

港 湾 技 研 資 料

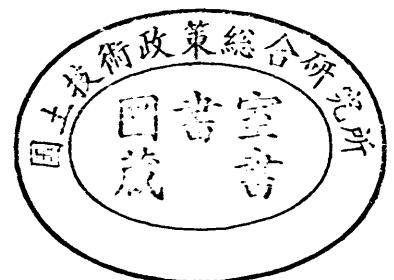
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 756 June. 1993

タイロッド式矢板壁の力学特性の解析

高 橋 邦 夫
菊 池 喜 昭
朝 木 裕 次

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨

1. まえがき	3
2. 矢板壁の設計計算法と問題点	3
2. 1. フリーアースサポート法とフィクストアースサポート法	3
2. 2. 現行の設計の基準	4
2. 3. タイロッド式矢板壁の現行設計法の問題点	4
3. 設計モデルによる解析	5
3. 1. タイロッド式矢板壁の解析式	5
3. 2. 矢板壁のフレキシビリティナンバー ρ	6
3. 3. 解析条件	6
3. 4. 解析手順	9
4. 解析結果および考察	9
4. 1. 根入長が諸特性指標に及ぼす影響	9
4. 2. フィクストアースサポートに必要な根入長	11
4. 3. 矢板の剛性と土質条件の影響	11
4. 4. 仮想ばり法との比較と修正フレキシビリティナンバー ρ_m	12
4. 5. たわみ曲線法との比較	16
5. A港におけるタイロッド式矢板壁の解析	17
5. 1. 概要	17
5. 2. 観測値と解析値の比較	18
6. 結 論	19
7. あとがき	20
参考文献	21
記号一覧	21
付録 解析式に関わる諸問題の影響	23
付録A 反力土圧式の第一反力区間長 D_R と微小変位時の土圧係数 K_0 について	23
付録B タイロッド取付点の変位の影響	26
付録C 矢板壁頭部背後の反力の影響	28
付録D 地盤反力係数 l_n について	31

Analysis of Flexural Behavior of Anchored Sheet Pile Walls

Kunio TAKAHASHI*
Yoshiaki KIKUCHI**
Yuji ASAKI***

Synopsis

As the depth and the dimensions of quaywalls become large, anchored bulkheads with steel pipe sheet pile walls of high rigidity become to be often used. While there are the equivalent-beam method and the elastic-beam method for the design of the anchored sheet pile walls, both methods should not be applied to the rigid steel pipe sheet pile walls. We examined Rowe's method which seems to be effective for the analysis of the steel pipe sheet pile walls by comparing with the results given by the two methods. The comparison shows that the behavior calculated by the equivalent-beam method does not agree with that under the fixed earth support condition calculated by Rowe's method, and reveals fundamental problems that the elastic-beam method has. We find useful parameters obtained by improving Rowe's flexibility number, and propose a new method by which the wall behavior can be calculated by using the new parameters. The results given by the new method agree with the measured results at a port.

Key Words : Quaywall, Anchored Bulkhead, Tie Rod, Flexural Behavior, Analysis, Design

* Chief of Foundations Laboratory, Geotechnical Engineering Division
** Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division
*** Member of Foundations Laboratory, Geotechnical Engineering Division

タイロッド式矢板壁の力学特性の解析

高橋 邦夫*
菊池 喜昭**
朝木 祐次***

要 旨

係船岸の大型化に伴い、タイロッド式矢板壁の矢板として鋼管矢板のような剛性の高い矢板が多く用いられるようになってきた。タイロッド式矢板壁の設計法には仮想ばり法とたわみ曲線法とがあるが、どちらも高剛性の矢板壁には適用し難いと考えられる。そこで、この場合にも妥当な設計手法としてRoweの方法を用いてフィクストアースサポート状態の矢板の挙動を解析し、現行設計法と比較検討した。その結果、現行設計法により計算される諸特性値と根入長は、Roweの方法による計算結果と一致しないことを示し、たわみ曲線法の持つ本質的な問題点も明らかにした。また、Roweの提唱したフレキシビリティナンバーを改善した指標を用いて、諸特性値を仮想ばり法の計算値に対する比から計算できるようにした。これによって計算される値は、A港での実測値とよい対応を示し、この手法が実際の設計計算において妥当であると認められる。

キーワード：係船岸、タイロッド式矢板壁、たわみ性挙動、解析、設計

1. まえがき

一般に、港湾のタイロッド式矢板壁の計算法は、現行の「港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾」(以下、技術基準と略称する)に示されている仮想ばり法が基本となっている。これは、TschebotarioffやRoweの実験的・理論的研究、および過去の破壊事例などを考慮して提案されたものであり、砂質地盤または固い粘土地盤中に打ち込まれたU型鋼矢板のようなたわみやすい矢板壁を対象としている。また、海底地盤が軟弱な場合および矢板の剛性が海底地盤の地盤反力係数に比べて比較的大きい場合には別の方法で検討するよう述べられ、その方法としてたわみ曲線法²⁾が解説されている。

ところが、岸壁の大水深化に伴い大断面の矢板が必要となり、鋼管矢板が導入されるようになった。それによって、矢板壁の剛性が大きく変化し、現行設計法の仮定が成立しなくなり危険側となるなどの問題が生じていると考えられる。

そこでこの問題に関して定量的評価を行うために、矢板壁の断面剛性を加味した解析手法を用いて広範な設計条件の下で解析を行い、現行設計法の評価と剛性の高い矢板壁の設計法について検討する。なお、今回の解析では、砂地盤上のタイロッド矢板壁を対象としている。

2. 矢板壁の設計計算法と問題点

2.1 フリーアースサポート法とフィクストアースサポート法

矢板壁の設計法には、土圧論に基づく古典的な方法として、フリーアースサポート法とフィクストアースサポート法の二種類がある。この二つの方法は、本資料で展開する議論において重要な内容を含むので、ここに簡単に説明する³⁾。

フリーアースサポート法は、矢板の根入れ部において、負の曲げモーメントが生じないという仮定に基づく設計法である。したがって、矢板背面の主働土圧と前面の受働土圧とが極限平衡状態にあり、矢板壁はぎりぎりの安

*土質部 基礎工研究室長

**土質部 主任研究官

***土質部 基礎工研究室

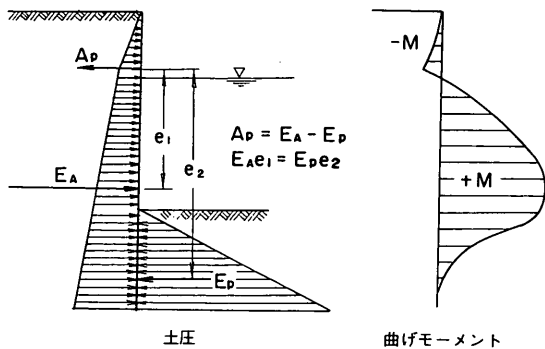


図-1(a) フリーアースサポート法

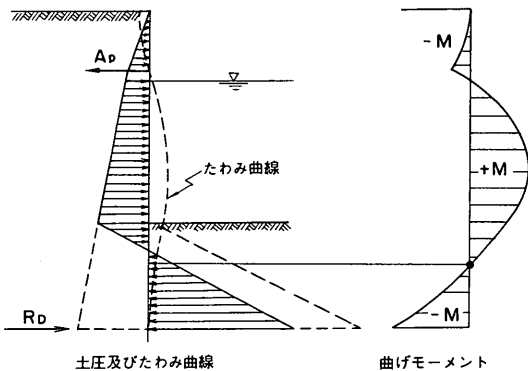


図-1(b) フィクストアースサポート法

定状態にある。矢板壁に作用する土圧および曲げモーメントは、図-1(a)のようになる。

これに対して、フィクストアースサポート法の仮定は、根入れのある深さ以下で矢板が地盤中に固定されていることであり、海底の地盤による矢板の変形に対する拘束力が十分に大きいことを想定している。したがって、矢板壁に作用する土圧および曲げモーメントは、図-1(b)のようになる。

両者の方法には、以上のような違いがある。設計においては、安全率の存在などのために、実態としてはっきりと区分しにくくなるが、現象の理論的理解としては大きな相違がある。そして、フリーアースサポート法における極限的な土圧の釣り合い状態をフリーアースサポート状態と表現し、またフィクストアースサポート法における固定状態をフィクストアースサポート状態と呼ぶこともある。

2.2 現行の設計の基準

現行の設計の基準すなわち技術基準²⁾では、タイロッド式矢板壁の矢板に作用する最大曲げモーメントは、タイロッド取付点及び海底面を支点とし海底面から上の土圧及び残留水圧が荷重として作用する単純ばりを仮想し、

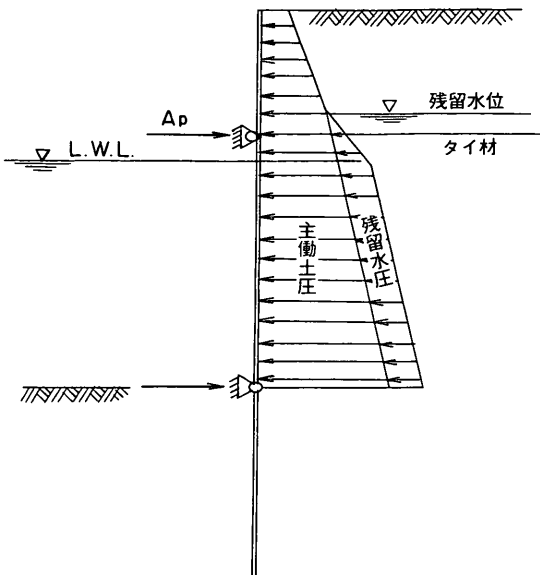


図-2 仮想ばり法で曲げモーメントを求める方法

これに働く曲げモーメントの最大値として求めることになっている(図-2)。この方法は、一般に仮想ばり法と呼ばれているもので、TschebotarioffがPrinceton大学における模型実験に基づいて提唱した設計方法^{3),4)}である。仮想ばり法は、1959年の港湾協会の港湾工事設計要覧⁵⁾の改訂に当たって、港湾の矢板壁の設計法として取り入れられ、それ以来設計の基準として引き継がれている。この方法は、設計計算が簡便であるので一般に広く用いられている。

さらに技術基準には、その解説として、上の規定が普通の砂質土地盤あるいは硬い粘性土地盤中に打ち込まれた鋼矢板壁を対象とすると述べられている。そして、矢板の剛性が大きい時、あるいは海底地盤の地盤反力係数が小さい時には、矢板の曲げモーメントがゼロとなる点は海底面より下方に下がり、実際の矢板の最大曲げモーメントは、仮想ばり法で求めた値より大きくなることがあるので、このような場合には別の方法で検討しなければならないとしている。別の方法としては、たわみ曲線法があげられている。

また、タイロッド式矢板壁の根入長については、フリーアースサポート的の設計法が用いられている。つまり、タイロッド取付点に関する主働土圧と残留水圧による主働モーメントと矢板の根入れ部前面の受働土圧による抵抗モーメントがある安全率でつりあうように根入長を決定することとなっている。

2.3 タイロッド式矢板壁の現行設計法の問題点

タイロッド式矢板壁の最大曲げモーメントの大きさが、

矢板の剛性、根入長、地盤の硬軟によって影響を受けるものであることは、すでに古くから論じられてきた。

Tschebotarioff⁶⁾は模型矢板壁の剛性について細心の注意を払って実験を行った。そして、仮想ばり法が成立するのは、良質の締まった砂質土地盤において、矢板壁が特定の剛性と特定の根入長でフィクストアースサポート状態にある時だけであり、その他の場合には仮想ばり法の過程では誤差が大きくなることを明らかにした。

Rowe^{6),7)}は、模型実験と解析研究にもとづいて、矢板の剛性を設計に加味する為の指標として、フレキシビリティナンバー ρ を導入し、また、矢板壁の根入れ部分を弾性床上的のりとして解く方法を提案した。そして、フレキシビリティナンバーの大小に応じて、矢板壁の最大曲げモーメントが増減する状態を示すため、フリーアースサポート状態の最大曲げモーメント値を基準とするモーメント減少曲線をゆるい砂と密な砂とに対して作成し、フリーアースサポート状態とフィクストアースサポート状態との区別を明確にした。しかしこの方法は、矢板の剛性と根入長と土質の影響を混在して扱っているため難解であり、当時はまだコンピュータが普及する以前であったので煩雑な計算作業が困難であったため、一般の設計に常用されるようにはならなかった。

このように、タイロッド式矢板壁では、構造上の諸要素によって反曲点（矢板の曲げモーメントがゼロとなる点）の位置が変動し、それにともなって矢板壁の最大曲げモーメントは大幅に変化する性質を持っている。しかし、常用の設計手法としては、簡便に、反曲点が常に海底面にあると想定することが原則とされた。

ところで、1959年に我国でこの設計手法が基準化された後、岸壁の大型化が一層進み、大断面の鋼矢板が必要とされる状態になった。それに対応して、剛性の高い鋼管矢板などが導入され、矢板壁の剛度特性にはかなりの変化が生じた。このように矢板の剛性が大きい場合や地盤が軟弱な場合には、技術基準²⁾では、たわみ曲線法を用いるよう記述している。しかし、たわみ曲線法でも根入れ部分には土圧の釣合を仮定しており、フィクストアースサポート状態を計算しているとは言いながら、後に述べるように十分な対策とはなっていない。

また、タイロッド式矢板壁の根入長は、フリーアースサポート法の考え方によって定めることが技術基準²⁾に規定されている。これによって決定される根入長は、仮想ばり法で前提としているフィクストアースサポート状態の達成に必要な根入長とは対応していない。

常時の設計においては、上述の設計法による根入長は、フィクストアースサポート状態の達成には不十分となる

場合が多い。根入長が不足する場合には、完全なフィクストアースサポート状態を前提とする仮想ばり法は成立しなくなり、実際の曲げモーメントは仮想ばり法によって求められた最大曲げモーメントを大きく上回る場合がある。

以上のように、フリーアースサポート状態を基準として根入長を計算する設計法と、仮想ばり法によってフィクストアースサポート状態を考え矢板壁の最大曲げモーメントを計算する設計法を組み合わせ用いている技術基準²⁾の設計法は理論的に整合がとれていない。このため、この手法が開発された時に考えられていなかった設計条件で用いることには多大な問題が含まれている。

3. 設計モデルによる解析

3.1 タイロッド式矢板壁の解析式

矢板壁の根入れ地盤面以下の区間の深さ x の点において、矢板壁面に作用する地盤反力 p と矢板の変位 y との間に次式が成り立つとする弾性床上的のりの方程式を用いたのがRowe^{6),7)}の方法である。

$$p(x,y) = EI \frac{d^4 y}{dx^4} \quad (1)$$

ここで、

E : 鋼材の弾性係数

I : 矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント

である。

本解析では、砂地盤に根入れされた矢板壁の根入れ部について、矢板に作用する土圧を表すのにTerzaghi⁸⁾に従って、次式を用いる。

$$p(x,y) = p_{a0} + (K_{ad} - K_0') \cdot \gamma \cdot x - \frac{l_h}{D_R} \cdot x \cdot y \quad (2)$$

ここで、

p_{a0} : 海底面における主働土圧と残留水圧による荷重圧

K_{ad} : 主働土圧係数

K_0' : 微小変位時の土圧係数

l_h : 変位に比例する成分の土圧係数(地盤反力係数)

D_R : 第一反力区間長

γ : 土の有効単位体積重量である。

式(1)と式(2)とから次式が導かれる。

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{p_{a0}}{EI} + \frac{K_{ad} - K_0'}{EI} \cdot \gamma \cdot x - A_5 \cdot x \cdot y \quad (3)$$

ここで、 $A_0 = l_h / (D_R \cdot EI)$ である。

今回の解析では、Tschebotarioff⁹⁾の提案に従って、地盤反力の最大値は壁面摩擦角を内部摩擦角に等しく取った時の受働土圧係数に対応する大きさまで容認している。

本解析では、式(3)の解を x のべき級数になるとして、

$$y = \sum A_n \cdot x^n \quad (4)$$

とおき、各項の係数 A_n の値を求めて、解式 y の形を定める方法を用いた⁹⁾。

なお、付録Aに示した検討結果をもとに、 D_R については、式(2)に示される p が根入れ部の浅部で最初に正となる区間の長さを取り、 K_0 は0.5を用いる。また、付録Dで検討した結果をもとに、 l_h と N 値及び ϕ との間に図-3(a)、(b)に示す関係があるとしている。

