

地中連続壁を用いた井筒型基礎の構造特性

The Structural Properties of Well Foundation with a Diaphragm Wall

中村兵次*、向山辰夫**、松田一史***、合馬幹人***、佐藤峰生****

By Heiji Nakamura, Tatuo Mukoyama, Kazufumi Matsuda, Mikihiro Goma, Mineo Sato

- * パシフィックコンサルタンツ (株) 取締役技師長 (〒206 東京都多摩市関戸 1-7-5)
 ** パシフィックコンサルタンツ (株) 東京本社構造部担当次長 (〒163-07 東京都新宿区西新宿 2-7-1)
 *** パシフィックコンサルタンツ (株) 東京本社構造部 (同上)
 **** 株式会社 大林組 東京本社土木技術本部設計第1部課長 (〒113 東京都文京区本郷 2-2-9)

Working with diaphragm well foundations involves such problems as difficulty in working the construction joints, the reliability of the structure, and cost increases due to the presence of joints. Aiming to solve these problems, the authors conducted research on diaphragm well foundations without construction joints. The paper is a report on diaphragm the trial design tests for both types of foundation, for a variety of situations resulting from combinations of different loading and geological conditions. A design method still needs to be devised, but this study has shown that diaphragm well foundations without construction joints are highly feasible.

Key Words: well type foundation, diaphragm wall, diaphragm wall foundation without construction joint

1. まえがき

昭和30年代中頃導入され、仮設土留め壁として利用されてきた地下連続壁は、施工機械の開発と施工管理精度の向上と相まって、本体構造物の一部として用いられるようになってきた。

昭和50年代に入ると、地下連続壁を構造継手で一体化した地中連続壁基礎が開発され、橋梁基礎本体として用いられるようになった。

当型式は鋼管矢板井筒基礎とともに、施工環境の厳しいニューマチックケーソンに替わる新しい基礎型式として、その後大きく発展し、平成3年7月の設計施工指針¹⁾発刊に至っている。

一方、地中連続壁基礎の継手部は、高い施工精度が要求されると同時に構造上の弱点となる危険性も有している。さらに、複雑な継手部がコストアップにつながっており、特殊条件下以外での当型式の普及が今一つ伸びない原因となっている。

筆者らは、上記地中連続壁基礎の問題点を解決すべく、継手のない地中連続壁の研究を行ってきた。^{2)~9)}本論文は、継手のない地中連続壁の研究結果を報告するとともに、荷重及び根入れ地盤の違いによる、種々の設計条件下において、地中連続壁基礎及び継手のない地中連続壁基礎の試設計を行い、各基礎型式の構造特性の違いを整理し、継手のない地中連続壁基礎の実用化に向けての問題点の整理を行った結果を報告するものである。

2 継手無し連壁について

2.1 概要

継手のない地中連続壁基礎（以下継手無し連壁）の平面形状の基本は、壁4枚を2方向に向き合うように配置している。これは、橋軸及び橋軸直角の両方向にある程度の断面剛性を持たせようというものであり、この配置により、従来の地中連続壁基礎（以下剛体基礎）に近い断面剛性を有することができる。

前壁及び後壁は荷重作用方向に対してあまり大きな剛性を持っていないため杭に近い変形状を示し、側壁は大きな剛性を有するため剛体基礎に近い変形状となる。

2.2 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。従来の剛体基礎の計算法は鉛直継手により連結された各壁体が一体となって挙動するという仮定に基づき、基礎全体を一本の梁部材としてモデル化し、地盤バネを各節点に集約させる形で解析を行っている。しかし、継手無し連壁においては、各壁が荷重作用方向に別々の剛性を有し、それぞれが相互

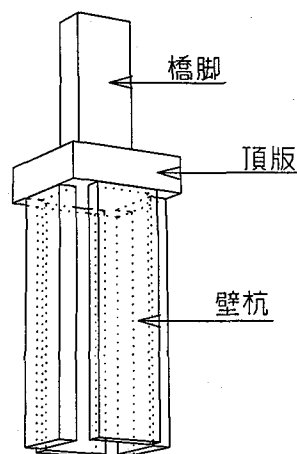


図-1 継手無し連壁

に影響しながら独立の動きをする。よって、モデルは各壁体を個別の部材として独立させ、頂版で結合した平面骨組モデルとしている。その際、壁に囲まれた内部土砂も棒部材としてモデル化し、各壁体と地盤バネで接続されており、内部土砂を介して各壁体が相互に力を伝達するモデルとなっている。なお、内部土砂をモデル化した棒部材は各壁体とのみ接続されており、周囲の地盤とも接続されていない。

2. 3 模型実験との整合

上記解析モデルの妥当性を確認するために、過去の研究においては、図-3に示すような室内模型実験を行い、模型実験結果のシミュレーションを行っている。⁹⁾その結果、図-4、5に示すように、壁体の断面力の値や変形状をある程度の精度で再現

