

第4章 液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発

4.1 概要

第4章では、スウェーデン式サウンディング試験（SWS）を各地の現場で実施した結果を示す。さらに、標準貫入試験（SPT）の N 値や粘性土では一軸圧縮強さ q_u 値との対応関係を検討する。現場実験の内容と敷地情報は3.2を参照されたい。また、各現場で実施した試験内容と実施機関は表-3.1.1に示した。

本研究で用いた試験機は、写真-4.1.1に示すN社（日東精工、ジオカルテ）、写真-4.1.2、4.1.3に示すY社（ワイビーエム、Y100、大阪市鶴町以降はY75も使用、100、75はロッド長(cm)）、写真-4.1.4に示すH社（報国エンジニアリング）による全自動型試験機である。さらに、実施機関N社（日本建築総合試験所）ではSWS試験のロッドの周面摩擦除去のために、二重管のロッド形式とした二重管スウェーデン式サウンディング試験（DT-SWS）も実施した。

4.2ではSWS試験の現場実験結果を、4.3ではDT-SWS試験によるロッドの周面摩擦の影響検討を、4.4ではSWS試験結果を三成分コーン貫入試験（CPT）による解釈を、4.5ではSWS試験結果とSPTの N 値、一軸圧縮強さ q_u 値との相関性を検討した結果を示す。



写真-4.1.1 N社 SWS 試験機

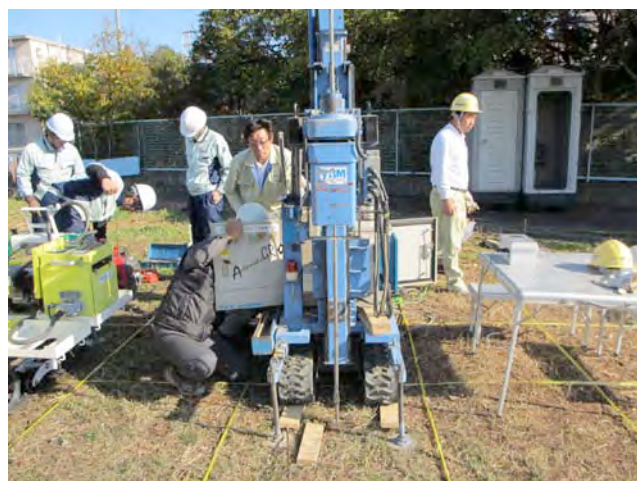


写真-4.1.2 Y社 SWS 試験機 (Y100)



写真-4.1.3 Y社 SWS 試験機 (Y75)



写真-4.1.4 H社 SWS 試験機

4.2 現場実験結果

4.2.1 スウェーデン式サウンディング(SWS)試験結果

(1) 大阪市東中浜

図-4.2.1 に東中浜における 2 社による SWS と DT-SWS の試験結果を示す。表層の砂礫層で N_{sw} が大きい、深度 3.5m~16.8m の沖積粘土では自沈又は N_{sw} が単調増加となっている。SWS はこの土質変化に伴う強度変化をよく捉えている。また、図(3)の DT-SWS の結果から、二重管によってロッドと土の周面摩擦を切ると、沖積粘土部のほとんどが自沈となることから、粘土部での周面摩擦の影響は大きいことがわかる。DT-SWS の結果の詳細と解釈は 4.3 で詳しく述べる。

(2) 神栖市堀割

図-4.2.2 に神栖における 3 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 4m~8m までの粘性土層では自沈しているが、8m 以深の砂層で N_{sw} が大きくなっているが、各社によるばらつきがやや見られる。また、図(4)、(5)の DT-SWS の結果から、粘性土層と砂層で N_{sw} が小さくなっている。

(3) 浦安市運動公園

図-4.2.3 に浦安市運動公園における 3 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 14m までは埋立層と砂質土で N_{sw} の増減が大きい。深度 16m 以深の粘土層では N_{sw} が単調増加しているが、深度の割には N_{sw} が小さい。これは当地の粘土層は鋭敏性が非常に高いため、スクリーポイントの回転貫入によって練り返され、抵抗が小さくなったと考えられる。なお、各社による差はあまり見られない。また、図(4)、(5)の DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっており、周面摩擦の影響はあまり見られない。

(4) 浦安市鉄鋼通り

図-4.2.4 に浦安市鉄鋼通りにおける 3 社による SWS (図(2)には DT-SWS) の試験結果を示す。基本的に運動公園と同様で、深度 16m までは埋立層と砂質土で N_{sw} の増減が大きく、深度 16m 以深の粘土層では N_{sw} が単調増加している (深度の割には N_{sw} が小さい)。また、DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっている。

(5) 守山市今浜

図-4.2.5 に守山市今浜における 5 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 4.6m 以深は粘土層であり、 N_{sw} は単調に増加している。ただし、 N_{sw} 値は各社によって若干異なり、試験機の違いの影響が見られる。なお、16m 以深で浦安 (運動公園、鉄鋼通り、港) と比較すると、 N_{sw} が大きいことがわかる。また、図(6)、(7)の DT-SWS の結果から、粘土層のほとんどが自沈となることから、粘土部での周面摩擦の影響は大きいことがわかる。

(6) 守山市水保

図-4.2.6 に守山市水保における 5 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。当地は砂質土主体で粘性土を挟むが、各社ともほぼ同様な結果が得られている。また、DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっている。

(7) 大阪市鶴町

図-4.2.7 に大阪市鶴町における SWS の試験結果を示す(これ以降の N 社の SWS は Y100 と Y75 試験機による)。Y100 と Y75 による違いはほとんどない。10m 以深の粘土層で N_{sw} が単調に増加している。守山市今浜と同様に、16m 以深で浦安 (運動公園、鉄鋼通り、港) と比較すると、 N_{sw} が大きいことがわかる。

(8) 浦安市港

図-4.2.8 に浦安市港における 4 社による SWS (図(4)は手動式試験機で、深度 9m で終了) と 1 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 2~5m の埋立 (浚渫粘土) 層は軟弱で、自沈している。深度 5~16m までは砂質土で N_{sw} の増減が大きい。浦安運動公園、鉄鋼通りと同様に、深度 16m 以深の粘土層では深度の割には N_{sw} が小さい。これも鋭敏性が非常に高いためと考えられる。なお、各社による差はあまり見られないが、手動式はややばらつきが大きい。また、図(4)、(5)の DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっている。

(9) 唐津市原

図-4.2.9 に唐津市原における 1 社による SWS と DT-SWS の試験結果を示す。当地は砂質土主体の地盤であるが、DT-SWS は、全体に少し N_{sw} が小さい傾向が見られるが、SWS と大差はない。

(10) 唐津市岸山

図-4.2.10 に唐津市岸山における 1 社による SWS と DT-SWS の試験結果を示す。当地は粘性土による盛土地盤であるが、全体としてややばらつきはあるが (地盤の不均質性の影響?)、SWS と DT-SWS の違いはあまり見られない。

(11) 香取市地点 1

図-4.2.11 に香取市地点 1 における 2 社による SWS の試験結果を示す。図(2)の調査深度が浅いが、2 社による結果はほぼ一致している。2 社ともに全体としての再現性は高く、深度 3~5m のシルトと砂の互層部分は軟弱で、自沈している。また、5m 以深から厚く堆積する砂地盤では、13m 前後で N_{sw} が大きい、それ以外は N_{sw} が 200 前後となっている。

(12) 香取市地点 2

図-4.2.12 に香取市地点 2 における 3 社による SWS 試験結果を示す。いずれの試験も表層から 3m までの砂とシルトの互層となっている軟弱な地盤では自沈している。3m 以深からは砂層が厚く堆積するが、一部シルトを含む深度 7~8m 付近においても自沈していることがわかる。それ以外の砂層の部分では、 N_{sw} が増減を繰り返しながらも深度方向に増加していく結果となった。ただし、深度 8~14m において、図(2)と図(3)の N_{sw} はほぼ一致するが、図(1)の N_{sw} はかなり大きい。この理由として、図-3.2.31 に示した試験位置から、前者の 2 つの試験は東側、後者の試験は西側で実施しており、地点による地盤の不均一性が現れたと考えられる。

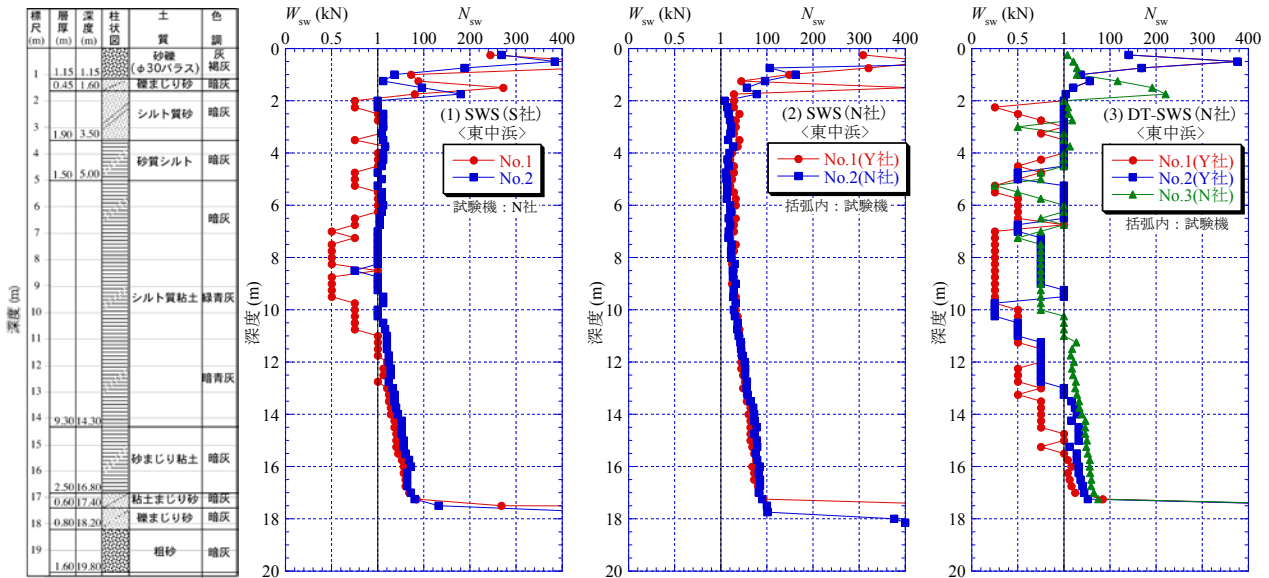


図-4.2.1 大阪市東中浜での SWS の試験結果

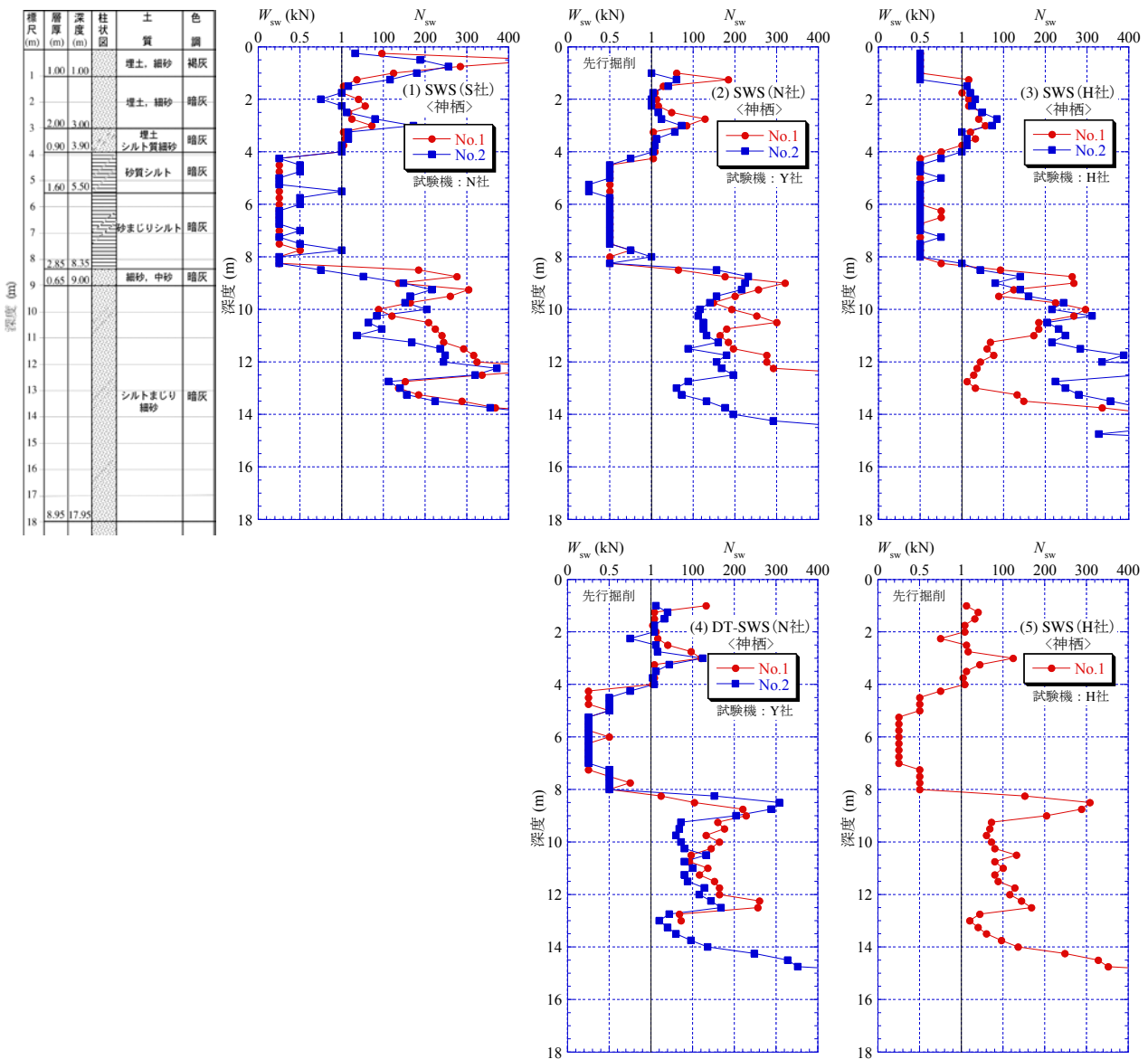


図-4.2.2 神栖市堀割での SWS の試験結果

層厚 (m)	深度 (m)	柱状状	土質	色調
0.70	0.70		盛土(ローム)	緑
1.80	2.50		盛土(シルトまじり砂)	暗黄緑
1.00	3.50		埋土(シルト質砂)	暗灰
2.40	5.90		埋土(砂質シルト)	暗灰
1.20	7.10		埋土(シルト質砂)	暗灰
0.40	7.50		砂質シルト	暗灰
2.90	10.40		シルトまじり砂	暗灰
2.60	13.00		シルト質砂	暗灰
1.40	14.40		砂まじりシルト	暗灰
0.70	15.10		砂質シルト	暗灰
1.50	17.50		砂まじりシルト	暗灰
			シルト質粘土	暗灰

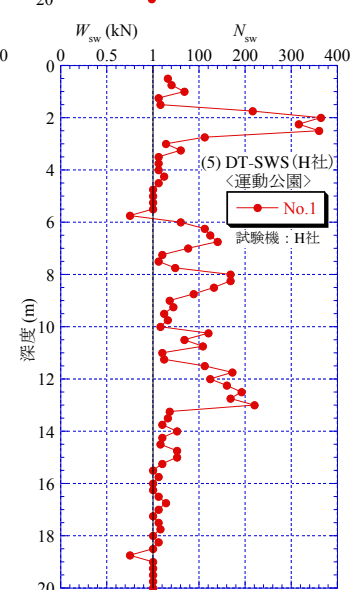
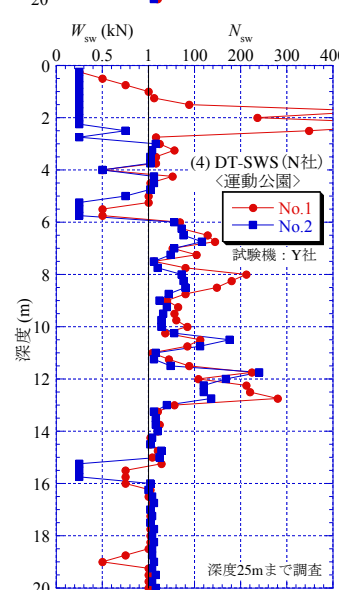
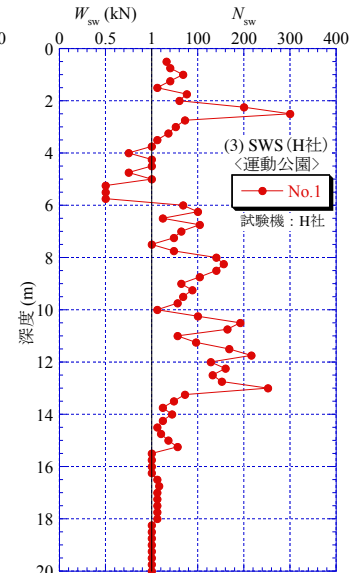
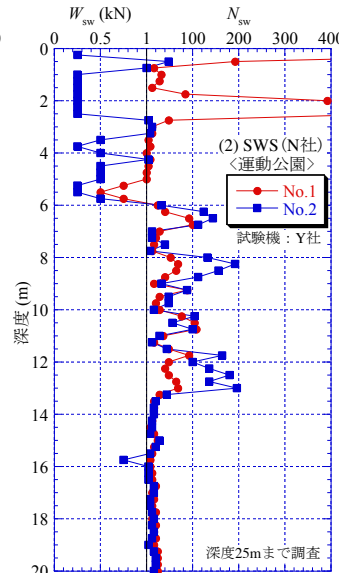
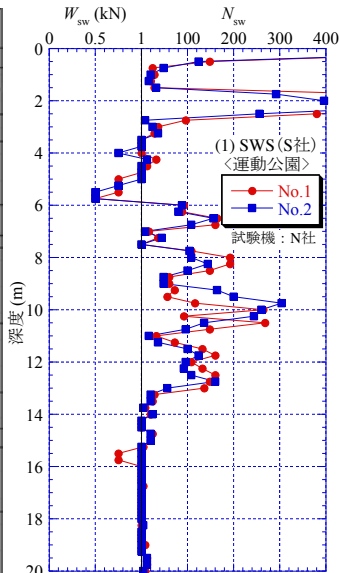


図-4.2.3 浦安市運動公園での SWS の試験結果

層厚 (m)	深度 (m)	柱状状	土質	色調
0.95	0.95		砂礫	暗灰
4.25	5.20		細砂	暗灰
0.55	5.75		粘土質シルト	暗灰
8.25	14.00		細砂	暗灰
2.00	16.00		シルト質砂	暗灰
			砂質シルト	暗灰

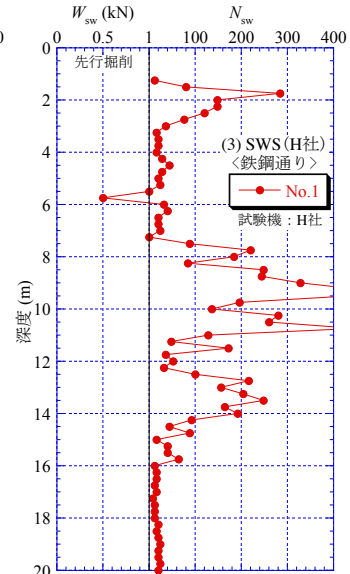
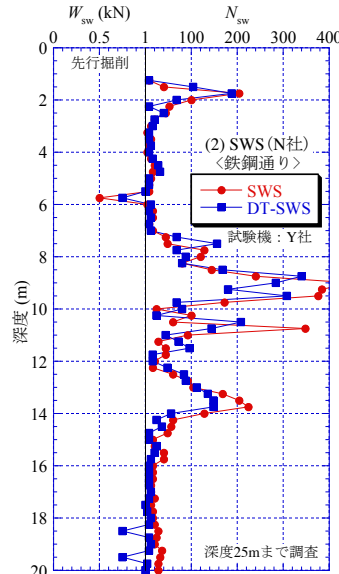
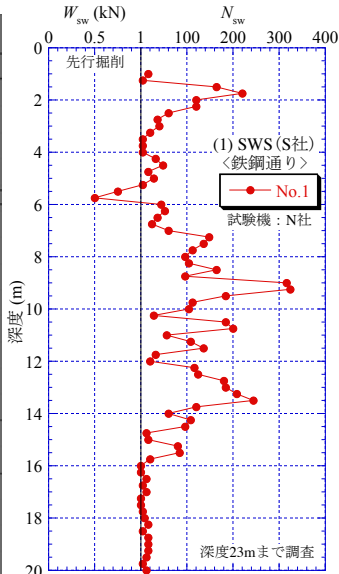


図-4.2.4 浦安市鉄鋼通りでの SWS の試験結果

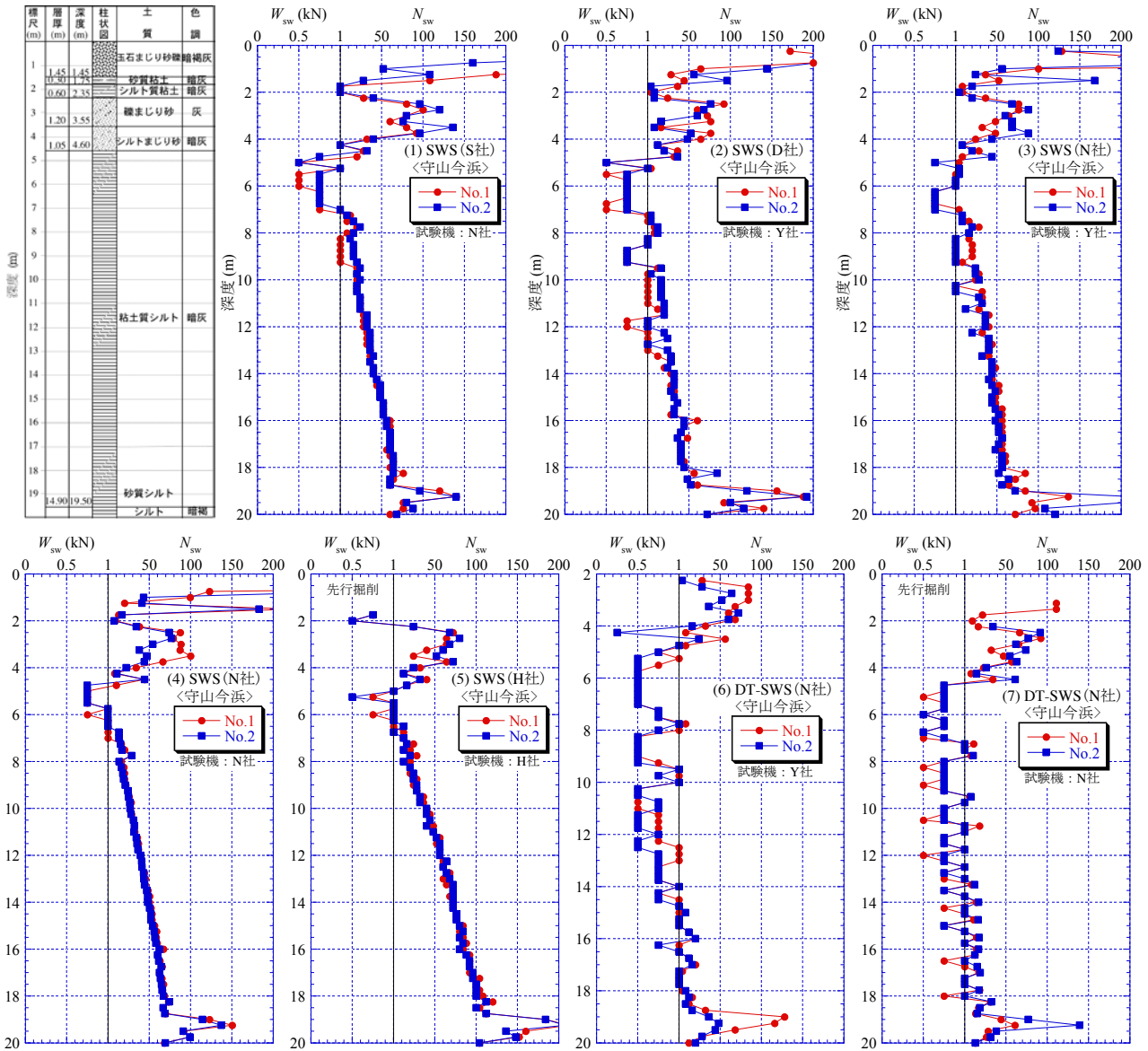


図-4.2.5 守山市今浜での SWS の試験結果

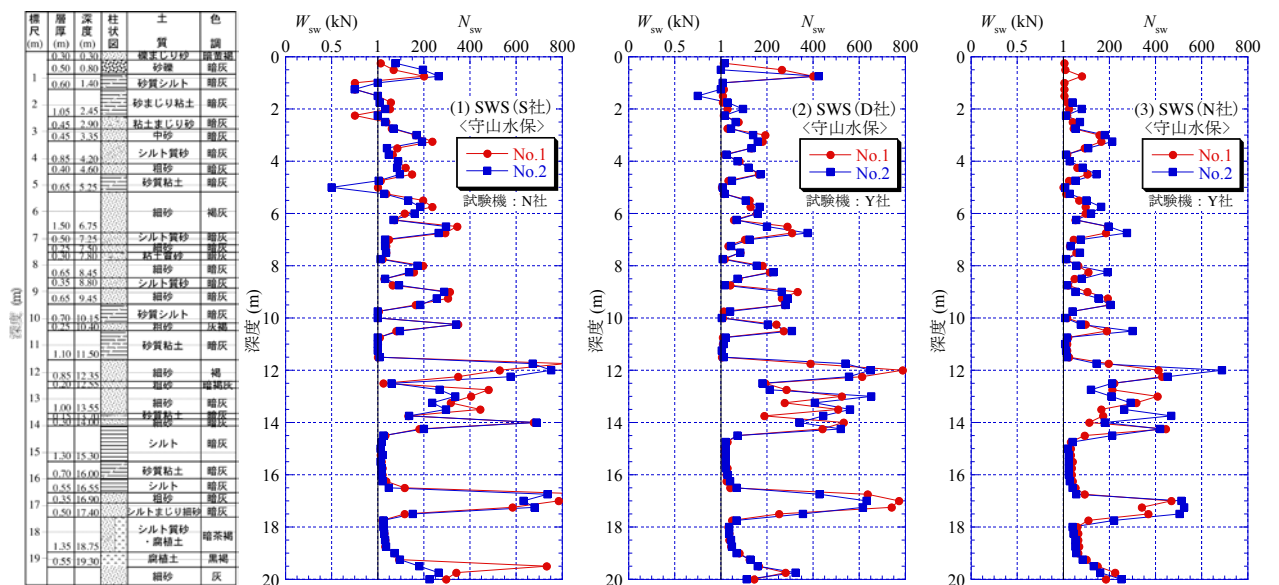


図-4.2.6 守山市水保での SWS の試験結果 (つづく)

