

# 土木研究所資料

## 細粒分を含む砂の液状化強度の 評価法に関する再検討

平成 28 年 3 月

国立研究開発法人土木研究所  
地質・地盤研究グループ（土質・振動）

Copyright © (2016) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。





# 細粒分を含む砂の液状化強度の 評価法に関する再検討

地質・地盤研究グループ（土質・振動）	上席研究員	佐々木 哲也
	主任研究員	石原 雅規
	研究員	谷本 俊輔
	元主任研究員	林 宏親*
	元研究員	江川 拓也*
	元交流研究員	鷺見 浩司**
	元交流研究員	川口 剛***

## 要 旨

東北地方太平洋沖地震における液状化・非液状化事例に対する液状化判定法の検証の結果、現行の液状化判定法が危険側の評価を与えることはないものの、過度に安全側の評価を与えている事例が数多く確認され、液状化に与える造成年代の影響、細粒分の影響、地震動の継続時間の影響等、合理化を図るべきいくつかの課題が指摘された。本報では、それらのうち、液状化の発生に与える細粒分の影響に着目し、関東地方の 14 地点において採取した乱れの少ない試料に対する液状化試験データに基づき、液状化強度（繰返し三軸強度比） $R_L$ ・換算  $N$  値  $N_1$  関係の細粒分含有率  $FC$  による新たな補正式を提案する。

キーワード：液状化判定法、細粒分、乱れの少ない試料、液状化試験、 $N$  値

\* 現 寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム

\*\* 現 八千代エンジニアリング(株)大阪支店環境部 主幹

\*\*\*現 八千代エンジニアリング(株)名古屋支店河川・水工部 主任



## 目 次

1 章	はじめに	1
2 章	地盤調査	2
2.1	調査概要	2
2.2	調査方法	3
2.2.1	機械ボーリング	4
2.2.2	標準貫入試験	4
2.2.3	電気式静的コーン貫入試験 (CPT)	4
2.2.4	PS 検層	7
2.2.5	乱れの少ない試料の採取	7
2.2.6	室内土質試験	7
2.3	西関宿 (地点番号 1)	10
2.4	上蛇 (地点番号 2)	16
2.5	安食 (地点番号 3)	22
2.6	本新 (地点番号 4)	26
2.7	横瀬 (地点番号 5)	32
2.8	請方 (地点番号 6)	38
2.9	佐原イ (地点番号 7)	44
2.10	小島 (地点番号 8)	50
2.11	本米崎 (地点番号 9)	56
2.12	下大野 (地点番号 10)	62
2.13	下石崎 (地点番号 11)	68
2.14	猿江恩賜公園 (地点番号 12)	74
2.15	幕張海浜公園 (地点番号 13)	78
2.16	舞浜 (地点番号 14)	82
3 章	液状化試験結果とその分析	88
3.1	対象試料の物理特性	88
3.2	液状化試験結果	93
3.3	液状化判定結果	101
3.3.1	液状化抵抗率 $F_L$ の試算	101
3.3.2	液状化抵抗率 $F_L$ と液状化の有無との比較	103
3.4	細粒分を含む砂の液状化強度に関する検討	105
3.4.1	地盤の不均質性	105
3.4.2	液状化強度評価式の再検討	110
3.4.3	液状化強度評価式の検証	117

3.5	土の液状化挙動と物理特性の関係	120
3.5.1	過剰間隙水圧の上昇特性に与える影響	120
3.5.2	ひずみ発達特性に与える影響	122
3.5.3	剛性低下に与える影響	125
3.5.4	繰返しせん断後の体積圧縮特性に与える影響	132
4章	まとめ	135
	謝辞	136
	参考文献	137
	付属資料	
1	ボーリング柱状図・コア写真	139
2	電子データ資料（付属CD）	155
2.1	CPT試験データ	155
2.2	液状化試験データ集	155
2.3	液状化試験結果一覧表	158
2.4	繰返し応力比 $R$ ・繰返し回数 $N_c$ 関係図	159

## 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、東北地方・関東地方において広域的に液状化が発生し、各種インフラ施設に甚大な被害が生じた。同地震で観測された地震動の継続時間は非常に長く、従来の液状化判定法の適用性が不明であったことから、国土交通省の各部局、関係研究機関等から構成される「液状化対策技術検討会議」が設置され、液状化判定法の検証および今後の課題についてとりまとめがなされた。その結果、実際に液状化が生じたものの液状化が生じないと判定されるケース（いわゆる見逃し）は確認されず、液状化判定法を直ちに見直すことの必要性は低いと結論付けられた。一方、現地では液状化の痕跡が見受けられなかったものの液状化が生じると判定されるケース（いわゆる空振り）が多く確認され、液状化の発生に及ぼす年代効果、細粒分、地震動の継続時間等の影響について、さらなる検討が必要であることが指摘された<sup>1)</sup>。本資料は、残された課題のうち、細粒分の影響に着目して行った検討の結果をとりまとめたものである。

ここで、液状化判定法の発展経緯について振り返っておく。建設省土木研究所では、昭和39年（1964年）新潟地震を契機として液状化判定法に関する研究開発が進められ、昭和46年の道路橋耐震設計指針<sup>2)</sup>では $N$ 値や粒度特性等の簡易な指標のみによって液状化の発生有無を判定する手法の導入、昭和55年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編<sup>3)</sup>では液状化に対する抵抗率 $F_L$ を指標とした定量的な液状化判定法<sup>4)</sup>の導入、さらには平成2年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編<sup>5)</sup>では細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直しが図られた<sup>6)</sup>。その後、平成7年（1995年）兵庫県南部地震を契機として、各種構造物の耐震設計においてレベル2地震動が考慮されることとなった。液状化判定法においても同様に、こうした極めて強い設計地震動への対応が求められることとなったため、当時は主として密な砂や砂れき、洪積土層など、液状化が生じにくい土の液状化強度の適正な評価法を構築することに主眼を置き、数多くの凍結サンプリング試料の液状化試験データの収集がなされるとともに、液状化強度の評価式に大きな修正が加えられ<sup>7)~11)</sup>、平成8年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編<sup>12)</sup>に反映されることとなった。

ただし、細粒分を含む砂は一般に小さな $N$ 値を示すことが多いため、推定される液状化強度も小さなものとなりやすく、かねてより合理化の余地が残されていることが想定されていた。さらに、兵庫県南部地震後のデータには、細粒分を含む砂に関するデータが必ずしも多くないことや、細粒分を含む砂を凍結サンプリングによって採取する際に、間隙水の凍結膨張に伴う土の骨格構造の乱れが生じていた可能性等が課題として挙げられる。

そこで、著者らは、関東地方の14地点において、原位置サウンディング試験、乱れの少ない試料の採取、室内土質試験を行うことで、細粒分を含む砂～細粒土に関する数多くの液状化試験データを取得し、それらの分析を行った。その結果を通じて、液状化強度（繰返し三軸強度比） $R_L$ ・換算 $N$ 値 $N_1$ 関係の細粒分含有率 $FC$ による補正式を新たに提案するとともに、既往の液状化・非液状化事例と対比することで検証を行った。

また、本資料には、非排水繰返しせん断を受ける土の過剰間隙水圧の上昇、ひずみの発達、剛性低下、体積圧縮特性に対する細粒分の影響を分析した結果や、液状化試験のデータ集についても収録している。

## 2. 地盤調査

### 2.1 調査概要

関東地方の沖積平野 14 地点において原位置調査および室内土質試験を実施し、様々な土質（砂質土～粘性土）を対象として、その液状化特性の把握を試みた。表-2.1.1 に地点一覧を示す。

地点 1～11 は河川堤防の液状化被害が発生した箇所である。地点 12～14 は造成年代による違いに着目したものであり、地点 12 は江戸時代初期における埋立地盤、地点 13 は東京湾沿岸の昭和 50 年代における埋立地盤、地点 14 は東京湾沿岸の昭和 40 年代における埋立地盤である。2011 年東北地方太平洋沖地震の際には、地点番号 12 を除いた各地点において液状化被害あるいは液状化の発生が認められている。

なお、本調査における土地の造成履歴や液状化被害状況等については、国土交通省関東地方整備局より堤防被害状況調査資料を提供頂いた（以下、関東地整資料<sup>13)</sup>）。

表-2.1.1 調査地点一覧

地点番号	地点名	液状化発生の有無	オールコア	位置	北緯	東経
1	西関宿	有り	採取	埼玉県幸手市西関宿地先 (江戸川右岸57.7k)	36°05'06.4"	139°46'36.2"
2	上蛇	有り	採取	茨城県常総市上蛇地先 (小貝川右岸31.8k-77)	36°04'37.5"	140°00'13.4"
3	安食	有り	採取	茨城県つくば市安食地先 (小貝川左岸42.0k-23)	35°57'22.5"	140°27'47.9"
4	本新	有り	—	茨城県稲敷市本新地先 (霞ヶ浦右岸4.25k)	35°50'33.6"	140°42'08.7"
5	横瀬	有り	—	茨城県神栖市横瀬地先 (利根川左岸18.5k+325)	35°51'27.6"	140°12'23.2"
6	請方	有り	—	千葉県印旛郡栄町請方地先 (利根川右岸69.0k+100)	35°53'57.5"	140°30'15.6"
7	佐原イ	有り	採取	千葉県香取市佐原イ地先 (利根川右岸38.75k+28)	36°30'03.2"	140°28'53.7"
8	小島	有り	—	茨城県常陸太田市小島地先 (久慈川左岸16.8k)	36°29'31.2"	140°33'29.1"
9	本米崎	有り	—	茨城県那珂市本米崎地先 (久慈川右岸7.0k-150)	36°21'19.0"	140°33'16.2"
10	下大野	有り	—	茨城県水戸市下大野地先 (那珂川右岸4.1k)	36°18'12.3"	140°31'52.7"
11	下石崎	有り	採取	茨城県東茨城郡茨城町下石崎地先 (涸沼川左岸7.8k)	36°18'08.7"	140°31'55.7"
12	猿江 恩賜公園	無し	採取	東京都江東区毛利2丁目	35°41'31.6"	139°49'02.2"
13	幕張 海浜公園	有り	採取	千葉県千葉市美浜区ひび野2丁目	35°38'42.2"	140°53'36.2"
14	舞浜	有り	採取	千葉県浦安市舞浜2丁目地先 (国道357号沿い)	35°38'16.0"	139°53'08.8"

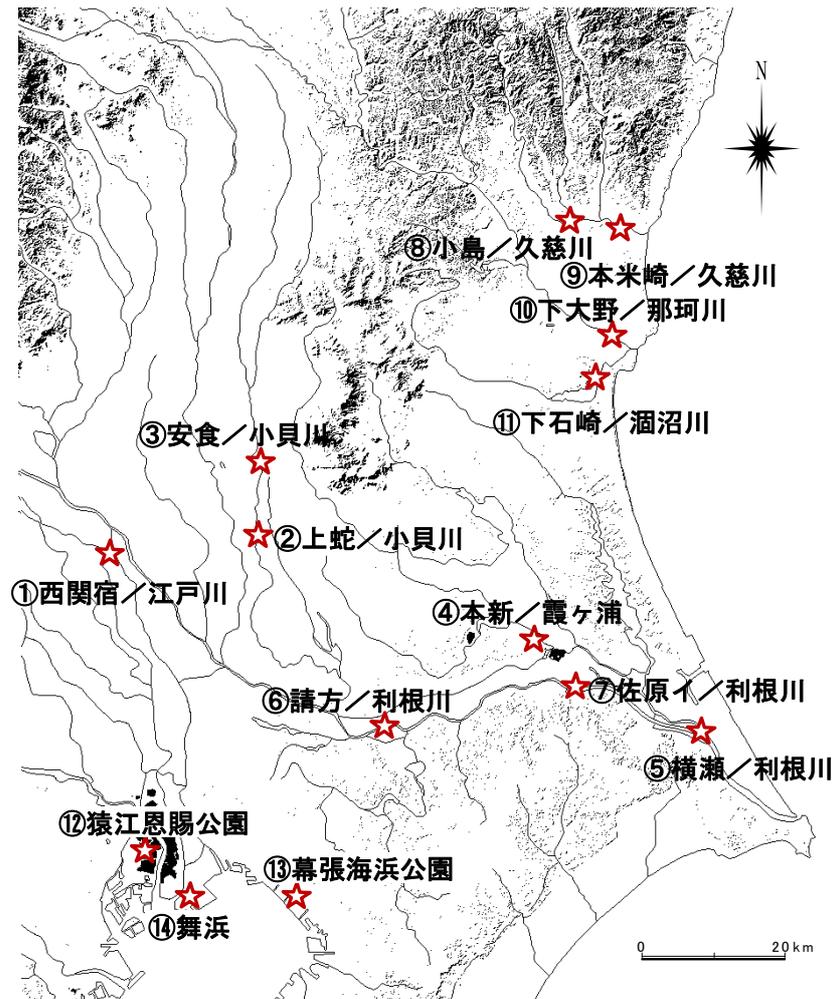


図-2.1.1 調査地点位置図（国土地理院電子国土地図に追記）

## 2.2 調査方法

以下、各地点で実施した調査項目について述べる。概要を表-2.2.1 に示す。

表-2.2.1 調査項目

調査項目	概要
機械ボーリング	φ86mm，標準貫入試験併用， 地点によりオールコア試料も採取
標準貫入試験	深度間隔 1.0m
電気式静的コーン貫入試験 (CPT)	三成分測定，深度間隔 0.02m
PS 検層	サスペンション式，測定区間長 1.0m，測定間隔 0.5m
乱れの少ない試料の採取	シンウォールサンプリング，トリプルサンプリング
室内土質試験（物理）	土粒子密度，含水比，粒度，液性・塑性
室内土質試験（液状化）	繰返し非排水三軸試験

## 2.2.1 機械ボーリング

標準貫入試験を併用し、地点によりオールコア試料も採取した。サンプラーは、打込み用スリーブ内蔵二重管サンプラー（63.5kg ハンマー打撃）、およびロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーを使用した。

## 2.2.2 標準貫入試験

日本工業規格（JIS A 1219）に準拠し実施した。落下方法は半自動型とし、試験を深さ 1m おきに実施した。

## 2.2.3 電気式静的コーン貫入試験（CPT）

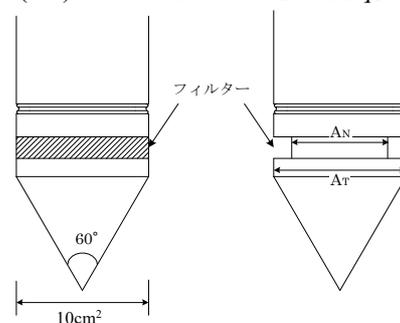
先端抵抗、周面抵抗、間隙水圧の三成分を測定した。試験仕様を表-2.2.2、貫入マシンの性能を表-2.2.3、センサーの性能を表-2.2.4 に示す。

### (1) 測定値の補正

下図のフィルター部分に作用する間隙水圧  $u$  を考慮し、式(2.1)により先端抵抗応力度  $q_c$  を補正した。

$$q_t = q_c + u \left[ 1 - \frac{A_N}{A_T} \right] \quad (2.1)$$

ここに、 $q_t$  : 補正先端抵抗 (MPa)  
 $q_c$  : 先端抵抗 (MPa)  
 $u$  : 間隙水圧 (MPa)  
 $A_N$  : フィルター部分を除いた有効断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $A_T$  : コーン本体の断面積 (cm<sup>2</sup>)



### (2) 土質性状指数 $I_c$ の算出

Robertson<sup>14)</sup> の方法に基づいて正規化先端抵抗  $Q_t$  および正規化周面摩擦比  $F_r$  を算出し、土質分類図 (図-2.2.1) により土質分類を試みた。また、Robertson & Fear<sup>15)</sup> に基づき、土質性状指数  $I_c$  を算出した。

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}, \quad F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.2)$$

$$I_c = \{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2\}^{0.5} \quad (2.3)$$

ここに、 $f_s$  : 周面摩擦抵抗 (kPa)  
 $q_t$  : 補正先端抵抗 (kPa)  
 $\sigma_{v0}$  : 全土被り圧 (kPa)  
 $\sigma'_{v0}$  : 有効土被り圧 (kPa)

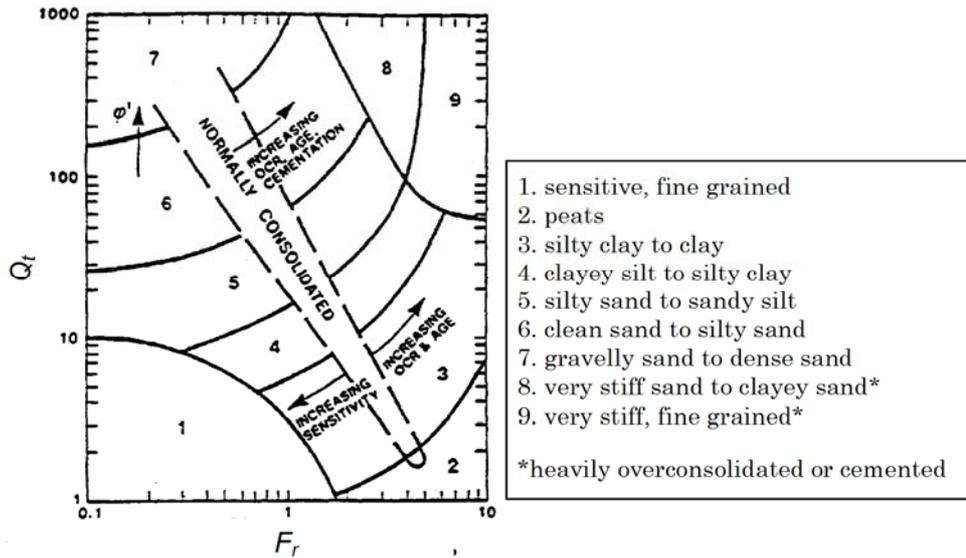


図-2.2.1 土質分類図 (原図 : Robertson<sup>14)</sup>)

### (3) 換算 $N$ 値の算出

鈴木・時松<sup>16)</sup>の方法により、換算  $N$  値  $N_c$  を算出した。

$$N_c = 0.341 * I_c^{1.94} (q_t - 0.2)^{(1.34 - 0.0927I_c)} \quad (q_t > 0.2) \quad (2.4)$$

ここに、 $q_t$  : 補正先端抵抗 (MPa)  
 $I_c$  : 土質性状指数

### (4) 細粒分含有率 $FC$ の推定値算出

Robertson & Wride<sup>17)</sup>の方法により、細粒分含有率  $FC$  の推定値を算出した。

$$\left. \begin{aligned} FC &= 0 && (I_c < 1.26) \\ FC &= 1.75I_c^{3.25} - 3.7 && (1.26 \leq I_c \leq 3.5) \\ FC &= 100 && (I_c > 3.5) \end{aligned} \right\} (2.5)$$

表-2.2.2 試験仕様

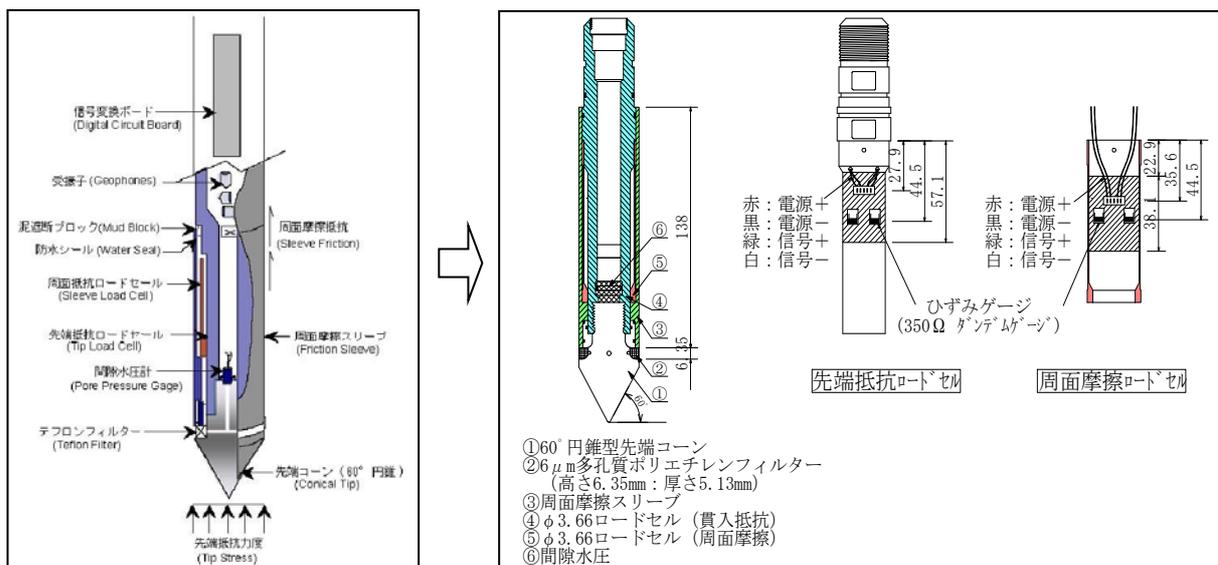
項目	備考
貫入マシン	GeoProbe Systems 社製 CPT 6610DT
コーン貫入速度	2cm/s
先端抵抗測定	有効測定面積 10cm <sup>2</sup> (直径 3.61cm、先端コーンは 60°円錐形)
周面摩擦測定	有効測定面積 150cm <sup>2</sup> (直径 3.61cm、長さ 13.8cm)
間隙水圧測定	シリコンオイルにより飽和した多孔質フィルターを介して測定
貫入深度管理	貫入装置に取り付けられた糸巻き式変位計により管理
反力装置	スクリューアンカー利用

表-2.2.3 貫入マシンの性能

最大貫入力	160kN
自重	2,225kg
最大油圧	16.9MPa
シリンダーストローク	1,676mm
ハンマー形式	GH62
回転ヘッドトルク	759Nm

表-2.2.4 センサーの性能

測定内容	先端抵抗 $q_c$	周面摩擦 $f_s$	間隙水圧 $u$
測定範囲	142.34kN	25.35kN	3.45MPa
出力抵抗	700Ω	700Ω	1,000Ω
非直線性	0.10%FS	0.25%FS	0.03%FS
校正係数	0.97mV/V/MPa	68.95mV/V/MPa	27.58mV/V/MPa



## 2.2.4 PS 検層

地盤工学会基準（JGS 1122）に準拠し実施した。試験方式は、浮遊法の孔内起震受震方式（サスペンション方式）を採用した。深度 0.5m おき（測定区間長 1m）に測定することにより、液状化試験対象区間に最も近い測定区間を対比区間として後に選定できるようにした。

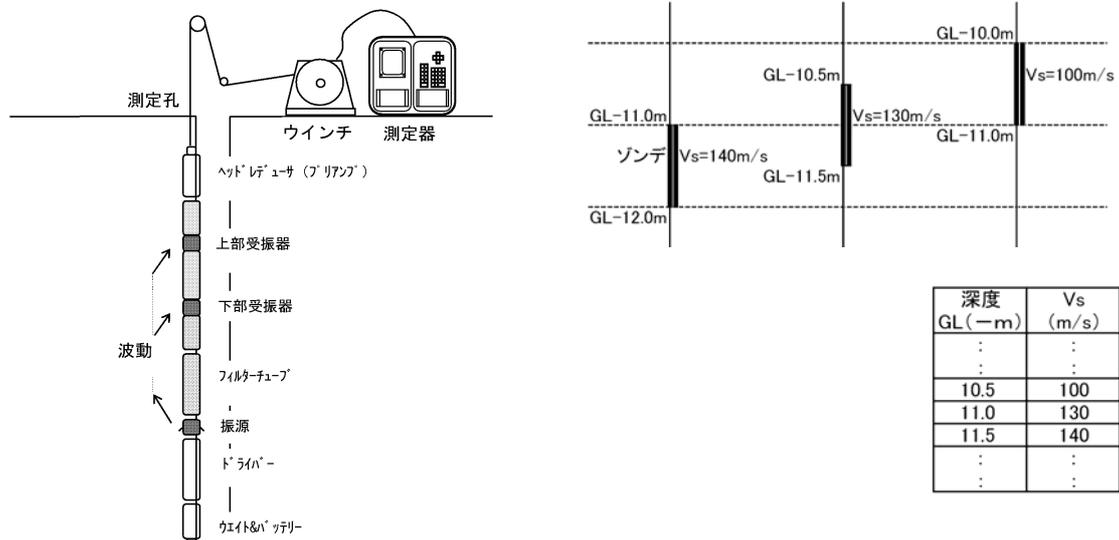


図-2.2.3 PS 検層の概略図と測定深度表示の凡例

## 2.2.5 乱れの少ない試料の採取

原位置試料の液状化試験結果は、試料採取時の乱れの影響を強く受けることが知られていることから、道路橋示方書における液状化強度評価式の基となっている試験データは、乱れの影響が少ないとされている凍結サンプリング試料によるものである。しかし、本調査では細粒分を含む砂質土～細粒土に着目しており、凍結時の膨張により試料の乱れが生じる可能性が高い。このため、いわゆるチューブサンプリングにより乱れの少ない試料を採取した。採取方法は、以下の地盤工学会基準に準拠した。

- ・ 固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土試料の採取方法（JGS 1221）
- ・ ロータリー式三重管サンプラーによる土試料の採取方法（JGS 1223）

細粒分含有率  $FC \leq 30\%$  であると現地で判断される場合は、その場で重力により水抜きを行い、試料チューブの下端から 1/3 程度ずつドライアイスを用いて凍結することにより、試料の品質が保たれるよう留意した。

## 2.2.6 室内土質試験

各試験は JIS 基準ないし JGS 基準に準拠し実施した。

物理試験は、標準貫入試験の採取試料と、液状化試験（土の繰返し非排水三軸試験）の全供試体を対象に実施した。標準貫入試験の 1 試料中において土質が変化する場合は、その試験区間において代表的な土質のみを選択的に採取し物理試験に用いた。

液状化試験に用いる 4 体程度の供試体を選定する際には、チューブから取り出した試料を観察し、それぞれが類似した土質となるよう留意した。試験手順は次のとおりである。

- ①供試体を三軸セルにセットし、拘束圧として予備圧（20kPa）を加圧する。凍結試料の場合はこの状態で解凍する。
- ②炭酸ガス(CO<sub>2</sub>)を供試体に通気し間隙に満たした後、脱気水を通水する。
- ③背圧の加圧により、供試体を飽和する。
- ④B値 0.95 以上を確認する（0.95 未満の場合は、再度通水飽和作業を行う）。
- ⑤所定の拘束圧（有効平均主応力）により等方圧密を行う。測定した軸変位量から、圧密後の供試体体積を算出する。
- ⑥非排水条件において繰返し微小ひずみ载荷を行い、その応力ひずみ関係から初期せん断剛性率  $G_{0L}$  を測定。この際、载荷は1～2サイクル程度とし、原則として  $\gamma \leq 10^{-5}$  を目標として実施する。
- ⑦繰返し载荷を実施する。繰返し载荷速度は0.1Hz、データ計測点数は1サイクル当たり200点とした。
- ⑧ $\varepsilon_{DA}=10\%$ または繰返し回数が500回に達した時点で繰返し载荷を終了する。
- ⑨繰返し载荷終了後、軸差応力をゼロに戻した状態で、過剰間隙水圧がゼロになるまで排水し、体積ひずみを測定する。

表-2.2.5 室内土質試験項目

	土質試験名	規格・基準	主な試験値	主な算出値
物理試験	土粒子の密度	JIS A 1202	土粒度密度 $\rho_s$	
	土の含水比	JIS A 1203	自然含水比 $w_n$	
	土の粒度	JIS A 1204	粒径分布	細粒分含有率 $FC$ , 均等係数 $U_c$
	土の液性限界・ 塑性限界	JIS A 1205	液性限界 $w_L$ ・塑性限界 $w_P$	塑性指数 $I_P$
	土の湿潤密度	JIS A 1225	湿潤密度 $\rho_t$	
液状化試験	土の繰返し 非排水三軸試験	JGS 0541	繰返し载荷時の応力ひずみ関係  所定のひずみに達した時点の 繰返し载荷回数 など	液状化強度比 $R_L$  微小ひずみ領域における 初期せん断剛性率 $G_{0L}$

JIS：日本工業規格、JGS：地盤工学会基準

表-2.2.6 液状化試験装置

装置名	仕様及び性能		
加圧装置	シリンダ	定格ストローク	±26 mm
		有効断面積	24 cm <sup>2</sup>
	拘束圧システム	定格圧力	980 kN/m <sup>2</sup>
	背圧システム	定格圧力	980 kN/m <sup>2</sup>
チャンバー	負荷容量	最大軸力	196 N
		最大拘束圧	980 kN/m <sup>2</sup>
		最大背圧	980 kN/m <sup>2</sup>
センサー類	ロードセル	定格荷重	196 N
	軸変位計 (大)	定格変位	50 mm
	軸変位計 (小)	測定範囲	±1 mm
デジタルコントローラー	CPU		8086
	RAM		1 MB
	A/D, D/A コンバータ		12 Bit
	アンプ最小分解能	軸荷重	0.15 kN/m <sup>2</sup>
		軸変位 (大)	1.56 μm
		軸変位 (小)	0.0625 μm
拘束圧		0.5 kN/m <sup>2</sup>	

表-2.2.7 液状化試験の試験仕様

試験項目	仕様	備考
供試体寸法	φ=50mm, h = 100mm	No.12-2-1, No.12-2-2 は, 貝殻片多量混入のため原形(φ=73mm, h=120~140mm)とした
供試体数	4~7 供試体/試料	
載荷波形	正弦波	
載荷周波数	0.1 Hz	
背圧	200~300 kN/m <sup>2</sup>	$B \geq 0.95$ , CO <sub>2</sub> 置換
圧密条件	両面排水	
圧密時間	圧密終了まで (3 t 法)	
拘束圧	供試体平均深度の有効平均主応力	$K_0=0.5$ として算出した。
付帯事項	試験前に微小ひずみ領域で繰返し荷重を載荷し初期せん断剛性 $G_{0L}$ を測定	

## 2.3 西関宿（地点番号 1）

### 2.3.1 調査地の概要

調査地は中川低地東端部に位置し、江戸川右岸 57.7k 付近にあたる。

土地条件図（図-2.3.1）によると、調査地の西側には幅 50m 程度の旧河道（旧権現堂川）があり、調査地のすぐ北側で江戸川に合流していたことが読み取れる。

旧版地形図（図-2.3.2）によると、1883 年当時は江戸川沿いに自然堤防が発達しその上に集落が形成されていた。調査地はその後背湿地にあたり、池ないし沼地状となっていた。1907 年には、その池ないし沼地は埋め立てられ水田利用されていたことがわかる。その後、江戸川は拡幅され、1965 年にまでに現位置に引き堤として堤防が築かれた。1972 年には堤防は拡幅され、道路として利用されていることがわかる。

既往ボーリングによると、上述の池ないし沼地に対する埋土は緩い中砂からなり、堤体下に最大 2m 程度の厚さをもち分布する。平面的には、この埋土は天端直下～川裏側に分布しており、その分布範囲は 2011 年東北地方太平洋沖地震時の変状範囲（川裏堤脚部において噴砂を伴う崩壊が発生：図-2.3.3 参照）と概ね一致する。

### 2.3.2 調査結果

堤防川裏小段において、ボーリング調査（No.1-1）を実施した。地質断面図を図-2.3.4 に、CPT 結果図を図-2.3.5 に示す。調査の結果、地表から順に盛土（一部埋土）、沖積層粘性土層（Ac1）が確認された。

図-2.3.4 に示した盛土下部の Bs1 層は、粒径のそろった緩い細砂からなる。本層は Ac1 層の上ののっており、その境界面は下方に凸の形状を呈している。その分布位置や分布形状から推測すると、本層は明治時代に池ないし沼地を埋め立てた埋土と考えられる。また、Bs2'層は砂を主体としており、締まりが良い区間とやや悪い区間が繰り返し重なっている。

東北地方太平洋沖地震時の被災形態（図-2.3.3）と土層構成から推測すると、Bs1 層（および一部の Bs2 層）が液状化しさらに川裏側へ側方流動した結果、川裏堤脚部において噴砂を伴う崩壊が発生した可能性がある。

本調査では、別孔（No.1-2）において、Bs1 層および BS2'層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。さらに、別孔（No.1-3）においてオールコア試料も採取した。

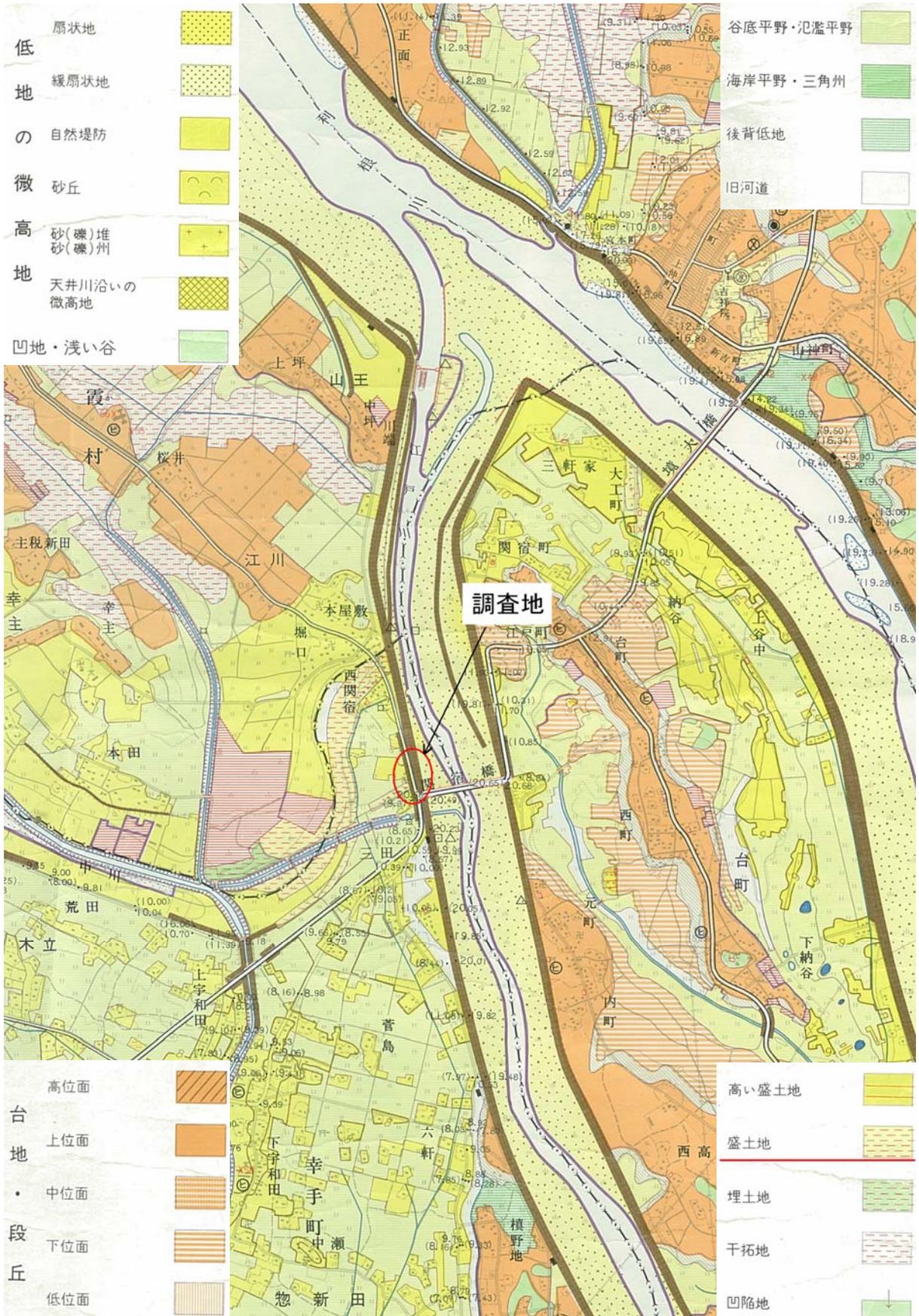


図-2.3.1 土地条件図 (1979)「水海道」



①1883年(明治16年)測量 1/20000  
調査地点は、道路沿いに建つ家屋裏の池の縁に位置する。この土地は田あるいは畑として利用されていた。



②1907年(明治40年)測量 1/50000  
調査地点脇にあった池は埋立てられて水田として利用される。調査地点は、水田あるいは宅地部分に位置する。



③1929年(昭和4年)修正 1/50000  
調査地点は、明治40年と特に変わらない。



④1953年(昭和28年)測量 1/25000  
調査地点は、昭和4年と特に変わらない。

○:調査地



⑤1965年(昭和40年)修正 1/25000  
江戸川は河川改修により川幅が広がり、それに伴って堤防位置(現堤防と同一位置)が川裏に下がっている。



⑥1972年(昭和47年)修正 1/25000  
調査地の堤防は、拡幅されて道路も整備されている。



⑦1977年(昭和52年)改測 1/25000  
調査地の堤防は、川裏ののり尻に道路が整備された以外、昭和47年と特に変わらない。



⑧1994年(平成6年)修正 1/25000  
調査地に変化はない。

図-2.3.2 地形の変遷(西関宿)(国土地理院地形図)

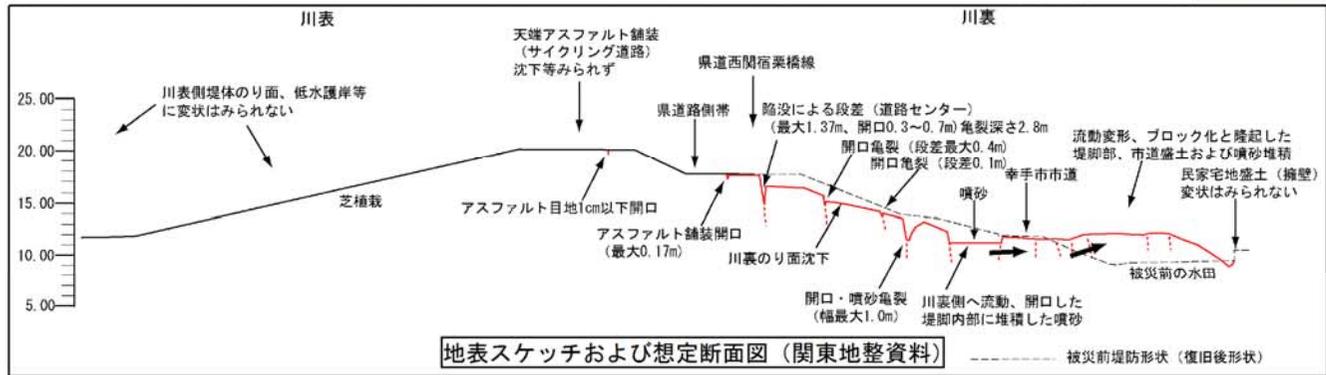
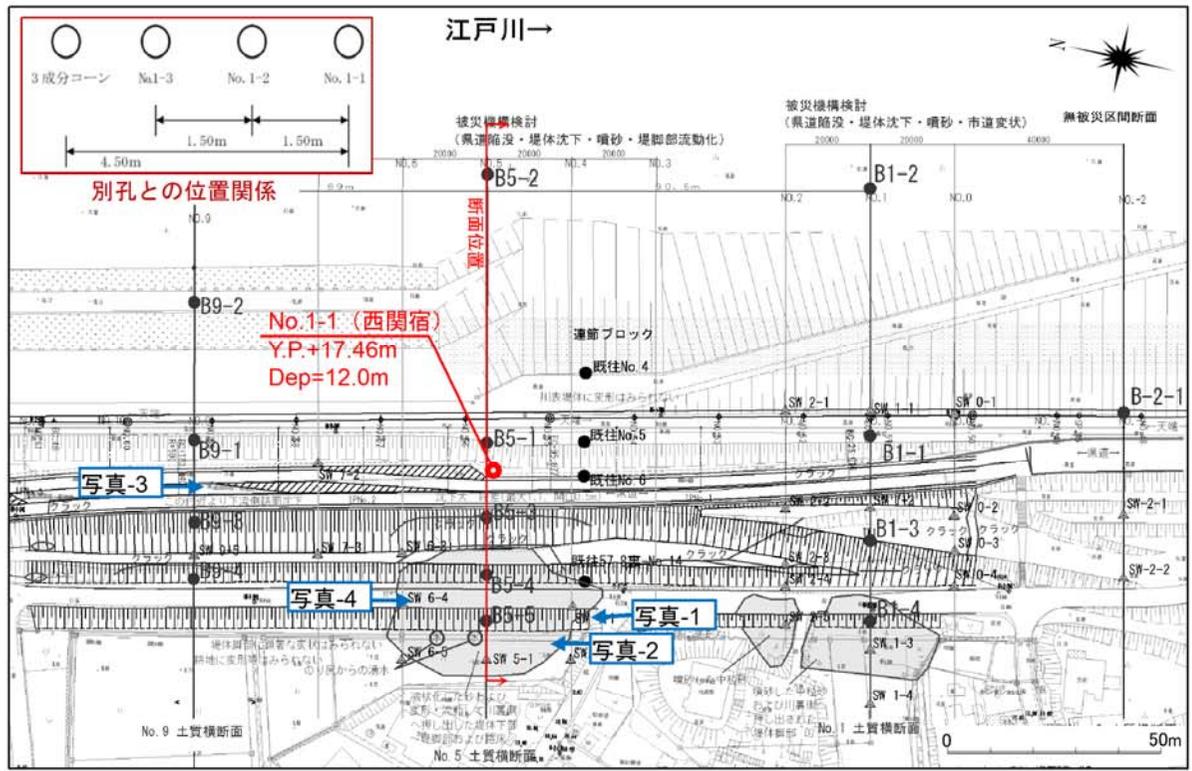


図-2.3.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(西関宿)(関東地整資料を基に作成)



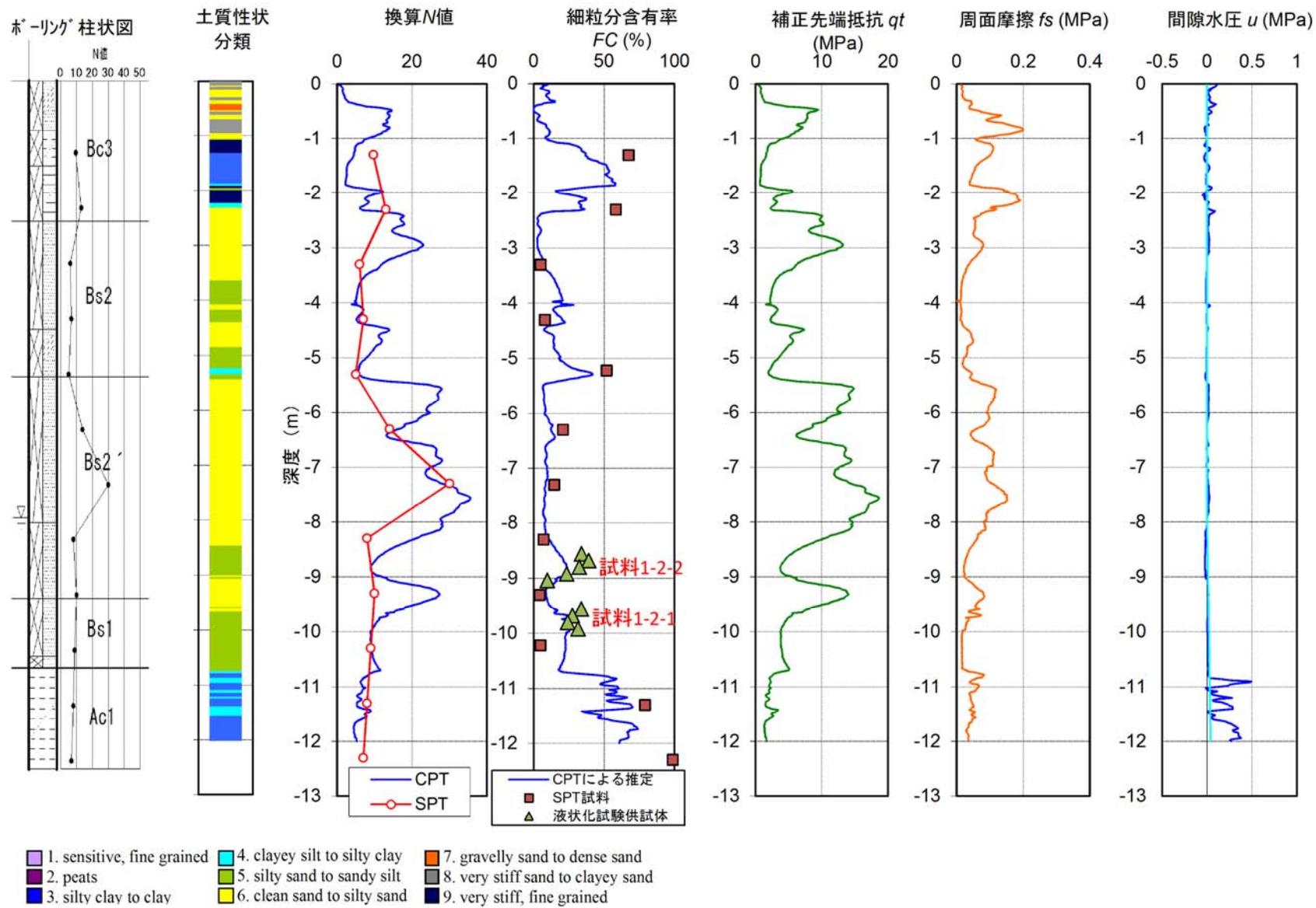


図-2.3.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (西関宿)

## 2.4 上蛇（地点番号2）

### 2.4.1 調査地の概要

調査地は小貝川右岸 31.8k 付近にあたる。

周辺には、東西の幅 1～1.5 km に及ぶ氾濫平野が広がり、その両側には鬼怒川と小貝川が流下している。両河川沿いには自然堤防が発達しており、住宅地や畑として利用されている。また、平野部は主に水田として利用されている（図-2.4.1）。

調査地は旧河道や自然堤防が狭い範囲で複雑に入り組んだ箇所にある。現堤防は旧河道を埋め立てて築かれたものであり、現在も河道跡（三日月湖）が近接している。

旧版地形図（図-2.4.2）によると、1883 年（迅速測図）および 1929 年（昭和 4 年）には、調査地は激しく蛇行を繰り返す小貝川の河道位置にある。1952 年（昭和 27 年）には調査地下流域で河道が移動していることがわかる。これは、1947 年（昭和 22 年）カスリーン台風などにより発生した出水によるものと考えられる。その後 1960 年（昭和 35 年）までに河川改修が行われ、蛇行していた河川が直線化され、現在と同じ河道形状となった。その際、現在の位置に堤防が築かれ、調査地川裏側には、旧河道が三日月湖（吉野公園池）として残存した。本調査は、旧河道を埋め立てて築堤された箇所において実施した。

東北地方太平洋沖地震の際には、堤防のうち旧河道と交差する箇所の周辺において、天端、裏のり、三日月湖の護岸背後にわたり、堤防縦断方向の亀裂が生じるとともに、裏のり尻付近や高水敷に噴砂が確認された（図-2.4.3）。

### 2.4.2 調査結果

堤防天端において、ボーリング調査（No.2-1）を実施した。地質断面図を図-2.4.4 に、CPT 結果図を図-2.4.5 に示す。調査の結果、地表から順に盛土（一部埋土）、沖積層砂質土層および粘性土層（As1,Ac1）が認められた。

盛土のうち砂を主体とした部分（Bs2）と沖積層砂質土層（As1）は合計層厚 5m 程度あり、粘性土を主体とした部分（Bc1）がこれらの上位を覆うような分布をなしている。なお、Bc1 は部分的に砂分が混在しており、深度方向に粒度組成が著しく変化する。

土層分布と上記の地形変遷を照らし合わせ推測すると、盛土のうち地下水位以深にあたる部分は、概ね旧河道を埋め立てた埋土と考えられる。東北地方太平洋沖地震の際には、この三日月湖の上流側出口（小貝川右岸 31.8k）および下流側出口（同 31.4k）に近接する箇所において堤防が変状しており、旧河道の埋土や周辺の沖積層の液状化がその素因となっている可能性がある。

本調査では、別孔（No.2-2）において、Bc1 層および As1 層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

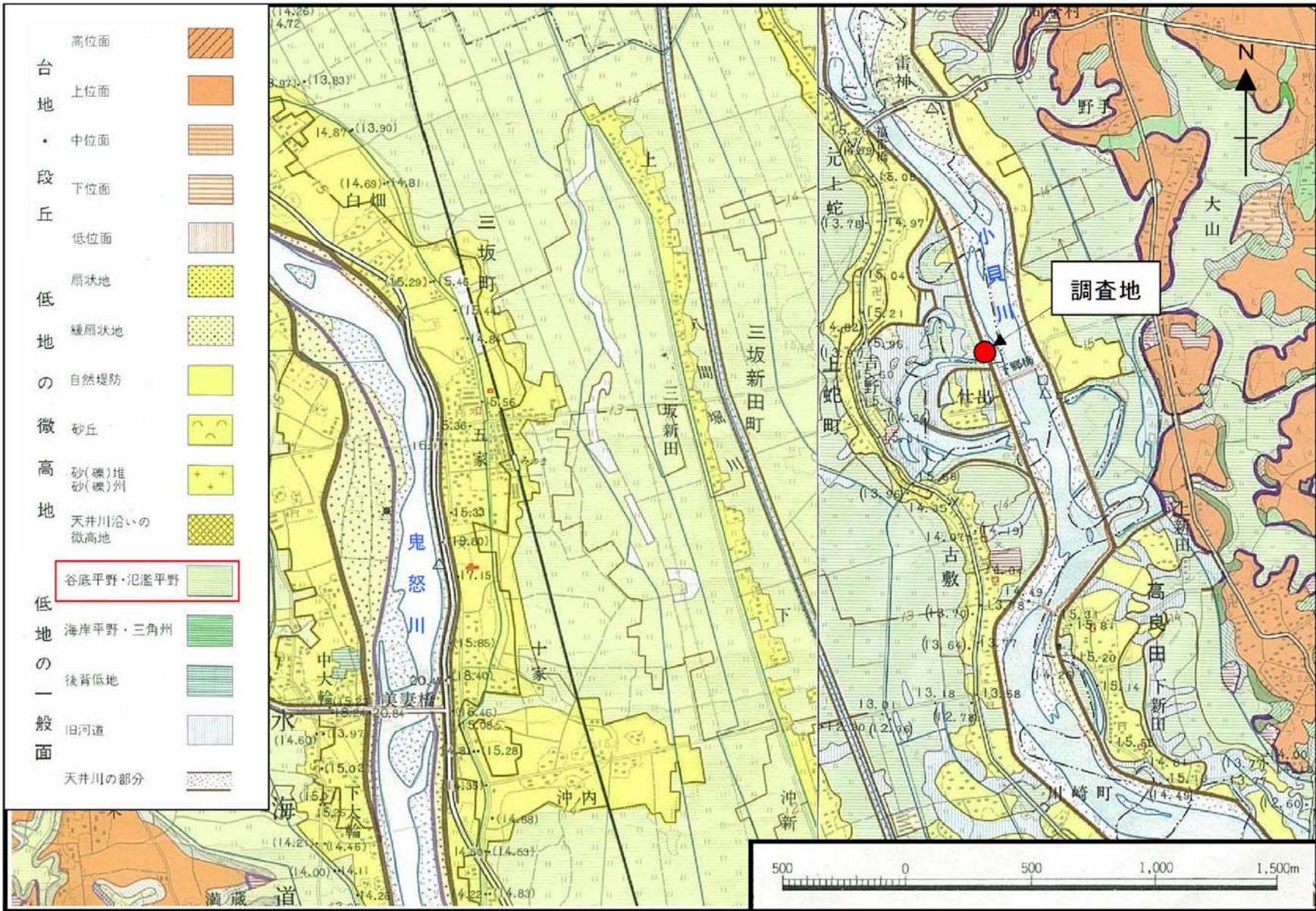


図-2.4.1 土地条件図 (1979) 「水海道」



①1883年(明治16年)測量 1/20000  
調査地点は、激しく蛇行する小貝川の河川内に位置する。



②1929年(昭和4年)測量 1/50000  
調査地点は、小貝川の河川内あるいは河川近傍に位置する。



③1952年(昭和27年)応急修正 1/50000  
昭和4年と同様に調査地点は、小貝川の河川内あるいは河川近傍に位置する。調査地西側の郡界(破線)は以前まで河川と同位置に描かれていたが、当地形図では河川形状と郡界が異なっている。昭和4年から本年までに河川改修が行われたものと考えられる。



④1960年(昭和35年)測量 1/25000  
小貝川の河川改修が行われ、大きく蛇行していた河道が直線化された。この改修に伴って旧河道が堤体盛土によって閉塞され、川裏に三日月湖が形成された。

○:調査地



⑥1977年(昭和52年)改測 1/25000  
下郷橋より上流部分では堤防天端が広がっている。



⑦1984年(昭和59年)部分修整 1/25000  
調査地点上流の新福雷橋が新設される。



⑧1987年(昭和62年)修正 1/25000  
川表側に護岸が整備された。



⑨2008年(平成20年)発行 1/25000数値地図  
調査地点および周辺は、昭和62年と特に変わらない。

図-2.4.2 地形の変遷(上蛇)(国土地理院地形図)

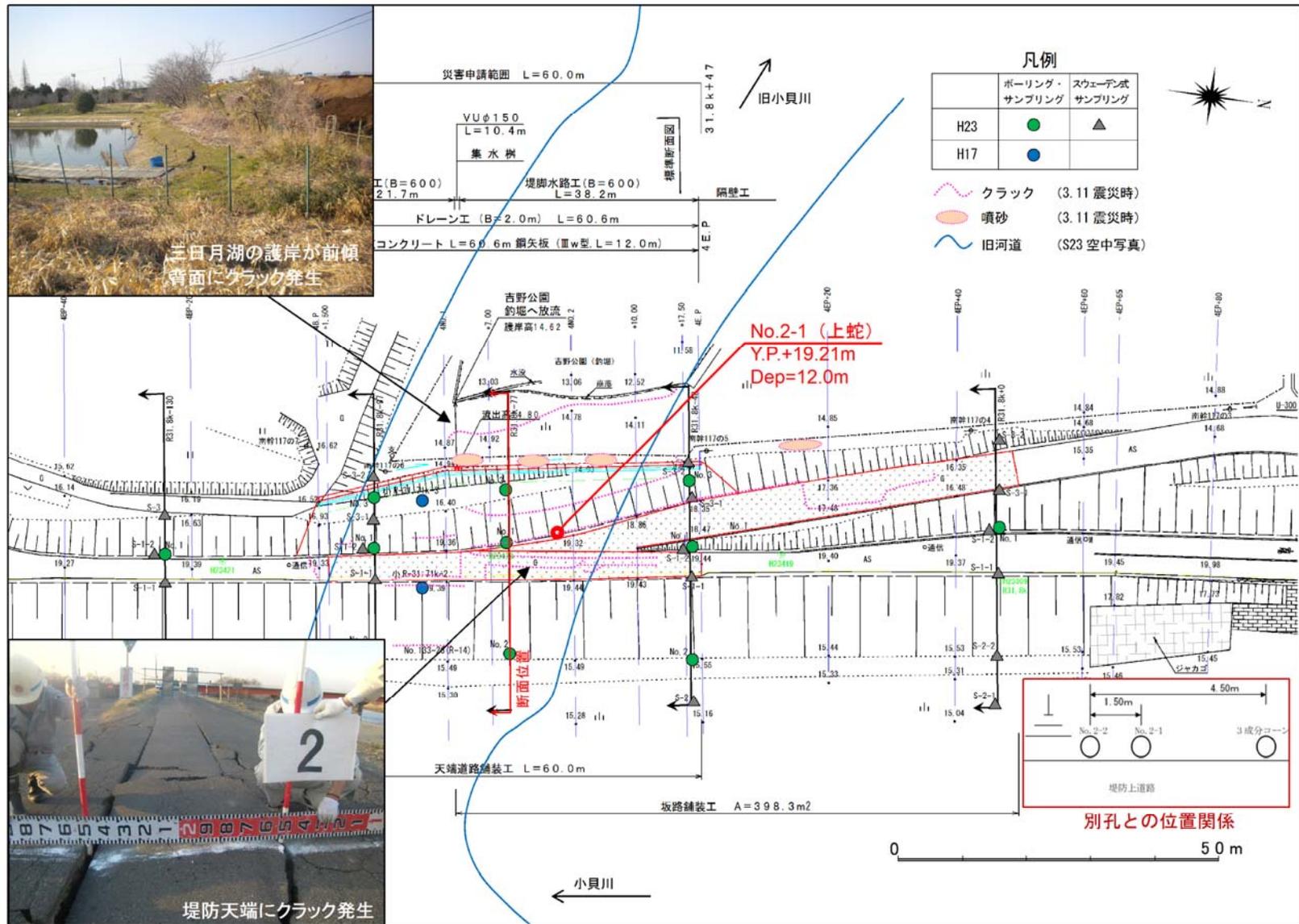


図-2.4.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(上蛇)(関東地整資料を基に作成)

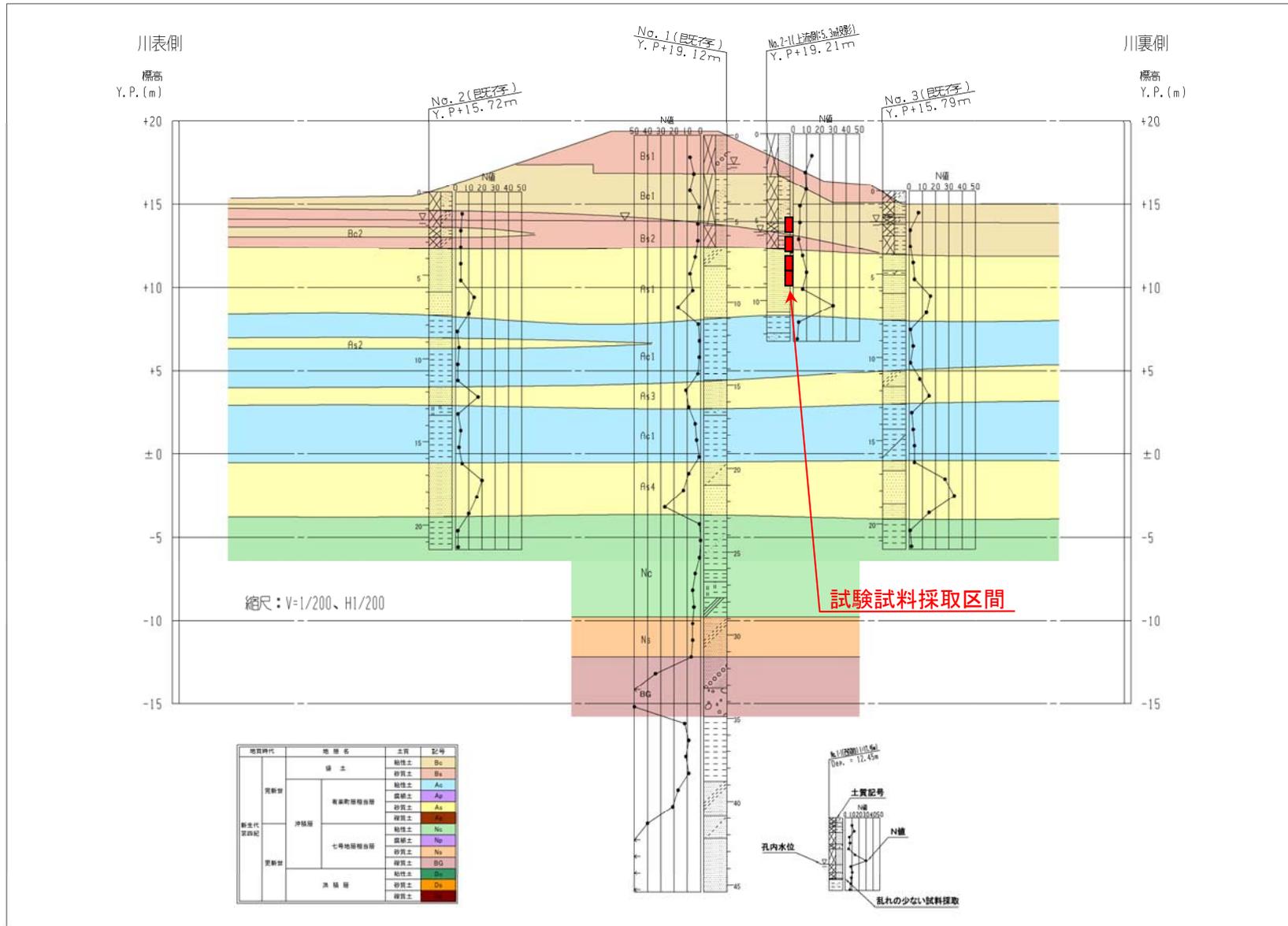


図-2.4.4 地質断面図 (上蛇)

