

2011年東北地方太平洋沖地震の 津波により形成された落堀に関わる現地調査

谷本 隆介¹・常田 賢一²・秋田 剛³

¹大阪大学工学部地球総合工学科(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail: rtanimoto@civil.eng.osaka-u.ac.jp

²正会員 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授(〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail: tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

³大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士前期課程(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

E-mail: takita@civil.eng.osaka-u.ac.jp

2011年東北地方太平洋沖地震では、津波により各種の土木構造物が壊滅的な被害を受けたが、筆者らは、現地調査に基づいて、洪水時では周知の現象である落堀が背後の保安林や住宅に対して津波抑制効果になり得る可能性を指摘している。本文は、落堀の津波抑制効果の可能性をより定量的に解明するために、現地調査により落堀形成の実態を明らかにするものである。対象とした防潮堤、盛土などは、仙台平野の10箇所であり、これらの箇所において現地計測を実施している。その結果から、落堀の形状・規模の構造、落堀に係る盛土および基礎地盤の強度、落堀の底部状態などの諸特性を報告する。これらのデータは、今後、落堀あるいはそれに類した構造をハード対策として提示し、検証するための基礎になるものである。

Key Words: earthquake, tsunami, earth bank, natural canal, field test

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、津波により各種の土木構造物が壊滅的な被害を受けたが、海岸線付近の防潮堤あるいは堤防の背後では、越流により法先の地盤が侵食され、多数の落堀が形成されたのが特徴である。筆者らは、現地調査に基づいて、洪水時では周知の現象である落堀が、背後の保安林や住宅に対して津波抑制効果になり得る可能性を指摘している^{1)~5)}。

本文は、落堀の津波抑制効果の可能性をより定量的に解明するために、現地調査により落堀形成の実態を明らかにするものである。対象とした防潮堤、盛土などは、仙台平野の10箇所であり、これらの箇所において、落堀の形状計測、原地盤および盛土における簡易動的コーン貫入試験やサンプリングによる粒度試験、落堀底面におけるコーンペネトロメーター試験を実施している。その結果から、落堀の形状・規模などの構造特性、落堀に係る盛土および基礎地盤の強度特性、落堀の底部状態などの諸特性を報告する。これらのデータは、今後、落堀

あるいはそれに類した構造をハード対策として提示し、検証するための基礎になるものである。

2. 調査箇所および調査方法

(1) 調査箇所および被害

落堀の調査箇所は表-1の10事例であり、それらの位置を図-1に示すが、全て仙台平野の沿岸である。表-1では、落堀形成に関係した構造(防潮構造と呼ぶ)を、堤防(2箇所)、ブロック積み護岸(3箇所)、張りコンクリート護岸(1箇所)、波返しコンクリート護岸(3箇所)および盛土(1箇所)に分類している。さらに、落堀の発生の有無・規模に関係する裏法の高さおよび防潮構造の天端位置あるいはパラペットの上端での越流深を整理している。前者は現地計測に拠ったが、後者は不明であるので、地点No.5とNo.6は現地の浸水深から推定し、その他の地点は仙台平野での津波高を10mと仮定し、防潮構造の表法先のTP相当を現地状況から推定し、津波高との差から求めた。したがって、防潮構造の表法先のTP相当

表-1 落堀の調査箇所の特長

事例 No.	箇所名	防潮構造			津波条件			備考	落堀の滞水状況***		落堀の形状計測
		分類	裏法高 (m)	その他の構造諸元	津波高 (m)	浸水深 (m)	越流深 (m)		直後～2箇月後	4箇月後～6箇月後	
1	若林区荒浜北	ブロック積み護岸	2.55	表法先～天端:2.3m、表法先T.P.2m(推定)	10*	8.0	5.7	-	一部有る	同左(工事済)その他:無	地上:スケール
2	若林区荒浜	張りコンクリート護岸	1.4	表法先～天端:1.2m、表法先T.P.2m(推定)	10*	8.0	6.8	背後の荒浜小学校:浸水深5.05m(柴山ら:文献7))	無	無	地上:スケール
3	東浦	堤防	2.7	堤防:1.9.7m/H2.1m、天端幅6.5m、未舗装	10*	6.8	4.1	背後の保安林の背後の住宅:浸水深3.5m	有	有	ウキ
4	井土浦	堤防	3.2	表法:1.0.7m/H3.9m、天端幅6.9m、裏法:1.0.9m/H3.2m、As舗装	10*	7.75	3.85	-	有	有	ウキ、ボート:スケール
5	関上南	盛土	1.5	表法長11m、裏法長4m、高さ1.5m、補強ネット表層(覆土0.3m)敷設、簡易舗装3m	-	6.1**	4.6	関上浜の人工盛土の背後のサイクリングターミナル建物:浸水深4.3m	一部有る	同左(工事済)その他:無	目測
6	空港東	ブロック積み護岸	3.0	表法高1.5m、法先～海面:2.15m、裏法高=階段高	-	6.1**	4.6	仙台空港:浸水深2.98m(芝山ら:文献7))	一部有る	一部有る	地上:スケール
7	岩沼海浜緑地浄化センター南	ブロック積み護岸	2.8	表法先～天端:5.2m、表法先T.P.2m(推定)	10*	8.0	2.8	隣接する無堤区間背後の岩沼海浜緑地の展望台:浸水深6.8m	一部有る	同左(工事済)その他:無	地上:スケール
8	亶理町荒浜北	波返しコンクリート護岸	2.6	天端T.P.6.95m(工事の表示4m+1.94mから)、表壁高2m	10*	5.05	3.05	洗滌護岸の背後の島の滝ホタル:浸水深5.0m	有	有	ウキ
9	亶理町荒浜南	波返しコンクリート護岸	2.7	No.5に隣接し、同条件とする。ただし、前面に小段有り。	10*	5.05	3.05		有	有	ウキ
10	吉田浜南	波返しコンクリート護岸	3.35	表壁高1.5m、裏法先に幅2.3mの簡易舗装、表法先波T.P.3m(推定)	10*	7.0	5.5	-	有	有	目測・推定

注* 仮想した津波高

注** 関上浜の人工盛土から推定(文献5)

注*** 直後はGoogle(文献6)による、2箇月後は1次調査4/30-5/2、4箇月後は2次調査7/8-7/10、6箇月後は3次調査9/10-9/12の各時点

