

# 白鳥大橋主塔基礎掘削施工時の 地中連続壁構造の挙動解析

小針憲司<sup>1</sup>・岸 徳光<sup>2</sup>・松岡健一<sup>3</sup>・西本 聡<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (〒050 室蘭市水元町 27-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科

<sup>4</sup>正会員 工修 北海道開発局 室蘭開発建設部 (〒051 室蘭市入江町1番地 14)

白鳥大橋主塔基礎の建設には、海中に構築された人工島を利用して大深度地中連続壁工法が採用された。本論文は、この工法を対象として基礎施工時の大深度地中連続壁構造の静力学的挙動を軸対称アインパラメトリック四辺形リング要素を用いた三次元構造解析により明らかにしようとするものである。また、合わせて施工時に計測された各種実測値との比較検討を行い、本解析法の妥当性の検討を行った。その結果、本解析法により得られた結果は、実測値と比較的良好一致を示し、本解析法がこの種の構造解析に有効であることが明らかとなった。

**Key Words :** *underground continuous wall, finite prism method, three-dimensional elastic analysis*

## 1. はじめに

現在、北海道室蘭市では、室蘭港を跨ぐ中央径間 720 m、全長 1,380 m の長大吊橋（仮称：白鳥大橋、以後本論文ではこの仮称を用いることとする）が建設されている。主塔基礎の施工には、この吊橋の架設地点の海底の地形が港中央に向かいすり鉢状になっているため主塔位置でも支持層が深く（両主塔基礎の深さは、それぞれ TP-73.0 m および TP-57.0 m）、大深度基礎の施工が必要とされていた。施工方法に関する検討の結果、主塔基礎として地中連続壁工法が採用された。地中連続壁構造は剛性が大きく、止水性、耐久性に優れている。また、この工法は施工技術の進歩により周辺地盤への影響を少なくし、無騒音、無振動で施工することが可能になったことから、近年大規模な地下構造物の仮設構造や本体構造として盛んに利用されている<sup>1)~3)</sup>。

大深度地中連続壁構造体の挙動解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮しなければならないため非常に複雑なものとなる。また、施工実績もそれほど多くないことより、解析結果の妥当性検討が十分に行われていないようである。しかしながら、この種の工法は長大構造物の基礎として今後ますます利用されるものと考えられることより、現在設計基準の確立に向け盛んに研究が行われている<sup>4)~6)</sup>。古屋らは世界最大の長大橋梁となる明石海峡

大橋の 1A アンカレッジ基礎である地中連続壁構造の施工時における各種の現場計測を行い、設計値及び解析値との比較を含め詳細な検討を加えている。その結果、実測によって得られた外力を用いて解析した変位や応力は、実測値と比較的良好一致しているが、設計値とはかなり異なることを報告している<sup>7)</sup>。また、白鳥大橋に関しても施工時の現場計測を行い、設計値との比較検討を行った結果が一部報告されている<sup>8)</sup>。ここでは水平方向応力に対して水圧や基礎の形状の影響が大きいことを指摘しているが、変位や鉛直方向応力に対する評価は十分行っていない。

地中連続壁の設計は外力として通常地中連続壁の自重、土圧、水圧、偏土圧、地震荷重、温度などを考慮して行われており、地中連続壁をシェル要素、軸対称リング要素あるいは三次元固体要素等に、また地盤をバネにモデル化して有限要素解析を行う方法が一般的である<sup>3)~6)</sup>。従って、設計的には外力として支配的になる土圧や水圧の評価が重要となる。しかしながら、特に土圧は地質とともに構造物の変形による影響を受けるため、その評価が困難である。実設計では、静止土圧や、構造物の変形を考慮する弾塑性法によって作用土圧を算定しているが、実測値とは一致しないことも多い。また、構造物のモデル化に関しては、構造物の構造解析に重要な役割を持つ地盤のバネ定数の評価が各種の設計基準によ

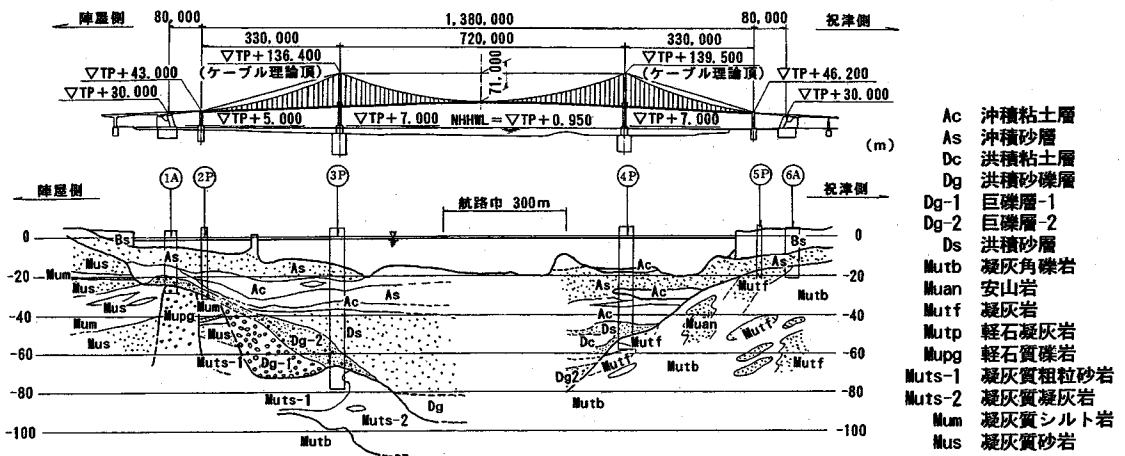


図-1 白鳥大橋全体図及び地形図

り一定ではないなどの問題もある。さらに、大深度の基礎では地中連続壁構造体内部の掘削土量も多くなることより、上載荷重（掘削土）除去による揚圧力の地中連続壁への影響も無視出来なくなるものと考えられる。

著者らはこれらの点を考慮し、地中連続壁構造体の断面設計に用いる構造解析手法として、人工島なども含め地盤及び構造体を全て軸対称リング要素でモデル化し、三次元弾性問題として解析する方法を提案し、これを地震時の応答解析に応用し結果を発表してきた<sup>9)</sup>。本解析手法は、地盤や構造体の適切な物理定数（弾性係数、ポアソン比、密度等）を与えることによって、土圧や地盤のパネ定数を仮定することなく構造体と地盤の相互作用を考慮した構造解析が可能である。

本論文は、大深度地中連続壁構造体の合理的な設計法を確立することを目的として、本解析手法を白鳥大橋主塔基部基礎の施工時の構造解析に応用し、既に得られている掘削施工時の各種計測結果との比較検討を行って、本解析法の妥当性について検討を行ったものである。なお、構造解析は、計測結果に対応させるため掘削による上載荷重除去の影響をも考慮して行っている。また、断面力値に関しては、本解析手法による結果と、土圧に関して従来から用いられることの多い静止土圧を仮定する場合の解析結果との比較も行っている。

本解析手法では地盤の物理定数を前もって評価することが必要である。地盤の材料物性値に関しては、静的載荷試験（本論文ではボーリング孔内載荷試験を採用している）によって求める方法と、地盤を伝播する弾性波の速度を利用した弾性波速度検層法（以後、本論文ではこれをPS検層法と呼ぶこととする）によって評価する方法がある。地盤パネを仮定して行う解析手法では、一般に静的解析時には静的載荷試験による値を用い、動的解析時にはPS検層法による値を採用することが多いよう

