

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

**No.1338**      December 2017

径厚比を考慮した鋼管部材のモデル化法の各種港湾施設への適用

大矢 陽介  
塩崎 禎郎  
小濱 英司  
川端雄一郎

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

National Institute of Maritime,  
Port and Aviation Technology, Japan

## 目 次

要 旨	3
1. 序論	4
2. 鋼管部材のモデル化法	4
2.1 算定式の各種港湾施設への適用	4
2.2 栈橋を対象とした算定式の構築方法	5
(1) 検討対象	5
(2) 解析条件	5
(3) 解析結果の整理方法	6
(4) 解析結果と算定式の構築	6
2.3 鋼管矢板壁・控え直杭のモデル化法	9
(1) 解析概要	9
(2) 解析結果とモデル化法の提案	10
2.4 控え組杭のモデル化法	10
(1) 解析概要	10
(2) 解析結果とモデル化法の提案	11
2.5 算定式のまとめ	11
3. 栈橋の事例検討	12
3.1 検討対象とした栈橋	12
3.2 解析結果	14
(1) -10m 水深栈橋	14
(2) -13m 水深栈橋	18
4. 鋼管矢板式岸壁の事例検討	25
4.1 検討対象とした鋼管矢板式岸壁	25
4.2 解析結果	25
(1) 鋼管矢板壁	25
(2) 控え直杭	29
(3) 控え組杭（押込杭）	31
(4) 控え組杭（引抜杭）	33
5. 結論	34
謝辞	35
記号表	36

# Application of Modeling of Circular Steel Tube Considering Diameter-to-Thickness Ratio to Various Port Facilities

Yousuke OHYA\*

Yoshio SHIOZAKI\*\*

Eiji KOHAMA\*\*\*

Yuichiro KAWABATA\*\*\*\*

## Synopsis

The full plastic moment of a circular steel tube is generally calculated by multiplying the plastic section modulus by the yield stress of the steel. It has been prescribed as a performance criterion of seismic-resistant pile-supported wharves for level-2 ground motion in Japan's design standard for port facilities, which went through a major revision in 2007. The pier-type structures used in ports are frequently constructed by using steel-pipe piles with a large diameter-to-thickness ratio ( $D/t$ ) of about 100. However, previous research has revealed that the values obtained for the full plastic moment exceed the actual bending strength of steel-pipe piles with a large  $D/t$ . We propose a new model of a circular steel tube for seismic performance verification to take the place of models using the full plastic moment. The proposed model can eliminate dangerous evaluations obtained with the full plastic moment and evaluate the strength of the steel pipe from  $D/t$  and the axial force. The ductility factor is adopted as a performance criterion in place of the full plastic moment. Thus, the proposed model can be used to evaluate the deformation capacity of a steel pipe with a large  $D/t$  and axial force. We modified numerical expressions of the bending strength and ductility factor in the proposed model for application to various port facilities. These were modified according to individual load and constraint conditions of steel-pipe piles. Then, seismic response analyses were performed to evaluate the proposed model for seismic performance verification of each facility. The following types of facilities were examined: pile-supported wharves with and without a crane's weight, a quay wall with steel pipe-type sheet piles, a sheet-pile quay wall with vertical pile anchorage, and a sheet-pile quay wall with coupled pile anchorage. The specifications of the steel piles for these facilities were designed to satisfy the seismic performance requirements according to conventional modeling. The results showed that, according to the proposed model, the thickness of the pile should be increased depending on the degree of the axial compression force with a large  $D/t$ . On the other hand, when  $D/t$  is approximately 67, the thickness of the pile can be decreased because of the high deformation performance.

**Key Words:** steel pipe pile, local buckling, seismic performance verification, pile-supported wharf, quay wall with steel pipe-type sheet pile type, seismic response analysis

---

\* Senior Researcher, Earthquake and Structural Dynamics Group  
\*\* Japanese Association for Steel Pipe Piles (JFE Steel Corporation)  
\*\*\* Head, Earthquake and Structural Dynamics Group  
\*\*\*\* Senior Researcher, Structural Mechanics Group  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan  
Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 E-mail : ooya-y@pari.go.jp

# 径厚比を考慮した鋼管部材のモデル化法の 各種港湾施設への適用

大矢 陽介\*・塩崎 禎郎\*\*・小濱 英司\*\*\*・川端 雄一郎\*\*\*\*

## 要 旨

平成 19 年に改正された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では、鋼管を構造部材とする構造物のレベル 2 地震動に関する偶発状態に対する照査項目として、全塑性モーメントが規定されている。一方、既往の研究より、近年の港湾構造物で多く採用されている径厚比（直径／板厚）が 100 程度の大径厚比の鋼管杭の曲げ耐力が、全塑性モーメントを下回ることが指摘されている。

筆者らは、大径厚比の鋼管杭において耐力を過大評価していた、全塑性モーメントを用いた鋼管部材のモデル化法に代わる方法を提案した。提案法は、径厚比および軸力に応じた耐荷性能の評価が可能であり、照査項目として全塑性モーメントの代わりに塑性率を用いた限界曲率を採用することで、大径厚比および高軸力条件下の変形性能の評価が可能である。

本研究では、提案法を各種港湾施設へ適用するため、施設毎の荷重・境界条件に合わせて算定式を構築した。また、地震応答解析を実施し、提案法が各鋼管部材の耐震性能照査に与える影響を評価した。検討施設は、直杭式横棧橋、鋼管矢板式岸壁、矢板式岸壁（控え直杭）および矢板式岸壁（控え組杭）の 4 施設とした。その結果、従来法と比べ提案法は、大径厚比では、圧縮軸力の作用程度により板厚増加が必要となることがあり、一方で、径厚比が 67 程度あれば、高い変形性能によって板厚を減少できることがわかった。

キーワード：鋼管杭，局部座屈，耐震性能照査，杭式棧橋，鋼管矢板式岸壁，地震応答解析

---

\* 地震防災研究領域耐震構造研究グループ主任研究官  
\*\* 鋼管杭・鋼矢板技術協会（JFEスチール（株）所属）  
\*\*\* 地震防災研究領域耐震構造研究グループ長  
\*\*\*\* 構造研究領域構造研究グループ主任研究官  
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 E-mail：ooya-y@pari.go.jp

## 1. 序論

平成19年4月に、「港湾の施設の技術上の基準<sup>1)</sup>」が改正され、耐震強化施設の栈橋に関しては、レベル2地震動に対する地震応答解析による耐震性能照査が必要となった。鋼管を構造部材とする構造物のレベル2地震動に対する照査項目として、断面計算から算定される全塑性モーメントが規定されている。ところで、近年の港湾構造物では、径厚比 $D/t$ （直径 $D$ と板厚 $t$ の比）が100程度の大径厚比の円形鋼管が採用されるケースが多い。このような径厚比が大きい鋼管杭の曲げ耐力は、全塑性モーメントを下回ることが指摘されている<sup>例えば2)</sup>。

筆者らは、大径厚比の鋼管杭において耐力を過大評価していた、全塑性モーメントを用いた鋼管部材のモデル化法に変わる方法を提案した<sup>3)</sup>。提案法は、径厚比および軸力に応じた耐震性能の評価が可能であり、照査項目として全塑性モーメントの代わりに塑性率を用いた限界曲率を採用することで、大径厚比および高軸力条件下の変形性能の評価が可能である。既報<sup>3)</sup>では、提案法の最大曲げ耐力および限界曲率に関する算定式の構築内容を示し、直杭式横栈橋を対象として耐震性能照査に与える影響を評価した。

本研究では、提案法を各種港湾施設へ適用するため、鋼管部材毎の荷重・境界条件に合わせた算定式を構築し、耐震性能照査に与える影響を評価した。なお、検討対象は、直杭式横栈橋（クレーン有り、無し）、鋼管矢板式岸壁、矢板式岸壁（控え直杭）および矢板式岸壁（控え組杭）の4施設とした。

## 2. 鋼管部材のモデル化法

### 2.1 算定式の各種港湾施設への適用

提案法は鋼管部材の曲げモーメントが最大となる箇所、最大曲げ耐力および限界曲率について精度の高い評価を目指している。提案法を各種港湾施設へ適用するため、鋼管部材の一般的な曲げモーメント分布と、下記項目に着目して表-2.1に示す分類とした。

- ① 軸力の作用の有無
- ② 端部の回転拘束の有無
- ③ 検討対象部位の鋼管の円形保持条件

①は、上部工自重などが鋼管部材に作用する場合と、構造上必ず軸力が発生する斜杭などが該当する。②の端部の回転拘束は、図-2.1に示すように、複数列の杭で支持される栈橋などで、杭頭部が回転拘束された状態で変形するか否かである。③は、検討対象部位が栈橋の鋼管杭の上部工との境界部のように、コンクリートによって鋼管の円形が保持される場合と、それ以外に分かれる。

本研究では、栈橋の鋼管杭を対象として実施した三次元FEM解析結果を利用し、その他の港湾施設への適用可

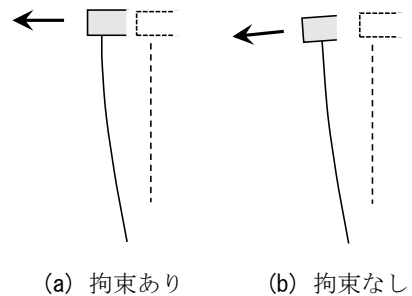
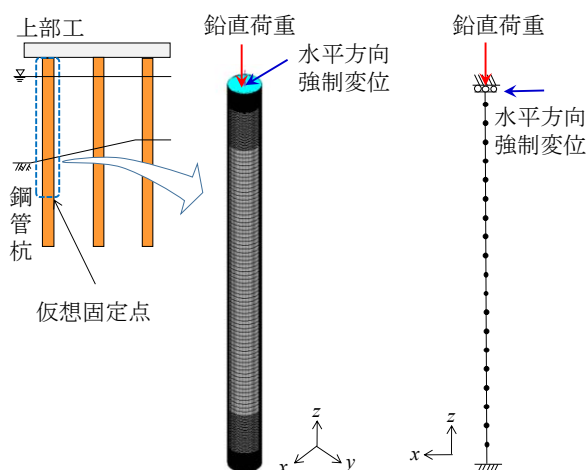


図-2.1 端部回転拘束の説明図

表-2.1 鋼管部材のモデル化における港湾施設の種類

	栈橋 (上部工近傍)	栈橋 (上部工近傍 以外)	鋼管矢板式 矢板式直杭	矢板式 控え組杭
軸力	あり	あり	なし	あり
端部回転	拘束あり	拘束あり	拘束なし	拘束なし
円形保持 条件	円形保持	円形非保持	円形非保持	円形非保持
曲げ モーメント 分布と 照査地点				



(a) 三次元FEM (シェル要素) (b) 梁要素  
 図-2.2 鋼管杭の検討対象範囲と解析モデル

能な最大曲げ耐力および限界曲率の算定式を構築した。はじめに、既報<sup>3)</sup>で検討した栈橋を対象とした鋼管杭の最大曲げ耐力および限界曲率に関する算定式の構築方法の詳細を2.2に示す。次に、鋼管部材毎に異なる荷重・境界条件に合わせて構築した算定式について、2.3 (鋼管矢板壁および矢板控え直杭) および2.4 (矢板控え組杭) に示す。

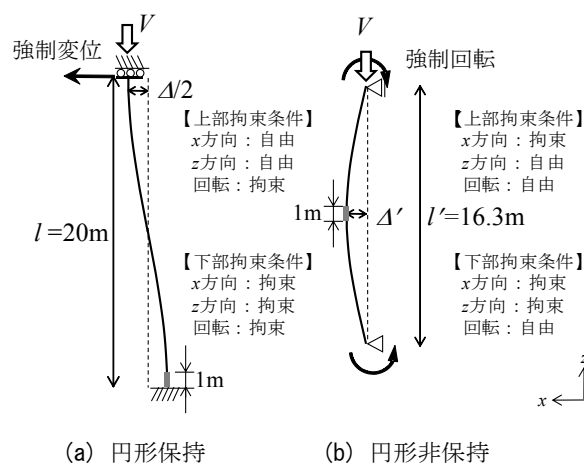
## 2.2 栈橋を対象とした算定式の構築方法

### (1) 検討対象

図-2.2に示す直杭式横栈橋を想定して、上部工下端から仮想固定点まで長さ20mの鋼管杭を検討対象とした。解析は、汎用構造解析プログラムADINA<sup>4)</sup>を用い、鋼管の載荷実験の再現が可能であった文献<sup>5)</sup>の手法を採用した。算定法の構築は、図-2.2(a)に示す幾何学的非線形性を考慮した三次元FEM解析を、図-2.2(b)に示すTimoshenko梁理論による微小変形解析で再現することを目的としている。

### (2) 解析条件

解析は、図-2.3に示す2つの境界条件で実施した。図-2.3(a)では、鋼管杭の両端が拘束されているため、端部付近で局部座屈が発生するまで、鋼管杭断面の円形が保持される前提となっている。上部工部分のように確実に断面の円形が保持される場合には問題ないが、仮想固定点部分のように地盤の強度が十分でなく、杭が変形して円形断面が楕円化することで局部座屈の発生が早くなる可能性がある。このような条件を表現するため、図-2.3(b)に示すように、両端をピン拘束として鉛直荷重を与えた状態で両端に回転変位を与え、杭中央部で局部座屈が発生する解析を実施した。異なる2つの円形保持条件



(a) 円形保持 (b) 円形非保持  
 図-2.3 境界条件と円形保持条件、  
 (太線部分が評価区間 1m)

について、以降、前者の局部座屈発生まで円形断面を保持する条件を円形保持、(図-2.3(a)参照)、後者の円形断面を保持しない条件を円形非保持 (図-2.3(b)参照) と称する。

曲げ耐力を評価する上で、 $PA$ 効果による付加曲げモーメントの評価は重要である。円形非保持での付加曲げモーメントの発生度合を円形保持とあわせるため、モデルの長さを調整した。図-2.3(a)の円形保持で水平変位 $\Delta$ を与えた場合、付加曲げモーメントを算定するためのたわみ $\Delta/2$ は、式(1)で求めることができる。また、図-2.3(b)の円形非保持でのたわみ $\Delta'$ は、式(2)で求めることができる。両条件での曲げモーメントに対する発生たわみ量をあわせるためには、 $\Delta'=\Delta/2$ より、式(3)の関係を満足するように長さを決めればよい。

$$\Delta/2 = \frac{Ml^2}{12EI} \quad (1)$$

$$\Delta' = \frac{Ml'^2}{8EI} \quad (2)$$

$$l' = \frac{l}{\sqrt{1.5}} \quad (3)$$

ここに、

- $M$  : 曲げモーメント (kN・m)
- $EI$  : 曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)
- $l$  : 鋼管の長さ (円形保持, m)
- $l'$  : 鋼管の長さ (円形非保持, m)
- $\Delta$  : 水平変位 (円形保持, m)
- $\Delta'$  : 水平変位 (円形非保持, m)

本検討では、鋼管杭の長さ20m (図-2.3(a)の $l$ ) の円形保持と付加曲げモーメントを調整するため、円形非保持

表-2.2 解析条件一覧

直径(mm)	900, 1200, 1500, 1800
径厚比	50, 67, 100
長さ(m)	円形保持：20 円形非保持：16.3
軸力比	0.0, 0.15, 0.3, 0.45, 0.75
降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	235 (SKK400, SKY400) 315 (SKK490, SKY490)

では長さ16.3m (図-2.3 (b)の*l'*) として検討を行い、その結果は長さ20mとして整理した。表-2.2に示すように長さを固定し、直径、径厚比(板厚)、軸力比および降伏応力を変えて解析を行った。

(3) 解析結果の整理方法

三次元FEM解析結果の整理手順を図-2.4に示す。曲げモーメントは図-2.2(a)の下端の固定境界の反力から求めた。梁要素の解析では、断面力は1mピッチで分割された要素中心で評価することを念頭に、図-2.4に示すモーメント分布を仮定して三次元FEM解析結果の曲げモーメントを5%低減した。次に、微小変形理論の梁要素では考慮できない、鉛直荷重が偏心することによる付加曲げモーメントを差引いた。曲率は下端から1m上方の傾斜角を求め、高さ1mで除することで区間の平均曲率を算定した。これらの方法で曲げモーメントと曲率の関係(以降、*M-φ*関係と称する)を求め、最大曲げ耐力*M<sub>max</sub>*と*M<sub>max</sub>*発現時の曲率を抽出した。さらに、バイリニア型の非線形梁要素への適用を念頭に、*M<sub>max</sub>*発現時までの*M-φ*曲線の下部の面積(着色部)とバイリニア型の面積が等しくなる曲率を限界曲率*φ<sub>u</sub>*とした。

鉛直荷重が引張の場合、水平力による曲げモーメントは、端部に作用する曲げモーメントに鉛直荷重による付加曲げモーメントを足すことになるため、式(4)に示す全塑性モーメントの理論値を超えてしまう。そのため、安全側の判断として、付加曲げモーメントを足さないで整理した。

$$M_p = M_{p0} \cos\left(\frac{\pi N}{2 N_y}\right) \quad (4)$$

ここに、

- M<sub>p</sub>* : 全塑性モーメント (N・mm)
- N* : 軸力 (圧縮が正值)
- N<sub>y</sub>* : 降伏軸力 (N)
- M<sub>p0</sub>* : 軸力ゼロ時の全塑性モーメント (N・mm)
- $M_{p0} = Z_p \sigma_y$
- σ<sub>y</sub>* : 降伏応力 (N/mm<sup>2</sup>)