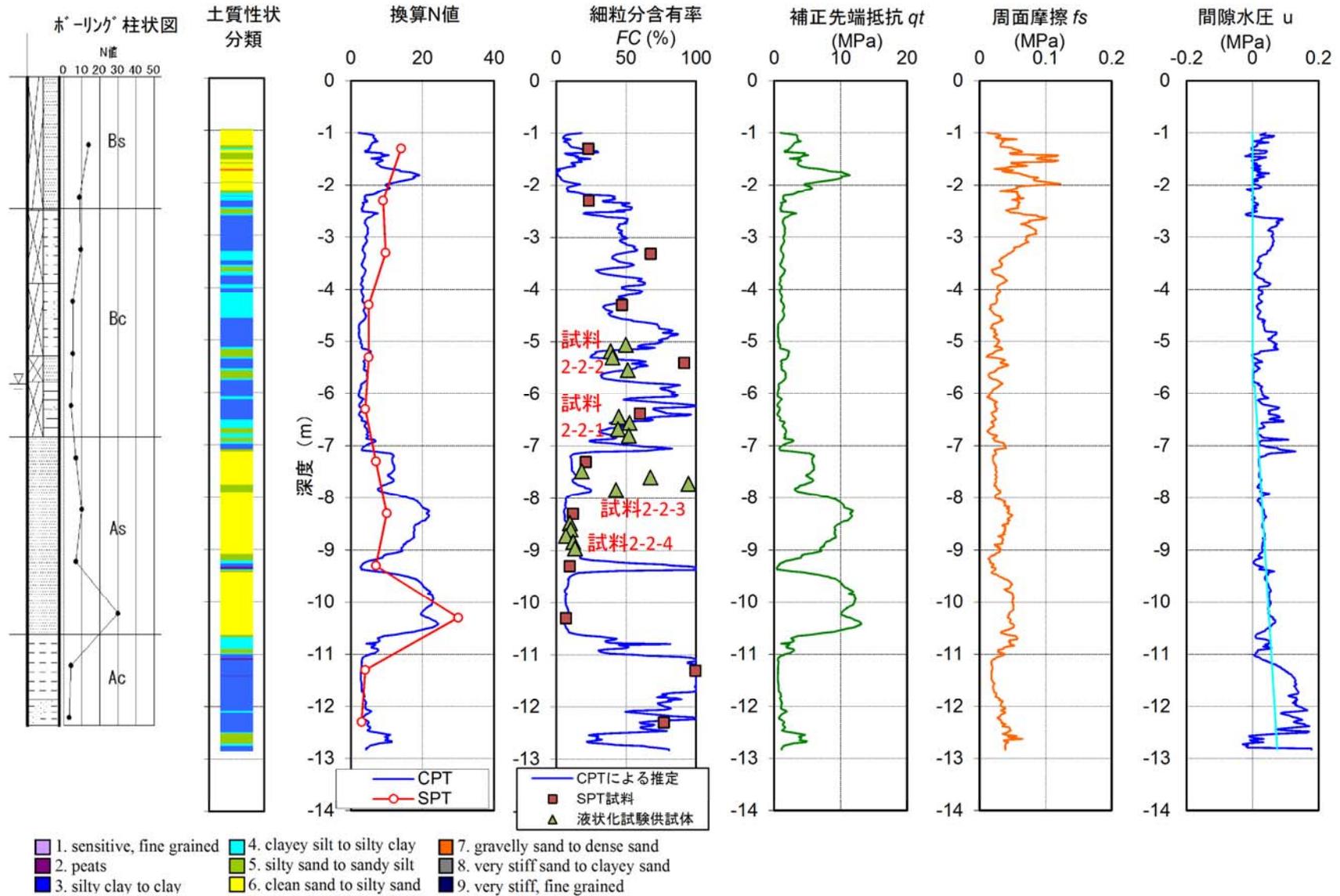


図-2.4.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (上蛇)

## 2.5 安食（地点番号3）

### 2.5.1 調査地の概要

調査地は茨城県西部、小貝川左岸 42.0k 付近にあたる。

調査地周辺では、鬼怒川と小貝川の間幅 1～1.5 kmの氾濫平野が広がっており、標高 13～15 mの低平な地形をなしている。両川沿いには自然堤防が発達しており住宅地や畑として利用されている。また、平野部は主に水田として利用されている（図-2.5.1）。

調査地は旧河道や自然堤防が複雑に入り組んだ位置にあり、微地形を判読すると、調査地の堤防は旧河道ないし氾濫平野の上に築造された箇所と推測される。過去の地形図（例えば、1883年迅速測図）によると、調査地は激しく蛇行を繰り返す小貝川の河道位置付近にある。現在も河道位置はほぼ当時に近い位置にあり、堤防下に旧河道、後背湿地、および自然堤防の堆積物が複雑に伏在している可能性がある。

東北地方太平洋沖地震の際には、堤防天端から川裏にかけて馬蹄形の開口クラックが数条発生した（図-2.5.2）。

### 2.5.2 調査結果

オールコア試料および乱れの少ない試料の採取を実施した。同一箇所において標準貫入試験やCPTは実施していない。

既往の地質断面図（図-2.5.3）によると、堤体下には、上から順に、沖積粘性土層、沖積砂礫層、洪積層が分布する。本調査では、盛土（Bs）および沖積粘性土層（Ac ないし Ap）を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

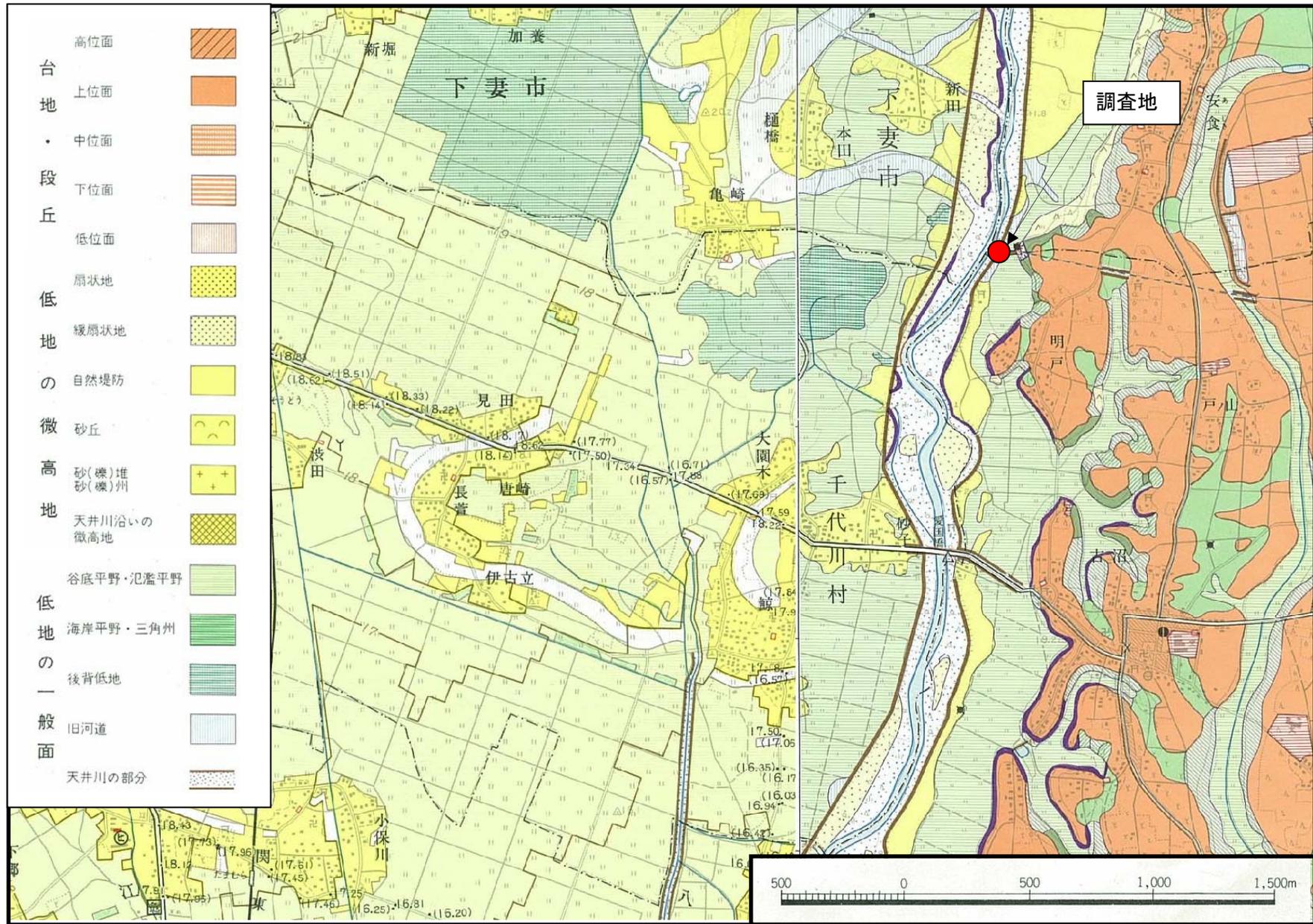


図-2.5.1 土地条件図 (1979)「水海道」および「土浦」

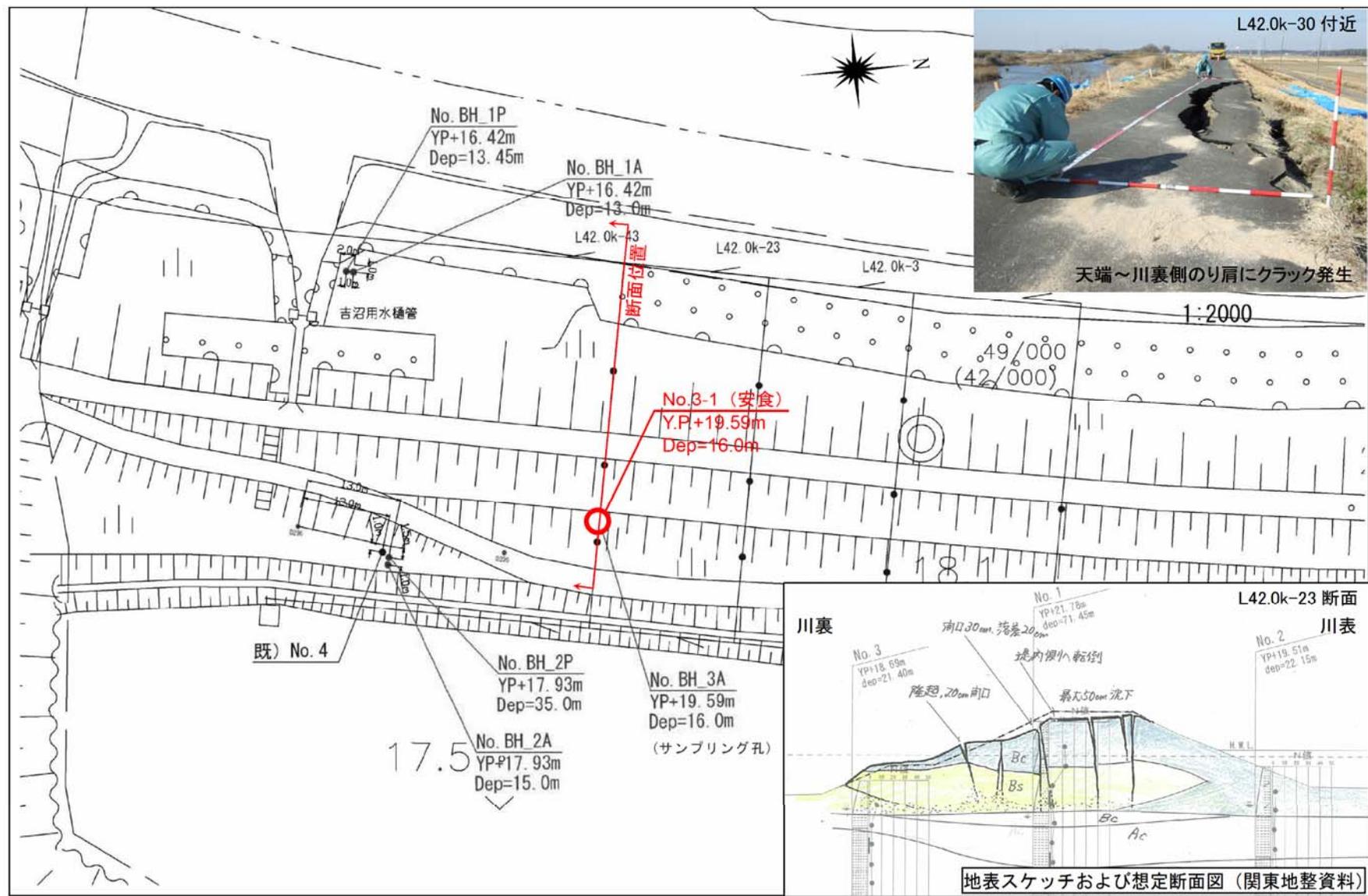


図-2.5.2 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(安食)(関東地整資料を基に作成)

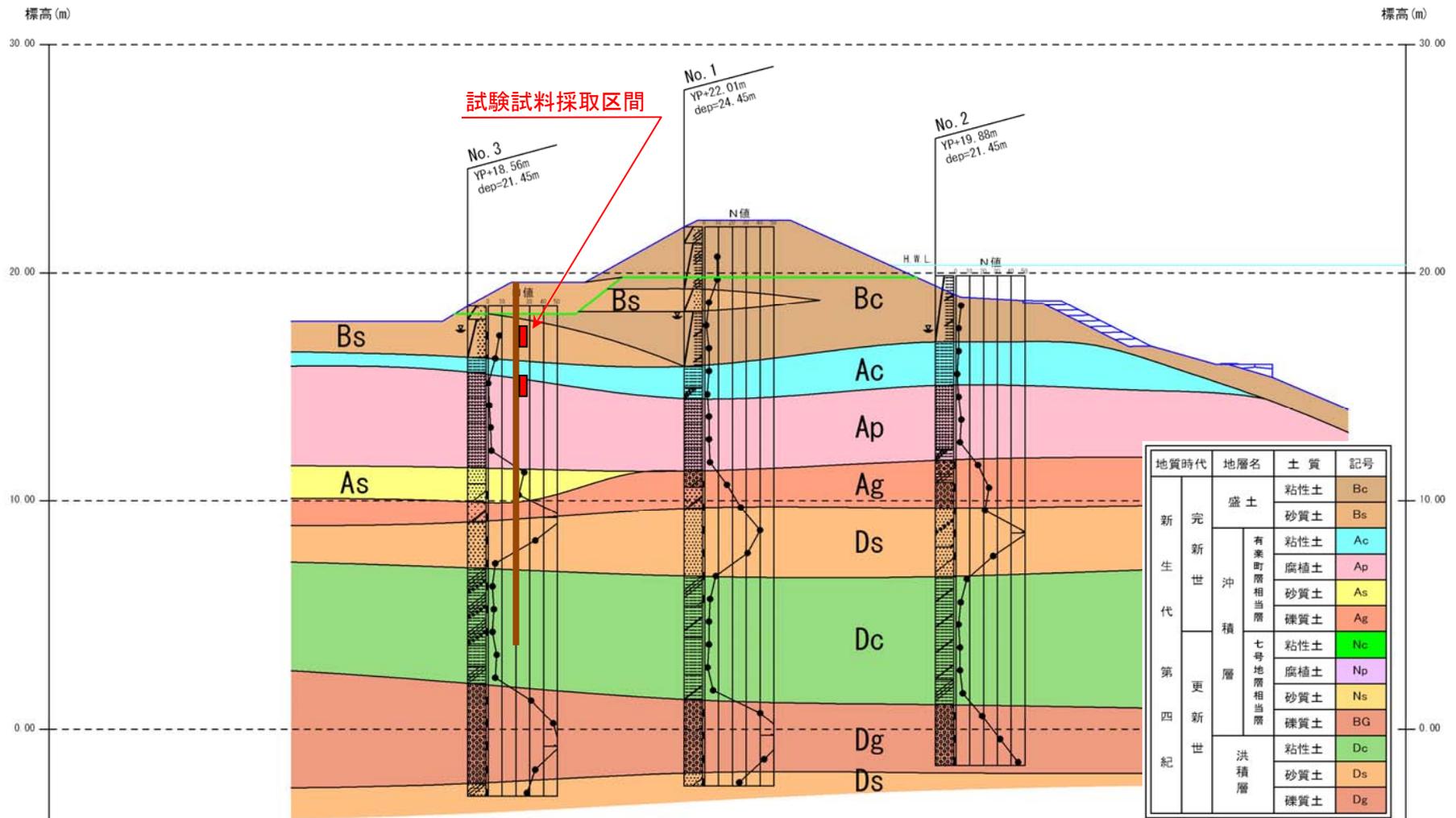


図-2.5.3 地質断面図 (安食)  
(関東地整資料に本調査位置を追記)

## 2.6 本新（地点番号4）

### 2.6.1 調査地の概要

調査地は霞ヶ浦（西浦）右岸 4.25k にあたる。

周辺は霞ヶ浦沿いに幅 1～2km の沖積低地が広がっており、その周囲は標高 25～40m の平坦な台地に囲まれている（図-2.6.1）。霞ヶ浦沿岸は戦前より農地利用を目的とした干拓が進められ、人工的に地形が改変されてきた。

調査地は霞ヶ浦（西浦）の南端部にあり、1940 年代後半～1950 年代の「干拓地」にあたる。東北地方太平洋沖地震の際には、この干拓地の堤防において全面的に変状が発生し、堤体全体の沈下、堤防縦断方向の開口クラック発生、川表側のり面のはらみだし等が顕著に認められた（図-2.6.3）。

旧版地形図（図-2.6.2）によると、1944 年（昭和 19 年）までは、一帯は霞ヶ浦の水域にあった。関東地整資料<sup>10)</sup>によると、1947 年（昭和 22 年）に干拓事業が開始され、現在の堤防区間は干拓の際に霞ヶ浦水域との仕切りとして築堤されたようである。築堤工事の完成は 1952 年（昭和 27 年）とされている。1991 年（平成 3 年）には、堤防区間は増築や護岸工などにより整備され、現在とほぼ同じ姿になった。

### 2.6.2 調査結果

堤防天端の川裏側においてボーリング調査（No.4-1）を実施した。地質断面図を図-2.6.4 に、CPT の結果を図-2.6.5 に示す。

調査の結果、地表から順に盛土（b）と沖積層（Asc1,As）が認められた。盛土は細砂主体、Asc1 層は細砂とシルトの互層、また、As 層は細砂からなっている。この盛土は、地形変遷から推測すると干拓時に築かれたものが主であり、その後の増築・嵩上げ部分も含んでいると考えられる。東北地方太平洋沖地震による被災の形態（図-2.6.3）から推測すると、盛土、Asc1 層、および As 層上部のいずれかの層または複数の層に液状化が発生した可能性があり、その結果、堤防全体に変状が発生したものと考えられる。

本調査では、別孔（No.4-2）において、Asc1 層および As 層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

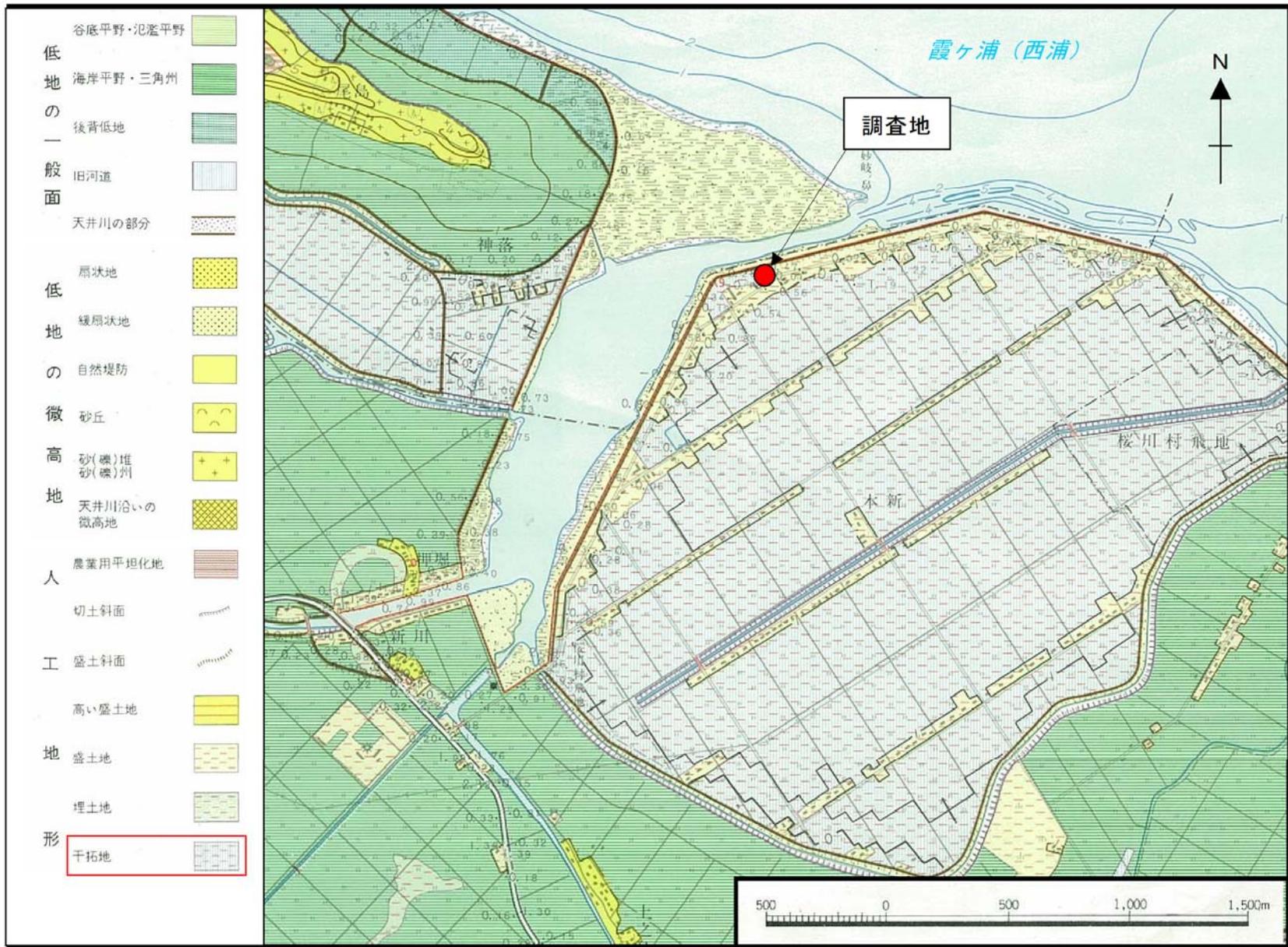
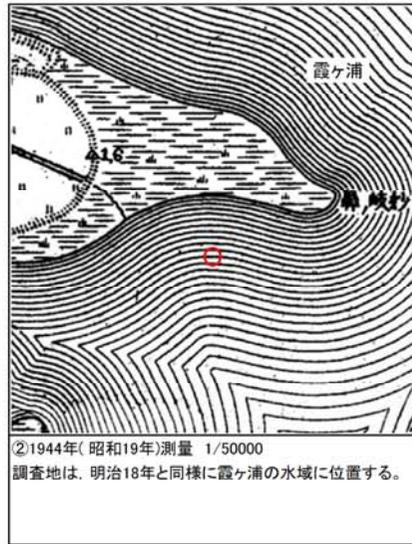
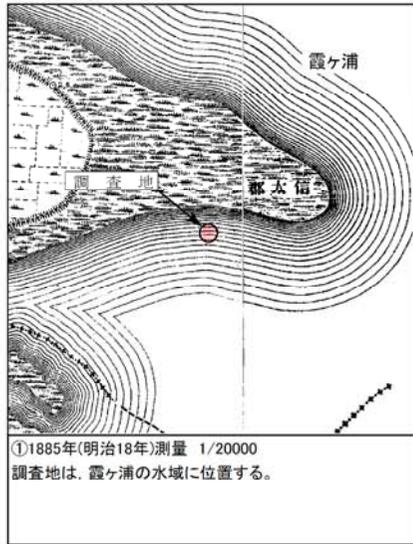


図-2.6.1 土地条件図 (1978)「佐原」



○:調査地



図-2.6.2 地形の変遷（本新）（国土地理院地形図）

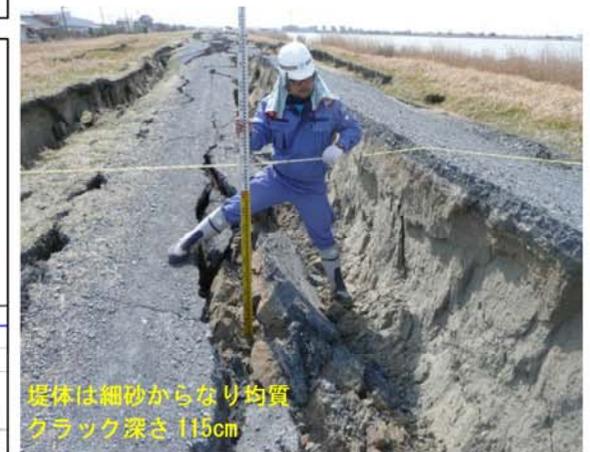
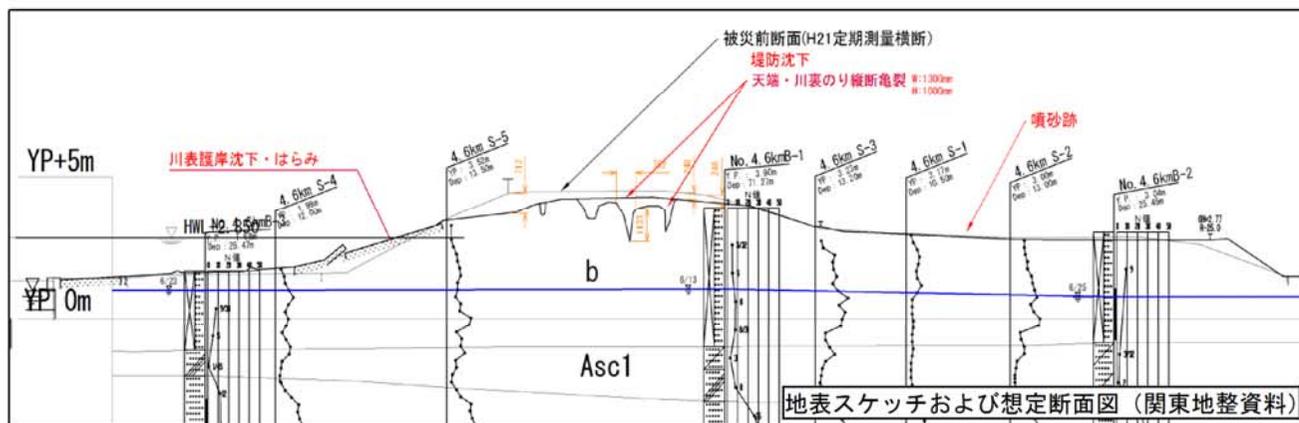
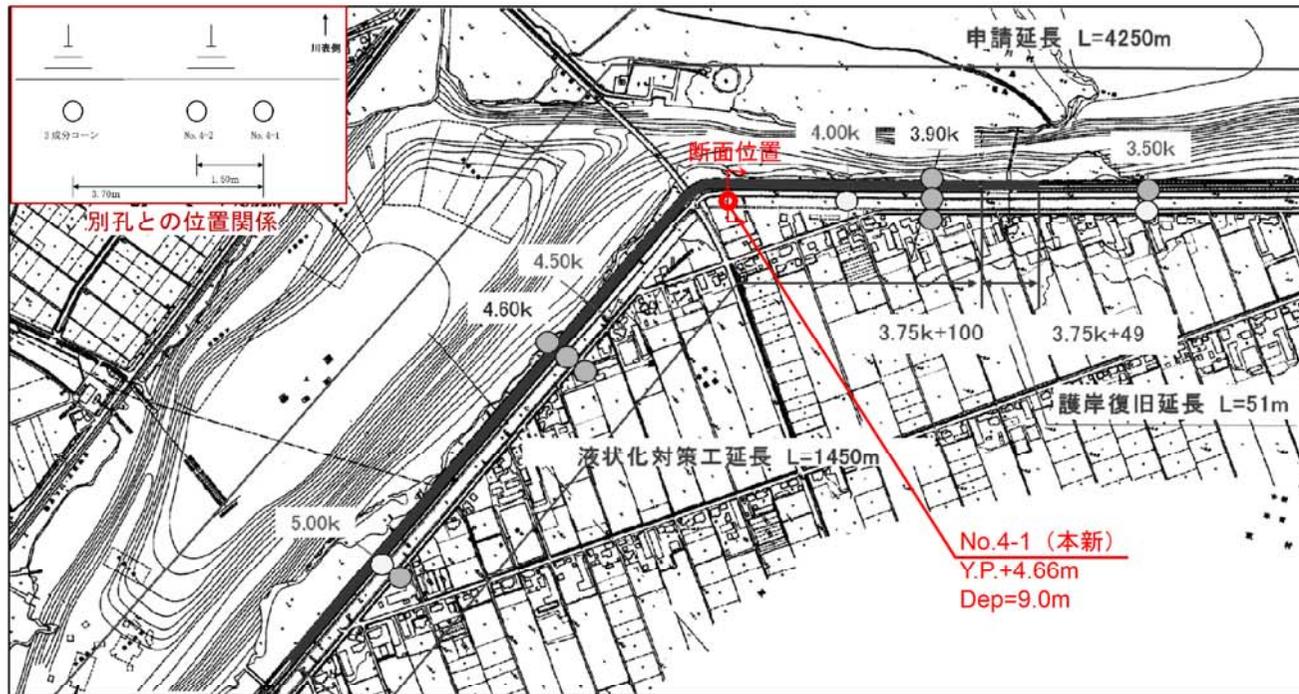


図-2.6.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(本新)(関東地整資料を基に作成)

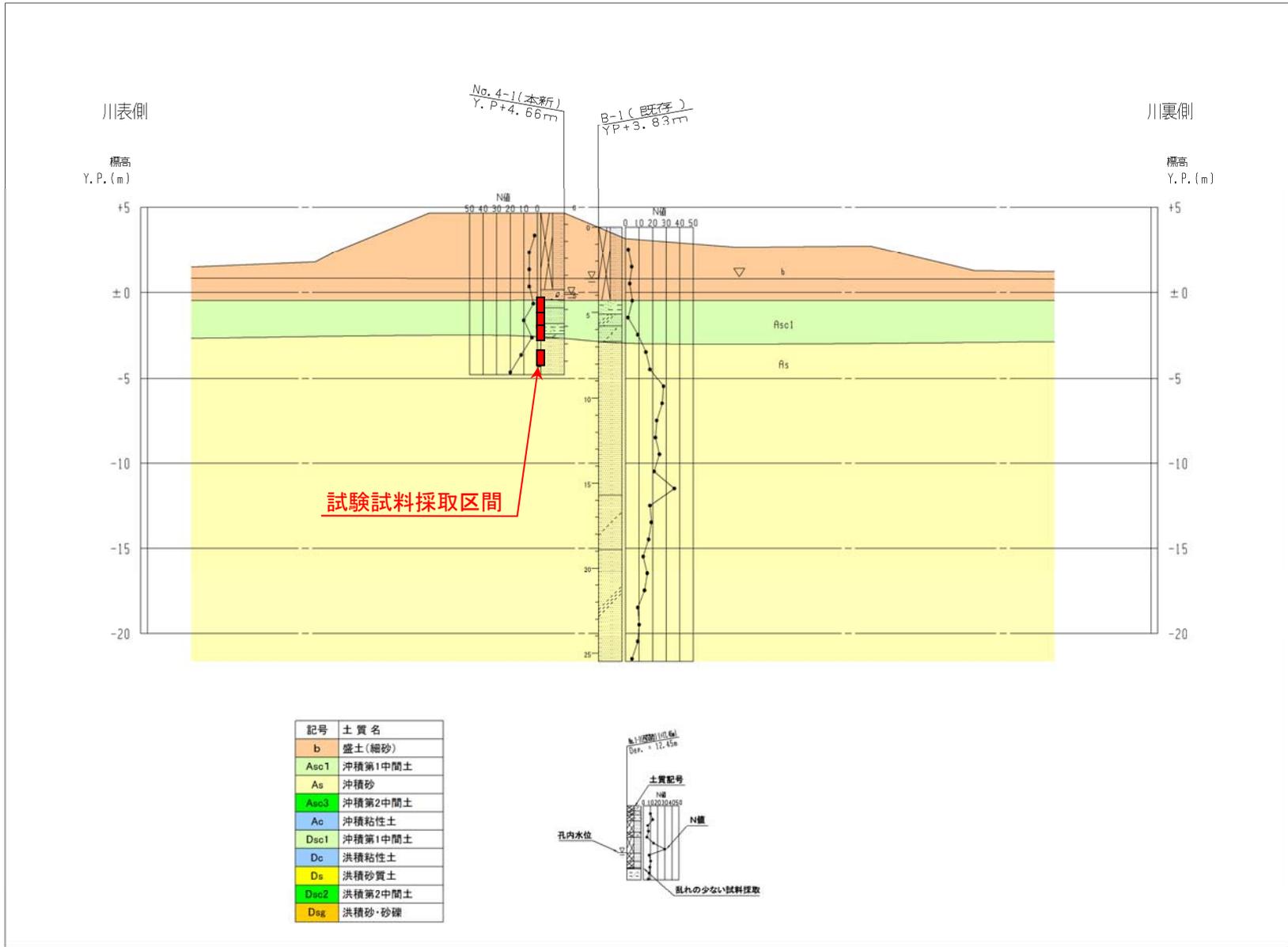
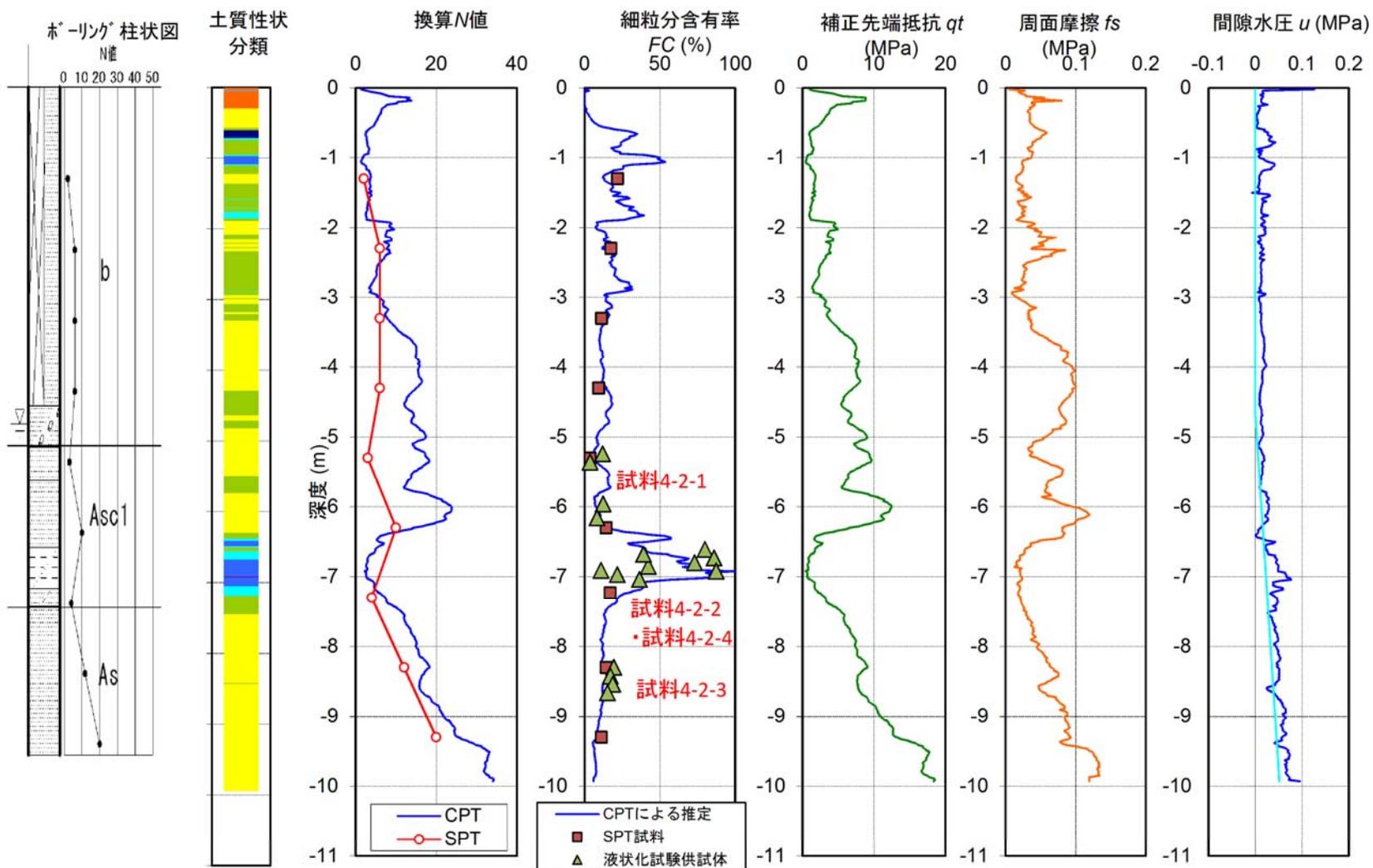


図-2.6.4 地質断面図 (本新)



- |                            |                              |                                   |
|----------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. sensitive, fine grained | 4. clayey silt to silty clay | 7. gravelly sand to dense sand    |
| 2. peats                   | 5. silty sand to sandy silt  | 8. very stiff sand to clayey sand |
| 3. silty clay to clay      | 6. clean sand to silty sand  | 9. very stiff, fine grained       |

図-2.6.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (本新)

## 2.7 横瀬（地点番号5）

### 2.7.1 調査地の概要

調査地は茨城県東端、利根川左岸 18.5k 付近にあたり、支川の常陸利根川との合流地点にある。周辺の利根川および常陸利根川の流域には、三角州の発達する低地が広がっており「水郷平野」と呼ばれている。この低地の標高は 2m 前後であり湿地状を呈している。低地周縁部は標高 3m 程度の自然堤防状の微高地が広く分布している（図-2.7.1）。

旧版地形図（図-2.7.2）によると、1903 年（明治 36 年）までは、調査地は河川内の水域にあり水没していたことがわかる。1929 年（昭和 4 年）には、利根川と常陸利根川を分けるように湿地帯が中洲状に延びている。本調査の実施箇所はこの湿地帯にあたる。この湿地帯の周囲の形状は、当時行われていた利根川改修工事により整えられたものと考えられる。その後、1969 年（昭和 44 年）までに利根川と常陸利根川両岸に堤防が築かれ、さらに両河川にはその合流部の直上流にそれぞれ堰、水門が設置されたことにより、現在とほぼ同じ河道形状となった。

東北地方太平洋沖地震の際には、堤防縦断方向に連続する開口クラックが発生し、堤体全体が沈下した。また、川裏側では多量の噴砂が確認された（図-2.7.3）。

### 2.7.2 調査結果

利根川堤防の川裏側のり尻においてボーリング調査（No.5-1）を実施した。地質断面図を図-2.7.4 に、CPT の結果を図-2.7.5 に示す。

調査の結果、地表から順に盛土（Bs）、沖積層砂層および粘性土層（As,Ac）が確認された（図-2.7.4）。地形変遷から推測すると、盛土（Bs）は浚渫土および堤防の増築・嵩上げ部分を含んでいるものと考えられる。

地下水位は盛土（Bs）下部にあり、周囲の河川とほぼ同標高にある。地下水面下には、細砂主体の盛土（Bs）、細砂主体の沖積層砂層（As）が分布しており、これらの砂層は全体的に緩い（*N* 値が低い）性状を示す。東北地方太平洋沖地震による被災形態から推測すると、これらの砂層が液状化したことにより、上述の変状が発生した可能性がある。

本調査では、別孔（No.5-2）において、Bs 層および As 層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

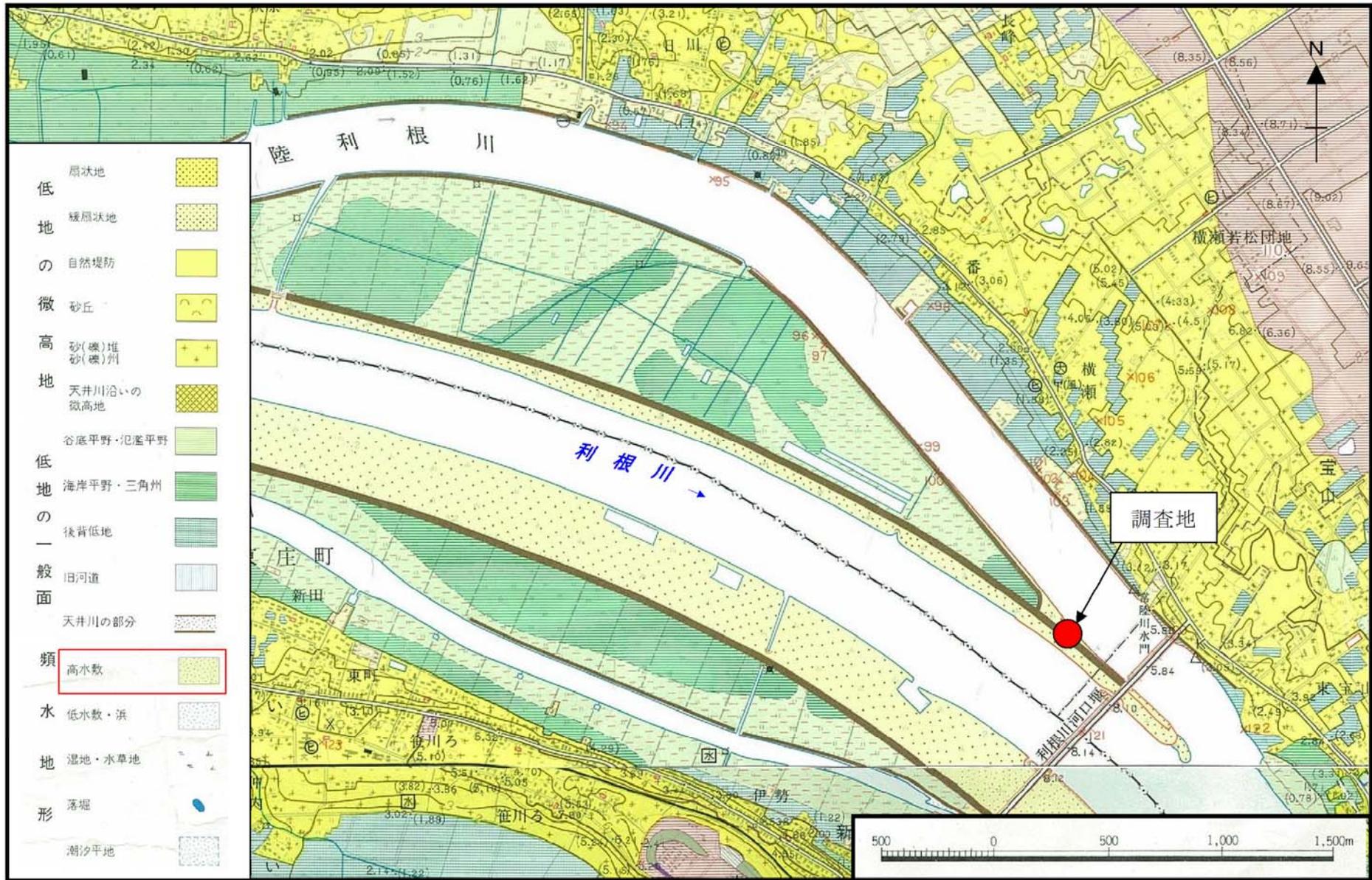


図-2.7.1 土地条件図 (1979)「潮来」「八日市場」



①1884年(明治17年)測量 1/20000  
調査地は、利根川の河川内の水域に位置する。



②1903年(明治36年)測量 1/50000  
調査地は、明治18年と同様に利根川の河川内の水域に位置する。

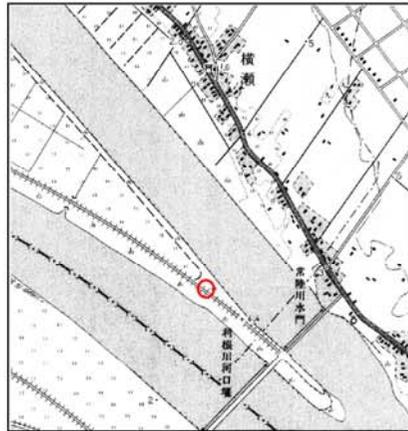


③1929年(昭和4年)修正 1/50000  
調査地は、利根川と常陸川を分ける陸化した湿地帯に位置する。この陸地部は明治末期の利根川改修工事により浚渫土を用いて造成されたものと考えられる。



④1952年(昭和27年)応急修正 1/50000  
調査地付近の陸地形状が、昭和4年とやや異なる。

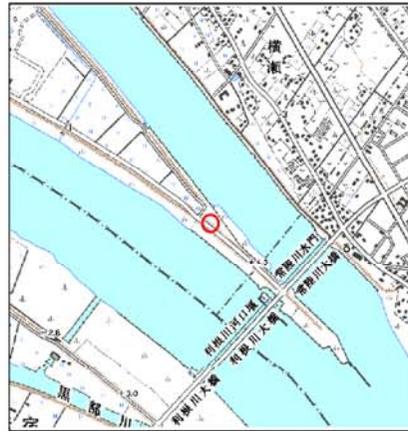
○:調査地



⑤1969年(昭和44年)修正 1/25000  
調査地点に堤防が建設される。



⑥1989年(平成1年)修正 1/25000  
変化なし



⑦2008年(平成20年)発行 1/25000数値地図  
変化なし

図-2.7.2 地形の変遷（横瀬）（国土地理院地形図）

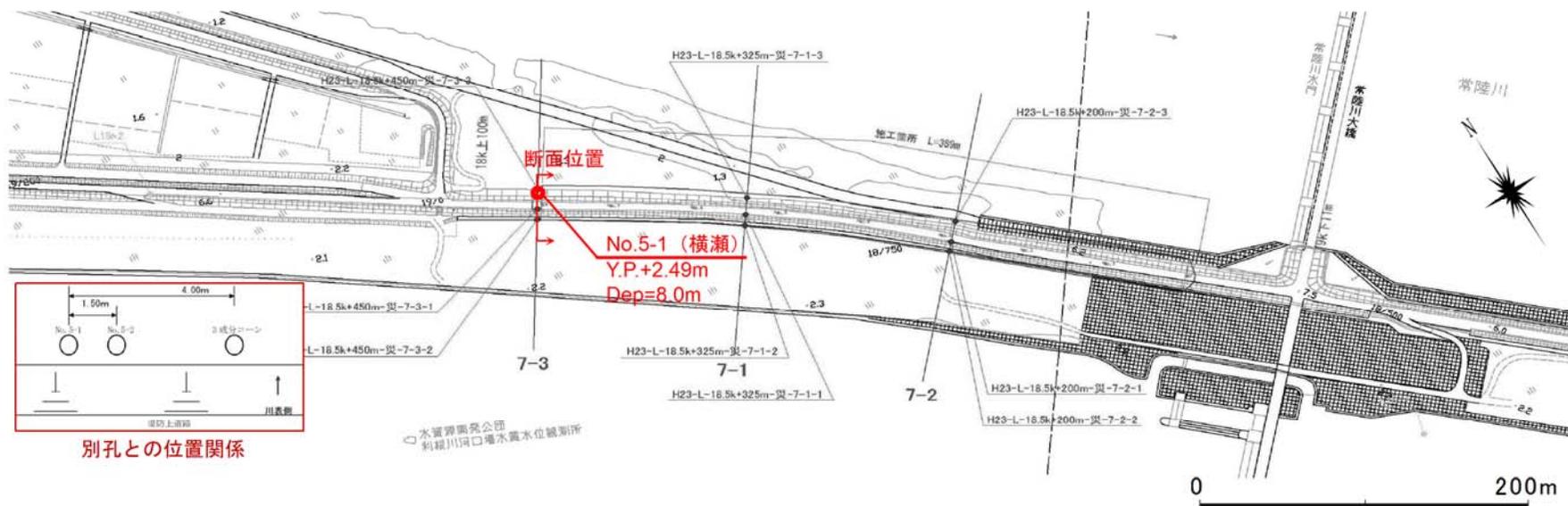


図-2.7.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(横瀬)(関東地整資料を基に作成)

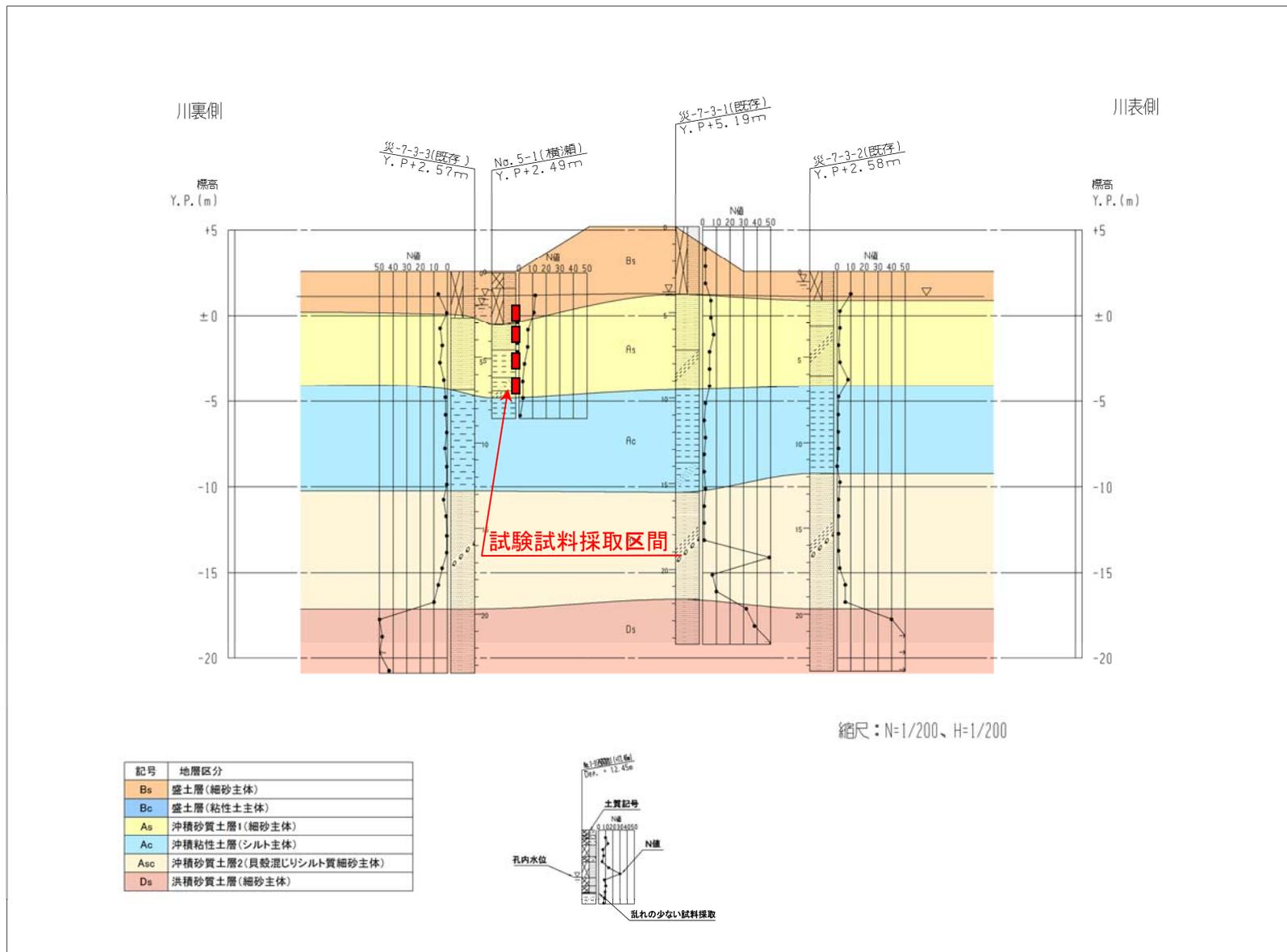


図-2.7.4 地質断面図(横瀬)

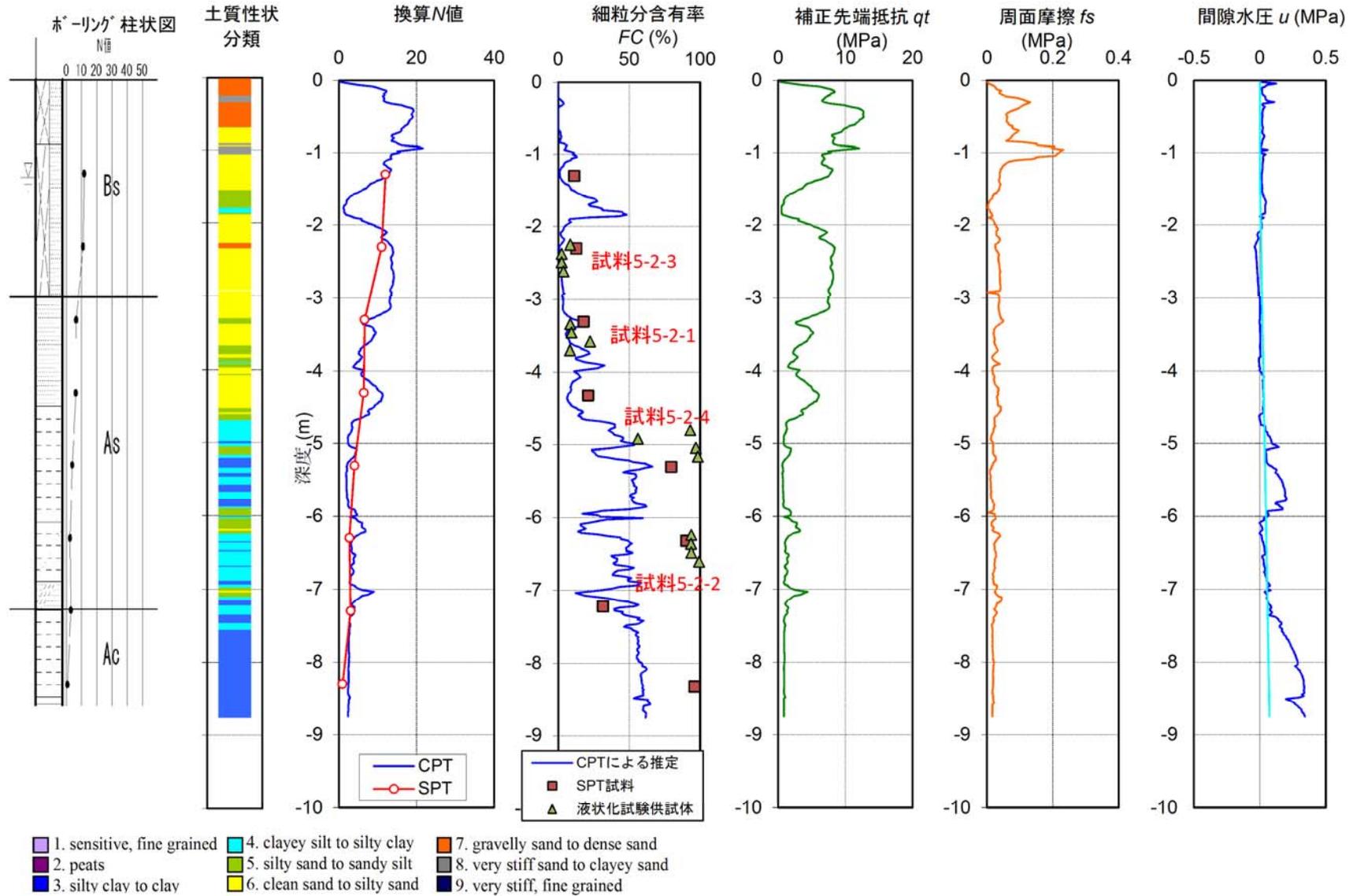


図-2.7.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (横瀬)

## 2.8 請方（地点番号6）

### 2.8.1 調査地の概要

調査地は利根川右岸 69.0k にあたる。

調査地周辺には標高 2～3m 程度の沖積低地が広がっている。上流側では利根川と小貝川が合流しており広い谷幅をもつ氾濫平野が形成されている。

利根川の左右両岸には自然堤防が散在し、その上に集落が形成されている。低地部は水田利用されている（図-2.8.1）。

旧版地形図（図-2.8.2）によると、1903 年（明治 36 年）では周辺は広く水田利用されており、調査地はその水田の中にあたる。1952 年（昭和 3 年）には、現在と同じ位置に堤防が築かれている。その後、増築が繰り返され、1985 年（昭和 60 年）には、現況にほぼ近い形まで堤防周辺は整備されたようである。

東北地方太平洋沖地震の際には、堤防天端において、縦断方向に連続するクラックを伴い堤体が沈下し、川裏側のり尻部においてはらみだしが認められた（図-2.8.3）。

### 2.8.2 調査結果

堤防川裏側の中腹部においてボーリング調査（No.6-1）を実施した。地質断面図を図-2.8.4 に、CPT の結果を図-2.8.5 に示す。調査の結果、地表から順に盛土（Bs,Bc）、沖積層粘性土層および砂質土層（Ac,As）が分布することが認められた。

沖積層粘性土層（Ac）は、細砂の薄層を挟むシルト層や有機質シルト層からなっている。地形変遷とあわせて推測すると、本層は後背湿地において堆積し、その上面はかつて水田利用されていたと考えられる。盛土（Bs,Bc）はこの沖積層粘性土層（Ac）の上に築造されており、境界面は堤体中心付近などで下に凸の形状を呈している（めり込んでいる）。

盛土は砂質土を主体としているが、内部に厚さ 1～2m の粘性土を挟んでいる。地質断面図上は、この粘性土がある程度の連続性をもつものとして表記したが、ブロック状に盛土内に分布している可能性もある。

地下水位は盛土下部にあり、周囲の河川とほぼ同標高ないし約 1m 高い位置にある。地下水面下には盛土の砂質土（Bs）が厚さ 3m 程度分布しており、全体的に緩い性状を示す（*N* 値 2～5）。東北地方太平洋沖地震の被災形態から推測すると、この Bs 層が液状化したことにより、上記の変状が発生した可能性がある。

本調査では、別孔（No.6-2）において、Bs 層、Ac 層、As 層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。





○:調査地

図-2.8.2 地形の変遷（請方）（国土地理院地形図）

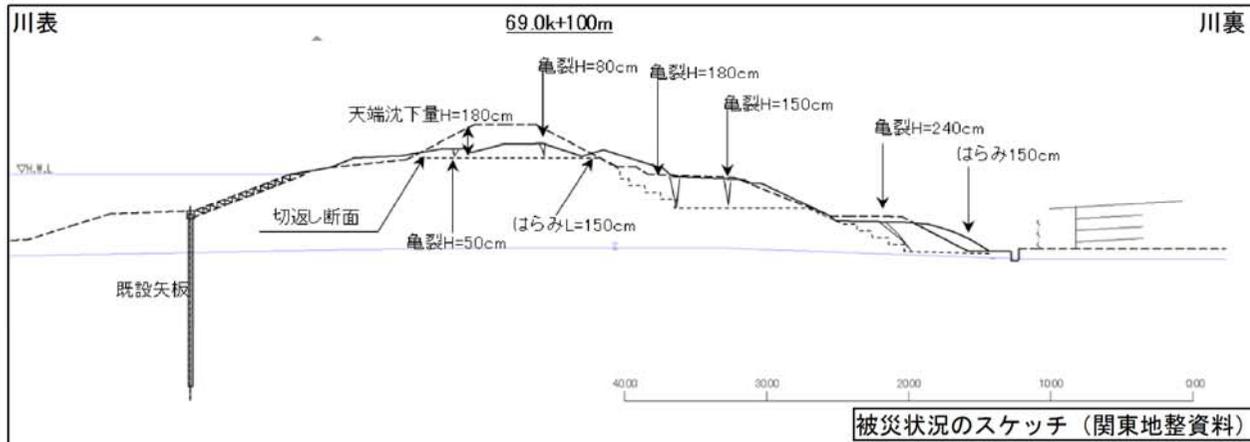
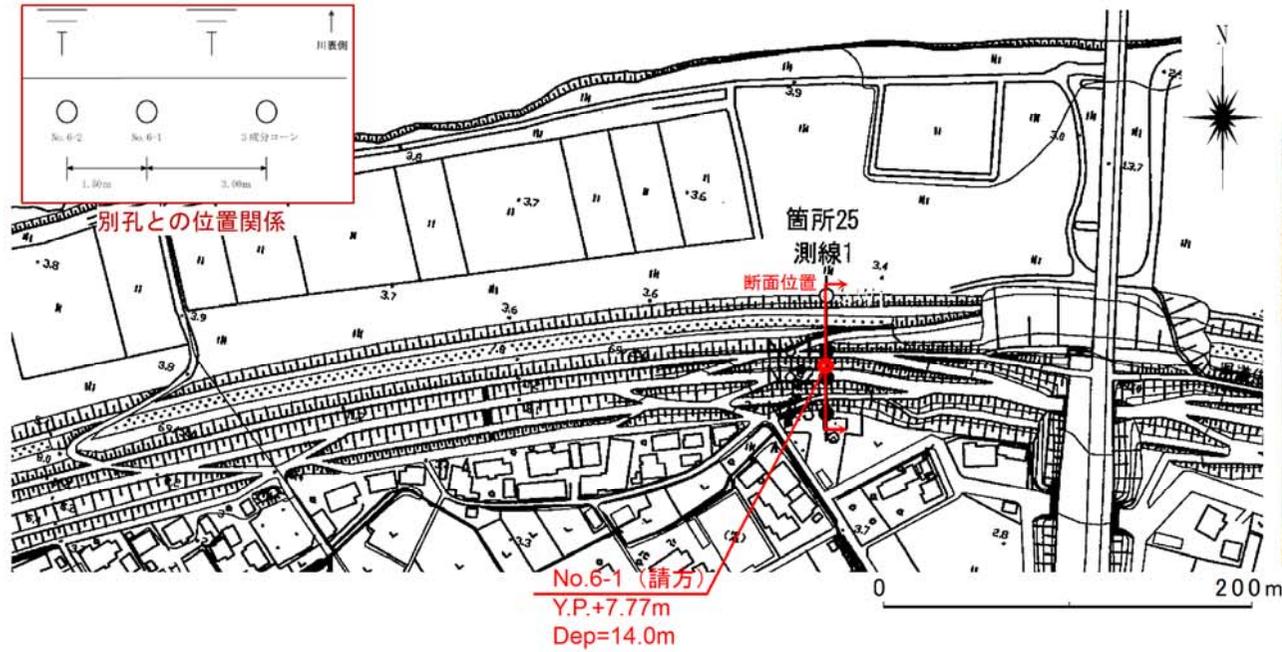
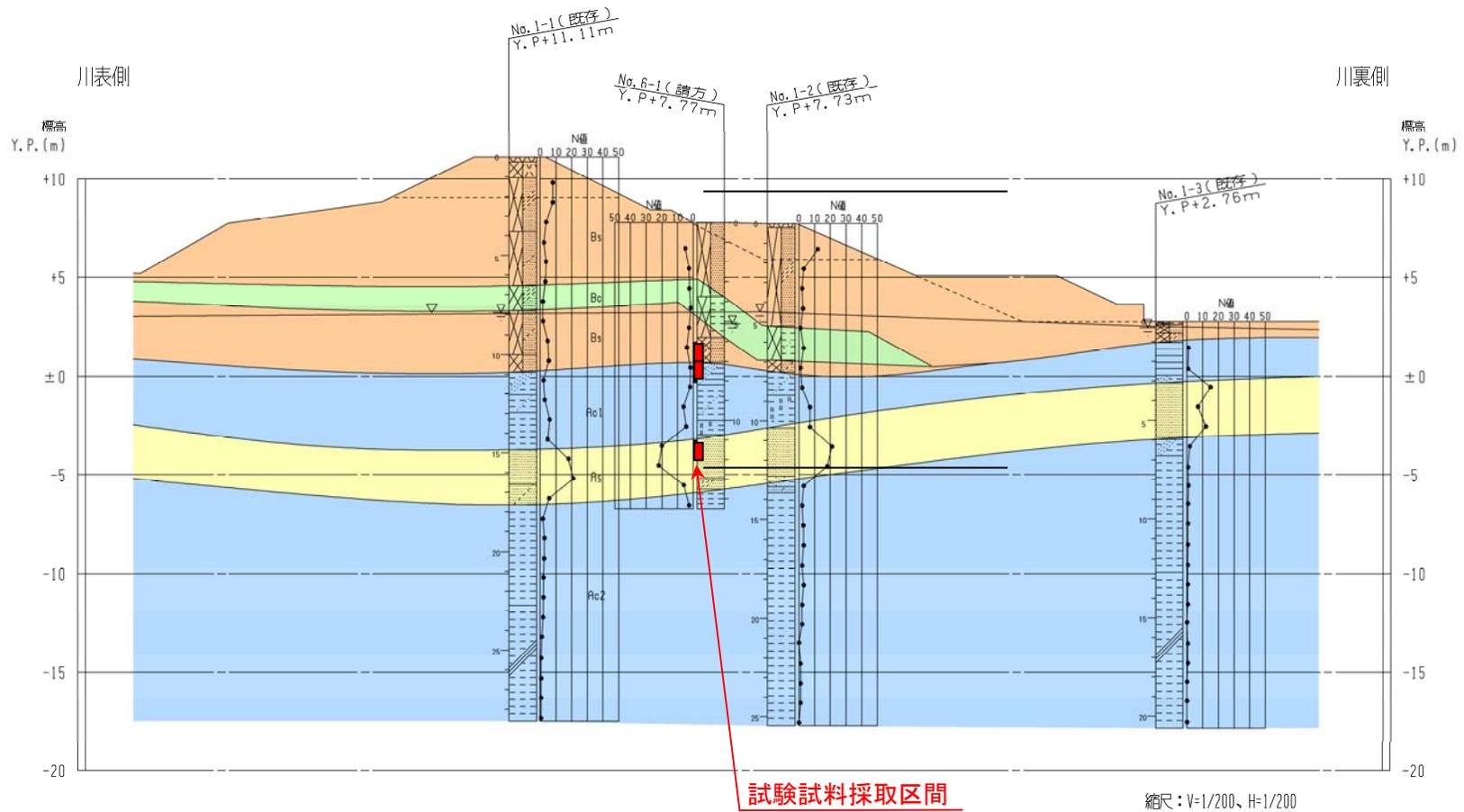


