

泥炭性軟弱地盤における杭基礎の動的水平地盤反力係数

Coefficient of Dynamic Horizontal Subgrade Reaction of Pile Foundations on Peaty Soft Ground

福島 宏文* 西本 聡** 富澤 幸一***

Hirofumi FUKUSHIMA, Satoshi NISHIMOTO, and Kouichi TOMISAWA

道路橋示方書における耐震性能の照査方法において、地震時における杭基礎変形の影響は、一般に基礎の抵抗をあらわすバネを線形でモデル化して良いとされている。この動的水平地盤反力係数(K_{he})は、静的水平地盤反力係数(K_h)と補正係数の積($K_{he} = \alpha K_h$)によって表され、震度法で2倍、地震時保有水平耐力法で3倍と、比較的簡便に設定されている。しかし、地震時の杭の水平挙動は上部構造と比べて非常に複雑であり、地震時地盤反力係数を一様分布と仮定する現行の耐震設計法は、必ずしも実際の挙動を正確に表していない可能性もあると考えられる。本研究では、北海道に広く分布する泥炭地盤を対象に、遠心力载荷装置を用いた杭基礎の静的载荷実験および動的加振実験を実施した。

今回実施した動的遠心力模型実験結果を、杭基礎の水平方向地盤反力係数に着目して解析検討したところ、以下の事項が明らかとなった。

- 1) 遠心力载荷装置を用いた実験により、カオリン地盤及び泥炭地盤における地盤と杭の固有振動数を算出し、静的・動的の地盤反力係数を算出したところ、深度方向で大きく変化していた。
- 2) 今回の実験条件・解析条件においては、動的水平地盤反力係数 K_{he} と静的地盤反力係数 K_h との比率 α は、一定ではなかった。

《キーワード：動的地盤反力係数；泥炭性軟弱地盤；遠心力模型実験》

Regarding methods for verification of seismic performance as prescribed in the Specifications for Highway Bridges, it is known that the influence of deformations of pile foundations during earthquakes may be obtained by linearly modeling springs, which normally represent foundation resistance. In this method, the coefficient of dynamic horizontal subgrade reaction (K_{he}) is expressed as the product ($K_{he} = \alpha K_h$) of the coefficient of static horizontal subgrade reaction (K_h) and correction factor (α), when verification of the seismic intensity method and the ultimate lateral strength method during earthquakes. The correction factor is thus set in a relatively simplified manner at 2 in the seismic intensity method and 3 in the ultimate lateral strength method. However, since the horizontal behavior of piles during earthquakes is extremely complicated compared with superstructures, it is not always possible to conclude that the current seismic designing method, which assumes distribution of the coefficient of subgrade reaction to be uniform, shows the actual behavior accurately. In this study, the authors conducted static loading tests and dynamic excitation tests of pile foundations using centrifuge models on peaty ground, which is distributed throughout Hokkaido.

Focusing on the coefficient of horizontal subgrade reaction of the pile foundation, the results of dynamic centrifuge model tests performed in this study were analyzed, clarifying the following:

- 1) The static and dynamic coefficient of horizontal subgrade reactions and the natural frequencies of pile foundations on kaolin clay and peaty ground were calculated by static loading tests and dynamic loading tests using centrifuge models. However, the distribution of coefficient was not uniform.
- 2) In this study, the ratio (α) of the coefficient of dynamic horizontal subgrade reaction (K_{he}) and that of static horizontal subgrade reaction (K_h) was not constant.

《Keywords: Coefficient of Dynamic Subgrade Reaction; Peaty soft ground; Centrifuge model》

1. はじめに

道路橋示方書（以下、道示）¹⁾における耐震性能の照査方法において、地震時における杭基礎変形の影響は、一般に基礎の抵抗をあらわすバネを線形でモデル化して良いとされている。この動的水平地盤反力係数 (K_{he}) は、震度法および地震時保有水平耐力法（以下、保耐法）照査時には、静的水平地盤反力係数 (K_h) と補正係数の積 ($K_{he} = \alpha K_h$) によってあらわされ、震度法で2倍、保耐法で3倍と、比較的簡便に設定されている。しかし、地震時の杭の水平挙動は上部構造と比べて非常に複雑であり、地震時地盤反力係数を一様分布と仮定する現行の耐震設計法は、必ずしも実際の挙動を正確に表していない可能性もあると考えられる。

そこで本研究では、北海道に広く分布する泥炭地盤を対象として、遠心力載荷装置を用い杭基礎の静的載荷実験および動的加振実験を実施し、その結果を杭基礎の水平方向地盤反力係数に着目して解析検討した。

