共同研究報告書

整理番号第５４４号

地盤調査法の高度化等を考慮した道路橋基礎の部分係数設計法に関する共同研究報告書

令和３年３月

国立研究開発法人　土木研究所
国 立 大 学 法 人　新 潟 大 学

共 同 研 究 報 告 書
第544号　2021年3月

地盤調査法の高度化等を考慮した道路橋基礎の部分係数設計法に関する共同研究報告書

(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　耐震研究監　桐山孝晴
元(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　上席研究員　七澤利明※1
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　主任研究員　堀内智司
元(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　主任研究員　河野哲也※2
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　研究員　飯島翔一
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　交流研究員　中浦慎之介
元(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　交流研究員　藤村彰※3
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　招聘研究員
兼国立大学法人　岐阜大学　名誉教授　本城勇介
元国立大学法人　新潟大学自然科学系（工学部）建設学科　准教授　大竹雄※4

※1：現 国土交通省国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　構造・基礎研究室長
※2：現 国立大学法人　富山大学大学院　理工学研究部　准教授
※3：現 株式会社エイト日本技術開発（交流研究員在職期間：2017年10月～2019年5月）
※4：現 国立大学法人　東北大学大学院　工学研究科　准教授

要　旨

道路橋基礎の設計をより合理的なものとするため，①地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価，②施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価，③軟弱地盤における設計計算モデルの見直しについて検討した。

キーワード：道路橋基礎，地盤調査，施工時情報，不確実性の評価，軟弱地盤，地盤反力係数

目 次

第1 章　まえがき…… 1

第2 章　研究目的と研究方法…… 3
2.1　研究目的…… 3
2.2　研究方法と研究内容 …… 5
参考文献…… 6

第3 章　地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価…… 7
3.1　GRASP の概要…… 7
3.1.1　不確実性の分類…… 7
3.1.2　GRASP の特徴 …… 8
3.1.3　GRASP 信頼性解析の手順……10
3.1.4　R 言語プログラム……13
3.2　例題の概要……15
3.2.1　はじめに……15
3.2.2　設計条件……15
3.2.3　地盤条件……15
3.2.4　打ち込み杭の定数……17
3.3　支持力・地盤反力係数・ばねと変位法による力と変位の算定 ……18
3.3.1　杭軸方向押し込み支持力 ……18
3.3.2　杭軸方向引き抜き抵抗力 ……19
3.3.3　水平地盤反力係数……20
3.3.4　杭軸方向バネ定数……21
3.3.5　杭軸直角方向バネ定数 ……22
3.3.6　変位法による杭の押し込み力，引き抜き力及び水平変位の計算（通常の設計計算結果） ……22
3.4　各不確実性の定量化 ……24
3.4.1　死荷重とレベル 1 地震動 ……24
3.4.2　地盤情報：N 値と土層厚 ……26
3.4.3　モデル化誤差……29
3.4.4　不確実性定量化のまとめ ……29
3.5　MCS による信頼性解析（調査点 1 箇所の場合） ……31
3.5.1　性能関数……31

3.5.2　信頼性解析の結果と考察 ……32
3.5.3　各不確実性要因の寄与率分析と考察……34
3.5.4　荷重・抵抗係数のキャリブレーション……35
3.5.5　付録：キャリブレーションにおける設計点探査の不安定性について ……37
3.6　調査点数と信頼性の関係 ……39
3.6.1　例題 1：新設構造物の抵抗係数と調査点数の関係 ……39
3.6.2　例題 2：既設構造物に新しい調査が加わった場合 ……46
3.7　まとめ……52
参考文献……54

第 4 章　施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価……55
4.1　検討目的……55
4.2　検討に用いるデータ（鋼管回転杭）……55
4.3　研究の方法……59
4.3.1　概要 ……59
4.3.2　正規分布への変換……60
4.3.3　主成分分析……61
4.3.4　クラスタリング（地盤種別の判別）……61
4.3.5　リアルタイム推定（周面支持力と支持層深さの判別）……62
4.4　検討結果（鋼管回転杭）……63
4.5　検討結果（場所打ち杭）……70
4.5.1　検討に用いるデータ……70
4.5.2　検討結果の概要……70
4.6　まとめ……76
参考文献……77

第 5 章　軟弱地盤における設計計算モデルの見直し……78
5.1　地盤反力係数推定式の既往研究について ……78
5.2　地盤反力係数推定式を用いた試算結果…… 100
5.2.1　はじめに…… 100
5.2.2　設計条件の設定 …… 101
5.2.3　現行設計法（H29 道示）に基づく杭基礎の試設計…… 104
5.2.4　提案式を用いた場合の試設計…… 108
5.2.5　まとめ…… 129

5.3　橋台の側方移動の影響を考慮した設計法の検討 …… 131
5.3.1　はじめに …… 131
5.3.2　遠心模型実験 …… 132
5.3.3　遠心模型実験の再現解析 …… 135
5.3.4　パラメトリック解析 …… 154
5.3.5　梁ばねモデルによる解析 …… 182
5.4　まとめ …… 197
参考文献 …… 198

第 6 章　結論 …… 199

第 7 章　今後の課題 …… 200

参考資料 1　「5.3.4. パラメトリック解析」で行った FEM の結果 …… 204
参考資料 2　「5.3.5. 梁ばねモデルによる解析」で行った解析結果 …… 226

1. まえがき

平成 29 年に改定された道路橋示方書には，データのばらつきなどによる不確実性の大きさに応じて部分係数が差別化される部分係数設計法が採用された．これまでの許容応力度法では一律の値である安全率によって安全余裕を考慮していたが，部分係数設計法では，材料強度の不確実性や荷重の不確実性，設計モデルや変換誤差による不確実性などを考慮することにより部分係数を個別に設定することが可能となったため，定量化された不確実性に応じた合理的な設計が可能になる．今後は，さらに設計に関する不確実性をより詳細に定量化することにより，さらに合理的な設計を実現していくための検討が期待される．

基礎の設計に関しては，設計結果に大きく関与する地盤調査について，多くの地盤調査結果に基づいて地盤抵抗を評価した場合，精度の高い地盤調査方法を用いた場合には，基礎の不確実性が小さくなると考えられる．しかし，現在の設計計算モデルは地盤調査の種別によって部分係数を差別化しているが，地盤調査の数量の違いによる不確実性の違いを考慮できるものとはなっていない．

また，既設構造物を対象に考えた時には，施工時や供用時の情報を考慮することで構造物の性能をより正確に評価することができると考えられる．しかし，現在は新設橋の設計にのみ部分係数設計法が適用されており，これらの情報を考慮できる設計体系とはなっていない．

さらに，現行の道路橋示方書に規定される水平方向地盤反力係数の推定式は，特にＮ値が５以下のような軟弱地盤に対して，推定精度がよくないことがかねてより指摘されている．したがって，地盤反力係数の推定式を精度の良いものに見直すことで，大幅な合理化が見込める余地がある．しかし、軟弱地盤上の橋台に関しては，側方移動のおそれがあるので，その影響を評価する必要がある．

以上から，道路橋基礎の設計をより合理的なものとするため，①地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価，②施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価，③軟弱地盤における設計計算モデルの見直しについて検討し，それぞれの不確実性を踏まえた部分係数を提案することを目的として，平成 29 年度～令和元年度の 3 年間の共同研究を行った．

本報告書は，共同研究の内容についてまとめたものであり，共同研究報告書の構成は以下のとおりである．

１章では，道路橋基礎の設計の合理化のために考慮すべき不確実性の課題を述べた．

２章では，本研究の目的と研究手法について示す．

３章では，地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価のための手法とそれを用いて評価を行った具体事例について示す．

４章では，施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価のための手法とそれを用いて評価を行った具体事例について示す．

５章では，軟弱地盤において精度の向上を見込むことの出来る地盤反力係数の推定式およびその試算結果，側方移動の影響を考慮した設計法に関する検討結果について示す．

６章，７章では，本報告書の成果と今後の課題をまとめとして示す．

研究体制

表に平成29～令和元年度の共同研究担当者名簿を示す.

研　究　細　目：　①地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価

②施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価

③軟弱地盤における設計計算モデルの見直し

所　属　名	役　職　名	氏　名	研究細目		
			①	②	③
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	耐震研究監	桐　山　孝　晴	○	○	◎
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	上席研究員	七　澤　利　明※1	○	○	◎
	主任研究員	堀　内　智　司	○	○	◎
	主任研究員	河　野　哲　也※2	○	○	◎
	研究員	飯　島　翔　一	○	○	◎
	交流研究員	藤　村　彰※3	○	○	◎
	交流研究員	中　浦　慎　之　介	○	○	◎
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	招聘研究員	本　城　勇　介	◎	◎	○
兼　国立大学法人　岐阜大学	名誉教授				
国立大学法人　新潟大学	准教授	大　竹　雄※4	◎	◎	○

※1：現　国土交通省国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　構造・基礎研究室長
※2：現　国立大学法人　富山大学大学院　理工学研究部　准教授
※3：現　株式会社エイト日本技術開発（交流研究員在職期間：2017年10月～2019年5月）
※4：現　国立大学法人　東北大学大学院　工学研究科　准教授

2. 研究目的と研究方法

2.1. 研究目的

平成 29 年に改定された道路橋示方書[2.1)]（以下，H29 道示）には，データのばらつきなどによる不確実性の大きさに応じて部分係数が差別化される部分係数設計法が採用された.

H29 道示以前の設計では，許容応力度法が採用されており，荷重等により部材に発生する応力が，部材の材料や断面から決定される強度に，常時で３，地震時で２という一律の値である安全率を乗じた許容値以下であることを照査していた．許容応力度設計法は考え方が明瞭であり，実務者にとっても使いやすいものであったが，一方で，技術開発による効用が反映されにくく，性能規定の考え方に必ずしも沿わないものであった.

一方，部分係数設計法では，材料強度の不確実性や荷重の不確実性，設計モデルや変換誤差による不確実性などを考慮することにより部分係数を個別に設定することが可能となったため，不確実性を考慮したより合理的な設計が可能になる．今後は，設計に関する不確実性をより詳細に定量化し，より合理的な設計を実現していくための検討が期待される.

道路橋基礎の設計に関して様々な不確実性が存在すると考えられるが，本報告書では以下の３つの不確実性を対象とする.

１）地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価

２）施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価

３）軟弱地盤における設計計算モデル(地盤反力係数推定)の見直し

１）地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価

基礎の設計に関しては，設計結果に大きく関与する地盤調査について，多くの地盤調査結果に基づいて地盤抵抗を評価した場合，精度の良い地盤調査方法を用いた場合には，基礎の不確実性が小さくなると考えられる．しかし，現在の設計計算モデルは地盤調査の種別によって部分係数を差別化しているが，地盤調査の数量の違いによる不確実性の違いを考慮できるものとはなっていない.

たとえば，地層境界が傾斜しているような場合などはひとつのボーリング調査だけでは地盤の全体の性状を把握するのは難しいと考えられる．また，そもそもひとつの地盤調査でわかるのは局所的な部分の強度などであり，地盤を三次元でみると一様に同じ性状である訳ではなく，箇所によって強度などはばらついているに違いない．そこで，調査の数量を増やせば，より多くの情報から性状を把握することができて，不確実性を低減できると考えられる.

２）施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価

既設構造物を対象に考えた時には，施工時や供用時の情報を考慮することで構造物の性能をより正確に評価することができると考えられる．しかし，現在は新設橋の設計にのみ部分係数設計法が適用されており，これらの情報を考慮できる設計体系とはなっていない.

調査の段階で得られた地盤の情報を元に初期設計を行い，さらに例えば回転杭の場合であれば，施工時に得られるトルク値や掘削速度などの情報に基づき杭の支持力推定を更新できれば，より信頼性の高い杭基礎を施工できると考えられる．

３）軟弱地盤における設計計算モデル(地盤反力係数推定)の見直し

H29 道示に規定されている水平方向地盤反力係数の推定式は，特に N 値が５以下のような軟弱地盤において，推定精度がよくないことが指摘されている[2.2)]．したがって，軟弱地盤に対しても水平方向地盤反力係数を精度良く推定できるように式を見直すことで，大幅な設計の合理化（信頼性向上）が見込める余地があると考えられる．

軟弱地盤に対して水平方向地盤反力係数を精度良く推定し合理的な設計ができることによって，杭本数の減少や杭軸方向鉄筋量の減少，杭径の減少につながる．一方で，軟弱地盤上の橋台について考えると，代表的な被害のひとつとして側方移動の懸念がある．H29 道示 8.6 節では，側方移動に対して，I 値による判定を行うことを規定しており，I 値が 1.2 以上だと側方移動の可能性があると経験的に判断しているが，定量的に作用や抵抗を照査する方法は規定されておらず，これまで設計されてきた基礎が側方移動に対してどの程度安全余裕をもっているのかは定かではない．それにも関わらず，側方移動による被害がそれほど多くないのは，経験的な式である I 値の判定式がひとつの要因であると考えられるが，これまで設計されてきた基礎が許容応力度設計法により３という大きい安全率によって安全余裕を考慮されていることも寄与していると考えられる．そのような考えに基づくと，上記のような諸元の減少によって寄与していた安全余裕が減少することも考えられるため，注意が必要である．したがって，軟弱地盤に対しては側方移動の安全余裕を定量的に把握した上で，水平方向地盤反力係数の推定式の見直しを行う必要がある．

そこで，本研究では，上記の３つの不確実性を考慮した設計法を提案することを目的として検討を行った．

2.2. 研究方法と研究内容

第３章では,「１）地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性」について，信頼性解析により不確実性の評価」を行う．道路橋杭基礎を例題にして，調査数に応じた部分係数の設定の手順を提案する．その基本的な考え方は,「調査数が増えた場合も、通常行われている 1 橋脚につき 1 本のボーリング調査によって得られる信頼性と同等の信頼性を確保する」，という考え方である．信頼性解析は GRASP 理論 [2,3]に基づいて行う．GRASP (Geotechnical Reliability Analysis by a Simplified Procedure)では，地盤パラメータの空間的バラツキの影響とその影響を評価するための局所平均値を推定することに対する統計的推定誤差を考慮して，設計用地盤を作成する．その設計用地盤に対して，変換誤差とモデル化誤差，荷重の不確実性を考慮し，MCS (モンテカルロシミュレーション)により信頼性解析を行う．以上のような方法を用いて，道路橋示方書に基づいて設計される杭基礎を例に, 調査点数の多寡による信頼性を評価し, 部分係数の再設定を行うことができる．

第４章では,「２）施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性」については，施工時のデータの統計的な分析に基づいて施工時情報を反映させ，支持力特性と支持層の空間分布の推定を行う．いくつかの現場のデータベースを整理した結果を学習データとして使用し，それに施工時情報を代入することで，計測深度ごとに負担率を算出し，その負担率により最大周面摩擦力度と支持層深さの推定を行う．以上の方法を用いて，本報告書では，鋼管回転杭と場所打ち杭に対して，不確実性の評価を行う．

第５章では,「３）軟弱地盤における設計計算モデル(地盤反力係数推定)の見直し」については，軟弱地盤に対しても地盤反力係数を精度良く推定できる式を提案し，その式を用いて試設計を行う．試設計によって杭工法ごとに，提案した式による諸元と H29 道示での設計による諸元との違いを評価する．また，側方移動の影響を考慮した設計法の検討として，遠心実験の再現解析を行い，その解析モデルを用いたパラメトリック解析を実施して，側方流動圧の推定方法の検討を行う．

参考文献

2.1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編, 2017.11

2.2) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料第 4136 号，2009.3

2.3) 本城勇介, 大竹雄:信頼性設計法と性能設計の理念と実際 地盤構造物を中心として, 技報堂出版, 2018.12

3. 地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価

3.1. GRASP の概要

GRASP 理論は，地盤工学の諸問題に，統計学で正規標本論が果たしているような，標準的な統計的解を提供することを，提案の目的の一つとしている．それは，必要な精度を得るためのサンプリングの位置や数，行った調査結果から地盤パラメータの特性値を決定する統計的な手順について，統計学的な根拠を持つ標準解を提案することを意味する．

例題を挙げる前に，GRASP の概要について述べる．この部分は，参考文献 [3.1)]の第 3 章の一部の抜粋である．

3.1.1. 不確実性の分類

地盤構造物の信頼性設計で考慮すべき不確実性は，次のように分類できる．これらの不確実性は，信頼性設計の作業の中で，必要に応じて順次考慮するべきものである．荷重については，ここでは対象外とする．

(1) **計測誤差**(measurement error)

調査や試験に含まれる，計測に関連する誤差のことである．計測誤差は，独立に同一の正規分布に従って発生する(偶然誤差)とするのが，伝統的な誤差論の仮定である．一方でこの誤差には，使用機器や計測者の違いによる偏差(系統誤差)が含まれている可能性もある．しかし，一般にこの種の誤差の定量的な解析は難しく（計測データの空間的なバラツキと一緒に現れるので，その分離が困難である場合が多い），他の不確実性に比べて影響は小さいと考え，無視される場合が多い．この章でも，計測誤差は原則的に分離して取り扱うことはしない．

(2) **地盤パラメータの空間的バラツキ**(spatial variability)

直接的には，地盤パラメータを計測したときに経験される，空間的バラツキのこと．この章ではしばしば，この空間的なバラツキが，地盤構造物の性能に与える影響の不確実性を，この名称で呼ぶ場合がある．空間的バラツキは，便宜的に確率場(random field)としてモデル化する．具体的には，地質学的に同一と見做せる土層ごとに，地盤パラメータ$Z(x_1, x_2, x_3)$の空間的なバラツキの平均値を，トレンド成分として関数$\mu_Z(x_1, x_2, x_3)$で表し，平均値周りのバラツキを，ランダム成分として確率場$\varepsilon_Z(x_1, x_2, x_3)$で表す．

$$Z(x_1, x_2, x_3)=\mu_Z(x_1, x_2, x_3)+\varepsilon_Z(x_1, x_2, x_3) \tag{3.1.1}$$

ここに，(x_1, x_2, x_3)は，空間の座標である．$\varepsilon_Z(x_1, x_2, x_3)$は，平均 0 の(弱)定常確率場と仮定する．

(3) **統計的推定誤差**(statistical estimation error)

空間的バラツキを当てはめた確率場の統計量（平均，分散，相関構造等）や指定された個々の点における地盤パラメータの値を，限られた数と位置の地盤調査（サンプル）から推定するときの誤差のことである．統計的推定誤差の定量化も，確率場としてモデル化された地盤についての統計的推測理論として展開されることになる．その場合，提案される理論は，調査の質や量，構造物の建設位置と調査位置の位置関係を考慮

できるものでなければならない.

(4) **変換誤差**(transformation error)

地盤調査の結果に基づき，設計で直接使用する地盤パラメータを推定する場合，このパラメータが直接に計測されておらず，地盤調査で直接計測された値から変換して推定する場合がきわめて多い．例えば，N 値から，内部摩擦角，地盤変形係数，相対密度など多くのパラメータが推定される．この変換には，大きな不確実性が伴う場合が多い.

(5) **モデル化誤差**(modeling error)

設計計算に採用されたモデルの，現実の現象の再現性にかかわる誤差である．設計計算モデルは，実現象を理想化・単純化して作られたものであるから，そこには必ずモデル化誤差が存在する．地盤構造物の設計では，構造工学のような部材の照査と言うよりは， 構造物全体の安定性を照査する設計計算モデルが比較的多い．さらに，実大規模に近い試験（例えば，試験盛土，杭の載荷試験，平板載荷等）が多数なされること，実際の破壊例が比較的多い（例えば，盛土や切土等の土構造物）ことなど，モデル化誤差を定量的に求めることのできる場合が多い.

3.1.2. GRASP の特徴

Ⅰ．局所平均に基づく空間的バラツキの影響評価と地盤パラメータの統計的推定誤差評価

GRASP では地盤パラメータの局所平均値（Local average）を用いることにより，地盤パラメータの空間的バラツキの近似的影響評価法と，この局所平均の平均値を推定の対象とした統計的推定誤差評価理論を提案している [3.2)].

Eurocode7 に，地盤の特性値を巡って，次の一文がある [3.3)].

「地盤構造物の限界状態における挙動を支配している地盤の範囲は，通常の試料や現位置試験により影響される範囲よりかなり大きい．この結果，支配的パラメータの値は，しばしばある程度の地盤の面積や体積についての地盤パラメータの平均値である．地盤パラメータの特性値は，この平均値の注意深い推定値であるべきである.」(EN1997-1, 2.4.5.2(7))

ここで述べられているのは，設計で用いられるべき地盤パラメータは，ある程度の大きさの面積や体積に関する局所平均であるということである．この見解は，GRASP で著者らが提案している考え方と軌を一にしている.

図-3.1.1 に，GRASP における「地盤パラメータの空間的バラツキの影響」及び「統計的推定誤差」の考え方の概念を示した [3.4),3.5)]．この場合問題は単純化されており，地盤は地質学的に均質な一層の地層で構成され，構造物の性能（沈下や安定）に影響を与える地盤パラメータは一種類で，それが確率場$Z(x_1, x_2, x_3)$によって表される場合を考える.

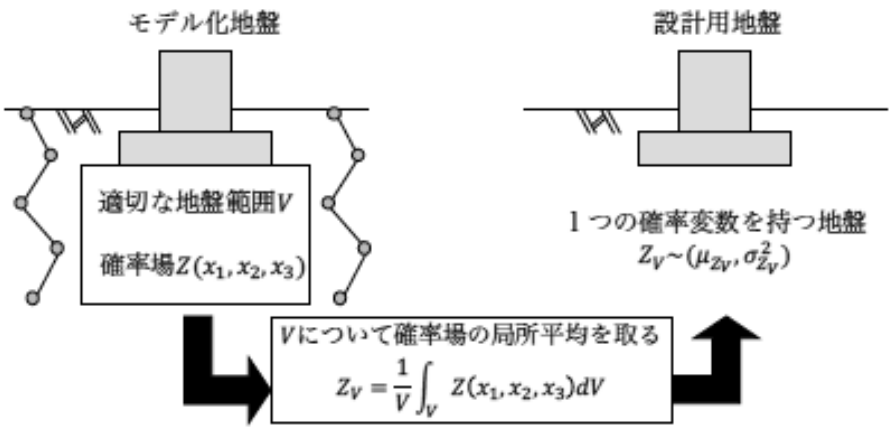


図-3.1.1 直接基礎を例とした，モデル化地盤，局所平均と設計用地盤の概要図

要点は，次の 2 点にまとめることができる．

(1) 「空間的バラツキの影響評価」については，確率場によりモデル化された地盤パラメータの，ある土質力学的に適切な範囲についての平均（局所平均）を用いることにより，近似的に評価可能である．つまり図-3.1.1 に示すように, まず確率場のある適切な地盤範囲Ｖについての平均である局所平均を求める．「空間的バラツキの影響評価」は，地盤パラメータがこの局所平均と言う一つの確率変数で表現される値を地盤の全域で取るとして，地盤解析を行うことで評価できる．すなわち MCS により，局所平均の従う確率分布に基づいて地盤パラメータを多数生成し，このバラツキが構造物の性能に与える影響を評価すれば良い．

ここでは便宜的に，地盤パラメータを確率場によりモデル化した地盤を「モデル化地盤」，確率場を局所平均と言う確率変数で置き換えた地盤を「設計用地盤」，と呼ぶことにする．

(2) 上記のように「設計用地盤」を導入することにより，「統計的推定誤差評価」は，与えられた地盤調査データにより，局所平均を推定する問題に置き換えられる．しかも局所平均の推定誤差は，直接的に構造物の性能に影響を与えるので，統計的推定誤差が，構造物の信頼性に与える影響の評価は明解である．

Ⅱ．一般推定と局所推定

GRASP の地盤パラメータ推定理論のさらなる特徴的な点は，一般推定と局所推定を区別して扱っている点である．現在ほとんどの信頼性設計では，地盤調査の位置と構造物建設位置の位置関係を定量的に考慮して設計を実施することは行われない．しかし本来このことは，信頼性設計で考慮されるべきことで，これは設計された構造物の信頼性に大きな影響を与える．必要な地盤調査の位置や数も，このような議論から導き出されるべきものである．

すなわち，地盤パラメータの局所平均推定の問題を考えるとき，次の 2 つの問題を区別しておく必要がある．

一般推定 (general estimation)：設計に関連して，地盤パラメータの任意位置の，線，面積，または体積についての局所平均を推定する問題．この場合，地盤調査位置と構造物の建設位置の相互関係を，考慮しない点が重要である．一般推定では，局所平均の期待値は母平均となる．

局所推定(local estimation)：設計に関連して，地盤パラメータのある指定された場所の局所平均を推定する問題．この場合，地盤調査位置と構造物の建設位置の相互関係が，具体的に考慮される点が重要である．この推定問題は，一般に Block Kriging として知られている．

一般推定は，例えば港湾地域でコンテナヤードを造成し，その一般的な地耐力が問題となるような場合が考えられる(コンテナが，ヤードの中のどの位置に積まれるか予測できない)．この場合，任意地点におけるある体積についての地盤パラメータの局所平均を推定する問題となる．また，ある地域の沖積粘性土層の非排水せん断強度の推定といった，設計コードなどで一般に問題となる設計問題も，この範疇に属すると考えられる．さらに，道路や河川など線状構造物では，その長さに比べて調査間隔が広く，便宜的に一般推定の問題として扱わなければならない場合もある．

一方，局所推定は，構造物建設地点が特定され，その直下の地盤の情報が問題となるような場合であり，その構造物が浅い基礎により支持されていれば，その位置におけるある体積についての地盤パラメータの局所平均値が，杭基礎により支持されている場合であれば，深度方向のある線について局所平均値が，あるいは支持層までの深さであれば，ある面積についての深度の局所平均値が問題となる．

一般推定と局所推定は，明示されることは少ないかもしれないが，実務においては設計者により必ず意識されている状況であると考えられる．GRASP の局所平均の統計的推定理論では，両者を区別して定式化が行われている．

3.1.3. GRASP 信頼性解析の手順

Ⅰ．解析手順

図-3.1.2 に，上述した種々の不確実性が，GRASP の手順のどの段階で対処されているかを概念的に示した．

「実地盤」を調査するときに「計測誤差」が混入する．しかし GRASP では「計測誤差」は考慮していない．その影響が大きくはないと判断されることと，空間的バラツキと計測誤差を分離することが極めて困難であるためである．（結果的に空間的バラツキを過大評価している可能性は，否定できない．）

確率場を調査結果に当てはめることにより，「モデル地盤」を同定する．図では，計測された N 値を元に，この地盤の N 値のバラツキを，トレンド成分とランダム成分によりモデル化することを，模式的に示している．

「モデル地盤」に「空間的バラツキの影響」と「統計的推定誤差」を考慮して，適切な地盤範囲の局所平均を導入して，「設計用地盤」を作成する．「設計用地盤」は，「モデル地盤」と，力学的及び統計的性質において等価な地盤である．しかし「設計用地盤」では，地質学的に均質な一つの土層の各地盤パラメータは，一つの確率変数に対応している．この結果，信頼性解析における地盤パラメータの取り扱いは極めて単純，容易となる．

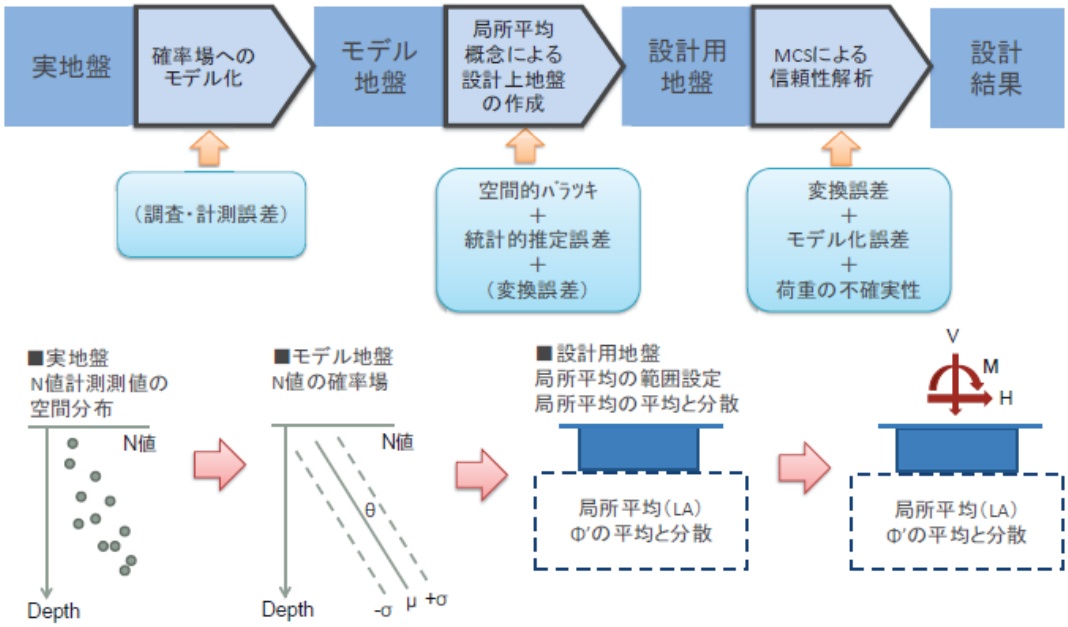


図-3.1.2 簡易信頼性解析法の手順

最後に，「設計用地盤」に「変換誤差」と「モデル化誤差」を考慮し，さらに荷重の不確実性も考慮して，当該構造物の信頼性解析を行う．このとき用いられる信頼性解析手法は，MCS（モンテカルロシミュレーション）である．

図-3.1.2 には示されてはいないが，GRASP では個々の不確実性要因が構造物の信頼性に影響を与える寄与度を簡単に評価できる．これは，当該構造物の設計でどの不確実性を低減させることが，設計改善の上でより効果的かを示す指標であり，地盤工学的観点からも，有用かつ興味深い情報を与える．

地盤構造物の信頼性解析については，多くの研究が集積されており，また現在も活発に研究が進められている．しかしそのほとんどは，先に示した不確実性の一つを対象としたものである場合が多く，信頼性解析全体の手順を提案している研究は極めて少ない．GRASP は，地盤構造物の信頼性解析の一般性のある解析手順を提案するものであり，先に示した不確実性要因が全てバランスよく考慮できるように考えられている．その中でも，空間的バラツキの影響評価と，統計的推定誤差の評価が独創的な点である．

以上の GRASP の特徴を，特に「空間的バラツキの影響評価」と「統計的推定誤差の評価」の２つの面を強調して述べた．しかし GRASP の開発に当たり留意した点は，これ以外にも存在する．それらを以下に列挙する．すなわち，「地盤解析，不確実解析と信頼性解析の分離」，及び「応答曲面法」の２点である．

Ⅱ．地盤解析，不確実解析と信頼性解析の分離

著者らは，実務に携わる地盤構造物の設計者に，GRASP に基づく信頼性解析法の説明をする機会を経験してきた．そこで実務者達は，特に確率論や統計学に基礎を置く不確実性の定量的な分析や，信頼性解析の為の確率計算に話が及ぶと，かなり激しい拒否反応を示すことが多い．

このような反応を踏まえて，GRASP が「地盤解析」，「不確実性解析」及び「信頼性解析」の３つの部分よ

りなることを述べた上で，それらと確率論や統計学との関係について，次のように説明している．

⑴ 「地盤解析」は，通常行われる設計計算のことであり，確率論・統計学の知識は必要としないこと．

⑵ 「信頼性解析」は，MCSを用いるので，設計計算を多数繰り返すだけであり，特別に確率論の詳細な知識は必要ないこと．

⑶ 「不確実性解析」には，多少の統計学の知識が必要であるが，さらに大切なのは，統計解析の対象となっているデータへの工学的理解であること．

実際に確率論・統計学の知識が必要なのは，「不確実性解析」の部分のみであり，その中でも，変換誤差やモデル化誤差については，既往の研究で定量化されているものも多く，特に深い確率論・統計学の知識は必要ないと説明している．

以上のような観点から，GRASP の信頼性解析の構成を改めて示したのが，図-3.1.3 である．この図は，以下のように説明される．

解析は，基本変数 X と書かれている所から開始される．基本変数は，材料，形状，荷重等に関する，設計に必要な一切の情報の集合である．ここを出発点として，信頼性解析は，次の 3 つの部分に分割することができる．