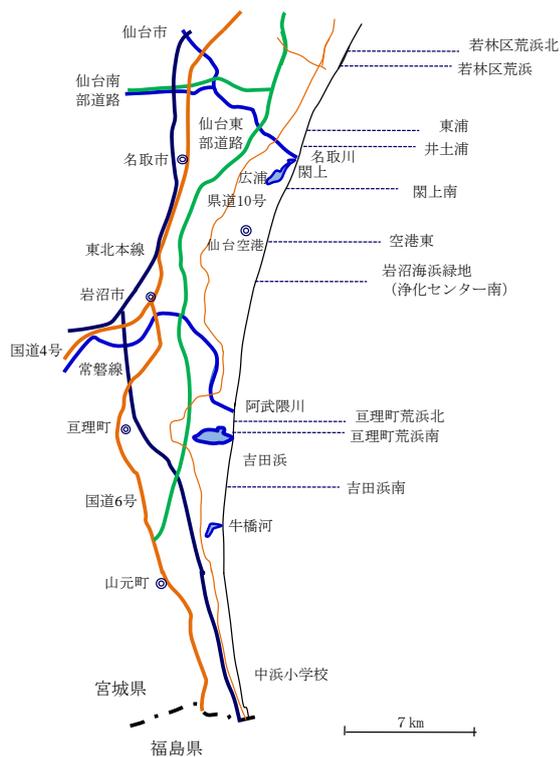


図-1 調査箇所位置図

には少なくとも 1m 程度の誤差はあると考えている。ここで、越流深の適性の参考とするために、防潮構造の背後地の浸水深を備考に併記したが、これによると防潮構造位置の越流深は概ね妥当であると思われる。さらに、落堀の規模に関係すると思われる落堀の滞水状況を記載した。滞水状況は津波後の時間経過に係るので、期間ごとに記載し、津波の直後は衛星写真⁶⁾(直後から4/6ま

で)により、2箇月後は1次調査(4/30～5/2)、4箇月後は2次調査(7/8～7/10)、6箇月後は3次調査(9/10～9/12)時の現地状況から判断した。各箇所の落堀の形成状況は以下の通りであるが、時間の経過に係るので、写真には撮影日を明示している。

1) 事例1: 若林区荒浜北

住宅地が甚大な被害を受けた仙台市若林区荒浜地先の海岸は、張りコンクリート護岸および離岸堤6基が設置された海水浴場であったが、北隣の約750mは無堤区間であり、さらにその北側ではブロック積み護岸が整備されていた。この護岸の設置区間を荒浜北と呼ぶ。

写真-1は応急復旧状況(9/12時点)であるが、手前の表法は残留したが、天端、裏法は侵食され、流出し、奥側は表法の上部まで流出したと推定される。写真-2は写真-1の北側であるが、表法全体までが侵食され、原形を留めていない。背後の裏法先の地盤は侵食され、落堀になっているが、滞水は見られない。写真-3は落堀の深い箇所を選び、形状調査をした箇所であるが、滞水していた痕跡がある。また、写真-4は背後の保安林から海側を臨んでいるが、ブロック、天端の端部コンクリートやAs舗装版が護岸から50m程度まで流されている。



写真-1 表法が残留、欠損したブロック積み護岸 9/12: 荒浜北



写真-2 表法が流出したブロック積み護岸 9/12：荒浜北



写真-3 落堀の調査箇所 9/12：荒浜北



写真-4 保安林側から海側を臨む 9/12：荒浜北

2) 事例2：若林区荒浜

前述の通り、離岸堤による養浜された砂浜の背後の張りコンクリート護岸の設置箇所であるが、裏法先の地盤が侵食されて落堀が形成されている。写真-5 および写真-6 は落堀の調査箇所であるが、張りコンクリート護岸であり、ブロック積みよりも法面あるいは裏法先が侵食されにくいいためか、事例1のように裏法が侵食され、流出するまでに至らず、護岸全体の原形が保たれている。



写真-5 護岸天端からの全景 9/12：荒浜



写真-6 護岸背後からの落堀 9/12：荒浜

3) 事例3：東浦

貞山堀の堤防を土盛により嵩上げた箇所であり、津波の越流により落堀が形成されている。写真-7 は裏法先の落堀であり、写真-8 は落堀の水深計測位置(破線)の状況である。土構造の裏法の侵食は小規模であり、



写真-7 新設(嵩上げ)堤防の落堀 4/30：東浦



写真-8 落堀と水深計測位置 7/10：東浦



写真-9 新設(嵩上げ)堤防の落堀 4/6：東浦

表法も張り芝が剥離しただけであり、ほぼ原形を保っている。なお、写真-9の衛星写真⁹⁾から分かるように、当箇所では隣接した堤防において、落堀が形成されていない断面がある。その原因は文献5で推察しているが、同様な現象が見られた事例4では、原因を明らかにするための現地試験を試みている(3章参照)。

4) 事例4：井土浦

事例3につながる堤防であり、貞山堀を嵩上げすることを目的とした新設堤防である。写真-10 は津波後の衛星写真⁹⁾であるが、湿地帯を囲んで新設された堤防の背後のほぼ全てにおいて落堀が形成されている。写真-11 は落堀の調査箇所であるが、裏法先の侵食により、法の下部が欠落しているものの、決壊するような被害には至っていない。なお、張り芝の表法の侵食は僅かであり、As舗装の天端も部分的な剥離に留まっている。

なお、事例3と同様に、当箇所の隣接した堤防において、落堀が形成されていない断面がある。その原因は文献5で推察しているが、原地盤の強度特性などに関係すると思われることから、現地において簡易動的コーン貫入試験など、より詳しい調査を実施している(3章参照)。



写真-10 新設(高上げ)堤防の落堀 4/6 : 井土浦



写真-11 落堀の調査箇所 7/10 : 井土浦

5) 事例5 : 関上南

名取市の関上漁港の浜辺には、写真-12の高さ5.6mの人工盛土およびその背後に高さ1.6m、幅12.8mの低盛土がある⁹⁾。津波後の状況(7/9)によれば、その低盛土は南側に延伸されていたと思われる、仙台空港の東側のブロック積み護岸の北側にも、写真-13のような類似の低盛土の痕跡があるので、関上から空港東までの約3kmに渡って低盛土が設置されていたと推察される。

写真-14は関上から南に1km程度の区間における低盛土の状況であるが、津波の越流により裏法先の地盤、裏法が侵食されており、さらに進むと、盛土全体が流出している。これは、1.5m程度の堤防高に対して越流深の4.6m(表-1, 仮定値)が大きいと思われる。一方、写真-15のように、津波前の状態のままであってほとんど侵食を受けていない箇所もある。津波直後の衛星写真⁹⁾では、滞水している箇所も見られるが、大部分は写真-14のように滞水がない空の落堀である。これは、落堀の深さが1.5m程度、幅が10~15m程度であり、他の滞水している落堀と比べて規模が小さいためと思われる。

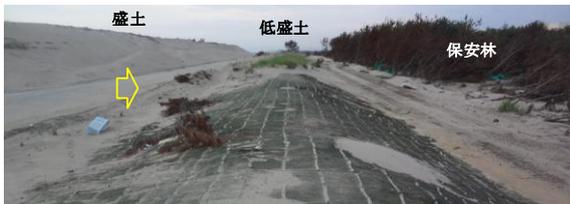


写真-12 人工盛土と低盛土 7/9 : 関上



写真-13 低盛土の痕跡 7/8 : 空港東(相の釜)



