

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1425 March 2025

栈橋の骨組解析における新たな杭-地盤系のモデル化手法の提案

嘉数 浩靖, 松村 聡, 水谷 崇亮

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. はじめに	4
1.1 栈橋における杭の横抵抗に関する課題	4
1.2 水平地盤に設置された単杭の横抵抗の推定方法	4
1.3 斜面に設置された杭の横抵抗の推定方法	5
1.4 現行の栈橋の設計法	6
1.5 本研究の目的	7
2. 幅20mを超える栈橋への現行の設計法の適用性	7
2.1 検討概要	7
2.2 検討ケース	7
2.3 計算方法	7
2.4 検討結果	10
2.5 結論と課題の抽出	16
3. 斜面に設置された鉛直単杭の既往実験結果の再整理	16
3.1 検討概要	16
3.2 鈴木らの実験結果の再整理方法	16
3.3 鈴木らの実験の再整理結果	18
4. 港研方式とチャンの方法で推定される杭の挙動の相違	18
4.1 検討概要	18
4.2 検討方法	19
4.3 検討結果	19
4.4 チャンの方法の適用性	22
5. 栈橋の骨組解析の新たなモデル化手法の提案	22
5.1 提案法のモデル化方法	22
5.2 提案法の検証	24
6. おわりに	29
謝辞	29
参考文献	29
付録A	30

Proposal of a new modeling method of pile-soil system in frame analysis for pile-supported wharves

Hiroyasu KASU*

Satoshi MATSUMURA**

Takaaki MIZUTANI***

Synopsis

The calculation of variable state for pile-supported wharves is commonly performed by flame analysis modeling superstructure and steel pipe pile as beam elements. A rubble foundation is often constructed on the ground to be tilted. When estimating the behavior of the piles installed on the slope, it is desirable to apply the method proposed by Suzuki et al. (1966), which corrects the lateral resistance constant according to the slope angle of the surface (referred to as Suzuki's method). However, current technical standards adopt a method of calculating by modeling ground springs below an intermediate elevation between the actual surface and the design water depth used as a virtual ground surface (referred to as the existing method). Although the existing method is confirmed to derive a more conservative design alternative than Suzuki's method, it is limited to verification for a pile-supported wharves with widths less than 20m, and its applicability for pile-supported wharves that are wider than 20m is unknown. Also, there is a challenge of not directly considering the influence of slope of ground surface on the pile behavior.

Therefore, in this study, the 2 dimensional flame analysis was performed for eight pile-supported wharfs with different widths and slope angles using the existing method and Suzuki's method, and the bending moments of the pile heads calculated were compared. Results indicated that even for pile-supported wharves wider than 20m, the existing method is more conservative for design than Suzuki's method. However, it was found that the existing method tends to overestimate the bending moment, particularly for seaward piles. Hence, a new modeling technique of the pile-ground system in the frame analysis was proposed by incorporating Suzuki's and the existing methods. The new method proposes modeling using Chang's method for its simplicity, while correcting the soil reaction coefficient in the slope of the ground like Suzuki's method. By performing calculations using the proposed method, it was demonstrated that the results come close to those obtained by Suzuki's method, and that there is a possibility of obtaining an economical design section for a pile-supported wharf.

Key Words: pile-supported wharve, Pile, Flame analysis, Chang's method, PHRI method

* Research trainee, Foundations Group, Geotechnical Engineering Department (Pacific Consultants, Co., Ltd.)

** Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Department

*** Research Coordinator for Advanced Port Technology, Port and Harbor Department, National Institute for land and Infrastructure Management

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5057 Fax : +81-46-841-0618 e-mail:matsumura-s@p.mpat.go.jp

栈橋の骨組解析における新たな杭-地盤系のモデル化手法の提案

嘉数 浩靖*・松村 聡**・水谷 崇亮***

要 旨

栈橋の変動状態の計算は、上部工及び鋼管杭を梁要素として骨組解析により行われることが一般的である。表層には基礎捨石が設置されることが多く、地表面は斜面となる。斜面に設置された杭の挙動の推定においては、鈴木ら(1966)によって提案されている地表面の傾斜角に応じて横抵抗係数を補正する方法(鈴木らの方法)を適用することが望ましい。一方で現在の技術基準では、実斜面と設計水深の中間の標高を仮想地表面とし、仮想地表面以深に地盤ばねをモデル化する方法で計算を行う方法(現行法)を採用している。現行法は、鈴木らの方法よりも安全側の設計となることが確認されているが、栈橋幅20m以下の栈橋に対する検証に限定されており、栈橋幅が20mを超える栈橋への適用性は不明である。また、地盤の斜面部の杭の挙動に与える影響を直接考慮することができていないという課題がある。

そこで、本研究では、現行法と鈴木らの方法の二つの方法で、栈橋幅や斜面勾配が異なる8ケースの栈橋の断面に対して骨組解析を実施し、算定される杭頭曲げモーメントを比較した。その結果、栈橋幅が20mを超える栈橋に対しても現行法のほうが鈴木らの方法よりも安全側の設計となることが確認された。ただし、現行法で計算した場合、特に海側の杭において、曲げモーメントを過大評価していることがわかった。そこで、鈴木らの方法と現行法を組み合わせた新たな骨組解析の杭-地盤系のモデル化手法を提案した。提案法は、簡便性を考慮してチャンの方法でモデル化することとし、斜面部においては鈴木らの方法と同様に地表面の傾斜角に応じて地盤のバネ定数を補正することとした。提案法により栈橋の計算を行うことで、鈴木らの方法で得られる各杭の挙動の計算結果に対して、現行法よりも提案法のほうが近い値となること、さらに現行法よりも経済的な栈橋の設計断面となる可能性があることが示された。

キーワード：栈橋，杭，骨組解析，チャンの方法，港研方式

* 地盤研究領域 基礎工研究グループ 依頼研修員 (パシフィックコンサルタンツ株式会社)

** 地盤研究領域 基礎工研究グループ長

*** 国土技術政策総合研究所 港湾・沿岸海洋研究部 港湾新技術研究官

〒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：046-844-5057 Fax：046-844-0618 e-mail:matsumura-s@p.mpat.go.jp

1. はじめに

1.1 栈橋における杭の横抵抗に関する課題

栈橋は、係留施設の代表的な構造形式の一つであり、構造体は主に鋼管杭と上部工から成る。一般的な栈橋の構造図を図-1.1 に示す。栈橋は背後に土留め構造を有し、斜面部は捨石により形成されていることが多い。

栈橋の変動状態の設計においては、船舶の牽引力及び接岸力、レベル1地震動、載荷重（荷役作業時の載荷重を含む）等の主たる作用を考慮する必要がある。性能照査の方法としては、上部工及び鋼管杭を梁要素としてモデル化し、それぞれの設計状態で各部材に作用する外力をモデルに与え、骨組解析により杭の応力及び支持力の照査を行う。

栈橋構造の特徴として、上部工を支持する杭が水平地盤ではなく斜面部に設置されていることが挙げられる。2018年（平成30年）に改訂された港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾（以下、H30技術基準）では、軸直角方向力を受ける杭の横抵抗の計算方法として、チャンの方法と港研方式の二つの方法が記載されているが、これらの方法は元々、地表面が水平な地盤に設置された鉛直杭に対する方法である。栈橋の場合は杭が斜面部分に設置されるため、地表面が斜面の地盤に設置された杭が水平力を受けた場合の横抵抗問題を考える必要がある。本稿では、栈橋に用いられる斜面部に設置された杭の横抵抗について、H30技術基準の考え方及び課題を整理・検討し、新たな設計方法を提案する。

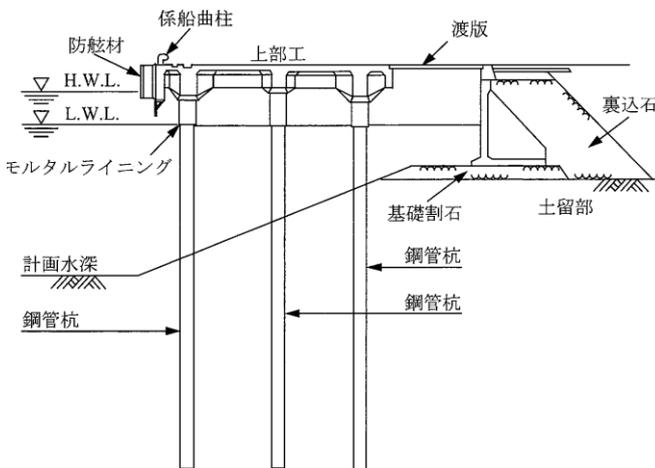


図-1.1 一般的な栈橋の構造¹⁾

1.2 水平地盤に設置された単杭の横抵抗の推定方法

H30技術基準に記載されている軸直角方向力を受ける杭の横抵抗の計算方法として、チャンの方法と港研方式²⁾について以下で説明する。どちらの方法も杭を弾性床上の梁として解析する方法であり、弾性床上の梁の挙動を表す基本式は式(1-1)に示すとおりである。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB \quad (1-1)$$

ここで、 EI ：杭の曲げ剛性（ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$ ）、 x ：地表面からの深さ（ m ）、 y ：深さ x における杭の変位（ m ）、 P ：深さ x における杭の単位長さあたりの地盤反力（ kN/m ）、 $p=P/B$ ：深さ x における杭の単位面積あたりの地盤反力（ kN/m^2 ）、 B ：杭幅（ m ）である。

上記の式において、地盤反力 p は地盤が圧縮された場合に地盤が発揮する反力である。地盤の圧縮量と発揮される地盤反力の関係を線形として定式化したのが、チャンの方法であり、非線形としているのが港研方式である。チャンの方法及び港研方式における杭の単位面積あたりの地盤反力 p を表す式をそれぞれ式(1-2)、式(1-3)に示す。

$$p = \frac{E_s}{B} y = k_{CH} y \quad (1-2)$$

$$p = k x^m y^{0.5} \quad (1-3)$$

ここで、 E_s ：地盤の弾性係数（ kN/m^2 ）、 k_{CH} ：横方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）、 k ：地盤の横抵抗係数（ $\text{kN/m}^{2.5}$ または $\text{kN/m}^{3.5}$ ）、 m ：地盤特性に応じて1または0をとる変数である。

チャンの方法は、 E_s が深さによらず一定と仮定しており、式(1-1)に示した方程式を解析的に解くことができ、杭の挙動を示す変位や断面力を得ることができる。そのため、栈橋設計の実務では簡便な方法として採用されることが多い。一方で、杭の載荷試験等の結果によると、地盤反力は杭の変位に対して線形とはならず非線形挙動を示すことが分かっており、式(1-3)で示した港研方式のほうが杭の実挙動の推定精度は高い。しかしながら、港研方式では式(1-1)を解析的に解くことができないため、計算負荷が高く栈橋設計の実務では通常は使用されない。

チャンの方法及び港研方式による杭の挙動の推定方法は、いずれも水平地盤の鉛直杭（単杭）に対して提案された方法である。栈橋の杭のように地表面が斜面とな

っている地盤に設置された杭の挙動の推定には、上記の方法を直接適用することはできない。そこで、斜面に設置された杭の挙動の推定方法として、次で説明する方法が提案されている。

1.3 斜面に設置された杭の挙動の推定方法

鈴木ら³⁾は、地表面が斜面の地盤に設置された鉛直杭の軸直角方向力に対する杭の挙動の推定方法を提案している。鈴木らは斜面に設置された杭について、表-1.1に示す実験条件で地表面の傾斜角を複数変えて杭の載荷試験を行った。実験のイメージ図を図-1.2に示す。また、地表面の傾斜角の正負の定義は、図-1.3に示すとおりで、水平面に対して θ が正の場合が斜面の上方(山側)に向かって押す載荷(以下、山側載荷)、 θ が負の場合が斜面の下方(谷側)に向かって押す載荷(以下、谷側載荷)である。水平地盤($\theta=0^\circ$)のケースを基準にその他の各ケースと実験結果を比較した。山側載荷の場合、杭頭に同一荷重が作用した際の杭のたわみ量は小さくなり、一方で、谷側載荷の場合はたわみ量が大きくなった。また、その傾向は地表面の傾斜角が大きくなるほど顕著になることがわかった。つまり、山側載荷の場合は、見かけの地盤反力が大きくなり、谷側載荷の場合は、見かけの地盤反力が小さくなる。

そこで、鈴木らは港研方式において、地盤の横抵抗係数 k に対し式(1-4)に示すように地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比を乗ずることで斜面に設置された杭の挙動を推定することを提案している。地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比は図-1.4に示すとおりである。

$$\text{斜面部} : p = \frac{k'}{k_0} ky^{0.5} \quad (1-4)$$

なお、谷側載荷の場合においては、地盤表面の崩れにより地盤反力がほとんど発揮されない範囲があることが確認されている。このことを考慮するために、地表面の傾斜角に応じて地表面の仮想低下量 Δh 分だけ計算上の自由長を長く想定することもあわせて提案されている(図-1.5参照)。この詳細については第2章で説明する。この方法は、港研方式を基準として提案された方法であるため、そのまま設計実務に導入するには、計算負荷が大きいことが課題である。

表-1.1 鈴木らの実験条件³⁾

ケース	地表面の傾斜角 (°)	EI (kgf・cm ²)	自由長 h (cm)
case1	0.0	2.49×10^6	35
case2	-10.0	2.49×10^6	45
case3	-20.0	2.49×10^6	45
case4	-30.0	2.49×10^6	45
case5	9.0	2.49×10^6	45
case6	22.0	2.49×10^6	43
case7	30.0	2.49×10^6	45

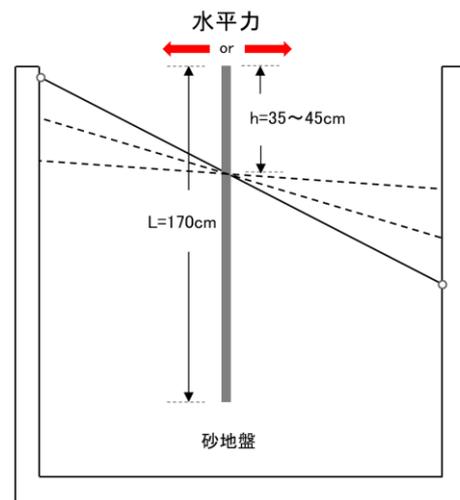


図-1.2 鈴木らの実験イメージ³⁾

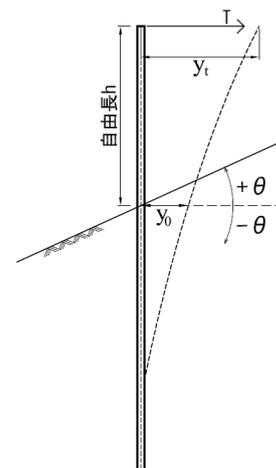


図-1.3 地表面の傾斜角の正負の定義

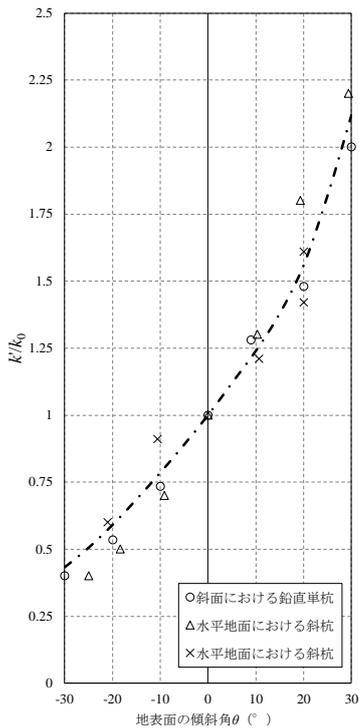


図-1.4 横抵抗係数比³⁾

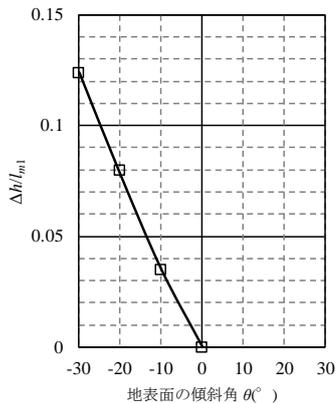


図-1.5 地表面の仮想低下量³⁾

1.4 現行の栈橋の設計法

栈橋杭は、斜面上に設置されるため、杭の実挙動を精度よく推定するために本文の 1.3 で述べた鈴木らによって提案された方法により港研方式に基づいて計算されることが望ましい。しかしながら、繰り返し述べているとおり港研方式は計算負荷が大きいので、H30 技術基準にはこれに替わる簡便な方法として次のような計算方法が記載されている。

鋼管杭及び上部工を梁要素として骨組でモデル化し、上部工に各設計状態に応じた水平力を作用させる。このとき地盤ばねは、計算負荷が大きい港研方式ではなくチ

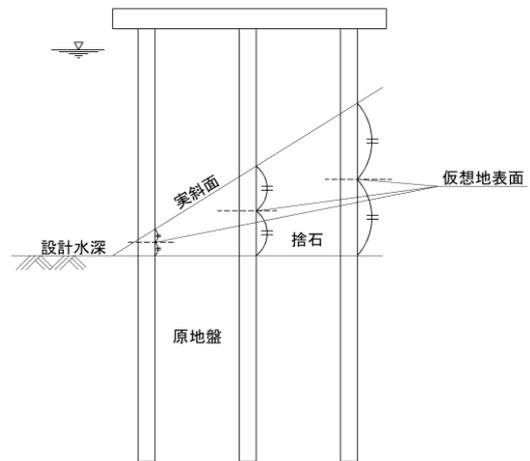


図-1.6 仮想地表面

ャンの方法に基づきモデル化を行う。 $k_{CH}=1500N$ (N : 標準貫入試験の N 値) とし、 荷重方向 (山側荷重・谷側荷重) によらず同じ k_{CH} を使用する。 さらに、骨組解析における地盤ばねは、 図-1.6 に示すように実斜面の標高と設計水深の中間の標高を仮想地表面として、 仮想地表面以深に地盤ばねを設定する。 この方法は、 チャンの方法でモデル化を行い、 かつ、 荷重方向によってモデルを区別する必要がないため計算は簡便である。

この現行の栈橋の設計法については、 港湾構造物設計基準⁴⁾ (以下、 S42 技術基準) において、 以下のような検討により妥当性の検証がなされている。

断面 1 列あたり 3 本もしくは 4 本、 斜面勾配が 20° もしくは 30°、 断面方向の杭間隔が 5m である栈橋の断面計 4 ケースを対象に、 鈴木らによって提案された方法 (以下、 方法 A) と現行の栈橋の設計法 (以下、 方法 B) の両方で計算し、 杭頭曲げモーメントが比較されている。 その結果を 図-1.7 に示す。 図より、 方法 B で算定される杭頭曲げモーメントが一部方法 A よりも小さくなる杭が存在するものの、 その差は 10% 弱にとどまっており、 栈橋全体の破壊荷重は安全側となることから、 方法 B で栈橋における杭の横抵抗の計算を行っても問題ないと結論づけられている。

このように方法 B の妥当性の検証は、 栈橋幅が 20m 以下の場合に限られている。 そのため、 栈橋幅が 20m を超え、 斜面部が長い場合においては、 方法 B で計算することの適用性は不明であるため、 方法 A により計算することが望ましいとされている (H30 技術基準参照)。