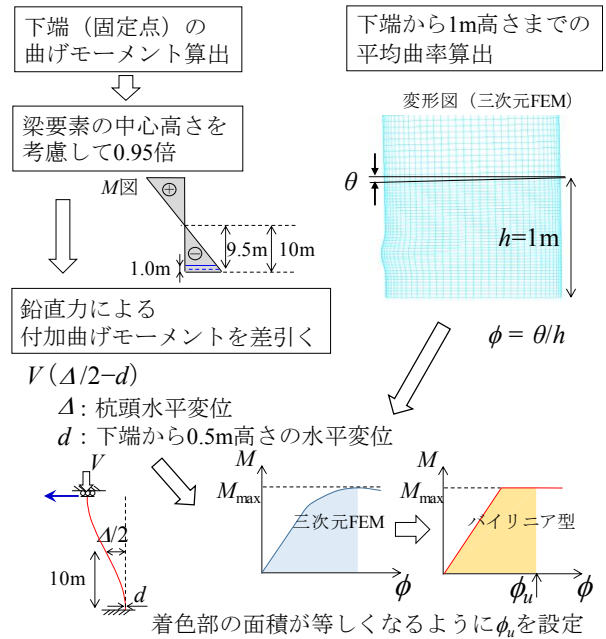


図-2.4 三次元 FEM 解析結果の整理手順

*Z<sub>p</sub>* : 塑性断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$$Z_p = \frac{4}{3}(r^3 - (r-t)^3)$$

*r* : 半径 (mm)

*t* : 板厚 (mm)

(4) 解析結果と算定式の構築

a) 最大曲げ耐力の評価

解析結果の一例として直径1500mm、降伏応力235N/mm<sup>2</sup>の鋼管に対する圧縮軸力の際の最大曲げ耐力*M<sub>max</sub>*と軸力*N*の関係(以降、*M-N*曲面と称する)を、それぞれ軸力ゼロ時の全塑性モーメント*M<sub>p0</sub>*、降伏軸力*N<sub>y</sub>*で無次元化して図-2.5に示す。図中の破線は、解析結果を推定できる式(5)の最大曲げ耐力算定式の値を示している。

軸方向力が圧縮の場合 (*N* ≥ 0)

$$M_{\max} = M_{p0}' \left[ 1 - \left( \frac{N}{N_{yc}'} \right)^n \right] \quad (5)$$

軸方向力が引張の場合 (*N* < 0)

$$M_{\max} = M_{p0}' \left[ 1 - \left( \frac{N}{N_{yt}'} \right)^{1.9} \right] \quad (6)$$

ここに、

- M<sub>max</sub>* : 最大曲げ耐力 (N・mm)
- M<sub>p0</sub>'* : 軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した軸力

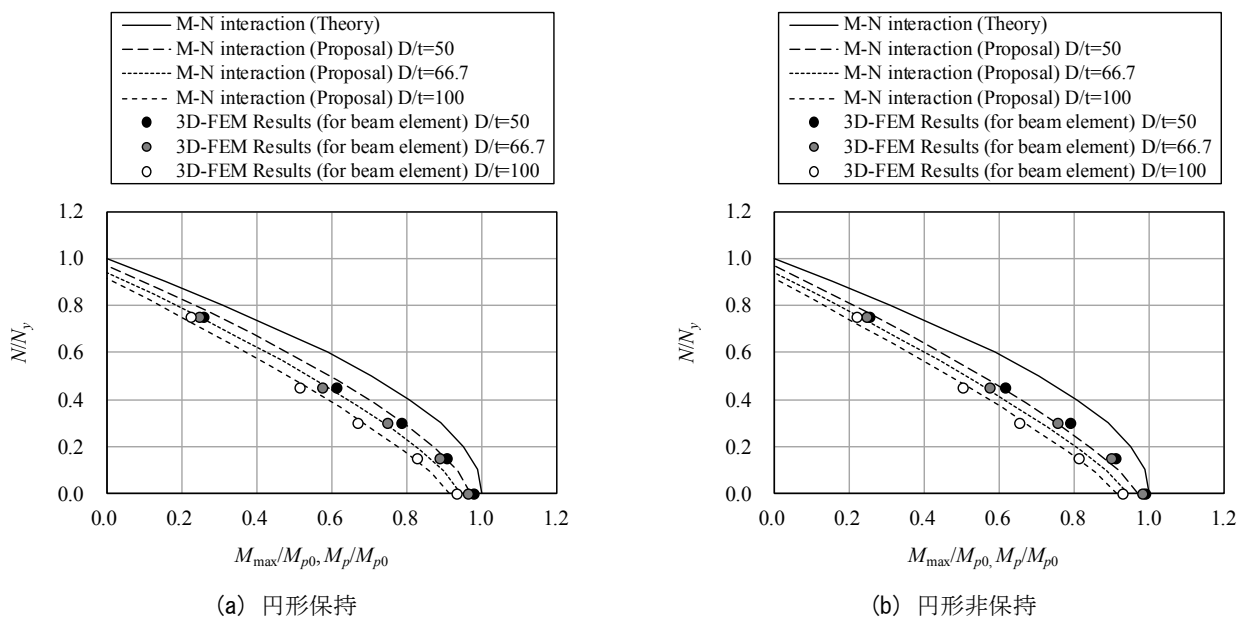


図-2.5 M-N 曲面<sup>3)</sup>,

縦軸：軸力比（軸方向力は圧縮），横軸：曲げモーメント比，  
丸印：解析結果，破線：算定式（式(5)参照），実線：理論曲線（式(4)参照）

ゼロ時の全塑性モーメント（N・mm）

$$M_{p0}' = Z_p \sigma_y' \quad (7)$$

- $\sigma_y'$  : 軸圧縮方向の降伏応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : 軸力 (圧縮が正值)
- $N_{yc}'$  : 軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏軸力 (N)
- $N_{yt}$  : 降伏軸力 (引張軸力) (N)
- $n$  : べき数 (軸力依存性)

円形保持の場合

$$n = \gamma(20t/D - 0.0095l/r + 1.41)$$

円形非保持の場合

$$n = \gamma(10t/D - 0.0094l/r + 1.45)$$

- $l$  : 有効部材長 (m)
- $r$  : 断面二次半径(m)
- $\gamma$  : 降伏応力に関する補正係数<sup>6)</sup>

$$\gamma = \sqrt{235/\sigma_y}$$

軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏軸力および軸力ゼロ時の全塑性モーメントの算出には、岸田ら<sup>7)</sup>による局部屈曲による軸圧縮応力低減に関する次式（以降、岸田式と称する）から算出した降伏応力を用いた。

$$\sigma_y' = \sigma_y (0.86 + 5.4t/D) \quad (8)$$

図-2.5の実線は、式(4)で求めた全塑性モーメントの理論曲線である。三次元FEM解析の結果（丸印）は、前述の梁要素用に補正したモーメントであり、付加曲げモーメント分を差し引き、さらに、0.95倍としているため値が小さくなっている。いずれの結果も、全ての軸力のケースにおいて理論曲線（実線）よりも内側に分布しており、全塑性モーメントに到達していないことがわかる。また、 $D/t$ が小さくなるにつれて理論曲線との乖離量は小さくなっている。算定式（破線）は、梁要素用に補正したモーメントを良好に推定できていることが分かる。

三次元FEM解析の結果と対応して、円形保持の方が円形非保持より最大曲げ耐力が大きくなる算定式となっているが、M-N曲面から大小関係が判断できるほど、差異は大きくない。

b) 限界曲率の評価

最大曲げ耐力と同様に、直径1500mm、降伏応力235N/mm<sup>2</sup>の鋼管に対する圧縮軸力の際の限界曲率 $\phi_u$ と軸力 $N$ の関係を図-2.6に示す。ここで、限界曲率は軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏モーメントに対応する曲率 $\phi'$ 、軸力は軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏軸力 $N_{yc}'$ で無次元化した。図中の破線は、解析結果を推定できる式(9)の値を示している。



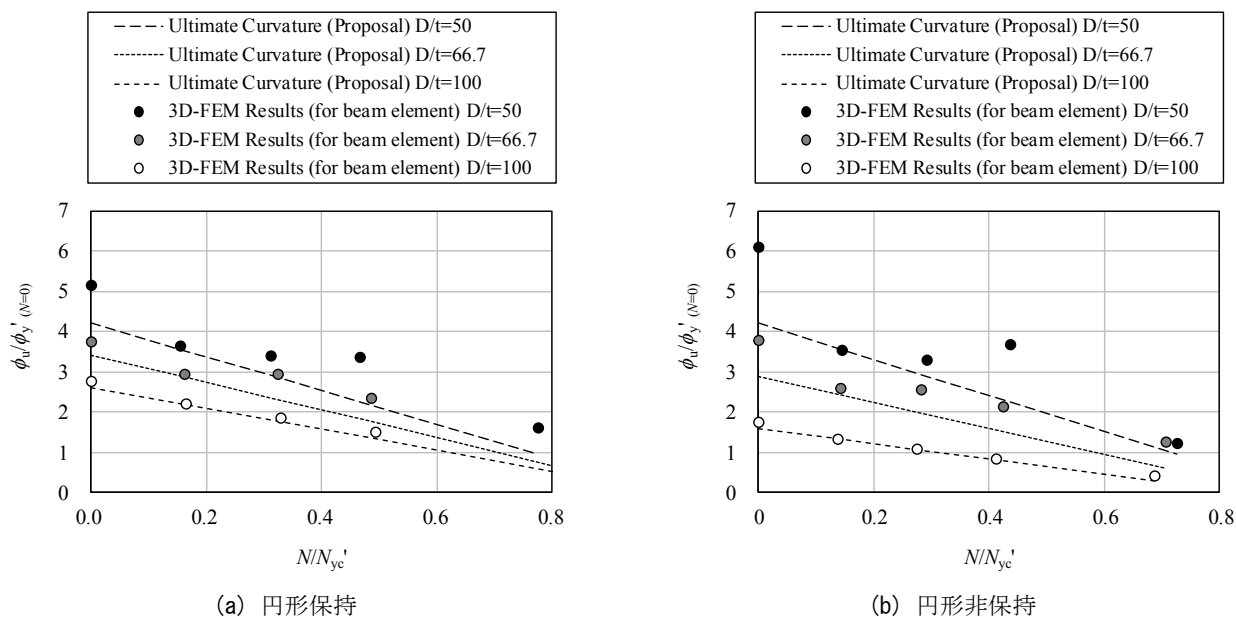


図-2.6 限界曲率と軸力比の関係<sup>3)</sup>,

縦軸：曲率比，横軸：軸力比（軸方向力は圧縮），丸印：解析結果，破線：算定式（式(9)参照）

軸方向力が圧縮の場合 ( $N \geq 0$ )

$$\left. \begin{aligned} \phi_u &= \mu \phi_y' \\ \phi_y' &= \frac{\sigma_y' Z}{EI} \left( 1 - \frac{N}{N_{yc}'} \right) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

軸方向力が引張の場合 ( $N < 0$ )

$$\left. \begin{aligned} \phi_u &= \mu \phi_y \\ \phi_y &= \frac{\sigma_y Z}{EI} \left( 1 + \frac{N}{N_{yt}} \right) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、

- $\phi_u$  : 限界曲率 (1/mm)
- $\phi_y$  : 降伏モーメントに対応する曲率 (1/mm)
- $\phi_y'$  : 軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏モーメントに対応する曲率 (1/mm)
- $N_{yc}'$  : 軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏軸力 (正值, N)
- $N_{yt}$  : 引張軸力時の降伏軸力 (負値, N)
- $Z$  : 断面係数 ( $\text{mm}^3$ )
- $\mu$  : 塑性率

円形保持の場合

$$\mu = \gamma \left[ (-1.24l/r + 209)t/D - 0.0119l/r + 1.46 \right]$$

円形非保持の場合

$$\mu = \gamma \left[ (-4.72l/r + 440)t/D + 0.0413l/r - 2.55 \right]$$

限界曲率は、降伏曲率に塑性率をかけることで表現することにした。また、塑性率 $\mu$ は径厚比と細長比を変数として三次元FEM解析結果を説明でき、限界曲率が解析結果より小さく、安全側になるように試行錯誤して案出した。三次元FEM解析の結果（丸印）は、径厚比 $D/t$ が小さくなるほど、結果のばらつきが見られるのは、曲げモーメントのピークが明瞭に表れなかったためである。

最大曲げ耐力に関して、円形保持条件による差異は小さかったが、限界曲率に関しては、径厚比が小さな $D/t=50$ では差異は小さく、径厚比が大きくなるほど差異が明瞭に表れた。

c) 算定式のまとめ

引張軸力の際の結果<sup>3)</sup>を含めて、 $M-N$ 曲面および限界曲率の説明図を、それぞれ図-2.7および図-2.8に示す。算定式（式(5)および式(6)）の $M-N$ 曲面は発生軸力に応じて変化し、余弦関数で全塑性モーメントを低減する曲面<sup>8)</sup>（図中破線）よりも内側に位置することが特長である。また、鋼管の引張応力が作用する側の断面では局部座屈が生じないため、引張軸力が増えるほど限界曲率は大きくなる設定としている。これは、圧縮と引張ともに軸力の増加とともに全塑性モーメント相当の曲率が減少する傾向（図中破線）とは異なる。

べき数 $n$ と塑性率 $\mu$ の算出には、円形保持条件と鋼管部

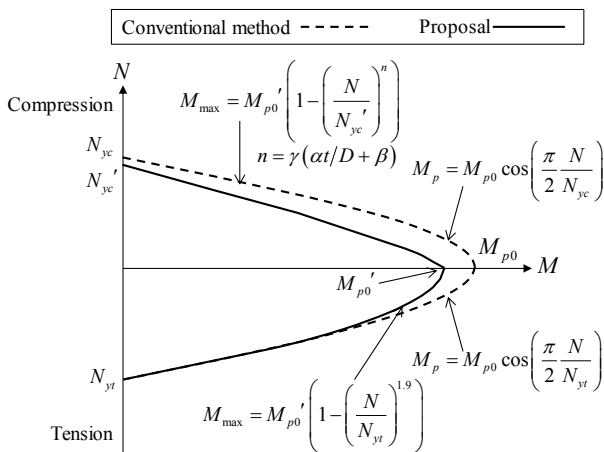


図-2.7 M-N 曲面に関する提案法の説明図

(文献 3)を修正,

縦軸：軸力（圧縮が正值），横軸：最大曲げ耐力

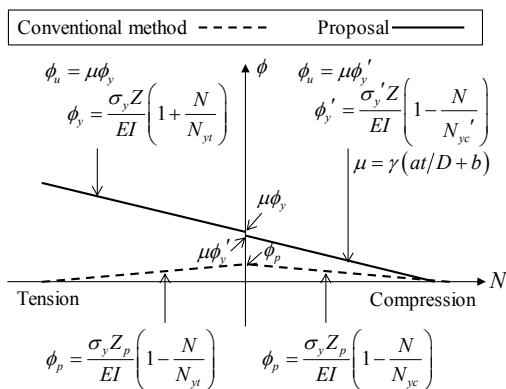


図-2.8 限界曲率に関する提案法の説明図

(文献 3)を修正,

縦軸：限界曲率，横軸：軸力（圧縮が正值）

材の長さ  $l$ （以降，有効部材長と称する）を予め設定する必要があるが，栈橋に関しては図-2.9に示すように設定することができる。円形保持条件は，上部工近傍（被覆防食部または海面上部）を円形保持，その他を円形非保持とすることができる。また，有効部材長は，上部工下端から地中部の仮想固定点までの長さを用いればよい。

## 2.3 鋼管矢板壁・控え直杭のモデル化法

### (1) 解析概要

鋼管矢板式岸壁の鋼管矢板壁および控え直杭には，ほとんど軸力が作用することはないので，最大曲げ耐力と限界曲率の算定式は軸力依存を考慮しないで構築する。鋼管矢板壁および控え直杭に作用する曲げモーメント分

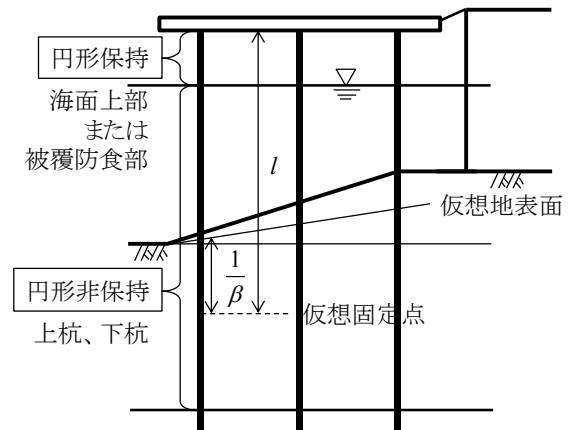


図-2.9 栈橋を対象とした円形保持条件と有効部材長の設定

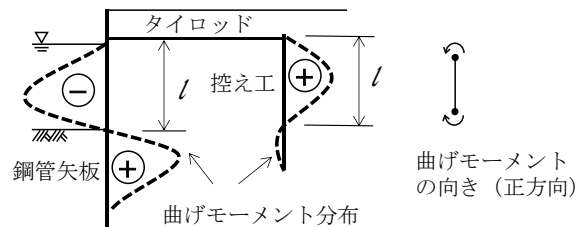


図-2.10 鋼管矢板壁と控え直杭に作用する曲げモーメント分布の模式図

布の模式図を図-2.10に示す。鋼管矢板壁は，埋立側から土圧が作用するため，タイロッド取付点と海底面付近がゼロとなるような負の曲げモーメントが作用する（正負の定義は図-2.10に記載）。一方，地中部では，海底地盤の受働抵抗により，反転して正の曲げモーメント分布が生じるが，一般的な条件では，負の曲げモーメントの方が大きな値となるため，タイロッド取付点から下方で曲げモーメントがゼロとなる位置までの区間を検討対象とする。控え直杭は，チャンによる地盤に埋め込まれた半無限長の杭（杭頭回転あり）の曲げモーメント分布を用いることにした。

