds} = (\phi_{ds})_r + \nu \quad (4)$$

このように従来的一面せん断試験の内部摩擦角の解釈は、Newland & Alley の研究に代表されるようにすべり面を a priori に仮定するものである。

一方、潜在的なすべり面を仮定しない例としては、Rowe(1963) の stress-dilatancy 式が代表的であり、平面変形の場合主応力比と主ひずみ増分比の関係は (5) 式となる。

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K \left(- \frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} \right) \quad (5)$$

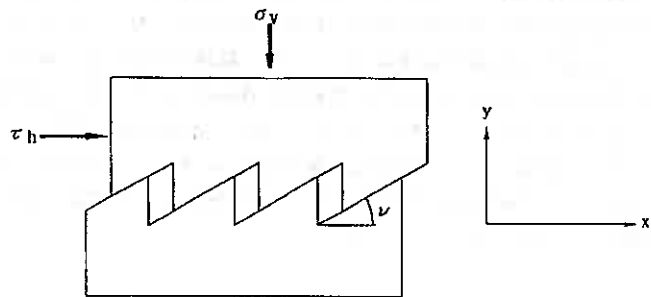


図2 Newland & Alley のモデル

さらに、Rowe(1969) は平面変形における破壊時の内部摩擦角 $(\phi_{ps})_{max} = \{ (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) \}_{max}$ と $(\phi_{ds})_{max}$ との関係を次式で関連づけている。

$$\tan(\phi_{ps})_{max} = \tan(\phi_{ds})_{max} / \cos(\phi_{ps})_R \quad (6)$$

Rowe は(5)式において $K = \tan^2(45^\circ + (\phi_{ps})_R)$ としている。Bolton (1986) は、Silver Leighton Buzzard sand を用いた平面ひずみ圧縮、単純せん断および一面せん断試験結果を再整理し、破壊時における(5)式の近似式として次の関係を提案している。

$$(\phi_{ps})_{max} = (\phi_{ps})_R + 0.8\nu \quad (7)$$

$(\phi_{ps})_{max}$ および $(\phi_{ps})_R$ は、それぞれ破壊時および残留時において水平面が zero-extension 方向に一致し、主応力方向と主ひずみ増分方向の同軸性を仮定した(8)式 (Davis, 1968) から求めている。

$$\sin(\phi_{ps})_{max} = \frac{\tan(\phi_{ds})_{max}}{\cos\nu \{1 + \tan\nu \tan(\phi_{ds})_{max}\}} \quad (8)$$

(6)式および(8)式は、いずれも直接せん断強度の実測値 $(\phi_{ds})_{max}$ から平面ひずみ圧縮時の強度 $(\phi_{ps})_{max}$ を算定するものであるが、これら $(\phi_{ps})_{max}$ の算定値と実測値との比較には注意が必要である。即ち、 $(\phi_{ps})_{max}$ の異方性および $(\phi_{ds})_{max}$ と $(\phi_{ps})_{max}$ の発現の非同時性の2点を考慮しなければならない (Tatsuoka, 1985; Tatsuokaら, 1988; Pradhanら, 1989)。

一般的実験事実として、主応力方向と主ひずみ増分方向の同軸性は破壊時以後の大ひずみ領域においてのみ妥当である。通常の直接せん断試験では、主応力および主ひずみ増分方向が未知であるためピーク強度発現時以前 $(\phi_{ds} < (\phi_{ds})_{max})$ のせん断過程において Rowe の stress-dilatancy 式 (5)式) が適用できるかどうかの検証は不可能である。一方、Pradhan ら(1989)、澁谷ら(1989)は、豊浦砂のねじり単純せん断試験および平面ひずみ圧縮試験から、(5)式が小ひずみレベルにおける体積圧縮過程からピーク強度発現時までの広い範囲のせん断において成り立ち、密度、拘束圧および初期せん断に影響されないある程度客観性のある関係であることを示唆している。

ところで、stress-dilatancy 関係の重要なパラメーターである限界状態の摩擦角 $(\phi_{ps})_R$ あるいは $(\phi_{ds})_R$ は、粒子破碎の生じない拘束圧の範囲内で密度、拘束圧および異方性の影響が殆どない。 $(\phi_{ps})_R$ の実測値として、Silver Leighton Buzzard sand で 35° ($(\phi_{ds})_R = 30^\circ$)、豊浦砂で $32^\circ \sim 33^\circ$ ($(\phi_{ds})_R = 28^\circ \sim 29^\circ$) が報告されている (Stroud, 1971; Pradhanら, 1989)。豊浦砂の $(\phi_{ps})_R$ を(5)式に適用すると $K=3.5$ となり平面ひずみ圧縮試験での実測値と一致する (澁谷ら, 1989)。

3) 実験

境界応力可測型一面せん断試験装置および試験方法の詳細は澁谷ら (1992a) を参照されたい。本装置におけるせん断機構の概略を以下に述べる (図3参照)。

- 1) 供試体寸法は、正方形断面 (15cmx15cm) で高さは12cmである (高さは可変)。
- 2) 空気圧により上部載荷板 (せん断中傾斜しない) を介して鉛直荷重を載荷する。
- 3) 供試体の鉛直荷重は載荷板直上での $W1$ と下せん断箱直下での ($W2+W3$) の二種類を測定する。
- 4) 上せん断箱を固定した状態で下せん断箱を水平方向に移動させることにより供試体をせん断する。せん断力は下せん断箱側面のロードセル (EL4) で測定。
- 5) せん断中、上下せん断箱間隔 $d(>0)$ を一定に保持する。

実験には東京大学生産技術研究所龍岡研究室で使用している豊浦砂 (Batch E、 $D_{50}=0.162\text{mm}$ 、 $e_{min}=0.605$ 、

$e_{max}=0.977$)を用いた。供試体の作製方法は、多重ふるいによる空中落下であり、密度は砂噴出口およびふるいの組み合わせを変えることにより調整した。また、極めてゆるい供試体（初期間隙比 0.85 以上）は、ノズル法により作製した。上載圧がゼロの状態での供試体の間隙比 e_0 を測定し、鉛直荷重 ($W1$) を所定の鉛直応力 $\sigma_v (= \sigma_y)$ まで段階的に増加させ供試体を圧密した。せん断は水平変位速度 $dh/dt=0.25\text{mm/m}$ in 一定とし $h=10\text{mm}$ でせん断を終了した。せん断中 σ_v を一定に保持する試験を「定圧（排気）せん断試験」、ロードセル $EL1$ 上の載荷ロッド（図3参照）の変位を許さない試験（ $\delta v=0$ の試験）を「定体積せん断試験」と呼ぶことにする。後者では、せん断開始直前の載荷ロッドの固定作業に伴うロッドの鉛直方向の移動量は $10\mu\text{m}$ 以下であり供試体に作用する鉛直荷重の変化も僅かであった。また、高剛性ロードセル ($EL1 \sim EL23$) を用いたため $\sigma_v = 0 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲におけるコンプライアンスは高々 $20\mu\text{m}$ と小さい。

また、これまでの知見から以下の試験方法を採用した。(a)せん断中の鉛直応力の一様性の向上のために上下せん断箱内面には摩擦軽減層を設けた。(b)結果の整理および解釈には、供試体と上せん断箱内壁との摩擦の影響がなくせん断面上の正しい平均鉛直応力に近い $\sigma_y = (W2+W3)/A$ (A : 供試体の断面積) を用いた (式(1)参照)。(c)理想的な単純せん断変形 (図1参照) に近づけるためには上下せん断箱間隔がせん断層厚 (平均粒径 D_{50} の20倍程度) 以上必要であることから、上下せん断箱間隔は 3mm とした。

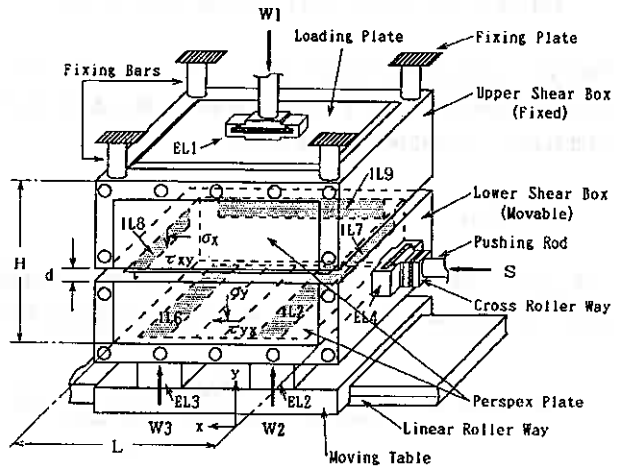


図3 境界応力可測型一面せん断試験装置のせん断機構

表1 定圧せん断試験のまとめ

Test No.	d (mm)	e_0	$(\sigma_y)_{upper}$ (kgf/cm ²)	ϕ_{sa}/ν in degrees		
				max. comp.	peak	residual
3	3.0	0.642	0.5	33.0/0.0	40.9/15.4	34.4/0.0
6	3.0	0.674	0.15	35.4/0.0	45.6/19.5	35.8/0.0
7	3.0	0.659	0.8	34.3/0.0	41.7/15.5	35.5/0.0
8	3.0	0.690	0.5	32.3/0.0	38.1/11.0	33.6/0.0
22	3.0	0.863	0.5	31.0/0.0	33.6/0.7	33.0/0.0
23	3.0	0.619	0.5	34.0/0.0	43.9/15.9	34.2/0.0
27	3.0	0.674	0.15	33.5/0.0	42.4/14.1	35.9/0.0
28	3.0	0.698	0.8	31.5/0.0	37.6/11.8	33.0/0.0
29	3.0	0.873	0.5	32.7/0.0	32.7/0.0	32.7/0.0
30	3.0	0.640	0.15	37.6/0.0	44.1/17.6	35.3/0.0
35	3.0	0.816	0.5	32.2/0.0	33.2/0.0	32.5/0.0
42	3.0	0.700	0.5	32.4/0.0	35.7/8.6	N.D.
43	3.0	0.723	0.15	33.0/0.0	37.3/6.7	34.3/0.0
45	3.0	0.644	0.8	32.3/0.0	41.0/10.8	34.3/0.0
47	3.0	0.861	0.8	31.8/0.0	33.5/0.0	32.3/0.0
4	5.0	0.647	0.5	32.3/0.0	40.7/14.0	32.7/0.0
26	5.0	0.686	0.5	30.0/0.0	37.1/10.4	N.D.

4) 実験結果

供試体の初期密度および圧密応力を変えた一連の定圧（排気）せん断試験および定体積せん断試験のまとめをそれぞれ表1、表2に示す。

(a) 定圧試験

図4、図5および図6は、密詰め ($e_0=0.640-0.644$)、やや密詰め ($e_0=0.674-0.698$) およびゆる詰め供試体 ($e_0=0.861-0.873$) の結果である。それぞれのグループにおいて、鉛直圧密応力の異なる供試体の水平せん断面上の応力経路 ($\tau_x \sim \sigma_v$ 関係)、応力比および体積の変化 ($\tan \phi_{sa} \sim v \sim h$ 関係)

さらに摩擦角とダイレイタンスー角の変化 ($\phi_{ds}, \nu \sim h$ 関係) を比較している。(c)図に示すダイレイタンスー角 ((2)式) の計算には、 $\Delta h = 0.3\text{mm}$ の範囲の $\nu \sim h$ 関係を直線近似した。定圧せん断試験では、上部載荷板直上の鉛直応力 (σ_v)_{upper} を一定 (表1参照) にしたが、上せん断箱と供試体との摩擦力 (一部の試験においては供試体載荷板上と上せん断箱内壁の摩擦) のために供試体下部で測定した鉛直応力はせん断中に若干変化して

表2 定体積せん断試験のまとめ

Test No.	d (mm)	e ₀	$(\sigma_v)_{\text{upper}}$ (kgf/cm ²)	ϕ_{ds} (degrees)		
				P. T	Max.	residual
31	3.0	0.883	0.5	30.7	33.7	32.2
33	3.0	0.789	0.5	28.9	34.9	32.4
34	3.0	0.826	0.15	32.8	36.1	34.1
36	3.0	0.845	0.5	31.4	35.3	33.2
37	3.0	0.876	0.15	30.1	35.4	34.3
39	3.0	0.632	0.15	20.5	N. D.	N. D.
40	3.0	0.638	0.15	27.3	N. D.	N. D.
41	3.0	0.793	0.8	30.7	33.7	33.6
44	3.0	0.682	0.15	28.5	N. D.	N. D.

おり、この影響は密な供試体程顕著である ((a)図参照)。定性的には、以下の傾向が明かである。

- 1) 密度および圧密圧力によらず、 ϕ_{ds} が最大値となった時に ν も最大値をとる。
- 2) 密な供試体程、ピーク時の ϕ_{ds} および ν の値共に大きい。
- 3) 密度によらず、ピーク強度 (ϕ_{ds})_{max} および stress-dilatancy 関係 ($\phi_{ds} \sim \nu$ 関係) の拘束圧依存性は小さい。

定圧せん断試験での stress-dilatancy 関係において、物理的意味の明確な3種類の点を定義する。ピーク強度発現以前の最大圧縮点 ($\nu=0$)、ピーク (ν および ϕ_{ds} が最大となる点) およびピーク後の残留状態 ($\nu=0$ で ϕ_{ds} 一定) であり、これらの値を表1にまとめている。

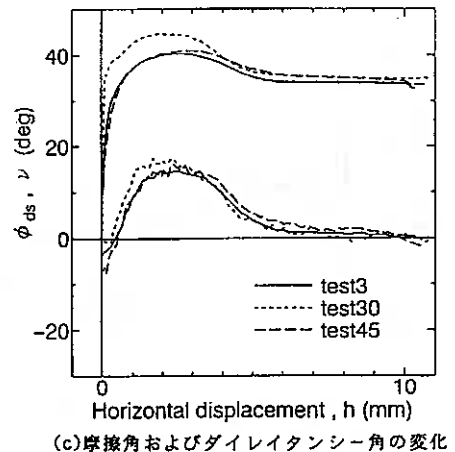
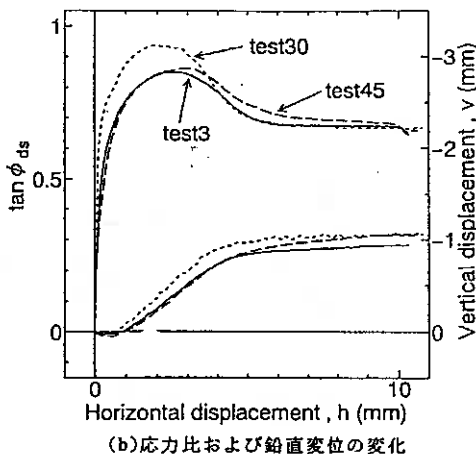
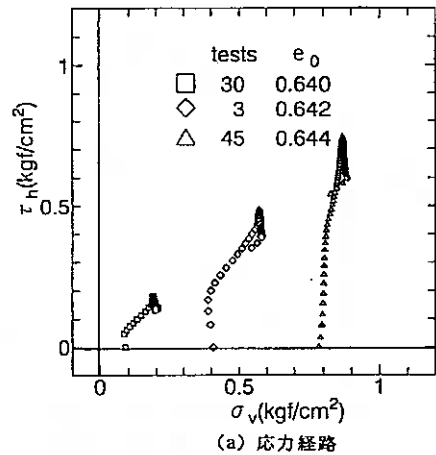


図4 密詰め供試体の定圧せん断試験結果

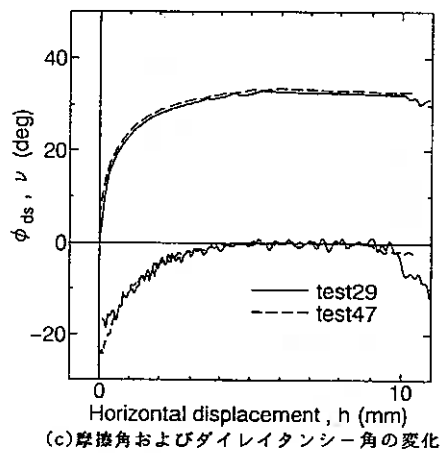
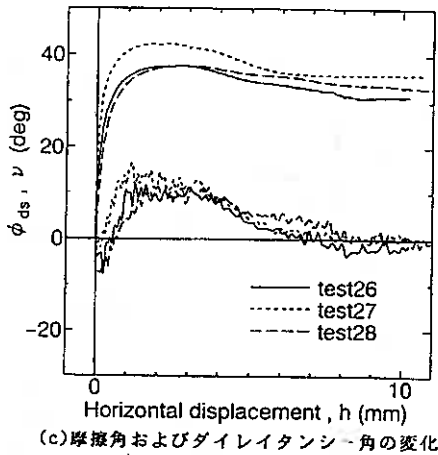
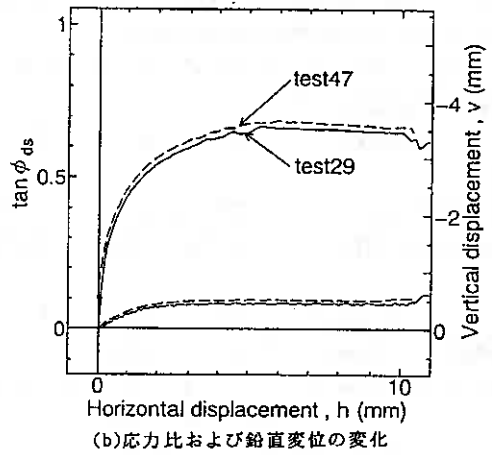
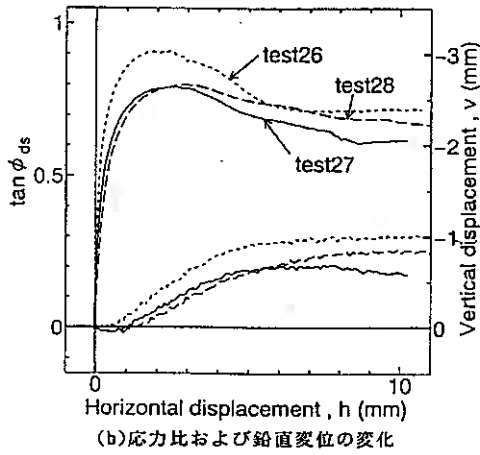
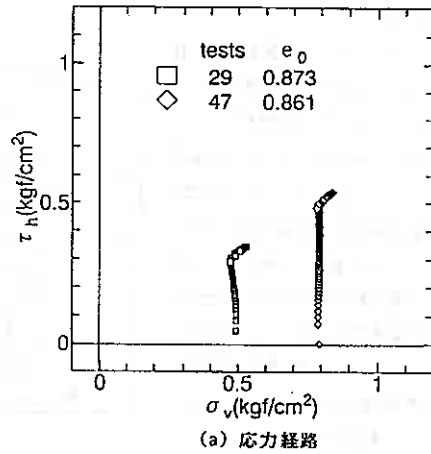
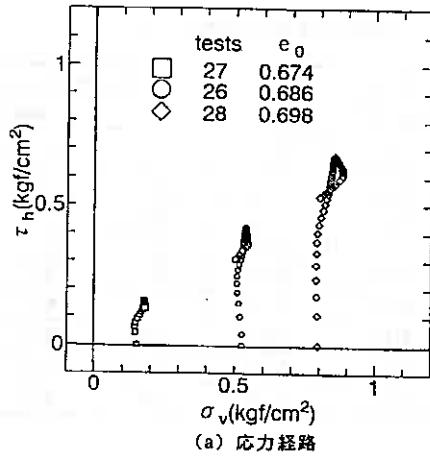


図5 やや密詰め供試体の定圧せん断試験結果

図6 ゆる詰め供試体の定圧せん断試験結果

(b) 定体積せん断試験

図7の水平せん断面上の応力経路の一例 ($e_0=0.789$) および図8の応力比~水平変位関係から、定体積試験において次の3種類の摩擦角を定義する。鉛直応力の変化率がゼロ ($\delta\sigma_v/\delta\tau_h=0$) となる変相角を $(\phi_{ds})_{PT}$ 、摩擦角の最大値 $(\phi_{ds})_{max}$ および大変形後に応力比が一定の定常状態になった場合の残留摩擦角 $(\phi_{ds})_R$ である。ところで、密な供試体では、鉛直荷重測定用ロードセルの容量の制約から $(\phi_{ds})_{max}$ および $(\phi_{ds})_R$ を求めることができなかった (図8参照)。各種摩擦角の値を表2にまとめている。

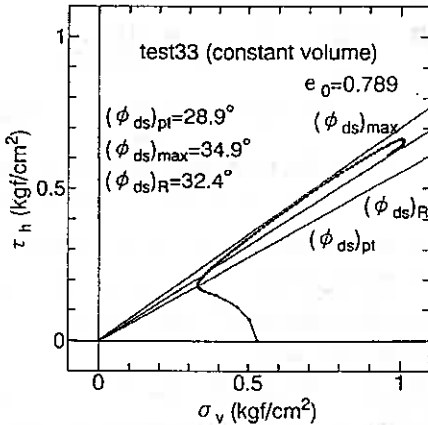


図7 定体積せん断試験での応力経路の測定例
および各種摩擦角の定義

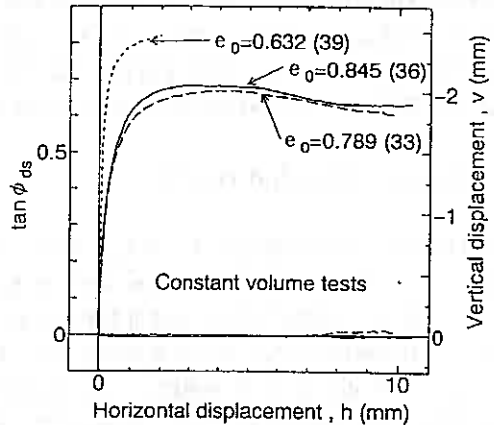


図8 水平せん断面上の応力比の変化の例
(密度による影響)

5) 考察

a) 定圧せん断試験でのピーク・残留強度および stress-dilatancy 関係

図9は、定圧せん断試験での破壊時の内部摩擦角 $(\phi_{ds})_{max}$ と密度の関係のまとめである。図中の実線は、Pradhanら (1988) が行った全く同じ豊浦砂のねじり単純せん断試験による $(\phi_{ds})_{max}$ の実測値、破線は同じく(8)式による $(\phi_{ds})_{max}$ の推定値である。推定値が実測値よりも若干大きい理由は、水平面上の応力比のピークと主応力比のピークの非同時性のためであるとしている。ところで、一面せん断の $e_0 \sim (\phi_{ds})_{max}$ 関係において、ゆる詰め供試体 ($e_0 > 0.85$ 、図中の破線円で囲んだデータ) の強度が高い傾向にある。これは供試体を作製後にせん断箱をセットする段階で生じた僅かな振動のために供試体の密度が増加したためであり、何れにしてもせん断面近傍の密度が正確に得られないためこれらのデータを除外して考える。同一密度に対する一面せん断強度には 2° 程度のバラツキがあり、中空円筒供試体を用いた Pradhanらのねじり単純せん断試験での $e_0 \sim (\phi_{ds})_{max}$ 関係が下限になっている。また、

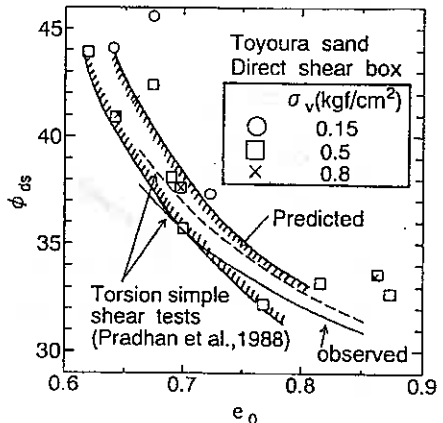


図9 定圧せん断試験での破壊時の内部摩擦角
密度の関係のまとめ

一面せん断強度の平均値は密度によらずねじり試験強度より $1^\circ \sim 2^\circ$ 高い程度である。これらのことから、本実験の供試体は、理想的な単純せん断変形に近い状態でせん断されたものと思われる。

図10は、16個の定圧試験でのピークおよび残留強度とダイレイタンスー角の関係のまとめである。まず、 $\nu=0$ での摩擦角のデータ（16個の供試体の残留摩擦角と2つのゆる詰め供試体（tests, 29 & 47）のピーク強度）の平均値として $(\phi_{ds})_R = 33.8^\circ$ を得た。つぎに、この残留摩擦角の平均値 $\tan(\phi_{ds})_R = 0.67$ を通過するように $(\phi_{ds})_{max} \sim \nu$ 関係のデータを直線近似して以下の実験式を得た。

$$\tan \phi_{ds} = 0.67 + 0.89 \tan \nu \quad (9)$$

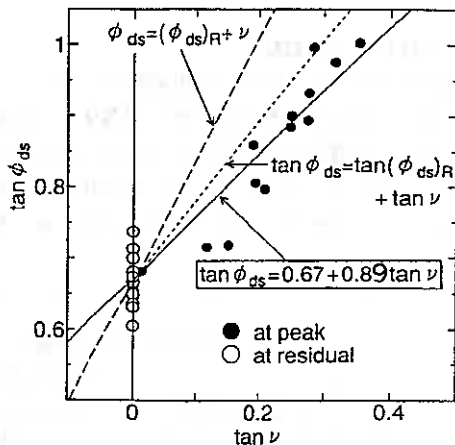


図10 定圧せん断試験での破壊時および残留時の摩擦角とダイレイタンスー角の関係のまとめ

(9)式において $\tan \nu$ の係数を 1.0 としたものが Taylor-Bishop のエネルギー式 ((3)式) であり、図中には破線で示している。また、比較のため Newland & Alley の 関係式 ((4)式) も示している。2) で述べたことからすると、本実験で得られた残留摩擦角 $(\phi_{ds})_R$ の値は過去に報告されている値よりも $3^\circ \sim 4^\circ$ 程度大きい。これは無視できない差であるが現在のところその理由は不明である。

つぎに、(9)式をもとに圧縮過程 ($\nu < 0$) および軟化過程も含めたせん断過程全般に関する stress-dilatancy 関係について考察する。図4~6から、同一密度の供試体について $\phi_{ds} \sim \nu$ 関係は圧密応力によらないことを述べた。図11は、 $\sigma_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の供試体の $\tan(\phi_{ds}) \sim \tan \nu$ 関係であり、ピーク以前およびピークから残留状態に至る軟化過程のデータをそれぞれ白丸および黒丸で示している。また、図中の実線はピークおよび残留状態での両者の関係から求めた実験式 ((9)式) である。密度によらず実験データは全て(9)式の直線の近傍にあると言えるのではないだろうか。事実、密度および拘束圧によらず最大圧縮点の ϕ_{ds} は $(\phi_{ds})_R$ と近い値を示している (表1参照)。

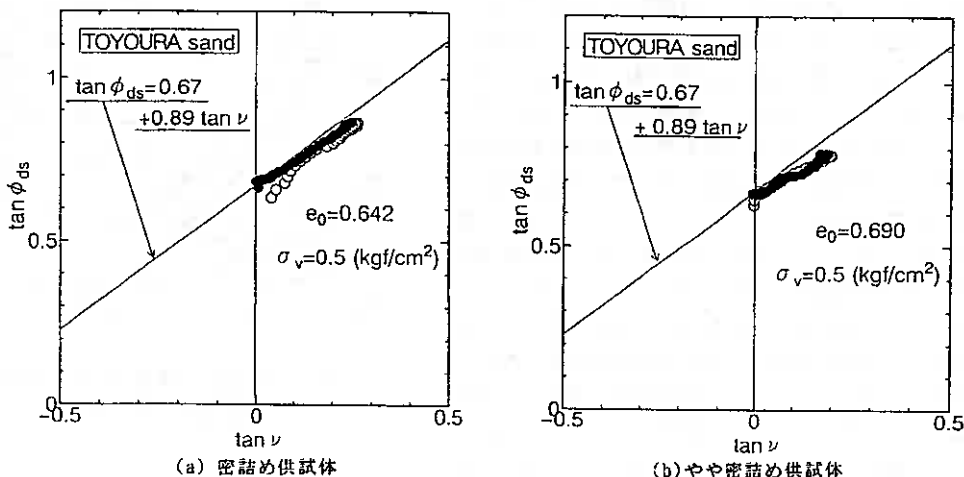
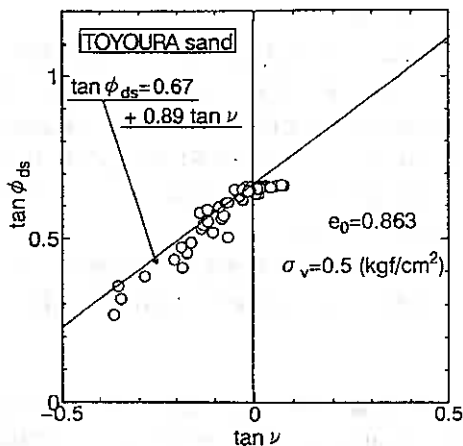


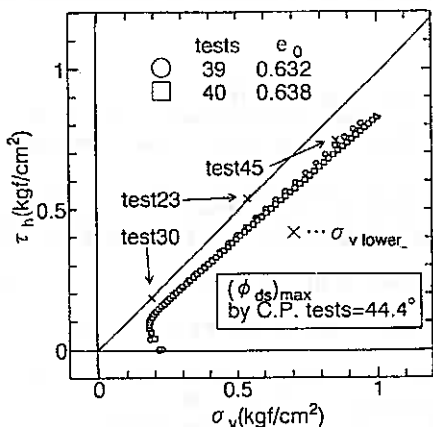
図11 摩擦角とダイレイタンスー角の関係

b) 定体積せん断試験でのピークおよび残留強度

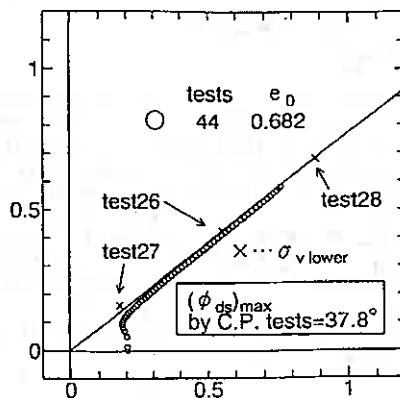
図12(a)~(d)は、それぞれ同様の密度の供試体を用いた定体積試験での応力経路である。それぞれの図中の実線は、対応する密度における定圧試験の破壊包絡線 $\tau_h = \sigma_v \tan(\phi_{ds})_{max}$ を図9の $e_0 \sim (\phi_{ds})_{max}$ 関係の平均値から求めたものである。前述のように密な供試体 ($e_0 \sim 0.63$) では、 $(\phi_{ds})_{max}$ が得られていないため定体積試験と定圧試験のそれぞれの $(\phi_{ds})_{max}$ の値の比較ができない(図12(a))。しかし、 $e_0 > 0.68$ の供試体について両者は一致している(図12(b)~(d))。また、表1と表2の比較から残留摩擦角に関しても同様である。



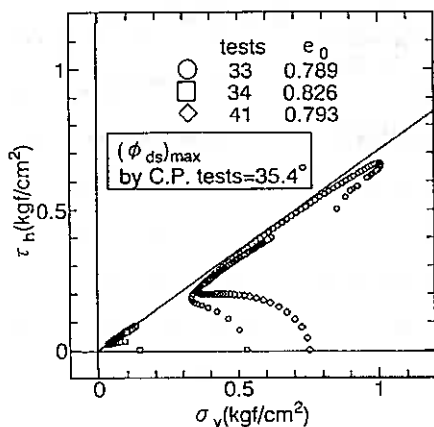
(c)ゆる詰め供試体



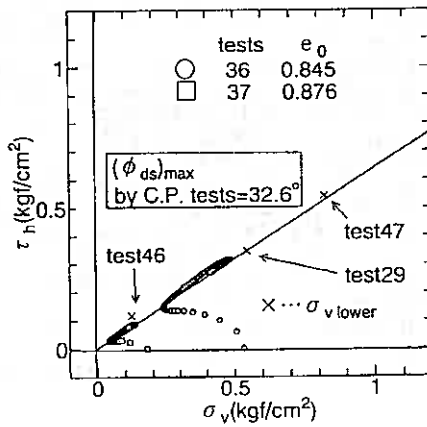
(a)密詰め



(b)やや密詰め



(c)ややゆる詰め



(d)ゆる詰め

図12 定体積せん断試験での水平面上の応力経路

6) まとめ

密度および圧密圧力を変えた一連の豊浦砂の一面せん断試験から以下の知見を得た。

- 1) 上下せん断箱間隔を 3mm (一定) に保った定圧一面せん断試験の内部摩擦角 $(\phi_{i, s})_{max}$ は、密度および圧密応力によらず他のねじり単純せん断試験 (要素試験) のそれより僅かに $1^{\circ} \sim 2^{\circ}$ 大きいだけであった。
- 2) Stress-dilatancy 関係に関する実験式 ((9)式) を得た。この関係は、密度および圧密応力 $(\sigma_v = 0.15 \sim 0.8 \text{ kgf/cm}^2)$ に殆ど依存しない。また、圧縮およびピーク後の軟化を含めたせん断過程の全般について成り立つようである。
- 3) 定圧試験での残留摩擦角の平均値は $(\phi_{i, s})_R = 33.8^{\circ}$ であった。
- 4) 少なくとも $e_0 > 0.68$ の範囲においては、定体積試験と定圧試験の $(\phi_{i, s})_{max}$ および $(\phi_{i, s})_R$ は一致した。

謝辞：実験に使用した豊浦砂は、東京大学生産技術研究所龍岡研究室からお送り頂いた。また、龍岡文夫先生、Pradhan Tej 先生 (横浜国大) には試験結果に対して有意義な議論を頂戴した。さらに、実験の実施および結果の整理には、本学の福田文彦助手、工藤 豊技術官および山本陽一氏 (大学院生) から多大な協力を得た。記して感謝します。

参考文献

- 1) Bishop, A.W. (1950): Discussion, *Geotechnique*, Vol.2, pp.113-116.
- 2) Bolton, M.D.(1986): The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, 36-1, 65-78.
- 3) Davis, E.H.(1968): Theories of plasticity and failures of soil masses, *Soil Mechanics, Selected topics* (ed. I.K.Lee), London: Butterworth.
- 4) Gibson, R.E.(1953): Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays, *Proc. of 3rd Int. Conf. on SMFE*, Vol.1, pp.126-130.
- 5) 北島 明・澁谷 啓・三田地利之 (1992) : 砂の一面せん断強度に及ぼす上下せん断箱間隔の影響、第 27 回土質工学研究発表会、567-568 頁。
- 6) Newland, P.L. and Alley, B.H.(1957): Volume changes in drained triaxial tests on granular materials, *Geotechnique*, 7-1, 17-34.
- 7) 小田匡寛 (1978) : 土の構成式に関する現況報告 - 粒状体の構造とその変形モデル、土質工学会論文報告集、18-4, 119-130.
- 8) Pradhan T.B.S., Tatsuoka, F. and Horii, N. (1988): Strength and deformation characteristics of sand in torsional simple shear, *Soils and Foundations*, 28-3, 131-148.
- 9) Pradhan T.B.S., Tatsuoka, F. and Sato, Y.(1989): Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading, *Soils and Foundations*, 29-1, 45-64.
- 10) Rowe, P.W.(1962): The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proc. Royal Society London, Series A*, Vol.269, pp.500-527.
- 11) Rowe, P.W.(1969): The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear, *Geotechnique*, 19-1, 75-86.
- 12) 澁谷 啓・Teachavorasinskun, S.・安部文洋・龍岡文夫 (1989) : 土の変形特性に及ぼす初期せん断の影響、第 25 回土質工学研究発表会、435-438 頁。
- 13) 澁谷 啓・三田地利之・北島 明 (1992a) : 境界応力可測型一面せん断試験装置の試作、第 27 回土質工学研究発表会、7-10 頁。
- 14) 澁谷 啓・三田地利之・北島 明 (1992b) : 豊浦砂の一面せん断強度の定量的評価に関する一考察、第 47 回土木学会講演概要集、348-349 頁。
- 15) Stroud, M.A.(1971): The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus, PhD thesis, University of Cambridge.
- 16) Tatsuoka, F.(1985): On the angle of interface friction for cohesionless soils, *Soils and Foundations*, 25-4, 135-141.
- 17) Tatsuoka, F., Pradhan, T.B.S. and Horii, N.(1988): Discussion on the Paper by Jewell & Wroth, *Geotechnique*, 38-1, 148-153.
- 18) Taylor, D.W. (1948): *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.

粒状体の非排水三軸試験における MP 低減法

室蘭工業大学大学院 学生員 ○川村 志麻
室蘭工業大学工学部 正 員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生員 滝本 聖吾

1. まえがき

粒子の間隙にメンブレンラバーが貫入することに起因するメンブレンコンプライアンスの問題は、粒状体の三軸試験結果の誤差要因として未だ決着のついていないものである。有効拘束圧の変化によってメンブレンラバーが相対変位を起こし、みかけの体積変化が生じることにより、非排水せん断試験においては間隙水圧の値に誤差を生じることになるとするのが、そのメカニズムである。メンブレン貫入 (MP) の結果として、繰返し三軸試験では MP のない場合にくらべて強度を過大評価することになる。

筆者らは、繰返し三軸試験、および非排水三軸試験に及ぼす MP の影響を直接評価・除去する方法の一つとして、貫入特性の既知な材料により三軸供試体の側面を処理する方法を提案している^{1) 2)}。ここでは、三種類の火山灰土及び粒度調整を行なった碎石試料の供試体の表面に貫入特性の既知な豊浦標準砂をまいて、繰返し三軸試験及び非排水三軸試験を行ない、MP の影響そして MP 低減層の形成効果について調べている。本提案法によれば、MP の影響の著しい低減化が可能であることを示している。

2. MP に関する過去の研究

MP を初めて重要視したのは、Newland and Allely⁶⁾ である。彼らは、メンブレン貫入のメカニズム、MP 量の直接的な評価法を検討した。引続き、現在まで数々の研究が行なわれているが、それらの研究を次の 4 項目に分類して示すと、表-1 のようになる。表-1 は、以前に示した結果³⁾ に加筆したものである。

- I MP 量を直接評価しようとするための研究で、MP による体積変化を実験結果に基いて算定する研究
- II MP の影響を排除あるいは低減させるための研究で、メンブレンに工夫を施したり、MP によるみかけの体積変化を非排水せん断試験において補正しようとする研究
- III MP 量に関する理論的 (モデル的) 研究で、MP による体積変化を構成式により算定する研究
- IV MP による非排水せん断挙動の変化や他の要因 (端面摩擦など) を定量的に議論した研究

以下、現在までの代表的な研究成果を簡単に紹介しよう。

Vaid and Negussey (1984) は、Roscoe ら (1963)、Frydman ら (1973) と同様、MP 量を実験結果から直接評価した。彼らは、Roscoe や Frydman のような特別な装置を用いなくて、直径の異なる三軸供試体で等方圧縮試験を行ない MP 量を算出している。また、Bohac and Feda (1990) は、MP 量を直接評価するには初期間隙率の影響も重要であるとし、その影響について補正する方法を提案している。Seed ら (1989) は、MP は有効応

表-1

	I	II	III	IV
to 1960's	1. Newland and Allely (1957, 1959) ⁶⁾ 2. Roscoe et al (1963) ³⁾ 3. Thumirajah and Roscoe (1965) ³⁾			
to 1970's	4. Frydman et al (1973) ³⁾ 5. Raju and Sadasivam (1974) ³⁾	1. Iverson and Mow (1974) ³⁾ 2. Lode and Hernandez (1977) ³⁾ 3. Kiehlbusch and Schuppener (1977) ³⁾	1. 三浦・山内 (1972) ³⁾ 2. Martin et al (1978) ³⁾ 3. Flavigny and Guec (1979) ³⁾ 4. II-2 に同じ	1. Wong et al (1975) ³⁾ 2. 三浦・山本 (1976) ³⁾
to 1980's	6. Rawera and Raju (1982) ³⁾ 7. Vaid and Negussey (1984) ³⁾	4. Raju and Venkataratnam (1980) ³⁾ 5. Torrey (1983) ³⁾ 6. Takimatsu and Nakamura (1985) ³⁾ 7. Seed et al (1989) ³⁾ 8. Lo et al (1989) ³⁾	5. Molenkamp and Luger (1981) ³⁾ 6. Wu and Chan (1982) ³⁾ 7. Ghobousi and Mowen (1982) ³⁾ 8. Molenkamp and Takemura (1983) ³⁾ 9. Baldi and Nova (1984) ³⁾ 10. Molenkamp (1985) ³⁾	3. 大塚・山本 (1976) ³⁾ 4. 後藤ら (1982) ³⁾ 5. III-5 に同じ
to 1990's	8. Bohac and Feda (1992) ³⁾	9. 三浦・扇谷 (1990) ³⁾	11. Kramer et al (1990) ³⁾	

A MP reduction method for undrained triaxial test on granular materials ;Shima Kawamura, Seiichi Miura and Shogo Takimoto (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology)

力だけに依存し、また供試体の構造の変化には影響を受けないと仮定した。そして、 σ_r (有効拘束圧) と ε_{vm} (MPによる体積ひずみ) の関係から、MPを自動的に補正するシステムを提案している。Tokimatsu and Nakamura(1986)らもあらかじめ求めたMP量 (Vaid and Negusseyの方法で算出) を補正してその影響を排除するシステムを提案している。Kramerら(1990)は、メンブレンの変形挙動について解析を行ない、その結果、種々のパラメータを導入してMP量を算出する式を提案した。Molenkamp and Luger(1981)、Baldi and Nova(1984)らも、MP量の解析式を提案している。

このように、現在まで様々な観点からMPについて研究が行なわれている。本研究は、MPの影響を直接排除するための研究Ⅱに属し、供試体材料より粒径の細かい貫入特性の既知な粒状体を囲むことでMPの影響を低減させ、補正しようとするものである。

3. 試料の採取及び物理的性質

本試験に使用した試料は、北海道内の三種類の火山灰土及び砕石である。火山灰土については、各々、茅部郡森町字姫川、沙流郡門別町富川、及び苫小牧市柏原で得たものである。いずれも土被り厚約1~2mの切り土面より採取したもので、その堆積層は駒ヶ岳、楯前山、支笏の降下性生成物で形成されている。なお本研究では、森火山灰土の不攪乱試料についても試験を行なっている。不攪乱試料の採取方法は、刃先を有するシンウォールサンプラー (φ75×240mm) 内にそれより若干大きめに整形した堆積層の周面を削りながら収納する方法であり、供試体の軸方向が原位置の鉛直方向と一致するように実施している。このように採取した試料は、ドライアイスにより原位置で凍結し、実験室に運搬後冷凍庫内 (-20℃) で保存した。また、砕石試料は、あらかじめ室内で粒度調整を行なったものを使用している。

図-1および表-2は各火山灰土、砕石試料及びMP低減層として用いた豊浦標準砂の粒径加積曲線と物理的性質を示している。それぞれの試料の比重試験は、煮沸法により脱気を行なっている。また、最大・最小密度は、土質工学会の基準による方法で求めている。

4. 供試体作製法及び実験方法

本試験で使用した供試体は、不攪乱供試体2種類と再構成供試体5種類である。各供試体は、以下の手順で作製している。

- (1) UN供試体(Undisturbed specimen without surface treatment) : シンウォールサンプラーからそのまま抜き出して供試体としたものである。
- (2) UT供試体(Undisturbed specimen with treatment layer of Toyoura sand: t_T (層厚)=1.5mm) : UN供試体をD=78mmのアクリルチューブの中心に設置し、その間に豊浦標準砂を空中落下法(AP法)によって堆積させて作製した供試体である(図-2参照)。その後、通水→脱水→凍結の過程を経て三軸供試体としている。
- (3) RNO供試体(Specimen reconstituted without trimming and treatment) : D=75mmのミキシングチューブに所量の試料と水を入れ、所定の時間勢よく回転させ混合させるSlurry deposition method⁴⁾(SD法)によって作製している¹⁾。その後、脱水→凍結の過程を経てミキシングチューブから抜き出している。

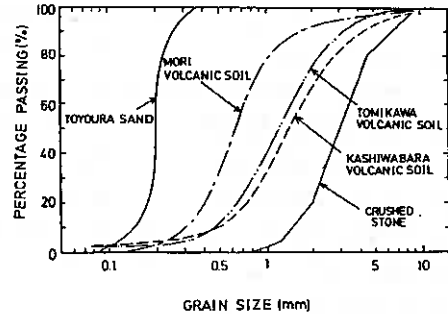


図-1

表-2

SAMPLE NAME	MORI VOLCANIC	TOMIKAWA VOLCANIC	KASHIWARA VOLCANIC	TOYOURA SAND	CRUSHED STONE
G_s	2.32	2.22	2.34	2.64	2.67
γ_s^{sat} (g/cm^3)	1.585	0.549	0.623	1.639	1.594
γ_s^{min} (g/cm^3)	1.249	0.433	0.462	1.336	1.388
D_{50}	0.64	1.10	1.25	0.18	3.0
U_c	2.3	2.8	3.1	1.3	2.6
$F_{\leq 74\mu m}$ (%)	0.2	1.0	1.3	0	0

表-3

Sample Notation	Sample Preparation Method ①	Treatment of Sample Soil Lateral Face ②	Unevenness of Treatment Layer ③	Thickness of Treatment Layer: t_T (mm) ④
UN	Undisturbed		No-treatment	0
UT			Smooth	1.5
RNO	No-treatment		0	
RNR15	Rough		1.5	
RTR15	Trimming			
RNS15	Reconstituted	No-trimming	Smooth	2.5
RNR25			Rough	

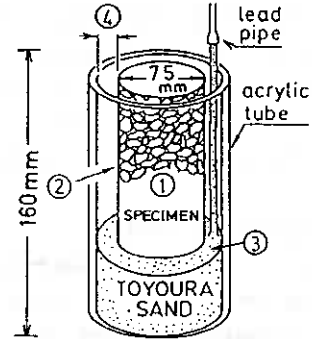
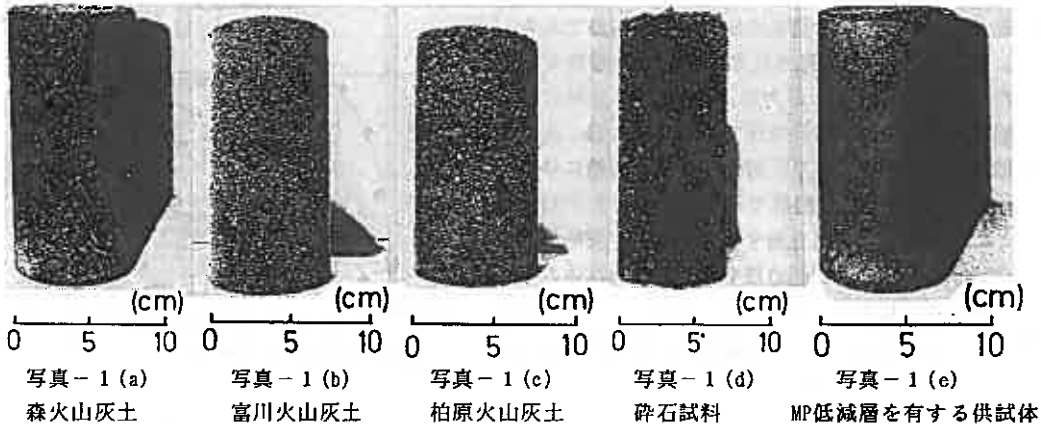


図-2

- (4) RNR15供試体 (Specimen reconstituted with no-trimming and rough treatment layer: $t_T=1.5\text{mm}$): RNO供試体を $D=105\text{mm}$ のアクリルチューブの中心に設置し、その間に AP法によって豊浦標準砂を堆積させた。引続き、通水→凍結の過程を経て、チューブから抜き出し、 $D=78\text{mm}$ ($t_T=1.5\text{mm}$) の寸法になるようにトリミングを行なって供試体を作製している。
- (5) RTR15供試体 (Specimen reconstituted with trimming and rough treatment layer: $t_T=1.5\text{mm}$): $D=105\text{mm}$ のミキシングチューブを用い、SD法で作製している。その後、作製した供試体を $D=75\text{mm}$ までトリミングしている。MP低減層は、RNR15供試体と同様の方法で作製している。
- (6) RNS15供試体 (Specimen reconstituted with no-trimming and smooth treatment layer: $t_T=1.5\text{mm}$): RNO供試体を $D=78\text{mm}$ のアクリルチューブの中心に設置し、豊浦標準砂を堆積している。MP低減層の作製が UT供試体と同様なので、側面は非常に滑らかである。
- (7) RNR25供試体 (Specimen reconstituted with no-trimming and rough treatment layer: $t_T=2.5\text{mm}$): RNR15供試体の MP低減層の厚さを 2.5mm にしたものである。

表-3 は、作製した供試体をまとめて示している。

森火山灰土では上記の全ての供試体について、また、富川火山灰土及び柏原火山灰土は RNO, RNS15 供試体について試験を行なっている。碎石試料では RNO, RNS15 及び RNR25 供試体について試験を行なっている。なお森火山灰土、富川火山灰土、柏原火山灰土の圧密後乾燥密度 γ_{dc} は、不攪乱供試体の平均値を目標にしており、それぞれ、 $\gamma_{dc}=1.571, 0.504, 0.537\text{g/cm}^3$ である。また碎石試料の相対密度 D_r は、ほぼ 65% に調整されている。MP低減層として用いた豊浦標準砂の相対密度 D_r は、ほぼ 80% である。各試料の RNO 供試体と MP低減層を施した供試体の代表例を写真-1 (a), (b), (c), (d), (e) に示す。