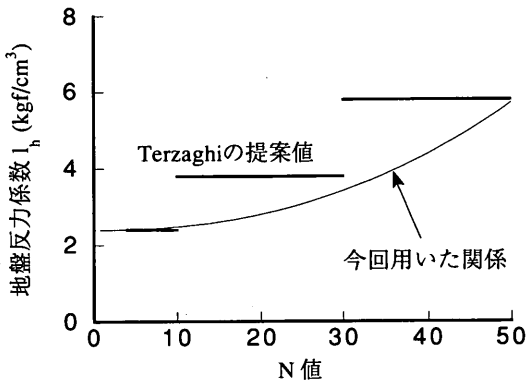


図-3(a) N 値と地盤反力係数 l_h の関係

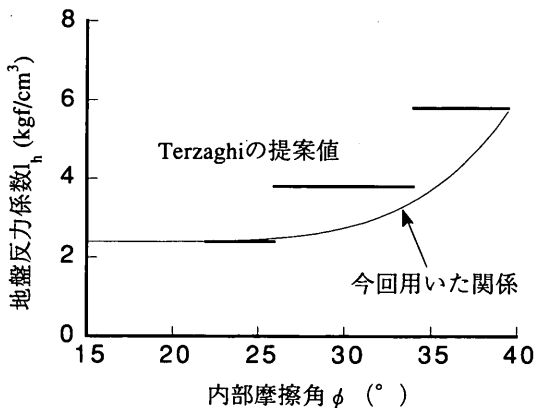


図-3(b) 内部摩擦角 ϕ と地盤反力係数 l_h の関係

3.2 矢板壁のフレキシビリティナンバー ρ

壁体の材料である鋼矢板そのものの剛性は、矢板の断面二次モーメント I と鋼材のヤング率 E の積 EI で表される。しかし、矢板壁の壁体に生じる曲げモーメントの状

況は、同じ高さ H の壁体でも、使う矢板材の剛性 EI の大小によって異なってくる。すなわち、矢板壁体のたわみ特性は、材料の剛性と構造物の大きさとの両者の効果の複合した影響を受ける。

この影響を表すために、壁体構造物としての剛性を示す指標として、Rowe^{9),7)}はフレキシビリティナンバー $\rho = H^4 / EI$ を導入した。ここで、 H は矢板壁の高さを表すインデックスであるが、Roweは矢板の全長を用いた。Roweは、たわみ曲線式を級数列として解く方法において、 H^4 / EI という項が、各展開項すべてにおいて繰り返に含まれることに注目してこれを指標に取り上げた。

タイロッド式矢板壁の構造特性に関する解析データを取りまとめる際には、このフレキシビリティナンバーはすぐれた指標として利用性が高いものである。本解析においても、基礎的指標としてこれを用いている。ただし、本解析においては、フレキシビリティナンバー $\rho = H^4 / EI$ における H として、海底面からタイロッド取付点までの支間長さを用いる。表-1(a)、(b)⁹⁾に今回定義したフレキシビリティナンバーの代表的な例を示す。

剛性の指標値であるフレキシビリティナンバーは、3.4で定義する α 、 β や、さらに他のいろいろな構造指標値と組み合わせ、新しい指標をつくるベースとしても用いる。

3.3 解析条件

本論文の解析は、実際のタイロッド式矢板壁の代表的な設計範囲を包括的にカバーするため、表-2のような解析条件をパラメータとして、解析計算を行った。

鋼矢板には、U型鋼矢板、Z型鋼矢板、組合せ鋼矢板、鋼管矢板の各種類があるが、解析計算に当たって、岸壁水深が10mより浅いケースでは主にU型鋼矢板を使用し、より大型の岸壁に対しては鋼管矢板を使用している。

表-3に示す条件についてはすべての解析で共通である。地盤反力係数と土圧係数には、表-4の値を用いた。鋼矢板の設計許容応力度には表-5の値を用いた。

付録Bの検討で示したように、タイロッド取付点の変位は矢板壁全体の挙動に影響を及ぼすので、その影響を考慮するために、タイロッド取付点の変位比例係数 m_a として $m_a = 0.001m/tf$ を用いる。付録Cに示した矢板壁頭部背後の反力の影響については重要なポイントではあるが、施工条件との関連が深く、標準的な値を設定することが困難であるので、今回の解析ではこの存在を無視している。これを無視した影響はタイロッド張力に対しては危険側となるが、矢板壁に発生する最大曲げモーメントに対しては安全側となる。

表一(a) 鋼矢板壁のフレキシビリティナンバーの例

鋼矢板の形式	I (cm^4/m)	EI (kgfcm^2/cm)	Z (cm^3/m)	適用水深 D の例 (m)		ρ の例 (cm^3/kgf)	
				地震時	常時	地震時	常時
SP・1A	4500	9.45×10^7	529	2	3	$\times 10^3$ 0.27	$\times 10^3$ 0.66
SP・2A	10600	2.23×10^8	880	4	5	0.58	1.08
SP・3A	21800	4.79×10^8	1520	5	7	0.50	1.37
SP・4A	41600	8.74×10^8	2250	6	9	0.47	1.68
SP・5L	63000	1.32×10^9	3150	7	10	0.50	1.57
SP・6L	86000	1.81×10^9	3820	8	11	0.55	1.58
Z_{25}	38300	8.04×10^8	2510	6	9	0.51	1.82
Z_{32}	55000	1.14×10^9	3200	7	10	0.58	1.82
Z_{38}	67200	1.45×10^9	3500	8	11	0.69	1.97
Z_{45}	83500	1.75×10^9	4550	9	12	0.84	2.20
B_{74}	180000	3.78×10^9	7420	11	14	0.76	1.73
4A+4A組合せ	108000	2.27×10^9	5220	10	13	0.91	2.23
5L+5L組合せ	161000	3.38×10^9	7240	11	14	0.85	1.94
6L+6L組合せ	216000	4.54×10^9	8700	12	15	0.85	1.84

(注) 許容応力度 常時：1800kgf/cm²、地震時：2700kgf/cm²とした。
 タイロッド取付点をW.L.+2.0mとした。

表一(b) 鋼管矢板壁のフレキシビリティナンバーの例

鋼管矢板の形式	I (cm^4/m)	EI (kgfcm^2/cm)	Z (cm^3/m)	適用水深 D の例 (m)		ρ の例 (cm^3/kgf)	
				地震時	常時	地震時	常時
ϕ 800m t=14mm	310×10^3	6.5×10^9	7760	8	11	$\times 10^3$ 0.15	$\times 10^3$ 0.44
ϕ 800m t=16mm	352×10^3	7.39×10^9	8880	9	12	0.20	0.52
ϕ 900m t=14mm	398×10^3	8.36×10^9	8850	9	12	0.18	0.46
ϕ 900m t=16mm	452×10^3	9.49×10^9	10100	10	13	0.22	0.53
ϕ 1000m t=14mm	497×10^3	1.04×10^{10}	9950	10	13	0.20	0.49
ϕ 1000m t=16mm	565×10^3	1.19×10^{10}	11300	11	14	0.24	0.55
ϕ 1100m t=14mm	670×10^3	1.27×10^{10}	110000	11	14	0.22	0.52
ϕ 1100m t=16mm	690×10^3	1.45×10^{10}	125000	12	15	0.26	0.58
ϕ 1200m t=14mm	728×10^3	1.53×10^{10}	121000	12	15	0.25	0.55
ϕ 1200m t=16mm	828×10^3	1.74×10^{10}	138000	13	16	0.29	0.60

(注) 許容応力度 常時：1400kgf/cm²、地震時：2100kgf/cm²とした。
 タイロッド取付点をW.L.+2.0mとした。

表一2 解析に用いたパラメータ

水深	-3, -5, -8, -10.5, -14m
地盤	$\phi = 30, 35, 40^\circ$
震度	常時 ($k_n = 0$), 地震時 ($k_n = 0.2$)
矢板鋼の材質	普通鋼, 高張力鋼 (圧延型鋼: SY295, SY390の2種類) (鋼管用鋼: SS400, SS490の2種類)
矢板の種類	U型, Z型, 鋼管

表一3 解析に用いた条件

上載荷重	常時3tf/m ² , 地震時1.5tf/m ²
天端高	+3.5m
残留水面	+1.0m
タイロッドレベル	+1.5m

表一5 鋼矢板の設計許容応力度

材種	常時	地震時
SY295	1800	2700
SY390	2400	3600
SS400	1400	2100
SS490	1900	2850

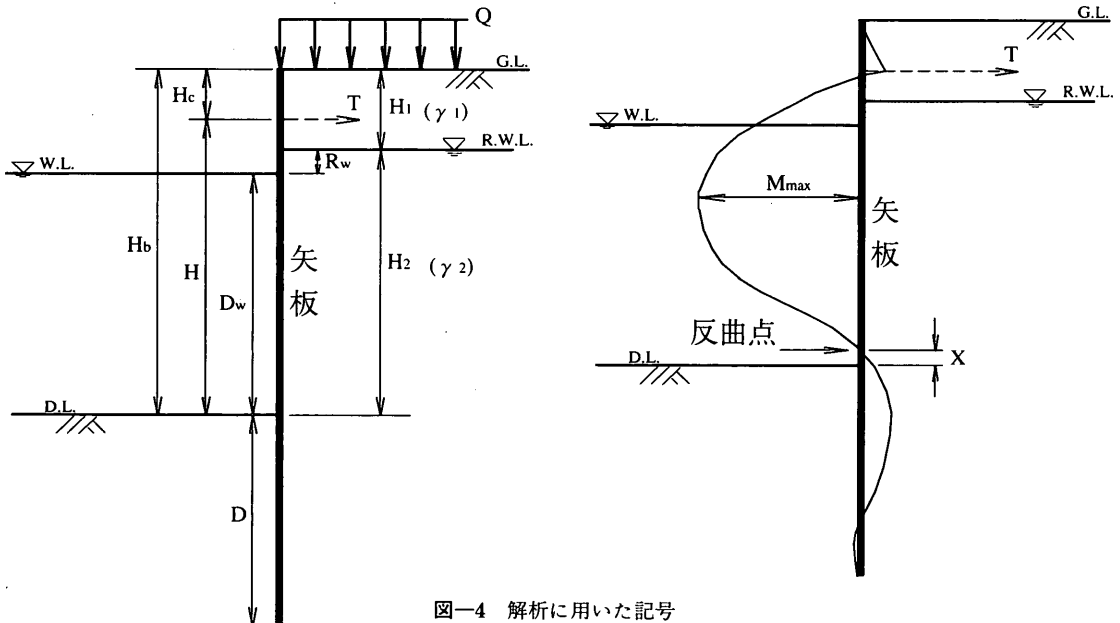
(注) ただし単位はkgf/m²である。

表一4 土圧係数と地盤反力係数

ϕ (°)		30	35	40	
l_n (kgf/cm ²)		2.4	3.8	5.8	
土圧	主働側	常時	0.2911	0.2393	0.1942
		地震時(空中)	0.4366	0.3664	0.3060
		”(水中)	0.6934	0.5720	0.4786
係数	受働側	常時	4.8069 (8.7426)	6.3314 (18.8164)	8.5697 (70.9237)
		地震時(空中)	3.9882 (6.8598)	5.3755 (14.9230)	7.4169 (56.6117)
		”(水中)	3.0583 (4.8300)	4.3411 (10.9179)	6.2034 (42.2062)

(注) 土圧係数は水平成分をあらわす。

カッコ内の土圧係数は壁面摩擦係数を内部摩擦係数に等しく取った場合の値 l_n の値は常時, 地震時とも共通している。



図一4 解析に用いた記号

3. 4 解析手順

解析作業は以下に示される手順に従って進める。各ケースで、根入長を数段階に変化させて、最大曲げモーメントと反曲点とがそれぞれほぼ一定になる根入長をフィクストアースサポートの根入長として求める。この根入長で、矢板壁の構造的な特性値（最大曲げモーメント、タイロッド張力、反曲点位置、第一反力区間長）を計算する。

ここで用いる各記号は図-4に示す。図において各記号についての意味は次のとおりである。なお、R.W.L.は残留水位面を表し、W.L.は前面水位を表し、D.L.は海底面を表す。

- Q = 上載荷重 (tf/m²)
- T = タイロッド張力 (tf/m)
- γ_1 = 水上部の単位体積重量 (tf/m³)
- γ_2 = 水中部の有効単位体積重量 (tf/m³)
- x = 海底面から矢板の反曲点までの高さ (海底面より上を正とする)
- M_{max} = 矢板壁の最大曲げモーメント (tfm/m)

今回の解析用モデルは、広い範囲の水深を対象としているが、タイロッド取付点などは固定となっているため、各水深ごとのモデルは完全な相似形にはなっていない。そこで、換算壁高と壁体総高の支間長 H に対する比として換算壁高比 α と壁体総高比 β を次式のように定義する。

$$\alpha = H_a / H \quad (5)$$

ただし、 $H_a = (Q + \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2) / \gamma_w$ とする。

$$\beta = H_b / H \quad (6)$$

ただし、 $H_b = H + H_c$ とする。

α や β は、水深によっていろいろの大きさになる。今回用いた設計条件での α 、 β の値を表-6に示す。

表-6 矢板壁モデルの $\alpha\beta$ の値

水深 (m)		-3	-5	-8	-10.5	-14
常時	α	2.556	2.077	1.737	1.583	1.452
	β	1.444	1.308	1.211	1.167	1.129
地震時	α	2.222	1.846	1.579	1.458	1.355
	β	1.444	1.308	1.211	1.167	1.129

4. 解析結果および考察

4. 1 根入長が諸特性指標に及ぼす影響

矢板壁の根入長 D の変化に対する、最大曲げモーメント M_{max} および第一反力土圧作用区間長 D_R の変動状況の解析結果の例を、図-5、図-6、図-7に示す。なお、図-6と図-7では、それぞれ(a)に常時の例を、(b)に地震時(震度 $k_h=0.2$)の例を示している。

図-5には、いくつかの根入長の場合の根入れ部分の反力図を示す。図には主動側の土圧分布と受働側の土圧分布を分けて示してある。特に、主動側の土圧分布については、受働側の土圧分布との比較のため、同じ値を取る線を受働側にも示している。図よりわかるように、根入れが短い場合には浅部で大きな地盤反力が発生し、根入れ下端では負の側に大きな地盤反力が発生する。根入れが長くなるにつれて、浅部の正の反力部分はほぼ一定値に近づくようになり、根入れの下端では式(2)に示した p が0に漸近し、フィクストアースサポート状態に近づいていくことがわかる。

図-6においては、根入長の変化による最大曲げモーメント M_{max} の変動を表すのに、技術基準²⁾に示している仮想ばり法による最大曲げモーメント M_i に対する比 $\mu = M_{max} / M_i$ を用いている。図において、縦座標の μ が1より

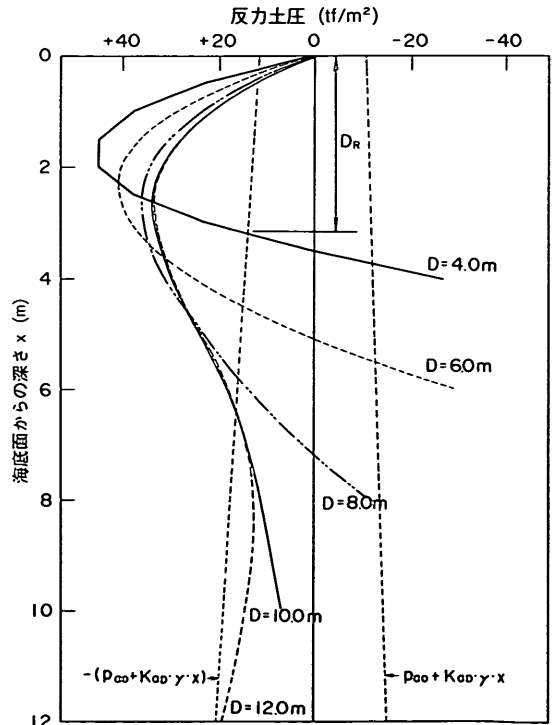


図-5 反力土圧曲線の根入長による変化

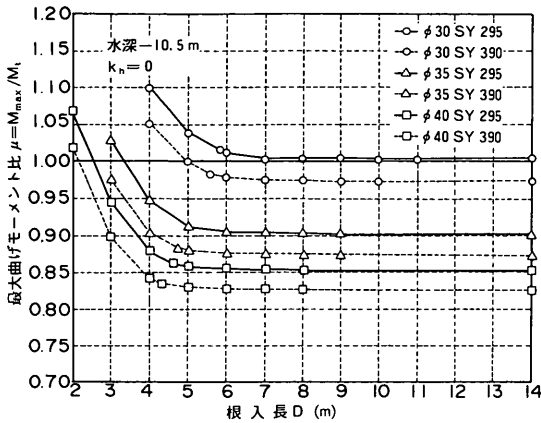


図-6(a) 根入長と最大曲げモーメント比 μ の関係 (常時)

