

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.50 No.4 December 2011

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 50 卷 第 4 号 (Vol. 50, No. 4), 2011 年 12 月 (December 2011)

目 次 (CONTENTS)

1. 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震津波の特性河合弘泰, 佐藤真, 川口浩二, 関克己 3 (Characteristics of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake TsunamiHiroyasu KAWAI, Makoto SATOH, Koji KAWAGUCHI, Katsumi SEKI)
2. 土丹層に支持された鋼管杭の軸方向抵抗力の検討水谷崇亮, 菊池喜昭, 杉本貴之, 小濱英司 65 (Study on Vertical Bearing Capacity of Steel Pipe Pile Driven into MudstoneTaka-aki MIZUTANI, Yoshiaki KIKUCHI, Takayuki SUGIMOTO, Eiji KOHAMA)
3. 既存矢板壁に対する控え工増設の補強効果とその評価法の開発森川嘉之, 菊池喜昭, 水谷崇亮 107 (Development of Design Method for Anchored Sheet Pile Wall Reinforced by Additional Anchorage WorkYoshiyuki MORIKAWA, Yoshiaki KIKUCHI, Taka-aki MIZUTANI)
4. 内陸地殻内地震によるやや短周期地震動の再現に適した震源のモデル化手法野津厚 133 (Modeling Semi-Short-Period Ground Motions from Crustal Earthquakes Using Characterized Source ModelsAtsushi NOZU)
5. 下新川海岸における長周期うねりの越波発生機構とその対策加島寛章, 平山克也 197 (Experimental Study on Mechanism and Countermeasures for Wave Overtopping of Long-Period Swell in Shimonikawa CoastHiroaki KASHIMA, Katsuya HIRAYAMA)

既存矢板壁に対する控え工増設の補強効果とその評価法の開発

森川 嘉之*・菊池 喜昭**・水谷 崇亮***

要 旨

近年、既存岸壁の補強、機能強化に関する要望が高まっている。このような要望への対応策として、控え式矢板壁については控え工増設工法が提案されている。しかし、控え工増設工法は、控え工増設前後の矢板壁の曲げモーメントや矢板壁に作用する土圧の変化などの設計上の取扱いが難しく、設計法の確立にいたっていない。控え式矢板壁のようなたわみ性壁体の設計においては、構造物がどのような土圧や地盤反力を受けるかということが非常に重要である。したがって、控え工増設による矢板壁の負荷低減効果だけでなく、矢板壁に作用する土圧の変化を評価し、設計法に反映する必要がある。

そこで本研究では、控え工増設工法の設計法の構築を目的として模型実験を実施し、控え工増設による矢板壁の負荷低減効果および矢板壁に作用する土圧の変化を把握した。その結果、増設タイ材の取付点高さによって矢板壁の挙動モードが異なり、負荷低減効果が大きく変化することがわかった。また、実験結果を元に、控え工増設時の矢板壁への作用をモデル化し、弾性床上の梁理論を考慮した控え工増設工法設計のための数値解析手法を開発した。そして試算を行い、最適な増設タイ材の取付点高さや控え杭の形式を検討した。さらに、矢板壁前面の固化処理等と併用することで、岸壁水深増大に対する補強工法として、控え工増設工法が適用可能であることを確認した。

キーワード：控え式矢板壁，控え工増設工法，曲げモーメント，地盤反力，弾性床上の梁理論

* 地盤研究領域 地盤改良研究チームリーダー

** 特別研究官

*** 地盤研究領域 基礎工研究チームリーダー

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1

電話：046-844-5055 Fax：046-844-0618

独立行政法人 港湾空港技術研究所

E-mail：morikawa@pari.go.jp

Development of Design Method for Anchored Sheet Pile Wall Reinforced by Additional Anchorage Work

Yoshiyuki MORIKAWA*

Yoshiaki KIKUCHI**

Taka-aki MIZUTANI***

Synopsis

In recent years, existing anchored sheet pile walls have required reinforcement for maintenance and functional enhancement for large ships. To meet these requirements, a reinforcement method called dual-anchored sheet pile wall, in which an additional anchorage work is attached to the existing anchored sheet pile wall, has been developed. However, the interaction between the structure and its surrounding ground induced by the additional anchorage has not been investigated sufficiently, although it is important for the design of a flexible bulkhead, such as an anchored sheet pile wall.

In this study, a series of model tests of the dual-anchored sheet pile wall was conducted to understand the interaction between the structure and the ground, such as the reaction of backfill, as well as the effects of the additional anchorage on the bending moment of the sheet pile. The results of the model tests revealed that reduction effect of the load on the sheet pile and its deformation mode depend on the position where the additional anchorage is attached to the existing sheet pile.

Furthermore, numerical method for simulation of the behaviour of the dual-anchored sheet pile wall was developed, based on the test results and the theory of beams on elastic bed. The appropriate condition for the additional anchorage work was numerically investigated and proposed by using this method. As a result of numerical investigation, it was found that the dual-anchored sheet pile wall is effective in improvement of front-water-depth of bulkhead if it is used along with solidification of the sea bed in front of the sheet pile.

Key Words: Anchored sheet pile wall, additional anchorage work, bending moment,
subgrade reaction, beams on elastic bed

* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division

** Director for Special Research

*** Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Division

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : morikawa@pari.go.jp

目 次

要 旨	107
1. まえがき	111
2. 現行の控え式矢板壁の設計法	111
3. 控え工増設による既存矢板壁の負荷低減効果に関する模型実験	113
3.1 実験概要	113
3.2 実験手順	114
3.3 実験条件	115
3.4 実験結果と考察	115
3.5 まとめ	118
4. 控え工を増設した矢板壁の挙動解析手法の構築	118
4.1 矢板壁に作用する外力のモデル化	118
4.2 その他の条件	121
4.3 基本式の定式化および解析の手順	122
4.4 解析手法の検証	122
4.5 まとめ	124
5. 控え工を増設した矢板壁の試算	125
5.1 増設控え工の取付点高さ・形式の検討	125
5.2 岸壁水深の増深への適用性	126
5.3 まとめ	127
6. 結論	127
7. あとがき	128
謝辞	128
参考文献	128
付録	128

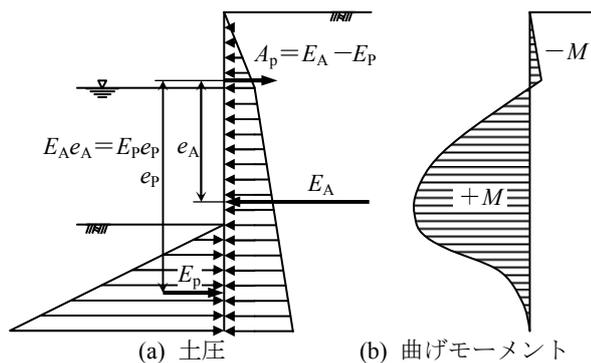


図-3 フリーアースサポート法⁴⁾

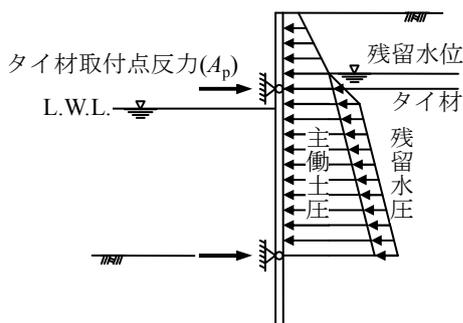


図-4 仮想ばり法⁴⁾

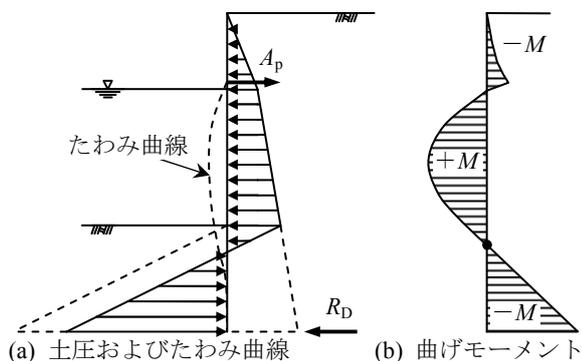


図-5 フィクストアースサポート法⁴⁾

ものとする。そしてタイ材取付点に関する主働土圧および残留水圧によるモーメントと根入れ部前面の受働土圧による抵抗モーメントが釣り合うように根入れ長を決定する。この方法では、矢板壁下端が海側に移動する破壊モードを想定しており、設計で安全性の余裕をみることにより、結果的にこの破壊モードが生じないように根入れ長が決定される。矢板壁の断面は、最大曲げモーメントを仮想ばり法で求めることにより決定する。仮想ばり法では、矢板壁をタイ材取付点と海底面に支点を持つ梁とみなして断面力を算出する(図-4⁴⁾)。本来、曲げモーメントが0となる点を下方の支点とすべきであるが、一般的に曲げモーメントが0となる点が海底面付近に現れると

して簡略的に仮定している。しかし、岸壁の大水深化に伴い、大断面の矢板や鋼管矢板といった、従来よりも曲げ剛性の非常に大きなものが矢板壁に用いられるようになってきており、このような仮定には無理が生じてきている。

フィクストアースサポート法は、矢板壁の変形に対する海底地盤の拘束力が十分に大きく、根入れ部のある深さ以下で矢板壁が地盤中に固定されていると仮定するものである。したがって、海底面下のある深さに矢板壁のたわみの反極点があることを仮定していることになる。たわみの反極点では曲げモーメントが0となるから、反極点と矢板壁下端の間には負の曲げモーメントが作用することになる。フィクストアースサポート法で想定する矢板壁に作用する土圧は図-5⁴⁾のようになる。一般的なフィクストアースサポート法の解法は、たわみ曲線法⁷⁾である。たわみ曲線法は、根入れ長および根入れ下端で鉛直線に接するたわみ曲線を仮定し、根入れ長を変えて繰り返し計算を行い、タイ材取付点のたわみが0となる時点での部材力を求める方法である。しかし、たわみ曲線法でも根入れ部分には極限土圧の釣り合いを仮定しており、矢板壁の剛性がその挙動に及ぼす影響を考慮したものとはなっていない。

Roweの方法は、矢板壁の根入れ部前面に作用する土圧を地盤の極限抵抗ではなく矢板壁のたわみに応じた地盤反力とし、矢板壁を弾性床の上の梁としてその挙動を解くものである。この方法は矢板壁の剛性或地盤反力係数の違いによって矢板壁の挙動が異なることを説明できる。Roweの方法における根入れ部の基本式は次式で表される。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p_{A0} - \frac{l_h}{D} xy. \quad (1)$$

ここで、式中の各パラメータは以下のとおりである。

E : 矢板壁のヤング係数 (MN/m²)

I : 矢板壁の単位幅あたりの断面二次モーメント (m⁴/m)

p_{A0} : 海底面における主働土圧と残留水圧による荷重強度 (MN/m²)

l_h : 前面地盤の地盤反力係数 (MN/m³)

D : 矢板壁の根入れ長 (m)

x : 海底面からの深さ (m)

y : 矢板壁のたわみ (m)

ただし、この式では矢板壁の根入れ長が大きくなるほど右辺第2項の係数 (l_h/D) が小さくなり、有効な地盤反力係数が低下する。つまり、式(1)では、根入れ長が大きくなるほど最大曲げモーメントが大きく算定される場合がある⁸⁾。しかし実際には、根入れ長が大きくなると、矢

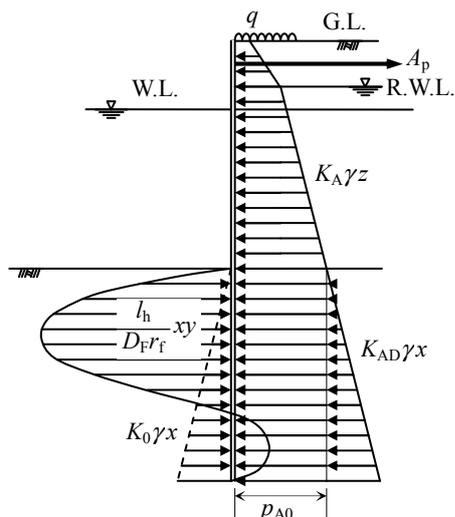


図-6 矢板壁の解析上の土圧分布⁴⁾

板壁の拘束が大きくなり、最大曲げモーメントは低下してゆかずである。また、フィクストアースサポート状態が成立する深さより根入れ長を大きくしても最大曲げモーメントは変化しないと思われる。したがって、式(1)の D はフィクストアースサポート状態が成立する時の前面地盤が矢板壁を拘束する深さ、つまり固定値であるべきである。高橋、菊池ら⁸⁾は、前面地盤が矢板壁を拘束する深さを根入れ部前面の第一次の正の反力土圧の作用深さとし、式(1)を修正している。港湾基準⁴⁾には、実際の矢板壁の挙動特性によく対応させるために、この高橋、菊池ら⁸⁾の修正式(下式)も挙げている。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p_{A0} + K_{AD} \gamma x - K_0 \gamma x - \frac{l_h}{D_F r_f} xy. \quad (2)$$

式(2)中の各パラメータは以下のとおりである(式(1)と共通のものは省略)。

K_{AD} : 矢板壁根入れ部の主働土圧係数

K_0 : 静止土圧係数

γ : 土の単位体積重量 (MN/m³)