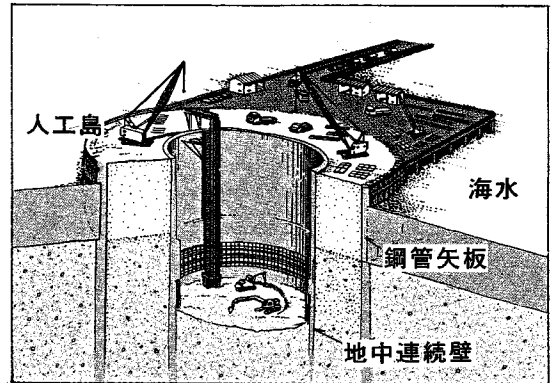
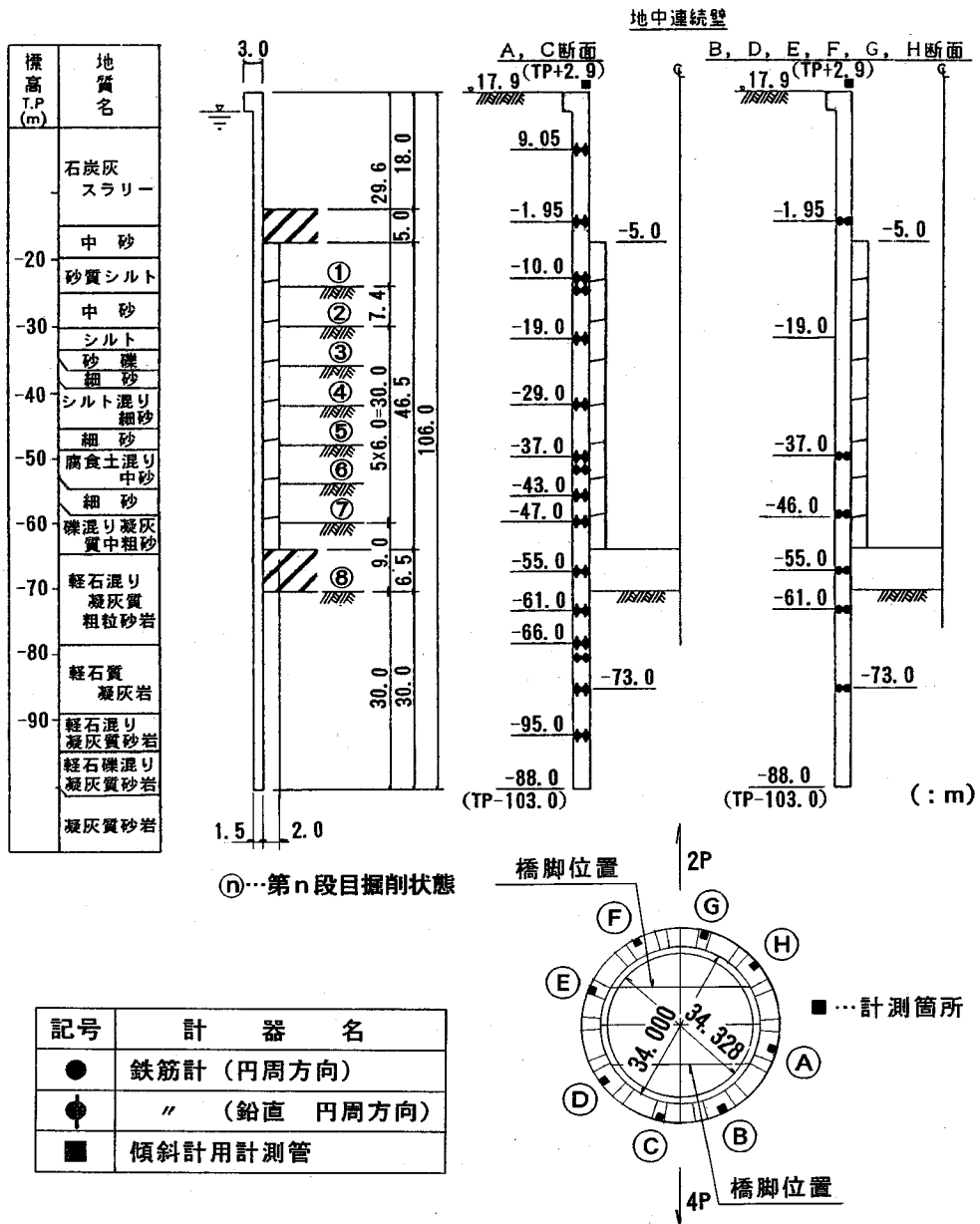


図-2 地中連続壁構造の施工概念図

である。本研究のような掘削問題は静的問題であることより、静的載荷試験値を採用することが妥当であるとも考えられる。しかしながら、実掘削時の地中連続壁の変形が小さいことより、本研究では静的載荷試験による値の他、PS検層法による値も採用して両者の解析結果を実測値と比較することとした。また、水圧分布の評価に関しても、次の2つのケースを設定し検討を行うこととした。すなわち、①静水圧分布を仮定し掘削面以深を一定とする台形分布、②地中連続壁内部をドライ状態として掘削するものと仮定し、地中連続壁下端で水圧がないとする三角形分布、である。なお、実際の水圧分布はこれらの中間的なものと考えられる。

## 2. 白鳥大橋主塔基礎の概要

白鳥大橋の全体図及び地形図を図-1に示す。大深度地中連続壁工法は図の主塔基礎（3P、4P）の施工に用いられている。主塔基礎施工時には現場計測を行い施



図—3 地質状況・掘削順序及び計測箇所概要図

工の安全の確認を行っている。主塔基礎の施工は、①まず海中に鋼管矢板を円形に打ち込み、その内部に石炭灰スラリーを打設して人工島を築島する。②この人工島に円形に近い多角形状の地中連続壁を構築して、これを仮設用の土留止水壁とする。③その後内部をドライ状態で掘削し、掘削段階毎に地中連続壁の内側に支保工を兼ねた基礎本体の側壁を逆巻き工法によって岩盤まで順次構築していく。④最後に底版、隔壁、中頂版等を施工し、基礎本体を完成させるものである。本基礎の施工に用い

た地中連続壁構造の施工概念図を図—2に示す。

### 3. 現場計測の概要

解析手法の妥当性検討のために用いられる実測値に関して、その現場計測の概要について述べる。本研究では支持層が深く、地中連続壁構造の変形及び各応力度が大きくなるものと考えられる3P主塔基礎の施工時を対象に検討する。図—3には3P基礎での地質状況および

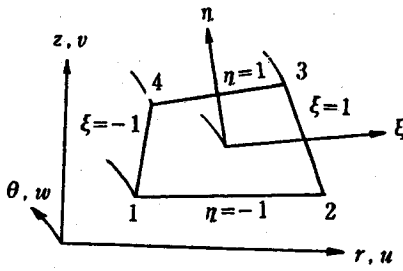


図-4 アイソパラメトリックリング要素

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{z\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{u}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{w}{r} \\ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