写真-14 侵食, 破堤した低盛土と落堀 9/11 : 関上南



写真-15 ほとんど侵食を受けていない低盛土 9/12 : 関上南

6) 事例6 : 空港東(相の釜)

事例5の南側で仙台空港の東側の海岸にはブロック積み護岸があり、その南側には波返しコンクリート護岸が続いている。写真-16はブロック積み護岸であるが、裏法先の地盤は侵食されており、落堀が形成されて、滞水している(7/8)。



写真-16 ブロック積み護岸の落堀 7/8 : 空港東

7) 事例7 : 岩沼海浜緑地浄化センター南

岩沼海浜緑地の野球場や展望台がある区域の海岸は、海浜の利用のために無堤区間であったが、その南側に隣接してある浄化センターの排水口から南側はブロック積み護岸になっている。写真-17は津波後(4/6)の衛星写真⁹⁾であるが、無堤区間と有堤区間の境界での津波の集中による侵食が顕著であることに加えて、欠損した護岸の背後の地盤が侵食されていることが分かる。写真-18は地上の状況であるが、裏法先、裏法の侵食と空の落堀の様子が分かる。



写真-17 ブロック積み護岸の背後の侵食 4/6 : 浄化センター南



写真-18 ブロック積み護岸の背後の落堀 7/8 : 浄化センター南

8) 事例 8 : 亘理町荒浜北

阿武隈川と鳥の海に挟まれた亘理町荒浜地先は、川の堤防からの越流と海岸の防潮堤の越流および決壊による浸水により、壊滅的な被害を受けた。写真-19 は波返しコンクリート護岸の背後であるが、表法面が残留している箇所においても、越流による法先地盤の侵食により、コンクリート裏法面、背面土、さらにその上の天端まで流出している。この状態がさらに進むと、写真-19 の手前あるいは写真-20 のように、津波の作用力により表法構造も破壊され、浸水が増長したことを示している。



写真-19 護岸の裏法の決壊と落堀 7/9 : 亘理町荒浜北

9) 事例 9 : 亘理町荒浜南

事例 8 につながる同じ波返しコンクリート護岸の箇所であるが、表法に砂浜からの高さが 1m で、幅が 4m の小段が設置された構造になっている。現地調査¹⁾で考察しているが、この小段により表法に作用する津波の作用力が大きくなり、写真-20 のように小段から上部が決壊し、浸水規模が大きくなっている。写真-21 は落堀の調査箇所であるが、幅が 25m 強で、地表面から最大で 4m 強の洗掘深の大規模な落堀が形成されている。なお、防潮堤が決壊した箇所では、落堀が埋塞している箇所があるが、浸水による堆積によるものと思われる。



写真-20 表法小段、決壊した護岸と落堀 7/9 : 亘理町荒浜南



写真-21 落堀の調査箇所 7/9 : 亘理町荒浜南

10) 事例 10 : 吉田浜南(元吉田)

鳥の海の南東端に吉田排水機場があるが、写真-22 は同排水機場の南側の状況である。波返しコンクリート護岸の前面には消波ブロックが置かれているが、上部の波返し部分が決壊した箇所が多数見られる。裏法先には幅 20~30m 程度の大規模な落堀が形成されており、事例 9 の荒浜南と同規模以上である。背後にある幅 300m 程度の保安林は落堀の背後の松林が数十 m なぎ倒されているが、その先は立木の状態にある。

写真 22 のような状態は約 2.5km 南側の写真-23 まで続き、さらに南側につながっており、護岸背後に大規模な落堀が形成されている。写真-23(吉田浜南と呼ぶ)の箇所には離岸堤が設置されているが、文献 4 で推察しているように、離岸堤の間に津波が集中することにより、砂浜の侵食の程度および護岸の被害(決壊)に差異が見られている。写真-24 は護岸の決壊状況であるが、波返しの上部の根元が破断している。写真-25 は護岸構造および落堀の形状を把握した箇所(位置は写真-23 に示す)であるが、護岸は原形を留めている。



写真-22 波返しコンクリート護岸の背後の落堀 5/1 : 吉田浜



写真-23 護岸背後の落堀の状況 4/6 : 吉田浜南



写真-24 波返しコンクリート護岸の決壊 7/9 : 吉田浜南



写真-25 波返しコンクリート護岸の背後の落堀 7/9 : 吉田浜南

(2) 現地調査の方法

現地において、落堀自体の基本構造である幅および水深を計測し、さらに洪水時の橋脚周りの洗掘、再堆積と同様に、津波による落堀形成に伴う洗掘、再堆積の可能性を想定し、落堀の底部の堆積状態も把握することにした。また、落堀が形成された法先の原地盤と形成されていないそれがあることから、その原因を明らかにするために、裏法先の地盤の強度を把握することにした。なお、盛土自体の強度も簡易動的コーン貫入試験により把握するようにした。さらに、土質特性を把握するために、盛土体および残留した裏法先地盤から土試料のサンプリングを行った。主として、落堀に関する現地調査の具体的な方法は、以下の通りである。

i) 形状：位置および水深

水平距離あるいは高さの計測は 2m 赤白ポール、3m 箱尺、5m 巻尺、50m 巻尺を利用した。滞水の無い落堀は、底部の水平距離と高さの計測により、形状を把握した。一方、滞水した落堀では、ウキによる方法と貫入試験の際のロッド位置による方法により水深を計測した。

まず、ウキによる方法は、水部に立ち入らない方法として考えたものであり、重りを付けた釣り糸に 20cm 間隔でウキを配置し、釣り竿(2m 程度)で投げて、丸ウキ(φ17mm)の位置から水深を把握しようとした。ウキの位置は水深に応じて変えればよいが、今回は重り位置(水底)から 20cm 間隔で 240cm まで配置した。写真-26 は計測状況であるが、水面にあるウキの位置から水深を判読した。ウキの間隔が 20cm であり、読み取りは 10cm 単位で行うので、±10cm の誤差がある。また、ウキの位置は、写真-27 のようにスケールが利用できる場合はそれに従い、そうでない場合は目測で決めた。

次に、ロッドによる方法であるが、水面上からコーンペネトロメーター試験および簡易動的コーン貫入試験を実施するのに合わせて、水深計測を行った。水面上の作業は、写真-28、写真-29 のように、ゴムボート 2 艇を組み合わせて足場とし、ボートを移動して両岸間に張ったスケールにより計測位置を押えながら、水深計測および貫入試験を実施した。