上記の方法で作製した供試体は、三軸セル内で有効拘束圧 $\sigma_c' = 19.6 \text{ kPa}$ で2時間以上放置し、融解させた。飽和方法は、火山灰土の不攪乱供試体とMP低減層を施さない再構成供試体については CO_2 、MP低減層を施した供試体については、二重負圧法⁵⁾を用いた。碎石試料についてはすべて CO_2 で行なっている。その後、196 kPaのバックプレッシャーを供給している。これらの方法により、間隙水圧係数B値は、0.95以上の値を得ている。引続き、圧密圧力 $\sigma_c' = 49 \text{ kPa}$ のもとで等方圧密を行ない、繰返し三軸試験及び非排水三軸試験を行なった。

5. 豊浦標準砂の貫入特性

本研究では、供試体表面に豊浦標準砂を囲むことによって、供試体のMPの除去を行なおうとするものである。したがって、あらかじめ豊浦標準砂のMP特性を確実に評価しておくことが必要である。日本では、筆者らを含め、豊浦標準砂の貫入特性について多くの研究・測定例がある。そのMP量を算定する方法は表-1 (I項目)に示すように種々の方法が提案されているが、ここではFrydmanらの方法が最も信頼できると判断し、MP量を算出した³⁾。Frydmanらの方法とは、外径が等しく内径の異なる数種類の中空円筒供試体について等方圧縮膨張試験を行ない、MP量を算出するものである。得られた結果は図-3に示されている³⁾。この量を低減層のMP量として補正することにより、真の実験結果が得られることになる。

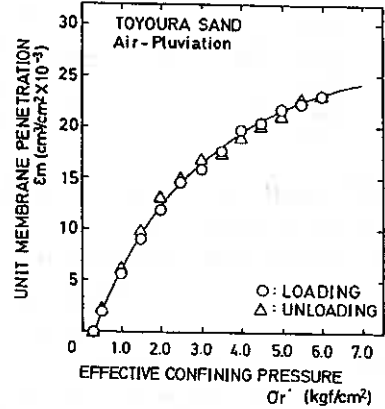


図-3

6. 試験結果と考察

6-1. 液状化強度に及ぼすMPの影響

①. 不攪乱森火山灰土の液状化強度に及ぼすMPの影響

図-4 (a) は不攪乱供試体のMP低減層有無による液状化強度の比較を示している。縦軸は、両振幅軸ひずみ $DA = 1\%$ に至るまでの平均的な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ 、横軸は両振幅軸ひずみ $DA = 1, 2, 5\%$ が生じたときの繰返し載荷回数 N_c である。この図より明らかなようにMP低減層を施したUT供試体の液状化強度はいずれの DA においても側面処理しないUN供試体のそれより小さくなる傾向になることがわかる。このことはMP量が大きいほど液状化強度を過大評価するという過去の研究成果と同様である。また、図-4 (b)は、間隙水圧挙動及び変形挙動を把握するために縦軸に繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c' = 0$ 時に残留する間隙水圧を初期有効拘束圧で正規化した値、及び両振幅軸ひずみ DA を $DA = 5\%$ で正規化した値、横軸には繰返し回数を $DA = 5\%$ の繰返し回数で正規化した値を示している。この図よりMP低減層を施すことによって間隙水圧挙動、変形挙動はともに側面処理をしないUN供試体のそれより卓越して生じることがわかる。このことより火山灰質粒状体といえども、通常の砂と同様のMP効果が存在することを認めなければならない。

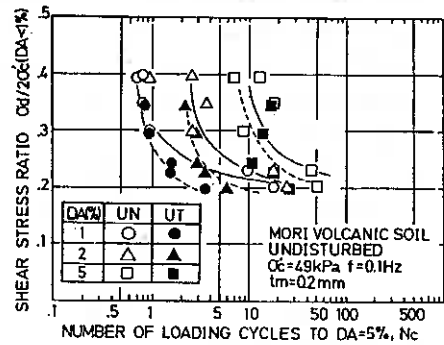


図-4 (a)

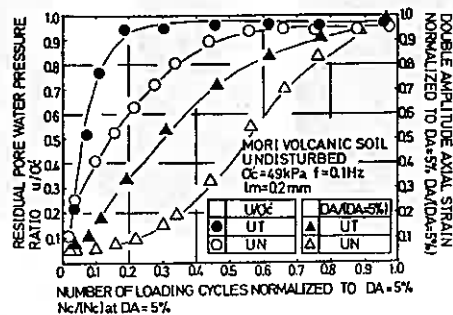


図-4 (b)

また、図-5は、同一応力比 $\sigma_a/2\sigma_c'$ のもとでMP低減層有無による有効応力経路の比較を行なっている。載荷開始から初期液化化に至るまで繰返し載荷1サイクルに蓄積する間隙水圧は、側面処理しないUN供試体よりもMP低減層を施したUT供試体の方が卓越している。ここでサイクリックモビリティ中の間隙水圧発生特性を検討するために、 $DA=5\%$ に至ったときの最大伸張載荷時に発生する間隙水圧 $U_{c.m.ext.}$ と σ_c' との比及び最大圧縮載荷時の間隙水圧 $U_{c.m.comp.}$ と σ_c' との比をMP低減層の有無で比較した。 $U_{c.m.comp.}$ に違いはないものの、 $U_{c.m.ext.}$ に関してはMP低減層を施したUT供試体のほうが側面処理しないUN供試体より、小さい値になっている。すなわち、MP低減層を施したUT供試体の方の有効応力の回復が、側面処理しないUN供試体のそれより大きくなることを示している。

②. 液化化強度に及ぼす側面処理層の厚さ及びトリミングの影響

図-6(a)は、再構成森火山灰供試体の側面処理層厚 t_T 、MP低減層の乱れの程度、供試体実質部分(火山灰)の側面の乱れの程度の違いが液化化強度に影響を及ぼすか調べた結果である。この図より、MP低減層の層厚 $t_T=0$ のものは $t_T \neq 0$ のものよりも明らかに液化化強度は高くなっている。これは不攪乱供試体で示された結果と同様である。また、同図より $t_T=1.5 \sim 2.5\text{mm}$ の間では、層厚の違い(RN0, RNR15, RNR25供試体)による明確な強度差は存在しないようである。間隙水圧挙動及び変形挙動を示した図-6(b)からも明確な差は現われていない。また、MP低減層の層厚 $t_T=1.5\text{mm}$ の3種類の供試体(RNS15, RNR15, RTR15供試体)の液化化強度を比較してみると明確な差は現われていない。これは低減層を施した火山灰供試体の凹凸の程度とMP低減層をトリミングで作製するかは液化化強度に影響を与えないことを示している。これらのことからMP低減層の層厚としては 1.5mm (AP法の適用限界と思われる) $\sim 2.5\text{mm}$ (これ以上になると別の影響がでる可能性あり)程度がその作製法の容易さや効果の点から最適であると思われる。

③. 柏原火山灰土及び砕石試料の液化化強度に及ぼすMPの影響

粒径の大きさの違いによるMPの影響及びMP低減層

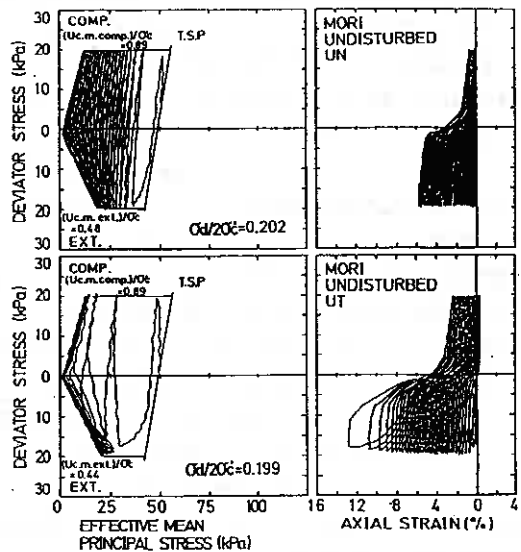


図-5

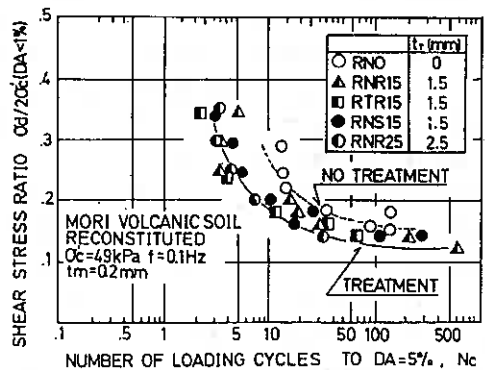


図-6(a)

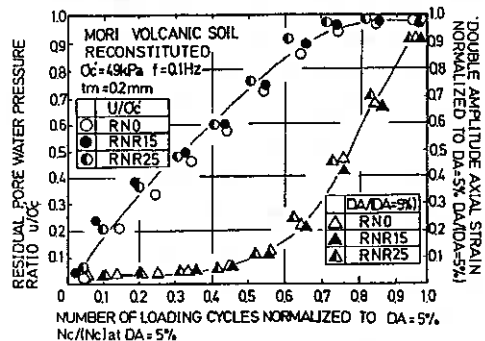


図-6(b)

の形成効果の相違を考察するために3種類の試料について液状化試験を行なった。図-7(a)は、柏原火山灰土のMP低減層有無による液状化強度の比較を示している。MP低減層の層厚は、上述の結果より、1.5~2.5mmが最適であるとされているので、ここでは1.5mmを採用した。この図からどのDAにおいてもMP低減層を施したRNS15供試体の液状化強度が側面処理をしないRNO供試体のそれより確実に低くなっていることがわかる。図-7(b)は、間隙水圧挙動及び変形挙動を示している。これらの図からもMP低減層有無による差が明確に現われている。図示は省略したが、富川火山灰土についても同様の結果が得られている。これらの結果より、MP低減層を設けることによって供試体の凹凸の程度を小さくし、MPの影響も低下させることが可能であることが明らかである。

次に、図-8(a)は粒度調整を行なった碎石試料の液状化強度の比較を示している。ここでは、MP低減層の層厚を1.5mmと2.5mmを用いて比較している。この図より、MP低減層を施すことにより今までの研究結果と同様、MP量の低減化が可能であることがわかる。しかし、層厚の違いにより液状化強度に差が現われているのも無視できない。これは先に述べた再構成森火山灰供試体について示された結果とは異なっている。図-8(b)は間隙水圧挙動及び変形挙動を比較して示したものである。変形及び間隙水圧発生挙動では、三者に確実な差があることが明確になっている。また $t_T=2.5mm$ の供試体の間隙水圧は $t_T=1.5mm$ に比べて、間隙水圧比100%に極めて近づいていることがわかる。また、図-8(c)は、同一応力比における有効応力経路の比較を示している。MP低減層有無によるものを比較すると明らかに有効応力経路の形状に差が現われている。MP低減層を施した供試体が飽和砂のそれに似通っているのに対し、側面処理を行わない供試体は排水試験の応力経路に似た経路を示す。これはMP量が大きいため部分的に排水試験のようになり、このような応力経路になるものと考えられる。また、MP低減層の層厚の違いによる差も現われている。いわゆるサイクリックモビリティ中に有効応力が一時的に0になる現象には至らないが、層厚が厚くなることによって、より初期液状化に近づいていることがわかる。これらの傾向は、森火山灰土で示した層厚の違いによるものとは異なり、碎石試料ではさらに明確な差となって現われた。また、他の2種類の火山灰土においても碎石試料のような明確な差は現われていない。

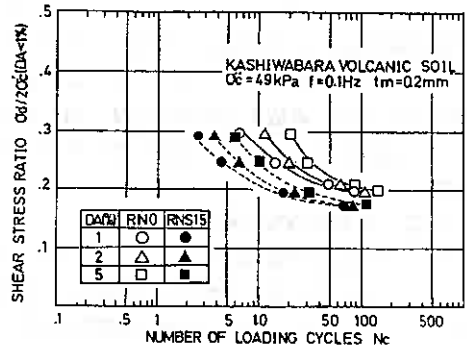


図-7(a)

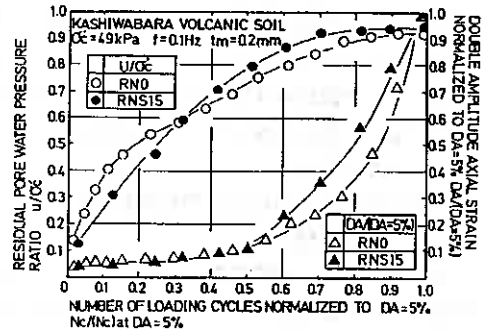


図-7(b)

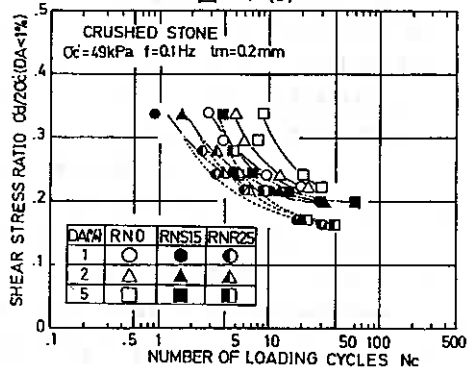


図-8(a)

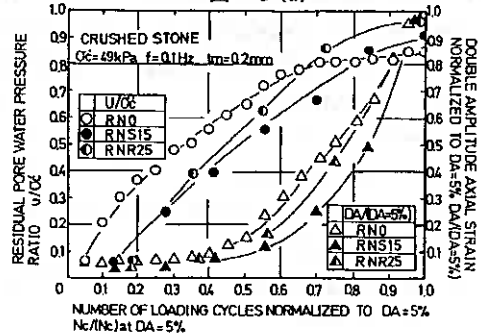


図-8(b)

このことから、供試体の粒径にくらべて低減層の層厚が小さいと繰返し载荷中に低減層としての豊浦標準砂が供試体の粒子間に貫入することにより、MP低減層の形成効果を低下させることが予想される。層厚が1.5→2.5mmという極めて小さな変化が液状化強度に変化を与えているこのような結果を考慮すれば、最適な低減層の層厚と供試体の粒径の関係を見出しておく必要がある。

6-2. 非排水三軸圧縮試験に及ぼすMPの影響

ここでは静的条件におけるMPの影響を、3種類の火山灰土及び碎石試料を用い、MP低減層有無による違いで比較を行なってみた。図-9(a), (b), (c), (d)は、森、富川、柏原、及び碎石試料の平均主応力 p' と偏差応力 q との関係を示している。ただし、碎石試料についてはMP低減層の層厚1.5mmと2.5mmも併せてプロットしている。これらの図より、試料同志の差はあるがMP低減層の有無による差は有効応力経路にも明らかに見られる。また、MP低減層を施すことにより早いひずみレベルで破壊に至るようである。

このことからMP低減層の形成効果がより効果的に作用していることを示しており、非排水三軸圧縮試験においても確実にMPの影響が存在し、静的条件に与える影響も無視できないということがいえよう。

6-3. MP低減層の形成効果

ここでは前述の液状化強度に及ぼすMPの影響と平均粒径 D_{50} との関係を検討してみた。図-10は、各試料の繰返し回数 $N_c=10, 20$ における液状化強度のMP低減層の有無による変化と平均粒径との関係を示している。碎石試料は、MP低減層の層厚 $t_r=2.5\text{mm}$ の場合もプロットしている。ここでの強度変化とは、MP低減層を施すことで液状化強度が側面処理をしないそれよりどの程度変化するかを示すものであり、例えば、RNS15供試体では $\{(\sigma_a/2\sigma_c')_{RNS15} - (\sigma_a/2\sigma_c')_{RN0}\} / (\sigma_a/2\sigma_c')_{RNS15}$ である。この図より明らかなようにMP低減層の有無による強度差は供試体粒径が大きくなれば確実に

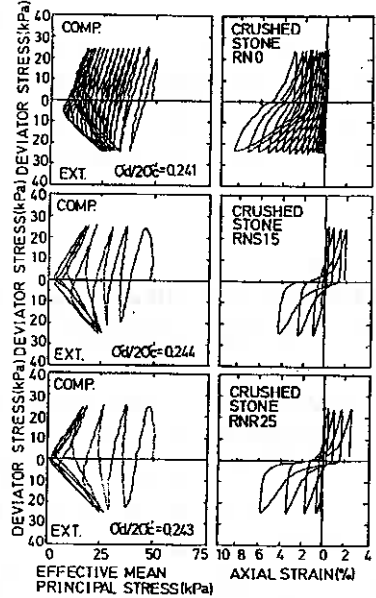


図-8(c)

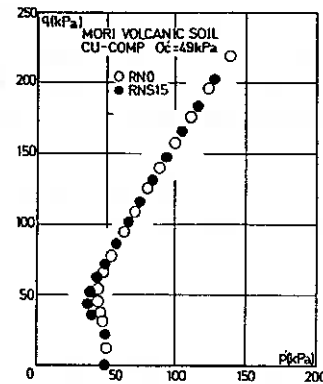


図-9(a)

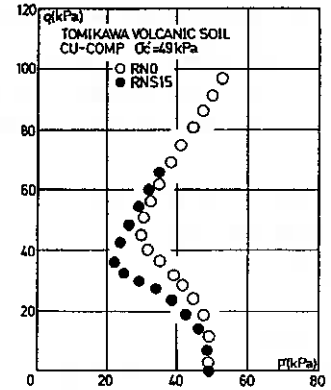


図-9(b)

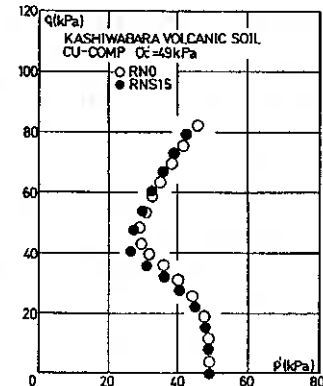


図-9(c)

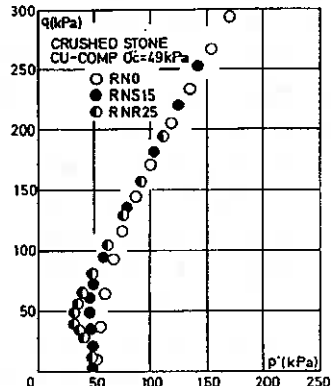


図-9(d)

増加していく傾向にある。例えば、 $N_c=10$ の柏原火山灰土（平均粒径 1.25mm ）で最大約50%の差として現われている。碎石試料のMP低減層の層厚 $t_r=1.5\text{mm}$ と $t_r=2.5\text{mm}$ とでは $N_c=10$ に約20%の差となって現われている。このことは、MP低減層の形成効果は供試体粒径が大きくなるほどより顕著に現われることを示している。

7. まとめ

豊浦標準砂によるMP低減層を形成したものとしないもので一連の非排水三軸試験を行なった結果、以下のことが示された。

- (1) MP低減層を形成した供試体の液状化試験では、MPの影響を確実に低減層のそれだけにすることができる。このことは、豊浦標準砂のMP量のみを補正すれば、真の液状化強さが求まることを示している。
- (2) 非排水圧縮試験においても確実にMPの影響が存在し、静的条件であっても非排水条件ではMPの影響を無視できない。この影響の除去はMP低減層を供試体に与えることによって解決できる。
- (3) MP低減層の形成効果は供試体の凹凸の程度が大きいくほど、顕著になっている。例えば、平均粒径 1.25mm では約50%の効果を示している。平均粒径が 3mm の碎石試料において、MP低減層の層厚 $t_r=1.5\text{mm}$ では、その形成効果が十分に期待できず、 $t_r=2.5\text{mm}$ の層厚が必要であるように思われる。したがって、供試体の粒径と有効な低減層の層厚との関係を見出すことが必要である。

最後に、本研究の実施に当たり実験及びデータの整理などに室蘭工業大学4年大和 崇、小林 直樹（現大成建設㈱）両君の協力を得た。また、本学磯崎 真一助手には、貴重な討論をいただいた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- (1) 三浦・扇谷・益村(1990): 第25回土質工学会研究発表会講演集, pp753-756
- (2) 三浦・川村(1992): 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集, pp194-195
- (3) 土岐・三浦・山下(1988): 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp89-96
- (4) Kuerbis, R. and Vaid, V. P. (1988): Soils and Foundations, Vol. 28, No.4, pp. 107-118
- (5) Rad, M. S. and Clough, G. W. (1984): Proc. ASCE, Vol. 110, GT9, pp. 1205-1218.
- (6) Newland, P. L. and Allely, B. H. (1957): Volume changes in drained triaxial tests on granular materials, Geotechnique, Vol. 7, No. 1, pp. 17-34.
- (7) Newland, P. L. and Allely, B. H. (1959): Volume changes in undrained triaxial tests on saturated dilatant granular materials, Geotechnique, Vol. 9, No. 4, pp. 174-182.
- (8) Roscoe, K. H., Schofield, A. H. and Thurairajah, A. (1963): An evaluation of test data for selecting a yield criterion for soils, ASTM, STP361, pp. 111-128.
- (9) Thurairajah, A. and Roscoe, K. H. (1965): The correction of triaxial compression test data on cohesionless granular media, Proc. 6th ICSMFE, pp377-381.

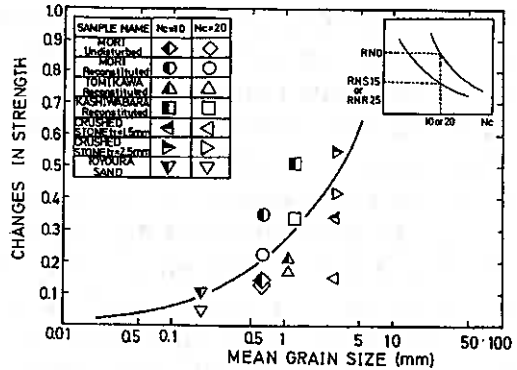


図-10

- (10) Frydman, S., Zeitlen, J. G., and Alpan, I. (1973): The membrane effect in triaxial testing of granular soils, *JTEVA*, Vol. 1, No. 1, pp. 37-41.
- (11) Raju, V. S. and Sadasivan, S. K. (1974): membrane penetration in triaxial tests on sands, *Proc. ASCE*, Vol. 100, No. GT4, pp. 482-489.
- (12) Ramana, K. V. and Raju, V. S. (1982): membrane penetration in triaxial tests, *Proc. ASCE*, Vol. 108, No. GT2, pp. 305-310.
- (13) Vaid, Y. P. and Negussey, D. (1984): A critical assesment of membrane penetration in the triaxial test, *Geotechnical testing journal*, Vol. 7, No. 2, pp. 70-76.
- (14) Peda, J. and Bohac, J. (1992): Membrane penetration in triaxial tests, *Geotechnical testing jorna* Vol. 15, No. 3, pp. 288-294.
- (15) Iversen, K. and Moum, J. (1974): The Paraffin Method-Triaxial testing without a rubber membrane, *Geotechnique*, Vol. 24, No. 4, pp. 665-670.
- (16) Lade, P. V. and Hernandez, S. B. (1977): Membrane penetration effects in undrained tests, *Proc. ASCE*, Vol. 103, pp. 109-125.
- (17) Kiekbusch, M. and Schuppener, B. (1977): Membrane penetration and its effect on pore pressures, *Proc. ASCE*, Vol. 113, No. GT11, pp. 1267-1279.
- (18) Raju, V. S. and Venkatramana, K. (1980): Undrained triaxial tests to assess liquefaction potential of sand-Effect of Membrane penetration-, *Proc. International Symposium on Soil under cyclic Transient Loading*, pp. 438-494.
- (19) Torrers, L. P. (1983): Membrane penetration in cyclic triaxial test, University of California, Berkley.
- (20) Tokimatsu, K. and Nakamura, K. (1986): Liquefaction test without membrane penetration effects, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 127-138.
- (21) Seed, R. B., Anwar, H. A. and Nicholson, P. G. (1989): Elimination of membrane compliance effects in undrained testing, *Proc. 12th ICSMFE*, Vol. 1, pp. 111-114.
- (22) Lo, S.-C. R., Chu, J., and Lee, I. K. (1989): A technique for reducing membrane penetration and bedding errors, *Geotechnical testing journal*, Vol. 12, No. 4, pp. 311-316.
- (23) 三浦・山内(1972): 高い等方圧力を受ける砂の圧縮特性について, *土木学会論文報告集*, No. 203, pp. 45-52
- (24) Martin, G. R., Finn, W. D. L. and Seed, H. B. (1978): Effects of system compliance on liquefaction tests, *Proc. ASCE*, Vol. 104, No. GT4, pp. 463-479.
- (25) Flaigny, E. and Darve, F. (1979): Discussion on the paper by Kiekbusch and Schuppener, *Proc. ASCE*, Vol. 105, No. GT1, pp. 115-117.
- (26) Molenkamp, F. and Luger, H. J. (1981): Modelling and minimization of membrane penetration effects in tests on granular soils, *Geotechnique*, Vol. 31, No. 4, pp. 471-486.
- (27) Wu, H. C. and Chang, G. S. (1982): Stress analysis of dummy rod method for specimen, *Proc. ASCE*, Vol. 109, No. GT9, pp. 1192-1197.
- (28) Ghaboussi, J., Momen, H. (1982): Modelling and analysis of cyclic behavior of sands, *Soils Mechanics-Transient and Cyclic Loads*, John Wiley and Sons Ltd., pp. 313-342.
- (29) Molenkamp, F. and Tatsuoka, F. (1983): Discussion on the paper by Sarsby et al., *Proc. ASCE*, Vol. 109, No. GT3, pp. 403-420.
- (30) Balid, G. and Nova, R. (1984): Membrane penetration effects in triaxial testing, *Proc. ASCE*, Vol. 110, No. GT3, pp. 403-420.

- (31) Molenkamp, F. (1985): Discussion on the paper by Baldi and Nova. Proc. ASCE, Vol. 111, No. GT8, pp. 1047-1048.
- (32) Kramer, S. L., Sivaneswaran, N. and Davis, R. O. (1990): Analysis of membrane penetration in triaxial test, Journal of engineering mechanics. ASCE, Vol. 116, No. 4, pp. 773-789.
- (33) Wong, R. T., Seed, H. B. and Chan, C. K. (1975): Cyclic loading liquefaction of gravelly soils, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT6, pp. 571-583.
- (34) 三浦・山本(1976): 砂の高圧三軸圧縮試験の結果に及ぼす2, 3の要因について, 土質工学会論文報告集, Vol. 16, No. 3, pp. 123-128.
- (35) 大原・山本(1976): 動的三軸による液状化におけるゴム膜貫入量の影響について, 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 1, pp. 127-135.
- (36) 後藤・榎戸・滝沢・龍岡(1984): 三軸供試体における砂の静的変形・強度特性について, 第19回土質工学研究発表会概要集, pp. 349-352.

1. まえがき

地盤や土構造物の地震時挙動や交通荷重による道路振動、機械基礎振動特性等を合理的に検討するためには、地盤材料の繰返し載荷に対する変形定数（せん断剛性率、減衰係数）の値とそのひずみ依存性を正確に測定しなければならない。室内試験から繰返し載荷に対する変形特性を求めるために、繰返し三軸試験が一般に用いられている。しかし、試験基準が未だ策定されていないため、機関によって試験方法が異なり、異なる試験機関での試験結果の比較ができない場合がある。また、試験結果に及ぼす各種影響因子が定量的に評価されておらず、どのような点に注意を払って試験を行い結果を整理すべきなのか明らかにされていない面が多い。そこで、本研究では三軸試験と中空ねじり試験装置を用いて、砂の繰返し載荷に対する広範なひずみレベルでの変形特性を求め、試験結果に及ぼす試験方法、供試体作製方法、応力履歴等の各種因子の影響を調べ、現状の室内繰返し変形試験の問題点と考慮すべき点を考察した。

2. 試験方法

用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s=2.645$, $D_{50}=0.18\text{mm}$, $U_c=1.5$, $F_c(\leq 75\mu\text{m})=0\%$, $e_{max}=0.991$, $e_{min}=0.623$) および相馬砂 ($G_s=2.64$, $D_{50}=0.73\text{mm}$, $U_c=1.6$, $F_c=0\%$, $e_{max}=0.804$, $e_{min}=0.553$) の 2 種類である。

供試体は、以下に示す 3 種類の方法¹⁾で作製した。

(1) 多重ふるい落下法 (MSP 法) : 炉乾燥試料を 7 層のふるいを通して空中落下させ、モールド内に直接堆積させる方法。

(2) バイブレータ法 (VIB 法) : 炉乾燥試料を、電動バイブレータによってモールド側面から締固めて作製する方法。

(3) 遠心力法 (CE 法) : モールドを回転させ、試料を遠心力によってモールド側面に堆積させた後、凍結させ所定の寸法に供試体を作製する方法。ただし、この方法では中空供試体しか作製できない。

用いた供試体の寸法は、高さ $H=17\text{cm}$ 、直径 $D=7\text{cm}$ の中実供試体 (三軸試験) と、高さ $H=20\text{cm}$ 、内径 $D_i=6\text{cm}$ 、外径 $D_o=10\text{cm}$ の中空供試体 (三軸試験および中空ねじり試験) である。供試体の相対密度は 60% と 80% ($\pm 2\%$) の 2 種類とした。試験時の有効拘束圧は $\sigma'_c=1.0\text{kgf/cm}^2$ ($B.P.=2.0\text{kgf/cm}^2$) で、繰返し載荷試験は全て等方圧密状態で行った。

繰返し載荷試験は振幅一定、周波数 0.1Hz の正弦波荷重を 11 サイクル与えた後、再び圧密し荷重を増加させて変形特性を求めるステージ試験によって行った。繰返し載荷は、排水状態または非排水状態で与えた。なお、試験結果の信頼性を高めるために、同一の試験ケースの実験を複数の供試体に対して行った。試験結果は繰返し載荷 10 サイクル目で求めた等価ヤング率 E_{eq} ($=\Delta\sigma_a/\Delta\varepsilon_a$)、等価せん断剛性率 G_{eq} ($=\Delta\tau/\Delta\gamma$) および履歴減衰係数 h によって整理した。

3. 試験結果

3.1 供試体作製方法の影響

図-1, 2 は、MSP, VIB, CE 法で作製した $D_r=80\%$ の豊浦砂供試体に対して、排水および非排水状態で繰返し載荷を与えた場合の三軸試験と中空ねじり試験から得られた変形係数 (E_{eq} , G_{eq}) と減衰係数 h のひずみ依存性を示している。図より、変形係数は微小なひずみレベルにおいて作製方法によってやや差が認められ、排水条件および試験方法によらず MSP 供試体の変形係数がやや低く、VIB 供試体の変形係数がやや高くなっている。CE 供試体では、排水条件や試験方法によってやや異なるが、MSP 供試体と VIB 供試体の中間の値となっている。供試体作製方法の違いによる変形係数の差は、 10^{-4} 程度のひずみレベルでおよそ 1~2

Effects of Some Factors on Cyclic Deformation Characteristics of Sands: Satoshi YAMASHITA, Shosuke TOKI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.), Takahito CHIBA and Hidehiko INAHARA (Undergraduate Student)

割程度である。この相違は同じ方法で作製した供試体に対して液状化試験を実施した場合の液状化強度の相違¹⁾に比較して小さく、変形係数は供試体の構造特性の影響を大きくは受けにくいようである。

また、ひずみレベルが大きくなると変形係数は、排水状態で繰返し荷荷を与えた場合、作製方法の違いによる差は小さくなっているが、非排水状態ではひずみレベルが大きくなっても作製方法による差はなくなる。hに及ぼす供試体作製方法の影響は、排水状態で繰返し荷荷を与えた場合には両試験においてほとんど認められないようであるが、非排水状態ではひずみレベルが大きくなるとやや差が生じている。これは、図-3に示す非排水状態で繰返し荷荷を行った場合の繰返し荷荷10サイクル終了時に残留している間隙水圧から、供試体作製方法によって同じひずみレベルでの間隙水圧の発生量が異なっていることが分かる。したがって、作製方法によって有効拘束圧が異なるため、非排水条件で繰返し荷荷を与えた場合の変形係数および減衰係数にひずみレベルの大きなところで差が生じたものである。

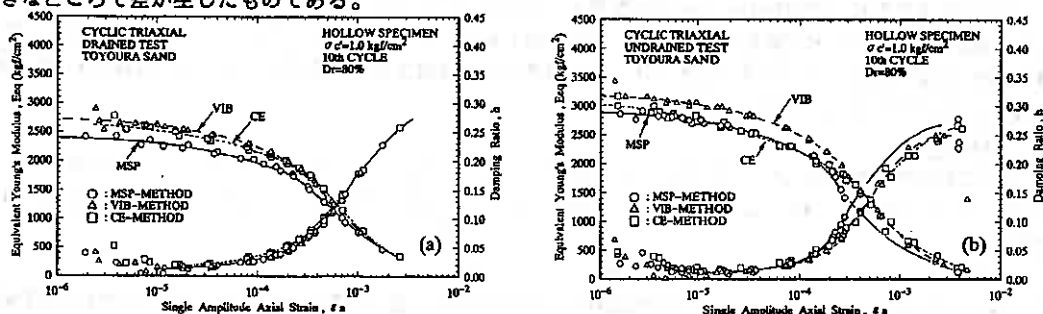


図-1 供試体作製方法の影響(三軸試験) (a)排水荷荷 (b)非排水荷荷

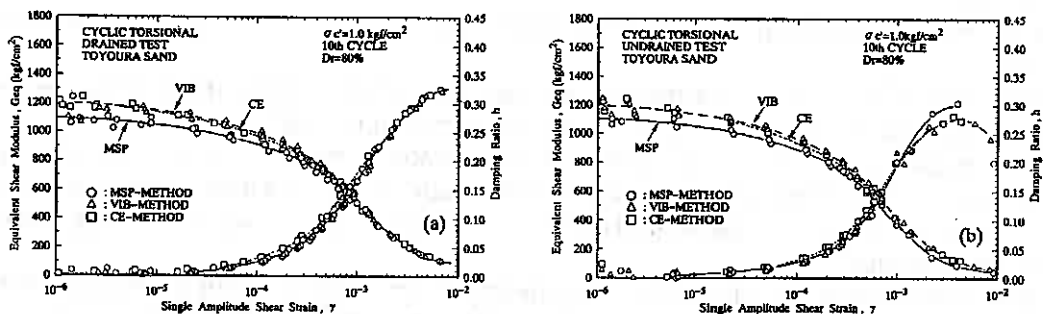


図-2 供試体作製方法の影響(ねじり試験) (a)排水荷荷 (b)非排水荷荷

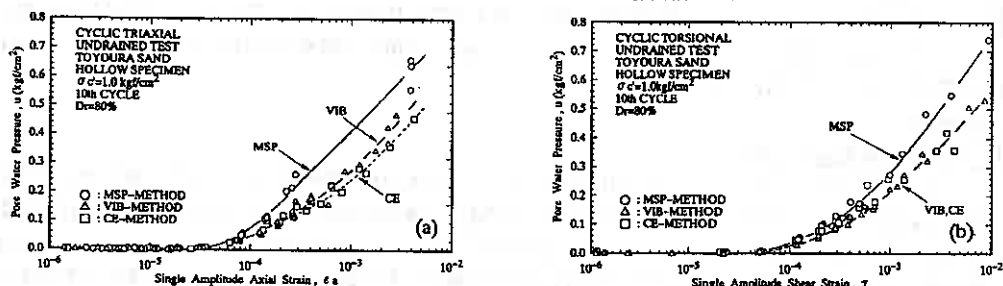


図-3 繰返し荷荷10サイクル終了時に残留している過剰間隙水圧 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

3.2 三軸試験と中空ねじり試験の比較

次に、三軸試験と中空ねじり試験による変形特性を比較した。ここで、三軸試験からせん断剛性率を求める場合、ポアソン比が必要となるが本研究では供試体の側方ひずみを測定していないので、非排水状態で繰返し荷荷を与え、ポアソン比 $\nu = 0.5$ と仮定して求めた($G = E / (2(1 + \nu))$)。

図-4はVIB法で作製した豊浦砂および相馬砂供試体に対する三軸試験と中空ねじり試験による G_{eq} および

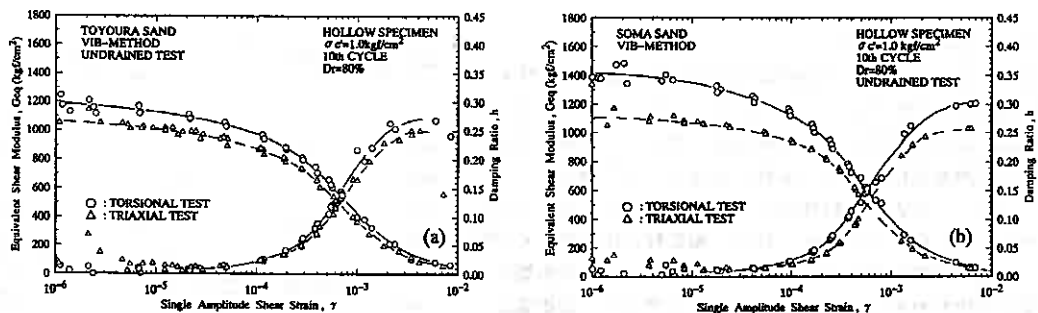


図-4 三軸試験とねじり試験の比較 (a)豊浦砂 (b)相馬砂

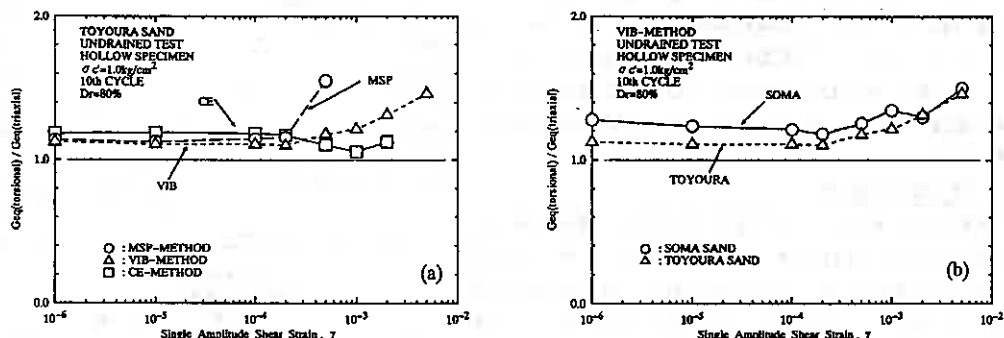


図-5 三軸試験と中空ねじり試験による G_{eq} の比較 (a)供試体作製方法の比較 (豊浦砂) (b)豊浦砂と相馬砂の比較 (VIB法)

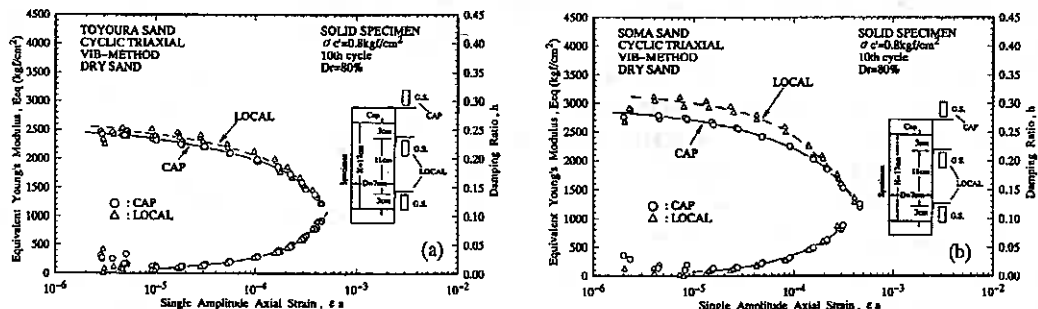


図-6 ベッディングエラーの影響 (a)豊浦砂 (b)相馬砂

h と γ の関係を示したものである。豊浦砂供試体の場合は三軸試験よりも中空ねじり試験による G_{eq} の方が 1 割程度高くなっている。一方、相馬砂の場合は豊浦砂に比べはるかにその差が大きく 2~3 割程度も中空ねじり試験による G_{eq} が高くなっている。図-5 (a) は三軸試験と中空ねじり試験による G_{eq} の比を各供試体作製方法に対して比較したものである。どのひずみレベルにおいても、三軸試験よりも中空ねじり試験による G_{eq} が高くなっている。また、図-5 (b) に示す相馬砂と豊浦砂を比較した場合は、相馬砂の方が豊浦砂よりも 2 倍程度、試験方法の相違による差が生じている。

このように、三軸試験で得られた変形係数が低くなる理由として、供試体端面におけるベッディングエラーの影響が考えられる。三軸試験では供試体の軸変位を測定するためにキャップの変位を非接触変位計を用いて測定している。龍岡ら²⁾ は供試体の局所変位から E_{eq} を求めた場合、キャップの変位から求めた場合よりも大きくなることを指摘している。そこで、ベッディングエラーの影響を調べるために、図-6 中に示すように供試体の側面に直接ターゲット (質量 2 g) を瞬間接着剤で張り付け、その変位を非接触変位計を用いて測定し、キャップの変位から求めた E_{eq} と比較した。試験は、豊浦砂と相馬砂の乾燥試料を用いて、供試体に 0.8 kgf/cm^2 の負圧

を与え、排気状態でいった。

図-6に示すように豊浦砂の場合は、局所変位から求めた変形係数の方がやや高くなっている。一方、豊浦砂 ($D_{50} = 0.18\text{mm}$) よりも粒径が大きな相馬砂 ($D_{50} = 0.73\text{mm}$) では明らかに局所変位による変形係数が大きくなっており、ベッディングエラーの影響は粒径が大きいほど大きいことが分かる。したがって、図-4に認められた三軸試験と中空ねじり試験による変形係数の相違は主にベッディングエラーの影響によるものと思われる。ただし、ベッディングエラーの影響はひずみレベルが大きくなると消滅していることと、図-4に示した三軸試験と中空ねじり試験結果の相違は、図-6に示されたベッディングエラーの影響以上の相違が認められることから、三軸試験と中空ねじり試験による変形特性の相違は、その他の要因 (例えば、中間主応力や平均主応力の相違等) の影響も考えられる。

3.3 排水条件の影響

地下水位以下の飽和試料を対象とする場合、繰返し載荷を排水状態で行うか、非排水状態で行うかによって得られる結果がどのように異なるかを知る必要がある。特に非排水状態で試験を行う場合、ひずみレベルが大きくなるに従って、繰返し載荷とともに間隙水圧が発生し有効応力が変化するため、得られる変形係数は排水条件によって異なることが予測される。

図-7は、排水または非排水状態で繰返し載荷を与えた場合の変形係数をVIB法で作製した豊浦供試体について比較したものである。図-7(a)に示す三軸試験の場合、微小ひずみレベルで非排水載荷による E_{eq} が高くなっている。しかし、図-7(b)に示す中空ねじり試験での微小ひずみレベルの G_{eq} は、排水条件によって変化していない。このことから、排水および非排水状態での E_{eq} は以下の式で表されると考え、次のことが言える。

$$(G_{eq})_d = (G_{eq})_u = \frac{(E_{eq})_d}{2(1+\nu_d)} = \frac{(E_{eq})_u}{2(1+\nu_u)} \quad (1)$$

$$\therefore (E_{eq})_d = G_{eq} \times 2(1+\nu_d) \quad (2)$$

$$(E_{eq})_u = G_{eq} \times 2(1+\nu_u) \quad (3)$$

($E_{eq})_d$ 、 ν_d は排水状態での等価ヤング率およびポアソン比

($E_{eq})_u$ 、 ν_u は非排水状態での等価ヤング率およびポアソン比

非排水状態でのポアソン比をほぼ0.5と仮定した場合、排水状態での微小ひずみレベルのポアソン比は0.5以下と考えられるので、(2)、(3)式から($E_{eq})_d$ は($E_{eq})_u$ よりも低く計算される。したがって、図-7(a)で示された排水状態での E_{eq} が非排水状態での E_{eq} よりも低くなったと考えられる。しかし、図-8に示す相馬砂の場合は三軸試験において排水条件の影響はほとんど現れておらず、排水状態での三軸試験におけるポアソン比は、試料によって大きく異なることが分かる。非排水載荷でのポアソン比を0.5と仮定し、排水載荷における 10^{-6}

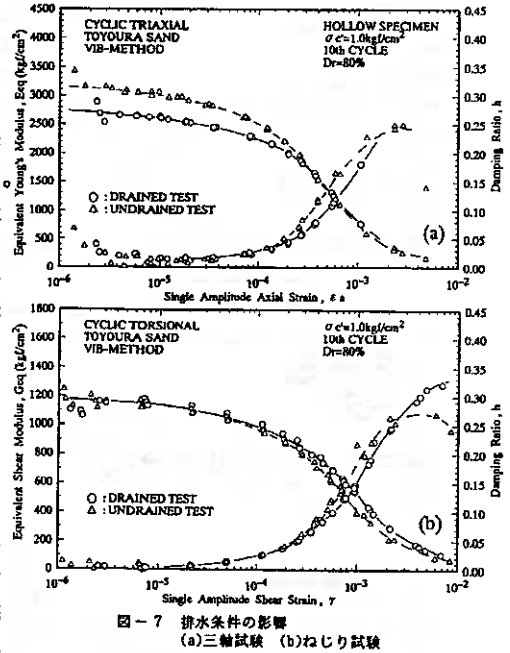


図-7 排水条件の影響 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

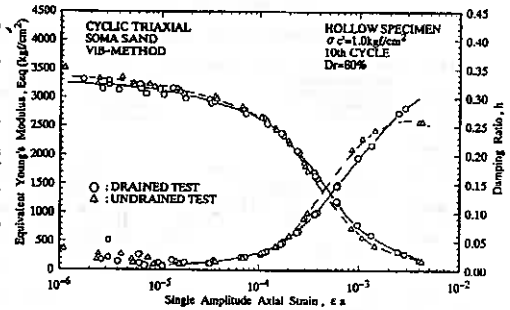


図-8 排水条件の影響 (三軸試験・相馬砂)

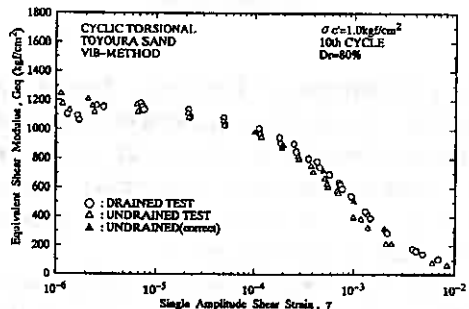


図-9 非排水載荷における有効応力変化を補正した比較

表-1 排水載荷における推定ポアソン比 ($\epsilon_a = 10^{-6}$)

試料	D _r	M	S	P	V	I	B	C	E
豊浦砂	80	0.29	0.38	0.34					
相馬砂	80	0.24	0.28	0.35					
相馬砂	80			0.46					

でのポアソン比を次式から推定した場合、表-1に示すようになる。

$$\nu d = (3Ed / 2Eu) - 1 \quad (4)$$

表より推定された νd の値は同じ試料でも供試体作製方法や密度によって異なることが分かる。表-1の結果は中空の供試体を用いた結果であるが、中実供試体を用いた場合VIB法で $\nu d = 0.21$ ($Dr = 80\%$)、 0.26 ($Dr = 60\%$)となり、供試体の形状によっても多少異なる計算結果が得られた。

一方、ひずみレベルが大きくなると、非排水条件で繰返し载荷を与えた場合、間隙水圧が発生し有効応力が低下するため排水状態で求めた変形係数よりも低くなり、また減衰係数は高くなっている。このように、排水条件の相違により得られる変形係数が異なることが分かる。変形係数の拘束圧依存性について、何人かの研究者により以下の式³⁾が表されている。

$$G = f(\gamma, e) p^m(\gamma) \quad (5)$$

ここで、 $f(\gamma, e)$ はひずみと間隙比の関数、 $m(\gamma)$ は拘束圧依存性に関するパラメータ。

そこで、図-7(b)に示した中空ねじり試験での $\gamma = 10^{-4}$ 、 2×10^{-4} 、 5×10^{-4} 、 10^{-3} 、 2×10^{-3} における Geq の平均値を、繰返し载荷時の10サイクル終了時での有効拘束圧から(5)式を用いて、排水状態で有効拘束圧 $\sigma' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する Geq に補正した。その結果、図-9の▲印で示すように、ほぼ排水状態での変形係数に一致することが分かった。したがって、有効拘束圧の相違による変形係数に関しては拘束圧依存性を現すパラメータ $m(\gamma)$ を用いることによって、繰返し载荷中に拘束圧が変化した場合についても適用できることが分かる。

3.4 応力履歴の影響

既報⁴⁾で、供試体に異方圧密履歴を与えた場合、三軸試験における微小なひずみレベルでの変形係数は、応力履歴の影響を受けることを示した。また、1つの供試体を用いて広範なひずみレベルでの変形特性を求めるステージ試験の場合、それぞれのひずみレベルにおいて以前のステージにおける繰返し履歴を受けていると考えられる。そこで、変形特性に及ぼす静的な過圧密履歴およびせん断履歴の影響、および繰返しひずみ履歴の影響を調べた。なお、試験はVIB法で作製した豊浦砂の中実供試体を用い三軸試験により行った。

3.4.1 過圧密履歴の影響

非排水状態で繰返し载荷を受けた場合の強度特性、すなわち液状化強度は過圧密履歴の影響を大きく受けることが指摘されている。しかし、微小ひずみレベルでの変形特性に関しては、過圧密履歴の影響を調べた研究はほとんど見られない。そこで、OCR=2、4の過圧密履歴を与えた $Dr = 80\%$ 、 60% のVIB供試体に排水および非排水状態で繰返し载荷を与え、過圧密履歴の影響を調べた。

