# 前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の レベル1地震動に対する耐震設計法

塩崎 禎郎1·乙志 和孝2·相和 明男3

<sup>1</sup>正会員 (一社) 鋼管杭, 鋼矢板技術協会 (103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10) E-mail:y-shiozaki@jfe-steel.co.jp <sup>2</sup> E-mail:otsushi.k78.kazutaka@jp.nssmc.com <sup>3</sup> E-mail:akio.sowa@kubota.com

前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)は、鋼管矢板壁を海側に打設された斜杭で支える土留め部分と、海 側に設けられた横桟橋を一体化した構造であり、新規築造のほか、既存岸壁の改良、更新等で用いられる 構造である.2007年に改正された港湾基準では、本格的な信頼性設計法が導入されているが、本構造に関 しては具体的な部分係数等が明示されていない.そこで、レベル1地震動に対する耐震設計法に関して、 照査用震度の求め方と部分係数について検討を行った.その結果、1)矢板部は、矢板式(控え直杭)の照 査用震度式を用いる、2)桟橋部は、桟橋用の部分係数を用いて矢板部を含む骨組解析で断面を決めること で、矢板式および桟橋式の性能規定を概ね満足できることを確認した.

# *Key Words :* open-type quaywall with sheet pile wall anchored by forward batter piles, seismic design, reliability-based design

# 1. はじめに

前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)は、鋼管矢板壁 (もしくは鋼矢板)を海側に打設された斜杭で支える土 留め部分と、海側に設けられた横桟橋を一体化した構造 であり、新規築造のほか、既存岸壁の改良、更新等で用 いられる構造である.図-1は、仙台塩釜港仙台地区向 洋埠頭に建設された前方斜杭式桟橋(土留め一体構造) の断面図である<sup>1)</sup>.本岸壁は2011年東北地方太平洋沖地 震時にも、岸壁法線のはらみだし等の目だった被害は発 生しておらず、構造形式としての耐震性能も実証されて いる.

2007年に改正された「港湾の施設の技術上の基準・同 基準」(以降,港湾基準(2007年版)と表記)<sup>2)</sup>では,重力



図-1 前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の事例

式,矢板式,桟橋式の主要形式の係船岸に関しては,信 頼性設計に基づく設計法(部分係数等)が明示されてい るが,前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)に関しては, 簡易照査法として矢板部と桟橋部に分けて,それぞれの 方法で設計する手法の紹介にとどまっている.ただし, 地震時には矢板部の変形が桟橋に影響を及ぼすため,精 度の高い方法(模型実験や信頼性の高い数値解析)で性 能照査することが求められている.そこで,著者らは上 記方法を参考にして設計した前方斜杭式桟橋(土留め一 体構造)が,矢板式,桟橋式の両者のレベル1地震動に 関する性能規定を満足することができているのか,地震 応答解析と信頼性解析で検討を行った.

#### 2. 設計手順と課題

### (1) 設計手順

港湾基準(2007年版)よりも詳細な設計法が記載されて いる港湾基準(1999年版)<sup>3</sup>によると、矢板部と桟橋部 を3段階に分けて設計する具体的な手順が紹介されてい る.

[手順1] 矢板の性能照査は,前方斜杭との結合部を支 点として通常の矢板式(控え工あり)に準じて行う.





[手順2] 矢板の支点反力を桟橋上部工に作用する水平 力と考え,斜め組杭式横桟橋の性能照査に準じて行う. [手順3] 矢板と前方斜杭部を仮想固定点で固定された ラーメンと考えて,土圧等による水平力によって生じ る頭部結合点でのモーメントを算定し,杭の応力照査 を行う.

このような、矢板部と桟橋部を分けて設計する方法は、 簡便で安全側と紹介されている.一方で、構造物を一体 として、骨組構造で解く方法も併記されているが、煩雑 な計算が必要とされている.

