

地盤改良によって被災を免れた栈橋 背後地盤の液状化ポテンシャルと残留変形

日本大学 仙頭 紀明

研究の背景

仙台塩竈港向洋埠頭の状況（東日本大震災を経験して）



未改良部被災状況



改良部地震後の状況

<http://www.depp-koho.jp/topix/index.html>



向洋埠頭の本震直後の状況（改良部）



仙台塩釜港向洋埠頭被害写真：塩釜港運送株式会社仙台塩釜支店営業課 課長 阿部裕一氏より提供

研究の目的

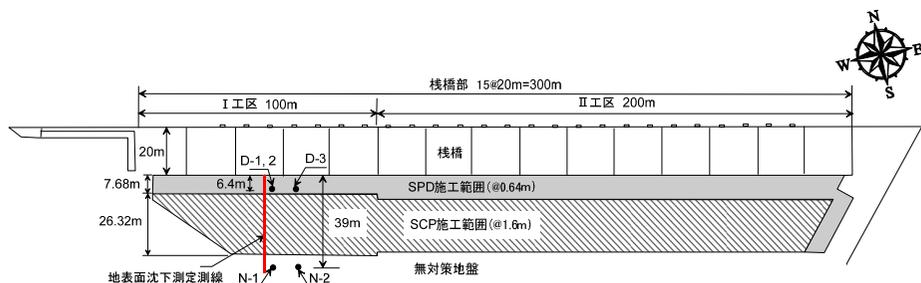
レベル2相当の地震が作用したものの、地盤改良によって被災を免れた港湾構造物を対象として、地震後の地盤調査・変状調査を実施

- N値の分布、細粒分含有率の分布
- 液状化ポテンシャル
- 液状化現象の痕跡
- 改良地盤の残留変形（沈下量）

調査位置（仙台塩釜港向洋埠頭）



調査位置 詳細平面図



地盤改良

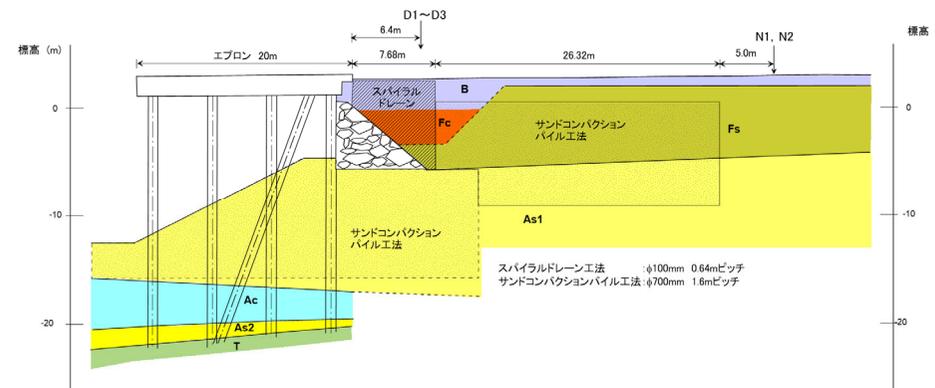
栈橋～SPD区間～SCP区間～無対策区間 (約40m)

SPD区間 (D-1, D-2, D-3)

無対策区間 (N-1, N-2)

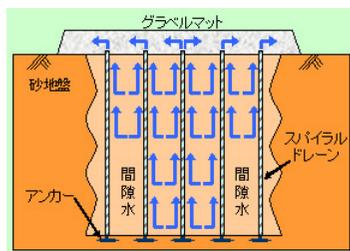
地表面沈下測定測線

調査位置 断面図



SPD区間 D1～D3 エプロン端部より6.4mの位置
無対策区間 N1, N-2 SCP端部より5.0m離れた位置

地盤改良の概要 (SPD：スライラルドレーン)



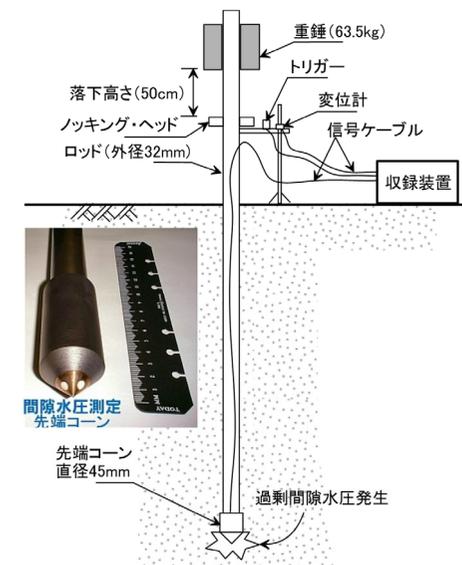
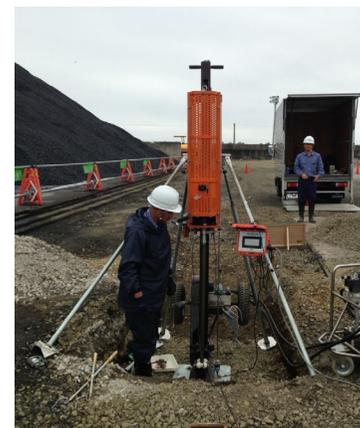
過剰間隙水圧消散工法

東亜建設工業HPより

<https://www.toa-const.co.jp/techno/civileng/ground/f02/index.html>

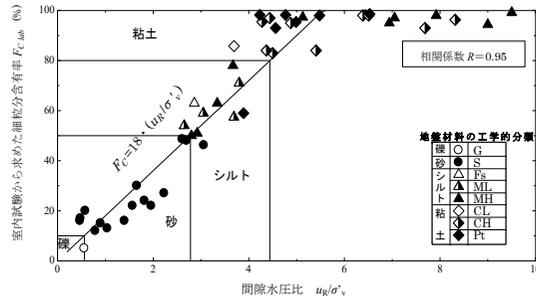
地盤調査の概要 (ピエゾドライブコーンPDC)

N値 (N_d値) を連続取得
(動的コーン貫入試験)
先端コーンで間隙水圧測定



液状化判定

- 建築基礎構造設計指針(2001)
- 地表面加速度 (200gal・350gal)
- 細粒分含有率 F_c を間隙水圧比から推定
- F_L 値による液状化判定
- D_{cy} による沈下の評価