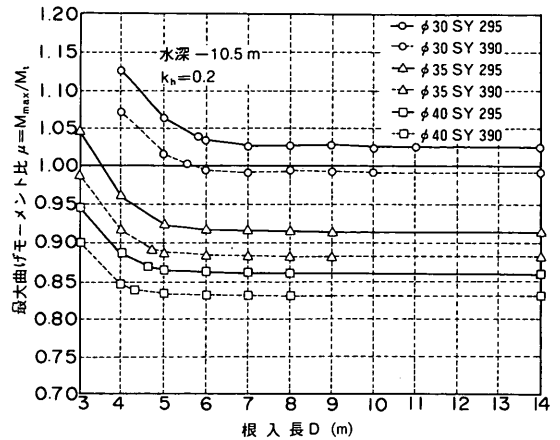


図-6(b) 根入長と最大曲げモーメント比 μ の関係 (地震時)

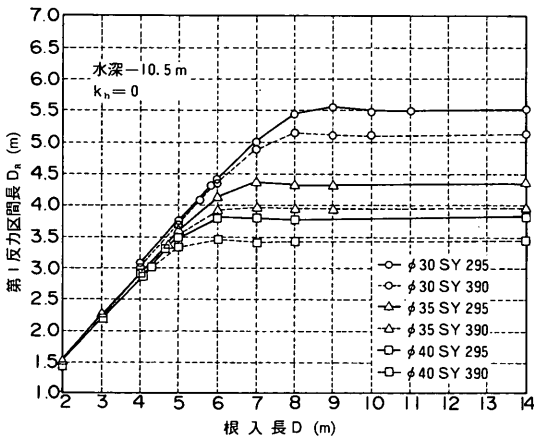


図-7(a) 根入長と第一反力区間長の関係 (常時)

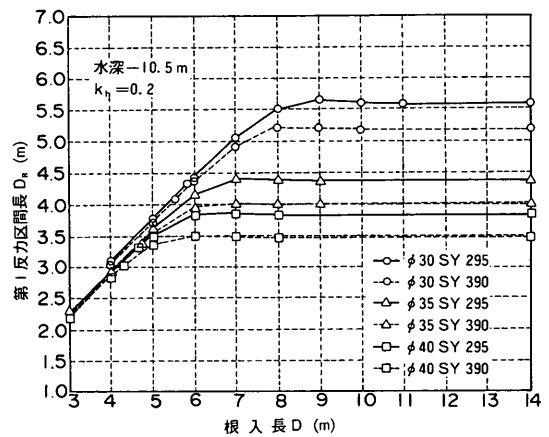


図-7(b) 根入長と第一反力区間長の関係 (地震時)

大きい範囲では、本解析による最大曲げモーメント M_{max} は、技術基準による曲げモーメント値 M_f を超え、 μ が 1 より小さい範囲では逆に下回ることを示している。図からわかるように、根入長が短いときには根入長の変化によって最大曲げモーメントが大きく変化し、根入長が長くなると根入長が変化しても最大曲げモーメントはほとんど変化しなくなる。また、全体的な傾向としては、根入長が長いほど最大曲げモーメントは小さくなる。このように、根入長を長くすると、次第にフィクストアースサポート状態に近づいていき、最後に完全達成されるようになる。また、フィクストアースサポートが達成されている状態でも、タイロッド式矢板壁の最大曲げモーメントは、仮想ばり法による最大曲げモーメントと一致しない。このことは反曲点位置とも関連し、フィクストアースサポート状態において反曲点が海底面でないことを意味している。これらのことは、図-6(a), (b)の両図か

らもわかるように、常時、地震時とも同じ傾向にある。

さらに、同図から、一般的に、砂の内部摩擦角 ϕ が小さい程 μ が大きくなる傾向が認められ、また、普通鋼 (SY295) に比べて高張力鋼 (SY390) の方が μ が小さくなるのがわかる。これらの傾向はいずれも $A_s = l_h / D_r \cdot EI$ の値の大小によるもので、 ϕ が小さいと l_h が小さいので A_s が小さくなり μ が大きくなる。一方、高張力鋼では許容応力度が大きいため矢板の必要な EI が小さくなるので A_s が大きくなり μ が小さくなる。

以上のような傾向は定性的現象として従来から認められていた。しかし、完全なフィクストアースサポート状態の達成に必要な根入長 D_0 と、その時の最大曲げモーメント M_{max} を、普遍的かつ定量的に日常の設計業務に適用出来るように示した設計法はまだない。今回の解析手法を用いると、従来から述べられてきた根入長 D と最大曲げモーメント M_{max} の定性的関係と完全に一致しており、

またそれを定量的に表示したものとなっており、フィクストアースサポート状態の矢板壁を設計することが可能となる。

図-7には、(2)式の第3項 $(l_h/D_R)x \cdot y$ に用いられる、第一反力土圧の作用区間長 D_R の、根入長の変化による変動状況を示す。図に示すように、根入長が短いときは、 D_R が根入長の増大に伴って増加するが、根入長が十分に長くなると、 D_R はほぼ一定の大きくなる。 D_R が一定になるのに必要な根入長は M_{max} が一定になるのに必要な根入長よりわずかに大きい傾向がある。

4.2 フィクストアースサポートに必要な根入長

完全なフィクストアースサポート状態が達成されると、これ以上に根入長を増大しても、最大曲げモーメント M_{max} や第一反力区間長 D_R がもはや変化しなくなり、構造的に安定化する。このことより、タイロッド式矢板壁の必要根入長は、フィクストアースサポート状態が達成される根入長であるべきであると考えられる。この状態になる最小の根入長を解析によって求め、これを設計根入長 D_0 とする。最大曲げモーメント M_{max} がほぼ一定になるのに必要な根入長と第一反力区間長 D_R がほぼ一定になるのに必要な根入長はわずかに異なるが、ここでは設計根入長 D_0 として最大曲げモーメントが、無限に長い根入長を考えたときに求められる最大曲げモーメントより1%大きくなる時の根入長を用いることにする。

図-8には、このフィクストアースサポートの根入長 D_0 と従来から用いられている安全率を加味したフリーアースサポートの根入長 D_i との比 $\nu = D_0/D_i$ とフレキシビリティ係数 $\rho (= H^4/EI)$ との関係を示す。この図において ν が1を上回る領域では、従来の設計法による根入長が完全なフィクストアースサポート状態になるには不

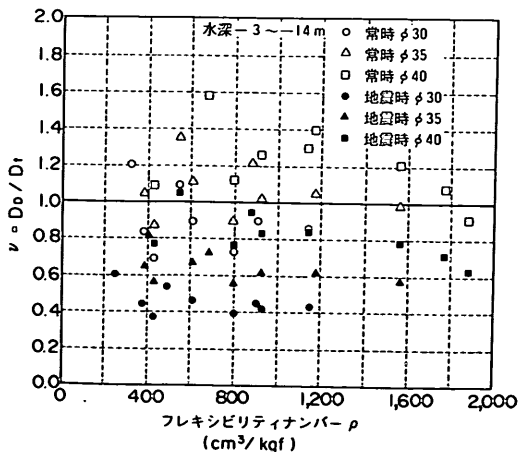


図-8 フレキシビリティナンバー ρ と $\nu (= D_0/D_i)$ の関係

十分であることを意味している。

図を見ると、常時には多くの場合 ν が1を越えており、フリーアースサポート的設計による根入長はフィクストアースサポート状態を達成するには不足していることがわかる。この傾向は、 ϕ が大きい場合と、また ρ が小さいときほど著しく、 ν は1.5近くにまでなることがあることがわかる。

地震時には受働土圧係数が低く設定されるので、フリーアースサポート的設計の根入長は長く取られ、 D_i が D_0 よりも大きくなる場合が多い。このために ν は一般に小さくなっている。しかし、 ϕ が大きくなると ν は大きくなり、 $\phi = 40^\circ$ の時は1を越すことがある。地震時の場合も ρ が小さいほど ν 値が大きくなる傾向にある。

一般的に見て、地震時には $\phi = 35 \sim 40^\circ$ の場合のほかは、 ν は一般に1よりも小さくなる。通常的设计条件では地震時で設計が決まることが多いので、大多数の場合に、フリーアースサポート的に設計された根入長は、フィクストアースサポート状態を達成するのに十分であることになる。しかし、フリーアースサポート的に根入長を設計した矢板壁は、いくつかの場合に完全なフィクストアースサポート状態にはならないことが起こり得るので十分な注意を必要とする。

4.3 矢板の剛性と土質条件の影響

矢板壁の矢板材料の剛性と土質条件の影響を見るために、同じ設計条件に対して許容応力度の異なる普通鋼(SY295)と高張力鋼(SY390)の2種類の鋼材の矢板を用いた解析を行った。

図-9(a)には最大曲げモーメント M_{max} と地盤反力係数 l_h の関係を示す。また、図-9(b)には反曲点位置 x と地盤反力係数 l_h の関係を示す。これらの図から、高張力鋼の方が普通鋼よりも最大曲げモーメント M_{max} が小さく、反曲点位置 x が浅くなる傾向が明らかである。

断面係数 Z と断面二次モーメント I とは一般に一義の関係があり、 Z が大きくなると I も大きくなる。普通鋼と高張力鋼で、それぞれの許容応力度に対応する矢板の断面係数 Z を求めると、設計応力度の低いものほど断面係数 Z の大きいものが必要となる。このため、普通鋼は高張力鋼よりも断面係数の大きいものが必要となり、従って、断面二次モーメント I が大きくなり、フレキシビリティ係数 ρ が小さくなる。このため、最大曲げモーメントが増大する傾向にある。

地盤条件の違いについては、内部摩擦角 ϕ が小さいほど、すなわち l_h が小さいほど最大曲げモーメント M_{max} が大きくなり、反曲点位置 x が下がる傾向にある。この理由は、4.1で述べたように A_0 の大小と関係があり、 ϕ が小さ

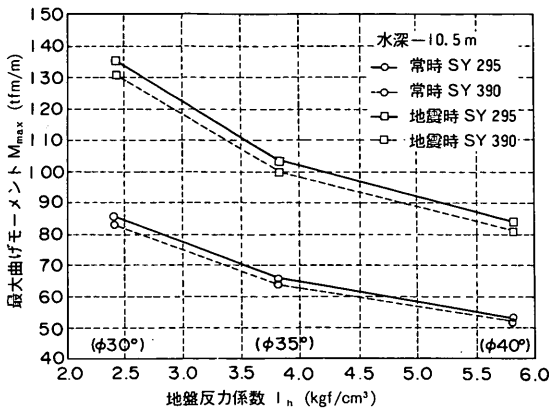


図-9(a) 地盤反力係数 l_n と最大曲げモーメントの関係

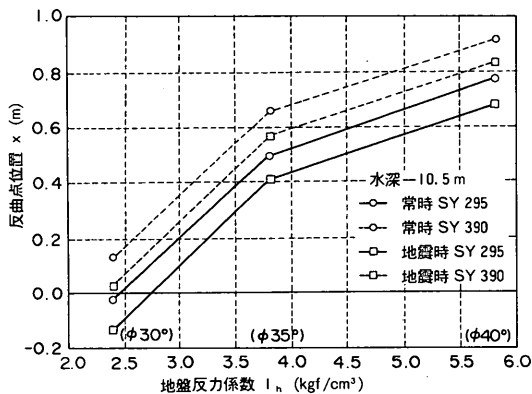


図-9(b) 地盤反力係数 l_n と反曲点位置の関係

いほど l_n が小さくなり、従って A_s が小さくなる。このことは、断面剛性 EI の大きな矢板を用いたのと同じ効果を持つ。

また、現在ある矢板は、断面係数の間隔が約1.5ないし2倍の粗いきざみに配列されているので、設計に当って許容応力度を超過しないような至近断面を選ぶとしても、選定された断面はかなり余裕のあるものとなり、断面剛性 EI が大きくなりやすい。このため、 A_s が小さくなる傾向にあり、 M_{max} を増大させる効果を生じている。この影響を避けるには、鋼材の種類を使い分けてきめ細かく断面剛性の調整をすることなどが一案として考えられる。

4.4 仮想ばり法との比較と修正フレキシビリティナンバー ρ_m

ある根入長の場合に解析によって求められる最大曲げモーメントが完全フィクストアースサポート状態の場合の最大曲げモーメントより1%大きくなるような根入長をここでは設計解析上必要な根入長 D_0 とする。この根入長 D_0 と支間高 H との比 $\kappa = D_0/H$ とフレキシビリティナンバー ρ の関係を図-10に示す。この図から、フィクスト

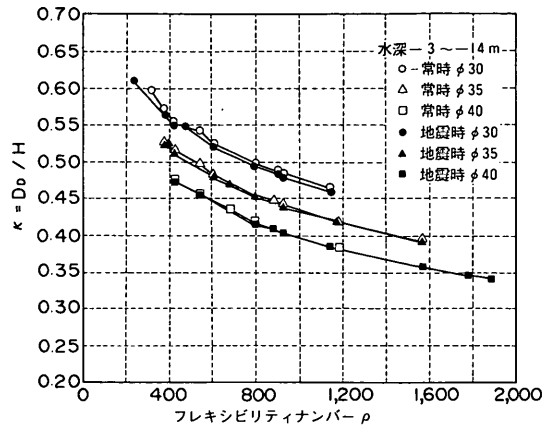


図-10 フレキシビリティナンバー ρ と $\kappa (=D_0/H)$ の関係

アースサポート状態を達成するのに必要な根入長と支間長の比 κ は、根入れ地盤の ϕ 値が大きくなる程小さくなる傾向があり、 ρ が大きくなる程緩やかに低下することがわかる。ただし、 ρ を用いると常時と地震時の解析結果は1本の線上にのるが、地盤条件の違いのために3本の線となって現れている。

ここでは、地盤条件による差をなくすための指標として ρl_n を用いる。ただし、 ϕ と l_n の関係については図-3(b)に示した関係を用いる。

その結果を図-11に示す。図よりわかるように、すべてのデータは1本の線上にある。この曲線は、次式で表され、フィクストアースサポート状態達成に必要な根入長は、 $D_0 = \kappa \cdot H$ として計算によって求めることができる。

$$\kappa = 2.43 \times (\rho \cdot l_n)^{-0.21} \quad (7)$$

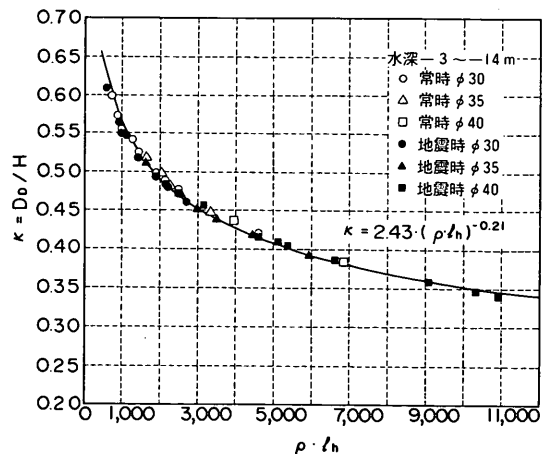


図-11 ρl_n と $\kappa (=D_0/H)$ の関係

同様に、第一反力区間長 D_R について支間長 H との比 $\delta = D_R/H$ と ρ の関係について図-12に示す。この場合でも地盤条件の違いのために3本の線として関係を示すことができる。図-13に示すようにこの場合も δ を ρl_h で整理すると地盤条件が異なっても1本の線で示すことができる。