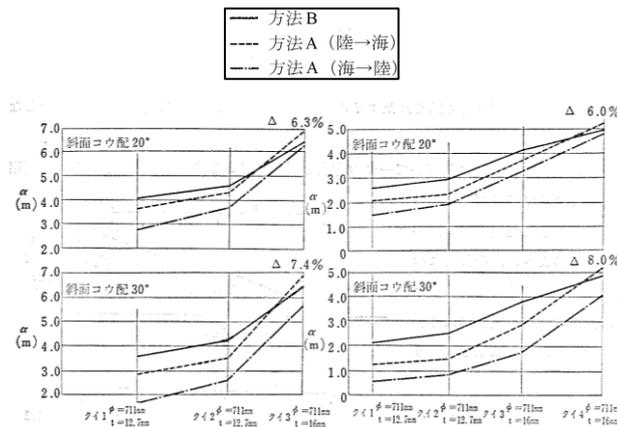


図-1.7 杭頭曲げモーメントの比較⁴⁾ (加筆修正)

表-2.1 解析ケース

解析ケース	設計水深	栈橋幅	捨石勾配	水平荷重	載荷方向
case1_1.5U	-12.5m	16.0m	1:1.5	200kN	海→陸
case1_1.5R			陸→海		
case1_2.0U			海→陸		
case1_2.0R			陸→海		
case2_1.5U	-12.5m	22.0m	1:1.5	200kN	海→陸
case2_1.5R			陸→海		
case2_2.0U			海→陸		
case2_2.0R			陸→海		
case3_1.5U	-14.0m	36.5m	1:1.5	400kN	海→陸
case3_1.5R			陸→海		
case3_2.0U			海→陸		
case3_2.0R			陸→海		
case4_1.5U	-14.0m	51.8m	1:1.5	400kN	海→陸
case4_1.5R			陸→海		
case4_2.0U			海→陸		
case4_2.0R			陸→海		

1.5 本研究の目的

近年係留施設の大型化が進み、栈橋の上部工幅が 20m を超過する施設が増加傾向にある。そこで、本稿では、栈橋幅が 20m を超える栈橋に対する方法 B の適用性を検証する (第 2 章)。また、より経済的な栈橋の設計に資することを目的として、栈橋の支持杭の新たなモデル化手法を検討した結果を述べる (第 3 章～第 5 章)。

2. 幅 20m を超える栈橋への現行の設計法の適用性

2.1 検討概要

本章では、幅 20m を超える栈橋の断面に対して、S42 技術基準で検討されているのと同様に方法 A と方法 B で計算した場合の各杭の挙動の違いを検討し、方法 B の適用を検討する。

2.2 検討ケース

表-2.1 に解析ケース、図-2.1 に検討断面を示す。栈橋の幅が異なる 4 つの断面を基本とし、斜面勾配を 1:1.5, 1:2.0 とした計 8 ケースの栈橋の断面に対して、骨組解析により栈橋の杭に発生する断面力の計算を行う。なお、解析においては、鉛直荷重は考慮せず、水平力のみを作用させ計算方法の違いによる発生モーメントの違いを確認することとする。

地盤構成は、case1～case4 すべて同様とし、原地盤を砂質土 (N 値=25)、表層の斜面部を基礎捨石とする。基礎捨石の地盤反力係数 k_{CH} は、 3500kN/m^3 とし¹⁾、N 値は、 $k_{CH}=1500N$ の関係から割り戻すことで、 $N=3500 \div 1500 \approx 2.33$ と設定した。

2.3 計算方法

杭及び上部工を梁要素とし、地盤反力を模擬した地盤ばねを設定し、上部工高さに水平力を載荷した場合の各杭に発生する曲げモーメントや変位量を骨組解析によって算定する。ここで、上部工は剛体で弾性係数 $E=2.5 \times 10^7 \times 10^3\text{kN/m}^2$ とし、鋼管杭は、杭の諸元に従って弾性梁要素として設定した。上部工への作用荷重は、case1,2 で 200kN /ラーメン、case3,4 で 400kN /ラーメンとした。 $k_{CH}=1500N$ の関係は、過去に実施された水平載荷試験に基づいて、決められている。この際、 k_{CH} は、杭の地表面変位が 1cm の時の k_{CH} で整理されている¹⁾。そこで、栈橋に作用させる水平力は、方法 B において、地表面変位が 1cm 前後になる荷重とした。その他の計算条件については、方法 A、方法 B によって異なるため以下で説明する。

(1) 方法 A

a) 地盤ばねの設定

鈴木ら³⁾に従い、水平地盤部の地盤反力を式(2-1)、斜面部の地盤反力を式(2-2)により表す。

$$p = k_c y^{0.5} \quad (2-1)$$

$$p = \frac{k'}{k_0} k_c y^{0.5} \quad (2-2)$$

ここで、 p : 杭の単位面積あたりの地盤反力 (kN/m^2)、 k_c : C 型地盤の杭の横抵抗係数 ($\text{kN/m}^2 \cdot \text{m}$)、 k'/k_0 : 地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比 (図-1.4 による) である。

なお、 k_c は、地盤の N 値との関係式¹⁾より算定することとし、 $k_c = 540N^{0.648}$ より求める。斜面部の地盤反力の式

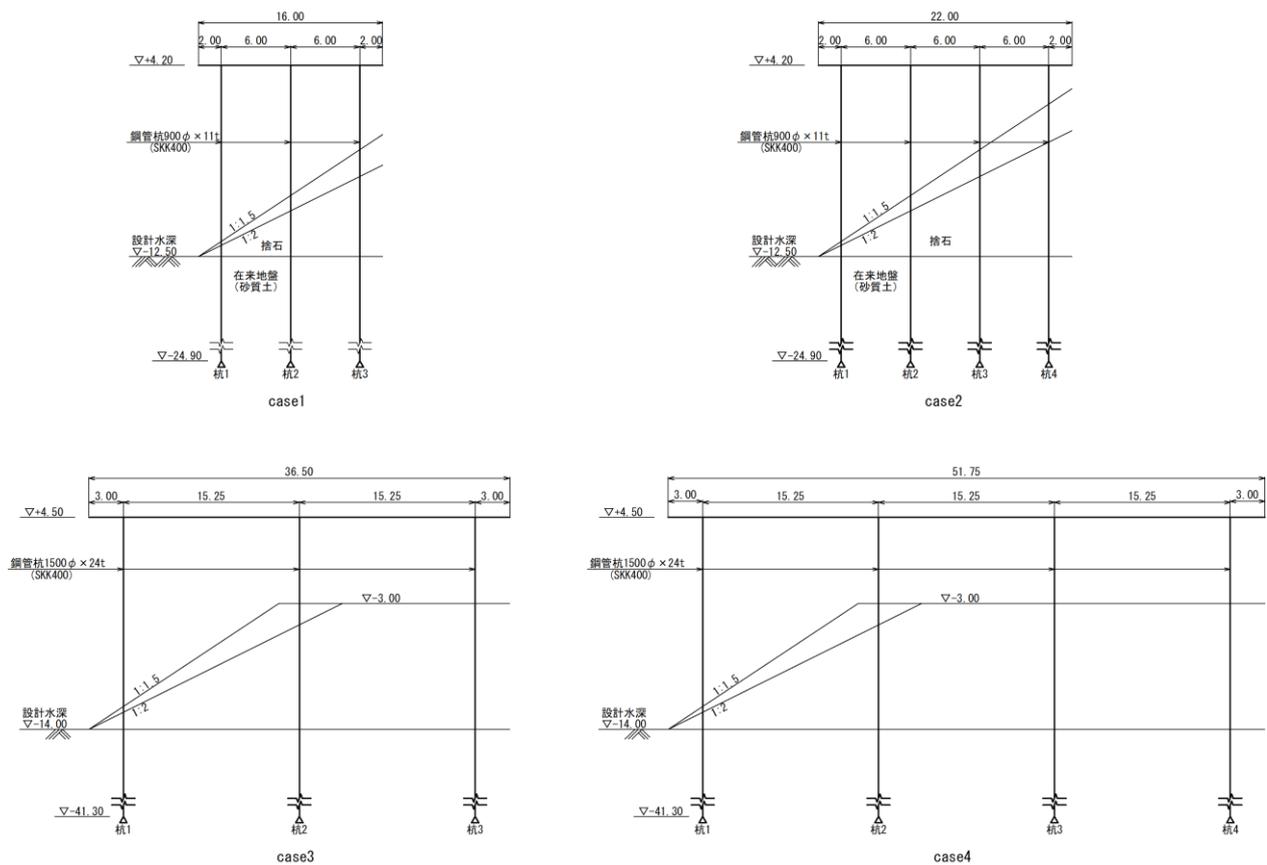


図-2.1 検討断面

(2-2)では、地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比 (k'/k_0) を乗じて、地盤ばねを補正する。地盤ばねの補正を行う斜面部（基礎捨石）の横抵抗係数を表-2.2 に示す。ただし、case3 及び case4 については、捨石の地表面が斜面を有する部分と水平部となっている部分が混在している。捨石の地表面が水平部となっている杭については、地盤ばねの補正は行わないこととした。case3 及び case4 の捨石勾配 1:1.5 のケースの杭 2 は、地表面は水平となっているが、斜面に近接している。海→陸方向の荷重の場合は、水平部に設置された杭として地盤ばねの補正は、行わないとし、一方で、陸→海方向の場合は、斜面の影響を受けると考え、地盤ばねの補正を行うこととした。case3 及び case4 の各杭の地盤ばねの補正の有無をまとめたものを表-2.3 に示す。また、原地盤は斜面の影響による見かけの地盤反力の増減はないと考えられるため、式(2-1)を使うこととし地盤ばねの補正は行わない。

なお、港研方式では、地盤の N 値が深さ方向に従って増加する S 型地盤と深さ方向によらず N 値が一定である C 型地盤によって地盤反力と変位の関係式を区別しているが、ここでは基礎捨石層及び砂質土層ともに C 型地盤を仮定している。

表-2.2 斜面部（基礎捨石）の横抵抗係数

斜面勾配	地表面の傾斜角 θ (°)	荷重方向	N値	k_c	k'/k_0	$\frac{k'}{k_0} \cdot k_c$
1:1.5	33.7	海→陸	2.33	934.2	2.12	1980.5
1:1.5	33.7	陸→海			0.42	392.4
1:2.0	26.6	海→陸			1.87	1747.0
1:2.0	26.6	陸→海			0.46	429.7

表-2.3 地盤ばねの補正の有無

荷重：海→陸方向					
case	捨石勾配	杭1	杭2	杭3	杭4
case3	1:1.5	補正あり	補正なし	補正なし	—
	1:2.0	補正あり	補正あり	補正なし	—
case4	1:1.5	補正あり	補正なし	補正なし	補正なし
	1:2.0	補正あり	補正あり	補正なし	補正なし
荷重：陸→海方向					
case	捨石勾配	杭1	杭2	杭3	杭4
case3	1:1.5	補正あり	補正あり	補正なし	—
	1:2.0	補正あり	補正あり	補正なし	—
case4	1:1.5	補正あり	補正あり	補正なし	補正なし
	1:2.0	補正あり	補正あり	補正なし	補正なし

b) 地表面（仮想地表面）の設定

鈴木ら³⁾によれば、谷側荷荷の場合は、地表面付近の地盤が崩れ、地盤反力をほとんど発揮しない範囲が存在する。一方、山側荷荷の場合は、そのようなことはみられなかった。そのため、水平力の荷荷方向によって地表面標高を変更することが提案されている。

荷荷方向が海→陸方向の場合は、杭は山側荷荷を受ける。この場合は、地表面は、実斜面標高どおりに設定することとし、実斜面標高以深に地盤ばねを設定する（図-2.2 参照）。

一方で、荷荷方向が陸→海方向の場合は、杭は谷側荷荷となる。この場合は、実斜面の標高から Δh 下がった標高を仮想地表面とし、その標高以深に地盤ばねを設定する（図-2.3 参照）。 Δh の値は、図-1.5 に示したように曲げモーメント第二ゼロ点の深さ l_{m1} との比率 ($\Delta h/l_{m1}$) として地表面の傾斜角に応じて整理されており、以下の手順により l_{m1} が収束するまで繰り返し計算を行う。

まず、実斜面の標高以深に地盤ばねを設定し、骨組解析を行い、各杭に発生しているモーメント分布の結果よ

り、 l_{m1} を読みとる。次に読みとった l_{m1} と地表面の傾斜角に応じて、 Δh を各杭で算定し、実斜面標高から Δh 下がった標高以深に地盤ばねを設置し、再度骨組解析を行う。 l_{m1} が収束するまで解析を行い、収束した時点での杭の挙動を整理する。

c) 地盤ばねの深さ方向の設置間隔について

本研究で使用した骨組解析プログラム (FLEMING) では、港研方式の地盤反力の $p=k_c \cdot y^{0.5}$ に対応するような非線形の地盤ばねを設定することができない。したがって、図-2.4 に示すように複数の折れ点を設定し、港研方式の地盤ばねを模擬する。杭の変位に相当する変位を y_4 とし、 y_1, y_2, y_3 の折れ点を、 $p=F(y)=k_c \cdot y^{0.5}$ の $y=0 \sim y_4$ までの積分値と折れ線による面積の合計 (①+②+③+④) の値が極力近い値となる $y_1 \sim y_3$ の値とする。当初から y_1, y_2, y_3 の3変数として、積分値に近い値を求めようとすると繰り返し計算が発生するため、ひとまず $y=0 \sim y_4$ の内分点 y_2 のみを求める。 y_2 の左側 (①+②) と右側 (③+④) で同様に内分点 y_1, y_3 を求める。なお、 y_4 は、杭の

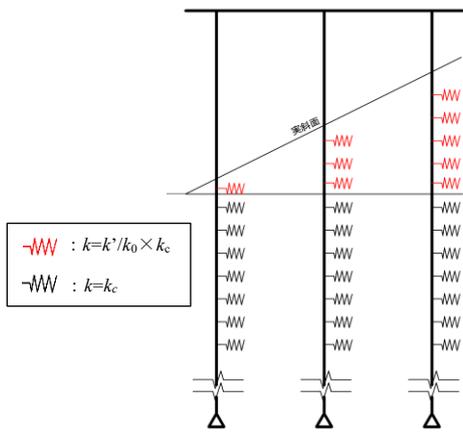


図-2.2 海→陸方向の解析モデル

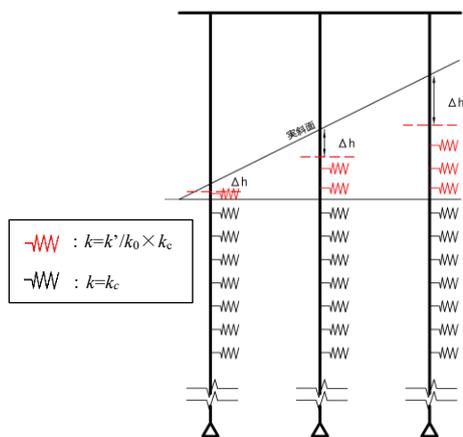


図-2.3 陸→海方向の解析モデル

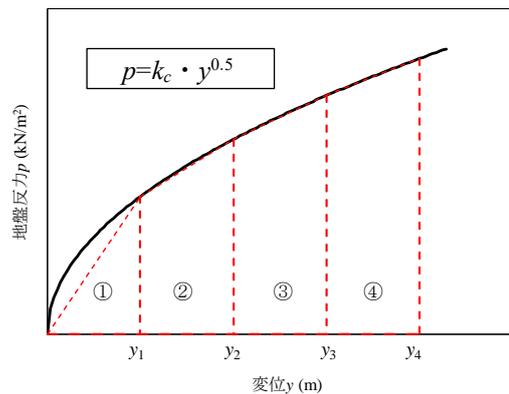


図-2.4 地盤ばねのモデル化

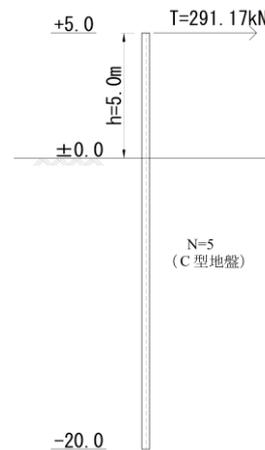


図-2.5 解析断面

表-2.4 計算結果（括弧内の数値は誤差を示す）

	単位	①H30技術基準の表からの読み取り	②骨組解析		
			ばね間隔1.0m	ばね間隔0.5m	ばね間隔0.1m
杭頭曲げモーメント M_t	kN・m	1247.7	1239.9 (0.63%)	1245.5 (0.17%)	1247.5 (0.02%)
地中部最大曲げモーメント M_{max}	kN・m	528.6	521.3 (1.39%)	528.2 (0.07%)	528.5 (0.02%)
杭頭変位 y_t	cm	2.252	2.222 (1.34%)	2.242 (0.42%)	2.250 (0.08%)
地表面変位 y_0	cm	1.000	0.984 (1.62%)	0.995 (0.47%)	1.000 (0.03%)
曲げモーメント第二ゼロ点の深さ l_{m1}	m	8.774	8.756 (0.20%)	8.769 (0.05%)	8.778 (0.04%)

変位よりも十分に大きい値から解析を行い、地盤ばねを設定している各点の杭の変位（地盤ばねの変位）と地盤ばねのモデルにおける y_d が一致するまで繰り返し計算を行う。

単杭の杭頭に水平载荷した場合の杭の挙動を①H30技術基準の表-3.4.7（C型地盤における頭部固定杭の基準曲線）からの読み取りによる計算、②骨組解析による計算の2つの方法で計算し、地盤ばねのモデル化の精度検証を行う。計算条件は図-2.5に示すような条件とし、杭径 $\phi=1000\text{mm}$ 、肉厚 $t=10\text{mm}$ の杭とした。なお、水平荷重は、上記二つの方法のうち、①H30技術基準の表からの読み取りによる計算で杭の地表面変位が 1cm となる荷重とした。骨組解析では地盤ばねの深さ方向の設置間隔が計算結果に影響すると考えられるため、設置間隔を 0.1m 、 0.5m 、 1.0m の3通りで計算した。計算結果を表-2.4に示す。基準曲線の表からの読み取りによる計算結果に対して、骨組解析の結果の方が、若干小さくなる傾向となるが、それほど大きな誤差は生じておらず、地盤ばねのモデル化に問題ないことが確認された。ばねの間隔は、 0.5m 程度にすることで曲げモーメントや変位が誤差 1% を下回り、十分な精度があると考えて本研究においては、港研方式で計算する際の骨組解析におけるばねの間隔を 0.5m とした。

(2) 方法 B

a) 地盤ばねの設定

チャンの方法に基づいてモデル化することとし、 k_{CH} は、式(2-3)に示すように $k_{CH}=1500N$ とする。また、 k_{CH} の推定に用いる地盤の N 値は、実斜面から $1/\beta$ の深さまでの範囲の地盤の平均的な N 値とする。 β は、式(2-4)により表される杭の特性値 (m^{-1}) である。

$$k_{CH}=1500N \quad (2-3)$$

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{Dk_{CH}}{4EI}} \quad (2-4)$$

ここで、 k_{CH} ：横方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 N ：地盤の $1/\beta$ 付近までの平均 N 値、 β ：杭の特性値 (m^{-1})、 D ：

杭の直径 (m)、 EI ：杭の曲げ剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}^2$) である。

