

4. まとめ

4.1 地震動と津波の概要

(1) 地震動

2.1 に述べたとおり、国内観測史上最大規模となった「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」では、宮城県北部で震度 7 が観測されたほか、周辺 4 県 28 市町村に及ぶ広い範囲で震度 6 強が観測された。余震活動も非常に活発であったほか、観測された地殻変動も極めて大きく、北海道から近畿地方にかけての広域に及ぶものであった。

港湾地域強震観測網¹⁾によって全国 31 港湾の 87 地点において強震記録が得られ（同観測網の全観測地点は、2011 年末時点で全国 61 港湾の 136 地点）、小名浜港の地表においては、最大 1400gal を超える非常に大きな最大加速度が観測された。2.2 に述べたとおり、同観測網以外による記録を含めて、沿岸地域における地震動の地域的な分布について PSI 値²⁾を指標として調べたところ、仙台市内の観測値（Sendai-G）と岩沼市内における観測値（K-NET 岩沼(MYG015)）とで PSI 値に大きな差があり、これより南側で PSI 値が比較的大きく（すなわち、港湾構造物の被害への影響が大きいと推定される）、北側では PSI 値が小さいという傾向が見られた。なお、この傾向はあくまでも強震観測記録に基づく大局的な記述であることに留意が必要である。

(2) 津波

地震に伴う広大な範囲の水面変位によって発生した津波の影響は、東北および関東地方だけでなく、我が国の太平洋側のほぼ全域に及び、さらには太平洋をへだてたアメリカ西海岸やチリにも到達した。2.3 に述べたとおり、10m を超える巨大な津波が岩手県、宮城県、福島県に襲来し、沿岸部に甚大な被害を発生させた。釜石港湾口防波堤など、防波堤、防潮壁などの施設において、設計で対象とする外力を超えて構造物が損傷したほか、越流による背後の浸水、背後地盤やマウンドの洗掘、さらには、コンテナや自動車等の漂流が発生した。

全国港湾海洋波浪情報網（NOWPHAS）の GPS 波浪計ネットワークによって、沖合 10～20km における津波波形が観測され、通信障害が発生するまでの間、リアルタイムに一般に公開され、気象庁にも伝送されて大津波警報への変更にも活用された。岩手北部沖～福島県沖に設置された 6 基の GPS 波浪計では、地震発生から約 30 分後には最大波が観測されており、最大で 6.1m の津波が記録された。潮位計によって観測された沿岸での最大

津波は 8m 以上に達し、波源から遠く離れた四国の須崎港でも 2.65m の津波が観測された。

4.2 外郭施設の被害と復旧の概要

(1) 主な被害状況と復旧

外郭施設については、霧多布港、八戸港、久慈港、宮古港、釜石港、大船渡港、石巻港、女川港、仙台塩釜港、松島港、相馬港、小名浜港、茨城港、鹿島港において発生した被害について述べた。被害の状況は次の通りであり、津波によるケーソンの転倒や移動、マウンドの損傷、消波ブロックの損傷が多く、施設で見られたほか、主に地震による施設全体の沈下は非常に多くの施設で見られた。

- ・ケーソンの転倒： 八戸港八太郎地区北防波堤、同港白銀地区北防波堤、宮古港竜神崎地区防波堤、同港藤原地区防波堤、釜石港湾口防波堤、大船渡港湾口防波堤、女川港石浜地区(1)地区護岸（防波）、相馬港沖防波堤。
- ・ケーソンの移動： 相馬港南防波堤、相馬港 5 号ふ頭北護岸。
- ・矢板の損傷： 相馬港 1 号埠頭護岸。
- ・基礎捨石と被覆ブロックの洗掘・飛散： 霧多布港浜中地区北防波堤、同港琵琶瀬湾地区防波堤（東）、同港同地区防波堤（西）、宮古港竜神崎地区防波堤、同港藤原地区防波堤、大船渡港湾口防波堤、相馬港沖防波堤、茨城港常陸那珂港区北防波堤、同港同港区北ふ頭地区波除堤（南）、鹿島港外港地区防波護岸。
- ・消波ブロックの移動・散乱： 八戸港八太郎地区北防波堤、久慈港半崎地区防波堤、同港諏訪下地区防波堤、大船渡港湾口防波堤、相馬港沖防波堤、茨城港日立港区本港地区東防波堤（波除堤）。
- ・施設全体の沈下： 宮古港竜神崎地区防波堤、同港藤原地区防波堤、釜石港須賀地区南防波堤、同港同地区埋立護岸、石巻港雲雀野地区南防波堤および西防波堤、女川港石浜地区(1)地区護岸および(3)地区崎山防波堤、同港高白地区防波堤、同港横浦地区防波堤(A)、同港大石原地区防波堤(B)、仙台塩釜港仙台港区外港地区沖防波堤、同港同港区新北防波堤および高砂防波堤、同港同港区中野地区護岸□、同港塩釜港区小浜防波堤、同港同港区北防波堤、同港同港区代ヶ崎防波堤、同港同港区東宮浜東防波堤、同港同港区要害(A)(B)防波堤、松島港津ヶ崎地区護岸、同港同地区東浜地区防波堤、相馬港北防波堤、小名浜港沖防波堤、同港大剣ふ頭地区先端護岸、同港 3 号ふ頭地区先端護岸、同港 5・6 号ふ頭地区先端護岸、同港 7 号ふ頭地区先端護岸、茨城港

常陸那珂港区北防波堤。

- ・上部工の損傷： 久慈港半崎地区波除堤，石巻港雲雀野地区西防波堤，相馬港南防波堤。
- ・裏埋土の吸出し： 相馬港 2 号ふ頭護岸，同港 5 号ふ頭北護岸。

復旧にあたっては，原形復旧を基本とし，八戸港八太郎地区北防波堤等では 50 年確率波浪とともに津波についても照査した上で復旧することとした。

(2) 代表的な被害

防波堤の被害については，被災要因の分類がなされている。

「東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会」において，防波堤の被災要因の分類にあたり，数値シミュレーションに基づき津波波力を算出して断面照査を行った結果から，図-4.1.1 に示すように，被災パターンが 4 つに分類されている³⁾。断面照査の結果，原設計断面において滑動・転倒の許容値を超えた施設については「津波波力型」として分類され，それ以外については，洗掘の状況などの被災形態に応じて「越流洗掘型」，「堤頭部洗掘型」として分類されている。また，押し波でなく引き波により被災した事例については「引波水位差型」として区分された。それぞれの分類の概要と該当する主な施設は次の通りである。

①越流洗掘型：内外水位差等による津波力だけでは，ケーソンの安定性に影響を与えるに至らないが，津波の流れや越流に伴う渦等の影響でケーソン背面（港内側）のマウンドまたは地盤面が洗掘を受け，最終的に堤体の支持力不足によりケーソンが滑動，滑落したもの。（該当施設：八戸港八太郎防波堤（中央部））

②津波波力型：内外水位差等による直接的な津波力により，ケーソンが不安定となり滑動，転倒，支持力破壊が生じたもの。（該当施設：八戸港八太郎防波堤（ハネ部），釜石港湾口防波堤（北），大船渡港湾口防波堤，相馬港沖防波堤）

③堤頭部洗掘型：堤頭部周辺の流れにより，基礎マウンドが洗掘を受け，ケーソンの滑落が生じたもの。（該当施設：宮古港竜神崎防波堤，宮古港藤原防波堤，八戸港中央防波堤，八戸港第二中央防波堤）

④引波水位差型：第一波の押波時の津波力や越流に伴う洗掘だけでは，不安定までには至らないが，引波時における内外水位差により，ケーソンが不安定となり滑動，転倒，支持力破壊が生じたもの。（該当施設：女川港防波堤）

4.3 係留施設の被害と復旧の概要

係留施設については，八戸港，久慈港，宮古港，釜石港，大船渡港，石巻港，女川港，仙台塩釜港，松島港，相馬港，小名浜港，茨城港，鹿島港において発生した被害について述べた。被害の状況は次の通りである。

