

# 神戸市における海岸保全施設の 南海トラフ地震に対する対策検討

長澤 浩平<sup>1</sup>・曾根 照人<sup>2</sup>・山本 龍<sup>3</sup>・井合 進<sup>4</sup>・澁谷 啓<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 神戸市みなと総局 技術部 (〒650-8570 神戸市中央区加納町6-5-1)  
E-mail: kohei\_nagasawa@office.city.kobe.lg.jp

<sup>2</sup>正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)  
E-mail: sonekt@newjec.co.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)  
E-mail: yamamotott@newjec.co.jp

<sup>4</sup>正会員 京都大学 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)  
E-mail: iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp

<sup>5</sup>正会員 神戸大学大学院 工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)  
E-mail: sshibuya@kobe-u.ac.jp

神戸市内の海岸保全施設を対象に、南海トラフ巨大地震に伴う最大クラスの津波に対して減災を目的とした対策工の検討を行った。まず、津波に先行する地震動に対する変状を動的有効応力解析および簡易法で設定した。施設の変状を設定するのに必要な検討対象全域の、埋立土および沖積砂質土の液状化強度を限られた土の繰返し非排水三軸試験結果より得られる液状化強度比と補正N値から設定した関係式より求めた。次に、施設の変状を考慮した津波シミュレーションより堤内地の浸水エリア、浸水深を推定し、対策が必要な箇所の選定および対策案を検討したものである。

**Key Words :** *effective stress analysis, measures against tsunami, strong ground motion, Nankai Trough*

## 1. はじめに

東日本大震災による発災以後、内閣府<sup>1)</sup>などにおいて、その経験・教訓を踏まえた今後の防災・減災対策のあり方や、特に近い将来発生が予測される南海トラフ巨大地震・津波対策など様々な検討が進められてきた。

こうした中、神戸市みなと総局では、南海トラフ巨大地震および津波に対して、市街地の財産および社会経済活動を防護するために、海岸保全施設の地震・津波対策検討を進めている。

神戸市管轄の海岸保全施設の延長は、東灘区から須磨区までの概ね59.8kmとなる。この全区間において、津波に先行する地震動に対する施設の変状を適切に設定し、施設の変状を考慮した上で津波シミュレーションを行い、想定する地震・津波に対する被災を想定し、対策工を講じる必要がある。本報告では、以上の検討を行い神戸市街地の浸水エリアを推定し、神戸市が掲げる減災目標を満足する対策断面(案)の選定結果について述べる。

## 2. 検討の流れ

海岸保全施設の対策検討の手順について述べる。フローは、図-1に示すとおりである。

まず、検討対象地震動の設定を行う。港湾の施設の技術上の基準・同解析<sup>2)</sup>では、地震動は震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮して適切に設定しなければならないと記載されている。本検討では、対象施設の延長が長いため、サイト特性を適切に設定する必要がある。また、全対象施設で検討条件を統一するために、工学的基盤層の位置の考え方を全施設で統一した。

次に海岸保全施設の地震時沈下量の設定を行う。地震時沈下量を推定する方法としては、有効応力解析法に基づく二次元地震応答解析(FLIP)<sup>3)</sup>を用いる詳細法と、沿岸構造物のチャート式耐震診断システム<sup>4)</sup>を用いる簡易法が挙げられる。全対象施設で詳細法を実施することは、時間および費用面から非現実的であり、全対象施設から代表断面を選定し、この代表断面に対してのみ詳細法で沈

下量を推定する。この詳細法を実施する施設位置において各種土質調査を実施し、検討に必要な地盤条件の設定を行い、詳細法で沈下量を推定する。また、簡易法については、詳細法による結果を考慮することにより沈下量の推定精度を向上させて用いることで、全対象施設の地震時沈下量を推定した。

次に海岸保全施設の沈下量を考慮した津波シミュレーションを実施し、海岸保全施設背後の浸水域、浸水深、対象位置での津波高を算定する。なお、津波シミュレーションは、内閣府の南海トラフ巨大地震モデル検討会<sup>9)</sup>で検討されている波源モデルを設定し、非線形長波理論式を基礎方程式としてスタッガード格子によるLeap-Frog差分法を用いて解く平面2次元解析を用いた。

次に対策断面の検討を行った。対策方針は、本検討で対象とした最大クラスの津波に対しては「浸水による死者を0人(背後地の浸水深30cm未満)」とするために必要な対策箇所、対策断面を検討した。

以下に、各検討項目を詳述する。

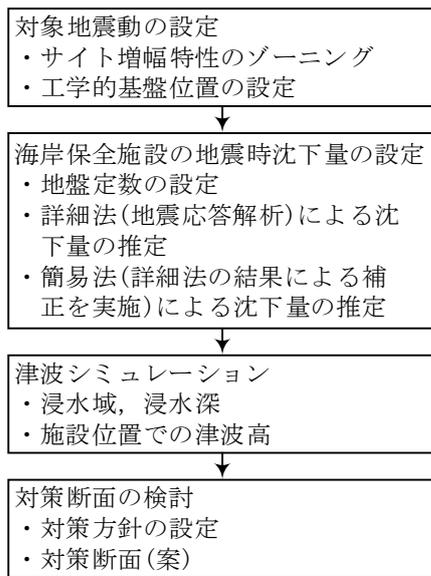


図-1 海岸保全施設の対策検討フロー

### 3. 対象地震動の設定

本検討で対象とする「最大クラスの津波に先行する南海トラフ巨大地震」には、内閣府より公表(平成24年8月29日付)されているSMGA(Strong Motion Generation Areas)モデルの地震動<sup>9)</sup>、および国立研究開発法人港湾空港技術研究所により考案されているSPGA(Strong-motion Pulse Generation Areas)モデルの地震動<sup>9)</sup>の大きく2つが存在する。各モデルの特徴は表-1に示すとおりである。

津波に先行する地震動の選定には、これらの震源モデルの特徴を踏まえた上で選定することが望ましいと考えられる。本検討では、津波に先行する地震が発生した場合における施設の変形量を評価することを目的としているため、SPGA モデルによる南海トラフ巨大地震波形を用いることとした。

#### (1) サイト増幅特性のゾーニング

サイト増幅特性は、地震基盤( $V_s=3000\text{m/s}$ 相当)から工学的基盤( $V_s=300\text{m/s}$ 相当)までの地震動の増幅特性を表現するもので、強震記録をともにしたスペクトルインバージョンにより求めることが標準とされている。神戸港においては、前述のようにして設定したサイト増幅特性が4つ存在し、この4つのサイト増幅特性のゾーニング図は国土技術政策総合研究所HP<sup>9)</sup>からダウンロード可能である(図-2参照)。



図-2 神戸港におけるサイト増幅特性のゾーニング<sup>9)</sup>

表-1 SMGA モデルと SPGA モデルの特徴

モデル名称	モデルの妥当性検証方法	目的
SMGA モデル	東北地方太平洋沖地震の観測記録を基に、震度が適切に評価できていることを確認することにより行っている。	地震動の作用により、各地点における震度が精度よく算出することを主目的としている。
SPGA モデル	耐震検討を視野に入れ、東北地方太平洋沖地震の観測記録を基に、地震波形、スペクトル、および $PSI$ 値 <sup>9)</sup> が適切に評価できていることを確認することにより行っている。	耐震検討用の地震動の評価を主目的としている。

図-2のゾーニングは港湾施設の設計・検討を対象に作成されており、本検討で対象とする海岸保全施設のゾーニングに用いるには、常時微動観測点が不足している。特に、西側に位置する神戸港①と神戸港②の境界線は明瞭でない。そのため、主に神戸-Gよりも西部域を重点的に常時微動観測し、サイト増幅特性のゾーニングを行った。

常時微動とは、人間には感じ取れないほどの様々な振動源から地面を伝播する微小な振動である。この振動は表面波(レーリー波)といわれ、地盤の特性に応じて振動しているため、観測された常時微動は付近の地盤の特性を反映したものとなっている。常時微動観測で得られた水平方向観測波形のフーリエ振幅スペクトルと鉛直方向観測波形のフーリエ振幅スペクトルの比(以後H/Vスペクトル)は、増幅倍率の大きさ自体の定量的な評価は困難であるが、強震観測点と対象地点とのH/Vスペクトルが、形状も含めてほぼ一致していれば、サイト増幅特性もほぼ同程度であると見なすことができる。

具体例として、神戸-G(神戸港①)、神戸-PI(神戸港②)、微動観測No.2地点およびNo.3地点での微動H/Vスペクトルの比較を図-3に示す。No.2地点の微動H/Vスペクトルのピーク周波数は1.5~2.0(Hz)程度であり、神戸-Gと良い対応が取れており、No.3地点の微動H/Vスペクトルのピーク周波数は1.0~1.5(Hz)程度であり、神戸-PIと良い対応が取れていることが確認できる。したがって、No.2地点のサイト増幅特性は神戸-G、No.3地点のサイト増幅特性は神戸-PIと同等であると評価することができる。

以上のようにして、各ゾーンのサイト増幅特性が評価されている強震観測地点と任意の微動観測地点との微動H/Vスペクトルを比較し整理したサイト増幅特性のゾーニングを図-4に示す。

## (2) 工学的基盤位置の設定

港湾の施設の技術上の基準・同解析<sup>2)</sup>によると、工学的盤と見なすことが可能な土層条件は以下のとおり示されている。

- ・岩盤
- ・標準貫入試験値(N値)が50以上の砂質土層
- ・一軸圧縮強度が650(kN/m<sup>2</sup>)以上の粘性土層
- ・せん断波(S波)速度が300(m/s)以上の土層

既往の報告書<sup>10)</sup>によると、図-5に示すような土質調査資料が記載されている。同図より、第1洪積砂礫層ではN値が概ね50以上、せん断波速度が300(m/s)以上となっているが、洪積粘土層(Ma12)のせん断波速度が300(m/s)を下回っているため、第1洪積砂礫層を工学的基盤と見なすことは望ましくない。そのため、本検討では洪積粘土層(Ma12)の下の第2洪積砂礫層を工学的基盤として設定した。