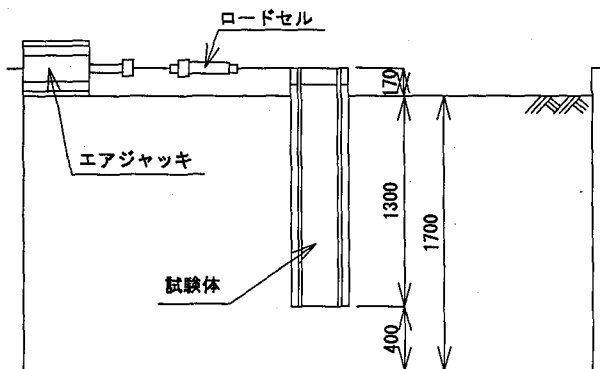


図-3 試験装置

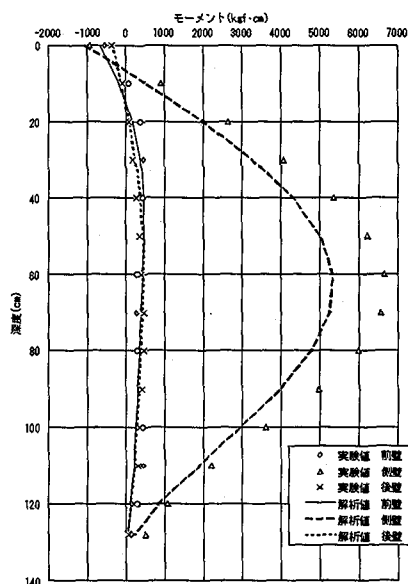


図-4 モーメント比較図

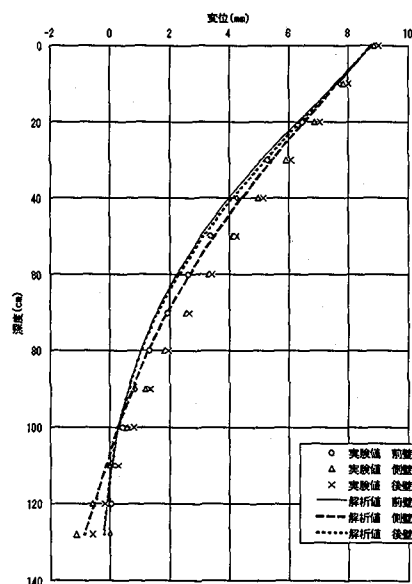


図-5 変位比較図

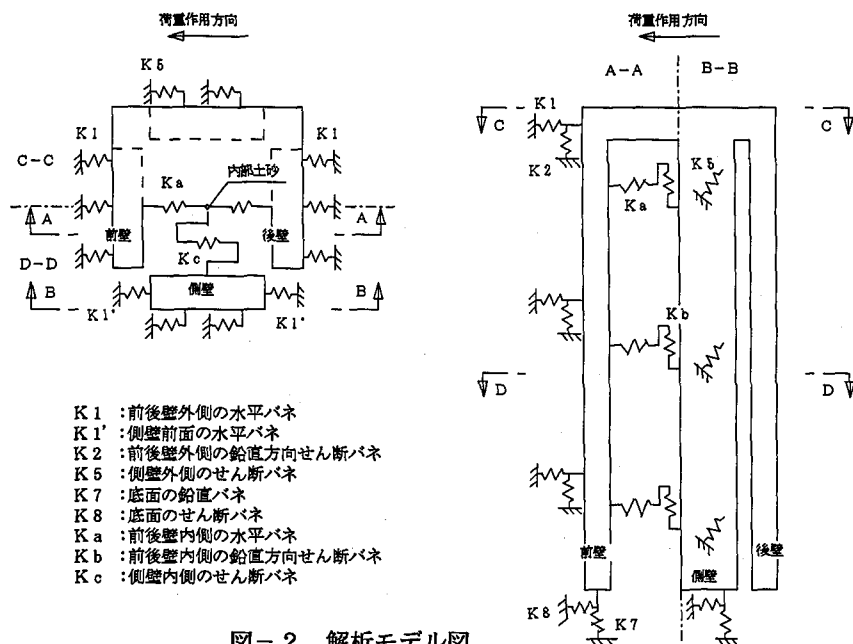


図-2 解析モデル図

することができた。その際、内部バネの考慮や前壁前面の鉛直方向せん断バネの考慮等を行うことにより、より模型実験の結果に整合することが分かっており、解析モデルの妥当性が確認されている。

2. 4 地盤バネの設定

(1) 外側との地盤バネ

壁体外側の地盤バネとしては、それぞれ前面の水平バネ(K1,K1')及び鉛直方向せん断バネ(K2)、側面のせん断バネ(K5)を各壁毎に考慮できるようになっている。基礎全体の前面のバネは過去の研究⁹⁾におけるFEM解析の結果、剛体基礎とほぼ等しい値となったことより、載荷幅を基礎の全幅としたK値(k_{1aV})をまず算出し、それを前壁前面幅と側壁壁厚に応じて振り分けることとした。その際の前壁前面の水平バネ(K1)は、FEM解析の結果 k_{1aV} の0.8倍とした。前面の鉛直方向せん断バネに

ついては、剛体基礎では基礎の水平抵抗機構に与える影響は小さいとして無視している。継手無し連壁の場合には、各壁体がバラバラに挙動することもあり、各壁体の相対変位による内部土とのバネを考えると無視できないものと考え、本検討においては考慮することとした。また、側壁の側面のせん断バネ(K5)は k_{1aV} に α_F を乗じて算出することとした。その際、この α_F は剛体基礎で用いられている係数と同様の換算係数であり、Bの値は基礎全体の前面幅である。