D_F : 矢板壁の収束根入れ長 (m)

r_f : 根入れ部前面の第一次の正の反力土圧の作用深さと D_F の比

式(2)で想定する矢板壁へ作用する土圧は図-6⁴⁾のようになる。

弾性床上の梁理論を考慮した設計法の実証的な検討はまだ少ないが、チェボタリオフの行った実験結果⁹⁾や現地計測結果との対比¹⁰⁾によって、その信頼性が確認されている。そこで本研究では、控え工を増設した場合でも、矢板壁前面に作用する土圧を矢板壁のたわみに応じた地盤反力分布とした方が実際の現象に近いと考え、高橋、

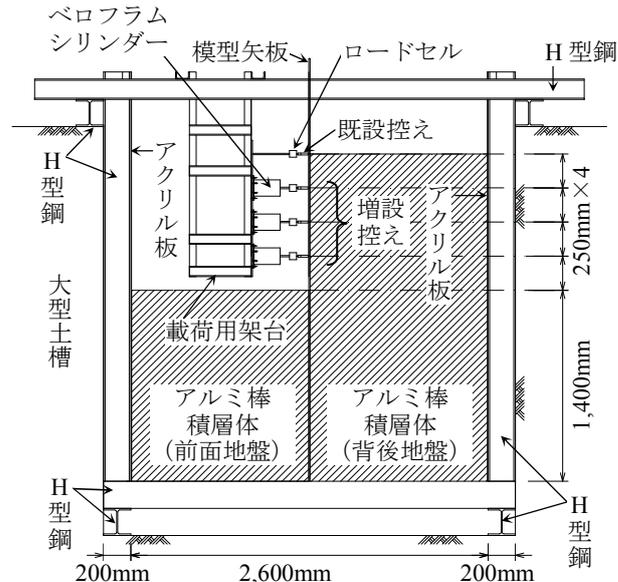


図-7 模型地盤の断面図

菊池ら⁸⁾による修正式(2)を基に設計法を構築する。

3. 控え工増設による既存矢板壁の負荷低減効果に関する模型実験

3.1 実験概要

岸壁のような構造物では法線直角方向の二次元的な挙動が卓越するが、このような問題を模型実験で取扱う場合、模型地盤内の応力状態が土槽壁面の摩擦の影響を受けてしまう。そこで、二次元状態を簡便に再現でき、手前側と裏側の土槽壁が不要なアルミ棒積層体で模型地盤を模擬することとした。アルミ棒積層体の材料は、径の異なる三種類のアルミ製の丸棒である。アルミ棒の寸法は、長さ15cm、直径1.5mm、2mm、3mmである。模型地盤の作製にあたっては、これらのアルミ棒を重量比1:1:1で均一に混合して使用した。

図-7に模型地盤の断面を示す。模型地盤は、幅3m、奥行き6m、深さ3mのコンクリート土槽の底面および側壁に設置したH型鋼をフレームとし、その内部に作製した。土槽側壁に設置したH型鋼には、模型地盤(アルミ棒)との摩擦を低減するため、アクリル板を貼付した。模型矢板を含む模型地盤の寸法は、幅2.6m、奥行き15cmで、地盤高さは矢板前面が1.4m、背後が2.4mである。

また、アルミ棒積層体中にタイ材を模擬することが困難であったため、模型矢板前面側からの载荷でタイ材取付点反力を模擬した。このため本章では、タイ材取付点反力を控え荷重と記載する。既設控えは背後地盤と同じ

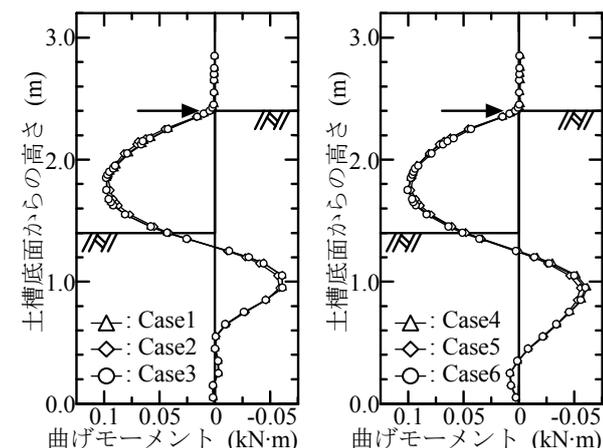


図-9 模型地盤完成時の模型矢板の曲げモーメント分布

表-1 模型地盤の初期条件および荷重条件

	矢板の厚さ	既設控え荷重 A_{p10} *1	増設控え設置高さ*2	目標増設控え荷重 A_{p2}
Case1	6 mm	0.23 kN	75 cm	$2 A_{p10}$
Case2	6 mm	0.25 kN	50 cm	$4 A_{p10}$
Case3	6 mm	0.23 kN	25 cm	$4 A_{p10}$
Case4	9 mm	0.32 kN	75 cm	$2 A_{p10}$
Case5	9 mm	0.31 kN	50 cm	$4 A_{p10}$
Case6	9 mm	0.29 kN	25 cm	$4 A_{p10}$

*1: 模型地盤完成時 (増設控え荷重前)

*2: 前面地盤地表面からの高さ

のことから増設控え荷重前の模型地盤の再現性が良好であることが確認できる。また、Case4~6では、模型矢板の下端付近で若干曲げモーメントが発生してしまっているが、Case1~3では前面地盤から80cm程度の深さで0に収束しており、根入れ深さは充分であったと考えられる。

3.3 実験条件

背後地盤の完成後、増設控えを設置し、荷重を行った。実験は、2種類の剛性の模型矢板に対して、増設控えの設置高さを変えて3ケースずつ実施した。増設控え設置位置の前面地盤からの高さは、Case1とCase4が75cm (直立部高さの3/4)、Case2とCase5が50cm (同1/2)、Case3とCase6が25cm (同1/4) である。

各ケースにおいて、目標荷重まで所定の荷重ピッチで荷重および除荷を行った。小型の予備実験¹¹⁾の結果から、増設控え高さが低いケースでは、荷重前の既設控え荷重の4倍程度の増設控え荷重で最大曲げモーメントの低減効果のほとんどが発揮されていた。また、増設控え高さ

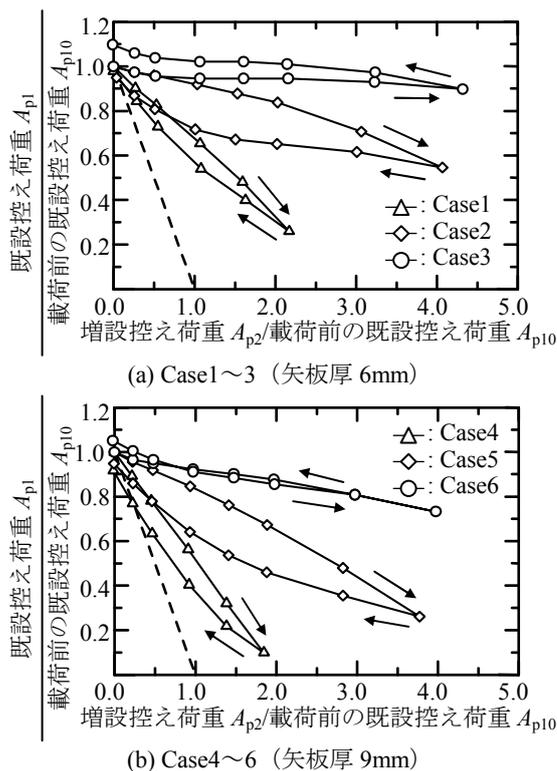


図-10 控え工増設による既設控え荷重の低減効果

の高いケースでは2倍程度であった。そこで、Case1とCase4の増設控えの目標荷重を荷重前の既設控え荷重の2倍、Case2, Case3, Case5, Case6を4倍とした。

3.4 実験結果と考察

図-10に増設控え荷重による既設控え荷重の低減効果を示す。図-10から、増設控えの荷重により既設控え荷重が低減され、増設控えが既設控えに近いほどその効果の大きいことがわかる。仮に増設控えを既設控えと同じ位置に設置すれば、結果は傾き-1の直線になるはずである。

図-11に厚さ6mmの模型矢板のケース (Case1~3) の曲げモーメント分布を示す。各曲げモーメント分布には3次のスプライン関数による近似曲線も示している。スプライン曲線は多項式の集まりであるため、微積分が容易であるというメリットがある。実験結果には測定上の誤差が含まれる。このような場合には、全てのデータ点を通る近似曲線を選ぶより、測定点からの多少のずれを許容して、全体の分布形状をよく表現する近似曲線を選んだほうが望ましい場合がある。このため、スプライン関数は平滑化スプライン関数とした¹²⁾。ただし、増設控え荷重後の曲げモーメント分布は、荷重点で折れ線となるため、荷重点では平滑化できない。そこで、荷重点の曲げモーメントを仮定し、荷重点の上部と下部に分けて近似曲線を求めた。増設控え荷重点の曲げモーメントは、以下の

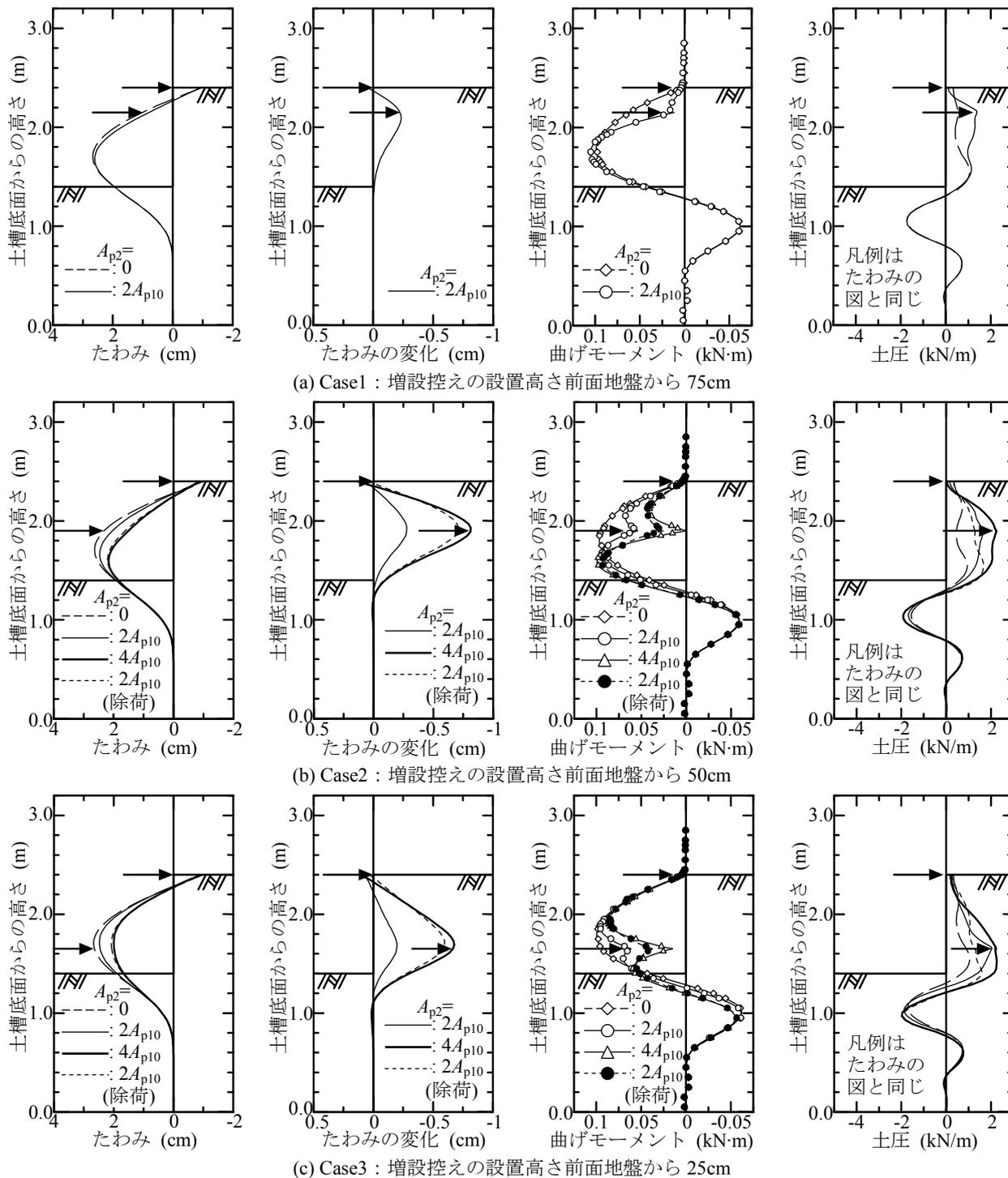


図-11 模型矢板の挙動 (矢板厚6mm)

条件を満足するように仮定した.