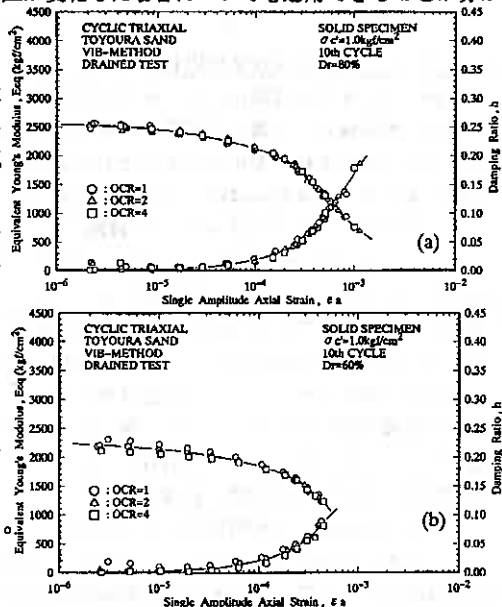


図-10 過圧密履歴の影響 (排水载荷) (a) $Dr = 80\%$ (b) $Dr = 60\%$

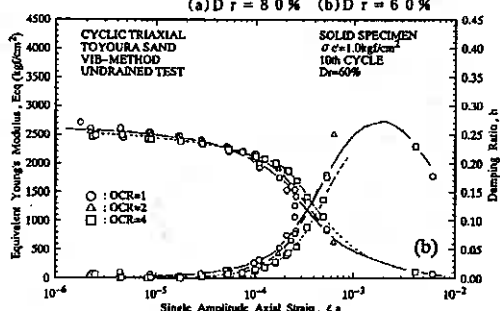
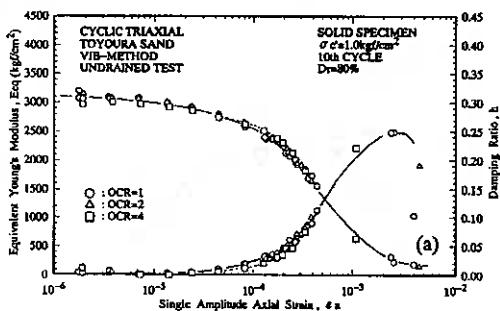


図-11 過圧密履歴の影響 (非排水载荷) (a) $Dr = 80\%$ (b) $Dr = 60\%$

図-10は排水状態、図-11は非排水状態で繰返し載荷を与えた場合の過圧密履歴による変形特性の相違を示したものである。微小ひずみレベルではほとんど過圧密履歴の影響は認められない。ただし、ひずみレベルが大きくなると、非排水状態で繰返し載荷を与えた場合、過圧密比が高いほどやや E_{eq} が高く、 h が低くなっている。これは、非排水状態で繰返し載荷を行った場合、過圧密比が高いほど図-12に示すように間隙水圧の発生量が低くなるため有効応力が過圧密比によって同じひずみレベルで異なり、 E_{eq} および h に差が生じたものと考えられる。しかし、全体的にみると過圧密履歴が変形特性に及ぼす影響は豊浦砂においてはほとんど認められないと言える。

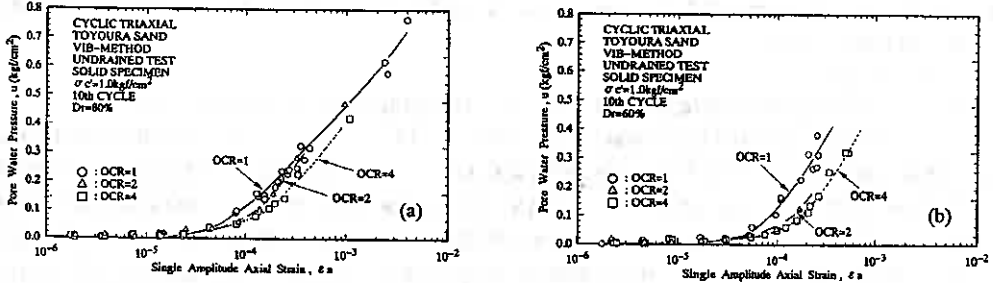


図-12 繰返し載荷10サイクル終了時の過剰間隙水圧 (a) $D_r = 80\%$ (b) $D_r = 60\%$

3.4.2 異方圧密履歴の影響

既報⁴⁾で、VIB供試体に $K=0.5$ および 2.0 の異方圧密履歴を与えた場合、 $K=2.0$ の伸張の履歴を与えると三軸試験による微小ひずみレベルでの変形係数が低下することを示した。本研究では、異方圧密履歴を与える主応力比 K を種々変化させるとともに、応力履歴を与える経路を変えた場合、変形特性がどのように変化するかを調べた。具体的には図-13および表-2に示すように、応力履歴を与える経路を① $A \rightarrow B' \rightarrow A \rightarrow B$ 経路(K 一定経路)と② $A \rightarrow B \rightarrow B' \rightarrow B$ 経路(p 一定経路)の2種類で行った。

図-14(a)は K 一定経路、図-14(b)は p 一定経路で応力履歴を与えた場合の結果を示している。図より、両経路において $K < 1.0$ の圧縮の履歴を与えた場合、やや E_{eq} が増加している場合があるがそれほど顕著な差は認められない。しかし、 $K > 1.0$ の伸張の履歴を与えると K の増加とともに E_{eq} は低下している。ただし、ひずみレベルが大きくなるとその差は無くなっている。また、 h にはほとんど応力履歴の影響が認められない。また、図-15は応力経路の違いによる変形特性の相違を $K=0.4$ と $K=2.5$ の場合について示している。応力経路の違いによって変形特性に及ぼす応力履歴の影響に差は生じていないことが分かる。

応力履歴の影響をより明らかにするために、等方圧密のみを行った供試体の E_{eq} と応力履歴を受けた供試体の E_{eq} との比($\epsilon_a = 10^{-6}$)と圧密時の主応力比 K および応力履歴によって発生した軸ひずみ量との関係を図-16、17に示す。図より圧縮の履歴を与えた場合には変形係数に大きな変化は認められないが、伸張の履歴を

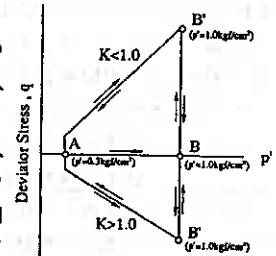


図-13 圧密時の応力経路

表-2 圧密時の主応力比 K

圧密経路	圧密時の最大主応力比 K
K 一定経路	0.4, 0.5, 1.0, 2.5
p 一定経路	0.2, 0.4, 0.5, 2.0, 2.5, 3.0

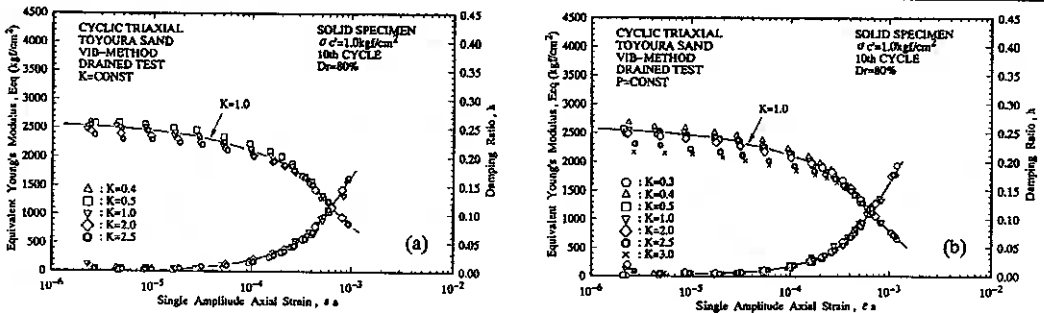


図-14 応力履歴の影響(三軸試験・排水載荷) (a) K 一定経路 (b) p 一定経路

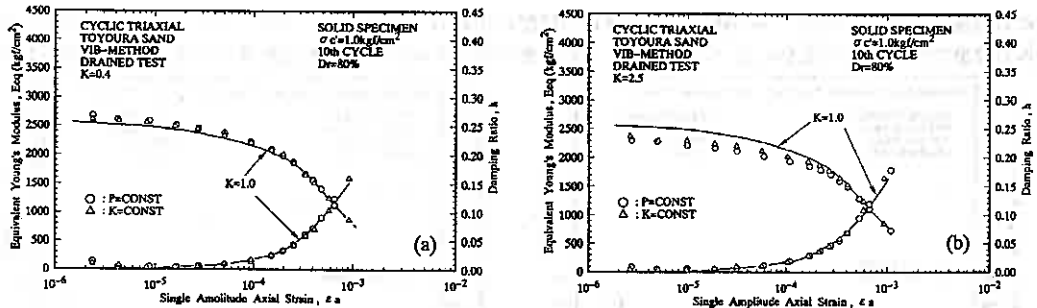


図-15 応力経路の影響 (a) $K=0.4$ (b) $K=2.5$

与えた場合、変形係数が低下することが分かる。このように、静的な一方向の応力履歴を受けた場合、VIB供試体では伸張の履歴を受けると変形係数が低下することが分かる。

3.4.3 繰返し履歴の影響

1つの供試体を用いて広範なひずみレベルの変形特性を調べる場合、各ステージにおいて以前のステージでの繰返し履歴を受けている。このような繰返し履歴が変形特性にどのような影響を及ぼすかを調べるために、1つの供試体に対してステージ試験を繰返し行うことによって繰返し履歴の影響を調べた。具体的には1回目のステージ試験の最終ステージにおけるひずみレベルを変化させ、再び微小ひずみレベルからの変形特性を求め、繰返し履歴の影響を調べた。図-18(a)

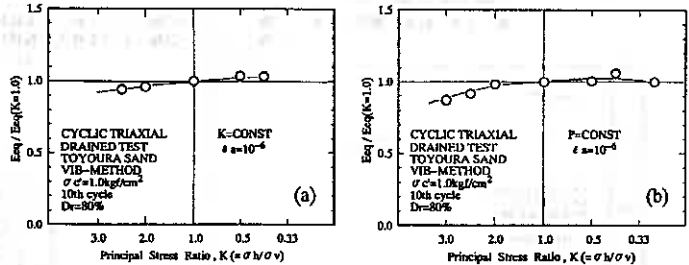


図-16 $E_{eq}/E_{eq}(K=1.0)$ と圧密時の K との関係 (a) K 一定経路 (b) p 一定経路

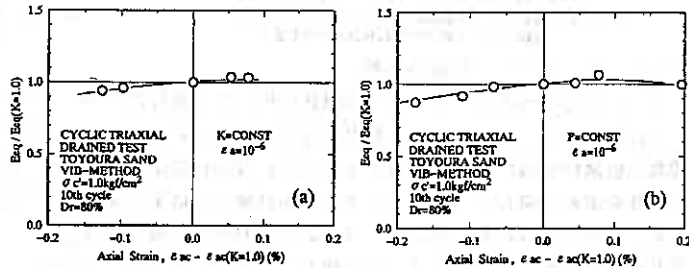


図-17 $E_{eq}/E_{eq}(K=1.0)$ と応力履歴によって発生した軸ひずみとの関係 (a) K 一定経路 (b) p 一定経路

は、第1ステージ試験における最終ステージでの最大片振幅軸ひずみが 2.3×10^{-3} の場合について、第1回ステージ試験と第2回ステージ試験の結果を示したものである。図に示すように、第2回目のステージ試験における E_{eq} が低下していることが分かる。また、減衰係数も2回目の方が低下している。一方、図-18(b)は、第1ステージ試験における最終ステージでの最大片振幅軸ひずみが 2.2×10^{-4} の場合について同様な結果を示したものである。この場合は、図-18(a)に比較して第2回目のステージ試験における E_{eq} が低下が少ない。このように第1回目のステージ試験における最大ひずみの大きさによって、その後の変形特性が変化することが分かる。

図-19は第1回目のステージ試験での最大片振幅軸ひずみと1回目と2回目のステージ試験での $\epsilon_a = 10^{-4}$ における E_{eq} の比との関係を示したものである。図に示すように、繰返しひずみ履歴の大きさが大きくなるほど E_{eq} が低下していることが分かる。繰返し履歴に関して、Drnevichら⁵⁾は 6×10^{-4} のひずみ履歴を 6×10^8 回加えた場合、最大30%微小ひずみレベルの剛性が増加することを示している。また、龍岡ら⁶⁾は $3 \sim 7 \times 10^{-4}$ 程度の繰返し履歴を $7,000 \sim 500,000$ 回加えても剛性はほとんど変化しないと報告しており、本研究結果と異なっている。図-20は第1回目のステージ試験終了時に残留している軸ひずみとの関係を図-19と同様に示したものである。図から分かるように第1回目のステージ試験終了時には伸張側に供試体の変形していることが分かる。また、その関係も伸張側への変形量が大きいほど E_{eq} の低下も著しいことが分かる。この傾向は、3.4.2で示した静的な応力履歴の影響に符合するものである。したがって、VIB供試体の場合は伸張方

向に応力履歴を受けた場合、静的履歴および繰返し履歴に関わらず剛性が低下すると言える。このことは、同じ繰返し履歴であっても伸張側にひずみが残留しない履歴を受けた場合には異なる結果となることも予想される。

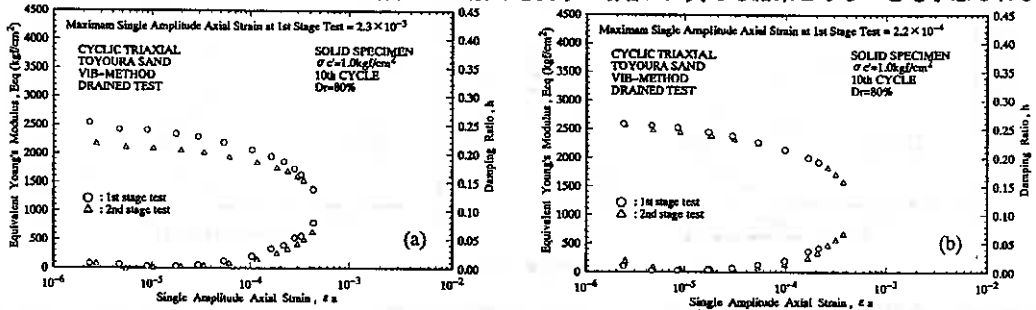


図-18 繰返し履歴の影響 (a)第1ステージ試験における最大片振幅軸ひずみ $\epsilon_a = 2.3 \times 10^{-3}$ (b)第1ステージ試験における最大片振幅軸ひずみ $\epsilon_a = 2.2 \times 10^{-4}$

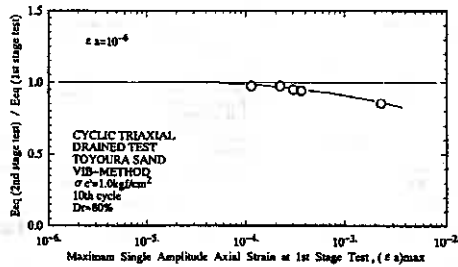


図-19 第2ステージ試験のEqに及ぼす第1ステージ試験における最大片振幅軸ひずみの影響

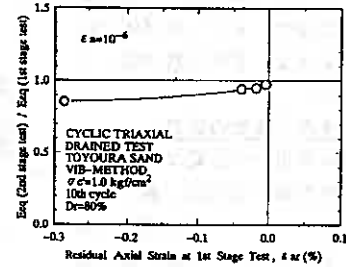


図-20 第2ステージ試験のEqに及ぼす第1ステージ試験における残留軸ひずみの影響

3. 4. 4 ステージ回数の影響

3. 4. 3で述べたように1つの供試体を用いて広範なひずみレベルの変形特性を調べる場合、各ステージにおいて以前のステージでの繰返し履歴を受けている。それに対して、各ひずみレベルでの変形特性を求めるために複数の供試体を用いて、応力履歴を受けていない供試体で変形特性を求めた場合(フレッシュサンプル試験)、結果が異なることが考えられる。そこで、排水および非排水状態で繰返し載荷を与えた場合のステージ試験とフレッシュサンプル試験結果を三軸試験によって比較した。なお、フレッシュサンプル試験ではあらかじめ $\epsilon_a = 5 \times 10^{-6}$ 程度のひずみレベルで繰返し載荷試験を実施し(点1)、微小ひずみレベルでのEqがステージ試験でのEqと差がないことを確認した後、大きなひずみレベルでの変形特性を求めている(点2)。図-21(a)は排水状態で繰返し載荷を与えた場合のステージ試験とフレッシュサンプル試験結果を比較したものである。排水状態で繰返し載荷を与えた場合には差が生じていない。一方、図-21(b)に示す非排水状態で繰返し載荷を与えた場合は、ステージ試験よりもフレッシュサンプル試験によるEqは低くhはやや高くなっている。このように排水条件によって結果が異なるのは、非排水状態で繰返し載荷を与えた場合、図-22の点2に示すようにフレッシュサンプル試験では繰返し載荷時の間隙水圧の発生量が大きく、ステージ試験に比べ同じひずみレベルでの有効拘束圧が低くなるためEqが低くhが高くなったものと考えられる。図-23にはフレッシュ

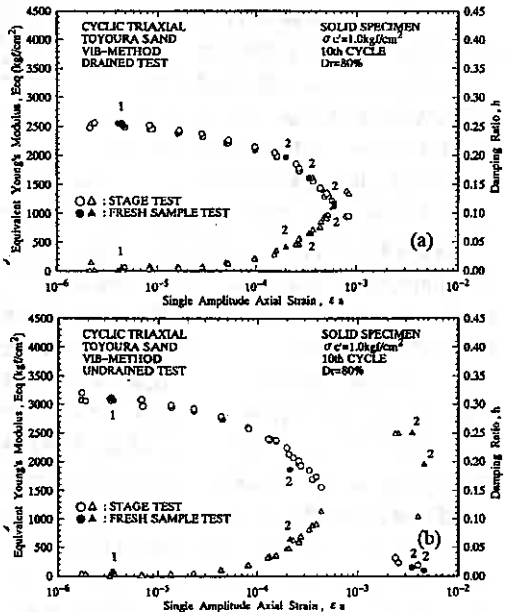


図-21 ステージ試験とフレッシュサンプル試験の比較 (a)排水載荷 (b)非排水載荷

サンプル試験を行った後、同じ供試体に引き続き繰返し載荷試験を実施した場合の結果(点3, 4, 5, 6)を示している。図よりその後の載荷試験では、ステージ試験の結果と一致している。図-22にはその時の間隙水圧の発生量も示しているが、フレッシュサンプル試験(点2)に比べ、その後の試験(点3, 4, 5, 6)では、ステージ試験での間隙水圧の発生量と等しくなっている。このようにステージ試験とフレッシュサンプル試験では、非排水状態で繰返し載荷を与えた場合、発生する間隙水圧がステージ試験とフレッシュサンプル試験とで異なり差が生じることが分かる。

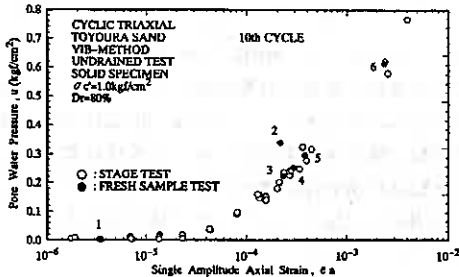


図-22 ステージ試験とフレッシュサンプル試験における過剰間隙水圧の比較

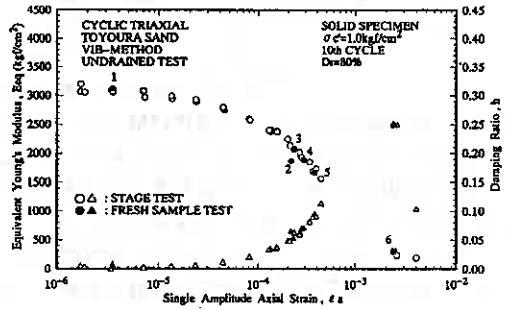


図-23 ステージ試験とフレッシュサンプル試験の比較

3.5 単調載荷試験との比較

これまで、変形特性のひずみ依存性を求めるために、繰返し載荷試験によって行ったが、微小ひずみレベルではほぼ弾性的な挙動を示し減衰係数はほとんど0に等しいので、単調載荷試験から得られる変形係数と等しくなることが予測される。そこで、MSP, VIB, CE法で作製した供試体に対して、側圧一定の三軸圧縮および伸張試験とねじり試験から得られた割線変形係数(E_{sec} , G_{sec})と繰返し載荷試験から得られた変形係数(E_{eq} , G_{eq})とを比較した。図-24(a), 25(a), 26(a)は三軸試験から得られた結果を、図-24(b), 25(b), 26(b)はねじり試験から得られた結果をそれぞれの供試体作製方法について示している。三軸試験においては、微小ひずみレベ

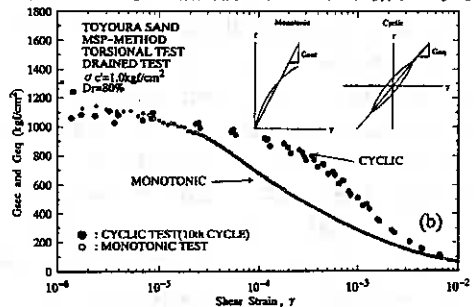
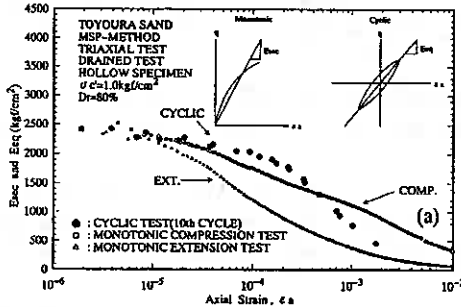


図-24 単調載荷試験と繰返し載荷試験の比較(MSP供試体) (a)三軸試験 (b)ねじり試験

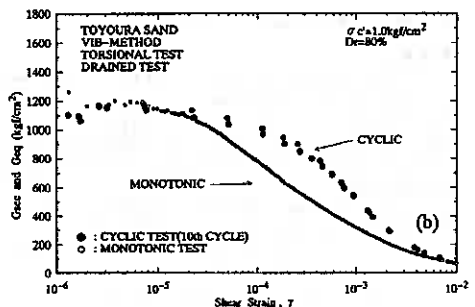
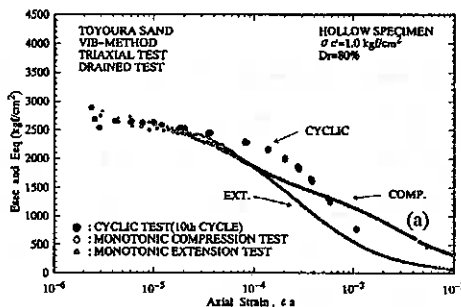


図-25 単調載荷試験と繰返し載荷試験の比較(VIB供試体) (a)三軸試験 (b)ねじり試験

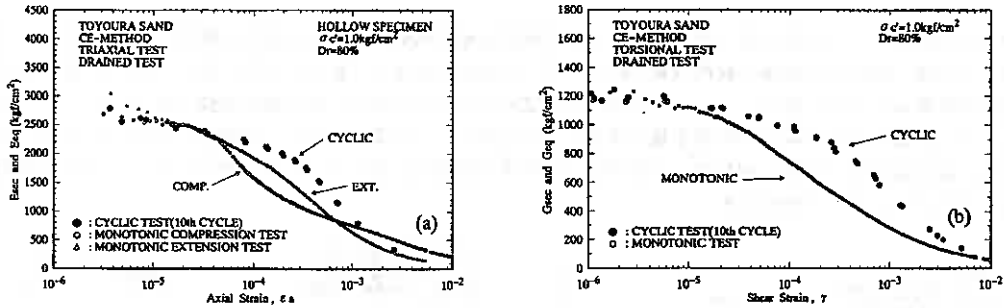


図-2.6 単調荷重試験と繰返し荷重試験の比較 (CE供試体) (a)三軸試験 (b)ねじり試験

ルでは三軸圧縮試験においても伸張試験においても得られる変形係数は繰返し荷重試験から得られる変形係数にどの供試体作製方法においても一致している。ただし、ひずみレベルが大きいところでは、供試体の構造特性と応力条件の相違を反映して三軸圧縮条件と伸張条件での変形係数に供試体作製方法によって多様に変化している。また、中空ねじり試験においても微小ひずみレベルでの変形係数は単調荷重試験と繰返し荷重試験で一致している。このように微小ひずみレベルでの変形特性に関しては、単調荷重試験においても測定精度を向上させることによって繰返し荷重試験と同じ変形係数を求めることができることが分かる。

4. 結論

- (1) 供試体作製方法の影響： 微小ひずみレベルでやや差があるものの、液状化試験にみられるような大きな相違は認められず、その差は1～2割程度である。
- (2) 三軸試験と中空ねじり試験による比較： 中空ねじり試験による変形係数の方が高くなった。また、その差は砂試料の粒径が大きいほど大きい。これは、三軸試験におけるベディンクエラーの影響が粒径が大きいほど大きくなることが主たる原因と考えられた。
- (3) 排水条件の影響： 三軸試験による変形係数 (E_{eq}) は排水条件によって異なるが、その差は供試体作製方法や試料によって多様に変化する。中空ねじり試験では排水条件によらず微小ひずみレベルでの変形係数に差は生じない。ひずみレベルの大きなところでは有効拘束圧の相違によって非排水状態で繰返し荷重を与えた場合、変形係数が排水状態で繰返し荷重を与えた場合よりも低くなるが、有効拘束圧の補正を行った場合には排水条件によらず一致する。
- (4) 過圧密履歴の影響： 過圧密履歴は変形係数および減衰係数にほとんど影響を及ぼさない。
- (5) 静的な応力履歴の影響： VIB供試体の場合、伸張の履歴を受けるとE_{eq}が低下した。また、応力履歴を与える際の経路によって差は生じない。
- (6) 繰返し履歴の影響： 繰返しひずみ履歴の大きさが大きくなるほど微小ひずみレベルでのE_{eq}が低下した。
- (7) ステージ試験とフレッシュサンプル試験による比較： 排水状態で繰返し荷重を与えた場合は両試験による差は生じなかったが、非排水状態で繰返し荷重を与えた場合は、ひずみレベルが大きなところでフレッシュサンプル試験によるE_{eq}は低くhは高くなった。
- (8) 単調荷重試験との比較： 微小ひずみレベルでの変形係数は供試体作製方法や試験方法によらず単調荷重試験と繰返し荷重試験で一致した。

(参考文献)

- 1) 山下 聡・土岐祥介(1991):"繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の比較," 第26回土質工学研究発表会, pp.725-728.
- 2) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991): "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests," Proc. of 9ARCSMF, Vol. 2, pp. 53-114.
- 3) 龍岡文夫(1981): "第3章土の動的変形特性," 新体系土木工学18土の力学(Ⅲ)-圧密・せん断・動的解析-, 技報堂出版
- 4) 山下 聡・土岐祥介(1992): "広範なひずみレベルにおける砂の動的変形・強度特性," 土質工学会北海道支部技術報告集, 第32号, pp. 89-98.
- 5) Drnevich, V. P. and Richart, F. E. (1970): "Dynamic prestraining of dry sand," Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp. 453-469.
- 6) Teachavorasinskun, S., Tatsuoka, F., Kenkyo, K. and Yasuhara, K. (1992): "Effect of cyclic prestraining on the liquefaction resistance of sand," BOS.

室蘭工業大学工学部 正員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生員 ○加賀 学
室蘭工業大学大学院 学生員 梶川 正純

1 まえがき

従来、筆者らは数種類の道内火山灰土について動的ならびに静的力学挙動を軸対称三軸試験装置を用いて明らかにしてきている^{1), 2), 3), 4)}。通常、設計に際して行われる室内試験としては、軸対称の三軸圧縮試験が一般的であるが、このような応力条件は極めて限定された状況でしか存在せず一般には平面ひずみ条件に代表されるような相異なる三主応力が作用している場合が普通である。そこで、本研究では、これらの火山灰土に一連の平面ひずみ試験を行い、軸対称応力条件下の力学挙動との相違ならびに豊浦標準砂のそれとの比較を通して、破砕性粒状体の平面ひずみ挙動の特徴を明らかにした。

2 試験に用いた試料

一連の試験に用いている火山灰土は、茅部郡森町字姫川、沙流郡門別町富川、苫小牧市柏原において採取されたもので、それぞれ駒ヶ岳、樽前山、支笏の降下生成物で形成されている。各々の物理的性質は表-1のようになっている。

Sample Name	Toyoura	Tomikawa	Kashiwabara	Mori	
Specific Gravity	2.84	2.22	2.34	2.82	
Dry Density (g/cm ³)	Maximum	1.639	0.549	0.623	1.589
	Minimum	1.336	0.433	0.462	1.249
Gradation	D ₅₀ (mm)	0.18	1.10	1.25	0.64
	U _c	1.3	2.8	3.1	2.3
Finer Fraction (≧74μm)	0	1.0 (%)	1.3 (%)	0.2 (%)	

表-1

3 試験方法

本試験では新たに製作した平面ひずみ試験装置を用いている⁵⁾。この装置は図-1に示すように、鉛直方向の変形は(a)の載荷ロード・剛なキャップ(b)を介して与えられ、(c)のロードセルより軸差応力の測定をしている。また、 σ_y 方向の変位は一對の剛な拘束装置(d)により拘束され、 $\epsilon_y = 0$ となっている。2つの拘束板のうち、1つは試料の長手方向の変形を拘束するために要する圧力が計測できるようになっており、中間主応力 σ_y を測定している。拘束板は、上盤からブリーを介して釣り下げられることで σ_z 方向の変形に応じて上下に動くようになっている。また、せん断中には、拘束板と供試体との接触を保つために、側圧と微小水頭差(約 4.9 kPa)を拘束板に加えるようにしている。また、拘束板と供試体の間にシリコングリースを塗布することによって摩擦の軽減化を計っている。

本試験で用いている供試体は、高さ 10 × 長さ 8 × 幅 5 cm の角柱供試体である。再構成供試体の作製は、多重ふるい落下法(MSP法)

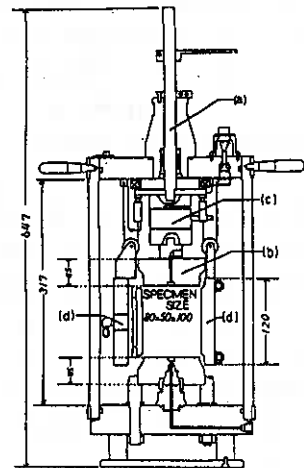


図-1

により、また不攪乱の場合はブロックサンプリング法により得た試料から供試体を切り出している。供試体の相対密度は富川火山灰土、柏原火山灰土、森火山灰土、豊浦標準砂に対してそれぞれ 50 (%)、65 (%)、70 (%)、75~80 (%) である。供試体セッティング後、CO₂、脱気水を通して飽和させ、196 kPa のバックプレッシャーを供給している。この方法により、間隙水圧係数 B は 0.96 以上の値を得ている。引続き、所定の圧密圧力 (σ_c) のもとで等方圧密し、その後、排水および非排水条件のもとで、ひずみ速度 0.25 %/min の平面ひずみ、軸対称圧縮試験を行った。

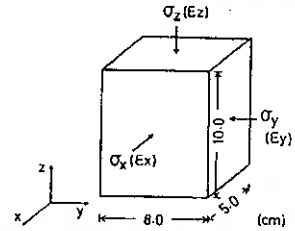


図-2

なお、本研究で用いた主応力および主ひずみは図-2 に示す通りであり、それらから定義される他の応力・ひずみは次の通りである。

$$\text{平均有効主応力 } p' = (\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z') / 3$$

$$\text{せん断応力 } q = ((\sigma_x' - \sigma_y')^2 + (\sigma_y' - \sigma_z')^2 + (\sigma_z' - \sigma_x')^2) / 2)^{1/2}$$

$$\text{体積ひずみ } \varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

$$\text{中間主応力係数 } b = ((\sigma_y' - \sigma_x') / (\sigma_z' - \sigma_x'))$$

ここで $\sigma_z' = \sigma_1'$, $\sigma_y' = \sigma_2'$, $\sigma_x' = \sigma_3'$, $\varepsilon_z = \varepsilon_1$, $\varepsilon_y = \varepsilon_2$, $\varepsilon_x = \varepsilon_3$ である。

4 試験結果と考察

4-1 平面ひずみ状態にある火山灰の強度・変形特性

図-3 (a) は、富川火山灰の排水平面ひずみ試験結果による最大・最小主応力比 (σ_z' / σ_x') と最大・最小主ひずみ (ε_z 、 ε_x) の関係を豊浦砂のそれと比較して示したものである。図から明らかのように、富川火山灰、豊浦砂ともに有効拘束圧が増加すると、強度の低下が見られる。その傾向は火山灰において著しいようである。また、破壊時すなわち (σ_z' / σ_x')_{max} 時の軸ひずみ ε_{zf} は拘束圧の増加にともない増加している。 ε_{zf} は豊浦砂の場合で 2.2~3.5 (%)、富川火山灰の場合で 19 (%) 以上と両者に大きな差異がある。また富川火山灰の場合、豊浦砂でみられるような明瞭なピークが認められないようである。

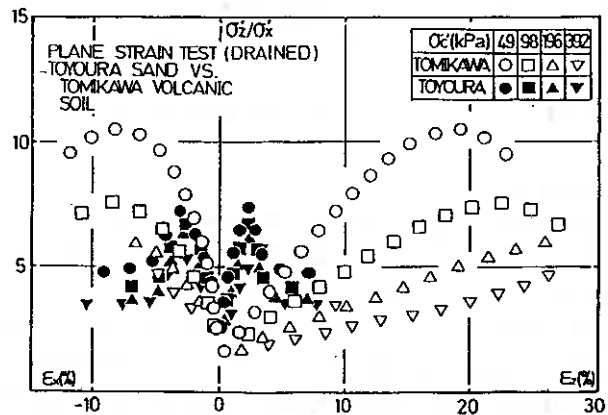


図-3 (a)

図-3 (b) は、最大主ひずみ (ε_z) と体積ひずみ (ε_v) の関係を示したものである。豊浦砂の場合、その体積変化はせん断開始直後の段階では圧縮傾向を示すが、その後顕著な正のダイレイタンスを示す。一方、富川火山灰ではせん断開始とともに著しい体積収縮傾向がみられ、負のダイレイタンス領域で破壊に達している。

図-4 (a)、(b) は、富川火山灰および豊浦砂の非排水平面ひずみ試験結果を示している。(a) 図は有効主応力比 (σ_z' / σ_x') と (ε_z 、 ε_x) の関係である。豊浦砂、富川火山灰ともに拘束圧の増加にともなう強度低下をみることができ、排水条件の場合に比べあまり明確に現れてはいないことが理解されよう。また、(σ_z' / σ_x')_{max} 時のひずみ ε_{zf} は、豊浦砂で 4~5 (%)、富川火山灰で 6.6~8.6 (%) とな

っており、排水条件の場合に比べ両試料間の差が小さくなっている。また (σ_z' / σ_x') の値は排水条件に比べかなり高くなっている。富川火山灰では、排水試験の場合よりも明確な (σ_z' / σ_x') 値が現れており、かついずれの拘束圧においてもほぼ同じ程度の低いひずみレベルにおいて破壊していることがわかる。

図-4 (b) は有効応力経路を示している。図から明らかなように、豊浦砂と富川火山灰を比較するといずれの拘束圧においても富川火山灰がその間隙水圧の発生量が大きく、せん断の進行とともに平均主応力 (p') が単調に減少していることがわかる。これは排水試験の場合の体積ひずみ挙動、すなわちダイレイタンシー特性を反映したものになっている。

図-5 は、上で述べた強度特性を定量的に示すためにせん断抵抗角 (ϕ_a, ϕ') と破壊時の平均有効主応力 (p'_f) につ

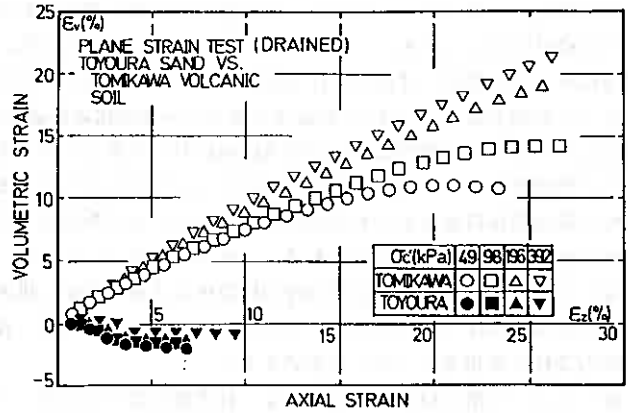


図-3 (b)

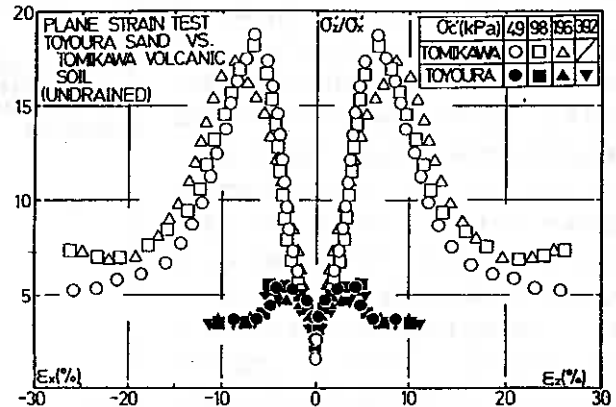


図-4 (a)

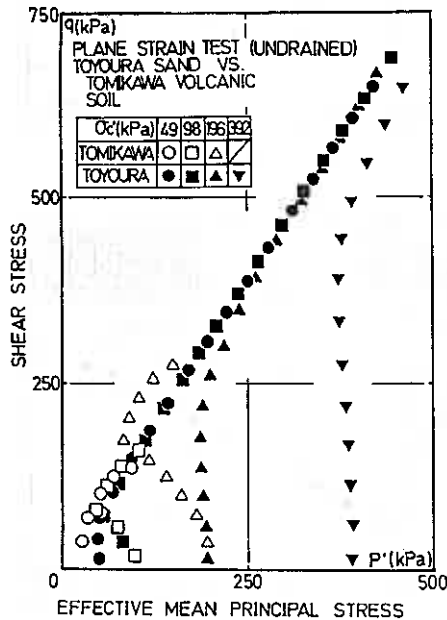


図-4 (b)

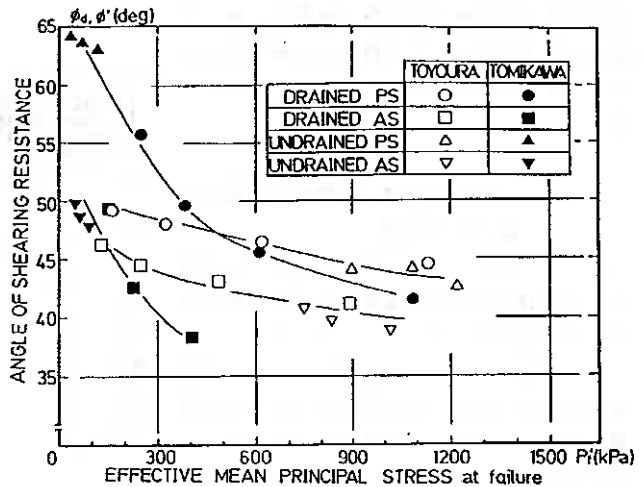


図-5

いて整理したものである。図中には軸対称応力条件下で得られたデータも併せて示している。この図からわかるように富川火山灰、豊浦砂はそれぞれ排水、非排水条件を問わず、一つの曲線上に乗り、 (p'_{f1}) の増加に従い (ϕ_d) が減少するという有効拘束圧依存性を示している。この傾向は特に富川火山灰において著しくその差が 12° と豊浦砂の 3° に比べ4倍もの相違となっているようである。さらに排水条件の場合よりも非排水条件においてせん断抵抗角の変化が小さくなっていることがわかる。これは図-3(a)、図-4(a)でそれぞれ示したせん断強度の拘束圧による変化が、排水条件より非排水条件の場合で少ないことに起因している。なお、軸対称応力条件との相違については後述する。

図-6は、不攪乱柏原火山灰土のV、H供試体について行った排水平面ひずみ試験の結果を (ϕ_d) と有効拘束圧 (σ'_c) について整理したものである⁵⁾。ここでV供試体とは原位置の鉛直方向と σ_z 方向が一致しているもの、H供試体とは原位置の水平方向が σ_z 方向に一致しているものを示している。この図においてV供試体とH供試体の強度差を比較すると、応力系の相違にかかわらずV供試体の方がH供試体よりも高い強度を示していることがわかる。また、この強度差は軸対称応力条件よりも平面ひずみ条件において著しくなっている。火山灰土の堆積過程においてもたらされた構造異方性の効果が良く現れており、この影響は平面ひずみ条件においてより強く保存されているといえよう。類似の挙動はしらすにおいても認められることが龍岡らによって示されている⁶⁾。なお、このような異方的力学挙動が平面ひずみ条件において顕著となる理由として不攪乱火山灰土のセメンテーション効果は無視できないと考えられる。

4-2 火山灰の強度・変形特性に及ぼす応力系の影響

図-7(a)、(b)は、平面ひずみ試験(PS試験)および角柱軸対称試験(AS試験)の結果に基づく (σ'_z/σ'_x) と $(\varepsilon_z, \varepsilon_x)$ の関係を示したものである。(a)図は豊浦砂のもので、AS試験の場合もPS試験と同様に有効拘束圧が増加するにつれて、強度が低下することが認められる。また、PS試験では、AS試験と比較するとより明ら

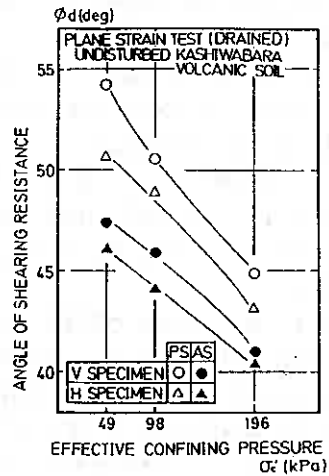


図-6

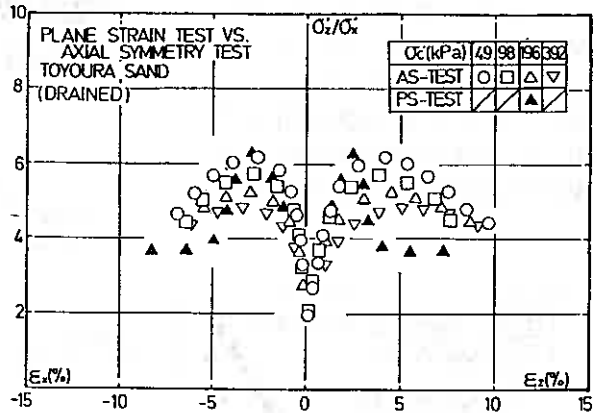


図-7(a)

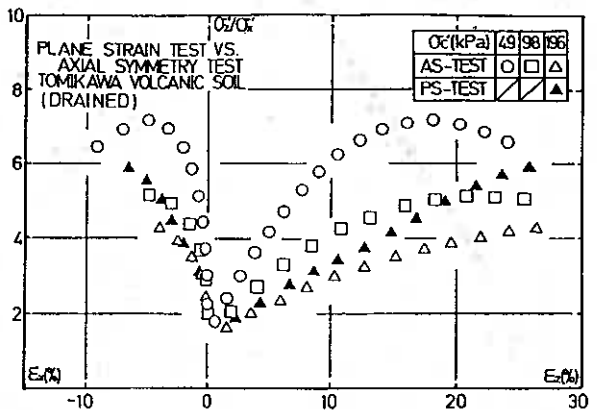


図-7(b)

かに (σ_z' / σ_x') のピークが認められる。そのときの (ε_{zf}) の値は、いずれの拘束圧においても AS 試験の場合の方が大きな値を示しているが、当然のことながら、 (σ_z' / σ_x') の最大値は PS 試験の場合の方が大きくなっている。(b) 図は、富川火山灰における関係を示したものである。どの拘束圧においても同じひずみレベルでの主応力比は PS 試験の方が AS 試験よりも大きく、強度が高いものとなっている。

図-8は、豊浦砂と富川火山灰の排水条件における PS および AS 試験結果による (ε_z) と (ε_v) の関係を示したものである。富川火山灰、豊浦砂ともに PS、AS 試験で、せん断初期段階では同じような変形挙動を示すが PS 条件では中間主応力の発生によりその差が顕著となり、AS 試験の方が体積ひずみが少なくなる。また、拘束圧が高くなるほど体積ひずみの値は小さく、かつ AS 試験の方が PS 試験よりもその傾向が著しいことが認められる。

図-9は、富川火山灰の非排水条件における AS、PS 試験結果の比較を示している。 (σ_z' / σ_x') と $(\varepsilon_z, \varepsilon_x)$ の関係を示したものである。平面ひずみ条件における非排水応力-ひずみ関係は軸対称条件のそれと大きく異なっていることがわかる。このような関係は豊浦砂では認められていないことから、火山灰土に特徴的な挙動といえるかもしれない。

図-10は富川火山灰における平均有効主応力 (p') とせん断応力 (q) の関係を示している。同じせん断応力レベルにおいて PS 試験より AS 試験において高い間隙水圧発生が認められる。これは、中間主応力の影響であるが、やはり豊浦砂よりもその差が顕著になっている。

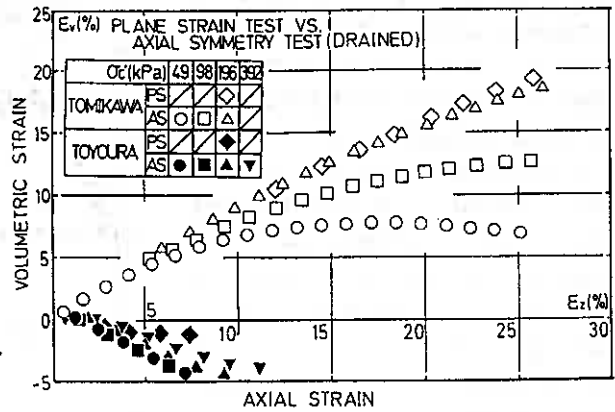


図-8

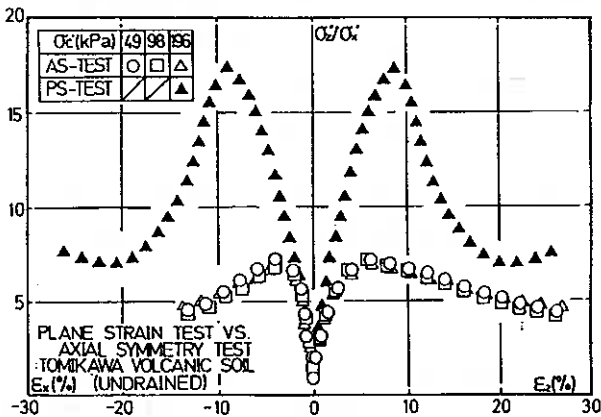


図-9

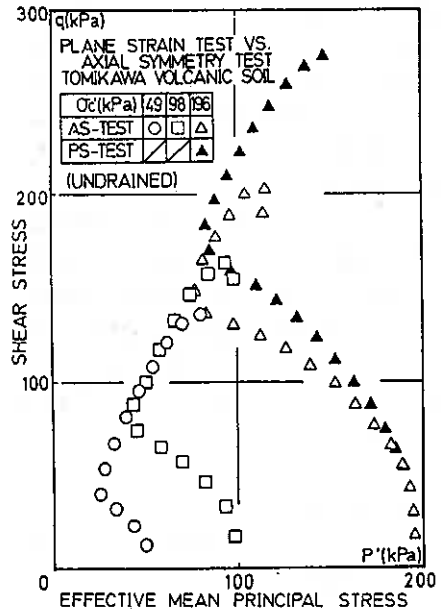


図-10

以上の強度を定量的に表すために (ϕ_a , ϕ') と (p'_f) の関係に及ぼす応力系の影響を調べてみたのが先述の図-5である。図より明らかなように富川火山灰、豊浦砂ともに応力系にかかわらず有効拘束圧の増加に従い (ϕ_a , ϕ') の減少が認められ、この傾向はPS試験で顕著なものとなっている。また、富川火山灰において、PSとAS試験を比較すると、その差は 10° 程度であるが、砂では 3° 程度であることから、火山灰土で応力系の違い、すなわち中間主応力の影響が極めて大きくなっていることがわかる。

ここで中間主応力の発生特性について調べるために、 b 値と (ϵ_z) の関係を描いてみた。図-11(a) は、排水条件で行った豊浦砂、富川火山灰の平面ひずみ試験結果である。豊浦砂の場合、せん断直後の段階から b 値の急激な立ち上がりが見られ、急勾配の増加傾向にあり、その後、 0.27 程度の定値となっている。それに比べ、富川火山灰の場合、 b 値の発現は遅れ気味であって、遅いものでは軸ひずみ 10 (%) を越えるまで発生しないものがある。これは、後述のように、火山灰土のせん断による粒子破碎に起因していると考えられ、構成粒子の破碎によって中間主応力の発現が遅れることが考えられる。

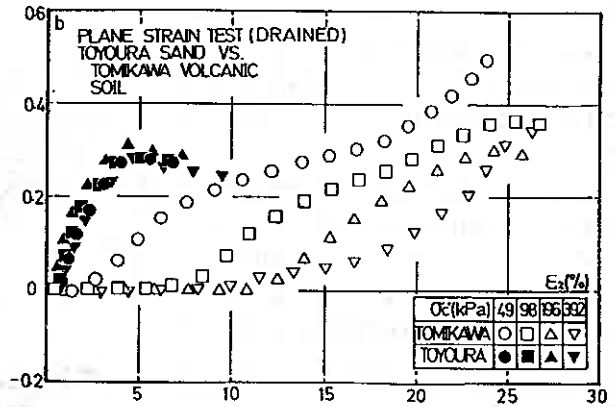


図-11(a)