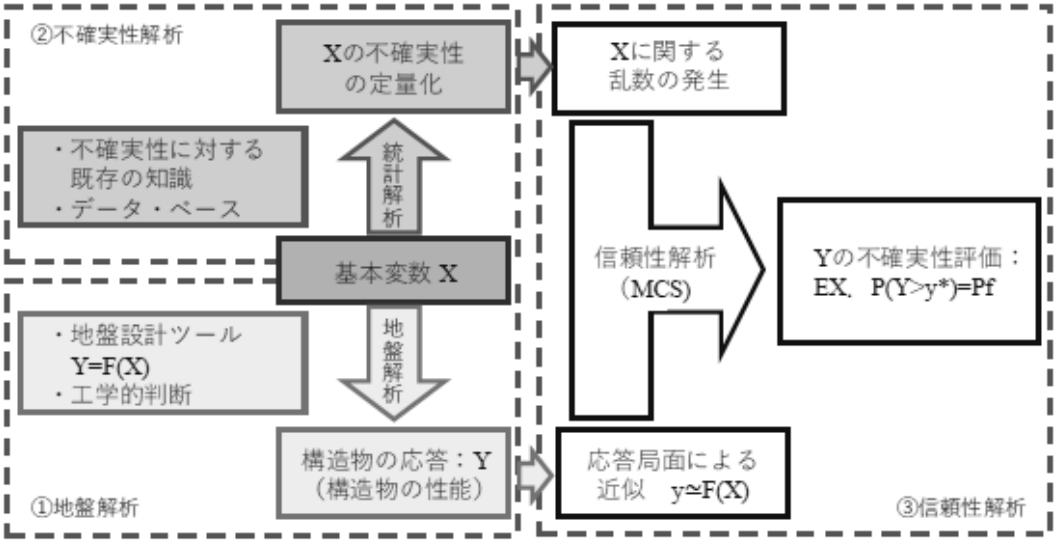


図-3.1.3 GRASP における信頼性解析の構成

地盤解析：構造物の応答(y)と基本変数（x；地盤パラメータ，形状，外力等）を結ぶ関数関係を構築することが目的であり，設計式（例えば，支持力公式や弾性沈下計算式）のことである．設計式が比較的簡単な場合は，その関数を直接用いればよい．y と x が有限要素法等により複雑に結ばれている場合は，この関係を近似する応答曲面を作成することを奨励する．応答曲面については，後述する．

不確実性解析:基本変数 x の不確実性を，定量化（x を確率分布でモデル化）する作業である．主な定量化すべき不確実性要因としては，空間的バラツキの確率場によるモデル化，統計的推定誤差，変換誤差，モデル化誤差等がある．個々の地盤の確率場によるモデル化は，個々の問題で個別に行う必要があるが，その他の不確実性については，既往の研究の成果を利用できる場合がほとんどである．

信頼性解析:地盤解析と不確実性解析に基づき，MCS により，構造物が限界状態に達する確率（破壊確率）を求める．さらに必要に応じて，各不確実性要因の寄与度を推定することにより，当該構造物の設計で支配的な要因を把握する．

3.1.4. R 言語プログラム

GRASP に関係する種々の関数については，R 言語によるプログラムが作成されている．それらは https://yu-otake.tech/ にある「GRASP_Functions_更新日付．rb」というファイルに保存されている．これらの関数を実施するには, 上記ファイルをエディタで開き, その内容を R 言語実行画面にコピー・ペーストして, 実行する必要がある．

局所平均の推定分散は，一般及び局所推定分散関数を当該地盤パラメータの母分散に掛けることにより，それぞれ次のように求められる．

一般推定分散の場合：　$\sigma_V^2 = \sigma_Z^2 \Lambda_G^2$　(3.1.2)

局所推定分散の場合：　$\sigma_V^2 = \sigma_Z^2 \Lambda_L^2$　(3.1.3)

ここで，一般推定分散関数${\Lambda_G}^2$は，１，２及び３次元の場合，それぞれ次のように与えられる．

$$\Lambda_G^2(V, n, L, \theta) = \Gamma^2(V/\theta) + \Lambda^2(n, L_N, \mathbf{1}/\mathbf{n}) \tag{3.1.4}$$

$$\begin{aligned}&\Lambda_G^2(V_1, V_2, n_1, n_2, L_1, L_2, \theta_1, \theta_2)\\&= \Gamma^2(V_1/\theta_1)\Gamma^2(V_2/\theta_2) + \Lambda^2(n_1, L_1/\theta_1, \mathbf{1}/\mathbf{n_1})\Lambda^2(n_2, L_2/\theta_2, \mathbf{1}/\mathbf{n_2})\end{aligned} \tag{3.1.5}$$

$$\begin{aligned}&\Lambda_G^2(V_1, V_2, V_3, n_1, n_2, n_3, L_1, L_2, L_3, \theta_1, \theta_2, \theta_3)\\&= \Gamma^2(V_1/\theta_1)\Gamma^2(V_2/\theta_2)\Gamma^2(V_3/\theta_3) + \Lambda^2(n_1, L_1/\theta_1, \mathbf{1}/\mathbf{n_1})\Lambda^2(n_2, L_2/\theta_2, \mathbf{1}/\mathbf{n_2})\Lambda^2(n_3, L_3/\theta_3, \mathbf{1}/\mathbf{n_3})\end{aligned} \tag{3.1.6}$$

一方局所推定分散関数${\Lambda_L}^2$は，１，２及び３次元の場合，それぞれ次のように与えられる．

$$\Lambda_L^2(x_{est}, V, n, x_{obs}, L, \theta) = \Gamma^2(V/\theta) + \Lambda^2(n, L/\theta_1, \nu) - 2\sum_{i=1}^{n} \nu_i \gamma_V(Z_V(x_{est}), Z(x_i)) \tag{3.1.7}$$

$$\begin{aligned}
&\Lambda_L^2(\mathbf{x}_{est}, V_1, V_2, \mathbf{x}_{obs}, n_1, n_2, L_1, L_2, \theta_1, \theta_2) \\
&= \Gamma^2(V_1/\theta_1)\Gamma^2(V_2/\theta_2) + \Lambda^2(n_1, L_{N1}, \boldsymbol{\nu_1})\Lambda^2(n_2, L_{N2}, \boldsymbol{\nu_2}) \\
&- 2\left(\sum_{i=1}^{n_1} \gamma_V(Z_V(x_{1est}), Z(x_{1i}))\right)\left(\sum_{j=1}^{n_2} \gamma_V\left(Z_V(x_{2est}), Z(x_{2j})\right)\right)
\end{aligned} \tag{3.1.8}$$

$$\begin{aligned}
&\Lambda_L^2(\mathbf{x}_{est}, V_1, V_2, V_3, \mathbf{x}_{obs}, n_1, n_2, n_3, L_1, L_2, L_3, \theta_1, \theta_2, \theta_3) \\
&= \Gamma^2(V_1/\theta_1)\Gamma^2(V_2/\theta_2)\Gamma^2(V_3/\theta_3) + \Lambda^2(n_1, L_{N1}, \boldsymbol{\nu_1})\Lambda^2(n_2, L_{N2}, \boldsymbol{\nu_2})\Lambda^2(n_3, L_{N3}, \boldsymbol{\nu_3}) \\
&- 2\left(\sum_{i=1}^{n_1} \gamma_V(Z_V(x_{1est}), Z(x_{1i}))\right)\left(\sum_{j=1}^{n_2} \gamma_V\left(Z_V(x_{2est}), Z(x_{2j})\right)\right)\left(\sum_{k=1}^{n_3} \gamma_V(Z_V(x_{3est}), Z(x_{3k}))\right)
\end{aligned} \tag{3.1.9}$$

各パラメータの定義については，表-3.1.1 を参照されたい.

表-3.1.1 局所推定の入力値の記号と定義

記号	定義
$\mathbf{x}_{est} = (x_{1est}, x_{2est}, x_{3est})$	局所平均推定対象直方体の重心座標
V_1, V_2, V_3	局所平均推定対象直方体の 3 辺の長さ
$\mathbf{x}_{obs} = (x_{1obs}, x_{2obs}, x_{3obs})$	観測点グリッドの中心座標
L_1, L_2, L_3	各方向への側線長
n_1, n_2, n_3	各観測方向への観測線長
$\theta_1, \theta_2, \theta_3$	各方向への自己相関距離

3.2. 例題の概要

3.2.1. はじめに

この報告書では，打込み杭に支持された橋脚を例題として，地盤調査と構造物の信頼性の変化について考える．信頼性解析では，主にレベル 1 地震時の橋軸方向の信頼性を対象とする．それはこの場合が，我が国の多くの橋梁基礎では設計上支配的となっているためである．つまり，レベル 1 地震動時の，橋軸方向の杭の鉛直押込み力，引き抜き力，水平変位に対する信頼性解析を行う．特に杭の鉛直押込み力に対する検討を中心とする．

報告書全体の構成は，次の通りである．まず 3.2 では，当該例題の橋脚基礎の設計条件と地盤条件を示す．3.3 では，通常道路橋示方書に基づいて行われる設計法により設計計算を行い，その結果を示す．3.4 では，この例題で扱う不確実性について記述する．すなわち，死荷重，地震荷重，地盤に関する土層構成とそれぞれの N 値分布，設計計算の持つモデル誤差について説明する．3.5 では，調査が橋脚基礎平面の図心の 1 箇所で行われた場合を対象として，橋脚基礎の信頼性解析の方法を一通り示す．これは，MCS による信頼性解析，それぞれの不確実要因の寄与率の計算，本構造物が社会的に認められた信頼性を有しているとした場合の荷重及び抵抗係数の算定方法（部分係数のキャリブレーションと言う）について，計算結果に基づいて説明する．

最後に，3.6 では，調査点数と信頼性の関係について説明する．最終的な検討は 3.6 で行う．この検討では，2 種類の場合について検討している．

例題 1 新設構造物の抵抗係数と調査点数の関係

例題 2 既設構造物に新しい調査が加わった場合

3.2.2. 設計条件

Ⅰ．構造形式

(1) 上部工形式： 鋼連続桁橋 支間 39.3m，幅員 17.0m

(2) 下部工形式： 鉄筋コンクリートラーメン式橋脚

(3) 基礎工形式： 打ち込み杭，杭径 1.0m，杭長 30m，鋼管肉厚 16mm,

3.2.3. 地盤条件

杭と地盤との関係図を図-3.2.1 に，地盤条件の詳細を表-3.2.1 に示す．

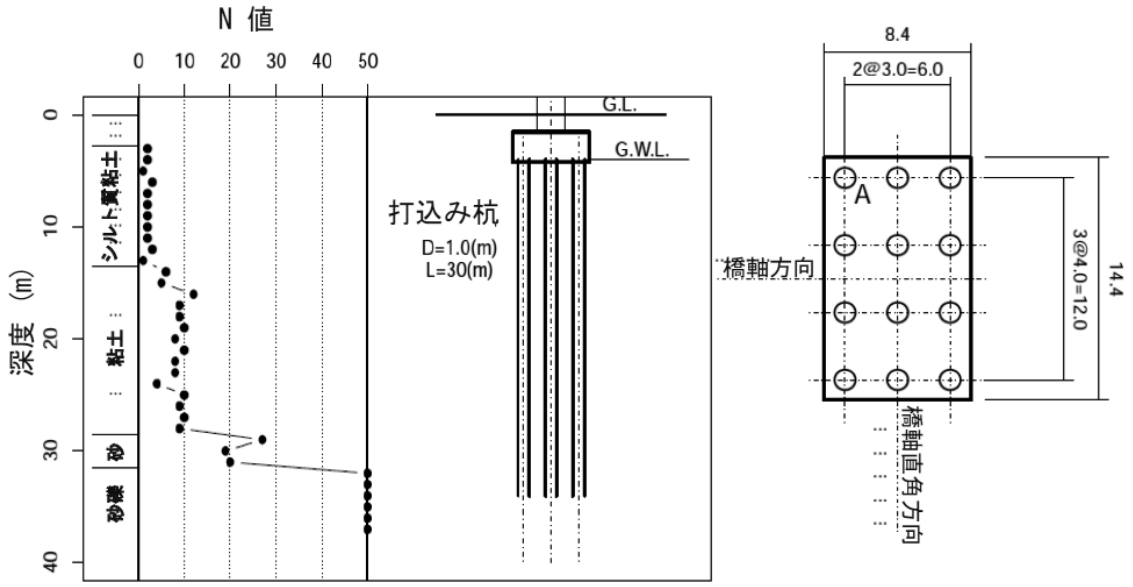


図-3.2.1 土質柱状図，杭基礎の断面図と平面図

表-3.2.1 地盤条件の詳細：平均値と不確実性

土層	地盤の種類	層厚 (m)			N 値			単体重量 (kN/m^3)	
		平均	COV	自己相関距離	平均	COV	自己相関距離	湿潤	有効
第 1 層	シルト質粘土	10.0	0	$\theta_h = \infty$	2	0.3	θ_h=30 θ_v=1	17	8
第 2 層	粘土	14.0	0	$\theta_h = \infty$	8	0.3	θ_h= 30 θ_v=1	18	9
第 3 層	砂	3.0	0.3	θ_h=30	16	0.3	θ_h=30 θ_v= 0.5	19	10
第 4 層	砂礫	∞	-	-	50	-	-	20	11

Ⅰ．設計震度と設計外力

本地盤は，基本固有周期 0.68(s)程度の III 種地盤であり（H24 道示Ⅴ[3.6]，式(4.5.1)），設計水平震度の標準値は 0.30，地域別補正係数を 0.85 とすると，設計水平震度は 0.26 である（H24 道示Ⅴ，式(6.3.1)）.

この結果，レベル 1 地震動時の，フーチング下面に作用する荷重は，表-3.2.2 に示す通りである.
(24,037 × 0.26 = 6,250(kN))

表-3.2.2 設計外力

方向	外力状態	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN-m)	備考
橋軸	死荷重	24, 037	-	-	常時・地震時に適用
	活荷重	5, 768	-	-	常時のみ適用
	レベル 1 地震動	-	6, 250	58, 400	地震時に適用

Ⅱ．杭基礎の要求規定（照査項目）

道路橋示方書では，杭基礎の要求規定（照査項目）として，次のものを挙げている．題意により，最前列の杭の押し込みについてのみ信頼性評価を行う．

常時：

(1) 杭の押込み力が，極限支持力に対して安全率 3 以上を確保する（H24 道示Ⅳ[3.7] の 12.4.1）．

(2) 設計地盤面において，杭の水平許容変位量は，1.5cm 以下である（H29 道示Ⅳ[3.8]では，9mm と 30mm の間の 15～50mm としているが，部分係数は，0.80×0.75=0.60）．

地震時：

(1) 最前列の杭の押込み力が, 極限支持力に対して安全率 2 以上を確保する（H24 道示Ⅳの 12.4.1）．

(2) 最後列の杭の引抜き力が, 極限抵抗力に対して安全率 3 以上を確保する（H24 道示Ⅳの 12.4.2）．

(3) 設計地盤面において，杭の水平許容変位量は，2.0cm 以下である．

3.2.4. 打ち込み杭の定数

鋼管杭の寸法：直径 D=1000 mm,　内径 d=984 mm,　長さ L=30 m

鋼管の断面積:　A_P=4.95×10^{-2} m^2

鋼のヤング率:　E_P=2.10×10^8 kN/m^2

断面 2 次モーメント:　I_P=0.00599 m^4

3.3. 支持力・地盤反力係数・ばねと変位法による力と変位の算定

3.3.1. 杭軸方向押し込み支持力

H24 道示Ⅳの式(12.4.1)及び(12.4.3)に基づき，杭の支持力は，次式により算定される．

$$R_u = (\delta_{MRutip} q_d A + \delta_{MRusd} U \sum L_i f_i) - W \tag{3.3.1}$$

ここに，記号は道示と同じであるが，新たに次の 2 つを定義する．

R_u: 杭の押し込み支持力．確率変数．

δ_{MRusd} : 杭の押し込み側面抵抗力のモデル化誤差．確率変数．

δ_{MRutip}: 杭の押し込み先端抵抗力のモデル化誤差．確率変数．

開端の鋼管打込み杭を対象としているので，側面摩擦力 f_i，及び先端極限支持力度 q_d は，次のように求められる（H24 道示Ⅳ 表-解 12.4.2, 3 及び 6）．

・最大側面摩擦力 f_i (kN/m^2):

$$\begin{aligned} &\text{砂質土：} \quad f_i = 2N \quad (\leq 100) \\ &\text{粘性土：} \quad f_i = 10N \quad (\leq 150) \end{aligned} \tag{3.3.2}$$

ただし，N 値が 2 以下の粘性土では，側面摩擦力は 0 とする．

・先端極限支持力度 q_d (kN/m^2):

$$q_d = 60\frac{z_{embed}}{D}\bar{N} \quad (\leq 300\bar{N}) \tag{3.3.3}$$

ここに，z_{embed} は，支持層への根入れ深さであり，$\bar{N}$ は，次式により求められる．

$$\bar{N} = \frac{N_{bed} + \bar{N}_{4D}}{2} \tag{3.3.4}$$

ここに，N_{bed} は杭先端部の N 値であり，$\bar{N}_{4D}$ は，杭先端から上方へ 4D の範囲の N 値の平均値である．

上式で δ_{MRutip} と δ_{MRusd} を 1.0 として，この例題のそれぞれの変数の平均値を代入すると，次式を得る．

$$
\begin{aligned}
R_u &= q_d A + U \sum L_i f_i - W \\
&= (3.14 \times 0.5^2) \times (60 \times \frac{50+33}{2} \times \frac{3.0}{1.0}) \\
&+ \{(3.14 \times 1.0) \times (10 \times 0 \times N_1 + 14 \times 10 \times N_2 + 3 \times 2 \times N_3 + 3 \times 2 \times N_4)\} \\
&- (3.14 \times 0.5^2) \times (10 \times 8 + 14 \times 9 + 4 \times 10 + 2 \times 11) \\
&= 4760 + 6464 - 210 = 11014(\mathrm{kN})
\end{aligned}
\tag{3.3.5}
$$

ここに，N_1，N_2，N_3，N_4は，各土層のN値の層厚についての局所平均値である．

注記：H29 道示Ⅳで，鋼管打込み杭の設計式は変更されている（10.5.2 節，pp.237-250）．変更後は，鋼管打込み杭は開端杭の使用が支配的として，根入比が 2 以上を想定し，この場合一律に，砂または砂礫の支持層に対し，H29 道示Ⅳ 表-10.5.2 より次式で杭先端の支持力度を計算できるとしている．

$$
q_d = 130N\ (\leq 6{,}500)\ (\mathrm{kN}) \tag{3.3.6}
$$

この式は，本報告書で採用している上記の H24 道示Ⅳの支持力度算定式で，根入れ比が 2 強の場合の支持力に相当する支持力が得られ，本設計例の計算結果と近い支持力度を与える．また，上式の適用範囲を「支持層への設計根入れ長として杭径の 2 倍程度以上」(p.245)としていることも，本例題の設定と整合している．H24 道示Ⅳの算定式では，根入れ比が 5 以下 の場合は，$q_d = 60\frac{z_{embed}}{D}\bar{N}$ ただし、$(\frac{z_{embed}}{D} \leq 5)$ であったので，根入が 2 から 3 を超えない場合は，かなり大幅な支持力度の減少となる．

本報告書で，H24 道示Ⅳの算定式を採用したのは，この式が開端杭の閉塞効果や，杭先端部分のN値の平均値を考慮するなど，杭先端部の土層の微妙な変化を支持力度に反映しており，本報告書の解析の趣旨を反映する上でより適切と考えたからである．

3.3.2. 杭軸方向引き抜き抵抗力

H24 道示Ⅳの式(12.4.4)及び(12.4.5)より，

$$
P_u = \delta_{MPu} P_u + W = \delta_{MPu} U \sum L_i f_i + W \tag{3.3.7}
$$

ここに，記号は H24 道示Ⅳと同じであるが，新たに次の 2 つを定義する．

P_u: 杭の引き抜き抵抗力．確率変数．

δ_{MPu}: 杭の引き抜き抵抗力のモデル化誤差．確率変数．

上式に，この例題の数値を代入すると，次式を得る．

$$
\begin{aligned}
P_u &= \delta_{MPu} U \sum L_i f_i + W \\
&= \delta_{MPu}\{3.14 \times (140N_2 + 6N_3 + 6N_4)\} + 210
\end{aligned}
\tag{3.3.8}
$$

N 値の平均値を代入すると P_u は，4760 (kN)となる．

3.3.3. 水平地盤反力係数

H24 道示Ⅳの式(解 9.6.4)，式(解 9.6.5)及び表-解 9.6.2 より，

$$
k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \tag{3.3.9}
$$

ここに，表-解 9.6.2 より，

$$
B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}}, \qquad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \tag{3.3.10}
$$

これらより，次の関係が導かれる．

$$
B_H = \left(\frac{4E_p I D^3}{(1/0.3)^{1/4}\,\alpha E_0}\right)^{\frac{4}{29}} \tag{3.3.11}
$$

式(3.3.11)で B_H を求め，これを式(3.3.9)に代入すると，地盤反力係数が求められる．ところで，杭に関する諸定数は，先に示したように，次の通りである．

杭のヤング率：E_p= 2.10×10^8 (kN/m^2)

杭の断面 2 次モーメント：I_P=0.00599 (m^4)

地盤の変形係数：E_0= 2800N (kN/m^2)　（H24 道示Ⅳ表-解 9.6.1）

これを式(3.3.11)に代入して，

$$
\begin{aligned}
B_H &= \left(\frac{4E_p I D^3}{(1/0.3)^{1/4}\,\alpha E_0}\right)^{\frac{4}{29}} \\
&= \left(\frac{4 \times 2.10x10^8 \times 0.00599 \times 1.00^3}{(1/0.3)^{1/4}\,\alpha \times 2800N}\right)^{\frac{4}{29}} \\
&= \left(\frac{5,031,600}{3,783\alpha N}\right)^{\frac{4}{29}} = \left(\frac{1,330}{\alpha N}\right)^{\frac{4}{29}}
\end{aligned}
\tag{3.3.12}
$$

ここで，α=1，N=2 を代入すると，B_H=2.45(m)となる．一方，α=2 のときは，B_H=2.23(m)となる．

H24 道示Ⅳ表-解 9.6.1 より α は，常時 1，地震時 2 である．δ_{kH}=1.0，N=2 としたとき，k_Hは次の通りである．

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = \frac{\alpha 2800N}{0.3}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \tag{3.3.13}$$

この式より，常時及び地震の k_Hは，下表のようになる．

表-3.3.1 水平地盤反力係数 k_Hの算定結果

設計状況	B_H (m)	k_H (kN/m^3)
常時 (α=1)	2,45	3,862
地震時 (α=2)	2.23	8,300

3.3.4. 杭軸方向バネ定数

H24 道示Ⅳの式(解 12.6.1)より，

$$K_V = \alpha\frac{A_P E_p}{L} \tag{3.3.14}$$

補正係数 α は，H24 道示Ⅳの式(解 12.6.3)より，打込み杭（打撃工法）の場合について求める．

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.014\frac{L}{D} + 0.72 = 0.014\frac{30}{1.00} + 0.72 = 1.14 \\ A_P &= 0.0495(m^2) \end{aligned} \tag{3.3.15}$$

よって，

$$K_V = \alpha\frac{A_P E_P}{L} = 1.14 \times \frac{0.0495 \times 2.10 \times 10^8}{30} = 394,689(kN/m^2) \tag{3.3.16}$$

信頼性解析においては，K_Vの推定誤差 δ_{KV}を考慮するので，上式は次のようになる．

$$K_V = 394,689\ \delta_{KV}\ (kN/m^2) \tag{3.3.17}$$

3.3.5. 杭軸直角方向バネ定数

先に水平地盤反力係数 k_H (常時)を求めたが，これを用いて杭の特性値 β を求める．

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{3862 \times 1.00}{4 \times 2.10 \times 10^8 \times 0.0.00599}} = 0.116(m^{-1}) \tag{3.3.18}$$

これより，

$$\beta_L = 0.166 \times 30 = 4.98 \geq 3 \tag{3.3.19}$$

従って，この杭は半無限長の杭として計算できるので，H24 道示Ⅳの表-解 12.6.1 の，「杭頭接合部を剛結した場合」で h=0 の場合となり，杭の軸直角方向ばね定数 K_1，K_2，K_3，K_4 は，それぞれ次のように求められる．

$$K_1 = 4EI\beta^3 = 4 \times 2.10 \times 10^8 \times 0.00599 \times 0.1163 = 23{,}203 \text{ (kN・m/m)} \tag{3.3.20}$$

$$K_2 = 2EI\beta^2 = 2 \times 2.10 \times 10^8 \times 0.00599 \times 0.1162 = 69{,}699 \text{ (kN・m/rad)} \tag{3.3.21}$$

$$K_3 = 2EI\beta^2 = 2 \times 2.10 \times 10^8 \times 0.00599 \times 0.1162 = 69{,}699 \text{ (kN・m/m)} \tag{3.3.22}$$

$$K_4 = 2EI\beta = 2 \times 2.10 \times 10^8 \times 0.00599 \times 0.116 = 418{,}748 \text{ (kN・m/rad)} \tag{3.3.23}$$

各記号の定義は，H24 道示Ⅳの 12.6.2 節を参照されたい．

3.3.6. 変位法による杭の押し込み力，引き抜き力及び水平変位の計算（通常の設計計算結果）

与えられた荷重により，各杭に作用する押し込み力，引き抜き力及び杭基礎の水平変位は，H24 道示Ⅳの式(解 12.7.1)及び式(解 12.7.2)に示されている，変位法により求める(H24 道示Ⅳの pp.412-416)．変位法の詳細は，道示を参照することとして，ここでは変位法の入出力関係を，下記のような関数で記述する．なお記号の定義は，H24 道示Ⅳの 12.7 節(pp.412-416)及び，表-3.4.1 を参照されたい．

変位法での計算では，常時，地震時それぞれの条件を変位法のプログラムに入力することにより，次の項目について解を得ることができる．

(1) 最前列の杭の押込み力：P_{NS1} (kN)

(2) 最後列の杭の引抜き力：P_{NS3} (kN)

(3) 杭の水平変位：Δ_{hor} (m)

変位法は，次の関数により表すことができる．

$$(P_{NS1}, P_{NS3}, \Delta_{hor})^T = F_{heni}\left(N_{1sub}, V_0, H_0, M_0, \alpha, E_p, I_p, D.skin, L, \delta_{kH}, \delta_{KV}\right) \tag{3.3.24}$$

常時で，水平力及びモーメント力が作用しない場合は，$P_N = P_{NS1} = P_{NS3}$ となり，これが各杭に作用する鉛直押し込み力となる．

入力値の記号の定義は，次のとおりである．

N_{1sub}: 杭頭部の土層の N 値

V_0: 杭基礎に作用する鉛直力(kN)

H_0: 杭基礎に作用する水平力(kN)

M_0: 杭基礎に作用するモーメント力(kN・m)

α: 地盤反力係数算定のための係数，常時 1，地震時 2

E_p: 鋼管杭の鋼材ヤング率(kN/m^2)

I_p: 鋼管杭の断面 2 次モーメント(m^4)

D: 鋼管杭の直径(m)

$skin$: 鋼管杭の肉厚(m)

L: 鋼管杭の杭長(m)

δ_{kH} : 地盤反力係数のモデル誤差

δ_{KV} : 杭鉛直ばねのモデル誤差

変位法を用いて，今までに定義した各基本変数の平均値を代入し求めた各応答値を，表-3.3.2 に示す．この表から分かるように，この杭基礎では，レベル 1 地震のときの，最前列杭の押し込み力が，安全率からみてクリティカルであり，これにより諸元が決まっている．

表-3.3.2 各基本変数の平均値に基づく変位法による応答値

常時／地震時	応答値の名称	記号	応答値	備考
常時	杭の押込み力 (kN)	P_N	2,484	極限値 11,014（安全率 4.43 ≥ 3）
地震時	最前列の杭の押込み力 (kN)	P_{NS1}	4,034	極限値 11,014 （安全率 2.73 ≥ 2）
	最後列の杭の引抜き力 (kN)	P_{NS3}	-21	極限値 4,760 （安全率 227 ≥ 3）
	杭頭の水平変位 (m)	Δ_{hor}	0.017	許容値 0.020 以下

3.4. 各不確実性の定量化

3.4.1. 死荷重とレベル 1 地震動

・死荷重

国総研資料[3.9)]には，道路橋に関する荷重シミュレーションについて多くの貴重な成果が含まれている．

この資料によると，道路設計に関する死荷重は，材料や部材によらず，設計で用いている特性値に対する偏差の平均は 1.0，変動係数は 0.02 以下である．決定変数として取扱っても差し支えないほど小さい不確実性であるが，ここでは一応死荷重は，平均 1.0，変動係数 0.02 の正規分布とする．

ちなみに，AASHTO で用いられているのは，平均 1.05，変動係数 0.1 の対数正規分布である[3.10)]．

・レベル 1 地震力の不確実性

地震力については，ここでは次の 2 つの方法で考えた．

(1) 国総研資料に基づく方法(国総研方式)

レベル 1 地震力の不確実性について，国総研資料[3.9)]では，時系列シミュレーションを行っているために，非常に複雑かつ特異な発生を行っている．すなわち，次のように要約される．

発生頻度：一年間に，12 回の地震を，独立に発生させている（同資料で，「ポアソン過程に従って」と述べているのは，独立と言う以上の意味は無いと思われる．）

発生強度：「地震の影響は，東京（地域区分 A）の II 種地盤を対象とした固有周期 T＝1.0 sec の水平震度の分布を基に，道路橋示方書（平成 24 年）の設計水平震度 k_h＝0.25 との比率を与えた」とし，これが平均 0.048，標準偏差 0.095 の対数正規分布で与えられるとしている．なお，この上限値を 4.465 としている．すなわち最大震度を 0.25 × 4.465 = 1.12 としていることになる．

以上の結果を踏まえ，ここでも同様に地震力を発生させるものとした．すなわち，信頼性解析の対象期間(設計供用期間)を N 年とすると，平均 0.048 標準偏差 0.095 で対数正規分布に従う乱数を 12×N 個発生させ，その最大値に設計震度を乗じた値を持って，N 年間最大震度として MCS を行った．ここでは，N＝100 年である．以下この方式を，「国総研方式」と呼ぶ．

(2) 歴史地震に基づく極値統計解析による方法（POT 解析方式）

地震時荷重の不確実性については，参考文献[3.11)]の研究成果を活用する．この研究は，過去の主要な被害地震が収録，整理されている参考文献[3.12)]から得られる震源情報に基づき，参考文献[3.13)]の距離減衰式を用いて最大加速度分布を推定した．そして，東京（東京都庁地点）における年最大加速度の推定値に基づいて，極値統計解析（POT 解析）により，年最大加速度を GP（一般パレート）分布に当てはめた．この解析は，1600 年～1996 年の間の地震（M＞5，震源深さ＜60km，震央距離＜200km）を対象としている．

この一般パレート分布でモデル化された年最大加速度分布を元に，MCS により生成した 100 年最大値加速度を，加速度の 100 年再現期待値で除することにより正規化し，この値をレベル 1 の震度に乗じることにより，MCS で用いる震度のサンプルを生成した．

GP 分布の確率分布関数（CDF）は，次の通りである．

$$F(x) = \frac{n+1-k}{n+1} + \frac{k}{n+1}\left\{1-(1+\gamma\frac{x-\mu}{\sigma})^{-\frac{1}{\gamma}}\right\} \tag{3.4.1}$$

ここに，n=全データ数，k=POT 解析採用データ数，μ=位置パラメータ，σ=スケールパラメータ，γ=形状パラメータであり，それぞれ n=396，k=95，μ=11.86，σ=44.43，γ=0.067 である．この分布の 100 年再現期待値は，169gal である．この値が，レベル 1 地震動で用いられている震度に対応すると考え，信頼性解析で用いる震度を生成する．