図-2.8.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(請方)(関東地整資料を基に作成)



堤体	Bs	砂質土
	Bc	粘性土
基礎地盤	As	沖積砂質土層
	Ac	沖積粘性土層
	Ds	洪積砂質土層
	Dc	洪積粘性土層

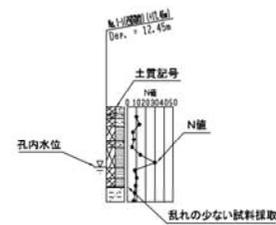


図-2.8.4 地質断面図 (請方)

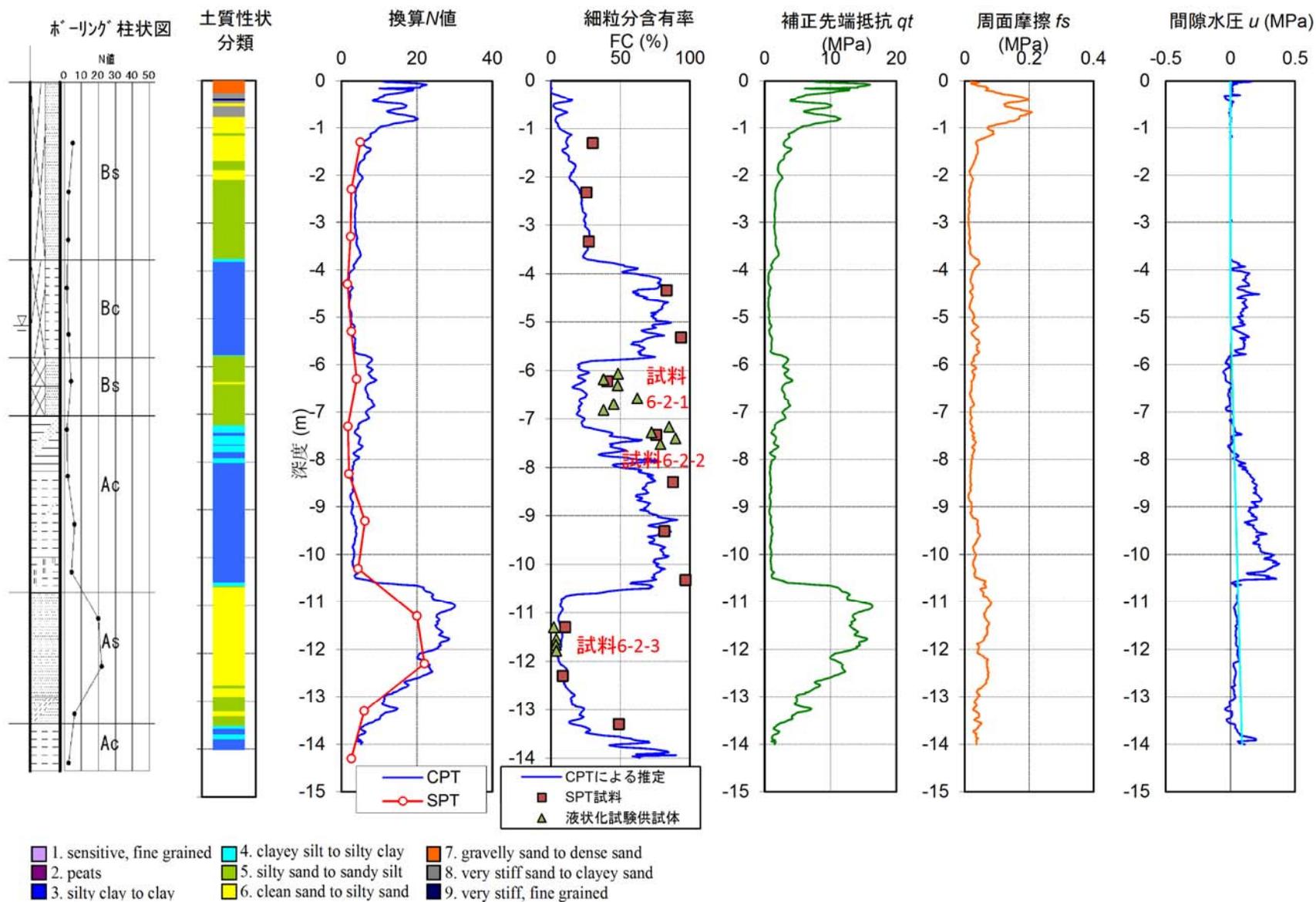


図-2.8.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (請方)

## 2.9 佐原イ（地点番号7）

### 2.9.1 調査地の概要

調査地は千葉県北東端部にあり、利根川右岸 38.75k 付近にあたる。

周辺には沖積低地が広がっており、調査地は浚渫土による盛土地にある（図-2.9.1）。

旧版地形図（図-2.9.2）によると、1885年（明治18年）当時、調査地は利根川の水域にあり水没していたことが読み取れる。1903年（明治36年）も同じく水域にあり、河川中央付近の水深は12mと記載されている。1929年（昭和4年）の地形図では、利根川の河川改修事業により、現在と同じ位置に堤防が築かれている。堤防背後の入り江状の水域は大半が埋め立てられ陸化しており、これ以降も整備が進み、現在では住宅密集地となっている。1988年（昭和63年）までに天端～川裏は増築され、さらに、2000年（平成12年）には川表側に腹付け盛土がなされた。

東北地方太平洋沖地震の際には、堤防天端から川裏側にかけて堤防縦断方向に延びるクラックが数条発生し、これに伴い天端が沈下した（図-2.9.3）。また、周辺地域の川裏側の住宅地には多数の液状化被害が発生した。

### 2.9.2 調査結果

堤防天端付近の川表側においてボーリング調査（No.7-1）を実施した。地質断面図を図-2.9.4に、CPTの結果を図-2.9.5に示す。調査の結果、地表から順に盛土（Bs2, Bs1）、沖積層粘性土層（Ac1）が認められた。いずれの層も、砂およびシルトが互層状に累重しており、深度方向の土質（細粒分含有率FC）の変化が顕著である。

Bs1層は、被災後の既往ボーリングから想定された地質断面図（関東地整資料<sup>10</sup>）では、沖積層最上部の砂質土層（As1）とみなされていた。しかし、地形変遷から推測すると、本層は利根川沿いの入り江状の水域を埋め立てた際の埋土であると考えられる。本層は、調査孔（No.7-1）では細砂～シルト質砂～シルトの厚さおよそ50cm間隔の互層からなり、N値3～4と緩い性状を示す。また、同断面図上の既往調査孔（452-1-1, 452-1-2, 452-1-3）の観察記録を参照すると、本層は粒径が不均一なシルト質細砂層と記載されており、N値2～6であり、類似している。

本調査では、別孔（No.7-2）において、Bs1層、Ac1層対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。さらに、別孔（No.7-3）においてオールコア試料も採取した。

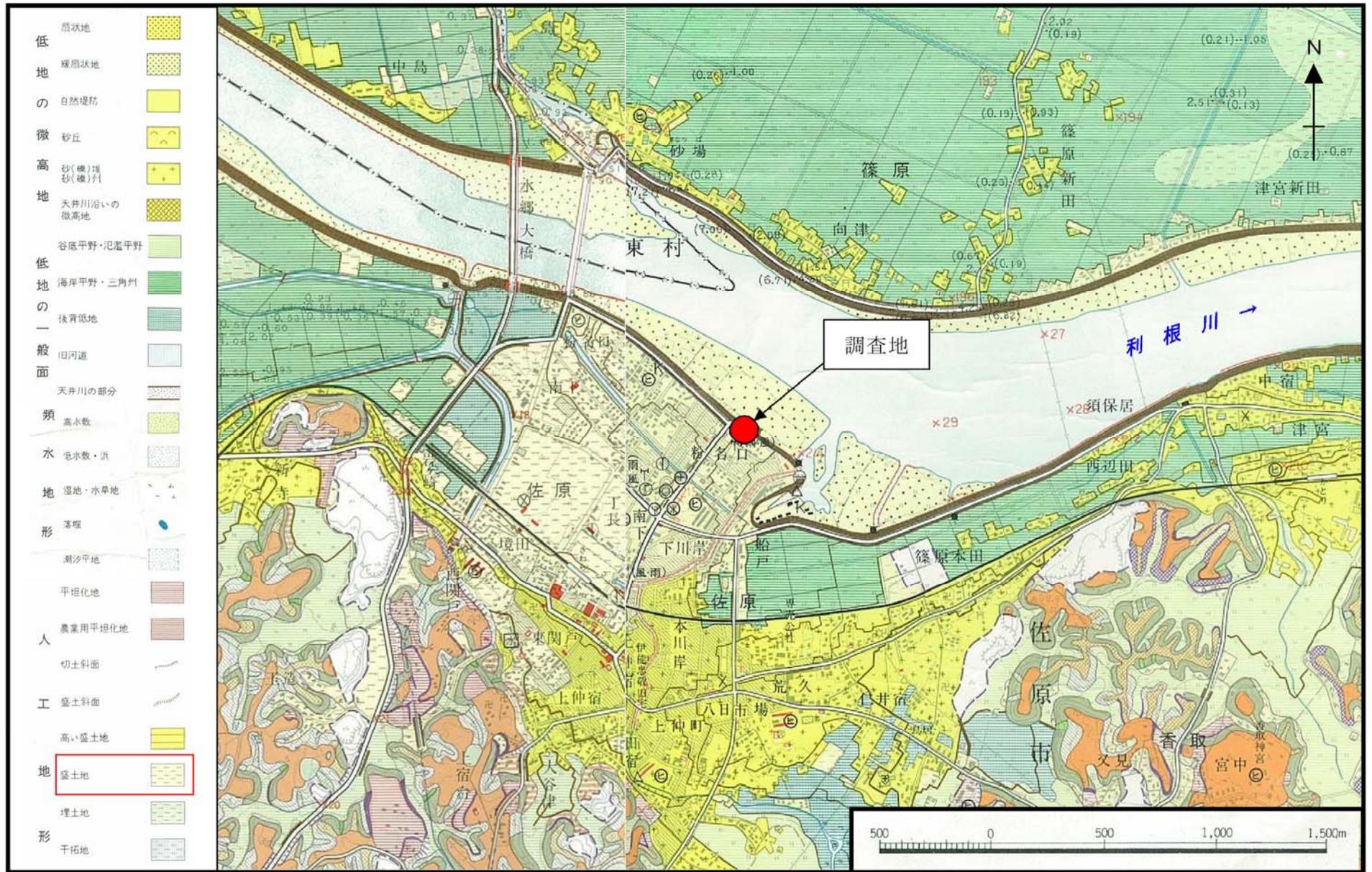


図-2.9.1 土地条件図 「佐原」(1978) および「潮来」(1979)



①1885年(明治18年)測量 1/20000  
調査地点は、利根川の水域に位置する。



②1903年(明治36年)測量 1/50000  
利根川左岸の地形が大きく変化しており、河川改修が行われたと考えられる。河川中央付近の水深は12mと記されている。



③1929年(昭和4年)修正測量 1/50000  
利根川右岸の入江状の水域は大半が埋立てられ陸地化する。調査地点に堤防が築かれた。



④1934年(昭和9年)修正測量 1/50000  
川裏の埋立地では道路整備が進められている。

○:調査地



⑤1944年(昭和19年)部分修正測量 1/50000  
川裏の埋立地に家屋が建設される。



⑥1952年(昭和27年)応急修正 1/50000  
特に変化なし



⑦1967年(昭和42年)測量 1/25000  
堤防の川裏に多くの建物が建設される。



⑧1984年(昭和59年)修正測量 1/25000  
河川敷に運動場が建設され、調査地点付近の堤防を横断する道路が建設された。

図-2.9.2 地形の変遷(佐原イ)(国土地理院地形図)

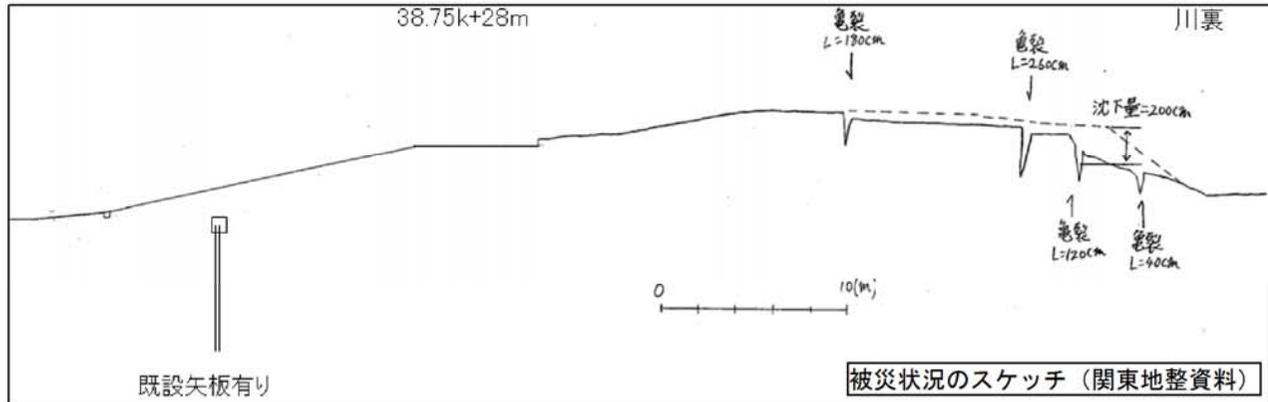
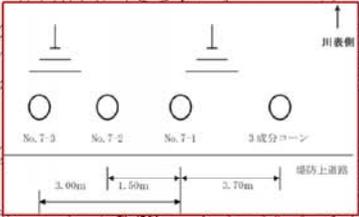
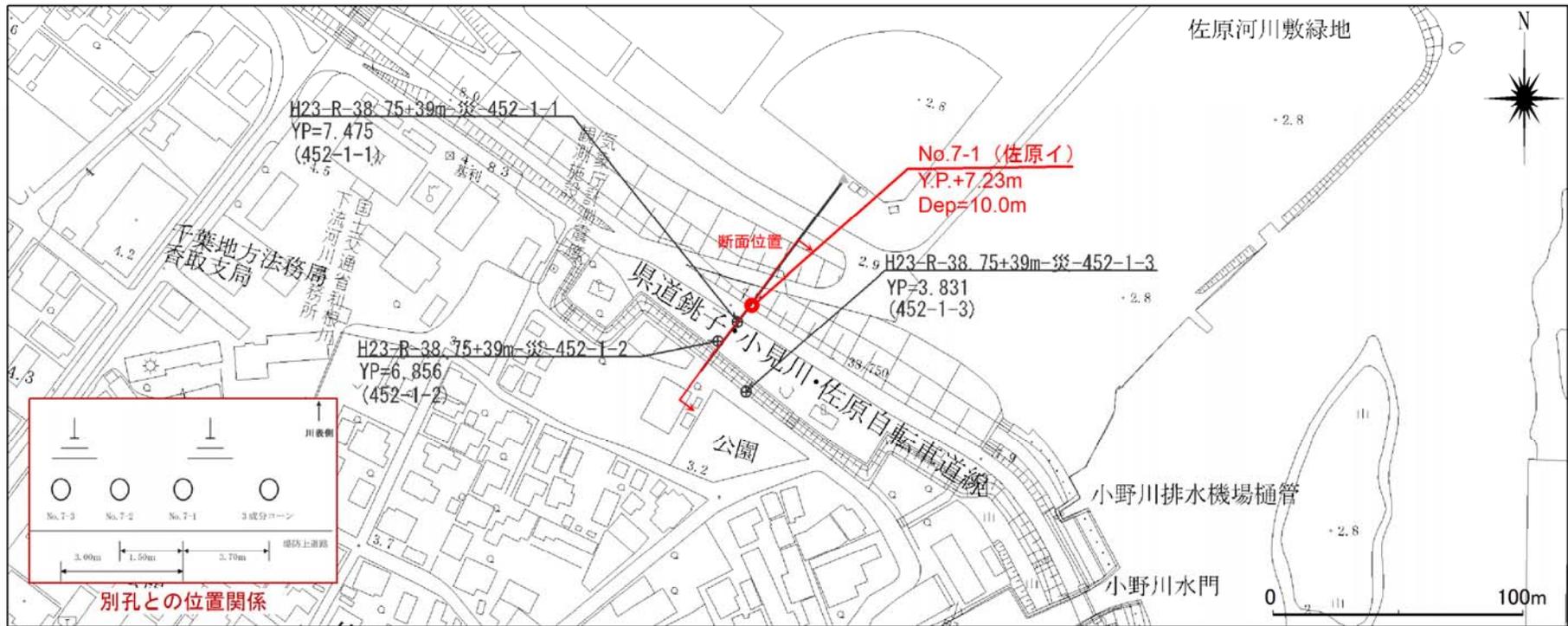
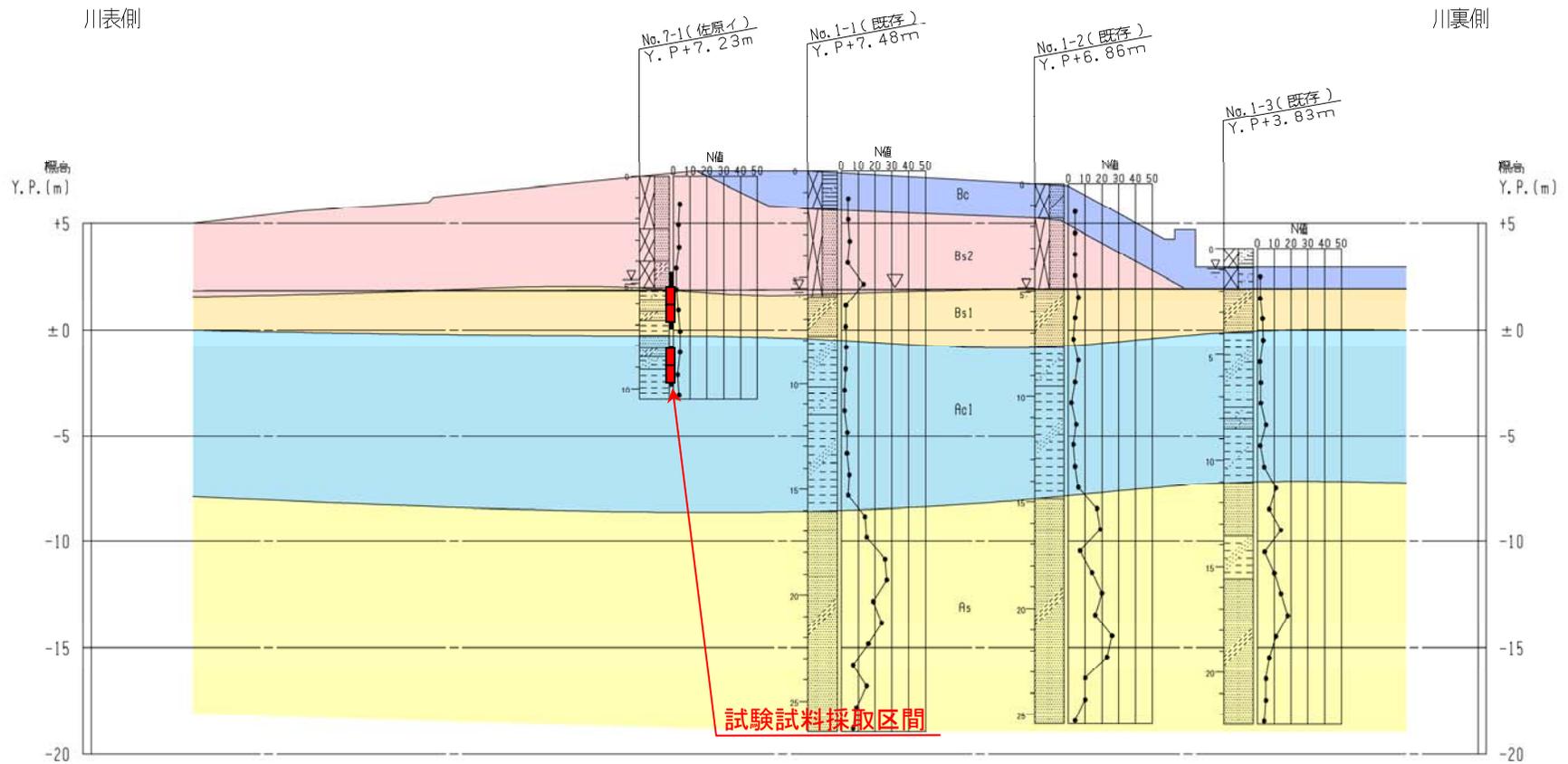


図-2.9.3 調査位置図および 2011 年東北地方太平洋沖地震による被災状況（佐原イ）（関東地整資料を基に作成）



縮尺：V=1/200、H1/200

堤体	Bc	粘性土
	Bs2	砂質土
	Bs1	砂質土(浚渫土)
	Bsc	砂質土優勢
基礎地盤	Ac	冲積粘性土層
	As	冲積砂質土層

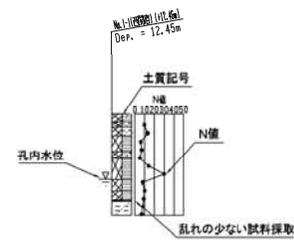


図-2.9.4 地質断面図 (佐原イ)

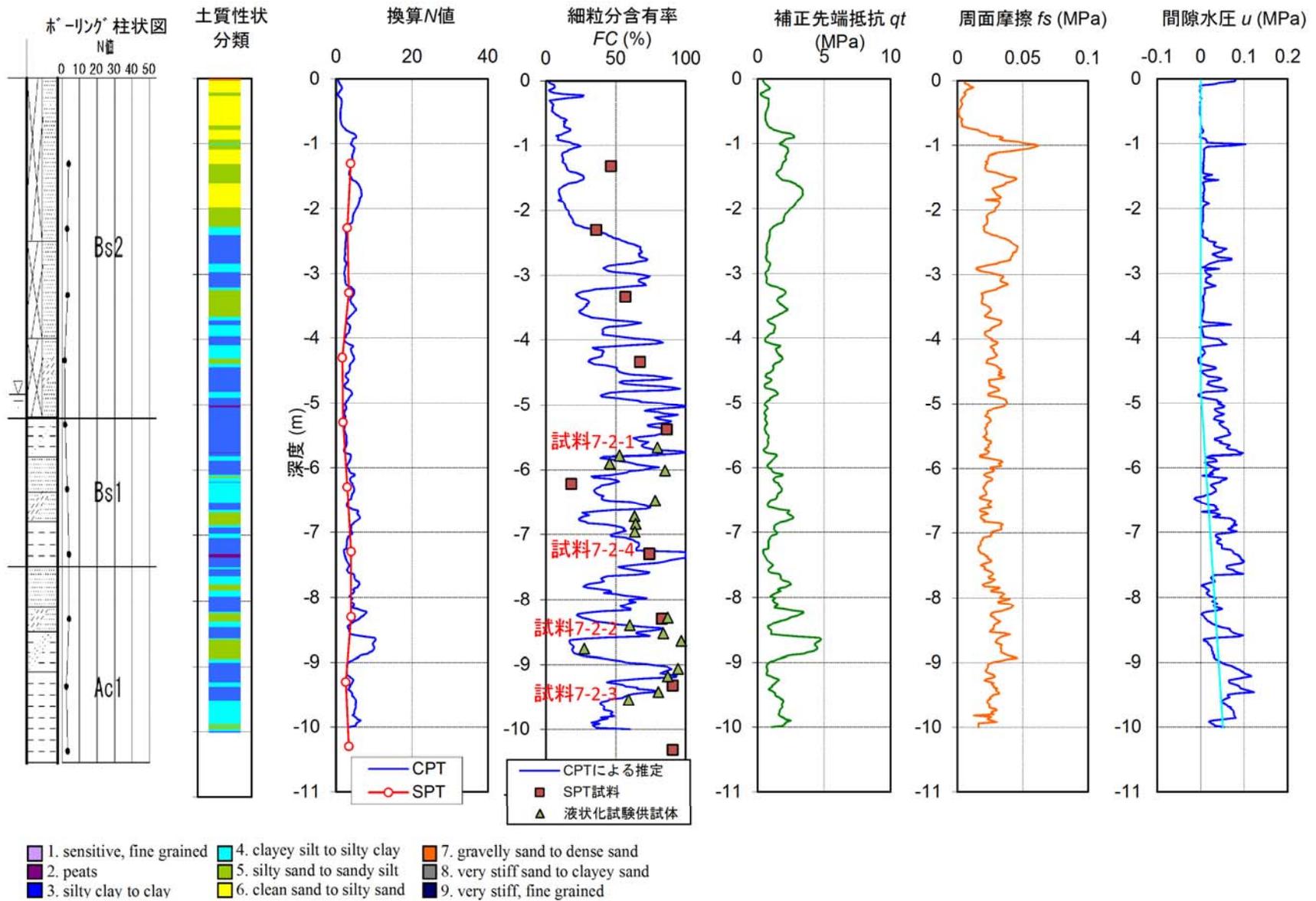


図-2.9.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (佐原イ)

## 2.10 小島（地点番号8）

### 2.10.1 調査地の概要

調査地は茨城県北東部にあり、久慈川左岸 16.8k にあたる。

調査地周辺の久慈川沿いには、久慈川低地と呼ばれる沖積低地が広がっている。久慈川低地は北方の「多賀山地」や「久慈山地」および山地縁辺の丘陵地・台地に区切られ、南方は「那珂台地」と呼ばれる洪積台地に区切られている。

低地内には、氾濫平野をはじめ自然堤防や三日月型の旧河道などの微地形が認められるほか、台地や丘陵地が残丘として点在する（図-2.10.1）。自然堤防の上には集落が発達しており、氾濫平野は水田利用されている。また、古い流路跡を示す低湿地が自然堤防の間に分布しており、河川の度重なる流路変更があったことがうかがえる。調査地の堤防はこの氾濫平野上に築かれたものである。

旧版地形図（図-2.10.2）によると、1915年（大正4年）当時は、調査地は久慈川沿いに広がる低地にあり、1960年（昭和35年）までに現在と同じ位置に堤防が築かれた。それ以降現在までに護岸等構造物が整備されてきた。

東北地方太平洋沖地震の際には、川表側のり面に変状が認められ、高水護岸のはらみ出し・崩壊や、帯コンクリートの上方への突出、両のり肩における開口クラック等が確認された（図-2.10.3）。

### 2.10.2 調査結果

堤防天端において、ボーリング調査（No.8-1）を実施した。地質断面図を図-2.10.4に、CPTの結果を図-2.10.5に示す。調査の結果、地表から順に盛土（Bs）、沖積層粘性土層（Ac）、砂質土層（As）、砂礫層（Ag）が認められた。

盛土（Bs）は、主にシルト混じり細砂からなり、 $\phi 2\sim 20\text{mm}$ の亜円礫を含む。N値5~7と緩い状態にある。川表側については、地下水位が高く盛土下部の厚さ1m程度は地下水面下にある（飽和している）。下位のAc2層が難透水層として機能することにより、宙水状に地下水が存在しているものと考えられる。

沖積層粘性土層（Ac2）は、砂混じりシルトからなる。隣接する調査孔「No.16.80L 天」（水平離隔約1m）では本層の分布標高が1m程度高く、このような分布形状は旧河道地形に沿って本層が堆積したことを示唆している。なお、関東地整資料<sup>10)</sup>の上下流地質断面図によると、本層は下流側には連続しないものの上流側に良く連続する。

沖積層砂質土層（As2）は、シルト混じり細砂主体であり、 $\phi 2\sim 10\text{mm}$ の円礫が少量混在する。本孔では下位の砂礫層との境界付近で標準貫入試験が実施されており、このうち砂質土層中の試験値に注目すると、10cm貫入するのに打撃1回（N=3に相当）であった。隣接する調査孔No.16.80L天ではN値は4であり、いずれの調査においても本層が緩い状態であることを示している。

東北地方太平洋沖地震による被災の形態から推測すると、Bs層が液状化したことにより、上記の変状が発生した可能性がある。

本調査では、別孔（No.8-2）において、Bs層、As2層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

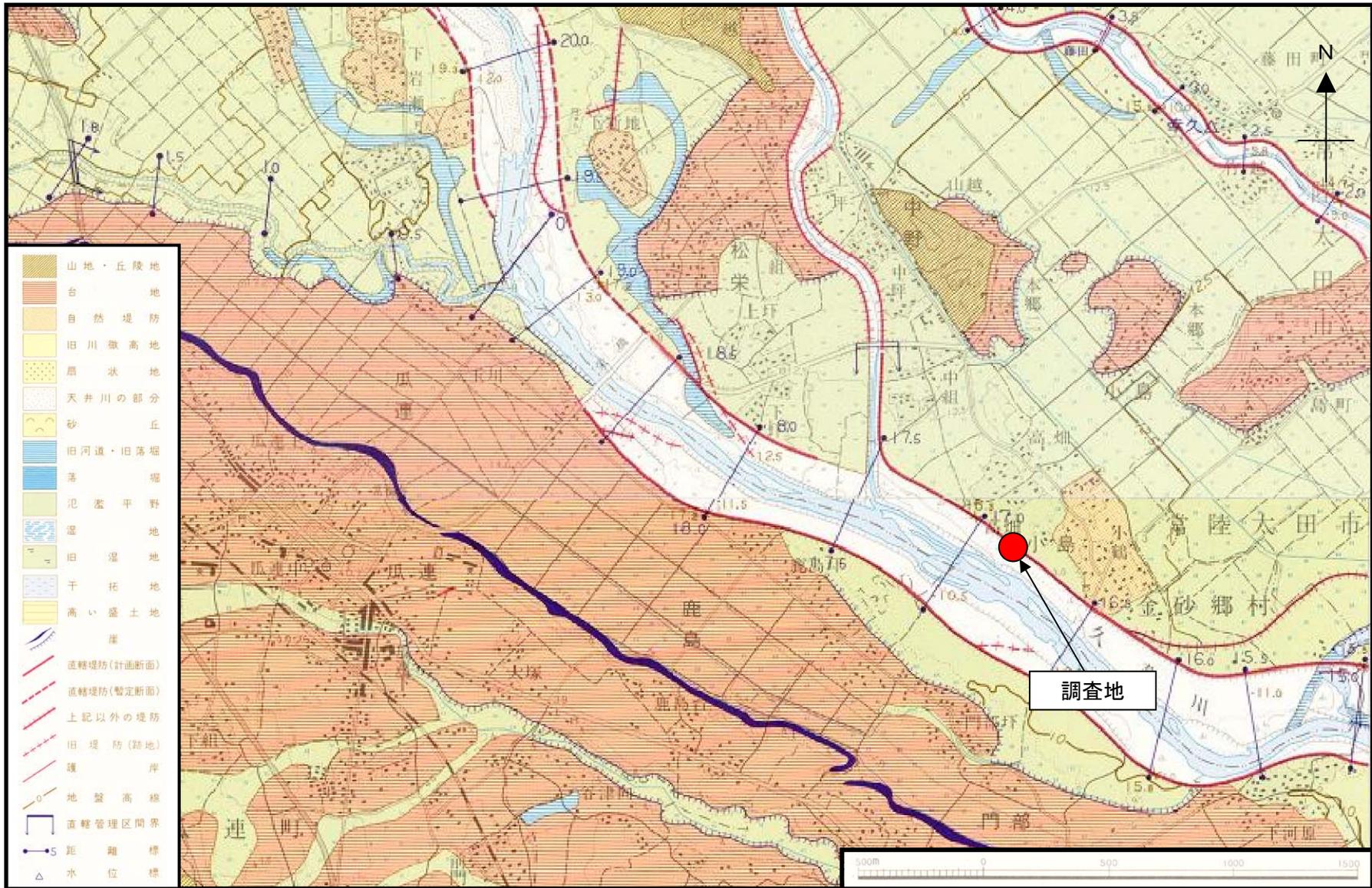
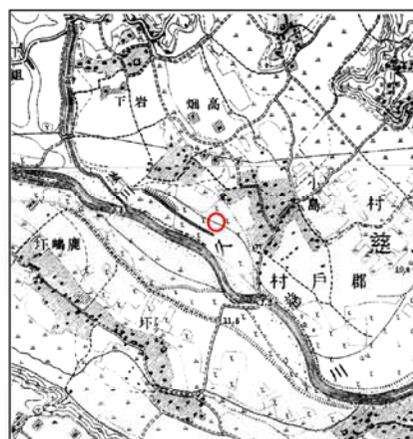


図-2.10.1 治水地形分類図（1979）「石塚」「常陸大宮」



①1903年(明治36年)測量 1/50000  
調査地点は、久慈川沿いの平坦地に位置し、空地となっている。



②1915年(大正4年)測量 1/25000  
調査地は、桑畑として利用されている。



③1960年(昭和35年)修正 1/25000  
調査地点に堤防が建設される。



④1976・77年(昭和51・52年)修正測量 1/25000  
特に変化なし。

○:調査地



⑤2000年(平成12年)修正測量 1/25000  
堤防の川表側に構造物が建設される。



⑥2007年(平成19年)更新 1/25000  
特に変化なし。

図-2.10.2 地形の変遷(小島)(国土地理院地形図)

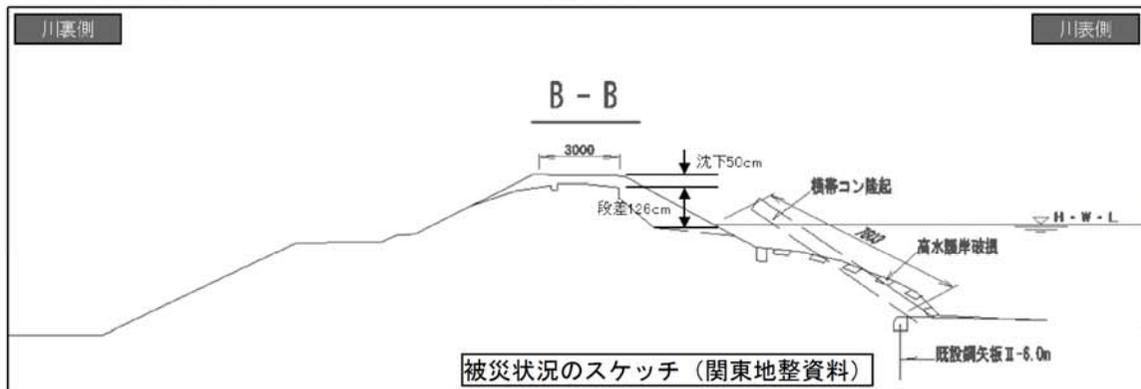
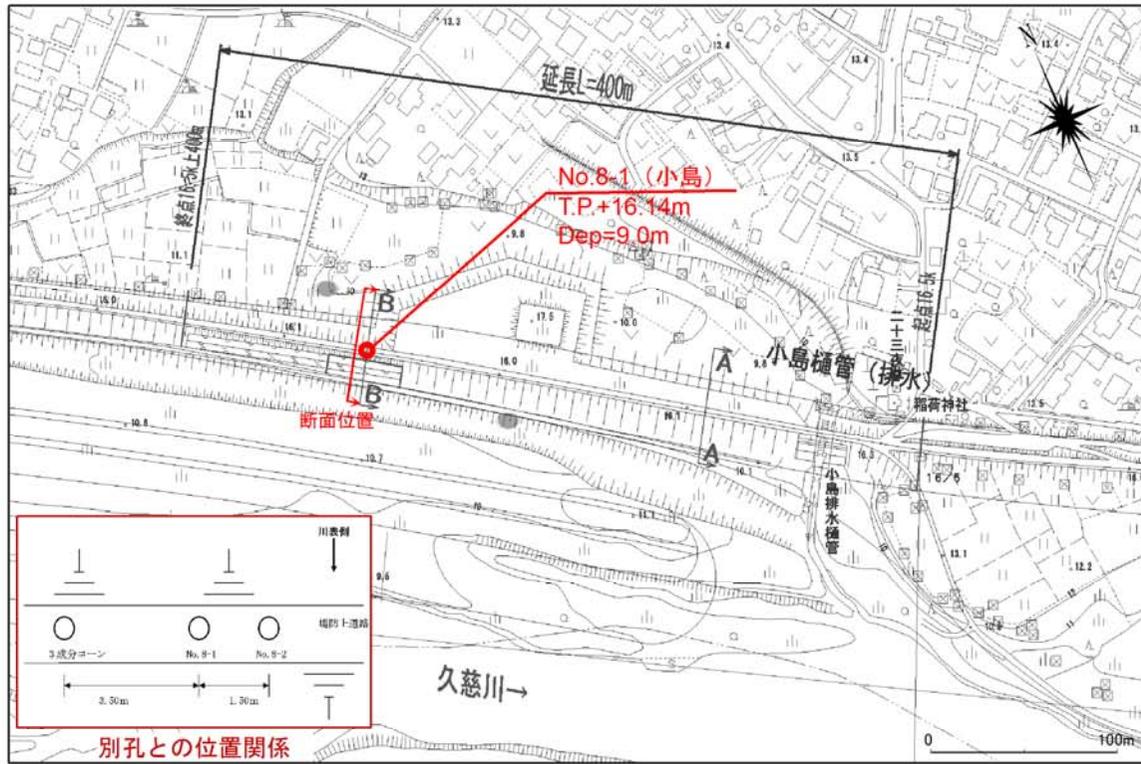
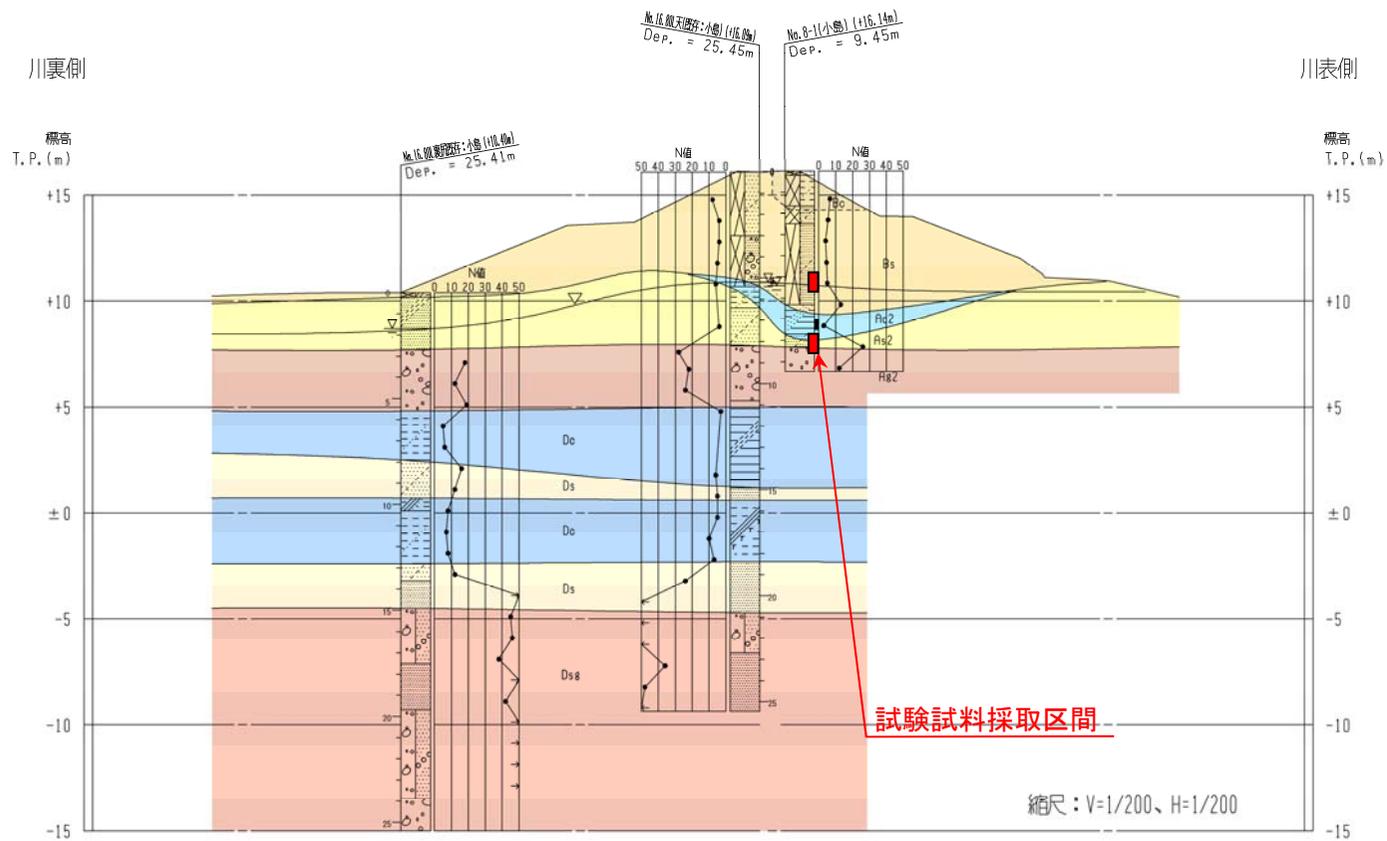


図-2.10.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(小島)(関東地整資料を基に作成)



堤体	Bs	砂質土
	Bc	粘性土
沖積層	Ac2	沖積粘性土層
	As2	沖積砂質土層
洪積層	Ag2	沖積砂礫層
	Dc	洪積粘性土層
	Ds	洪積砂質土層
	Dsg	洪積砂礫層

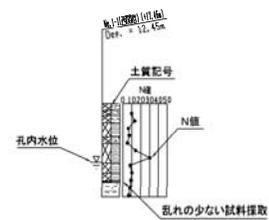


図-2.10.4 地質断面図 (小島)

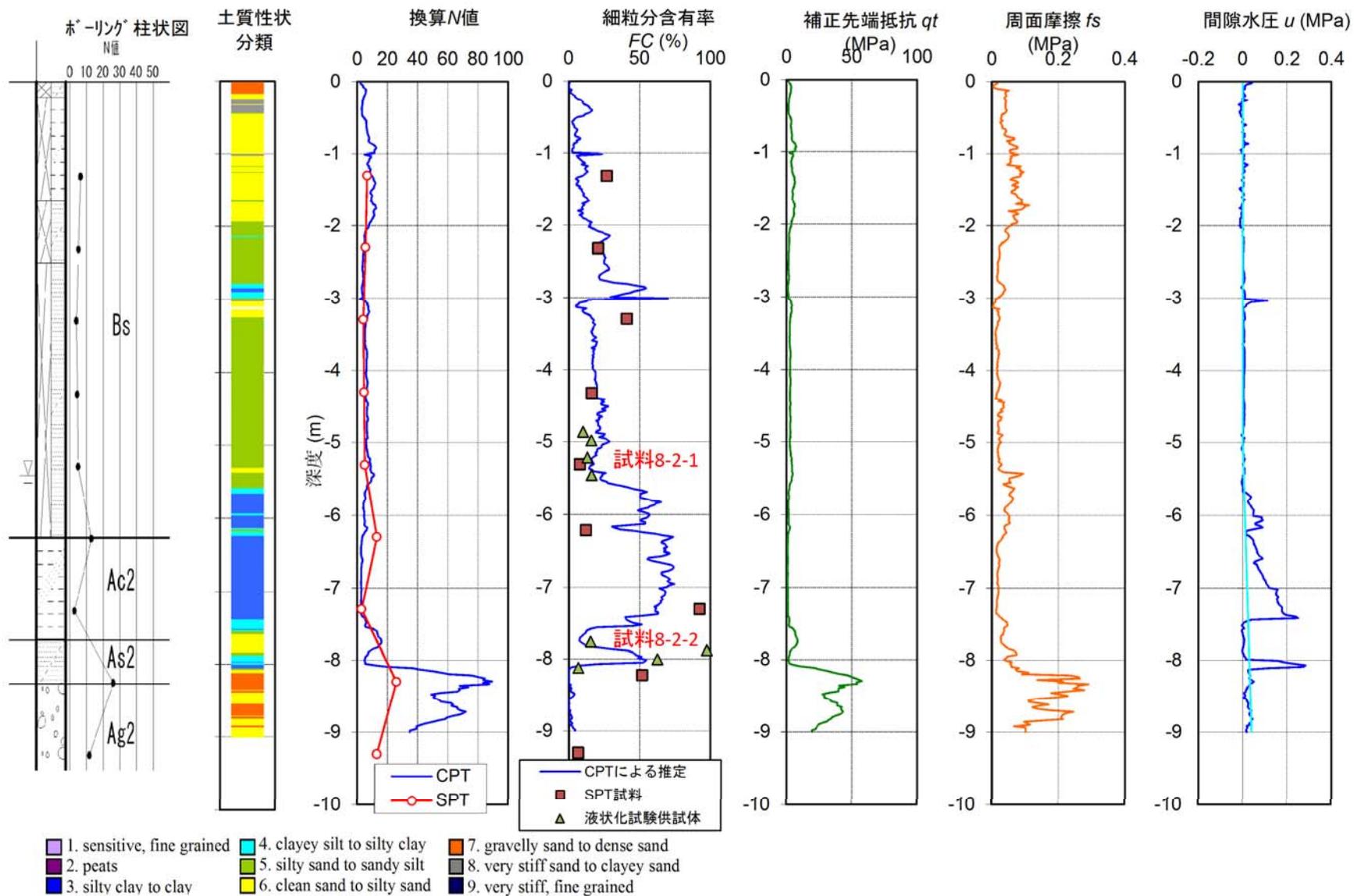


図-2.10.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (小島)

## 2.11 本米崎（地点番号 9）

### 2.11.1 調査地の概要

調査地は茨城県北東部にあり、久慈川右岸 7.0k 付近にあたる。

周辺は久慈川低地が広がっており、低地内には氾濫平野をはじめ、自然堤防、三日月型の旧河道などの微地形が認められる（図-2.11.1）。調査地の堤防はこの氾濫平野の縁に位置しており、堤防の下流端は台地にとりついた、いわゆる山付堤である。

久慈川低地は上流の辰ノ口～常陸大宮の下流にかけて、幅の狭く緩勾配な扇状地地形を呈しており、沖積層の下部は主に砂礫からなる。調査地が位置する中流から河口付近までは、その上に砂層と砂質泥層の互層がのっている。沖積層の層厚は河口部で約 60m あり、上流に向かって薄くなる。

旧版地形図（図-2.11.2）によると、1915 年（大正 4 年）当時は、南側の台地から久慈川方向に抜ける道路が現在の堤防の位置にあった。周辺は低地が広がり、川裏側には集落が形成されており、この道路は堤防の機能も持っていたものと推測される。築堤工事の記録<sup>10)</sup>としては昭和 27 年のものがある。その後、1968 年（昭和 43 年）以降の地形図では上記道路は堤防として表示され、別途、新規道路が川裏側に設置された。

東北地方太平洋沖地震の際には、天端の沈下、両のり肩付近の縦断クラック、両のり下部のはらみだし等が確認された（図-2.11.3）。

### 2.11.2 調査結果

堤防天端において、ボーリング調査（No.9-1）を実施した。地質断面図を図-2.11.4 に、CPT の結果を図-2.11.5 に示す。調査の結果、地表から順に盛土（Ba）、沖積層有機質粘土層（Ac1）、沖積層粘性土層（Ac2）が認められた。盛土は砂質土を主体とし、下面は堤体中央で下に凸の形状を示している（盛土が下方に約 0.8m 盛り込んでいる）。

盛土は礫混じり細砂からなり、 $\phi 2\sim 30\text{mm}$  の垂円礫を含む。特に盛土下部に礫が多く含まれ、最大  $\phi 100\text{mm}$  の垂円礫も確認された。N 値は 3～12 の範囲にあり緩い状態である。地下水位は盛土内の深度 4.2m 付近にあり、飽和層の厚さは 2m 弱である。

Ac1 層はシルトからなり腐植物が混じる。軟質であり、N 値は 2～3 である。また、Ac2 層は均質なシルトからなり、未分解の草片が混在する。極めて軟質であり、N 値は 0～1 である。

東北地方太平洋沖地震による被災の形態から推測すると、盛土下部の飽和部分が液状化したことにより、上記の変状が発生した可能性がある。

本調査では、別孔（No.9-2）において、Ba 層、Ac1 層、Ac2 層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

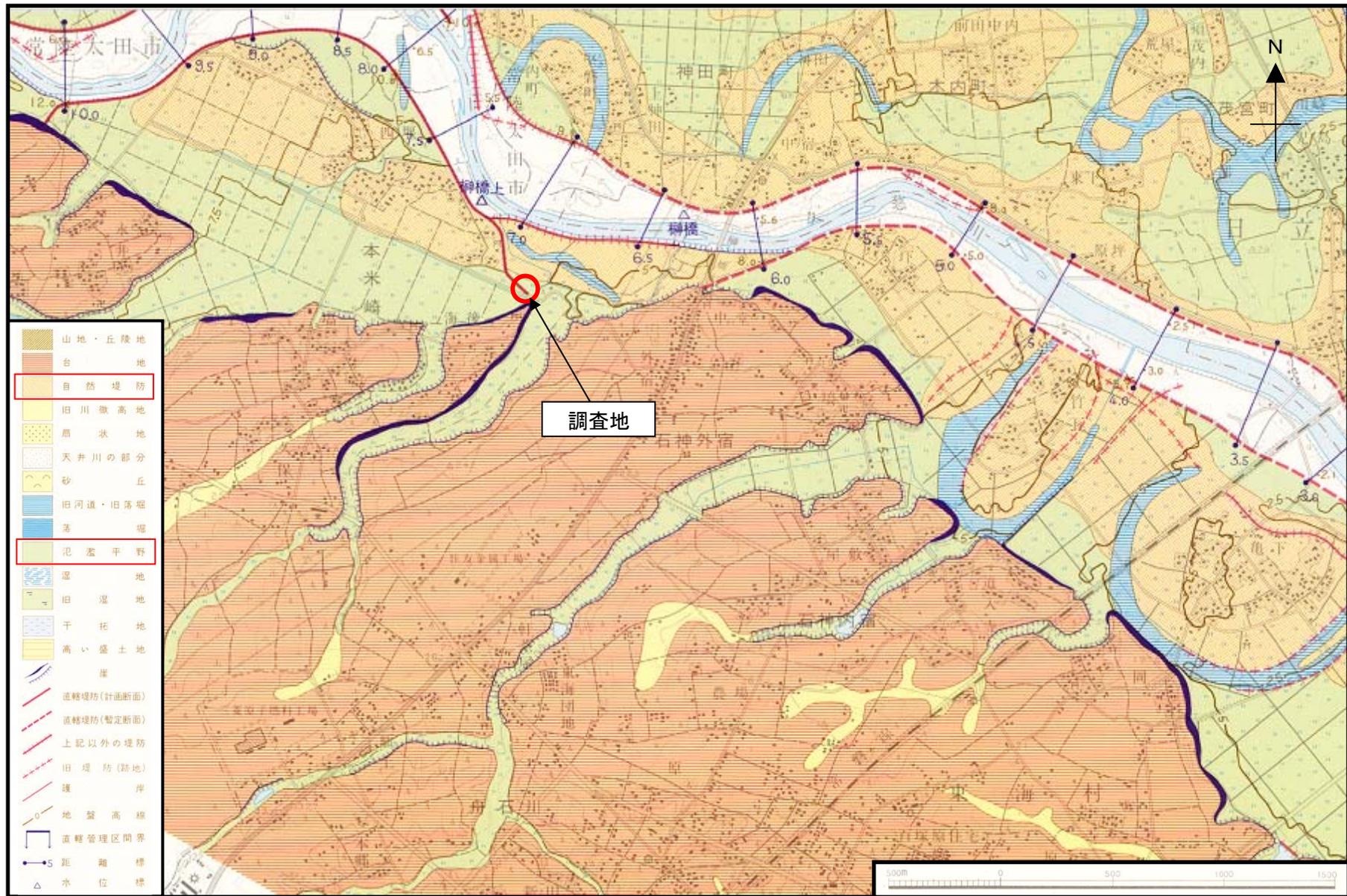


図-2.11.1 治水地形分類図 (1979) 「常陸久慈」



①1909年(明治38年)測量 1/50000  
調査地点は、台地から低地に抜ける道路部分に位置する。川裏側は水田利用されており、川表側は空地となっている。



②1915年(大正4年)測量 1/25000  
特に変化なし



③1960年(昭和35年)修正 1/25000  
特に変化なし



④1968年(昭和43年)改測 1/25000  
堤防として整備される。堤防の川裏に道路が建設される。

○:調査地

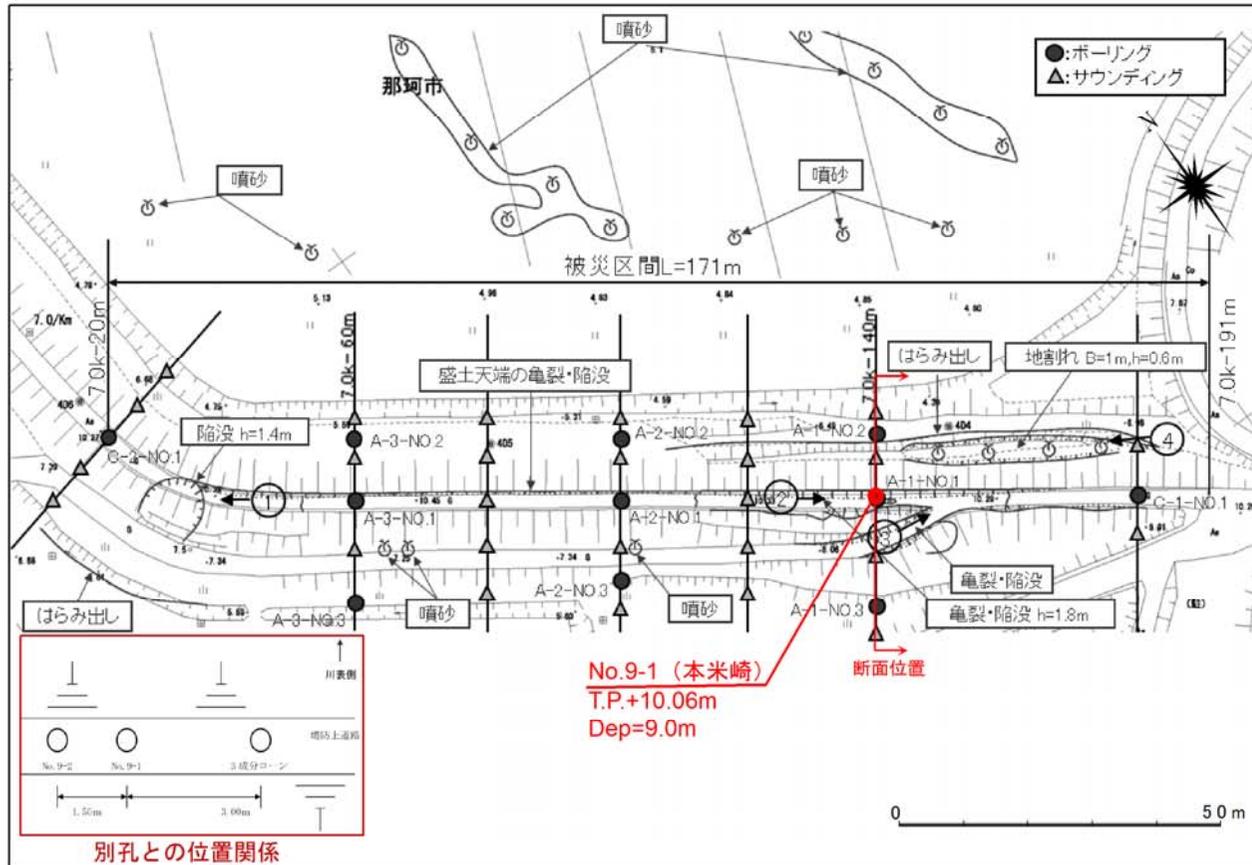


⑤1985年(昭和60年)修正測量 1/25000  
特に変化なし



⑥2008年(平成20年)更新 1/25000  
特に変化なし

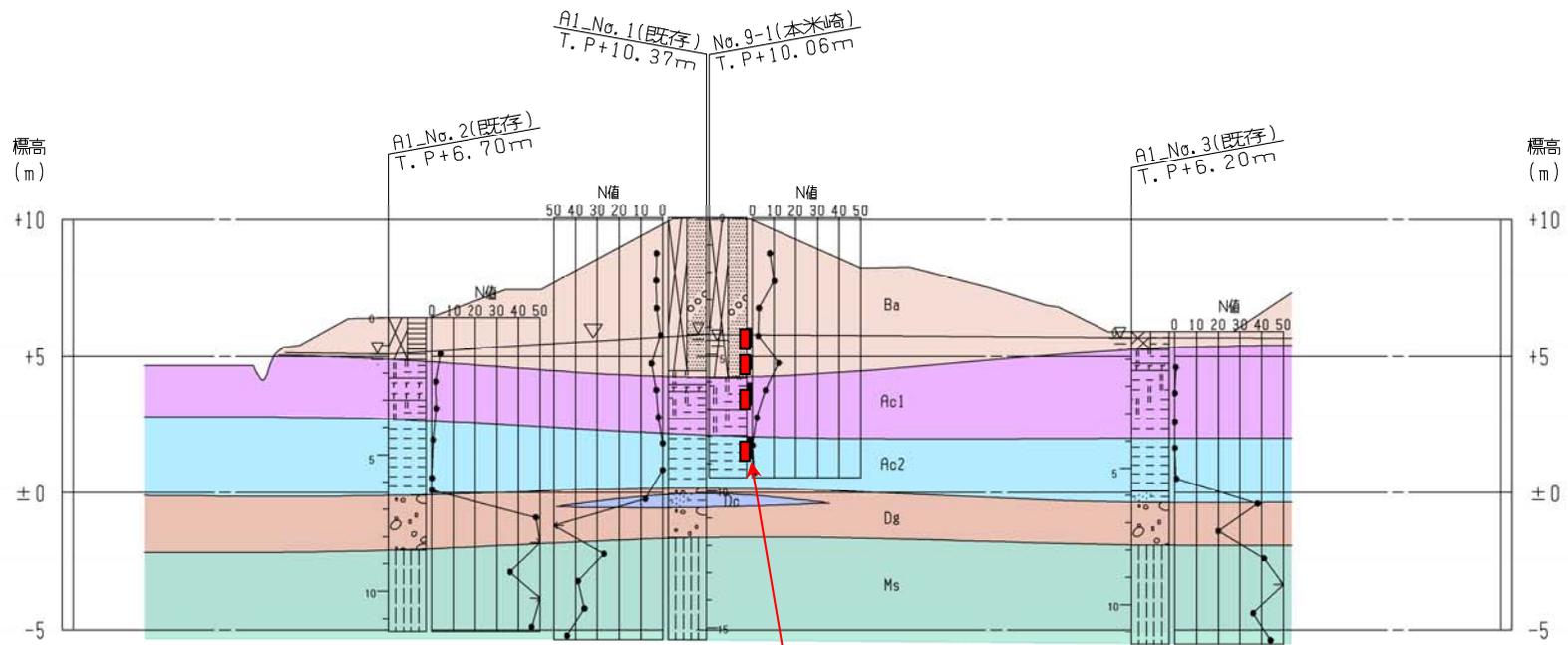
図-2.11.2 地形の変遷(本米崎)(国土地理院地形図)



