高強度鋼管矢板（引張強度570N/mm²級）の矢板式岸壁への適用に向けた設計法検討

塩崎 禎郎

正会員 JFEスチール株式会社 スチール研究所（〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1-1）

E-mail:y-shiozaki@jfe-steel.co.jp

これまで、大水深の矢板式岸壁には引張強度490N/mm²級の剛性の高い鋼管矢板が用いられてきた。しかし、矢板壁の剛性が上がると最大曲げモーメントが大きくなる特性があり、応力が規定値を超えると断面を大きくするため、さらに最大曲げモーメントが大きくなるという悪循環が続くことがある。高強度鋼管矢板（引張強度570N/mm²級）は、この現象を回避する有効な手法と考えられるため、現行の港湾基準に対応した設計法を提案した。高強度鋼管矢板の適用で、矢板壁の剛性が低下したことが耐震性に悪影響を与えないか地震応答解析で検討したところ、従来材（引張強度490N/mm²級）と同等の残留変形量（岸壁天端）になることが確認できた。その理由は、控え工の変形特性が支配的であるためであった。

Key Words : sheet pile quaywall, high strength sheet pipe pile, seismic response analysis

1. はじめに

控え工を擁する矢板式岸壁は、水深や震度が大きくなると鋼矢板では対応できず、鋼管矢板が用いられることがある。石黒・高橋¹⁾は、剛性が高い鋼管矢板が用いられる要因を以下のとおり分析している。

鋼管矢板は鋼矢板に比べて剛性が大きくなるため、曲げモーメントの反曲点が海底面よりも下方になり、最大曲げモーメントが大きくなる（図-1参照）。発生応力が規定値を上回る場合、断面を大きくすると、さらに反曲点が下がって最大曲げモーメントが大きくなるという悪循環が続くことがある。また、現在用いられている鋼管矢板の降伏強度は最大315N/mm²（引張強度490N/mm²級）で、鋼矢板の390N/mm²（引張強度540N/mm²級）よりも高強度化が遅れている。そのため鋼管矢板が大径化、厚肉化（結果として剛性が高くなる）しやすい。

さて、鋼管の高強度化に関して、近年の製造技術の向上により熱延帯鋼から降伏強度450 N/mm²（引張強度570N/mm²級）の高強度鋼管杭・鋼管矢板を低コストで製造することが可能となった。高強度鋼管杭に関しては、港湾の栈橋への適用に向けて、構造性能、腐食性状、設計法について検討した結果を既報²⁾で報告している。ひきつづき、本論文では、高強度鋼管矢板の矢板式岸壁への適用に向けて、設計法を提案し、その妥当性を検証した結果を報告する。

【作用外力と変形図】 【曲げモーメント図】

図-1 鋼矢板と鋼管矢板の変形とモーメントの概念図

2. 高強度鋼管矢板を用いた矢板式岸壁の設計法の提案と課題

(1) 従来材に対する設計法

2007年に改正された港湾基準³⁾には、本格的な性能設計法が導入された。矢板式岸壁の矢板に関する告示と解説を表-1に示す。これらの規程を満足させるための具体的な設計手順の例を図-2に、設計方法の概要を表-2に示す。また、性能設計導入にあたって大きく変化した内容について以下に補足する。

永続状態に関しては、信頼性解析にもとづき、各種条件のばらつき特性とLCCを考慮して設定した部分係数が提示されている⁴⁾。

変動状態（レベル1地震動）に対しては、港ごとに設定された時刻歴波形を用いて検討することになった。背

調整②：鋼材降伏強度の部分係数が1.0を超えるときには、せん断抵抗角の正接を大きな値として、鋼材降伏強度が1.0になるように調整を行う。

結果として、砂質土系地盤ではすべて同じ部分係数となった。粘性土系地盤に関しては、鋼材降伏強度以外は、設計時のミス防止のため、タイの応力部分係数を準用している。そのため、鋼材降伏強度は調整①のみで設定しており部分係数が異なる結果となった。この違いは、主に変動係数の差から生じており、HT570PCの方が変動係数が小さいため、耐力側の鋼材降伏強度の部分係数が大きくなった。

b) 変動状態（レベル1地震動）に対する設計

レベル1地震動に対する照査用震度算定のための(1)式はそのまま使えるものと仮定する。また、部分係数の構造解析係数に関しては、引張強度570N/mm²級の鋼板（SM570）の降伏強度と、許容応力度の関係から算定した⁷⁾。レベル1地震動に対する部分係数を表-4に示す。

c) 確認すべき課題

上記提案の設計法を用いて設計された高強度鋼管矢板による矢板式岸壁の性能が、従来材と同等であることを確認するために必要な項目を、港湾基準の解説部分に対応させて表-5に整理した。