POT 解析の性格上，この分布は確率が (n + 1- k)/(n + 1) 以上の範囲で有効である．我々はここで，100 年最大値分布にのみ関心があるので，結果的にこのことはほとんど問題にならない．

MCS で GP 分布に従うデータ x を生成するときに用いる，この分布関数の逆関数は，今 100 年間最大地震動分布のある超過確率を一様乱数 u_{100} とする．まずこの u_{100} から，1 年間の最大地震動分布の超過確率 u_1 を，次式で求める．

$$(1 - u_1)^{100} = 1 - u_{100}$$
$$u_1 = 1 - (1 - u_{100})^{1/100} \tag{3.4.2}$$

この u_1 は，この式の性質から言ってある程度大きな値となる．例えば，$u_{100} = 0.1$ の場合でも，$u_1 = 0.9989$ となる．u_1 より次の q を求める．

$$q = \frac{n+1}{k}\left\{u_1 - \frac{n+1-k}{n+1}\right\} \tag{3.4.3}$$

さらにこの q から，GP 分布の分布関数の後半部の逆関数を用いて，x を求める．

$$x = \frac{\sigma}{\gamma}\{(1-q)^{-\gamma} - 1\} + \mu \tag{3.4.4}$$

国総研方式と POT 解析方式により MCS により生成された 10,000 個のサンプルの震度のヒストグラムを，図-3.4.1 に示した．また，それぞれの方法で生成された 100 年最大震度の統計量は，表-3.4.1 の通りであった．

表-3.4.1 100 年最大震度の統計量

方式	平均	標準偏差
国総研方式	0.39	0.20
POT 解析方式	0.31	0.12

両者は若干異なる．その理由の一つは，国総研方式はレベル 1 地震動の規模と頻度を重視しているため，数多くの小規模地震の規模や発生頻度を考慮して作成された，月間最大地震動の積み重ねとして生成されたものである．一方 POT 解析は，過去 400 年間の被害地震のカタログから，その中でも規模の大きい地震動に着目した極値分布への当てはめにより作成されている．著者らはむしろ両者がこの程度の差異で収まったことに，両者を比較したことの意味を感じる．

ここでは，両者をそれぞれに用いて，信頼性解析を行う．

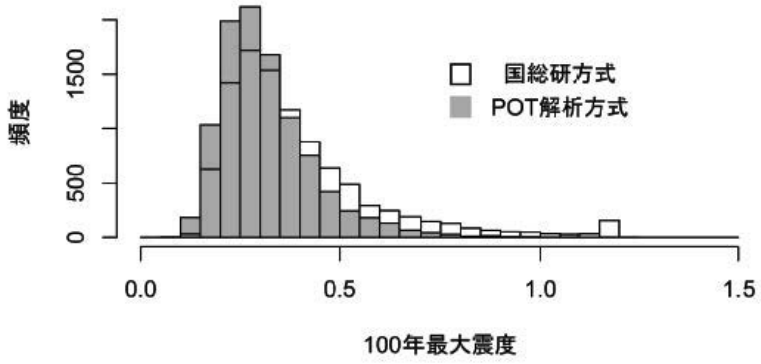


図-3.4.1 国総研方式及び POT 解析方式で生成された 100 年最大震度の比較

3.4.2. 地盤情報：N 値と土層厚

表-3.2.1 に，地盤調査より決定した地盤の特性値を示した．本例題では，この情報は基礎の図心で得られたボーリング調査結果に基づいて設定されていると仮定している．

GRASP では，地盤の空間的バラツキは，対象構造物に影響を与える範囲の，局所平均値を推定する問題として定式化される．従ってこの情報を元に，杭の支持力推定の元となる，各土層の N 値の局所平均の推定分散を求める必要がある．

この操作を行うためには，地盤についての統計的性質に関する幾つかのパラメータを決めておく必要がある．以下に，これらのパラメータの推定根拠を示す．仮定された実際のパラメータの値は，表-3.4.2 に要約して示している．

標準偏差：実際に計測された N 値から，標準偏差を推定することは可能である．しかし離散値である N 値が全体に小さな値をとったり，それぞれの土層における計測個数が少ない場合，正確な標準偏差を推定するこ

とはかなり難しい．ここでは，標準的なN値の変動係数である0.3を仮定し，これをN値の特性値に乗じることにより，標準偏差を設定した．

鉛直方向自己相関距離 θ_v: これも所与のデータから，直接推定することは難しい．経験的な値として，粘性土で1m，砂質土で0.5mと仮定した．指数関数型の自己相関関数を仮定する．

水平方向自己相関距離 θ_h: θ_hの推定は，θ_vの推定よりさらに困難である．ここでは一律に30mとした．指数関数型の自己相関関数を仮定する．なお，特に水平方向の自己相関距離については，パラメトリックに変化させた場合について計算し，その影響を調べている．

鉛直方向でも水平方向でも，一般に長めの相関距離の設定は，一般推定で安全側であり，局所推定では危険側である．

支持層の取り扱い: 本例題では，特に支持層までの深さが杭の支持力に与える影響が大きいことから，この影響を見るように例題を設定している．すなわち，表-3.4.2にも示したように，第1層のシルト質粘土の層厚は10m，第2層粘土層の層厚を14mと固定し，第3層砂層の厚さを，平均3m，変動係数0.3の確率変数とした．杭長は30mと固定しているので，この第3層の層厚で，支持層（第4層砂礫層）への根入れ深さが変化する．砂層の厚さが平均値の3mである場合，根入れ深さは3mとなり，根入れ比は3となる．

表-3.4.2 地盤に仮定された統計的性質

土層	土質	層厚 (m)		N 値		試験個数	自己相関距離	
		平均	COV	平均	COV	n_3	θ_v(m)	θ_h(m)
第 1 層	シルト質粘土	10.0	0	2	0.3	10	1.0	30
第 2 層	粘土	14.0	0	8	0.3	14	1.0	30
第 3 層	砂	3.0	0.3	16	0.3	3	0.5	30
第 4 層	砂礫	∞	0	50	0	5	∞	∞

杭の側面抵抗を計算するために必要なN値の局所平均値は，杭側面を包含する範囲の局所平均であり，ここでは，1(m)×1(m)×（土層厚）とした．

杭の横方向地盤反力係数算定のためのN値の局所平均は，（杭の直径）×（杭径の3倍）×（杭の特性値の逆数）とした．（杭径の3倍）としてのは，長方形載荷板による弾性解の応力球根による推定である．

以上の条件の下で，橋軸方向から地震力を受けたとき，杭の押込み力が最大となる最前列の杭の中で，もっとも地盤調査地点から遠いA杭(図-3.2.1参照)を対象として，各局所平均の平均と推定分散値を，局所推定で求める．なお比較のため，一部一般推定も行っている．

3次元確率場の局所推定分散関数Λ_L^2は，参考文献[3.1)]5章の式(5.47)に示されており，また3.4.3で，同様の式が与えられている．それぞれの記号の定義は，表-3.4.3を参照されたい．また，3次元確率場の一般推定分散関数Λ_G^2は，参考文献[3.1)]5章の式(5.44)に示されている．

表-3.4.3 局所推定の入力値の記号と定義

記号	定義
$\mathbf{x}_{est} = (x_{1est}, x_{2est}, x_{3est})$	局所平均推定対象直方体の重心座標
V_1, V_2, V_3	局所平均推定対象直方体の 3 辺の長さ
$\mathbf{x}_{obs} = (x_{1obs}, x_{2obs}, x_{3obs})$	観測点グリッドの中心座標
n_1, n_2, n_3	各観測方向への観測線長
$\theta_1, \theta_2, \theta_3$	各方向への自己相関距離

この杭基礎の例題では，座標の原点を，図-3.2.1 のフーチング基礎下面の，フーチング基礎平面図の図心位置にとり，橋軸方向左向きに x_1 軸を，橋軸直角方向上向きに x_2 軸を，さらに鉛直方向下向きに x_3 軸を取る．以上の準備の下で，各局所平均の平均値と推定分散を求めるための入力は，表-3.4.4 の通りである．

計算結果は，表-3.4.5 に示されている．特に重要なのが，極値平均の平均値 $\bar{N}$ と，推定標準偏差 $\sigma_N \times \Lambda_L$，あるいは $\sigma_N \times \Lambda_G$ である．この例題では，局所推定の推定標準偏差は，一般推定のそれの半分程度になっており，構造物近くでの調査の効果が表れている．現実の橋脚基礎の設計においても，一つの橋脚に 1 箇所のボーリング調査が原則なので，局所推定の推定分散値が，現実の不確実性を代表していると考えた．

表-3.4.4 局所推定及び一般推定のための入力値

局所推定（調査点：$x_1 = 0, x_2 = 0$，対象杭 A：$x_1 = 3, x_2 = 6$）														
項目	$\mathbf{x}_{est}$	V_1	V_2	V_3	$\mathbf{x}_{obs}$	n_1	n_2	n_3	L_{n1}	L_{n2}	L_{n3}	θ_1	θ_2	θ_3
杭側面第 1 層 (N 値)	(3,6,5)	1	1	10	(0,0,5)	1	1	10	1	1	10	30	30	1.0
杭側面第 2 層 (N 値)	(3,6,17)	1	1	14	(0,0,17)	1	1	14	1	1	15	30	30	1.0
杭側面第 3 層 (N 値)	(3,6,26)	1	1	4	(0,0,26)	1	1	4	1	1	4	30	30	0.5
k_H 第 1 層 (N 値)	(3,6,2)	3.0	1.0	4	(0,0,2)	1	1	4	1	1	4	30	30	1.0
第 3 土層厚 (m)	(3,6)	1.0	1.0	-	(0,0)	1	1	-	1	1	-	30	30	-
一般推定														
項目	$\mathbf{x}_{est}$	V_1	V_2	V_3	$\mathbf{x}_{obs}$	n_1	n_2	n_3	L_{n1}	L_{n2}	L_{n3}	θ_1	θ_2	θ_3
杭側面第 1 層 (N 値)	-	1	1	10	-	1	1	10	1	1	10	30	30	1.0
杭側面第 2 層 (N 値)	-	1	1	14	-	1	1	14	1	1	15	30	30	1.0
杭側面第 3 層 (N 値)	-	1	1	4	-	1	1	4	1	1	4	30	30	0.5
k_H 第 1 層 (N 値)	-	3.0	1.0	4	-	1	1	4	1	1	4	30	30	1.0
第 3 土層厚 (m)	-	1.0	1.0	-	-	1	1	-	1	1	-	30	30	-
(備考) N 値は 3 次元推定、層厚は 2 次元推定。														

表-3.4.5 分散関数による各土層の局所平均値の平均値と推定分散値の計算結果

局所推定（調査点：$x_1 = 0, x_2 = 0$，対象杭 A：$x_1 = 3, x_2 = 6$）									
土層	土質	層厚	$\bar{N}$	σ_N	$\sigma_N \times \Lambda_L$	Λ_L	Γ^2	Λ^2	$-2\sum \nu\gamma$
第 1 層	シルト質粘土	10.0	2	0.6	0.196	0.325	0.176	0.196	-0.266
第 2 層	粘土	14.0	8	2.4	0.670	0.279	0.130	0.144	-0.196
第 3 層	砂	3.0	16	5.8	2.871	0.495	0.272	0.397	-0.424
第 1 層 k_H	シルト質粘土	4.0	2	0.6	0.280	0.467	0.357	0.424	-0.564
第 3 層	層厚	3.0	-	0.9	0.634	0.704	0.978	1.000	-1.482
一般推定									
土層	土質	層厚 (m)	$\bar{N}$	σ_N	$\sigma_N \times \Lambda_G$	Λ_G	Γ^2	Λ^2	$-2\sum \nu\gamma$
第 1 層	シルト質粘土	10.0	2	0.6	0.365	0.608	0.176	0.194	0
第 2 層	粘土	14.0	8	2.4	1.253	0.522	0.130	0.143	0
第 3 層	砂	4.0	16	5.8	4.739	0.817	0.272	0.396	0
第 1 層 k_H	シルト質粘土	4.0	2	0.6	0.524	0.881	0.357	0.419	0
第 3 層	層厚 (m)	3.0	-	0.9	1.265	1.406	0.978	1.000	0
(備考) 局所推定分散：$\Lambda_L^2 = \Gamma^2 + \Lambda^2 - 2\sum \nu\gamma$、一般推定分散：$\Lambda_G^2 = \Gamma^2 + \Lambda^2$。									

3.4.3. モデル化誤差

モデル化誤差については，参考文献[3.1)]の第 6 章(pp.132-142)に，特に我が国における過去の研究成果が要約されている．

杭の支持力評価式については，道路橋示方書では特によく研究されている．ここでは，土研資料[3.14),3.15)]の研究成果に基付き，表-3.4.6 に示すような値に設定した．この結果も，上記の参考文献の当該箇所に含まれている．

3.4.4. 不確実性定量化のまとめ

以上行ってきた考察を元に，この杭基礎の信頼性解析に当たって，不確実性を考慮する基本変数（確率変数として取扱う）とその性質は，表-3.4.6 に示す通りである．

表-3.4.6 信頼性解析に用いられる基本変数の統計量一覧（調査点数が 1 箇所の場合）

基本変数	記号	平均	標準偏差	分布型	備考
地盤に関する局所推定					
第 1 層 N 値 （地盤反力係数）	N_{1sub}	2	0.280	正規	
第 1 層 N 値 （側面抵抗）	N_{1sd}	2	0.196	正規	
第 2 層 N 値 （側面抵抗）	N_{2sd}	8	0.670	正規	
第 3 層 N 値 （側面抵抗）	N_{3sd}	16	2.871	正規	
第 4 層 N 値 先端/側面抵抗）	N_{4sd}	50	-	決定変数	
第 3 層層厚（層厚 (m)）	X_{sand}	3.0	0.634	対数正規	
地盤の N 値に関する一般推定 (参考)					
第 1 層 N 値 （地盤反力係数）	N_{1sub}	2	0.524	正規	
第 1 層 N 値 （側面抵抗）	N_{1sd}	2	0.365	正規	
第 2 層 N 値 （側面抵抗）	N_{2sd}	8	1.253	正規	
第 3 層 N 値 （側面抵抗）	N_{3sd}	16	4.739	正規	
第 4 層 N 値 （側面抵抗）	N_{4sd}	50		決定変数	
第 3 層層厚（層厚 (m)）	X_{sand}	3.0	1.265	対数正規	
外力関連の基本変数					
死荷重	δ_{DL}	1.0	0.02	正規	
活荷重	δ_{LL}	1.15	0.2	対数正規	Nowak(1999)[3.10)]
100 年最大震度（POT 解析方式）	kh_{EQpot}	0.31	0.12	GP	一般パレート分布
モデル化誤差関連の基本変数（鋼管打込み杭）					
杭押し込み抵抗力 先端支持力	δ_{MRutip}	1.03	0.53	対数正規	岡原他 (1991)[3.14)]
杭押し込み抵抗力 周面摩擦力	δ_{MRusd}	1.17	0.36	対数正規	
打込み杭（先端＋周面支持力）	δ_{MRu}	0.93	0.33	対数正規	中谷 (2009)[3.15)]
杭引き抜き抵抗力 周面摩擦力	δ_{MPu}	1.17	0.36	対数正規	岡原他 (1991)[3.14)]
水平地盤反力係数 粘性土地盤	δ_{MkH}	4.34	0.94	対数正規	中谷 (2009)[3.15)]
杭軸方向バネ定数	δ_{MKV}	0.91	0.38	対数正規	中谷 (2009)[3.15)]

3.5. MCS による信頼性解析（調査点 1 箇所の場合）

3.5.1. 性能関数

この計算例では，各照査項目に対して，次のような性能関数により照査を行う．

Ⅰ．常時

(1) 杭の押し込み破壊

この性能関数は，次の通りである．

$$Z_{PN} = R_u - P_N \tag{3.5.1}$$

それぞれの項の定義は，次の通りである．

$$\begin{aligned} R_u &= F_{R_u}\left(N_2, N_3, N_4, X_{sand}, \delta_{MRutip}, \delta_{MRusd}\right) \\ P_N &= F_{PN}\left(V_0, H_0, M_0, K_V, \delta_{MD}, \delta_{Mseis}, N_{1sub}, \delta_{kH}, \alpha, \delta_{KV}\right) \end{aligned} \tag{3.5.2}$$

R_u は，3.3.1 で述べた，杭の押込み支持力計算に基づき計算される．P_N は，図-3.2.1 で示した，杭基礎最前列で，調査点から最も離れた A 杭の押込み力を道示に示されている変位法で算出する計算の総体を表している．照査は，式(3.5.1)により行う．以下の性能関数の定義も，それぞれの照査項目について同様である．

Ⅱ．レベル 1 地震時

(1) 最前列の杭の押し込み破壊

この性能関数は，次の通りである．

$$Z_{PN} = R_u - P_{NS1} \tag{3.5.3}$$

それぞれの項の定義は，次の通りである．

$$R_u = F_{Ru}\left(N_2, N_3, N_4, X_{sand}, \delta_{MRutip}, \delta_{MRusd}\right) \tag{3.5.4}$$

$$P_{NS1} = F_{PNS1}\left(V_0, H_0, M_0, K_V, \delta_{MD}, \delta_{Mseis}, N_{1sub}, \delta_{kH}, \alpha, \delta_{KV}\right) \tag{3.5.5}$$

(2) 最後列の杭の引き抜き破壊

この性能関数は，次の通りである．

$$Z_{PP} = Pu - P_{NS3} \tag{3.5.6}$$

それぞれの項の定義は，次の通りである．

$$P_u = F_{Pu}(N_2, N_3, N_4, X_{sand}, \delta_{MPu}) \tag{3.5.7}$$

$$P_{NS3} = F_{PNS3}(V_0, H_0, M_0, K_V, \delta_{MD}, \delta_{Mseis}, N_{1sub}, \delta_{kH}, \alpha, \delta_{KV}) \tag{3.5.8}$$

(3) 杭の水平変位

この性能関数は，次の通りである．

$$Z_{\delta hor} = 0.020 - \Delta_{hor} \tag{3.5.9}$$

ここに，第 2 項の定義は，次の通りである．

$$\Delta_{hor} = F_{\delta hor}(V_0, H_0, M_0, \delta_{MD}, \delta_{Mseis}, N_{1sub}, K_V, k_H, \delta_{kH}, \alpha, \delta_{KV}) \tag{3.5.10}$$

3.5.2. 信頼性解析の結果と考察

3.5.1 で示した性能関数と，表-3.4.6 に示したそれらに含まれる確率変数の確率分布に従って，MCS により信頼性解析を行った．

図-3.5.1 に，調査点 1 箇所の場合の局所推定でかつ POT 解析法による震度分布を用いた場合の 20,000 回の MCS 結果の例を示した．

図-3.5.1 (a)は，杭の押込み破壊に対する計算結果である．横軸に抵抗力，縦軸に作用力が示されている．生成された全ケースの内，破壊域に入った点の数をカウントすることにより破壊確率が計算される．参考文献[3.1)]にあるように，破壊確率の大きさに関係なく，大体 100 個以上の破壊点があれば，求められた破壊確率にある程度の信頼性がある．また，荷重側のバラツキに対して，抵抗側のバラツキが大きい．このような例は，地盤構造物の信頼性解析では，しばしば遭遇する．

図-3.5.1(b)は，最後列隅の杭の引き抜き力に対する信頼性解析結果である．杭は，構造物の重量により常に押込み力を受けており，この押込み力より大きな引き抜き力が地震時に発生すると，引き抜き抵抗力により，これに抗する必要がある．MCS の結果から分かるように，多くの場合は，地震力により引き抜き力が発生しない．

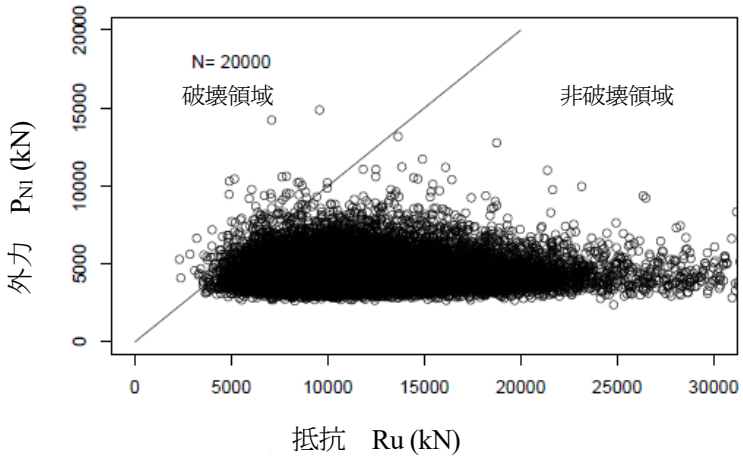
図-3.5.1 (c)は，杭頭の水平変位のヒストグラムを示したものである．制限値 0.02(m)（20mm）を赤線で示した．

以上の結果，各破壊モードの破壊確率は，表-3.5.1 に示す通りである．常時の破壊確率は，杭の押込み力に対するものであり，その破壊確率のオーダーは地震時に比べ格段に低いことが分かる．つまり，この杭基礎の破壊は，地震時に支配されており，地震力に対する設計が，構造物諸元の決定で支配的である．

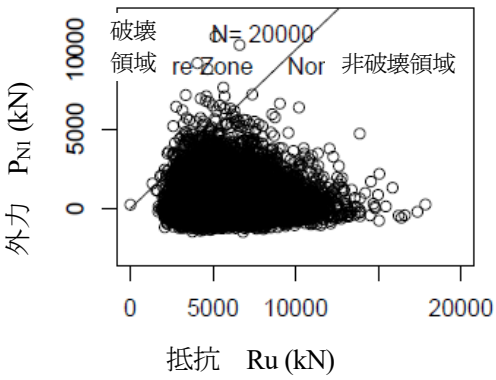
表-3.5.1 MCS による信頼性解析の結果（調査点数 1 箇所の場合）

地盤条件推定法／設計状況	押込み破壊	引抜き破壊	杭頭水平変位
局所推定／常時	5e-06 (4.42)	0 (∞)	0 (∞)
一般推定 (参考) ／常時	4e-04 (3.38)	0 (∞)	0 (∞)
局所推定／地震時	0.0104 (2.30)	0.0048 (2.59)	0.00825 (2.40)
一般推定 (参考) ／地震時	0.0241 (1.97)	0.0054 (2.55)	0.01080 (2.29)

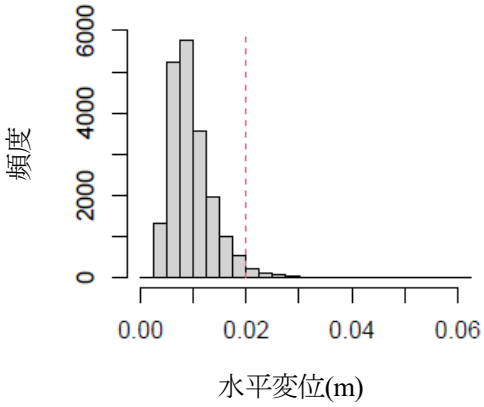
(注) 各欄の記述は，破壊確率（信頼性指標 β）．地震時の震度分布に POT 解析による GP 分布を適用。



(a) 最前列杭の押込み



(b) 最後列杭の引抜き



(c) 杭頭の水平変位

図-3.5.1 信頼性解析結果（地震時，局所推定，1 調査点の場合）

3.5.3. 各不確実性要因の寄与率分析と考察

参考文献[3.1)]7.5 節(pp.158-161)に述べている方法により，各不確実性要因の寄与率を計算した．この分析は，レベル 1 地震動で，局所推定で N 値と層厚の局所平均を推定し，震度を POT 解析法により生成した場合を対象としている．

表-3.5.2 に，各不確実性要因を取り除いて信頼性解析を行った場合の信頼性指標と，その結果に基づいて計算された寄与率を示した．さらに，図-3.5.2 には，この寄与率を，各破壊モード別に図化して示している．

これらの図表より，次のようなことが観察される．

(1) 杭の押込み破壊では，寄与率の高い順に要因を列挙すると，地震荷重(39%)，支持力式のモデル誤差(37%)，砂層厚(19%)，鉛直ばね係数K_V(4%)であり，他の要因の寄与は無視できる．この中で地盤調査の増加により低減可能な不確実性要因は，砂層厚であることに注意が必要である．

(2) 杭の引き抜き破壊では，地震荷重(67%)，支持力式のモデル誤差(26%)，鉛直ばね係数K_V(4%)であり，他の要因の寄与は無視できる．

(3) 杭頭水平変位では，地震荷重(83%)，鉛直ばね係数K_V(16%)であり，他の要因の寄与は無視できる．ここでは，杭の水平地盤反力係数k_Hの寄与はなく，鉛直ばね係数 K_V の寄与が大きいことが注目に値する．k_Hは，本例題のように表層が軟弱層である場合，杭基礎の剛性に対してあまりにも小さな反力しか発現せず，影響を与えないと考えられる．一方K_Vは，杭基礎全体の回転を支配し，水平変位にも重要な影響を与えると考えられる．

(4) どの照査項目でも，N値の空間的バラツキやその局所平均値の推定誤差の寄与率は1−2%に過ぎない．これは，杭の周面支持力に影響を与えるN値のばらつきは，その長い杭長の影響で平均化されることが大きな原因であると考えられる．

(5) この例題の場合，杭の押込み抵抗破壊に対しては，砂層厚が大きな要因であることが理解される．

表-3.5.2 各基本変数の β と寄与率 α^2（局所推定，調査点 1 箇所，地震時（POT 解析）の場合）

照査対象	項目	N 値	砂層厚	R_u/P_u	k_H	K_V	死荷重	地震荷重
杭軸方向押込み破壊	β_{-i}	2.32	2.57	2.95	2.30	2.26	2.31	2.99
(β=2.30)	α^2	0.016	0.185	0.369	0.000	0.042	0.003	0.385
杭軸方向引抜き破壊	β_{-i}	2.61	2.60	2.93	2.59	2.55	2.59	3.89
(β=2.59)	α^2	0.017	0.010	0.263	0.000	0.036	0.003	0.671
杭頭水平変位	β_{-i}	2.43	2.42	-	2.42	2.57	2.42	3.89
(β=2.42)	α^2	0.013	0.000	-	0.000	0.155	0.000	0.832

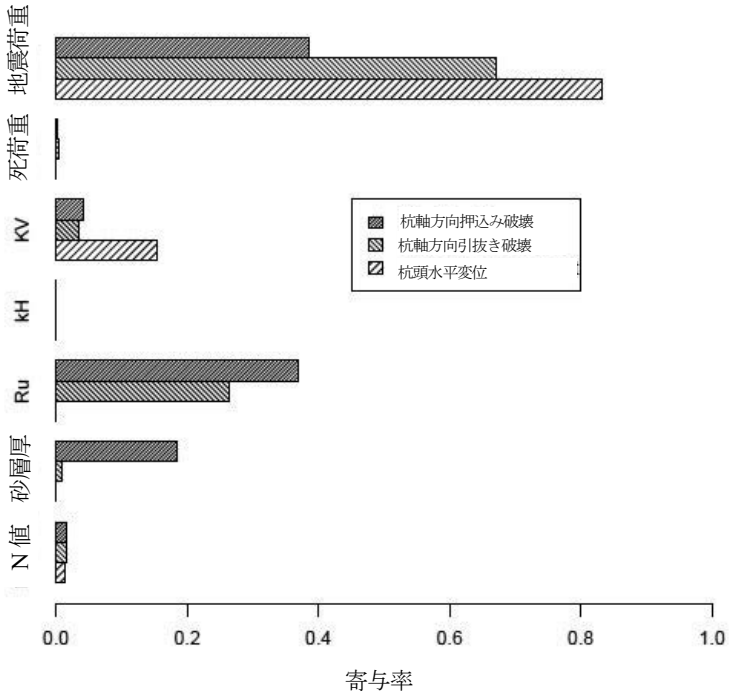


図-3.5.2 各不確実性要因のそれぞれの破壊モードにおける寄与率

3.5.4. 荷重・抵抗係数のキャリブレーション

MCS により生成した抵抗力と外力について，荷重・抵抗係数のキャリブレーションを行った.

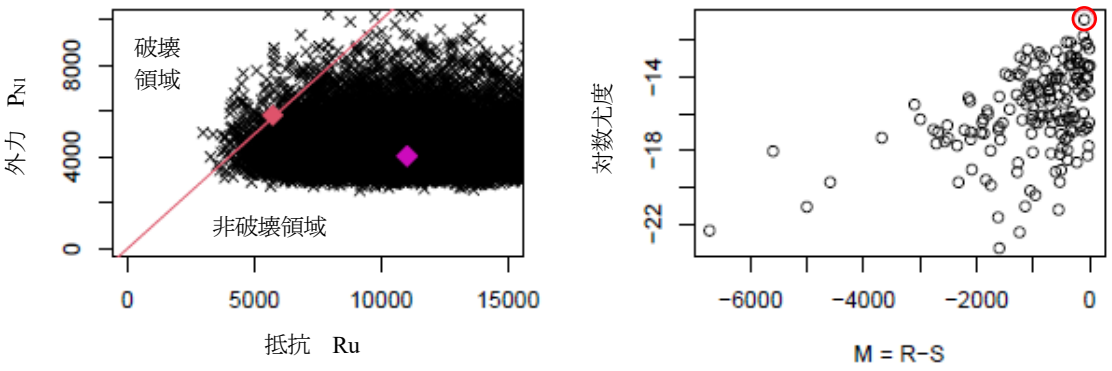
まず荷重・抵抗係数を決定するための信頼性のレベルの決定であるが，これは「現在の基準で設計されている構造物は，社会的に許容された信頼性を持つ」と考え，その構造物が持つ平均的な信頼性を目標信頼性と定め，それに基づいて荷重・抵抗係数を決定する」というのが，現実的な選択である．この結果，同種構造物の信頼性は均質化すると考えられる.

ISO2394 等多くの文献[例えば 3.16), 3.17)]に，目標とすべき信頼性レベルが，例えば信頼性指標として示されているが，多くの問題点のためそれらの値を用いて荷重・抵抗係数を決定することは，現時点では推奨されない.

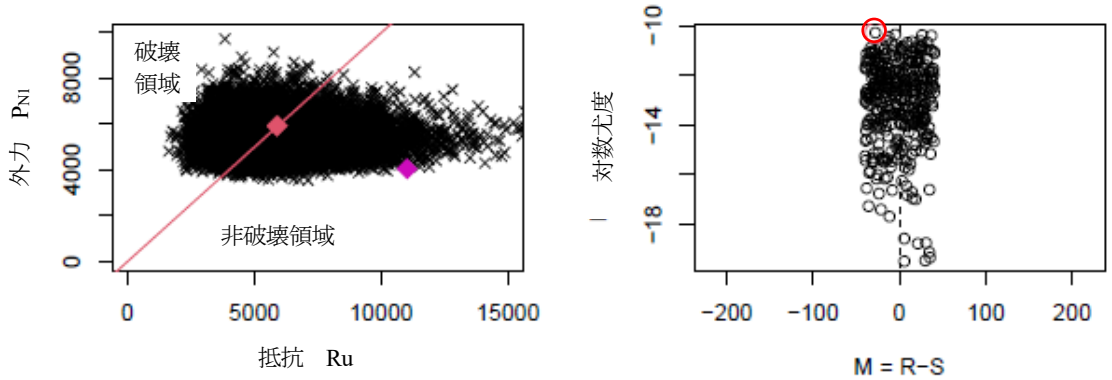
ここでは上記のように，「現在の基準で設計されている構造物は，社会的に許容された信頼性を持つ」という考え方に基づき，ここで示した杭基礎の持つ信頼性レベルの構造物を確保するための荷重・抵抗係数の決定法（キャリブレーション法）について示す.

図-3.5.3 に，一般的なキャリブレーションの手順に従った計算結果を示したので，この図に従って説明する.

図-3.5.3(a)は，レベル 1 地震動の杭 A における押込み力に対する MCS による信頼性結果を示している．この中で，非破壊領域内にある紫◆は，各基本変数の特性値を代入して得られた時の抵抗力値と作用力値を示しており，これを特性値点(R_k , S_k)と呼ぶ．これに対して，限界状態面上（性能関数が 0 となる面上）の点の中で，一番尤度の高い点を設計点と言う．設計点は，限界状態面上の赤◆で示しており，これを(R_{dp}, S_{dp})で表す.