事例毎の落堀の形状計測の方法を表-1 に示すが、地上計測は 4 箇所、ウキ計測は 4 箇所(井土浦含む)、ボート利用の計測は井土浦の 1 箇所で行ったが、目測による箇所(2 箇所)もある。

ii) 貫入試験

コーンペネトロメーター試験は落堀の底部の表層の柔弱部を把握するために実施した。計測した場所は図-2 の井土浦の落堀内であり、貫入が不可となる深度まで実施した。

簡易動的コーン貫入試験はコーンペネトロメーター試験では貫入が困難な落堀の下層地盤、原地盤および盛土体で実施した。計測した場所は井土浦であり、概ね 2m を目途に実施した。図-2 に計測位置を示すが、落堀の形成断面(法肩、裏法中間、法尻、落堀中央、落堀水際、原地盤)および裏法先の地盤が残留した断面(法尻、原



写真-26 ウキによる水深の計測状況 7/9：亶理町荒浜北



写真-27 箱尺による水平距離の計測状況 7/10：井土浦



写真-28 ボートによる計測状況 7/11：井土浦



(a)コーンペネトロメーター試験 (b)簡易動的コーン貫入試験

写真-29 ボートによる計測状況 7/11：井土浦

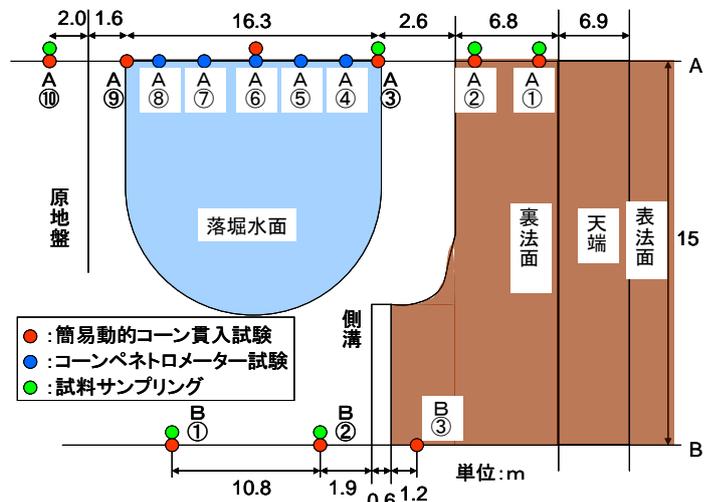


図-2 貫入試験およびサンプリングの位置図：井土浦

地盤2箇所)である。

iii) サンプルング

井土浦の簡易動的コーン貫入試験を実施した箇所(図-2 参照。水底、陸側の水際、B断面の堤の法尻は除く)では、地表面部あるいは盛土表面部から土試料を採取し、粒度試験を実施した。

3. 調査結果および考察

10 箇所の落堀について、落堀幅、最大洗掘深、洗掘断面積、越流深、裏法高、表法高の要因を整理したのが表-2 である。同表に基づいて、各要因間の相関を検討する。なお、表-2 の用語の定義を図-3 に示す。

(1) 落堀の諸要因の関係

i) 落堀幅と最大洗掘深の関係

落堀幅と最大洗掘深の関係を図-4 に示す。同図には、全壊と半壊の凡例があるが、前者は裏法、天端および表法まで流出した場合であり、後者は表法が残留した場合で定義した。前者には事例 No.1 の若林区荒浜北(写真-3 参照)および No.9 の亘理町荒浜南(写真-21 参照)があり、その他の 8 事例は後者である。図-4 において、両要因の関係は概ね正の相関にあるが、全壊の 2 箇所が外れる傾向にある。

ここで、若林区荒浜北と亘理町荒浜南の全壊を特例値として除外すると、落堀幅が大きくなれば、最大洗掘深

も大きくなる傾向が明確になる。この場合、落堀幅 $B(m)$ と最大洗掘深 $D(m)$ の関係は、落堀幅が零の場合、最大洗掘深も零であることを考慮すると(1.1)式になる。

$$D = 0.23B \quad (1.1)$$

$$(R^2 = 0.56)$$

目安としての最大洗掘深は落堀幅の概ね 1/4 である。(1.1)式によれば、落堀の水深の計測が困難な場合、落堀幅から最大洗掘深を概ね予測することが可能である。

ここで、安全側に考えて最大洗掘深を大きく評価すると、原点を通り、ほぼ上側で包絡する直線として(1.2)式が提示できる。

$$D = 0.27B \quad (1.2)$$

これによれば、最大洗掘深は落堀幅の概ね 3 割である。

なお、若林区荒浜北及び亘理町荒浜南の事例から、防潮構造物が決壊してしまうと、最大洗掘深に対して落堀幅が大きくなるのが分かる。これは、落堀の深さ方向の形成には防潮構造物による落差が関係することを示している。また、洗掘深が小さくなる要因として、津波による流砂の堆積が考えられる。

ii) 裏法高と最大洗掘深の関係

裏法高と最大洗掘深の関係を図-5 に示す。同図でも両要因の関係は概ね正の相関にある。したがって、裏法高が高くなれば、形成される落堀の深さも増加する。また、図-4 で落堀の最大洗掘深と幅は正の相関関係にあることから、落堀の面積、つまり落堀の規模に裏法高は大きく関係していると思われるが、これについては、iii) で考察する。

ここで、裏法高 $H_B(m)$ と最大洗掘深 $D(m)$ の関係は原点を通ることを考慮すると(2.1)式になる。

$$D = 1.14H_B \quad (2.1)$$

$$(R^2 = 0.53)$$

ここに、最大洗掘深は裏法高の概ね 1.1 倍であり、防潮構造物の高さと同程度の深さまで洗掘が発生することが分かる。ここで、(1.2)式と同様に考えると、(2.2)式が提示できる。

表-2 落堀に係る諸元

事例 No.	箇所名	落堀			津波 越流深 H_o (m)	防潮堤	
		落堀幅 B (m)	最大洗掘深 D (m)	洗掘断面積 A (m^2)		裏法高 H_B (m)	表法高 H_F (m)
1	若林区荒浜北	19.9	1.9	22	5.7	2.6	2.3
2	若林区荒浜	12.2	2.2	20	6.8	1.4	1.2
3	東浦	13.6	3.4	34	4.1	2.7	2.1
4	井土浦	16.8	4.6	54	3.85	3.2	3.9
5	関上南	12.5	1.5	19	4.6	1.5	1.5
6	空港東	8.8	2.2	17	4.6	3.0	1.5
7	岩沼海浜緑地浄化センター南	11.8	2.8	29	2.8	2.8	5.2
8	亘理町荒浜北	13.1	3.4	37	3.05	2.6	2.0
9	亘理町荒浜南	26.3	4.1	88	3.05	2.7	2.0
10	吉田浜南	16.0	3.7	48	5.5	3.4	1.5

