

# 地中連続壁井筒基礎に関する基礎的研究 (第1報)

齋藤 二郎      上野 孝之  
芳賀 孝成

## Model Study on Deep Foundation Made from Trench Wall (Part 1)

Jiro Saito Takayuki Ueno  
Takashige Haga

### Abstract

In the category of deep foundations there are piles and caissons. These foundations may be said to be comparatively reliable having accumulations of many investigation data and construction performances. Recently, large bearing capacities have come to be required of foundations for the reason that structures have become of large scale. Further, construction works have begun to be subjected to restrictions due to environment troubles such as noise and vibration. The Trench Wall Method was originated for the purpose of settling the above troubles. But foundations made by the Trench Wall Method are lacking in research data and construction performances. In this paper, an experiment conducted to determine whether or not a well foundation made by the Trench Wall Method is satisfactory is reported.

### 概 要

深い基礎にはくい基礎、ケーソン基礎等があるが、これらの基礎についてはかなりの研究および施工実績があり、比較的信頼性のある基礎形式といえる。近年構造物が大型化し、そのために基礎構造に大きな支持力が要求されるようになり、また省力化という現在のすう勢から基礎工事の機械化が必要となってきた。さらに工事に伴う騒音、振動の問題のため施工に制限を加えられるようになってきた。これらの問題を解決するための特殊工法の一つに地中連続壁工法がある。この工法はまだ深い基礎としての研究や実施例が少ない。本研究は連続地中壁を用いた井筒基礎の有意性を実験的に確かめようとしたものである。第1報として、砂質地盤中の基礎模型の静的な水平抵抗に関する室内模型実験について報告した。

### 1. まえがき

無騒音無振動の地下工法である地中連続壁の工事量は年々増大しているが、地中連続壁は現在まで主として土留壁、止水壁、あるいは地下外壁のような仮設構造物に用いられており、いわゆる深い基礎としての施工例は少ない。

深い基礎に地中連続壁が採用されていない理由として、支持力機構が明らかでないことが挙げられる。

大型構造物の基礎として地中連続壁をウエル等の形状に築造する場合、各パネル間は工法の性格として構造的に不連続となる。したがって、パネル接合部が完

全に剛であれば、ウエル、ケーソン等の設計法を用いることができるが、結合の程度によっては不合理となることが考えられる。

そこで、支持力機構のうち地震時等の水平力に対して地中壁基礎と、クイ基礎、ウエル、ケーソン基礎との差異を明らかにすること、さらに地中連続壁工法では多角形、放射状等の断面形状に施工できるという特徴を生かした基礎形式について深い基礎としての有効性を検討することを目的とした模型実験を行なった。

本報文では、基礎的研究の第1報として種々の断面形状をもつ基礎の静的な水平抵抗に関する室内模型実験について述べる。

## 2. 基礎模型の設定

模型は簡単な相似条件を考慮して設計したものであり、実験において対象とする模型は図-1に示すような断面形状に設定した。

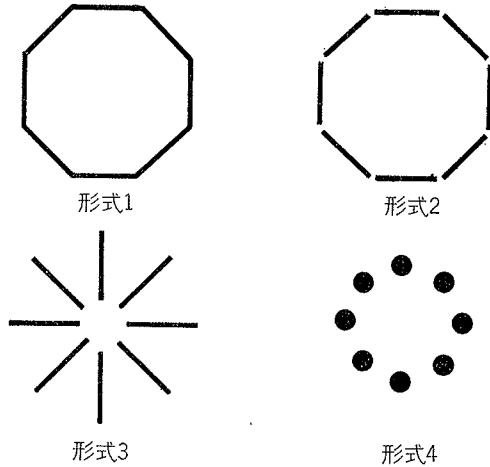


図-1 基礎型式

ここで、形式1は版を八角形状に配置し、壁間を剛結したものであるが、実際の施工において地中壁を剛結することは非常に困難な作業となる。その意味で、壁間を自由、すなわち構造的に結合されていない形式2が実際的である。形式3は8枚のパネルを放射状に配置したものであり、形式4は杭基礎と版で構成された基礎とを比較する意味で、一本の杭の断面積を一枚の版の断面積と等しく、杭を版の配列の重心の位置に配置したものである。

