

人工芝の隆起メカニズムの検討

株式会社環境防災 ○橋本 治美、河野 美博、川上 嵐士

1. はじめに

河口付近に立地する球技場（建設後2年）において、人工芝の隆起や水路の変状が確認された。そのため、原因を究明し、補修計画を行った業務である。



写真-1 人工芝の隆起状況



写真-4 水路の変状

2. 変状概要

(1) 人工芝の変状

人工芝を剥がしたところ、一部において地下水の滞留が確認された（写真-2）。また、人工芝の隆起箇所を剥がしたところでは再生路盤材の固結や、路盤下に最大厚さ5cmの空洞が認められた（写真-3）。



写真-2 人工芝直下の地下水の滞留



写真-3 再生路盤材の固結および空洞

また、机上調査および現地踏査の結果、当該球技場には地下水排除工が設けられていないことが判明した。

(2) 水路の変状

球技場の外周水路では、水路の湾曲、目地の開口ならびにアスファルト舗装の隆起などの変状が確認された（写真-4）。

(3) 隆起履歴

人工芝の過去の補修履歴を調査したところ、隆起は球技場全域において、毎年6～7月に顕著に発生していたことが確認された。人工芝の構造を図-1に示す。

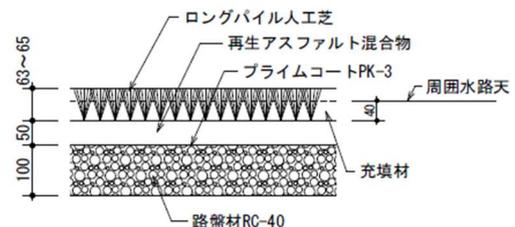


図-1 当地の人工芝の構造図

3. 調査計画

変状の要因を調査するために球技場の土層構成、土質性状、地下水の存在および影響、膨張性鉱物の確認、路盤材料の良否判定など、表-1に示す調査および試験を計画した。

表-1 調査および試験

種別	内容	確認項目
土質調査	①ボーリング調査 ・標準貫入試験 ②電気探査	・土層構成と土質性状の確認 ・地下水賦存状況
路盤材料試験	・X線回折解析 ・ふるい分け試験 ・すりへり試験 ・液性・塑性限界試験	・含有鉱物 ・材料特性

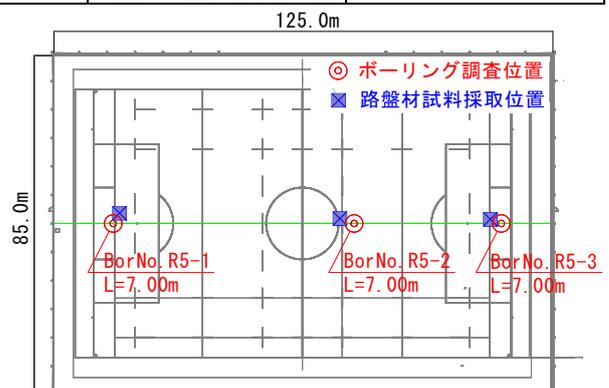


図-2 調査平面図

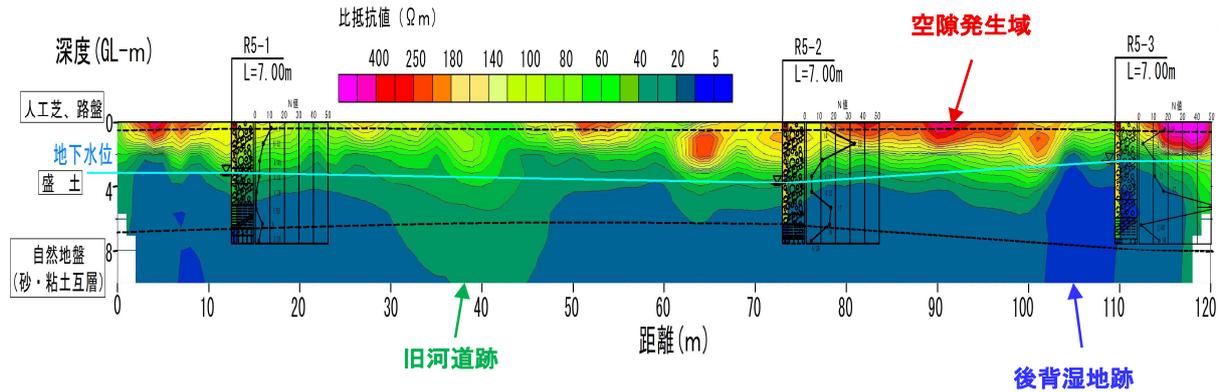


図-3 ボーリングおよび電気探査結果

4. 調査結果

(1) ボーリング調査結果

当地の土層構成は、地表面より深度 GL-6.3~7.2mは盛土地盤であり、その下位には自然地盤である沖積砂・粘土互層が分布している (図-3)。

(2) 電気探査結果

ボーリング調査により確認された地下水水位と電気探査の結果から、比抵抗値が $50 \Omega \cdot m$ 以下と低い領域では、地下水の滞留が考えられる (図-3)。本地域周辺には造成前に旧河道や田畑が存在しており、砂礫質の旧河道跡 (距離標約 30~50m、緑色) や粘性土からなる後背湿地跡 (距離標 102~110m、青色) の存在が考えられる。また、路盤材と盛土地盤内の比抵抗値が高く暖色で示される箇所は、地盤に空隙や緩みが生じている領域と推定された。ここで、比抵抗値の高い領域は人工芝の隆起箇所と一致しており、人工芝直下はドーム状に膨らみ、空洞内部が乾燥した状態で確認された。

(3) X線回折分析結果

人工芝直下に敷設された再生路盤材をX線回折分析した結果、隆起箇所は反応物であるペリクレーズと生成物であるブルース石 (膨張鉱物) が確認された。このことから、施工後に地下水と再生路盤材に含まれるペリクレーズが反応し、ブルース石が生成されたと考えられる。

(4) 液・塑性限界試験、すり減り試験、ふるい分け試験結果

各試験の結果は、すべて路盤碎石の品質管理規格値内であり、特に問題は確認されなかった。

5. 人工芝隆起メカニズム

人工芝の隆起のメカニズムを図-4に示す。人工芝直下に敷設された再生路盤材は、部分的に固結化が生じていた。このことから、人工芝直下のアスファルト混合物は亀裂等が生じて路盤内に雨水が浸入し、降雨の多い時期に水が滞留しやすい状況となり、さらに、太陽熱により

アスファルト下の再生路盤材中の滞留水の温度も上昇し、膨張性鉱物における水酸化反応が促進されたと推察される。その結果、再生路盤材は溶融がすすみ板状となり、透水性は著しく低下した。これにより、水はアスファルトと溶融固化した路盤材に挟まれる形で滞留することとなり、アスファルト直下の高温環境で水が温度膨張し、アスファルトおよび人工芝を押し上げたもの (プリスタリング) と考えられる。

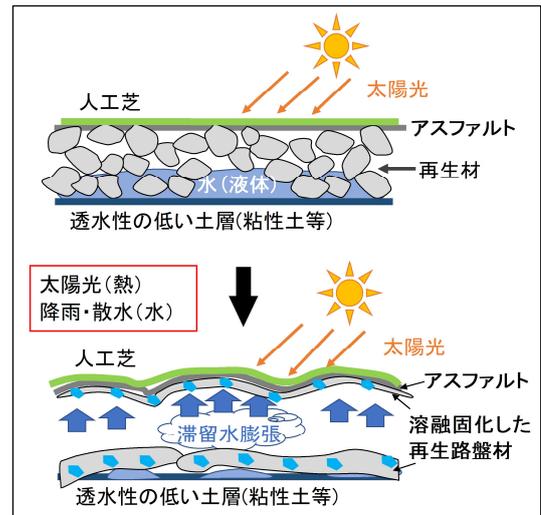


図-4 隆起のメカニズム

6. 補修計画

当地における人工芝の隆起は、アスファルト混合物の表面で雨水を排水することが出来ず、雨水が再生路盤材内に侵入して滞留し高含水となり、路盤材の溶融固化によって、さらに密閉された高温環境にさらされたことが主な要因であると推察される。したがって、路盤を再生路盤材からバージン材に入れ替えるとともに、路盤下に地下水排除用の集水管を設置する計画とした。

7. 最後に

本現象は当地特有のさまざまな条件が複合的に作用した結果として発生したものであり、すべての場所において同様の現象が生じるとは限らない。今後、類似の現象が発生した際には、本事例を参考としたい。