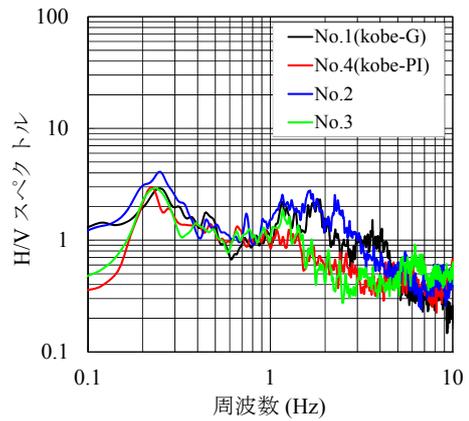


図-3 H/Vスペクトルの比較



図-4 微動観測地点とサイト増幅特性のゾーニング<sup>9)</sup>に追記

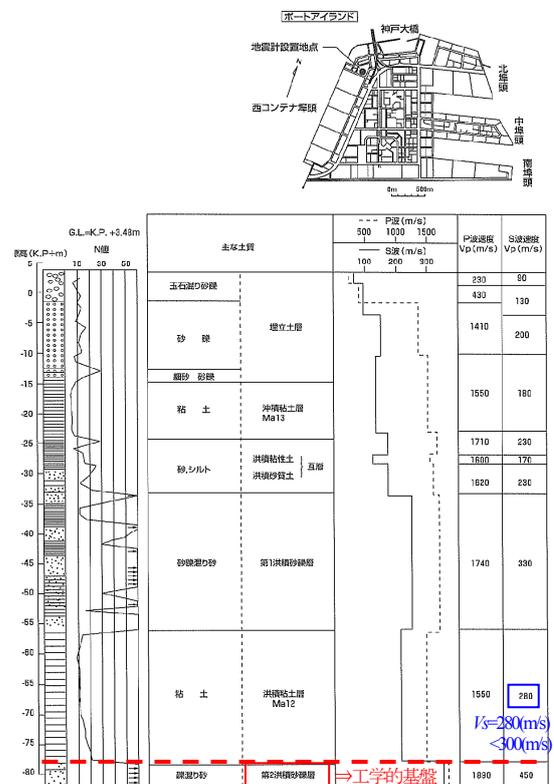


図-5 ポートアイランド地震計設置地点のボーリング柱状図とPS検層結果<sup>10)</sup>

### (3) 工学的基盤位置での地震動

本検討で対象とする最大クラスの津波に先行する南海トラフ巨大地震には、作成されたSPGAモデルによる地震動のうち、速度のPSI値を指標とした順位付けを行い、内閣府<sup>9)</sup>の想定する震度分布と全体的に整合する50%非超過確率の地震動(以下、SPGA波と称す)を用いることとした。PSI値とは、野津ら<sup>8)</sup>により式(1)で定義され、地震動の強さを表す指標として用いられており、特に速度のPSI値は港湾施設の変形量と良い対応を示すことが分かっている。

$$PSI値 = \sqrt{\int_{-\infty}^{+\infty} f^2(t) dt} \quad (1)$$

ここに、 $f(t)$ : 加速度の時刻歴波形 $a(t)$ , もしくは速度の時刻歴波形 $v(t)$ ,  $t$ : 時刻(sec)

対象とするSPGA波は、野津ら<sup>7)</sup>によって神戸港のサイト増幅特性のゾーン毎に工学的基盤上での波形が設定されている。ただし、工学的基盤は、第1洪積砂礫層としている。

地震動の入力位置を洪積粘土層(Ma12)の下層の第2洪積砂礫層とする場合には、地震動が作成された地盤モデルを用いて、本検討で想定する工学的基盤(第2洪積砂礫層)まで地震動の引戻しを行う必要がある。地震動の引戻しには等価線形解析(SHAKE)を用いた。解析上必要となる物性値{湿潤密度 $\rho(t/m^3)$ , 初期せん断剛性 $G_0(kN/m^2)$ }は、地震動が作成されている地盤モデルおよび既存の調査資料{例えば、参考文献<sup>10)</sup>}を参考に設定を行った。初期せん断剛性 $G_0(kN/m^2)$ については既存の調査資料{例えば、参考文献<sup>10)</sup>}よりPS検層結果が報告されているため、式(2)により算出した。

$$G_0 = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (2)$$

ここに、 $G_0$ : 初期せん断剛性( $kN/m^2$ ),  $\rho_t$ : 湿潤密度( $t/m^3$ ),  $V_s$ : せん断波速度( $m/s$ )

図-6および表-2に、本検討で設定する工学的基盤まで引戻した神戸港の各ゾーン(対象施設が位置する神戸港①～③の3つのゾーン)の地震動を示す。対象地震動はNS方向およびEW方向の水平2成分の地震波形が存在するが、本報告ではNS方向成分のみを記載する。

各ゾーンの地震動の特徴としては、陸側に位置する神戸港①の地震動は高周波成分(短周期成分)が卓越し、神戸港②の地震動は、神戸港①と対極的に低周波成分(長周期成分)が卓越した特徴を有していることが確認できる。神戸港③の地震動は神戸港①および②の中間的な波形の特徴を有している。さらに、速度のPSI値の比較では、神戸港②>神戸港①≒神戸港③の関係となることか

ら、地震時の施設の変形に与える影響は神戸港②が最も大きくなるものと推測できる。

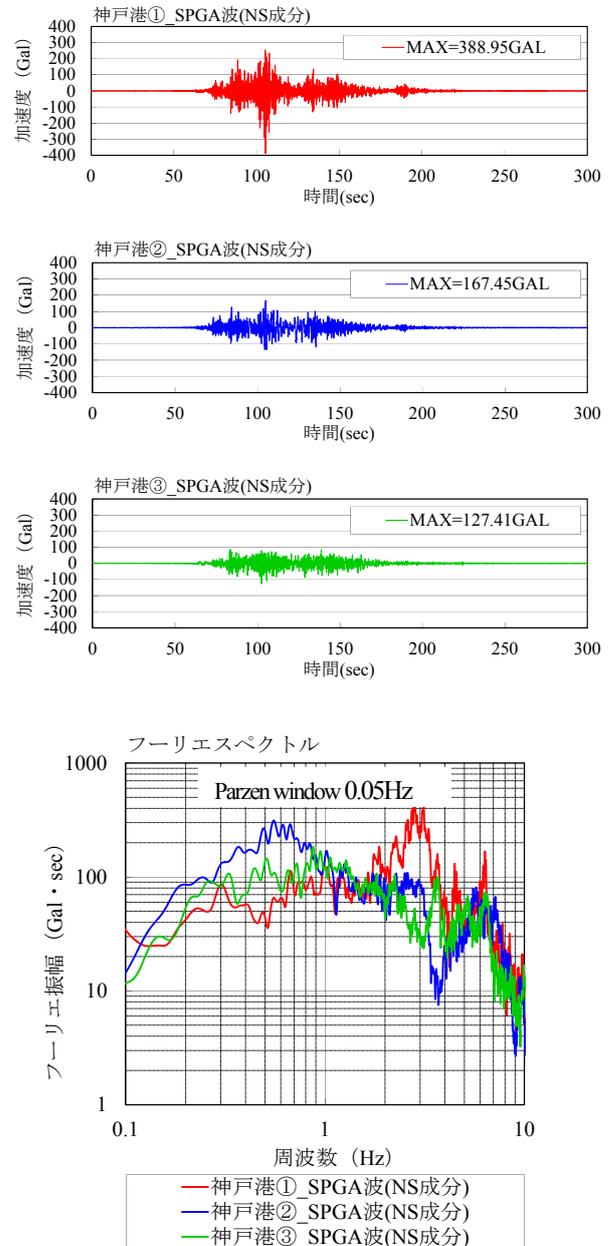


図-6 各ゾーンのSPGA波(NS方向成分)の加速度時刻歴波形とフーリエスペクトル

表-2 各ゾーンのSPGA波(NS方向成分)の最大加速度と速度のPSI値の比較

地震動	最大加速度 (Gal)	速度のPSI値 ( $cm/s^{1/2}$ )
神戸港①	388.95	48.82
神戸港②	167.45	78.45
神戸港③	127.41	47.33

#### 4. 海岸保全施設の地震時沈下量の設定

対象施設の地震時沈下量は、有効応力解析法に基づいた二次元地震応答解析FLIP<sup>3)</sup>を用いた詳細法と、沿岸構造物のチャート式耐震診断システム<sup>4)</sup>を用いた簡易法を併用して設定を行う。ただし、前述したように詳細法の検討には時間および費用を要することから全施設を対象とした検討は困難である。そこで、全対象区間から代表断面を数断面選定し、代表断面に対してのみ詳細法を用いた沈下量の算定を行う。簡易法による沈下量の算定は、全施設を対象として検討を行う。ただし、最終的に評価する施設の沈下量は、詳細法で算出した沈下量をもとに、簡易法で算出される沈下量を補正し、沈下量の精度向上を図った上で全施設の地震後の天端高の設定を行う。

##### (1) 代表断面の選定

対象施設である海岸保全施設は、高潮や津波に対して背後地への浸水被害を防護する目的で整備されているため、護岸背後に設置されることが多い。そのため、海岸保全施設の地震時の変形は、護岸の変形に影響を受けることが考えられる。検討対象区間の護岸の構造形式は、「直立型の重力式護岸構造」、「傾斜型護岸構造」、「自立式矢板護岸構造」、「控え直杭式矢板護岸構造」の4構造形式に大別でき、その内訳は表-3に示す通りである。