実験に使用した模型材料はメタアクリル酸樹脂で、その物理特性は表-1に示すようなものである。

項目	数値	備考
比重	1.18~1.20	23/23°C
引張比例限界	480~600	kg/cm <sup>2</sup>
破壊強度	650~700	kg/cm <sup>2</sup>
弾性係数	2.5×10 <sup>4</sup>	kg/cm <sup>2</sup> , 20°C
圧縮強度	750~920	kg/cm <sup>2</sup>
線膨脹係数	8×10 <sup>-5</sup>	cm/cm/°C

表-1 メタアクリル酸樹脂の物理的性質

1パネルの地中壁に相当するアクリル版の断面は幅8cm、厚さ0.5cmで、長さは50cmおよび100cmの二種類とした。

模型は図-1に示した基礎形式に従って、長さが50cmのものについては閉塞壁間剛結(模型1)、閉塞壁間自由(模型2)、放射状(模型3、模型4)、杭(模

型5、模型6)の6種類、長さが100cmのものについても同様の形式で模型7~12の6種類、合計12個の模型を製作した。これらの基礎の構造的な剛性を明らかにするために各形式の断面係数を表-2に示す。

基礎形状						
模型番号 L=50cm	1	2	3	4	5	6
模型番号 L=100cm	7	8	9	10	11	12
版および杭の断面積の総和ΣA <sub>i</sub>	32 cm <sup>2</sup>	32	32	32	32	32
版および杭の断面2次モーメントの総和ΣI <sub>i</sub>	83.10 cm <sup>4</sup>	83.10	83.10	86.40	10.19	10.19
中心軸のまわりの断面2次モーメントの総和Σ(I <sub>i</sub> +A <sub>i</sub> d <sub>i</sub> <sup>2</sup> )	1651.2 cm <sup>4</sup>	1651.2	845.0	849.2	1578.95	737.90

表-2 断面係数

版および杭にはワイヤストレングージを貼着け、載荷時のヒズミを測定した。

各形式の基礎模型の上端は実物でフーチングに相当する厚さ3cmのアクリル版によって固定されており、また模型底部には1辺が25cmの正方形のアクリルのプレートを取付けた。これは実物において地中壁は、N>50の支持層に定着されるため、井筒に作用する水平力と曲げに対して底面でかなり大きな上向きの引抜抵抗が期待されるが、模型ではこのような支持層を作ることが困難であるため、井筒底部を拡大することによって同様の効果を得ようとしたためである。

## 3. 実験装置および実験方法

### 3.1. 実験装置

実験槽は図-2に示すようなもので、L=50cmの基礎模型については模型地盤は振動締め台の上に設置した砂槽(長さ100cm、幅80cm、高さ60cm)の底部に厚さ10cm程度に最大粒径25mmの砂利を敷いて締め支持層とした。つぎに模型を設置した後フーチング天端まで乾燥砂を静かに入れて振動締めを行なった。このときの砂の単位体積重量は1.62g/cm<sup>3</sup>であった。L=100cmの模型の場合には砂槽(長さ

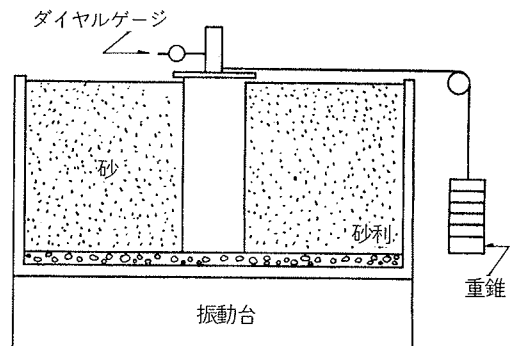


図-2 実験装置

180cm, 幅 90cm, 高さ 110cm) が大きいので、箱型バイブレーターによる締固めを行なった。この場合の砂の単位体積重量は 1.55g/cm<sup>3</sup> となった。