被災状況のスケッチ（関東地整資料）に加筆



図-2.11.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況（本米崎）（関東地整資料を基に作成）



試験試料採取区間

縮尺：V=1/200、H=1/200

地質時代		地層名		地層記号
現世		盛土層(砂質土系)		Ba
第四紀	完新世	沖積層	沖積第1粘性土層	Ac1
			沖積第1粘性土層	Ac2
			沖積礫混じり砂層	Asg
			沖積砂質土層	As
	更新世	洪積層	洪積層礫質土層 (見和層下部相当)	Dg
洪積層粘性土層 (見和層下部相当)			Dc	
新第三紀中新世		多賀層	泥岩層	Ms

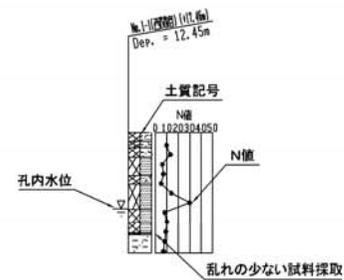


図-2.11.4 地質断面図(本米崎)

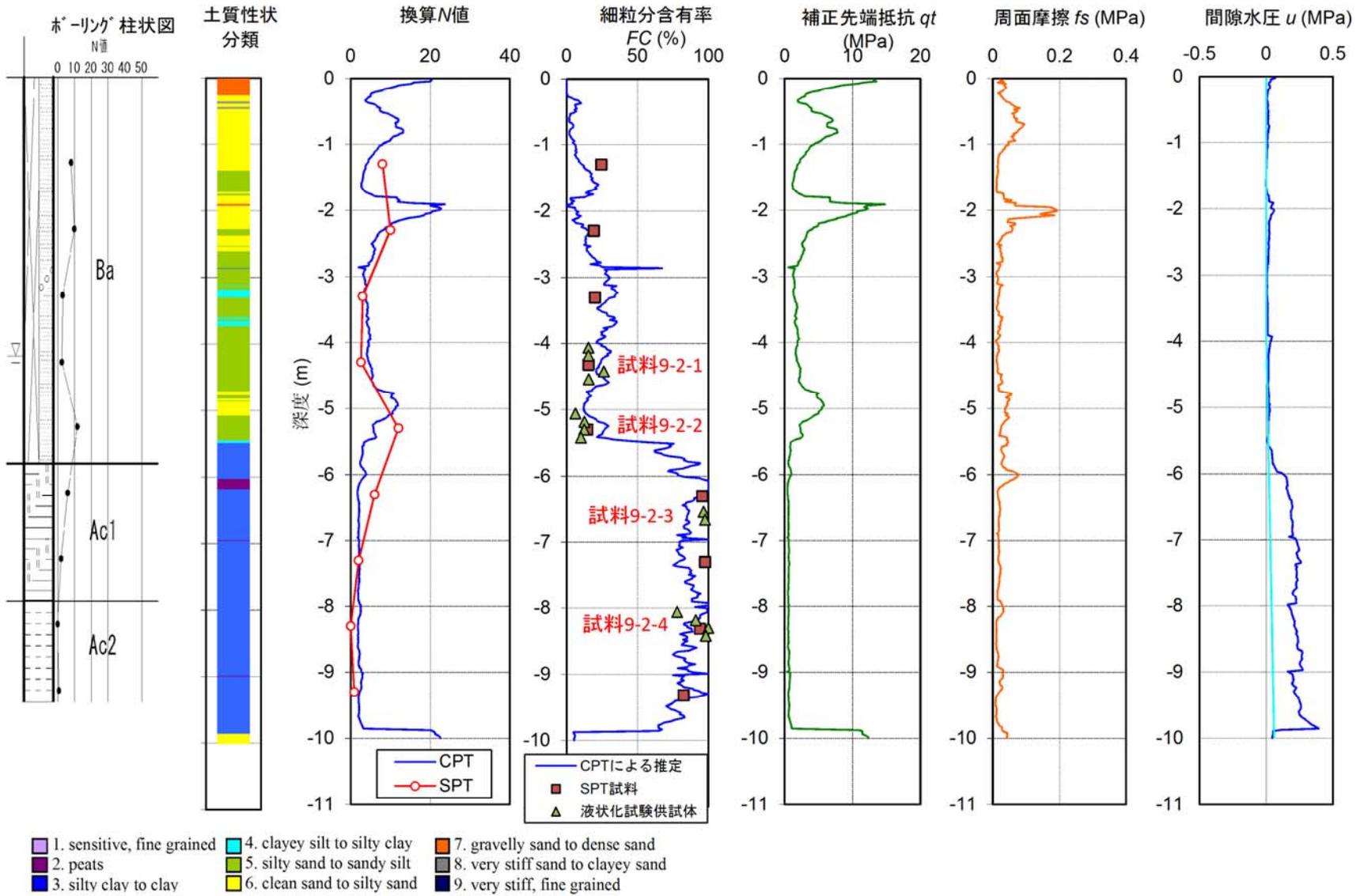


図-2.11.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (本米崎)

## 2.12 下大野（地点番号 10）

### 2.12.1 調査地の概要

調査地は茨城県東端部にあり、那珂川右岸 4.1k にあたる。

周辺的那珂川沿いには、那珂川低地と呼ばれる沖積低地が広がっている。那珂川低地は幅 3km 程度であり、北方は中丸川沿いの低地へ、南方は涸沼川沿いの低地へとつながっている。低地内には自然堤防や旧河道などの微地形が多く認められる。調査地は自然堤防の内部にある狭長な沢地形（旧河道）にあたる（図-2.12.1）。

1885 年（明治 18 年）～1999 年（平成 11 年）の地形図によると、調査地は那珂川の河川敷に位置し畑として利用されてきた（図-2.12.2）。この間、那珂川の河道位置・形状に大きな変化は見られない。その後、平成 12 年～13 年の築堤工事<sup>10)</sup>により、調査地に堤防が築かれた。

東北地方太平洋沖地震の際には、天端中央において縦断方向に良く連続する開口クラックが発生し、その開口クラック内部や堤防周辺（特に川裏側）において多量の噴砂が確認された（図-2.12.3）。

### 2.12.2 調査結果

堤防天端において、ボーリング調査（No.10-1）を実施した。地質断面図を図-2.12.4 に、CPT の結果を図-2.12.5 に示す。調査の結果、地表から順に盛土（Bs）、沖積層砂質土層および粘性土層（As,Ac）が認められた。

盛土（Bs）は主にシルトからなり、砂分やφ2～50mm のコンクリート片や砕石が混在する。地下水位は盛土の基底付近に確認される。

沖積層の浅部には層厚 8～9m の厚い砂質土層（As1）が分布する。N 値は 8～30 の範囲にあり、上方に向かって低くなる傾向が明瞭にある。また、その上位には厚さ 0.65m の粘性土層が確認され、これは自然堤防の内部にある狭長な沢地形に堆積したものと推測される。

東北地方太平洋沖地震による被災の形態から推測すると、As1 層が液状化したことにより、上記の変状が発生したと考えられる。

本調査では、別孔（No.10-2）において、Ac1 層、As1 層、As3 層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

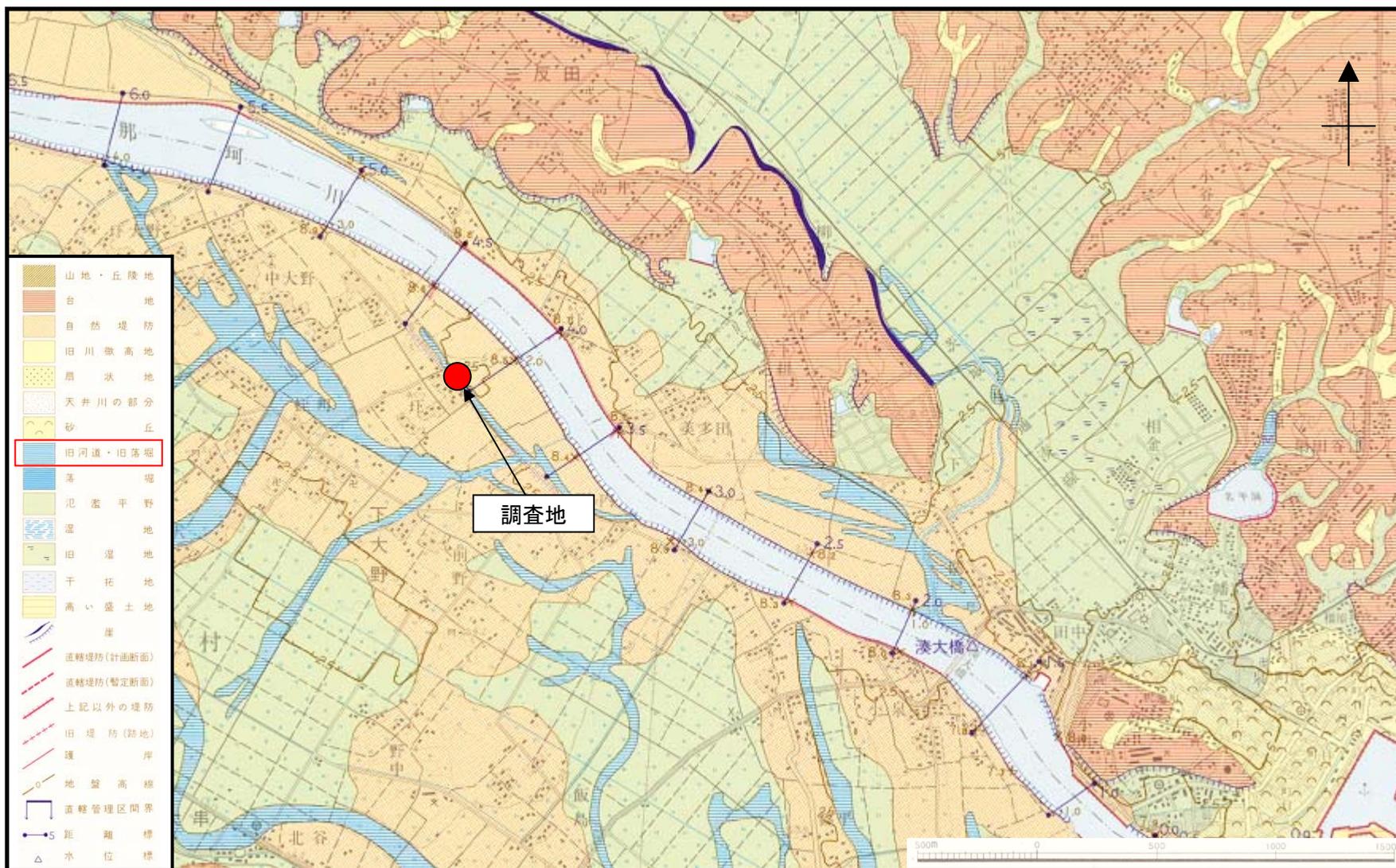
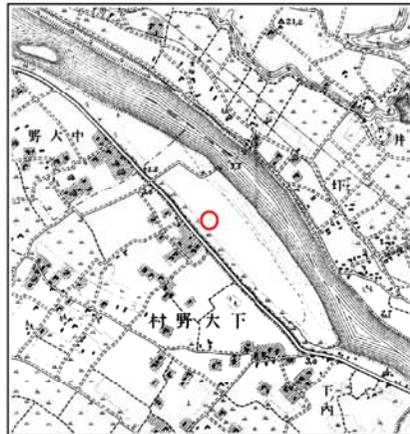


図-2.12.1 治水地形分類図（1979）「那珂湊」



①1885年(明治18年)測量 1/20000  
調査地は、那珂川の河川敷に位置し、畑として利用されている。



②1915年(大正4年)測量 1/25000  
畑および空白地となっている。



③1974年(昭和49年)修正 1/25000  
特に変化なし。



④1976年(昭和51年)修正 1/25000  
畑利用されている。

○:調査地



⑤1999年(平成11年)修正 1/25000  
調査地の南側に東水戸道路が建設された。



⑥2008年(平成20年)更新 1/25000  
河川敷内に堤防が建設される。

図-2.12.2 地形の変遷(下大野)(国土地理院地形図)

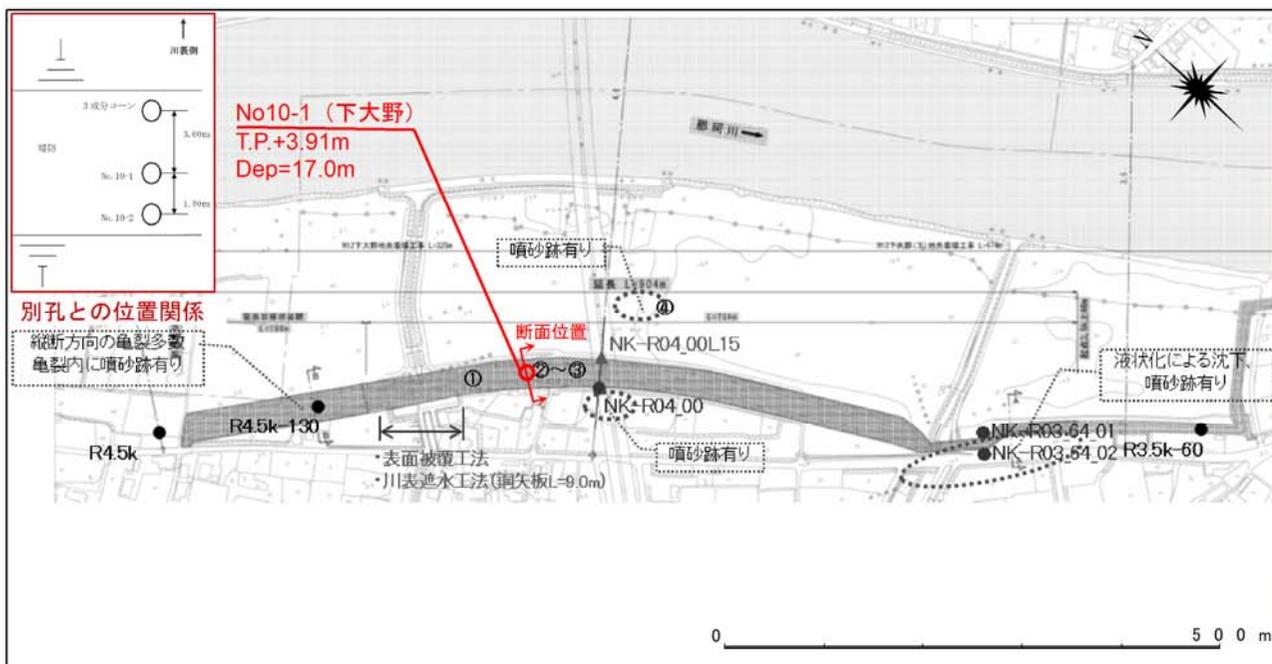
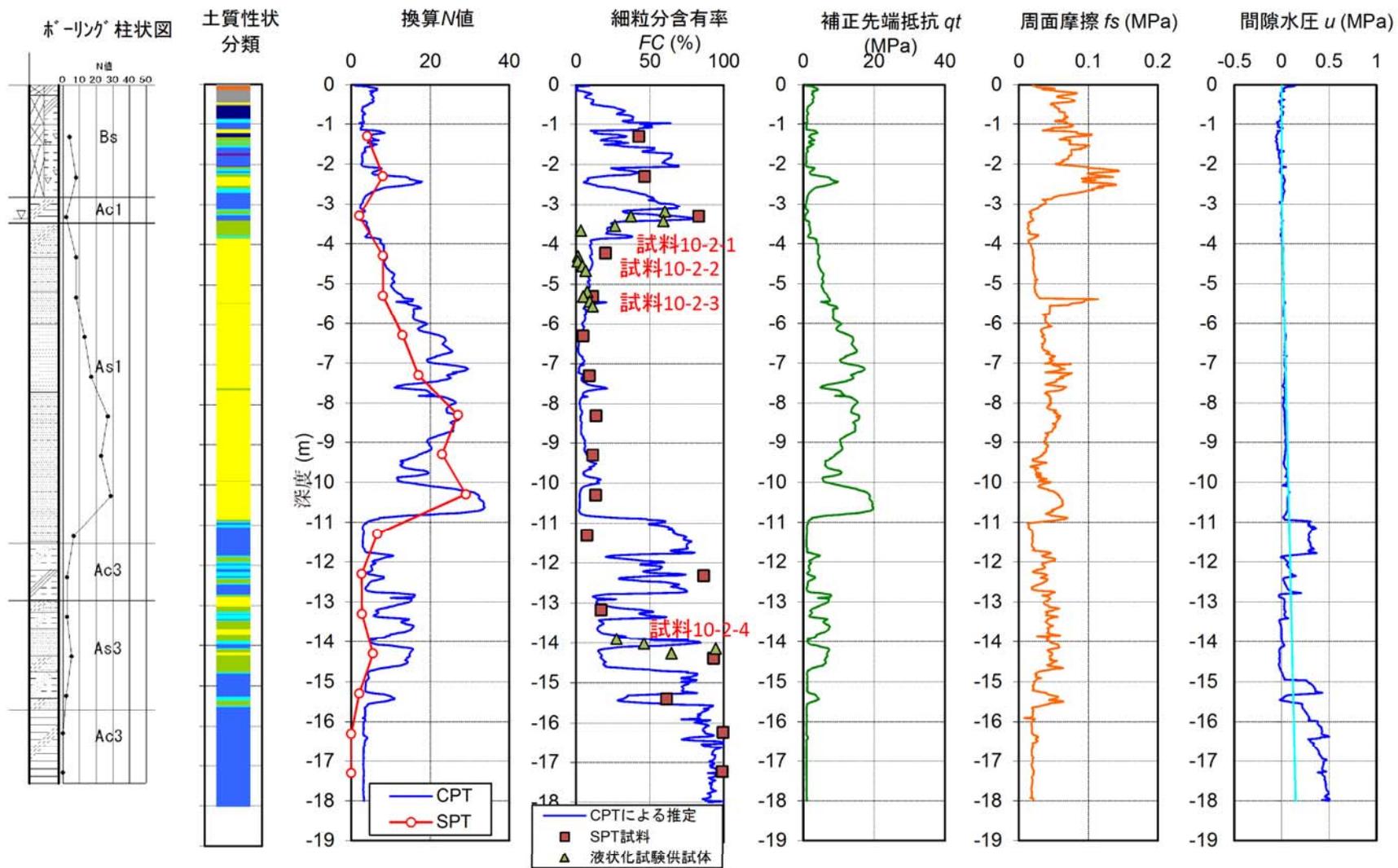


図-2.12.3 調査位置図 2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(下大野)(関東地整資料を基に作成)





- |                            |                              |                                   |
|----------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. sensitive, fine grained | 4. clayey silt to silty clay | 7. gravelly sand to dense sand    |
| 2. peats                   | 5. silty sand to sandy silt  | 8. very stiff sand to clayey sand |
| 3. silty clay to clay      | 6. clean sand to silty sand  | 9. very stiff, fine grained       |

図-2.12.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (下大野)

## 2.13 下石崎（地点番号 1 1）

### 2.13.1 調査地の概要

調査地は茨城県東端部にあり、涸沼川左岸 8.0k にあたる。

調査地は涸沼北岸にあり、周辺は涸沼川・涸沼湖岸低地と呼ばれる沖積低地が広がり、湿地および干拓地となっている（図-2.13.1）。湿地の標高はおよそ 0m～+2m である。涸沼は涸沼川によって海と結ばれており、潮汐により海水面が上昇した際には、海水が涸沼川を遡上し涸沼に流入することがある。涸沼川沿いに分布する沖積層は、下部の陸成層（砂泥互層）と上部の海成粘土層とに大別される。干拓は海成粘土層の上面において行われた。

旧版地形図（図-2.13.2）によると、1930 年（昭和 5 年）時点では、調査地は涸沼の水域に位置している（水没している）。1940 年（昭和 15 年）までに干拓が行われ、これに伴い周辺一帯は涸沼川への流出口として整備され、現在の位置に堤防が築かれた。この堤防は、当時の干拓堤防であった。その後、護岸整備が上流側（南側）より順次進められ、1970 年（昭和 45 年）までには調査地に達したようである。

東北地方太平洋沖地震の際には、堤防は甚大な被害を受けた（図-2.13.3）。川裏側のり面には、堤防縦断方向に良く連続する開口クラックが数条発生し、これらより川表側は、堤体が川表側に向かって移動するように崩壊した。なお、川裏のり肩に生じた開口クラックは、噴砂により充填されていたことが確認されている。

### 2.13.2 調査結果

堤防天端において、ボーリング調査を実施した（No.11-1, No.11B-1）。はじめに No.11 地点（7.8k 付近）において調査を実施した結果、盛土（旧堤体）が主に砂礫からなることが確認された。これが本層の代表的な層相であるか確認するために、No.11B 地点（8.0k 付近）に位置を移し、再度掘削したところ、やはり同様の層相が確認された。

調査の結果、地表から順に応急復旧盛土（被災後に施工されたもの）、盛土（旧堤体）、沖積層粘性土層が確認された（図-2.13.4、図-2.13.5）。

応急復旧盛土は、シルト、細砂、および  $\phi 2\sim 40\text{mm}$  の垂円礫からなり、 $N$  値は 3～7 である。

盛土（旧堤体）は、主に  $\phi 2\sim 40\text{mm}$  の垂円礫からなり、シルトおよび細砂が混在する。 $N$  値は 5～9 である。盛土（旧堤体）内において地下水位が確認され、水位より上方部分は全体に酸化風化し褐色を帯びる。応急復旧後のトレンチ調査により、川裏側の盛土（旧堤体）下部に、粘土や、粘土分に富む砂礫が分布することが明らかとなった（図-2.13.4）。堤体下面は下位の沖積層粘性土層に約 1m 盛り込んだ形状を呈している。

沖積層粘性土層は均質なシルトからなり、二枚貝の貝殻片をしばしば含む。軟質であり、 $N$  値は 1～2 である。既往調査孔 HN-L07\_80 によると、本層は少なくとも 25m 以上と厚く分布する。

東北地方太平洋沖地震の際、発生した開口クラック内に噴砂が認められたことから、盛土（旧堤体）の飽和部分が液状化した可能性がある。

本調査では、別孔（No.11B-2）において、沖積層粘性土層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。なお、盛土については礫径が大きく採取することが困難であった。さらに、別孔（No.11B-3）においてオールコア試料も採取した。

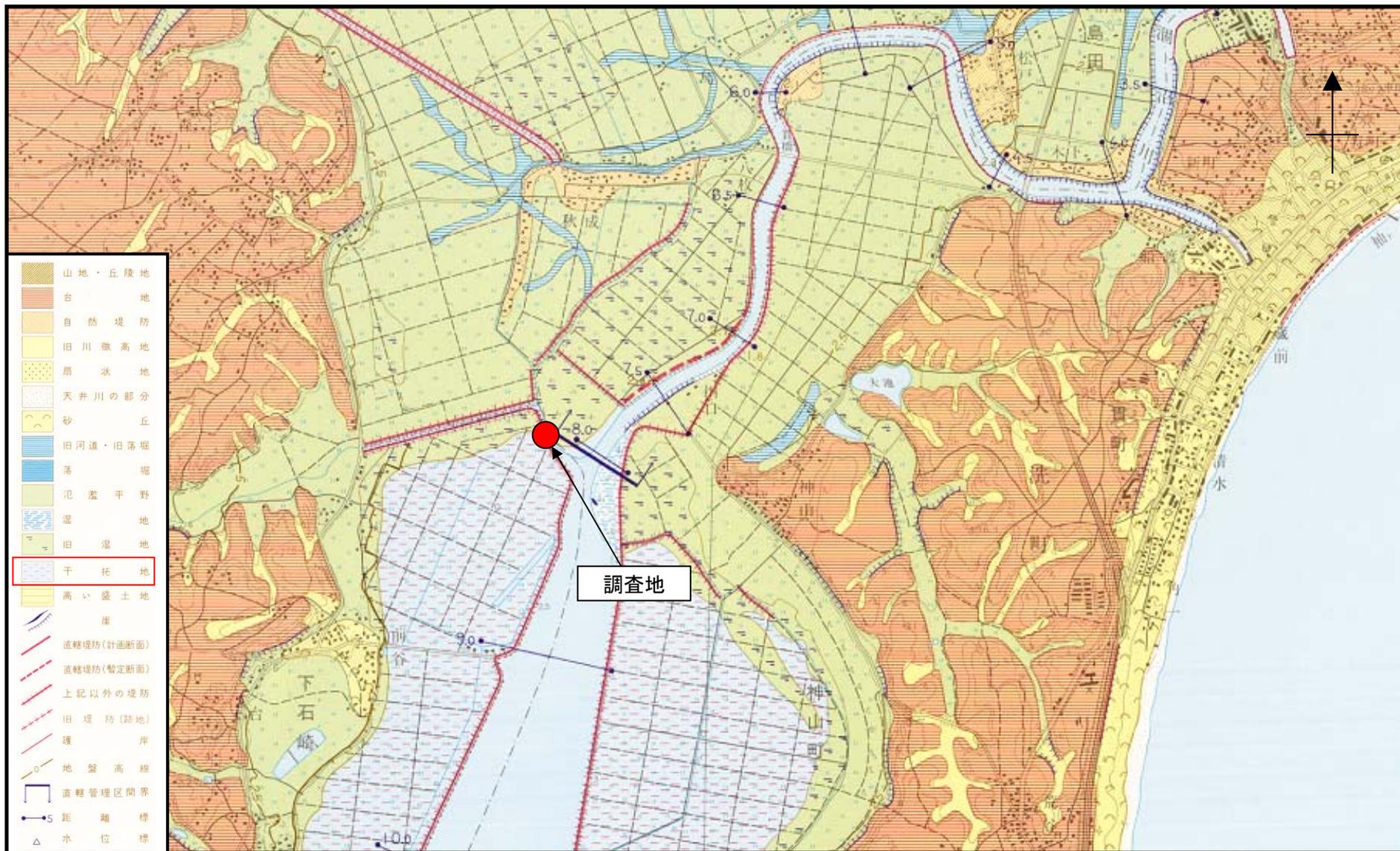
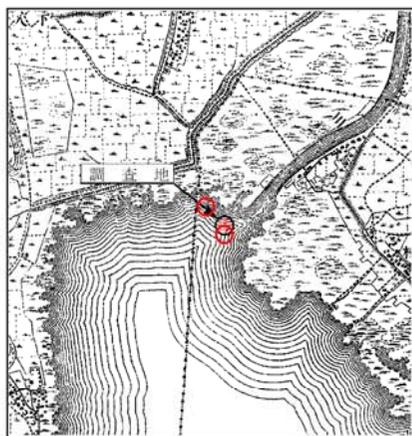


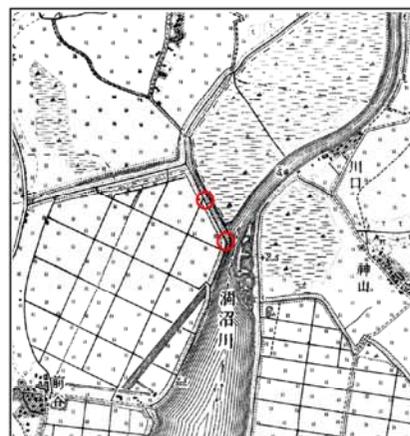
図-2.13.1 治水地形分類図 (1979) 「磯浜」



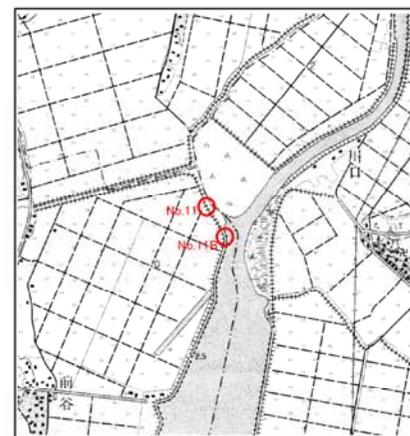
①1885年(明治18年)測量 1/20000  
調査地は、濁沼の水域に位置する。



②1930年(昭5年)部分修正 1/25000  
調査地付近まで湿地が広がっている。

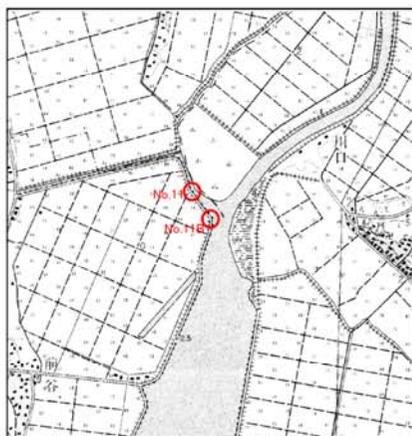


③1940年(昭15年)修正測量 1/25000  
干拓が行われ、調査地に堤防が築かれた。

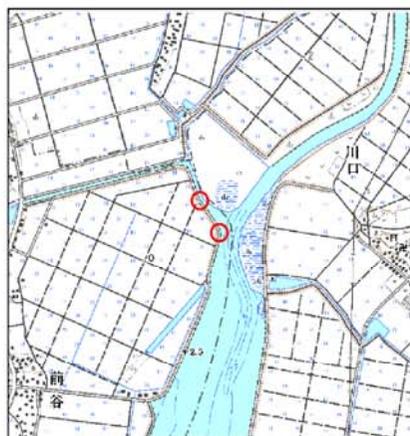


④1968年(昭43年)改測 1/25000  
南側からNo.11B付近まで護岸が整備される。

○: 調査地



⑤1970年(昭45年)修正測量 1/25000  
No.11・11Bを含む、濁沼西岸の全区域に護岸が整備される。



⑥2008年(平成20年)更新 1/25000  
特に変化なし

図-2.13.2 地形の変遷(下石崎)(国土地理院地形図)

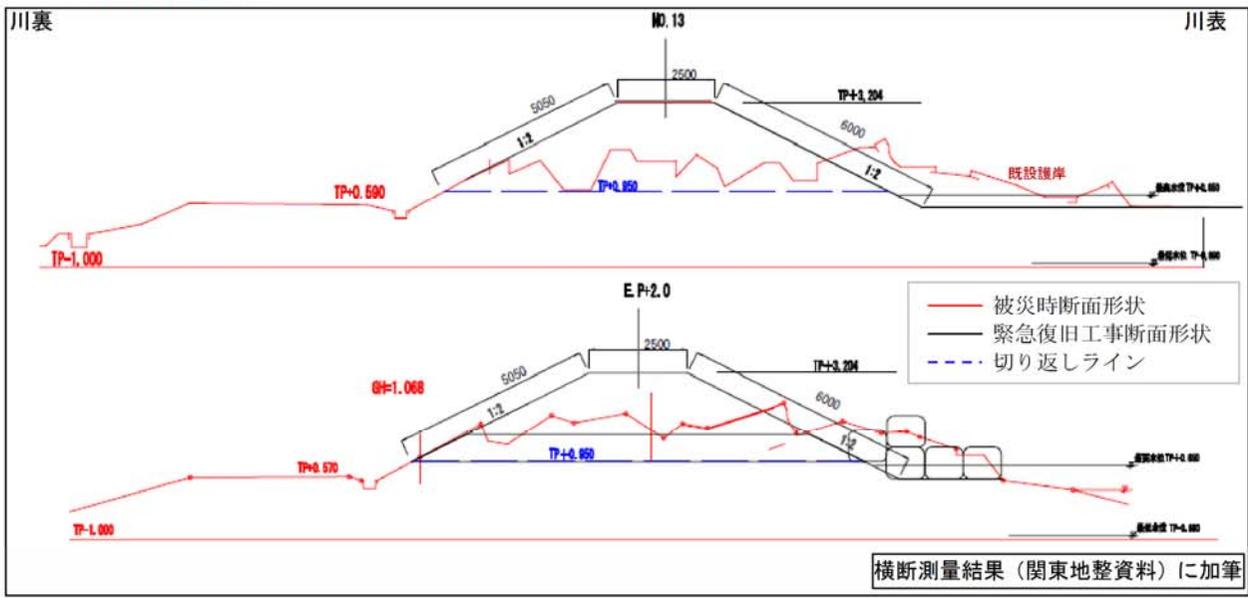
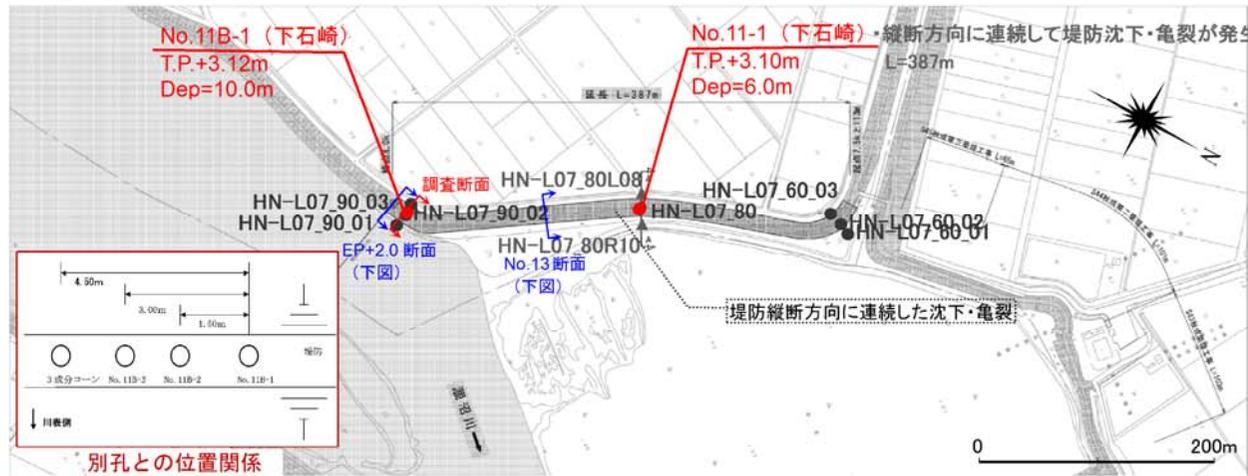


図-2.13.3 調査位置図および 2011 年東北地方太平洋沖地震による被災状況（下石崎）（関東地整資料を基に作成）

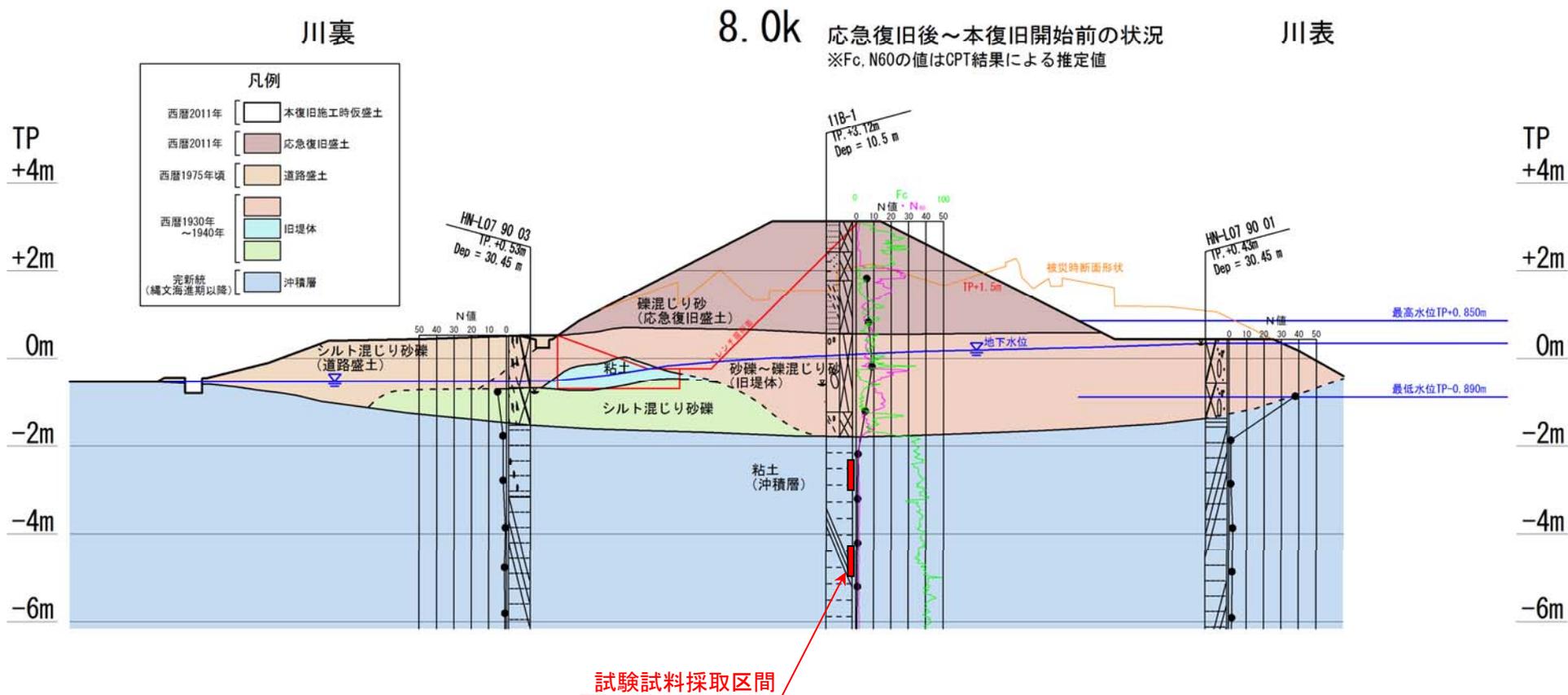


図-2.13.4 地質断面図 18)に加筆修正 (下石崎)

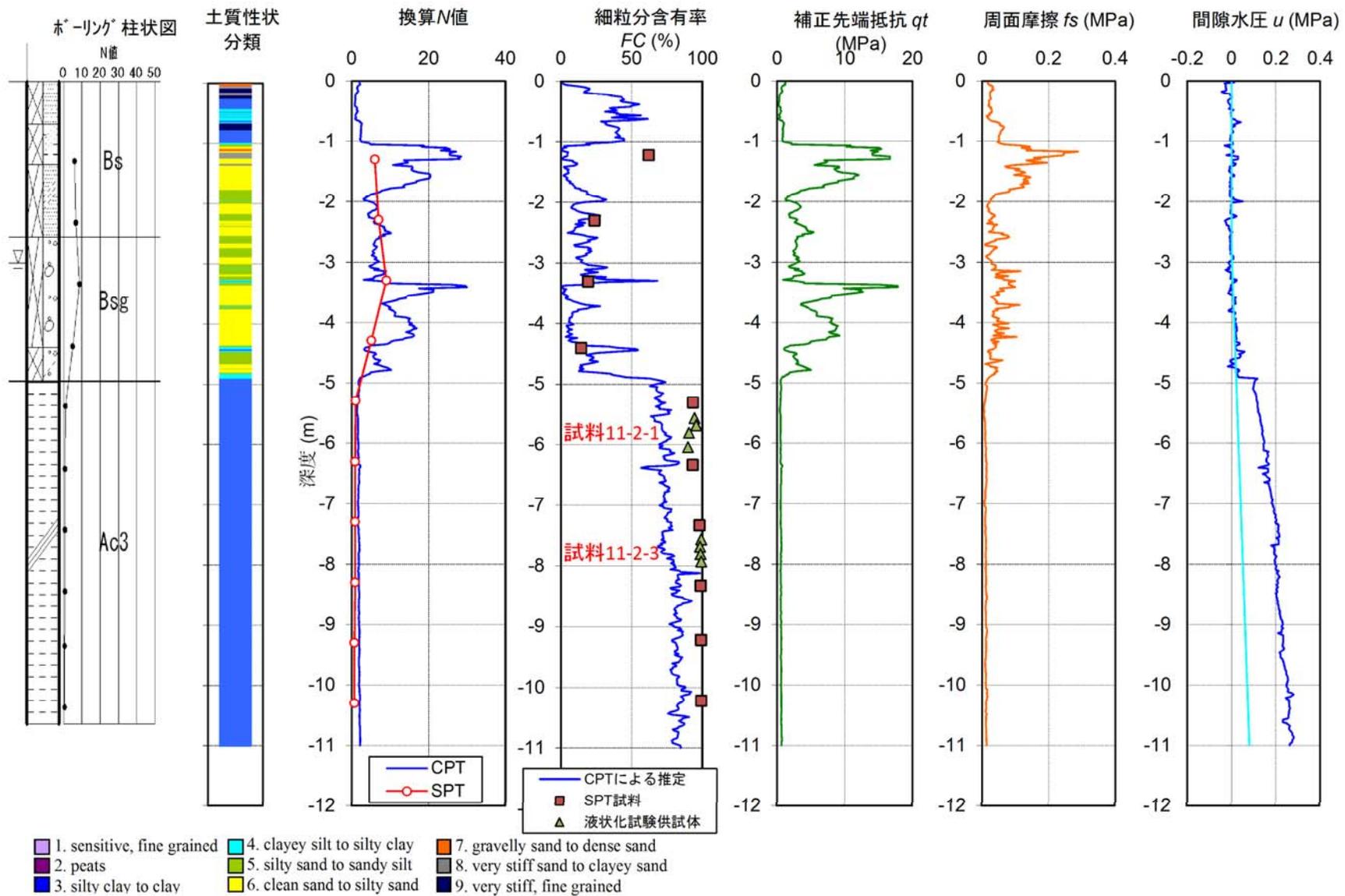


図-2.13.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (下石崎)

## 2.14 猿江恩賜公園（地点番号 1 2）

### 2.14.1 調査地の概要

調査地は東京都江東区の東京都立猿江恩賜公園の敷地内にある。

周辺は沖積低地からなり、荒川・江戸川・隅田川・多摩川などの河川沿いに自然堤防、三角州、海岸平野が形成されてきた。調査地付近は江戸時代初期（遅くとも 1680 年以前）に埋め立てられた地域であり、埋め立て前は三角州であった<sup>19)</sup>。

東京都<sup>20)</sup>によると、当公園にあたる土地は 1733 年に江戸幕府の材木蔵とされ、昭和に至るまで貯木場として利用されていた。その後、貯木槽（池）が埋め立てられ、公園として利用されることになり、昭和 51～53 年には地盤改良工事が行われた。その際、貯木槽（池）の底面は標高 TP-4.1m 程度にあり、底にヘドロが堆積していたため、埋め立ての際にセメント固化処理が行われた。

本調査では江戸時代の埋土も観察できるように、地盤改良が行われた箇所を避け、旧貯木槽（池）の間に調査位置を設定した（図-2.14.1、図-2.14.2）。

調査地付近一帯の地層構成は、TP+0.5mの地表から TP-30m前後までは、デルタフロント～プロデルタにおける堆積物が主体であり、その下位に主に河川成堆積物が埋没している<sup>21)</sup>。

なお、周辺一帯において東北地方太平洋沖地震による液状化被害は確認されていない。

### 2.14.2 調査結果

標準貫入試験を併用したボーリング（No.12-1）およびオールコアボーリング（No.12-3）を実施した。その結果、地表から順に、盛土（公園整備時のもの）、埋土（江戸時代初期）、沖積層の砂質土層・粘性土層が確認された（図-2.14.3、図-2.14.4）。

各層の性状は以下のとおりである。

盛土（公園整備時）は主に細砂～シルトからなり、がれき（陶片、レンガ）や植物根が混在する。

埋土（江戸時代初期）は、厚さ 2.5m（深度 0.8～3.3m）あり、貝殻を多量に含み、ヘドロ臭のするシルト～粘土からなる。極軟質であり N 値は 0 である。貝殻の種類はカキが多い。

沖積層の砂質土層および粘性土層は、貝殻片を含む粘土～細砂からなり、全体に非常に緩い性状を示す。砂質土層の N 値は 1～2、粘性土層の N 値は 0 である。沖積層のうち、深度 3.3～7.7m は砂質土主体であり、深度 7.7～30.0m は粘性土主体である。調査地の古環境を踏まえて考察すると、前者はデルタ平野およびデルタフロントにおける堆積物を主体とし、後者は内湾環境における堆積物であると推測される。

本調査では、別孔（No.12-2）において、埋土（江戸時代初期）および沖積層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

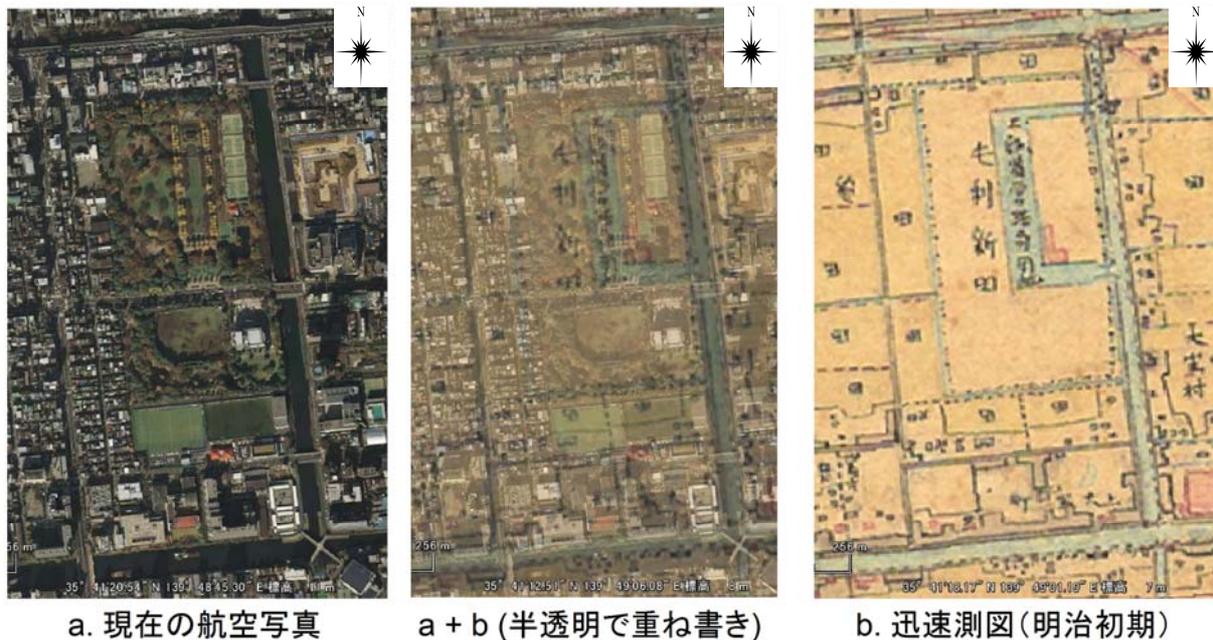


図-2.14.1 航空写真と迅速測図の比較

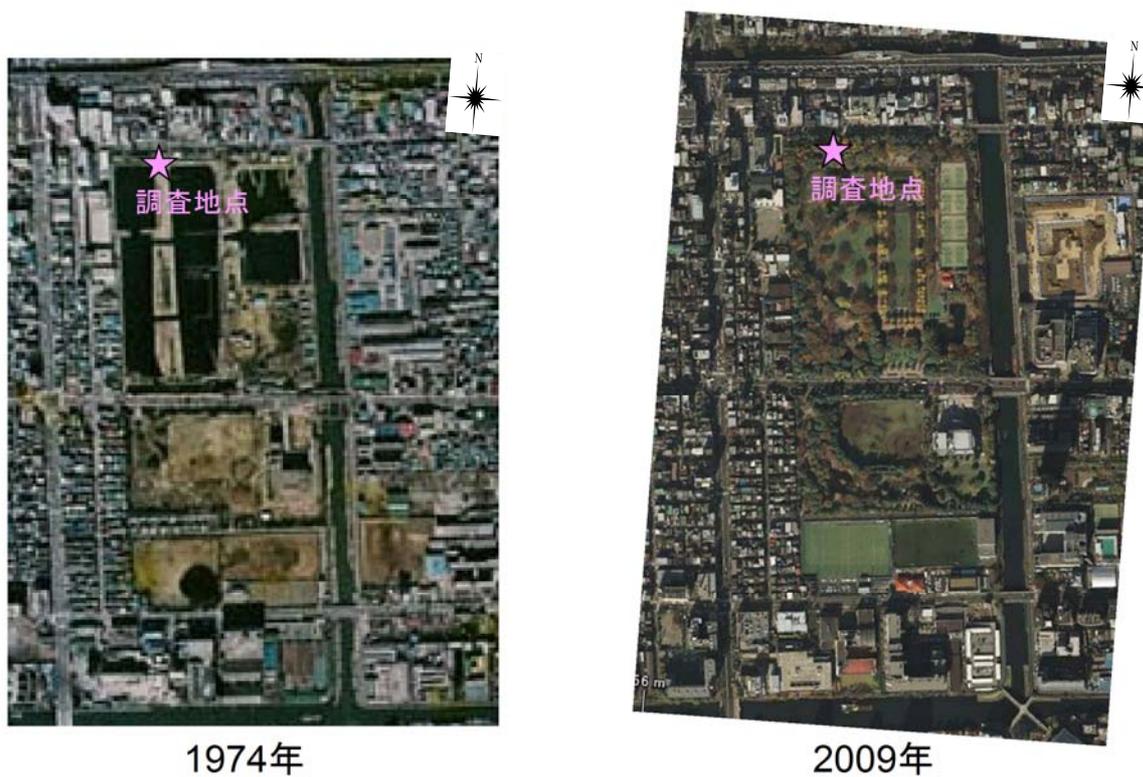
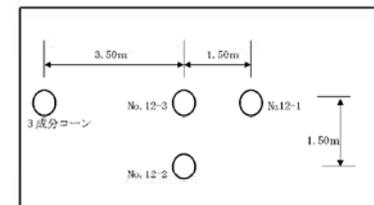
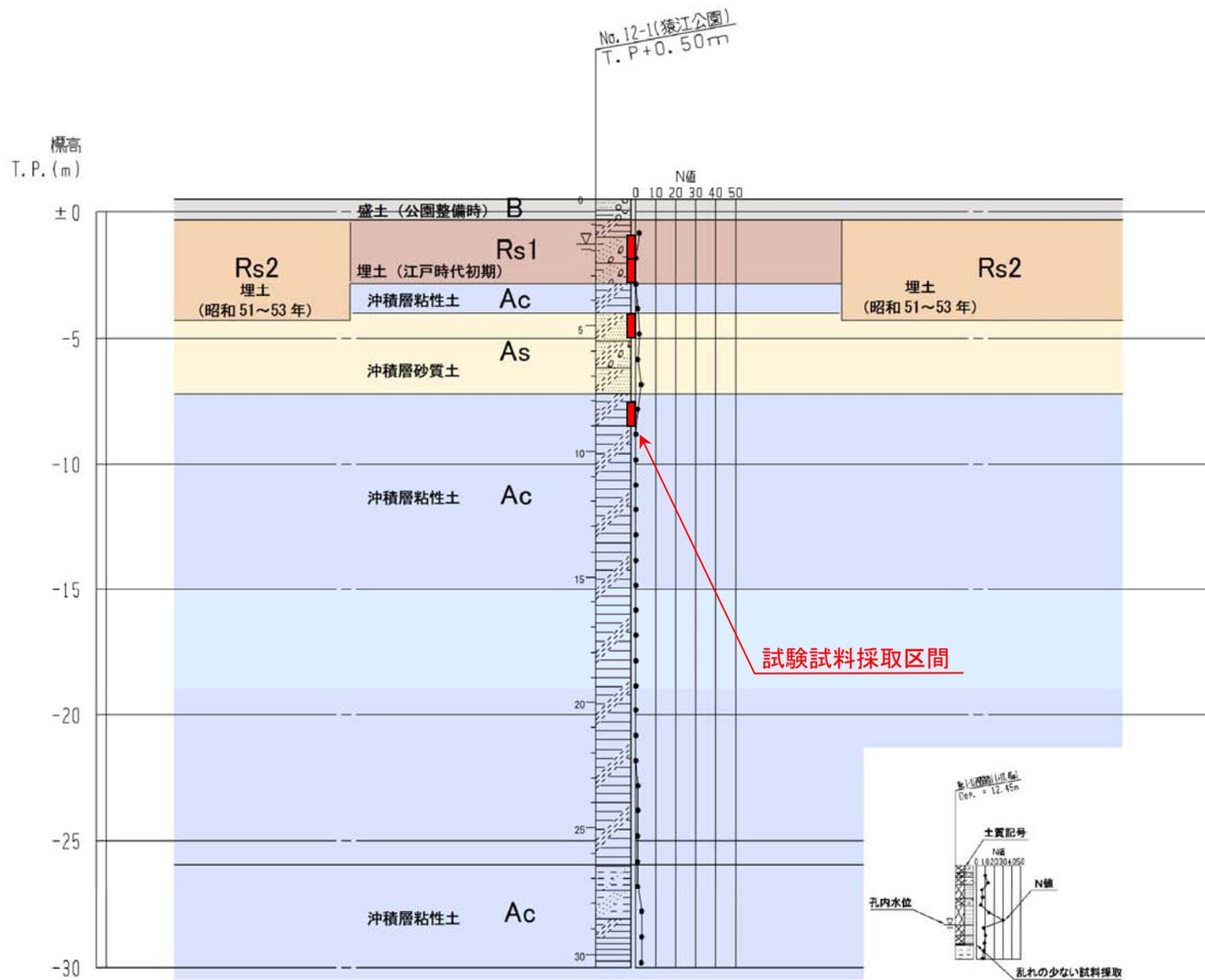


図-2.14.2 公園整備前後における航空写真の比較



別孔との位置関係

地質時代	地層名	土質	記号
現世	昭和～平成	盛土 砂質土・粘性土	B
	昭和50年代 江戸初期	埋土 砂質土	Rs2
		埋土 砂質土	Rs1
完新世～ 後期更新世	沖積層	粘性土	Ac
		砂質土	As

図-2.14.3 地質断面図 (猿江恩賜公園)

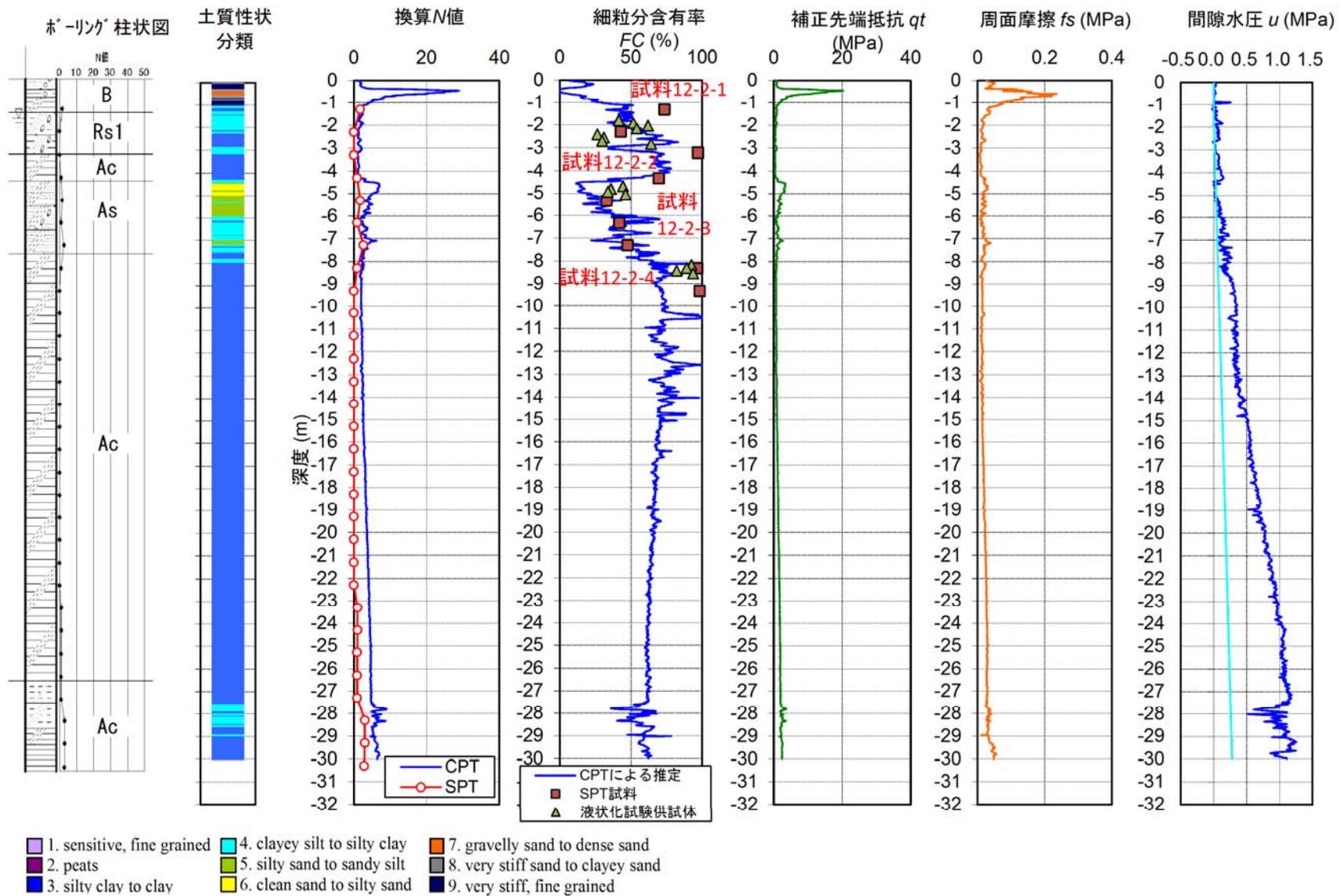


図-2.14.4 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (猿江恩賜公園)

## 2.15 幕張海浜公園（地点番号 13）

### 2.15.1 調査地の概要

調査地は千葉県千葉市美浜区の県立幕張海浜公園の敷地内にある。

調査地は東京湾沿岸の埋立地にあり、周辺一帯は昭和 50 年代に埋め立てられた土地である<sup>19)</sup>。調査地の地質構成は、下位から順に、洪積層（下総層群の砂質土主体）、沖積層（砂質土～粘性土）、埋土であり、表層には公園整備時の盛土が分布する。

若松<sup>22)</sup>によると、1987 年（昭和 62 年）千葉県東方沖地震の際には、この埋立地の一部に液状化被害が発生した。航空写真によると、幕張海浜公園では地震の前年には既に埋め立て工事が完了していたものの、公園の整備状況が地震前後では異なっており、公園の盛土のうち、全てが当地震を受けたわけではないようである（図-2.15.1）。

2011 年東北地方太平洋沖地震の際には、周辺一帯において多大な液状化被害が発生した。幕張海浜公園では多量の噴砂を伴う開口クラックや、地表面の波打ち等の現象が認められた（図-2.15.2）。

### 2.15.1 調査結果

標準貫入試験孔（Bor.1P）、オールコア調査孔（Bor.1A）、および、隣接する CPT 調査孔（CPT-1）の結果（図-2.15.4）を用いて、層相区分を行った。その結果、地表から順に公園整備時の盛土、昭和 50 年代の埋土（浚渫土による）、沖積層の砂質土層・粘性土層が確認された。埋土／沖積層境界の認定はコア観察からは困難であるものの、深度 9.3m（T.P-2.4m に相当）より浅部は、深度方向に土質が激しく変化すること、 $N$  値が相対的に低いこと、および、その標高（古水深）からの推定により、本調査では当深度を埋土／沖積層境界と想定した。

各層の性状は以下のとおりである。

盛土は、厚さ 1.2m（深度 0.0m～1.2m）、主に  $\phi$ 5cm の角礫を含むシルトからなる。含水比が低くかつ硬質であり、 $N$  値は 5 および 11 が得られた。本層は地下水位より高い位置にあり、締め固めに加えて脱水作用により硬くなった可能性がある。

埋土（浚渫土）は、厚さ 8.1m（深度 1.2m～9.3m）、細砂およびシルトが互層状に累重しており、貝殻片が混在する。含水比は比較的高い。深度 9.0m～9.3m に乱れた構造（生痕である可能性もある）が認められ、深度 9.3m 以浅が埋土であると推定した。

沖積層は、深度 9.3m～20.0m に分布しており、細砂主体でありシルト層が挟在する。貝殻片が混在する。

本調査では、埋土や沖積層を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。



図-2.15.1 千葉県東方沖地震 (S62/12/17) 前後の航空写真



図-2.15.2 東北地方太平洋沖地震 (H23/3/11) 前後の航空写真

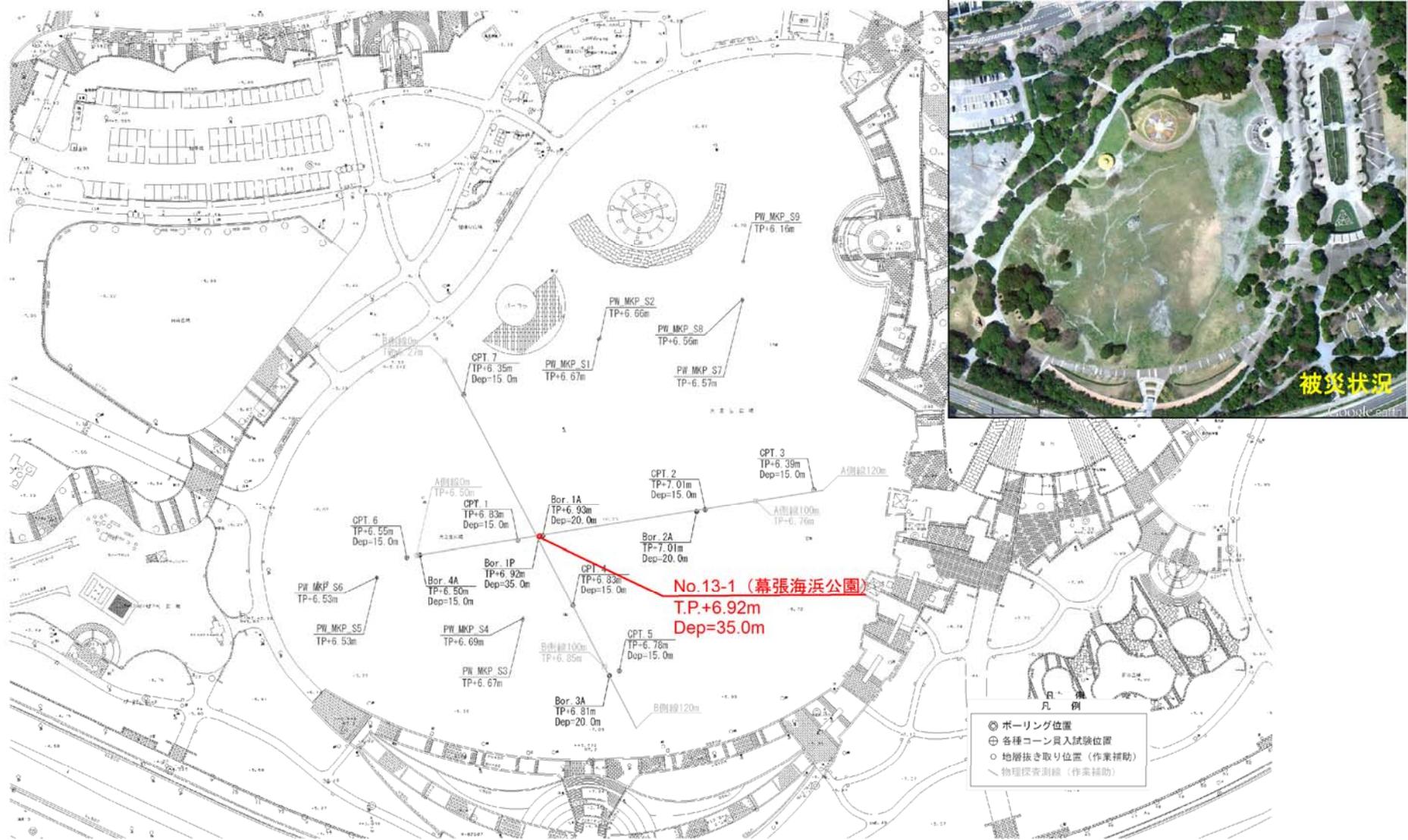


図-2.15.3 調査位置図 (幕張海浜公園)