安定したフィクストアースサポート状態になるときの第一反力土圧作用区間長 D_R は、今回の解析データの分析によって次式のように求められる。

$$\delta = 2.36 \times (\rho \cdot l_h)^{-0.245} \quad (8)$$

ここに示す D_R の算定式を用いれば、フィクストアースサポート効果の完全に達成される矢板壁の設計解析に必要な D_R が容易に算出できる。

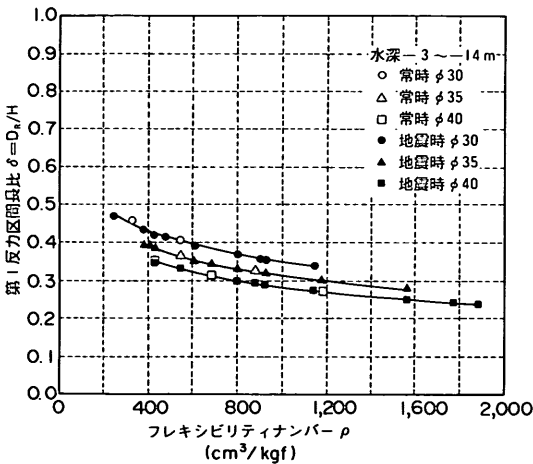


図-12 フレキシビリティナンバー ρ と第一反力区間長比 δ の関係

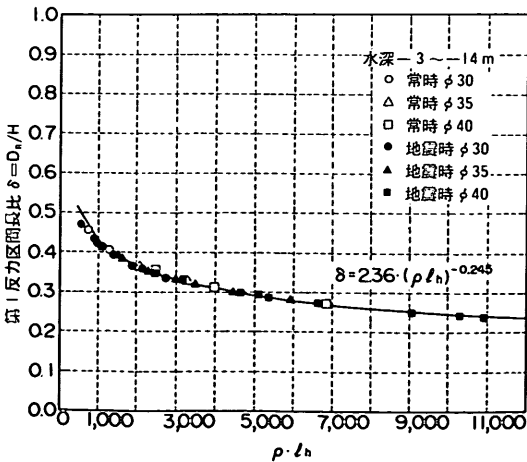


図-13 ρl_h と第一反力区間長比 δ の関係

以上示したように、根入長 D_0 と D_R に対してはフレキシビリティナンバーに地盤反力係数 l_h をかけた ρl_h という指標を用いることにより、広範な設計条件の解析の結果を1本の線にまとめることができる。

図-14に、フレキシビリティナンバー ρ と反曲点位置比 $\lambda = x/H$ の関係が設計条件によってどうかわるかを示した。この図において、 $\lambda < 0$ より小さい範囲は、反曲点が海底面より下方にあり、 $\lambda = 0$ のところ、反曲点はちょうど海底面に発生し、 $\lambda > 0$ より大きい領域では、矢板の反曲点の発生位置は海底面よりも上側になっていることを示している。一般的に、 ρ が大きくなると λ は増大する傾向にあり、 ρ が大きいときには反曲点は海底面より上側にあり、 ρ が小さいときには海底面より下にある傾向にあることがわかる。また、同じ ϕ の計算結果はある幅の中に収まっており、 ϕ が違うことによる λ の差が大きい。また常時と地震時では、同じ ρ に対し地震時の方が λ が小さい。すなわち、反曲点が深くなる傾向にある。

同様にして、今回の解析法と仮想ばり法の計算結果との比較を最大曲げモーメントとタイロッド張力について示したのが図-15と図-16である。ここに μ は最大曲げモーメント比 $\mu = M_{max}/M_i$ であり、 τ はタイロッド張力比 $\tau = T/T_i$ である。いずれも、 ρ が増大すると μ 、 τ は低下する傾向にあるが、データはある範囲の幅を持つてばらついている。図-14と関連づけてこれらの結果を見ると、 $\lambda = 0$ のときは仮想ばり法の仮定が成立しているので $\mu = 1$ となるが、 $\lambda < 0$ より小さくなって -0.1 になると、 μ は約25%増大し、 τ は約10%増大する。また、 $\lambda > 0.08$ になると、 μ と τ はそれぞれ約17%と約8%減少する。

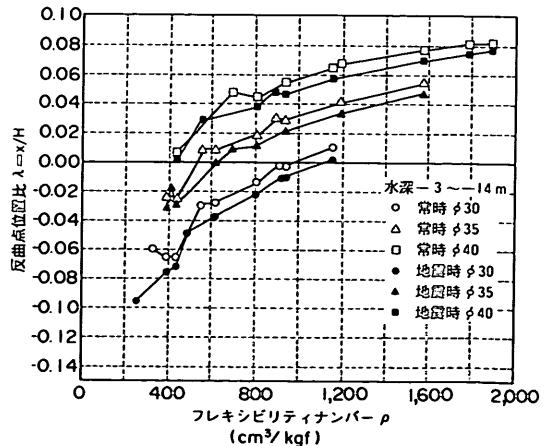


図-14 フレキシビリティナンバー ρ と反曲点位置比 λ の関係

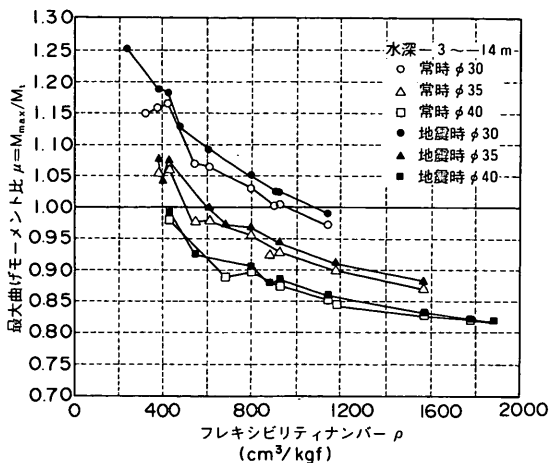


図-15 フレキシビリティナンバー ρ と最大曲げモーメント比 μ の関係

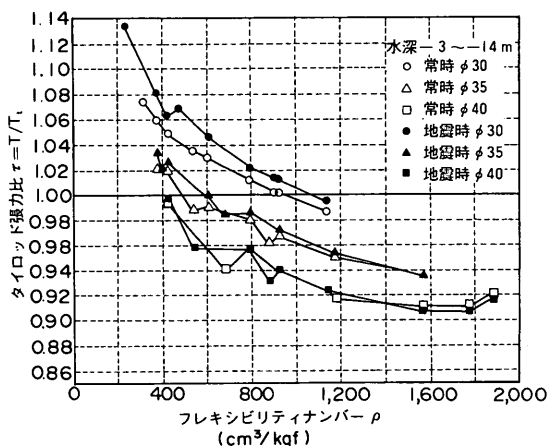


図-16 フレキシビリティナンバー ρ とタイロッド張力比 τ の関係

このように、最大曲げモーメントは支間長の変化にきわめて敏感である。フレキシビリティナンバー ρ が大きい程、すなわち矢板壁が柔軟であれば矢板壁の反曲点の位置が上がり、最大曲げモーメント比 μ やタイロッド張力比 τ が低下する。逆に矢板壁として剛なものを用いると反曲点位置が海底面より低くなり μ 、 τ が増大し、仮想ばり法の仮定が危険側にあることがわかる。

また、土質条件が良いときは、土圧荷重が減少するので矢板の断面が小型のもので済み、その結果矢板壁の ρ が増大する。この場合にも、反曲点の位置が高くなる傾向となり、最大曲げモーメントの低下作用が働く。このように、地盤条件の変化が最大曲げモーメントの変化に与える影響は、土圧の軽減による単独の影響だけではな

く、複合的に作用する。

同じ土質のもとの常時と地震時とを比べると、地震時の方が、反曲点がさがり最大曲げモーメントが増大する傾向がある。この場合には、地震時には土圧荷重が増大することと、矢板断面の大型なものが必要となって矢板壁のフレキシビリティナンバーが減少することが一層の増幅作用をもたらすと考えられる。

水深が10mより深い場合には鋼管矢板が用いられることがあるが、鋼管矢板は、断面係数 Z に対する断面二次モーメント I の割合が高いため、フレキシビリティナンバーが小さくなる。そのため、大水深の矢板壁では最大曲げモーメント比 μ が1.0を大きく上回るケースが増えてくる。

以上のように、フレキシビリティナンバー ρ を横軸に取った図は、タイロッド式矢板壁の諸特性の定性的傾向を見るには優れているが、各図の点のばらつきが大きいため、最大曲げモーメント比や反曲点位置比を定量的に求めるには適していない。この理由は、最大曲げモーメントなどの特性が ρ 以外の要因によっても変動するからである。そこで、 ρ を改善するため、今回の解析では、新しく修正フレキシビリティナンバー ρ_m を導入する。

今回の解析では、ケースによって水深が大きく変化し、換算壁高 H_a や壁体総高 H_b の支間長 H に対する比が一定でない。したがって、各水深ごとのモデルは完全な相似形にはなっていない。このため ρ - μ などの関係にばらつきを生じているものと考えられる。そこで、このような影響を補正するため、3.4に示した α 、 β などを用いて以下のように修正フレキシビリティナンバー ρ_m を決める。

矢板のタイロッド取付点と反曲点間の曲げモーメントに着目すると、タイロッドと反曲点の間の土圧荷重は、タイロッドより上方の荷重圧による矩形部分の土圧と、タイロッド取付点から下方に向かって増大する三角形部分の土圧とから成っている(図-17)。両者の荷重によるタイロッド取付点まわりのモーメントは次のようになる。

$$\frac{1}{2}(\alpha-1) \cdot K_a \cdot H^3 + \frac{1}{3} K_a \cdot H^3 \quad (9)$$

そこで、荷重ファクター F_1 を次式のように定義する。

$$F_1 = \frac{1}{2}(\alpha-1) + \frac{1}{3} \quad (10)$$

タイロッド取付点より上の区間の土圧は、スパン部のモーメントと逆向きに作用する。この区間の土圧も矩形分布土圧と三角形分布土圧から成り、次のように表せる。ただし、 $H_c = H \cdot (\beta-1)$ である。

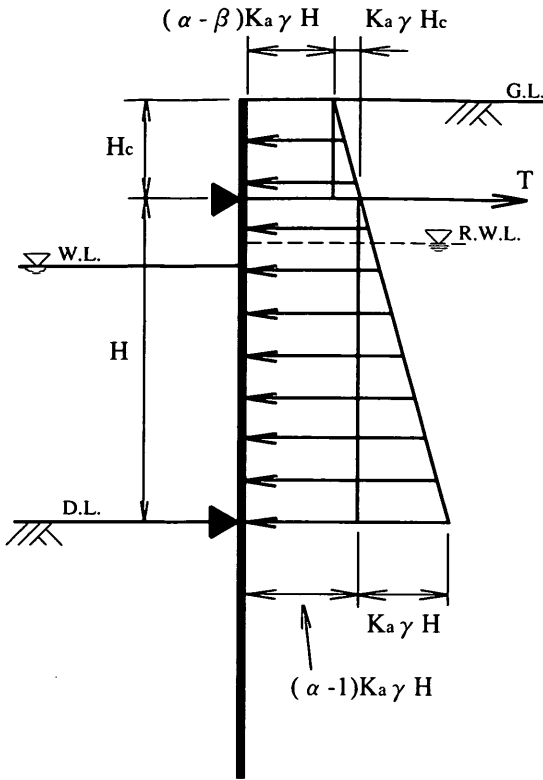


図-17 矢板壁に作用する海底面より上の土圧荷重

$$\frac{1}{2}(\alpha-\beta) \cdot K_a \cdot H \cdot H_c^2 + \frac{1}{6} K_a \cdot H_c^3 \quad (11)$$

そこで、荷重ファクター F_2 を次式のように定義する。

$$F_2 = \left(\frac{1}{2}(\alpha-\beta) + \frac{1}{6}(\beta-1) \right) \cdot (\beta-1)^2 \quad (12)$$

さらに、 β と l_h の変化が矢板壁の曲げモーメントを変化させるのでこれらもファクターとして考える。

以上の4つのファクターのうち、 F_1 と β は、その値が大きくなると最大曲げモーメントを大きくする傾向があるので、 ρ_m に用いる際にはこれらのファクターが大きくなったときに ρ_m を低下させるように設定する必要がある。 F_2 と l_h は、その値が大きくなると最大曲げモーメントを小さくする傾向があるので、 ρ_m に用いる際にはこれらのファクターが大きくなったときに ρ_m を増加させるように設定する必要がある。

以上の考察に基づいて、修正フレキシビリティナンバー ρ_m を次式のように表す。

$$\rho_m = \rho \cdot \frac{F_2^m \cdot l_h^n}{F_1^r \cdot \beta^t} \quad (13)$$

上式の m, n, r, t のべき数は、解析データをプロットした線のバラツキを少なくするように試行錯誤的に求める。

その結果の一例として

$$m = 0.35$$

$$n = 1.5$$

$$r = 0.1$$

$$t = 6.5$$

が得られた。

このようにして求めた修正フレキシビリティナンバー ρ_m を横軸に用いて最大曲げモーメント比 μ との関係を示したのが図-18であり、反曲点位置比 λ との関係を示したのが図-19である。いずれの図においてもそれぞれの関係は一本の曲線にかなりよく集約されている。

これらの図は、仮想ばり法によって行われた設計で得られた値から、本解法による値を推算するのに有効である。

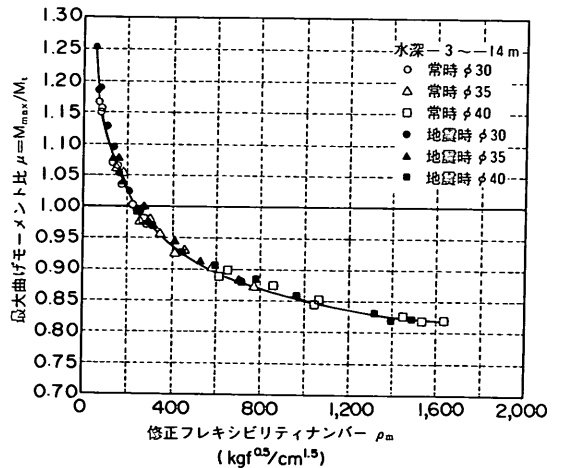


図-18 修正フレキシビリティナンバー ρ_m と最大曲げモーメント比 μ の関係

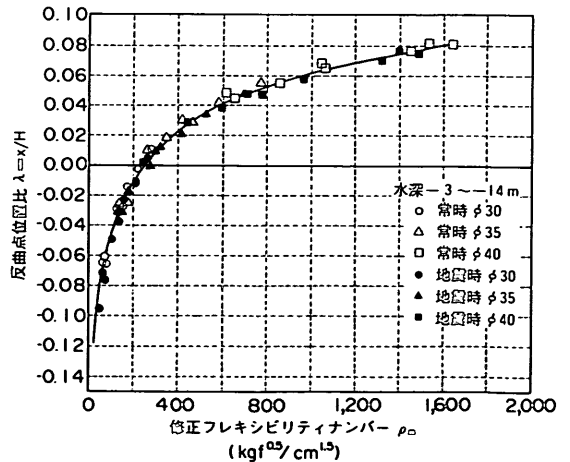


図-19 修正フレキシビリティナンバー ρ_m と反曲点位置比 λ の関係

4.5 たわみ曲線法との比較

先に述べたように海底地盤が軟弱な場合や矢板の剛性が大きい場合には、矢板の曲げモーメントがゼロとなる点は海底面より下方に下がり、実際の曲げモーメントは仮想ばり法で求めた値より大きくなることもある。このような時には、技術基準²⁾では別の方法で検討するように規定されている。その設計法としてたわみ曲線法が解説されている。今回の解析でも矢板の曲げモーメントがゼロとなる点は必ずしも海底面に生じるわけではなく、海底面より上に生じる場合もあれば、下になる場合もあることが示された。

そこで、本研究で用いた解析法と技術基準に解説されているたわみ曲線法との関係を考察するため、以下に示される条件の下で計算を行い、本解析法による結果とたわみ曲線法によって得られる結果との比較を行った。計算は矢板の剛性を1000, 10000, 100000tfm²/mの3通りに変化させた場合について図-20に示す条件で行った。