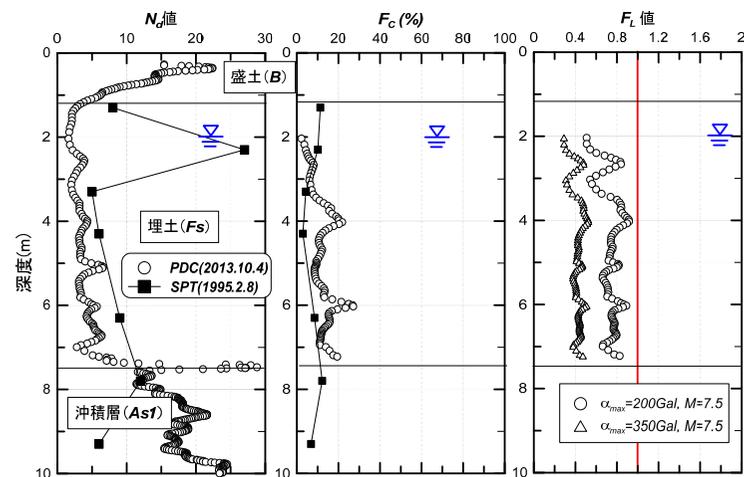


埋立の時期と埋立土の物性

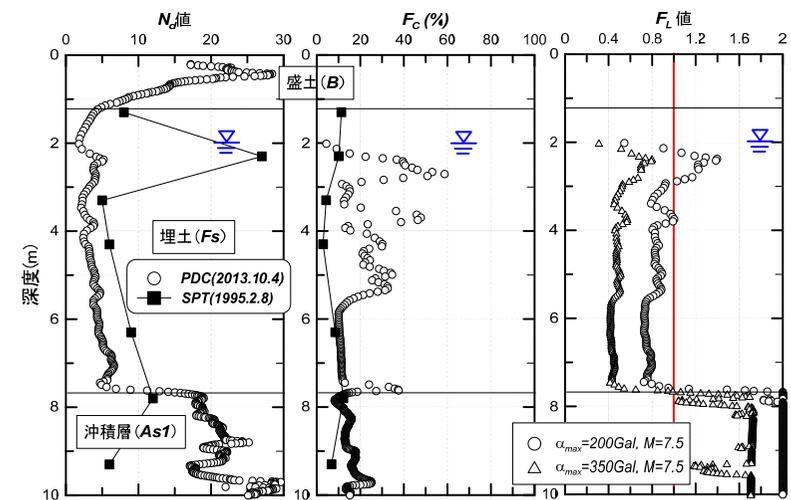
埋立時期	試料No.	D ₆₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	F _c (%)	U _c	土粒子の密度 ρ _s (g/cm ³)
平成6年3月	1	0.32	0.27	0.19	0.096	6.8	3.3	2.647
	2	0.32	0.29	0.23	0.16	0.2	2.0	2.658
	3	0.24	0.21	0.16	0.11	5.2	2.1	2.683
平成7年2月	4	0.25	0.23	0.18	0.060	11	4.2	2.668
	5	0.26	0.24	0.19	0.093	9.0	2.8	2.678
	6	0.26	0.23	0.16	0.005	15	5.2	2.675

埋立材料は平均粒径が0.2~0.3mm, F_cが比較的小さい均等な砂質土

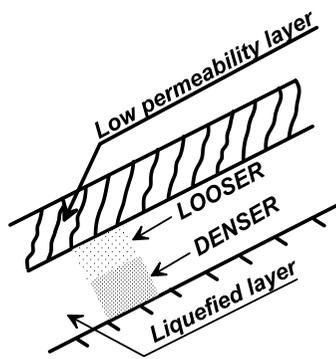
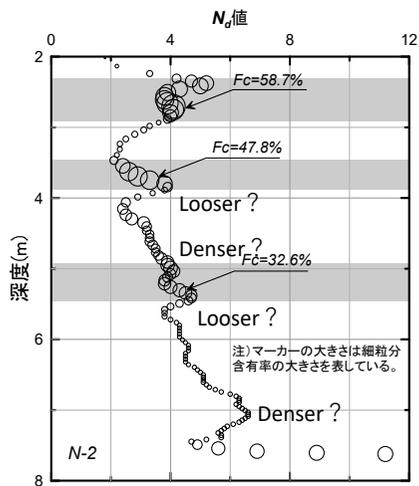
地盤調査結果 (無対策地盤) N-1



地盤調査結果 (無対策地盤) N-2



液状化後の間隙の再配分の痕跡か？

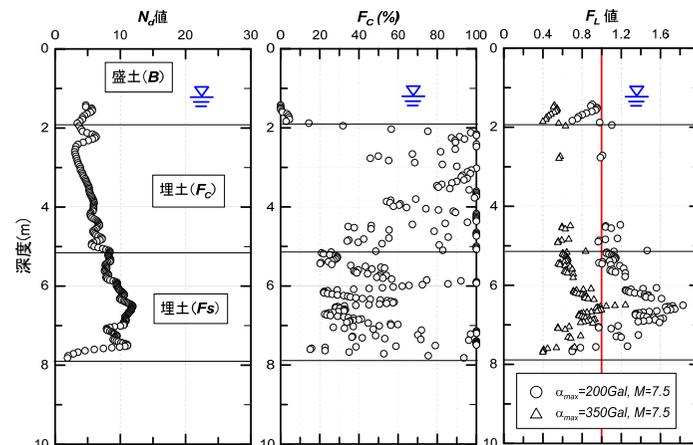


過剰間隙水圧消散の過程で、透水性が低い層の直下の地盤が緩くなった？

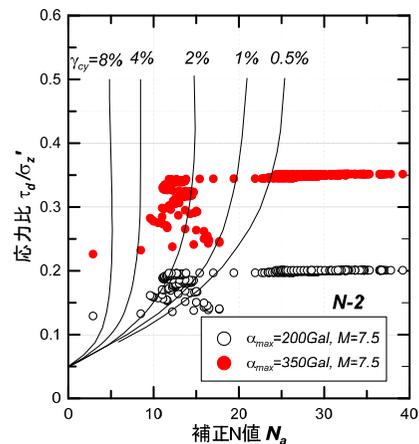
マーカーが大きいほど F_c が大きい

地盤調査結果 (対策地盤)

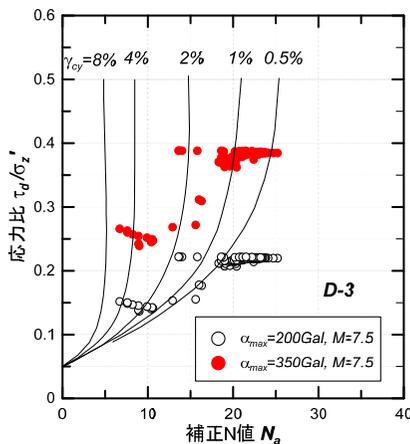
D3



残留変位の推定 (D_{cy}による沈下量の評価)