現行の港湾基準(2007年版)では、構造物を一体と して骨組構造として解く方法は記載されていないが、横 桟橋の設計では、骨組構造で解く方法が紹介されている。 そこで、今回の検討では、矢板部の性能照査で断面決定 後に、桟橋部と一体とした骨組構造で解く2段階の方法 を採用することにした、詳細な手順は、港湾基準(2007 年版)に掲載されている性能照査順序の例を参考にして、 図-2に示す方法とした。

#### (2) 検討課題

図-2の手順で設計する際の課題(設計者が判断に迷う と思われる項目)を下記に示す.

[課題1]矢板の照査用震度を求める場合の震度算定式. 控え直杭用,控え組杭用のどちらかを準用できるのか (図-2の③).また,前方斜杭式桟橋の矢板部は従来

の矢板式と同様に変位先行型の破壊モードとなるのか. [課題2]矢板部・桟橋部の一体構造の骨組解析におけ

る土圧の扱いと、矢板部の地盤反力係数の扱い方法



図-3 検討対象とした地層構成

表-1 検討対象とした地盤物性

	湿潤 密度 (t/m <sup>3</sup> )	せん断 抵抗角 ( <sup>°</sup> )	地盤反力 係数 :矢板用 <sup>*1</sup> (MN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 係数 :杭用 <sup>※2</sup> (MN/m <sup>3</sup> )	N値
埋立上層(水面上)	1.8	32			8
埋立上層(水面下) 埋立下層	2.0	32			8
原地盤上層	2.0	31	25	16.5	11
原地盤下層	2.0	33	37	37.5	25
支持層	2.0	40		75	50
捨石	2.0	30 <sup>**3</sup>	24	7.5	5(桟橋用)
裏込石	2.0	40			

※1:高橋・菊池による提案値(N値と地盤反力係数の関係)
 ※2:1500N (kN/m<sup>3</sup>)
 ※3:領域が狭いため30°として安全側の設計とした

(図-2の⑦⑧).

[課題3]桟橋の照査用震度の求め方と,桟橋の部分係 数を用いて設計した前方斜杭式桟橋が目標信頼性指標を 満足するのか(図-2の⑥⑦⑧).

これらの課題に対して,課題2→課題1→課題3の順番 で検討を行った.なお,3.以降では,矢板部とは鋼管矢 板の根入れ下端まで,桟橋部とは矢板部を含めた全体の 骨組構造を指すものとする.

### 3. 骨組解析の方法

骨組解析における土圧と地盤反力係数の扱いの違い が,設計結果に与える影響について検討を行った.検討 条件は、レベル1地震動に対する矢板式岸壁の耐震性能 照査用震度の検討<sup>4</sup>の、水深-11m岸壁、第Ⅱ種地盤相当 と同一条件とした.地層構成を図-3に、地盤物性を表-1 に示す.N値とせん断抵抗角は、文献4に掲載されてい るS波速度を参考にして決めた.

図-4に骨組解析モデルを示す.設計震度は0.15として, 許容応力度法(港湾基準(1999年版))で設計を行った. 矢板に作用する土圧と,地盤反力係数の扱い方法を変え て解析した結果を表-2に示す.モデルAの土圧は,自立 矢板の設計で用いられている方法で,モデルBの土圧は



表-2 宜組解析結果	表-2	骨組解析結果
------------	-----	--------

モデル	土圧	矢板部地盤 反力係数	鋼管矢板 (直径,板厚)	直杭·斜杭 (直径, 板厚)
方 法 A	主働土圧・残留水圧 と受働土圧の釣り合 い点まで作用させる	桟橋用の地 盤反力係数	φ600t9 根入れ-18.5m (下部の杭は 2.8m間隔)	直杭:φ800t9 斜杭:φ900t11 (5m間隔)
方 法 B	矢板下端まで主働 土圧,残留水圧,静 止土圧を作用させる	矢板用の地 盤反力係数	φ600t9 根入れ-18.5m (下部の杭は 4.2m間隔)	直杭:φ800t9 斜杭:φ900t9 (5m間隔)

※鋼材はSKK490を用いる ※※諸元の単位はmm

矢板の設計におけるRoweの方法と同一である.