掘削順序と合わせて、地中連続壁部分の計測箇所と計測項目を示している<sup>10)</sup>。計測は地中連続壁断面の8断面で行われている。計測項目は、鉄筋歪（円周方向、鉛直方向）、半径方向変位（傾斜計による）である。A、C断面では、円周方向と鉛直方向の鉄筋計を連続壁の内外面2列で深さ方向に13箇所設定しており、B、D、E、F、G、H断面では円周方向の鉄筋計を内外面2列で深さ方向に6箇所設定している。また、変位計測のための傾斜計用計測管は各断面に設置されている。

マトリックス  $[D]$  を導入して整理すると、歪ベクトル  $\{\varepsilon\}$ 、応力ベクトル  $\{\sigma\}$  の像関数は、

$$\{\bar{C}_m[\varepsilon]\} = [B]\{\bar{C}_m[d]\} \quad (5)$$

$$\{\bar{C}_m[\sigma]\} = [D]\{\bar{C}_m[\varepsilon]\} = [D][B]\{\bar{C}_m[d]\} \quad (6)$$

となる。ここで、 $\{d\}$  は要素の変位ベクトルを意味し、 $\bar{C}_m[\ ]$  は有限フーリエ変換を意味するものとする。仮想仕事の原理を用いて要素剛性に関する像関数方程式を誘導すると、剛性マトリックスを  $[K]$  として

$$\{\bar{C}_m[r_0f]\} = [K]\{\bar{C}_m[d]\} \quad (7)$$

ここで、 $f$  は節点力、 $r_0$  は節点力が作用する点の半径を意味する。この要素剛性に関する像関数方程式を全体座標系に変換し、要素間の力の釣合いと変位の適合条件を考慮することにより、構造全体の剛性方程式に関する像関数式を得ることが出来る。従って、各構造要素の変位、応力はこの剛性方程式の像関数式を解き、さらに有限フーリエ変換の逆変換を施すことにより求めることができる。なお、本解析の場合には構造形式、荷重状態が軸対称であるものと仮定しているため、0次のフーリエ変換項のみを考慮するだけでよい。

#### 4. 解析理論及び解析対象のモデル化

##### (1) 解析理論

本論文で採用されている解析理論は、文献9) にすでに詳しく述べられていることより、ここでは要点のみを示すこととする。図-4に示すような任意の四辺形軸対称リング要素において、全体座標を  $r, z, \theta$ 、対応する変位を  $u, v, w$ 、任意の  $i$  点における節点力を  $(f_{r_i}, f_{z_i}, f_{\theta_i})$ 、節点変位を  $(dr_i, dz_i, d\theta_i)$ 、とする。また、定式化を容易にするために要素重心を原点として局所座標  $(\xi-\eta)$  をとり、アイソパラメトリック四辺形要素を考えると、要素内の座標及び各変位は次のように示される。

$$\begin{Bmatrix} r \\ z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (N)^T & \\ & (N)^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_i\} \\ \{z_i\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (N)^T & & \\ & (N)^T & \\ & & (N)^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{dr_i\} \\ \{dz_i\} \\ \{d\theta_i\} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

但し、 $N$  は形状関数であり

$$(N)^T = \frac{1}{4} [(1-\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1+\eta) \quad (1-\xi)(1+\eta)] \quad (3)$$

となる。また、歪と変位の関係式は三次元弾性論より次のように示される。

さらに、それぞれ周方向に sine または cosine の有限フーリエ変換を施し、歪変換マトリックス  $[B]$ 、弾性

##### (2) 地盤及び地中連続壁構造のモデル化

地中連続壁構造は通常多角形殻として設計解析が行われている。しかしながら、本研究では主として地中連続壁の内部掘削に伴う変形挙動を解析することを目的としていることより、これを円形に簡略化して取り扱うこととする。また、地盤も基礎構造の中心点に関して軸対称と仮定できることより、構造解析は地盤を含めた解析領域を全て軸対称構造にモデル化し、軸対称リング要素を用いて行うこととした。

境界条件は、深さ方向には基盤面で変位がないものとし、半径方向には地中連続壁直径の約5倍の遠方で水平変位及びせん断応力がないものと仮定した。解析モデルの断面は文献9) を参考に図-5のように仮定した。図中の各領域における地盤の材料物性値は表-1に示す値を用いることとした。ここで採用した地盤の材料物性値は先に述べたように静的載荷試験によって得られた値と

表-1 地盤の材料物性値一覧

静的載荷試験値				PS検層法による値			
記号	E (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	P <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	記号	E (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	P <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
A	1 000.0	0.05	0.00063	A	1 000.0	0.05	0.00063
B	6.5	0.45	0.00080	B	233.0	0.45	0.00080
C	80.0	0.45	0.00080	C	1 069.0	0.45	0.00080
D	100.0	0.45	0.00080	D	645.0	0.45	0.00080
E	150.0	0.45	0.00080	E	5 235.0	0.45	0.00080
F	250.0	0.45	0.00080	F	7 840.0	0.45	0.00080
G	1 400.0	0.30	0.00080	G	15 600.0	0.30	0.00080
H	1 000.0	0.05	0.00166	H	1 000.0	0.05	0.00166
I	37 500.0	0.30	0.00304	I	37 500.0	0.30	0.00304
J	2 100 000.0	0.30	0.00785	J	2 100 000.0	0.30	0.00785
K	300 000.0	0.20	0.00145	K	300 000.0	0.20	0.00145

P<sub>s</sub> : 水中単位重量 (kgf/cm<sup>3</sup>)

