

前方斜杭式栈橋（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

¹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

² E-mail:otsushi.k78.kazutaka@jp.nssmc.com

³ E-mail:akio.sowa@kubota.com

前方斜杭式栈橋（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栈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) 栈橋部は、栈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、矢板式および栈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

前方斜杭式栈橋（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栈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栈橋（土留め一体構造）の断面図である¹⁾。本岸壁は2011年東北地方太平洋沖地震時にも、岸壁法線のほ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)²⁾では、重力

式、矢板式、栈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、前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）に関しては、簡易照査法として矢板部と栈橋部に分けて、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栈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栈橋（土留め一体構造）が、矢板式、栈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）³⁾によると、矢板部と栈橋部を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。

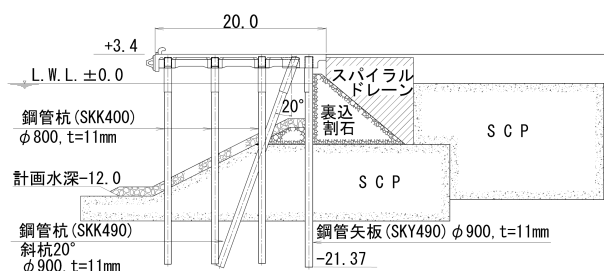


図-1 前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）の事例

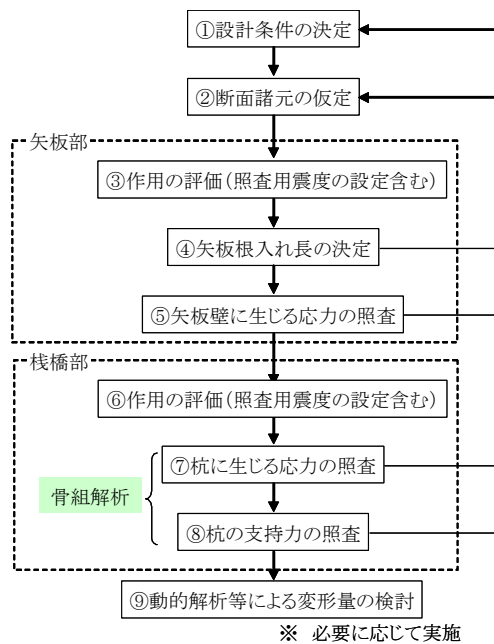


図-2 前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）の設計手順
（レベル1地震動に対する変動状態）

[手順2] 矢板の支点反力を栈橋上部工に作用する水平力と考え、斜め組杭式横栈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、矢板部と栈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、横栈橋の設計では、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、栈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、前方斜杭式栈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・栈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

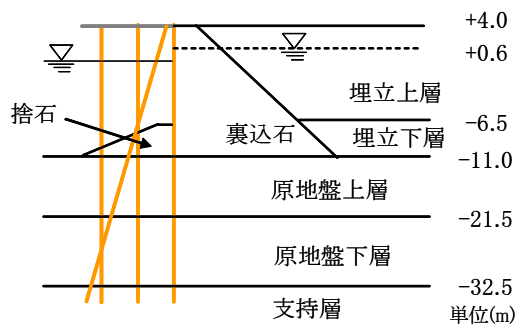


図-3 検討対象とした地層構成

表-1 検討対象とした地盤物性

	湿潤密度 (t/m ³)	せん断抵抗角 (°)	地盤反力係数 : 矢板用※1 (MN/m ³)	地盤反力係数 : 杭用※2 (MN/m ³)	N値
埋立上層(水面上)	1.8	32			8
埋立上層(水面下)	2.0	32			8
埋立下層	2.0	31	25	16.5	11
原地盤上層	2.0	33	37	37.5	25
原地盤下層	2.0	40		75	50
捨石	2.0	30※3	24	7.5	5(栈橋用)
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/m³)

※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] 栈橋の照査用震度の求め方と、栈橋の部分係数を用いて設計した前方斜杭式栈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、栈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⁴⁾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