図-11(b) は、非排水条件で得られた富川火山灰と豊浦砂の関係を見た図である。この場合も、豊浦砂は排水条件の場合と類似の挙動を示し $0.15 \sim 0.23$ の定値となるようである。一方、富川火山灰の場合は基本的には排水条件と同様の挙動であるが立ち上がりは排水条件に比べてはるかに早く、遅い場合でも $\epsilon_z = 3$ (%) 程度で単調増加する b 値の発生を見ることができる。これは、次節で述べるように粒子破碎が排水条件の場合よりも非排水条件において活発ではないことによるものである。不攪乱しらすの平面ひずみ試験から、龍岡ら⁶⁾は豊浦砂よりしらすにおいて低い b 値が与えられるとしていて、本研究結果とは異なる傾向を示している。これは、多分、龍岡らが用いたしらすと富川火山灰土で粒子破碎の程度が異なっていることによるものであらうと予想している。

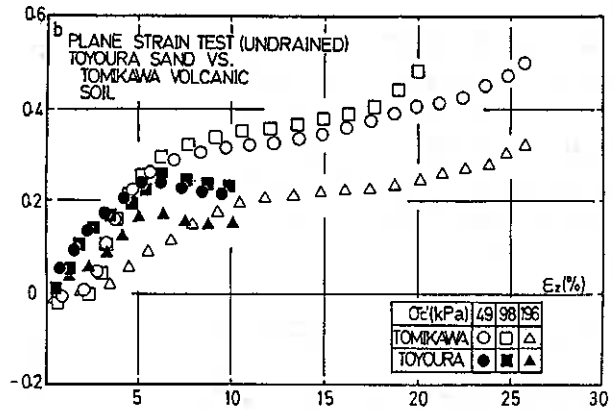


図-11(b)

4-3 粒子破碎特性

図-12 は、供試体作製後からせん断終了時の細粒分増加率 (ΔF_c) および破壊時の平均有効主応力 (p'_f) の関係を示したものである。富川火山灰では平均有効主応力の増加にともなって細粒分が確実に増加する傾向を認めることができる。このことは少なくとも構成粒子の破碎によるものであるから (ΔF_c) を粒子破碎を示す1つのパラメータとして見て良い⁷⁾。また、この (ΔF_c) と (p'_f) の関係は、排水条

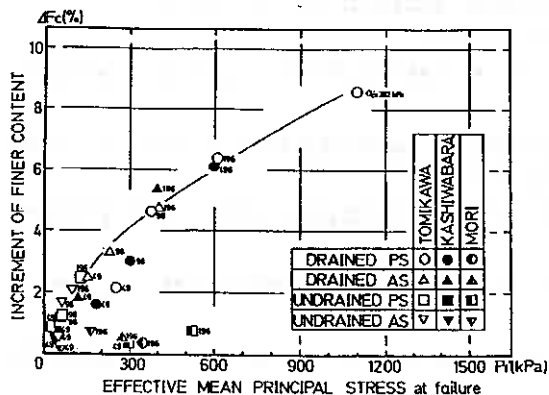


図-1 2

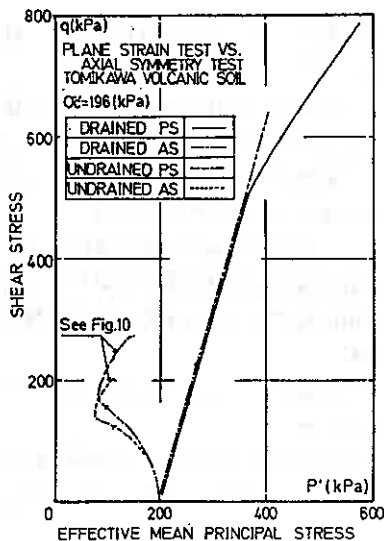


図-1 3

件、応力系の相違によらずユニークな関係を満足していることが注目される。このような関係は、同じような破壊を示す柏原火山灰土でも同様に得られていることがわかる。このことから少なくとも、せん断の進行にともなって平均有効主応力が増加する試験、例えば排水条件の平面ひずみ試験は図-1 3 に示すように平均主応力の顕著な増加をもたらすのであるから、粒子破碎を伴うせん断試験であると特徴づけられることになる。したがって、破碎性粒状体の平面ひずみ試験では、せん断にともなう粒子破碎の定量化が極めて重要な研究課題となることが新たに示されたことになる。

5 まとめ

以上の研究から得られた成果をまとめると、次のようである。

- (1) 火山灰土においては、原地盤の堆積構造に起因する構造異方性が存在し、その影響は軸対称条件よりも平面ひずみ条件において顕著に現れる。
- (2) 豊浦砂と破碎性火山灰土の挙動の違いから示されたように、粒子破碎が平面ひずみ挙動に多大な影響を与える。
- (3) 破碎性粒状体であっても、平面ひずみ強度は軸対称条件のそれよりも確実に高い値を示す。
- (4) 平面ひずみ試験において、中間主応力の発生指標となる中間主応力係数 b の挙動はその構成粒子の破碎量に大きく影響される。
- (5) 以上のことから、せん断時に有効応力の増加する平面ひずみ試験を火山灰土について実施する場合には、構成粒子の破碎性とその定量化が極めて重要であるといえる。

最後に本研究の実験及びデータの整理に本学4年 荻原淳平、新沼寛明両君、長部正之(現日本工学院)、大原靖(現岡山長大)、田中範之(現札幌市)各氏の協力を得た。本学磯崎真一助手には貴重な討論をいただいている。また、本研究の一部に文部省科学研究費(一般研究(C) 代表 三浦清一 No.02650341)の補助を受けた。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 三浦清一・宮永孝志：火山灰質粒状体の三軸力学挙動，土質工学会北海道支部技術報告集第29号，pp9～16，1989
- 2) 三浦清一・扇谷治・益村公人：火山灰質粒状体の非排水三軸試験におけるメンブレンコンプライアンス，土質工学会北海道支部技術報告集第30号，pp73～82，1990
- 3) 三浦清一・宮永孝志・益村公人：不攪乱火山灰質粒状体の非排水せん断挙動，土質工学会北海道支部技術報告集第30号，pp83～92，1990
- 4) 益村公人・三浦清一・峯田一彦・真田英夫：北海道火山灰土の繰返し非排水強度の評価法に関する研究，土質工学会北海道支部技術報告集第31号，pp117～126，1991
- 5) 大原靖・田中範之：平面ひずみ三軸試験装置の製作と粒状体への適用に関する研究，室蘭工業大学卒業論文，1991
- 6) 龍岡文夫・黄景川・上原精治・前田良刀：不攪乱二次堆積しらすの平面ひずみ圧縮試験，土と基礎，1988.4，pp57～62
- 7) 磯崎真一・新田登・三浦清一：火山灰粗粒土の三軸供試体における粒子破碎について，三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集，pp113～118，1991

室蘭工業大学 正員 磯崎 真一
室蘭工業大学 正員 新田 登
室蘭工業大学 正員 三浦 清一

1. はじめに

過去に筆者らは、北海道内の数地点から採取した粘性化してない未風化の火山灰土である火山灰粗粒土に対して、一連の三軸試験を実施してきている。これらの結果から、破碎性粒状体である火山灰粗粒土では、粒子が多孔質で脆弱であるために粒子破碎の問題を無視してその土質工学的特性を議論することは意味がないことを認め、系統の実験の中から圧密・せん断によってもたらされる粒子破碎について種々の検討を加えてきた^{1), 2), 3)}。ここではさらに、いままで主として行ってきた静的試験に加え繰返し応力下での粒子破碎性について検討を進めるとともに、静的および繰返し試験での排水・非排水条件が粒子破碎量にどのように影響するののかについて考察し、これらの結果をもとに火山灰質粒状体の粒子破碎に及ぼす基本的因子を明らかにすることを目的としている。

2. 試料, 供試体寸法および作製法

Table-1

試験に用いた試料は北海道内の 3 種類の火山灰粗粒土で、その採取地点は茅部郡森町字姫川 (森火山灰土 (MORI VOLCANIC SOIL))、沙流郡門別町富川 (富川火山灰土 (TOMIKAWA VOLCANIC SOIL)) および苫小牧市柏原 (柏原火山灰土

Sample	Volcanic Soil			Sand	Clay
	Sampling Site	Mori	Tonikawa		
Specific Gravity		2.82	2.22	2.34	2.65
Dry Density (g/cm ³)	Maximum	1.589	0.549	0.623	1.631
	Minimum	1.249	0.433	0.462	1.362
Gradation	D ₅₀ (mm)	0.64	1.10	1.25	0.17
	U _c	2.3	2.8	3.1	1.6
Finer Fraction (≦74μm)		0.2 (%)	1.0 (%)	1.3 (%)	0 (%)
					95.3 (%)

(KASHIWABARA VOLCANIC SOIL)) である。その堆積層は各々駒ヶ岳、樽前山、支笏の降下生成物で形成されており、土被り厚約 1~2 m の切土面から採取している。各火山灰土および比較のための豊浦標準砂および俱知安粘土の物理的性質を表-1 に示す。火山灰粗粒土については静的試験として、三軸圧縮試験を側圧一定条件で、繰返し載荷は振幅一定条件で各々排水および非排水条件で行った。その供試体寸法は主としてφ70×170mm またはφ75×170mm の小型の円柱供試体であるが、数点のデータとしてφ150×360mm の中型供試体も含まれている。供試体はすべて乱した試料に対してそれを再構成することによって行われ、その作製方法は多重フルイ落下法 (MSP法)⁴⁾ を用いた。

3. 試験方法

火山灰粗粒土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後、二酸化炭素 CO₂、脱気水を通して飽和させ、その後 196kPa のバックプレッシャーを供給している。なお、この方法により B 値は 0.96 以上の値を得ている。引続き、所定の有効拘束圧のもとで 1 時間以上等方圧密し、せん断を加えた。静的試験においてそのせん断方法は、排水および非排水三軸圧縮試験を側圧一定 (ひずみ制御: $\dot{\epsilon}_a = 0.25\%/min$) の条件で行った。また、繰返し載荷は空圧式の繰返し三軸試験装置を用い、振幅一定、載荷周波数 $f = 0.1Hz$ の正弦波で排水および非排水条件で行った。繰返し載荷は、非排水試験においては両振幅軸ひずみ D A が 5% 以上に達するまで、また排水試験においては載荷回数を試験前に設定し、そこに至るまで載荷を継続した。

Particle Breakage of Volcanic Coarse Grained Soil under Static and Cyclic Loading; Shinichi Isozaki, Noboru Nitta, Seiichi Miura (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology)

4. 試験結果と考察

4-1. 静的試験での粒子破碎性について

図-1は破碎性粒状体である火山灰粗粒土の排水・非排水三軸圧縮試験結果から得られた細粒分 $F_c(\leq 74\mu m)$ の増加量 $\Delta F_c(\%)$ と破壊時の平均有効主応力 p'_f の関係である。森火山灰土は他の試料に比べ土粒子が硬質であったため、この程度の応力レベルでは粒子破碎は顕著ではない。また、この応力レベルでは豊浦砂では粒子破碎が生じないことが実験結果から認められている。一方、富川・柏原両火山灰土において両者の関係は p'_f の増加とともに ΔF_c 値が著しく増加し、粒子破碎量が大きくなることが示されている。また、排水試験と非排水試験を比較すると、等しい拘束圧で試験を行った場合、排水試験での p'_f が非排水試験より大きく、粒子破碎量も大きいことから、排水試験においては非排水試験よりも粒子破碎がせん断特性に及ぼす影響は顕著となっていると言える。また注目すべきは、排水条件、非排水条件のいかんに関わらず、言い換えれば応力経路にかかわらず、 ΔF_c を p'_f で整理すると、一つのライン上に表せるユニークな関係が存在することである。このことは、他の応力経路（平均主応力一定、

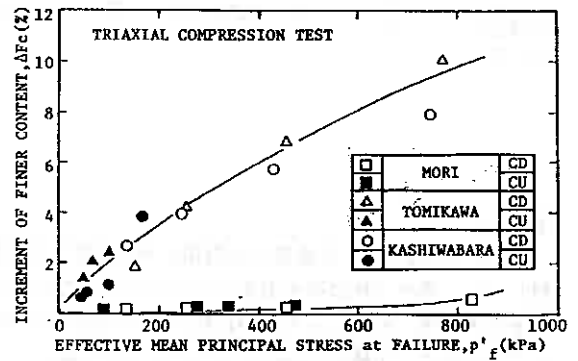
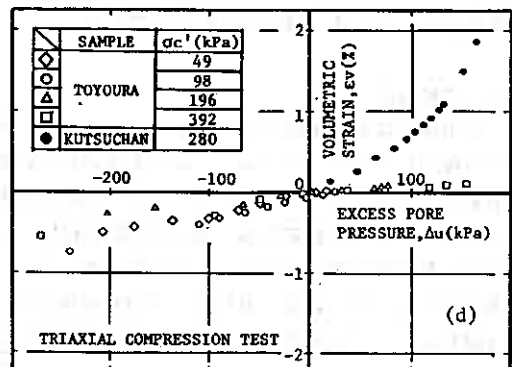
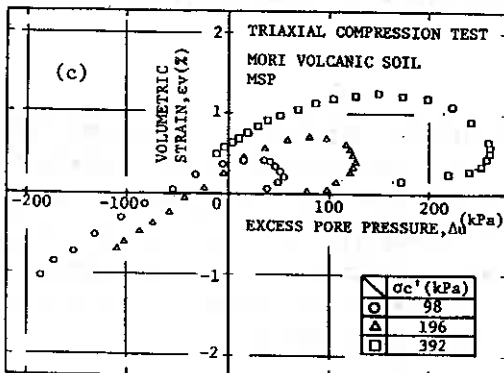
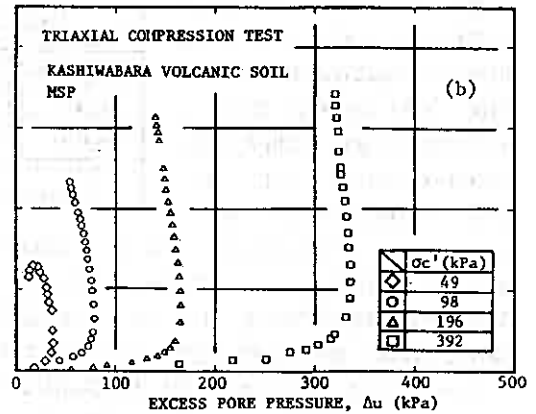
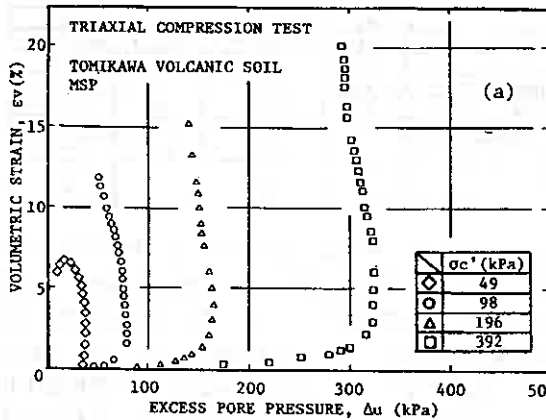


Fig.-1

の増加とともに ΔF_c 値が著しく増加し、粒子破碎量が大きくなることが示されている。また、排水試験と非排水試験を比較すると、等しい拘束圧で試験を行った場合、排水試験での p'_f が非排水試験より大きく、粒子破碎量も大きいことから、排水試験においては非排水試験よりも粒子破碎がせん断特性に及ぼす影響は顕著となっていると言える。また注目すべきは、排水条件、非排水条件のいかんに関わらず、言い換えれば応力経路にかかわらず、 ΔF_c を p'_f で整理すると、一つのライン上に表せるユニークな関係が存在することである。このことは、他の応力経路（平均主応力一定、



軸応力一定)においても認められている³⁾。また、軸対称条件と平面ひずみ条件の様に応力系が異なっても同じ関係が存在することが認められている⁵⁾。これらの事は、 ΔF_c がせん断に伴う粒子破碎を示す指標として有効であることを示していると考えられる。このように、火山灰粗粒土の粒子破碎特性はせん断時の p' に大きく依存し、せん断中の p' の増加とともに粒子破碎が進行することが認められる。

ところで、通常の砂のような粒状体のダイレイタンスー特性はせん断にともなう体積変化特性とも言い換えられるが、これは排水せん断では体積変化として、非排水せん断では平均有効主応力 p' の変化として現れ、体積変化特性と有効応力特性は一対一に対応する。ここでは、このことを破碎性粒状体について調べてみた。図-2 (a), (b), (c)は、等しい軸ひずみレベルでの排水せん断での体積ひずみ ε_v と非排水せん断での過剰間隙水圧 Δu の関係を富川、柏原、森の各火山灰粗粒土において拘束圧 $\sigma_c' = 49, 98, 196, 392 \text{ kPa}$ について示したものである。ただし、森火山灰土については $\sigma_c' = 98, 196, 392 \text{ kPa}$ の3種類である。図-2 (d)には同じく ε_v と Δu の関係を密な豊

浦砂 ($\sigma_c' = 49, 98, 196,$

392 kPa)と倶知安粘土 ($\sigma_c' =$

280 kPa , 正規圧密)につ

いて示した。図から、正規

圧密粘土の ε_v と Δu の関

係は若干下に凸の傾向があ

るもののほぼ直線関係に近

く、体積変化特性と有効応

力特性は一義的な対応を示

していることがわかる。こ

のことは、この程度の応力

レベルでは破碎が生じない

豊浦砂でも同じであって、

拘束圧に関わらずほぼ直線

的な関係を示している。し

かしながら破碎の著しい富

川および柏原火山灰土にお

いては図に示されるように

いずれの拘束圧においても

その関係は上方に急に折れ

曲がった曲線状となり、せ

ん断の進行とともに過剰間

隙水圧がそれほど変化しな

いのに対し、体積収縮は著

しく進行していく。つまり、

破碎性粒状体においては排

水条件でのせん断の進行と

ともに、粒子破碎も進行し

体積が減少し続けるのに対

し、非排水条件においては

せん断による正の過剰間隙

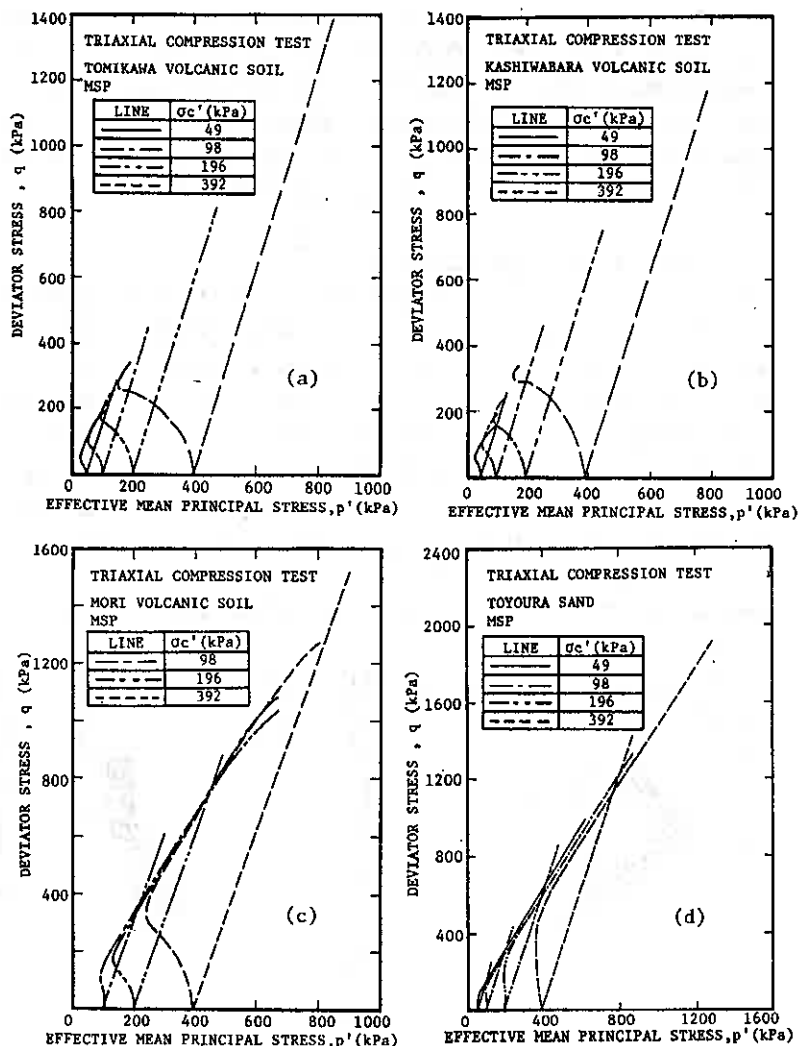


Fig.-3

水圧が最大値を持ちその後正のダイレイタンスー挙動を示すようになるため、必ずしも体積変化特性と有効応力特性が対応している形にはならない。また、破碎の顕著ではない森火山灰土においては、せん断初期の負のダイレイタンスー領域では若干の破碎の影響もあり折れ曲がった曲線上を呈するが、その後せん断が進行し排水・非排水両条件で正のダイレイタンスー挙動を示すようになり、正のダイレイタンスー領域で両者はほぼ直線的な関係を示すようになる。

以上のような破碎性粒状体特有のダイレイタンスー挙動の出現には、排水条件と非排水条件での粒子破碎量の差、言い換えれば排水試験と非排水試験でのせん断試験での有効応力経路の違いが大きな支配因子となっているといえよう。図-3(a),(b),(c),(d)は富川、柏原、森の各火山灰土と比較のための密な豊浦砂の排水試験と非排水試験での有効応力経路を示したものである。図から、非排水条件では密な豊浦砂において破壊は拘束圧に関わらず正のダイレイタンスー領域で生じているのに対し、破碎性の大きい富川、柏原火山灰土は先に負のダイレイタンスー挙動を示し、その後正のダイレイタンスー挙動に転じているものの、破壊は負のダイレイタンスー領域で生じていて、この傾向は拘束圧が大きいほど顕著である。また、森火山灰土においては富川・柏原火山灰土と豊浦砂との中間的な傾向にある。このことは、破碎性粒状体においては非排水試験で破壊がせん断前の等方圧密圧力よりも小さな有効応力レベルで生じていることを意味し、せん断により有効応力が増加し続ける排水試験とは、破壊時の有効応力に大きな差が生じている。先にも示した通り、粒子破碎はせん断中の有効応力の大きさ(変化)に大きく依存し、非排水せん断は排水せん断に比べ粒子破碎がかなり小さいために、このことが先に示した破碎性粒状体特有の ε_v と Δu の関係に表れたものと思われる。

4-2. 繰返し応力下での粒子破碎性について

図-4(a)は富川火山灰土における非排水繰返し三軸試験における有効応力経路と応力-ひずみ関係を示したものである。また、図-4(b)には同じく排水繰返し三軸試験での応力-ひずみ関係を示した。両試験とも繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c' = 0.3$ 、拘束圧 $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ における結果である。ここで、排水試験については繰返し載荷回数 $N_c = 200$ 回のもを示した。図から、非排水試験においては繰返し載荷により過剰間隙水圧が蓄積し、有効応力が失われることによって卓越した変形が生じていることが認められる。一方、排水試験においては、載荷回数とともにわずかながら圧縮側に軸ひずみ量が増加しているものの繰返し回数 $N_c = 200$ 回に至っても軸ひずみ ε_a は約1.5%程度に留まっている。図-5(a),(b),(c)は各々富川火山灰土の排水繰返し三軸試験における繰返し載荷回数 N_c と軸ひずみ ε_a 、両振幅軸ひずみ DA および体積ひずみ ε_v との関係を示したものである。 $\sigma_d/2\sigma_c' = 0.3$ であって、 $\sigma_c' = 98, 196\text{kPa}$ の2種類について示した。図から、拘束圧に関わらず両振幅軸ひずみは繰返し回数とともに小さくなり、 $N_c = 500$ 回程度でほぼ一定値に収束するものの、その後も僅かに減少

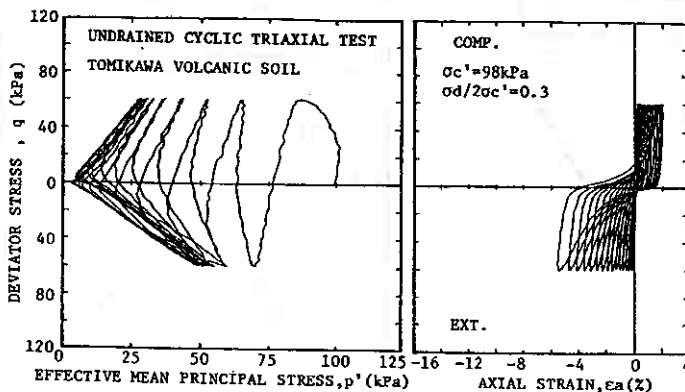


Fig.-4(a)

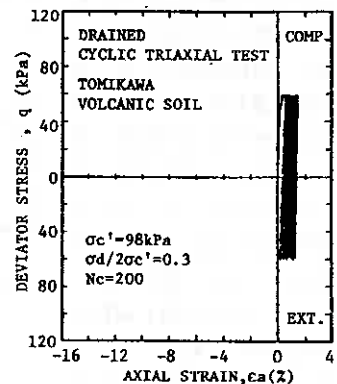


Fig.-4(b)

を続ける。これは、繰返し応力によってあたえられたひずみにより、供試体がハードニングしたためと考えられる。一方、軸ひずみおよび体積ひずみは繰返し回数とともに大きくなり、 $N_c=500$ 回を越えても漸増を続け、 $N_c=2000$ 回を数えてもその傾向は変わらない。また、繰返し回数の増加にともなうひずみの増加率は、軸ひずみよりも、体積ひずみの方が大きい。この様に、排水条件における繰返し応力下においては、載荷回数の増加とともに体積は静的試験ほど顕著ではないが収縮傾向をたどることが示された。図-6は富川火山灰土の非排水繰返し三軸試験結果を、横軸に両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ を生じるのに必要な繰返し載荷回数 N_c と、縦軸に両振幅軸ひずみ $DA < 1\%$ の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ との関係（いわゆる液状化強度線）として示した。また、各試験後のふるい分け試験結果から得られた細粒分 $F_c(\leq 74\mu m)$ の増加量 $\Delta F_c(\%)$ の値を図示した。図から、非排水繰返し三軸試験による ΔF_c の値はいずれの試験条件においてもかなり小さい。図-4での応力経路及び応力-ひずみ関係で見られるような液状化を示す様な応力状態においては、軸ひずみが大きく発生していても、粒子破碎がほとんど生じていないのは、繰返し応力によって発生する過剰間隙水圧の発生によって粒子間の接触応力が減少してしまうことに起因するものと考えられる。図-7は富川火山灰土の排水繰返し三軸試験による両振幅軸ひずみ DA と $\Delta F_c(\%)$ の関係を $\sigma_c' = 98, 196\text{kPa}$ について示したものである。ここで、 $\sigma_d/2\sigma_c' = 0.3$ であって、繰返し回数は各々 $N_c=200, 500, 2000$ 回である。繰返し回数の増加とともに ΔF_c の値も増加し、粒子破碎量が大きくなることが示されている。この傾向は拘束圧に関わらず認められるが、粒子破碎量は応力レベルの高い $\sigma_c' = 196\text{kPa}$ の方が $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ よりも大きくなっている。これらの傾向は図-5に示したような繰返し回数の増加とともに漸増してゆく体積ひずみの関係からも裏付けされている。繰返し応力下においては、せん断によって一回に受ける圧力の大きさは静的なせん断試験に比べかなり小さいものである。しかしながら繰返し載荷により、せん断により受けた圧力による粒子間の接触応力が小さくとも確実に粒子破碎が生じることが示された。

以上のことから、繰返し応力下においては非排水条件のように有効応力が失われる場合は、いくらひずみ

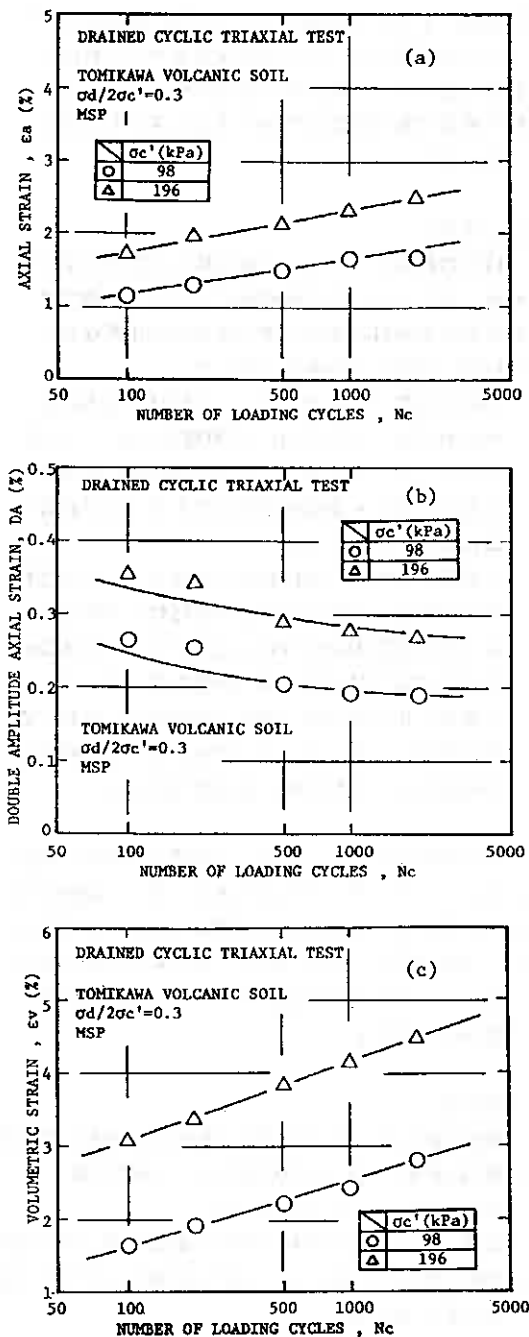


Fig.-5

が卓越しても粒子破碎は生じないが、排水条件のように試験前の応力レベルが保持されていれば、静的試験に比べ一回に受ける圧力が小さくとも、粒子破碎は載荷回数の増加とともに進行して行くことが認められた。

5. まとめ

破碎性粒状体である火山灰粗粒土の静的および繰返し応力下での粒子破碎性について、試験での排水および非排水条件の違いを含めて比較検討した結果、次のことが明らかとなった。

- 1) 静的試験では排水条件、応力経路、応力系にかかわらず、 ΔF_c を $p'f$ で整理すると、一つのライン上に表せるユニークな関係が存在する。ただし、排水・非排水条件の差だけで粒子破碎量は大きく違ってくる。
- 2) 通常の砂のような粒状体とは異なり、破碎性粒状体の排水せん断での体積変化特性と非排水せん断での有効応力変化特性とは対応せず、排水条件の違いによる粒子破碎量の影響を受けている。
- 3) 繰返し応力下では、非排水条件において粒子破碎はほとんど生じないが、排水条件では載荷回数の増加とともに粒子破碎量は漸増する。

俣知安粘土のデータは北大工学部三田地利之教授に提供していただいたものである。また、福田文彦助手の手をわずらわせた。実験およびデータ整理には、稲童丸征巳、小野寺則人、茶木義尚、中山正典(室工大4年)各君の協力を得た。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 磯崎・新田:火山灰土の排水三軸せん断挙動, 第25回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 537-540, 1990.
- 2) 磯崎・新田・三浦:火山灰粗粒土の三軸供試体における粒子破碎について, 三軸試験法に関するシンポジウム 発表論文集, pp. 113-118, 1991.
- 3) 磯崎・新田:火山灰粗粒土の粒子破碎指標, 第26回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 689-692, 1991.
- 4) 磯崎・新田:火山灰土の三軸せん断挙動に関する実験的研究, 第24回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 551-552, 1989.
- 5) 磯崎・新田・三浦:火山灰質粒状体の粒子破碎に及ぼす応力系の影響, 第47回土木学会年次講演集第3部, pp. 328-329, 1992.

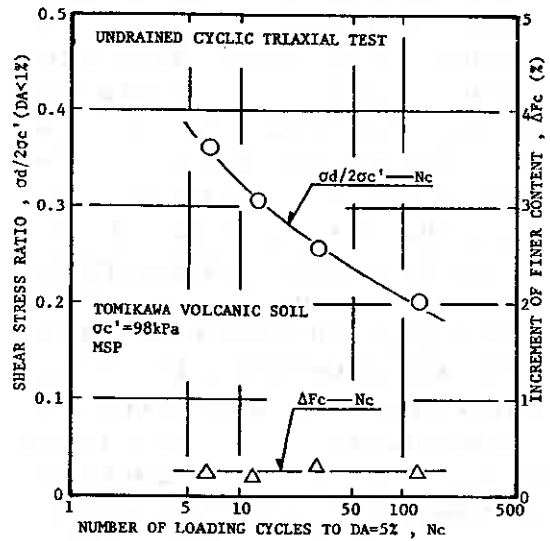


Fig.-6

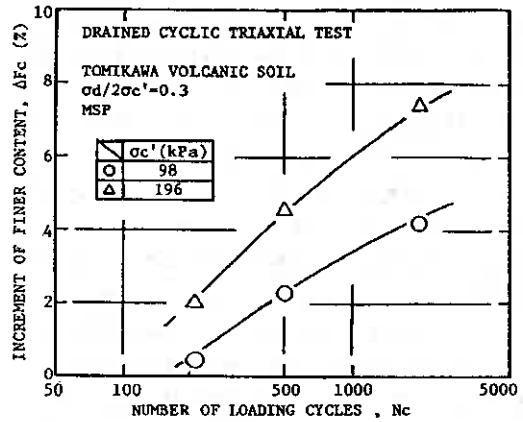


Fig.-7

地震波再生装置による斜面のすべり崩壊模型実験

苫小牧高専 正 員 澤田知之
苫小牧高専 学生員 〇木村龍史
苫小牧高専 学生員 柴田直大
日本大学 正 員 能町純雄

1. まえがき

地震時における斜面の急激な動きは、斜面内に大きな水平方向の慣性力を引き起こし斜面の安定は著しく低減すると考えられる。地震が作用している間中、この慣性力はその方向と大きさが何度も変化する為に、斜面の安定性が損なわれるのであり、安全率を 1 以下にする。これが地震によるすべり変位の原因となり、地震が始まってから終わるまで作用することとなる。地震荷重による斜面構造のこのような動的変位はニューマークの方法¹⁾によって計算される。このように地震載荷による斜面の累積変位量や斜面の耐荷力は地震波の 1 回のパルス毎に非線形的に変化するという観点から、本稿においては不規則波動の入力による斜面すべり破壊の模型実験結果と理論値との比較検討について報告するものである。

2. 模型実験

2-1 実験供試体

試験に用いられた試料は、本学内に於いて採取したシルト混じりの自然土で 2.5mmふるいを通すものを使用し、この試料の性質を知るために予備実験として一面せん断試験と比重試験を行った。これらの実験結果、内部摩擦角 $\phi = 37.8^\circ$ 、粘着力 $C = 0.22 \text{ kg/cm}^2$ 、密度 $\rho_s = 2.69 \text{ g/cm}^3$ 、単位体積重量 $\gamma = 1.26 \text{ kg/cm}^3$ という値を得た。

試料は表乾状態で室内保管し、保管中の性状の変化はないものとする。試験中に層分けの目安として供試体に加える石灰は土の性質に影響のない程度に最小限の量を使用し試験後にその都度取り除くようにし、なるべく実際の斜面に近い状態の供試体を作製した。

2-2 入力波形

今回の実験に使用した入力波形は、実際の地震波形に近づけるために、ランダム波を作成し、その波形をデータレコーダーに取り入れて繰り返し

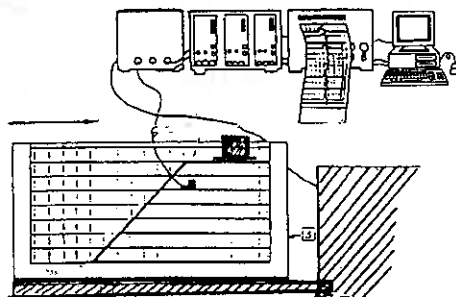


写真-1・図-1 実験概要

Model Test of Seismic Slip Failure of a Slope by Shaking Table; Tomoyuki SAWADA (Tomakomai National College of Technology), Tatsufumi KIMURA & Naohiro SHIBATA (Stu., Tomakomai National College of Technology), Sumio G. NOMACHI (Nihon University)

使える入力波形とした。波形の作製においては、加速度変換器を初めは小さく振りだんだんと大きく振ることにより実際の地震波動における初期微動部分と主要動部分を再現し、できる限り地震波形に近づけるように工夫した。

2-3 実験概要

前述の供試体試料を、400×800×400mmの亚克力箱に入れ斜面を形成し、崩壊時の斜面のずれを明瞭にするために、亚克力板付近にのみ5cm間隔で水平に石灰のラインを引き斜面を構成する。

次に、加速度変換器を入力波の加速度測定用と斜面内の加速度測定用として2つ用意し、それぞれ亚克力箱の外側と斜面内に取り付ける。(写真-1・図-1)

あらかじめデータレコーダーからの入力波により振動台を作動させ、それぞれの加速度変換器から取り入れられた波形を、動ひずみ測定器を通してデータレコーダーでカセットテープに記録する。同時にビデオカメラを約1.5m程度供試体から離れた地点に設置し斜面の崩壊状態を撮影した。

カセットテープに記録された波形はパソコン(PC9801RX)に取り込まれカノープスのソフトを用いて波形として表示し、入力波形と応答波形の相違から限界加速度係数(Kc)を1G(980cm/sec)を基準として求めるとともに高速フーリエ変換解析(FFT)を行い振動数特性も得ることができる。

撮影したビデオからは、崩壊していく時の土の変位量やすべり速度を静止画像処理機器(写真-3)を用いて求める。また、この静止画像を写真撮影し崩壊形式をまとめた。

この様にして、余裕幅(B)を10cm、斜面高(h)を25cmから35cmまで2.5cm刻みで5種類と斜面角(β)を45°、50°、60°と変化させて模型実験を行った。

3. 理論式

理論としては、すべり土塊の仕事率とすべり線に沿って生ずる内部逸散エネルギーが等しいと置くことによって得られるつりあい式から、非線形最適化手法によって限界地震加速度係数(Kc)を求め、それを越える加速度によって生ずるすべり角度はニューマークの力積変位理論により、任意の時刻におけるすべり角加速度 $\ddot{\theta}_{t+i}$ とすべり角速度 $\dot{\theta}_{t+i}$ とからすべり角 θ_{t+i} として(1)式のように求められる。これに(2)式に示すすべり中心Oからのアーム l を乗じることによりすべり変位を計算する。

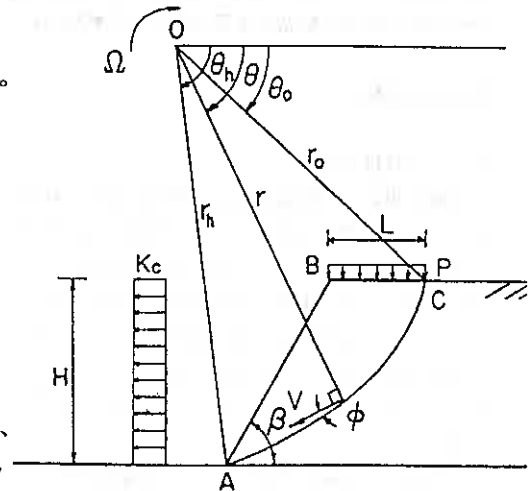


図-2 解析モデル

$$\theta_{t+i} = \theta_t + \dot{\theta}_t (t_{t+i} - t_t) + \frac{(\ddot{\theta}_{t+i} + \ddot{\theta}_{t+i}) \cdot (t_{t+i} - t_t)}{6} \quad (1)$$

$$l = \sqrt{[\gamma r_o^3 (f_1 - f_2 - f_3)]^2 + [\gamma r_o^3 (f_4 - f_5 - f_6)]^2} / w_s \quad (2)$$

4. 結果及び考察

今、図-3に示す入力波に対し、 $h = 25\text{ cm}$ 、 $B = 10\text{ cm}$ 、 $\beta = 45^\circ$ で載荷重 $P = 12\text{ kg}$ の場合の結果を写真-2と図-3及び表-1に示す。入力波と応答波及びそのビデオ画面から見て、限界加速度を越えた状態ですべり土塊はそれ自体の慣性力により大きな加速度を生じることが測定された。よって限界加速度係数(K_c)としては入力加速度に比して小さい値 $K_{c1} = 0.92\text{ G}$ を最初の限界加速度係数として決定した。実験結果(波形記録及びビデオ画面)より K_{c1} 、 K_{c2} 、 K_{c3} の3パルスによりこの斜面構造はすべり破壊に至ったと考えられる。実験結果の表-1より破壊は、開始より4.72秒後に終了と考えられ、累積変位は6.0cmを得た。一方、実験諸元を用いた理論値からは表-2より、累積変位は約5.2cmが得られ、実験値の方がやや大きめの結果となったがほぼ工学的に安全側の妥当な値と考えられる。その他の結果は当日発表の予定である。

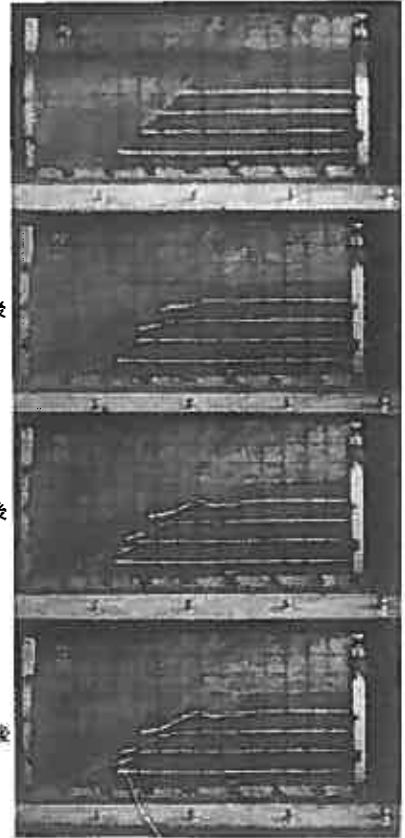


写真-2 斜面破壊例



写真-3 静止画像処理装置

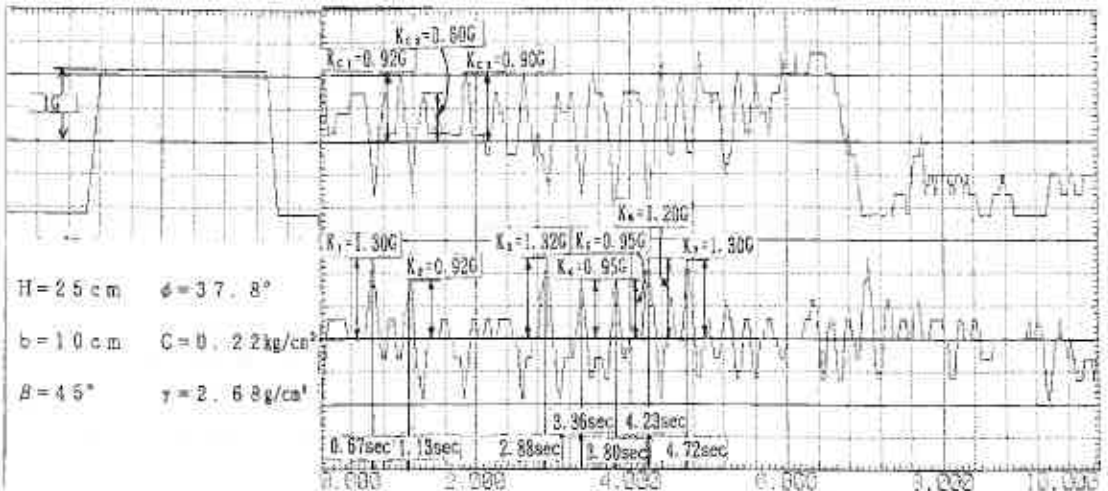


図-3 実験記録波形

表-1 実験結果

H=25.0cm B=10.0cm $\beta=45^\circ$ $\phi=37^\circ 49' 42''$ C=0.22kg/cm² P=12kg

時間経過と K _c の変化			変位 (mm)				すべり速度 (mm/s)			
番号	時間経過	K _c	Line 1	Line 2	Line 3	Line 4	Line 1	Line 2	Line 3	Line 4
1	崩壊直前	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	20/30sec. 後	0.92G	26.3	11.3	15.0	17.5	65.6	21.8	37.5	43.7
3	34/30sec. 後	0.60G	30.0	16.9	18.8	21.9	9.4	3.8	9.4	7.5
4	75/30sec. 後	-	45.0	22.5	22.5	30.0	64.3	11.3	16.1	30.6
5	87/30sec. 後	0.90G	45.0	26.3	22.5	31.3	0.0	22.5	0.0	7.5
6	100/30sec. 後	0.90G	52.6	31.9	37.5	40.7	22.8	16.9	45.0	28.2
7	114/30sec. 後	0.90G	60.6	33.8	37.5	43.8	44.4	11.3	0.0	18.6
8	127/30sec. 後	0.90G	63.8	48.1	45.0	50.6	5.9	14.5	11.8	10.7
9	142/30sec. 後	0.90G	71.3	60.0	48.8	60.0	3.8	8.9	1.9	4.9

平均累積変位 60.0mm

表-2 理論値

番号	時間経過	K _c	入力波	変位 (cm)
1	崩壊直前	-	-	-
2	0.67sec. 後	0.92G	1.30G	0.045
3	1.13sec. 後	0.60G	0.92G	0.108
4	75/30sec. 後	-	-	-
5	2.88sec. 後	0.90G	1.32G	0.923
6	3.36sec. 後	0.90G	0.95G	0.150
7	3.80sec. 後	0.90G	0.95G	0.191
8	4.23sec. 後	0.90G	1.20G	1.423
9	4.72sec. 後	0.90G	1.30G	2.362

累積変位 5.202cm

参考文献

- 1) 澤田・松岡・能町, “慣性力を受ける斜面構造の安定性状についての模型実験”, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第32号, 1992, PP.69-72.
- 2) Newmark, N. W., “Effect of Earthquakes on Dams and Embankments”, The Fifth Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Geotechnique, England, Vol. XV, No. 2, 1965, PP. 137-160.
- 3) Sawada, T., Chen, W. F. and Nomachi, G., “Model Test and Analysis for Seismic Displacement of a Mounded Foundation Near a Down-Hill Slope”, International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, China, Vol. I, 1992, PP. 316-321.
- 4) 最上武雄編, 土質力学, 技報堂, 1982, PP. 795-831, PP. 850-870.

