

ISSN 1342-677X

第18回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2005

講 演 概 要 集



2005年11月10日

沖縄地盤工学研究会

目 次

特別講演 最近の大地震による被害とその教訓	1
アイダン オメル 東海大学海洋学部	
1 道路直下の液状化対策事例と改良範囲に関する実験結果の報告	11
神谷 栄信 (株)大栄組	
国場 政則 (株)大栄組	
○河野 有司 不動建設(株)	
菅原 拓弥 不動建設(株)	
吉富 宏紀 不動建設(株)	
2 琉球石灰岩へのTRD工法による適用実施例	13
樺元 淳一 内閣府沖縄総合事務局	
○鈴木 邦樹 (株)本間組	
平山 勇治 (株)テノックス	
3 ハイブリッド型電気探査による琉球石灰岩層の空洞調査	17
高橋 通夫 不動建設(株)	
○大内 正敏 (株)白石	
松原 健藏 日特建設(株)	
三木 茂 基礎地盤コンサルタンツ(株)	
4 空洞が基礎支持力に及ぼす影響と地盤強度特性との関係	21
○清住 真 (株)白石	
大内 正敏 (株)白石	
日下部 治 東京工業大学	
5 トンネル掘削時の地表面沈下の影響範囲に関する検討	27
鶴原 敬久 応用地質(株)	
村嶋 光明 応用地質(株)	
与那霸 満 応用地質(株)	

6	N値による泥岩盛土の強度調査の試み	31
	安里 拓 (株)翔土木設計 土質部	
	伊藤 学 (株)翔土木設計 土質部	
	比嘉 哲也 (株)翔土木設計 土質部	
7	中国・黄土高原二道盆地すべりの発生・再発生メカニズムについて	33
○	中村 真也 琉球大学農学部	
	宜保 清一 琉球大学農学部	
	山下 友美 琉球大学大学院	
8	安定解析の c' — $\tan \phi'$ 図と地すべりの断面形状および土質強度の関係	35
○	陳 伝勝 鹿児島大学大学院連合農学研究科	
	宜保 清一 琉球大学農学部	
	中村 真也 琉球大学農学部	
9	粒径が異なる発泡ガラスの強度特性について	39
	宜保 清一 琉球大学農学部	
	中村 真也 琉球大学農学部	
○	池上 恭一朗 琉球大学大学院	
	沖原 正紘 琉球大学大学院	
10	石炭灰混合軟弱土のセメント及び高炉スラグ材等による改良効果に関する研究	41
	原 久夫 琉球大学工学部環境建設工学科	
○	伊藤 洋平 琉球大学工学部環境建設工学科生	
	岡田 亮 琉球大学工学部環境建設工学科生	
	与那覇 利行 大永建設(株)	
	渡久地 博之 (株)沖縄環境分析センター	
11	人工地盤材料「 <small>がんじゅうどはさいざい</small> 頑丈土破碎材」の特性について	45
○	又吉 悟 沖縄電力(株)	
	波平 智成 沖縄電力(株)	
	二宮 康治 日本国土開発(株)	

12	頑丈土破碎材のテールアルメへの適用事例ならびに現地確認試験報告	… 49
○永倉 秀典	JFE 商事(株)	
斎藤 紀明	JFE 商事(株)	
又吉 悟	沖縄電力(株)	
菖蒲谷 豊美	KRE エンジニアーズ(株)	
若林 秀和	KRE エンジニアーズ(株)	
13	砂のろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究	… 53
○名渡山 一彦	琉球大学工学部環境建設工学科	
原 久夫	琉球大学工学部環境建設工学科	
14	地球温暖化の影響による国土維持のための土木学	… 57
○畠山 栄	(株)ハタフジコーポレーション	

特別講演 最近の大地震による被害とその教訓

東海大学 海洋学部 アイダン オメル

1 はじめに

2004年12月26日に発生したスマトラ沖地震はインド洋全体にわたって巨大津波を引き起こし、インドネシアなどで未曾有の大災害を引き起こした。2月27日から3月8日の間で、インドネシアのアチェ州を中心とする被災地を調査し、地震および大津波による被害について原因等の分析を行った。

一方、2005年3月28日には2004年度の地震の震源域よりやや南にあたるインドネシア・ニアス島の北方で巨大地震が発生し、震源に近いニアス島を中心に、地震動により多くの構造物が大きな被害を受けた。被災地では被害を受けた社会基盤施設の診断や補修、また応急復旧や復興が課題であり、現地州政府から土木学会に対し、技術的支援の要請があり、応急復旧・復興に関する支援・助言活動を行うため、インドネシア・ニアス島に支援チームのメンバーとして現地での被害状況の調査結果を踏まえ、橋梁や道路構造物の修復方法を現地政府に提言を行なった。

2004年10月23日に新潟県中越地震による被害について10月29日から11月1日まで調査し、その被害原因等の分析を行った。

本論文でこれらの大地震・大津波による被害とその教訓について述べる。

2 2004・2005スマトラ沖地震による被害とその教訓

2.1 地震の特徴

2004年12月26日午前8時7分（現地時間）、スマトラ島北西部沖を震源とするM9.0の巨大地震が発生した。地震による揺れは最も近い都市バンダアチェで気象庁震度の5程度と推定されたが、スマトラ島北西部沖合からマレー半島沖合のアンダマンニコバル諸島付近にいたる1000km以上のプレート境界が動き、20mを超える大津波が発生した。津波の被害はインド洋全域に及び、死者・行方不明者合わせて20万人を超える人類史上まれにみる自然災害となった。

3月28日マグニチュード8.7の地震が2004年の南側の領域で発生した。地震を起こした断層の長さは約500km、幅100km、滑り量は約10mにも及ぶ巨大地震であるが、2004年の地震に比べれば規模が小さい。ニアス島は、南北約150km、東西50km、人口約70万人の島である。震源が島の北東に位置し、破壊領域が島の下に伝達したことにより大きな被害が発生した。国連の調べでは、死者847人、負傷者6279人を数える。

両地震の地震発生機構は逆断層型であり、その断層の傾斜は約10°であった。2004年の地震の破壊時間は約400秒であり、推定破壊伝達速度が約2.5km/sであった。一方、2005年の地震破壊時間は約150秒であり、推定破壊伝達速度が約3.3km/sであった。

Recent Large Earthquakes and Their Damage

Ö. Aydan, Tokai University, Department Marine Civil Engineering, Shizuoka, Japan

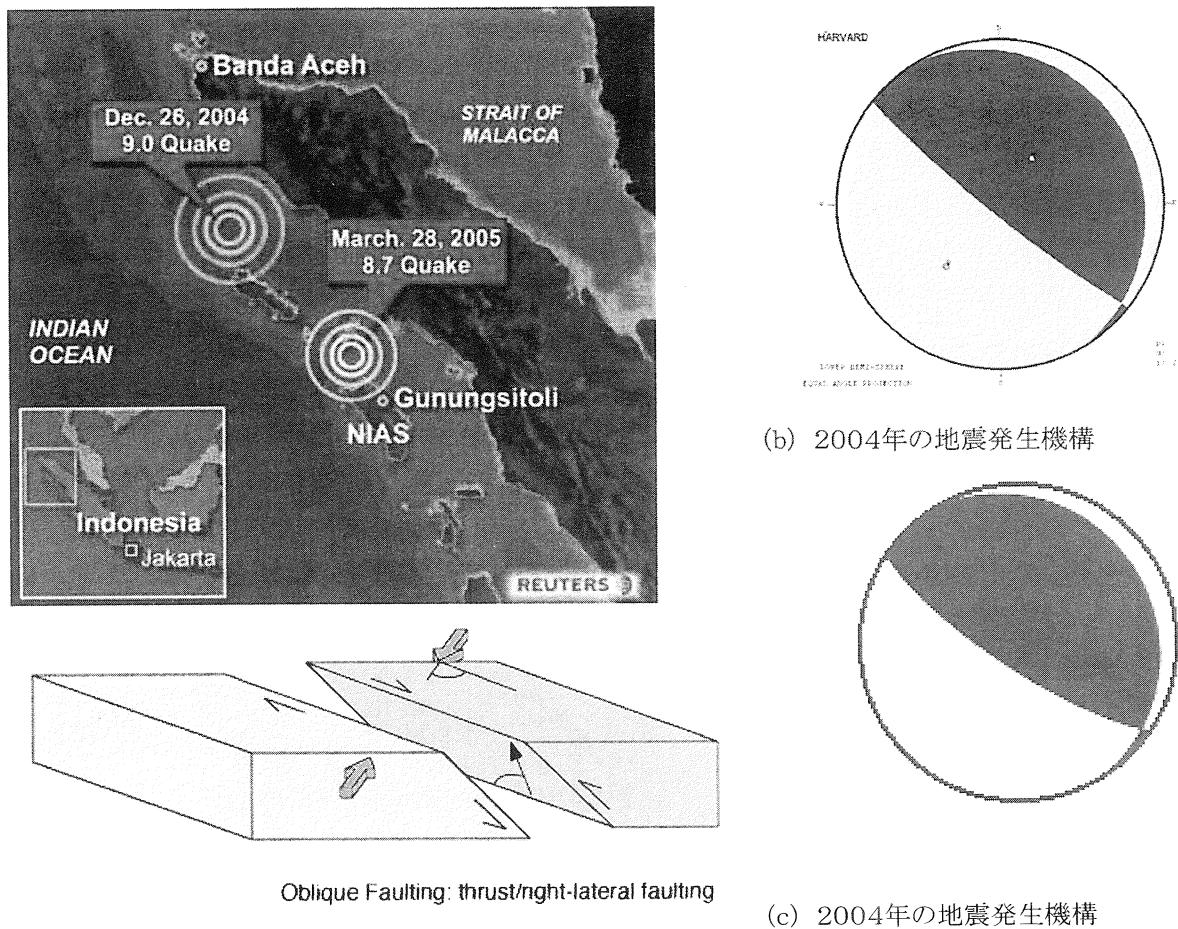


図-1:2004年および2005年の位置とその発生機構

2.2 2004年スマトラ地震・津波による被害(図-2～図-8)

陸上およびヘリコプターによる被災地の調査を行った。陸路ではアプローチが難しい西海岸の様子を国連の協力を得てヘリコプターから観察する機会を得た。津波の高さは、バンダアチェ市北海岸で10m超、震源断層線に面する西海岸で20m超である。バンダアチェ市内では、北部海岸線からおよそ2kmまでの家屋はRC構造も含めほぼ消滅、4kmまでは次第に建物が残存するが津波に運ばれた大量のヘドロと瓦礫で埋まった。西海岸では海岸平野にあった集落が完全に消滅、風景が一変した。西海岸から駆け上った津波は標高20m弱の鞍部を越えてバンダアチェ市北海岸からの津波遡上域に達していた。大部分の建物が流された地域においても、モスクは残る所が散見された。モスクは丁重に作られ、かつ1Fはピロティ形式で津波が透過しやすいためと考えられる。バンダアチェからムラボーに至る西海岸沿いの道路で80橋近くが落橋した。桁の横ずれに抵抗するシアキーが有るものは津波高が高い地域においても流失を免れた。一方、多数の橋梁でアバットメント背後の取り付け盛土が洗掘されていた。また、元々脆弱な地盤に作られたと推定される区間の道路が選択的に洗掘されていた。バンダアチェ市北海岸のUlee Lheue港では大きな防波捨て石(約3トン)が岸壁上に打ち上げられていたが、直杭桟橋やドルフィンに大きな被害は認められなかったとのこと。西海岸のセメント工場の岸壁では防波堤と岸壁の一部が損傷し、停泊中の船舶が転覆していたが、岸壁は使える状態だった。バンダアチェ市東方25kmのKrueng Raya港に石油類の供給ターミナルがあり、9基のタンクの内、空の3基が高さ3～5mの津波で浮き上がり、最大で約300mも移動した。バンダアチェ市西方西海岸のセメント工場では3基のタンクすべてが移動し押し潰された。同工場の鉄骨構造物も浮遊瓦礫の衝突などで大きな被害を受けたが、サイロ状のコンクリート構造物は目視する限り無被害だった。

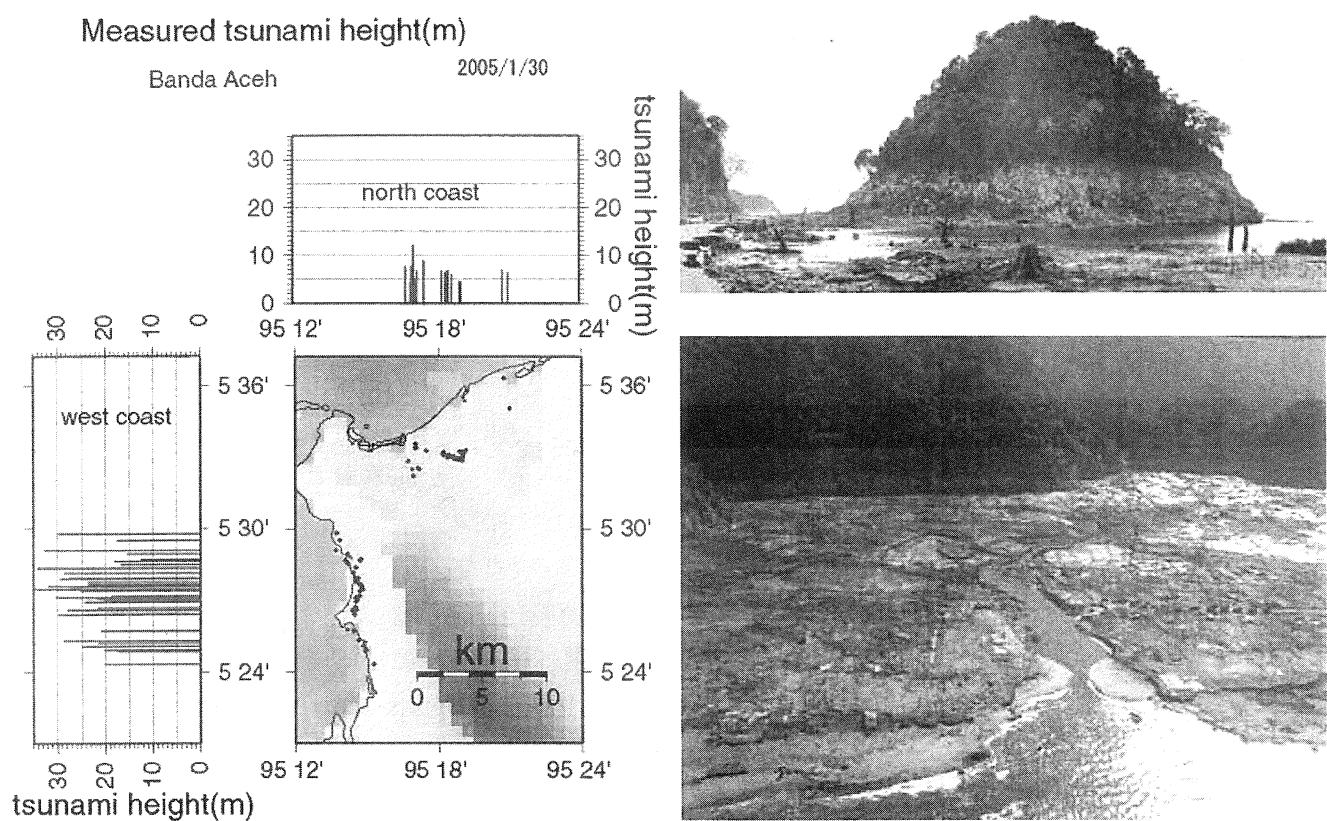


図-2:バンダアチェ周辺における津波高さの分布とその形跡

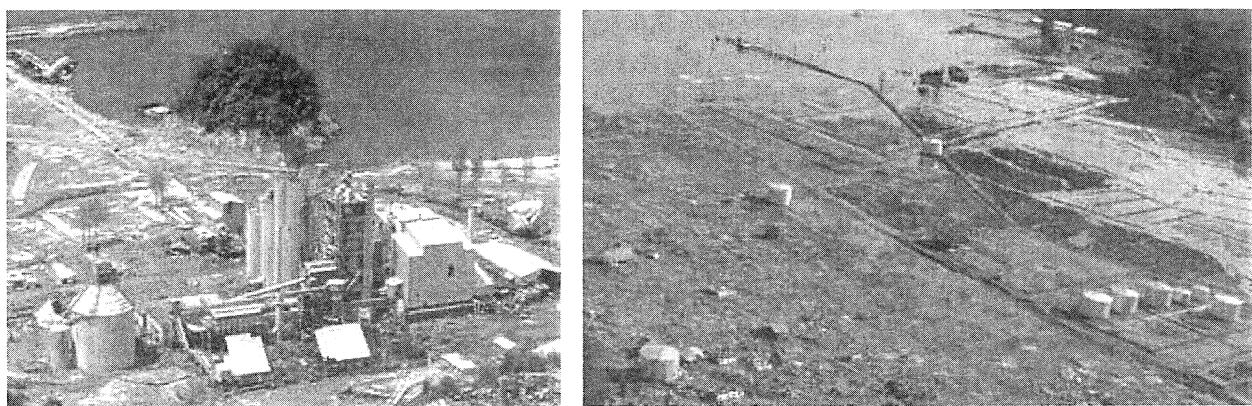


図-3:産業施設の被害例

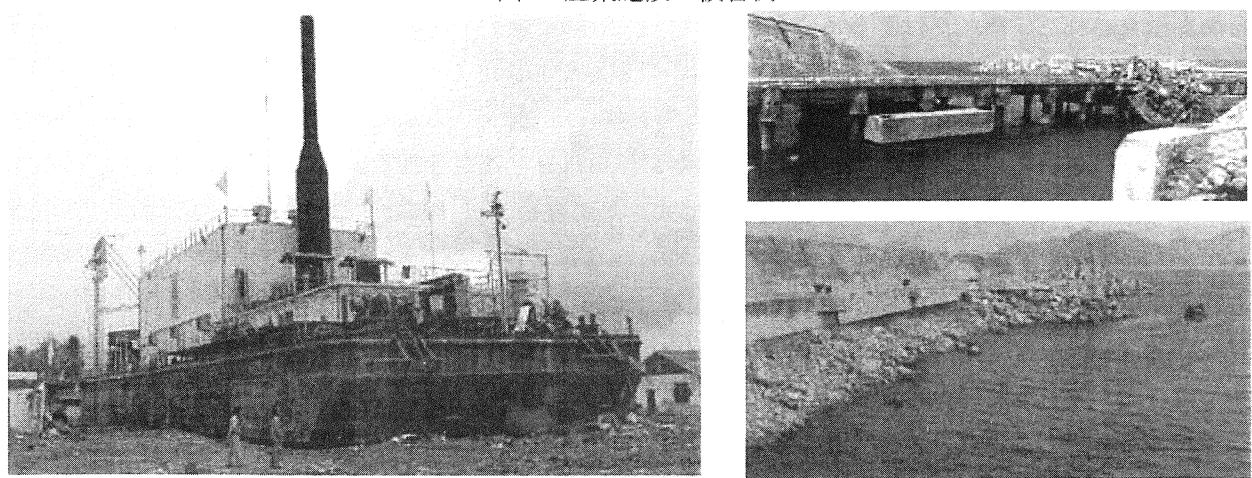


図-4:港の被害例

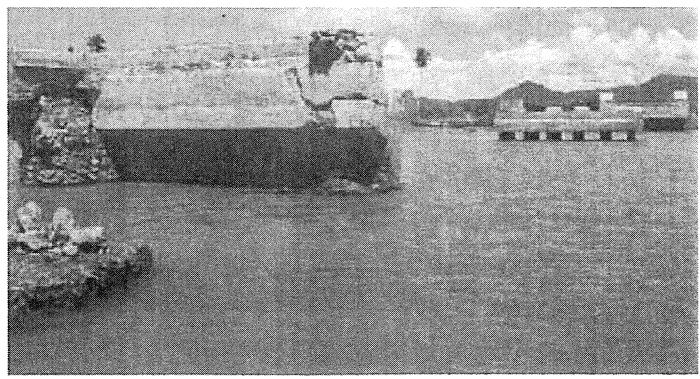
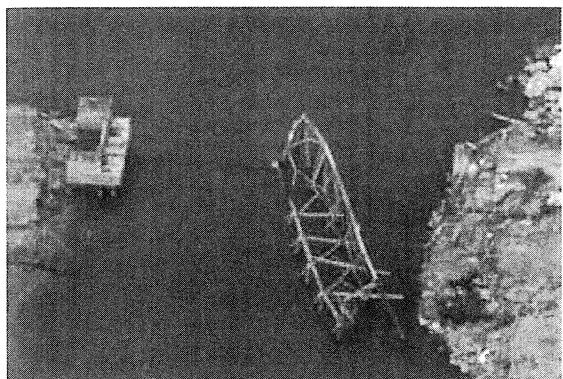


図-5:橋の被害例

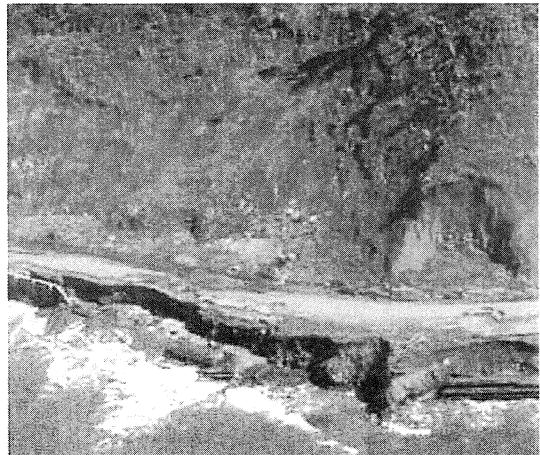


図-6:道路の被害と侵食



図-7 家屋の被害

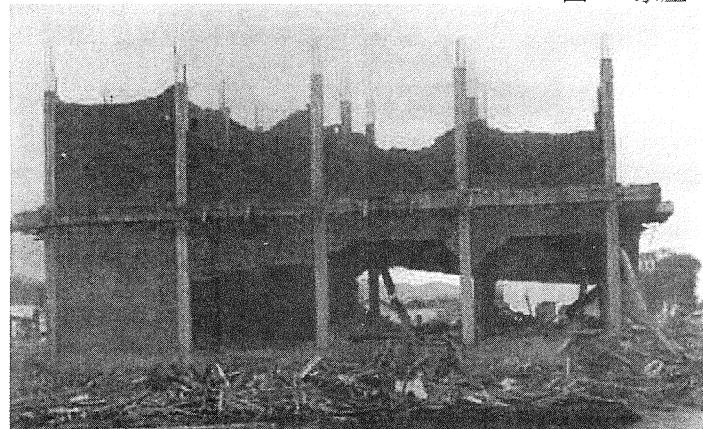


図-8 津波によるRC構造物の被害例

2.3 2005スマトラ地震による被害(図-9～図-15)

ニアス島の被害調査は図-9に示すように島の東岸を中心に実施した。主な都市や被害地点を図中に示す。西岸は地震被害の影響もあり道路状況が悪く調査できなかった。

ニアス島の橋梁のうち橋長が長いものは、トラス橋、RC橋、RCボックスカルバート橋とそれらの組み合わせである。大きな被害を受け交通が遮断されている橋梁としては、北部のムゾイ橋梁、東海岸のサウォ橋梁がある。ムゾイ橋の橋脚は液状化により傾斜、沈下した。橋台取り付け部の地盤は河心方向に4m程度移動し、3～4mの沈下が見られた。サウォ橋梁では、橋台とそれに続くボックスカルバートが上流側に傾斜し、トラスは水平方向に1.3m移動した。ボックスカルバートの基部が川の流れで直接洗掘されていたことと、周辺で確認された砂層の液状化が被害の原因と推定される。

このほか、Gunung SitoliとTeluk Dalamの間の多くのトラス橋やRC橋の橋台が河心方向への移動、傾斜の被害を受けた。水位付近に砂層が確認される場合が多く、液状化に伴う地盤の流動が影響していると考えられる。橋台背後の盛土も30cm以上沈下している場合が多い。

道路は地震により、盛土の崩壊、斜面崩壊、液状化による地盤の側方流動の影響などにより亀裂や大きいところでは1m以上の沈下などの被害が数多く発生した。地震以前から、アスファルト舗装の状態が良くない箇所が多く、各所にくぼみが生じている状態であり、良好な輸送路の確保には舗装の更新が必要と考えられる。

多孔性の石灰岩の切り通しの地点で岩石の崩落が各所に見られた。これらは直接道路上に落下し道路をふさぐ例もあった。

Gunung Sitoliでは、液状化による被害が確認された地域で、桟橋の杭頭部で亀裂が生じ、沈下や側方への変形が見られた。島の南端のTeluk Dalamでは、桟橋の一部が水中に没する被害が生じた。

都市部や比較的大きな町では、2階かそれ以上の階数のRC建物が存在し、その多くがパンケーキモードの崩壊や大きな被害を受けた。RC構造物の多くはフレーム構造で、壁はレンガかブロックである。被害を受けたRC構造物の多くは、建物重量が大きい割には柱が細いこと、また鉄筋量が少ないと、帶鉄筋が細く間隔が大きいこと、帶鉄筋の定着、柱梁接合部の鉄筋の定着、耐震壁がないことなどから、大きな地震力が作用したことでパンケーキ状の崩壊が厳しい被害に至ったと考えられる。死者の多くは、これらの建物の下敷きとなつたものである。また、壁の面外方向への倒壊も多い。多くの教会も被害を受けたが、壁の倒壊が非常に多かった。

Gunung Sitoliでは液状化による沈下と地盤の流動で海岸沿いや河川沿いの多くの建物が被害を受けた。べた基礎でないことや基礎が地中梁で結合されていないことで、建物が沈下し、柱が変形し、1階の床が浮き上がるという被害が確認された。

海岸線沿いや河川沿いには砂質地盤が存在し、多くの地点で液状化が確認され、噴砂、地盤の流動、沈下といった被害が発生した。Gunung Sitoliでは、海岸に近い地域や埋立地の広い範囲で地盤の流動が確認された。また、橋台が河心方向へ移動する被害には、砂地盤の液状化に起因する地盤の流動が関係している場合が多く確認された。しかし、ニアス島では地盤調査データの蓄積がほとんどなく、都市部の再開発や橋梁などの重要構造物の建設に関する基礎構造の設計には、地盤調査の実施が重要な課題と考えられる。

津波の被害は、島の北端部のTuhemberua(ツエンベルア)周辺と島の南端部のSorake(ソラケ)ビーチで確認された。津波の高さは住民の話では、それぞれ4～5m、6～7m程度であり、周辺の民家や2階建て程度のRC構造物が倒壊などの被害を受けている。西岸では、さらに影響が大きいとの情報もあり、正確な情報の蓄積が必要である。

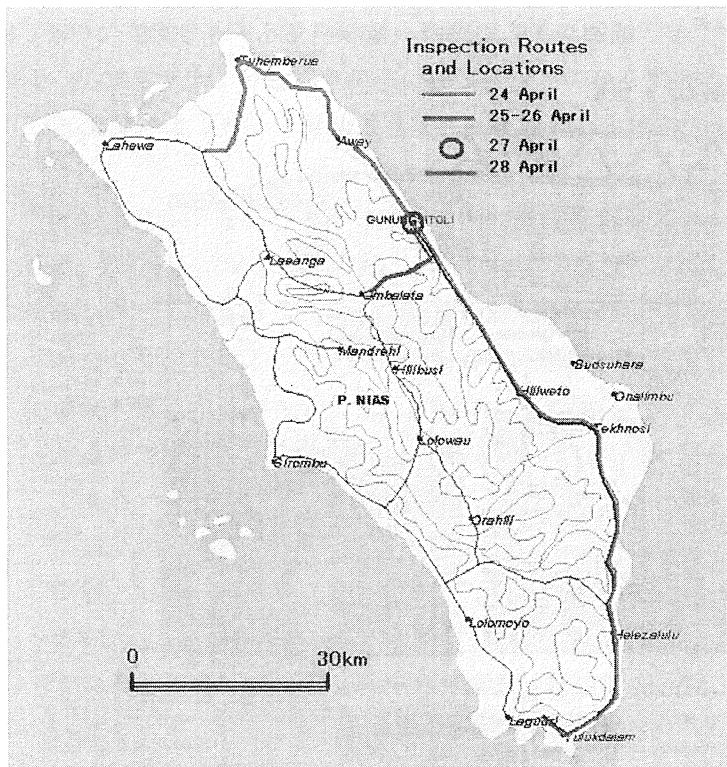


図-9：調査ルート

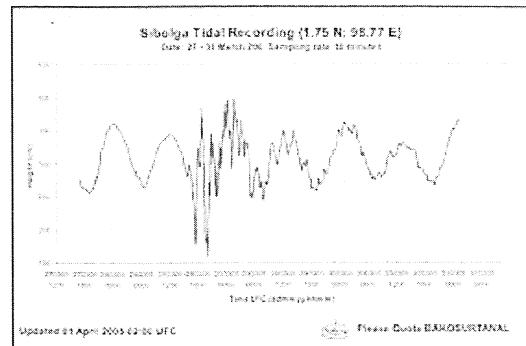


図-10：津波の記録と形跡

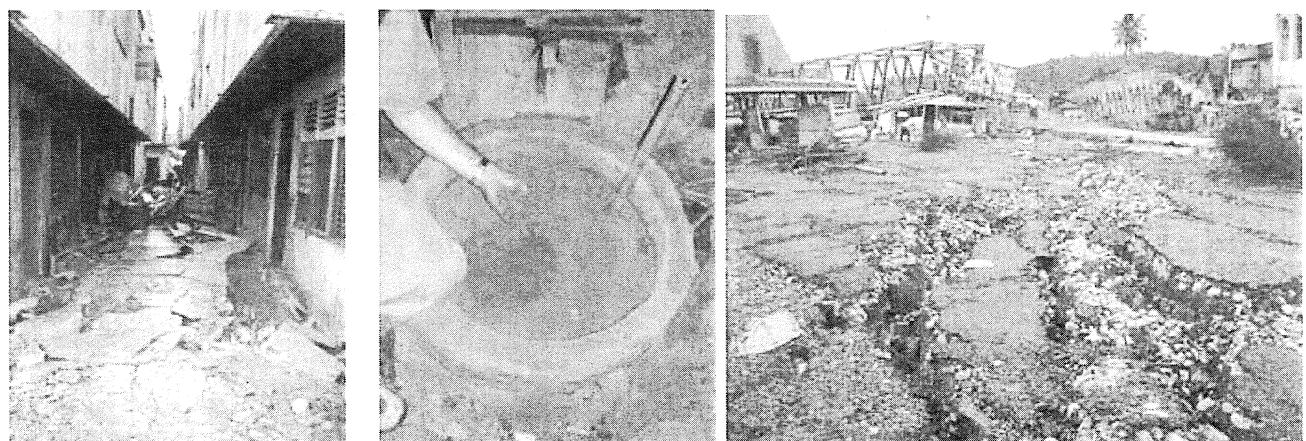


図-11：Gunung Sitoli 市における液状化による被害



図-12：Gunung Sitoli 市におけるRC建築物の被害

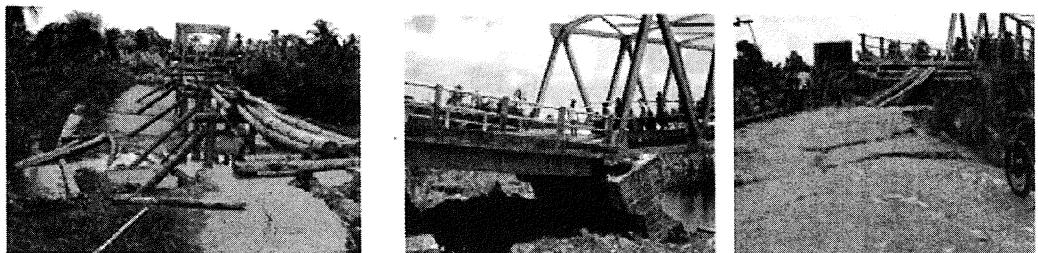
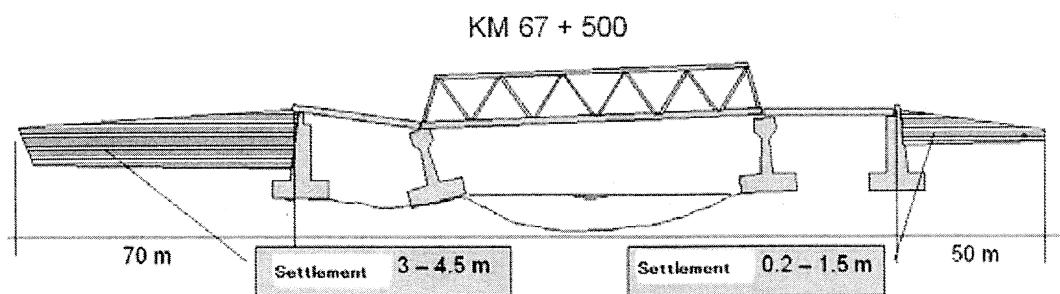


図 - 13 : Muzoi 橋の被害状況

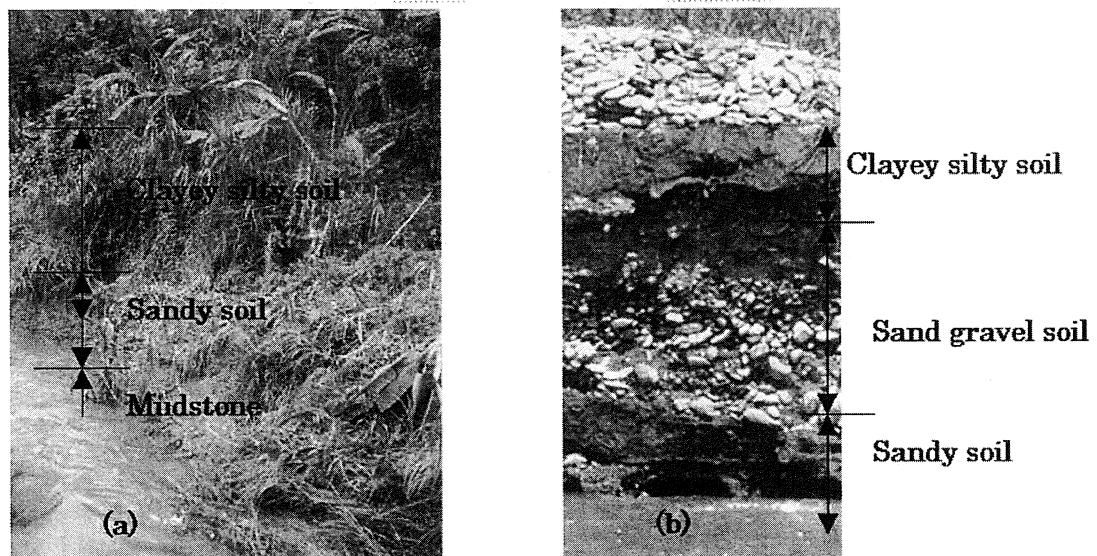


図 - 14 : 液状化によって被害を橋周辺地盤の様子

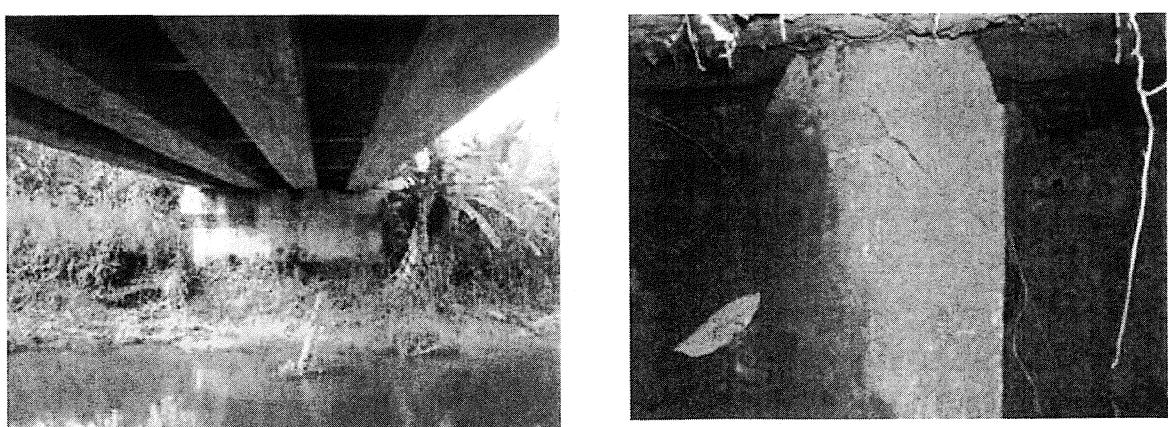


図 - 15 : コンクリート橋の被害状況

2.4 2004・2005スマトラ沖地震・津波による教訓

2004・2005スマトラ沖地震と津波の教訓は以下の通りである。

- 2004年の北スマトラ地震で発生した津波の高さは過去最大級であり、海岸線でのその高さは20mを超えた。
- インドネシアを含むインド洋周辺国に津波警報システムがなかったことは死者数とその領域を拡大させた。2004年北スマトラ地震によって発生し得る大津波を推定した太平洋津波警報センターを含む津波警報システムを有する国々も人道的な立場からの役割を果たさなかつたことも死者数を増やした要因であった。今後このようなことが無いように国際的な連携体制を強めることが重要である。
- 津波の破壊力は巻き込まれた残骸によって増した。
- 地震の規模が大きくても最大加速度が大きくなると限らない。このことを力学的に解明することが必要である。
- 海溝型地震の場合、必ず津波の高さが大きくなると限らない。警報システムを適用する際にこのことは問題として浮かび上がり、社会の理解度を求めるべきである。
- 2005年のニアス地震で見られたように、上部構造物とその施工がどんなに良くても、地盤調査が不十分であると被害は拡大する恐れが大きい。

