

元きんかい児童遊園地地盤調査業務

報 告 書

令和 元年 9月

サンイン技術コンサルタント株式会社

第1章 業務概要

1-1 業務概要

1-1-1 業務名称 元きんかい児童遊園地地盤調査業務

1-1-2 業務場所 鳥取県米子市祇園町二丁目地内
調査対象地を図 1-1 に示す。



図 1-1 調査地図(ノンスケール)

1-1-3 業務目的 市有地宅地造成事業に伴う地盤調査

1-1-4 調査日 令和 元年 9 月 9 日

1-1-5 業務内容

○スウェーデン式サウンディング試験 5 箇所

1-1-6 業 務 数 量

項目	箇所	実施数量(m)
スウェーデン式サウンディング試験	5	9.12

1-1-7 発 注 者 米子市 総務部 総務管財課 財産管理係

1-1-8 受 注 者 サンイン技術コンサルタント株式会社
〒683-0037 鳥取県米子市昭和町 25 番地 1
TEL 0859-32-3308(代表)
0859-32-3310(地盤チーム直通)
FAX 0859-31-0469
試験担当者 : 井上 暁男
整理担当者 : 柴田 修明

第2章 スウェーデン式サウンディング試験

2-1 試験位置

図 2-1 に試験位置を示す。

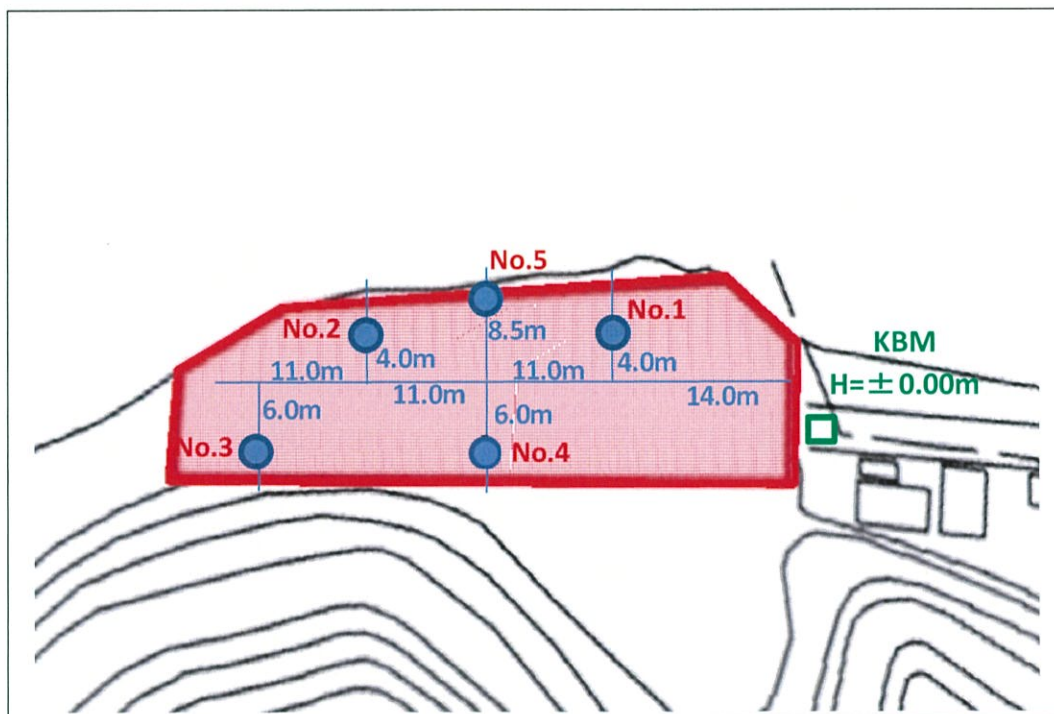


図 2-1 サウンディング試験位置図

2-2 試験の解説

この試験は荷重と回転による貫入を併用した原位置試験であり土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟または締まり具合を判定するとともに地盤性状を把握することを目的としている。

また、装置及び操作が容易で迅速に測定でき、簡易なサウンディングの中では比較的貫入能力に優れているなどの利点を有しており、主に深度が 10m 以内の軟弱層を対象に概略調査または補足調査などに用いられている。

1. 試験及び器具

(1) スクリューポイント

スクリューポイントは JIS G 4051 に規定する S50C 及びこれと同等以上の硬さをもつ鋼製で以下に示す形状のもの。

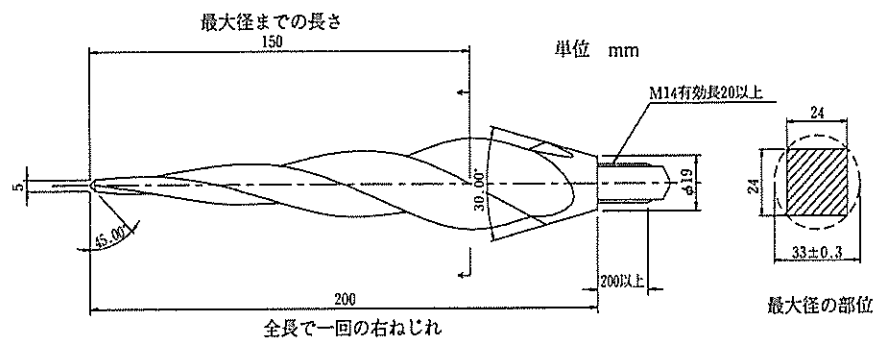


図 2-2 スクリューポイントの例

(2) ロッド

ロッドは機械構造用炭素鋼製で以下の通りとし、いずれもロッド連結端から 25 ± 0.05cm ごとに目盛りがあるもの。

- ・ スクリューポイント連結ロッド 径 19 ± 0.2mm、長さ 350 ± 0.8mm
- ・ 継足しロッド 径 19 ± 0.2mm、長さ 750 ± 0.8mm