鋼管矢板壁，控え直杭ともに上下端の回転が拘束されず，杭中央部で局部座屈が発生する円形非保持（図-2.3(b)参照）の変形形状として検討する。

栈橋を対象とした際，円形保持と付加曲げモーメントの発生割合を合わせるため，杭の長さ16.3mの円形非保持の結果を，算定式を構築する際は円形保持と杭の長さが同じ20mとして，見かけ上長さを20/16.3倍にして整理した。一方，鋼管矢板壁および控え直杭に関しては円形非保持のみを検討すればよく，杭の長さの調整は不要である。栈橋を対象として検討した円形非保持のうち軸力を作用

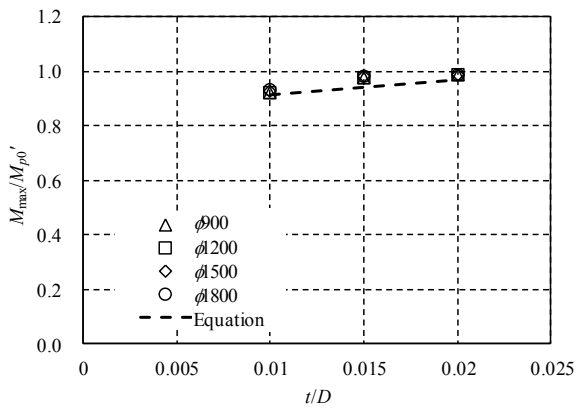


図-2.11 最大曲げ耐力比と径厚比の関係、  
縦軸：最大曲げ耐力，横軸：径厚比の逆数、  
破線：算定式（式(5)参照）

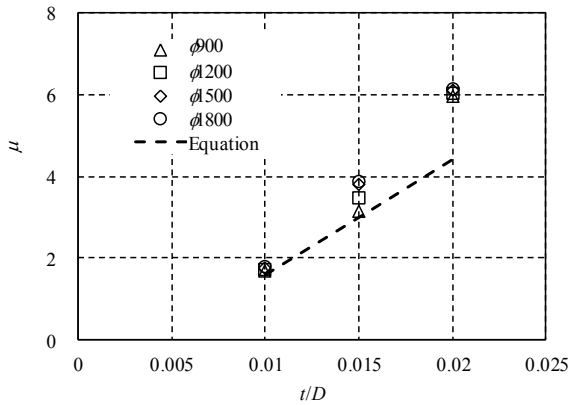


図-2.12 塑性率と径厚比の関係、  
縦軸：塑性率，横軸：径厚比の逆数、  
破線：算定式（式(11)参照）

させないケースの検討結果を用い、杭の長さを16.3mのままとして算定式を構築した。

## (2) 解析結果とモデル化法の提案

### a) 最大曲げ耐力の評価

降伏応力 $235\text{N/mm}^2$ の鋼管に対する検討結果に関して、最大曲げ耐力 $M_{\max}$ を軸力ゼロ時の全塑性モーメント $M_{p0}$ で無次元化した値と径厚比の関係を図-2.11に示す。破線は、最大曲げ耐力の算定式（式(5)参照）で軸力ゼロの場合の値であるが、解析結果を安全側に評価している。また、同一の径厚比において径の違いによる最大曲げ耐力の変化はほとんど無く、細長比の影響は受けないことがわかった。そのため、鋼管矢板壁および控え直杭の最大曲げ耐力は、岸田式による低減後の降伏応力と断面係数より、式(7)から算出することができ、栈橋の算定式で必要であった、べき数 $n$ は不要である。

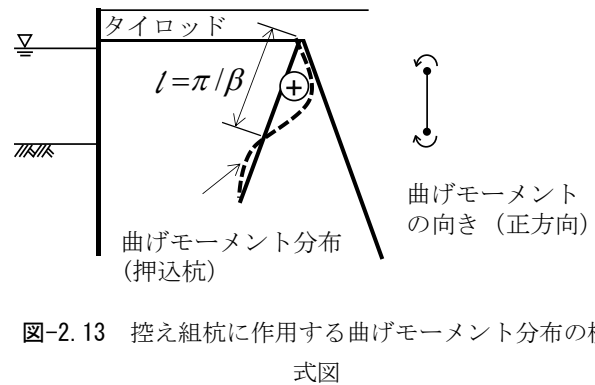


図-2.13 控え組杭に作用する曲げモーメント分布の模式図

### b) 限界曲率の評価

降伏応力 $235\text{N/mm}^2$ の鋼管に対する検討結果に関して、限界曲率 $\phi_u$ を降伏曲率 $\phi'_y$ で除して求めた塑性率と径厚比の関係を図-2.12に示す。破線は、解析結果の下限を推定できる次式の値を示している。

$$\mu = \gamma(280t/D - 1.2) \quad (11)$$

検討した径厚比 $D/t$ が3種類だけであったため、 $t/D$ を変数とした1次関数で表現した。同一の径厚比において、径の違いによる塑性率の差は小さく、細長比の影響は小さいことがわかった。ただし、径厚比毎に算定式を構築すれば合理化も可能であるが、式が複雑になることを避けた簡易な式を用いたため、径厚比が大きな $D/t=50$ では余裕がある評価となっている。それゆえ、式(11)に示すように、鋼管矢板壁および控え直杭に対応した塑性率の算定式は、細長比の影響を考慮した栈橋の算定式と比べて簡素化できた。

## 2.4 控え組杭のモデル化法

### (1) 解析概要

控え組杭の押込杭と引抜杭が頂部の上部工で一体化された構造の曲げモーメント分布は、正確には組杭として解く必要があるが、ここでは簡易的な取扱いとするため、控え直杭と同様に図-2.13に示すチャンによる地盤に埋め込まれた半無限長の杭（杭頭回転あり）の曲げモーメント分布を用いることにした。同図には、押込杭の曲げモーメント分布しか記載していないが、引抜杭も同じ分布となる。

有効部材長 $l$ は、杭頭からそれ以深で曲げモーメントがゼロとなる地点までの長さとした。なお、有効部材長を求めるためには、地盤反力係数が必要となるが、斜杭に

表-2.3 施設毎の各種算定式および有効部材長の設定

施設, 部材	栈橋 (直杭・斜杭) (上部工近傍)	栈橋 (直杭・斜杭) (上部工近傍以外)	鋼管矢板壁矢板控え 直杭	矢板控え組杭
軸力	あり	あり	なし	あり
端部回転 拘束	あり	あり	なし	なし
円形保持 条件	円形保持	円形非保持	円形非保持	円形非保持
べき数 $n$	$n = \gamma(\alpha t/D + \beta)$ 係数: 表-2.4 参照	$n = \gamma(\alpha t/D + \beta)$ 係数: 表-2.4 参照	—	$n = \gamma(\alpha t/D + \beta)$ 係数: 表-2.4 参照
塑性率 $\mu$	$\mu = \gamma(at/D + b)$ 係数: 表-2.4 参照	$\mu = \gamma(at/D + b)$ 係数: 表-2.4 参照	$\mu = \gamma(280t/D - 1.2)$	$\mu = \gamma(at/D + b)$ 係数: 表-2.4 参照
有効 部材長 $l$	上部工下端～ 仮想地表面下 $1/\beta$	上部工下端～ 仮想地表面下 $1/\beta$	—	$\pi/\beta$

表-2.4 パラメータの算定式一覧

施設, 部材	パラメータ		算定式
栈橋 (直杭・斜杭) (上部工近傍)	べき数 $n$	$\alpha$	20
		$\beta$	$-0.0095l/r + 1.41$
	塑性率 $\mu$	$a$	$-1.24l/r + 209$
		$b$	$-0.0119l/r + 1.46$
栈橋 (直杭・斜杭) (上部工近傍以外)	べき数 $n$	$\alpha$	10
		$\beta$	$-0.0094l/r + 1.45$
	塑性率 $\mu$	$a$	$-4.72l/r + 440$
		$b$	$0.0413l/r - 2.55$
矢板控え組杭	べき数 $n$	$\alpha$	10
		$\beta$	$-0.0115l/r + 1.45$
	塑性率 $\mu$	$a$	$-5.78l/r + 440$
		$b$	$0.0506l/r - 2.55$

$l$ : 有効部材長,  $r$ : 断面二次半径

よる角度補正が必要となる。杭の傾斜角と横抵抗定数比の関係<sup>9)</sup>を用いて、例えば、鉛直面から20度傾斜した押込杭では0.5倍、20度傾斜した引抜杭では1.75倍する必要がある。

控え組杭は、鋼管矢板壁および控え直杭と同様に、上下端の回転が拘束されず、杭中央部で局部座屈が発生する円形非保持 (図-2.3 (b) 参照) の変形形状として検討する。ただし、鋼管矢板壁および控え直杭とは異なり、軸力を作用させたケースの検討結果を用いて算定式を構築した。

#### (2) 解析結果とモデル化法の提案

算定式の構築に用いる解析結果は栈橋の円形非保持の結果を用いるため、算定式も同一ものを用いることができる。しかし、栈橋の円形非保持では、付加曲げモーメントの発生割合を円形保持と合わせるため、式(3)の関係より長さ16.3mの三次元FEM解析の結果を長さ20mとして算定式を構築した。すなわち、栈橋では見かけ上長さを

20/16.3倍にして整理しているが、控え組杭は円形非保持のみを扱うため、杭の長さの調整は不要である。それゆえ、栈橋の円形非保持の算定式を対象に、べき数 $n$ と塑性率 $\mu$ について細長比にかかる係数を20.0/16.3倍すれば調整前の算定式が得られる。控え組杭に適用するために修正した、べき数 $n$ および塑性率 $\mu$ の算定式を以下に示す。

$$n = \gamma(10t/D - 0.0115l/r + 1.45) \quad (12)$$

$$\mu = \gamma[(-5.78l/r + 440)t/D + 0.0506l/r - 2.55] \quad (13)$$

#### 2.5 算定式のまとめ

施設毎に構築した最大曲げ耐力の算定に必要なべき数 $n$ および限界曲率の算定に必要な塑性率 $\mu$ は、以下のように表すことができる。

$$n = \gamma(\alpha t/D + \beta) \quad (14)$$

$$\mu = \gamma(at/D+b) \quad (15)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $a$ および $b$ はパラメータであり、施設毎に表-2.3に示すように設定することができ、パラメータは表-2.4より求めることができる。なお、鋼管矢板壁および矢板控え直杭については、軸力を考慮しないため、ベキ数 $n$ の設定は不要である。

### 3. 栈橋の事例検討

#### 3.1 検討対象とした栈橋

これまでに説明した最大曲げ耐力と限界曲率の算定式（以降、提案法と称する）が、耐震性能照査に与える影響を把握するため、地震応答解析プログラムFLIP<sup>10)</sup>を用いて事例検討を行った。比較の対象は、全塑性モーメントを折れ点とするバイリニア型の $M-\phi$ 関係（以降、従来法と称する）である。本章では、-10m、-13m水深の直杭式横栈橋を対象に検討した。文献11)を参考に設定した栈橋主要部の土層区分を図-3.1、有限要素分割図を図-3.2、地盤定数を表-3.1に示す。鋼管杭の間隔は5mとして非線

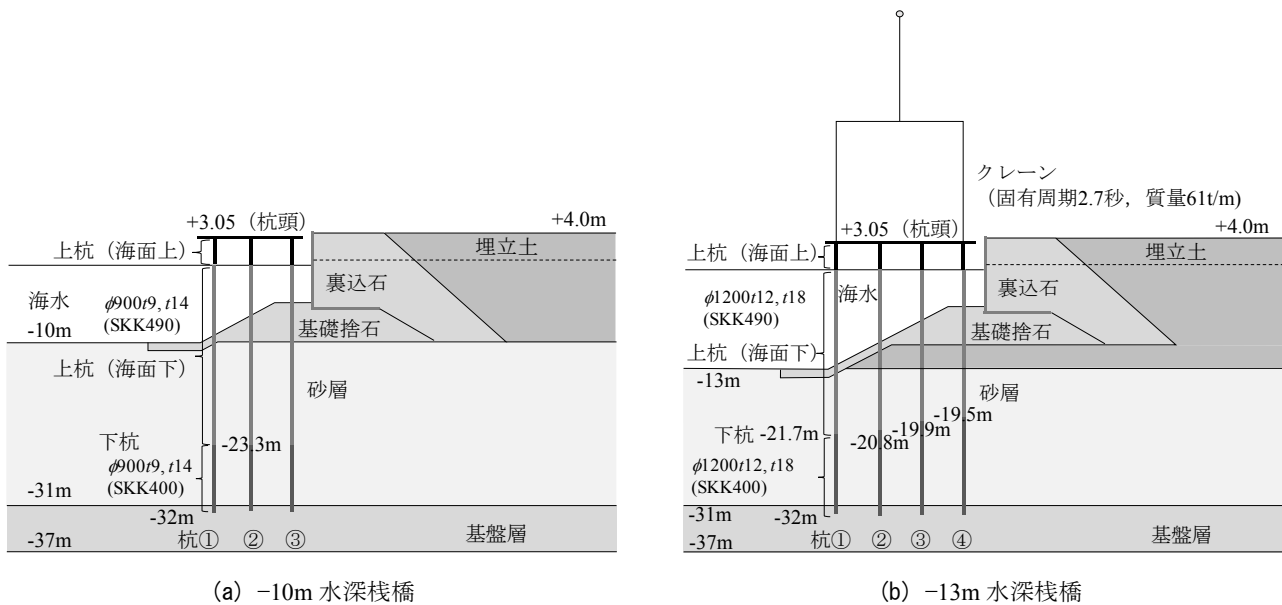


図-3.1 解析モデルの土層区分

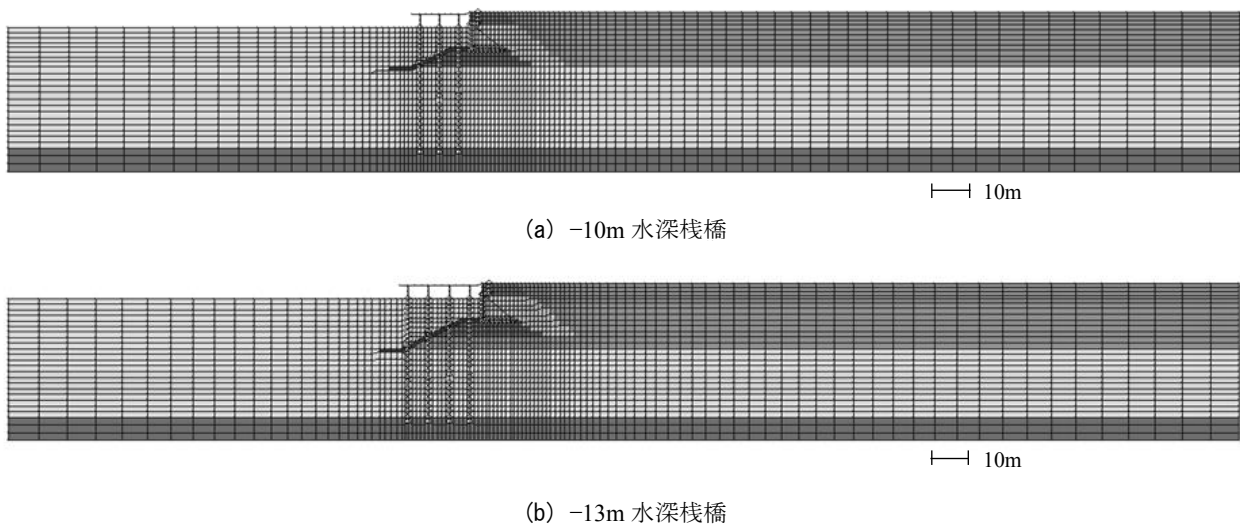


図-3.2 解析モデルの有限要素分割図

表-3.1 地盤定数一覧

土層名	変形特性						
	基準初期せん断剛性	基準体積弾性係数	基準平均有効応力	拘束圧依存係数	間隙率	内部摩擦角	履歴減衰上限値
	$G_{ma}$ kPa	$K_{ma}$ kPa	$\sigma_{ma}'$ kPa	$m_G, m_K$	$n$	$\phi_f$ deg.	$h_{max}$
基礎捨石, 裏込石	$1.80 \times 10^5$	$4.69 \times 10^5$	98.0	0.50	0.45	40.0	0.24
埋立土(-10m 栈橋)	$2.08 \times 10^4$	$5.43 \times 10^4$	70.0	0.50	0.45	37.0	0.24
埋立土(-13m 栈橋)	$2.08 \times 10^4$	$5.43 \times 10^4$	81.0	0.50	0.45	37.0	0.24
砂質土層(-10m 栈橋)	$4.50 \times 10^4$	$1.17 \times 10^5$	199.0	0.50	0.45	37.0	0.24
砂質土層(-13m 栈橋)	$4.50 \times 10^4$	$1.17 \times 10^5$	210.0	0.50	0.45	37.0	0.24
基盤層	$1.80 \times 10^5$	$4.69 \times 10^5$	298.0	0.50	0.45	41.0	0.24