設計の結果,方法Aの方が,斜杭の断面が大きくなった.したがって,以降の検討では方法Aを採用することにした.

# 4. 矢板部の照査用震度の求め方

### (1) 地震時挙動の把握

前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の地震時挙動の特 性を明らかにするため、同一設計震度(0.15)で設計さ れた直杭式横桟橋,矢板式(控え組杭),矢板式(控え 直杭)の4断面(図-5参照)に対する地震応答解析を行 った.解析プログラムはFLIP<sup>5</sup>を用いた.有限要素分割 図を図-6に,解析地盤定数を表-3に示す.入力地震動は 最大加速度100Gal,継続時間20.48秒のWhite-noiseを用い た.

岸壁天端の水平方向の加速度時刻歴を入力地震動と併 せて図-7に示す.前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)は, 桟橋よりも矢板式に近い挙動をしていることがわかる. 岸壁天端加速度のフーリエスペクトルを入力加速度のフ ーリエスペクトルで除して算定した伝達関数(フーリエ スペクトル比)を図-8に示す.この結果も,前方斜杭式 桟橋(土留め一体構造)は,矢板式に近い値を示してお り,特に,岸壁の変位に与える影響が大きい0.5~2.0Hz の範囲では,矢板式(控え直杭)に非常に近い応答性状







表-3 解析地盤定数



を示している.したがって,照査用震度の算定式は,矢 板式(控え直杭)を用いることができそうである.

# (2) 照査用震度式の適用性確認

#### a) 矢板式岸壁の照査用震度の算定手順

港湾基準(2007年版)の矢板式岸壁の照査用震度の算定 手順を以下に記す.

[手順1] レベル1地震動を用いて矢板式岸壁の背後自由 地盤部での1次元地震応答解析を実施し,地表面の加速 度波形を求める.

[手順2] 地表面加速度波形に対して周波数依存性を考 慮するため,式(1)のフィルター処理を行った後の地表 面最大加速度α/を求める.

[手順3] 地震動の継続時間の効果を取り込むため、フィルター処理後の加速度時刻歴を用いて式(2)で低減率pを求め、 α<sub>f</sub>×pにて補正加速度最大値 α<sub>c</sub>を求める.

[手順4] 式(3)に、 $\alpha_c$ と許容変位量 $D_a$  (=15cm)を代入 して照査用震度の特性値を求める.なお、控え直杭と控 え組杭に関して、同一の $\alpha_c$ に対する照査用震度は、控 え直杭の方が大きくなる.

$$k_{h_{k}} = 1.91 \left( \frac{D_{a}}{D_{r}} \right)^{-0.69} \frac{\sigma_{c}}{g} + 0.03 \quad (控之直杭式)$$

$$k_{h_{k}} = 1.32 \left( \frac{D_{a}}{D_{r}} \right)^{-0.69} \frac{\sigma_{c}}{g} + 0.05 \quad (控之組杭式) \quad (3)$$

ここに、 $k_{h_k}$ : 照査用震度の特性値、g: 重力加速度 $\alpha_c:$ 地表面における地盤の補正加速度最大値

$$= \alpha_f \times p \quad (\text{cm/s}^2)$$

D<sub>a</sub>:許容される岸壁天端における変形量(=15cm) D<sub>r</sub>:基準変形量(=10cm)

さて,この方法を前方斜杭式桟橋(土留め一体構



図-9 周波数依存性(20cmの変位となる地表面最大加速度)

造)に適用するためには、周波数依存性と継続時間効果 が矢板式と同等であることを確認する必要がある.

#### b) 周波数依存性

周波数依存性の検討は、4.(1)と同じ地震応答解析モデ ルを用いた.周波数を変えた正弦波(継続時間40秒,主 要動継続時間5秒,前後はコサイン状のテーパー)を用 いて、岸壁天端の残留水平変位が20cmとなる条件入力 加速度レベルを探索し、その際の自由地盤地表面の最大 加速度α<sub>f</sub>を求めた(図-9参照).