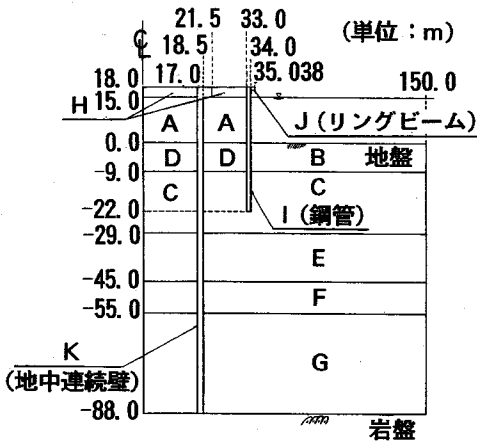


図-5 構造体概要図

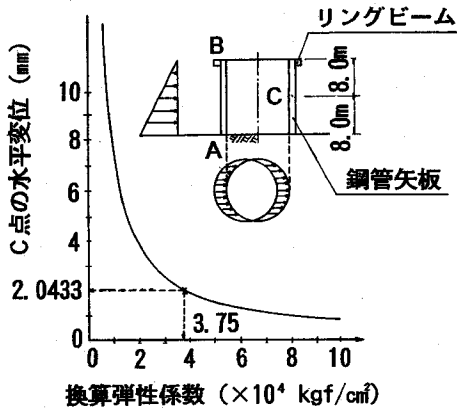


図-6 鋼管矢板構造の水平変位 (C点) と換算弾性係数

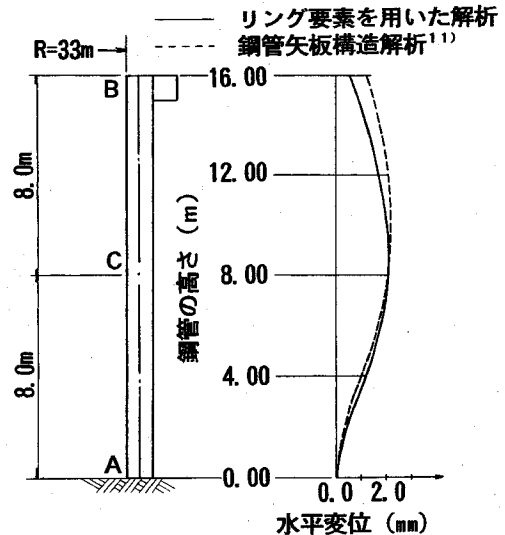


図-7 鋼管矢板構造の水平変位の高さ方向分布図

PS 検層法によって得られた値の 2 種類である。

人工島の構築に用いられている鋼管矢板土留構造は、深さ方向には連続体であるが周方向には各鋼管が継手によって連結された構造となっているため、直接連続構造体と仮定することはできない。本研究では、この鋼管矢板土留構造を周方向に連続な軸対称構造にモデル化するために、水平方向荷重（詳細は後述）を作用させた場合の鋼管構造の変形に関する解析結果と換算剛性を仮定した厚肉円筒構造の軸対称リング要素解析結果が大略等しくなる場合の換算剛性を事前に決定し、本解析に用いることとした。具体的な数値検討は、実構造と同様に外径 1 m、肉厚 14 mm、海底面からの長さ 16 m の鋼管を 168 本用いた内半径 33 m の鋼管矢板土留壁構造に対して行った。解析は、底部を完全固定と仮定し、構造全体の変形挙動が評価できるように、高さ方向に三角形分布の荷重を水平方向に作用させて行った。換算弾性係数は、構造物の中央点近傍（固定端より 8 m の位置、図-6 の C 点）における変形が両解析とも等しくなる場合の値

を採用することとした。図-6 には C 点の変形量と換算弾性係数の関係を、また、図-7 には換算弾性係数を  $3.75 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$  とした場合の水平方向変位の高さ方向分布を比較して示している。図-7 より、軸対称リング要素による解析結果は、天端で若干差があるものの鋼管矢板構造解析による結果とよく近似していることがわかる。

### (3) 解析手順

数値解析は、人工島、地盤、地中連続壁、基礎本体側壁を軸対称リング要素に分割し、人工島、地盤および各構造体の自重及び水圧を考慮して行うこととする。本工事では 2. で述べているように地中連続壁内部地盤の各掘削段階終了毎に本体側壁を施工しているため、構造系

変形及び応力状態	第i段目掘削後	第i段目掘削時第i段目本体側壁自体による	第i段目掘削時全自重による	第(i+1)段目掘削時全自重及び水圧増加分による	掘削前初期状態における全自重による	第1段目掘削時全自重及び水圧増加分による
構造条件	掘削段階	第i段目	第i段目	第i段目	第(i+1)段目	掘削なし
	本体側壁打設状態	第(i-1)段目完成	第i段目打設ただし未硬化状態	第i段目完成	第i段目完成	なし
荷重条件	自重	全自重	第i段目本体側壁自重のみ	全自重	全自重	全自重
	水圧	第i段目掘削による水圧	考慮せず	考慮せず	第(i+1)段目掘削に伴う水圧増加分	考慮せず
変形及び応力状態	$A_i$	$S_{i,0}$	$S_{i,1}$	$S_{i,2}$	$S_{0,1}$	$S_{0,2}$
記号及び解析モデル概念						

図-8 地中連続壁構造の解析手順説明図

は、掘削による内部地盤の高さ変化に対応して基礎本体側壁部が新たに加わる等、複雑に変化する。地中連続壁構造の挙動特性の掘削による影響を検討するためには、各施工段階ごとに場合分けを行い、載荷、除荷および基礎本体側壁部のコンクリートの硬化による剛性の変化を考慮して解析を行わなければならない。本研究では、このような各状態における地中連続壁構造の挙動解析に全て線形弾性理論が適用できるものと仮定し、重ね合わせの原理を利用して解析を行うこととした。

すなわち、一般に第(i+1)段目掘削による変位及び応力の変化は、第(i+1)段目掘削状態での自重、水圧等を考慮した解析結果から第i段目掘削状態での自重、水圧等を考慮した解析結果を差し引くことにより与えられるものと仮定した。従って、第(i+1)段目掘削時の変形及び応力挙動は、これを第i段目掘削時の変形及び応力に加えることにより与えられる。しかしながら、この過程において、基礎本体側壁が逆巻き工法によって打設されるため、さらにその自重、剛性を評価考慮しなければならない。

具体的な手順を図-8を参照して説明する。今、図-8(a)に示すように第i段目掘削後(第i段目まで掘削し、本体側壁が第(i-1)段目まで完成した状態)の変形及び応力状態が求められているとして、この状態を

$A_i$ とする。

次に、図-8(b)のように第i段目基礎本体側壁部コンクリート打設終了時で、外力として第i段目本体側壁部の自重のみを考慮した場合(第i段目本体側壁コンクリートが未硬化の状態)における解析結果を $S_{i,0}$ とする。

また、構造系が第i段目掘削時で第i段目基礎本体側壁完成状態(第i段目の本体側壁コンクリートが硬化して所定の強度が発現し、その剛性も考慮できる状態)で、外力として全ての自重を考慮した場合の解析結果を $S_{i,1}$ とする(図-8(c)参照)。さらに、構造系が $S_{i,1}$ と同様で、外力として全ての自重及び第(i+1)段目掘削に伴う水圧増加分を考慮した解析結果を $S_{i,2}$ とすれば(図-8(d)参照)、第(i+1)段目掘削後の地中連続壁構造の変形、応力状態 $A_{i+1}$ は、

$$A_{i+1} = A_i + S_{i,0} + S_{i,2} - S_{i,1} \quad (8)$$

となる。

ただし、第1段目掘削後の変形、応力状態 $A_1$ は、人工島築島後地中連続壁を打設した状態における全ての自重による変形、応力解析結果を $S_{0,1}$ (図-8(e)参照)、第1段目掘削を完了し全ての自重及び第1段目掘削に伴う水圧増加分を考慮した解析結果を $S_{0,2}$ (図-8(f)参照)として

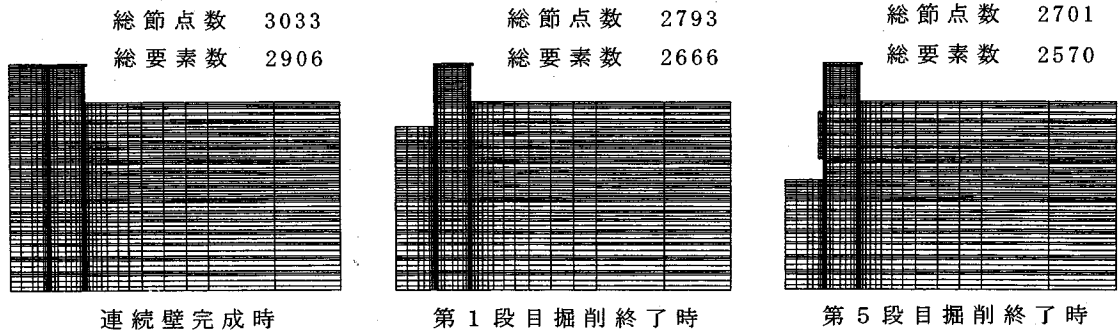


図-9 要素分割図

$$A_1 = S_{0,2} - S_{0,1} \quad (9)$$

となる。

以上のように、本研究では、人工島、周辺地盤、地中連続壁内部地盤を含め構造体を構成する全ての要素を弾性体と仮定し、アインパラメトリック四辺形リング要素を用いた有限要素法に基づいて解析を行っている。これより、本解析には地中連続壁及び内部地盤に対しても自重による鉛直応力とともにポアソン比の効果による側圧も考慮されている。従って、地中連続壁内の土砂掘削と水位低下に伴う応力状態の変化は、図-8 (d) の状態から図-8 (c) の状態における各応力を除去することにより、算定可能となる。各掘削段階での変形及び応力分布は、前段階までの掘削状況に対応した変形及び応力が既知であるならば、これに次段目掘削による影響を加えることにより得ることができる。