軟弱地盤上の道路盛土拡幅における調査・解析事例

榑村尾技建 長浜 敦志

1. はじめに

新潟平野は軟質な沖積層が厚く分布しており、土構造物等を建設する際には地盤の安定性を考慮した設計が肝要である。本事例では、新潟平野における軟弱地盤上の道路の拡幅による盛土の影響を把握するために実施した地質調査について報告する。対象路線は、道路の拡幅に伴う盛土による圧密沈下等の発生が懸念されることから、既設道路盛土箇所と拡幅部の土質工学的性質を把握することを目的として調査を実施した。

本稿では調査結果から判明した地盤解析結果を報告する。

2. 調査地の特徴

対象路線は、新潟平野にある鳥屋野湯南部に位置し、全長800m 盛土高2m、供用開始から15年程度経過した既設道路である（図-1）。

航空写真を確認すると調査地周辺の多くは、少なくとも1960年代には耕作地として土地利用されており、本事例で対象となる既設道路は耕作地に囲まれ、周辺には平坦面が続いている状況である（図-2）。



図-1. 調査地の位置図¹⁾

3. 着眼点と対応方針

現地踏査から、既設道路の舗装面は全体に波打っている様子がみられた。このような状況から、調査地周辺には軟弱地盤が存在し、現在も圧密沈下が継続していることが予想された。

よって、既設道路の建設時は十分な軟弱地盤対策が行われていなかったと推測された。既設盛土部と拡幅部の地盤特性の違いと圧密沈下量を把握することが重要であると考え、ボーリング調査位置を計画し調査を実施した（図-3）。



図-2. 調査地周辺の航空写真（現在と1960年代の比較）¹⁾

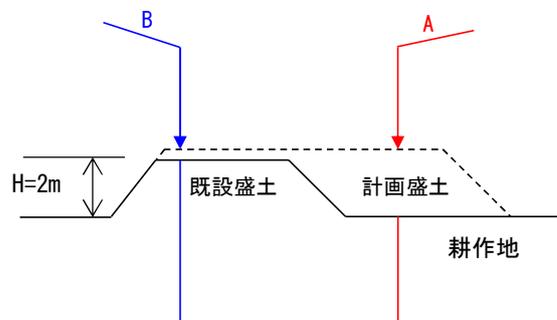


図-3. 調査位置計画イメージ図

4. 地質調査結果

ボーリング調査の結果、道路盛土及び表土の下位に層厚4～5m程度の軟質な粘性土層を確認した。これらの地層状況を把握する目的で地質断面図を作成した（図-4、図-5）。その結果、各地層面の標高と層厚より沈下量を推定すると、沈下量は約1.5m程度であると判った。

既設盛土箇所および拡幅箇所において土の物理特性と力学特性を把握することが重要であると考え、軟質な粘性土層を対象に乱れの少ない試料を採取し、室内土質試験を実施した。圧密試験の結果、圧密降伏応力が既設盛土部($P_c=63\text{kN/m}^2$)>拡幅部($P_c=26\text{kN/m}^2$)であることから既設盛土部では圧密が進行していることが判った。

以上より、既設盛土部は盛土の荷重や交通荷重により圧密沈下が進行しているといえる。

表-1. 地盤圧密沈下の解析結果

検討位置	供用3年後残留沈下量(cm)	
	既設盛土部	拡幅部
1工区	23.1	40.9
2工区	25.7	62.8
3工区	27.3	53.9
4工区	23.4	46.9

なお、許容沈下量は発注者との協議の結果10cmに設定されたため、全工区において許容値を超過しており、対策工の実施が必要であることとなった。対策工としては、深層混合処理工法を最適工法として選定した。対策工は施工条件などに基づき改良の仕様等を変更することが一般であるが、本調査地においては施工性などを踏まえ既設盛土部と拡幅部の区別なく一律とすることが最適と判断した。

6. おわりに

本事例は、新潟平野という軟質な沖積層が厚く分布する特徴の他、軟弱層厚および沈下量の違いによる解析手法や対策工の検討が重要な課題であった。

調査地周辺では、同様の道路盛土の調査・解析が発注されるものと予想される。今後については、本事例の経験を生かして軟弱地盤が広がる新潟平野におけるインフラ整備に貢献するために必要な地質調査の提案をしていきたい。

《引用文献》

- 1) 国土地理院地図：国土地理院

<https://www.gsi.go.jp/>

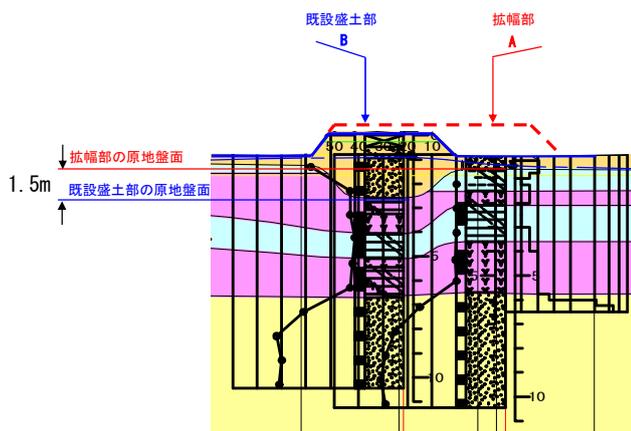


図-4. 地質断面図

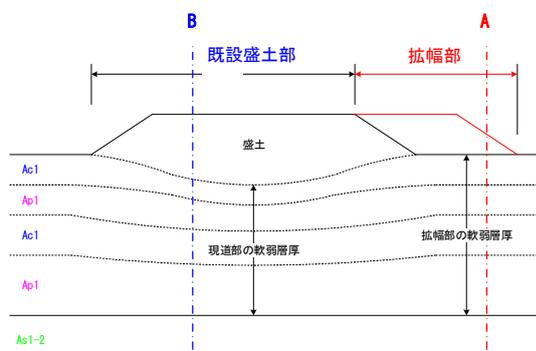


図-5. 軟弱地盤のイメージ図

また、調査にあたり既設道路の舗装厚の確認したところ、最大で49cm、7回のオーバーレイ補修が行われていたことが判明した(図-5)。このような点からも既設盛土部では圧密沈下が進行していると推測された。



図-5. 舗装厚の確認状況

5. 軟弱地盤解析結果

調査対象路線約800mにおける軟弱地盤の分布状況の違いにより4分割とした。それぞれを1工区～4工区に区分し、工区ごとの地盤圧密の解析結果を表-1に示す。これによると、既設盛土部の沈下量は約23cm～27cmであるのに対し、拡幅部の沈下量は約40cm～62cmであり、約2倍の沈下量となっていた

これは既設盛土部が盛土の荷重や交通荷重により沈下が促進されている状態であるといえる。

港湾における浚渫土の未圧密を考慮した再現解析事例

中央開発株式会社 ○鈴木 美緒, 東野 圭悟, 新井 昌成, 斎藤 仁

1. はじめに

港湾の埋立て事業においては、設定された供用開始時期に間に合わせるために、必要な土量や圧密沈下の収束時期を精度良く把握する必要がある。しかし、浚渫土のように自然含水比が大きく、自重によって圧密が進行(自重圧密)するような土質性状では、圧密定数を適切に設定することが困難であることから、自重圧密沈下解析における沈下量や圧密期間が過大に評価される傾向にある。

今回対象箇所では、浚渫土による埋立てが完了し、浚渫土の自重圧密が進行している。本業務では、「未圧密を考慮した Cc 法による圧密沈下解析」により圧密沈下解析を行い、放置期間中の圧密沈下量を算出した。また、本手法の妥当性を確認するために、隣接工区におけるボーリング調査結果を踏まえて設定された圧密定数を用いて、動態観測結果の再現解析を行った。本報告では、隣接工区における再現解析に着目し、「未圧密を考慮した Cc 法」について説明するとともに、実測値を再現できた圧密定数の妥当性について検証する。

2. 解析方法

(1) 未圧密を考慮した Cc 法

本業務で用いた「未圧密を考慮した Cc 法」による算出式を式-1に示す。浚渫土の自重圧密を考慮するため、一般に正規圧密粘土の圧密沈下量の計算に用いられる Cc 法の式¹⁾の除数である初期有効土被り圧 σ'_{v0} を圧密降伏

応力 p_c と読みかえて沈下量を算出した。図-1に示すように、前述の通り式を読みかえることで、正規圧密分に加え未圧密分の沈下量を算出することができる。

$$S = h \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta p}{p_c} \quad \dots \text{式-1}$$