2. 遠心力模型実験の概要

遠心力載荷装置による模型実験には、内寸700mm×200mm×350mm (L×W×H) のせん断土槽を用い、その中に実大の1/50縮尺の模型地盤および模型杭を作製した(図-1)。模型杭として外径D=10mm、肉厚t=0.2mm、杭長L=400mm(実大で、D=500mm, t=10mm, L=20m)に加工した鋼製パイプを用意した。模型杭設置の際、杭先端は固定条件となるよう固定金具および石膏により固定した。杭体及び地盤の応力・変位状態の測定のため、模型杭にひずみゲージ、地盤中及び杭頭位置に加速度計を設置した。

土中応力レベルの相似則を満足させるため、50Gの遠心加速度を作用させ、静的水平載荷実験及び動的加振実験を行った。加振実験時には、橋梁下部工を想定した400gのウエイト(実大でP=0.4kg×9.8×50³=490kN)を杭頭に設置した。本検討において取り扱う値は、1G場に換算した数値である。

図-2に、モデル概念図を示す。解析に当たってはダッシュポット形式の離散バネを想定した。模型地盤には、地盤種類別の地盤反力特性を検証するため、軟弱地盤を想定した泥炭地盤と一般的な地盤を想定した乾燥カオリンを用いた。また、泥炭地盤のプレロード工法を想定して、圧密荷重を変化させた試験ケースも実施した(q=0, 25, 50kN/m²)。各試料とも攪乱試

料としたが、地盤造成の際、泥炭地盤は平均層厚20mmの多層に敷き均して締め固め均一性を確保した。表-2に、各試料の土質物理試験結果を示す。地盤種類の強度特性として、1G場におけるコーン貫入試験結果を示した。

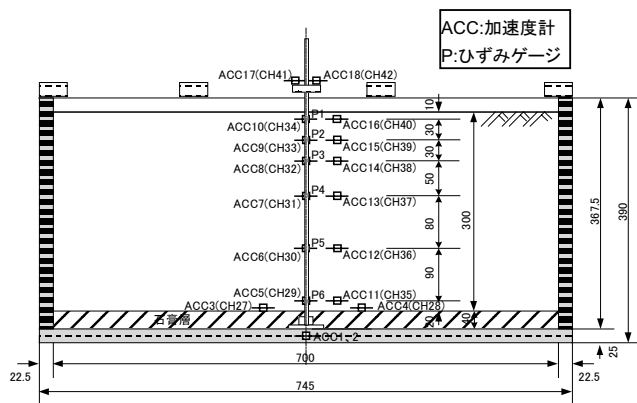


図-1 実験土槽

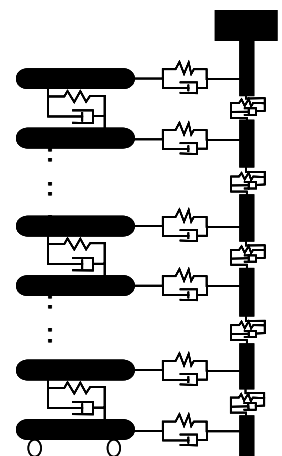
表-1 実験に用いた相似則

		記号	単位	縮尺比	実験模型	実物
地盤	地盤厚	H _{g1}	m	1/λ	0.300	15.000
	支持地盤厚	H _{g2}	m	1/λ	0.040	2.000
杭	根入れ長	L	m	1/λ	0.320	16.000
	外径	D	m	1/λ	0.010	0.500
	板厚	t	m	1/λ	0.002	0.010
	弾性係数	E	Tf/m ²	1	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷
	断面二次モーメント	I	m ⁴	1/λ ⁴	7.3952×10 ⁻¹¹	4.6220×10 ⁻¹¹
	断面積	A	m ²	1/λ ²	6.1575×10 ⁻⁶	0.01539
構造物	質量	M _S	Tf	1/λ ³	0.4×10 ⁻³	50.0
	高さ	H _S	m	1/λ	0.015	0.75
加振加速度		α	g	λ	(1)	(0.020)

1/λ=模型/実物=1/50

表-2 実験の地盤条件

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
	カオリン				
含水比 w (%)	-	200	150	150	150
圧密荷重 q (kN/m ²)	-	-	0	25	50
単位体積重量 (kN/m ³)	10.237	9.582	7.465	7.552	7.575
圧密後	-	-	-	8.450	8.830
コーン指数 (MN/m ²)	0.35	0.20	0.13	0.25	0.15