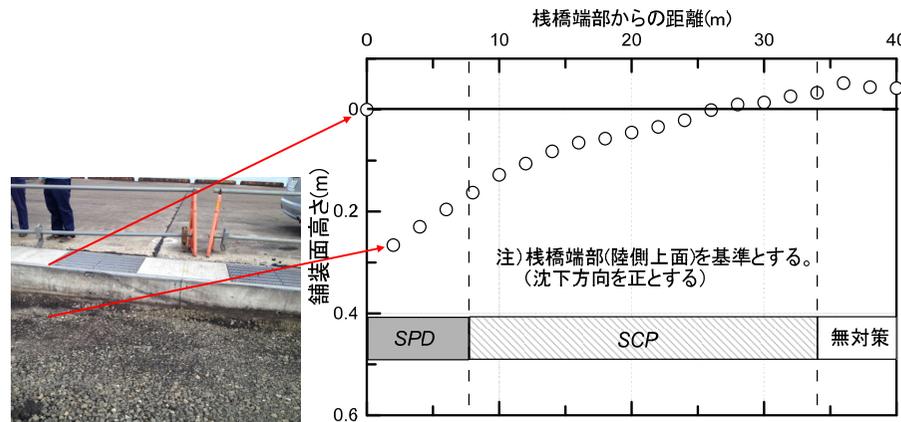
無対策 0.09m (200Gal)
0.16m (350Gal)



対策 0.05m (200Gal)
0.09m (350Gal)

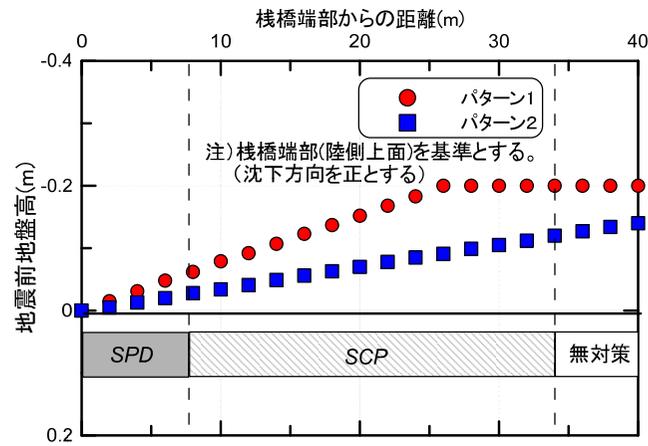
変状調査 (鉛直変位)

栈橋端部を基準として舗装面高さを測量



無対策地盤が若干隆起している。
沈下量を求めるには地震前の地盤高さからの変化を求める必要がある。

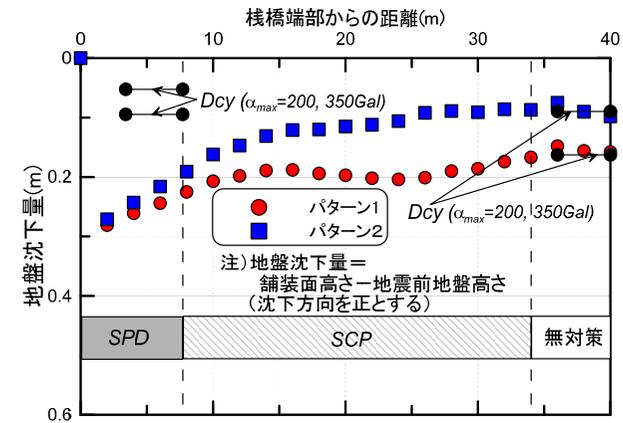
地震発生前の地表面高さ（推定値）



設計図面の排水勾配を考慮
内陸部は栈橋端部より20cm高い

地震による地盤沈下量の算定

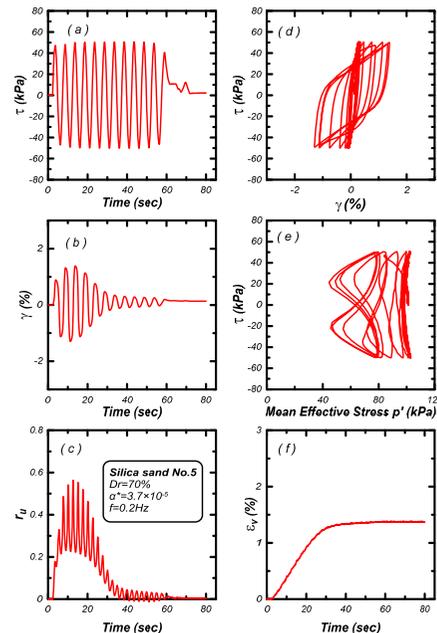
舗装面高さ（地震後）－地震前地盤高さ



SPD区間で沈下大，SCP区間も10～20cm沈下
無対策区間はDcyと同程度の沈下
SPD区間はDcyよりもかなり大きな沈下

SPD区間の沈下の理由

- ・ 栈橋の水平変位の影響
- ・ 地震中の繰返しせん断による排水に伴う沈下



部分排水条件下の砂質土の沈下

齋藤正平，仙頭紀明：間隙水圧消散工法の排水に伴う沈下量予測と再液状化に対する抵抗性，土木学会東北支部技術研究発表会（平成24年度），Ⅲ-11，2013.