これらの構造形式の違いに留意し、詳細法で沈下量を算出する代表断面の選定方針および選定結果は、以下に示す通りである。

選定した代表断面(計8地点)のうちNo7地点の標準断面図を図-7に示す。

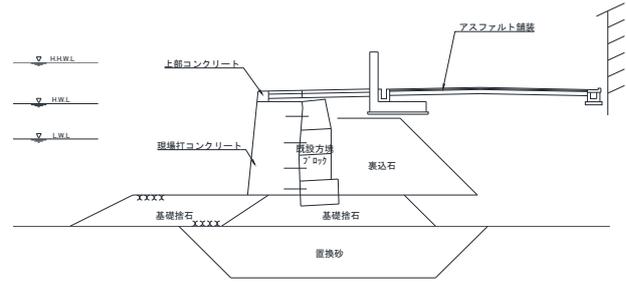


図-7 代表No7地点の標準断面図(直立型重力式護岸)

##### (2) 地盤定数の設定

詳細法による地震時の変形量を検討するにあたり、対象断面周辺における土層条件や地盤定数等の設定が必要となる。本検討では、既存の土質調査試験結果が閲覧できる「関西圏地盤情報データベース」<sup>11)</sup>や「神戸JIBANKUN」<sup>12)</sup>の活用に加え、各代表断面の近傍で各種土質調査を実施し、検討に必要な地盤条件の設定を行った。詳細法の検討に必要な地盤定数と設定方法を表-4に示す。本検討ではほとんどの場合、同表に示す標準的な設定方法(土質試験)を用いて各種地盤定数の設定を行っている。

本報告では、解析上必要となるこれらの地盤定数のうち、特に地震時の施設の変形に大きな影響があると考えられる液状化特性の設定について詳述する。

表-4 検討に必要な地盤定数と設定方法

項目	地盤定数		標準的な方法	簡易的な方法	
	項目	単位			
物理特性	$\rho$	湿潤密度	t/m <sup>3</sup>	湿潤密度試験	一般的な値の使用
	$n$	間隙率	—	湿潤密度試験	一般的な値の使用 ・砂質土捨石：0.45 ・粘性土：0.55
動的変形特性	$\sigma_u'$	$G_{su} \cdot K_{su}$ に対する基準有効拘束圧	kN/m <sup>2</sup>	一般的に基準有効拘束圧は 98(kN/m <sup>2</sup> )	
	$G_{su}$	基準せん断剛性	kN/m <sup>2</sup>	PS 検層	<砂質土> N値と $\sigma_u'$ より算定 <粘性土> 粘着力 C より算定
	$K_{su}$	基準体積剛性	kN/m <sup>2</sup>	初期せん断剛性とポアソン比より算定	
	$mG$	せん断剛性の拘束圧依存	—	一般的な値の使用 ・砂質土捨石： $mG=mk=0.5$ ・粘性土： $IP>30 \Rightarrow mG=mk=1.0$ $IP<30 \Rightarrow mG=mk=0.5$	
	$mK$	体積剛性の拘束圧依存	—		
	$\phi_r$	せん断抵抗角	Deg	三軸圧縮試験等	標準貫入試験
	$C$	粘着力	kN/m <sup>2</sup>	一軸圧縮試験	N値から換算
	$h_{max}$	履歴減衰の上限值	%	繰返し三軸試験(動的変形特性)	一般的な値の使用 ・砂質土捨石：0.24 ・粘性土：0.20
液状化特性	$v$	ポアソン比	—	一般的に 0.33	
	$\phi_r$	変相角	Deg		
	$W1$	液状化特性全体を規定するパラメタ	—		
	$P1$	液状化特性の前半を規定するパラメタ	—		
	$P2$	液状化特性の後半を規定するパラメタ	—		
	$C1$	液状化発生の下限のせん断応力比を規定するパラメタ	—	繰返し非排水三軸試験(液状化試験)	標準貫入試験(N値)、有効土被圧( $\sigma_v'$ )、細粒分含有率( $FC$ )から設定 <sup>13)</sup>
$S1$	液状化の終局状態を規定するパラメタ	—			

##### 【選定方針】

- 護岸の構造形式の割合を考慮して選定する。
- 海岸保全施設の背後圏が人口集中地域であり、津波浸水時の被害が甚大になると推測される施設を考慮した上で選定する。
- 神戸港のサイト増幅特性のゾーニングを考慮して選定する。

##### 【選定した代表断面の構造形式】

- 直立型重力式護岸 : 4断面
- 傾斜型護岸 : 1断面
- 自立式矢板護岸 : 1断面
- 控え直杭式矢板護岸 : 2断面

表-3 護岸および岸壁等構造形式別内訳(概算値)

構造形式	直立型重力式	傾斜型	自立式矢板	控え直杭式矢板
内訳	57%	21%	11%	11%

本検討において、主に埋立土と沖積砂層を対象として実施した土の繰返し非排水三軸試験の数量を表-5、両振幅5%(DA=5%)の液状化抵抗曲線を図-8に示す。試験には乱れの少ない試料を用いることとし、三重管サンプラーによる試料採取(試料番号S)を基本としたが、礫分が多く、三重管サンプラーでの採取が難しいと予測された地点については固定ピストン式二重管サンプラー(GSサンプラー)<sup>14)</sup>によって試料採取(試料番号G)を行った。

試験結果を確認すると、同種の土層であっても試料採取地点によって試験結果にばらつきがあることが分かる。これは、調査地点によって土の締め固まり具合や粒度特性等が異なっていることに起因しているためと考えられる。また、同種の土層であっても土の性状が平面的に不均質な状態にある場合も考えられることから、試験結果がその土層を代表するものでない場合も想定される。

以上より、各代表地点の各土層の液状化強度を当該地の試験結果そのものを想定した場合には、上記のような懸念が生じること、さらに試験を実施できていない土層の液強化強度の推定方法についても課題が生じることが考えられた。

そこで、本検討では繰返し非排水三軸試験に用いた試料採取位置近傍の標準貫入試験結果から式(3)で算出される補正N値と、繰返し非排水三軸試験から得られた液状化強度比との相関性を確認し、神戸市域の埋立土層および沖積砂層を俯瞰的に捉えた液状化強度の推定を行うものとした。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f, \quad N_1 = \frac{N}{\sqrt{\sigma'_v / 98}} \quad (3)$$

ここに、 $N_a$ : 補正N値、 $N_1$ : 換算N値、 $\Delta N_f$ : N値増分(細粒分含有率FCに応じて表-6によって求める)、 $N$ : 標準貫入試験によるN値、 $\sigma'_v$ : 標準貫入試験によるN値取得深度における有効土被り圧(kN/m<sup>2</sup>)

図-8に示した液状化試験結果から、繰返し回数が7回、10回、20回における液状化強度比RLを内挿補間により推定を行った。これらの結果を用いて、各液状化強度比(RL<sub>7</sub>, RL<sub>10</sub>, RL<sub>20</sub>)と補正N値(N<sub>a</sub>)との関係を整理した結果を図-9に示す。

各液状化強度比とN<sub>a</sub>の関係式を用いることにより、調査対象とする埋立土と沖積砂層の液状化強度比を推定することが可能となる。ただし、RL<sub>7</sub>とN<sub>a</sub>、およびRL<sub>10</sub>とN<sub>a</sub>の関係式を確認すると、N<sub>a</sub> ≤ 152の範囲においてはRL<sub>7</sub> ≤ RL<sub>10</sub>となってしまう。そのため、調査対象土層の補正N値がN<sub>a</sub> ≤ 152になる場合においては、RL<sub>10</sub>およびRL<sub>20</sub>の2点プロットから液状化抵抗曲線を想定する。ただし、本調査結果のN<sub>a</sub>は最大で26.09であるため、これ

を超える場合は、本評価式は適用範囲外となる。

吉見<sup>15)</sup>は、原位置凍結サンプリング試料を用いて、砂地盤を対象とした液状化事例とN値に基づく簡易判定法として、式(3)で算定される補正N値(N<sub>a</sub>)と液状化抵抗比との関係をまとめている。そこで、N<sub>a</sub>が26.09を上回る土層の液状化強度比については、吉見の方法に従ってN<sub>a</sub>から液状化強度比を推定するものとした。

以上より、本検討で対象とする施設全区域を俯瞰的に捉えた埋立土および沖積砂層の液状化抵抗曲線は式(4)~式(5)を用いて推定することとした。

表-5 土の繰返し非排水三軸試験の数量

地点No	液状化層	試料番号	土の繰返し非排水三軸試験
No.1	埋立土	1S-1~3	●
	沖積砂	—	—
No.2	埋立土	—	—
	沖積砂	2G-1~2 2S-1~2	● ●
No.3	埋立土	3G-1~2	●
		3G-3	●
		3S-1~2	●
	沖積砂	—	—
No.4	埋立土	—	—
	沖積砂	4S-1~2	●
No.5	埋立土	5S-1~3	●
	沖積砂	—	—
No.6	埋立土	6S-1~2	●
	沖積砂	6S-3~4	●
No.7	埋立土	7S-1~2 7S-3~4	● ●
	沖積砂	—	—
No.8	埋立土	—	—
	沖積砂	—	—