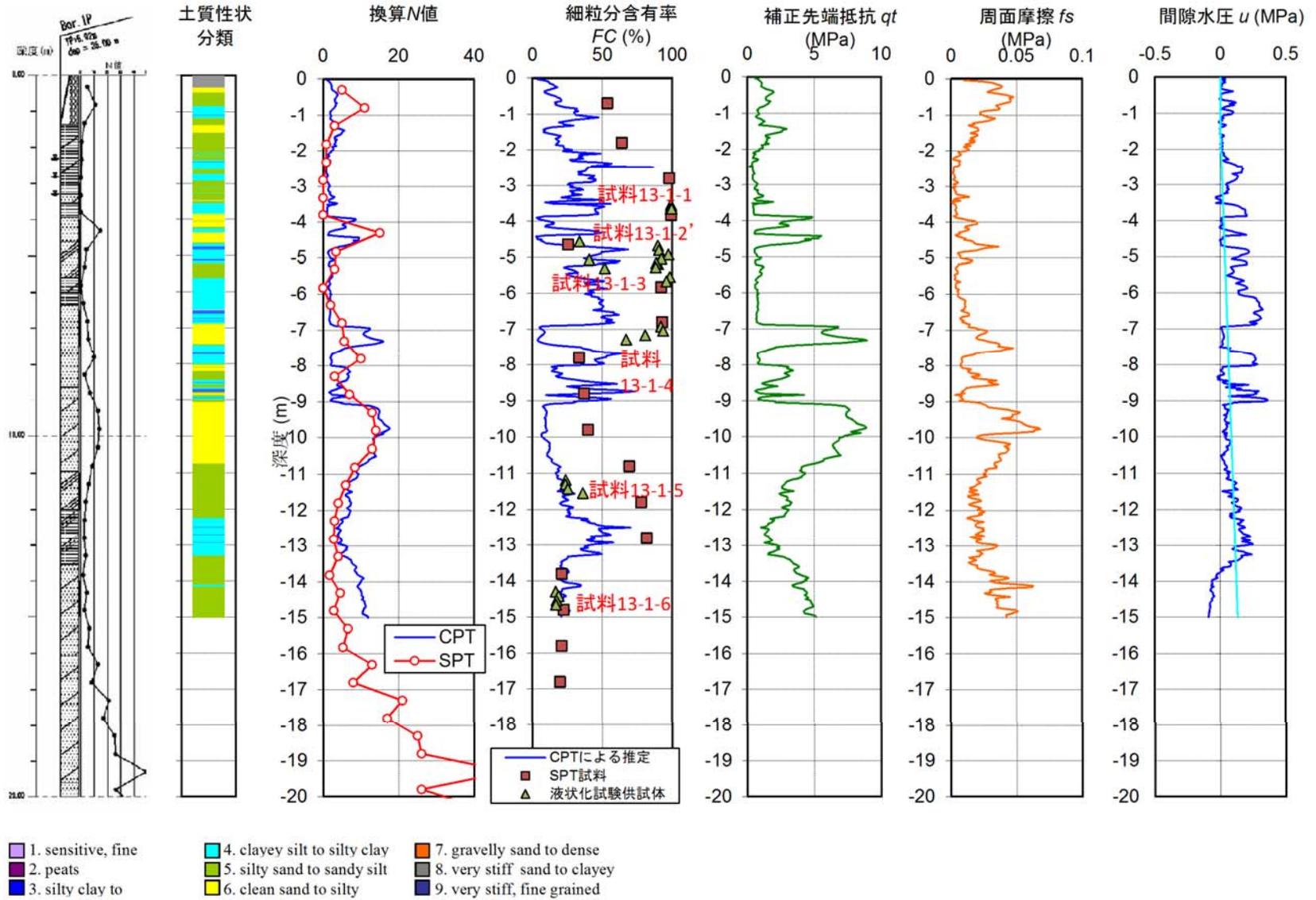


図-2.15.4 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (幕張海浜公園)

## 2.16 舞浜（地点番号 14）

### 2.16.1 調査地の概要

調査地は千葉県浦安市舞浜 2 丁目地先の国道 357 号沿い（首都高速道路の高架脇）にある（図-2.16.3）。周辺一帯は東京湾沿岸の埋め立て地からなり、江戸時代以降の埋め立てにより人工改変が非常に進んだ地域である。このうち調査地は昭和 43 年～45 年頃の埋め立てにより形成された箇所であり、埋め立て前は江戸川河口のデルタ地域であった（図-2.16.1、図-2.16.2）。

調査地の地質構成は、下位から順に、洪積層、沖積層（砂質土～粘性土）、浚渫土を用いた埋土であり、表層に盛土が分布する。付近には「浦安谷」と呼ばれる埋没谷が分布しており<sup>21)</sup>、周辺域と比較すると特徴的に沖積層の層厚が厚い。

東北地方太平洋沖地震の際、調査地近傍では噴砂や橋脚の抜け上がりが確認された（図-2.16.3）。

### 2.16.2 調査結果

地質断面図を図-2.16.4 に、CPT の結果を図-2.16.5 に示す。調査の結果、地表から順に盛土（仮置き土砂）、埋土（昭和 43 年～45 年頃の浚渫土）、沖積層の砂質土層・粘性土層が確認された。

各層の性状は以下のとおりである。

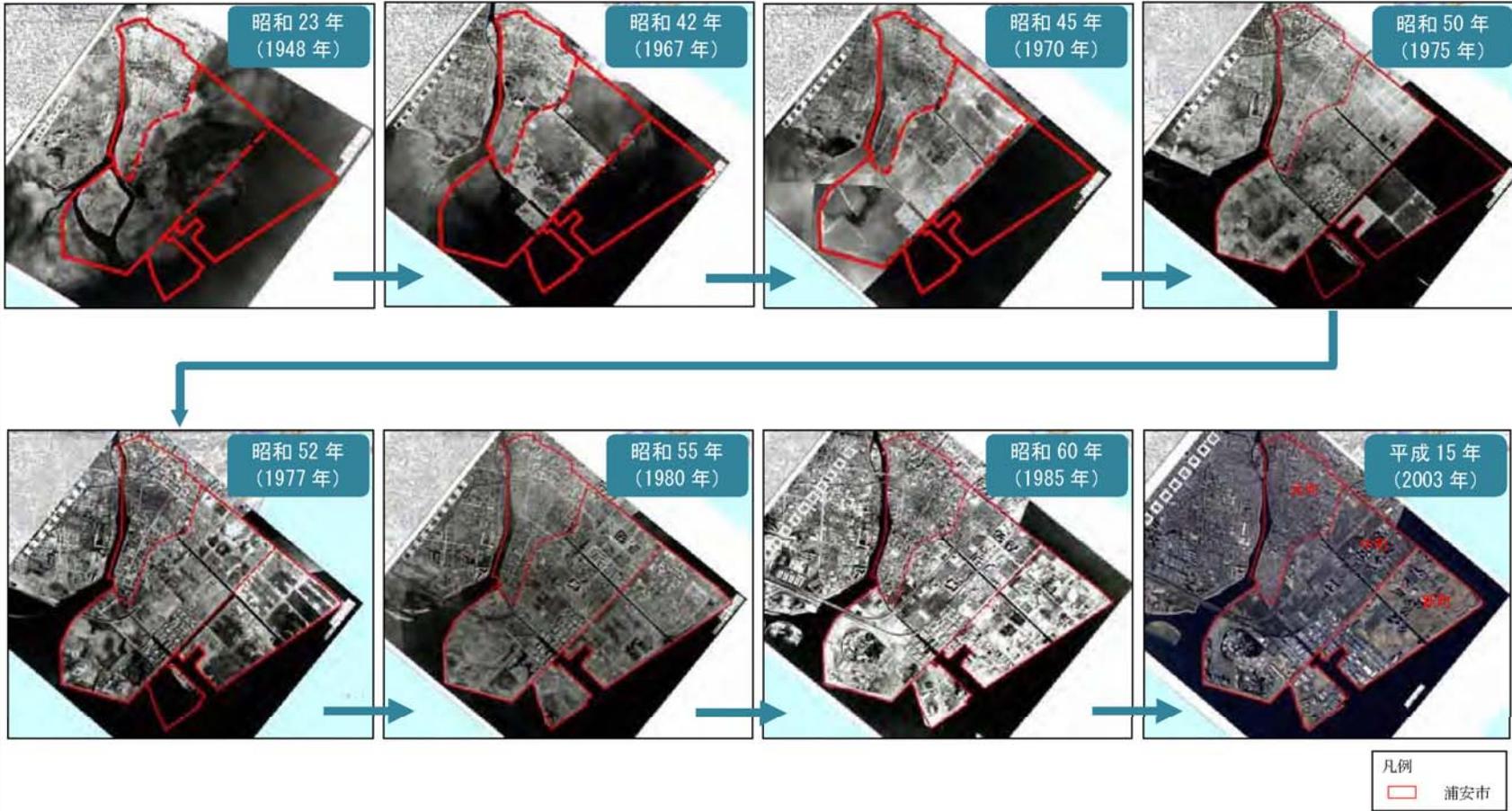
盛土は、厚さ 1.5m（深度 0.0m～1.5m）であり、碎石、コンクリート片を含む細砂からなる。

埋土（浚渫土）は、厚さ 4.6m（深度 1.5m～6.1m）であり、大まかな区分では深度 1.5m～4.0m はシルト主体、深度 4.0m～6.1m は細砂主体であり、いずれの層も深度方向に層相が著しく変化する特徴がある。全体に貝殻片を良く含む。

沖積層は、貝殻片を含むシルト～細砂からなる。深度 6.1～16.4m は砂質土主体であり、深度 16.4～35.0m は粘性土主体である。猿江恩賜公園の調査結果と同様に、調査地の古環境を踏まえて考察すると、前者はデルタ平野～デルタフロント堆積物を主体し、後者は内湾環境における堆積物であると推測される。砂質土層は N 値 10～19 と比較的締まった箇所が存在し、粘性土層は 0～1 と極めて軟質である。

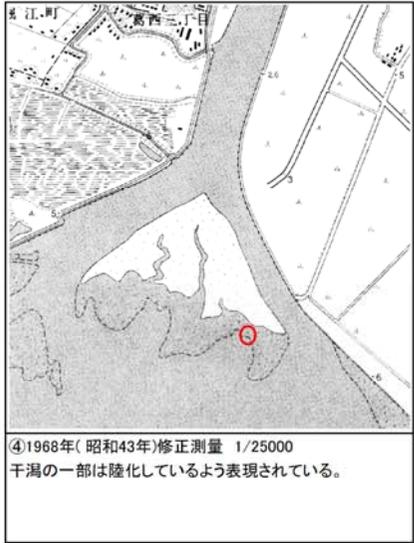
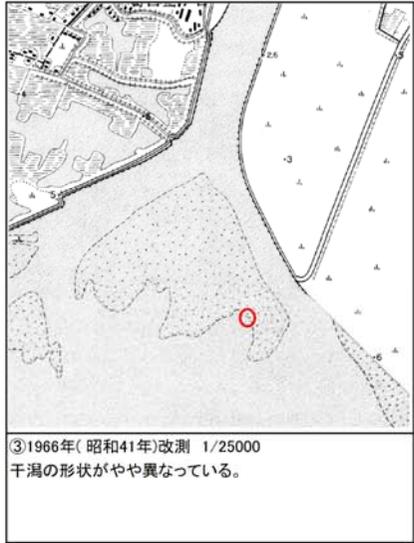
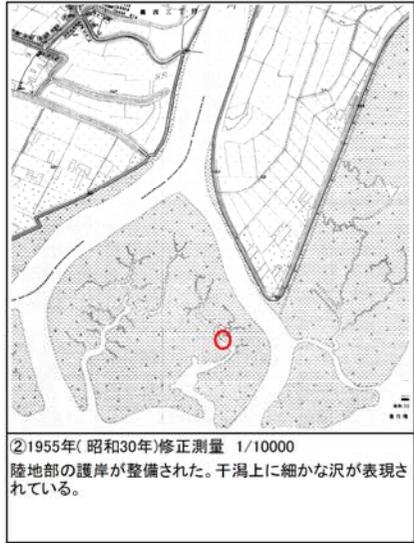
本調査では、別孔（No.14-2）において、埋土（Rs,Rc）および沖積層（As,Ac）を対象に乱れの少ない試料を採取し、その試料を用いて液状化試験を実施した。

【資料 I -1.2】埋立履歴図



出典：浦安市全城航空写真図（浦安市）

図-2.16.1 埋立履歴（浦安市液状化対策技術検討調査委員会資料,2011）



○:調査地



図-2.16.2 地形の変遷（舞浜）

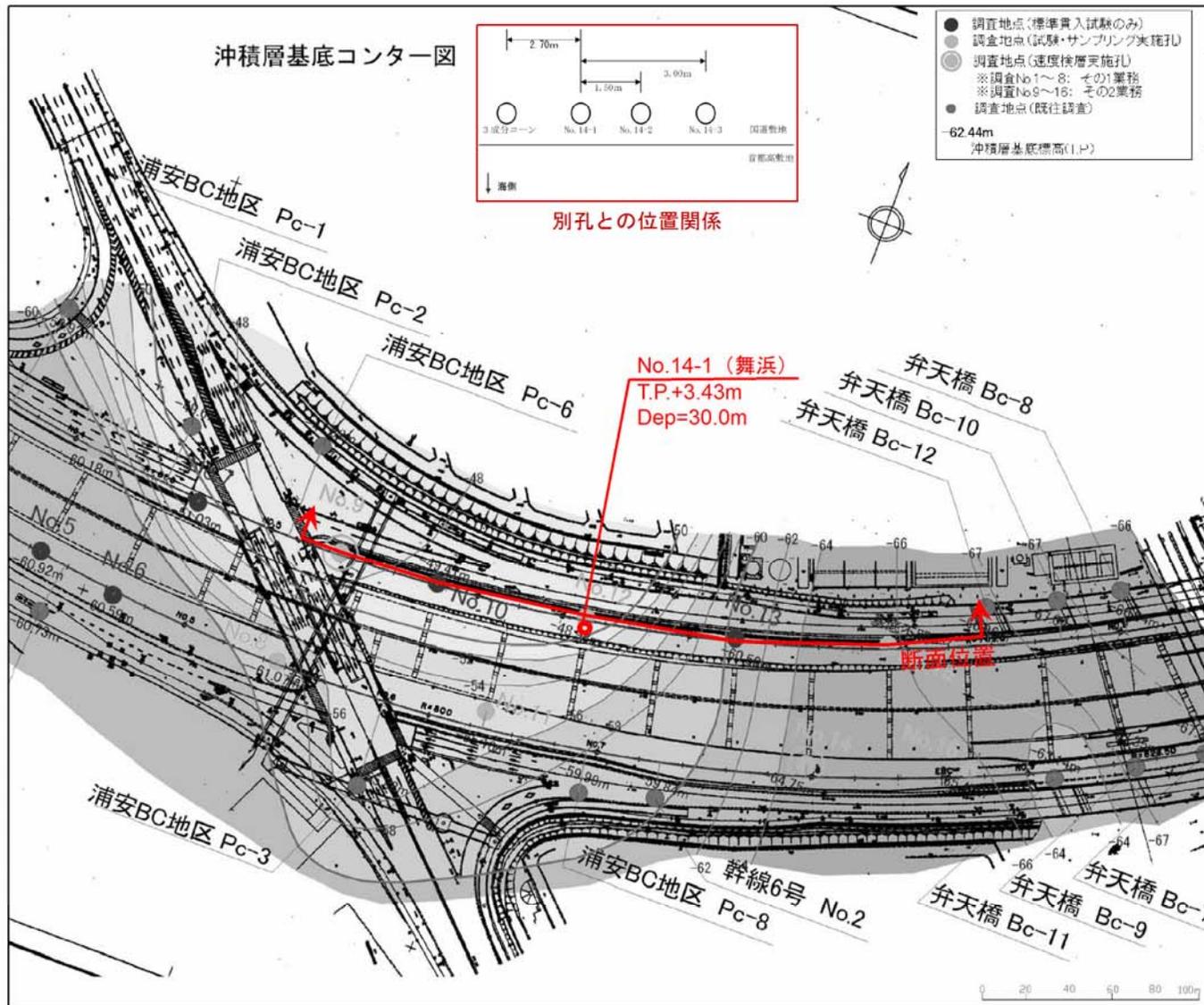
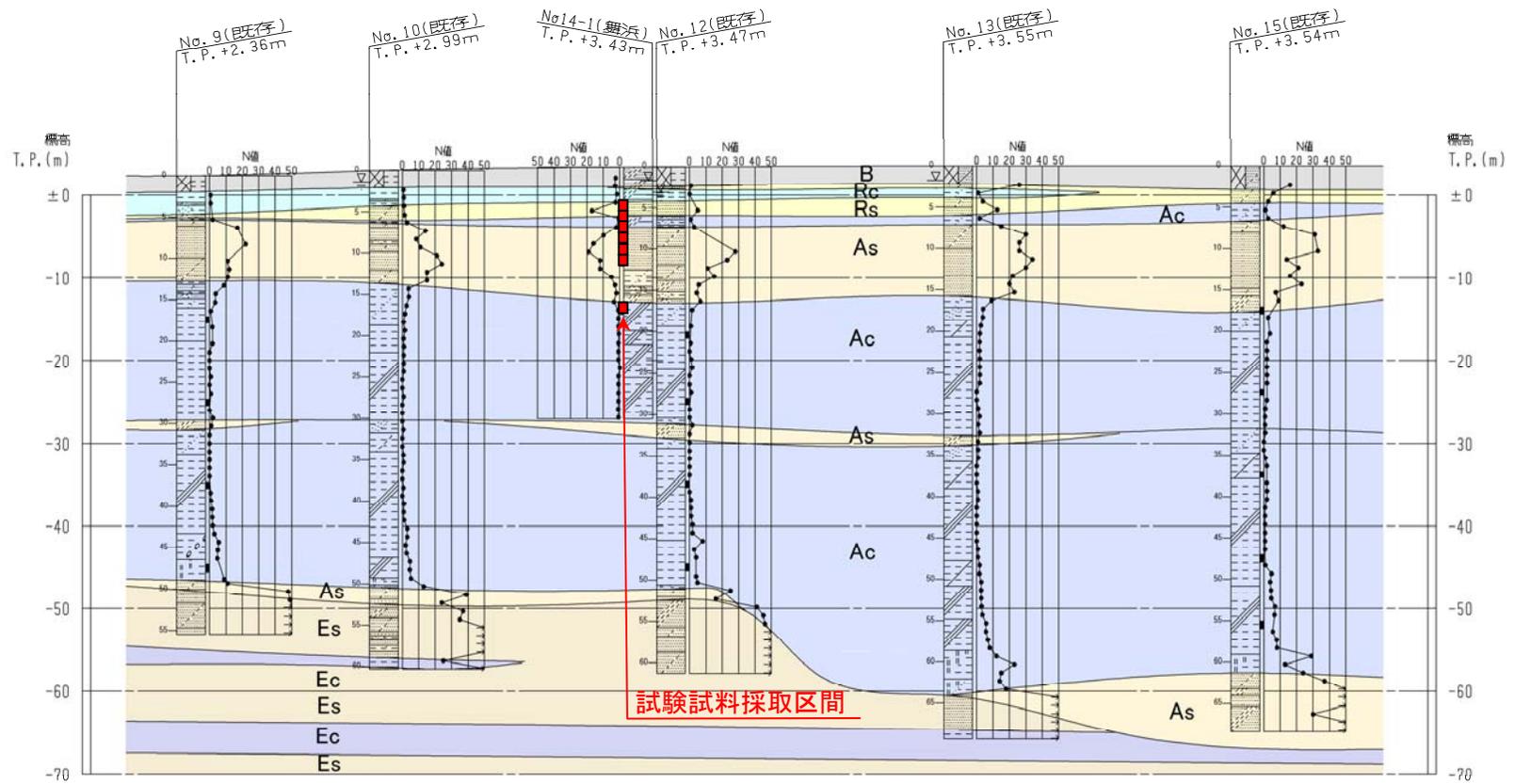


図-2.16.3 調査位置図および2011年東北地方太平洋沖地震による被災状況(舞浜)(関東地整資料を基に作成)



地質時代	地層名	土質	記号
現世	盛土	粘性土・砂質土	D
		粘性土	Rc
	浚渫土	砂質土	Rs
完新世 ~ 後期更新世	沖積層	粘性土	Ac
		砂質土	As
中期更新世	洪積層	粘性土	Ec
		砂質土	Es

図-2.16.4 地質断面図（舞浜）

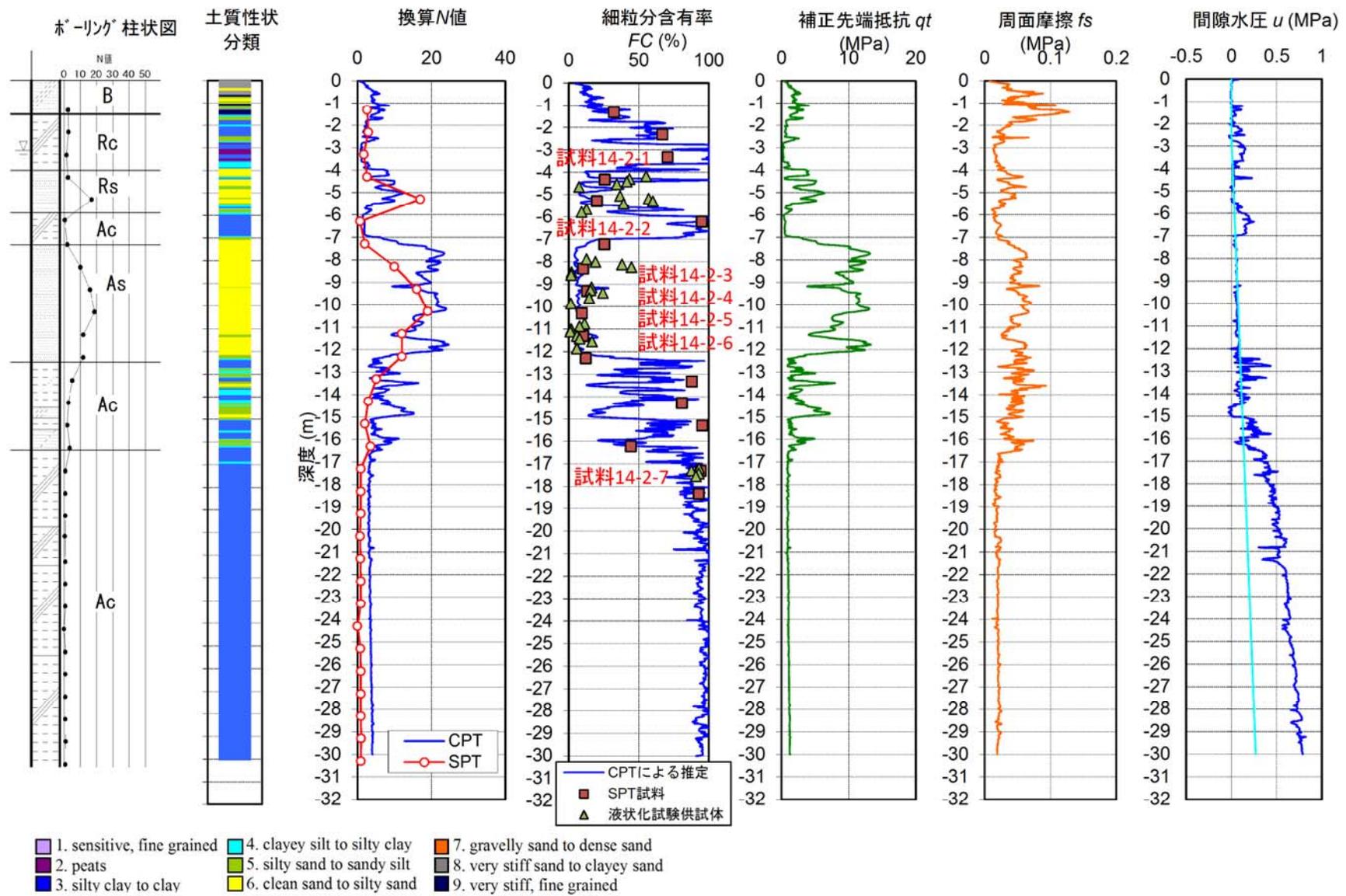


図-2.16.5 電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の結果 (舞浜)

### 3. 液状化試験結果とその分析

#### 3.1 対象試料の物理特性

本研究により収集した液状化試験データについて、細粒分含有率  $FC$  の頻度分布を図-3.1.1 に示す。同図には、松尾が提案した液状化強度評価式<sup>8)</sup>の基となった凍結サンプリング試料<sup>11)</sup>のうち、洪積土、改良土および礫質土を除外して集計した試料数もあわせて示している。松尾のデータに比べると、本研究で収集したデータは  $FC$  が 10%以上の試料が多く、広い粒度範囲をカバーしていることが分かる。

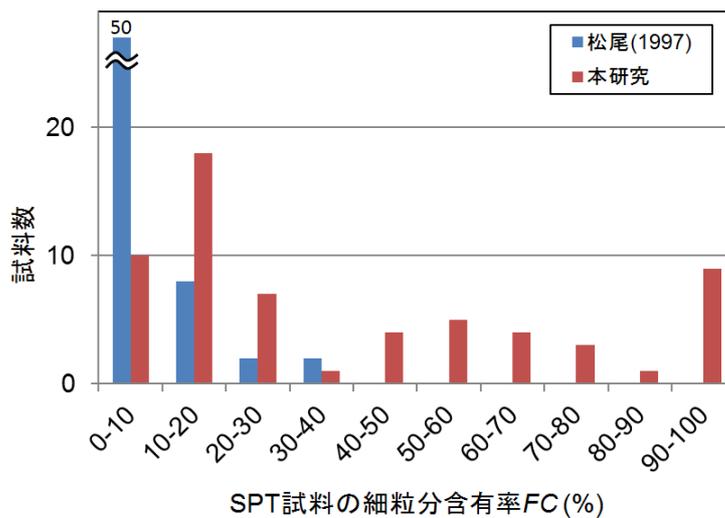


図-3.1.1 対象試料の細粒分含有率  $FC$

試料の物理特性を図-3.1.2～図-3.1.8 に示す。これらの図には、対象地点のコア観察に加えて、地層の空間的分布から推定した各試料の形成環境ごとに区別してプロットした。その際、自然地盤（沖積層）に対しては「内湾」、「デルタ」、「河道および自然堤防」、「後背湿地」に、また、人工地盤に対してはサンドポンプによる埋め立て土を「浚渫土」、それ以外の施工方法（主に人力）による埋め立て土を「埋土」、河川堤防や道路盛土を「盛土」に区分した。なお、「デルタ」は、デルタ平野とデルタフロントを総称するものとした。

図-3.1.2 に、標準貫入試験で採取した試料（以下、SPT 試料と呼ぶ）と液状化試験供試体の  $FC$  を示す。 $FC$  は 0～100%と広い範囲にあり、比較的  $FC \leq 30\%$  のものが多い。供試体ごとに  $FC$  のばらつきがあり、さらに、人工地盤の浚渫土や、自然地盤の特にデルタ堆積物では、SPT 試料と液状化試験供試体に  $FC$  の差異が生じている。内湾や後背湿地における堆積物はおおよそ  $FC \geq 60\%$  であり、河道・自然堤防、埋土、および盛土はおおよそ  $FC \leq 60\%$  である。

次に、図-3.1.3 に SPT 試料と液状化試験供試体の乾燥密度  $\rho_d$  を示す。ここで、SPT 試料の  $\rho_d$  は、地下水位で深であることから飽和度  $S_r = 100\%$  を仮定し、同試料の物理試験で得られた土粒子密度  $\rho_s$  と自然含水比  $w_n$  から算出したものである。液状化試験供試体の  $\rho_d$  は供試体圧密後の値である。いずれも  $\rho_d = 0.6 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$  の範囲にあり、 $1.0 \sim 1.5 \text{ g/cm}^3$  が多い。特徴的に、盛土の  $\rho_d$  は高く、逆に内湾や後背湿地における堆積物の  $\rho_d$  は全体的に低い。盛土の  $\rho_d$  は施工時の締め固めにより高くなっているものと考えられる。

図-3.1.4 に、サスペンション式 PS 検層により求めた初期せん断剛性率  $G_{0F}$  と、液状化試験に先立って行った微小繰返し载荷により求めた値  $G_{0L}$  を示す。 $G_{0L}$  と  $G_{0F}$  の比は、盛土のみおよそ 1 : 1 であるが、それ以外の供試体は  $G_{0F}$  が大きくなるほど、比の値が小さくなる傾向にある (0.3 : 1 ~ 0.8 : 1)。この傾向は、安田・山口<sup>23)</sup>が行った  $G_{0L}$  と  $G_{0F}$  の比較の結果と良く一致しており、チューブ試料採取時の乱れ等により、より締まった地盤から採取した試料はより緩みやすい傾向にあることを示唆している。

図-3.1.5 に、供試体の  $FC$  とこれに対比される  $N$  値から求めた換算  $N$  値  $N_1$  の関係を示す。換算  $N$  値  $N_1$  は 0~23 の範囲にある。このうち、内湾や後背湿地における堆積物はおおよそ 5 以下であり、比較的低い。換算  $N$  値  $N_1$  と細粒分含有率  $FC$  には負の相関が見られる。

図-3.1.6 および図-3.1.7 に、供試体の  $FC$  および粘土分含有率  $CC$  と塑性指数  $I_p$  の関係を示す。 $FC \leq 20\%$  の範囲では、 $I_p$  は 0 または NP である。 $FC \geq 20\%$  の範囲では、 $I_p$  は NP ないし 0~50 の範囲にあり、 $FC$  が大きくなるほど  $I_p$  も大きくなる傾向にある。ただし、 $FC$  が 35% を超えてもその半数ほどは  $I_p \leq 15$  であり、道路橋示方書における液状化判定の対象になりえる。これらは、デルタ、浚渫土、および後背湿地における堆積物に多い。一方、同じ  $FC$  で比較しても内湾における堆積物はその他よりも  $I_p$  が高い傾向にあり、ほとんどの供試体が判定対象外となる。横軸を  $FC$  から  $CC$  に変えて  $I_p$  との関係を見ると、 $CC$  に対して  $I_p$  はばらつきが大きく、両者の相関はあまり良くない。

図-3.1.8 に供試体の  $FC$  と  $CC$  の関係を示す。両者には正の相関が見られる。ただし、 $FC \geq 80\%$  の範囲では、 $CC$  が大きくばらついている。形成環境による特徴は特に認められない。

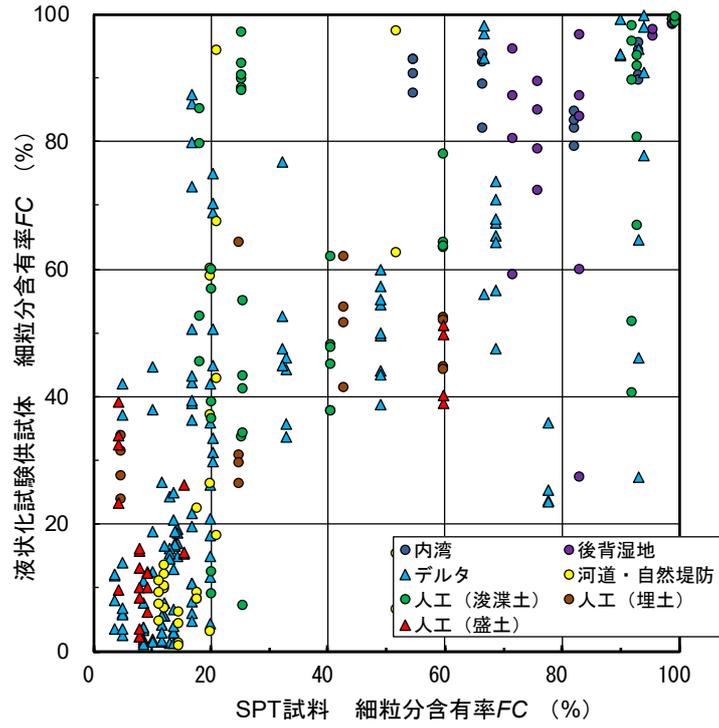


図-3.1.2 細粒分含有率 FC (形成環境区分)

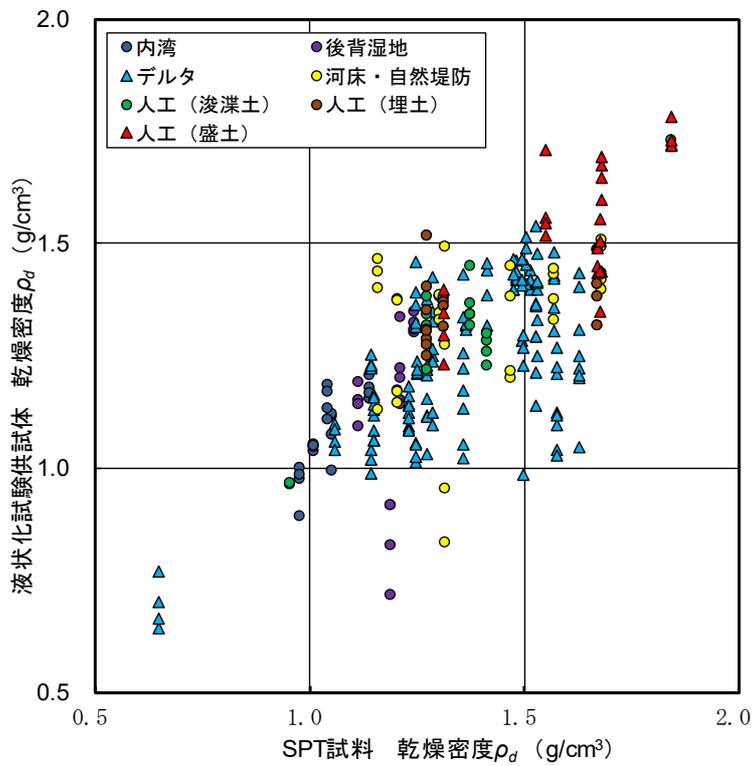


図-3.1.3 乾燥密度  $\rho_d$  (形成環境区分)

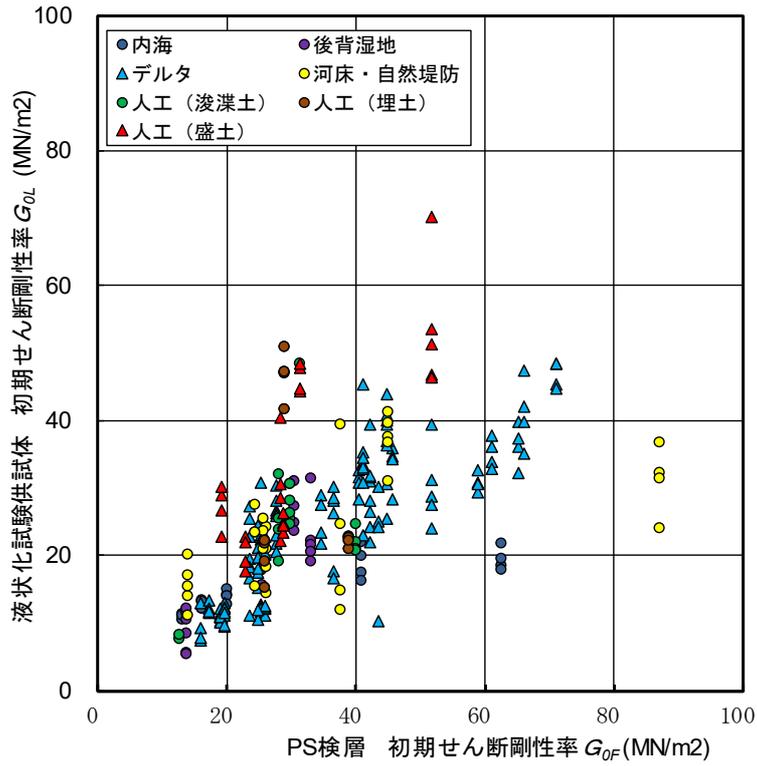


図-3.1.4 初期せん断剛性率（形成環境区分）

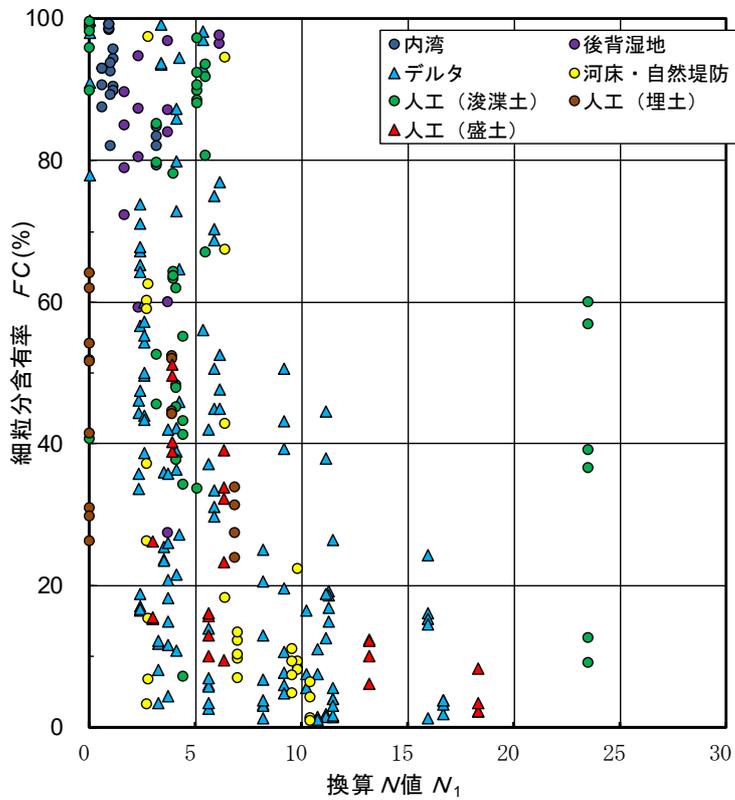


図-3.1.5 換算  $N$  値  $N_1$  と細粒分含有率  $FC$ （形成環境区分）

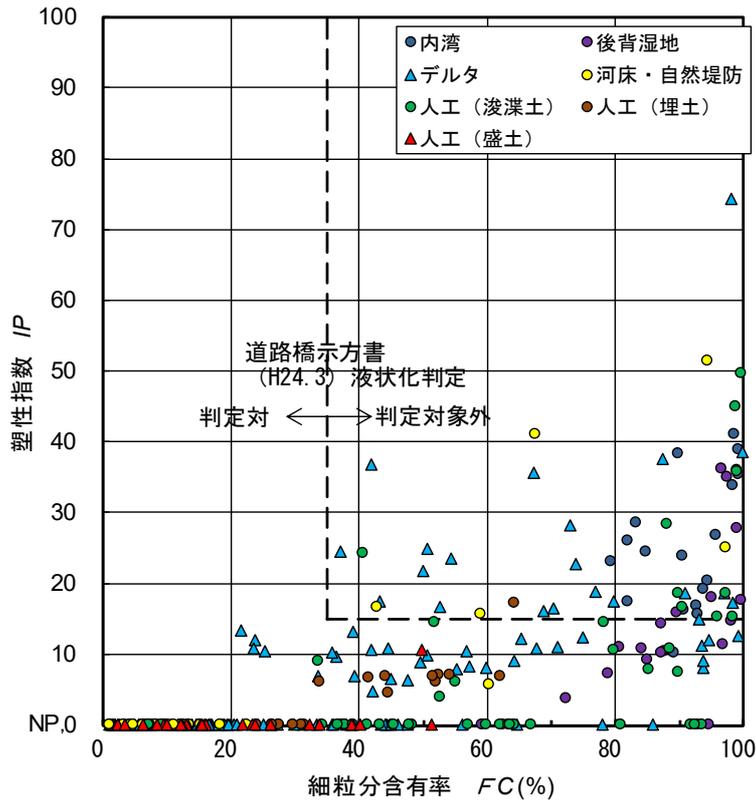


図-3.1.6 細粒分含有率  $FC$  と塑性指数  $IP$  の関係 (形成環境区分)

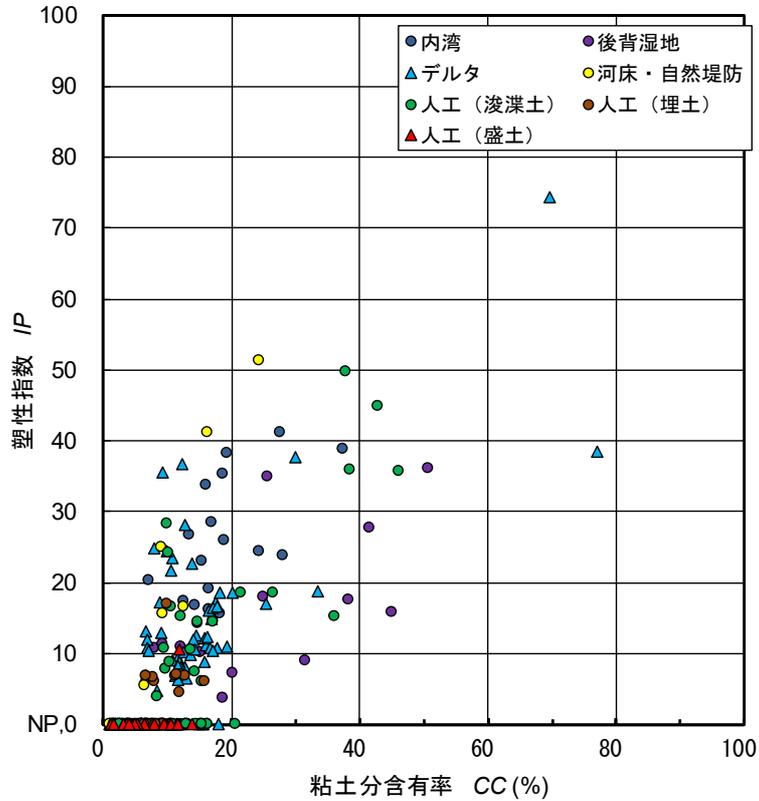


図-3.1.7 粘土分含有率  $CC$  と塑性指数  $IP$  の関係 (形成環境区分)

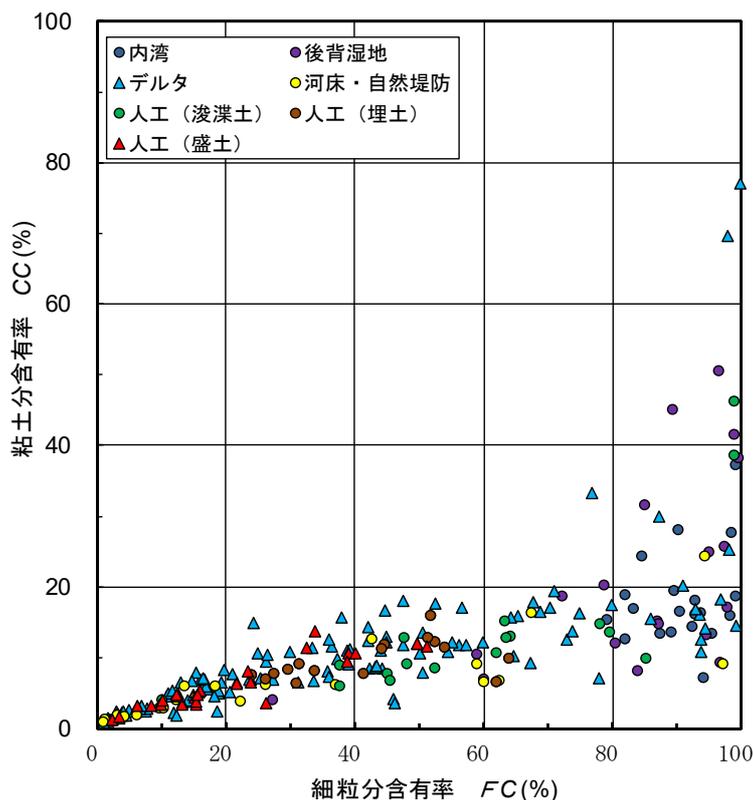


図-3.1.8 細粒分含有率 FC と粘土分含有率 CC の関係（形成環境区分）

### 3.2 液状化試験結果

地盤調査により得られた 52 試料（227 供試体）を対象に、液状化試験を実施した。試験結果を試料ごとに整理し、図-3.2.1～図-3.2.7 に示す。これらの図には、繰返し応力比  $R$  をそれぞれ変えた一連の供試体に対し、両振幅軸ひずみ  $\varepsilon_{DA}$  が 1%、2%、5%、10% に達した際の繰返し回数  $N_c$  と、過剰間隙水圧比  $\Delta u / \sigma_c'$  が 95% に達した際の繰返し回数  $N_{i95}$  をプロットした。

なお、 $\varepsilon_{DA} = 5\%$  のデータについて、後述するように、原位置と室内の物理特性等の差異が小さい供試体（グループ A）を選定したうえで、最小二乗法により近似曲線を描き、付属資料とした。また、各供試体の時刻歴波形、応力ひずみ関係、剛性と累積損失エネルギー比  $W_p / \sigma_c'$  との関係、累積損失エネルギー比  $W_p / \sigma_c'$  と  $\varepsilon_{DA}$  や  $\Delta u / \sigma_c'$  との関係などについても別途整理し、液状化試験結果一覧とともに巻末の付属資料に示している。