まとめ

東日本大震災を経験した対策地盤および無対策地盤についてPDCによるサウンディング調査ならびに地盤変状調査を実施して以下のことがわかった。

- ・ 埋土層では，埋立に用いた砂質土のFcよりも高いFcを示す深度が数多く存在し，不均質な分布を示した。
- ・ 無対策地盤の埋土のNd値は5前後と低く，FL値は中地震，大地震とも1より小さく液状化の可能性が高い。
- ・ 対策地盤のNd値は無対策地盤の2倍程度あり，中地震ではFL値が1よりも大きく液状化が発生する可能性は低い。
- ・ 地盤沈下量は，無対策地盤では10～20cmと簡易判定で求めた沈下量と近い値を示した。対策地盤であっても，栈橋近傍の沈下量は約30cmで栈橋から離れるに従って減衰し，約15m程度離れるとほぼ一定値に収束した。

2011年東北地方太平洋沖地震で被災を免れた 仙台塩釜港向洋埠頭棧橋背後地盤の液状化ポテンシャルと残留変形

仙頭紀明¹，谷田貝航¹，佐野峯麻聖¹

1 日本大学工学部・土木工学科

概 要

液状化対策をしていた仙台塩釜港の向洋埠頭の背後埋立地盤においてPDCによるサウンディング調査と地盤変状調査を実施した。埋土層では、深さ方向に不均質な細粒分含有率の分布を示すことがわかった。無対策地盤の N_d 値は5前後と低く、液状化の可能性が高いのに対し、対策地盤の N_d 値は無対策地盤の2倍程度で液状化発生の可能性は低いことがわかった。また液状化対策地盤でも棧橋近傍で約30cm沈下し、棧橋から離れると沈下量は減衰し10~20cmに収束した。

キーワード：液状化，過剰間隙消散工法，沈下，機械式コーン貫入試験，PDC

1. はじめに

東日本大震災では、埋立地や旧河道等の飽和した緩い砂地盤の液状化が東日本の広範囲で確認され、住宅や社会基盤施設に大きな被害が発生した。一方で、事前に液状化対策が行われていた箇所では、対策が効果を発揮して建造物の被害を免れている。液状化対策には様々な原理に基づいた工法があるが、本論文では、過剰間隙水圧消散工法を主な対象とする。

間隙水圧消散工法とは、礫や合成樹脂等の排水性の良い材料を地盤中に所定の間隔で鉛直に設置することにより地盤の透水性を高め、間隙水をドレーン内に流入させ、過剰間隙水圧の上昇を抑制する液状化対策工法の一つである¹⁾。東日本大震災ではこの対策工を施工した岸壁では、無被害もしくは軽微な被害であったことが報告されている²⁾。具体的には東京湾周辺では、無対策地盤で激しく液状化し噴砂や亀裂等が見られたが、対照的に隣接する対策が施された岸壁背後地盤は液状化の痕跡や変状もなく無被害であった。また震源に近く強い揺れに見舞われた仙台塩釜港向洋埠頭では、設計想定を超える地震動が作用したにも関わらず、棧橋式岸壁の水平変位、傾斜等の変状が抑えられたことで、緊急物資の荷揚げを行うことができた。一方で棧橋背後地盤が10数cm沈下したことが報告されている。これらをまとめるとレベル1地震に対しては無被害であり、レベル2地震に対しては多少の変状は発生したもの、建造物の機能を保持していたといえる。

上記のような対策効果を説明するためのメカニズムを解明するために、筆者らは過剰間隙水圧消散工法により改良された地盤を模擬した部分繰返しせん断試験を実施し、消散に伴う沈下量の予測³⁾を試みるとともに、沈下に伴う

密度増加により地震後の液状化強度が増加することを示している⁴⁾。

一方で、液状化対策を行った箇所での地震後の現場調査については、無被害または軽微な被害であると確認されれば、その後に地盤調査や変状測定を含む詳細な調査を実施することは稀である。そのため、地震を経験した改良地盤がなぜ効果を発揮したかについて詳細に検証するための情報が不足していることが課題である。

そこで、本論文では前述した仙台塩釜港の向洋埠頭について岸壁背後の液状化対策地盤と無対策地盤を対象として、東日本大震災から約2年半後に地盤調査を実施した。具体的には液状化に対する抵抗性を評価するためにピエゾドライブコーン（以降PDCと呼ぶ）を用いたサウンディング調査を実施した。

加えて同地点において舗装面の高さを測定することで沈下量を求め、レベル2地震が作用した改良地盤および無対策地盤の地震による残留変形を明らかにすることを目的とする。

2. 調査概要

2.1 調査地点

向洋埠頭は、図1に示すように仙台塩釜港の東南部に位置している。図2に岸壁の平面図を、図3には断面図を示す。当該地点は、沖積砂層（As1）からなる旧海底面上に、浚渫砂を埋立てた埋立地にあたる。岸壁は計画水深-12mで、棧橋（1ブロックあたり）の幅は20m、奥行き20mであり、それぞれ杭基礎により支持されている。棧橋部分の沖積砂層（As1）はサンドコンパクションパイル工法（以下SCPと呼ぶ）により締固められている。また棧

橋背後の 34m は液状化対策が施工されている。栈橋端部から約 7.7m は過剰間隙水圧消散工法であるスパイラルドレーン工法（以降 SPD と呼ぶ）、それよりも陸側は SCP 工法が施工されていた。SPD は施工時に栈橋に作用する土圧が少ないために採用されたものである。SPD 工法は排水材としてポリエチレン製の円筒型（スパイラルドレーン）を用いる工法である。本地点ではドレーン直径 10cm、打設間隔 64cm であった。なお対策工は 1995 年に施工されたものである。なおこの埠頭は石炭の荷揚げとストックに利用され、関係者からの聞き取り調査では地震当時も凡そ 5m 以上の高さで石炭がストックされていた。



図 1 仙台塩釜港向洋埠頭の位置（電子国土に加筆）

調査位置は西側の I 工区（区間長さ 100m）の中心部付近である。エプロン端部から 6.4m（図中 D-1~3）と 39m（図中 N-1~2）離れた位置で PDC によるサウンディングを実施した。前者は SCP との境界から 1m 強海側に離れた位置で、ドレーン間の中心部に相当する。後者は SCP 施工境界から陸側に 5m 離れた無対策地盤である。いずれの位置も SCP 施工の影響、具体的には、砂杭打設の振動および水平土圧増加に伴う強度増加の影響を避けるために一定以上離れた位置を選定したものである。

2.2 調査方法

今回の調査では PDC による地盤調査及び背後地盤の地表沈下量の測量を行った。はじめに PDC の調査の概要を示す。PDC は動的コーン貫入試験に分類される。PDC の構成概要を図 4 に示す⁵⁾。PDC は地盤の動的貫入抵抗を測定しながら、打撃貫入時に先端コーン周辺地盤に発生する間隙水圧を測定することで地下水位と土質区分（細粒含有率 F_c ）を推定して、簡易に地盤の液状化強度を評価する原位置試験である⁶⁾。さらにこの方法の特徴は、連続して貫入が行われるため、1m ピッチで実施する標準貫入試験と比べて深さ方向に高分解能な計測ができることから、薄層や互層等の地盤の不均質な強度や F_c から推定される透水性を調査できることである。