(2) 内部土砂との地盤バネ

剛体基礎においては、各壁に囲まれた内部土砂はほとんど変形することなく、壁と一体となって挙動するが、継手無し連壁の場合には、各壁が独立の動きをするため、各壁同士が内部土砂を介して互いに影響し合うこととなる。よって、解析モデルとしては内部土砂をモデル化した棒部材と各壁の間に内部土砂と各壁との相対変位に対して力が作用するバネを設定している。模型実験の結果からも確認されているが、各壁体の変形状は内部バネによる影響が見られ、側壁とのせん断バネ(K_c)により前方に押された内部土砂が前壁を背面より水平バネ(K_a)により押す形となり、単独の壁杭の変形とは明らかに違っている。⁷⁾

内部バネ(K_a, K_b, K_c)の値は、過去の研究⁹⁾における3次元FEM解析の結果より内部土砂を弾性体として見なして計算した次式、 $k = 2E \times A / L$ (E : 地盤の弾性係数、 A : 内部土砂の断面積、 L : バネを考える方向の内部土の幅) で求められることが確認されており、上式を用いて算出している。

(3) 壁先端の地盤バネ

基礎底面には鉛直方向と水平せん断の2方向にバネを設定しており、鉛直方向バネの値は基礎の換算載荷幅を各壁を単体の壁杭として考えたときの底面積より算出している。また、水平方向せん断バネの値は、鉛直方向バネに係数を乗じることにより算出している。

(4) バネの算出式

以上のバネ値の算出方法を纏めると以下の通りとなる。

$$k_1 = 0.8k_{1av}$$

$$k_1' = \frac{k_{1av} \cdot (b + 2t) - k_1 \cdot b}{2t}$$

$$k_{1av} = k_{H0} (B/30)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

$$k_2 = 0.3k_1$$

$$k_5 = \alpha_F \cdot k_{1av}$$

$$\alpha_F = 0.6 \cdot (d/B)^{-3/4} (\leq 0.6)$$

$$k_7 = k_{V0} (B_V/30)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

$$k_8 = \alpha_s \cdot k_7 (\alpha_s = 0.3)$$

$$k_a = 2E_0 / D'$$

$$k_b = 0.3k_a$$

$$k_c = 2G / B'$$

ここで

$$k_1: \text{前後壁外側の水平方向地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_1': \text{側壁前面の水平方向地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_{1av}: \text{基礎全体に対する前面の}$$

$$\text{水平方向地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_2: \text{前後壁外側の鉛直方向せん断地盤反力係数}$$

$$\text{(kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_5: \text{側壁外側のせん断地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_7: \text{壁先端の鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_8: \text{壁先端のせん断地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_a: \text{前後壁内側の水平方向地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_b: \text{前後壁内側の鉛直方向せん断地盤反力係数}$$

$$\text{(kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_c: \text{側壁内側のせん断地盤反力係数 (kgf/cm}^3\text{)}$$

下記に形状寸法図を示す。

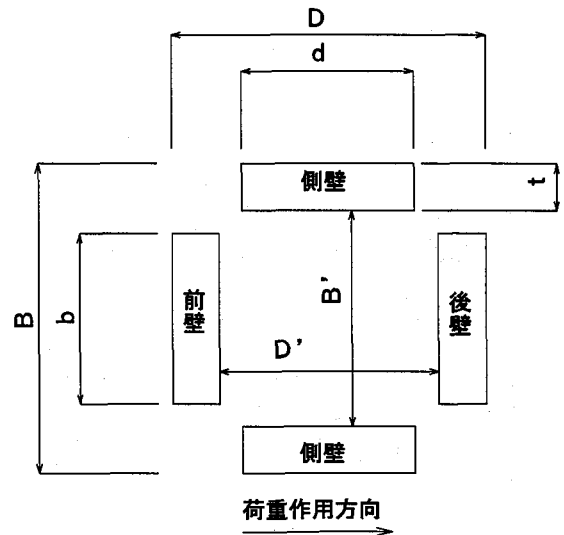


図-6 形状寸法図

(5) 極限値の設定

ここで考えている地盤バネは全て反力が一定値を超えるとそれ以上の反力は生じない弾塑性バネとしている。その値は基本的に「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説(道路協会)」(以下連壁指針)と同様の値としており、上記指針では考慮していないせん断バネ等の極限値については、「連壁井筒基礎の設計施工指針(案)(財)鉄道総合研究所」の値を使用している。

3 試設計の検討条件

3-1 検討ケース

本検討においては以下の3つのパラメータにより、剛体基礎及び継手無し連壁に対して試設計を行い、比較を行った。

1) 荷重規模

CASE-A…荷重規模大(ｽﾊﾟﾝ80m 程度のPC桁相当)

鉛直力 $V = 4000 \text{ tf}$

水平力 $H = 1200 \text{ tf}$

曲げモーメント $M = 12000 \text{ tfm}$

CASE-B…荷重規模小(ｽﾊﾟﾝ50m 程度の鋼桁相当)