図－２ 解析モデル概念図

3. 静的地盤反力係数

3－1 静的水平載荷試験

杭の静的水平載荷試験は、模型杭の杭頭を水平載荷装置により速度0.1mm/minで載荷する4サイクルのひずみ制御法とした。杭変位量はレーザー変位計、杭体応力はひずみゲージにより測定した。杭地表面変位は実大の杭許容変位量から $y=2.5\text{mm}$ (125mm/50G)を目安とし、荷重保持時間は地盤工学会基準²⁾に準拠し新規荷重段階で15分とした。

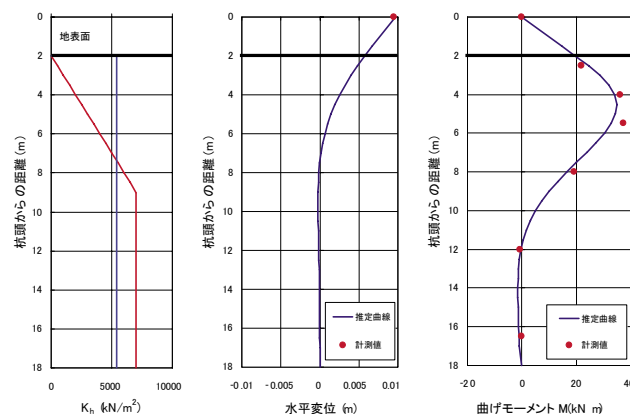
3－2 静的地盤反力係数の算出

静的水平載荷試験により、杭頭水平荷重～地表面変位～杭曲げモーメントの関係を得た。静的水平地盤反力係数 K_{h1} は、弾性理論に基づくWinklerのバネモデルとして逆算した。バネの分布形状は図－3に示すような台形の形状で仮定し、杭頭変位および曲げモーメント分布に近似するよう繰り返し計算を行った。求めた深さ方向のバネ分布面積を地盤深さで除し K_{h1} の代表値とした。

杭径の1%つまり基準変位量5mmに相当する静的水平地盤反力係数 K_{h1} は弾性域にあり、それぞれ表－3に示すとおり、カオリンは5,367kN/m²、泥炭地盤は地盤条件により2,200～3,750kN/m²の結果を得た。

表－3 静的地盤反力係数 K_{h1}

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
	カオリン				
	泥炭				
w (%) q(kN/m ²)	-	200 -	150 -	150 25	150 50
K_{h1} (kN/m ²)	5367	2200	2625	3010	3750



図－3 K_{h1} , 水平変位, 曲げモーメントの分布
(CASE1: カオリン地盤)

3－3 深度別静的地盤反力係数の算出

地盤と杭との相互作用による地盤反力係数を算出する方法の一つとして、杭と地盤の間の相互作用力 p と相対変位 δ を算出し作用力を変位で除する (p/δ) ことで、地盤反力係数 (K_{h2}) として評価する手法を用いた。

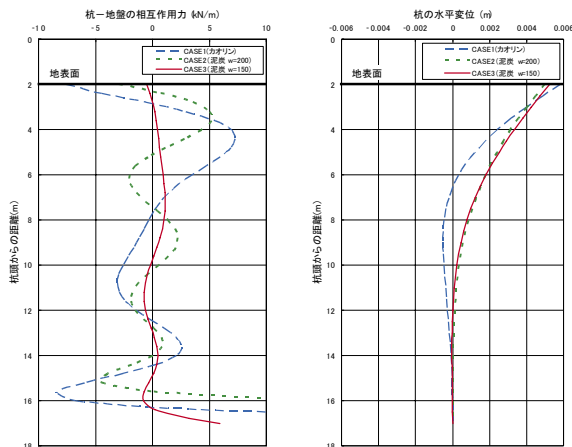
杭のひずみ値から曲げモーメント分布を算出しカーブフィッティング処理を行った。カーブフィッティングに使用した関数は11次関数の多項式で近似している。地盤反力及び杭の変位は、それぞれ曲げモーメント分布を2回微分及び2回積分することにより算出した。境界条件は杭先端において、たわみ角 θ 及び変位 δ を0 (ソイルセメント及び金具で固定) としている。

図－4, 5に基準変位時の杭と地盤間の相互作用力 p と相対変位 δ の関係を示す。

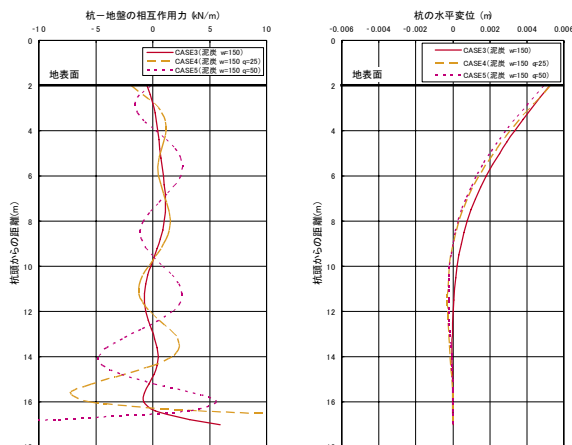
図－6に基準変位時の K_{h2} の分布図を示す。また、基準変位量に相当する K_{h2} を表－4に示す。