表-7に示すように、技術基準の標準的方法による根入長 D_t は5.84m, 最大曲げモーメント M_t は20.82tfm/mである。上の条件での本解析法とたわみ曲線法による計算結果も表-7に示し、その曲げモーメント分布を図-21(a), (b)に示した。図-21(a)がRoweの方法にしたがう今回の解析結果を示すもので、図-21(b)はたわみ曲線法によるものである。矢板の剛性は、許容応力に関係なく任意に選んだものであるので許容応力を超過している結果も存在する。Roweの方法による今回の解析法では、矢板の剛性が大きくなるにつれて最大曲げモーメントが増加し、曲げモーメントがゼロとなる点も深くなっている。これはTschebotarioffやRoweにより報告されているものと同様な傾向である^{4),7)}。一方、たわみ曲線法による計算では、矢板の剛性が変化しても曲げモーメン

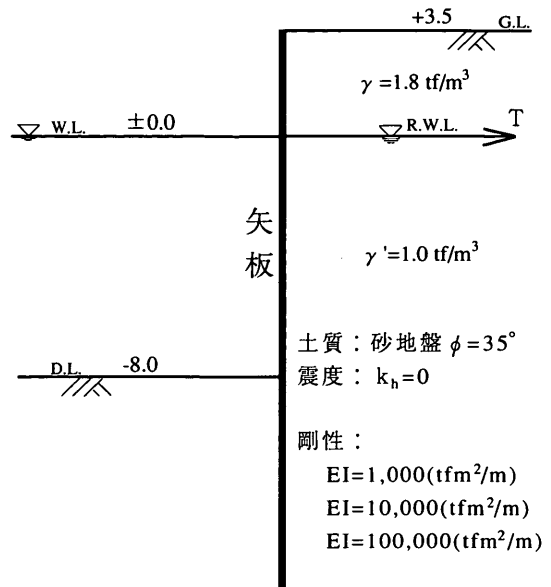


図-20 解析に用いた岸壁

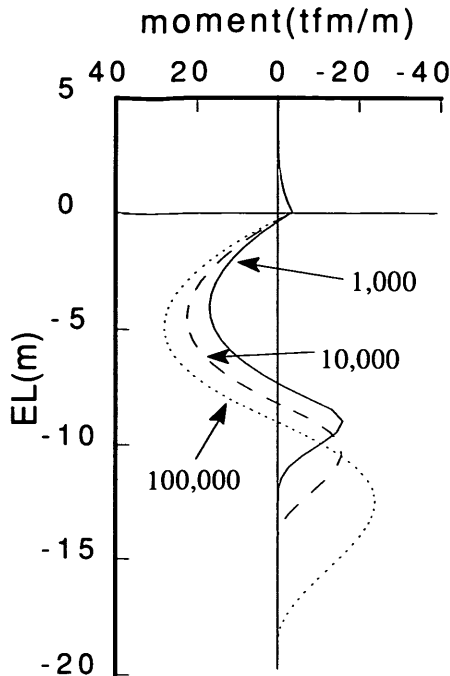
ト分布が全く変化しない結果となっている。これは、たわみ曲線法では、計算される曲げモーメント分布に矢板の剛性の変化を考慮できないためである。

さらに、曲げモーメントの分布形状のうち、海底面より上の方の分布については比較的問題がないと考えられるが、海底面下の負側の大きな曲げモーメントは本来発生しないはずの不都合な結果となっている。

このようになる理由はたわみ曲線法が土圧の極限的な釣合のみを考えた計算法であり、その仮定が実状に即していないためであると考えられる。したがって、特に剛性の高い鋼管矢板などを用いてタイロッド式矢板壁を設計する際にはたわみ曲線法を用いることは望ましくないと考えられる。

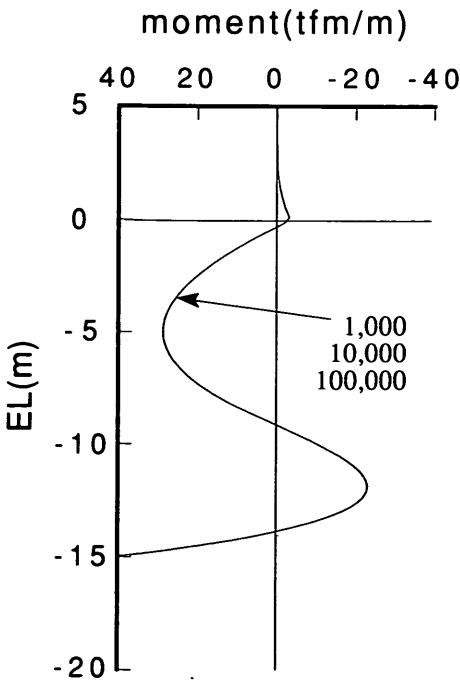
表-7 たわみ曲線法との比較結果

	EI (tfm ² /m)	根入長 (m)	M_{max} (tfm/m)	反曲点 (m)	M_{max}/M_t	位置比 x/H
今回用いた解析法	1000	4.50	16.94	0.61	0.814	0.076
	10000	6.00	22.45	-0.24	1.078	-0.030
	100000	10.50	28.07	-1.05	1.348	-0.131
仮想ばり法	EI の影響を	5.84	20.82	0	1	0
たわみ曲線法	受けない	8.77	28.90	-0.30	1.388	-0.004



数字は矢板の剛性 EI(tfm²/m)

図-21(a) 今回の解析法による曲げモーメントの深度分布



数字は矢板の剛性 EI(tfm²/m)

図-21(b) たわみ曲線法による曲げモーメントの深度分布

5. A港におけるタイロッド式矢板壁の解析

これまで述べてきた解析手法の妥当性を確認するために、A港-13m岸壁の実測値と今回の解析手法の結果と比較する。

5.1 概要

A港-13m岸壁の標準断面図を図-22に示す。

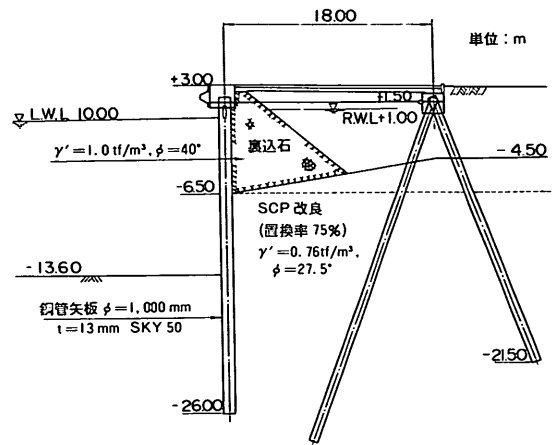


図-22 A港標準断面

施工の手順は以下のとおりである。まず、軟弱な粘性土層の原地盤を、-6.5mから-28mまでサンドコンパクションパイルで地盤改良した。改良率は75%である。次に、鋼管矢板と組杭を打設し、タイロッドを緊張する。裏込石を投入し、-6.5mまでであった前面側を-13.6mまで浚渫した。最後に、陸側から裏埋め土を入れ、エプロンを舗装した。構造および設計に用いられた地盤の諸元は表-8、表-9に示すとおりである。

この岸壁の挙動観測は鋼管矢板と組杭を施工した直後

表-8 構造緒元

岸壁天壁面	EL+ 3.0m
タイロッド取付高	EL+ 1.5m
残留水面	EL+ 0.5m
基準水面	EL 0.0m
前面水深	EL-13.6m
根入れ下端深度	EL-26.0m
鋼管矢板	SKY50 Z=8,925cm ³ /m I=446,000cm ⁴ /m (新品)

表-9 地盤の条件

深度 (m)	単位体積重量 (tf/m ³)	設計時の内部摩擦角 (°)	完成直後の解析に用いた内部摩擦角 (°)	完成後180日の解析に用いた内部摩擦角 (°)
EL+ 3.0~+ 1.5	1.8	28	34	32
EL+ 1.5~+ 0.5	1.8	40	39	37
EL- 0.5~- 6.5	1.0	40	39	37
EL- 6.5~-13.6	0.76	28	34	32
EL-13.6~-26.0	0.76	28	34	32

表-10 現地観測データ

データ日付	完成直後	完成180日後
最大曲げモーメント(tfm/m)	98	109
反曲点位置(m)	-1.1	-1.0
タイロッド張力(tf/m)	26	24.1
矢板頭端部の変位(mm)	-3.0	3.0
矢板下端部の変位(mm)	48.5	58.7
タイロッド取付点の変位(mm)	9.7	16.0

表-11 解析に用いたパラメータ

	地盤反力計数 l_h (kgf/cm ³)	m_d (m/ft)	スラブ反力 (tf/m)
完成直後	3.4	-0.0015	5.5
完成180日後	3.1	-0.001	2.8

から開始した。観測によると、この地盤では全体として圧密沈下がみられ、海側へ少し変位しているようである。

観測項目のうち、矢板壁本体に関連のある項目は、矢板頭部の変位量と、タイロッドの張力、傾斜計による矢板の区間傾斜角、矢板に発生する曲げ応力、根入れ部の土圧分布である。このうち、矢板に発生する曲げ応力と土圧の測定データは計器の異常や局所的異常現象と思われるデータが含まれていたため、今回の検討の対象としない。

傾斜計による傾斜角のデータからは、これを最小自乗法を用いて多項式近似し、積分および微分することにより、矢板壁のたわみ曲線と曲げモーメント分布を得た。

5.2 観測値と解析値の比較

この岸壁の完成直後と完成後180日たった時点での現地観測データは表-10に示すとおりであった。

ここでは既設構造物の解析をするので、矢板壁の剛性 EI と根入長は既知である。地盤条件のうち、内部摩擦角 ϕ 、横方向反力係数 l_h の値は、設計時の値と現状で変動している恐れがあるので変数として考える。 ϕ と l_h の関係については図-3(b)に示す関係を用いた。タイロッド取付点の変位係数 m_d は実測の変位をもとに推定した。エプロンスラブの反力および裏込土の反力土圧についても必要に応じて考慮することにしたが、実際にはエプロンスラブが矢板頭部を押していたと考えられたので、エ

ロスラブの反力だけを考慮した。

完成直後の観測値を対象として、現象を説明できる l_h と m_d 、スラブ反力の組み合わせは、表-11のとおりであった。このときに用いた内部摩擦角は表-9に示すとおりである。様々の角度からの検討結果を総合すると、矢板壁を含む地盤全体が、水平方向に約30mm、また、矢板壁頭部を中心として矢板下端を約17mm前面に押し出すような回転変位を考えたときに全体挙動が矛盾なく説明できた。このときの観測データと解析結果について、変位と曲げモーメントについて比較したのが図-23(a)、(b)である。

また、確認のため、やや地盤の横抵抗値を小さめに取って、この矢板壁の根入長がフィクストアースサポート状態になっていることを確認したのが図-24である。この矢板壁の根入長は12.4mであり、図中に二重丸で示してある。この根入長はフリーアースサポート法により決定されたものであるが、十分な安全率を持って、フィクストアースサポート状態に達している。

完成後180日たった時点で2回目の観測が実施された。このときの観測までにタイロッド式矢板壁は次のような挙動をしたと予測される。つまり、地盤の圧密が進行して、控え工を含む構造物全体がわずかに前に押し出された。そのため、スラブが矢板を押す力が小さくなり、タイロッド張力 T が減少した。逆に最大曲げモーメント M_{max} はわずかに増大した。また、サンドコンパクションパイルを施された地盤の横抵抗係数が小さくなる方向に推移している可能性がある。

表-11には完成後180日たった時点での観測値につい

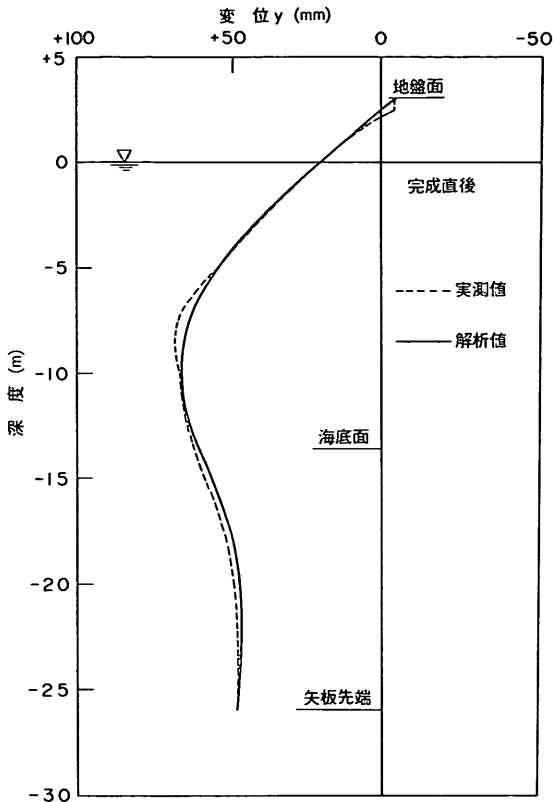


図-23(a) 完成直後の変位の深度分布の比較

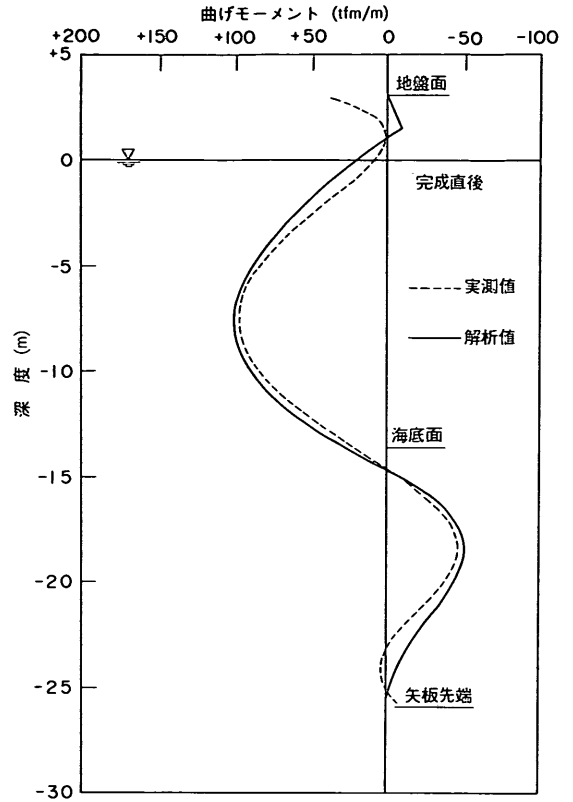


図-23(b) 完成直後の曲げモーメントの深度分布の比較

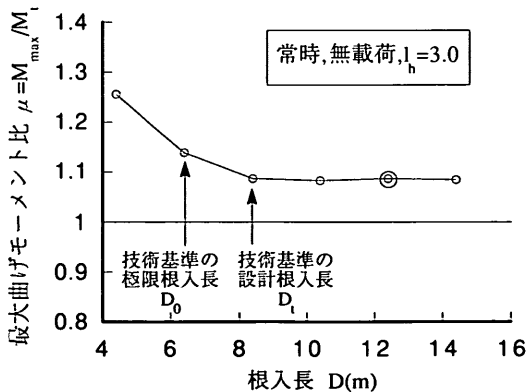


図-24 根入長と最大曲げモーメント比 μ の関係

て、現象を説明できる l_h と m_d 、スラブ反力の組み合わせも示している。このときには、矢板壁を含む地盤全体の水平移動は約30mm、矢板壁頭部を中心とした矢板下端の回転変位は約27mmであったと推定される。このときの観測データと解析結果について、変位と曲げモーメントについて比較したのが図-25(a)、(b)である。

なお、完成直後と完成180日後の解析結果の主要なデー

表-12 解析データ

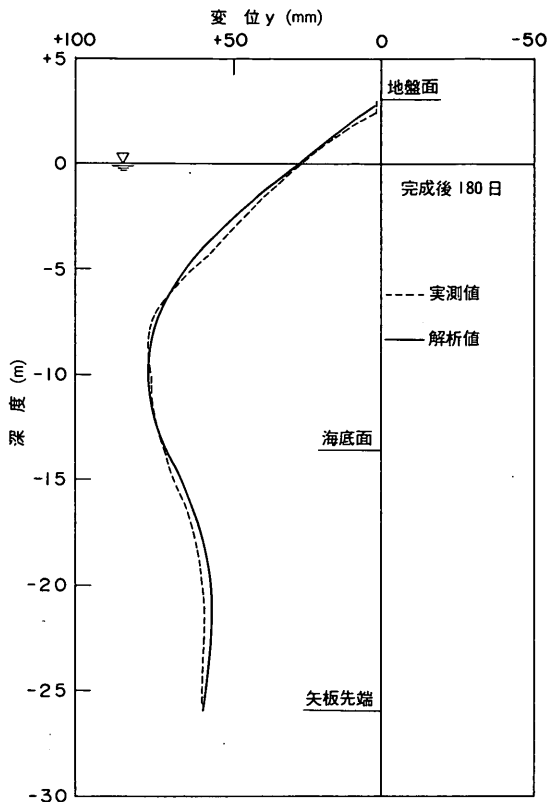
データ日付	完成直後	完成180日後
最大曲げモーメント (tfm/m)	100	108
反曲点位置 (m)	-1.1	-1.1
タイロッド張力 (tf/m)	25.6	24.0
矢板頭端部の変位 (mm)	-3.0	2.0
矢板下端部の変位 (mm)	47.5	58.5
タイロッド取付点の変位 (mm)	9.1	15.4