液状化を考慮した地震時無限斜面のすべり評価について

苦小牧高専 正 員 澤田知之
苦小牧高専 学生員○桐井友恵
苦小牧高専 学生員 倉地俊明
日本大学 正 員 能町純雄

1. まえがき

地震時の慣性力は斜面の破壊面のすべりを引き起こすが、水中斜面におけるこの影響はすべり破壊面のその累積変位によって評価されるべきであると考えられる。1965年ニューマークが地震時堤体の移動変位を解析して安定評価を行った¹⁾が本研究でもこの理論を用い水中無限斜面の液状化を考慮して地震時における大陸棚などの水中無限斜面の安定解析について考慮を行う。このニューマークの解析手法における水中斜面の限界地震支持力や地震時すべり変位については既に発表済みである^{2) 3) 4)}ので今回は液状化に主眼を置いて考察を行い、基本的解析として水中無限斜面を取り上げて考察を進めることにする。

地震主要動の際、斜面等、土の構造物は周期的な荷重状態となりこれは間隙水圧の動的影響によりせん断抵抗を減少させる。この時、土は非排水状態と仮定され周期的な荷重状態でのこの過剰間隙水圧による有効応力の減少は粘性土又は粘着力のない土いずれかの非排水せん断抵抗の低下の原因となる。粘着力のない土におけるこの周期的な荷重状態では間隙水圧は全限界応力に等しくなるまでに達する。そうした時、有効限界応力はゼロとなり土はせん断抵抗を失いせん断変形を引き起こす。この土の状態を液状化と定義する訳である。このように考えると斜面に起きる液状化は地震の一回一回の周期的繰り返し荷重ごとに破壊面の位置が変化することとなり破壊

面のすべり変位は液状化を考慮する時としない時では全く様子を異にすることとなる。つまり、地震時斜面の安定解析は単に慣性力を考慮するだけでなく周期荷重による土の応力低下を考慮する必要があると言える。確かにさほど間隙水圧が生じない状態の土や地震動に対して著しい応力低下を生じない土、例えば粘性土・乾燥砂および密度の高い飽和砂などは地震動に対して変形しにくくニューマークの解析法で充分対応できると考えられる。しかしながら、飽和した密度の低い粘着力の小さな土で作られた斜面が地震動を受ける際は間隙水圧が増大し抵抗応力が激減してすべりが発生することとなる。本論ではこのような密でない土での液状化斜面の安定について考察するものであるが粘性土の動的な影響については論議を行っていない。

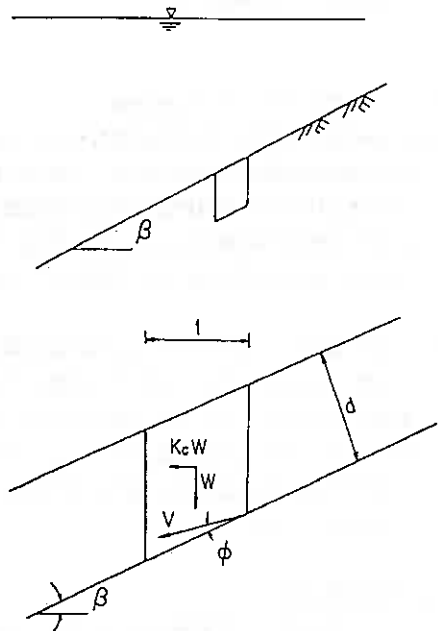


図-1 無限斜面解析図

2. 水中斜面の液状化の考察

次に地震による斜面土塊の応力の周期的変化を考察する。シード等が1969年に一般的な土の液状化についての検討を提案しているが、本稿ではこれを水中斜面に適応させて述べるものである。

2-1 地震前及び地震時の応力の評価

- 色々な振幅に適当な重みをつけて地震時の慣性力はこれと等価のサイクル数 N と等価な地震係数 $K_{1,0}$ とで表される。
- すべり面を仮定し極限解析を行う際、地震前の初期垂直応力 $\sigma_{1,0}$ とせん断応力 $\tau_{1,0}$ は分割法の極限つり合い法により求められる。
- 各々の分割要素の重心に慣性力を考慮して再度極限つり合い法を用いて1サイクル毎の地震載荷後の垂直応力 $\sigma_{1,0}$ の計算を行う。

2-2 液状化ポテンシャルの評価

- 斜面破壊を引き起こすのに必要なサイクル応力の回数 Nn を地震前に $\tau_{1,0}/\sigma_{1,0}$ の条件下で初期圧密された周期載荷試験で求められる。これらの結果は初期の応力比 $\tau_{1,0}/\sigma_{1,0}$ とは異なった関係を示す。つまり地震時における破壊面に作用する垂直応力 $\sigma_{1,0}$ と破壊面を引き起こす Nn サイクル目の重ね合わされたせん断応力の関係を示すこととなる。もし載荷の全サイクル数が10であれば Nn は2、4、6、8又は10が適応応力に対して用いることができる。
- 前述の関係から Nn サイクルにおける限界すべり面に沿った点で、すべり破壊を起こす重ね合わされたせん断力は地震時はその同じすべり面上で決定され比較することができる。破壊は液状化に必要なせん断応力より大きなせん断応力が生じた点で突然に液状化を呈して発生する為にこの仮定した各々の破壊面での全せん断抵抗を計算するとよい。次に、この破壊面での限界加速度を求め、その最小のものが生じる破壊面が斜面破壊を支配するのである。そうして水中斜面の地震時の累積変位をニューマーク法で求めるのである。

3. 水中無限斜面

図-1には静水圧下の水中斜面を示す。この斜面上又は浸透している水は土中を流れず停滞状態（流体静力学上のつり合い状態）とする。斜面は無限長、無限幅とし応力は断面鉛直方向にのみ作用すると仮定する。また均質・等方性斜面とする。よって同水深面上の垂直応力は等しいことになる。極限解析による破壊面及び単位長さ当たりのすべり土塊の解析モデル図を図-2に示す。

一般に解析土塊には3方向に応力が存在するが、無限斜面では2垂直面で等しくつり合ってしまうので、基盤に対する土の自重とその慣性力のみを考えるとよい。図-2よりすべり破壊面に作用する初期有効鉛直応力 $\sigma_{1,0}$ とせん断応力 $\tau_{1,0}$ は次のように示される。

$$\sigma_{1,0} = \frac{W' \cos \beta}{1/\cos \beta} = \frac{(\gamma' \frac{d}{\cos \beta} + 1) \cos \beta}{1/\cos \beta} = \gamma' d \cos \beta \quad (1)$$

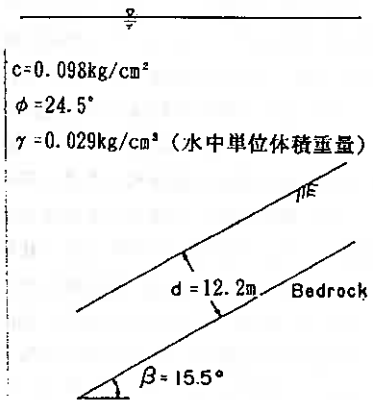


図-2 解析モデル斜面

$$\tau_{fc} = \frac{W' \sin \beta}{1 / \cos \beta} = \frac{(\gamma' \frac{d}{\cos \beta} + 1) \sin \beta}{1 / \cos \beta} = \gamma' d \sin \beta \quad (2)$$

ここで、 γ' = 水中土の単位体積重量

同様に本質的には同じような地震の再動による有効鉛直応力とせん断応力は図-2より次のように各々示される。

$$\sigma_{fe} = \frac{W' \cos \beta - K_{av} W \sin \beta}{1 / \cos \beta} = \gamma' d \cos \beta - K_{av} \gamma d \sin \beta \quad (3)$$

$$\tau_{fe} = \frac{W' \sin \beta + K_{av} W \cos \beta}{1 / \cos \beta} = \gamma' d \sin \beta + K_{av} \gamma d \cos \beta \quad (4)$$

ここで、 γ = 土の全単位体積重量

4. 結果及び考察

液状化評価の爲まず野外と同条件の同圧密同浸透水状態、同応力状態で土を採取し、その試料によるサイクル繰り返し載荷実験を行う必要がある。ここに、シード等が行った⁵⁾シェフィールドダムの沈泥砂の例を図-3に示し考察を進める。(使用地震波形：図-4)

この実験は τ_{fc} / σ_{fc} の色々な値に対してせん断試験と三軸圧縮試験をサイクリックに行ったもので0.0から0.34まで行っている。一連の三軸圧縮試験において試料は主応力比の範囲で初期圧密状態となり野外と同じ状態を呈する。色々なサイクル(繰り返し)載荷に対して液状化を起し破壊を引き起こす各応力が図-3各図中(a)(b)線より示されている。一連の単純せん断サイクル(繰り返し)試験からは野外と同様に、ある初期せん断応力(τ_{fc})と有効鉛直応力(σ_{fc})の比 τ_{fc} / σ_{fc} で初期圧密となる。よって試料は液状化を引き起こす繰り返し応力と繰り返し数との関係を決める為の非排水状態下での繰り返しせん断力に支配されることになる。これは液状化による破壊面における鉛直応力と繰り返しせん断力の関係を明らかにすることとなる。これは図-3の各図中(c)(d)線より与えられる。三軸圧縮試験は静的荷重時の初期応力が大きい場合、斜面の破壊面に沿った解析要素の地震時解析には比較的妥当なものと言える。

一方、初期応力が小さい場合は地震時載荷における解析は単純せん断試験がよいデータを与えていると考えられる。

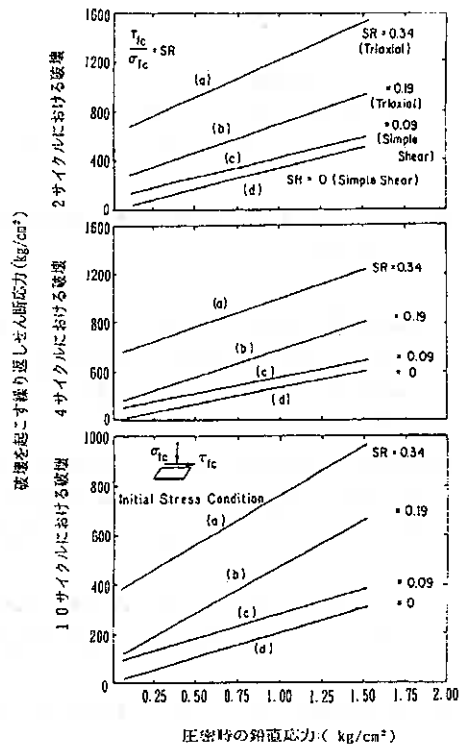


図-3 繰り返しせん断応力における初期応力状態

つまり、式(1)(2)から求められる初期応力と(3)から求められる鉛直応力の図-3との対応により破壊したり液状化を呈するという判断を行う。この図の結果からは破壊を起こす重ね合わせのせん断力は2、4及び10サイクル目である。又、応力の繰り返しから考えると、地震時のいかなる重ね合わせのせん断力も液状化となる時は、この図の値をうわまわる値を示すこととなる。無限斜面について言うならば、せん断応力は破壊面上ですべて等しい為、評価はどこか1点で行えばよいこととなる。

よって、図-2 ($\beta=44.5^\circ$) のような斜面に対して応力の繰り返し数と限界地震加速度係数を既発表解析法で計算すると無限斜面は、局部斜面と異なりすべて地震荷重の作用前に破壊するという結果を得た。そこで、傾斜角 β を 44.5° から 15.5° と変えて計算を行うと(表-1)7サイクル以降の載荷で液状化を呈する結果を得た。詳細な結果は当日発表予定であるが、数多くの計算例及び模型実験で検討を要すると考えられる。

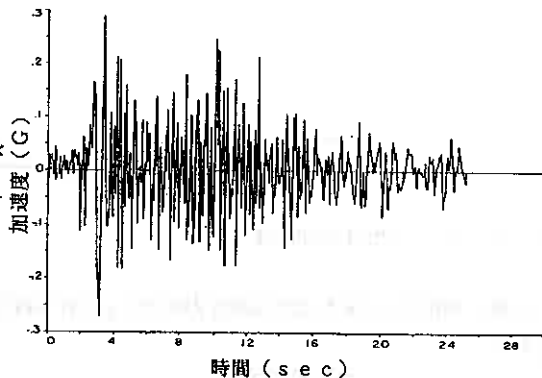


図-4 入力波形の加速度時刻歴

表-1 7サイクル目の限界地震加速度係数
 $K_{L,7}=0.35$ の場合 - K_c -

β	K_c
44.5°	-0.0011
15.5°	0.0047

参考文献

- (1) Newmark, N. W., "Effect of Earthquakes on Dams and Embankments", The Fifth Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Geotechnique, England, Vol. XV, No. 2, 1965, pp. 137-160.
- (2) 能町・澤田・松岡, "擬静的解析による斜面上基礎の地震時支持力", 構造工学論文集, Vol. 31A, 1985, pp. 503-508.
- (3) Sawada, T., Nomachi, S. G and Chen, W. F., "On slope displacement by a Logarithmic Spiral Failure Slide During Earthquake", Proceedings of The Sixth International Symposium on Landslides, New Zealand, 1992, PP. 1193-1198.
- (4) Sawada, T., Chen, W. F. and Nomachi, S. G., "Model Test and Analysis for Seismic Displacement of a Mounded Foundation Near a Down-Hill Slope", International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, China(南京), Vol. I, 1992, PP. 316-321
- (5) Seed, H. B., Lee, K. L. and Idriss, I. M., "Analysis of the Sheffield Dam Failure", Journal of SMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM6, November 1969, PP1453-1490.
- (6) 最上武雄編, "土質力学", 技報堂, 1982, pp. 497-503, pp. 659-720.

十勝地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性

基礎地盤コンサルタント(株) ○正員 稲 直 美
 北海道開発局開発土木研究所 正員 加治屋安彦

1. はじめに

著者らは前報¹⁾で、将来的に整備が進む道路網の耐震性評価法を確立する研究の第 1 歩として、釧路地域を対象にその地震環境を考慮した表層地盤の地震応答特性について報告した。本報告は、釧路地域にまさるとも劣らない厳しい地震環境の十勝地域を対象に同様の検討をした結果をまとめたものである。

また、著者らがこれら一連の研究で目的としているのは、上述のように道路網の耐震性評価法の確立であり、道路構造物の被害予測の基礎となる外力の簡便な評価が当面の課題である。そこで、モデル地域として選定した釧路および十勝地域における表層地盤の地震応答特性から得られた、より一般的な知見もあわせて報告したい。なお、“十勝地域”として図-1 に示す範囲を設定した。

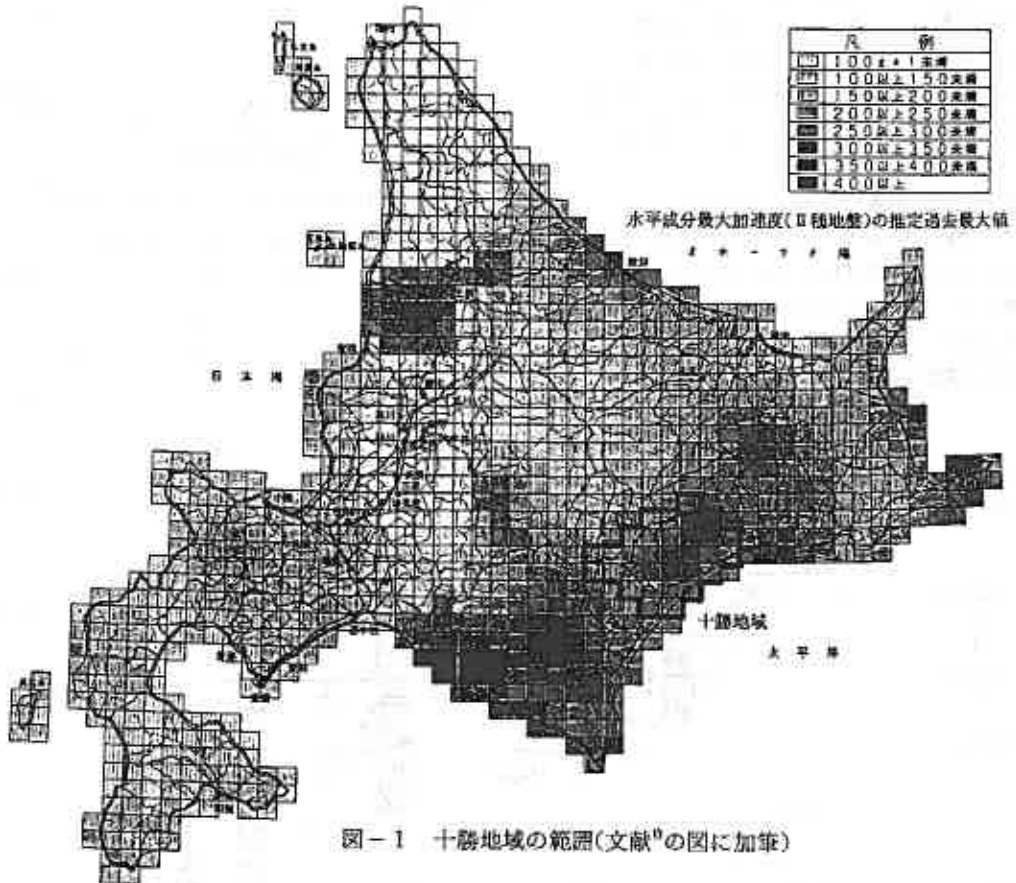


図-1 十勝地域の範囲(文献²⁾の図に加筆)

2. 十勝地域の地震環境

前報では、北海道周辺の震央分布図、最大加速度の推定過去最大値メッシュ図および震度階と地震の発生頻度(図-2に再掲)を示し、太平洋沿岸地域の地震環境が東京に匹敵するほどの厳しいものであることを述べた。十勝地域ももちろん例外ではなく、図-2は十勝地域において道路網のかなめである帯広でも、15年にはば1回の割合で震度V以上の地震に見まわれる可能性があることを示している。

3. 表層地盤の地震応答特性

3.1 地盤のモデル化と物性値の設定

十勝地域は、主要河川沿いに発達する狭小な沖積平野の部分を除けば、平野の大部分は段丘をなす台地と丘陵で、西は日高山脈、北は石狩山地、東は白糠・豊頃両丘陵と三方を山地・丘陵に取り囲まれ、南を太平洋に開いている。

地質的には複雑であるが、概略的にみると台地では礫、火山灰、低地の河川流域では泥炭、礫、砂を主体とした土層構成が想定される。

図-3は、十勝地域における既存ボーリング資料¹⁾をもとに作成した十勝川下流部に沿う模式土層断面を一例として示したものであるが、基盤深度や土層構成が複雑に変化しているのがわかる。

他地域についても同様の図面を作成し、それらをまとめたものが表-1である。また、十勝地域の地形・泥炭層厚・基盤深度および地質の特殊性に着目し、地盤を10種類に区分しモデル化したものが図-4である。

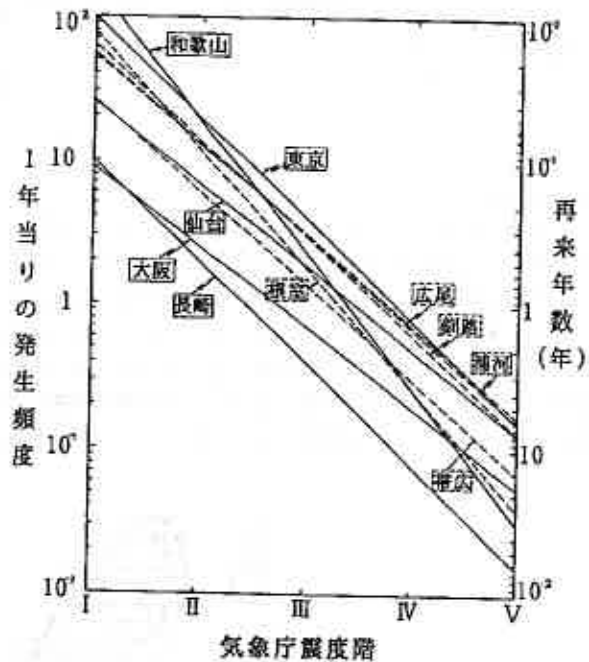


図-2 地震の発生頻度と震度階の関係¹⁾

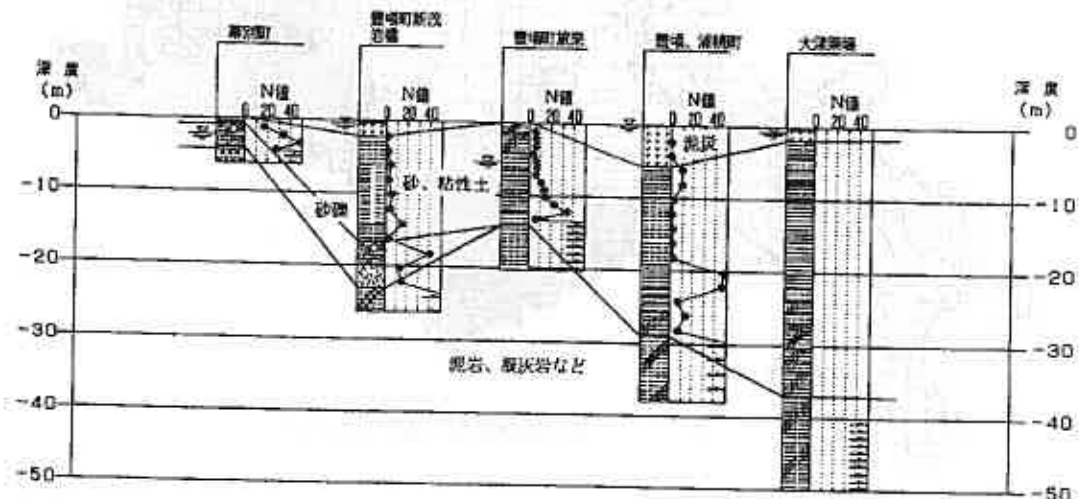


図-3 十勝川下流部(幕別町～大津築堤)に沿う模式土層断面

図に示した地盤モデルのうち、いわゆる軟弱地盤は湿地1～4および沖積低地1、2であるが、表層に泥炭をのせる地盤を湿地に区分した(なお、釧路地域のモデルと同様に、泥炭層厚は3および5mとした)。また、帯広周辺は比較的地盤がよく、浅い深度で固結した火山灰が出現する。他の地域は基本的に岩盤を地震基盤としたが、帯広周辺に限っては火山灰上面を地震基盤とし、別にモデル化した。

表-1 十勝地域の主な地質と基盤深度

断面	主な地質	基盤深度	備考
西帯広～幕別町	火山灰、砂礫、粘性土	20m以下	基盤は洪山層
音更町～帯広南部	〃	〃	〃
音更町～池田町	泥岩、砂礫、粘性土	〃	基盤は池田層
池田町～本別町	泥岩、凝灰岩、砂礫	〃	〃
幕別町～大津築堤	泥岩、砂、粘性土、泥炭	20～50m	
大津築堤～浦幌町	泥炭、砂岩、砂礫、粘性土、砂、泥炭	0～50m	
厚内町～白糠町	泥岩、砂岩、火山灰、粘性土	0～50m	
音更町～上音別	泥岩、砂岩、火山灰、粘性土	0～30m	

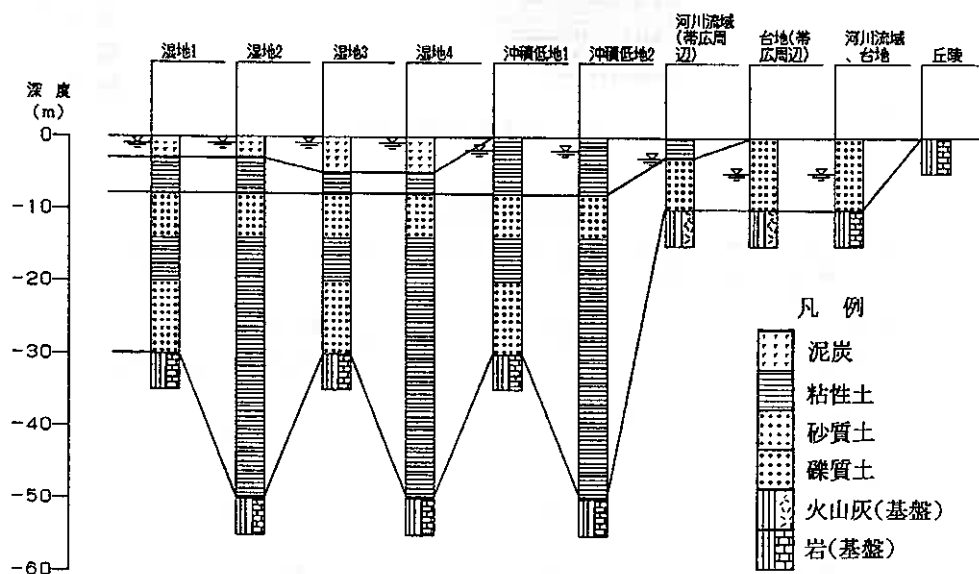


図-4 十勝地域の地盤モデル

その結果、十勝地域の地盤分類は図-5のようになる。

一方、十勝地域の主要土層を10種類に区分しそのN値、単位体積重量、S波速度などの値を推定し表-2に示した。なお、単位体積重量、S波速度、およびG/G₀、hのひずみ依存性曲線の設定方法は前報の考え方と同様で、泥炭の含水比は、十勝川下流部における既存調査⁴⁾の結果より平均値として求めた。

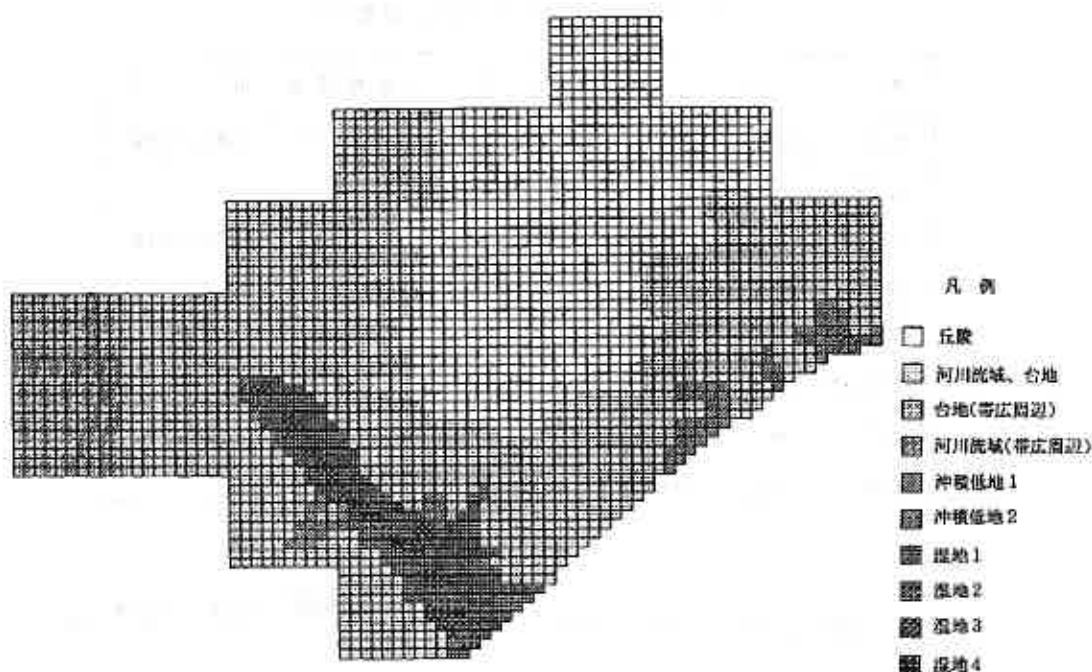


図-5 十勝地域の地盤分類

表-2 十勝地域の主要土層と物性値

土層名	N値(含水比)	γ_t (tf/m^3)	V_s (m/sec)	備 考
泥 炭	(270)	1.08	—	十勝川下流部
粘性土1	1	1.60	100	花巻原堆積物、主要河川沿い
粘性土2	5	1.65	170	#
粘性土3	10	1.75	220	#
砂質土1	15	1.75	200	#
砂質土2	20	1.80	220	#
砂質土3	25	1.85	230	#
礫 質 土	30	1.80	250	段丘礫、台地、丘陵
火山灰	>50	1.50	300	基盤、帯広周辺、狭山層
砂岩・泥岩	>50	2.10	400	基盤、池田層など

3.2 入力地震波の設定

前報で提案した方法で十勝地域に適用する入力地震波の作成を行った。つまり、設計L2スペクトルに適合するように1978年宮城県沖地震(開北橋周辺地盤上で記録)を調整した波形を入力地震波とした。十勝地域に設定した設計L2スペクトルは、釧路地域のそれに比較して若干小さいが、3.3で述べる応答計算で考慮した周波数範囲(10Hz以下)では、両地域に設定した入力地震波の振幅最大値はほぼ等しく約250galである。なお、設定した入力地震波は、露頭基盤上での設計地震波を規定したものである。

3.3 表層地盤の増幅特性

十勝地域の地盤分類にもとづき設定した9種類(丘陵地域は地震基盤が地表と一致するモデルとしたので応答計算は実施していない)の地盤モデルに対して、SHAKEによる1次元地震応答計算を行った。計算結果を、図-6に各応答値の深度分布図として示した。これらよりわかることをまとめると以下のとおりである。

(1)加速度、速度および変位の地表最大値の範囲は次のとおりである。

加速度...190~340 gal (140~340)

速度... 17~ 37 kine(20~ 36)

変位...3.5~7.9 cm (3.8~7.6)

括弧内に示した釧路地域の値に比べ、加速度、速度および変位とも同程度の値を示している。

(2)地表の加速度に着目すると、湿地1、2のモデル(泥炭層厚3m)で最大値を示している。

(3)速度および変位に着目すると、表層に泥炭や軟弱粘性土が成層する湿地や沖積低地のモデルが大きい値を示している。

これらの傾向は、釧路地域を対象とした検討で得られた知見とほぼ同様である。

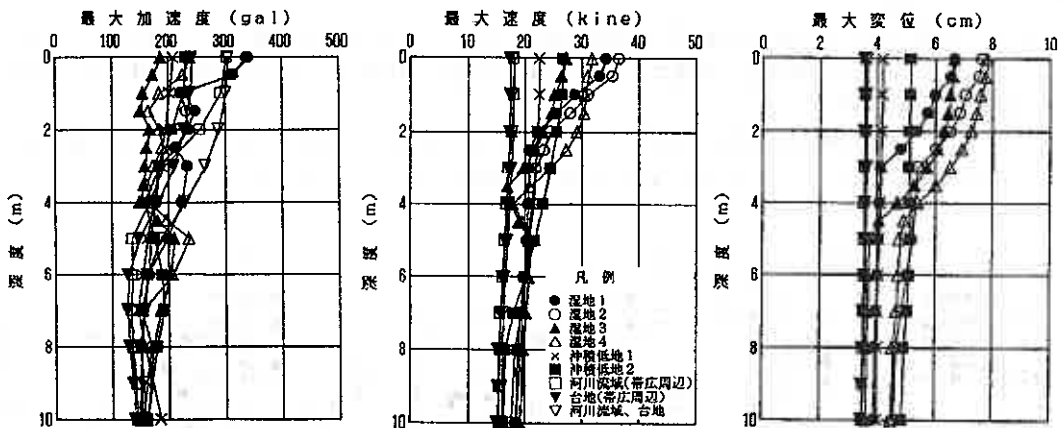


図-6 最大加速度、最大速度および最大変位の深度分布(地表~深度10m)

4. 地形分類と地震応答特性

前報および本報告の前節では、釧路および十勝地域をモデル地域とした表層地盤の地震応答特性について簡単に述べた。ここでは、これらの結果をより一般的な見地にもとづいて考察した結果を述べる。なお、上記検討では、各地域ごとの地盤モデル名(湿地1a、湿地1など)を使用したか、以下の議論では、より一般的な地形分類に対応した名称に統合した(例えば、後背湿地、小おぼれ谷跡、海岸砂州など)。また、地盤の特性を表す指標として地盤の特性値⁵⁾(地盤の剛性低下は考慮していない)を用いた。

地盤の特性値は、その定義から明らかなように、表層の土層構成が同じであれば基盤深度が深いほど大き

くなる。図-7は地盤の特性値と基盤深度の関係を示したものである。図のように、表層に泥炭をのせる地形分類(後背湿地、小おぼれ谷跡)およびそれ以外の地形分類のそれぞれで直線関係が認められる。また、文献⁹⁾にしたがって地盤種別を行うと次の通りである。

- I種地盤...台地、丘陵、山地
- II種地盤...基盤深度の浅い河川流域、三角州
- III種地盤...上記以外

これらの対応は、経験的な区分に合致しており、各モデルと地盤分類の対応はおおむね良いと思われる。周知のように、周波数領域でみた地表における地震動の性質は、次のように表わされる⁹⁾。

$$F(\omega) = H(\omega) \cdot G(\omega)$$

- ここに、 $F(\omega)$: 地表における地震動のスペクトル
- $H(\omega)$: 基盤から地表に至るまでの伝達特性(伝達関数)
- $G(\omega)$: 入力地震動のスペクトル
- ω : 周波数

応答計算では各モデルの $H(\omega)$ が求まっており、その第1次ピークに対応する周期 T_1 および伝達関数の最大値に対応する $H(T_1)$ と地盤の特性値の関係を図-8および9に示した。それらよりわかることをまとめると次のようになる。

- (1) T_1 と地盤の特性値との間には明瞭な相関がある。つまり、表層が多層地盤であっても、最も増幅する波の周期は地盤の特性値付近の波である。ただし、地盤の特性値が1.5秒以上になると T_1 はやや短周期側による傾向がみられる。
- (2) $H(T_1)$ と地盤の特性値の関係をみると、地盤の特性値が大きいほど $H(T_1)$ も大きくなる傾向がみられるが、地盤の特性値が1.0秒以上の地形分類(後背湿地)でばらつきが大きくなっている。

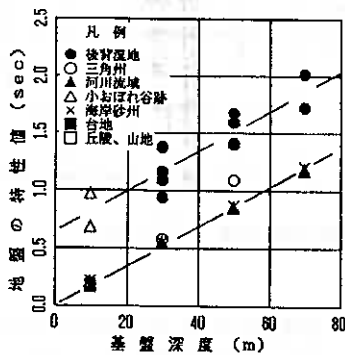


図-7 地盤の特性値と基盤深度の関係

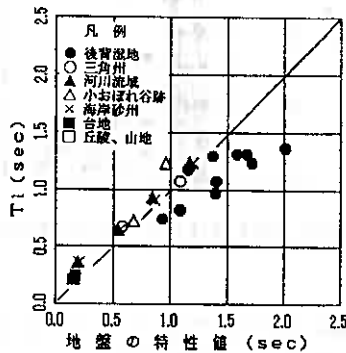


図-8 T_1 と地盤の特性値の関係

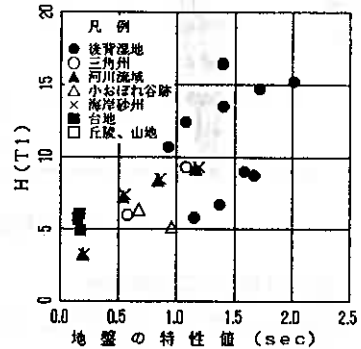


図-9 $H(T_1)$ と地盤の特性値の関係

図-10は、具体的な応答値である加速度、速度および変位の地表最大値と地盤の特性値の関係を調べたものである。図より次のことが明らかである。

- (1) 加速度および速度と、地盤の特性値との間にはほとんど相関はない。
- (2) 速度の絶対値は、表層に泥炭をのせる後背湿地および小おぼれ谷跡とその他の地形分類の2つのグループに分けられそうである。
- (3) 変位も速度と同様に2つのグループに分けられ、各グループで地盤の特性値が大きいほど大きくなる傾向がみられる。泥炭地盤で地盤の特性値が0.6~0.7秒以上という条件が、相対的に大きな速度および変位を生ずる境界とみるのが可能である。

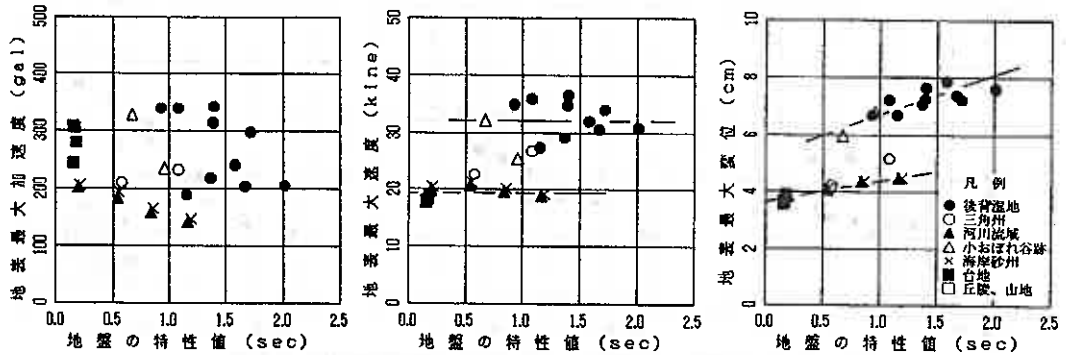


図-10 加速度、速度および変位の地表最大値と地盤の特性値の関係

次に、図-11は、加速度、速度および変位の地表最大値を露出基盤の最大値で除した値(地表最大値/露出基盤最大値)をそれぞれの増幅率と定義し、地盤の特性値との関係をみたものである。これらより以下のことがわかる。

- (1) 全体の傾向は、図-10に示したそれぞれの絶対値と地盤の特性値の関係とはほぼ同じである。
- (2) (1)より、速度および変位増幅率は地形分類でほぼ決定できそうである。
- (3) 増幅率の値を比較すると、加速度増幅率より速度および変位増幅率のほうが大きく、加速度増幅率では1.0をしたまわるものがみられる。

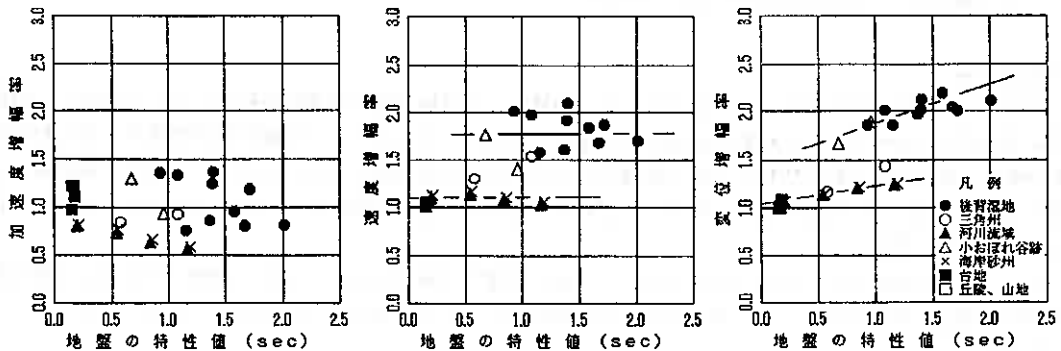


図-11 加速度増幅率、速度増幅率および変位増幅率と地盤の特性値の関係

一方、それぞれの地表最大値を地中基盤における最大値で除した値(地表最大値/地中基盤最大値)を、それ

ぞれ加速度比、速度比および変位比と定義し、地盤の特性値との関係を調べたものが図-12である。上述した増幅率と異なるのは、地中基盤における最大値には表層地盤の影響が含まれていることである。それらの図によると、

- (1) これらの比は、増幅率とは異なりすべてほぼ1.0以上である。
- (2) 加速度比は加速度増幅率と同様に地盤の特性値との相関は明らかではない。
- (3) 速度および変位比についてみると、それぞれの増幅率よりも地盤の特性値との相関がより明瞭で、それらの比は地盤の特性値でほぼ一義的に決定される。

などが明らかである。

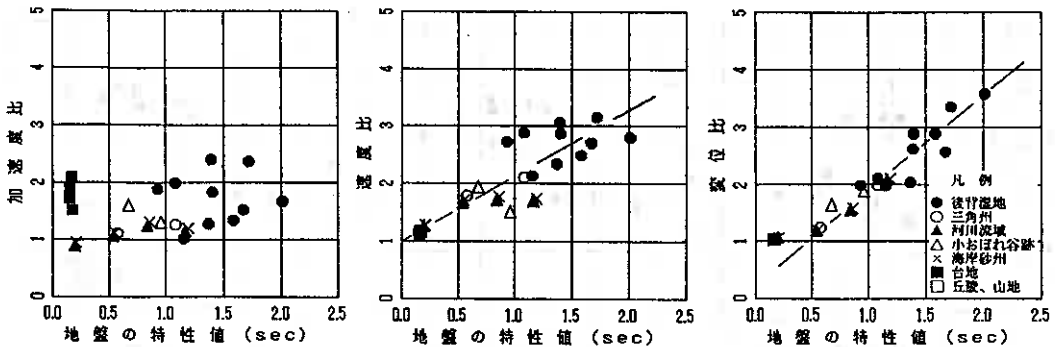


図-12 加速度比、速度比および変位比と地盤の特性値の関係

以上のように、地盤の特性を表わす指標として地盤の特性値に着目し、主として「表層地盤の増幅特性を簡単に推定できないか」という観点から種々の量との相関を調べた。その結果、地盤の特性値は増幅特性と密接な関係を有していることを確認した。それらの知見を列挙すると以下の通りである。

- (1) 地形分類と基盤深度より地盤の特性値の概略値は推定可能である。
- (2) 地盤の伝達関数における第1次ピークの周期は地盤の特性値にほぼ等しい。
- (3) 地表最大加速度に関連する諸量に着目した場合、地盤の特性値との相関はほとんどない。
- (4) 地表最大速度および変位に着目した場合、増幅率(地表最大値/露出基盤最大値)および振動比(地表最大値/地中基盤最大値)と地盤の特性値の相関は比較的良好である。特に変位比は、地形分類によらず地盤の特性値から一義的に決定できそうである。

5. おわりに

本報告は、前報に引き続き、十勝地域をモデル地域として表層地盤の地震応答特性について検討し、釧路地域の結果とあわせて更に一般的な議論をしたものである。それによると、比較的簡単な指標である地盤の特性値が、表層地盤の応答特性と密接な関連を有していることが確認できた。しかし、今回までの結果から直ちに地表における地震動を簡便に推定できるわけではなく、地盤の特性値の具体的な決定法など解決しなければならない問題も多い。

今後、日高地域について同様の検討を行って今回の結果を再確認するとともに、地盤の特性値と密接な関係がある速度や変位をどのように構造物の被害予測に取りこむかを検討していきたいと考えている。

<参考文献>

- 1) 稲 直美、加治屋安彦：釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性、土質工学会北海道支部技術報告集、No. 32, pp. 149-156, 1992
- 2) 地学団体研究会：地研専報/22 十勝平野, 1978
- 3) 基礎地盤コンサルタンツ(株)社内資料
- 4) 北海道開発局開発土木研究所：昭和63年度 泥炭地盤の地震応答特性試験業務報告書、昭和63年9月
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編, pp. 34, 平成2年2月
- 6) 土岐憲三：土木学会編 新体系土木工学11「構造物の耐震解析」、技報堂出版, pp. 90, 1981

境界要素法によるトンネルの掘削解析について

苫小牧工業高等専門学校 ○正員 小野 丘
苫小牧工業高等専門学校 正員 池浦 勲
北海道大学工学部 正員 三田地 利之
苫小牧工業高等専門学校 正員 澤田 知之

1. まえがき

これまで筆者らは、境界要素法が持つ数値解析上の利点を地盤工学に生かすために、Telles [1] や Jiang [2] の方法を参考にして、自重を考慮した静弾性解析プログラムを作成し、実測データとの比較を行い、問題点の検討を続けてきている [3, 4]。その結果、特に、いわゆる地殻応力によって初期水平応力が初期鉛直応力を上回る場合は、ポアソン比と（静止）土圧係数とのこれまでの仮定が成立しなくなり、境界積分方程式中の自重項に不都合が生ずることや、トンネル掘削解析問題においてはその深度によっては、半無限を対象とする基本解が適当であるかどうかを検討する必要性もあるといったことが分ってきた。

そこで本報告では、まず積分方程式内の自重項について、実際の応力比 (K_0) を考慮できる形にした上で、無限体中の一点に集中力の作用した場合の基本解である Kelvin 解について、自重項の代りにそれに相当する表面力を与えることで初期地圧を考慮し、その結果と、従来の方法による Melan 解の結果とを比較することにより、トンネルの直径 (D) と土被り厚 (H) との比 H/D から見た基本解の特性を、いくつかの実測データを基にして明らかにすることを目的とする。

2. 物体力（自重）項について

境界を Γ 、領域を Ω 、変位、表面力をそれぞれ u 、 p で表し、*のついた量は基本解を表すとすると、境界要素法の基礎となる積分方程式は次式となり、領域内部の変位を与える。

$$u_i = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma - \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma + \int_{\Omega} u_{ij}^* b_j d\Omega \quad (1)$$

(1) 式右辺第 3 項が物体力項で b_j が物体力を表し、本報告の場合は単位体積重量 γ となる。この自由項は Galerkin tensor を利用することで領域積分から境界積分 B_{ij} に変換ができて、次式のようにできた [3]。

$$\int_{\Omega} u_{ij}^* b_j d\Omega = -B_{ij} + u_i^f \quad (2)$$

(2) 式右辺第 2 項は自重による変位を表す自由項で 2 次元平面ひずみの場合、これまでは次のようであった [2]。

$$\begin{aligned} u_x^f &= \frac{1-2\nu}{4G(1-\nu)} b_x x^2 + \text{const.} \\ u_y^f &= 0.0 \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比、 x を鉛直方向、 y を水平方向としている。

この (3) 式の導出にあたっては途中で次式の関係を使っている。

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (4)$$

しかし、ポアソン比と K_0 のこの関係は、2 次元平面ひずみ条件で成立するのではなく、側方変位のない水平地盤について言えることである [5]。そこで、 K_0 の値を直接取り込んだ 2 次元平面ひずみ条件における自由項を以下に示す。

E を弾性係数、応力を σ 、ひずみを ε とすると、2 次元平面ひずみ ($x-y$) の場合は次式が成立する。

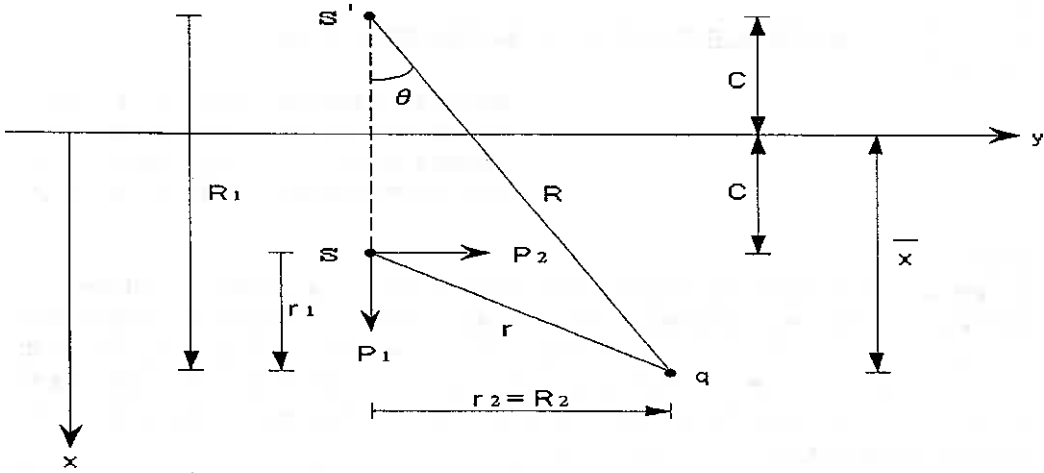


図1 Melan 解
 (半平面内の点 s に作用した単位荷重 P による点 q における解)
 s : 載荷点 q : 観測点 s' : s の鏡像
 $|P_1| = |P_2| = 1$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \} \quad (5)$$

また、平面ひずみ条件より

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \} = 0 \quad (6)$$

となり、(5)、(6)式より

$$\epsilon_x = \frac{1+\nu}{E} \{ (1-\nu) \sigma_x - \nu \sigma_y \} \quad (7)$$

となる。鉛直応力を単位体積重量で置き換えると次式となる。

$$\epsilon_x = \frac{1+\nu}{E} \{ 1 - \nu(1+K_0) \} \gamma x, \quad K_0 \sigma_x = \sigma_y \quad (8)$$

したがって自由項の変位 u は次のようになる。

$$u_x = \int \epsilon_x dx = \frac{1+\nu}{2E} \{ 1 - \nu(1+K_0) \} \gamma x^2 + \text{const.} \quad (9)$$

この(9)式を(3)式の替りに使うことにする。

3. 基本解

2次元平面ひずみの場合について、本報告で対象とする2つの基本解(変位解)を以下に示す。

1) Kelvin 解

3次元無限弾性体内の1点 s に作用した単位集中荷重によって r 離れた観測点 q に発生する変位 u を与える式を z 方向に積分することで、2次元平面ひずみ状態の無限平面内の一点に作用した単位集中荷重により発生する変位 u を与える Kelvin 解が得られ次式となる。

$$u_{ij}^*(s, q) = \frac{-1}{8\pi(1-\nu)G} \{ (3-4\nu) \ln(r) \delta_{ij} - r_{,i} r_{,j} \} \quad (10)$$

ここに δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。

2) Melan 解

Kelvin 解と異なる点は、対象としている空間が半平面であることである(図1)。2次元 Kelvin 解の時と同様に、3次元半空間内の1点に作用する集中荷重によって発生する変位(Mindlin 解)を z 方向に積分することにより得

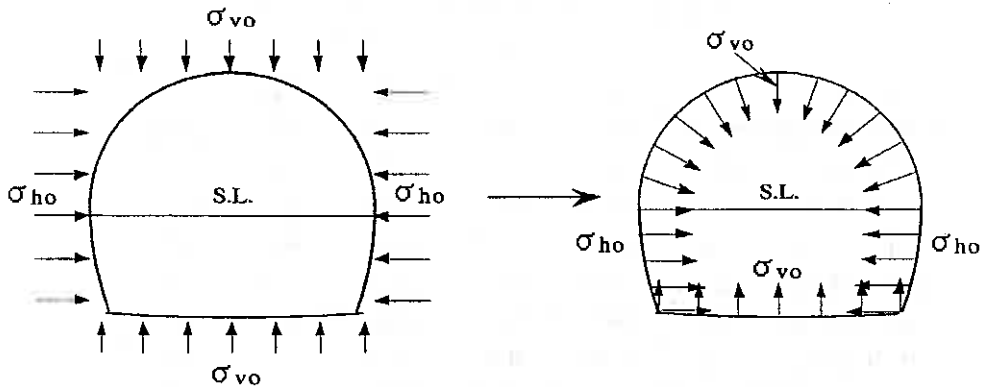


図2 Kelvin 解を用いる場合、初期地圧を表面力として作用させる

られる。半空間や半平面の解は、鏡像の方法〔6〕により「Kelvin 解の項」と「補正項（cをつけて区別する）」との和で表すことができ、Kelvin 解に較べるとやや複雑になるが、変位を与える式の補正項だけを敢えて示すと以下のようなになる。

$$\begin{aligned}
 u_{11}^c &= K_d \left[-\{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)\} \ln(R) + \frac{\{(3-4\nu)R_1^2 - 2c\bar{x}\}}{R^2} + \frac{4c\bar{x}R_1^2}{R^4} \right] \\
 u_{12}^c &= K_d \left\{ \frac{(3-4\nu)r_1r_2}{R^2} + \frac{4c\bar{x}R_1r_2}{R^4} - 4(1-\nu)(1-2\nu)\theta \right\} \\
 u_{21}^c &= K_d \left\{ \frac{(3-4\nu)r_1r_2}{R^2} - \frac{4c\bar{x}R_1r_2}{R^4} + 4(1-\nu)(1-2\nu)\theta \right\} \\
 u_{22}^c &= K_d \left[-\{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)\} \ln(R) + \frac{\{(3-4\nu)r_2^2 + 2c\bar{x}\}}{R^2} - \frac{4c\bar{x}r_2^2}{R^4} \right] \\
 \theta &= \arctan\left(\frac{R_2}{R_1}\right) \\
 K_d &= \frac{1}{8\nu(1-\nu)G}
 \end{aligned} \tag{11}$$