捨石層の N 値と原地盤の砂層の N 値が異なるため、仮定した $1/\beta$ の深さと仮定した $1/\beta$ の深さにおける平均 N 値から式(2-3)及び式(2-4)で算定される $1/\beta$ の値が一致するまで繰り返し計算を行った。

b) 地表面（仮想地表面）の設定

载荷方向によらず実斜面標高と設計水深の中間の標高を仮想地表面とする。骨組解析のモデルには仮想地表面で深に地盤反力を模擬した地盤ばねを設定する。

2.4 検討結果

(1) 曲げモーメント分布図の比較

方法 A と方法 B により求めた各解析ケースの杭の曲げモーメント分布図を図-2.6～図-2.13に示す。捨石勾配が $1:1.5$ 及び $1:2.0$ のケースで同様な傾向を示していたため、代表して捨石勾配が $1:1.5$ のケースのみを図示している。杭頭曲げモーメント M_t 及び地中部最大曲げモーメント M_{max} とともに、方法 A で算定される曲げモーメントよりも方法 B で算定される曲げモーメントのほうが全ケースにおいて大きくなっている。

また、地中部最大曲げモーメント M_{max} が発生する位置については、方法 A で算定される位置よりも方法 B で算定される位置のほうが深くなっている。さらに曲げモーメントが地中部で 0 となる深さである曲げモーメント第二ゼロ点 l_{m1} についても、方法 B で算定されるほうが深いことがわかる。方法 A では杭の曲げ変形が比較的地表面に近い範囲で発生するのに対して、方法 B では方法 A よりも深い位置までの杭の曲げ変形が生じており、それに伴いより深い位置まで曲げモーメントが発生する傾向を示している。

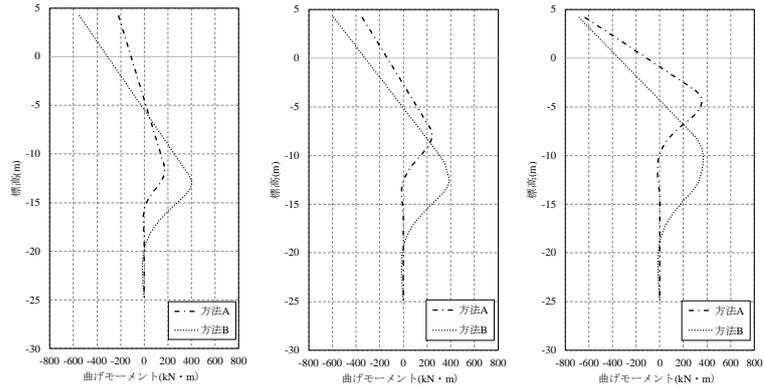


図-2.6 曲げモーメント分布図_case1_1.5U (左から杭1~杭3)

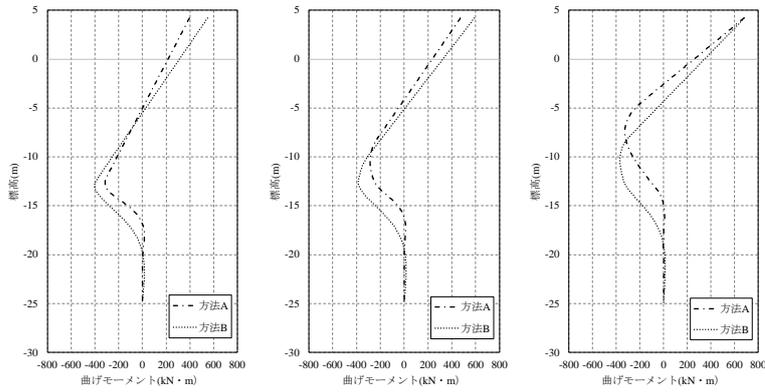


図-2.7 曲げモーメント分布図_case1_1.5R (左から杭1~杭3)

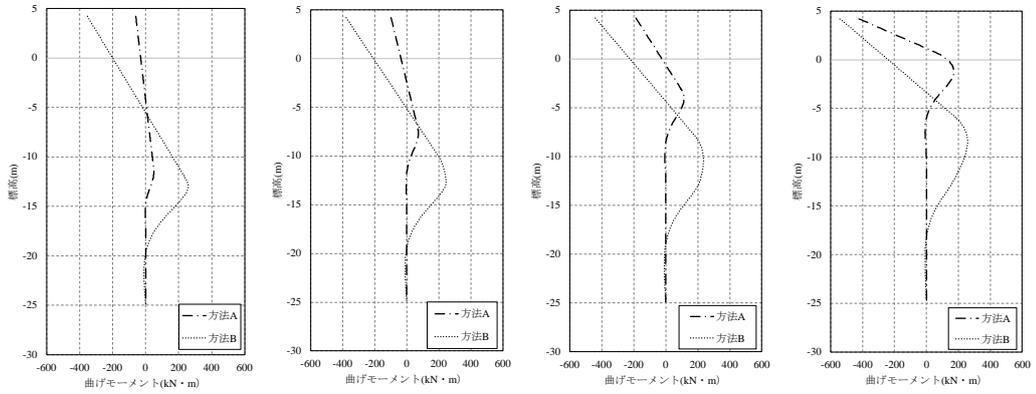


図-2.8 曲げモーメント分布図_case2_1.5U (左から杭1~杭4)

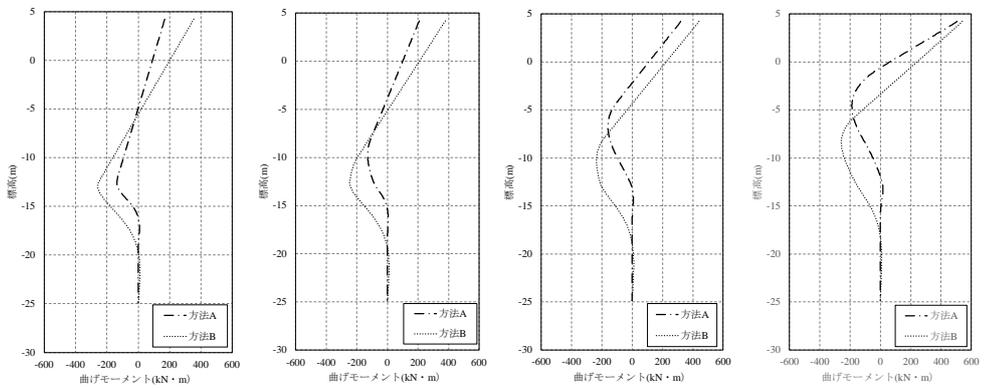


図-2.9 曲げモーメント分布図_case2_1.5R (左から杭1~杭4)

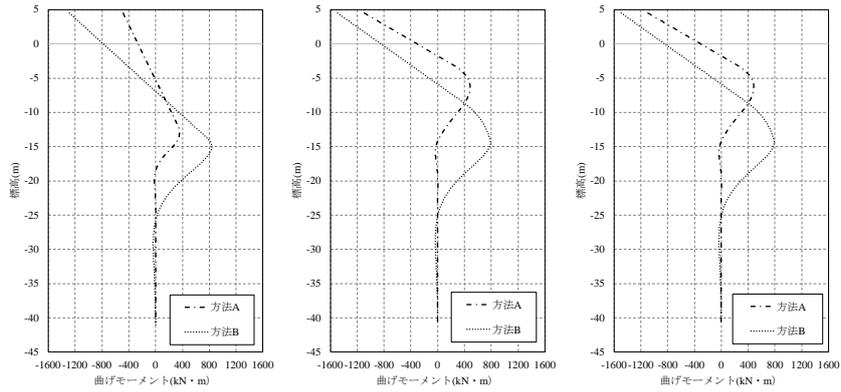


図-2.10 曲げモーメント分布図_case3_1.5U (左から杭1～杭3)

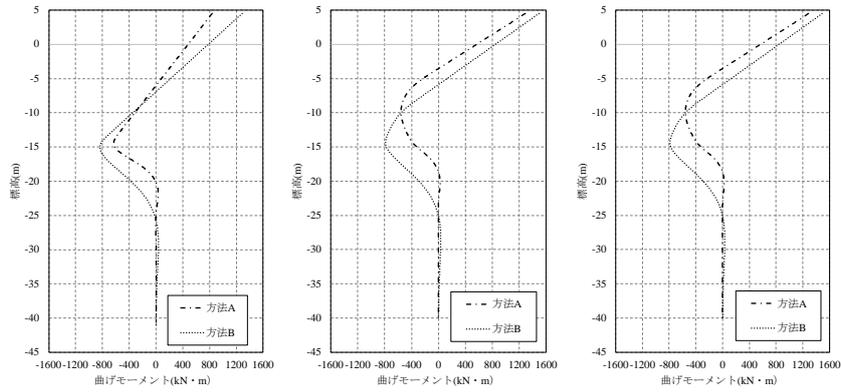


図-2.11 曲げモーメント分布図_case3_1.5R (左から杭1～杭3)

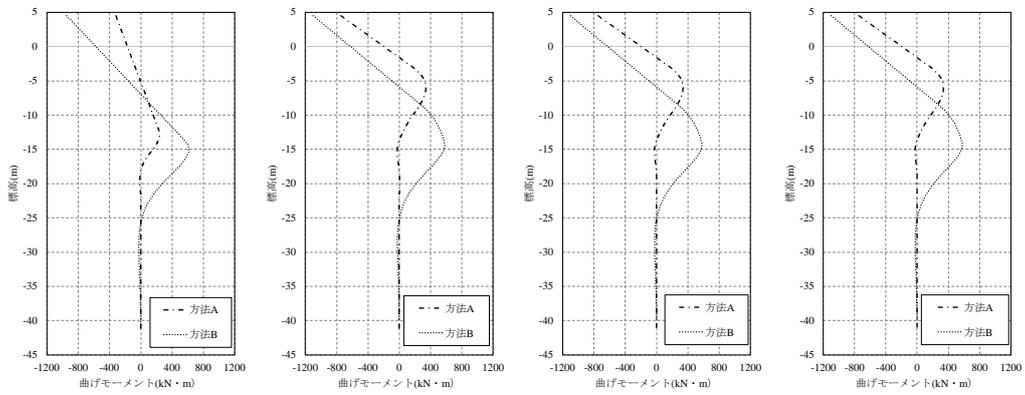


図-2.12 曲げモーメント分布図_case4_1.5U (左から杭1～杭4)

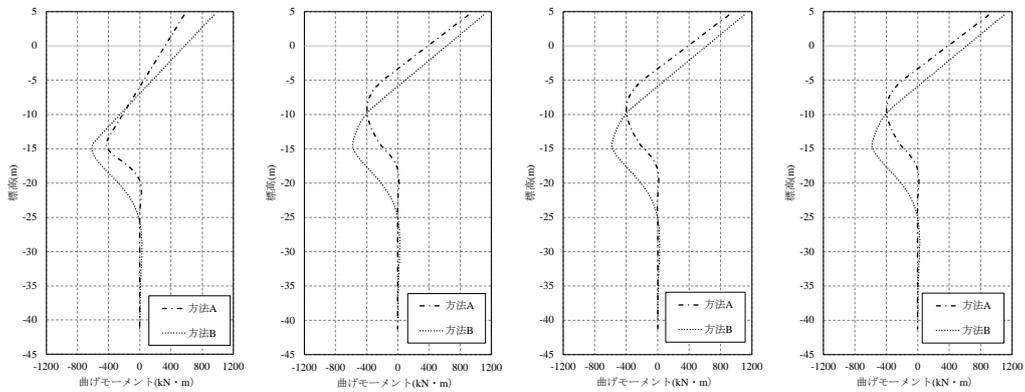


図-2.13 曲げモーメント分布図_case4_1.5R (左から杭1～杭4)

方法 A, 方法 B により算定された杭頭曲げモーメントの比率を杭ごとに整理したものを図-2.14～図-2.17 に示す。比率は、「方法 A で算定される杭頭曲げモーメント」/「方法 B で算定される杭頭曲げモーメント」としている。

杭ごとに比率をみると、陸側の杭では比率が 1 に近くなっており、方法 A と方法 B では計算される杭頭曲げモーメントにあまり大きな差がみられない。一方で海側の杭ほど、比率が 1 より小さくなり、方法 B で算定される曲げモーメントが大きいことがわかる。

また、水平力の載荷方向の違いに着目すると、海→陸方向（ケース名末尾が U）では特に海側の杭で曲げモーメント比率が 1 からかなり小さくなるのに対し、陸→海方向（ケース名末尾が R）の場合は、曲げモーメント比率が海→陸方向の結果よりは、1 に近い値となっている。海→陸方向の場合、方法 A では地表面を実斜面の標高とし、かつ、斜面部の地盤反力が增大するように補正しているが、方法 B では、地表面を仮想地表面まで低下させ、かつ、地盤反力の増大を見込んでいない。そのため、方法 B の斜面部における地盤抵抗は方法 A よりも大幅に低減される。したがって、海→陸方向においては、方法 A と方法 B で発生する杭頭曲げモーメントに大きな差が生じたものと考えられる。一方、陸→海方向の場合、方法 A では地表面を仮想低下量 Δh 分低下させ、かつ、地盤反力を減少させている。方法 B では、モデル化は方法 A と異なるが、仮想地表面を実斜面と設計水深の中間まで低下させることで、斜面部の地盤抵抗を減少させている。したがって、海→陸方向よりは、陸→海方向のほうが、方法 A と方法 B で近い値が得られていると考えられる。

(2) 杭のたわみ分布の比較

方法 A 及び方法 B により解析した栈橋の各杭のたわみ分布を図-2.18～図-2.25 に示す。曲げモーメント分布図と同様に捨石勾配が 1:1.5 及び 1:2.0 のケースで同様な傾向だったため、代表して捨石勾配が 1:1.5 のケースのみを図示している。方法 A で算定される杭の変位量より方法 B で算定される杭の変位量のほうが 2 倍以上大きくなっている。また、杭の変位が 0 となる深度も方法 B のほうが深い位置となっていることが確認される。

載荷方向別でみると、方法 A 及び方法 B で算定される杭のたわみ量の差は、陸→海方向よりも海→陸方向のほうが大きい。これは、前述の杭頭曲げモーメントで確認されたように海→陸方向よりは、陸→海方向のほうが

両方法による算定結果が近いという点で同様の傾向である。

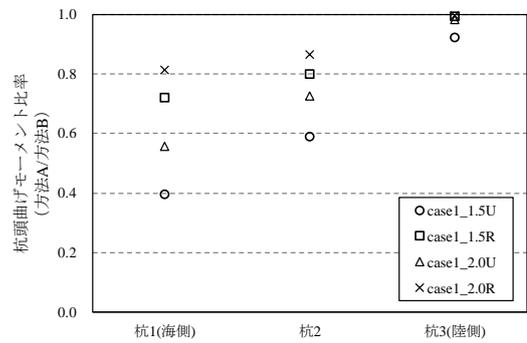


図-2.14 杭頭曲げモーメント比率_case1

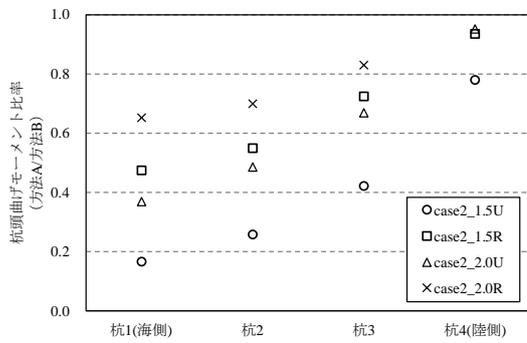


図-2.15 杭頭曲げモーメント比率_case2

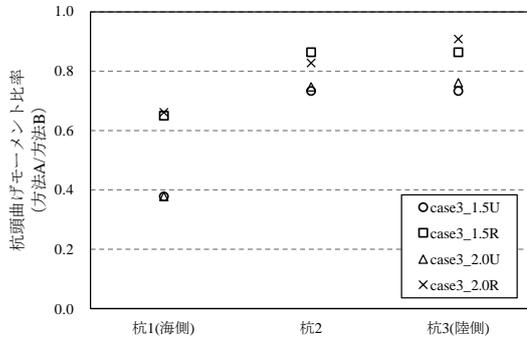


図-2.16 杭頭曲げモーメント比率_case3

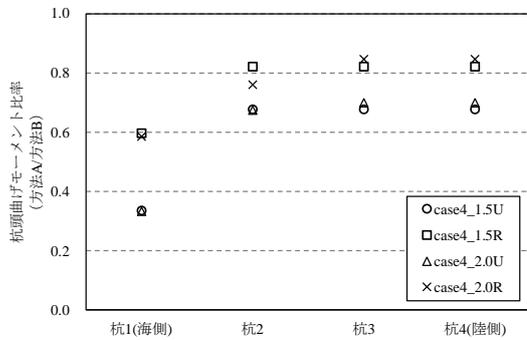


図-2.17 杭頭曲げモーメント比率_case4

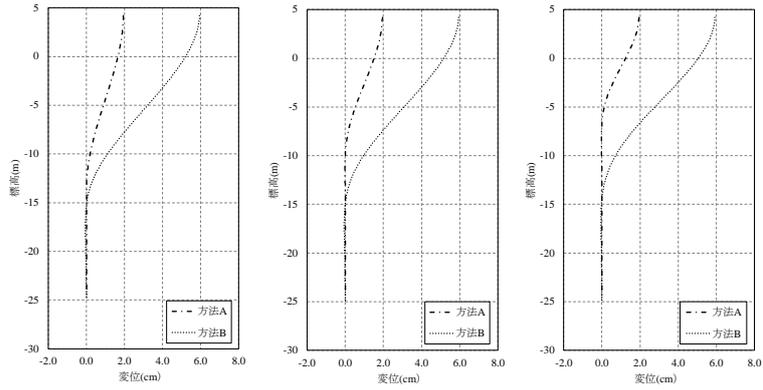


図-2.18 たわみ分布_case1_1.5U (左から杭 1～杭 3)

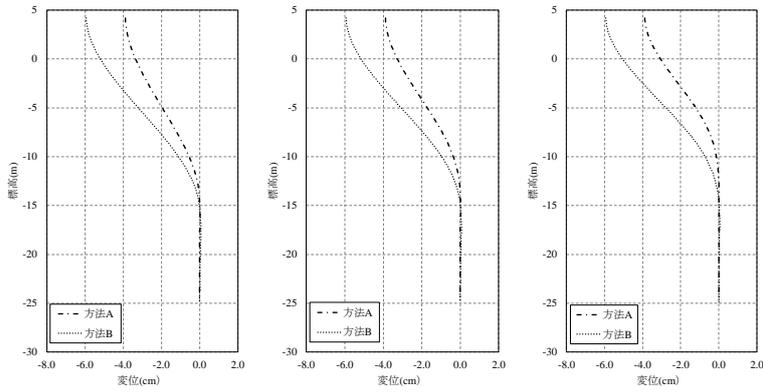


図-2.19 たわみ分布_case1_1.5R (左から杭 1～杭 3)