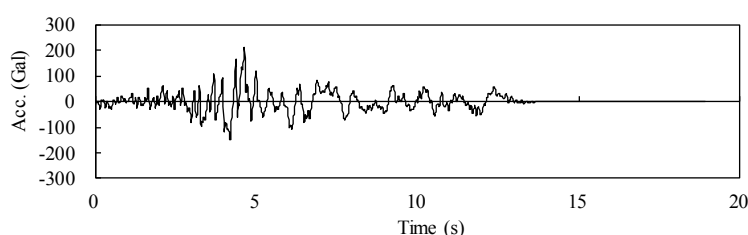


図-3.3 入力地震動

表-3.2 解析ケースと鋼管杭の諸元

	水深	クレーン	鋼管杭諸元		径厚比 $D/t$	最大加速度 ( $m/s^2$ )	最大軸力比
			上杭 (海面上) 上杭 (海面下)	下杭			
Case-P1	-10m	なし	$\phi 900t9$ (SKK490)	$\phi 900t9$ (SKK400)	100	5.1	0.18
Case-P2	-10m	なし	$\phi 900t14$ (SKK490)	$\phi 900t14$ (SKK400)	64	5.6	0.16
Case-P3	-13m	なし	$\phi 1200t12$ (SKK490)	$\phi 1200t12$ (SKK400)	100	4.9	0.17
Case-P4	-13m	なし	$\phi 1200t18$ (SKK490)	$\phi 1200t18$ (SKK400)	67	6.2	0.15
Case-P5	-13m	あり	$\phi 1200t12$ (SKK490)	$\phi 1200t12$ (SKK400)	100	4.1	0.42
Case-P6	-13m	あり	$\phi 1200t18$ (SKK490)	$\phi 1200t18$ (SKK400)	67	5.4	0.33

形梁要素でモデル化し、杭間を地盤がすり抜ける現象を模擬するため、地盤要素との間に杭-地盤相互作用ばねを配置した。また、レベル2地震に対する入力地震動は、図-3.3に示す加速度波形を振幅調整して用いた。

従来法を用いる際の要求性能は「二箇所以上で全塑性モーメントに達している杭が存在しない<sup>1)</sup>」として、具体的には、地中部で鋼管杭が全塑性モーメント相当の曲率(バイリニア型 $M-\phi$ 関係の折れ点に対応)に達しないことを照査した。入力地震動に対してこの条件を満たすため、鋼管杭の諸元を変えるのではなく、入力加速度を $0.1m/s^2$ ピッチで増減させて要求性能を満足する限界の加速度振

幅を設定した。表-3.2に各解析ケースの鋼管杭の諸元と、入力加速度の最大加速度および解析で杭に発生した軸力比の時間最大値を示す。なお、従来法では次式で求めた全塑性モーメント相当の曲率 $\phi_p$ を、提案法では式(9)および式(10)より求めた曲率を限界曲率とする。

$$\phi_p = \frac{M_p}{EI} \quad (16)$$

従来法で鋼管杭の諸元と入力加速度が設定された表-3.2の各ケースに対して、提案法を用いて地震応答解析

を行い、限界曲率を超えないことを照査することで、要求性能を満足する鋼管杭の諸元を求めた。なお、本検討は、従来法と提案法の相対比較が目的であるため、検討が煩雑となる、杭毎の諸元を変えて全ての杭の板厚が最小となる断面を求めている。

### 3.2 解析結果

#### (1) -10m 水深栈橋

Case-P1 ( $D/t=100$ ) に関して、従来法で入力加速度の最大値を $5.1\text{m/s}^2$ とした際の鋼管杭の最大曲率および残留曲率を限界曲率で除した曲率比の分布図を図-3.4に示す。なお、曲率比は各要素の発生曲率の時刻歴と、各要素に作用する軸力の時刻歴から限界曲率に対応する曲率の時刻歴を作成し、両者の比を時刻歴レベルで求め、最大値と残留値を求めた。したがって、各要素の曲率比の最大値は、同時刻に発生しているわけではない。従来法の結果は、全ての杭で地中部の曲率比の最大値が1.0を超えていないため(曲率比は0.976)、限界曲率に到達しておらず、要求性能を満足している。

次に、従来法と同じ入力加速度で、鋼管杭を提案法で設定したモデルで計算を行った。鋼管杭の曲率比分布図を図-3.5に示す。従来法で曲率比が最も大きかった陸側の杭③の地中部(上杭部分)と同じ地点で、曲率比が1.026となり限界曲率を若干超えたが、従来法との差は小さかった。これは、陸側の杭③は、最大曲率発生時に引張軸力が作用しているため、従来法とのM-N曲面の差が小さいことに加えて、限界曲率が大きくなっていることが理由と考えられる。上杭の板厚を1mm増加させると( $D/t=90$ )、限界曲率に対して余裕のある結果となった(図-3.6参照)。Case-P1で用いた鋼管杭の解析定数を表-3.3に示す。

同様の検討を、Case-P1と比べて鋼管杭の径厚比が小さいCase-P2 ( $D/t=64$ ) に対して実施した。入力加速度の最大値は $5.6\text{m/s}^2$ である。従来法および提案法の曲率比分布図を、それぞれ図-3.7および図-3.8に示す。提案法の結果は、板厚14mmでは限界曲率まで余裕があり、板厚2mm減の12mmまで限界曲率を下回る結果となった(図-3.9参照)。Case-P2で用いた鋼管杭の解析定数を表-3.4に示す。

大径厚比( $D/t=100$ )の鋼管杭は、従来法に比べ提案法は1mmの板厚増となったが、径厚比が小さな $D/t=64$ の鋼管杭では、提案法を使うことによって、杭の板厚を2mm減らすことができた。

提案法では、同じ鋼管杭諸元でも岸田式より径厚比に応じて耐力を割り引いて評価するため、従来法より栈橋の変形が増大することが懸念される。そこで、上部工の最も海側の節点の水平変位時刻歴を出力して比較した

(図-3.10参照)。その結果、提案法(変更後の断面)と、従来法の差は非常に小さく、残留水平変位はCase-P1で3%、Case-P2で4%の増加にとどまった。

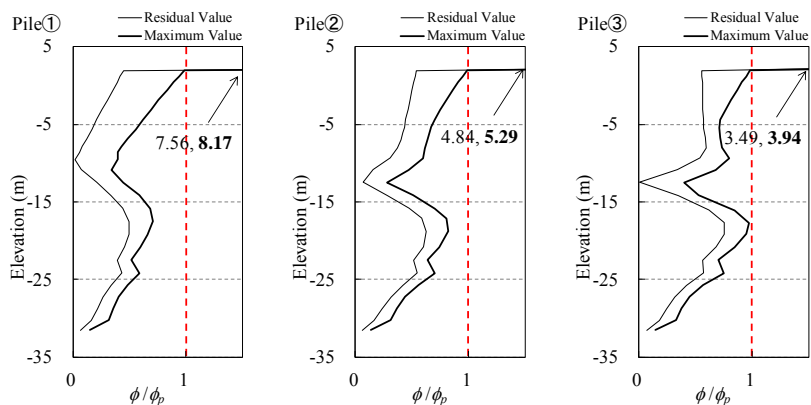


図-3.4 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P1( $D/t=100$ ), 従来法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当 (要求性能判定基準)

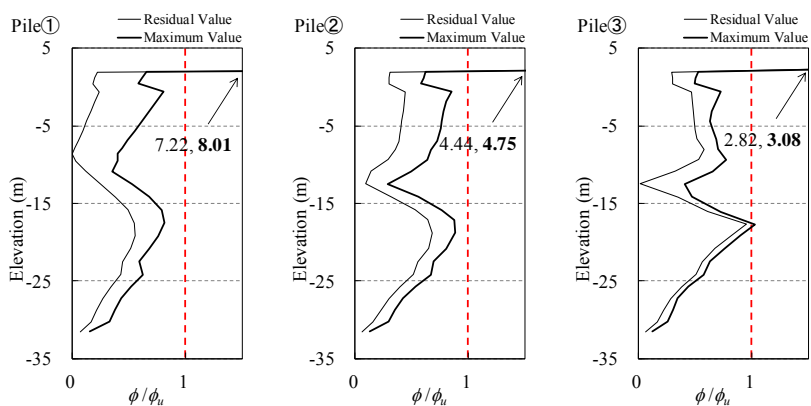


図-3.5 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P1( $D/t=100$ ), 提案法, 変更前(上杭  $t_9$ )),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当 (要求性能判定基準)

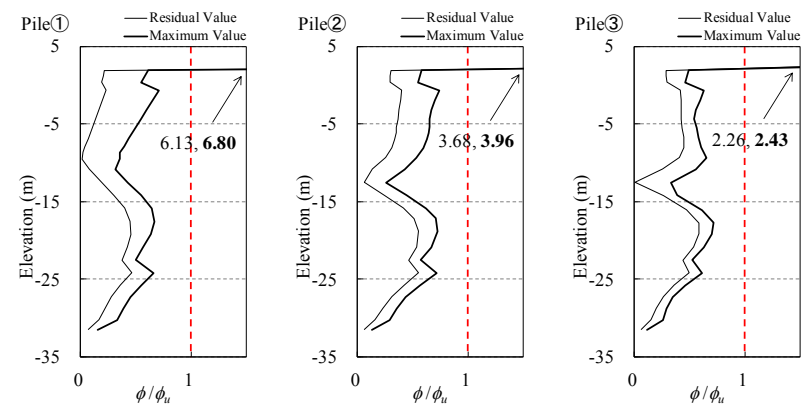


図-3.6 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P1( $D/t=100$ ), 提案法, 変更後(上杭  $t_{10}$ )),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当 (要求性能判定基準)



表-3.3 鋼管杭の解析定数 (Case-P1)

従来法

		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ900r9		
径厚比	-	100		
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	315		235
全塑性モーメント	kN-m	2.25×10 <sup>3</sup>		1.68×10 <sup>3</sup>
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00437		0.00326

提案法

		＜変更前＞			＜変更後＞		
		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ900r9			φ900r10		
径厚比	-	100			90		
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	288		215	290		215
最大曲げ耐力	kN-m	2.06×10 <sup>3</sup>		1.54×10 <sup>3</sup>	2.30×10 <sup>3</sup>		1.54×10 <sup>3</sup>
円形保持条件	-	保持	非保持	非保持	保持	非保持	非保持
<b>杭①</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	16.473			16.575		
細長比 <i>l/r</i>	-	52.3			52.7		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	0.96	0.91	1.06	0.98	0.92	1.06
塑性率μ	-	1.97	1.33	1.54	2.10	1.51	1.54
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00611	0.00414	0.00357	0.00656	0.00473	0.00357
<b>杭②</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	15.223			15.325		
細長比 <i>l/r</i>	-	48.3			48.7		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	0.99	0.95	1.10	1.01	0.95	1.09
塑性率μ	-	2.05	1.35	1.56	2.19	1.55	1.56
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00637	0.00420	0.00363	0.00684	0.00485	0.00362
<b>杭③</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	14.473			14.575		
細長比 <i>l/r</i>	-	45.9			46.3		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.01	0.97	1.12	1.03	0.97	1.12
塑性率μ	-	2.10	1.36	1.58	2.24	1.57	1.58
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00653	0.00424	0.00366	0.00700	0.00492	0.00365

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

表-3.4 鋼管杭の解析定数 (Case-P2)

従来法

		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ900r14		
径厚比	-	64		
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	315		235
全塑性モーメント	kN-m	3.46×10 <sup>3</sup>		2.58×10 <sup>3</sup>
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00439		0.00328

提案法

		＜変更前＞			＜変更後＞		
		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ900r14			φ900r12		
径厚比	-	64			75		
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	297		222	294		219
最大曲げ耐力	kN-m	3.27×10 <sup>3</sup>		2.44×10 <sup>3</sup>	2.78×10 <sup>3</sup>		2.07×10 <sup>3</sup>
円形保持条件	-	保持	非保持	非保持	保持	非保持	非保持
<b>杭①</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	16.913			16.755		
細長比 <i>l/r</i>	-	54.0			53.4		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.04	0.95	1.10	1.01	0.93	1.08
塑性率μ	-	2.61	2.21	2.56	2.36	1.87	2.16
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00839	0.00709	0.00613	0.00747	0.00591	0.00511
<b>杭②</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	15.663			15.505		
細長比 <i>l/r</i>	-	50.0			49.4		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.08	0.98	1.14	1.04	0.97	1.12
塑性率μ	-	2.72	2.32	2.69	2.46	1.94	2.25
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00873	0.00745	0.00643	0.00778	0.00615	0.00531
<b>杭③</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	14.913			14.755		
細長比 <i>l/r</i>	-	47.6			47.0		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.10	1.00	1.16	1.06	0.99	1.14
塑性率μ	-	2.79	2.39	2.77	2.51	1.99	2.30
曲率φ <sup>*</sup>	1/m	0.00894	0.00766	0.00662	0.00796	0.00629	0.00543

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

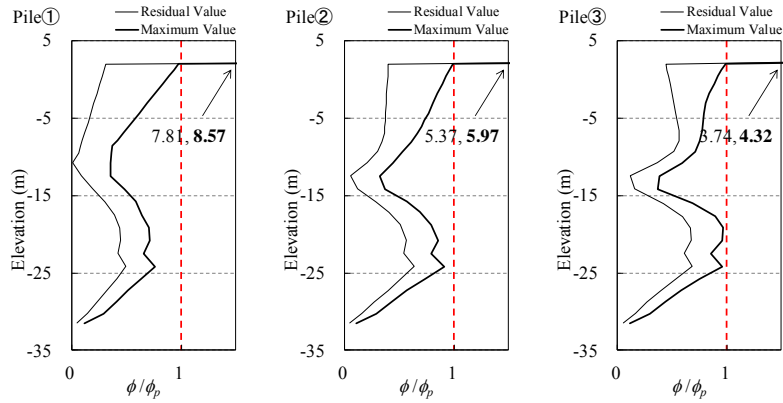


図-3.7 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P2(D/t=64), 従来法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

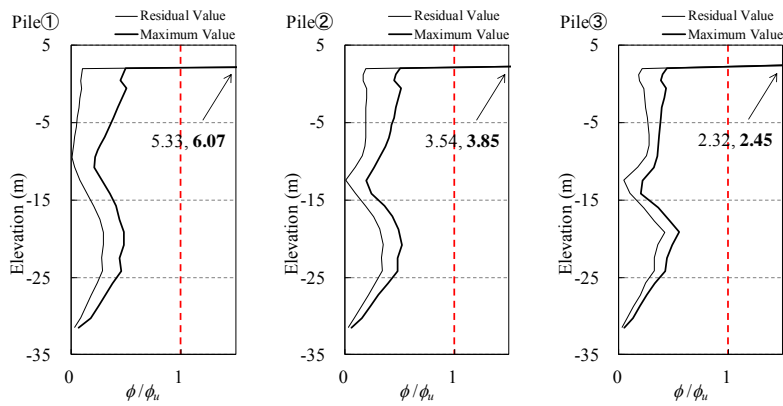


図-3.8 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P2(D/t=64), 提案法, 変更前(上杭 t14)),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

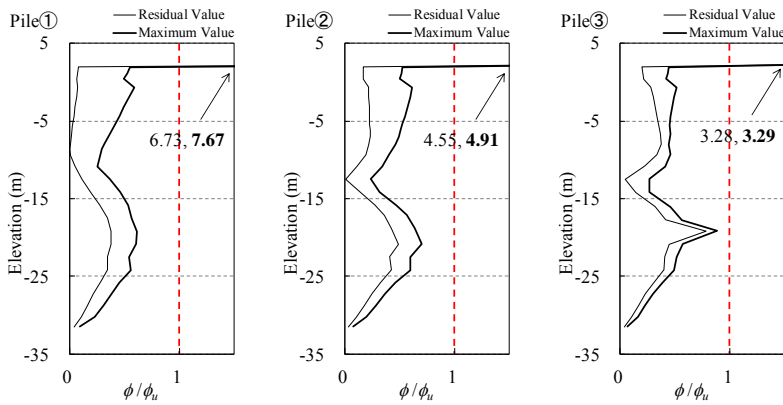
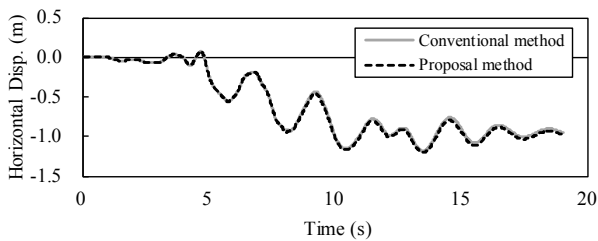
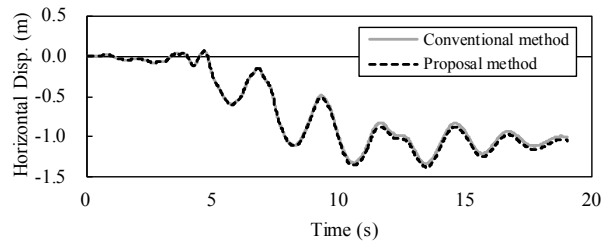