(3) 載荷試験装置

載荷装置及び回転装置は自動試験装置を使用し、載荷装置は 0.05kN、0.15kN、0.25kN、0.50kN、0.75kN および 1.00kN の荷重を載荷できるものとする。

また、回転装置は 1.00kN の荷重による貫入が停止した後、荷重を保持したまま右回りで回転させるもので、回転速度は 1 分間に 50 半回転以下とする。

2-3 試験方法

- (1) 試験前にスクリーポイント、載荷装置及び回転装置の破損、ロッド、ネジ部の変状、破損等を点検する。自動記録装置を使用する場合は機能チェックを行う。
- (2) スクリューポイント連結ロッドの先端にスクリーポイントを取り付け、ロッドに載荷装置を固定し調査地点に鉛直に立てて、最初に 0.50kN(試験機自重)の荷重を載荷する。
- (3) 荷重でロッドが地中に貫入するかどうかを確認し、貫入する場合には貫入が止まった時の貫入量を測定し、その荷重の貫入量とする。
- (4) 順次荷重を増加していき③の操作を繰り返す。荷重の段階は 0.00kN、0.05kN、0.15 kN、0.25kN、0.50kN、0.75kN、1.00kN とする。
- (5) 1.00kN でロッドの貫入が止まった場合は、その貫入量を測定した後、鉛直方向の力が加わらないようにロッドを右回りに回転させ、次の目盛線まで貫入させるのに要する半回転数を測定する。その際、回転速度を 1 分間に 50 半回転以下とする。尚、これ以降の測定は 25cm(目盛線)ごとに行う。

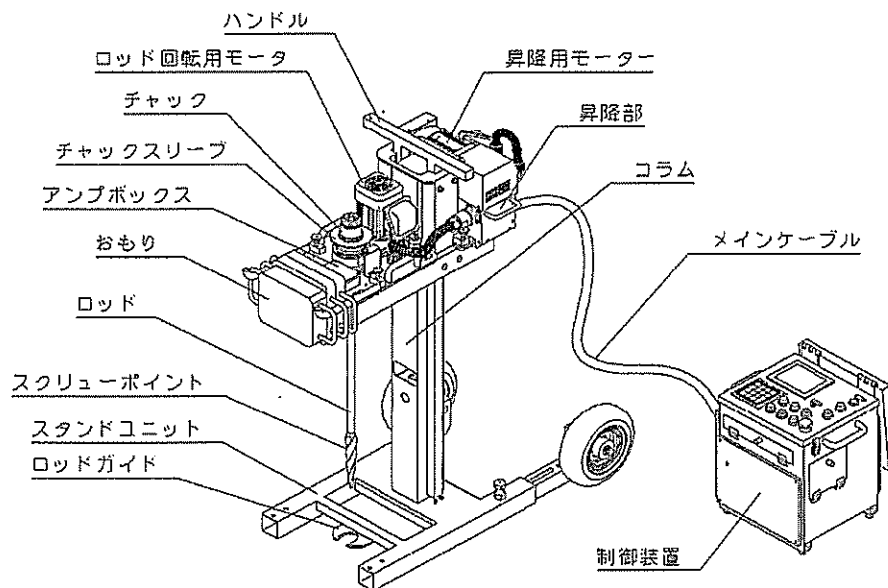


図 2-3 自動試験機の例

2-4 試験結果の算出

2-4-1 N値との関係

- ・ 礫、砂、砂質土の場合

$$N=2.0W_{sw}+0.067N_{sw}$$

- ・ 粘土、粘性土の場合

$$N=3.0W_{sw}+0.050N_{sw}$$

ここに、 W_{sw} :貫入開始後 1.00kN 以下で貫入に必要な最低荷重(kN)

N_{sw} : $W_{sw}=1.00\text{kN}$ の荷重で貫入が止まった後、回転により貫入させた時の半回転数から換算した貫入量 1m 当たりの半回転数(回/m)

2-4-2 長期許容支持力(q_a)との関係

- ・ W_{sw} が 1.00kN 以下の荷重により貫入(回転によらない貫入)した場合

$$W_{sw} \leq 1.00\text{kN} \quad q_a = 30(W_{sw})^2 \quad (\text{平板載荷試験による支持力との関係})$$

- ・ 回転により貫入した場合

$$W_{sw} = 1.00\text{kN} \quad q_a = 30 + 0.6N_{sw} \quad (\text{国土交通省告示第1113号})$$

q_a : 長期許容支持力(kN/m²)

N_{sw} : 基礎の底部から下方 2m 以内の距離にある地盤の N_{sw} の平均値

※参考出典 : 「地盤調査の方法と解説一・二分冊の1」(P331～P333)

(平成25年3月25日 第1刷発行 発行:公益社団法人 地盤工学会)

2-4-3 試験結果

No.1

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備考
0.00～0.25	7	78.0	礫混じり砂質土	
0.25～0.83	26～63	241.2～577.8	礫混じり砂質土	以深貫入不能

No.2

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備考
0.00～0.25	6	63.6	礫混じり砂質土	
0.25～0.53	38～103	351.6～930.0	礫混じり砂質土	以深貫入不能

No.3

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備考
0.00～0.25	4	46.8	礫混じり砂質土	
0.25～0.75	5～9	56.4～92.4	礫混じり砂質土	
0.75～1.07	18～67	176.4～612.6	礫混じり砂質土	以深貫入不能

No.4

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備考
0.25～0.59	24～66	226.8～603.6	礫混じり砂質土	以深貫入不能

No.5

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備考
0.00～0.25	4	46.8	礫混じり砂質土	
0.25～1.00	10～26	104.4～248.4	礫混じり砂質土	
1.00～1.75	3～7	34.8～80.4	礫混じり砂質土	
1.75～2.00	15	150.0	礫混じり砂質土	
2.00～2.75	3	30.0～39.6	礫混じり砂質土	
2.75～3.00	9	94.8	礫混じり砂質土	
3.00～4.75	4～7	46.8～78.0	礫混じり砂質土	
4.75～6.00	6～13	68.4～128.4	礫混じり砂質土	
6.00～6.10	70	642.0	礫混じり砂質土	以深貫入不能