表－4 センサー設置深度の静的地盤反力係数 K_{h2}

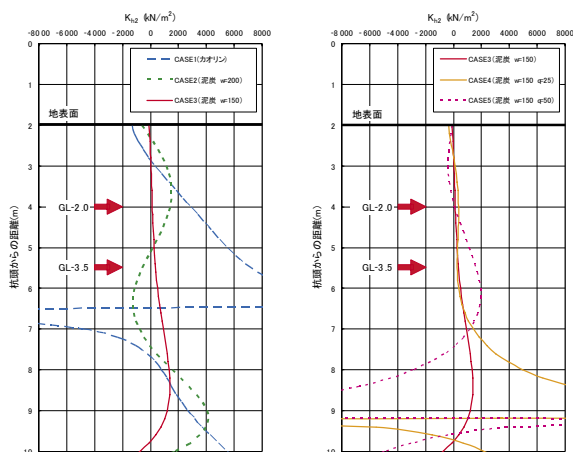
		CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
		カオリン	泥炭			
w (%) q(kN/m ²)		-	200 -	150 -	150 25	150 50
GL -2.0 m	K _{h2} (kN/m ²)	2879	1379	134	297	72
	K _{h2} /K _{h1}	(0.54)	(0.63)	(0.05)	(0.10)	(0.02)
GL -3.5 m	K _{h2} (kN/m ²)	7182	-615	371	715	1636
	K _{h2} /K _{h1}	(1.34)	(-0.28)	(0.14)	(0.24)	(0.44)



図－４ 杭～地盤間の相互作用力分布と相対変位 (CASE1, 2, 3)



図－５ 杭～地盤間の相互作用力分布と相対変位 (CASE3, 4, 5)



図－６ 静的地盤反力係数分布

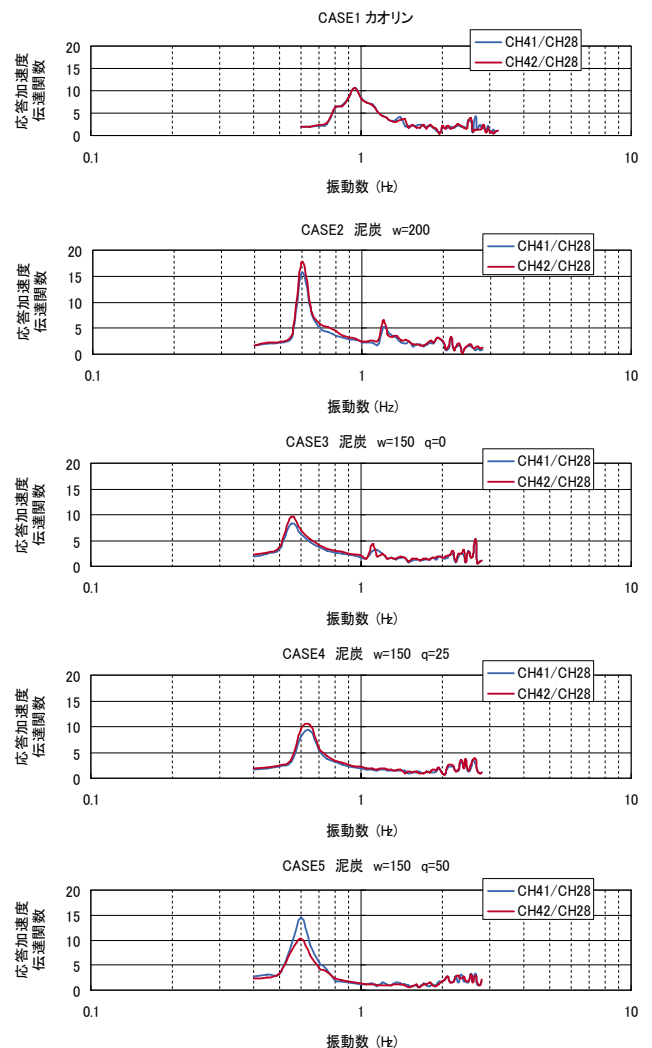
道示では、地盤反力係数を一様分布と仮定する Chang の方法により設計が行われるが、どの地盤条件においても、必ずしも一様分布とはならないことが判った。