図-3.9 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P2(D/t=64), 提案法, 変更後(上杭 t12)),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）



(a) Case-P1



(b) Case-P2

図-3.10 栈橋上部工の水平変位時刻歴,

縦軸：水平変位，横軸：時間，実線：従来法，破線：提案法

## (2) -13m 水深栈橋

クレーンが無いCase-P3およびCase-P4の結果は、水深-10mの検討ケース（Case-P1およびCase-P2）の結果と同じ傾向であった。Case-P3 ( $D/t=100$ ) では、従来法で設定した諸元について、提案法でも限界曲率以下となった（図-3.11および図-3.12参照）。次に、Case-P4 ( $D/t=64$ ) では、従来法は地中部で曲率比が最も大きかったのは陸側の杭④（下杭）であった。提案法で検討したところ、限界曲率まで大幅に余裕があったため、下杭の板厚を減らす検討を行った。その結果、板厚を3mm減らすことができた（図-3.13～図-3.15参照）。Case-P3およびCase-P4で用いた鋼管杭の解析定数を、それぞれ表-3.5および表-3.6に示す。

クレーンが有るCase-P5 ( $D/t=100$ ) について、従来法および提案法の曲率比分布図を、それぞれ図-3.16および図-3.17に示す。従来法では限界曲率を下回る鋼管杭の諸元であったが、提案法では4本中3本の杭が地中部で限界曲率を超える結果となった。特に杭①と杭④の最大曲率は、限界曲率の1.4～1.5倍となっているが、杭①と杭④にはクレーンによる大きな圧縮軸力が作用しているためであり、軸力比は最大で0.4程度が働き、提案法の曲げ耐力が低下したことが理由である。

鋼管杭の諸元を変えた検討を行ったところ、上杭の板厚を1mm増加させて13mmとして、下杭も上杭と同じ材質（SKK490）・板厚とすることで提案法でも限界曲率を下回る結果となった（図-3.18参照）。このように、大径厚比の鋼管杭にクレーン荷重による大きな軸力が作用する場合には、従来法に比べ提案法は鋼管杭の下杭の降伏応力と板厚を上げる必要があった。Case-P5で用いた鋼管杭の解析定数を表-3.7に示す。

同様の検討を、Case-P5と比べて鋼管杭の径厚比が小さいCase-P6 ( $D/t=64$ ) に対して実施した。従来法および提案法の曲率比分布図を、それぞれ図-3.19および図-3.20に示す。提案法においても、すべての杭で限界曲率を下

回った。そこで、鋼管杭の諸元を変えた検討を行ったが、板厚を減らすことはできなかった。Case-P6で用いた鋼管杭の解析定数を表-3.8に示す。

地中部におけるヒンジ発生が課題となる栈橋を対象とした場合、クレーン荷重が無い場合は、径厚比が $D/t=100$ 程度と大きくても、従来法で要求性能を満足した断面について、提案法では必ずしも板厚を増やす必要は無い。一方、径厚比が小さいと板厚を減らせる傾向が強い。理由として、地中部のヒンジ発生に寄与する地盤の流動変位は、鋼管杭の存在によって変わらないため、限界曲率が大きい提案法で余裕が出やすくなったためと考えられる。

クレーン荷重が有る場合、径厚比が大きい鋼管杭については、従来法よりも提案法の板厚や降伏強度を増加させる必要があった。

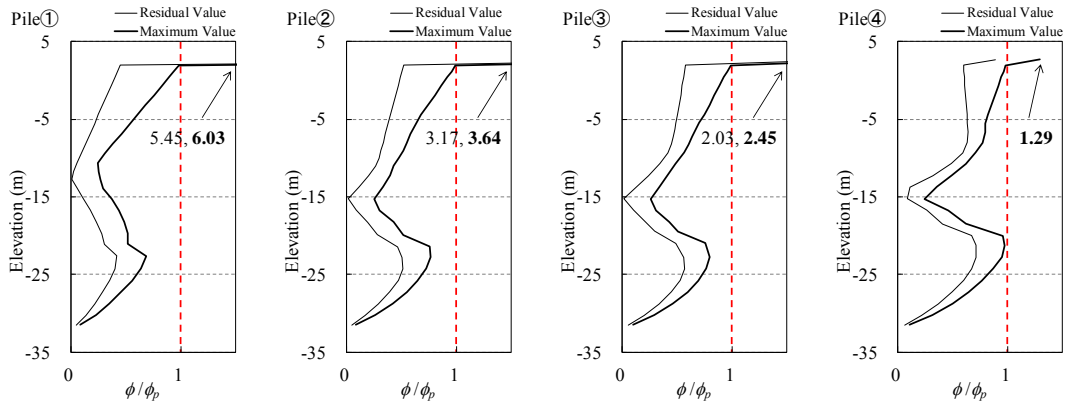


図-3.11 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P3(D/t=100), 従来法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

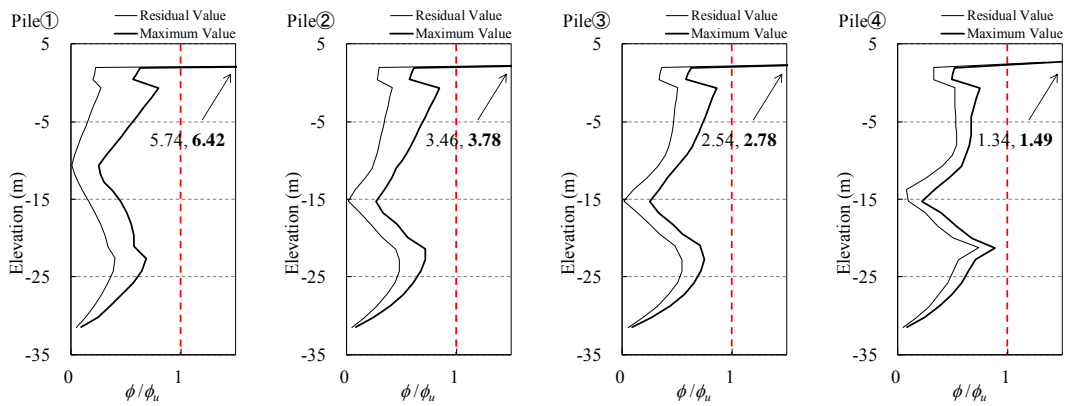


図-3.12 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P3(D/t=100), 提案法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

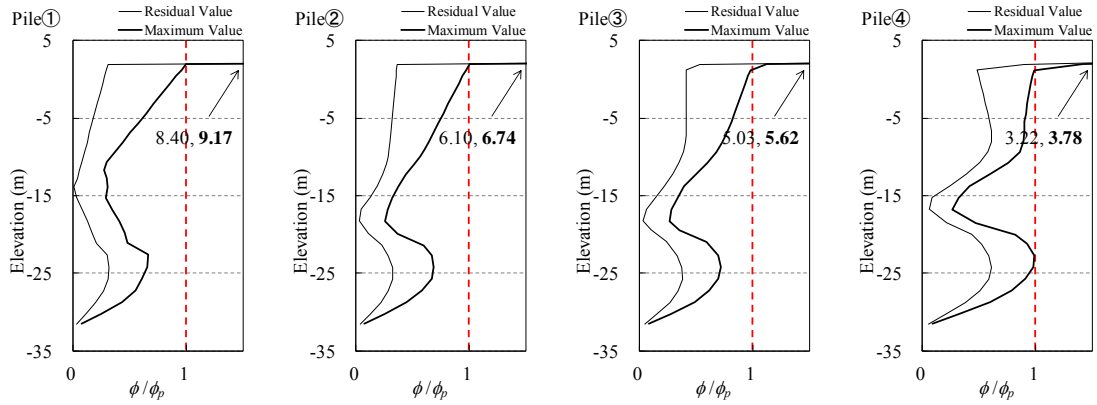


図-3.13 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P4(D/t=67), 従来法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

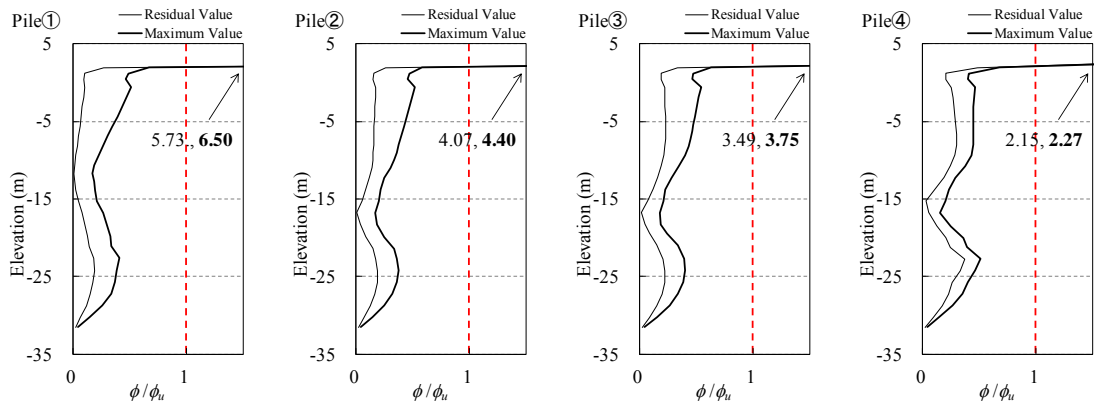


図-3.14 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P4(D/t=67), 提案法, 変更前(下杭 t18)),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

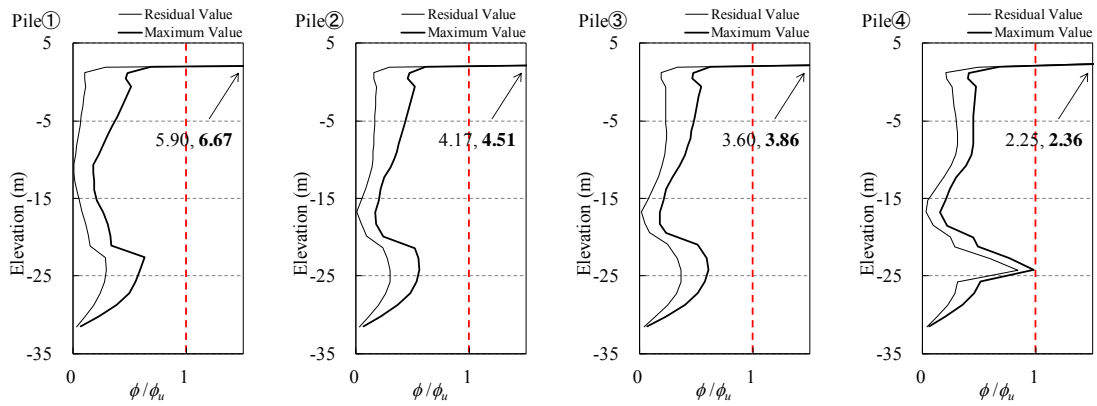


図-3.15 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P4(D/t=67), 提案法, 変更後(下杭 t15)),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

表-3.5 鋼管杭の解析定数 (Case-P3)

従来法

		上杭(海面上)	上杭(海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r 12		
径厚比	-	100		
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	315		235
全塑性モーメント	kN·m	5.34×10 <sup>3</sup>		3.98×10 <sup>3</sup>
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00328		0.00245

提案法

		上杭(海面上)	上杭(海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r 12		
径厚比	-	100		
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	288		215
最大曲げ耐力	kN·m	4.88×10 <sup>3</sup>		3.64×10 <sup>3</sup>
円形保持条件	-	保持	非保持	非保持
<b>杭①</b>		上杭(海面上)	上杭(海面上)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	20.668		
細長比 <i>l/r</i>	-	49.2		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	0.99	0.94	1.09
塑性率μ	-	2.03	1.35	1.56
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00474	0.00314	0.00271
<b>杭②</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	19.168		
細長比 <i>l/r</i>	-	45.6		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.02	0.97	1.12
塑性率μ	-	2.11	1.37	1.58
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00491	0.00318	0.00275
<b>杭③</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	19.446		
細長比 <i>l/r</i>	-	46.3		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.01	0.96	1.11
塑性率μ	-	2.09	1.36	1.58
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00488	0.00317	0.00274
<b>杭④</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	18.571		
細長比 <i>l/r</i>	-	44.2		
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.03	0.98	1.13
塑性率μ	-	2.14	1.37	1.59
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00498	0.00320	0.00276

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

表-3.6 鋼管杭の解析定数 (Case-P4)

従来法

		上杭(海面上)	上杭(海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r 18		
径厚比	-	67		
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	315		235
全塑性モーメント	kN·m	7.92×10 <sup>3</sup>		5.91×10 <sup>3</sup>
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00439		0.00328

提案法

		上杭(海面上)	上杭(海面下)	<変更前> 下杭	<変更後> 下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r 18		φ1200r 18	φ1200r 15
径厚比	-	67		67	80
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	296		221	218
最大曲げ耐力	kN·m	7.46×10 <sup>3</sup>		5.56×10 <sup>3</sup>	4.59×10 <sup>3</sup>
円形保持条件	-	保持	非保持	非保持	
<b>杭①</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	<変更前> 下杭	<変更後> 下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	21.167			21.167
細長比 <i>l/r</i>	-	50.6		50.6	50.5
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.06	0.97	1.12	1.10
塑性率μ	-	2.63	2.21	2.56	2.06
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00632	0.00529	0.00457	0.00363
<b>杭②</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	<変更前> 下杭	<変更後> 下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	19.667			19.667
細長比 <i>l/r</i>	-	47.1		47.1	49.6
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.09	1.00	1.16	1.13
塑性率μ	-	2.73	2.30	2.66	2.12
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00655	0.00551	0.00476	0.00374
<b>杭③</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	<変更前> 下杭	<変更後> 下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	20.115			20.115
細長比 <i>l/r</i>	-	48.1		48.1	48.0
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.08	0.99	1.15	1.12
塑性率μ	-	2.70	2.27	2.63	2.10
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00648	0.00545	0.00471	0.00370
<b>杭④</b>		上杭(海面上)	上杭(海面下)	<変更前> 下杭	<変更後> 下杭
有効部材長 <i>l</i>	m	19.240			19.240
細長比 <i>l/r</i>	-	46.0		46.0	46.0
軸力依存のべき数 <i>n</i>	-	1.10	1.01	1.17	1.14
塑性率μ	-	2.76	2.33	2.69	2.14
曲率φ <sub>b</sub> *	1/m	0.00661	0.00558	0.00482	0.00377

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

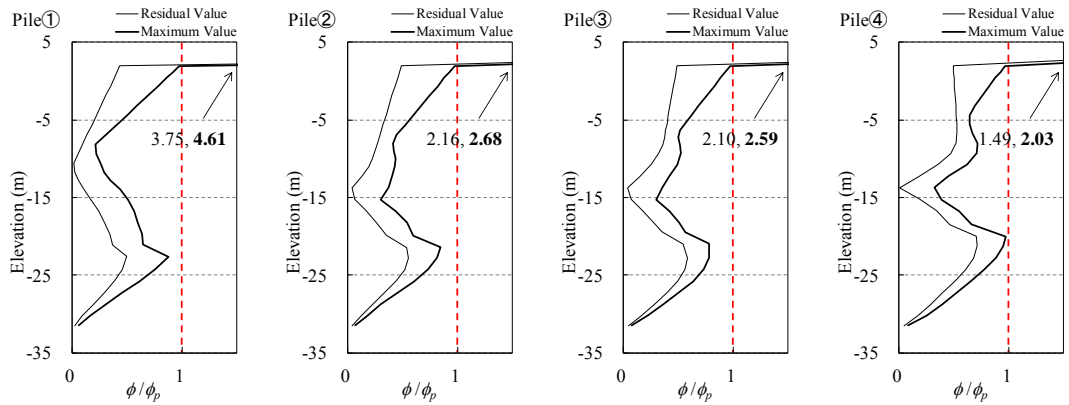


図-3.16 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P5(D/t=100), 従来法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

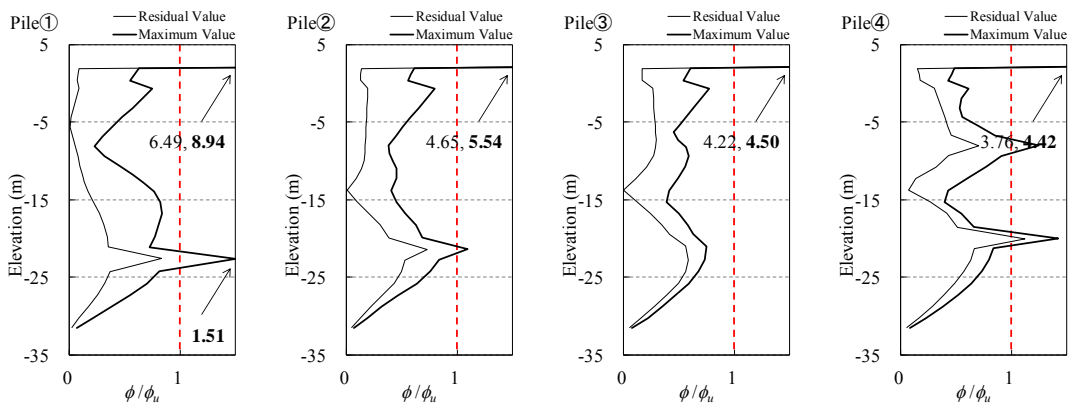


図-3.17 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P5(D/t=100), 提案法, 変更前(上杭: t12 SKK490, 下杭: t12 SKK400)),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