(a) 第１サイクル：抵抗 R と外力 S の関係と設計点　(b) 第１サイクル：安全余裕 M=R-S と対数尤度の関係



(c) 第２サイクル：抵抗 R と外力 S の関係と設計点　(d) 第２サイクル：安全余裕 M=R-S と対数尤度の関係

図-3.5.3 設計点の探査と荷重・抵抗係数の設定

尤度 (Likelihood)とは，当該標本点で各基本変数が取っている値を，それぞれの確率密度関数に代入して得られる確率密度の積であり，尤度が大きいほど，その標本点の生起する確率は高いと考えてよい．尤度は大変低い値なので，表記と計算において桁落ちを避けるため，これを対数変換した対数尤度 (Log-likelihood)で扱われまた表記されることが多い．従って設計点とは，限界状態面上にある点の中で，もっとも生起する可能性の高い点であると言う事ができる．

これより荷重係数 γ_S と抵抗係数 γ_R は次のように計算される．

$$\gamma_S = \frac{S_{dp}}{S_k}, \qquad \gamma_R = \frac{R_{dp}}{R_K} \tag{3.5.11}$$

この図からも分かるように，通常は $S_{dp} > S_k$ かつ $R_{dp} < R_K$ であるので，$\gamma_S > 1.0$ かつ $\gamma_R < 1.0$ となる．これらの荷重・抵抗係数を用い，下記の式が満たされるように構造物を設計すれば，目標の信頼性が確保される．

$$\gamma_R R_k \geq \gamma_S S_k \tag{3.5.12}$$

上記の方法は，設計値法(Design Value Method) と呼ばれ，特に構造工学の分野で長い伝統がある．

しかし，この方法を本例題のように多数の基本変数が導入される設計問題に導入した場合，この設計点の探査は非常に難しい．図-3.5.3(b)は，図-3.5.3(a)で示した MCS 結果で，破壊域に入った標本点について，その安全性余裕 M，すなわち $M = R - S$ を横軸に，縦軸にそれぞれの点の対数尤度を示したものである．図の点の中で，赤丸で囲まれている点が設計点として選択された点である．

しかし第 1 回目の信頼性解析では，限界状態面付近で発生する標本点の数は極めて限られており，対数尤度を最大にする点をより正確に把握するため，意図的に第 1 回目の解析で設計点として求められた付近に多数の標本点を発生させ，より詳細に設計点を探索しているのが，図-3.5.3(c)である．

図-3.5.3(d)は，図-3.5.3(b)と同様の図であるが，ここでは標本点を安全性余裕が$\pm 0.01 \times S_k$の範囲に限り，尤度の高い点を求めている．図の赤丸で囲われている点が，選択された設計点である．

以上のようにして求められた結果を，表-3.5.3 に示す．この結果，荷重係数は 1.18，抵抗係数は 0.43 となった．

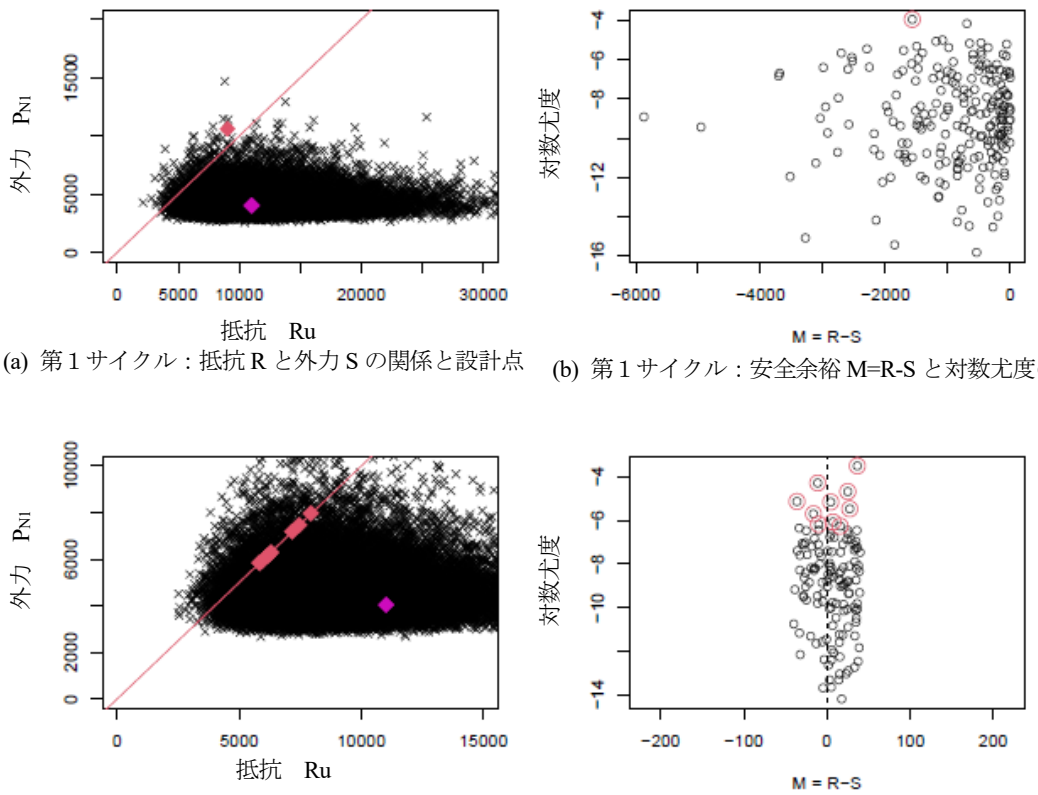
表-3.5.3 第 1 列目杭の鉛直押込み破壊照査

	抵抗力 (kN)	外力 (kN)
特性値	11014	4034
設計点	4750	4750
荷重・抵抗係数 (計算値)	0.43	1.18
信頼性指標	2.27	

3.5.5. 付録：キャリブレーションにおける設計点探査の不安定性について

3.5.4 の特に図-3.5.3 により，MCS により荷重・抵抗係数を決定する方法として，設計値法の教科書的な説明を行った．設計値法はもともと関係する確率変数が極めて少ない状態で，種々の理想的な仮定を行って考え出された方法であり，著者はこの方法のある程度の利点は認めるが，本質的には賛成しない．特に本問題のように多数の確率変数が含まれるような信頼性解析では，R–S 空間における設計点の安定性は，極めて低い．

図-3.5.4 は，図-3.5.3 で扱ったのと同じ問題について，計算しなおしたものである．この計算では，2 段階目の設計点の詳細な探査で，限界状態面付近の最大対数尤度の点だけでなく，対数尤度の大きい順に 10 個の点を取り出し，R–S 空間にプロットしたものである．



(a) 第１サイクル：抵抗 R と外力 S の関係と設計点　(b) 第１サイクル：安全余裕 M=R-S と対数尤度の関係

(c) 第２サイクル：抵抗 R と外力 S の関係と設計点　(d) 第２サイクル：安全余裕 M=R-S と対数尤度の関係

図-3.5.4 多変数が関係する信頼性解析における設計点の不安定性：限界状態面近傍の尤度の高い順に 10 個の設計点候補を示した例題

すなわち，図-3.5.4 (d)に示すように，限界状態面に近い $M = R - S$ が，±40(kN)の範囲に入る標本点の内，対数尤度の高い順に 10 個の点を選び，これを図-3.5.4(C)の R−S 空間にプロットしたものである．図から分かるように，設計点の候補となる点は，限界状態面上の広い範囲にバラツキ，その不安定性が明確である．

もともとある構造物の信頼性は，関係する不確実性が分かっていれば，限界状態面と特性値（平均値）の座標の位置関係が決まれば，定まる．従って，どこに設計点を取るかは，全く本質的な問題ではない．著者は，設計点を照査点と言う言葉に置き換え，この点は設計値法で決める必要などなく，部分係数を用いる照査を行う場合の一回限りの設計計算を，どの照査点で実施するかと言う観点が大切であると考える．そしてその結論として，構造物の抵抗側についてはその平均的な挙動を示すような特性値を用い，荷重側についてはかなり大きな特性値を用いることにより，構造物が平均的に比較的大きな荷重下でどのような挙動を示すかを照査することにより設計を行うことが，設計者がその構造物の特性を理解しながら設計を行い，設計の直観力を養ううえで適切である．

3.6. 調査点数と信頼性の関係

報告書の冒頭でも述べた通り，この検討では，2 つの場合について検討している．

例題 1 新設構造物の抵抗係数と調査点数の関係

例題 2 既設構造物に新しい調査が加わった場合

3.6.1. 例題 1：新設構造物の抵抗係数と調査点数の関係

Ⅰ．問題の設定

この例題では，新設される構造物の抵抗係数について，設計前に行われる調査の詳細さにより，どのような変化が起こるかを検討する．この場合に，前提とされている考え方を述べる．例題として検討してきた橋脚杭基礎を考える．このとき，既に前提としてきたように橋脚基礎平面図の図心で行われた唯一つの調査結果に基づいて設計されたこの基礎の信頼性が，この構造物の目標信頼性であり，調査数を増やすことによって向上する信頼性は，抵抗係数を小さくすることにより，目標信頼性まで低減させることができると言う原則に立って問題の検討を行う．

図-3.6.1 に，6 種類の調査点の配置を示した．それぞれ，1，2，4，6，9 及び 12 箇所の調査点である．12 箇所の場合は，すべての杭のその位置での調査を行うことになる．

この例題で取り扱うのは，図-3.2.1 で示した，杭 A における信頼性である．この杭を選んだのは，この杭がレベル 1 地震動に対する信頼性解析で，最前列の杭に当たり，大きな押込み力を受けること及び，この杭が調査点の図心にある場合に，この点から最も離れた位置にある杭の 1 本であるため，推定誤差が最も大きい杭の 1 本であるためである．杭 A は，この杭基礎設計において，ネックとなる杭である．

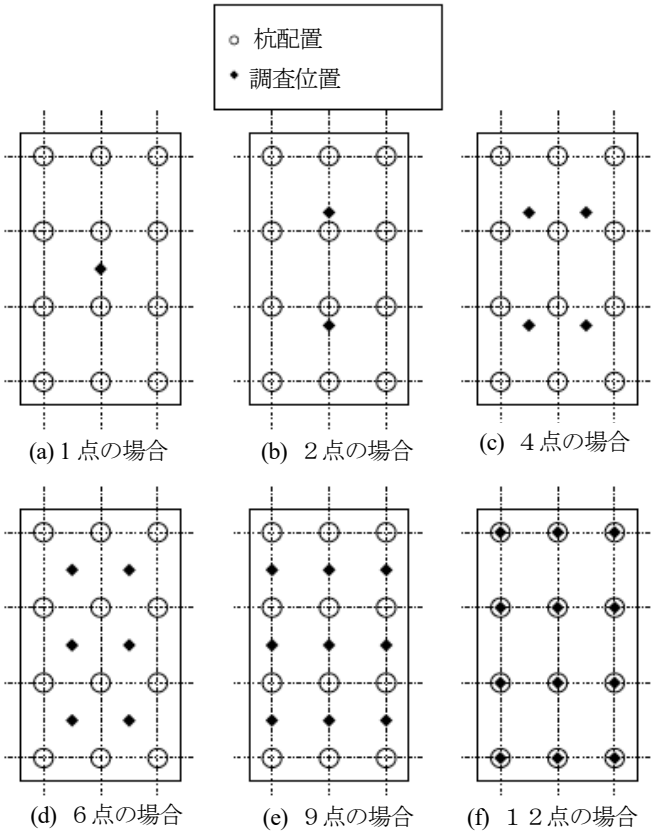


図-3.6.1 調査点配置位置

Ⅱ．調査点数と各土層の N 値局所平均と第 3 層の層厚の局所推定分散の変化と信頼性

調査点数が変化した場合の，杭 A 地点における各土層の N 値局所平均と第 3 層の層厚の局所推定分散の変化を，表-3.6.1 に示した．これは先に，調査点が 1 箇所である場合の推定分散関数の計算結果を示した表-3.4.3 のΛ_LとΛ_Gの項を，各調査点数に対応して表記したものである．

調査点数が増加するに従い，推定分散関数は減少している．調査点が全ての杭の打設位置と重なる 12 箇所の場合でも，杭 A 地点における推定分散はゼロにはならない．これは，鉛直方向の N 値の計測は 1m 間隔の離散点で行われている事，また局所平均を取ることによる空間的バラツキの影響はゼロにはならない，と言う 2 つの理由による．

特に杭基礎の鉛直支持力の不確実性に大きな影響を与える杭 A 地点における砂層厚の不確実性は，調査点を増加させることで相当程度減少することは，注意を要する．0.704 から 0.102 に減少している．

推定分散関数が 1.0 を上回る場合がある．奇異に感じられるかもしれないが，この推定分散関数は，平均値の推定分散と空間的バラツキの不確実性の総量として求められるので，このようなことも十分起こりえる．その理論的最大値は，$\sqrt{1+1}=1.414$である．一般推定における砂層厚の推定分散関数は，上限に近い値を示している．

表-3.6.1 杭 A の信頼性解析に用いられる各土層の N 値局所平均と第３層の層厚の局所／一般推定分散関数（Λ_L及びΛ_G）（自己相関距離 30(m)）

層名	記号	調査点数					
(特性)		1	2	4	6	9	12
局所推定 (Λ_L) 自己相関距離=30(m)							
シルト質粘土	N_1	0.325	0.277	0.248	0.226	0.193	0.133
粘土	N_2	0.279	0.237	0.212	0.193	0.165	0.112
砂	N_3	0.495	0.441	0.411	0.390	0.359	0.312
k_H 推定用 N 値	N_{1kH}	0.467	0.395	0.351	0.318	0.287	0.216
砂層厚	X_{sand}	0.704	0.581	0.504	0.443	0.348	0.102
一般推定 (Λ_G)(参考) 自己相関距離=30(m)							
シルト質粘土	N_1	0.608	0.594	0.586	0.582	0.576	0.568
粘土	N_2	0.522	0.509	0.503	0.500	0.494	0.488
砂	N_3	0.817	0.795	0.784	0.778	0.768	0.756
k_H 推定用 N 値	N_{1kH}	0.881	0.859	0.849	0.842	0.833	0.821
砂層厚	X_{sand}	1.406	1.374	1.358	1.349	1.334	1.318

表-3.6.2 調査点数を考慮した場合の杭 A の信頼性の変化と対応した抵抗係数

	局所推定						一般推定
調査点数	1	2	4	6	9	12	1
10000 回の MCS							
破壊確率 P_F	0.0114	0.0093	0.0078	0.0069	0.0066	0.0052	0.0276
信頼性指標 β	2.277	2.353	2.418	2.462	2.478	2.562	1.917
20000 回の MCS							
破壊確率 P_F	0.0101	0.0077	0.0071	0.0069	0.0064	0.0058	0.0247
信頼性指標 β	2.323	2.423	2.452	2.462	2.489	2.524	1.965
30000 回の MCS							
破壊確率 P_F	0.010633	0.008967	0.00767	0.007267	0.006633	0.005800	0.02400
信頼性指標 β	2.303	2.367	2.424	2.444	2.477	2.524	1.977
総括 β	2.30	2.36	2.42	2.44	2.48	2.52	1.97
対応した抵抗係数	0.43	0.448	0.467	0.473	0.487	0.501	0.357

以上のように求められた地盤の不確実性を用い，他の基本変数については，表-3.4.3 に示した値を用いて杭 A の信頼性解析を行った結果を，表-3.6.2 に示した．表では，MCS を 1，2 及び 3 万回行った場合を比較しているが，解はおおむね安定している．

表-3.6.2 の下から 2 行目に，総括した信頼性指標 β を示した．β は，調査点箇所が増加するに従い，2.30 から 2.52 まで増加し，信頼性の向上が示されている．これは破壊確率で言うと，約 1%から 0.5%に減少したことを意味している．

これは，後述する「信頼性の変化に伴う抵抗係数の簡易な調整方法」により抵抗係数に換算すると，0.43 から 0.50 への増加を意味する．これは計算される抵抗の特性値を，0.43/0.50=0.83 倍まで低減させることができることを意味している．

「抵抗係数の簡易な調整方法」については，次で説明する．

Ⅲ．信頼性の変化に伴う抵抗係数の簡易な調整方法の説明

ここでは，信頼性の変化に伴う抵抗係数の簡易な調整方法の説明を行う．この方法は，今回独自に考えられたものである．

図-3.6.2 に示すのは，一般的な信頼性解析を抵抗 R と外力 S 平面で概念的に示したものである．破壊確率とは，R–S 平面に分布する R と S の同時確率密度分布を，同平面の原点を通り，45 度の角度で区切る限界状態面（R=S 面）より破壊領域側に入る同時密度関数の体積の事である．この状態を表現するもう一つの方法は，安全性余裕 $M=R-S$ の確率密度関数を考えることである．この確率密度関数は，限界状態面に直交する方向に，安全性余裕 M の座標軸をとり，この上に M の確率密度関数を描くと分かりやすい．このときこの確率密度関数の高さは，それぞれの $M=R-S$ の線が，R と S の同時確率密度分布を切るこの関数の面積となる．M の確率密度関数の内，$M<0$ となる部分の面積が破壊確率 P_F となる．この図-3.6.2 をもとに，信頼性の変化に伴う抵抗係数の簡易な調整方法を説明する．

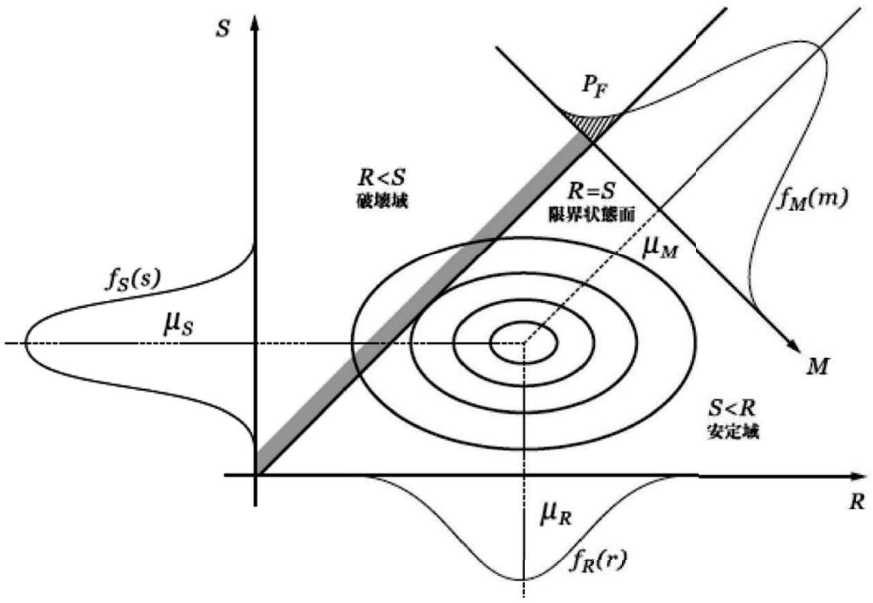


図-3.6.2 信頼性と安全性余裕の一般的説明

図-3.6.3 は，図-3.6.2 の，安全性余裕 M の確率密度関数部分を取り出して描いたものである．

今，調査点が 1 箇所の場合の M の確率密度関数（図の Original PDF）に注目すると，この分布の中心点(平均値）は，破壊領域から信頼性指標の定義により $\beta_{M0}\sigma_{M0}$ 離れている．ただし，β_{M0} は，調査点 1 箇所の場合の M の信頼性指標，σ_{M0} は同標準偏差である．

調査点が多数となり，抵抗力の不確実性が減少して M の標準偏差が σ_{M1} となったとする．このとき同じ杭基礎について信頼性は向上し，信頼性指標は β_{M1} となったとする（図の After variance reduction）．言うまでもなく，$\beta_{M1} > \beta_{M0}$ であり，$\sigma_{M1} < \sigma_{M0}$ である．

もし，調査点数の増加により不確実性が減少した場合，減少前の信頼性 β_{M0} と同じ信頼性が確保されれば十分と考えれば，抵抗係数を増加させることができる．つまり，不確実性減少後の M の確率密度関数を左側にシフトさせて，中心点（平均値）を破壊領域から $\beta_{M0}\sigma_{M1}$ の位置までシフトさせることができる．以上の考え方に基づいて，抵抗係数を調整する計算方法を次に述べる．

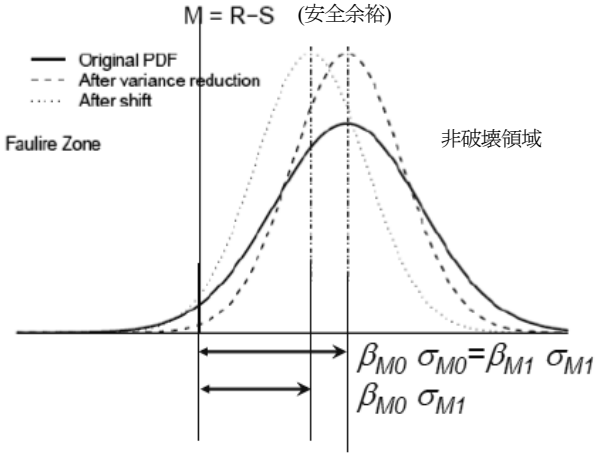


図-3.6.3 信頼性の向上に伴う抵抗係数の簡易な調整方法の説明 (1)

図-3.6.4 は，図-3.6.2 と同様の図である．上に説明した考え方により，M の確率密度関数の中心点を，図の A 点から左側の点までシフトできる．今外力側の不確実性に変化はないので，このシフトはもっぱら抵抗側の中心点（特性値）R_k を左側にシフトすることになる．つまり，特性値点を K 点から K1 点にシフトすることとなる．図-3.6.4 から分かるように，このシフトは，先に示した M 座標軸上の $\beta_{M0}\sigma_{M0}$ 点から，$\beta_{M0}\sigma_{M1}$ に対応するシフトを，点 C と点 K の間で行い，点 K1 を求める操作である．この操作は，以下のような計算で行うことができる．

$$R_{knew} = S_k + (R_k - S_k)\frac{\beta_0}{\beta_1} = R_k - (R_k - S_k)\frac{\Delta\beta}{\beta_1} \tag{3.6.1}$$

ここで，

$$\Delta\beta = \beta_1 - \beta_0 \tag{3.6.2}$$

調査点が 1 箇所であった時の抵抗係数は，設計点座標を (R_{DP}, S_{DP}) とすると，

$$\gamma_R = \frac{R_{DP}}{R_k} \tag{3.6.3}$$

一方，調整された新しい抵抗係数は，

$$\gamma_{Rnew} = \frac{R_{DP}}{R_{knew}} \tag{3.6.4}$$

よって，式(3.6.1)で R_{knew} を求め，これを式(3.6.4)に代入することにより，調整された抵抗係数を計算することができる．

以上の手順で計算された調整された抵抗係数は，表-3.6.2 の最終行に示されている．

ここに，調査点数が 12 箇所の場合の抵抗係数調整のための計算例を示す．式(3.6.1)より，

$$R_{knew} = 11014 - (11014 - 4084)\frac{2.50 - 2.30}{2.50} = 11014 - 6980 \times 0.08 = 10456 \tag{3.6.5}$$

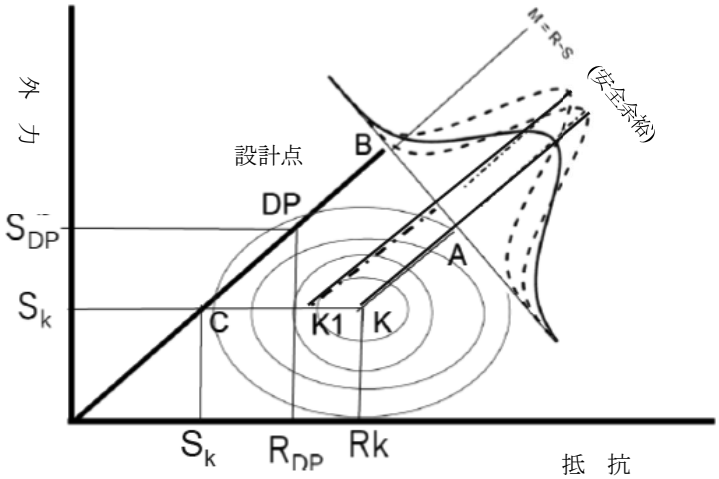


図-3.6.4 信頼性の向上に伴う抵抗係数の簡易な調整方法の説明 (2)

これを式(3.6.4)に代入すると，

$$\gamma_{Rnew} = \frac{5244}{10456} = 0.501 \tag{3.6.6}$$

以上のように，調整された抵抗係数を得ることができる．

言うまでもなく，これは杭 A についての検討結果である．しかし杭 A は，この杭基礎でもっともクリティカルな杭なので，ここで決定された抵抗係数は，安全側の値と言える．個々の杭について同様の検討を行うことは，もちろん可能である．

Ⅳ．自己相関距離の影響

理解されるように GRASP の理論では，空間的に分布する量（N 値，土層厚等）の相関の強さが，推定分散の大小に大きな影響を与える．この空間的な相関の強さを支配するパラメータが，自己相関距離である．以上検討してきた問題でも，自己相関距離の長短は，結果に大きな影響を与える．そこでここでは，自己相関距離を 5，30 及び 100(m)とかなり極端に変化させてその影響を見ることにする．

表-3.6.3 に，自己相関距離を変化させた場合の，局所推定における各地盤パラメータの杭 A の位置における推定分散関数の値を示した．次の事が言える．

表-3.6.3 杭 A の各土層の N 値局所平均と第３層の層厚の局所推定分散関数（Λ_L）への自己相関距離の影響

層名	記号	調査点数					
(特性)		1	2	4	6	9	12
局所推定 (Λ_L) 自己相関距離= 5(m)							
シルト質粘土	N_1	0.541	0.457	0.411	0.377	0.319	0.153
粘土	N_2	0.464	0.392	0.353	0.324	0.274	0.130
砂	N_3	0.739	0.619	0.556	0.514	0.447	0.295
k_H 推定用 N 値	N_{1kH}	0.753	0.621	0.547	0.492	0.432	0.261
砂層厚	X_{sand}	1.243	1.050	0.942	0.860	0.716	0.238
局所推定 (Λ_L) 自己相関距離=30(m)							
シルト質粘土	N_1	0.325	0.277	0.248	0.226	0.193	0.133
粘土	N_2	0.279	0.237	0.212	0.193	0.165	0.112
砂	N_3	0.495	0.441	0.411	0.390	0.359	0.312
k_H 推定用 N 値	N_{1kH}	0.467	0.395	0.351	0.318	0.287	0.216
砂層厚	X_{sand}	0.704	0.581	0.504	0.443	0.348	0.102
局所推定 (Λ_L) 自己相関距離= 100(m)							
シルト質粘土	N_1	0.215	0.190	0.176	0.166	0.152	0.129
粘土	N_2	0.184	0.162	0.150	0.141	0.129	0.109
砂	N_3	0.388	0.365	0.353	0.345	0.334	0.318
k_H 推定用 N 値	N_{1kH}	0.317	0.281	0.260	0.246	0.233	0.206
砂層厚	X_{sand}	0.407	0.331	0.285	0.249	0.194	0.056

(1) 自己相関距離が長くなると，どの地盤パラメータにおいても，他の条件が同じであれば，推定分散は小さくなる．これは，離れても相関が高いことを考えれば，当然の結果である．

(2) 相関距離が短いほど，調査点を増やすことによる推定分散の低減は大きくなる．一方，相関距離が長い場合，調査点数を増やすことによる推定分散の低減効果は小さい．

以上述べた特徴は，特に砂層厚の推定分散の変化を見ると分かりやすい．

なお，このケースの場合，自己相関距離が数メートル，数十メートル，数百メートルのオーダーなのかが重要であって，非常に厳密に自己相関距離を決定しなければ GRASP の理論が使えないと言うものではない点にも留意されたい．

以上のような推定分散に基づいて，それぞれの場合に杭 A の信頼性解析を行った結果が，表-3.6.4 に示されている．

一言で結論を述べると，自己相関距離が短いほど調査点数を増やすことによる信頼性の向上効果は大きく，その結果が抵抗係数の値にも反映している．

表-3.6.4 自己相関距離が変化する場合の杭 A の信頼性の変化と対応した抵抗係数

	局所推定						一般推定
調査点数	1	2	4	6	9	12	1
自己相関距離 5(m)							
信頼性指標 β	1.992	2.058	2.118	2.183	2.267	2.512	-
抵抗係数 γ_R	0.431	0.450	0.469	0.491	0.522	0.643	-
自己相関距離 30(m)							
信頼性指標 β	2.303	2.367	2.424	2.444	2.477	2.524	1.977
抵抗係数 γ_R	0.431	0.448	0.467	0.473	0.487	0.501	0.357
自己相関距離 100(m)							
信頼性指標 β	2.468	2.495	2.506	2.512	2.524	2.576	-
抵抗係数 γ_R	0.431	0.439	0.442	0.444	0.447	0.463	

3.6.2. 例題 2：既設構造物に新しい調査が加わった場合

例題 1 は，抵抗係数の変化に問題を帰着させたため，GRASP で行っている解析の意味を理解するうえで，間接的で分かりにくい面があることは否めない．そこで例題 2 では，より直接的な GRASP の適用例を示す．

既設構造物で，何らかの理由で追加調査が行われ，その結果により当該構造物の信頼性を再評価し，必要であれば補強等を考えると言った問題は，社会基盤構造物の蓄積した我が国の状況では，今後益々必要とされる分野と考えられる．ここでは，そのような例題を検討したい．

図-3.6.5 は，この報告書で検討している橋脚基礎の平面図である．今，この平面図の図心である点 C での

地盤調査に基づいて，この基礎が既に建設されているとする．その後点 D で，何らかの理由で追加調査が成され，その結果が点 C で得られた結果よりも，杭基礎にとって悪い条件であったとした場合，この杭基礎の信頼性の再評価を行い，その結果を補強等の対策に用いることを考える．

なお，ここではこの杭基礎に地震時にクリティカルとなる杭として，杭 A と杭 B を考える．調査の非対称性のため，この 2 本の杭は，レベル 1 地震動時に受ける押込み力は同じでも，地盤調査位置との相対的な位置関係から，異なった信頼性を持つことになる．

図-3.6.6 に，C 地点及び B 地点で得られた N 値分布と，土層厚の結果を示した．表-3.6.5 には，計測された N 値とその平均と標準偏差，さらに第 3 層である砂層の層厚が示してある．これらより，N 値についてはほぼ同様の結果が得られているが，砂層厚が，C 点の 3m から，D 点では，4.5m に増加していることが分かる．

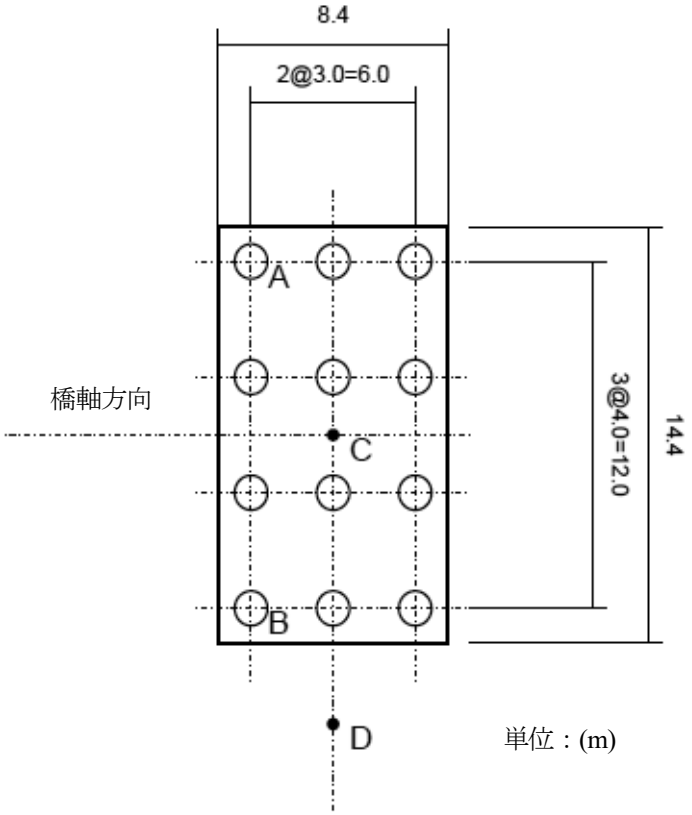
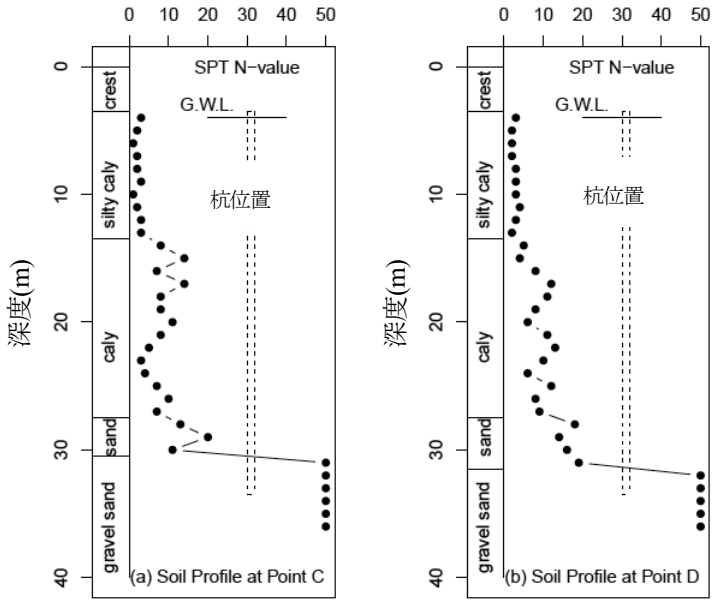


図-3.6.5 調査点位置，照査対象杭位置

表-3.6.5 調査地点 C 及び D における N 値調査結果

調査点 C 第 3 層（砂層）層厚 3(m)				
土質	試料数	測定値	平均	変動係数
シルト質粘土	10	3 2 1 2 2 3 1 2 3 3	2.2	0.359
粘土	14	8 14 7 14 8 8 11 8 5 3 4 7 10 7	8.1	0.4
砂	3	13 20 11	14.667	0.322
調査点 D 第 3 層（砂層）層厚 4.5(m)				
土質	試料数	測定値	平均	変動係数
シルト質粘土	10	3 2 2 2 3 3 3 4 3 2	2.7	0.25
粘土	14	5 4 8 12 11 8 6 11 13 10 6 12 8 9	8.8	0.322
砂	4	18 14 16 19	16.75	0.132



(a)調査点 C　　(b)調査点 D

図-3.6.6 調査結果の土層厚と N 値分布

表-3.6.6 に，先と同じように，杭 A 及び杭 B のそれぞれの位置における，(1m × 1m× 各層厚) についての N 値の局所平均の推定分散関数，砂層厚については，(1m × 1m)の正方形範囲の局所平均深さの推定分散関数の計算値が示されている．

それぞれの A と B の杭位置において, 3 組の異なる自己相関距離, すなわち 30m, 5m および橋軸方向 5m, 橋軸直角方向 30m の異方性を持った場合の 3 組の自己相関距離が考慮されている．調査点数については, C 点だけの場合（当初設計）及び，C 点と D 点両者を考慮した場合（再設計）の 2 つの場合を考慮した．全部で 12 の場合の，内挿値と推定分散関数値を示している．

次のようなことが観察される.