- 曲げモーメント分布を微分して得られるせん断力分布の増設控え位置の不連続量が増設控え荷重と等しい.
- せん断力分布を微分して得られる土圧分布が増設控え位置で連続 (滑らかでなくとも良い)

図-11 には 3 次の平滑化スプライン関数による曲げモーメントの近似曲線を微積分して求めた土圧分布とたわみ

も示した. 土圧分布は, 曲げモーメント分布の連続二階微分ではなく, せん断力分布を改めて 3 次のスプライン関数で近似し, それを微分して求めている. これは, 微分の繰返しによるスプライン関数の次数の低下を避け, 近似曲線の滑らかさを維持するためである. たわみ分布は曲げモーメント分布を二階積分して求めた. 積分ではスプライン曲線の次数が下がらないので, たわみはモー

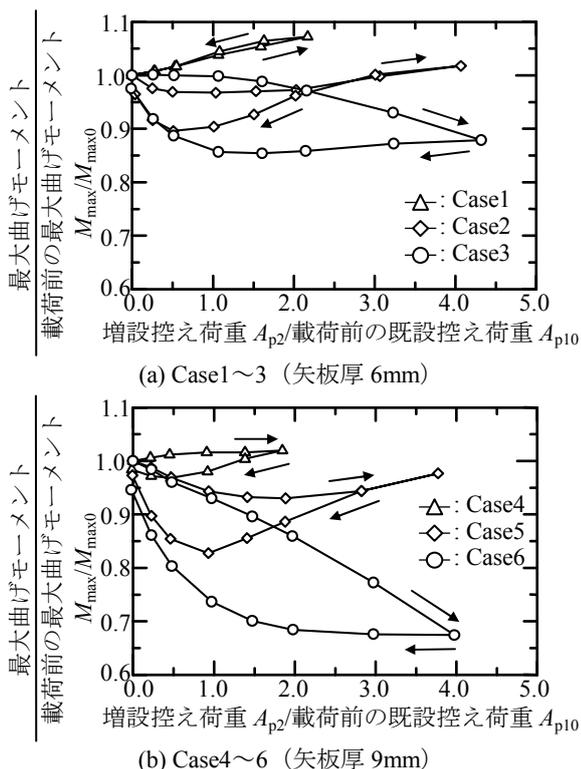


図-12 控え増設による最大曲げモーメントの低減効果

メント分布の二回の台形積分で求めた。その際、矢板下端の変位を 0 としている。既設控えの位置でたわみが 0 となっていないのは、校正係数の誤差や計測誤差、台形積分の誤差が積分によって累積したものと考えられる。

図-11を見ると、増設控え位置の高いCase1では、最大曲げモーメントの位置がほとんど変化せず、その絶対値が若干増加している。これに対して、増設控え位置の低いCase3では、最大曲げモーメントの位置が荷重点から遠ざかる方向に移動し、その値が大きく減少している。図-12に増設控え荷重による最大曲げモーメントの低減効果を示すが、増設控え位置の高いCase1やCase4では、増設控えの荷重開始時から最大曲げモーメントが増加し始めている。図-11の曲げモーメント分布の変化について、増設控えの高さによらず共通してみられるのは、荷重点から約20cm下方（この距離は矢板の剛性によって異なると思われる）より深い範囲の曲げモーメントが増加していることである。また、図-11の曲げモーメントやたわみ分布の変化を見ると、Case1では曲げモーメントやたわみの減少する領域が、荷重前の最大曲げモーメントの位置より上の部分に限定されている。一方、Case3では、模型矢板直立部全体で曲げモーメントやたわみが減少している。土圧分布の変化する領域も、Case1では模型矢板直立部のみに限定されているのに対して、Case3では根入れ部の土圧も増加している。これらのことから、図-10で増設控え

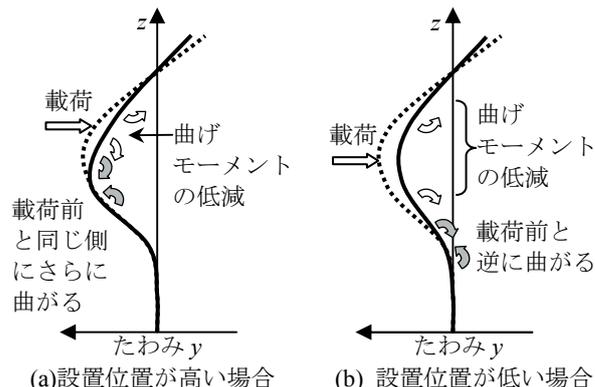


図-13 増設控えの位置による矢板の変形モードの違い

が低いほど既設控え荷重の低減効果が小さくなっていたのは、地盤反力の発生に寄与する増設控え荷重の成分が大きくなるためと考えられる。

以上のことから、増設控えの設置高さによって、増設控え荷重時の矢板の変形モードが次のように変化すると考えられる。図-13(a)のように、増設控え位置が高い場合は、ある高さで矢板がさらに曲がり、それよりも上部が地盤側へ押し戻されるような変形モードとなる。当初から正であった曲げモーメントがさらに増加するため、増設控えを荷重したにも関わらず最大曲げモーメントが増加するという結果となる。増設控え位置が低い場合も、矢板の低い部分の曲げモーメントが増加するが、図-13(b)のように、当初負であった曲げモーメントが正になる（逆に曲がる）変化のため、最大曲げモーメントが増加するようなことにはならない。増設控え高さが中間のCase2は、曲げモーメントの増加する部分の初期値がある程度大きかったため、荷重途中から最大曲げモーメントが増加に転じたものと考えられる。これらのことから、増設控えを荷重前の最大曲げモーメントの位置に設置するのが最も有利である。また、Case2と3の結果を比較すると、設置位置が最大曲げモーメントの位置と一致しない場合は、最大曲げモーメントの位置の上方よりも若干下方に設置する方が効果は大きい。

図-10, 12を見ると、Case2, 3, 5, 6で既設控え荷重や最大曲げモーメントの変化がループを描いている。これは次のように考えられる。図-14は、増設控え荷重前後の写真を基に算出した背後地盤のせん断ひずみ分布の例である。同じ増設控え荷重レベルについて、荷重時と除荷時のせん断ひずみ分布を比較すると、除荷時にせん断ひずみが残留している。これは図-11(b), (c)のたわみ分布の変化において、除荷時にたわみが戻っていないことと対応している。一方、土圧は荷重時よりも小さくなっている。つまり、矢板のたわみが少し戻っただけで土圧が低

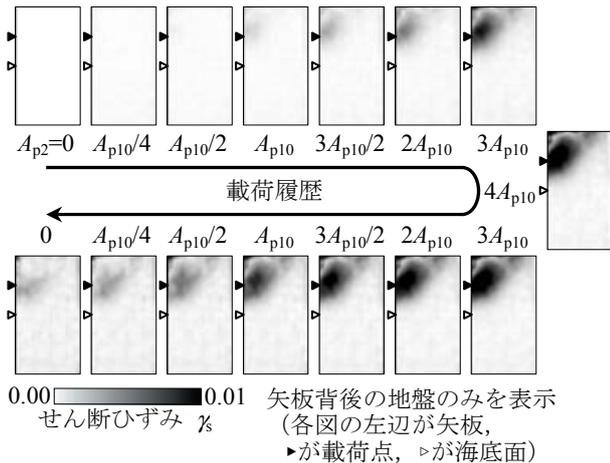


図-14 背後地盤のせん断ひずみ分布の例 (Case2)

下している。これは、背後地盤を受働化するために土留め壁を大きく背後に倒す必要があるのに対して、背後地盤を主働化するには土留め壁を少し前面に倒すだけでよい¹³⁾ ことと対応している。このことは、控え増設時に一度大きな荷重（実構造物では張力）を载荷して所定の荷重まで除荷した方が、矢板の曲げモーメントや既設控え荷重の低減効果がより大きくなる可能性を示唆している。ただし、図-10や図-12からも分かるように、既設控え荷重や矢板の最大曲げモーメントの低減効果が失われてしまうので、増設控え荷重を0まで除荷してはならない。

3.5 まとめ

本章では、控え増設時の矢板壁の挙動を把握することを目的とした模型実験結果を基に、既設控え荷重や矢板の曲げモーメントの低減効果について検討した。その結果、次のような結論を得た。

- ・ 控えの増設によって、矢板の曲げモーメントおよび既設控え荷重といった既存矢板壁の負荷を低減することが出来る。
- ・ 増設控えが既設控えに近いほど、既設控え荷重の低減効果が大きい。
- ・ 最大曲げモーメントの低減や矢板直立部全体の曲げモーメントを低減するには、载荷前の最大曲げモーメントの位置またはその下方に増設控えを設置するのが最も有利である。
- ・ 一度、増設控えに大きな荷重を载荷して所定の荷重まで除荷すると、载荷時よりも除荷時の方が矢板の曲げモーメントや既設控え荷重が低減されている。これは、矢板背後の土圧やせん断ひずみ分布が载荷時と除荷時で異なる点から説明できる。

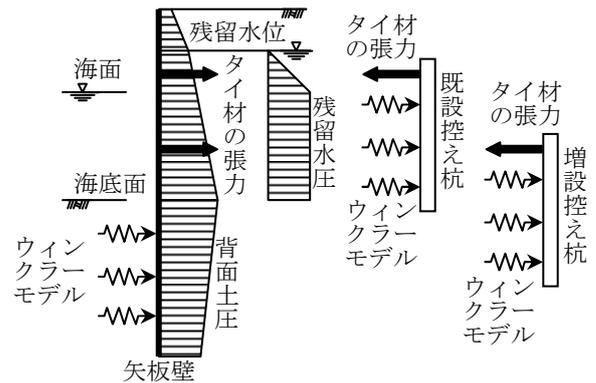


図-15 控え工増設工法の解析モデル

4. 控え工を増設した矢板壁の挙動解析手法の構築

本章では、控え工増設工法設計のための数値解析手法について述べる。解析手法は、高橋、菊池ら⁸⁾の弾性床上の梁理論の修正式(2)を基に構築する。図-15は控え工増設工法の解析モデルである。矢板壁、既設控え杭および増設控え杭の前面地盤の抵抗はウインクラーモデルで評価する。ウインクラーモデルとは地盤を（深さ方向に）連続するばねで置換えたモデルである。高橋、菊池ら⁸⁾の修正式(2)でいえば、この部分は右辺第4項に該当する。式(2)の右辺第1～3項は外力として与える必要があるが、中でも第1項（海底面における矢板壁背面からの荷重強度）はタイ材増設による影響を受けると考えられる。このため、控え工増設時の矢板壁の挙動特性を表現できるように、高橋、菊池ら⁸⁾の修正式(2)を修正する。

なお、本章以降で3.の実験結果を用いる場合、用語を統一するために、控えをタイ材、控え荷重をタイ材取付点反力または必要に応じてタイ材張力と称する。

4.1 矢板壁に作用する外力のモデル化

(1) 矢板壁直立部に作用する背後地盤の土圧

前述したように、背後地盤から矢板壁に作用する土圧は、タイ材の増設によって変化すると考えられる。図-16は、3.4と同様の手法（3次のスプライン関数で近似した曲げモーメント分布の二階微分）で得られる各実験ケースの模型矢板の背面土圧分布である。各ケースのタイ材増設後の背面土圧分布は、いずれの増設タイ材取付点反力レベルでも、取付点で折れ曲がりそれ以深では一定値となる台形分布で近似できることが分かる。ただし、増設タイ材取付点反力が小さく、取付点付近の土圧が海底面付近の土圧よりも小さい場合も考えられる。この場合

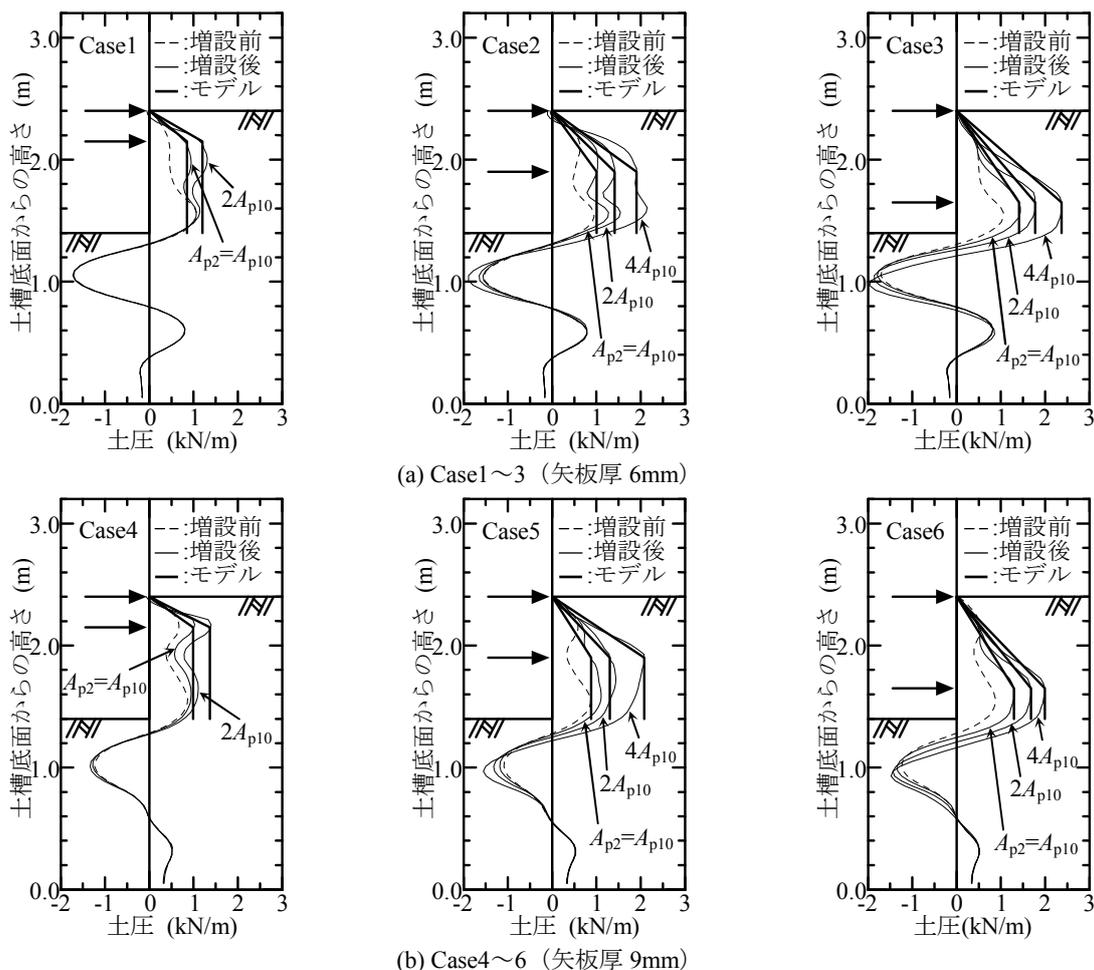


図-16 タイ材増設による矢板壁直立部の背面土圧の変化（実験結果）とそのモデル化

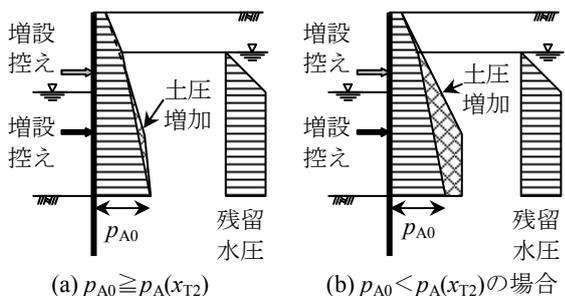


図-17 数値解析に導入した直立部の背面土圧モデル

は、台形分布とすると海底面付近の背面土圧を過小評価すると考えられる。このため、土圧分布形状を次のようにモデル化することとした（図-17）。以下の、 $p_A(x_{T2})$ は増設タイ材取付点の土圧である。