なおこの実験で、砂は2mm フルイ通過のものを使用した。

### 3.2. 載荷方法

静的な試験によって地震等に対する水平抵抗を推定することから、載荷方法は多サイクル交番急速載荷とし、荷重は1個 5kg の重錘を用いて、表-3に示す荷重段階に従って、載荷をおこなった。最大荷重の45kg は相似律の検討から得られたものである。

変位は井筒模型天端においてダイヤルゲージで測定した。実験の状況を写真-1に示す。

サイクル	載 荷 重
1	0-5-10-15-10-0(-5)-(-10)-(-15)-(-10)-0
2	0-5-15-20-25-20-10-0(-10)-(-20)-(-25) -(-20)-(-10)-0
3	0-10-20-30-35-30-20-10-0(-10)-(-20)-(-30) -(-35)-(-30)-(-20)-(-10)-0
4	0-10-20-30-40-45-40-20-10-0(-10) -(-20)-(-30)-(-40)-(-45)-(-40)-(-20)-(-10)-0

表-3 荷重段階

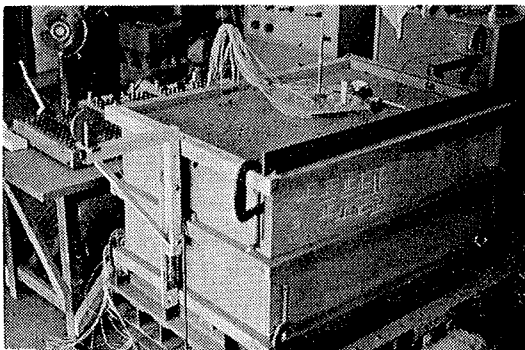


写真-1 実験状況

## 4. 実験結果とその考察

### 4.1. 荷重～変位

図-3に全模型の頂部における処女荷重～変位の関係を示しているが、L=50cm の場合には閉塞壁間剛結(模型1)と閉塞壁間自由(模型2)とではほとんど差が見られない。また放射状の場合には相対的に変位が大きくなっており、荷重の作用する方向による差がみられる。さらに杭の場合には、杭間隔の広いものについては放射状の模型より変位が少なくなっている。

L=100cm の場合には閉塞壁間剛結(模型7)と閉塞壁間自由(模型8)とで差があり放射状の場合にはL=50cm のときと同様の結果が得られた。また杭の模型はすべて版で構成された模型よりも大きい変位が