鉛直力 $V = 2000 \text{ tf}$
 水平力 $H = 600 \text{ tf}$
 曲げモーメント $M = 6000 \text{ tfm}$

2) 地盤条件

CASE-X…軟弱な粘性土層を多く含む地盤

CASE-Y…比較的N値の高い砂質土主体の地盤

具体的な定数等は図-7、8に示す。

3) 基礎の根入れ長さ

CASE-a…比較的支持層が浅い位置にあるケース

壁長 $L = 20 \text{ m}$

CASE-b…比較的支持層が深い位置にあるケース

壁長 $L = 60 \text{ m}$

3-2 許容値の設定

(1) 許容変位量

剛体基礎と継手無し連壁共に連壁指針に準拠し、継手無し連壁の許容変位量も基礎全体の前面幅の1% ($\leq 5 \text{ cm}$) に設定した。

(2) 許容鉛直支持力

剛体基礎と継手無し連壁共に連壁指針に準拠し、基礎先端鉛直支持力と壁外周面の摩擦力及び内周面の一部の摩擦力を考慮することとした。継手無し連壁の外周面の摩擦力は、壁体の短辺方向幅も摩擦力に考慮した。また、継手無し連壁の支持力の照査位置は鉛直方向せん断バネを考慮していることもあり、壁頭において行った。

4 検討結果

4-1 安定計算結果

各ケースの安定計算結果を表-2～4に示す。

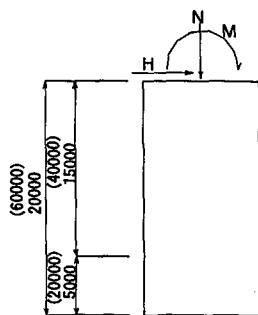
4-2 基礎規模の決定要因

剛体基礎については、各ケース共に基礎の鉛直地盤反力度が許容値に近い値を示しており、基礎規模の決定要因は今回採用した条件の元では変位ではなく鉛直地盤反力度であると言える。CASE-B-b-Xについてのみ壁頭の変位も 3.88 cm と大きい値となっている。

継手無し連壁については、地盤によって違う傾向を示しており、地盤の悪いケースにおいては壁頭の変位が許容値一杯となっており、比較的壁の鉛直方向支持力には余裕がある。逆に、地盤の良いケースにおいては、変位に余裕があり、支持力が許容値に近い値を示している。

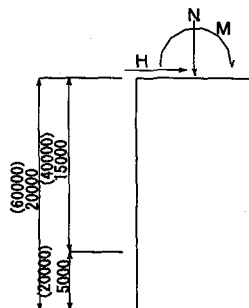
4-3 変形特性

各ケースの深さ方向変位図を図-9～図-16に示す。まず、剛体基礎のみに着目してみると以下のことが言える。



土質	N値	単位体積重量 $\gamma \text{ (tf/m}^3\text{)}$	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	粘着力 $C \text{ (tf/m}^2\text{)}$	変形係数 $E_0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
粘性土	1	1.5	0	1.5	28
砂質土	5	1.8	24	0	140
砂質土	50	2.0	42	0	1400

図-7 土質条件 (CASE-X)



土質	N値	単位体積重量 $\gamma \text{ (tf/m}^3\text{)}$	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	粘着力 $C \text{ (tf/m}^2\text{)}$	変形係数 $E_0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
砂質土	5	1.8	24	0	140
砂質土	10	1.8	27	0	280
砂質土	50	2.0	42	0	1400

図-8 土質条件 (CASE-Y)

表-1 検討ケース一覧表

検討ケース	荷重条件	基礎長条件	地盤条件
A-a-X	A:大	a:短	X:軟弱
A-a-Y	A:大	a:短	Y:普通
A-b-X	A:大	b:長	X:軟弱
A-b-Y	A:大	b:長	Y:普通
B-a-X	B:小	a:短	X:軟弱
B-a-Y	B:小	a:短	Y:普通
B-b-X	B:小	b:長	X:軟弱
B-b-Y	B:小	b:長	Y:普通

・ケーソン基礎での剛体弾性体の判定の参考値として $\beta l = 1$ が用いられているが、今回の検討ケースでも βl によって、たわみ性状が顕著に表れている。