$p_{A0} \geq p_A(x_{T2})$ の場合

- ・天端、増設タイ材取付点、海底面の土圧を直線で結ぶ。
- ・ただし、当初の土圧よりも小さくなる部分（図-17(a)中の点線の部分）は当初の土圧を採用する。

$p_{A0} < p_A(x_{T2})$ の場合

- ・天端、増設タイ材取付点の土圧を直線で結ぶ。
- ・増設タイ材取付点以深は一定とする。

背面土圧の分布形状が決まったので、次に $p_A(x_{T2})$ を求める必要がある。図-18は3.の実験の増設タイ材取付点反力とタイ材増設位置での土圧増分（図-16中のタイ材増設位置での太い実線と破線の差）の関係である。ただし、横軸は増設タイ材取付点反力をタイ材増設前の既設タイ材取付点反力で無次元化したものである。図-18を見ると、現実的な増設タイ材取付点反力のレベルにおいては、タイ材増設位置によらず両者の関係が一本の直線で近似できることが分かる。したがって、近似直線の勾配が得られれば、増設タイ材取付点反力から背面土圧の増加を評価することが可能となる。ただし、増設タイ材設計時に既設タイ材取付点反力を評価することは難しいので、当初設計値を代用するなどの必要がある。また、図-18の直線関係の勾配は、矢板壁の剛性や背後地盤の力学特性によって変化すると考えられ、実務でこれを評価することは難しいと思われる。この点はまだ検討中であり、今後

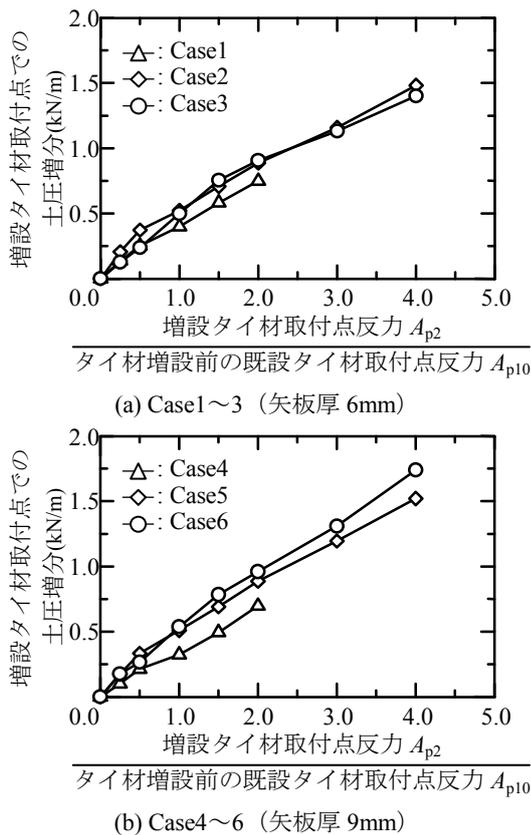


図-18 タイ材増設位置での土圧増分

の課題である。さらに、背後地盤が不均一な場合は、図-18の関係は一本の直線で近似できないと考えられるので注意が必要である。

(2) 矢板壁根入れ部に作用する土圧および地盤反力
 前項で高橋、菊池ら⁸⁾の修正式(2)の右辺第1項をモデル化したので、本項では第2項から第4項までをモデル化する。これらは、背面の主働土圧、前面の静止土圧および地盤反力である。図-16の根入れ部分の土圧分布はこの3つの成分が足し合わされたものである。この図からこれらの項を分離して個々にモデル化することは難しい。しかし、図-16を見ると、土圧分布の形状はタイ材増設前後でほとんど変化していない。このことから、根入れ部に作用するタイ材増設後の土圧および地盤反力のモデルには、タイ材増設前のモデル、すなわち通常の矢板壁に関する現行の港湾基準⁴⁾(高橋、菊池ら⁸⁾の修正式(2)；以下、現行モデルと称す)と同様、弾性床上の梁理論が適用できると考えられる。ただし、現行モデルの地盤反力の係数の分母 (D_{Fr} : 根入れ部前面の第一次の正の反力土圧の作用深さ) の設定は、一般的に困難である。そこで本研究では、現行モデルに代わる地盤反力のモデルとして、軸直角方向力作用時の杭の挙動解析に使用する港研

方式S型地盤を提案する。この提案モデルは、現行モデルの右辺第4項を $k_{sxy}^{0.5}$ としたものである。 k_s はS型地盤の横抵抗係数 ($\text{kN/m}^{3.5}$) である (以降、簡単のために k_s も地盤反力係数と称する)。さらにこの提案モデルでは、矢板壁の根入れ部に外力として与える背面の主働土圧と前面の静止土圧による荷重強度を、海底面で p_{a0} 、根入れ下端で0となる直線分布と仮定する。これは、矢板壁がフィクストアースサポート状態にある場合、根入れ下端では変位が0 (前面の地盤反力が0) となるので、矢板壁への作用が釣合うと考えたためである。

提案モデルを用いてタイ材増設前の実験結果の再現計算を行い、その適用性を確認した。図-19に再現計算の結果を示す。図には現行モデルによる再現計算の結果も示してある。再現計算では、最大曲げモーメントの計算値が実験値と一致するように地盤反力係数 l_h および k_s の値を調整するとともに、タイ材取付点の矢板壁のたわみが0となるようにタイ材取付点反力も調整している。このため、図-19の計算に用いた増設タイ材取付点反力は、実験値 (表-1) に対して $\pm 10\%$ 程度値が異なっている。また、静止土圧および主働土圧の算定には、 K_0 に0.5、 K_A および K_{AD} に $\phi = 30^\circ$ として求めたものを用いている。直立部に作用する背面土圧は、根入れ部のモデルの適用性をより明確にするために、前項で提案したモデルではなく、実験結果を入力している。

図-19を見ると、たわみについては、現行モデル、港研方式S型を用いた提案モデルとも実験の再現精度にさほどの差は無いが、現行モデルの方が収束深さが若干深くなっている。曲げモーメントについては、提案モデルが実験結果とよく一致している。これに対し、現行モデルでは、根入れ部の負の曲げモーメントの極大値が実験値よりも若干小さく、収束深さも一致していない。地盤反力については、両者とも実験結果と一致させることはできなかったが、提案モデルでは極小値極大値の深さが実験値とほぼ一致しているのに対し、現行モデルでは、実験値の分布形状を再現できていない。また、現行モデルの場合、矢板厚さ6mmの場合で 3390kN/m^3 、9mmの場合で 6188kN/m^3 と l_h を大きく変化させたのに対し、港研方式S型の場合は、矢板厚さ6mmと9mmで共通の k_s ($360\text{kN/m}^{3.5}$) を用いて再現計算が可能であった。

以上のようなことから、現行モデルでも一定の精度の解析結果が得られるが、提案モデルを用いれば、矢板壁の挙動をより精度よく解析できることがわかる。そこで、本研究で開発する数値解析手法においては、矢板壁根入れ部の地盤反力として、現行の港湾基準⁴⁾の解析モデルと港研方式S型を用いた提案モデルの2種類 (図-20) を選

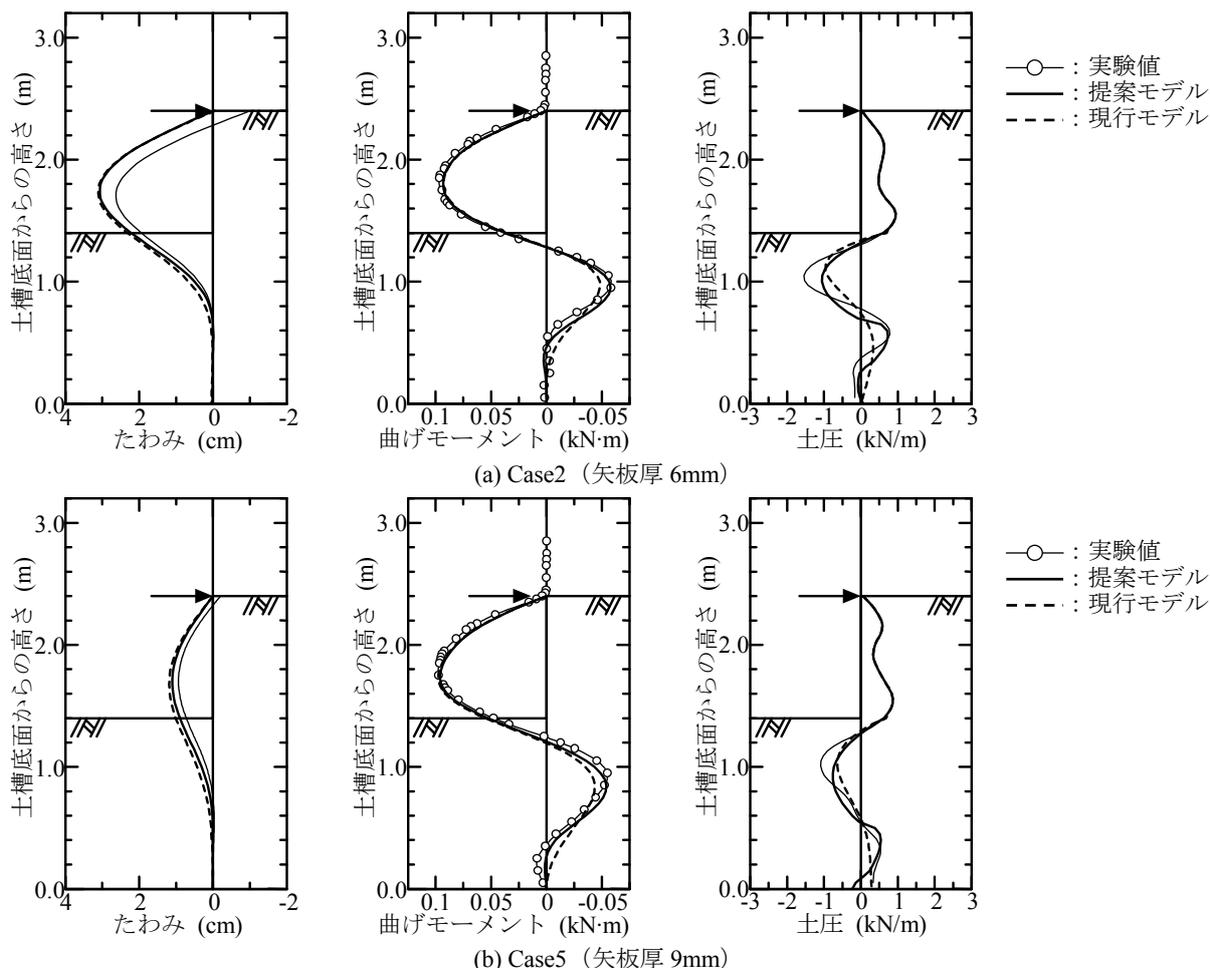


図-19 矢板壁根入れ部に作用する土圧および地盤反力のモデルの検証（実験結果の再現計算：タイ材増設前）

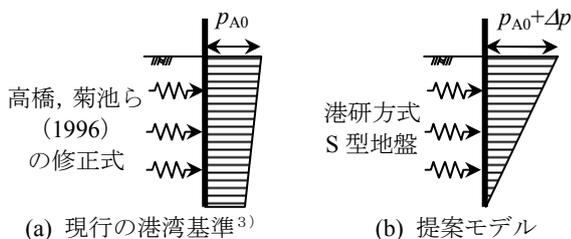


図-20 数値解析に導入した根入れ部の解析モデル

扱できるようにする。ただし、海底面において背面から作用する土圧を、前者の場合は p_{A0} 、後者の場合はタイ材増設による増加を考慮して $p_{A0} + \Delta p$ とする（ Δp ：海底面におけるタイ材増設による土圧増加）。このため、図-17(b)のような場合、現行の港湾基準⁴⁾によるモデルでは、矢板壁に作用する背面土圧分布が海底面で不連続となる。