## 5. 解析結果及び考察

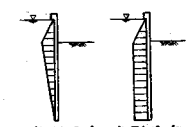
3P主塔基礎の掘削は、図-3に示しているように8段階に分けて行われた。解析もそれぞれの施工段階に対応して行った。しかしながら、ここでは特に次の2つの施工段階に対する地中連続壁の半径方向変位、周方向応力、鉛直方向応力に注目して実測値と比較し考察を加えることとする。

すなわち、

- a) 第1段目掘削の状態、すなわち地中連続壁内側をTP-26.6m(海底面下11.6m)まで掘削した状態、
  - b) 第5段目まで掘削した状態、すなわち地中連続壁内側をTP-52.0m(海底面下37.0m)まで掘削し、逆巻きをTP-20.0m(海底面下5.0m)からTP-46.0m(海底面下31.0m)まで打設した状態、
- である。

数値解析は、前述のように地盤の材料物性値、水圧分布をそれぞれ2種類設定していることより、表-2のような組み合わせケースを考えて行うこととした。なお、

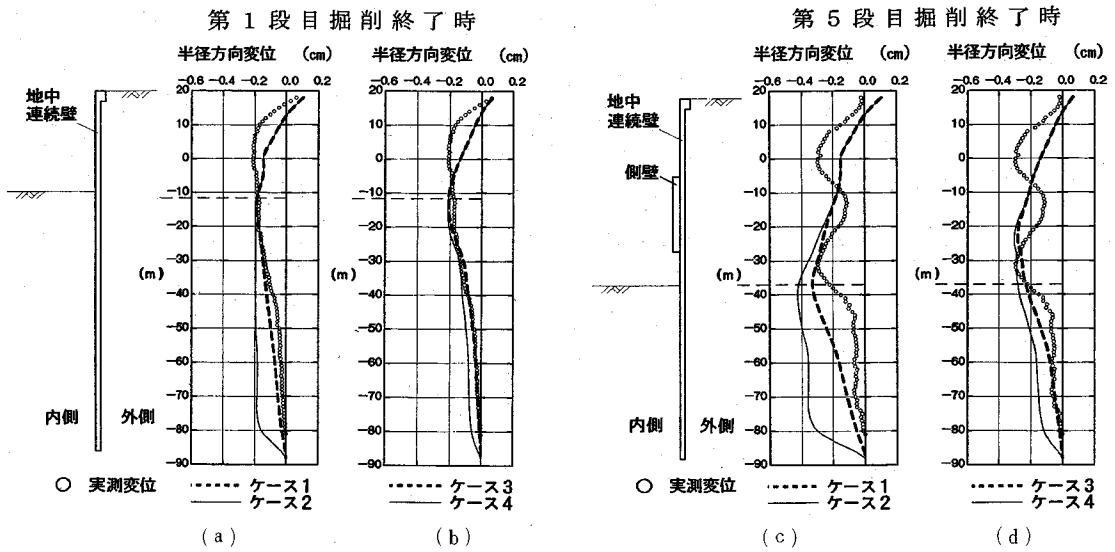
表-2 解析ケース一覧

	材料物性値	水圧分布	
ケース1	静的載荷試験値	三角形分布	 三角形分布 台形分布 水圧分布図
ケース2	静的載荷試験値	台形分布	
ケース3	P・S検層法値	三角形分布	
ケース4	P・S検層法値	台形分布	

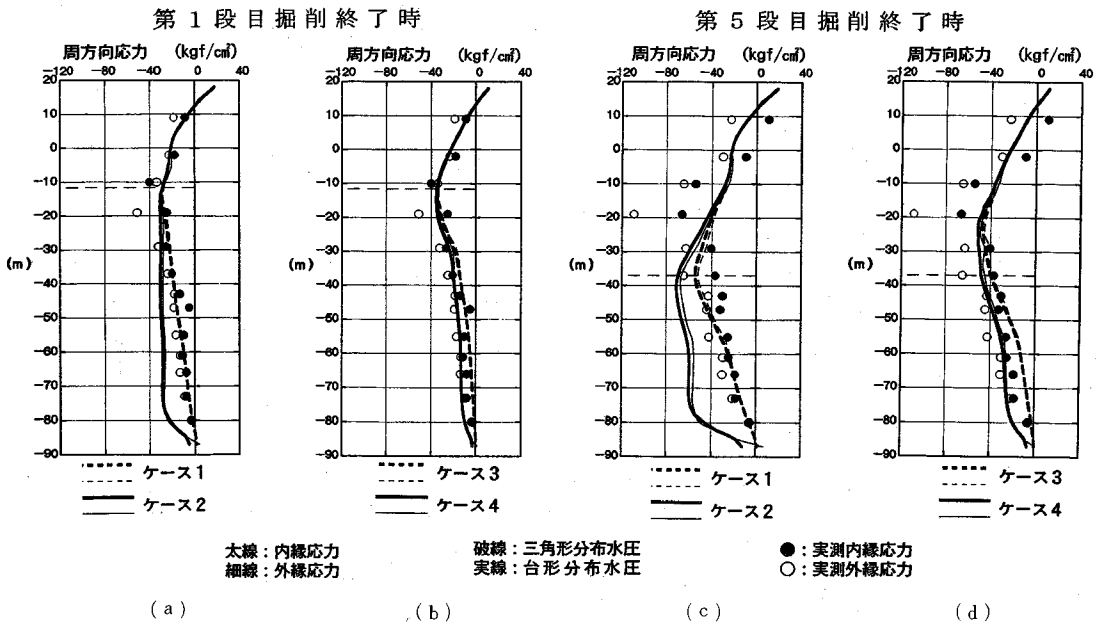
実測値は、半径方向変位と周方向応力が8断面で、鉛直方向応力が2断面で得られている。各断面の実測値には地中連続壁の形状の影響や地盤の周方向での不均一性の影響が含まれていると考えられるが、ここでは軸対称構造を仮定し平均的な挙動を検討していることより、これらの影響を除去する方法として全断面の平均値を用いることとした。解析に用いた要素分割図を図-9に示す。