・ $\beta l < 1$ であるケース a グループ (根入れ小) はほぼ直線のたわみ性状を示している。

・ 逆に $\beta l > 2$ である、CASE-A-b-Y、B-b-X、B-b-Y は明らかな弾性性状を示している。

・ $\beta l = 1.6$ である、CASE-A-b-X が上記2つの変形状の中間的性状を示している。

一方、上記剛体基礎との比較で継手無し連壁の変形状を整理すると、以下の特徴がある。

・ 継手無し連壁の側壁の βl が剛体基礎の βl になり近い値となっている。継手無し連壁の前後壁の β

表-2 剛体連壁基礎安定計算結果一覧表

検討ケース	A-a-X	A-a-Y	A-b-X	A-b-Y	B-a-X	B-a-Y	B-b-X	B-b-Y
荷重条件	荷重規模大	荷重規模大	荷重規模大	荷重規模大	荷重規模小	荷重規模小	荷重規模小	荷重規模小
形状寸法	壁長 m	20.0	60.0	60.0	20.0	20.0	60.0	60.0
	頂版厚 m	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
	B m	15.0	13.0	13.0	10.0	8.0	6.0	6.0
	D m	15.0	13.0	13.0	10.0	8.0	6.0	6.0
	t m	1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
土質条件	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土
安定計算結果	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値
壁頭変位	cm	2.75 5.00	2.70 5.00	2.59 5.00	3.17 5.00	2.97 5.00	3.88 5.00	1.87 5.00
鉛直地盤反力度	tf/m2	161 162	181 191	190 195	159 163	162 187	181 187	182 250
底面せん断反力	tf	-93 3,349	475 3,237	544 5,053	224 1,541	488 1,346	124 1,303	1 1,409
引抜き力度	tf/m2	17 -2	29 -14	152 -12	10 -46	31 -14	179 -10	178 -40

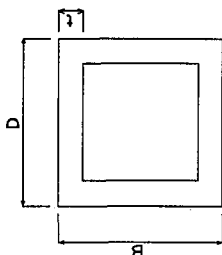


表-3 継ぎ手無し連壁安定計算結果一覧表

検討ケース	A-a-X	A-a-Y	A-b-X	A-b-Y	B-a-X	B-a-Y	B-b-X	B-b-Y
荷重条件	荷重規模大	荷重規模大	荷重規模大	荷重規模大	荷重規模小	荷重規模小	荷重規模小	荷重規模小
形状寸法	壁長 m	20.0	60.0	60.0	20.0	20.0	60.0	60.0
	頂版厚 m	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
	B m	15.0	13.0	13.0	10.0	8.0	8.0	7.0
	D m	15.0	13.0	13.0	10.0	8.0	8.0	7.0
	t m	1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
土質条件	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土
安定計算結果	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値	計算値 許容値
壁頭変位	cm	3.67 5.00	2.170 5.00	1.700 5.00	3.90 5.00	2.90 5.00	3.60 5.00	1.250 5.00
軸力 (壁頭反力)	tf	2,240 1,030	3,294 2,712	1,180 3,205	497 1,700	515 1,433	590 1,710	605 1,829
せん断力	tf	-342 213	-316 425	-108 223	-267 132	-327 266	-257 124	-489 173
	tf	355 11	264 13	355 21	133 4	94 19	154 10	156 16
モーメント	tfm	965 2,055	1,000 1,820	997 5,850	334 1,080	493 1,555	376 2,580	341 2,020
	tfm	192 79	79 161	161 199	99 99	189 189	144 144	169 169

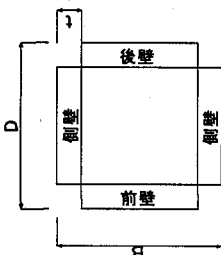


表-4 β 1 計算結果一覧表

検討ケース	A-a-X	A-a-Y	A-b-X	A-b-Y	B-a-X	B-a-Y	B-b-X	B-b-Y
剛体基礎	0.4	0.6	1.6	2.0	0.6	0.8	2.0	2.8
継手無し前壁	1.5	2.6	5.3	8.4	1.9	2.9	5.8	8.9
継手無し側壁	0.3	0.5	1.1	1.8	0.5	0.8	1.5	2.7

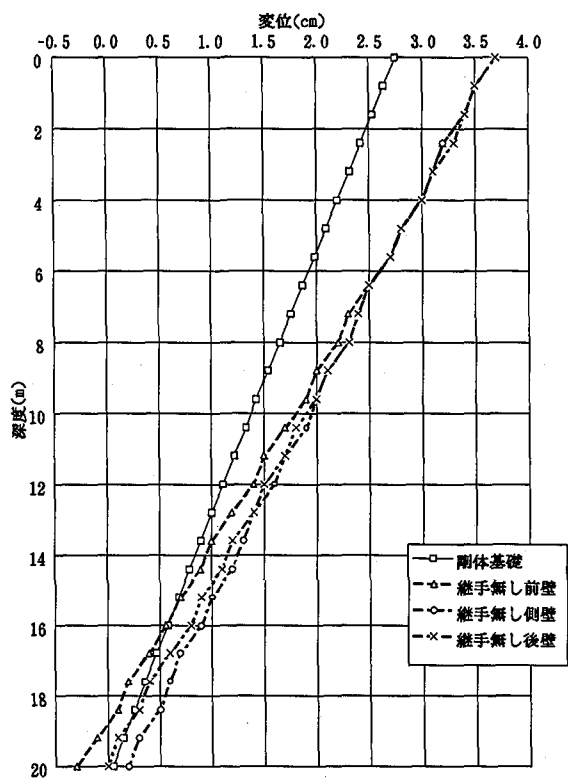


图-9 地中変位(CASE-A-a-X)