調査深度において、明確な地下水位は確認できなかった。

試験結果によると、No.1～No.4 は、礫混じり砂質土で相対密度は「緩い～密な」締まり具合を示す。いずれも GL-0.50m～GL-1.00mの浅部で礫当たりのため貫入不能となった。

この為深部の状況を確認の為、No.5 の位置で試験を実施した。この結果を以下に示す。

GL-1.00mまでは No.1～No.4 と同じく「密な」締まり具合を示す。

GL-1.00m～GL-5.00m迄は、礫に当たり「中位の」締まり具合を示すものの、礫の少ない部分は「非常に緩い～緩い」締まり具合と思われる。

GL-5.00m～GL-6.00mは「中位の」締まり具合を示し、GL-6.10mで礫に当たり貫入不能となる。

対象地は護岸背面の埋め立て地と想定され、表層付近は礫層土が多くて貫入不能となっているが、全体の地層構成は No.5 での結果を想定すれば良いと思われる。

戸建住宅等の小規模建築物では直接基礎の設計をするに当たり、敷地調査及び地盤調査を行い、地盤の長期許容支持力度（ q_a ）を決定する。

通常、布基礎は q_a が 30kN/m^2 以上、べた基礎は q_a が 20kN/m^2 以上を基礎形式選定の目安としている。

従って換算 N 値として $N \geq 3$ であれば地盤の支持力としては問題がない。

※参考出典：「小規模建築物基礎設計指針」(P93、P97～P98)

(2014 年 9 月 25 日第 1 版第 7 刷 発行:一般社団法人 日本建築学会)

No.1

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 $q_a(\text{kN/m}^2)$ ※ ²	地盤状況	備 考
0.00～0.25				GL-0.25mを基礎面とした
0.25～0.83	42.3	391.8	礫混じり砂質土	

No.2

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 $q_a(\text{kN/m}^2)$ ※ ²	地盤状況	備 考
0.00～0.25				GL-0.25mを基礎面とした
0.25～0.53	70.2	640.8	礫混じり砂質土	

No.3

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備 考
0.00～0.25				GL-0.25mを基礎面とした
0.25～1.07	24.8	234.4	礫混じり砂質土	

No.4

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備 考
0.00～0.25				GL-0.25mを基礎面とした
0.25～0.59	49.0	451.2	礫混じり砂質土	

No.5

深度 GL-m	換算N値 N ※ ¹	換算支持力度 qa(kN/m ²) ※ ²	地盤状況	備 考
0.00～0.25				GL-0.25mを基礎面とした
0.25～2.25	10.7	108.6	礫混じり砂質土	

上表に示すように、N 値は 3 以上あり、宅地としての支持力は問題なく、一般住宅の基礎形式は布基礎またはベタ基礎で選定すればよい。

但し、不均一に粘性土を挟在する砂礫層であり、宅地造成後の宅地荷重によっては、沈下が多少懸念される地盤である。

又、GL-2.00～GL-5.0、0m付近は N 値の低い地盤であり、地震時に液状化が発生する可能性もあり、これによっては宅地地盤上の建物が変形沈下を生ずる可能性も否定できない地盤である。

巻 末 資 料

1. スウェーデン式サウンディング試験データ
2. 調査記録写真
3. 参考資料

※出典：「地盤調査の方法と解説―二分冊の1―」

(平成25年3月25日 第1刷発行

発行:公益社団法人 地盤工学会)

「小規模建築物基礎設計指針」

(2014年9月25日 第1版第7摺

発行:一般社団法人 日本建築学会)

1.スウェーデン式サウンディング試験データ

[illegible]

礫、砂、砂質土	$N=2.0W_{sw}+0.067N_{sw}$
粘土、粘性土	$N=3.0W_{sw}+0.050N_{sw}$

[illegible]

礫、砂、砂質土 $N=2.0W_{sw}+0.067N_{sw}$
粘土、粘性土 $N=3.0W_{sw}+0.050N_{sw}$

井上

一軸圧縮強さ	$q_u = 45.0W_{sw} + 0.75N_{sw}$	
W_{sw} が1kN以下の荷重で貫入した場合の許容支持力	$q_a = 30W_{sw}^2$	礫、砂、砂質土 $N = 2.0W_{sw} + 0.067N_{sw}$
回転で貫入した場合の許容支持力	$q_a = 30 + 0.6N_{sw}$	粘土、粘性土 $N = 3.0W_{sw} + 0.050N_{sw}$

[illegible]