(1) N値の各杭の局所平均値の内挿値について言えば, C点とD点でほぼ同様の測定結果が得られているので, 各土層について実質的に同等の値が得られている. しいて言えば, 第3層で, D点で大きな観測値が得られたので, 調査個所が2箇所の場合, 1箇所の場合に比べて, D点に近いB杭において, やや大きな N値が推定されている.

(2) N値の各杭の局所平均値の推定分散関数について言えば, 調査個所が1箇所から2箇所に増えた場合, 特にD点に近いB杭において, 有意な減少が見られている.

(3) GRASPの推定法の特徴は, 問題が比較的単純な, 砂層厚の1m × 1mの正方形範囲の局所平均深さの内挿で顕著に表されている. 調査点が1点(C点)の場合は, 内挿値は常に3mである. これは, その他にこれを修正する情報は存在しないので, 当然の結果である. 一方調査点が2点になった場合, 推定内挿値は, 2つの調査位置と, 推定位置の相対的な位置関係で変化する. すなわち, 2つの調査点に囲まれたB杭の位置では, 3.9m程度の厚い層厚が推定され, 逆にA杭では, 調査点Cの影響を受け, 薄い層厚が推定されている.

(4) 層厚に関する推定分散関数は, 特に自己相関距離が短い場合, 大きい. N値の場合, 深度方向に多数の測定点が存在するので, 結果的にこの情報により推定分散関数は低減する. 一方, 層厚の場合, これは平面上1点では1つの値しかとらないため, 特に自己相関距離が短い場合, 1を超えるような大きな推定分散関数の値となる.

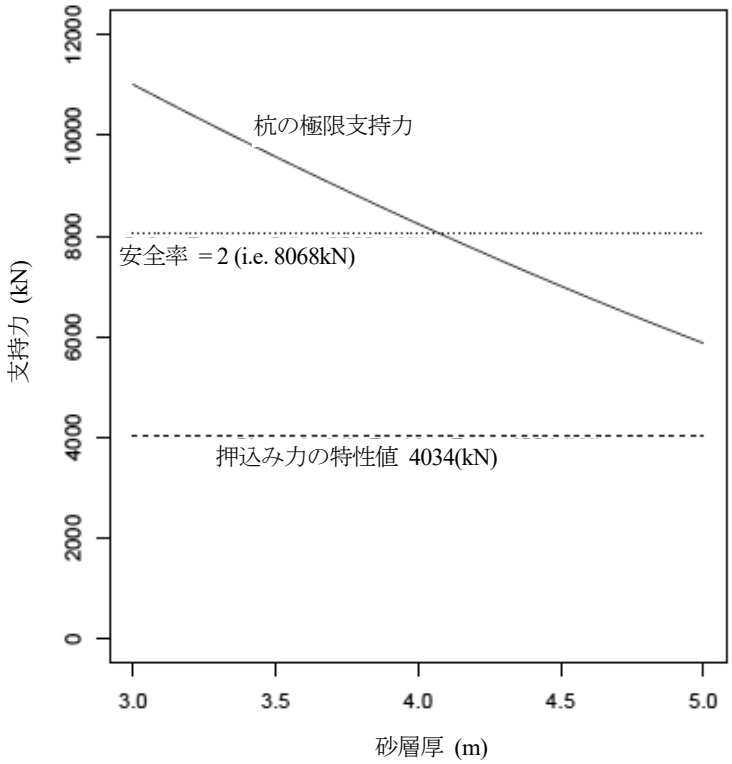


図-3.6.7 砂層厚と杭の極限支持力の関係

表-3.6.6 各地盤パラメータの杭 A 及び杭 B の位置における局所平均値（内挿値）(z_{Vest})と推定分散関数 (Λ_L)：調査位置・数・自己相関距離別

推定地点	調査箇所	自己相関距離 θ_h(m) 橋軸	橋軸直角	項目	N 値 第 1 層	第 2 層	第 3 層	第 1 層 k_H	層厚 (m) 第 3 層
A 杭	1	30	30	z_{est}	2.22	8.13	14.63	2	3
	1	30	30	Λ_L	0.325	0.279	0.495	0.533	0.704
A 杭	2	30	30	z_{est}	2.28	8.22	17.02	2.07	3.19
	2	30	30	Λ_L	0.321	0.275	0.483	0.525	0.698
B 杭	1	30	30	z_{est}	2.22	8.13	14.63	2	3
	1	30	30	Λ_L	0.325	0.279	0.495	0.533	0.704
B 杭	2	30	30	z_{est}	2.49	8.51	16.58	2.19	3.89
	2	30	30	Λ_L	0.261	0.223	0.416	0.43	0.547
A 杭	1	5	5	z_{est}	2.27	8.1	14.46	2	3
	1	5	5	Λ_L	0.541	0.464	0.739	0.876	1.243
A 杭	2	5	5	z_{est}	2.44	8.34	16.86	2.16	3.63
	2	5	5	Λ_L	0.482	0.414	0.642	0.777	1.116
B 杭	1	5	5	z_{est}	2.27	8.1	14.46	2	3
	1	5	5	Λ_L	0.541	0.464	0.739	0.876	1.243
B 杭	2	5	5	z_{est}	2.49	8.43	16.71	2.19	3.82
	2	5	5	Λ_L	0.44	0.378	0.592	0.71	1.014
A 杭	1	5	30	z_{est}	2.24	8.12	14.55	2	3
	1	5	30	Λ_L	0.448	0.384	0.63	0.727	1.013
A 杭	2	5	30	z_{est}	2.36	8.28	16.94	2.11	3.41
	2	5	30	Λ_L	0.437	0.375	0.609	0.709	0.992
B 杭	1	5	30	z_{est}	2.24	8.12	14.55	2	3
	1	5	30	Λ_L	0.448	0.384	0.63	0.727	1.013
B 杭	2	5	30	z_{est}	2.49	8.46	16.67	2.19	3.83
	2	5	30	Λ_L	0.409	0.351	0.576	0.663	0.923

(備考)　調査個所 1 箇所 (C)、2 箇所 (C,D)

表-3.6.7 調査位置・数・自己相関距離の違いによる信頼性（第 3 層砂層厚 4.5(m)）

照査対象杭	A 杭		B 杭	
調査数 (位置)	1(C)	2(C,D)	1(C)	2(C,D)
自己相関距離	2.27	2.22	2.27	1.86
30(m)	0.0115	0.0132	0.0115	0.0313
自己相関距離	2.00	1.78	2.00	1.75
5(m)	0.0232	0.0373	0.0232	0.040
自己相関距離	2.07	1.91	2.07	1.75
橋軸 5(m), 橋軸直角 30(m)	0.0194	0.0281	0.0194	0.0399

(備考) 上段：信頼性指標、下段：破壊確率

表-3.6.6 で示した結果に基づいて，それぞれの条件で，杭 A 及び杭 B の信頼性解析を行った結果が，表-3.6.7 である．

この結果について，次の事が言える．

(1) どの場合も，追加調査であるD点での結果のため，信頼性は当初設計時よりも低下している．

(2) 信頼性の低下が著しいのは，B杭の自己相関距離30(m)の場合で，破壊確率が3倍に増加している．これは，自己相関距離が長い方が，近くの計測値の影響をより強く受けるためで，表-3.6.6で示したように，層厚の内挿値は3.89(m)で，最大である．

(3) 砂層厚の増加により信頼性が低下するのは，砂層厚の増加が杭の根入れ深さを減少させ，その結果杭の先端支持力が減少するためである．当該杭基礎において，砂層厚と 1 本あたりの杭の極限支持力の関係を示したのが，図-3.6.7である．

以上のような信頼性の低下が判明した場合，補強を考えなければならないかもしれない．その場合も，信頼性解析は寄与する．さらに判断を補強するため，地盤調査を追加する，またその場合の位置についての検討についても，本解析結果はいろいろな情報を与えている．

3.7. まとめ

本章では，地盤調査の数量に応じた不確実性の評価，およびそれに基づいた信頼性評価と部分係数の再設定方法について述べた．次のような諸点を明らかにした．

(1) 上記の問題を検討するための基本的な道具として，本城と大竹[3.1)]により開発された，簡易な地盤構造物信頼性解析方法GRASP（Geotechnical Reliability Analysis by a Simplified Procedure）を簡単に紹介した．この方法は，地盤パラメータの空間的ばらつきが当該地盤構造物の性能に与える影響，調査の数と位置の信頼性に与える影響を始め，モデル化誤差，変換誤差，外力の不確実性を総合的に考慮できる方法である．

(2) 打込み杭基礎に支持された橋脚を具体的な例として，通常の道路橋示法書に基づいた設計計算，GRASPによる信頼性解析の手順と結果を示した．ここで取り上げた例題では，レベル1地震動時の最前列の杭の押込み支持力が，設計を大きく支配している（表-3.3.2）．これは，我が国の橋脚の設計では，典型的に見られることである．

(3) GRASPによる信頼性解析では，信頼性解析自身の結果も重要であるが，各不確実性要因が，全体的な信頼性にどのように寄与しているかを定量的に求めることができ，この結果が大切である．本例題の場合，もっともクリティカルな杭の押込み破壊では，寄与率の高い順に要因を列挙すると，地震荷重 (39%)，支持力式のモデル誤差(37%)，砂層厚(19%)，鉛直ばね係数K_V(4%)であり，他の要因の寄与は無視できる．この中で地盤調査の増加により低減可能な不確実性要因は，砂層厚であることに注意が必要である(表-3.5.2，図-3.5.2)．逆に，地震荷重，モデル誤差，鉛直ばね係数の不確実性は，地盤調査の量や質には関係のない不確実性であるので，これを低減させるには，他の方策を考える必要があるということである．

(4) 対象とした杭基礎の例題で，二つの場合について検討した．

例題 1 新設構造物の抵抗係数と調査点数の関係

例題 2 既設構造物に新しい調査が加わった場合

(5) 例題1では，調査ボーリング数を1,2,4,6,9,12地点として，信頼性解析を行い，調査点数が増加することによる信頼性の向上を確認した．杭の押込みに対して，信頼性指標βは，2.30から2.52（破壊確率で，1.0%から0.5%）に変化した（表-3.6.2）．調査点数の増加により不確実性が減少した場合，減少前の信頼性と同じ信頼性が確保されれば十分と考え，抵抗係数を増加させる方法について提案し，実際に計算を行った．例題の場合，図心1点での調査の場合の抵抗係数は0.43であったが，12点まで調査を増やすと，抵抗係数は順次増加し，0.50に達した．これは，0.43/0.50=0.86，すなわち14%程度抵抗力を下げた設計を行うことができることを意味する．

(6) GRASPの理論は，地盤パラメータの空間的な相関の強弱に基づいて理論が組み立てられている．これは，確率場（多次元確率過程）の理論の当然の帰結である．これを支配するパラメータが自己相関距離である．自己相関距離が，結果に与える影響について検討した(表-3.6.4)．結論を一言でまとめると，自己相関距離がオーダーで変化するような場合は結果に影響が出るが，倍/半分と言った程度の変化では，工学的に大きな影響は出ない．しかし，自己相関距離の設定については，地形・地質情報等を含めた設定の方法が課題であることは事実である．

(7) 例題2では，既設構造物に新しい地盤調査が行われ，その結果に基づき構造物の信頼性評価が更新された場

合について，検討した．この例題は，本章の主題である「地盤調査の数量に応じた不確実性の評価及びそれに基づいた信頼性評価と部分係数の再設定方法」のいわば応用問題である．今後この方面への設計法の発展が必要であると想定し，GRASPの応用について考えたものである．更新された情報を加味した信頼性評価が可能であり，この結果は既設構造物の補強や補修のための有用な情報になることが示された．

(8) なお最後に付言するが，本章で設定した例題は，本章の主題である「地盤調査の数量に応じた不確実性の評価，およびそれに基づいた信頼性評価と部分係数の再設定方法」の検討で，その特徴が顕著に表れるように設定されたものであることに留意されたい．それは具体的には，杭基礎に打ち込み杭を設定し，H24道示の，杭の支持層への根入れ比に非常に敏感な支持力公式を採用している点にある．この結果，支持層（砂礫層）直上の砂層厚さが，支持力に大きく影響する．多種の杭であれば，これほど顕著に，地盤調査結果が，杭支持力の信頼性に影響を与えなかったであろう．しかし，このような設定を行ったので，結果的に調査点数を増やすことが，抵抗係数を大きくすることに寄与する結果が得られ，提案した抵抗係数再設定方法をハイライトする上では，適切な例題となっていると考える．

参考文献

3.1) 本城勇介，大竹雄：信頼性設計法と性能設計の理念と実際―地盤構造物を中心として，技報堂出版. 2018.

3.2) 本城勇介，大竹雄，加藤栄和：地盤パラメータ局所平均の空間的ばらつきと統計的推定誤差の簡易評価理論，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68，No.1，pp.41-55，2012.

3.3) CEN: EN1997-1: Eurocode 7: Geotechnical Design, Part 1 General rules, European Committee for Standardization: Brussels, p.27, 2004.

3.4) 本城勇介，大竹雄：地盤パラメータ局所平均を用いた空間的ばらつきの簡易信頼性評価法の検証，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68，No.3，pp.475-490，2012.

3.5) 本城勇介，大竹雄：地盤パラメータ局所平均の統計的推定誤差評価理論の検証，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68，No.3，pp.491-507，2012.

3.6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.

3.7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2012.

3.8) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2017.11.

3.9) 白戸真大，星隈順一，玉越隆史，宮原史，横井芳輝，川見周平，山崎健次郎：道路橋の設計状況設定法に関する研究，国総研資料第 1031 号，2018.

3.10) Nowak A.S., “Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Report 368”, in Transportation Research Board, Washington, DC 1999.

3.11) Honjo, Y. and Amatya, S.: Partial factors calibration based on reliability analyses for square footings on granular soils, Geotechnique, Vol.55, No.6, pp.479-491. 2005.

3.12) 宇佐美龍夫：CD-ROM 版 新編日本被害地震総覧［増補改訂版］，東京大学出版会，64p.，1997.

3.13) Fukushima, Y. and Tanaka, T.: A New Attenuation Relation for Peak Horizontal Acceleration of Strong Earthquake Ground Motion in Japan, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.80, pp757-783, 1990.

3.14) 岡原美知夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料，第 2919 号, 1991. 1.

3.15) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料第 4136 号，2009.3.

3.16) ISO: ISO2394, General principles on reliability for structures, 2015.

3.17) CEN: EN-1990: Eurocode – Basis of structural design, European Committee for Standardization, Brussels, 2002.

4. 施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価

4.1 検討目的

近年，施設の長寿命化やLCCを考慮した施設設計の重要性が指摘され，施設の点検が義務付けられるようになってきた．しかし，実際に供用中の構造物の状態を把握し，予測に基づいてLCCを制御するために必要な，施設が完成した状態に関する情報が不足していることが課題になっている．そこで，本研究は施工時に観測される高次元の情報を活用することにより，維持管理で重要な完成初期段階の対象施設の性能の定量化方法や施工中の杭の打ち止め管理に挑む．ここでは，特に，直接把握することが困難である杭基礎構造物（鋼管回転杭，場所打ち杭の２工法を対象）に着目する．そして，施工時情報を用いた支持力特性の定量化と可視化，また支持層の空間分布の可視化の可能性を検討する．今後，完成した構造物の性能の検証や、設計において施工品質を部分係数へフィードバックさせることも期待される．なお，本研究では，データが充実している鋼管回転杭の検討結果を中心に記述した上で，場所打ち杭については結果のみを記述している．

4.2 検討に用いるデータ（鋼管回転杭）

本研究では，基礎研究としてA，B，Cの３現場のデータベースの整理を行った．計測深度 dep(m)ごとに地盤調査結果(N値，土質区分)，施工時情報から回転トルク T_0(kN・m)，杭頭荷重 P(kN)，貫入量 S(m)，載荷試験結果から最大周面摩擦力度 f_i (kN/m^2)の各データが得られる．

まず，T_0 や S などの施工時情報は連続値をとるが，N 値や f_i は離散値をとる．したがって連続値と離散値の対応については，連続値をある深度範囲で平均し，離散化を施すことにより各指標を計測深度によって対応づけることとした．N 値は，主に深度1m間隔に計測されるため，図-4.2.1に示すように，N 値の計測深度から±0.5mの範囲に含まれた連続値の平均値を N 値との対応値として扱うこととした．図-4.2.1において，灰線が各指標の連続値であり，青丸は，N 値の計測深度に対応させた各指標の離散値を示している．またデータ解析にあたり，T_0 や S といった連続値に関しては負の値を取るもの，N 値に関しては70以上のものは解析に含めないこととした．

なお，杭頭トルク T_0 について解析を行っていく上で，T_0 は杭先端の羽根底面と地盤面との摩擦力により生じているとの仮定に基づき，T_0 を羽根半径の3乗で正規化することとした．図-4.2.2において，回転鋼管杭の羽根半径を r_0，杭頭荷重を P，地盤の摩擦係数を μ とする．

まず，羽根底面の微小面積 ds は,

$$ds = r \cdot d\theta \cdot dr \tag{4.1.1}$$

と表され，また羽根底面に作用する微小摩擦力 df は,

$$df = \mu \cdot P \cdot r \cdot d\theta dr \tag{4.1.2}$$

と表される.

従って，羽根底面に作用する微小トルク dT_0 は，式(4.1.1)及び式(4.1.2)より,

$$\begin{aligned} dT_0 &= r \cdot df \\ &= r(\mu \cdot P \cdot r d\theta dr) \\ &= r^2 \cdot \mu \cdot P \cdot d\theta dr \end{aligned} \tag{4.1.3}$$

となるから，杭頭トルク T_0 は,

$$\begin{aligned} T_0 &= \int_0^{r_0} \int_0^{2\pi} r^2 \cdot \mu \cdot P \cdot d\theta dr \\ &= \mu P \int_0^{r_0} r^2 \cdot 2\pi dr \\ &= 2\pi\mu P \cdot \frac{1}{3} r_0^3 = \frac{2}{3}\pi\mu P r_0^3 \end{aligned} \tag{4.1.4}$$

となる.

以上より，周辺摩擦力 F と杭頭トルク T_0 の関係は以下の式で表される.

$$dF = \mu P = \frac{3}{2\pi} \times \frac{T_0}{r_0^3} \left(kN/m^2\right) \tag{4.1.5}$$

式(4.1.5)より，回転杭の鉛直載荷試験より得られた周面摩擦力 F は回転鋼管杭の羽根半径 r_0 の影響を強く受けることが考えられる．よって，最大周面摩擦力度 f_i には羽根半径が及ぼす影響を取り除くことで，T_0 と f_i が真の相関関係に近づくことができるのではないかと考え，正規化を施すこととする．正規化を行ったトルク T は下式で表される．

$$T = T_0 / r_0^3 (kN/m^2) \tag{4.1.6}$$

なお，新たな指標として，支持層の是非を追加する．土質区分が粘土かつ N 値が 25 以上，砂または礫かつ N 値が 50 以上の時の計測深度を支持層と判定した．

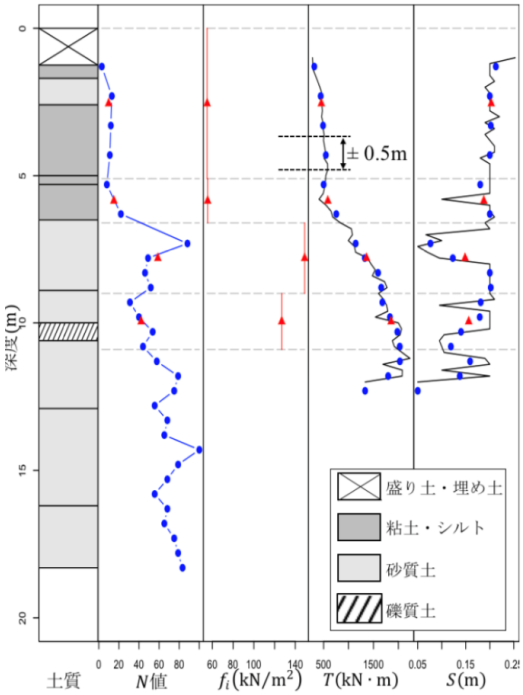


図-4.2.1　深度分布図

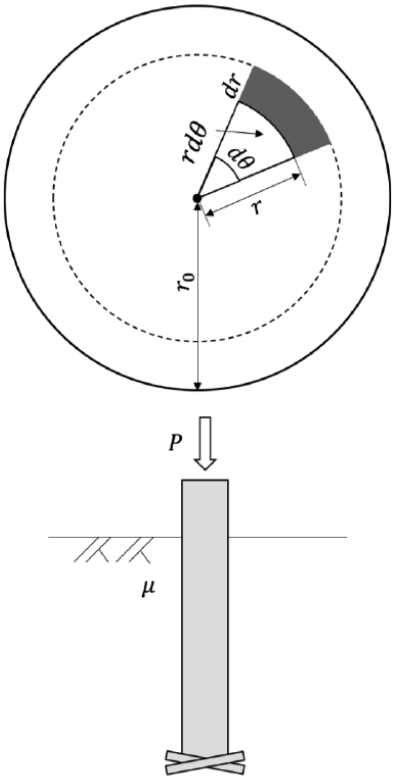


図-4.2.2　鋼管回転杭の先端部分と側面部分の構造図

4.3 研究の方法

4.3.1　概要

本研究では，A，B，C の 3 現場のデータベースの整理結果を学習データとして使用する．その学習データに現場 C の施工時情報を計測深度ごとに代入することで，リアルタイムに支持力特性と支持層の空間分布の推定を行う．学習データの作成の流れを，図-4.3.1 に示した．まず，本研究で用いるデータを，カーネル密度推定により正規分布へ変換する．その変換したデータで主成分分析をし，主成分空間において土質ごとと，支持層の是非についてのクラスタリングを行って学習データとする．次に，リアルタイム推定の流れを図-4.3.2 に示した. 観測値 x_i を計測深度ごとに学習データへ当てはめ, 負担率 γ_i を算出する. その負担率により，最大周面摩擦力度 f_i と支持層深さを推定し，Simple Kriging によって空間的内挿を行う．なお，本研究では杭 1 本あたりの周面摩擦力の算出まで行う.

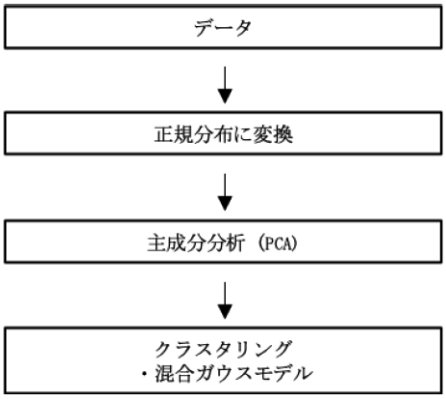


図-4.3.1　検討の流れ

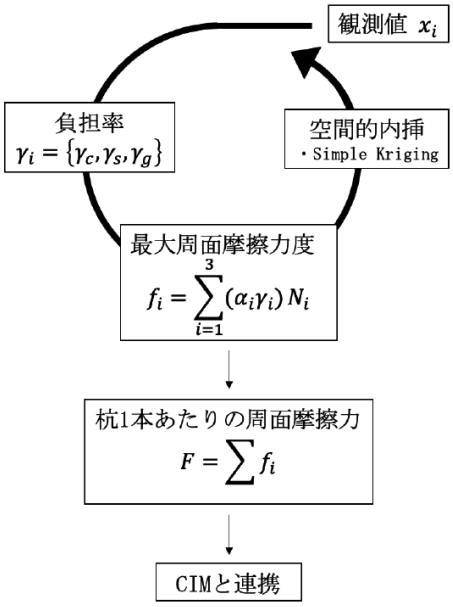


図-4.3.2　リアルタイム予測の流れ

4.3.2 正規分布への変換

本研究で用いるデータは，複雑な分布や確率密度を有しており統計的モデリングが困難であるため，正規分布に変換する．変換の方法は次の通りである．各データの分布から，カーネル密度推定により確率密度関数を推定し，累積分布関数に変換する．その任意の累積分布関数の値を標準正規分布の累積分布関数の値に対応させる．その時の標準正規分布の値をとることで正規分布に変換する．

$\{X_i\}_{i=1}^{n}$：データ（一次元の場合を例示する）

カーネル密度推定量$\hat{p}(x)$は下記の通り記述することができる．

$$\hat{p}(x) = \frac{1}{nh}\sum_{i=1}^{n} K\left(\frac{x - X_i}{h}\right) \tag{4.3.1}$$

$$K(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) \tag{4.3.2}$$

$h > 0$のことをバンド幅と呼称される．
Kは以下の性質を満たすものを用いることとする．

$$\int K(x)dx = 1 \tag{4.3.3}$$

$$\int xK(x)dx = 0 \tag{4.3.4}$$

$$\int x^2K(x)dx > 0 \tag{4.3.5}$$

以上より，カーネル密度の積分により確率へ変換する．

$$\hat{P}(x) = \int_{-\infty}^{x} \hat{p}(x)\,dx \tag{4.3.6}$$

標準正規分布の逆関数法により，標準正規分布に従う確率変数へ変換する．

$$x^{norm} = \Phi^{-1}\left(\hat{P}(x)\right) \tag{4.3.7}$$

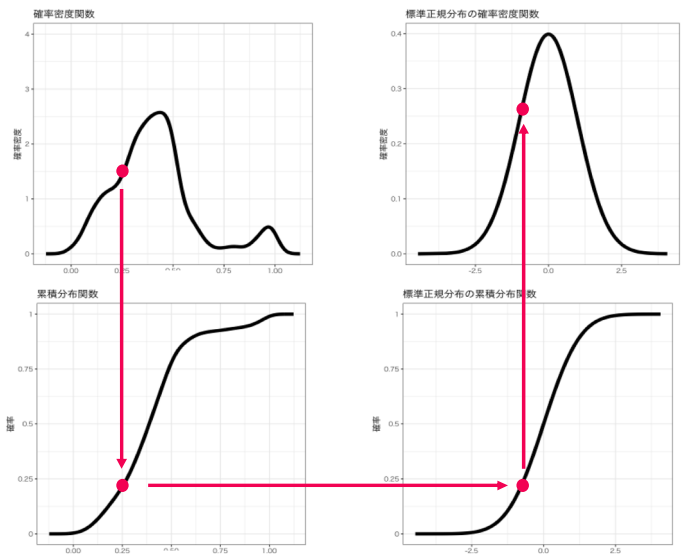


図-4.3.3：カーネル密度関数を用いた標準正規分布への変換のイメージ図

4.3.3 主成分分析

主成分分析とは，多変量解析手法の一つで，多数の説明変数から低次元の空間に情報を縮約する方法である．ここで，Xを中心化を施した$n \times m$の行列とする．Xの共分散行列Cは，

$$C = XX^T \tag{4.3.8}$$

で表され，下記の通り固有値分解ができる．

$$C = U\Lambda U^T \tag{4.3.9}$$

ここで，Uは固有ベクトル行列で，n個の固有ベクトルを縦に並べた行列，Λは固有値行列で，対角項に固有値$\lambda = \{\lambda_1, \lambda_2, \cdots \lambda_n\}$を並べ，対角項以外は0の行列である．低減する次元をrとし，固有ベクトルをr個のみ並べた行列をU_rとすると，次式より，r次元に低次元化した主成分得点$\tilde{Y}$を計算できる．

$$\tilde{Y} = {U_r}^T X \tag{4.3.10}$$

なお，主成分分析に用いたパラメータは，N値(N)，正規化トルク(T)，貫入量(S)，杭頭荷重(P)，深度(dep)である．

4.3.4 クラスタリング（地盤種別の判別）

主成分空間においてクラスタリングを行い，土質分類の可能性を検討する．

主成分空間における各土質(粘土，砂，礫)の分布を正規分布と仮定し，線型結合して重ね合わせる．この確率モデルを混合正規分布といい，次式で表される．

$$p(x) = \sum_{k=1}^{K} \pi_k N(x|\mu_k, \Sigma_k) \tag{4.3.11}$$

各正規分布 $N(x|\mu_k,\Sigma_k)$ は混合要素と呼ばれ，それぞれ個別に平均 μ_k と共分散 Σ_k のパラメータを持つ．π_k は混合係数を表す．

また，x における混合正規分布の密度関数の値の中で，各 k の分布が占める割合を負担率といい，次式で表される．

$$\gamma(z_k) = \frac{\pi_k N(x|\mu_k,\Sigma_k)}{\sum_{j=1}^{K} \pi_j N(x|\mu_j,\Sigma_j)} \tag{4.3.12}$$

4.3.5 リアルタイム推定（周面支持力と支持層深さの判別）

杭の支持力 R_u は一般的に次式を用いて与えられる．

$$R_u = q_d A + U \Sigma l_i f_i \tag{4.3.13}$$

ここで，q_d(kN/m^2)は杭先端における単位面積当たりの極限支持力度，A(m^2)は杭先端面積，U(m)は杭の周長，l_i (m)は周面摩擦力を考慮する層の層厚，f_i (kN/m^2)は周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度を表す．なお，本研究では，現場 C において，各杭の N 値の計測深度ごとの最大摩擦力度 f_i(kN/m^2)に着目する．

回転杭の最大周面摩擦力度の推定方法は，次の表の通りである．

表-4.3.1 回転杭の最大周面摩擦力度

地盤の種類	最大周面摩擦力度の特性値 f_i
粘性土	c 又は $10N$ (≤ 100)
砂質土	$3N$ (≤ 150)

特に，ここで用いられる N 値は，ボーリング試験で得られた結果であるため，不確実性を含んでいる．本研究では，その不確実性を考慮して，最大周面摩擦力度 f_i を次式で推定する．

$$f_i = (10\gamma_c + 3\gamma_s + 3\gamma_g)N \tag{4.3.14}$$

γ_c，γ_s，γ_g は，それぞれ計測深度ごとの粘土，砂，礫の負担率を表す．また，支持層深さに関しては，負担率 γ_B が，0.85 を超えた時の計測深度を支持層深さとする．

4.4 検討結果（鋼管回転杭）

まず，図-4.4.1 と図-4.4.2 に各指標のヒストグラム及び各指標間の同時分布を表す対散布図を示した.変換前の各指標は，複雑な確率密度や分布を有していることがわかる．これに対して，図-4.4.3 と図-4.4.4 に変換後の各指標のヒストグラムと対散布図を示した．全ての指標で正規分布に近づいていることが確認された.