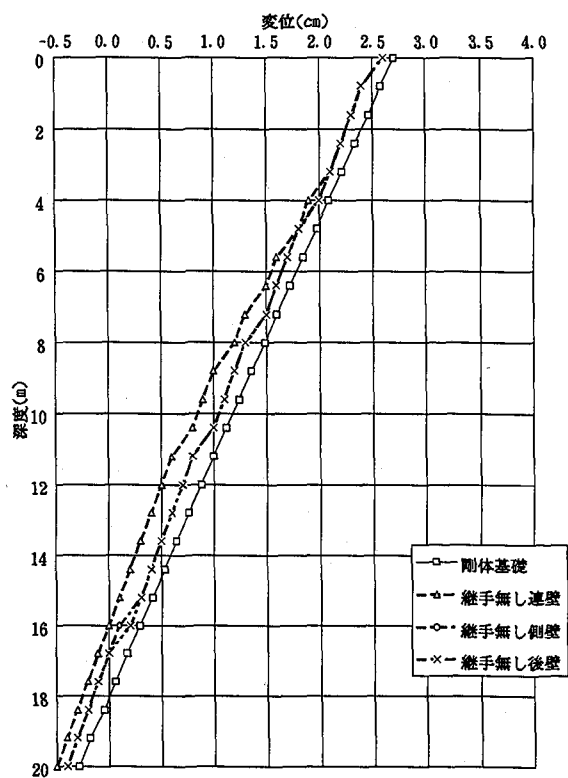


图-10 地中変位(CASE-A-a-Y)

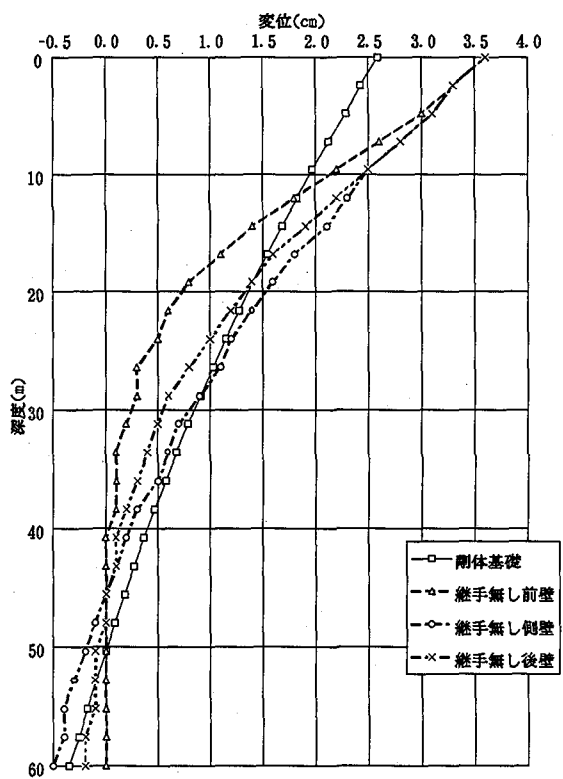


图-11 地中変位(CASE-A-b-X)

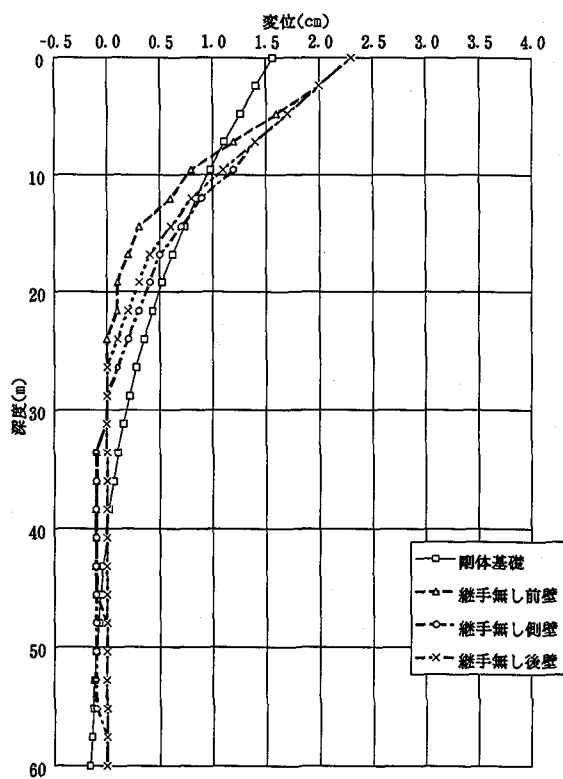


图-12 地中変位(CASE-A-b-Y)

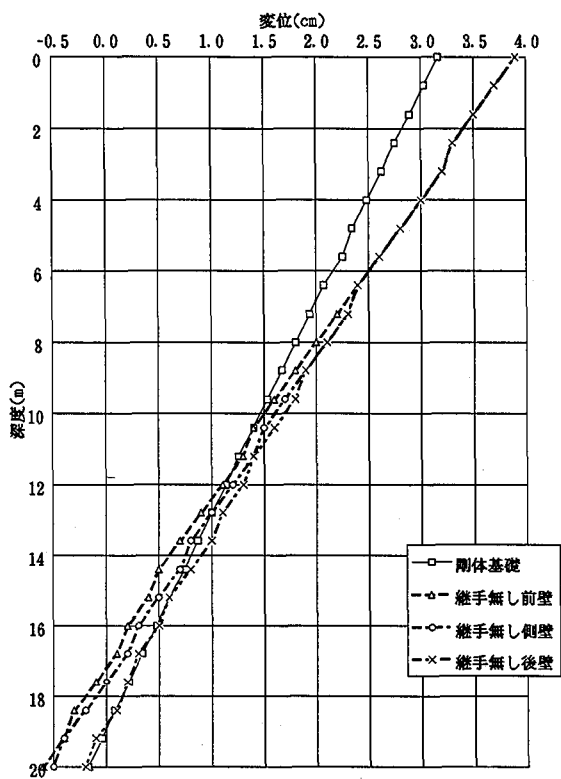


图-13 地中変位(CASE-B-a-X)