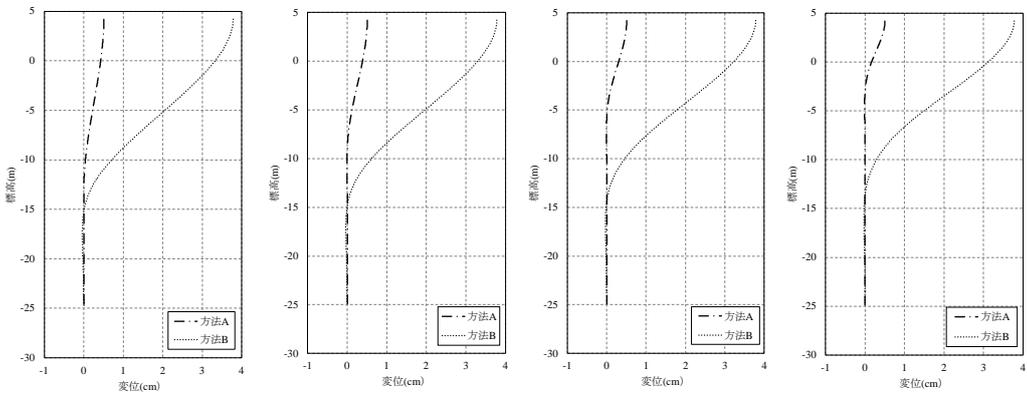


図-2.20 たわみ分布_case2_1.5U (左から杭 1～杭 4)

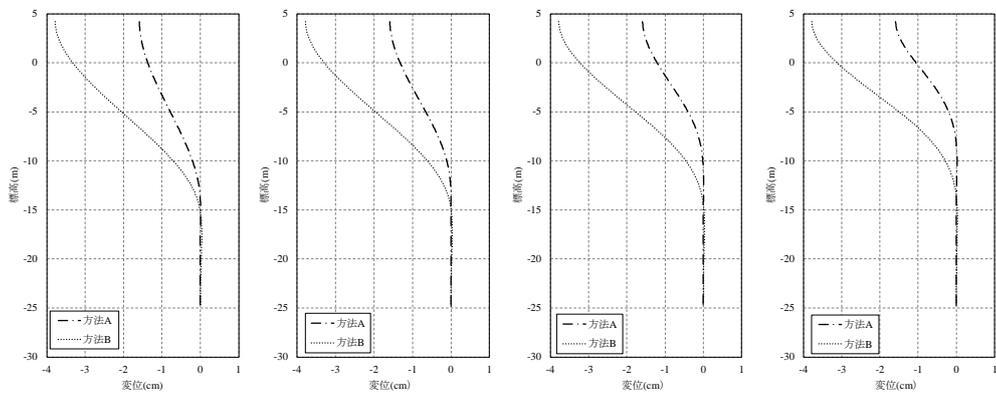


図-2.21 たわみ分布_case2_1.5R (左から杭 1～杭 4)

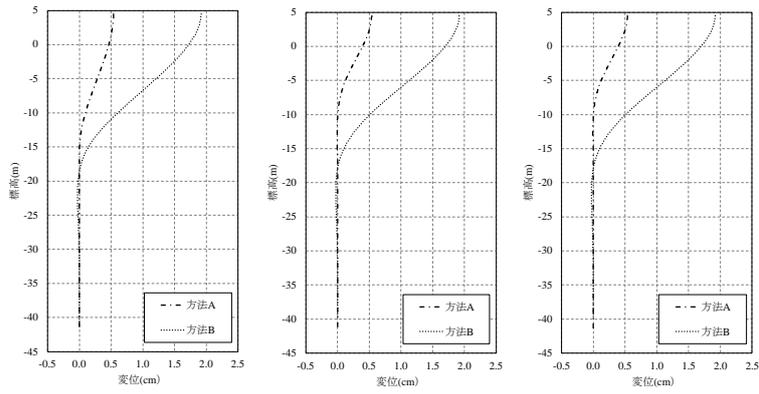


図-2.22 たわみ分布_case3_1.5U (左から杭1～杭3)

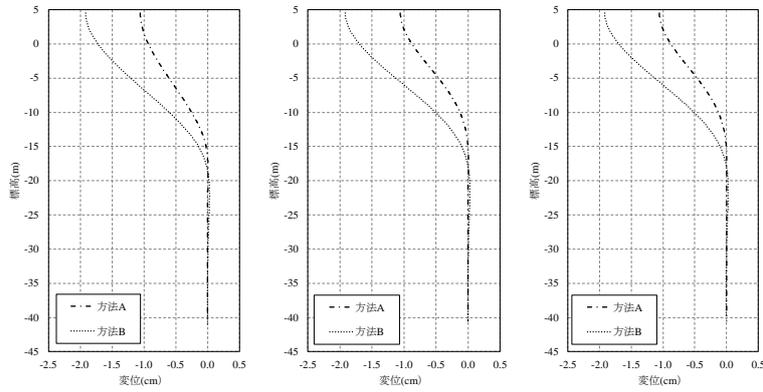


図-2.23 たわみ分布_case3_1.5R (左から杭1～杭3)

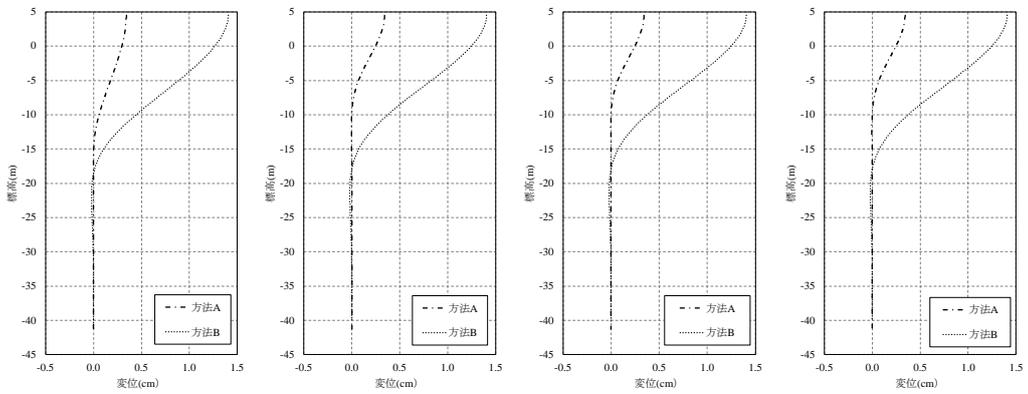


図-2.24 たわみ分布_case4_1.5U (左から杭1～杭4)

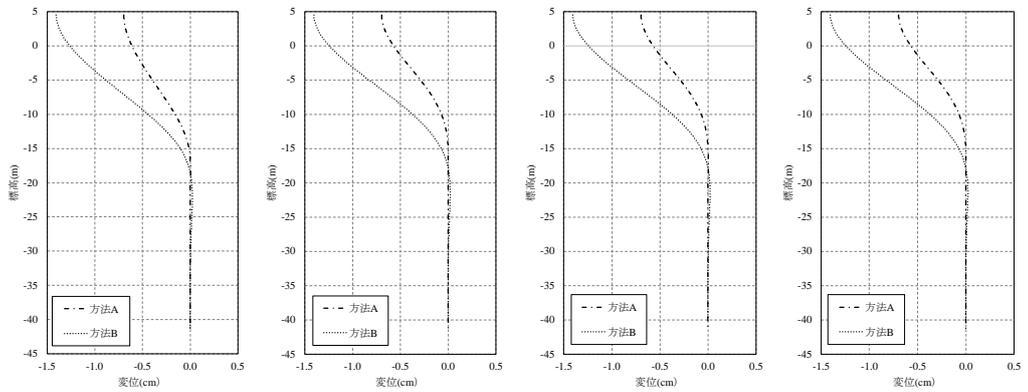


図-2.25 たわみ分布_case4_1.5R (左から杭1～杭4)

2.5 結論と課題の抽出

方法 A と方法 B で算定される栈橋の各杭の曲げモーメント分布やたわみ分布を比較した結果、以下のことがわかった。

- 方法 A よりも方法 B で算定される杭頭曲げモーメント及び地中部最大曲げモーメントのほうが全ケースで大きいことが確認された。また、陸側の杭ほど方法 A と方法 B では算定されるモーメントの値が近く、海側の杭では算定されるモーメントに大きな違いがみられた。この違いは、荷重方向が陸→海方向の場合よりも海→陸方向のほうが顕著な違いであった。
- 地中部最大曲げモーメントが発生する深度及び曲げモーメント第二ゼロ点については、いずれも方法 A よりも方法 B でより深い位置に出現していることが確認された。
- 杭の変位の違いとしては、全ケース通じて方法 A よりも方法 B で算定される変位のほうがより大きく、荷重方向が陸→海方向の場合よりも海→陸方向のほうが変位量に差がみられた。

このように方法 A と方法 B では地盤ばねや仮想地表面の設定等の解析モデルの違いから、算定される断面力やたわみ分布に違いがみられたが、本章で実施した全ケースにおいて杭頭曲げモーメントは方法 A よりも方法 B で算定されるモーメントのほうが大きいことが確認された。1.4 で述べたとおり、方法 B は栈橋設計の実務の負担を軽減するため簡便な方法として用いられているもので、杭の挙動を精度よく推定するには方法 A を用いることが望ましいとされている。方法 B の適用性が検討されている範囲は、栈橋幅 20m 以下に限られていたが、本章で述べた栈橋幅 20m を超える栈橋も含めた検討結果によると方法 B で得られる各値は方法 A よりも大きく、設計上は安全側になるといえる。従って、栈橋幅が 20m を超える場合においても方法 B を用いることに大きな問題はないものと結論づけられる。

このように、20m を超える幅の栈橋に対する方法 B の適用性は確認された。しかしながら、方法 B では荷重方向によらず、斜面部の地盤反力及び仮想地表面のモデル化が同じであるため、荷重方向による地盤反力の発現特性の相違を考慮することができていない。そのため、方法 B の計算方法は簡便ではあるものの杭の実挙動の再現性が高いとされる方法 A とは推定される杭の挙動に大きな違いがみられる場合がある。この差を縮小することは栈橋の設計の合理化につながる。そこで、次章以降において、設計時の計算荷重がそれほど小さくなく、か

つ、得られる計算結果が方法 A により近付くような新しい計算方法の開発を目指した検討を行う。

3. 斜面に設置された鉛直単杭の既往実験結果の再整理

3.1 検討概要

鈴木ら³⁾は地表面の傾斜角が杭頭に軸直角方向力を受けた杭の挙動に与える影響を模型実験により検討している。鈴木らが実施した既往の実験では、地表面の傾斜角を複数ケース設定し、得られた実験結果に基づいて、傾斜角に応じた地盤の横抵抗係数比を提案している。鈴木らによって提案されている地盤の横抵抗係数比は、港研方式に基づいて杭の挙動を推定することを前提としている。一方で、後述する栈橋の新しい骨組解析手法においては、実務設計における簡便性を優先し、チャンの方法による地盤ばねの使用を想定している。したがって、本章では鈴木らの実験結果をチャンの方法に基づいて再整理を行い、地表面の傾斜角に応じた地盤反力係数比について検討を行い、鈴木らが提案している横抵抗係数比のチャンの方法への適用性を検討する。

3.2 鈴木らの実験結果の再整理方法

鈴木らの実験では、矩形断面(杭幅 7cm×杭厚 1.2cm)の鋼製杭を土槽に設置し、杭頭に水平力を作用させ、水平荷重試験を実施している(イメージは図-1.2を参照)。実験条件を表-3.1に示す。地表面の傾斜角を基準となる 0°(水平)を含め 7 ケースを設定し、各杭頭荷重段階における杭頭付近の水平変位量及び杭のひずみ(深度方向に 5~10cm 間隔で計測)を計測している。計測結果に基づいて、地表面の傾斜角が 0°の場合の横抵抗係数 k_0 を基準とし、傾斜角が異なる各ケースの横抵抗係数 k' を横抵抗係数比 k'/k_0 により整理している。

鈴木らの実験では、9~10 段階の水平力 T を荷重し、各荷重段階における杭頭変位 y_1 が計測されている。しかしながら、各荷重段階の水平力 T と杭頭変位 y_1 の値を文

表-3.1 鈴木らの実験ケース³⁾

ケース	地表面の傾斜角 (°)	EI ($\text{kgf} \cdot \text{cm}^2$)	自由長 h (cm)
case1	0.0	2.49×10^6	35
case2	-10.0	2.49×10^6	45
case3	-20.0	2.49×10^6	45
case4	-30.0	2.49×10^6	45
case5	9.0	2.49×10^6	45
case6	22.0	2.49×10^6	43
case7	30.0	2.49×10^6	45

文献の図から精度よく読みとることが困難であった(図-3.1 参照). 一方, 図に示すように実験により得られた杭の挙動(図中の小さな白抜き点)は港研方式による推定値(図中の実線で横抵抗係数を3段階仮定してプロットされている)と概ね一致していることから, 文献から読みとることができた地盤の横抵抗係数 k を使用し, 港研方式の基準曲線²⁾により, 実験で作用させた荷重範囲内の軸直角方向力 T に対応する杭頭変位 y_t を5点算定することで, 実験結果を補完することとした. また, 後述の検討で用いる地表面変位 y_0 については, 実験結果がないため, 上記の y_t の算定と同様に港研方式の基準曲線²⁾によって, 実験で作用させた荷重範囲内の軸直角方向力 T に対応する地表面変位 y_0 を算定することで, 実験結果を補完した.

次に, 実験結果をチャンの方法で整理した場合に, どのような地盤反力係数 k_{CH} が得られるか検討する. チャン

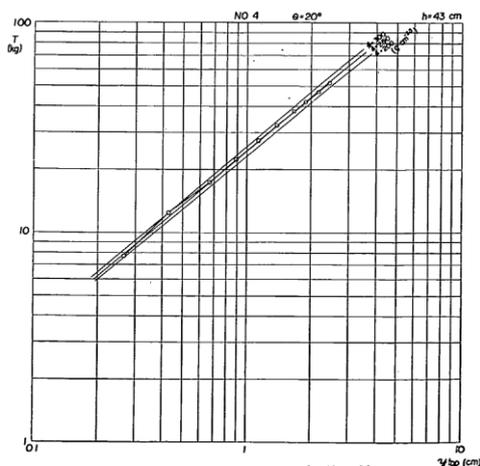


図-3.1 実験結果の一例 (case6)³⁾

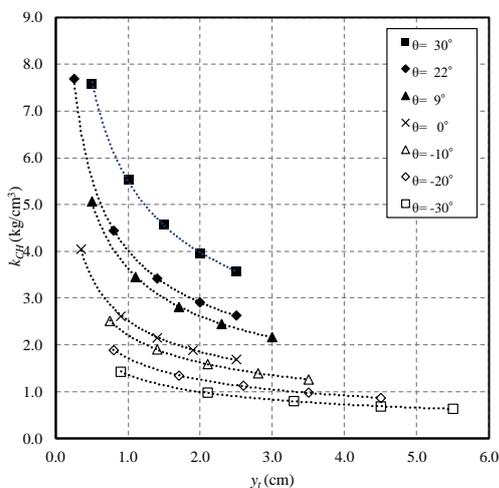


図-3.2 k_{CH} と y_t の関係

ンの方法では, 頭部自由杭の水平力 T , 杭頭変位 y_t , 地盤反力係数 k_{CH} の間に式 (3-1) の関係が成立する. また, 頭部自由杭の水平力 T , 地表面変位 y_0 , 地盤反力係数 k_{CH} の間に式 (3-2) の関係が成立する.

$$y_t = \frac{2(1+\beta h)^3 + 1}{6EI\beta^3} T \left(\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk_{CH}}{4EI}} \right) \quad (3-1)$$

$$y_0 = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} T \left(\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk_{CH}}{4EI}} \right) \quad (3-2)$$

実験で得られた T, y_t, y_0 を用いて式 (3-1) により得られた y_t と k_{CH} との関係を図-3.2, 式 (3-2) により得られた y_0 と k_{CH} との関係を図-3.3 に示す.

各ケースにおいて k_{CH} は一定値とはならず, y_t もしくは y_0 の変位の増加とともに k_{CH} は小さくなる. 道路橋示方書・同解説(下部構造編)⁵⁾では, 地盤の非線形性を考慮するために地盤反力が変位の1/2乗に比例するとして, 地盤ばねをモデル化することについての記載がある. そこで本検討においても k_{CH} と y_t , k_{CH} と y_0 の関係を式 (3-3) や式 (3-4) のような指数関数で近似することを試みた.

$$k_{CH} = A\theta y_t^b \quad (3-3)$$

$$k_{CH} = A\theta y_0^b \quad (3-4)$$

ここで, 係数 $A\theta$ は, y_t もしくは y_0 の値が 1cm の際の k_{CH} を意味し, 地表面の傾斜角ごとに値が異なる. b の値は, 各ケースで多少ばらつくが, 実験結果の再現を優先し, k_{CH} と y_t の関係においては, $b = -0.45$ とし, k_{CH} と y_0

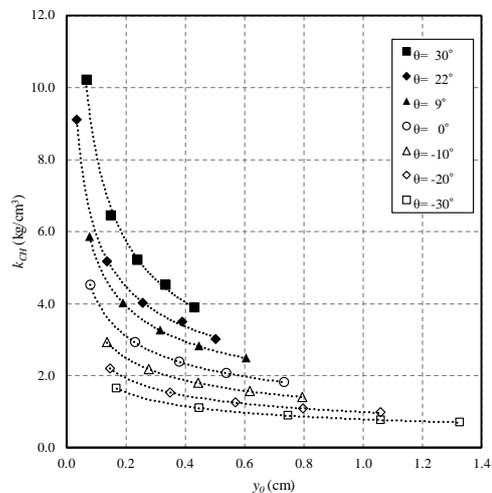


図-3.3 k_{CH} と y_0 の関係

の関係には $b = -0.40$ として、 A_θ を最小二乗法により算定した。地表面の傾斜角が異なる場合でも b の値を一定としたため、地表面が水平 ($\theta = 0^\circ$) の場合の k_{CH} を k_{CH0} 、 A_θ を $A_{\theta 0}$ とすると、地盤反力係数比 (k_{CH}' / k_{CH0}) は、式(3-5)、式(3-6)に示す形となり、地表面の傾斜角に応じた地盤反力係数比が求まる。

・ y_i が等しいときの k_{CH} の比率

$$\frac{k_{CH}'}{k_{CH0}} = \frac{A_\theta y_i^b}{A_{\theta 0} y_i^b} = \frac{A_\theta}{A_{\theta 0}} \quad (3-5)$$

・ y_0 が等しいときの k_{CH} の比率

$$\frac{k_{CH}'}{k_{CH0}} = \frac{A_\theta y_0^b}{A_{\theta 0} y_0^b} = \frac{A_\theta}{A_{\theta 0}} \quad (3-6)$$

3.3 鈴木らの実験の再整理結果

前述のようにして算定した地表面の傾斜角に応じた地盤反力係数比を図-3.4 に示す。図には港研方式で整理した場合の横抵抗係数比も合わせてプロットしている。図より、鈴木らの実験結果をチャンの方法で整理して得た横抵抗係数比は、港研方式に基づいて整理された横抵抗係数比とおおむね同様な傾向となることが確認された。