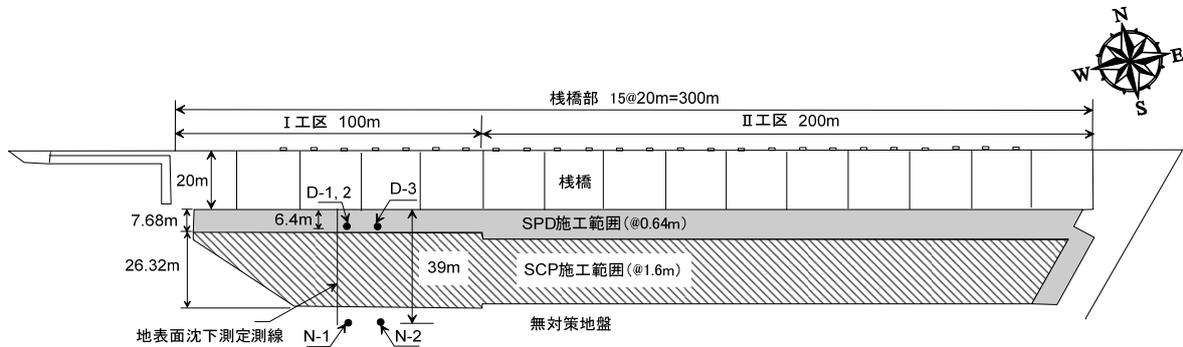


図 2 向洋埠頭岸壁の平面図

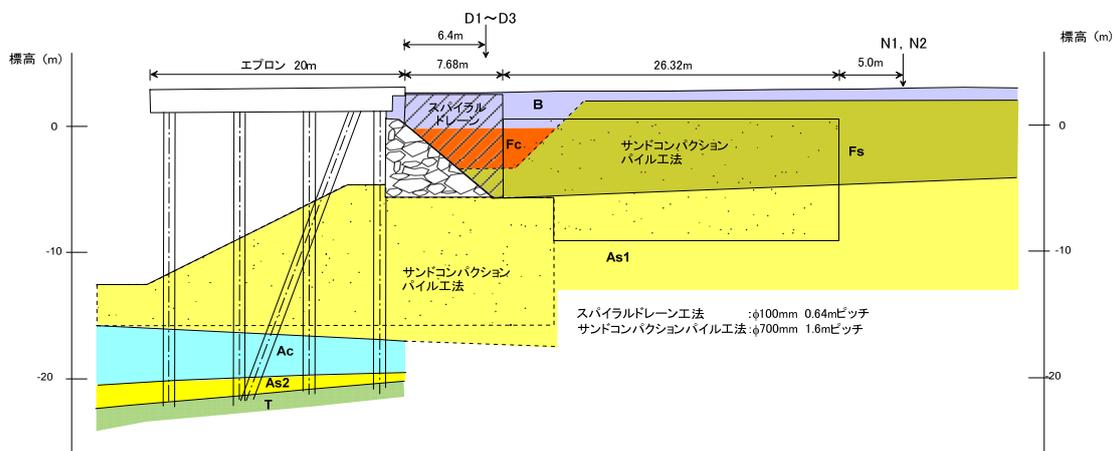


図 3 向洋埠頭岸壁の断面図（I 工区）

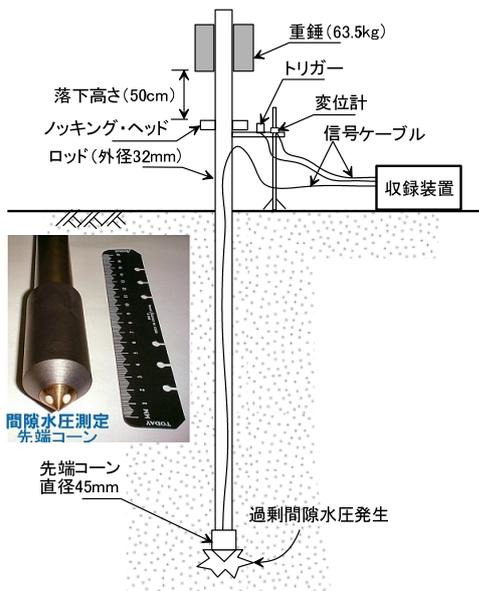


図 4 PDC の構成概要 (利藤ら⁵⁾ に加筆)

今回の実験では先端コーン直径 45mm, ロッド直径 32mm, ドライブハンマー質量 63.5kg, 落下高さ 50cm の条件で行った。なおこの条件は ISO 22476-2 の分類によれば, DPSH-A(Super heavy)に相当する⁶⁾。

次に地表面沈下量の測定方法を説明する。調査時には, アスファルト舗装が当時のまま残っていた箇所を対象に, 栈橋天端 (陸側端部) の高さを基準として, 舗装上面の高さを図 2 に示す 40m 区間について 2m ピッチで測定した。この区間には前述のように SPD, SCP 及び無対策地盤区間を含んでいる。

3. 調査結果

3.1 PDC による調査結果

無対策地盤 (N-1, N-2) の N_d 値, F_c 及び F_L 値の分布を図 5, 図 6 に示す。 N_d 値と標準貫入試験の N 値は概ね等しいため, N_d 値を N 値と読み替えて建築基礎構造設計指針⁷⁾を用いて液状化簡易判定を行って F_L 値を求めた。ここでは中地震として地表面最大加速度 200Gal, 大地震として 350Gal を考慮した。マグニチュードはそれぞれ 7.5 を仮定した。東日本大震災のマグニチュードは 9.0 であったが, このような大きなマグニチュードに対して, 等価の繰返し回数に関する補正係数算定式を外挿して適用できるかは, 研究事例⁸⁾が少ないためよくわかっていない。そのため従来の液状化判定に用いられる 7.5 をここでは用いた。したがって, 等価な繰返しせん断応力比は若干小さく, F_L 値は大きく見積もっていることに注意する必要があるが, 対策, 無対策地盤の相対比較には問題は生じないものと考えられる。

土層構成は上から, 盛土 (礫質土: B), 埋土 (砂質土: Fs), 旧海底地盤 (砂質土: As1) である。地下水位は約 2m である。なお, 細粒分含有率の推定ならびに液状化判

定の際に用いる湿潤単位体積重量は表 1 に示す値を仮定して用いた。

表 1 液状化判定の際に仮定した湿潤単位体積重量

地層	土質	記号	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)
盛土	礫質土	B	20
埋土	砂質土	Fs	18
埋土	粘性土	Fc	16
沖積層	砂質土	As1	18