式中の変数については図1〔1〕を参照されたい。図1や式（11）からもおおよそ分かるように、Melan 解は無限平面の解である Kelvin 解に半無限平面であることによる補正をするという形で得られると解釈もできる。

4. 解析条件

これまでに発表されているトンネル掘削の設計・施工データのなかで、断面形状、変形係数または弾性係数、初期地圧、土被り厚さ、実測内空変位が明記されているものをいくつか選んで、それぞれについて2つの基本解を用いた場合の弾性解析を境界要素法によって実施した。ただし、計算を実施する上では以下のような取扱いをした。

- 1) Kelvin 解の場合、得られている鉛直および水平初期地圧 ($\sigma_{vo} \neq \sigma_{ho}$) はトンネル全体にわたって一定とし、トンネル表面に内側向きに表面力として与えた。(図2)
- 2) 表面力は、スプリングライン付近より下方の側壁には水平のみ、下辺（インバート部）は鉛直上向きのみが作用するとした。(図2)
- 3) 中心軸上の水平方向の変位をゼロとし軸対称条件とするために、断面形状や地盤定数を一部単純化した。
- 4) ポアソン比の記載のない場合は地質条件から仮定した。
- 5) 全断面掘削後、吹付コンクリートや支保工のない状態での変位を想定した。
- 6) 特に明記がない場合、両側の壁面変位の相対変位を内空変位と解釈した。
- 7) 計算結果との比較は水平内空変位に限って行った。

5. 解析対象としたトンネルのデータ一覧

表1に解析の対象として引用させていただいたデータ一覧を示す。ここで言う直径とは上部半断面の円弧の直径である。弾性係数は、文献によっては変形係数を示しているものもあるが、いずれの場合も設計計算に使用してい

表1 解析対象としたトンネルのデータ一覧 (*は仮定値)

	A	B	C	D	E
土 被 り (m)	11.6	13	400	230.8	95
単位体積重量 (kN/m ³)	17.64	18.42	26.46	25.48	16.66
直 径 (m)	10.7	3.4	32	14	4.7
弾 性 係 数 (GPa)	35.28	232.8	26068	4312	622.5
ポ ア ソ ン 比	0.25*	0.3*	0.25*	0.3	0.3
鉛直初期地圧 (kPa)	204.6	243.7	10584	5880	1583
水平初期地圧 (kPa)	196.6	121.9	13124	7448	2949
土 圧 係 数 (Ko)	0.961	0.5*	1.24	1.27	1.86
主 たる 地 質	砂質 シルト	固結 シルト	砂岩・ 角礫岩	凝灰岩	熔結 凝灰岩
引 用 文 献 番 号	[7]	[8]	[9,10]	[1 1]	[1 2]

る値を採用した。

図3にはそれぞれのトンネルの断面形状と要素図を示す。内空変位の測定点にできるだけ節点を合わせることにした。また、要素は線形要素とした。

6. 計算結果

表2はトンネルの土被り厚さ(H)と直径(D)の比H/Dとそれぞれの基本解による内空変位の計算結果、実測値をまとめたものである。Melan解を使う場合は(1)、(9)式による自重を考慮した方法により、Kelvin解を使う場合は自重項の代りに表面力を与えて計算した。

2つの基本解それぞれについて、実測値との差をとったものが図4、比をとったものが図5である。どの実測のデータも掘削後、支保工と吹付コンクリート施工後に測定されていると思われ、結果として全体の剛性が増加した条件での値を示すと考えられる。従って、計算条件とこの点で著しく異なることになり、一般に実測値は、今回行った解析結果より小さい値を示すと推定される。それ故、実測値と解析結果が一致することにはあまり大きな意味付けはできないが、H/Dに対する基本解の性質を捉えることができるものと考えられる。つまり、基本解の対象が無限体であるKelvin解による結果を見ると、H/Dが小さいときには実測値と大きな開きがあり、この範囲ではKelvin解は使用できないと判断できる。また、対象が半無限体であるMelan解による結果は、全体に実測値より小さな値を示しているが、H/Dが大きくなると実測値から離れてゆく傾向が見られる。これらのことはそれぞれの基本解の性質から淡然と推定できることではあったが、少ないデータ数ながらも、今回の結果から判断すると、基本解により差の出る境目は概ねH/D=5くらいであることがわかる。ただし、境界条件などの両者の計算方法が等価のものであるとした上での判断であるので、この点の更なる検討が今後の課題である。

7. まとめ

以上をまとめると、

- 1) データ数が少なく即断はできないものの、土被り圧と掘削直径の比H/Dがおおよそ5以下ではMelan解を、H/Dがそれより大きい場合はKelvin解を基本解とした解析がよい。
- 2) Melan解を用いた結果が実測値より小さく危険側であ

表2 実測内空変位と境界要素法による計算結果

(単位mm、*は平均値)

	H/D	実測内空変位	BEM(Melan)	BEM(Kelvin)
A	1.08	7.11	6.1	69.0
B	3.82	0.5~4.5(1.0*)	1.0	2.0
C	12.5	21.4*	2.9	34.9
D	16.5	13.8	3.3	32.0
E	20.2	21.4	1.2	36.5

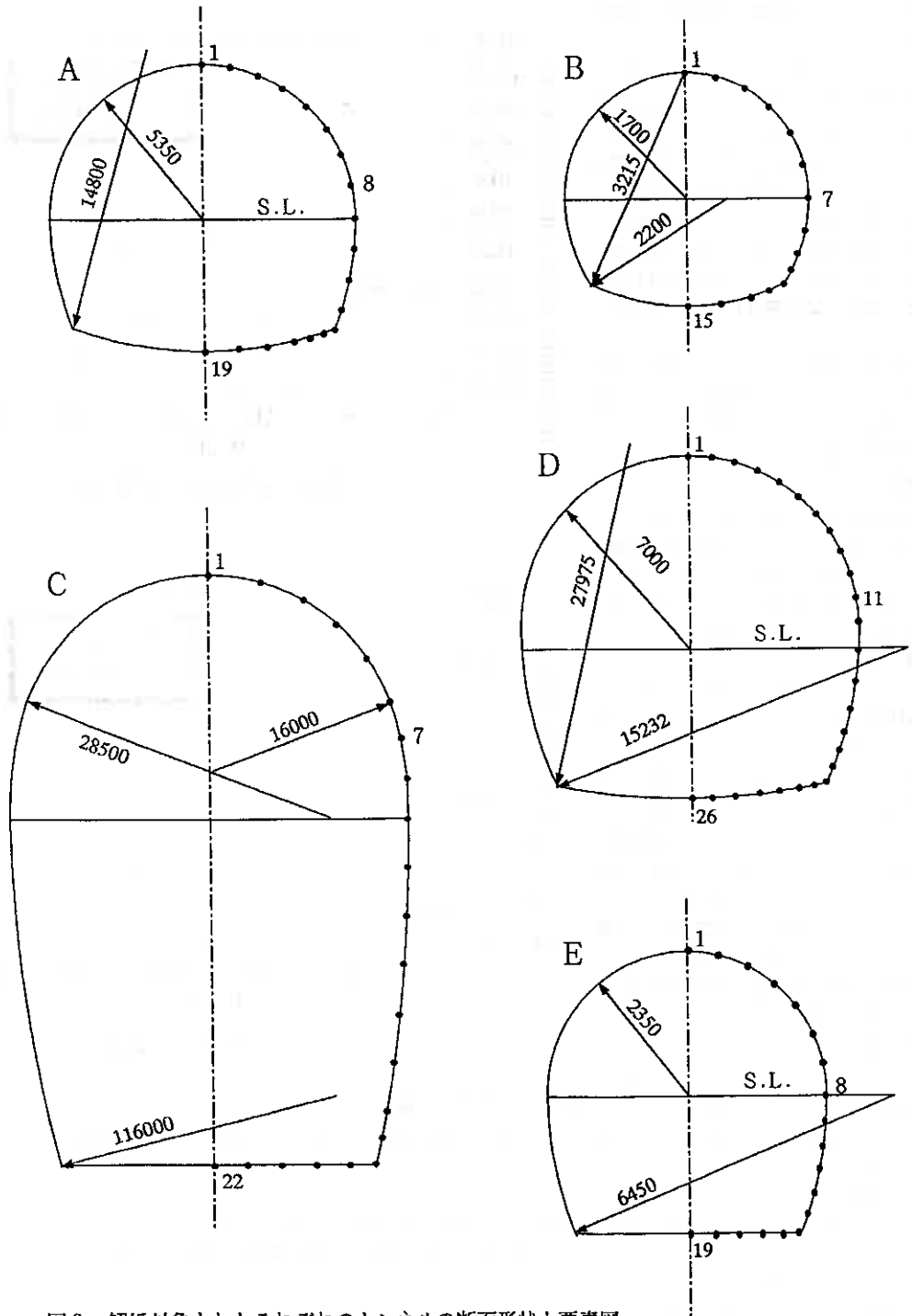


図3 解析対象としたそれぞれのトンネルの断面形状と要素図
 (単位はmmで、番号は対称軸上と、内空変位計測点に合わせた点の節点番号)

るので、特に自重項の再検討が必要であろう。

- 3) Kelvin解に対して与えた初期条件としての表面力が、果して自重を与える条件として最適であったかどうか、また、自重を考慮した場合と等価な意味を持つかどうか考慮の余地がある。
- 4) 実測値は吹付コンクリートと支保工加工後の変位であり、掘削工法もさまざまであるから、それらを取り入れた解析方法を開発しなければならぬ。
- 5) これまでのところ、Kelvin解による解析であれば、その簡便さから言っても弾性体としての基本設計をする上では実用性が充分にある。

8. 謝辞

本報告の作成にあたりまして、貴重なデータを引用させていただきました関係各位に心より感謝いたします。特に、北海道電力(株)、電源開発(株)より戴きました御配慮に厚くお礼申し上げます。

(参考文献)

- (1) Telles, J.C.F.: The Boundary Element Method Applied to Elastic Problems, Springer-Verlag, 1983
- (2) Jiang, Y.S.: Slope Analysis Using Boundary Elements, Springer-Verlag, 1989
- (3) 小野、三田地ら: 自重を考慮した一、土質工学会北海道支部技術報告集第32号、1992
- (4) 小野、池浦ら: 自重が作用する一、第27回土質工学研究発表会、1992
- (5) 例えば、大崎順彦: 基礎構造、建築構造講座11、コロナ社
- (6) 例えば、C.A. Brebbia編、田中正隆監訳: 境界要素法の応用1、企画センター

(引用文献)

(7) 横山、高瀬: 土被りの薄い未固結地山にお

けるトンネル掘削時の地山挙動、土木学会論文集、No.352/III-2、1984.12

(8) 土屋、新井、山崎、武田、大塚: 弱結シルト層小断面NATMトンネルの設計と実際、第18回土質工学研究発表会(郡山)、1983

(9) 御牧隆一: 今市地下発電所の設計、電力土木、No.173、1981

(10) 御牧、蔵持、工藤: 今市地下発電所の施工と空掘周辺岩盤の挙動について、電力土木、No.185、1983

(11) 池野、真鍋、高内、佐藤: 大断面トンネル掘削における計測および挙動解析一高見発電所掘削室一、土質工学会北海道支部技術報告集32号、1992

(12) 藤野、山岸: 熊牛水力発電所NATM導水路トンネル、土木技術、42巻7号、1987

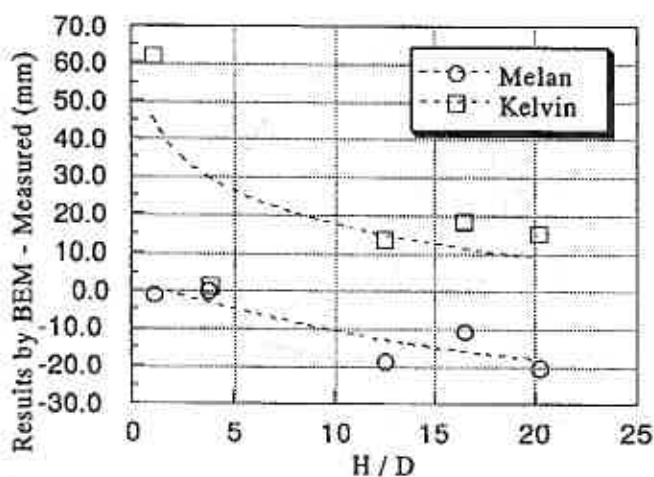


図4 解析値と実測値の差

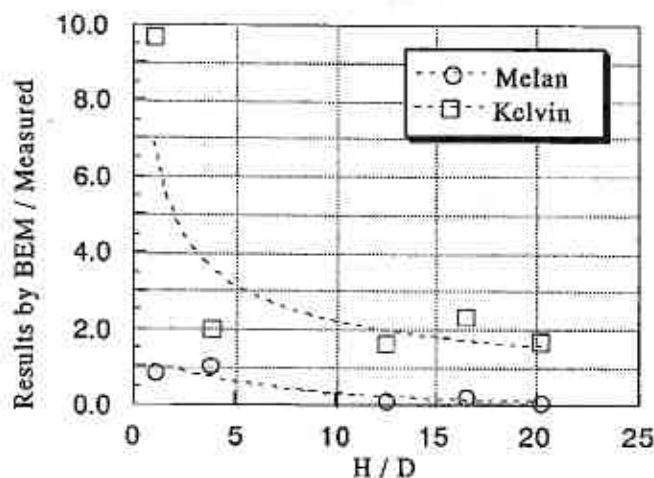


図4 解析値と実測値の比

泥炭性軟弱地盤に用いたパイプラインの梯子胴木等基礎工法について
—遠心力鉄筋コンクリート管とFRP製継手を組合わせた試験工法—

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 秀島 好昭
北海道開発局農業水産部 林 君雄, 廣田 達雄
日本ヒューム管(株) 鷺田 金蔵, 中山 陽太郎
日本高圧コンクリート(株) 村上 金次, 畠中 茂

1. はじめに

北海道開発局農業水産部で実施している用水路建設では、多くの布設延長は泥炭性軟弱地盤等の支持力の小さな地帯を通過する。用水路には開水路と管水路があり、前者では沈下抑制の目的に杭基礎工法が多用されている。軟弱地盤地域での管水路布設には、種々の工法が用いられているが、①定尺管をライン化する継手の水密性(継手部の許容曲げ角度)に改良が進んでいる点、②軟弱層の圧密特性と比較的軽量の管路上載荷重の評価が必要な点などを理由に、①砂基礎と梯子胴木を併用した管路の基礎工法と②砂基礎工法の両者の現場実験を行った。当該試験結果の良否の判断は、①管路の全沈下量が小さいこと、②継手部の許容曲げ角度以下の相対沈下量であることの両点である。管の現場布設起日より700日(1992年10月現在)以上経過したので、その結果と考察を報告する。

2. 現場布設実験

(1)地盤条件と施工方法 布設実験の場所は、石狩郡篠津村篠津運河の河川敷であり、畑利用地と運河に囲まれた泥炭地である。当地ははまだ土地利用の影響を受けていない自然堆積と生成状態の泥炭で表層は覆われている。当地の地盤のプロフィールは、図1に記したとおりであり、地盤表面より深さ3mまではヨシ、ハンノキを主要構成植物とする泥炭(低位泥炭)が堆積し、その下3~3.5m間は粘土混じり泥炭さらに3.5~4.5m間は泥炭混じり粘土が堆積する。4.5~10m深度では青灰色の色調をおびた軟質な粘性土であり、調査深度で深も約25~30mまでこの層が続いていることが、既往の知見より判断できる。図1に併記した支持力等を見ると、泥炭層では地表より0.5m位置で $q_c=9\text{kgf/cm}^2$ 、 $N_{sw}=7$ と大きい、層全体では $q_c=2\sim4\text{kgf/cm}^2$ と軟弱である。泥炭層以深の層では $q_c=2\sim5\text{kgf/cm}^2$ と貫入抵抗値が小さい柱状が続く。泥炭層等の深さ別の有機物含有量(強熱減量試験)は、1m深度-50%、3m深度-78%、4m深度-31%であり、粘性土層上部で5%の値となっている。地下水位は、布設時(1990年秋季)に地表面より0.8mの位置に観測されている。深さ0.5mから泥炭と、深さ6mから粘性土を採取し、圧密試験を行うと図2のような結果を得る。

図2に併記したように、圧縮指数Cは泥炭で7.7、粘性土は0.36である。泥炭は空隙比の測定が難しいが、試験から圧密先行荷重として 0.25kgf/cm^2 の値が得られている。粘性土では物理性等から判断して、正規圧密状態にあるとされる。

実験に用いた供試管は、呼び径600mm(内径60cm、外径70cm)、長さ4mの遠心力鉄筋コンクリート管であり、これを10本FRP製カラー(継手)で接続しラインを形成した。ラインの両端には鋼板製止水プレートを装着し、管内を満水・排水できる構造とした。図3に記したように、管路の基礎として①梯子胴木と砂基礎を併用したもの(延長20m)と②砂基礎のみ(延長20m)を設け、その上面に管路を布設した。施工断面は後述の

Ground Subsidence under Irrigation Pipe-line using with Planking Works in Peaty Soft ground Area; Yoshiaki HIDEISHIMA, Kimio HAYASHI, Tatsuo HIROTA (Hokkaido Development Bureau), Kinzo WASHIDA, Youtaro NAKAYAMA (Nippon Hume Co.), Kinji MURAKAMI, Shigeru HATANAKA (Japan High Strength Concrete Co.)

図6のように、現地盤上の砂基礎に管の支承角120°で布設し、周囲を覆土した。覆土は管頂より30cmの厚さまで行き、その横断面形状については、天端幅は管の外径と同じ70cm、法勾配は1:1.5とした。梯子胴木の区間では、管底より10cm離れた位置(クッション層)に梯子胴木(枕胴木の施工高さ)を設けた。

(2)観測項目 観測項目は、図3に示した○印の位置での沈下量の経時観測(その配置は管頂および縦横断への影響を観測できるものとした)と■印の位置での鉛直土圧の観測である(図6を参照)。仮BMは運河橋梁の基礎部に設けた。

(3)管継手の止水性能 現場実験に用いたと同様なコンクリート管を用いて、次のような止水検査を事前に行った。供試管2本をFRP製継手で接続し、それを曲折した状態で内水圧を作用させ、漏水や異常の有無を判断する。公称の継手曲げ角度(9°20')より大きな曲げ角度11°45'(内圧1.6kgf/cm²)でも漏水と異常がないことを確認した。

3. 観測結果と考察

(1)観測結果の要約 図4の上段、中段および下段にそれぞれ、各基礎工法区間の縦断中央位置の沈下量の経時変化、現場実験位置から最遠位置の地盤面標高の経時変化および鉛直土圧の経時変化を示した。農業用水では、灌漑期間のみ管内に充水されるのでその使用に合わせることで冬季の管内氷結をさけるため、冬季～春季には管内の水を排水した(その起日は、図4の上段に記した)。図4の上段図によれば、観測した最大の沈下量は梯子胴木と砂基礎の併用区間(以後A区間と称する)では28cm、砂基礎のみの区間(以後B区間と称する)では27cmである。両区間の沈下量の経時変化は、経過日数200日を越えた期間で沈下量が増減する複雑な状況を呈しているが、沈下量の骨格曲線は沈下量～log(経過日数)座標系で逆S型となっており沈下速度は極度に遅くなっていることがわかる。図4の中段図の地盤面標高(位置は図3参照)は、ライン構造物荷重の影響が経過日数200日程度までは沈下が進むように認められるが、その最大沈下量は5cm、7cmと小さく、また、それ以降今日まで地盤が沈下とリバウンドする複雑な動きが観測されている。図4の下段図によれば、鉛直土圧は経過日数200日程度まで、A区間で約0.22kgf/cm²、B区間で約0.18kgf/cm²で推移し、経過日数200日以降では土圧にも複雑な状況がみられ、現在で両区間とも約0.27kgf/cm²までに至っている。現時点で観測されるこのような複雑な挙動は、雪荷重・地下水位さらに土の構造変化等に起因すると思われるが、明確な原因は不明である。図4の沈下量の変化図から判断して、今後の沈下の進行は少ないと推察できる。図5には、横断方向にみた沈下量の経時変化を示した。図5から管幅員と同じ横

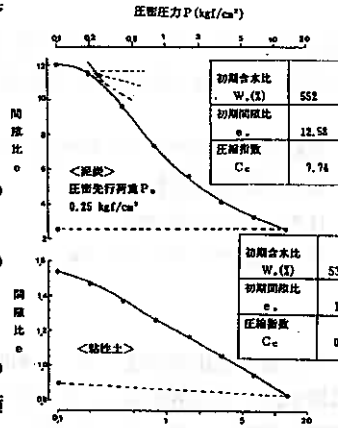


図2 泥炭と粘性土の圧密試験

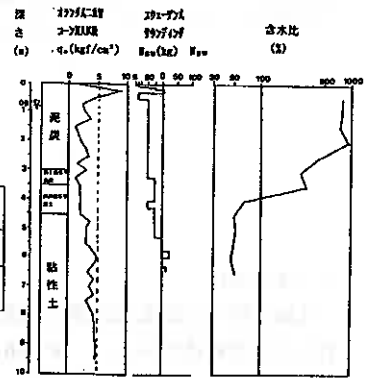


図3 地盤の柱状図

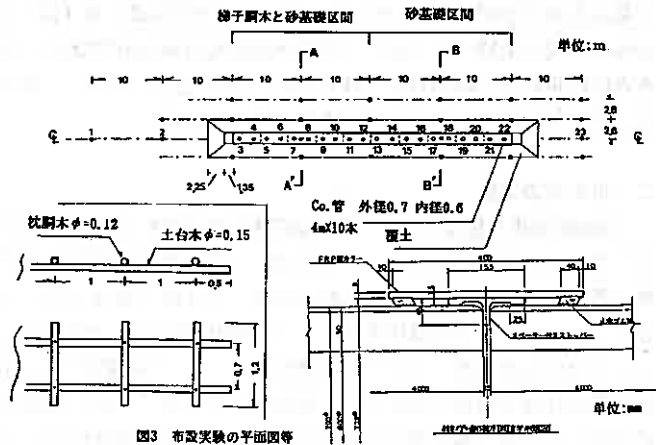


図4 布設実験の平面図等

断領域において沈下が卓越し、覆土法尻では沈下量は5cm以下と小さく、また、その沈下の経時変化は認められない。経過日数340日と704日の沈下量を比較すると沈下の増加量は小さく、横断的にみた沈下量の今後の変化も小さいと予想される。

(2)沈下量解析 図6に覆土(砂基礎)と接した地盤面における鉛直土圧の水平分布の推定値を示した。推定方法は、図6のa, d(あるいはd+e)の土荷重が鉛直に作用するとし(図の(1)の細線で表される)、残りのa', b, cは砂基礎中で分散角を有して地盤作用すると考えた。図4に記したように両区間の観測土圧は、解析期間の大半においておよそ0.2kgf/cm²であり、土圧計位置(断面中央)でこの値となるように、先に求めた(1)の細線で示される値を差引いて砂基礎下部での分散幅を求めた。a', b, cの荷重と分散幅は、図の(2)の点線のように計算でき、分散幅と管径とはほぼ等しく、砂基礎中および梯子胴木を併用した砂基礎とも荷重の分散効果は認められないようである。管径と同一幅の地盤表面に、鉛直荷重0.2kgf/cm²が作用するとして、(1)式の計算式による沈下量と観測値の比較を次のように行った。圧密が卓越する層を最上部の泥炭層3mとその下の粘土混じり泥炭層0.5mの計3.5mとし、圧密特性は図2で代表した。

$$S = H(e_0 - e_1) / (1 + e_0) \quad \dots (1)$$

ここに、S:圧密沈下量、H:圧密層厚、 e_0 :初期間隙比、 e_1 :荷重作用時間隙比(荷重増分Pは0.2kgf/cm²とし、P=0における間隙比12.578を e_0 として採用)

(1)式による計算から沈下量27cmが得られ、前述の観測値とにより符合が得られる。図7は縦断方向における沈下量の経時変化を示した。図のように経過日数が大きくなると隣接管の相対沈下量の差は、砂基礎のみのものが梯子胴木を併用したものより大きく、さらに、梯子胴木基礎では縦断方向の一方向に単管が傾斜する傾向を有する。砂基礎のみのものと比べて梯子胴木を併用したものは、縦断方向の相対沈下量の差が小さいことなどが特徴的である。また、図7に示した相対沈下量は、両工区とも継手の許容曲げ(継手内部での管のズレ運動と止水ゴムの弾性によりもたらされる)以内であり、水密性の問題がないことが検証できた。

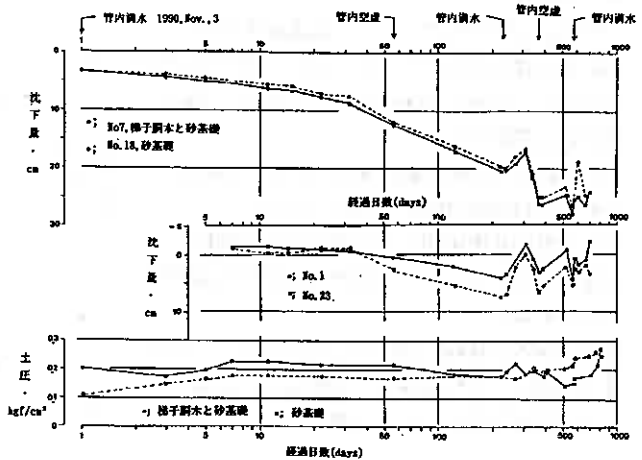


図4 沈下量と鉛直土圧の経時変化(図のNo.は図3参照)

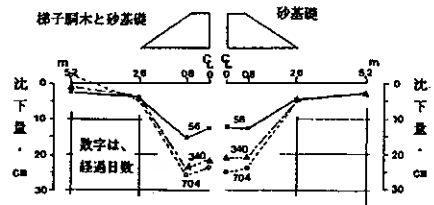


図5 横断方向における沈下量の経時変化(西工区の中央断面)

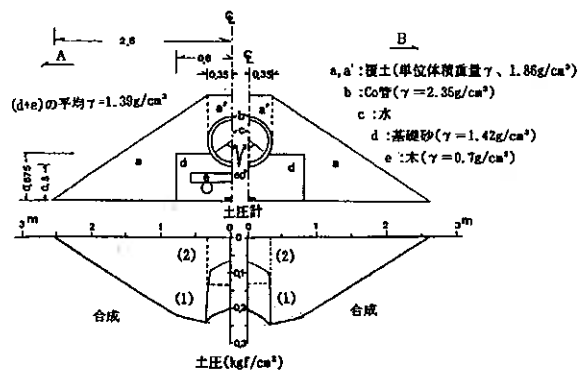


図6 半土工断面と鉛直土圧の推定方法

4. おわりに

本布設実験から次のような結論が得られる。

- ①経過日数が約700日を越えた時点で沈下の進行は小さく、本施工断面の規模では全沈下量は30cm前後と判断できる。
- ②砂基礎および梯子胴木を併用した砂基礎による荷重分散効果(横断方向)は小さい。
- ③いずれの基礎区間とも管継手での水密性を不安定にするような大きな曲折(相対沈下)は観測されていない。
- ④梯子胴木を基礎に設けることによって、相対沈下量が小さくなる傾向が認められ、これは多くの接続点を有するライン構造物に有効と判断できる。

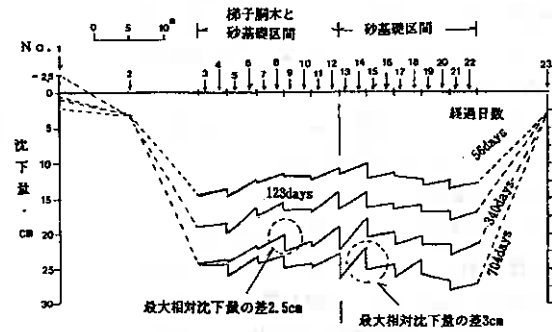


図7 縦断方向の沈下量の経時変化(図のNo. は図3参照)

泥炭性軟弱地盤における橋台側方移動対策事例

北海道開発局開発土木研究所 ○正 員 玉 田 隆 志
" 正 員 日下部 祐 基
北海道開発局帯広開発建設部 鈴木 達 巳

1. まえがき

一般国道 336 号豊頃町大津～浦幌町豊北を結ぶ区間は、十勝川によって分断され長年にわたって生活や行政および経済等の面において不利不便を余儀なくされていた。そこで、交通の円滑化、産業促進などの多岐にわたる効果を担い、昭和 58 年より十勝河口橋の工事が着工され、約 9 年の歳月を経て平成 4 年 12 月に供用開始、現在周辺地域の幹線道路として活用されている。

当該地域は泥炭およびシルト層からなる軟弱地盤であるため、橋梁基礎と橋台背面盛土の設計・施工上でいくつかの問題点が指摘されていた。ここでは、橋台背面盛土の偏載荷重により懸念された側方流動による橋台側方移動対策の概要を述べるとともに、本橋施工中に経時観測した傾斜計のデータをもとに対策効果について検討したので報告する。



図-1 十勝河口橋位置図

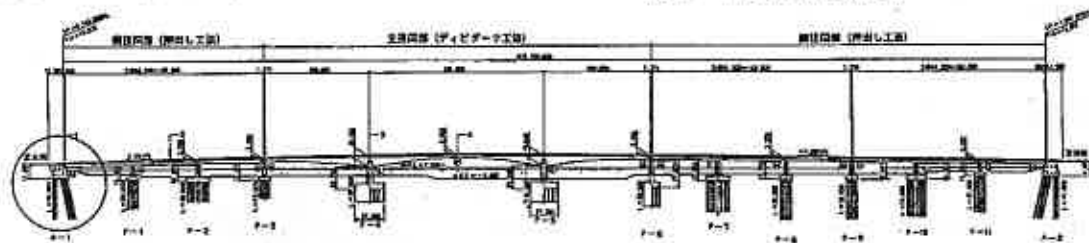


図-2 十勝河口橋側面図

2. 現場概要

調査対象現場は、図-2に示すように、十勝河口橋右岸に位置するA-1 橋台である。この地域は十勝川、浦幌川など大小河川に沿って発達した沖積層により構成された軟弱地盤地帯である。A-1 橋台架設地点の土質は、地表より層厚 6m 程度の泥炭層、砂層を挟み、基盤まで砂質シルト層、シルト層、砂層が続いている。地表より約 40m に位置する長節累層の砂岩が支持基盤となっている。

An example of counter measure against stera movement of abutments of in peaty soft ground;
Takashi TAMADA(Hokkaido Development Bureau), Yuki KUSAKABE(Hokkaido Development Bureau), Tatsumi SUZUKI(Hokkaido Development Bureau)

3. 橋台側方移動の検討

側方移動の有無の判定法は、種々提案されている¹⁾が、泥炭性軟弱地盤では円弧すべり破壊に対する最小安全率 $F_s = 1.5$ を標準としている²⁾。また、道路橋示方書³⁾では、偏荷重を受ける基礎の側方移動の判定値 (I 値) が示されている。本現場の、設計段階では橋台背面盛土による橋台側方移動の判定に円弧すべり破壊の安全率で検討を行なった。ここでは側方移動判定値も求め橋台側方移動の有無について検討する。

1) すべり破壊

図-3に示すように強度定数を設定し、無処理状態の地盤に計画盛土高9m施工した場合の円弧すべり計算を実施した。最小安全率と安全率 $F_s = 1.5$ を満足しない最も深度の深いすべり面での安全率を求めた結果を図-4に示す。これによると、最小安全率が $F_s = 0.98$ で、安全率 $F_s = 1.5$ を満足しない最も深い深度は21.4mであった。したがって、盛土施工による上載荷重により円弧すべり破壊の安全率をクリアしないことから側方移動の可能性があると判定される。

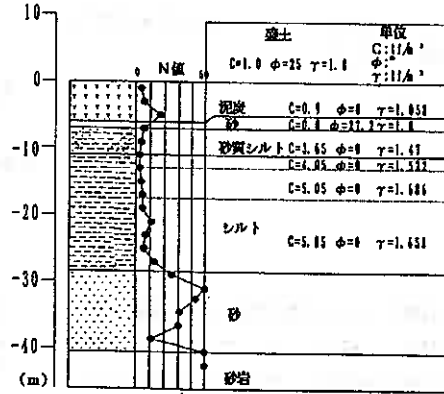


図-3 土質柱状図と強度定数

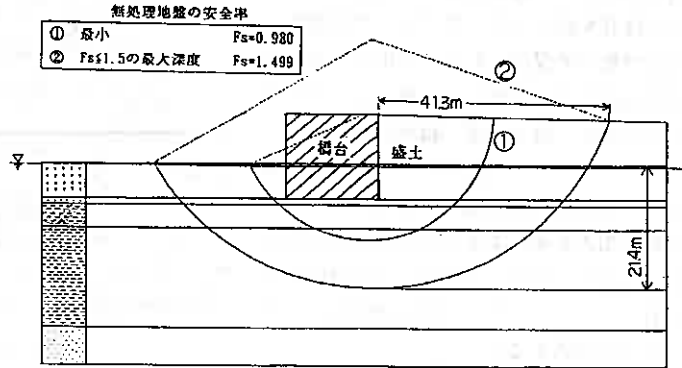


図-4 円弧すべり計算結果 (無処理地盤)

2) 側方移動判定値

道路橋示方書によると、側方移動の有無を側方移動判定値 (I 値) を用いて概ね区分でき、I 値が1.2 以上の場合は側方移動の恐れがあると判定される。表-1の値を用いて①式より I 値を求めると、

$$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma h}{C} \dots \dots \textcircled{1}$$

I 値=2.05 > 1.20となり、側方移動のおそれがあると判定される。

円弧すべり計算結果および側方移動判定値 (I 値) より総合的に判定すると、側方移動の可能性が有ることが明らかであることから、橋台の側方移動対策が必要となる。

表-1 I 値を求める係数一覧

軟弱層厚に関する補正係数	$\mu_1 = D/L = 0.758$
基礎体抵抗幅に関する補正係数	$\mu_2 = b/B = 0.381$
橋台の長さに関する補正係数	$\mu_3 = D/A = 1.781$
盛土材料の単位重量 (tf/m ³)	$\gamma = 1.8$
軟弱層の粘着力の平均値 (tf/m ²)	$C = 4.04$
軟弱層の長さ (m)	$D = 28.5$
橋台長 (m)	$A = 16.0$
橋台幅 (m)	$B = 16.0$
基礎体の幅の総和 (m)	$b = 1.2192 \times 5$
基礎埋入深 (m)	$L = 37.8$

4. 側方移動対策

側方移動対策としては、地盤改良や基礎構造物の剛性を高めるなど抵抗力を増加する方法、あるいは盛土

荷重を軽減する方法⁴⁾が挙げられる。本現場の工法選定にあたっては、縦断方向の円弧すべり破壊のほか、横断方向の円弧すべり破壊および軟弱層の圧密沈下を考慮しなければならないことから地盤改良を検討することとした。具体的には軟弱な泥炭層については排水性がよく地下水位以下でも十分支持力を確保できるように砂置換工法を、それ以下の層は深層混合処理工法を用いた。深さ方向の改良範囲は、図-4の円弧すべり計算より得られた安全率

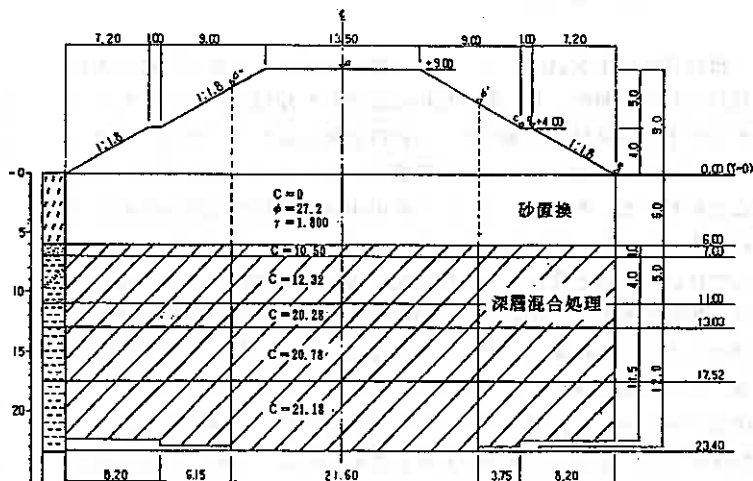


図-5 盛土および改良地盤の横断図

$F_s=1.5$ を満足しない最も深い深度21.4mのすべり面を覆うように、これより2m深い深度までとした。改良幅は図-5に示すように盛土のり尻の幅で、改良延長は安全率 $F_s=1.5$ を満足しないすべり円の最も大きい円を覆い、かつ横断方向のすべり破壊を考慮して決定した。深層混合処理工法の改良形式は、高圧噴射攪拌工法の杭式改良で、現場設計強度は砂層で4.2kgf/cm²、シルト層で7.3kgf/cm²で設定した。これらの改良条件で再度円弧すべり計算を実施し安全率を調べた結果

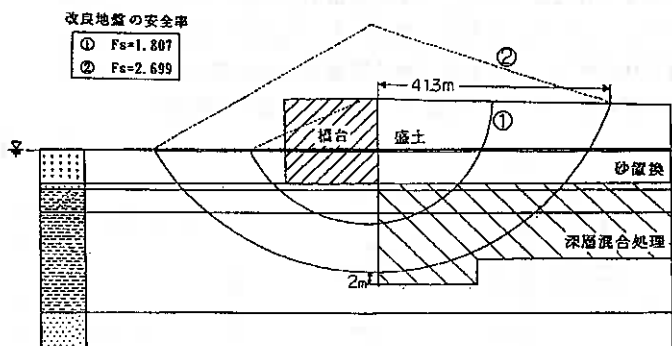


図-6 円弧すべり計算結果 (改良地盤)

を図-6に示す。これによると、最小の安全率を示していたすべり面①および安全率 $F_s=1.5$ を満足しない最も深い深度21.4m ②において安全率 $F_s=1.5$ を上回った。また、側方移動判定値 (I 値) は平均粘着力 $c=12.5\text{tf/m}^2$ を用いた結果0.66となり1.2を下回る結果となった。したがって、対策工法として砂置換工法と深層混合処理工法を実施することにより、橋台側方移動を防止することが可能と判断された。

5. 経時観測結果

5-1. 観測方法

盛土施工に対する橋台側方移動を計測するために、鋼管杭中にガイドパイプを設置し傾斜計によって杭とフーチングの水平変位を経時観測した (図-7)。

5-2. 傾斜計測定結果

橋台背面に1次盛土として約4 m盛土を施工する前（昭和62年11月17日）を初期値とし、鋼管杭中に設置した傾斜計より求めたフーチング下面および杭の水平変位の経時変化を示した（図-8）。フーチング下面（杭頭付近）および深度30m 付近で水平変位量の大きいことがわかる。そこで、この2か所の水平変位量の経時変化を図-9に示す。フーチング下面における水平変位は、1次盛土施工完了時点では、それほど発生せず主桁架設工着工の時期から徐々に大きくなる傾向にある。2次盛土着工前の平成4年5月18日の測定では約10mmと小さな変位量で、橋台の水平移動としては許容できる値である。また急激に水平変位が生じている深度30m 付近においても、1次盛土完了後～主桁架設工～2次盛土前に至る間に10mm前後の変位しかみられず、安定した状態であると考えられる。しかし、最大変位量が生じる深度32.5m から、ほとんど変位していない深度35.5m までの約3.0mの短い区間で、径1219.2mmの鋼管杭が10mmたわんでいることから推察すると、この箇所では杭体に相当大きな応力が生じていると考えられる。そこで、最大変位量を示す深度の杭体応力度を算出することにした。しかし、現在のところ傾斜計測定による水平変位量より曲げモーメントを求める明確な方法が無いので、杭を弾性床上の梁としたモデルを想定し、杭体応力度の照査をした。

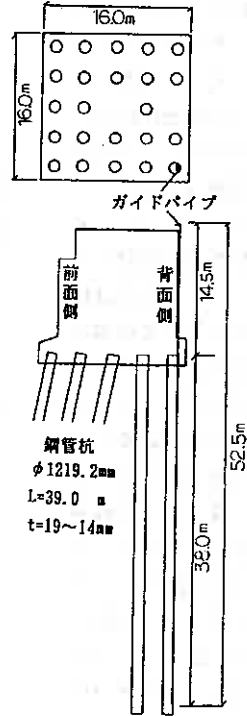


図-7 傾斜計ガイドパイプ取付位置図

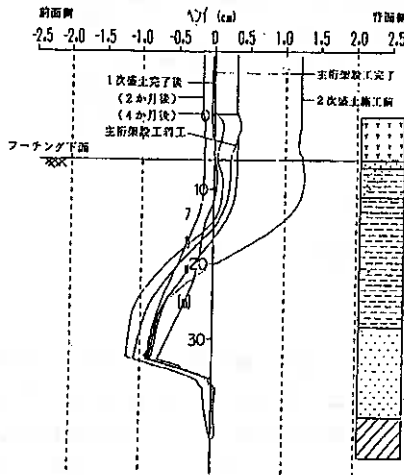


図-8 傾斜計による杭の水平変位経時変化

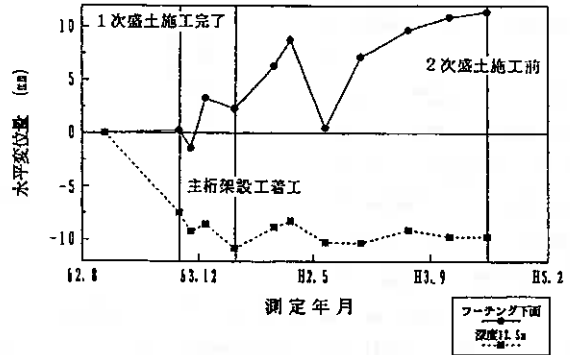


図-9 フーチング下面と深度32.5m の水平変位量経時変化

杭本体に生じる応力度は、杭に作用する杭軸力および曲げモーメントから次式により求めた。

$$\sigma_s = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \leq \sigma_{sa} \quad \dots \dots \textcircled{2}$$

- σ_s : 杭に生じる曲げ応力度 (kgf/cm²)
- N : 杭の軸力 (kgf)
- A : 杭の有効断面積 (cm²)
- M : 曲げモーメント (kgf·cm)
- Z : 杭の有効断面係数 (cm³)
- σ_{sa} : 許容曲げ応力度 (kgf/cm²)

軸力は、図-10 に示すように杭の安定計算による杭反力を杭頭での軸力とし、P1橋脚で実施された鉛直載荷試験結果より軸力の杭先端伝達率を0.3として比例計算により各深度の軸力を求めた。深度32.5mの軸力は、 $N=141.26\text{t}$ である。

曲げモーメントについては、現在のところ傾斜計測定による水平変位量より求める明確な方法はないので、図-11のように杭先端を固定とし、地盤の平均N値より地盤反力係数を推定して杭の水平変位に合わせて三角形分布の荷重を想定し、杭を弾性床上の梁として検討した。

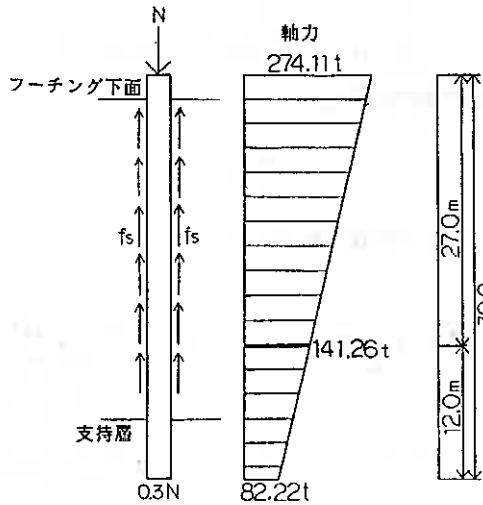


図-10 杭の軸力分布図

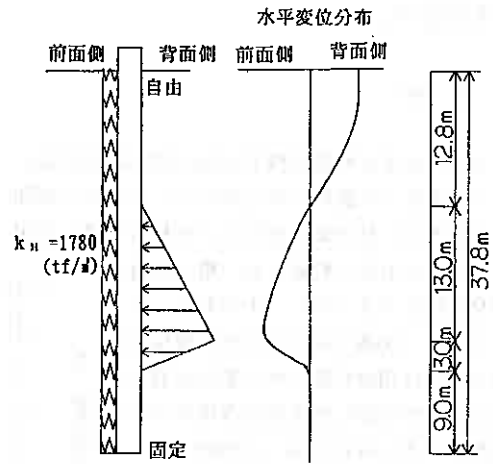


図-11 弾性床上的の梁のモデル

図-12 は、水平荷重の値を、種々変化させて変位と曲げモーメントの関係を求め、この曲げモーメントを②式に代入し杭体応力度を計算し、変位と杭体応力度を示したものである。

2次盛土前の水平変位量(約10mm)の杭体応力度は770(kgf/cm²)であり、許容応力度 $\sigma_{sa}=1400(\text{kgf/cm}^2)$ の半分程度であることからこの時点では安定した状態であると推測される。しかし、この水平変位が1次盛土による側方流動によるものと仮定すると、2次盛土を施工することにより、杭への水平荷重がさらに大きくなる恐れがある。深度30m地点における許容変位量は、図-12より23mmであることから、この変位量を越える恐れがある場合には何らかの対策を検討する必要があると判断した。そこで、2次盛土施工時に、杭の水平変位量を観測して、図-13のフローチャートに示すような盛土施工管理を行なった。

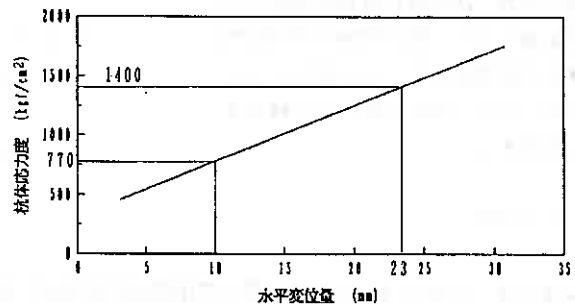


図-12 杭の水平変位量と杭体応力度の関係

その結果、盛土による杭の水平変位量の変化はほとんど見られず(図-14)、橋台および橋台基礎は安定した状態であると判断できた。1次盛土完了後に観測された深度30m付近の水平変位は、当初のすべり破壊による判定及び側方移動判定値からは側方流動によるものとは考えにくい、当該深度の強度が予測より小

さかったとすると、その可能性がある。1次盛土終了後、施工工程上、2次盛土まで4年間の放置期間があり、圧密沈下による地盤の強度増加があったため、2次盛土による変位の発生はなかったという説明が考えられるが、これについては数値シミュレーション等を通じて検討する必要がある。

現状では橋台基礎は十分に安定しているが、さらに確認するため、今後1年間程度、観測を継続する予定である。

6. まとめ

今回、泥炭性軟弱地盤での橋台側方移動対策として円弧すべり破壊の安全率 $F_s=1.5$ 以下の範囲を地盤改良した結果、橋台および橋台基礎は安定した状態であると判断され、橋台側方移動を防止できていることがわかった。しかし、一次盛土完了後に地盤改良以深で杭体に10mm程度の水平変位が見られた。その原因に地盤改良深度不足の可能性も考えられたが、本事例では、現状の設計法を用いる限り地盤改良深度を軟弱層の途中までとしても許された。泥炭性軟弱地盤における橋台側方移動の計算手法や設計定数の設定法の精度を考えると、施工可能であれば軟弱層を全層改良することが望ましいと思われ、今後このことについて検討する必要がある。

7. あとがき

本報告は、十勝河口橋の完成に伴って泥炭性軟弱地盤における橋台側方移動対策事例として報告した。今後、これに関連する現場の一助になれば幸いである。なお、本報文をまとめるにあたり開発土木研究所能登繁幸構造部長および土質基礎研究室西川純一室長には貴重なご助言をいただいた。また、本現場の設計施工に関係された方々には、資料収集等でご協力いただいた。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，1986
- 2) 泥炭性軟弱地盤対策工指針，1988
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1990
- 4) 建設省土木研究所：橋台の側方移動に関する研究，土木研究所資料1804号，1981

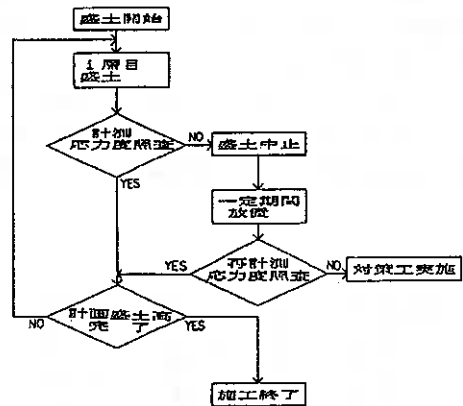


図-13 2次盛土施工のフローチャート

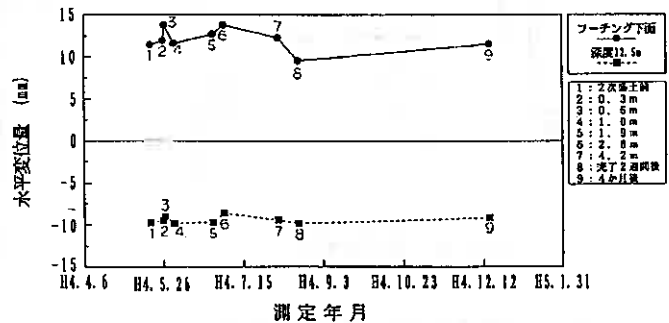


図-14 フーチング下面と深度32.5mの2次盛土施工中および施工後の水平変位量経時変化

のうち、室蘭側の山から掘削を始めた、掘削すると表土数十cm下からすぐ岩塊が発生した。(写真-1)
 岩塊の状況は敷き詰められたような状況で、1~3mの直径のものが一番多く、最大径8m、硬く、角