タを表-12に示す。

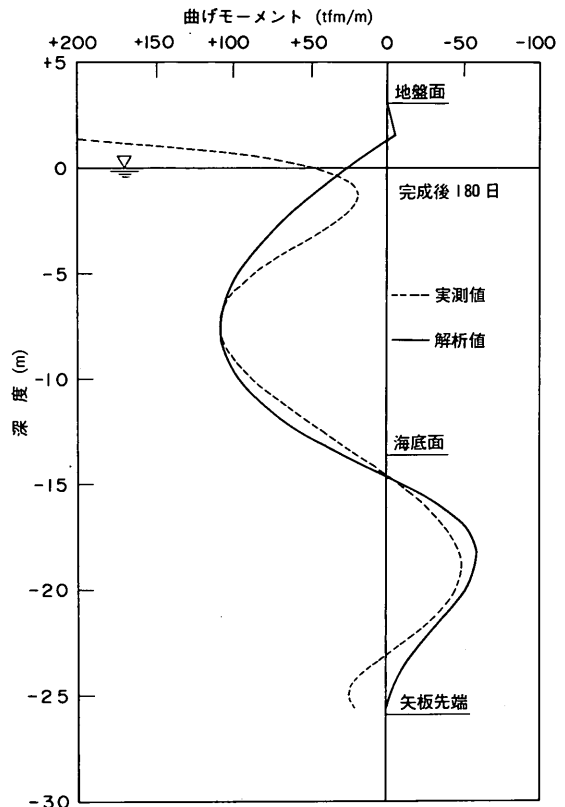
以上の二つの事例からわかるように、今回の解析手法によって実際のタイロッド式矢板壁の挙動をほぼ完全にシミュレートできることが明らかになった。

6. 結論

地盤の反力特性や矢板壁の剛性を考慮するRoweの方法を用いて、砂地盤上のタイロッド式矢板壁の解析をし、以下の結論を得た。



図一25(a) 完成180日後の変位の深度分布の比較



図一25(b) 完成180日後の曲げモーメントの深度分布の比較

- 1) 矢板壁の根入長を長くするにつれて、タイロッド式矢板壁の特性値（最大曲げモーメント、タイロッド張力、反曲点位置など）が変化するが、十分に根入れを長くすると、それらの値は一定値に収束する。この状態をフィクストアースサポート状態と呼ぶことができる。
- 2) フィクストアースサポート状態にある場合でも、タイロッド式矢板壁の諸特性値は、現行の技術基準による結果と一般的には一致しない。
- 3) 現行の技術基準によって決定される根入長はフィクストアースサポート状態を達成するのに必要な根入長とは関連性がない。今回の解析では、フィクストアースサポート状態を達成するのに必要な根入長を算定する図を作成した。
- 4) Roweの提唱したフレキシビリティナンバーを改善した指標を用いると、タイロッド式矢板壁の諸特性値（最大曲げモーメント、タイロッド張力など）の仮想ばり法による値との比は構造条件によらず、一義的に決まることが明らかとなった。
- 5) 今回の解析手法を用いれば、これまでたわみ曲線

法によって解析する必要があった条件下においても有用な計算が可能である。また、たわみ曲線法の持つ本質的な問題点についても明らかにした。

6) A港での実測値と今回の解析手法による計算結果との対比を行い、この手法によって実在のタイロッド式矢板壁の挙動を再現できることを示した。これは、今回の手法が実際の設計計算において妥当であることを示している。

7. あとがき

Roweの方法による解析手法を用いてタイロッド式矢板壁の挙動を検討した。その成果として、いろいろな挙動特性に関するデータが得られ、タイロッド式矢板壁に関する現行の技術基準の問題点が、かなり明白になった。

しかしながら、タイロッド式矢板壁について一層の技術の発展をはかり設計法を改善するためには、実物または模型による実験的検討が必要であるし、本論の中でも触れた地盤反力係数の評価や、粘性土地盤に根入れされた矢板壁も残された問題である。

今回の解析については、石黒健氏を始めとして日本テ

トラポッド株式会社の方々の協力を得た。また、本論文をまとめるにあたり小林正樹土質部長からは貴重なご指導をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

(1993年3月31日受付)

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，改訂版（上下巻），日本港湾協会，1989.
- 2) 文献1) 参照，下巻 pp.82～101.
- 3) チェボタリオフ(石井靖丸訳)：チェボタリオフの土質力学，技報堂，1957，p.262.
- 4) Tschebotarioff: Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads, Princeton Univ, 1949.
- 5) 港湾工事設計要覧，日本港湾協会，1959.
- 6) Rowe, P. W.: Anchored Sheet Pile Walls, Proc. ICE, Pt. I, vol. 1, 1952.
- 7) Rowe, P. W.: A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet Pile Walls, Proc. ICE, Pt. I, vol. 4, 1955.
- 8) Terzaghi: Evaluation of Coefficients of Sub-grade Reaction, Geotechnique Vol. 5, 1955, pp. 297～326.
- 9) 石黒健・高橋邦夫：横荷重を受ける杭と矢板の縦梁解法，山海堂，1992，p.415.

記号一覧

A_n	: x のべき級数各項の係数	y_r	: タイロッド取付点の変位 (mm)
A_s	: $(= l_h/D_R \cdot EI)$	Z	: 矢板の単位幅当たりの断面係数 (cm^3/m)
D	: 根入長 (m)	α	: 換算壁高比 ($\alpha = H_a/H$)
D_D	: フィクストアースサポート状態達成根入長 (m)	β	: 壁体総高比 ($\beta = H_b/H$)
D_R	: 第一反力区間長 (m)	γ	: 土の単位体積重量 (tf/m^3)
D_t	: 土圧のモーメントの釣合により決定される根入長 (m)	γ_w	: 水の単位体積重量 (tf/m^3)
D_w	: 前面水深 (m)	γ_1	: 空中部の土の単位体積重量 (tf/m^3)
D_b	: 矢板壁頭部変位 (mm)	γ_2	: 水中部の土の有効単位体積重量 (tf/m^3)
E	: 鋼材のヤング率 (tf/m^2 もしくは kgf/cm^2)	δ	: 第一反力区間長と支間長の比 ($\delta = D_R/H$)
F_t	: タイロッド取付点から海底面までの荷重ファクター	κ	: フィクストアースサポート状態達成根入長と支間長の比 ($\kappa = D_D/H$)
F_2	: タイロッド取付点より上の荷重ファクター	λ	: 海底面から反曲点までの長さとの支間長の比 ($\lambda = x/H$)
H	: タイロッド取付点から海底面までの長さ (支間長) (m)	μ	: 最大曲げモーメントと仮想ばり法による最大曲げモーメントの比 ($\mu = M_{\max}/M_i$)
H_a	: 換算壁高 ($H_a = (Q + \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2)/\gamma_w$) (m)	ν	: フィクストアースサポート状態達成根入長と土圧の釣合より決定される根入長の比 ($\nu = D_D/D_t$)
H_b	: 壁体総高 ($H_b = H + H_c$) (m)	ρ	: フレキシビリティナンバー ($= H^4/EI$) (cm^3/kgf)
H_c	: 天端からタイロッド取付点までの長さ (m)	ρ_m	: 修正フレキシビリティナンバー
H_1	: 天端から残留水位までの壁高 (m)	σ_{\max}	: 矢板壁の最大曲げ応力度 (kgf/cm^2)
H_2	: 残留水位面から海底面までの壁高 (m)	τ	: タイロッド張力と仮想ばり法によるタイロッド張力の比 ($\tau = T/T_i$)
I	: 矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント (cm^4/m)	ϕ	: 土の内部摩擦角 ($^\circ$)
K_a	: 主働土圧係数		
K_{aD}	: 根入れ部の主働土圧係数		
K_0'	: 微小変位時の土圧係数		
K_0	: 静止土圧係数		
k_h	: 震度		
l_h	: 地盤反力係数 (kgf/cm^3)		
M_{\max}	: 最大曲げモーメント (tfm/m)		
M_i	: 仮想ばり法による最大曲げモーメント (tfm/m)		
m_a	: タイロッド取付点の変位係数 (m/tf)		
N	: 標準貫入試験値		
n_h	: 地盤反力係数 (kgf/cm^3)		
p	: 矢板壁面に作用する地盤反力		
P_{a0}	: 海底面における主働土圧と残留水圧による荷重圧		
Q	: 上載荷重 (tf/m^2)		
R_v	: 矢板壁頭部に働く反力 (tf/m)		
R_w	: 残留水位 (m)		
T	: タイロッド張力 (tf/m)		
T_i	: 仮想ばり法によるタイロッド張力 (tf/m)		
x	: 海底面から反曲点までの長さ (海底面より上を正とする) (m)		
y	: 矢板壁の水平変位 (mm)		
y_{\max}	: 矢板壁の最大変位 (mm)		

付録 解析式に関わる諸問題の影響

付録A 反力土圧式の第一反力区間長 D_R と微小変位時の土圧係数 K_0' について

矢板壁の根入部に作用する土圧は次式(本文式(2)の再録)に示すとおりである。

$$p(x,y) = p_{a0} + (K_{a0} - K_0') \cdot \gamma \cdot x - \frac{l_h}{D_R} \cdot x \cdot y \quad (A1)$$

この式において、第一反力区間長 D_R は矢板壁の根入部の正の地盤反力の作用区間の長さを表すもので、地盤反力係数 l_h に対する反力土圧の圧力球根の大きさに関する補正項である。

一般に、根入長が比較的短い時は、正の地盤反力の作用深度は根入下端付近まで深くなり、反力土圧が反転して負になる区間は短く、フィクストアースサポート効果は不完全である。根入長が長くなるにつれて、第一反力区間長 D_R と反力土圧が反転して負の値となる区間がともに増大する。根入れが十分に長い場合、根入れの深い部分では、正の反力土圧区間と負の反力土圧区間が繰返し現れ、反力土圧は減衰振動的な分布となって一定状態に収束する。

式(A1)において地盤反力係数 l_h の取り方と関連して第一反力区間長 D_R の取り方については十分な検討が必要である。仮に、第一反力区間長 D_R として矢板壁の根入長をそのまま用いると、根入長の長い場合に問題が顕在化し、矢板壁の力学挙動特性が発散するので適当でない。

ここでは、第一反力区間長 D_R の取り方として、 $(l_h/D_R) \cdot x \cdot y > 0$ になる区間を取る場合と、 $p(x) > 0$ となる場合の二つについて検討する。

また、式(A1)の第二項の中の K_0' は、Terzaghi^{A1)}によれば、壁高 H_w に対して水平変位 y_0 が $y_0 = 0.0002H_w$ となったときに発生する土圧係数であるとしており、その値は中立土圧または静止土圧に近いものとも考えられる。しか

し、発表されたデータが少なく、定説として採用されている値もない。実際に解析作業を行う場合に、 K_0' の値を選ぶ方法としては、次の各方法のいずれかによることが考えられる。

1) Terzaghiの提案値

Terzaghi^{A1)}は、矢板壁の根入地盤の K_0' 値として付表A-1の値を示している。今回の解析では、上の値を適用するために「緩い」を $\phi = 30^\circ$ 、「中ぐらい」を $\phi = 35^\circ$ 、「密な」を $\phi = 40^\circ$ と仮定して考える。

付表A-1 Terzaghiによる K_0' 値^{A1)}

	緩い	中ぐらい	密な
K_0'	0.4	0.8	1.2

2) Tschebotarioffの提案値

Tschebotarioff^{A2)}は、水中にある砂で間隙比 e が0.5~1.0であれば、変位の少ない矢板壁の背面に作用する土圧係数 K_{s+w} は、平均的には、内部摩擦角 ϕ と付表A-2に示す関係があるという結果を示した。この K_{s+w} がTerzaghiのいう K_0' とほぼ同等なものであると考える。

付表A-2 Tschebotarioffによる K_{s+w} 値^{A2)}

ϕ	30	35	40
K_{s+w}	0.67	0.63	0.60

3) 静止土圧係数の適用

静止土圧係数 K_0 の値については多くの報告がなされており、0.5を中心として ± 0.1 ぐらいの範囲のものが多い。今回の検討では代表値として、 $K_0 = K_0' = 0.5$ とする。

4) 主働土圧係数の適用

水平地盤に矢板を打ち込んだときには、矢板の左右か

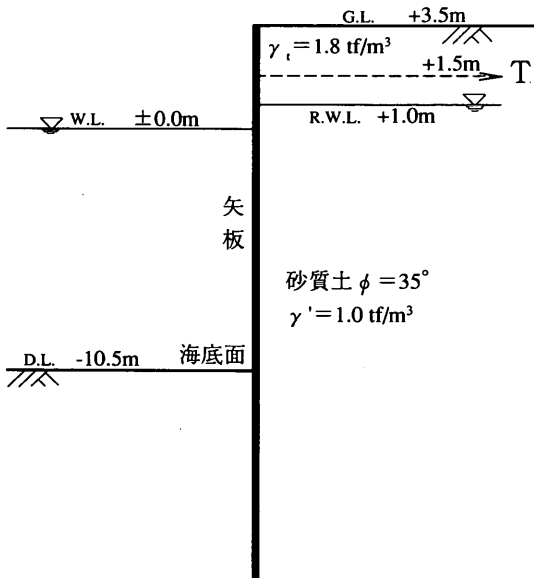
付表A-3 D_R と K_0' 値の取り方の相違点

方式	荷重圧式	K_{a0}	K_0'	$K_{a0} - K_0'$	D_R の取り方
①	$p(x,y) = p_{a0} - (l_h/D_R) \cdot x \cdot y$	0	0	0	$(l_h/D_R) \cdot x \cdot y = 0$
②	$p(x,y) = p_{a0} - (l_h/D_R) \cdot x \cdot y$	0	0	0	$p(x,y) = 0$
③	$p(x,y) = p_{a0} - K_0' \cdot \gamma \cdot x - (l_h/D_R) \cdot x \cdot y$	0	0.572	-0.572	$p(x,y) = 0$
④	$p(x,y) = p_{a0} + (K_{a0} - K_0') \cdot \gamma \cdot x - (l_h/D_R) \cdot x \cdot y$	0.572	0.5	0.072	$p(x,y) = 0$
⑤	$p(x,y) = p_{a0} + K_{a0} \cdot \gamma \cdot x - (l_h/D_R) \cdot x \cdot y$	0.572	0	0.572	$p(x,y) = 0$

ら受ける土圧はつりあっていると考えられる。また、通常の矢板の設計では、背面側の土圧として主働土圧を考える。このことから、矢板が変位しないときには矢板の両側に主働土圧が作用していると考え、 K_0' として主働土圧係数を用いることも一種の便法として許されると考える。

第一反力区間長 D_R と K_0' の取扱い方の相違点とその影響を明らかにするため、付表A-3に示す5つの方式について検討した。ただし、付表A-3に例として示す K_{ad} と K_0' の値は内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ で震度 $k_h = 0.2$ の時のものである。

①の方式は、 K_0' については上述の4)の考え方を取り入れており、 D_R については矢板の変位による反力土圧がゼロとなるまでの区間を用いている。②から⑤の方式では、 D_R の取り方については全土圧荷重 p がゼロとなるまでの区間を取っている。これらの方式では、 K_{ad} - K_0' の取り方の違いを見るために、 K_{ad} と K_0' の組み合わせを4種類変えている。なお、これらの方式の中にはTerzaghiやTschebotarioffの提案値などが含まれていないが、考えられる K_{ad} - K_0' の範囲として広い範囲を用いたので、これらの提案値も検討できると考えた。②の方式は、 K_0' の取り方は①と同じである。③では、 K_{ad} を無視し、 K_0' として上述の4)の考え方を採用している。この場合には、 K_{ad} - K_0' は大きく負の値を取る。④では、 K_0' として上述の3)の考え方を採用した。この場合は、 K_{ad} - K_0' は比較的ゼロに近い値をとることになる。⑤では、 $K_0' = 0$ として K_0' を無視した。この場合には、 K_{ad} - K_0' は大きく正の値を