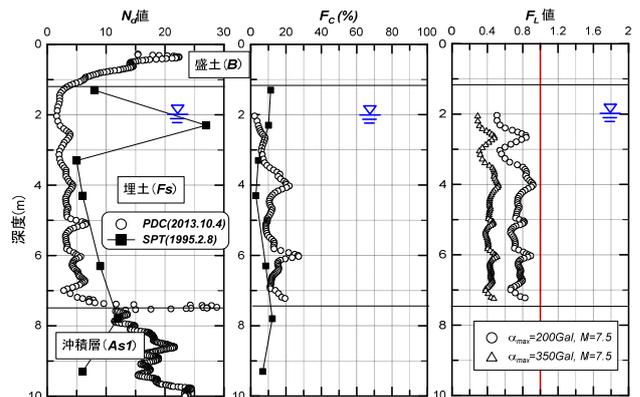


図 5 無対策地盤の N_d 値, F_c , F_L の分布 (N-1)

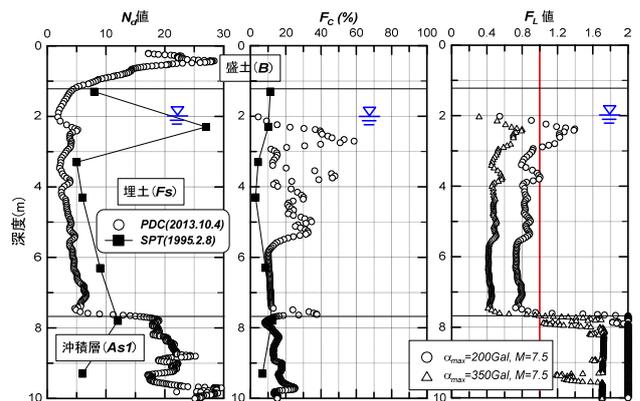


図 6 無対策地盤の N_d 値, F_c , F_L の分布 (N-2)

図より埋土の N_d 値はほとんどで 5 以下であり, 緩い状態であることがわかる。細粒分含有率 F_c は N-1 の結果では, 埋土で 10%前後であるが, 深度 4m, 6m 付近で F_c が 20%を超えている。N-2 では深度 6m 以浅で F_c の変動が大きくなり, 20%を超えて 60%に達するものもあった。この F_c の分布を考察するために 1995 年 5 月に同埠頭で実施した標準貫入試験結果と粒度試験結果を参考のために示す。なお既往の調査地点は今回の地点から東南東に約 60m 離れた位置のものである。上記の F_c 分布の変動は既存の調査結果には見られない。この差異は, 場所の違いに加えて, データの深度方向測定分解能の違いが影響していると考えられる。一方, 表 2 には埋立に用いられた浚渫土の物理特性を示す。一部を除き, 粒径が揃ったほぼ均等な砂であり, 細粒分含有率は 10%より小さいものが多いことが

わかる。このことから埋立材料の違いにより前述の F_c 分布を説明することは困難である。その他の要因としては、施工に伴う埋立土砂の分級、地震後の過剰間隙水圧消散に伴う浸透流による細粒分移動等が考えられる。ただし、今回の調査結果のみで結論を導くことはできない。

表 2 埋立材量の物理特性

埋立時期	試料No.	D ₆₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	F _c (%)	U _c	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)
平成6年3月	1	0.32	0.27	0.19	0.096	6.8	3.3	2.647
	2	0.32	0.29	0.23	0.16	0.2	2.0	2.658
	3	0.24	0.21	0.16	0.11	5.2	2.1	2.683
平成7年2月	4	0.25	0.23	0.18	0.060	11	4.2	2.668
	5	0.26	0.24	0.19	0.093	9.0	2.8	2.678
	6	0.26	0.23	0.16	0.005	15	5.2	2.675

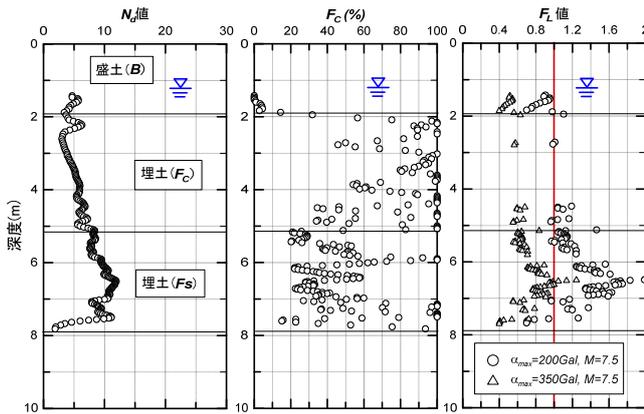


図 7 対策地盤の N_d 値, F_c , F_L の分布 (D-3)

次に液状化強度に着目すると埋立砂のほとんどが大, 中地震を想定しても F_L 値が 1 より小さく, 大地震を経験してもなお液状化の可能性が高いことがわかる。

図 7 には対策地盤 (D-3) の結果を示す。土層構成は上から, 盛土 (礫質土 : B), 埋土 (粘性土 : Fc), 埋土 (砂質土 : Fs) となっている。この地点では無対策地盤の結果と比べ, かなり高い細粒分含有率と大きな変動を示す F_c の深度方向分布がみられた。この要因として, 無対策地盤で述べた要因に加えて, 施工位置の違い (陸側, 海側) が影響している可能性がある。表 2 で示したように, この場所だけ細粒分の高い土を埋立てに用いたとは考えにくく, なんらかの理由で細粒分が集まりやすい場所になっていたと考えられる。なお, この傾向は約 10m 西側で実施した D-1, D-2 地点も同様であった。一方, 埋土 (Fs) の N_d 値を見ると, 無対策の 5 前後と比べて 10 前後になっており, 約 2 倍程度大きな値が得られている。 N_d 値が大きいことに加えて F_c が大きいため, 中地震ではほとんどの深度で F_L 値が 1 を超えており, 液状化発生の可能性は低いと思われる。細粒分含有率が高い砂が水中で堆積する場合, 一般的には緩くなりやすく, 埋立直後からこの N_d 値であったことは考えにくい。そのためこの N_d 値はドレーン打設時のマンデルル圧入により締固まった⁹⁾, または地震中のドレーン工の排水効果により強度が増加したと解釈することが可能であろう。後者の推定を裏付ける一つの根拠

として, ドレーン工を模擬した室内要素実験⁴⁾では, 排水を伴う繰返しせん断により, 1 回目の繰返しせん断と比べて 2 回目の繰返しせん断の液状化強度が増加する結果が得られている。