ここで、

- S : 圧密沈下量 (m)
- h : 層厚 (m)
- C_c : 圧縮指数
- e₀ : 初期間隙比
- σ'_{v0} : 有効土被り圧 (kN/m²)
- Δp : 鉛直増加荷重 (kN/m²)
- p_c : 圧密降伏応力 (kN/m²)

(2) 解析条件

本検討に用いた地盤モデルを図-2に、圧密定数を表-1に示す。圧密定数は、隣接工区において海面までの埋立て完了後に実施されたボーリング調査結果のうち、動態観測を行った地点に近いボーリング調査結果を用いて設定した。なお、ボーリング調査はサンドマット+0.5mの覆土完了後(ドレーン打設前)に行われており、深度によって圧密の進行状況が異なることから、層厚が13.5 mと大きい浚渫土層(Bc1)は3層に細分して圧密定数を設定した。

盛土の施工速度は、実際の施工工程に基づいて、10 cm/dayとした。また、サンドマット敷設後にAc2層下端までパーティカルドレーンを設定した。

表-1 圧密定数

地層名	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	初期間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)
覆土	19.0	—	—	—
サンド マット	18.0	—	—	—
浚渫土 (Bc1-1)	13.0	4.1	1.3	6.00
浚渫土 (Bc1-2)	13.5	3.6	1.3	8.25
浚渫土 (Bc1-3)	14.0	3.2	1.4	20.00
沖積 粘性土 (Ac1)	14.0	2.8	1.1	55.50
沖積 粘性土 (Ac2)	17.0	1.5	0.5	69.00

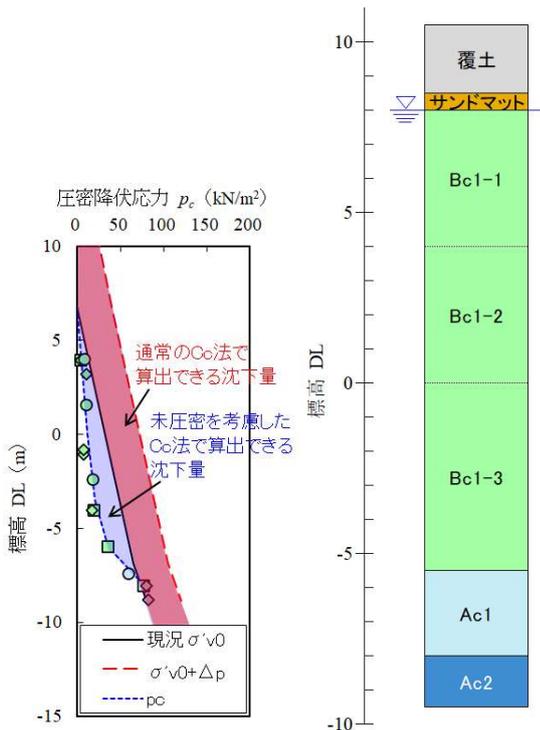


図-1 解析方法イメージ

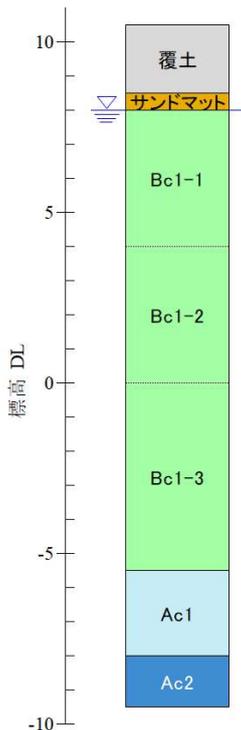


図-2 地盤モデル

3. 解析結果

未圧密を考慮した Cc 法で算出した沈下量を表-2に示す。全層合計の最終沈下量（計算値）は343.6 cm であり、動態観測結果に基づく双曲線法による推定最終沈下量 345.0 cm を概ね再現することができた。

また、解析結果に基づいて時間-沈下曲線を作成し、動態観測結果と比較した（図-3）。動態観測結果を再現できるような各層の圧密係数 c_v を試行計算した結果、浚渫土層（Bc1）の圧密係数 c_v が40 cm²/day、沖積粘性土層（Ac1, Ac2）の圧密係数 c_v が77.5 cm²/day となった。

表-2 圧密沈下量(計算値)

地層名	沈下量 S_f (cm)
覆土	—
サンドマット	—
浚渫土 (Bc1-1)	97.9
浚渫土 (Bc1-2)	103.4
浚渫土 (Bc1-3)	116.0
沖積粘性土 (Ac1)	19.1
沖積粘性土 (Ac2)	7.3
ΣS_f (cm) =	343.6

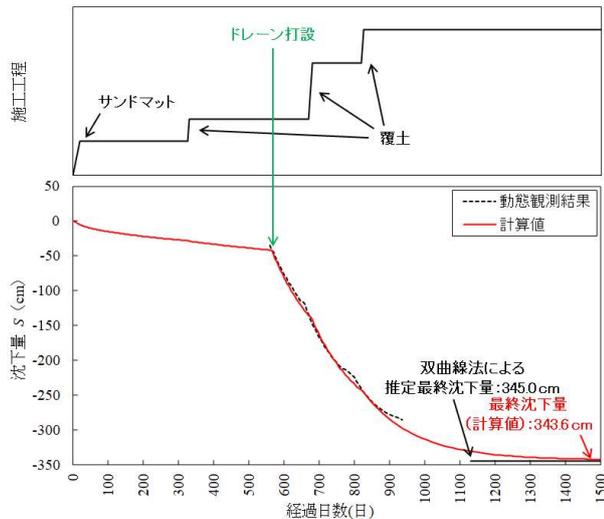
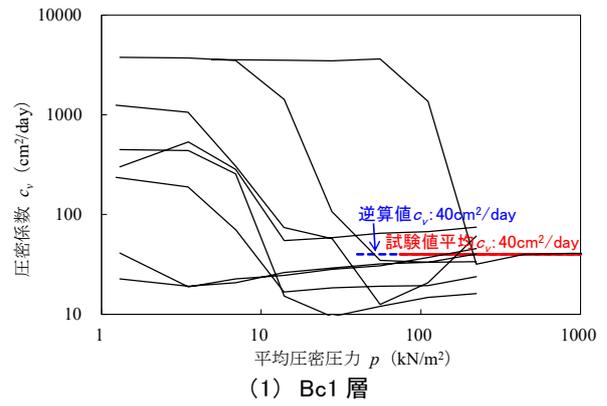


図-3 時間-沈下曲線

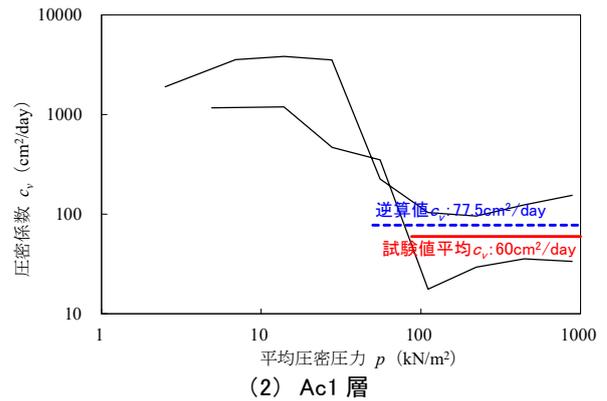
4. 圧密定数の妥当性の検証

前章で求めた圧密係数 c_v （以下、逆算値）と圧密試験結果（以下、試験値）を比較し、圧密定数の妥当性を検証した。逆算値と試験値の比較を図-4に示す。なお、沖積粘性土層（Ac2）では圧密試験を実施していないことから、逆算値との比較は行っていない。

図-4より、浚渫土（Bc1）および沖積粘性土層（Ac1）のいずれも逆算値と正規圧密領域における試験値の平均（相乗平均）が概ね同じ値であり、逆算値は試験値のばらつきの範囲内である。よって、「未圧密を考慮した Cc 法」に用いる圧密係数 c_v は、正規圧密領域における圧密試験



(1) Bc1 層



(2) Ac1 層

図-4 圧密係数の逆算値と試験値の比較

結果の平均（相乗平均）より設定できると考えられる。

5. おわりに

本報告では、サンドマット+0.5m の覆土完了後に実施したボーリング調査によって圧密沈下の進行状況を把握し、調査結果に基づいて設定した圧密定数を用いた「未圧密を考慮した Cc 法」によって浚渫土の自重圧密沈下量を再現することができた。また、再現解析によって得られた圧密定数は圧密試験結果を代表し得るものであった。

今後は、この再現解析によって得られた知見に基づいて新規工区における対策工法の検討を行うことで、沈下量や圧密期間の精度が向上し、載荷盛土の高止まりや盛土高不足を防ぐことができると考える。また、本業務で行った「未圧密を考慮した Cc 法」による解析方法は、有限要素法等による自重圧密沈下計算と比較して、(1) 表計算レベルで解析できる、(2) 定数設定の手間が少ない、(3) 計算過程がわかりやすいといった特徴があることから、今後の類似業務においても展開可能であると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（2018）：公益社団法人日本港湾協会, p. 740.