泥炭地盤については、前述の方法で算出された K_{h1} と比べ、GL-0.2m 位置で 0.02 ～ 0.63 倍程度と小さい値となった。受働土圧領域内の地盤特性は、杭の水平抵抗特性に大きく影響することから、設計時には十分考慮する必要があることが示唆された。

４．動的水平地盤反力係数

４－１ 動的地盤反力係数算出の概要

道示における動的地盤反力係数の評価は、静的地盤反力係数に対して、補正係数 α で地盤の剛性を評価しているのが現状である。本研究においては、２つの方法（固有値法及び $p - \delta$ 法）で動的地盤反力係数を算出し、静的地盤反力係数との対比を行うことで、この補正係数についての検討を行った。



図－７ 入力加速度に対する
上部工応答加速度の伝達関数

動的水平地盤反力係数の算出における相対変位および相互作用力は、振動数によって変化する。そのため、動的地盤反力係数の算出方法として、杭と地盤の相対変位が最も顕著に表れる杭基礎の固有振動数での解析を行い、動的水平地盤反力係数と静的水平地盤反力係数との比較を行った。ホワイトノイズ加振における、入力加速度に対する上部工応答加速度の伝達関数と周波数の関係を図-7に示す。杭の固有周波数を、カオリン地盤で0.95Hz、泥炭地盤で0.55～0.65Hzと判断した(表-5)。

表-5 各試験ケースの固有周波数

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
	カオリン	泥炭			
w (%)	-	200	150	150	150
q(kN/m ²)	-	-	-	25	50
固有周波数 fp(Hz)	0.95	0.60	0.55	0.65	0.60

4-2 固有値解析法

道示においては、動的地盤反力係数は静的地盤反力係数と補正係数(2または3)の積として表される。そこで本検討では道示の考え方に準じ、動的地盤反力係数(K_{he1})の分布形状は、静的地盤反力係数(K_{h1})の算出に際し推定したバネ分布に、補正係数を乗じた分布であると仮定した。周波数を変えた複数の正弦波による加振条件により、杭頭のウェイトに作用する慣性力と、最大振幅となる杭頭変位から、上述の仮定に基づいた動的地盤反力係数を算出した(図-8)。動的地盤反力係数 K_{he1} は、杭の振動数によって変化する関係にあった。この関係から、杭の固有振動数での動的水平地盤反力係数(K_{he1})を算定し検証を行った。その結果、固有値解析法による動的地盤反力係数 K_{he1} は、表-6に示す通り、カオリン地盤で8,318kN/m²、泥炭地盤で3,508～4,140kN/m²と算出された。

表-6 動的地盤反力係数 K_{he1} (固有値法)

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
	カオリン	泥炭			
w (%)	-	200	150	150	150
q(kN/m ²)	-	-	-	25	50
K_{he1} (kN/m ²)	8318	4093	3508	4140	3811
K_{h1} (kN/m ²)	5367	2200	2625	3010	3750
K_{he1}/K_{h1}	1.550	1.860	1.336	1.375	1.016

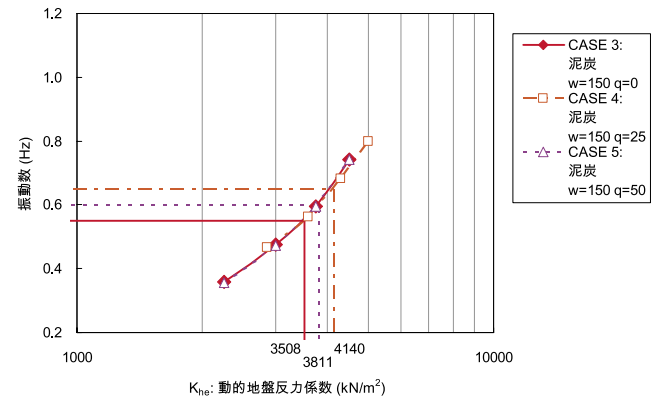
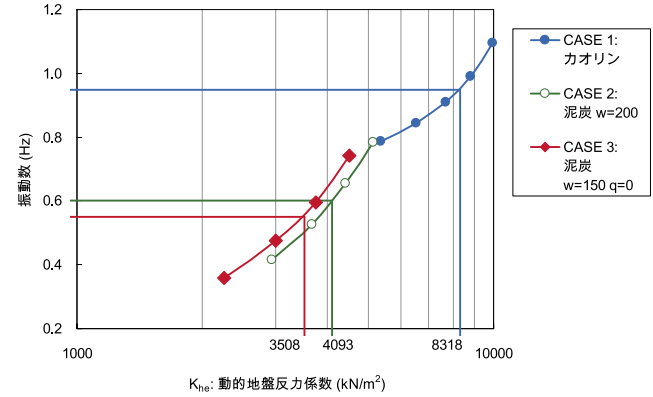