堤体の倒壊：久慈港堀込地区-6.0m岸壁，女川港石浜地区(3)地区物揚場(-2.0m)，鹿島港北海浜第 1 船溜物揚場。

堤体の傾斜：久慈港玉の脇地区-2.0m物揚場，宮古港日立浜地区-4.5m岸壁(2)，女川港石浜地区(1)地区物揚場(-2.0m)，同港石浜地区(2)地区埠頭 3,000t 岸壁，同港高白地区物揚場(2)(-1.5m)，同港横浦地区物揚場(B)，仙台塩釜港塩釜港区東宮浜東側物揚場。

上部工の損傷：久慈港半崎地区-4.0m物揚場，同港諏訪下地区-10m岸壁，宮古港藤原地区第二埠頭-10.0m岸壁。

施設の沈下：八戸港八太郎地区 E 岸壁，宮古港出崎地区-4.0m物揚場，同港藤原地区第二埠頭-10.0m岸壁，同港藤原地区第一埠頭-12.0m岸壁，同港鉾ヶ崎地区-5.0m岸壁，同港藤原地区船着場，同港神林地区東船揚場，同港高浜地区-2.0m物揚場(3)，釜石港須賀地区-7.5m岸壁，須賀地区-4.5m2 号物揚場，大船渡港永浜地区-13.0m岸壁，同港赤土倉地区 2 号物揚場(-2.0m)，同港清水地区物揚場(-2.0m)，同港永浜地区 2 号物揚場(-2.0m)，同港山口地区南物揚場(-2.0m)，同港野々田地区岸壁(-4.5m)，同港茶屋前地区岸壁(-9.0m)，石巻港雲雀野地区岸壁(-13m)，同港大曲地区物揚場(-3m)，女川港高白地区物揚場(2)(-1.5m)，同港横浦地区物揚場(B)，同港大石原地区物揚場(-2.0m)，仙台塩釜港仙台区向洋地区岸壁(-14m)，同港仙台区中野地区岸壁(-12m)，同港塩釜港区小浜船揚場，同港同港区石浜(B)物揚場，同港同港区代ヶ崎(A)物揚場，同港同港区中ふ頭東側護岸，同港同港区貞山ふ頭 1 号岸壁，相馬港 3 号ふ頭地区岸壁(-12m)，小名浜港藤原ふ頭地区岸壁(-12m)，小名浜港大剣ふ頭地区岸壁(-10m)，同港 3 号ふ頭地区岸壁(-10m)，同港 4 号ふ頭地区岸壁(-10m)，同港 5・6 号ふ頭地区岸壁(-14m)，茨城港日立港区第 5 埠頭地区岸壁(-10m) B。

堤体の傾斜：相馬港 1 号ふ頭岸壁，小名浜港藤原ふ頭地区岸壁(-12m)，同港 5・6 号ふ頭地区岸壁(-14m)，同港 7 号ふ頭地区岸壁(-13m)，茨城港日立港区第 1 ふ頭地区 A 岸壁，同港大洗港区第 4 号ふ頭地区岸壁(-9.0m)，同港同港区第 4 号ふ頭地区物揚場(-4.0m)。

施設の水平変位（法線の出入り）：石巻港釜地区中島 15,000 t 岸壁，仙台塩釜港仙台区中野地区岸壁(-12

m)、同港同港区東宮浜東側物揚場、同港同港区要害船揚場、松島港東浜地区(A)船揚場・(B)船揚場、同港浪打浜地区船着場、相馬港3号ふ頭地区岸壁(-12m)、同港5号ふ頭岸壁、小名浜港大剣ふ頭地区岸壁(-10m)、同港3号ふ頭地区岸壁(-10m)、同港4号ふ頭地区岸壁(-10m)、茨城港日立港区第5埠頭地区岸壁(-10m)B、同港常陸那珂港区中央ふ頭B岸壁(-9.0m)、同港常陸那珂港区北ふ頭地区A岸壁(-14.0m)、同港日立港区第1ふ頭地区A岸壁、同港同港区第2ふ頭地区2-B岸壁(-9.0m)、同港同港区第3ふ頭地区A岸壁、同港同港区第4ふ頭地区4-E岸壁、同港同港区第5ふ頭地区5-D岸壁、同港常陸那珂港区北ふ頭地区D・E・F岸壁(-7.5m)、同港同港区南ふ頭地区C岸壁(-7.5m)、鹿島港北海浜第1船溜物揚場。

エブロン損傷：石巻港雲雀野地区岸壁(-13m)、同港大曲地区物揚場(-3m)、仙台塩釜港仙台港区向洋地区岸壁(-14m)、同港塩釜港区東宮浜東側物揚場、同港仙台港区高砂船溜物揚場、相馬港2号ふ頭岸壁、同港第2船溜まり物揚場、茨城港日立港区第5埠頭地区岸壁(-10m)B、同港常陸那珂港区中央ふ頭B岸壁(-9.0m)、鹿島港北海浜第1船溜物揚場。

岸壁前面の洗掘：宮古港日立浜地区-4.5m岸壁(2)、同港神林地区東船揚場、同港高浜地区-2.0m物揚場(3)、相馬港防波堤(南)物揚場。

岸壁前面の堆積：相馬港3号ふ頭地区岸壁(-12m)。

復旧にあたっては、原形復旧を基本とするが、岸壁の裏込材の軽量土置き換えによる作用土圧の低減も行われた。

4.4 水域施設の被害と復旧の概要

水域施設については、霧多布港、十勝港、八戸港、石巻港、茨城港、鹿島港において発生した被害について述べた。

埋没：八戸港市川船溜、同港河原木地区、久慈港半崎地区の1号泊地。

堆積：久慈港半崎地区1号泊地、同港堀込地区航路・泊地、同港諏訪下地区航路・泊地、石巻項西水路地区、同港内港地区、同港大曲地区、茨城港大洗港区中央地区航路及び泊地、鹿島港北航路。

復旧にあたっては、土砂撤去による必要水深確保を基本とした。

4.5 その他の被害の概要

(1) 荷役施設

荷役施設については、本報告では特に被害が甚大であ

った仙台塩釜港において発生した被害のみ述べたが、八戸港、釜石港、石巻港、相馬港、小名浜港、茨城港、鹿島港においても被害が報告されている。

(2) 臨港交通施設

臨港交通施設については、八戸港、久慈港、釜石港、石巻港、気仙沼港、女川港、相馬港、鹿島港において発生した被害について述べた。

(3) その他施設

その他施設については、埠頭用地(八戸港)、離岸堤(久慈港、仙台塩釜港)、防潮堤(宮古港、女川港)、陸閘(宮古港、釜石港)、胸壁(気仙沼港)、護岸(気仙沼港)、防潮壁(女川港)、水門(女川港)、埋設護岸(仙台塩釜港)、フェンス(鹿島港)、突堤(鹿島港)において発生した被害について述べた。