※)試料番号S: 三重管サンプラーによって採取した試料  
※)試料番号G: GSサンプラーによって採取した試料

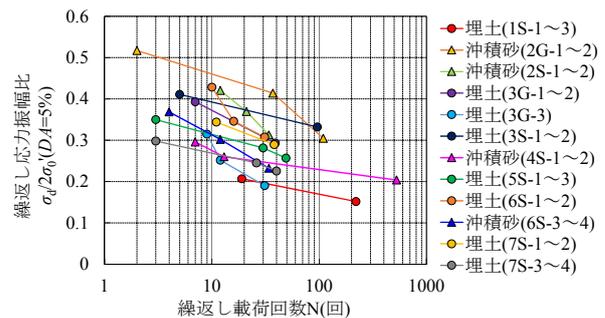
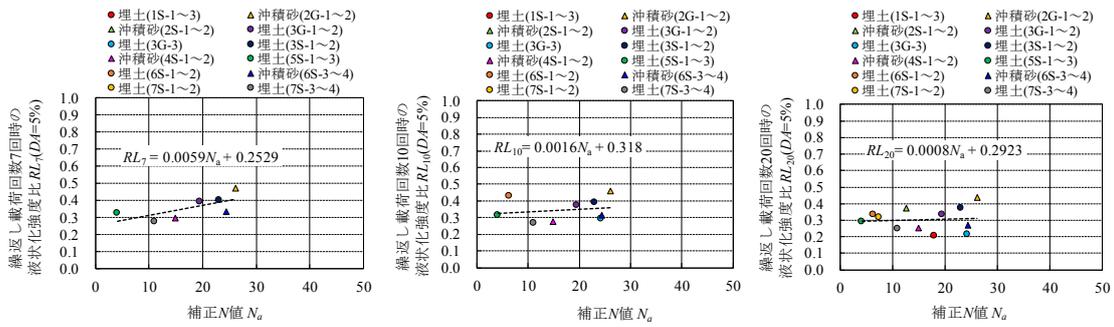


図-8 繰返し非排水三軸試験結果

表-6 細粒分含有率FCと補正N値増分の関係

FC(%)	$\Delta N_f$
0~5	0
5~10	1.2(FC-5)
10~20	6+0.2(FC-10)
20~50	8+0.1(FC-20)



- $RL_7$ の相関式を適用できる $N_a$ の下限値  
 $N_a = 15.20$
- $RL_7, RL_{10}, RL_{20}$ の相関式を適用できる $N_a$ の上限値  
 $N_a = 26.09$  ← 試験結果の最大補正N値

◆ 各液化強度の相関式により設定した場合

想定土層	補正N値	液化強度比	
		$RL_7$	$RL_{10}$ $RL_{20}$
$N_a=5$	5	0.326	0.296
$N_a=15.2$	15.20	0.343	0.342 0.304
$N_a=26.09$	26.09	0.407	0.360 0.313

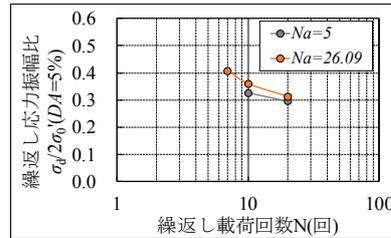


図-9 液化強度比 $RL$ と補正 $N$ 値 $N_a$ との関係

・  $N_a \leq 15.2$  の場合

$$\begin{aligned} RL_{10} &= 0.0016N_a + 0.318 \\ RL_{20} &= 0.0008N_a + 0.2923 \end{aligned} \quad (4)$$

・  $15.2 < N_a \leq 26.09$  の場合

$$\begin{aligned} RL_7 &= 0.0059N_a + 0.2529 \\ RL_{10} &= 0.0016N_a + 0.318 \\ RL_{20} &= 0.0008N_a + 0.2923 \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 $RL$ ：添字を繰返し回数とした液化強度比、 $N_a$ ：調査対象地点の補正 $N$ 値

### (3) 詳細法(地震応答解析)による沈下量の推定

詳細法による沈下量の推定には、有効応力法に基づく二次元地震応答解析の一つである FLIP<sup>3)</sup>を用いる。FLIPは、1988年に運輸省港湾技術研究所において、「液化化による構造物被害予測プログラム」として開発された地震応答解析プログラムである。この解析プログラムは、港湾施設を中心に多数の使用実績があり、既設構造物の耐震性能照査、最適な耐震対策工法の検討、新設構造物の耐震対策検討などに非常に有効な手法である。

FLIPには構成則や計算法などに幾つかの種類が存在し、これらの組合せによって解析結果が少なからず異なる可能性がある。本検討では、現時点での最新のプログラム (Ver.7.2.3.2)を使用するものとした。本検討で対象とする構造形式が「直立型(重力式)護岸」、「傾斜型護岸」、「自立式矢板護岸」、「控え直杭式矢板護岸」の4構造形式であることを鑑みた場合、被災・無被災事例を再現できている<sup>10)</sup>、過剰間隙水圧モデルとしてT<sub>mp</sub>7法と改良型の非線形反

復計算法を用いた。

本節では、図-7に示した代表断面を一例として取り上げ、沈下量の推定の流れを述べる。解析対象範囲は、鉛直方向は、第2洪積粘土層(Ma12)までモデル化し、水平方向は、側方境界の影響を取り除くために護岸法線から±100mの範囲とし粘性境界要素を設けた。また、入力地震動は、施設が位置する地震動ゾーンの波形(神戸港①)を用いることとする。検討に用いる地震動は、NS-EW成分の水平2方向の成分を有しているため、護岸法線直角方向に方向補正した波形(図-10参照)を入力した。

対象断面のFLIP解析モデルおよび解析結果を図-11および図-12に示す。地震後の海岸保全施設天端位置における残留変形量は、水平方向に0.45m、鉛直方向に0.26m生じることが予測される。この変形は、背後の埋立土および置換砂が液化化したことで地耐力が低下し、護岸直下を通るすべり変形が発生(背後から護岸直下にかけてひずみが集中)したことに起因していることが考えられる。なお、本検討で用いたFLIPは非排水条件下における解析であるため、過剰間隙水圧消散後の排水沈下量は含んでおらず別途計算が必要となる。

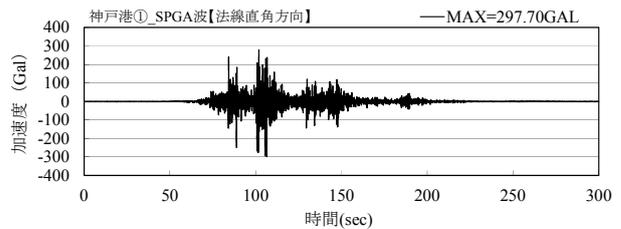


図-10 代表断面No7に入力する加速度時刻歴波形 (神戸港①：速度のPSI値=48.04cm/s<sup>1/2</sup>)

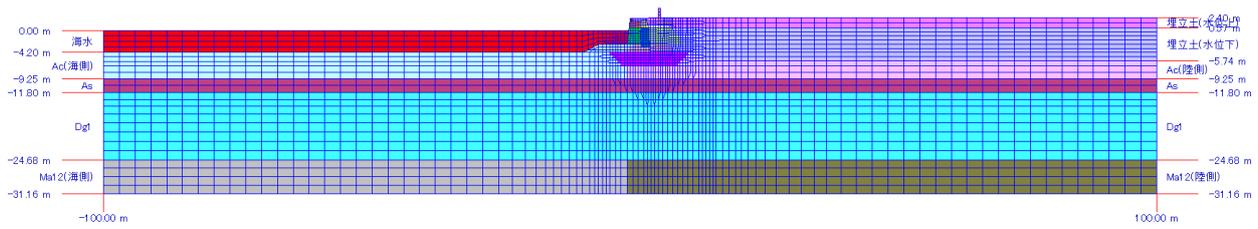


図-11 FLIP解析モデルの一例(全領域)

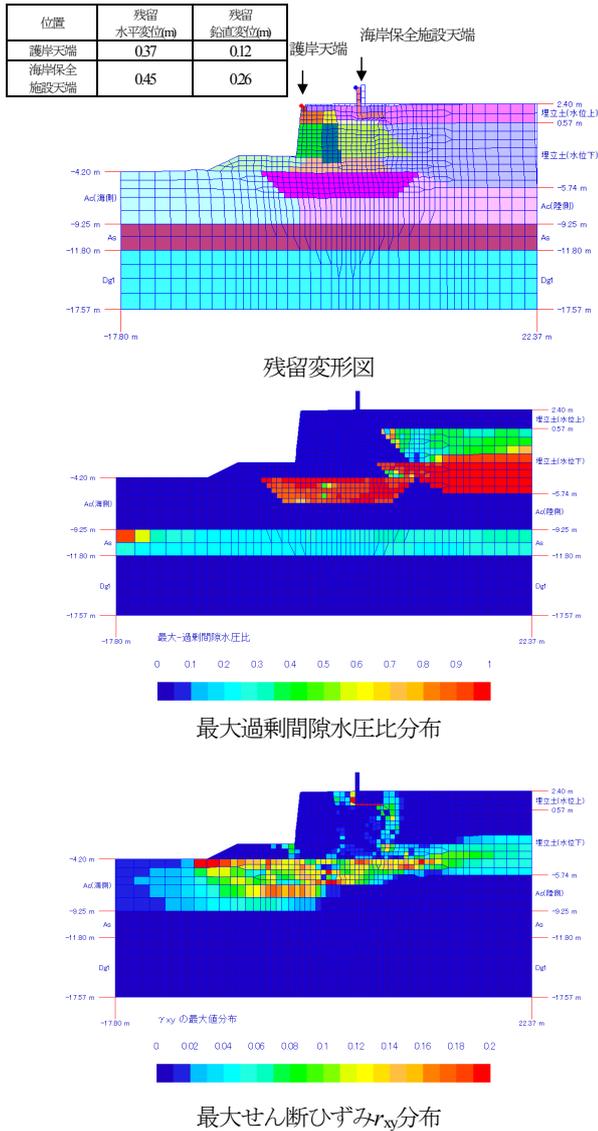


図-12 FLIP解析結果(護岸周辺の拡大図)

排水沈下量の算出については、FLIP解析結果の着目する土層の残留過剰間隙水圧比より、残留過剰間隙水圧比と体積ひずみの関係(図-13参照)<sup>17)</sup>を用いて過剰間隙水圧消散後の体積ひずみを求め、排水沈下量を算出する。なお、残留過剰間隙水圧比が1.0程度である場合、過剰間隙水圧消散後の体積ひずみを図-13より読み取ることが困難である。したがって、残留過剰間隙水圧比が0.95以