図-8 周波数と動的地盤反力係数 (K_{he1}) の関係

4-3 p-δ法

動的地盤反力係数を評価する方法として、3-3で示した方法と同様に、杭と地盤の間の相互作用力 p と相対変位 δ の分布を推定し、その関係から動的地盤反力係数(K_{he2})を算出する方法を用いた。杭および地盤の塑性化を考慮しない前提として、加振レベルは微小変位の範囲で実験を行った。

地盤内の変位は直接計測することが実験装置的に困難だったことから、地盤の加速度を2回フーリエ積分することで算出した。

この時、変位の軸ずれ補正を行う方法としてバンドパス処理を行い算出した。

以上の算出方法により杭の変位、地盤変位、地盤反力が算出され動的地盤反力係数 K_{he2} を導いた(図-9)。

図-10～14に各地盤種別の杭と地盤の相

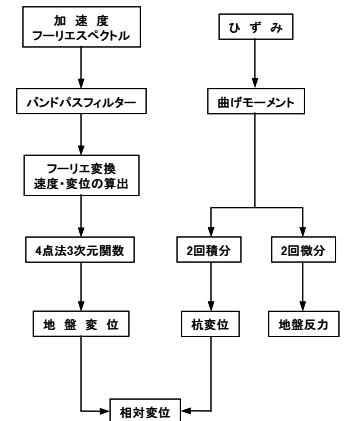
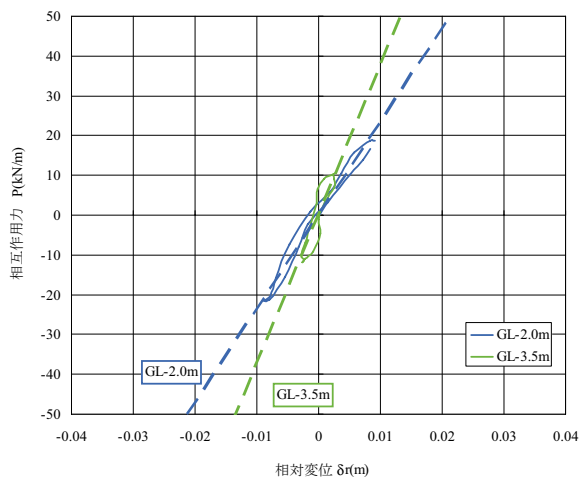
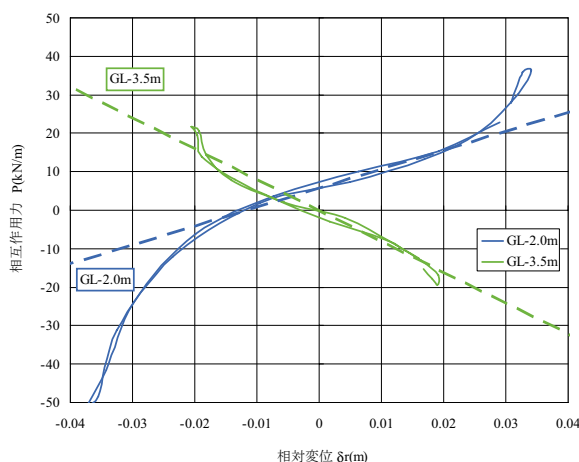


図-9 p-δ法フローチャート

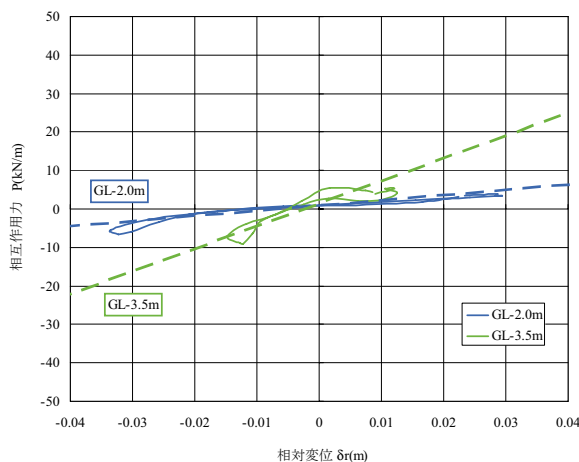
対変位の関係を示した。図のループの傾きから動的地盤反力係数 K_{he2} を推定し、表－7 に示すとおり、GL-2.0m 位置では、カオリン地盤で 2350 kN/m^2 、泥炭地盤で $135 \sim 565 \text{ kN/m}^2$ と算出された。