なお、付録1に各港湾での施設被害を一覧にして添付しているのでご参照いただきたい。

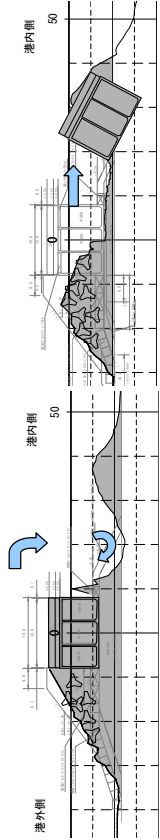
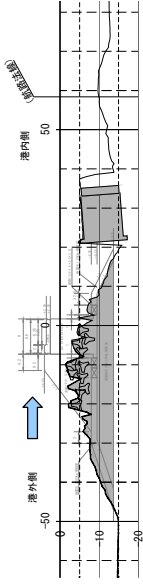
分類	被災の概要	主な被災施設	被災状況
越流洗掘型	内外水位差等による津波力だけでは、ケーソンの安定性に影響を与えるに至らないが、津波の流れや越流に伴う渦等の影響でケーソン背面(港内側)のマウンドまたは地盤面が洗掘を受け、最終的に堤体の支持力不足によりケーソンが滑動、滑落したもの	八戸港八太郎防波堤(中央部)	
津波波力型	内外水位差等による直接的な津波力により、ケーソンが不安定となり滑動、転倒、支持力破壊が生じたもの	八戸港八太郎防波堤(ハネ部) 釜石港湾口防波堤(北) 大船渡港湾口防波堤 相馬港沖防波堤	
堤頭部洗掘型	堤頭部周辺の流れにより、基礎マウンドが洗掘を受け、ケーソンの滑落が生じたもの	宮古港竜神崎防波堤 宮古港藤原防波堤 八戸港中央防波堤 八戸港第二中央防波堤	
引波水位差型	第一波の押波時の津波力や越流に伴う洗掘だけでは、不安定までには至らないが、引波時における内外水位差により、ケーソンが不安定となり滑動、転倒、支持力破壊が生じたもの	女川港防波堤	

図-4.1.1 防波堤の被災パターンの分類³⁾

4.6 地震動と被害の関係について

2011 年東北地方太平洋沖地震では多くの港湾において被害が見られ、防波堤等の外郭施設においては東北・北関東地方の太平洋沿岸の広い地域で大きな被害が見られたが、津波よりも地震動の影響を受けやすい係留施設については、東北地方北部では地震動による大きな被害はあまり確認されなかった。たとえば、岩手県に位置する釜石港においては、設計震度の大きい耐震強化岸壁だけでなく、設計震度の小さい通常岸壁においても大きな被害は無く、岸壁法線の大きな変位は見られていない。須賀地区の合成版ケーソン式の耐震強化岸壁（設計震度 0.23、水深-7.5m）ではエプロンの舗装目地部に小さい段差が生じた程度で、被害はあまり無い。耐震強化施設ではないスレンダーな合成版ケーソンが用いられている水深-11m 岸壁（設計震度 0.15）においても、エプロン部に 10cm 程度の段差が生じた程度で、前面法線の乱れは確認されていない（図-4.6.1、写真-4.6.1）。一方、東北地方の南部に位置する福島県の小名浜港では、地震動による大きな被害が見られた。特に、3 号埠頭の水深-10m の鋼矢板式岸壁（3-2 岸壁、設計震度 0.15）においては、50 cm 程度の法線の水平変位が見られ、エプロン部においても大きな被害が見られた（写真-4.6.2 および写真-4.6.3）。写真-4.6.3 において、段差の下端に置かれている紙は A4 サイズであり、これより、1m 以上の段差が岸壁背後に生じていることがわかる。

このような地域毎の地震動被害の傾向は、地盤条件等の影響も大きいと考えられるものの、地震動の強さによる影響も大きい。2.2 に述べたとおり、地震動の PSI 値は東北地方の北部では小さく、南部において大きい（図-2.2.4）。また、各地域における地震動のフーリエスペクトルにおいても、港湾構造物の不安定化に影響の大きい低振動数成分は南部に位置する港湾において多く含まれている（図-2.2.2）。よって、これらの地震動の特性が、地域ごとの岸壁被害の大小に影響したと考えられる。

また、同一港湾内においても、場所毎の地震動の大小により、係留施設の被害程度に違いが生じたと考えられる事例もあった。

前述の小名浜港においては、港湾内におけるサイト特性の面的な分布を把握する目的で、本震の約 2 ヶ月後の 5 月 2 日から 5 月 5 日にかけて、図-4.6.2 に示す 4 地点（小名浜港湾事務所、5 号埠頭、藤原埠頭、大剣埠頭）において余震観測が行われた⁴⁾。また、H.20 年度には小名浜港湾事務所により 3 号埠頭において臨時の地震観測が実施されている（観測点位置を同じく図-4.6.2 に示



写真-4.6.1 釜石港須賀地区-11m 岸壁（設計震度 0.15）

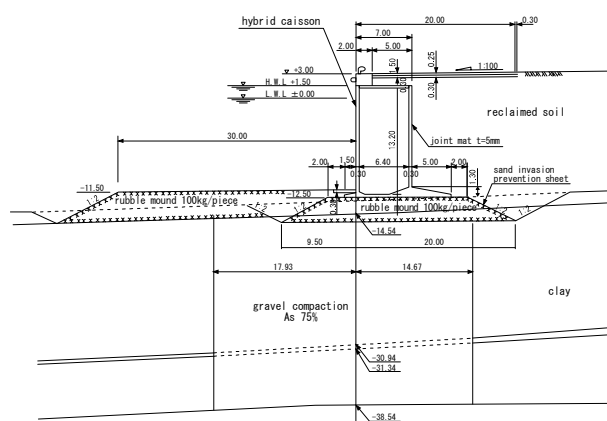


図-4.6.1 釜石港須賀地区-11m 岸壁（設計震度 0.15）標準断面図

す）。文献 4)ではこれらのデータを総合することにより各地点における経験的なサイト増幅特性が求められている。その結果を図-4.6.3 に示す。港湾構造物の不安定化に影響の大きい低振動数側では、3 号埠頭のサイト増幅特性が群を抜いて大きいことがわかる。

これらと被害との対応について見るため、各観測点の最寄りの係留施設の被害について見ていく。まず、3 号埠頭の岸壁（-10m）（矢板式、設計震度 0.15）（図-3.14.35 の No.6）においては、先に述べた通り顕著な被害が生じており、最大せり出し量は 1.6m であった（3.14）。また岸壁背後には 1m を越える段差も生じた（写真-4.6.3）。次に、5 号埠頭の岸壁（-12m）（ケーソン式、設計震度 0.20）（図-3.14.35 の No.13）の被災状況を写真-4.6.4 に示す。被害は生じているものの、3 号埠頭ほどの顕著な被害ではないことがわかる。この岸壁の最大せり出し量は 0.8m であった（3.14）。つづいて、藤原埠頭の岸壁（-12m）（ケーソン式、設計震度



図-4.6.2 小名浜港平面図と余震観測位置

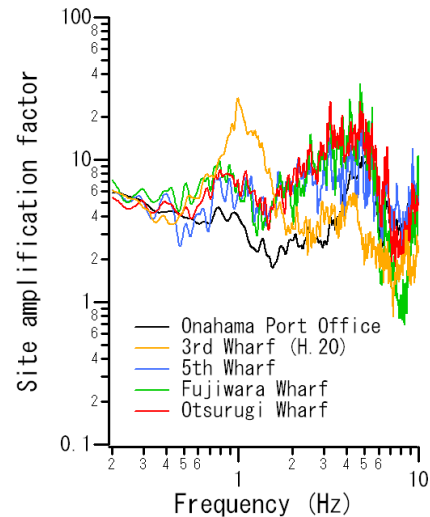


図-4.6.3 小名浜港湾事務所、3号埠頭、5号埠頭、藤原埠頭、大剣埠頭におけるサイト増幅特性

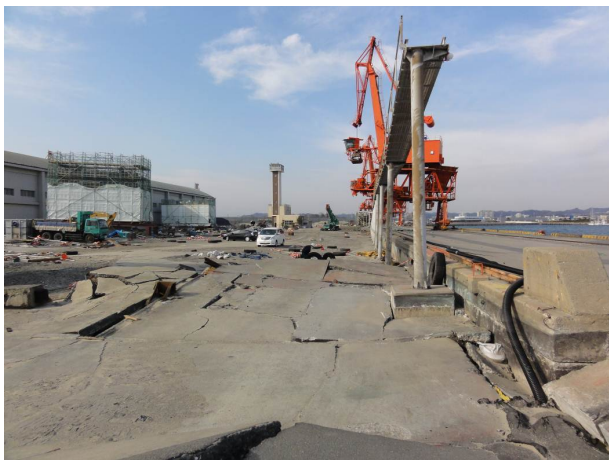


写真-4.6.2 小名浜港 3号埠頭 3-2 岸壁における被災状況



写真-4.6.3 小名浜港 3号埠頭 3-2 岸壁の背後における段差(段差の下端に置かれている紙は A4 サイズ)