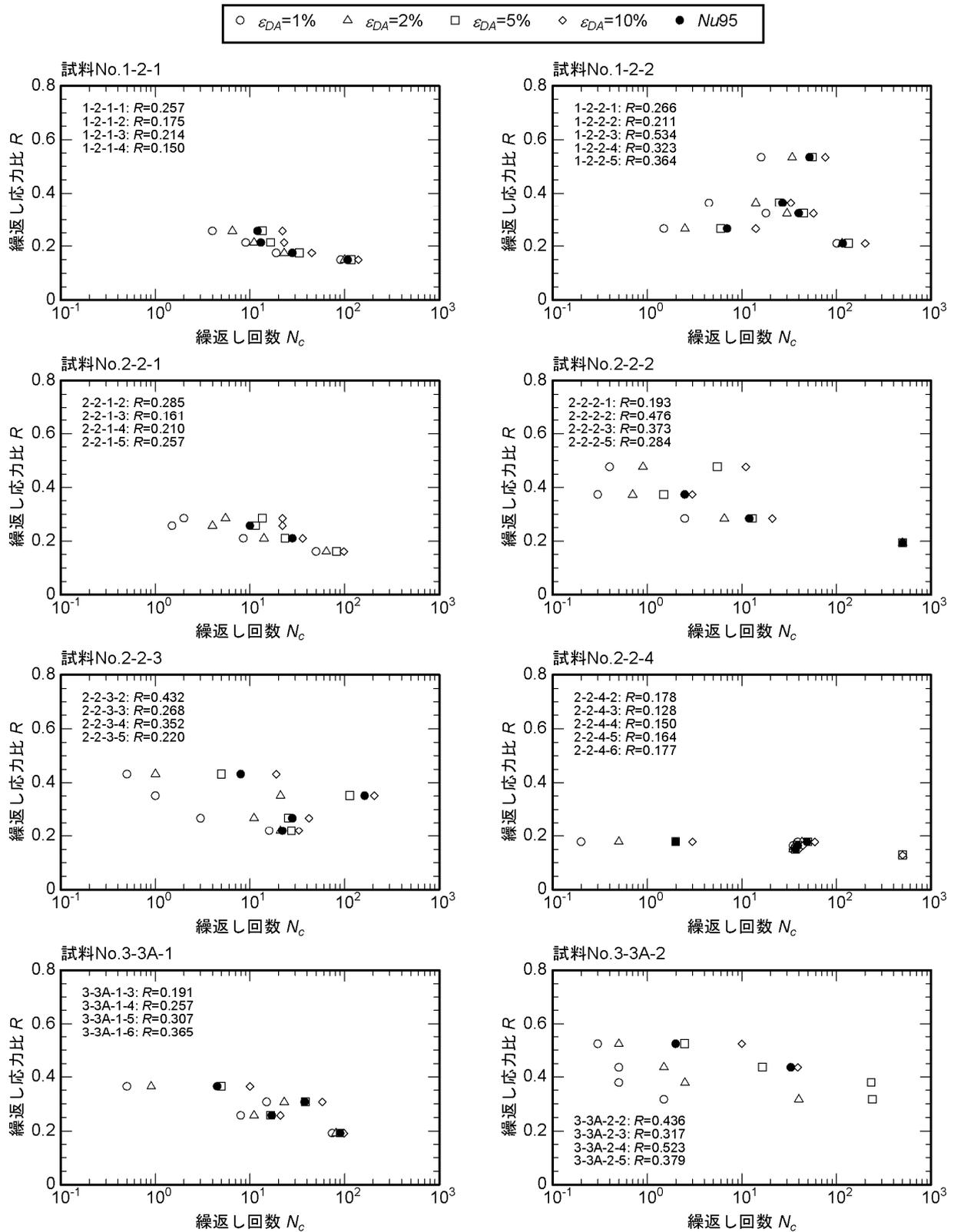


図-3.2.1 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その1

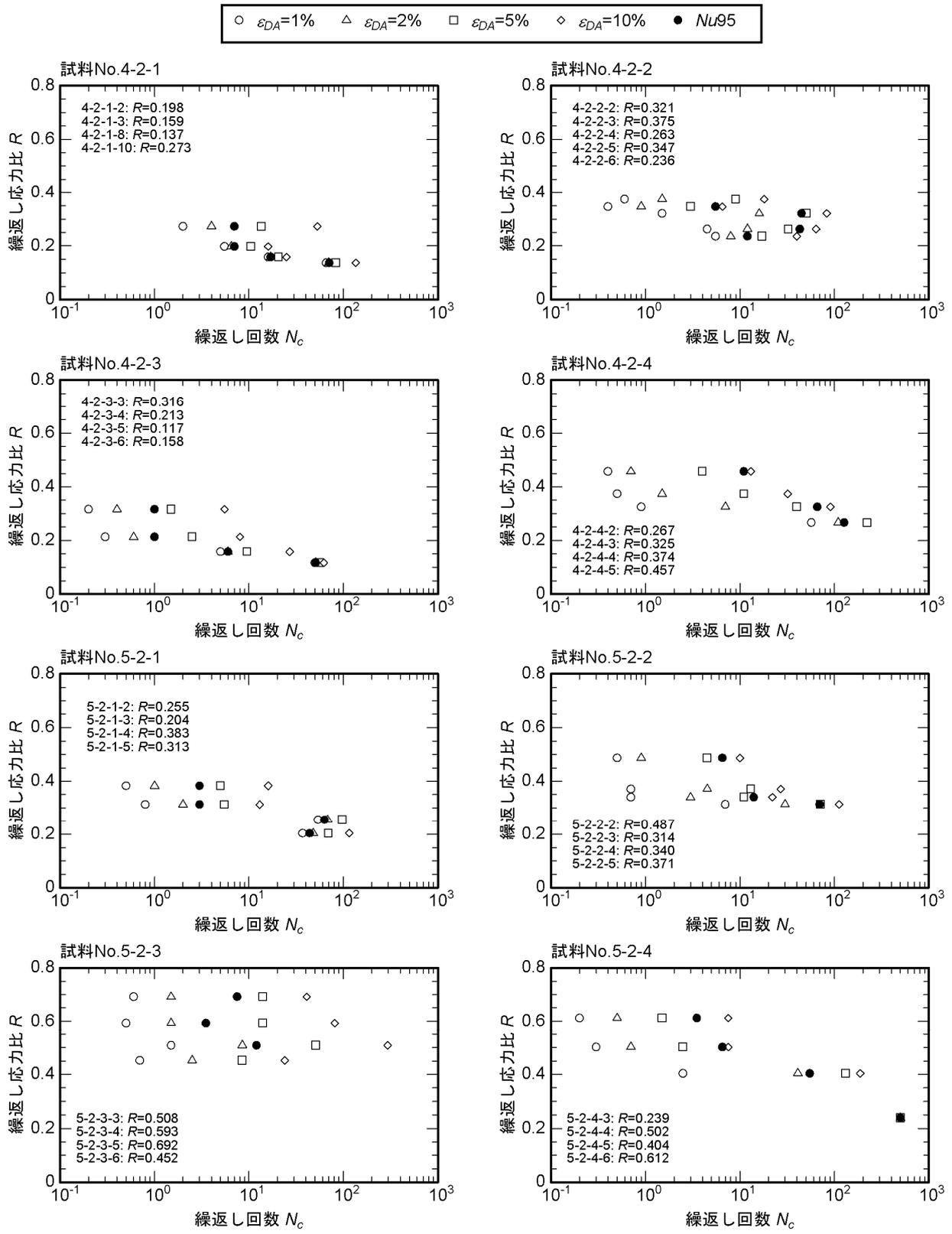


図-3.2.2 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その2

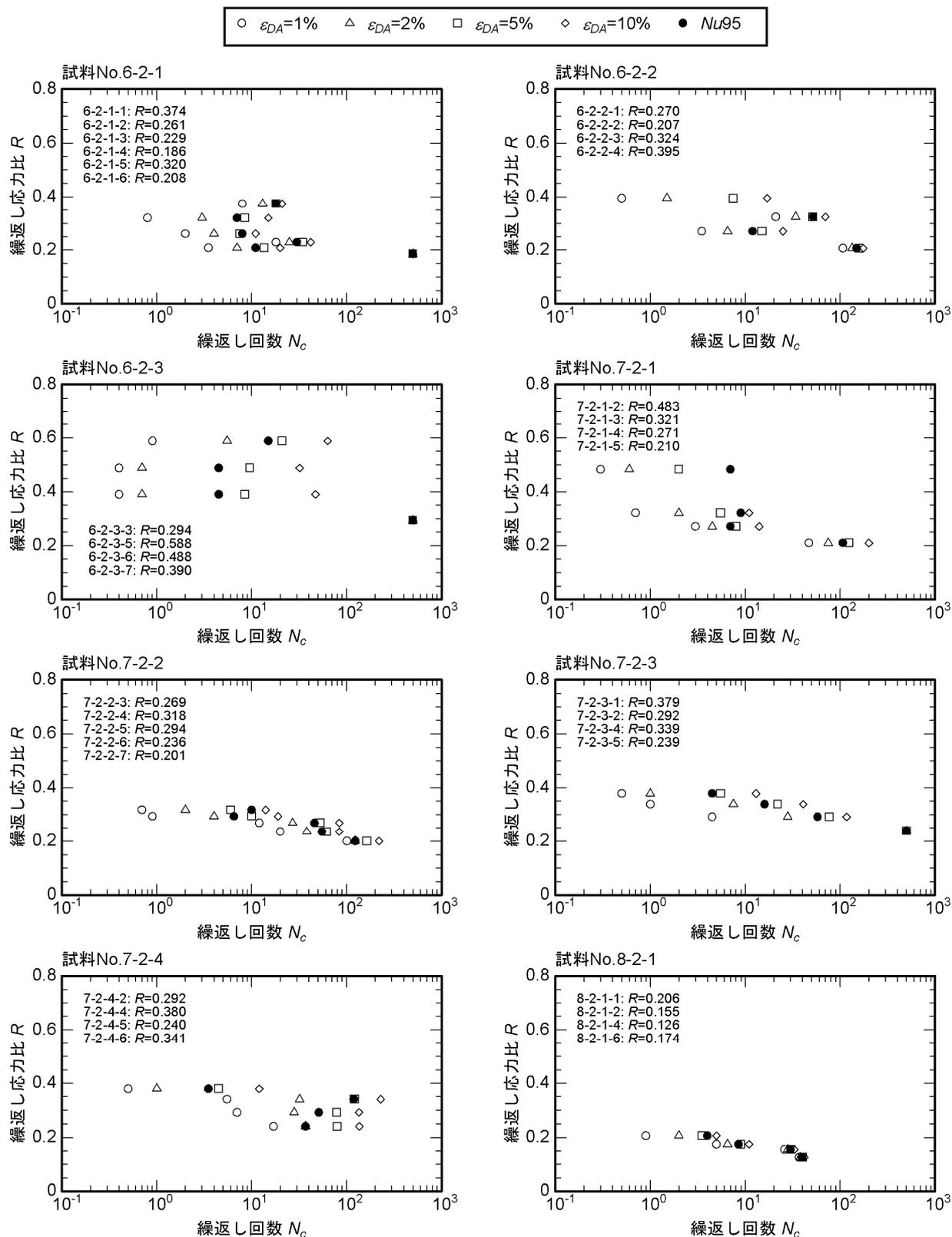


図-3.2.3 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その 3

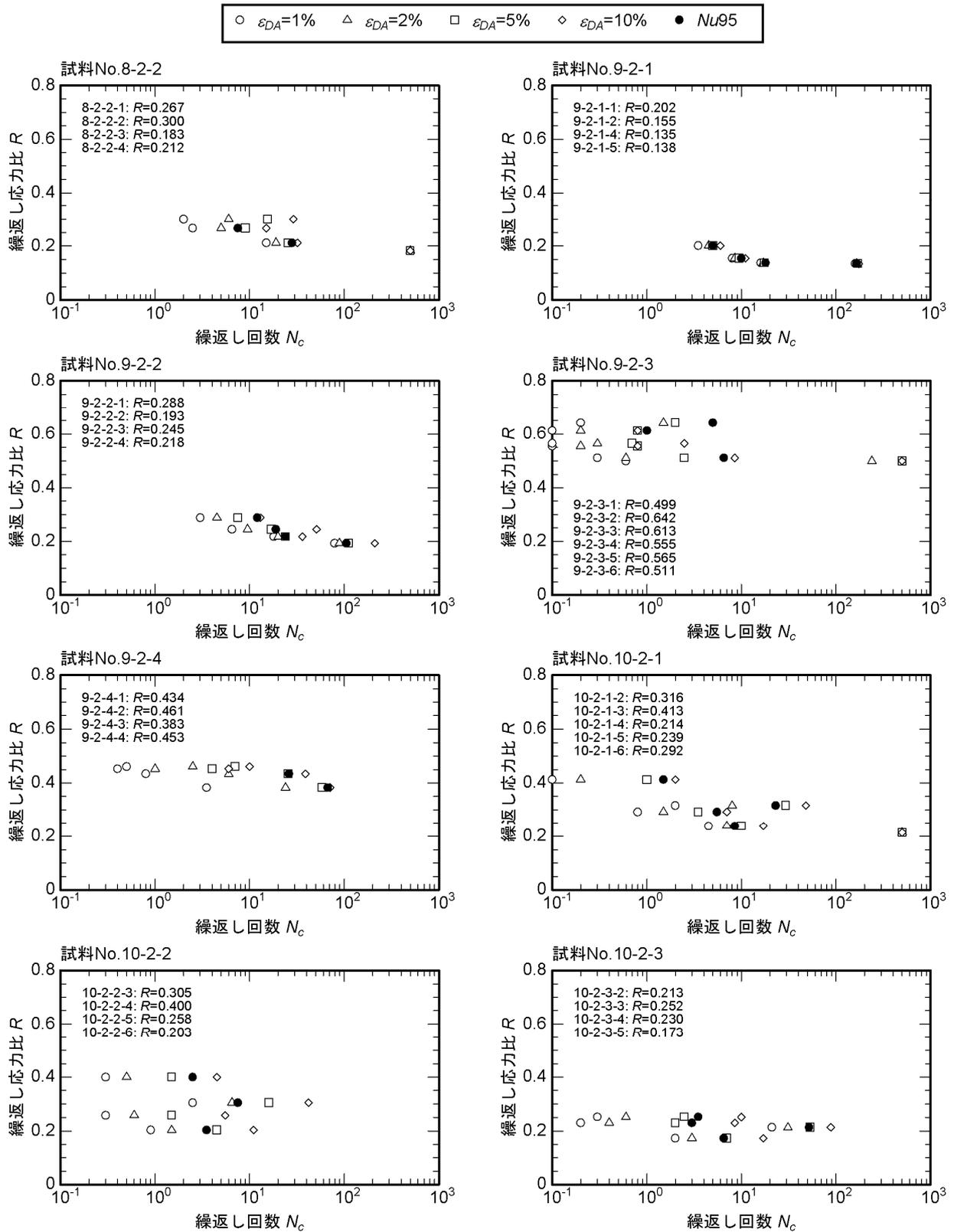


図-3.2.4 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その4

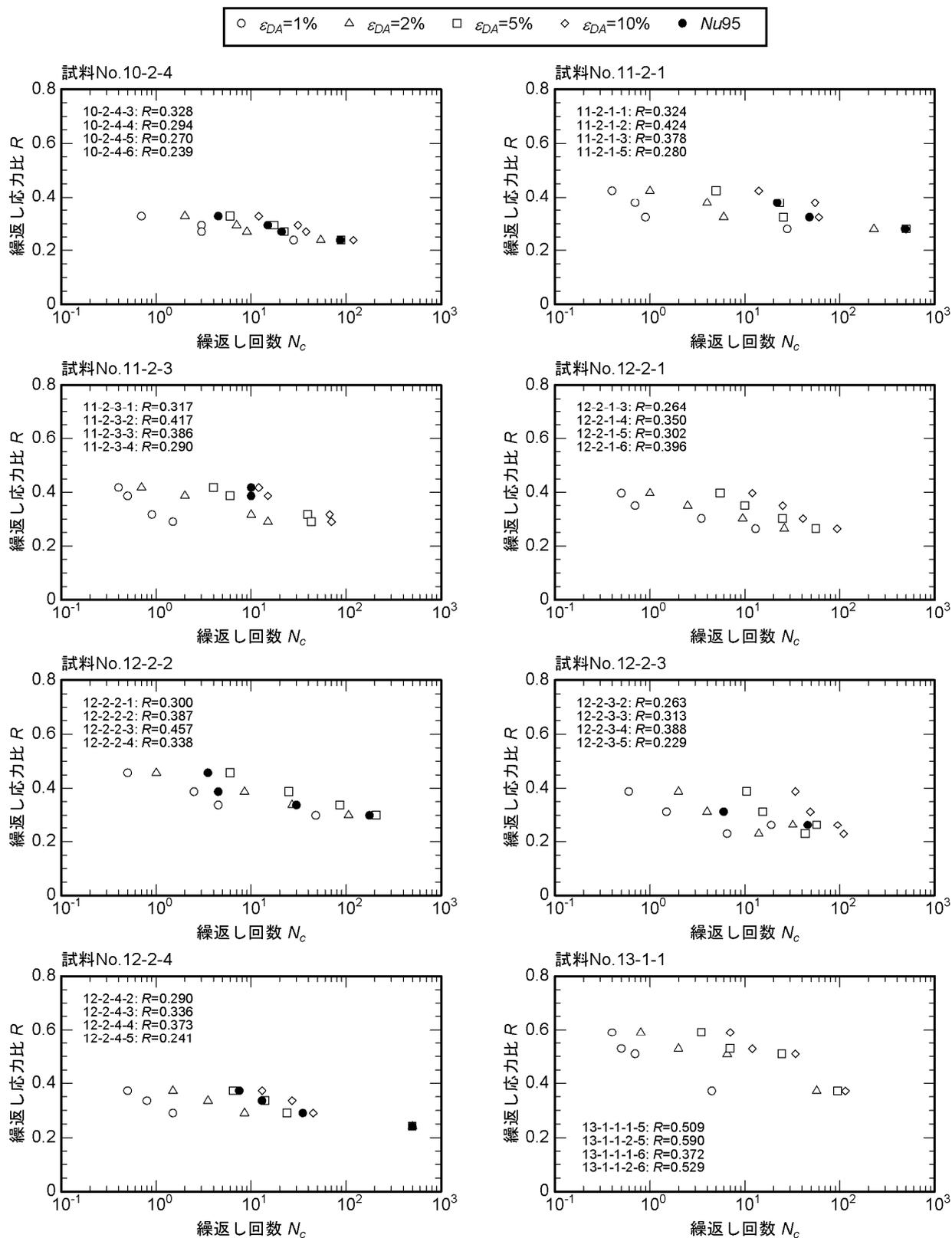


図-3.2.5 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その5

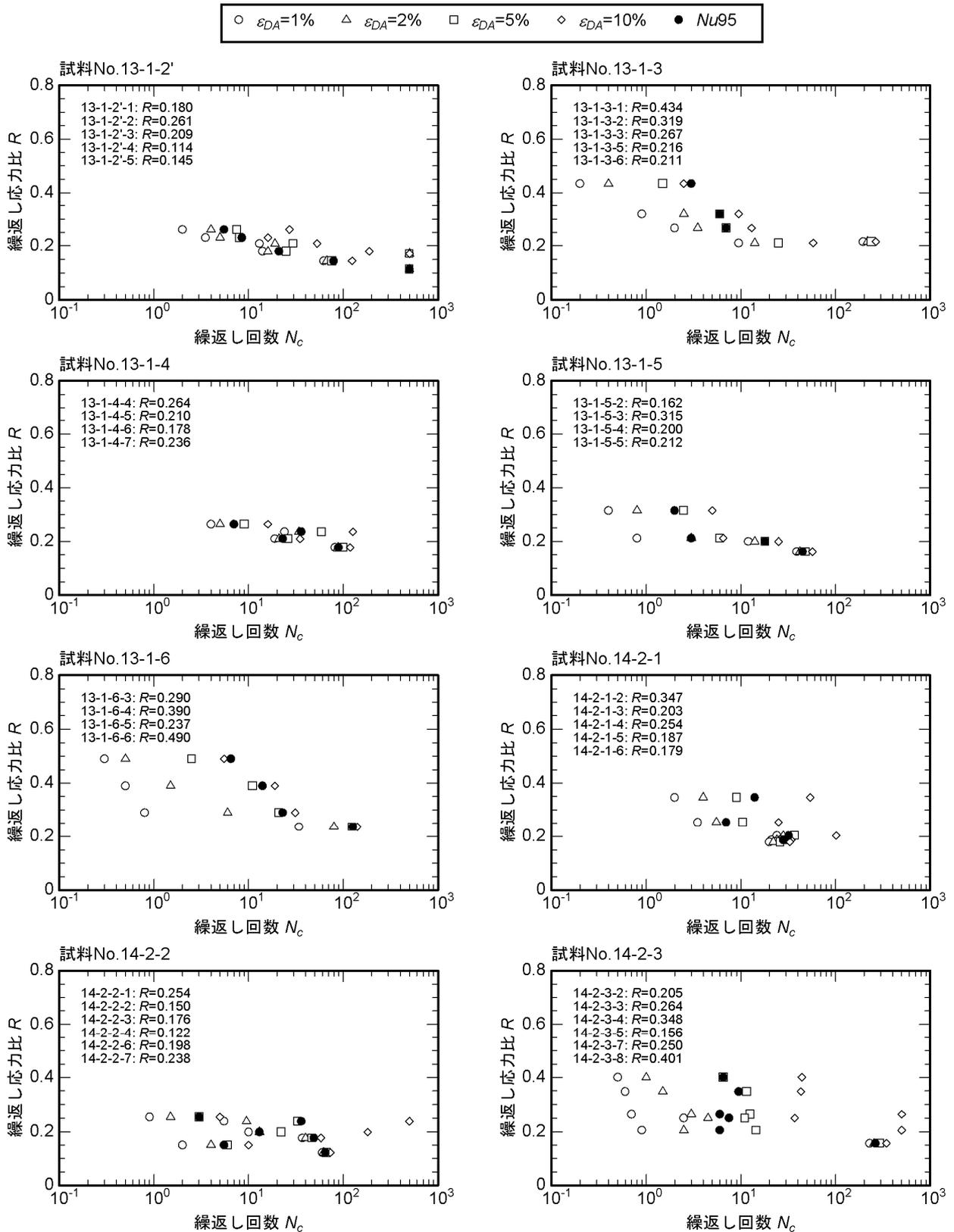


図-3.2.6 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その6

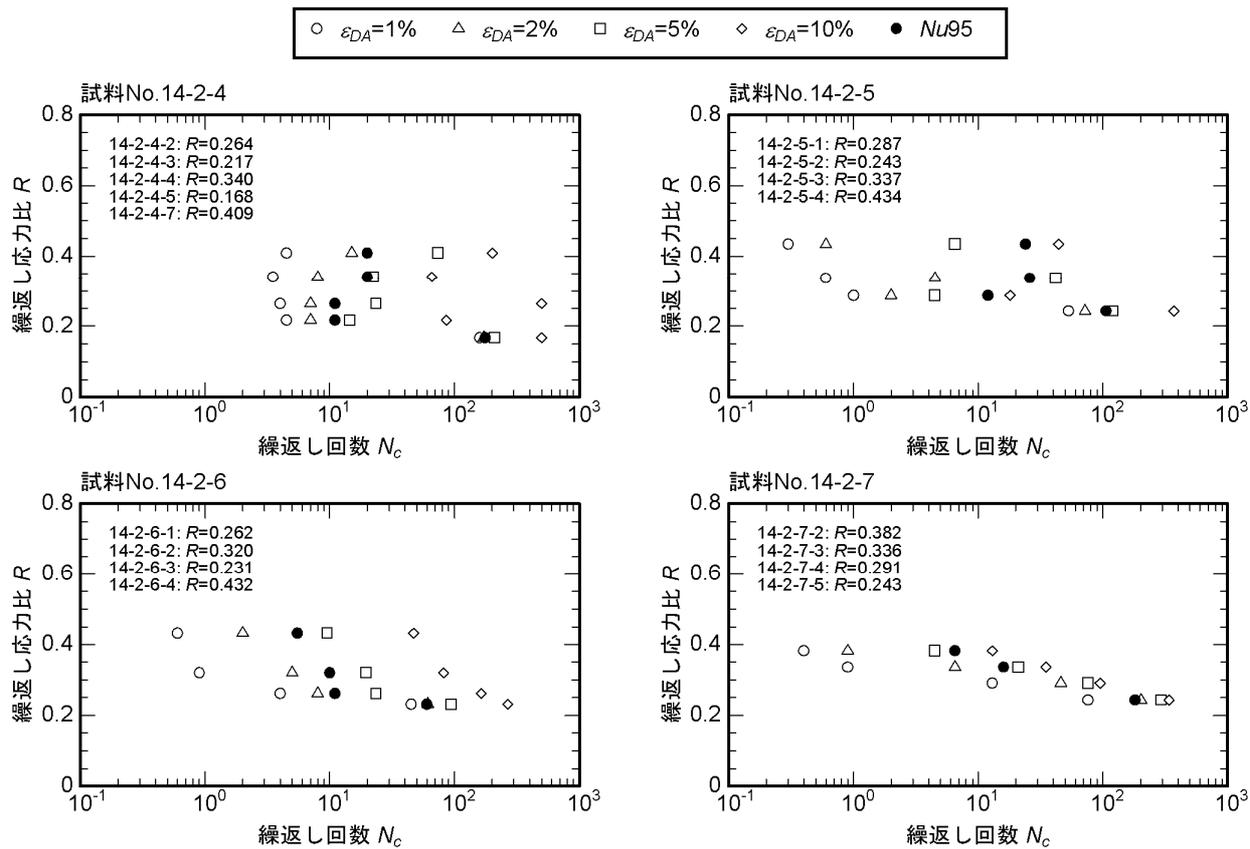


図-3.2.7 液状化試験結果（繰返し応力比  $R$ —繰返し回数  $N_c$ ）その7

### 3.3 液状化判定結果

#### 3.3.1 液状化抵抗率 $F_L$ の試算

今回の液状化試験結果および 2011 年東北地方太平洋沖地震における地震記録を用いて、液状化抵抗率  $F_L$  を試算した。その際、液状化試験試料を採取した箇所の近傍にあり、かつ沖積地盤上に設置されている強震観測点を選定し、その地震記録をそれぞれ用いることとした（表-3.3.1）。

ここで、液状化試験結果については、原位置と室内における物理特性のばらつきと供試体の品質を評価するにあたって、次節（3.4.2）で選定したグループ A（原位置に対して液状化試験供試体の  $FC$  が  $\pm 20\%$ 、 $\rho_d$  が  $\pm 0.2\text{g/cm}^3$ 、 $G_0$  が 0.5～1.5 倍の範囲）の供試体を対象とし、 $\varepsilon_{DA} = 5\%$  に達したときの繰返し応力比  $R \cdot$  繰返し回数  $N_c$  の関係を、次式で近似することにより繰返し三軸強度比  $R_L$  を算出した。

$$R = R_L (N_c / 20)^b \quad (3.1)$$

ここに、

$b$  : 液状化強度曲線の勾配を表すパラメータ

次節に示すグループ A の条件に合致しない試料については、表-3.3.1 における  $R_L$  を空欄としている。

$F_L$  の算出にあたり、地震動特性による補正係数  $c_w$  は、レベル 2 地震動（タイプ I）とみなして 1.0 とした。地震時せん断応力比  $L$  は、道路橋示方書に示されている式を用いて算出した。その際、地盤面における水平震度  $k_{hg}$  は、地震記録の水平 2 成分合成の最大地表加速度  $PGA$  を重力加速度で除した値とした。

表-3.3.1 液状化抵抗率  $F_L$  の算出に用いたデータ

地点名	試料名	原位置試験データ					液状化試験結果	地盤・地震動計算条件			計算結果	液状化有無 地表の変状からの推定	計算に利用した地震動波形		
		深度(m)	$N_1$	FC (%)	CC (%)	IP 注1)		$R_L$	全上載圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効上載圧 (kN/m <sup>2</sup> )			L 注2)	$F_L$	地震計 地点名
西関宿	1-2-1	9.74	6.8	4.7	0.0	0.0		169	151	0.202		○	SIT003久喜	207	102
	1-2-2	8.80	6.4	4.2	0.0	0.0		151	142	0.195		△			
上蛇	2-2-1	6.62	3.9	59.7	12.1	17.2	0.233	112	105	0.290	0.803	△	IBRH10石下	295	90
	2-2-2	5.30	3.9	59.7	12.1	17.2	0.269	89	89	0.277	0.971	△			
	2-2-3	7.66	6.4	21.1	11.0	0.0		132	114	0.308		△			
	2-2-4	8.72	7.0	12.0	4.0	0.0		153	124	0.322		△			
安食	3-3A-1	2.48	-					41	41	0.290		○			
	3-3A-2	4.36	-					75	59	0.356		×			
本新	4-2-1	5.70	3.2	3.6	0.0	0.0	0.190	96	87	0.318	0.597	○	CHB004佐原	308	26
	4-2-2	6.77	4.1	16.8	6.3	9.2		116	96	0.341		△			
	4-2-3	8.48	11.3	14.2	3.4	0.0	0.143	148	111	0.366	0.391	○			
	4-2-4	6.86	4.1	16.8	6.3	9.2		117	96	0.343		△			
横瀬	5-2-1	3.52	9.8	17.7	4.3	0.0		63	42	0.309		○	波崎(出)	210	12
	5-2-2	6.42	3.4	90.0	18.8	20.7		115	64	0.346		×			
	5-2-3	2.43	18.3	7.8	4.8	0.0	0.553	43	32	0.276	2.004	○			
	5-2-4	4.98	5.3	66.7	12.8	14.3		90	53	0.333		×			
請方	6-2-1	6.38	4.1	40.5	13.3	0.0	0.260	106	93	0.487	0.534	○	安食(出)	465	298
	6-2-2	7.34	1.7	75.8	34.6	12.2	0.312	123	101	0.514	0.607	×			
	6-2-3	11.54	16.6	8.4	1.7	0.0		199	135	0.578		△			
佐原イ	7-2-1	5.83	3.2	18.0	4.9	0.0		100	90	0.318		△	CHB004佐原	308	246
	7-2-2	8.52	3.7	82.9	10.7	19.7	0.277	148	112	0.364	0.761	△			
	7-2-3	9.30	2.4	71.6	19.1	22.3		162	118	0.373		×			
	7-2-4	6.72	4.0	59.8	14.1	15.0	0.362	116	97	0.337	1.074	△			
小島	8-2-1	5.16	5.6	7.7	1.9	0.0	0.151	83	83	0.711	0.212	○	常陸太田(事)	755	246
	8-2-2	7.94	2.8	51.6	9.0	19.2		132	107	0.838		△			
本米崎	9-2-1	4.30	3.0	15.4	4.8	0.0		78	77	0.726		○			
	9-2-2	5.24	13.2	9.1	5.4	0.0	0.240	96	86	0.792	0.303	○			
	9-2-3	6.36	6.1	95.5	40.5	45.9		117	96	0.851		×			
	9-2-4	8.24	0.0	94.0	50.9	62.4	0.450	149	109	0.922	0.488	×			
下大野	10-2-1	3.42	2.7	19.8	5.2	0.0	0.199	54	53	0.539	0.369	○	IBR007那珂湊	550	341
	10-2-2	4.48	10.4	14.6	5.2	0.0	0.259	73	62	0.619	0.418	○			
	10-2-3	5.36	9.6	11.1	1.6	0.0	0.222	91	70	0.663	0.335	○			
	10-2-4	14.08	4.2	93.1	20.9	15.5		257	150	0.759		△			
下石崎	11-2-1	5.80	1.1	93.1	26.1	40.8	0.358	105	76	0.704	0.509	×			
	11-2-3	7.74	0.9	98.8	30.4	35.0	0.333	139	91	0.757	0.440	×			
猿江 恩賜公園	12-2-1	1.98	0.0	42.7	18.0	14.4		33	30	0.186		×	TKY021猿江	175	68
	12-2-2	2.63	0.0	24.7	18.0	14.4	0.397	44	36	0.214	1.855	×			
	12-2-3	4.86	2.3	32.8	6.4	5.9	0.311	84	53	0.263	1.183	×			
	12-2-4	8.36	1.0	66.5	30.0	21.8		147	81	0.284		×			
幕張 海浜公園	13-1-1	3.60	0.0	99.2	36.3	43.0	0.477	59	46	0.294	1.622	×	花見川緑地	238	165
	13-1-3	5.36	0.0	92.0	18.5	31.7	0.225	92	61	0.335	0.672	△			
	13-1-4	7.10	5.5	92.7	38.0	50.6		124	76	0.354		×			
	13-1-5	11.36	3.5	77.6	6.6	0.0		203	112	0.364		△			
	13-1-6	14.48	2.4	13.9	8.3	0.0	0.338	259	137	0.359	0.942	△			
	13-1-2'	4.92	5.1	25.3	7.2	0.0		84	58	0.327		△			
	14-2-1	4.42	4.4	25.5	7.5	0.0	0.211	72	59	0.197	1.071	○			
舞浜	14-2-2	5.42	23.5	20.1	4.8	0.0		90	67	0.213		○	CHB008浦安	169	112
	14-2-3	8.23	11.1	10.1	1.6	0.0	0.164	142	91	0.237	0.692	△			
	14-2-4	9.49	15.9	12.9	4.2	0.0	0.263	166	103	0.240	1.096	×			
	14-2-5	10.94	10.7	8.4	1.7	0.0	0.303	195	116	0.241	1.257	×			
	14-2-6	11.59	10.2	12.0	3.0	0.0	0.323	207	123	0.241	1.340	×			
	14-2-7	17.36	0.6	54.5	39.7	21.3		312	169	0.235		×			

注1) NPは0として記載

注2) 道示の深さ方向低減係数より算出

### 3.3.2 液状化抵抗率 $F_L$ と液状化の有無との比較

前項 (3.3.1) で算出した液状化抵抗率  $F_L$  と試料の物理特性の関係を図-3.3.1 に示す。同図には、試料を採取した各土層における液状化現象の有無を区分しプロットした。

ここで、液状化の有無に対する判定は、地表で確認された被災形態（河川堤防の崩壊・はらみ出し、周辺地盤における噴砂現象など）と、被災後の地盤調査（2章に述べた本研究と関東地整実施調査）により把握された土層構成に基づいて推定したものであり、地中で発生した現象を観察に基づき客観的あるいは厳密に評価したものではない。すなわちこの判定は、地表で確認される規模の変状を当該層がもたらしたのか否かを間接的に推定したものである。

図-3.3.1 の左列には  $FC$ 、 $CC$ 、 $I_p$ 、および換算  $N$  値  $N_1$  の関係図を示した。 $FC$  と  $I_p$  の関係図では、道路橋示方書の液状化判定対象範囲（ $FC \leq 35\%$  または  $I_p \leq 15$ ）に、液状化した（あるいは不明）と判定した試料があり、これに加えて液状化していないと判定した試料も含まれている。 $CC$  と  $I_p$  の関係図では、液状化したと判定した試料は、 $CC \leq 14\%$  の範囲にあることがわかる。

$N_1$  と  $FC$  の関係図では、液状化したと判定した試料は、 $FC \leq 41\%$  かつ換算  $N$  値  $N_1 \leq 24$  の範囲に認められる。なお、 $N_1=24$  を示したのは舞浜の深度 5m 付近であるが、地震前に行われた近傍のボーリングデータによれば  $N_1=7$  であった。この位置の砂質土層が液状化後の体積圧縮により締まった可能性があり、地震前の状態を反映していない可能性が考えられる。

次に、図-3.3.1 の右列には液状化抵抗率  $F_L$  と  $FC$ 、 $CC$ 、および  $I_p$  との関係を示した。 $FC$  と  $F_L$  の関係図では、 $FC$  によらず  $F_L \leq 1.0$  となるものが多い中で、液状化していないと判定した  $FC$  の高い試料にも  $F_L=0.4 \sim 0.6$  のものが 4 点ある。また、液状化していないと判定した試料のうち、 $I_p \geq 15$  の範囲においても、 $F_L$  が 1.0 を下回るものがある。液状化試験では、繰返し非排水せん断を受ける土のひずみの大きさを指標として液状化の発生有無を評価するが、この方法では砂質土の液状化と粘性土の繰返し軟化を区別することができていない。そのため、液状化を生じる可能性が考えにくい粘性土であっても  $F_L$  が 1.0 を下回る（すなわち、 $\varepsilon_{DA}=5\%$  に相当するひずみが発生する）という結果になったものと考えられる。

現在のところ、液状化判定を行うに先立ち、細粒分を含む砂質土～粘性土については、 $FC$  と  $I_p$  を指標として判定を行う必要性の有無を判断することが行われているため、砂分を含まない粘性土が液状化するといった極端な判定結果が得られることは少ないが、液状化判定の高度化を図る上では、液状化試験における土の力学挙動に基づき、液状化と繰返し軟化を区別する方法について検討が必要であると考えられる。これについては、次々節 3.5 で土の液状化挙動と物理特性の関係を整理した。

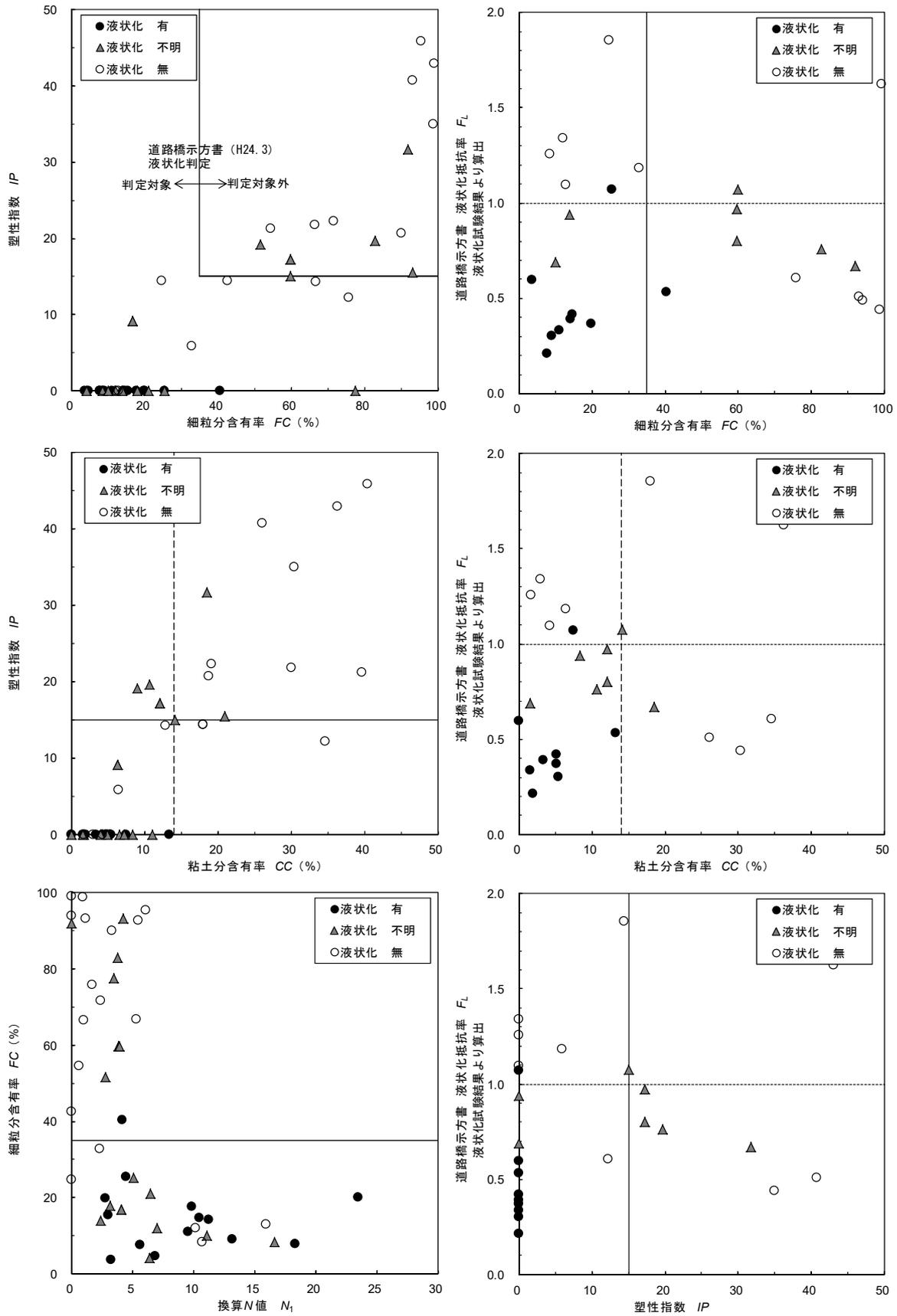


図-3.3.1 液状化の有無と物理特性や $F_L$ との比較

### 3.4 細粒分を含む砂の液状化強度に関する検討

#### 3.4.1 地盤の不均質性

前述のとおり、液状化試験の供試体ごとに細粒分含有率  $FC$  にはばらつきが存在し、さらに、供試体と標準貫入試験（以下、 $SPT$  と呼ぶ）の試料に  $FC$  の差異が生じている場合がある（図-3.1.2 参照）。細粒分を含む砂が分布する区間は、深さ方向に土質が著しく変化したり、異なる土質が細かく互層状に累重していたりする場合が多く見られるため、液状化強度に関する検討に先立ち、対象地盤の不均質性について整理する。

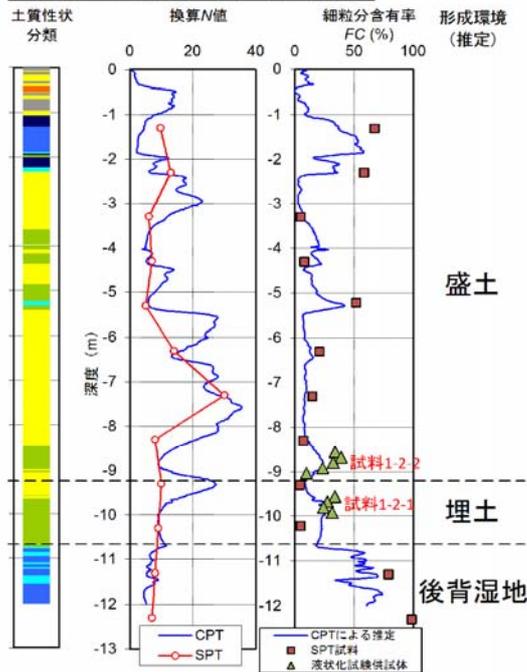
図-3.4.1～図-3.4.3 に示すとおり、電気式静的コーン貫入試験（以下、 $CPT$  と呼ぶ）の結果から推定した土質性状分類<sup>14)</sup>、換算  $N$  値<sup>16)</sup>、および細粒分含有率  $FC$ <sup>17)</sup> を、 $SPT$  や粒度試験結果による実測値（ $N$  値、 $SPT$  試料および液状化試験供試体の  $FC$ ）とあわせて整理した。これらの図には、3.1 節と同様に、地層の空間的分布から各深度の形成環境を大まかに区分しプロットした。

これらの図によると、 $CPT$  による推定値と実測値は概ね整合しており、特に  $FC$  については深度方向の変化傾向が良く整合していることから、本検討では、推定  $FC$  の深度方向の細かな変化を実際の土質の変化を示す指標として取り扱った。なお、主に粘性土において  $FC$  の推定値が実測値の 10～40%程度低くなるなどの不整合も散見されるが、その精度の良否については、ここでの議論の対象としない。

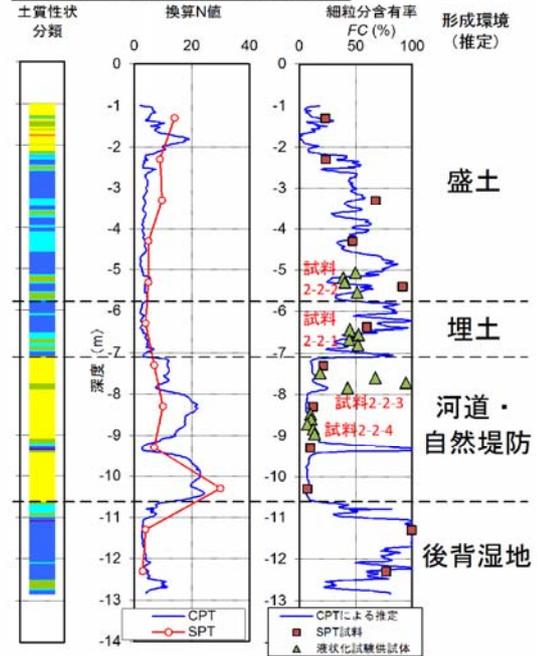
深度方向の地盤の不均質性について、検討結果を以下に列挙する。

- ・盛土や埋土には、 $FC$  にあまり変化がないものと、細かく変化するもの（地点 2, 地点 7, 地点 10 など）が認められる。この違いは施工方法に起因するものと考えられる。
- ・後背湿地における堆積物には、 $FC$  にあまり変化がないものと、やや細かく変化するもの（地点 2, 地点 7）が認められる。この違いは氾濫平野における堆積場の変化頻度に起因するものと考えられる。 $N$  値は概ね 5 以下と低く、変化に乏しい。
- ・河道・自然堤防や、内湾における堆積物には、 $FC$  に大きな変化が認められない。ただし、 $N$  値に関しては、河道・自然堤防がおよそ  $N=5\sim30$  の範囲で大きく変化するのに対し、内湾における堆積物は、全体的に  $N\leq 3$  と低く変化に乏しい。
- ・これらの地盤と比較すると、浚渫土やデルタ堆積物は  $FC$  が非常に細かく変化しており、特徴的である。 $N$  値はおおむね  $N=0\sim20$  の範囲で変化している。
- ・供試体ごとの  $FC$  のばらつきに着目すると、およそ  $FC\leq 20\%$  または  $FC\geq 80\%$  の範囲ではばらつきが小さいものの、およそ  $FC=20\sim 80\%$  の範囲ではばらつきが大きい試料が多いことがわかる。ただし、盛土や埋土にはその傾向が認められず、 $FC=20\sim 80\%$  の範囲であってもばらつきは生じていない（地点 1, 地点 2, 地点 9）。これらの原因として、 $FC=20\sim 80\%$  の範囲にある自然地盤および人工地盤の浚渫土では、その堆積場の変化頻度が著しいため、層相変化が激しい（異なる土質が細かく互層状に累重する）ものと考えられ、地盤調査や液状化試験を行う際には、このような深度方向の不均質性に留意する必要がある。

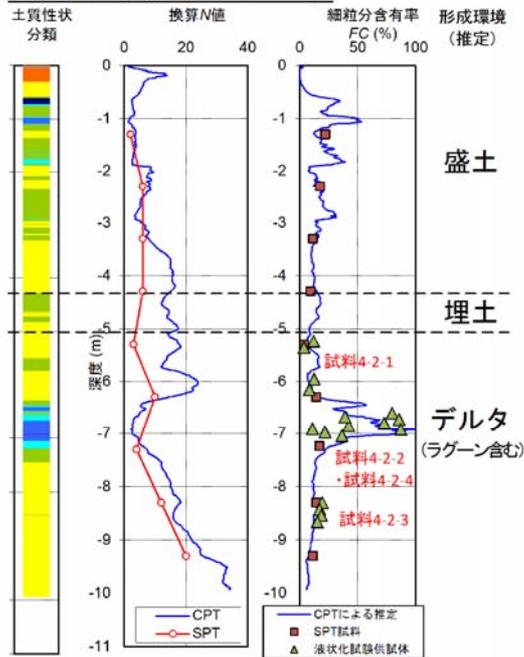
地点1 西関宿 (YP+17.46m)



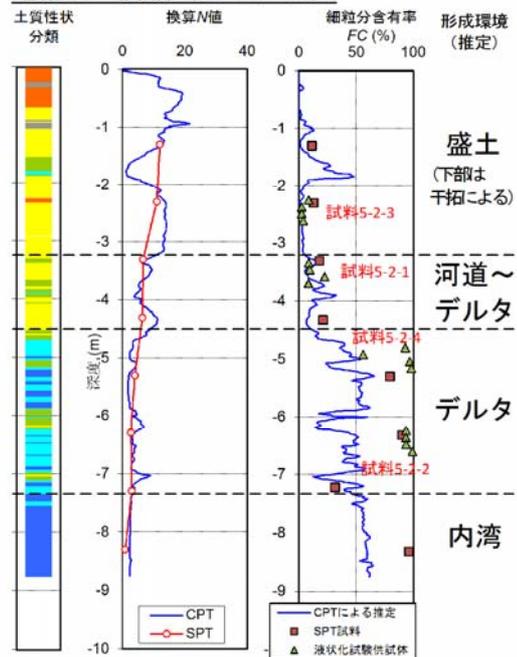
地点2 上蛇 (YP+19.21m)



地点4 本新 (YP+4.66m)



地点5 横瀬 (YP+2.49m)

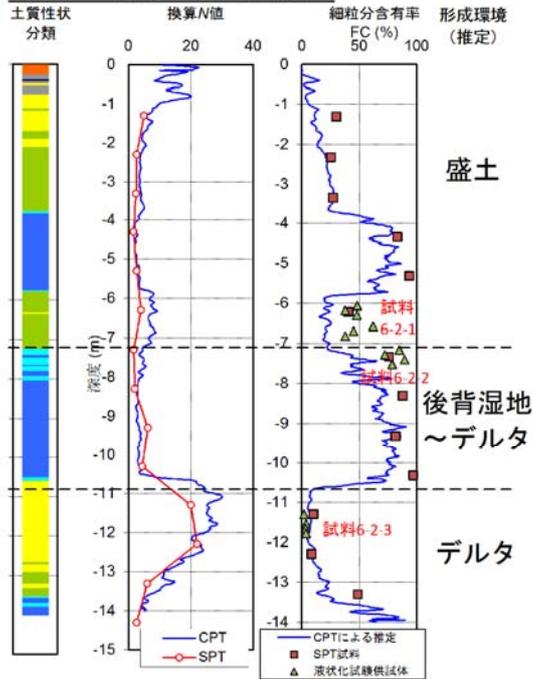


CPTによる土質性状分類の凡例

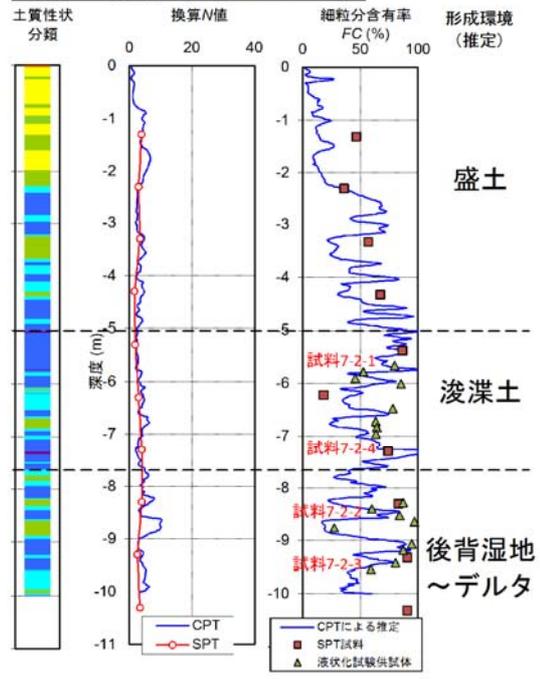
1. sensitive, fine grained	4. clayey silt to silty clay	7. gravelly sand to dense sand
2. peats	5. silty sand to sandy silt	8. very stiff sand to clayey sand
3. silty clay to clay	6. clean sand to silty sand	9. very stiff, fine grained

図-3.4.1 CPTの結果を用いた地盤の不均質性の検討 その1

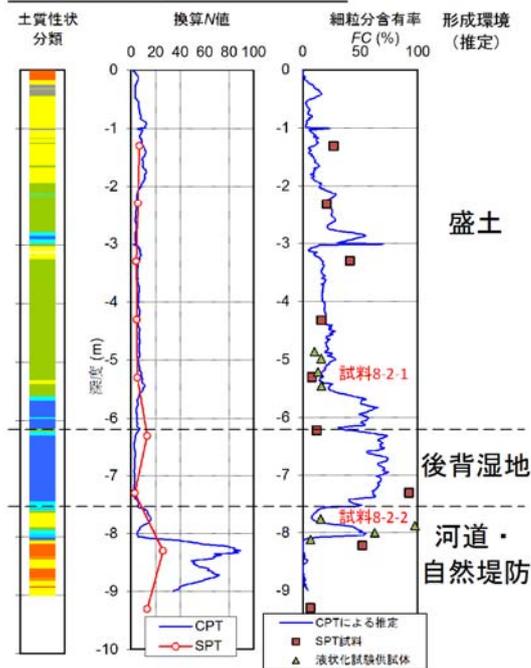
地点6 請方 (YP+7.77m)



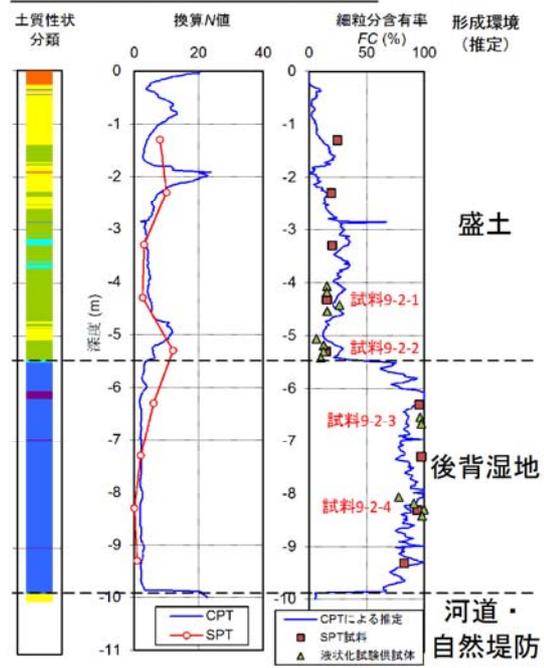
地点7 佐原イ (YP+7.23m)



地点8 小島 (TP+16.14m)



地点9 本米崎 (TP+10.06m)

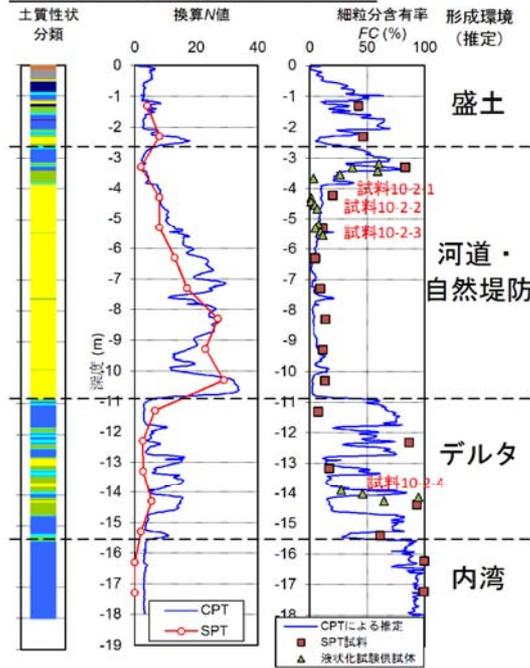


CPT による土質性状分類の凡例

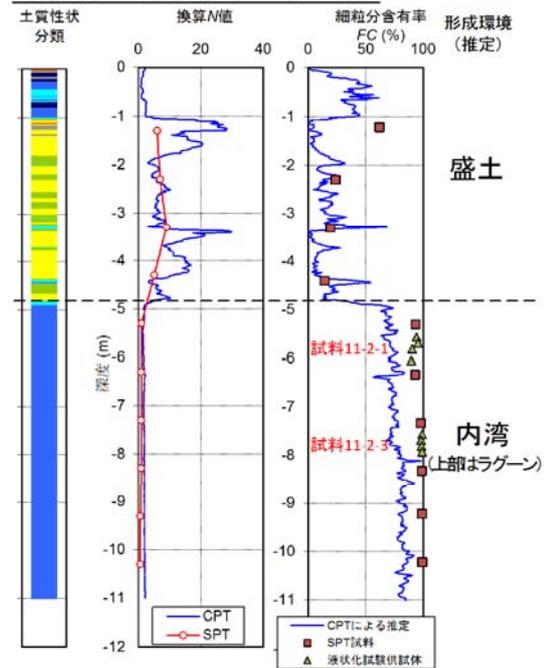
1. sensitive, fine grained	4. clayey silt to silty clay	7. gravelly sand to dense sand
2. peats	5. silty sand to sandy silt	8. very stiff sand to clayey sand
3. silty clay to clay	6. clean sand to silty sand	9. very stiff, fine grained

図-3.4.2 CPT の結果を用いた地盤の不均質性の検討 その2

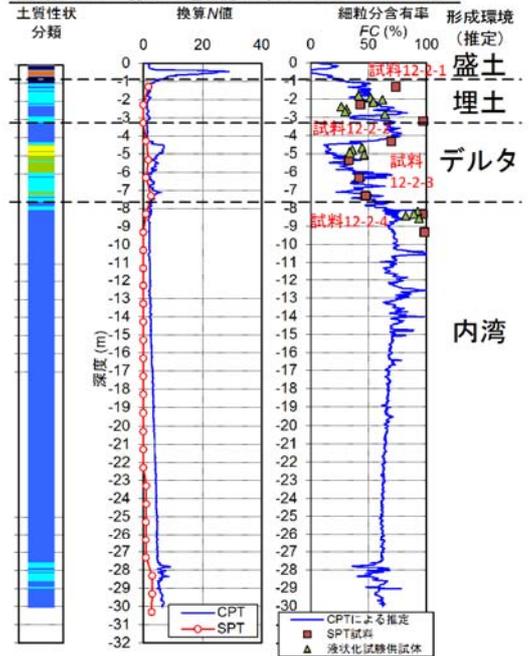
地点10 下大野 (TP+3.91m)



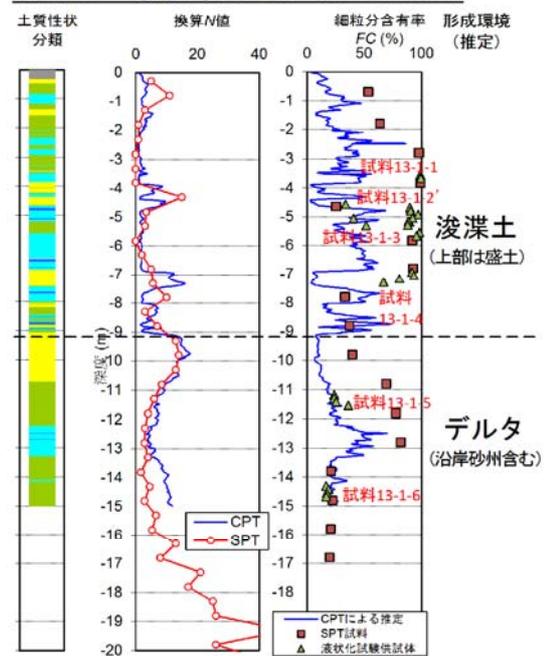
地点11 下石崎 (TP+3.12m)



地点12 猿江恩賜公園 (TP+0.50m)



地点13 幕張海浜公園 (TP+6.92m)



CPT による土質性状分類の凡例

- |                            |                              |                                   |
|----------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. sensitive, fine grained | 4. clayey silt to silty clay | 7. gravelly sand to dense sand    |
| 2. peats                   | 5. silty sand to sandy silt  | 8. very stiff sand to clayey sand |
| 3. silty clay to clay      | 6. clean sand to silty sand  | 9. very stiff, fine grained       |

図-3.4.3 CPT の結果を用いた地盤の不均質性の検討 その3

次に、舞浜地先（地点番号 14）を対象として、オールコア試料を半裁し観察することにより、深さ方向の層相変化を cm オーダーで把握した（図-3.4.4）。その結果、浚渫土およびデルタ堆積物は数 cm～数 10cm オーダーで層相が変化していることが確認された。これに対し、SPT 試料はおよそ 30cm、また、液状化試験供試体は高さ 10cm であるため、これらの FC にばらつきが生じるのは当然といえる。

SPT の試験間隔は標準的には 1m であるが、それに対し、上記のように数 cm～数 10cm オーダーで層相が変化する場合、調査方法自体に精度上の課題が内在しているといえる。原位置試料の液状化試験によって液状化特性の評価を行う場合は、これに対処するために、液状化試験の前に供試体を観察することにより類似した土質のみを選別し、さらに、液状化試験後も全供試体に対して物理試験（特に粒度試験）を行うことにより、土質の異なる供試体の試験値は除外し、液状化試験結果の信頼性を確保しておく必要がある。

なお、液状化対策工の設計等において、デルタ堆積物の認められる層準の液状化判定結果が改良深度を決定するような場合、高い判定精度が求められるものの、その反面、層相変化が激しいため調査精度は低くなりやすく、調査手法の工夫が必要と考えられる。また、このような不均質性の高い地盤の評価や、設計時のモデル化をどのようなスケールで行うかといった点も検討が必要と考えられる。

### 地点 14 舞浜 (TP+3.43m)

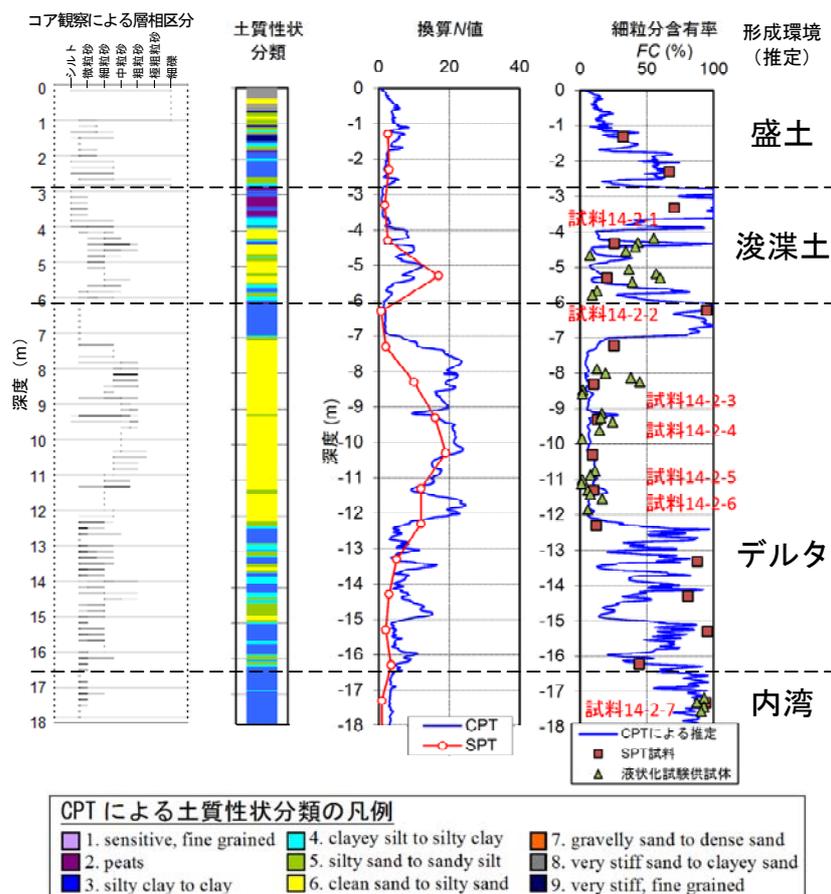


図-3.4.4 深さ方向の層相変化（舞浜）

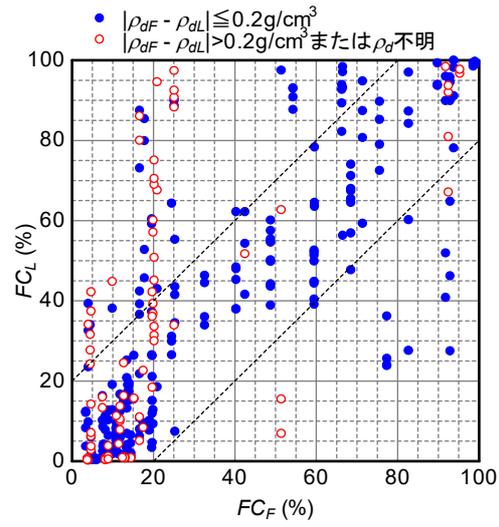
### 3.4.2 液状化強度評価式の再検討

#### (1) 原位置と室内での物理・力学特性のばらつき

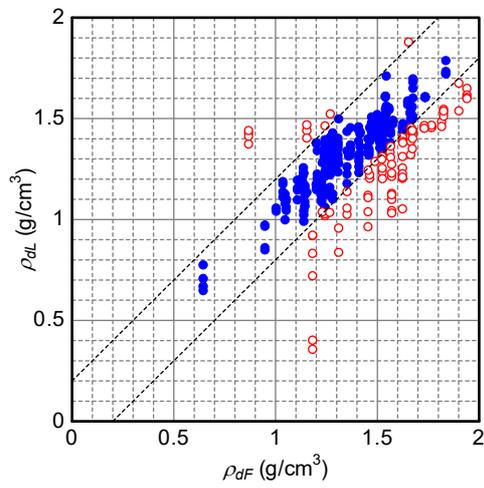
本研究で収集したデータから液状化強度と  $N$  値、粒度の相関関係を検討するにあたり、採取試料の品質の面で 2 つの問題がある。1 つは前項で述べたように、細粒分を含む砂の場合、原位置と液状化試験に供した 1 試料 4 供試体で土質に著しい相違、ばらつきが存在することが多いことである。もう 1 つは、本研究における原位置試料採取方法であるチューブサンプリングでは、試料採取時の乱れにより液状化強度が変化している可能性があることである。液状化強度と  $N$  値、粒度に関するよい相関関係を得るためには、原位置と室内で粒度が一致し、かつ、原位置での密度や微視構造が室内試験においても保存されていることが必要である。

原位置と室内でのばらつきと採取試料の品質を評価するにあたり、ここでは、粒度を代表するものとして細粒分含有率  $FC$ 、密度を代表するものとして乾燥密度  $\rho_d$ 、微視構造を代表するものとして初期せん断剛性  $G_0$  を指標とする。 $FC$  を粒度の指標としたのは、今回、礫分をほとんど含まない砂質土～粘性土を分析対象としているためである。原位置の乾燥密度  $\rho_{dF}$  は SPT 試料の土粒子密度  $\rho_s$ 、自然含水比  $w_n$  および飽和度  $S_r$  (100%と仮定) から算出したものであり、室内の乾燥密度  $\rho_{dL}$  は液状化試験供試体の圧密後の値である。原位置の初期せん断剛性  $G_{0F}$  はサスペンション式 PS 検層により、室内の初期せん断剛性  $G_{0L}$  は液状化試験に先立って行った微小繰返し载荷により求めた。なお、添え字の  $F$  は原位置、 $L$  は室内を示している。

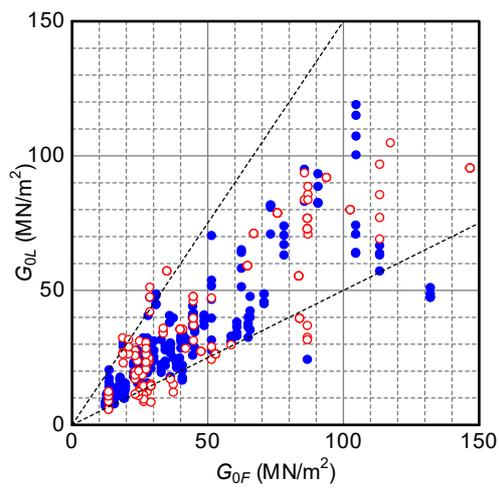
原位置と液状化試験供試体の  $FC$ 、 $\rho_d$  および  $G_0$  を図-3.4.5 に比較する。同図には、松尾<sup>11)</sup>による凍結試料の試験データのうち、洪積土、改良土および礫質土を除いたデータをあわせて示している。原位置と室内を比べると、 $\rho_d$  および  $G_0$  のばらつきも大きい、 $FC$  のばらつきが特に顕著である。一般に、液状化試験に供した 1 試料 4 供試体の全てについて粒度試験を行うことは少ないが、地盤工学会基準<sup>24)</sup> (JGS0541-2009) では土の繰返し非排水三軸試験の結果として圧密後の乾燥密度を報告することとされており、 $\rho_d$  の相対的な違いを指標に試料の品質を評価 (異常値の除外) することはよく行われる。そこで、同図では  $|\rho_{dF} - \rho_{dL}| \leq 0.2 \text{g/cm}^3$  の供試体とそれ以外の供試体で分けてプロットしてみた。 $\rho_{dF}$  と  $\rho_{dL}$  の差が大きなデータを除外した場合、 $FC_F$  と  $FC_L$  の差が大きなデータの一部は取り除かれるが、それでも  $FC$  には大きなばらつきが残る。また、 $G_{0F}$  と  $G_{0L}$  のばらつきはさほど改善されず、 $\rho_d$  との相関はほとんどなさそうである。したがって、 $\rho_d$  は指標の一つとなりうるものの、これだけでは粒度や微視構造の違いを十分に把握することができず、試料の品質評価としては不十分であると考えられる。



(a) 細粒分含有率  $FC$



(b) 乾燥密度  $\rho_d$



(c) 初期剛性  $G_0$

図-3.4.5 原位置と液状化試験供試体の比較

## (2) $R_L$ の評価方法

液状化試験の結果から、繰返し三軸強度比  $R_L$  を求めた際の手順は次のとおりである。

まず、供試体の品質評価に先立ち、非排水繰返し三軸試験におけるデータの良否について検討した。例えば、軸差応力の正負の振幅が異なっている場合や、軸差応力の時刻歴波形が不安定になっている場合がある。本研究では、圧縮側、伸張側の軸荷重の振幅比  $P_C/P_E$  が  $\varepsilon_{DA} = 5\%$  以内の範囲で  $0.9 \sim 1.1$  の範囲を超えるものについては、分析の対象外とした。また、軸差応力の時刻歴波形にガタつきが見られるデータについても、分析の対象外とした。

次に、原位置と室内におけるばらつきと供試体の品質を評価するにあたり、ここでは、原位置に対して液状化試験供試体の  $FC$  が  $\pm 20\%$ 、 $\rho_d$  が  $\pm 0.2\text{g/cm}^3$ 、 $G_0$  が  $0.5 \sim 1.5$  倍の範囲 (図-3.4.5(a)～(c)の破線) を超えるデータを除外することとした。この範囲内にある比較的ばらつきが小さい供試体を、ここではグループ A と呼ぶ。このようなばらつき・品質の評価方法の妥当性を確認するため、全データから原位置に対して液状化試験供試体の  $\rho_d$  が  $\pm 0.2\text{g/cm}^3$  を超えるもののみを除外したグループ B、ばらつきの大小によらない全てのデータをグループ C として分類した。

個々の試料について、グループ A～C における  $R_L$  を求めるにあたっては、 $R \cdot N_c$  関係にばらつきが認められる場合でも主観的に異常値を選定・排除することはせず、各グループの条件に合致する全ての供試体の  $R \cdot N_c$  関係に対して最小二乗法により式(3.1)で近似した。

## (3) $R_L \cdot N_1$ 関係

得られた繰返し三軸強度比  $R_L$  と、有効上載圧  $\sigma'_v = 100\text{kN/m}^2$  相当に換算した  $N$  値  $N_1$  の関係を、SPT 試料の細粒分含有率  $FC$ 、塑性指数  $I_p$  ごとに区分して図-3.4.6 に示す。 $I_p$  により区分したのは、細粒分の量 ( $FC$ ) だけでなく質も液状化強度に影響を与える可能性が考えられるためである。なお、液状化判定を行う必要がある土質の範囲を超える粘性土であっても、非排水条件下で大きな繰返しせん断履歴を与えると試験上は繰返し軟化により  $\varepsilon_{DA} = 5\%$  に達する。同図には、このような材料に対する試験結果も含めて示したが、これらの扱いについては液状化発生の工学的定義も含めて今後検討していく必要がある。

原位置と室内でのばらつきが小さなデータに絞り込んでいくと、データ数は少なくなるが、 $FC$  に応じて  $R_L$  が増加する傾向がより明瞭となる様子が見て取れる。特に、グループ A に着目すると、 $I_p$  に応じて  $R_L$  が大きくなる傾向があるように見える。この状況から、原位置と室内での物理・力学特性のばらつき・品質の評価方法は一定の妥当性を有していたものと考えられる。グループ A のうち、 $FC = 0 \sim 15\%$ 、 $R_L < 0.2$  の範囲のデータは全てチューブサンプリング試料であるが、凍結サンプリング試料のデータから回帰された  $FC = 0 \sim 10\%$  の  $R_L \cdot N_1$  曲線 (以下、基本曲線と呼ぶ) に比べて  $R_L$  が非常に小さいものがあり、試料採取時の微視構造の乱れが影響した可能性が考えられる。細粒分の少ない砂については、チューブ試料の品質評価をより厳しい条件で行うか、凍結サンプリング等のより高品質なデータのみを使うことが必要であると考えられる。

同図には、現行の液状化強度評価式<sup>12)</sup>による  $R_L \cdot N_1$  関係をあわせて示している。ここで、現行の液状化強度評価式は式(3.2)～(3.5)のとおりである。

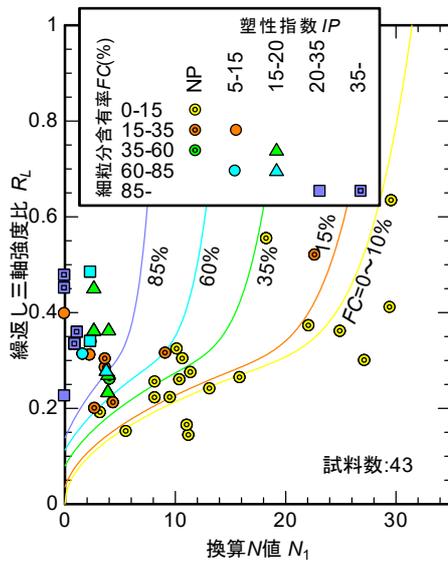
$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (3.2)$$

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad (3.3)$$

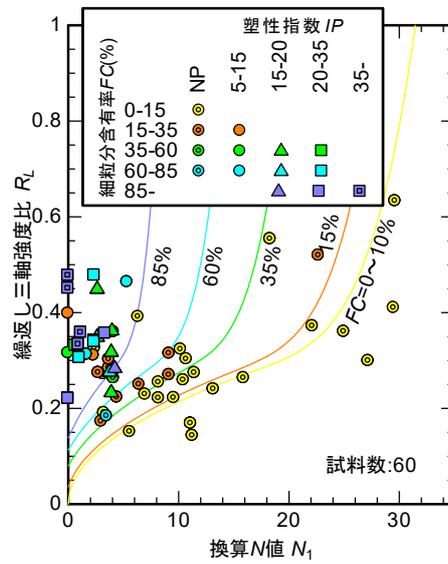
$$c_1 = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad (3.4)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad (3.5)$$

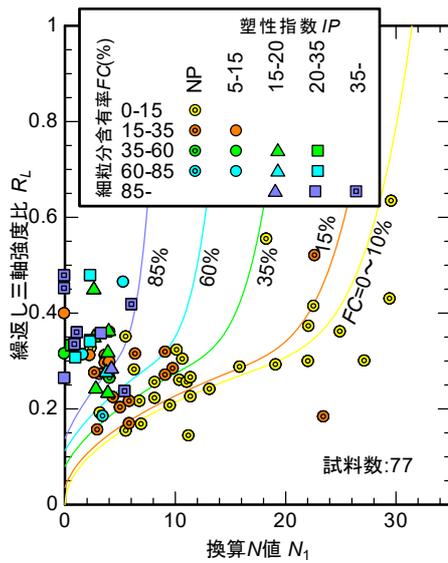
ここに、 $N_a$  は粒度の影響を考慮した補正  $N$  値、 $c_1$  および  $c_2$  は細粒分含有率による  $N$  値の補正係数である。特に  $FC$  が 35%以上の領域で  $R_L$  を小さめに評価しており、改善の余地があることが分かる。



(a) グループ A



(b) グループ B



(c) グループ C

図-3.4.6 細粒分を含む砂の  $R_L \cdot N_1$  関係と現行<sup>12)</sup>の液状化強度評価式

#### (4) 基本曲線の見直し

現行の評価式は、基本曲線を  $FC$  に応じて補正することで、細粒分の影響を考慮するものである。しかし、基本曲線は  $N_1$  が小さくなり 0 付近に近づくと  $R_L$  が急激に減少する特性を有するため、 $N_1$  が小さな場合に  $R_L$  を過小評価しやすく、 $FC$  が大きくても  $R_L$  が大きくなりにくい。この点を改善するため、まず、基本曲線について見直しを行うこととする。

現行の基本曲線と、その基になった  $FC < 10\%$  の砂質土に関する凍結サンプリング試料の液状化試験データを図-3.4.7 に示す。なお、今回実施した調査においても、 $FC < 10\%$  の砂質土に関する  $R_L \cdot N_1$  関係が得られているが、チューブサンプリングによるものであり、前述のように採取時の乱れの影響を受けていると考えられることから、ここでは使用していない。