現行の港湾基準⁴⁾によるモデルの場合、前面地盤反力の算出に必要な地盤反力係数 k_h は、表-2に示すTerzaghiの提案値¹⁴⁾を用いる。また、前面地盤を港研方式のS型地盤とした提案モデル場合の地盤反力係数 k_s は、港湾基準⁴⁾にある次式で算出されるものを用いる。

表-2 Terzaghiによる矢板壁の地盤反力係数¹⁴⁾

砂の相対密度	緩い	中くらい	密
地盤反力係数 k_h (MN/m ³)	24	38	58
対応内部摩擦角 ϕ (deg)	30	35	40

$$k_s = 592\bar{N}^{-0.654} \quad (3)$$

ここで、 \bar{N} は深さ1m当たりの N 値の増加率である。

タイ材増設は、前面地盤にとっては除荷となるため、本来であれば、地盤反力係数の検討が別途必要である。しかし、図-11を見ると、タイ材増設による矢板壁のたわみの減少は海底面付近でのみ生じており、その大きさもタイ材増設前のたわみに比べて1/10程度と非常に小さい。そこで、タイ材増設時の地盤反力係数 k_h および k_s の変化は小さいと考え、通常の矢板壁の設計や杭の横抵抗の解析時に使用する係数を使用するものとした。

4.2 その他の条件

その他の条件について、今回開発した控え工増設工法

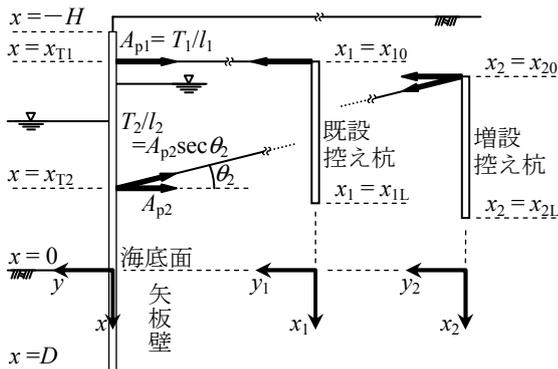


図-21 基本式定式化の際の座標

設計のための数値解析手法では、以下のものは現行の港湾基準⁴⁾と同じ算出方法、照査方法としている。

- ・地盤条件：主働土圧、受働土圧や残留水圧
- ・矢板壁：断面照査
- ・タイ材：張力
- ・控え杭：設置位置、前面地盤反力および断面照査

ただし、増設タイ材に傾斜を持たせる場合がほとんど考えられる。このため、控え杭の安定性については、タイ材張力を水平作用ではなく、傾斜を考慮した作用として検討を行っている。

4.3 基本式の定式化および解析の手順

山口ら¹⁵⁾の杭の横抵抗の有限要素解析に関する研究を参考にすると、前節で説明した解析モデルの基本式は次のように表すことができる。矢板壁については、

$$EIy'''' + p_p(x) = p_A(x) \text{ for } -H < x < D \text{ and } x \neq x_{T1}, x_{T2}$$

$$(p_p(x) = 0 \text{ for } -H < x < 0), \quad (4)$$

$$-EIy'' = 0, \quad EIy'''' = 0 \text{ at } x = -H, \quad (5)$$

$$-EIy'''' = Q_{x_{T1}-0} \text{ at } x = x_{T1} - 0,$$

$$EIy'''' = -Q_{x_{T1}+0} \text{ at } x = x_{T1} + 0, \quad (6)$$

$$-EIy'''' = Q_{x_{T2}-0} \text{ at } x = x_{T2} - 0,$$

$$EIy'''' = -Q_{x_{T2}+0} \text{ at } x = x_{T2} + 0, \quad (7)$$

$$EIy'' = 0, \quad -EIy'''' = 0 \text{ at } x = D, \quad (8)$$

となる。ここで、 y'''' 、 y''' 、 y'' は矢板壁のたわみの二～四階導関数、 $p_p(x)$ はウィンクラーモデルによる前面地盤反力、 $p_A(x)$ は矢板壁背面に作用する土圧、残留水圧および前面地盤の静止土圧による荷重強度、 Q は矢板のせん断力である。 x_{T1} 、 x_{T2} はそれぞれ既設および増設のタイ材取付点高さである。また、 H は海底面から矢板壁天端までの高さ、 D は矢板壁の根入れ長である(図-21)。既設の控え杭については、

$$E_1 I_1 y_1'''' + p_{p1}(x_1) = 0 \text{ for } x_{10} < x_1 < x_{1L}, \quad (9)$$

$$-E_1 I_1 y_1'' = 0, \quad E_1 I_1 y_1'''' = A_{p1} \text{ at } x_1 = x_{10} = x_{T1}, \quad (10)$$

$$E_1 I_1 y_1'' = 0, \quad -E_1 I_1 y_1'''' = 0 \text{ at } x_1 = x_{1L}, \quad (11)$$

となる。ここで、 E_1 は既設控え杭のヤング係数、 I_1 はタイ材取付間隔で除した既設控え杭の断面二次モーメント、 y_1 は既設控え杭のたわみ、 y_1'''' 、 y_1''' 、 y_1'' は y_1 の導関数である。また、 $p_{p1}(x_1)$ は既設控え杭前面の地盤反力、 A_{p1} は既設タイ材の取付点反力である。 x_1 は x と同じく海底面からの高さであるが、既設控え杭上の座標であることを明確にするために下添字1をつけてある。 x_{10} および x_{1L} は、それぞれ既設杭の杭頭および杭先端の海底面からの高さである。増設控え杭の基本式は、式(9)～(11)の各パラメータの下添字1を2とすれば得られる。ただし、増設タイ材が傾斜している場合、タイ材の取付点反力 A_{p2} は $T_2 \cos \theta_2 / l_2$ となる(T_2 、 l_2 および θ_2 は、それぞれ増設タイ材の張力、取付間隔、矢板壁にたてた垂線と増設タイ材の傾斜角)。

有限要素定式化の詳細は付録に記載するが、今回構築した数値解析手法では、以上の基本式を基に控え杭の位置計算、矢板壁、控え杭およびタイ材の断面照査を行う。そして、矢板壁の曲げモーメントが収束するまで、その根入れ長を変化させて繰り返し計算を行う。また、本研究の本質とは直接関係ないが、矢板壁、控え杭およびタイ材の断面諸量の入力を省略すると、初期断面を仮想ばり法で決定するようにプログラム化してある。

4.4 解析手法の検証

今回開発した数値解析手法の妥当性の検証として、まず通常の矢板壁(タイ材増設前)の挙動についての解析結果と港湾基準⁴⁾に示されているデータとの整合性を確認する。現行の港湾基準⁴⁾では、式(2)で矢板壁の根入れ長の特性値を求める場合、次式を満足するように求めればよいとしている。

$$\delta_s = D_F / H_T \geq 5.0916 \omega^{-0.2} - 0.2591. \quad (12)$$

ここで、

δ_s : 地震動作用時の収束根入れ長とタイ材取付点から海底面までの高さの比

H_T : タイ材取付点から海底面までの高さ(m)

ω : シミラリティナンバー⁸⁾ ($= \rho l_h$)

ρ : フレキシビリティナンバー⁶⁾ (H_T^4 / EI)

である。式(12)は、高橋、菊池ら⁸⁾が岸壁水深、土質条件、地震条件、鋼矢板の材質の組合せによる72ケースのモデルについて計算を行い、その結果を基に定式化したものである。現行の港湾基準⁴⁾では δ_s の他、この高橋、菊池ら⁸⁾の解析で得られた永続状態の δ_N や、 μ_s 、 μ_N (たわみ曲線解析における収束根入れ長 D_F のときの最大曲げモーメント M_F とタイ材取付点および海底面を支点とした仮想ばり法により算定された最大曲げモーメント M_T との比)、

表-3 控え式矢板壁の挙動解析に用いた条件

上載荷重	(常時)	30MN/m ²
	(地震時)	15MN/m ²
天端高	+3.5m	
残留水位	+1.0m	
タイ材取付点高さ	+1.5m	

τ_s , τ_N (たわみ曲線解析における収束根入れ長 D_F のときのタイ材張力 T_F とタイ材取付点および海底面を支点とした仮想ばり法により算定されたタイ材張力 T_T との比) も示されている. そこで, 高橋, 菊池ら⁸⁾と同様の通常の矢板壁 (増設タイ材なし) の条件で挙動解析を行い, 現行の港湾基準⁴⁾のデータと比較した. 解析は, 岸壁水深3種 (-6m, -10m, -14m), 土質条件3種 ($\phi=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$), 地震条件2種 ($k_h=0.0, 0.2$), 矢板の種類2種 (鋼矢板, 鋼管矢板) の計36ケース実施した. その他の解析条件は, 高橋, 菊池ら⁸⁾と同一とした (表-3). 図-22~図-24に比較の結果を示す. なお, 図-24のタイ材張力は取付点反力とタイ材取付間隔から求めている. 現行の港湾基準⁴⁾に示された近似線にほぼ整合した結果が得られており, 本解析手法は妥当であると判断できる.

次いで, タイ材増設時の挙動について検証するために, 3. で説明した模型実験の再現解析を実施した. 解析対象はCase2で, 増設タイ材取付点反力をタイ材増設前の既設タイ材取付点反力の2倍, 4倍とした場合である. アルミ棒積層体の地盤反力係数 k_h および k_s は, 決定するのが困難であったため, 最大曲げモーメントが一致するようにフィッティングして求めた. 実験結果と解析結果の比較を図-25に示す. 図-25を見ると, いずれの結果も矢板壁直立部については現行モデルと提案モデルの再現精度に差は無かった. しかし, 図-25(a)の曲げモーメント分布を見ると, 現行モデルでは根入れ部の負の曲げモーメントの極大値および収束深さが再現できていない. また, 土圧分布についても, 現行モデルでは根入れ部の土圧の絶対値だけでなく分布形状も再現できていない. たわみは, 既設タイ材取付点の実験値に誤差が生じているので比較が難しいが, 提案モデルの方が収束深さを再現できている. また, 増設タイ材取付点反力の大きい図-25(b)を見るとこの傾向はさらに強まり, 現行モデルの場合の根入れ部の曲げモーメント, 土圧の極大値, 極小値が再現できておらず, 諸量の収束深さが大きいため分布形状も再現できていない. また根入れ下端でもたわみが若干生じている. ただし, 再現計算に使用した k_h は, 図-25(a)と(b)で変化が小さく, それぞれ3900kN/m³, 4300kN/m³であった. これに対して k_s は図-25(a)で580kN/m^{3.5}, (b)で1100kN/m^{3.5}

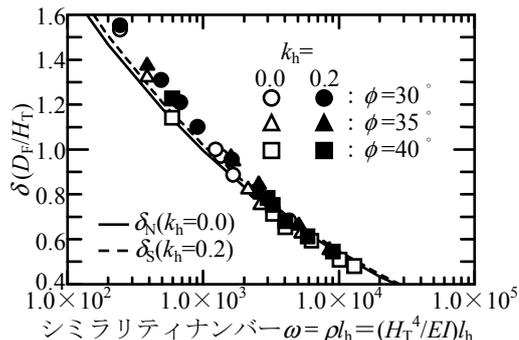


図-22 ω と δ の関連図

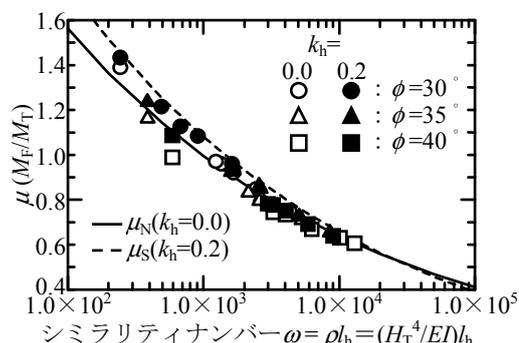


図-23 ω と μ の関連図

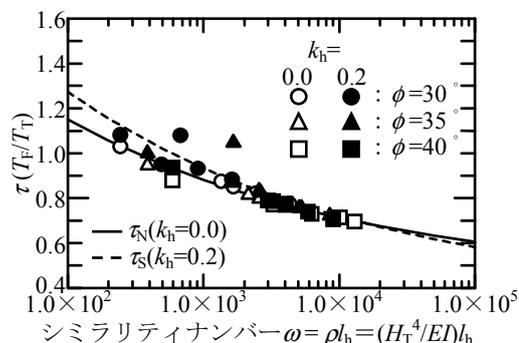


図-24 ω と τ の関連図

と2倍となった. このことから, 提案モデルのように矢板壁前面の地盤反力を港研方式S型で評価して解析すれば現行モデルよりも精度の良い結果が得られるが, 増設タイ材取付点反力による地盤反力係数の変化が大きく, その設定には注意が必要である. 図-26に増設タイ材取付点反力による k_h と k_s の変化を示す. 図には, 図-19(a)の再現計算に使用した値も増設タイ材取付点反力が0の場合として示している.