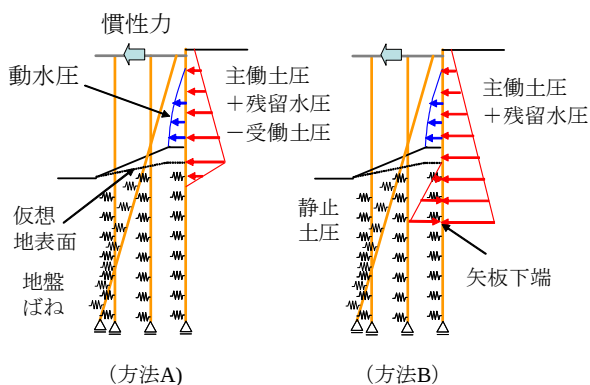


図-4 骨組解析モデル

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	栈橋用の地盤反力係数	φ 600t9 根入れ-18.5m (下部の杭は2.8m間隔)	直杭: φ 800t9 斜杭: φ 900t11 (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	φ 600t9 根入れ-18.5m (下部の杭は4.2m間隔)	直杭: φ 800t9 斜杭: φ 900t9 (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

前方斜杭式栈橋（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栈橋, 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FLIP⁹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。前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）は, 栈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, 前方斜杭式栈橋（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

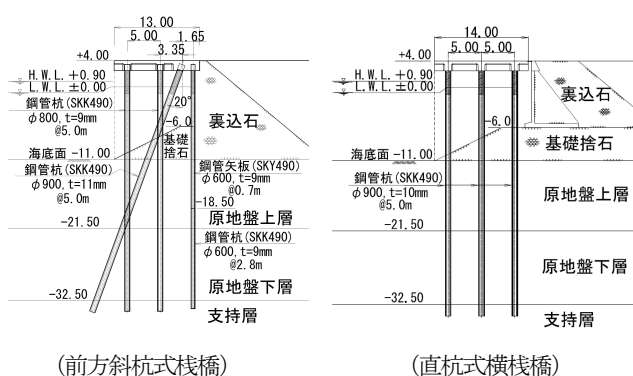


図-5 地震時挙動比較のための設計断面

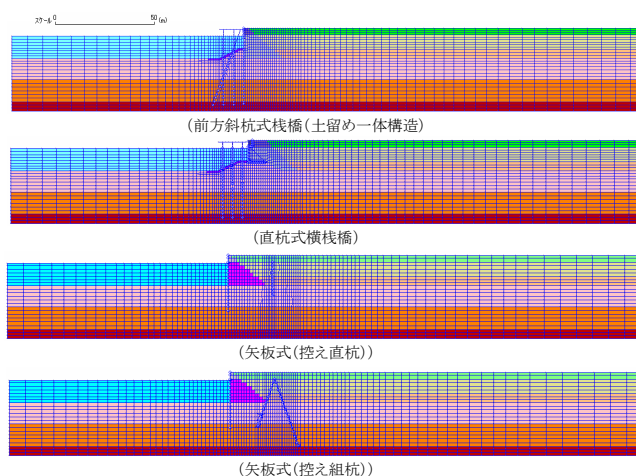


図-6 地震応答解析で用いた有限要素分割図

表-3 解析地盤定数

	湿潤 密度 (t/m ³)	基準有効 拘束圧 (kN/m ²)	基準初期 せん断 剛性 (kN/m ²)	基準初 期体積 剛性 (kN/m ²)	せん断 抵抗角 (°)	最大 減衰	S波 速度 (m/s)
埋立上層(水面上)	1.8	89.8	58320	152100	38	0.24	180
埋立上層(水面下) 埋立下層	2.0						
原地盤上層	2.0	198.5	72200	188300	38	0.24	190
原地盤下層		279.2	125000	326000	39		250
支持層	2.0	298.0	180000	469000	40	0.24	
捨石、裏込石	2.0	98.0	180000	469000	40	0.24	300