また、鈴木らが実施した斜面上に設置された鉛直単杭の実験より以前に、久保⁶⁾によって水平地盤の斜杭に対する実験が実施されており、久保らは斜杭に対しても同様に地盤の横抵抗係数に杭の傾斜角に応じた横抵抗係数比を乗じることで、杭の挙動の推定が可能であることを提案している。鈴木らは、久保の斜杭に対する実験結果も勘案することで、地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比を提案している。そのグラフに本検討で得られたチャンの方法に基づいた地盤反力係数比を重ねた図を図-3.5 に示す。図中の○は、鈴木らが実施した斜面上の鉛直単杭、△・×が久保により実施された水平地盤上の斜杭の実験で得られた地盤の横抵抗係数比に該当する。鈴木らによって提案されている地盤の横抵抗係数比とは値が完全には一致しないが、おおむね提案されている横抵抗係数比の曲線付近に本検討で得られたチャンの方法を使用する場合の地盤反力係数比が位置していることが確認できた。

以上の検討の結果、斜面上に設置されている杭の挙動の推定をチャンの方法で行う場合においても、鈴木らの研究で提案された港研方式に基づいて提案された地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比を準用することができると考えられる。

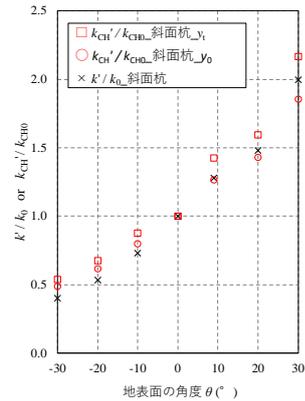


図-3.4 地盤反力係数比と地表面の傾斜角の関係

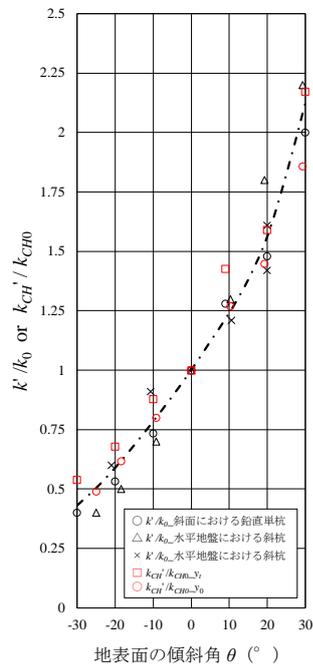


図-3.5 鈴木らより提案された横抵抗係数比と本検討結果の重ね合わせ

4. 港研方式とチャンの方法で推定される杭の挙動の相違

4.1 検討概要

現在用いられている栈橋の設計法においては杭の挙動をチャンの方法でモデル化することとし、横方向地盤反力係数は $k_{CH} = 1500N$ (N : 標準貫入試験の N 値) と推定している。この推定式は、杭の水平載荷試験結果をもとに安全側の設計となるように設定されたものである。本章では、単杭を対象にチャンの方法と港研方式により杭の挙動の推定を行い、両者の方法により算定される杭の挙動の推定結果にどのような差があるかを確認する。

4.2 検討方法

鉛直単杭を対象として、杭の諸元（剛性）、杭の自由長、地盤の N 値を表-4.1 に示す条件で軸直角方向力を杭頭に受ける杭の挙動の計算を行う。栈橋の変動時の設計法の検討を前提とし、自由長は、最大 20m までとした。地盤条件は C 型地盤及び S 型地盤の 2 ケースとする。地盤の N 値については、基礎捨石が表層となる場合が多いため、N 値が 2~3 程度と想定することが一般的である。ここでは、チャンの方法と港研方式の両者の計算方法による杭の挙動の推定結果の相違を確認するため、N 値は 1~50 までとした。また、杭の剛性については、表-4.1 に示す 3 つのケースとした。検討ケース数は、自由長 5 ケース×杭の諸元（杭の剛性）3 ケース×N 値 11 ケース×地盤種別 S 型、C 型の 2 ケース=合計 330 ケースである。

表-4.1 検討ケース

自由長 $h(m)$	1,5,10,15,20
杭諸元	$\phi 1000t10$, $\phi 1500t15$, $\phi 1800t20$
N 値 (or \bar{N}^*)	1,5,10,15,20,25,30,35,40,45,50

※ \bar{N} : 1m あたりの N 値の増加率。

杭の頭部の計算条件は、栈橋のラーメン構造での計算条件と合わせ、頭部固定条件とした。杭の挙動の推定に用いられている横方向地盤反力係数 $k_{CH}=1500N$ は、もともと既往の载荷試験結果の際、杭の地表面変位が 1cm の場合の横方向地盤反力係数と地盤の N 値の相関関係から提案されているものである。そこで本検討にあたっては、港研方式による杭の地表面変位が 1cm となる軸直角方向力の際の杭の挙動を比較することとした。

本検討では、軸直角方向力を受けた杭の杭頭変位 y_t 、杭の地表面変位 y_0 、杭頭曲げモーメント M_t 、地中部最大曲げモーメント M_{max} 、曲げモーメント第二ゼロ点 l_{m1} の 5 つの各値を整理する。港研方式とチャンの方法による頭部固定条件の単杭の計算方法について以下に示す。

(1) 港研方式

解析的に一般解を求めることができないため、基準杭に対してあらかじめ計算された数表から基準杭の断面力を読み取り、計算対象の杭（原型杭）が基準杭と変位曲線において相似の関係となることを利用して計算対象の杭の各値を算定する。基準杭に対する軸直角方向力と各断面力は、H30 技術基準 p.716, p.718 の数表（C 型地盤の頭部固定杭，S 型地盤の頭部固定杭）より読みとる。

(2) $k_{CH}=1500N$ とした場合のチャンの方法

チャンの方法による軸直角方向力に対する杭の挙動は、以下の式で算定する。横方向地盤反力係数 k_{CH} は、 $k_{CH}=1500N$ とする。

$$y_t = \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} H_t \quad (4-1)$$

$$y_0 = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3} H_t \quad (4-2)$$

$$M_t = \frac{H_t}{2\beta} (1+\beta h) \quad (4-3)$$

$$M_{max} = -\frac{H_t}{2\beta} \sqrt{1+(\beta h)^2} e^{-\beta l_{m,max}} \quad (4-4)$$

$$l_{m,max} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h} \quad (4-5)$$

$$l_{m1} = \frac{1}{\beta} \left(\tan^{-1} \frac{1-\beta h}{1+\beta h} + \pi \right) \quad (4-6)$$

(3) k_{CH} を菊池の式とした場合のチャンの方法

菊池ら⁷⁾は、チャンの方法で算定される杭の地表面変位を港研方式で算定される地表面変位に一致させるための k_{CH} の算定方法を検討している。C 型地盤の杭頭固定条件の提案式及び S 型地盤の杭頭固定条件の提案式を式 (4-7)、式 (4-8) に示す。式(4-7)及び式 (4-8) で算定される k_{CH} を使用して、式(4-1)~式(4-6)より、各値を算定する。

$$k_{CH} = 1.266 \left(\frac{EI}{D} \right)^{-0.005} y_0^{-0.501} h^{0.028} k_c^{1.005} \quad (4-7)$$

$$k_{CH} = 0.763 \left(\frac{EI}{D} \right)^{0.216} y_0^{-0.392} h^{-0.088} k_s^{0.784} \quad (4-8)$$

この式によって地表面変位を一致させた場合において、その他の杭の挙動の各値が港研方式で算定される各値とどれくらいの差となるかは不明のため、ここでは参考として、菊池らの式による k_{CH} を用いてチャンの方法で計算した結果と港研方式により得られる計算結果の比較も行うこととする。

4.3 検討結果

まず、港研方式の計算結果と $k_{CH}=1500N$ としたチャンの方法による計算結果について述べる。C 型地盤及び S 型地盤に対する計算結果を図-4.1~図-4.4 に示す。図には、チャンの方法で算定される各値に対する港研方式で算定される各値と自由長、 EI/D 、N 値（S 型地盤の場合は \bar{N} ）の関係を示している。図より、自由長及び曲げ

剛性と各値の比率の間には、特に相関性はみられない。N 値 (S 型地盤の場合は \bar{N}) を横軸とした場合のグラフからは、N 値が小さいとき、チャンの方法による計算結果に対する港研方式による計算結果の比率が 1 より小さく、チャンによる算定結果のほうが港研方式よりも大きくなることを確認される。N 値が増加するにつれて比率が 1 に近づき、やがて比率が 1 を超える傾向が確認できる。

次に各値に着目して考察すると、杭頭曲げモーメント M_t については、港研方式及びチャンの方法による算定結果の比率が C 型地盤、S 型地盤ともに比較的 1 に近い。地中部最大曲げモーメント M_{max} については、C 型地盤、S 型地盤ともに、ほとんどのケースで、比率が 1 を超えており、チャンの方法で算定される M_{max} が過小評価となる可能性が示唆された。頭部変位 y_t 、地表面変位 y_0 については、0.4~1.0 程度で推移しており、特に N 値が小さい場合において、チャンの方法による変位が港研方式による変位よりも大きく算定される傾向である。また、曲げモーメント第二ゼロ点 l_{m1} の比率については、0.4~0.8 程度で推移しており、チャンの方法で算定される l_{m1} のほうが大きいことが確認される。

次に菊池らの式によって推定した k_{CH} を使用した場合のチャンの方法と港研方式の比較結果について考察する。まず、地表面変位 y_0 については、菊池らによって示された通り、港研方式による結果と同様な値となることが確認された。杭頭変位 y_t についても港研方式による計算結果とおおむね近い値となることが確認された。

杭頭曲げモーメント M_t は、C 型地盤において港研方式による計算結果と近い値が得られることが確認されたが、S 型地盤においては港研方式による計算結果よりやや小さな値となることが確認された。地中部最大曲げモーメント M_{max} については、ほとんどのケースで比率が 1 以上となり、港研方式で算定される M_{max} に対して、小さな値を示す。

$K_{CH}=1500N$ としたチャンの方法よりも菊池らの式により推定した k_{CH} を使用するほうが、各値が港研方式によって計算される値と近い値が得られることが確認された。ただし、菊池らの式によって k_{CH} を推定する場合は、 k_{CH} の推定式に y_0 が含まれているため繰り返し計算を必要とする。したがって、実務で使用することを想定した場合、計算負荷が大きいことが課題として挙げられる。

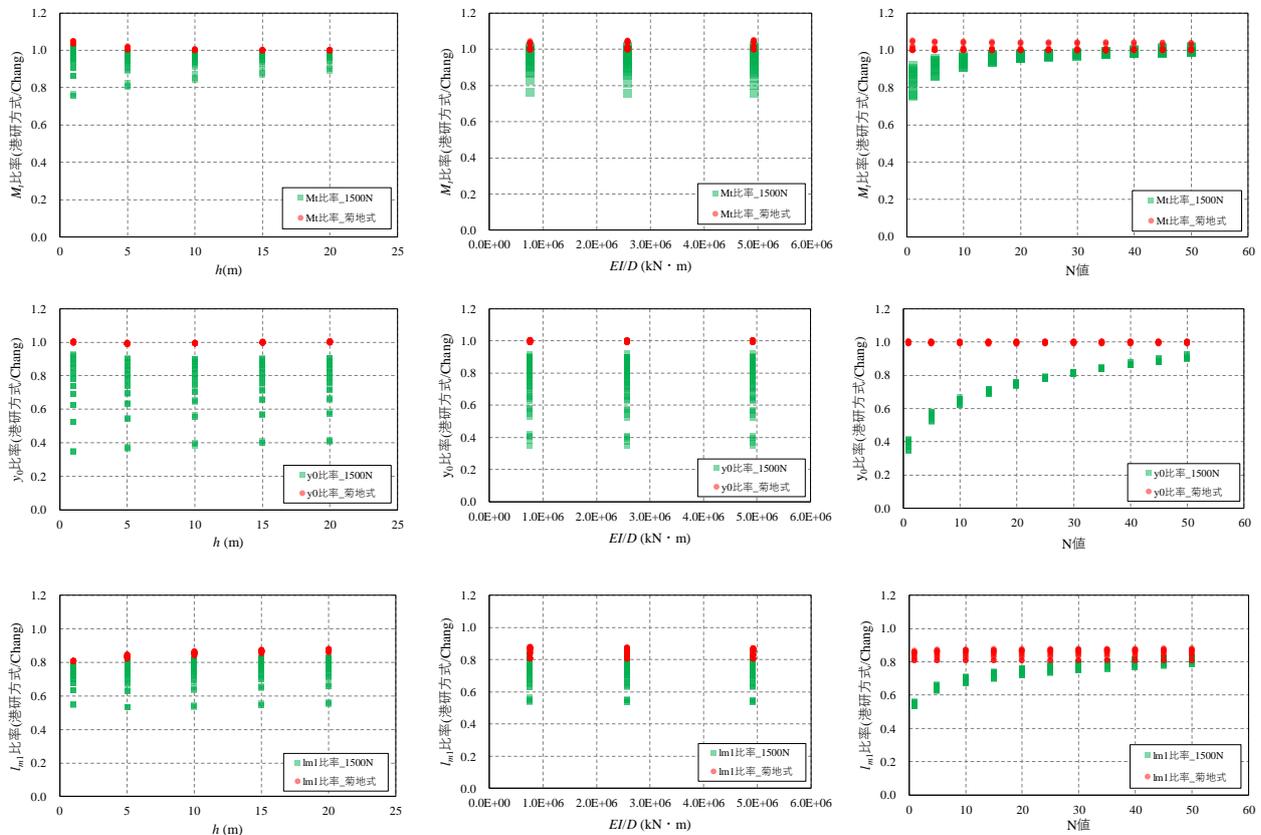


図-4.1 水平地盤上の鉛直杭に対する検討結果 (C 型地盤) (1/2)

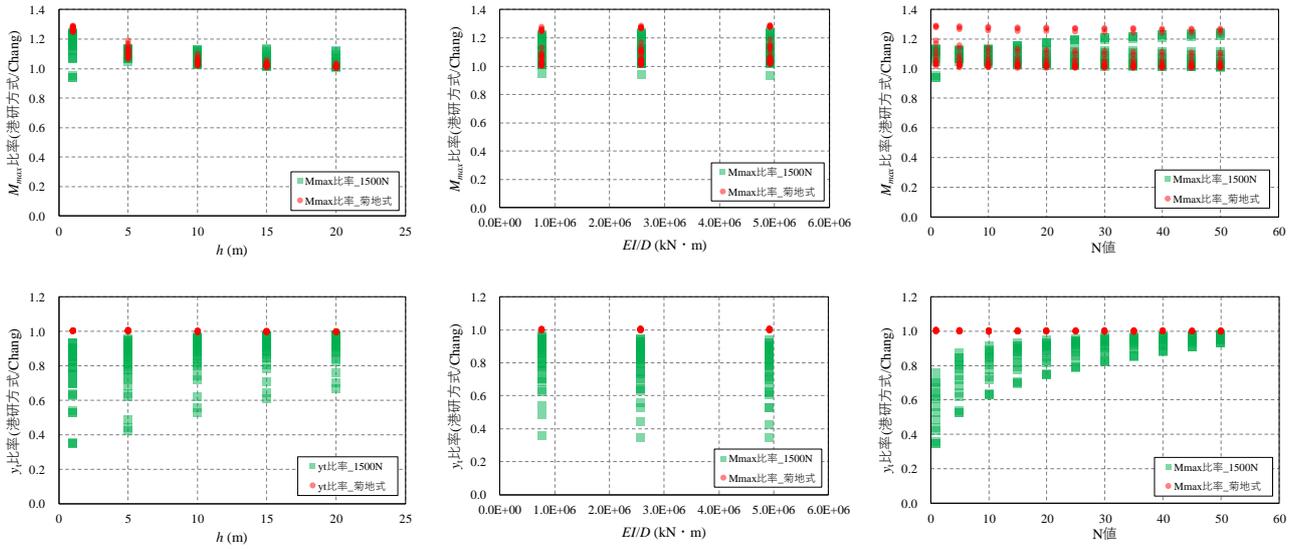


図-4.2 水平地盤上の鉛直杭に対する検討結果 (C型地盤) (2/2)

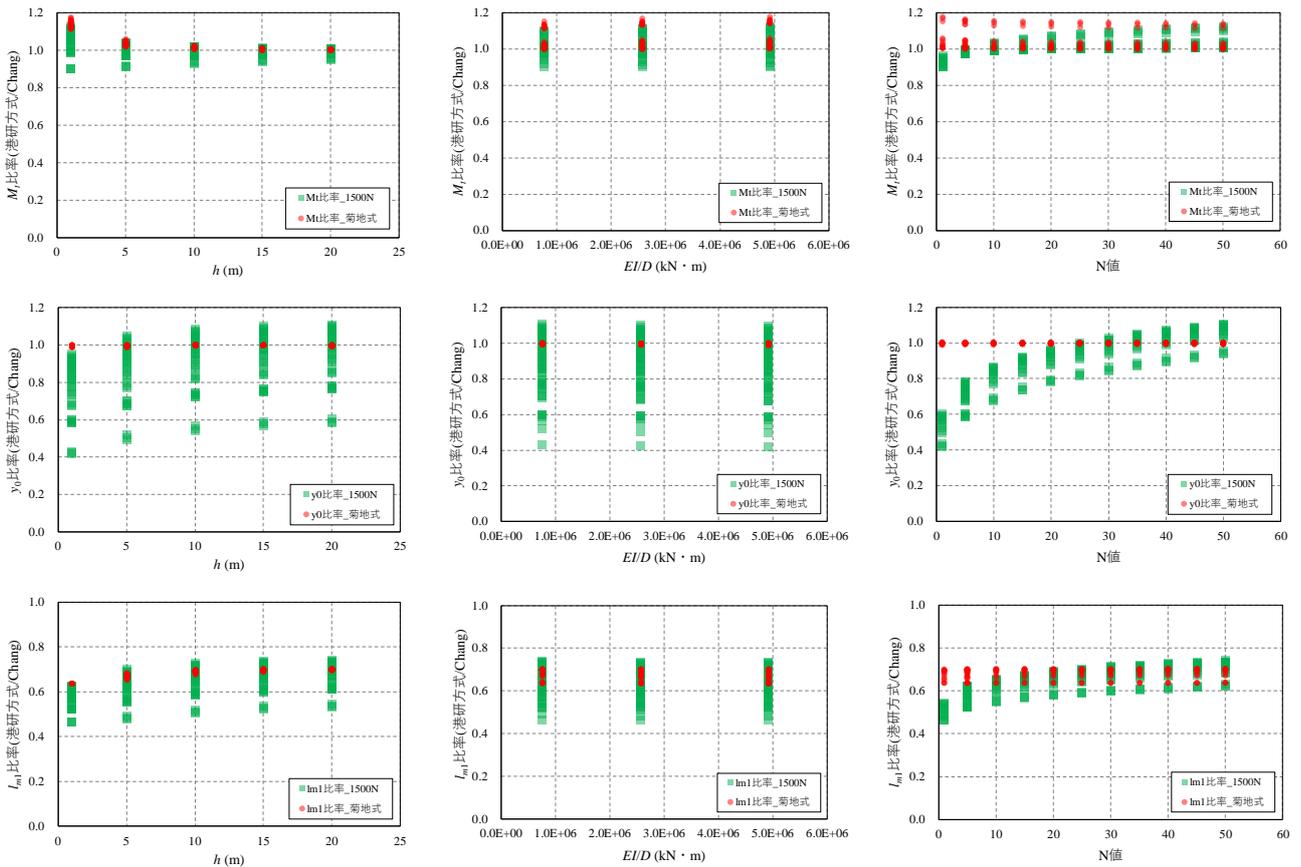


図-4.3 水平地盤上の鉛直杭に対する検討結果 (S型地盤) (1/2)