### (1) 実測値との比較

各掘削段階における半径方向変位の深さ方向分布を図-10に示した。図の縦軸は海底面を零とした深さ方向の座標を示し、横軸は地中連続壁の変位で外方への変形を正として整理している。解析値は水圧が台形分布の場合を実線で、三角形分布の場合を破線で示し、実測値は○で示している。なお、図-10 (a), (c) が地盤の材料物性値として静的載荷試験による値を採用したケース1, 2に対する結果、図-10 (b), (d) がPS検層法による値を採用したケース3, 4に対する結果である。実測変位の傾向を考察すると、いずれも地中連続壁天端では小さく深さ方向に大きくなっている。しかしながら、掘削に伴う変化の状況を見ると、第1段目掘削終了時には海底面付近で最大値を示している。また、第5段目掘削終了時には海底面付近と掘削面より少し上に大きな値を示し、局部的に凹凸を示す分布となっている。第5段目掘削終了時において(図-10 (c), (d)), 局部的に凹凸な分布となっている部分が基礎本体側壁を打設している部分であることより、地中連続壁の半径方向変位は



図—10 地中連続壁の半径方向変位の深さ方向分布



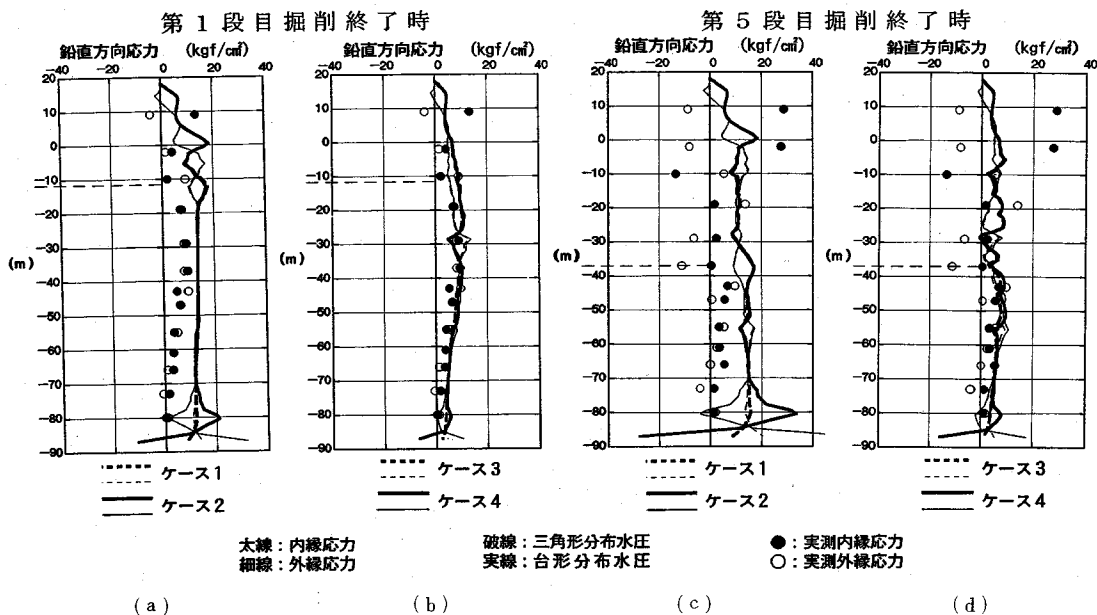
図—11 地中連続壁の周方向応力の深さ方向分布

基礎本体側壁打設の影響を受けているものと考えられる。

これに対し、解析結果は掘削の進行とともに変位の最大値が大きくなるものの、いずれも単調な変化を示していることがわかる。第5段目掘削終了時のケース3、4では変位の最大値が掘削面より僅か上方に生じているが、これ以外のケースでは掘削面に生じている。また、掘削面以浅では、上方に向かって変位が次第に減少し、天端では若干の外向きの変位が見られる。このことから

天端付近では周方向に引張応力が生じていることが予想される。掘削面以深の変位分布は、地盤の材料物性値と水圧分布形状によって大きく異なっていることがわかる。ケース1、2の変位分布を比較すると、ケース1では深さ方向に直線的に減少しているが、ケース2では海底面下約75mまでほぼ一様な分布となっている。この傾向は実測値とはかなり異なっている。一方ケース3、4を比較すると、全体としてケース4の方がケース3より大きいもの特に深部ではケース1、2ほどの差は生





図—12 地中連続壁の鉛直方向応力の深さ方向分布

じていない。実測値と解析値を比較すると、第5段目掘削終了時では掘削面以浅で両者は大きく異なっている。掘削面上部における実測値の変形分布には基礎本体側壁コンクリートの打設による影響が現れているものと考えられるが、解析結果にはその影響が顕著には示されていない。文献12)によれば、側壁コンクリートの打設によって地中連続壁に発生する残留応力は約80 kgf/cm<sup>2</sup>であると報告されている。これより実測結果の掘削面以浅における凹凸現象は、解析に考慮されていないコンクリートの凝固熱等が複雑に関与しているものと考えられる。しかしながら、解析結果は掘削面上部において実測値の平均的な値を示している。また、掘削面以深の変形分布の傾向を考慮すると、地盤の材料物性値としてPS検層法による値を用い三角形分布の水圧分布を仮定するケース3の解析結果が、実測値とよく対応しているものと考えられる。

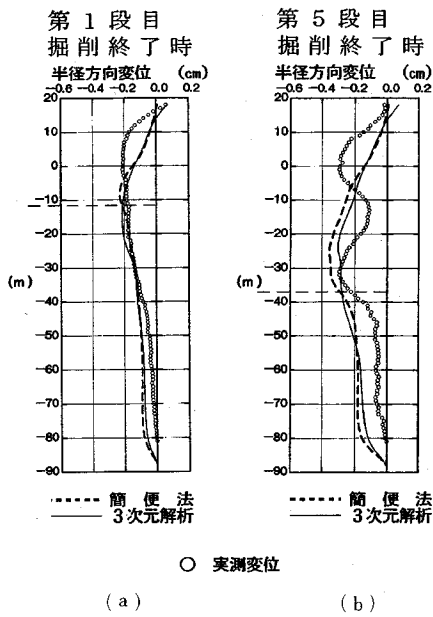
図—11は地中連続壁内外縁の周方向応力の深さ方向分布を示したものである。図中、解析値は地中連続壁内縁の値を太線で、外縁の値を細線で示し、さらに実線は水圧が台形分布の場合、破線は水圧が三角形分布の場合を示している。実測値は地中連続壁内縁の値を●で示し、外縁の値を○で示している。また、図—10と同様に、図—11(a)、(c)はケース1、2、図—11(b)、(d)はケース3、4を示している。実測値の周方向応力の深さ方向分布を見ると、最大値は掘削面付近に生じ、第5段目掘削終了時の方が大きくなっている。掘削面以深では深さとともにほぼ直線的に減少し、かつ軸応力成分が

卓越している。掘削面以浅では軸応力成分が卓越しているものの、第5段目掘削終了の時点で大きな曲げ応力が発生していることがわかる。このような現象も主として基礎本体側壁打設による影響と考えられる。