図-4.4.5 と図-4.4.6 はそれぞれ，主成分分析を行い土質区分ごとに分類した結果と，主成分空間における各土質の負担率の結果である．図-4.4.5 は，色が濃くなるほど負担率が大きくなることを意味し，左上は各土質の負担率を一つの図にまとめたものである．図-4.4.6 と図-4.4.7 より，砂やれきでは，杭頭荷重 P が粘土と比較して相対的に大きくなる傾向がみられる．粘土では，一回転あたりの貫入量 S が砂やれきと比較して相対的に大きくなる傾向がみられた.

この図より，第一主成分は，N 値やトルク値，深さと強い関連する軸であるので，“強度”を表す軸であると考えられた．一方，第二主成分は，貫入量と上載荷重と関連する軸であることから，“沈下量（やわらかさ）”と関連する軸であると考えられた.

次に，図-4.4.7 と図-4.4.8 に支持層の是非で分類した結果を示す．支持層を色付き，非支持層を灰色で表している．N 値，正規化トルク T，計測深度 dep が大きくなるほど，支持層に分類され，負担率も大きくなる結果になった.

図-4.4.9 に深度ごとの最大周面摩擦力度 f_i と支持層深さの推定結果（一例）を示す．なお，N 値の欄に，ボーリング柱状図を併記している．γ と N 値から，実際の土質区分を概ね精度よく推定できていることがわかる．また，支持層深さは 24.3 m と推定され，f_i と γ_B から，最大周面摩擦力度 f_i が大きく増加する時，γ_B も大きく増加することが確認された.

次に，図-4.4.10 に，各杭の最大周面摩擦力 f_i の平均値のヒストグラム，図-4.4.11 に各杭の最大周面摩擦力 f_i の平均値 $E[f_i]$ (kN/m^2)の平面図を示す．図-4.4.10 より，杭ごとに最大周面摩擦力 f_i の期待値が異なり，ばらつきを有することが示された．また，図-4.4.11 より，最大周面摩擦力 f_i の期待値を空間的にみる．十分な支持力を持つ部分と，支持力が不十分な部分で概ね分類されることが確認され，同一現場においても場所によって，最大周面摩擦力 f_i が空間的にばらつきを有していることがわかった.

図-4.4.12 にそれぞれ，Simple Kriging による最大周面摩擦力度 f_i の推定結果と支持層断面の推定結果を示す．施工時情報を用いて，周辺地盤の３次元構造の推定や支持層の空間分布予測が効果的に実施できる可能性を確認した.

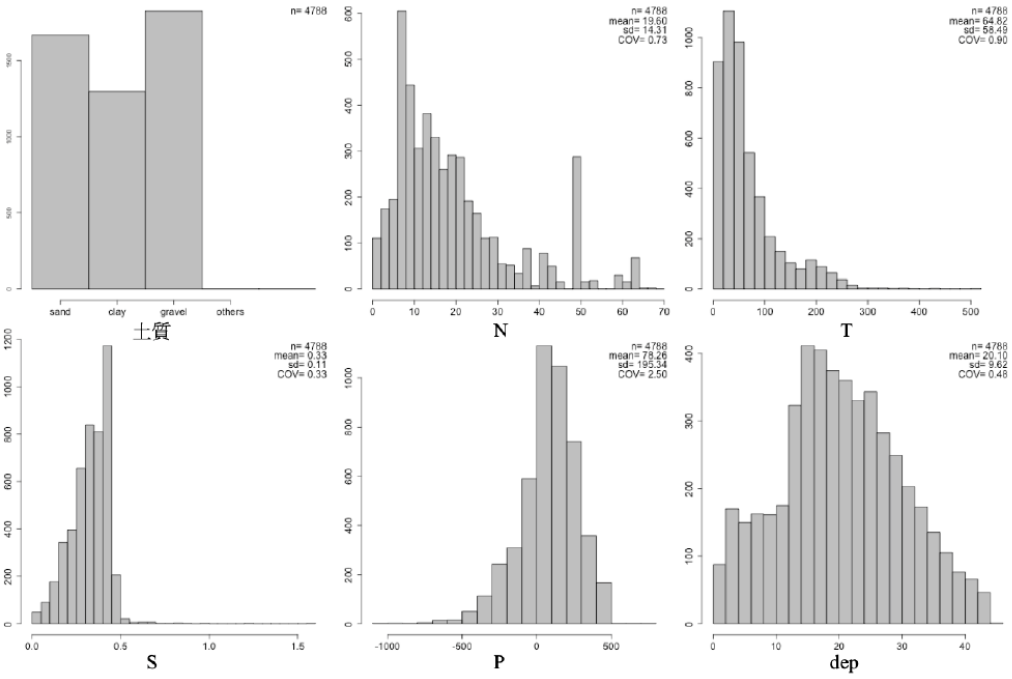


図-4.4.1：収集した全データのヒストグラム

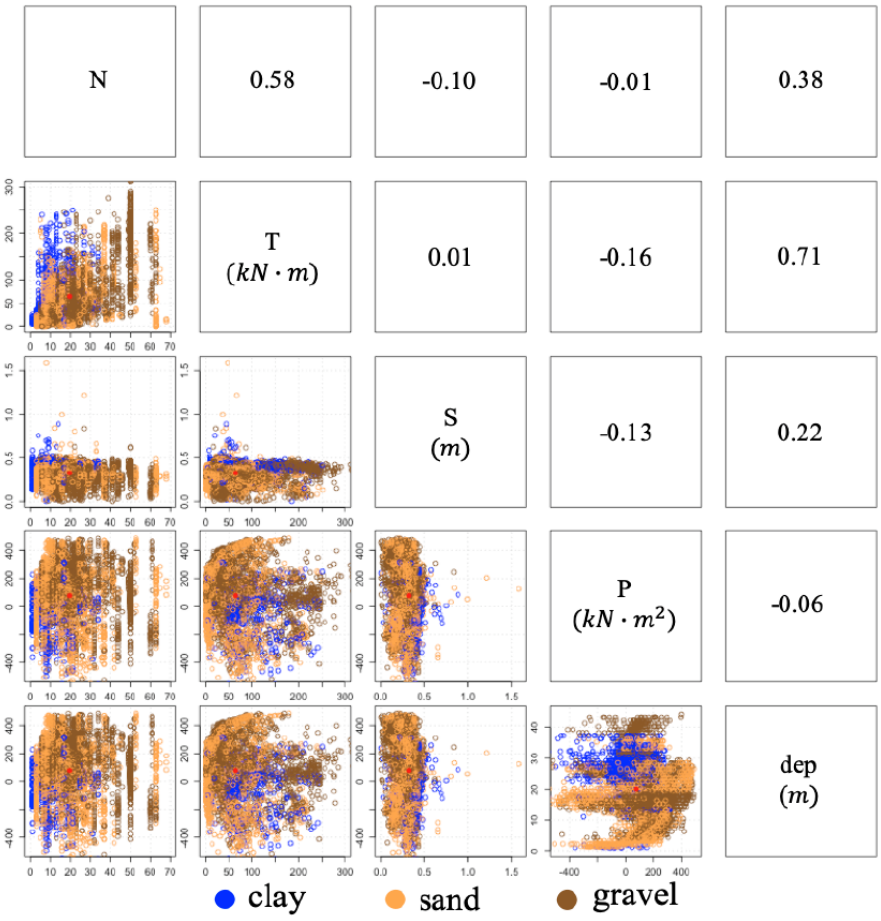


図-4.4.2：収集した全データの対散布図

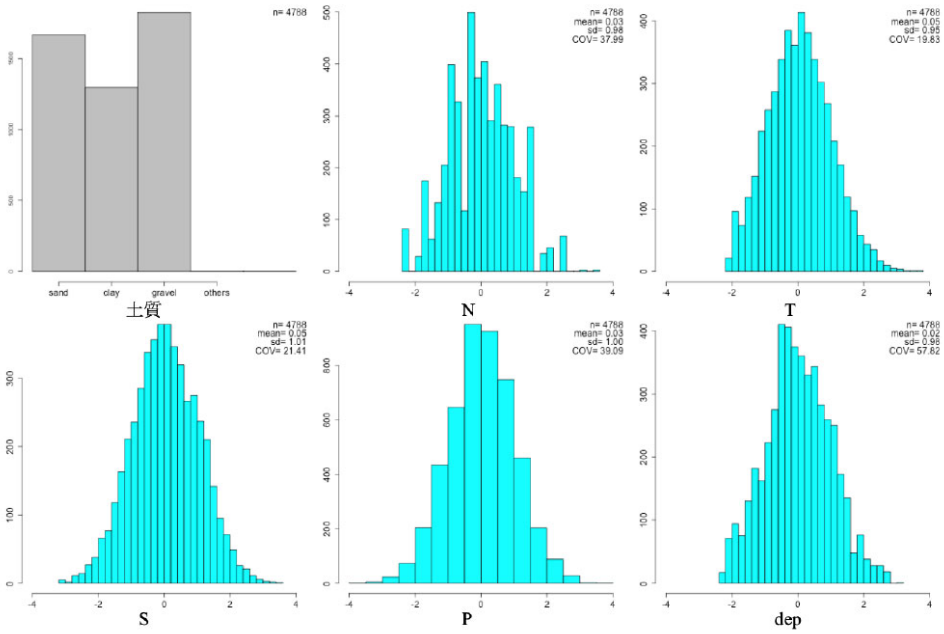


図-4.4.3：収集した全データのヒストグラム（変換後）

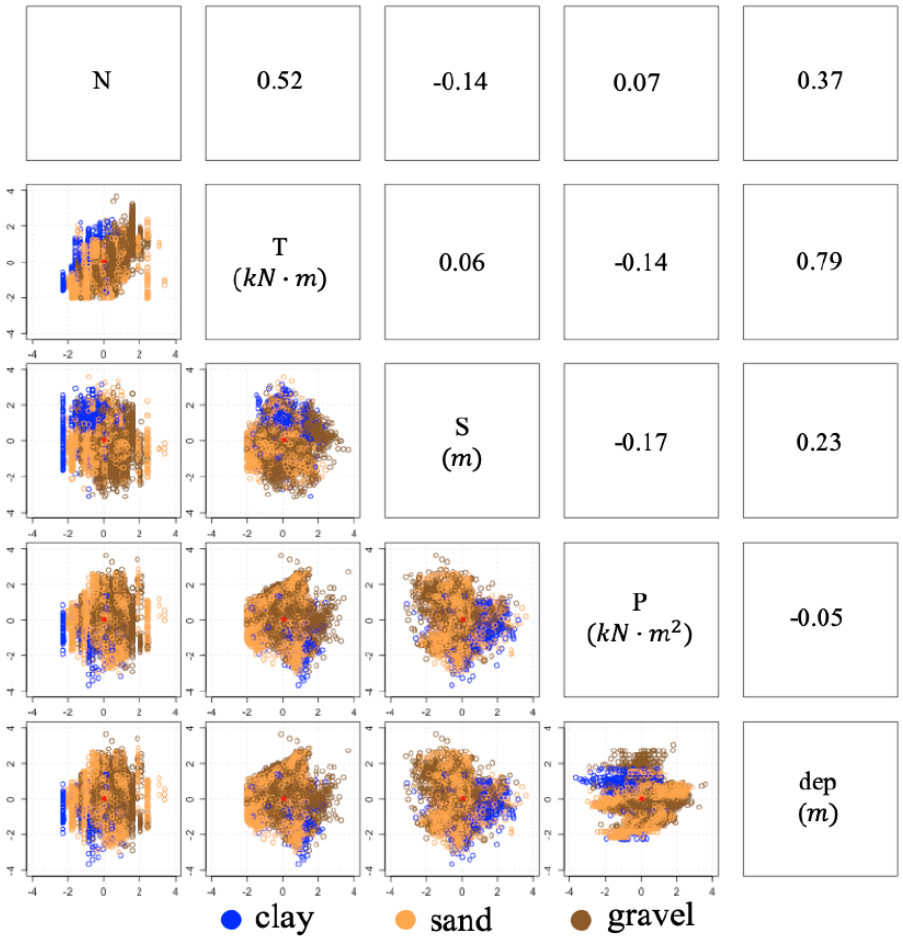


図-4.4.4：収集した全データの対散布図（標準正規分布への変換後）

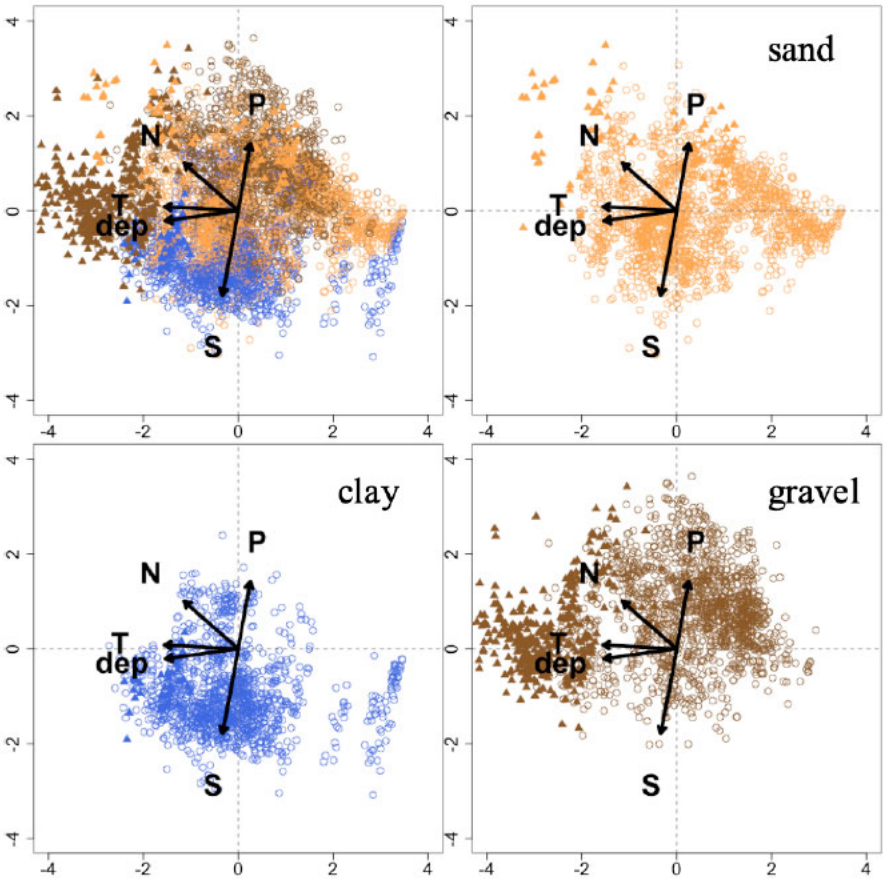


図-4.4.5：第一主成分，第二主成分空間における散布図（土質分類）

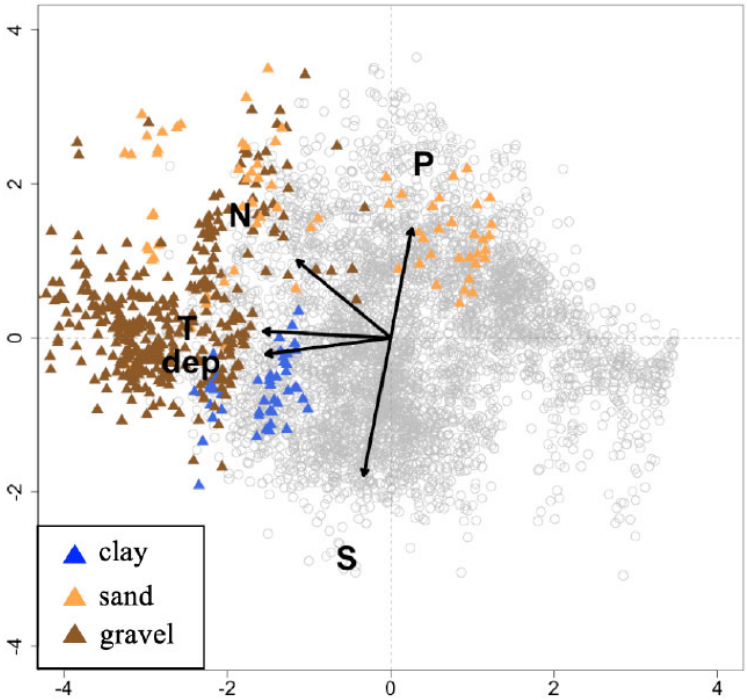


図-4.4.6：第一主成分，第二主成分空間における散布図（支持層判別）

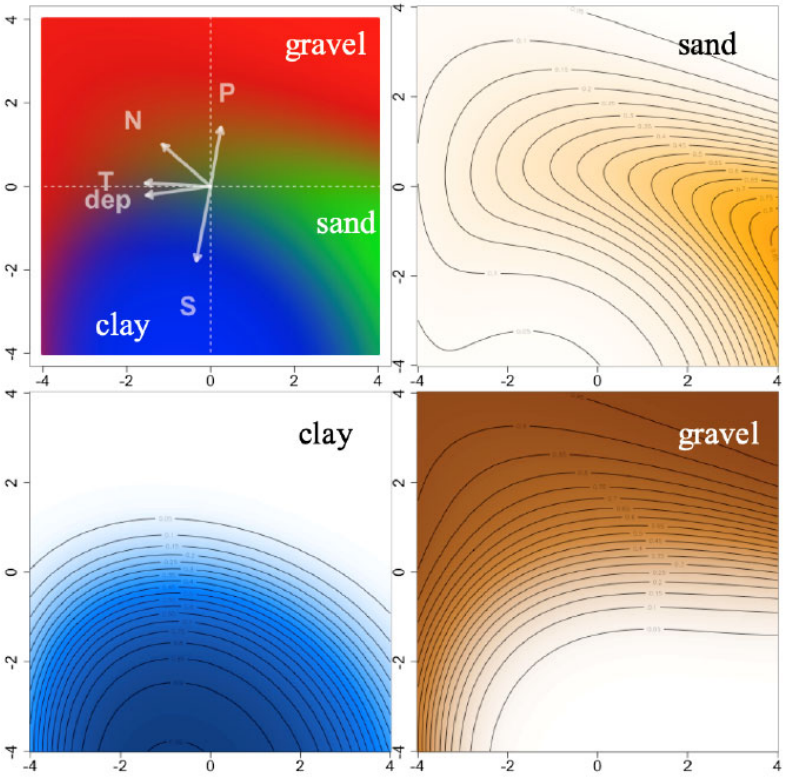


図-4.4.7：土質分類判別（負担率分布）

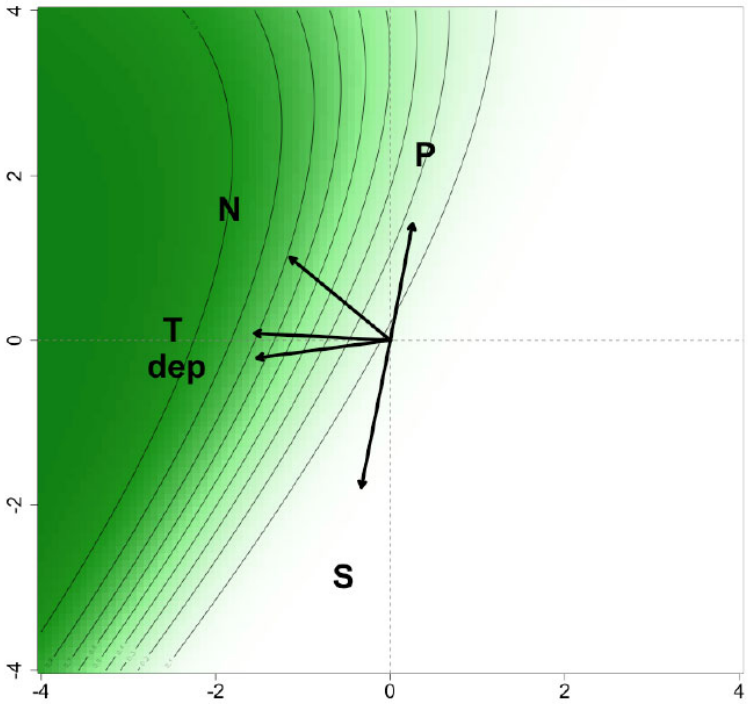


図-4.4.8：支持層判別（負担率分布）

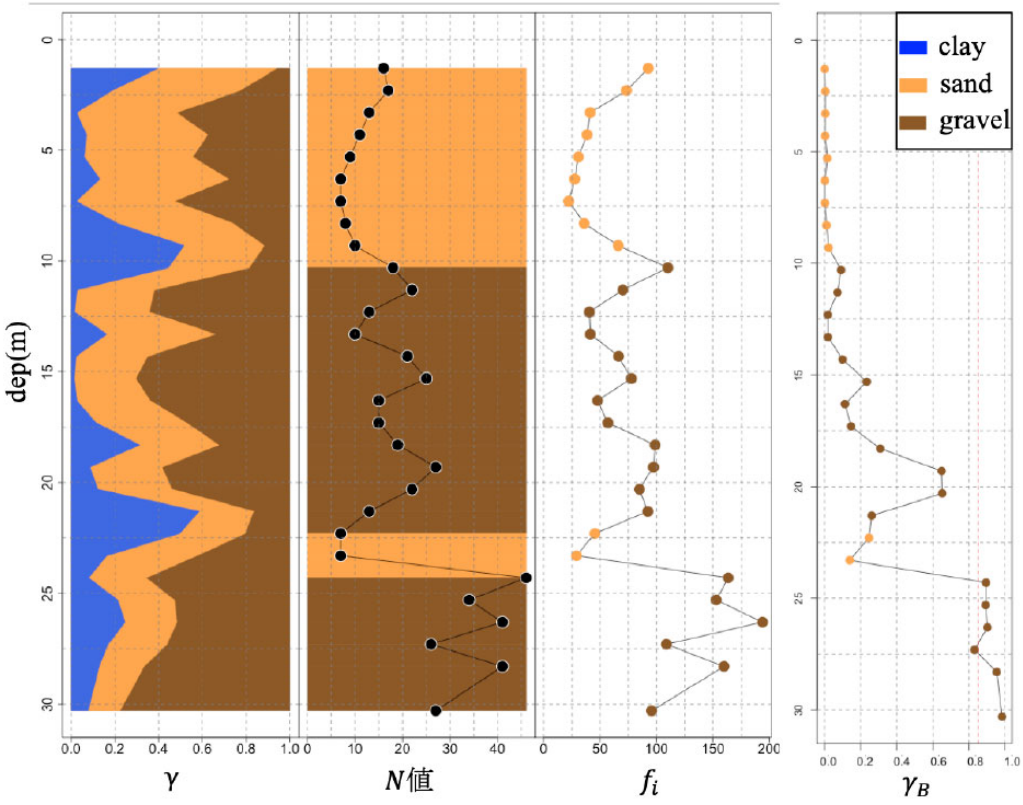


図-4.4.9：リアルタイム予測の例（一例）

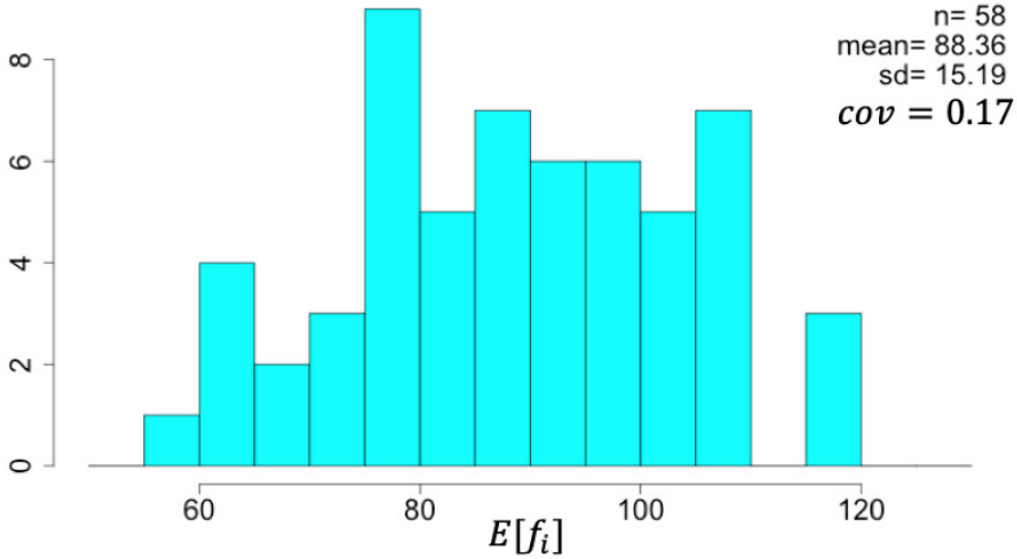


図-4.4.10：周面支持力のヒストグラム

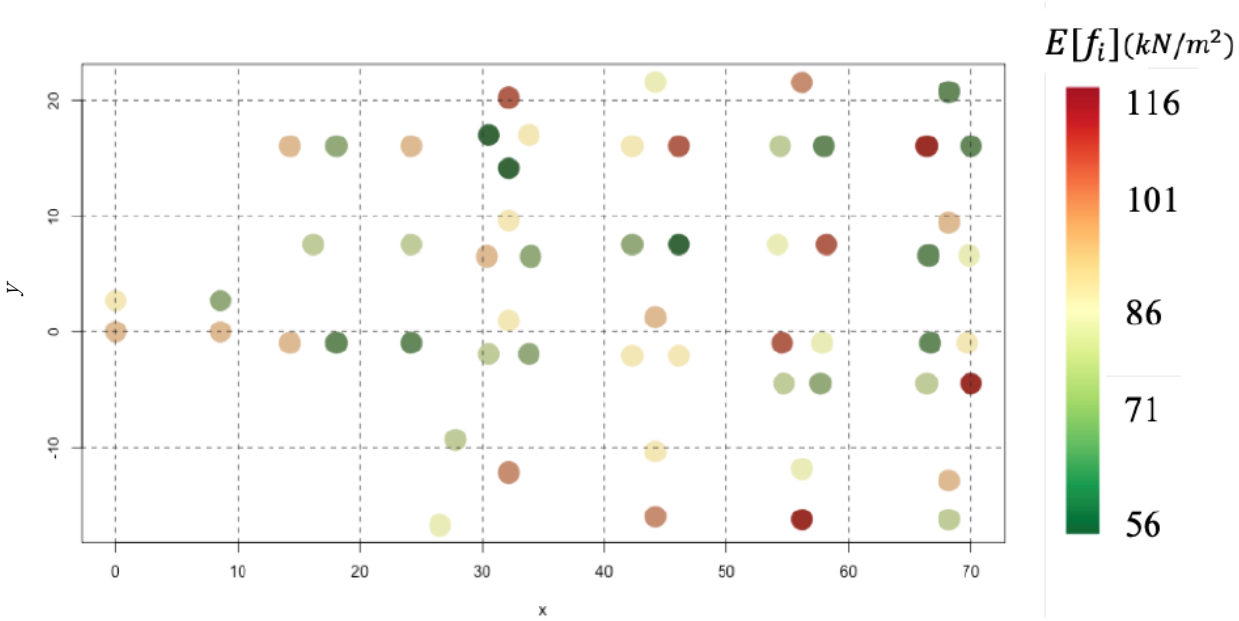


図-4.4.11：杭間の周面支持力の空間分布

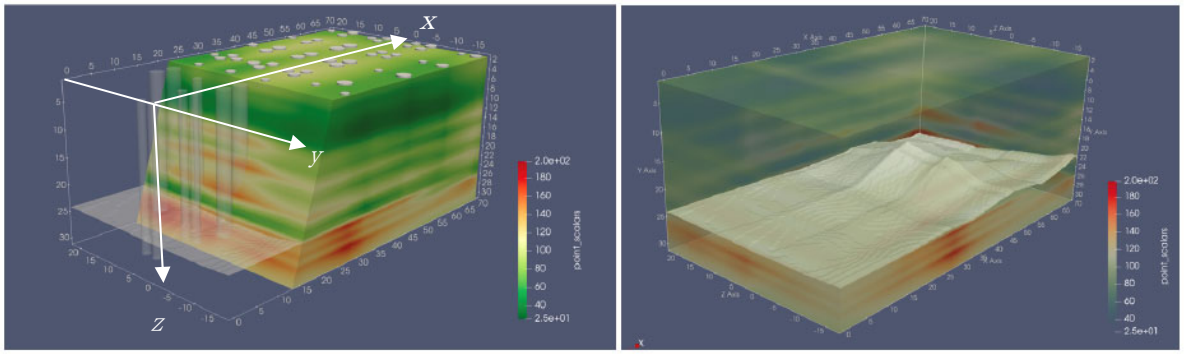


図-4.4.12：周辺支持力の３次元分布および支持層の空間分布

4.5 検討結果（場所打ち杭）

4.5.1　検討に用いるデータ

本検討では，大阪府，秋田県 2 現場，千葉県の実証試験で得られたデータを使用する．使用したパラメータは，深度(dep)，設計 N 値(N)，トルク(T)，貫入量(S)，積算トルク(Tt)，上載荷重(P)，回転数(n)である．本検討における支持層の深さを定義する．既往研究[4.1)]の「2．オールケーシング工法における支持層確認に関する施工管理装置の検討」より，「積算トルク値（トルク値×圧入時間）が急激に上昇した位置から支持層の位置を判断する」とある．以上の記述を参考に本検討では，深度ごとに積算トルクの差を算出し，その値が最大となった深度を支持層の深さと定義した．なお，使用データは，既往研究[4.1)]で開発した施工管理装置を用いて得られたデータである．

4.5.2　検討結果の概要

図-4.5.1～図-4.5.4 に各現場におけるパラメータごとの深度分布図を示した．秋田県の 2 現場と大阪の現場は，支持層深さを適切に定義できているように見える．しかし，千葉県の現場では，積算トルクが上昇する深度が，11m 付近と 25m 付近の 2 箇所存在する．その上で，より深度の浅い 11m 付近を支持層と定義している．図-4.5.5 と図-4.5.6 に指標間の同時分布を表す対散布図を，変換前と後の二種類を示した．変換前の各指標は，複雑な確率密度や分布を有していることがわかる．一方，変換後は，全ての指標で正規分布に近づいていることが確認された．