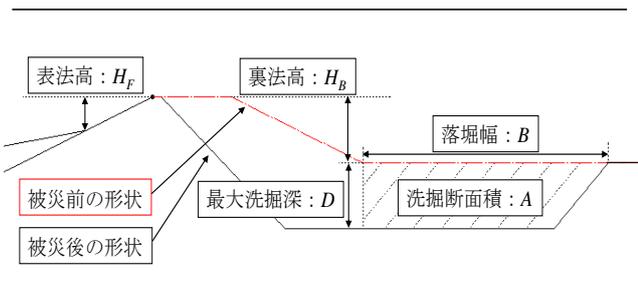


図-3 落堀、防潮堤の諸元の定義

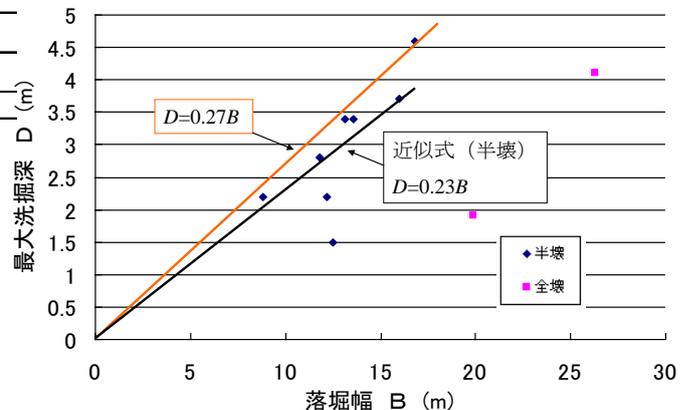


図-4 落堀幅と最大洗掘深の関係

$$D=1.5H_B \quad (2.2)$$

ここに、最大洗掘深は裏法高の概ね 1.5 倍になる。

iii) 裏法高と洗掘断面積の関係

裏法高と洗掘断面積の関係を図-6 に示す。ii) で指摘した通り、同図においても両要因の関係は概ね正の相関にある。

ここで、裏法高 H_B (m) と洗掘断面積 A (m^2) の関係は原点を通ることを考慮すると(3.1)式になる。

$$A=12.5 H_B \quad (3.1)$$

$$(R^2=0.46)$$

ここに、洗掘断面積は裏法高の概ね 12.5 倍である。

ここで、(1.2)式と同様に考えると、(3.2)式が提示できる。

$$A=15 H_B \quad (3.2)$$

ここに、洗掘断面積は裏法高の概ね 15 倍である。

また、極端に外れている点(2.7, 88)は No.9 の亙理町荒浜南である。ii) より裏法高と最大洗掘深は比例関係にあるが、裏法高と落堀幅は同様に相関関係を調べると相関関係が薄いことが分かる。さらに、i) で述べたように防潮構造物が全壊すると、最大洗掘深に比べて落堀幅が大きくなる傾向があるので、全壊の場合は裏法高と洗掘断面積の関係はこの(3)式から外れる場合がある。

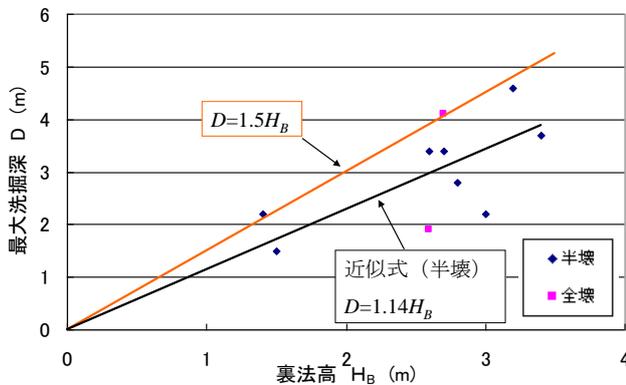


図-5 裏法高と最大洗掘深の関係

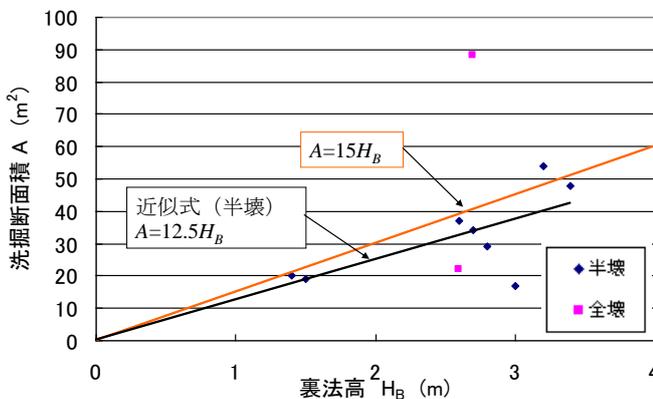


図-6 裏法高と洗掘断面積の関係

iv) 表法高と最大洗掘深の関係

表法高と最大洗掘深の関係を図-7 に示す。同図より、両要因は正の相関にあるように思われるが、 R^2 は 0.16 と小さく、定式化は行わない。

v) 越流深と最大洗掘深の関係

越流深と最大洗掘深の関係を図-8 に示す。同図から相関を読み取るのは難しい。また、 R^2 は 0.098 であることから両要因の関係は薄いと考えられるため、定式化は行わない。同様に、越流深と落堀幅、越流深と洗掘断面積をそれぞれ比較しても相関は見られなかった。

なお、津波の特性には越流深以外に、防潮構造の天端、パラペット上面あるいは裏法面での流速があり、これらの流速が大きいほど、落堀の幅、洗掘深あるいは洗掘断面積が大きくなると思われる。しかし、流速のデータは未明であるので、その影響は、実験あるいは数値シミュレーションなどにより解明することが必要である。

(2) 原地盤、落堀底部および盛土の強度特性

i) 原地盤の強度と分布

事例 No.4 の井土浦において実施した簡易動的コーン貫入試験で計測された値を用い、落堀が形成された図-2 の A 断面と形成されなかった B 断面において、裏法先の原地盤および盛土体の土の強度を、(5)式による換算 N 値⁸⁾により比較検討する。