写真-2 掘削状況

のある安山岩塊と岩屑状のものが主体で、岩塊間には緩い赤褐色又は灰色の火山礫、火山灰で充填されていた。安山岩塊は発泡した斑状安山岩から成り、場所によって発泡の度合いに差があった。

標準の機械で試験掘削を行ってみると、掘削能力は極端に低く、短的に言うと掘削機械のバケットに岩塊が載らない様な状況(写真-2)であり、岩塊発生率(地山体積当りの岩塊含有率)は径1m以上のもので50~60%もあった。

表-1に岩塊の直径別分布割合を示す、軟岩の全体量は当初約40万m³と想定されているので総岩塊量としては約20万m³以上の量が考えられる。

2) 施工機械の変更

試験掘削の結果、通常使われている機械では施工が困難であると判断されたため、他地区での施工実績もふまえ、機種を大型に変え、機種については試験施工で決定した。(表-2)

掘削機械については当初考えていた標準のものでは、絡み合った、径が1~数mの大きな岩塊には重量、出力共に不足している状況であり刃が立たなかった。そこで機種を46t級ブルドーザーと1.7m³級のドラグショベルに変えて施工したところ、径2~3m程度の岩塊まで、なんとか掘り出すことが可能となり、積み込みは2.3m³級のドラグショベルで行った。

運搬について、積み込み時の衝撃の度合い、粒径の大きいものを運搬出来る点から本来は大型の方がよいが、道路通行上の規制の問題があり、一般道路を通行する部分については、小割りを行ってから11tダンプトラックで運搬し、本線内だけを走行するものについては、32tダンプトラッ

表-1 岩塊の径別分布割合

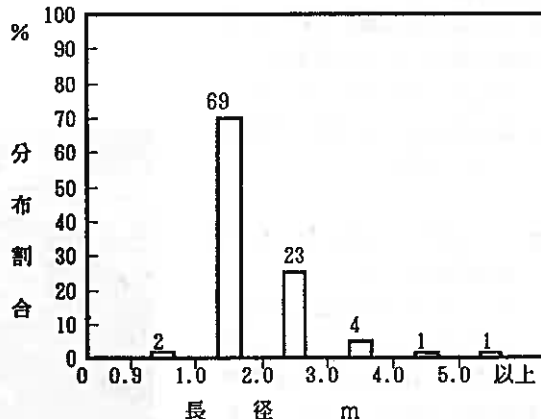


表-2 工種毎の岩塊施工機械

	通常施工	本工事施工
掘削、積込	1.2 m ³ ドラグショベル	2.3 m ³ ドラグショベル
集積	32t ブルドーザー	46t ブルドーザー
運搬	11tダンプトラック	32t 重ダンプトラック
敷均し	21t ブルドーザー	26t ブルドーザー * 0.7 m ³ ドラグショベル
転圧	18t 振動ローラー	23t 振動ローラー

*: 岩塊並べ用

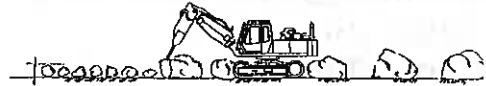
クを使用し、盛土箇所で小割りを行った。

敷き均し転圧については、通常施工とは異なり、まず岩塊を一定間隔で並べ、その上に軟岩の土砂の部分を敷き均し、転圧する方法で行った。転圧の施工機種も目つぶし材の転圧効果を考慮して、起振力23tの最大級の振動ローラーを用いた、図-2に敷き均し、転圧の施工略図を示す。

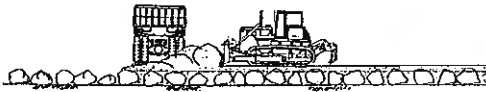
① 岩塊の敷き均し



② 岩塊の小割り



③ 間詰め土砂敷き均し



④ 転圧

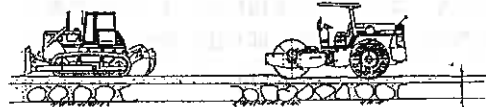


図-2 敷き均し、転圧施工図

3) モデル施工

岩塊は土砂のような乾燥密度による締固め度管理が困難な材料であるため、モデル施工を行い密度や表面沈下量などから、締固め機種や締固め回数などを決定している。モデル施工に先立ち岩質の確認のため材料試験を行った。材料試験は、岩塊材料の物理特性を調査し、工法規定方式で品質管理を行うのが妥当であるかどうか検討するために行うものである。試験結果は平均でスレーキング率0.8%、破砕率10.7%という値であった。

モデル施工での施工層厚(まき出し厚さ)は現地で通常よく発生する最大粒径の1~1.5倍程度を目途として施工層厚を決定するのだが、この現場では1m以上の径の岩塊が多く発生しており、最大寸法の規定はないものの施工性などから最大寸法は1m程度以下とすることが望ましいと思われることにより、モデル施工は施工層厚60cm [岩塊50cm + 目つぶし材(土砂)10cm] 及び100cm [岩塊90cm + 目つぶし材(土砂)10cm] の2通りの施工層厚とした。

締固め機種については、通常、表-3に示す機種が標準として使用されていることから、振動ローラー(起振力23t級)を用いた。

表面沈下量と締固め回数の関係を示したものが図-3である。表面沈下量は施工層厚60cmの方で、8~10回転圧付近で変曲点となっており、その後は収束傾向を示していた。100cmの方は顕著な変曲点は見られず、転圧回数の増加に伴い沈下量も増加の傾向を示した。したがって施工層厚を60cm以下とし、転圧回数は10回以上の転圧とした。

表-3 岩塊材料に用いる締固め機種

一層あたりの仕上り厚さ	締固め機種(起振力標示)
30cm以下	振動ローラー5t以上(ただし、振動ローラーが適さない材料については、タイヤローラー15t以上)
30~60cm	振動ローラー13t以上
60~100cm	振動ローラー20t以上

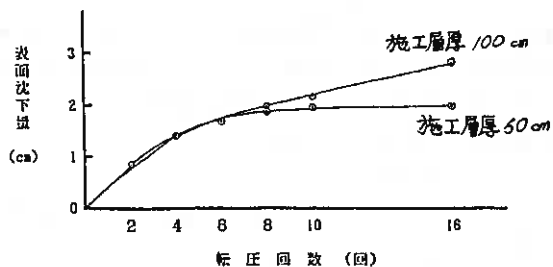


図-3 表面沈下量と転圧回数の関係

4) 管理方法

岩塊盛土は粒径が大きいため、通常の品質管理（締固め度管理や強度管理）はできない。したがって品質管理は、モデル施工により決定した施工法（締固め機械、締固め回数、敷ならし厚さ）などで規定する、いわゆる工法規定管理方式とする。この工法は1つの決まった材料に対するものであるため、実施工において材料の品質が変化した場合にはその都度この工法規定を定める必要がある。

日常における品質管理は、モデル施工で決定した施工法を規定し、施工層厚や転圧回数を管理する。転圧回数の管理は、締固め機械に取り付けたタスクメーターやタコメーターを用いて、1日当りの施工量から割り出された稼働時間や走行距離により行う。

タスクメーターによる管理例を図-4に示す。

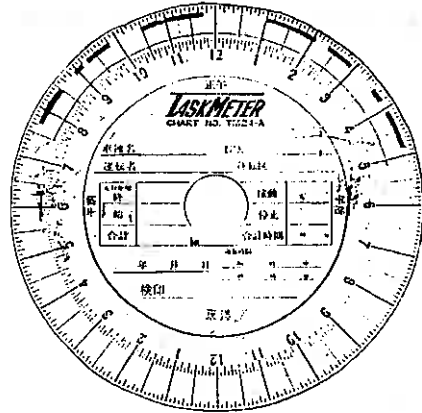


図-4 タスクメーターによる管理例

- [1日当りの必要締固め時間：A]

$$A = \frac{\text{搬入土量}}{(\text{仕上り厚}) \times (\text{締固め有効幅}) \times (\text{走行速度})} \times \text{必要締固め回数}$$

- [1日の転圧時間：B]

$$B = \text{タスクメーターに記録された合計稼働時間}$$

- ◎ [判定 A < B]

以上のように、1日の盛土量（施工土量）とモデル施工において決定された転圧回数より、必要転圧時間を算出し、実際に転圧を行った時間をタスクメーターから読み取り、この時間が必要転圧時間より下回らないように管理するものである。

図-5に岩塊盛土の標準断面図を示す。岩塊盛土のり面は緑化目的で衣土を施工している。



図-5 岩塊盛土の標準断面図

4. あとがき

以上述べてきたように、現場の施工、管理を行っているが、スレーキングに対しては心配無いが間詰材が火山灰の為、降雨、かみ合わせ不足による長期間の沈下等、が考えられるため沈下量の測定等を行っている。又、切土部分の法面についても、落石防止を考えながら、出来るだけ緑化することで施工中であり今後とも長期に亘り見守ってゆきたい。

参考文献

- 1) 瀬在武・三嶋信雄・井口忠司：高速道路における岩塊盛土の設計・施工，土と基礎，VOL.32，No.7，PP.9～14，1984.
- 2) 今川史郎：岩ざり盛土，土と基礎，VOL.29，No.12，PP.62～63，1981.

速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について(その4)

北海道開発局室蘭開発建設部 苫小牧道路事務所 正会員○阿部 康明
 正会員 菅野 誠
 正会員 長谷川健一
 北海道開発コンサルタント株式会社 正会員 本間 公康

まえがき

これまで、第1報～第3報において、セメント系地盤改良工法の、改良効果の確認方法として、品質管理で用いたボーリング孔を利用した速度検層(P波、S波速度)による改良パイル1本の深さ方向における全体強度の把握およびP-S地震探査による改良範囲全体の強度の推定について示してきた。

今回は、このうち速度検層の新たなデータを加え整理したので、その成果について報告するものである。

1. 工事概要

今回の調査データは高規格幹線道路日高自動車道の図-1に示す4地点で平成2～4年度にわたり実施した地盤改良工事のものである。

- 工事名：
 沼の端改良工事 (H3～4)
 柏原改良 4工事 (H2)
 静川改良1～3工事 (H3)
 共和改良1～6工事 (H4)



図-1 検討箇所

2. 地盤の土性

各地点の土質工学的諸値を表-1～4、柔地盤の土層図を図-2～6にそれぞれ示す。土層構成は各地点ともに地表から礫前火山灰(層厚1.0～2.0m)、泥炭(1.5～5.4m)ただし沼の端地区は薄層、および粘土(2.0～7.0m)の順で堆積する。

表-1 軟弱地盤の土性 沼の端地区

	粘土
比重 G_s	2.55
含水比 W_n %	65～90
液性限界 LL %	70～95
塑性限界 PL %	30～50
塑性指数 IP %	40～45
一軸圧縮強さ q_u kgf/cm ²	0.2～0.4
圧密強さ P_c kgf/cm ²	0.4～0.6
圧縮指数 C_c	0.6～1.4
初期空隙比 e_0	0.7～1.4
オランダ式貫入試験値 q_c kgf/cm ²	1.9～8.0

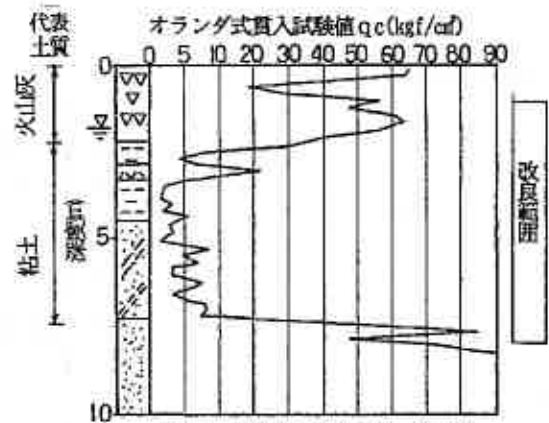


図-2 土層図(噴射攪拌方式採用)

An Evaluation on Strength of Cement Mixed Soils by Velocity Logging(part.4); Yasuaki ABE, Makoto KANNO, Kenichi HASEGAWA (Hokkaido Development Bureau), Hiroyasu HONMA (Hokkaido Engineering Consultants Co., LTD)

表-2 軟弱地盤の土性

拍原地区、静川地区			
		泥炭	粘土
比重 G_s		1.548-2.532	2.631
含水比 W_n %		94-544	64
液性限界 $L.L$ %		—	51
塑性限界 $P.L$ %		—	26
塑性指数 $I.P$ %		—	25
一軸圧縮強さ q_u kgf/cm ²		—	0.34
圧密時沈下力 P_c kgf/cm ²		0.28-0.47	0.66
圧縮指数 C_c		2.8-7.2	0.7
初期空隙比 e_0		5.4-10.6	1.6
強度減衰 L_{1g}		45-81	—
150g貫入試験値 q_c kgf/cm ²		3.2	2.2

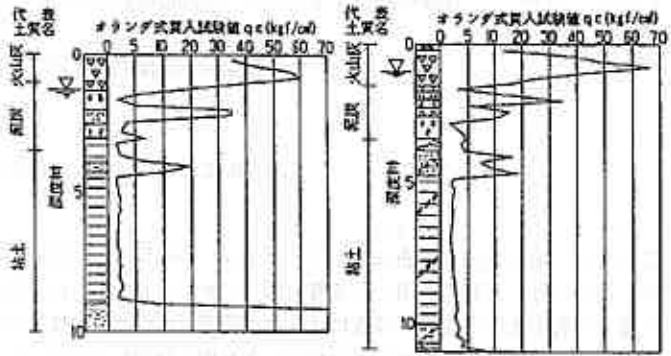


図-3 土層図(噴射攪拌方式採用) 図-4 土層図(機械攪拌方式採用箇所)

表-3 軟弱地盤の土性

上厚真地区		
	泥炭	粘土
比重 G_s	1.5-1.7	2.13-2.45
含水比 W_n %	220-670	110-180
液性限界 $L.L$ %	—	—
塑性限界 $P.L$ %	—	—
塑性指数 $I.P$ %	—	—
一軸圧縮強さ q_u kgf/cm ²	—	0.15-0.32
圧密時沈下力 P_c kgf/cm ²	0.16-0.38	0.23
圧縮指数 C_c	3-5	0.3-0.5
初期空隙比 e_0	8-11	1.2-3.1
150g貫入試験値 q_c kgf/cm ²	1.5-3.0	1.5-3.5

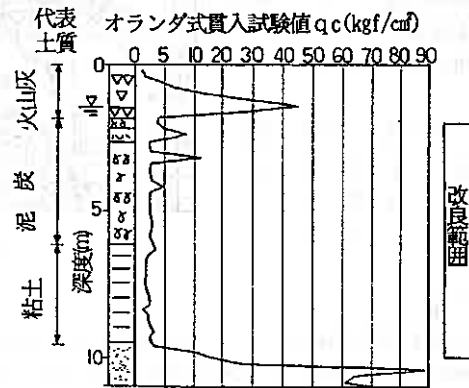


図-5 土層図(機械攪拌方式採用箇所)

表-4 軟弱地盤の土性

共和地区		
	泥炭	粘土
比重 G_s	1.47-1.69	2.65
含水比 W_n %	270-940	63-79
液性限界 $L.L$ %	—	—
塑性限界 $P.L$ %	—	—
塑性指数 $I.P$ %	—	—
一軸圧縮強さ q_u kgf/cm ²	0.18	—
圧密時沈下力 P_c kgf/cm ²	0.1-0.2	0.42
圧縮指数 C_c	5.2-8.2	0.5
初期空隙比 e_0	10-15	1.8
150g貫入試験値 q_c kgf/cm ²	1.9-3.0	2.0-10.0

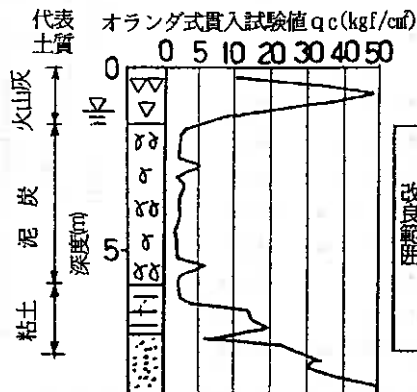


図-6 土層図(機械攪拌方式採用箇所)

3. 深層混合処理工法

各地点で用いた深層混合処理工法は、その目的により噴射攪拌方式と機械攪拌方式を採用しており、それぞれの施工諸元は表-5に示す。

表-5 施工諸元一覧表

	相の端		始原、野川		上厚真	共 計
	噴射攪拌方式	機械攪拌方式 (1.4-2)	噴射攪拌方式 (3) 体	機械攪拌方式 (4) 体	噴射攪拌方式 (3.4-2)	
改良長さ						
火山灰	1.0	1.5	1.5(改良)	0.7(改良)	1.8(改良)	
泥 灰	—	2.0	2.0	5.4	4.7	
粘 土	5.0	5.5	7.0	3.7	2.2-3.5	
固 化 剤						
火山灰	高炉目種	高炉目種	—	—	—	
泥 灰	—	ケイコ201	ケイコ201	ケイコ201	ケイコ301	
粘 土	高炉目種	高炉目種	ケイコ201	ケイコ201	ケイコ301	
添加量 kg/m ³		(W/C)				
火山灰	213 (1:1.5)	213 (1:1.5)	—	—	—	
泥 灰	—	300 (1:1)	250	250	250	
粘 土	213 (1:1.5)	213 (1:1.5)	80	100	100	
材料強度 q ₀ kg/cm ²	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	

4. 改良パイルの強度評価の問題点および推定式の整理

これまで筆者らは、改良体の出来形の確認方法として、現行の室内試験による一軸圧縮強度で評価¹⁾するのは、未改良部分やクラック部分での一軸圧縮試験が実施困難であることから、評価方法に問題があることを指摘してきた。

また、この問題点を解消する方法として第1報～第3報で以下に示す方法で改良体の強度確認が可能であることを示した。

第1報；準岩盤圧縮強度推定法を用いた速度検層法（P S検層）による改良体強度の推定式の提案。

第2報；改良体供試体の室内試験における一軸圧縮強度とS波速度（超音波測定法）の関係を求めておき、

これと現場での速度検層でS波速度を求めることにより改良体全体の平均強度を推定。

第3報；P S地震探査法および地下レーダー探査法を用いて、地盤改良範囲全体の平均強度を第2報で示した関係により推定する方法を提案。

今回は以上のうち、第2報の方法に従って各地点の新たなデータの追加を行い、検討を行うこととした。

すなわち、図-7に示すように改良パイルが深さ方向に一様に均質であるならば、室内で測定したS波速度 V_{st} （超音波速度測定法）と現場で測定したS波速度 V_{so} （速度検層法）とは等しくなる。

また、図-8に示すように改良パイルの各深度毎の強度およびその部分のS波速度が明らかであるとした場合、改良パイル全体強度は平均的強度として、実用上次式で近似できると考える。

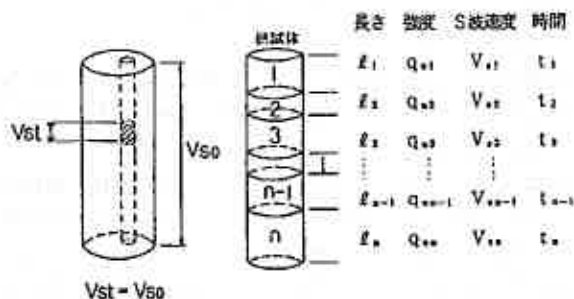


図-7 改良パイルが均質の場合 図-8 改良パイルの強度および速度が深度毎に異なる場合

改良パイルの全体強度

$$\overline{qu} = \frac{qu_1 \cdot l_1 + qu_2 \cdot l_2 + qu_3 \cdot l_3 + \dots + qu_{n-1} \cdot l_{n-1} + qu_n \cdot l_n}{l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_{n-1} + l_n} = \frac{\sum_{i=1}^n qu_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \dots (1)式$$

改良パイルの平均速度は、次式で近似できるものとする。

改良パイルの全体S波速度

$$\overline{V_{s0}} = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{\frac{l_1}{V_{s1}} + \frac{l_2}{V_{s2}} + \dots + \frac{l_n}{V_{sn}}} = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{V_{si}}} \dots (2)式$$

第2報では図-9に示すようにボーリングコアの供試体にもクラックや未改良部分がみられたことから、供試体と改良パイルは同様であると考へ、ボーリングコアの供試体の一軸圧縮強度と実大の改良パイルの一軸圧縮強度には強い相関があると仮定した。室内の一軸圧縮強度と室内のS波速度は図-10に示す関係が示されることから、パイル全体のS波速度を速度検層で測定することにより、実大改良パイルの強度を推定することが可能である

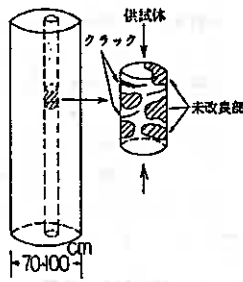


図-9 一軸圧縮供試体の模式図

直径5~7cm程度の供試体の一軸圧縮強度と直径70~100cm程度の実大改良パイルの一軸圧縮強度には経験的には次のような関係があると考えられる。

$$qu_f = \alpha qu_r$$

こゝに、 qu_f ; 実大改良パイルの一軸圧縮強度

qu_r ; 供試体の平均一軸圧縮強度

α ; 定数 (<1.0)

実大改良パイルのコラム径の強度は地盤の不均一や改良攪拌効率など種々の要素によって供試体の一軸圧縮強度より弱いことが予想される。榎並⁵⁾らによれば、土質がピート、有機質土、粘土・シルトならびに砂質土にかかわらず実大改良コラム径の圧縮試験による強度(実大強度) qu_f とコア強度 qu_r との関係は約10数例の実績より次のように見出ししている。

$$qu_f = 0.75 \times qu_r$$

この関係を用いれば改良パイルの平均的な圧縮強度が推定可能となる。しかしながら、これまで指摘してきたとおり、改良パイルの一軸圧縮試験の実施が困難な箇所もあり、必ずしも平均一軸圧縮強度を求めることができない場合がある。

この場合には、次の方法によれば改良パイルの一軸圧縮強度が推定可能となる。

すなわち、筆者らがこれまで実施してきた改良パイルの現場S波速度とその区間の供試体による一軸圧縮強度の平均値との間に相関が見出せれば、実大改良パイル強度の推定が可能となるといえる。

今回、この前提にたつて各地点で速度検層を実施し、各地点の結果を図-11に代表測定結果として示している。

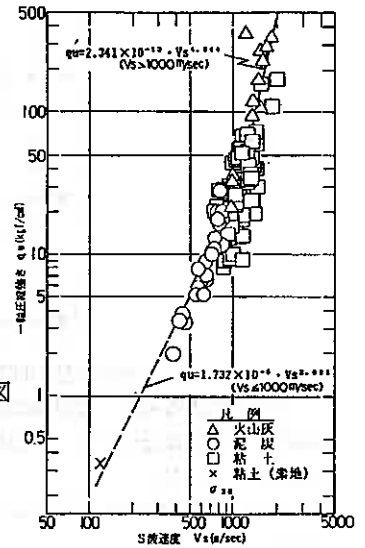


図-10 噴射攪拌方式による一軸圧縮強度とS波速度の関係

以上の考え方にもとづいて各地区で行った改良パイルのボーリング孔での速度検層（PS検層）によるS波速度とその区間の供試体の一軸圧縮試験の平均強度 \bar{q}_{UR} の関係を泥炭、粘土層に対して図-12に示す。

これによれば、明らかにS波速度と平均一軸圧縮強度には相関が見い出すことができる。

この両者の間にはややバラツキはあるものの次式的関係が成立する。

$$\bar{q}_{UR} = (0.018 \sim 0.05) V_{sf}$$

ここに、 \bar{q}_{UR} ; 平均一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

V_{sf} ; 改良パイル現場S波速度 (m/s)

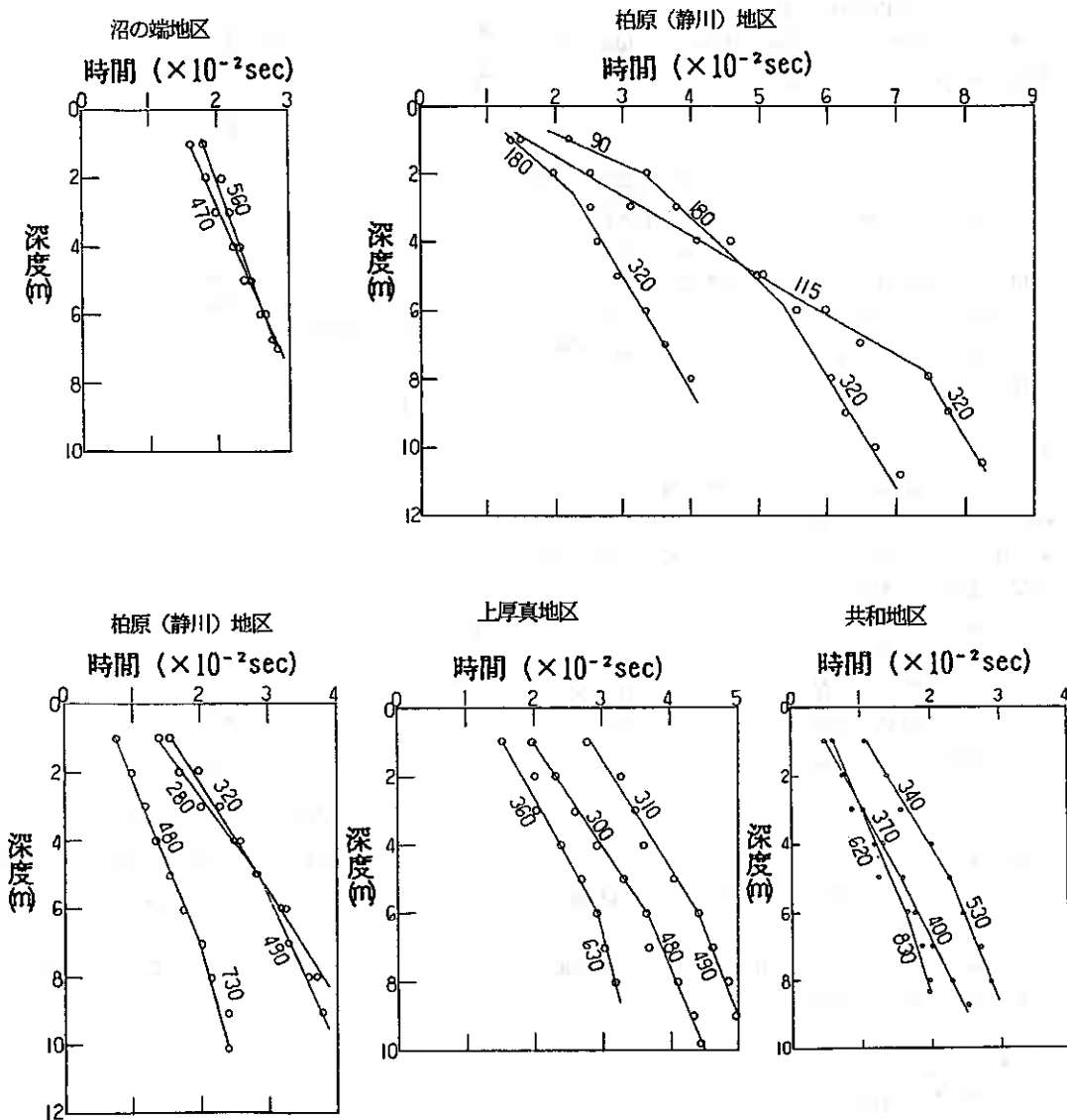


図-11 各地点の速度検層の測定例

安全側に定数は0.018 を用いれば実
際的には問題はないと考える。

また同様に、現場S波速度と平均室内S波速度 V_{SR}
の関係を図-13 に示している。一軸圧縮強度と同様な
バラツキが見られるが、両者には次式が成立している。

$$V_{sf} = (0.4 \sim 1.0) V_{SR}$$

V_{sf} ; 現場S波速度 (m/s)

V_{SR} ; 平均室内S波速度 (m/s)

今後、この関係がより明確に見出せれば現場S波の
推定が可能になり、有効な手段となりうると考える。

5. まとめ

- ① 改良パイルの実大強度は平均一軸圧縮強度より推
定することが可能であるが、パイルの出来形によっ
ては一軸圧縮強度の把握が困難な場合がある。この
場合、速度検層により現場S波速度を測定すること
で平均一軸圧縮強度を推定することが可能となる。
- ② 改良パイル平均室内S波速度から現場S波速度を
推定することが可能となる。

あとがき

今回の方法による改良パイル強度は第2報で示した
値より、やや大きめの値を示す結果となった。これは
第2報の場合では改良パイル強度とS波の関係が素地
強度と連続した強度関係を有するとしたことによるも
のといえる。

今後、道内各地でのデータを積み重ねて行けば、改
良パイルの管理規準の有力な指標となるものとする。

最後に、本報文を執筆するにあたり現場施工に当た
られた関係者に多大な御協力をいただきました。ここ
に謝意を表します。

参考文献

- 1) 本間, 藤野他 1990.2 ; 速度検層による深層混合処理工法の強度評価法, 土質工学会北海道支部技術報告集第30号 P197~200
- 2) 本間, 阿部他 1991.2 ; 速度検層による深層混合パイルの強度評価について(第2報)・土質工学会, 北海道支部技術報告集第31号 P7~12
- 3) 阿部, 本間他 1992.2 ; 速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について(その3), 土質工学会北海道支部技術報告集第32号 P21~26
- 4) 泥炭性軟弱地盤対策工指針 昭和63年10月
- 5) 榎並, 日比野 1991.10 ; 共回り防止翼をもつ深層混合機による基礎地盤の改良(実施例), 土と基礎 報文 2169 P37 ~42

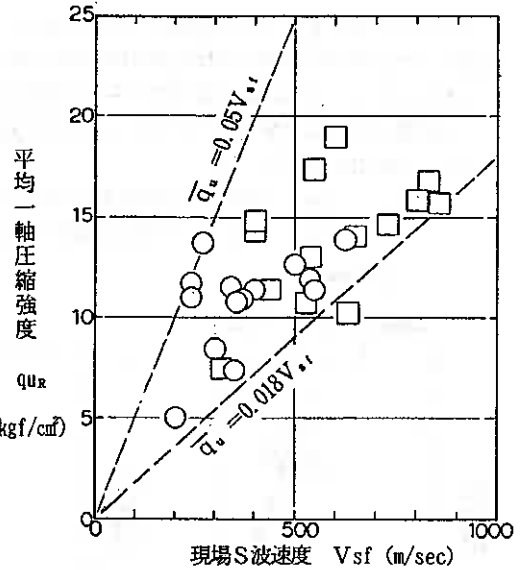


図-12 現場S波速度 V_{sf} と平均一軸圧縮強度 Q_{UR} の関係

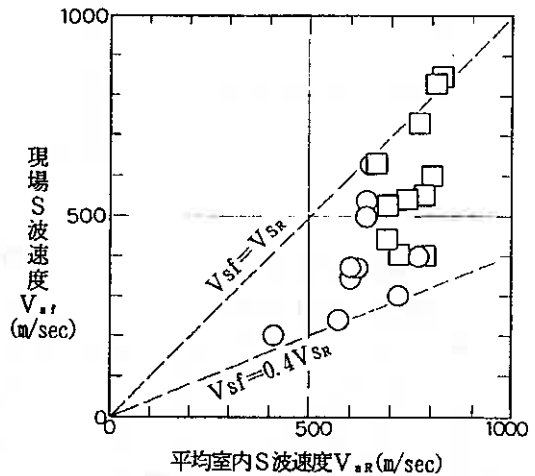


図-13 平均室内S波速度 V_{SR} と現場S波速度 V_{sf} の関係

荷重分散型アンカー工法の開発

法政大学名誉教授 山門 明雄
 大成建設株式会社 橋本 功
 三和土質基礎株式会社 ○晴山 七郎
 鈴木金属工業株式会社 高橋 重夫

1, ま え が き

現在使用されているグラウンドアンカー定着機構は、導入荷重をアンカー定着部全体に分布させ周辺地盤に伝えようとする引張りタイプのものが多い。このようなタイプのアンカーでは、構造的に定着部上端（自由長側）に応力の集中することは避けられず、泥岩などの特殊な地盤によっては長期的に荷重低減が発生することがあった。本報告は、このような応力の集中を避けるためにアンカー定着体内で引張り荷重を均等に分散させる機構を考案し、その効果を室内試験や実大実験により確認することに加え、長期的に信頼性の高いアンカー工法の開発を報告するものである。

2, 応力分散機構

弾性的性状を有する材料の一端を固定し他端を引張った場合、荷重に応じた伸びが発生し途中に摩擦抵抗が無い場合発生する軸応力は一様となる。つぎにその途中で伸びを拘束した場合、拘束箇所位置に応じて段階的に応力は変化していく（図-1）。アンカーテンドンとしてPC鋼より線を使用し、任意箇所ですぐにグリップを固定するとともに変位量に応じた移動スペースを設けることで、PC鋼より線が引張り荷重を受けた場合、グリップ部の移動スペースが徐々に変じスペースが無くなった時点で応力の分散が行われる。

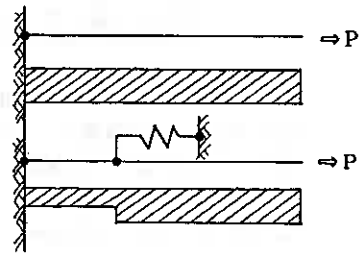


図-1 荷重分散模式図

応力の伝達機構をグリップ数 5個とした場合を例に説明すると図-2に示す通りとなる。すなわち、初めに引張り力 $(0 \sim 1/5) \cdot P$ が最先端のグリップ (G_1) を介し地盤に伝達され、つぎに所定の引張り荷重をグリップ数で除した分散荷重 $(1/5P)$ 以上に達した時に、任意の移動スペースを設けておいた 2 番目のグリップ (G_2) を介し

地盤に荷重が伝達される。以後、同様の伝達機構により順次後方のグリップ ($G_3 \sim G_5$) に荷重伝達が行われる。このように 1 本のアンカーテンドンに複数のグリップと支圧部の移動スペースを設けることで引張り荷重を地盤に分散できる構造としている。

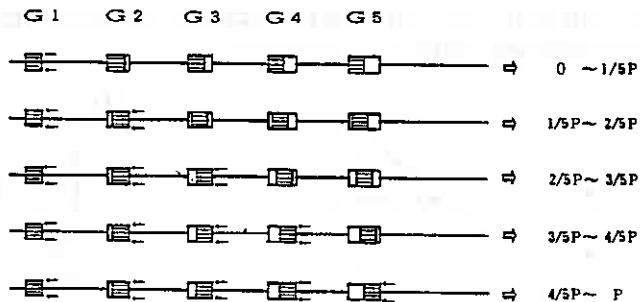


図-2 分散機構模擬図

3. 室内（基礎）試験

① 試験の方法

引張り荷重の分散・伝達機構を確認することを目的とし、図-3に示す装置により基本実験を行った1本のPC鋼より線（φ12.7mm）に5個のグリップを1.0m間隔で取り付け、アンカー自由長 $\ell f=4.0m$ としたものである。各グリップの反力受けプレートには伝達（分散）荷重を測定するために荷重計を取り付け、また、グリップ間のPC鋼より線にはひずみゲージを添付している。試験は引張り最大荷重 $P=12.0t$ とし、図-4に示す方法で算定した各グリップの移動スペースを予め設定しておいた。

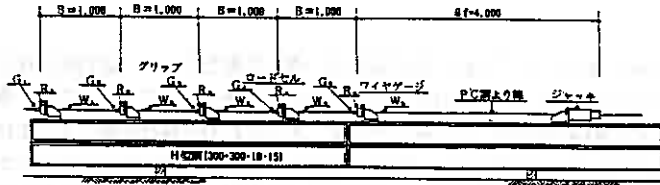


図-3 アバット設置図

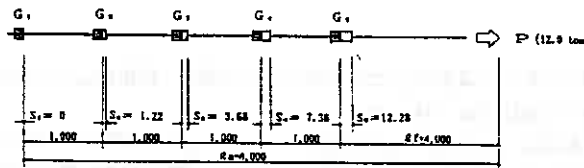


図-4 移動スペース量

$S_1 = 0 \text{ mm}$ (固定端)	ただし	S : グリップ移動空間量 (mm)
$S_2 = P \cdot \ell / n \cdot E = 1.22 \text{ mm}$		n : グリップの個数 (5ヶ)
$S_3 = 2P \cdot 2\ell / n \cdot E = 3.68 \text{ mm}$		P : 引張り力 (12.0tf)
$S_4 = 3P \cdot 3\ell / n \cdot E = 7.36 \text{ mm}$		ℓ : グリップの間隔 (1.0M)
$S_5 = 4P \cdot 4\ell / n \cdot E = 12.28 \text{ mm}$		A : 引張鋼材断面積 (0.987cm ²)
		E : 引張鋼材のヤング率 (19.800kgf/cm ²)

② 試験結果

引張り荷重～ひずみ曲線の結果を図-5に、引張り荷重～各反力受け伝達荷重の関係を図-6に示す各グリップ間のテンドンひずみ ($W_1 \sim W_5$) は1箇所当り約 $\epsilon=1200\mu$ ずつ段階的に減少しており、またこれらの値は荷重が増加してもほぼ一定値になっている。一方、各グリップの反力受け伝達荷重も同様に2.3tで一定値を示している。これらは何れも初期に設定したグリップ移動空間による効果と言え、これにより均一な荷重分散が可能となることがわかる。

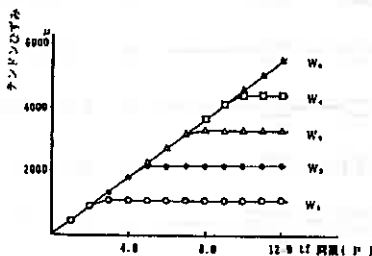


図-5 引張荷重～ひずみ曲線

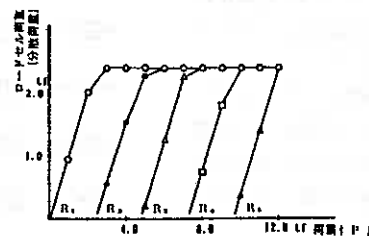


図-6 引張荷重～各反力受け荷重曲線

引張り荷重～頭部伸び量の測定結果を図-7に示す。各荷重段階毎に伸び量の増加は減少しており全体として曲線的な変化となっている。

基礎実験の結果、均等な荷重分散の方法として複数個のグリップ並びに適正な移動空間を設けることが有効で、また、移動空間の設定方法として弾性論にもとづく上記の方法が有効であることが明らかとなった。

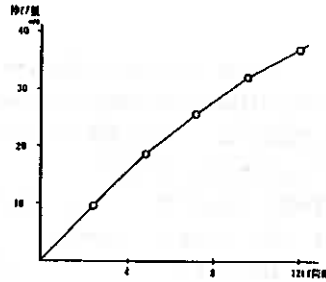


図-7 引張り荷重～伸び量曲線

4 実大実験

考案した荷重分散型のアンカーに加え、従来から一般に使用されている引張り型並びに仮設アンカーとして使用されることの多い、圧縮型の3種類のアンカーについて地盤定着機構を比較する目的で実大実験を行った。実験は札幌市内豊平川扇状地の玉石混砂礫層 (N値=50) をアンカー定着地盤とし、鉛直打設したもので各タイプのアンカーも削孔径や打設方法などは同じとし、各試験アンカーケーブルには荷重伝達機構を調べるためにひずみゲージやモールドゲージを取り付けた。

各アンカーの造成はロータリーパーカッション削孔機による2重管方式とし、アンカー体径 $\phi 115\text{mm}$ 、アンカー全長 $L=9.5\text{m}$ 、グラウト材としてセメントミルク (W/C=40%) を使用した。試験実施時でのグラウト材圧縮強度は $\sigma_{cs} \geq 350\text{kg/cm}^2$ である。

試験最大荷重は $P=70\text{t}$ とし、この値はケーブル耐力の約 $0.6P_u$ に相当し、定着地盤の周面摩擦抵抗 τ をもとに算定される引き抜け荷重以下である。荷重載荷方法などは土質工学会基準に準じた方法とした。一連の耐力確認試験終了後、各試験アンカーを掘り出しアンカー体の外観観察を実施した。

① 試験アンカーケーブル

試験アンカーケーブルは $\phi 12.7\text{mm}$ P C 鋼より線を6本束ねて構成した。各試験アンカーケーブルの概要を図-8に示す。引張りタイプのもは定着部に星形スペーサーを用いて波形加工し、自由長部はポリエチレンパイプ・防錆油等でシースを施した。

圧縮タイプのもは鋼製支圧板 ($\phi 80 \times t=25\text{mm}$) に $\phi 13\text{mm}$ の孔を鋼線本数分あげ、これを通したアンボンド鋼より線端部に圧着グリップを装着しアンカー先端から荷重が伝達するよう加工した。また、各種ゲージの貼付位置は、それぞれのアンカータイプの荷重伝達が把握できるよう配慮した。

分散タイプのもは基礎試験で確認した結果をもとに、それぞれのP C 鋼より線の定着部分に5個のグリップ並びに移動空間確保用のカバーを取り付け、これを6本束ねたものを使用した。グリップ間隔は基礎試験と同様 1.0m とし、グリップ間のP C 鋼より線は自由長部と同様にアンボンド加工している。各グリップの移動空間は以下の通り決定した。

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0 \text{ mm} \quad (\text{固定端}) \\
 S_2 &= P \cdot \ell / n \cdot E = 1.19 \text{ mm} \\
 S_3 &= 2P \cdot 2\ell / n \cdot E = 3.58 \text{ mm} \\
 S_4 &= 3P \cdot 3\ell / n \cdot E = 7.16 \text{ mm} \\
 S_5 &= 4P \cdot 4\ell / n \cdot E = 11.94 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

ここに、 S : 各グリップ移動スペース (mm)
 n : グリップ段数 (5段)
 P : 最大試験荷重 (70.0t)
 ℓ : グリップの間隔 (1.0 M)
 A : アンカー tendon 断面積 ($0.987\text{cm}^2 \times 6$)
 E : アンカー tendon ヤング係数 (19.800kgf/cm^2)

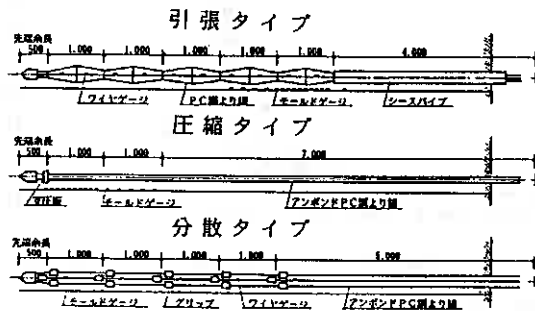


図-8 テンドン加工図

② 試験結果

1) 引張りタイプ

引張り荷重～テンドンひずみ（P C鋼より線に貼付）の関係を図-9に示す。定着部上端のひずみ値から逆算するとこの位置には頭部引張り荷重の約95～90%の荷重が伝達している。ひずみ分布形状は双曲線状となっており試験最大荷重70t載荷時でも約3.0mで収束している。アンカー体径 $\phi 135$ としてひずみの増分勾配から周面摩擦抵抗 τ を試算すると、 $\tau=9.9\text{kg/cm}^2$ となる。この値はJ S F基準に示されている値より40%程度大きな値である。また、加えられた引張り荷重70tの約80%がアンカー一定着部上端1.0mの間で地盤に伝達していることが分かる。

引張り荷重～アンカー体ひずみ（アンカーグラウト内モールドゲージ）の関係を図-10に示す。アンカー一定着部で引張り、自由長部においては圧縮ひずみが発生しており荷重増加とともにこの値は増加している、また、圧縮・引張りの移換点は定着部側に移行している。この間ではアンカー体と地盤の応力伝達機構が付着伝達から摩擦伝達に移行しているものと考えられる。また、ひずみ値から計算したグラウト圧縮応力は $\sigma_c = \epsilon \cdot E_c \approx 330\text{kg/cm}^2$ で供試体圧縮強度 σ_{ck} とほぼ同じ値に達している。一方、定着部の引張りひずみ（応力）は、定着端から約1.0mの箇所では図-9に示すテンドンひずみと対応した値となっており、グラウトとテンドンが一体的に変形していることが推測できる。

アンカー体ひずみの測定結果からは、今回の試験で採用したアンカー構造では引張りタイプに分類されるものの自由長部地盤の強度が期待できる場合では、この部分が圧縮抵抗となってアンカー引抜け抵抗の一部として有効となることが明らかとなった。

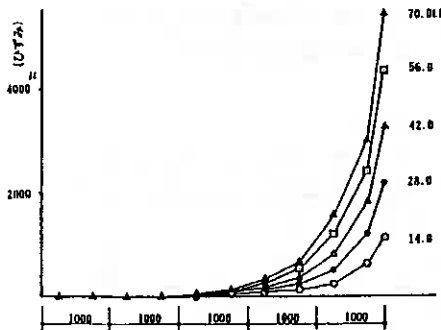


図-9 引張荷重～テンドンひずみ

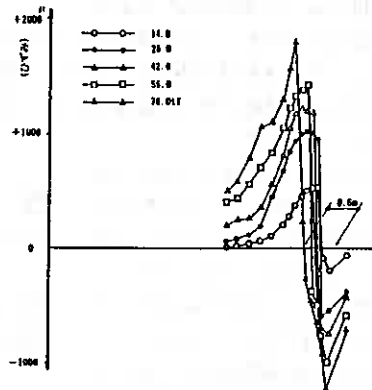


図-10 引張荷重～アンカー体ひずみ

2) 圧縮タイプ

圧縮タイプの試験アンカーは、確認試験実施時に $P=36\text{t}$ に達した時点で急激な引き抜けが確認された。鋼製支圧板の面積（ $\phi 80$ ）を考慮しグラウトの支圧強度を算定すると、 $\sigma_c = A/P = 700\text{kg/cm} > \sigma_{ck}^2$ となり、明らかにグラウトの圧縮破壊が発生していることを示している。

引張り荷重～アンカー体ひずみの関係を図-11に示す。引張り荷重 $P=35\text{t}$ で圧縮ひずみの値は 2000μ 以上となっており、これを応力に換算すると $\sigma_c = 650\text{kg/cm}^2$ となり上記結果と同様である。また、圧縮応力の伝達範囲はアンカー一定着部先端

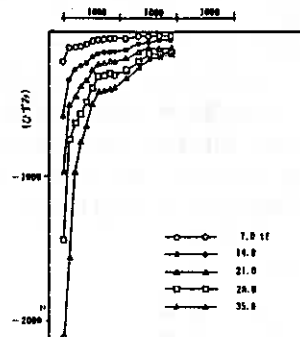


図-11 荷重～アンカー体ひずみ

(支圧部) から 2~3m で収束している。

3) 分散タイプ

引張り荷重~テンドンひずみの関係を図-12に示す。試験最大荷重70t 載荷時では各グリップ間のひずみは約1000 μ /所で段階的に減少していることが分かる。この結果は事前に行った基礎試験と同様であり、グリップ1箇所当りの荷重が 2~3tのレベルに抑えられ確実に保持されており、アンカー定着グラウトは圧縮破壊することなく健全な状態で周辺地盤に荷重伝達がなされているものと考えられる。

アンカー体先端から 3m までの引張り荷重~アンカー体ひずみの関係を図-13に示す。グリップ近傍で圧縮状態となっているが、試験最大荷重70t でのひずみ量は 400~600 μ 、応力換算すると $\sigma_c=180$ kg/cm²となり、圧縮タイプアンカーでの結果と較べて 1/3程度以下となっている。従ってグラウトの圧縮破壊は生じていないと判断できる。また、グリップ下部は引張り状態にあるが、この量は微小でグラウトの引張り破壊強度以下 ($\sigma_{ct}=1/10 \cdot \sigma_c=35$ kg/cm² $\geq \epsilon_c \cdot E_c=15$ kg/cm²) である。初期段階での荷重載荷 (14t&28t) 時よりグリップ近傍のみならずアンカー定着部に微小な圧縮ひずみが発生している。

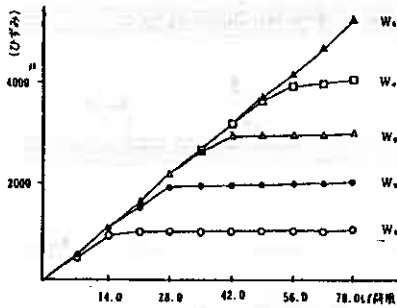


図-12 引張荷重~テンドンひずみ

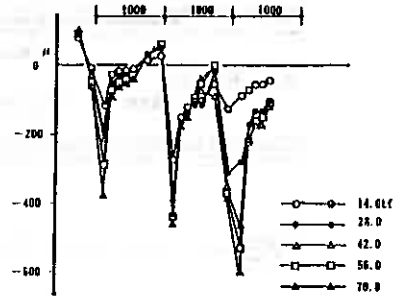


図-13 引張荷重~アンカー体ひずみ

さらに、荷重増加とともにグリップ部の最大ひずみは先端より段階的に増加している。これらは、グリップ間のアンカーテンドンの摩擦や、グリップ間隔が1.0mとしていることから下段グリップからの圧縮ひずみが伝達・累積されたことによるものと考えられる。

図-14は引張り荷重~テンドン伸びの関係を示すものである。弾性伸び量はわずかに放物線状に変化しているが、これは、各グリップ並びにその移動量の設定によりテンドンとしての自由長が荷重とともに変化しているためである。塑性伸びについては試験最大荷重70t の場合でも 2mm程度と小さく、アンカー体グリップ部の圧縮破壊を示す曲線的な増加では現れていない。