高橋ら¹⁶⁾は, 控え式矢板壁の挙動について, 3. の実験と同規模のアルミ棒積層体による模型実験および実験結

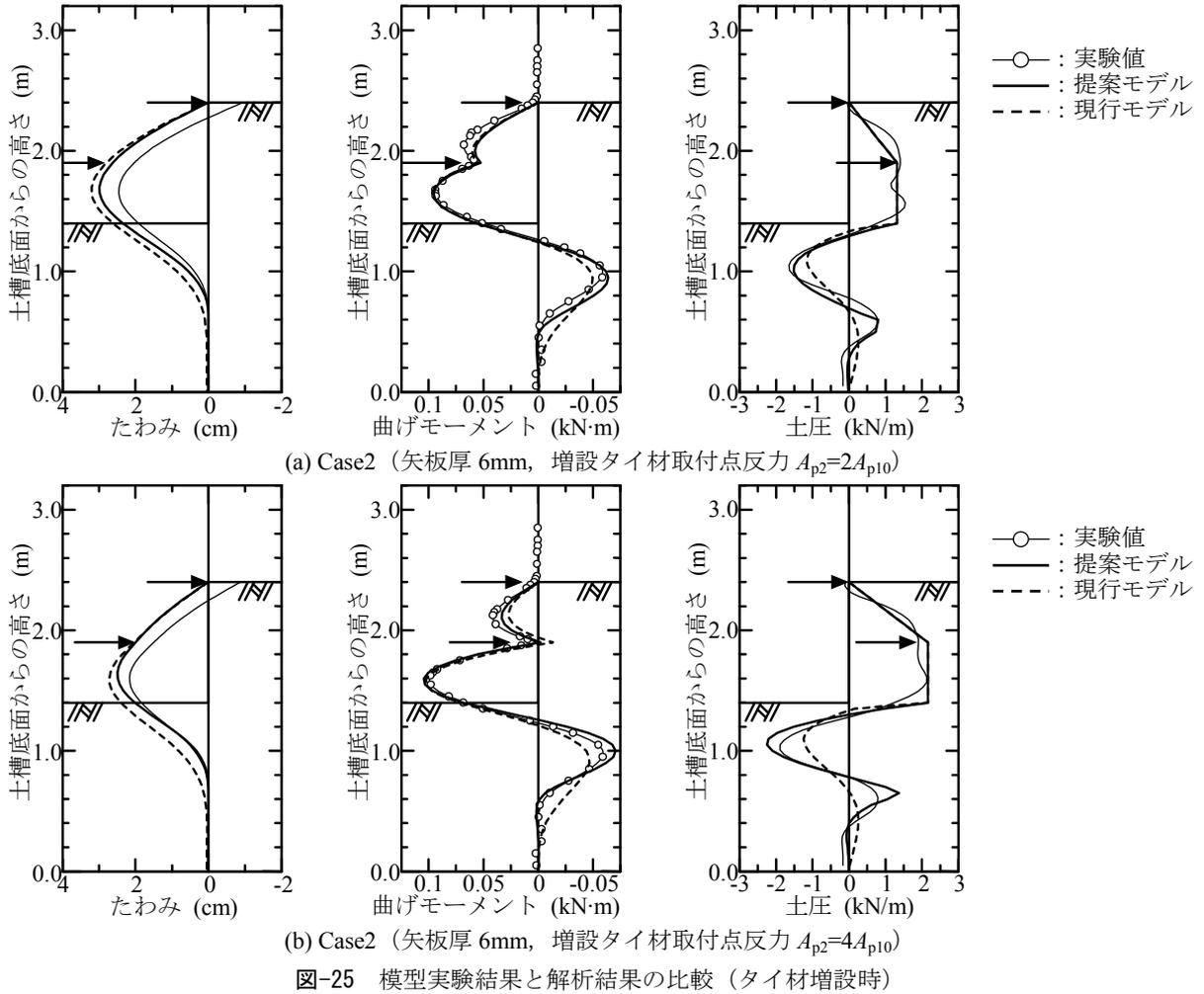


図-25 模型実験結果と解析結果の比較 (タイ材増設時)

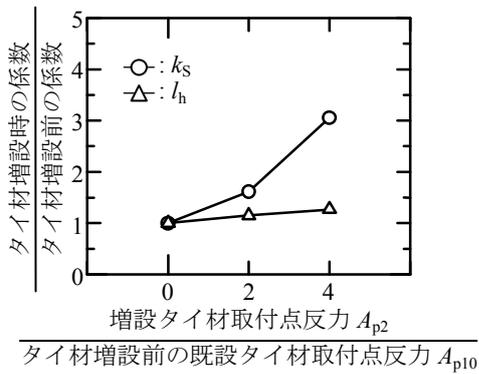


図-26 増設タイ材取付点反力による l_h と k_s の変化

果の再現解析を実施している。解析手法は本研究と同様に弾性床上の梁理論を考慮したものである。高橋ら¹⁶⁾の再現解析では、 k_s の方が l_h よりも設タイ材取付点反力による変化が小さく、今回の再現解析と逆の結果を示している。ただし、高橋ら¹⁶⁾の実験は、前面地盤を掘削することにより矢板壁の断面を大きくしてゆく実験であったの

に対し、本研究の実験は、増設タイ材の取付点反力を大きくしてゆくという実験である。このため、高橋ら¹⁶⁾の実験では、前面地盤内の応力変化が荷重であったのに対し、今回の実験では除荷となっており、その違いが影響している可能性がある。

4.5 まとめ

本章では、模型実験結果を基に、現行の港湾基準のモデルを修正し、控え工増設工法の設計のためのモデルを提案、数値解析手法を構築した。提案モデルの概略をまとめると次のようになる。

- ・直立部背後の土圧を、矢板壁天端から増設タイ材取付点まで直線分布、増設タイ材取付点以深で一定となる台形分布 (図-17) とする。
- ・根入れ部背後の土圧および前面の静止土圧による荷重強度を、海底面でタイ材増設による増加を考慮した背面土圧、根入れ下端で0となる直線分布 (図-20(b)) とする。
- ・根入れ部前面の地盤反力を港研方式S型地盤で評価す

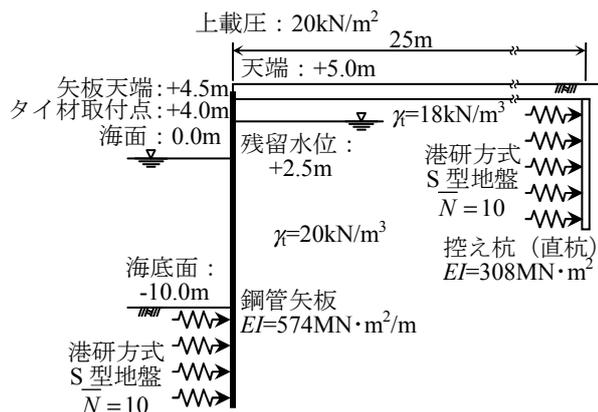


図-27 試算に使用した矢板壁の断面

る。

そして、通常の控え式矢板壁（タイ材増設前）の断面で岸壁水深、土質条件、地震条件、矢板の種類を変えて解析し、現行の港湾基準に記載されている $\omega \sim \delta$ 、 $\omega \sim \mu$ 、 $\omega \sim \tau$ 関係と解析結果が整合しているかを確認した。次いで、タイ材増設時の矢板壁の挙動について提案モデルを検証するために、模型実験の再現解析を行った。その結果、前面地盤の地盤反力を現行モデルよりも港研方式S型とした提案モデルの方が、実験結果を精度よく再現できることが分かった。ただし、増設タイ材取付点反力に応じて k_S が大きく変化するため、その設定には注意が必要である。

5. 控え工を増設した矢板壁の試算

本章では、実物にできるだけ近い断面でタイ材増設時の矢板壁の挙動に関する解析を実施し、タイ材増設による既存矢板壁の負荷低減効果について、最適な増設タイ材の取付点高さや控え杭の形式を検討する。また、矢板壁前面水深の増深に対する、タイ材増設の補強効果についても検討する。

なお、4.の模型実験の再現解析において、現行モデルよりも提案モデルの方が曲げモーメント分布などの再現性が良好であったため、矢板壁前面の地盤反力および背面土圧を提案モデルとして計算する。また、控え杭の前面地盤反力は港研方式S型で評価した。増設タイ材の張力は、現実的な値として、タイ材増設前の既設タイ材の張力と同じ ($T_2=T_{10}$) と設定した。解析対象断面を図-27に示す。

5.1 増設控え工の取付点高さ・形式の検討

まず、増設控え工の取付点高さについて検討する。こ

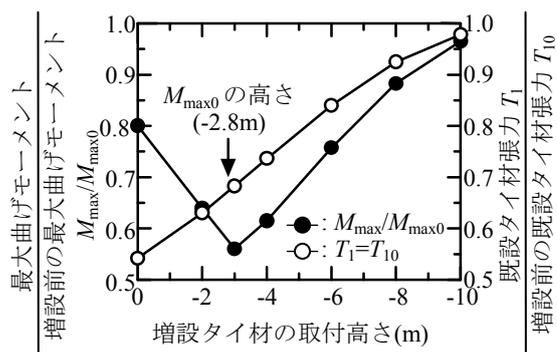


図-28 増設タイ材取付点による矢板壁の最大曲げモーメントおよび既設タイ材張力の低減率の違い

こでは、図-27に示した断面に対して増設するタイ材の取付点高さを-10m～0mで変化させて計算した。増設タイ材取付点高さによって最大曲げモーメントおよび既設タイ材の張力の低減率がどのくらい変化するかを示したのが図-28である。なお、タイ材張力は取付点反力とタイ材取付間隔から求めている。図から、タイ材増設前の最大曲げモーメントの高さ付近にタイ材を増設すると、最大曲げモーメントの低減率が大きくなることが分かる。また、既設タイ材張力の低減率は、増設タイ材の取付点高さが高いほど（既設タイ材の取付点高さに近いほど）大きくなっている。これらの結果は、3.の実験結果と一致している。タイ材増設前の最大曲げモーメントは、矢板壁直立部の高さ中央付近で生じることが多いが、これは矢板の剛性とその前面地盤の地盤反力係数との相対関係で変化する。特に矢板の剛性が高い場合や前面地盤の地盤反力係数が小さい場合は、最大曲げモーメントが矢板壁直立部の高さ中央よりも下方で生じるので、タイ材増設高さの設定時には注意が必要である。

次いで増設タイ材の傾斜について検討する。タイ材を増設する場合、施工性や矢板壁の健全性維持の面から、増設控え杭の杭頭の高さは既設控え杭の杭頭とほぼ同じ高さに設定されることが多いと考える。このため、矢板の最大曲げモーメントの低減をねらってタイ材を増設する場合、矢板壁への増設タイ材の取付点高さは、増設控え杭の杭頭の高さよりも低くなるため、増設タイ材を傾斜して設置する必要がある。増設タイ材を傾斜させた場合、矢板の最大曲げモーメントや既設タイ材張力の低減効果が損なわれることが考えられる。そこで、図-28の検討で、負荷低減効果の大きかったケース（取付高さ-2～-4m）を対象に増設タイ材を傾斜させた場合について計算した。なお、計算では増設控え杭の位置を矢板壁から30mとし、増設控え杭の杭頭が既設控え杭の杭頭と等しくな

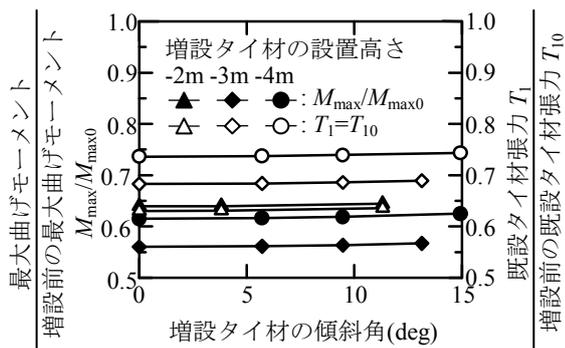


図-29 増設タイ材の傾斜角による矢板壁の最大曲げモーメントおよび既設タイ材張力の低減率の違い

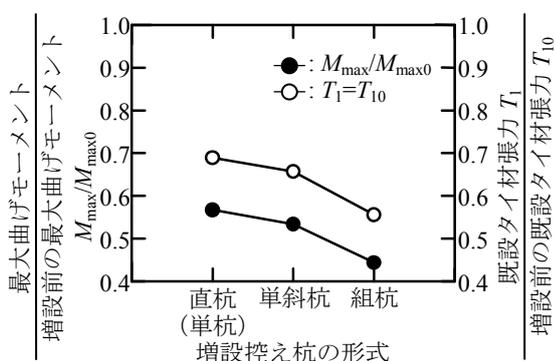


図-30 増設控え杭の形式による矢板壁の最大曲げモーメントおよび既設タイ材張力の低減率の違い

る傾斜を上限とした。計算結果を図-29に示す。各結果は若干右上がりの傾向にあり、矢板の最大曲げモーメントや既設タイ材張力の低減効果が、幾分か損なわれていることを示しているが、タイ材の傾斜が15°程度であれば、タイ材増設自体の低減効果に比べて、問題にならないレベルであることが分かる。

次に増設控え杭の形式について検討する。増設控え杭の形式は、直杭(単杭)と組杭が考えられるが、今回は、組杭の引抜き側の杭のみとした単斜杭についても検討した。これは、単斜杭の下方の地盤が軸直角方向の挙動に抵抗するため、増設タイ材を傾斜させて設置する場合、引抜き側の杭のみとしても控え杭として一定の機能を発揮するのではないかと考えたためである。本検討では、図-29に結果を示した、増設タイ材の取付点高さ-3m、増設タイ材の傾斜角約15°の場合について、増設控え杭の形式を変化させた計算を行った。計算結果を図-30に示す。組杭の場合が最も効果的なのは当然であるが、単斜杭としても直杭の場合より、矢板の最大曲げモーメントや既設タイ材張力の低減効果が向上している。ただし、単斜