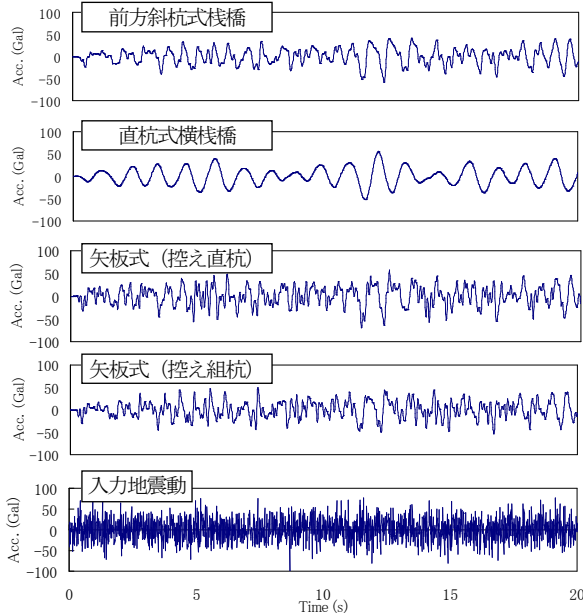


図-7 入力地震動と岸壁天端の加速度時刻歴

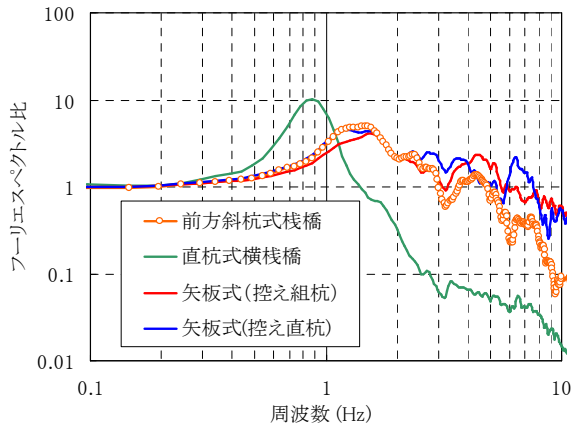


図-8 岸壁天端に関する伝達関数

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_f 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、 $\alpha_f \times p$ にて補正加速度最大値 α_c を求める。

[手順4] 式(3)に、 α_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 α_c に対する照査用震度は、控え直杭の方が大きくなる。

$$a(f) = \begin{cases} b & 0 < f \leq 1.0 \\ \frac{b}{1 - \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^2 + 11.0 \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^4} & 1.0 < f \end{cases} \quad (1)$$

$$b = 2.25 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.96 \quad (\text{控え直杭式})$$

$$b = 2.25 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.76 \quad (\text{控え組杭式})$$

ただし、 b は下記の範囲内で、下限値は0.41。

$$0.12H - 0.78 \leq b < 0.12H - 0.24 \quad (\text{控え直杭式})$$

$$0.12H - 0.78 \leq b < 0.12H - 0.04 \quad (\text{控え組杭式})$$

ここに、 H : 壁高(m), H_R : 基準壁高(=15m),

T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)

T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (=0.8s)

T_u : 海底面下の地盤の初期固有周期 (s)

T_{uR} : 海底面下の地盤の初期固有周期 (=0.4s)

$$p = 0.35 \ln(S/\sigma_f) - 0.20 \quad (\text{控え直杭式})$$

$$p = 0.31 \ln(S/\sigma_f) - 0.10 \quad (\text{控え組杭式}) \quad (2)$$

ここに、 p : 低減率 ($p \leq 1.0$)

S : フィルター処理後の加速度時刻歴の二乗和平方根 (cm/s²)

α_f : フィルター処理後の加速度時刻歴の最大値 (cm/s²)

$$k_{h_k} = 1.91 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.69} \frac{\sigma_c}{g} + 0.03 \quad (\text{控え直杭式})$$

$$k_{h_k} = 1.32 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.69} \frac{\sigma_c}{g} + 0.05 \quad (\text{控え組杭式}) \quad (3)$$