前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)は、矢板式(控 え直杭)と矢板式(控え組杭)の間の挙動となり、矢板 式(控え直杭)に近い挙動をしていることがわかる.ま た,前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)は、1Hz以下で は残留変位が20cmに到達する際の α<sub>f</sub>が矢板式(控え直 杭)よりも大きいので、変位に関する耐震性が上回って いることになる.なお、20cmの残留水平変位時にも矢 板部分の応力は弾性範囲内でり、変位先行型の破壊モー ドとなることが確認できた.

#### c) 地震動の継続時間効果

地震動の継続効果に関しても、4.(1)と同じ地震応答解 析モデルを用いた.文献4の検討で用いられた卓越周波 数と継続時間が異なる入力地震動9波形(図-10参照)を 用いて、岸壁天端の残留水平変位が20cmとなる条件入 力加速度レベルを探索し、その際の自由地盤地表面の最 大加速度α<sub>f</sub>を求めた.

継続時間効果は、フィルター処理後の加速度時刻歴の 二乗和平方根Sをα<sub>f</sub>で割った値を横軸に、縦軸は式(2)で 求めた低減率pとして考察する.なお、前方斜杭式桟橋

(土留め一体構造)は、控え直杭の式を用いて算定した. 図-11にS/α<sub>f</sub>とpの関係を示す.前方斜杭式桟橋(土留め 一体構造)のpは矢板式(控え直杭)を下回っており、 矢板式(控え直杭)の照査用震度の算定方法を用いれば 安全側の評価となる(pが大きい方がα<sub>c</sub>が大きくなり、 照査用震度が大きくなる).



図-11  $S / \alpha_f \ge p$ の関係

#### (3) 矢板部の照査用震度の算定方法の提案

前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の地震時挙動は, 矢板式(控え直杭)に非常に近いことが確認できた.また,照査用震度算定式は,控え直杭の係数を用いた方が, 控え組杭よりも安全側の評価となる(大きい値となる) ため,控え直杭の係数を用いることを提案する.

#### 5. 桟橋部の設計

#### (1) 桟橋部の照査用震度

桟橋の照査用震度の算定手順は以下の通りである. [手順1] レベル1地震動を用いて桟橋中央部の1次元地 震応答解析を実施し,桟橋杭の1/β地点の加速度時刻歴



図-12 1次元地震応答解析のモデル作成領域 表-4 1次元解析による照査用震度算定結果

波形番号	入力加速度最 大値(Gal)	最大加速度 (Gal)	照査用 震度
No.1	148.3	164.2	0.17
No.2	185.8	185.6	0.19
No.3	373.6	221.3	0.23
No.4	175.3	168.8	0.17
No.5	103.3	156.4	0.16
No.6	126.6	194.8	0.20
No.7	101.5	162.5	0.17
No.8	126.3	232.6	0.24
No.9	89.9	158.8	0.16

表-5 2次元解析による桟橋部の最大加速度

波形悉号	2次元角	1次元解析& 加速度応答 スペクトル	
IX/I/ E I	岸壁天端残留水 平変位(m)	最大加速度 (Gal)	最大加速度 (Gal)
No.1	0.161	197.2	164.2
No.2	0.114	208.7	185.6
No.3	0.160	264.4	221.3
No.4	0.160	184.4	168.8
No.5	0.165	189.4	156.4
No.6	0.145	169.4	194.8
No.7	0.144	197.4	162.5
No.8	0.124	181.5	232.6
No.9	0.130	192.1	158.8

波形を求める.

[手順2] 桟橋の固有周期を骨組解析にて算定する.

[手順3]l/β地点の加速度時刻歴から減衰定数0.2とした 加速度応答スペクトルを求め、固有周期に対応する加速 度を重力加速度で除した値を照査用震度の特性値とする.

