

東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅の基礎の被害

金 哲鎬¹, 藤井 衛², 品川 恭一³, 伊集院 博⁴,
高田 徹⁵, 松下 克也⁶, 小川 正宏⁷

- 1 報国エンジニアリング・技術本部
- 2 東海大学・工学部建築学科
- 3 ラスティング・地盤調査研究所
- 4 旭化成ホームズ・地盤技術開発室
- 5 設計室ソイル
- 6 ミサワホーム総合研究所
- 7 報国エンジニアリング・技術本部

概 要

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、戸建住宅における地盤の液状化に対する対策工法の必要性が社会的に高まりつつある。本論文では、これからの液状化対策のために、液状化の被害を受けた戸建住宅の宅地地盤に焦点を絞り、86地点のスウェーデン式サウンディング試験や三成分コーン(CPT)試験結果をもとに既存の液状化評価手法の検証を行った。また、160件の液状化被害を受けた事例をもとに、地盤補強を実施した戸建住宅の傾斜の状況や傾斜角と補修方法との関連性を整理した。以上の結果をもとに、液状化が生ずるような地盤における適切な地盤補強工法についてその設計の考え方を示した。

キーワード：東北地方太平洋沖地震、戸建住宅、液状化、地盤調査、地下水位

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、数多くの戸建住宅が地盤の液状化によって被害を受け、液状化地盤における対策工法の必要性が社会的に高まりつつある。現在、日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針」(以後、小規模指針と呼ぶ)によると¹⁾、戸建住宅の液状化の判定は、1.微地形区分による概略判定、2.土質と地下水位による簡易判定法の2つを併せて行うことが推奨されている。建築基準法が改正される1998年以前は、特に戸建住宅の液状化判定法が存在せず、また、当時は無筋コンクリートの基礎も認められており、過去の地震では液状化により建物中央部の基礎コンクリートが一部流失し、建物に甚大な被害を与えたケースも多くあった。筆者らは、兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害調査を実施し、液状化地域と非液状化地域の基礎の障害に明確な違いがあることを明らかにした²⁾。すなわち、有筋の基礎であれば変形角が発生するような局所的ダメージを受けた建物はほとんどなく、一体的に傾斜する建物がほとんどであり、局所的な変形でなく建物が一体的に傾斜することで、居住性や機能性に影響を与えていることを究明した。今回の地震でも有筋基礎の建物のほとんどが

一体傾斜をしているようである。また、液状化時に起こりうる地盤の変状を考慮した提案として、べた基礎は「ダブル配筋とする設計」を推奨する論文もあった³⁾。さらに、1988年に発行された日本建築学会「小規模建築物基礎設計の手引き」では、いくつかの液状化対策工法も示されてはいたものの⁴⁾、積極的に採用されていたわけではなかった。これには、いくつかの理由が考えられる。1つは法律上のあいまいさがある。平成13年国交省告示第1113号の第2「地盤の許容応力度を定める方法」によると、「液状化のおそれのある地盤の場合には、建築物に有害な損傷、変形および沈下が生じないことを確かめなければならない」とある。そして、建築確認申請における取扱いとして、法第6条第1項第四号に掲げる建築物(戸建住宅など)については、「基礎地盤説明書」の提出が義務づけられてなく、戸建住宅では液状化の検討は特に必要なしとの見方と、建築基準法施行令第93条に基づく国交省告示第1113号の第2の内容に関しては、建築士の責任の範囲内の業務であるとの解釈もできると言われている。いずれにせよ、本来は設計者として対応すべき問題であるが、解釈が統一されていないところに対策工法の開発が遅れている原因となっている可能性がある。また、筆者らは兵庫県南部地震によって芦屋浜の液状化が発生した地域で約100棟の戸建

住宅居住者にアンケート調査を実施した⁵⁾。そのアンケートの中で、液状化の可能性について、販売者側は土地または建物の購入予定者に伝えることが必要かの問に対し、必要と回答した割合は90%を超えたのに対し、液状化することがわかっているにもかかわらず購入したかの問に対しては約80%の購入予定者は購入しないとの回答を示した。すなわち、販売者側の立場からすれば、積極的に液状化対策の必要性は説明しにくいことも液状化対策が広まらない背景にあったものと考えられる。今後、液状化対策が確立されれば、状況も変わることが予想されるが、現段階では決め手となる方法はほとんどない。さしあたり、軟弱地盤における地盤補強対策を液状化対策として推奨しているにすぎず、あくまでも施主が要望すれば応えるという消極的姿勢である。ましてや大地震では費用対効果の面から設計の対象にはしていない。

今回の地震は、東京湾岸部においては最大加速度が150~200cm/s²とそれほど大きくはなく⁶⁾、気象庁震度階も5弱~5強程度であったが、特徴として継続時間が2分程度と長い地震であった。それに加え、液状化が生じたと考えられる層の深さが、戸建住宅の検討範囲の5m¹⁾を超えていたことが被害を大きくした可能性もある。戸建住宅は敷地そのものが狭隘であり、土木構造物などのような大がかりな敷地で行われる液状化対策は適用できにくいという問題もある。

本論文では、これからの戸建住宅の液状化対策のために、液状化の被害を受けた戸建住宅の宅地地盤に焦点を絞り、86地点のスウェーデン式サウンディング試験（以後、SWS試験と呼ぶ）や三成分コーン貫入試験（以後、CPT試験と呼ぶ）をもとに既存の液状化評価手法の検証を行った。また、160件の液状化被害を受けた戸建住宅をもとに、傾斜の状況や傾斜角と補修方法との関連性を整理した。以上の結果をもとに、液状化が生ずるような地盤における適切な地盤補強工法についてその設計の考え方を示した。

2. 分析に用いた資料

2.1 調査対象の地盤・建物

地盤の支持力の検討と液状化の判定に用いたデータはA社とB社のSWS試験結果である。A社（鉄骨造住宅）は千葉県浦安市と茨城県の47地点であり、震災前のSWS試験データを用いている。B社（木造住宅）は千葉県、埼玉県、茨城県、栃木県の39地点であり、震災前後のSWS試験データを用いている。支持力の検討に用いた資料はA社の47地点、B社は全39地点のうち2m以深までSWS試験を実施できている36地点である。液状化の判定に用いたデータは地下水位のデータが示されているA社の45地点とB社の34地点の計79地点である。A社の2地点、B社の5地点に関しては地下水位が確認できておらず、今回の検討からは除外している。基礎の最大傾斜角や最大相対沈下量など建物被害と基礎構造の検証にはA社の27件

とB社の51件の他にC社（木造系住宅）の16件、D社の60件、E社の6件の計160件のデータを用いている。調査の対象とした建物は、いずれも液状化によって少なくとも3/1000ラジアン以上の傾斜が確認された戸建住宅である。

2.2 液状化が生じた地盤の長期許容支持力度

A社、B社の83地点の地盤調査データに対して地表面から2m程度の範囲において、SWS試験結果をもとに、小規模指針が推奨する(1)式を用いて得られた地盤の長期許容支持力度を求めた。これによると、震災後の地盤の平均長期許容支持力度は64.5kN/m²であった。

$$q_a = 30 \overline{W_{sw}} + 0.64 \overline{N_{sw}} \quad (1)$$

q_a ：長期許容支持力度（kN/m²）

$\overline{W_{sw}}$ ：SWS試験における貫入時の荷重の平均値（kN）

$\overline{N_{sw}}$ ：SWS試験における貫入量1mあたりの半回転数（150を超える場合は150とする）の平均値（回）

なお、 $\overline{W_{sw}}$ および $\overline{N_{sw}}$ は、地表面から深さ2mまでの平均値を採用

2.3 建物被害と基礎構造

液状化による被害を受けた戸建住宅において、建物被害と基礎構造の関係について調査を行った。調査の対象とした建物は、A社27件、B社51件、C社16件、D社60件、E社6件の計160件である。都道府県別では、福島県1件、茨城県36件、栃木県2件、埼玉県2件、東京都2件、千葉県117件である。図2.1に建物階数、図2.2に建物構造、図2.3に基礎仕様、図2.4に地盤補強の有無を示す。また、図2.5に地盤補強の内訳を示す。建物は92%が2階建であり、83%が木造で、その他が鉄骨造である。基礎仕様はべた基礎（ダブル配筋含む）が56%で布基礎が41%である。地盤補強をした建物は13%であり、その71%は深層混合処理工法（以後、柱状改良工法と呼ぶ）である。

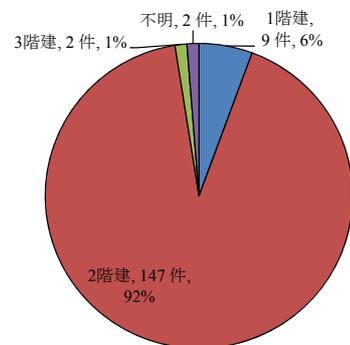


図2.1 建物階数

3. SWS 試験結果の震災前と震災後の比較

図 3.1 に B 社の 36 地点の液状化前後の地盤調査データを用いた長期許容支持力度の計算結果を示す。震災前後の地盤調査データを比較すると、長期許容支持力度が大きくなったのは 8 地点、小さくなったのは 28 地点である。約 78% の宅地に長期許容支持力度の減少がみられた。SWS 試験の震災後の調査位置は、震災前の地点から 1~3m 程度しか離れておらず、ほぼ同一地点であり、建物からは 1m 以上離れているので、基礎工事の際の乱れ等の影響は受けていないと考えられる。支持力度の評価は、(1)式に基づいており、支持力度の減少は検討範囲とした地表面から 2m の範囲の SWS 試験の貫入抵抗値の大小により判断している。新潟県中越沖地震(2007)の松波地区においても、表層ではないが液状化層と思われる地層が緩んだ事例もある⁷⁾。その事例を図 3.2 に示す。横軸の N 値は、SWS 試験結果をもとに、稲田式より換算している⁸⁾。ボーリングデータによると、深さ 3m で深、4m 付近は礫混じり粗砂であり、平均からはずれているデータは先端のスクリーポイントが礫に当たって空転した可能性がある。しかし、6~8m は細砂層であり、礫の混入は考えられないこと、および震災前の換算 N 値を過大に評価していたとしても震災後は最小で 5 程度を示しており、明らかに地震の影響で地盤が緩んだ可能性が高い。なお、図 3.2 に示す震災前後の地盤調査位置は 1m 程度しか離れていない。一度液状化した地盤は、相対密度が大きくなるため、再液状化に対する抵抗力は増大すると考えられたが、再液状化に対する抵抗力は必ずしも増大しないようである。今回の地震でも、長期許容支持力度の減少は細粒分の多さに起因しているとも考えられる。文献 9) では美浜地区と日の出地区で採取した噴砂の細粒分が 30~70% であったと報告されている。また、筆者らの調査¹⁰⁾では、今川 1 丁目地表面から深度 5m までの試料土を調べたところ、細粒分が 23~62% あり、地表面で採取した噴砂試料についても 34% の細粒分が認められた。このように細粒分の多さが、今回、SWS 試験の貫入抵抗を減少させた原因と考えられる。

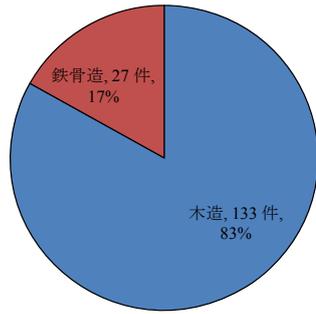


図 2.2 建物構造

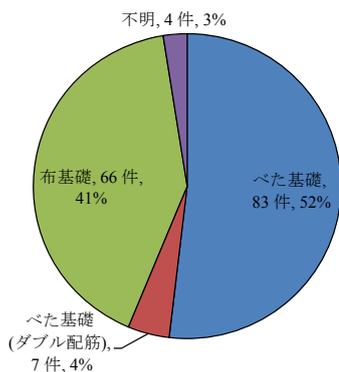


図 2.3 基礎仕様

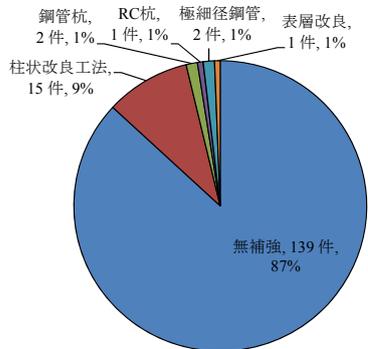


図 2.4 地盤補強の有無

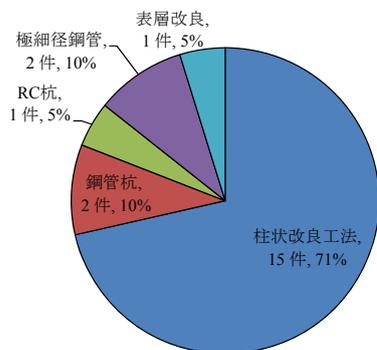


図 2.5 地盤補強工法種別

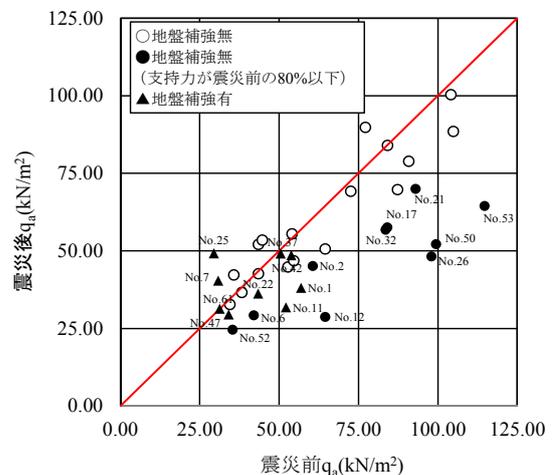


図 3.1 震災前後の地盤の長期許容支持力度の比較

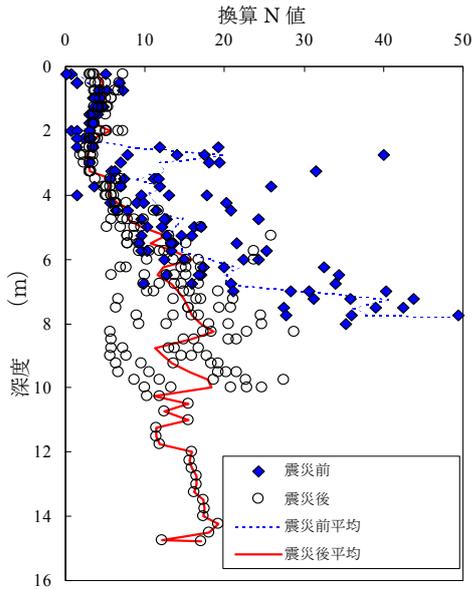


図 3.2 新潟県中越沖地震前後での SWS 試験データの比較 (柏崎市松波)⁷⁾

図 3.3～図 3.12 は、地盤の長期許容支持力が減少した SWS 試験結果 10 例 (図 3.1 の黒丸) と、図 3.13～図 3.21 は地盤補強を行っている宅地の SWS 試験結果の 9 例 (図 3.1 の黒三角) を示したものである。地盤補強を実施したものにはその深度を示してある。表 3.1 に SWS 試験結果の調査位置および地盤補強工法を示す。以下に、震災前後に行った SWS 試験結果を示す。図中の青 (◆) が震災前、赤 (■) が震災後の試験結果である。

表 3.1 SWS 試験データの調査位置および地盤補強工法

図	地点No.	市区町村	町名	地盤補強
図 3.3	2	千葉市美浜区	真砂	なし
図 3.4	6	香取市	石納	なし
図 3.5	12	神栖市	堀割	なし
図 3.6	17	浦安市	弁天	なし
図 3.7	21	浦安市	弁天	なし
図 3.8	26	浦安市	今川	なし
図 3.9	32	神栖市	堀割	なし
図 3.10	50	香取市	佐原口	なし
図 3.11	52	印西市	将監	なし
図 3.12	53	潮来市	日の出	なし
図 3.13	1	浦安市	今川	柱状改良体
図 3.14	7	香取市	佐原口	柱状改良体
図 3.15	22	浦安市	海楽	柱状改良体
図 3.16	25	浦安市	高洲	柱状改良体
図 3.17	37	浦安市	人船	柱状改良体
図 3.18	42	千葉市美浜区	磯辺	柱状改良体
図 3.19	47	浦安市	富岡	柱状改良体
図 3.20	61	香取市	八筋川字ニノ川	柱状改良体
図 3.21	11	香取郡神崎町	神崎神宿	鋼管杭

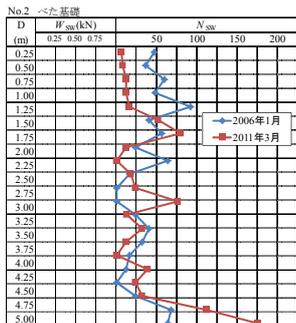


図 3.3 No.2 地点

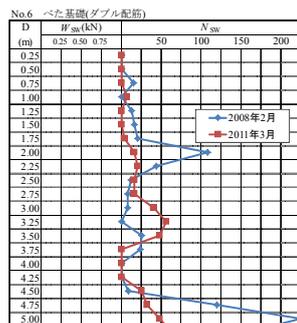


図 3.4 No.6 地点

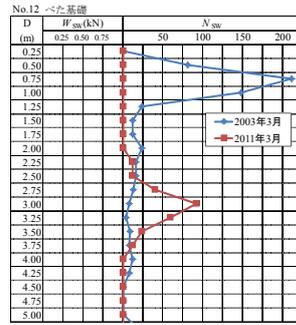


図 3.5 No.12 地点

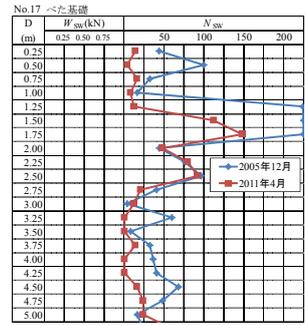


図 3.6 No.17 地点

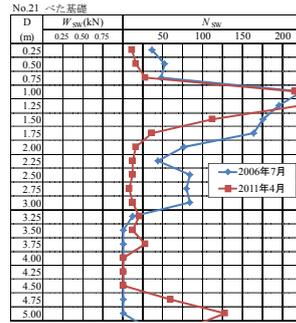


図 3.7 No.21 地点

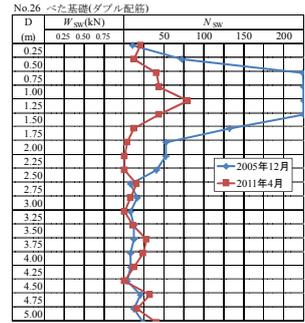


図 3.8 No.26 地点

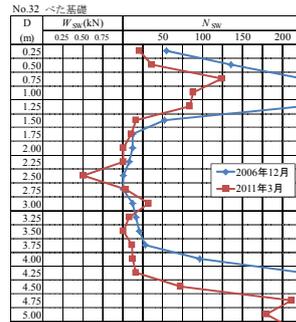


図 3.9 No.32 地点

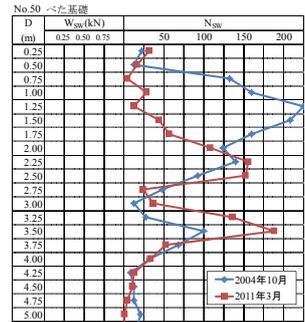


図 3.10 No.50 地点

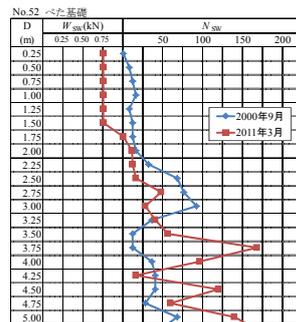


図 3.11 No.52 地点

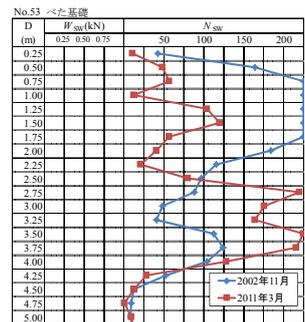


図 3.12 No.53 地点

図 3.3 から図 3.12 の地盤補強がない基礎では地表面から 1.5～2.0m まで、 N_{sw} が 200 以上あった貫入抵抗値が半分、あるいはそれ以下になった地盤が図 3.5, 図 3.6, 図 3.8, 図 3.9, 図 3.10, 図 3.12 と 10 件のうち 6 件を占める。それ以外の図 3.3, 図 3.4, 図 3.11 の地盤においても、表層から 2m の範囲では N_{sw} が明らかに減少している。

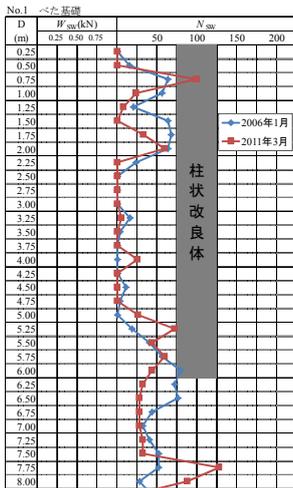


図 3.13 No.1 地点

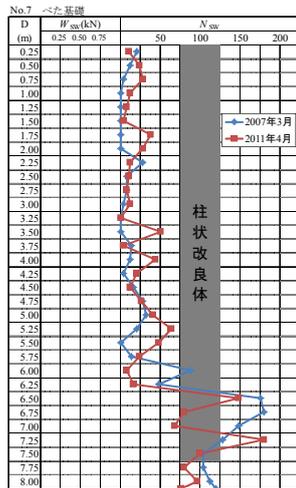


図 3.14 No.7 地点

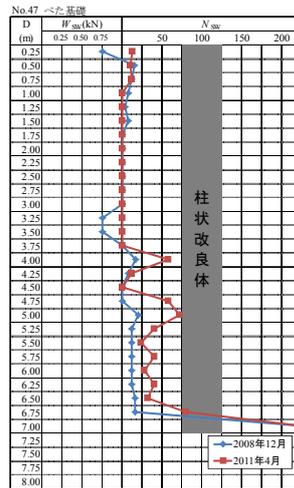


図 3.19 No.47 地点

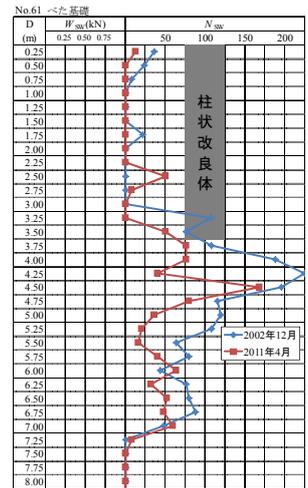


図 3.20 No.61 地点

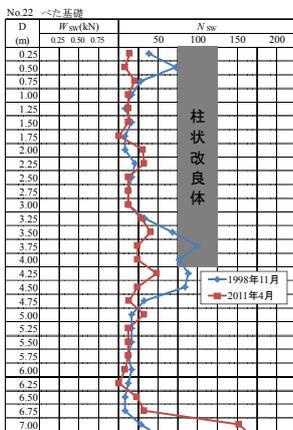


図 3.15 No.22 地点

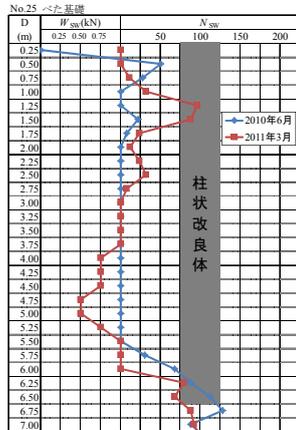


図 3.16 No.25 地点



図 3.21 No.11 地点

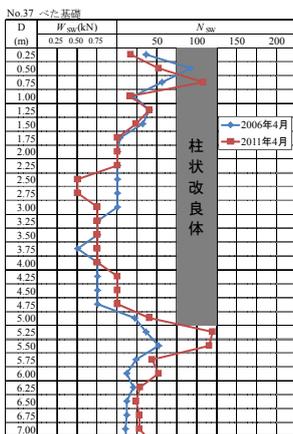


図 3.17 No.37 地点

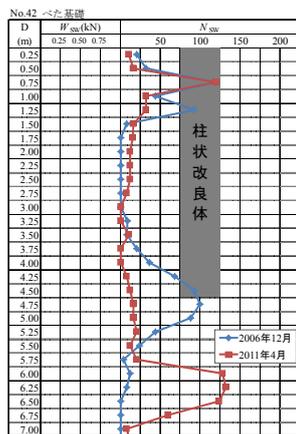


図 3.18 No.42 地点

図 3.13～図 3.21 は地盤補強をしたデータである。その内、柱状改良体先端付近の N_{sw} が震災前に 100 を超えていたものが半分以下になった地盤として図 3.14, 図 3.15, 図 3.18 がある。いずれもその厚さは 0.5～1.0m であった。改良体の先端の N_{sw} が 100 を下回る地盤でも図 3.13 のように半分以下になっている。なお、図 3.21 は鋼管杭であり、先端部の確認はできないが、地表面から 1.0m, 4.5～5.0m の範囲の N_{sw} は震災前 100 以上であったが、震災後は 25 以下に減少している。

4. 液状化の影響に対する検討

4.1 SWS 試験結果に基づく液状化の評価

小規模指針では、小規模建築物に対応した簡易な液状化判定法が示されている。簡易液状化判定法は、地下水位と土質の情報が必要である。これは図 4.1 に示すように SWS 試験結果をもとに液状化層厚 H_2 と非液状化層厚 H_1 の比較で推定する方法である。SWS 試験では土質の判別

や地下水位を求めることは難しく、図 4.1 を直接適用することは無理があると思われるが、A 社と B 社の 79 地点のデータに対して、図 4.1 の判別法を適用した。なお、このデータは全て液状化した宅地地盤で得られたものである。この場合、非液状化層は、ロッドに付着した水位の痕跡から地表面から水位までの距離とした。さらに、ロッドの感触や音から土質を推定し、粘性土を非液状化層、地下水位下の砂層を液状化層とした。これを深さ 5m までの範囲で H_1 と H_2 を求めた。なお、地下水位の下に粘土層が存在する場合は H_2 からその層厚を差し引いた値を液状化層とした。これらの結果を図 4.1 に適用してみると図 4.2 のような結果となった。これによると、液状化判定に用いたデータ 79 地点の内、液状化が地表面に及ぼす影響「小」と判断されたのは 38 地点、「中」と判断されたのは 3 地点、影響が「大」と判断されたのは 38 地点となり、これらの結果は今回の震災特有のものなのか、あるいは SWS 試験の精度に関わるものかは现阶段では不明であるが、SWS 試験のみでは適切な評価ができないことだけは事実である。今後、SWS 試験による土の採取や地下水位を正確に測定することが可能になれば、これらの問題も解決できる可能性がある。最近では、SWS 試験の調査孔を利用した計測方法も開発されており、液状化判定の精度は今後改善されるものと期待される¹¹⁾¹²⁾。

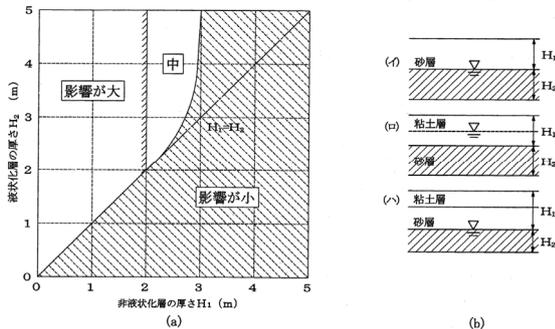


図4.1 液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定 (地表面水平面水平加速度値200cm/s²相当)¹⁾

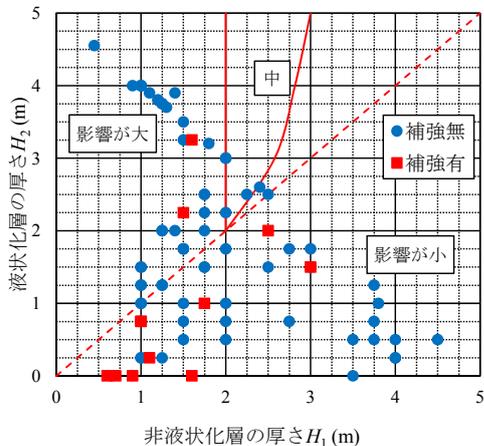


図 4.2 液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定
なお、地盤補強を施した地盤では、柱状改良体が先端支

持力の喪失により、地盤沈下とともに下方に沈下した様相を呈していると考えられる。戸建住宅の場合は改良体長は長くても 5~6m のものが多く、その下部が液状化すれば、単に杭的に配置しても液状化対策にはならないと言える。

4.2 CPT を用いた液状化判定事例

CPT 試験データによる液状化判定は、簡易法の一つである F_L 法を利用した判定法が一般的で、建築基礎構造設計指針¹³⁾でも示されている。

CPT 試験は深さ 0.01m ごとに調査データが得られるため、CPT 試験結果から推定する F_L 値の深度分布も 0.01m ごとに評価することも可能なため、薄い地層も見極めることが可能である。 F_L 値により、先述した H_1 、 H_2 を求めることも容易である。

一般に、液状化による建物への被害程度を評価する指標には、 P_L 値¹⁴⁾や最大水平変位 D_{cy} ¹³⁾などがある。

D_{cy} は、繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_z) と粒度や拘束圧による補正 N 値から各層のせん断ひずみ γ_{cy} を図 4.3 によって推定し、これを鉛直方向に積分して求められる。 D_{cy} は、補正 N 値を利用することから、一般には標準貫入試験(以後、SPT と呼ぶ)と粒度試験結果を実施して用いられるが、CPT 試験でも粒度、 N 値を推定して D_{cy} を算出することも可能である。なお、高田ら¹⁵⁾の研究によれば、CPT 試験結果と SPT+粒度試験結果から求めた各々の D_{cy} は、比較的整合性が高い結果が報告されている。

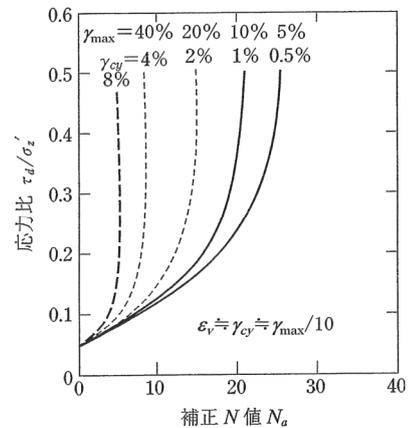


図4.3 補正 N 値とせん断ひずみの関係

本節では、東日本大震災で被害を受けた宅地で CPT 試験を実施した調査事例を示す。実施した CPT 試験の手法および使用したコーンは、JGS 基準「電気式静的コーン貫入試験」(JGS 1435-2003) に準拠した。なお、これらの調査は、建物の不同沈下および新規建築のための基礎設計資料を得ることを主目的として実施したものである。

調査宅地の概要は以下のとおりである。

調査宅地の概要は以下のとおりである。

- 調査場所：千葉県浦安市入船
- 建物：木造 2F, 布基礎
- 地盤補強：なし
- 基礎の最大不同沈下量：26 cm

図 4.4 に当敷地の建物 4 隅で実施した SWS 試験結果を示す。同図より、A～D の 4 測点の貫入抵抗値には、大きなばらつきがなく、敷地内での地層傾斜の少ない地盤であることがわかる。

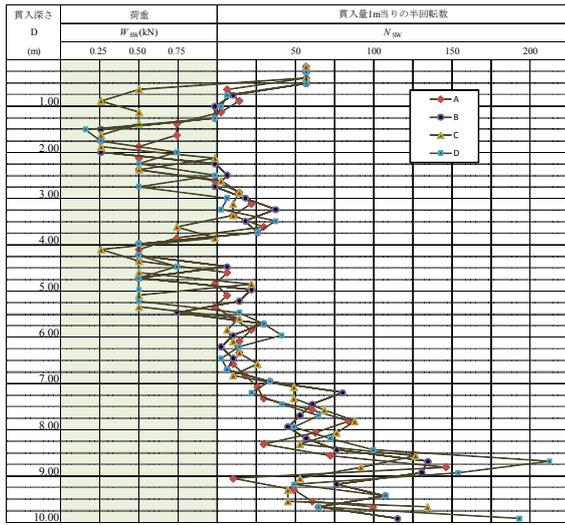


図4.4 SWS 試験結果

図 4.5 に当敷地の CPT 試験結果を、図 4.6 に CPT 試験結果で推定した F_L 値と土質分類指数 I_{sc} の深度分布をそれぞれ示す。

なお土質分類指数 I_{sc} は、式(2)で定義される指標で、この数値から表 4.1 を用いて土質分類できる。

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

- ここに、 Q_t ：基準化先端抵抗 $\{=(q_t - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}'\}$
- F_r ：基準化フリクション比 $\{=f_s / (q_t - \sigma_{vo}) \times 100 (\%) \}$
- q_t ：先端抵抗
- f_s ：周面摩擦
- σ_{vo} ：当該深さの鉛直全応力
- σ_{vo}' ：当該深さの鉛直有効応力

表 4.1 I_{sc} による土質分類の方法¹⁶⁾

I_{sc}	土質分類
1.31 以下	礫質土
1.31～2.05	砂～シルト質砂
2.05～2.60	シルト質砂～砂質シルト
2.60～2.95	砂質シルト～シルト質粘土
2.95～3.60	シルト質粘土～粘土
3.60 以上	有機質土

図 4.5 中に示す先端抵抗 q_t は、SWS 試験の貫入抵抗値 (図 4.4) とほぼ類似した深度分布の傾向を示している。また間隙水圧 u は、粘性土層では u_0 よりも大きくなり、砂質土層では $u \approx u_0$ の挙動を示している。図 4.6 中の I_{sc} の深度分布によると、深度 0～6m は、粘性土と砂・礫質土が互層状に介在し、深度 6～13m は、ほぼシルト質砂～砂質シルトの範囲に入っている。また液状化層 ($F_L < 1$) は、深度 2.8～3.8m、深度 5.8～9.6m に認められる。なお F_L 値算出に用いた入力地震動は、マグニチュード $M=7.5$ 、地表面最大加速度 $a_{max} = 200\text{cm/s}^2$ とした。

CPT 試験では、地下水位 1.9 m と測定された。地下水位の測定は、まず CPT 試験途中で一旦貫入を止め、間隙水圧消散試験を行い、定常水圧を静水圧 u_0 と判断して求めた。また、調査終了後に試験孔内へ巻尺を挿入して付着した水の痕跡を目視測定して、間隙水圧消散試験から求めた地下水位と相違ないかを確認した。

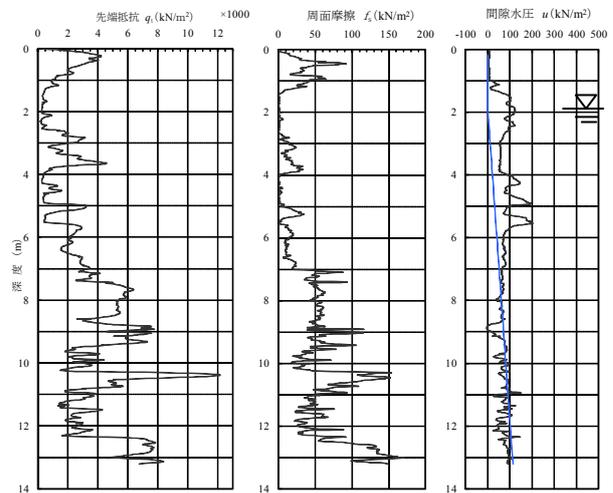


図4.5 CPT 試験結果

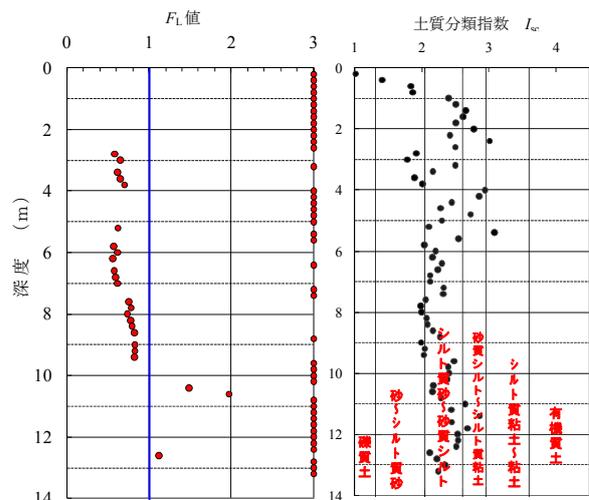


図4.6 CPT 試験結果から推定した F_L 値と I_{sc} の深度分布

この F_L 値で液状化による危険度評価を行ったところ、 $D_{cy} = 6.70$ (危険度：小) と算出された。また深度 5m 内で

非液化化層の厚さ H_1 と液化化層の厚さ H_2 を見ると、 $H_1 = 2.8 \text{ m}$ 、 $H_2 = 1.0 \text{ m}$ となり、液化化による地表面への影響は小さいと判断できる。なお、 $M = 9.0$ を用いて計算しても、液化化層厚の分布傾向は図 4.6 とほとんど差がなく、 F_L 値全体が小さくなり、 $D_{cy} = 9.10$ (危険度：小) とやや大きくなる程度である。これらの結果より、液化化危険度は小さい地盤であり、また D_{cy} を液化化による沈下量 S (cm) と置き換えても、建物基礎の最大不同沈下量 26cm にすら及ばず、今回の震災による現況を予測できていないことがわかる。

この要因として、(1)地震後の調査結果を用いて解析しており、地震前の地盤性状と異なること、(2)CPT 試験結果による N 値、粒度の推定精度の問題、(3) H_1 と H_2 の評価においては、深度 5m よりも深い位置での液化化層が厚く堆積することなど上げられる。また今回の地震は、K-NET¹⁷⁾によって観測されたこの地域の地震波を見ても、継続時間 2分程度、主要動だけでも 1分程度もあるような繰返し回数の非常に多かった地震動であり、この繰返し回数が被害程度の予測の差異に表れたと予想する。

このような地震に対して検討する場合には、液化化強度比 R など物性値を補正してから解析するなどの研究がなされている。しかしながら、今回の宅地では、震災当時、噴砂量が激しかったことから、噴出した土量が地盤沈下量に大きく影響した可能性があり、この土量も含めた変形量を簡易に計算することは不可能だと思われる。今後、このような巨大地震をも検討する際には、今回の震災を実大規模の結果と捉え、被害程度と地盤物性値の関係をまとめるなど、実証的なアプローチから推定する手法などが必要かと考える。

5. 修復工法と最大相対沈下量、傾斜角

5.1 基礎仕様と最大相対沈下量、傾斜角の関係

地盤の液化化による沈下被害を受けた戸建住宅において室内の床レベルを測定し、床面の傾斜角を算出した。最大相対沈下量とは建物 4 隅の床面上において、ある 1 点における基準点からの最大沈下量のことをいい、最大傾斜角とはそれを測定間の短辺長さで除した値のことをいう。算出に用いたデータは、2.2 節で調査した 160 件のデータである。図 5.1 はシングル配筋 (単にべた基礎と呼ぶ) と布基礎およびダブル配筋のべた基礎に対して、各戸建住宅の床面の最大傾斜角と最大相対沈下量 (不同沈下量) の関係を示したものである。これを最小自乗法で整理すると、両者の間には(3)式の関係がある。

$$\theta = 0.08634S \quad (3)$$

θ : 最大傾斜角 (1/1000) rad
 $4S$: 最大相対沈下量 (mm)

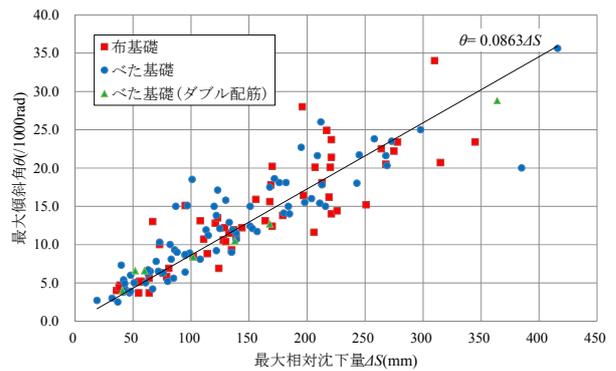


図 5.1 基礎仕様と最大相対沈下量、傾斜角

図 5.2 は布基礎とべた基礎のみの基礎を無補強とし、これと各種の地盤補強を有した基礎の最大相対沈下量と傾斜角との関係を示したものである。べた基礎と布基礎ならびに地盤補強とも特に沈下抑制効果を見出すことができない。これは、先にも述べたように地盤補強を行っても、その下部で液化化の影響を受けて支持力を喪失すれば、沈下抑制効果が発揮されないことを意味している。

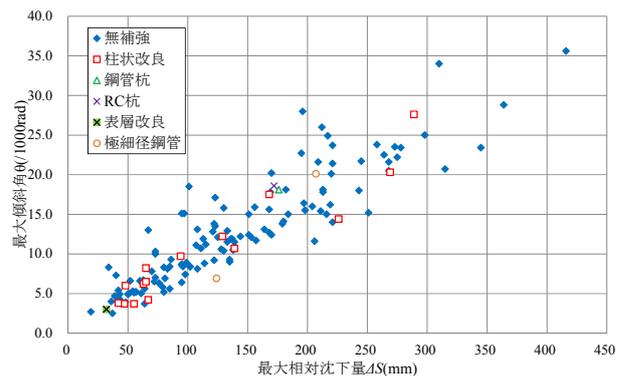


図 5.2 地盤補強工法と最大相対沈下量、傾斜角

5.2 傾斜角、最大沈下量と修復工法

文献 18)の日本建築学会の資料によると、修復工法と最大相対沈下量およびその費用については、表 5.1 の内容が示されている。

表 5.1 修復工法と最大相対沈下量およびその費用の関係

工法名	最大相対沈下量 (mm)	工事費
アンダーピニング工法	条件なし	600~1000万円程度
耐圧版工法	条件なし	500~700万円程度
ポイントジャッキ工法 (土台上げ工法)	100mm程度以下	200~300万円程度
注入工法	200mm程度以下	300~600万円程度

今回の調査データによると、表 5.2 の結果となる。修復工法の順位としては、アンダーピニング工法が最も多く、耐圧版工法、注入工法、ポイントジャッキ (土台上げ) 工法の順となっている。図 5.3 は修復工法と最大相対沈下量、

傾斜角との関係を示したものである。アンダーピニング工法と耐圧版工法を比較すると、 $\theta=30/1000\text{rad}$ 以上、最大相対沈下量が300mm以上になると、アンダーピニング工法を適用している傾向がみられる。表5.1ではポイントジャッキ（土台上げ）工法は最大相対沈下量が100mm程度以下、注入工法では200mm程度以下となっており、図5.3は概ねこの傾向を示している。また、工事費についても表5.2の結果は表5.1を裏付けている。

表5.2 本調査結果による修復工法の実態

工法名	データ数	最大相対沈下量 (mm)			工事費 (万円)		
		最小	最大	平均	最小	最大	平均
アンダーピニング工法	79	32	416	146	230	1880	782
耐圧版工法	66	19	345	136	263	2282	520
ポイントジャッキ工法 (土台上げ工法)	2	55	56	56	137	185	161
注入工法	6	82	385	158	220	630	418

※全160件のデータ中、修復工法が判明した153件のデータを集計している。

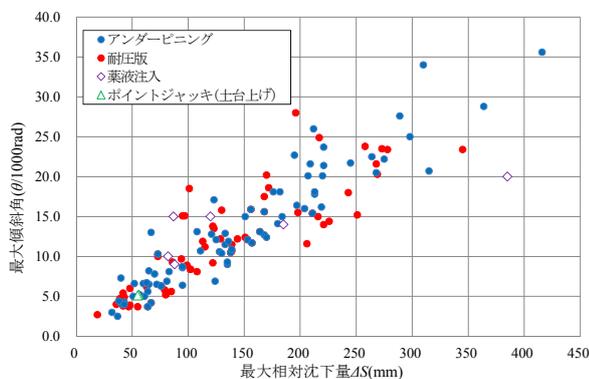


図5.3 修復工法と最大相対沈下量，傾斜角

6. 液状化対策

これまで、小規模建築物の液状化対策として、柱状改良工法、小口径鋼管杭工法、表層改良工法、注入工法、基礎の剛性向上が有効と考えられてきた。事実、2004年の新潟県中越地震、2007年の新潟県中越沖地震では、常時の沈下対策として支持層まで地盤改良していた住宅の場合は、液状化に対して効果的であったことが確認されている⁷⁾。しかし、今回の地震では液状化により支持力を喪失した地盤が多く認められた。特に、柱状改良体では改良体先端部の地盤が緩み先端支持力を喪失したものが目立った。そのため、地盤改良体の設計においては、改良体先端部が支持層に到達するような設計をする必要がある。文献19)では柱状改良体の先端地盤はN値で3以上、層厚2m以上と記されている。今回の柱状改良体の支持層は1mに満たないものが多かった。少なくとも、大地震の液状化対策を意識するのであれば、支持層は層厚が2mを超える地層に設置すべきである。また、今後は支持力補強だけでなく、今回表層部の地盤に緩みが認められた対策として、地盤の剛性を向上させることも考える必要がある。中規模以上の

建物では、固化工法により基礎下を格子状に改良すると効果があることが実証されつつある²⁰⁻²²⁾。戸建住宅の場合は、特に費用の制約はあるものの、液状化対策工法として、壁体状の地盤改良工法の開発も今後検討する必要がある。

7. まとめ

本論文の結論をまとめると以下ようになる。

- 1) 震災前と震災後のSWS試験結果を比較すると、特に地表面から2m程度の表層部における貫入抵抗値や柱状改良体先端下部の貫入抵抗値が減少しているものが多い。これは液状化現象によるものと推察される。
- 2) CPT試験を用いた液状化の判定法では、液状化するかどうかの把握には有効であったが、被害程度の評価については実態よりも過小評価する傾向にあった。
- 3) 最大相対沈下量と傾斜角の間には密接な関係がある。
- 4) 地盤補強工法は、今回の調査では有効な液状化対策工法にはなっていない。特に、柱状改良体の場合は、先端地盤が緩んでも支持力として問題がないように十分に硬い支持層まで設計・施工すべきである。
- 5) 今回のように、地盤の緩みを考慮して液状化対策を講ずるのであれば、基礎下の地盤の剛性を高めるような工法を開発すべきである。
- 6) 今回、調査した範囲では修復工法と相対沈下量および工事費用の関係は、日本建築学会が提示した内容にほぼ合致している。
- 7) 修復工法において最も多かったのがアンダーピニング工法であり、耐圧版工法、注入工法、ポイントジャッキ（土台上げ）工法の順となる。再液状化に対しての対策も考慮し、アンダーピニング工法が最も多く提案されていると考えられる。工法を選択に際しては、地盤が緩んでいる可能性が高いので、再度SWS試験を行い基礎が適正かどうかを評価しながら補修方法を考えるべきである。

参考文献

- 1) 日本建築学会編：小規模建築物基礎設計指針，pp.74-75，pp.88-91，2008。
- 2) 藤井衛，伊集院博，田村昌仁，伊奈潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復—戸建住宅の基礎の修復に対する考え方—，土と基礎，46-7，pp.9-12，1988。
- 3) 吉見吉昭，桑原文夫：小規模建物のためのべた基礎—主として液状化対策として—，土と基礎，34-6，pp.25-28，1986。
- 4) 日本建築学会編：小規模建築物基礎設計の手引き，pp.49-51，1988。
- 5) 小松吾郎，藤井衛，田村昌仁，伊集院博，伊奈潔：兵庫県南部地震による液状化地域の低層住宅の被害実態調査（その1 居住者の意識調査），第33回地盤工学研究発表会，pp.203-204，1988。
- 6) 安田進，原田健二：東京湾岸における液状化被害，地盤工学会誌，59-7，pp.38-41，2011。
- 7) 松下克也，藤井衛：静的コーン貫入試験による宅地の液状化危険度評価法—2004年新潟県中越および2007年中越沖地震被害調査・分析より—，東海大学紀要工学部，Vol.48，No.1，pp.109-116，2008。

- 8) 稲田倍徳：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.18, No.1, pp.13-18, 1960.
- 9) 勝間田幸太，時松孝次，田村修次，鈴木比呂子：2011年東北地方太平洋沖地震による浦安市での液状化被害の調査，日本建築学会学術講演梗概集(関東，構造 I)，pp.491-492, 2011.
- 10) 金哲鎬，藤井衛，小川正宏：2011年東日本大震災による浦安地域の液状化被害調査報告，東海大学紀要工学部(震災・防災特集号)，Vol.51, No.1, pp.19-28, 2011.
- 11) 金哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井衛：スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法，日本建築学会学術講演梗概集(東北，構造 I)，pp.635-636, 2009.
- 12) 金哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井衛：スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法(その2)，日本建築学会学術講演梗概集(北陸，構造 I)，pp.701-702, 2010.
- 13) 日本建築学会編：建築基礎構造設計指針（第2版），日本建築学会，pp. 61-72, 2001.
- 14) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：地震時地盤液状化の程度と予測について，土と基礎，Vol. 28, No. 4, pp. 23-29, 1980.
- 15) 高田徹，関平和，松本樹典，藤井衛，松下克也，佐藤隆：三成分コーン貫入試験による宅盤の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol. 4, No. 2, pp. 157-170, 2009.
- 16) 實松俊明，鈴木康嗣：コーン貫入試験結果と地盤物性との関係（その1 土質判別と標準貫入試験の N 値の評価），第40回地盤工学研究発表講演集，pp. 59-60, 2005.
- 17) (独)防災科学技術研究所：強震ネットワーク K-NET
- 18) 日本建築学会ホームページ：
<http://news-sv.ajj.or.jp/shien/s2/ekijouka/index.html>
- 19) 住宅地盤品質協会：住宅地盤の調査・施工に関する技術基準書，p64, 2011.
- 20) 日本建築学会編：建築基礎のための地盤改良設計指針書，pp18-20, 2006.
- 21) 石川明，杉本康広，木村匠：簡易液状化評価法による格子状改良地盤の実設計（その1）評価法による改良地盤の設計，日本建築学会学術講演梗概集(関東，構造 I)，pp.497-498, 2011.
- 22) 荒木一弘：セメント系改良による改良形式が液状化抑制効果に与える影響，日本建築学会学術講演梗概集(関東，構造 I)，pp.573-574, 2011.

(2011. 9. 16 受付)

Damage of Foundation for Detached Houses in Liquefied Areas by the Tohoku Region Pacific Coast Earthquake

Cholho KIM¹, Mamoru FUJII², Kyouichi SHINAGAWA³, Hiroshi IJUIN⁴, Toru TAKATA⁵,
Katsuya MATSUSHITA⁶ and Masahiro OGAWA⁷

- 1 Department of Engineering, Hokoku Engineering
- 2 Department of Architecture and Building, Tokai University
- 3 Lasting, Institute of Soil Exploration and Investigations
- 4 Asahi Kasei Homes
- 5 Soil Design
- 6 Misawa Homes Institute of Research and Development
- 7 Department of Engineering, Hokoku Engineering

Abstract

Due to the Tohoku Region Pacific Coast Earthquake occurred on March 11 2011, necessity of countermeasures to liquefaction for detached houses has been increasing in Japan. In this paper, by focusing on ground condition of detached houses damaged by liquefaction, method of the conventional liquefaction judgment was verified using both the Swedish Weight Sounding test and Cone Penetration test results of 86 sites. In addition, based on 160 cases of damaged detached houses with ground reinforcement, the relationship between damage level and inclination angle of detached houses, and applied retrofitting methods was investigated. Finally, we introduced an appropriate ground reinforcement system to liquefaction and the suitable design method.

Key words: Tohoku Region Pacific Coast Earthquake, Detached Houses, Liquefaction, Ground Explorations, Groundwater Level