ここに、 k_{h_k} : 照査用震度の特性値, g : 重力加速度
 α_c : 地表面における地盤の補正加速度最大値
= $\alpha_f \times p$ (cm/s²)

D_a : 許容される岸壁天端における変形量 (=15cm)

D_r : 基準変形量 (=10cm)

さて、この方法を前方斜杭式栈橋（土留め一体構

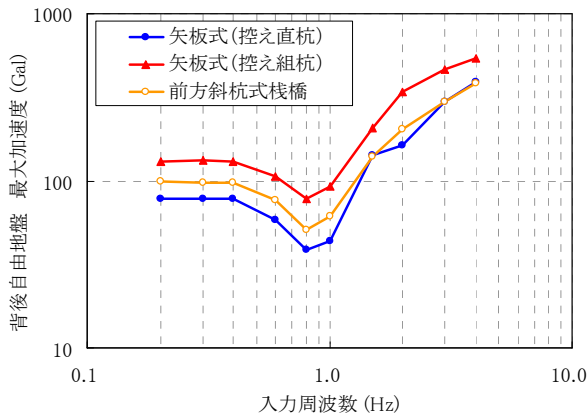


図-9 周波数依存性(20cmの変位となる地表面最大加速度)

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)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_f を求めた(図-9参照)。

前方斜杭式栈橋(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、前方斜杭式栈橋(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_f 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あり、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_f 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_f 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、前方斜杭式栈橋(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_f と p の関係を示す。前方斜杭式栈橋(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_c が大きくなり、照査用震度が大きくなる)。