3. 高強度鋼管矢板を用いた矢板式岸壁の試設計

試設計条件は、矢板式岸壁のレベル1地震動に対する照査手法検討で用いられた条件⁵⁾に準じて、-16m水深、第II種地盤相当、設計震度0.25、控え工は直杭とした。また、制約条件として、鋼管矢板2本に1本のタイを配置することにした。従来材であるSKY490に対する設計断面を図-3に示す。また、鋼管矢板の諸元を表-6に示す。HT570PCとすることで、板厚が21mmから15mmまで減少し、鋼材重量は約3割減少した。また、剛性も約3割減少している。

鋼管矢板の剛性を適切に考慮できるRoweの方法³⁾では、HT570PCの方が最大曲げモーメントと、必要根入れ長が減少している。ただし、実務では、フリーアースサポート法の根入れ長が長い場合には、そちらを採用するため決定断面としては両者の根入れ長は同じになる。

変動状態に対して決定した断面に対する永続状態の作用耐力比（=発生応力/降伏応力）は、両者で概ね同じ値になった（課題①の確認）。

4. 耐震性能の検討 ～剛性低下の影響～

レベル1地震動に対する性能照査は、発生応力が降伏

表-5 確認すべき課題

	項目	確認事項(課題)
永続状態	応力	作用耐力比が同程度になること(課題①)
	根入れ長	根入れ長が長くなる変動状態で検討
変動状態	震度算定式	岸壁天端の残留変形量が同程度になること(課題②)
	応力	作用耐力比が同程度になること(課題③)
	根入れ長	剛性低下にともない根入れ長が短くなった場合の、変形量や応力へ与える影響(課題④)

図-3 試設計断面

表-6 鋼管矢板の諸元

	鋼材降伏強度(N/mm ²)	鋼管矢板		断面2次モーメント(m ⁴ /m)	1m ² 当り鋼重(t)
		杭径(mm)	板厚(mm)		
SKY490	315	1200	21	1.06E-02	0.477
HT570PC	450	1200	15	7.63E-03	0.343

	永続状態	根入れ長(m)		最大曲げモーメント(kN・m/m)		作用耐力比
		フリーアースサポート法	Roweの方法	仮想ばり法	Roweの方法	
永続状態	SKY490	10.7	17.1	1853	2270	0.43
	HT570PC	10.7	15.8	1853	2154	0.40
変動状態	SKY490	22.4	17.6	3527	4635	0.98
	HT570PC	22.4	16.2	3527	4375	0.96

図-4 地震応答解析で用いた有限要素モデル（主要部）

表-7 解析で用いた地盤定数

	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
埋立(水面上)	1.8	89.8	58320	152100	38	0.24
埋立(水面下)	2.0					
原地盤上層	2.0	198.5	72200	188300	38	0.24
原地盤下層		279.2	125000	326000	39	
裏込石	2.0	98.0	180000	469000	40	0.24

応力以下であることを確認すれば良いが（課題③）、その前提となる照査用震度は、矢板天端の許容変形量に基づき設定している。したがって、レベル1地震動に対する変形量についても確認する必要がある（課題②）。

(1) 地震応答解析による検討

a) 検討手法と解析条件

矢板式岸壁の照査用震度算定時と同様の手法を用いて、HT570PCとSKY490耐震性能を地震応答解析にて比較検討することにした⁵⁾。解析プログラムはFLIP⁸⁾を用いた。なお、レベル1地震動を対象としているため、液状化は考慮していない。有限要素モデルの主要部を図-4に、解析地盤定数を表-7に、解析の諸条件を表-8に示す。初期自重解析は施工過程を考慮した3段階法を採用している⁹⁾。入力地震動は、港湾用のレベル1地震動として公開されている波形から、卓越周期の異なる6波を選択した¹⁰⁾。入力加速度振幅は、矢板式岸壁の照査用震度が0.25となるように1次元地震応答解析で決定した。入力地震動の時刻歴波形を図-5に示す。

b) 解析結果 ～残留変形特性～

レベル1地震動に対する解析終了時の鋼管矢板の変形状況を図-6に、矢板天端の残留水平変位を表-9に示す。HT570PCの方が、タイ取付点から海底面にかけて変位が大きくなっているが、矢板天端の残留水平変位の平均値はほとんど差が無い(課題②の確認)。

c) 解析結果 ～最大曲げモーメント～

最大曲げモーメント発生時刻の曲げモーメント分布図を図-7に示す。最大曲げモーメントの平均値は、SKY490では2675kN・m/m(作用耐力比0.49)、HT570PCでは2468kN・m/m(作用耐力比0.44)となった。応力の作用耐力比は両者とも同程度レベルである(課題③の確認)。