ここでは、図-12に示す部分の1次元地震応答解析モデ ルを作成し、4.(2)で用いた入力地震動9波形に対して、 矢板式(控え直杭)の照査用震度が0.15となる入力加速 度レベルで桟橋部の震度を求めた.なお、桟橋部の固有 周期は、地盤反力係数のばらつきと、桟橋の上載荷重の 有無の組み合わせに対して骨組解析で算定した結果、 0.4~0.54秒となった.表-4に照査用震度の算定結果を示 す.桟橋部の照査用震度は0.17~0.24となり、矢板式よ りも大きな結果となった.

上記方法で求めた設計震度の妥当性を確認するため, 前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の2次元モデルを用



13 1次几种们 2 2 次几种们 0 取入加速度 0 比

表-6 骨組解析による断面検討結果

設計 震度	部分 係数	鋼管矢板 諸元(直径,板厚)	直杭·斜杭 諸元(直径, 板 厚)	斜杭杭頭部 応力比 (作用/耐力)
0.15	矢板用	φ600t9 根入れ-18.5m (下部の杭は2.8m間隔)	直:φ800t9 斜:φ900t11 (5m間隔)	0.97
"	桟橋用	"	直:φ800t9 斜:φ900t15 (5m間隔)	0.96
0.20	矢板用	φ 600t9 根入れ-19m (下部の杭は2.8m間隔)	直:φ800t9 斜:φ900t14 (5m間隔)	0.97
"	桟橋用	"	直:φ800t9 斜:φ900t18 (5m間隔)	0.99

※鋼材はSKK490を用いる ※※諸元の単位はmm

いてレベル1地震動に対する桟橋部の最大応答加速度を 求めた(表-5参照).上記方法(1次元解析&加速度応 答スペクトル)で算定した最大加速度と2次元解析で算 定した最大加速度の関係を図-13に示す.多少のばらつ きはあるものの,概ね±2割の誤差に収まっており,桟 橋の設計震度の部分係数算定時に用いた変動係数0.2と 対応がとれている.

# (2) 骨組解析による断面の決定

矢板の照査用震度0.15と、5.(1)で求めた桟橋部の照査 用震度の平均値よりもやや大きい0.20の震度に対して、 矢板式の部分係数と桟橋式の部分係数(耐震強化施設 (標準))を用いて、骨組解析で断面を決定した.なお、 矢板式の部分係数は許容応力度法と同等になるように設 定されている.表-6に決定した断面を示す.矢板式と桟 橋式の部分係数の違いで、斜杭の板厚差が4mm、照査用 震度0.05の違いによる板厚差は3mmであった.

# (3) 信頼性指標の確認

# a) 信頼性指標の算定方法

港湾基準(2007年版)では、本格的な信頼性設計が導入 され、これまでの安全率に基づく設計から、破壊確率に 基づく設計へと移行した. 桟橋に関しては、許容応力度 法で設計された複数断面に対して、コードキャリブレー ションが実施され、目標信頼性指標(破壊確率)および 部分係数が設定されている<sup>9</sup>. また、桟橋の信頼性指標 の簡易な算定法として、性能関数を2次関数で近似し、 破壊点まわりのテーラー展開の1次近似で信頼性指標を 求めるFORMを利用した方法が提案されている<sup>9</sup>.

#### b) 直杭式横桟橋への適用例

4.(1)で用いた直杭式横桟橋の信頼性指標を求めてみる. 本断面は,最陸側の杭頭部の応力で決まっている.文献 7の方法では,性能関数は(4)式を用いているが,本検討 では,杭のオイラー座屈による鋼材降伏強度の低減を考 慮するため(5)式を用いることにした.

$$G = \sigma_{y} - \sigma_{d(m)} - \sigma_{d(n)} \quad (4)$$
$$G = 1 - \frac{\sigma_{d(m)}}{\sigma_{y}} - \frac{\sigma_{d(n)}}{\sigma_{cr}} \quad (5)$$

ここに、 $\sigma_y$ : 鋼材の降伏応力度  $\sigma_{dm}$ : 杭頭部の曲げモーメントによる発生応力度  $\sigma_{dm}$ : 杭頭部の軸力による発生応力度  $\sigma_{\sigma}$ : オイラー座屈を考慮した鋼材の降伏応力度

杭頭部の曲げモーメントおよび軸力は、骨組解析が線形 解析であるため震度に比例する.また、曲げモーメント および軸力と地盤反力係数の関係は2次関数近似が可能 である<sup>7</sup>.したがって、(5)式は(6)式で表すことがきる.

$$G = 1 - \frac{K(ak_{h}^{2} + bk_{h} + c)/Z}{\sigma_{y}} - \frac{K(dk_{h}^{2} + ek_{h} + f)/A}{\sigma_{cr}}$$
(6)

ここに, K: 震度,  $k_h$ : 地盤反力係数(特性値 2000N で 割って無次元化した値), Z: 杭の断面係数, A: 杭の 断面積,  $a \sim f$ : 係数

また、 $\sigma_{\alpha} \ge \sigma_{\nu}$ の関係は(7)式のとおりである.

$$\begin{split} \boldsymbol{\sigma}_{cr} &= (1.109 - 0.545\lambda)\boldsymbol{\sigma}_{y} \quad (7)\\ &\overline{\lambda} = 1/\pi \cdot (\boldsymbol{\sigma}_{y}/E)^{0.5} \cdot l/r\\ \text{ここに,} \quad E: ヤング率, \quad l: 有効座屈長, \end{split}$$

r:断面2次半径

確率変数は表-7 に示す値を用いた.地盤反力係数を 変化させて,曲げモーメントと軸力の関係を算定した結 果を図-14 に示す.(6)式に合わせるため,曲げモーメン トと軸力は震度で除した値で整理した.これらの2次関 数近似から求めた a~fの係数を用いて FORM で解析を 行った結果を表-8 に示す.信頼性指標βは 2.68 で港湾 基準(2007 年版)の目標信頼性指標 2.68 (耐震強化施設 (標準))と同等の値となった.

#### c) 前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の信頼性解析

#### 表-7 信頼性解析で用いた確率変数

変数	確率分布形状	平均值	変動係数
鋼材降伏応力度	正規分布	$377 \text{N/mm}^2$	0.08
震度	対数正規分布	0.15/1.2*	0.2
地盤反力係数	対数正規分布	1.0	0.775



9000.0 8500.0 8500.0 8000.0  $N/K=dk_h^2 + ek_h + f$ d=136.9 e=-448.7 f=8790 $R^2=0.991$ 7500.0 0.00 0.50 1.00 1.50 2.00  $k_h$ (地盤反力係数と軸力の関係)

図-14 地盤反力係数と発生断面力の関係

表-8 信頼性解析結果(直杭式横桟橋)

信頼性指標 $\beta$	感度係数					
	鋼材降伏	地盤反力				
	強度		係数			
2.68	0.387	-0.910	0.151			

5.(1)で求めた前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)に対 して、5.(3)b)と同様な方法で信頼性解析を実施した.曲 げモーメントおよび軸力と地盤反力係数の関係から2次 関数近似で求めた係数a~fを表-9に、FORMによる信頼 性解析結果を表-10に示す.これらの結果から、矢板式 の部分係数による設計では、桟橋の目標信頼性指標を大 幅に下回り、桟橋の部分係数で設計した断面では、桟橋 と同等の値となることが明らかになった.したがって、 桟橋部に関しては、桟橋の部分係数を用いることが必要 となる.