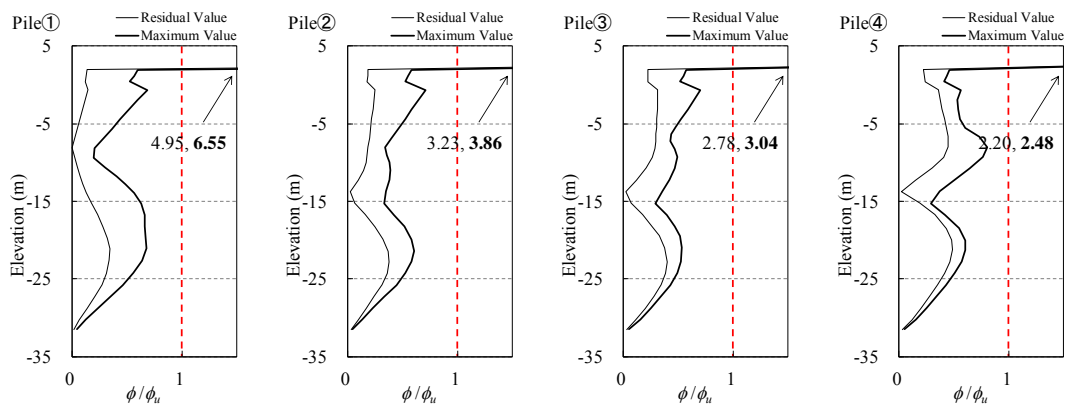


図-3.18 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P5(D/t=100), 提案法, 変更後(上杭・下杭: t13 SKK490)),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

表-3.7 鋼管杭の解析定数 (Case-P5)

従来法

		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r12		
径厚比	-	100		
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	315	235	
全塑性モーメント	kN·m	5.34×10 <sup>3</sup>	3.98×10 <sup>3</sup>	
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00328	0.00245	

提案法

		＜変更前＞			＜変更後＞		
		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r12			φ1200r13		
径厚比	-	100			92		
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	288	215		289		
最大曲げ耐力	kN·m	4.88×10 <sup>3</sup>		3.64×10 <sup>3</sup>	5.30×10 <sup>3</sup>		
円形保持条件	-	保持	非保持	非保持	保持	非保持	非保持
<b>杭①</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	20.668			20.764		
細長比l/r	-	49.2			49.5		
軸力依存のべき数n	-	0.99	0.94	1.09	1.00	0.94	0.94
塑性率μ	-	2.03	1.35	1.56	2.13	1.49	1.49
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00474	0.00314	0.00271	0.00500	0.00350	0.00350
<b>杭②</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	19.168			19.264		
細長比l/r	-	45.6			45.9		
軸力依存のべき数n	-	1.02	0.97	1.12	1.03	0.97	0.97
塑性率μ	-	2.11	1.37	1.58	2.21	1.52	1.52
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00491	0.00318	0.00275	0.00518	0.00357	0.00357
<b>杭③</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	19.446			19.574		
細長比l/r	-	46.3			46.6		
軸力依存のべき数n	-	1.01	0.96	1.11	1.02	0.97	0.97
塑性率μ	-	2.09	1.36	1.58	2.20	1.52	1.52
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00488	0.00317	0.00274	0.00514	0.00355	0.00355
<b>杭④</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭	上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	18.571			18.699		
細長比l/r	-	44.2			44.6		
軸力依存のべき数n	-	1.03	0.98	1.13	1.04	0.98	0.98
塑性率μ	-	2.14	1.37	1.59	2.24	1.54	1.54
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00498	0.00320	0.00276	0.00525	0.00360	0.00360

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

表-3.8 鋼管杭の解析定数 (Case-P6)

従来法

		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r18		
径厚比	-	67		
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	315	235	
全塑性モーメント	kN·m	7.92×10 <sup>3</sup>	5.91×10 <sup>3</sup>	
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00329	0.00246	

提案法

		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
外径, 板厚	mm	φ1200r18		
径厚比	-	67		
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	296	221	
最大曲げ耐力	kN·m	7.46×10 <sup>3</sup>		5.56×10 <sup>3</sup>
円形保持条件	-	保持	非保持	非保持
<b>杭①</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面上)	下杭
有効部材長l	m	21.167		
細長比l/r	-	50.6		
軸力依存のべき数n	-	1.06	0.97	1.12
塑性率μ	-	2.63	2.21	2.55
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00632	0.00529	0.00457
<b>杭②</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	19.667		
細長比l/r	-	47.1		
軸力依存のべき数n	-	1.09	1.00	1.16
塑性率μ	-	2.73	2.30	2.66
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00655	0.00551	0.00476
<b>杭③</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	20.115		
細長比l/r	-	48.1		
軸力依存のべき数n	-	1.08	0.99	1.15
塑性率μ	-	2.70	2.27	2.63
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00648	0.00545	0.00471
<b>杭④</b>		上杭 (海面上)	上杭 (海面下)	下杭
有効部材長l	m	19.240		
細長比l/r	-	46.0		
軸力依存のべき数n	-	1.10	1.01	1.17
塑性率μ	-	2.76	2.33	2.69
曲率φ <sub>0</sub> *	1/m	0.00661	0.00558	0.00482

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値



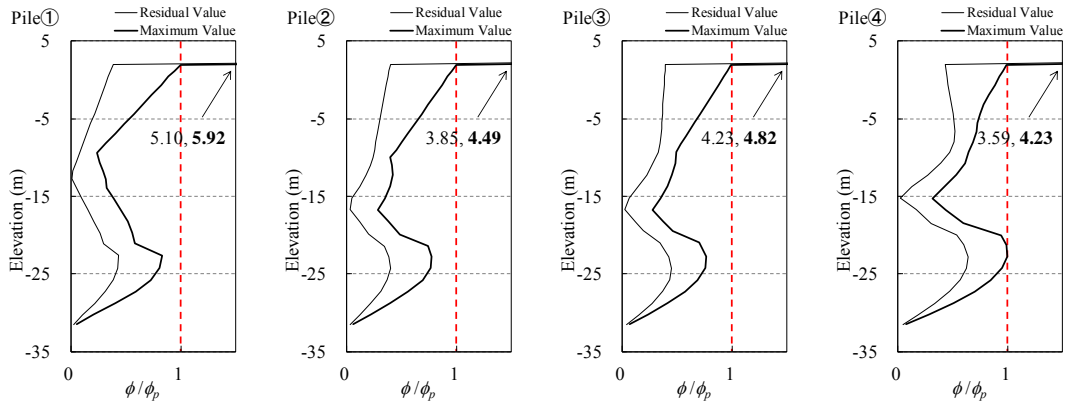


図-3.19 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P6(D/t=67), 従来法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

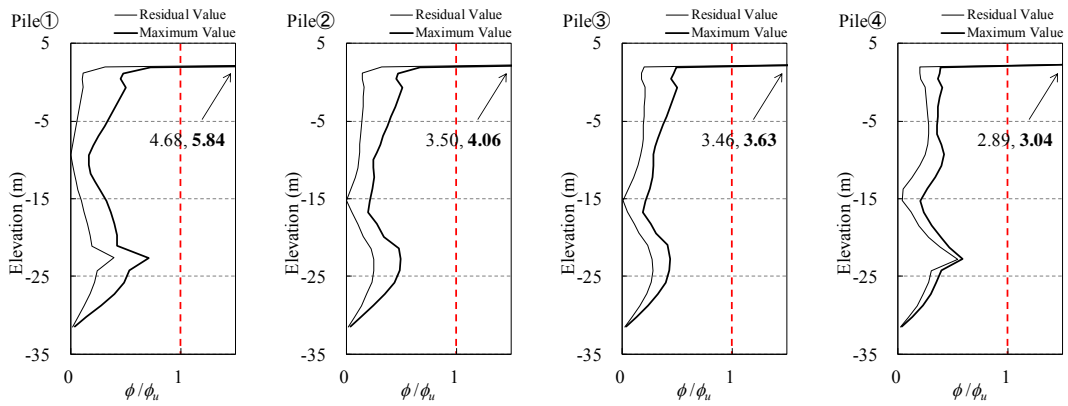


図-3.20 鋼管杭の曲率比分布図 (Case-P6(D/t=67), 提案法),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

## 4. 鋼管矢板式岸壁の事例検討

### 4.1 検討対象とした鋼管矢板式岸壁

本章では、-11m水深の鋼管矢板式岸壁を対象に、提案法が耐震性能に与える影響を検討した。鋼管矢板壁に加えて、控え直杭と控え組杭の2種類の控え工についても検討した。文献12)を参考に設定した岸壁主要部の土層区分を図-4.1、有限要素分割図を図-4.2、地盤定数を表-4.1に示す。鋼管矢板の継手部は0.1mとして鋼管の間隔は $\phi 900$ で1.0m、 $\phi 800$ で0.9mとした。また、控え工の間隔は控え直杭で2.626m、控え組杭で3mとした。検討方法は、3. 栈橋の事例検討と同じ手順で行い、図-3.3に示したレベル2地震に対する入力地震動を振幅調整して用いた。

鋼管矢板壁および控え工は非線形梁要素でモデル化した。鋼管矢板壁と地盤の間にはジョイント要素を配置し、せん断方向接線剛性は受働側で $1 \times 10^7 \text{KPa}$ 、主働側で0とした<sup>12)</sup>。控え工は、杭間を地盤がすり抜ける現象を模擬するため、地盤要素との間に杭-地盤相互作用ばねを配置した。

従来法を用いる際の要求性能は「全塑性モーメントに達している鋼管矢板または鋼管杭が存在しない<sup>1)</sup>」として、具体的には、鋼管矢板または鋼管杭が全塑性モーメント相当の曲率に達しないことを照査した。一方、提案法では限界曲率に達しないことを照査した。なお、鋼管矢板壁および控え工の検討は、同時に比較検討することは困難なため、それぞれ独立して行うことにした（例えば、鋼管矢板壁の検討時には、控え工の塑性化には着目しない）。

### 4.2 解析結果

#### (1) 鋼管矢板壁

鋼管矢板壁の検討は、控え直杭のモデルを対象に直径900mm板厚10mmの鋼管矢板壁（Case-W1）と、直径および板厚を変えた2ケース（Case-W2、Case-W3）を対象とした。表-4.2に各解析ケースの鋼管矢板壁の諸元および入力加速度の最大加速度を示す。

Case-W1 ( $D/t=90$ ) について、従来法および提案法の曲率分布図を、それぞれ図-4.3(a)および図-4.3(b)に示す。岸田式による軸圧縮応力の低減によって、提案法の最大曲げ耐力が約8%低下した影響が現れ、海中部の-8m付近で限界曲率を超える結果となった。そこで、板厚を1mm増加させた計算を行ったところ、限界曲率を下回った（図-4.3(c)参照）。Case-W1で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.3(a)に示す。

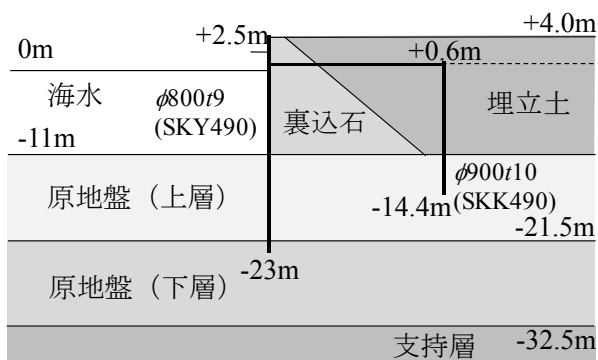
直径を800mmとしたCase-W2 ( $D/t=89$ ) の検討結果は、

Case-W1と同じ傾向となり、従来法で設定した杭の諸元では限界曲率を超えたため、提案法では板厚を1mm増加させることで限界曲率を下回った（図-4.4参照）。Case-W2で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.3(b)に示す。

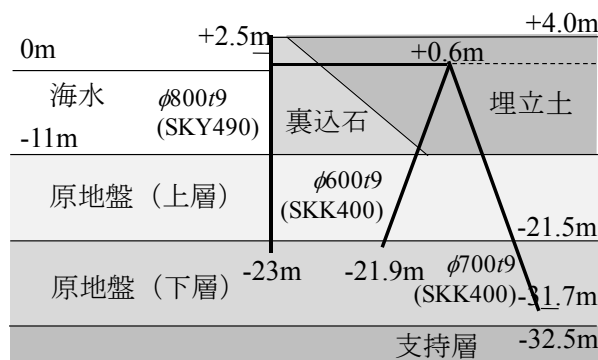
径厚比が小さいCase-W3 ( $D/t=50$ ) について、従来法および提案法の曲率分布図を、それぞれ図-4.5(a)および図-4.5(b)に示す。岸田式による軸圧縮応力の低減による、提案法の最大曲げ耐力低下が約3%であったことと、塑性率が3.80と大きくなるため提案法の発生曲率は限界曲率を下回った。そこで、板厚を減少させた検討を行ったところ、1mm減まで限界曲率を下回った（図-4.5(c)参照）。Case-W3で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.3(c)に示す。

鋼管矢板壁は、1箇所でもバイリニアモデルの折れ点を超えると、曲率が急増して限界曲率を超えやすい傾向にある。そのため、板厚1mmの違いで発生する最大曲率が大きく異なってくる。

本検討では、従来法で設定された径厚比90程度の断面について、同等の性能を満足するために、提案法では1mm板厚を増加させる必要があった。一方、径厚比50では、1mm板厚を減少させることができた。

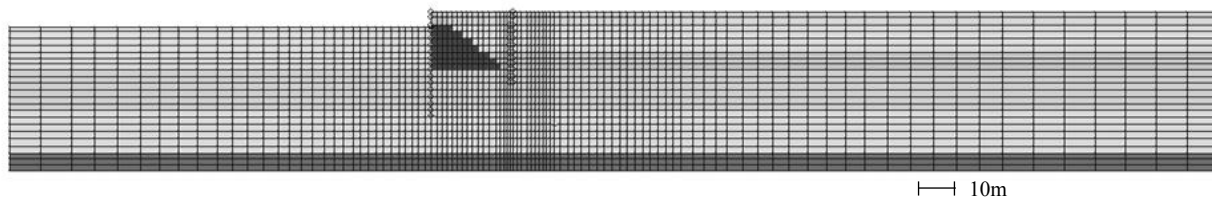


(a) 控え直杭

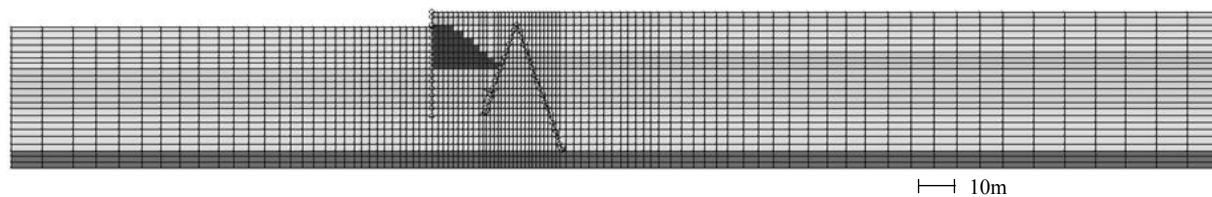


(b) 控え組杭

図-4.1 解析モデルの土層区分



(a) 控え直杭



(b) 控え組杭

図-4.2 解析モデルの有限要素分割図

表-4.1 地盤定数一覧

土層名	変形特性						
	基準初期せん断剛性	基準体積弾性係数	基準平均有効応力	拘束圧依存係数	間隙率	内部摩擦角	履歴減衰上限値
	$G_{ma}$ kPa	$K_{ma}$ kPa	$\sigma_{ma}'$ kPa	$m_G, m_K$	$n$	$\phi_r$ deg.	$h_{max}$
裏込石	$1.80 \times 10^5$	$4.69 \times 10^5$	98.0	0.50	0.45	40.0	0.24
埋立土	$5.83 \times 10^4$	$1.52 \times 10^5$	89.8	0.50	0.45	38.0	0.24
原地盤(上層)	$7.22 \times 10^4$	$1.88 \times 10^5$	198.5	0.50	0.45	38.0	0.24
原地盤(下層)	$1.25 \times 10^5$	$3.26 \times 10^5$	279.2	0.50	0.45	39.0	0.24
基盤層	$1.80 \times 10^5$	$4.69 \times 10^5$	298.0	0.50	0.45	41.0	0.24

表-4.2 解析ケースと鋼管矢板壁の諸元

	鋼管矢板壁諸元	径厚比 $D/t$	最大加速度 ( $m/s^2$ )
Case-W1	$\phi 900r10$ (SKY490)	90	6.0
Case-W2	$\phi 800r9$ (SKY490)	89	5.6
Case-W3	$\phi 800r16$ (SKY490)	50	8.2

表-4.3 鋼管矢板壁の解析定数

(a) Case-W1

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 900r10$
径厚比	-	90
降伏応力	$N/mm^2$	315
全塑性モーメント	$kN\cdot m/m$	$2.50 \times 10^3$
曲率 $\phi_b^*$	1/m	0.00437