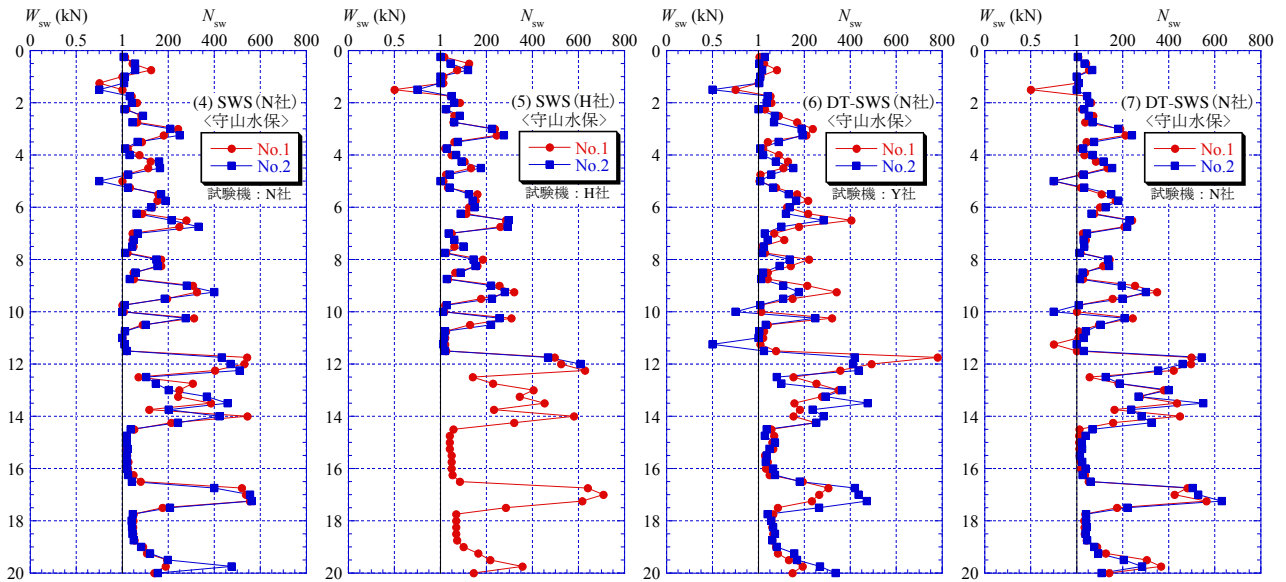


図-4.2.6 守山市水保でのSWSの試験結果（つづき）

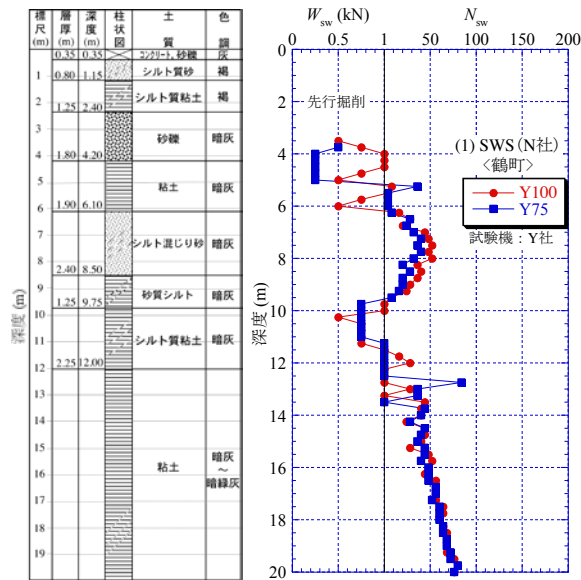


図-4.2.7 大阪市鶴町でのSWSの試験結果

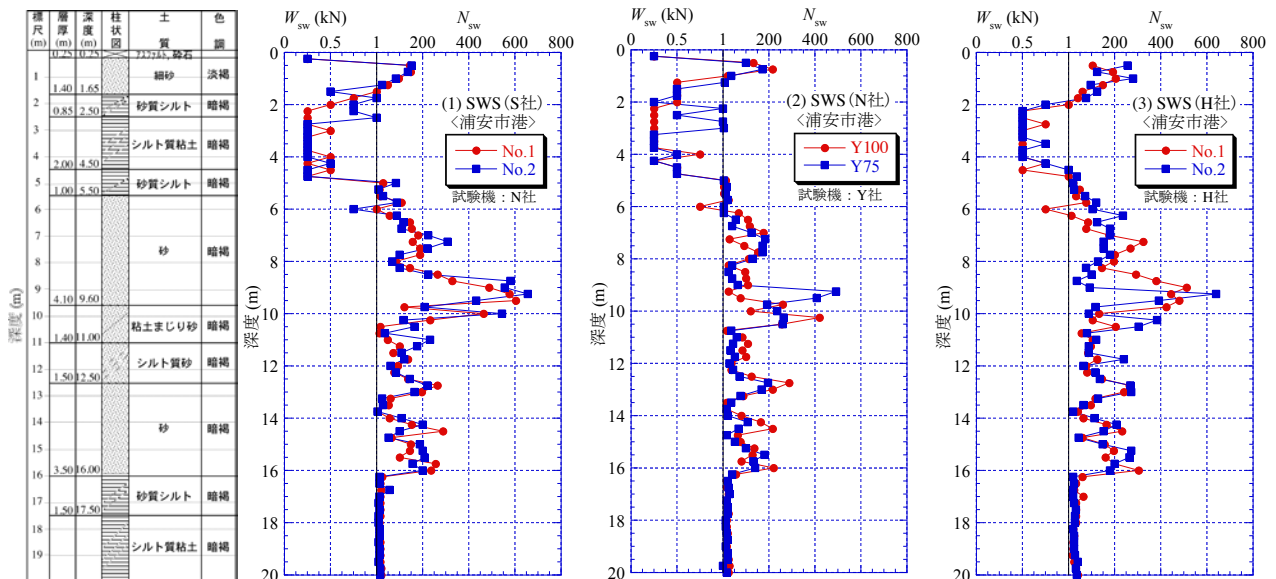


図-4.2.8 浦安市港でのSWSの試験結果（つづく）

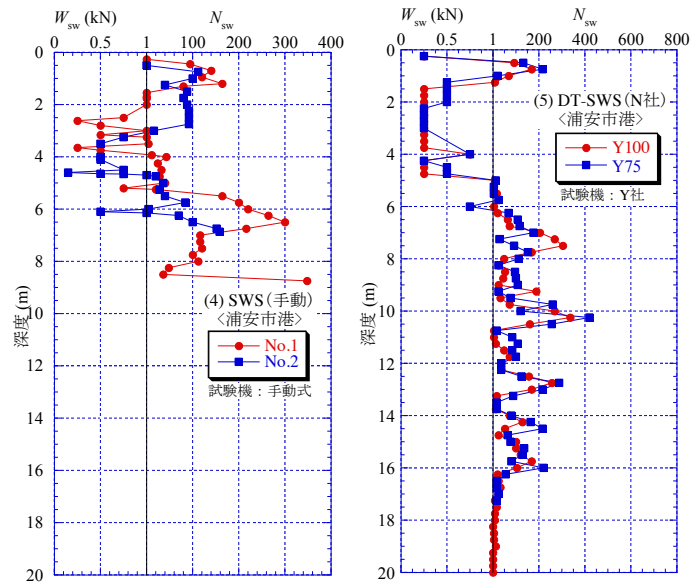


図-4.2.8 浦安市港での SWS の試験結果 (つづき)

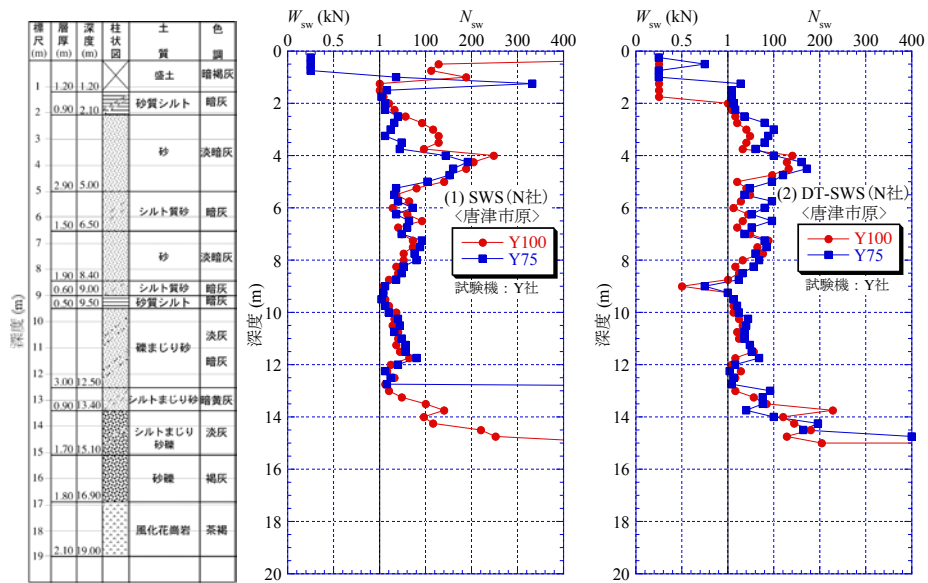


図-4.2.9 唐津市原での SWS の試験結果

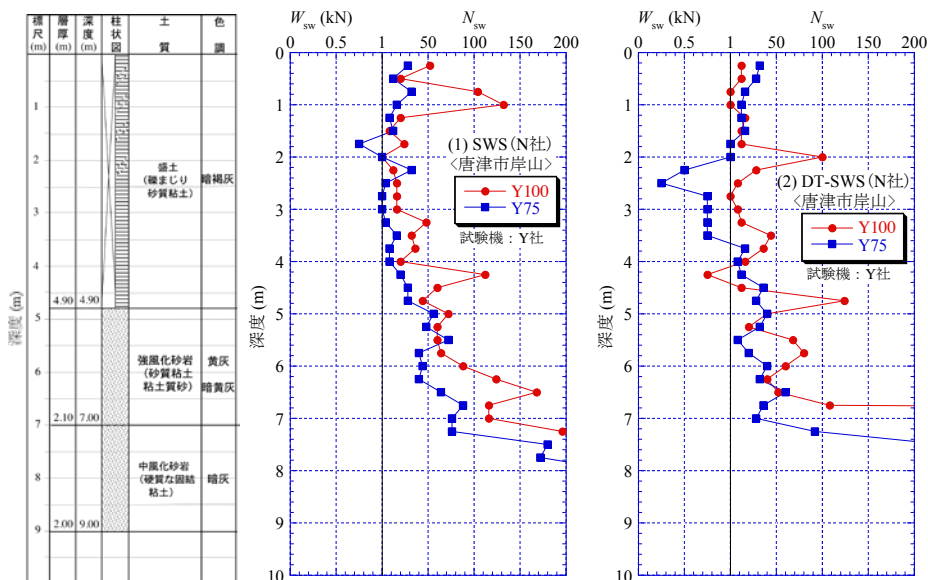


図-4.2.10 唐津市岸山での SWS の試験結果

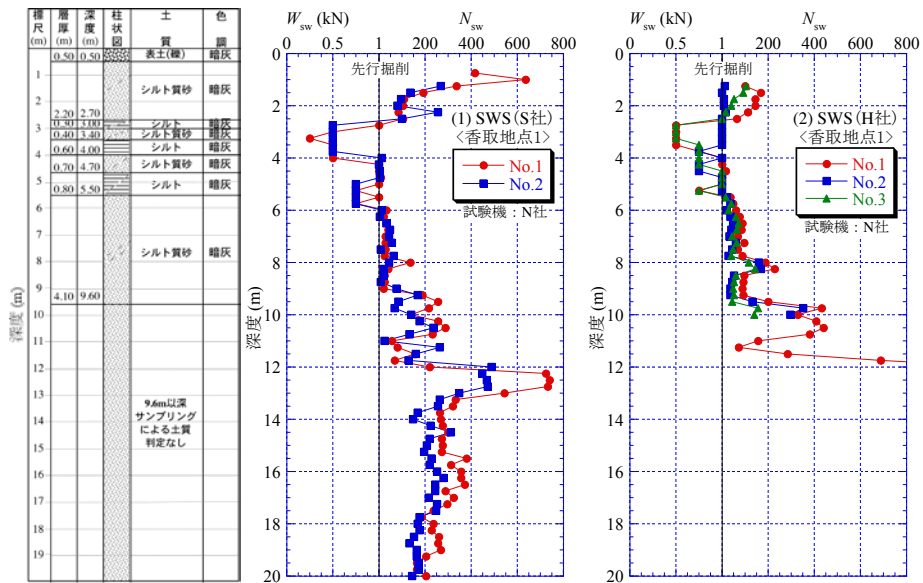


図-4.2.11 香取市地点1でのSWSの試験結果

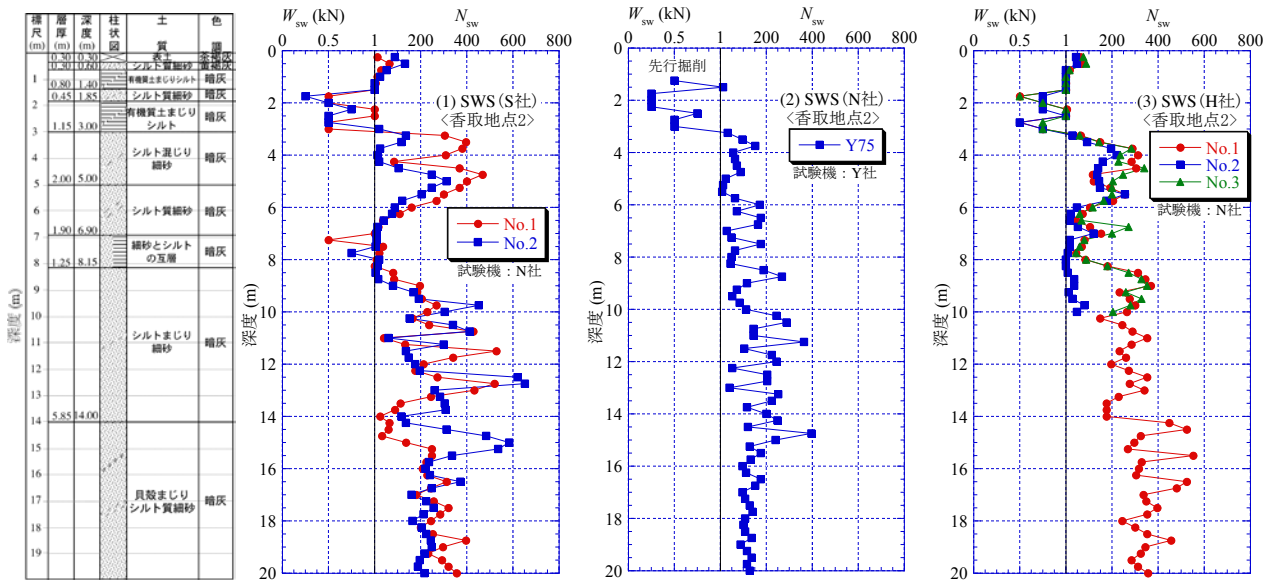


図-4.2.12 香取市地点2でのSWSの試験結果

4.2.2 地下水位測定と簡易サンプラーによる土質判定結果

(1) SWS-WL 試験時の地下水位測定結果

ここでは、千葉県浦安市高洲地点 1・3、滋賀県守山市今浜・水保、千葉県香取市地点 1・2 において実施した地下水位測定スウェーデン式サウンディング試験¹⁾ (以後、SWS-WL と呼ぶ) の試験概要と結果を報告する。

a) 試験概要

現在、標準貫入試験に比べ簡便で安価なことから、住宅地盤調査は SWS 試験が主流となっている。しかし、SWS 試験から正確な地下水位を測定することが困難であることや、土のサンプリングができないため土質の判別を行うためには、地形図や近隣データ等の資料を用いる必要がある。しかし、地盤に簡単に孔を設けることが SWS 試験の利点であり、本測定法はこの SWS 試験孔を利用したものである。

本測定法の手順を以下に述べる。通常の SWS 試験を行った試験後の孔に、SWS 試験で用いるロッドと同じ径の中空の有孔管の先端にスクリーポイントを装着し、貫入試験を実施する要領で地中に挿入を行う。使用する有孔管は、外径 $\phi 19\text{mm}$ 、内径 $\phi 7\text{mm}$ 、側面に $\phi 4\text{mm}$ の横穴を 250mm ピッチで開けた長さ 1m の中空の鋼製ロッドである。貫入後、横穴から地下水が流入するので、有孔管内の水位が安定してから、写真-4.2.5 に示すようにアナログメータ式の交流式比抵抗水位計で有孔管内の孔内水位を計測する。



写真-4.2.5 地下水位測定状況

b) 試験結果

①千葉県浦安市

千葉県浦安市における SWS-WL 試験による地下水位測定結果を表-4.2.1 に示す。通常の SWS 試験を G.L.-20m まで実施した後、試験孔に有孔管を 5m 挿入し、水位が安定するまでの経過時間と孔内水位の関係を記録した。有孔管の長さは想定地下水位の 1.5 倍程度を目安としているが、本調査地は地下水位が浅く軟弱な埋立地であることから、孔内に土粒子が多く流入してくることを予想し、有孔管の長さを 5m とした。土粒子が有孔管内に多く流入すると、孔内に土粒子が堆積してしまい、水位を正確に測定できない場合がある。安定時の孔内水位は、地点 1 は G.L.-0.50m、地点 3 は G.L.-0.40m であり、これはボーリング調査の地下水位 G.L.-0.45m とも概ね一致している。

図-4.2.13 に、SWS-WL 試験における有孔管貫入後の経過時間と、安定時の孔内水位の差を示す。地点 1 では、有孔管貫入直後の水位は G.L.-1.12m であったが、時間経過に伴い孔内水位が徐々に

安定水位に近づいていく。安定するまでに要した時間は 25 分である。地点 3 では、有孔管貫入直後の孔内水位は G.L.-0.56m、安定後の水位は G.L.-0.40m、要した時間は 15 分であった。貫入直後の孔内水位に差は見られたが、時間が経過した安定後の孔内水位はボーリング調査とほぼ一致した。この安定するまでの時間の違いは、地下水位および有孔管付近の土質の違いによるものと考えられる。地点 1 の G.L.-0.00~0.50m の試料の細粒分含有率 F_c は 38.2%、地点 3 の G.L.-0.00~0.50m の試料の F_c は 24.4%と若干の差が観察された。このような土質の違いによる透水係数の差が、安定するまでの時間に影響したものと考えられる。

表-4.2.1 地下水位測定結果（浦安市高洲）

地点 No.	孔内水位(G.L.-m)		所要時間(分)	ボーリング調査の 地下水位(GL-m)
	貫入直後	安定時		
地点 1	1.12	0.50	25	0.45
地点 3	0.56	0.40	15	0.45

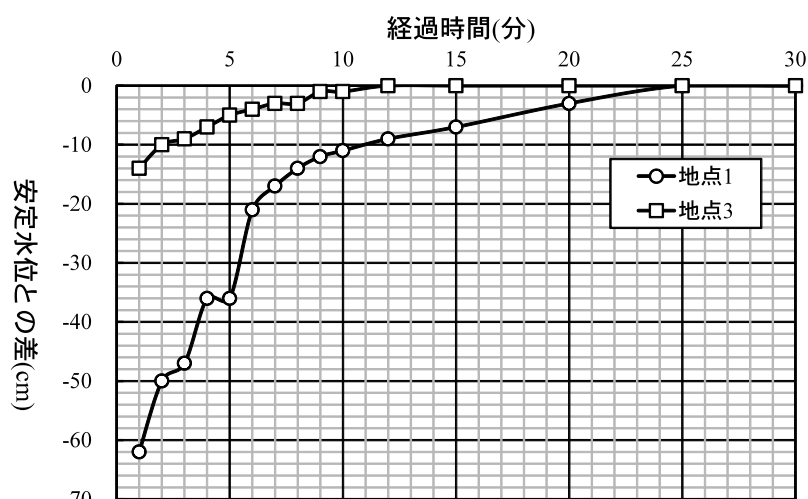


図-4.2.13 経過時間と地下水位（浦安市高洲）

②滋賀県守山市今浜・水保

表-4.2.2 に滋賀県守山市で実施した地下水位測定結果を示す（SRS、MRS の測定方法は 3.3.5 参照）。今浜（地点 1）では、SWS-WL の地下水位は他よりもやや浅い結果となったが、これは前日、当日朝までの降雨の影響が考えられる。その他の地下水位測定結果はボーリング調査の地下水位と概ね一致していた。水保（地点 2）の地下水位測定結果は約 1.20m となっており、ボーリング調査による地下水位測定結果と異なっていた。この理由としては、ボーリング調査から約 1 週間後の測定結果であり、地下水位が若干変動した可能性が考えられる。

表-4.2.2 地下水位測定結果（守山市）

地点 No.	調査法	地下水位 (G.L.-m)	測定日
今浜 (地点 1)	ボーリング	1.80	11/15
	SRS (通電型水位計)	1.80	11/20~22
	MRS (通電型水位計)	1.65	11/21
	SWS_WL	1.42	11/27
水保 (地点 2)	ボーリング	0.74	11/12
	SRS (通電型水位計)	1.20	11/21~22
	MRS (通電型水位計)	1.15	11/20
	SWS_WL	1.20	11/27

ボーリングと同時期に行われた RI-CPT 試験による地下水位は 0.80m であり、ボーリング調査と概ね一致する。地下水位測定時には、地下水位は季節変動、日変動、天候等で変動するため、液状化判定時には考慮する必要がある。

③千葉県香取市地点 1・2

表-4.2.3に千葉県香取市において実施した地下水位測定結果を示す。表にはMRSによる結果と後述する自動式バイプロサンプリング機を用いた試料採取後に、ケーシングパイプを抜いた後の調査孔で投込式水位計を用いて測定した値も示した。地点1、2において、やはり日変動等が原因と考えられる若干の差は見られたものの、ほぼ同様の結果となった。

表-4.2.3 地下水位測定結果（香取市）

地点 No.	調査法	地下水位 (G.L-m)	測定日
地点 1	MRS (通電型水位計)	1.22	12/10
	SWS (自動 Vibro)	1.05	12/5
	SWS_WL	1.00	12/5
地点 2	ボーリング	1.30	12/7
	MRS (通電型水位計)	0.95	12/12
	SWS (自動 Vibro)	0.71	12/6
	SWS_WL	0.66	12/6

(2) SWS 試験時の簡易な地下水位測定結果

SWS 試験実施後の試験孔を利用して、測定棒（写真-4.2.6、4.2.7）を挿入して地下水位（安定水位）を測定棒のぬれ具合から測定した。表-4.2.4に7地点で実施した結果をボーリングでの孔内水位とあわせて示す。測定は全て液状化を対象とした沖積低地で実施した。ボーリングでの測定結果と若干の差がみられる地点もあったが、測定日が違うこともあり、精度は問題ないと判断できる。



写真-4.2.6 SWS 試験で用いた水位測定棒



写真-4.2.7 水位確認状況

表-4.2.4 地下水位測定結果

地点名	SWS での測定結果 (GL -m)	ボーリングでの測定結果 (GL -m)
茨城県神栖市堀割	0.40	0.35
千葉県浦安市運動公園	2.00	2.30
滋賀県守山市今浜	1.40	1.80
滋賀県守山市水保	0.80	0.74
千葉県浦安市港	0.80	0.92
千葉県香取市佐原地点 1	1.15	—
千葉県香取市佐原地点 2	1.05	1.30

測定棒は径 6mm の丸鋼の端部にネジがきってあり、1m 単位で継ぎ足すことのできる構造となっている。SWS 試験のスクリーポイント径 33mm、ロッド径 19mm に比較して相当に細いこともあり、試験孔にストレスなく挿入できる。

ロープ式水位計は、孔内崩壊があった場合に先端水位計が貫入できなくなり測定不能となる場面があるが、測定棒については試験孔内で崩壊が発生しても測定棒自体に強度があり、圧入すること

で測定可能となることが多い。しかし、水位が GL-3m 以深となるような場合に精度よく水位を測定しようとするならば中空ロッドを挿入し、ロッド内水位を計測することが望ましい。

(3) 自動式バイブロサンプリング機による試料採取

滋賀県守山市、千葉県香取市では、SWS 試験後に別孔で自動式バイブロサンプリング機 (ECO-1V、写真-4.2.8) による試料採取を実施した。

この試験機では内部にビニールコアパックを装填した外径 $\phi 66\text{mm}$ 、試料採取長 1m のサンプラーをバイブロサンプリング機により地盤中に貫入させる。貫入後、サンプラーを地盤中から引抜き、ビニールコアパックと共に採取試料を取り出す。先端にはコアキャッチャーを取付け、引抜き時に採取試料が脱落しないようになっている。サンプリング後の孔壁を保護するためのケーシングパイプを打込んだ後、次の深度までサンプラーを打込み試料採取を行う。サンプラーとケーシングパイプを交互に打込み、所定深度まで試料採取を行う。