表-9 性能関数で用いる係数a ~ f

設計 震度	部分 係数	a	b	с	d	е	f
0.15	矢板用	-36.85	104.0	990.1	557.5	-1836	6139
"	桟橋用	-42.53	133.8	986.1	446.1	-1631	6373
0.20	矢板用	-32.74	113.9	977.7	514.6	-1706	5722
"	桟橋用	-210.1	573.7	692.0	464.2	-1617	5885

#### 表-10 信頼性解析結果(前方斜杭式桟橋)

設計 部分 電度 係数		信頼性指標 β	感度係数			
	Phila A		鋼材降伏 強度	震度	地盤反力 係数	
0.15	矢板用	1.40	0.258	-0.933	0.252	
11	桟橋用	2.62	0.269	-0.943	0.194	
0.20	矢板用	1.37	0.261	-0.936	0.236	
"	桟橋用	2.50	0.275	-0.958	0.0758	

なお, 5.(3)b)で算定した直杭式横桟橋の感度係数と比べると,前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)は,多少の 差はあるものの,直杭式横桟橋と同様に圧倒的に震度の 感度係数が高くなっている.

# 6. まとめ

前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)のレベル1地震動 に対する耐震設計法に関して,地震応答解析と信頼性解 析を実施し,1)断面決定のための骨組解析の方法,2)照 査用震度の求め方,3)部分係数について考察を加えた. 検討対象条件は,各種条件の平均的と考えられる,-11m 水深,設計震度0.15,第Ⅱ種地盤相当である.主な結論 を以下に記す.

・ 骨組解析においては、矢板部の地盤反力係数を桟
 ・ 橋用の地盤反力係数の3/4倍として、土圧は、主働
 土圧と残留水圧の合力と受働土圧が釣り合う深さ
 まで作用させる方法とすることで安全側の設計と

なる.

- 前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の地震時挙動
   は、矢板式(控え直杭)に近い挙動を示す.地震
   時挙動の周波数依存性と、地震動の継続時間に関
   する影響について検討したところ、前方斜杭式桟
   橋(土留め一体構造)の照査用震度は、矢板式
   (控え直杭)を用いれば安全側の設計となること
   をが明らかにした.
- 前方斜杭式桟橋(土留め一体構造)の桟橋部の設 計に関して、直杭式桟橋の部分係数を用いること
   で、直杭式桟橋の目標信頼性と同等の性能を保有 する断面となることを確認した。

謝辞:本検討で用いた地震波形は、国土技術政策総合研 究所港湾施設研究室の宮田正史室長から提供いただきま した.ここに感謝の意を表します.

#### 参考文献

- 1) DEPP 工法研究会: DEPP 工法技術資料, 2011
- 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説 (2007年版)
- 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説 (1999年版)
- 長尾毅,岩田直樹,藤村公宣,森下倫明,佐藤秀政, 尾崎竜三:レベル1地震動に対する重力式および矢 板式岸壁の耐震性能照査震度の設定手法,国総研資 料 No.310,2007
- Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 6) 長尾毅, 菊池喜昭,藤田宗久,鈴木誠, 佐貫哲朗: 桟橋式係船岸のレベル1地震動に対する信頼性設計 法,構造工学論文集 Vol.52A, pp.201~208, 2006
- 長尾毅,藤森修吾,築地健太朗:直杭式桟橋の信頼 性指標の応答曲面法等による評価の研究,海洋開発 論文集,第24巻,pp. 201~206,2008

# SEISMIC DESIGN OF OPEN-TYPE QUAYWALL WITH SHEET PILE WALL ANCHORED BY FORWARD PLILES FOR LEVEL-1 EARTHQUAKE GROUND MOTION

# Yoshio SHIOZAKI, Kazutaka OTSUSHI and Akio SOWA

Open-type quaywall with sheet pile wall anchored by forward batter piles, which is constructed with an open-type wharf built in front of sheet pile wall, is used for not only newly built structures but also reformation. Reliability-based design has been adopted in the 2007 edition of technical standards for port and harbor facilities. However, the concrete design method of this type is not specified. Therefore, we examined its seismic coefficients and partial factors for level-1 earthquake ground motion. We have found that the performance requirement for sheet pile quaywall and open type quaywall are satisfied by following method: 1) seismic coefficient of sheet pile wall part shall be calculated by the equation for sheet pile wall with vertical pile anchorage, 2) piled pier part including sheet pile wall shall be designed by frame analysis using partial factors for open-type quaywall on vertical piles.