上の場合、過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと最大せん断ひずみの関係(図-14参照)<sup>18)</sup>より、対象とする土層の相対密度 $D_r$ から推定される体積ひずみの上限値を過剰間隙水圧消散後の体積ひずみとする。なお、相対密度は式(6)により算出することができる。FLIP解析結果から算出した海岸保全施設直下の排水沈下量は表-7に示す通りである。

$$D_r = 21 \left( \frac{100N}{\sigma_v' + 70} \right)^{0.5} \quad (6)$$

ここに、 $D_r$ : 相対密度(%),  $N$ : 標準貫入試験による $N$ 値,  $\sigma_v'$ :  $N$ 値取得深度における有効土被圧(kN/m<sup>2</sup>)

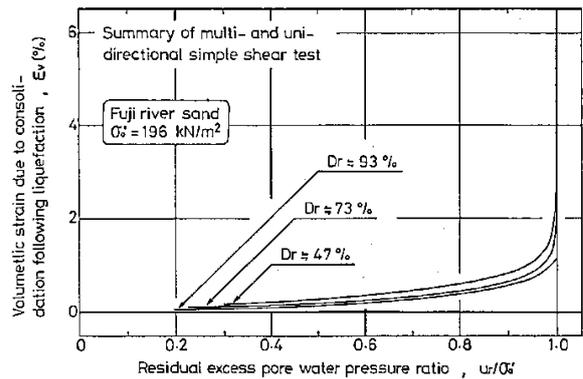


図-13 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと残留過剰間隙水圧比の関係<sup>17)</sup>

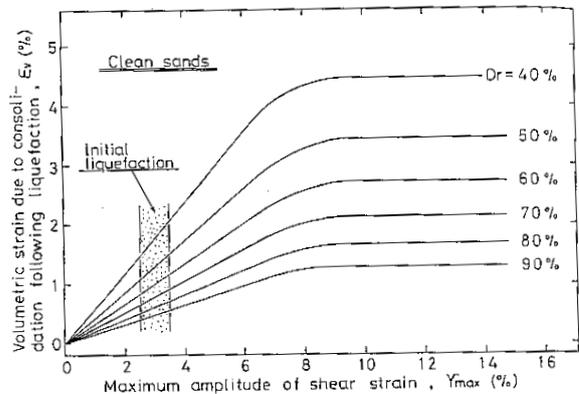


図-14 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと最大せん断ひずみの関係<sup>18)</sup>

表-7 排水沈下量の算定結果(一例)

土層名称	$N_{65}^*$	$D_r$	下端 標高 D.L.(m)	過剰間隙 水圧比 (残留時)	体積 ひずみ $\varepsilon$ (%)	層厚 (m)	排水 沈下量 (m)
			-4.20				
置換砂	4.8	40.17	-4.70	0.865	0.818	0.50	0.004
置換砂	4.8	40.17	-5.20	0.893	0.913	0.50	0.005
置換砂	4.8	40.17	-5.70	0.909	0.978	0.50	0.005
置換砂	4.8	40.17	-6.20	0.928	1.068	0.50	0.005
置換砂	4.8	40.17	-6.70	0.959	1.161	0.50	0.006
Ac(陸側)	—	—	-7.94	0.000	—	1.24	—
Ac(陸側)	—	—	-9.25	0.000	—	1.32	—
As	12.4	61.09	-10.50	0.271	0.144	1.25	0.002
As	12.4	61.09	-11.80	0.224	0.119	1.30	0.002
Dgl							
全排水沈下量							0.03

$$N_{65} = \frac{N - 0.01(\sigma_v' - 65)}{0.004[(\sigma_v' - 65) + 1]}$$

ここに、 $N_{65}$ :有効上載圧65kN/m<sup>2</sup>に対するN値、N:標準貫入試験によるN値、 $\sigma_v'$ :N値が取得されている深度における有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)

表-8 FLIP解析による変形量一覧

位置	水平 方向	鉛直方向			
		地震	排水	地殻変動	計
護岸	0.37m	0.12m	0.03m	0.10m	0.25m
海岸保全施設	0.45m	0.26m	0.03m	0.10m	0.39m

その他、考慮すべき事項としては、津波に先行する地震の震源域全域で海底地殻変動が生じるため、日本列島陸域においても地殻変動の影響を受けることである。この地殻変動量は、後に詳述する津波シミュレーション上においても入力条件として用い、内閣府の南海トラフ巨大地震モデル検討会<sup>9)</sup>が設定した南海トラフ巨大地震の震源モデルより神戸市域においては概ね0.10mであることより0.10mを見込む。

以上の検討により、詳細法を用いた沈下量は、①FLIPによる地震時変形量、②排水沈下量、③地殻変動量の総和により推定することが可能である。本節で取り上げた断面の変形量一覧は表-8に示す通りである。

(4) 簡易法による沈下量の推定

簡易法による沈下量の推定には、沿岸構造物のチャート式耐震診断システムver.1.02<sup>19)</sup>(以下、チャート式と称す)を用いる。従来の地震時の変形量の予測を行う耐震診断は、地震時の液状化等を考慮できるFLIP等の二次元地震応答解析を用いて行う必要があった。しかし、二次元地震応答解析を実施するには、多大な時間と費用を要するため、簡易に施設の変形量を推定することが可能であるチャート式が開発された。チャート式は、数千ケース以上にもおよぶFLIPの解析結果を用いて整備したデータを用いているため、施設の地盤条件(液状化層の等価N値)、施設形状(図-15参照)、地震動条件(速度のPSI値)を入力するのみで、施設の変形量を一定の精度で把握することが可能なシステムである。

現在開発されているチャート式で対応可能な構造形式

は、直立式(重力式)、傾斜型護岸タイプ、傾斜型堤防タイプ、重力式防波堤、控え直杭式矢板、控え組杭式矢板、自立式矢板、および直杭式棧橋の計8構造形式であるため、本検討で対象とする護岸の構造形式を網羅している。ここでは、本報告の中で取り上げた代表断面(直立式重力式護岸)を対象とした沈下量の推定結果を記載する。

代表断面の施設形状および地盤条件(液状化層の等価N値)を図-16に示す。地震動条件としては図-10に示した波形の速度のPSI値(=48.04cm/s<sup>2</sup>)を設定した。これらの情報から推定したチャート式による変形量一覧を表-9に示す。チャート式による変形量は、FLIPによる変形量と比較して安全側に出力される傾向にあることが分かる。

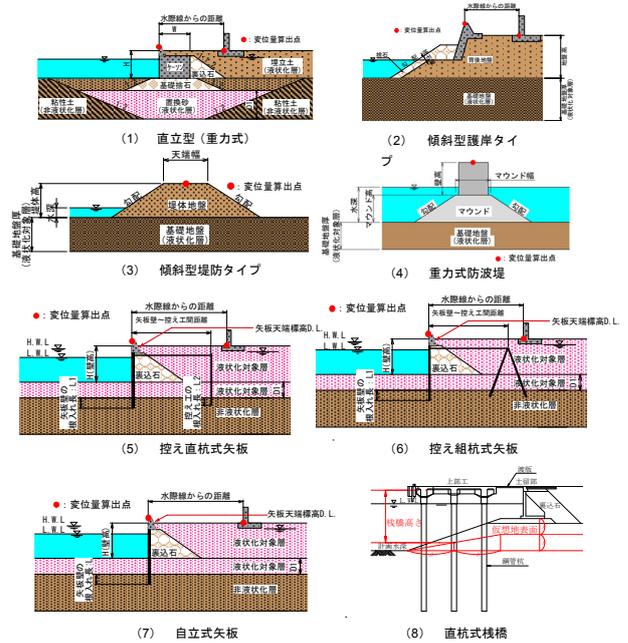


図-15 チャート式で対応可能な構造形式と標準的な施設形状

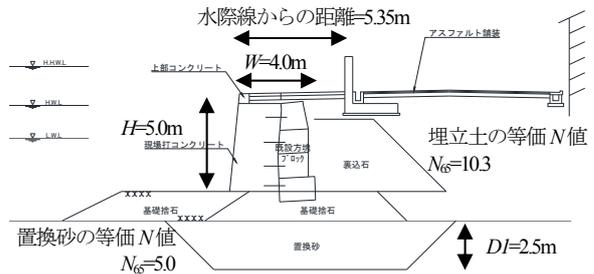


図-16 代表断面No7の施設形状

表-9 チャート式による変形量一覧

位置	水平 方向	鉛直方向			
		地震	排水	地殻変動	計
護岸	0.60m	0.20m	0.08m	0.10m	0.38m
海岸保全施設	0.60m	0.40m	0.21m	0.10m	0.71m

※チャート式では、液状化層厚の3%の排水沈下量が出力される。

(5) 簡易法による沈下量の精度向上検討

a) 地震時変形量

チャート式で算定される沈下量は、基本的には施設の変形量を過小に評価することを避けるため、FLIPの変形量を包絡するように、安全側の評価を行うようシステムが構築されている。しかしながら、チャート式は砂質土系地盤の液状化による変形量の推定を目的として構築されたシステムであるため、軟弱な粘土層等の非液状化層にひずみが集中するような変形モードには対応していない。そのため、場合によってはチャート式による変形量がFLIPによる変形量よりも小さく推定されることもある。そこで、本検討ではFLIPによって推定した変形量を正とし、チャート式によって簡易的に推定した沈下量の精度向上を図った。チャート式は、構造物の形状、地盤条件および地震動条件を考慮することにより個々の施設の耐震診断を行うことが可能である。しかしながら、地震動条件については、全国津々浦々の地震動を対象として速度のPSI値と沈下量の関係について検討を行いながら、最終的に東南海・南海地震を対象とした和歌山下津港海南地区の波形である海南波(標準波)に整合するように補正係数を設定している。このような開発経緯から、チャート式で採用される速度PSI値に対する補正係数は、必ずしも地域特性を適切に評価したものとなっていない可能性がある。上記の理由により、速度のPSI値の補正係数に着目し、今回対象とする神戸港の地域特性を評価した補正係数の再設定を行うことにより、沈下量の予測精度の向上を図る。具体的には、図-17に示すとおり、代表断面に選定した構造形式ごとにFLIPによる2次元地震応答解析を実施し、速度のPSI値と沈下量の間を求め、速度のPSIに対する補正係数を直接的に算出する。FLIPにより直接的に求められた速度のPSI値に対する補正係数をチャート式に適用して沈下量の推定を行う。