提案法

		<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 900r10$	$\phi 900r11$
径厚比	-	90	82
降伏応力**	$N/mm^2$	290	292
最大曲げ耐力	$kN\cdot m/m$	$2.30 \times 10^3$	$2.54 \times 10^3$
塑性率 $\mu$	-	1.65	1.92
曲率 $\phi_b^*$	1/m	0.00516	0.00605

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

(b) Case-W2

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 800r9$
径厚比	-	89
降伏応力	$N/mm^2$	315
全塑性モーメント	$kN\cdot m/m$	$1.97 \times 10^3$
曲率 $\phi_b^*$	1/m	0.00492

提案法

		<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 800r9$	$\phi 800r10$
径厚比	-	89	80
降伏応力**	$N/mm^2$	290	292
最大曲げ耐力	$kN\cdot m/m$	$1.81 \times 10^3$	$2.02 \times 10^3$
塑性率 $\mu$	-	1.68	1.99
曲率 $\phi_b^*$	1/m	0.00593	0.00704

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

(c) Case-W3

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 800r16$
径厚比	-	50
降伏応力	$N/mm^2$	315
全塑性モーメント	$kN\cdot m/m$	$3.44 \times 10^3$
曲率 $\phi_b^*$	1/m	0.00497

提案法

		<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 800r16$	$\phi 800r15$
径厚比	-	50	53
降伏応力**	$N/mm^2$	305	303
最大曲げ耐力	$kN\cdot m/m$	$3.33 \times 10^3$	$3.11 \times 10^3$
塑性率 $\mu$	-	3.80	3.50
曲率 $\phi_b^*$	1/m	0.01407	0.01286

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

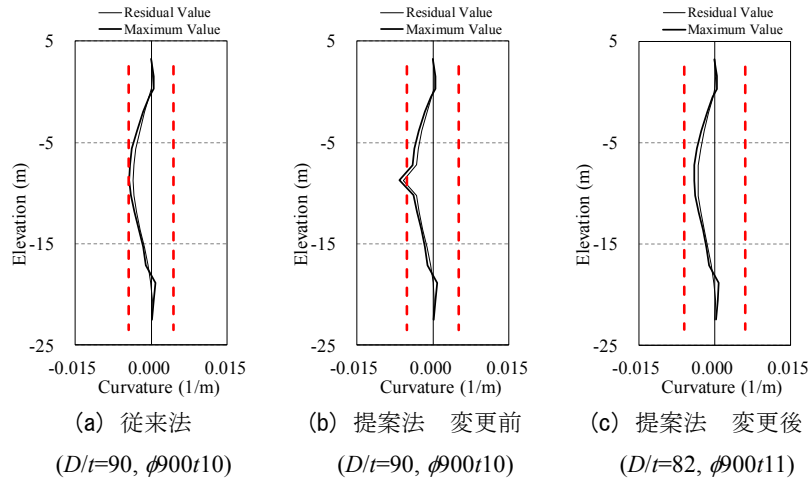


図-4.3 鋼管矢板壁の曲率分布図 (Case-W1),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率（要求性能判定基準）

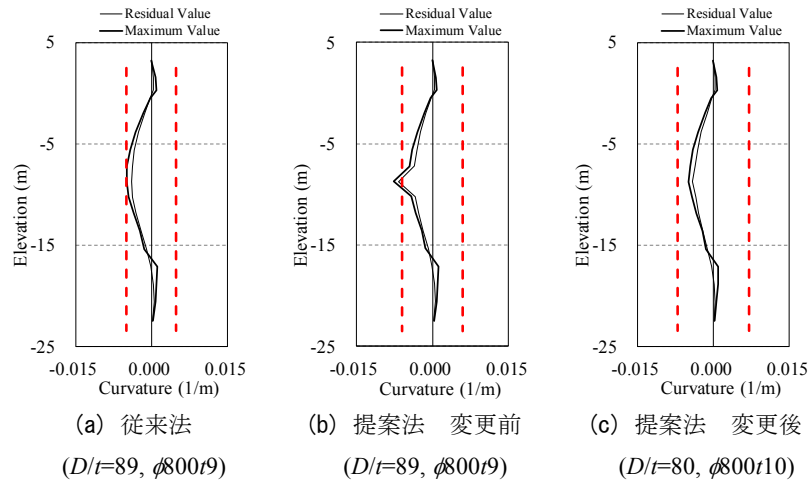


図-4.4 鋼管矢板壁の曲率分布図 (Case-W2),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率（要求性能判定基準）

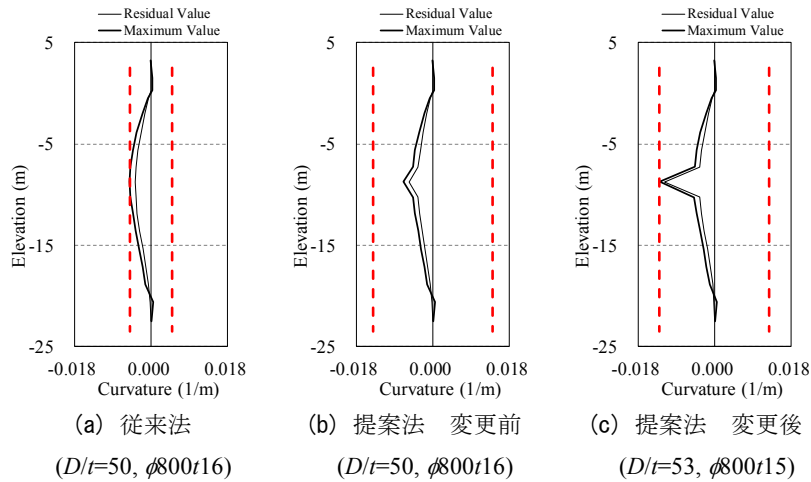


図-4.5 鋼管矢板壁の曲率比分布図 (Case-W3),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率（要求性能判定基準）

(2) 控え直杭

控え直杭の検討は、直径900mm板厚10mmの鋼管杭としたCase-V1と、径厚比を変えた2ケース (Case-V2, Case-V3) を検討対象とした。なお、鋼管矢板はCase-W2の初期断面 ( $\phi 800t9$ ) である。表-4.4に解析ケースの控え直杭の諸元と、入力加速度の最大加速度を示す。

Case-V1 ( $D/t=90$ ) について、従来法および提案法の曲率分布図を、それぞれ図-4.6(a)および図-4.6(b)に示す。岸田式による軸圧縮応力の低減によって最大曲げ耐力が約8%低下した影響が現れ、提案法では地中部の-5m付近で限界曲率を超える結果となった。そこで、板厚を1mm増加させた計算を行ったところ、限界曲率を下回った (図-4.6(c)参照)。Case-V1で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.5(a)に示す。

次に、板厚を4mm増加させたCase-V2 ( $D/t=64$ ) について、従来法および提案法の曲率分布図を、それぞれ図-4.7(a)および図-4.7(b)に示す。岸田式による提案法の最大曲げ耐力は約6%低下しているものの、塑性率は2.73となり、 $\phi$ よりも限界曲率が2倍大きくなった効果で限界曲率を下回る結果となった。そこで、板厚を1mm減少させた計算を行ったが、約1%限界曲率を超えた結果となった (図-4.7(c)参照)。Case-V2で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.5(b)に示す。

さらに径厚比が大きいCase-V3 ( $D/t=50$ ) の検討結果は、Case-V2と同様に提案法でも限界曲率を下回り、さらに、板厚を1mm減少した17mmであっても限界曲率を下回った (図-4.8参照)。Case-V3で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.5(c)に示す。

控え直杭に関しては、鋼管矢板壁と同様の傾向を示し、従来法で設定された径厚比90程度の断面について、同等の性能を満足するために、提案法では1mm板厚を増加させる必要があった。一方、径厚比50では、1mm板厚を減少させることができた。

表-4.4 解析ケースと控え直杭の諸元

	控え直杭 諸元	径厚比 $D/t$	最大加速度 ( $m/s^2$ )
Case-V1	$\phi 900t10$ (SKK490)	90	4.3
Case-V2	$\phi 900t14$ (SKK490)	64	5.8
Case-V3	$\phi 900t18$ (SKK490)	50	8.2

表-4.5 解析ケースと控え直杭の諸元

(a) Case-V1

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 900t 10$
径厚比	-	90
降伏応力	$N/mm^2$	315
全塑性モーメント	$kN \cdot m/m$	$9.50 \times 10^2$
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00437

提案法

		<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 900t 10$	$\phi 900t 11$
径厚比	-	90	82
降伏応力**	$N/mm^2$	290	292
最大曲げ耐力	$kN \cdot m/m$	$8.74 \times 10^2$	$9.66 \times 10^2$
塑性率 $\mu$	-	1.65	1.92
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00516	0.00604

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

(b) Case-V2

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 900t 14$
径厚比	-	64
降伏応力	$N/mm^2$	315
全塑性モーメント	$kN \cdot m/m$	$1.32 \times 10^3$
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00439

提案法

		<変更前>	<変更後> NGケース
外径, 板厚	mm	$\phi 900t 14$	$\phi 900t 13$
径厚比	-	64	69
降伏応力**	$N/mm^2$	297	295
最大曲げ耐力	$kN \cdot m/m$	$1.24 \times 10^3$	$1.15 \times 10^3$
塑性率 $\mu$	-	2.73	2.46
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00874	0.00783

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

(c) Case-V3

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 900t 18$
径厚比	-	50
降伏応力	$N/mm^2$	315
全塑性モーメント	$kN \cdot m/m$	$1.68 \times 10^3$
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00441

提案法

		<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 900t 18$	$\phi 900t 17$
径厚比	-	50	53
降伏応力**	$N/mm^2$	305	303
最大曲げ耐力	$kN \cdot m/m$	$1.63 \times 10^3$	$1.53 \times 10^3$
塑性率 $\mu$	-	3.80	3.53
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.01250	0.01154

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

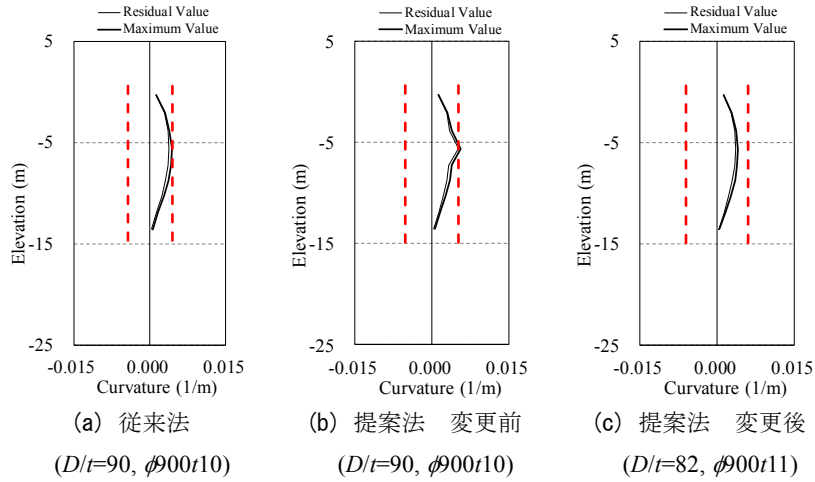


図-4.6 控え直杭の曲率分布図 (Case-V1),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率（要求性能判定基準）

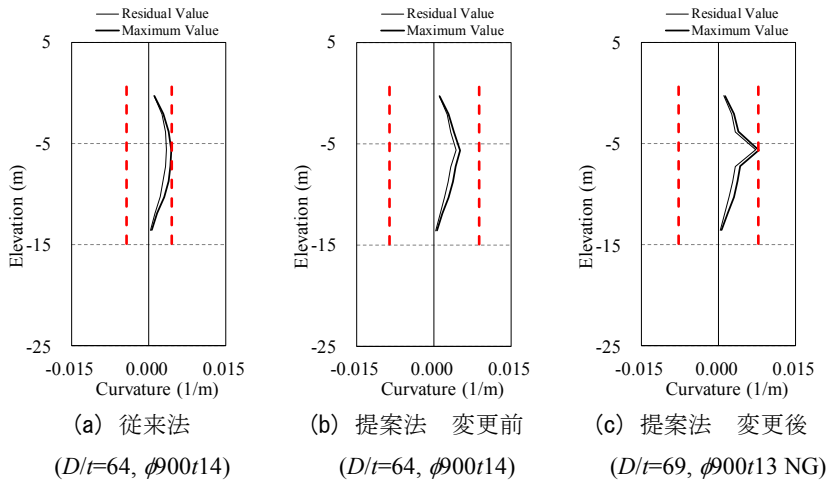


図-4.7 控え直杭の曲率分布図 (Case-V2),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率（要求性能判定基準）

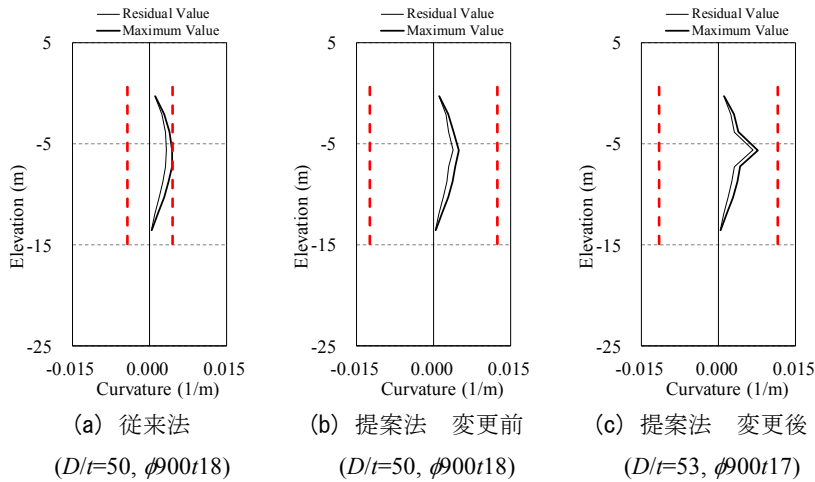


図-4.8 控え直杭の曲率分布図 (Case-V3),

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率（要求性能判定基準）

(3) 控え組杭（押込杭）

控え組杭の押込杭の検討は、直径600mm板厚9mmのCase-O1と、板厚を12mmとしたCase-O2を対象とした。なお、鋼管矢板壁はCase-W1の初期断面（φ900t10）と、引抜杭はCase-I1の初期断面（φ700t9）である。表-4.6に解析ケースの控え組杭の諸元および入力地震動の最大加速度を示す。

Case-O1（D/t=67）について、従来法および提案法の曲率比分布図を、それぞれ図-4.9(a)および図-4.9(b)に示す。両者とも降伏軸力に対して最大で0.7の圧縮軸力が発生しており、その際の提案法の最大曲げ耐力は、従来法の全塑性モーメントの61%まで低減してしまう。そのため、提案法では地中部の-3m付近で限界曲率を超える結果となった。そこで、1mm板厚を増やした計算を行ったところ、限界曲率を大幅に下回る結果となった（図-4.9(c)参照）。

径厚比が小さなCase-O2（D/t=50）についても、従来法と同じ諸元では限界曲率を超えたため、2mm板厚を増やして限界曲率を下回る結果を得た（図-4.10参照）。

Case-O1およびCase-O2で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.7に示す。押込杭は圧縮軸力が働くため、岸田式による径厚比に応じた軸圧縮応力の低減に加えて、軸力による耐力低減の影響（図-2.7参照）が従来法より大きいため、径厚比が小さくても提案法では、要求性能を満たすために従来法より板厚を増やす必要があった。

表-4.6 解析ケースと控え組杭（押込杭）の諸元

	控え組杭 諸元	径厚比 D/t	最大加速度 (m/s <sup>2</sup> )
Case-O1	φ600t9 (SKK400)	67	2.5
Case-O2	φ600t12 (SKK400)	50	3.1

表-4.7 控え組杭（押込杭）の解析パラメータ

(a) Case-O1

従来法

外径, 板厚	mm	φ600t9
径厚比	-	67
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	235
全塑性モーメント	kN·m/m	2.46×10 <sup>2</sup>
曲率φ <sub>p</sub> <sup>*</sup>	1/m	0.00491

提案法

	<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm φ600t9	φ600t10
径厚比	-	67 60
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	221 223
最大曲げ耐力	kN·m/m	2.32×10 <sup>2</sup> 2.59×10 <sup>2</sup>
有効部材長l	m	11.3 11.6
細長比l/r	-	54.0 55.5
軸力依存のべき数n	-	0.98 0.98
塑性率μ	-	2.10 2.24
曲率φ <sub>u</sub> <sup>*</sup>	1/m	0.00751 0.00811

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値

(b) Case-O2

従来法

外径, 板厚	mm	φ600t12
径厚比	-	50
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	235
全塑性モーメント	kN·m/m	3.25×10 <sup>2</sup>
曲率φ <sub>p</sub> <sup>*</sup>	1/m	0.00494

提案法

	<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm φ600t12	φ600t14
径厚比	-	50 43
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	227 232
最大曲げ耐力	kN·m/m	3.15×10 <sup>2</sup> 3.71×10 <sup>2</sup>
有効部材長l	m	12.1 12.5
細長比l/r	-	58.1 60.5
軸力依存のべき数n	-	0.98 0.99
塑性率μ	-	2.47 2.62
曲率φ <sub>u</sub> <sup>*</sup>	1/m	0.00909 0.00982