深さ 15~20m 程度まで連続サンプリングを行うことができる。ただし、緩い砂地盤ではバイブロによって液状化が発生することがあるので、千葉県香取市においては液状化が発生した緩い砂地盤であることを考慮し、バイブロの起振力を打撃に変換する液状化防止カップリングおよびモンケンによる打撃によりサンプリングを行った。



写真-4.2.8 自動式バイブロサンプリング機 (ECO-1V)

①滋賀県守山市

自動 Vibro (ECO-1V) により採取した試料と 0.5m ピッチで行った標準貫入試験 (SPT) による採取試料の物理試験結果の比較を行った。図-4.2.14、4.2.15 にそれぞれ今浜 (地点 1)、水保 (地点 2) の物理試験結果 (砂分含有率、細粒分含有率 F_c 及び自然含水比 w_n) の比較を土質柱状図とともに示す。自動 Vibro の粒度の結果は、SPT 試料の結果と概ね一致している。図-4.2.15 の水保の粒度の結果は、浅い深度において概ね一致しているが、G.L.-5m 以深でやや相違が見られている。この理由としては、水保は複雑な互層となっており、連続サンプリングにおいては、下層において粘性土は砂分が少なく、砂分の比較ではやや異なっていたことから、図(3)に自然含水比 w_n による比較を行った。SPT 試料の G.L.-9.25m 付近の自然含水比 w_n は 26.4%、G.L.-9.75m 付近は 47.2% に対し、自動 Vibro における G.L.-9.60m 付近の自然含水比 w_n は 38.0% とほぼ平均値を示しており、サンプリング自体に問題はなかったと考えられる。

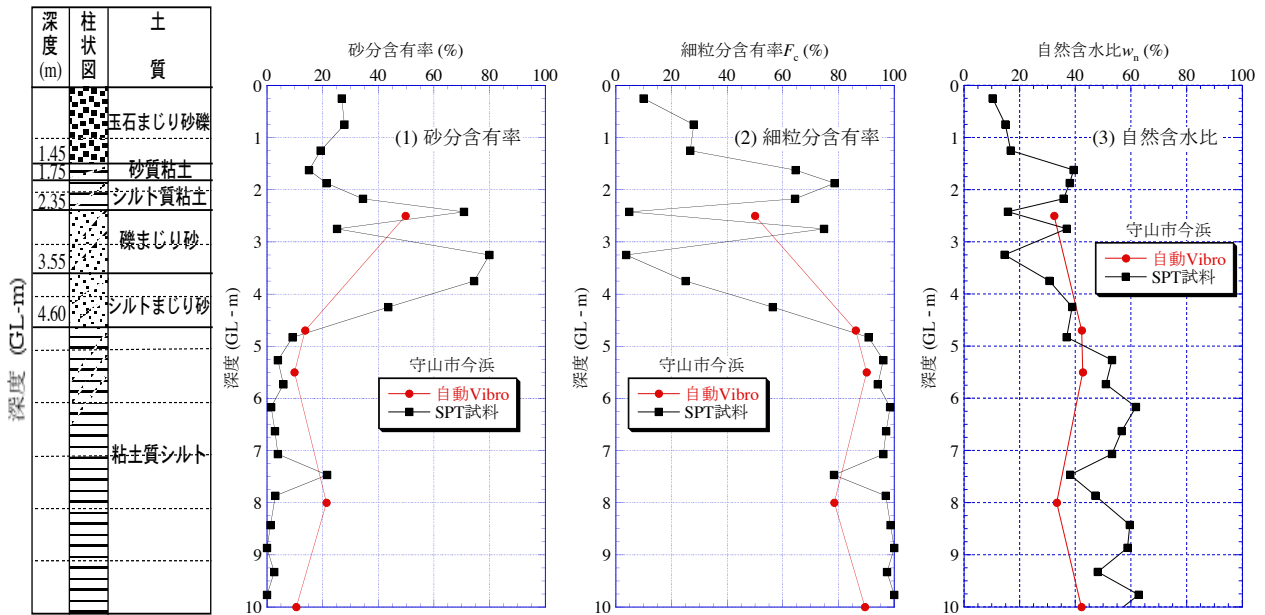


図-4.2.14 守山市今浜の物理試験結果の比較

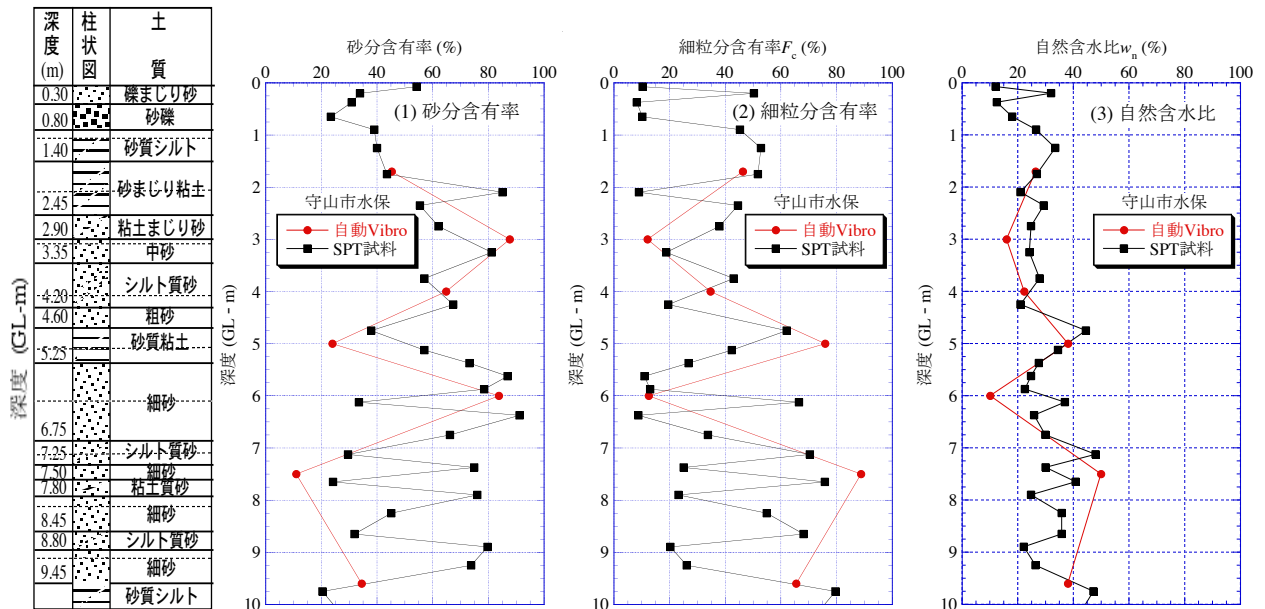


図-4.2.15 守山市水保の物理試験結果の比較

② 千葉県香取市

地点1は基準ボーリングを実施しなかったため、手動式バイプロサンプラー(3.3.5(3)参照)と自動Vibroによる試料採取結果の比較を行った。地点2は基準ボーリングを実施したため、SPT採取試料と自動Vibroによる採取試料、参考として手動Vibroによる採取試料の比較を行った。図-4.2.16、4.2.17にそれぞれ香取市地点1、地点2の物理試験結果(砂分含有率、細粒分含有率 F_c 及び自然含水比 w_n)の比較を土質柱状図とともに示す。

図-4.2.16の地点1では、手動VibroはG.L.-9.60mまで、自動VibroはG.L.-8.00mまで連続的に試料採取を行った。砂質土と粘性土が互層になっているG.L.-3.00~5.00mにおいて、やや F_c に差異が見られた。手動Vibroはバイプロによる圧入、自動Vibroは液状化防止カップリングを用いてサンプリングを実施したため、サンプリング方法の違いが試験結果に影響を与えた可能性もある。自然含水比 w_n においても差異が現れており、調査地点位置の違いにより、地層構成に若干の違い

が生じた可能性も考えられる。

図-4.2.17の地点2では、手動VibroはG.L.-10.60mまで、自動VibroはG.L.-5.00m付近に存在するN値15程度の地層まで試料採取を行った。手動式、自動式ともにSPT試料の F_c と概ね一致している。 w_n は自動Vibroのみの比較であったが、SPT試料とほぼ一致している。

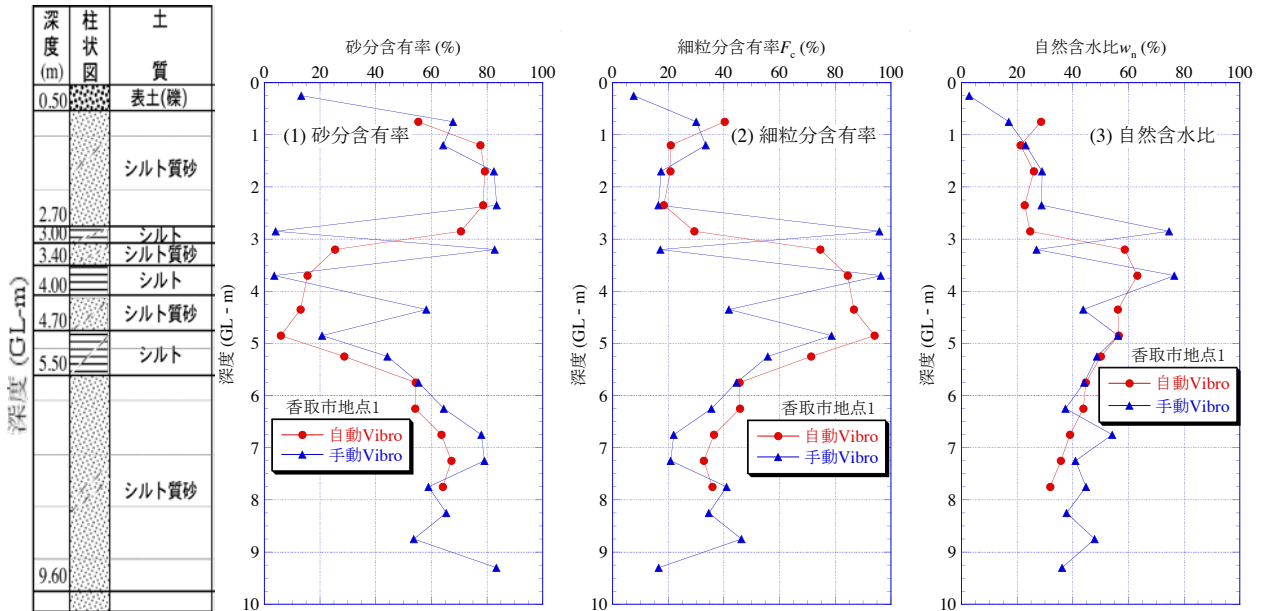


図-4.2.16 香取市地点1の物理試験結果の比較

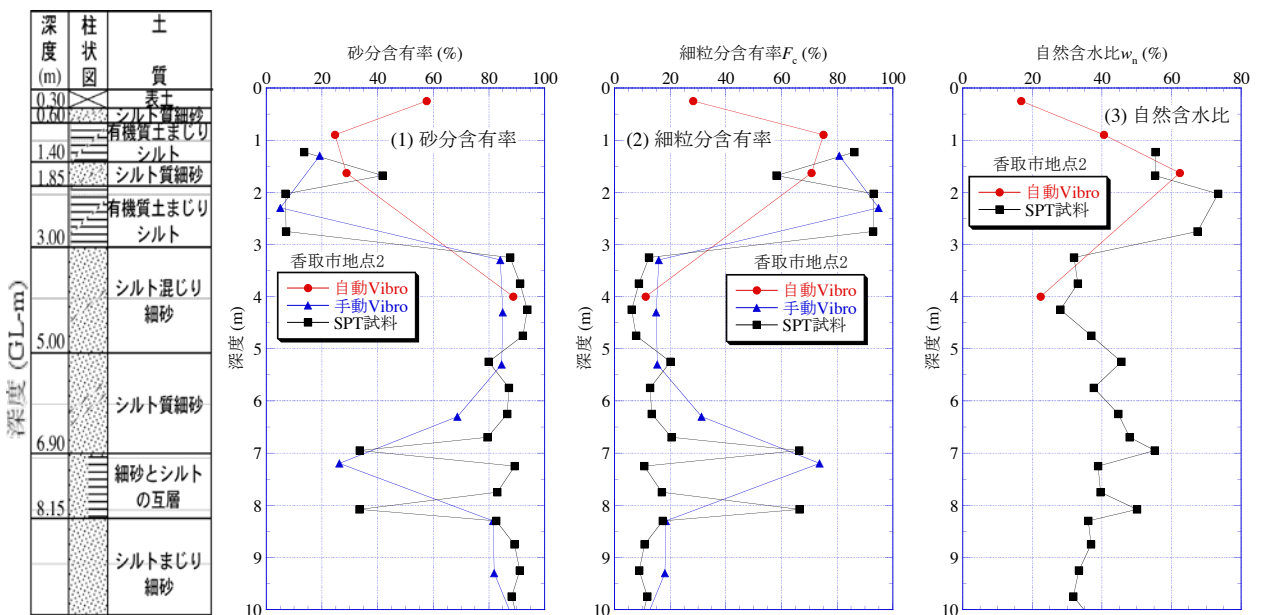


図-4.2.17 香取市地点2の物理試験結果の比較

(4) SWS 試験孔を利用した簡易サンプラーによる試料採取

ここでは、千葉県浦安市港、佐賀県唐津市原、千葉県香取市佐原（地点 1、2）の 4 箇所で実施した SWS 試験用簡易サンプラーによるサンプリング方法の概要と試料採取結果を報告する。

a) サンプリング方法

サンプリング方法は、いずれも SWS 試験機（手動式でも可能）のロッド先端にサンプラーを取り付けて実施している。本研究で用いた 3 種類の SWS 用簡易サンプラー（写真-4.2.9、図-4.2.18）の採取方法と特徴を以下に示す。

① ドリル式サンプラー

軸芯棒に螺旋状の羽が付いたものでスクリー式とも呼ばれる。螺旋部は長さ 50cm、最外径 28mm となっている。調査は、SWS 試験位置とは別位置で実施する。採取方法は、i)螺旋を利用した回転貫入により 50cm 分の試料採取を行い、ii)引き上げる。これを目標深度まで繰り返し行う。連続的に採取するため地層界が見極めやすいのが特徴である。

② 開閉式サンプラー

二重管になっており、内管から突き出ている採取刃により周囲の土を掻き取り、内管のポケットに取り込む機構となっている（3.3.6(2)の SRS の従来型 SP の SWS 版に相当する）。試料が採取される内管は高さ約 15cm である。採取方法は、i)SWS 試験残孔にて所定の深度まで正転で貫入し、逆転させることにより突き出た採取刃が抵抗となり、内側のポケットが開き、採取刃が周囲の土を掻き取り採取する。ii)採取後、正転して蓋を閉じ、引き上げる。SWS 試験残孔を利用して行うことができるので、作業者の労力が比較的少ないのが特徴である。

③ 開閉貫入式サンプラー

開閉式サンプラーと同様二重管になっており、採取刃の抵抗による開閉機構となっている。また、打撃貫入により採取するため先端部が鋭角になっている。試料が採取される内管は高さ約 20cm、最外径は 27mm となっている。サンプリングは、SWS 試験孔でなく別孔にて実施する。採取方法は、i)所定の深度直前まで正転で貫入し、逆転により内側ポケットを開き、ii)20cm 打撃貫入させ試料採取を行う。iii)正転して蓋を閉じ、引き上げる。開閉式サンプラーとは異なり、別孔にて試料採取を行うため、採取深度以外の土を巻き込みにくいのが特徴である。



①ドリル式サンプラー



② 開閉式サンプラー



③ 開閉貫入式サンプラー

写真-4.2.9 SWS 用簡易サンプラー

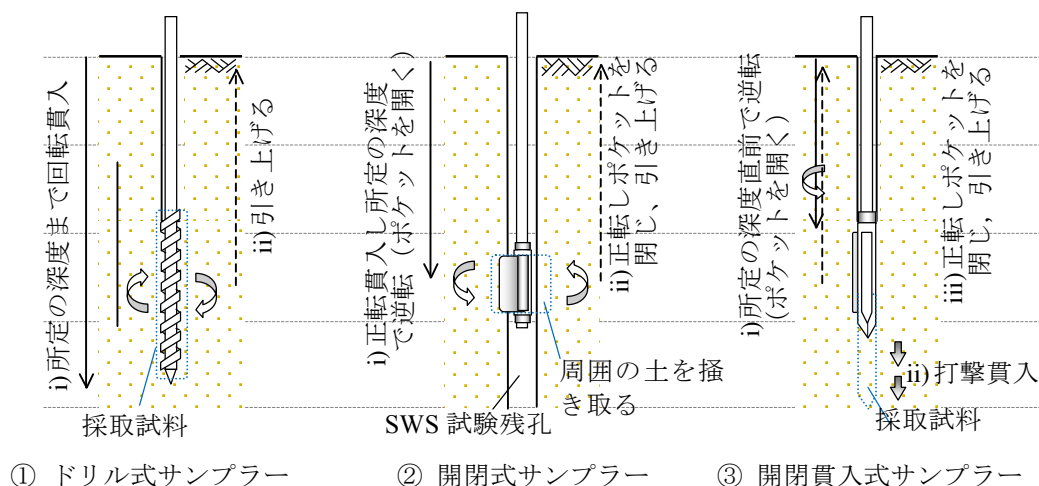


図-4.2.18 SWS 用簡易サンプラーによる土の採取方法

b) 試験結果

図-4.2.19(1)～(4)にそれぞれ浦安市港、唐津市原、香取市地点 1、同地点 2 における SWS サンプラー試料と SPT 試料の細粒分含有率 F_c の比較を示す。SPT 試料は 0.5m ピッチで実施している。ただし、図(3)の香取市地点 1 は SPT を実施していないので、手動式バイブロサンプラー (Vibro_SP) (3.3.5(3)参照) 試料の F_c と比較した。図左に示す柱状図は SPT または Vibro_SP による調査結果で示す。

図(1)の浦安市港は、ドリル式と開閉式の試験結果である。ドリル式は、SPT 試料と同調するような傾向は示すが、地下水位以深では F_c が小さくでる。これは試料採取部 (ドリル部) がケーシングなどで保護されていないため、やわらかい細粒分は地下水で流失してしまうためと考えられる。開閉式は、1.0m ピッチの調査のため、SPT 試料 (0.5m ピッチ) のように細かい土質の変化は捉えていないが、SPT 試料の平均的な傾向を捉えている。

図(2)の唐津市原は、開閉式 SP の試験結果である。開閉式は、SPT 試料より 10%前後 F_c が多い傾向を示すが、概ね SPT 試料と同様の傾向と見られる。

図(3)の香取市地点 1 は、開閉貫入式の試験結果である。GL-5.5m 付近まではシルトとシルト質砂の互層となっている箇所があるため、調査箇所 (距離) の違いによる微妙な地層の差異が出ていることも考えられるが、概ね SPT 試料と同様の傾向と見られる。なお、GL-6m 以深の F_c は SPT 試料よりも大きくなっているが、これは装置の開閉機構の不具合が生じた影響が出たと考えられる。

図(4)の香取市地点 2 は、開閉貫入式と開閉式の試験結果である。開閉式は、SPT 試料と概ね同様の傾向となっているが、全体的には細粒分が多い傾向を示している。開閉貫入式は、GL-2m 付近の F_c が小さく出ているが、これは GL-2m 付近までシルトや細砂が互層状になっているため、調査箇所 (距離) の違いによる微妙な地層の差異が出ていると考えられる。それ以外は、開閉式 SP と同様にやや F_c が多い傾向を示しながら同調した傾向を示している。

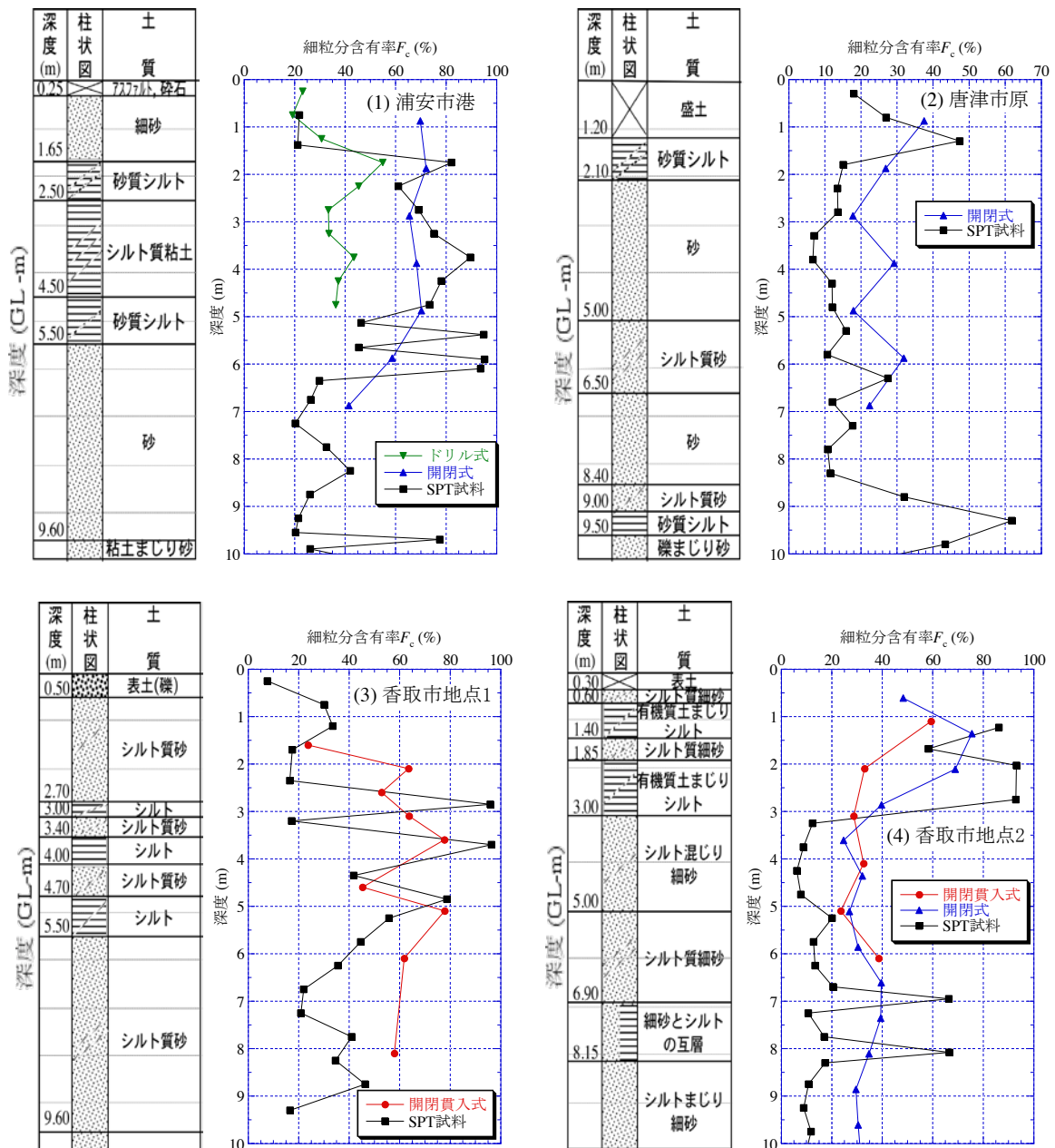


図-4.2.19 SWS サンプラー試料と SPT 試料の細粒分含有率 F_c の比較

参考文献

- 1) 金哲鎬・藤井衛・小川正宏：戸建住宅を対象とした地下水位測定法と土質判別法に関する研究，日本建築学会，日本建築学会技術報告集，第 19 巻，第 41 号，pp.89-94，2013.

4.3 SWS 試験におけるロッドの周面摩擦の影響検討

4.3.1 DT-SWS 試験の目的

スウェーデン式サウンディング試験（SWS）では、ロッドの傾斜及び曲がりや試験孔の崩壊によって、調査深度が深くなるほどロッドと地盤との摩擦が大きくなり、結果として貫入抵抗が過大に評価される可能性が高くなる。ロッドの摩擦の影響が貫入抵抗に現れている一例を図-4.3.1に示す。図-4.3.1は、4.2.1に示した東中浜の結果のうち、深度10mまでの2本のSWS（1本は外管挿入ピッチ5mの二重管を用いたSWS（DT-SWS）として実施）の結果を示したものであるが、DT-SWSの表層5m間は外管を挿入せずに通常のSWSとして実施している。ただし、当現場は表層1.5m程度までが非常に締まった（ N 値 >30 ）粒径の大きな碎石層で、DT-SWSにおける外管の挿入が困難となることが予想されたため、表層2mの区間のSWSを実施した後に、再度拡径したスクリーポイントを貫入させて表層部のロッドの摩擦を低減している。深度2m以深の区間では、SWSでは N_{sw} が現れているのに対し、表層2mの貫入孔を拡径したSWS（DT-SWS5）では全て自沈層となっており、表層部分のロッドの摩擦がSWSの貫入抵抗に影響を与えていることがわかる。

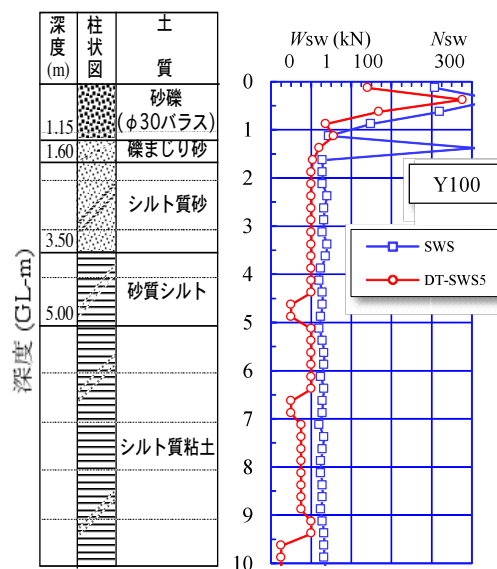


図-4.3.1 ロッドの周面摩擦がSWSの貫入抵抗に及ぼす影響例（東中浜）

このようなロッドの摩擦の影響を積極的に低減することを意図して、DT-SWSを開発した。DT-SWSは、SWSのロッド（φ19mm）の外側に両端部にネジ継手を設けた外管（ガス管20A、外径27.2mm、内径21.6mm）を所定の深度増分毎に挿入することで、ロッドと地盤との直接接触部を最小限にするとともに、ロッドに生じた傾斜や曲がりを解消することが可能となる。また、これらの結果として、硬質な地盤への貫入性も向上することが期待できる。

試験の手順は以下のとおりである（図-4.3.2参照）。

- ①所定の深度増分（例えば1m、2m、5m）までSWSを実施する。
- ②外管とロッドを継ぎ足す。
- ③外管を①で貫入させた深度増分だけ貫入させる。

この際、外管の貫入には、SWS試験装置による回転トルクと荷重を利用する。この時点で、ロッドと地盤とが接触する部分はなくなる。

- ④さらに、①と同じ所定の深度増分だけSWSを実施し、②に戻る。

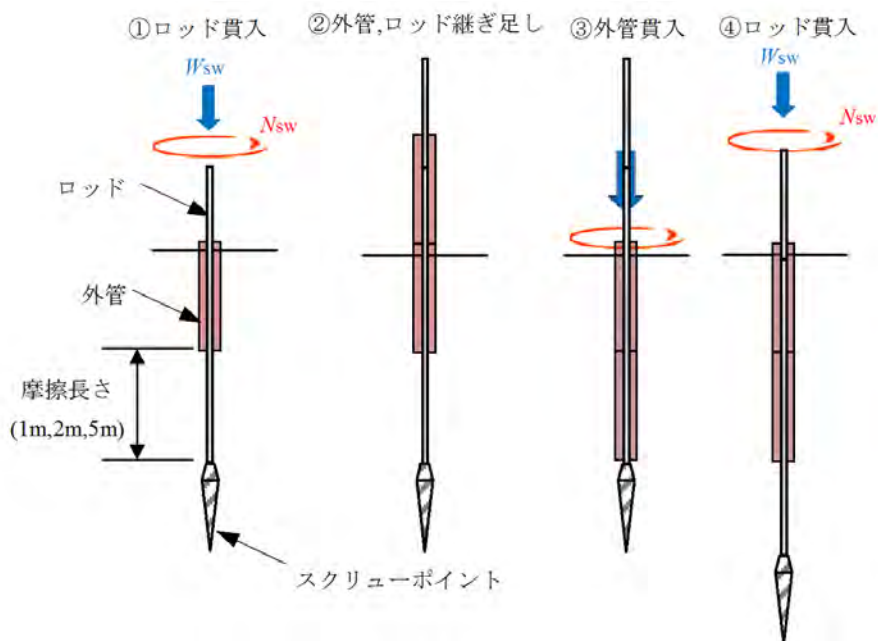


図-4.3.2 DT-SWS の実施手順

一方、DT-SWS は SWS の 2 倍以上の調査時間となるため、より簡便な方法を検討するために、ロッドの回転トルクを測定することを試みている（鶴町、浦安市港、唐津市岸山及び原、香取市地点 2 で実施）。

本項では、DT-SWS の再現性、試験機による差異を確認し、DT-SWS と SWS とを比較することでロッドと地盤との周面摩擦の影響を検討するとともに、標準貫入試験の N 値、不攪乱試料による一軸圧縮強さ q_u との関係を検討する。また、ロッドの回転トルクと貫入抵抗との関係を検討し、摩擦の影響を検討する。

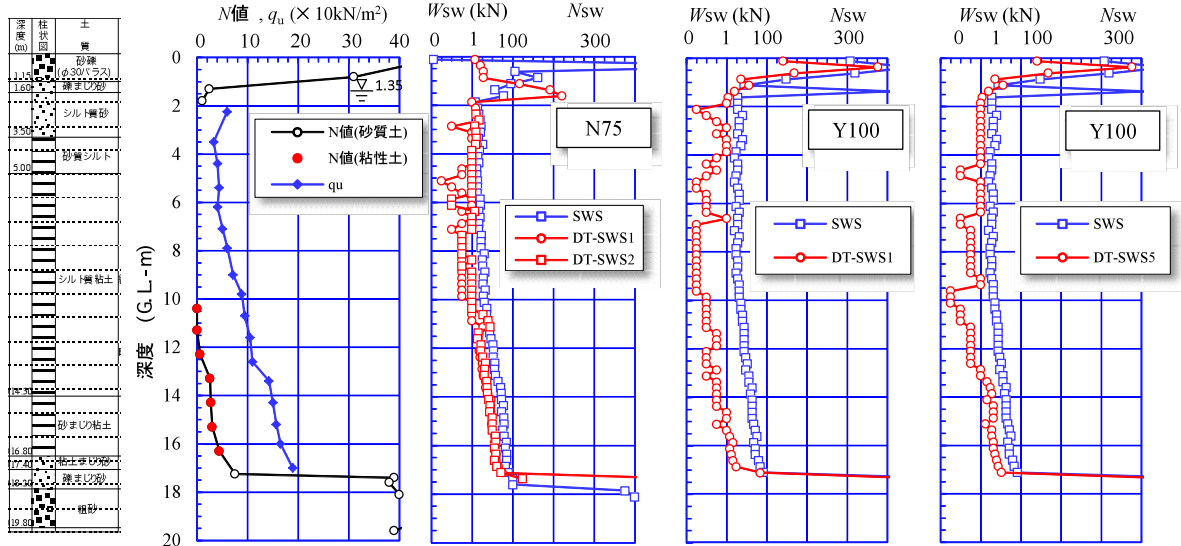
4.3.2 試験概要と試験結果

3.2 に示した 12 現場のうち、DT-SWS あるいはトルク測定を伴う SWS を実施した 11 現場の SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布を図-4.3.3 に示す。

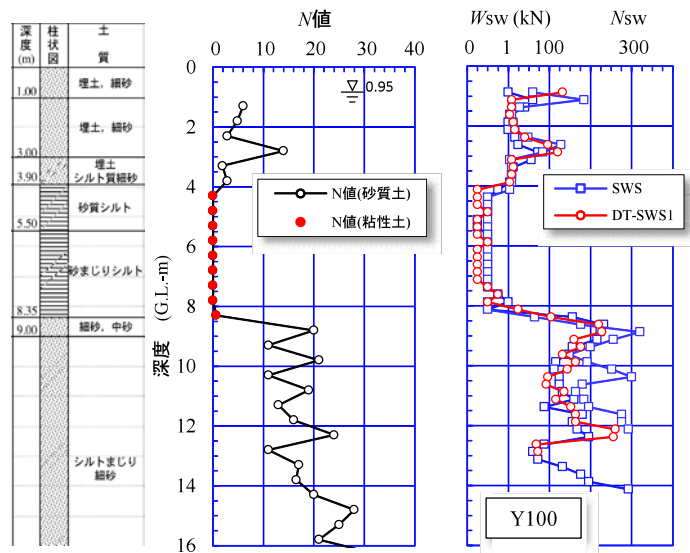
なお、図中の記号 N75, Y100 及び Y75 は、使用した試験機の種類を示しており、先頭のアルファベットは試験機メーカー“N 社”と“Y 社”を示し、その後の数字はロッド 1 本の長さを示しており、75 は 75cm、100 は 100cm である。いずれも全自動測定機であるが、N 社の試験機が予め載せている荷重 1kN を制御して所定の荷重を載荷するのに対し、Y 社の試験機は 0.25 kN ピッチで機械的に荷重を載荷する機構となっている。

DT-SWS 試験における外管の挿入ピッチは、ロッド 1 本の長さ（75cm あるいは 100cm）であるが、東中浜および運動公園の DT-SWS5 では、5m ピッチで外管を挿入している。

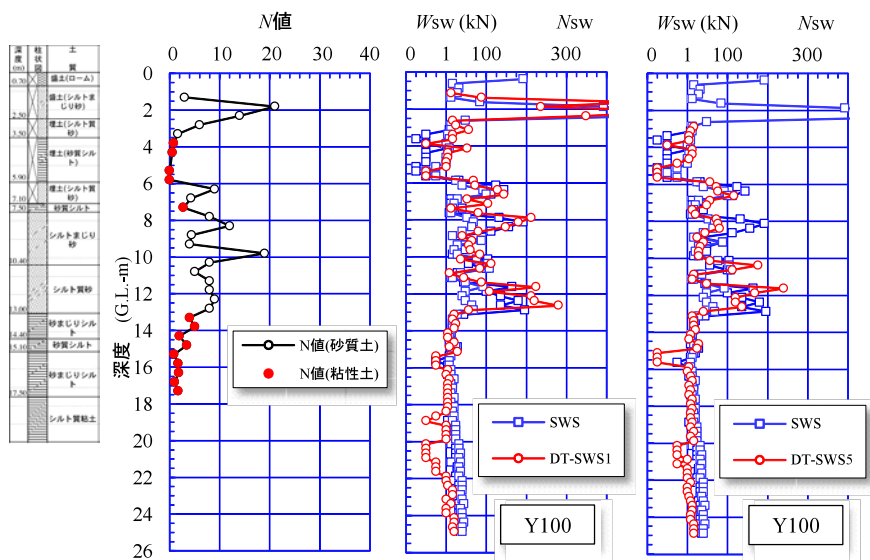
回転トルクの測定は、Y75 試験機を用いて鶴町、浦安市港、唐津市岸山、唐津市原および香取市地点 2 の 5 現場で行った。測定方法は、回転貫入時に試験機の回転駆動モーターの負荷電流を毎秒 1 回サンプリングし、これをトルクに換算する方法とした。測定した回転トルク M は変動が大きいため、SWS あるいは DT-SWS の結果と対応する平均的な回転トルクを求めるために、貫入深度 25cm 毎に深度に対する積分値を深度増分で除した回転トルク M_p を求めた。また、ロッドの摩擦を確認するために、貫入量 75cm 毎にロッドを 1cm 引き上げて 3 回転させた際に測定した回転トルクの平均値 M_r を求めた。



(a) 大阪市東中浜

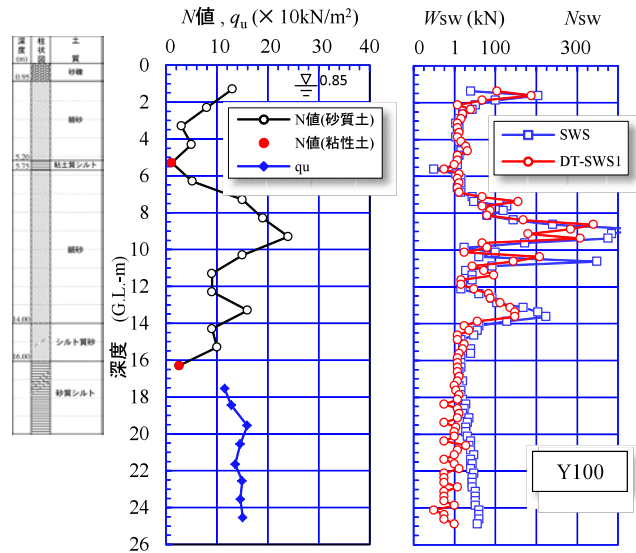


(b) 神栖市堀割

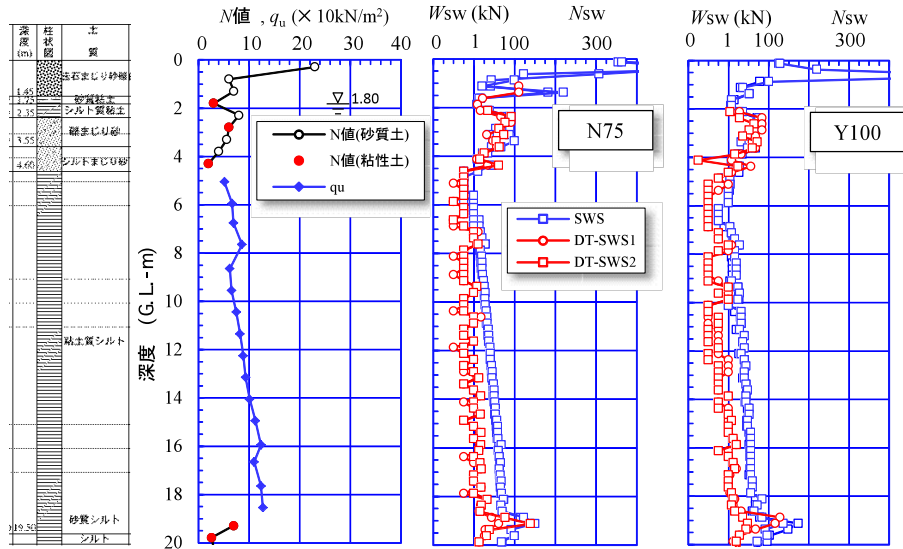


(c) 浦安市運動公園

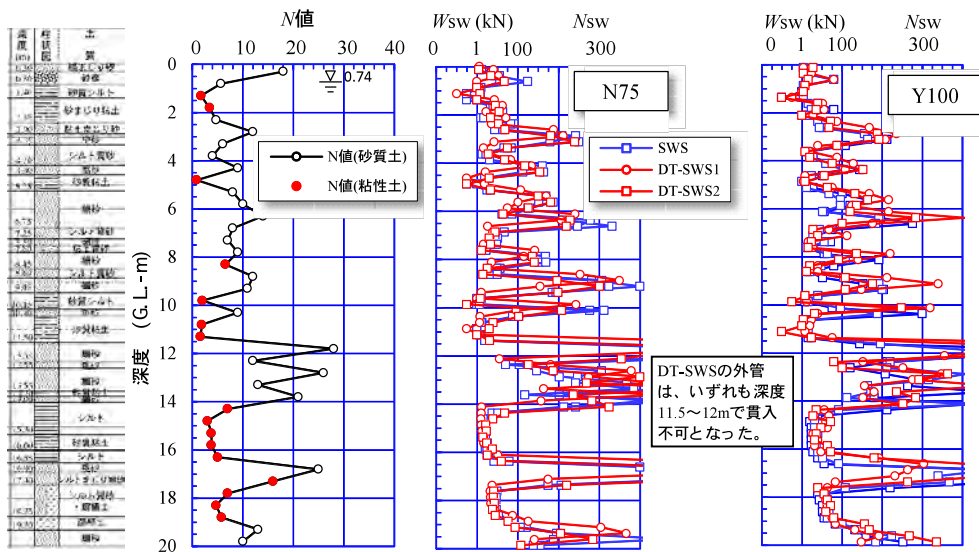
図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづく)



(d) 浦安市鉄鋼通り

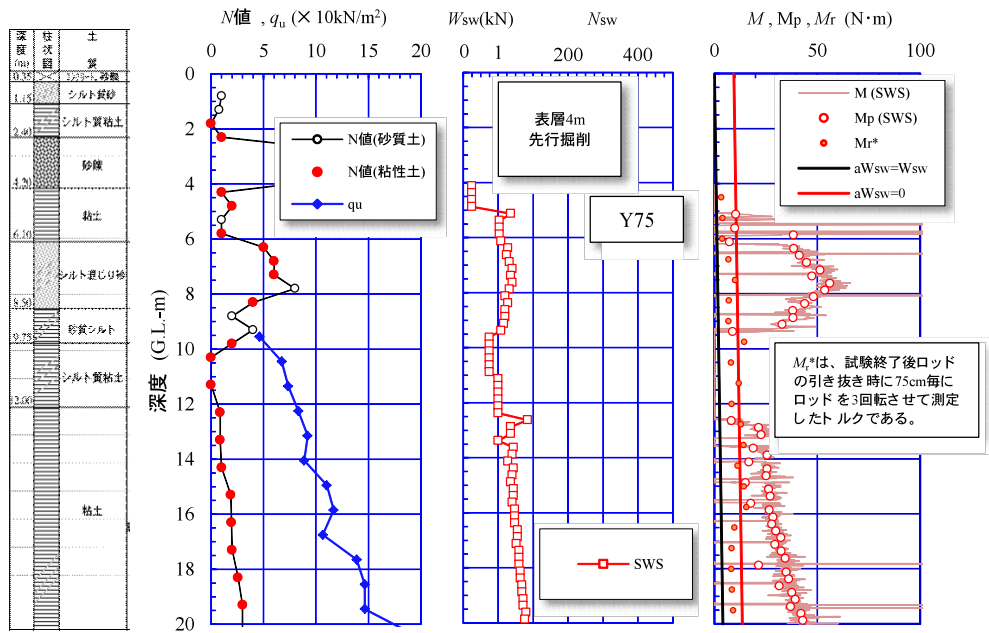


(e) 守山市今浜

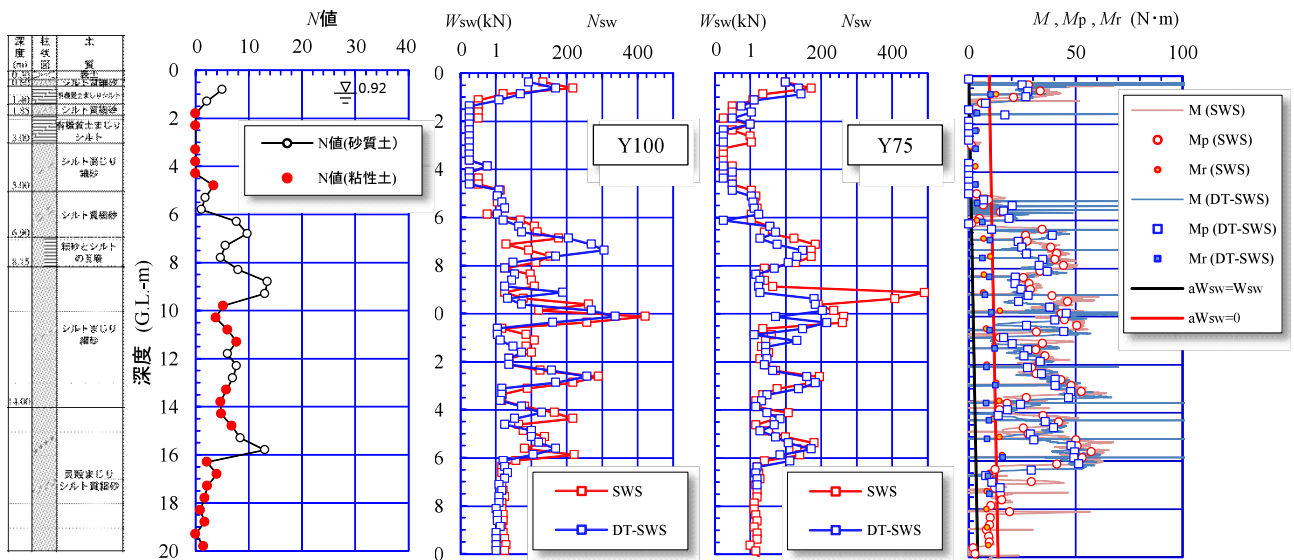


(f) 守山市水保

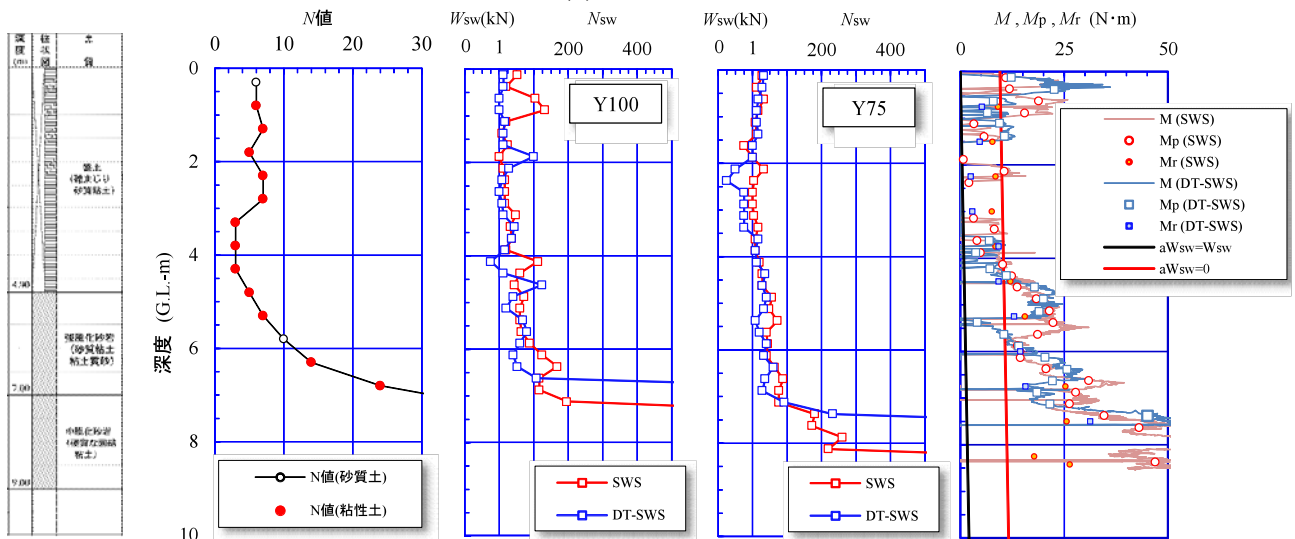
図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづく)



(g) 大阪市鶴町

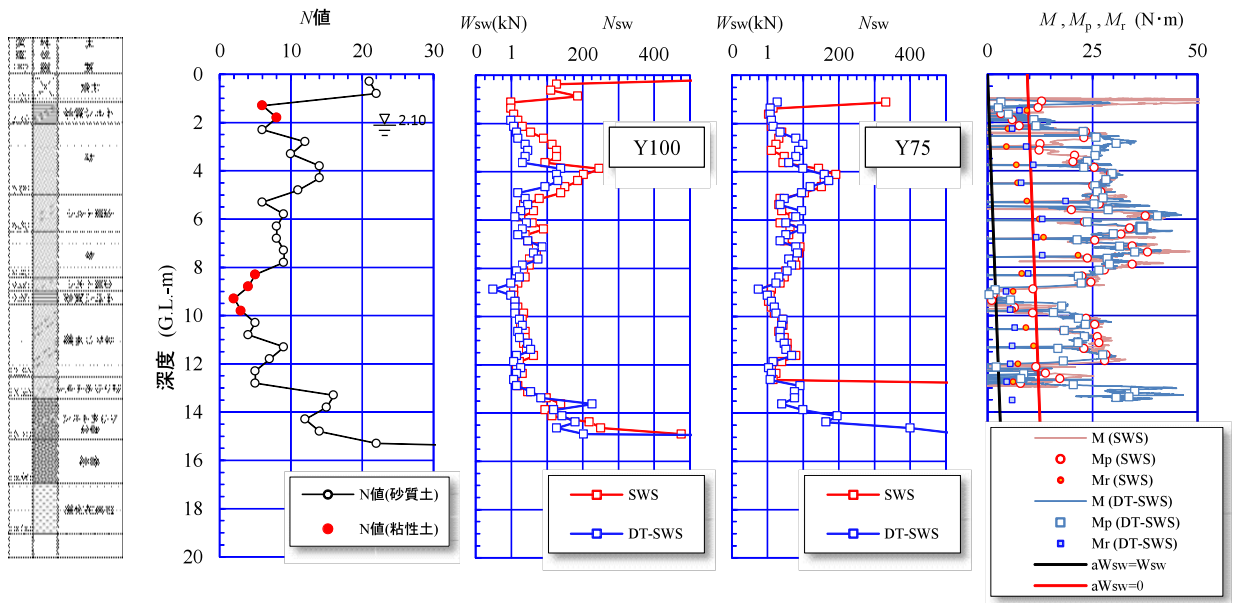


(h) 浦安市港

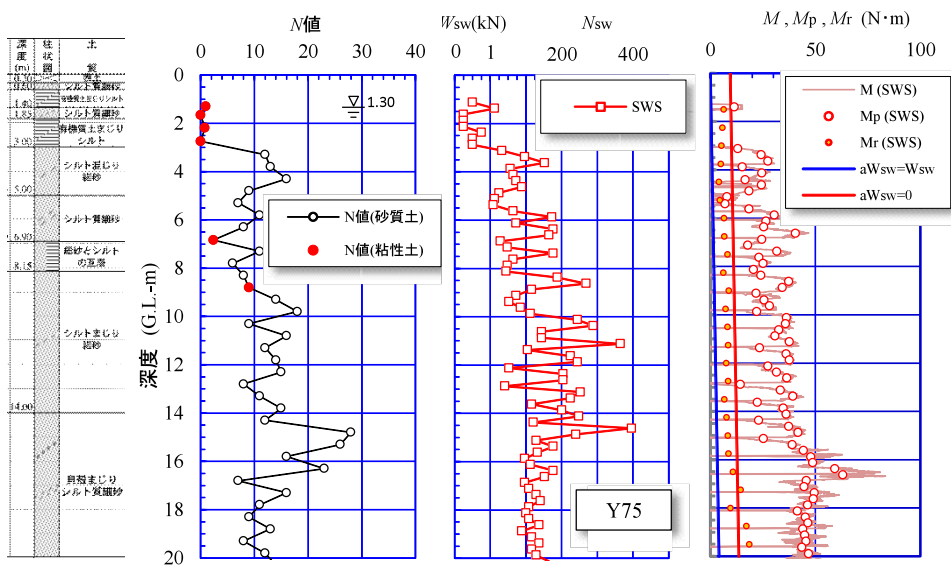


(i) 唐津市岸山

図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづく)