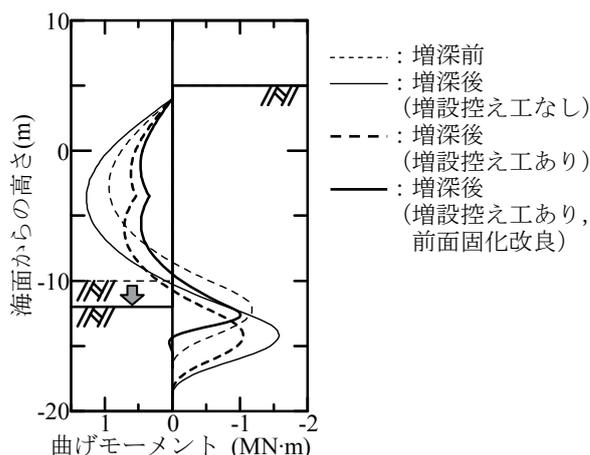


図-31 岸壁水深増深前後の矢板壁の最大曲げモーメント分布の変化

杭によるこれらの負荷低減効果は、直杭と組杭の平均よりもやや小さかった。また、負荷低減効果への増設控え杭の形式の影響は、増設タイ材の取付点高さの影響に比べて小さかった。

5.2 岸壁水深の増深への適用性

既存岸壁を有効活用してゆくための要望には、補修、補強だけでなく、矢板壁前面水深の増深による機能強化に関するものもある。これまでは、控え工増設による既存矢板壁の負荷低減効果について検討してきたが、ここでは、矢板壁前面水深の増深に対する補強工法としての控え工増設工法の適用性について検討する。ただし、本研究で開発した計算手法は弾性計算であるため、岸壁水深増進後に控え工を増設した場合と控え工を増設してから岸壁水深を増進した場合の区別ができない。

解析対象断面は、図-27の前面水深を2m増深した断面である。矢板壁および控え杭に作用する地盤反力および背面土圧のモデルは、前節と同様、提案モデルとした。また、増設タイ材の張力はタイ材増設前の既設タイ材張力と同じ($T_2=T_{10}$)とし、増設タイ材の傾斜角15°、増設控え杭を単杭として計算した。増設タイ材の取付点高さは、控え工を増設せずに増深した場合の最大曲げモーメントの発生位置(-3.6m)に近い-3.5mとした。図-31に増深前後および増深した断面にタイ材を増設した場合の矢板壁の曲げモーメント分布を示す。図を見ると、増設控え工の設置により、増深による矢板壁の最大曲げモーメントの増大が抑制され、増深前とほぼ同じ程度となっていることがわかる。

ただし、増深後の根入れ部の曲げモーメント分布から

も分かるとおり、増設控え工の有無によらず曲げモーメント分布の収束深さがほぼ同じとなっている。収束根入れ深さを確認したところ、増深前で6.7m、増深後（控え工増設）で6.55mであった。前面水深を2m増深しており、既存矢板壁の根入れ深さの変更は不可能であるから、これはフィクストアースサポート状態の維持に必要な根入れ深さがほぼ2m不足していることを意味する。そこで、矢板壁前面を固化改良した場合を考え、前面地盤の k_s を大きくして解析してみた。その結果、収束根入れ長を短縮し、増深前後の矢板壁下端の位置を一致（根入れ長を2m短縮）させることができた。図-31には、矢板壁前面を固化改良した場合の曲げモーメント分布も示している。図-31を見ると、矢板壁前面を固化改良した場合の根入れ部分の曲げモーメントの発生範囲が浅くなっている。また、固化改良部分の抵抗が大きいため、増深後の海底面付近の負の曲げモーメントが局所的に大きくなっているが、この部分の曲げモーメントの極大値も増深前と同程度である。以上のことから、矢板壁前面の固化処理等と併用することで、岸壁水深増大に対する補強工法として、控え工増設工法が有効であることが分かった。

なお、港研方式で矢板壁前面の地盤反力を評価する場合、本来であれば固化改良部分はC型地盤で評価すべきであるが、本研究で開発したプログラムではC型地盤は未対応であるので、便宜上S型地盤で評価した。また、図-31に示した矢板壁前面固化処理の結果は $k_s = 73000\text{kN/m}^{3.5}$ とした時のもので、 k_s としては非常に大きな値であり、現行の港湾基準⁴⁾の \bar{N} と k_s の関係図の範囲からも逸脱している。これは、港研方式S型地盤では地盤反力が海底面からの深度に比例するため、矢板壁がいくら変位しても深度の浅い部分の地盤反力が小さく、限られた根入れ長で大きな地盤反力を得る必要から生じたものと考えられる。港研方式C型地盤の式で矢板壁前面地盤反力を評価すれば、通常的地盤よりもかなり大きくなると思われるものの、現実的な k_c の値で、固化処理地盤の地盤反力の評価が可能であると思われる。

5.3 まとめ

本章では、開発した控え工増設工法設計のための数値解析プログラムを用いた試算を行い、控え工増設による既存矢板壁の負荷低減効果について、最適な増設タイ材の取付点高さや控え杭の形式を検討した。また、岸壁水深増深時の控え工増設の補強効果についても検討した。

その結果、実験結果と整合する増設タイ材取付点高さや負荷低減効果の大きさの関係が得られた。すなわち、最大曲げモーメントについては、タイ材増設前の最大曲

げモーメントの位置にタイ材を増設した場合、既設タイ材の張力については、増設タイ材取付点高さが高い（既設タイ材取付点に近い）場合に、その低減効果が大きくなることがわかった。また、増設タイ材を傾斜させると、幾分これらの負荷低減効果は損なわれるが、これはタイ材増設による負荷低減効果と比べて非常に小さく、傾斜角 15° 程度までは問題にならないレベルであった。増設控え杭の形式については、組杭の負荷低減効果が最も大きかったが、単斜杭としても直杭の場合より負荷低減効果は向上した。ただし、増設控え杭の形式の負荷低減効果への影響は、増設タイ材の取付点高さに比べて小さかった。

さらに、岸壁水深増深時の控え工増設の補強効果についての検討では、矢板壁前面の固化処理と併用することで、根入れ長を変更しなくても、増深後の根入れ長が確保できることがわかった。

6. 結論

本研究では、控え工増設工法の設計法の構築を目的として、模型実験を実施し、実験結果を考慮した数値解析手法を開発した。そして、試算により最適な増設タイ材の形式について検討を行った。その結果次のような結論を得た。

- 控え工増設によって、矢板の曲げモーメントおよび既設タイ材の張力といった既存矢板壁の負荷の低減効果が確認された。
- 既設タイ材張力については、増設タイ材の取付点高さが高いほどその低減効果が大きい。また、矢板壁の曲げモーメントについては、タイ材増設前の最大曲げモーメントの位置にタイ材を増設すると、その低減効果が最も大きくなる。
- 模型実験で得られた矢板壁の前面地盤の地盤反力分布や背面土圧を基に、タイ材増設時の矢板壁への作用をモデル化し、数値解析手法を構築した。
- 構築した数値解析手法による解析結果は、現行の港湾基準に記載されている通常の控え式矢板壁の挙動に関するデータ、控え工を増設した矢板壁の実験結果との整合性が確認された。
- 矢板壁前面地盤の地盤反力のモデル化については、現行の基準に記載されているモデルよりも、軸直角方向力の作用する杭の挙動解析に用いられている港研方式S型地盤でモデル化した方が、実験結果の再現精度の良いことが分かった。
- タイ材増設による控え式矢板壁の負荷低減効果について

て数値解析による検討を行ったところ、実験結果と整合する増設タイ材取付点高さとの関係が得られた。

- ・タイ材を傾斜させると、負荷低減効果は若干損なわれるが、それは増設タイ材取付点高さによる負荷低減効果の変化に比べて非常に小さく、15°程度の傾斜ではほとんど影響がなかった。
- ・増設控え杭の形式の検討では、組杭の負荷低減効果が最も大きかったが、単斜杭としても直杭の場合より負荷低減効果は向上した。ただし、増設控え杭の形式の負荷低減効果への影響は、増設タイ材の取付点高さに比べて小さかった。
- ・岸壁水深増深時の控え工増設の補強効果についての検討では、矢板壁前面の固化処理と併用することで、根入れ長を変更しなくても、増深後の根入れ長が確保できることがわかった。

7. あとがき

既存岸壁の有効活用という観点から、矢板壁についても、補修による延命化や岸壁水深の増大による機能強化に関する要望が今後も生じると考えられる。そのための対策として、本研究では、既存矢板壁に対する控え工増設工法を対象とし、その設計法構築のための検討を実施した。検討では、模型実験に加え、タイ材増設時の矢板壁の挙動を評価するための数値解析手法を開発した。その開発に当たっては、実験結果を反映した解析モデルを取り入れており、設計法としては前進したと考えられる。しかし、増設タイ材取付点高さでの土圧増分など、現地では取得できないパラメータの設定方法については、課題が残されている。

また、矢板壁前面の固化処理など、港研方式ではC型地盤で評価すべき地盤への対応が課題として残されている他、設計法の検証、高度化のためには現地観測データとの比較も必要であると考えている。

(2011年8月12日受付)

謝辞

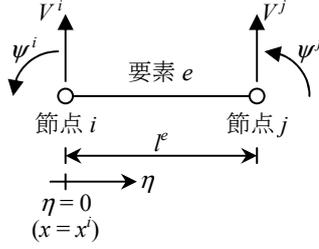
本研究で実施したプログラム開発の一部は、(社)日本鉄鋼連盟2008年度「鋼構造研究・教育助成事業」による研究助成給付制度(土木部門)の助成を受けております。また、本研究の実施に当たっては、元研究官の西村聡先生(現北海道大学准教授)にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 石黒建：鋼矢板工法，山海堂，pp.9-10，1963.
- 2) 石黒建，高橋邦夫：杭と矢板の縦梁解法，山海堂，pp.350-352，1992.
- 3) 大楨正紀，佐伯公康，黒田耕造，劔持智：弱地盤上の矢板式係船岸の変形に及ぼす控え杭及びタイロッドの影響，第46回地盤工学シンポジウム平成13年度論文集，pp.161-166，2001.
- 4) 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(下巻)，日本港湾協会，pp.981-1025，2007.
- 5) 石井靖丸訳：チェボタリオフの土質力学(下巻)，技報堂，p.192，1964.
- 6) Rowe, P.W.: A theoretical and experimental analysis of sheet pile walls, Proc. ICE, Pt.I, Vol.4, 1955.
- 7) 鈴木雅次：港工学，風間書房，p.474，1995.
- 8) 高橋邦夫，菊池喜昭，石黒健：タイロッド式矢板壁の力学挙動の解析，構造工学論文集，Vol.42A，pp.1195-1202，1996.
- 9) Tchebotarioff, G.P.: Large scale earth pressure tests with model flexible bulkheads, Princeton Univ., p.111, 1949.
- 10) 高橋邦夫，菊池喜昭，朝木祐次：タイロッド式矢板壁の力学特性の解析，港湾技研資料，No. 756，1993.
- 11) 森川嘉之，菊池喜昭：控え工増設による既存矢板壁の補強効果に関する模型実験，海洋開発論文集，Vol.24，pp.501-506，2008.
- 12) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究(第3章)，港湾空港技術研究所資料，No.1039，pp.15-25，2003.
- 13) 石原研而：土質力学，丸善，pp.233-234，1988.
- 14) Terzaghi: Evaluation of coefficient of subgrade Reaction, Géotechnique, Vol.5, pp.297-326, 1955.
- 15) 山口栄輝，菊池喜昭，久保喜延：弾性地盤反力法に基づく杭の有限要素解析に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.35-42，1999.
- 16) 高橋巧，菊池喜昭，水谷崇亮：二次元模型地盤における矢板壁の挙動解析，土木学会第61回年次学術講演会講演概要集，pp.805-806，2006.