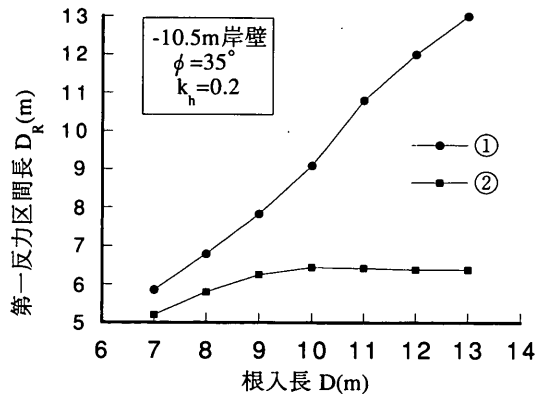


付図A-1 解析に用いた岸壁の例

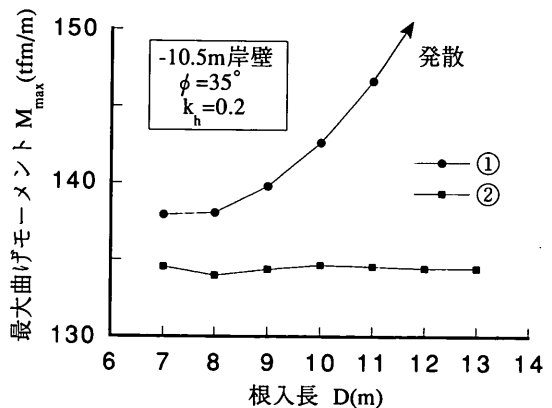
取る。

ここで用いた解法によって実際に矢板壁の解析を行う際に、 D_R と K_0' の取り方によって生ずる解析結果への影響を見るために、付図A-1に示す-10.5m岸壁を例題にとって解析検討を行った。ここでは土質条件の差の影響を考慮に入れるため、砂質地盤で、内部摩擦角 $\phi = 30, 35, 40^\circ$ の場合について、震度 k_h が0.2の地震時を比較検討の対象とした。付図A-2と付図A-3に $\phi = 35^\circ$ の場合の解析結果の例を示す。

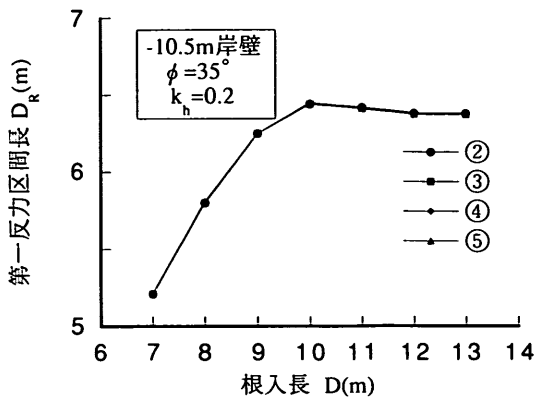
付図A-2には、 K_{ad} - K_0' の取り方が同じで、 D_R の取り方が異なる①と②の方式について結果を示す。付図A-2(a)には根入長 D と第一反力区間長 D_R の関係を示す。また、付図A-2(b)には根入長 D と最大曲げモーメント M_{max} の関係を示す。付図A-2(a)を見ると①の場合には根入長が長くなるにつれて D_R が大きくなる。このため、 h/D_R が小さくなり、付図A-2(b)に示すように最大曲げモーメント M_{max} についても解が発散する傾向がみられる。一方②では、ある程度以上の根入れがあれば D_R が一定値に



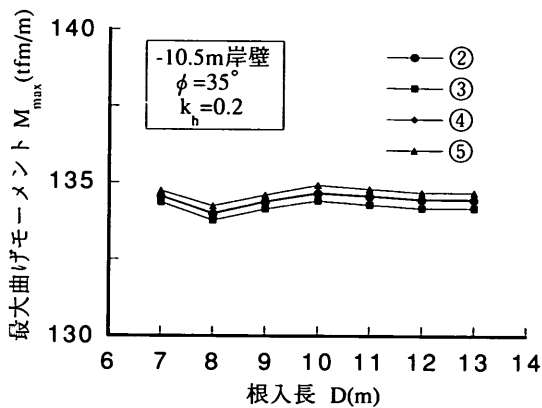
付図A-2(a) 根入長と第一反力区間長の関係



付図A-2(b) 根入長と最大曲げモーメントの関係



付図A-3(a) 根入長と第一反力区間長の関係



付図A-3(b) 根入長と最大曲げモーメントの関係

収束し解が安定する、いわゆるフィクストアースサポートが達成される傾向がみられる。

一般的には、根入長が長い場合には、深いところでは、土圧合力 p は振動しながら0に漸近する。このため、土圧合力 p がゼロになる深度が必ず存在する。一方、同じ理由から、 $l_n/D_R \cdot x \cdot y$ がゼロになる点が存在するという保証がない。これらの理由から、 D_R の取り方としては②の方が優れていると考えられる。

付図A-3には $K_{ad}-K'_0$ の取り方の違う②~⑤の方式について、根入長 D と第一反力区間長 D_R の関係(付図A-3(a))と根入長 D と最大曲げモーメント M_{max} の関係(付図A-3(b))の解析結果を示す。 D_R の考え方はすべて②と同じである。図によれば、矢板壁に発生する最大曲げモーメント M_{max} と第一反力区間長 D_R は $K_{ad}-K'_0$ の取り方の違いの影響をほとんど受けない。

以上のような傾向は、いずれの地盤条件においても同じであった。

以上の検討結果から、今回の検討の④のように、 D_R については式(A1)の $p > 0$ となる最初の区間長をとり、 K'_0 の値については、簡略に、静止土圧に近い値の $K'_0 = 0.5$ を一律に定数として扱う方法が一般的に適していると考えられる。

参考文献

- A1) 本文の文献6)参照
- A2) 本文の文献3)参照

付録B タイロッド取付点の変位の影響

タイロッド取付点の変位量の大きさは、アンカーシステムを構成しているタイロッドの荷重一伸び特性と、控え杭等の荷重一変位特性の合成特性として定まるものである。したがって、それぞれの特性について力学的に検討して、タイロッド取付点の変位量を推定することが可能である。しかし、矢板壁本体の解析を目的とするときには、以下のように簡略化して、総合的な変位係数を導入し、簡便な取扱いをすることができると考える。

タイロッド取付点の変位量 y_r は、タイロッド張力 T が変動するのに対応して変化する。そこで、張力と変位量に比例関係があるものとして比例係数を m_d とすると、次の式がえられる。ただし、変位 y_r は海側への変位を正にとっている。

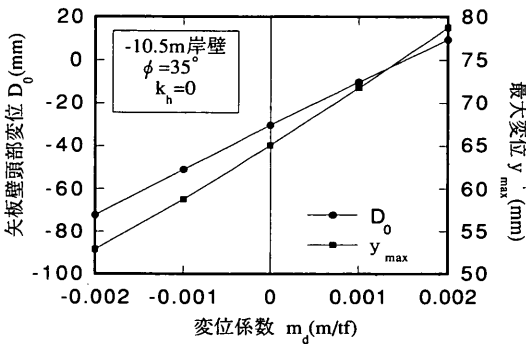
$$y_r = m_d \cdot T \quad (B1)$$

上式において、 y_r は数10mmのオーダーであり、タイロ

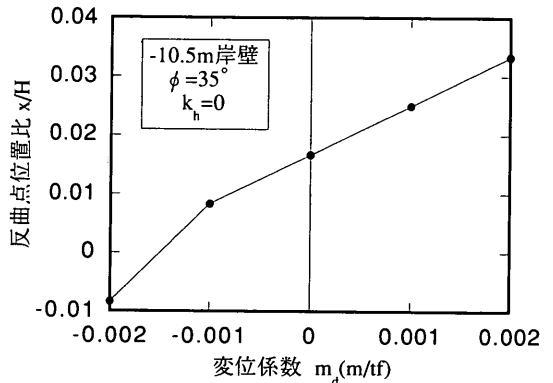
ッド張力 T も一般には数10tfのオーダーであるから、 m_d の値は0.0005m/tf~0.002m/tfとなり、一般の場合には、 m_d の値は0.001m/tfを中心としたごく狭い範囲の値をとるものである。しかしまれには、タイロッドが地盤沈下などのためにわん曲すると、矢板が陸側に引き寄せられて m_d が負の値をとることもある。このように、タイロッド式矢板壁において、アンカーシステムの構造や施工上の理由のため、実際のタイロッドの先端の変位量が予想値を上回ったり方向が逆転することはありうることであり、このようなことは矢板壁の応力度などの安定性に影響を及ぼすことが考えられる。

これらの問題を解明するため、付図A-1に示したのと同じ-10.5m岸壁のモデルについて $\phi=35^\circ$ の砂質土の常時の場合に、 m_d の値のみを変えて解析を行って比較検討した。 m_d の変化の範囲は+0.002~-0.002m/tfとした。解析結果を付図B-1に示す。

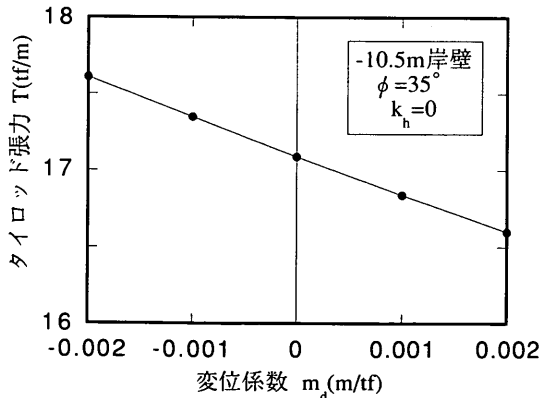
付図B-1(a)にはタイロッド取付点の変形係数 m_d の



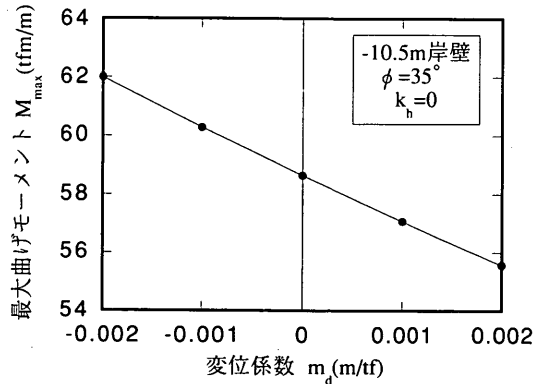
付図B-1(a) タイロッド取付点の変形係数 m_d と矢板壁頭部変位および矢板壁最大変位の関係



付図B-1(c) タイロッド取付点の変形係数 m_d と反曲点位置比の関係



付図B-1(b) タイロッド取付点の変形係数 m_d とタイロッド張力の関係



付図B-1(d) タイロッド取付点の変形係数 m_d と最大曲げモーメントの関係

変化による矢板壁頭部変位 D_0 と最大変位 y_{max} の変化を示す。ここでは海側への変位を正としている。図で示すように、タイロッド取付点の変位係数 m_d が $+0.002\text{m}/\text{tf}$ から $-0.002\text{m}/\text{tf}$ に変化するにしたがって矢板壁頭部変位 D_0 に代表されるようにタイロッド取付点より上部は陸向きに移動する。また、壁の最大変位 y_{max} は m_d が $0.001\text{m}/\text{tf}$ 減少することにより約10%程度（このケースでは平均7mm）減少し、図には示していないがその発生位置は深くなる。

m_d とタイロッド張力 T の関係については付図B-1(b)に示す。 T は m_d が $0.001\text{m}/\text{tf}$ 減少すると、約2%程度（このケースでは、平均 $0.25\text{tf}/\text{m}$ ）増加する。

付図B-1(c)には反曲点位置 x と支間高さ H の比 $\lambda = x/H$ と m_d の関係を示している。ここでは支間長 $H = 12\text{m}$ である。 x は海底面から上向きを正にとっている。図からわかるように海底面付近の反曲点位置比 λ は、 m_d が

$0.001\text{m}/\text{tf}$ 減少することにより、約0.8%程度深い位置に向かって増大している。

最大曲げモーメント M_{max} は m_d が $0.001\text{m}/\text{tf}$ 増加する毎に約3%程度（平均 $1.6\text{tfm}/\text{m}$ ）減少する（付図B-1(d)）。また、そのときの最大曲げ応力度 σ_{max} も平均 $40\text{kgf}/\text{cm}^2$ 減少する。

以上の検討によって、土圧が変化しないという仮定のもとではタイロッド取付点の変位係数 m_d が $0.002\text{m}/\text{tf}$ 増加すると、タイロッド張力は約3%減少し、また最大曲げモーメントは約5%減少することがわかった。このように、最大曲げモーメントはタイロッド張力の変化よりもシャープな反応を示す。

しかし、一般の場合には、 m_d の変化が小さい範囲では、その影響は微小とみなしてよいので、 m_d の標準値を $0.001\text{m}/\text{tf}$ とすれば、特別の場合以外は問題は少ないと考えられる。

付録C 矢板壁頭部背後の反力の影響

付録Bの検討結果において、タイロッド取付点の海側への変位が大きくない場合には、矢板壁の頭部の変位は陸側に向かうことが多いことがわかった。このため、タイロッド取付点の海側への変位がかなり大きい場合以外は、矢板壁の頂部は陸側に変位しようとし、エプロンスラブまたは裏込土を押しことになる。このとき、矢板の背面には反力土圧が発生する。この結果、矢板壁背後に作用する土圧荷重は設計に当たって想定された主動土圧よりも増大し、タイロッド張力や曲げモーメントも変化すると考えられる。

通常、矢板壁のエプロンスラブは、常時の上載荷重のない状態の土圧が作用している時に施工される。そのときすでに矢板壁の頭部が陸側に変位を生じていたとしても、常時無載荷の状態では、エプロンスラブの反力や背後裏込土の反力の増加の影響は少ないと考えられる。したがって、これらの反力は、満載荷重時または地震時に、矢板の頭部の変位が増大する分に対してだけ考慮すべきものと考えられる。

エプロンスラブを押し場合には矢板壁頭部はほとんど変位の無いままスラブの反力を受けることになり、裏込土を押し場合には矢板壁頭部の変位量に影響される形で反力を受けると考えられる。このため、計算上の取扱いは異なるが、現象的には、矢板頭部が陸側に変位しようとするのに対し、陸側から力が加わり抵抗するというように極めて類似している。

これらの状態を解析的に解明するため、矢板壁頭部が陸側方向に変位しようとするとき、矢板壁頭部背後にエプロンスラブの反力または裏込土の反力土圧が発生するという仮定をおいて検討をした。

エプロンスラブの反力の大きさは、エプロンスラブの

反力を考えなければ矢板壁頭部が陸側に変位すると予測される場合に、エプロンスラブの中心部に矢板を海側へ押し力を仮想し、矢板頭部端の変位が生じなくなるような力として求めた。

矢板壁頭部に働く反力土圧は地盤反力係数 $n_h^{(1)}$ に対応した土圧が発生するものとして、多少の簡略化を行って、変位と反力の値に矛盾が無くなるように求めた。

これらの二つの反力の要素について、独立に検討した結果を以下に示す。

エプロンスラブの反力を考慮に入れない場合と入れる場合の解析結果を-13.6m岸壁を例として検討した（詳細は5.参照）。付表C-1にその結果を示す。常時無載荷の場合については実測値との比較もしている。エプロンスラブの反力を考慮に入れて解析を行うと、タイロッド張力の解析値は、エプロンスラブ反力を加えた分に近い増加を示す。また、矢板壁の最大曲げモーメントは、この反力を無視する場合よりも若干低下する。また、上載荷重があるときや、地震時にはスラブ反力が増加し、タイロッド張力が非常に大きくなる恐れのあることがわかる。なお、実測データからは、この岸壁の場合には常時無載荷状態でもエプロンスラブ反力が作用していたと考えられる。