礫、砂、砂質土	$N=2.0W_{sw}+0.067N_{sw}$
粘土、粘性土	$N=3.0W_{sw}+0.050N_{sw}$

スウェーデン式サウンディング試験

調 査 名	元きんかい児童遊園地				測 点 番 号	No. 5											
調 査 地 点	米子市祇園町二丁目地内				試 験 日	2019 年 09 月 09 日											
標 高	KBM +0.11	m	最終貫入深さ	6.10	m	試 験 者	井上 暁男										
水 位	m		天 候	晴れ		試験方法	全自動										
荷 重 W_w kN	半回 転数 N_a	貫入 深さ D m	貫入量 L cm	1m当りの 半回転数 N_{sw}	記 事	土 質 名	土 質 柱 状 図	荷 重 W_w kN	貫入量 1 m 当りの半回転数 N_{sw}	換算 N 値 N_c	換算 支持力 q_a (kN/m ²)	換算一軸 圧縮強度 q_u (kN/m ²)					
1.00	7	0.25	25	28		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	4	46.8	
1.00	31	0.50	25	124		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	10	104.4	
1.00	51	0.75	25	204		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	16	152.4	
1.00	91	1.00	25	364		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	26	248.4	
1.00	12	1.25	25	48	ガリガリ	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	5	58.8	
1.00	2	1.50	25	8		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	3	34.8	
1.00	21	1.75	25	84		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	8	80.4	
1.00	50	2.00	25	200		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	15	150.0	
1.00	4	2.25	25	16	ガリガリ	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	3	39.6	
1.00	2	2.50	25	8		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	3	34.8	
1.00	0	2.75	25	0		砂まじりシルト		0	50	100	200	300	400	500	3	30.0	45.0
1.00	27	3.00	25	108		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	9	94.8	
1.00	7	3.25	25	28	ガリガリ	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	4	46.8	
1.00	12	3.50	25	48	ガリガリ	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	5	58.8	
1.00	10	3.75	25	40	ガリガリ	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	5	54.0	
1.00	17	4.00	25	68	ガリガリ	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	7	70.8	
1.00	20	4.25	25	80		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	7	78.0	
1.00	11	4.50	25	44		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	5	56.4	
1.00	9	4.75	25	36		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	4	51.6	
1.00	26	5.00	25	104		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	9	92.4	
1.00	16	5.25	25	64		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	6	68.4	
1.00	27	5.50	25	108		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	9	94.8	
1.00	41	5.75	25	164		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	13	128.4	
1.00	26	6.00	25	104		砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	9	92.4	
1.00	102	6.10	10	1020	以深貫入不能	砂まじり礫		0	50	100	200	300	400	500	70	642.0	

一軸圧縮強度 $q_u = 45.0W_{sw} + 0.75N_{sw}$

W_{sw} が1kN以下の荷重で貫入した場合の許容支持力 $q_a = 30W_{sw}^2$
 回転で貫入した場合の許容支持力 $q_a = 30 + 0.6N_{sw}$

礫、砂、砂質土 $N = 2.0W_{sw} + 0.067N_{sw}$
 粘土、粘性土 $N = 3.0W_{sw} + 0.050N_{sw}$

2.調査記録写真



スウェーデン式サウンディング試験

敷地（北東-南西）



スウェーデン式サウンディング試験

敷地（東-西）



スウェーデン式サウンディング試験

敷地（西-北東）



スウェーデン式サウンディング試験

敷地（南西-北東）



スウェーデン式サウンディング試験

K B M（下水道 MH）

遠景



スウェーデン式サウンディング試験

K B M（下水道 MH）

近景



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

全面道路

スウェーデン式サウンディング試験

道路（東-西）



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

全面道路

スウェーデン式サウンディング試験

道路（西-東）



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

スクリーポイント管理

スウェーデン式サウンディング試験

スクリーポイント



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

測点 No.1

スウェーデン式サウンディング試験

試験実施状況

No. 1



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

測点 No.2

スウェーデン式サウンディング試験

試験実施状況

No. 2



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

測点 No.3

スウェーデン式サウンディング試験

試験実施状況

No. 3



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

測点 No.4

スウェーデン式サウンディング試験

試験実施状況

No. 4



工事名 元きんかい児童遊園地 地盤調査

測点 No.5

スウェーデン式サウンディング試験

試験実施状況

No. 5

余 白

3.参 考 資 料

※出典：「地盤調査の方法と解説―二分冊の1―」
(平成25年3月25日 第1刷発行
発行:公益社団法人 地盤工学会)

「小規模建築物基礎設計指針」
(2014年9月25日 第1版第7刷
発行:一般社団法人 日本建築学会)

4.3.6 記録及び整理

データシートの記入例を図表-4.3.1に示す。

(1) 試験装置の記録 試験に使用した載荷装置及び回転装置の種類を記録する。自動試験装置を使用する場合の荷重制御方法には、自動制御方法とおもりによる方法などがある。記録方法には、記録用紙による方法と自動記録装置による方法がある。このため、これらの細分も記録する。また、試験における最初の荷重についても記録する。

(2) 試験結果の記録 試験結果は、1000 N以下の荷重による貫入量及び1000 Nの荷重における回転による貫入量を求め、表に示すとともに深さ分布図として図化する。また、試験の際に得られた貫入状況、砂音（ジャリジャリ）・礫音（ガリガリ）などを記事欄に記入する。貫入状況として、“ストン”、“スルスル”、“ユックリ”及び“ジワジワ”とする。

4.4 結果の解釈と利用

4.4.1 試験結果の解釈

スクリーポイントは最大径33 mmであり、ロッドの外径19 mmに比べて大きい。単管式ロッドであるためロッド周面摩擦の影響は避けられない。このため、 W_{SW} 及び N_{SW} の測定値から推定される土の強さは、あくまで概略の傾向を示すものと解釈すべきである。

図-4.4.1は、ある埋立地において実施されたスウェーデン式サウンディング試験と機械式コーン貫入試験（M1貫入先端）の結果より作成した地層断面図である。この図は W_{SW} 、

N_{SW} と q_c は極めてよく対応し、スウェーデン式サウンディング試験結果により詳細な地層区分を行うことができた例である。ただし、スウェーデン式サウンディング試験の N_{SW} は、貫入深さが大きくなるにつれてロッド周面摩擦の影響が生じ²⁾、機械式コーン貫入試験（M1貫入先端）の q_c より感度が鈍くなる傾向が認められる。