0.12) (図-3.14.35 の No.1) の被災状況を写真-4.6.5 に示す。既設ケーソンの前面に段差の生じる被害が生じてはいるものの、やはり 3号埠頭ほどの顕著な被害ではないことがわかる。この岸壁の最大せり出し量は 0.3m



写真-4.6.4 小名浜港 5号埠頭岸壁 (-12m) 被災状況

であった(3.14)。最後に、大剣埠頭の岸壁(-7.5m)(ケーソン式、設計震度 0.10)(図-3.14.35 の No.5)の被災状況を写真-4.6.6 に示す。被害は生じているものの、やはり 3号埠頭ほどの顕著な被害ではないことがわかる。この岸壁の最大せり出し量は 0.5m であった(3.14)。

これら 4 施設の比較を表-4.6.1 に示す。構造形式や設計震度が異なるため単純な比較はできないが、1m を越える水平変位が生じたのは 3号埠頭岸壁(-10m)のみである。また、岸壁背後に 1m を越える段差が生じたのも、写真-4.6.3～写真-4.6.6 に示すように、3号埠頭岸壁(-10m)のみである(ただし 5号埠頭岸壁(-12m)南端の護岸との接続部を除く)。以上の比較から、場所毎の地震動の大小が係留施設の被害程度の違いをもたらしていると考えられる。

このように、東北地方太平洋沖地震においては、同一



写真-4. 6. 5 小名浜港藤原埠頭岸壁（-12m）被災状況



写真-4. 6. 6 小名浜港大剣埠頭岸壁（-7.5m）被災状況

表-4. 6. 1 小名浜港地震観測点付近の4施設の比較

施設名称	構造形式	設計震度	最大せり出し量
3号埠頭岸壁（-10m）	矢板式	0.15	1.6m
5号埠頭岸壁（-12m）	ケーソン式	0.20	0.8m
藤原埠頭岸壁（-12m）	ケーソン式	0.12	0.3m
大剣埠頭岸壁（-7.5m）	ケーソン式	0.10	0.5m

報を活用し、重要な港湾施設についてはできるだけサイト増幅特性の小さいゾーンに立地するように誘導することができれば、地震に強い港湾をより小さいコストで実現することに大きく寄与するものと考えられる。

港湾内においても地震動が場所毎に大きく異なる場合があり、そのことが港湾施設の被害程度の大小を左右している実態が明らかになってきたと考えられる。よって、今後の地震対策においては、港湾内におけるサイト増幅特性の分布を詳細に調べ、サイト増幅特性の大きい場所に立地する施設に対して特に入念に対策を行うことが肝要であると考えられる。また、さらに長期的な視点に立つならば、港湾計画においてサイト増幅特性に関する情

4.7 複合災害について：地震動・津波の複合作用

(1) はじめに

東日本各地の港湾施設では、地震動や津波に起因する被害が多く見られた。その中には、被害を地震動と津波のどちらかひとつだけでは説明が難しい事例も見られた。本節では地震動・津波の複合作用により被害が発生した、または被害が拡大したと考えられる相馬港第一埠頭の鋼矢板式岸壁と女川漁港の RC 構造物の被害について、被害の状況と被災要因について述べる。

(2) 相馬港第一埠頭の事例

福島県相馬港第一埠頭の鋼矢板式岸壁では、鋼矢板壁が一部に海側へ倒壊する被害⁵⁾が発生した。写真-4.7.1 に被害の状況を示す。エプロン部は約 30m にわたって大きく陥没し、H 鋼を用いた控え組杭と鋼矢板壁の頭部に繋がれていたタイワイヤーが破断した。航空写真（写真-4.7.1(b)）に見られるように、第一埠頭のうち被害は局所的に生じ、同一法線上の他の岸壁においては、矢板頭部の変位があるものの、倒壊のような大きな被災は確認されていない。また、写真で空気抜き工が確認できるように、倒壊した鋼矢板式岸壁では、背後埋土部で碎石を用いたドレーン系の改良が行われていた。

例えば、1993 年日本海中部地震の際の秋田港の被害⁶⁾のように、鋼矢板式岸壁の被害はこれまで多くの地震で見られた。しかし、岸壁の被害の多くは控え工の移動や矢板壁の損傷に起因したものであり、タイ材が破断して矢板壁が倒壊した事例はあまりない。また、相馬港においては津波の浸水高は 10m 程度であり⁵⁾、津波作用が岸壁変形に影響している可能性がある。これまでの地震被害では見られない被災メカニズムであり、津波浸水高も高いため、地震動と津波が複合的に作用した被害と考えられている。

被災要因について、矢板式岸壁の現行の設計手法等に即して、津波が岸壁不安定化に与える影響を検討がされた⁷⁾。津波による岸壁背後の地表上への浸水について、その重量を有効土圧への上載荷重として考慮するよりも、残留水圧に加算の方が矢板岸壁の安定性により厳しい条件となることが明らかとなった。それゆえ、岸壁背後にあるドレーンや空気抜き工に加えて、地震動によるエプロン舗装の損傷部分から津波が岸壁背後地盤に浸透して、鋼矢板式岸壁が不安定化した可能性が示唆された。

一方では、被害が発生した岸壁背後にはサイロが 2 棟建設されており、鋼矢板壁はサイロの間で倒壊していることから、津波の引波時に当該地点の流速が大きくなり、



(a) 鋼矢板壁の倒壊



(b) 被害部分の航空写真

写真-4.7.1 相馬港第一埠頭の被害状況

局所的に被害につながったとの報告⁵⁾もある。

(3) 女川漁港の事例

宮城県女川漁港岸壁から約 60m 内陸に建設されていた 4 階建 RC 構造物は、津波により転倒し、約 23m 陸側へ移動した⁵⁾。ビルの基礎杭（直径約 400mm、長さ 5000mm）は 16 本であり、杭の多くは杭頭部で破断していたが、1 本は杭頭部分の鉄筋でぶら下がっていた。杭基礎の建築構造物が転倒する被害はこれまでの津波被害では見られなかったため、地震動と津波が複合的に作用

した被害と考えられている。

想定される被災メカニズムのうち、津波が来襲前の地震動により地盤が液状化し、杭基礎の引き抜き抵抗が小さくなり、転倒時に杭が引き抜けたという説が有力と考えられている。地震後に転倒した構造物の周辺で実施された原位置試験⁸⁾によると、深度 10m 付近まで N 値が 10 以下の層が連続し、支持地盤が液状化した可能性があると判断されている。これは、地盤の液状化が津波作用時に RC 構造物の転倒被害の要因の一つであり、被害が地震動と津波が複合的な作用によるものとする想定を支持する報告である。

(4) おわりに

本節では、東日本大震災でみられた被害のうち、複合災害と考えられている事例を示し、被災要因について記した。津波来襲前の地震動作用後における被災状況が分からないため、被害があった施設について、被害の要因を地震動と津波で分けることは困難である。これまでの東日本大震災の複合災害に関する模型実験や数値解析を用いた研究の多くは、地震動や津波単独ではなく、複合作用として両者を被害要因として考慮した方が、より実被害と整合した被災メカニズムになることを示している。



写真-4.7.2 倒壊した4階RC構造物（女川漁港背後地）

4.8 液状化について: 液状化被害, 液状化対策の効果, 継続時間

本節では, 2011 年東北地方太平洋沖地震でみられた液状化被害の特徴について, 過去の被災事例に照らして分析するとともに, 液状化対策の効果, ならびに, 継続時間の影響について記述・考察する。