3 2004年中越地震による被害とその教訓

3.1 地震の特徴と被害(図-16～図-20)

新潟県中越地震は2004年10月23日に発生し、そのマグニチュードは6.8であった。地震断層は逆断層であり、活断層図に示されなかった地域であった。この地震で計測された最大加速度値は規模に比べ過去の地震の中でも最も大きかった。十日町でのその最大値は1700Galであった。この地震で、新幹線の運転歴で初めての脱線事故が発生したが、幸いにも人的被害に至らなかった。また、山古志村を中心とした地域に数多くの地すべりが発生した。規模の大きい地すべりの大半は流れ盤の地質構造を有する西向きの自然斜面であった。1964年の新潟地震で見られたように信濃川周辺で広域にわたって液状化およびそれに伴う側方流動が観察された。断層運動、側方流動および斜面破壊に伴って、発生した地盤の永久変形によって、特に高速道路、鉄道、トンネル、長大橋のような線形構造物は大きな被害を受けた。

3.2 教訓

2004年新潟県中越地震の教訓は以下の通りである。

- 2004年中越地震は活断層の存在が認められていない地域で発生した。活断層以外に活褶曲も地域的地震活動を評価する際に地質構造体として考えるべきである。
- 内陸地震の場合、断層近傍で加速度値は大きくなる。特に上盤における加速度が下盤のものと比べて大きく、進展する断層の両端においても加速度が大きく発生する。
- 応答加速度値は阪神大震災後に定められた耐震設計基準値より大きい。
- 新幹線の脱線する可能性が高いことが判明した。
- 内陸地震の場合、線形構造物（高速道路、鉄道、長大橋）は地盤の永久（塑性）ひずみによって、被害を受けやすい。
- 向背構造を有する地層の場合、流れ盤斜面の崩壊の規模が大きい。地震時の斜面崩壊に関して地域的な危険度マップを作成する際に、地質構造を十分に考慮することが必要である。

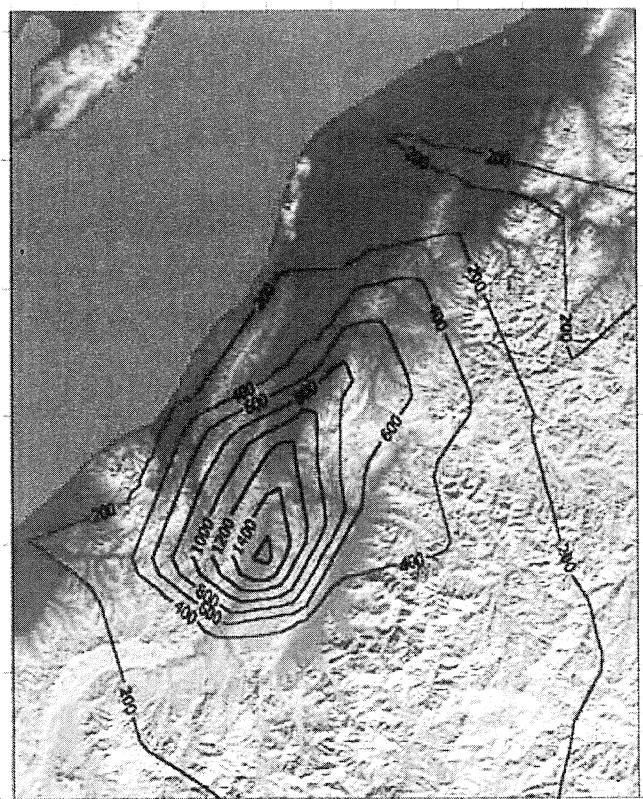


図-16：最大化速度分布図

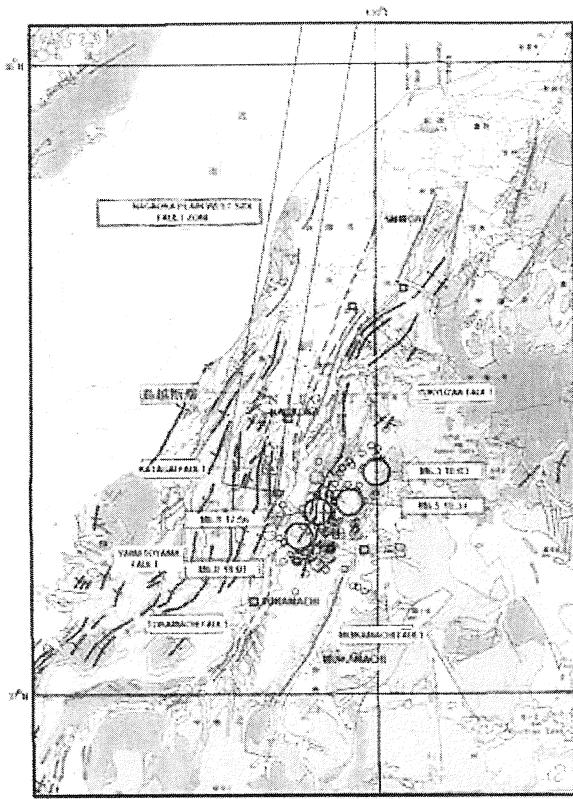


図-17：地質図と褶曲構造図

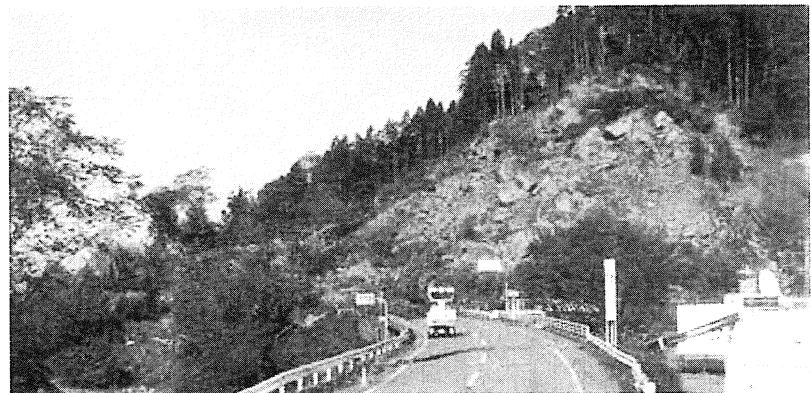
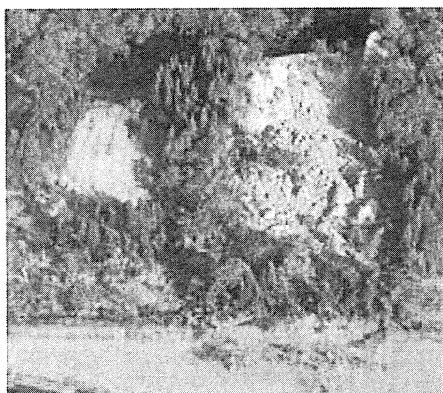


図-18：斜面崩壊事例

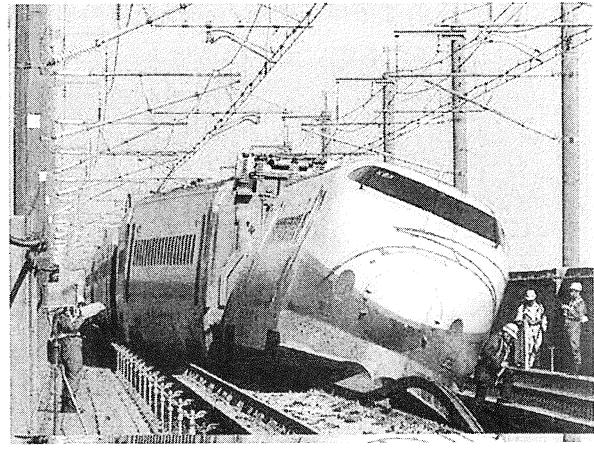
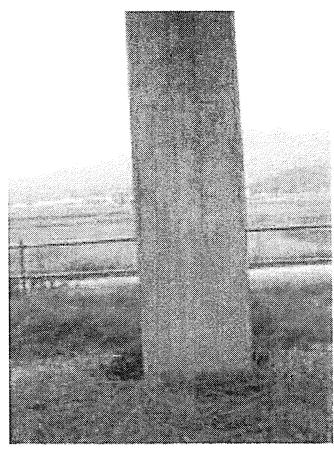
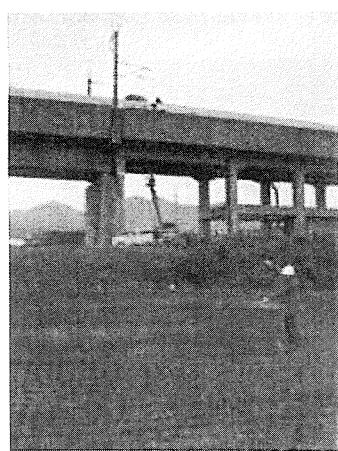


図-19：新幹線脱線場所とその周辺に見られた液状化

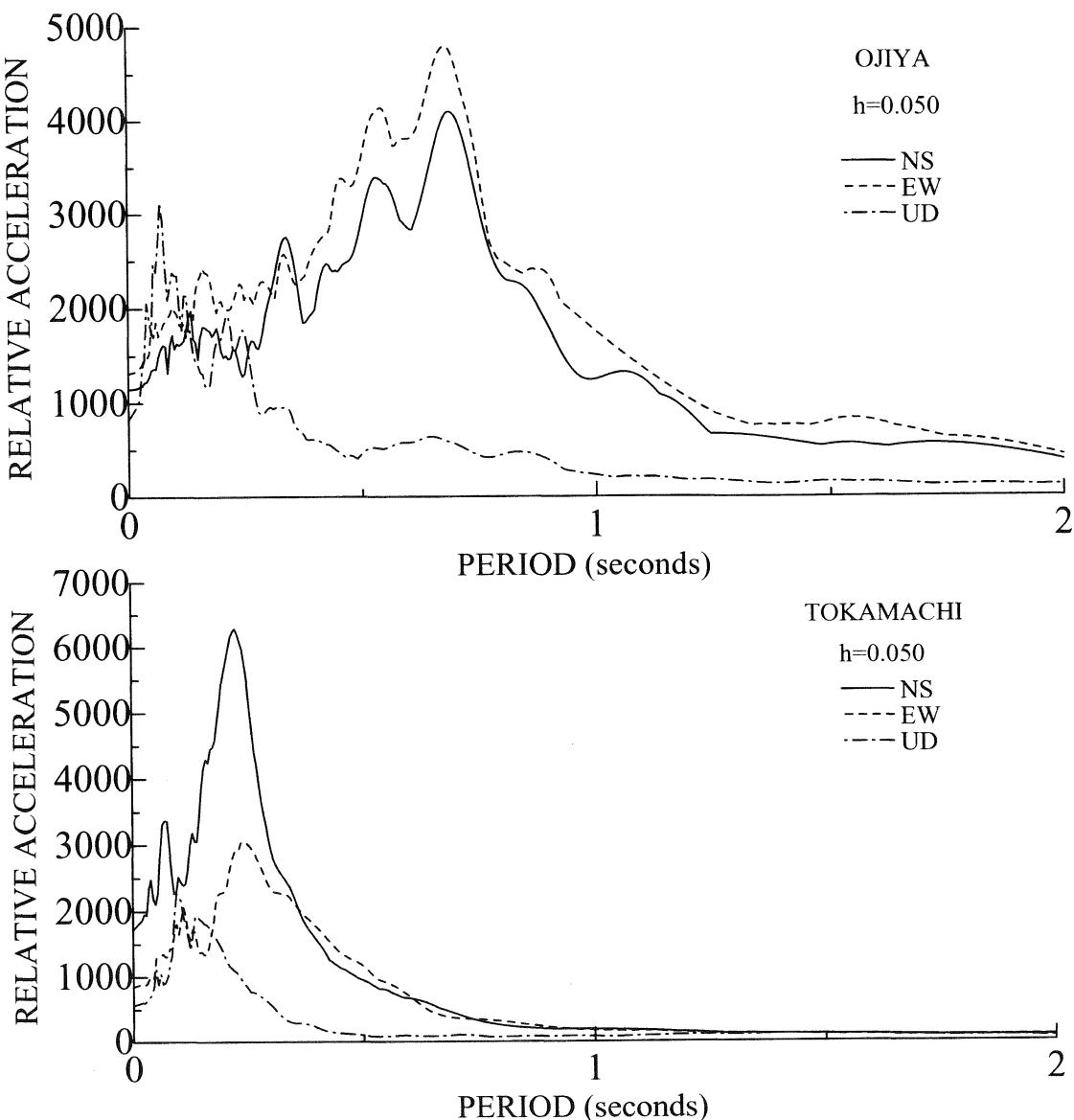


図-20 応答加速度スペクトル

参考文献

- Aydan, Ö. (2004): The reconnaissance report on 2004 Niigata-ken Chuetsu Earthquake, Tokai University.
<http://www.scc.u-tokai.ac.jp/jishin/chuetsu/top.html>
- Aydan, Ö., Hamada, M., Suzuki, T. (2005): Some observations and considerations on the damage to structures and coasts induced by the tsunami of the 2004 Sumatra Earthquake. Journal of the School of Marine Science and Technology, Vol. 3, No.1, 79-94.
- Aydan, Ö., Miwa, H. (2005) A tentative report of the support team of Japan Society of Civil Engineers for the restoration and rehabilitation of infrastructures and buildings damaged by the M8.7 Nias Earthquake of March 28, 2005 in Nias Island. JSCE, 44p, Tokyo, Japan.
- HARVARD: HARVARD Centroid Moment Tensor, Department of Earth and Planetary Sciences, HARVARD, University, Cambridge, MA, USA.
- K-net (2004): <http://www.k-net.bosai.go.jp/>

1 道路直下の液状化対策事例と改良範囲に関する実験結果の報告

(株)大栄組
不動建設(株)

神谷栄信
○河野有司
吉富宏紀
国場政則
菅原拓弥

1. はじめに

液状化の危険のある砂質地盤上に構造物を建設する場合、その構造物の重要度によっては液状化対策としての地盤改良が必要となる。那覇市内では災害時にも供用可能な道路の整備を目的として、サンドコンパクションパイル工法(以下 SCP)および深層混合処理工法を格子状に配列した TOFT 工法による液状化対策を実施している。

既設道路部の液状化対策では、敷地条件の制約などから対策工法によっては十分な改良範囲を確保できないといった問題点があるが、改良範囲の設定方法そのものに系統だった研究が行われていないこともあり、改良範囲の工学的判断は設計者に委ねられているのが実情である。

本報では、那覇市内の道路部で実施された液状化対策事例を紹介するとともに、SCP 工法による締固め改良範囲に関する模型振動台実験結果について報告する。

2. 液状化対策事例と対策原理

液状化対策を実施した地区には地表面から深度 19m までの範囲に礫混じり砂層が緩く堆積しており、地震時に液状化が発生する恐れがあった。この液状化対策として、経済比較および敷地条件の制約から 2 タイプの地盤改良が選択された。以下にそれぞれの改良工法及び対策の原理について示す。

①SCP 工法

SCP 工法は、バイブロハンマー等を用いて地盤中に強制的に締固めた砂杭を造成し、砂杭間の原地盤密度を増大させて液状化抵抗を高めることで液状化を防止する。しかし、隣接する非改良部との境界から改良地盤内に過剰間隙水圧が伝播し、改良効果が低下する恐れがある。これを防ぐために、道路外周部に余改良として透水性の良い碎石コンパクションを配することで、外部から影響する過剰間隙水圧を消散させる対策が採用された。

②TOFT 工法

原地盤と改良材とを攪拌翼を用いて混合し固結させた改良体を、格子状に配列することで地盤のせん断変形を抑制し、(格子間隔)/(改良深さ)の値が 0.8 程度までの範囲において格子壁内の過剰間隙水圧の低減を図ることで液状化を防止できる。敷地の制約条件により SCP の余改良範囲が確保できなかつたため、TOFT 工法が採用された。

3. 碎石コンパクションの改良効果について

SCP 工法に代表される締固め工法による液状化対策の改良範囲には、既往の地震事例や模型実験結果などに裏付けられた様々な提案がなされている。非改良地盤からの過剰間隙水圧の伝播に伴う締固め改良域の損傷に関する既往の研究²⁾では、締固め境界の非改良層下端から改良部に向けて 30° の範囲が過

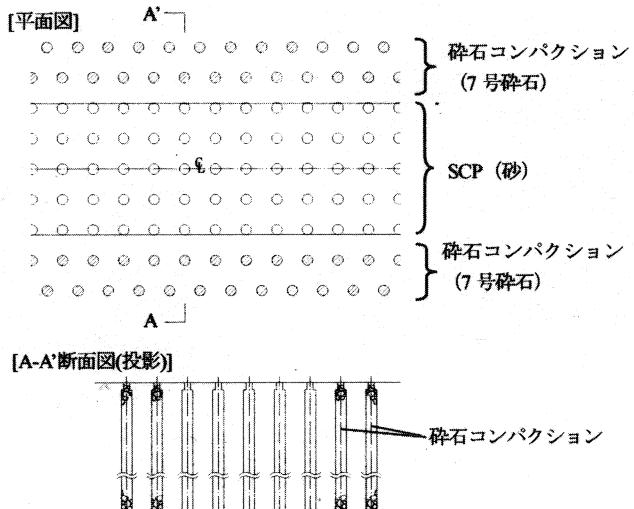


図-1 SCP 工法の平断面図

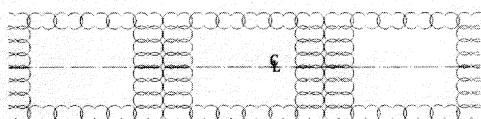


図-2 TOFT 工法の平面配列

剰間隙水圧の影響範囲とされ、この知見をもとに必要な改良範囲が提案されているが、伝播する過剰間隙水圧の遮蔽対策としては碎石のドレン効果が示されている。

また、兵庫県南部地震の際、神戸ポートアイランド内の外周部を碎石コンパクションで施工した施設(図-3 参照)において、周辺で大規模な液状化が発生したが同施設域では液状化が認められなかつたことから、その有効性が実証された。

4. 改良範囲に関する実験結果

締固め改良範囲の違い及び周辺に配した碎石の間隙水圧特性に与える影響を把握する目的で実施された、円形せん断土槽を用いた模型振動台実験の結果³⁾について以下に示す。

(1) 実験条件：実験に用いたせん断土槽は高さ 50mm のせん断リング 14 段から構成され、直径 1200mm の円形土槽である。実験ケースは、未改良地盤(液状化)を相対密度 $Dr=60\%$ 、改良地盤を $Dr=90\%$ として、一様地盤を想定した 2 ケース(case1,2)、改良範囲を変化させた 3 ケース(case3,4,5)、及び周囲に碎石を敷設した 1 ケース(case6)である(表-1、図-4 参照)。入力波は、加速度 200gal、周波数 10Hz、加振時間 2 秒の正弦波 20 波とし、加振時の砂層中の過剰間隙水圧を計測した。

(2)実験結果:図-5にU3、U6の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。図-5(c)より、締固め中央底部のU3ではcase3→4→5の順に過剰間隙水圧比が低下しており、改良範囲を広くするほど過剰間隙水圧の伝播の影響が小さくなることが示された。しかし、碎石を配したcase6では狭い改良範囲でも過剰間隙水圧比が上昇しておらず、碎石の過剰間隙水圧消散効果が高いことが示された。

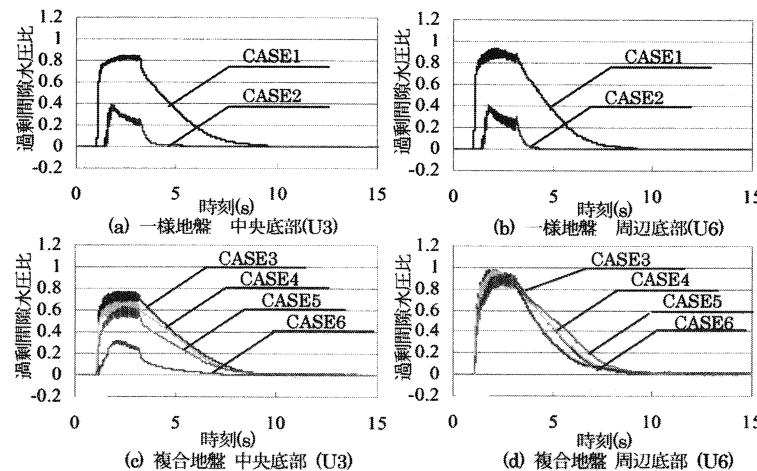


図-5 過剰間隙水圧比の時刻歴

[参考文献] 1)建設省土木研究所:共同研究報告書 第186号 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)、平成11年3月。 2)井合・小泉・倉山、運輸省港湾技術研究所:港湾技研資料 No.590 液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討、1987.6。 3)倉崎・安達・山田・原山・吉富・伊藤:締固め改良地盤の改良範囲に関する実験的研究、第40回地盤工学研究発表会、2005.7

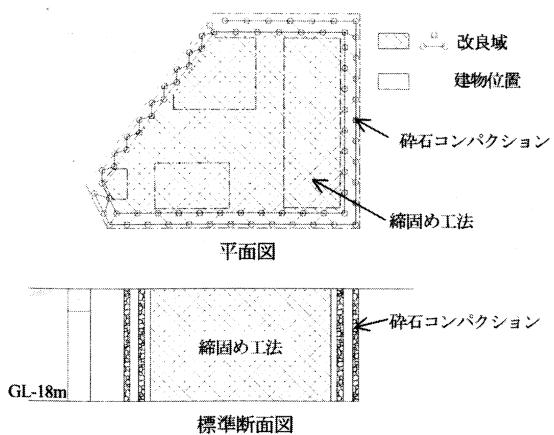


図-3 破石コンパクションの有効事例

表-1 実験条件

Case	地盤条件		余改良範囲 (層厚Hに対する比)
	改良地盤	未改良地盤	
1	Dr=60% (一様地盤)		—
2	Dr=90% (一様地盤)		—
3	Dr=90%	Dr=60%	0cm (0)
4	Dr=90%	Dr=60%	10cm (H/4)
5	Dr=90%	Dr=60%	20cm (H/2)
6	Dr=90%	Dr=60%	碎石 : 5cm (H/8)

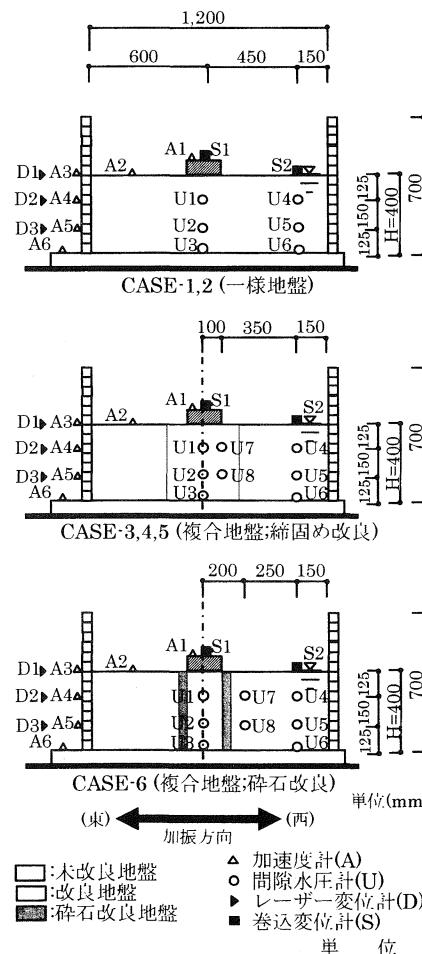


図-4 計測器配置図

2 琉球石灰岩へのTRD工法による適用実施例

内閣府沖縄総合事務局 権元 淳一
株式会社本間組 ○ 鈴木 邦樹
株式会社テノックス 平山 勇治

1. はじめに

TRD工法^{*1}は、地中内に挿入したチェーンソー型のカッターポストを横行移動させつつカッタービット チェーンの回転による地盤の切削と同時にセメントスラリーの注入及び原位置切削土との攪拌混合を行いながら地中に等厚で連続したソイルセメント壁を築造する地中連続壁工法である。

今回、沖縄県津堅島において農業用水資源として活用が期待されている淡水レンズの厚さを増大させる目的で、淡水レンズ^{*2}を取り囲む地下連続壁をTRD工法で築造した。

本工法では初となる琉球石灰岩地盤での施工であったが、先行削孔等の補助工法を必要としない高い切削能力が確認され、透水係数については 10^8 cm/sec オーダーの高品質なソイルセメント壁が築造でき、琉球石灰岩地盤でのTRD工法の適用性が実証された。本論文では、TRD工法による琉球石灰岩地盤での施工結果及び壁体品質について報告する。

2. 工事概要

本工事は、壁厚550mm、壁深度9.5m、壁延長112m(26m×30m、4面矩形)、壁面積1,064m²のソイルセメント壁をTRD施工機1台(延長リーダを装備した特殊施工機)で施工を行った。図-1、図-2、表-1、に本工事の代表的な地層構成とボーリングコア、地盤の物理特性を示す。施工対象となる琉球石灰岩は、硬質で緻密な砂質石灰岩(バックホウ掘削が困難)と多孔質で脆い石灰質砂岩の互層地盤からなる。

表-1に示すとおり岩盤層の一軸圧縮強さは $\sigma_c=6.1\sim35.1 \text{ N/mm}^2$ と広範囲に存在し、有効間隙率は非常に高い値を示す。また、原位置透水試験から得られた岩盤層の透水係数は $k=10^{-1}\sim10^{-3} \text{ cm/sec}$ の範囲となり高い透水性を有している。

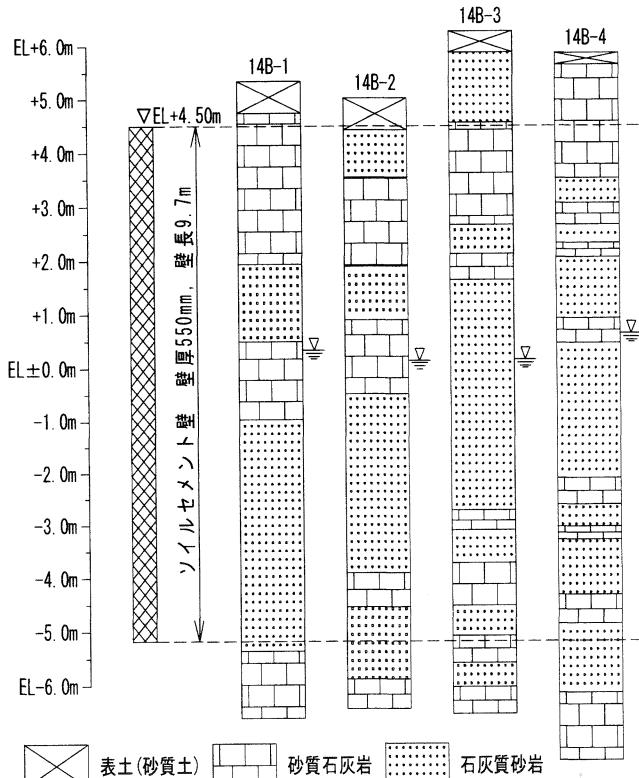


図-1 本工事 の地層構成

表-1 本工事 の地盤の物理特性

土質	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	有効間隙率 $n(\%)$	圧縮強さ $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	透水係数 $k(\text{cm/sec})$
砂質石灰岩	1.92~2.22	10.6~21.2	11.4~35.1	平均値
石灰質砂岩	1.53~1.91	22.0~38.5	6.1~8.8	2.11×10^{-2}
混合土*	1.78	34.5	—	—

*施工対象地盤の土を混合したもの(配合試験用試料土)

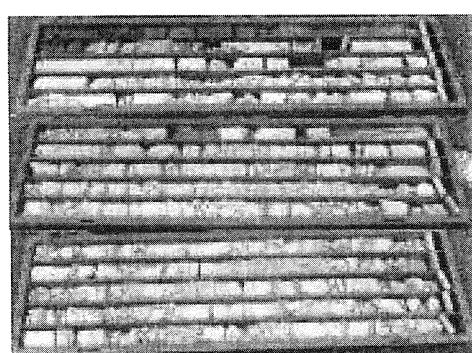
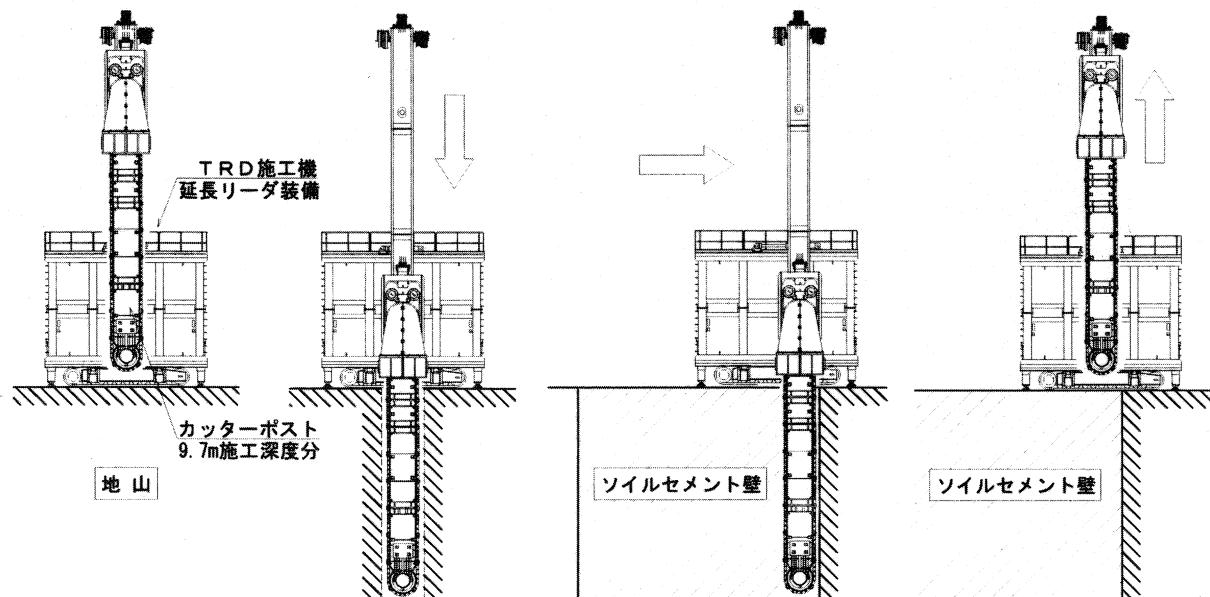


図-2 琉球石 灰岩ボーリングコア

3. 施工方法

図-3 に TRD 工の施工手順を示す。

- ① 施工位置 へ本体を移動しセットする
 - ② カッター ポストを下げ掘削しながら地中に建込む
 - ③ 地盤を切削しながら固化液の注入・攪拌混合を行い、ソイルセメント壁を造成する
 - ④ カッター ポストを引抜き造成完了
- この手順を一日の作業サイクルとして壁面を造成する。



①施工機械の設置 ②カッターポスト建込掘削 ③ソイルセメント壁造成 ④カッターポスト引抜き造成
図-3 TRD 工法ソイルセメント壁施工手順

固化液の配合は、施工深度対象の岩石を碎いて混合した試料土（表-1）を用いた室内配合試験により施工性及び壁体品質（強度 $q_u \geq 0.5N/mm^2$ 、透水係数 $k \leq 1.0 \times 10^{-6}cm/sec$ 、六価クロム溶出量 $0.05mg/L$ 以下）を満足する配合仕様（表-2）を選定した。

表-2 固化液 の配合仕様（対象土 $1m^3$ 当り）

セメント** (kg/m ³)	ベントナイト (kg/m ³)	増粘剤 (kg/m ³)	W/C (%)	注入率 (%)
300	30	1.0	150	56.1

※セメント：セメント系固化材

4. 施工結果

TRD 工法は、断面方向に配列の異なる切削ビットを取り付けたカッターチェーンが縦方向に回転し、対象深度全長を連続的に切削するため、硬軟な層が介在した地層構成かつ多孔質な地盤性状に対して極めて効率的な施工方法である。

壁体品質は過去の施工実績と同様に壁深度全長にわたり攪拌混合することで互層地盤においても均質なソイルセメント壁を築造する TRD 工法の特徴が十分に発揮された。

1) TRD 工

図-4、図-5 に TRD 工の施工状況を、表-3 に本工事の施工結果を示す。当該施工位置での琉球石灰岩に対する TRD 工の施工結果として以下の成果が得られた。

- a) 施工対象深度に介在する硬質石灰岩地盤の掘削抵抗があるものの、カッタービットの大きな損傷も無く安定した施工が行えた。また、横行距離 1mあたりの掘削時間は 25 分程度であった。
- b) 壁造成時の泥土発生量は殆ど発生しない。
- c) カッターポスト内に挿入した傾斜計による施工管理により、築造したソイルセメント壁の鉛直精度は 1/300 以下を確保した。

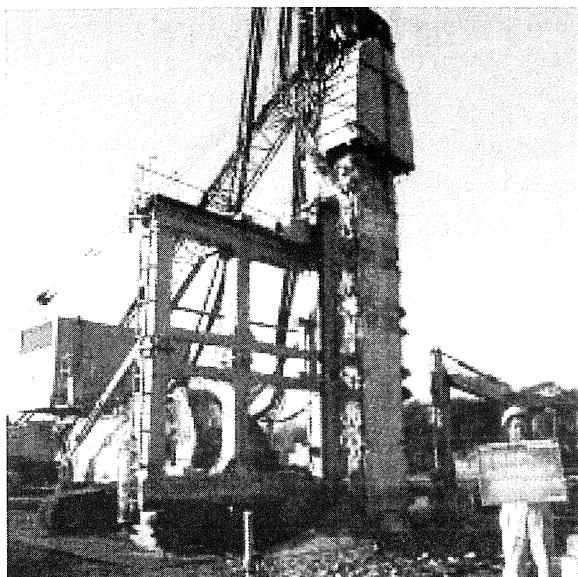


図4 TRD 工 施工状況



図5 TRD 工 泥土発生状況

表3 TRD 工 施工結果

単位掘削時間 (地山掘削時間)	カッターポスト建込掘削時間 : 5~10 分/m 地山造成横行掘削時間 : 20~30 分/m
壁体鉛直精度	壁先端面外方向変位 : 最大 30mm, 1/323 ※壁体 4 面分の平均・合計値

2) 壁体品質

築造したソイルセメント壁から全長コアボーリングを行い、コア供試体の一軸圧縮試験 (JIS A 1216)、透水試験 (JGS : 三軸試験装置を用いた透水試験) 及びボーリング孔を利用した原位置透水試験 (静水圧透水試験) を実施した。結果を以下に示す。

- a) コア (図6) には、1~2cm の角礫状の石灰岩が混入するものの、亀裂が無く全長に亘り連続で均質なソイルセメントが形成されていた。
- b) 強度の深度方向分布 (図7) は、平均強度 $q_u=10.4 \text{ N/mm}^2$ 、変動係数 $V=11.5\%$ と強度のバラツキが小さく、造成深度全長にわたり均質であった。
- c) 透水係数の結果を表4、表5、図7 に示す。深度方向分布は、 $k=4.96 \sim 1.81 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ の範囲にあり、透水性の高い琉球石灰岩地盤に対して充分な遮水性を有するソイルセメント壁が築造された。

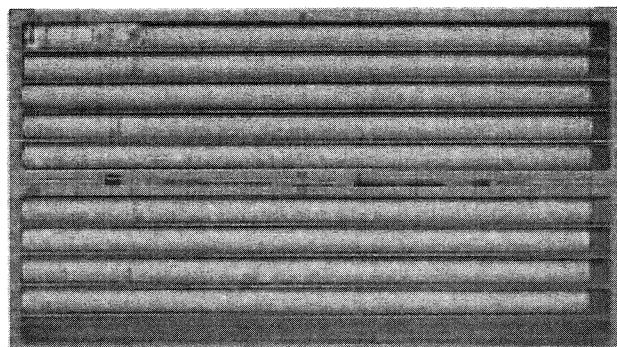


図6 全長ボーリングコアの性状

表-4 三軸透水試験

コアNO.	中央深度E L (m)	平均透水係数K (cm/sec)
1	4.00	4.96×10^{-8}
2	2.00	3.10×10^{-8}
3	-0.15	2.28×10^{-8}
4	-2.00	2.15×10^{-8}
5	-3.90	1.81×10^{-8}

表-5 現場透水試験

壁面NO.	試験区間E L (m)	透水係数K (cm/sec)
1	3.5~4.5	3.60×10^{-8}
2	3.5~4.5	3.60×10^{-8}
3	3.5~4.5	3.50×10^{-8}
4	3.5~4.5	3.60×10^{-8}

5. おわりに

今回、T RD工法にて琉球石灰岩地盤を対象としたソイルセメント地中連続壁を築造し、施工性及び壁体品質性からT RD工法の琉球石灰岩地盤への適用性が確認できた。

今後は、硬質石灰岩地盤や大深度施工に対してカッタービットの開発や配合仕様、施工管理方法等の施工検討を行い、より経済性の高いT RD工法の確立を進めて行きたい。

*1) 【参考文献】社団法人日本建設機械化協会：

T RD工法（ソイルセメント地中連続壁工法）建設技術審査証明報告書、平成15年4月

*2)