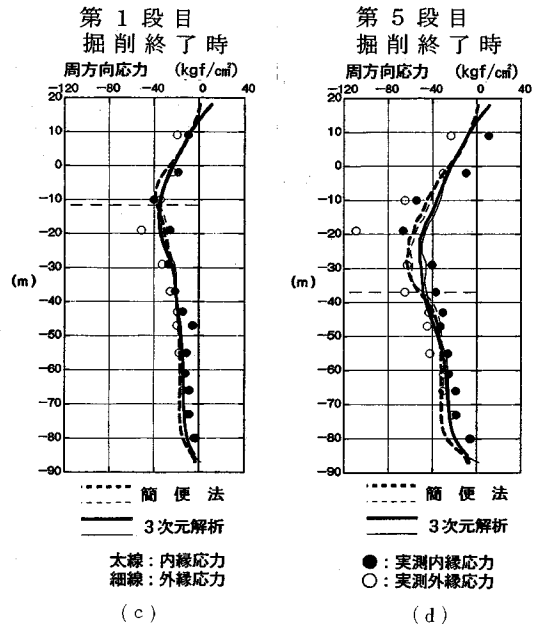
これに対して、解析結果はいずれのケースも全体的な傾向がほぼ同じであり、全断面で軸応力成分が卓越している。このため、地中連続壁内外縁の応力を示す細線と太線がほぼ同じ値となっており、曲げ応力成分はごく僅か見られる程度であることが分かる。深さ方向分布をみると、いずれのケースも天端付近には変位分布から予想されるように若干の引張応力(天端で約15 kgf/cm<sup>2</sup>)が発生しているが、深さ方向に圧縮応力が増加し掘削面付近で最大値を示している。地盤の材料物性値と水圧分布の影響を見てみると、ケース3、4の場合がケース1、2の場合より全体として小さな値になっている。また、ケース1、2では掘削面以深で水圧分布の影響を大きく受け、特にケース2の場合には掘削面から海底面下約75m付近まで大きな軸応力成分が発生している。

実測値と解析値を比較すると、実測値は基礎本体側壁打設部近傍で比較的大きい値を示しているが、全体としては地盤の材料物性値として静的載荷試験値を用い水圧を三角形分布とした場合(ケース1)と、PS検層法による値を用い水圧を台形分布とした場合(ケース4)が実測値に近い値となっており、変位分布とは異なる状況を示している。

同様に地中連続壁内外縁の鉛直方向応力の深さ方向分布を図—12に示した。図中の線種、記号は図—11の定



図一13 地中連続壁の半径方向変位の深さ方向分布



図一14 地中連続壁の周方向応力の深さ方向分布

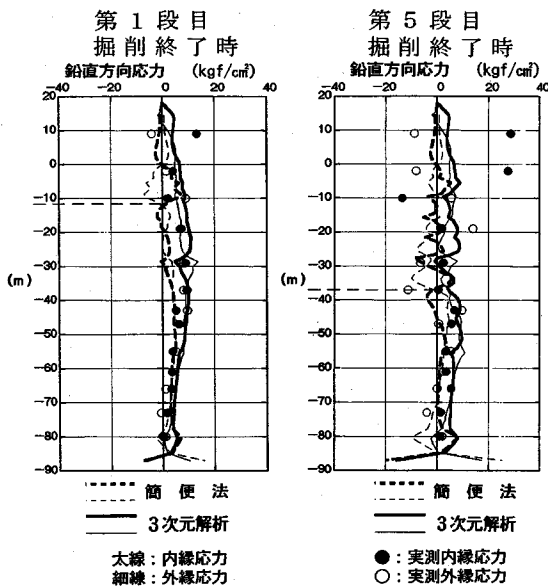
義と同様である。実測値について考察すると、第1段目掘削終了時では地中連続壁上部で小さな曲げが生じているが、全体としては引張軸応力成分が卓越している。特に掘削面以深では海底面下約30~40mで最大約10 kgf/cm<sup>2</sup>の引張応力となり、深さ方向に次第に減少するゆるやかな分布を示している。一方、第5段目掘削終了時では、掘削面以浅で大きな曲げ応力成分がみられ、基礎本体側壁部分と基礎本体側壁の上下端面付近では曲げの方向が逆転している。応力は掘削面以深では小さいが軸応力成分とともに曲げ応力成分も示されている。基礎本体側壁部でのこのような応力の変動は、コンクリートの凝固に伴う発熱などが関係しているものと考えられる。一方、解析結果はいずれのケースも地盤の変化する部分や本体側壁部下端と掘削面近傍において多少の曲げ応力成分を示しているが、全体としては軸応力成分が卓越した状態となっている。また、地中連続壁の下端部は、固定支持境界としているため、いずれのケースも大きな曲げ応力が発生している。各ケースとも実線と破線の差が現われていないことより、鉛直方向応力は水圧分布による影響が小さいものと判断される。しかしながら、地盤の材料物性値による差は示されており、地盤の材料物性値として静的載荷試験値を用いた場合(ケース1, 2)はPS検層法による値を用いた場合(ケース3, 4)の結果より大きな値となっている。

以上、各解析値と実測値を総合的に比較すると、地盤の材料物性値としてPS検層法値を用いた解析結果は、静的載荷試験値を用いた解析結果よりも全体的に実測値

をより評価しているものと考えられる。PS検層法値は一般的に弾性係数を大きく評価する。地中連続壁構造の変形が小さいことより、基礎施工時の地盤の弾性係数が、その弾性係数の歪依存性によって静的載荷試験値より大きいものと推察されることから、上記結果が妥当であるものと判断される。また、PS検層法値を用いた場合には、水圧の分布を台形分布と仮定する方が実測値を良く評価できる。

## (2) 土圧として静止土圧を仮定する場合

地中連続壁の設計は、先に述べているように掘削中においては各掘削状態における土圧、水圧等を考慮した外力を仮定し、地中連続壁が弾性支承により支持されているものと仮定して行っている。通常、土圧、水圧は地質調査等によるデータを基に推定する。特に土圧は構造物の変形状態によって異なるため合理的な推定が簡単ではないものと考えられる。この種の構造物の設計では、一般的に静止土圧を仮定し土圧係数として0.5を採用することが多いようである。ここでは外力として静止土圧(土圧係数0.5)を仮定し、地中連続壁、基礎本体側壁及び掘削面以深の地中連続壁内部のみの地盤をアイソパラメトリック四辺形要素にモデル化して解析する方法(以後、本論文ではこれを簡便法と呼ぶこととする)の妥当性を地盤等の自重を考慮した三次元応力解析結果との比較により検証することとする。また、前節の結果をもとに水圧は台形分布とし、地盤の材料物性値はPS検層法による値を用いることとした。解析は各掘削段階ごとに行っ



図一五 地中連続壁の鉛直方向応力の深さ方向分布

ているが、ここでも第1段目、第5段目掘削後の状態について実測値との比較を行うとともに、さきに得られた三次元解析結果との比較検討を行うこととする。各物理量に関する比較検討結果を図一13~15に示している。

半径方向変位の深さ方向分布を図一13に示している。ここでは、三次元解析結果を実線、簡便法による解析結果を破線で示し、実測値を○印で示した。図より簡便法による変位は深さとともに内部へ張り出し、掘削面より僅かに上部で最大値を示しその後減少しており、三次元解析結果と同様な傾向を示していることがわかる。ただし簡便法の場合には地中連続壁天端では外側への反りは小さく、全体として変位の絶対値が大きく示されている。