(j) 唐津市原



(k) 香取市地点 2

図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづき)

4.3.3 DT-SWS 試験の検討

(1) DT-SWS の再現性

DT-SWS の再現性を確認するために、同一条件で 2 本の DT-SWS を実施した 3 現場（東中浜、今浜町、水保町）について、1 本目と 2 本目の DT-SWS の結果を比較して図-4.3.4 に示す。バラツキはあるが、概ね 1 : 1 の関係にあり再現性には問題ないと判断される。

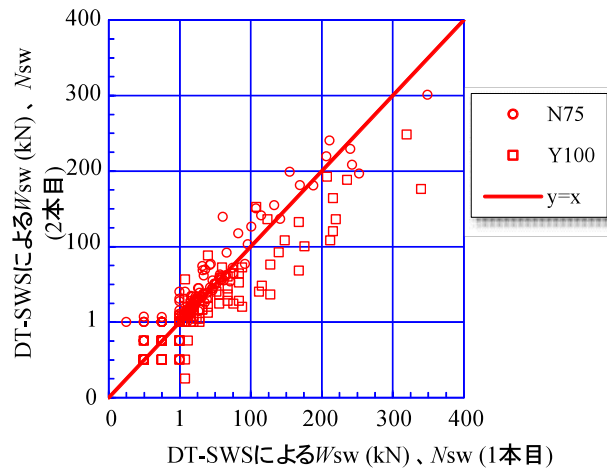


図-4.3.4 DT-SWS の再現性の確認

(2) 試験機別の DT-SWS の比較

試験機の種類が DT-SWS の結果におよぼす影響を確認するため、2 種類の試験機で DT-SWS を実施した 6 現場（東中浜、今浜町、水保町、浦安市港、唐津市岸山、唐津市原）について、貫入抵抗の比較を図-4.3.5 に示した。N75 と Y100 の比較（図-4.3.5(a)）では、Y100 の自沈層において N75 試験機が大きい貫入抵抗を示しているが、これが試験機の荷重制御方法に起因するものか否かは判断できない。また、Y75 と Y100 の比較（図-4.3.5(b)）では、N75 の場合に較べてバラツキは大きい、明瞭な傾向は認められない。

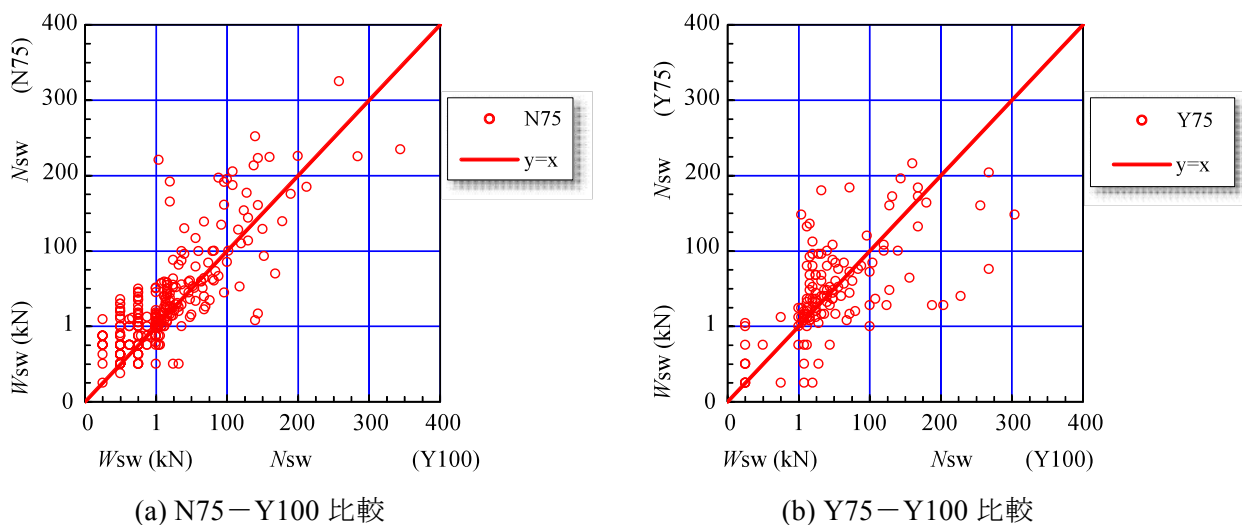


図-4.3.5 DT-SWS 貫入抵抗の試験機による比較

(3) DT-SWS と SWS との比較

図-4.3.6には、SWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗との関係を土質別に示した。土質の判別は、標準貫入試験のペネ試料の粒度分析と柱状図を参考に行っている。なお、図-4.3.1に示したように、東中浜の結果は、表層の堅い碎石層（ $N > 30$ ）の摩擦の影響が大きいと考えられるので、ここでは除外している。

図-4.3.6(a)の砂質土の場合は、バラツキは大きいですが、概ね1:1の関係にあることがわかる。図-4.3.6(b)の粘性土の場合は、明らかにSWSの貫入抵抗がDT-SWSの貫入抵抗より大きくなっており、粘性土におけるロッドの周面摩擦の影響が大きいことがわかる。このことは、鉄鋼通り（図-4.3.3(d)）および今浜町（図-4.3.3(e)）の厚い粘性土層において、深くなるほどSWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗の差が大きくなっていることから確認できる。

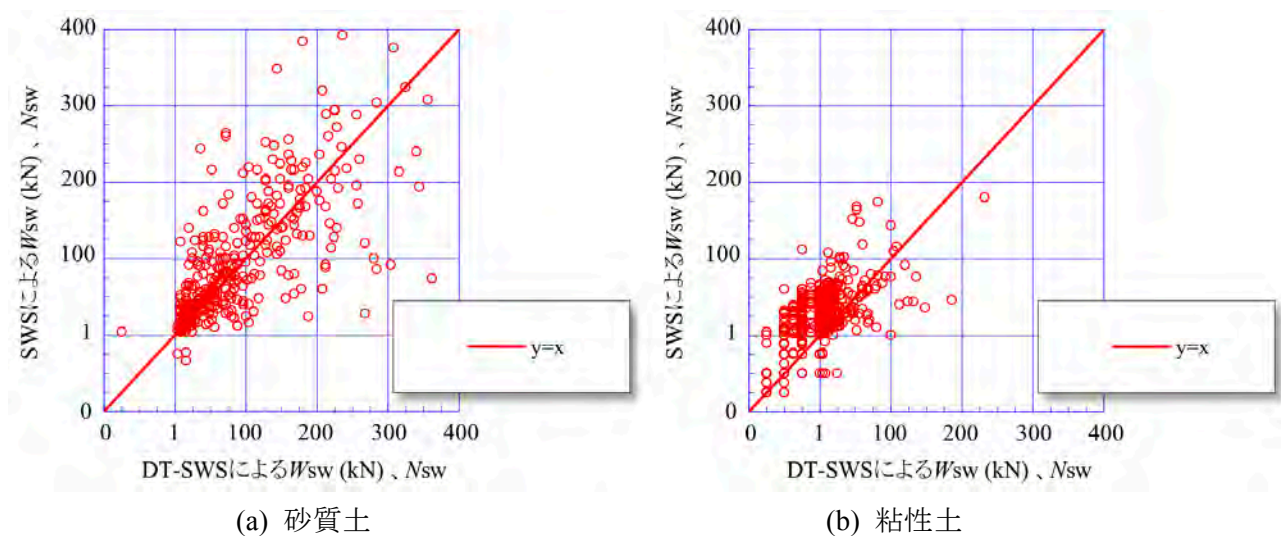


図-4.3.6 SWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗の比較

図-4.3.7(a)は、粘性土の場合でDT-SWSの貫入抵抗が自沈の場合だけを抽出して描いたSWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗との関係を示したものである。ここで、SWSのスクリーポイントは20cmで1回転捻ったネジとなっているため、ネジのとおり貫入した $N_{sw}=10$ までを自沈層（ $W_{sw}=1\text{kN}$ ）として扱っている。このデータについて、二重管を導入したことでロッドと地盤との周面摩擦がすべてキャンセルされ、スクリーポイントにロッドの自重がすべて働くとして式(4.3.1)で求めた W_{sw}' を横軸にとって図-4.3.7(b)に描いた。図-4.3.7(b)のバラツキは大きいですが正の相関が認められ、二重管を導入した場合は、ロッドの自重も考慮する必要があると考えられる。

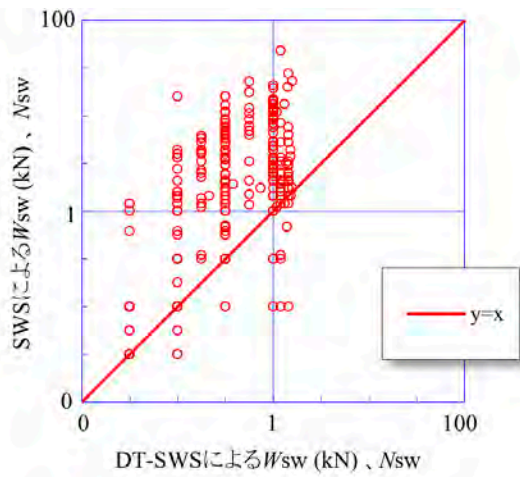
$$W_{sw}' = W_{sw} + l_g \cdot z \quad (4.3.1)$$

ここに、 W_{sw}' : ロッドの自重を考慮した荷重 (kN)

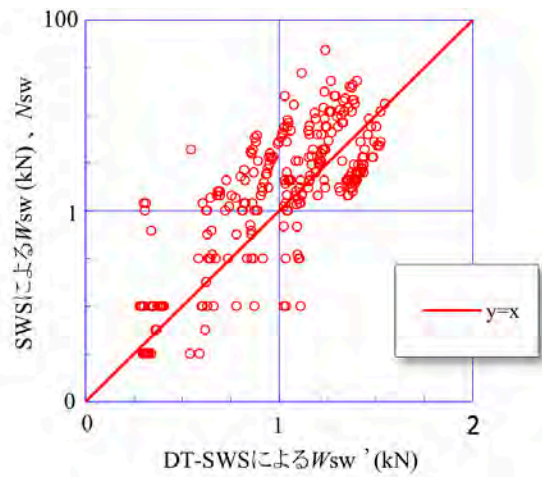
W_{sw} : 荷重 (kN)

l_g : 1mあたりのロッドの重量 (=22N/m)

z : 深度 (m)



(a) ロッド自重を考慮しない場合



(b) ロッド自重を考慮する場合

図-4.3.7 SWS の貫入抵抗と DT-SWS の貫入抵抗の比較（粘性土で DT-SWS が自沈層の場合）

(4) N値と DT-SWS との関係

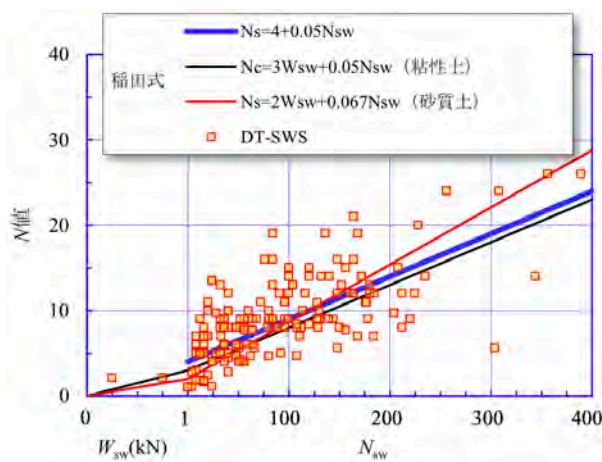
図-4.3.8には、N値と DT-SWS の貫入抵抗との関係を土質別に示した。砂質土（図-4.3.8(a)）の場合、自沈層となるデータは浦安港における深度 1.3m のデータ 2 点のみで、これは柱状図では粘性土に分類される部分であり、砂質土で自沈層は現れていないと判断できる。N値と N_{sw} との関係はバラツキは大きいですが、平均的な関係式としては、粘性土の場合の稲田式¹⁾の第1項を4とした式(4.3.2)が提案できる。

$$N = 4 + 0.05N_{sw} \quad (4.3.2)$$

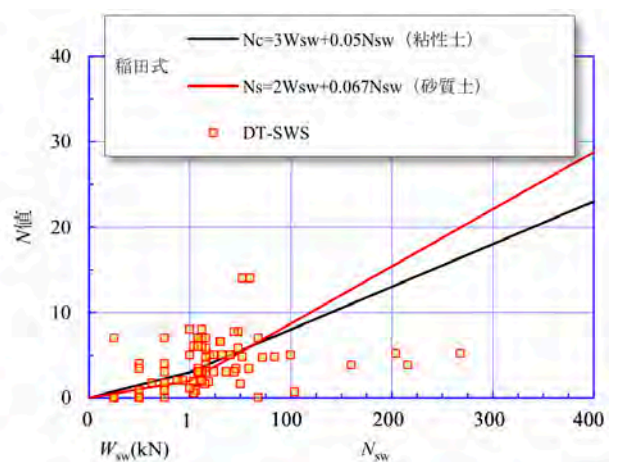
ここに、N：標準貫入試験のN値

N_{sw} ：DT-SWSによる1mあたりの半回転数（回/m）

粘性土（図-4.3.8(b)）の場合、N値と DT-SWS の貫入抵抗との間には相関は認められない。なお、N値と SWS の貫入抵抗との関係を図-4.3.9に示すが、DT-SWS の場合と同様に、砂質土ではある程度の相関性は認められるが、粘性土では DT-SWS に較べるとやや相関性が認められるが、稲田式が上限値に近い。

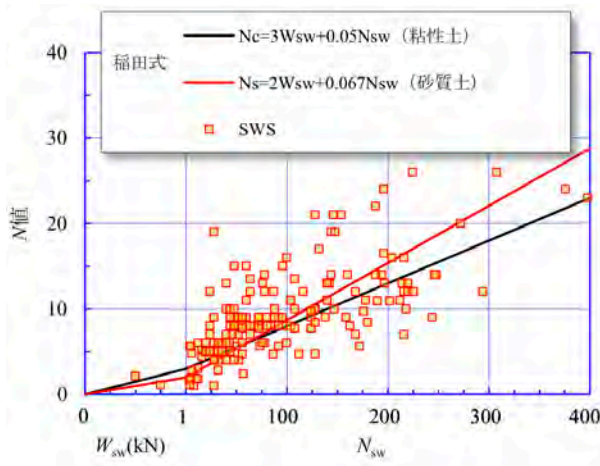


(a) 砂質土

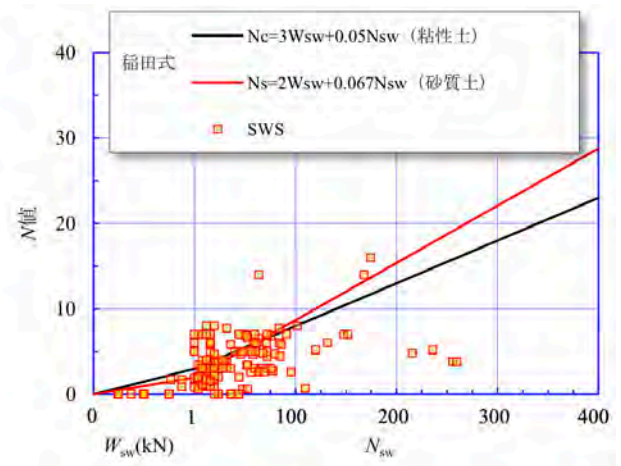


(b) 粘性土

図-4.3.8 N値と DT-SWS の貫入抵抗との関係



(a)砂質土



(b)粘性土

図-4.3.9 N値とSWSの貫入抵抗との関係

(5) q_u とDT-SWS との関係

図-4.3.10には、一軸圧縮強さ q_u とDT-SWSの貫入抵抗との関係を示した。 q_u と N_{sw} の関係には高い相関 ($q_u=95+1.2 N_{sw}$) が認められるが、自沈層でのバラツキは大きい。そこで、(3)と同様に、自沈層 ($N_{sw} \leq 10$) のデータについて、前掲の式(4.3.1)によってロッドの自重を考慮した荷重 W_{sw}' を求め、これと q_u との関係を図-4.3.11にまとめた。 q_u と W_{sw}' の関係には相関性が認められ、両者の比の平均は93.7であった。以上のことから、DT-SWSからの q_u の推定式としては、式(4.3.3)を提案しておく。

$$\begin{aligned}
 N_{sw} \leq 10 \text{ の場合} : q_u &= 95 W_{sw}' \\
 N_{sw} > 10 \text{ の場合} : q_u &= 95 + 1.2 N_{sw}
 \end{aligned}
 \tag{4.3.3}$$

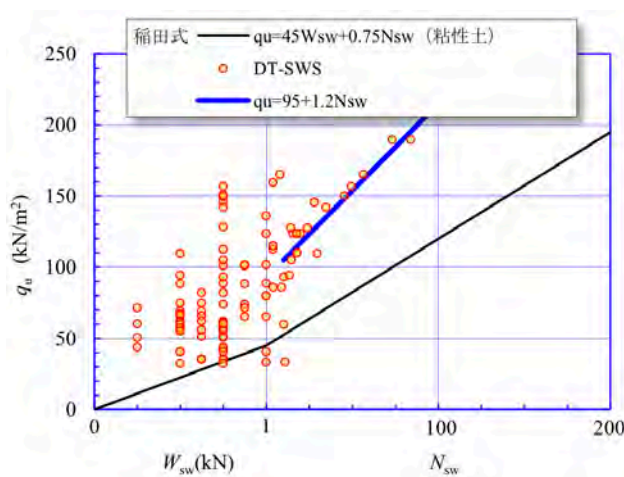


図-4.3.10 q_u とDT-SWSの貫入抵抗との関係

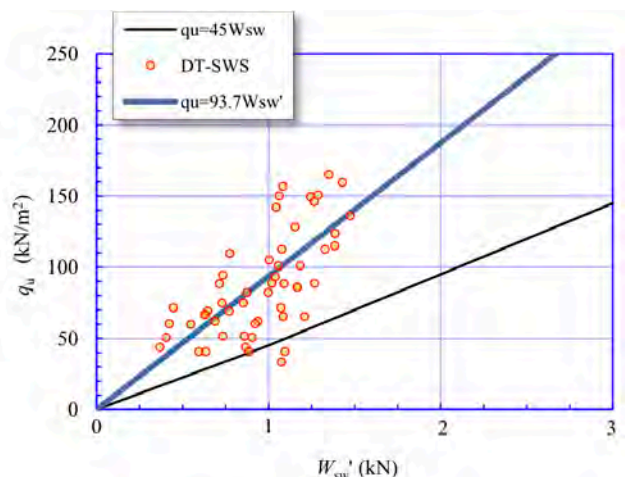


図-4.3.11 q_u と W_{sw}' との関係

q_u とSWSの貫入抵抗との関係を図-4.3.12に示すが、DT-SWSの場合に較べて非常に相関性が高く、稲田式が下限値となっていることがわかる。DT-SWSの場合に較べて q_u との相関性が高くなっているのは、本来自沈層となっている部分がロッドと地盤との周面摩擦の影響で回転層となっており、分解能が W_{sw} に較べて高い N_{sw} による測定となっていることが主因と考えられる。

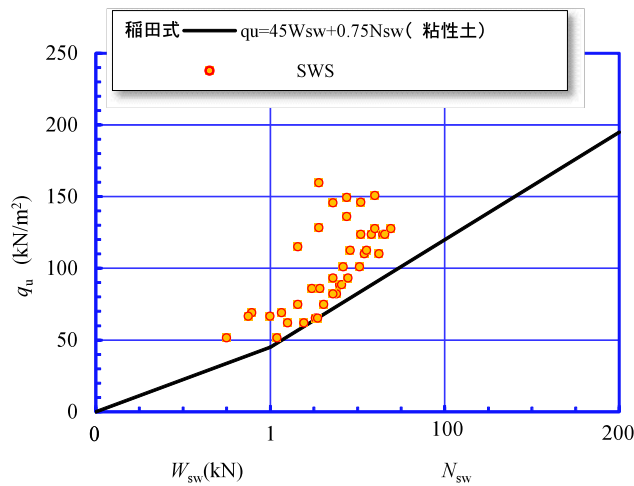


図-4.3.12 q_u と SWS の貫入抵抗との関係

4.3.4 回転トルクによるロッドの周面摩擦の影響検討

前掲の図-4.3.3において、貫入時の回転トルク M を平均化した M_p についてみると、いずれの現場においても M_p は SWS あるいは DT-SWS の貫入抵抗とよく対応していることがわかる。これを確認するために、 M_p と SWS あるいは DT-SWS における N_{sw} との関係を生質別にまとめて図-4.3.13 に示す。粘性土の場合は比較的両者の相関性は高いが、両土質とも N_{sw} が大きくなるとばらつきが増大するとともに N_{sw} の増加に対する M_p の増加量が小さくなる傾向が読み取れる。このことは、軟弱で N_{sw} が小さい地盤ではスクリーポイントが地盤に噛み込んで貫入するのに対し、 N_{sw} が大きくなり地盤が硬くなるほどスクリーポイントが地盤を削りながら貫入する機構へと移行する事を現しているものと推察される。

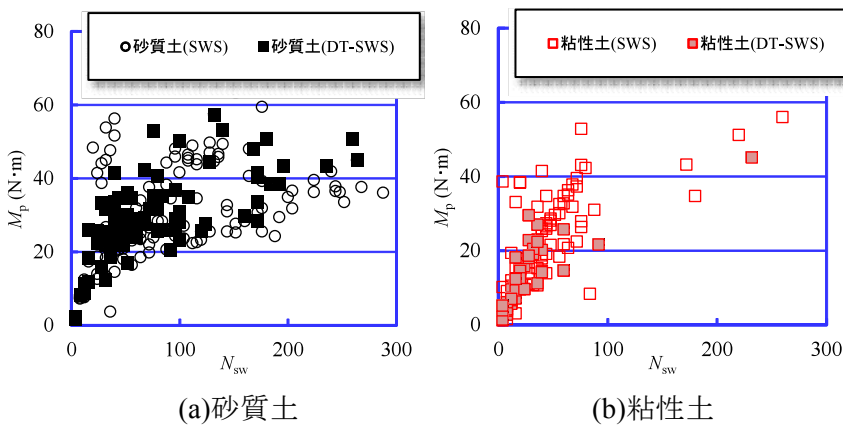


図-4.3.13 M_p と N_{sw} との関係

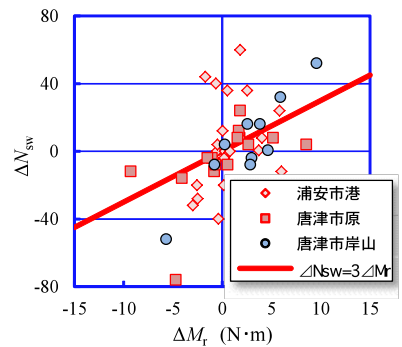


図-4.3.14 ΔN_{sw} と ΔM_r との関係

ロッドの周面摩擦の指標となる M_r についてみると、SWS と DT-SWS による貫入抵抗の差が明確な唐津市岸山の深度 2~3m、唐津市原の深度 2~3.5m では、SWS と DT-SWS の貫入抵抗の大小関係は M_r の大小関係と一致している。SWS と DT-SWS の両者を実施した 3 現場（浦安市港、唐津市岸山、唐津市原）について、 ΔN_{sw} (=SWS による N_{sw} - DT-SWS による N_{sw}) と ΔM_r (=SWS で測定された M_r - DT-SWS で測定された M_r) との関係をもとめて図-4.3.14 に示す。ばらつきは大きいですが、 ΔN_{sw} は ΔM_r と正の相関にあることが認められ、ロッドの周面摩擦が SWS の N_{sw} に有意な影響を与えていることが確認できる。

ここで、 M_r とロッドの周面摩擦との関係について、検討してみる。

M_r がすべてロッドの周面摩擦に起因すると仮定すると、 M_r はロッドと地盤の周面摩擦応力 f_s から式(4.3.4)で求められる。

$$M_r = f_s (\pi d L) (d/2) \quad (4.3.4)$$

ここに、 f_s : ロッドと地盤の平均摩擦応力(N/m²)

d : ロッド直径 (=0.019m)

L : ロッド長 (m) (=深度(m)とみる)