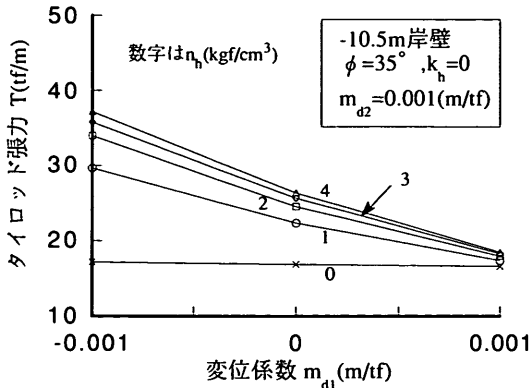
一方、矢板壁頂部が陸側に変位する場合について、壁頭部に働く反力土圧 R_0 を考慮に入れた近似解析の結果を付図C-1から付図C-3に示す。この解析では、なんらかの理由で m_{d1} の変位係数でタイロッド取付点位置が変位しようとしている矢板壁に反力土圧 R_0 が作用し、この反力に対する変位係数が m_{d2} であることを想定している。なお、 $n_h=0$ としたときには反力土圧を無視することになる。付図C-1(a), (b)では、 m_{d1} の変動が矢板壁頭部反力 R_0 とタイロッド張力 T に及ぼす影響を示す。これらの

付表C-1 エプロンスラブの反力を考慮した解析値

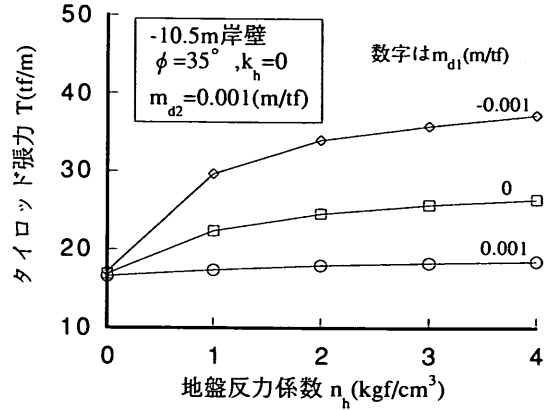
		反曲点位置 (cm)	最大曲げモーメント (tfm/m)	スラブ反力 (tf/m)	タイロッド張力 (tf/m)
常時無載荷	実測値	-1.0	109.1	—	24.1
	解析値(スラブ反力を考える)	-1.06	108.4	2.8	24.0
	解析値(スラブ反力を考えない)	-1.09	111.0	0	21.0
常時満載荷	解析値(スラブ反力を考える)	-0.79	114.6	8.7	34.4
	解析値(スラブ反力を考えない)	-0.84	121.8	0	25.0
地震時半載荷	解析値(スラブ反力を考える)	-0.78	141.8	14.7	45.6
	解析値(スラブ反力を考えない)	-0.87	153.8	0	29.8

図からわかるように、 m_{d1} が小さく陸側への変位が大きくなる傾向の時には、 R_v が大きくなり、それにつれて T が大きくなる。付図C-2(a), (b)には n_h の影響を示す。 m_{d1} の違いによってその増加の割合は異なるが、 n_h が大きいほど R_v と T が大きくなる。また、付図C-1(a), (b)

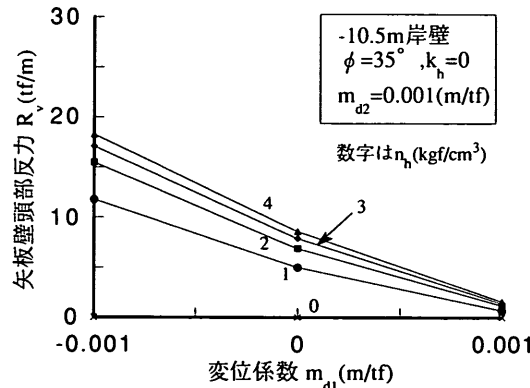
からもわかることであるが、 m_{d1} が小さいほど n_h の変化による R_v , T の変化が大きい。これらのケースでは m_{d2} を固定していたが、付図C-3(a), (b)には m_{d1} を -0.001m/ft に固定した場合の m_{d2} の変化の影響を示す。 m_{d2} の場合も m_{d1} と同様に、 m_{d2} が小さいほど R_v と T が大



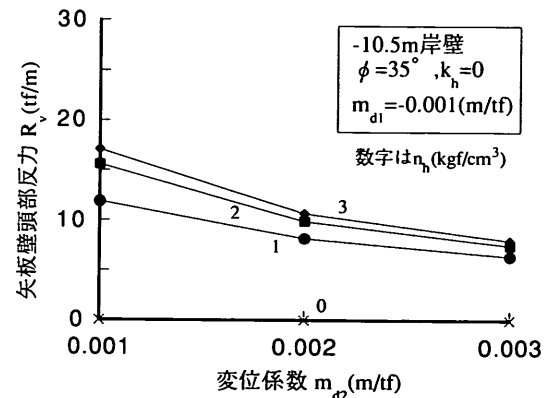
付図C-1(a) タイロッド取付点の変位係数 m_{d1} と矢板壁頭部反力の関係



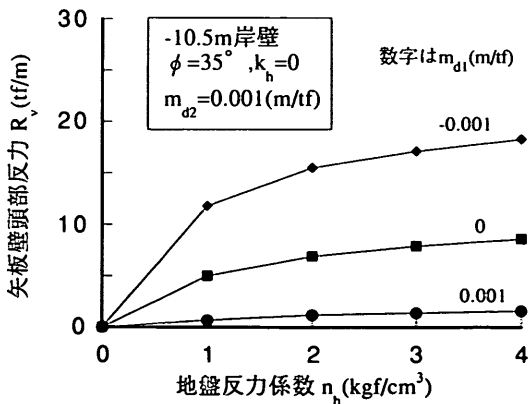
付図C-2(b) 地盤反力係数 n_h とタイロッド張力の関係



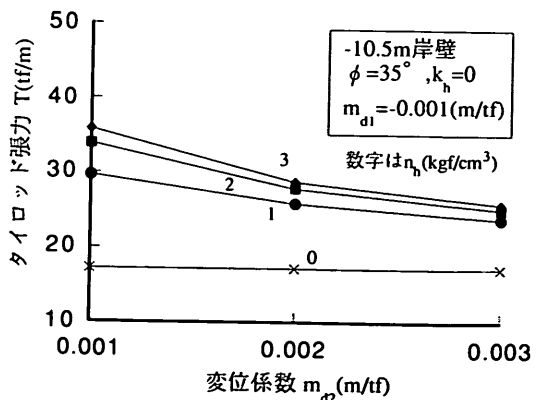
付図C-1(b) タイロッド取付点の変位係数 m_{d1} とタイロッド張力の関係



付図C-3(a) タイロッド取付点の変位係数 m_{d2} と矢板壁頭部反力の関係



付図C-2(a) 地盤反力係数 n_h と矢板壁頭部反力の関係



付図C-3(b) タイロッド取付点の変位係数 m_{d2} とタイロッド張力の関係

きくなる傾向にある。

これらの結果から、矢板壁頭部が陸側に変位しようとする場合に働く裏込土の反力土圧の影響は、この部分の地盤反力係数 n_a が大きいほど、またタイロッド取付点の変位係数 m_a が小さいほど著しくなることがわかる。また、裏込土の反力土圧の大きさは、条件の厳しい場合には、この反力土圧を無視した設計状態のタイロッド張力にはほぼ匹敵する値に達する可能性がある。矢板壁のタイロッド張力は、スラブ反力を考慮した時の傾向と同様に、増加する土圧反力とほぼ同じだけ増加する。

これら二つの反力は、控え工が直杭などのたわみ性の大きいもの場合には、頭部反力土圧のためタイロッド張力が増大して、数10mm程度の変位がおきるあいだに、反力土圧が低下して安定を回復する傾向をもつことが考えられる。しかし、控え工に組杭のような剛なものを使うと、頭部反力土圧が大きくなりタイロッド張力が非常に大きくなる。この場合には矢板壁の最大曲げモーメントはむしろ低下する傾向にある。

なお、一般にエプロンスラブの反力と背後裏込土の反力の作用を比較すると、エプロンにコンクリートスラブが設けられている場合には、その存在により、矢板壁頭部の陸側への変位が拘束されていると考えられる。このため、エプロンスラブの反力の作用の方が圧倒的に卓越していると想像される。従って一般の矢板岸壁の解析においては、エプロンスラブの反力の方を考えればよいことになり、裏込土の反力土圧は無視される程度のもとなる。

参考文献

C1) 本文の文献 8) 参照

付録D 地盤反力係数 l_h について

本解析においては、式(A1)に示すように、矢板壁の地中変位に対応した反力土圧が発生するとしている。しかし、地盤反力係数 l_h については、実測値や提案値を示した資料が極めて少ない。

Terzaghi^(D1)によると、矢板壁の砂地盤内の根入部の地盤反力係数 l_h は付表D-1のとおりになる。この表の値はやや大ざっぱなとらえ方であり、実際の設計問題に利用するに当たっては、内部摩擦角 ϕ または N 値との対応があいまいである。

Tschebotarioffの模型矢板壁の実験計算データ^(D2)と本解析手法による計算の結果を比較したところ、壁体直立部の最大曲げモーメントや根入部の負の曲げモーメント分布など実験のモーメント分布が解析結果と最も良く対応するのは、 $l_h = 4 \text{ kgf/cm}^3$ とした場合であった。この実験の地盤では、内部摩擦角は $32^\circ \sim 36^\circ$ であった。このときの砂地盤は、中ぐらいの密度の状態に対応すると考えられ、Terzaghiの示した地盤反力係数(付表D-1)にしたがえば $l_h = 3.8 \text{ kgf/cm}^3$ となるので、地盤反力係数についてTshebotarioffの実験結果とTerzaghiの提案値との間に矛盾がないと考えられる。

これらのデータから、Terzaghiが提案する l_h と相対密度の関係とTerzaghiが別途示した N 値と相対密度の関係^(D3)を用いて、付表D-1に示した l_h と N 値を関係づけ、安全側となるように小さめの l_h をとるようになめらかな線でつないだものが今回利用した l_h と N 値の関係である(付図D-1(a))。さらに、Dunhamの式^(D4)のうち、同じ N 値に対して小さめの内部摩擦角 ϕ を与える次式を用いることにより、 l_h と ϕ の関係を決定した(付図D-1(b))。

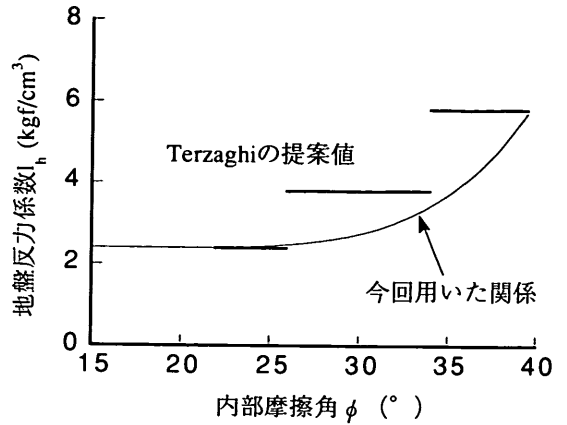
$$\phi = \sqrt{12N + 15} \quad (D1)$$

ただし、Dunhamの式には砂質土の粒状によって高い ϕ を与える式もあるので、付図D-1はやや便宜的なものといわざるをえない。付図D-1にはこのほかTerzaghiの提案値を実線で示しており、付図D-1(b)における実線も、Terzaghiの提案値に式(D1)を適用して計算したものである。

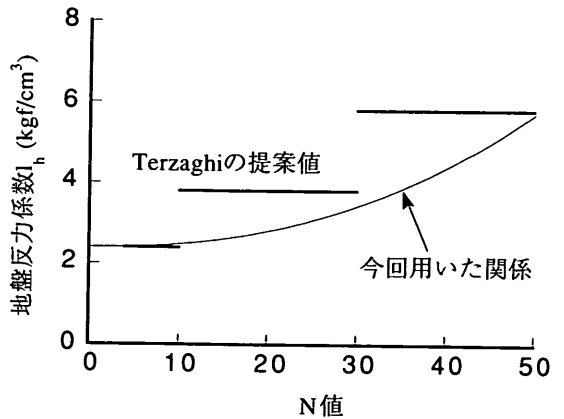
解析を行うに当たっては、 l_h に具体的に数字を与えなければならない。実際の現場では l_h の測定が困難な場合もあり、設計で与える l_h には誤差が含まれることが考え

付表D-1 砂地盤中の矢板壁の地盤反力係数 (Terzaghi^(D1))

砂の相対密度	緩い	中ぐらい	密な
$l_h (\text{kgf/cm}^3)$	2.4	3.8	5.8



付図D-1(a) N 値と地盤反力係数 l_h の関係

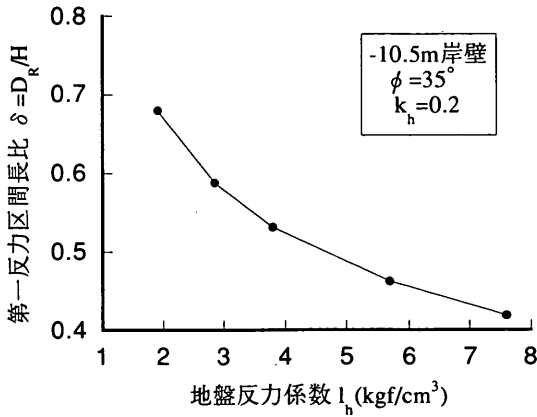


付図D-1(b) 内部摩擦角 ϕ と地盤反力係数 l_h の関係

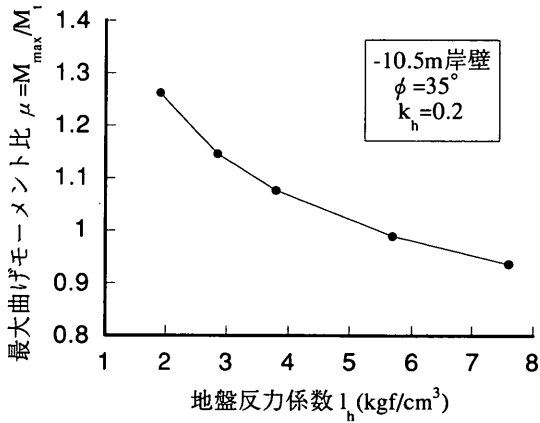
られる。そこで l_h に誤差が含まれたときに、最大曲げモーメントの大きさなどにどの程度影響を与えるか、付図A-1に示す岸壁を例にして検討を行った。地盤の条件は $\phi = 35^\circ$ 、震度 $k_h = 0.2$ で、土圧係数 K_{ad} 、 P_{ad} 、 K'_0 などは変化させず、 l_h のみを変えてその影響を検討した。 l_h の値はTerzaghiの「中ぐらい」の値 3.8 kgf/cm^3 を基準として、その50, 75, 100, 150, 200%の5種類とした。

付図D-2(a)には、今回の解析でフィクストアースサポート状態が達成されていると考えられるときの最大曲げモーメント M_{max} と仮想ばり法によって得られる最大曲げモーメント M_i との比 $\mu = M_{max}/M_i$ と l_h との関係を示す。図によれば、曲げモーメント比 μ は l_h を大きく取ると小さくなり、Terzaghiのいう「緩い」から「中ぐらい」あるいは「中ぐらい」から「密な」の範囲で l_h の推定に誤差がある時に M_{max}/M_i の誤差は $\pm 10\%$ になる。

付図D-2(b)には、フィクストアースサポート状態での第一反力区間長 D_R と支間長 H の比 $\delta = D_R/H$ と l_h の関係について示す。図によれば、 δ は l_h を大きく取ると小さ



付図D-2(a) 地盤反力係数 l_n と最大曲げモーメント比 μ の関係



付図D-2(b) 地盤反力係数 l_n と第一反力区間長比 δ の関係

くなり、 l_n の推定に上と同程度の誤差がある時に δ の誤差は±10%になる。

以上のように、最大曲げモーメントの値に、 l_n の取り方の違いによる誤差の影響は少なからずあるが、通常の範囲内では致命的なものではない。

参考文献

- D1) 本文の文献8)参照
- D2) 本文の文献4)参照
- D3) テルツァギ・ペック (星埜和ら訳) : 土質力学応用編, 丸善, 1970, p.298.
- D4) 本文の文献1)参照, 上巻p.192.

港湾技研資料 No. 756

1993. 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 昭和工業写真印刷所

Published by Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (1993) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所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。