\*軸力ゼロ時 \*\*低減後の値



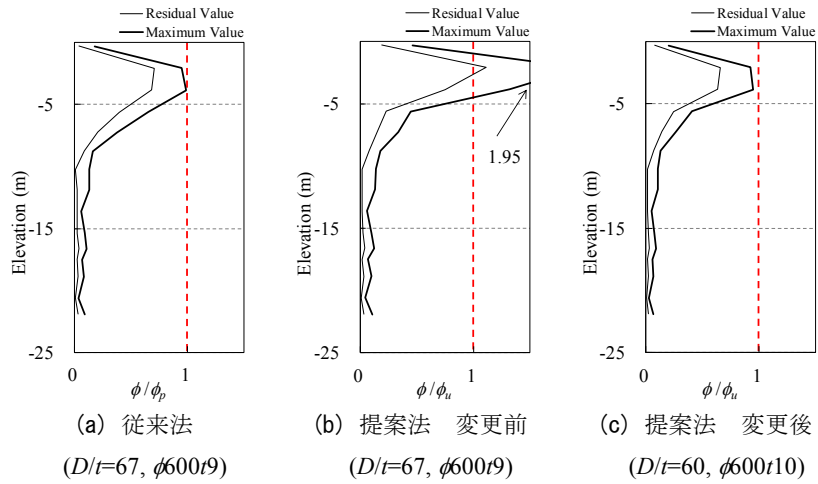


図-4.9 控え組杭（押込杭）の曲率比分布図（Case-O1），

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

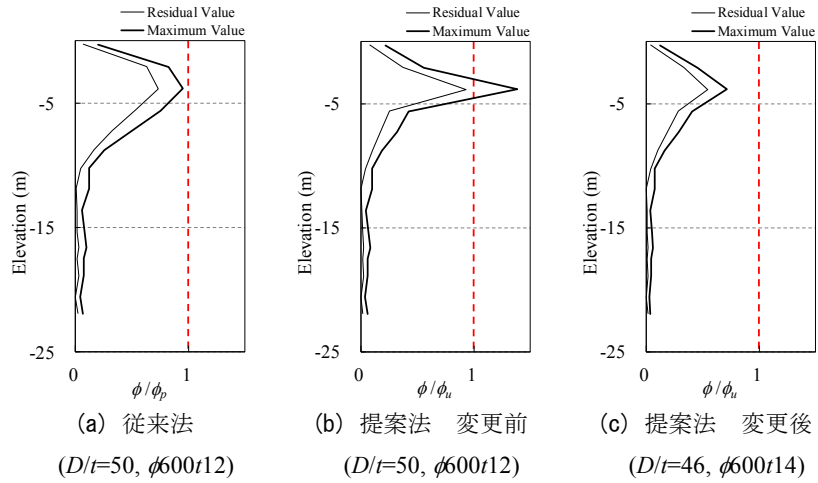


図-4.10 控え組杭（押込杭）の曲率比分布図（Case-O2），

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

(4) 控え組杭（引抜杭）

控え組杭の引抜杭の検討は、直径 700mm 板厚 9mm の Case-I1 と、板厚を 11mm とした Case-I2 を対象とした。なお、鋼管矢板壁は Case-W1 の初期断面 ( $\phi 900t10$ ) と、押込杭は Case-O1 の初期断面 ( $\phi 600t9$ ) である。表-4.8 に解析ケースの控え組杭の諸元および入力地震動の最大加速度を示す。

Case-I1 ( $D/t=78$ ) について、従来法および提案法の曲率比分布図を、それぞれ図-4.11(a) および図-4.11(b) に示す。両者とも降伏軸力に対して最大で 0.75 程度の引張軸力が発生しており、その際の提案法の最大曲げ耐力は、従来法の全塑性モーメントと概ね同等の値となる。一方、限界曲率に関して提案法は、引張軸力が増加するほど大きくなる設定としているため、従来法にくらべ約 12 倍大きな値となった。そのため、提案法は限界曲率に対して余裕のある結果となった。そこで、板厚を減少させた検討を行ったところ 2mm 減（径厚比 100）まで限界曲率を下回る結果となった（図-4.11(c) 参照）。

径厚比が小さな Case-I2 ( $D/t=64$ ) についても、提案法では 2mm 板厚を減らした計算でも、限界曲率を下回った（図-4.12 参照）。Case-I1, Case-I2 で用いた鋼管杭の解析定数を表-4.9 に示す。

引抜杭は大きな引張軸力が働くため、従来法と提案法の曲げ耐力の差はほとんど生じない。また、提案法の方が、軸力が引張であるため限界曲率が大きくなり（図-2.8 参照）、従来法より板厚を減らしても要求性能を満たすことができた。

表-4.8 解析ケースと控え組杭（引抜杭）の諸元

	控え組杭 諸元	径厚比 $D/t$	最大加速度 ( $m/s^2$ )
Case-I1	$\phi 700t9$ (SKK400)	78	3.6
Case-I2	$\phi 700t11$ (SKK400)	64	5.4

表-4.9 控え組杭（引抜杭）の解析定数

(a) Case-I1

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 700t9$
径厚比	-	78
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	235
全塑性モーメント	kN·m/m	$3.37 \times 10^2$
曲率 $\phi_p^*$	1/m	0.00420

提案法

	<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 700t9$ $\phi 700t7$
径厚比	-	78   100
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	218   215
最大曲げ耐力	kN·m/m	$3.13 \times 10^2$ $2.41 \times 10^2$
有効部材長 $l$	m	8.93   8.41
細長比 $l/r$	-	36.6   34.3
軸力依存のべき数 $n$	-	1.16   1.16
塑性率 $\mu$	-	2.24   1.60
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00679   0.00478

(b) Case-I2

従来法

外径, 板厚	mm	$\phi 700t11$
径厚比	-	64
降伏応力	N/mm <sup>2</sup>	235
全塑性モーメント	kN·m/m	$4.09 \times 10^2$
曲率 $\phi_p^*$	1/m	0.00422

提案法

	<変更前>	<変更後>
外径, 板厚	mm	$\phi 700t11$ $\phi 700t9$
径厚比	-	64   78
降伏応力**	N/mm <sup>2</sup>	222   218
最大曲げ耐力	kN·m/m	$3.87 \times 10^2$ $3.13 \times 10^2$
有効部材長 $l$	m	9.37   8.93
細長比 $l/r$	-	38.5   36.6
軸力依存のべき数 $n$	-	1.16   1.16
塑性率 $\mu$	-	2.82   2.24
曲率 $\phi_u^*$	1/m	0.00867   0.00679

\*軸力ゼロ時   \*\*低減後の値

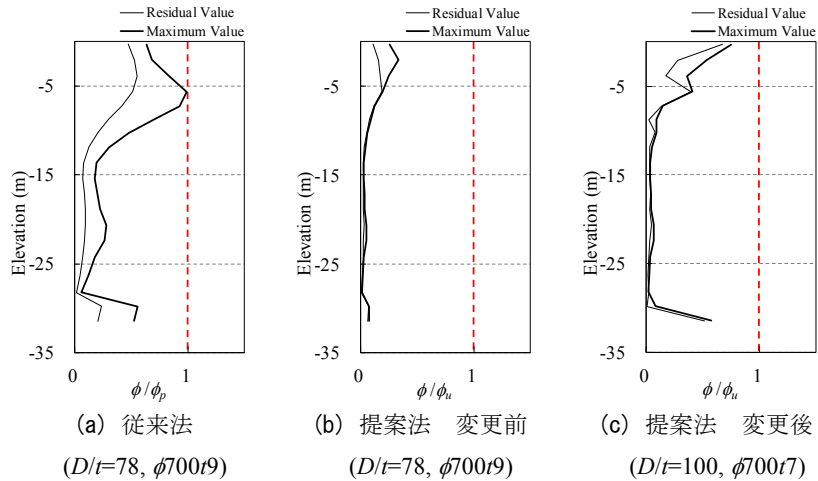


図-4.11 控え組杭（引抜杭）の曲率比分布図（Case-11），

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

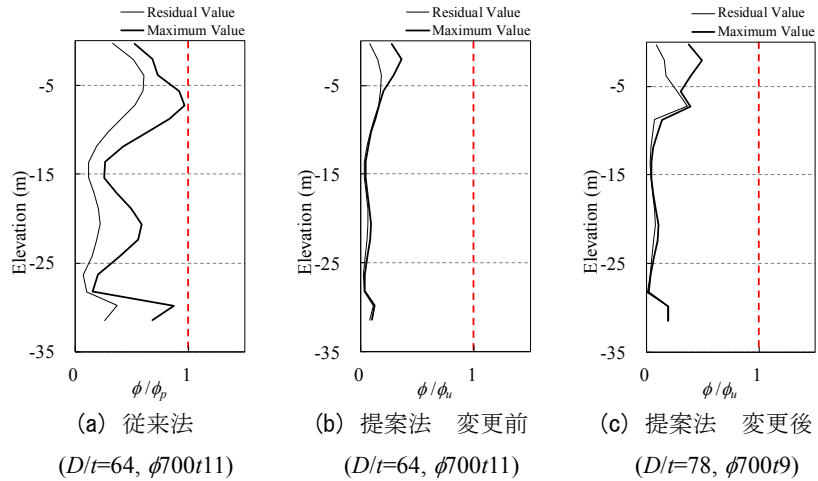


図-4.12 控え組杭（引抜杭）の曲率比分布図（Case-12），

縦軸：標高，横軸：曲率比，細線：残留値，太線：最大値，破線：限界曲率相当（要求性能判定基準）

## 5. 結論

本研究は、径厚比を考慮した鋼管部材のモデル化法を各種港湾施設へ適用するため、直杭式横棧橋、鋼管矢板壁、矢板控え直杭および矢板控え組杭の計4種類の鋼管部材を対象に、鋼管部材毎に荷重・境界条件に合わせて最大曲げ耐力および限界曲率の算定式を構築した。また、二次元地震応答解析を実施し、提案法が耐震性能照査に与える影響を評価した。得られた主な知見を以下にまとめる。なお、耐震性能照査における比較の際、従来法で耐震性能を満たした板厚および降伏応力に対して、提案法で耐震性能を満たすために板厚または降伏応力が増加した場合を“厳しい”，変わらない場合を“同等”，減少した場合を“余裕”と表現する。

① 軸力が働かない鋼管矢板壁および矢板控え直杭に適

用するために塑性率の算定式を構築した。細長比の影響を無視することができたため、最大曲げ耐力および限界曲率の算定式を簡略化できた。また、矢板控え組杭に適用するために、棧橋の最大曲げ耐力および塑性率の算定式について、細長比に掛かる係数を見直すことで算定式を構築した。

- ② 2つの水深の直杭式横棧橋を対象とした検討では、大径厚比（ $D/t=100$ ）の場合、提案法では同等、または、厳しい結果を得た。径厚比が小さい $D/t=67$ 程度の場合、提案法では余裕の結果を得た。提案法で同等となった条件においても、クレーン荷重が加わると、余裕は同等に、同等は厳しく変わった。
- ③ 鋼管矢板壁および矢板控え直杭を対象とした検討では、径厚比が大きい $D/t=90$ 程度では厳しい、径厚比が小さい $D/t=50$ になると余裕の結果を得た。

- ④ 矢板控え組杭を対象とした検討では、押込み杭の場合、大きな圧縮軸力が作用するため径厚比が小さい $D/t=50$ および67のケースにおいても厳しい結果を得た。一方、引抜杭の場合、引張軸力が作用するため、 $D/t=64$ および78のケースで余裕の結果を得た。

提案法は径厚比の違いによる耐力・変形特性を精緻に評価できるように構築したもので、最大曲げ耐力は全塑性モーメントと比べて小さく、限界曲率は全塑性モーメント相当の曲率より大きくなる。圧縮軸力が大きく、大径厚比の場合、最大曲げ耐力と全塑性モーメントの乖離は大きくなり、特に軸力比0.3~0.5で顕著である。一方、引張軸力が作用する場合は局部座屈が発生しにくいため、最大曲げ耐力と全塑性モーメントの乖離は小さく、限界曲率は従来法に比べ大きくなる。耐震性能照査における提案法の影響として、以下の傾向が見られた。

- ①地中部におけるヒンジ発生が課題となる栈橋の場合、従来法で設定した断面について、提案法では径厚比が大きくても必ずしも厳しい結果とはならず、一方、径厚比が小さいと余裕の結果となった。これは、地中部のヒンジ発生に寄与する地盤の流動変位は、鋼管杭の存在によって変わらないため、限界曲率が大きい提案法で余裕が出やすくなったと考えられる。
- ②鋼管矢板壁および矢板控え直杭は、1箇所でもバイリニアモデルの折れ点を超えると、曲率が急増して限界曲率を超えやすい傾向にある。そのため、板厚1mmの違いで発生する最大曲率が大きく異なる。従来法で設定した断面について、提案法では径厚比が大きい場合は厳しい、小さい場合は余裕の結果となった。
- ③矢板控え組杭は軸力の影響が強く、従来法と比べて、押込み杭で厳しい、引抜杭では余裕の結果となった。

(2017年8月10日受付)

## 謝辞

本研究の実施にあたって、国土技術政策総合研究所の宮田正史室長、竹信正寛主任研究官に多大なるご支援、ご助言をいただきました。また、本研究は、港湾空港技術研究所と鋼管杭・鋼矢板技術協会との平成28年度共同研究「港湾構造物における耐震設計手法の研究」、平成29年度共同研究「鋼管杭・鋼管矢板に関する耐震設計手法の研究」として実施した。関係各位に対して、ここに記して心からの謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 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年。
- 2) 津田恵吾，松井千秋：一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集，第505号，pp.131-138，1998年。
- 3) 大矢陽介，塩崎禎郎，小濱英司，川端雄一郎：耐震性能照査における鋼管部材のモデル化法の提案，港湾空港技術研究所報告，第56巻，第2号，2017年。
- 4) ADINA R&D, Inc. : ADINA Theory and Modelling Guide, 2012.
- 5) 塩崎禎郎：引張強度570N/mm<sup>2</sup>級スパイラル鋼管の正負交番載荷実験と数値解析，土木学会第71回年次学術講演会講演概要集，第I部門，pp.583-584，2016年。
- 6) 塩崎禎郎，大矢陽介，小濱英司，川端雄一郎：局部座屈を考慮した鋼管杭のM-φ関係について，第42回海洋開発シンポジウム講演集，2017年。
- 7) 岸田英明，高野昭信：鋼管杭の座屈と端部補強，日本建築学会論文報告集，No.213，pp.29-38，1973年。
- 8) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，丸善出版，212pp.，2011年。
- 9) 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究，(その3)，運輸技術研究所報告，Vol.12，No.2，1962年。
- 10) 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.
- 11) 栗原直範，長尾毅：直杭式栈橋の動的特性を考慮した照査用震度の算出方法に関する基礎的研究，国土技術政策総合研究所資料，No.591，2010年。
- 12) 長尾毅，岩田直樹，藤村公宜，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用震度の設定手法，国土技術政策総合研究所資料，No.310，2006年。

## 記号表

$a$	塑性率パラメータ	$\phi$	内部摩擦角
$b$	塑性率パラメータ	$\phi_p$	全塑性モーメントに対応する曲率（ただし、 $M-\phi$ 関係は全塑性モーメントを折れ点とするバイリニアモデル使用時）
$d$	鋼管下端から高さ0.5m位置の水平変位	$\phi_u$	限界曲率
$D$	直径	$\phi_y$	降伏モーメントに対応する曲率（降伏曲率）
$D/t$	径厚比	$\phi'_y$	軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏モーメントに対応する曲率
$EI$	曲げ剛性	$\sigma_{ma}'$	基準平均有効応力
$G_{ma}$	基準初期せん断剛性	$\sigma_y$	降伏応力
$h$	平均曲率算定区間の距離	$\sigma'_y$	軸圧縮方向の降伏応力
$h_{max}$	履歴減衰上限値		
$K_{ma}$	基準体積弾性係数		
$l$	有効部材長		
$l$	円形保持での鋼管長さ		
$l'$	円形非保持での鋼管の長さ		
$l/r$	細長比		
$M$	曲げモーメント		
$m_G$	拘束圧依存係数（せん断剛性）		
$m_K$	拘束圧依存係数（体積弾性係数）		
$M_{max}$	最大曲げ耐力		
$M_p$	全塑性モーメント		
$M_{p0}$	軸力ゼロ時の全塑性モーメント		
$M_{p0}'$	軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した軸力ゼロ時の全塑性モーメント		
$n$	べき数（軸力依存性）		
$n$	間隙率		
$N$	軸力		
$N_y$	降伏軸力		
$N_{yc}$	降伏軸力（圧縮軸力）		
$N_{yc}'$	軸圧縮方向の降伏応力低減を考慮した降伏軸力		
$N_{yt}$	降伏軸力（引張軸力）		
$r$	断面二次半径		
$t$	板厚		
$V$	鉛直荷重		
$Z$	断面係数		
$Z_p$	全塑性断面係数		
$\alpha$	$M-N$ 曲面パラメータ		
$\beta$	$M-N$ 曲面パラメータ		
$\beta$	杭の特性値（仮想固定点算出用）		
$\gamma$	降伏応力に関する補正係数		
$\Delta$	水平変位（円形保持）		
$\Delta'$	水平変位（円形非保持）		
$\theta$	鋼管変形時の断面の傾き		
$\mu$	塑性率		
$\phi$	曲率		
$\phi$	直径		

港湾空港技術研究所資料 No.1338

2017. 12

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2017) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています