

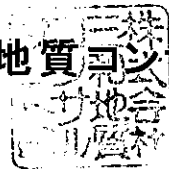
荒尾市民病院放射能治療センター建設予定地地質調査

報 告 書

平成 22 年 9 月

荒尾市民病院

株式会社 三和地質コンサルタント



目 次

§ 1. 調査概要	(1)
調査位置案内図(縮尺:50,000分の1)	
調査地点位置図(縮尺:500分の1)	
§ 2. 調査方法	(4)
2-1. 機械ボーリング	
2-2. 標準貫入試験	
2-3. 不攪乱試料採取	
2-4. 土質試験	
§ 3. 調査結果	(10)
3-1. 地形概要	
3-2. 地質概要	
3-3. 調査ボーリング結果	
3-4. 土質試験結果	
§ 4. 液状化の検討	(17)
4-1. 液状化対象層の判定及び地盤条件	
4-2. 液状化の検討方法(FL法)	
4-3. 液状化の検討結果	
§ 5. 基礎の考察	(23)
5-1. 基礎形式の選定	
5-2. 杭基礎による許容支持力	
§ 6. まとめ	(28)

調 査 資 料

1. ボーリング柱状図(縮尺 100分の1)
2. 土質試験資料
3. 現場記録写真
4. 土質標本(別途提出)

§ 1. 調査概要

本調査報告書は荒尾市民病院の御発注により、株式会社三和地質コンサルタントが実施した地質調査結果をとりまとめたものである。

今回の調査概要は次の通りである。

1. 調査名: 荒尾市民病院放射能治療センター建設予定地地質調査
2. 工事場所: 熊本県荒尾市荒尾 2600 番地
3. 調査目的: 荒尾市民病院放射能治療センター建設計画に先立ち、計画敷地内の地質特性を把握し、建築物の基礎設計に必要な基礎資料を得ることを目的とする。
4. 調査数量: 調査ボーリング 1 箇所 延 22.0m
標準貫入試験 計 21 回
乱れの少ない試料採取 1 試料
土質試験(粒度・含水・密度・湿潤密度・一軸・圧密)
各 1 試料
簡易粒度試験 10 試料
5. 調査工期: 自 平成22年8月 3日
至 平成22年9月 2日
6. 調査担当: 株式会社 三和地質コンサルタント
〒861-2104 熊本市秋津3丁目3番74号
TEL 096-365-5741
FAX 365-5739
報告書作成 中原清美
現場管理者 瀬井真輔
現場技術者 吉光荣二



図 1-1. 調査位置案内図(縮尺 50,000 分の 1)

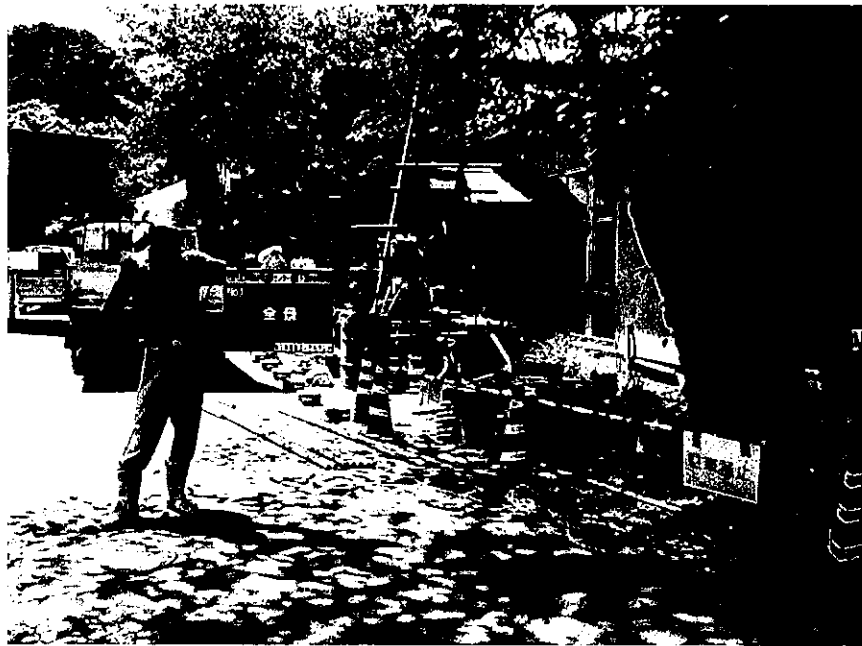


写真-1. 調査位置周辺現況(H.22.8)

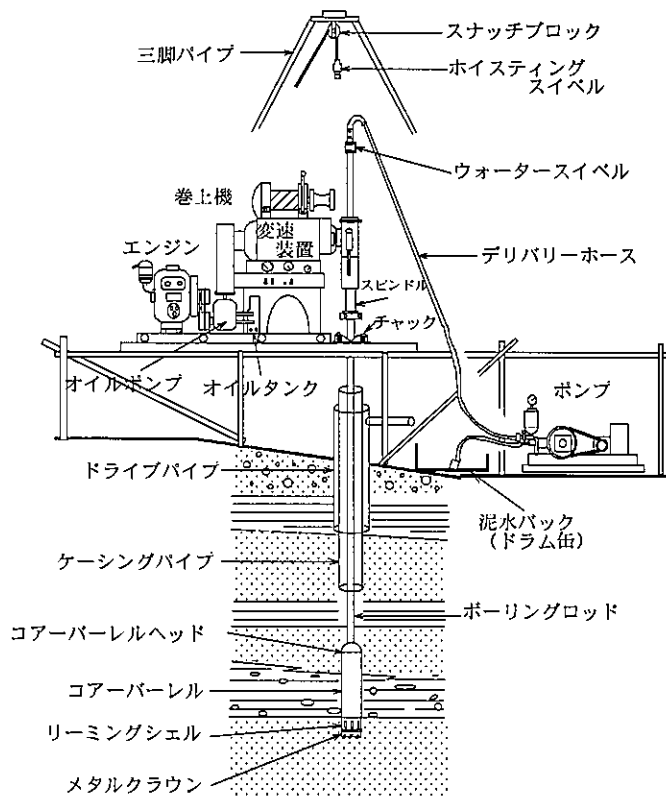
§ 2. 調査方法

2-1. ボーリング

ボーリングは地中に孔をあけ、その孔を利用して標準貫入試験を代表とする原位置試験あるいは計器埋設・コア採取等を行うものである。

採取したコアの観察で土質・地質の状態を調査し、柱状図・断面図等を作成する。また、これらの成果を地質構造解析の基礎資料とし、構造物の位置選定あるいは基礎設計の基礎資料とするものである。

ボーリング機械は、原則として図 2-1 に示すロータリー式ボーリング機械を使用するものとし、所定の方向や深度に対して十分余裕のある能力を有するものとする。なお、ボーリングの位置・方向・深度・口径及び数量等については、特記仕様書によるものとする。掘削は、原則として地下水位までは無水掘りとし、掘進中には掘進速度・排水量・スライム状態(色調や量)等に注意し、変化の状況を記録する。孔内水位は毎作業日・作業前に観測して観測日時と共に記録する。



〔(社)地盤工学会 地盤調査の方法と解説 p.166, 2004.6〕

図 2-1. ボーリング装置概要図

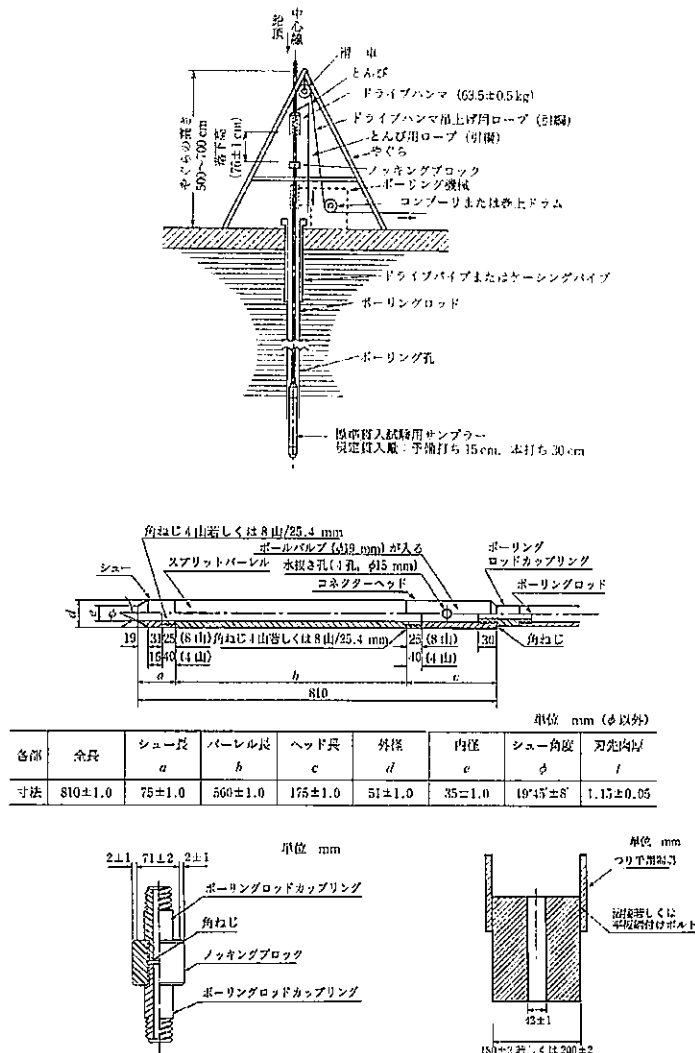
調査ボーリングで使用する主な機材・器具類を表 2-1 に示す。

表 2-1. 使用機械・器具一覧表

機材・器具	型式・仕様・規格	数量
試錐機	油圧式 吉田製 YSO-05 型	1 台
試錐ポンプ	吉田製 YSO-GP40 型	1 台
エンジン	ヤンマー-NFD9 型	1 台
標準貫入試験器	JIS A 1219 規格品	1 式
ガイドパイプ	φ116mm	1 式
コアチューブ	φ66mm, φ86mm	1 式
ボーリングロッド	φ41.8mm, 定尺: 3m, 2m, 1m	1 式
その他	メタルビット, 揚水ポンプ, 揚水用ホース類, 水位計, パリケード足場材(鋼製パイプ, 足場板)	1 式

2-2. 標準貫入試験

標準貫入試験(Standard Penetration Test; 以下 SPT と略)は、原位置における土の硬軟、締まり具合の指標となる N 値を求めると共に採取した試料の観察で土質を判定するものである。N 値は、質量 $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$ のモンケンを $76 \pm 1 \text{ cm}$ の高さから自由落下させて標準貫入試験用サンプラーを地中に打ち込み、 30 cm 貫入させるのに要する打撃回数であり、原則として 1 m 毎に実施する。打撃方法はモンケンを自由落下させるものとし、打撃回数は 60 回を上限とする。60 以上の場合は打撃回数 60 回における貫入量を記載する。試験用具・試験方法等は JIS A-1219(2001)に準じて実施する。図 2-2 に標準貫入試験装置の概念図と試験用具を示す。



〔(社)地盤工学会 地盤調査の方法と解説 p.251, 2004.6〕

図 2-2. 標準貫入試験装置の概要図と試験用具

次に、N 値の利用法を示す。

(1) 標準貫入試験結果(N 値)の利用

N 値より判明する事項と推定できる内容は非常に多い。表 2-2 は利用法について粘性土地盤及び砂質土地盤に区分したものである。

表の判断推定次項に基づいて適当な基礎形式、今後の詳細調査の要否・方法等を決定することができる。

表 2-2. 試験結果からの判断推定事項

区 分		判断推定事項
調査結果から判断される事項		土(地)層の構成状態 深さ方向の強度変化(N 値のグラフ:柱状図より) 軟弱層の層厚 基盤あるいは支持層(N>30)の分布
N 値から直接推定、または計算できる事項	粘性土地盤	コンシステンシー(土質特性) 一軸圧縮強さ、粘着力の範囲 (硬軟の程度) 破壊に対する許容支持力の概算値
	砂質土地盤	相対密度・内部摩擦角の範囲 (締まり具合) 破壊に対する許容支持力(φより) 沈下に対する許容支持力の概算値

2-3. 乱れの少ない試料採取

土の強度及び圧密特性を把握する室内土質試験には土の組織が地山状態と同様の乱さない試料が必要となる。

この乱さない試料をボーリング孔において採取する。採取方法は採取する土質の硬さで表 2-3 に示すサンプラーを選定して行う。ただし、これに適合しない場合は、監督員の承諾を得るものとする。

表 2-3. サンプラーの種類

サンプラーの種類	ボーリング 必要孔径	主な対象土質	備 考
固定ピストン式 シンウオール サンプラー	85mm 以上	N 値 4 以下の 粘性土	最も普及度が高い
デニソン型 サンプラー	115mm 以上	N 値 20 以下の 硬質な粘性土	N 値 4~20 の土質 に多く利用する。

固定ピストン式シンウオールサンプラーによる採取は、JSF 規格 T-1「固定ピストン式シンウオールサンプラーによる土の乱さない試料の採取法」に準拠して行う。

今回の調査計画では、GL-5m 付近以浅に分布する軟弱粘性土層の土質特性を把握することを目的とする。

2-4. 土質試験

建築物の基礎計画においては、基礎地盤の許容支持力及び増加荷重による基礎地盤の圧密沈下が問題となる。この検討資料として調査地区に分布する粘性土の土質特性(物理・力学特性)を把握することを目的とし、固定ピストン式シンウオールサンプリングで採取した乱れの少ない試料を用いて室内土質試験を行う。

また、地震時の液状化検討資料として、地下水位以下～GL-20m以浅に分布する各層(N値25以下)の粒度特性を把握する必要がある。したがって、標準貫入試験で採取した攪乱試料を用いて簡易粒度試験を行う。各試験位置は既存の参考柱状図に図示する。

各試験項目及び基準は次の通りである。

a. 類別指数試験	基準
土粒子の密度試験	JSF T 111 - 1990
含水量試験	T 121 - 1990
粒度分析試験	T 131 - 1990
液性限界試験	T 141 - 1990
塑性限界試験	T 141 - 1990
湿潤密度試験	T 191 - 1990
簡易粒度試験	
b. 力学試験	
一軸圧縮試験	T 511 - 1990
圧密試験	T 411 - 1990

注) 試験数量:簡易粒度試験は5試料,他の各試験は1試料

§ 3. 調査結果

3-1. 地形概要

調査地は案内図に示すように荒尾市荒尾にある荒尾市民病院敷地内で、放射能治療センター建設計画地において、1箇所を選定して建築物の基礎設計に必要な土木地質的基礎資料を得ることを目的とした調査ボーリングを実施したものである。

調査地は地形的には丘陵台地面上にあたり、国土地理院発行の25,000分の1地形図によると標高15m前後の平坦な地形面を形成している。高低測量の仮ベンチマーク(KBM 0.00m)は写真-2に示す既設病棟の1階フロア(FL 0.00m)を基準とした。



写真-2. (仮)ベンチマーク (BM ±0.00m)
(北病棟 1階フロア)

3-2. 地質概要

図 3-1 は既往資料による玉名地方の地質図である。

調査地周辺の基盤地質はグリーンランド付近の丘陵山地を構成する古第三系の堆積岩類(万田層群・大牟田層群;長尾;1926)であるが、今回のボーリング調査ではこれらの基盤岩類は確認されていない。

また、東方に位置する山地(小岱山・三池山)は中生代白亜紀の火成活動に伴う花崗岩類で構成される。この花崗岩類は岩質的に深層風化(まさ土化)することから、山麓部では丘陵地状の地形を呈しており、まさ土は土木工事用の山砂として各地で採取されている。

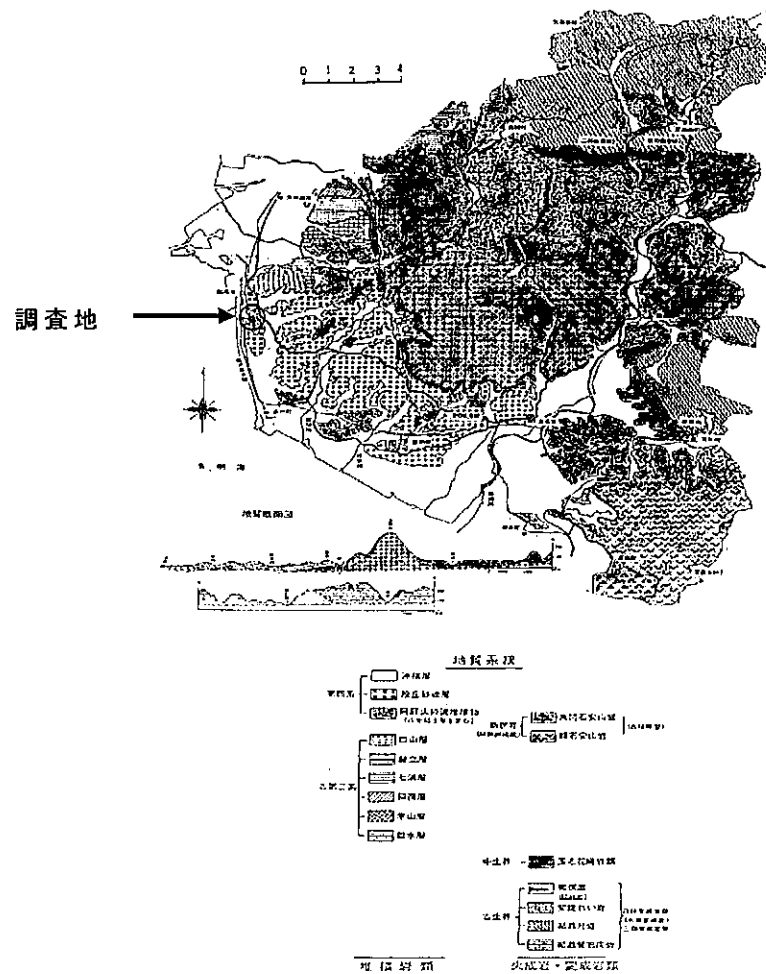


図 3-1. 玉名地方地質図(山中, 1973)

図 3-1 に基づいて作成した玉名地区(玉名・長洲・荒尾)に分布する地質の模式的な層序を表 3-1 に示す。

表 3-1. 玉名地区の模式層序表

地質時代	地質名	構成岩種・土質	分布地(模式地)
第四紀完新世	沖積層	未固結堆積物 粘土・砂・礫	海岸部・河川沿いの沖積平地
第四紀更新世	段丘堆積物	粘土・砂・礫	玉名～荒尾地区の海岸部から 小岱山地間の丘陵地
	阿蘇火砕流堆積物	非溶結火山灰 溶結凝灰岩	山地周縁部の丘陵地
	二・三の岳火山岩類	凝灰角礫岩 安山岩	金峰山～三の岳山系
古第三紀	四山層・勝立層・ 米山層	堆積岩類 (砂岩・頁岩主体)	荒尾・大牟田地区
中生代白亜紀	玉名花崗岩類	花崗岩類 マサ土	小岱山・三池山など
古生代	三郡変成岩類	変成岩類(結晶 片岩・石灰岩)	玉東町木葉山およびその周辺

今回の調査で明らかになった各土質のうち、GL-5.2m 以深に分布する各層は上表の段丘堆積物に相当するものと判断される。

玉名地区の第四系に関する代表的な資料に「熊本県長洲町付近の第四系(古川・満塩,1965)」があり、その中で段丘堆積物の層序が詳しく記述されてある。表 2-2 は同資料による第四系の模式層序表である。

今回の各層を同表に対比することは難しいが、GL-5.2～-12.2m 間の砂質土主体層が「岱明層」、GL-12.2m 以深の各層は「赤田層」もしくは「長洲層」に相当するものと思われる。

表 3-2. 玉名・長洲地区の第四系模式層序表

(熊本県長洲町付近の第四系;古川・満塩:1965より引用)

地質時代	地層名	特徴	地形面	
第四紀 更新世	後期	岱明層	クロスラミネーションに富む砂および礫層。火山岩質の砂層・安山岩礫に富む。	低位面 (10～20m)
		八女粘土層	上部はピンク色を呈し、粘土化が著しい。Aso-4 相当層。	中位Ⅱ面 (20～30m)
		赤田層	上部は砂質シルト質の細粒土で、下部は礫質土で構成される。	中位Ⅰ面 (30～40m)
	中期	長洲層	最上部は成痕に富む中粒砂層。下部は化石を含む灰～青色泥層。	
	前期	府本層	中～大礫を主体とする礫層。いわゆる“くさり”礫層	高位面 (50～60m)

3-3. 調査ボーリング結果

今回の調査ボーリング結果は巻末のボーリング柱状図に示す通りである。調査地の地質構成を模式層序として表 3-3 に示す。

表 3-3. 模式層序表

地質時代	記号	地層名	土質名	N 値
現世	Ts	埋土	礫混じり土	-
第四紀 完新世	Ac	火山灰質粘性土層	砂混じり粘土	0~5
第四紀 更新世	Dcs	段丘堆積物 (赤田層/長洲層 相当層)	礫混じり 粘土質砂	6~17
	Dc		固結粘土	9~14
	Dsi		砂混じり固結シルト	11~31
	Dgs		礫混じり砂	60<

以下、各層の分布および土質特性について説明する。

1. 埋土 Ts

表層部に層厚 0.7m で分布する。表層の 15cm は舗装アスファルト+砕石であり、その下部は細礫が混じる粘性土主体である。

2. 砂混じり粘土 Ac

埋土の下位に層厚 4.5m で分布する。丘陵台地の表層に広く分布する火山灰質粘性土(ローム)層で、GL-3m 付近以浅は赤ボク状の褐色ロームで N 値 0~2 と軟らかい。GL-3m 付近以深は淡褐灰色を呈する灰土状の火山灰質粘性土で、N 値 5~6 と「中位」の硬さにある。

3. 礫混じり粘土質砂 Dsc

褐灰~茶褐色を呈し、GL-5.2~-12.2m 間に層厚 7.0m で分布する。第四紀更新世の段丘堆積物に相当する洪積層と判断され、火山灰土及びまさ土の二次堆積物が主体で構成される。全体にφ1cm 以下主体の風化したクサレ礫や粘土分が混じり、局部的に固結化した粘土の薄層をレンズ状に挟む。

全体にほぼ土性均一であり、標準貫入試験結果では N 値 10 前後と「緩い」~「中位」の締まり状態にある。

4. 固結粘土 Dc

褐灰色を呈し、GL-12.2～3.4m間に層厚 1.2mで分布する。少量の砂分が混じる細粒土の固結層で、N値 9～14と若干のばらつきがあるが、全体的には固結化して硬い過圧密性の洪積粘性土である。

5. 砂混じり固結シルト Dsi

暗青灰色を呈し、GL-13.4～-19.3m間に層厚 5.9mで分布する。

雲母片が顕著な細粒マサ土の二次堆積物が主体で、全体に微～細粒砂が混じり、一部では層状に腐植物を挟む。GL-16m 付近を境に上部はN値 11～14であるが、下部はN値 18～31と固結土が高く土丹状のコアが採取される。

6. 礫混じり砂 Dgs

暗青灰色を呈し、GL-19.3m 以深に分布する。砂は粗～中粒砂が主体で、 $\phi 3\text{cm}$ 以下の細礫が混じる。N値 60以上と全体に「密」に締まっている。

なお、ボーリング完了時に確認した孔内水位はGL-5.3mにある。

また、掘削中に大きな孔内水位の変動はなく、孔口から噴出するような顕著な被圧水は確認されていない。

3-4. 土質試験結果

構造物の基礎設計において、基礎形式の選定資料として地盤の強度及び圧密特性を把握することを目的とし、直接基礎を想定した場合、その基礎底盤下位に分布する粘性土層において乱れの少ない試料採取を行い、同試料を用いた土質試験を実施した。

また、地震時の液状化判定資料として、地下水で飽和された GL-20m 以浅に分布する土質について標準貫入試験で採取した攪乱試料を用い、細粒分含有率 F_c を把握することを目的とした簡易粒度試験を行った。

次に、上記試験目的毎に説明する。

1. 砂混じり粘土 A_c の土質特性

粒度分析結果では細粒分(粘土+シルト分)が全体の約 97%とほとんどを占め、三角座標分類では「粘土」に分類される。自然含水比 W_n は 67.9%と高含水であり、土粒子の密度 ρ_s は 2.700 g/cm^3 と粘性土の一般値を示す。コンシステンシー特性の液性限界 $WL=100.5\%$ と自然含水比 W_n を比較すると、 $WL > W_n$ でその差が約 33%と大きく、安定した土質特性を示している。

強度特性として一軸圧縮強度 q_u が $123.0 \sim 148.9 \text{ kN/m}^2$ (平均値 $=135.8 \text{ kN/m}^2$) と硬く、火山灰性の洪積粘土に相当することも考えられる。設計用土質定数としては、細粒分が 90%以上の粘土層であることから、 $c=q_u/2$ 、 $\phi=0$ 法より、

$$\text{粘着力 } c = 135.8/2 = 67.9 \rightarrow 60.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{せん断抵抗角 } \phi = 0$$

$$\text{単位体積重量 } \gamma_t = 1.604 \times 9.81 = 15.7 \text{ kN/m}^3$$

が提案される。

2. 各層の粒度特性

試験結果をまとめて表 3-4 に示す。

表 3-4. 土質試験結果一覧表

深度 GL(-m)	土質区分	細粒分含有率 Fc(%)
3.3	砂混じり粘土	18.6
5.3	礫混じり粘土質砂	25.8
6.3		22.3
7.3		22.4
8.3		24.5
9.3		26.3
10.3		62.4
11.3		20.1
12.3	固結粘土	92.3
14.3	砂混じり	77.2
15.3	固結シルト	84.5

注. 試験深度は貫入試験区間中央深度

今回の試験結果では、礫混じり粘土質砂層 D_{cs} は一部 (GL-10.3m) で細粒分含有率 F_c が 62% と細粒分が主体であるが、局部的に固結した粘土を挟むことによるものであり、層全体としては F_c が 20~25%程度含まれる砂質土層であり、地震時の液状化対象層と判定される。

また、GL-12.2m 以深に分布する固結粘土層 D_c 及び砂混じり固結シルト層 D_{si} は細粒分含有率 F_c が 80%以上の細粒土であり、液状化の対象外と判定される。

§ 4. 液状化の検討

4-1. 液状化対象層の判定及び地盤条件

建築基礎構造設計指針による液状化対象土は下記に示す地盤である。

- (1) 地表面から 20m 以浅の沖積層
- (2) 地下水に飽和されている土砂
- (3) 自然地盤の細粒土(粘土+シルト)含有率 F_c が 35% 以下
- (4) 人工造成地盤は粘土分(0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子)含有率が 10% 以下, または塑性指数 I_p が 15% 以下

ここで, 調査地点の地盤条件において, GL-5.2m 以浅に分布する砂混じり粘土層は地下水位以浅の不飽和土で, かつ細粒分含有率 F_c が 50% 以上の粘性土であること, GL-12.2m 以深に分布する固結粘土・シルト層 D_c/D_{si} は N 値 10 以上と固結化した洪積粘性土層であり, かつ細粒分含有率 F_c が 80% 以上であることから, 非液状化層と判定する。

したがって, ここでは GL-5.2~12.2m 間に分布する礫混じり粘土質砂層 D_{cs} を液状化対象層として検討を行う。なお, D_{cs} 層中の GL-10.3m は細粒分含有率 $F_c=62.4\%$ であるが, 局所的な土性変化と判断し, $F_c=25\%$ として液状化の検討を行う。以上の地盤条件を図 4-1 に示す。

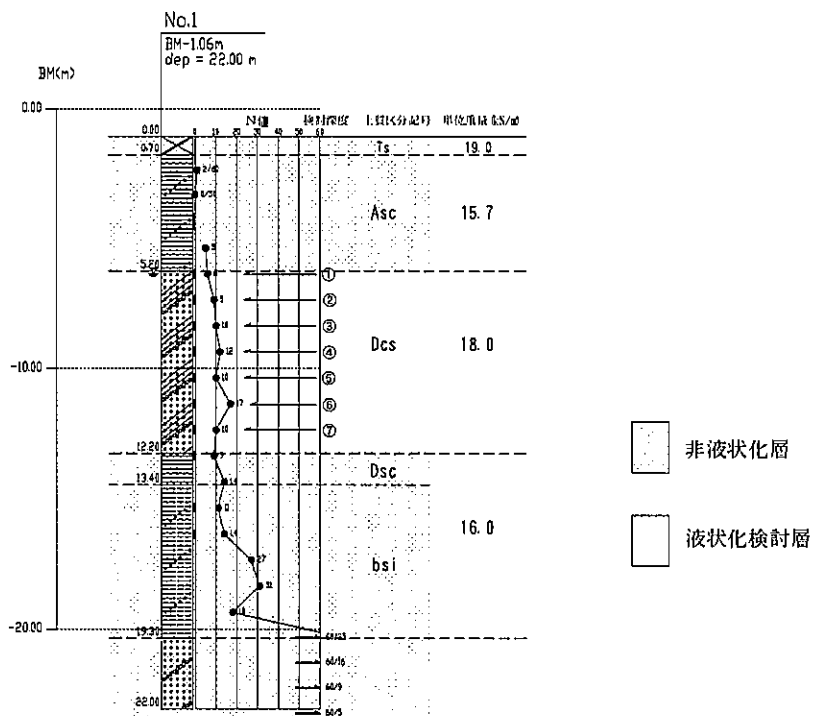


図 4-1. 液状化検討の地盤条件

4-2. 液状化の検討方法 (FL法)

・ 建築基礎設計基準による液状化危険度予測

- (1) 検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比を次式から求める。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma_z'} \quad \gamma_d \quad \dots \text{式 3-1}$$

ここに、

τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (KPa)

σ_z' : 検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力 : KPa)

γ_n : 等価の繰返し回数に関する補正係数で、次式で求める。

$$\gamma_n = 0.1(M-1) \quad M: \text{マグニチュード}$$

α_{\max} : 地表面における設計用水平加速度 (cm/s^2)

g : 重力加速度 ($=980\text{cm/s}^2$)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力 : KPa)

γ_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数で、次式で求める。

$$\gamma_d = 1 - 0.015z \quad z: \text{メートル単位で表した地表面からの深さ}$$

- (2) 対応する深度の補正 N 値 N_a を次式で求める。

$$N_1 = CN \cdot N$$

$$CN = \sqrt{98/\sigma_z'}$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

ここに、

N_1 : 換算 N 値

CN : 拘束圧に関する係数

ΔN_f : 細粒土含有率 F_c に応じた補正 N 値増分で、図 3-3 による。

N : 実測 N 値

- (3) 図 4-1 中の限界せん断ひずみ曲線 5% を用いて、補正 N 値 N_a に対応する飽和土層の液状化抵抗比 $R = \tau_l / \sigma_z'$ を求める。

τ_l は水平面における液状化抵抗である。

(4) 各深さにおける液状化発生に対する安全率 FL を次式で求める。

$$FL = \frac{\tau_l / \sigma_z'}{\tau_d / \sigma_z'} \quad \dots \quad \text{式 3-2}$$

FL > 1.0 の土層については液状化発生の可能性はないものと判定し、逆に FL < 1.0 の場合は、その可能性があり、値が小さくなるほど液状化発生危険度が高く、FL < 1.0 の土層が厚くなるほど危険度が高くなるものと判断する。

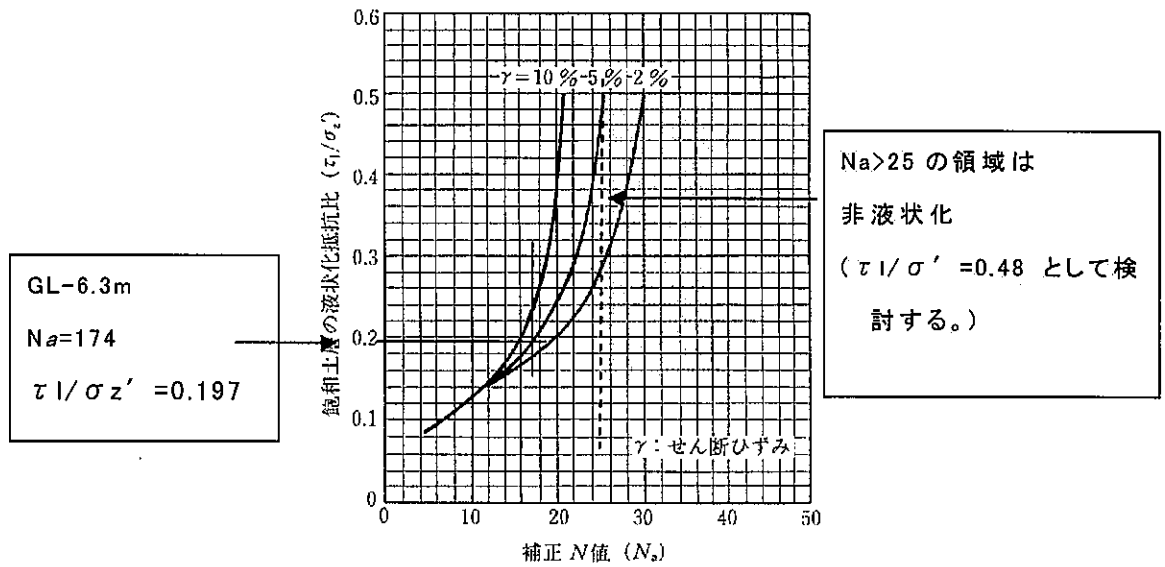


図 4-2. 補正 N 値 N_a と液状化抵抗比 (τ_l / σ_z') の関係

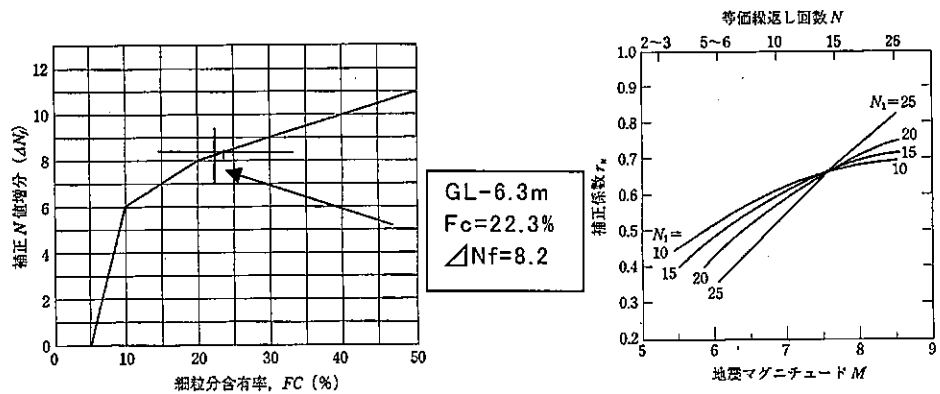


図 4-3. 細粒分含有率と N 値の補正係数

図 4-4. 補正 N 値、マグニチュード、繰り返し回数と補正係数の関係

4-3. 液状化の検討結果

* 液状化の検討例（参考；GL-6.3m）

(1) 有効土被り厚 $\sigma z'$, 低減係数 γd , 補正N値 N_a の計算

① 有効土被り圧 $\sigma z'$ の計算

$$\begin{aligned}\sigma z' &= 19.0 \times 0.7 + 15.7 \times 4.5 + 18.0 \times 0.1 + 8.2 \times 1.0 \\ &= 93.95 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

② 全土被り圧 σz の計算

$$\begin{aligned}\sigma z &= 19.0 \times 0.7 + 15.7 \times 4.5 + 18.0 \times 1.1 \\ &= 103.75 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

③ 低減係数 γd の計算

$$\gamma d = 1 - (0.015 \times 6.3) = 0.906$$

④ 補正 N 値 N_a の計算

実測 N 値 $N=9$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'} = \sqrt{98 / 93.95} = 1.025$$

$$N_I = C_N \times N = 1.025 \times 9 = 9.2$$

$$\angle N_f = 8.2 \text{ (細粒分含有率 } F_c=22.3\% \text{ ; 図 4-3 より)}$$

$$N_a = 9.2 + 8.2 = 17.4$$

(2) 液状化抵抗比 $\tau_l / \sigma z'$

図 4-2 で補正 N 値 N_a に対応する液状化抵抗比を読み取る。

(参考例：検討深度：GL-6.3m)

$$N_a=17.4 \text{ より } \tau_l / \sigma z' = 0.197$$

(3) 等価繰返しせん断応力比 $\tau_d / \sigma z'$ の計算

a. 損傷限界検討の場合；式 4-1 において、

$\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$ (建築基礎構造設計指針，建築物の構造関係技術
基準解説書：H.19.8)， $M = 7.5$ の場合。

$$\begin{aligned}\frac{\tau_d}{\sigma z'} &= \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma z'} \gamma d \\ &= 0.65 \times 150 / 980 \times 103.75 / 93.95 \times 0.906 \\ &= 0.099\end{aligned}$$

ここに、

$$\gamma d = 1 - 0.015 \times 6.3 = 0.906$$

$$\gamma_n = 0.1(M - 1) = 0.65, M = 7.5$$

$$\alpha_{\max} = 150 \text{ cm/s}^2, g = 980 \text{ cm/s}^2$$

b. 終局限界検討の場合;式 4-1 において,

$\alpha_{\max} = 350 \text{ gal}$ (建築基礎構造設計指針), $M = 7.5$ の場合。

$$\begin{aligned}\frac{\tau_d}{\sigma_{z'}} &= \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma_{z'}} \gamma_d \\ &= 0.65 \times 350/980 \times 103.75/93.95 \times 0.906 \\ &= 0.232\end{aligned}$$

(4) 液状化発生に対する安全率 FL

a. 損傷限界検討の場合

$$\begin{aligned}FL &= \frac{\tau_l / \sigma_{z'}}{\tau_d / \sigma_{z'}} \\ &= 0.196/0.099 = 1.96\end{aligned}$$

b. 終局限界検討の場合

$$\begin{aligned}FL &= \frac{\tau_l / \sigma_{z'}}{\tau_d / \sigma_{z'}} \\ &= 0.196/0.232 = 0.84\end{aligned}$$

同様に図 4-1 に示す①～⑦の液状化対象深度における検討結果をまとめて表 4-1 に示す。

表に示すように、損傷限界検討の $\alpha_{\max}=150\text{cm/s}$, $M=7.5$ 条件では対象層となる礫混じり粘土質砂層の液状化安全率 FL が 1.0 以上で地震時の液状化問題はないが、終局限界検討の $\alpha_{\max}=350\text{cm/s}$, $M=7.5$ 条件では礫混じり粘土質砂層中の 5箇所 で液状化安全率 FL が 1.0 以下であり、設計用地盤定数の低減あるいは対策工について十分な検討が必要と判断される。

§ 5. 基礎の検討

今回の調査結果に基づき、建設が計画される放射能治療センターの基礎工について検討する。

5-1. 基礎形式の選定

図 5-1 に敷地の地盤構成と基礎形式案を示す。

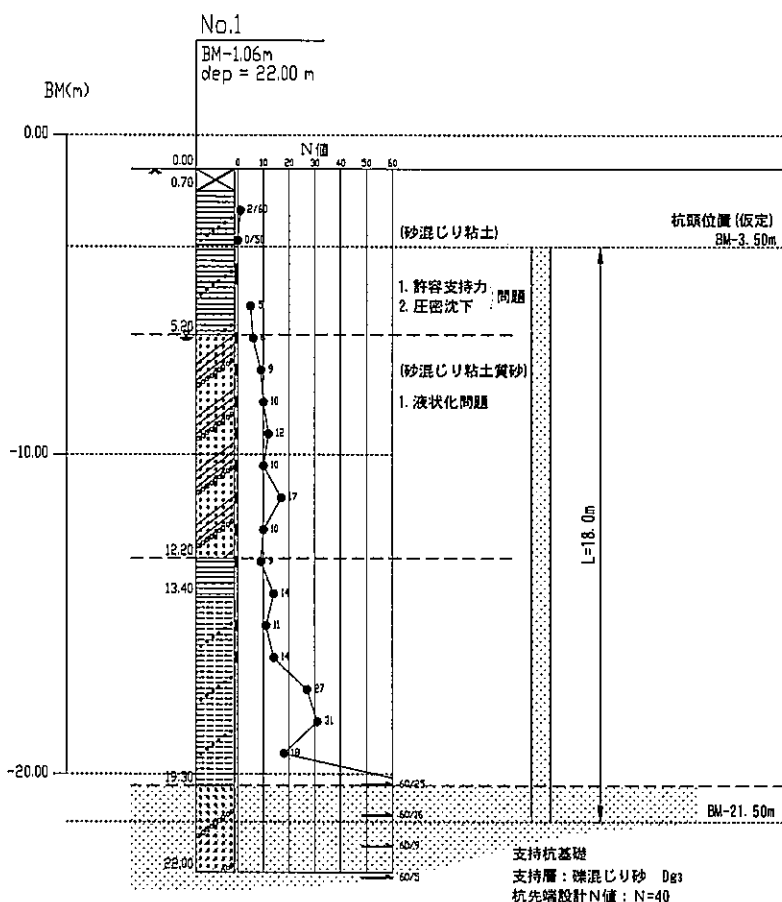


図 5-1. 地盤構成と基礎形式案

計画される放射能治療センターは放射能漏れ防止を目的としてコンクリート外壁が厚く設計される重構造物で、不同沈下による外壁のひび割れ等が厳禁されることを考慮すると、厳しい設計条件を満足する必要があるものと判断される。

一般に建築物の基礎設計は直接基礎と杭基礎に大別される。

計画敷地の地盤条件は図 5-1 に示す通りで、GL-5m 付近以浅には N 値 5 以下の砂混じり粘土層 Asc、GL-5~-12m 付近には N 値 10 前後の礫混じり粘土質砂層 Dcs が分布する。

直接基礎を考えた場合、GL-5m 付近以浅に分布する Asc 層の強度特性は一軸圧縮強度 q_u が $120\sim 150\text{ kN/m}^2$ と比較的硬いが、今回の重要建築物の支持層としては地耐力及び圧密沈下の両面で問題がある。また、Asc 層の下位に厚く分布する Dcs 層は建築基礎設計基準に基づく終局限界条件（地表面加速度= 350 cm/s^2 ）ではほとんどの区間で地震時の液状化に対する安全率 FL が 1.0 以下である。

以上、計画敷地の地盤構成における直接基礎は地耐力、圧密沈下及び地震時の液状化等の問題があり、計画される建築物の基礎工法として不適と判定される。

したがって、上図に示す礫混じり砂層 Dgs を支持層とする支持杭基礎（設計杭長 $L=18.0\text{ m}$ ）が安全かつ確実な基礎形式と判断される。

次に、参考として杭基礎（プレボーリング最終打撃工法）による許容支持力を算定する。

5-2. 杭基礎による許容支持力

1. 支持力公式 (建築基礎構造設計指針; 日本建築学会、2001 改定)

$$R_u = R_p + R_f \quad (\text{kN})$$

記号 R_u : 杭の極限支持力

R_p : 極限先端支持力度 (kN)

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

q_p : 極限先端支持力度 (kN/m²)

A_p : 杭先端の閉塞断面積 (m²)

R_f : 極限周面摩擦力 (kN)

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

R_{fs} : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \psi$$

τ_s : 砂質土の極限周面摩擦力度 (kN/m²)

R_{fc} : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \psi$$

τ_c : 粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m²)

L_c : 粘性土部分の長さ (m)

各基礎工法・土質による R_p ・ R_f の算定式は次表の通り。

表 5-1. 杭の極限支持力度, 極限周面摩擦力度の算定式

(建築基礎構造設計指針; 日本建築学会より引用)

	極限先端支持力度 q_p (kN/m ²)		極限周面摩擦力度 (kN/m ²)	
	砂(礫)質土	粘性土	砂(礫)質土 τ_s	粘性土 τ_c
打込み杭 (最終打撃)	$q_p=300N$ N: 杭先端から下に 1d, 上に 4d 間の平均 N 値	$q_p=6C_u$ C_u : 土の非排水せん断強さ (kN/m ²)	$\tau_s=2.0N$ N: 杭周面地盤の平均 N 値 (上限値 N=50)	$\tau_c = \beta \cdot C_u$ $\beta = \alpha_p \cdot LF$ $\alpha_p = 0.5 \sim 1.0$ $LF = 0.7 \sim 1.0$ 上限値 C_u $C_u = 100 \text{ kN/m}^2$
	$q_p = 0.7 q_c$ q_c : 杭先端から下に 1d, 上に 4d 間の平均 q_c 値 (kN/m ²) 上限値 $q_p = 18000 \text{ kN/m}^2$			
場所打ち杭	$q_p = 100N$ N: 杭先端から下に 1d, 上に 1d 間の平均 N 値	$q_p = 6C_u$	$\tau_s = 3.3N$ (上限値 N=50)	$\tau_c = C_u$ 上限値 C_u $C_u = 100 \text{ kN/m}^2$
	上限 $q_p = 7500 \text{ kN/m}^2$			
埋込み杭	$q_p = 200N$ N: 杭先端から下に 1d, 上に 1d 間の平均 N 値	$q_p = 6C_u$	$\tau_s = 2.5N$ (上限値 N=50)	$\tau_c = 0.8C_u$ 上限値 C_u $C_u = 125 \text{ kN/m}^2$
	上限 $q_p = 12000 \text{ kN/m}^2$			
			ただし, 杭周固定液を使用する場合に限る。	

① 設計(仮定)条件

杭頭位置 : BM -3.50m

杭先端位置 : BM -21.50m

支持層 : 礫混じり砂層 D_{gs}

設計杭長 : $L = 18.0\text{m}$

杭径 : $D_1 = 400\text{mm}$

$D_2 = 500\text{mm}$

杭の断面積 : $A_{p1} = 0.125\text{m}^2$ (D_1)

$A_{p2} = 0.196\text{m}^2$ (D_2)

杭の周長 : $\psi_1 = 1.256\text{m}$ (D_1)

$\psi_2 = 1.570\text{m}$ (D_2)

杭の種類 : PHC 杭

施工方法 : プレボーリング最終打撃工法

② 地盤条件

算定式の各記号について,

* 杭先端設計 N 値 $N' = 40$

杭先端より上方 4d, 下方 1d 間の平均 N 値

$$N' = (18+60+60)/3 = 46.0 \rightarrow 40$$

安全側に杭先端設計 N 値=40 とする。

* 極限先端支持力度 q_p

$$q_p = 300 \times 40 = 12000 \text{ kN/m}^2$$

③ 極限周面摩擦力 R_f

支持層上位 1m までの区間はオーガー掘削によるプレボーリング先端打撃工法であること、礫混じり粘土質砂層は地震時に液状化の懸念があることなどから、杭周面摩擦力は考慮しないものとする。

④ 許容支持力の算定

以上の設計及び地盤条件のもとに、杭基礎(プレボーリング工法)による許容支持力を算定する。

* $D_1 = 400\text{mm}$ の場合

$$\begin{aligned} R_a &= 1/3 \cdot R_p \\ &= 1/3 \times 12000 \times 0.125 \\ &= 500 \text{ kN} \end{aligned}$$

* $D_2 = 500\text{mm}$ の場合

$$\begin{aligned} R_a &= 1/3 \times 12000 \times 0.196 \\ &= 784.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

⑤ 設計支持力

算定結果から PHC 杭最終打撃工法による杭基礎の設計支持力 R_s を次の通り提案する。

杭径(D)	設計支持力 R_p
400mm	500 kN/本
500mm	750 kN/本

§ 6. まとめ

今回の調査結果をまとめて次に示す。

1. 荒尾市民病院放射能治療センター建設計画敷地内の地質構成は巻末のボーリング柱状図に示す通りで、GL-5m 付近以浅にはN値 5 以下の粘性土層、GL-5~-19m 間にはN値 10~20 主体の砂質土及び固結粘土層、GL-19.3 m 以深にはN値 60 以上と密に締まった礫混じり砂層が分布する。表 6-1 に模式層序を示す。

表 6-1. 模式層序表

地質時代	記号	地層名	土質名	N 値
現世	Ts	埋土	礫混じり土	-
第四紀 完新世	Ac	火山灰質粘性土層	砂混じり粘土	0~5
第四紀 更新世	Dcs	段丘堆積物 (赤田層/長洲層 相当層)	礫混じり 粘土質砂	6~17
	Dc		固結粘土	9~14
	Dsi		砂混じり固結シルト	11~31
	Dgs		礫混じり砂	60<

2. GL-5.2m 以浅に分布する砂混じり粘土層は一軸圧縮強度 qu が平均で 135.8kN/m^2 と比較的硬いが、計画される放射能治療センターの支持地盤としては支持力不足であり、直接基礎を想定した場合の基礎底盤下位に残る粘土について沈下問題がある。
3. GL-5.2~-12.2m 間に分布する礫混じり粘土質砂層について、終局限界条件では液状化安全率 FL が 1.0 以下であり、地震時に液状化が発生する懸念がある。
4. 孔内水位は GL-5.3m にあり、掘削中に若干の水位変化はみられるが、ボーリング孔口から噴出するような被圧水は確認されなかった。
5. 計画される放射能治療センターの基礎設計として、直接基礎では上記のように支持層となる粘性土層の支持力及び沈下、砂質土層の液状化問題等がある。したがって、沈下等が厳しく制限される放射能治療センターの基礎設計としては、既往の震害でも建築物の被害例がない杭基礎〔礫混じり砂層 Dgs を支持層とする支持杭基礎(設計杭長 $L=18.0\text{m}$)〕が安全かつ確実な基礎形式として推奨される。