(1) 地震動の特徴および液状化事例

はじめに, 東日本大震災での地震動と 1995 年兵庫県南部地震を比較し, 特徴的な液状化事例について, 簡単に触れておく。

図-4.8.1 は, 国土技術政策総合研究所の港湾地域強震観測が計測した東日本大震災での仙台港での加速度記録で, 図-4.8.2 は, 神戸市開発局が 1995 年兵庫県南部地震 (M=7.3) で計測した神戸ポートアイランドでの加速度記録である。図-4.8.1 と図-4.8.2 を比較すると, 兵庫県南部地震での地震動継続時間は 30 秒程度であるが, 東日本大震災のものは 150 秒を超えており, 非常に長い継続時間であったことがわかる。

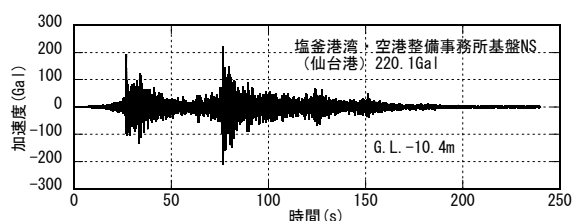


図-4.8.1 基盤加速度 (仙台港)
2011 年東北地方太平洋沖地震

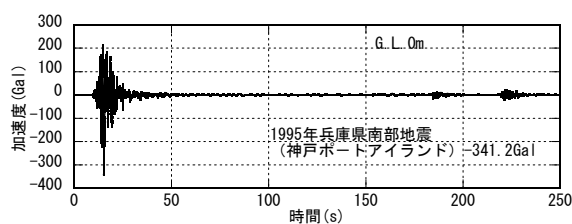


図-4.8.2 地表加速度 (神戸ポートアイランド)
1995 年兵庫県南部地震

写真-4.8.1 は, 小名浜港での液状化事例で, 地震後約 1 月後に撮影したものである。当施設は水深-10m の矢板岸壁で, 岸壁法線が最大で 35cm 程度はらみだした。石炭用アンローダーが設置されており, 陸側レール背後で写真-4.8.1 に示すような 1m を超える段差が生じていた。地震直後の目撃情報によると, このあたりは液状化により激しい噴砂が発生していたとのことである。お

そらく, 沈下とともに大量の噴砂が地面に堆積し, その後津波により噴砂が流され, 写真-4.8.1 のような状態になったものと考えられる。



写真-4.8.1(a) 液状化事例 (陸側レール直角方向)



写真-4.8.1(b) 液状化事例 (陸側レール平行方向)

(2) 液状化被害の特徴: 液状化特性

図-4.8.1 で示したように, 東日本大震災の地震動は従来の液状化に関する設計で対象としていた地震動と比較して 1 オーダー継続時間の長いものであった。地震動継続時間が液状化現象に及ぼす影響についての室内試験結果を紹介する。

実験は, 相馬 6 号砂を試料とし, 繰返し単純せん断試験機を用いて行った。単純せん断試験で用いた波形は, 図-4.8.1 で示した仙台港の基盤加速度と, 小名浜港, 千葉港で観測された基盤加速度波形の相似波形である。また, 従前の液状化予測判定で使用されていた 1968 年十勝沖地震での八戸波 (継続時間約 20 秒) を比較のために使用した。試験では, 各波形においてせん断応力の大きさを変えた相似波形を数波用意し, 各波の最大せん断応力と载荷中に発生する両振幅せん断ひずみの最大値を調べた。

図-4.8.3 は、最大せん断応力比と载荷中に発生した両振幅せん断ひずみの最大値の関係を、相対密度 $Dr=50\%$ の緩詰め供試体について示したものである。図-4.8.3 中には各波形のプロットを、累乗関数で近似した線を示している。

図-4.8.3 から波形ごとに最大せん断応力比と両振幅せん断ひずみの関係は異なっている。単純せん断試験での液状化抵抗は、両振幅せん断ひずみが $\gamma_{DA}=7.5\%$ となる最大せん断応力比で定義され、図-4.8.3 の関係から求めた各波形の液状化抵抗を有効波数との関係として図-4.8.4 に示す。図-4.8.4 には、相対密度が $Dr=80\%$ の密詰め供試体についても示してある。ここで、有効波数とは不規則波の特性を示す指標の一つで、図-4.8.5 で示すように、せん断応力の時刻歴において最大せん断応力の 6 割以上の波頭の数の半分として定義される。有効波数が大きくなると液状化抵抗が小さくなり、また、継続時間が長くなるほど有効波数は大きくなる傾向にある。

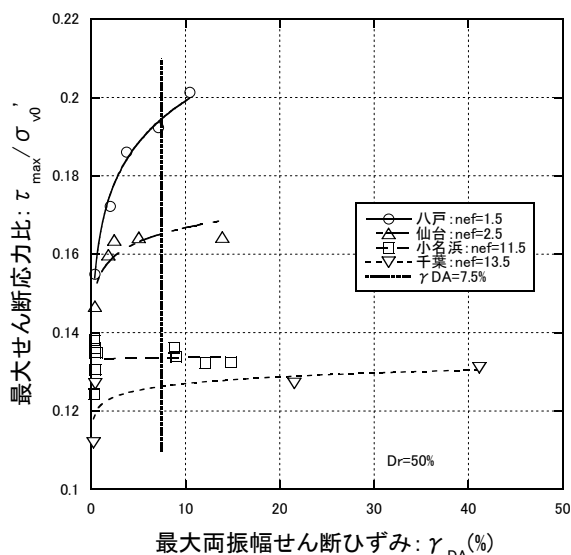


図-4.8.3 液状化試験結果 ($Dr=50\%$)

図-4.8.4 から、従前の設計で用いていた八戸波よりも東日本大震災で計測された波形の方が、液状化抵抗が小さくなり、継続時間の影響があることがわかる。また、密度の小さい場合には波形による液状化抵抗の差は小さくなっており、継続時間の液状化発生の有無に及ぼす影響は、緩い地盤では密な地盤と比べると小さかったといえる。しかし、図-4.8.3 で示したように、千葉波や小名浜波では外力のわずかな増加が、大きなひずみの発生になっている。これは継続時間が長い地震動では、液状化が発生すると大規模な液状化被害になることを示唆し、継続時間は液状化の程度には大きく影響するといえる。特に緩い地盤でこの傾向が強いことが確認されている。

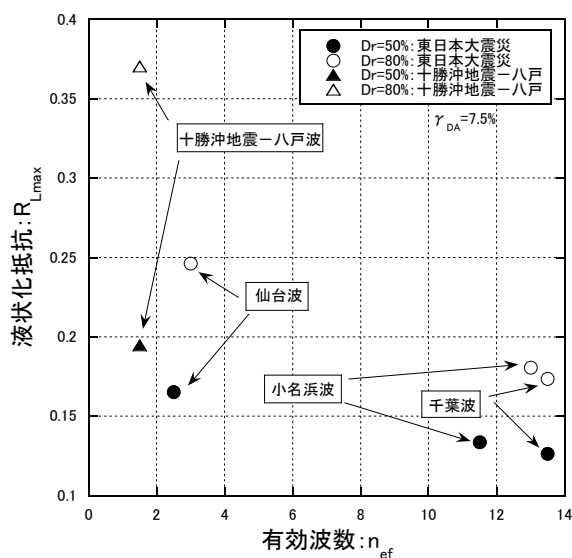


図-4.8.4 液状化抵抗と有効波数の関係

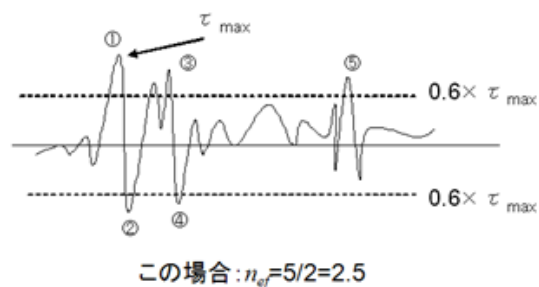


図-4.8.5 有効波数の定義

(3) 液状化対策の効果

東日本大震災で液状化による被害は多くの施設で確認されたが、同時に液状化対策が機能した事例も多く確認されている。以下では、東日本大震災で確認された液状化対策事例を紹介する。