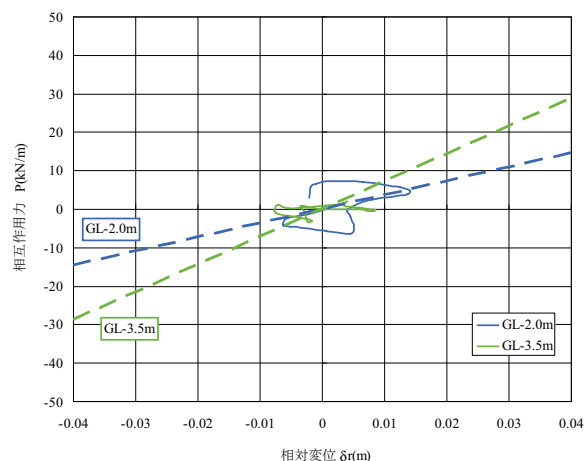
図－10 p と δ の関係 (CASE1 カオリン)



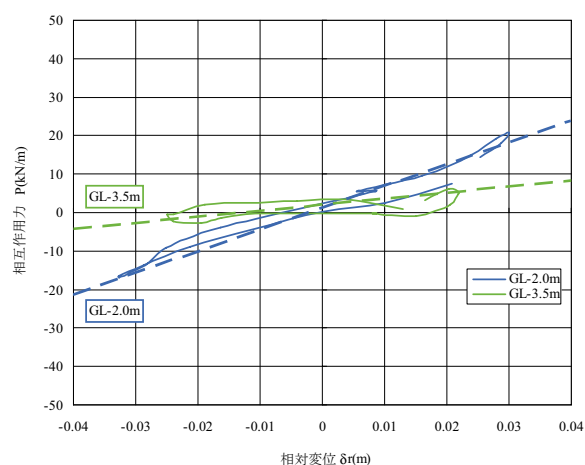
図－11 p と δ の関係 (CASE2 泥炭 $w=200\%$)



図－12 p と δ の関係 (CASE3 泥炭 $w=150\%$ $q=0 \text{ kN/m}^2$)



図－13 p と δ の関係 (CASE4 泥炭 $w=150\%$ $q=25 \text{ kN/m}^2$)



図－14 p と δ の関係 (CASE5 泥炭 $w=150\%$ $q=50 \text{ kN/m}^2$)

表－7 動的地盤反力係数 K_{he2} ($p - \delta$ 法)

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
	カオリン	泥炭			
$w(\%)$ $q(\text{kN/m}^2)$	-	200 -	150 -	150 25	150 50
$K_{he2}(\text{kN/m}^2)$					
GL-2.0m	2350	493	135	365	565
GL-3.5m	3745	-803	587	720	156

5 考察

5-1 K_h と K_{he} の比較

表－8 に、動的地盤反力係数と静的地盤反力係数の比較結果を示す。今回の実験条件・解析条件においては、いずれのケースも、道示で想定されているような補正係数とは必ずしも一致しなかった。また、深度方

表－８ 静的と動的の地盤反力係数の比較 (K_{he}/K_h)

CASE No.		1	2	3	4	5
地盤		カオリン	泥炭			
w (%)		-	200	150	150	150
q(kN/m ²)		-	-	-	25	50
K_{he1}		8318	4093	3508	4140	3811
K_{h1}		5367	2200	2625	3010	3750
K_{he1}/K_{h1}		1.550	1.860	1.336	1.375	1.016
K_{he2} (kN/m ²)	-2.0m	2350	493	135	365	565
	-3.5m	3745	-803	587	720	156
K_{h2} (kN/m ²)	-2.0m	2879	1379	134	297	72
	-3.5m	7182	-615	371	715	1636
K_{he2}/K_{h2}	-2.0m	0.816	0.358	1.007	1.229	7.847
	-3.5m	0.521	1.306	1.582	1.007	0.095

向でも大きく変化しており、道示で想定しているような単純な挙動を示さない。

p - δ 法により算定される動的水平地盤反力係数 K_{he2} は、GL-2.0m 位置では、カオリン粘土地盤で 2,350kN/ m²・泥炭地盤で 135 ~ 565kN/ m² となり、静的水平地盤反力係数 K_{h2} との比率 K_{he2}/K_{h2} は、カオリン地盤で 0.816、泥炭地盤でそれぞれ、0.358, 1.007, 1.229, 7.847 とばらつきが大きく、今回の実験条件及び解析条件においては、必ずしも道示で示されるような単純な関係とは合致しないことがわかった。