4.4.2 試験結果の利用

(1) 測定値の強度換算 スウェーデン式サウンディング試験と他の試験とを比較した例は少ないが、次の報告がある。

① N 値との関係 N 値との関係は稲田³⁾により図-4.4.2に示す次の関係が提案されている。

$$N = 0.002 W_{SW} + 0.067 N_{SW} \quad (4.4.1)$$

粘土・粘性土

$$N = 0.003 W_{SW} + 0.050 N_{SW} \quad (4.4.2)$$

ここに、

W_{SW} ：1000 N以下で貫入した場合の荷重（N）

N_{SW} ：上記の荷重で貫入が停止した後、回転により貫入させた時の貫入量1 m当たりの半回転数（回/m）

② 一軸圧縮強さとの関係 一軸圧縮強さとの関係は、図-4.4.3に示す次の関係が提案されている³⁾。

$$q_u = 0.045 W_{SW} + 0.75 N_{SW} \quad (4.4.3)$$

ここに、

q_u ：一軸圧縮強さ（kN/m²）

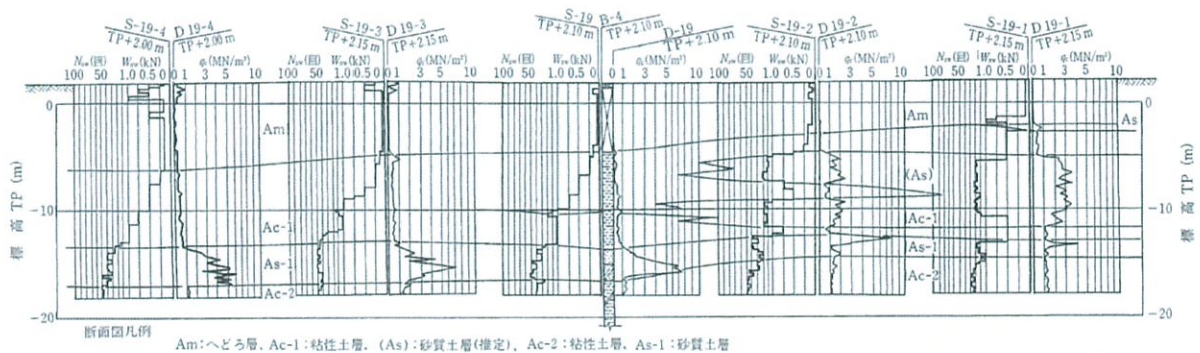


図-4.4.1 スウェーデン式サウンディング試験と機械式コーン貫入試験（M1貫入先端）結果による地層断面図

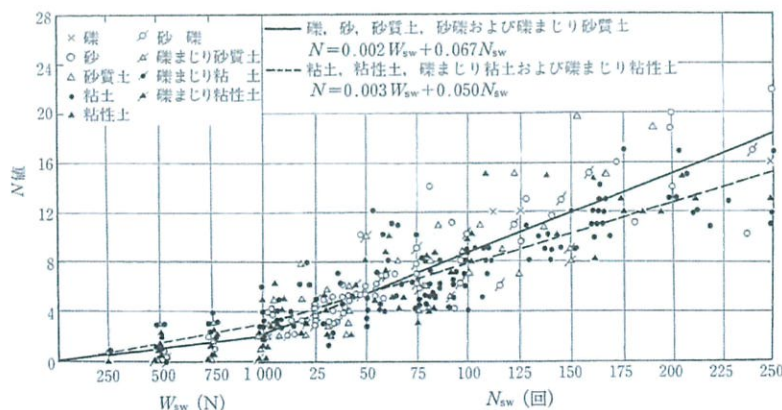
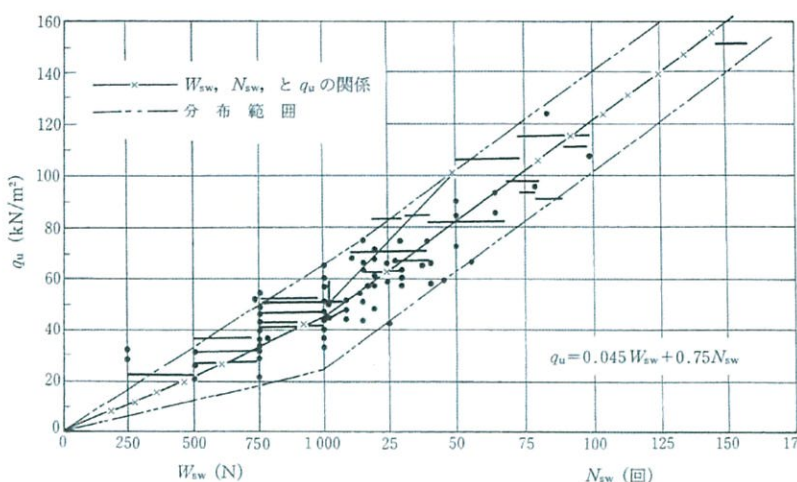


図-4.4.2 N 値と W_{SW} 、 N_{SW} との関係（稲田³⁾に加筆修正）

図-4.4.3 一軸圧縮強さと W_{sw} , N_{sw} との関係 (稲田³⁾に加筆修正)

いずれの場合もデータのばらつきが大きいことを念頭において、これらの関係を利用する必要がある。

(2) 支持力との関係 戸建住宅などの小規模構造物に対する支持力調査として、スウェーデン式サウンディング試験が用いられている。

① 平板載荷試験による支持力との関係 平板載荷試験により求めた長期許容支持力 q_a と W_{sw} , N_{sw} との関係を図-4.4.4に示す。次の関係が提案されている⁴⁾。

$$\left. \begin{array}{l} W_{sw} \leq 1000 \text{ N} \quad q_a = 0.00003 (W_{sw})^2 \\ W_{sw} = 1000 \text{ N} \quad q_a = 30 + 0.8 \cdot N_{sw} \end{array} \right\} \quad (4.4.4)$$

ここに、

q_a : 長期許容支持力 (kN/m²)

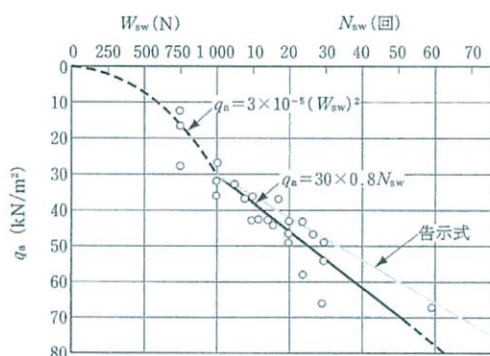
W_{sw} : 荷重 (N)

N_{sw} : 半回転数 (回/m)

これらの関係は、スウェーデン式サウンディング試験の値として載荷板の下 0.75 m の平均値を用いたものである。

② 国土交通省告示による支持力 2001年国土交通省告示第1113号 (以下、告示という) 第2 (三) 項にて、 N_{sw} から地盤の長期許容支持力 q_a を求める方法として、式 (4.4.5) が示されている。

$$q_a = 30 + 0.6 N_{sw} \quad (4.4.5)$$

図-4.4.4 平板載荷試験による許容支持力と W_{sw} , N_{sw} との関係 (甚野⁴⁾に加筆修正)

ここに、

q_a : 長期許容支持力 (kN/m²)

N_{sw} : 基礎の底部から下方 2 m 以内の距離にある地盤の N_{sw} の平均値

式 (4.4.5) は、次に示す条件で設定されている。

前述のとおり、稲田³⁾は粘性土の一軸圧縮強さ q_u を式 (4.4.3) で与えている。 q_a は、内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$ 及び根入れによる押さえ荷重を無視すると、式 (4.4.6) に示す支持力公式から求めることができる。

$$q_a = \alpha \cdot c \cdot N_c / F_s \quad (4.4.6)$$

ここに、

α : 形状係数 (連続基礎の場合 $\alpha = 1$)

c : 粘着力 ($c = q_u / 2$)

N_c : 支持力係数 ($\phi = 0^\circ$ の場合、 $N_c = 5.1$)

F_s : 安全率

$F_s = 3$ とすると、

$$q_a = 0.85 q_u \quad (4.4.7)$$

式 (4.4.3) を式 (4.4.7) に代入すると、

$$q_a = 0.038 W_{sw} + 0.64 N_{sw} \quad (4.4.8)$$

自沈層がない場合 ($W_{sw} = 1000 \text{ N}$) は、次式となる。

$$q_a = 38 + 0.64 N_{sw} \quad (4.4.9)$$

告示で示された式 (4.4.5) は、式 (4.4.9) をもとに、試験結果のばらつきを考慮して安全側に設定されたものである。このことは、図-4.4.4又は図-4.4.5に示す平板載荷試験の q_a と N_{sw} の関係から、告示で示された式 (4.4.5) が、下限値に近い安全側の評価であることに現れている⁵⁾。

告示では、“基礎の底部から下方 2 m 以内で荷重 1000 N 以下で自沈する層が存在する”又は“基礎の底部から下方 2 m を超え 5 m 以内で荷重 500 N 以下で自沈する層が存在する”場合には、沈下などの地盤変形を考慮して、建築物に有害な損傷や変形が生じないことを確かめることが義務づけられている。

現状では、スウェーデン式サウンディング試験による沈下量の推定や自沈層における支持力の評価は困難であるが、これらについての研究も行われている。田村ら⁷⁾は、自沈層を有する宅地地盤を対象とした支持力及び即時沈下量の検討例

地盤調査の方法と解説—二分冊の 1—

平成25年 3 月25日 第1刷発行

編 集 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会

発 行 公益社団法人 地 盤 工 学 会

東京都文京区千石4-38-2

〒112-0011

Tel. 03-3946-8677 Fax. 03-3946-8678

発 売 丸 善 出 版 株 式 会 社

東京都千代田区神田神保町2-17 神田神保町ビル6F

〒101-0051

Tel. 03-3512-3256 Fax. 03-3512-3270

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

© 2013 公益社団法人 地盤工学会

25.3.2000-15,750⑤

ISBN978-4-88644-091-4

価格はカバーに表示してあります。

乱丁・落丁は送料当学会負担にてお取り替えいたします。
お手数ですが、地盤工学会まで、現物をお送り下さい。

① 砂質地盤

N値と砂地盤の締り具合および砂の内部摩擦角との関係は次のようになる。

表 3.2.2 砂の相対密度、内部摩擦角とN値との関係(Peck, Meyerhof による)

N 値	相対密度(relative density)Dr=		内部摩擦角 ϕ (度)	
			ペックによる	マイヤーホフによる
0～4	非常に緩い(very loose)	0.0～0.2	28.5 以下	30 以下
4～10	緩い(loose)	0.2～0.4	28.5～30	30～35
10～30	中位の(medium)	0.4～0.6	30～36	35～40
30～50	密な(dense)	0.6～0.8	36～41	40～45
50 以上	非常に密な(very dense)	0.8～1.0	41 以上	45 以上

「地盤調査法」(地盤工学会)

また、砂質地盤の内部摩擦角 ϕ の推定には次式等が一般的に用いられている。

$$\phi = \sqrt{20N} \quad (15 \sim 20) \quad (\text{ダナムの式})$$

$$\phi = \sqrt{15N - 15} \quad (\text{大崎の式})$$

$$\phi = 4.8 \log N + 21, (N \geq 5) \quad (\text{道路橋示方書の式})$$

② 粘性土地盤

N値から粘性土地盤の硬軟を判定することができるが、その場合には概ね次頁の表にまとめられる。また、粘性土の場合には支持力に関するものとして一軸圧縮強度(q_u)という強さを表す値があるが、それとN値にも下表のような相関がある。

表 3.2.3 粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さとN値との相関表(Terzaghi)

コンシステンシー	非常に軟らかい	軟らかい	中位の	硬い	非常に硬い	固結した
N値	2 以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30 以上
q_u (kN/m ²) {kgf/cm ² }	25 以下 {0.25 以下}	25～50 {0.2～0.50}	50～100 {0.5～1.0}	100～200 {1.0～2.0}	200～400 {2.0～4.0}	400 以上 {4.0 以上}

「地盤調査法」(地盤工学会)

粘性土地盤の粘着力(C)の推定には、次式が一般的に用いられている。

$$C = (0.6 \sim 1.0) N = 0.8 N \text{ tf/m}^2 = 7.84 N \text{ kN/m}^2$$

以上のように、土塊強度としてN値は、力学定数の参考値として解析資料とする。

第6章 直接基礎の設計

6.1 節 基本事項

1. 直接基礎を支持する地盤の支持力度は、許容支持力度以下であることを確認する。直接基礎の沈下は、上部構造に有害な影響を与えないことを確認する。
2. 直接基礎の底面は、地盤の凍結深さ、かつ、雨水などによって洗掘されるおそれのない深さまで下げる。
3. 直接基礎に土圧が作用する場合は、基礎のすべりに対する検討を行う。
4. 荷重および外力により直接基礎の基礎部材各部に生ずる応力が各材料の許容応力度に基づく部材の許容耐力を超えないことを確認する。

1. 設計の基本方針

基礎は建築物に対して有害な影響を与えないよう、その形式を選定し設計する必要がある。有害な影響とは、地盤の強度が不足して破壊を生ずること、および破壊を生じないまでも地盤が過大な変形を起こし、過大な沈下・傾斜などを生ずることの両方を意味する。

したがって、基礎スラブの形状・大きさ・配筋を決定するなどの設計を行う際には、つねにこの地盤の強度と変形の両者を検討し、その結果を総合して最終的な設計とすることが、その基本方針である。この章では上記のうち地盤の強度に対する基本方針を適用したものであり、沈下に対する検討方法は5.5節に解説する。

2. 基礎底面の深さ

直接基礎底面の深さは、地盤の許容支持力度のほかに温度・湿度による土の体積変化によって決まる場合がある。このような体積変化は主に凍結による膨張が考えられる。具体例としては自然の寒冷または冷凍庫による人為的な低温によって土が凍上する場合で、シルト質の土やロームは凍上を起こしやすい。地中のある深さで土の温度がほぼ0℃となり、地盤の凍結が停止する位置を凍結線といい、地表から凍結線までの深さを凍結深度という。凍結深度については、建物の安全などを確保するための建築基準法第40条の規定に基づき地方公共団体が条例で定めている場合があるので寒冷地などにおいては建物の設計前に公共団体に照会する必要がある。具体的な凍上対策としては、基礎底面を凍結線より深くするか、または凍結線以浅の土を粗砂のような凍上しにくい土で置換する方法がある^{6.1.1)}。

また、砂質土地盤または傾斜した敷地においては破損した下水管によって土が流出したり、豪雨時に土が洗掘されたりするおそれがあるので、基礎底面を充分深くしておくことが必要である。

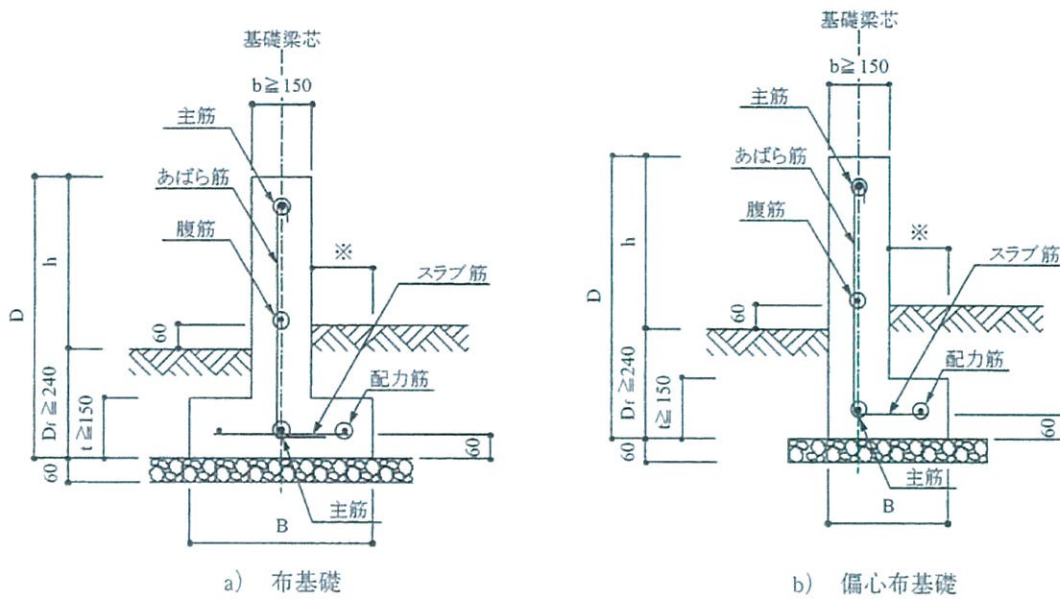
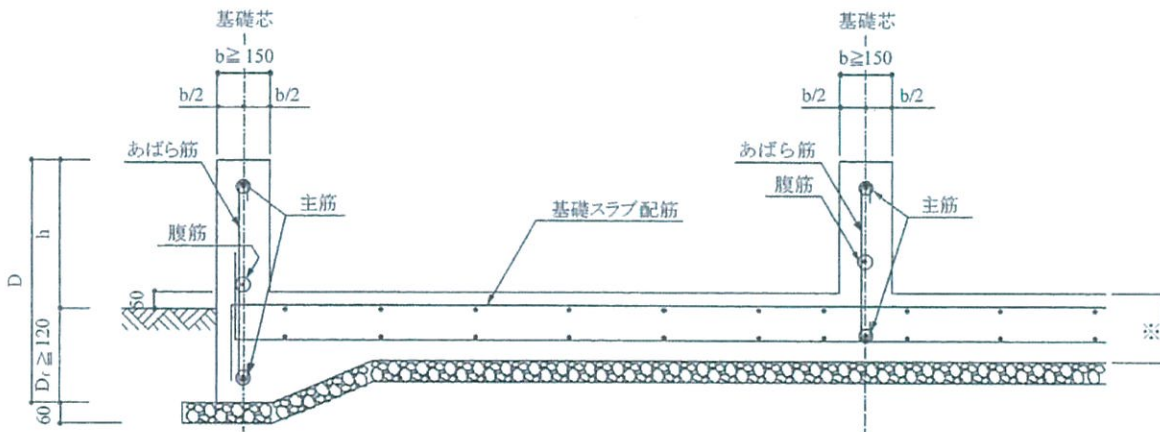


図 6.2.2 直接基礎の断面例 (布基礎・偏心布基礎)



[注] 地業については9章を参照.
※ダブル配筋の場合、スラブ厚さは200mm以上とする.

記号 D : 基礎梁せい (mm)
 D_f : 根入れ深さ (mm)
 h : 基礎立上り (mm)
 t : 基礎スラブ厚さ (mm)
 B : 基礎スラブ幅 (mm)
 b : 基礎梁幅 (mm)

図 6.2.3 直接基礎の断面例 (べた基礎)

2. 直接基礎の選定

直接基礎の種類を選定は、地盤の許容支持力度、地盤補強、地盤の沈下、液状化の影響、上部構造の規模・形状・構造形式などにより行う。

敷地調査および地盤調査を行い、地盤の長期許容支持力度 q_a を決定する。通常、布基礎は q_a が 30 kN/m^2 以上、べた基礎は q_a が 20 kN/m^2 以上の場合に選定する。沈下の影響については、べた

基礎は荷重分散効果から布基礎より接地圧が小さくなるが、地中応力の影響範囲が基礎幅の2倍程度になるので、沈下に関して布基礎より注意を要する。その他にも、直接基礎を選定する要因としては、上部構造の規模・形状・構造形式、敷地条件、環境条件などがあり、布基礎、偏心布基礎、片側に土圧を受ける布基礎、片側に土圧を受ける偏心布基礎、べた基礎、独立基礎より選定する。

3. 直接基礎の設計時における留意点

(1) 直接基礎の根入れ

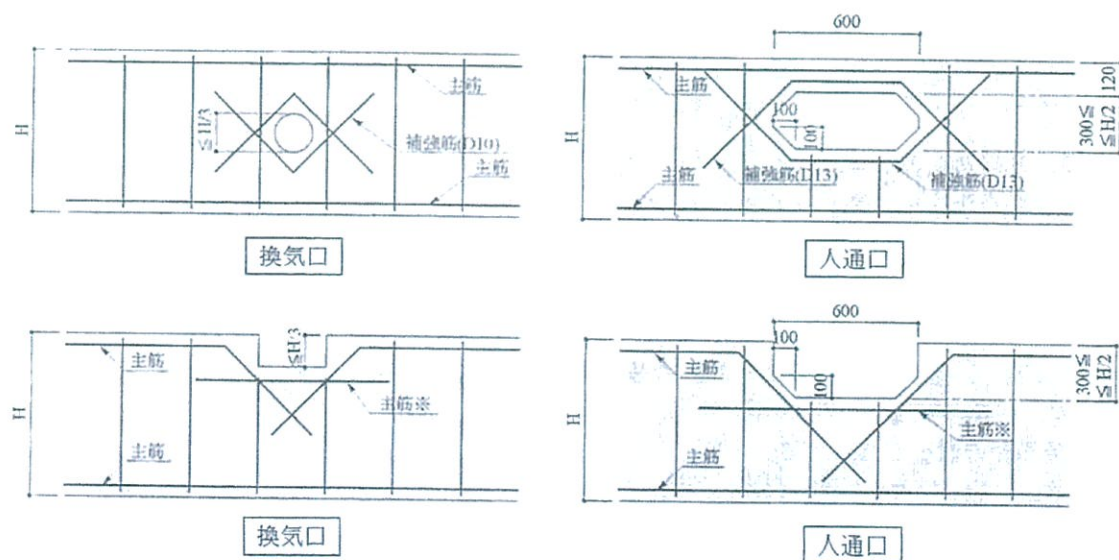
直接基礎の根入れにおいては、①良好な地盤に支持させる、②凍結深度以深とする、③周辺の掘削や雨水の洗掘による影響を考慮する。

(2) 基礎部材の欠損、小開口部など

小規模建築物の基礎には、床下点検のため人通口を、換気するため換気口を、設備配管のため貫通孔を設けることが必要である。これらは基礎梁の欠損になるので、なるべく上部構造の大きな開口の下（特に開口端近辺）を避け、かつ必要な補強措置をとる。図6.2.4に基礎梁における開口部の補強例を示す。開口により基礎梁断面が欠損する場合は、欠損した断面で構造検討を行うことが必要である。なお、梁として力を伝達することができなく寸断された状態は本指針の適用範囲外とする。

(3) 基礎のかぶり厚さ、鉄筋の定着および継ぎ手長さ

基礎の隅角部や開口補強またフックを設ける場合などでは配筋が密になる場合がある。主筋やせん断補強筋、アンカーボルトの取り合いに注意し、基礎のかぶり厚さ、鉄筋の定着長さおよび重ね継ぎ手長さに充分配慮し、本会編「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を参考にして設計する必要がある。



※主筋は定着を規定以上とり、主筋量については欠損した断面で算定すること。

図6.2.4 基礎梁における開口部の補強例

小規模建築物基礎設計指針

2008年2月25日 第1版第1刷
2008年9月25日 第2刷
2009年7月30日 第3刷
2011年2月10日 第4刷
2011年8月20日 第5刷
2013年1月25日 第6刷
2014年9月25日 第7刷

編 集 一般社団法人 日本建築学会
著 作 人

印 刷 所 昭和情報プロセス株式会社

発 行 所 一般社団法人 日本建築学会

108-8414 東京都港区芝5-26-20

電 話・(03) 3456-2051

F A X・(03) 3456-2058

<http://www.aij.or.jp/>

発 売 所 丸 善 出 版 株 式 有 限 公 司

101-0051 東京都千代田区神田神保町2-17

神田神保町ビル

電 話・(03) 3512-3256

© 日本建築学会 2008

ISBN978-4-8189-0574-0 C3052