図-4.8.6 は、すべてではないが、東京湾岸（陸上工事のみ）の地盤改良工事の件数を締固め、固化、排水の改良原理ごとに調べたものである⁹⁾。液状化対策を目的としたものは 7 割程度を占めている。その中でも締固めに分類されるものが多数を占めており、すべてが液状化対策を目的としたものである。固結、排水については、2～3 割程度が液状化対策を目的としている。

以下で、締固め、固結、排水ごとに液状化対策事例を紹介する。なお、著者の知りうる範囲であるが、液状化対策が機能しなかった事例は無い。

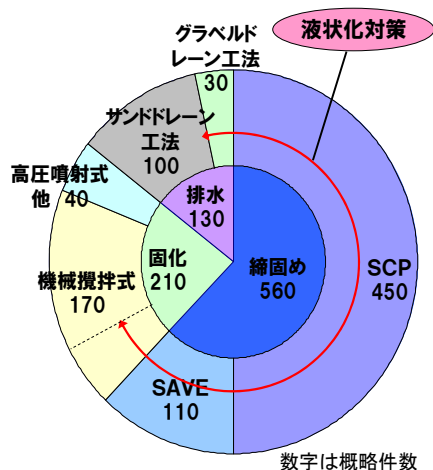


図-4.8.6 地盤改良のシェア（東京湾岸）⁹⁾

a) 締固め工法

本事例⁹⁾は、図-4.8.7で示す東京都江東区の埋立て地盤で建築構造物の基礎地盤に施工されたもので、静的な締固め工法(SAVE)で液状化対策がなされている。

写真-4.8.2は地震後の施工箇所と未施工箇所の状況である。施工箇所は液状化が発生せず、構造物も健全であった。しかし、未施工箇所では液状化が発生し、沈下が生じていた。

当該箇所の土質は、地表面から深さ 13m 程度までに N 値が 1~7 の緩い砂質地盤が堆積しており、その下部にシルト質粘土が堆積している。

対策対象は、G.L.-0.5~-12.5m の土層となり、図-4.8.8の平面図に示すように、建物範囲内は砂が補給材として使用され、その周囲は碎石が補給材として使用された。改良仕様は、φ700 で圧入率（改良率）は 17.1%であった。

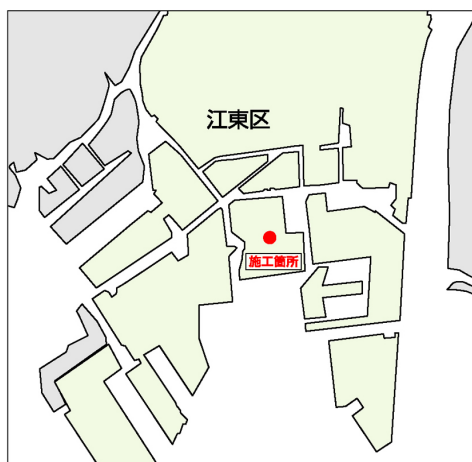


図-4.8.7 締固め工法施工箇所



写真-4.8.2 地震後の状況（締固め工法）

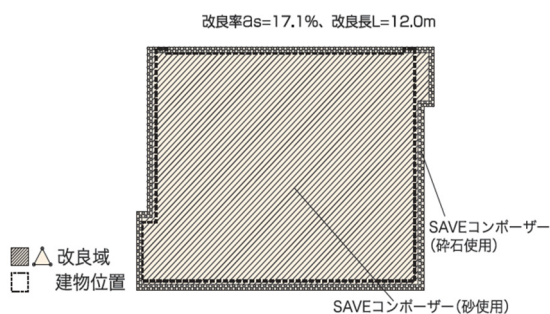


図-4.8.8 施工平面図

b) 固化工法

本事例は、図-4.8.9で示す仙台空港で施工されたものである。仙台空港では、注入固化（浸透固化）、高圧噴射(X-jet)の2種類の固化工法が滑走路および誘導路で、また静的圧入締固め(CPG)が誘導路で施工されていた。いずれも既存舗装下部地盤に対して、施設を供用しながら夜間施工で対策を行ったものである。

写真-4.8.3は、誘導路で高圧噴射が施工された箇所の地震後の状況で、舗装は健全な状態であった。写真-4.8.4は誘導路の未対策箇所の状況で、液状化が発生し舗装に不陸が生じていた。

図-4.8.10は、注入固化による対策断面である。改良目標強度は、一軸圧縮強さで 70kN/m² が採用されていた。

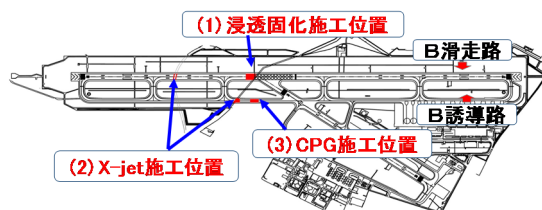


図-4.8.9 仙台空港平面図



写真-4.8.3 地震後の状況（高圧噴射）



写真-4.8.4 地震後の状況（未施工部）

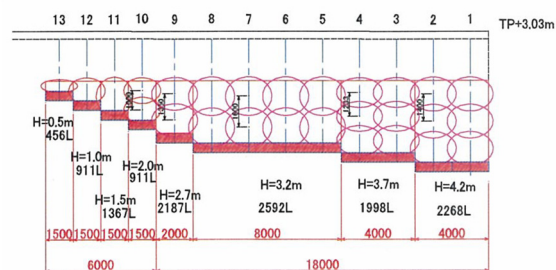


図-4.8.10 対策断面（注入固化）

浸透固化工法による液状化対策の効果について、もう一つの事例を紹介する。仙台塩釜港のタイロッド式矢板岸壁を浸透固化処理工法によって、改良層厚 13.5m、改良延長 60m にわたって対策したものである。改良目標強度は、一軸圧縮強さで 100kN/m^2 が採用されていた。写真-4.8.5 は、対策施工範囲と無対策範囲の境界部の状況を示している。施工箇所は液状化が発生せず、被災なしであったのに対し、無対策範囲では液状化が発生し、沈下が生じていた。



写真-4.8.5 地震後の状況（浸透固化）

c) 排水（間隙水圧消散）工法

本事例は¹⁰⁾、東京港材木埠頭で施工されたもので、人工材を用いたドレーン工法（DEPP 工法）によるものである。写真-4.8.6 は、地震後の岸壁背後の状況で、右側が施工箇所、左側が未施工箇所である。施工箇所では液状化の発生はなく、舗装等は健全であったが、未施工箇所では液状化が発生し舗装に被害が生じている。

図-4.8.11 に代表的な施工断面、写真-4.8.7 に施工状況を示す。岸壁は控え杭式矢板構造で前面水深は-12m となっている。ドレーン材は、グリッドドレーンとスパイラルドレーンが用いられ、打設間隔 45～65cm（写真-4.8.6 の区域は打設間隔 55cm）で設置された。