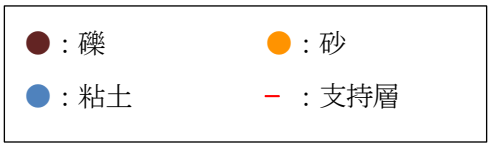
図-4.5.7 に，寄与率と累積寄与率を示した．第 2 主成分までで 70%，第 3 主成分までで 80%以上の情報を有していることがわかる．図-4.5.8 は，主成分分析を行い，支持層で分類した結果である．支持層は，第 1 主成分得点（横軸）が負になる側，非支持層は，第 1 主成分得点（横軸）が正になる側におおよそ分布した．概ね分類できているが，第 1 主成分得点（横軸）が－2～0 の範囲では，支持層と非支持層が分類できておらず，混在する結果になった．図-4.5.9 は，支持層の負担率を表し，色が濃くなるほど大きくなることを意味している．

この図より，第一主成分は，N 値やトルク値，深さと強い関連する軸であるので，“強度”を表す軸であると考えられた．一方，第二主成分は，貫入量と関連する軸であることから，“沈下量（やわらかさ）”と関連する軸であると考えられた．

本検討では，施工時に観測される情報を用いた定量的な支持層到達の判断の手法を示した．その上で，主成分空間におけるクラスタリングを行ったが，非支持層と明瞭に分類されることはなかった．支持層の定義に問題があると考える．本検討における定義によると，千葉県では，支持層を 11.3m と判定している．支持層に達した以降の積算トルク（Tt）が減少していることが，クラスタリングがうまくいかなかった原因と考えられる．

以上の結果から，本検討とは異なる，別の支持層の定義の仕方が必要と思われる．

以下の深度分布図の色の凡例は右の通り．



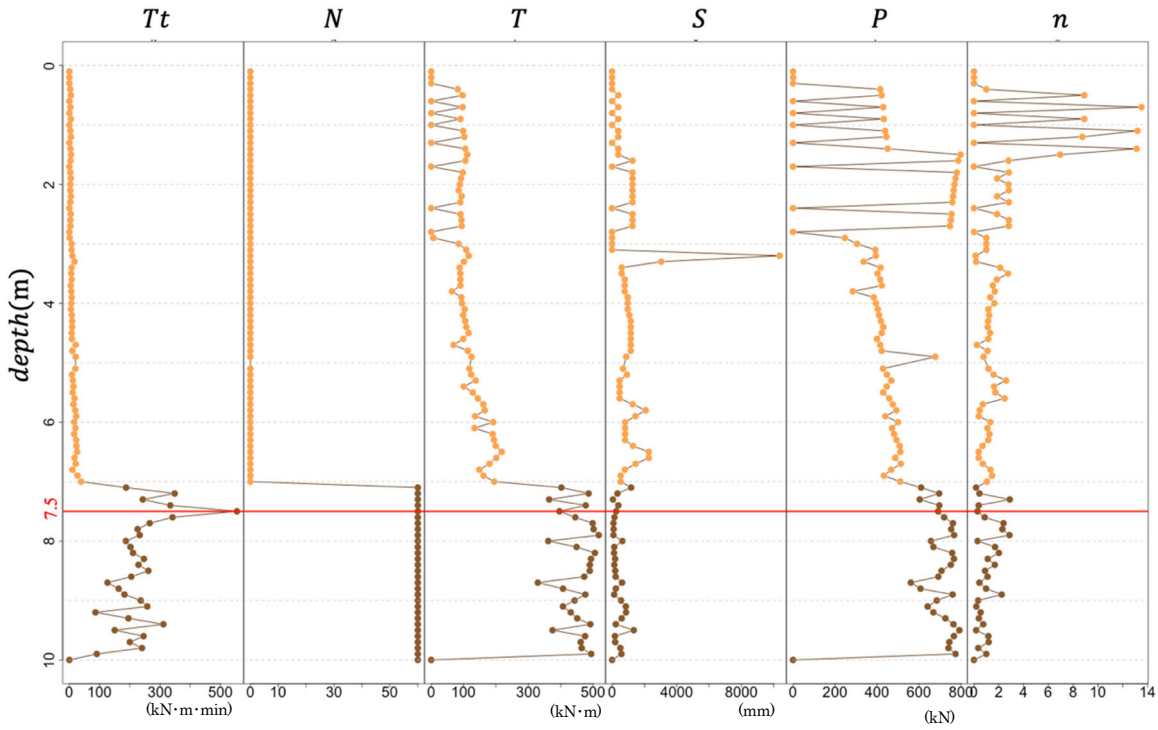


図-4.5.1：施工時情報深度分布図（大阪府）

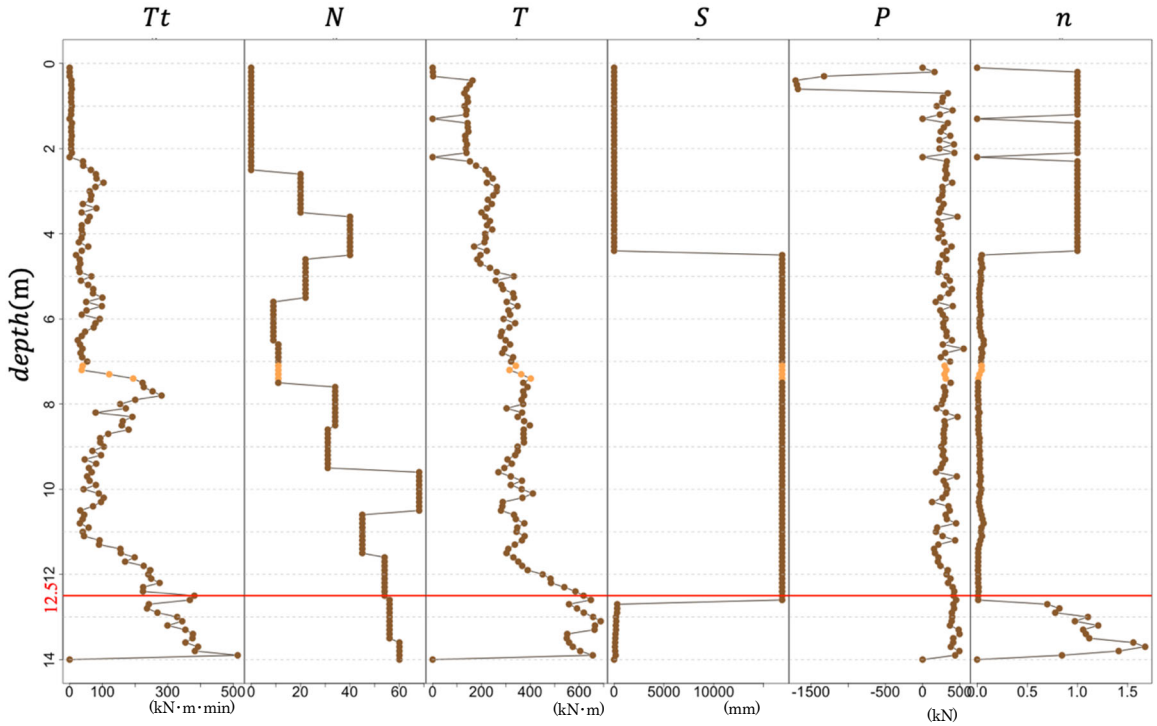


図-4.5.2：施工時情報深度分布図（秋田県①）

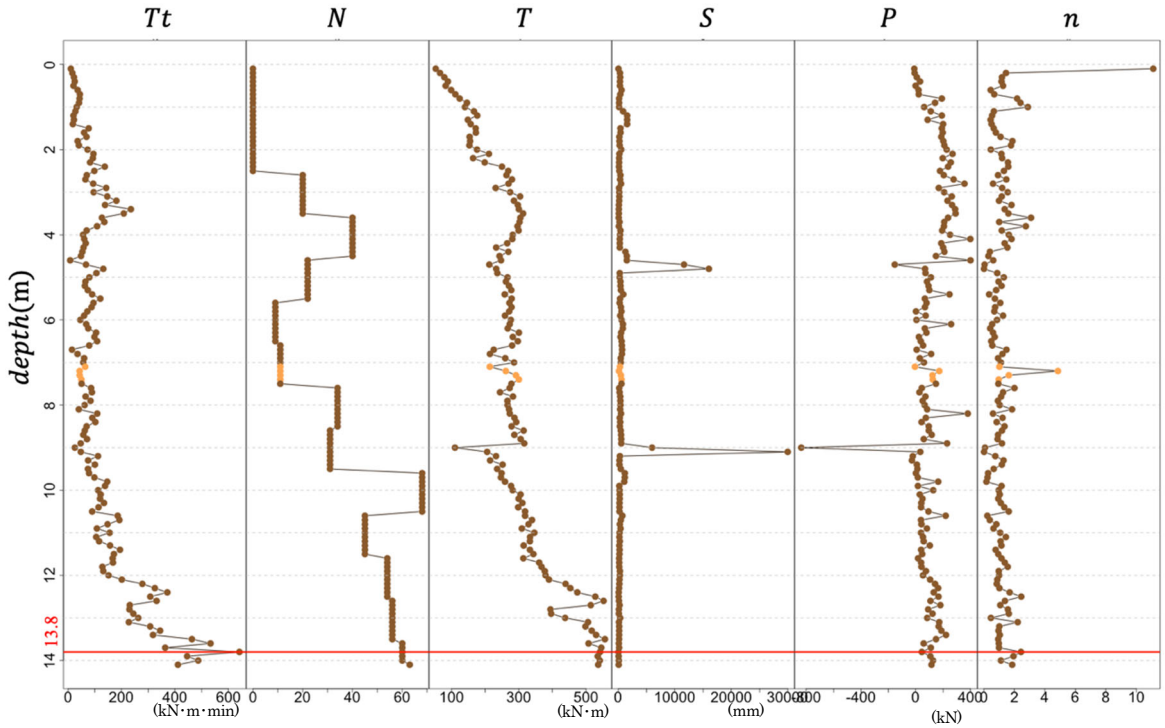


図-4.5.3：施工時情報深度分布図（秋田県②）

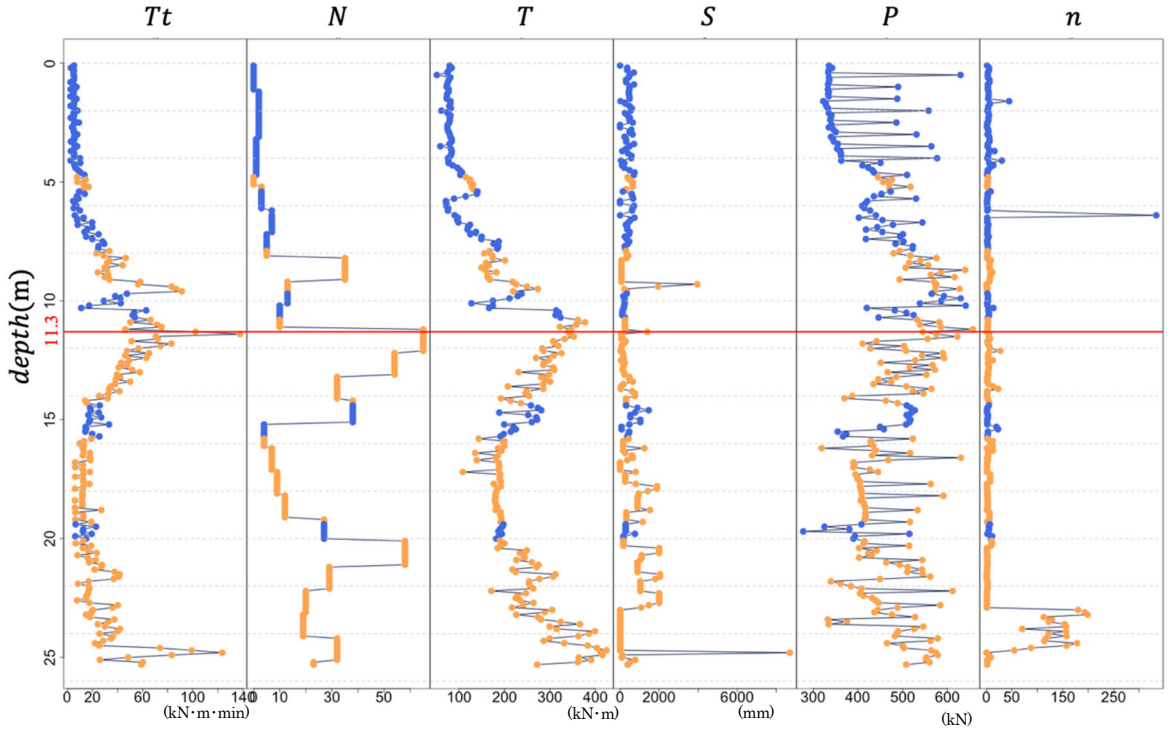


図-4.5.4：施工時情報深度分布図（千葉県）

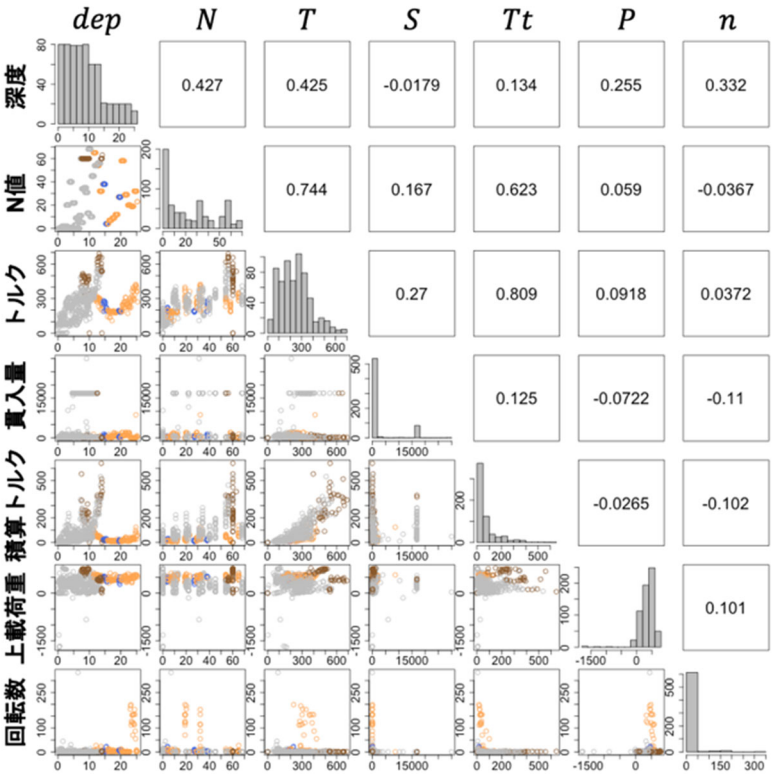


図-4.5.5：収集した全データの対散布図

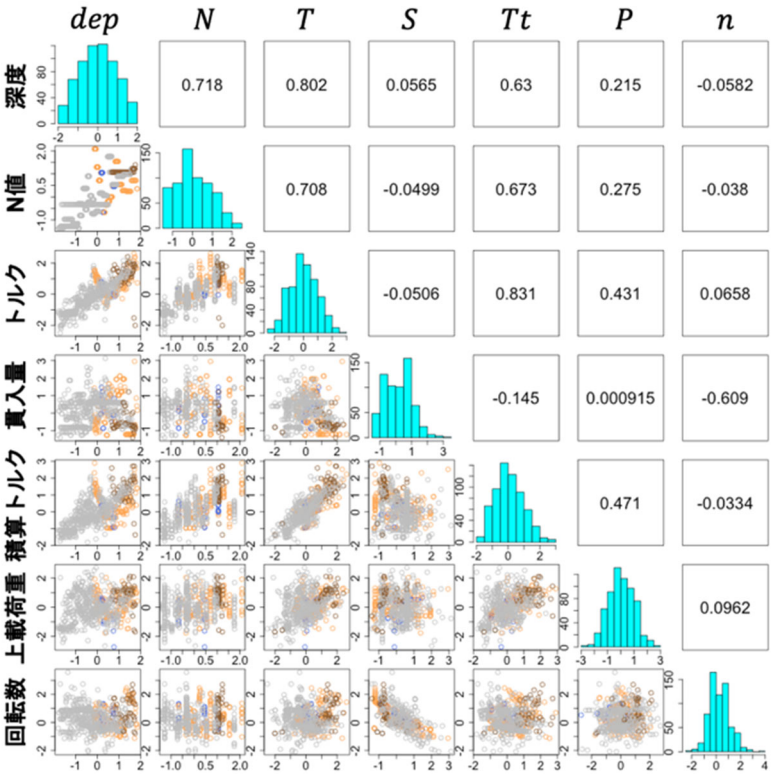


図-4.5.6：収集した全データの対散布図（標準正規分布変換後）

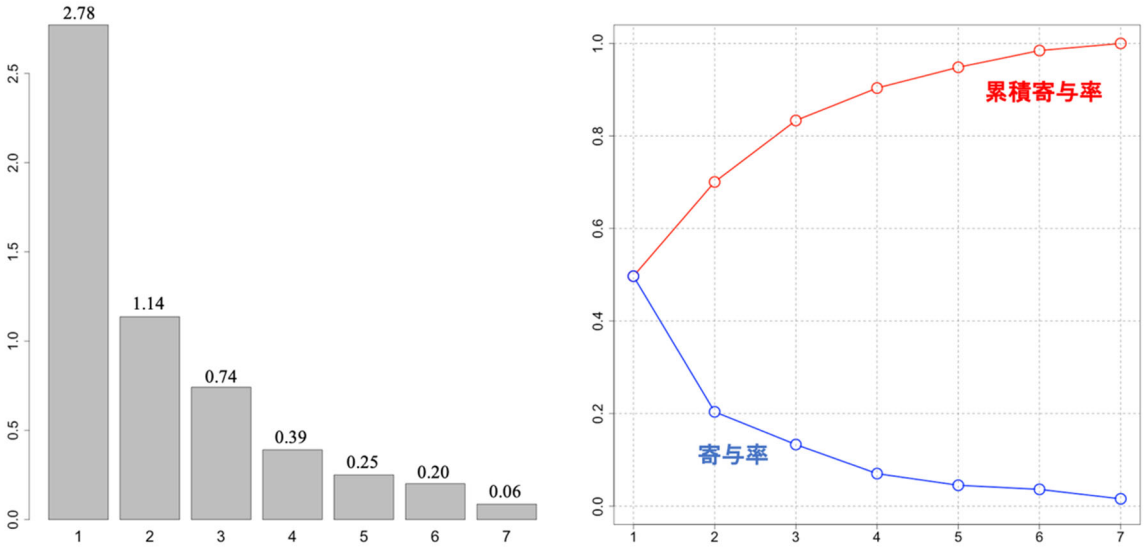


図-4.5.7：主成分分析結果

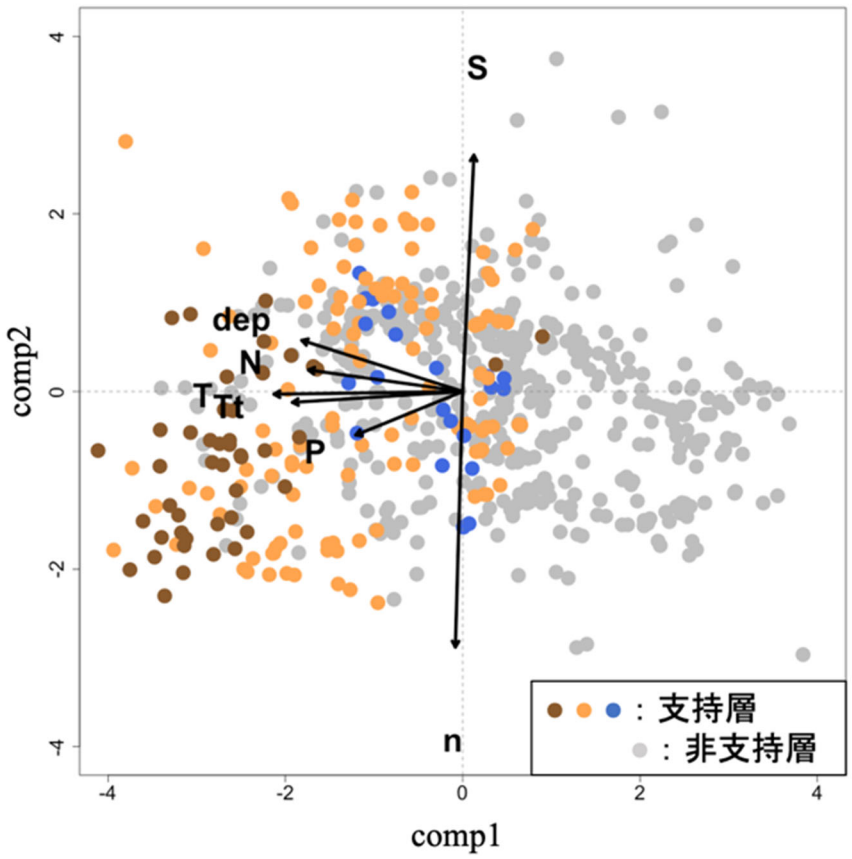


図-4.5.8：主成分空間における支持層／非支持層の判別状況

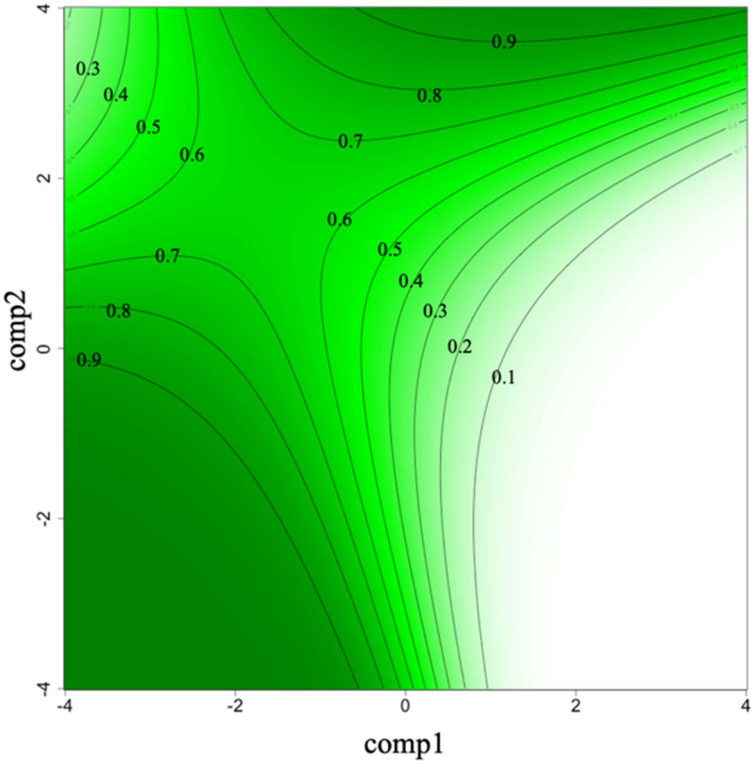


図-4.5.9：支持層の判別（負担率分布）

4.6. まとめ

本研究では，直接把握することが困難である杭基礎構造物（鋼管回転杭，場所打ち杭の２工法を対象）に着目し，施工時情報を用いた支持力特性の定量化と可視化，また支持層の空間分布の可視化の可能性を検討した．その結果，施工時情報を用いて，周辺地盤の３次元構造の推定や支持層の空間分布予測が効果的に実施できる可能性を確認した．

なお，場所打ち杭の施工データは，一般社団法人日本基礎建設協会から提供をうけたものである．ここに感謝の意を表する．

参考文献

4.1）国立研究開発法人土木研究所，学校法人早稲田大学，（一社）日本基礎建設協会 : 場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同研究報告書[その２（オールケーシング工法の施工管理装置の検討及び杭列数によるリダンダンシーを考慮した耐震信頼性設計法）]，共同研究報告書第 509 号，2019. 11.

5. 軟弱地盤における設計計算モデルの見直し

5.1. 地盤反力係数推定式の既往研究について

(1)はじめに

構造物基礎の設計では，地盤をバネ（地盤反力係数）でモデル化し，弾性床上の梁理論に基づく等価線形解析により基礎変位が計算される．この計算を汎用的かつ精度良く行うためには，着目する変位が基礎に生じる場合の地盤の非線形特性をそれと等価な線形モデルに適切に置き換える必要がある．既往研究[5.1)]では，理論的な考察と大規模なデータに基づく統計的考察により，着目する対象基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを関係づける方法の提案がなされている．これにより，要求される様々な変位の制限値に対して，着目する変位と地盤のひずみの関係から適切な等価線形用地盤パラメータ（地盤変形係数）を推定することにより，構造物基礎の変位を汎用的かつ精度よく計算するための地盤反力係数の設定方法を提示している．以下に文献5.1)を一部抜粋する．

(2)地盤反力係数導出のための回帰方程式

1) 弾性論に基づく地盤反力係数の導出

図-5.1.1(a)は，正方形剛体基礎を例にして，荷重Pが鉛直に作用した場合の地盤の応力状態を示した図である．一般的な基礎の変位照査では，弾性床上の梁理論に基づく計算が行われ，図-5.1.1(b)に示されている通り，地盤材料は，等方な線形弾性体と仮定される．そして，剛体基礎に生じる地盤反力度は，3次元的に広がり，複雑な分布を示すが，これを簡便に等圧の荷重度に一致すると仮定して，地盤反力度（荷重度）と変位を地盤反力係数で結びつける．

$$p = \frac{P}{D^2} = k_{eq}\delta_{eq} \tag{5.1.1}$$

ここで，pは地盤反力度，δ_{eq}は基礎の変位，k_{eq}は地盤反力係数である．このような仮定に基づいて，3次元問題は1次元問題に置き換えられる．ここで，下付き記号eqは，着目する基礎の変位レベル（例えば，基礎幅の0.01(1%)など）に対応する等価線形モデルを意味する．

図-5.1.1(c)は，k_{eq}を推定するための地盤調査と調査により計算される地盤変形係数E_{eq}の模式図を表している．E_{eq}は，基礎の設計に用いられる地盤パラメータであり，軸差応力qと軸ひずみε_{eq}から下記で計算される．ε_{eq}，E_{eq}は，着目する基礎の変位レベルに対応する地盤の軸ひずみと地盤変形係数を意味する．

$$E_{eq} = \frac{q}{\varepsilon_{eq}} \tag{5.1.2}$$

E_{eq}は，ポアソン比ν=0.50を仮定した場合の等価ヤング率であると解釈することができる[5.2)]．次

に，地盤反力係数k_{eq}の意味を考察する．ブシネスクの弾性変位解に，地盤変形係数をヤング率に見立て代入すると以下式が得られる[5.3)]．

$$\delta_{eq} = pD\frac{1-\nu^2}{E_{eq}}I_p \tag{5.1.3}$$

ここで，δ_{eq}は基礎の着目変位量(m)，pは荷重度（地盤反力度）(kN/m^2)，Dは載荷幅(m)（ここでは基礎幅），νは地盤のポアソン比，E_{eq}は地盤変形係数(kN/m^2)，I_{p}は形状係数であり，構造物の形状と境界条件に応じて決定される．鉛直載荷された剛体矩形基礎の形状係数は既知である．例えば，$m=L/B$（L：載荷面の奥行長，B：載荷面の幅）が1（正方形）の場合I_p=0.88，m=4の場合I_p=1.60となる[5.4)]．

式(5.1.3)を下記のように展開するとk_{eq}と地盤変形係数E_{eq}の関係が導かれる．

$$p = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)}\frac{E_{eq}}{D}\delta_{eq} \tag{5.1.4}$$

$$k_{eq} = \frac{p}{\delta_{eq}} = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)}\frac{E_{eq}}{D} \tag{5.1.5}$$

ここで，k_{eq}とE_{eq}を関連づける比例定数をα_{eq}として，以下のように置くことにする．

$$\alpha_{eq} = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)} \tag{5.1.6}$$

以上の準備より，以下の2式を得ることができる．

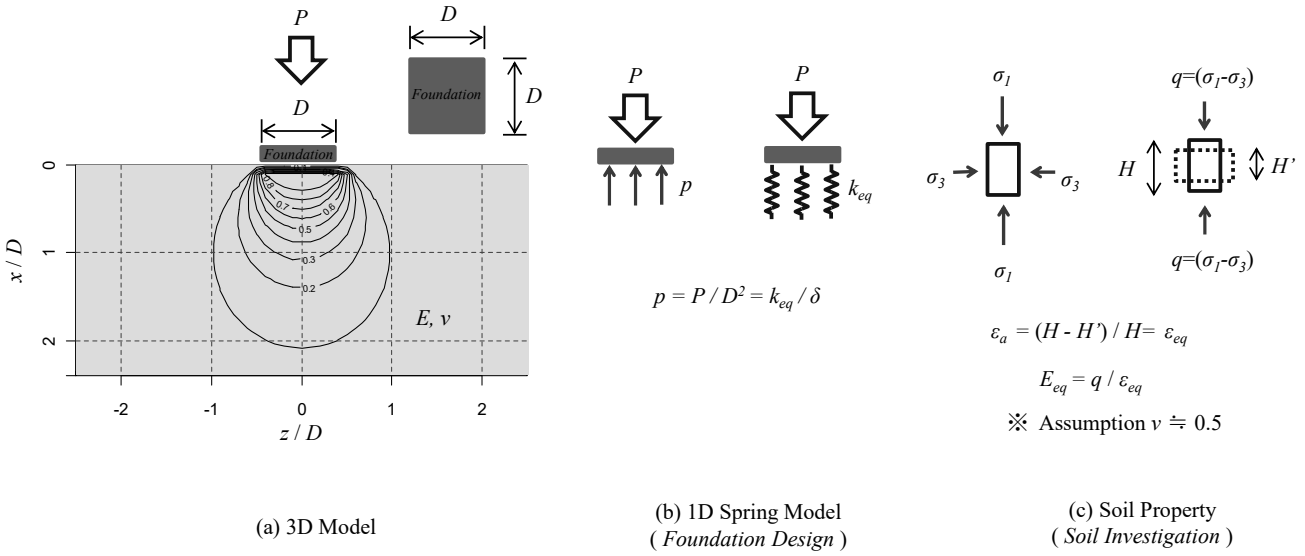
$$\frac{p}{E_{eq}} = \alpha_{eq}\frac{\delta_{eq}}{D} = \alpha_{eq}y_{eq} \tag{5.1.7}$$

$$k_{eq} = \alpha_{eq}\frac{E_{eq}}{D} \tag{5.1.8}$$

ここで，y_{eq}を構造物変位率と呼称する．構造物の着目変位量δ_{eq}（剛体基礎であれば中心の沈下量，杭であれば杭頭水平変位量など）を対象基礎の代表的な規模D（剛体基礎であれば基礎幅，杭であれば杭径）で正規化した量である．一方，α_{eq}を影響係数と呼称する．式(5.1.6)に示されているように，基礎の幾何形状および境界条件から決まるI_{p}と地盤のポアソン比νの関数となり，地盤変形係数で仮定されるように地盤のポアソン比νを固定して考えると，対象となる基礎形式や境

界条件毎に与えられる固有の定数となる．そして，式(5.1.7)に示されている通り，影響係数α_{eq}は，構造物変位率y_{eq}とp/E_{eq}の関係（勾配）を意味する．

本研究では，式(5.1.8)を構造物基礎の地盤反力係数の基本式とする．すなわち，地盤反力係数の載荷幅依存性の議論で考えると，-1乗則の立場をとることになる．



(a) 3D Model

(b) 1D Spring Model
(*Foundation Design*)

(c) Soil Property
(*Soil Investigation*)

図-5.1.1 基礎設計における地盤のモデル化

2) 回帰方程式の導出

次に，多数の載荷試験から統計的に地盤反力係数を導出することを考える．載荷試験では，基礎に作用する荷重Pと変位δの関係と載荷試験現場で実施された地盤調査より地盤変形係数が既知であるものとする．これらの情報を用いて，地盤変形係数と地盤反力係数の関係を回帰分析により結びつけることを考える．

図-5.1.2(a)は，基礎の載荷試験により得られる荷重P-変位δ曲線の模式図を表している．割線勾配をKとおき，基礎幅の0.01(1%)の変位の時の割線勾配をK_1，着目する任意点の割線勾配をK_{eq}とおくことにする．この図では，着目する変位レベルを基礎幅の0.01(1%)とした場合（K_{eq}=K_1）について描画している．