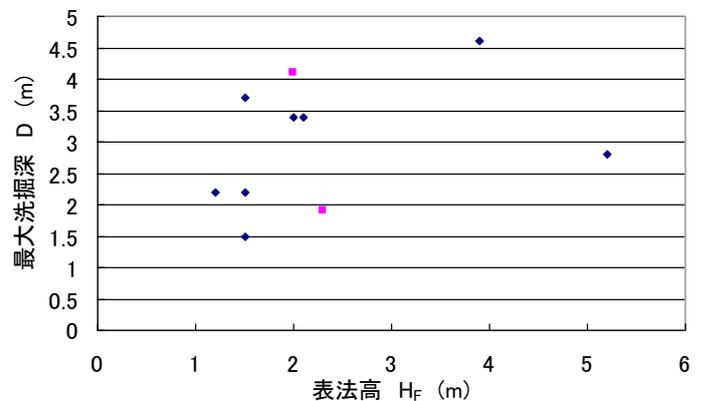


図-7 表法高と最大洗掘深の関係

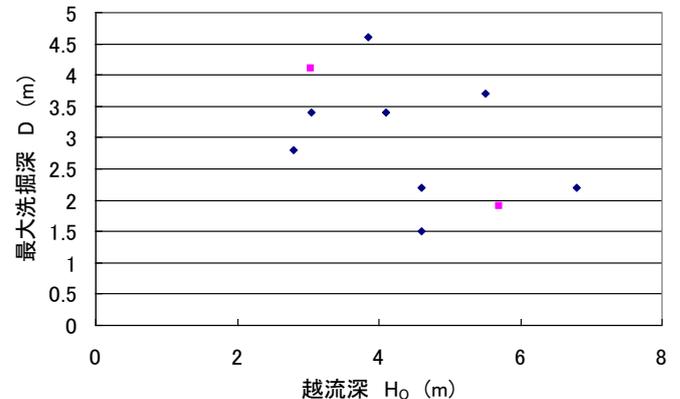


図-8 越流深と最大洗掘深の関係

$$N = N_d / 1.5 \quad (5)$$

ここに、 N_d : 簡易動的コーン貫入試験による 10cm 貫入のための落下回数(回), N : N 値

計測データの整理は、 $N=0\sim4$, $4\sim10$ および $10\sim$ の 3 区分で行ったが、この区分は参考文献⁹⁾による。換算 N 値と区分の対応例を図-9 に例示するが、各区分においてもデータが分布することが分かる。

図-10 は裏法先の原地盤について、A 断面の 1 箇所(A⑩)と B 断面の 2 箇所(B①, B②)の原地盤の N 値の比較である。ここで、図-2 の通り、A⑩は落堀の端から 2m 陸側であり、B②および B①は盛土の法尻から、それぞれ 1.9m および 12.7m の位置である。なお、地盤の高さの基準は A⑩の位置にしてあり、津波前の想定原地盤面とした裏法尻にある側溝の天端の深度は 20cm である。また、B②および B①の深度は、それぞれ 20cm および 40cm である。

まず、A⑩では表層 50cm 程度とその下層に土の色に差異が見られたので、それぞれについて試料を採取し土質試験を実施した。その結果、表層は砂分 97% の分級された砂であり、下層は砂分 91.5% の粘性土まじり砂であった。このため、表層は津波による堆積砂層であり、その下面は原地盤面より 30cm 低いので、津波により 30cm 侵食され、50cm 堆積したと推察される。

次に、B 断面の裏法先の地盤について、B①と B②を比較する。写真-30 は地震発生から約 2 箇月後、写真-31 は 4 箇月の状況である。写真-30 によれば、地表面は植生により覆われていたことが推察される。また、両写真に記した①および②の箇所について、①では表層が 20cm 程度侵食されて粘土状の裸地のままであり、②では写真-31 から分かるように、侵食の程度は少なく、礫状の裸地になっている。図-10 によれば、盛土に近い B②の N 値 4~10 の範囲が B①より 17cm 厚いという差はあるが、全体的に見て差異は無いと考えられる。よって、B の原地盤は断面の水平方向に一樣に堆積していることが推察される。これに関して、当該盛土が湿地に造成されていることから、B①および B②は湿地に相当する地盤であり、N 値 10 以下の軟弱層が表層の 130cm 程度であると思われる。

次に、A 断面と B 断面を比較する。B 断面の 2 箇所と比較して、A 断面の方が N 値 4 以上の層が明らかに浅い位置にある。これに関して、A 断面の原地盤の方が B 断面よりも締まっているとも考えられるが、落堀が形成される前の A 断面の法先の原地盤の土質は A⑩であったとは考えにくい。単純に比較することはできない。B①および B②は湿地に相当する地盤であるが、A⑩は湿地でなく、湿地を外れた陸地側にあり、津波前の A 断面の法先部には B 断面と同様に湿地に相当する地盤であったと思われる。

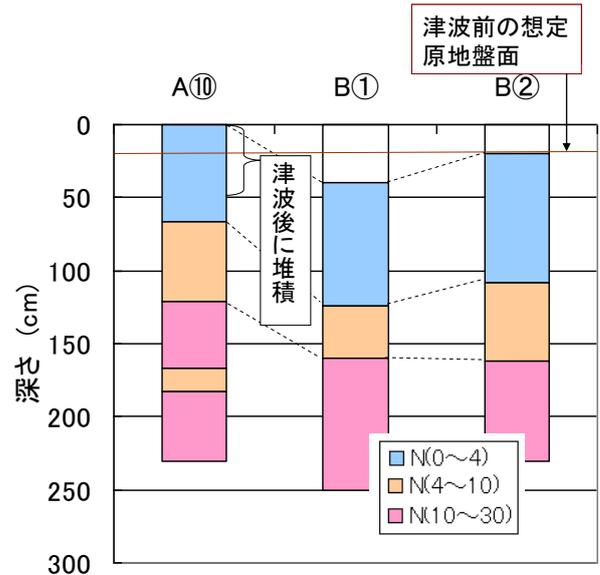


図-10 N 値の分布: A⑩, B①, B②



写真-30 落堀が無い裏法先地盤 5/2: 井土浦



写真-31 写真-30の反対側から 9/11: 井土浦

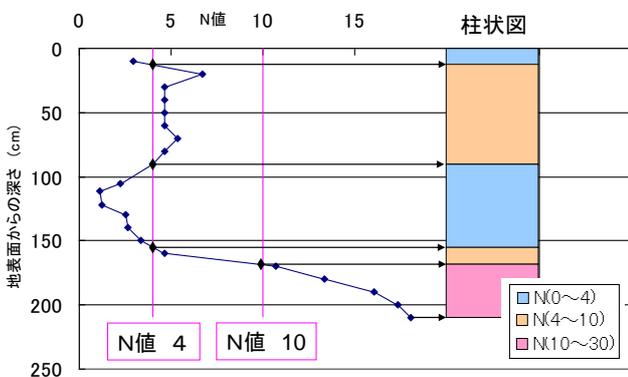


図-9 換算 N 値と区分: B③

また、各箇所での採取試料の土質試験結果によれば、A⑩は粘性土まじり砂(礫分 1%、砂分 91%、細粒分 8%)であり、B①は粘性土質砂(礫分 3%、砂分 72%、シルト分 10%、粘土分 15%)であり、B②は粘性土質礫質砂(礫分 32%、砂分 46%、シルト分 11%、粘土分 12%)である。A⑩は砂分が多く、B②は礫分が比較的多い。落堀が形成され、裏法先の地盤が流出した地盤の状況は不明であるが、上記によれば、地表面の植生あるいは礫質土の存在は落堀の形成を阻害する要因であった可能性がある。