ここでは、本報告で取り上げた代表断面No7を対象としたFLIPおよびチャート式の変形量の補正係数の設定例を示すとともに、チャート式の変形量の補正前後の比較を示す。

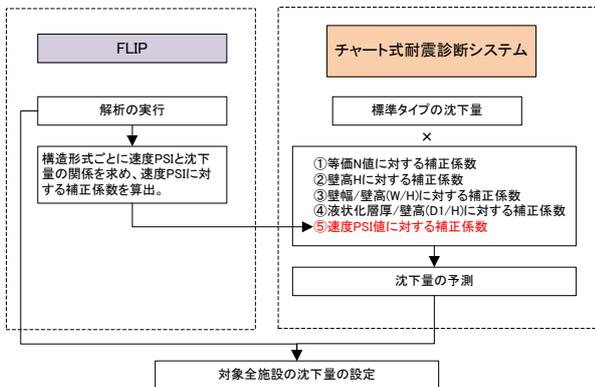


図-17 チャート式の沈下量の精度向上方法のフロー

チャート式による海岸保全施設の変形量は、護岸からの控え距離を考慮し、護岸の変形量から算定するように構築されている。そのため、チャート式の出力結果に乗じる補正係数は、護岸の変形量に着目して設定する方針とした。補正係数の設定方法は、表-10に示すようにFLIPによる変形量を正として、チャート式で考慮されている速度のPSI値を除いた補正係数で除すことで、速度のPSI値の補正係数の再設定を行い、再設定した速度のPSI値の補正係数を用いることでチャート式の変形量の補正を行うとうものである。以上の検討を、全代表断面に対して全ゾーンの地震動を想定し、各ゾーン別・構造形式別に平均的な補正係数を設定した。補正前後のチャート式の変形量およびFLIPの変形量の比較を図-18に示す。補正前と比較して補正後はチャート式とFLIPの変形量とのばらつきが小さくなり、チャート式による変形量の精度向上が図れていることが確認できる。

表-10 補正係数の設定例(護岸の変形量)

■護岸部の水平変形量に乗じる係数の算出		
項目	ゾーン① 地点No7	備考
①チャート式の標準タイプの基準水平変位(m)	1.62	
②W/Hに対する補正係数	1.05	
③D/Hに対する補正係数	0.86	
④Hに対する補正係数	0.62	
⑤置換砂・埋立層の等価N値に対する補正係数	1.17	
⑥速度のPSI値に対する補正係数	0.53	
⑦チャート式による水平変位(m)	0.60	=①*②*③*④*⑤*⑥
⑧FLIPによる水平変位(m)	0.37	
⑨再設定した速度のPSI値に対する補正係数	0.35	=⑧/(①*②*③*④*⑤)
チャート式の水平変形量に乗じる係数	0.65	=⑦/⑥

■護岸部の鉛直変形量に乗じる係数の算出		
項目	ゾーン① 地点No7	備考
①チャート式の標準タイプの基準鉛直変位(m)	0.50	
②W/Hに対する補正係数	1.06	
③D/Hに対する補正係数	1.06	
④Hに対する補正係数	0.45	
⑤置換砂・埋立層の等価N値に対する補正係数	1.29	
⑥速度のPSI値に対する補正係数	0.53	
⑦チャート式による鉛直変位(m)	0.20	=①*②*③*④*⑤*⑥
⑧FLIPによる鉛直変位(m)	0.12	
⑨再設定した速度のPSI値に対する補正係数	0.38	=⑧/(①*②*③*④*⑤)
チャート式の鉛直変形量に乗じる係数	0.71	=⑦/⑥

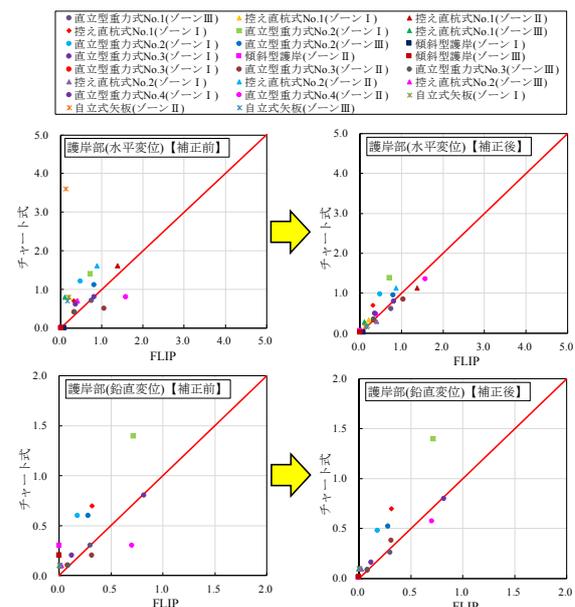


図-18 チャート式の変形量の補正前後の比較(護岸の変形量)

b) 排水沈下量

FLIPおよびチャート式による変形量を比較すると(表-8 および表-9参照), チャート式で出力される排水沈下量は, FLIPで想定する排水沈下量よりも大きくなる. これは, チャート式では安全側の検討として, 対象構造物直下の液状化層厚に対して過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ3.0%の排水沈下量を想定しているためである. 一方, 本報告で取り上げた代表断面におけるFLIP解析結果から算定した排水沈下量(表-7参照)では, 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみは最大で1.0%程度であるため, チャート式の出力値ほど大きな排水沈下量は発生しないことが分かった. 以上より, 排水沈下量についてもFLIPの解析結果を活用し, チャート式の排水沈下量の精度向上を図ることが望ましいと考えられる.

本検討で選定した全ての代表断面のFLIP解析を用いて, 海岸保全施設直下における全液状化対象層の要素列の過剰間隙水圧消散後の体積ひずみの平均値を算定した結果を表-11に示す. この結果を用いて, チャート式による排水沈下量は, 地震動ゾーン毎に過剰間隙水圧消散後の体積ひずみの平均値の最大値を, 液状化層厚に乗じることで算定を行うものとした.

本節で述べた検討により, チャート式による変形量は, 今回検討したFLIPの解析結果を考慮した出力値となり, 一定の精度向上を図れている. 後述する津波シミュレーションには, 精度向上化を図ったチャート式の変形量を考慮した上で地震後の天端高さを設定し, 構造物条件に反映した計算を行うこととした.

表-11 代表断面におけるFLIP解析結果から算定した過剰間隙水圧消散後の体積ひずみの平均値

地震動ゾーン	過剰間隙水圧消散後の体積ひずみの平均値(%)								最大値	
	No1	No2	No3	No4	No5	No6	No7	No8		
神戸港①	—	—	—	0.16	—	—	—	0.78	—	0.78
神戸港②	—	—	—	—	0.25	1.87	—	0.01	—	1.87
神戸港③	0.45	0.06	0.04	—	—	—	—	—	—	0.45

備考:構造形式 重力式 控え盛杭 重力式 傾斜型 重力式 控え盛杭 重力式 自立矢板

5. 津波シミュレーション

(1) シミュレーションの条件

最大クラスの津波は, 各種検討会資料<sup>9)</sup> <sup>20)</sup>および手引書<sup>21)</sup> <sup>22)</sup>等の文献を参考に, 津波シミュレーションを実施することで想定を行うことができる. ここでは南海地震の震源となる南海トラフ沿いの水深は数kmであるのに対し, 発生する津波の波長は数百kmにもなることから, これを長波として扱うことができる. 津波の解析で一般的な解析手法には, 非線形長波理論式を基礎方程式としてスタッガード格子によるLeap-Frog差分法を用いて解く平面2次元解析がある. この解析手法は, 内閣府の南海トラフ巨大地震モデル検討会でも採用されており, 本

討においてもこの解析手法を用いる.

内閣府の南海トラフ巨大地震モデル検討会で提案される最大クラスの津波(レベル2津波)の震源域を図-19に示す. また, 内閣府の南海トラフ巨大地震モデル検討会では, これまでのように断層全体が同時に破壊するモデルではなく, 津波断層が破壊開始点から順次破壊していく効果が考慮できるモデルとして, 大すべり域と超大すべり域を変えた11ケースの津波波源モデルが提案されている. そこで, この11ケースの津波波源モデルのうち, 神戸市域の沿岸部で最も危険となる津波波源モデルを抽出し, 検討対象とする想定地震, 津波波源モデルとする.

本検討で実施した主な津波シミュレーションの基本的な計算条件を表-12, 検討ケースを表-13示す.

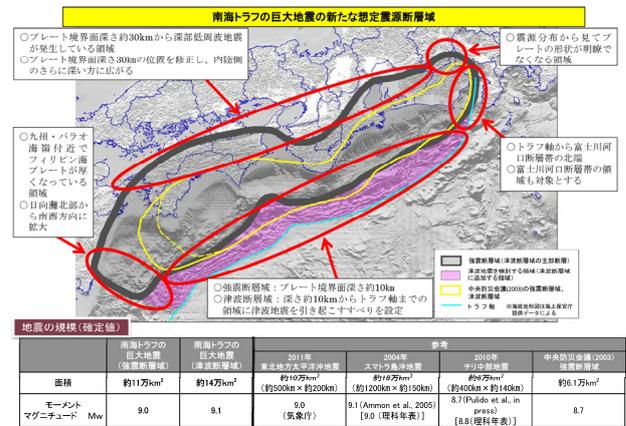


図-19 内閣府のモデル検討会が設定した南海トラフ巨大地震の想定震源断層<sup>9)</sup>

表-12 基本的な計算条件

項目	内容
計算手法	非線形長波方程式を基礎式としてLeap-Frog差分法を用いて解析
計算格子間隔	810m, 270m, 90m, 30m, 10m
計算時間	12時間
計算時間間隔	(神戸市東部)0.25秒, (神戸市西部)0.20秒 ・津波遡上氾濫解析における計算1ステップあたりの計算時間間隔(Δt)は, 格子間隔に対して, 次式に示す計算の安定条件を満たすよう適切に設定する. $\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2gh_{max}}}$ Δt: 計算時間間隔(s), Δx: 各計算領域の格子間隔(m), h <sub>max</sub> : 各計算領域における最大水深(m), g: 重力加速度(m/s <sup>2</sup> )
初期水位条件	モデル検討会から提供された初期地盤変位量=初期水位分布を使用
潮位条件	朔望平均満潮位(H.W.L.) T.P.+0.80m
河川水位条件	沿岸の朔望平均満潮位と同じ水位を設定 ※基本的には2級河川については平水流量が小さいため, 沿岸の朔望平均満潮位と同じ水位を採用.
粗度係数 n	モデル検討会の粗度係数を参考に設定
地震に伴う地殻変動量	地殻変動に伴う沈降量のみを考慮し, 隆起量は考慮しない
津波先端部の計算の打ち切り水深	10 <sup>-3</sup> m
陸域境界条件	遡上条件 ※沿岸部ならびに県境付近のみを遡上条件とし, その他沿岸部については完全反射条件(壁立て条件: 堤内氾濫を許容しない)

表-13 構造物条件(計算ケース)

条件	地殻変動に伴う沈下	地震による沈下	防潮扉水門の開閉	津波が施設天端を越流した場合
対策前(現況)	考慮する	考慮する	一部閉鎖※	破堤しない
対策後	考慮する	考慮する	全て閉鎖	破堤しない

※常時閉鎖している施設

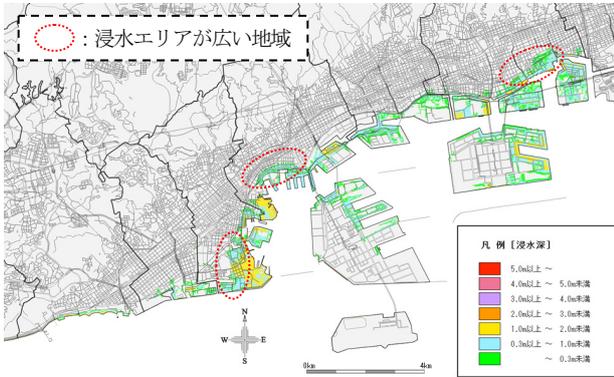


図-20 対策前の津波浸水想定図(神戸市全域)

## (2) シミュレーション結果

前節に示した計算条件に従って計算した対策前(現況)の津波浸水想定図を図-20に示す。神戸市全体を俯瞰して比較的大きな浸水被害が想定される地区としては、東灘区、中央区、兵庫区における市街地域で、0.3m以上の津波浸水が懸念されるため、浸水深0.3m未満(死者数0人)となる対策を講じる必要があることが確認できる。対策後の津波シミュレーション結果については後述する。

## 6. 対策断面の検討

### (1) 対策方針の設定

前章における対策前の津波シミュレーション結果を踏まえ、「背後地の津波浸水深0.3m未満(死者数0人)を満足する対策」に係る方針について以下に述べる。

津波は、海溝型地震発生後に来襲するため、地震後の施設の被災状況を把握しておく必要がある。想定し得る地震後の被災状況としては、①地震時の沈下による施設天端高さの不足、②海岸保全施設の目地開きが考えられ、津波来襲時には施設天端からの越流、目地開き部からの津波の侵入が想定される。地震時の被災程度については、FLIPもしくはチャート式を用いて推定することができる。地震後の施設天端高は、前述した方法により沈下量を算出することで推定する。ここで想定している目地開きとは、兵庫県南部地震による被災事例(図-21参照)<sup>23)</sup>のように、地震により堤体に大きな水平変位が生じた場合、目地部にずれが生じるような被災形態を指している。

兵庫県南部地震による被災事例調査報告<sup>24)</sup>によると、「連続するケーソンの凹凸変位量は法線の孕み出し量の約1/2倍」となることが報告されている。イメージ図を図-

22に示す。今、護岸(もしくは海岸保全施設)法線の最大孕み出し量を残留水平変位と置き換えると、隣り合う堤体との目地開きが生じない限界は、「凹凸変位量 $\geq$ 壁厚」となった場合であり、式(7)の関係が成り立つ。つまり、この関係を満足しない場合は目地開きによる被災が想定されるため、対策が必要と考えらえる。

また、対策を講じる上で重要となる施設の目的、要求性能、性能規定を表-14、想定し得る構造の弱点部の整理と対策方針(案)を表-15に示す。なお、検討に必要な津波諸元(最大津波水位、津波流速)は、対象施設前面の津波シミュレーション結果から想定を行う。なお、津波波力および津波流速に対する被覆材の必要重量の算定{式(8)および式(9)参照}については、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>を参考に行う。



図-21 兵庫県南部地震による神戸港の目地開きの被災事例<sup>23)</sup>

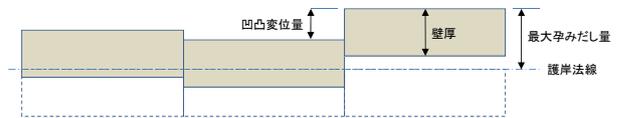


図-22 重力式護岸の最大孕み出し量と凹凸変位のイメージ図

$$\begin{aligned} & \text{堤体の凹凸変位量} \leq \text{堤体の壁厚} & (7) \\ \Leftrightarrow & \text{堤体の残留水平変位量} \times \frac{1}{2} \leq \text{堤体の壁厚} \end{aligned}$$

表-14 施設の目的、要求性能、性能規定

目的	減災 ⇒最大クラスの津波が越流しても防護施設は粘り強い構造にすることにより、施設に致命的な損傷がないようにして減災を目的とする。	
要求性能	安全性 ⇒想定される作用に対してある程度の損傷が発生するものの、損傷の程度が施設として致命的とならず、人命の安全確保に重大な影響が生じない範囲に留まること。	
性能規定	護岸部 護岸前面マウンドの被覆材が津波流速に対して流されない必要重量を満足すること。	
	胸壁部	胸壁の凹凸変位量が壁厚以下とする。
		胸壁の外部安定(滑動・転倒・支持力)に対して所要の安定性を満足すること。
胸壁の内部安定(RC部材のせん断・曲げ)に対して所要の安定性を満足すること。		
	越流による洗掘防止すること。	

表-15 対策方針(案)

地震時		
構造の弱点部		対策方針(案)
堤体の目地開き	「凹凸変位量 $\geq$ 壁厚」となるため、目地開き部からの津波侵入により、背後の浸水域が拡大する。	堤体のコンクリート増打ちを実施することで、堤体の目地開きを防止する。
施設天端高の沈下	地震によって海岸保全施設の天端が沈下することで津波の越流を許し、背後の浸水域が拡大する。	背後の浸水深の軽減を目的として、堤体の嵩上げを行う。
津波時		
構造の弱点部		対策方針(案)
堤体の安定性	堤体の安定性が不足し、海岸保全施設の破堤が懸念される。	堤体のコンクリート増打ちを実施し、堤体の補強を図る。
護岸前面マウンド	津波流速に対してマウンド材の必要重量を満足しない場合、護岸の安定性に影響が生じる。	津波流速に対して必要重量を満足するマウンド被覆工を実施する。
津波による洗掘	津波越流時の堤体背後の地盤の洗掘を受ける懸念がある。	洗掘対策として、堤体前面に洗掘防止被覆工を実施する。

・津波波力の算定(谷本式を採用する場合)

$$\eta^* = 3.0a_l, \quad p_1 = 2.2\rho_0 g a_l, \quad p_u = p_1 \quad (8)$$

ここに、 $\eta^*$ : 静水面上の波圧作用高さ(m)、 $a_l$ : シミュレーション等の津波高さ(静水圧面からの高さ)の 1/2、 $\rho_0 g$ : 海水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、 $p_1$ : 静水面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)、 $p_u$ : 前面下端における揚圧力(kN/m<sup>2</sup>)

・被覆材料の必要重量の算定

$$M_d = \frac{\pi\rho_r U_d^6}{48(y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3} \quad (9)$$

ここに、 $M$ : 捨石等の安定質量(t)、 $\rho$ : 捨石等の密度(t/m<sup>3</sup>)、 $U$ : 捨石等の上面における水の流れの速度(m/s)、 $g$ : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、 $y$ : イスバッシュ(Isbash)の定数(埋め込まれた石; 1.20, 露出した石; 0.86)、被覆ブロックの場合には 1.08、 $S_r$ : 捨石等の水に対する比重、 $\theta$ : 水路床の軸方向の斜面の勾配( $^\circ$ )

## (2) 対策断面の検討

前節での内容を踏まえ、本報告で取り上げた代表断面を用いて最大クラスの津波対策に係る対策断面を図-23に示す。本報告では、図-23を用いて想定し得る対策工について記載しているが、各施設の地震後の被災状況や想定される津波諸条件によっては、必要とされない対策工もあることに留意頂きたい。

まず、胸壁部に対しては、大きな水平変位が発生した際に生じる目地開き部からの津波侵入を防止するため、堤体の壁厚をコンクリートで増厚することで対策を図る。

また、津波越流による背後の浸水深を軽減することを目的とした堤体の嵩上げを必要に応じて行う。これらの対策工は、堤体の重量増加、断面耐力増加も図れるため、堤体の外部安定性および内部安定性の向上にも寄与することとなる。

護岸前面の捨石マウンドについては、想定される津波流速に対して被覆材料の所要の重量を満足できない場合には、津波によってマウンドの洗掘が懸念され、護岸全体の安定性に影響をおよぼす可能性が考えられる。そのため、想定される津波流速に対して所要重量を満足する被覆工を実施する。

海岸保全施設の前背面地盤の洗掘防止を図るため、洗掘防止被覆工を実施する。現在設置されている海岸保全施設の現場状況としては、堤体の前背面の地盤はアスファルトもしくはコンクリート舗装がなされていることがほとんどである。そのため、津波の洗掘対策については必ずしも必要とならない場合が考えられる。ただし、地震による被災状況として堤体周辺の地盤の変状が著しい箇所については、金網入りコンクリート被覆工を実施することでねばり強い洗掘防止を図る構造とした。また、本検討では嵩上げを視野に入れた対策を想定していることから、押波時において施設天端を越流した津波は、引波時では堤体を越流するほどの水位には至らないことが予想される。この現象を考えると、堤体前面の洗掘防止対策は必要とはならないが、前述のとおり、地震時の被災変形が大きい場合には舗装のめくれ等によって津波による前面地盤の吸出しを受ける可能性が考えられたため、背面地盤と同様に、堤体周辺の地盤の変状が著しい箇所については被覆工を想定した。

以上の対策工を想定し、対策実施後の津波浸水想定図を図-24に示す。対策前の浸水想定(図-20参照)と比較して、海岸保全施設背後の浸水エリアが縮小し、背後地においては津波による浸水深0.3m未満を満足できていることが確認できる。

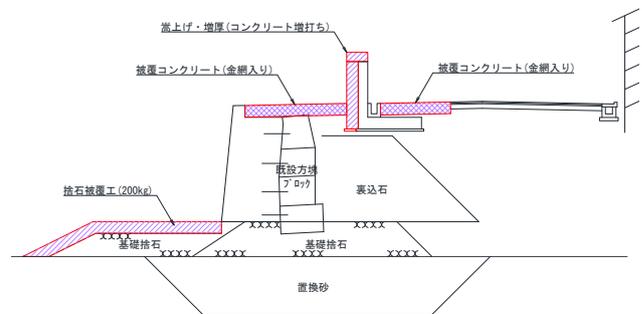


図-23 対策断面の構造イメージ図

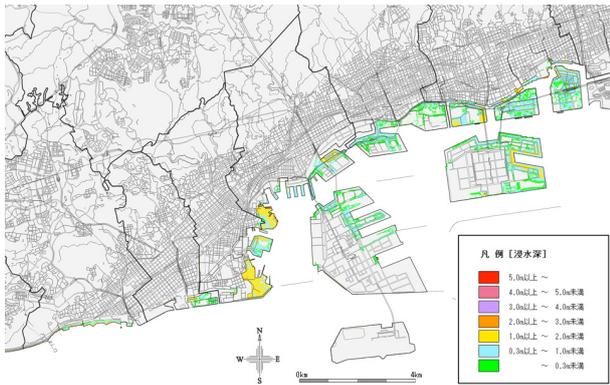


図-24 対策後の津波浸水想定図(神戸市全域)

## 7. まとめ

本報告では、神戸市内の海岸保全施設を対象に、南海トラフ巨大地震の発生に伴う最大クラスの津波に対して「減災」を目的とした対策工の検討事例について示した。本検討の概要は以下の通りである。

- 1) 対象とする最大クラスの津波を引き起こす南海トラフの巨大地震には、耐震検討目的として作成されている「SPGAモデル(港湾空港技術研究所提案)の地震動」を用いることとした。また、常時微動観測を行い、サイト増幅特性のゾーニングを適切に把握した上で、対象施設ごとに採用する地震動を選定した。
- 2) 地震時の施設の変状を予測するにあたり、特に影響が大きいと考えられる液状化対象層の液状化強度の推定が課題であった。そこで、本検討の中で埋立土と沖積砂層を対象として実施した土の繰返し非排水三軸試験結果から、補正 $N$ 値と液状化強度比の関係を整理し、神戸市全域を俯瞰的に捉えた液状化強度を推定した。
- 3) 地震時の変形量は、FLIPを用いた方法(詳細法)と、チャート式耐震診断システムを用いた方法(簡易法)を併用して推定した。全施設に対して詳細法の採用は時間的、費用的な観点から困難であるため、検討対象施設から選定した代表断面に対して詳細法を採用し、詳細法の結果を用いて簡易法による変形量の精度向上を図り、全施設の地震後の変形量を推定した。
- 4) 地震後に来襲する最大クラスの津波に対する浸水予測は、地震による海岸保全施設の変状を考慮した津波シミュレーションを行うことで推定した。また、対策工の検討を行う上で必要となる津波諸元についても津波シミュレーションから算定を行った。
- 5) 対策工の検討では、神戸市が掲げる「背後地の浸水深0.3m未満(死者数0人)」を満足する対策方針を示すとともに、ある代表断面を取り上げて対策断面の例を示した。

本検討は、最大クラスの津波を想定し「減災」を目的とした海岸保全施設のハード対策に主眼を置いている。本報告で紹介した対策工の採用により、「背後地の浸水深30cm未満(死者数0人)」の効果は期待することが可能であると考えられるが、より効果的な減災を期待するためには、地震および津波発生時の避難体制の構築等のソフト対策が必要不可欠であると考えられる。

謝辞：津波シミュレーションに関して、青木伸一教授より貴重なご意見を頂きました。ここに記して謝意を示します。

## 参考文献

- 1) 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告書，2011.9.
- 2) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7.
- 3) Iai,S. and Kameoka,T.: Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls", Soils and foundations, Vol.33, No.1, pp.71-91, 1993.
- 4) 東島義郎,藤田郁夫,一井康二,井合進,菅野高弘,北村道夫：沿岸構造物のチャート式耐震診断システムの開発,海洋開発論文集,第22巻,pp.511-516,2006.7.
- 5) 中央防災会議「南海トラフの巨大地震モデル検討会(内閣府) 公開資料」, 2014.8.
- 6) 南海トラフの巨大地震モデル検討会(第二次報告) 強震断層モデル編—強震断層モデルと震度分布について—, 2014.8.
- 7) 野津 厚, 若井 淳：南海トラフの地震(Mw9.0)を対象とした強震動評価への SPGA モデルの適用, 港湾空港技術研究所資料, No.1271, 2013.6.
- 8) 野津厚, 井合進：岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 第28回関東支部技術発表会講演概要集, 土木学会関東支部, pp.18-19, 2001.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室 HP <<http://www.ysk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html>>
- 10) 運輸省港湾技術研究所：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No.857, 1997.5.
- 11) 関西圏地盤情報ネットワーク：関西圏地盤情報 DB<<http://www.kg-net2005.jp/db02.html>>
- 12) (一財)神戸すまいのまちづくり公社：WEB版神戸JIBANKUN<<http://www.strata.jp/KobeJibankun/moushikomi.htm>>
- 13) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータ簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997.6.
- 14) 稲垣光艶, 前田正志, 成迫法之, 平井孝治：固定ピストン式二重管サンプラー(GS サンプラー)による砂質土のサンプリング品質について, 全地連「技術フォーラム2014」秋田.
- 15) 吉見吉昭：砂地盤の液状化(第二版), pp.82-87, 1996.2.
- 16) 第四期 FLIP 研究会 14年間のまとめ WG, (財)沿岸技術研究センター：液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務 FLIP 研究会の14年間の研究成果, 2006.8.

- 17) 永瀬英生, 石原研而, 田部元太: 多方向の不規則荷重を受ける砂の沈下特性, 第 21 回土質工学発表会, pp.767-770, 1986.6.
- 18) 吉嶺充俊, 石原研而: 地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測, 第 26 回土質工学発表会, pp.767-770, 1991.7.
- 19) 国土交通省近畿地方整備局神戸港湾空港技術調査事務所 <<http://www.pa.kkr.mlit.go.jp/kobegicyo/gijyutsu/chart103.pdf>>
- 20) 河川津波対策検討会: 河川への遡上津波対策に関する緊急提言, 2011.8.
- 21) (財)国土技術研究センター: 津波の河川遡上解析の手引き(案), 2007.5.
- 22) 国土交通省水管理・国土保全局海岸室, 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部海岸研究室: 津波浸水想定の設定の手引き(Ver.1.20), 2012.4.
- 23) 国土交通省港湾局: 港湾における防潮堤(胸壁)の耐津波設計ガイドライン(参考資料), 2013.11.
- 24) 一井康二, 高橋宏直, 中村隆, 赤倉康寛: 地震時における重力式岸壁の許容被災変形量の評価, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, K-4, 1998.

(2015. 9. 11 受付)

## A STUDY FOR THE NANKAI TROUGH EARTHQUAKE RESISTANT OF SEASHORE PROTECTIVE FACILITY IN KOBE CITY

Kohei NAGASAWA , Akito SONE , Tatsuru YAMAMOTO , Susumu IAI and Satoru SHIBUYA

This study work to seashore protective facility in Kobe city was put into effect for the purpose of damage reduction in time of a tsunami caused by the Nankai Trough earthquake. First , the amount of displacement of the facilities at the time of an earthquake precedent to tsunami was established using effective stress analysis and simple evaluation method. We proposed the method that a relation between correction SPT blow count and liquefaction strength can be established from a limited method for cyclic undrained triaxial test result . And we got liquefaction strength of reclaimed soil and alluvial sandy soil necessary to decide about the amount of displacement of the facilities by the proposed method. Second, we got a flooding area and flooding shin by a simulation to tsunami which considered the amount of displacement of the facilities. We selected the part where a measure is needed from these flooding area and flooding shin and proposed an improvement plan.