また、HT570PCの方が最大曲げモーメントが小さくなる理由は、剛性低下によって反曲点が-18.4mから-18.1mに上がったことと、タイ張力とタイ周辺の土圧の違いによってタイ取付点で負の曲げモーメントが大きくなったことによるものと推察される。

d) 解析結果 ～博多港波に対する考察～

残留水平変位が平均に近かった博多港波について、矢板天端の水平変位、タイ張力、受働側地盤の剛性低下の時刻歴を示す(図-8参照)。これらの結果から、SKY490とHT570PCは、残留値だけでなく地震動が作用している間も、ほぼ同一の挙動をしていることがわかる。

図-9に最大曲げモーメント発生時刻(55.07秒)の鋼管矢板の変形状態と、鋼管矢板に作用する動水圧と土圧の分布図を示す。HT570PCの方がタイ取付点から海底面にかけて、変形量が大きくなっているが、作用している土圧、動水圧の差は小さい。したがって、従来の設計と同様に、剛性の違いによる作用外力の変更は必要ないものと考えられる。

(2) 縦梁モデルを用いた検討

地震応答解析による検討で、高強度鋼管矢板を用いることで矢板壁の剛性が低下しても地震後の岸壁天端の残

表-8 解析の諸条件

項目	手法
初期自重解析	1段階:原地盤 2段階:裏込石、埋立層(タイ取付点水平拘束) 3段階:タイ取付点の反力開放
鋼管矢板	・非線形梁要素でモデル化(全塑性モーメントを折点とする) ・受働側にジョイント要素を配置(せん断方向接線剛性:10 ⁷ kPa、垂直方向接線剛性:10 ⁶ kPa、摩擦角15度) ・主働側もジョイント要素を配置しているが、文献5の検討では壁面摩擦を考慮していないため、せん断方向方向接線剛性をゼロとして条件を合わせた
矢板式の控え杭	・非線形梁要素でモデル化(全塑性モーメントを折点とする) ・地盤節点と同一挙動するように拘束(検討対象変位が小さいため地盤のすり抜けは無視、文献5と同じ方法)
タイロッド	・非線形ばね要素でモデル化(引張のみ効く)
数値解析法	・Wilson θ 法、レーレー減衰($\alpha=0$, $\beta=0.002$), $\Delta t=0.01s$

図-5 検討対象の入力時震動の時刻歴波形(振幅調整)

図-6 鋼管矢板の残留変形図

表-9 矢板天端の残留水平変位

	博多	今治	石巻	川崎	神戸	高知	平均
SKY490	19.7	16.6	20.2	21.5	21.2	19.5	19.8
HT570PC	19.6	16.4	20.1	22.1	21.8	19.5	19.9

(単位: cm)

図-7 鋼管矢板の曲げモーメント図(最大時刻)

図-8 時刻歴波形 (博多港波による解析: 主要動部)

図-9 鋼管矢板の変形図と荷重分布

図-10 縦梁モデルと検証結果

図-11 矢板天端の水平変位 (各種条件を変えた影響)

留水平変位は変わらないことがわかった。ここでは、矢板剛性の変化、矢板を支える控え工とタイの変形特性、

受働側の地盤反力の3つの違いによる影響を、縦梁モデルを用いて検討する。

a) 検討手法と妥当性の確認

本検討で用いる縦梁モデルを図-10(a)に示す。矢板壁の下端をピン支点として、受働側の地盤ばねと、タイ取付点には控え工とタイの変形特性を反映したばねを配置する。ばね値は地震応答解析時の外力と変形の関係から求めた。外力として、主働側の土圧と動水圧を作用させた。この縦梁モデルの妥当性を検証するため、4.(2)d)のSKY490の最大モーメント発生時刻を対象として、矢板の変形を求めた。このモデルで求めた矢板の変形状態を地震応答解析の結果と併せて図-10(b)に示す(矢板下端をゼロとした)。両者は概ね一致しており本手法の妥当性を確認することができた。

b) 各種条件を変えた検討

上記、縦梁モデルに対して、矢板剛性、地盤ばね、控え工ばねを変化させて矢板天端の水平変位を求めた。矢板剛性(断面二次モーメント)と矢板天端の水平変位の関係を図-11に示す。剛性はa)の条件がSKY490であったことから、SKY490とHT570PCへの置き換えを想定した範囲とした。

これらの結果から、矢板剛性が変化しても矢板天端の水平変位にはほとんど影響を与えないことがわかった。また、また、地盤ばねが0.6倍まで減少しても影響はなく、控え工のばね特性で変位が決まっていることがわかる。なお、矢板剛性を小さくすると水平変位が小さくなる傾向が見られるのは、タイ取付点より下方の海側にはらみ出す変形によって、矢板上部で背面側に少し傾斜しているためである。