図一14には周方向応力の深さ方向分布を示している。ここでも三次元解析結果を実線、簡便法による解析結果を破線(太線は連続壁内縁、細線は連続壁外縁)で示した。また実測値は内縁の値を●、外縁の値を○で示している。図より簡便法では天端で引張応力が発生していないことがわかる。これは先に示したように外向きに変位が発生していないことに対応している。また、全体的に三次元解析より大きな絶対値を示しているようである。

鉛直方向応力の深さ方向分布を図一15に示す。各種、記号の定義は図一14と同様である。鉛直方向応力は、三次元解析結果と同様簡便法による結果が掘削面以上で実測値と大きく異なっている。しかしながら、掘削面以深の分布は絶対値が小さいこともあって比較的良好一致している。三次元解析結果と比較すると、簡便法による解析結果は掘削面以浅では曲げ成分のみで、軸力成分がほとんど示されていない。掘削面以深でも軸力成分は

三次元解析結果より小さい。これは、簡便法では、外力として土圧や水圧による水平方向力のみを考慮し、荷重としての内部地盤掘削除去による揚圧力の影響を考慮していないためと考えられる。掘削土量の影響はそれほど大きくはないものの、掘削深度が大きいような場合には無視できないこともあるものと考えられる。

## 6. まとめ

白鳥大橋主塔塔基礎の施工を対象として、大深度地中連続壁の施工中の力学的挙動を検討するため、構造物、地盤等を軸対称三次元リング要素を用いてモデル化し、三次元解析を行った。本解析では、地盤の不均一性や構造物の非円形性等を考慮せずにモデル化を行っているため、これらに伴う誤差が内蔵するものと考えられる。しかしながら、この種の構造物の平均的な挙動を定量的に評価するためには本解析法が十分適用可能であることが明らかになった。また、土圧を静止土圧と仮定した解析においても、鉛直方向応力の評価に多少厳密さを欠くものの十分実用的であることも明らかとなった。本研究で得られた結果を挙げると以下のようなものである。

(A) 自重を考慮した三次元解析結果と実測値の比較から：

- 1) 地盤定数としてPS検層法による値を用いた水圧分布を台形分布とした解析結果は、半径方向変位及び周方向応力に関しては、本体側壁打設部分の値に多少差が見られるものの全体としてはほぼ掘削時の挙動を評価している。
- 2) 鉛直方向応力に関しても、地盤の材料物性値としてPS検層法による値を用いた解析値は掘削面以深の応力分布を比較的良く説明している。しかしながら、掘削面より上部では実測値の変動が激しく解析結果との比較は困難である。
- 3) 地中連続壁内部掘削及び基礎本体側壁打設時の挙動解析結果は、地盤の材料物性値としてPS検層法による値を用いる場合が静的載荷試験値を用いる場合よりも実測結果に近い値を与える。これは、地中連続壁の変形が小さいことより、弾性係数の歪依存性によって基礎施工時の地盤の弾性係数が静的載荷試験値よりも大きいPS検層法値に近いと考えられることから、妥当なもの判断される。

(B) 自重を考慮した三次元解析値と静止土圧を仮定する簡便法による解析結果との比較から：

- 4) 半径方向変位や周方向応力は、静止土圧を仮定した場合の方が自重を考慮した三次元解析より大きな値を示すものの両解析結果とも実測値とほぼ同様の傾向を示している。
- 5) 鉛直方向応力は静止土圧を仮定する場合の方が全体

として小さな値を示すが、両解析結果に大きな差はなく掘削面以深では実測値とほぼ一致している。

以上、白鳥大橋主塔基礎の施工時における地中連続壁構造の挙動に関しては、基礎本体側壁部の局部的な変動を除き、自重を考慮する三次元解析も静止土圧を仮定する簡便法も実測結果をほぼ評価できることが明らかになった。しかしながら、自重を考慮する解析では上載土量の除去による効果も評価できることより、本方法は大深度地中連続壁構造体の設計手法として有効であるものと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 中澤 亨, 後藤貞雄: 地中連続壁を本体利用した液化石油ガス用地下式貯槽の設計と実測との比較, 構造工学論文集, Vol. 35A, pp. 1341-1349, 1989.
- 2) 藤田信一, 長谷川明機, 壇 峻, 黒田正信: 海洋人工島に構築される換気塔の設計(東京湾横断道路川崎人工島), 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 1319-1328, 1990.
- 3) 加島 聡, 佐野幸洋, 古屋信明, 山岡禮三: 明石海峡大橋 1 A アンカレイジにおける大壁厚土留め連壁の設計と施工, 土木学会論文集, No. 444/VI-16, pp. 87-96, 1992.
- 4) 高木章次, 茶林一彦: 地下連続壁の設計, 土木技術, 42 巻 10 号, pp. 44-51, 1987.
- 5) 土屋幸三郎, 小山浩史: 大深度土留め掘削の設計に関する諸基準, 基礎工, pp. 10-16, 1990.
- 6) 岡原美知夫, 菊地禎二: 大深度地下連続壁工法の現状と今後の展望, 構造工学論文集, Vol. 37 A, pp. 1429-1441, 1991.
- 7) 古屋信明, 辰巳正明, 斉藤哲男, 山岡禮三, 崎本純治, 伊藤政人: 明石海峡大橋 1 A アンカレイジ基礎における大深度掘削の計測結果とその評価, 土木学会論文集, No. 474/VI-20, pp. 47-56, 1993.
- 8) 竹田俊明, 坂場武彦, 安部善憲: 白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の動態計測と設計値との対比, 構造工学論文集, Vol. 38 A, pp. 1343-1352, 1992.
- 9) 岸 徳光, 松岡健一, 能町純雄, 和田忠幸: 大深度連続地中壁構造体の周波数応答解析, 構造工学論文集, Vol. 36 A, pp. 1329-1336, 1990.
- 10) 北海道開発局室蘭開発建設部: 平成 3 年度白鳥大橋施工法検討委員会資料, p. 16, 1991.
- 11) 澤田知之, 二宮正明, 松岡健一, 能町純雄: フーリエ定和分変換を用いた鋼管矢板円筒形構造物の解析, 構造工学論文集, Vol. 34 A, pp. 9-18, 1988.
- 12) 熊谷勝弘, 高橋守人, 阿部善憲: 吊橋主塔基礎に用いた大深度地中連続壁の構造解析と計測結果, 土木学会論文集, No. 504/VI-25, pp. 43-50, 1994.

(1995. 6. 22 受付)

## STATIC ANALYSIS OF A CONTINUOUS UNDERGROUND DEEP WALL UNDER CONSTRUCTION OF THE MAIN TOWER FOUNDATION OF HAKUCHO OHASHI

Kenji KOHARI, Norimitsu KISHI, Kenichi MATSUOKA  
and Satoshi NISHIMOTO

To construct the main tower foundation of suspension bridge (the Hakucho Ohashi), an artificial island and a continuous underground deep wall methods were applied. In this paper, the mechanical behavior of the continuous underground deep wall under excavating inside of the wall and constructing the foundation were numerically analyzed. Here, by means of the finite prism method with axial, symmetric, isoparametric and quadratic ring element, three-dimensional elastic analysis considering the interaction between the structure and soil was executed in each construction stage. Comparing the numerical results with the measured ones at the real construction, it was made clear that this kind of structures can be rationally analyzed by means of the present analytical method.