現行の基本曲線は  $N_1$  がゼロに近づくと  $R_L$  もゼロに近づく形となっているが、実際には、盛土・埋立土に関する  $FC < 10\%$  の緩い砂であっても、最小でも 0.1 程度の  $R_L$  を有している。そこで、式(3.2)のうち、 $N_a < 14$  の部分に関する式を見直し、次式を提案する。これは、 $R_L$  の下限値を 0.10 程度としつつ、基本曲線のうち  $N_a \geq 14$  の領域との連続性を考慮して修正したものである。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (3.6)$$

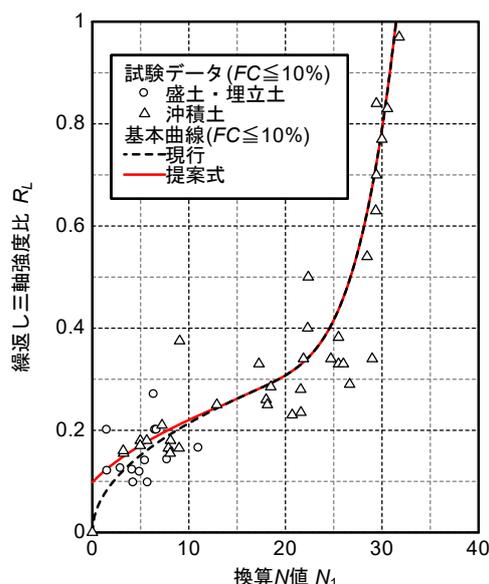


図-3.4.7  $FC < 10\%$  の砂質土に関する凍結サンプリング試料の液状化試験データとそのモデル化

#### (5) $FC$ による $N$ 値の補正方法の検討

次に、 $FC$  による  $N$  値の補正方法について検討する。現行の  $FC$  による  $N$  値の補正式である式(3.3)は、 $c_1$  が基本曲線を横軸方向に縮尺させ、 $c_2$  が基本曲線を左側に平行移動させるような形となっている。補正式の基本的な関数形は、現行との整合性を勘案して設定する。

式(3.6)の基本曲線は、 $N_a < 0$  の領域まで含めてプロットすると、図-3.4.8 のように  $R_L = 0$  のとき  $N_a \doteq -2.47$  となる。これを原点として、 $FC$  に応じて基本曲線を横軸方向に縮尺するように補正を行うこととする。式で書くと次のようになる。

$$N_a + 2.47 = c_1(N_1 + 2.47) \quad (3.7)$$

ここでは、基本曲線を左側に平行移動させる補正係数  $c_2$  を用いていないが、これは、新たに提案した基本曲線がすでに現行の基本曲線を左側に平行移動させたような形となっていることによるものである。また、補正係数を 1 つに絞ることで、液状化試験データに基づく補正係数の回帰が容易となるためである。

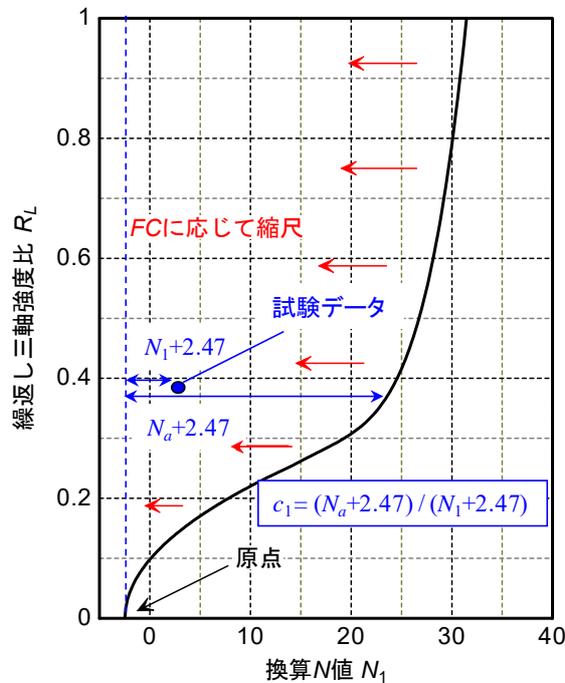


図-3.4.8 提案する基本曲線と FC による補正方法

この方針の下に、補正係数  $c_1$  の回帰を行う。液状化試験データから求めた補正係数  $c_1$  ( $= (N_a + 2.47) / (N_1 + 2.47)$ ) と FC の関係を図-3.4.9 に示す。ここで、 $N_a$  は、液状化試験で得られた各試料の  $R_L$  と新たに提案した基本曲線である式(3.2) から逆算することで求めた補正  $N$  値である。また、 $N_1$  は液状化試験データが得られた深度に対応した換算  $N$  値である。

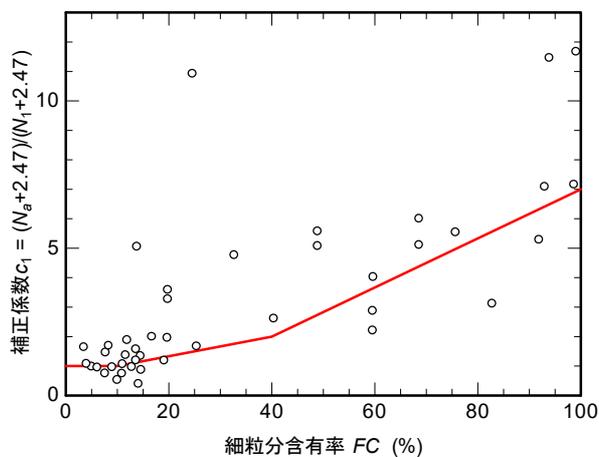


図-3.4.9 補正係数  $c_1$  と FC の関係

液状化試験データでは、 $c_1$  が 10 以上と極端に大きな値を示すものがあるが、これらはいずれ

も  $N_1 = 0 (N = 0)$  を示したデータであった。  $N = 0$  の場合、  $N$  値に基づいて液状化強度を評価することは困難である。そこで、  $c_1 \geq 10$  のデータを除き、液状化試験データの概ね平均を与えるような  $c_1 \cdot FC$  関係を折れ線で回帰した結果、次式が得られた。

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ \frac{FC + 20}{30} & (10\% \leq FC < 40\%) \\ \frac{FC - 16}{12} & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (3.8)$$

なお、補正係数  $c_1$  が細粒分含有率  $FC$  以外の要因、例えば塑性指数  $I_P$ 、液性限界  $w_L$ 、塑性限界  $w_P$ 、粘土分含有率  $CC$  に応じて変化するような傾向は特に認められなかった。

### (6) 提案式と液状化試験データの比較

以上をまとめると、細粒分を含む砂質土～細粒土に関して新たに提案する液状化強度評価式は次のとおりである。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (3.6 \text{ 再掲})$$

$$N_a + 2.47 = c_1(N_1 + 2.47) \quad (3.7 \text{ 再掲})$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ \frac{FC + 20}{30} & (10\% \leq FC < 40\%) \\ \frac{FC - 16}{12} & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (3.8 \text{ 再掲})$$

これを、図-3.4.6 に示した液状化試験データによる  $R_L \cdot N_1$  関係と比較する。提案式は、液状化試験結果を比較的良好に近似していることが分かる。

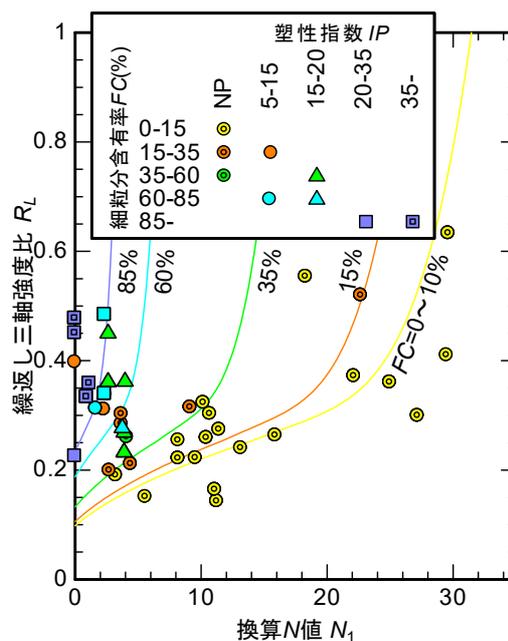


図-3.4.10 液状化試験データ (グループ A) と提案式の比較

参考までに、現行式と提案式による  $R_L \cdot N_1$  関係を図-3.4.11 に比較する。 $N_1$ ,  $FC$  によらず、提案式による  $R_L$  は現行式による  $R_L$  以上となっており、 $FC$  が大きくなるほど提案式による  $R_L$  が大きくなっていること、 $FC$  が小さい場合でも  $N_1$  の小さな領域で提案式による  $R_L$  が大きくなっていることが分かる。

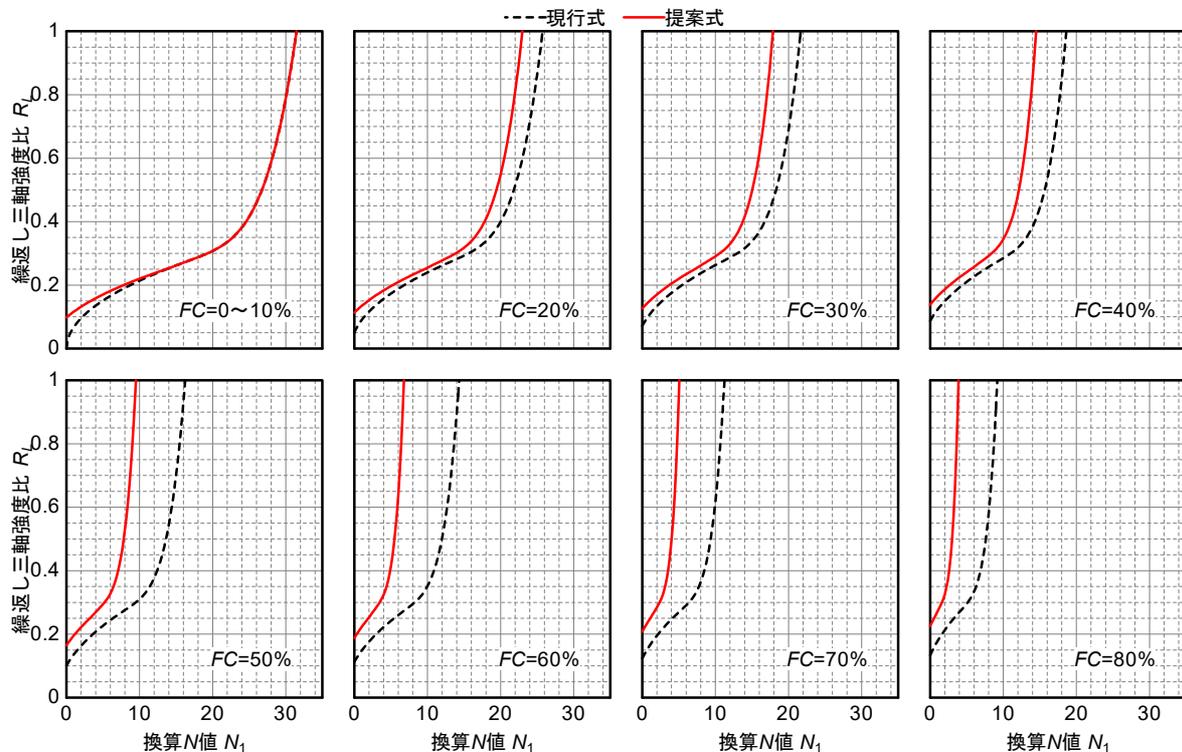


図-3.4.11 現行式と提案式の比較

### 3.4.3 液状化強度評価式の検証

土木研究所では、液状化判定法の検証材料として、既往の代表的な地震における各地点での液状化発生の有無と地震時せん断応力比  $L$ 、換算  $N$  値の関係を収集してきた<sup>10)25)</sup>。ここでは、室内試験データの回帰により作成した提案式を、実地盤における液状化・非液状化事例と対比することで検証を行った。検証の対象としたのは表-3.4.1 に示す 9 地震であり、ボーリングデータは全 394 本である。ここに、地震動タイプ I はプレート境界型地震、II は地殻内地震である。

表-3.4.1 提案式の検証に用いた既往の液状化・非液状化事例<sup>10)25)</sup>

地震名	発生年	マグニ チュード	地震動 タイプ	液状化	近傍で 液状化	非液状化	計
新潟地震	1964	7.5	I	18	0	6	24
十勝沖地震	1968	7.9	I	3	0	0	3
宮城県沖地震	1978	7.4	I	16	0	17	33
日本海中部地震	1983	7.7	I	34	0	12	46
千葉県東方沖地震	1987	6.7	I	9	3	72	84
釧路沖地震	1993	7.8	I	3	0	2	5
北海道南西沖地震	1993	7.8	I	4	0	2	6
兵庫県南部地震	1995	7.2	II	94	0	14	108
東北地方太平洋沖地震	2011	9.0	I	29	2	54	85
			計	210	5	179	394

まず、表-3.4.1 のデータ作成方法について述べておく。

個々のボーリング地点における液状化発生の有無は、地表に生じた噴砂・噴水あるいは地盤、構造物基礎に生じた変状の状況から区分されている。ただし、ボーリング位置で液状化の発生は確認されず、せいぜい数百 m 以内の近傍で液状化の発生が確認された場合は「近傍で液状化」に区分されている。

また、各ボーリングデータから、液状化発生の可能性が高い 1 深度における  $L$ 、 $N_1$  が抽出されている。その選定にあたっては、液状化による変状が地表に生じる場合に想定される影響範囲として 10m 以浅の範囲に着目し、液状化判定の対象となる物理特性 (粒度、コンシステンシー) を有する土層の中から、 $N$  値ないしは  $F_L$  が 2 番目に小さな値となる深度とされている。 $N$  値ないしは  $F_L$  が 2 番目に小さな値となる深度が採用されているのは、収集したボーリングデータでは 1 層あたり 1 試料程度の物理試験が行われているものが大半であり、貫入抵抗と物理特性が必ずしも同一深度で得られていないことから、局所的な粘性土の薄層の  $N$  値を採用することを避けるための配慮によるものである。また、液状化に伴う地盤変状が生じるためには、少なくとも層厚 2m 程度が液状化したものと考えたことによる。

地震時せん断応力比  $L$  は次式により算出されている。

$$L = r_d \cdot (PGA/g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \quad (3.9)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (3.10)$$

ここに、 $r_d$  は地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数、 $PGA$  は当該地点において推定された地表面最大加速度、 $g$  は重力加速度、 $z$  は着目する深さ、 $\sigma_v$ 、 $\sigma'_v$  は深さ  $z$  におけるそれぞれ全上載圧、有効上載圧である。 $PGA$  は近傍の強震記録から設定することが基本とされているが、近傍に地震観測所がない場合は最大加速度分布図あるいは距離減衰式に基づいて設定されている。

これらのデータと提案式を比較するとき、室内と原位置による応力状態の違いや、地震動の繰返し回数の影響を加味する必要がある。そこで、提案式については、繰返し三軸強度比  $R_L$  を次式により動的せん断強度比  $R$  に換算して比較した。

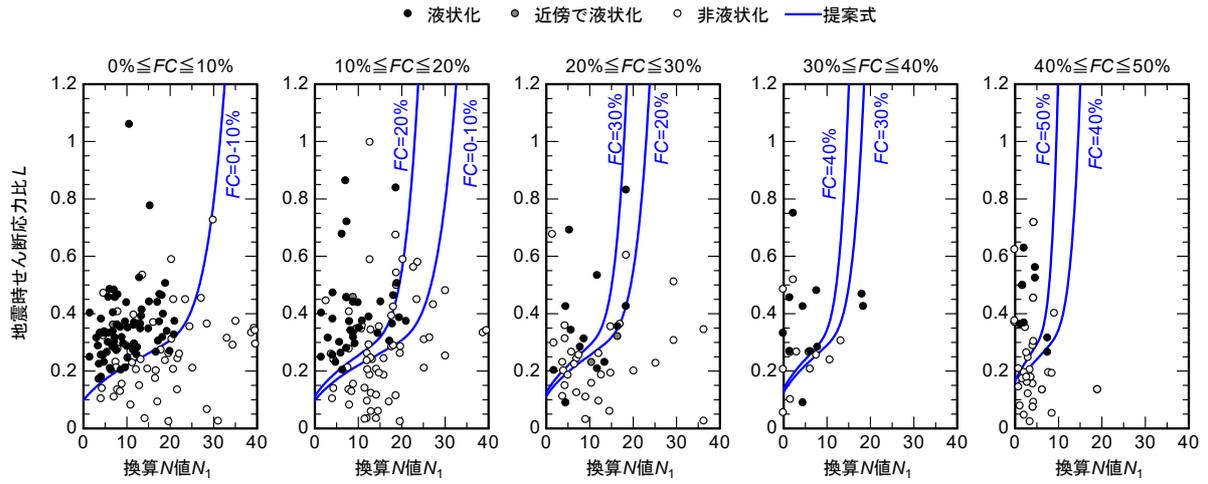
$$R = c_w \cdot R_L \quad (3.11)$$

$$c_w = 1.0 \quad (\text{タイプ I の地震動}) \quad (3.12a)$$

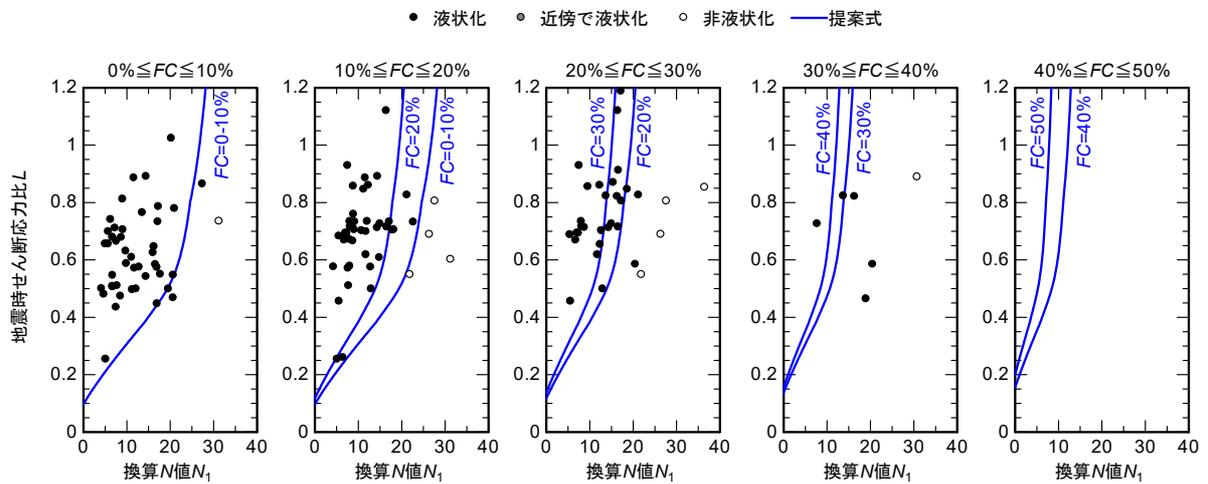
$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad (\text{タイプ II の地震動}) \quad (3.12b)$$

ここに、 $c_w$  は地震動特性を含めた室内と原位置による液状化強度の違いに関する補正係数である。

提案式と既往の地震による液状化・非液状化事例を、地震動のタイプ、細粒分含有率  $FC$  ごとに比較した結果を図-3.4.12 に示す。液状化判定法では、 $L \geq R$  の場合に液状化が生じる、 $L < R$  の場合に液状化が生じないと判定する。提案式による  $R$  は、液状化事例と非液状化事例の概ね境界付近に位置していることから、実地盤における液状化・非液状化事例ともよく対応していることが分かる。



(a) タイプIの地震動



(b) タイプIIの地震動

図-3.4.12 提案式と既往の地震による液状化・非液状化事例の比較

### 3.5 土の液状化挙動と物理特性の関係

粘性土（低塑性～非塑性シルトを除く）が液状化しにくいことは、既往の地震被害事例等からもよく知られているとおりである。しかし、この傾向は、液状化試験によって得られる繰返し三軸強度比  $R_L$  に敏感に現れない。

図-3.4.6 から分かるように、 $FC \geq 85\%$ かつ  $I_p \geq 35$  の粘性土であっても繰返し三軸強度  $R_L = 0.3 \sim 0.5$  程度であり、特別に大きな値を示しているわけでもない。この程度の  $R_L$  の範囲を特別に大きくないと考える理由は、いわゆるレベル2地震動を考慮して機械的に計算すると、 $F_L \leq 1$ 、すなわち、液状化が生じると判定されるケースが多いと考えられるためである。

液状化試験では一般に、軸ひずみ両振幅  $\varepsilon_{DA} = 5\%$  が液状化の発生と定義される。豊浦砂のような典型的な砂質土を考えると、密度の異なる試料に非排水繰返しせん断を与えたとき、過剰間隙水圧はいずれも著しく上昇する一方で、生じるひずみの大きさに違いが現れやすいため、 $\varepsilon_{DA}$  を指標とすることに一定の合理性がある。しかし、粘性土の場合は、過剰間隙水圧がさほど上昇しない間からひずみ振幅が増加し、 $\varepsilon_{DA} = 5\%$  に達する。したがって、粘性土に対して  $\varepsilon_{DA} = 5\%$  を液状化の発生と定義することは必ずしも合理的でなく、粘性土の液状化強度を過小に評価している可能性がある。

したがって、 $\varepsilon_{DA} = 5\%$  以外の指標を活用することで、液状化判定法のさらなる合理化を図ることができる可能性が考えられる。また、地震時の繰返しせん断を受けた砂質土および粘性土の力学挙動の違いを適切に区別して評価することができれば、液状化判定の結果を各種構造物の耐震性評価により適切に反映することができると考えられる。

こうした視点から、本節では、繰返しせん断後の土の力学挙動の違いを代表すると考えられる4つの指標に着目して比較し、物理特性との関係を調べた。

- 1) 過剰間隙水圧
- 2) ひずみの発達特性
- 3) 剛性低下特性
- 4) 繰返しせん断後の体積収縮量

#### 3.5.1 過剰間隙水圧の上昇特性に与える影響

砂質土と粘性土では、同じ  $\varepsilon_{DA} = 5\%$  に達したとしても、過剰間隙水圧比が異なるものと考えられる。この点に着目してデータ整理を行った。

##### (1) データの選定

試験結果を整理する際には、試料採取時の乱れ、供試体ごとの物理・力学特性のばらつきの影響を小さくするため、原位置に対して室内試験供試体の  $FC$  が  $\pm 20\%$ 、 $\rho_d$  が  $\pm 0.2\text{g/cm}^3$ 、 $G_0$  が  $0.5 \sim 1.5$  倍の範囲内にある試験結果（前節のグループ A）のみを対象とした。

なお、 $\varepsilon_{DA} = 5\%$  時の圧縮・伸張荷重比  $P_C / P_E$  が  $0.9 \sim 1.1$  の範囲を超えるデータについては、整理対象外とした。また、軸差応力の時刻歴波形にガタつきが見られるデータについても、整理対象外とした。

## (2) 指標の抽出方法

各供試体において、 $\varepsilon_{DA} = 5\%$ に達したときの過剰間隙水圧比の値を抽出した。

## (3) 物理特性との関係

図-3.5.1～図-3.5.3 に過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$  および繰返し三軸強度比 $R_L$  の関係について、細粒分含有率 $FC$ 、塑性指数 $I_P$ 、堆積区分で分類した図をそれぞれ示す。

定性的には、 $FC$ あるいは $I_P$ が大きくなるほど、 $\varepsilon_{DA}=5\%$ に達したときの過剰間隙水圧比が小さくなる傾向が認められる。特に、 $FC > 85\%$ または $I_P > 25$ の場合は顕著である。一方、堆積区分との関係は不明確である。

このように、大まかには、 $FC$ あるいは $I_P$ が大きいほど過剰間隙水圧が上昇しにくくなる傾向が見受けられたものの、ばらつきが大きい。その要因として、次のことが考えられる。

- ・ 試験対象とした原位置試料は、供試体内での物理特性は必ずしも一様でない。今回の試験では、供試体の上下端面で間隙水圧を測定しているが、例えば、砂を主体とする供試体であっても上下端付近に粘土が薄層状に介在する場合は、砂の過剰間隙水圧を適切に検出できていない可能性が考えられる。逆に、粘土が主体であっても上下端付近に砂が薄層状に介在する場合は、薄層状の砂の中で上昇した過剰間隙水圧が測定され、粘土の間隙水圧を代表していない可能性が考えられる。
- ・ 粘性土は、その透水性の低さのため、せん断中に供試体内の過剰間隙水圧分布が必ずしも一様とはならない<sup>26)</sup>。今回の試験では供試体の上下端面における過剰間隙水圧を測定しているが、供試体によっては得られた値が供試体全体の過剰間隙水圧を表していない可能性がある。この問題は、非一様性な実地盤から採取した試料を対象とする限り、避け難いと考えられる。

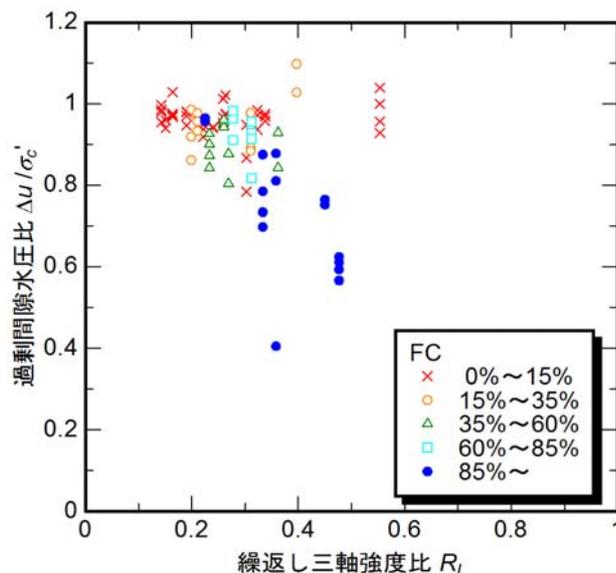


図-3.5.1 過剰間隙水圧比と繰返し三軸強度比の関係（ $FC$ による分類）

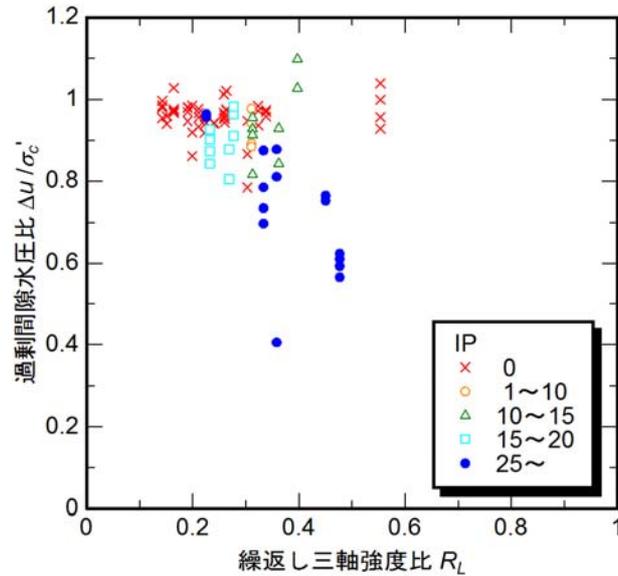


図-3.5.2 過剰間隙水圧比と繰返し三軸強度比の関係 ( $I_P$ による分類)

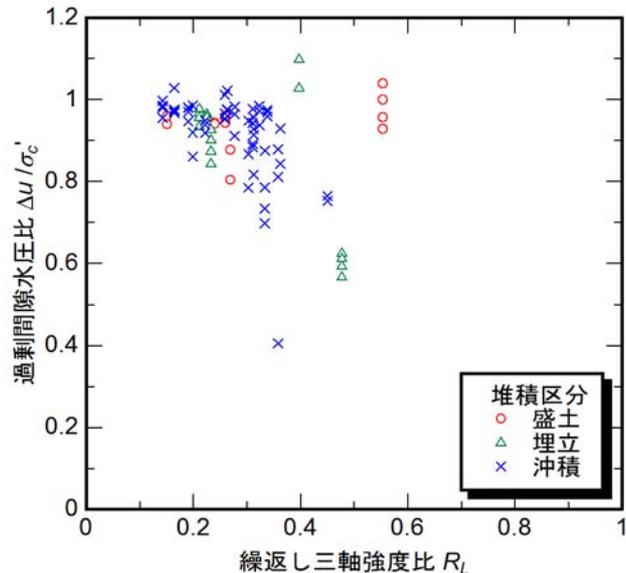


図-3.5.3 過剰間隙水圧比と繰返し三軸強度比の関係 (堆積区分による分類)

### 3.5.2 ひずみ発達特性に与える影響

ここで言うひずみ発達特性とは、繰返し回数の増加に伴うひずみ ( $\epsilon_{DA}$ ) の増加速度を意味しており、これによって地震被害への影響度合いが異なるものと考えられている。同じ  $\epsilon_{DA}=5\%$  に達したとしても、その前後での繰返し回数におけるひずみの発達速度は、砂質土では大きく、粘性土では小さい可能性が考えられる。この点に着目してデータ整理を行った。

#### (1) データの選定

前節で選定したグループ A の内、試験終了時に  $\epsilon_{DA} = 10\%$  に達したデータを対象とした。なお、 $\epsilon_{DA} = 5\%$  時の圧縮・伸張荷重比  $P_C / P_E$  が  $0.9 \sim 1.1$  の範囲を超えるデータおよび軸差応力の時刻歴波形にガタつきが見られるデータは、整理対象外とした。

## (2) 指標の抽出方法

豊浦砂に対する繰返し中空ねじりせん断試験結果において、せん断ひずみ両振幅 $\gamma_{DA}=3\%$ から $\gamma_{DA}=15\%$ に達するまでに必要な繰返し回数 $(N_{15}-N_3)$ に、繰返し応力比 $SR$ を乗じて得られる $(N_{15}-N_3) \times SR$ が、相対密度 $Dr$ が一意的関係を示したとの報告がある<sup>27)</sup>。パラメータ $(N_{15}-N_3) \times SR$ の物理的意味は明確でないが、その値が大きいほどひずみが発達しにくいことを表している。繰返し応力比 $SR$ を乗じているのは、同じ土であっても $(N_{15}-N_3)$ は繰返し応力比 $SR$ によって異なることの影響を排除するためであると考えられる。

ひずみ発達特性を定量化する手法は確立されていないため、ここでは文献<sup>27)</sup>を参考とし、 $\log(N_{10}-N_2) \times R$ を指標として試験結果の整理を行った。 $(N_{10}-N_2)$ は、 $\varepsilon_{DA}=2\%$ から $\varepsilon_{DA}=10\%$ に達するまでに必要な繰返し回数を、 $R$ は応力比を示す。繰返し回数 $(N_{10}-N_2)$ の対数をとったのは、 $(N_{10}-N_2)$ が200回を超えるなど非常に大きな値を示すデータにおいて、 $(N_{10}-N_2) \times R$ が極端に大きな値を示したためである。

## (3) 物理特性との関係

図-3.5.4～図-3.5.6にひずみ発達特性と繰返し三軸強度比の関係について、細粒分含有率 $FC$ 、塑性指数 $I_p$ 、堆積区分で分類した図をそれぞれ示す。

まず、ひずみ発達特性に関する指標 $\log(N_{10}-N_2) \times R$ と繰返し三軸強度比 $R_L$ は右上がりの関係となっており、液状化強度が大きいほどひずみが発達しにくくなる傾向がある。しかし、今回のデータを見る限り、 $\log(N_{10}-N_2) \times R$ と $R_L$ の関係が、 $FC$ 、 $I_p$ や堆積区分に依存するような傾向は認められない。

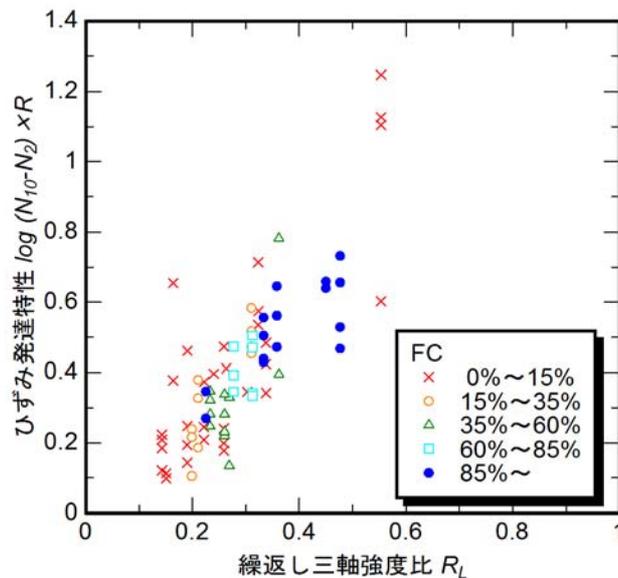


図-3.5.4 ひずみ発達特性と繰返し三軸強度比との関係 ( $FC$ による分類)

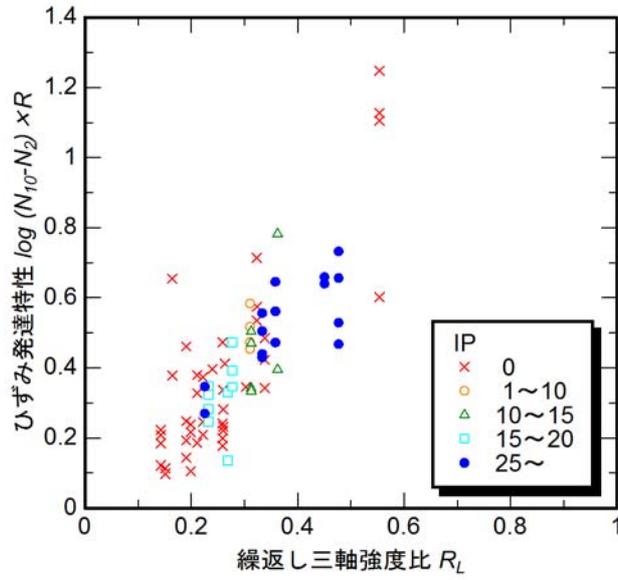


図-3.5.5 ひずみ発達特性と繰返し三軸強度比との関係 ( $I_P$ による分類)

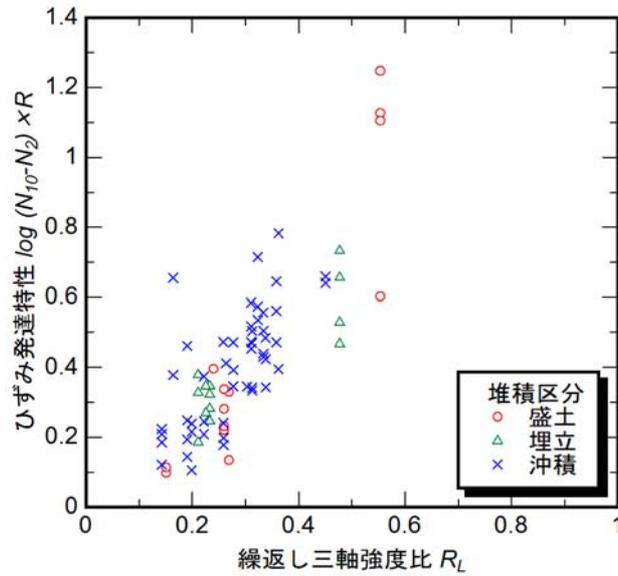


図-3.5.6 ひずみ発達特性と繰返し三軸強度比との関係 (堆積区分による分類)

### 3.5.3 剛性低下に与える影響

#### (1) 指標の抽出方法

一定のひずみ振幅を与える非排水繰返しせん断試験（以下、定ひずみ試験という）では、砂質土と粘性土で剛性低下度合いに明瞭な差が表れることが指摘されている<sup>28)</sup>。これを参考に、繰返しせん断に伴う剛性低下に関する整理を行い、物理特性の違いによる影響を検討する。

今回実施した一連の試験は、一定の応力振幅を与える非排水繰返しせん断試験（以下、定応力試験という）であるため、定ひずみ試験のような明瞭な剛性低下度合いの違いを検出するためには、データ整理方法に工夫が必要となる。そこで、データ整理方法に関する検討を行った。

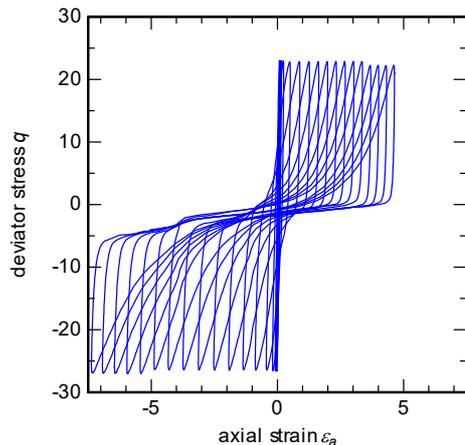


図-3.5.7 定応力試験

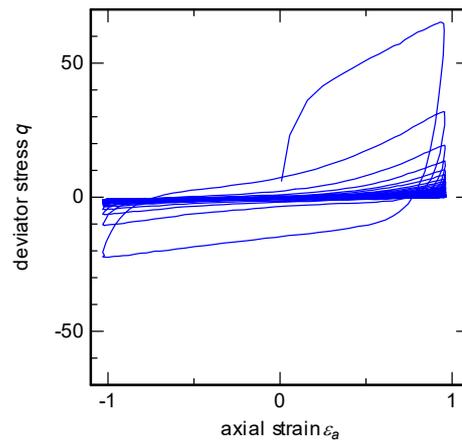
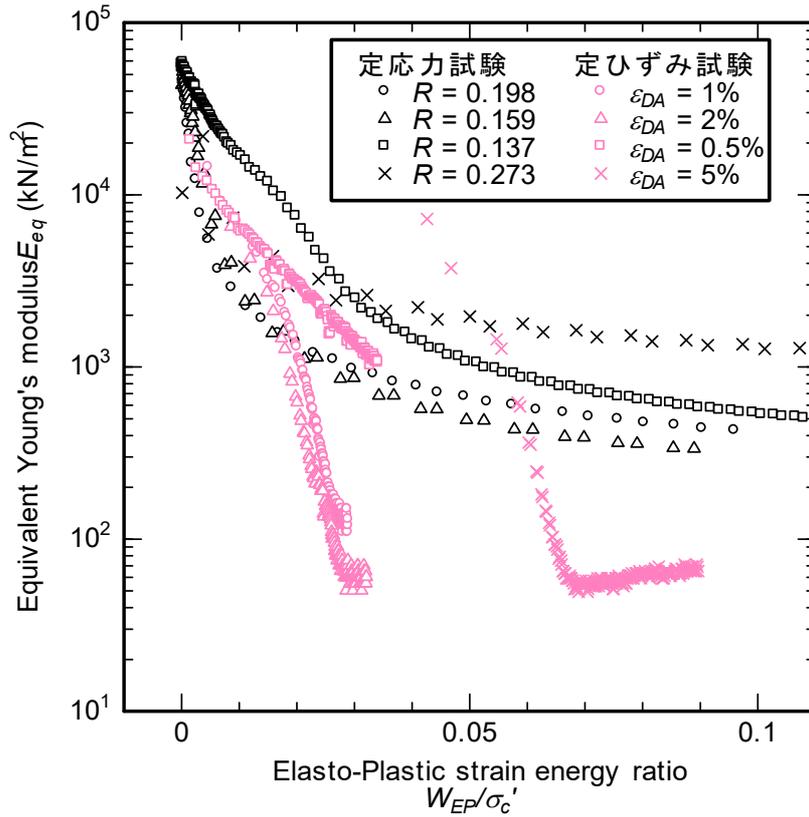


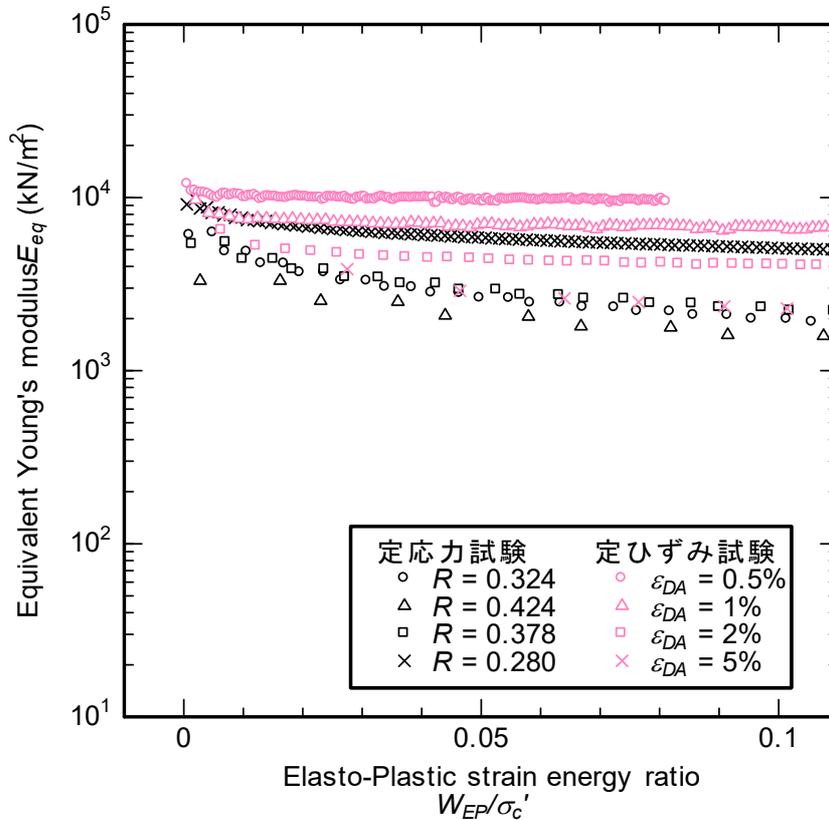
図-3.5.8 定ひずみ試験

はじめに、1 試料ずつの典型的な砂質土、粘性土の残試料（不攪乱状態）に対して定応力試験と定ひずみ試験を行い、繰返しせん断履歴に対する剛性低下の推移が試験方法によってどのように異なるかを確認した。その結果を図-3.5.9 に示す。ここに示す等価ヤング率  $E_{eq}$  は応力・ひずみ関係のピークから求めた割線勾配であり、繰返しせん断履歴を表す指標としては、累積損失エネルギー  $W_{ep}$  を圧密応力  $\sigma'_c$  で正規化したものを選んだ。

砂質土においては、初期剛性に対して、定応力試験では 1~2 オーダー程度、定ひずみ試験では 2~3 オーダー程度の剛性低下が生じており、試験法による剛性低下度合いの差異が明瞭に現れた。これに対して、粘性土の場合は両試験ともに剛性低下の大きさは 1 オーダー程度であり、試験法による差異が大きくない。これは、砂質土の剛性がサイクリックモビリティの影響を含めて評価するかかで大きく異なることによるものと考えられる。



(a) 砂質土



(b) 粘性土

図-3.5.9 砂質土および粘性土の定応力試験結果と定ひずみ試験結果

以上を念頭に、定応力試験から次の3とおりの方法で剛性を算出した。

算出方法0：軸差応力のピーク点を結んで得られる2点の勾配を剛性とする（図-3.5.10）。以下、この方法によって算出された剛性を割線剛性と呼ぶこととする。

算出方法1：除荷から載荷へと転ずる瞬間、すなわち、軸差応力がゼロクロスする前後2点の勾配を剛性と評価する（図-3.5.11）。以下、この方法によって算出された剛性を接線剛性と呼ぶこととする。なお、この方法によって得られる接線剛性はデータのサンプリング間隔に依存するが、2.2.6項に示したように、今回の試験ではデータ計測間隔を1サイクルあたり200点としている。

算出方法2：半サイクルごとに、最初の $\varepsilon_{DA} \times 10\%$ の区間を除外し、その次の $\varepsilon_{DA} \times 50\%$ の区間内の点のみを抽出し、これらを最小二乗近似することで得られる勾配を剛性とする（図-3.5.12）。以下、この方法によって算出された剛性をひずみ50%剛性と呼ぶこととする。

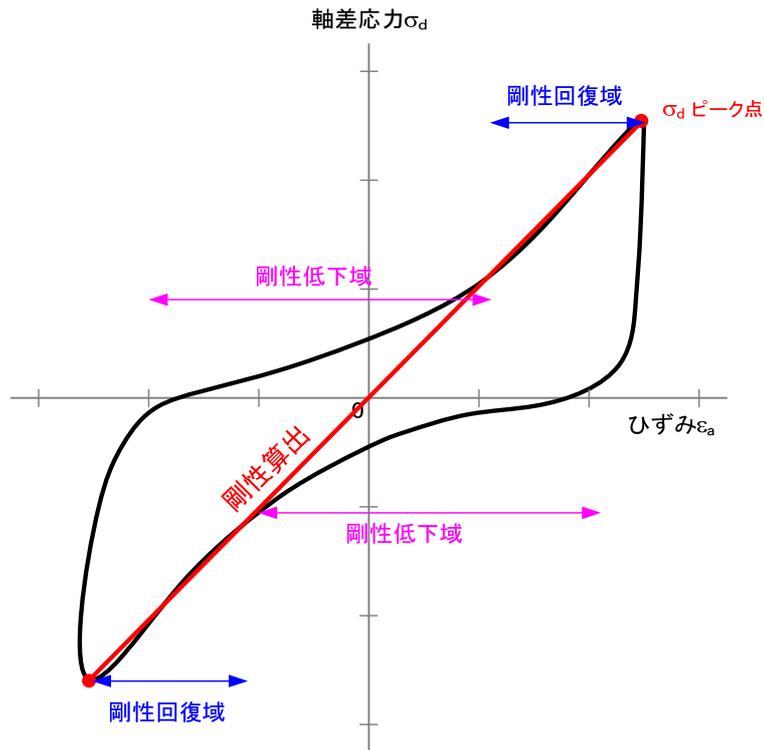


図-3.5.10 算出方法0の概念図

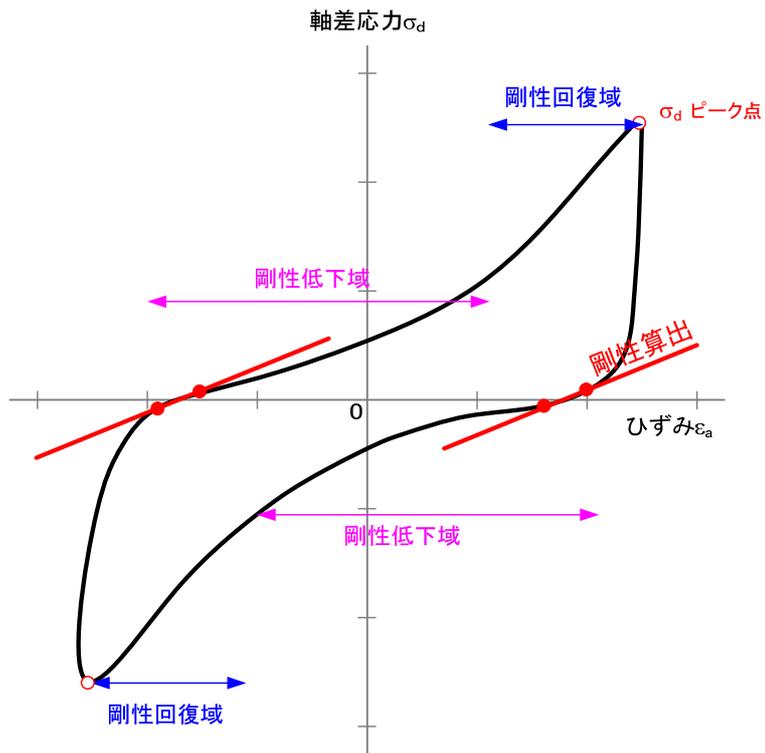


図-3.5.11 算出方法 1 の概念図

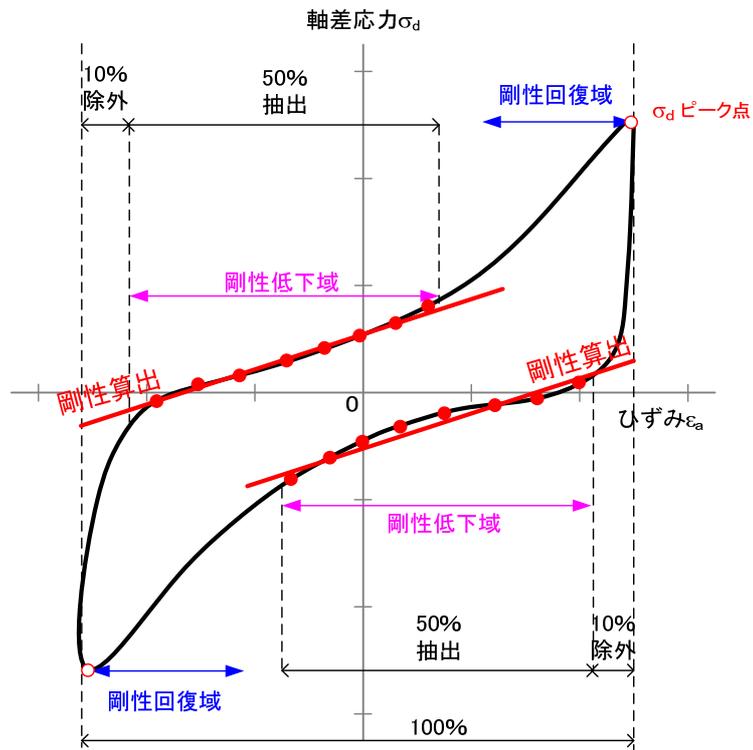
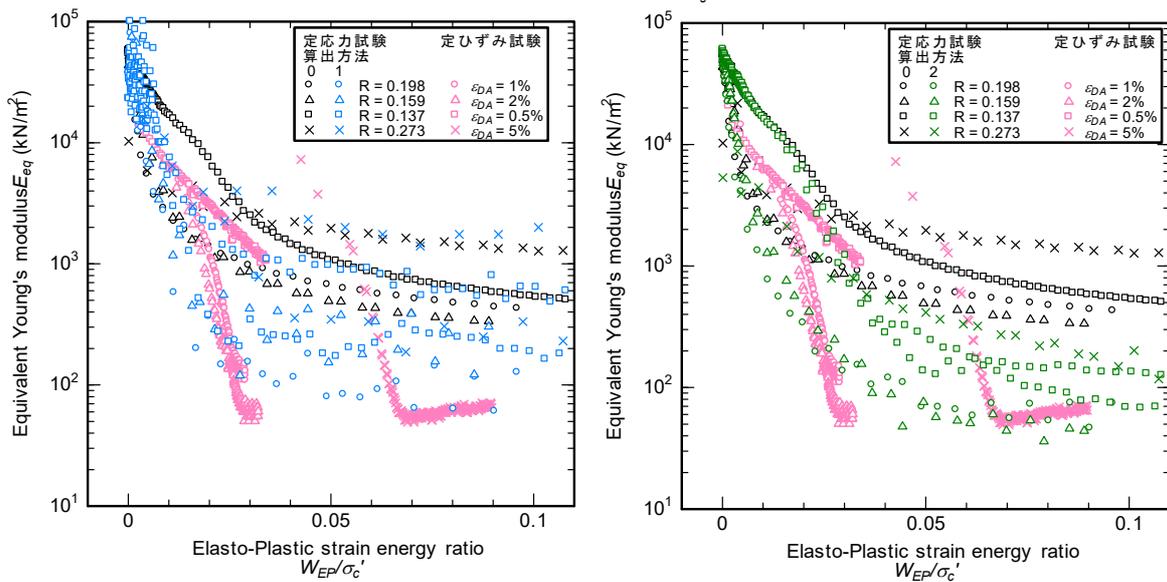


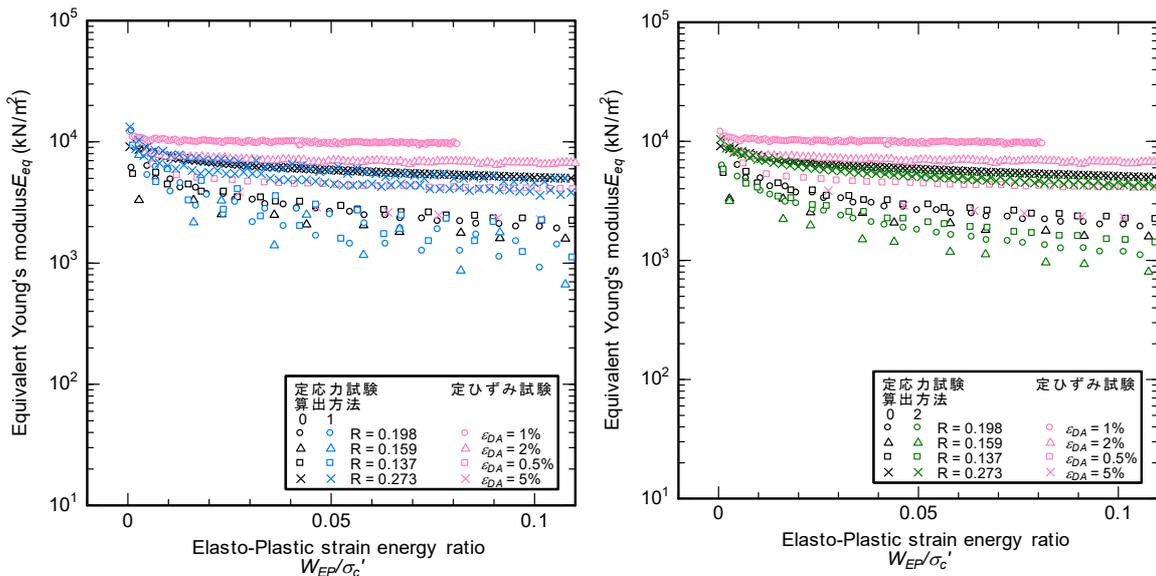
図-3.5.12 算出方法 2 の概念図

図-3.5.9 に示した砂質土および粘性土の定応力試験結果に対して、算出方法 0~2 を適用した結果を図-3.5.13 に示す。砂質土に算出方法 1 および 2 を適用すると、試験終了時の剛性低下度合いが 2~3 オーダー程度となっており、定ひずみ試験と同程度の低下剛性を得ることができた。また、粘性土においては、どの算出方法を用いても得られる剛性の値に大きな差は見られなかった。

ただし、算出方法 1 により得られる接線剛性は、わずかな計測ノイズの影響を受けて不安定となることがある。そこで、一連の定応力試験結果に対して、算出方法 2 を適用することとした。さらに、液状化試験の前に行った微小繰返し载荷による剛性で正規化することで、剛性低下率を求めた。



(a) 砂質土



(b) 粘性土

図-3.5.13 粘性土および砂質土における各算出方法による剛性低下挙動の違い

## (2) データの選定

前節で選定したグループ A を対象に整理を行った。 $\varepsilon_{DA}=5\%$ 時の圧縮・伸張荷重比  $P_C/P_E$  が 0.9 ~ 1.1 の範囲を超えるデータおよび軸差応力の時刻歴波形にガタつきが見られるデータについては、整理対象外とした。

## (3) 物理特性との関係

まず、算出方法 2 によって得られた剛性を  $G/\sigma'_c$  に換算し、繰返し三軸強度比  $R_L$  との関係調べた結果を図-3.5.14 に示す。同図には、安田・稲垣ら<sup>29)</sup>による試験データ ( $F_L=1.0$  のときのせん断剛性比  $G_1/\sigma'_c$ ) を併せてプロットしている。算出方法 2 による結果と安田・稲垣ら<sup>29)</sup>の試験データは同程度のオーダーの値を示していることから、算出方法 2 による剛性は、サイクリックモビリティの影響が除去され、安田ら<sup>30)</sup>の言うところの抵抗変曲点までの割線剛性  $G_1$  に近い値が抽出されているものと考えられる。

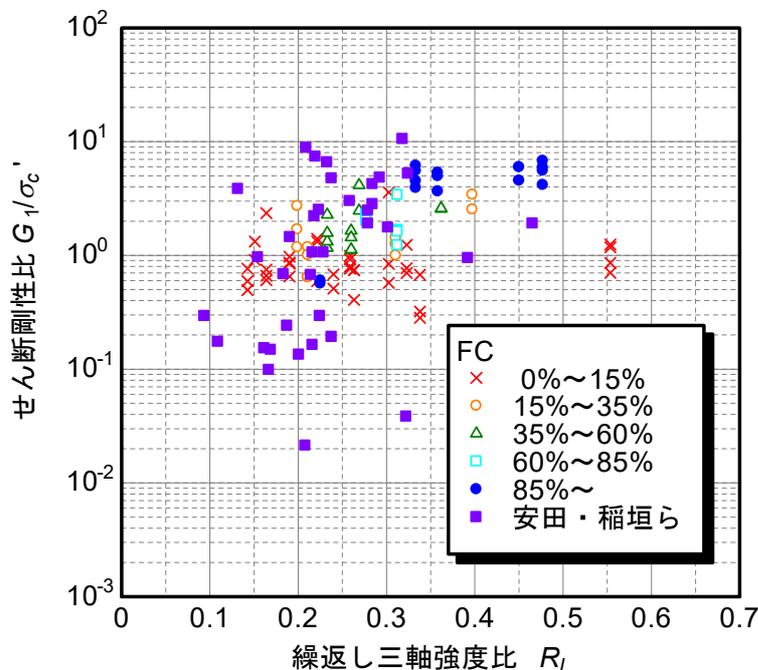


図-3.5.14 せん断剛性比と繰返し三軸強度比の関係

次に、図-3.5.15～図-3.5.17 に剛性低下率と繰返し三軸強度比の関係について、細粒分含有率  $FC$ 、塑性指数  $IP$ 、堆積区分で分類した図をそれぞれ示す。

剛性低下率  $E_{50\%}/E_{eq}$  と  $R_L$  の関係のみに着目すると、ばらつきが大きく、有意な関係が認められない。その一方で、 $FC$  や  $IP$  に着目すると、粘性土に近いほど剛性低下が生じにくくなる傾向が認められる。

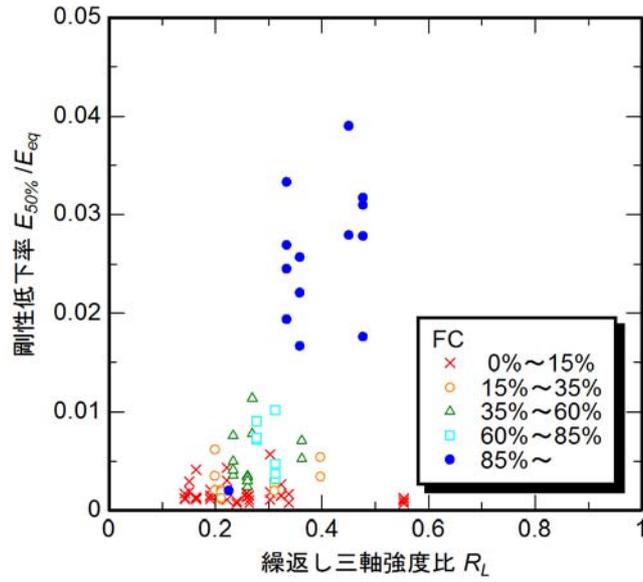


図-3.5.15 剛性低下率と繰返し三軸強度比の関係 (FCによる分類)

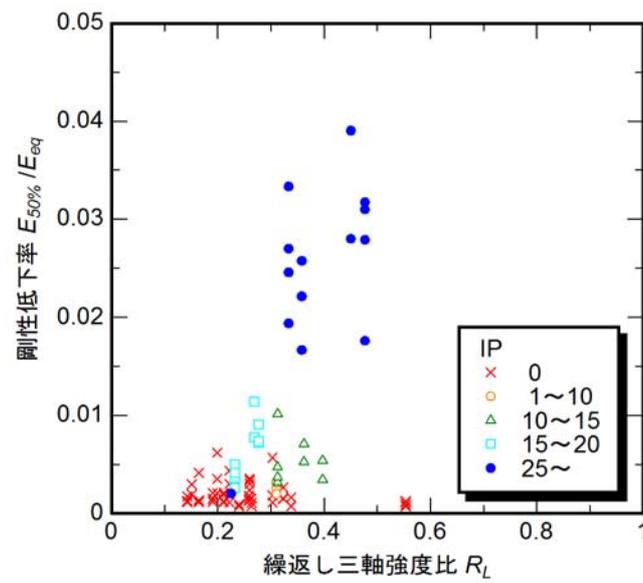


図-3.5.16 剛性低下率と繰返し三軸強度比の関係 (IPによる分類)

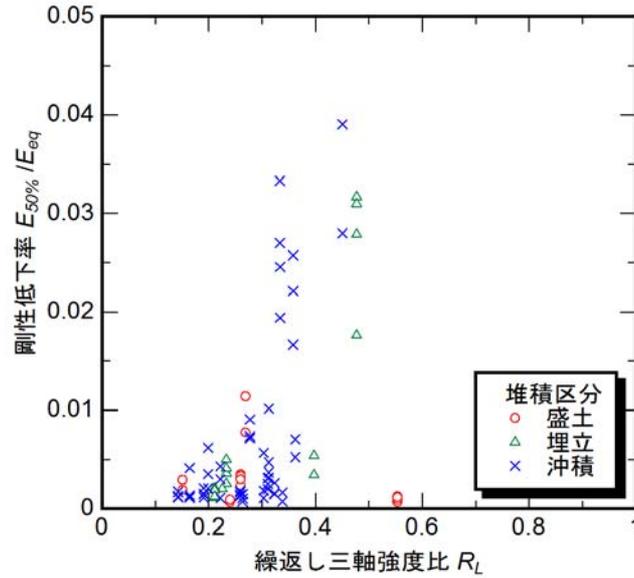


図-3.5.17 剛性低下率と繰返し三軸強度比の関係（堆積区分による分類）

### 3.5.4 繰返しせん断後の体積圧縮特性に与える影響

#### (1) 指標の抽出方法

試験終了後( $\varepsilon_{DA}=10\%$ )の排水量から求めた体積ひずみ $\varepsilon_v$ を整理する。

#### (2) データの選定

前項と同様にグループ A のみをデータ整理の対象とした。試験終了後に $\varepsilon_{DA}=10\%$ に達しないデータについては、体積ひずみ測定時点までに受けた繰返しせん断履歴が異なる可能性が考えられることから、除外した。

