

共同研究報告書

整理番号第479号

橋台に作用する側方流動力の評価および側方流動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価
に関する共同研究報告書

平成28年3月

国立研究開発法人土木研究所
地中連続壁協会

Copyright © (2016) by P.W.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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事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。

橋台に作用する側方流動力の評価および側方流動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ

グループ長 中谷昌一
上席研究員 七澤利明
主任研究員 白戸真大^{※1}
主任研究員 西田秀明^{※2}
主任研究員 河野哲也
交流研究員 稲積一訓

地中連続壁協会

田坂幹雄

※1 現 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究部 橋梁研究室 主任研究員
※2 現 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究部 構造・基礎研究室 主任研究員

要旨

軟弱地盤における橋台の側方移動対策のうち、基礎体により抵抗する方法を採用する場合には、基礎の剛性が大きく、かつ、作用する流動力に対して効果的に配置できる基礎形式を選定することが望ましい。この点において、地中連続壁基礎は剛性が高く、壁の配置の自由度が高いことから、側方移動対策として大きな効果を発揮できると期待される基礎形式である。ただし、地盤から基礎壁に作用する流動力や、壁の配置に応じた違いなどについては知見が無い。そこで本研究では、遠心実験および数値解析を行い、地盤条件や部材配置によって流動力や抵抗メカニズムがどのように変わるかを調べた。

キーワード：側方移動, 地中連続壁基礎, 遠心実験, 有限要素解析

側方流動力の評価および側方流動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価に関する共同研究報告書

目 次

	PAGE
1. はじめに	1
1. 1 研究の背景と目的	1
1. 2 研究体制	3
2. 遠心実験	4
2. 1 実験概要	4
2. 1. 1 実験ケース	4
2. 1. 2 実験供試体諸元	5
2. 1. 3 地盤条件と地盤の作製方法および計測器の設置	9
2. 1. 4 載荷方法	13
2. 1. 5 計測概要	14
2. 2 実験結果	20
2. 2. 1 土質試験結果	20
2. 2. 2 荷重—変位関係	25
2. 2. 3 壁基礎と地盤の変位	27
2. 2. 4 壁基礎に生じた曲げモーメント	30
2. 2. 5 基礎周面の地盤抵抗と流動力の推定に用いる測定値	33
2. 2. 6 実験結果の考察	45
3. 解析	46
3. 1 有限要素解析	46
3. 1. 1 二次元有限要素解析	46
3. 1. 2 三次元有限要素解析	54
3. 2 骨組構造解析	63
3. 2. 1 解析ケース	63
3. 2. 2 解析結果	64
3. 3 解析結果のまとめ	72
4. 側方流動が生じる地盤における壁基礎に作用する流動力および抵抗メカニズム	73
4. 1 流動力の評価	73
4. 1. 1 既往の流動力評価式	73
4. 1. 2 実験結果に基づく流動力評価式	74
4. 2 抵抗メカニズム	79
4. 2. 1 基礎背面抵抗	79
4. 2. 2 基礎前面抵抗	80
4. 2. 3 基礎側面抵抗	81
4. 2. 4 基礎間隔の影響	81
5. まとめ	83
5. 1 本研究で得られた成果	83

5. 2 今後の課題	83
------------	----

参考文献	85
------	----

1. はじめに

1. 1 研究の背景と目的

側方移動は、軟弱地盤上の橋台において、背面盛土によって軟弱層の流動化が生じ、主に橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じる現象である（図-1.1.1）。このような損傷が生じると、遊間の目詰まりや支承の変状、桁とパラペットの接触、さらには杭体のひび割れなどの損傷が生じる。このような変状が生じた橋梁に対する補修・補強は甚大なものとなるため、側方移動が生じると想定される橋台については、事前に側方移動が生じない対策を行うことが基本であり、道路橋示方書では盛土下の粘性土層に基礎に影響を与えるような変位を生じさせないようにすることが必要であると示されている。

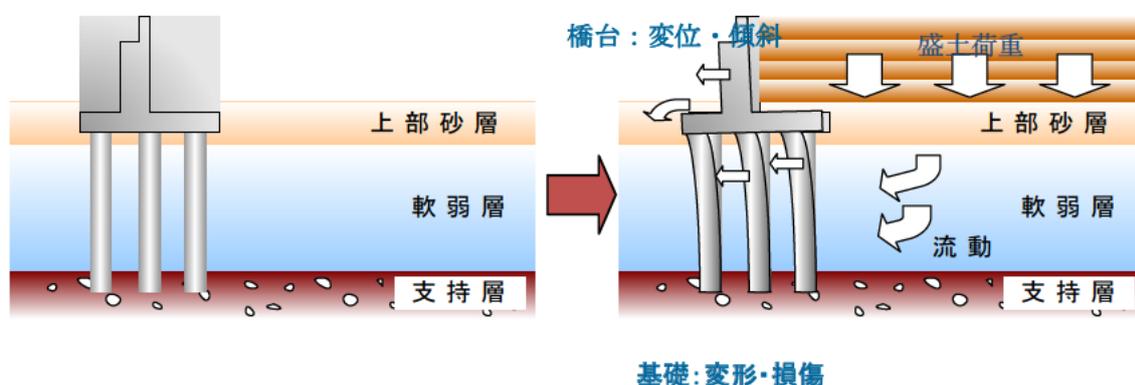


図-1.1.1 側方移動の概念図

この時の側方移動対策としては、大きく分けて、主として地盤の強度を高めることによって偏載荷重に対する抵抗力を増す地盤改良法、偏載荷重を直接低減したり、橋台前後の土圧の均衡を考慮した設計を行う荷重軽減・均衡法、基礎本体の剛性を高めることによって構造物自体の抵抗力を増加させ、構造物の側方移動に抵抗する基礎体抵抗法の3つの方法が考えられる。一般的には、地盤改良法の一部である載荷重工法により、地盤の圧密沈下を促進させる対策が検討される。載荷重工法は比較的安価な工法であり、かつ、確実な対策効果が得られることが確認されている。しかし、載荷重工法による対策効果を確実に発揮させるために必要となる盛土の規模および期間が確保できない場合には、対策効果が得られなかった事例も報告されており、このような場合には他の工法を併用する必要がある。ただし、載荷重工法以外の工法については、依然課題も多い。例えば地盤改良法の一部である固結工法については、改良範囲や改良強度、改良率等の仕様によっては対策効果が得られないことが報告されているが、適切な仕様の設定方法については必ずしも十分な知見がない。また、荷重軽減・均衡法として盛土荷重を軽減するために良質な土の代わりに軽量材料を用いた結果、過度な沈下が生じた事例も報告されているが、その定量的な評価は現時点では難しい。

一方、基礎体抵抗法については、杭基礎設計便覧に過去に適用された設計の考え方が記載されているものの、その他の工法に比べて実務においては採用された事例は少なく、研究的な知見も少ない。この一因として、基礎体抵抗法の基礎形式として杭基礎を採用する場合には、斜杭としたり、杭の本数や諸元を増加させて杭基礎の剛性を増したとしても、側方移動対策効果がその他の工法に比べて小さいことが挙げられる。しかし、例えば地中連続壁基礎であれば、杭よりも剛性が大きいためにより効果的に対策効果が得られる可能性がある。また、一般的な地中連続壁基礎は図-1.1.2(a) に示すように四方を囲むものであるが、(b) に示すように地中連続壁基礎を側方流動力と平行に壁状に配置する場合には、側方流動力の一部を前方に流すことにより、橋台に作用する側方流動力を軽減させる効果も期待できる。このような工法の対策効果が明らかになり、設計法が整備されれば、合理的な側方移動対策が取られるものと考えられる。

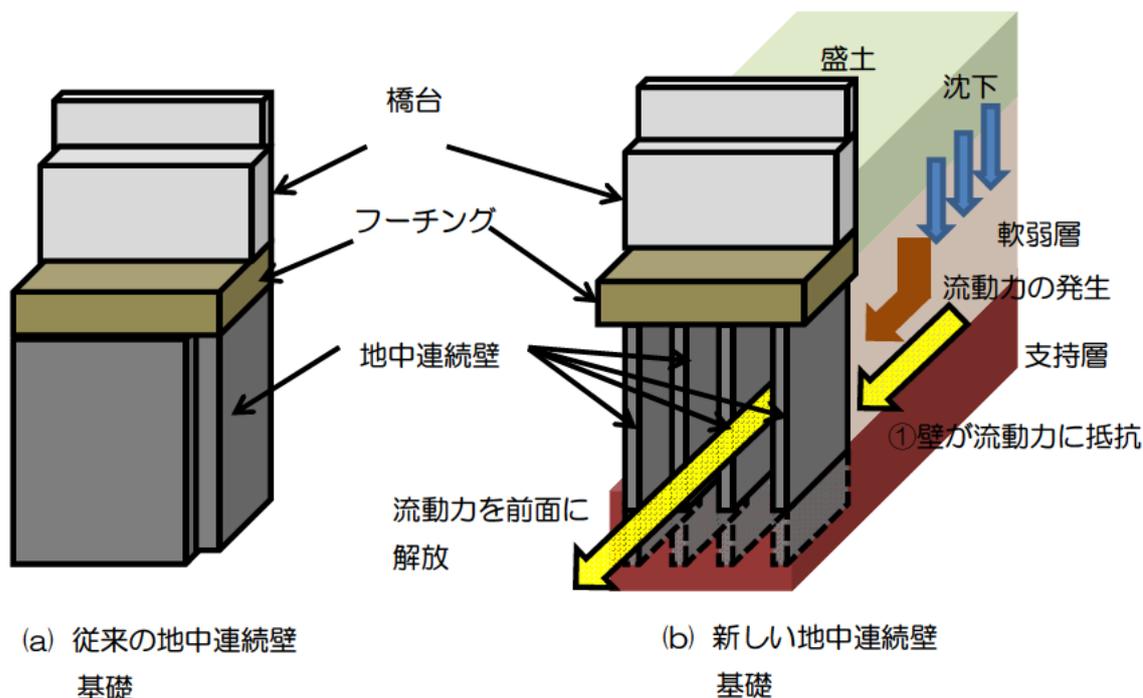


図-1.1.2 地中連続壁基礎による側方移動の基礎体抵抗法の概念図

上記のような対策工法の対策効果の評価および設計法の整備のためには、側方流動力としてどの程度の荷重が作用するのか、側方流動力に対して地中連続壁基礎がどのように抵抗するのか、さらに、効果的に対策効果を得るための壁の配置はどのようなものかを検討する必要がある。以上より、本文では、これらを明らかにすることを目的として実施した遠心実験および解析の結果を報告するものである。

1. 2 研究体制

本研究は、国立研究開発法人土木研究所 CAESAR と、地中連続壁協会との共同研究により実施したものである。表-1.2.1 に、研究担当者を示す。

表-1.2.1 研究体制一覧

担当者			検討事項				
所属	役職	氏名	①遠心実験の実施	②実験結果の整理	③設計法の検討		
			遠心実験による流動力および壁基礎挙動の確認	実験結果の整理およびとりまとめ	流動力および壁基礎挙動の評価・分析	流動力推定式の検討	壁基礎計算モデルおよび設計法の検討
国立研究 開発法人 土木研究 所 CAESAR	グループ長	中谷昌一	◎	◎	○	○	◎
	上席研究員	七澤利明	◎	◎	○	○	◎
	主任研究員	白戸真大	◎	◎	○	○	◎
	主任研究員	西田秀明	◎	◎	○	○	◎
	研究員	河野哲也	◎	◎	○	○	◎
	交流研究員	稲積一訓	◎	◎	○	○	◎
地中連続 壁協会		田坂幹雄	○	○	◎	◎	○

2. 遠心実験

2. 1 実験概要

実験は(国研)土木研究所 中型遠心力載荷試験施設において実施した。遠心力加速度は 80G である。

2. 1. 1 実験ケース

実験ケースは、流動力への影響を把握するため、粘土層厚と壁基礎枚数、基礎間隔をパラメータに設定した。表-2.1.1 に実験ケースの一覧を示す。

表-2.1.1 実験ケース一覧

ケース	粘土層厚	支持層厚	壁基礎枚数	壁厚	基礎間隔
Case1	250mm (20m)	175mm (14m)	1 枚	15mm (1.2m)	— —
Case2	250mm (20m)	175mm (14m)	3 枚	15mm (1.2m)	52.5mm (4.2m)
Case3	250mm (20m)	175mm (14m)	3 枚	15mm (1.2m)	75.0mm (6.0m)
Case4	125mm (10m)	300mm (24m)	3 枚	15mm (1.2m)	75.0mm (6.0m)

※()内は重力場での値

2. 1. 2 実験供試体諸元

軟弱層に基礎が建設されることを想定し、粘土層(カオリン材料)と支持層(セメント改良)の二層構成とした。壁基礎は曲げ剛性が実物と整合するようアルミで作製した(表-2.1.2)。各実験ケースの概要を図-2.1.1～図-2.1.4に示す。いずれのケースについても、壁基礎の背面に取り付けたモータージャッキにより、壁基礎背面地盤の地表面に下向き鉛直荷重を作用させることにより壁基礎に流動力を作用させた。

表-2.1.2 実物と模型の曲げ剛性の比較

	曲げ剛性 EI (Nm ²)
実物($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	1.60×10^{18}
模型(アルミ)	1.85×10^8

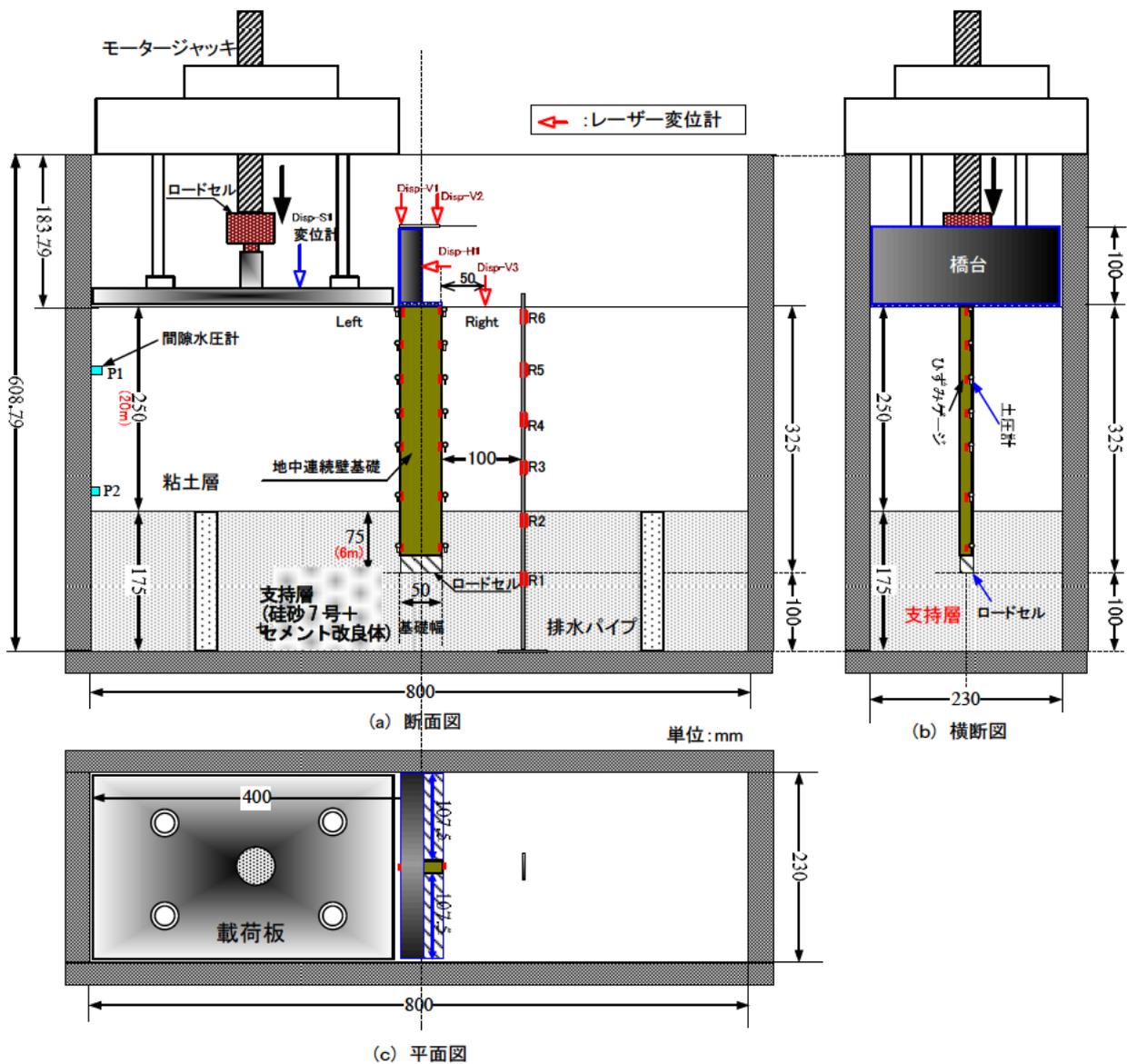


図-2.1.1 Casel の実験概要【粘土層 20m, 基礎枚数 1 枚】

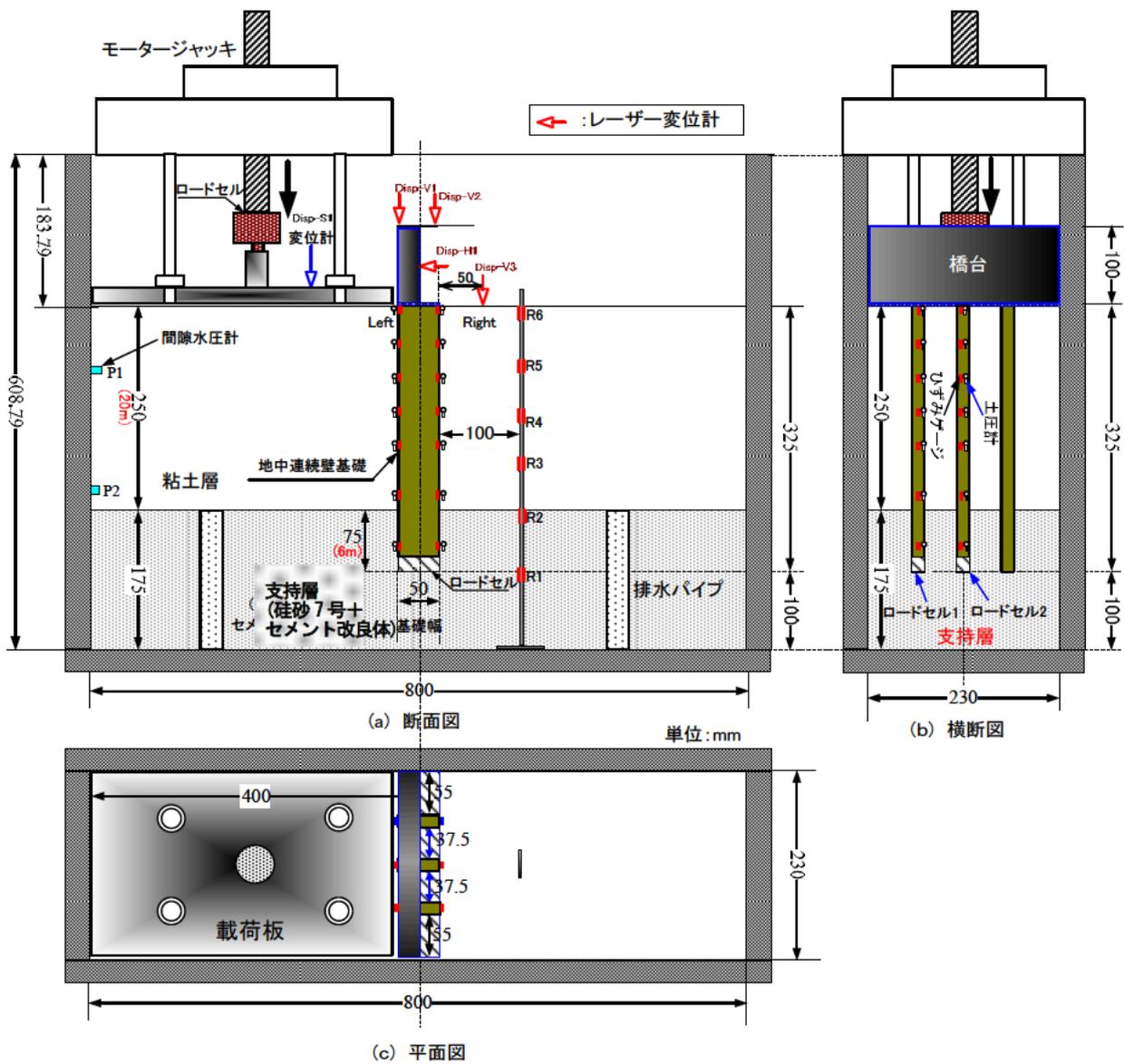


図-2.1.2 Case2 の実験概要【粘土層 20m, 基礎枚数 3 枚, 基礎間隔 4.2m】

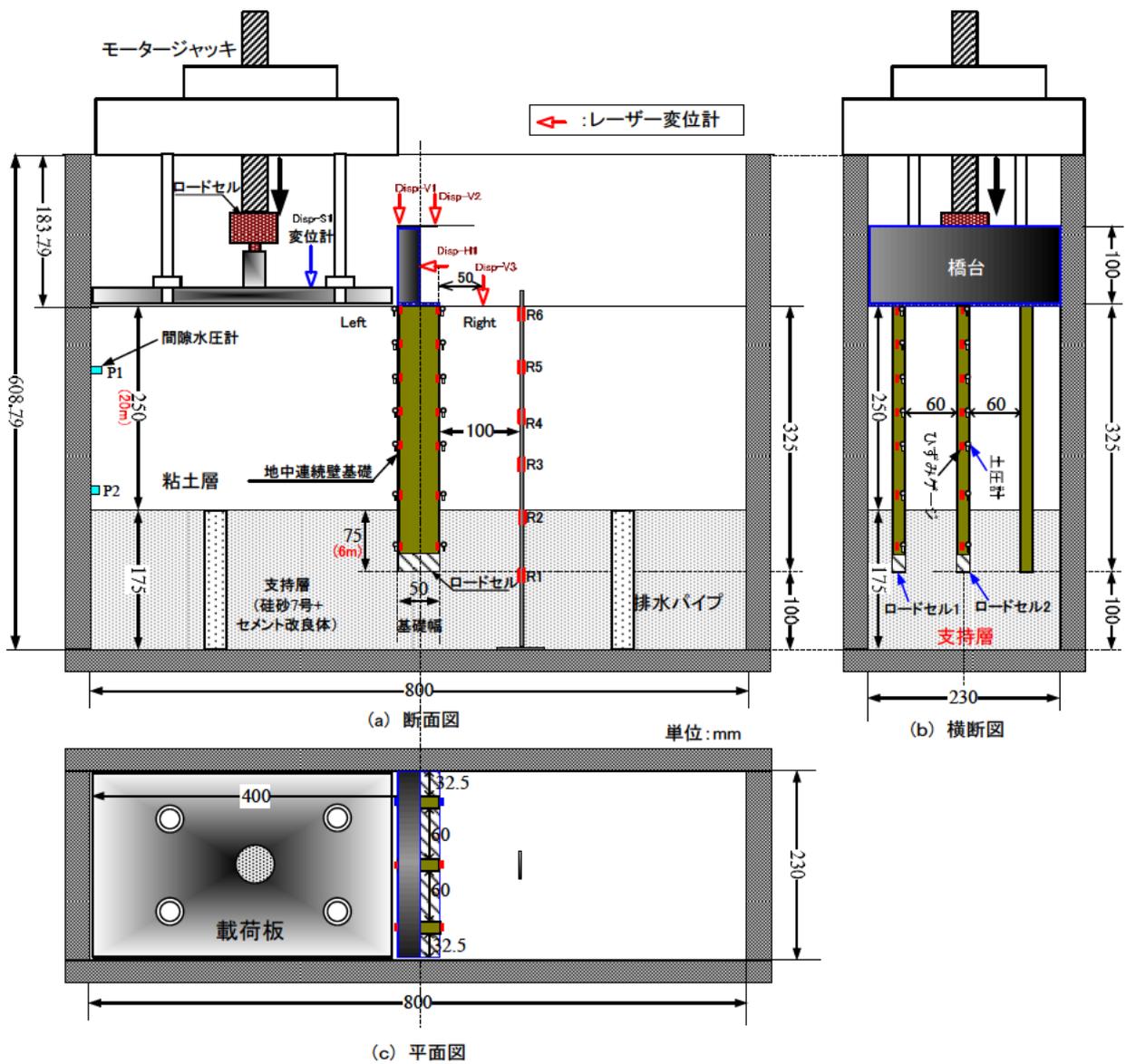
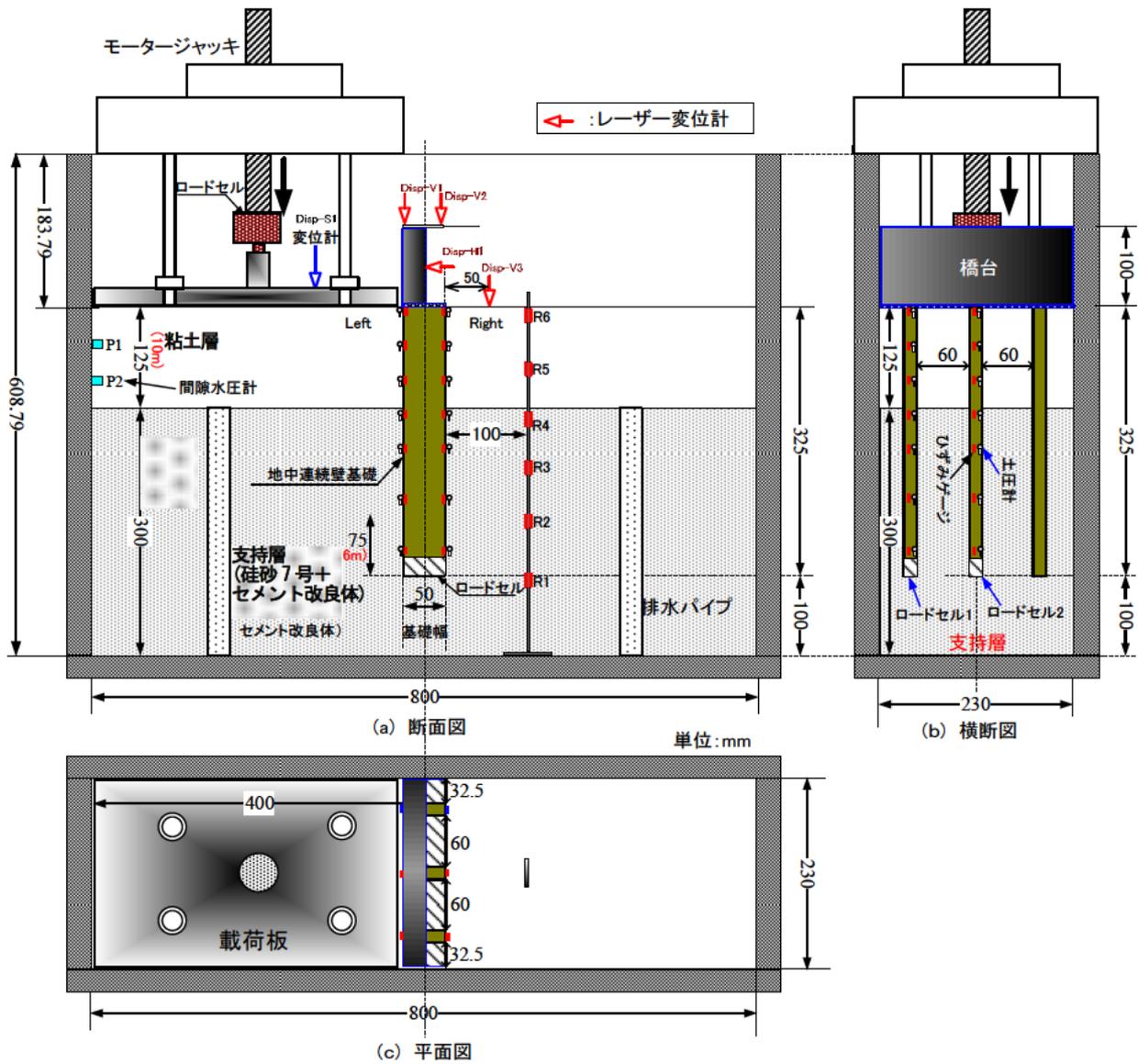


図-2.1.3 Case3 の実験概要【粘土層 20m, 基礎枚数 3 枚, 基礎間隔 6.0m】



2. 1. 3 地盤条件と地盤の作製方法および計測器の設置

図-2.1.5 に模型地盤の作製方法の概要を示す。模型地盤の作製は次の手順で行った。

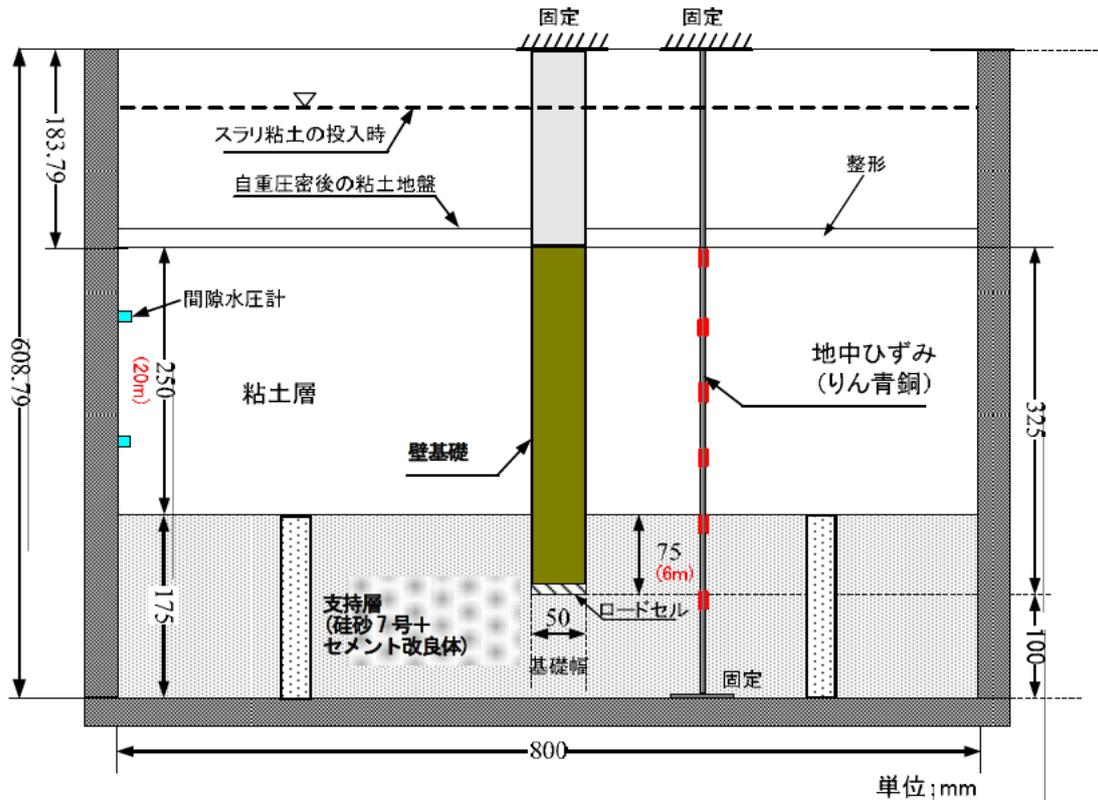


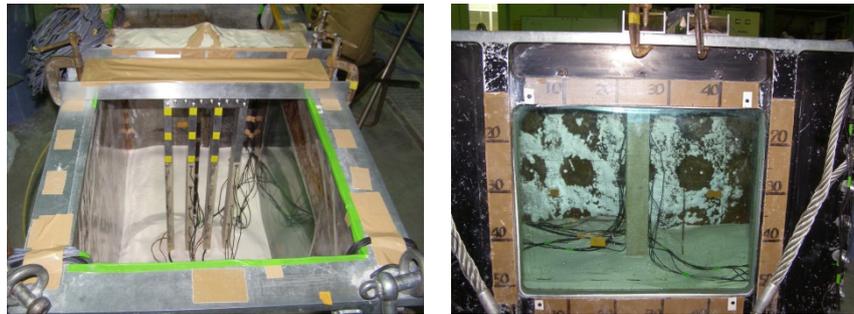
図-2.1.5 模型地盤の作製(Case1~3 の例)

- ① 地中ひずみ計は、図-2.1.5に示すように自重圧密によって変形しないようりん青銅の下端を土槽底面に、上端を土槽上面にとり付けた治具に固定した。なお、土槽上面の治具は地盤作製後に撤去するため、載荷時には、りん青銅は下端のみが固定され、上端は固定されていない。



写真-2.1.1 りん青銅の設置

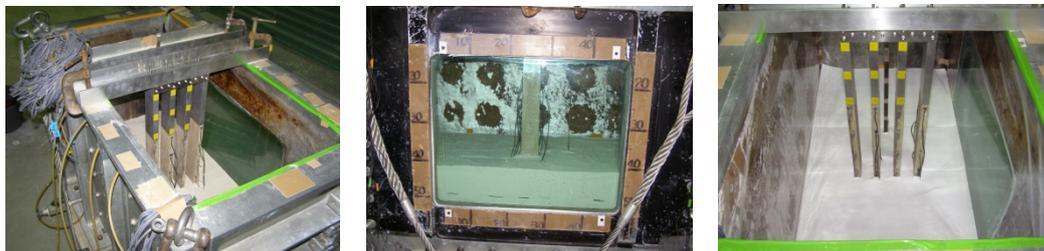
- ② 珪砂7号とセメント添加量3%の混合材料を用いて支持層を作製した。なお、支持層の強度は N 値=50を想定し、上記の混合材料を用いて $c=100\text{kN/m}^2$, $E=100000\text{kN/m}^2$ の支持層を作製した。支持層の作製は2段階に分けて実施し、まず、壁基礎底面までの高さの支持層を作製した。
- ③ ②の支持層の上に、壁基礎を設置させる。壁基礎の上端は、図-2.1.5に示すように固定した。



(a) 模型基礎の設置状況 (b) 模型基礎の設置状況(正面)

写真-2.1.2 模型基礎の設置

- ④ ②の方法で所定の高さ(175mm)まで支持層を作製し壁基礎を支持層に根入れさせた。その後、支持層表層に、粘性土が支持層に入らないように、ろ紙を敷いた。



(a) 支持層完成状況 (b) 支持層完成状況(正面) (c) ろ紙設置状況

写真-2.1.3 支持層の完成

- ⑤ 間隙水圧計を土槽の壁に設置した。



写真-2.1.4 間隙水圧計の設置

- ⑥ 粘性土層は、スラリー状態に作製したカオリン材料(初期含水比90%)を土槽に投入し、約5cm投入毎にバイブレータによりエア抜き作業を行いながら作製した。なお、N値5未満の軟弱な粘性土を想定している。



(a) カオリン投入・空気抜き作業

(b) カオリン投入完了

写真-2.1.5 粘性土層の作製

- ⑦ 所定の高さまで(初期高さ39cm)投入した後、カオリンの乾燥を防ぐために水を入れた。水位はカオリン表面から3cm程度とした。
- ⑧ 80Gまで遠心加速度を上昇させ、自重圧密を行った。圧密終了の判定は \sqrt{t} 法に基づき、自重圧密終了後、粘土地盤を整形し、所定の高さ(粘土地盤高さ25cm)の地盤を作製した。

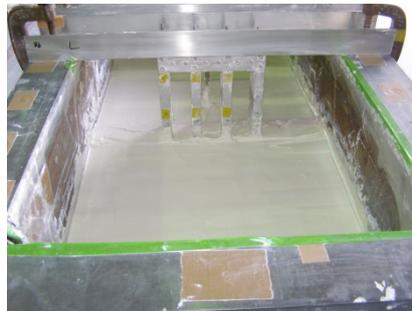
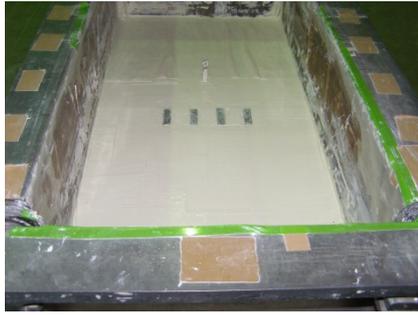


写真-2.1.6 粘土地盤の整形

⑨ 壁基礎模型やりん青銅等の固定用治具を外し，橋台，レーザー変位計などの計器を設置した．



(a) 模型基礎固定台の取り外し (b) 橋台とフーチングの固定

写真-2.1.7 橋台，フーチングの設置

2. 1. 4 載荷方法

載荷方法は以下の手順で行う。

- ① 80G まで遠心力加速度を上昇させ、80G に到達した段階で、地盤の間隙水圧が安定するまで放置する。
- ② 80G 場圧密終了した後、盛土載荷はモータージャッキ(載荷板寸法：幅 37cm×奥行き 22.8cm)を用いて載荷速度 1mm/min の変位制御で載荷する。なお、載荷荷重の最大値はロードセルの計測限界値である 20kN とする。

2. 1. 5 計測概要

本実験の計測項目と計測チャンネル数を表-2.1.3 に示す.

また, 実験終了後に, 地盤の表面・側面に標点を設置し, 載荷時に標点の移動をビデオカメラにより撮影した. 図-2.16~2.1.10 に計測機器および標点の配置図を示す. なお, 巻末に付した CD に保存されているデータの ch 番号は, 図-2.16~2.1.10 に合わせている.

表-2.1.3 計測項目とチャンネル数のまとめ

計測項目	数量	仕 様	CH 数	備 考
地中 ひずみ計	1 本	・りん青銅両面に 6 箇所 のひずみゲージを付着(12 点)	12	地盤の変形を計測
壁基礎	3 本	・ひずみゲージは 7 箇所両面に 付着(14 点×2 本) ・土圧計は 7 箇所を両面に設置 (14 点×2 本)	56	壁基礎の曲げ モーメント, 土圧, 底面 のせん断力を計測
間隙水圧計	2 個	・土槽壁に設置	2	間隙水圧を測定
変位計	1 個	・圧密沈下測定用, 載荷版変位	1	地盤沈下測定
ロードセル	3 個	・基礎底面のせん断力, 鉛直力測 定 2 個×2CH ・盛土荷重 1 個×1CH	5	
レーザー 変位計	4 個	・橋台に鉛直 2 箇所, 水平 1 箇所 ・粘土地盤に鉛直 1 箇所	4	壁基礎の水平・鉛直変 位, 地盤の沈下量
合計 CH 数			80	

その他の計測：画像解析による地盤変位の計測

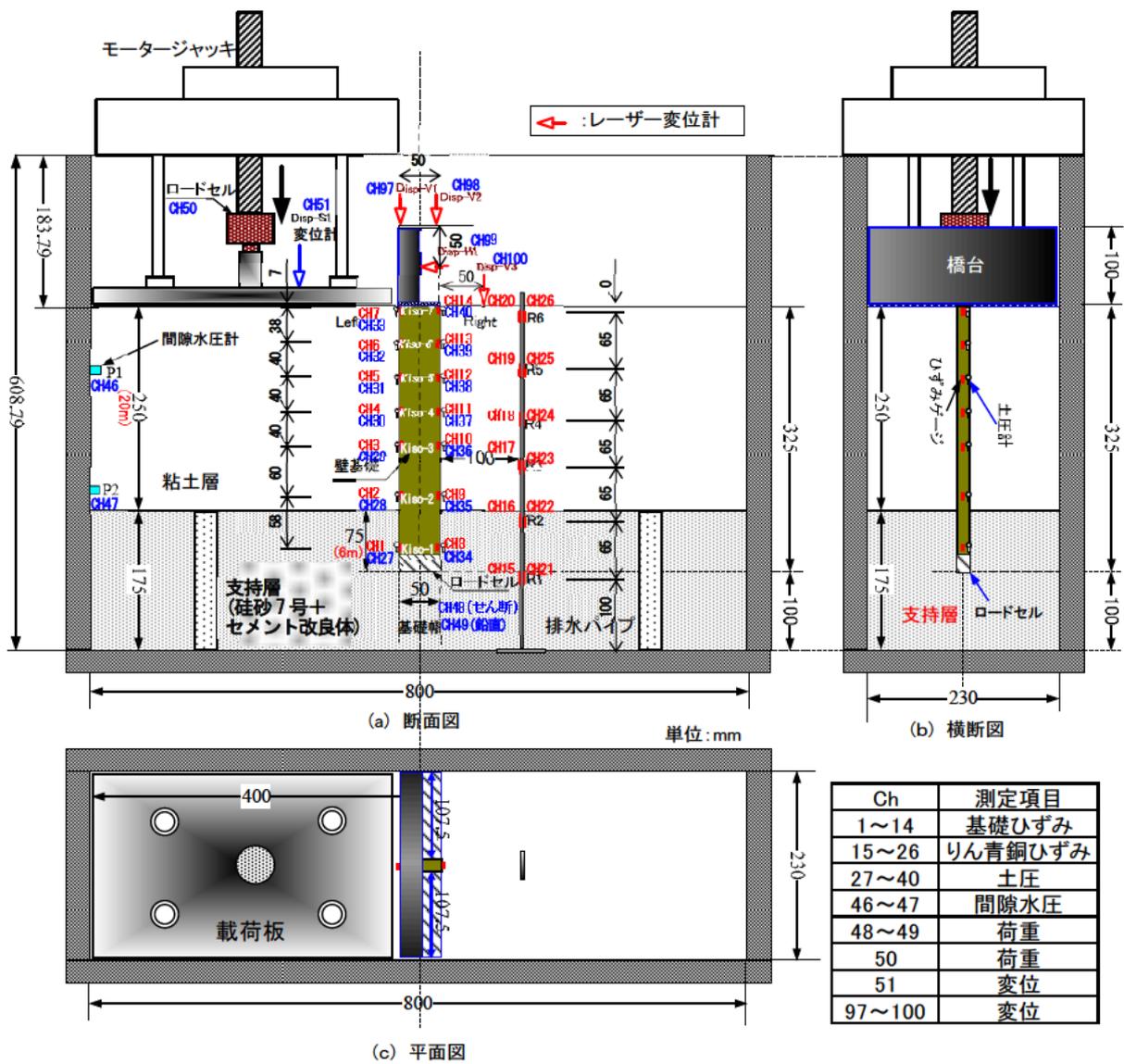


図-2.1.6 計測機器設置位置(Case1)

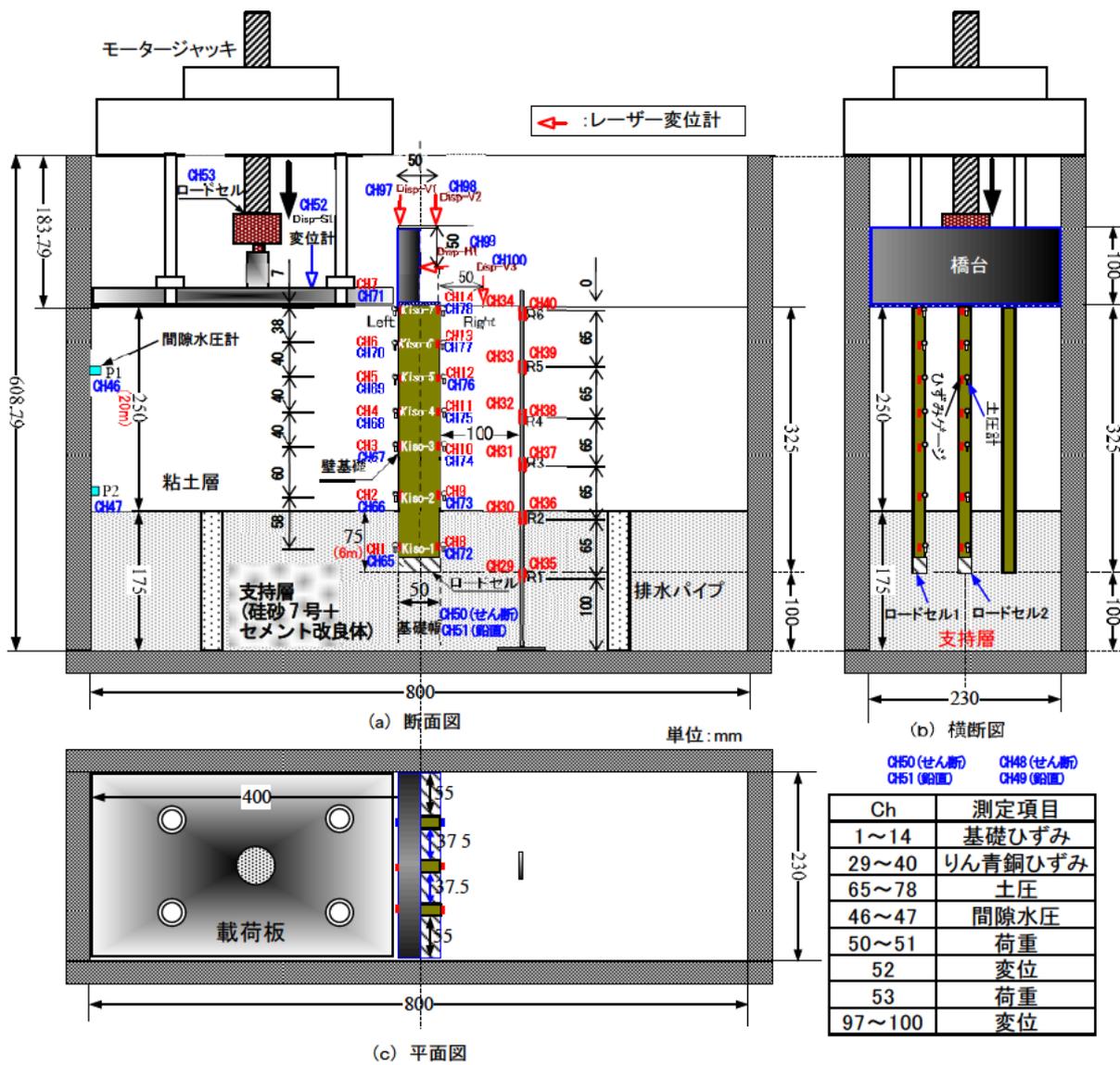


図-2.1.7 計測機器設置位置 (Case2・3 端壁)

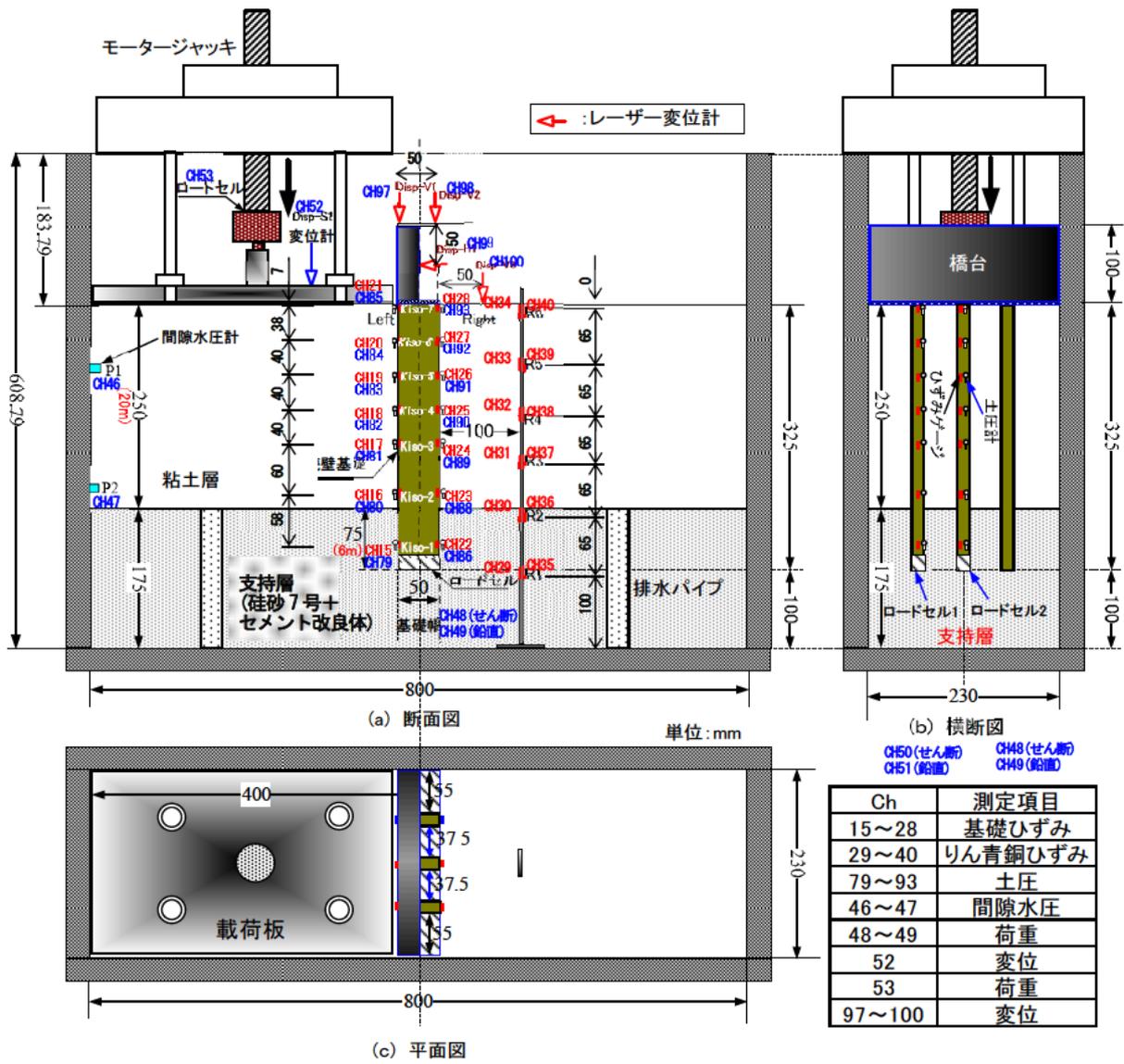


図-2.1.8 計測機器設置位置 (Case2・3 中壁)

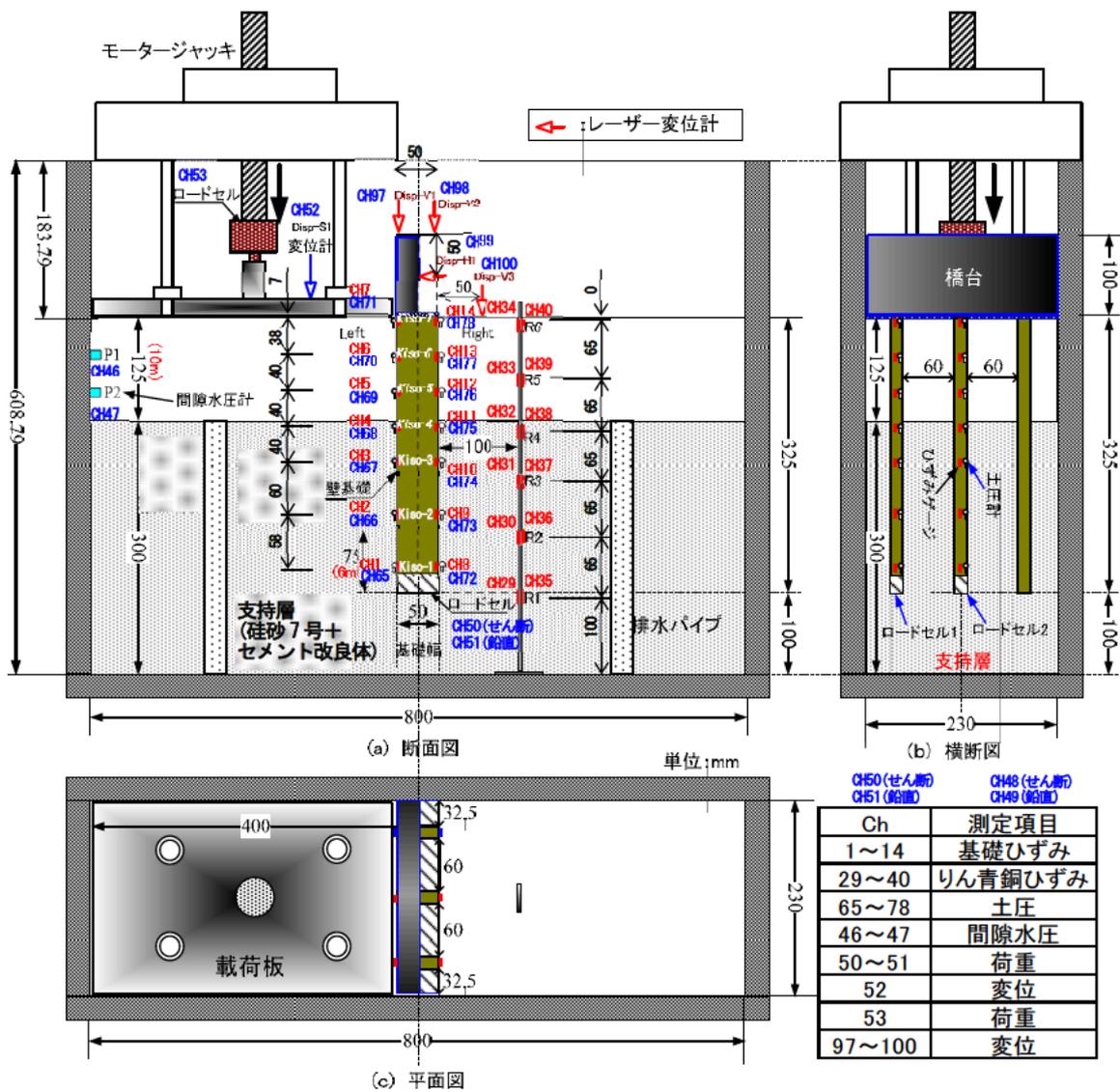


図-2.1.9 計測機器設置位置(Case4 端壁)

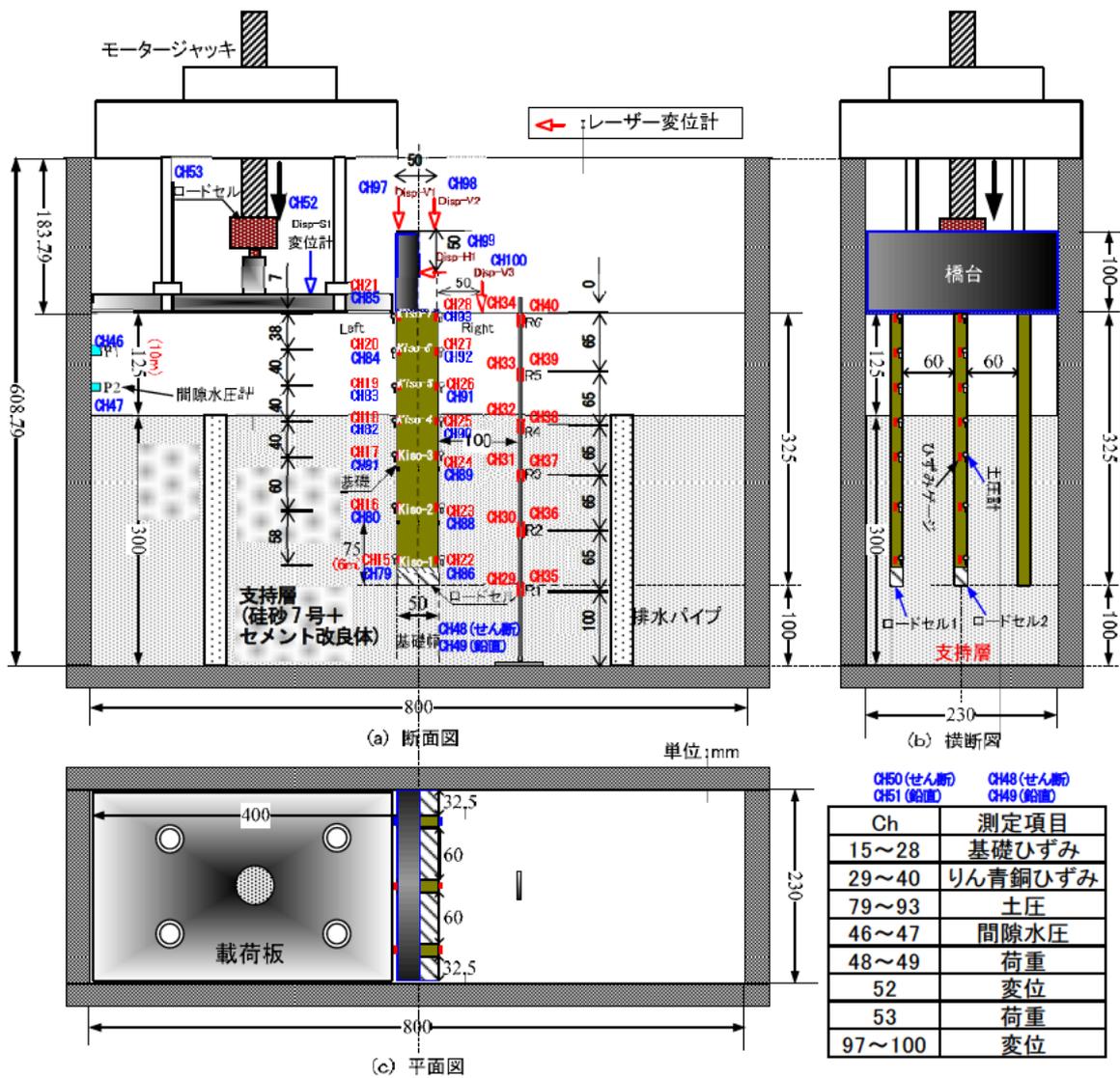


図-2.1.10 計測機器設置位置(Case4 中壁)

2. 2 実験結果

以降に示す実験結果は、重力場に換算した値であり、載荷実験結果については、載荷開始時を0とした値である。

2. 2. 1 土質試験結果

本実験で用いた地盤材料について物理試験を実施した。また、粘土層および支持層の強度を確認するために力学試験を実施した。実施した室内土質試験の一覧を表-2.2.1 に示す。

表-2.2.1 室内土質試験の一覧

試験項目	東北硅砂7号	カオリン ASP-100	支持層 (セメント改良)
土粒子の密度試験	○	○	—
土の粒度試験	—	○	—
砂の最大・最小密度試験	○	—	—
土の三軸圧縮試験(CUbar)	—	○	—
土の一軸圧縮試験	—	—	○

(1) 物理試験結果

表-2.2.2～表-2.2.4 に物理試験結果を示す。

表-2.2.2 土粒子の密度試験結果

試料名	東北硅砂7号	カオリン ASP-100
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.624	2.601

表-2.2.3 粒度試験結果

試料名	カオリン ASP-100
砂分 (%)	-
シルト分 (%)	1.5
粘土分 (%)	98.5
細粒分含有率 (%)	100.0
最大粒径 D_{\max} (mm)	0.075

表-2.2.4 砂の最大・最小密度試験結果

試料名	東北硅砂7号
最大密度 $\rho_{d\max}(\text{g/cm}^3)$	1.593
最小密度 $\rho_{d\min}(\text{g/cm}^3)$	1.271

(2) 力学試験結果

粘土層の強度を確認するために、模型地盤材料で用いられているカオリン ASP-100 を用いて三軸圧縮試験(CUbar)を実施した。供試体は初期含水比 90%に調整したカオリン粘土を直径 15cm×高さ 17.5cm のモールドに入れて 40kN/m² の圧密圧力で予圧密して作製した。三軸圧縮試験の拘束圧は地盤の土被り圧を考慮して $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ 、 100kN/m^2 、 200kN/m^2 で実施した。図-2.2.1 に応力-ひずみ関係、図-2.2.2 にモール応力円と強度線を示す。

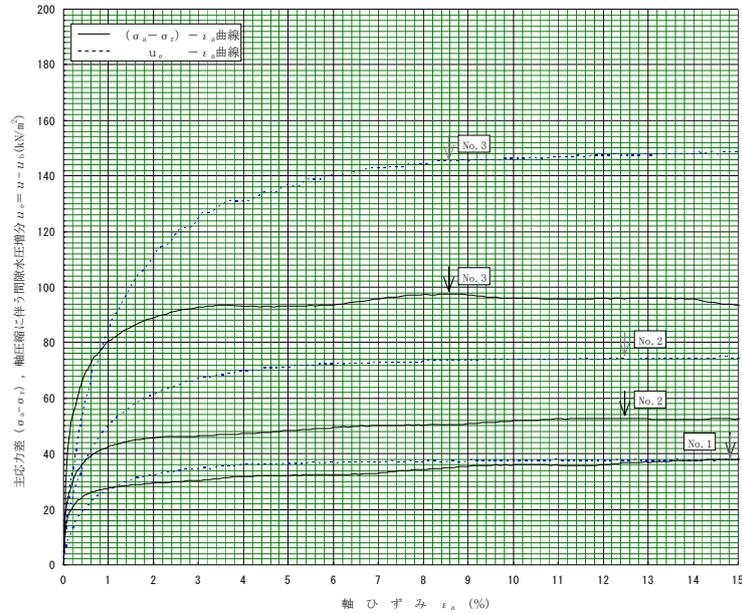


図-2.2.1 応力-ひずみの関係

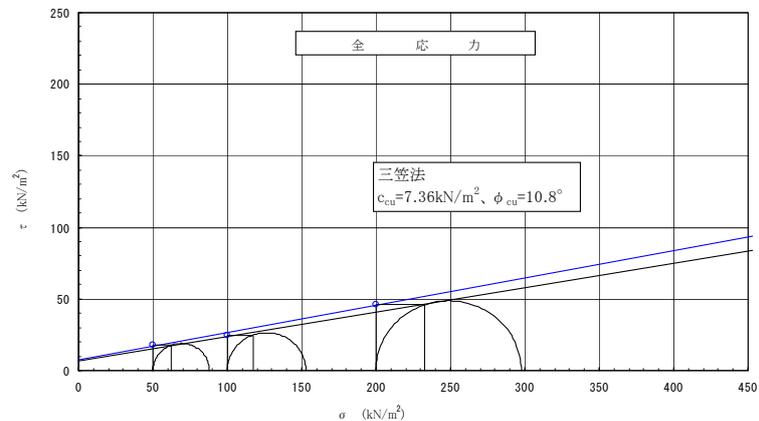
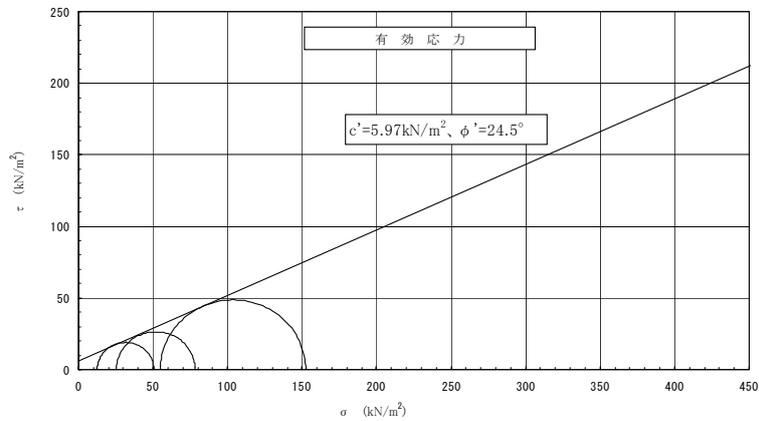


図-2.2.2 モール応力円と強度線

遠心模型実験の粘土地盤は非排水条件であるため、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を設定する場合は全応力強度である $c_{cu}=7.36\text{kN/m}^2$ と $\phi_{cu}=10.8^\circ$ を用いる。粘土地盤の深さ(土被り圧)によって地盤の密度が変化し地盤のせん断強度も変化するため、強度の推定方法が必要である。今回、地盤の深さ方向のせん断強度を求める方法として、以下の方法を提案した。

三軸圧縮試験における破壊面上の応力 (σ_n, τ_n) は、図-2.2.3 に示す破壊時のモールの応力円に基づいて式(2.2.1)と式(2.2.2)を誘導した。図-2.2.4 に σ_n と τ_n の関係を示す。

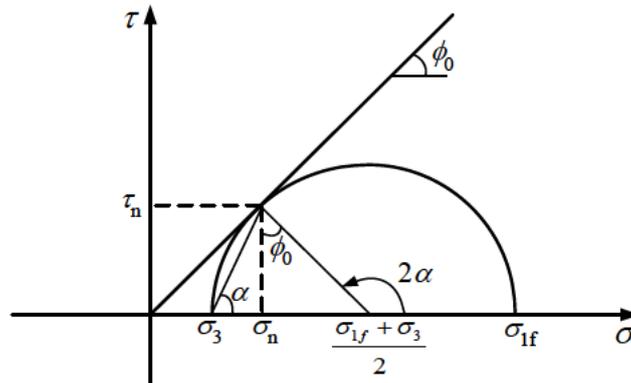


図-2.2.3 破壊時のモールの応力円

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_{1f} + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_3)\cos 2\alpha \quad \text{式 (2.2.1)}$$

$$\tau_n = \frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_3)\sin 2\alpha \quad \text{式 (2.2.2)}$$

ここに、

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi_0}{2}$$

$$\phi_0 = \sin^{-1}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}\right)$$

である。

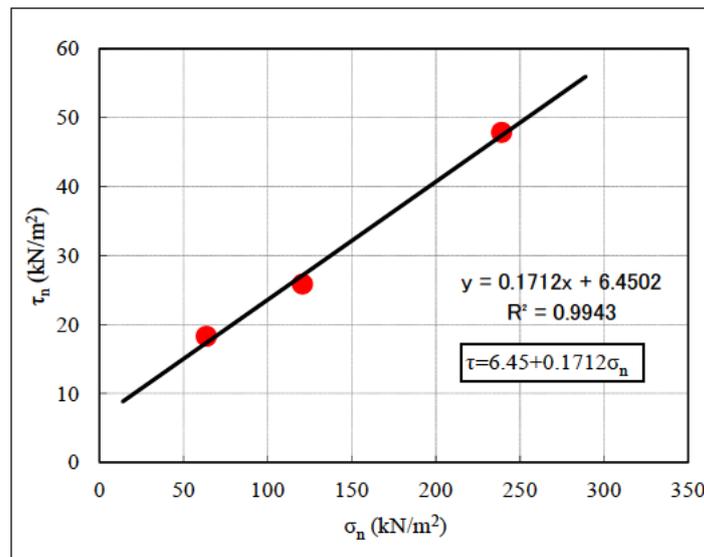


図-2.2.4 $\tau_n - \sigma_n$ の関係

支持層の強度はセメント配合材料であるため、養生日数によって材料の強度が変わる可能性がある。支持層の材料強度を確認するために、模型地盤と同時作成した一軸圧縮供試体を用いて、遠心実験終了後に一軸圧縮試験を実施した。なお、目標値は $c=100\text{kN/m}^2$ 、 $E=100\text{MN/m}^2$ とした。Case1～Case4 の一軸圧縮試験の結果を表-2.2.5～表-2.2.8 に示す。

表-2.2.5 Case1 の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	平均
q_u (kN/m^2)	225.0	244.0	234.5
E_{50} (MN/m^2)	133.6	137.8	135.7
c (kN/m^2)	112.5	122.0	117.3

表-2.2.6 Case2 の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	No. 3	平均
q_u (kN/m^2)	148.1	165.8	177.5	163.8
E_{50} (MN/m^2)	187.2	69.3	65.1	107.2
c (kN/m^2)	74.0	82.9	88.8	81.9

表-2.2.7 Case3 の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	No. 3	平均
q_u (kN/m^2)	139.0	153.3	217.4	169.9
E_{50} (MN/m^2)	38.3	32.3	96.9	55.9
c (kN/m^2)	69.5	76.7	108.7	85.0

表-2.2.8 Case4 の支持層の一軸圧縮試験結果

供試体No.	No. 1	No. 2	No. 3	平均
q_u (kN/m^2)	155.8	136.9	162.5	151.7
E_{50} (MN/m^2)	58.8	71.8	84.7	71.8
c (kN/m^2)	77.9	68.4	81.3	75.9

(3) 地盤定数

表-2.2.9 に地盤物性値の一覧を示す。

支持層については、表-2.2.5～表-2.2.8 に示す各ケースの結果の平均値を示したものである。粘土層の粘着力については、図-2.2.4 の強度線($\tau = 6.45 + 0.1712 \sigma_n$)と有効応力度分布より算定した。また、変形係数については、表-2.2.10 に示す予備試験結果より、 $E_{50} = 30 \cdot c$ として推定した。

表-2.2.9 地盤物性値一覧

ケース	粘土層(カオリン材料)		支持層(セメント改良)	
	粘着力 c (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)	粘着力 c (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)
Case1	11.1～33.3	0.33～1.00	117.3	135.7
Case2	11.6～32.9	0.35～0.99	81.9	107.2
Case3	11.6～33.2	0.35～1.00	85.0	55.9
Case4	13.4～23.8	0.40～0.71	75.9	71.8

表-2.2.10 粘土層の予備試験結果

		粘着力 c (kN/m ²)	変形係数 E ₅₀ (MN/m ²)	E ₅₀ /c
地盤の上部	供試体 No.1	4.20	0.078	18.57
	供試体 No.2	4.30	0.132	30.70
	平均	4.25	0.105	24.71
地盤の中部	供試体 No.1	6.10	0.345	56.56
	供試体 No.2	6.00	0.190	31.67
	平均	6.05	0.267	44.13
地盤の下部	供試体 No.1	10.40	0.257	24.71
	供試体 No.2	10.70	0.396	37.01
	平均	10.55	0.327	31.00
全平均		—	—	33.20

2. 2. 2 荷重－変位関係

Case1～Case4の荷重－変位関係を図-2.2.5～図-2.2.8に示す。ここで、荷重は背面盛土からの荷重を想定したモータージャッキによる載荷荷重で、変位は橋台壁に取付けた変位計(図-2.1.1～図-2.1.4のDisp-H1)により計測した橋台壁の水平変位を示している。

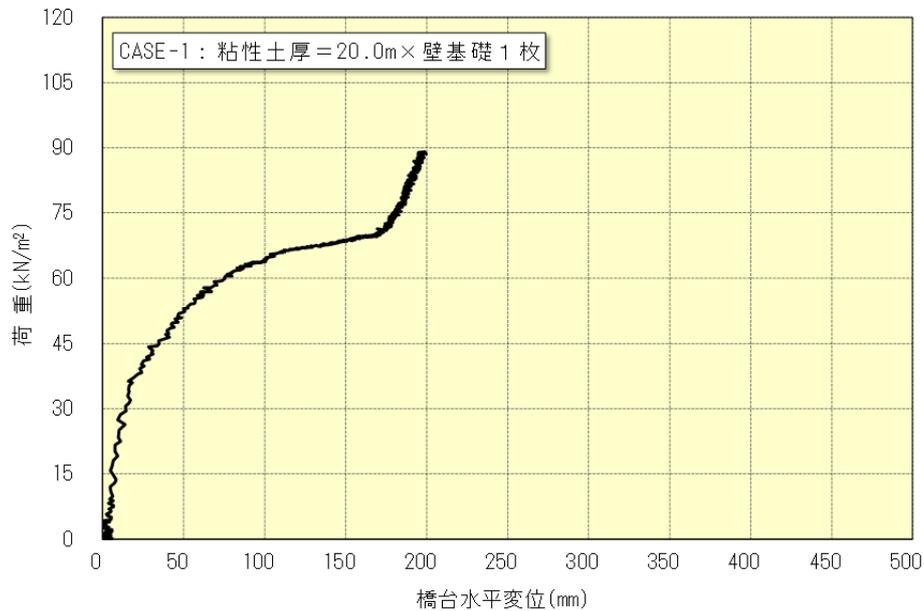


図-2.2.5 荷重－変位関係(Case1)

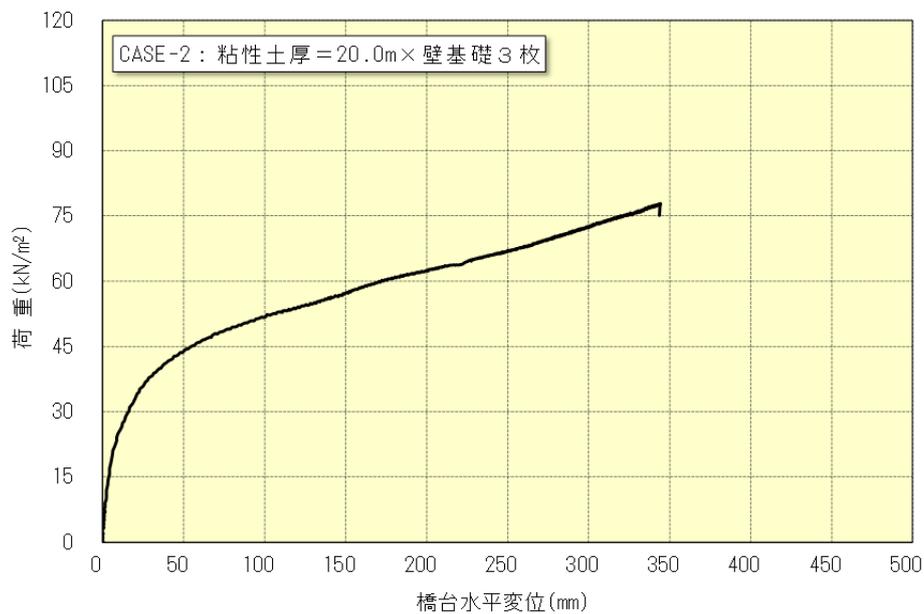


図-2.2.6 荷重－変位関係(Case2)

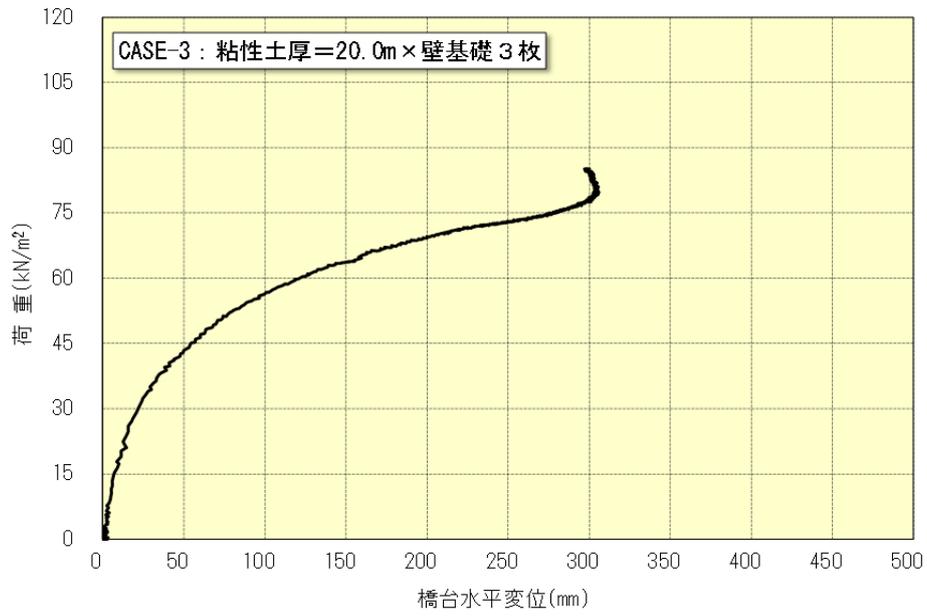


図-2.2.7 荷重—変位関係(Case3)

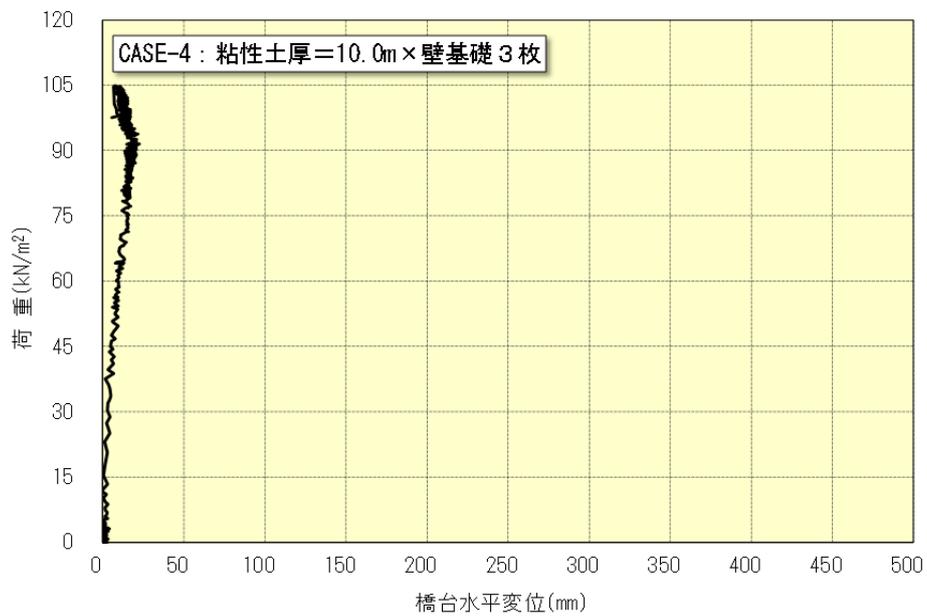


図-2.2.8 荷重—変位関係(Case4)

2. 2. 3 壁基礎と地盤の変位

図-2.2.9～図-2.2.12 に Case1～Case4 の壁基礎の変位，図-2.2.13 に画像解析結果から得られた地盤変位を示す。

壁基礎の変位は盛土高 1m, 2m, 3m, 4m の時の値であり，地盤の変位は壁基礎中心位置における盛土高 4m の時の変位である。

壁基礎の変位は基礎上端が最も大きく，深くなるに伴って小さくなり，支持層上面でほぼ 0 になるという，逆三角形分布となっている地盤の変位については，地表面よりやや深い位置で最大となっている。

壁基礎の変位を地盤の変位と比較すると，地盤の最大変位は 1m～3.5m となっている一方で，壁基礎の変位は最大でも 0.35m 程度であり，地盤の変位の方が 100 倍ほど大きい。

以上より，壁基礎は地盤の変位に追随することなく，初期の位置から大きく移動しなかったことがわかる。

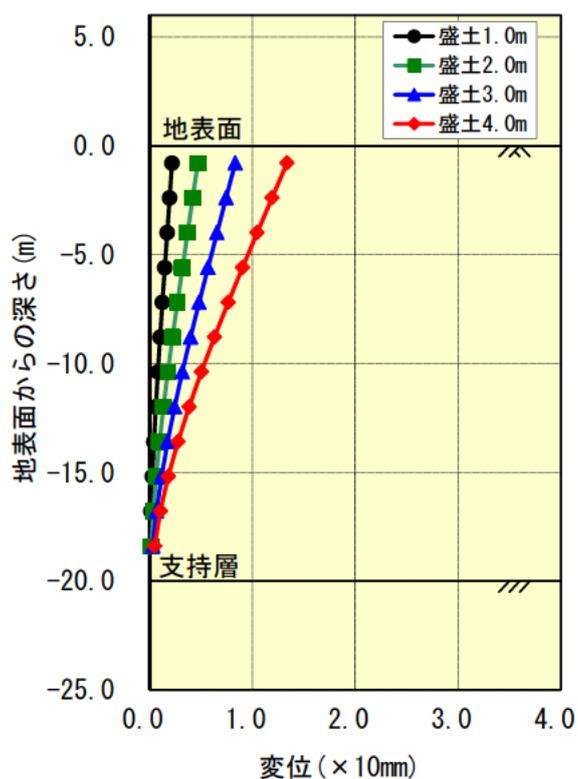


図-2.2.9 壁基礎の変位(Case1)

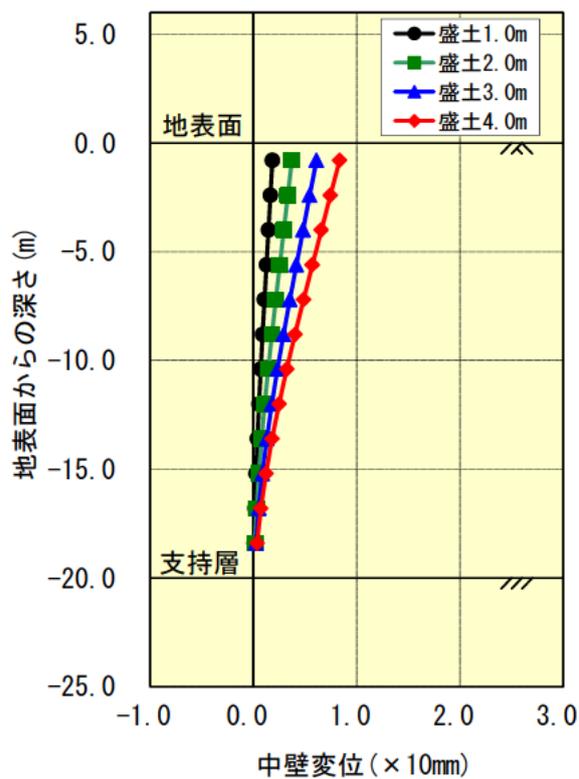
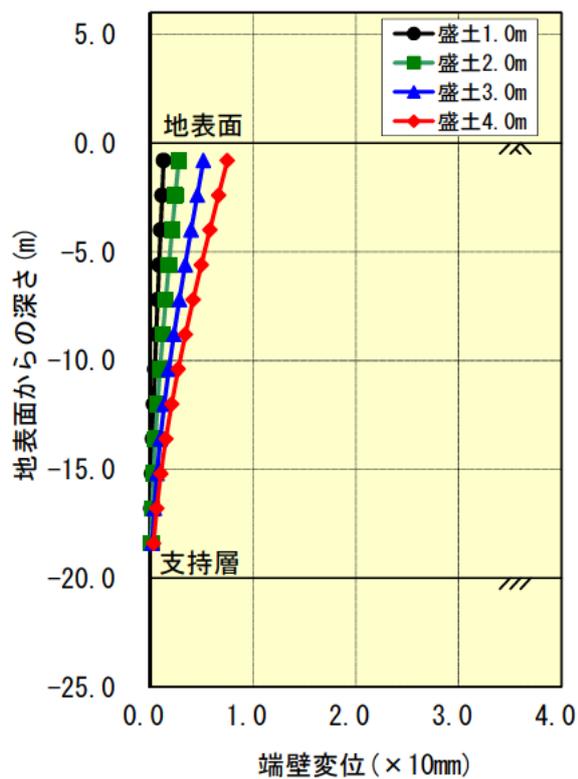


図-2.2.10 壁基礎の変位(Case2)

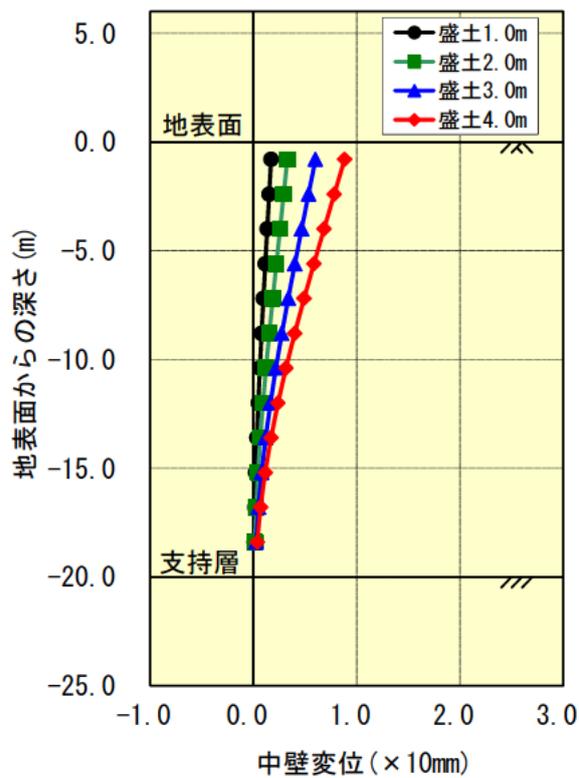
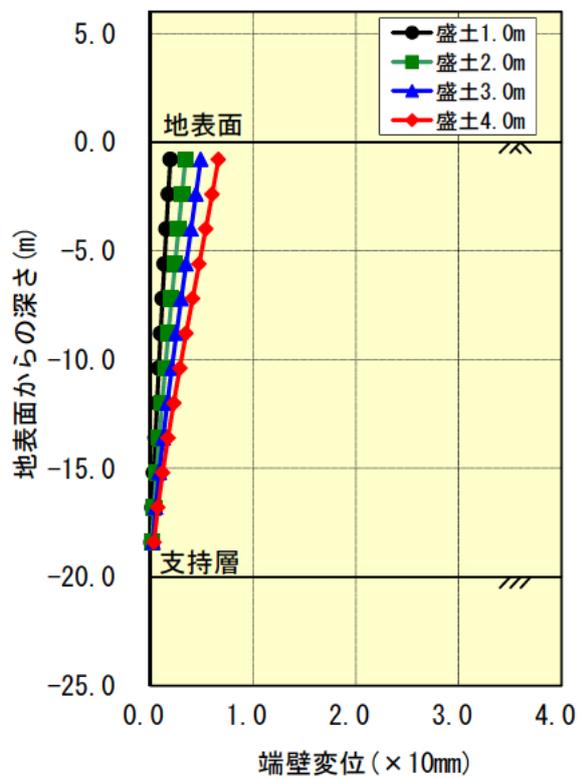


図-2.2.11 壁基礎の変位(Case3)

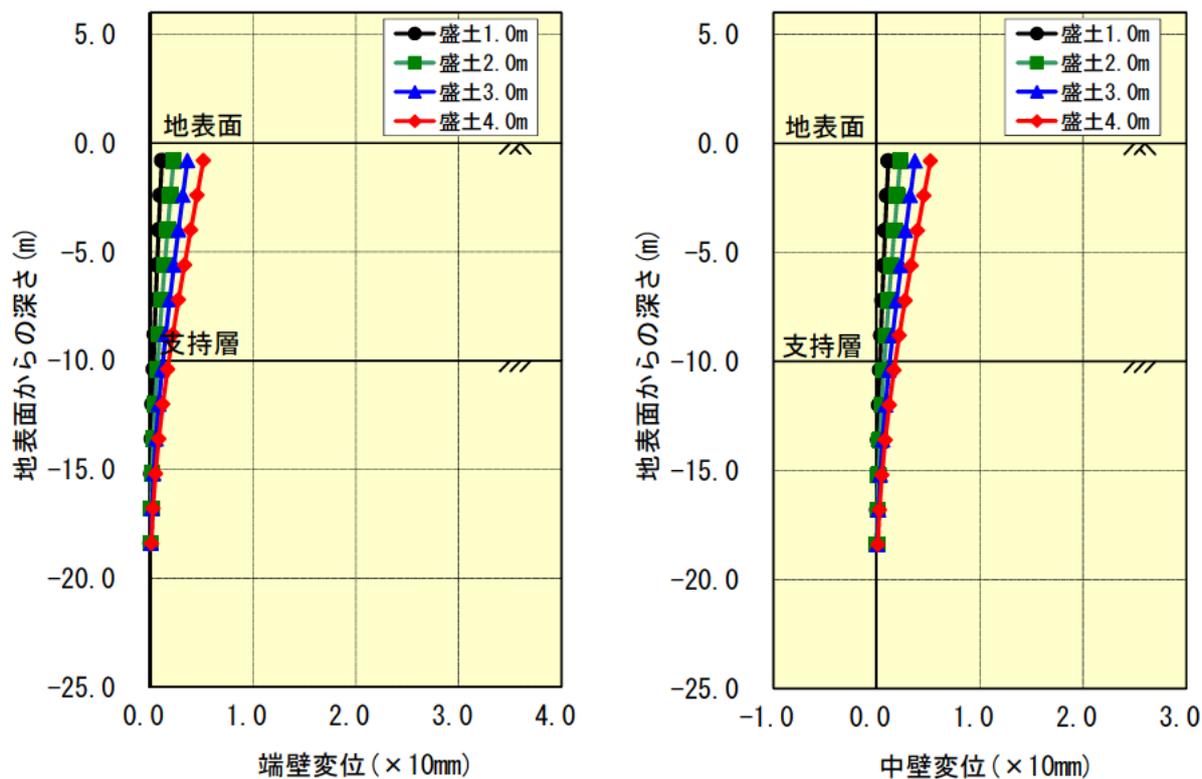


図-2.2.12 壁基礎の変位(Case4)

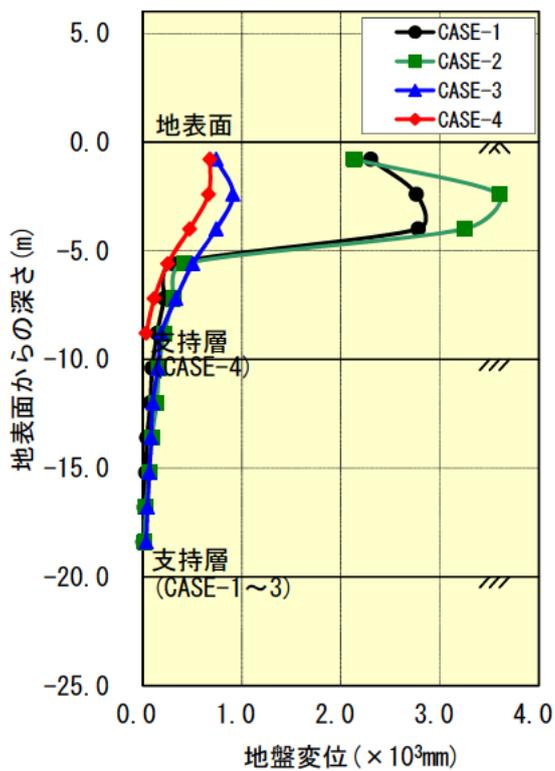


図-2.2.13 地盤変位(盛土高 4.0m)

2. 2. 4 壁基礎に生じた曲げモーメント

図-2.2.14～図-2.2.17に Case1～Case4 の壁基礎に発生した曲げモーメントを示す。

いずれのケースにおいても、壁基礎背面に生じる曲げモーメントは、荷重の増加に伴って増加していることが分かる。その深度方向分布は、壁基礎上端で0となっている。

最大曲げモーメントが生じる位置は、粘土層厚が大きい Case1～3 では支持層の直上であり、粘土層が小さい Case4 では支持層内であった。

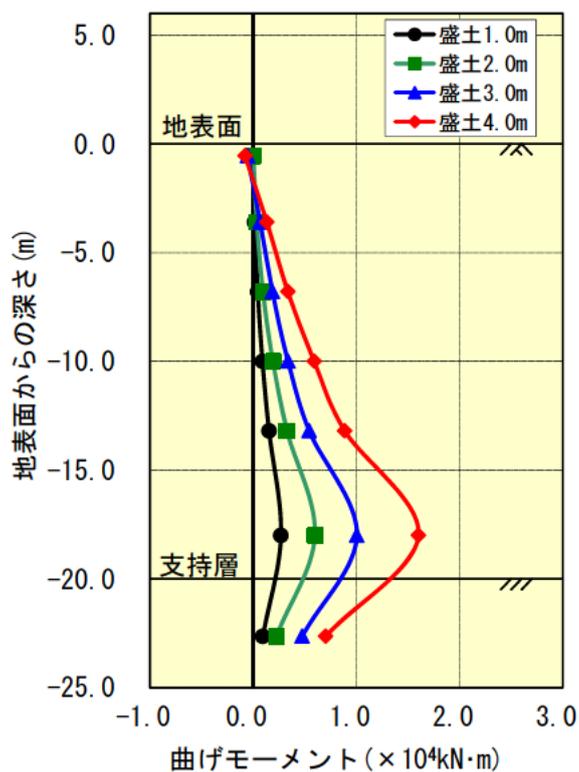


図-2.2.14 壁基礎背面の曲げモーメント(Case1)

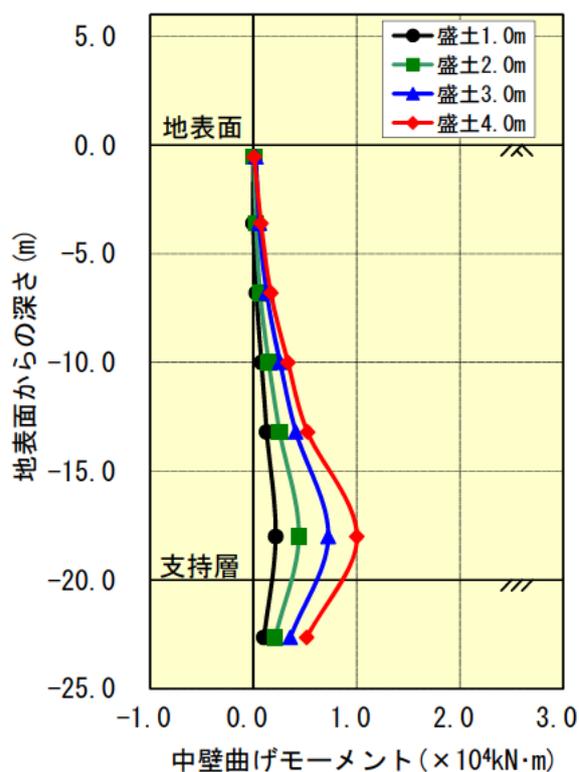
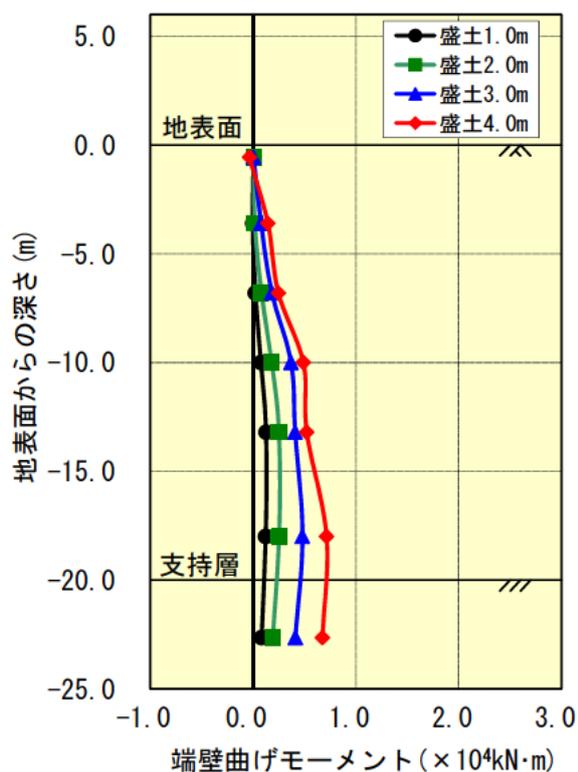


図-2.2.15 壁基礎背面の曲げモーメント(Case2)

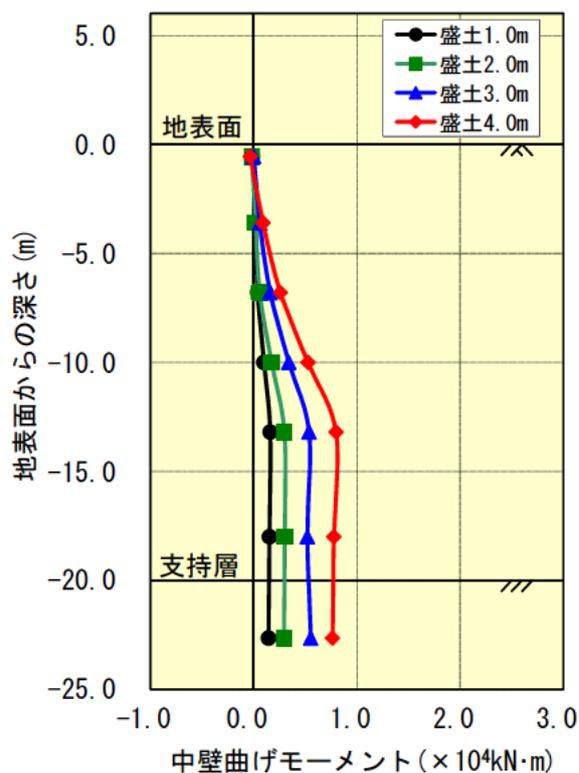
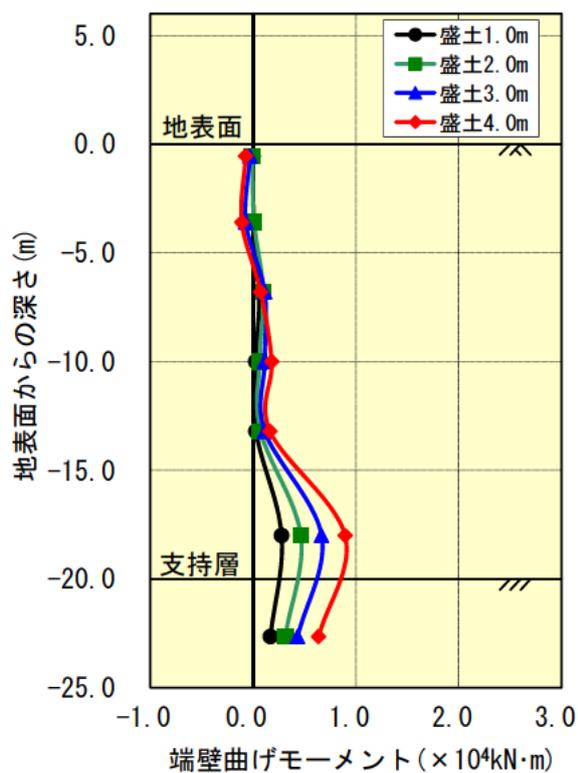


図-2.2.16 壁基礎背面の曲げモーメント(Case3)

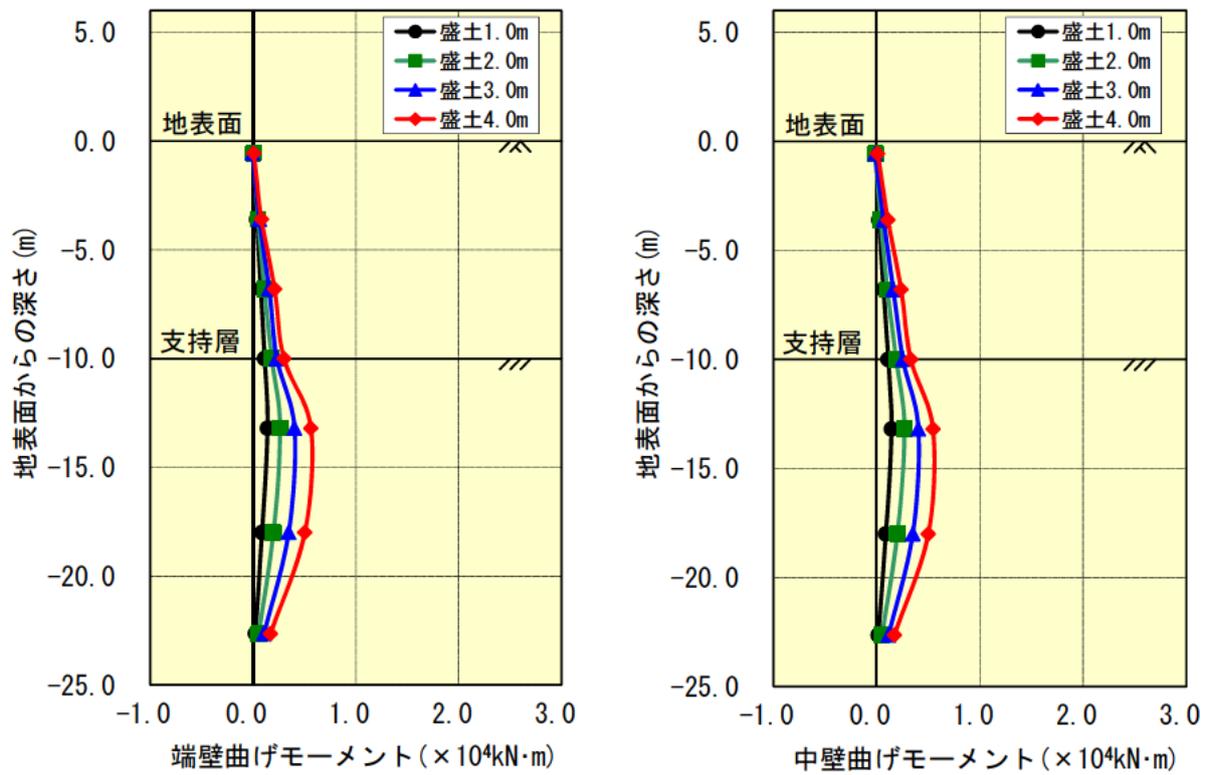


図-2.2.17 壁基礎背面の曲げモーメント(Case4)

2. 2. 5 基礎周面の地盤抵抗と流動力の推定に用いる測定値

(1) 基礎周面の地盤抵抗

基礎周面の地盤抵抗要素としては、道示IVに示されるように基礎底面の鉛直方向地盤抵抗，水平方向せん断地盤抵抗，基礎前面の水平方向地盤抵抗，基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗，基礎側面の水平方向せん断抵抗，鉛直方向せん断抵抗の6種類がある(図-2.2.18)．本実験では，このうち基礎前面の水平方向地盤抵抗として基礎前面土圧，基礎底面の鉛直方向地盤抵抗として基礎底面鉛直反力，基礎底面の水平方向地盤抵抗として基礎底面水平反力をそれぞれ測定した．

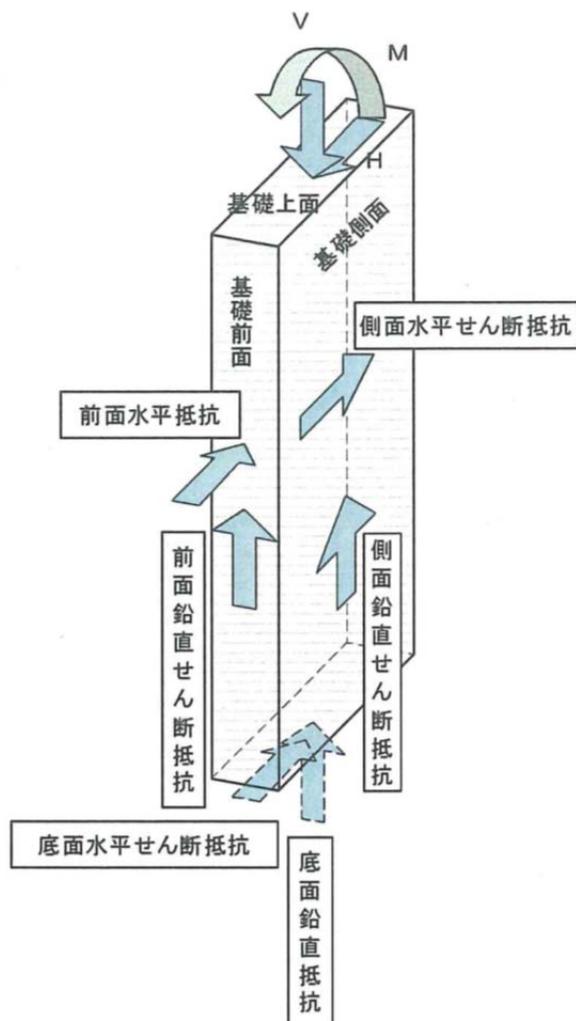


図-2.2.18 地盤抵抗要素

図-2.2.19～図-2.2.22 に基礎前面に取り付けた土圧計により測定された Case1～Case4 の基礎前面土圧を示す。なお、本部以降の図中に示す盛土 1.0m, 2.0m, 3.0m, 4.0m は、盛土の単位体積重量を $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ として載荷荷重を盛土高さに換算したものであり、それぞれ、載荷板下面の設置圧が 18kN/m^2 , 36kN/m^2 , 54kN/m^2 , 72kN/m^2 になったときに対応している。

図中には、式(2.2.3)で示される道示IVにおける基礎前面の水平地盤反力度の上限値もあわせて示す。

$$p_p = K_p \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} + K_p \cdot q \quad \text{式(2.2.3)}$$

ただし、

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]} \quad \text{式(2.2.4)}$$

ここに、

- γ : 土の単位体積重量(kN/m^3)
- p_p : 深さ x における受働土圧強度(kN/m^2)
- K_p : 受働土圧係数
- x : 深さ(m)
- c : 土の粘着力(kN/m^2)
- q : 地表載荷荷重(kN/m^2)
- ϕ : 土のせん断抵抗角(度)
- δ : 基礎壁面と土の摩擦角(度)で、 $-\phi/3$ とする。
- α : 地表面と水平面のなす角(度)

いずれのケースにおいても、載荷荷重が増加するに伴って基礎前面の土圧が増加しており、前面地盤が壁基礎の変位を抑制する抵抗要素として機能していることが分かる。ただし、その値は 4m 程度の盛土高さでは、式(2.2.3)の値よりも小さい。

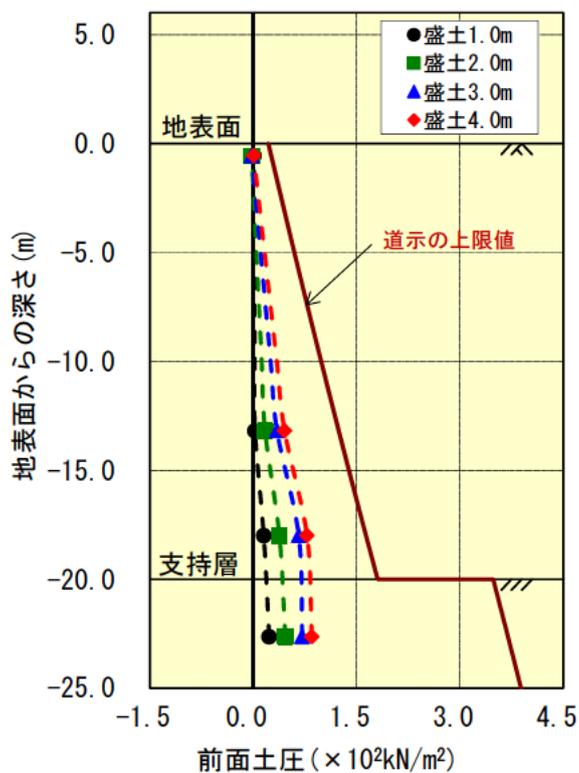


図-2.2.19 壁基礎前面土圧(Case1)

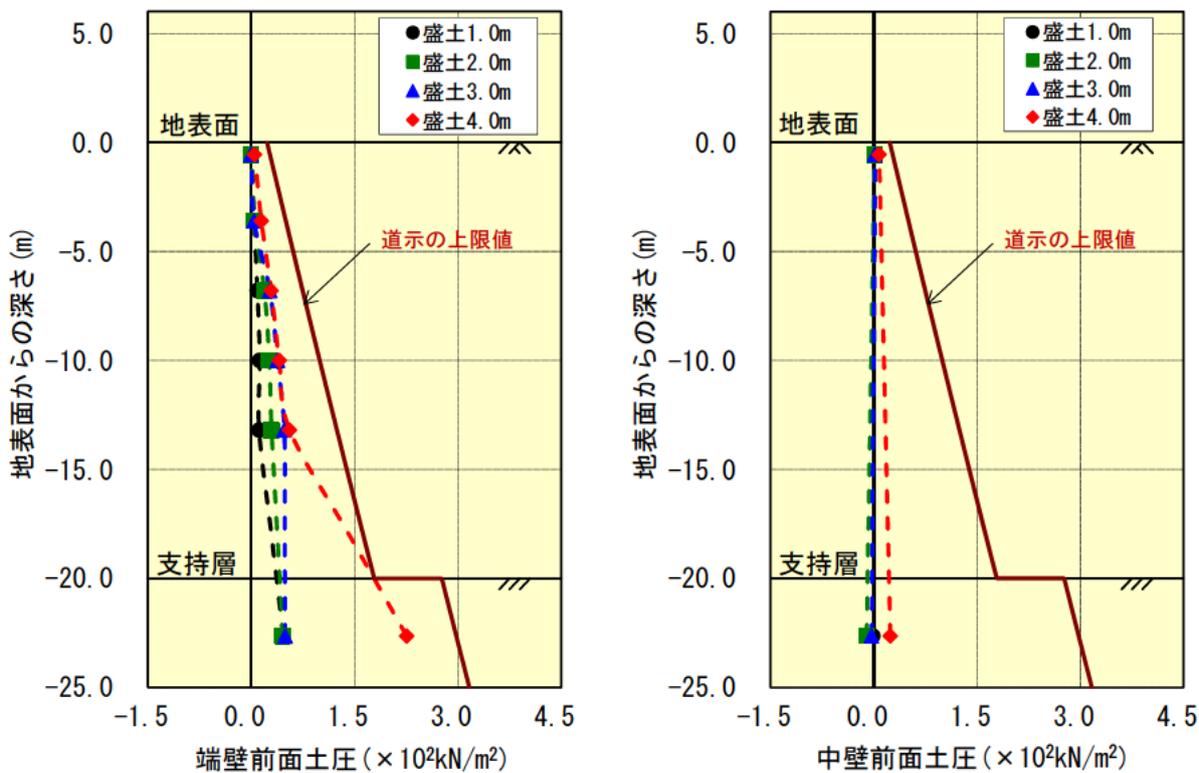


図-2.2.20 壁基礎前面土圧(Case2)

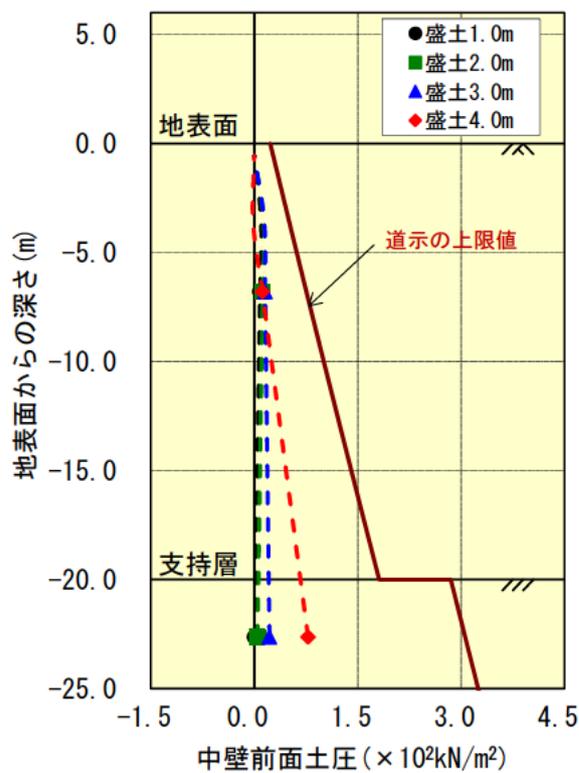
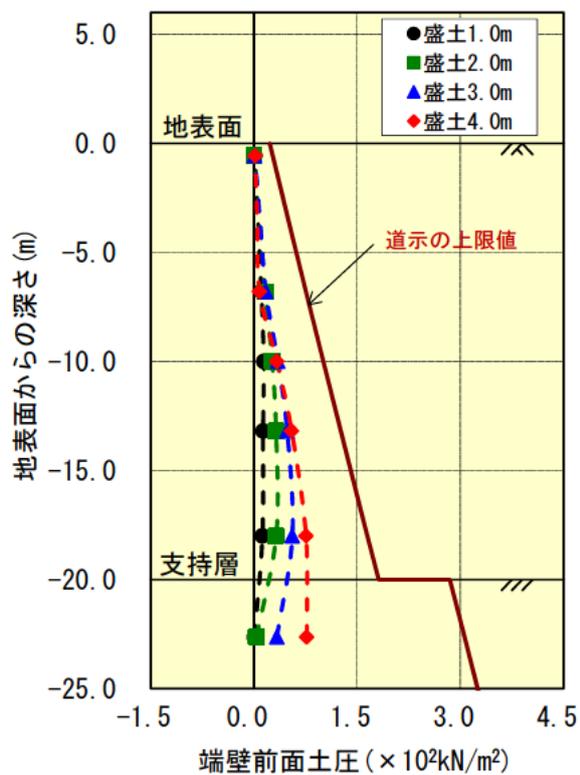


図-2.2.21 壁基礎前面土圧(Case3)

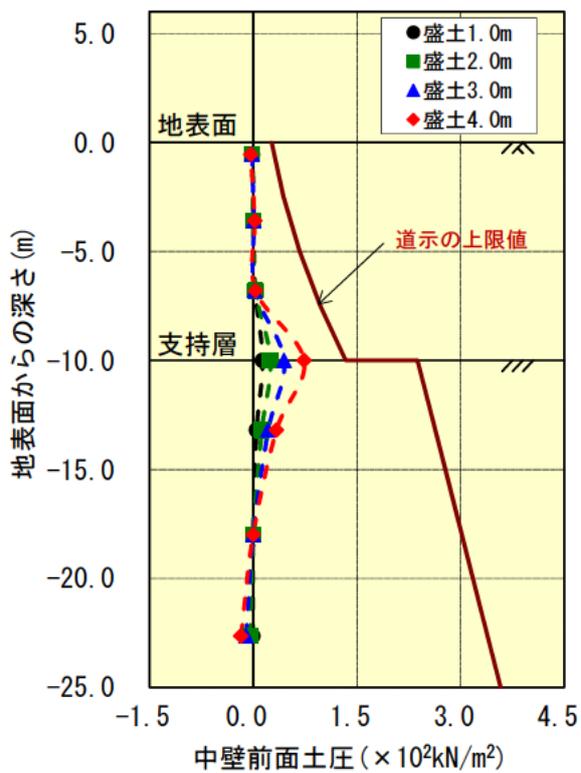
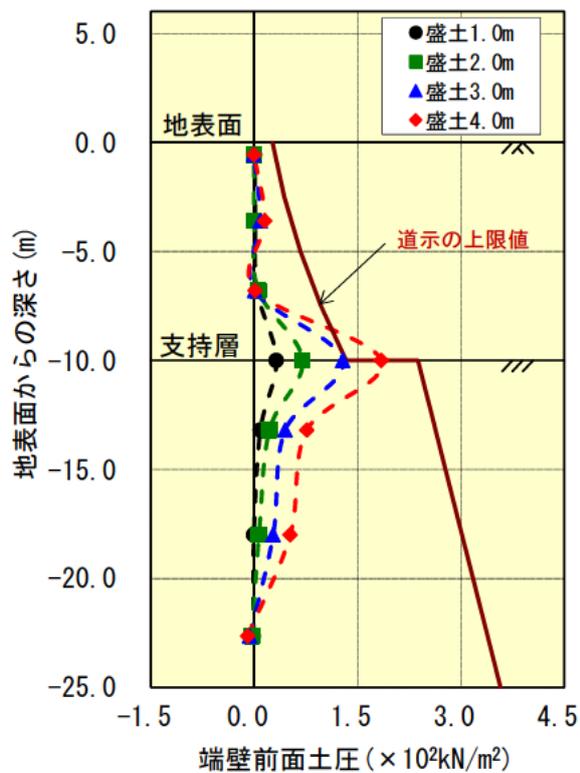


図-2.2.22 壁基礎前面土圧(Case4)

図-2.2.23～図-2.2.26 に Case1～Case4 の基礎底面水平反力を示す。また、図-2.2.27～図-2.2.30 に Case1～Case4 の基礎底面鉛直反力と載荷重の関係を示す。基礎底面の水平反力・鉛直反力はいずれも壁基礎底面に取り付けたロードセルにより計測された値である。ここで、底面鉛直反力の符号は、正が鉛直下向きに押し込まれた時に生じる反力である。

荷重の増加に伴って基礎底面の水平反力・鉛直反力のいずれにおいても増加しており、荷重に対する抵抗要素として機能していることがわかる。ただし、鉛直反力については、荷重規模が大きくなると負側への累積が生じており、浮上りが生じていることが分かる。

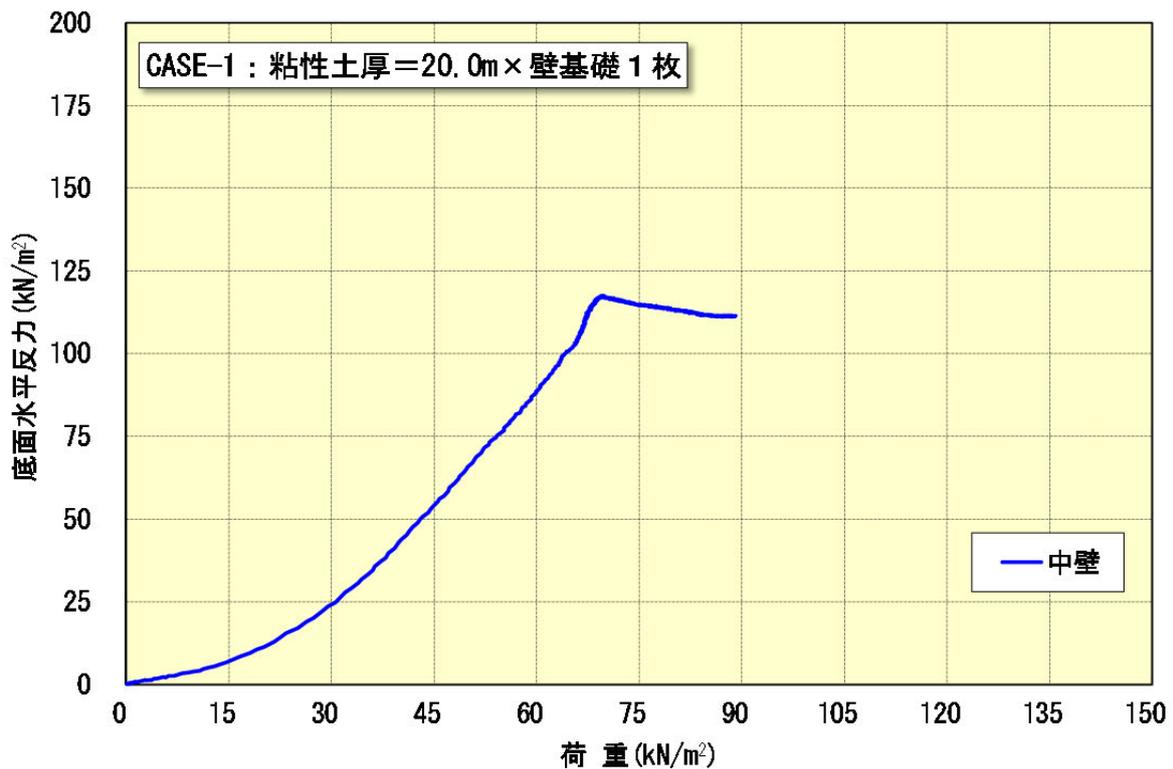


図-2.2.23 壁基礎底面水平反力(Case1)

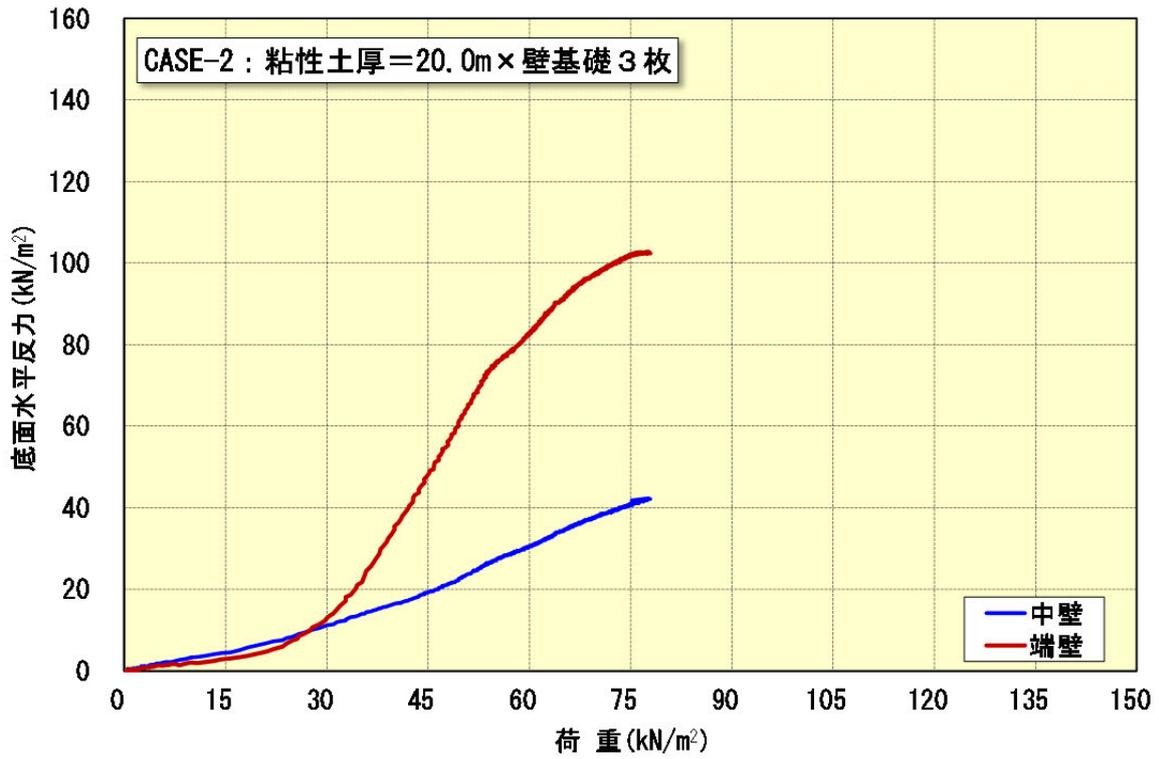


図-2.2.24 壁基礎底面水平反力(Case2)

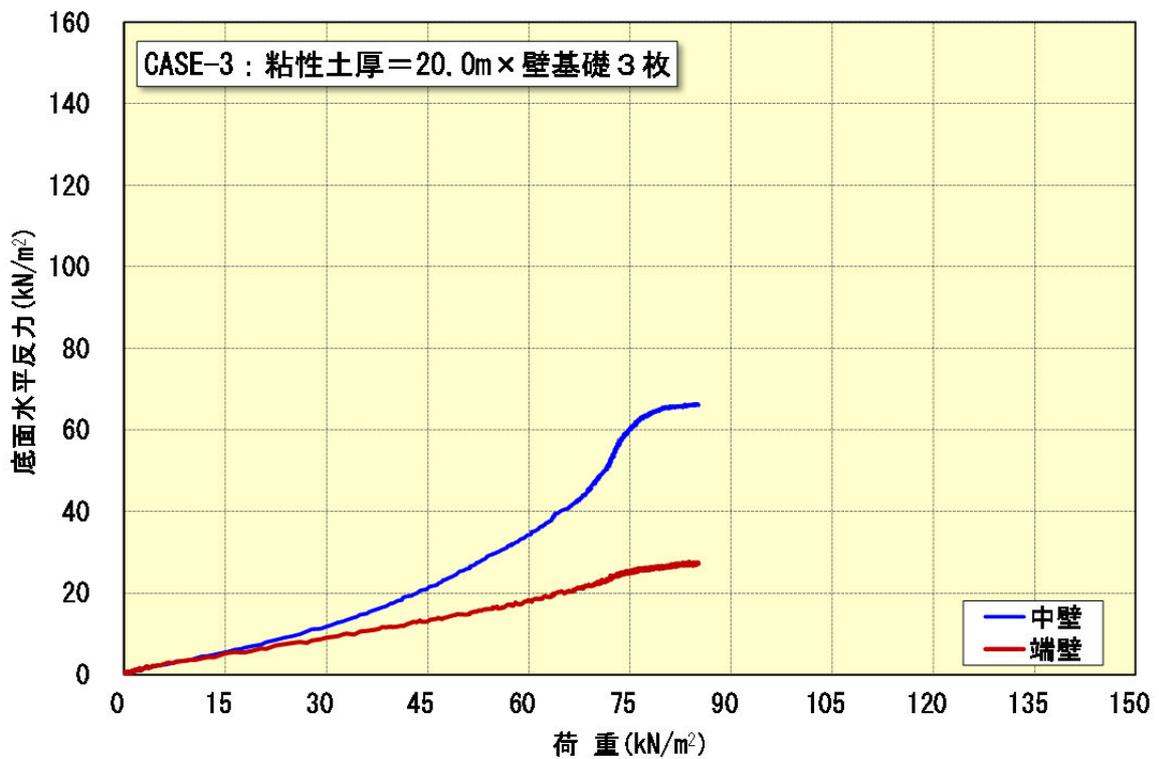


図-2.2.25 壁基礎底面水平反力(Case3)

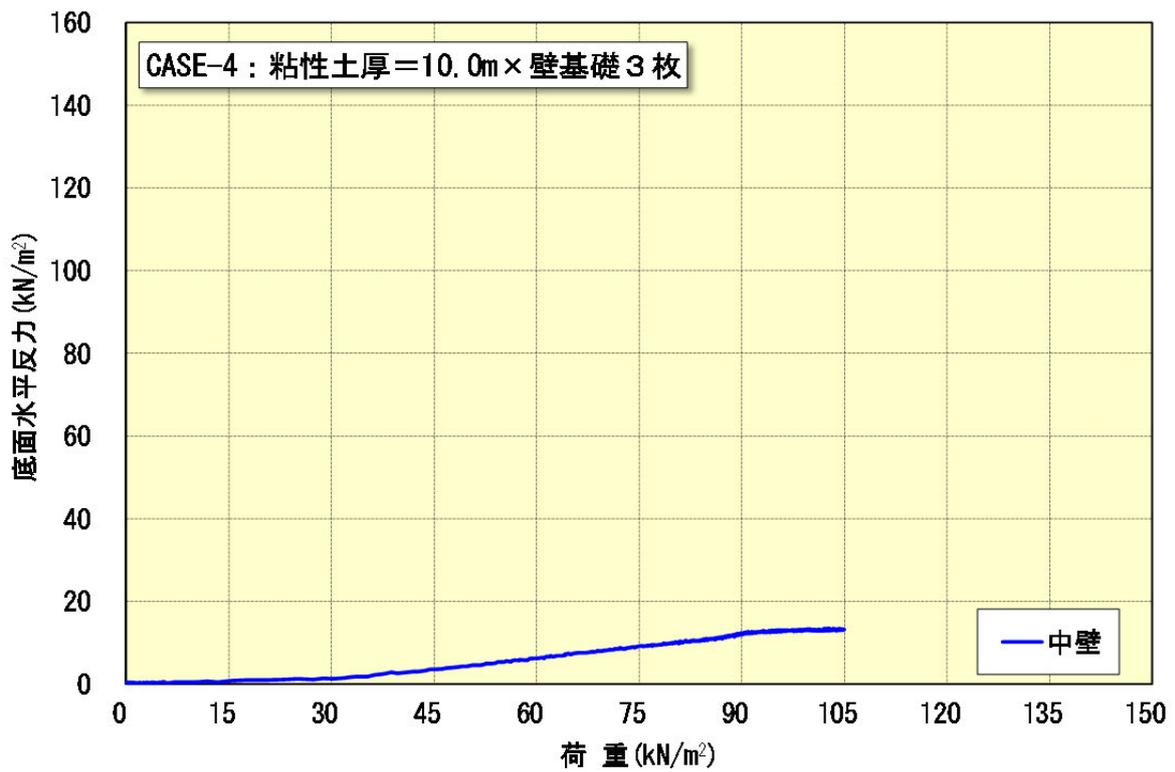


図-2.2.26 壁基礎底面水平反力(Case4)

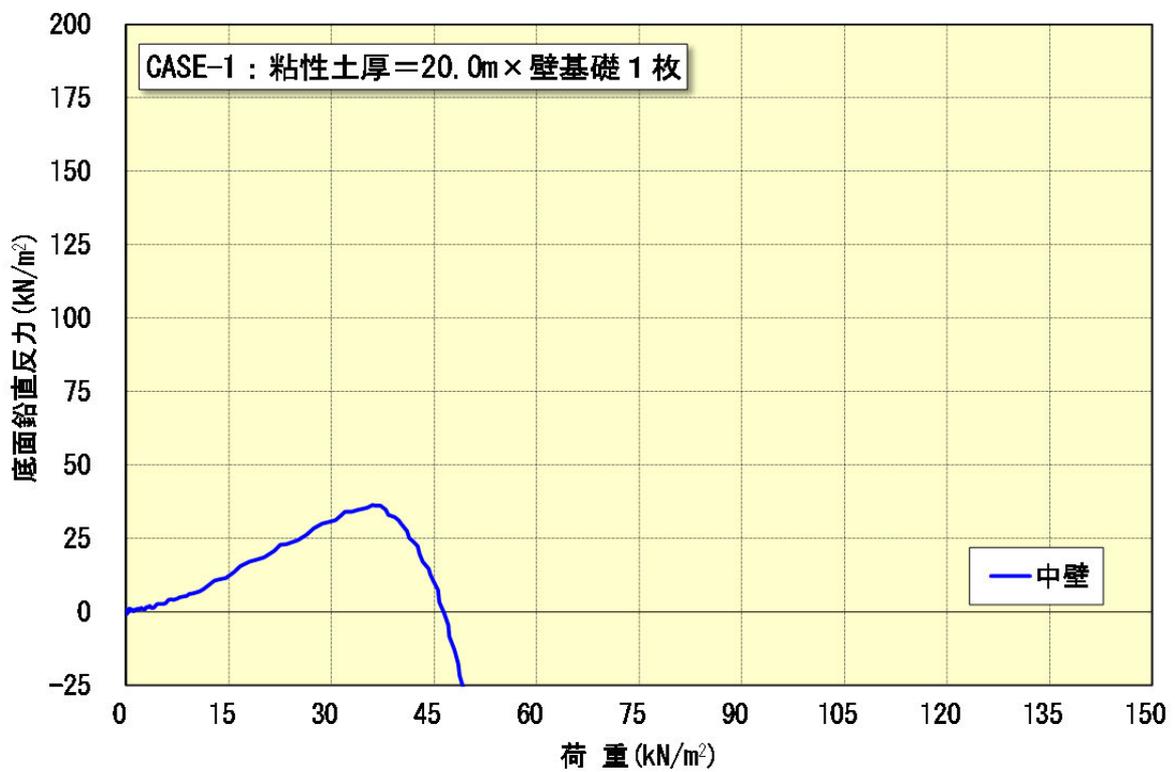


図-2.2.27 壁基礎底面鉛直反力(Case1)

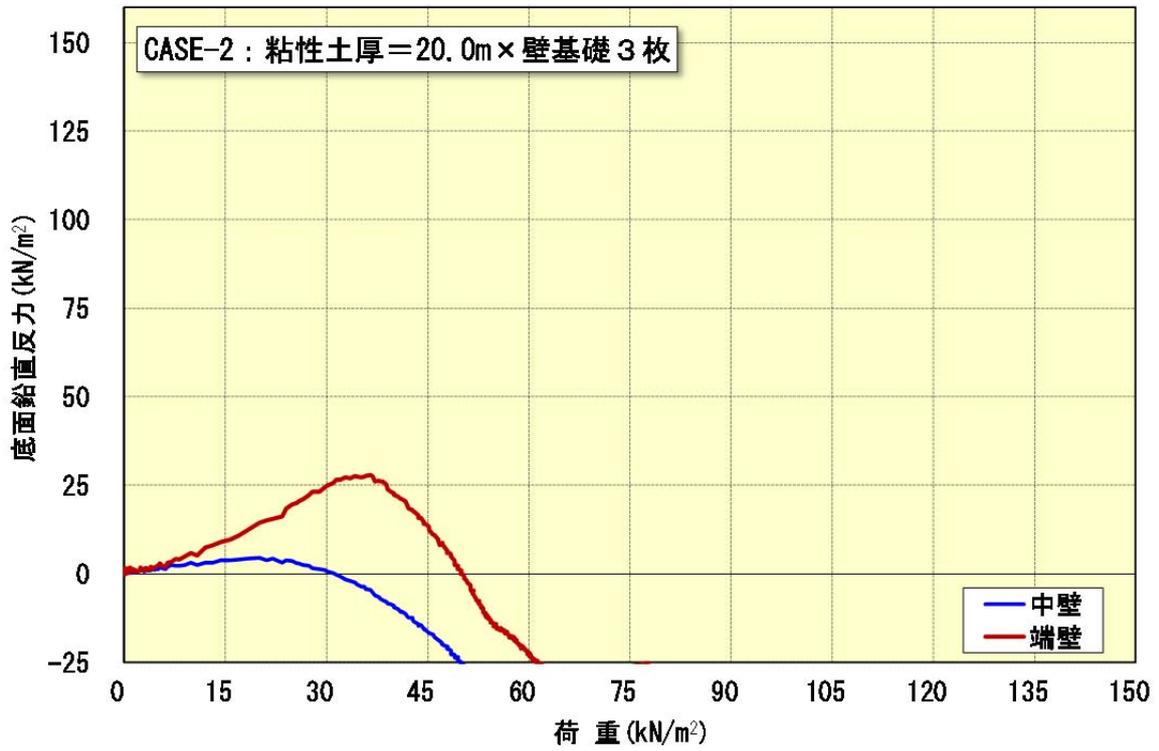


図-2.2.28 壁基礎底面鉛直反力(Case2)

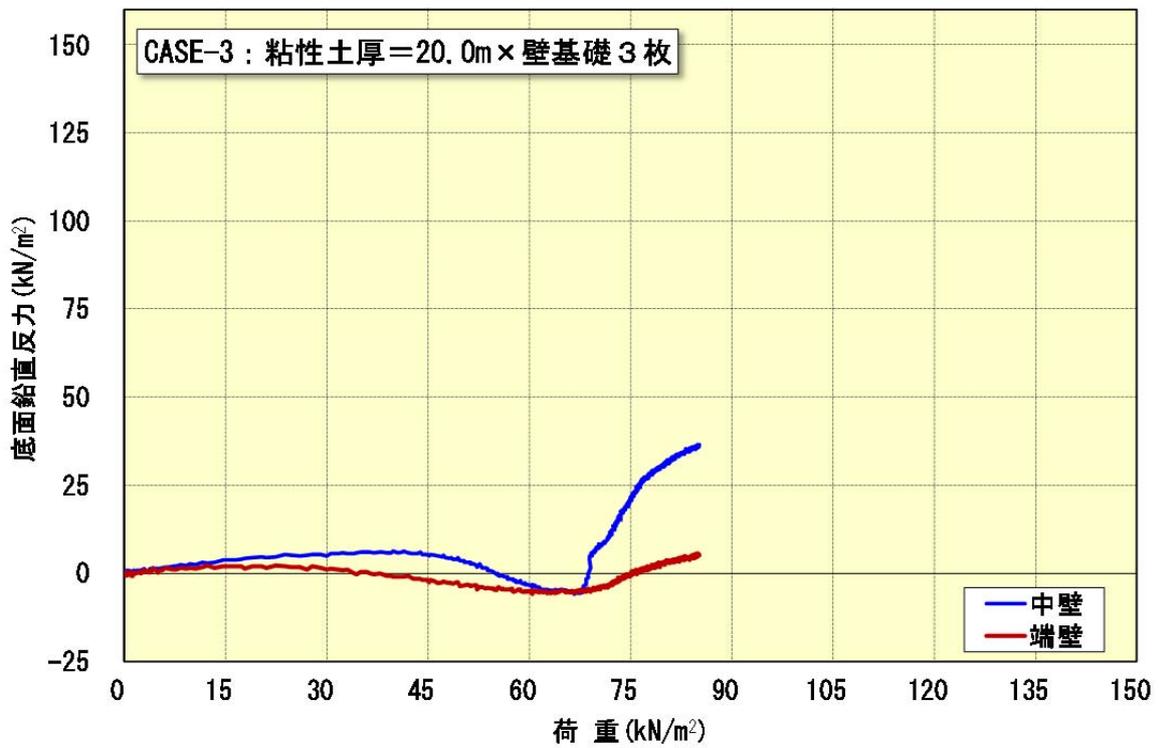


図-2.2.29 壁基礎底面鉛直反力(Case3)

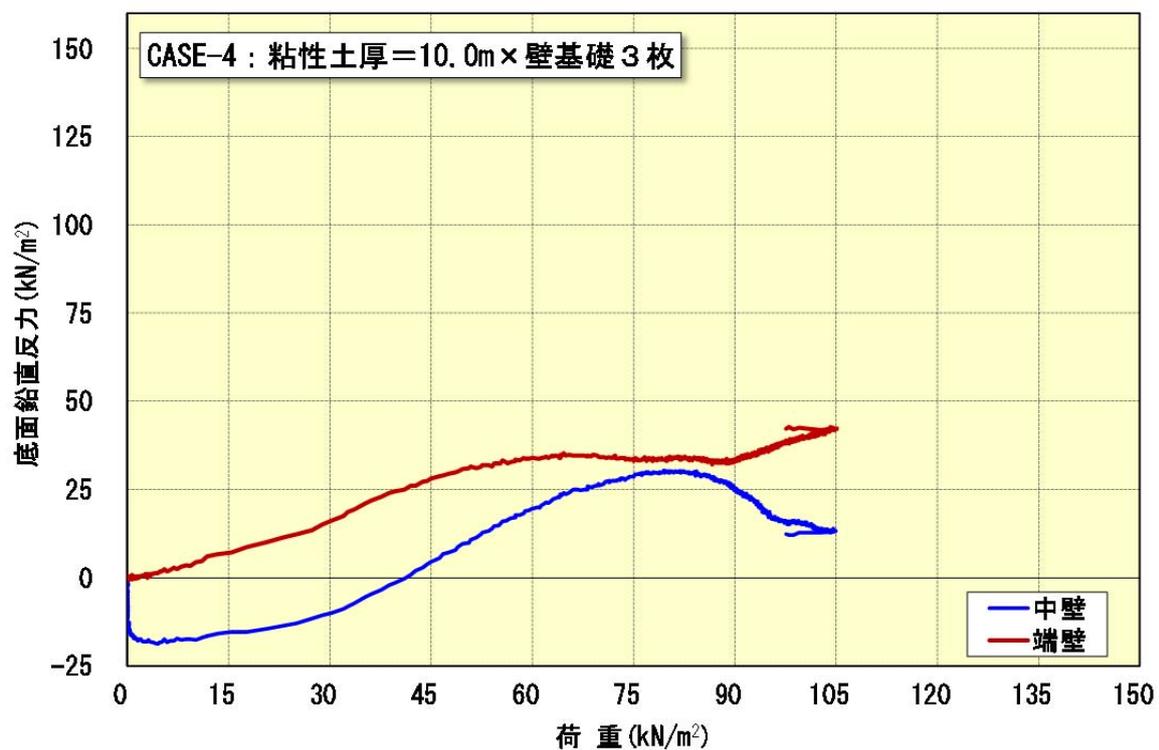


図-2.2.30 壁基礎底面鉛直反力(Case4)

(2) 流動力の推定に用いる測定値

壁基礎に作用する流動力は、壁基礎背面に作用する土圧と壁基礎側面に作用する摩擦力を把握することにより評価できると考えられる(図-2.2.31)。ここでは、実験で計測された背面に作用する土圧の結果について示す。一方、側面に作用する摩擦力は実験では、測定していないため、次章以降の解析結果を踏まえて考察する。

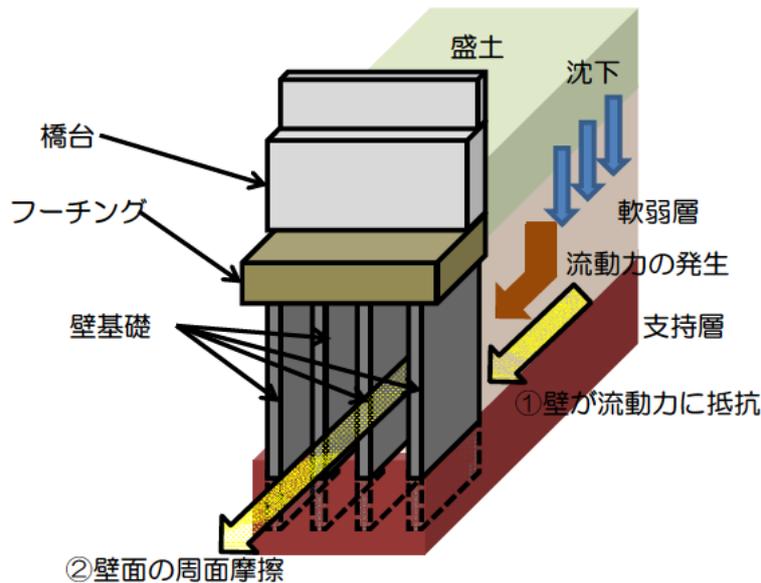


図-2.2.31 流動力が作用する基礎の概念

図-2.2.32～図-2.2.35 に背面盛土高 1m, 2m, 3m, 4m の場合に壁基礎背面に作用した土圧をケースごとに示す。ここで、図中に示す盛土 1.0m, 2.0m, 3.0m, 4.0m は、盛土の単位体積重量を $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ として載荷荷重を盛土高さに換算したものである。

図-2.2.32～2.2.35 に示すように、背面土圧の値は盛土高さに応じて増加している。いずれのケースにおいても、その深度方向分布は、粘性土層表面でほぼ 0 となっているが、最大値が生じる深度は、Case1～3 では、粘土層中心あたりである一方で、粘土層厚が小さい Case4 では中心よりもやや深く、また、支持層内において、正側の有意な値が計測されている。

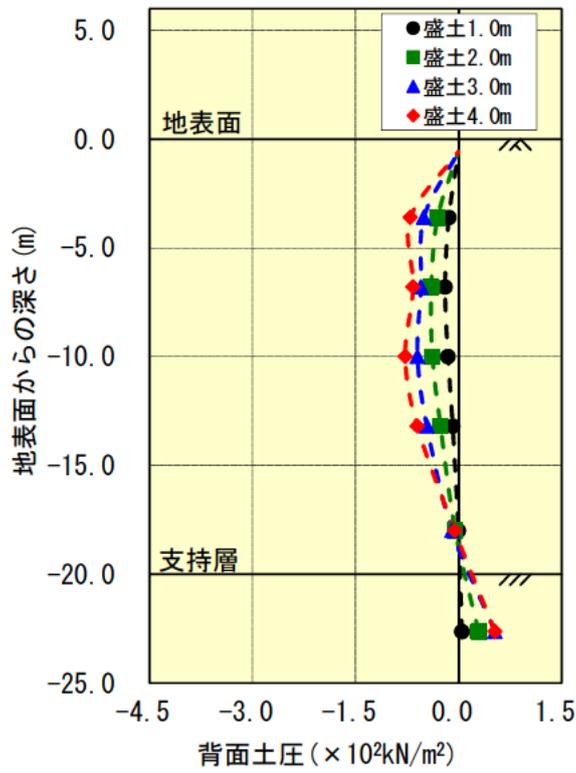


図-2.2.32 壁基礎背面に作用する土圧(Case1)

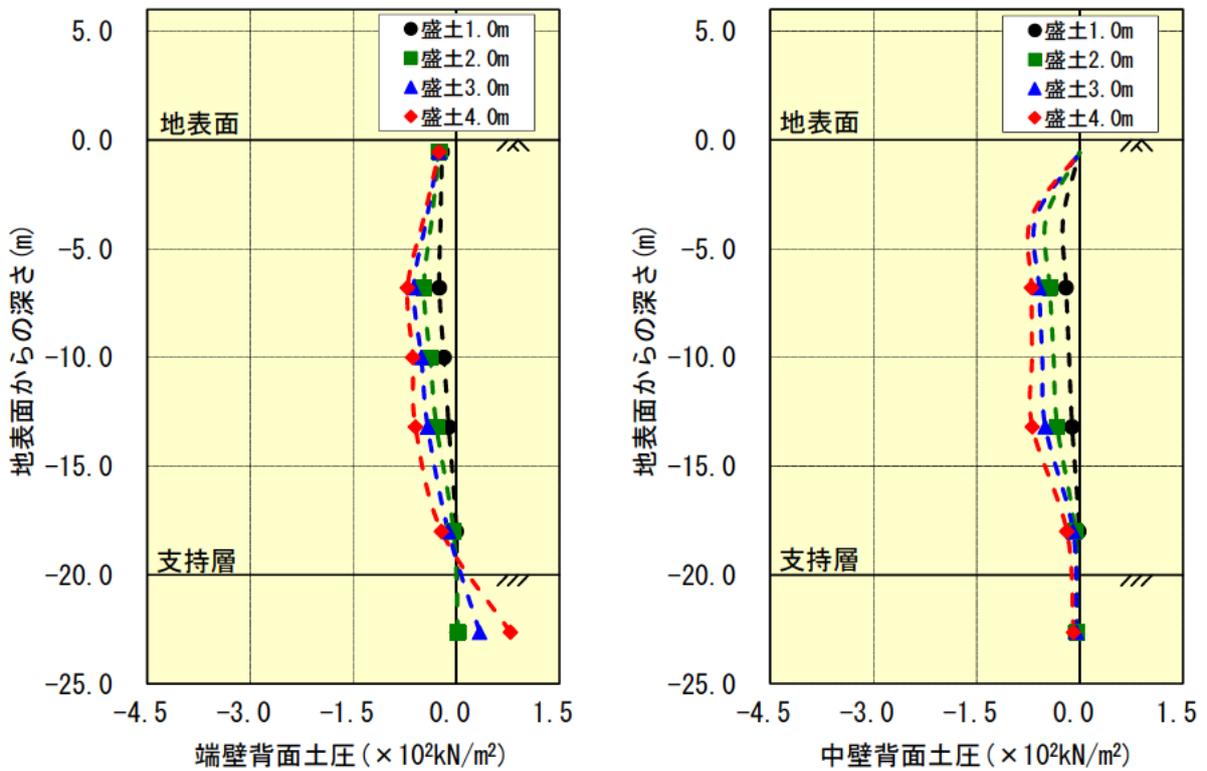


図-2.2.33 壁基礎背面に作用する土圧(Case2)

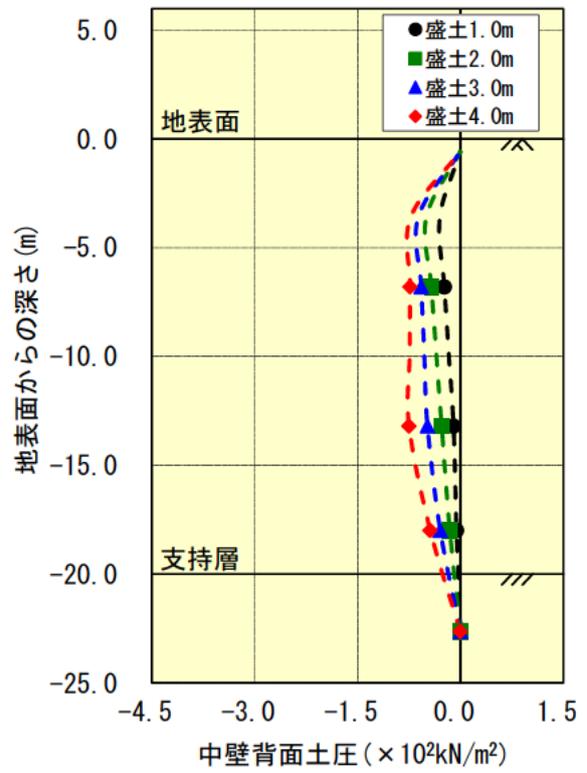
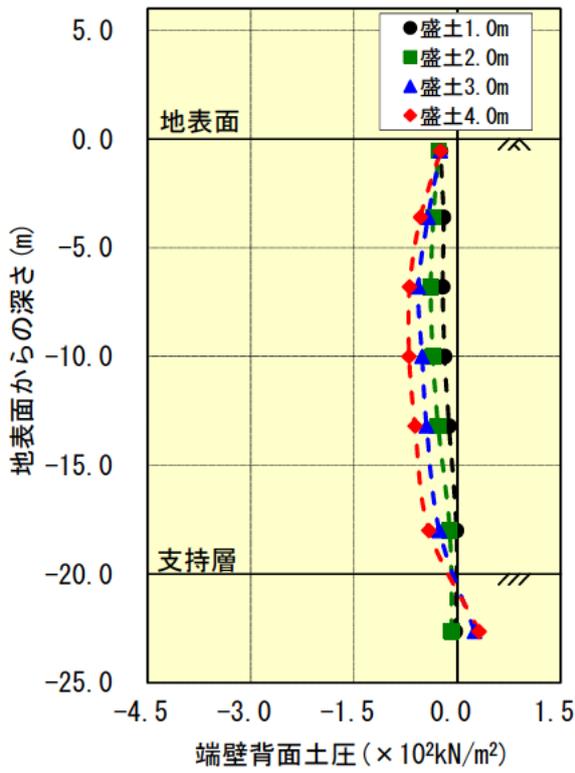


図-2.2.34 壁基礎背面に作用する土圧(Case3)

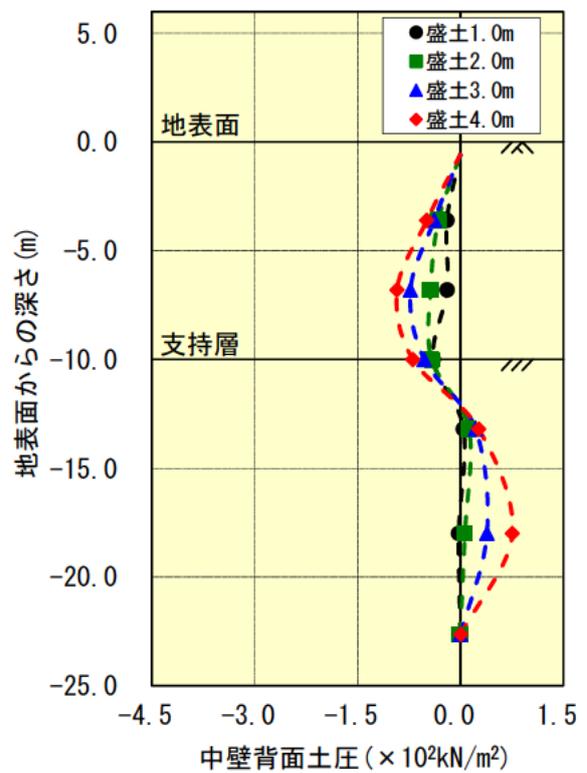
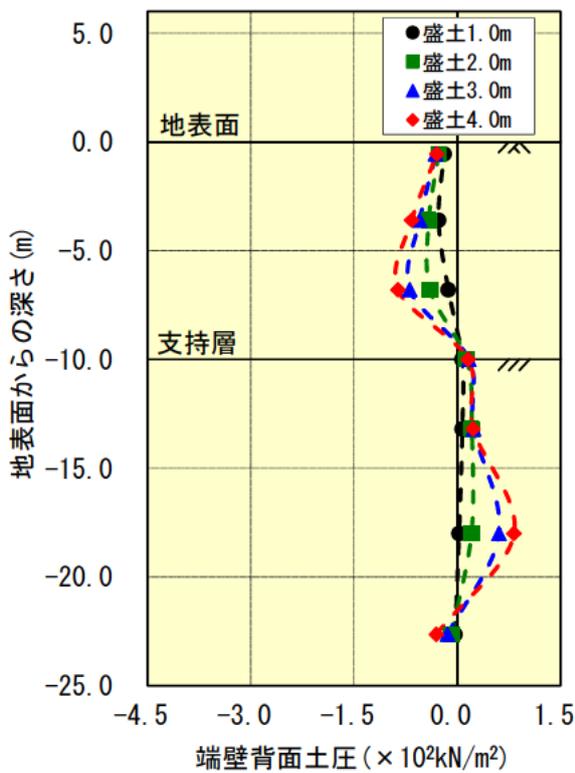


図-2.2.35 壁基礎背面に作用する土圧(Case4)

2. 2. 6 実験結果の考察

側方移動が生じる軟弱地盤中に存在する複数の連続壁式基礎を平行に配列した橋台基礎を対象として、側方移動力の評価および連続壁式基礎の挙動を確認するための遠心載荷実験を実施した。その結果、以下に示す事項を確認することができた。

- ・壁基礎に作用する土圧や壁基礎の応答値、地盤抵抗は、荷重の増加に伴って増加する傾向がみられた。
- ・側方流動力に対する本構造の地盤抵抗としては、基礎前面と基礎底面(水平および鉛直)が考えられる。
- ・地盤変位が1.0~3.5m(図-2.2.13)にも及んでいる中、橋台変位は最大でも0.35m程度(図-2.2.5~2.2.8)であり、流動力に平行に壁基礎を配置する構造が側方移動に対して高い抵抗性能を持つことを確認した。

3. 解析

3.1 有限要素解析

第2章で記載した遠心実験の流動状態を再現するため、有限要素解析を実施した。本研究では、まず地盤の解析モデルを検討するために二次元有限要素解析を行い、その後、三次元有限要素解析を行った。

3.1.1 二次元有限要素解析

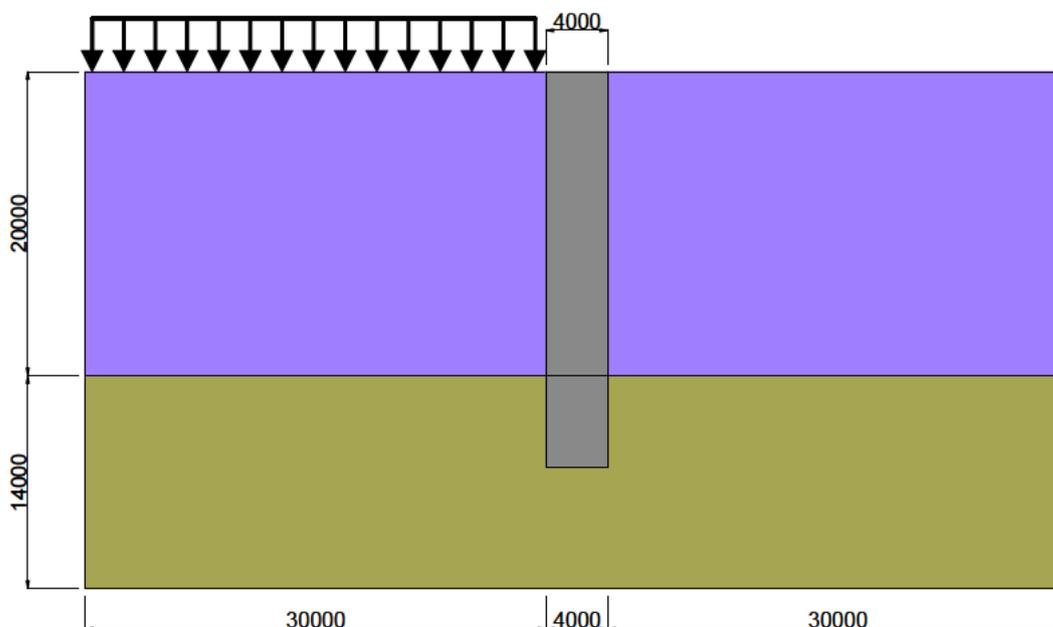
(1) 解析ケース

二次元有限要素解析の実施ケースを表-3.1.1 に示す。解析手法は、Mohr-Coulomb の降伏基準による完全弾塑性モデルを用いた解析と関口・太田モデルを用いた弾粘塑性解析の2通りを検討した。

表-3.1.1 二次元有限要素解析ケース一覧

解析ケース	構成モデル	解析条件
Case-2FEM_1	完全弾塑性モデル	初期応力：湿潤重量,ポアソン比=0.40
Case-2FEM_2		初期応力：湿潤重量,ポアソン比=0.49
Case-2FEM_3		初期応力：水中重量,ポアソン比=0.40
Case-2FEM_4	関口・太田モデル	圧密試験および C_{UB} 試験より定数設定

解析モデルを図-3.1.1 に示す。



単位： mm

図-3.1.1 二次元有限要素解析モデル

(2) 解析モデル

本研究においては、地盤モデルとして、Mohr-Coulomb の降伏基準による完全弾塑性モデルと関口・太田モデルの2通りを検討している。以下に、それぞれのモデルの概要を示す。

a. 完全弾塑性解析の地盤モデル

・ Mohr-Coulomb の降伏基準¹⁾

Coulomb は、ある面に働くせん断抵抗 τ は、見かけの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ および面に働く直応力(圧縮) σ によって、

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.1)}$$

と表される降伏基準を提案した。この基準を Mohr の応力円を用いて三次元応力状態に拡張したものを Mohr-Coulomb の降伏基準と呼ぶ(図-3.1.2 参照)。Mohr-Coulomb の降伏基準は、最大圧縮応力と最小圧縮応力の関数であり、中間主応力 σ_2 の影響はない。また、Mohr-Coulomb の降伏基準を主応力空間で表示すると、空間対角線上に頂点を持つ六角錐となる(図-3.1.3 参照)。

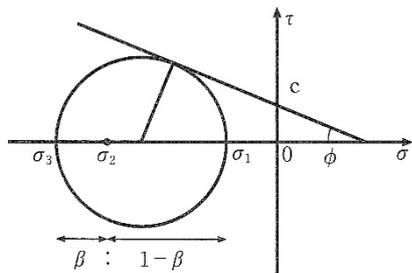


図-3.1.2 Mohr-Coulomb の降伏基準

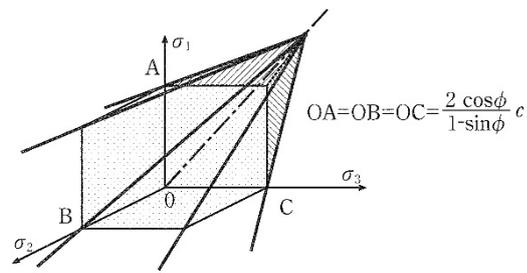


図-3.1.3 主応力空間で表示した Mohr-Coulomb の降伏基準

完全弾塑性モデルにおける粘着力は、粘性土の内部摩擦角 ϕ を 0 と仮定し、図-3.1.4 に示す深度とせん断強度の関係より求めた各深度のせん断応力 τ とした。変形係数は粘着力との関係式 $E_s = 210C$ (C : 粘着力)より求めた。完全弾塑性モデル解析定数を表-3.1.2 に示す。

表-3.1.2 完全弾塑性解析の地盤モデル

No.	深度 (m)		中心深度 (m)	有効上載圧 (kN/m ²)	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 Es (kN/m ²)	
	上端	下端					E=210C	三軸試験
1	0.0	2.0	1.0	5.5	15.5	12.2	2,570	3,553
2	2.0	4.0	3.0	16.5	15.5	14.4	3,030	6,954
3	4.0	6.0	5.0	27.5	15.5	16.7	3,490	9,503
4	6.0	8.0	7.0	38.5	15.5	18.9	3,960	11,672
5	8.0	10.0	9.0	49.5	15.5	21.1	4,420	13,610
6	10.0	12.0	11.0	60.5	15.5	23.3	4,890	15,386
7	12.0	14.0	13.0	71.5	15.5	25.5	5,350	17,040
8	14.0	16.0	15.0	82.5	15.5	27.7	5,820	18,598
9	16.0	18.0	17.0	93.5	15.5	29.9	6,280	20,076
10	18.0	20.0	19.0	104.5	15.5	32.1	6,750	21,489

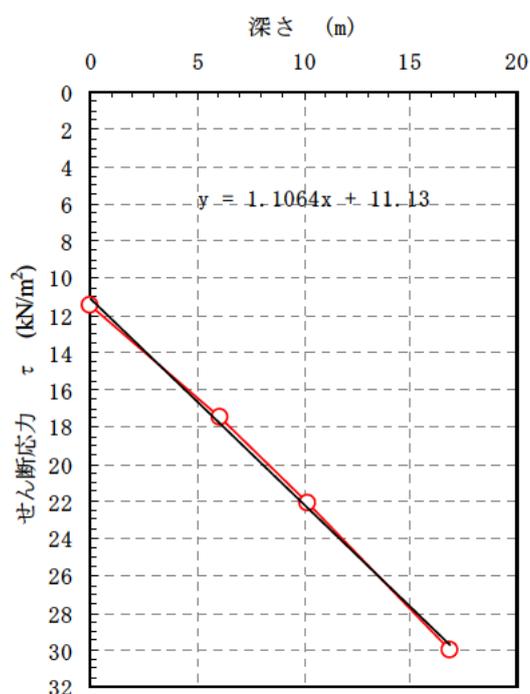


図-3.1.4 深度とせん断強度の関係

b. 弾粘塑性解析の地盤モデル

関口・太田による弾粘塑性構成モデルは、二次元圧密、クリープやリラクゼーションなどの粘土の時間依存性挙動を表現しようと提案された。ひずみ増分は、可逆的なひずみ増分(弾性ひずみ増分)と時間依存性を含む非可逆的なひずみ増分(粘塑性ひずみ増分)との和であると仮定している。弾粘塑性モデルによる圧密過程を図-3.1.5に、弾粘塑性モデルの理論線群を図-3.1.6に示す。

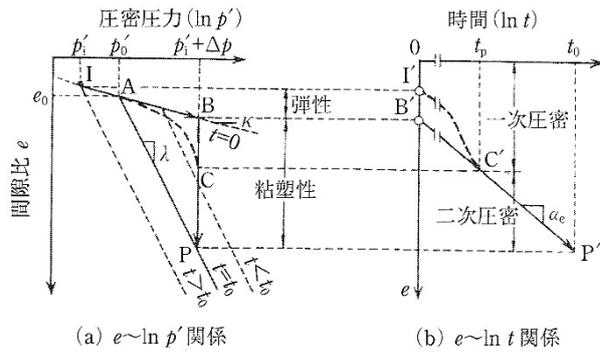


図-3.1.5 弾粘塑性モデルによる圧密過程

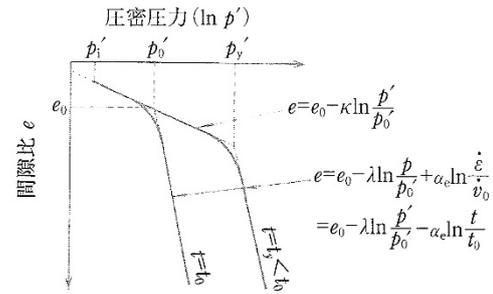


図-3.1.6 弾粘塑性モデルの理論線群

関口・太田による弾粘塑性モデルの解析定数は、標準圧密試験及び圧密非排水三軸圧縮試験(間隙水圧測定)から算出した。表-3.1.3 に弾粘塑性解析の地盤モデルを示す。

表-3.1.3 関口・太田モデルによる弾粘塑性解析の地盤モデル

記号	算出方法	単位	Clay 1	Clay 2	Clay 3	Clay 4	Clay 5	備考
D	$D = \frac{\lambda \cdot \Lambda}{M(1 + e_0)}$		0.093	0.107	0.115	0.121	0.126	
Λ	$1 - \kappa / \lambda$		0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	
M	$M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$		1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	
ν	$\nu = K_0 / (1 + K_0)$		0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	
K_0	$K_0 = 1 - \sin \phi$		0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	
K_i	$K_i = K_0 (OCR)^{0.54 \exp(-I_p/122)}$		0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	
OCR	圧密試験結果より		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
C_c	土質試験結果より		0.945	0.945	0.945	0.945	0.945	
a	$e = a - C_c \cdot \log(p')$		3.420	3.420	3.420	3.420	3.420	
e_0	土質試験結果より		2.436	1.985	1.775	1.637	1.534	
α	$\alpha = 0.434 \cdot C_c \alpha_e / (1 + e_0)$ $C_c \alpha_e = 0.05 \times C_c$		0.006	0.007	0.007	0.008	0.008	
V_0	$V_0 = \alpha / t_c$, $t_c \approx t_{90}$ $t_{90} = 0.848 \cdot H^2 / C_v$	1/day	2.82E-06	3.24E-06	3.49E-06	3.67E-06	3.82E-06	H=100cm Cv=100cm ² /day
k_0	圧密試験結果より	cm/sec	7.28E-07	3.09E-07	2.07E-07	1.59E-07	1.31E-07	
λ	$\lambda = 1/2 \cdot 3C_c = 0.434C_c$		0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	
C_s	圧密試験結果、又は $C_s = C_c / 10$		0.095	0.09	0.095	0.095	0.095	
σ'_v	試験結果を考慮して算出	kN/m ²	11.00	33.00	55.00	77.00	99.00	
λk	圧密試験結果		0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	$e = 0.5258 \ln(k) + 9.8668$
b	$e = \lambda k \cdot \ln(k) + b$		9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	
κ	$\kappa = 1/2 \cdot 3C_s = 0.434C_s$		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	
$\sin \phi'$			0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	
ϕ'	三軸CU-試験	度	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	
I_p	試験結果	%	73.8	257.5	88.0	96.1	96.1	

※ Clay1 : 深度 0.0~4.0m, Clay2 : 深度 4.0~8.0m, Clay3 : 深度 8.0~12.0m, Clay4 : 深度 12.0~16.0m, Clay5 : 深度 16.0m~20.0m

i) 初期有効土被り圧

初期有効土被り圧 P_0 は、各層の中心位置の有効上載圧で代表させた。表-3.1.4 に有効上載圧を示す。

表-3.1.4 有効上載圧計算表

No.	深度 (m)		中心深度 (m)	有効上載圧 (kN/m ²)	湿潤重量 (kN/m ³)
	上端	下端			
1	0.0	4.0	2.0	11.0	15.5
2	4.0	8.0	6.0	33.0	15.5
3	8.0	12.0	10.0	55.0	15.5
4	12.0	16.0	14.0	77.0	15.5
5	16.0	20.0	18.0	99.0	15.5

ii) 圧縮指数 λ および膨潤指数 κ

圧縮指数 λ は、土の等方圧密試験から、横軸に圧力の自然対数、縦軸に圧密終了後の間隙比をプロットした近似直線の傾きである。また、等方圧密終了後に圧力を減少させ、圧縮指数の場合と同様に圧力と間隙比を整理すると近似曲線が得られる。その傾きが膨潤指数 κ である。

応力比 (σ_3/σ_1) を一定として圧密させた $e \sim \ln p$ 関係は、等方圧力で圧密させた $e \sim \ln p$ に平行な直線となる。ここに平均圧密圧力 p は $p = (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) / 3$ で求まる。また、標準圧密試験結果は一次元圧密条件下 ($\sigma_3/\sigma_1 = K_0$: 静止土圧係数) での $e \sim \log \sigma_1$ で整理される。これより得られる圧縮指数 C_c および膨潤指数 C_s を用い、 $\Delta(\ln p) = 2.3 \Delta(\log p)$ の関係から λ および κ は次式で求められる。

$$\lambda = 1/2.3 C_c = 0.434 C_c \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.2)}$$

$$\kappa = 1/2.3 C_s = 0.434 C_s \text{ (本検討では } \kappa = \lambda / 10 \text{)} \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.3)}$$

図-3.1.7 に圧密試験から得られた $e \sim \log p$ 曲線を示す。

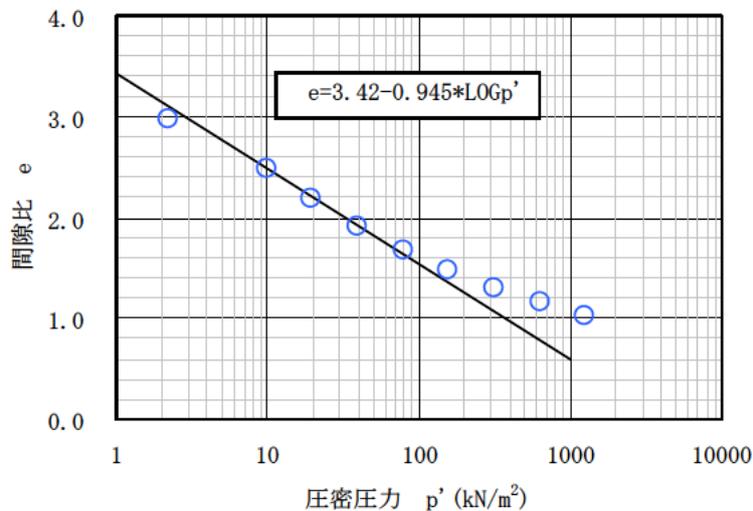


図-3.1.7 $e \sim \log p$ 曲線

iii) 初期間隙比 e_0

初期間隙比 e_0 は、 $e \sim \log p$ 曲線から有効上載圧に相当する間隙比とした。

iv) 二次圧縮指数 α

一定の応力を加えられたままで放置された地盤は、長期に渡って変形が進行する。この土の変形量を時間の対数で整理すると、その関係は線形に近似する。

二次圧縮指数 α は、等方応力下での体積ひずみの時間の自然対数に対する直線勾配として定義されている。体積ひずみに関する二次圧縮指数 α は、正規圧密粘土では応力比に無関係にほぼ一定であることが実験的に確かめられており、標準圧密試験 ($\epsilon - \log t$) から二次圧縮指数 α が求められる。二次圧縮指数 α は、常用対数で示された $C_{\alpha e}$ を自然対数に変換することで、次式で求められる。

$$\alpha = 0.434 \cdot C_{\alpha e} / (1 + e_0) \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.4)}$$

ここに、 $C_{\alpha e}$: 標準圧密試験の $e \sim \log t$ 関係における直線部分の勾配

また Mesri and Godlewski は、 $C_{\alpha e} / CC = 0.05 \pm 0.02$ の関係があるとしている。

v) 初期体積ひずみ速度 V_0

背面の盛土荷重に伴い、地盤にひずみが生じるが、増加荷重以前に載荷されている荷重に対して、二次圧密が進行している。こうした増加荷重の以前に生じている二次圧密による体積ひずみ速度 V_0 は、次式で表される。

$$V_0 = \alpha / t_c \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.5)}$$

ここに、 t_c : 荷重を増加させる前の圧密時間(ここでは、上式の t_c を圧密度 90% に要する時間, day)

vi) 限界状態指数

土が破壊するときの平均有効応力 $P = (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) / 3$ を横軸に、縦軸に主応力差 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ で整理すると、原点を通る直線で近似される。この直線を限界状態線といい、その勾配が限界状態指数 M である。限界状態指数 M は、過剰間隙水圧を測定する三軸圧密非排水試験結果から求められる。 $p \sim q$ 関係を表-3.1.5 および図-3.1.8 に示す。

表-3.1.5 $p \sim q$ 関係

最大主応力 σ_1 (kN/m ²)	最小主応力 σ_3 (kN/m ²)	軸差応力 q' (kN/m ²)	平均主応力 p' (kN/m ²)
50.5	12.5	38.0	25.2
78.3	25.5	52.8	43.1
152.4	55.0	97.4	87.5

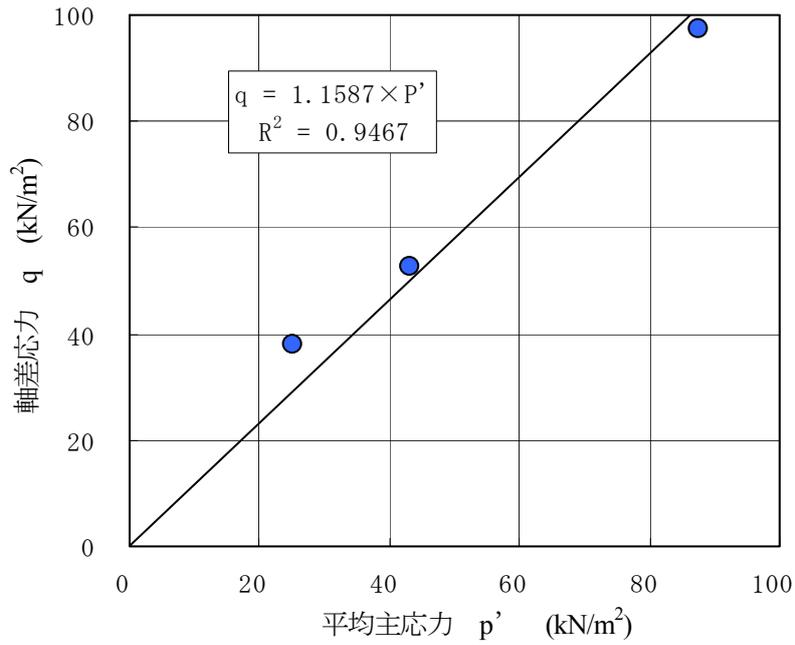


図-3.1.8 $p \sim q$ 関係

vii) 初期透水係数 k_0 および透水性変化指数 λ_k

圧密試験結果の正規圧密領域における間隙比 e を縦軸，そのときの透水係数 k の自然対数を横軸にとって整理すると近似直線が得られる．この直線の傾きが透水性変化指数 λ_k である．図-3.1.9 に $e \sim \log k$ の関係図とその回帰直線および回帰式を示す．また，初期透水係数 k_0 は，初期間隙比 e_0 に対応する値を設定した．

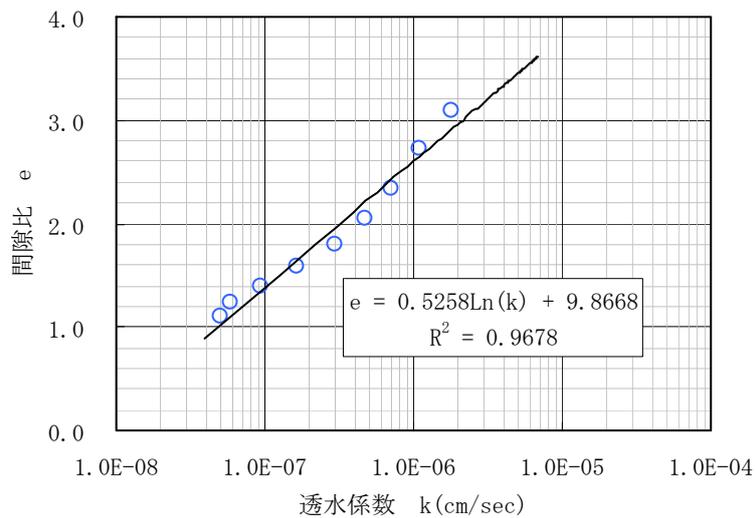


図-3.1.9 $e \sim \log k$ の関係図

viii) 静止土圧係数 K_0 およびポアソン比 ν

一次元変形条件下(K_0 状態：変形が鉛直方向だけで、水平には変形が生じない状態)で土が変形する時の鉛直応力 σ_y と水平応力 σ_x の比(σ_x/σ_y)を静止土圧係数という。自然堆積地盤は土の自重によって K_0 状態となっている。静止土圧係数 K_0 は、過去にいくつかの実験的研究がなされており、正規圧密粘土では0.5~0.6であることが確かめられている。本検討では、下記に示すヤーキー式より推定した。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.6)}$$

ここに、 ϕ' :有効応力表示の内部摩擦角(度)

また、ポアソン比 ν は次式より求めた。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad \dots\dots\dots \text{式(3.1.7)}$$

(3) 荷重条件

荷重は 5 kN/m^2 の増分荷重とし、 100 kN/m^2 になるまでの载荷とした。

(4) 解析結果

a. リン青銅位置での変位分布

リン青銅位置における水平変位分布の比較を図-3.1.10 に示す。完全弾塑性解析は地盤変位が実験に比べて非常に小さいが、関口・太田モデルによる弾粘塑性解析は地盤変位のオーダーは再現できている。

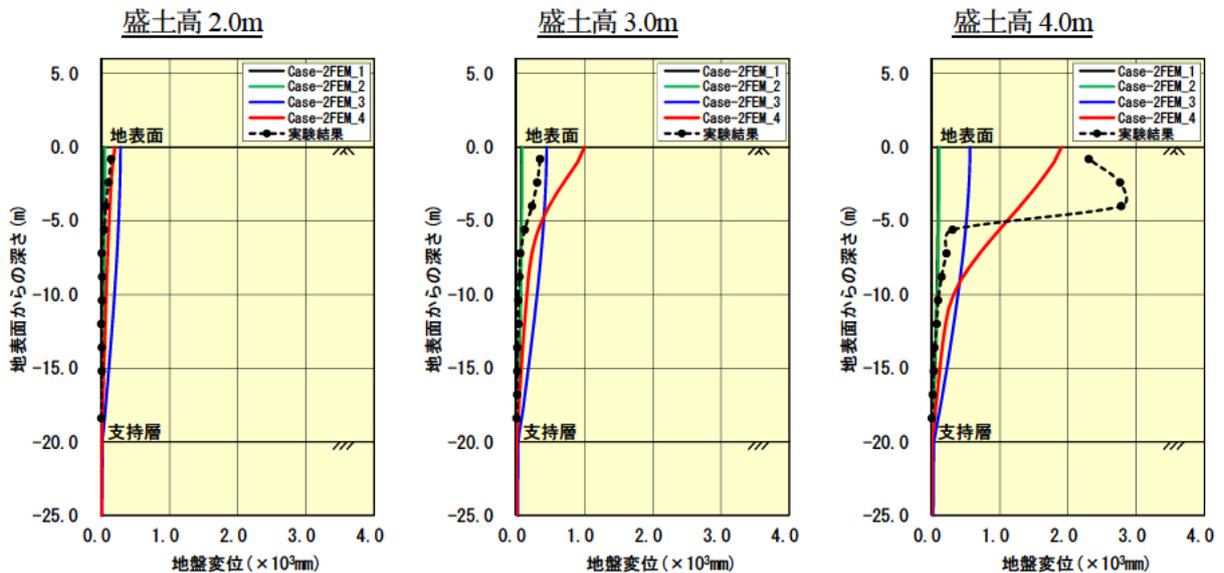


図-3.1.10 実験結果と二次元有限要素解析の地盤変位分布の比較

b. 全体変形モード

実験結果と弾粘塑性解析の盛土高 4.0m における全体変形モードの比較を図-3.1.11 に示す。解析は実験のすべり形状を比較的良く再現できている。

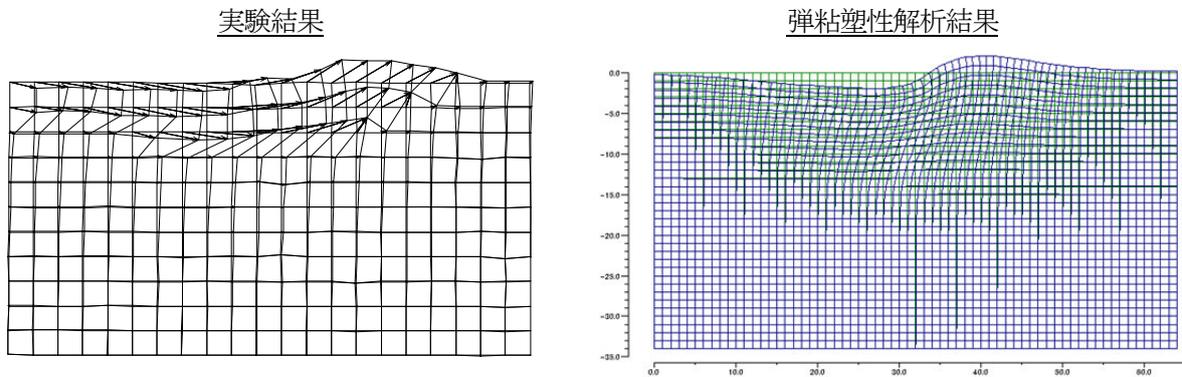


図-3.1.11 実験結果と弾粘塑性解析の盛土高 4.0m における全体変形モードの比較

以上の検討の結果より，以下の検討では，地盤モデルとしては関口・太田の弾粘塑性モデルを用いることとする。

3. 1. 2 三次元有限要素解析

二次元有限要素解析結果を踏まえ，実験の流動状態を詳細に再現するため，実験 Case1～3(軟弱粘土層厚 20m)に対して三次元有限要素解析を実施した。

(1) 解析モデル

解析は，実験土層のサイズでモデル作成し，遠心加速度 80G 場で実施した。荷重は，実験と同様に地表面に 1.0mm/min の速度で変位を与えた。解析モデルを図-3.1.12 に示す。

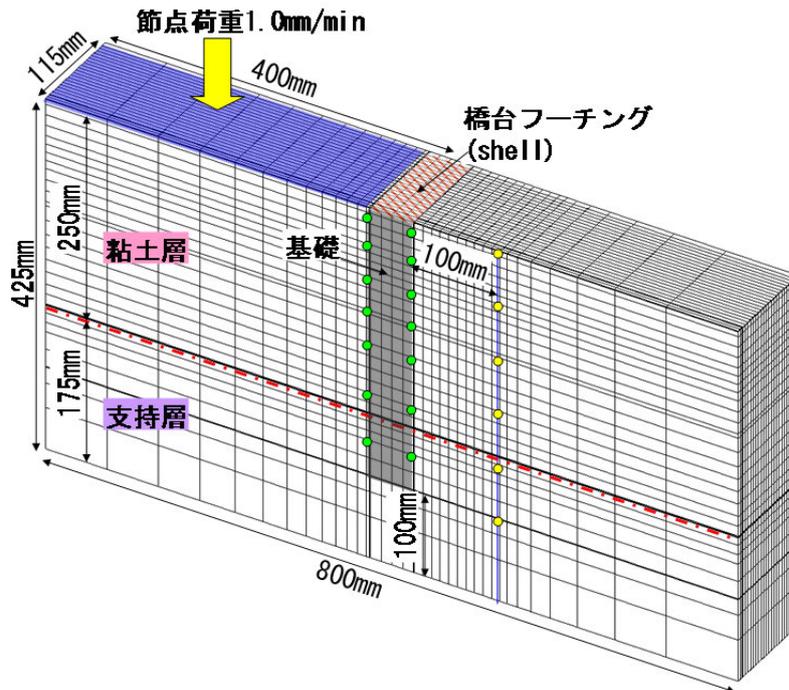


図-3.1.12 三次元有限要素解析モデル

(2) 地盤モデル

a. 粘土層

地盤の非線形性を表現するため、二次元有限要素解析での再現状況から、関口・太田による弾塑性構成モデルによる弾粘塑性解析とした。粘土層の弾塑性モデルを表-3.1.6 に示す。

表-3.1.6 関口・太田の提案(1977)による粘土層の弾塑性モデル

圧縮指数	体積ひずみの非可逆率	限界状態での応力比	ポアソン比	先行圧密時の間隙比	過圧密比	有効土被り圧	静止土圧係数	先行圧密時の静止土圧係数	透水係数
λ	Λ	M	ν'	e_0	OCR	σ_{vi} KN/m ²	K_i	K_0	k cm/sec
0.41	0.9	1.6	0.37	5.0	1	0.23	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	4.1	1	1.82	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.6	1	6.08	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.3	1	11.86	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.2	1	17.63	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.1	1	22.80	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	3.0	1	27.36	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.9	1	31.92	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.9	1	36.48	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.8	1	41.80	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.8	1	47.88	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.7	1	53.96	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.7	1	58.14	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.7	1	63.27	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.6	1	71.25	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.6	1	78.66	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.5	1	85.50	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.5	1	92.34	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.5	1	99.18	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.4	1	105.34	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.4	1	110.81	0.58	0.58	7.E-07
0.41	0.9	1.6	0.37	2.4	1	113.78	0.58	0.58	7.E-07

b. 支持層

支持層(セメント改良土)は, Drucker-Prager の破壊規準による弾塑性モデルとした. 支持層の弾塑性モデルを表-3.1.7 に示す.

表-3.1.7 Drucker-Prager の破壊規準による支持層の弾塑性モデル

変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	有効土被り圧	静止土圧係数	透水係数
E	ν'	C	ϕ	σ_{vi}	Ki	k
MN/m ²		KN/m ²	度	KN/m ²		cm/sec
135.7	0.35	117.300	0.0	114.228	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	116.508	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	121.182	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	126.426	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	133.836	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	143.412	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	148.428	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	152.988	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	164.160	0.5	1.00E-03
135.7	0.35	117.300	0.0	182.400	0.5	1.00E-03

(3) 解析結果

a. 地盤変位分布

解析結果の地盤変位分布と実験結果の比較を図-3.1.13 に示す. 図-3.1.13 に示す結果は, 実験値・計算値ともに, 壁基礎中心位置における値である.

Case-1 および Case-2 は, 実験結果に比べ変位量が小さいが, 分布形状は比較的良く再現できている. Case-3 については, 変位量・分布形状とも良く再現できている. 画像解析による誤差等を踏まえると, 解析はある程度実験を再現できていると考える.

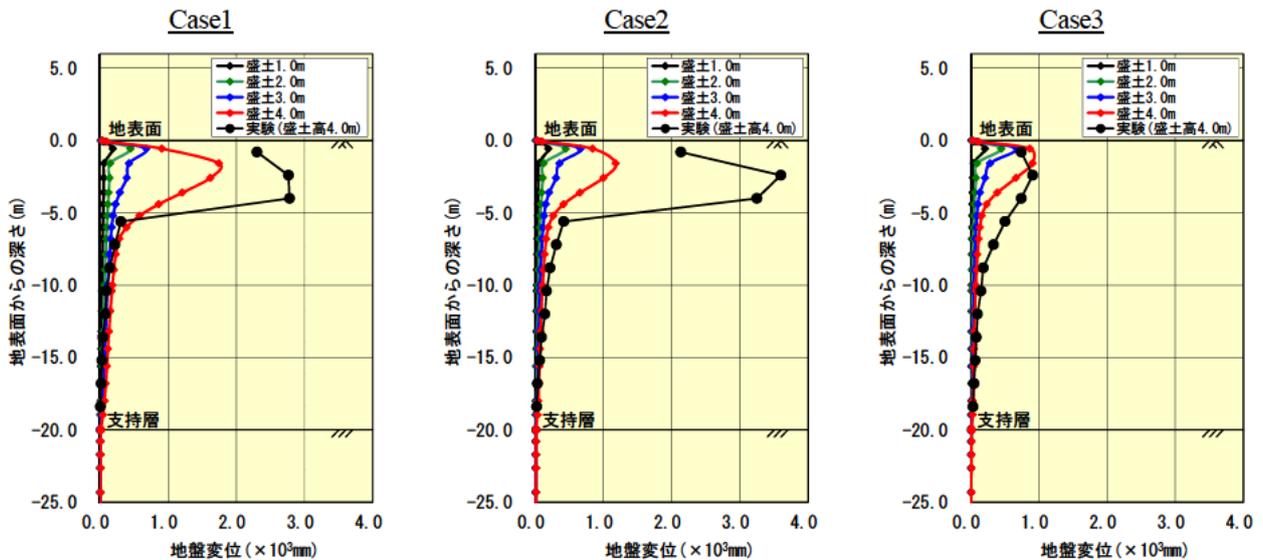


図-3.1.13 三次元有限要素解析による地盤変位分布の比較

b. 背面土圧分布

解析結果の基礎背面の土圧分布と実験結果の比較を図-3.1.14 に示す。

背面土圧分布は、解析が若干大きい傾向にあるが、分布形状は概ね再現できている。

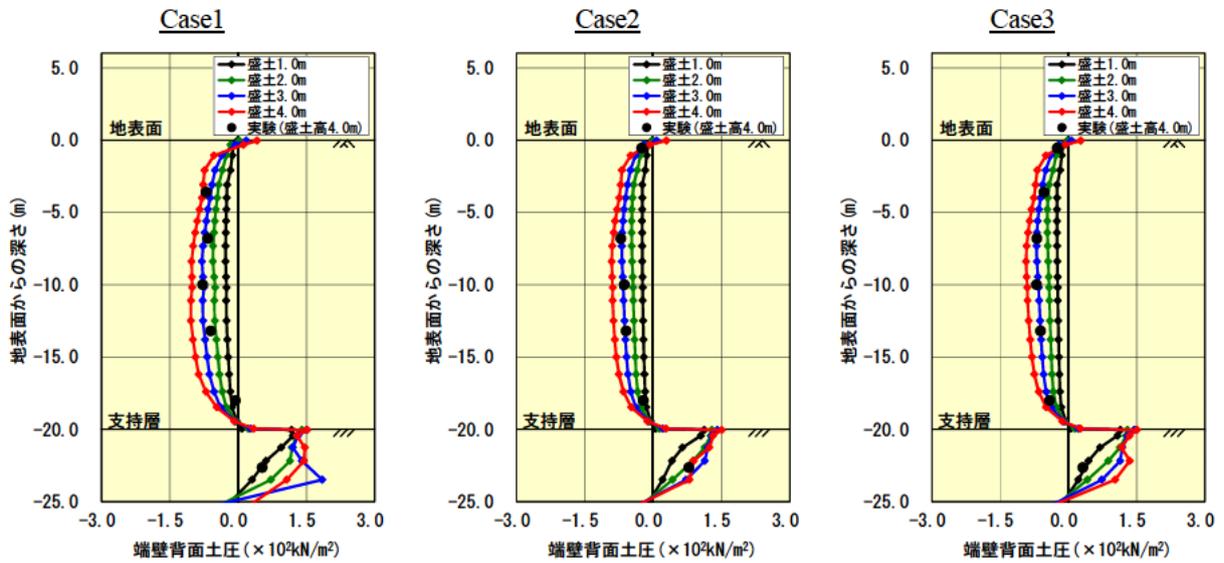


図-3.1.14(1) 三次元有限要素解析による背面土圧分布の比較：端基礎

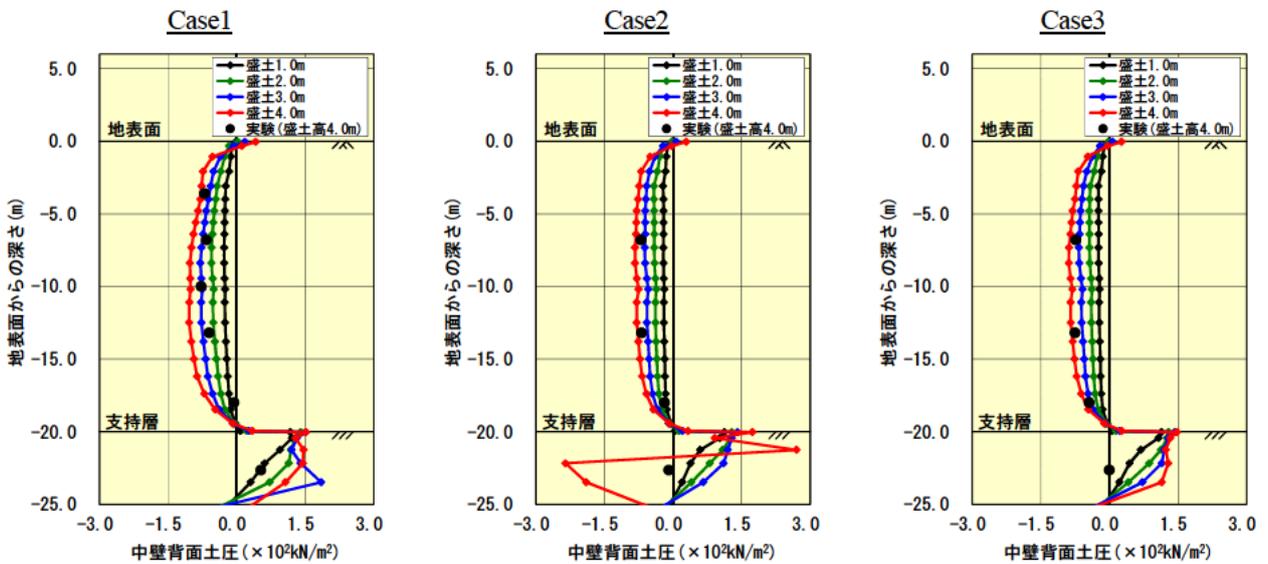


図-3.1.14(2) 三次元有限要素解析による背面土圧分布の比較：中基礎

図-3.1.15 は荷重と背面土圧の関係を示している。解析は実験よりやや大きい、荷重に対して比例的に増加する傾向は再現できている。

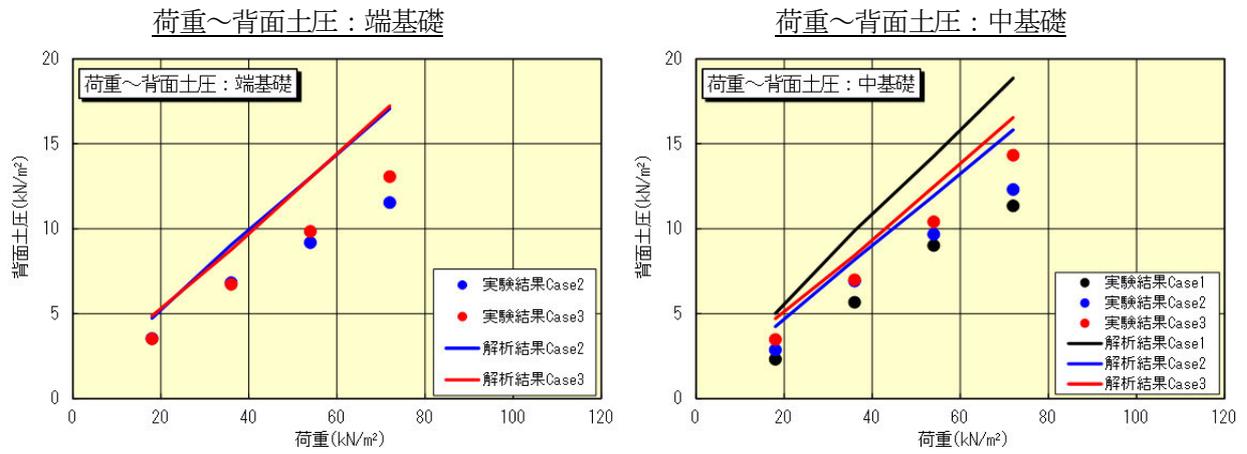


図-3.1.15 三次元有限要素解析による荷重～背面土圧関係の比較

c. 前面土圧分布

解析結果の基礎前面の土圧分布と実験結果の比較を図-3.1.16に示す。

前面土圧分布は、解析では粘土層において殆ど土圧がないのに対し、実験では土圧が計測されている。解析では側方流動の影響が大きく出る傾向にあると推察される。

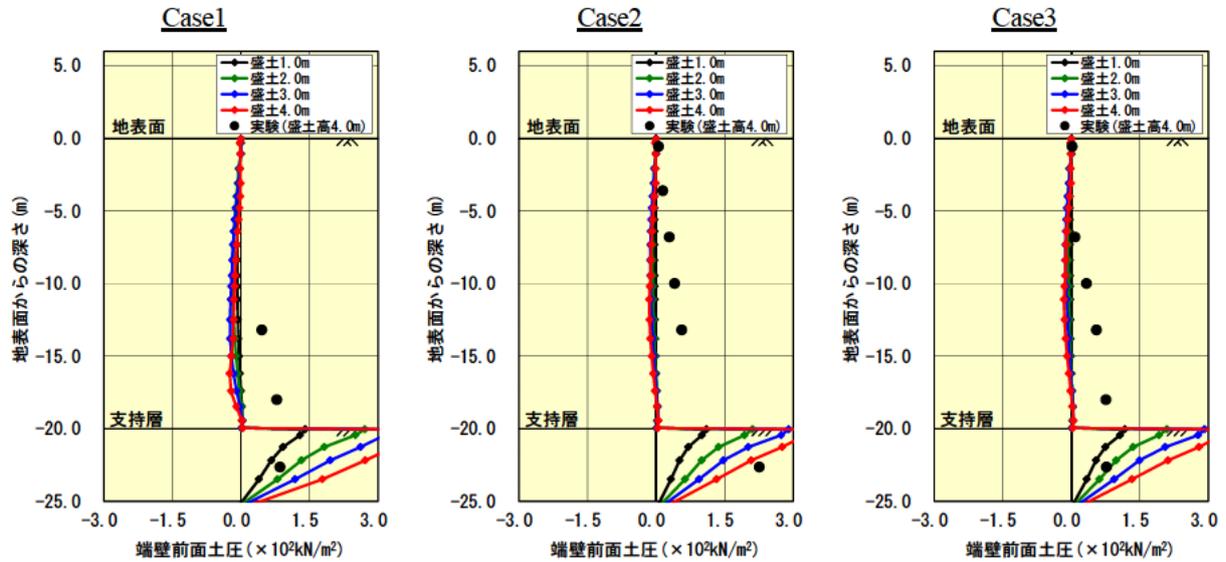


図-3.1.16(1) 三次元有限要素解析による前面土圧分布の比較：端基礎

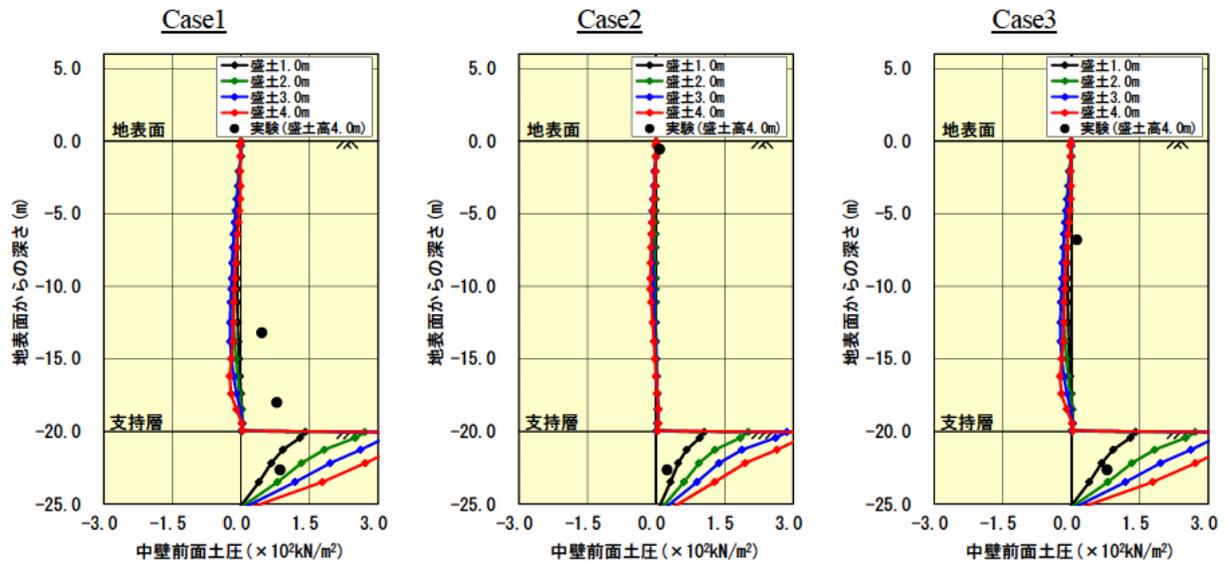


図-3.1.16(2) 三次元有限要素解析による前面土圧分布の比較：中基礎

d. 荷重～背面土圧の関係(解析結果)

解析結果の側面せん断力分布を図-3.1.17 に示す.

実験では計測できていないが、基礎側面には流動力によるせん断力が作用している. せん断応力度としては背面土圧に比べ小さいが、作用面積が大きいため、その影響は無視できない.

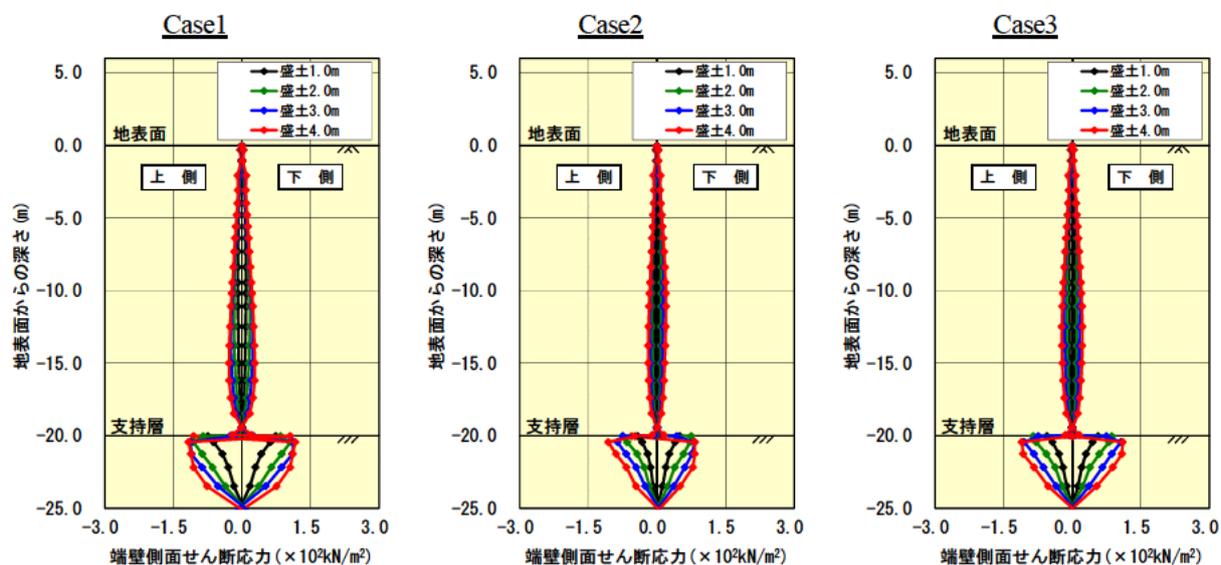


図-3.1.17(1) 三次元有限要素解析による側面せん断力分布：端基礎

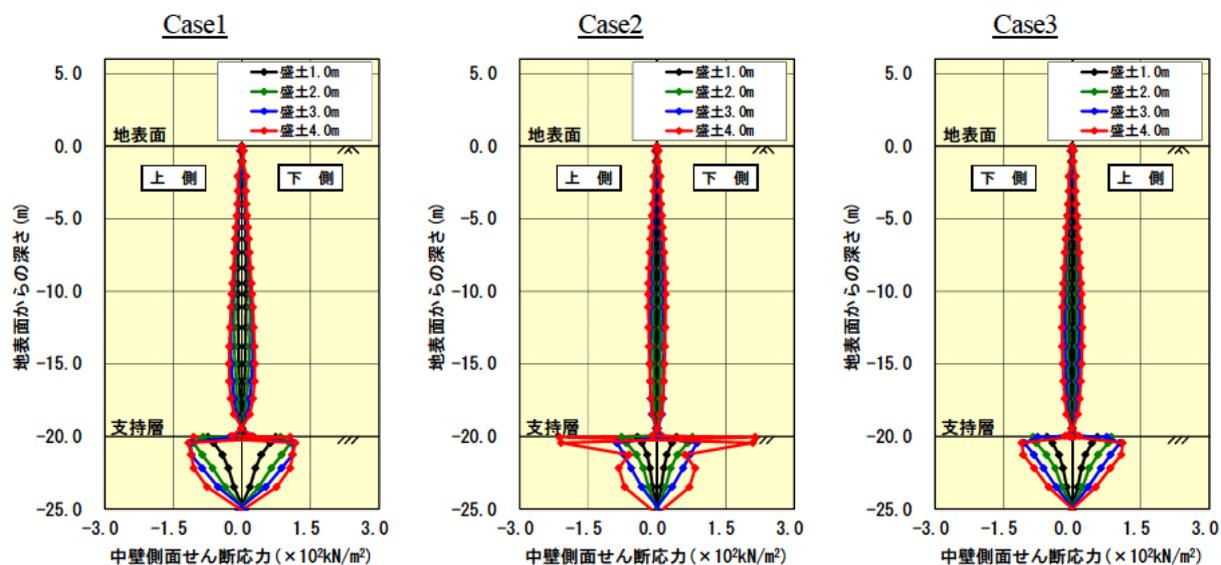


図-3.1.17(2) 三次元有限要素解析による側面せん断力分布：中基礎

荷重と側面せん断力の関係を図-3.1.18 に、荷重～背面土圧に対する作用荷重の比率を図-3.1.19 に示す。側面せん断力が作用するため、基礎作用荷重は背面の流動土圧の2.2～3.0 倍程度になっている。流動力が作用する軟弱地盤では、基礎側面に作用するせん断力の影響が大きいと考えられる。

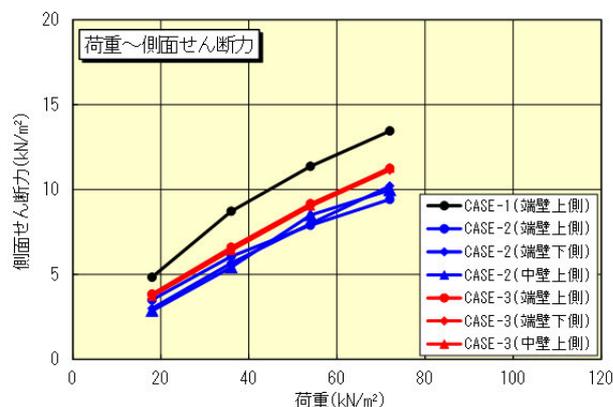


図-3.1.18 三次元有限要素解析による
荷重～側面せん断力関係

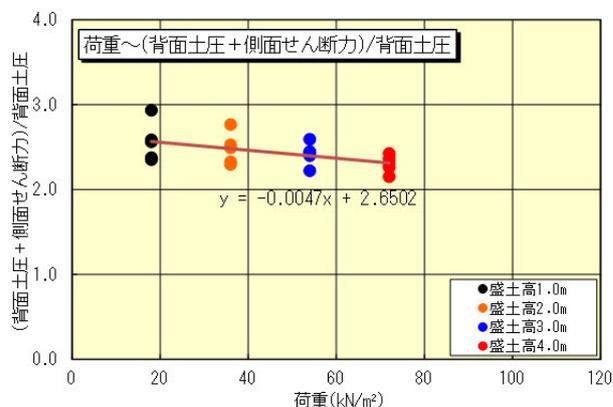


図-3.1.19 三次元有限要素解析による
荷重～荷重比率関係

e. 基礎周辺地盤の動き

三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動きを図-3.1.20 に示す。

実験では平面的な地盤の動きは確認することができなかったが、解析結果を見ると、軟弱粘土が基礎前面も含めて右方向(基礎の前面方向)に流れていることが分かる。この結果より、基礎前面地盤の抵抗は、殆ど期待できないと推察される。



中基礎

図-3.1.20(1) 三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動き : Case1



図-3.1.20(2) 三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動き : Case2



図-3.1.20(3) 三次元有限要素解析による盛土高 4.0m における基礎周辺地盤の動き : Case3

3. 2 骨組構造解析

側方流動力を受ける地中連続壁基礎の設計モデルを検討するため、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(以下、道示IV編)」に示されている梁～ばね解析を実施した。

3. 2. 1 解析ケース

道示IV編では、図-3.2.1 に示すように、壁基礎を6種類の弾塑性ばねで支持された梁～ばねモデルを用いている。検討ケースは、三次元有限要素解析結果を踏まえ、側方流動力の大きさや地盤抵抗をパラメータとして表-3.2.1 に示す5ケースを設定した。また、壁基礎に作用させる流動力は、実験結果を基に、図-3.2.2 に示すように、背面盛土荷重をピークとした放物線分布を仮定した(流動力の評価については、「4. 1 流動力の評価」を参照)。荷重ケースとしては、背面の流動力のみを考慮した場合(荷重荷重 1.0 倍)と側面のせん断力も考慮した場合(荷重荷重 2.0 倍)を考えた。

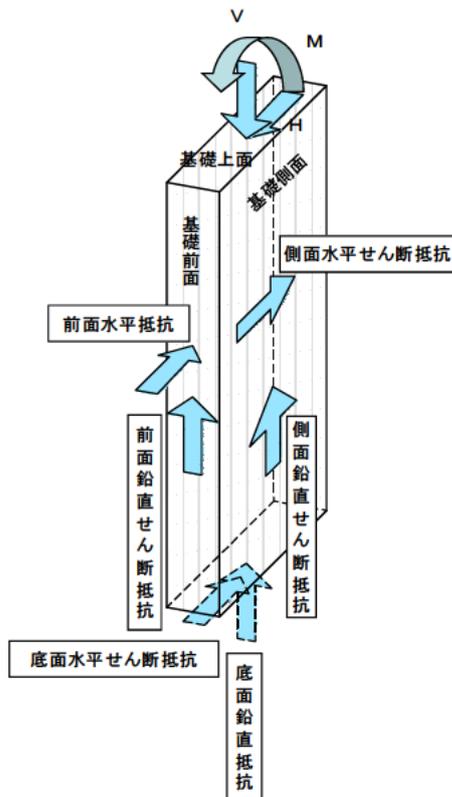


図-3.2.1 道示IV編の梁～ばねモデル

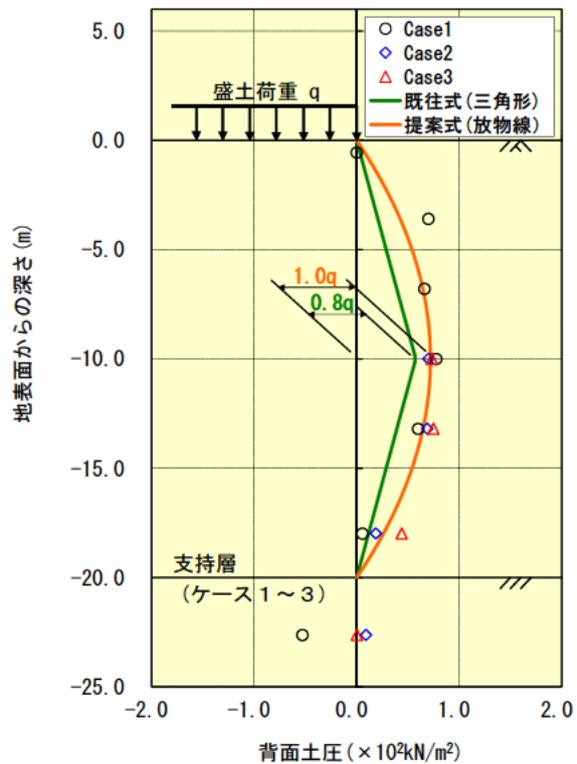


図-3.2.2 設定した流動力分布

表-3.2.1 骨組解析検討ケース

ケース	側方流動力	地盤抵抗		
		前面抵抗	側面抵抗	三次元広がり
ケース A	1 倍	考慮(1.0 倍)	考慮(1.0 倍)	考慮(3.0 倍)
ケース B	2 倍*	考慮(1.0 倍)	考慮(1.0 倍)	考慮(3.0 倍)
ケース C	2 倍*	考慮(0.5 倍)	考慮(0.5 倍)	考慮(3.0 倍)
ケース D	2 倍*	無視	無視	考慮(3.0 倍)
ケース E	2 倍*	無視	無視	無視

※ 側面に作用するせん断力を考慮

3. 2. 2 解析結果

(1) 橋台変位

a. 荷重～橋台水平変位

荷重～橋台水平変位の比較を図-3.2.3 に示す。粘土層厚 10m の Case4 は、実験の変位量が非常に小さいため、必ずしも良い一致は示していない。一方、粘土層厚 20m の Case1～3 については、Case-E(基礎前面および基礎側面の抵抗無視+支持地盤基礎前面抵抗の三次元的な広がりを見無視)が変位の急増する傾向も含めて、比較的良く実験を再現できている。

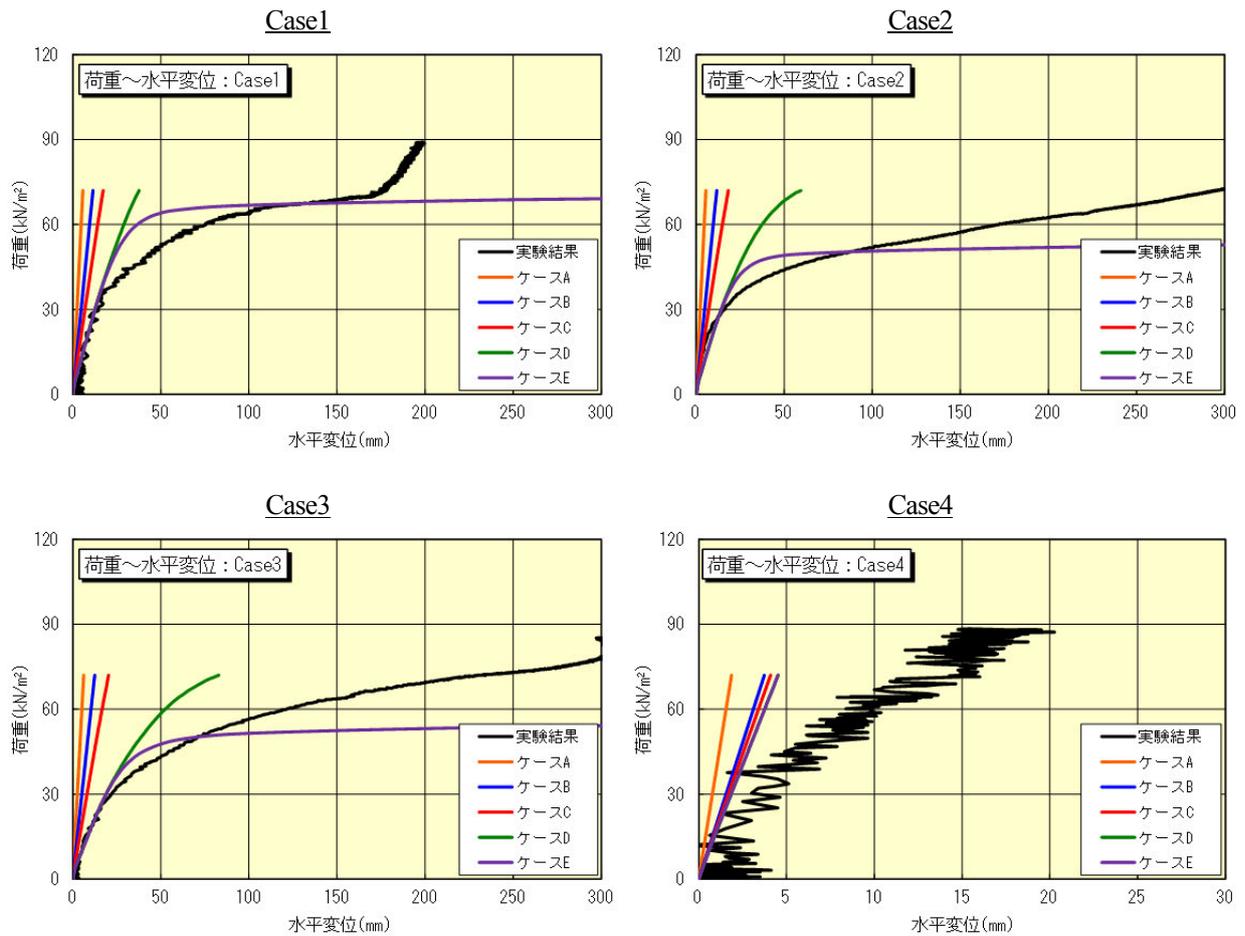


図-3.2.3 荷重～橋台水平変位の比較

b. 荷重～橋台回転角

荷重～橋台回転角の比較を図-3.2.4 に示す。荷重～橋台水平変位の関係と同様に、粘土層厚 10m の Case4 は、実験の変位量が非常に小さいため、必ずしも良い一致は示していない。一方、粘土層厚 20m の Case1～3 については、(基礎前面および基礎側面の抵抗無視+支持地盤基礎前面抵抗の三次元的な広がりを無視)が変位の急増する傾向も含めて、比較的良く実験を再現できている。

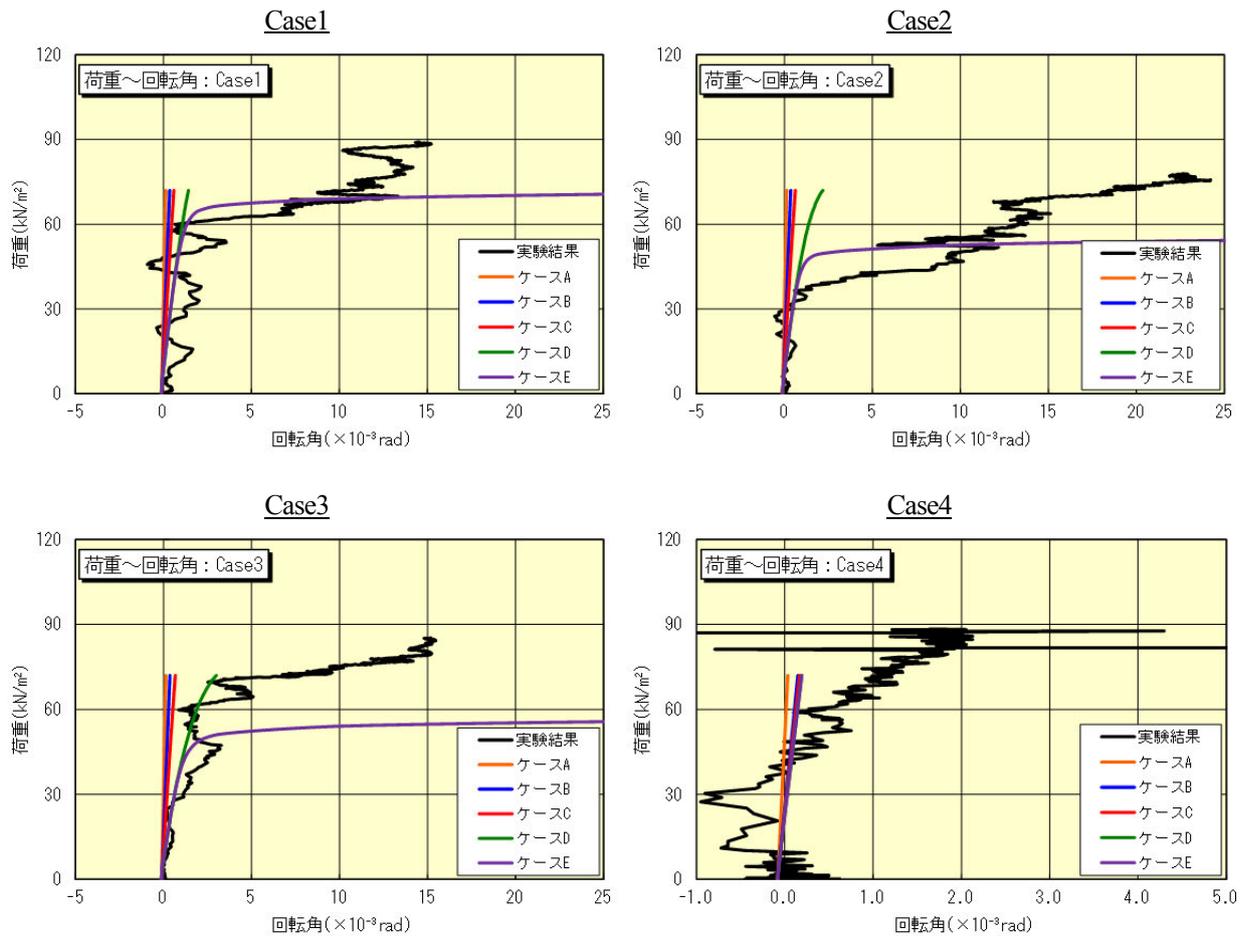


図-3.2.4 荷重～橋台回転角の比較

(2) 基礎底面反力

a. 荷重～基礎底面鉛直反力

荷重～基礎底面鉛直反力の比較を図-3.2.5 に示す。粘土層厚 10m の Case4 は、実験では荷重の増加に伴い鉛直反力が変化しているが、解析では基礎が回転しないため、鉛直反力が殆ど発生していない。一方、粘土層厚 20m の Case1～3 については、基礎の回転が発生するため鉛直反力は生じているが、実験結果とはあまり良い一致は示していない。この一因は、実験では背面盛土に伴う鉛直荷重が基礎背面に周面摩擦力として作用している一方で、解析においてはこれを考慮していないためであると考えられる。

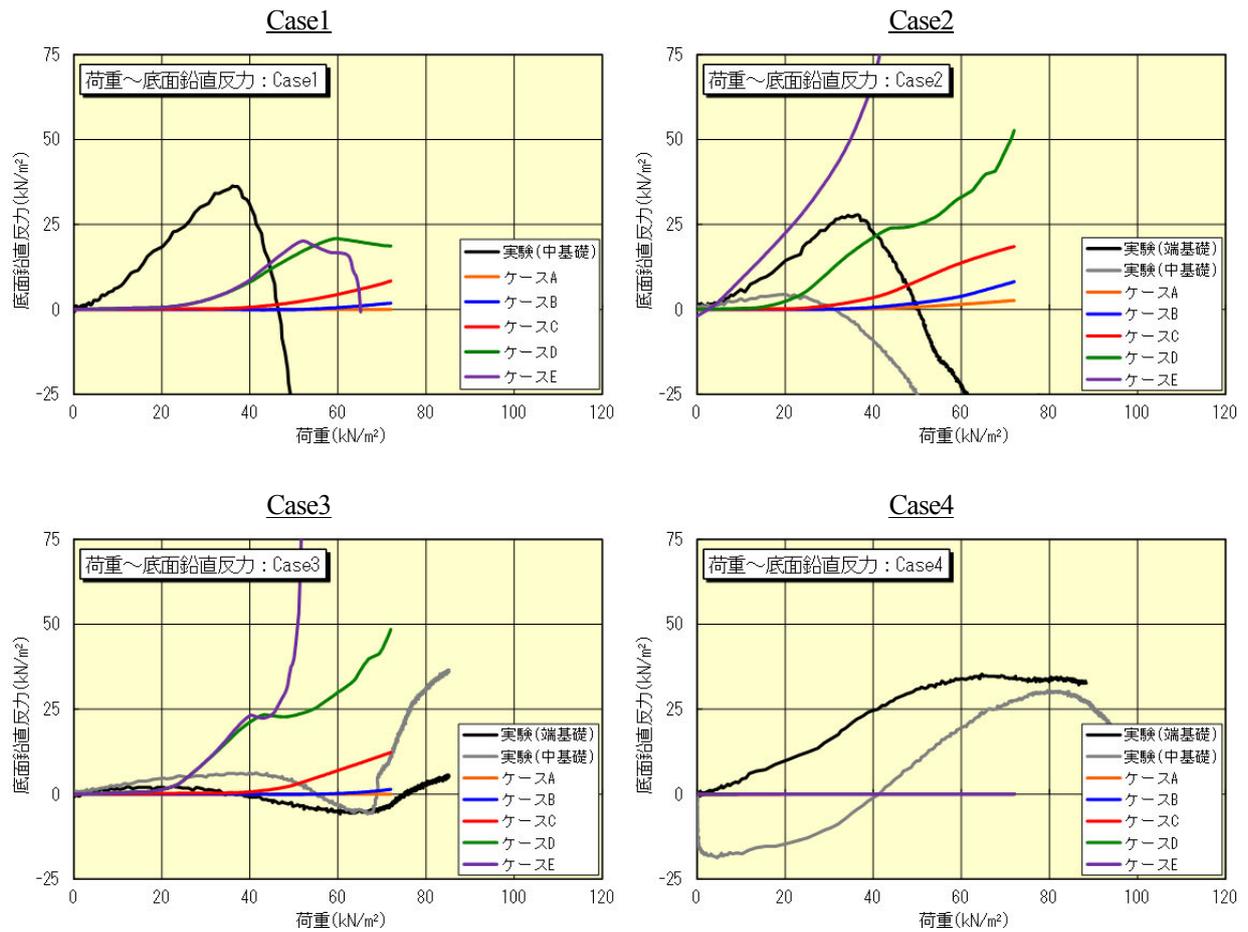


図-3.2.5 荷重～基礎底面鉛直反力の比較

b. 荷重～基礎底面水平反力

荷重～基礎底面水平反力の比較を図-3.2.6 に示す。粘土層厚 10m の Case4 は、荷重～基礎底面鉛直反力と同様に、実験では荷重の増加に伴い水平反力が変化しているが、解析では水平反力が殆ど発生していない。一方、粘土層厚 20m の Case1～3 については、Case3 が実験に比べ反力が大きくなっているものの、Case-E(前面および側面の抵抗および3次元的な広がりを見無視)が水平反力の急増する傾向も含めて、比較的良く実験を再現できている。

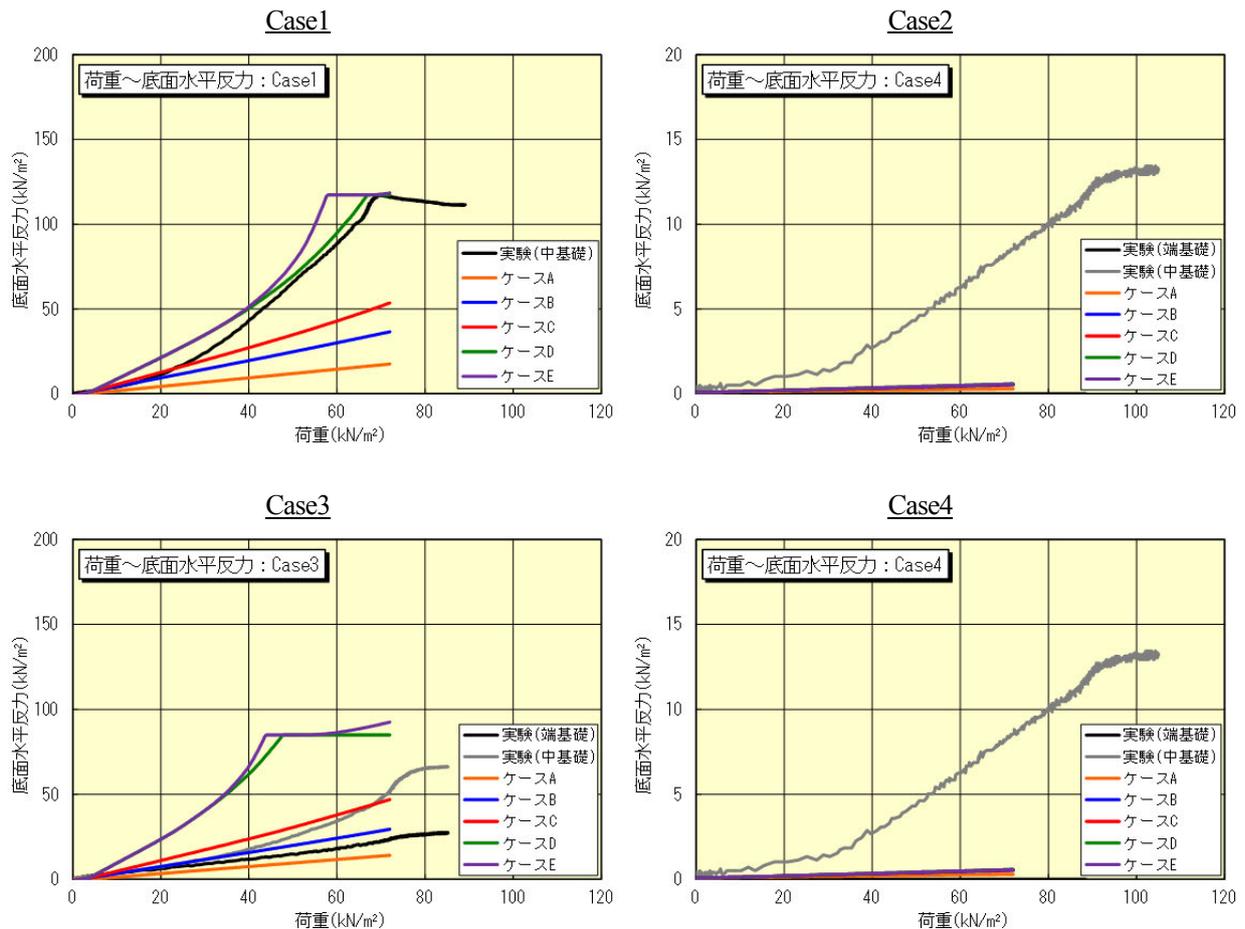


図-3.2.6 荷重～基礎底面水平反力の比較

(3) 基礎の曲げモーメント

盛土高 4.0m における基礎の発生曲げモーメントの比較を図-3.2.7 に示す。粘土層厚 10m の Case4 が支持層根入れ部で実験に比べ曲げモーメントが小さくなっているが、全体的には分布形状を比較的良く再現できている。

(4) 基礎の前背面土圧

a. 基礎の背面土圧

盛土高 4.0m における基礎の背面土圧の比較を図-3.2.8 に示す。粘土層での背面土圧は実験と解析で良い一致を示しており、背面盛土荷重をピークとした放物線分布を仮定した流動力分布は妥当であると判断できる。

b. 基礎の前面土圧

盛土高 4.0m における基礎の前面土圧の比較を図-3.2.9 に示す。粘土層厚 10m の Case4 では、解析は粘土層での前面土圧が殆ど発生せず支持層で抵抗しており、実験を良く再現できている。一方、粘土層厚 20m の Case1～3 では、解析では前面土圧が殆ど発生しておらず実験結果と一致していない。三次元有限要素解析では、基礎前面地盤は側方流動とともに移動するため前面反力が殆ど発生していないが、骨組構造解析はその傾向と一致している。

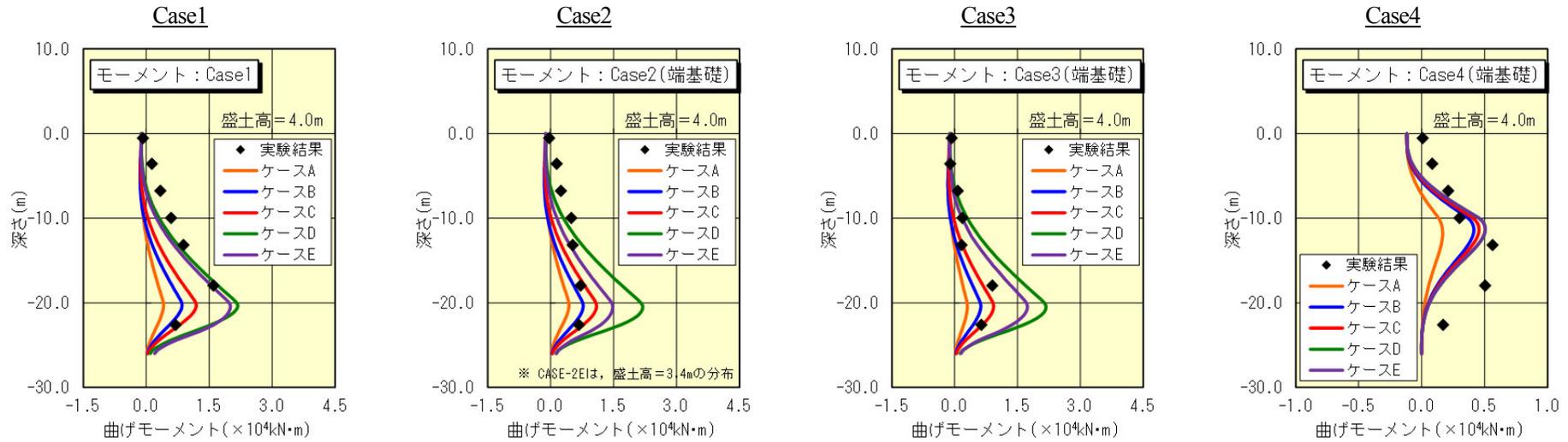


図-3.2.7(1) 基礎の発生曲げモーメントの比較：端基礎

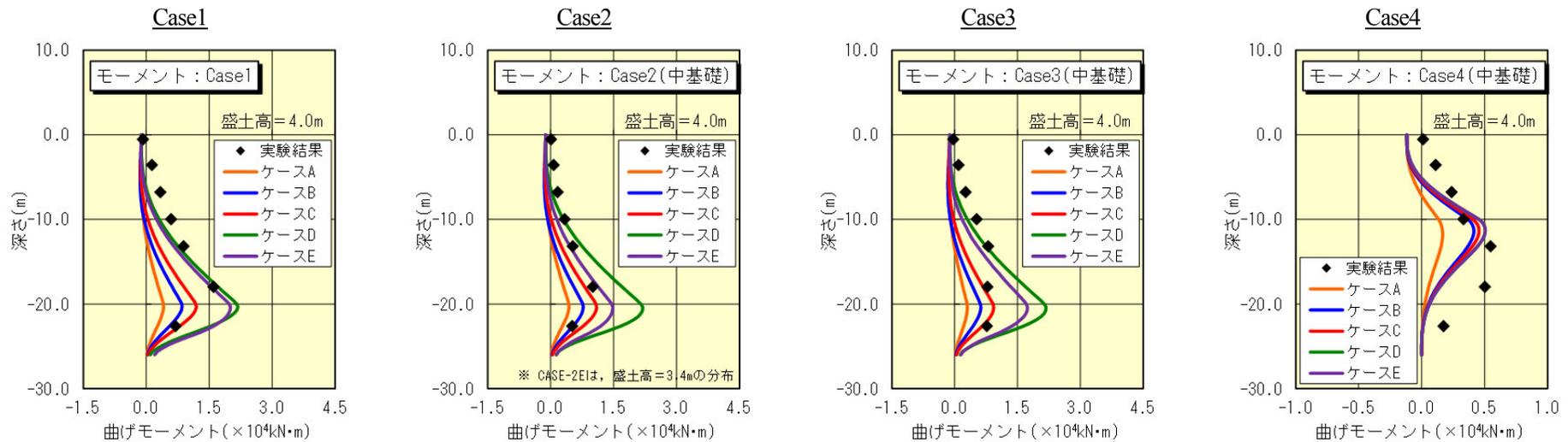


図-3.2.7(2) 基礎の発生曲げモーメントの比較：中基礎

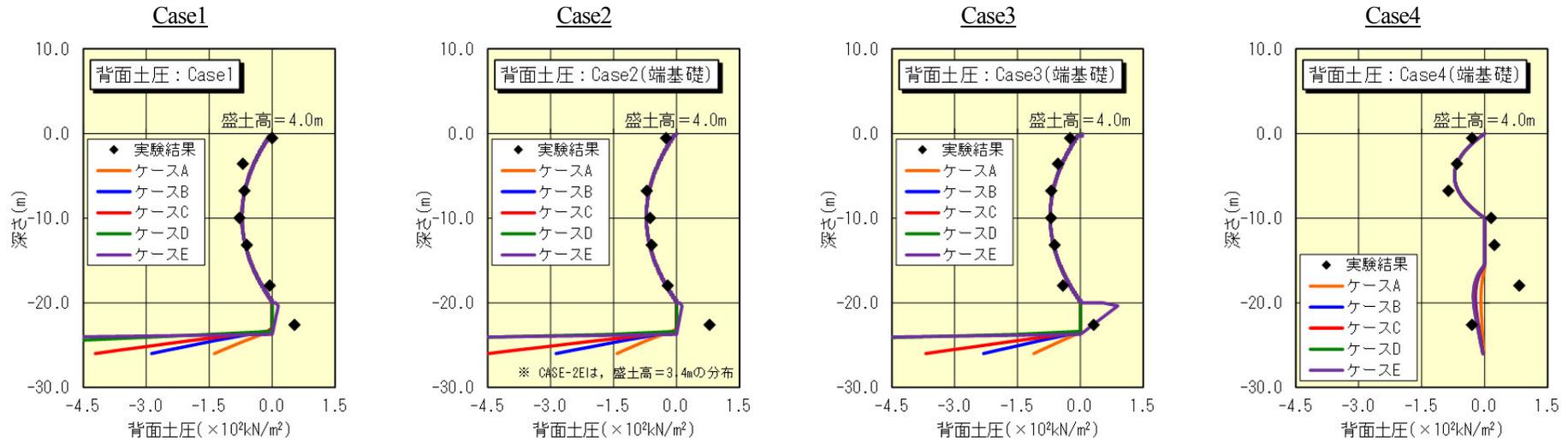


図-3.2.8(1) 基礎背面の土圧分布の比較：端基礎

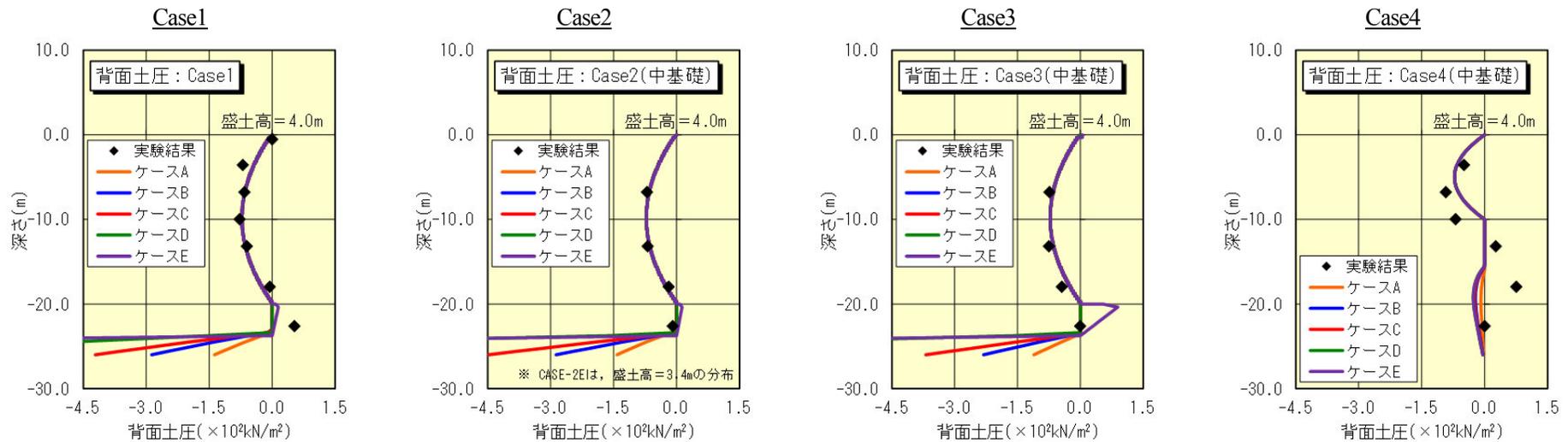


図-3.2.8(2) 基礎背面の土圧分布の比較：中基礎

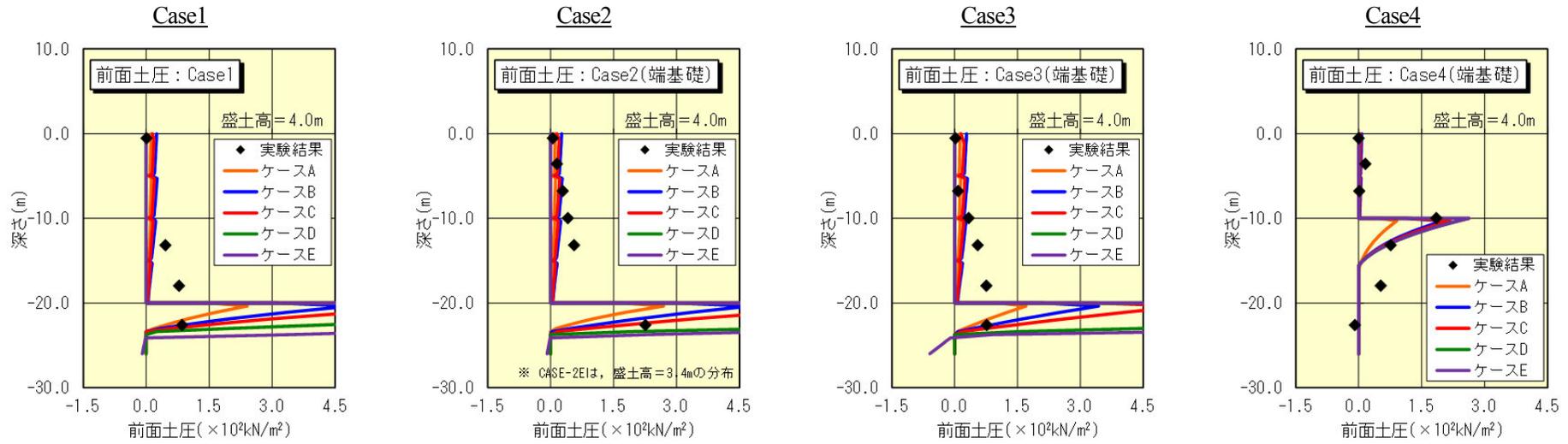


図-3.2.9(1) 基礎前面の土圧分布の比較：端基礎

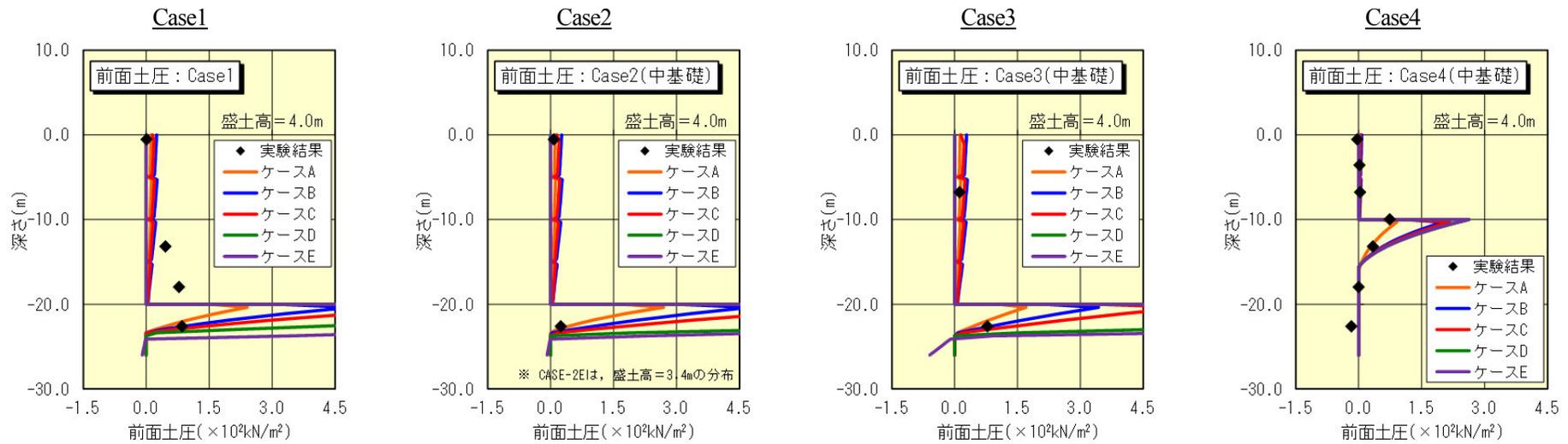


図-3.2.9(2) 基礎前面の土圧分布の比較：中基礎

3. 3 解析結果のまとめ

有限要素解析および骨組構造解析を実施した結果、下記の事項が確認された。

- ・側方流動力を受ける基礎の遠心実験結果は、関口・太田による弾塑性構成モデルによる弾粘塑性解析によって再現可能である。
- ・三次元有限要素解析結果から、基礎前面地盤は大きく移動し、流動地盤における前面地盤の抵抗は殆ど期待できないことが確認された。
- ・三次元有限要素解析結果から、軟弱地盤層の基礎側面には流動力によるせん断力が作用していることが確認された。このせん断力の影響によって、基礎全体に作用する荷重は、基礎背面に作用する流動力の2.2～3.0倍程度になっている。ただし、鉛直荷重に対する反力が解析では生じないなど、荷重の作用等に対する仮定の差異によると思われる乖離が一部で生じている。
- ・流動力が作用する地中連続壁基礎は、①軟弱地盤の前面および側面抵抗を無視し、②流動力による作用荷重を「4. 1 流動力の評価」に示す分布荷重の2倍程度と考えることによって、道示IV編に示される解析モデルで挙動をある程度は再現可能である。

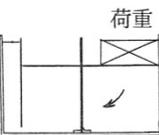
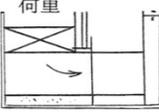
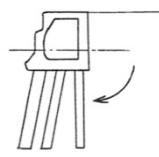
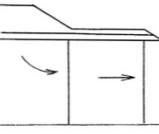
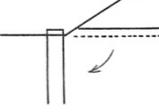
4. 側方流動が生じる地盤における壁基礎に作用する流動力および抵抗メカニズム

4. 1 流動力の評価

4. 1. 1 既往の流動力評価式

既往の研究¹⁾によると、表-4.1.1 に示す模型実験および実物試験結果の要約から、杭体深さ方向の曲げモーメント分布に着目して図-4.1.1 に示す側方流動圧評価式が示されている。

表-4.1.1 過去の測定および解析結果の一覧表²⁾

モデル	モデル	流動圧		測定値より		抵抗側		F値	備考	
		形状	流動圧係数(α)	作用幅	モーメント	水平変位	k値(kg/cm ²)			E(kg/cm ²)
模型 実験	(道公) 試験所 	不等辺台形  $P_{max} = \alpha \cdot \gamma H \cdot B$	平均 0.7	(1~3)D 平均 2D	あり	くい頭 3.5 cm	0.048 (E ₅₀ より)	E ₅₀ = 0.143 (qu = 0.0215)	75 28	報告書 S. 52.3 P. 255 くい 32mm × 3mm × 900mm E = 21 × 10.6 kg/cm ²
	(建) 土木 研究所 	三角形 	1.0	-	あり	くい頭 9.7 cm	なし	E ₅₀ = 0.86 ~ 0.80 (qu = 0.029)	60 20	報告書 S. 53.3
実物 試験	東北道 夏川橋 	三角形 	1.0	2.5 D	あり	くい頭 5 mm (信頼性なし)	原設計 0.2 モーメントに対して 0.1 ~ 0.5 変位に対して 0.5 以下と推定	E = 28N = 26.75	1.9	報告書 S. 53.10 φ 800 t=14, 12 H = 7.5 m
	北海道 岩見沢 	三角形に近い 	0.8	1.5 D	あり	地中部 最大約 6.0 cm	モーメントに対して 0.2	E ₅₀ < 10 (qu = 0.3)	1.4	φ 812 ⁸ t=7, ℓ = 21m, H = 5 m
	東名 歌川 	三角形 	最大 1.0	2.2 D	あり	フレキシブル チューブ 25(m)	原地盤の qu から推定	qu = 0.1 ~ 0.2	20	φ 609 ⁶ , t=12 ⁷ ℓ = 20m 盛土厚 H=6 m (盛土高 4.3 m) 軟弱層厚 D=10m

側方流動圧 $p = 0.8 \gamma h$ (t/m²)
ここに γh ; 盛土荷重

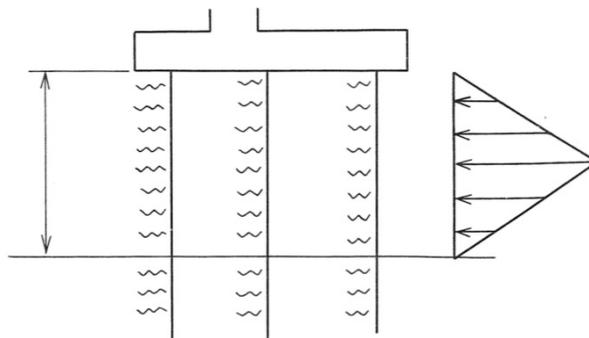


図-4.1.1 既往の流動力評価式²⁾

4. 1. 2 実験結果に基づく流動力評価式

実験結果の基礎背面ピーク荷重と既往評価式の比較結果を表-4.1.2 に示す。既往評価式では、流動力を盛土荷重の80%としているが、実験結果では凡そ100%作用していることがわかる。また、同じ盛土高で比べると、Case1~4 で大きな差は発生していない。したがって、基礎に作用する流動力は、軟弱層厚や実験範囲内での基礎間隔(3.0~8.8m の範囲)等には影響されないと判断できる。

表-4.1.2 基礎背面のピーク荷重と既往評価式の比較結果

	Case1	Case2		Case3		Case4		評価式による流動力 [※] 0.8 $\gamma \cdot Z$ (1.0 $\gamma \cdot Z$)
	中基礎	端基礎	中基礎	端基礎	中基礎	端基礎	中基礎	
盛土高1.0m	0.197	0.248	0.198	0.243	0.236	0.272	0.398	0.144 (0.180)
盛土高2.0m	0.398	0.472	0.436	0.386	0.424	0.413	0.436	0.288 (0.360)
盛土高3.0m	0.598	0.619	0.592	0.564	0.572	0.687	0.730	0.432 (0.540)
盛土高4.0m	0.778	0.711	0.702	0.698	0.750	0.861	0.925	0.576 (0.720)

※ $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

一方、流動力の分布は、図-4.1.2~図-4.1.5 に示すように、放物線分布を仮定すると実験結果に比較的よく合っている。

以上より、基礎に作用する流動力の評価として、盛土荷重をピークにした放物線分布を提案する。

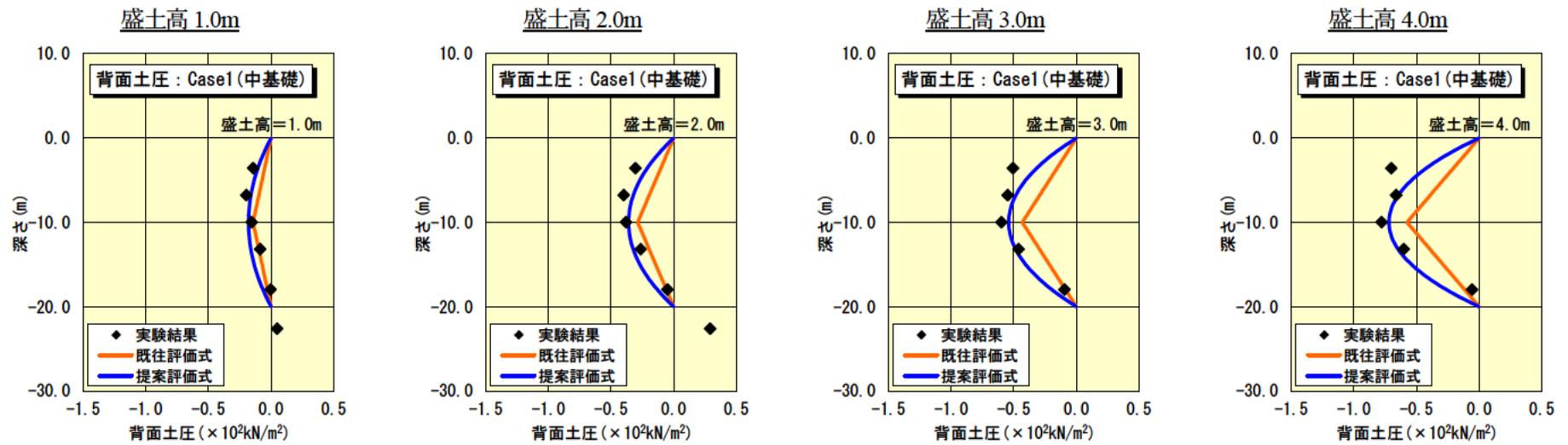


図-4.1.2 基礎に作用する流動力の比較結果：Case1

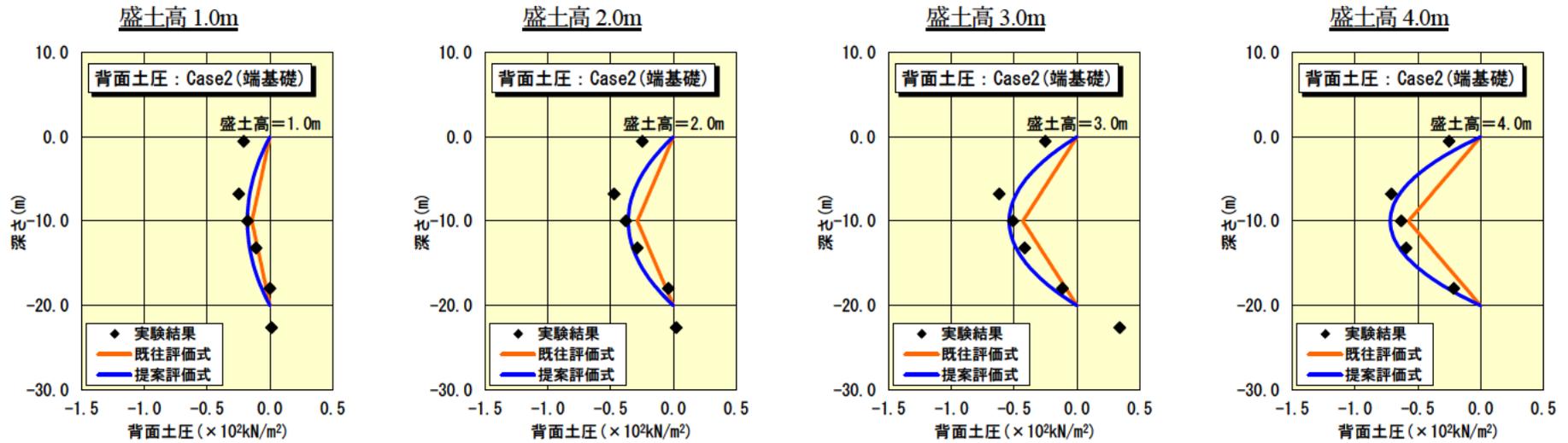


図-4.1.3(1) 基礎に作用する流動力の比較結果 : Case2(端基礎)

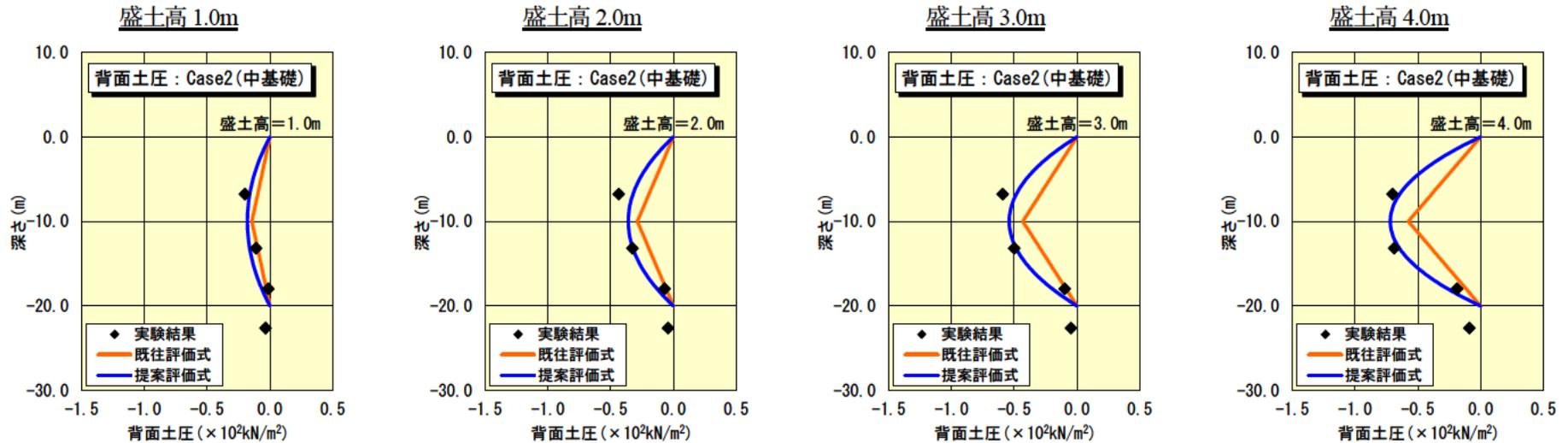


図-4.1.3(2) 基礎に作用する流動力の比較結果 : Case2(中基礎)

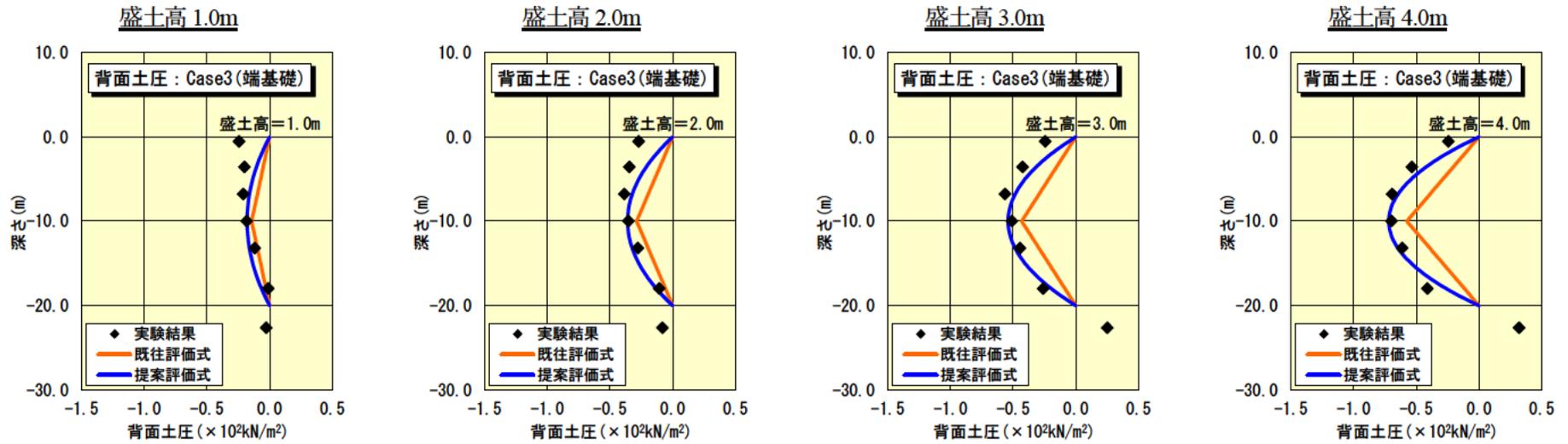


図-4.1.4(1) 基礎に作用する流動力の比較結果：Case3(端基礎)

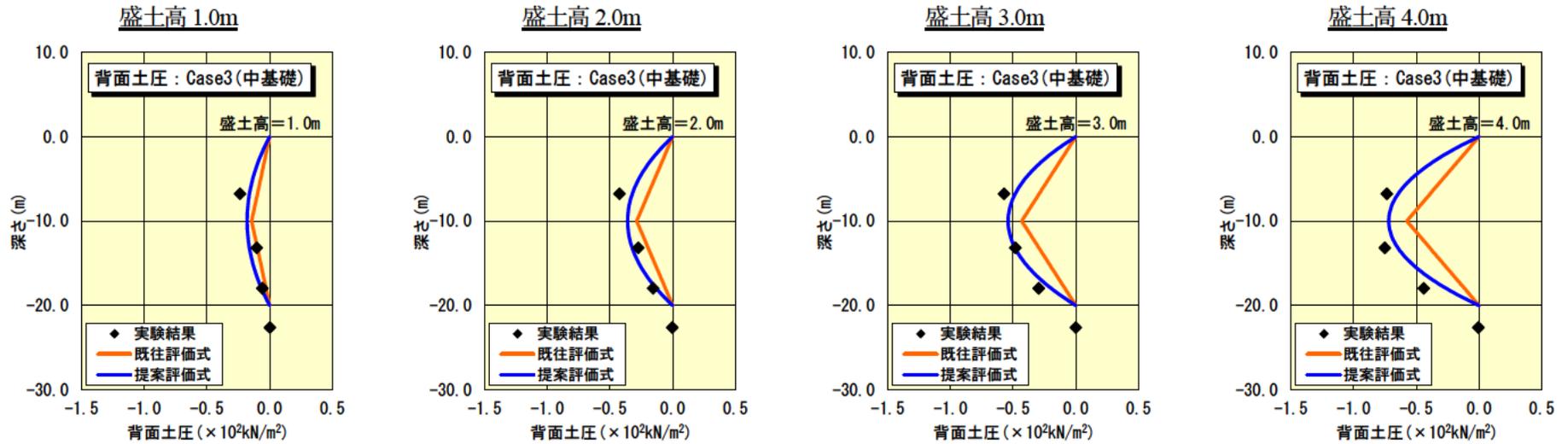


図-4.1.4(2) 基礎に作用する流動力の比較結果：Case3(中基礎)

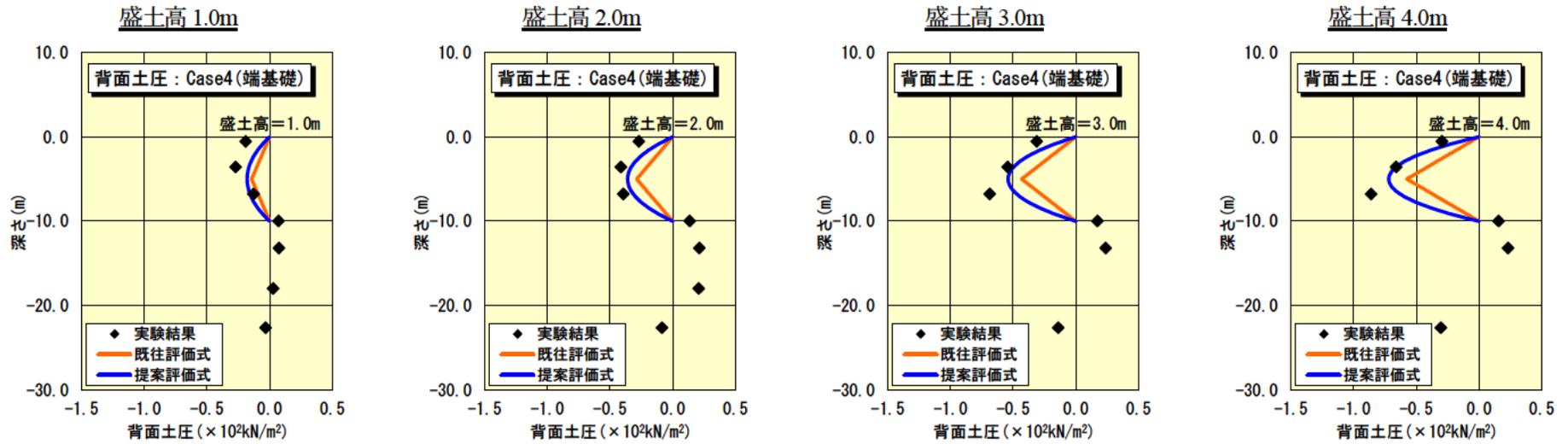


図-4.1.5(1) 基礎に作用する流動力の比較結果 : Case4(端基礎)

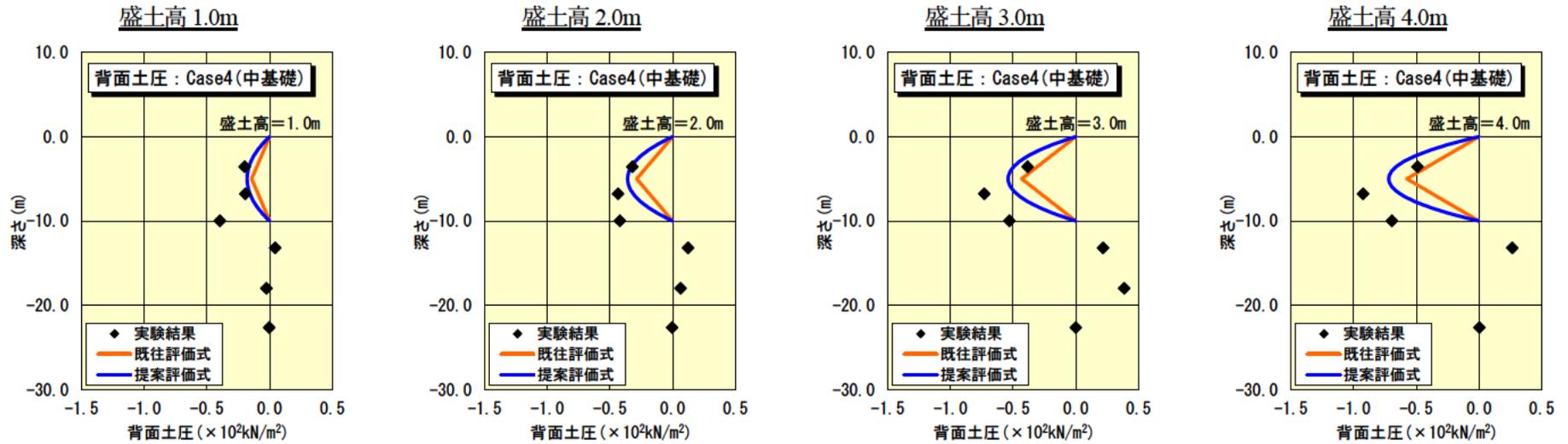


図-4.1.5(2) 基礎に作用する流動力の比較結果 : Case4(中基礎)

4. 2 抵抗メカニズム

4. 2. 1 基礎背面抵抗

実験結果と三次元有限要素解析結果の基礎背面土圧分布の比較を図4.2.1 に示す。基礎背面の土圧分布は、実験と解析で比較的良く一致している。支持地盤では、基礎の倒れこみによって背面側に反力(土圧)が発生しており、側方流動力に対して抵抗要素となっている。

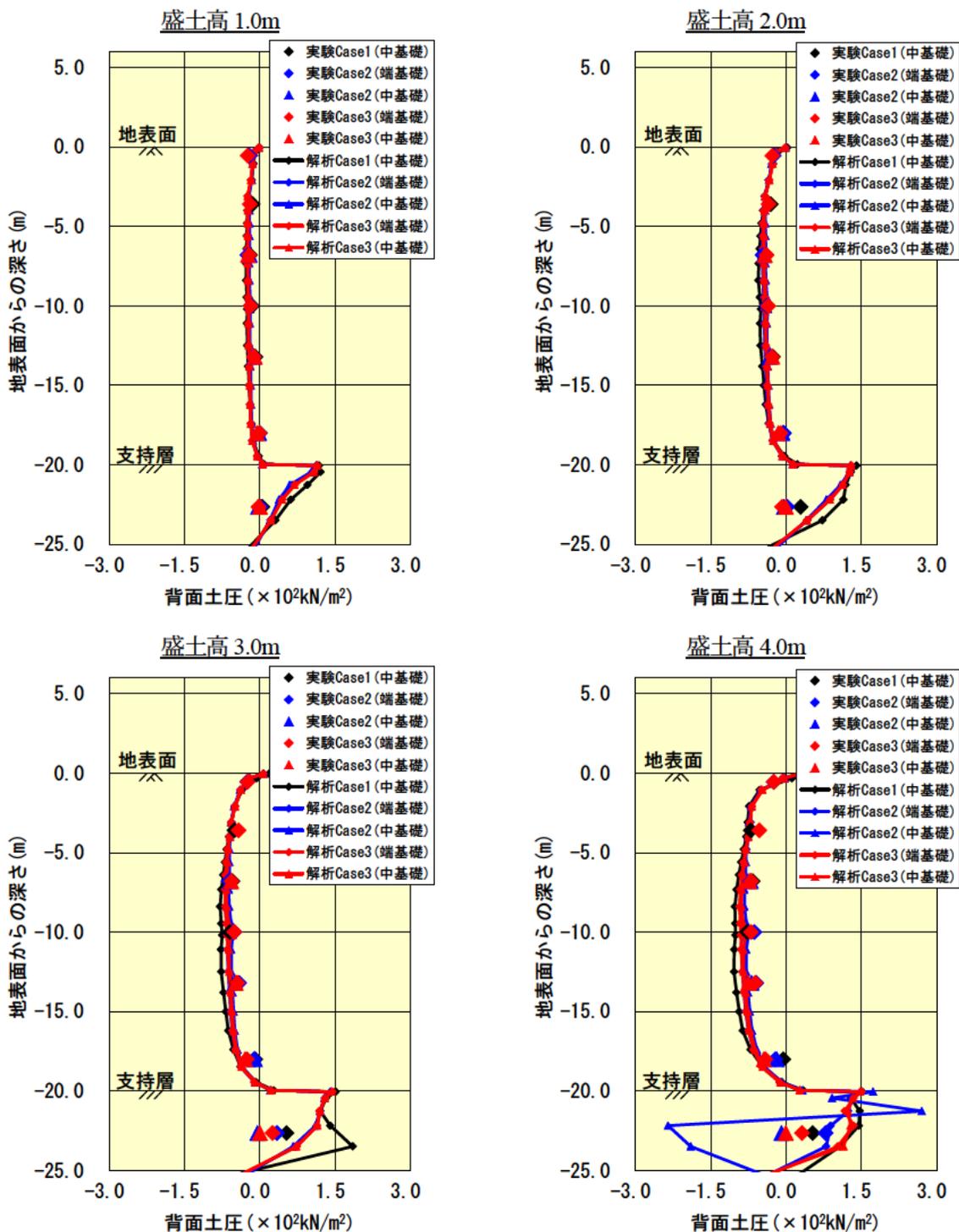


図4.2.1 基礎背面土圧の比較結果

4. 2. 2 基礎前面抵抗

実験結果と三次元有限要素解析結果の基礎前面土圧分布の比較を図4.2.2 に示す。実験では、粘性土部分で土圧が発生しており、流動化が生じる地盤においても荷重に抵抗している。一方、三次元有限要素解析では、粘性土部分で土圧が殆ど発生しておらず荷重に抵抗していない。これは、実験と三次元有限要素解析で、地盤と基礎の相対変位差に差が生じているためと推察される。解析においては、支持地盤の極限支持力や前面および側面抵抗の上限値を含めて適切に評価することが重要である。

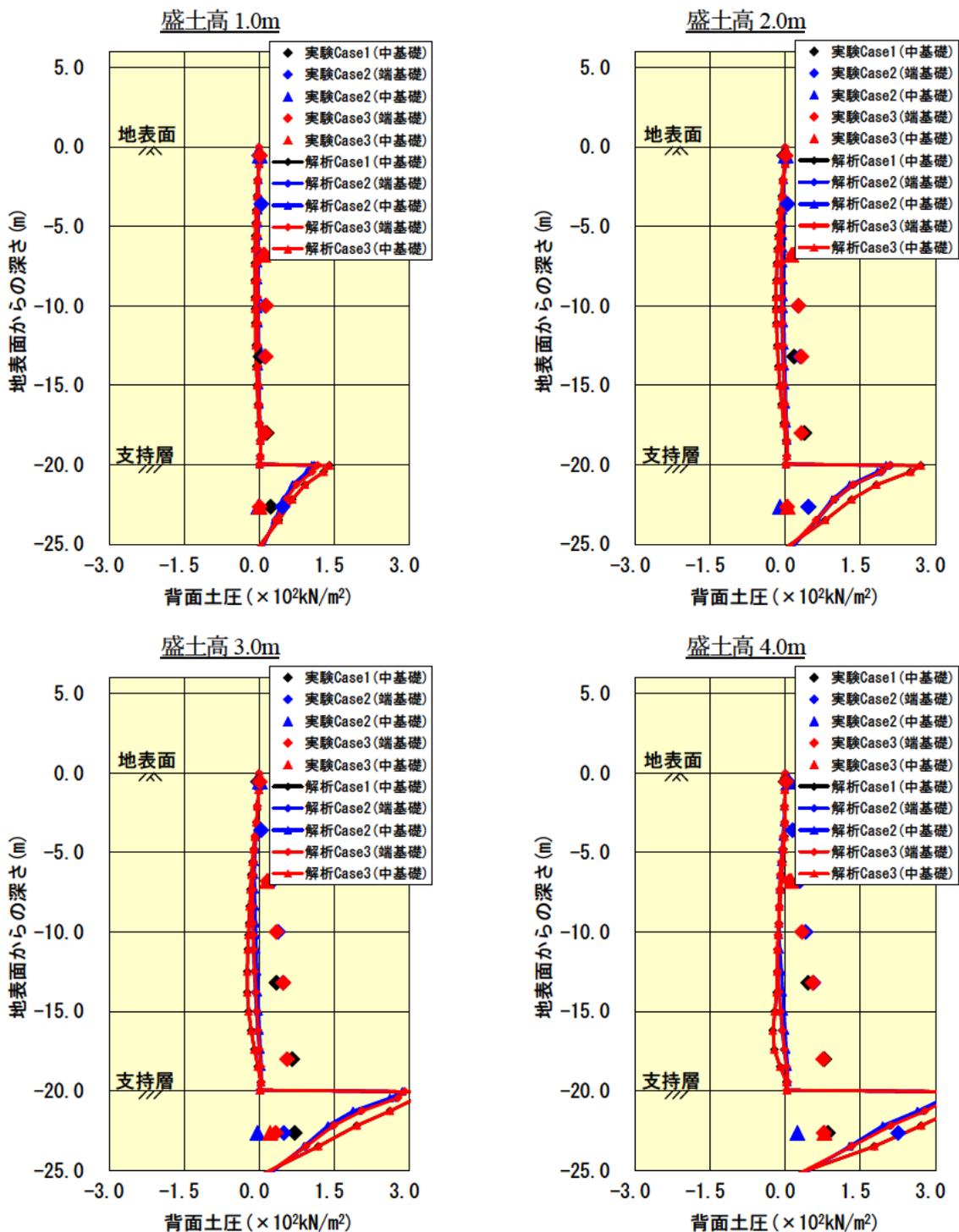


図4.2.2 基礎前面土圧の比較結果

4. 2. 3 基礎側面抵抗

実験では、基礎側面抵抗に関する計測は出来なかったが、図4.2.3 に示すように、三次元有限要素解析では軟弱粘土が基礎背面から前面に流れており、基礎側面の抵抗は殆ど期待できないと推察される。このことは、「3. 2 骨組構造解析」で示したように、基礎の側面抵抗を無視した場合の結果が実験に近似していることから窺える。



図4.2.3 三次元有限要素

4. 2. 4 基礎間隔の影響

実験結果の基礎発生曲げモーメント分布を図4.2.4 に示す。基礎が1枚の Case1 がやや大きくなっているものの、各盛土段階で基礎の発生する曲げモーメントに大きな差は生じていない。実験では、基礎間隔が 3.0m~8.8m であったが、壁厚の 2.5 倍(=2.5×1.2m=3.0m)を確保すれば、流動荷重が基礎と基礎の間をすり抜けると推察される。

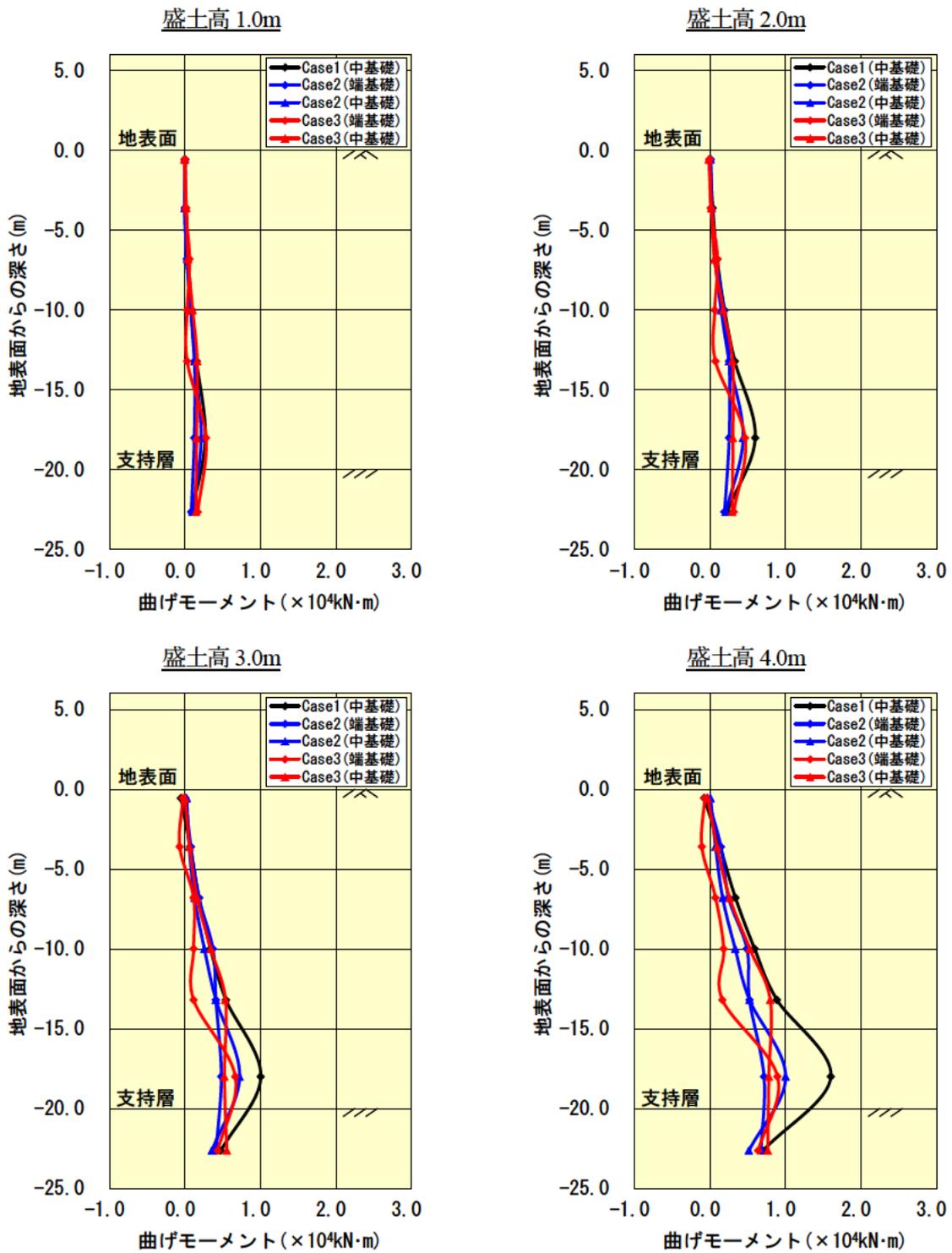


図4.2.4 基礎に発生する曲げモーメント分布

5. まとめ

5. 1 本研究で得られた成果

本研究は、地中連続壁基礎を流動力と並行に壁状に配置する構造について、作用する側方流動力や側方流動力に対する抵抗メカニズムの評価方法を明らかにすることを目的として遠心実験および有限要素解析を実施するとともに、これらの実験・解析から得られた知見を踏まえ、設計法を検討したものである。

本研究で得られた主な成果は、下記の通りである。

- 1) 遠心実験の結果より、側方流動力によって壁基礎に生じた変位は、地盤に生じた変位の 1/100 以下であったことから、壁基礎は側方流動力に対する抵抗機構として有効に機能するものと考えられる。
- 2) 遠心実験の結果より、壁基礎に作用する流動力は盛土の高さに依存する一方で、壁基礎の間隔によって大きく異なることが分かった。流動力は、盛土高さが 1 m 程度までは逆三角形の分布、盛土高さが 2 m 以上になると半円形状の分布になることが分かった。
- 3) 二次元有限要素解析の結果、完全弾塑性モデルよりも、粘弾塑性モデルの方が実験値に近い結果が得られた。
- 4) 遠心実験および粘弾塑性モデルを用いた三次元有限要素解析の結果より、壁基礎に作用する荷重として、壁基礎背面に作用する側方流動力と、壁基礎間をすり抜ける地盤によるせん断力を考慮する必要があることが分かった。三次元有限要素解析の結果、背面に作用する側方流動力の大きさは、側面に作用するせん断力の 1/3~1/2 程度であった。
- 5) 遠心実験の結果より、側方流動力に対する壁基礎の抵抗要素としては、前面の水平地盤抵抗と基礎底面の鉛直地盤抵抗が期待できることが分かった。ただし、前面の地盤抵抗は、壁基礎全長にわたって期待できるものではなく、軟弱層の下側の一部のみである。
- 6) 骨組構造解析の結果、壁基礎の挙動は、側方流動力を適切に評価することにより、道路橋示方書に記載されている設計計算モデルによって評価できる可能性があることがわかった。

5. 2 今後の課題

5. 1 に示したように、本研究によって壁基礎に作用する側方流動力やその抵抗特性についていくつかの知見が得られたが、設計法を確立するためには、以下の課題が残されている。

(1) 側方流動力の評価に関する課題

- 1) 5. 1 2) に示したように、背面に作用する側方流動力の深度方向分布形状は、盛土高さによって異なる。このため、盛土高さに応じて側方流動力の深度方向分布を適切に評価できるような評価式が必要である。
- 2) 三次元有限要素解析の結果より、周面に作用するせん断力が作用することが分かった一方で、背面の鉛直方向、側面に作用するせん断力について、条件の違いを考慮した定量的な評価方法

が必要である。

(2) 地盤抵抗力の評価に関する課題

- 1) 壁基礎前面の地盤抵抗について、遠心実験においては部分的に有意な値が計測され、抵抗要素として機能していることが分かった。しかし、三次元有限要素解析では基礎前面に地盤抵抗が発揮されないという結果になった。これは、壁基礎と壁基礎前面の地盤の相対水平変位（地盤の水平変位－壁基礎の水平変位）を過大評価したことによるものと考えられ、解析モデルの改善が望まれる。
- 2) 遠心実験の結果より、壁基礎前面の地盤抵抗の深度方向分布は深度に比例して大きくなる傾向が見られた。しかし、基礎前面の地盤抵抗を考慮した骨組構造解析の結果は、深度に比例して減少する結果となった。これは、基礎前面の地盤と壁基礎の相対変位の深度方向分布を適切に考慮できなかったためであると考えられる。すなわち、遠心実験で計測された壁基礎前面の地盤反力度分布より、壁基礎と壁基礎前面の地盤の相対水平変位は、深い位置では反力が生じていることから壁基礎と地盤が接していると考えられる一方で浅い位置では地盤の変位のほうが大きい。骨組構造解析においては壁基礎全長にわたって地盤に接しているとしたため、回転が卓越する壁基礎頭部の地盤反力度が大きくなったと考えられる。壁基礎前面の地盤抵抗を適切に評価するためには、前面の地盤と壁基礎の相対変位を適切に評価する必要がある。
- 3) 前面の地盤と壁基礎の相対変位は、三次元有限要素解析モデルにより評価することができると考えられる。しかし、三次元有限要素解析には1)に示したような課題がある。また、設計実務において三次元有限要素解析を実施するのは煩雑であり、最終的には骨組構造解析程度の計算で評価できるようにする必要がある。今後、実験的知見の蓄積とそれを踏まえた精度の良い解析モデルを開発し、開発したモデルを用いたパラメトリック解析等を踏まえ、地盤抵抗や基礎の挙動の簡便な評価方法を提案することが望まれる。

参考文献