次に、図-11 は A 断面と B 断面が隣接(距離 15 m 程度)しているため、盛土条件は同じと見なせるので、A 断面の盛土裏法の中腹(A②)と B 断面の裏法尻(B③)、原地盤(B②)の N 値の分布を重ねたものである。A②の堤体部は N 値 4~10 であるとともに、B③の盛土下の基礎地盤表層の N 値も高い状態にあることが覗える。盛土の基礎地盤の処理の有無は分からないが、少なくとも盛土荷重により、盛土下の基礎地盤は強化されていると思われる。

ii) 落堀の先掘と再堆積

図-12 は落堀におけるコーンペネトロメーター試験(A④~A⑧)および簡易動的コーン貫入試験(A⑨, A⑩, B①~③)により得られた換算 N 値の対比である。ここで、コーンペネトロメーター試験の結果は、(6式)により換算 N 値を算出した。

$$q_c = 5q_u \quad (6.1)$$

$$q_u = 12.5N \quad (6.2)$$

ここに、 q_c : コーン貫入抵抗(kN/m²), q_u : 一軸圧縮強さ(kN/m²), N : N 値

図-12 によれば、津波前の A 断面が B 断面と同様な土層構成であったとすると、原地盤面から深さ 160cm までは N 値 0~10 の層であり、その下は N 値 10~の層であったと考えられる。しかし、津波後は落堀の水底には N 値 0~10 の層が見られる。元来、N 値 0~10 の層はこの

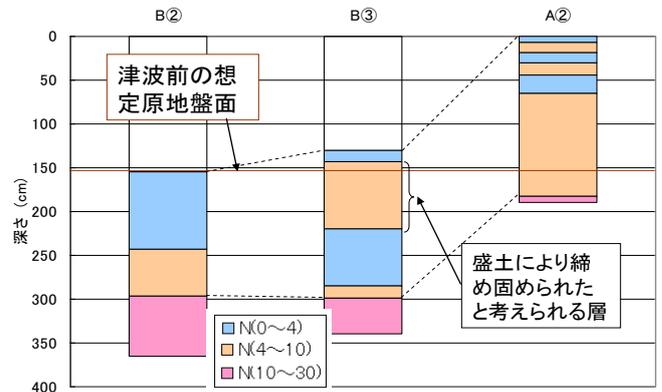


図-11 堤体部付近の N 値の分布

位置にある土層ではないため、洗掘後に再堆積した層であると考えられる。最大洗掘深となる A⑥地点では津波により 460cm まで洗掘されたと推測できる。

図-13 は落堀の洗掘深度と堆積深度を比較図である。洗掘深が 400cm 程度の場合、再堆積層厚は 60cm 程度であると言える。なお、再堆積に関する実測は、井土浦 1 箇所だけであるので、洗掘深と再堆積層厚の関係については不明であるが、洗掘深に応じて再堆積が行われると推察される。

なお、写真-32 のように、落堀が形成された A 断面では裏法の下部が欠落しており、その水際(A③)において簡易動的コーン貫入試験を実施した。写真からも分かるように、崩れた堤体の土砂が堆積しているので、図-14 の A③の N 値 0~4 層と 4~10 層は津波により洗掘され、その後、N 値 10 以下の層が堆積したと考えられる。また、水際の地表面で採取した土試料は、粘性土質礫質砂(礫分 20%、砂分 36%、シルト分 29%、粘土分 15%)であるが、裏法の肩および法の中腹(いずれも表面の侵食を受けている)の表面で採取した土試料は、それぞれ、粘性土質礫質砂(礫分 27%、砂分 42%、シルト分 20%、粘土分 11%)および粘性土質砂質礫(礫分 35%、砂分 30%、