写真-4.8.6 地震後の状況（左側が未改良区域）

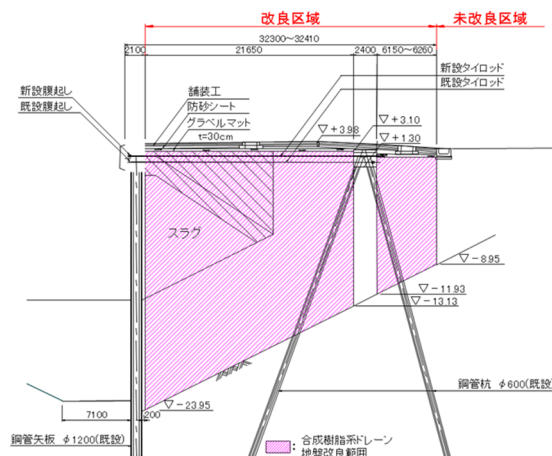


図-4.8.11 対策断面（排水）



写真-4.8.7 ドレーン打設状況

(4) 継続時間

東日本大震災では、地震動の継続時間が長いことが特徴であった。このような地震動継続時間の影響を考慮した新たな液状化予測判定手法が、2012 年 8 月より港湾の施設の技術上の基準・同解説に反映されている。ここでは、同手法¹¹⁾の東日本大震災への適用事例についてふれる。

液状化予測判定を行った千葉県浦安市の地点を図-4.8.12 に、対応する液状化予測判定結果を図-13 に示している。継続時間の反映により、液状化の可能性が高い (I, II) 範囲に対しては、全体的に等価加速度が大きくなる傾向を示し、確からしい値を示している。また、液状化地点において、従来の手法では、液状化しない可能性が大きい (III) としていた地点が、新たな手法では、僅かではあるものの液状化する可能性が大きい領域に接するようになっており、予測判定の精度が向上したことが確認できる。



図-4.8.12 液状化予測判定を行った浦安市の地点

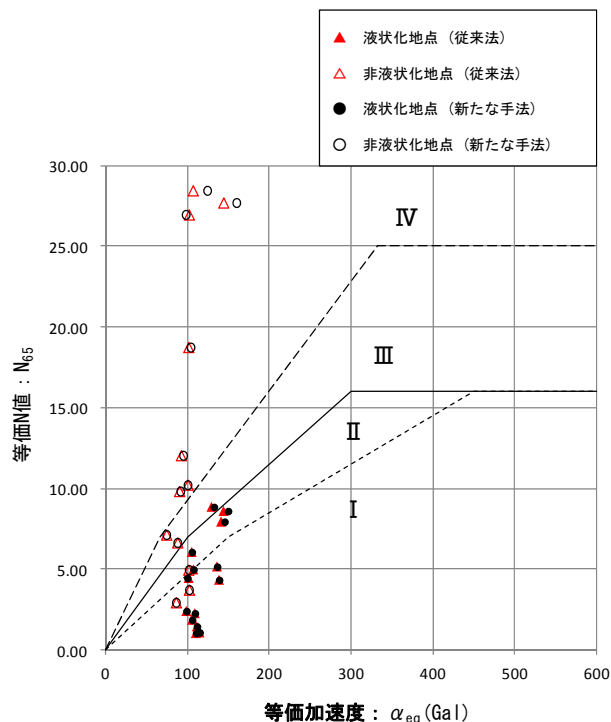


図-4.8.13 浦安市での液状化予測判定結果

(5) 今後の課題

東日本大震災では、マグニチュード 9 の本震後、マグニチュード 5 以上の余震が本震当日に 132 回発生し、特に、本震後 30 分余りの間にマグニチュード 7 以上の大きな余震が 3 度にわたり発生したことが明らかとなっている。本震後の余震による液状化事例は数多く、非液状化層において液状化が発生し被害が拡大したと考えられるケースもある。このような地震動の連成作用を考慮した液状化予測判定については、今後の課題 (図-4.8.14) である。

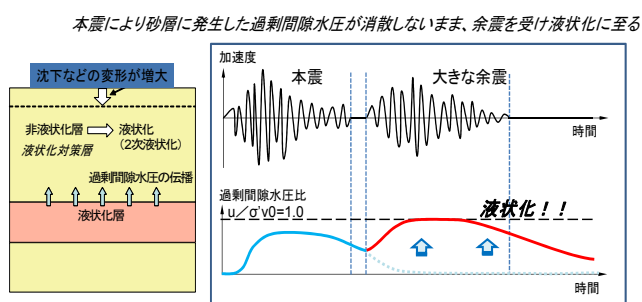


図-4.8.14 液状化予測判定法の高度化に向けた課題

(6) おわりに

本節では、東日本大震災でみられた液状化被害の特徴について、過去の被災事例に照らして分析するとともに、液状化対策の効果、ならびに、継続時間の影響について

記した。今後、さらに検討を進め、液状化に関わる課題を解決していく必要があると考える。本節の最後ではありますが、東北地方整備局、東京都ならびに浦安市から情報提供していただきました。深く感謝いたします。

4.9 岩ずりについて

岩ずりは排水性が高いことから液状化しにくい材料として、液状化対策を目的に岸壁の埋立て材に使用される。しかし、岩ずり地盤は水中への直接投入により造成されるため緩く堆積している場合があり、地震時に液状化は起こさなくても地震動の繰返しせん断により大きな沈下を起こす可能性がある。

東日本大震災では、実際、このような岩ずりを埋立て材に使用した岸壁（仙台港高砂埠頭や常陸那珂港北埠頭等）が地震によって沈下し荷役に支障が生じた。以下では、上述の被災要因の考察として、岩ずりの動的特性、特に、地震時の体積収縮特性について述べる。

(1) 岩ずりの地震時体積収縮特性

本項では、室内試験による岩ずりの地震時体積収縮特性について記述する。岩ずり（常陸那珂産 A と千葉産 B）の大型単純せん断試験結果（正弦波と不規則波）の例を図-4.9.1、4.9.2 に示している。この際、不規則波は、東日本大震災の際の常陸那珂港の工学基盤での推定波を用いて SHAKE で応答計算をして得られたせん断応力波形に対応している。尚、波形は荷重制御の精度を確保するため時間軸を元の波形の 80 倍としている。両図から、正弦波・不規則波の双方とも、地震時のせん断応力の繰返し載荷に伴い体積ひずみが蓄積している様子がみえて

れる。このような岩ずりの残留体積ひずみは、繰返し載荷初期に多く発生し、繰返し回数が大きくなるとある値に漸近していく傾向にあり、岩ずりの種類によらず、密度が低く、拘束圧が高く、繰返し応力比が大きいほど、顕著になることが明らかとなっている（後藤ら, 2013）。

岩ずりの種類や、密度、拘束圧、せん断応力比、及び、載荷する波形を変えて行った大型単純せん断試験での計 72 ケースのせん断応力比と発生した最大残留体積ひずみの関係のまとめを図-4.9.3 に示す。本結果から、せん断応力比が大きいほど、発生する残留体積ひずみが大きくなることが明瞭に確認できる。図-4.9.3 の紫色の実線（太実線）は不規則波を、紫色の破線（太破線）は正弦波を載荷した際のせん断応力比に対する最大残留体積ひずみの上限を示している。同図から、同じせん断応力比でも、不規則波に比べ正弦波を載荷した場合には、上限値が大きいことがわかる。これは、正弦波の場合、所定の比率のせん断応力が、繰返し載荷中、常に作用するのに対して、不規則波の場合には、波形の不規則性から、それよりも低い応力が作用するためである。実験で載荷した不規則波形は、東日本大震災の際の常陸那珂港の推定波であり、4.8 節に示した液状化予測判定で地震動によって有効に作用する波数を表す“有効波数”にして 10 波と従来の地震動に比して厳しい波形となっている。一方、正弦波の結果は所定のせん断応力比で無限回載荷