生じている。相対的に L=50cm のものよりL=100cm の方が変位は小さくなっている。つぎに水平抵抗の大きさを数量的に比較するために、模型頂部にお

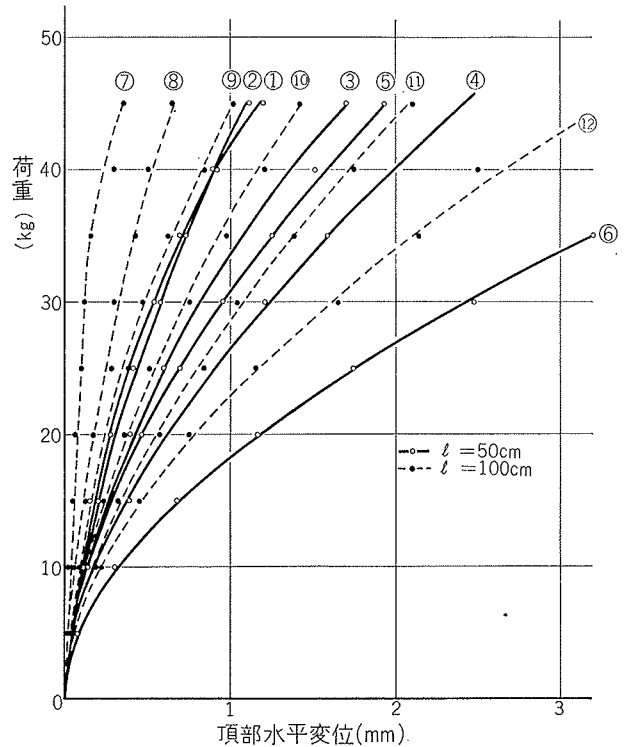


図-3 荷重～変位曲線

荷重(kg)	模型1	模型2	模型3	模型4	模型5	模型6
10	909	833	714	588	714	303
15	789	750	556	405	517	214
20	714	667	476	323	426	168
25	641	581	417	275	362	141
30	556	526	366	242	316	123
35	493	479	324	219	280	109
40	440	440	299	200	253	
45	385	409	265	186	233	

表-4 (a) 模型頂部の荷重～水平ばね定数 (kg/cm)

荷重(kg)	模型7	模型8	模型9	模型10	模型11	模型12
10	2500	1667	1000	769	588	455
15	2500	1364	938	625	441	326
20	2500	1111	800	513	357	256
25	2500	1042	735	463	313	214
30	2500	938	625	417	278	185
35	2188	833	538	376	254	166
40	1739	755	488	345	233	150
45	1250	682	441	317	239	

表-4 (b) 模型頂部の荷重～水平ばね定数 (kg/cm)

る水平ばね定数 (水平荷重/頂部水平変位量) で表わすと表-4(a), 表-4(b)のようになる。この表から, 荷重の増加と共に水平ばね定数が減少していく傾向が見られるが, 模型7だけは載荷重が30kgまではほぼ弾性変位をしている。この表において荷重が35kgのときの各模型の水平ばね定数の比をとってみると, L=50cmの場合には模型1:模型2:模型3:模型4:模型5:模型6=4.5:4.4:3.0:2.0:2.6:1.0であり, L=100cmの場合には模型7:模型8:模型9:模型10:模型11:模型12=13.2:5.0:3.2:2.3:1.5:1.0という結果が得られた。このようにL=100の場合には模型の形状の相異による差がかなりはっきりと表われている。また, 壁間自由と剛結を比較すると, l=50cmの場合には, 模型の根入れ深さ(D/B≒2.5)が浅いため, 変位は剛体として回転する傾向に支配されて両者の差が出なかったと思われるが, l=100cmの場合には根入れ深さ(D/B≒5)が十分なために, 変形は曲げに支配される傾向が強くなり, 個々のパネルが独立に変形する場合と, 一体となって変形する場合の差がでたように思われる。さらにフーチングと各パネルの接合部の剛性も基礎全体の剛性に

寄与するものと考えられ, 結合の程度(ヒンジあるいは剛結)によって壁間自由の場合と壁間剛結の場合とでより顕著な差がでることが予想される。

#### 4.2. 荷重～変位履歴

各模型における履歴曲線を図-4～11に示しているが, 逸散エネルギーである履歴面積は水平ばね定数と同様に閉塞壁間剛結, 閉塞壁間自由, 放射状, 杭の順に大きくなる傾向にある。

交番載荷による頂部の荷重～変位履歴曲線から, 動的解析に用いる減衰定数を算定することができる。

履歴系の等価粘性係数  $h_{eq}$  は近似的に次式で与えられる<sup>1)</sup>。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{逸散エネルギー} (\Delta W)}{\text{ポテンシャルエネルギー} (W)}$$