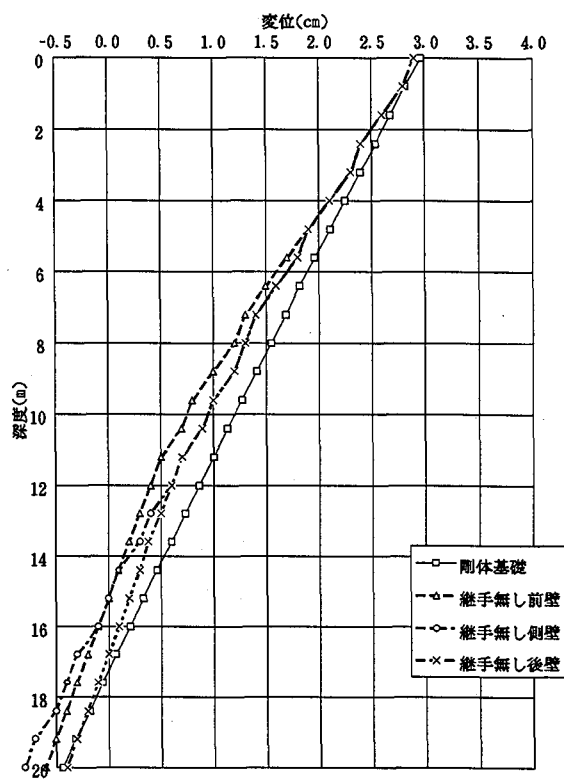


图-14 地中変位(CASE-B-a-Y)

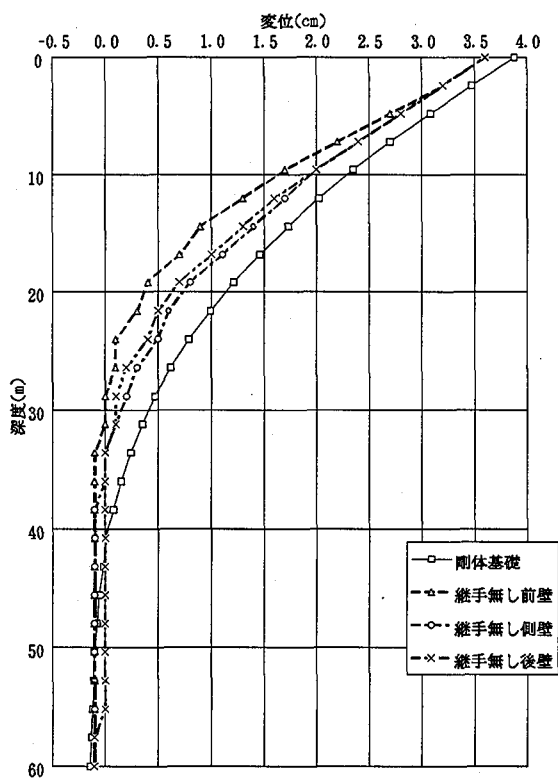


图-15 地中変位(CASE-B-b-X)

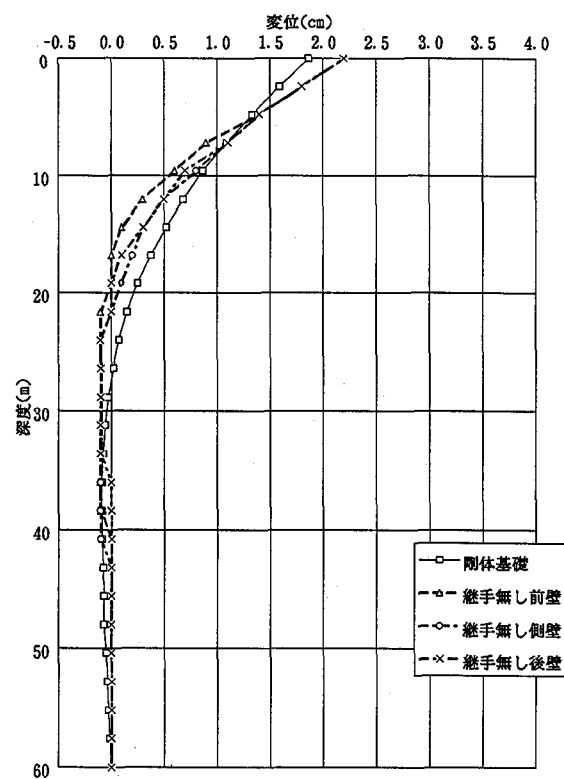


图-16 地中変位(CASE-B-b-Y)

l は側壁の3.5～5倍となっており、相対的にたわみ性が高いことが分かる。

- ・剛体基礎で $\beta l < 1$ であった4ケースのうち側壁の $\beta l < 0.5$ となるA-a-X、A-a-Y、B-a-Xについては、剛体性状を示しているが、側壁の βl が0.8のCASE-B-a-Yでは、弾性性状が表れている。