一方、ロッドと地盤との摩擦による荷重の相殺分 ΔW_{sw} は式(4.3.5)で求められ、式(4.3.4)と式(4.3.5)の f_s を同じとすると、 M_r は式(4.3.6)で表される。

$$\Delta W_{sw} = f_s (\pi d L) \quad (4.3.5)$$

$$M_r = (d/2) \Delta W_{sw} \quad (4.3.6)$$

ここで、荷重にロッドの自重を考慮し、前掲の式(4.3.1)の W_{sw} から ΔW_{sw} を差し引いた有効荷重 ${}_aW_{sw}$ は、式(4.3.7)で表される。

$${}_aW_{sw} = W_{sw} + l_g \cdot L - M_r / (d/2) \quad (4.3.7)$$

有効荷重が 0、 ${}_aW_{sw}=0$ の場合の M_r は、式(4.3.7)から式(4.3.8)となる。

$$M_r = (d/2) (W_{sw} + l_g \cdot L) = 0.0095 (W_{sw} + 22L) \quad (4.3.8)$$

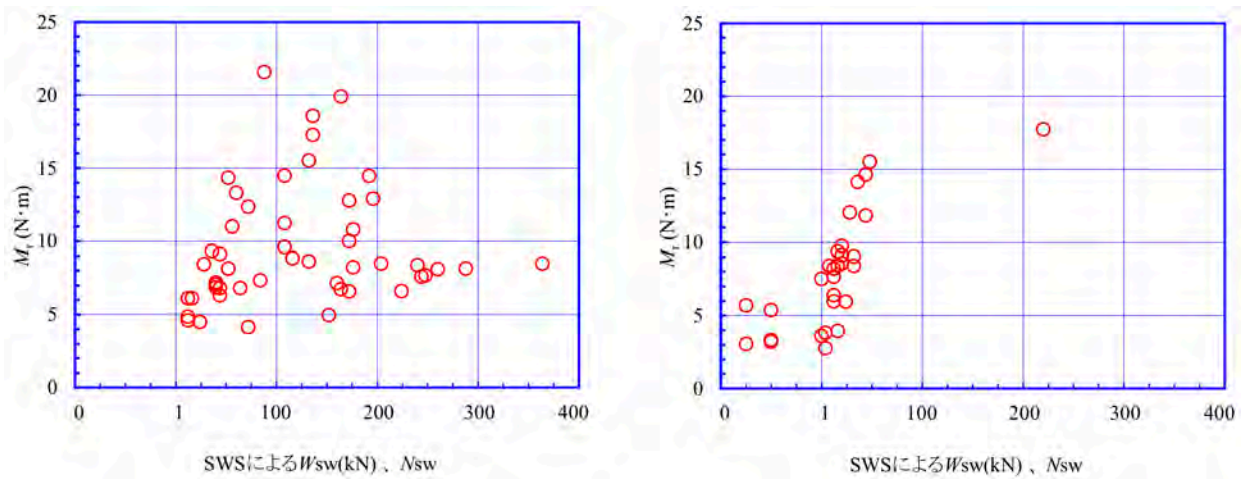
有効荷重が W_{sw} に等しい、すなわち、周面摩擦によってロッドの自重分だけが相殺されるとすると、 ${}_aW_{sw} = W_{sw}$ の場合の M_r は、式(4.3.7)から式(4.3.9)となる。

$$M_r = (d/2) (l_g \cdot L) = 0.209L \quad (4.3.9)$$

図-4.3.3(g)～(k)のトルクの深度分布図には、式(4.3.8)で $W_{sw}=1\text{kN}$ とした場合を赤実線(${}_aW_{sw}=0$)で、式(4.3.9)を黒実線(${}_aW_{sw}=W_{sw}$)で示している。これらの図をみると、 M_r の実測値は概ね黒実線と赤実線の間に位置するが、唐津市岸山、唐津市原などでは、 N_{sw} が大きな部分で M_r が赤実線を大きく超えているものも認められる。 M_r が赤実線を超えている部分では、式(4.3.7)による有効荷重 ${}_aW_{sw}$ が負の値となり、引き抜き側の荷重が生じているというあり得ない状態となる。これは、 M_r から求められるロッドの摩擦がすべて鉛直方向に作用すると仮定していることに起因するものであり、実際には自沈層であってもロッドが回転しており、回転方向にも摩擦力によるエネルギーが消費されていることを考慮する必要があると考えられる。

図-4.3.15は、 M_r を測定した4現場(浦安市港、唐津市岸山、唐津市原、香取市地点2)でのSWSの貫入抵抗と M_r との関係を土質別に示したものである。砂質土の場合は、バラツキは大きい N_{sw} が大きくなるほど M_r が大きくなる傾向が読み取れる。粘性土の場合は、データ数は少ないが自沈層で M_r がほぼ一定であり、回転層になると N_{sw} に比例して M_r が大きくなっていることがわかる。

以上のことから、式(4.3.4)に M_r を代入して求められる f_s をロッドの進行方向に対する摩擦応力と考え、これを貫入時の鉛直方向と回転方向の変位量の割合で鉛直方向と水平方向に分離することを考える。SWSの1測定点での貫入(25cm)時の鉛直方向変位 δ_v 、水平方向変位 (=ロッド周長×回転数、回転数は1m当たりの半回転数 N_{sw} から $N_{sw}/8$ となる) δ_h は、それぞれ式(4.3.10)および式(4.3.11)となる。



(a)砂質土

(b)粘性土

図-4.3.15 M_r と SWS の貫入抵抗の関係

$$\text{鉛直方向変位} : \delta_v = s = 0.25\text{m} \quad (4.3.10)$$

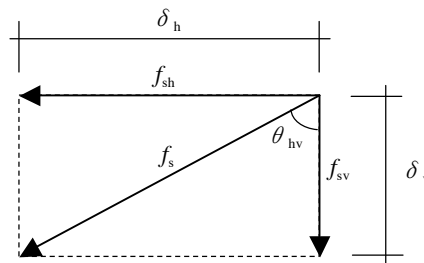
$$\text{水平方向変位} : \delta_h = (\pi d)(N_{sw}/8) \quad (4.3.11)$$

鉛直方向の摩擦応力 f_{sv} と水平方向の摩擦応力 f_{sh} は、それぞれ式(4.3.12)および式(4.3.13)となる。

$$\text{鉛直方向} : f_{sv} = f_s \cos \theta_{hv} \quad (4.3.12)$$

$$\text{水平方向} : f_{sh} = f_s \sin \theta_{hv} \quad (4.3.13)$$

$$\text{ここに、} \tan \theta_{hv} = \delta_h / \delta_v = (\pi d)N_{sw}/(8s)$$



自沈層 ($N_{sw} \leq 10$) の場合は、 $N_{sw}=10$ として f_{sv} と f_{sh} を求める。式(4.3.10)~(4.3.13)から、貫入抵抗と f_{sv}/f_s および f_{sh}/f_s の関係は、図-4.3.16 のとおりとなる。

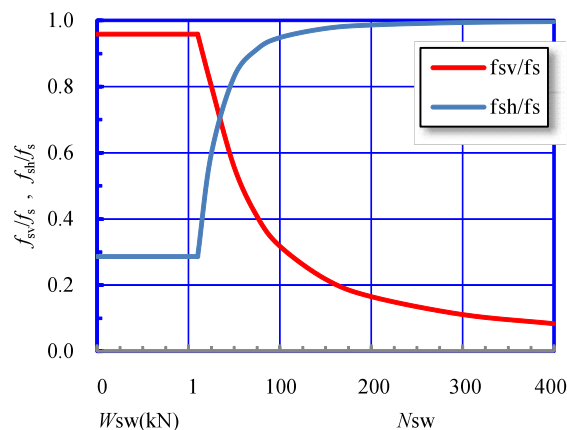


図-4.3.16 摩擦力の鉛直、水平成分の比と貫入抵抗の関係

図-4.3.16に基づいて、貫入抵抗のロッドの周面摩擦による補正を以下のように提案する。

①測定結果が自沈 ($N_{sw} \leq 10$) の場合

鉛直方向の摩擦力のみを考慮することとする。

式(4.3.5)から、ロッドの周面摩擦による荷重減少 ΔW_{sw} は、以下のとおりとなる。

$$\Delta W_{sw} = f_{sv} (\pi d L) = (f_{sv} / f_s) f_s (\pi d L) \quad (4.3.14)$$

式(4.3.4)を式(4.3.14)に代入し、これを式(4.3.7)に代入すると、補正荷重 ${}_c W_{sw}$ (N) は、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} {}_c W_{sw} &= W_{sw} + l_g L - (f_{sv} / f_s) M_r / (d/2) \\ &= W_{sw} + 22L - 0.958 M_r / (0.019/2) = W_{sw} + 22L - 100.8 M_r \end{aligned} \quad (4.3.15)$$

②測定結果が回転 ($N_{sw} > 10$) の場合

水平方向の摩擦力のみを考慮することとする。

図-4.3.14 から、 ΔN_{sw} と ΔM_r との関係を下記の式(4.3.16)とする (図-4.3.14 参照)。

$$\Delta N_{sw} = 3 \Delta M_r = 3(f_{sh} / f_s) M_r \quad (4.3.16)$$

ΔN_{sw} がロッドの周面摩擦によって生じた半回転数とすると、補正半回転数 ${}_c N_{sw}$ は、以下のとおりとなる。

$${}_c N_{sw} = N_{sw} - 3(f_{sh} / f_s) M_r = N_{sw} - 3 \sin \theta_{hv} M_r \quad (4.3.17)$$

以上の補正を SWS と DT-SWS の両者を実施している 3 現場 (浦安市港、唐津市岸山、唐津市原) に適用した結果を図-4.3.17 に示す。補正を行うことで、全体的に SWS の結果と DT-SWS の結果がほぼ同じ値となっていることがわかる。ただし、自沈層の補正は過大であるので、これについては今後検討が必要である。

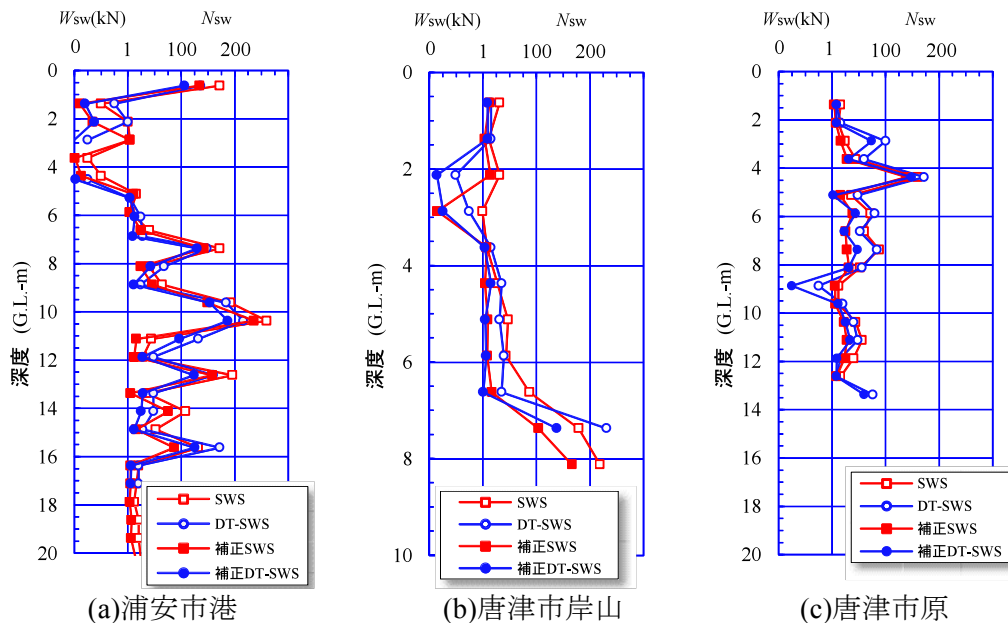


図-4.3.17 回転トルク M_r による貫入抵抗補正

4.3.5 ロッドの周面摩擦検討のまとめ

SWS において貫入抵抗に影響すると考えられるロッドと地盤との周面摩擦の影響を低減するために二重管を用いた SWS (DT-SWS) を開発し、多数の現場で比較試験を行った。また、より実用的な上記周面摩擦を考慮する方法として、貫入後ロッドを 1cm 引き上げてスクリーポイントの影響を取り除いた状態でロッドの回転トルク M_r を測定し、この M_r に基づく貫入抵抗の補正について検討した。得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 1) DT-SWS の再現性は確保できていたが、試験機の種類による貫入抵抗の差異が自沈層において認められた。
- 2) DT-SWS の貫入抵抗と SWS の貫入抵抗を比較した結果、砂質土ではバラツキは大きいが両者の関係は概ね 1 : 1 の関係であった。粘性土の DT-SWS における結果が自沈層 ($N_{sw} \leq 10$ と定義) の範囲では、明らかに SWS の貫入抵抗が大きかった。この範囲の荷重として載荷荷重にロッドの自重を考慮すると、SWS の貫入抵抗との関係に相関性が認められ、二重管によってロッドの周面摩擦が低減されていることが確認できた。
- 3) N 値と DT-SWS の貫入抵抗を比較した結果に基づいて、砂質土の N 値と DT-SWS の貫入抵抗の関係式として下式を提案した。なお、粘性土については、 N 値と DT-SWS の貫入抵抗に相関性は認められなかった。

$$N=4+0.05N_{sw}$$

- 4) 粘性土の q_u と DT-SWS の貫入抵抗を比較した結果に基づいて、粘性土の q_u (kN/m²) と DT-SWS の貫入抵抗の関係式として下式を提案した。

$$N_{sw} \leq 10 \text{ の場合 : } q_u = 95 W_{sw}'$$

$$N_{sw} > 10 \text{ の場合 : } q_u = 95 + 1.2N_{sw}$$

ここに、 W_{sw}' : ロッドの自重を加えた載荷荷重 (kN)

- 5) 回転貫入時のロッドの鉛直および水平方向の変位量を考慮して M_r から求められる摩擦応力を鉛直成分と水平成分に分離し、これに基づく貫入抵抗の補正方法を提案した。この補正方法を実測値に適用して検討した結果、回転層については補正後の SWS と DT-SWS の N_{sw} の差は小さかったが、自沈層については補正が過大であると考えられた。これについては、今後さらに検討が必要である。

参考文献

- 1) 稲田倍穂 : スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎, Vol.8, No.1, pp.13~18, 1960.

4.4 SWS 試験結果の CPT による解釈

4.4.1 CPT で解釈する意味

稲田式^りに代表されるように、SWS の試験結果は多くの原位置試験と同じように、SPT から求められる N 値と関連づけられてきた。しかしながら、SPT はレイモンドサンプラーと称する特殊な先端を 30cm 貫入する時の回数を計測するのに対し、SWS は先端がスクリュウのロッドに対して重りを載せることによって貫入抵抗を測定し、さらに 1kN の重りを載荷させた状態で回転によってロッドを貫入させる試験である。このように、両試験の貫入メカニズムは複雑で、しかも両者の試験結果を比較する上で最大の問題となるのは、排水条件が異なることである。透水係数の小さな粘土地盤の場合は、両試験とも非排水条件で試験が行われると考えてよいが、砂地盤の場合には、排水条件が異なる。SPT 試験は典型的な動的試験であるので、砂地盤のような透水性が良い地盤でも、貫入は非排水の状態であるのに対し、SWS は排水の状態である。したがって、この排水条件の違いから、どうしても地盤を砂あるいは粘土として、両者を比較する必要がある。

一方、今回比較の対象として取り上げる電気式静的コーン貫入試験 (CPT) は、コーンを地盤に貫入してその抵抗力を計測する試験であり、原位置試験のなかでも比較的境界条件が簡単であり、また粘土、砂地盤でも SWS と同じ排水条件を有していると考えられる試験である。また SPT の場合には測定間隔が 1m や 2m であり、SWS の 25cm と比べて広い。一方、CPT はほぼ連続に地盤の抵抗を測定することができる。また、CPT の場合には先端抵抗の他に、貫入時の周面摩擦や間隙水圧を測定しているので、これらの情報から地盤の種別を的確に行える利点もある。したがって、SWS の結果を最終的には N 値に結び付けるにしても、一度 CPT の結果に照らし合わせることにより、SWS の解釈がより深まると考えられる。

解釈の対象としたのは、千葉県浦安市高須 (以下、浦安 1 と浦安 3 と表記) と滋賀県守山市今浜・水保 (以下、守山 1 と守山 2 と表記) である。地盤の詳細は 3.2 を参照されたい。

4.4.2 地盤の変化の捉え方の比較

SWS では、25cm 貫入するのに必要な半回転数 (実際には 4 倍して 1m 当りに換算している) を計測している。したがって、CPT においても 25cm の深度で計測された先端抵抗 (q_t) の平均値で SWS の N_{sw} と比較することにする。

そこで、地盤の変化をどれだけ敏感に捉えているかを判断するために、対象とする深度の $\pm 0.5m$ の測定値 (SWS は N_{sw} 、CPT は q_t) に対して式(4.4.1)に示す変動係数 (V) で検討してみた。

$$V = \frac{SD}{A_{ve}} \quad (4.4.1)$$

ここに SD は標準偏差、 A_{ve} は平均値 (いずれも区間 1m に対して) である。

図-4.4.1 に守山 2 の結果を示す。両者の試験から求められた V は、ほぼ同様な傾向を示しているのがわかる。図-4.4.2 に他の地点を含めた比較を示す。この図から、SWS の方が CPT の変動係数が大きい傾向にあることがわかる。すなわち、SWS の方が地盤の変動を大きく捉える傾向にある。特に浦安がその傾向が強い。

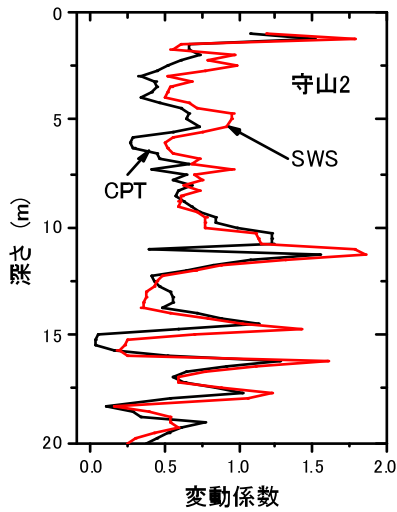


図-4.4.1 守山2におけるCPTとSWSの変動係数の比較

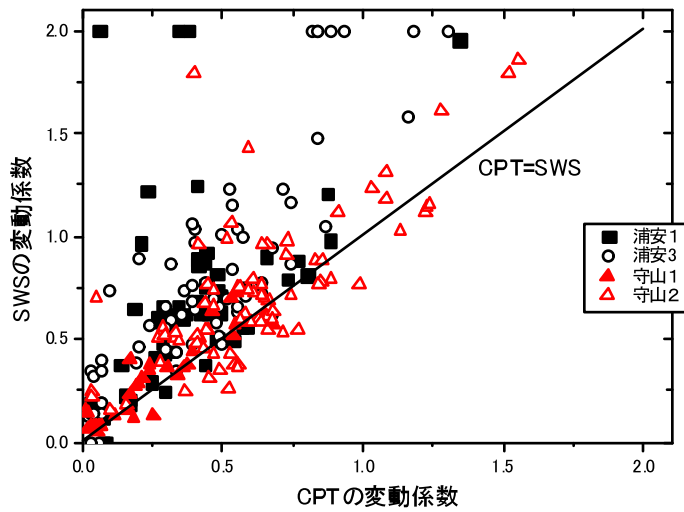


図-4.4.2 各サイトで求められたCPTとSWSの変動係数の比較

4.4.3 SWSにおける自沈

SWS試験において、荷重を載荷して回転力を与えなくとも沈下が生じる現象を自沈と呼んでいる。この自沈が終了すると、次の荷重段階の荷重を載荷し、同様に自沈が生じるか否かをチェックする。このように荷重を1kNまで載荷して自沈が生じないことを確認してから、回転力を与えて、25cm貫入するのに必要な回転数を記録する。この状態をCPTの試験状態に照らし合わせて考えると、図-4.4.3のようになる。CPTの場合には、コーン先端に取り付けられているひずみゲージの値から先端抵抗(q_t)と同じ値が地盤から反力としてコーンの先端に作用している(厳密に言えば、発生している間隙水圧と有効面積を考慮して q_t を求める必要がある)。一方、重りとして W_{sw} を載荷した場合のSWSの先端に働く反力(q_{sw})は、式(4.4.2)によって表すことができる。

$$q_{sw} = \frac{(W_{sw} + l \times l_g)}{A} \tag{4.4.2}$$

ここに、 W_{sw} ：重りの重量、 l ：深さ、 l_g ：1m当たりのロッドの重量、 A ：先端の断面積

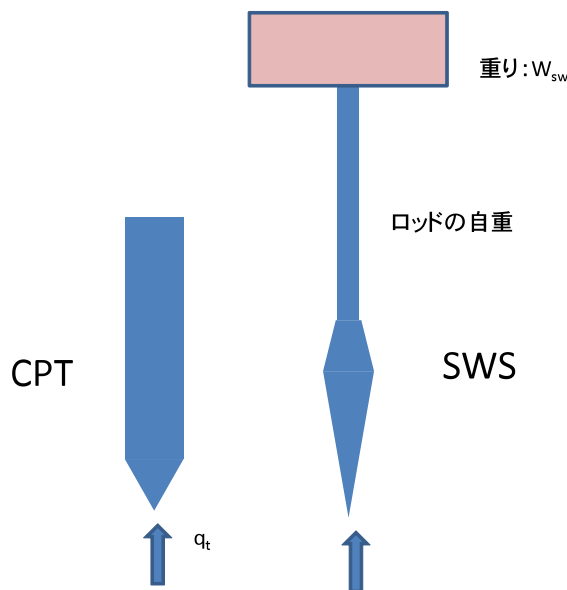


図-4.4.3 CPTとSWSの先端に作用する反力

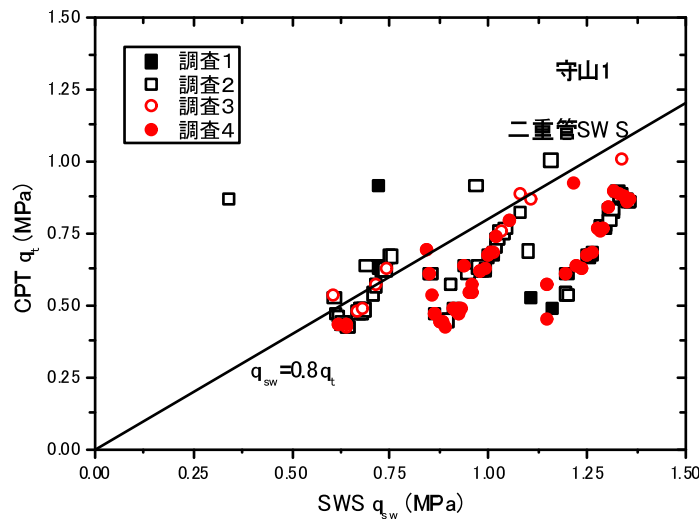


図-4.4.4 自沈状態における CPT から求めた q_t と q_{sw} の関係

SWS のスクリーポイントの一番太いところの直径は 33mm であり、断面積に直すと 8.55cm^2 となる。一方、CPT のコーン断面積は 10cm^2 である。また、先端構造が両者では大きく異なる。すなわち、CPT の場合は先端角度が 60° の円錐であるのに対し、SWS はネジが切っており、さらに先端角度は CPT より鋭い。したがって、式(4.4.3)で関連付けられる α を解析的に求めることは難しい。そこで、CPT と SWS の先端抵抗を比較する当たり、 q_{sw} を求める式(4.3.2)において断面積 A を CPT と同じ 10cm^2 とすることにする。すなわち、式(4.3.3)で示す α には、先端の形状の違いと断面積の違いによる支持力抵抗が含まれることになる。

$$q_t(\text{CPT}) = \alpha q_{sw}(\text{SWS}) \quad (4.4.3)$$

これを検討するために自沈の段階で求められた q_t と q_{sw} とを比較してみた。しかしながら、4.3 や後述するように、地盤が粘性土であるとロッドと地盤の摩擦によって q_{sw} がかなり減少している。そこで、4.3 で述べた二重管による DT-SWS 試験を用いて摩擦の影響を減少させた結果を解析の対象とした。また、解析の地点は粘性土が卓越する守山 1 である。結果を図-4.4.4 に示す。DT-SWS による調査は全部で 4 回行った。図に示すように、4 つの調査結果とも同様な傾向を示しているが、 α は 0.3~0.8 の値を取っている。

平成 13 年国土交通省告示 1113 号あるいは瑕疵担保保険の審査基準では、基礎下から 5m の間に自沈層が存在すると、何らかの対策を施さなくてはならない。したがって、SWS によって自沈層を的確に見つけることができるかが、SWS を用いた地盤調査によって最も重要なポイントとなる。SWS によって検知された自沈層が地盤工学上どのような意味をもち、かつどの程度の精度で検知できるかを、まずは粘土層が卓越した守山 1 で、また二重管を使った DT-SWS による結果で検討してみる。

結果を図-4.4.5 に示す。図の左側の図は CPT から測定された q_t を示している。また、 W_{sw} が 0.5kN あるいは 1.0kN の状態で式(4.4.2)で計算された q_{sw} を示す。ただし、式(4.4.3)で示した α を、0.5kN の場合に限って、0.6 から 1.0 まで変化させた。 αq_{sw} が q_t より小さいと、自沈することになる。図-4.4.5 の右側にあるのは、DT-SWS による自沈した時の W_{sw} を示している。 W_{sw} が 0.5kN の時に注目して、 q_t と αq_{sw} の関係を見てみると、 α を 0.8 とした時と自沈時の W_{sw} がうまく対応しているのがわかる。この関係を図-4.4.4 に直線で示す。図に示すように、この関係は上限の値となっているが、これ以降 α を 0.8 として解析を進めることにする。

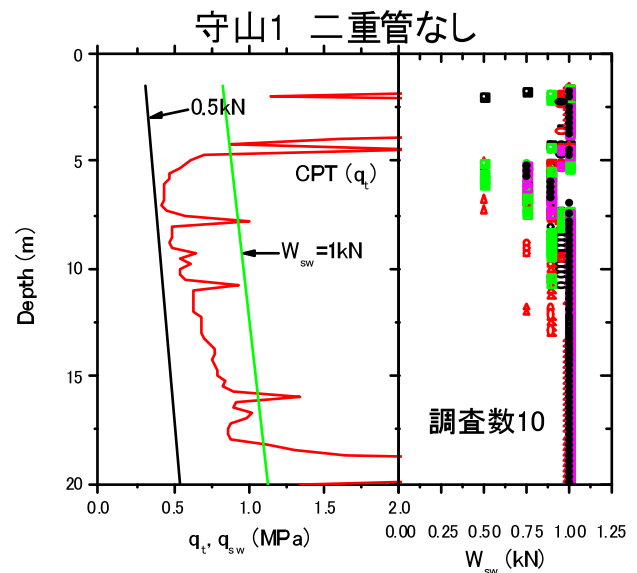
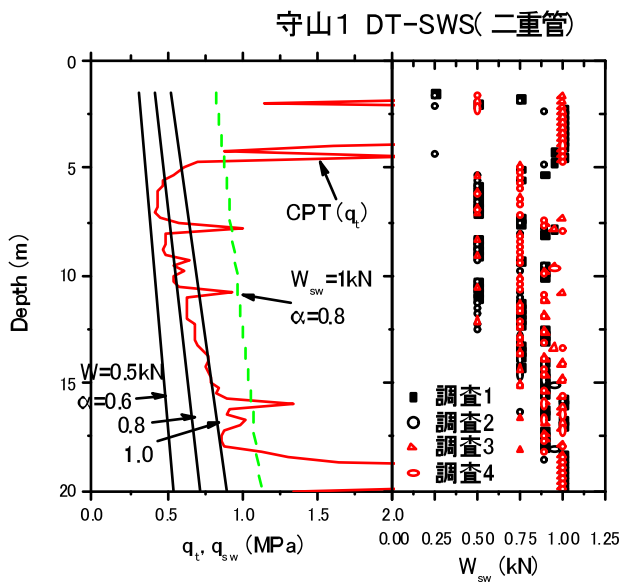


図-4.4.5 q_t と q_{sw} の関係と自沈時の W_{sw} の関係 図-4.4.6 通常の SWS からの自沈層の分布と CPT から予想される自沈層の対比

図-4.4.5 において、 W_{sw} が 1.0kN を载荷した状態で回転数 N_{sw} が 4 以下を $W_{sw}=0.9kN$ 、 N_{sw} が 5～10 を $W_{sw}=0.95kN$ とした。この理由は、田村ら²⁾が指摘しているように、SWS の先端のスクリューは 20cm に対して 1 掘りりとなるようにネジを切っているため、ネジの通り先端が回転によって沈下したとすると、 $N_{sw}=10$ となる (N_{sw} は半回転であることに注意)。したがって、 N_{sw} が 10 以下ということは、先端がスクリューの掘りり以上に沈下したことになる。したがって、この場合は SWS に回転トルクを与えることによってロッドと地盤とに働いている摩擦が減少した結果、SWS の先端は W_{sw} の重りを支えることができないう状態となったと考えられる。このことを考慮して、上記のように W_{sw} を新たに設定した。そうすると図-4.4.5 に示すように、二重管を用いた場合には、深度が 15m を超えても、かなりの深度において自沈層と判断することができ、図の左側に示す $\alpha=0.8$ とした場合の $W_{sw}=1kN$ の線より CPT による q_t が小さい深度と良く対応している。このように、 N_{sw} が自沈に相当する 10 以下の場合において、 W_{sw} を 0.9kN や 0.95kN とて図に示したが、この係数には意味がなく、回転を加えることができる状態と区別するために行った。したがって、図-4.4.5 において W_{sw} が 1.0kN の場合は、10 回以上の回転を加えることができた状態を示している。このような準備をして、二重管を用いない場合の通常の SWS で得られた結果を検討してみる。

図-4.4.6 に同じサイトである守山 1 で得られた結果を示す。ただし、図-4.4.5 と違い、二重管を用いていない通常の SWS の結果である。二重管を用いた場合と異なり、かなりの深度が自沈と判断されてはいない。しかしながら、深度を 7.5m ぐらいまでに限定すると、4.5m から 7m 付近の q_t が $W_{sw}=0.5kN$ に相当する深度を、 $W_{sw}=0.5kN$ より大きな荷重で自沈しているが、軟弱な層として認識できているようである。特に、 N_{sw} が 10 以下を自沈と判断すると、ほぼ全ての調査で自沈層との結果が得られる。図-4.4.6 は現状の SWS でも、国交省告示 1113 号が定めている自沈層が確認できることを示している。浦安で得られた同様な調査結果を図-4.4.7 及び図-4.4.8 に示す。この地盤は、地表から 15m から 17m まで、埋め土および自然に堆積した砂地盤であり、その下には沖積粘性土地盤がある。両サイトにおいて、国交省告示 1113 号が定めている自沈層は多くの調査結果が把握できていることがわかる。また、15m 以降にある沖積粘性土も CPT の結果によれば自沈層となるが、 N_{sw} が 10 以下を自沈層とすると、複数の調査結果が自沈層と判断している。

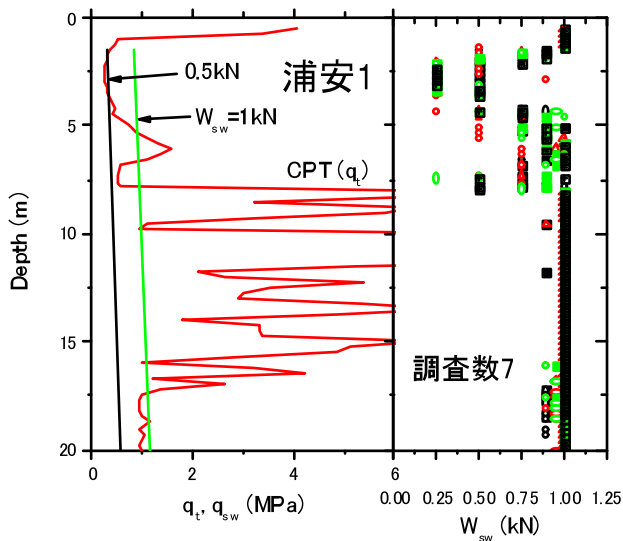


図-4.4.7 浦安1の結果

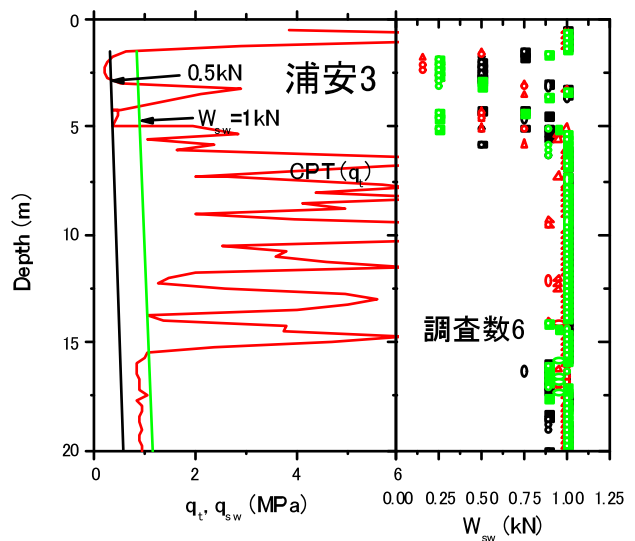


図-4.4.8 浦安3の結果

4.4.3 砂地盤における SWS の解釈

図-4.4.5 と図-4.4.6 の比較からわかるように、対象が粘性土地盤であると SWS の結果はかなり摩擦の影響を受ける。しかしながら、砂地盤においては摩擦の影響は少ないと言われている³⁾。そこで、砂地盤が卓越している守山2のデータを用いて、SWS から得られた N_{sw} と CPT から得られた q_t との関係性を考察してみる。

図-4.4.9 に CPT で得られた q_t の分布を示す。CPT が他の原位置試験と異なることは、貫入と同時に測定される周面摩擦や間隙水圧の情報を用いて地盤の種類を求める点にある。地盤の判別の手法は多くの研究者によって提案されているが、ここでは Robertson⁴⁾ が提案した I_c 値を用いることにする。 I_c の具体的な求め方は、彼の文献を参照されたい。このサイトでは、10 回ほど SWS による調査を行っている。SWS が機種の違いや試験者の違いによって（もちろん、試験を行った場所は正確には異なるので、これによるバラツキも含まれる）、どの程度測定値が異なるかを、図-4.4.10 に示した。図には、平均値の値と $\pm\sigma$ (標準偏差) の値を示す。測定された N_{sw} の分布が正規分布に従うとすると、 $\pm\sigma$ の間に約 70% の確率で分布していることになる。このようなことを考えて図-4.4.10 を見ると、測定によって N_{sw} がかなり異なることがわかる。

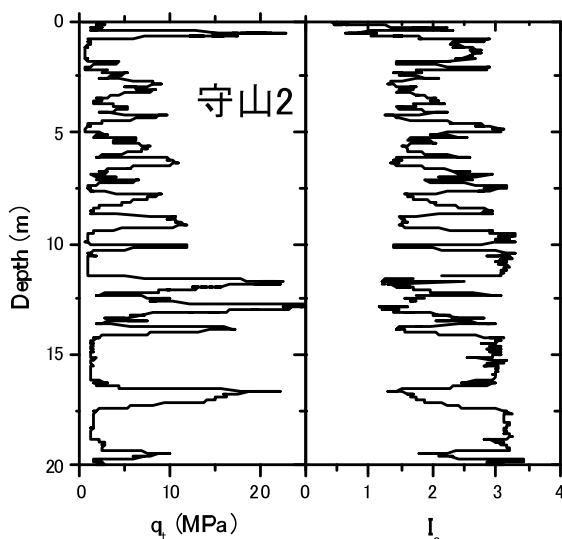


図-4.4.9 CPT で計測された q_t と I_c の分布

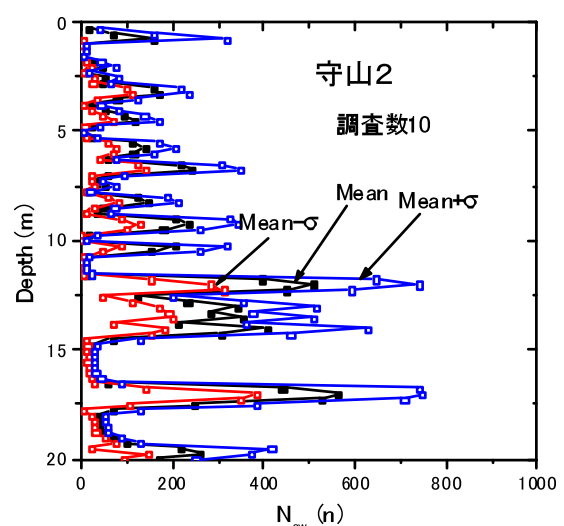


図-4.4.10 全調査で計測された N_{sw} のバラツキ

粘性土の性質を帯びるほど、 I_c は大きくなる。そこで、 I_c が2.0以下と、2.0から2.5となる地盤とに分けて、 q_t と N_{sw} の関係を調べてみた。しかし、 N_{sw} を測定した時には、**図-4.4.3**に示したように、SWSの先端には1.0kNの W_{sw} とロッドの重りが作用している。したがって、 $W_{sw}=1\text{kN}$ の時の式(4.4.2)で表わせられる q_{sw} を q_{sw}^* として、 $(q_t - q_{sw}^*)$ の関係を**図-4.4.11**にプロットしてみた。多くの研究者によって、 N_{sw} が150を超えると先端のスクリーと地盤が滑って、測定される N_{sw} の信頼性が低下するのではないかと懸念が示されている。また、人力で調査を行っていた時代では測定深度がせいぜい10m前後であったのが、調査の自動化が進むにつれ、今回の調査でも20mもの深度まで調査を行っている。しかし、この場合に深度が増加するにつれ、ロッドと地盤との摩擦が増加し、測定された N_{sw} の信頼性が低下するのではないかと懸念もある。しかし、**図**に示すように、 N_{sw} が150以上でも q_t との関連が認められる。また、**図-4.4.11**には深さのパラメーターを入れないが、深度の増加によって N_{sw} と $(q_t - q_{sw}^*)$ の関係が変化しなかったことを考え合わせると、上記の懸念は今回の調査では認められない。**図**に示すように I_c が大きい(粘土の性質を帯びる)ほど、同じ $(q_t - q_{sw}^*)$ に対して N_{sw} が大きな傾向が認められる。しかしながら、両者の間にはかなりバラツキが認められるものの、式(4.4.4)の関係にある。

$$N_{sw} = 35(q_t - q_{sw}^*) \quad (4.4.4)$$

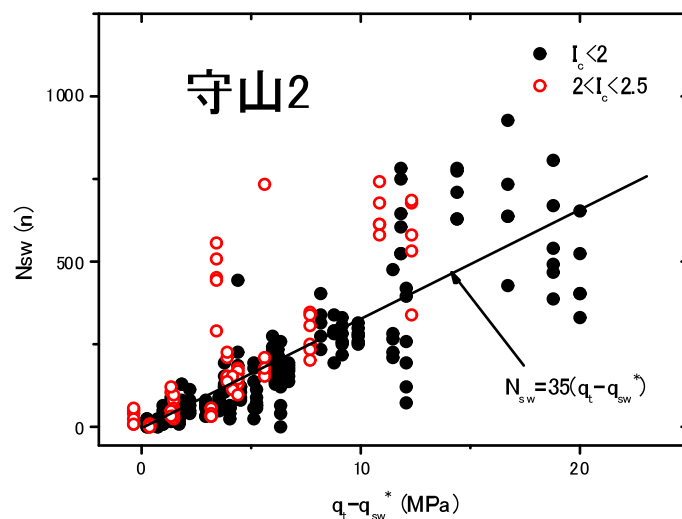


図-4.4.11 SWS と CPT から測定された関係 (砂地盤)

今回得られた N_{sw} と $(q_t - q_{sw}^*)$ の関係をを用いて N 値と N_{sw} の関係を表した稲田式¹⁾の検討を行ってみる。 N 値と q_t の関係を見たのが、**図-4.4.12**である。**図**には、守山2の他に浦安の結果をプロットしている。稲田式の検討を行う前に、**図-4.4.11**と**図-4.4.12**のバラツキの度合いを考察してみる。**図-4.4.12**の方が両者の関係にバラツキが大きいのがわかる。すなわち、鈴木・時松²⁾が述べているように、SPTとSWSの载荷方法における排水条件には大きな違いがあるのに対して、CPTとSWSでは同様な排水条件(载荷速度)なので、両者の関係は良いと思われる。**図-4.4.12**に示すように両者の間には、かなりバラツキは認められるものの、本報告では q_t と N の間には式(4.3.5)の関係があるとして、話を進める。

$$N = 1.5 q_t \quad (4.4.5)$$

ただし、 q_t の単位はMPaである。

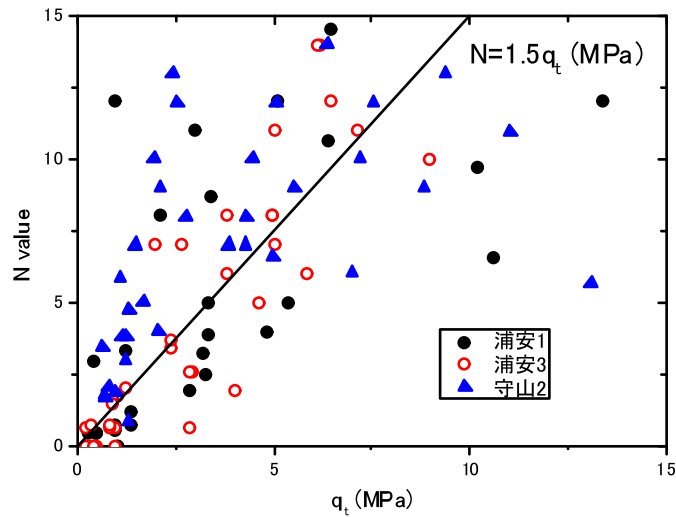


図-4.4.12 CPT から求められた q_t と SPT から求められた N 値の関係

これらの関係から、稲田式の意味を考えてみる。図-4.4.13 は稲田式と、今回の式(4.4.4)と式(4.4.5)から得られた関係を用いて N_{sw} と N 値の関係を求めたものである。この結果、稲田式から求められる N 値より多少小さな関係が得られた。ただし、今回の報告では粘性土についての評価は自沈の解釈を除いて行わないことにする。この理由はすでに示したように、粘性土の場合には摩擦の影響が大きく、また式(4.4.3)に示した α をいくらに設定するかによって、 q_{sw}^* が大きく変化するので、信頼できる式(4.4.4)の係数が求められない。一方、砂地盤の場合には、 q_t が大きいので、 q_{sw}^* の影響はほとんどないと考えても良い。

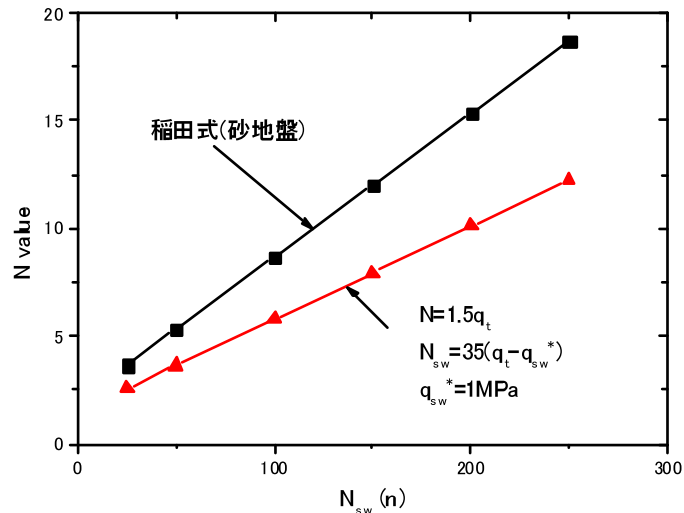


図-4.4.13 N_{sw} と N 値の関係

以上、 N_{sw} と q_t 、及び q_t を通して N 値との関係を調べた。三村・吉村⁹⁾は液状化ポテンシャルを CPT の q_t から、または q_t を N 値に変換して N 値と粒度から求める種々の方法をレビューしている。したがって、SWS の結果を用いて液状化の有無を判断する場合には、図-4.4.11 を用いて q_t に変換し、 q_t による液状化判定を行うか、さらに図-4.4.13 によって N 値に変換することによって判定することになる。

参考文献

- 1) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13～18，1960.
- 2) 田村昌仁・藤井衛・奥田悟・新納秀樹・安川郁夫・杉浦弘忠・安枝政昭：スウェーデン式サウンディング試験結果に及ぼす影響要因の評価（その 2：自動試験における自沈判定基準の変化と自沈層の評価），第 37 回地盤工学研究発表会（大阪），pp.107-108，2002.
- 3) 田村昌仁・藤井衛・安川郁夫・新納秀樹・奥田悟・安枝政昭・足立由紀夫：自動スウェーデン式サウンディング試験にもとづくロッド周面摩擦についての考察，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.91-92，2004.
- 4) Robertson, P. K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, 27(1), pp. 151-158, 1990.
- 5) 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，第 566 号，pp.73～80，2003.
- 6) 三村衛・吉村貢：講座：室内試験・原位置試験の設計への反映，6.原位置試験による液状化評価，地盤工学会誌，61-8（667），pp.65-72，2013.

4.5 SWS 試験と他の試験との相関性の検討

SWS 試験から得られる荷重 W_{sw} (kN) と半回転数 N_{sw} (回/m) は、稲田¹⁾による次式によって標準貫入試験 (SPT) の N 値および一軸圧縮強さ q_u (kN/m²) 値に換算することが一般に行われる。

$$N=2W_{sw}+0.067N_{sw} \quad [\text{礫} \cdot \text{砂} \cdot \text{砂質土}] \quad (4.5.1)$$

$$N=3W_{sw}+0.050N_{sw} \quad [\text{粘土} \cdot \text{粘性土}] \quad (4.5.2)$$

$$q_u=45W_{sw}+0.75N_{sw} \quad [\text{粘土} \cdot \text{粘性土}] \quad (4.5.3)$$

しかし、稲田式(4.5.1)～(4.5.3)は 50 年以上も前に名神高速道路予定路線の軟弱沖積地盤での測定値に基づいて提案されたものであり、相関式を求めたデータが地域限定であること、データのバラツキが大きいこと、さらに当時と現在では試験方法 (SPT も含めて) が大きく異なることから、その精度は疑問視される。しかしながら、実務で SWS による調査結果は稲田式(4.5.1)～(4.5.3)の成立を前提に N 値、 q_u 値に換算されている。

そこで、4.2.1 で示した本研究による SWS 試験結果 (W_{sw} 、 N_{sw}) をまずは稲田式(4.5.1)～(4.5.3)を用いて換算 N 値、換算 q_u 値として N 値、 q_u 値との関係を検討した。その後で、 W_{sw} 、 N_{sw} と N 値、 q_u 値の相関性を再検討した。

4.5.1 SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値との相関性

(1) SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値の比較

図-4.5.1(1)～(12)にそれぞれ 12 地点における SWS による換算 N 値と SPT の N 値の比較を柱状図とともに示す。SWS 試験は複数の機関で実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで示す。また、図内の凡例の括弧内は試験機メーカー (Y : YBM(Y 型、G 型)、N : 日東精工、H : 報国E) を表す。

図(1)の東中浜では、深度 2～10m まで N 値が未測定であるが(粘土のサンプリングを行ったため)、粘土部では N 値=0 (自沈) と推定すると、10m 以深も含めて SWS による換算 N 値 (=4～6) は N 値よりも大きい。また、試験機関、試験機による差は小さい。

図(2)の神栖では、深度 8m までは換算 N 値は N 値にほぼ一致しているが、8m 以深の砂層では少しばらつきがあり、試験機関、試験機による差も見られる。

図(3)、(4)の浦安市運動公園、鉄鋼通りはほぼ同様の傾向で、全体に換算 N 値は N 値との対応はよく、試験機関、試験機による差も小さい。

図(5)の守山市今浜では、深度 4.5～19m まで N 値が未測定であるが(粘土のサンプリングを行ったため)、4.5m 以浅については換算 N 値は N 値にほぼ一致している。ただし、試験機関、試験機による換算 N 値の差がやや大きい。

図(6)の守山市水保では、砂質土部、粘性土部も含めて換算 N 値は N 値にほぼ一致しており、試験機関、試験機による差も小さい。

図(7)の大阪市鶴町では、深度 10m までは N 値との対応は比較的よいが、10m 以深の粘土部では N 値に比べて換算 N 値はかなり大きい推定される。

図(8)の浦安市市港では、深度 5.5～16m の沖積砂層では換算 N 値は N 値よりも大きい(当地では他の試験との比較からもむしろ N 値が過小に得られたように考えられた)。16m 以深の沖積粘土層でも換算 N 値の方がやや大きい。

図(9)の唐津市原では、全体に砂質土地盤であるが、換算 N 値は N 値にほぼ一致している。

図(10)の唐津市岸山では、砂質粘土による盛土地盤であるが、換算 N 値はやや小さい。

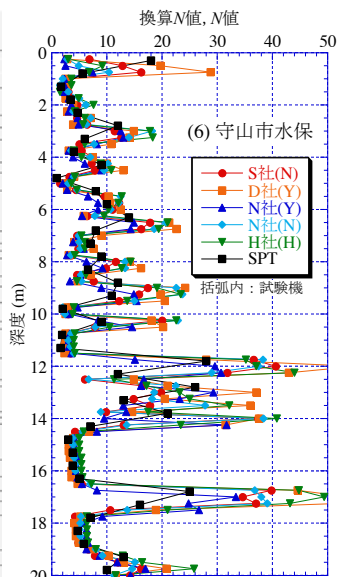
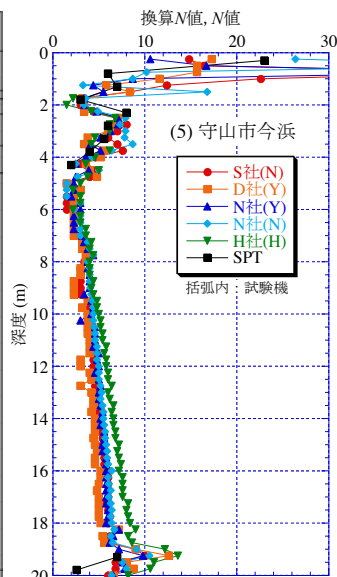
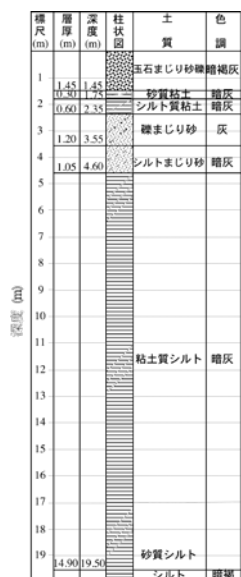
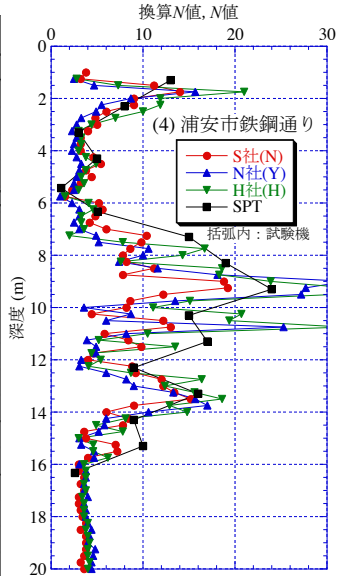
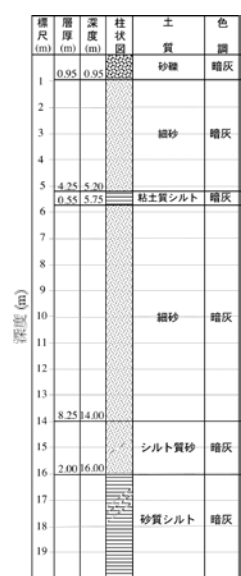
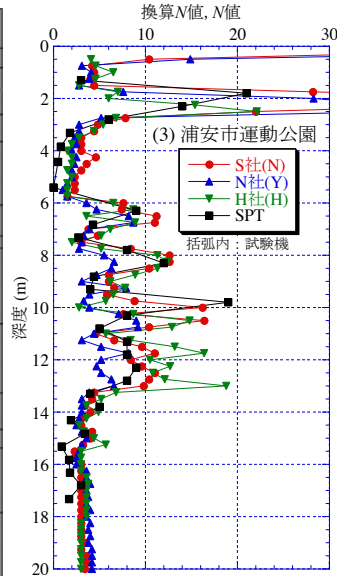
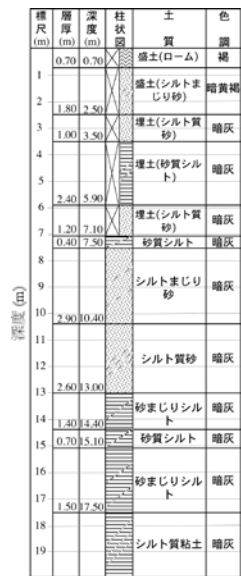
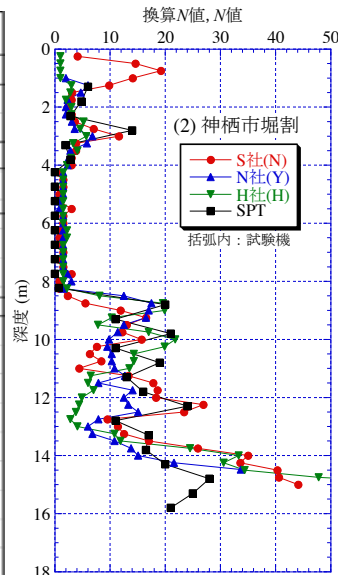
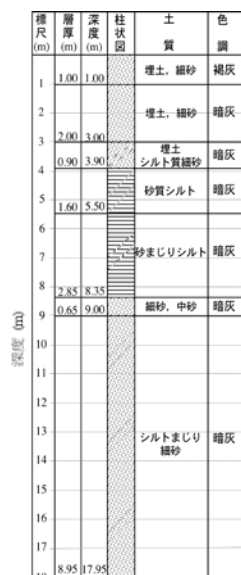
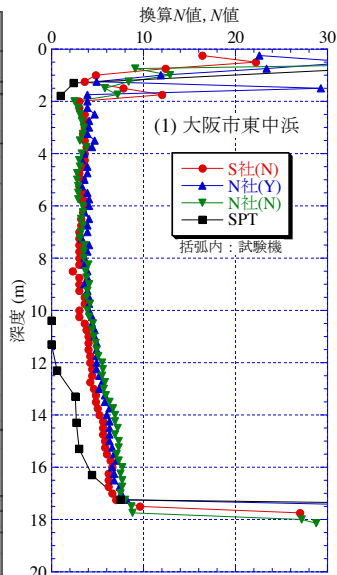
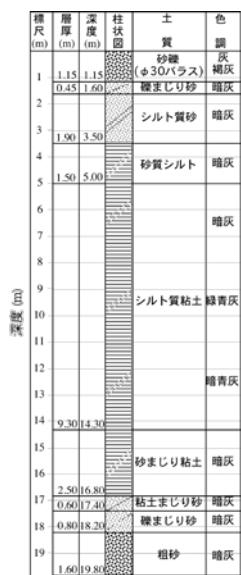