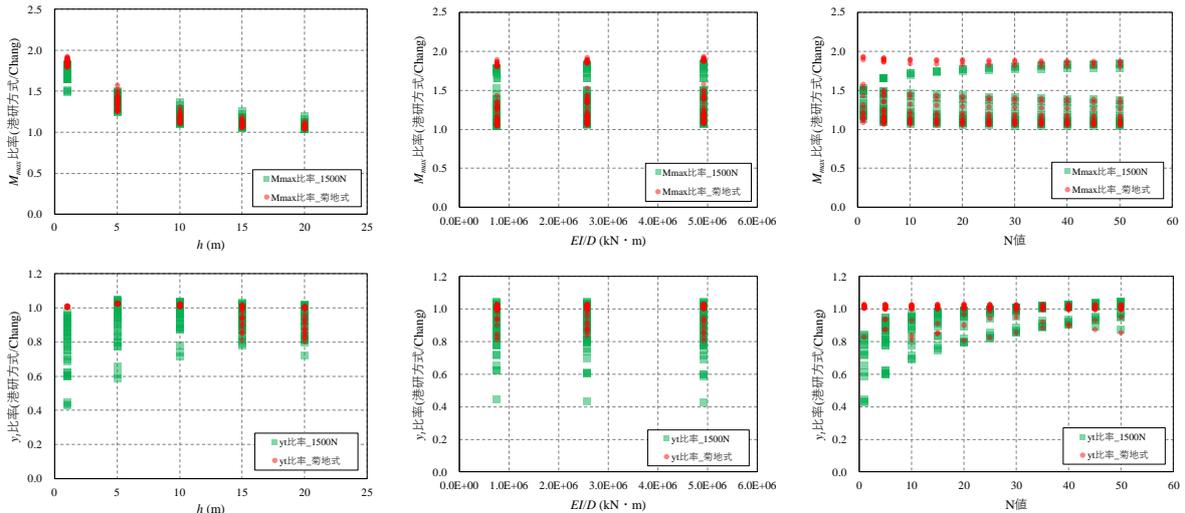


図-4.4 水平地盤上の鉛直杭に対する検討結果 (S型地盤) (2/2)

4.4 チャンの方法の適用性

横方向地盤反力係数を $k_{CH}=1500N$ とした場合のチャンの方法による単杭の挙動と港研方式による単杭の挙動の推定結果を比較した結果以下のことが確認された。

栈橋の設計において杭の断面性能の決定に最も影響する杭頭曲げモーメント M_t については、チャンの方法で $k_{CH}=1500N$ として算定しても港研方式による算定結果と大きく異なることはないことが確認された。地中部最大曲げモーメント M_{max} は、チャンの方法で計算される値が港研方式で計算される値よりも小さい傾向となるため、発生曲げモーメントを過小評価してしまう可能性がある。段落としの位置は、 M_{max} が $1/2$ となる深さあるいは M_{max} の発生深さに 1.2 を乗じた深度に設定することが多く、曲げモーメントが少し減少する深さに継ぎ杭の位置が設定される。また、チャンの方法で計算される M_{max} が発生する深さは港研方式で計算される値よりも深い位置となることから、大きな問題とはならないと考えられるが、段落としの検討においては注意が必要である。

以上のように $k_{CH}=1500N$ としたチャンの方法と港研方式で計算される各値は、差が生じる場合もあり、注意が必要である。しかしながら、栈橋の鋼管杭の断面性能の規格決定に大きく影響する杭頭曲げモーメントの算定結果に大きな乖離はないことがわかった。 $k_{CH}=1500N$ としたチャンの方法によるモデル化をベースとした新しい栈橋の骨組解析のモデル化方法について次章で述べる。

5. 栈橋の骨組解析の新たなモデル化手法の提案

5.1 提案法のモデル化方法

杭の実挙動の再現性が高い方法 A と計算が簡便な方法 B を組み合わせることで、新たな栈橋の骨組解析におけるモデル化方法を構築する。方法 A、方法 B、提案法(方法 C)のモデル化の概念を表-5.1 示す。計算の簡便性を優先し、モデル化は、方法 B と同様にチャンの方法でモデル化を行う。また、実挙動との再現性の観点から、方法 A と同様に斜面部の地盤ばね定数の補正を取り入れることとする。さらに地表面の設定についても方法 A と同様、載荷方向に従って区別する。詳細な内容について以下で述べる。

(1) 地盤ばねの設定方法

提案法で用いる水平地盤部の地盤反力は、式(5-1)のとおりとし、現行法と同様である。斜面部の地盤反力係数は、斜面に設置されている杭の挙動の推定法として提案されているように、地表面の傾斜角に応じて地盤ばねを補正する。斜面部の地盤反力係数は式(5-2)に示すとおりである。

$$\text{水平部} : k_{CH}=1500N \quad (5-1)$$

$$\text{斜面部} : k_{CH}=1500N \times k_{CH}'/k_{CH0} \quad (5-2)$$

表-5.1 各計算手法の概要

	方法A (鈴木らの方法)	方法B (現行法)	方法C (提案法)
モデル化	港研方式	チャンの方法	チャンの方法
地表面の傾斜角に応じた地盤ばねの補正	斜面部：あり	斜面部：なし	斜面部：あり
	水平部：なし	水平部：なし	水平部：なし
地表面の設定	山側載荷：実斜面	実斜面と設計水深の中間の標高	山側載荷：実斜面
	谷側載荷： Δh 低下		谷側載荷： Δh 低下

本文の 3. で確認したように、鈴木らの実験をチャンの方法で再整理した結果、地盤反力係数比 (k_{CH}/k_{CH0}) は鈴木らが港研方式に基づき整理した結果と近い値となっていたことから、すでに提案されている横抵抗係数比 (図-5.1) を使用することとする。

(2) 地表面 (仮想地表面) の設定

地表面の設定については、方法 A と同様に水平力の載荷方向に応じてモデルを区別することとする。

水平力の載荷方向が海→陸方向の場合は、地表面を実斜面通りとし、実斜面標高以深に地盤ばねを設定する。

水平力の載荷方向が陸→海方向の場合は、実斜面から仮想低下量 Δh の領域は地盤反力を期待せず、仮想地表

面 (実斜面標高- Δh) 以深に地盤ばねを設定する。 Δh は、図-5.2 に示す $\Delta h/l_{m1}$ と地表面の傾斜角の関係より設定する。ここで鈴木らによって提案されている $\Delta h/l_{m1}$ の l_{m1} は、港研方式で計算した場合の l_{m1} である。一方、提案法においては、チャンの方法でモデル化を行うが、本文の 4. で確認したようにチャンの方法で計算される l_{m1} は、港研方式で算定される l_{m1} より大きな値となる。したがって、以下の方法により港研方式で算定される l_{m1} を推定することとする。

本文の 4. で示した港研方式及びチャンの方法 ($k_{CH}=1500N$) により算定される l_{m1} の比率 (以下、 RI_{m1}) を図-5.3 示す。 RI_{m1} は、 N 値をパラメータとして、式(5-3)に示すような近似式により算定できる。

$$RI_{m1} = 0.548N^{0.1014} \quad (5-3)$$

ここで、 N 値は、 $1/\beta$ の深さの範囲の平均的な N 値とする。ただし、水平部は傾斜角に応じた補正を行わない式(5-1)の k_{CH} 、斜面部は地表面の傾斜角に応じて補正する式(5-2)による k_{CH} を用いて $1/\beta$ を算定することとする。

$\Delta h/l_{m1}$ の算定における l_{m1} を求める式を式(5-4)に示す。式中の l_{m1_Chang} は式(5-5)に示すとおりチャンの方法における l_{m1} の解析解である。

$$l_{m1} = l_{m1_Chang} \cdot RI_{m1} \quad (5-4)$$

$$l_{m1_Chang} = \frac{1}{\beta} \left(\tan^{-1} \frac{1-\beta h}{1+\beta h} + \pi \right) \quad (5-5)$$

また、 l_{m1_Chang} 算定の際の自由長 h は、仮想低下量 Δh を考慮する前の自由長 h である。

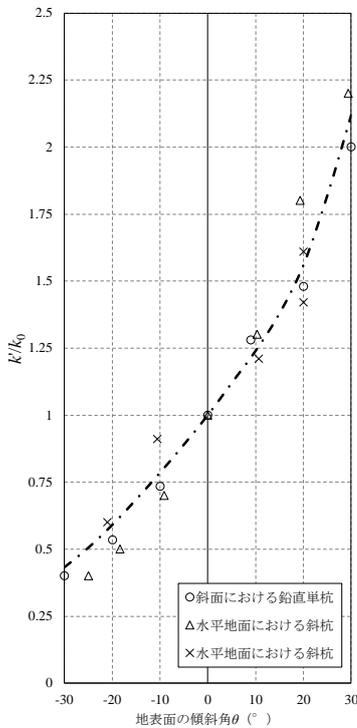


図-5.1 地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比 (再掲)

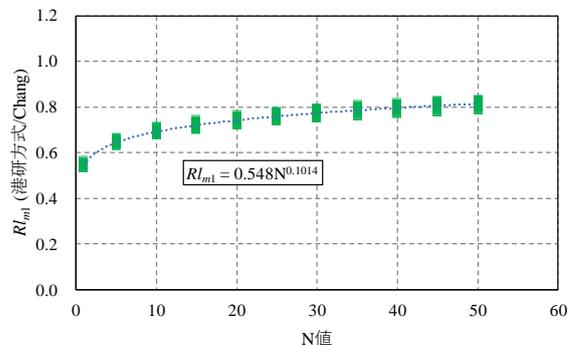
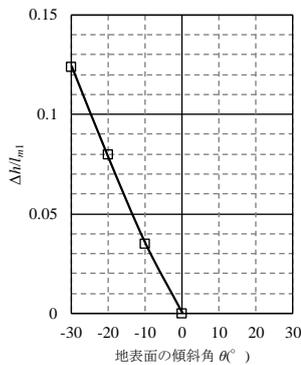


図-5.3 l_{m1} の比率 (港研方式/チャンの方法)

5.2 提案法の検証

栈橋の変動時の骨組解析手法として、提案法の精度検証を行う。本文の2.で検討した栈橋のモデルに対して、提案法（方法C）により計算を行い、各杭の挙動を比較する。本文の2.で検討した断面と同一とし、地盤条件、杭の諸元、外力条件等についても同じ値を用いた。

方法A、方法B、方法Cで計算した杭の曲げモーメント分布図を図-5.4～図-5.11に示す。図には、設計水深の標高、計算手法ごとの仮想地表面標高も合わせて図示している。曲げモーメント分布図全体として、方法Aと方法Bの結果では、曲げモーメント分布図に大きな違いがあるが、方法Cは、方法Bよりも方法Aの計算結果に近い結果となっていることがわかる。また、荷重方向海→陸（ケース名の末尾がU）の結果では、特に海側の杭の曲げモーメント分布図において、方法AとBで大きく異なっているが、方法Cは方法Aに近い結果とな

っている。荷重方向陸→海（ケース名末尾がR）の結果では、わずかに方法Bよりも方法Cのほうが、方法Aに近い結果となっている。

地中部最大曲げモーメント M_{max} の発生深さについて考察する。海側の杭においては、方法B及び方法Cともに方法Aと近い深さとなっていることがわかる。荷重方向陸→海の場合は、方法B及び方法Cともに方法Aの結果よりも深い位置に発生している。一方で荷重方向海→陸の場合、方法Bの結果は、依然方法Aよりも深い位置となっているが、方法Cは、方法Aと近い位置に M_{max} が発生していることがわかる。

以上のように曲げモーメント分布は、方法Bで計算するよりも提案法である方法Cで計算することで、方法Aの挙動に近い値が得られることが確認された。またこの傾向は、荷重方向海→陸方向で強いことがわかった。

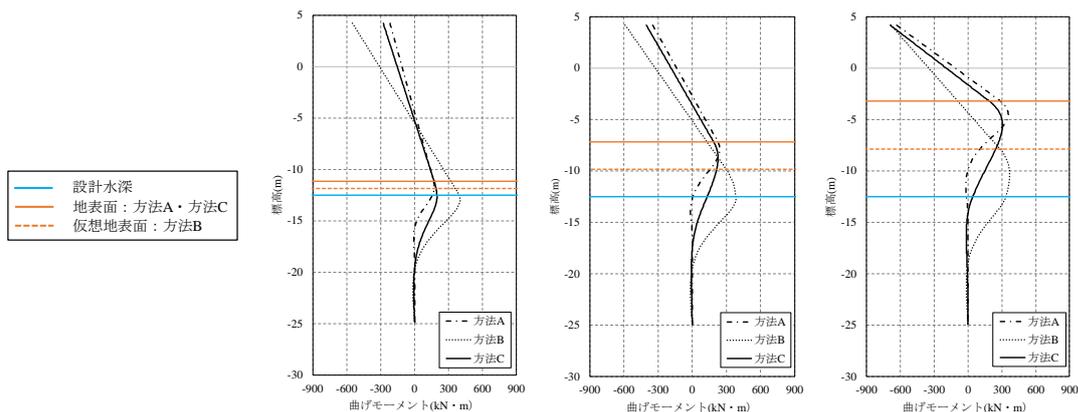


図-5.4 曲げモーメント分布図_case1_1.5U（左から杭1～杭3）

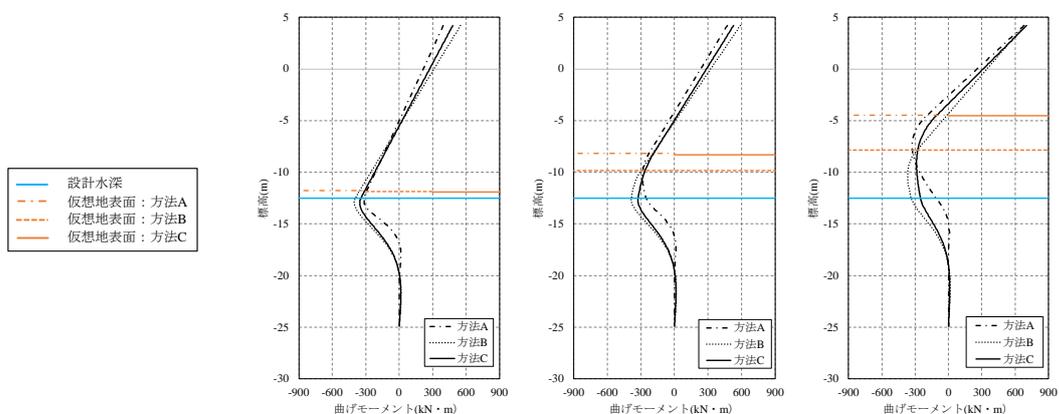


図-5.5 曲げモーメント分布図_case1_1.5R（左から杭1～杭3）

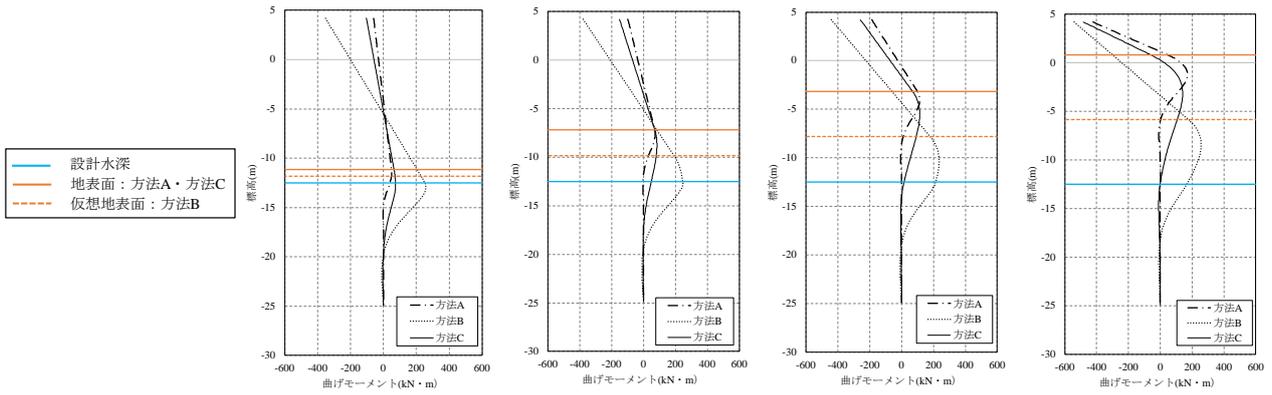


図-5.6 曲げモーメント分布図_case2_1.5U (左から杭1～杭4)

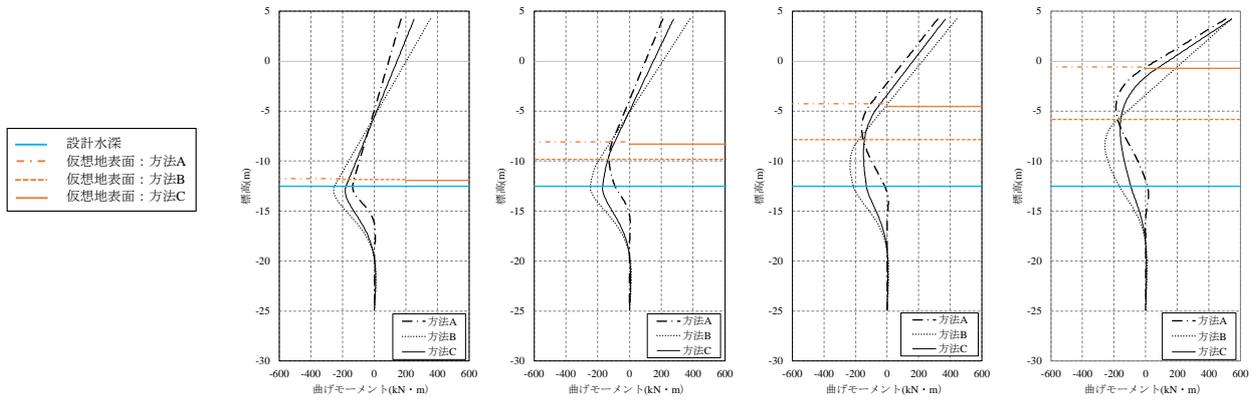


図-5.7 曲げモーメント分布図_case2_1.5R (左から杭1～杭4)

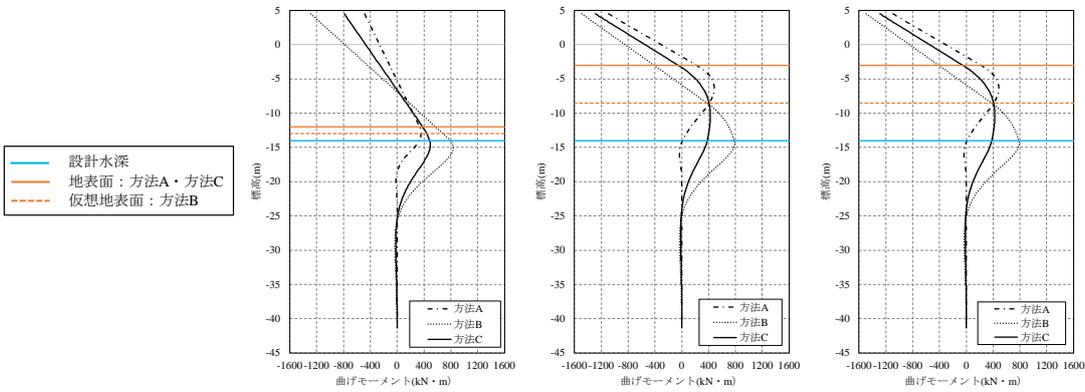


図-5.8 曲げモーメント分布図_case3_1.5U (左から杭1～杭3)