- ・側壁の $\beta l > 1$ となるケースbグループ（根入れ小）では、弾性性状が顕著になっている。

- ・以上のように、側壁の $\beta l < 0.5$ 、 $\beta l > 1.0$ については、剛体基礎の $\beta l < 1$ 、 $\beta l > 2.0$ と同性状となっている。

4-4 基礎型式による基礎規模の比較

剛体基礎と継手無し連壁の各ケースの試設計の結果を比較してみると、全体の平面寸法が、CASE-B-b-XとCASE-B-b-Yを除いて同じ規模となっている。許容値との余裕量を見ると継手無し連壁の方が大きく、規模を小さくできる可能性もある。これは、下記の理由によるものと考えられる。

- ・決定ケースとして変位が厳しい条件がほとんどなかったため、剛性の低い継手無し連壁に有利となった。

- ・両基礎の剛性の違いにより、基礎先端の鉛直反力と横方向の地盤反力の分担の割合に相違があり、鉛直支持力に関しては基礎先端の回転変位が大きい剛体連壁が不利となる。

- ・許容鉛直支持力の値を比較すると周面摩擦の取れる面積が大きい継手無し連壁の方が大きな値を取ることができる。

- ・継手無し連壁のモデルでは、鉛直方向せん断バネを考慮しており、基礎全体の変形を押さえる方向に働いている。しかし、今回の検討では変位が許容値の80%を超えているケースはないため、このバネを無視しても全体の傾向には影響しないと考えられる。

また、逆にCASE-B-b-Xのように壁頭の変位で基礎規模が決定されるようなケースでは、基礎全体の剛性を上げる必要が生じ、鉛直方向継手を設けた剛体連壁が有利となってくる。

基礎の平面寸法が同じケースについて、コンクリートの体積を比較すると、剛体連壁に比較して継手無し連壁が小さくなり、工費的な面ではかなり有利となると考えられる。

5 まとめ

今回、荷重の規模、基礎の根入れ長、地盤条件をパラメータとして剛体基礎と継手無し連壁の比較検討を行った結果、基礎規模が壁頭の変位で決まるようなケース以外では、継手無し連壁が剛体基礎に比較して基礎の規模を同等かそれ以下にできることが分かった。これらの結果に剛体基礎における構造継手の施工性を考慮すると継手無し連壁の有用性がより大きくなると考えられ

る。

継手無し連壁の設計法については、鉛直方向せん断バネ等について剛体基礎の考え方との整合を取る必要があるとは思われるが、基本的な考え方は剛体基礎と同じであり、基礎規模に大きく影響するような設計法の変更は必要ないと思われる。よって、頂版等の計算方法について検討を加えれば、ほぼ設計法は実用化に向けての準備は整えられる。

今後は、実物の試験施工を経て、実用化に向けてさらに研究を進めていきたいと考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：地中連続壁基礎設計施工指針・同解説，1991.
 - 2) 林一朗，中村兵次：継手の無い地中連続壁基礎の設計法に関する研究，土木学会第42回年次学術講演会，1987.
 - 3) 林一朗，中村兵次：継手の無い地中連続壁基礎の設計法に関する研究（その2：模型実験との整合），土木学会第44回年次学術講演会，1989.
 - 4) 谷脇康生，中村兵次：継手の無い地中連続壁基礎の設計法に関する研究（その3外力の作用方向），土木学会第46回年次学術講演会，1991.
 - 5) 伊藤政人，崎本淳治，芳賀孝成，谷脇康生：継手構造を持たない連壁基礎の実用化に関する研究（その1模型実験），第27回土質工学研究発表会，1992.
 - 6) 新藤益海，中村兵次，合馬幹人，鈴木巧：継手構造を持たない連壁基礎の実用化に関する研究（その2設計手法），第27回土質工学研究発表会，1992.
 - 7) 松田一史，中村兵次，合馬幹人，新藤益海，伊藤政人：継手構造を持たない連壁基礎の実用化に関する研究，土木学会第48回年次学術講演会，1993.
 - 8) 合馬幹人，中村兵次，松田一史，佐藤峰生：継手構造を持たない連壁基礎の実用化に関する研究（その4内部土の影響を考慮した解析），土木学会第49回年次学術講演会，1994.
 - 9) 平井正哉，伊藤政人，崎本淳治，谷脇康生：継手構造を持たない連壁基礎の実用化に関する研究（その5横方向k値の設定），土木学会第49回年次学術講演会，1994.
 - 10) 新しい井筒型基礎の設計と施工，基礎工，1984.
 - 11) 地下連続壁の本体利用，基礎工，1987.
 - 12) 連壁基礎，基礎工，1989.
 - 13) 地下連続壁の本体利用，基礎工，1993.
 - 14) 向山辰夫，千葉晴紀，伊東靖，岩城達思，新藤益海：井筒型基礎の設計について，橋梁と基礎，1993.
- （1995年9月18日受付）