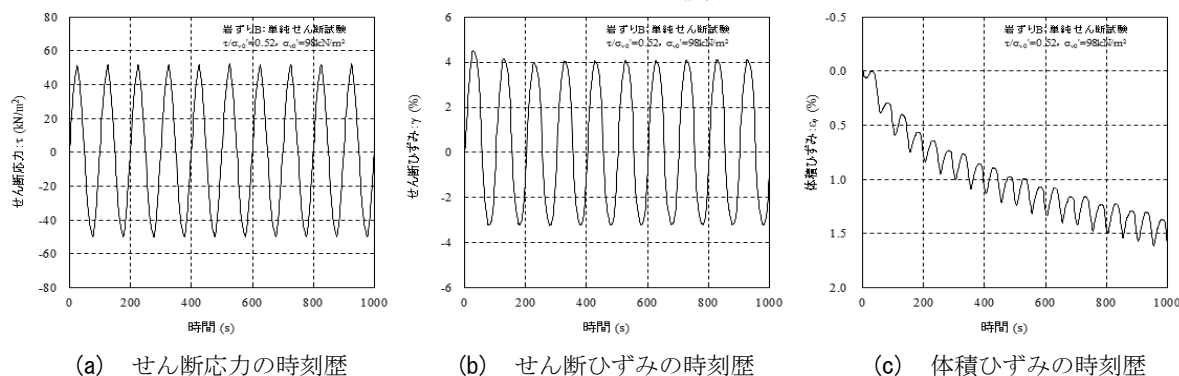


図-4.9.1 正弦波の単純せん断試験結果（岩ずり B, $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$, $\tau/\sigma'_{v0}=0.52$ ）

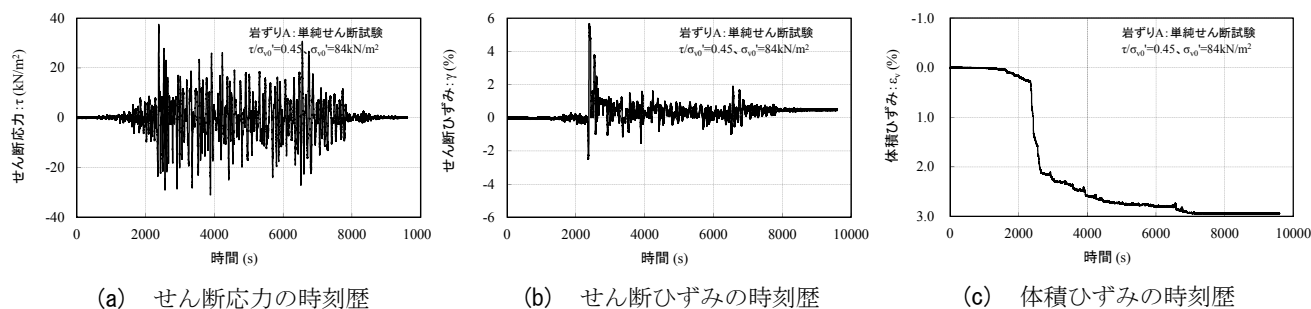
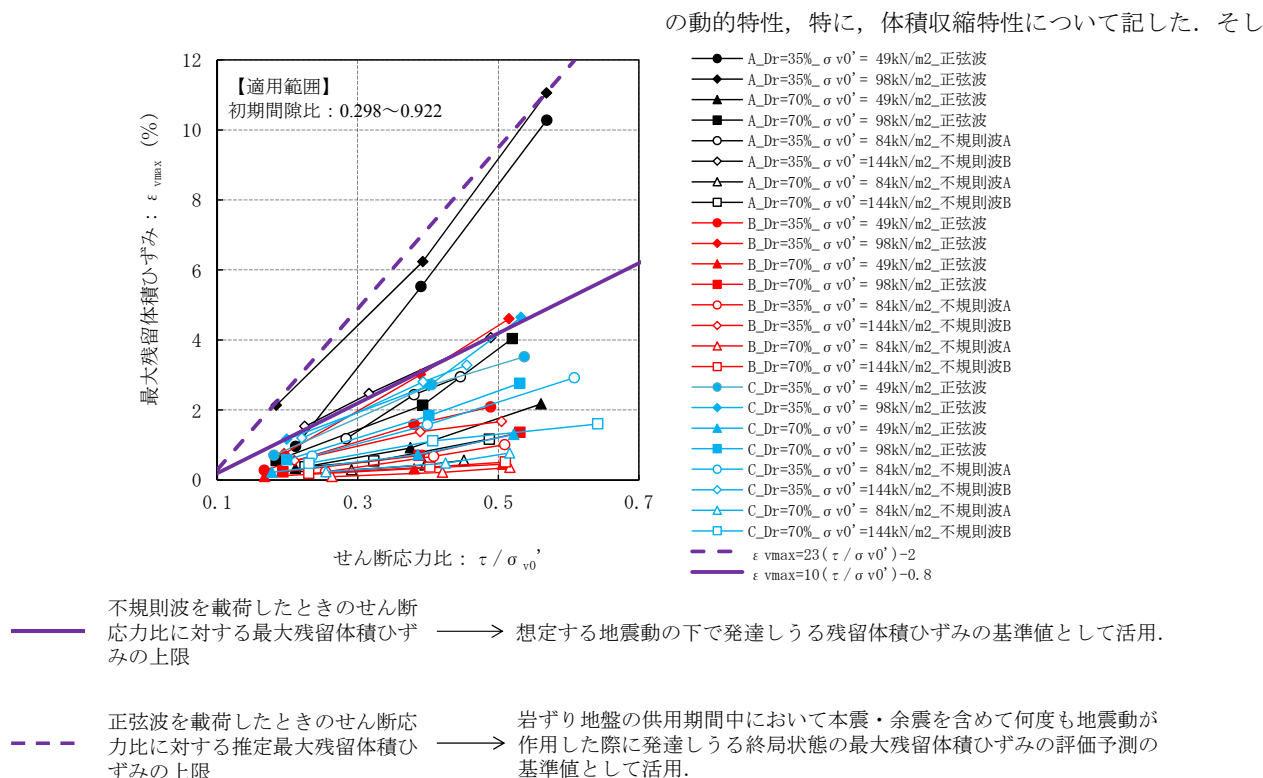


図-4.9.2 不規則波の単純せん断試験結果（岩ずり A, $\sigma'_{v0}=84\text{kN/m}^2$, $\tau/\sigma'_{v0}=0.45$ ）



図—4.9.3 岩ずりの残留体積ひずみの評価・予測チャート¹²⁾

した際の推定値から導かれた上限値である。それゆえ、これらの不規則波および正弦波の下で、異なる3種類の岩ずりを用いて得られた最大残留体積ひずみとせん断応力比の間の上限関係は、限られた試料・実験条件に対応したものであるものの、それぞれ、想定する地震動の下で地震動応答計算を通じて得られる繰返しせん断応力比に対して発達し得る残留体積ひずみ、および、岩ずり地盤の供用期間中において本震・余震を含めて何度も地震動が作用した際に発達し得る終局状態の最大残留体積ひずみの評価予測の基準値として活用することができる。

また、上述の結果と東日本大震災の際に現地(常陸那珂)で観測された岸壁背後の岩ずり地盤の沈下量との整合性を確認している¹³⁾。具体的には、同地で造成した岩ずり地盤の全層厚 D は20.5mであり、代表GL-12mでのせん断応力比0.31を図—4.9.3に適用すると、本震に対して $\varepsilon_v=2.3\%$ 、本震・余震による予測最大値 $\varepsilon_v=5.1\%$ となる。これらの値から、沈下量 $S=D \cdot \varepsilon_v/100=47\text{cm}$ 、1.05mとなり、同値は、実測沈下量約1mと調和的であるといえる。

(2) 岩ずりの地震時体積収縮特性のまとめ

本項では、東日本大震災で岩ズリを用いた岸壁で、エブロン部などにおいて大きな沈下を起こした被害が発生したことを受けて、地震時繰返しせん断を受ける岩ずり

で、岩ずりの種類によらず、その地震時残留体積ひずみの発達は、密度・拘束圧・繰返しせん断応力比に依存し、密度が低く、拘束圧が高く、繰返しせん断応力比が大きいほど、体積収縮特性は顕著になることを述べた。また、図—4.9.3に示した将来の地震動による残留体積ひずみ及び沈下の評価・予測に有用なチャートは、岩ずりを現場で使用する際の一つの指針として有効に活用されることが期待される。