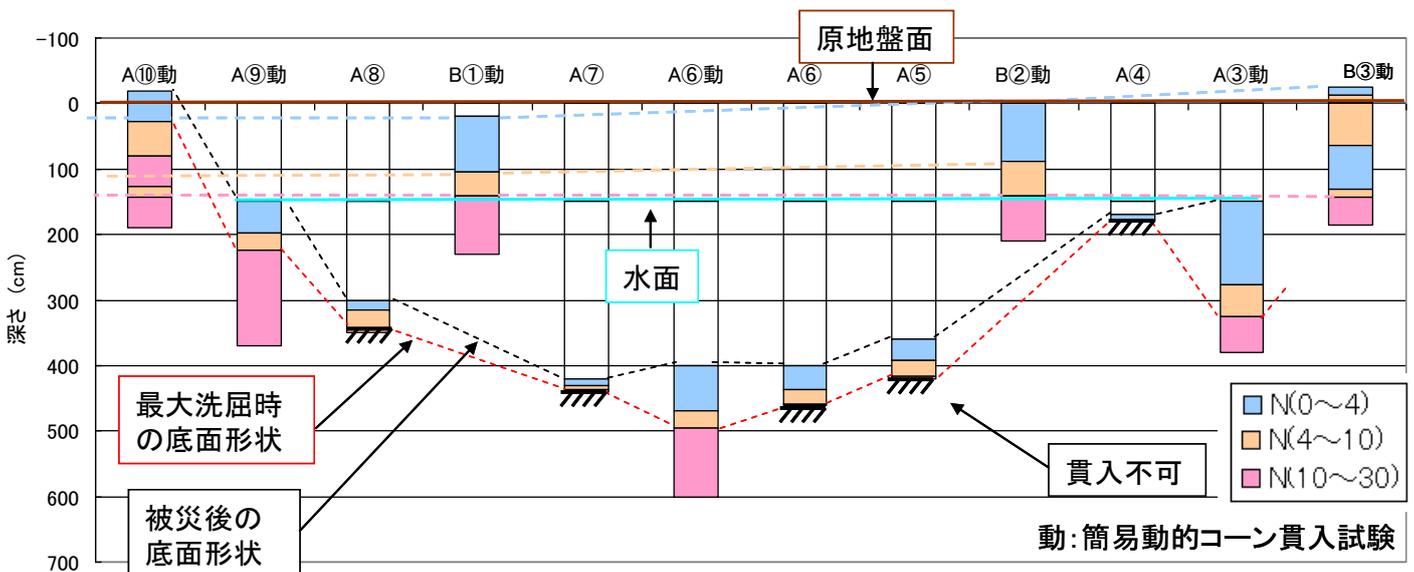


図-12 落堀水底部の N 値

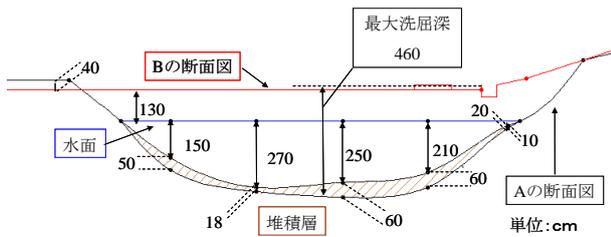


図-13 洗掘深度と堆積深度の比較



写真-32 裏法面の欠落状況

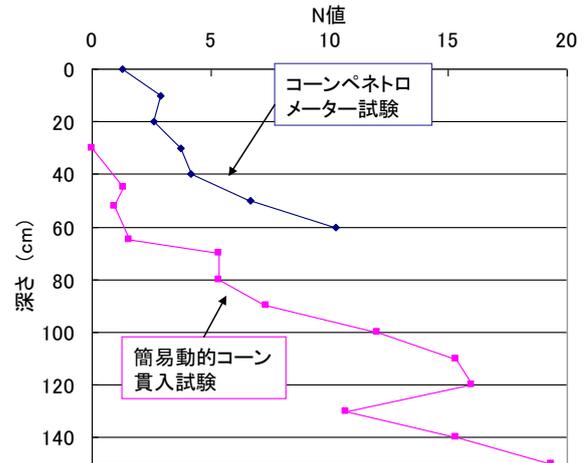


図-15 簡易動的コーン貫入試験とコーンペネトrometer試験の比較：A⑥

4. おわりに

本文は、2011年東北地方太平洋沖地震の津波により形成された仙台平野における落堀に着目し、該当する事例およびそれに係る被害の実状を概観するとともに、現地調査により落堀の形状、規模などの基本特性あるいは落堀の形成の有無の要因などを明らかにしようとしたが、以下の知見が得られた。

- 1) 2011年東北地方太平洋沖地震では、津波により仙台平野の防潮堤あるいは堤防などの背後において、越流により大規模かつ広範囲に渡り、落堀が形成されたのが特徴である。
- 2) 落堀は防潮堤などの防潮構造を津波が越流することにより形成される。言い換えれば、防潮構造が存在し、越流によって決壊しないと落堀の形成が進行する。逆に、決壊すると落堀自体は形成されにくくなる、あるいは埋塞する。
- 3) 落堀の規模は、裏法高が大きく関係している。事例分析によれば、落堀幅：最大洗掘深=4：1、裏法高：最大洗掘深：洗掘断面積=1：1.1：12.5の関係がある。
- 4) 裏法先の地盤の津波に対する侵食の抵抗性が高い場合は、落堀が形成されない場合がある。ここで、事例によれば、侵食の抵抗性を高める要因として、地表面の植生あるいは礫質土の存在が考えられる。
- 5) 津波後の落堀の形状は、すり鉢型ではなく、平底型で比較的平坦である。また、落堀の再堆積は、落堀の規模が大きいかほど発生するようであるが、水深が4m程度の落堀の再堆積深は0.5m程度であり、それほど大きくない。

なお、落堀の形成による効用については、文献5を参照されたい。

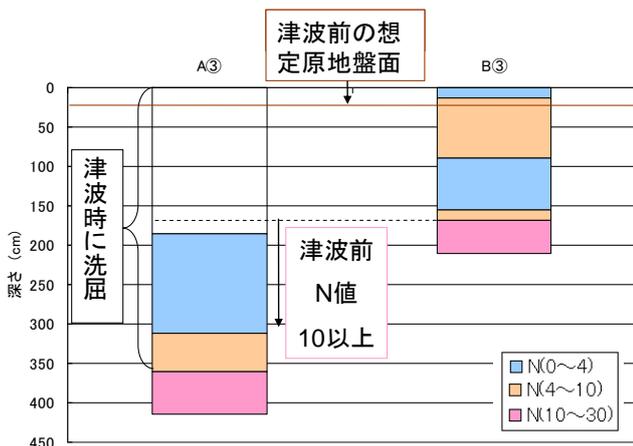


図-14 法尻のN値の分布：A③、B③

シルト分 17%、粘土分 18%)であり、ほぼ類似の土質と思われる。

なお、水底部で簡易動的コーン貫入試験を実施した箇所は、コーンペネトrometer試験を実施したA⑥の付近(A⑥から50cm程度)に相当するが、両試験の換算N値の結果を図-15に示す。同図によれば、簡易動的コーン貫入試験によるN値よりもコーンペネトrometer試験によるN値の方が4程度大きいことが分かる。これは換算式による誤差と考えられる。コーンペネトrometerのN値の換算時に用いた $q_{ci}=12.5N$ はN値を過大に評価する傾向にあるため、適切な補正を行う必要がある。

謝辞：本文に係る現地調査(7/10, 9/11)に際しては、(株)NIPPO 常磐道相馬工事事務所の陳 文仲氏の協力を得ている。また、土質試験に際しては協同組合関西地盤環境センターの中山義久氏の協力を得ている。記して感謝申し上げる。

参考文献

- 1) 常田賢一・小泉圭吾：津波被害からの知見とハード対策の方向性の考察(その1), 地盤工学会誌, Vol.59, No.8, pp.36～42, 2011.
- 2) 常田賢一・小泉圭吾：津波被害からの知見とハード対策の方向性の考察(その2), 地盤工学会誌, Vol.59, No.9, pp.34～40, 2011.
- 3) 常田賢一・小泉圭吾：津波被害からの知見とハード対策の方向性の考察(その3), 地盤工学会誌, Vol.59, No.10, pp.37～43, 2011.
- 4) 常田賢一・谷本隆介：津波被害からの知見とハード対策の方向性の考察(その4), 地盤工学会誌, Vol.59, No.11, 2011.(投稿中)
- 5) 常田賢一・谷本隆介：2011年東北地方太平洋沖地震の実被害に学ぶ土盛構造の耐津波特性, 第31回地震工学研究発表会, 2011. (投稿中)
- 6) ©2011 Google, 地図データ©2011 ZENRIN.
- 7) 柴山知也・松丸亮・Miguel Esteban・三上貴仁：宮城県・福島県津波被害調査, 土木学会東日本大震災震災調査速報会, 2011.
- 8) 社団法人地盤工学会：地盤調査法, pp.201～225, 2000

FIELD SURVEY ON NATURAL CANAL FORMED BY TSUNAMI OVERFLOW IN THE 2011 OFF PACIFIC OCEAN OF TOHOKU EARTHQUAKE

Ryusuke TANIMOTO, Ken-ichi TOKIDA and Tsuyoshi AKITA

In the 2011 Off Pacific Ocean of Tohoku Earthquake, very huge damages of civil engineering structures etc. occurred by tsunami attacks along the rias coast and plain coast of the Pacific Ocean. Although the authors indicated the reduction effects of the natural canals formed by the tsunami overflow at the backside of earth embankments and sea walls on the forest and houses at the back ground, this paper tries to clarify the fundamental characteristics of the 10 natural canals through the field survey to estimate the effects of the natural canals quantitatively in the future. Furthermore through the field survey conducted at the representative site named Idoura, the scale and waterbed conditions of the natural canals and the strength characteristics of the river dykes and the base ground neighboring the natural canals are measured in detail and discussed. These fundamental data on the natural canals will be able to be used to simulate the effects of the natural canals and to discuss the natural canals as one of the hard countermeasures to reduce the tsunami height and/or force.