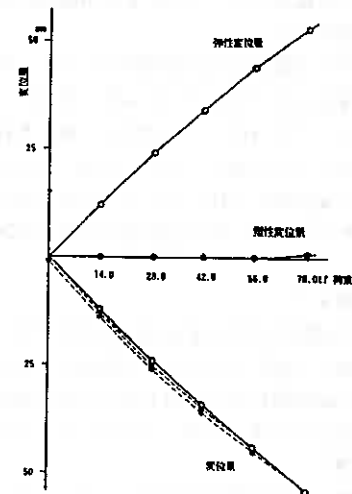


図-14 引張荷重~変位量

③ アンカー体掘り出し観察

実大実験終了後、各試験アンカーの造成状況並びに試験後での変状状況を調査するために、掘り出し観察を行った。

アンカーの造成状態はいずれのタイプとも同様で、外観はグラウト材（セメントミルク）で定着地盤中の玉石・礫を抱き込みアンカー体はφ 200～300mm（削孔径φ 115）の太さとなっていた。部分的にφ 600mm程度に膨らみ球根性になっている箇所も確認された。試験アンカーは2重管削孔方法で削孔スライムはケーシング内から排出するシステムとしているが、地盤の種類や削孔水量などによってアンカー体周辺地盤が削られると判断される。

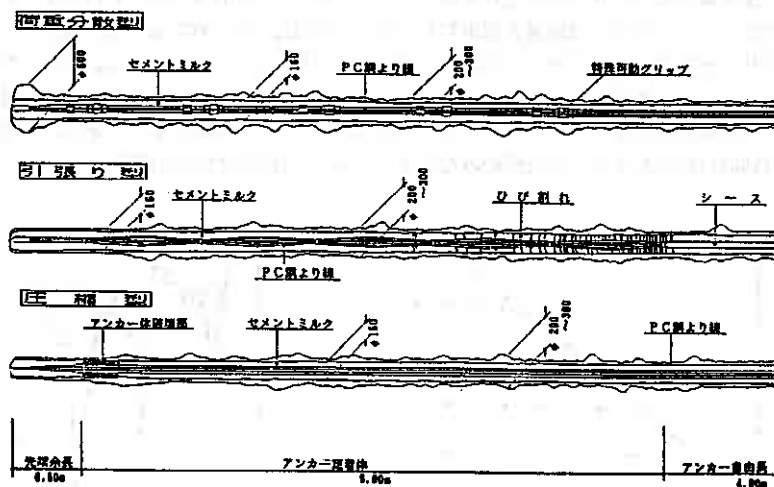


図-15 アンカー体ひび割れ状況図

引張り試験後のアンカー定着部の観察結果は以下の通りである。

1) 引張りタイプ

アンカー定着部の自由長部側より 0～3.0mの間でアンカー軸直角方向（断面方向）に輪切り状のクラックが確認され、特に 0～1.0m間では密に入っていた。また、この間でアンカー軸方向のクラックも確認された。これらのクラックはP.C鋼より線とグラウトとの付着切れやせん断破壊に起因したものと考えられる。0～1.0mのクラックが密に入って範囲は、アンカー体ひずみ測定結果で引張り状態から圧縮状態への変換域と合致している。また、自由長端部で圧縮ひずみが発出されていた箇所ではクラックは確認されずアンカー体の応力はグラウトの圧縮強度以下に取まっていたことを裏付けるものと考えられる。

2) 圧縮タイプ

引張り試験並びにひずみ測定においてアンカー体の圧縮破壊が予想されていたが、掘り出し観察の結果支圧板の上部0.25～0.30mの範囲でアンカー体が圧縮破壊されていた。その状況は一般のコンクリート軸圧縮試験においてみられる圧縮・割裂状態と類似したものであった。この箇所以外に顕著なクラックは確認されず、圧縮タイプアンカーでは局部的に荷重（応力）が集中することが再確認できた。

3) 分散タイプ

アンカー定着長部全長に亘ってクラックや損傷は生じていなかった。特にグリップ近傍の引張りひずみ発生箇所においてもクラックは無く、それがグラウトの引張り強度以下であったことを示すものと推察できる。

ここに実証した分散タイプアンカーは荷重伝達メカニズム的に圧縮タイプと類似しているが、一箇所当たりの支圧荷重を複数個のグリップを使用することで従来の圧縮タイプの1/4~1/5に低減している。これによりアンカー荷重を定着地盤に分散伝達させることができ、アンカー定着部に発生するクラックの抑制が可能であることを確認できた。

④ 考 察

以上の比較実験から、アンカー体に生ずる最大応力を同一引張り荷重で比較すると、圧縮タイプ（圧縮）引張りタイプ（引張り・圧縮）分散タイプ（圧縮）の順となっている。アンカー体に生ずるクラック状況もこの順で顕著となっており、アンカー体のクラック抑制に荷重分散方式が効果的であることがわかった。また、地盤への局所的な高応力の伝達を抑えることができることから、泥岩などのクリープ的強度が複雑な地盤においても、この方式により長期荷重低減の少ないアンカーとすることが可能と考える。

一方、アンカー体径φ115程度での圧縮タイプアンカーにおいては、圧縮破壊を防止するためには局部支圧強度以下となるよう作用荷重を低減させることが不可欠で、 $\sigma_{ck}=350\text{kg/cm}^2$ の圧縮強度のグラウト材を使用する場合には1箇所当たり10~20t程度以下とすることが必要と考える（安全率 $f_s=2\sim 3$ とする場合）。

荷重分散の方法としてアンカー tendon にグリップを多段的に配置し、それぞれの伸び長さに応じた移動空間を設定する方法は、計算方法も簡便で使用できるPC鋼より線の耐力を100%有効に使用することができ経済的なアンカーとすることが可能である。

5 結 論

実施した一連の実験から、各種アンカーの応力（荷重）伝達機構を模式的に示すと図-16の様に考えることができる。

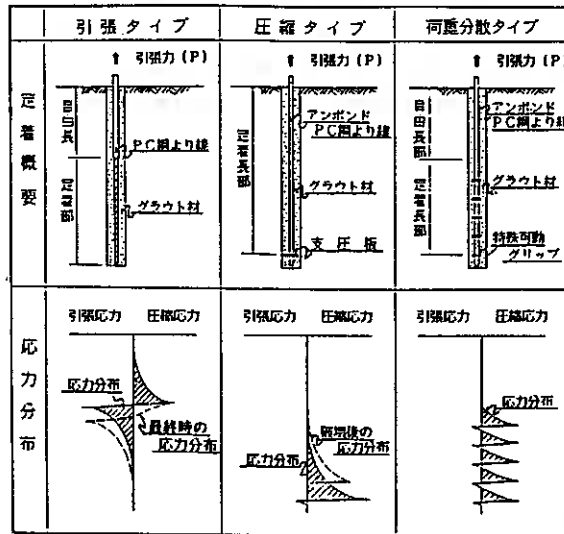


図-16 応力分布模倣図

引張りタイプは、アンカー定着部上端に加え自由長部下端部にも圧縮応力が発生し押さえ効果を発揮する。この押さえ効果は地盤条件によっては引抜き抵抗の増加や定着部引張りクラックの発生抑制に有効と考えられる。

圧縮タイプは、アンカー定着部先端部に集中荷重が作用する構造であるためこの箇所への応力集中は避けられない。アンカー引抜け抵抗は、アンカー体～地盤との周面摩擦破壊に加えアンカー体（グラウト）の支圧強度のいずれかで決定されるようになる。

分散タイプは、荷重伝達機構の原理的な点では圧縮タイプと同様と言えるが、局部作用荷重（伝達荷重）を小さく押さえる（適正な安全率を有するグラウトの圧縮強度以下）ことでアンカーとしての信頼性向上が計られている。これの二次的効果としてアンカー体に発生するクラックを、上記2タイプのアンカーに比べ格段に少なくすることができ、アンカーテンドンの防錆からも長期信頼性に優れたものと考えられる。

ここに考案・実証した荷重分散アンカーは、特に、泥岩や強度が低い地盤へのアンカー定着の信頼性を向上し、さらに、大耐力アンカーへの応用も可能と考えられる。しかし、各種地盤に応じたグリップ間隔や分散グリップの設置段数の設定方法などについて設計的課題ものこされており、この工法のさらなる普及・実用化にむけ研究を継続していく予定である。

[参考文献]

- ・山門、内藤、高橋、晴山、西川；荷重分散型アンカー機構に関する研究（その1～3）：第26回土質工学会研究発表会
- ・山門、内藤、高橋、晴山、；荷重分散型アンカー機構に関する研究（その4～5）：第27回土質工学会研究発表会
- ・土質工学会編；グラウンドアンカー工法設計・施工基準同解説

Development of Anchor Methods the Stress Distribution System

A.Yamakado(Hosei Univ.), I.Hasimoto(Taisei Corp.), S.Hareyama, S.Takahasi

第 9 回 懇 話 会 に つ い て

1. 概 要

第 9 回懇話会は下記の要領で行われた。

日 時：平成 4 年 2 月 6 日（木） 13：00～17：30

会 場：北見東急イン

参加者：76 名（内 話題提供者 5 名）

話 題：地盤改良を考える

第 9 回土質工学懇話会は上記テーマで行われ、日頃考えていること、疑問に思うことなどについて討論された。懇話会はパネルディスカッション形式で行われ、5 人の話題提供者より 20 分程度の地盤改良に関する話題が提供されたのち、15 分程度の質疑、討論を行ない、最後に全体についての総合討論を行った。

2. 懇話会出席者

新山 惇	（土質工学会北海道支部幹事長）北海道開発局				
阿部 康明	室蘭開発建設部	安達 謙二	岡三興業	青 利治	竹中土木
朝日 秀定	室蘭工大	浅利 正明	北海道土質コンサルタント	井上 克彦	日特建設
伊藤 聖一	前田建設	伊藤 陽二	北見工大	池浦 勲	苫小牧工業高専
池田 晃一	北海道土質コンサルタント	池田 俊幸	東興建設	稲 直美	基礎地盤コンサルタント
上野 邦行	中神土木設計	小野 丘	苫小牧工業高専	小野寺輝利	北見市役所
尾中 孝美	北見工大	岡田 努	網走開発建設部	金ヶ崎 寿	岡三興業
川端伸一郎	北海道工大	河本 憲二	不動建設	河原崎哲夫	上山試錐工業
工藤 康雅	北海道土質コンサルタント	日下部史明	不動建設	黒沼 卓夫	小野田ケミコ
佐々木純生	上山試錐工業	佐藤 定雪	網走開発建設部	佐藤 隆	北見市役所
佐藤 孝文	エースコンサルタント	佐野 彰	ソウエイソングアソシエイト	坂元 伸樹	鹿島建設
作田 一之	基礎地盤コンサルタント	真田 英夫	室蘭開発建設部	紫竹 正樹	応用地質
菅野 誠	室蘭開発建設部	勝呂 猛弘	小野田ケミコ	鈴木 光一	小野田ケミコ
鈴木 輝之	北見工大	外崎 徳二	北海道土質コンサルタント	田中 信幸	北海道開発コンサルタント
立石 光一	小野田ケミコ	玉田 隆志	開発土木研究所	恒川 晃	北海道土質試験協組
西沢 雅俊	西松建設	野口 恒久	清水建設	能登 繁幸	開発土木研究所
野尻 良二	上山試錐工業	長谷川健一	室蘭開発建設部	橋本 和明	中神土木設計
林 啓二	北見工大	本間 公康	北海道開発コンサルタント	松浦 薫	大豊建設
松本 和正	北海道土質コンサルタント	三浦 均也	北海道大工学部	水元 尚也	水元建設
南 邦明	飛島建設	南野 克己	フジタ	峯田 一彦	北海道開発コンサルタント
村田 基治	不動建設	村橋 敏孝	日本道路公団	元木 暉里	東興建設
八島 隆志	北海道土質試験協組	山口 博久	不動建設	山下 聡	北海道大工学部
湯口 雄司	網走開発建設部	劉 朝剛	北見工大	若松 幹男	応用地質
<担当 幹事>					
神谷 光彦	北海道工大	斉藤 和夫	基礎地盤コンサルタント	柴田 登	飛島建設
鈴木 幾雄	日本道路公団	長澤 徹明	北海道大農学部		

3. 話題と質疑

1) 地盤改良に対する新しい物理探査法

勝山 明雄 (応用地質(株)札幌支社)

話題提供は以下の3例について実施した事例を用いてその概要について紹介された。

- ・盛土内含水比の比抵抗トモグラフィーの応用
- ・フィルダムの漏水経路の確認
- ・グラウト注入範囲の確認

これらの内容は現在医療の分野で用いられるCT (コンピュータトモグラフィー) と同様の原理を地盤に適用したものであり、多数点での測定情報をコンピューターで処理し、結果は二次元断面として画像で見ることができる。

質疑応答ではフィルダム漏水経路確認精度としては40~50cmの精度を有すること、また、現時点では結果がでるまでには2~3週間かかるが今後解析時間の短縮が必要であること、地盤改良区域においては面的な把握が可能であるが、ただし改良抗体のそれぞれの把握は困難であること等の話があった。いずれにしてもこのようなコンピューターを前提に可視化技術を駆使した調査は今後大きな発展が期待されている。

2) 泥炭地盤における深層混合処理工法の問題点

林 宏親 (北海道開発局開発土木研究所)

深層混合処理工法の泥炭地盤への適用について工法の特徴、施工例の紹介、問題点、今後の展望などについて話題提供された。工法の特徴として、所要強度が任意に設定できること、適用範囲が広いこと、振動、騒音が小さいこと、などが特徴で今後その発展が期待されている。施工例については網走地区(呼人)、札幌市郊外の国道225号、国道232号遠別町における事例が紹介された。

問題点として挙動に不明な点が残っており合理的な設計法の確立が急がれている現状にあることが報告された。現在氏の所属する開発土木研究所においては、これに関する基準の改訂を進めており施工時のパイル強度整理法、改良材の選定方法、などについての提案があった。この中で、事前の現場配合試験を原則的に省略する点については多数の懸念の意見がでた。

いずれにしても、当工法は広範囲な地盤に対す

る適用性が広いことから今後の発展が期待されるものであるため合理的な設計法の確立が望まれている。

3) 盛土のすべり破壊に対する深層混合処理幅

田村 雅晴 (㈱構研エンジニアリング)

話題提供は実際担当した業務の中から泥炭性軟弱地盤に高さ4mの盛土を建設するケースを例に取り、深層混合処理工法による対策工を計画した経緯の説明があった。それに対して現行の対策工法検討結果の妥当性、他の検討手法の適用法について日頃疑問を感じている点の紹介があった。

数々の軟弱地盤を経験された方々からの多くの意見があり、検討結果に妥当性のある意見が寄せられた。また、この種の問題に対する検討手法としては通常の円形すべりによる検討の他に、壁式構造体を応用した検討、仮想ケーソンを想定した方法、土留め壁を想定して滑動、転倒による安定検討法、弾性支床上の梁を想定した検討方法などの提案があった。

これらの活発な議論の中で安定検討一つをとっても現時点においては複数の検討手法による検討を行って、総合的な検討が必要であることが印象に残った。

4) 札幌自動車道建設にともなう軟弱地盤処理工について

池田 敏郎 (日本道路公団札幌工事事務所)

現在建設中の札幌自動車道(札幌西~札幌)は全線高架の都市内高速道路であり地盤条件は表層に1~3m前後の泥炭層が分布する軟弱地盤地帯である。話題提供は当該地において実施された軟弱地盤改良工法として採用された深層混合処理工法に関するものである。当区間はすでに札幌新道として開発局により建設されており深層混合処理工法を中心とした地盤改良工法が採用された。したがって、検討は開発局の泥炭性軟弱地盤設計指針によって行われている。設計の基本方針としては、

- ① 基本的に残留沈下はなくする。
- ② 含水量が300%を境にDJM工法と生石灰工法を使い分けた。また、近接施工で問題になる周辺への影響は、これをできるだけ少なくするた

めに支障物件周辺部においては高圧噴射攪拌工法（MM工法）を採用した。

以上の概要に対してDJM工法とMM工法の使い分けは支障物件から1～2mの範囲を基準に設定し、範囲内にあるものをMM工法としていること、また、MM工法の施工法についても通常の施工方法とは逆に上から下へ噴射改良を行う配慮をしていることが報告された。また、深層混合処理パイルとその周辺部の未改良範囲との間の不等沈下はみられていないことが担当した施工会社の方から報告された。

5) コラムジェットグラウト工による地盤改良施工事例

青木 清作（日特建設(株)札幌支店）

話題提供は、現河川河床部において根切り工事の施工中に遭遇した掘削立坑底面のボイリング現象事例とこれに対する対策工として検討された地盤改良工法についての事例紹介である。根切りは現河床部を約5m掘削するものであり、掘削底面に堆積する層が被圧性滞水層であることが原因であったことが報告された。

対策工法としては地下水低下により減圧工法など数種の工法が検討されたが最終的に地盤改良工法が採用された。地盤改良工法として採用されたのは噴射グラウト工法に分類されるCJG（コラムジェットグラウト工）工法である。改良効果は底面地盤の強度増加と揚圧力に抵抗するため鋼管矢板との付着力の増加を期待したものであり、工事は当工法により無事終了した。

質疑応答では根切り工事に先立つ地質調査においては被圧性滞水層の分布確認の重要性が再認識された。調査を実施する側も積極的にこれらの項目を提案する姿勢が必要となろう。また、CJG工法に対してMM工法に代表される噴射攪拌工法との違いについての質問があったが、基本的には同様であるがCJG工法はグラウト系の流れから派生した工法であるという開発の歴史があるのではないかとの回答があった。

4. 総合討論

総合討論では深層混合処理工法のあと盛土が可能になる期間についての議論がなされた。一般にはコンクリートの例を準用した4週（28日）後の強度が設計強度を満足していることが前提になる。しかし、実際の現場においては諸般の状況から必ずしもそうならないことが予想される。従って、その時点において、強度の確認を前提とすれば盛土をすることはやむを得ないのではないかとの回答と、余り早期の盛土は盛土荷重による地盤のひずみにより混合材の固結過程（水和構造の形成過程）に影響がでるため問題となる場合がある、との2つの回答があった。また、最近の混合材は4週を待たなくても固結過程が形成されるものも開発されつつあり、これらについては4週を待たなくても盛土は可能になるものとなろうとの意見もあった。

そのほか北海道における地盤改良の特殊性として泥炭地盤については施工機械の足場についての配慮が道外の現場以上に必要となること、また、泥炭の改良については開発局制定の“泥炭性軟弱地盤対策工指針”により大きな問題は発生しないこと、また火山灰の対策の場合、試験施工を行って実施すれば問題は起きないこと、などの意見が出された。

5. 総 結

懇話会を閉めるのにあたり、開発土木研究所の能登繁幸氏から総括となる話があった。その中で軟弱地盤対策を考えると広く周辺の状況にマッチした対策を考えることが重要であること、今後さらに技術の向上は失敗例を集めケースヒストリーを整理することが重要であることが述べられた。これらについては連絡を待っているとのことである。最後に今後の懇話会は田村氏の話題提供のように、提起された問題点に対して参加者全員で気軽に討論できるような懇話会を期待するとの提案があった。

第10回懇話会について

1. 概要

第10回懇話会は下記の要領で行われた。

日時：平成4年3月11日（水）9：00～12：20

会場：北海道大学学術交流会館

参加者：38名

話題：火山灰を考える

第10回土質工学懇話会は参加者全員より火山灰についての話題提供をしてもらう予定であったが、参加者が多かったことと時間的制約のため、話題提供を13名に絞って行った。各自5～10分程度の話提供のうち、全体についての総合討論を1時間程度行った。

2. 懇話会出席者（◎は話題提供者）

◎阿部 康明	室蘭開発建設部	池田 晃一	北海道土質コンサルtant	池田 敏郎	日本道路公団
磯崎 真一	室蘭工大	◎稲 直美	基礎地盤コンサルtant	今井 敬典	開発土木研究所
◎梅村 順	九州大学大学院	蛭沢 淳	開発土木研究所	◎小野寺康浩	開発土木研究所
垣見 俊弘	原子力工学試験センター	◎河内 邦夫	室蘭工大	川端伸一郎	北海道工大
工藤 康雅	北海道土質コンサルtant	楠本 泰平	応用地質	◎熊井 三晃	日本道路公団
◎近藤 務	北海道土質試験協組	佐藤 厚子	開発土木研究所	佐藤 浩治	室蘭開発建設部
齊藤 教良	北翔コンサルtant	◎末岡 徹	大成建設	鈴木 輝之	北見工大
武田 哲伸	北海道大大学院	谷口 秀男	上山試錐工業	土岐 祥介	北海道大工学部
西沢 雅俊	西松建設	長谷川健一	室蘭開発建設部	◎福田 伸朗	基礎地盤コンサルtant
◎ニッ川健二	北海道土質コンサルtant	峯田 一彦	北海道開発コンサルtant	宮永 孝志	北海道電力
◎諸戸 靖史	八戸工大	◎安田 進	九州工大	山下 聡	北海道大工学部
◎和田 康三	構研エンジニアリング				
<担当 幹事>					
神谷 光彦	北海道工大	齊藤 和夫	基礎地盤コンサルtant	柴田 登	飛島建設
鈴木 幾雄	日本道路公団	長澤 徹明	北海道大農学部		

3. 話題提供の要旨

参加者から提供された話題は、1)火山灰の分類法、2)火山灰の特性、3)設計・施工事例などに大別される。それらの概要は次のようなものである。

1) 火山灰の分類法

- 火山灰の分類法はいろいろあるが、少なくとも流下堆積物と降下堆積物の分類は必要である。
- 堆積した火山灰層の中にインポリューション（周氷河現象の凍結融解による土壌擾乱）により、軽石が破壊され、qcの小さくなる部分がある。しかし、締固めて地山に対する密度増加率

をみると、軟質軽石も締固めることによって密度が増加する。

降下火山灰の分類の指標として、1)固有の特性である粒度と粒子特性、2)状態の特性である密度と含水比等、3)変形に対する特性、4)強度特性としてのN値、qc、Su、c、φなどの4つの側面よりみる必要がある。降下火山灰を火山灰質粘性土、火山灰、軽石、軟質軽石、スコリアの5つのタイプに分けて分類の指標の特性が示された。

- ・ 沢地に火山灰から由来する二次堆積物（VH2の相当）が存在することがあり、これを火山灰と報告すると砂と同等と判断されることがあるので注意を要する。
- ・ 台地部の一次しらすは粒度分布がよい。沖積しらす（二次堆積）は均等粒度である。谷部しらすは粒度分布からみると、一次しらすに似ているが、締まっておらず、N値が小さく判断に悩むものがある。これは、二次しらすでも移動量が少ないため粒度の変化がなかったものである。
- ・ 南九州のしらすは支笏や倶多楽の火山灰に比べて、礫分が少ない。
- ・ 火山灰質粘性土は自然含水比や塑性図では整理できない場合もあり、異なるパラメータを導入する必要がある。

2) 火山灰の特性

- ・ N値と変形係数の関係では降下火山灰は平均で $E = 9 \text{ N}$ 、流下火山灰は $E = 6.5 \text{ N}$ で一般の土と変わらない。しかし、N値が20以下の部分ではそれぞれ11.9N、11.2Nで一般の土よりせん断抵抗は大きい。
- ・ 破壊の型は流下火山灰で全般せん断、降下火山灰で局部せん断に似た形状を示す。これは、流下火山灰のN値の小さい範囲では火山灰の溶結力が影響し、大きくなると粒子破碎の影響により変形係数などが小さくなる。一方、降下火山灰は粒子のかみ合いにより強度が増加する。
- ・ 火山灰は一般には静的強度が強いといわれているが、しらすでは $E = 7 \text{ N}$ となり、一般の土と変わらない。
- ・ しらす斜面は従前は直に切られていたが、えびの地震以来8分～1割2分の間中勾配で切られるが、よくみると所々にガリが入っているところがある。
浸食の完全な防止は不可能であり、浸食の進行の拡大をどの過程で止めるかを定めることが重要である。表面が最大粒径程度浸食されるとリル浸食に拡大される。リル浸食になると、浸食の拡大を止められないので、表面浸食程度で抑える必要がある。

表面流による浸食の評価は表面流を掃流力で

- 評価し、 D_{50} 、 U_c 、 e 、 C 、 ϕ などをパラメータとして浸食拡大限界の評価を検討している。
- ・ 火山灰質粘性土は突固め試験の試料の乾燥法や使用法で締固め曲線が異なる。締固めた土の一軸圧縮強度は含水比で整理するとその影響がでるが、空気間隙率で整理すると、一義的な関係が得られる。
- ・ 流下・降下火山灰とも $q_c = 7.5 \text{ N}$ の関係にあり、砂の4Nの倍の静的強度を有する。
- ・ 支笏、倶多楽の火山灰と南九州のしらすを山中式土壌硬度計の硬度で比較して、自然斜面の崩壊の予測に利用する。簡単な山中式硬度計でも火山灰の分類が可能である。
- ・ N値が1程度の通常の粘性土と火山灰質ロームをの孔内載荷試験による変形係数を比較すると、粘性土では $10 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ 、ロームでは $60 \sim 70 \text{ kgf/cm}^2$ であり、ロームはN値の割には静的強度が強い。

ロームの破壊の形態は全般せん断破壊に似た様相を示すが、降伏圧が大きい割には極限圧が小さい。

3) 設計・施工事例など

- ・ 火山灰質の粘性土と砂質土が互層になっている地盤の切土を行ったとき、自然含水比は一般の火山灰質粘性土と比べて少ない方であるが、バックホーで地山を切り崩すとトラフィカビリティが減少し、モデル施工では締固めるほどコン指数が低下する。
これを、石灰を添加して施工することにより、自然含水比30%で、1%程度添加すれば、 $q_c = 4$ 位になり、湿地ブルドーザーのトラフィカビリティが確保できる。
- ・ バイブラインにとう性管を使用したとき、側方部の受働土圧を設計値に入れる必要がある。埋戻し材として火山灰を用いるとき、土の剛性因子の設計値が確立されていない。そのため、火山灰の変形特性や材料としての特性を把握していく必要がある。
- ・ 軟弱地盤上に火山灰による盛土を行った。基礎地盤を部分改良したとき、改良部と未改良部の盛土の間にクラックが生じた。火山灰は水に対して弱いので、クラックが生じないような置換

率を検討している。

- ・地震による斜面崩壊を予測する上で、1)火山の活動状況を把握して軽石層の存在の調査、2)水の流れなどによる風化の推定、3)周囲の地形、4)地震動の増幅などを総合して判断する必要がある。
- ・N値が10以下である火山灰地盤に擁壁を建設する。基礎地盤としてN値が20程度必要なので、約4m掘削して砕石で置換する設計事例が示された。
- ・熱帯土に関する国際会議の報告があり、環太平洋圏では多くの火山灰土があり、ヨーロッパのコンサルタントが難しい土として設計に苦勞している。日本にはこれまでに集積された多くのエンジニアリングの知識があり、これらを国際的に発表していく必要がある。

4. 総合討論

火山灰の分類法に関しては、「どこの火山灰か、どのようにして出来たものかが分類の出発点となり、それらを土質工学的にどうまとめていくかが問題となる。」、「北海道一円の統一した分類を作ることは難しいので、分類に地域性があっても良いが、それを基礎として類似した体系のものを組み入れていく必要がある。」、「各地の火山灰の理学的分類は各々対応しているが、力学的対応がなく、これに工学的分類の指標を加える必要がある。」などの火山灰の分類の必要性を述べる意見が多かった。

現在の日本統一土質分類法については、「特に火山灰と廃棄物への適用が難しい。」、「火山灰の分類は4つ程度しかなく、不十分であり、粗粒火山灰と砂・礫は判別できない。例えば、Gp(V)の様な表現や、MLではなくVLとしても良い」などのように、統一土質分類法に火山灰独自の項を入れる案が示され、このとき、「漠然とした分類では不十分で目的がないと分類しにくい。例えば、土工事のトラフィカビリティには

どんな指標が必要なのかをはっきりさせておく必要がある。」との意見があった。

それに対し、「分類を細かく規制するとそれが一人歩きをするようになる。」、「特異な工学的性質が火山灰にのみ生ずる現象なのかどうかを見きわめる必要がある。」、「火山灰を特殊土としてではなく、一般の土の中にくるめた分類が必要であり、その中で別の方法を導入していく必要がある。」などの、火山灰独自の分類党に対する消極的な意見もあった。

火山灰の特性については、「火山灰は断面によって強度の違いがある。」「しらすは流れて堆積したので、横方向に強いいため、変形係数が一般の土より大きくなる。」、などの意見があり、「火山灰は締固め特性、CBR、耐凍上性が優れているので、これからは良質な材料も少なくなるので、開拓する分野である。」との提言もあった。

設計・施工事例としては、「火山灰質粘性土でトラフィカビリティが確保できない場合でも、1日のばっ気で湿地ブルが走れるようになり、1年後には含水比に変化がなくても、強度が非常に増加した。」例の紹介や、話題提供であった置換工法に対する施工体験や、火山灰の粒子破碎が現場ではどのように影響するのかなどの意見があった。

今回の懇話会は、参加者も多く、時間が通常より少なかったため、自由な意見交換にまで至らなかった点もあった。

その後、火山灰土に関する研究討論会とこの懇話会を通じて、火山灰の分類法を確立しようとする意見が多く、現在、北海道支部に「火山灰質土の工学的分類法検討準備委員会」を設立して、分類が可能であるかを検討している。

おわりに、本報告は発言者の要旨を担当執筆者の独断でまとめたものである。内容が発言者の意をくみ取れないことを懸念しつつ作成した。そのような点のあることをご容赦願いたい。

平成3年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	小山田博	北海道電力㈱土木部長
〃	舟崎恒義	日本道路公団札幌建設局建設部長
〃	城戸欽也	北海道開発コンサルタント㈱顧問
〃	西本藤彦	北海道開発局開発土木研究所長
〃	古矢恒夫	道立寒地住宅都市研究所長

選考経過

平成4年3月2日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、つぎの3編を授賞論文としてとして選考した。

論文名 弾塑性モデルによる軟弱地盤のFEM解析事例

著書 下倉宏、三田地利之、梅木宏也、林宏親

受賞者 下倉宏

選考理由

北海道では泥炭を含む軟弱地盤が広く分布しており、各種建設工事に於いてはその固有の特性に起因するトラブルが多く生じている。そのためこの種の地盤では設計・施工に先立って構造物および周辺地盤の、綿密な安定解析と変形解析を行う必要がある。

しかし、実務に於いて実施されている解析は、例えば盛土の場合、沈下を一次元圧密解析で評価し、破壊に対する安定性を円弧すべりで行っているのが普通である。

実際の盛土では法面付近で圧密沈下とせん断変形が同時に生じており、そのような場合は一時元圧密理論だけで変形を説明できないと考えられる。

また、円弧すべり解析に於ても適切な安全率が確保され、盛土は破壊に至らなくても、側方流動のような大きな変形が生じて周辺の構造物に影響を与える場合もある。側方流動による変形の推定については、先の解析方法だけでは予測することができない。

近年このような変形状態を解析するために、有限要素法による圧力・変形解析が行われるようになってきているが、一般には弾性解析で変形挙動を予測しているため、その精度は変形が微小な場合には高いが、軟弱地盤のような大変形の場合には観測結果と著しく異なる変形がシュミレーションされてしまう。

そこで筆者等はこれまで、土の変形挙動を弾塑性理論に基づいて表した「カムクレイモデル」と「修正カムクレイモデル」ならびに泥炭の変形挙動を弾塑性理論に基づいてモデル化した

「Inf」を有限要素法に適用した事例でそれらモデルの有効性を報告している。これら解析手法は、せん断に伴う過剰間隙水圧の発生や圧密過程を考慮できる点で、実際の土の力学挙動に則していると考えられる。

筆者等が紹介している解析手法はまだ一般に普及しておらず、研究段階に在ると考えられている面がある。しかし、通常の土質試験から入力パラメータを決定できることから、決して難解な解析手法でないことを示している。特に含水比とオランダ式コーン貫入試験という極めて一般的な試験の結果から入力パラメータを設定して解析した事例が、観測結果とかなり良く一致していることは注目に値する。今後の解析事例の積重ねにより、本解析手法の有効性を実証し、軟弱地盤の変形挙動の解析手法として確立されることが期待される。

よって著者は、土質工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性

著者 稲直美、加治屋安彦

受賞者 稲直美

選考理由

道路の果たす役割は近年ますますその重要性を増しており、これから整備が進められようとしている高規格道路などの将来の道路では、電機、通信、ガス、水道などのライフライン系施設を安全に収容することも道路本来の機能として認識されるに至ると思われる。しかし、道路構造物の耐震性に関する今までの研究は、主として個々の構造物の直接的被害の程度またはその地域分布が中心的な課題で、道路網としての耐震性を地域の地震環境や地盤状況まで反映させて検討した研究は見あたらないのが現状である。

著者らは、このような現状を踏まえ、道路網の耐震性評価法を確立する研究の第1歩として、過去の地震資料をもとに、釧路地域の地震環境に関する知見を整理し、それを反映させた入力地震波、および地盤状況を考慮したモデルを広域的に作成し、地盤の地震応答特性について検討している。

その結果、1926年以降の地震資料を整理することにより、釧路、広尾および浦河は東京に匹敵するほどの厳しい地震環境にあることを定量的に明らかにしている。例えば、これらの地域は、大きな被害が想定される震度階V以上の地震に、ほぼ1回/10年の割合でさらされており、仮に、道路構造物の耐用年数を50年程度とすれば、その期間内に5回の大地震が起こる可能性があることを示している。

また、釧路市およびその周辺を含む約40×25kmの地域を対象に、地形、泥炭層厚および基盤深度に着目して17種類の地番モデルを作成し1次元地震応答計算を実施している。その結果、加速度、速度および変位の地表最大値は、基盤の深さよりも土層構成の違いに大きく影響され、それらは表層に泥炭が成層する湿原で最大になるなど、釧路地域における軟弱地盤の地震応答特性に関する種々の知見を得ている。

以上、本研究はまだ端緒についたばかりで、これを利用して道路網の耐震性評価を行うには、道路構造物の被害予測手法の確立などさらに解決しなければならない問題も多いが、今後道路網の果たす多様な役割の重要性を認識すると、著者らの研究は発展性に富み、将来広い分野に於て利用される可能性を有するものと考えられる。

よって著者は、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

論文名 大断面トンネル掘削における計測および挙動解析

－高見発電所励磁室－

著者 池野英昭, 真鍋明義, 鹿内賢司, 佐藤宏幸

受賞者 池野英昭, 鹿内賢司

選考理由

高見発電所励磁室は、高さ12.7m、幅14m、掘削断面が150㎡に及ぶ大空洞で、北海道最大規模の地下発電所に接近して設置するため、周辺地山に変状を与えないよう慎重な施工が要求された。

この掘削にあたって、工程短縮とコストダウンを図るため、一般的に採用されている、アーチ部先行覆工を先ず行いそれに引き続き本体逆巻覆工を施工する工法とせず、ロックボルトと吹付けコンクリートを主たる支保材として地山が本来もっている耐荷支保能力を積極的に活用する、いわゆるNATM工法を採用している。

このため実際の地山挙動が、従来提案されている施工実績を踏まえた岩盤ひずみ理論に基づいて予測されるものと異なることが想定されるため、著者らは、調査・試験に基づいてマクロに地山物性を評価した慣用的なFEM掘削解析により地山支保能力を推定し、安全側に管理基準地を設定している。

本工事に於いては、この基準値に基づき、掘削過程において各種計測管理を行うとともに、その結果を反映させた各段階のFEM逆解析を行い、地山の物性と挙動との関係の検証を行いながら情報加施工を実施している。

種々の検討結果より、NATM工法による比較的良好な岩盤の掘削においては、相当大断面であっても慣用的なFEM解析により地山の耐荷支保能力を推定することが可能であることを確認している。

以上のような一連の研究によって得られた成果は、NATM工法の大断面トンネルへの適用拡大について有用な指針を与えるものであり、土質工学の発展に寄与するところは大きい。

よって著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設（総合建設）

お	株式会社大林組札幌支店	1
か	鹿島建設株式会社	2
し	清水建設株式会社	4
た	大成建設株式会社札幌支店	5
	株式会社田中組	10
と	戸田建設株式会社	5
	飛鳥建設株式会社札幌支店	6
は	株式会社間組	7
ふ	株式会社フジタ	7
に	日本国土開発株式会社	11

ボーリング・調査・測量・設計・施行・その他

お	応用地質株式会社札幌支社	1
き	基礎地盤コンサルタンツ(株)	2
	北日本港湾コンサルタント株式会社	3
	株式会社北日本ソイル研究所	3
こ	コニカビジネスマシン株式会社札幌支店	4
し	株式会社ジオテック	10
ち	千葉ボーリング工業株式会社	6
な	株式会社中神土木設計事務所	10
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	8
	北海道土地改良事業団体連合会	8
	北海道土質コンサルタント株式会社	9
わ	稚内建設協会	9

明日の地域を考える建設コンサルタント



応用地質株式会社

■設計

地域計画設計
土地造成設計
上下水道施設設計
ダム設計
道路設計
トンネル設計
海岸・海洋施設設計
河川・湖沼施設設計
防災施設設計
衛生環境施設設計

■調査

地表地質調査
ボーリング
原位置試験
物理探査
現場計測
室内試験
環境調査
地震防災調査
歴史環境調査

■工事

■ソフトウェア
■計測機器
■新素材製品

札幌支社

〒003 札幌市白石区南郷通1丁目北9番20号

☎ (011) 863-6711

FAX (011) 864-5162

網走営業所 ☎ (01527) 4-3942

函館営業所 ☎ (0138) 65-9049

帯広営業所 ☎ (0155) 22-6734



OBUYASHI

株式会社大林組

札幌支店

支店長 近間 利之

札幌支店 札幌市中央区北1条西3丁目3番地 札幌三和ビル内

TEL 011-241-1101



快適な環境を創造する

鹿島

KAJIMA CORPORATION

札幌支店 / 〒060 札幌市北3条西3丁目1-4

土木建設分野の総合コンサルタント

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役社長 森 研 二

札幌支社長 三 浦 盛 男

本 社 東京都千代田区九段北1-11-5 ☎(03)3263-3611

札幌支社 札幌市白石区菊水7条4丁目1-27 ☎(011)822-4171

道内事務所 釧路 ☎(0154)22-8356 函館 ☎(0138)43-1154

苫小牧 ☎(0144)55-2308

人と地球にやさしい、北の「みなと」をつくる

北日本港湾コンサルタント株式会社

代表取締役 林 昭 雄

003 札幌市白石区平和通2丁目北11番18号 北旺ビル内

TEL 代表 (011)863-9111

FAX (011)861-3400

環境基盤の計画・調査・設計に貢献

地質調査・土質調査・測量設計・コンサルタント

地質調査業登録(2)第1079号
測量業登録第5-8374号



株式会社 北日本ソイル研究所

会長 室工大名誉教授
代表取締役 農学博士
専務取締役

中村 作太郎
常松 哲
橋本 成男

常務取締役 伊藤 昌男
営業第一部長 大和 重信
チーフアドバイザー 鈴木 義昌

本社 〒065 札幌市東区中沼町118番地497 ☎(011)791-1651 FAX(011)791-5241
函館支店 〒041-12 亀田郡大野町字東前76-55 ☎(0138)77-7131 FAX(0138)77-7126
帯広支店 〒080-01 河東郡音更町木野大通東14丁目 ☎(0155)31-8933 FAX(0155)31-8593

高い生産性を実現

毎分65枚、約4.6秒のファーストコピータイム(共にA4ヨコ送り)を実現。

豊富なオプション

- ・両面原稿も置くだけでページ揃えコピーする自動反転原稿送り装置 (RADF)
- ・RADFとの連動により両面原稿の連続自動両面コピー (ADU)
- ・20ピンソーターを2連結で50ページ/40部までソーティング
- ・大量のコピー用紙がストックできる、大容量PFU(ペーパーフィーディングユニット)を搭載。

縮小・拡大コピーが自在

縮小50%～拡大155%まで、原稿の縮小・拡大が自在に行なえる、ワイドズーム機能を搭載しました。

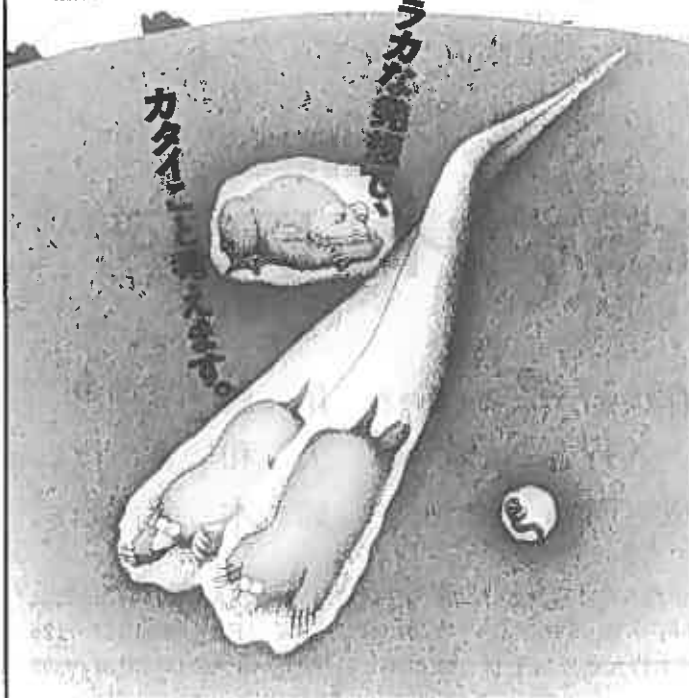
Konica

U-BIX 4065



コニカビジネスマシン株式会社

〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号
電話(011)824-7611(代表)
FAX(011)824-7615



宇宙・海洋・地下…

限りない可能性を追求する
総合技術力のシミズです。

SHIMIZU 清水建設

本社：東京都中央区京橋2-16-1〒104-0003(3535)4111
北海道支店：札幌市中央区北1条西2-1〒060-0011(214)3511

地図に残る仕事。



TAISEI

大成建設株式会社



私たちの仕事は、私たちの手を離れた後も、
地図に残り、生き続けます。それは5万分の1の地図だけじゃない、
様々な人の様々な人生の、心の地図に残されてゆきます。
そう、私たちが創造する「いま」は、子どもたちの「明日」に残っています。

新世紀へ、新分野へ、新技術で。

OA化、ニューメディアシステム、省エネルギー施設など…例えばひとつのビルを建設するにも、建築技術だけでなく、様々な分野の技術とさらにそれらを有機的に結びつけるシステム技術が必要です。いま、建設社にのみより総合的な技術力が求められる時代がやって来たのです。戸田建設は、そうした多様化、複雑化する社会的ニーズに応えるため、エンジニアリングコンストラクターとして、建築・土木技術だけでなく、これらに関連する様々な専門分野の技術開発に積極的に取り組んでいます。



戸田建設

本社 〒104 東京都中央区京橋1-7-1 ☎(03)5662-6111

札幌支店

〒060 札幌市中央区北3条東2-2 ☎(011)231-9211



技術。歴史への約束。

飛島建設株式会社

代表取締役社長 飛 島 齊
取締役 内 田 晋
札幌支店長

本 社 東京都千代田区三番町2番地

TEL(代)03(3263)3151

札幌支店 札幌市中央区北1条西19丁目1番地

TEL(代)011(642)3111



CHIBA
BORING
INDUSTRY

地質・土質の総合コンサルタント

千葉ボーリング工業株式会社

会 長 千 葉 留 男
代表取締役社長 馬 場 州 二

本 社 旭川市4条西2丁目

〒070 TEL: 0166-22-7341(代)・FAX: 0166-22-9333

札幌支社 札幌市中央区北5条西5丁目2番地 住友生命札幌ビル7F

〒060 TEL: 011-222-4909

大きく目を開いて夢をみています。

明日の暮らしは、どんなカタチになるだろう。
ハザマの夢は、建設というフィールドから
「環境クリエイション」というテーマへ
ふくらみはじめました。
自然や、人間や、地球のすべてが
豊かに調和できるように、
大きく、柔らかに、あたたかに、未来を
築いていきたいと思えます。



Hazama

株式会社 問組 千107 東京都港区北青山2-5-8 TEL.03(3405)1111
札幌支店 千060 札幌市中央区大通り西18丁目2-8 TEL.011(543)2031

北新株式会社 専業 環境 総合 会社

FUJITA

高環境づくり フジタ

札幌支店 060 札幌市中央区北4西7-1 tel.(011)251-6151
本社 151 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-6-15 tel.(03)3402-1911

総合建設コンサルタント

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

本社 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル
〒060 ☎011-205-6221

豊かで活力ある農村づくりをめざす

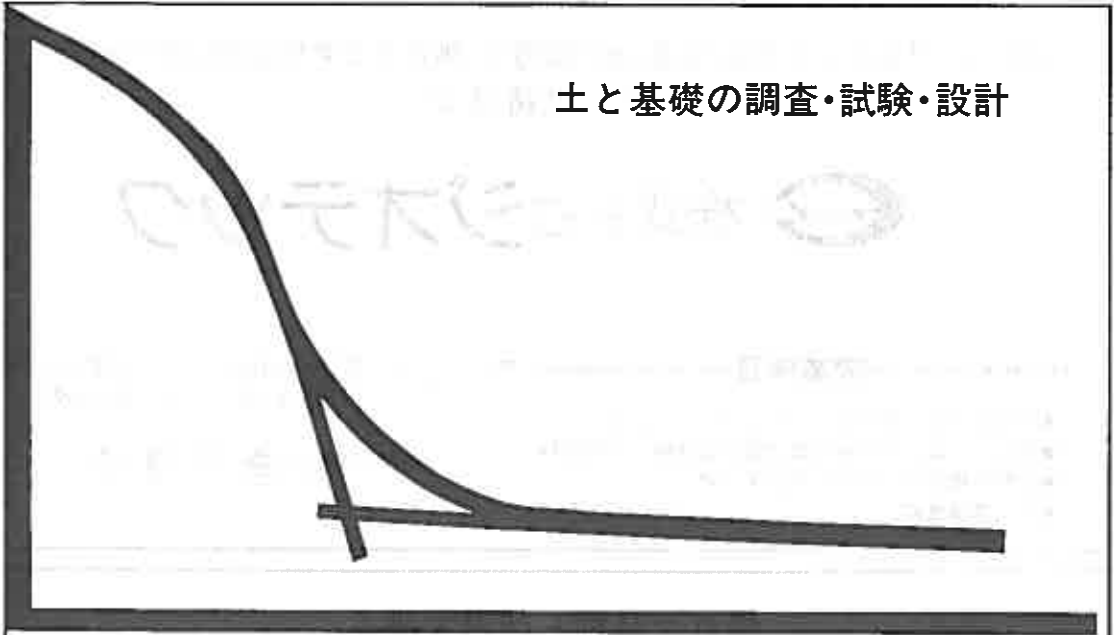
事業計画—実施設計—施工管理—
維持管理の技術指導まで一貫した
技術援助、指導を行います。

北海道土地改良事業団体連合会 総合技術センター

〒061-12 札幌郡広島町字輪厚83

TEL (011)376-3111 FAX (011)376-3287

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466

郷土の開発と発展の担い手

稚内建設協会

稚内市末広4丁目4-2

☎(代)33-5364

FAX33-5353

会 長	中 田 豊 彦
副 会 長	佐々木 正 光
副 会 長	富 田 勉
常務理事 事務局長	塚 越 罔 忠

建設コンサルタント業登録(建4第4888号) 地質調査業登録(質4第1386号)

—自然と対話する—



株式会社 **ジオテック**

-----**営業種目**-----

- 地質と土質に関するコンサルティング業務
- 地質と土質にかかわる現位置調査試験・室内試験
- 地盤と構造物にかかわる計測業務
- 施工管理業務

〒062 札幌市豊平区月寒東4条8丁目5番22号
TEL(011)854-2994 FAX854-9841

代表取締役 高安隆郎

優れた技術・誠意で築く



特定建設業

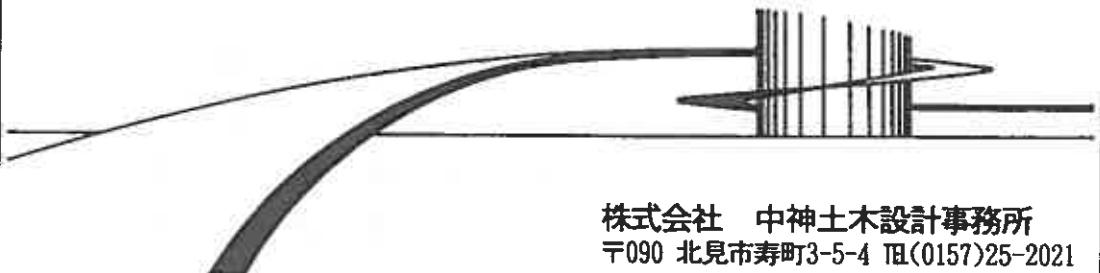
株式会社 **田中組**

代表取締役社長 倉橋力雄

本 社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL代表611-3331
営業本部 札幌市中央区北5条西6丁目(第2道通ビル2F) TEL代表222-7771番
支 店 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

創意・創造

Imagination & Creation



株式会社 中神土木設計事務所
〒090 北見市寿町3-5-4 TEL(0157)25-2021



KOKUDO

Ambience Creation

私たちは、もっと豊かな社会づくりに貢献します。

日本国土開発 株式会社

札幌支店長 川村 卓二
札幌市中央区北2条西4丁目2番地 〒060
TEL (011) 281-2041
本社/東京都港区赤坂4-9-9 〒107