#### (3) 物理特性との関係

図-3.5.18～図-3.5.20 に繰返しせん断後の体積ひずみおよび繰返し三軸強度比の関係を示す。

大局的には、繰返し三軸強度比  $R_L$  が大きくなるにつれて体積ひずみ $\varepsilon_v$  が小さくなる傾向が認められる。 $FC$ 、 $I_P$  が大きく粘性土に近い材料ほど、 $R_L$  が同程度であっても $\varepsilon_v$  が大きくなっているようにも見えるが、その傾向は明瞭でない。堆積区分と体積ひずみ $\varepsilon_v$  の間には、何らかの関係を見出すことが難しい。

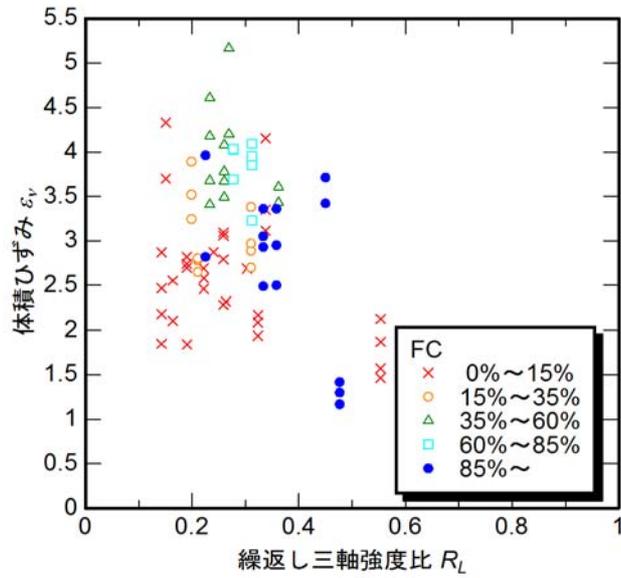


図-3.5.18 繰返しせん断後の体積ひずみと繰返し三軸強度比の関係 (FCによる分類)

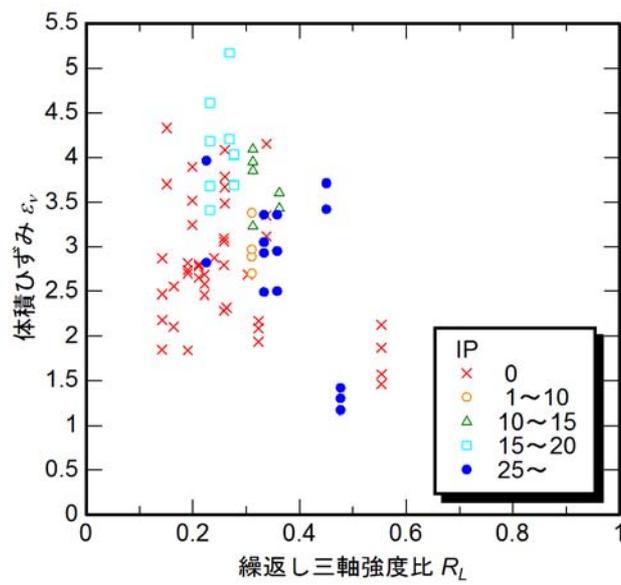


図-3.5.19 繰返しせん断後の体積ひずみと繰返し三軸強度比の関係 (IPによる分類)

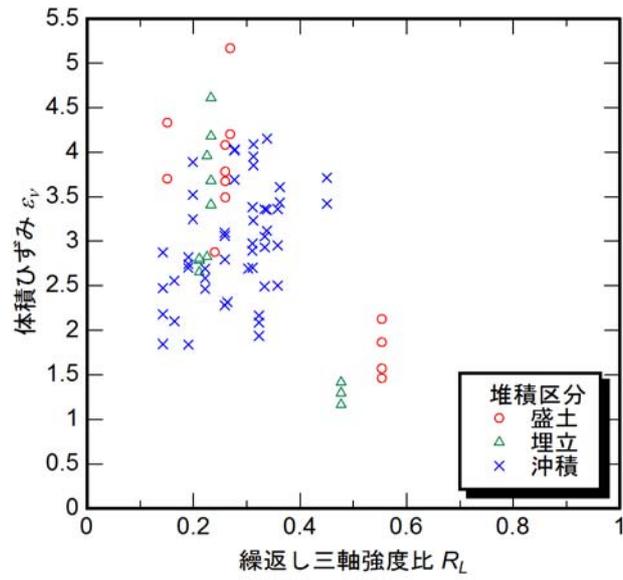


図-3.5.20 繰返しせん断後の体積ひずみと繰返し三軸強度比の関係（堆積区分による分類）

## 4. まとめ

本報では、東北地方太平洋沖地震における液状化判定法の検証結果に基づいてとりまとめられた課題のうち、土の液状化特性に及ぼす細粒分の影響に着目して、一連の原位置地盤調査、室内土質試験とそのデータ分析を行った。得られた知見は次のとおりである。

- 1) 近接するボーリング孔から採取された標準貫入試験試料と液状化試験のための1試料4供試体では細粒分含有率がばらつきを有し、その傾向は浚渫土、デルタ堆積物において特に顕著であった。これは、数cm～数十cmオーダーで層相が変化する土層から30cmないしは10cmの試料を採取したため、わずかな採取位置の違いによっても得られる試料の物理特性が異なったことによると考えられる。
- 2) 細粒分を含む砂～細粒土を対象として、乱れの少ない試料を採取して液状化試験を行う場合や、その結果と標準貫入試験等のデータと対比する際には、各試料の土質のばらつき、試料採取時の乱れの観点から、精度確保に努める必要がある。
- 3) 細粒分含有率  $FC$ 、乾燥密度  $\rho_d$ 、初期せん断剛性  $G_0$  の3つの指標に着目し、原位置と室内でこれらの相違が比較的小さいデータのみを選別した結果、繰返し三軸強度比  $R_L$ 、換算  $N$  値  $N_1$  と  $FC$  が比較的良好な相関関係を示す傾向を確認した。それらのデータに基づき、細粒分を含む砂の液状化強度評価式を新たに提案した。
- 4) 提案式は既往の液状化・非液状化事例とよく対応し、かつ、細粒分を含む砂～細粒土について現行の評価法より大きな液状化強度を見込むことができる。
- 5) 細粒分の量だけでなく、細粒分の質が土の液状化特性に及ぼす影響に着目し、塑性指数  $I_P$  の影響に着目した分析を行った結果、 $I_P$  が大きい土ほど  $R_L$  が大きくなる傾向が確認された。ただし、ばらつきが大きくデータ量も少ないことから、定量的な相関関係を導くには至らなかった。
- 6) 各地点、各深度で得られた液状化強度曲線と近傍の強震観測記録から、累積損傷度法を用いて地震動特性に関する補正係数  $c_w$  を算出した結果は、既往のプレート境界型地震に対して提案された値 ( $c_w = 1.0$ ) と大きく変わらない結果となった。
- 7) 繰返し三軸強度比  $R_L$  が同程度の土であっても、非排水繰返しせん断に対する過剰間隙水圧の上昇や剛性低下が、細粒分を多く含む土ほど鈍くなる傾向が認められた。このことは、今後、液状化判定法や各種構造物の耐震性評価手法のさらなる合理化を図る上でのヒントを与えている可能性がある。

上記のように、細粒分を含む砂～細粒土については、例えば細粒分含有率  $FC$  の評価を考えても、地盤が本来的に有している材料の空間的ばらつきの影響を受けるといふ難しさがある。こうした問題の性質を踏まえつつ、実地盤の液状化強度を精度よく評価していく上での当面の実務的な対応としては、標準貫入試験試料に対して行う物理試験の実施頻度を増すなど、貫入抵抗と物理特性の把握精度を同時に高めることが重要であると考えられる。特に、今回提案した評価式では、現行の評価式に比べて液状化強度に及ぼす  $FC$  の影響が敏感になっているため、適用にあたっては、高い頻度で物理試験を行うことが必要である。

今後のさらなる精度向上を図ることを考えたとき、調査技術の方向性としては、地盤材料の空間的ばらつきをより詳細に評価していく方向性も一つ考えられるところである。しかし、最終的に各種土木構造物への影響評価に反映させることを考えると、土層全体あるいは地盤全体としての挙動をいかに評価するかという観点も忘れてはならない。その一例として、原位置液状化試験法の開発も有望である可能性が考えられる。

また、今回は細粒分を含む砂～細粒土の液状化特性の評価に主眼を置いて一連の検討を行ったが、液状化判定法に関わるその他の技術課題としては、液状化特性に及ぼす年代効果の影響の評価手法の開発や、地震動特性、地盤の応答特性の影響をより詳細に取り込む方法の開発も必要である。さらには、液状化の発生有無を予測する手法にとどまらず、液状化が各種構造物に及ぼす影響を合理的に評価する手法についても、あわせて検討していくことが重要である。

## 謝 辞

本調査の実施にあたっては、調査フィールドの提供の面で国土交通省関東地方整備局（河川部河川工事課、利根川下流河川事務所、霞ヶ浦河川事務所、江戸川河川事務所、下館河川事務所、常陸河川国道事務所）、東京都、千葉県、首都高速道路(株)、猿江恩賜公園サービスセンターの関係各位に多大な協力をいただいた。ここに深甚なる謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 国土交通省液状化対策技術検討会議：「液状化対策技術検討会議」検討成果，2011.
- 2) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説，1972.4.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1980.5.
- 4) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第 1729 号，1981.9.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.2.
- 6) 佐々木康，松本秀鷹，近藤益央：室内土質試験に基づく液状化強度－細粒分含有率の影響－，土木研究所資料，第 2590 号，1988.2.
- 7) 松尾修，東拓生：液状化の判定法，土木技術資料，No.39，Vol.2，pp.20-25，1997.2.
- 8) 松尾修：液状化の判定法と耐震設計，基礎工，Vol.25，No.3，pp.34-39，1997.3.
- 9) 松尾修：耐震設計と N 値－土木－，基礎工，Vol.25，No.12，pp.67-70，1997.12.
- 10) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集，No.757/III-66，pp.1-20，2004.
- 11) 松尾修：大規模地震動に対応した地盤の液状化判定法に関する研究，九州大学大学院博士論文，2012.1
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 13) 国土交通省関東地方整備局河川部：東北地方太平洋沖地震による関東地方整備局管内災害復旧記録集，2014.3.
- 14) Robertson, P.K.: Soil classification using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), pp.151-158, 1990.
- 15) Robertson, P.K. and Fear, C.E.: Liquefaction of sands and its evaluation, IS TOKYO '95, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Keynote Lecture, 1995.
- 16) 鈴木康嗣，時松孝次，實松俊明：コーン貫入試験結果と標準貫入試験から得られた地盤特性との関係，日本建築学会構造系論文集，No.566，pp.73-80，2003.4.
- 17) Robertson, P.K. and C.E. Wride,: Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp.442-459, 1998.
- 18) 谷本俊輔，佐々木哲也，石原雅規，鷺見浩司：涸沼川・下石崎地先の堤防の地震被害調査，第 1 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム委員会報告・講演概要集，pp.75-78，2013.11.
- 19) 遠藤毅：東京都臨海域における埋立地造成の歴史，地学雑誌，113(6)，785-801，2004.
- 20) 東京都：猿江恩賜公園の完成，都市公園，86 号，pp.33-55，1984.
- 21) 田辺晋，中島礼，内田昌男，柴田康行：東京低地臨海部の沖積層にみられる湾口砂州の形成機構，地質学雑誌，118(1)，pp.1-19，2012.
- 22) 若松加寿江：日本の液状化履歴マップ 745-2008 DVD+解説書，東京大学出版会，2011.
- 23) 安田進，山口勇：室内および原位置で求めた動的せん断定数，砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価－室内試験法および試験結果の解釈と適用－に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.115-118，1984.

- 24) (社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2009.
- 25) 佐々木哲也，石原雅規，谷本俊輔，増山博之：東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討，土木研究所資料，第 4280 号，2014.1.
- 26) プラダン・テージ：講座 粘性土の動的性質 4.粘性土の動的試験法，土と基礎，Vol.46, No.10, pp.53-58, 1998.10.
- 27) 土質工学会：3.2 飽和砂の繰返し非排水せん断特性（液状化特性），土質地震工学，土質基礎工学ライブラリー24，pp.66-77，1983.8.
- 28) 風間基樹，柳澤栄司，増田昌昭：定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性，土と基礎，Vol.46, No.4, pp.21-24, 1998.4.
- 29) 安田進，稲垣太浩，長尾和之，山田真一，石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第 40 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.525-526，2005.
- 30) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49, pp.71-89, 1999.

## 付属資料 1

### ボーリング柱状図



## 付属資料 1 ボーリング柱状図

付属資料として、今回調査を行った 14 地点のボーリング柱状図を示す。巻末 CD には、各ボーリングによる採取コア写真も保存している。

# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液状化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	1-1 (西関宿)		調査位置	埼玉県幸手市西関宿地先			北 緯	36° 5' 6.40"			
発注機関	独立行政法人 土木研究所				調査期間	2011年12月14日～2011年12月16日		東 経	139° 46' 36.20"		
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話(03-3463-2281)		主任技師	吉田 正		現 場 代 理 人	半田 英樹		コ ン 定 ア 者	半田 英樹	
ボーリング責任者	伊藤 功二		試錐機	東邦 DO-DL0			ハンマー落下用具	半自動落下装置			
孔口標高	Y.P. +17.46m		方 向			使用機種	エンジン ヤンマー NFD-8		ポンプ	東邦 BG-4CL	
総掘進長	17.00m		地盤勾配								

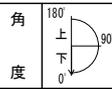
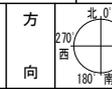
標 尺 (m)	層 高 (m)	厚 度 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験					原位置試験		試料採取 深 度 (m)	採取 方法	室内試験 ( )	掘 進 月 日	
										深 度 (m)	10cm毎の 打撃回数		打 撃 回 数 / 貫 入 量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試 験 名 および 結果					
											0	10									20
1	+16.50	0.90	0.90	盛シルト 盛細土	茶 褐				全体にシルト分を多く含む。φ100~200mmの玉石が点在。	1.15	3	4	10	9.7							
2	+15.91	0.65	1.55	盛シルト 盛細土	暗 灰			硬い	粒度は均一で、砂分を若干含む。	1.46	3	3	11	31							
3	+14.91	1.00	2.55	盛シルト 盛細土	茶 褐			硬い	砂分を不規則に含む。	2.15	4	4	5	30							
4	+12.96	1.95	4.50	盛細土	褐 灰			緩い	粒径は不均一。中砂~粗砂を不規則に混入。	2.45	4	4	5	30							
5	+12.11	0.85	5.35	盛シルト 盛細土	茶 褐				シルト分を不規則に含み、所々でブロック状のシルト薄層を挟在。	3.15	2	2	2	30							
6				盛細土	褐 灰			中ぐらいと密な	粒径は不均一。中砂~粗砂を不規則に混入。	3.45	2	2	2	30							
7	+9.46	2.65	8.00	盛細土	茶 褐			緩い	粒径は細粒、かつ均一。含水多く、緩んでいる。	4.15	2	3	2	30							
8	+8.11	1.35	9.35	盛細土	茶 褐				粒径は細粒、かつ均一。含水多く、緩んでいる。	4.45	2	3	2	30							
9	+7.06	1.05	10.40	盛細土	暗 灰			中位	粒径は細粒、かつ均一。含水多く、緩んでいる。9.35~10.72m間、液状化発生の形跡有り(H23液状化被災地地盤構造評価のための採取コア試料処理業務)。	5.15	2	3	3	5	30						
10	+6.88	0.20	10.60	盛細土	暗 灰			中位	粒径は不均一。	5.45	18	12	5	30							
11	+5.01	1.85	12.45	盛シルト 盛細土	暗 灰			硬い	砂分を不規則に多く含む。土層上部で多い。	6.15	4	4	6	30							
12				粘性土						7.15	11	10	30	30							
13										7.45	3	2	8	30							
14										8.15	3	2	8	30							
15										8.45	3	12	8	30							
16										9.15	4	3	3	30							
17										9.45	4	3	3	30							
										10.15	3	3	9	30							
										10.45	12	3	8	30							
										11.15	2	3	3	8	30						
										11.45	2	3	3	8	30						
										12.15	2	3	2	7	30						
										12.45	2	3	2	7	30						

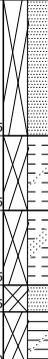
# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	2-1(上蛇)	調査位置	茨城県常総市上蛇地先	北 緯	36° 4' 37.50"
発注機関	独立行政法人 土木研究所	調査期間	2011年12月 9日～2011年12月11日	東 経	140° 0' 13.40"
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話( 03-3463-2281 )	主任技師	吉田 正	現 場 代 理 人	半田 英樹
コ ン 定 者	半田 英樹	ボーリング責任者	伊藤 功二		
孔 口 標 高	Y.P.+19.21m	角 度		方 向	
総掘進長	17.00m	地盤勾配	使用機種		
		試錐機	東邦 D0-DL0	ハンマー落下用具	半自動落下装置
		エンジン	ヤンマー NFD-8	ポンプ	東邦 BG-4CL

標 尺 (m)	層 高 (m)	厚 度 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験				原位置試験		試料採取		掘 進 月 日
										深 度 (m)	10cm毎の打撃回数	打撃回数/貫入量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試 験 名 および結果	深 度 (m)	試 料 採 取 方 法	
1					盛細土砂	暗茶	緩い	中ぐらい	φ2~30mmの垂円礫を少量混入。φ200~300mmの玉石が点在。	1.15	14	14/30	14				P1	
2	+16.66	2.55	2.55		盛土シルト	茶褐	硬い		砂分を不規則に多く含む。φ2~10mmの垂円礫を少量混入。	2.15	9	9/30	9				P2	
3					盛質シルト	茶褐	中位		砂分を不規則に多く含む。一部で細砂薄層を挟在。粘着性に乏しい。	3.15	10	10/31	9.7				P3	
4	+15.26	1.40	3.95		盛細土砂	暗灰	中位		粒径は細粒、かつ均一。山砂。	4.15	5	5/30	5				P4	
5	+13.86	1.40	5.35		盛細土砂	暗灰	中位		砂分を不規則に含む。深度0.15~6.30m間、均一な細砂層を挟在。	5.15	5	5/30	5				P5	
6	+13.38	0.50	5.85		盛砂混じり土	暗灰	中位		砂分を不規則に含む。深度0.15~6.30m間、均一な細砂層を挟在。	6.15	4	4/30	4				P6	
7	+12.31	1.05	6.90		盛砂混じり土	暗灰	中位		砂分を不規則に含む。深度0.15~6.30m間、均一な細砂層を挟在。	7.15	7	7/30	7				P7	
8					盛砂混じり土	暗灰	中位		砂分を不規則に含む。深度0.15~6.30m間、均一な細砂層を挟在。	8.15	10	10/30	10				P8	
9					盛砂混じり土	暗灰	中位		砂分を不規則に含む。深度0.15~6.30m間、均一な細砂層を挟在。	9.15	7	7/30	7				P9	
10	+8.51	3.80	10.70		盛砂混じり土	暗灰	中位		粒径は不均一。中砂~粗砂を少量混入、深度9m以深ではや多い。	10.15	30	30/30	30				P10	
11	+7.26	1.25	11.95		シルト	暗灰	中位		粒度は均一で、変化乏しい。	11.15	4	4/30	4				P11	
12	+6.76	0.50	12.45		砂質シルト	暗灰	軟らかい		粒度は不均一で、全体に砂分を多く含む。	12.15	3	3/30	3				P12	
13					粘性土					12.45								

# ボーリング柱状図

調査名 地震被災河川堤防基礎地盤物性評価のための試錐調査

ボーリングNo																				
---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	No. BH 3A		調査位置	茨城県つくば市吉沼地先 小貝川左岸堤防周辺					北緯	36° 9' 39.4"							
発注機関	独立行政法人 土木研究所					調査期間	平成 23年 11月 9日 ~ 23年 11月 12日			東経	140° 0' 25.71"						
調査業者名	大成基礎設計株式会社 茨城営業所 電話 (029-240-1351)		主任技師	清田 泰行		現場代理人	立石 亮		コ鑑定者	ア		ボーリング責任者	佐野 勇				
孔口標高	YP +19.59m	角	180° 上 90° 下 0°		方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°		地盤勾配	鉛直 0° 水平 0°		使用機種	D0-D		ハンマー 落下用具			
総掘進長	16.00m		度	0°		向			エンジン	NFD7		ポンプ	BG-3C				

標尺 (m)	層厚 (m)	深度 (m)	柱状図	土質区分	色	相対密度	相対稠度	記号	孔内水位 (m) / 測定月日	標準貫入試験					原位置試験 深度 (m)	試験名 および結果	試料採取 深度 (m)	採取番号	室内試験 方法	掘進 月日				
										深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数			N 値							深 度 (m)	深 度 (m)	深 度 (m)	深 度 (m)
											0	10	20											
1	17.94	1.65	1.65	粘性土																				
2				中砂											2.00	3-S1	◎							
3	16.39	1.55	3.20												2.85									
4															4.00	3-T1	①							
5				粘性土											4.85									
6																								
7																								
8																								
9	10.69	5.70	8.90	礫質土											9.00	3-S2	◎							
10	9.59	1.10	10.00												9.35									
11				砂質土											11.00									
12	7.59	2.00	12.00												11.90	3-S2	◎							
13																								
14				粘性土																				
15																								
	3.59	4.00	16.00												16.00									

# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	4-1(本新)	調査位置	茨城県稲敷市本新			北 緯	35° 57' 22.50"				
発注機関	独立行政法人 土木研究所			調査期間	2011年12月 8日～2011年12月10日		東 経	140° 27' 47.90"			
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話( 03-3463-2281 )		主任技師	吉田 正		現場代理人	半田 英樹		ボーリング責任者	加藤 昌宏	
コ ン 定 ア 者	高橋 一郎		試験機	東邦 D-0D		ハンマー落下用具	半自動落下装置				
孔口標高	Y.P.+4.66m		角 度			使用機種	エンジン ヤンマー NFAD-8		ポンプ	東邦 BG-4	
総掘進長	14.00m		方 向								

標 尺 (m)	層 高 (m)	厚 度 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験				原位置試験		試料採取		掘 進 月 日
										深 度 (m)	10cm毎の打撃回数	打撃回数/貫入量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試 験 名 および結果	深 度 (m)	試 料 採 取 方 法	
1					盛細砂	黄褐灰	非常に緩い	緩い	粒径は細粒、かつ均一。全体にシルト分を若干含む。深度0.25mまでは碎石。深度1.60~1.70m間、碎石を少量混入。	1.15		2/30	2				P1	
2					盛細砂	黄褐灰	非常に緩い	緩い		1.45		6/30	6				P2	
3					盛細砂	黄褐灰	非常に緩い	緩い		2.15		6/30	6				P3	
4					盛細砂	黄褐灰	非常に緩い	緩い		2.45		6/30	6				P4	
5					貝殻混じり細砂	暗灰	非常に緩い	中ぐらい	粒径は細粒、かつ均一。全体にシルト分を多く含む。含水多く、緩んでいる。	3.15		6/30	6				P5	
6					細砂	暗灰	非常に緩い	中ぐらい	粒径は細粒、かつ均一。シルト分を若干含む。貝殻片を少量混入。	3.45		6/30	6				P6	
7					砂混じりシルト	暗灰	非常に緩い	中ぐらい	粒径は細粒、かつ均一。シルト分を若干含む。貝殻片を少量混入。	4.15		6/30	6				P7	
8					シルト混じり細砂	暗灰	非常に緩い	中ぐらい	砂分を不規則に多く含む。炭分解の薄片を少量混入。全体にシルト分を含む。	4.45		3/30	3				P8	
9					細砂	暗灰	非常に緩い	中ぐらい	粒径は細粒、かつ均一。全体にシルト分を若干含む。深度8mまでは貝殻片を多量に混入。	5.15		10/30	10				P9	
10					砂質土					6.15		4/30	4					
11										6.45								
12										7.15								
13										7.45								
14										8.15		12/30	12					
										8.45								
										9.15		20/30	20					
										9.45								

# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.									
----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

事業・工事名

ボーリング名	5-1(横瀬)		調査位置	茨城県神栖市横瀬地先			北 緯	35° 50' 33.60"											
発注機関	独立行政法人 土木研究所				調査期間	2011年12月14日～2011年12月15日			東 経	140° 42' 8.70"									
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話(03-3463-2281)		主任技師	吉田 正		現場代理人	半田 英樹		コピ定者	高橋 一郎									
ボーリング責任者	加藤 昌宏																		
孔口標高	Y.P.+2.49m		角			方			地盤勾配			使用機種	試験機		東邦 D-0D		ハンマー落下用具	半自動落下装置	
総掘進長	13.00m		度			向			エンジン	ヤンマー NFAD-8		ポンプ	東邦 BG-4						

標尺 (m)	層高 (m)	厚度 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験					原位置試験		試料採取 深 度 (m) 試料番号	室内試験 採 取 方 法 ( )	掘 進 月 日						
										深 度 (m)	10cm毎の打撃回数		打撃回数/貫入量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試 験 名 および結果									
											0	10								20					
1	+1.59	0.90	0.90		盛細土砂	暗黄灰			粒径は不均一。φ2~20mmの碎石を混入。深度0.30mまではシルト分を含む。	1.15				12/30	12										
2					盛細土砂	暗灰		中ぐらい	粒径は細粒で、ほぼ均一。1.60~1.75m間、中砂を混入。1.75~1.90m間、黒灰色のシルト層を挟在。深度2.50m以深、含水多く、緩み。	2.15				11/30	11										
3	-0.51	2.10	3.00		細砂	暗灰		緩い	粒径は細粒、かつ均一。所々で中砂を少量混入。深度4m付近、腐植物を少量混入。	3.15				7/32	6.6										
4	-2.01	1.50	4.50		シルト	暗灰		中位	3~5cm厚の細砂~シルト質細砂層を互層状に挟在、土層上部でやや多い。	3.47				7/33	6.4										
5					砂混じりシルト	暗灰		軟らかい	全体に砂分を含み、一部で細砂薄層をレンズ状に挟在。	4.48				4/30	4										
6	-3.61	1.60	6.10		シルト質細砂	暗灰		軟らかい	土層下部ではシルト薄層を互層状に挟在。腐植物を少量混入。	5.15				3/33	2.7										
7	-4.41	0.80	6.90		シルト	暗灰		軟らかい	粒度は均一で、土質変化乏しい。	5.45				3/30	4										
8	-4.81	0.40	7.30		シルト	暗灰		軟らかい		6.15				3/33	3										
9										7.15				3/30	3										
10										7.45				1/35	0.9										
11										8.15															
12										8.50															
13	-10.51	4.50	13.00		粘性土																				

# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	6-1 (請方)	調査位置	千葉県印旛郡栄町請方地先			北 緯	35° 51' 27.60"							
発注機関	独立行政法人 土木研究所			調査期間	2011年12月25日～2011年12月27日		東 経	140° 12' 23.20"						
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話( 03-3463-2281 )		主任技師	吉田 正	現 場 代 理 人	半田 英樹	コ ン 定 者	高橋 一郎						
ボーリング責任者	加藤 昌宏													
孔口標高	Y.P.+7.77m	角 度			方 向			地盤勾配		使用機種	試錐機	東邦 D-0D	ハンマー落下用具	半自動落下装置
総掘進長	19.00m	エンジン	ヤンマー NFAD-8		ポンプ	東邦 BG-4								

標尺 (m)	層高 (m)	厚 度 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験					原位置試験		試料採取 深 度 (m)	採取 方法	室内試験 ( )	掘 進 月 日				
										深 度 (m)	10cm毎の 打撃回数	打 撃 回 数 / 貫 入 量 (cm)	N 値			深 度 (m)					試 験 名 および 結果			
1					盛土 細砂	暗茶褐		非常に緩い	粒径は不均一。所々でシルト分を若干含む。一部で粗砂、φ2~10mmの雲母片を少量混入。深度0.30mまではφ10~40mmの砕石。	1.15	2	1	4	2	5	30	5							
2					盛土 シルト	暗褐灰		軟らかい	所々で砂質シルト層(20cm厚)を挟在。一部でブロック状、茶褐色の細砂を挟在。	1.45														
3					盛土 細砂	暗茶褐		非常に緩い	粒径は不均一。シルト分を不規則に多く含む。含水非常に多く、緩んでいる。	2.15	1	1	1	3	3	34	2.6							
4					盛土 細砂	暗茶褐		非常に緩い	粒径は不均一。シルト分を不規則に多く含む。含水非常に多く、緩んでいる。	2.49	1	1	1	3	3	37	2.4							
5					盛土 シルト	暗褐灰		軟らかい	所々で砂質シルト層(20cm厚)を挟在。一部でブロック状、茶褐色の細砂を挟在。	3.15	1	1	1	3	3	37	2.4							
6					盛土 細砂	暗茶褐		非常に緩い	粒径は不均一。シルト分を不規則に多く含む。含水非常に多く、緩んでいる。	3.52	1	1	1	3	3	37	2.4							
7					盛土 細砂	暗茶褐		非常に緩い	粒径は不均一。シルト分を不規則に多く含む。含水非常に多く、緩んでいる。	4.15	0	1	1	2	2	38	1.6							
8					砂質粘土	暗青灰		軟らかい	粒径は細粒、かつ均一。一部でシルト層を挟在。雲母片を混入。砂分を若干含む、一部で細砂をブロック状に挟在。	4.53	0	1	1	2	2	38	1.6							
9					砂混じりシルト	暗灰		中位	全体に粒度は均一。一部で砂分を若干含む。深度9m以深、腐植物を少量混入。	5.15	1	1	1	3	3	34	2.6							
10					有機質シルト	暗灰		中位	腐植物、未分解の草片を多量に混入。一部で細砂層を挟在。	5.49	1	1	1	3	3	34	2.6							
11					細砂	暗灰		中ぐらい	粒径はやや不均一。12.30m以深で中砂を多量に混入。12.20~12.30m間、粗砂を挟む。	6.15	2	1	1	4	4	30	4							
12					シルト質細シルト	暗灰		緩い	シルト層を互層状に挟在。土層下部で多い。	6.45	1	1	1	4	4	30	4							
13					シルト	暗灰		軟らかい	腐植物、草片を少量混入。	7.15	1	1	1	2	2	35	1.7							
14					粘性土					7.50	1	1	1	2	2	35	1.7							
15										8.15	1	1	1	2	2	30	2							
16										8.45	1	1	1	2	2	30	2							
17										9.15	2	2	3	7	7	34	6.2							
18										9.49	2	2	3	7	7	34	6.2							
19										10.15	1	2	2	5	5	34	4.4							
20										10.49	1	1	1	2	2	34	4.4							
21										11.15	6	7	7	20	20	30	20							
22										11.45	6	7	7	20	20	30	20							
23										12.15	8	7	7	22	22	30	22							
24										12.45	8	7	7	22	22	30	22							
25										13.15	1	3	2	6	6	30	6							
26										13.45	1	1	1	3	3	30	6							
27										14.15	1	1	1	3	3	35	2.6							
28										14.50	1	1	1	3	3	35	2.6							



# ボーリング柱状図

調査名 細粒分を含む砂等の液状化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	8-1(小島)	調査位置	茨城県常陸太田市小島地先	北緯	36° 30' 3.20"
発注機関	独立行政法人 土木研究所		調査期間	2011年12月22日～2011年12月24日	
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話(03-3463-2281)	主任技師	吉田 正	現場代理人	半田 英樹
孔口標高	T.P.+16.14m	方角	北0° 東90° 南180° 西270°	コピ定者	半田 英樹
総掘進長	14.00m	地盤勾配	鉛直90° 水平0°	ハンマー落下用具	半自動落下装置
		使用機種	試錐機 東邦 D0-DL0	エンジン	ヤンマー NFD-8
				ポンプ	東邦 BG-4CL

標尺 (m)	層高 (m)	厚度 (m)	深状 (m)	柱状図	土質区分	色調	相対密度	相対稠度	記事	標準貫入試験				原位置試験		試料採取 深 度 (m)	採取方法	室内試験 ( )	掘進月日
										深 度 (m)	10cm毎の打撃回数	打撃回数/貫入量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試験名および結果				
15.34	0.20	0.20	0.20		盛土シルト混じり細砂	褐灰		中位	シルト分を不規則に多く含む。 粒度は不均一。粗砂、φ2~20mmの 亜円礫を不規則に混入。 φ100mmの玉石が点在。	1.15	2	3	7	6.6					
14.48	1.45	1.65	1.65		盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	シルト分を不規則に含む。一部で ブロック状にシルト薄層を挟在。 φ2~20mmの亜円礫を少量混入。	1.47	2	2	12	32					
13.64	0.85	2.50	2.50		盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	シルト分を不規則に含む。一部で ブロック状にシルト薄層を挟在。 φ2~20mmの亜円礫を少量混入。	2.15	2	2	6	33					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	2.48	2	1	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	3.15	2	1	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	3.45	2	1	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	4.15	2	1	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	4.48	2	1	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	5.15	2	1	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	5.45	2	1	5	30					
9.84	3.80	6.30	6.30		盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	6.15	3	5	13	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	6.45	3	5	5	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		緩い	粒度は不均一。粗砂、φ2~15mmの 亜円礫を混入、土層下部で多い。	7.15	1	1	3	31					
8.44	1.40	7.70	7.70		盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。	7.46	1	1	1	31					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。	7.46	1	1	1	31					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。	8.15	1	7	18	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。	8.45	1	7	18	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。	9.15	5	4	3	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。	9.45	5	4	3	30					
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らかい	砂分を不規則に多く含む。										
					盛土シルト混じり細砂	褐灰		軟らか											



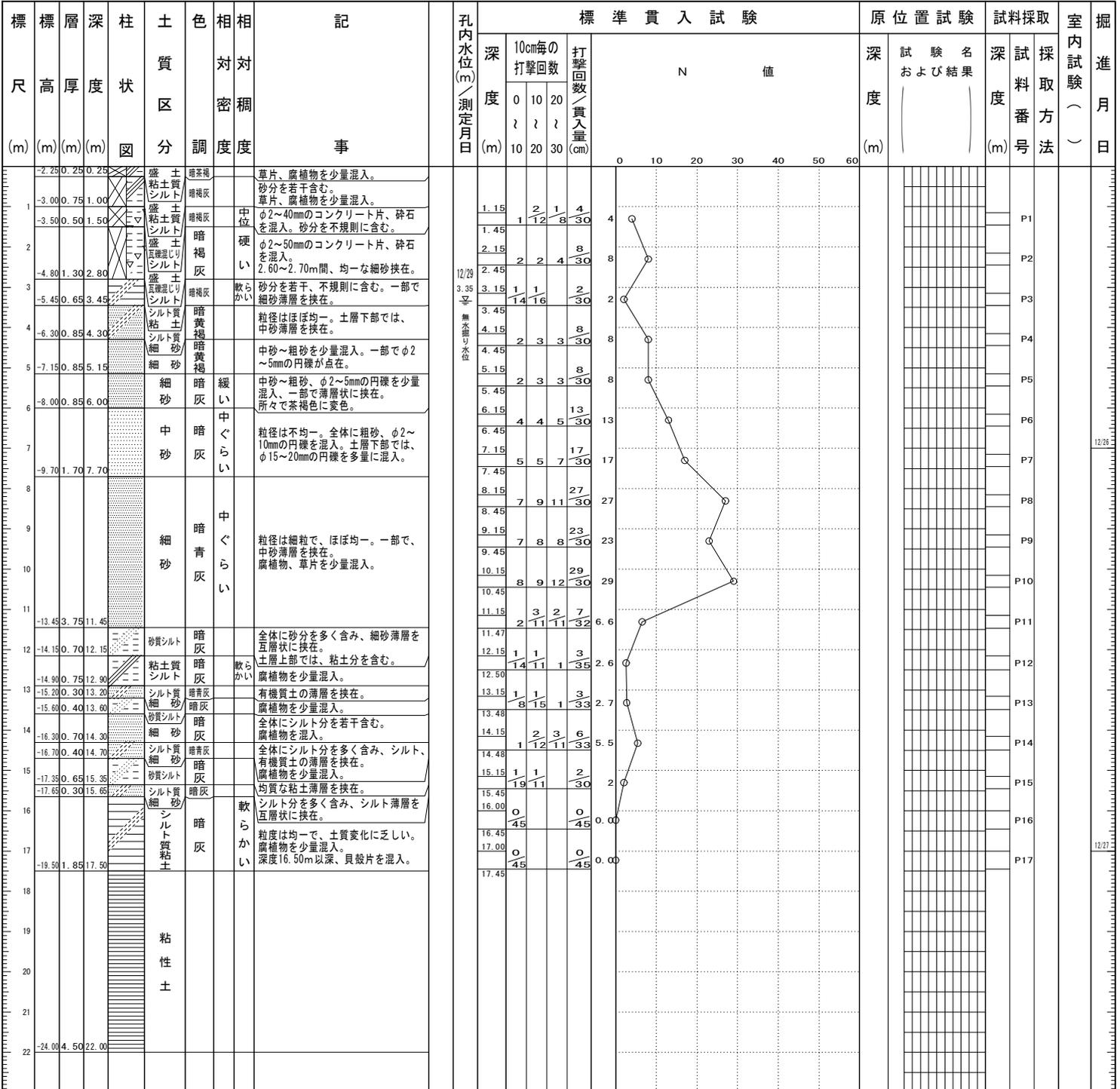
# ボーリング柱状図

調査名 細粒分を含む砂等の液状化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	10-1(下大野)	調査位置	茨城県水戸市下大野地先			北緯	36° 21' 19.00"						
発注機関	独立行政法人 土木研究所			調査期間	2011年12月26日～2011年12月28日			東経	140° 33' 16.20"				
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話(03-3463-2281)		主任技師	吉田 正		現場代理人	半田 英樹		コ塵ア者 鑑定者	唄代 重一			
ボーリング責任者	藤川 豊彦												
孔口標高	-2.00m	角			地盤勾配			使用機種	カノー KR-100H-3		ハンマー 落下用具	半自動落下装置	
総掘進長	22.00m	度			向			エンジン	ヤンマー NFD-10		ポンプ	カノー V5-P	



# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液状化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	11-1(下石崎)	調査位置	茨城県東茨城郡茨城町下石崎地先			北 緯	36° 18' 12.30"				
発注機関	独立行政法人 土木研究所			調査期間	2012年 1月11日～2012年 1月13日		東 経	140° 31' 52.70"			
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話( 03-3463-2281 )		主任技師	吉田 正		現場代理人	半田 英樹	コ ン 定 者	高橋 一郎	ボーリング責任者	伊藤 功二
孔口標高	-1.53m	角 度			使用機種	東邦 DO-DL0		ハンマー落下用具	半自動落下装置		
総掘進長	6.46m	方 向			エンジン	ヤンマー NFD-8		ポンプ	東邦 BG-4CL		

標 尺 (m)	層 高 (m)	厚 度 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験					原位置試験		試料採取		室内試験 ( )	掘 進 月 日	
										深 度 (m)	10cm毎の打撃回数	打撃回数/貫入量 (cm)	N 値		深 度 (m)	試 験 名 および結果	深 度 (m)	試 料 番 号			採 取 方 法
1	-2.13	0.60	0.60		盛土 細砂	茶褐色		非常に緩い	粒径は不均一。粗砂、φ2~20mmの垂円礫を不規則に混入。	1.15	1	1	1	3	3						
2	-3.58	1.45	2.05		盛土 細砂	暗茶褐色		中位	粒径は不均一。粗砂、φ2~40mmの垂円礫を多量に混入。シルト分を不規則に含む。	1.45	1	1	1	3	3						
3	-4.18	0.60	2.65		盛土 細砂	茶褐色		中位	砂分を不規則に含む。φ2~20mmの垂円礫を少量混入。	2.15	2	1	5	4	4						
4	-4.53	0.35	3.00		盛土 細砂	茶褐色		緩い	φ2~20mm、最大径60mmの垂円礫からなる。基質は中砂~粗砂。	2.45	1	2	1	5	4						
5	-5.23	0.70	3.70		盛土 細砂	茶褐色		緩い	粒径は不均一。粗砂、φ2~20mmの垂円礫を多量に混入。	3.15	2	1	7	5	4.7						
6	-6.43	1.20	4.90		盛土 粘土質シルト	暗灰		軟らかい	φ2~30mmの垂円礫からなる。基質は中砂~粗砂。土層上部でシルト分を含む。	3.47	2	1	7	5	4.7						
7	-7.99	1.56	6.46		盛土 粘土質シルト	暗灰		軟らかい	粒度、土質は均一。深度6m付近、貝殻片を混入。	4.15	3	2	7	7	7						
										5.15	1	1	3	3	0.9						
										5.48	1	1	3	3	0.9						
										6.15	1	1	2	3	1.9						
										6.46	1	1	2	3	1.9						

# ボーリング柱状図

調 査 名 細粒分を含む砂等の液化強度特性に関する地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

ボーリング名	11B-1(下石崎)	調査位置	茨城県東茨城郡茨城町下石崎地先			北 緯	36° 18' 8.70"					
発注機関	独立行政法人 土木研究所			調査期間	2012年 1月18日～2012年 1月20日		東 経	140° 31' 55.70"				
調査業者名	株式会社 東京ソイルリサーチ 電話( 03-3463-2281 )		主任技師	吉田 正	現場代理人	半田 英樹	コ ン 定 ア 者	高橋 一郎	ボーリング責任者	石川 俊克		
孔口標高	-1.62m	角			地盤勾配			使用機種	カノー KR-100H		ハンマー落下用具	半自動落下装置
総掘進長	15.00m	度			向			エンジン	クボタ EA10		ポンプ	吉田 GP-5

標 尺 (m)	層 高 (m)	厚 度 (m)	柱 状 図	土 質 区 分	色 調	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事	標準貫入試験					原位置試験		試料採取 深 度 (m)	採取方法	室内試験 深 度 (m)	掘 進 月 日
									深 度 (m)	10cm毎の 打撃回数	打撃回数 / 貫入量 (cm)	N 値			深 度 (m)				
1	-2.32	0.70	0.70	盛土 細砂 盛土 シルト	茶褐色 暗褐色			粒径は不均一。シルト分を不規則に含む。 深度0.25mまでは碎石。 φ2~10mmの碎石を少量混入。 所々で茶褐色に変色。	1.15	1	2	3	6	30	6			P1	
2	-2.97	0.65	1.35	盛土 細砂 盛土 シルト	暗褐色 暗褐色		緩い	粒径は不均一。2.00~2.35m間、 シルト分を多量に含む。 深度1.80m以深、φ2~20mmの垂円礫を混入。	2.15	2	3	2	7	30	7			P2	
3	-4.17	1.20	2.55	盛土 細砂 盛土 シルト	暗褐色 暗褐色		緩い	φ2~30mm、最大径60mmの垂円礫からなる。基質は細砂~中砂。 3.10~3.30m間、粒度の均一な細砂層を挟む。	3.15	1	3	5	9	30	9			P3	
4	-5.97	1.80	4.35	盛土 細砂 盛土 シルト	暗褐色 暗褐色		緩い	φ2~20mmの垂円礫からなる。基質は細砂~中砂で、シルト分を不規則に多く含む。	4.15	3	1	2	6	35	5.1			P4	
5	-6.52	0.55	4.90	盛土 シルト 混じり砂礫	暗褐色				5.15	1		1	1	30	1			P5	
6				粘土 質シルト	暗褐色		軟らかい	粒度、土質は均一。 貝殻片を少量混入、土層上部でやや多い。	6.15	1		1	1	35	0.90			P6	
7				粘土 質シルト	暗褐色		軟らかい		7.15	1		1	1	35	0.90			P7	
8				粘土 質シルト	暗褐色		軟らかい		8.15	0	1	1	1	35	0.90			P8	
9				粘土 質シルト	暗褐色		軟らかい		9.00	0	1	1	1	45	0.70			P9	
10				粘土 質シルト	暗褐色		軟らかい		9.45	0	1	1	1	45	0.70			P10	
11	-12.13	5.60	10.50	粘性土					10.00	0	2	3	22	1	0.70				
12				粘性土					10.45	0	2	3	22	1	0.70				
13				粘性土															
14				粘性土															
15	-16.62	4.50	15.00	粘性土															







## 付属資料 2

### CD 資料

- 付属資料 2.1 電気式静的コーン貫入試験データ ----- Microsoft Excel ファイル
- 付属資料 2.2 液状化試験データ集----- PDF ファイル, テキストファイル
- 付属資料 2.3 液状化試験結果一覧表----- Microsoft Excel ファイル
- 付属資料 2.4 繰返し応力比  $R$ ・繰返し回数  $N_c$  関係図----- PDF ファイル



## 付属資料 2 CD 資料

### 付属資料 2.1 電気式静的コーン貫入試験データ

各調査地点における電気式静的コーン貫入試験 (CPT) の測定値と、資料本編 (2.2.3 節) に示した算出式による換算値および推定値 (換算  $N$  値、細粒分含有率  $FC$ ) を測定深度順に一覧表として示した。本資料の一例を表-付 2.1.1 に示す。

表-付 2.1.1 CPT 試験データの例

地点番号1 西関宿										
深度	先端抵抗	補正先端抵抗	周面摩擦抵抗	間隙水圧	土質分類	基準化先端抵抗	基準化周面摩擦比	土質性状指数	換算 $N$ 値	細粒分含有率
D (m)	qc (MPa)	qt (MPa)	fs (MPa)	u (MPa)	Robertson (1990)	Qt	Fr (%)	lc	$N_{60}$	FC (%)
-0.02	0.2842	0.33886	0.0125	0.1107	3	805.8	3.7	1.9	0.6	9.8
-0.04	0.609	0.65794	0.0164	0.0991	4	782.3	2.5	1.7	1.1	6.4
-0.06	0.6902	0.72951	0.0175	0.0796	4	578.0	2.4	1.8	1.3	7.1
-0.08	0.8323	0.85773	0.0143	0.0515	5	522.0	1.7	1.6	1.5	4.8
-0.1	0.8526	0.86509	0.0145	0.0253	5	427.3	1.7	1.7	1.6	5.6
-0.12	0.7511	0.76932	0.017	0.0369	4	314.3	2.2	1.8	1.5	9.1
-0.14	0.7511	0.75495	0.0183	0.0078	4	263.0	2.4	1.9	1.5	10.9
-0.16	0.7714	0.77476	0.0183	0.0068	4	238.1	2.4	1.9	1.6	11.2
-0.18	0.812	0.81822	0.0177	0.0126	5	225.0	2.2	1.9	1.6	10.8
-0.2	0.9135	0.92357	0.0164	0.0204	5	229.9	1.8	1.8	1.8	9.0
-0.22	0.9744	0.98541	0.0168	0.0223	5	224.0	1.7	1.8	1.9	8.9
-0.24	1.0353	1.05115	0.0185	0.0321	5	219.8	1.8	1.9	2.0	9.2
-0.26	1.0353	1.05066	0.0202	0.0311	5	203.4	1.9	1.9	2.1	10.4
-0.28	1.1368	1.1488	0.0239	0.0243	5	207.1	2.1	1.9	2.3	11.0

### 付属資料 2.2 液状化試験データ集

本資料は、1 供試体ごとの液状化試験結果を整理したものである。1 供試体ごとに供試体名を付したフォルダを設け、各フォルダに 2 つのファイル (timehistory.csv, halfcycle.csv) を保存している。以下、各ファイルの内容について説明する。

#### [timehistory.csv]

1 供試体ごとの液状化試験において得られたデータの時刻歴を記録したテキスト形式 (カンマ区切り) のファイルである。以下、各列のデータ内容について説明する。

- 1 列目 時間 (s)
- 2 列目 繰返し回数  $N_c$
- 3 列目 軸差応力  $\sigma_d$  (kN/m<sup>2</sup>)
- 4 列目 セル圧  $\sigma_r$  (kN/m<sup>2</sup>)
- 5 列目 間隙水圧  $u$  (kN/m<sup>2</sup>)
- 6 列目 軸ひずみ  $\epsilon_a$  の測定値。単位は無次元としている。
- 7 列目 平均有効応力  $\sigma'_m$  (kN/m<sup>2</sup>)。次式により算出した。

$$\sigma'_m = \frac{\sigma_d}{3} + \sigma_r - u$$

- 8 列目 過剰間隙水圧比  $\Delta u / \sigma'_c$ 。次式により算出した。

$$\Delta u/\sigma'_c = (u - u_0)/\sigma_{r,0}$$

ここに、 $\sigma_{r,0}$ 、 $u_0$  はそれぞれ試験開始時点におけるセル圧、間隙水圧である。

[halfcycle.csv]

1 供試体ごとの液状化試験において得られたデータの時刻歴より、半サイクルごとの応答値の抽出あるいは計算を行った結果を記録したテキスト形式 (カンマ区切り) のファイルである。以下、各列のデータ内容について説明する。

- 1 列目 繰返し回数  $N_c$
- 2 列目 当該サイクルにおける軸差応力  $\sigma_d$  の最大値 (kN/m<sup>2</sup>)
- 3 列目 両振幅軸ひずみ  $\varepsilon_{DA}$  (%)。当該サイクルの軸ひずみのピークと、0.5 回前のサイクルの軸ひずみのピークから算出した。
- 4 列目 当該サイクルにおける過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_c$  の最大値
- 5 列目 累積損失エネルギー  $W_p$ 。次式により算出した。

$$W_p^{(N_c)} = W_p^{(N_c-1)} + \sum_{i=1}^{N_c} \frac{\sigma_d^{(i)} + \sigma_d^{(i-1)}}{2} (\varepsilon_a^{(i)} - \varepsilon_a^{(i-1)})$$

- 6 列目 累積損失エネルギー比  $W_p/\sigma'_c$
- 7 列目 当該サイクルにおける割線剛性。本編 3.5.3 の算出方法 0 により算出した。
- 8 列目 当該サイクルにおける接線剛性。本編 3.5.3 の算出方法 1 により算出した。
- 9 列目 当該サイクルにおけるひずみ 50%剛性。本編 3.5.3 の算出方法 2 により算出した。

また、液状化試験により得られた時刻歴、応力・ひずみ関係、有効応力経路等のグラフを [graph.pdf] に保存している。図-付 2.2.1 に例示するように、1 供試体あたり 1 ページの構成となっている。図中のグラフ①～⑩は、いずれも上記の 2 ファイルに保存されている数値データを基に作図したものである。

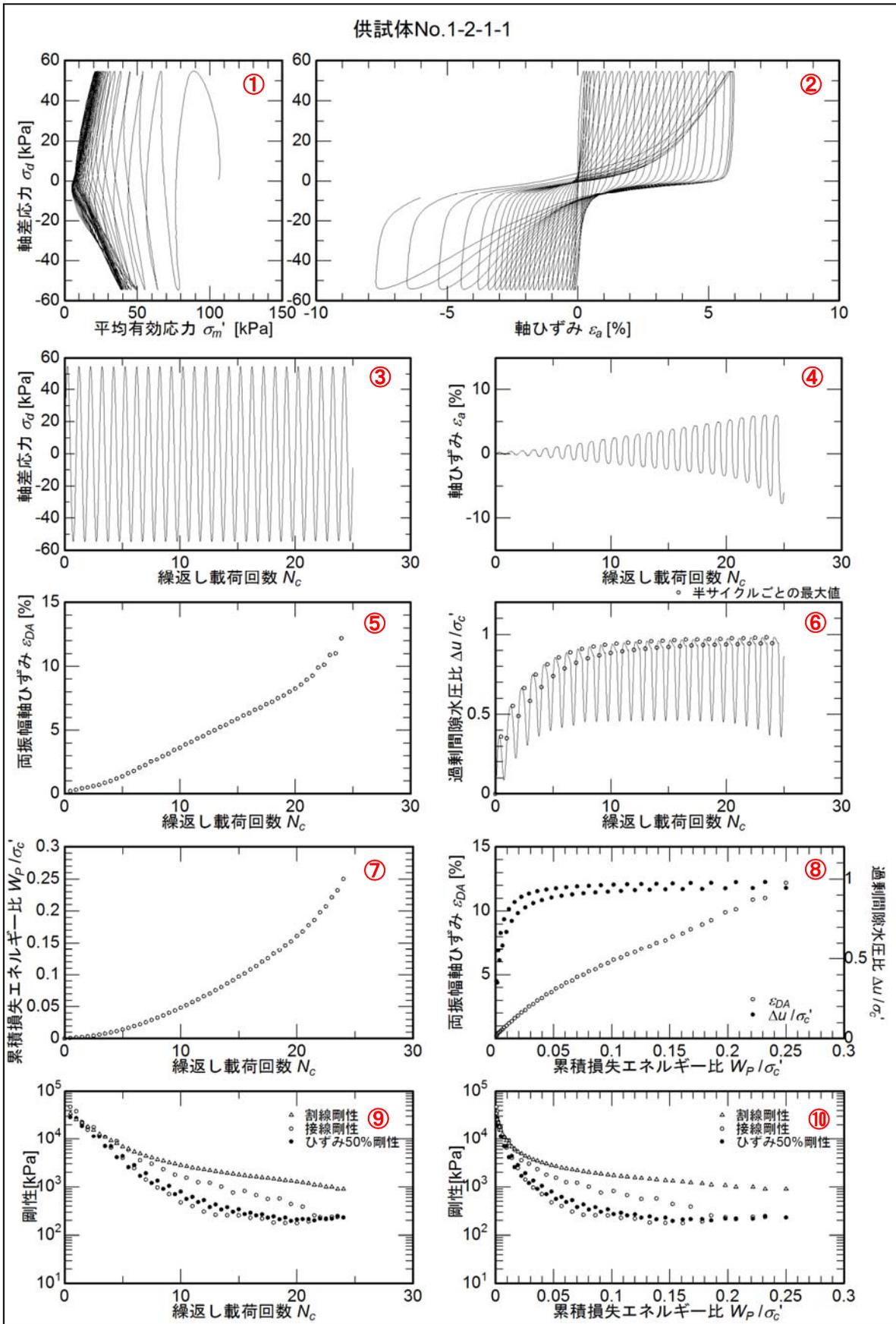


図-付 2.2.1 液状化試験結果整理図の例

付属資料 2.3 液状化試験結果一覧表

本資料は、液状化試験の供試体毎に、物理試験結果、液状化試験結果、対応する原位置試験（標準貫入試験、PS 検層）結果を一覧表にまとめたものである。

図-付 2.3.1 に、液状化試験結果一覧表の凡例を示す。

図-付 2.3.1 液状化試験結果一覧表の凡例

項目		内容	
基本データ	試料名	試料の名称	
	採取深度	試料の原位置深度 GL-(m)	
	供試体No.	供試体につける通し番号	
	供試体名	供試体の名称	
	調査地点名	試料を採取した地点	
	ボーリング名	試料を採取したボーリングの名称	
	供試体採取深度	供試体の原位置深度 GL-(m)	
	堆積区分	盛土、埋立、沖積、洪積の別	
	土質区分	砂質土、粘性土、礫質土の大まかな区別	
	採取方法	試料の採取方法	
	載荷方法	三軸、大型三軸の別	
	液状化の有無	20110311東北地方太平洋沖地震による液状化の有無	
原位置試験に関するデータ	標準貫入試験	SPT-N	標準貫入試験で得られたN値
		sig v0	原位置での有効上載圧 (kPa)
		N1	道示式から算定されたN1値
	PS検層	検層方式	ダウンホール法(D.H)、サスペンション法(SUS)の別
		Vs	PS検層で得られたS波速度 (m/s)
	標準貫入試験の物理試験	G <sub>0f</sub>	PS検層から得られる初期せん断剛性 (MN/m <sup>2</sup> )
		分類記号	SPT試料の土質分類記号 (S, S-Fなど)
		GC	SPT試料の礫分含有率 (%)
		SC	SPT試料の砂分含有率 (%)
		FC	SPT試料の細粒分含有率 (%)
		CC	SPT試料の粘土分含有率 (%)
		FC-CC	SPT試料のシルト分含有率 (%)
		D50	SPT試料の平均粒径 (mm)
		D10	SPT試料の10%粒径 (mm)
		UC	SPT試料の均等係数
		WL	SPT試料の液性限界(%)
		WP	SPT試料の塑性限界(%)
		IP	SPT試料の塑性指数. NPは0とする
		ρ <sub>s</sub>	SPT試料の土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )
		W	SPT試料の含水比 (%)
ρ <sub>d</sub>	飽和度100%と仮定して算出したSPT試料の乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		
物理試験データ	分類記号	室内試験試料の土質分類の記号 (S, S-Fなど)	
	GC	礫分含有率 (%)	
	SC	砂分含有率 (%)	
	FC	細粒分含有率 (%)	
	CC	粘土分含有率 (%)	
	FC-CC	シルト分含有率 (%)	
	D50	平均粒径 (mm)	
	D10	10%粒径 (mm)	
	UC	均等係数	
	WL	液性限界(%)	
	WP	塑性限界(%)	
	IP	塑性指数. NPは0とする	
	ρ <sub>s</sub>	土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	
	ρ <sub>dc</sub>	圧密時の乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	
	ec	圧密時の空隙比	
	液状化試験データ	p'0	試験時の拘束圧 (kPa)
		R	応力比
NC1		両ひずみ振幅が1%に達したときの繰返し回数	
NC2		両ひずみ振幅が2%に達したときの繰返し回数	
NC5		両ひずみ振幅が5%に達したときの繰返し回数	
NC10		両ひずみ振幅が10%に達したときの繰返し回数	
NC15		両ひずみ振幅が15%に達したときの繰返し回数	
NC@Nu95		過剰間隙水圧が95%に達したときの繰返し回数	
RL20		繰返し回数20回でDA=5%に達するときの応力比. ただし、原位置に対して室内試験供試体のFCが±20%、ρ <sub>d</sub> が±0.2g/cm <sup>3</sup> 、G <sub>0</sub> が0.5~1.5倍の範囲内にあるデータ(グループA)に対して算出したもの	
E <sub>eq</sub>		土質試験時に微小載荷で得られた等価ヤング率(MN/m <sup>2</sup> )	
G <sub>0L</sub>		等価ヤング率から算定した初期せん断剛性率(MN/m <sup>2</sup> )であり、ポアソン比=0.5を仮定して算出した。	
ε <sub>v</sub>		両ひずみ振幅 10%時(試験終了時)の試験後排水量から求めた体積ひずみ (%)	
備考		試験結果の状況等	

付属資料 2.4 繰返し応力比  $R$ ・繰返し回数  $N_c$  関係図

本資料は、液状化試験の 1 試料ごとに、繰返し応力比  $R$  と両振幅ひずみ  $\varepsilon_{DA}$  が 5% に達したときの繰返し回数  $N_c$  の関係を整理したものである。

図中の近似曲線 (液状化強度曲線) は、グループ A に属するデータ (■) に対して算出したものである。ただし、次の場合は液状化強度曲線を算出あるいは表示していない。

- ・ グループ A に属するデータが 0 ないしは 1 供試体しかない場合。
- ・ 液状化強度曲線が右上がりとなる場合。

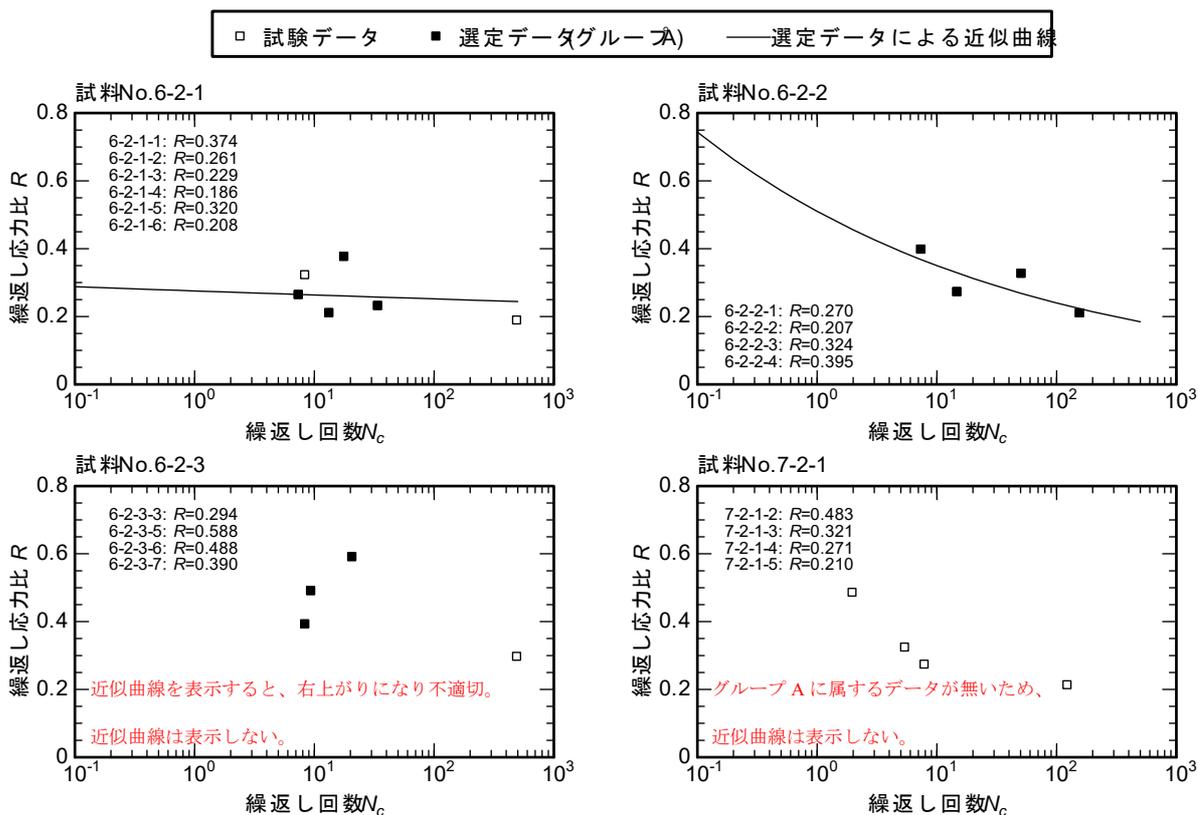


図-付 2.4.1 繰返し応力比  $R$ ・繰返し回数  $N_c$  関係の例









---

土木研究所資料  
TECHNICAL NOTE of PWRI  
No.4352 March 2016

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

---

本資料の転載・複写のお問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課  
〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754