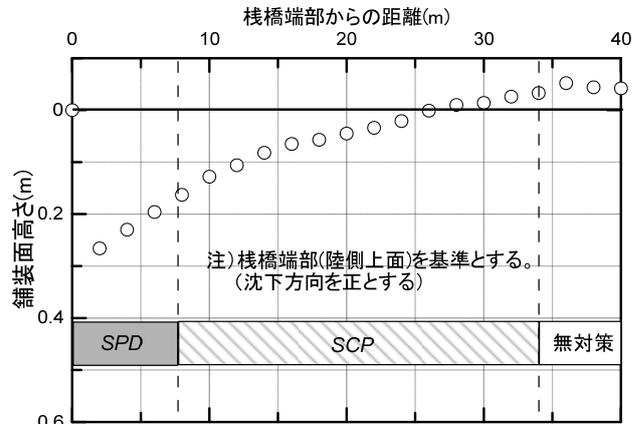


図 8 舗装面高さの分布

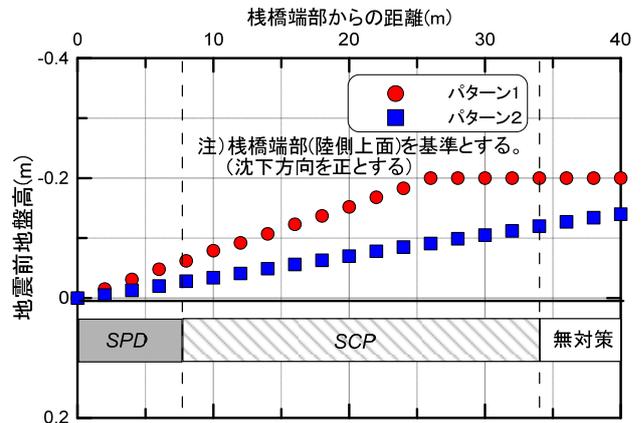


図 9 地震前地盤高さの分布

3.2 地盤変状調査結果

図 8 には舗装面高さの測量結果を示す。舗装面高さは栈橋端部 (陸側上面) を基準とし, 沈下方向を正と定義した。舗装面高さは栈橋端部に最も近い測点では約 30cm であり, 内陸に向かって減少し, 25m 付近を超えると隆起する結果となり不合理な結果である。したがって舗装面高さをそのまま地盤沈下量とみなすことはできない。これは地震前の岸壁背後地盤が水平でなかったことが原因である。すなわち, 荷役場 (栈橋背後地盤) の地表面には陸側から海側に向かう排水勾配が設けられていたためである。したがってその影響を補正することで地震により生じた地盤の沈下量を算出することができる。図 9 には当時の埠頭の平面図より読み取った地盤の標高データをもとに設定した地震前の地盤高さを示す。2つのパターンが読み取れたがいずれの場合も SCP と無対策地盤の境付近で栈橋端部よりも約 20cm 高くなっていたことがわかる。

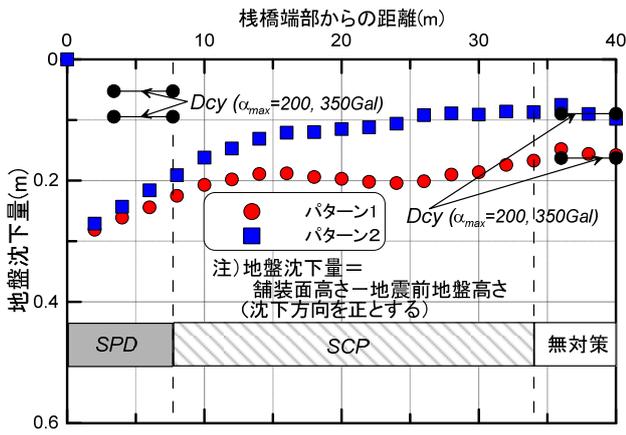


図 10 地表面沈下の分布

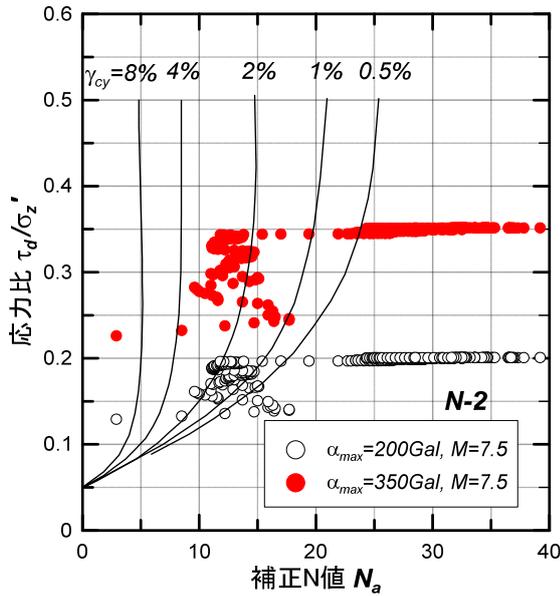


図 11 補正 N 値と応力比の関係 (N-2)

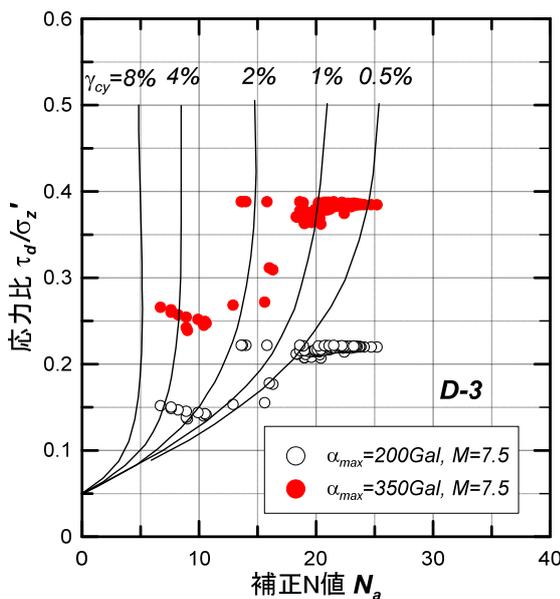


図 12 補正 N 値と応力比の関係 (D-3)

図 10 は舗装面高さから地震前地盤高さを差し引いて求めた地盤沈下量を示す。図より、SPD 施工区間では 20~30cm、SCP および無対策地盤では 10~20cm 沈下していることがわかった。SPD 区間については、地震後の調査では 10 数 cm の沈下であった²⁾ことが報告されており、今回の調査はそれよりも大きめの結果が得られた。この原因として、同じ埠頭であっても測定地点が異なっている可能性があること、余震の影響により沈下量が増加した等が考えられる。