5. 耐震性能の検証 ～根入れ長の影響～

4.の検討時の根入れ長は、フリーアースサポート法で決定した長さを用いているためSKY490とHT570PCは同一であった。しかし、条件によってはRoweの方法で決まるため差が生じることがある。ここでは、その影響を評価するためRoweの方法で決定した根入れ長に対して地震応答解析を行った。解析対象地震は博多港波とした。

図-12に鋼管矢板の残留変形図と最大曲げモーメント発生時刻の曲げモーメント分布図を示す。SKY490とHT570PCのいずれも矢板天端の変位は同じ値となった。また、最大曲げモーメントもSKY490ではほぼ同値、HT570PCでは6%ほど減少した。したがって、Roweの方法で決定した根入れ長を満足していれば、それ以上根入れ長を長くしても、耐震性には影響を及ぼさないことが確認できた(課題④の確認)。

6. まとめ

高強度鋼管矢板（引張強度 570N/mm^2 級）の矢板式岸壁への適用に向けて設計法を提案し、妥当性の検討を行って以下の結論を得た。

- ・永続状態に関して、高強度鋼管矢板の降伏強度のばらつき特性を反映した部分係数を提案した。本手法で求めた応力は、従来材と同程度の作用耐力比になることを確認した。
- ・変動状態（レベル1地震動）に関しては、従来の照査用震度算定式を用い、引張強度 570N/mm^2 クラスの鋼板の許容応力と降伏応力の比を構造解析係数とした設計手法を提案した。
- ・変動状態の設計法の妥当性を確認するため、高強度鋼管矢板適用による剛性低下が耐震性に与える影響を地震応答解析で検討した。その結果、剛性が3割程度低下しても、従来の鋼管矢板と同程度の残留変位になり、応力の作用耐力比も同等レベルになることを確認した。
- ・地震時の矢板天端の水平変位を縦梁モデルで検討する手法を提案し、矢板剛性、控え工（タイを含む）の変形特性、受働側の地盤反力の違いが与える影響を評価した。その結果、矢板剛性、地盤反力の違いの影響は小さく、控え工の変形特性が支配的であることが明らかになった。
- ・矢板の根入れ長が耐震性に与える影響に関して地震応答解析で検討した。Roweの方法で決定した根入れ長（本事例ではフリーアースサポート法よりも短い）としても、高強度鋼管矢板、従来の鋼管矢板ともに残留変位、曲げモーメントは増加しないことを確認した。

参考文献

- 1) 石黒健, 高橋邦夫: 横荷重を受ける杭と矢板の縦梁解法, pp.251, 岩波書店, 1992.

図-12 変形図, 曲げモーメント分布図 (根入れ長影響)

- 2) 塩崎禎郎, 宇佐美俊輔, 大久保浩弥: 高強度鋼管杭（引張強度 570N/mm^2 級）の港湾構造への適用に向けた検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.68, No.2, pp.366-371, 2012.
- 3) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 2007.
- 4) 長尾毅, 菊池喜昭, 宮田正史: 矢板式係船岸の永続状態に関するレベル 1 信頼性設計法, 国総研資料 No.480, 2008.
- 5) 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.
- 6) 長尾毅, 尾崎竜三: 控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動の性能規定化に関する研究, 土木学会地震工学論文集, 2005.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編), pp.125, 2002.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 9) 三輪滋, 小堤治, 池田隆明, 岡由剛, 井合進: 初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.369-380, 2003.
- 10) 国土技術政策総合研究所港湾施設研究室: <http://www.ysk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html>

STUDY ON A DESIGN METHOD OF A HIGH-STRENGTH STEEL PIPE SHEET PIPL(570N/mm^2 GRADE) TO SHEET PILE QUAYWALLS

Yoshio SHIOZAKI

The high rigidity steel pipe sheet pile(490N/mm^2 grade) has been used in deep water quay walls. When it comes to high rigidity, the maximum bending moment of steel pipe sheet pile increases. If the stress of steel pipe sheet pile is greater than the design value, it is necessary to increase the cross section(diameter or thickness). Therefore, the rigidity increases further, the maximum bending moment also increases. On the other hand, if increasing the strength of the steel pipe sheet pile, it is possible to design it without increasing the cross section. Therefore, a design method of high-strength steel pipe sheet pile(570N/mm^2 grade) corresponding to the current standard has been proposed. It is feared that stiffness reduction due to the application of high-strength steel pipe sheet pile would adversely affect the seismic performance. As results of dynamic analysis, the deformation of top of the high strength steel pipe sheet pile quay wall(570N/mm^2 grade) in earthquake is equivalent to the conventional steel pipe sheet pile (490N/mm^2 grade). The reason is because it is determined by the earthquake resistance of anchorage work.