そこで, 図-12に示す関係から

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

として, 各模型について  $\Delta W$ ,  $W$ , を履歴曲線から算定して計算した結果を表-5(a), 表-5(b)に示した。

サイクルの最大荷重が大きくなると, 減衰定数が増

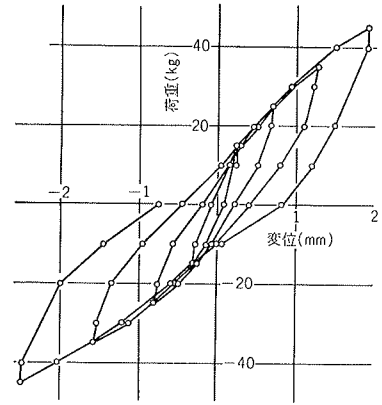
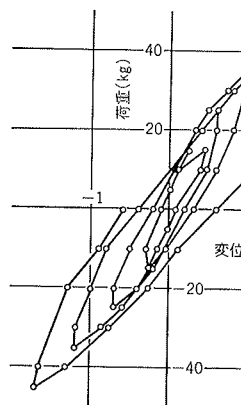
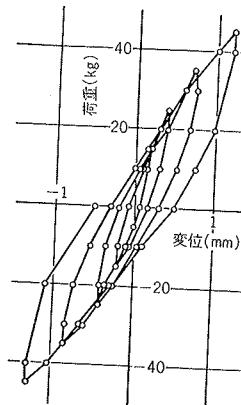
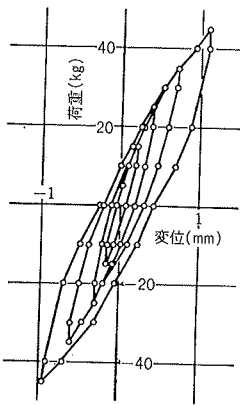


図-4 履歴曲線 (模型1)

図-5 履歴曲線 (模型2)

図-6 履歴曲線 (模型3)

図-7 履歴曲線 (模型5)

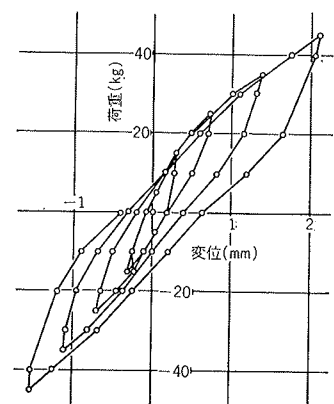
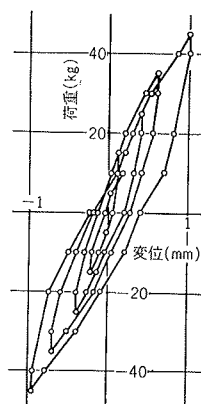
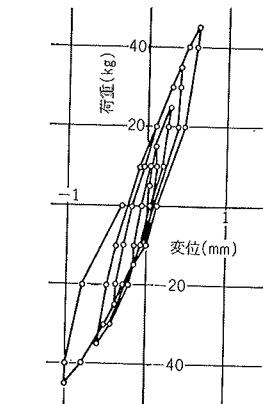
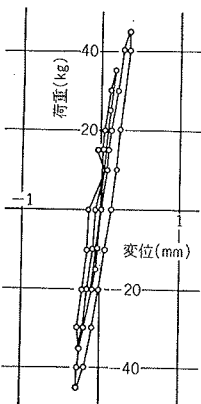


図-8 履歴曲線 (模型7)

図-9 履歴曲線 (模型8)

図-10 履歴曲線 (模型9)

図-11 履歴曲線 (模型11)

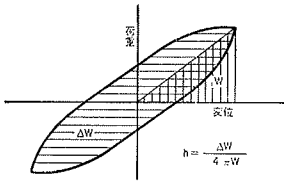


図-12 ヒステリシスループから減衰定数を求める方法

加する傾向にあるが、これは荷重の増加に伴なって変位のもどりが少なくなり、土の塑性割合が増加するためと考えられる。

一般に、減衰定数が大きいほど基礎としては有利であるが、この実験の場合、模型の形状の相異による減衰定数の差はなく、その値は11~15%程度となっている。このことは模型の剛性と地盤の剛性は極端な差があるため、地盤の性状にほとんど支配され構造物の差が出ない結果が得られたものと思われる。

荷重段階 \ 型式	模型1	模型2	模型3	模型4	模型5	模型6
1 cycle	0.131	0.133	0.126	0.151	0.107	0.129
2 cycle	0.151	0.133	0.158	0.158	0.128	0.136
3 cycle	0.139	0.151	0.147	0.155	0.141	0.139
4 cycle	0.155	0.157	0.152	0.152	0.127	0.128