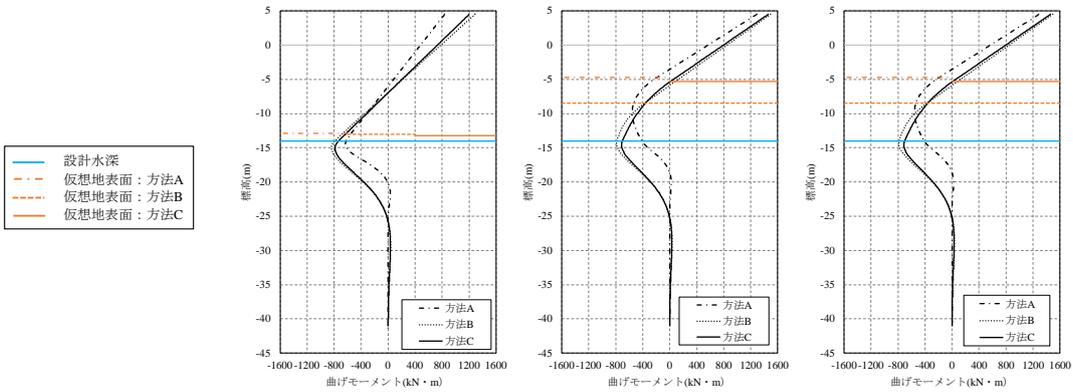


図-5.9 曲げモーメント分布図_case3_1.5R (左から杭1～杭3)

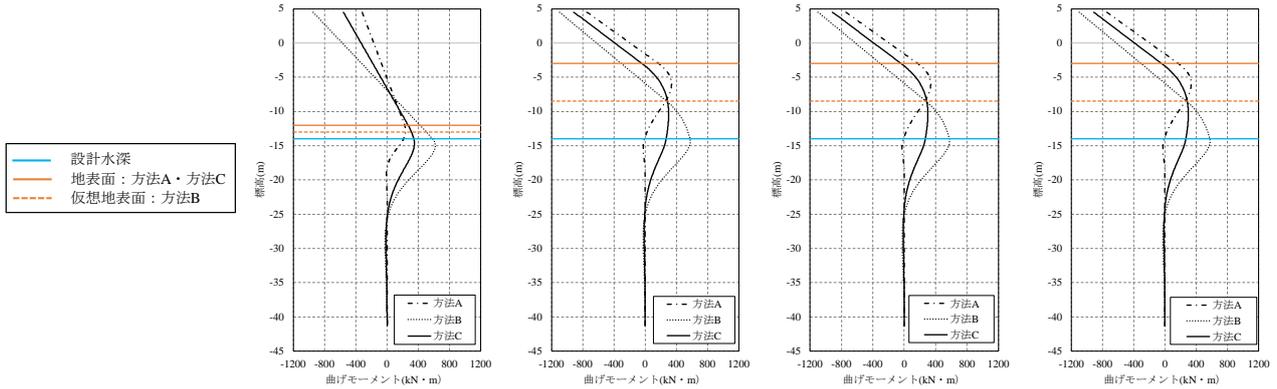


図-5.10 曲げモーメント分布図_case4_1.5U (左から杭1～杭4)

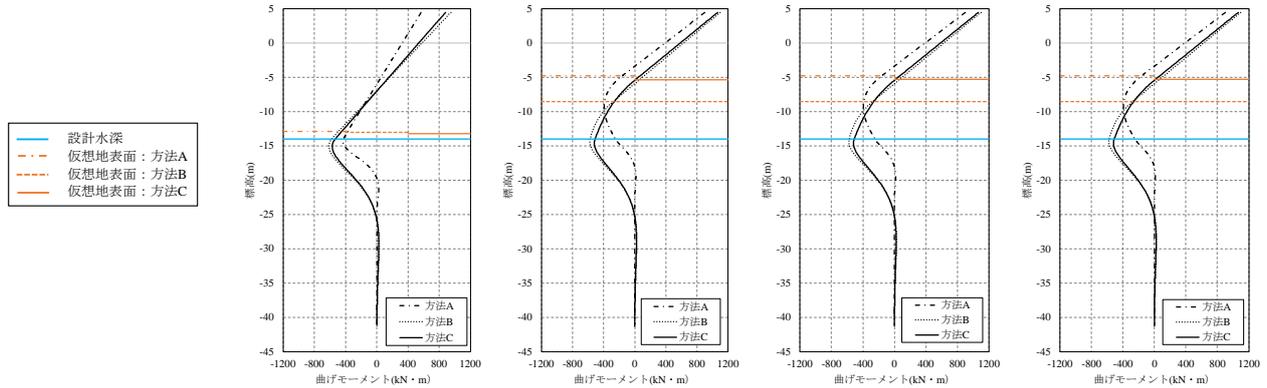


図-5.11 曲げモーメント分布図_case4_1.5R (左から杭1～杭4)

次に $M_t, y_t, M_{max}, l_{m1}$ の各値について方法 B で算定される値に対する方法 A で算定される値の比率，方法 C で算定される値に対する方法 A で算定される値の比率を図-5.12～図-5.19 に示す。方法 A は杭の実挙動の再現性が高い方法と考えられるため，縦軸の数値（方法 A との比率）が 1 に近いほうが計算精度が高い計算手法といえる。

図より， M_t, y_t に関しては，方法 A/方法 B よりも方法 A/方法 C のほうが，比率が 1 に近い値となっているため，方法 C のほうが方法 B よりも杭の実挙動の再現性が高いことが確認できる。特に栈橋設計において鋼管杭の規格の決定に影響の大きい M_t について着目すると，方法 A/方法 B の比率が 0.2 程度となっている結果があるが，方法 A/方法 C の比率は，小さくとも 0.6 程度にとどまっている。

M_{max} についても方法 A/方法 B よりも方法 A/方法 C のほうが，1 に近い値となっている。ただし，一部の結果において，方法 A/方法 C の比率が 1 を超過しており， M_{max} を過小評価する可能性が示されている。段落とし検討の際は， M_{max} 発生深さよりも深い部分から鋼管杭の断面性能を変更することが通常の設計では多いため，あまり大きな問題にはならないと考えられるが，注意が必要

である。

l_{m1} については，方法 A/方法 C よりも方法 A/方法 B のほうが，1 に近い値となっており，陸側の杭ほどその傾向が強い。一方で地中部で曲げモーメントが 0 となる標高は，図-5.4～図-5.11 に示したとおり，方法 B と方法 C ではおおむね同じである。方法 B のほうが方法 C よりも地表面の標高が低い位置に設定されるため，方法 B による l_{m1} が小さくなり，結果として方法 A に近い値となっている。

次に $M_t, y_t, M_{max}, l_{m1}$ の各値における方法 B に対する方法 C の比率を図-5.20～図-5.23 に示す。载荷方向海→陸方向で特に海側の杭において，方法 B と方法 C による計算結果の差が大きい傾向が確認される。栈橋の鋼管杭の断面性能決定に大きく影響する M_t においては，比率が 0.5 程度となっていることから，2 倍程度の差が生じていることがわかる。

以上の結果から，提案法（方法 C）により栈橋の計算を行うことで，方法 B により計算を行うよりは，方法 A の結果に近づけることが可能となる。また，提案法で栈橋の設計を行うことにより現行の方法 B で決定される栈橋の鋼管杭の規格を少し低下させた設計，つまり経済的な設計となる可能性が示された。

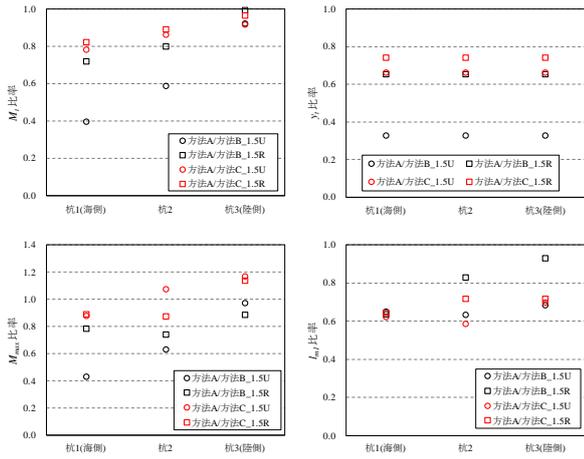


図-5.12 各値の比較_case1_1.5R 及び 1.5U

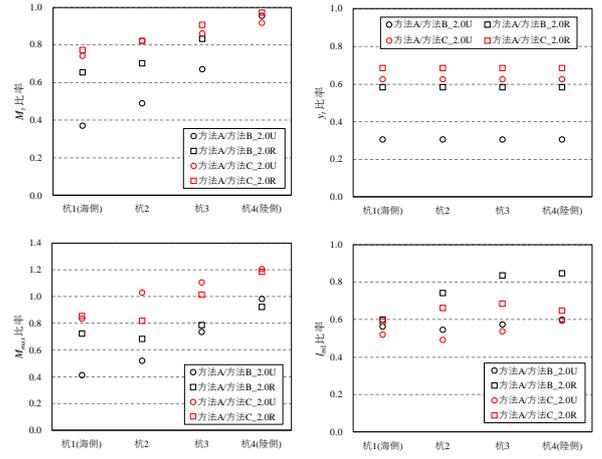


図-5.15 各値の比較_case2_2.0R 及び 2.0U

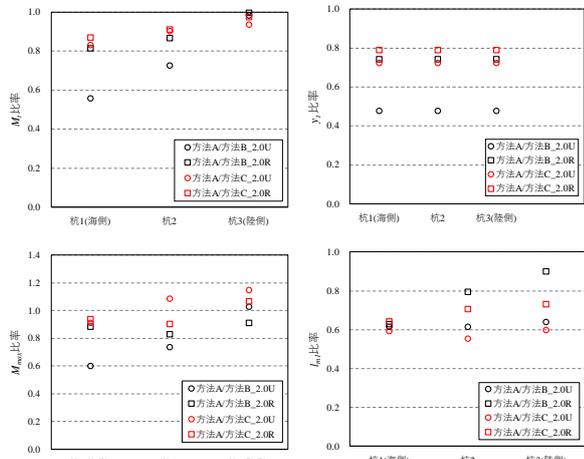


図-5.13 各値の比較_case1_2.0R 及び 2.0U

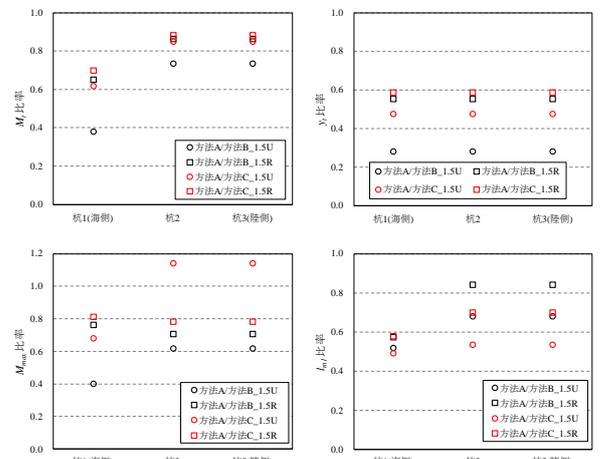


図-5.16 各値の比較_case3_1.5R 及び 1.5U

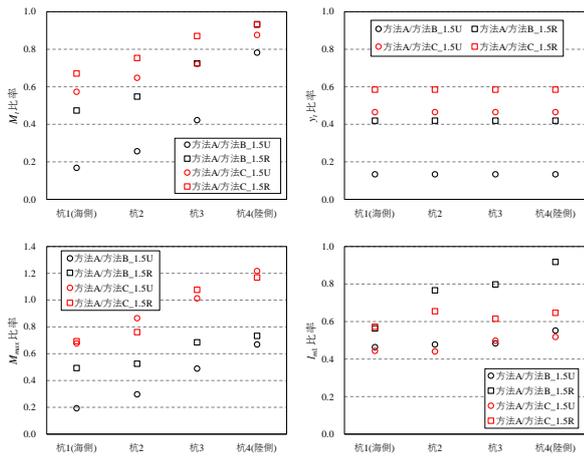


図-5.14 各値の比較_case2_1.5R 及び 1.5U

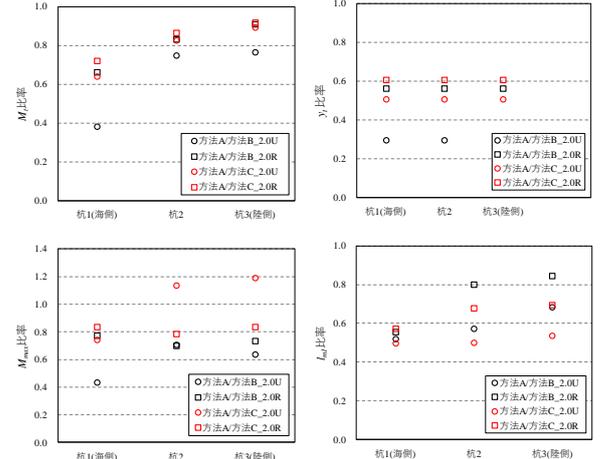


図-5.17 各値の比較_case3_2.0R 及び 2.0U

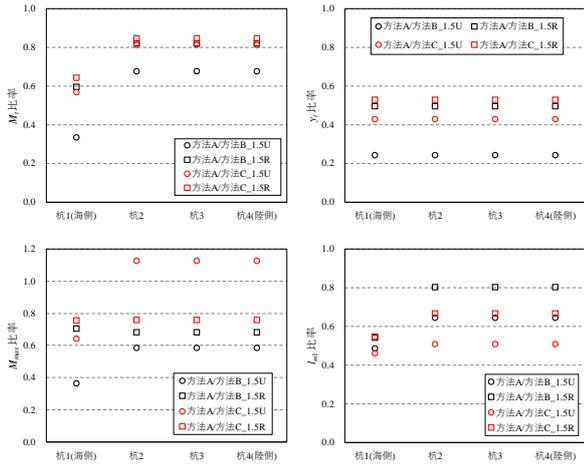


図-5.18 各値の比較_case4_1.5R 及び 1.5U

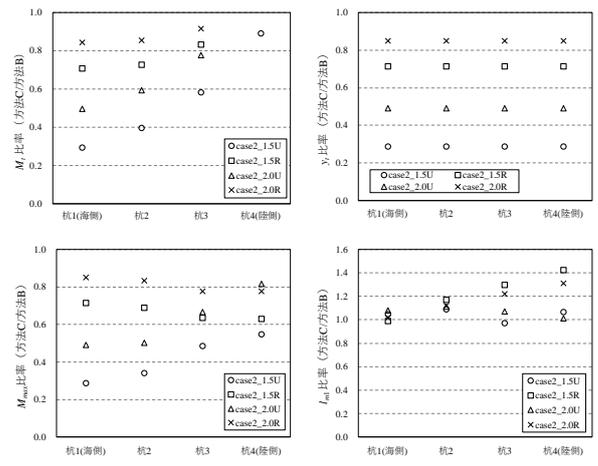


図-5.21 方法 B と方法 C の比較_case2

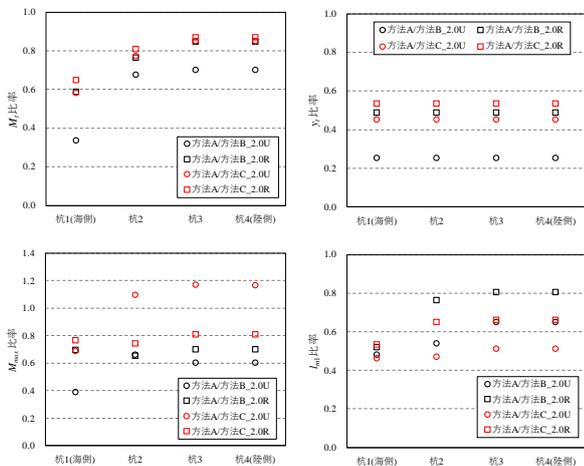


図-5.19 各値の比較_case4_2.0R 及び 2.0U

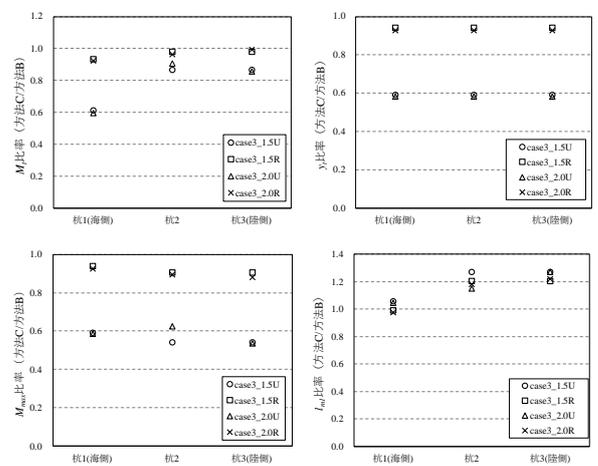


図-5.22 方法 B と方法 C の比較_case3

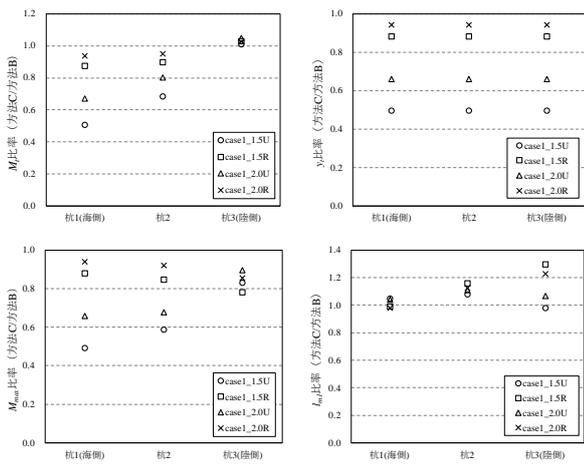


図-5.20 方法 B と方法 C の比較_case1

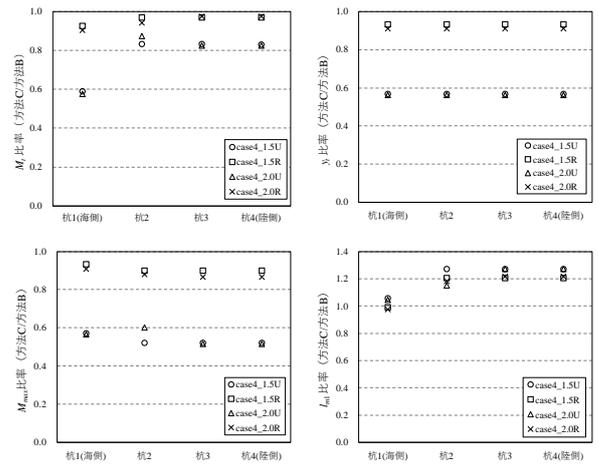


図-5.23 方法 B と方法 C の比較_case4

6. おわりに

栈橋の変動状態の設計においては、実挙動の再現性が高いとされる方法 A により計算されることが望ましいとされる。しかし、方法 A は計算負荷が大きいため、現在の栈橋の設計においては、計算が簡便な方法 B が用いられている。方法 B のほうが方法 A よりも安全側な設計となることが確認されているが、栈橋幅 20m 以下の栈橋に限定されていた。