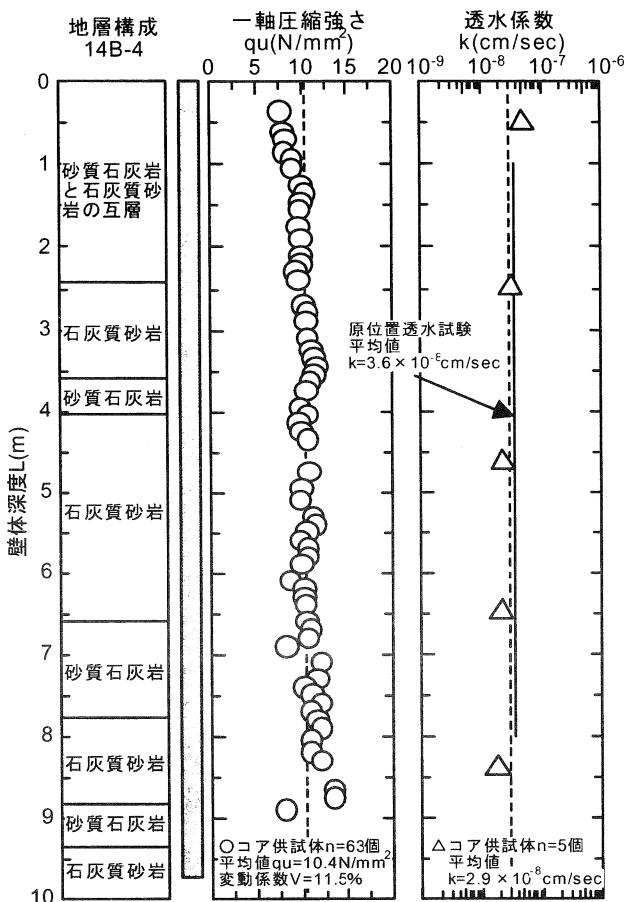


図-7 壁体品質の深度方向分布

図-8 淡水レンズと地中連続壁による厚さの増大

キーワード：T RD工法、ソイルセメント地中連続壁、琉球石灰岩地盤

連絡先：〒951-8650 新潟県新潟市西湊町通三ノ町 3300-3 (株)本間組 TEL:025-229-8440 FAX:025-223-5040

〒107-8533 東京都港区赤坂 6-13-7 (株)テノックス TEL:03-3582-5168 FAX:03-3582-4714

3 ハイブリッド型電気探査による琉球石灰岩層の空洞調査

不動建設(株) 高橋 通夫
(株)白石 ○大内 正敏
日特建設(株) 松原 健藏
基礎地盤コンサルタンツ(株) 三木 茂

1. はじめに

琉球石灰岩層は、堅固だが空洞が存在するために基盤の支持層として不確定要素が多い。そのため、沖縄の構造物基礎は、これより深い位置に出現する島尻層泥岩を支持層とした杭基礎等が主流となっている。標準貫入試験の予備打ち、本打ちで貫入不能となった固結部分では、一軸圧縮強度 q_u が 10MPa 以上、変形係数 E_b が 500MPa 前後を示す中硬岩相当の場合もある。したがって、空洞探査およびある一定の空洞充填の技術開発によって琉球石灰岩層の支持層としての信頼性を確保し、根入れの浅い基礎形式を実用化していくことが、基礎工のコスト縮減達成には有効である。

著者らは、石灰岩層に支持した構造物基礎としては、観測施工が有効に実施できる剛体基礎が、信頼性確保の観点からは最適であるとの共通認識から、「地盤・基礎 21 研究会」(事務局: 不動建設(株)土木事業本部内)において、新技術の調査・設計・施工法の確立を目的として共同研究開発を進めてきた。平成 16 年度は、琉球石灰岩層に存在する空洞の探査を目的として、空洞調査の実証試験を実施したので、試験結果および空洞探査精度について報告する。

2. 調査概要

調査地は、沖縄本島南部の糸満市であり、地下ダム排水路工事(発注者: 沖縄総合事務局沖縄本島南部農業水利事業所、受注者: 不動建設株式会社)である。探査は、最大土被り約 9m、内空断面幅 2m(掘削断面積約 7m²)の標準馬蹄形のトンネル(矢板工法)全線上において地表面から実施し、切羽断面の観察と直上からのチェックボーリングで空洞検知精度を確認した。**図. 1** は、測線の平面図である。トンネル直上に障害物があるため

3 つに分割し、測線は、全線 318m である。測線下の地盤構成は、全線で埋土が厚さ 1m 未満で分布し、埋土の下が琉球石灰岩層である。既往ボーリング結果より、琉球石灰岩層は深さ 16m まで分布し、地下水位は深さ 14m に確認されている。

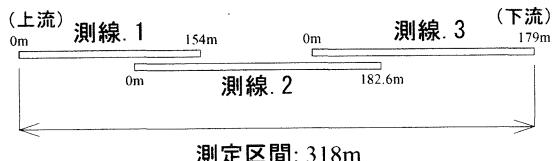


図. 1 調査測線の平面図

地表から空洞の有無を確認するための主な探査手法には、電気探査と弾性波探査がある。これら探査法の中で琉球石灰岩層中の空洞探査に最も実績を有するのは、電気探査である。琉球石灰岩層のような複雑な地盤構成の場合、弾性波探査は層構造を仮定した解析を行うので、空洞の検知が難しい。長堂ら¹⁾と上出ら²⁾は電気探査で琉球石灰岩層中の空洞調査を実施し、比抵抗の分布から空洞の有無を判断している。そこで著者らは、ハイブリッド型電気探査で空洞調査を実施した。ハイブリッド型電気探査は、近年、コンピュータの計算速度の向上と共に開発された調査方法であり、在来の 2 極法による電気探査よりも空洞検知精度が高い。

3. ハイブリッド型電気探査の概要

3.1 電気探査の原理³⁾

電気探査は地盤の比抵抗値を測定することにより、地盤の構造および状態を判定する調査方法である。比抵抗とは、単位面積単位長さ当たりの電気抵抗であり、物質固有の値を示す。地盤物質の比抵抗は、構成鉱物、粒度、間隙率、含水量などで

様々な値を示すが、表.1は地盤の比抵抗に影響する要因である。例えば、含水量が多い粘性土などは、電気を通し易いため、低比抵抗値となる。これに対して、間隙率が小さい緻密な岩などは、電気を通し難いため、高比抵抗値となる。琉球石灰岩の比抵抗値は、不飽和帶で $500\sim 2000\Omega\text{m}$ 、飽和帶で $150\sim 500\Omega\text{m}$ である²⁾。琉球石灰岩層中の空洞は、地下水よりも上の場合、空洞内部に何もなければ高比抵抗となる。これに対して、空洞内部が粘性土等で充填されていれば、低比抵抗値となる。

表.1 地盤の比抵抗に影響する要因

項目	比抵抗の変化		関連事項
	低比抵抗	高比抵抗	
間隙率(飽和)	大	小	風化・破碎度
飽和度(間隙率一定)	高	低	地下水位
体積含水率(間隙率×飽和度)	高	低	風化
粘土鉱物(導電性鉱物)	多	少	変質・風化
地下水の電導度	高	低	塩水楔など
温度(地温)	高	低	地熱・温泉

3.2 比抵抗値の測定方法³⁾

比抵抗の測定方法は、地盤に人工的に電流を流し、その時に生じる電圧を測定することで比抵抗値を求める。平坦で比抵抗値が一様均質な地盤は、地盤上的一点から電流 I を流すと、図.2のように電流起電点を中心として同心円状(同心球状)に等電位面が生じる。

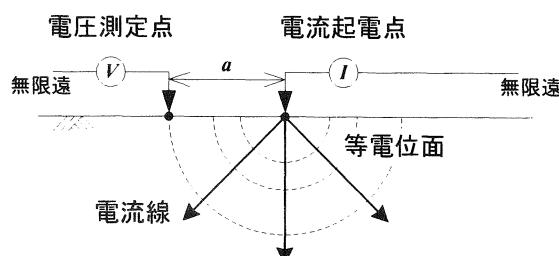


図.2 比抵抗測定原理

この時、距離 a (電極間隔)離れた点での電位 V は、式(1)となる。ここで、 ρ は比抵抗値であり、

分母項の $2\pi a$ は電極配置係数である。これより、地盤の比抵抗値 ρ は、地盤に流す電流 I と地盤上に生じる電位 V を測定することにより、算出することができる。地盤構造、地盤状況の判定は、比抵抗値 ρ の分布から判定を行う。

$$V = \frac{I\rho}{2\pi a} \quad (1)$$

3.3 ハイブリッド型電気探査

電気探査の実際の測定に際しては、測線上に一定間隔で多数の電極を設置し、探査目的や地盤状況に応じた電極配置と電極間隔で、多数の測定を行う。図.3は2極法(ポール・ポール法)と4極法(エルトラン法)の電極配置である。ポール・ポール法は、平均的な地盤情報を測定するのに適し、測定および結果の整理などの効率が良いため、一般的である。エルトラン法は、電極直下の鉛直方向の感度が良く、琉球石灰岩層のような脈状構造の地盤を探査するのに適した手法である。

ハイブリッド型電気探査とは、感度特性の異なる2種類の電極配置で同一測線上を測定する方法である。両方の測定データを使用するため、1種類の電極配置よりも情報量が多いことから探査精度は高い。在来の電気探査と異なる点は、測定を同一測線上で電極配置を変えて2回行うことと、測定データが多くなることである。ハイブリッド型電気探査は、地盤性状が複雑な時や測定対象深度が深い時に効果的であり、琉球石灰岩層のように地盤性状が複雑で深い場所の空洞を発見したい時に有効な方法である。本試験では、ポール・ポール法とエルトラン法の組合せによるハイブリッド型電気探査とした。測定は、電極を1m間隔に設置し、電極間隔 a は $a=1\text{m}\sim 10\text{m}$ では1mピッチで、 $a=10\text{m}\sim 20\text{m}$ では2mピッチで行なった。

測線1において解析に用いた測点分布を図.4に示したが、測点位置の表示は、見掛け比抵抗断面の表示規則に基づいて作図した。ポール・ポール法では測定電極間隔の中点位置で電極間隔の深度に表示し、エルトラン法では電流電極間の中点および電位電極間の中点から 45° の角度で下ろした直線の交点位置に測点を表示した。

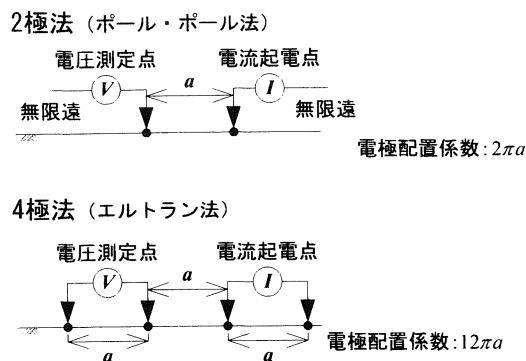


図.3 電極配置

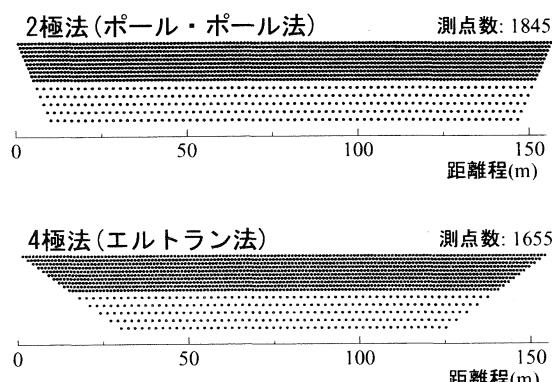


図.4 測線.1における測点分布状況

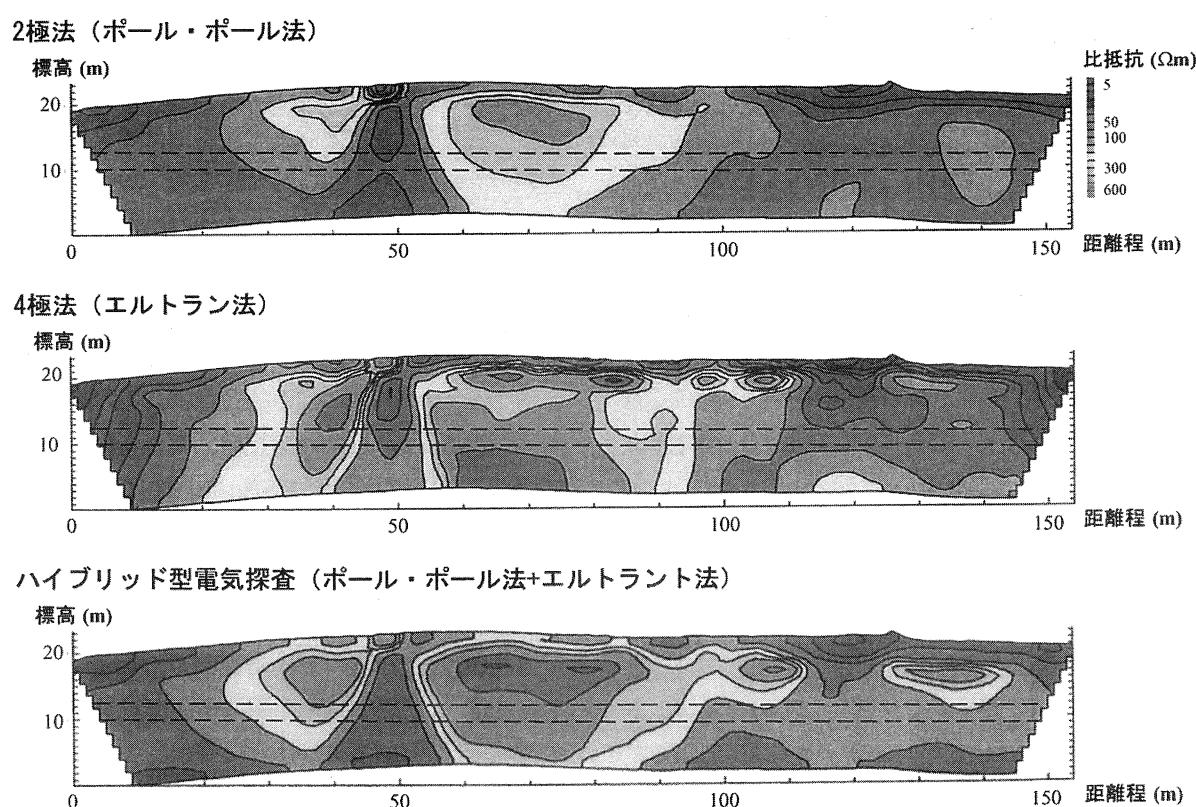


図.5 ハイブリッド型電気探査と在来法の比較（測線.1）

4. 調査結果

4.1 在来法との比較

図.5は、測線.1の探査結果であり、在来の電気探査の結果とハイブリット型電気探査の結果を示す。一般的に空洞部の比抵抗分布は、ポール・ポール法では下に凸、エルトラン法では目玉状となる傾向がある。ポール・ポール法の比抵抗分布は、目玉状の高比抵抗部が1箇所見られるがセンターが粗い。エルトラン法は、目玉状が一見、数箇所あるように見えるがセンターが明瞭に閉じていなく、特に上流側（距離程の小さい方）では下方へ広がったままになっている。

これらに対してハイブリット型の比抵抗分布は、距離程35~40m, 55~85m, 96~98mおよび103~112mの4箇所において、センターが良く閉じた水平方向に伸びる目玉状の高比抵抗異常部が見られ、その中心はトンネル天端から2~5m上方の標高14~19m付近に集中している。比抵抗の最大値は比較的低く500~600 Ωm 前後であり、また距離程35~40m, 55~85mはかなり深部まで高比抵抗部が広がっているが深部では比抵抗値がやや下がる傾向にあることから、いずれも大きな空洞ではなく、

小さい空洞の集合体である可能性が高い。また、高比抵抗異常部は、約1/100の勾配で下流側（海岸方向）に傾斜しているが、地下水水面が過去のある期間、一定水位にあれば、地下水水面付近に空洞が形成される可能性が高い。今泉ら⁴⁾は、米須地下ダム流域のボーリング柱状図から読み取った琉球石灰岩層中の洞くつレベルから古地下水水面勾配を推定しているが、上述の高比抵抗異常部は古地下水水面に沿って形成された可能性が伺える。

4.2 探査精度の照査

空洞の調査時、下流の坑口から掘進したトンネル工事の進捗状況は測線3の距離程180~130m範囲で掘削工と支保工が完了していた。ハイブリッド型電気探査から、トンネル断面内に大きな空洞中心は検知されなかった。空洞探査後の切羽断面において、トンネル位置が高比抵抗中心部より下方のためか、全ての断面で空洞が出現したわけではないが、内部が土砂で充填された小さな空洞が観察された。測線1の高比抵抗異常部は、大方、切羽半分が土砂、半分が安定した石灰岩の様相を示していた。

図.6は、測線1で、距離程35~40mと55~85mの高比抵抗異常部2箇所で実施したチェックボーリングの結果であり、サンプリングコア写真とロッド自沈区間を示した。位置はハイブリッド型電気探査の高比抵抗中心部とは若干ずれているものの、空洞は大きなものではなく、多数の空隙を確認した。

切羽観察およびチェックボーリング結果から、琉球石灰岩層の空洞調査法としてハイブリッド型

電気探査が妥当であることが確認できた。

5. おわりに

本調査は地上部から実施したが、海底での調査方法も研究されている⁵⁾。海底での探査方法は、海底に電極を設置する（置く）方法と、測定用ケーブルを海底面に接して曳航する方法がある。解析方法は、陸上部とほぼ同様である。

最後に、実証試験に対して種々のご配慮を頂いた沖縄総合事務局沖縄本島南部農業水利事業所の方々に、御礼を申し上げます。

6. 参考文献

- 1) 長堂嘉光、下地巖、吉住永三郎、高久和彦、南健次郎、古市周二: 電気探査($\rho_a-\rho_u$ 法)による空洞調査例、第8回沖縄地盤工学研究発表会, pp.26-31, 1995.
- 2) 上出定幸、寺田直道、新田宏基、東瀬康孝、北林久美子: 琉球石灰岩における空洞および地下水の探査、第35回地盤工学研究発表会概要集, pp.517-518, 2000.
- 3) 物理探査学会: 物理探査ハンドブック 手法編、第5章 電気探査, pp.239-295, 1998.
- 4) 今泉眞之、奥島修二、塩野隆弘: 琉球石灰岩洞くつの空洞分布特性、農業土木学会論文集, No.217, pp.89-100, 2002.
- 5) 井上誠、佐々木勝: 海底電気探査法の海底地盤調査への適用、第37回地盤工学研究発表会概要集, pp.71-72, 2002.

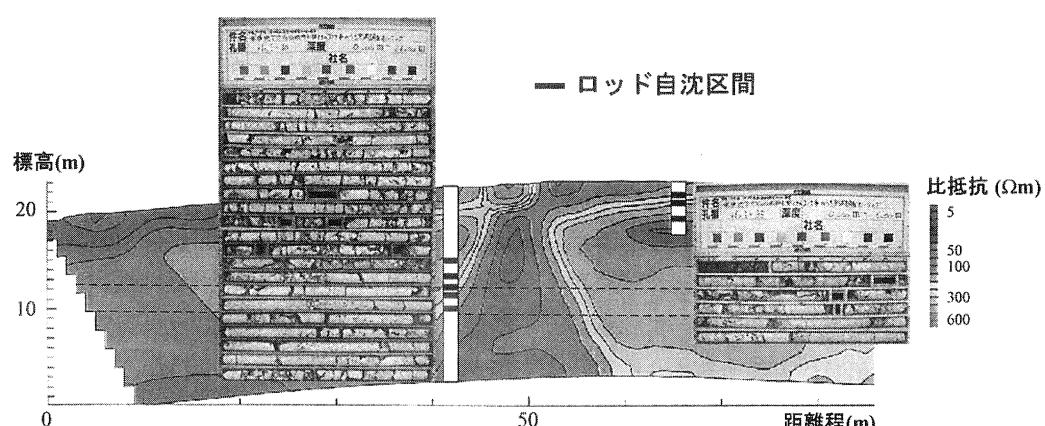


図.6 測線.1のチェックボーリング結果

4 空洞が基礎支持力に及ぼす影響と地盤強度特性との関係

株式会社白石 ○清住 真
株式会社白石 大内 正敏
東京工業大学 日下部 治

1. はじめに

固結した琉球石灰岩層の一軸圧縮強度 q_u は、場所によって異なるが概ね 5~50MPa であり、中硬岩相当の強度を発揮する^{1),2)}。しかし、琉球石灰岩層は、次の特徴を有するため、構造物基礎の支持層として余り活用されていない。それは、N 値が縦横方向に不規則に分布すること、地盤内に大小様々な空洞が存在することである³⁾。そこで、著者らは、空洞を有する琉球石灰岩層の支持力特性を解明し、この層を構造物基礎の支持層として有效地に活用することを目的として研究中である。

これまで、2 次元弾塑性 FEM 解析を用いて、空洞を有する地盤上に設置された直接基礎の支持力特性について検討した。その結果、空洞を有する地盤の支持力機構を解明し、空洞の影響を評価した支持力算定方法を開発した^{4),5),6)}。しかし、以上の成果は数値解析から得た成果であり、模型実験との整合性を実証していない。そこで、他の研究者らが実施した模型実験と数値解析の結果^{7),8)}と比較し、本成果の妥当性を検証した。

2. 空洞を有する地盤の支持力算定方法

支持力に影響する空洞の位置と大きさの要因を評価するにあたり、基礎と空洞を図 1 のようにモデル化した。基礎幅 B は 2m とし、空洞位置の影響を評価する時は、離隔距離 X と深さ Y の比を変更させた。空洞の大きさを評価する時は空洞幅 W の比を変更させた。

図 2 は、平面ひずみ条件で作成した有限要素分割図である。要素は 15 節点 3 角形要素を使用し、12 個の Gauss 積分点を持つ。要素数は要素作成に使用プログラムの自動生成機能⁹⁾を使用しているため、各ケースで異なるが概ね 500 である。解析領域の境界条件は、側面の水平変位を固定し、底面の鉛直と水平変位を固定した。直接基礎の底面

は、基礎下端と地盤の節点を共有する完全粗の状態とした。

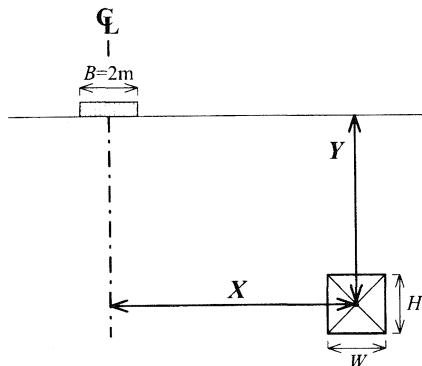


図 1 基礎と空洞の概略図

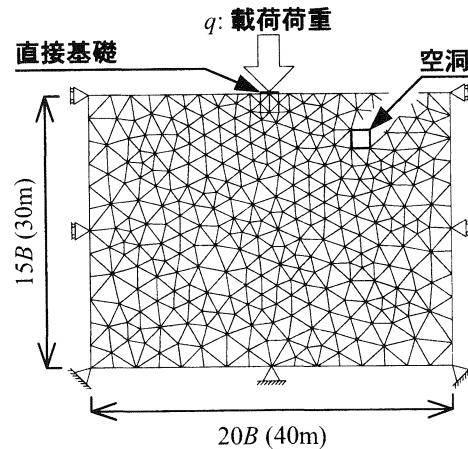


図 2 平面ひずみ有限要素分割図

地盤は Mohr-Coulomb モデルによる弾完全塑性体とし、地盤の塑性ひずみは非関連流れ則から算出した。直接基礎は、線形弾性体とした。表 1 は、解析に使用した物性値である。地盤の物性値は、空洞は固結層に存在することから、電力中央研究所が提案した岩盤分類 CL 級から D 級の範囲の値¹⁰⁾とした。ダイレイタンシ一角 ψ は、降伏以降の体積ひずみ ϵ_V を一定の状態とするため、ゼロとした。

直接基礎は、コンクリートの物性値を使用した。

表 1 解析に使用した物性値

	地盤	直接基礎
単位体積重量 $\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	9	14
変形係数 $E(\text{kN}/\text{m}^2)$	4.9×10^5	3.0×10^7
ポアソン比 ν	0.3	0.1
粘着力 $c(\text{kN}/\text{m}^2)$	980	-
引張強度 $\sigma_t(\text{kN}/\text{m}^2)$	490	-
内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	26.5	-
ダイレイタンシー角 $\psi(^{\circ})$	0	-

空洞が基礎の支持力に及ぼす影響は、式(1)の支持力低減係数 R を用いて定量的に評価した。空洞が基礎の支持力に及ぼす影響は、 R が 1.0 に近づくほど、小さくなる。式中の支持力 q_v と q'_v は、図3の常用対数で表した荷重 q と基礎の沈下量 S の関係で第1折れ点の荷重とした。つまり、本研究での支持力は、降伏荷重に相当する。

$$R = \frac{\text{空洞がある地盤での基礎の支持力}, q_v}{\text{空洞がない地盤での基礎の支持力}, q'_v} \quad (1)$$

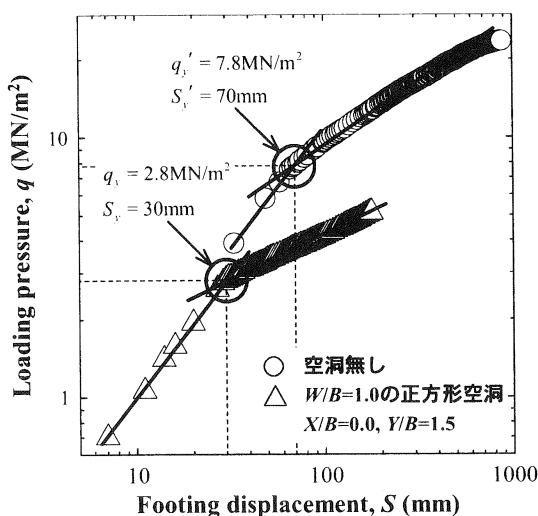


図 3 載荷荷重 q と基礎の沈下量 S の関係

図4は空洞位置を変更した時の支持力低減係数 R のコンターであり、空洞の大きさは $W/B=1.0$

の正方形空洞の場合である。基礎の支持力は、 R が 0.5 の線よりも空洞の位置が左側に存在すれば 50%以上低下する。また、 R が 1.0 の線よりも右側斜線部に空洞が存在しても、基礎の支持力は空洞の影響を全く受けず、この領域を臨界範囲と定義した¹¹⁾。図4の臨界範囲は、基礎形状が帯基礎の場合に、Badie & Wang(1984)⁷⁾と Wang & Badie(1985)¹²⁾は、正方形基礎と帯基礎の臨界範囲を比較している。正方形基礎の臨界範囲は、帯基礎の臨界範囲よりも広く、 R が 1.0 の線は帯基礎よりも正方形基礎の方が基礎に近い。これは、正方形基礎が支持力発揮に動員される地盤領域が狭いためと考察している。

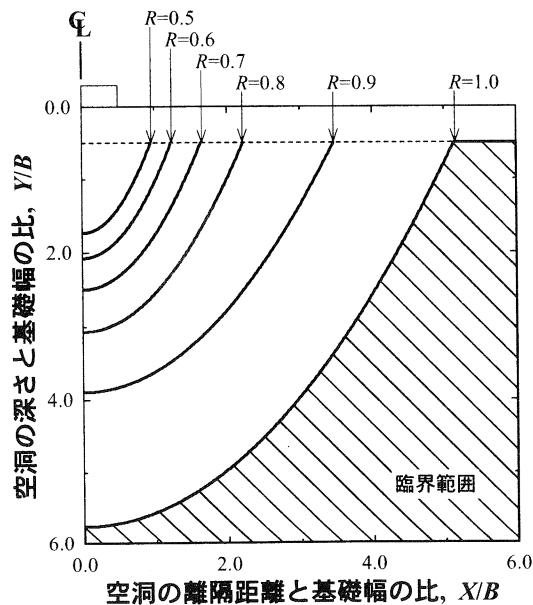


図 4 支持力低減係数 R のコンター

図5は、支持力に達した時の空洞を有する地盤の破壊状況である。図中の圧縮破壊は Coulomb の破壊包絡線上に到達した応力点であり、引張破壊は最小主応力 σ_3 が引張強度 σ_t に到達した応力点である。空洞は全て $W/B=1.0$ の正方形とした。図5(a)の空洞Aの位置は、 $X/B=0.0$, $Y/B=1.5$ の基礎直下である。これに対して、図5(b)の空洞位置は、空洞Aは図5(a)と同じであり、空洞B~Dは空洞Aを取囲むように配置した。地盤の破壊状況は、空洞が1個の時も4個の時もほぼ同じである。空洞が4個の時は、空洞Bと空洞Dの孔壁部に僅かに引張破壊を生じているが、基礎に最も近

い空洞 A に主に破壊が進展している。両者の支持力低減係数 R は、破壊状況が似ていることから同じである。これより、複数の空洞を有する地盤の R は、破壊が基礎に最も近い空洞に集中することから、基礎に最も近い空洞が 1 個ある時の値と等しくなる。よって、複数の空洞を有する地盤の支持力算定方法は、基礎に最も近い空洞の影響のみを算定すれば良い^{5), 6)}。数値解析結果からは、以上の成果が得られた。

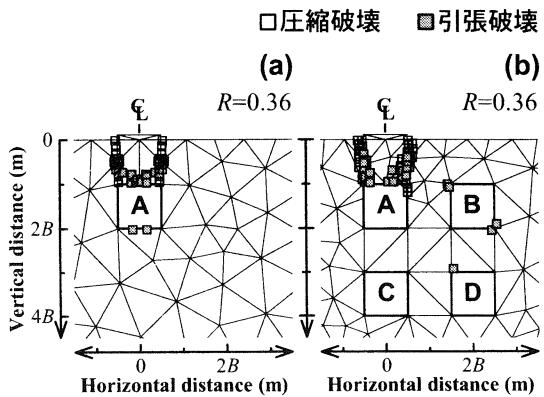


図. 5 降伏荷重に到達した時の地盤の破壊状況,
(a) 空洞が 1 個, (b) 空洞が 4 個

3. 支持力低減係数 R に及ぼす要因

図. 6 と図. 7 は、本研究結果を Badie & Wang(1984)⁷⁾ と Al-Tabbaa(1989)⁸⁾ らの結果と比較したものである。図. 6 は支持力低減係数 R と深さの比 Y/B の関係、図. 7 は R と離隔距離の比 X/B の関係である。

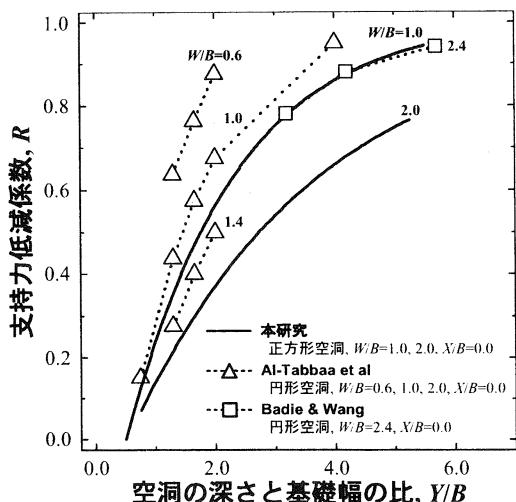


図. 6 支持力低減係数 R と空洞の深さ Y の関係

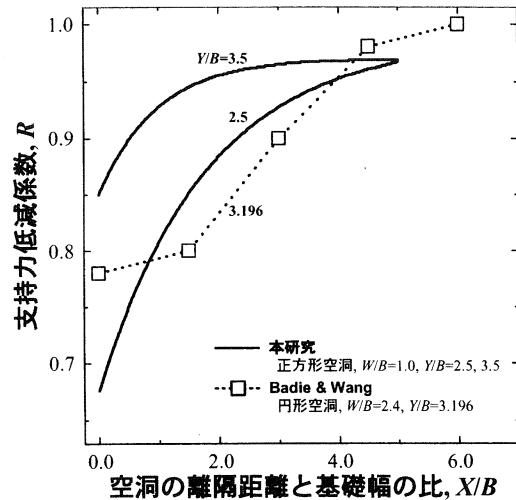


図. 7 支持力低減係数 R と
空洞の離隔距離 X の関係

Badie & Wang(1984)⁷⁾ の結果は、3 次元弾塑性 FEM 解析から得られた。地盤強度定数は、内部摩擦角 ϕ が 8° であり、粘着力 c が 158.7 kN/m^2 である。一方、Al-Tabbaa(1989)⁸⁾ らの結果は、模型実験から得られた。地盤強度定数は、 ϕ が 40° 、 c が 20 kN/m^2 である。両者の基礎形式と空洞形状は、帯状基礎と奥行方向に連続した円形空洞である。結果を比較するにあたり、地盤強度定数と空洞形状が、各研究によって異なるため、これらの条件が R に及ぼす影響について定量的にまとめた。

3.1 空洞形状

図. 8 は、空洞形状による基礎の支持力の差を定量的に評価したものであり、形状係数 α と空洞上端までの深さ Y_u の関係である⁴⁾。 α は、空洞断面積 A と Y_u が同一の円形と正方形空洞を有する地盤の支持力 q_y の比である。 α は常に 1 以上であることから、同じ A と Y_u の空洞が存在した場合、 q_y は円形空洞の方が大きい。また、 A が小さく、 Y_u が大きくなるほど、 α は 1 に近づき、形状による q_y の差は小さくなる。一方、空洞サイズが大きく、空洞が基礎に近いほど、空洞形状による q_y の差は顕著になる。Badie & Wang(1984)⁷⁾ の空洞は、 A/B^2 が 4.494 ($W/B=2.4$)、 Y_u/B が 2.0 から 4.0 である。 α は、 Y_u/B が 2.0 で約 1.3 と最大値を示し、 Y_u/B と X/B の増加と共に 1.0 に近づく。Al-Tabbaa(1989)⁸⁾ らの空洞は、 A/B^2 が 0.283 ($W/B=0.6$)、 0.785

($W/B=1.0$) と 1.539 ($W/B=1.4$) である。 α は A/B^2 が 0.283 でほぼ 1.0 であり、この空洞サイズの時、支持力に与える影響は円形空洞と正方形空洞では同じである。 A/B^2 が 0.785 と 1.539 の時は、それぞれ Y_u/B が最小時に α が約 1.5 と最大値を示し、 Y_u/B の増加と共に α は 1.0 に近付く。本研究と比較する時は、上記の空洞形状の影響を考慮する必要がある。

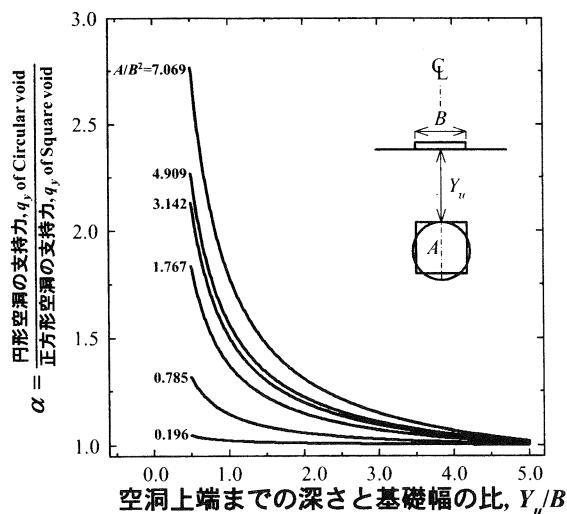


図 8 形状係数 α と空洞上端までの深さ Y_u の関係

3.2 地盤強度特性

図 9 は、地盤定強度特性の変化が支持力低減係数 R に及ぼす影響を内部摩擦角 ϕ と粘着力 c として感度分析した結果である。その他の地盤定数は、表 1 に示した値である。 ϕ は 3 通り ($14^\circ, 26.5, 44.9$)、 c は 3 通り ($980 \text{ kN/m}^2, 245, 980$) に変化させた。図中の実線は ϕ を、また点線は c を変化させた結果である。地盤定数の変化は、Janbu が作成した斜面安定の図表を参考とし¹³⁾、式 (2) の無次元量 $\lambda_{c\phi}$ を指標とした。

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma B}{c} \tan \phi \quad (2)$$

空洞形状は $W/B=1.0$ の正方形、空洞位置は X/B を 0.0 と一定に保ち、 Y/B を 3 通り (1.5, 3.5, 5.5) に変化させた。 $\lambda_{c\phi}$ が増加、すなわち、 ϕ が大きくなるか、 c が小さくなると、 R は減少する。 $\lambda_{c\phi}$ の增加に伴う R の低下は、 ϕ の影響を大きく受ける。

例えば、 $Y/B=1.5$ での ϕ が 26.5° から 44.9° に約 2 倍大きくなった場合 ($\lambda_{c\phi}=0.01 \sim 0.02$)、 R は約 0.15 低下する。これに対して、 c が 980 kN/m^2 から 98 kN/m^2 へ約 1/10 に小さくなった場合 ($\lambda_{c\phi}=0.01 \sim 0.1$)、 R の低下は僅か約 0.05 である。 ϕ の変化が R に及ぼす影響は、空洞が基礎から遠ざかるほど、減少する。例えば、 Y/B が 1.5 での ϕ が 14° から 44.9° に増加した場合、 R の低下は約 0.3 である。これに対して、 Y/B が 5.5 では、 ϕ の増加による R の低下が約 0.15 である。

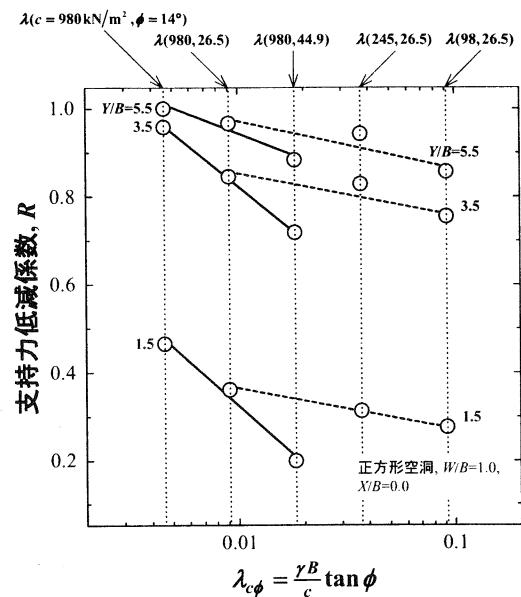


図 9 地盤定数による
支持力低減係数 R の変化

図 10 は、地盤定数の変化による支持力低減係数 R の変動範囲である。空洞諸元は、位置が $X/B=0.0$ 、 $Y/B=1.5$ であり、形状が $W/B=1.0$ の正方形である。この図より、地盤定数を変更して新たに解析しなくとも、地盤定数の相違による影響を評価した R の概算値を推定することが可能である。例えば、Badie & Wang(1984)⁷⁾ と Al-Tabbaa(1989)⁸⁾ らの研究は、本研究で使用した地盤定数と異なるが、本研究値の R 値である B 点 (Start) から彼らの地盤定数を用いた時の R を推定する。ここで、式 (2) の $\lambda_{c\phi}$ を算出する時、内部摩擦角 ϕ と粘着力 c は彼らが使用した値とし、基礎幅 B と単位体積重量 γ は表 1 の本研究の値とした。 ϕ を 8° 、 c を 158.7 kN/m^2 と Badie & Wang(1984)⁷⁾ の値とした時

の R の予測値は、0.5 となり、本研究の約 1.4 倍である。これに対して、 ϕ を 40° 、 c を 20kN/m^2 と Al-Tabbaa(1989)⁸⁾の値とした時の R は 0.2 となり、本研究の約 0.6 倍である。ただし、これら R の予測値は図 9 に示す傾向から、空洞が基礎から離れるほど本研究の R に近付くものと思われる。

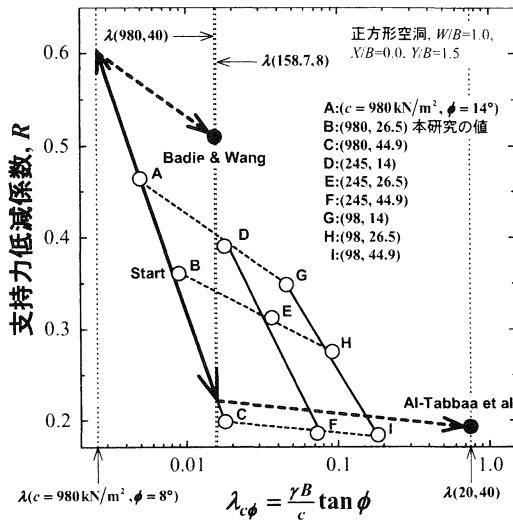


図 10 地盤定数の変化による
支持力低減係数 R の変動範囲

図 11 は空洞がない時とある時の降伏荷重 q_y に到達した地盤の破壊状況であり、図 11(a) から (c) は図 10 の各点に対応している。図 11(a) は A 点（内部摩擦角 ϕ が 14° 、粘着力 c が 980kN/m^2 ）の地盤の破壊状況であり、図 11(b) は A 点から ϕ を 14° から 44.9° へ変化させた C 点 ($\phi=44.9^\circ$, $c=980\text{kN/m}^2$) の地盤の破壊状況である。図 11(c) は C 点から c を 980kN/m^2 から 98kN/m^2 へ変化させた I 点 ($\phi=44.9^\circ$, $c=98\text{kN/m}^2$) の地盤の破壊状況である。図中の圧縮破壊と引張破壊の定義は、3. 節の図 5 で述べた通りである。空洞がない時の地盤の破壊領域の大きさは、 ϕ に大きく依存し、 c の影響をほとんど受けない。A 点（図 11. (a)）と C 点（図 11. (b)）の破壊領域を比較すると、 ϕ の大きい C 点が深い位置まで進展している。これに対して、C 点（図 11(b)）と I 点（図 11(c)）は c の値が 10 倍違うにも関わらず、破壊領域はほぼ同じである。

一方、空洞がある時の地盤の破壊領域は、地盤定数の大小に関わらず、A 点、C 点および D 点で

はほぼ同じである。これより、空洞がある時の地盤の破壊状況は、基礎下方の空洞諸元による地盤の幾何学的条件に強く支配される。

以上のことから、空洞がない時の地盤の破壊領域の大きさは内部摩擦角 ϕ の影響を大きく受け、一方、空洞がある時の地盤の破壊領域は幾何学的条件に支配される。これが支持力低減係数 R が ϕ の影響を大きく受けるメカニズムと考える。すなわち、式 (1) の分母項である空洞がない地盤の降伏荷重 q_y' は、粘着力 c よりも ϕ の影響を大きく受けている。なぜならば、支持力係数 (N_c, N_γ, N_q)¹⁴⁾ は ϕ の指数関数であり、支持力の粘着力成分 N_c 項は、 c に 1 次比例するにすぎないためである。一方、式 (1) の分子項である空洞がある地盤の降伏荷重 q_y は、 ϕ が大きくなても地盤の幾何学的条件に支配されるため、増加の程度は小さい。従って、 ϕ が大きくなると、式 (2) の分母項は指数的に増加するが、分子項は指数的に増加しないため、 R は ϕ の影響を顕著に受けると考えられる。

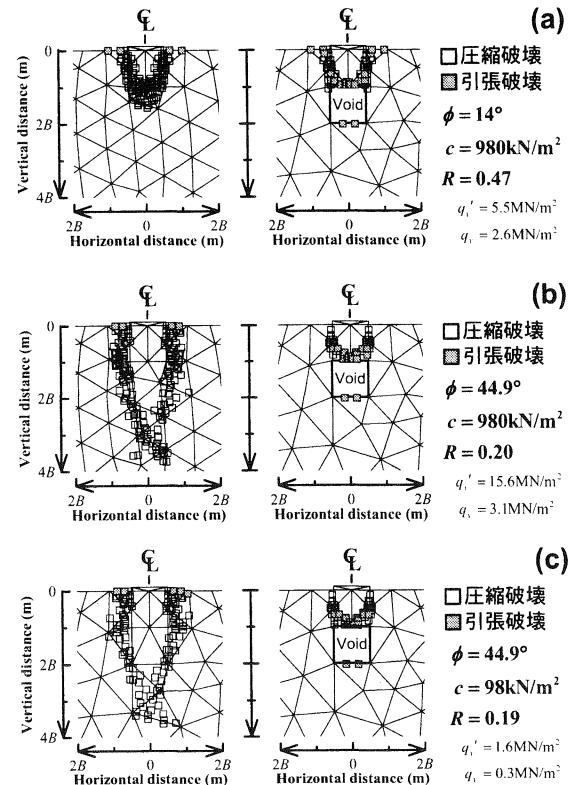


図 11 地盤定数の違いによる地盤の破壊領域の変動、(a) $\phi=14^\circ$, $c=980\text{kN/m}^2$, (b) $\phi=44.9^\circ$, $c=980\text{kN/m}^2$, (c) $\phi=44.9^\circ$, $c=98\text{kN/m}^2$

4. 本研究成果の妥当性

地盤定数と空洞形状の違いが支持力低減係数 R に及ぼす影響について述べてきた。それらの結果を踏まえて、本研究結果の妥当性について検討する。

図6より、Badie & Wang(1984)⁷⁾の $W/B=2.4$ の結果は、本研究の $W/B=2.0$ よりも空洞サイズが大きいにも関わらず、 R が本研究の $W/B=2.0$ の時よりも大きい。これは、空洞形状と地盤定数の影響である。円形空洞である前者の形状係数 α は最大で 1.5 であり、また、内部摩擦角 ϕ も 8° と小さいことから、空洞サイズと位置が同じ時の R は、本研究よりも前者の方が大きくなる。

Al-Tabbaa(1989)⁸⁾らの $W/B=1.0$ の結果は、空洞形状と地盤定数が本研究と異なるが、支持力低減係数 R は本研究の $W/B=1.0$ の時とほぼ一致している。これは、形状係数 α は最大で 1.5 であるが、内部摩擦角 ϕ は本研究よりも大きい 40° であることから、両者の影響が相殺されたと考える。

図12は、Terzaghi のすべり線場¹⁵⁾である。これまでの研究より、空洞の離隔距離 X が Terzaghi のすべり線場より外にある空洞は、支持力低減係数 R に影響を及ぼさない⁴⁾。Badie & Wang(1984)⁷⁾の $W/B=2.4$ の空洞は X/B が 3.2 以上で、空洞が Terzaghi のすべり線場¹⁵⁾の外の領域となる。これは、図7の彼らの結果からも伺え、 X/B が 3.0 以上になると、支持力低減係数 R が 0.9 以上と、空洞の影響が小さくなっている。

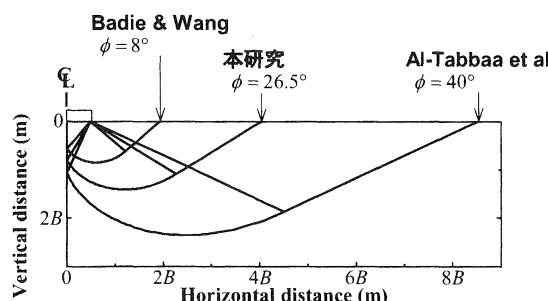


図12 Terzaghi のすべり線場

以上より、Al-Tabbaa(1989)⁸⁾らの模型実験結果と Badie & Wang(1984)⁷⁾の数値解析結果から示された空洞が支持力に及ぼす影響の傾向が、著者らの

解析結果と一致していることから、本研究結果の妥当性が確認できた。

5.まとめ

これまでの本研究成果の妥当性を確認するため、他の研究者が実施した結果^{7),8)}と比較した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 地盤定数の変化による支持力低減係数 R の変動範囲を明らかにした。これより、琉球石灰岩層は地盤特性が大きくバラツク^{1),2)}が、新たに地盤定数を変更して解析することが省略できる。
- 2) 空洞を有する地盤の破壊領域は、地盤定数の大小にほとんど依存せず、空洞諸元による地盤の幾何学的条件に強く支配される。
- 3) 本研究成果は、他の研究者が実施した空洞が支持力に及ぼす影響の傾向と一致した。これより、本研究結果の妥当性が確認できる。

今後の課題として、複数の空洞を有する地盤の破壊状況を模型実験で確認し、空洞を有する地盤の支持力算定方法を確立させる。

6.参考文献

- 1)新城俊也、永吉功治：琉球石灰岩層における地盤特性の一検討、第13回沖縄地盤工学会研究発表会概要集 pp.66-69, 2000.
- 2)内村雄一、金城正幸、長堂嘉光、真栄田義安、前川淳：琉球石灰岩固結部の圧縮強度について、第36回地盤工学研究発表会概要集 pp.569-570, 2001.
- 3)上原方成、新城俊也、砂川徹男、吉沢光三：沖縄県の土と建設工事、土と基礎 Vol.52, No.11, Ser. No.562, pp.29-36, 1988.
- 4)清住真、彭芳楽、大内正敏、日下部治：空洞を有する地盤の支持力特性に関する数値解析、構造工学論文集 Vol.50A, pp.1251-1260, 2004.
- 5)清住真、彭芳楽、大内正敏、日下部治：複数の空洞を有する地盤の支持力特性に関する一考察、土木学会第59回年次学術講演会概要集 pp.91-92, 2004.
- 6)清住真、大内正敏、彭芳楽、日下部治：複数の空洞を有する地盤上に設置された直接基礎の支持力算定方法に関する一考察、第17回沖縄地盤工学会研究発表会概要集 pp.11-16, 2004.
- 7)Badie, A., and Wang, M. C.: Stability of spread footing above void in clay, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.110, No.11, November, pp.1591-1605, 1984.
- 8)Abir, A. T., Lisa, R., and Michael, O. R.: Model tests of footings above shallow caverns, *Ground Engineering*, Institution of Civil Engineers, Vol.22, No.7, October, pp.39-42, 1989.
- 9)PLAXIS B. V.: PLAXIS Professional version 8, *Geotechnical Finite Element Code for Soil and Rock Analyses* (CD-Rom), Delft, Netherlands, 1998.
- 10)土木学会：土木工学ハンドブック1 第4版 第10編 岩盤力学、技報堂出版, pp.395-423, 1989.
- 11)清住真、彭芳楽、大内正敏、日下部治：空洞の存在が基礎の支持力に及ぼす影響について、土木学会第58回年次学術講演会概要集 pp.551-552, 2003.
- 12)Wang, M. C., and Badie, A.: Effect of underground void on foundation stability, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.8, August, pp.1008-1019, 1985.
- 13)Janbu, N.: Stability analysis of slopes with dimensionless parameters, *Harvard Soil Mech. Series*, 46, pp.1-81, 1954.
- 14)日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説I共通編 IV 下部構造編 10章 直接基礎の設計、11章 ケーソン基礎の設計、pp.266-347, 2002.
- 15)Terzaghi, K., and Peck, B. R.: *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York, Plastic Equilibrium in Soils, Chapter IV, Bearing capacity of Shallow Footing, Art.33, pp.217-223, 1967

5 トンネル掘削時の地表面沈下の影響範囲に関する検討

応用地質株式会社 鶴原 敬久
応用地質株式会社 村嶋 光明
応用地質株式会社 与那嶺 満

1. はじめに

土被りの小さい箇所でトンネル掘削を行うと地表の家屋などに沈下などが生じるため、影響範囲を事前に設定する必要がある。一般的にはトンネルの側壁下部から図-5に示したように $45 + \phi/2$ の範囲を影響範囲としている。長崎県のオランダ坂トンネルで行った地表面沈下測定の結果を調べると、 $45 + \phi/2$ の範囲よりも外側でも若干の沈下が生じていることが分かった。 $45 + \phi/2$ よりも内側の範囲は地盤の破壊範囲に基づいた設定の考え方であるが、計測データからは、地盤の弾性変形により広範囲に沈下が生じているものと考えられた。したがって、弾性変形に関しても地盤の変形係数や土被り高さによっては、地表の構造物に影響が出ることも考えられることから、トンネル掘削が地表構造物へ影響を与える範囲の設定方法について考察した。

2. 測定事例

長崎県のオランダ坂トンネルの施工時に計測されたデータを検討に使用した。オランダ坂トンネルは長崎市街地南部の新地町から早坂町にかけて、西北西-東南東方向に計画された延長2.94kmの双設の道路トンネルである。

トンネル周辺の地質平面図を図-1、地質縦断図を図-2に示す。新地側坑口から中央部にかけては火山角礫岩を主体とするが、坑口部は強風化している。中央部から早坂側にかけては凝灰角礫岩を主体とし、火山礫凝灰岩を挟んでいる。新地側坑口から500m程度の範囲は土被り高さが30m以下の低土被り区間となっており、この間の地表面沈下の観測結果^{1), 2)}を検討に使用した。

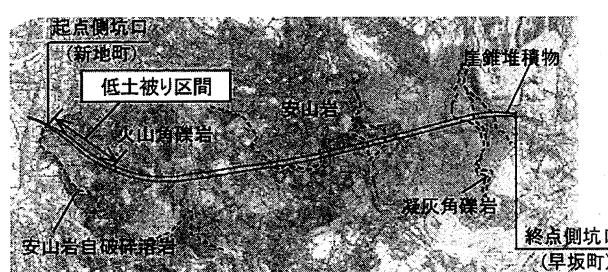


図-1 地質平面図

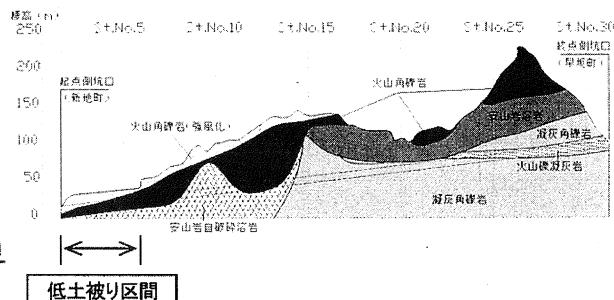


図-2 地質縦断図

トンネル上方の地表面に測量のピンを設置してトンネル掘削中に定期的に標高を測定し、地表面沈下の状況を調べた。最終的な沈下分布を図-3に示す。図-3から、坑口に近く土被りが小さくなるにしたがって地表面沈下は急激に増大している状況が伺える。最大の沈下は上下線の掘削が完了した時に、新地側坑口から50mの地点で約35mm発生した。1mm以上の沈下は坑口から約250mの範囲で観測された。

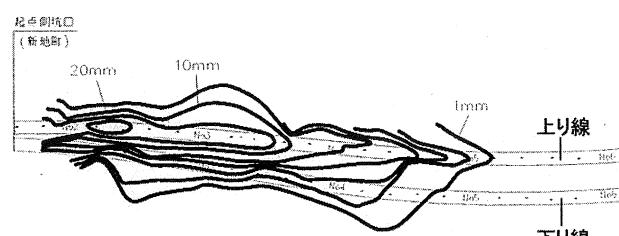


図-3 上り線(後行トンネル)掘削時の地表面沈下増分

測定断面での沈下分布を図-4に示す。

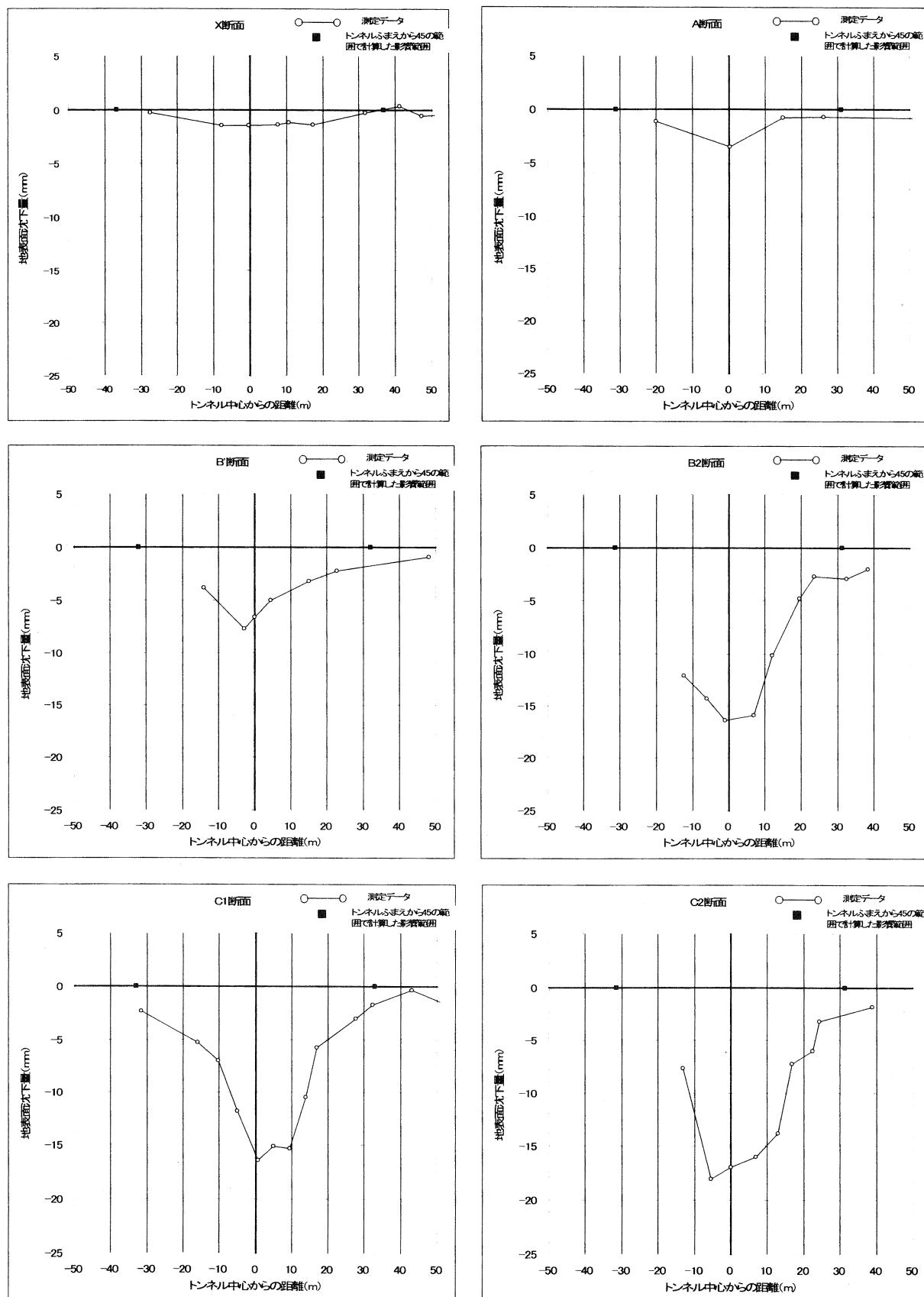


図-4 (1) 地表面沈下分布

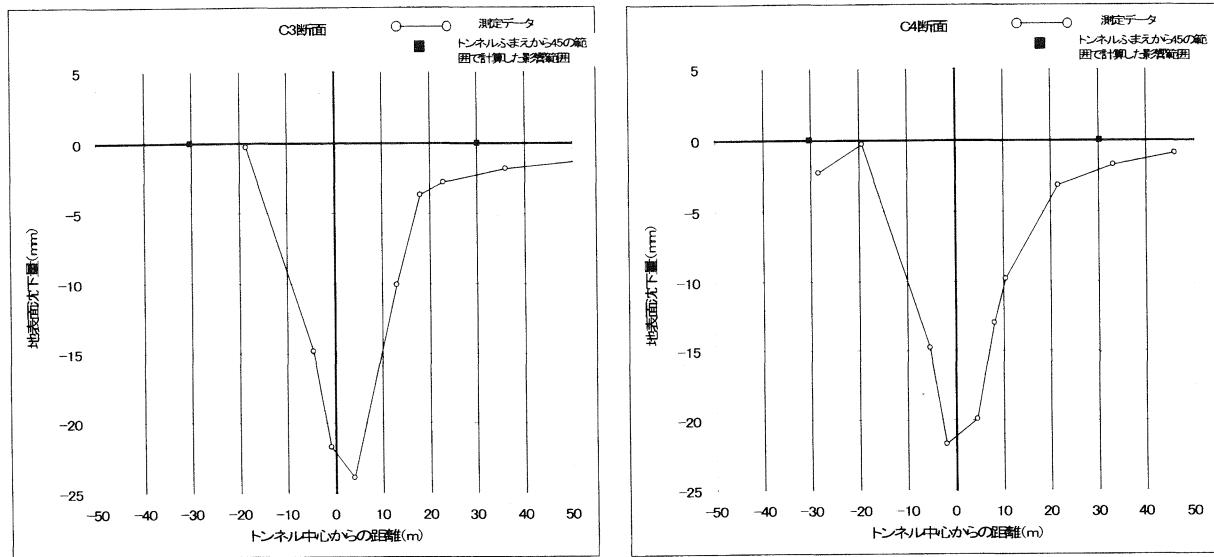


図-4 (2) 地表面沈下分布

また数値データを表-1に示す。なお、図-4および表-1に示した影響範囲は一般的な設定方法による値を示した。図-5に計算方法を示す。トンネル直上で 10~20mm 程度の沈下が生じ、45°で計算した影響範囲外でも 2~3mm 程度の沈下が発生している。

表-1 地表面沈下測定結果集計表

測定断面	土被り H(m)	影響範囲 L(m)	トンネル中央直上の沈下 (mm)	45°で計算した影響範囲外の最大沈下 (mm)
X 断面	18.7	36.7	-1.5	-0.6
A 断面	13.1	31.1	-3.5	-0.9
B' 断面	14.0	32.0	-6.6	-0.9
B2 断面	13.3	31.3	-16.4	-2.9
C1 断面	14.9	32.9	-16.4	-2.2
C2 断面	13.3	31.3	-17.0	-1.8
C3 断面	12.3	30.3	-21.7	-1.8
C4 断面	12.2	30.2	-21.7	-1.7

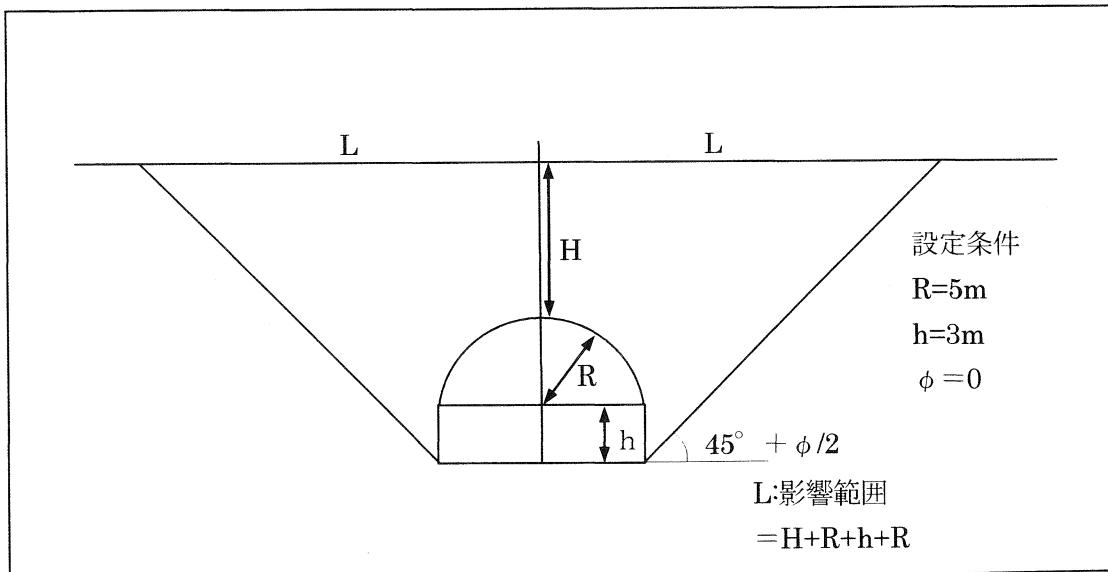


図-5 一般的な影響範囲の計算方法

3. FEM 解析による地表面沈下計算結果

トンネル掘削による地表面沈下量を FEM 解析により計算した。計算は平面ひずみ状態を仮定した 2 次元断面で行い、弾性解析にて実施した。計算条件は図-6 に示したとおりである。トンネルの断面形状はオランダ坂トンネルと同じ条件とした。ただし、オランダ坂トンネルでは正確な地山物性値は把握できていないため、概略の値を設定して計算した。

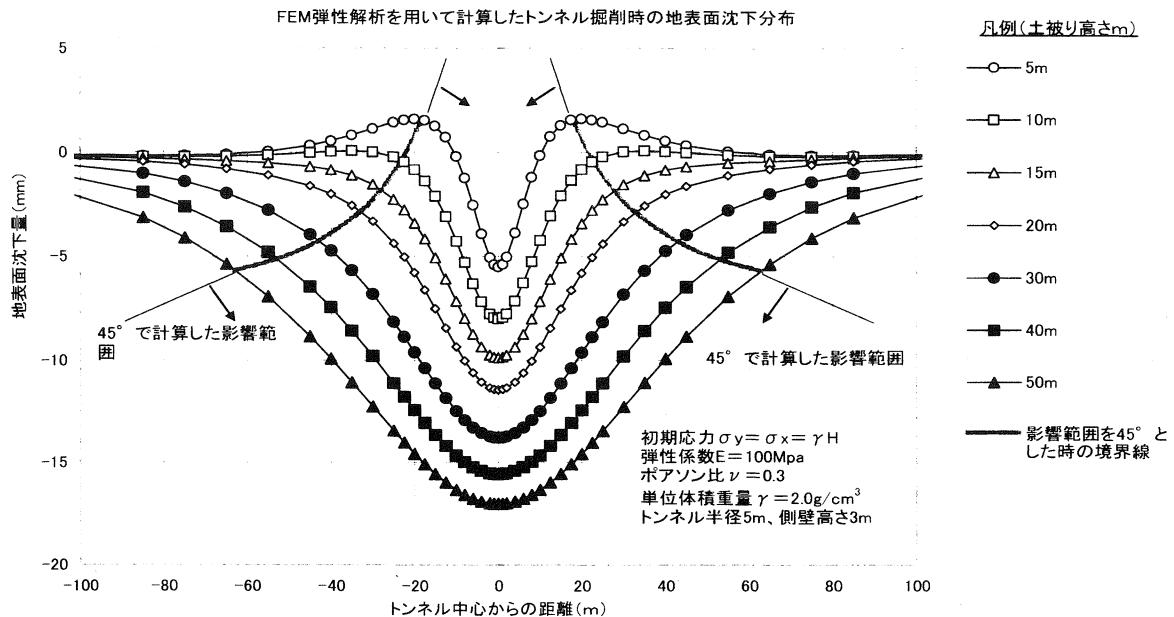


図-6 FEM 解析を用いた地表面沈下計算結果

解析結果を図-6 に示す。図-6 から、土被り高さが 20m 程度の場合、トンネル直上の 12mm 程度発生し、45° で計算した影響範囲付近でも 3mm 程度の沈下が発生すると計算された。

オランダ坂トンネルで計測された沈下分布と FEM 解析で計算された沈下分布はその形状が良く似ていることから、オランダ坂トンネルで生じた地表面沈下は弾性変形が大半であったと考えられる。

4. まとめ

オランダ坂トンネルの施工時計測された地表面沈下の測定結果から、近接施工時の影響範囲として一般的に設定している $45^\circ + \phi/2$ よりも広い範囲で沈下が発生し、その値は 2~3mm 程度であった。この変位の発生原因は弾性変形と考えられ、他の現場においても土被り高さや地山弹性係数によっては同等かそれ以上の変位が発生することを意味する。一般的な家屋については沈下勾配などが影響検討事項となり、上記のような弾性変位はあまり問題とはならないが、重要構造物や変位の絶対値が問題となる構造物と近接する場合は FEM 解析などにより影響の有無を検討する必要がある。

なお、本論文を作成するにあたりオランダ坂トンネル調査誌のデータを提供していただきました長崎県出島バイパス建設事務所の関係各位に謝意を示します。

《参考文献》

- 1) 長崎県出島バイパス建設事務所：オランダ坂トンネル調査誌
- 2) 鶴原他：“土被りの小さいトンネル施工時の地表面沈下と土被り高さの関係”、全地連「技術フォーラム 2005」仙台、2005.9

6 N値による泥岩盛土の強度調査の試み

(株) 翔土木設計 土質部 安里 拓
同 上 伊藤 学
同 上 比嘉 哲也

1. はしがき

既存の盛土による造成地を対象に利用、拡張、切土などの事業のための調査が増えている。泥岩地帯ではおおよそ30年以前に泥岩掘削土を流用した盛土造成地が多く、泥岩塊は軟化して土砂化し、地下水や雨水の浸透により造成地は飽和した状態にある。このような造成地は、ブルドーザーによる転圧などで締固められ、締固め管理が不十分な場合が多く、造成物の設置や切土に際し沈下や安定性を把握する必要がある。

報告では、造成盛土部の強度を低コストで簡易に得る事が出来ないかという事を目的として、標準貫入試験N値から、含水比あるいは乾燥密度を介して把握することを試みた。

2. 地盤調査

調査地点は、豊見城市字宜保地先の泥岩盛土による造成地である。調査地点における土層断面の一部を、図-1に例示する。調査地の地盤構成は、表層から6~8mが盛土の粘土層で、中間層に二次堆積層である沖積粘土層が分布する。支持層である泥岩層は、表層より12m以深から分布する。N値は10以下が続き、泥岩層で60以上と急激に大きな値を示している。調査では、N値以外に含水比と乾燥密度を測定した。

含水比は、貫入試験のサンプルを用い、乾燥密度はボーリングコアを用いて測定した。

N値と含水比の関係を図-2に、N値と乾燥密度の関係を図-3に示す。

関係図より、「N値と含水比の関係」はバラツキがみられた。一方、「N値と乾燥密度の関係」は、多少バラツキはみられるが相関性が認められ、乾燥密度の増加に伴いN値も増加する傾向にある。

3. 締固めた泥岩の強度特性

新城¹⁾は締固めた泥岩土を水浸飽和させ、「非排水強度と含水比の関係」および「非排水強度と乾燥密度の関係」を調べている。

1) 突固めおよび静的締固めによる供試土を水浸飽和させた。(図-4)

2) 水浸飽和供試土について側圧1kgf/cm²(98kPa)で非排水三軸圧縮試験を行った。

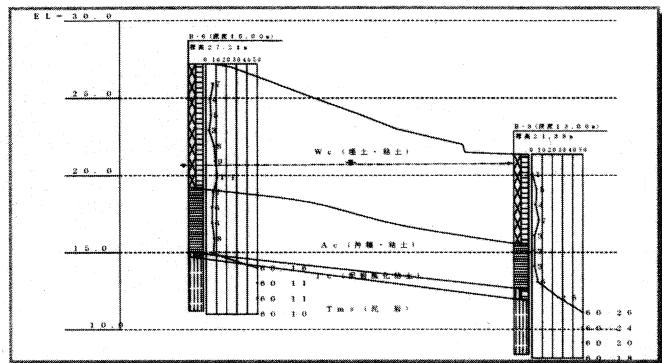


図-1 推定土層断面図

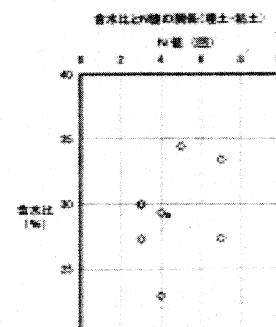


図-2 N値と含水比の関係の図

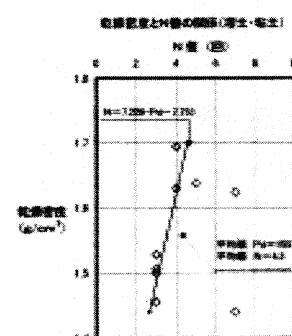


図-3 N値と乾燥密度の関係図

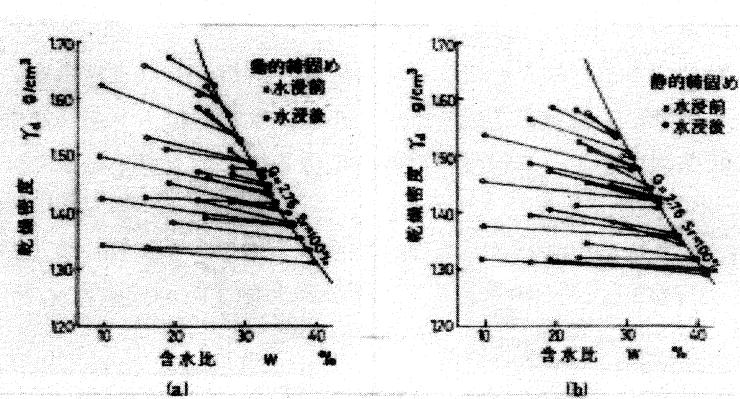


図-4 水浸による状態の変化

- 3) 「含水比と非排水強度 ($2 C_u = \sigma_1 - \sigma_3$) の関係」は締固め含水比に関わりなく一つの関係にある。(図-5)
- 4) 「乾燥密度と非排水強度の関係」は締固め含水比及び乾燥密度に関わりなく一つの関係にある。(図-6)

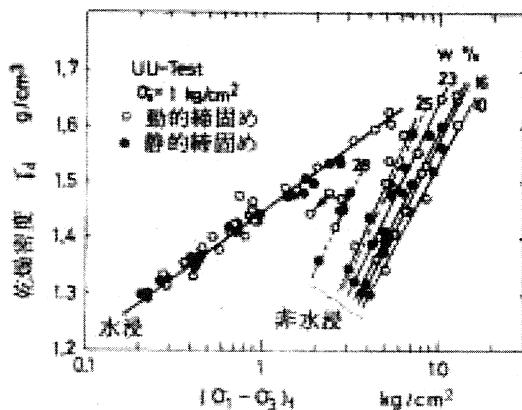


図-5 乾燥密度と強度の関係

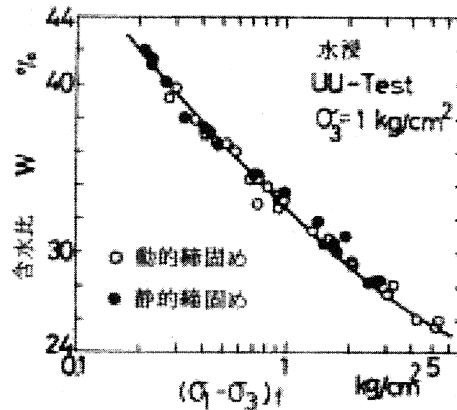
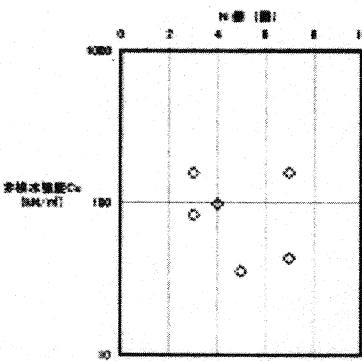
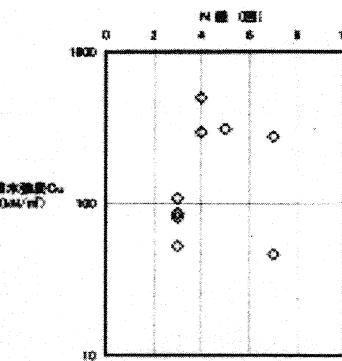


図-6 饱和含水比と強度の関係

4. N値による地盤強度の推定

調査地点の埋土・粘土層における含水比および乾燥密度の値から、図-5 および図-6 を利用して、N値と非排水強度 C_u の関係を求めた。

図-7 は「含水比による N 値と非排水強度 C_u の関係」であり、図-8 は「乾燥密度による N 値と非排水強度 C_u の関係」である。ばらついているが、含水比による関係よりも乾燥密度による関係の方が相関がよく、N 値とともに非排水強度は増加する傾向にある。N 値は 3 ~ 10 の範囲で、非排水強度 C_u は、含水比によるもので 35 ~ 160 kN/m²、乾燥密度によるものでは 40 ~ 500 kN/m² を示している。

図-7 含水比によるN値と非排水強度 C_u の関係図-8 乾燥密度によるN値と非排水強度 C_u の関係

5. むすび

今回は、調査点及びサンプルが少なく N 値と非排水強度の相関は明らかではないが、今後測定値を蓄積して N 値による盛土地盤の強度推定を試みたいと考える。

最後に、この報告のまとめに際し、新城俊也琉大名誉教授に多大な助言をいただき、深く感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 新城俊也 : 「締固めた泥質れき状土の強度・変形特性」, 琉球大学農学部学術報告, 第27号, PP. 231 ~ 245, (1980)

7 中国・黄土高原二道岔地すべりの発生・再発生メカニズムについて

琉球大学農学部 ○中村真也
同 宜保清一
琉球大学大学院 山下友美

1. はじめに

中国・黄土高原の二道岔地すべりは先行降雨と豪雨が誘因となって発生した¹⁾。すべり面は黄土層と基盤である頁岩の境界面付近に位置している。黄土高原の地すべりについては、すべり面付近土のせん断強度特性を明らかにした研究は少なく、地すべりの発生・再発生機構にも未解明な点が多い²⁾。本研究では、二道岔地すべりについて、地形、地質およびすべり形態を勘案し、せん断試験により得られた強度定数³⁾を活用して安定解析を行い、地すべりの発生・再発生について検討した。

2. 地すべりの概況

二道岔地すべり¹⁾は黄河上流の寧夏回族自治区に位置しており、84.8mmの先行降雨と124.4mm/dayの豪雨に伴って発生した(Fig.1)。地すべりの規模は、斜面長が約300mであり、滑落崖の高さは10~20mである。平面形状は弧状を呈し、すべり滑動は地形的な制約を受け停止した。この地域の降雨は年間400~480mmで、7月~9月に集中している。無降雨期には移動黄土層内に地下水は見られない。

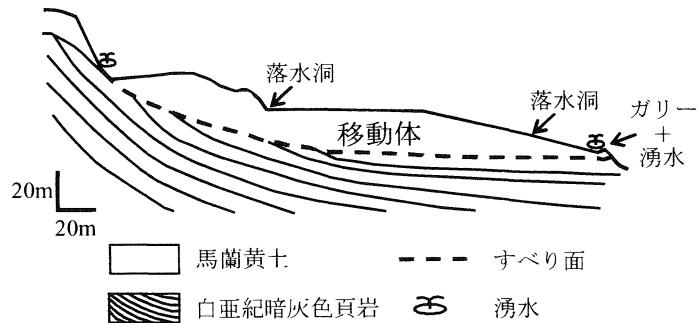


Fig.1 地すべりの縦断面図

3. すべり面採取試料とせん断強度定数

これまで、黄土地すべりにおいて基盤の頁岩の関わりがよく知られていなかった。本調査により鏡肌を呈するすべり面がガリ底部の頁岩基盤上面で確認され、試料として採取することができた(Fig.1)。リングせん断試験により、粘着力 $c=0$ として得た完全軟化強度定数 ϕ_{sf} および残留強度定数 ϕ_r は、馬蘭黄土試料でそれぞれ $\phi_{sf}=36.1^\circ$, $\phi_r=31.9^\circ$ 、頁岩試料でそれぞれ $\phi_{sf}=28.2^\circ$, $\phi_r=10.8^\circ$ となった。 $\phi_r=10.8^\circ$ はかなり小さい値であり、地すべりの再発生機構を考える上でキーとなる。

4. 地すべりの発生についての検討

すべり再発生について: 本地すべりは移動量が大きく、すべり面は全域が頁岩上面に形成されているとした。移動黄土層は透水性が高い上、滑動により緩みが生じている。地すべり後の地形断面図(Fig.2)について、地すべり再発生に至る地下水位(間隙水圧)を繰り返し計算により求めた。な

お、安定計算は、すべりブロックを二次元で取り扱い、修正簡便法により行った。貞岩基盤面については、地表の変状や周辺地形、平面図を基に決めた。すべり発生には残留強度 $\phi_r = 10.8^\circ$ ($c=0$)だけが関与しているとして、 $F_s = 0.98$ となる地下水位を逆算し、8mを得た。間隙水圧に換算すると $\Delta u = 21063 kN/m$ となる (Fig.2)。地下水無しの場合は安全率 $F_s = 1.31$ となった。

すべり初生時について：難透水性貞岩の上面付近土は地下水の影響により完全軟化の状態にあったと考える。すべり初生時の地形については、周辺地形、すべり面と地すべり上方の緩斜面の勾配、地すべり滑動前後の移動を勘案して決めた (Fig.3)。すべり発生には貞岩の完全軟化強度 $\phi_r = 28.2^\circ$ ($c=0$)だけが関与するとして計算し、8mの地下水位で $F_s = 0.98$ に至ることが分かった。本地すべり地の地質条件として背斜から向斜へ変化する翼部に相当することを考えると、フレキシュラルスリップ現象によって黄土層・貞岩間に層面断層が形成され、すべり発生時にはすべり面の一部に残留強度のような低い強度が関与した可能性も否定できない。Fig.4 は、すべり初生時の地形復元に当たっての考え方を示したものである。当初、滑落頭部の緩傾斜の黄土斜面は現在の地すべり末端付近まで続いていたとした (図中、破線)。斜面末端での黄土層が貞岩基盤上面を底とする崩壊が発生し、崩土は水食により運び去られた (図中、点線)。同様の崩壊・水食・崩土流失を繰り返し、斜面尻が後退してすべり初生時の地形に至ったとした。上記のようなすべり初生時の地形復元等が地形学的に問題がないかどうかについて再確認する予定である。

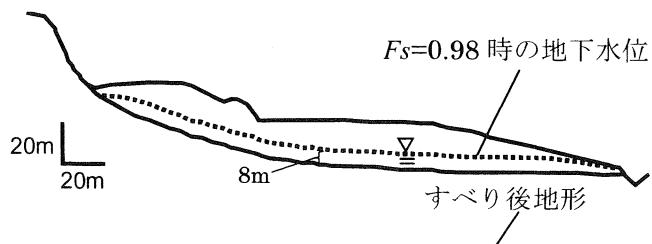


Fig.2 地すべり再発生時の地下水位

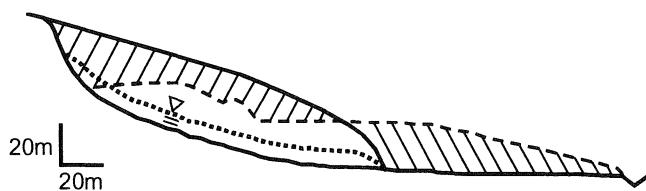


Fig.3 すべり初生時（復元地形）の解析断面図

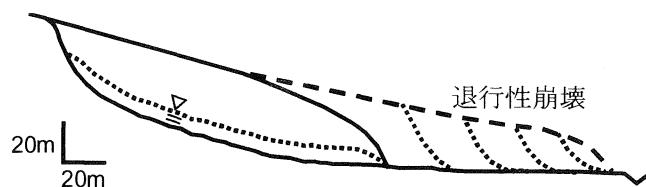


Fig.4 すべり初生時の地形形成

参考文献 1) 孫ら (2004) : 中国・寧夏南部の黄土地すべりの特徴とすべり面の位置による分類, 自然災害科学, 23(1), pp.79-92. 2) 吉松ら (1992) : 中国の地すべり－特に黄土地帯の地すべり－, 地すべり, 28(4), pp.37-44. 3) 宜保ら(2005) : 黄土地すべり土のせん断強度特性, 第44回日本地すべり学会研究発表会講演集, 地すべり学会, 長崎, pp.133-136.

8 安定解析の $c'-\tan \phi'$ 図と地すべりの断面形状および土質強度の関係

陳 伝勝 鹿児島大学大学院連合農学研究科
宜保清一 中村真也 琉球大学農学部

1. はじめに

地すべりの二次元安定解析においては、通常、安全率 F_s を仮定して $c'-\tan \phi'$ 図を得る。地すべりの対策に必要不可欠なすべり面の平均強度定数は $c'-\tan \phi'$ 図に基づいて決定され、図の適切性は対策の方法や規模の決定に大きく影響するため、すべり形態およびすべり面強度を勘案した慎重かつ正確な作図が求められる。一方、すべり面土の土質強度特性は、地すべり発生の直接的な要因であるので、すべり形態を直接的に支配する重要な影響因子と考えられる。 $c'-\tan \phi'$ 図に及ぼす地すべりの断面形状と土質強度の影響を明らかにすることは、実務における $c'-\tan \phi'$ 図の作成とその合理性を確認する上で有益となる。

本研究では、地すべりの断面形状および土質強度特性の異なる3つの地すべり事例について、「残留係数を導入した安定解析法」により安定解析を行って $c'-\tan \phi'$ 図を作成し、地すべりの断面形状と土質強度特性に着目して各事例の特徴を抽出した。次に、 $c'-\tan \phi'$ 図と地すべりの形状要素との関係を明らかにし、 $c'-\tan \phi'$ 図に及ぼす土質強度の影響について検討した。

2. 地すべり事例の $c'-\tan \phi'$ 図の特徴

(1) 各地すべりの概況

薛城鎮地すべりは、中国の四川省で発生した斜面長 $L=139.8m$ 、最大深度 $D=10.9m$ 、斜面勾配 $\theta=25.7^\circ$ の再活動型地すべりである(Fig.1a)。地すべりの累積移動量は大きく、すべり面全域が残留状態に至っていると考えられる。リングせん断試験により得られた残留強度定数は $c_r=5.0kN/m^2 \cdot \phi_r=27.0^\circ$ ($\sigma_n'=50\sim100kN/m^2$)、 $c_{r2}=0kN/m^2 \cdot \phi_{r2}=25.0^\circ$ ($\sigma_n' \geq 200kN/m^2$) であった。

仲順地すべりは、沖縄本島中部の $L=155.3m$ 、 $D=20.8m$ 、 $\theta=12.0^\circ$ の緩やかな初生型地すべりである(Fig.1b)。地すべり斜面の中・上部では移動量が大きく鏡肌を呈するほどにすべり面が発達しており、斜面末端部では移動量が相対的に小さく、すべり面付近の泥岩は破碎されている。

リングせん断試験と三軸圧縮試験(CU)の結果は、残留強度定数 $c_r=0kN/m^2 \cdot \phi_r=9.3^\circ$ 、破碎ピーク強度 $c_f=35\sim50 kN/m^2 \cdot \phi_f=16.5^\circ\sim35.5^\circ$ の比較的大きな範囲の定数を得た。

大所地すべりは、新潟県大所川に位置する $L=1088m$ 、 $D=123.7m$ 、 $\theta=14.7^\circ$ の大規模な再活動型地すべりである(Fig.1c)。すべりの総移動量は200mを超える地すべり面では深度がかなり深く、高い土かぶり圧の下で移動しており、中下部の断層粘土および中上部の破碎帶粘土すべり面全域が残留状態に至っていると考えられる。リングせん断試験により、断層粘土の残留強度定数 $c_{r2}=0.0kN/m^2 \cdot \phi_{r2}=9.8^\circ$ ($\sigma_n' \geq 300kN/m^2$)、破碎帶粘土の残留強度定数 $c_r=0.0kN/m^2 \cdot \phi_r=27.0^\circ$ ($\sigma_n' \leq 400kN/m^2$) を得た。

(2) 地すべりの $c'-\tan \phi'$ 図と断面形状および土質強度の関わり

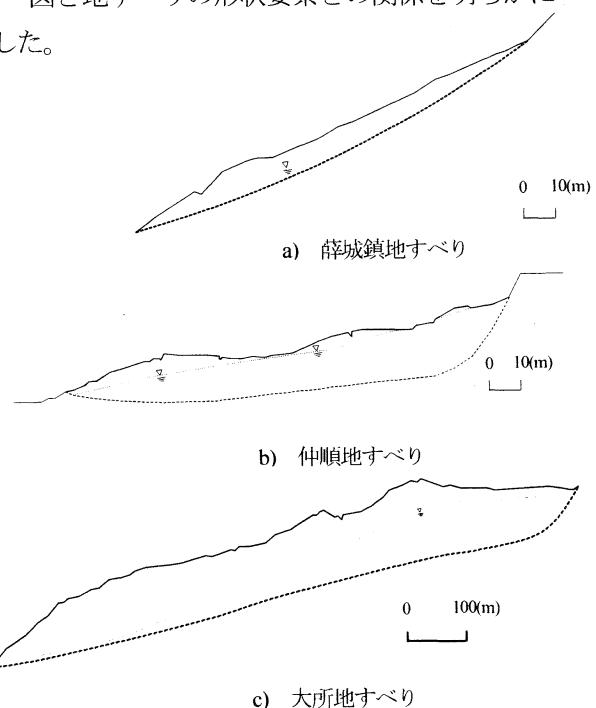


Fig.1 地すべり事例の断面図

地すべり停止後の安全率を $F_s=1.00$ として修正簡便法により $c'-\tan\phi'$ 図を作成した。

薛城鎮地すべりでは、すべり面全域が残留状態にあるため、A点とB点を結ぶAB線は非常に短く、特徴的な図となっている(Fig.2)。また $c'-\tan\phi'$ 線の傾きがかなり緩い。その理由としては滑動力の増大に関与する θ が大きいため、 $\tan\phi'$ 軸切片が大きくなつたと考えられる。さらに、すべり面土の残留強度Aは地すべり土の残留強度定数の中では大きな値であり、IPも大きく、AB線は短い。これらは θ の大きな地すべり形態の特徴が反映されたものと考える。

仲順地すべりでは、緩い θ のため、 $c'-\tan\phi'$ 線の $\tan\phi'$ 軸切片が小さくなり、傾きが急になった(Fig.3)。すべり面の残留強度Aは小さく、IPも小さい。AB線が長く、特徴的な図となっている。これらは、 θ の緩い地すべり形態の特徴が反映されたものであると考える。

大所地すべりでは、 $c'-\tan\phi'$ 線が長く、傾きが急でかなり特徴的な図となっている(Fig.4)。これはLとDがかなり大きいため、すべりの断面積、関与した滑動力、 c' 軸切片がともに大きくなつたためと考える。また、残留強度AおよびIPが小さく、AB線長が短い。これらは、規模が大きくて、 θ の緩い地すべり形態の特徴が反映されたものと考える。

3. 地すべりモデルの $c'-\tan\phi'$ 図と形状要素の関係

発生頻度の高い地すべりの規模や二次元形状を勘案し、四つの影響要素(L , D , θ , 地下水位)を変化させた地すべりモデルを設定した。すべり面形状が円弧で、地下水位が地表面としたものと無しの2通りとした。修正簡便法により得られた安全率 $F_s=1.00$ の $c'-\tan\phi'$ 図の c' 軸切片と $\tan\phi'$ 軸切片を求め、各要素の影響について検討した。

(1) 最大深度Dの影響

上野の地すべり縦断形状比($L/D=2.8\sim19.2$)を基に、 $L=100m$, $\theta=20^\circ$ を一定とし、 $D=5m$, $10m$, $15m$ および $20m$ を変化させた。 c' 軸切片は D と正比例の関係にあり、 $\tan\phi'$ 軸切片はほぼ水平直線で D の大小の影響がほとんど認められない。 D は c' 軸切片に大きく影響し、 $\tan\phi'$ 軸切片と関係がないようである。これらの特徴から、 $c'-\tan\phi'$ 図への D の影響は、Fig.5のように表すことができる。

(2) 斜面勾配 θ の影響

$L=100m$, $D=20m$ を一定として、 $\theta=10^\circ$, 20° , 25° , 30° に対する c' 軸切片および $\tan\phi'$ 軸切片の変化を求めた。 c' は地下水無しと地下水位=地表面の場合、 θ と正比例関係にある。地下水位=地表面の場合、 θ の増加に伴つて $\tan\phi'$ は急増した。 $c'-\tan\phi'$ 図への θ の影響はFig.6に示す通りである。

(3) 斜面長Lの影響

L として $80m$, $100m$, $150m$ および $200m$, D として $10m$, $\theta=20^\circ$ を設定し、 c' 軸切片と $\tan\phi'$ 軸切片を求めた。地下水無し、地下水位=地表面のいずれにおいても、 c' と $\tan\phi'$ に及ぼす L の影響は小さい。

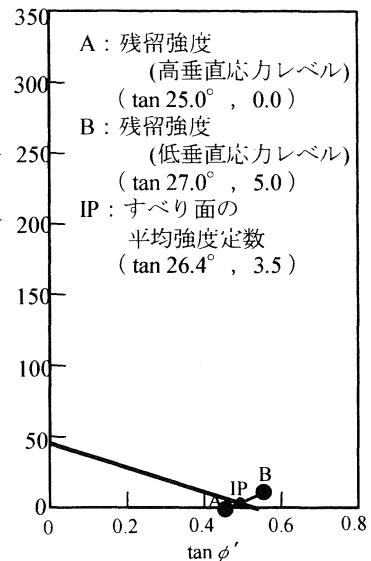


Fig.2 薛城鎮地すべりの $c'-\tan\phi'$ 図

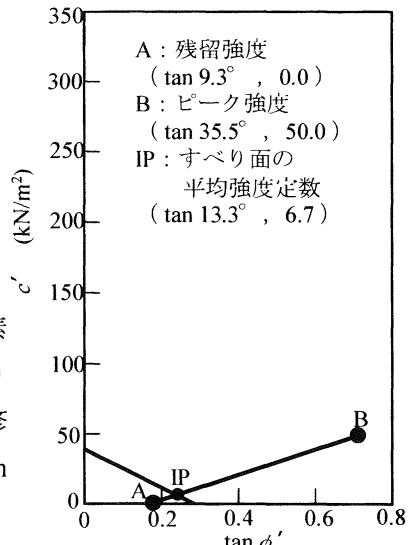


Fig.3 仲順地すべりの $c'-\tan\phi'$ 図

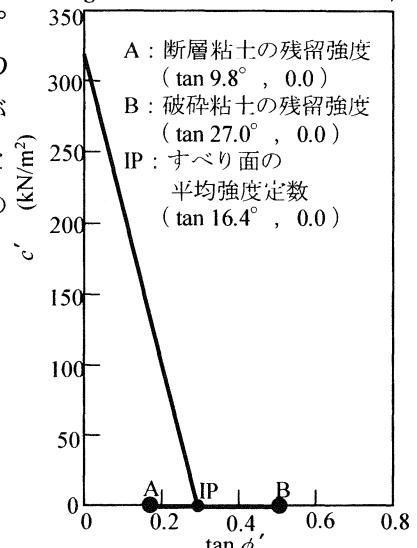


Fig.4 大所地すべりの $c'-\tan\phi'$ 図

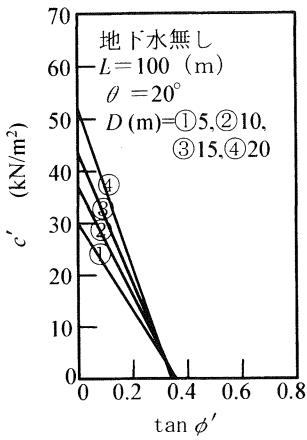


Fig.5 D の増加による
 c' - $\tan \phi'$ 図の変化

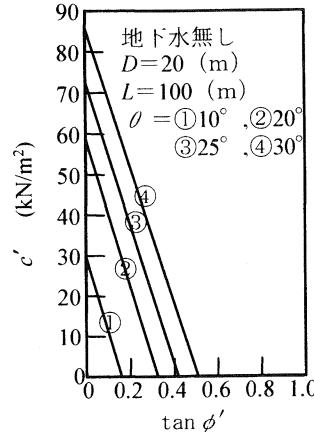


Fig.6 ϕ' の増加による
 c' - $\tan \phi'$ 図の変化

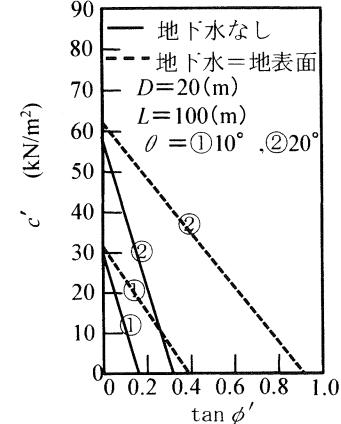


Fig.7 地下水による
 c' - $\tan \phi'$ 図の変化

(4) 地下水の影響

地下水の有無は、 c' 軸切片に対して影響が小さいが、 $\tan \phi'$ 軸切片に対しては大きく影響している。このような特徴が c' - $\tan \phi'$ 図に反映されている(Fig.7)。

4. c' - $\tan \phi'$ 図と土質強度の関係

c' - $\tan \phi'$ 図に及ぼす土質強度の影響を明らかにするため、以下の二つの条件を設定し、検討した。

① 先に示した地すべり事例を対象とし、断面形状と地下水位は現状のままとし、すべり面の平均強度を変化させる

地すべり事例の c' - $\tan \phi'$ 図の強度 AB 線に沿って、それぞれの IP の $\tan \phi'$ 値を 0.02 ごとに増減させ、Fs および c' - $\tan \phi'$ 図の変化を調べた。Fig.8 は、AB 線で IP を増減させた場合の仲順地すべりの c' - $\tan \phi'$ 図の変化を示したものである。IP の $\tan \phi'$ を 0.02 だけ増加させた場合、Fs が 1 から 1.12 に増大すると共に、 c' - $\tan \phi'$ 線は上方に平行的に移動した(図中、①線)。IP の $\tan \phi'$ を 0.02 だけ減少させた場合、Fs が 1 から 0.88 に低下すると共に、 c' - $\tan \phi'$ 線は下方に平行的に移動した(図中、②線)。両者の Fs の増減値は 0.12 と等しく、①線と②線は Fs=1 の c' - $\tan \phi'$ 線(図中、①線と②線の間)を軸に対称をなす。薛城鎮および大所地すべりにおいても同様な c' - $\tan \phi'$ 図変化が認められた。これらの結果から、残留係数を導入した安定解析法を用いて IP を決定する際には、仮に Fs を大きめにとれば、IP の過大評価となり、それに基づく対策の過小設計が危惧される。一方、Fs を小さめにとれば、IP の過小評価になり、過大設計となる。逆算のための設定 Fs の大小により c' - $\tan \phi'$ 線は平行的に移動し、 c' - $\tan \phi'$ 線および IP が決まることが分かる。

② 安全率 Fs=1 として、すべり面の平均強度を変化させる

c' - $\tan \phi'$ 図の強度 AB 線上で、IP を増減させ、Fs=1 とするために地下水位を上昇・下降させた。その際、地下水位の最高位および最低位に対応する IP の変化範囲と c' - $\tan \phi'$ 図の変化を調べた。仲順地すべりの IP の変化範囲と c' - $\tan \phi'$ 図の変化を Fig.9 に示した。図において③線は Fs=1 で、地下水位が地表面ま

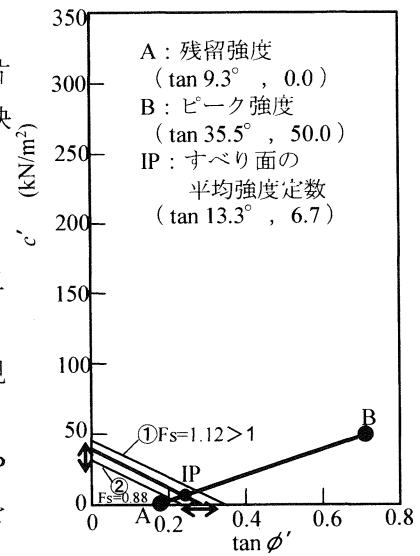


Fig.8 IPの増減による c' - $\tan \phi'$ 図の変化
(仲順地すべり)

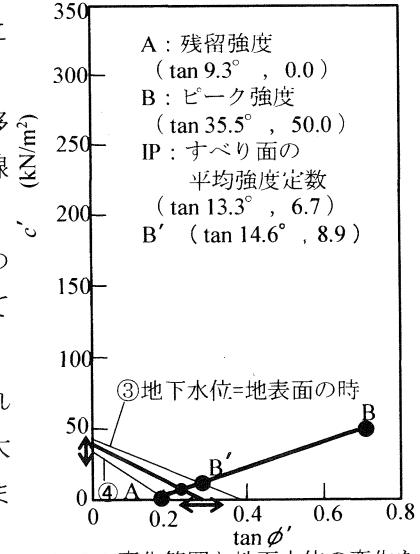


Fig.9 IPの変化範囲と地下水位の変化を通じてIPの増減による c' - $\tan \phi'$ 図の変化(仲順地すべり)

で上昇した時に対応する $c'-\tan \phi'$ 線であり、④線はIPが残留強度A点(最小強度)まで低下した時の地下水位に対応する $c'-\tan \phi'$ 線である。 $c'-\tan \phi'$ 線は③線と④線の間にあって、A-B' 線はIPの変化範囲として位置付けられる。最大IP($c' = 8.9 \text{ kN/m}^2$ ・ $\phi' = 14.6^\circ$)は地下水位が地表面まで上昇した時に得られた値で、最小IP($c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$ ・ $\phi' = 9.3^\circ$)は残留強度A点の値である。仲順地すべりにおいて、IP定数は $c' = 0.0 \sim 8.9 \text{ kN/m}^2$ ・ $\phi' = 9.3^\circ \sim 14.6^\circ$ 範囲にあることが分かる。薛城鎮地すべりの場合、IPは $c' = 0 \sim 5 \text{ kN/m}^2$ ・ $\phi' = 25.0^\circ \sim 39.9^\circ$ で、大所地すべりの場合、地下水位の上昇・下降は地表面と地すべり面まで達し、IPの範囲は $c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$ ・ $\phi' = 12.4 \sim 26.6^\circ$ である。これらの地すべり事例のIPはそれぞれの一定範囲内に収まるようである。

IPの増減に伴って、地下水位の上昇・下降と共に、 $c'-\tan \phi'$ 図は変化する(Fig.9)。IPが増加する場合(地下水位の上昇)、 $c'-\tan \phi'$ 線が最初の $c'-\tan \phi'$ 線(真中の実線)の上方に少しずれ、傾きが緩くなっている。逆にIPが減少する場合(地下水位の下降)、 $c'-\tan \phi'$ 線が最初の $c'-\tan \phi'$ 線の下方に少しずれ、傾きが急になっている。これは「ある推定 Fs 対応間隙水圧を大きめに推定すれば、 $c'-\tan \phi'$ 図は上方にずれ、かつ直線の勾配が緩くなる」との申(1995)の指摘と符合する。したがって、IPを決定する際には、推定 Fs 対応間隙水圧を大きめに推定すれば、常に大きめのIPが得られることになり、過小設計の可能性を生じてしまう。Fsを仮定する際には、地下水位の位置が重要であり、それは解析結果に大きく影響する。このように、地すべりの土質強度は地下水位の変動を介する形で、 $c'-\tan \phi'$ 図に影響していることが明らかになった。

5. まとめ

「残留係数を導入した安定解析法」の考え方に基づいて作成した $c'-\tan \phi'$ 図に及ぼす地すべりの断面形状と土質強度の影響について検討し、以下の結果を得た。

- (1) 地すべり事例において、得られた $c'-\tan \phi'$ 図とIPは地すべりの断面形状の違いによって著しく異なり、それぞれの $c'-\tan \phi'$ 図には地すべりの形状と土質強度が反映され、特徴的な形となった。
- (2) 地すべりモデルにおいて、 $c'-\tan \phi'$ 図の c' 軸切片は最大深度 D および斜面勾配 θ の影響を強く受け、 $\tan \phi'$ 軸切片は斜面勾配 θ および地下水に支配される。
- (3) $c'-\tan \phi'$ 線は設定Fsの大小により平行的に移動し、IPの位置が定まる。 $c'-\tan \phi'$ 図に及ぼす土質強度の影響は地下水位の変動を介して顕在化した。
- (4) 地すべり面の平均強度定数の精度向上のためには、地すべり断面の形状を正確に把握し、適切な土質強度を用いて $c'-\tan \phi'$ 図を作成することが重要である。

参考文献

- 1)宜保ら(2000b),農十論集, 210, pp.69-74.2)宜保ら(1981)、地すべり、18(2), pp.11-18. 3)宜保ら(1984)、地すべり、20(4), pp.1-6.
- 4)山上ら(1984)、地すべり、21(2), pp.17-21. 5)山上ら(1994)十と基礎、42(3) pp.45-50. 6)農業土木学会(1989)、(社)農業土木学会、pp.16-26. 7)宜保ら(1996)地すべり、33(2), pp.46-50. 8)日本道路協会(1999)、(社)日本道路協会、pp.345-353. 9)中潤植(1995)、地すべり対策技術協会、pp.1-85. 10)Skempton, A.W.(1964), Geotechnique, 14(2), pp.77-101. 11)石井靖雄・綱木亮介・杉本広之・浅野広樹・小山内信智(2005) : 現地載荷実験の安定解析結果とすべり面粘土の土質試験結果の比較、地すべり、41(6), pp.27-38. 12)高速道路調査会(1985) : 地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書、日本道路公団、pp.169-172 13)周ら(1997)、農業土木学会論文集、27(2), pp.23-29. 14)宜保ら(2000)、十と基礎、48(8), pp.9-12. 15)佐々ら(2001)、地すべり、37(4), pp.24-32. 16) 上野(2001)、地すべり、38(2), pp.1-10.

9 粒径が異なる発泡ガラスの強度特性について

琉球大学農学部

宜保清一・中村真也

琉球大学大学院

○池上恭一朗・沖原正絵

1. はじめに

発泡ガラスは2~75mmの不定形塊状で、軽量、高通水の特性を有しており、製造過程の諸条件を変えることで調整することができる。土木構造物である擁壁やボックスカルバートの裏込め等、砂や砂利の代替材として利用され始めているが、コスト高になることにより採用件数は伸びていない。本研究室では、発泡ガラスの特性を活かした活用法を確立するための検討を行い、盛土斜面への施用を提案している。発泡ガラスの強度特性を明らかにすることは、盛土斜面への合理的施用と盛土施用に最適な発泡ガラスを開発するための基礎資料となる。

ここでは、粒径の異なる2種の発泡ガラスについて三軸圧縮CD試験を行い、強度特性に及ぼす粒径の影響について検討した。

2. 試料および試験方法

2. 1. 試料

検討に用いた発泡ガラスは、非吸水性(独立間隙型)であり、単粒子密度は 1.148g/cm^3 である。粒径の異なる2供試体を作成した。発泡ガラス大粒径試料(A)は粒径2mm~10mmで、発泡ガラス小粒径試料(B)は粒径2mm~4.75mmである。

2. 2. 試験方法

A試料の三軸圧縮試験には、直径7.5cm、高さ15cmの供試体に適合する試験機を用いた。供試体は、締め固め乾燥密度が 0.402g/cm^3 となるように作成した。作成後、飽和供試体について、所定の側圧($\sigma_3=100\text{kPa}, 200\text{kPa}, 300\text{kPa}$)により圧密を行った。圧縮過程においては、軸ひずみ速度を0.44%/minとした。

B試料の三軸圧縮試験には、直径5cm、高さ10cmの供試体に適合する試験機を用いた。供試体は、締め固め乾燥密度が 0.402g/cm^3 となるように作成した。設置後、飽和促進のために脱気水で水浸状態にし、 -20kPa の負圧を1時間与えた後、所定の側圧($\sigma_3=100\text{kPa}, 200\text{kPa}, 300\text{kPa}$)で圧密した。圧縮過程の軸ひずみ速度は0.44%/minである。

3. 試験結果と考察

Fig. 1, 2にAおよびB試料の主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)・体積ひずみ ε_v ~軸ひずみ ε_a 曲線を示す。A試料の($\sigma_1 - \sigma_3$)~ ε_a 曲線では、応力は $\varepsilon_a=1\%$ 付近まで急激に増大し、その後の($\sigma_1 - \sigma_3$)の増加の様相は σ_3 の大きさにより異なった。 $\sigma_3=300\text{kN/m}^2$ の下では ε_a の増大に伴って増大し、 $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ の下では漸増した。 $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ の下では、両者の中間的な挙動を示した。 ε_v ~ ε_a 曲線も σ_3 の大きさにより異なった。特に $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ の下では、 $\varepsilon_a=12\%$ の ε_v が3%と小さかった。B試料の($\sigma_1 - \sigma_3$)~ ε_a 曲線は、A試料と異なる挙動を示した。 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は $\sigma_3=300\text{kN/m}^2$ では $\varepsilon_a=3\%$ 付近まで急

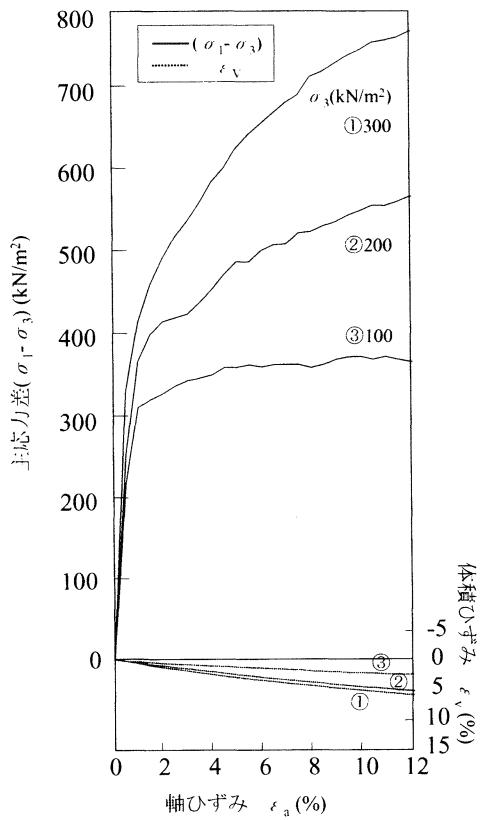


Fig. 1 大粒径(A)試料の三軸圧縮CD試験結果

激に増大し、その後漸増傾向を示した。 $\sigma_3 = 200\text{kN/m}^2$ では $\varepsilon_a = 3\%$ 付近で $\sigma_3 = 300\text{kN/m}^2$ の曲線と交差しつつ増大した。 $\sigma_3 = 100\text{kN/m}^2$ では $\varepsilon_a = 4\%$ 付近まで増大し、 ε_a の増大に伴って漸増状態になった。 $\varepsilon_v \sim \varepsilon_a$ 曲線は、 $\sigma_3 = 100\text{kN/m}^2$ よりも 200kN/m^2 では、 $\sigma_3 = 300\text{kN/m}^2$ のように直線とならず、不安定な曲線となった。これは、低い σ_3 の場合には拘束圧が弱く、発泡ガラス粒子相互の干渉作用が活発となることに起因したものと考える。

Fig. 3, 4 に A および B 試料の試験結果をモールの応力円で整理した。せん断抵抗角 ϕ_d は、A 試料で $\phi_d = 30.1^\circ$ で、B 試

料で $\phi_d = 21.1$ であった。粒径の違いによりせん断強度特性は異なった。盛土への施用に当っては、発泡ガラスの粒度管理が重要になる。

参考文献 1)三浦直樹ら(2003)：農業土木学会誌, pp.281-284. 2)土木研究センター(1999)：(財)土木研究センター, pp.29-45. 3)トリム(2000)：(株)トリム, p.2. 4)軽部大蔵ら(1999)：土木学会論文集, pp.201-211.

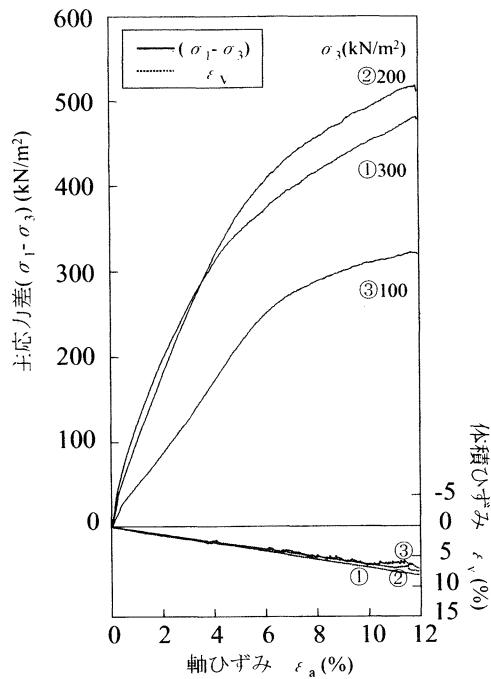


Fig. 2 小粒径(B)試料の三軸圧縮CD試験結果

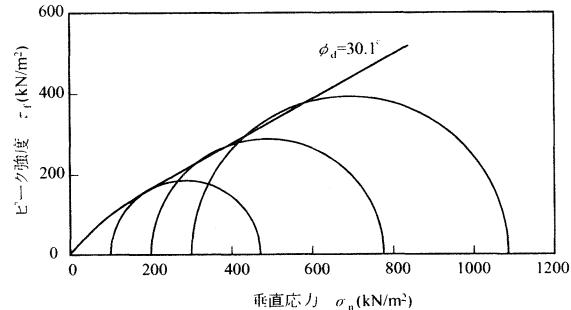


Fig. 3 大粒径(A)試料のモールの応力円と強度定数

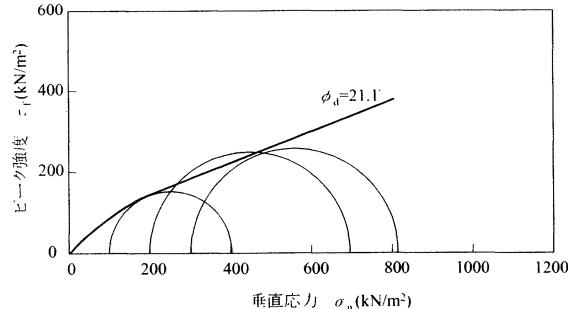


Fig. 4 小粒径(B)試料のモールの応力円と強度定数

10 石炭灰混合軟弱土のセメント及び高炉スラグ材等による改良効果に関する研究

琉球大学工学部環境建設工学科 原 久夫

大永建設株式会社

与那原 利行

○琉球大学工学部環境建設工学科生 伊藤 洋平

株沖縄環境分析センター 渡久地 博之

琉球大学工学部環境建設工学科生 岡田 亮

1. はじめに

1998 年度の全国の発電所で使用された石炭灰のうち有効に再利用されたものは、全国平均¹⁾で約 70%となっているが、沖縄県内の再利用率は約 40%で全国平均を下回っている。また、本島の河口に位置する河床、海底域では農用地から流出した軟弱な土が堆積して浚渫工事などの必要性が高まっている。このような背景から、軟弱な堆積土を改良する場合に石炭灰を混合することを想定し、その改良効果を確認するために一軸圧縮試験強度による重回帰分析により、強度特性に関する分析を行った。

2. 試験の物理的特性

試験に使用する土は、本島中部地域の石川市から採取した赤土（以下、土と称す）を 2mm ふるいで通過させた土を用いた。また、混合する石炭灰は金武火力発電所から排出された混合灰（石炭灰と称す）を使用し、さらに、改良に用いる固化材には普通ポルトランドセメント（セメントと称す）と高炉スラグの微粉末（スラグと称す）を用いた。なお、添加剤は結晶化促進剤としてのゲオドール液（ゲオドールと称す）を用いた。なお、表-1 には土と石炭灰の物理試験結果を、図-1 は土・石炭灰・セメントの粒径加積曲線を示している。これらの図と表から、土は液性限界 $w_L < 50\%$ 以下の粘土、石炭灰は細粒土に分類される。なお、図中のセメントの粒度²⁾は 90μm ふるいをほぼ全量通過し、5μm 程度を最小とする直線的な分布として示した。

表 - 1 赤土（石川土）と金武石炭灰の物理試験結果

項目	単位	測定値	
		土(平均)	石炭灰
一般	土の密度 ρ_s	g/cm ³	2.81 2.23
コンシス	液性限界 w_L	%	34.23 NP
テンシー	塑性限界 w_P	%	56.00 -
特性	塑性指数 I_p	%	21.77 -
粒度分布	礫分 2mm以上	%	0.0 0.0
	砂分 75μm～2mm	%	44.5 1.3
	シルト分 5μm～75μm	%	62.5 94.7
	粘土分 5μm未満	%	3.0 4.0
	平均粒径 D_{50}	mm	0.059 0.019

3. 試験計画

3.1 改良の要因と評価尺度の設定

試験計画では、実験計画法³⁾⁴⁾⁵⁾にもとづく因子と交互作用を過去の知見³⁾を参考にして設定した。また、実験計画法で対象となる因子、および、因子の添加比を求めるための設定比は以下の式により定義した。

$$w_1 = \frac{m_w}{m_s} \times 100 \quad (1)$$

$$w^* = \left(\frac{m_w}{m_s + m_c + m_{sl} + m_f} \right) \times 100 \quad (2)$$

$$C = \frac{m_c}{m_s} \times 100 \quad (3)$$

$$S = \frac{m_{sl}}{m_s} \times 100 \quad (4)$$

$$F = \frac{m_f}{m_s} \times 100 \quad (5)$$

$$G = \frac{m_g}{m_s} \times 100 \quad (6)$$

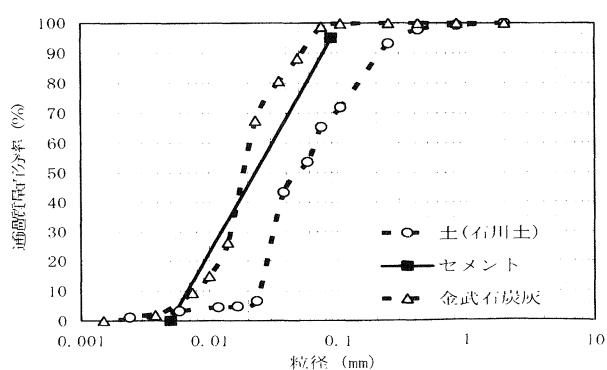


図-1 土(石川土)・セメント・金武石炭灰の粒径可積曲線

ここに、 w_1 :供試体の含水比(%)、 w^* :供試体の水固体質量比(%)、 C :セメント添加比(%)、 S :スラグ添加比(%)、 F :石炭灰添加比(%)、 G :ゲオドール添加比(%)、 m_S :土の質量、 m_w :水の質量、 m_C :セメントの質量、 m_{SL} :スラグの質量、 m_F :石炭灰の質量、 m_G :ゲオドールの質量とする。なお、各添加比の基準値は原則的に m_S とする。

3.2 要因の割付け計画

試験では次の表-2に示す5つの因子と各因子間における6つの交互作用を想定して試験計画を立案した。試験では、因子などの重要度が系統的に算出できる実験計画法の割付けによる計画にもとづいて強度試験を実施し、その測定結果を用いて重回帰分析による解析を行った。

表-2 要因と水準一覧表

要因	水準			
	1	2	3	
主な因子	セメント添加比 C (%)	4	7	9
	スラグ添加比 S (%)	1	7	16
	石炭灰添加比 F (%)	20	60	100
	ゲオドール添加比 G (%)	0.3	0.5	0.7
	供試体含水比 w_1 (%)	120	130	140
水・固体質量比 w^* (%)	54.5~96.0	58.3~101.5	62.2~107.7	

4. 因子の割付けと解析結果

4.1 因子の割付け

前述の(1)および、(3)~(6)式で示した各因子(w_1 、 C 、 S 、 F 、 G)の添加比を3水準に設定して、3水準系の $L_{27}(3^{13})$ 型直交表⁴⁵⁾

表-4.1 回帰統計表	
重相関 R	0.904
重決定 R^2	0.818
補正 R^2	0.790
標準誤差	76.01
観測数	24

表4.2 分散分析表①

	変動 S_i	自由度 f_i	不偏分散 V_i	分散比 F_i	P値(1%)	P値(5%)	有意判定
合計(全本)	633610	N-1 23					
回帰	518053	m 3	172685	29.89	4.938	3.098	※※
残差	115556	N-1-m 20	5778				
備考	N :測定データの全個数 m :説明変数の個数 F分布表によるP値						

表4.3 分散分析表②

	① 係数	② 標準誤差	①÷② t	P-値	有意判定
切片 : a_0	206.2	245.941	0.84	0.41172	
w_1 (%)	-2.23	1.853	-1.20	0.24311	
C (%)	28.62	8.244	3.47	3.47207	
S (%)	24.97	2.667	9.36	9.36051	

の列(総数13列)に割付けた。表-3は、その割付けによる一軸圧縮試験の結果を一覧表として示しているが、表では予想される主な因子、 w_1 、 C 、 S を第1・2・5列に配置し、 G と F は第10と12列に設定した。また、同表には示していないが残り8列のうち5列には交互作用因子を、3列には誤差の因子 e を割付けている。さらに、人的要因による誤差を均等に配分する目的で試験順序はランダムに実施した。

表-3 要因の割付け及び一軸圧縮強さの一覧表

列番号	1	2	5	10	12	データ
因子 No.	含水試 W ₁	セメント C	スラグ S	高炉 G	ドレオ F	石炭灰 q_u (KN/m ²)
1	1	1	1	1	1	測定不可
2	1	1	2	2	2	208.6
3	1	1	3	3	3	549.5
4	1	2	1	2	3	165.1
5	1	2	2	3	1	279.7
6	1	2	3	1	2	552.0
7	1	3	1	3	2	185.0
8	1	3	2	1	3	444.9
9	1	3	3	2	1	530.0
10	2	1	1	3	2	測定不可
11	2	1	2	1	3	206.2
12	2	1	3	2	1	334.1
13	2	2	1	1	1	146.9
14	2	2	2	2	2	307.5
15	2	2	3	3	3	407.7
16	2	3	1	2	3	252.5
17	2	3	2	3	1	419.8
18	2	3	3	1	2	437.7
19	3	1	1	2	3	測定不可
20	3	1	2	3	1	171.5
21	3	1	3	1	2	398.5
22	3	2	1	3	2	142.5
23	3	2	2	1	3	272.6
24	3	2	3	2	1	674.6
25	3	3	1	1	1	115.2
26	3	3	2	2	2	252.8
27	3	3	3	3	3	644.0
					合計	8,098.85
成分	a	b	c	ab^2c^2	ab^2c	平均 -qu
						337.45

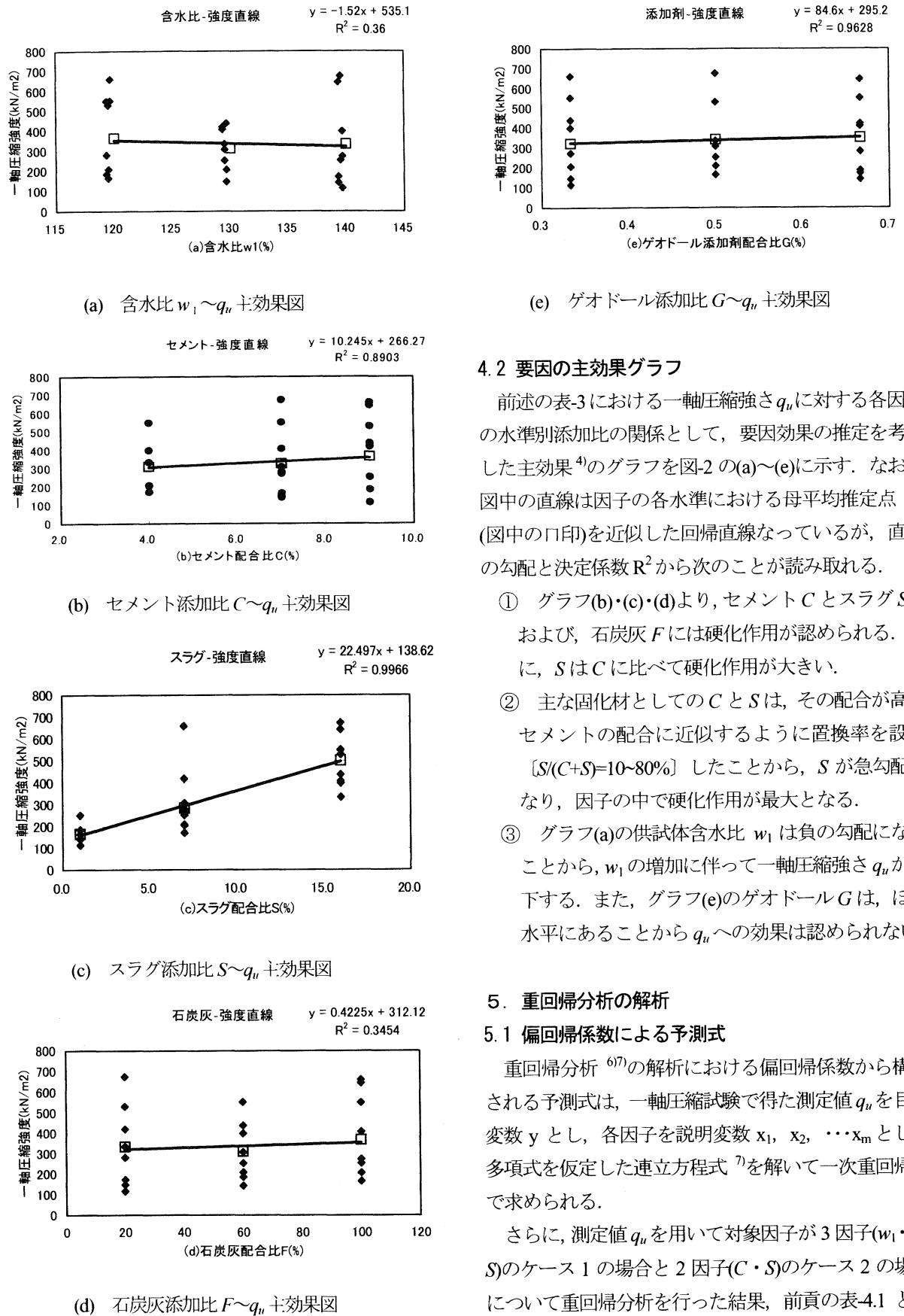


図-2 一軸圧縮強さ q_u と各因子の関係図

4.2 要因の主効果グラフ

前述の表-3における一軸圧縮強さ q_u に対する各因子の水準別添加比の関係として、要因効果の推定を考慮した主効果⁴⁾のグラフを図-2 の(a)～(e)に示す。なお、図中の直線は因子の各水準における母平均推定点⁴⁾⁵⁾(図中の□印)を近似した回帰直線なっているが、直線の勾配と決定係数 R^2 から次のことが読み取れる。

- ① グラフ(b)・(c)・(d)より、セメント C とスラグ S 、および、石炭灰 F には硬化作用が認められる。特に、 S は C に比べて硬化作用が大きい。
- ② 主な固化材としての C と S は、その配合が高炉セメントの配合に近似するよう置換率を設定 [$S/(C+S)=10\sim80\%$] したことから、 S が急勾配となり、因子の中で硬化作用が最大となる。
- ③ グラフ(a)の供試体含水比 w_1 は負の勾配になることから、 w_1 の増加に伴って一軸圧縮強さ q_u が低下する。また、グラフ(e)のゲオドール G は、ほぼ水平にあることから q_u への効果は認められない。

5. 重回帰分析の解析

5.1 偏回帰係数による予測式

重回帰分析⁶⁾⁷⁾の解析における偏回帰係数から構成される予測式は、一軸圧縮試験で得た測定値 q_u を目的変数 y とし、各因子を説明変数 x_1, x_2, \dots, x_m とした多項式を仮定した連立方程式⁷⁾を解いて一次重回帰式で求められる。

さらに、測定値 q_u を用いて対象因子が 3 因子($w_1 \cdot C \cdot S$)のケース 1 の場合と 2 因子($C \cdot S$)のケース 2 の場合について重回帰分析を行った結果、前頁の表-4.1 と次頁の図-3 から重決定係数 R^2 と決定係数 r^2 の値が近似した。よって、表-4.3 の係数値から 3 因子の予測式と

して次の(7)式を得た。

$$q_{ul} = 28.62C + 24.97S - 2.23w_1 + 206.20 \quad (7)$$

ここに, q_{ul} :一軸圧縮強さの予測値(kN/m^2), C :セメント添加比(%), S :スラグ添加比(%), w_1 :供試体含水比(%)となる。なお, ゲオドール添加比 G (%)は前述の図-2 の(e)より硬化作用が認められなかつことから, 予測式の対象から除外した。

次に, 重回帰分析結果としての表4.2の分散分析結果より, C , S , w_1 の3因子の分散値 F_i は, $F_i=29.89>F_{1\%}=4.94$ となる。さらに, 有意性の判定では, **印となり, 予測式は有意水準 $\alpha=1\%$ で有意となる。

5.2 測定値と予測値の比較

前述の(7)式から求めた一軸圧縮強さの予測値 q_{ul} と測定値 q_u の関係を, $y=x$ の一次式を使って回帰させると次の図-3 のケース1 に示すように $r^2=0.82$ となる。そのことから, 試験条件に用いた表-2 の数値を適用の範囲とすれば, q_{ul} の予測は可能と考える。

さらに, 同図に示す q_u と q_{ul} の相関において, 一軸圧縮強さが約 $300\text{kN}/\text{m}^2$ 以下の範囲では, ばらつきは比較的小さく, $300\text{kN}/\text{m}^2$ 以上は, ばらつきが大きくなっている。その理由として, 改良土が高強度になるにつれて前述の(2)式に示す水固体質量比 w^* が低下し, その結果として改良土の練り混ぜ効果が悪くなったと考える。なお, 図中の△印は分散分析における3因子のP値が最も悪い w_1 を削除した2因子の場合を参考例として示しているが, 3因子と2因子では予測値に差がないことが分かる。

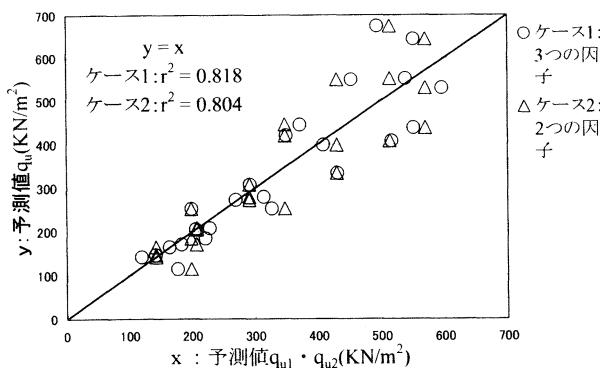


図-3 一軸圧縮強さの観測値 q_u と予測値 q_{ul} の関係図

6. おわりに

6.1 結論

本研究における解析結果をまとめると以下のようになる。

- ① 一軸圧縮強さ q_u と各因子の相関図における回帰直線から, 因子効果を判断するとスラグ添加比 S が最も大きい。また, ゲオドール添加比 G には q_u に対する因子効果が認められない。
- ② 重回帰分析で求められる一軸圧縮強さ q_{ul} は次の予測式で示され, かつ, 予測式の重決定係数は $R^2=0.818$ となる。

$$q_{ul} = 28.62C + 24.97S - 2.23w_1 + 206.20$$

6.2 今後の課題

図-3 における一軸圧縮強さ q_u と q_{ul} の相関図で, 高強度域になるに従って, ばらつきが大きくなる。そのことから, 今後実施する予定の試験では供試体含水比 w_1 の水分設定で, 強度のばらつきが小さくなる水分の配合検討が必要となる。さらに, セメント系固化材による六価クロムの溶出試験も行う必要がある。

参考文献

- 1) 環境技術協会, 日本フライアッシュ協会編(2000): 石炭灰ハンドブック(第3版), pp.I-20-I-36.
- 2) セメント系固化材による地盤改良マニュアル第3版(2003): 技報堂出版, pp.19-60.
- 3) 松尾稔・本城勇介(1999): 地盤環境工学の新しい視点 建設発生土類の有効活用, 技報堂 pp.104-133.
- 4) 田口玄一(2000): 実験計画法(上巻)第3版, 丸善.
- 5) 永田靖(2004): 入門実験計画法, 目科技連.
- 6) 菅民郎(2004): Excel で学ぶ実験計画法 シックスシグマと重回帰分析, オーム社.
- 7) 菅民郎(2004): Excel で学ぶ多変量解析入門, オーム社.

11 人口地盤材料「頑丈土破碎材」の特性について

沖縄電力株式会社

○又吉 悟

沖縄電力株式会社

波平 智成

日本国土開発株式会社

二宮 康治

1. はじめに

循環型社会形成推進基本法の個別法として平成12年5月には「国等による環境物品等の調達の推進等に関する法律（グリーン購入法）」が制定され、リサイクルに関する関心や利用要求が社会的に高まっており、土木工事分野においても再生材の積極的利用が強く求められると考えられる。

沖縄電力㈱においては、循環型社会形成、環境保全の観点から石炭火力発電所から発生する石炭灰を加工した地盤材料の導入・開発を平成10年度から積極的に進めており、「ポゾテック」の導入及び「頑丈土破碎材」の開発を推進してきた。両材料は、ともに再生資源路盤材、再生資源土砂代替材として平成16年12月に沖縄県リサイクル資材として認定されている。

そこで、今回は、沖縄における新たな人工地盤材料「頑丈土破碎材」の特性・施工事例について報告する。

2. 「頑丈土破碎材」とは

「頑丈土破碎材」は、主原料である石炭灰に水とセメント（必要に応じて少量の添加剤）を重力式混合装置で混合製造した頑丈土を一旦、盛土・養生した後に破碎したものであり、平成12年12月には（財）土木研究センター（旧建設大臣認定機関）から土木系材料技術・技術審査証明（技審証 第1220号）を取得した人工地盤材料である。以下に頑丈土破碎材の特徴を示す。

① 軽量である。

単位重量(湿潤密度)が1.6 kN/m³以下であり、通常の土質材料よりも軽量である。

② 高強度である。

砂質土と同程度の粘着力cとせん断抵抗角φをもっており、高強度で安定な盛土が造成できる。

③ 走行性に優れる。

1.200 kN/m²程度のコーン貫入指数を示し、重機の走行性に優れている。

④ 安全性を確保している。

有害物質の溶出量は、土壤環境基準を十分満足しており、環境に対して安全である。

⑤ 安定特性を有する。

乾湿繰り返し試験の結果から劣化等が少ない安定した資材である。

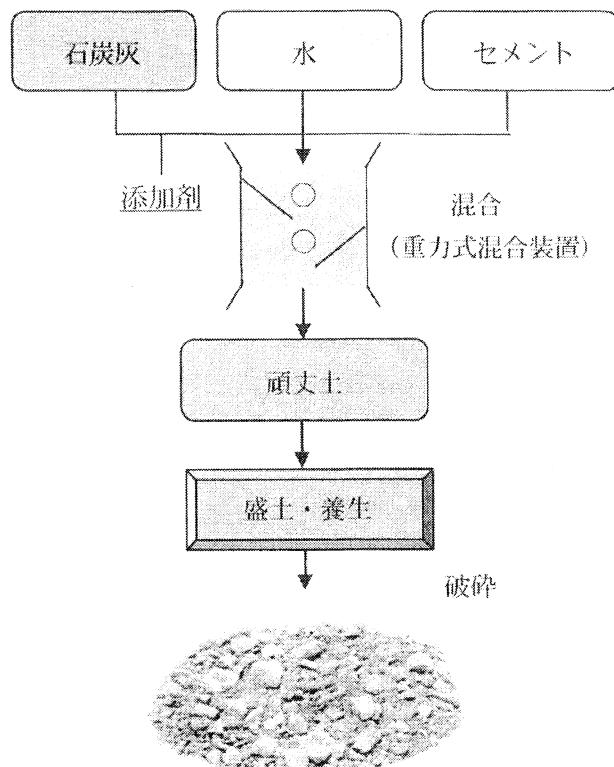


図1 頑丈土破碎材製造工程

⑥ 用途

盛土材、裏込め材として利用できる人工地盤材料である。

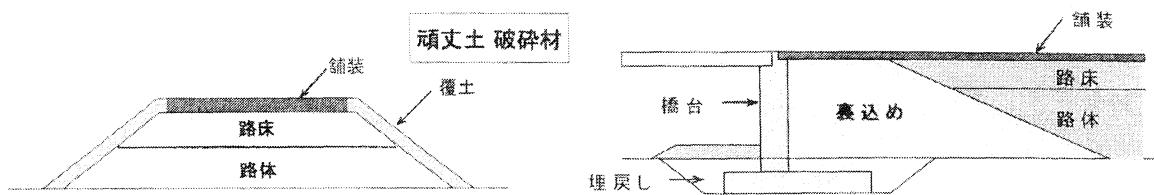


図2 頑丈土破碎材用途例

3. 「頑丈土破碎材」の特性

頑丈土破碎材の特性を最近の試験結果と技術審査証明（以下「技審証」とする）取得時のデータを比較して説明する。

なお、最近の試験データは、4種(A~D)の異なる石炭灰を原料とする頑丈土破碎材を各々3試料とり計12試料について実施した結果を掲載する。

(1) 縮め固め特性

① 単位重量(湿潤密度)

試験結果の範囲は $16.1\sim16.6\text{ kN/m}^3$ 、平均値は 16.63 kN/m^3 となっており、当該数値は技審証に示される頑丈土破碎材の単位重量 1.6 kN/m^3 以下より多少大きくなっている(図3参照)が概ね技審証のデータと一致し、一般的な粘性土、砂質土等の資材と比較すると軽量な資材であることが確認できた。

② 最適含水比、最大乾燥密度

試験結果から最適含水比は $29.5\sim35.4\%$ の範囲にあり、平均値で約 33.0% の最適含水比を示した。また、最大乾燥密度は、 $1.193\sim1.257\text{ g/cm}^3$ の範囲にあり、技審証データ($0.99\sim1.14\text{ g/cm}^3$)と比較し、若干重くなっていることがわかった。

(2) 強度特性(三軸圧縮試験結果)

① せん断抵抗角と粘着力

試験結果からせん断抵抗角については、 $34.3^\circ\sim39.8^\circ$ 、平均値 36.4° となっており、その範囲が 5° 程度で安定したせん断抵抗角をもつ材料であることが確認できた(図4参照)。

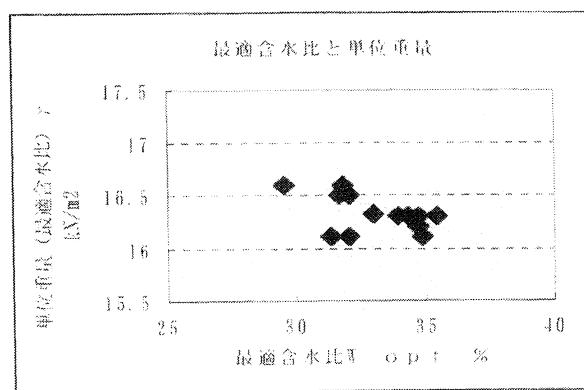


図3 頑丈土破碎材単位体積重量 γ (kN/m^3)

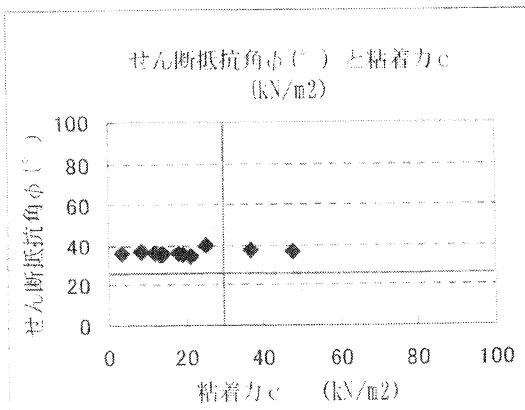


図4 せん断抵抗角と粘着力

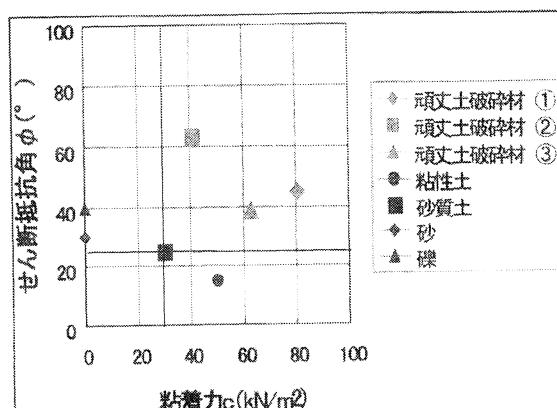


図4a せん断抵抗角と粘着力(技審証取得時)

粘着力は、3.32~47.65kN/m²、平均値18.2kN/m²で、データとしてはバラつきがみられる結果となった(図4参照)。

技審証データ(図4a、粘着力30kN/m²、せん断抵抗角25°以上)では、砂質土よりも高い粘着力と高いせん断抵抗角をもつ特長的(砂質土に近い)な性状を示めていた。今回の試験結果は、それと比較して若干粘着力は低いもののせん断抵抗角は同等であり、砂質土と礫質土の中間的な性状を示す結果となった。

粘着力のばらつきの原因については、頑丈土破碎材の原料である石炭灰の種類やセメント添加率の違いにより、異なった結果が得られるものと推察できるが、はっきりとした原因是把握できていない。

(3) 粒度特性

粒度試験の結果から頑丈土破碎材は、地盤の工学的分類で評価すると土質材料礫質土の土質材料の細粒分まじり礫(土質工学会基準 土の工学的分類体系)に分類される結果となった。図5から今回の試験結果で得られた粒度分布は、技審証時の粒度分布幅の範囲内に概ね収まっており、均等係数Cc(406~1316)が大きく広い粒度分布をもつ材料特性を示す結果となった。

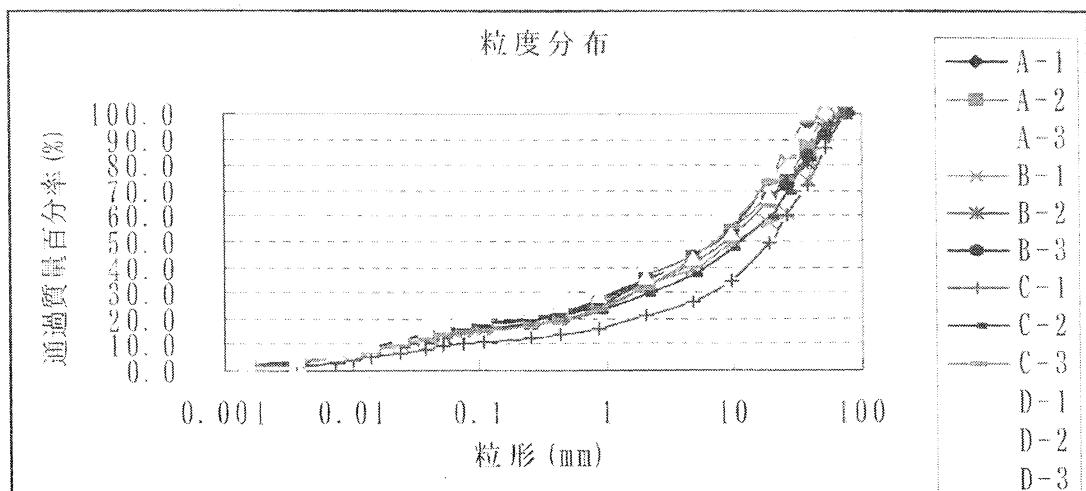


図5 粒度分布

(4) スレーキング率

スレーキング率の試験結果は、5.9%~14.7%、平均値9.2%となっており、技審証データ範囲内に概ね収まっている結果となった。道路公団の指標から頑丈土破碎材は、圧縮沈下の小さい材料に分類され、長期的な劣化の少ない安定した材料であると判断できる。

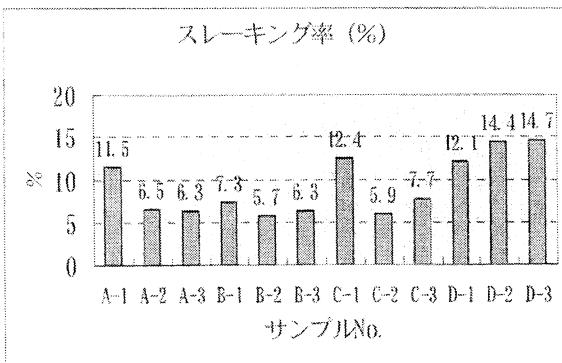


図6 スレーキング率

(5) 頑丈土破碎材の特性・評価

今回の試験において、単位重量(潤滑密度)

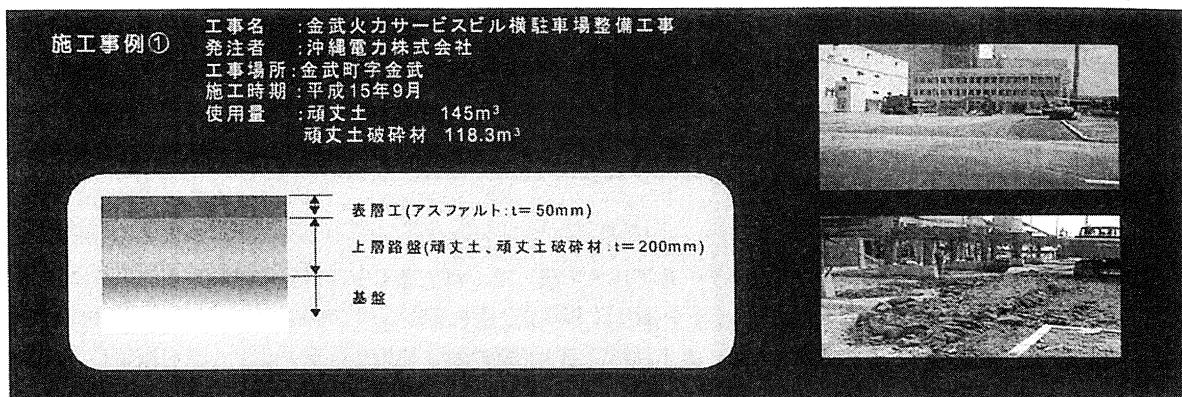
と粘着力の試験結果が技審証データと多少のずれがあったが、概ね技審証に示される範囲に収まっており、軽量でせん断強度を有し、長期安定性に優れる地盤材料であることが確認できた。

4. 施工事例

これまで実施した頑丈土破碎材の施工事例を示す。

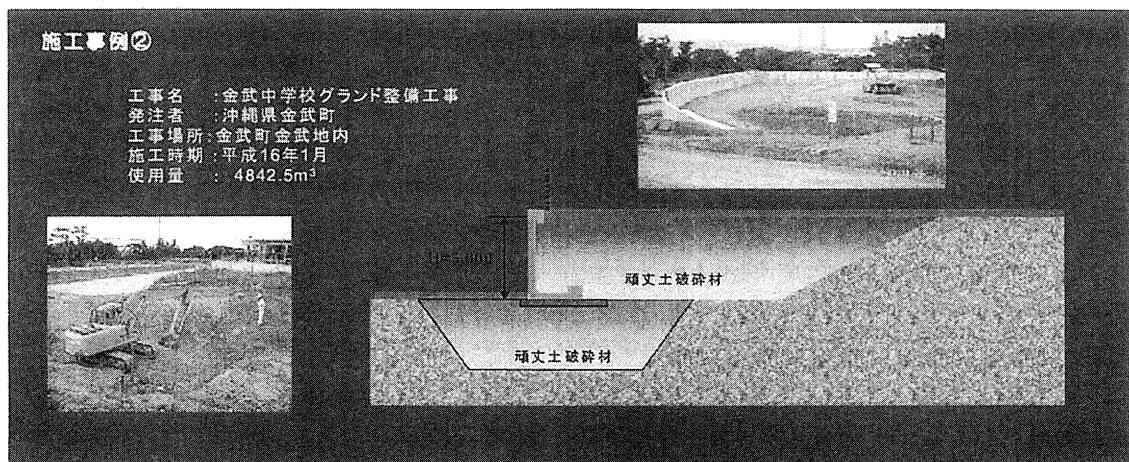
(1) 金武火力発電所駐車場整備工事

金武火力発電所サービスビルの駐車場整備工事の上層路盤材として厚さ 200mm で施工した。



(2) 金武中学校グランド整備工事

金武中学校のグランド整備工事で擁壁の裏込め材として使用した。



その他、そのせん断強度特性から宜野座団地造成工事の補強土壁工事の裏込め材として使用した実績がある。

5. まとめ

頑丈土破碎材は、せん断強度が砂や礫質土と同等でありながら軽量であることが大きな特徴のひとつとなっている。軽量であることから土木設計における土圧の軽減を図ることができ、軸体寸法の縮小や鉄筋量の減少、支持力の弱い軟弱地盤上への盛土等、砂や礫等にない特徴をもつ。また、石炭灰を有効利用したりサイクル材であり、自然環境を破壊することもないことから、環境保全の観点からも有効な資材であるといえる。頑丈土破碎材は、製造が開始されたばかりの資材であり、今後データを蓄積することで、使いやすい地盤材料として品質の安定化・品質の向上に努めたい。また、優位な特性部分を活かし、頑丈土破碎材の利用拡大を図ることで、自然環境の保全やリサイクルに貢献できるよう努めたい。

- (参考文献) 1. 土木系材料技術・技術審査証明 報告書 (財團法人 土木研究センター)
2. 金武火力頑丈土破碎材品質試験(粒度等)試験報告書
3. 上質試験の方法と解説 (社団法人 地盤工学会)

12 積重土破碎材のテールアルメへの適用事例ならびに現地確認試験報告

JFE 商事株式会社 ○永倉 秀典
JFE 商事株式会社 斎藤 紀明
沖縄電力株式会社 又吉 哲
KRE エンジニアーズ株式会社 菖蒲谷 豊美
KRE エンジニアーズ株式会社 若林 秀和

1. はじめに

補強土(テールアルメ)壁工法(以下テールアルメ工法)は、盛土施工中に帶状の鋼製補強材(以下ストリップ)を順次敷設することによって、盛土全体としての安定性を高めるべく考案された補強土構造物である。

今春、宜野座団地造成工事において、盛土材料に積重土破碎材を使用したテールアルメを構築した。積重土破碎材の適用に際し、テールアルメの安定性は、盛土材料とストリップとの間に働く抵抗力が計画通りに発揮されるか否かが重要な要素となるため、本件では現地確認試験として、盛土中に試験用のストリップを敷設し、それを直接引抜くことによって抵抗力を計測し安定性についての評価を行った。

ここでは、適用事例の工事概要ならびに現地確認試験結果について報告する。

2. テールアルメ工法の概要と設計

(1) 工法概要¹⁾

テールアルメ工法は、盛土中に敷設されたストリップと盛土材料との間に働く摩擦力を盛土の補強原理とする工法で、1963年フランス人のH. VIDAL氏の発明以来、欧米を中心に広く普及し、世界36カ国で活用されている。日本国内においては1972年に高速道路で利用されたのを始めとして、道路や土地造成等の盛土工事において橋台や水辺・多段・双璧等の様々な構造形式や施工環境で幅広く活用され、2005年8月末までの累積施工量は、約22,000件で壁面積にして約800万m²に達している。

今回使用された主要構成部材は、①コンクリートスキンと称する壁面部材、②盛土を補強するストリップ、③壁面部材とストリップを連結するボルトナット、④水平目地材、⑤透水防砂材である(図-1)。

(2) テールアルメの設計

テールアルメの設計にあたっては、一般に以下の項目に着目して検討が行われる。

①内的安定の検討(ストリップ配置や部材の断面力に対する照査)

ストリップが破断したり連結ボルトが折損することなく、且つストリップが引き抜けないことを検討する。盛土材料に積重土破碎材を使用した際に、所定の摩擦抵抗力が働きストリップが引き抜けないことが本件においては重要となる(図-2)。

②外的安定の検討(補強領域やそれを含む全体安定に対する照査)

テールアルメが滑動・転倒・支持力に対し安定であること。また盛土全体を含めた全体のすべり破壊が生じないこと。ならびに基盤地盤の沈下が許容範囲内にあるかどうかについて検討する。

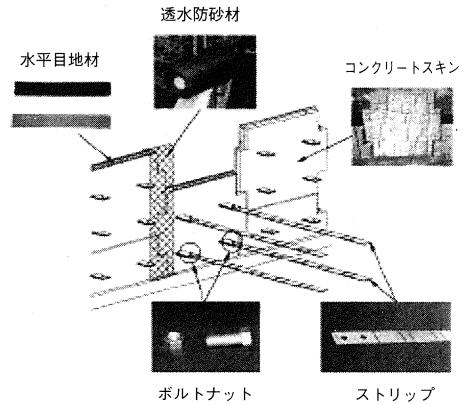


図-1 テールアルメの主要構成部材

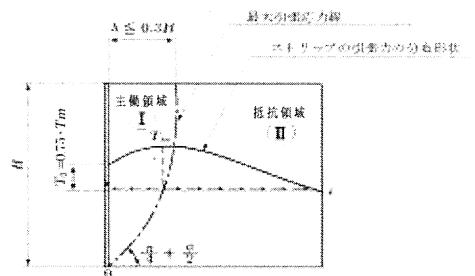


図-2 スリップに作用する引張力

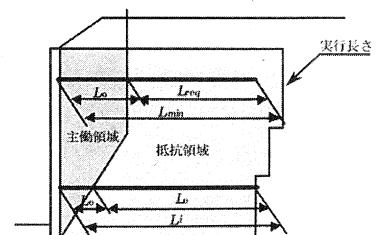


図-2A 設計におけるスリップ長

③構造細部の検討（構造細目）

根入れ深さや排水計画等、構造の細部について検討を行う。

3. 工事概要

(1) 工事概要

工事名：宜野座団地造成工事

施主：沖縄県宜野座村役場

工事規模：壁高 3.75m, 延長 47m, 壁面積 170 m² (写真-1)

(2) 頑丈土破碎材について

頑丈土破碎材の原材料は石炭灰・セメント・水・添加剤（石膏、高炉スラグ粉末）で、施工現場で攪拌し直接生成する材料ではなく、人工的に配合・品質管理される工場製品である。また、（財）土木研究センター：土木系材料技術・技術審査証明報告書（技審証 第1220号）²⁾に記載されている通り、「礫質土から砂質土まで粒度調整できる」材料であり、砂の代替材料として使用できる地盤材料である。本件で使用した材料は、施工開始前に物理・力学試験を実施し、表-1に示す物性値が確認されている。

4. 現場確認試験（ストリップ引抜き試験）について

テールアルメの内的安定は、設計時に想定したストリップの引抜き抵抗力が現地において機能しているか否かが重要な要素となる。今回、これを現地で確認する手法として、ストリップの引抜き試験を実施し、試験によって得られた引抜き抵抗力を摩擦係数に置き換えて、構造安定性について評価することとした。

(1) 試験概要

引抜き試験は、盛土施工時に試験用のストリップを壁面から露出させて敷設し、盛土完成後これに油圧ジャッキを接続して実施した。また、今回の引抜き試験は、比較対象として同一施工条件の下、粒調碎石（M-40）をストリップの周囲にのみ敷均したもの用意して各々3本ずつ計6本について実施した。

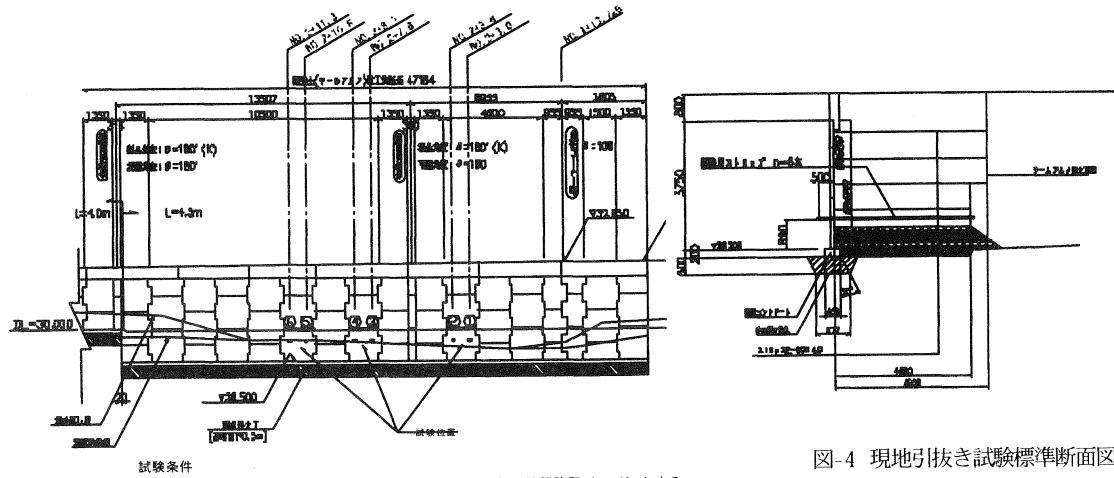


図-3 現地引抜き試験位置図

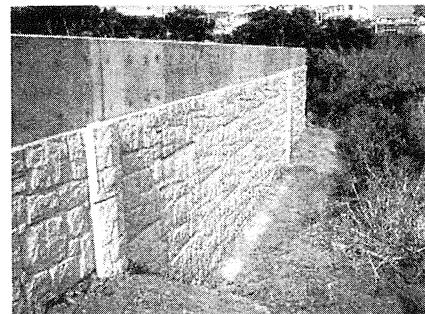


写真-1 現地完工写真

表-1 頑丈土破碎材物性値

一般	湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	1.592
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.383
	自然含水比 W_o (%)	30.38
粒度	礫分(%)	85.6
	砂分(%)	7.1
	シルト分(%)	4.3
	粘土分(%)	3.0
	細粒分(%)	7.3
	最大粒径(mm)	53.0
分類	均等係数 U_c	47.1
	地盤材料の分類名	シルト混じり砂礫
締固め	分類記号	GS-M
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.300
二軸圧縮	最適含水比 W_{opt} (%)	32.7
	粘着力 c (kN/m ²)	4.58
	内部摩擦角 ϕ_i (°)	36.8
スレーキング率	(%)	9.24

図-4 現地引抜き試験標準断面図

表-2 設計諸元

名称	記号	
壁高	H	3.75m
仮想壁高	Ha	4.57m
笠石高	H4	0.80m
深さ	z	3.66m
有効長	le	3.5m
鉛直応力	σ_v	62.22KN/m ²
摩擦係数	f [*]	1.028
摩擦抵抗力	S _i	26.864KN

(2) 試験用ストリップの設計諸元

本件で実施した試験用ストリップの設計諸元を表-2に示す。

設計上の摩擦抵抗力が26.86KNであることから、引き抜き試験時の現場引き抜き力は27KN以上となる。

①設計摩擦係数 (f_i^*) の算出

$$f_i^* = f_0^* \cdot (1 - z/z_0 + \tan \psi_i \cdot z/z_0)$$

ここに、

f_i^* : 着目するストリップ (i段目) の摩擦係数

$$f_0^* = 1.5$$

ψ_i : $\psi_i = 36^\circ$ とする。したがって $\tan \psi_i = 0.726$

Z : 仮想壁高 (試験時の盛土高さ) 上端よりストリップまでの深さ (m)

Z_0 : 仮想壁高上端より摩擦係数変化点までの深さ $Z_0 = 6.0m$

②設計引抜き力 (S_i) の算出

$$S_i = 2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_v \cdot b \cdot l_e$$

ここに、

S_i: 着目するストリップ (i段目) の摩擦抵抗力 (KN)

σ_v : 着目するストリップ上にある土の重量を主とする鉛直応力

$$\sigma_v = \gamma \cdot h + q_l (\text{KN}/\text{m}^2)$$

γ : 盛土材料の単位体積重量 (17.00 KN/m³)

h : 施工盛土高さ上端から着目するストリップまでの深さ (3.66m)

q_l: 活荷重(KN/m³) ※試験時に活荷重は発生しないため未考慮

b: ストリップの幅 (m) 0.06m

l_e: 摩擦抵抗力に対して有効と見なすストリップの長さ (m)

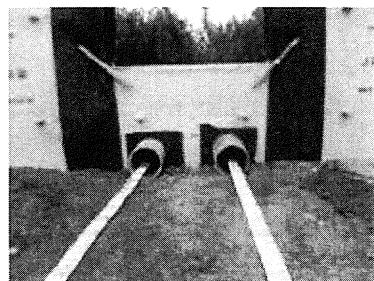


写真-2 試験用ストリップの設置

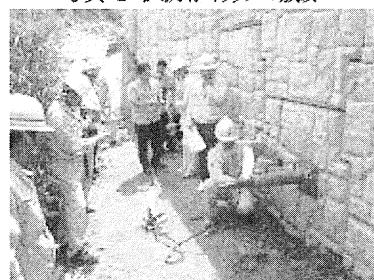


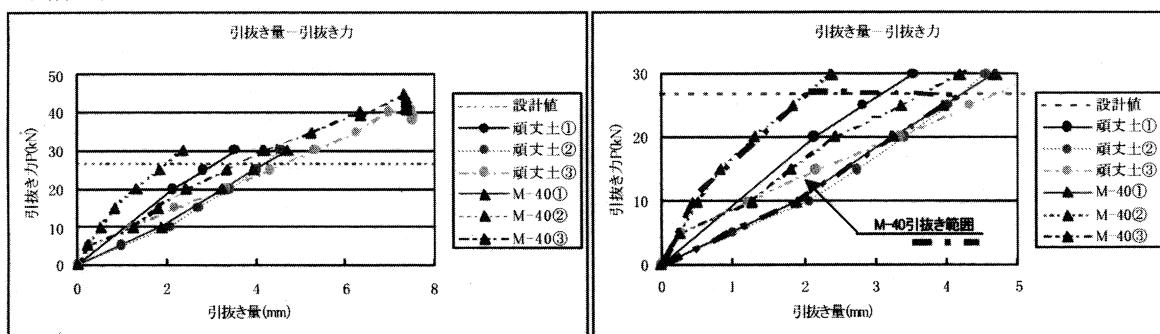
写真-3 ストリップ引抜き試験実施状況

5. 試験結果

今回の試験において得られた結果を表-3に示す。試験を実施した6箇所すべてにおいて目標とする引抜き抵抗力が確認された。試験①～④は目標荷重を超えた時点で3分間放置し、「放置時に引抜き量が増大しないこと。」ならびに「引抜き荷重が低下しないこと。」を確認した。一方、試験⑤、⑥に関しては、①～④と同等の内容を確認した後、最大引抜き抵抗力が確認されるまで載荷を継続している。引抜き力と引抜き量の関係を図-5に示す。

表-3 試験結果

試験位置	現場引抜き力 P (KN)	目標値 (KN)	判定
試験① 頑丈土①	30.00	27.00	OK
試験② M-40①	30.00	27.00	OK
試験③ 頑丈土②	30.00	27.00	OK
試験④ M-40②	30.00	27.00	OK
試験⑤ 頑丈土③	38.00	27.00	OK
試験⑥ M-40	41.00	27.00	OK



(1) 摩擦係数の整理

引抜き試験結果より得られた引抜き抵抗力より摩擦係数を逆算し、設計の摩擦係数との対比を行ったものを表-4に示す。また図-6に示すグラフは、(財)土木研究センター刊「補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル」に記されている摩擦係数のグラフに、本件で確認された摩擦係数をプロットしたもので、設計で想定される摩擦係数よりも高いことがわかる。

(2) 結果の総括と考察

試験で得られた結果の総括ならびに考察を以下に整理する。

- ①引抜き試験箇所すべてにおいて目標値以上の引抜き抵抗力が確認された。
- ②設計摩擦力との比較においても設計値以上である。
- ③試験①～④に関しては設計引抜き力以上であることを見たが、試験⑤、⑥の結果を見ると、最大引抜き力まではまだ余裕がある状態と考えられる。
- ④引抜き量は引抜き力30KNのとき、頑丈土では3.2mm～4.9mm、M-40では2.1mm～4.4mmの間で推移しており、M-40に比べて頑丈土の方がその差異が小さい。
- ⑤M-40において確認された「引抜き量-引抜き力」の最大・最小範囲を1つのエリアと仮定した場合、頑丈土は概ねそのエリア内である(図-5A)。
- ⑥引抜き量の差異は、ストリップに作用する土質の粒度のバラツキ等が考えられるが、「引抜き量-引抜き力曲線」では、試験①を除くと線形の傾斜はほぼ同一である。これは使用盛土材料の材質が安定していることならびに施工が均一に行われているものと考えられる。併せて、本件で使用された頑丈土破碎材は、M-40と同等程度の摩擦抵抗力を有しているものと推察される。

6. おわりに

今回施工を行った工事においては、施工完了後も特に壁面の変位は観測されず、現在も良好な状態である。そして、引き抜き試験においても十分な引き抜き抵抗力が確認され、所定の摩擦係数も確保していることから、頑丈土破碎材は、テールアルメの有効な盛土材料として考えられることができた。また、材料のせん断強度特性や締固め特性からの判断においても、頑丈土破碎材は、湿潤密度が一般砂質土に比較して軽量であり、且つ内部摩擦角が30°程度期待できることから、ストリップの引抜き抵抗を確保しつつ土圧が低減できる点は、テールアルメ工法に有利な材料といえる。

今後はより具体的な仕様ならびに要求性能をより明確にするために、実施例を増やしつつデータを蓄積していくたいと考えている。

(参考文献)

- 1) (財) 土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計施工マニュアル(第3回改訂版)
- 2) (財) 土木研究センター：土木系材料技術・技術審査証明報告書(技審証 第1220号)
- 3) 又吉 悟：人工地盤材料「頑丈土破碎材」の特性について(第18回沖縄地盤工学研究発表会)

表-4 摩擦係数の対比

試験位置	①設計摩擦係数	②現場摩擦係数	対比②/①
試験①：頑丈土①	1.028	1.148	1.117
試験②：M-40①	1.028	1.148	1.117
試験③：頑丈土②	1.028	1.148	1.117
試験④：M-40②	1.028	1.148	1.117
試験⑤：頑丈土③	1.028	1.454	1.414
試験⑥：M-40	1.028	1.569	1.526

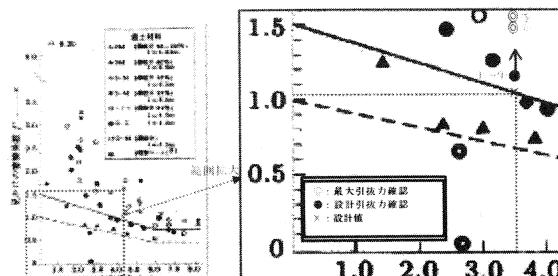


図-6 本件における摩擦係数

13 砂のろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究

琉球大学工学部 環境建設工学科 ○名渡山 一彦
琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

沖縄県中南部・北部地域に広く分布している国頭まあじの表層土は、有機物含有量が少なく微細粒子であり土壤粒子の粘着力及び連結力が弱いので粘土粒子が分散しやすく表流水によって容易に運搬されることから、受食性土壌であるといわれている。国頭まあじは、受食性が高く降雨等、気候条件により侵食及び流出が生じやすい自然的背景を有しており、赤土汚染として環境問題となっている。このような赤土流出は大きな社会問題を引き起こし、農業・水産業・観光産業等へのダメージが大きく、国土保全の観点からも無視できない状況となっている。

これまで沖縄県では、平成7年10月から『赤土流出防止条例』が施行され、この条例により赤土汚染を改善する効果が期待される。実際に施行前と施行後を比べると県全体で年間流出量が減少していることがわかる。しかし流出の被害はまだ出ており、今後の振興開発事業において自然との調和を図りつつ進めることが求められるが、流出防止対策が不十分な事業がいまだに多いことなど充分な解決策は得られていない。また、様々な対策工法の中でろ過型沈砂池が広く用いられているが、ろ過型沈砂池を構成する主要部であるろ過層は、長期間の使用により目詰まりが生じ、ろ過機能の低下をもたらすことが経験上知られている¹⁾。本研究では、実工事を念頭に、コンパクトにしたろ過装置から流出する透過流量と透水係数の結果と関係を、

表 - 1 ろ過層の初期状態

No.	ろ過層初期状態				
	① 透水長 <i>L(cm)</i>	② 乾燥 密度 <i>p_d(g/cm^3)</i>	③ 間隙比 <i>e</i>	④ 相対 密度 <i>D_r(%)</i>	⑤ 動水勾配 <i>Δh/ΔL</i>
1 回 目	1	6.20	1.036	1.576	0 4.194
	2	6.21	1.035	1.579	-0.46 4.187
	3	6.20	1.037	1.574	0.30 4.194
	4	6.20	1.036	1.576	0 4.194
	5	6.22	1.034	1.581	-0.76 4.180
	6	6.22	1.034	1.581	-0.76 4.180
	7	6.19	1.038	1.572	0.61 4.200
	8	6.20	1.037	1.575	0.15 4.194
2 回 目	1	6.21	1.035	1.579	-0.45 4.187
	2	6.20	1.036	1.576	-0.01 4.194
	3	6.20	1.036	1.576	-0.01 4.194
	4	6.20	1.037	1.575	0.09 4.194
	5	6.20	1.037	1.575	0.09 4.194
	6	6.21	1.035	1.580	-0.54 4.187
	7	6.20	1.037	1.575	0.09 4.194
	8	6.20	1.036	1.576	-0.01 4.194
3 回 目	1	6.21	1.035	1.580	-0.64 4.179
	2	6.20	1.038	1.572	0.61 4.194
	3	6.20	1.037	1.575	0.09 4.194
	4	6.20	1.036	1.576	-0.01 4.194
	5	6.21	1.035	1.580	-0.54 4.187
	6	6.19	1.038	1.572	0.62 4.200
	7	6.20	1.037	1.575	0.09 4.194
	8	6.19	1.038	1.572	0.62 4.200

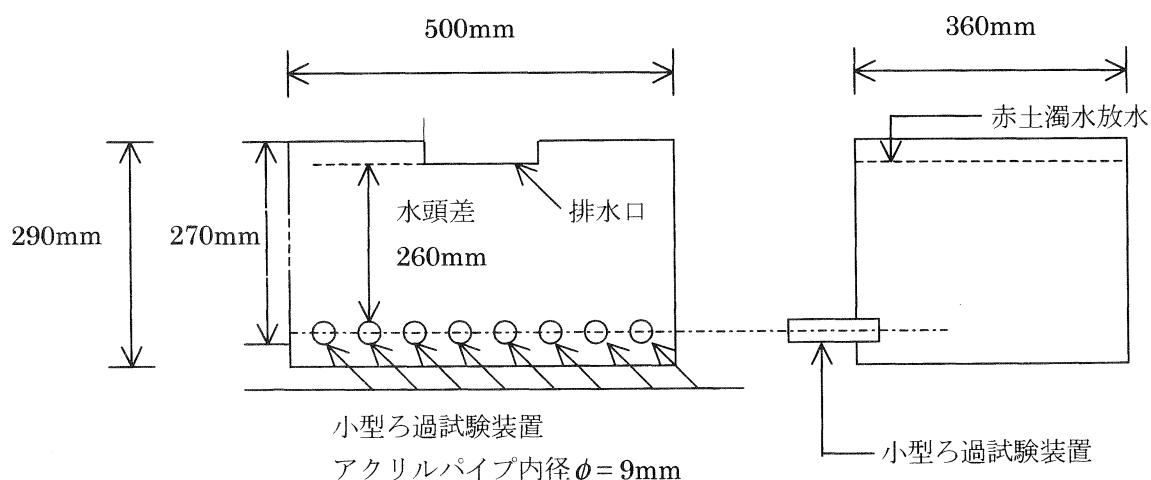


図 - 1 ろ過実験装置概要図

また目詰まりの原因となるろ過層に溜まる赤土の比率と透水係数の結果と関係を求める。

2. 実験

2.1 概要

実験は小型ろ過試験装置を用いて、「定水位透水試験」を3回行い、透水係数が $10^{-3}(\text{cm}/\text{s})$ になるまで実験を行なった。また8個の小型ろ過試験装置によって経過時間ごとに流出した累計流量、単位時間当たりの流出量、透水係数、ろ過層に溜まった赤土と砂の比率を求め、経過時間と累積流量、透水係数の関係、及び透水係数と単位時間当たりの流量、残留赤土質量比の関係を求めた。

2.2 小型ろ過試験装置を用いた定水位透水試験

2.2.1 実験装置の作成方法

図-1はろ過実験装置概要図である。容量500mlある水槽の底辺部に小型ろ過試験装置を取り付けた。小型ろ過試験装置はアクリルの筒（内径0.9cm、長さ8.2cm）を使用し、アクリル筒に砂（チービシ砂： $e_{\max}=1.576$, $e_{\min}=0.919$ ²⁾を詰め、流入口と出口には長さ1cmの不織布シートを敷いた。表-1は小型ろ過試験装置の初期状態を表している。砂は真上から自由落下方式で入れた。また、オーバーフロー防止のため水槽に高さ26cmのところで越流口を取り付けた。

表-2屋嘉土の物理試験結果

粘土(低液性限界)	(CL)
液性限界 w_L (%)	34.2
塑性限界 w_P (%)	56.0
塑性指数 I_P (%)	21.8
礫分2mm以上 (%)	0
砂分75μm~2mm (%)	34.33
シルト分5μm~75μm (%)	25.67
粘土分5μm未満 (%)	40.00
表面流出量 ³⁾ ($\text{g}/(\text{mm}^2/\text{m}^2)$)	30.61

表-3 ろ過層の定水位透水試験結果

No.	定水位透水試験											
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	
小型 ろ過 装置	流出 開始 時刻 <i>t</i> (min)	経過 時間 <i>t</i> (min)	累積 流量 (cm ³)	測定開 始時刻 <i>t₁</i>	測定終 了時刻 <i>t₂</i>	測定時間 <i>t₂-t₁</i> (sec)	測定時間 内の流出量 (cm ³)	単位時間 当たりの流量 <i>q</i> (cm ³ /s)	流速 <i>v</i> (cm/s)	透水係数 <i>k</i> (cm/s)	残留赤土 質量比 (%)	
1 回 目	1	11:45	5	261.9	11:45	11:50	300	261.94	8.7E-01	1.4E+00	3.3E-01	0.32
	2	11:45	15	797.4	11:45	12:00	900	797.42	8.9E-01	1.4E+00	3.3E-01	0.51
	3	11:45	30	1788.7	11:45	12:15	1800	1788.68	9.9E-01	1.6E+00	3.7E-01	1.57
	4	11:45	60	2386.6	11:45	12:45	3600	2386.57	6.6E-01	1.0E+00	2.5E-01	2.39
	5	11:45	180	4521.7	13:45	14:45	3600	1521.74	4.2E-01	6.7E-01	1.6E-01	2.18
	6	11:45	300	5351.8	15:45	16:45	3600	971.49	2.7E-01	4.2E-01	1.0E-01	5.33
	7	11:45	420	5737.3	17:45	18:45	3600	651.84	1.8E-01	2.8E-01	6.8E-02	6.12
	8	11:45	660	3346.0	21:45	22:45	3600	95.95	2.1E-02	3.3E-02	7.9E-03	11.21
2 回 目	1	9:00	5	303.6	9:00	9:05	300	303.6	1.0E+00	1.6E+00	3.8E-01	0.02
	2	9:00	15	1070.5	9:00	9:15	900	1070.45	1.2E+00	1.9E+00	4.5E-01	0.46
	3	9:00	30	1872.5	9:00	9:30	1800	1872.45	1.0E+00	1.6E+00	3.9E-01	2.34
	4	9:00	60	2797.6	9:00	10:00	3600	2797.64	7.8E-01	1.2E+00	2.9E-01	3.52
	5	9:00	180	3013.7	11:00	12:00	3600	898.33	2.5E-01	3.9E-01	9.3E-02	5.26
	6	9:00	300	5194.3	13:00	14:00	3600	793.46	2.2E-01	3.5E-01	8.3E-02	7.28
	7	9:00	420	5703.6	15:00	16:00	3600	423.46	1.2E-01	1.8E-01	4.4E-02	7.93
	8	9:00	600	2663.1	18:00	19:00	3600	40.55	1.1E-02	1.8E-02	4.2E-03	9.70
3 回 目	1	8:25	180	4644.9	10:25	11:25	3600	1177.76	3.3E-01	5.1E-01	1.2E-01	4.67
	2	8:25	180	3503.2	10:25	11:25	3600	467.23	1.3E-01	2.0E-01	4.9E-02	5.09
	3	8:25	300	4966.4	12:25	13:45	3600	371.97	1.0E-01	1.6E-01	3.9E-02	8.24
	4	8:25	300	5556.2	12:25	13:25	3600	320.79	8.9E-02	1.4E-01	3.3E-02	7.83
	5	8:25	420	5829.4	14:25	15:25	3600	339.44	9.4E-02	1.5E-01	3.5E-02	8.75
	6	8:25	420	6311.3	14:25	15:25	3600	307.96	8.6E-02	1.3E-01	3.2E-02	9.08
	7	8:25	600	6781.1	17:25	18:25	3600	47.14	1.3E-02	2.1E-02	4.9E-03	11.11
	8	8:25	660	7031.2	18:25	19:25	3600	70.32	2.0E-02	3.1E-02	7.7E-03	11.29

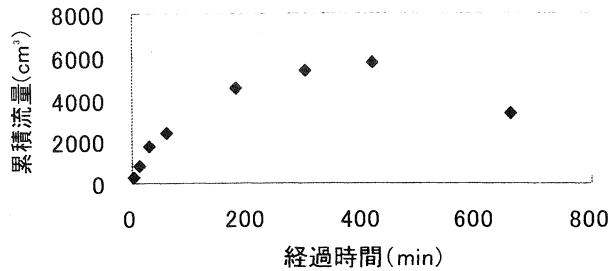


図-2 経過時間と累積流量の関係(1回目)

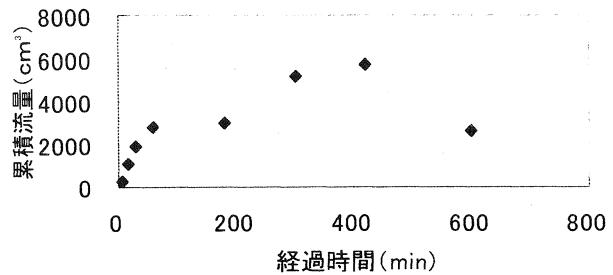


図-3 経過時間と累積流量の関係(2回目)

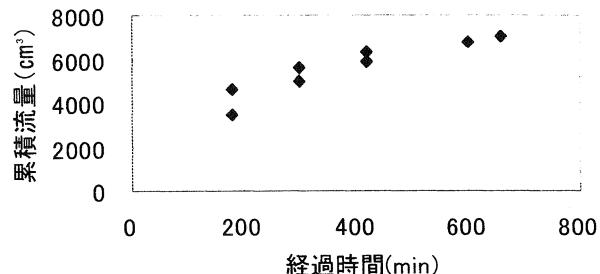


図-4 経過時間と累積流量の関係(3回目)

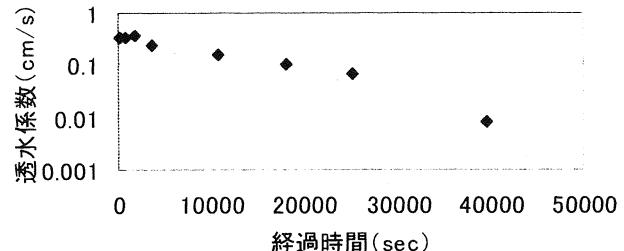


図-5 経過時間と透水係数の関係(1回目)

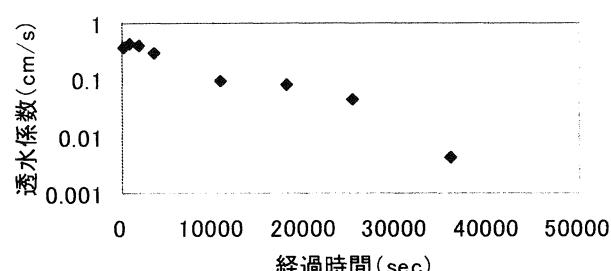


図-6 経過時間と透水係数の関係(2回目)

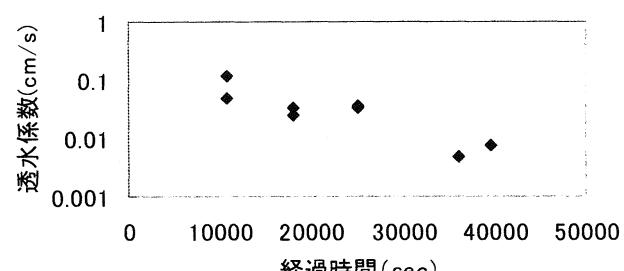


図-7 経過時間と透水係数の関係(3回目)

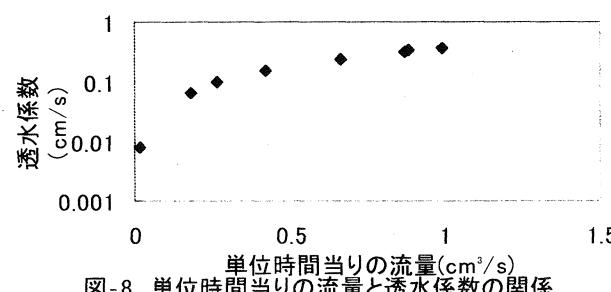


図-8 単位時間当たりの流量と透水係数の関係
(1回目)

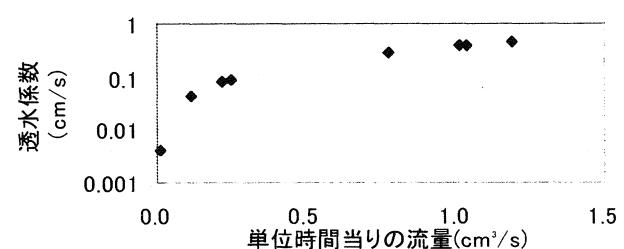


図-9 単位時間当たり流量と透水係数の関係(2回目)

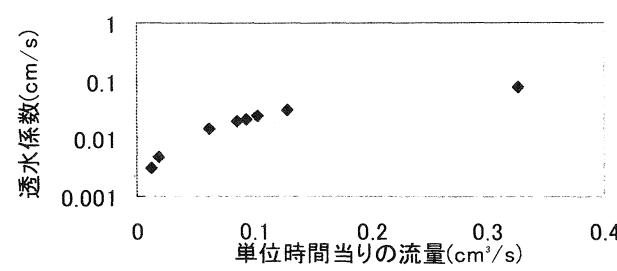


図-10 単位時間当たりの流量と透水係数の関係
(3回目)

2.2.2. 実験方法

ろ過試験で濁水として使用する赤土は金武町屋嘉から採取した土で作成する。表-2は屋嘉土の物理試験結果を表している。次にろ過層の中の砂にはチービシ砂を使用した。水槽に500~800ppmの濁水を入れ、小型ろ過試験装置を水槽に8個取り付けた。8個同時に濁水を流し、1回目と2回目の透水試験の時、No.1の小型ろ過試験装置では5分間の累積流量を測定して終了する。No.2の小型ろ過試験装置では15分間の累積流量を測定して終了する。順次それぞれ30(No.3), 60(No.4), 180(No.5), 300(No.6), 420(No.7)分の累積流量を測定して終了し、

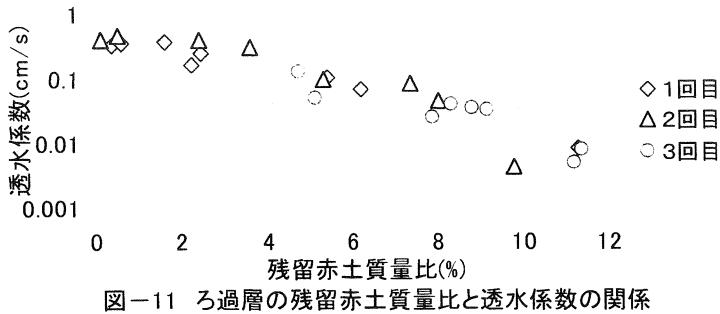


図-11 ろ過層の残留赤土質量比と透水係数の関係

表-4 流出前と流出後の濁水の濁度

	流出前(ppm)	流出後(ppm)
1回目	800	400
2回目	780	380
3回目	780	390

No.8 の小型ろ過試験装置は透水係数が $10^{-3}(\text{cm}/\text{s})$ になる時間まで累積流量を測定し終了した。3回目の透水試験の時は、No.1 と No.2 のろ過試験装置では 180 分

間の累積流量を測定して終了し、No.3 と No.4 の小型ろ過試験装置では 300 分の累積流量を測定して終了する。順次それぞれ 420 (No.5), 420 (No.6) 分の累積流量を測定して終了し、No.7 と No.8 の小型ろ過試験装置は透水係数が $10^{-3}(\text{cm}/\text{s})$ になる時間まで累積流量を測定し終了した。また透水係数を求めるために単位時間当たりの流量を求めるので、1回目と2回目の透水試験では No.1 から No.4 の小型ろ過試験装置までは累積流量と測定終了の時間で透水係数を求め、No.5 から No.8 の小型ろ過試験装置と3回目の透水試験の8個の小型ろ過試験装置は、測定終了時間の 60 分前から流量を測定し透水係数を求めた。ろ過層に溜まった赤土の残留量および小型ろ過装置 No.8 から流出した濁水を、濁度計を用いて濁度を測定した。

2.3 実験結果と考察

表-3 は3回の定水位透水試験の結果を表したものである。図-2, 3, 4 は経過時間と累積流量の関係を示したグラフである。図-2, 3 では No.8 の小型ろ過試験装置の累積流量が少ないがこれは小型ろ過試験装置に砂を入れるときの詰めかたに原因があると思われる。グラフから経過時間が増加すると流量の増加量が減少していくのがわかる。図-5, 6, 7 は経過時間と透水係数の関係を示したグラフである。グラフから多少ばらつきはあるが経過時間が増加することに透水性が悪くなっていくのがわかる。図-8, 9, 10 は単位時間当たりの流量と透水係数の関係を示したグラフである。グラフから単位時間当たりの流量が減少していくと透水性が悪くなることがわかる。図-11 は残留赤土質量比と透水係数の関係を示したものである。残留赤土質量比とは、小型ろ過試験装置の中に入っている砂の間隙に溜まる赤土の質量を砂の質量の割合で表した数値である。グラフから赤土が砂の間隙に残留していくと、透水性が悪くなっていくのがわかる。また残留赤土質量比が 10% を越えると透水係数が $10^{-3}(\text{cm}/\text{s})$ のオーダーになることがわかる。表-4 は流出前の濁水と流出後の濁水の濁度を示した表である。このときの流出後の濁水の濁度は3回の試験とも No.8 の小型ろ過試験装置から流出した濁水で濁度を測定した。流出前が約 800 ppm に対し、流出後の濁度は3回のろ過試験とも 400 ppm 程度しかろ過されていない。これは透水長が 6 cm 程度短いことや、フィルター部分の不織布シートの透水性が良いことが原因だと思われる。

3. まとめ

本研究では屋嘉土の濁水について経過時間と累積流量の関係と透水係数と3つの要素(経過時間、単位時間当たりの流量、残留赤土質量比)の関係を求ることにした。これらの関係は、濁水を作る土の産出地域によっても変わると考えられるため、今後は、様々な地域の赤土の濁水を使って実験を進める。また、実験方法を改良し、実験結果の精度を高めていきたい。

参考文献

- 名渡山一彦、原久夫(2004)：砂のろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究、第 17 回沖縄土質工学研究発表会講演概要集、pp35 - 36.
- 宮平友子(2003)：赤土流出防止を目的としたろ過型沈砂池容量の設計法に関する研究、pp18 - 19.
- 上間長徳、渡久地勲(2000)：沖縄本島北部における国頭まあじの流出量と粒度特性に関する研究、pp19 - 20.

14 地球温暖化の影響による 国土維持のための土木学

㈱ ハタフジコーポレーション 畑 山 栄

- ① 世界の水資源不足、温暖化により悪化 2025年には水をえられない人 50億人に
IPCCの第二作業部会 SPM 最終案

地球温暖化の影響を検討していた「気候変動にかんする政府間パネル IPCC」の第二作業部会はこれまでに、世界の水資源不足が温暖化によって悪化、十分な水が得られない人の数が現在の17億人から2025年には約50億人に増えるなどとした。政策文書（SPM）の最終案をまとめた。作業部会は南極の氷床の崩壊による5メートル前後の海面上昇など、急激で大規模な影響ができるとの研究成果にも言及。温暖化対策を各国に促す内容になっている。

SPMは約1000ページに上る作業部会報告書の要点を、各国の政策決定者向けにまとめた基幹文書で、気候変動枠組み条約の締結国際会議などの議論にも大きな影響を及ぼすことになる。報告書は、地域別の問題点も検討。アジアについては、人口が多い熱帯地域で豪雨や洪水が増加、数千万人が移住地域を追われる可能性や感染病の増加などが懸念された。最終案は、人口増加による灌漑用水や生活用水の不足傾向に温暖化が拍車をかけ、特に中央アジアやアフリカ南部、地中海周辺諸国で大きな影響ができるとした。また、気象災害の増加によって、保険会社が保険金を引き上げたり、被害をカバーできなくなったりする可能性が、特に発展途上国の被害をさらに酷くすると警告した。

- ② 北極の凍土が解け太古の二酸化炭素放出 UNEP環境報告 温暖化はさらに加速

ナイロビで開かれた国連環境計画（UNEP）の環境会議で地球温暖化によって北極の永久凍土が解け、そこに閉じ込められていた太古の二酸化炭素が放出され温暖化を加速する恐れがあることが報告された。

報告によると、北極地方の永久凍土は過去数千年以上にわたり二酸化炭素やメタンなどの温室効果ガスを吸収。世界中の炭素の約14%が凍土中に閉じ込められている。気候変動に関する政府間パネル（IPCC）などの予測では、北極地方は今世紀末に最大10度も気温が上がる地域もあるなど温暖化が顕著。このため凍土が解けて閉じこめられていたガスが放出され、温暖化を加速させる悪循環がはじまる恐れが高いという。UNEPによると、凍土の溶解はアラスカやシベリアで既に起こっており、地盤が軟らかくなっている。

③ 失われる熱帯林

これまで環境問題の原点ともいえる森林破壊について、世界と日本の文明の歴史から見てきた文明の発祥した約1万年前、全陸地面積の約半分、6100万平方キロメートルあったと推定されている森林は、現在約3400キロメートルですでにその半分近くが失われた。そして人類は最後に残された地球の森を破壊しつつあり、このままでは今世紀中にはそのほとんどが失われると予測されている。インドネシアスマトラ島部の都市メダン近郊に宏がるアブラヤヤシの農園を訪ねた。熱帯林を切り開いた後に植えられた、高さ10mを超える成木が整然と並び、その隣には新たに植えられた高さ50cmほどの苗が育っている。

日本よりもやや広い面積を持つこの島は1970年頃までその約70%が熱帯林であった。現在その面積は20%程度、わずか30年で3分の1以下に減少してしまったこれほど急激に森林が失われた例は世界でも他に例を見ない。1980年代、スハルト政権は人口が集中するジャワ島から周辺の島々への集団移転政策を強力に推進した移住者はスマトラ島だけでも200万人に上り、その結果焼畑を中心とする農業開発と、主に中華系資本によるアブラヤシを中心とする大規模な農園の開発により、森林は急速に失われた。

1997年にはスマトラ島およびボルネオ島において大規模な森林火災が発生し、周辺国まで広がった煙害による健康被害や飛行機の墜落事故まで引き起したことは記憶に新しい。この原因は農園開発のための放火と異常気象により雨季に雨がふらなかつたことによる。また政府の無策や開発業者との癒着などが指摘されている。他の例をあげると、タイは50年ほど前までは国土の70%異常が森林であったが、現在は26%に過ぎず、しかもその質も大きく低下している。その原因は焼畑と薪の採取、そして日本などへの材木輸出である。

熱帯林の減少の原因是、まず第一に焼畑農業であり、これが全体の45%を占める。焼畑農業は長い歴史を持ち、自然の周期に合わせた伝統的なものであり、自然環境に与える影響は比較的すくなかった。しかし近年の急激な人口増加による新たに入植した住民による略奪的な焼畑は深刻な森林破壊をもたらしている。

④ 長野県で来年度里山保全プロジェクト発足、学術的研究やモデル地域指定し再生事業

長野県は来年度から、里山保全と再生に向け総合的な施策展開を目指す部局横断のプロジェクトチームを発足させる。里山の生物の多様性、人と自然の共生の歴史といった学術的研究を進める一方、モデル地域を指定し、荒廃した里山の再生を試みる事業などを2002年度以降実施していく考えだ。

長野県環境審議会が改訂版の県環境基本計画の答申をまとめたのを受け、田中知事がプロジェクト設置を指示。4月をめどに県自然保護課、林務部、農政部を中心に発足させる。同研究所は来年から5年計画で、里山の動植物の生態や里山の暮らしの

変遷に関する研究チームを立ち上げる準備を進めており、プロジェクトは、同研究所の報告を基に総合的な里山保全、再生作の方向性を決める。

子供たちが里山に親しむ事業や、里山を観光資源として見直す事業なども視野にいれており、プロジェクトには教育委員会や観光課、民間の環境保護団体の協力も検討している。

⑤ 地球温暖化の影響による、国土維持のための土木学

土木学は従来の土木工学とは異なりもっとレベルの高い、幅の広いものである。そして土木技術者は土木工学者であるよりは土木学者であれという含みかと思ふ土木学を私なりに解釈して、地球温暖化と土木学についてという作文にさせていただきます。

オゾン層の破壊は今南極で観測していますがなかなか回復できないといわれています。あれは一応フロンガスのせいだとなっていますが、フロンガスを制限してもなかなか回復できないというお話を聞きました。オゾン層の破壊という問題一つをとっても、これは人類にとってゆゆしき問題になってきます。オゾン層の破壊で明らかに地球の温暖化によって南極や北極の氷がとけて海面が上昇してくるので、これは重大な人類に対する結果を招きかねないというわけです。

人類の生存のための問題、我々はまだ大丈夫だと思って安心しておりますが。もう私は73歳ですから私の生きている間に地球は住めなくなるということは絶対ありませんが、私の孫ぐらいの世代になると住みにくくなるかもしれない。

春夏秋冬のある我が国では、冬期間の積雪量が、数メートルに達し、自然のダム湖としての役割をはたしている、春から初夏頃までは雪解け水はダム湖を潤し河川の浄化や樹木に水分を与え、下流水域地区の水を補給している。我が国の年間降雨量は約1700mmと水に恵まれた国である。

これが地球温暖化の影響によって、冬期間の積雪量、春から秋に至る降雨量が減少すると、渇水、豪雨による洪水に見舞われることになり、治水や利水のためのダム湖の規模についても柔軟に考えなくてはならない。又下流の河川も渇水、洪水を予測しての河川堤防の築堤等に至るまでも一考すべきところです。

さらに、温暖化がもたらす南極の氷床の崩壊により2025年には海面上昇5メートル前後との成果から、世界一の沿岸域を持つ我が国としては、海岸区域の整備（河口の堤防、橋梁の高さ修正）等 尚0m地帯に住む人々の安全な住居の確保が重要な問題となります。

私は土木学につき必ずしも十分に解っているわけではありませんが、今までいろいろな方達との勉強の結果、土木学とは「人間を含めた全ての生物の生命維持装置である地球、国土を人間性、自然観、哲学を基本として、秩序と調和のある

開発、維持を実現するための体系化された知識」と考えます。

このような観点から、現在公共事業についてとかくとりさだされているが、**公共事業優先順位を制定しては如何とも考えられるということです。いまこそ土木本来の目的を果たすべく、見識とリーダーシップを持っていただきたい、**と強く思うわけです。

☆ 国土建設は未来永永のテーマです、急がずとも怠ってはならない。

沖縄地盤工学会会員

顧問	宜保 清一	琉球大学農学部
会長	原 久夫	琉球大学工学部
副会長	加藤 進	琉球大学工学部
	赤木 知之	琉球大学工学部
	渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部
会員	中村 真也	琉球大学農学部
	伊野波 盛義	(株)中央建設コンサルタント
	川崎 祐子	(社)沖縄建設弘済会
	桃原 強	岡三リビック(株)
	知念 洋一郎	(株)大富建設コンサルタント
	屋良 隆司	(株)沖縄建設技研
	砂川 尚之	(株)日興建設コンサルタント
	平良 聰	(株)沖技
	高久 和彦	大和探査(株)
	波平 恭宏	沖縄県 土木建築部
	宮城 富夫	上城技術情報(株)
	吉沢 光三	(株)清光研究所
	与那嶺 満	応用地質(株)
	島袋 真希	(株)大富建設コンサルタント
	我那覇 亮次	(株)中央建設コンサルタント
	安谷屋 賢	北斗設計(株)
	川満 一史	(株)沖縄設計センター
	夏目 隆弘	基礎地盤コンサルタンツ(株)

広 告 目 次

会 社 名

(株)朝日建設コンサルタント	1
(株)アジア測量設計	1
(株)岩下建技コンサルタント	1
(株)大富建設コンサルタント	2
大野産業(株)	2
岡三リビック(株)	2
(株)沖技	3
(資)沖土質コンサルタント	3
(株)沖縄建設技研	3
(有)沖縄地盤調査	4
(株)沖縄土木設計コンサルタント	4
(株)沖縄物理探査	4
沖縄地質調査業協会	5
奥村組土木興業(株)	6
応用地質(株)	6
基礎地盤コンサルタント(株)	6
(株)國場組	7
(株)協和建設コンサルタント	7
(株)京和土建	7
錦城護謨(株)	8
(株)国建	8
(株)芝岩エンジニアリング	8
上城技術情報(株)	9
(株)白石	9
新構造技術(株)	9
(株)誠研舎	10
(株)ソイル	10
(株)大東エンジニアリング	10
(株)中央建設コンサルタント	11
蝶理(株), (資)導プランニング	11
(株)東京ソイルリサーチ	11
(株)南城技術開発	12
(株)日興建設コンサルタント	12
(株)不動建設	12
(株)ホープ設計	13
三井化学産資(株)	13
リウコン(株)	13
(株)ワールド設計, (株)海邦技研	14

営業種目 { 土木に関する企画・調査・測量・設計
施工管理・土質調査・業務全般



株式会社朝日建設コンサルタント

代表取締役会長 友利徹夫

代表取締役社長 島田信明 専務取締役 比嘉武光
技術顧問 野里耕正 取締役企画部長 前里幸三

〒901-2133 沖縄県浦添市城間3丁目9番1号

☎(098)877-9110 FAX(098)876-8383

測量・建設・補償コンサルタント業

- 土地区画整理 ● 造成設計 ● 施工監理
- 土木設計 ● 測量全般 ● 補償業務



株式会社アジア測量設計

代表取締役社長 松川清康

専務取締役 親川勇

本社 〒901-2131 沖縄県浦添市牧港4丁目4番5号

電話 (098) 877-6738 FAX (098) 879-6607

登録 { ● 建設コンサルタント(建10) 第6410号・測量業第6・10745号
部門 { ● 地質調査業(質14)第1712号
● 土壤汚染状況調査環境大臣指定 環2003-1-739



株式会社

岩下建技コンサルタント

取締役会長 下地巖 代表取締役 仲本政功

専務取締役 長堂嘉光 相談役 亀浜勇吉

本社 沖縄県浦添市前田2-19-16 宮古支店 電話/FAX (0980)72-6906

〒901-2102 電話 (098) 879-6489(代)

FAX (098) 877-0478



株式会社大富建設コンサルタント

代表取締役社長 比嘉一郎
取締役常務 国吉真孝

本社／〒901-2133 沖縄県浦添市城間4丁目14番6号
電話 (098)877-8221(代表)
FAX (098)877-8260

限りある資源をリサイクル、沖縄の美しい自然を守り、産業発展に貢献する。

粒調再生路盤材 ホワイトコーラル® 「製造装置及び製品特許登録」



大野産業株式会社

代表取締役社長 當野幸哉

本社(生コン工場) 南風原町字新川345番地 ☎098-889-3487
たから工場(ホワイトコーラル製造) 東風平町字高良267-2番地 ☎098-998-3065(代)

土木資材、新工法のパイオニア

ソフトなハードワーカー



岡三リビック株式会社 沖縄営業所

〒901-0305 糸満市西崎町5丁目10番地

TEL098-840-9360 FAX098-840-9361

【景観商品】

- ・ロックーステージ(人工岩)
- ・セラミックタイル
- ・モニュメント

【盛土工法】

- ・多數アンカー(垂直擁壁)
- ・ウェブソル(垂直擁壁)
- ・E P S(軽量盛土)
- ・テンサー(ジオグリッド)

【軟素材】

- ・C P ドレーン(繊維透水管)
- ・ローマット
- (湿潤ベントナイトシート)
- ・ファブリフォーム(布製型枠)

建設コンサルタント・測量・地質・土質調査・施工管理



株式会社 沖 技

代表取締役会長 小波藏 政 良

代表取締役社長 照 屋 義 明

専務取締役 今 村 重 和

沖縄県浦添市勢理客4丁目17番11号 (リウエンリースビル4階)
TEL (098) 878-6575(代) FAX (098) 876-7408

営業種目

建設コンサルタント業務・地質及び土質調査業務
測量業務・磁気探査業務・施工管理業務



合資会社 沖土質コンサルタント

建設コンサルタント業 (16)-6592号
国土交通大臣登録 測 量 業 (10)-4599号
地 質 調 査 業 (14)-1061号

代表者 大底 隆一
常務 知名 朝盛

本 社：沖縄県浦添市勢理客四丁目21番6号 電話 (098) 877-4583・879-4470

自然に優しく未来を見つめて
人と自然のハーモニーを奏でる

ISO9001
ISO14001
認証取得

営業種目 { 測量業務、地質調査業務
建設コンサルタント業務



株式会社 沖縄建設技研

代表取締役社長・技術士 砂川 徹 男

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城3丁目7番5-103号

TEL 098-876-4805 FAX 098-878-7230

国土交通省登録 地質調査業(質)15第2077号・測量業第(1)28705号
環境省指定機関 (環)2003-2-10

OJC(有)沖縄地盤調査

●土質試験 ●地質調査 ●磁気探査 ●測量 ●土木設計 ●施工管理 ●環境汚染対策調査

代表取締役 仲嶺茂

専務取締役 田港朝博 取締役土質部長 与那城健
取締役技術部長 兼本健二 統括技術責任者 祝嶺春一

本社 〒904-0103 沖縄県北谷町字桑江478-5 TEL (098)936-9955
ホームページ <http://www.otc.ne.jp/~ojc/> エメール ojc@otc.ne.jp

技術と誠意で地域社会の繁栄に貢献する

(社)沖縄県測量設計コンサルタント協会会員

登録部門
建設コンサルタント(建11)第6635号
測量業(7)第7313号
地質調査業(質)12第1879号



株式会社 沖縄土木設計コンサルタント

代表取締役社長 比嘉弘政

〒901-2131 沖縄県浦添市牧港2-54-2

☎ (098) 877-4634

FAX (098) 876-0759

磁気探査・地質・土質調査・測量設計

OGP 株式会社 沖縄物理探査

代表取締役 平良恒男

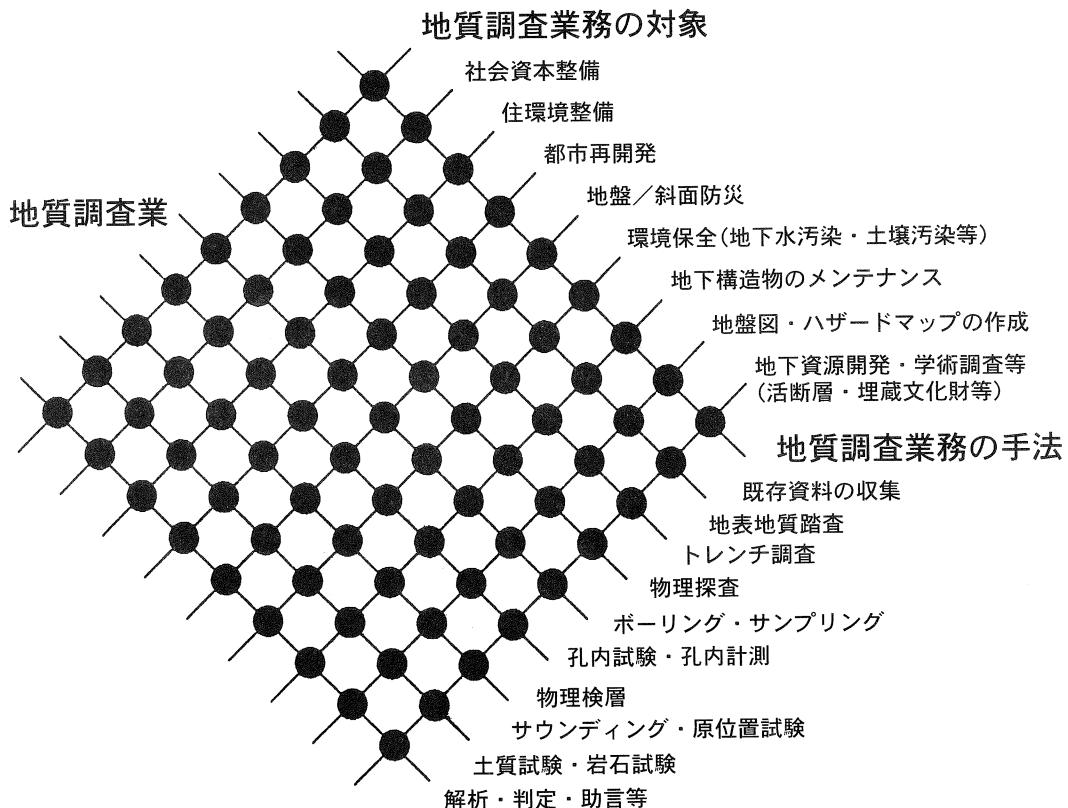
〒900-0023 沖縄県那覇市字楚辺257番地7(たいらビル)

電話 (098)834-4547(代)

FAX (098)833-1319

E-mail ogp-cho-sa@yacht.ocn.ne.jp

地球時代の知識情報サービスを目指して
“To serve as a Geo-doctor / Geo-consultant”



社団法人 全国地質調査業協会連合会
沖縄県協会

〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖3-44-3 日興ビル2F
電話 (098)871-1508 · FAX (098)871-1509

- | | |
|----------------------|-----------------|
| (株) 岩下建技コンサルタント | (資) 新藤土質調査 |
| 大和探査技術 (株) 沖縄営業所 | (株) 大洋土木コンサルタント |
| (株) 大富建設コンサルタント | 応用地質 (株) 沖縄営業所 |
| (有) 大友企画コンサルタント | (株) ニーズエンジニアリング |
| (株) 沖縄土木設計コンサルタント | (株) ニチボ一沖縄支店 |
| (株) 協和建設コンサルタント | (株) 日興建設コンサルタント |
| (株) 新生建設コンサルタント | 琉球建設コンサルタント (株) |
| (株) 東京ソイルリサーチ沖縄営業所 | 沖縄基礎 (株) |
| 基礎基盤コンサルタンツ(株) 沖縄事務所 | |



奥村組土木興業株式会社

本社
〒552-0016 大阪市港区三先1丁目11番18号
TEL. 06-6572-5301(代表)
<http://www.okumuradbk.co.jp>

支店・営業所
東京・横浜・名古屋・京都・神戸・姫路
奈良・堺・和歌山・高松・広島・その他

土木・建築
河川・ダム・港湾・道路・橋梁・トンネル・共同溝・舗装・上下水道・
浚渫・土地造成・鉄道・電線共同溝・コンクリートミキサー船
ビル・マンション・工場・その他リブオーム

テクノロジー
低騒音削減技術
コンクリート改良技術
急曲線推進工法
省資源施工法

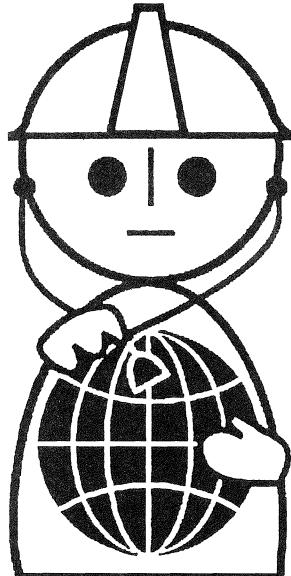
**OKUMURAの
環境創造システム**

ライフシステム

ガス幹線・本支管・肉管
ガス空調設備・住宅設備・除湿機・衛生設備
給排水管更正・カスクード等の工事施設復装復旧

プロダクト

碎石・砂・石材・コンクリートブロック
ソルコマット・インタークロス・シングルブロック
アスファルト合材・リサイクル骨材・改良土



地球のお医者さん

OYO

応用地質株式会社 沖縄営業所

〒900-0025 那覇市壺川三丁目2番地6

TEL 098-855-3515 FAX 098-855-3530

コスト縮減はまず地盤から！！

コスト縮減は、地盤の有する力を生かさないと、進みません
(地盤の有する力を)的確に評価する、ノウハウを提供します



基礎地盤コンサルタンツ株式会社

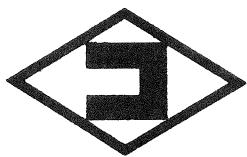
九州支社長 中嶋 幸房 技師長 森 弘光
技術部長 田上 裕 沖縄事務所長 夏目 隆弘

沖縄事務所 〒901-2127 沖縄県浦添市屋富祖1丁目6番1号(マリコビル1F)

TEL: 098-942-0640 FAX: 098-942-0641

九州支社 〒814-0022 福岡県福岡市早良区原2丁目16番7号

TEL: 092-831-2511 FAX: 092-822-2393



株式会社 或 場 組

建設本部 品質マネジメントシステム 国際規格 ISO9001:2000 認証取得

代表取締役社長 國 場 幸 一

本 社 〒900-8505 沖縄県那覇市久茂地3丁目21番1号(國場ビル)
TEL(098)863-3141(代表) FAX(098)863-7989

営業種目

土木事業の調査・測量・計画・設計・施工監理
都市計画・上下水道・地質及び土質調査



株式会社 協和建設コンサルタント

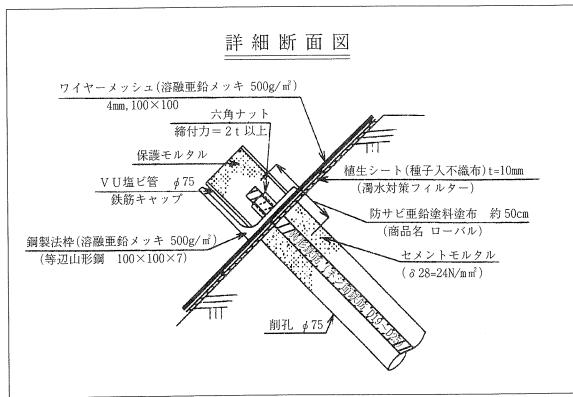
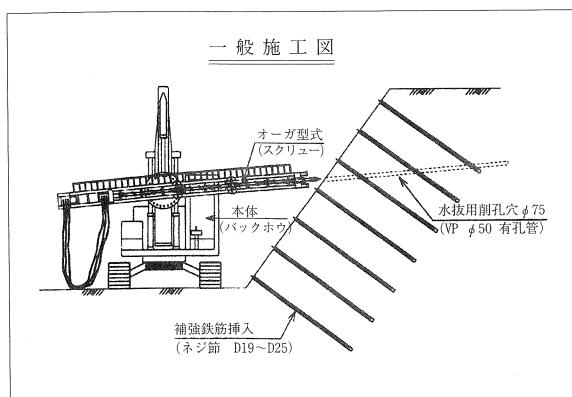
代表取締役社長 仲 村 起三郎

取締役会長 東 江 憲 六

取締役相談役 島 袋 定 雄

浦添市仲間1丁目22番7号 電話 (098)879-5016

「補強筋法枠工」はコスト縮減・工期短縮・長期安定・景観保持に優れた法面保護工です

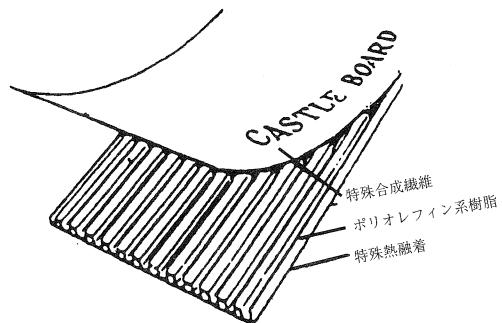


国土交通省新技術情報提供システム NETIS (登録NO. QS-040031)
補強筋法面工協会
事務局

(株)京和土建 沖縄県那覇市識名290の21 TEL098-834-5143 FAX098-853-3865

プラスチックドレーン工法

キャッスルボード



大深度施工実績
中城湾地盤改良工事



錦城護謹株式会社

本社・工場 〒581-0068 大阪府八尾市跡部北の町1丁目4番25号
TEL 0729 (92) 2321~9
東京支社 〒105-0004 東京都港区新橋5丁目19-2
TEL03 (3433)2631~3 (新橋森ビル4F)

沖縄地区・総代理店

株式会社 南興

〒903-0804 沖縄県那覇市首里石嶺町2の239
TEL (098) 884-2574(代)
FAX (098) 886-2512

総合建設コンサルタント

建築設計
建築構造設計
電気・機械設備設計
土木設計
土質調査
測量
環境調査
都市・地方計画
住宅相談
リゾート開発計画



株式会社 国建

<http://www.kuniken.co.jp>

本社 〒900-0015 那覇市久茂地1-2-20 TEL (098) 862-1106(代)
東京事務所 〒101-0031 東京都千代田区東神田2-6-5 TEL (03) 5825-6011

営業種目：建設コンサルタント業務・測量業務・地質調査業務

より快適・安全な環境(土木空間)をデザインする



株式会社 芝岩エンジニアリング

代表取締役 会長 上地竹芝 (土木) (3期)	代表取締役 社長 与那霸強
取締役 技術本部長 友利龍夫 (土木) (14期)	技術部次長 知花悟 (土木) (20期)
技術部 設計3課長 崎濱秀治 (土木) (21期)	技術部 設計3課平地博愛 (土木) (37期)

本社 〒901-2132 浦添市伊祖1丁目9番13号 ☎ 098(879)4325(代)

文明を創造する技術のネットワーク

建設コンサルタント

五五 上城技術情報株式会社

代表取締役 宮 城 富 夫

〒901-2226 沖縄県宜野湾市嘉数2丁目18番20号

TEL (098) 870-2227(代) FAX (098) 870-2230



地球にスマイル

きっと技術でかなえられる。優しさの環境創造企業。



株式会社白石

沖縄営業所 〒901-2125 沖縄県浦添市仲西1-3-25

電話 098-874-5591

九州支社 〒812-0024 福岡県福岡市博多区網場町2-2(福岡第一ビル6階)

電話 092-263-0223

本 社 〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-14

電話 03-3253-9111 URL:<http://www.shiraishi.com>

-建設コンサルタント-

道路、橋梁、構造物診断、河川、トンネル、測量、地質、港湾、上下水道、都市計画

調査、計画、設計、試験、解析、施行管理



新構造技術株式会社

代表取締役社長 表 技術士 松 村 英 樹 九州支店長 宮 崎 暢 隆

本 社：〒136-0071 東京都江東区亀戸1丁目42番20号(住友不動産亀戸ビル)
電話 03(5626)5811 FAX 03(5626)5822

九州支店：〒812-0012 福岡市博多区博多駅中央街8番36号(博多ビル)
電話 092(451)4281 FAX 092(451)5789

沖縄営業所：〒900-0015 那覇市久茂地1丁目7番1号(琉球リース総合ビル)
電話 098(941)1509 FAX 098(861)2792

営業品目

土質・地質・岩石力学試験機の製造販売・研究開発
主たる機種・土の物理試験器具・一軸圧縮試験機
三軸圧縮試験機・せん断試験機・圧密試験機
貫入試験機・コアキャッチャー式サンドサンプラー



株式会社 誠研舎

代表取締役会長 伊藤政雄 代表取締役社長 西山道夫

〒110-0015 東京都台東区東上野1-28-5

Tel. 03-3834-4201 Fax. 03-3834-0825

URL <http://www.seikensha.com> E-mail:skc@seikensha.com

技術と信頼で、未来を築きます。

◆営業種目◆

土木・建築一式 各種アンカー工事
地盤改良・薬液注入 法面保護工事
海洋土木工事



株式会社 ソイル

代表取締役社長 名嘉紀登

本社 沖縄県名護市東江5-5-35

〒905-0021 TEL 0980-51-0715 FAX 0980-51-0716

浦添事務所 沖縄県浦添市字経塚179-2

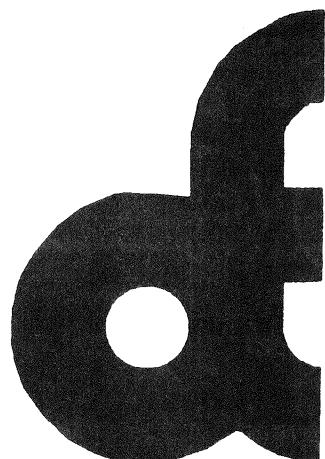
〒901-2111 TEL 098-878-5960 FAX 098-879-3778

メール info@jpsoil.com

確かな手応えを未来へ

株式会社 大東エンジニヤリング

建設コンサルタント業・測量業・地質調査業



代表取締役社長

赤嶺太郎

〒901-2122 沖縄県浦添市字勢理客4-16-9

TEL (代表) 098-878-1381

FAX (代表) 098-876-0793

営業種目

道路計画・設計、橋梁・土木構造物調査・設計、施工管理
測量全般、地質・土質調査・試験、交通調査・計画、都市・地方計画



株式会社 中央建設コンサルタント

代表取締役 砂川晃章 副社長 小川綾太郎
取締役 砂川秀樹 技術顧問 比嘉定喜
(技術士)

〒901-2126 沖縄県浦添市宮城5丁目12番11号
電 話 (098) 877-4390
F A X (098) 876-2661

★赤土流出抑制シート

テクトン

高性能フィルター材

★緑化式擁壁工の設計・施工

パラグリッド・テラムグリッド

盛土補強用ジオグリッド

大阪本社 〒541-0048 大阪市中央区瓦町2-4-7
TEL. 06(6228)5356 FAX. 06(6228)5210
東京本社 〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町2-4-3
TEL. 03(3665)2286 FAX. 03(3665)2431
福岡営業所 〒810-0001 福岡市中央区天神2-13-7
TEL. 092(781)8476 FAX. 092(712)2079



蝶理 株式会社

沖縄代理店



M i C H i B i K i P L A N N i N G



合資会社 蝶理プランニング

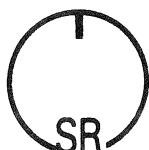
〒904-2173 沖縄市字比屋根2040番地
TEL098-932-2226 FAX098-932-2227

●地質調査業者登録 ●建設コンサルタント登録 ●一級建築士事務所登録

●測量業者登録 ●計量証明事業登録 ●建設業許可

※原位置凍結サンプリング ※動的大型三軸試験 ※中空ねじり試験

※構造物診断 ※地盤改良 (バイブロフロテーション)



株式会社 東京ソイルリサーチ

ISO・9001

認証取得

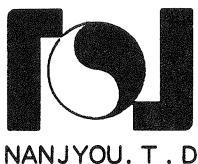
本 社 〒152-0021 東京都目黒区東が丘2-11-16 TEL03-3410-7221 FAX03-3418-0127

代表取締役 益子恵治

沖縄営業所 〒901-2125 浦添市仲西3-15-2-203 TEL098-878-6299 FAX098-876-5512

所 長 吉森正文

環境にやさしく
自然美をモットーに土木設計業務に取り組む
自然との共生をめざす補強筋法枠工



株式会社 南城技術開発

代表取締役 城間敏夫
専務取締役 西平守清

本 社 〒902-0078 沖縄県那覇市識名1丁目4番16号 TEL (098) 836-4847
FAX (098) 888-1322
南風原支店 〒901-1117 沖縄県南風原町字津嘉山1642-1 TEL (098) 888-1551
<http://wl.nirai.ne.jp/nanjyou> E-mail:nanjyou@nirai.ne.jp



■営業種目■

建設コンサルタント業務・地質及土質調査業務
施工管理・磁気探査業務・測量業務・さく井工事業務

株式会社 日興建設コンサルタント

代表取締役 砂川恵常

本 社 〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖3丁目44番3号
TEL(098)877-1667 FAX(098)877-0914
豊見城営業所 〒901-0242 沖縄県豊見城市字高安577
TEL (098) 856-1971
石垣営業所 〒907-0023 沖縄県石垣市石垣504
TEL (0980) 88-8415
E-mail:nkcnirai@nirai.ne.jp

—— こころを育む環境づくりをめざして ——



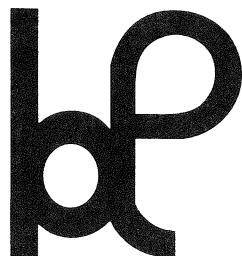
不動建設

取締役社長 高橋昭夫
沖縄営業所長 石井隆行

東京本社／東京都中央区日本橋小網町6番1号 ☎(03)5644-8500
大阪本社／大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06)6201-1121
沖縄営業所／沖縄県那覇市久茂地2丁目12番21号 ☎(098)868-5613

大地に希望を架ける

株式会社 ホープ設計



URL:www.hopedesign.co.jp

建設コンサルタント業務・測量業務
地質・土質調査業務・施工管理業務

代表取締役

高嶺哲夫

技術士（建設部門）

☎902-0064

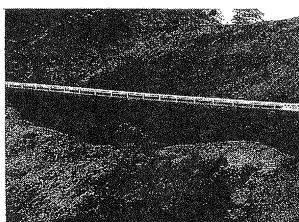
沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5

寄宮市街地施設1F-1

☎098-836-7181 FAX836-7183

E-mail: office-h@hopedesign.co.jp

補強土壁工法



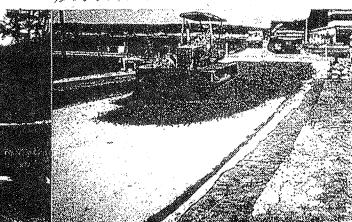
(テンサーFW工法)

盛土排水性補強材



(タフネルRD)

軟弱路床・路盤分離材



(タフネルEX-R)



三井化学産資株式会社

福岡支店／〒810-0001 福岡市中央区天神2丁目14番13号（天神三井ビル）

TEL(092) 752-0766 FAX(092) 752-0769

沖縄営業所／〒900-0002 沖縄県那覇市曙2丁目27番4号（ペガサスマンション403号）

TEL(098) 868-5672 FAX(098) 869-7146

美ら島の自然をささえ未来を築く

日本工業規格表示認定工場・日本下水道協会認定工場

日本建築センター評定工場

- 主要製品
- プレキャストプレストレスコンクリート製品（PHCパイプ・STパイプ・節杭）
 - プレキャスト鉄筋コンクリート製品I類（ヒューム管）・推進管
 - 組立マンホール・90度擁壁・スリット溝・重压管
 - PCボックスカルバート・ILB製品・カラー平板

（R）リウココ株式会社

ISO認証取得

代表取締役社長 喜納政敏



FM67734 / ISO9001

QJ00001 / ISO9001

〒903-0103 沖縄県中頭郡西原町字小那覇1187番地

TEL (098) 945-3778(代)

FAX (098) 945-5065

<http://www.riukon.co.jp>

おかげ様で26年・地域文化に貢献する



株式会社

ワールド設計



株式会社

海邦技研

代表取締役 小林文男



2005年ISO9001:2000認証取得
W&Kグループ
(ワールド設計&海邦技研)

沖縄県浦添市安波茶1丁目32番13号大平インタービル

ワールド設計TEL(098)878-2215

海邦技研TEL(098)874-2222

表紙写真説明文

我喜屋ダム（伊平屋村字我喜屋地内 平成17年2月完成 試験湛水中）

我喜屋ダムは、伊平屋村字我喜屋地内の洪水防御、流水の正常な機能の維持、水道用水の新規開発を目的として、中の川水系スワイザ川の取水堰と併せ、同水系のシチフ川に建設されたものである。（ダム形式 重力式コンクリートダム、堤高33.0m、堤頂長145.3m、総貯水容量273,000m³）

伊平屋島を構成する地質は古期堆積岩類（中生代ジュラ紀堆積物）のチャート、砂岩、緑色岩、凝灰岩、石灰岩、粘板岩と更新世の前泊層、琉球石灰岩、さらに完新世の沖積層や砂丘砂が田名の低地や海浜に分布している。

我喜屋ダム及びその周辺地域に分布する基盤岩（古期堆積岩類）は、大規模な海底地すべり堆積物と海洋側から付加された堆積物が混在する”メランジェ”（※注意）である。

ダムサイトの地質は、砂岩が主体を成すブロックと含礫泥岩が主体を成すブロックに大別され、各ブロックが大小様々な粘板岩、チャート、緑色岩、石灰岩等を含んでおり、地層の連続性は明瞭ではなく走向（地層の連続方向）も一定していない。

〔語句の説明〕

”メランジェ”

さまざまな岩種が複雑に混じり合った地質体。細粒の破断した基質の中にいろいろな大きさや種類の礫・岩塊を含む。（「地学事典」より）

第18回 沖縄地盤工学研究発表会

講演概要集

2005年11月10日発行

編集 第18回沖縄地盤工学研究
発表会実行委員

発行 沖縄地盤工学研究会
〒903-0213
沖縄県西原町字千原1
琉球大学工学部環境建設工学科
TEL (098) 895-8672

印刷 株式会社東洋企画印刷
〒900-0024
沖縄県那覇市古波蔵4-1-1
TEL (098) 831-7404
FAX (098) 831-9958