つぎに今回得られた地盤沈下量の大きさを論じるために参考値として、建築基礎構造設計指針⁷⁾の D_{cy} を沈下量と読み替えて沈下量を評価した。 D_{cy} は無対策地盤については N-2、対策地盤では D-3 の液状化判定結果から求めた。図 11 および図 12 には N-2 および D-3 の補正 N 値と応力比の関係を示した。これらの図より求めたせん断ひずみを層厚に乗じて深さ方向に足し合わせることで D_{cy} を求めた。その結果を図 10 に示した。無対策地盤については、測量より求めた沈下量と D_{cy} は想定した地震動の違いはあるものの、比較的近い値を示した。これに対し、対策地盤については D_{cy} と測量より求めた沈下量に差が生じた。これは、 D_{cy} が水平地盤の地震後の再圧密による沈下量を表しているのに対し、測定値は岸壁の水平移動に伴う沈下の成分や、地震後に橋台等の構造物近傍で見られる沈下の成分が加わったためにその差が大きくなったものと考えられる。

上記の栈橋の海側への水平移動に関する測量結果を図 13 に示す。データは測量基準点 (3 箇所) からの相対水平変位であり、地震前後の比較による水平変位とは異なることに留意する必要がある。図より最大で 18cm、今回の地盤調査地点近傍では 4cm 前後の水平変位が測定されている。岸壁の水平変位が背後地盤の沈下に及ぼす影響については、今後の研究課題である。

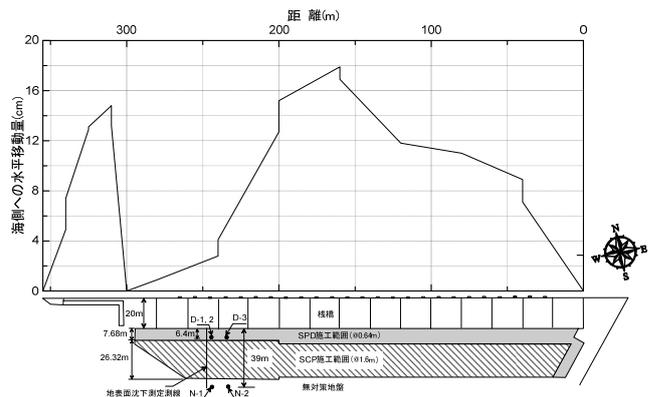


図 13 埠頭の海側への移動量

4. まとめ

東日本大震災を経験した液状化対策地盤および無対策

地盤について PDC によるサウンディング調査ならびに測量による地盤変状調査を実施して以下のことがわかった。

1) 今回調査した埋土では、埋立に用いた砂質土の F_c よりも高い F_c を示す深度が数多く存在し、不均質な分布を示すことがわかった。

2) 無対策地盤の埋土の N_d 値は 5 前後と低く、 F_L 値は中地震、大地震とも 1 より小さく液状化の可能性が高い。

3) 対策地盤の N_d 値は無対策地盤の 2 倍程度あり、中地震では F_L 値が 1 よりも大きく液状化が発生する可能性は低い。

4) 測量から求めた地盤沈下量は、無対策地盤では 10~20cm であり、液状化簡易判定から求めた沈下量と近い値を示した。対策地盤では、栈橋近傍の沈下量は約 30cm で栈橋から離れるに従って減衰し、約 15m 程度離れるとほぼ一定値に収束した。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 25420510 の助成を受けたものです。国土交通省東北地方整備局 似内敏行氏、川守田正路氏、下澤治氏、佐瀬浩市氏、塩竈港運送 阿部祐一氏、応

用地質 吉澤大造氏、澤田俊一氏、東亜建設工業 大野康年氏、五洋建設 林健太郎氏には調査実施にご協力いただきました。記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 社団法人地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ18 液状化対策工法, pp.363, 2004.
- 2) 海野寿康, 林健太郎, 浅田英幸, 居場博之：遠心載荷模型実験を用いた過剰間隙水圧消散工法による液状化対策の効果の検証, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.68, No.2, I480-I 485, 2012.
- 3) 仙頭紀明, 齋藤正平, 海野寿康, 大野康年：過剰間隙水圧消散工法を適用した地盤の繰返しせん断に伴う体積ひずみの予測法, 第48 回地盤工学研究発表会 (富山), pp. 1769-1770, 2013.
- 4) 齋藤正平, 仙頭紀明：間隙水圧消散工法の排水に伴う沈下量予測と再液状化に対する抵抗性, 土木学会東北支部技術研究発表会 (平成24年度), III-11, 2013.
- 5) 利藤房男, 沢田俊一, 伊藤義行：新しいサウンディング技術, 地盤工学会誌, Vol.58, No.8, pp.26-29, 2010.
- 6) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説, pp.460-464, 2013.
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.61-67, 2001.
- 8) 新井洋：2011年東北地方太平洋沖地震における東京湾岸の液状化に関する等価繰返し回数, 第47回地盤工学研究発表会, pp. 1559-1560, 2012.
- 9) DEPP 工法研究会：DEPP 工法技術資料, pp.31-32, 2011.

Liquefaction potential and residual deformation of the pier back ground of the Koyo wharf in Sendai-Shiogama Port hardly damaged during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake

Noriaki SENTO¹, Wataru YATAGAI¹, Asami SANOMINE¹

¹ Nihon University, College of engineering, Department of civil engineering

Abstract

The mechanical cone penetration tests with pore pressure measurement using Piezo Drive Cone technology and the residual ground deformation measurement were conducted at the Koyo wharf in Sendai-Shiogama port which back ground was treated against liquefaction by both drainage method and compaction method. In the reclaimed fill layer, heterogeneous fine content distribution in depth direction was observed even though the almost homogeneous sandy soil was used for reclaimed fill construction. N_d -value of untreated fill ground is around 5, so the higher susceptibility to liquefaction was obtained. On the other hand, N_d -value of treated fill ground by drainage method is twice as large as untreated one, so the lower susceptibility to liquefaction was obtained. Treated ground settled about 30 cm at the vicinity of pier and the ground settlement reduced as the distance from the pier increased. Finally it became a constant value of 10-20 cm at about 15 m distance from the pier.

Key words: Liquefaction, drainage method, settlement, mechanical cone penetration test, Piezo Drive Cone