本研究では、方法 B が幅 20m を超える栈橋に対しても適用可能かどうかを検証した。また、方法 A と方法 B の計算手法を組み合わせることで、新たな栈橋の骨組解析のモデル化手法の提案（方法 C）を行った。得られた知見を以下に示す。

- ① 栈橋幅 20m を超える栈橋に対して方法 A と方法 B で杭頭曲げモーメントを算定し、比較した結果、方法 B で算定される杭頭曲げモーメントのほうが大きいことが確認された。方法 B による設計は、安全側な設計となるため、栈橋幅が 20m を超える栈橋に対しても方法 B により設計することに大きな問題は生じないと考えられる。
- ② 方法 A 及び方法 B による杭頭曲げモーメントは、陸側の杭では大きな違いはみられなかったが、海側の杭においては、大きな違いがみられた。特に載荷方向が海→陸方向の場合にその違いが顕著に表れることがわかった。
- ③ 斜面に設置された杭に対する既往の実験結果をチャンの方法に基づいて再整理した結果、港研方式を基に提案されていた地表面の傾斜角に応じた横抵抗係数比とおおむね同様の値となることがわかった。したがって、斜面に設置された杭の挙動の推定をチャンの方法で行う際も既に提案されている横抵抗係数比と同様の値を k_{CH} に乗じることで、挙動の推定を行うことができる。
- ④ 栈橋に対して提案法(方法 C)で計算を行うことで、現在用いられている方法 B よりも、方法 A の計算結果に近い結果が得られることがわかった。栈橋の鋼管杭の規格決定に大きく影響する杭頭曲げモーメントにおいては、方法 A で算定される値に対して、方法 B で算定される値が非常に大きい。一方、方法 C で算定される値は、方法 A で算定される値に近く、方法 B を用いる場合より栈橋の鋼管杭の規格を低減できる可能性も示された。

- ⑤ 現行法（方法 B）と提案法（方法 C）で栈橋の試設計を実施した例を付録 A に示す。提案法により栈橋の設計を行うことで、現行法で計算を行うよりも経済的な設計断面となることが確認され、今回実施した条件においては、鋼材重量を 5%～15%程度低減できる結果となった。

謝辞

本研究の一部は、一般社団法人日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」より研究費の助成をうけて実施したものである。また、骨組解析の計算の一部は、株式会社日本港湾コンサルタントの高野氏、国土技術政策総合研究所港湾施設研究室の竹信室長、同港湾施設研究室の交流研究員の蒔苗氏の協力を受けたものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018 年
- 2) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.2，No.3，1964 年
- 3) 鈴木敦巳，久保浩一，田中芳夫：斜面における鉛直単杭の横抵抗，港湾技術研究所報告，Vol.5，No.2，1966 年
- 4) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，1967 年
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，下部構造編，2017 年
- 6) 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
- 7) 菊地喜昭：杭の軸直角方向抵抗性能を推定するための Chang のモデルに用いる地盤反力係数の新たな推定方法の提案，港湾空港技術研究所報告，Vol.48，No.4，2009 年
- 8) 栞原直範，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，No.591，2010 年
- 9) 沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集，2018 年

付録 A 棧橋の現行法と提案法による試設計

本文の 5. で示したように提案法（本文中における方法 C）により棧橋の計算を行うことで、杭の断面性能を低下させることができる可能性が示された。

ここでは、耐震強化施設ではない通常の棧橋を対象に試設計を現行法（本文中における方法 B）と提案法で行い、設計断面の比較を行う。

A.1 設計条件

RC 直杭式棧橋を想定し試設計を行う。図-A.1 に示すように現地盤は砂質土、表層の基礎捨石の勾配は 1:2、棧橋 1 ブロックの諸元は、棧橋幅 20m×法線延長 25m とし、4 列杭とする。試設計における諸条件は、設計事例集⁹⁾の設計条件を一部変更して設定した。自然条件や利用条件は、表-A.1 に示すとおりである。レベル 1 地震動は、卓越振動数が異なる 3 つの波形を対象地震動とした。八戸波、岩国波、高知波とし、最大加速度が 200gal となるように調整した。対象地震動のフーリエ振幅スペクトルと加速度波形を図-A.2 及び図-A.3 に示す。

設計断面は、船舶の接岸、船舶の牽引、レベル 1 地震の 3 つの作用を想定し、設計断面を決定する。防舷材は

表-A.1 設計条件

項目	設計条件
潮位	H.W.L. D.L.+2.00m, L.W.L. D.L.±0.0m
設計水深	D.L.-12.6m (計画水深：-12.0m)
天端高	D.L.+3.50m
上載荷重	接岸時：20kN/m ² 地震時、牽引時：10kN/m ²
対象船舶	一般貨物船 (GT=16000t)
付帯施設	係船曲柱：70t (牽引力 700kN/ブロック) 防舷材：800H (接岸力 2200kN/ブロック)
鋼材の腐食代	杭頭～L.W.L.-1m : 0mm (重防食) L.W.L.-1m～海底部 : 1mm (電気防食) 土中部 : 0.15mm

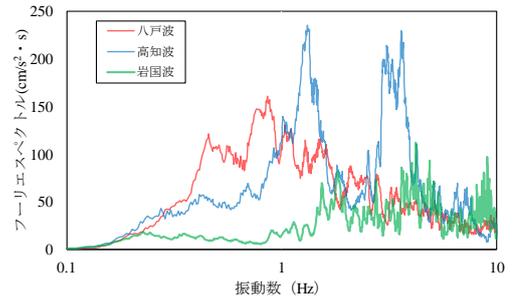


図-A.2 入力地震動フーリエ振幅スペクトル

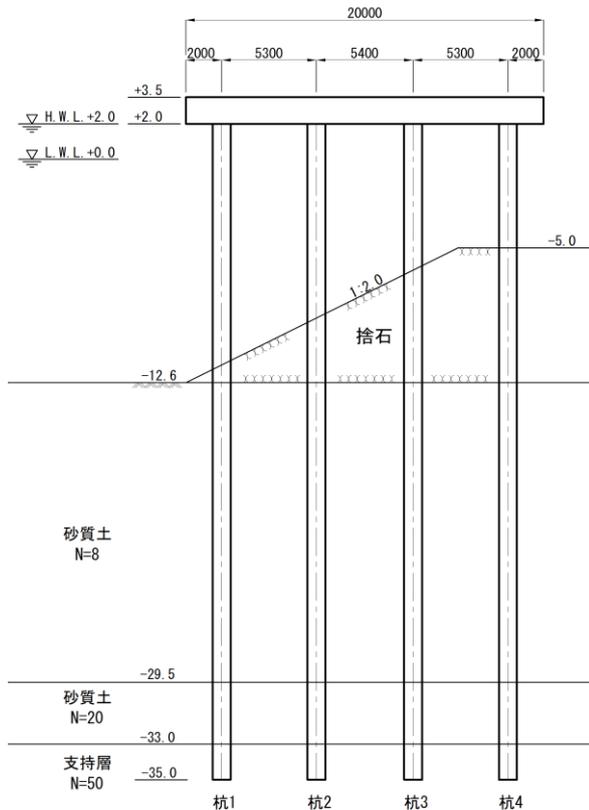


図-A.1 断面図

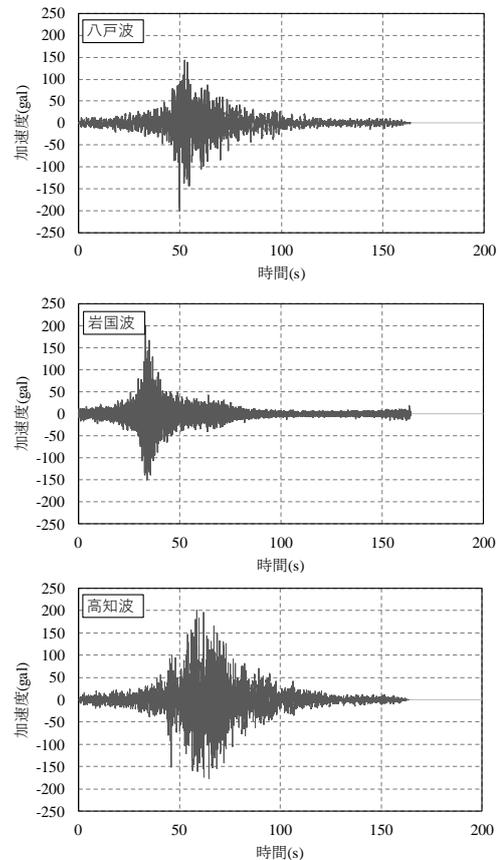


図-A.3 レベル 1 地震動

1ブロックに1基の設置を想定し、1ラーメンあたりの防舷材反力は、 $2200\text{kN} \div 5 \text{列} = 440\text{kN}$ とした。また、係船曲柱も1ブロックあたり1基の設置を想定し、1ラーメンあたりの牽引力は $700\text{kN} \div 5 \text{列} = 140\text{kN}$ とした。

通常的设计では、地中部で杭の断面性能を変化させる段落としを検討することがある。ここでは、杭頭に発生するモーメントによって決定される杭の断面性能の違いを確認すること主目的とするため、本試設計では段落としの検討は行わない。

A.2 照査用震度

照査用震度は、H30技術基準を参考に算定することとし、現行法及び提案法のいずれも同じ照査用震度の値を用いて、地震時の安定性照査を行う。杭2と杭3の中間の土層に対して1次元地震応答解析を行い、仮想地表面（実斜面と設計水深の中間の標高）から $1/\beta$ の標高における応答加速度を算定し、栈橋の固有周期に対応する加速度より照査用震度を算定する。なお、固有周期は、上載荷重及び付加重量（管内水重量、鋼管杭の重量）を考慮した場合と考慮しない場合における固有周期の間で最大の加速度を読みとる。この方法は、提案法に対しての適用性は不明確ではあるが、提案法と現行法で構造断面が大きくは変わらないと考え、照査用震度の算定方法は、現行法の方法に準じることとした。

栈橋の固有周期の算定に必要な栈橋のバネ定数は、骨組解析により算定する。栈橋の固有周期の算定精度は、栗原ら⁸⁾によって調べられている。骨組解析によって栈橋のばね定数を複数の方法で算定し得られる固有周期と二次元有効応力解析（FLIP）によって得られる固有周期が比較されている。その結果、仮想地表面ではなく、実斜面を用いて、横方向地盤反力係数を $k_{CH}=1500\text{N}$ の2倍とする方法、実斜面を杭の固定点とする方法、仮想地表面を杭の固定点とする方法の3つの方法で得られる固有周期の算定精度が高いという報告がある。ここでは、設計事例集を参考に、この3つの方法のうち実斜面を用いて、 $k_{CH}=1500\text{N} \times 2$ とする方法で固有周期を算定することとした。なお、実際の設計時においては、固有周期の算定方法によって照査用震度の推定結果が異なる場合があるため、注意が必要である。

提案法では、水平力の荷重方向が海→陸と陸→海で、斜面部の地盤ばねの大きさや仮想地表面が異なるモデルで骨組解析を実施し、杭の応力照査を行うことを想定している。したがって、荷重方向ごとに異なる固有周期を想定し、荷重方向ごとに照査用震度を設定することも考えられる。しかし、現在までに検討されている栈橋の

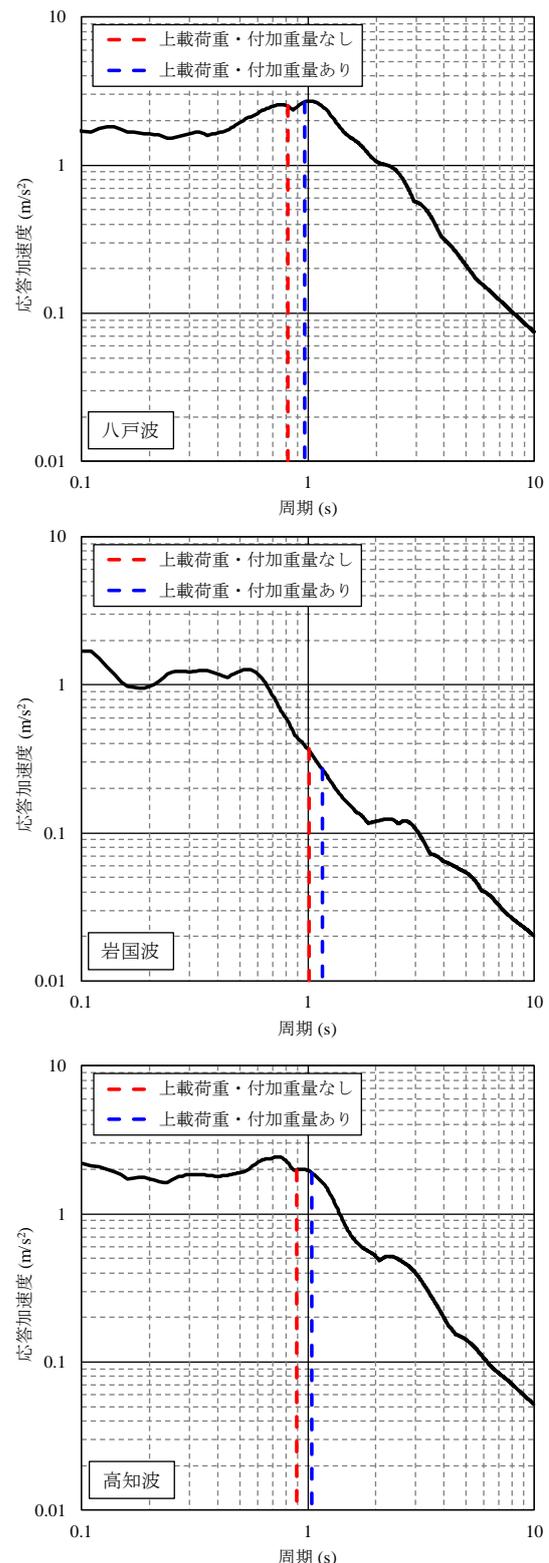


図-A.4 加速度応答スペクトル

固有周期の算定方法に関する研究⁸⁾では、両方向（海→陸、陸→海）の平均的な固有周期に対する算定精度が検討されており、荷重方向ごとに異なる固有周期を設定す

ることは想定されていない。したがって、提案法において想定する照査用震度は、現行の方法と同様とする。

八戸波及び高知波は、レベル1地震動による変動作用で設計断面が決定されるため、杭の断面性能を繰り返し変化させ、照査用震度を設定した。岩国波については、接岸時で設計断面が決定されるため、接岸時で決定された杭の断面性能に基づき照査用震度を算定した。1次元地震応答解析による加速度応答スペクトルを図-A.4、設定した照査用震度を表-A.2に示す。

表-A.2 照査用震度

地震波形	八戸波	岩国波	高知波
照査用震度	0.27	0.04	0.20

A.3 設計断面の比較

現行法と提案法のそれぞれで計算した栈橋の杭の断面性能及び各設計状態における杭の応力度の照査結果（H30技術基準に記載の部分係数を考慮した耐力比）を表-A.3に示す。

八戸波及び高知波は、設計断面が現行法及び提案法ともに地震時、岩国波は設計断面が現行法及び提案法ともに接岸時で決定している。従来法では杭4の規格が最大となっているが、提案法では杭3の規格が杭4と同等以上となっている。これは、杭3は斜面に設置された杭と

して地盤ばねの補正を考慮し、杭4は載荷方向陸→海方向のみ地盤ばねの補正を考慮（載荷方向海→陸のときは地盤ばねの補正なし）していることから、水平力の荷重分担率が従来法の傾向とは異なるためである。

表に示しているように提案法で計算することで、現行法よりも必要な杭の断面性能を低下させることが可能である。表中に示した鋼材重量比からもわかるとおり、この傾向は、地震時で決定される断面よりも接岸時で決定される断面のほうが強い。これは、従来法と提案法で計算される杭頭曲げモーメントの値が、載荷方向陸→海では、さほど大きく異なることはないが、載荷方向が海→陸では、算定される杭頭曲げモーメントの値が大きく異なることに起因している。提案法により計算することで、杭頭曲げモーメントが現行法よりも小さく算定されるため、より経済的な断面の設計が可能となる。

地震時で杭の断面性能が決定される場合は、載荷方向が海→陸と陸→海の間で杭の応力度の耐力比が本試設計で対象とした断面ではあまり変わらない。現行法と提案法では、載荷方向が陸→海の場合は、算定される杭頭曲げモーメントに大きな違いが生じない。そのため、地震時で決定される断面の場合、杭の断面性能の低下率はやや小さくなる。しかしながら、今回試算した条件では、提案法により栈橋の計算を行うことで、現行法で計算を行うよりも経済的な設計断面を設定することができることが確認された。

表-A.3 安定性照査結果及び杭諸元

照査方法		現行法				提案法			
地震動		八戸波							
杭位置		杭1	杭2	杭3	杭4	杭1	杭2	杭3	杭4
杭諸元	杭径 φ(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	肉厚 t(mm)	11	13	16	18	10	12	17	16
杭の応力度の照査結果	L1地震時(海→陸)	0.83	0.94	0.98	0.99	0.61	0.77	0.92	0.92
	L1地震時(海←陸)	0.97	0.99	0.99	0.86	0.96	0.98	0.99	0.92
	接岸時	0.60	0.66	0.67	0.66	0.49	0.57	0.63	0.61
	牽引時	0.40	0.39	0.36	0.29	0.47	0.43	0.39	0.35
現行法に対する提案法の鋼材重量比		0.95							
地震動		岩国波							
杭位置		杭1	杭2	杭3	杭4	杭1	杭2	杭3	杭4
杭諸元	杭径 φ(mm)	800	800	800	800	800	800	800	800
	肉厚 t(mm)	9	13	17	19	8	8	17	17
杭の応力度の照査結果	L1地震時(海→陸)	0.38	0.36	0.33	0.31	0.35	0.37	0.34	0.29
	L1地震時(海←陸)	0.39	0.36	0.33	0.28	0.44	0.41	0.35	0.30
	接岸時	0.97	0.99	0.98	0.98	0.81	0.93	0.99	0.94
	牽引時	0.72	0.64	0.58	0.49	0.69	0.63	0.54	0.47
現行法に対する提案法の鋼材重量比		0.86							
地震動		高知波							
杭位置		杭1	杭2	杭3	杭4	杭1	杭2	杭3	杭4
杭諸元	杭径 φ(mm)	900	900	900	900	900	900	900	900
	肉厚 t(mm)	10	12	15	17	9	11	15	15
杭の応力度の照査結果	L1地震時(海→陸)	0.85	0.93	0.97	0.99	0.62	0.77	0.94	0.93
	L1地震時(海←陸)	0.97	0.97	0.98	0.87	0.96	0.97	0.99	0.94
	接岸時	0.79	0.85	0.86	0.86	0.62	0.72	0.83	0.81
	牽引時	0.51	0.46	0.46	0.38	0.60	0.56	0.51	0.45
現行法に対する提案法の鋼材重量比		0.93							

港湾空港技術研究所資料 No.1425

2025. 3

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. <https://www.pari.go.jp/>

Copyright © (2025) 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。