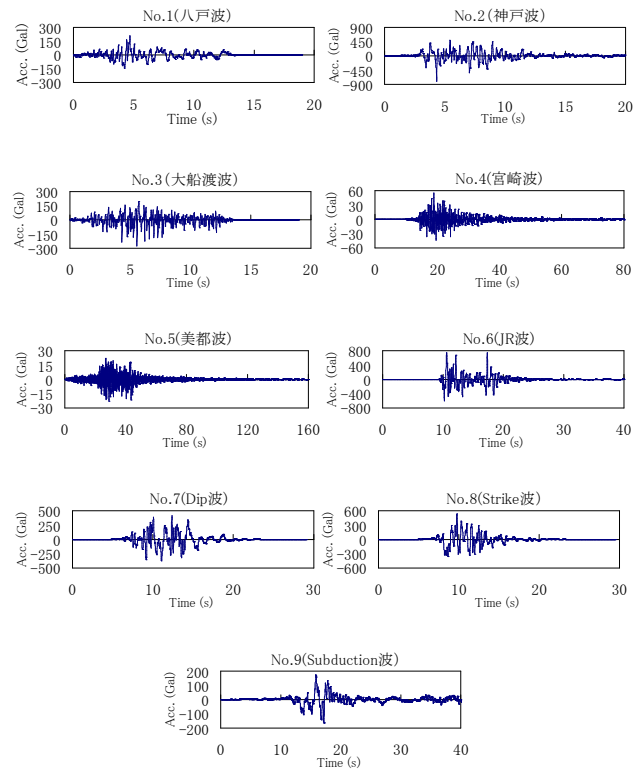


図-10 継続時間効果の検討で用いた入力地震動

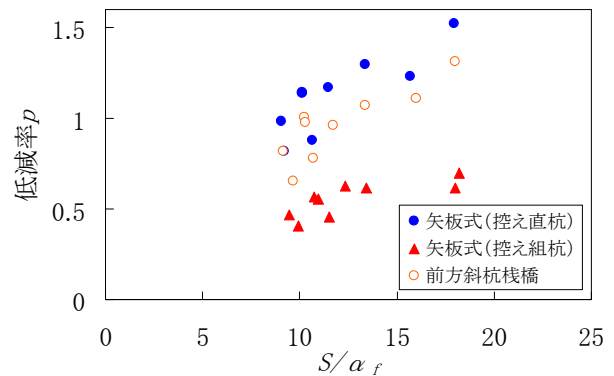


図-11 S/α_f と p の関係

(3) 矢板部の照査用震度の算定方法の提案

前方斜杭式栈橋(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. 栈橋部の設計

(1) 栈橋部の照査用震度

栈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地震動を用いて栈橋中央部の1次元地震応答解析を実施し、栈橋杭の $1/\beta$ 地点の加速度時刻歴

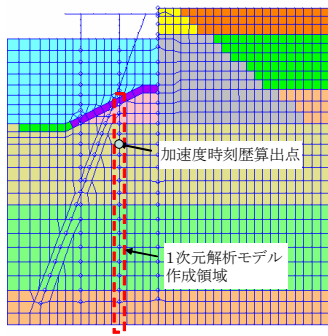


図-12 1次元地震応答解析のモデル作成領域

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次元解析による栈橋部の最大加速度

波形番号	2次元解析		1次元解析&加速度応答スペクトル
	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] 栈橋の固有周期を骨組解析にて算定する。

[手順3] 1/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栈橋部の震度を求めた。なお、栈橋部の固有周期は、地盤反力係数のばらつきと、栈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。栈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、前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）の2次元モデルを用

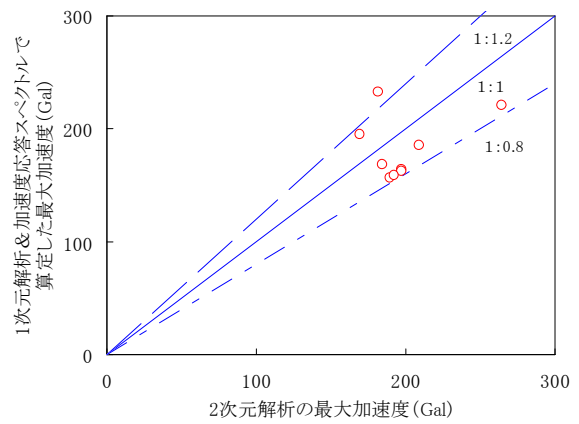


図-13 1次元解析と2次元解析の最大加速度の比較

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	φ 600t9 根入れ~18.5m (下部の杭は2.8m間隔)	直: φ 800t9 斜: φ 900t11 (5m間隔)	0.97
"	栈橋用	"	直: φ 800t9 斜: φ 900t15 (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: φ 800t9 斜: φ 900t14 (5m間隔)	0.97
"	栈橋用	"	直: φ 800t9 斜: φ 900t18 (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地震動に対する栈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、栈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)で求めた栈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栈橋式の部分係数（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。矢板式と栈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。栈橋に関しては、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⁹⁾。また、栈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⁷⁾。

b) 直杭式横栈橋への適用例

4.(1)で用いた直杭式横栈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、 σ_y ：鋼材の降伏応力度

$\sigma_{d(m)}$ ：杭頭部の曲げモーメントによる発生応力度

$\sigma_{d(n)}$ ：杭頭部の軸力による発生応力度

σ_{cr} ：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⁷⁾。したがって、(5)式は(6)式で表すことができる。

$$G = 1 - \frac{K(a k_h^2 + b k_h + c)/Z}{\sigma_y} - \frac{K(d k_h^2 + e k_h + f)/A}{\sigma_{cr}} \quad (6)$$