矢作川沖積低地の地層年代を考慮した地盤特性評価

株式会社エイト日本技術開発 ○大嶋 篤, 風見 健太郎, 鳥海 貴裕

1. はじめに

粘性土地盤の上に構造物を建設する際には、粘性土の圧密による沈下を考慮する必要があるが、堆積年代の新しい沖積層では圧密沈下が発生しやすいことから、地質調査により正確に地盤特性を評価する必要がある。

本論は国土交通省豊橋河川国道事務所が整備する矢作川の河川堤防において、既往地質調査では沖積層の評価が明確ではなかったが、堤防の浸透対策工法によっては粘性土の圧密を考慮する必要があるため、年代測定を行うことで科学的観点から地層区分を実施した事例である。

2. 実施背景

対象地である矢作川低地は、第四紀の氷河期に領家帯の花崗岩類を開析して形成された河谷に、山地部から運搬された土砂が堆積して形成された沖積低地である。

既往地質調査では、矢作川右岸沿いの地盤構造は GL-20m 程度まで軟弱な堆積層が分布しており、深部では N 値3~10程度の粘性土が確認される。深部の堆積層を洪積層として、洪積の砂質土層と粘性土層が砂礫層の上に存在することが示されていたが、「森山ほか, 1972¹⁾」では矢作川低地の沖積層基底は砂礫層であると指摘されていたことから、本調査で改めて沖積-洪積の境界を明確にする必要があった。

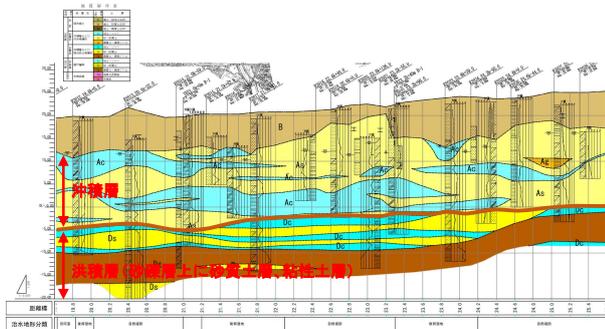


図-1 既往地質調査による矢作川右岸地質断面

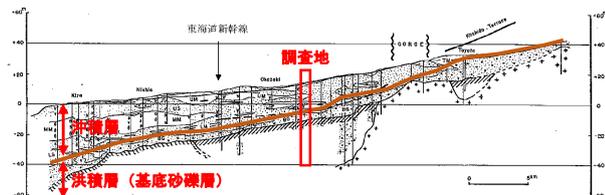


図-2 矢作川低地沖積層の縦断面図¹⁾を一部改変

3. 調査手法

地質調査としてはボーリング調査や室内土質試験（物理試験、力学試験）を実施したが、粘性土層においてはボーリングコアの観察や各試験結果のみでは沖積-洪積境界が明瞭ではなかったことから、粘性土層中に含まれ

る有機物を用いて放射性炭素 (C14) 年代測定を実施することで、正確な堆積年代を明らかにすることとした。

放射性年代測定とは、生物由来の炭素系物質が存在した年代を推定するための手法である。試料中の放射性炭素 (C14) の量を測定し、国際的に使用されている標準物質と比較することによって年代が推定される。

4. 年代測定結果

放射性炭素 (C14) 年代測定結果を表-1に示す。Ac2、Ac3層 (既往 Ac 層) 及び Ac4層 (既往 Dc 層) は全て5,700 BC 以内の年代を示していることから、既往地質調査では洪積層に区分されていた深部の粘性土層も含め、全て沖積層と判定される。既往地質調査では、洪積層と沖積層の境界は図-3の赤点線が示すように As4層付近であったが、今回の調査の結果、既往文献と同様に基底礫層 (Dg 層) が境界となると考えられる。

表-1 放射性炭素 (C14) 年代測定結果

地層	地点	Conventional Age (BP)	暦年代校正 (cal BC)
Ac2	No. 3-2	2720 +/- 30	918~808
	No. 1-2	4760 +/- 30	3635~3381
Ac3	No. 2-2	3620 +/- 30	2121~1890
	No. 3-2	3550 +/- 30	2012~1771
Ac4	No. 1-2	6680 +/- 30	5658~5535
	No. 2-2	6180 +/- 30	5215~5015
	No. 3-2	6110 +/- 30	5207~4937

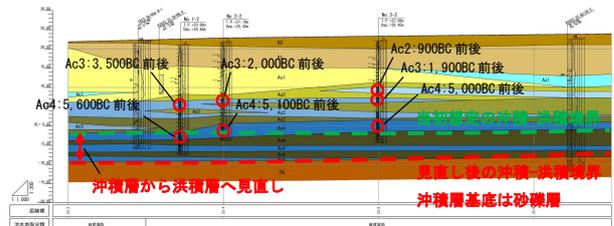


図-3 見直し後の沖積-洪積境界区分

5. 地盤特性評価

(1) 地層の成り立ち

放射性炭素 (C14) 年代測定の結果、沖積粘性土層である Ac2~Ac4層は堆積年代が異なることが判明した。「川瀬, 1998²⁾」によると、矢作川下流低地では4,900BC 頃では海岸線は現在の東海道新幹線の付近にあり低地の大部分は海域であったが、1,900~800BC 頃に三角州の離水が急速かつ広範囲にわたって進行し、最も海水準が低下した50BC 前後は「弥生の小後退」と呼ばれている。

今回の調査では粘性土中に含まれる有機物を用い年代の測定を行っており、最も若い年代である Ac2層の年代は約900BC で、海水準が低下する過程で堆積したものと考えられる。最も海水準が低い「弥生の小後退」の海水準が形成される間に河川の氾濫が発生し、上流側の基盤

岩である花崗岩由来の粒度の粗い砂などが厚く堆積し、As1層が形成された。なお、「弥生の小海退」以前は海水準が高く Ac3層や Ac4層が分布する年代であり、粘性土等が厚く分布する年代と考えられ、応力状態の変化が少ないものと考えられる。

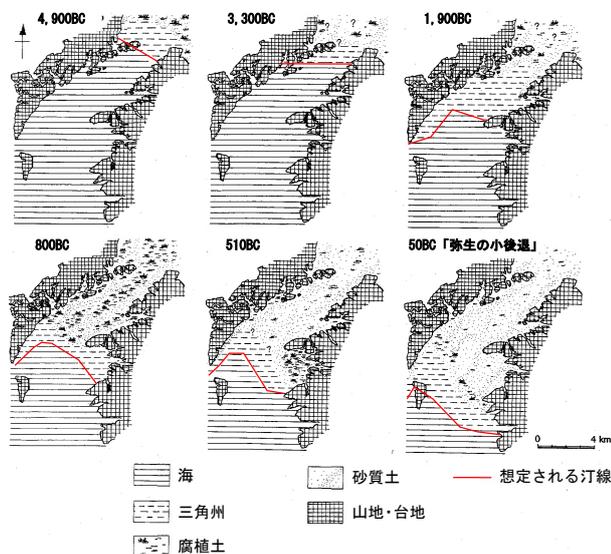


図-4 矢作川下流の海水準の変遷²⁾を一部改変

(2) 沖積層の圧密特性評価

沖積層に区分された粘性土層 (Ac2～Ac4層) の圧密特性を把握するため、圧密試験を実施した。試験結果より、有効上載圧と圧密降伏応力の関係を表-2に示す。沖積粘性土は一般に正規圧密状態を示すが、当該地では Ac2～Ac4層いずれも圧密降伏応力が有効上載圧を大きく上回っており、過圧密状態を示した。

過圧密が発生する原因としては断層・褶曲等の地殻運動や上部地層の浸食、氷河期の氷河による荷重増加等が考えられるが、Ac2～Ac4層は概ね現在の年代から8000年以内に形成された地層であることから、これらの影響は考えにくい。当該地の過圧密の原因は地層の堆積により圧密が進行したためと考えられる。

表-2 有効上載圧と過圧密比の関係

地層	地点	有効上載圧 (kN/m ²)	圧密降伏応力 (kN/m ²)	過圧密比
Ac2	No. 3-2	189.3	281.0	1.48
Ac3	No. 1-3	124.5	303.0	2.43
	No. 2-3	88.0	214.0	2.43
Ac4	No. 2-3	138.0	351.0	2.54

(3) 堆積年代と過圧密比の関係

圧密試験の結果、Ac2層では過圧密比が1.48、Ac3層では2.43、Ac4層では2.54になっていることが分かる。Ac2層と Ac3層では堆積年代にも1000年以上の差が見られたことから、堆積環境に大きな変化があったものと推察される。Ac3層と Ac4層では過圧密比に大きな差は見られないが、過圧密比としては高くなっている。

Ac2層から Ac3層の過圧密比の上昇は、海退に伴う山地からの砂質土の供給が多くなったことで圧密が進行した

影響であり、Ac3層と Ac4層では海水準の変化による応力の変化が生じたためと考えられる。また、海退時に形成された Ac2層も過圧密状態となっているが、これは昭和の高度経済成長期に伴う過剰揚水の影響で地下水水位が低下し、沈下が促進されたものと考えられる。

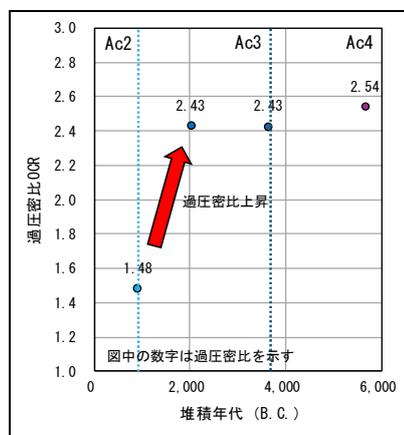


図-5 粘性土層の過圧密比

以上より、本調査によって既往地質調査では不整合となっていた沖積－洪積の層境界が明確化された。沖積－洪積境界は地質調査技術者の主観で決定されていることが多いが、年代測定等の試験を行うことで科学的観点から地層区分を行うことが可能となる。

なお、沖積－洪積境界の見直しにより沖積層の深度は深くなるものの、地盤特性としては沖積粘性土層は過圧密状態のため、堤防の浸透対策工として盛土が必要になった場合でも、対策規模によっては沈下等の影響は発生しないと考えられる。

6. まとめ

矢作川沿いの地盤構造は、GL-20m 程度まで軟弱な堆積層が分布しており、深部では N 値3～10程度の粘性土が確認される。沖積－洪積の層区分が判断しにくい地層が連続していることから、粘性土中に含有する有機物を用いて放射性炭素 (C14) 年代測定を行った結果、既往地質調査では洪積層とされていた深部の粘性土層は沖積層であることが判明した。一方、圧密試験の結果、浅部の粘性土層と深部の粘性土層では圧密状況は大きく異なる結果が得られたことから、年代分析とともに検討を行ったところ、「弥生の小海退」による地層の堆積環境が圧密状況に影響している可能性が示唆された。

年代測定等によって地質年代を科学的に明らかにすることで、地質調査技術者の主観によりがちな支持層の評価を明確にすることが可能となる。

《引用・参考文献》

- 1) 森山昭雄・小沢恵 (1972) : 矢作川流域の沖積平野の地形と沖積層について
- 2) 川瀬 久美子 (1998) : 矢作川下流低地における完新世後半の地形環境の変遷

セメント改良土の一軸圧縮試験と針貫入試験の相関性について

新栄地研株式会社 ○石村 隆昇, 池田 亮太

1. はじめに

有明海周辺の沿岸部には、通称「有明粘土」と呼ばれる軟弱地盤地帯が広がっている。そのため当該地域では、支持力確保のための地盤改良工法が一般的であり品質管理の手段としては一軸圧縮試験が広く用いられる。

しかし一軸圧縮試験は局所的な強度評価であり、改良体全体を評価できているかが不明である。そこで改良体全域で強度評価する手法を模索し、本来軟岩において多く実施される針貫入試験にて改良土の強度評価ができないかと考え、一軸圧縮試験と針貫入試験の相関性について検証を行った。

2. 針貫入試験の概要

針貫入試験は、試料に針を貫入したときの貫入力と貫入量の比（針貫入勾配 N_p ）を求めるものであり、針貫入勾配から換算一軸圧縮強さを求めることができる。今回使用した針貫入試験機を写真-1に示す。



写真-1 針貫入試験機

※なお本発表では区別しやすいように一軸圧縮試験より求められた値＝一軸圧縮強さ（一軸）針貫入試験からの換算一軸圧縮強さ＝一軸圧縮強さ（針）とする。

参考文献によると $y = \alpha x + \beta$ の近似式を用いた一次関数で以下のように記載されている。

有明粘土 : 一軸圧縮強さ(針) = $41.8N_p - 4 \dots$ 式-1¹⁾

細粒分砂質礫 : 一軸圧縮強さ(針) = $27.3N_p + 132 \dots$ 式-2¹⁾

2.1 針貫入試験に期待できる効果

- ・試験間隔を密にすることで改良体全域の連続的な強度分布を把握。
- ・試験から得られる値の数が多いため、強度評価に統計的手法の採用が可能。

3. 検証方法について

- ・試験試料は粘性土が3試料と砂質土3試料の計6試料である。使用した試料土を表-1, 2および写真-2, 3に示す。
- ・固化材は地盤改良工事において一般軟弱土用として使用される高炉セメントB種を用いて室内配合試験を実施した。
- ・固化材の添加量は $50 \cdot 100 \cdot 150 \text{kg/m}^3$ とし、供試体は各添加量3本ずつ作製した。
- ・養生日数は28日間とし、針貫入試験を実施した後に同一供試体にて一軸圧縮試験を実施した。

表-1 試料土の性状(粘性土)

試料	試料1	試料2	試料3
土質材料の分類名	砂質粘土	粘土	礫まじり砂質粘土
礫分 (%)	2.7	0.0	5.9
砂分 (%)	24.7	2.8	25.3
細粒分 (%)	72.6	97.2	68.8
含水比 (%)	35.6	103.4	103.3
湿潤密度 (g/cm^3)	1.854	1.430	1.450

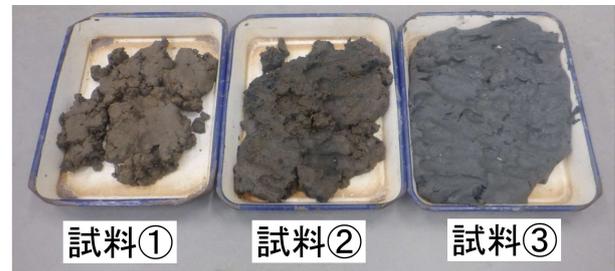


写真-2 試料土の写真(粘性土)

表-2 試料土の性状(砂質土)

試料	試料4	試料5	試料6
土質材料の分類名	礫まじりシルト質砂	礫まじり粘土質砂	シルト質礫質砂
礫分 (%)	10.2	13.0	24.2
砂分 (%)	63.8	59.0	54.3
細粒分 (%)	26	28.0	21.5
含水比 (%)	23.5	20.9	10.4
湿潤密度 (g/cm^3)	1.970	1.949	1.896

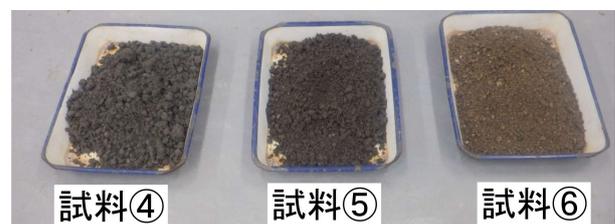


写真-3 試料土の写真(砂質土)

4. 試験結果

今回の検証によって得られた各試験結果の一覧を表-3に、得られた試験結果を参考文献にトレースした散布図を図-3に示す。

表-3 各試験結果一覧表

試料土	配合量 (kg/m ³)	針貫入勾配 (N/cm)		一軸圧縮強さ (kN/m ²)		換算一軸圧縮強さ (kN/m ²)	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max
粘土	50	0.0	3.8	7.1	159.8	0.0	154.8
	100	1.4	33.0	50.9	1392.2	54.5	1375.4
	150	4.4	80.0	157.9	3267.6	179.9	3340.0
砂質土	50	4.5	52.3	145.3	639.2	254.9	1559.8
	100	13.8	64.6	287.9	1143.6	508.7	1895.6
	150	26.3	83.7	495.7	1185.6	850.0	2417.0

4.1 各試験結果

表-3より、粘性土は一軸圧縮強さ(一軸)と一軸圧縮強さ(針)が非常に近い値を示した。一部、低強度部において針貫入試験機が反応せず測定することが出来なかった。

一方、砂質土においては一軸圧縮強さ(針)が一軸圧縮強さ(一軸)に比べてかなり高い値を示した。強度比は一軸圧縮強さ(一軸)×1.6~2.4=一軸圧縮強さ(針)であった。

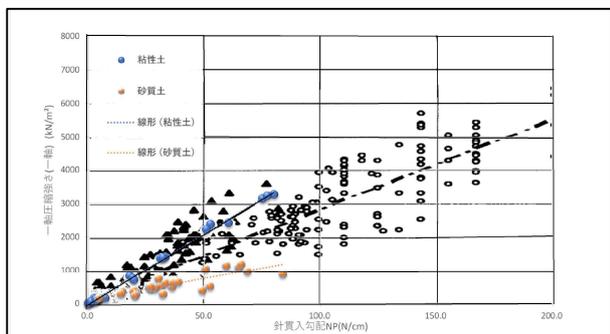


図-3 針貫入勾配と一軸圧縮強さ(一軸)の関係図²⁾

4.2 今回試験結果と参考文献との比較

次に今回得られた試験結果と参考文献の試験結果を比較してみた。

図-3から判断すると、砂質土の試験結果が参考文献の近似式が示す範囲外となっており、参考文献に記載されている細粒分砂質礫の推定式(式-2)が砂質土に適用できないことが分かる結果となった。

細粒分砂質礫の近似式と比較すると、砂質土の傾きはかなり緩やかであった。

4.3 針貫入勾配と一軸圧縮強さ(一軸)の相関性

最後に針貫入勾配と一軸圧縮強さ(一軸)の相関性を判断するために2つの要素の関係性を図-4に示す。

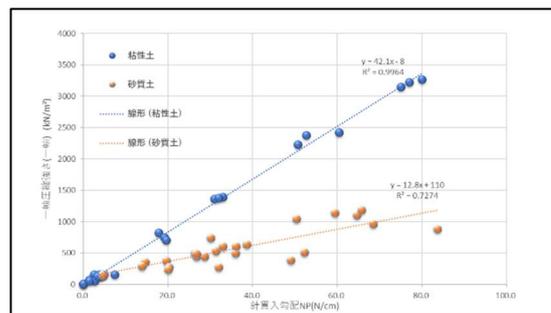


図-4 針貫入勾配と一軸圧縮試験の関係図

粘性土：一軸圧縮強さ(針)=42.1N_p-8・・・式-3

砂質土：一軸圧縮強さ(針)=12.8N_p+110・・・式-4

図-4より粘性土の近似式の傾きは $\alpha=42.1$ と参考文献とほぼ同じ値を示し、相関係数も $R^2=0.9964$ と極めてばらつきが少ない。砂質土の近似式の傾きは $\alpha=12.8$ と参考文献の細粒分砂質礫の推定式と大きな差異があった。しかしながら相関係数 $R^2=0.7274$ と一定の相関性は確認された。

5. まとめ

本発表では有明海周辺の土質について、粘性土及び砂質土の一軸圧縮強さ(一軸)と針貫入勾配の相関性を整理し、以下のことが確認された。

<粘性土>

一軸圧縮強さ(一軸)と針貫入勾配は非常に相関性が高く、既存の式にて高精度で一軸圧縮強さを推定出来る。

<砂質土>

一軸圧縮強さ(針)と針貫入勾配は一定の相関性があった。既存の推定式(細粒分質砂質礫)を用いると、実際の一軸圧縮強さ(一軸)より過大評価してしまい危険側であることが分かった。よって砂質土に応じた傾き α の設定が新たに必要であると考えられる。

<今後への課題>

土質区分に応じた適切な推定式の採用が重要であり、正確な土質判断が適切な強度評価に繋がるといえる。中間土の強度評価をする際にどの推定式を採用するかという課題も残る。

以上より、今後は多様な土質にて更なるサンプルの収集、有用となる資料の収集で推定式の精度を高めていくことで実用化に向けて努めていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 内田直人, 江藤芳武, 小野英宏, 三浦哲彦 (2004) : 針貫入試験による深層混合改良体の強度評価, 社団法人 地盤工学会 : 土と基礎 Vol. 52 No. 7, Ser. No. 558
- 2) 同上 (に加筆)

液状化検討における塑性指数の重要性

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング ○平井 陸大, 広瀬 義純

1. はじめに

私たちが住む日本は世界有数の地震大国であり、近年では東日本震災や能登震災が発生し、さらに今後 30 年以内には南海トラフ地震の発生が予想されている。これより、国土強靱化に向けて、地盤の安定性を適切に評価することは非常に重要である。

調査は、愛知県内の河川堤防沿いの地盤において、液状化対策範囲の低減を目的に液状化対象層のサンプリング及び繰り返し非排水三軸試験を実施して液状化検討を行った。

本論は上記の調査を通して気付いた、簡易法による液状化判定の留意点や課題、液状化強度試験の有効性を土の靱性（粘り気）に着目し考察する。

2. 調査地の地形地質概要

調査地は、愛知県安西市諸桑町地内の日光川沿いであり、河川の沖積作用や海水準の低下などによって、約 1200 年以降に陸化した蟹江三角州に位置する。

地形分類上は、「氾濫平野（河川の氾濫により形成された平坦地）」にあたり、地表面付近より T.P. -30m 付近まで南陽層（沖積層）が分布し、その下位に濃尾層（洪積層）が分布する。

一般に液状化の恐れがある地盤条件は、「続成作用が発揮されていないN値の低い土層」と「地下水位が高い地盤」といわれており、調査地が位置する日光川沿いは、上記の条件を全て満たす。地形分類から見ても液状化が生じやすい地盤といえる。

3. 液状化判定結果

本調査では、N値による簡易判定式で F_L 値が 1.0 を下回ったとしても、繰り返し非排水三軸試験を行うことで F_L 値が大きくなり（ F_L 値が 1.0 を上回り）、液状化対策範囲が縮小されることが期待された。しかしながら、判定の結果は、全ての層においてN値による簡易判定式に比べて、繰り返し非排水三軸試験による F_L 値が低くなる傾向を示した。

各地点のN値による簡易判定と繰り返し非排水三軸試験（RL=20）による F_L 値の算定結果を比較して表-1 及び表-2 に示す。

表-1 液状化判定結果[R06-B01:水位 GL-1.25m]

地層名	検討深度 (GL-m)	N値	LEVEL1地震動安全率 (FL値)					
			LEVEL1地震動安全率 (FL値)		タイプ1地震動		タイプ2地震動	
			N値 (標準貫入試験)	RL=20 (液状化試験)	N値 (標準貫入試験)	RL=20 (液状化試験)	N値 (標準貫入試験)	RL=20 (液状化試験)
As1-1	5.3	11	0.922	0.844	0.346	0.317	0.420	0.367
	8.3	26	2.149	0.906	0.806	0.34	1.290	0.415
As1-2	10.3	11	1.412	0.723	0.529	0.271	0.847	0.293
Ac1-2	13.3	5	6.013	0.754	2.255	0.283	3.608	0.31
As1-2	14.3	15	0.902	0.704	0.338	0.298	0.406	0.333

表-2 液状化判定結果[R06-B02:水位 GL-1.70m]

地層名	検討深度 (GL-m)	N値	LEVEL1地震動安全率 (FL値)				LEVEL2地震動安全率 (FL値)			
			LEVEL1地震動安全率 (FL値)		タイプ1地震動		タイプ2地震動			
			N値 (標準貫入試験)	RL=20 (液状化試験)	N値 (標準貫入試験)	RL=20 (液状化試験)	N値 (標準貫入試験)	RL=20 (液状化試験)		
As1-1	3.3	12	1.234	1.132	0.463	0.425	0.593	0.518		
	7.3	29	4.172	0.624	1.564	0.234	2.503	0.228		
As1-2	11.3	13	436.700	0.865	163.762	0.325	262.020	0.374		
As1-2	15.3	13	232.257	0.773	87.096	0.290	139.354	0.312		

4. F_L 値が低下した要因

液状化の発生（判定）に影響を及ぼす要因としては、いくつかの条件が考えられる。

今回の試験結果では、特に細粒分の含有量が多い試料ほど、簡易判定式に比べ液状化試験の安全率が低下する傾向が強く現れた。この理由は、細粒分の含有量が多い試料の“土そのものの性質”とN値による簡易判定式における“N値の補正式”に主な原因があると考えられる。

(1) 土そのものの性質

液状化の発生は地震の揺れにより土粒子の噛み合いが外れてしまうことが原因で発生する。

図-1 に粘土粒子と砂粒子の接触方法の違いを示す。土粒子の間隙が水で満たされた砂地盤は、普段は砂粒子同士の摩擦によって噛み合い、安定した状態を保っているが、強い地震動を受けると、砂粒子が移動することによって間隙水圧が上昇し、砂粒子の噛み合いが外れてしまう。一方で、細粒分が含まれてくると粘着力が生じてくるため、地震動によっても土粒子の骨格構造が破壊されにくくなる。そのため、細粒分含有率 (FC) が大きいと簡易判定式ではN値に補正がかかり、安全率 F_L が高い値を示す。しかし、細粒分の混入により、土粒子の電気化学的な結合力（粘着力）が生じてくるかは、細粒分の細かい粒子表面における電荷や吸着水の存在程度によって変わってくる。

土粒子の粘着力を評価する塑性限界試験の結果は、すべての層においてNP ($I_p=1$ 未満) であり、調査地の土質特性として靱性が低い(粘り気が少ない)ことが確認された。

そのため、細粒分含有率が多いにもかかわらず、繰り返し非排水三軸試験の結果が低かったと考えられる。

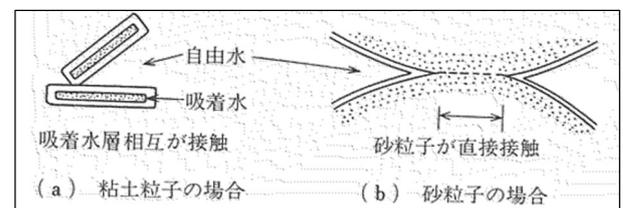


図-1 粘土粒子と砂粒子の接触¹⁾

(2) N 値の補正式

N 値による簡易判定手法では、細粒分の含有量が大きいほど、 N 値の補正が大きくなるため、液状化強度が強くなる傾向となる。一方で、塑性指数は計算式自体には勘案されないため、調査地の土質特性のように、非塑性にある細粒分は液状化強度が過大に算定される可能性がある。

今回の検討結果から判断すると、調査地の土層に分布する細粒分は、靱性が低い(粘り気が少ない)特徴にあることから、 N 値による簡易判定手法では液状化強度が過大に評価される可能性が考えられる。

$$R = c_w R_L$$

(レベル1地震動及びレベル2地震動(タイプI)の場合)
 $c_w = 1.0$
 (レベル2地震動(タイプII)の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 & (D_{50} \geq 2\text{mm}) \end{cases}$$

$$N_1 = 170N/(\sigma_{vb}' + 70)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases}$$

図-2 Rの算定式を抜粋²⁾

(3) 簡易法の留意点と課題

土粒子の靱性(粘り気)は、塑性指数(I_p)として液状化判定対象層の判別に利用されている。しかし、 N 値による簡易判定式は、地盤の能力として、50%粒形(D_{50})が2mm未満の場合は、細粒分含有率(FC)と強度(N 値)のみが計算に関わる算定式となり、計算上の液状化強度には勘案されていない。そのため、細粒分含有率(FC)が多いが塑性指数(I_p)が低い地盤では、液状化強度が過大に評価されている恐れがある。

5. 繰り返し非排水三軸試験の有効性及び留意点

(1) 繰り返し非排水三軸試験の有効性

繰り返し非排水三軸試験による液状化判定は、 N 値による簡易判定よりも靱性(粘り気)の程度等、土そのものの液状化特性が違いとして反映されるため、地盤本来の液状化特性を求めることができる。

(2) 繰り返し非排水三軸試験の留意点

採取試料の乱れは液状化強度への影響が顕著に現れるため、採取試料の状態確認や試料の運搬には細心の注意を払う必要がある。

本業務では、乱れた試料での液状化試験を回避するため、下記の対策を行った。

- ① 土の採取管に透明なアクリル管(従来は塩ビ管)を使用し、採取試料の状態を目視確認することによって、採取した試料が液状化試験に使用できるかを判断した。(写真1参照)

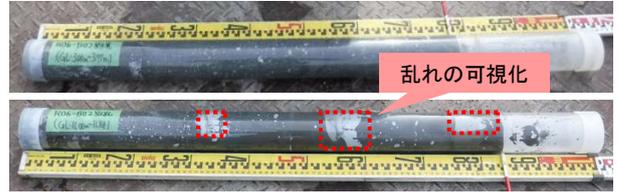


写真-1 透明管を用いたサンプリング試料の例

- ② 試験室への運搬前には現場にて試料をドライアイスで凍結させ、運搬時の震動等で試料の乱れが生じないように留意した。(写真2参照)



写真-2 運搬時における試料の凍結

6. さいごに

非塑性にある細粒分では、 N 値による簡易判定で安全率 F_L が1.0を上回ったとしても、実際の液状化強度は簡易算定よりも低い可能性がある。

一方、細粒分の混入率が35%以下で液状化判定対象層となり、さらに N 値が小さく安全率 F_L が1.0を下回ったとしても、混入する細粒分の靱性が高い(粘り気大きい)場合には、実際の液状化強度は簡易算定よりも大きくなる(対策不要等となる)可能性がある。

よって、上記のケースでは、繰り返し非排水三軸圧縮試験が非常に有効であり、液状化特性を詳細に把握し、より確実な対策を講じることや過大設計を未然に防ぐことが可能である。

今後は、本業務で得た経験を活かし、液状化検討の精度を上げることによって、より安全なインフラ整備と発注者の工費削減に貢献していく。

《引用・参考文献》

- 1) 鹿島出版社：液状化の調査から対策工まで(昭和63年)
- 2) 公益財団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成29年)

液状化検討における「地表面」とは

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング 久保田峻介

1. はじめに

筆者は、業務を通じ簡易液状化判定（以下、簡易法と称す）を行う中で、「地下階・地下ピットがあるコンクリート建造物下の判定」や「広域な盛土造成予定箇所等の判定」等において「設計指針に記載のある「地表面」とはどこを示しているのか」、「どこを地表面とすることが簡易法の結果としてよいのか」判断に悩むことがあった。

道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁾（以下、道路橋と称す）及び、建築基礎構造設計指針²⁾（以下、建築指針と称す）において、「地表面」が具体的な定義がされているのは、道路橋の橋台基礎において「完成時における地表面」とされているのみであり、地表面の具体的な定義は記載されていない。

簡易法ではDcyやPL値を算出し液状化評価を行うが、地表面位置により「有効上載圧」等が変わる結果、DcyやPL値が変わり液状化の評価が変わる。前述について図-1記載の「ビルの地表面」と「盛土の地表面」のように地表面位置を変え、計算した結果を表-1に示す。表-1のとおり地表面位置によりDcyやPL値が変わり液状化の評価が異なってくる。以上より、地表面の位置を定義することは液状化の評価を行う上で重要であると言える。

本稿では、簡易法の地表面の位置に着目して、簡易法による液状化判定の留意点や課題を考察する。

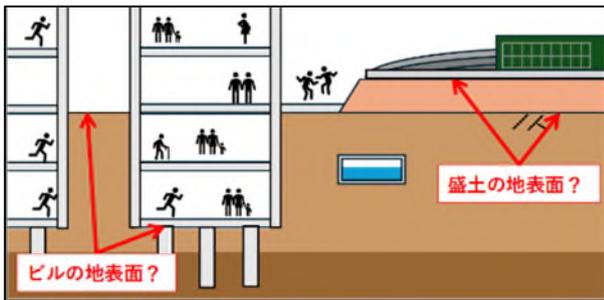


図-1 地表面とはどこか

表-1 盛土・ビルの比較結果

	建築指針（2019年）		道路橋（平成29年基準）	
	地表面： GL±0.0m	地表面： GL-3.0m	地表面： GL±0.0m	地表面： GL+3.0m
Dcy	0.12m（中）	0.07m（小）		
PL法	12.48	10.71	36.31	26.56

2. 検討条件の整理

まず、検討条件を整理するため、簡易法の数式を確認した。今回は土木分野でよく使用される「道路橋」と建築分野でよく使用される「建築指針」の数式を確認した。

簡易法は「地震動のせん断応力比（L）（以下、L値と称す）」と「動的せん断強度比（R）（以下、R値と称す）」の2つによって各層の液状化指数を求めることで液状化の

判定を行う。

1つ目のL値の式は「有効上載圧」、「想定地震力」、「地表面からの低減係数」で求められる。そのうち、「想定地震力」と「地表面からの低減係数」は規定値であり、簡易法の判定者が自由に設定できる部分ではない。

そのため、L値において、簡易法の判定者が関与できる部分は「有効上載圧」である。有効上載圧は、地表面の位置を高くすることで増加し、低くすることで減少するため、地表面位置によりL値は変わる。

やはり、L値の「地表面位置」を変え検討を行うことは重要そうである。

2つ目のR値は、主に「細粒分含有率」、「標準貫入試験値」、「有効上載圧」により「補正N値」が算出され、算出された「補正N値」によりR値が求められる。しかし、「細粒分含有率」と「標準貫入試験値」は試験値であるため、簡易法の判定者が自由に設定できる部分ではない。

そのため、R値もL値同様に「地表面位置」を変え検討が重要と言える。

また、道路橋のR値算出時の「有効上載圧」は、「標準貫入試験を行ったときの地表面から」という記載がある。これは、N値が土の締め具合を表す指標であり、同層でも上載荷重が違えばN値も異なるということを前提とし、調査で得られるN値はあくまで調査時の上載荷重時に得られたものであるためである。

しかし、盛土を載せる等した際の荷重増加と調査間時のN値の変化の関係が分からないため「標準貫入試験を行ったときの地表面から」よいのかという疑問が生じた。

そのため、「標準貫入試験を行ったときの地表面から」と「盛土の地表面から」を比較し検討する事も重要と考えられる。

以上の事より、1つ目「R値」「L値」の地表面位置を変え検討を行う。2つ目「標準貫入試験を行ったときの地表面から」だけではなく「盛土の地表面から」も検討を行う事とした。

3. 検討と結果

はじめに、道路橋で検討条件は「単層つまりすべて同条件」とした。地表面は、図-2の4パターンに分けた。

パターン①の地表面位置は、「L値もR値も調査位置から」とした。パターン②の地表面位置は、「パターン①と同じL値もR値も調査位置からとするが、L値には盛土分の土荷重がかかる条件」とした。パターン③の地表面位置は、「R値は調査位置からとするが、L値は盛土面からとし、パターン②同様に盛土分の土荷重がかかる条件」とした。最後にパターン④の地表面位置は、「R値もL値

も盛土面からとし、R 値も L 値も盛土の土荷重がかかる条件」とした。

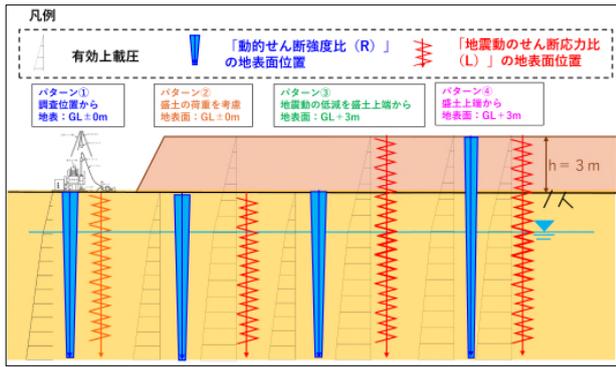


図-2 道路橋の検討条件パターン

結果、図-3に示す通り、地表面位置を低くした方が R 値は大きくなった。そして、L 値は地表面位置を高くし、土被り圧を大きくした方が小さくなった。そのため、パターン①が最も液状化しやすくなり、パターン③が液状化しにくい結果となった。

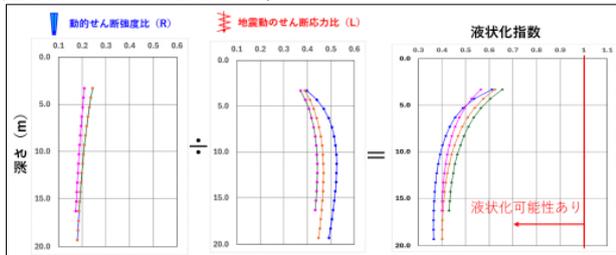


図-3 道路橋の簡易液状化判定結果

次に、建築指針で検討条件は「単層つまりすべて同条件」とした。地表面位置は図-4の3パターンに分けた。

パターン①の地表面位置は、「R 値も L 値も調査位置から」とした。パターン②の地表面位置は、「R 値も L 値も GL-3m 下げたビル下端」とした。パターン③の地表面位置は、「R 値は調査位置から、L 値はビルの下端から」とした。

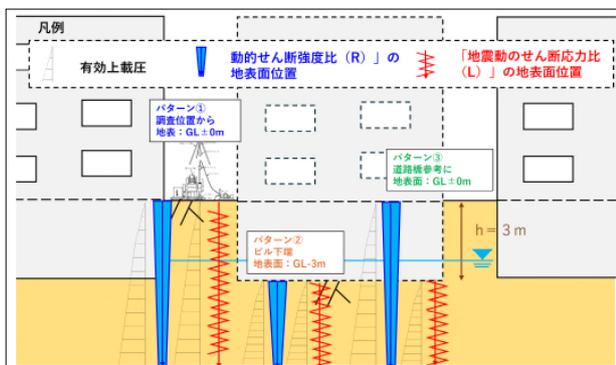


図-4 建築指針の検討条件パターン

結果、図-5に示す通り、道路橋同様に R 値は地表面位置を低くした方が大きくなり、L 値は地表面位置を高くし、土被り圧が大きくした方が小さくなった。

そのため、パターン③が最も液状化しやすくなり、パターン①が液状化しにくい結果となった。

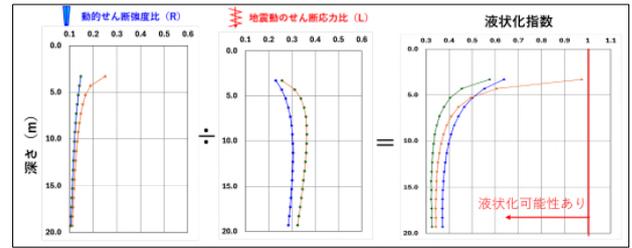


図-5 建築指針の簡易液状化判定結果

4. 考察

検討条件の整理の1つ目の「R 値」「L 値」の地表面位置を変え検討を行った結果、(1) R 値は地表面位置を低くすると大きくなった、(2) L 値は地表面位置を高くすると小さくなった、(3) L 値より R 値の地表面を高くすると液状化しにくくなり、低くすると液状化しやすくなった。

そのため、特別な条件をのぞき簡易法において R 値、L 値の地表面位置をバラバラにすることは、簡易法の地表面の設定として望ましくないのかもしれない。

次に検討条件の整理の2つ目の「標準貫入試験を行ったときの地表面から」だけではなく「盛土の地表面から」も検討を行った結果、「盛土の地表面から」としたパターン④より「標準貫入試験を行ったときの地表面から」としたパターン③のほうが液状化しにくい結果となった。これは、調査時にない荷重がかかることで本来の N 値が小さいと判断され、R 値が小さくなったためと思われる。

そのため、道路橋に記載通り「標準貫入試験を行ったときの地表面」としたほうが簡易法の地表面として望ましい可能性がある。

ただ、ビルがある状態で調査を行う場合どうなるのだろうか、ビルの荷重があることで本来の N 値以上の N 値が出現するが、簡易法においてはビル荷重よりも軽い荷重で補正されることとなる。補正 N 値は有効荷重が 50 kN/m²を超えると±2~3程度である。そのため、有効上載圧 50 kN/m²までは過剰に補正がかかっている可能性もあるが、それ以降は結果には大きな影響はでていないのかもしれない。

5. まとめ

地表面位置の取り方は、液状化の検討結果に大きな影響を与える。液状化の可能性を適切に評価するためには、地表面位置が検討結果に与える影響を理解しておくことが重要である。

《引用・参考文献》

- 1) 「道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編) (2019改訂版)」(公共社団法人 日本道路協会)
- 2) 「建築基礎構造設計指針 (2019改訂版)」(日本建築学会)