また、泥炭地盤はカオリン地盤に比べて、静的、動的ともに、地盤反力係数が小さいことがわかった。

５－２ 地盤の相違（土質、含水率）による影響

表－９に、カオリン地盤と含水比を w=200%、150% に変化させた場合の泥炭地盤の試験結果を示す。

泥炭地盤を含水率別に比較すると、単位体積重量は w=200% の地盤の方が w=150% の地盤より高くなった。しかし、他の指標は、両者に大きな差異は見られなかった。

表－９ 試験結果比較 (CASE1, 2, 3)

CASE No.	1	2	3
地盤種類	カオリン	泥炭	
含水率 w (%)	-	200	150
単位体積重量 (kN/m ³)	10.237	9.582	7.465
固有振動数 (Hz)	0.95	0.60	0.55
K_{h1} (kN/m ²)	5367	2200	2625
K_{he1} (kN/m ²)	8318	4093	3508

５－３ 泥炭地盤の圧密荷重による影響

表－10に圧密荷重 q を 0kN/ m²、25kN/ m²、50kN/ m² に変化させた場合の試験結果を示す。

圧密荷重が増加するのに伴って、杭の静的・動的地盤反力係数が増加する傾向を示した。しかしながらその影響はわずかなものであり、今回の実験条件下においては、泥炭地盤に対する圧密荷重による地盤反力係数の改善効果を確認することはできなかった。

表－10 試験結果比較 (CASE3, 4, 5)

CASE No.	3	4	5
地盤種類	泥炭 w=150%		
圧密荷重 q(kN/m ²)	0	25	50
単位体積重量 (kN/m ³)	7.465	8.450	8.830
固有振動数 (Hz)	0.55	0.65	0.60
K_{h1} (kN/m ²)	2625	3010	3750
K_{he1} (kN/m ²)	3508	4140	3811

６. まとめ

本実験条件下において、杭耐震挙動における動的水平地盤反力特性に関し以下の基礎資料を得た。

- (1) 遠心力載荷装置を用いたホワイトノイズ加振実験により、地盤種類別の杭の固有振動数を算出した。
- (2) 動的水平地盤反力係数は、各種地盤条件における杭の周波数特性に依存性を有している。固有値解析法で算定される静的水平地盤反力係数 K_{h1} との比率 K_{he1}/K_{h1} は地盤条件によりやや異なった関係

を示す。

- (3) $p-\delta$ 法により算定される動的水平地盤反力係数 K_{he2} は、深さ方向に大きく変化し、単純な分布とはならなかった。また、今回の実験条件・解析条件においては、静的水平地盤反力係数 K_{h2} との比率 K_{he2}/K_{h2} は、地盤条件によってばらつきが非常に大きかった。
- (4) 泥炭地盤において、含水比及び圧密荷重を変化させて試験を行ったが、今回の実験条件においては、地盤反力係数に大きな差異を確認することができなかった。

動的遠心力模型実験の解析より、カオリン地盤、泥炭地盤の地盤種類別の固有周波数の違いが明らかとなり、水平地盤反力係数は杭－地盤系の振動数によって変化する関係を示した。また、深さ方向の地盤反力係数分布は単純な分布形状ではなかった。そのため、設計時における動的水平地盤反力特性の評価のためには、杭－地盤の周波数特性に応じた考慮^{3) 4) 5)}が今後必要になると考える。

また、今回の実験条件下においては確認することができなかった、泥炭地盤における圧密荷重による地盤反力係数の改善効果についても、実験条件を整理し検証する必要がある。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：日本道路協会 pp.210-221, 2002.3
- 2) 杭の水平載荷試験方法・同解説：地盤工学会1983.10
- 3) 王 海波・室野剛隆・西村昭彦：大型せん断土槽を用いた杭基礎と地盤の動的相互作用に関する実験的検討，土木学会論文集 No.661, I-53, pp.57-69, 2000.10
- 4) 富澤幸一・西川純一・齊藤泰弘：動的遠心模型実験による杭の動的水平地盤反力，土木学会年次学術講演会論文集 I-B, Vol.56, pp.56-57, 2001.10
- 5) Hirofumi Fukushima, Jun'ichi Nishikawa and Kouichi Tomisawa : Experimental Study on Characteristics of Horizontal Dynamic Subgrade Reaction Using a Single-pile Model, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Soil and Rock America 2003) , pp.1943-1950, 2003.6.



福島 宏文*
Hirofumi FUKUSHIMA

北海道開発土木研究所
構造部
土質基礎研究室
主任研究員



西本 聡**
Satoshi NISHIMOTO

北海道開発土木研究所
構造部
土質基礎研究室
室長
技術士（建設・総合）



富澤 幸一***
Kouichi TOMISAWA

北海道開発土木研究所
構造部
土質基礎研究室
主任研究員
技術士（建設）