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、 σ_{cr} と σ_y の関係は(7)式のとおりである。

$$\sigma_{cr} = (1.109 - 0.545\bar{\lambda})\sigma_y \quad (7)$$

$$\bar{\lambda} = 1/\pi \cdot (\sigma_y/E)^{0.5} \cdot l/r$$

ここに、 E ：ヤング率、 l ：有効座屈長、

r ：断面2次半径

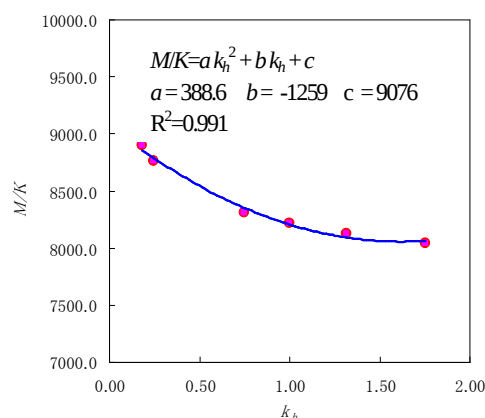
確率変数は表-7 に示す値を用いた。地盤反力係数を変化させて、曲げモーメントと軸力の関係を算定した結果を図-14 に示す。(6)式に合わせるため、曲げモーメントと軸力は震度で除した値で整理した。これらの2次関数近似から求めた $a \sim f$ の係数を用いて FORM で解析を行った結果を表-8 に示す。信頼性指標 β は 2.68 で港湾基準(2007 年版)の目標信頼性指標 2.68 (耐震強化施設(標準))と同等の値となった。

c) 前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）の信頼性解析

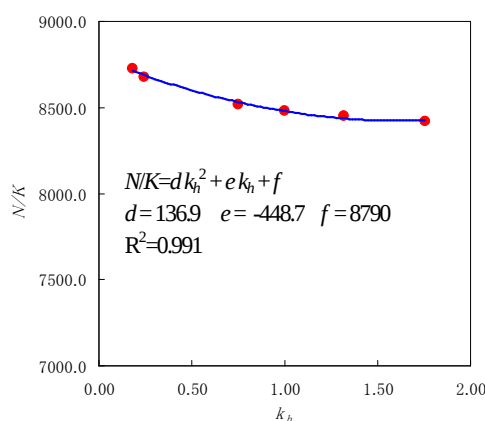
表-7 信頼性解析で用いた確率変数

変数	確率分布形状	平均値	変動係数
鋼材降伏応力度	正規分布	377N/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

※港湾基準(1999年版)の重要度A級相当の安全率で割っている



(地盤反力係数と曲げモーメントの関係)



(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（直杭式横栈橋）

信頼性指標 β	感度係数		
	鋼材降伏強度	震度	地盤反力係数
2.68	0.387	-0.910	0.151

5.(1)で求めた前方斜杭式栈橋（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 $a \sim f$ 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、栈橋の目標信頼性指標を大幅に下回り、栈橋の部分係数で設計した断面では、栈橋と同等の値となることが明らかになった。したがって、栈橋部に関しては、栈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 $a \sim f$

設計震度	部分係数	a	b	c	d	e	f
0.15	矢板用	-36.85	104.0	990.1	557.5	-1836	6139
"	栈橋用	-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
"	栈橋用	-210.1	573.7	692.0	464.2	-1617	5885

表-10 信頼性解析結果(前方斜杭式栈橋)

設計震度	部分係数	信頼性指標 β	感度係数		
			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
"	栈橋用	2.62	0.269	-0.943	0.194
0.20	矢板用	1.37	0.261	-0.936	0.236
"	栈橋用	2.50	0.275	-0.958	0.0758

なお、5.(3)b)で算定した直杭式横栈橋の感度係数と比べると、前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）は、多少の差はあるものの、直杭式横栈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

前方斜杭式栈橋（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栈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。

- 前方斜杭式栈橋（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、前方斜杭式栈橋（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明らかにした。
- 前方斜杭式栈橋（土留め一体構造）の栈橋部の設計に関して、直杭式栈橋の部分係数を用いることで、直杭式栈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

- 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.
- 長尾毅，菊池喜昭，藤田宗久，鈴木誠，佐貫哲朗：栈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，築地健太郎：直杭式栈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 PILES 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.