表-5 (a) 等価粘性減衰定数

荷重段階 \ 型式	模型7	模型8	模型9	模型10	模型11	模型12
1 cycle	0.152	0.112	0.122	0.135	0.112	0.157
2 cycle	0.114	0.116	0.137	0.127	0.114	0.154
3 cycle	0.108	0.134	0.148	0.142	0.151	0.151
4 cycle	0.113	0.133	0.146	0.133	0.143	0.142

表-5 (b) 等価粘性減衰定数

### 4.3. ヒズミ分布

壁間が剛結された場合と自由の場合とで、版のヒズミ分布にどのような差異があるかを見るために、図-13~16に載荷重が35 kg のときの閉塞壁間剛結（模型1，模型7），閉塞壁間自由（模型2，模型8）について軸方向ヒズミ分布を示した。これは、井筒模型の前面および背面における版の中心の軸方向ヒズミを示すものである。

L=50m のときは壁間剛結の場合の方がヒズミが大きくでているが、分布の形は比較的近似している。また版の前面、背面でヒズミはほぼ同じ値を示してい

るが、基礎の前面で圧縮ヒズミ、背面で引張ヒズミの傾向にあることは予想されるとおりである。

L=100m のときには剛結の方がヒズミが小さくなっている。これは剛性が高いため変位が小さくなったこと、応力が全パネルに配分されたことによると推定される。

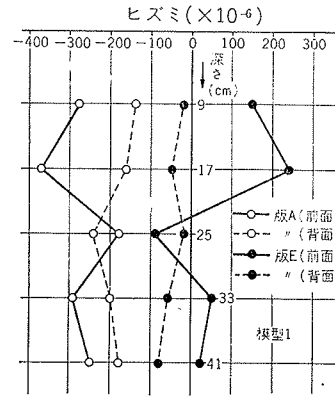


図-13 軸方向ヒズミ分布

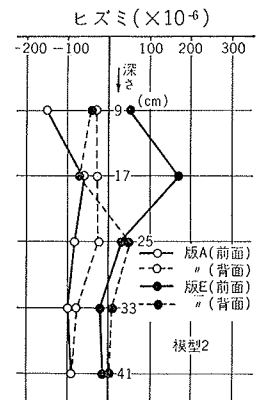


図-14 軸方向ヒズミ分布

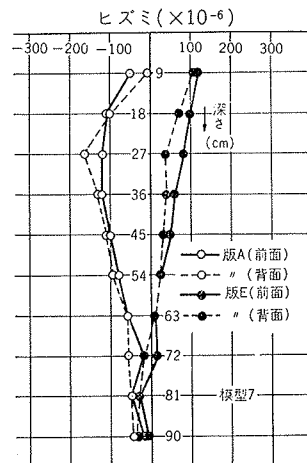


図-15 軸方向ヒズミ分布

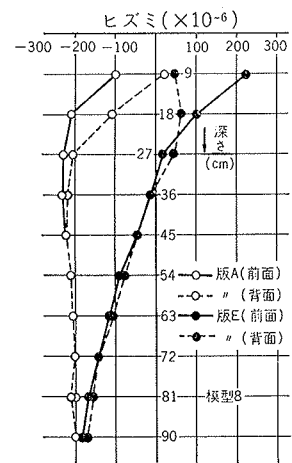


図-16 軸方向ヒズミ分布

## 5. あとがき

今回の実験からつぎのことが明らかとなった。井筒模型の壁間剛結と自由のものについて水平抵抗を比較した場合、基礎幅に対して根入れが浅い場合には両者にほとんど差がなく、根入れが深くなると両者の差が現われてくる。したがって根入れの深い、壁間が自由である基礎については必要に応じて補強することを考えなければならない。

今後の課題としては、これらの基礎の動的な特性を明らかにすることであろう。

### 参考文献

- 1) L. S. Jacobsen "Damping in Composite Structures, Proc. of 2nd W. C. E. E., 1960"