付録 控え工を増設した矢板壁の挙動解析手法の定式化

ここでは、4.3で示した、控え工を増設した矢板壁の基本式の有限要素定式化を説明する。山口ら¹⁵⁾が、弾性床上の梁理論に基づいて、杭頭に軸直角方向力の作用する杭挙動の基本式の有限要素定式化を行っている。そこで、



付図-1 2節点梁要素

山口ら¹⁵⁾の定式化を参考にした。

重みつき残差法を用いて、基本式(4)および境界条件式(5)~(8)からなる境界値問題の有限要素定式化を行う場合、次式を基に行う。

$$\int_{-H}^D (EIy'''' + p_p(x) - p_A(x))w dx - [EIy''w']_{x=-H} + [EIy''''w]_{x=-H} + [EIy''''w']_{x=D} - [EIy''''w]_{x=D} - [(EIy'''' + Q)w]_{x=x_{T1}-0} + [(EIy'''' + Q)w]_{x=x_{T1}+0} - [(EIy'''' + Q)w]_{x=x_{T2}-0} + [(EIy'''' + Q)w]_{x=x_{T2}+0} = 0. \quad (A1)$$

w は重み関数である。左辺の積分記号の中の第1項を部分積分すると、 y'''' は $x = x_{T1}$, x_{T2} で不連続であるから、

$$\int_{-H}^D EIy''''w dx = \int_{-H}^{x_{T1}} EIy''''w dx + \int_{x_{T1}}^{x_{T2}} EIy''''w dx + \int_{x_{T2}}^D EIy''''w dx = [EIy''''w]_{x=D} - [EIy''''w]_{x=x_{T2}+0} + [EIy''''w]_{x=x_{T2}-0} - [EIy''''w]_{x=x_{T1}+0} + [EIy''''w]_{x=x_{T1}-0} - [EIy''''w]_{x=-H} - [EIy''''w']_{x=D} + [EIy''''w']_{x=-H} + \int_{-H}^D EIy''w'' dx, \quad (A2)$$

となる。 $x = x_{T1}$, x_{T2} での Q の不連続量はタイ材取付点反力になるから、式(A1)は次のようになる。

$$\int_{-H}^D EIy''w'' dx + \int_0^D p_p(x)w dx + (a_1A_{p1} + a_2A_{p2})w - \int_{-H}^D p_A(x)w dx = 0. \quad (A3)$$

ただし、 a_1 , a_2 はそれぞれ $x = x_{T1}$, x_{T2} で1、それ以外で0となる関数である。また、 $x < 0$ のとき $p_p(x) = 0$ となるため、上式では左辺第2項の積分区間を修正している。

今回開発したプログラムでは通常の2節点の梁要素(付図-1)を用いているので、式(A3)は、次のように定義される形状関数を用いて離散化される。

$$N_V^i = 1 - \frac{3\eta^2}{(l^e)^2} + \frac{2\eta^3}{(l^e)^3}, \quad N_\psi^i = \eta - \frac{2\eta^2}{l^e} + \frac{\eta^3}{(l^e)^2}, \quad (A4)$$

$$N_V^j = \frac{3\eta^2}{(l^e)^2} - \frac{2\eta^3}{(l^e)^3}, \quad N_\psi^j = -\frac{\eta^2}{l^e} + \frac{\eta^3}{(l^e)^2}.$$

l^e は矢板壁の梁要素の長さ、 η は要素内の局所座標である。要素内のたわみは、節点の値を用いて次式で表わされる。

$$y = N_V^i V^i + N_\psi^i \psi^i + N_V^j V^j + N_\psi^j \psi^j. \quad (A5)$$

V^i , ψ^i はそれぞれ節点 i のたわみおよびたわみ角である。また、重み関数には、上式と同じ形状関数を用いた

$$w = N_V^i W^i + N_\psi^i X^i + N_V^j W^j + N_\psi^j X^j, \quad (A6)$$

を用いる。 W^i , X^i はそれぞれ節点 i における重み w および重みの微係数である。式(A5), (A6)を代入して式(A3)を離散化すると、式(A3)の左辺第1項は、

$$\int_{-H}^D EIy''w'' dx = \sum_e^{n_e} (\mathbf{w}^e)^T \mathbf{k}_B^e \mathbf{u}^e, \quad (A7)$$

となる。ただし、 n_e は矢板壁の要素数で、

$$(\mathbf{w}^e)^T = (W^i \quad X^i \quad W^j \quad X^j),$$

$$\mathbf{k}_B^e = \frac{EI}{(l^e)^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l^e & -12 & 6l^e \\ & 4(l^e)^2 & -6l^e & 2(l^e)^2 \\ \text{sym.} & & 12 & -6l^e \\ & & & 4(l^e)^2 \end{bmatrix},$$

$$(\mathbf{u}^e)^T = (V^i \quad \theta^i \quad V^j \quad \theta^j),$$

である。

本研究では、前面地盤からの地盤反力 $p_p(x)$ に、たわみおよび海底面からの深度の累乗に比例するモデルを考えているから、 $p_p(x) = kx^m y^n$ と標記すれば、式(A3)の左辺第2項は次のようになる。

$$\int_0^D p_p(x)w dx = \sum_e^{n_e} (\mathbf{w}^e)^T \mathbf{k}_p^e, \quad (A8)$$

ただし、

$$(\mathbf{k}_p^e)^T = \left(\int_0^{l^e} F_p N_V^i d\eta \quad \int_0^{l^e} F_p N_\psi^i d\eta \quad \int_0^{l^e} F_p N_V^j d\eta \quad \int_0^{l^e} F_p N_\psi^j d\eta \right),$$

$$F_p = k(x^i + \eta)^m (N_V^i V^i + N_\psi^i \psi^i + N_V^j V^j + N_\psi^j \psi^j)^n,$$

x^i は節点 i の x 座標、 k は地盤反力係数である。また、式(A8)左辺の積分区間からも分かるとおおり、海底面よりも上の部分の要素には、この項は不要である。

次に、タイ材の取付点を控え杭の杭頭とすると、式(A3)の左辺第3項の $a_1 A_{p1} w$ は次のようになる。

$$a_1 A_{p1} w = a_1 k_{T1} \{y(x_{T1}) - y_1(x_{10})\} w.$$

k_{T1} はタイ材の剛性である。ここで、必ず矢板壁および控え杭のタイ材取付点に節点を設けるとすれば、上式は次のように書換えることができる。

$$a_1 A_{p1} w = (\mathbf{w}^e)^T \mathbf{k}_{T1} (\mathbf{u}^e - \mathbf{u}_1^e).$$

ここで、

$$\mathbf{k}_{T1} = \begin{bmatrix} k_{T1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

で, $\mathbf{u}_1^{e_1}$ は \mathbf{u}^e と同様, 既設控え杭のタイ材が取り付けられた要素の節点変位ベクトルである. $a_2 A_{p2} w$ も増設タイ材の剛性 k_{T2} , 節点変位ベクトル $\mathbf{u}_2^{e_2}$ を用いて同様に計算できて,

$$a_2 A_{p2} w = (\mathbf{w}^e)^T \mathbf{k}_{T2} (\mathbf{u}^e - \mathbf{u}_2^{e_2}),$$

となる. \mathbf{k}_{T2} は, \mathbf{k}_{T1} と同じ構造のマトリックスである.

次に式(A3)の左辺第4項は次のようになる.

$$\int_{-H}^D p_A(x) w dx = \sum_e^{n_e} (\mathbf{w}^e)^T \mathbf{r}^e, \quad (\text{A9})$$

ただし,

$$(\mathbf{r}^e)^T = \left(\int_0^l F_A N_V^i d\eta \quad \int_0^l F_A N_\psi^i d\eta \quad \int_0^l F_A N_\psi^j d\eta \quad \int_0^l F_A N_\psi^j d\eta \right),$$

で, F_A は, 矢板壁背面に作用する土圧, 残留水圧および前面地盤の静止土圧による荷重強度である.

以上をまとめると, 式(A3)は次のようになる.

$$\sum_e^{n_e} (\mathbf{w}^e)^T \{ (\mathbf{k}_B^e + \mathbf{k}_{T1} + \mathbf{k}_{T2}) \mathbf{u}^e - \mathbf{k}_{T1} \mathbf{u}_1^{e_1} - \mathbf{k}_{T2} \mathbf{u}_2^{e_2} + \mathbf{k}_p^e \} - \sum_e^{n_e} (\mathbf{w}^e)^T \mathbf{r}^e = 0. \quad (\text{A10})$$

既設控え杭の基本式(9)および境界条件式(10), (11)も式(A1)~(A3)と同様に記述すれば, 次のようになる.

$$\int_{x_{10}}^{x_{1L}} E_1 I_1 y_1'' w_1'' dx_1 + \int_{x_{10}}^{x_{1L}} p_{p1}(x_1) w_1 dx_1 - a_{11} A_{p1} w_1 = 0. \quad (\text{A11})$$

ただし, a_{11} はそれぞれ $x_1 = x_{10}$ で1, それ以外で0となる関数である. 上式を式(A4)~(A10)と同様の手順で書き換えると次のようになる.

$$\sum_{e_1}^{n_{e1}} (\mathbf{w}_1^{e_1})^T \{ -\mathbf{k}_{T1} \mathbf{u}^e + (\mathbf{k}_{B1}^e + \mathbf{k}_{T1}) \mathbf{u}_1^{e_1} + \mathbf{k}_{p1}^e \} = 0. \quad (\text{A12})$$

n_{e1} は既設控え杭の要素数である. \mathbf{k}_{B1}^e , \mathbf{k}_{p1}^e は既設控え杭およびその前面地盤の地盤ばねの剛性マトリックスである. また, $\mathbf{w}_1^{e_1}$ は重みである.

増設控え杭についても既設控え杭の手順と同様に次のように定式化できる.

$$\sum_{e_2}^{n_{e2}} (\mathbf{w}_2^{e_2})^T \{ -\mathbf{k}_{T2} \mathbf{u}^e + (\mathbf{k}_{B2}^e + \mathbf{k}_{T2}) \mathbf{u}_2^{e_2} + \mathbf{k}_{p2}^e \} = 0. \quad (\text{A13})$$

n_{e2} は増設控え杭の要素数である. \mathbf{k}_{B2}^e , \mathbf{k}_{p2}^e は増設控え杭

およびその前面地盤の地盤ばねの剛性マトリックスである. また, $\mathbf{w}_2^{e_2}$ は重みである.

以上の処理を全ての要素に対して行い, 重ね合わせると, 次式を得る.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{W}^T & \mathbf{W}_1^T & \mathbf{W}_2^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_B & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{B1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{B2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{U}_1 \\ \mathbf{U}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{W}^T & \mathbf{W}_1^T & \mathbf{W}_2^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{T1} + \mathbf{K}_{T2} & -\mathbf{K}_{T1} & -\mathbf{K}_{T2} \\ -\mathbf{K}_{T1} & \mathbf{K}_{T1} & \mathbf{0} \\ -\mathbf{K}_{T2} & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{T2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{U}_1 \\ \mathbf{U}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{W}^T & \mathbf{W}_1^T & \mathbf{W}_2^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_P \\ \mathbf{K}_{P1} \\ \mathbf{K}_{P2} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{W}^T & \mathbf{W}_1^T & \mathbf{W}_2^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{R} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} = 0.$$

上式をまとめて表記すると,

$$\tilde{\mathbf{W}} \{ (\tilde{\mathbf{K}}_B + \tilde{\mathbf{K}}_T) \tilde{\mathbf{U}} + \tilde{\mathbf{K}}_P - \tilde{\mathbf{R}} \} = \mathbf{0} \quad (\text{A14})$$

重みつき関数が任意であるから, $\tilde{\mathbf{K}} = (\tilde{\mathbf{K}}_B + \tilde{\mathbf{K}}_T) \tilde{\mathbf{U}} + \tilde{\mathbf{K}}_P$ とおいて,

$$\tilde{\mathbf{K}} - \tilde{\mathbf{R}} = \mathbf{0}, \quad (\text{A15})$$

を解けば, 基本式(4)および境界条件式(5)~(8)からなる境界値問題の解, すなわち矢板壁の変形が求められる. しかし, 通常, 式(A15)は非線形型方程式であるため, 直接解くことができない. そこで, 本研究では式(A15)をニュートン・ラプソン法によって解く. つまり, 次の線型方程式を \mathbf{U} が収束するまで繰返し解くことにより, 作用させた荷重に対する変形を求める.

$$\left[\tilde{\mathbf{K}}_B + \tilde{\mathbf{K}}_T + \frac{\partial \tilde{\mathbf{K}}_P}{\partial \tilde{\mathbf{U}}} \right] \Delta \tilde{\mathbf{U}} = \tilde{\mathbf{R}} - \tilde{\mathbf{K}}.$$

ここで, 各要素の $(\partial \tilde{\mathbf{K}}_P / \partial \tilde{\mathbf{U}})$ は,

$$\left(\frac{\partial \tilde{\mathbf{K}}_P}{\partial \tilde{\mathbf{U}}} \right)^e = \begin{bmatrix} \int_0^l F_p' N_V^i N_V^i d\eta & \int_0^l F_p' N_V^i N_\psi^i d\eta & \int_0^l F_p' N_V^i N_V^j d\eta \\ \int_0^l F_p' N_\psi^i N_V^i d\eta & \int_0^l F_p' N_\psi^i N_\psi^i d\eta & \int_0^l F_p' N_\psi^i N_V^j d\eta \\ \int_0^l F_p' N_V^j N_V^i d\eta & \int_0^l F_p' N_V^j N_\psi^i d\eta & \int_0^l F_p' N_V^j N_V^j d\eta \\ \text{sym.} & & \end{bmatrix},$$

$$F_p' = nk(x_i + \eta)^m (N_V^i V^i + N_\psi^i \psi^i + N_V^j V^j + N_\psi^j \psi^j)^{n-1}.$$

港湾空港技術研究所報告 第50巻第4号

2011.12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人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 © (2011) by PARI

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

この資料は、港湾空港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、複写は港湾空港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。

CONTENTS

1. Characteristics of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake TsunamiHiroyasu KAWAI, Makoto SATOH, Koji KAWAGUCHI, Katsumi SEKI	3
2. Study on Vertical Bearing Capacity of Steel Pipe Pile Driven into MudstoneTaka-aki MIZUTANI, Yoshiaki KIKUCHI, Takayuki SUGIMOTO, Eiji KOHAMA	65
3. Development of Design Method for Anchored Sheet Pile Wall Reinforced by Additional Anchorage WorkYoshiyuki MORIKAWA, Yoshiaki KIKUCHI, Taka-aki MIZUTANI	107
4. Modeling Semi-Short-Period Ground Motions from Crustal Earthquakes Using Characterized Source Models Atsushi NOZU	133
5. Experimental Study on Mechanism and Countermeasures for Wave Overtopping of Long-Period Swell in Shimoniikawa CoastHiroaki KASHIMA, Katsuya HIRAYAMA	197