図-4.5.1 SWSの $W_{sw} \cdot N_{sw}$ とN値の比較 (つづく)

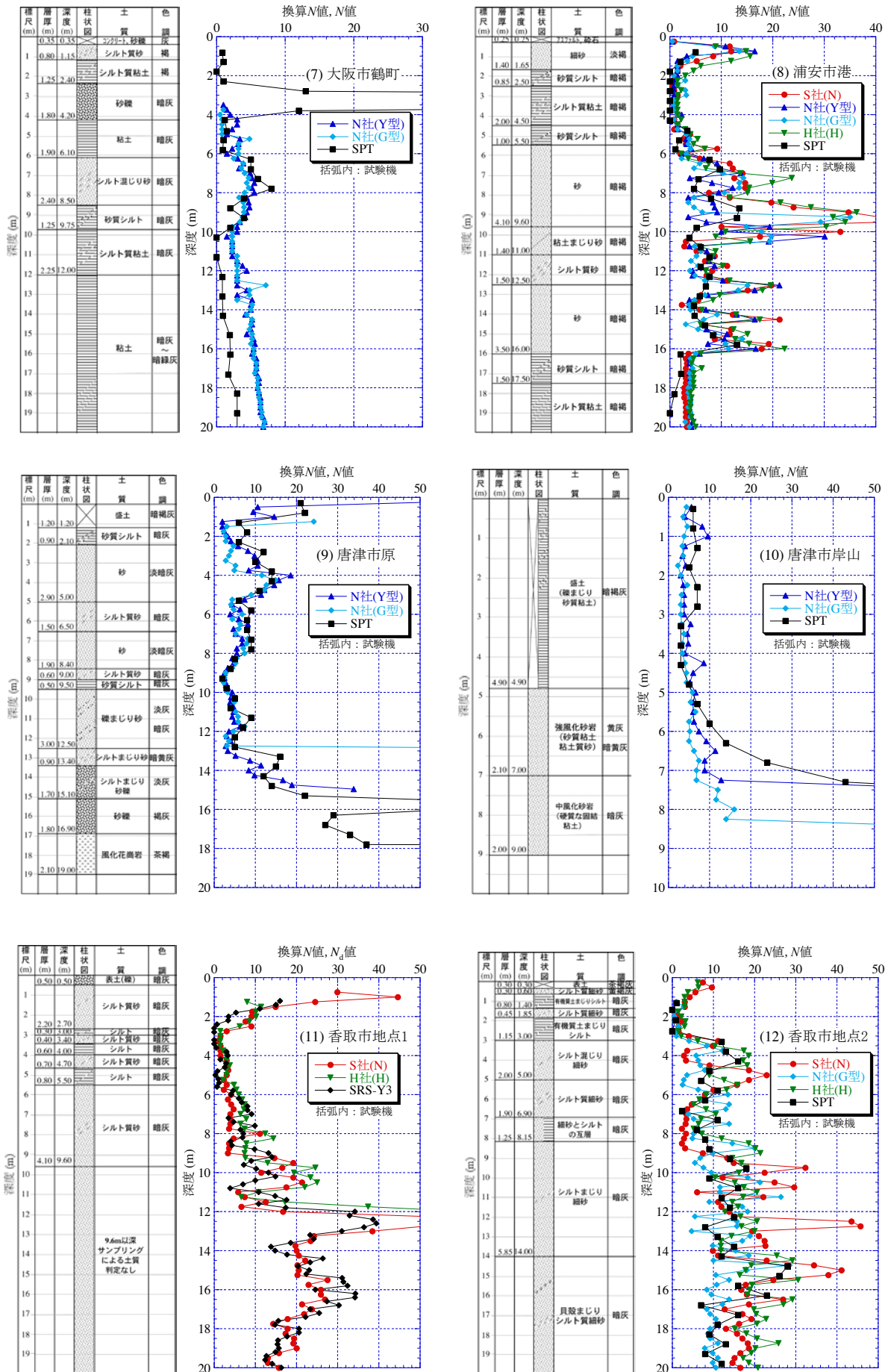


図-4.5.1 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と N 値の比較 (つづき)

図(11)の香取市地点1では N 値を測定していないので、代わりにSRS-Y3(自重低減機)の N_d 値を示している。全体に砂質土地盤であるが、換算 N 値は N_d 値とほぼ一致している。

図(12)の香取市地点2も全体に砂質土地盤であるが、換算 N 値と N 値の関係はバラツキが大きく、試験機関、試験機による換算 N 値の差がやや大きい。これは本地点は調査範囲が広いため、地盤の不均一性の影響が現れたとも考えられる。

(2) SWS試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値の関係

図-4.5.2、4.5.3に全17地点(過去の調査データも含む)の、それぞれ砂質土、粘性土に対する W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係を示す。SWSの適用深度を10mと考え、両図ともに10m以浅を白抜きで、10m以深を色塗りで区別して示したが、両者による傾向の違いは特に見られなかった。図-4.5.2の砂質土では、かなり大きくばらついているが、図中に示した稲田式(4.5.1)による線は平均的な関係を表しているようにも見える。図-4.5.3の粘性土でもばらついているが、稲田式(4.5.2)による線は上限値に近い。また、図-4.5.2の砂質土では $W_{sw} \leq 1\text{kN}$ (自沈層)のプロットがほとんどないことから、自沈は粘性土で発生することが改めてわかる。

SWSは静的貫入と回転貫入という異なるメカニズムの貫入方式を採り、基本的に排水条件での試験であるのに対し、単純な動的貫入であるSPTは非排水条件で実施されるので、 N 値に対して W_{sw} 、 N_{sw} はばらつきが大きくなると考えられる。この解釈については先の4.4を参照されたい。

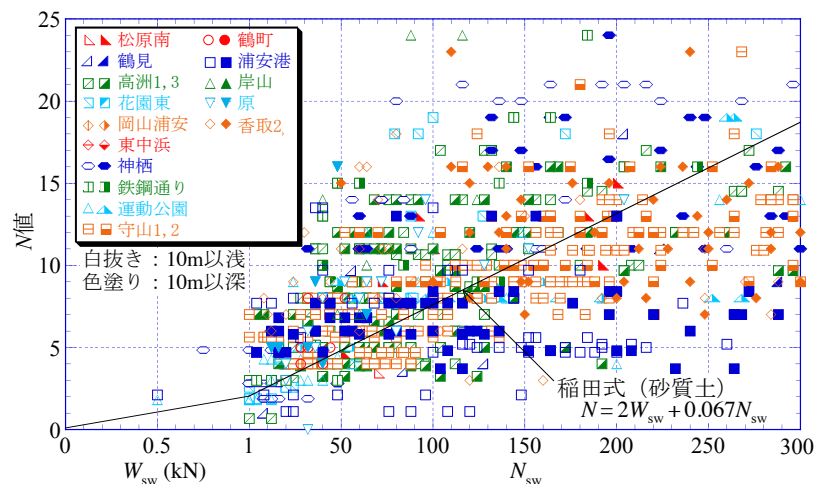


図-4.5.2 17地点(砂質土)の W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係

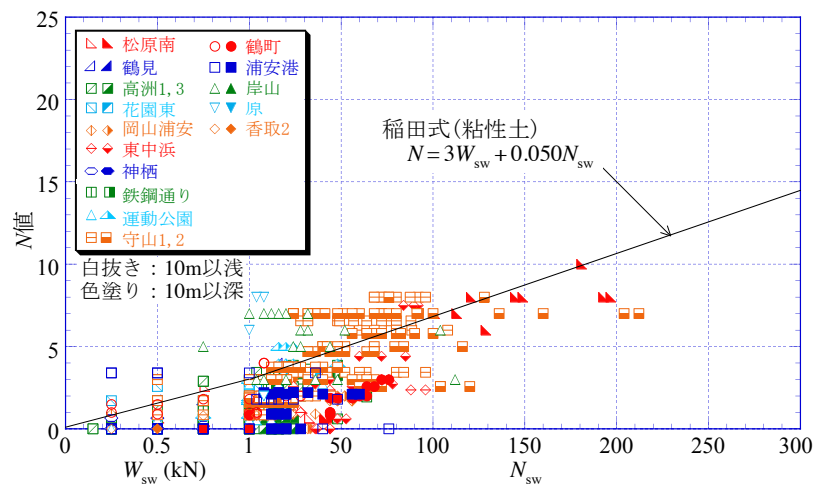


図-4.5.3 17地点(粘性土)の W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係

4.5.2 SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と一軸圧縮強さ q_u 値との相関性

(1) SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と q_u 値の比較

図-4.5.4(1)～(5)にそれぞれ粘性土主体の5地点におけるSWSによる換算 N 値と一軸圧縮強さ q_u 値の比較を柱状図とともに示す。SWS試験は複数の機関で実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで比較している。また、図内の凡例の括弧内は試験機メーカー(Y:YBM(Y型、G型)、N:日東精工、H:報国E)を表す。

図(1)の東中浜では、深度2～17mで q_u 値を測定しているが q_u 値は深度方向に単調に増加している。SWSによる換算 q_u 値は、深度8m程度まではほぼ一定($N_{sw}=0$ の自沈)で q_u 値よりも大きく、8m以深では単調に増加するが、 q_u 値よりも小さくなっている。また、試験機関、試験機による差が見られる。

図(2)の鉄鋼通りでは、深度16m以深が沖積粘土層で、 q_u 値は深度57mまで測定している。換算 q_u 値は、明らかに q_u 値よりも小さく得られている。これは4.2.1でも述べたように、当地の粘土層は鋭敏性が非常に高いため、スクリーポイントの回転貫入によって練り返され、抵抗が小さくなり、深度の割には N_{sw} が小さく測定されたと考えられる。

図(3)の守山市今浜では、深度4.6m以深が沖積粘土層で、換算 q_u 値は q_u 値と同様に深度方向に単調に増加しているが、H社以外は q_u 値よりも小さく、試験機関、試験機による差が大きい。

図(4)の大阪市鶴町では、深度8.5m以深が沖積粘土層で、 q_u 値は深度方向に単調に増加しているが、換算 q_u 値は全体に q_u 値はよりもやや小さい。

図(5)の浦安市港では、深度16m以深が沖積粘土層で、図(2)の鉄鋼通りと同様に、換算 q_u 値は明らかに q_u 値よりも小さく得られている。これも当地の粘土層は鋭敏性が非常に高いためと考えられる。ただし、当地では試験機関、試験機による差は小さい。

浦安市鉄鋼通り、港では、他の3地点の同深度(16～20m)の換算 q_u 値を比較すると、かなり小さいことがわかる。これを確認するために、2011年に調査した浦安市高洲地点3での結果を図-4.5.5に示す。やはり同様な結果が得られている。

鋭敏性の高い粘土層ではSWS試験はその機構上、小さめの抵抗値が測定されると考えられる。

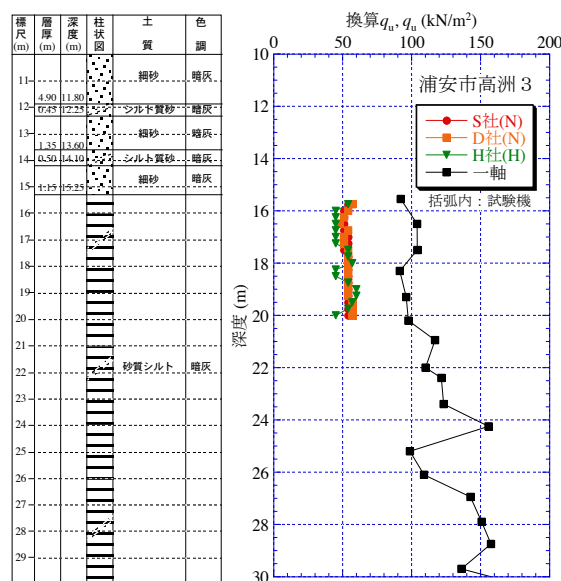


図-4.5.5 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と q_u 値の比較 (浦安市高洲3)

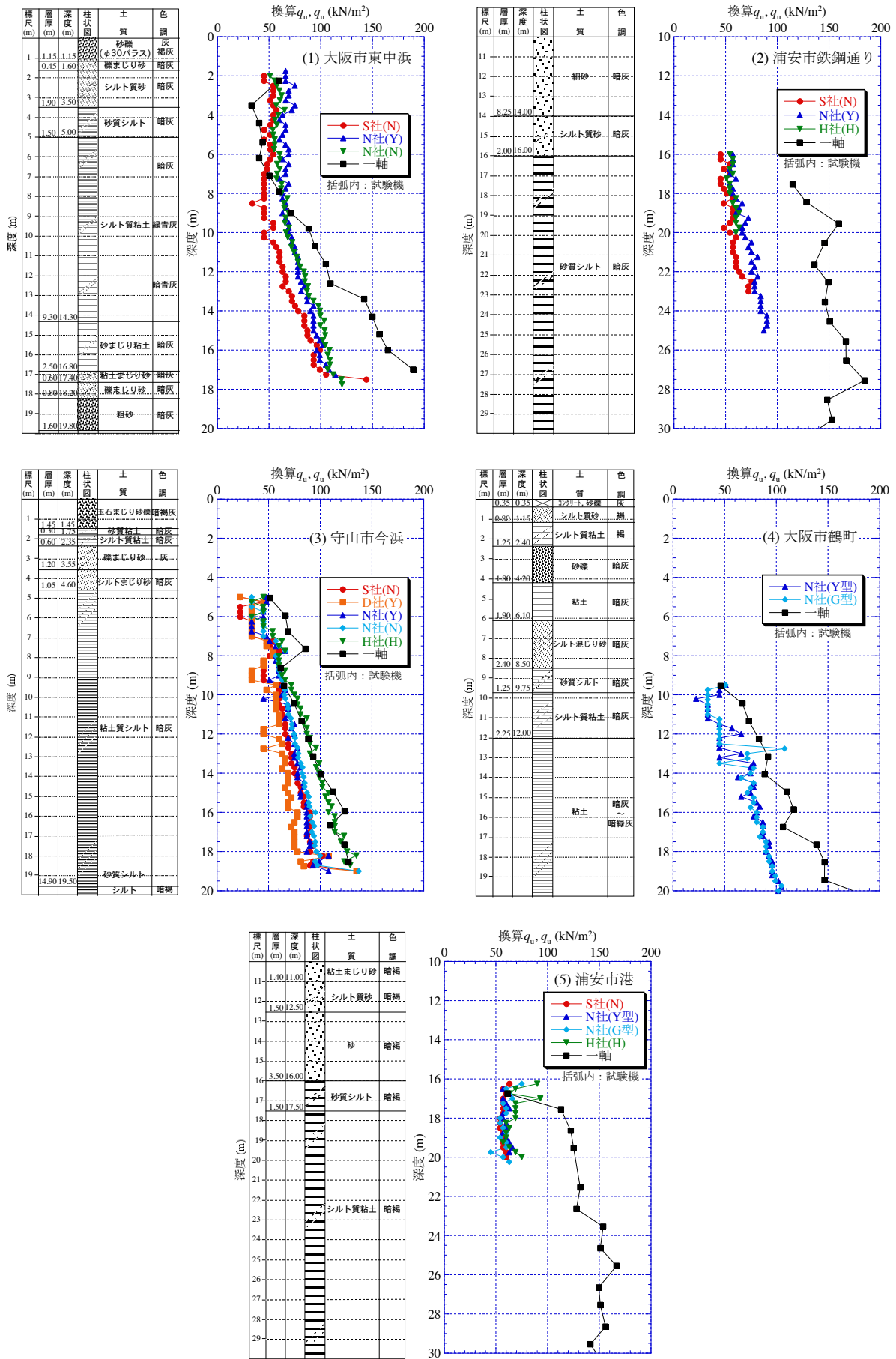


図-4.5.4 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と q_u 値の比較

(2) SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と q_u 値の関係

図-4.5.6 に全 13 地点（過去の調査データも含む）での W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係を示す。やはり 10m 以浅を白抜きで、10m 以深を色塗りで示したが、10m 以浅の $q_u < 100 \text{ kN/m}^2$ 程度で自沈となる可能性があることがわかる。全体にややばらついてはいるが、図中に示した稲田式(4.5.3)による線は下限値を示していると言える。

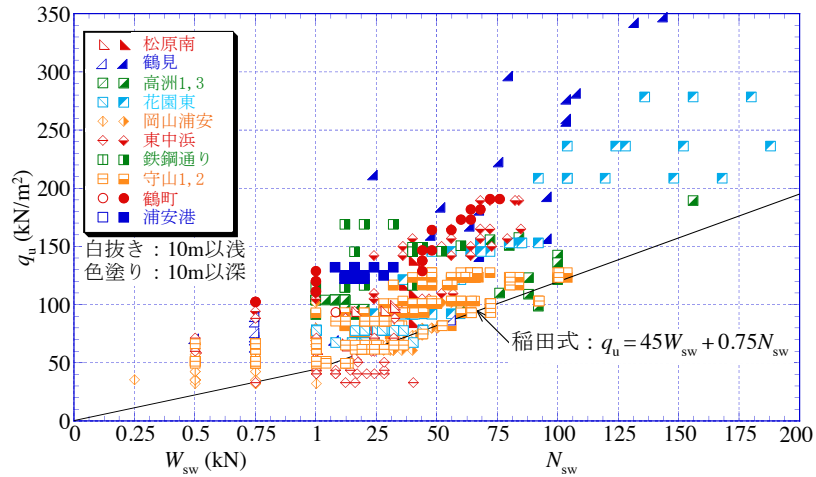


図-4.5.6 13 地点の W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係

参考文献

- 1) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13～18，1960.

4.6 まとめ

第4章では、液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング（SWS）試験の開発のために、9地点・12箇所現場実験を行い、地盤強度の高精度化と土質判定手法を検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) SWS 試験の現場実験は、実施機関4社（試験機3社）による全自動型試験機によって行った。また、SWS 試験のロッドの周面摩擦除去のために、二重管のロッド形式とした二重管スウェーデン式サウンディング試験（DT-SWS）も実施した。各地点でそれぞれ複数試験を行ったが、いずれもほぼ同じ結果となり、再現性が高いことが確認された。ただし、いくつかの地点で実施機関（試験機）の違いによるばらつきがやや見られた。一方、DT-SWS 試験では沖積粘土部のほとんどが自沈となることから、粘土部での周面摩擦の影響が大きいことがわかった。
- 2) SWS 試験実施後の試験孔を利用し、有孔管（中空ロッド）を挿入して交流式比抵抗水位計で地下水位を計測する手法は精度が高く、ボーリングでの地下水位と概ね一致した。水位計貫入直後の孔内水位と地下水位には差が見られたが、時間経過によりほぼ一致した。孔内水位が安定するまでに要した時間は30分以内で、SWS 試験実施中に測定可能な時間である。SWS 試験で精度良く地下水位を測定できることは、宅地地盤調査以外にも活用することができると考えられた。また、測定棒を挿入してそのぬれ具合から地下水位を測定する方法も実施し、測定精度は問題ないと判断されたが、水位がGL-3m以深となる場合にはやはり中空ロッドを挿入し、ロッド内水位を計測する必要性が考えられた。
- 3) 土試料の簡易サンプラーとして、SWS 試験と併用して別孔で削孔する自動式バイブロサンプリング機による試料採取を実施した。採取した試料の砂分含有率、細粒分含有率 F_c 及び自然含水比 w_n は SPT 試料の結果と概ね一致し、試料採取時間、費用によっては十分に実用的なサンプリング方法であることがわかった。ただし、互層となっている箇所では F_c 及び w_n に差異が見られたケースがあった。これはサンプリング方法の違いによるものか、または他の要因か今後検証する必要があると考えられた。
- 4) 一方、SWS 試験孔を利用した簡易サンプラーとして、ドリル式、開閉式、開閉貫入式による試料採取結果を比較した。ドリル式は、ロームなどを対象とする場合は、簡便であり比較的精度が高いと思われたが、地下水位以深のやわらかい粘性土地盤では細粒分が地下水により流出してしまうと考えられ、細粒分含有率が小さくなる傾向が見られた。開閉式と開閉貫入式は、地下水位以深でも土の試料採取が可能であることが確認できた。ただし、開閉機構の隙間から細粒分が流入していることなども考えられ、細粒分含有率 F_c は SPT 試料より1~2割程度高い傾向を示した。今後ともさらなる改良が必要と考えられた。
- 5) DT-SWS と通常の SWS の結果を比較し、ロッドと地盤との周面摩擦の影響を検討した。粘性土の自沈層では明らかに SWS の貫入抵抗が大きく、この範囲の荷重として載荷荷重にロッドの自重を考慮すると、SWS の貫入抵抗との関係に相関性が認められ、二重管によってロッドの周面摩擦が低減されていることが確認できた。また、砂質土の N 値と DT-SWS の貫入抵抗の関係式と粘性土の q_u と DT-SWS の貫入抵抗の関係式を提案した。さらに、貫入後ロッドを1cm引き上げてスクリーポイントの影響を取り除いた状態でロッドの回転トルク M_r を測定し、回転貫入時のロッドの鉛直及び水平方向の変位量を考慮して M_r から求められる摩擦応力を鉛直成分と水平成分に分離し、これに基づく貫入抵抗の補正方法を提案した。この補正方法を実測値に適用して検討した結果、回転層については補正後の SWS と DT-SWS の N_{sw} の差は

小さかったが、自沈層については補正が過大であると考えられた。これについては、今後さらに検討が必要と考えられた。

- 6) SWS 試験と同じ排水条件を有し、測定精度が高い電気式静的コーン貫入試験 (CPT) によって SWS 試験結果を解釈することを試みた。その結果、CPT の先端抵抗 q_t と W_{sw} とロッドの重量をスクリーポイントの断面積で除して求めた SWS の先端反力 q_{sw} には自沈層では相関があり、 αq_{sw} ($\alpha=0.8$ 程度) が q_t より小さいと自沈することが説明できること、 q_{sw}^* を $W_{sw}=1\text{kN}$ の時の q_{sw} とすれば、回転層となる場合の N_{sw} は $(q_t - q_{sw}^*)$ と相関すること、その関係式を用いると N 値と N_{sw} の関係を表した稲田式の検討も可能になること、などを新たな知見として見出すことができた。
- 7) 全 17 地点 (過去の調査データも含む) の SWS 試験による W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係を検討した結果、SWS の適用深度を 10m と考え、10m 以浅をと 10m 以深を区別して調べたが、両者による傾向の違いは特に見られなかった。砂質土では、かなり大きくばらついているが、稲田式は平均的な関係を表しているようにも見えた。粘性土でもばらついているが、稲田式は上限値に近かった。SWS は静的貫入と回転貫入という異なるメカニズムの貫入方式を採り、基本的に排水条件での試験であるのに対し、単純な動的貫入である SPT は非排水条件で実施されるので、 N 値に対して W_{sw} 、 N_{sw} はばらつきが大きくなると考えられた。
- 8) 粘性土を対象に、全 13 地点 (過去の調査データも含む) での W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係を検討した結果、10m 以浅の $q_u < 100\text{kN/m}^2$ 程度で自沈となる可能性があることがわかった。全体にややばらついているが、稲田式は下限値を示した。
- 9) 現在、宅地の地盤定数の算定に用いられる稲田式は、 N 値、 q_u 値ともに上記のようにばらつきが大きいことを認識する必要がある。特に、 q_u 値換算の稲田式は下限値を与えることを認識する必要がある。