図-5.1.2 (b)は，縦軸を荷重度（＝地盤反力度）pに置き換えたものであり，地盤反力係数は，図のようにp-δ関係の割線勾配として定義される．k_{eq}，k_1は，K_{eq}，K_1に対応する地盤反力係数を意味する．

図-5.1.1 (c)は，地盤調査により得られる地盤要素の軸差応力q-軸ひずみε_a関係の模式図である．軸ひずみ0.01(1%)をε_1, 着目する基礎の変位レベルに対応する地盤の軸ひずみと地盤変形係数をε_{eq}, E_{eq}とおく．繰り返しになるが，下付き記号eqは着目する基礎の変位レベルを意味する．従って，K_{eq}とk_{eq}の関係は，基礎に作用する荷重と変位から計算される指標であるため，その関係は明確である．しかし，基礎の荷重と変位から計算されるk_{eq}と地盤のひずみレベルにより定義されるE_{eq}の関係は明確ではない．すなわち，着目する基礎の変位レベルにおいて，周辺の地盤がどの程度の

ひずみレベルに達するかは不明である．そこで，それぞれに便宜的に基準値を設け，両者を回帰分析で関係づけることを考える．

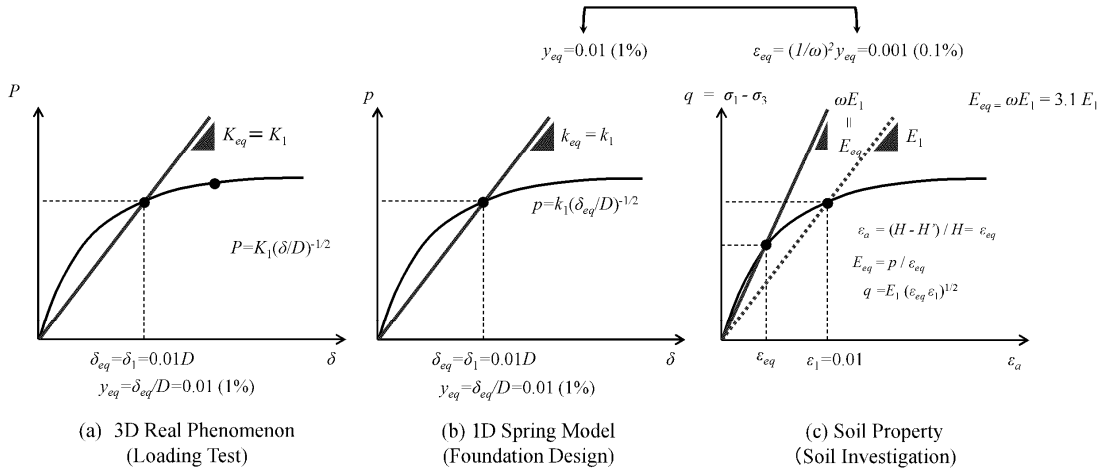


図-5.1.2 着目する変位が基礎幅Dの0.01(1%)の場合における荷重P，荷重度p，変位δ_{eq}，ひずみε_{eq}関係
((a)載荷試験の割線勾配K_{eq}，(b)地盤反力係数k_{eq}，(c)地盤の変形係数E_{eq})

著者らの研究[5.2)]および参考文献[5.5)]より，地盤変形係数E_{eq}のひずみε_{eq}依存性と地盤反力係数k_{eq}の構造物変位率y_{eq}（ $=\delta_{eq}/D$ ）依存性は，下式のようにモデル化できることが分かっている．

$$E_{eq} = E_1 \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1} \right)^{-1/2} \tag{5.1.9}$$

$$k_{eq} = k_1 \left(\frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2} \tag{5.1.10}$$

ここで, E_1は, 基準地盤変形係数であり, 軸ひずみ0.01(1%) = ε_1の時の地盤変形係数を意味する．k_1は，基準地盤反力係数であり，構造物変位率0.01(1%) = y_1の時の地盤反力係数を意味する．

式(5.1.11)は，式(5.1.8)のk_{eq}とE_{eq}に基準とした地盤反力係数k_1と基準地盤変形係数E_1を代入したものである．基礎幅の0.01(1%)，軸ひずみ0.01(1%)は，いずれも便宜的に設定した基準値である．従って，構造物変位率$y_{eq} = y_1$に対応する地盤変形係数はE_1ではないので，図-5.1.2(c)に示されているように，これを調整するための比例係数ω（これを等価近似係数と呼称する）を導入する．

$$k_1 = \alpha_{eq} \frac{\omega E_1}{D} = \alpha_{eq} \omega \frac{E_1}{D} \tag{5.1.11}$$

式(5.1.11)を式(5.1.10)に代入して，一般化すると下式を得る．

$$k_{eq} = \alpha_{eq}\omega\frac{E_1}{D}\left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2} = \alpha_R\frac{E_1}{D}\left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2} \tag{5.1.12}$$

ここで，α_Rは影響係数α_{eq}と等価近似係数ωの積であり，これを回帰係数とする．以上の準備を踏まえて，回帰分析の手順は以下の通りとする．

a) 載荷試験から地盤反力係数 k_{eq} を逆算し，それを目的変数とする．

b) 地盤調査から基準地盤変形係数 E_1 を設定し，基礎幅 D と変位レベルの補正項$(y_{eq}/y_1)^{-1/2}$ を考慮した値を説明変数とする．

c) 切片を 0 とした回帰分析を行い，回帰係数 α_R を得ることにより地盤反力係数の推定式を導く．

なお，式(5.1.12)から明らかなように，この回帰係数には，基礎の形状，載荷条件から決まる影響係数α_{eq}と地盤のひずみレベルの補正ω（等価近似係数）の影響が含まれている．本章では，これを分離することにより，基礎の構造物変位率と地盤のひずみとの関係について考察する．

(3) 杭基礎の水平地盤反力係数推定問題への適用

5.1(2)で示した回帰分析方法を杭基礎の水平変位照査における地盤反力係数の推定問題へ適用し，その有効性を検証する．

1) 杭基礎の水平変位計算方法の概要

図-5.1.3は，突出杭の杭頭に水平荷重Pが作用した場合の模式図を表している．地中部は弾性床上の梁でモデル化すると地表面から突出している弾性梁の支配方程式は，地上部（突出部）と地中部に分けて以下のように記述できる．

$$EI\frac{d^4z_1}{dx^4} = 0 \qquad \text{（突出部）} \tag{5.1.13}$$

$$EI\frac{d^4z_2}{dx^4} + p = 0 \qquad \text{（地中部）} \tag{5.1.14}$$

ここで，Eは杭のヤング係数，Iは杭の断面二次モーメント，hはPが作用する地上高を表す．xは位置，z_1，z_2は任意位置の変位を示す．地上高とは，地表面からの高さを意味する．なお，pは地中部における地盤反力度を表す．

先の微分方程式を杭頭の回転を許す場合（杭頭自由）と杭頭が回転しない場合（杭頭固定）について解くと，杭頭の水平変位 δ はそれぞれ下式となる[5.6)]．

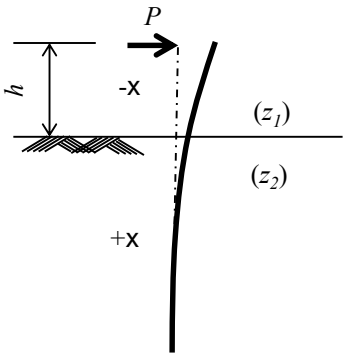


図-5.1.3 突出杭の模式図と記号

$$\delta = \frac{(1+\beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} P \qquad \text{（杭頭自由）} \tag{5.1.15}$$

$$\delta = \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} P \qquad \text{（杭頭固定）} \tag{5.1.16}$$

ここで，杭の特性値β(m^{-1})は，下式となる．

$$\beta = \sqrt[4]{kD/4EI} \tag{5.1.17}$$

kは地盤反力係数，Dは杭径である．$1/\beta$の範囲は，水平抵抗を支配する地盤の主たる抵抗長さとされる．

2) 回帰分析に用いるデータの概要

参考文献[5.5)]で整理した杭の水平載荷試験データ（36現場）を用いる．これは，日本全国の橋梁架設地点において実施された杭の水平載荷試験を収集整理したものである．このデータは以下の基準によりスクリーニングが実施されている．

- 荷重変位曲線が非線形性を有したデータである．
- 十分大きな変位レベルまで杭体が降伏していないと考えられるデータである．
- 地盤面から載荷点までの高さが杭径以下．
- 基礎幅（杭径）D の 2%以上の変位まで載荷されている．
- ワイブル関数へのフィッティングによって得られた弾性限界点の荷重 R_0 の 1.2 倍以上の荷重が載荷されている．
- $1.2R_0$ の荷重が作用したときに杭体が降伏していない．
- 地盤データ（土層構成，N 値）が存在し，かつ地盤種が岩盤ではなく，また，N 値がゼロではない．
- 「杭基礎設計便覧[5.7)]」に記載された工法であること．
- 載荷試験に基づく地盤反力係数の逆算は下記の通り行った．

a) 杭頭変位 δ_{eq} = 0.01D とその際の杭頭荷重 P から割線勾配 K_1 を計算し，式(5.1.15)から β を算定する．式(5.1.15)を用いるのは，杭の水平載荷試験では，杭頭自由の状態で水平荷重のみを載荷しているためである．

b) 得られた β を式(5.1.15)に代入し，地盤反力係数 k_1 を得る．

c) 同様の考え方に基づいて，δ_{eq} = 0.02D，0.035D に対応する地盤反力係数 k_2，$k_{3.5}$ についても計算し，広範な地盤反力係数を準備する．

3) 回帰分析

36の載荷試験により計算されたk_1，k_2，$k_{3.5}$を目的変数，$E_1 D^{-1} (y_{eq} / y_1)^{-1/2}$を説明変数として回帰分析を行った．切片を0として，勾配を求めている．

説明変数側の変形係数E_1は，杭の水平安定性照査における地盤の主たる抵抗範囲（1/β）における層厚による重み付き平均値（以降$E_{1.ave}$と記述する）としている．

それぞれの載荷試験現場で行われた N 値と土質区分（粘性土，砂質土）から深度毎の変形係数 E_1 を著者らの研究[5.2)]の式（式(5.1.18)，式(5.1.19)）により計算した．地盤の主たる抵抗範囲（1/β の範囲）は，中谷ら(2009)[5.5)]に示されている一般値として一律 4D と仮定した．地盤の主たる抵抗範囲（1/β の範囲）は，載荷試験結果（荷重 P-変位 δ 関係）から，式(5.1.15)を用いて，載荷試験現場毎に同定することができる．しかし，設計計算の実務では，載荷試験が必ずしも行われるわけではないので，上記のような簡便な仮定を行った．

$$E_1^{Clay} = 4000N^{1/2} \tag{5.1.18}$$

$$E_1^{Sand} = 1200N^{2/3}Dep^{1/2} \tag{5.1.19}$$

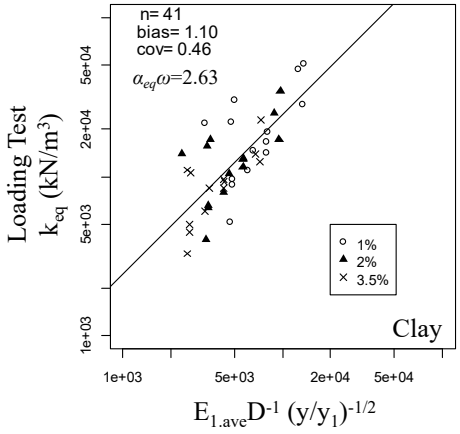
以上の準備を踏まえて，地表面から深さ4Dまでの範囲にある土層の層厚B_iの重みづけ平均値を下式で計算した．

$$E_{1.ave} = \frac{\sum_i B_i E_{1i}}{\sum_i B_i} \tag{5.1.20}$$

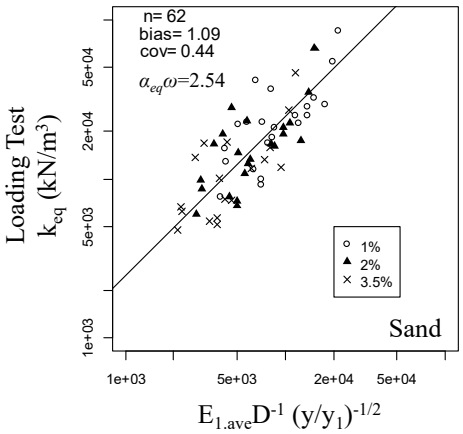
回帰分析の結果を図-5.1.4 (a)，(b)に示す．図-5.1.4 (a)は，粘性土が主体の現場で，(b)は砂質が主体の現場の結果を示している．回帰分析により得られた回帰曲線を併記しているが，土質区分や着目する構造物変位率y_{eq}に依存せず，傾きα_R（=$\alpha_{eq}\omega$）は2.6程度となり，杭の水平地盤反力係数（式(5.1.21)）を得た．ここで，対象36現場の区分（粘性土が主体的な現場（n=14）と砂質土が主体的な現場（n=22））は，主観的に分類したものである．なお，図-5.1.4は，両対数軸で表示されている．地盤反力係数は対数正規分布に近い分布形状をしており，回帰分析は対数変換し，対

数軸上で最小2乗法により回帰係数を得ている．

$$k_{eq} = 2.6\frac{E_1}{D}\left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2} \tag{5.1.21}$$



(a) 粘性土主体の現場の場合



(b) 砂質土主体の現場の場合

図-5.1.4 推定モデルの検証

4) 有効性検証

回帰分析を行うために，地盤の主たる抵抗範囲（1/βの範囲）を便宜的に一律4Dと仮定してきた．この仮定の有効性を確認するために，弾性床上の梁理論に基づく有限要素法（以後フレーム計算と呼称）に基づいて補足計算を行った．フレーム計算では，N値が得られている深度毎（1m間隔）に個別に地盤反力係数の設定している．すなわち，同一土層内でもN値に応じて設定した地盤反力係数は異なる．N値が計測されている各深度において，式(5.1.18)，式(5.1.19)を用いてE_1を計算し，式(5.1.21)から着目する3ケースの構造物変位率（y_{eq}=0.01(1%)，0.02(2%)，0.035(3.5%)）に対

応する地盤反力係数を設定した．

図-5.1.5は，フレーム計算による確認結果である．図は，着目する構造物変位率y_{eq}=0.01(1%)，0.02(2%)，0.035(3.5%)の3ケースについて，載荷試験から逆算した地盤反力係数とフレーム計算から得られる地盤反力係数の散布図を示している．フレーム計算では，上記の通り，深度毎に異なる地盤反力係数を設定しているが，杭頭荷重をステップ載荷することにより，杭頭の荷重-変位関係を得ることにより，平均的な地盤反力係数を計算した．すなわち，フレーム計算では，線形解析を行うので，杭頭の荷重-変位関係は比例関係となり，これを着目変位レベルにおける荷重-変位関係の割線勾配Kと見立てることにより，載荷試験から地盤反力係数を逆算する方法と同様の方法でフレーム計算に基づく地盤反力係数を得た．

表-5.1.1，表-5.1.2は，この提案モデルの推定誤差を示している．ここで，回帰誤差とは，先に行った回帰分析における残差から計算した推定誤差を意味する（図-5.1.4）．先に示した通り，地盤反力係数は対数正規分布に近い分布形状をしている．従って，推定誤差は，以下のように載荷試験からの逆算値（LoadingTest）と回帰分析もしくはフレーム計算による推定値（Estimation）をそれぞれ対数変換して，その差に着目している．すなわち，式(5.1.22)に示されているように，逆算値と推定値の比（λ）の統計量を整理していることになる．

$$\ln k_{LoadingTest} - \ln k_{Estimation} = \ln\left(\frac{k_{LoadingTest}}{E_{Estimation}}\right) = \ln\lambda \tag{5.1.22}$$

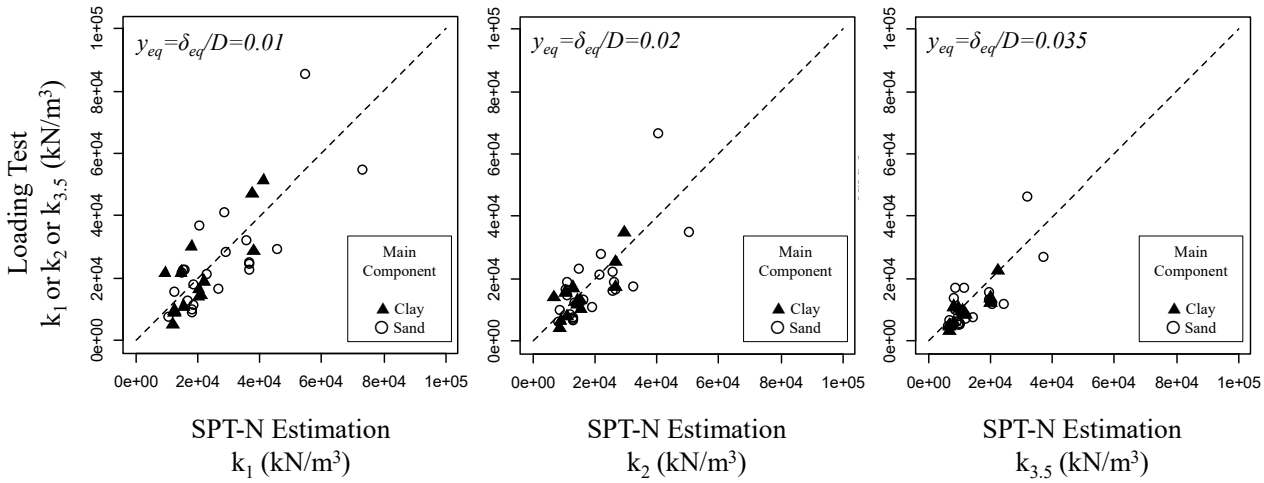


図-5.1.5 フレーム計算による検証（$\alpha_R=\alpha_{eq}\omega$=2.6 で固定した場合）

推定誤差は，λの平均と変動係数で整理することとし，$bias$とCOVで表記する（式(5.1.23)，式(5.1.24)）．

$$\sigma_\lambda^2 = \mu_\lambda^2\left(exp\left[\sigma_{In\lambda}^2\right] - 1\right) = bias^2\left(exp\left[\sigma_{In\lambda}^2\right] - 1\right) \tag{5.1.23}$$

$$bias = \mu_\lambda = \exp(\mu_{\ln\lambda} + 1/2\sigma^2_{\ln\lambda}) \tag{5.1.24}$$

$$COV = \sigma_\lambda / \mu_\lambda = \sqrt{\exp[\sigma^2_{\ln\lambda}] - 1} \tag{5.1.25}$$

表-5.1.1，表-5.1.2には，参考として，現行道示SHB2012で採用されている推定式（式(5.1.1)，式(5.1.2)）についても同様の検討を行い，推定誤差を示している．

本研究の提案法は，現行道示SHB2012に比べて偏差（bias）が補正され，変動係数（COV）も小さくなり，推定誤差が低減していることが分かる．特に，粘性土主体の現場において推定誤差が大きく低減していることが分かる．

図-5.1.6は，構造物変位率y_{eq}=0.01(1%)，0.02(2%)，0.035(3.5%)における載荷試験からの逆算地盤反力係数と本研究（This Study）および現行式（SHB2012）の推定地盤反力係数との対応関係を示した図である．上図が本研究の提案法，下図が現行式（SHB2012）による推定値の場合を示し，左図が粘性土主体現場，右図が砂質土主体現場の場合を示している．現行式（SHB2012）では，粘性土主体の現場で，大きく過小評価する傾向が読み取れる．砂質土主体の現場では，概ね1:1の対応関係にあるが，地盤反力係数が小さい場合でやや過小評価し，大きくなるほど過大に評価する傾向がある．これに対して，本研究の提案式は，偏差がなく，残差（分散）は概ね一定であることが分かる．

表-5.1.1　地盤反力係数の推定誤差（粘性土主体現場）

	n	bias	COV
回帰誤差（y_{eq}=0.01~0.035）	5.1	1.10	0.46
フレーム計算 $\alpha_{eq}\omega$=2.6（y_{eq}=0.01）	14	1.03	0.47
フレーム計算 $\alpha_{eq}\omega$=2.6（y_{eq}=0.02）	14	0.96	0.43
フレーム計算 $\alpha_{eq}\omega$=2.6（y_{eq}=0.035）	14	0.81	0.28
SHB(2012)　（y_{eq}=0.01~0.035）	5.1	2.51	0.94

表-5.1.2　地盤反力係数の推定誤差（砂質土主体現場）

	n	bias	COV
回帰誤差（y_{eq}=0.01~0.035）	62	1.09	0.44
フレーム計算 $\alpha_{eq}\omega$=2.6（y_{eq}=0.01）	22	0.98	0.5.1
フレーム計算 $\alpha_{eq}\omega$=2.6（y_{eq}=0.02）	22	0.95	0.42
フレーム計算 $\alpha_{eq}\omega$=2.6（y_{eq}=0.035）	22	0.91	0.51
SHB(2012)　（y_{eq}=0.01~0.035）	62	0.92	0.69

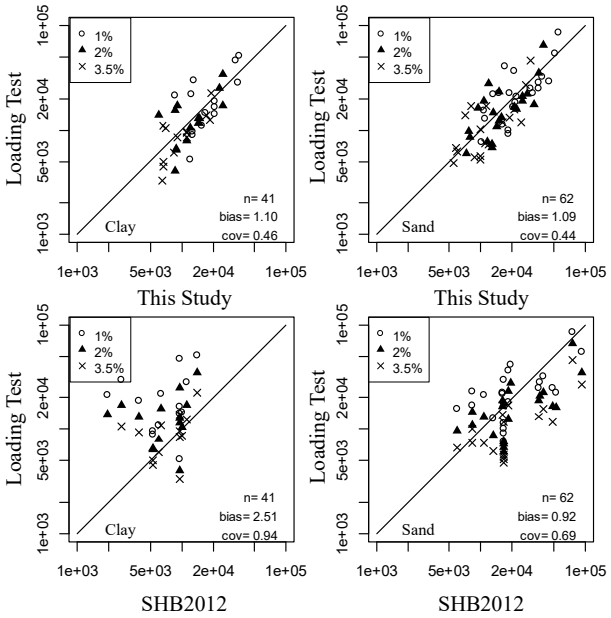
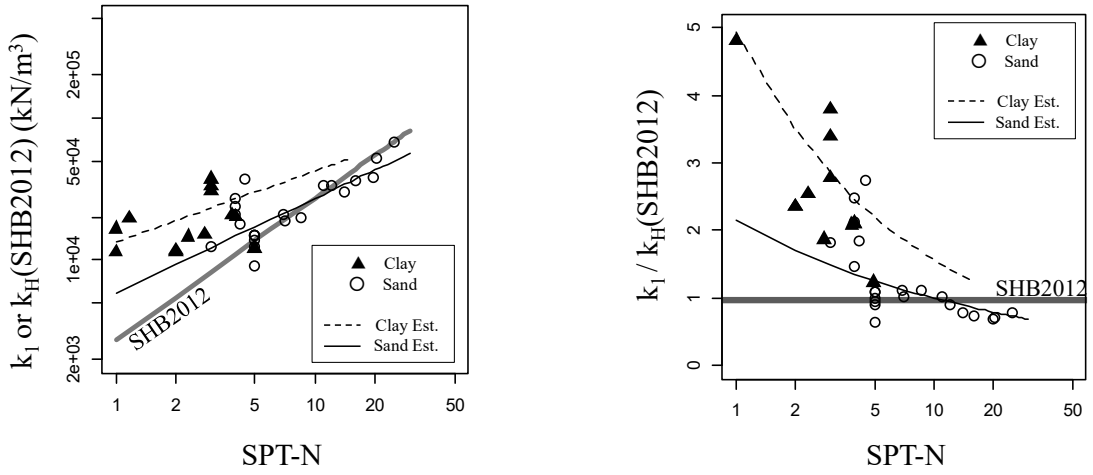


図-5.1.6 載荷試験からの逆算地盤反力係数（Loading Test）と提案手法（This Study），現行道示式（SHB2012）の比較

図-5.1.7は，本研究の提案式と現行式（SHB2012式）の違いをN値との関係で分析している．図-5.1.7(a)は，着目する構造物変位率をy_{eq}=0.01(1%)に設定し，提案式と現行式（SHB2012式）の関係が示されている．

N 値を 1~30 まで変化させ，粘性土の現場を想定して式(5.1.18)で E_1 を計算した場合と砂質土の現場を想定して式(5.1.19)で E_1 を計算した場合で，それぞれに地盤反力係数を計算した．なお，砂質土の現場では式(5.1.19)の *Depth*＝1.4m を代入した．これは，1/β の範囲が概ね 4D であることから，その中心深度 2D 相当とした．D は，36 載荷現場の平均値として 0.70m とした．

灰色の実線は，SHB2012の推定式による計算結果である．図-5.1.7(b)は，図-5.1.7(a)の縦軸をSHB2012で計算される地盤反力係数で正規化して表示したものである．



(a)提案式 k_1 および k_H(SHB2012)と N 値の関係　　(b)提案式 k_1／k_H(SHB2012)と N 値の関係

図-5.1.7 提案モデルの検証結果

図中の○と▲のプロットは，36の載荷試験現場で逆算された地盤反力係数と1/βの範囲における平均N値（$E_{1.ave}$）との関係が示されている．載荷試験結果は，本研究の粘性土と砂質土の推定式の間に分布するが，N値が小さい場合（粘性土主体の現場）には粘性土の推定式に概ね一致し，N値が大きい場合（砂質土主体の現場）には砂質土の推定式に概ね一致することが分かる．N値が3~5は，区分が困難な互層の現場であるため，2つの推定式の中間にばらついて分布している．SHB2012は，N値が小さい粘性土主体の現場で地盤反力係数を過小に評価する傾向があるが，本研究の推定式は載荷試験からの逆算値の特徴を適切に捉えていることが読み取れる．

(4) 回帰分析結果に対する考察

1)回帰係数の物理的意味

本章では，得られた回帰係数の物理的意味をさらに考察する．式(5.1.12)に式(5.1.9)を代入して，E_{eq}とk_{eq}の関係を導くと以下式が得られる．

$$k_{eq} = \alpha_{eq} \frac{\omega E_{eq}}{D} \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1} \right)^{1/2} \left(\frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2}$$
$$= \alpha_{eq} \omega \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1} \right)^{1/2} \left(\frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2} \frac{E_{eq}}{D} \tag{5.1.26}$$

式(5.1.8)と式(5.1.26)を比較すると，以下の関係にあることが分かる．

$$\omega\left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1}\right)^{1/2}\left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2}=1 \tag{5.1.27}$$

以上より，$\varepsilon_1 = y_1 = 0.01$であることを考慮すると，構造物変位率と地盤の軸ひずみとの関係を導くことができる．

$$\varepsilon_{eq}=\left(\frac{1}{\omega}\right)^2 y_{eq} \qquad \text{あるいは} \qquad y_{eq}=\omega^2\varepsilon_{eq} \tag{5.1.28}$$

構造物変位率と地盤の軸ひずみは，等価近似係数ωにより関係づけられることが分かる．図-5.1.2(c)，式(5.1.9)，式(5.1.11)からも分かるとおり，ωは，基準地盤変形係数E_1に対するひずみレベルの調整係数を意味している．従って，回帰係数α_Rと影響係数α_{eq}からωを計算することができれば，基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルの関係が定量的に把握できることが分かる．そこで，次節では，杭の水平変位照査における影響係数α_{eq}を同定することを試みる．

2) 影響係数 α_{eq} の同定

影響係数α_{eq}は，式(5.1.6)に示されているように，形状係数I_pと地盤のポアソン比νから決定される基礎形式固有の値であると解釈される．例えば，図-5.1.1に示されている正方形の剛体基礎の鉛直方向の安定照査を考える．正方形基礎の場合，形状係数I_pは0.88である[5.4)]からν=0.5とするとα_{eq}は以下の様に計算できる．

$$\alpha_{eq}=\frac{1}{I_p(1-\nu^2)}=1.52 \tag{5.1.29}$$

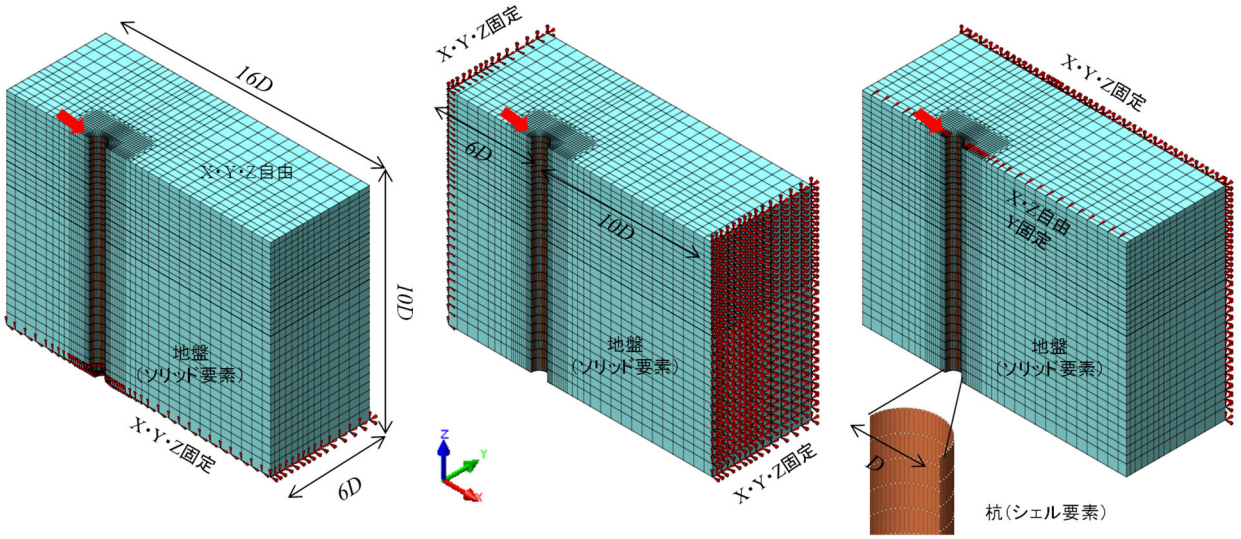
すなわち，矩形基礎，円形基礎の鉛直載荷問題など，荷重-変位関係の弾性解が導かれている場合については，特別な検討をせずに計算することができる．

これに対して，杭の水平方向の安定照査の場合には，地盤に作用する地盤反力度（荷重度）p と形状係数 I_p が不明である．従って，杭基礎を模擬した 3 次元弾性有限要素法を用いて，形状係数 I_p を同定することとする．

解析領域とメッシュ分割を図-5.1.8に示す．地盤はソリッド要素，杭体はシェル要素でモデル化し，周辺地盤との接点は共有させ，境界部にジョイント要素等は設けていない．これは，ブシネスク解でも基礎周辺の地盤の引張りは許容しており，同様の仮定に基づいている．杭周辺部ではメッシュサイズを小さくし，大凡0.05m程度となるように設定した．

解析ケースは表-5.1.3の通りである．載荷する荷重Pは1から100(kN)まで段階的に載荷し，杭径

（載荷幅）Dは0.6，0.8，1.0mの3ケースとしている．杭径の範囲は，杭の水平載荷試験データにおける杭径の範囲から設定した．地盤は弾性体でモデル化し，ヤング率は9000，15200，20600(kN/m^2)とした．これは，著者らの研究[5.2)]が提案する砂質土の地盤変形係数のN値推定式より算定したもので，N値が5，10，15に相当する値である．



(a) 地表面・底面 X・Y平面境界条件　(b) Y・Z平面境界条件　(c) Z・X平面境界条件

図-5.1.8 3 次元有限要素法モデル

表-5.1.3　解析ケース一覧表

P(kN)	E(kN/m^2)		D(m)
1, 5, 10	9000	(N=5)	0.6
25, 50, 75	15200	(N=10)	0.8
100	20600	(N=15)	1.0

地盤材料の地盤のポアソン比は0.33とした．先に述べた通り，地盤変形係数は地盤のポアソン比ν=0.50を仮定した場合の等価ヤング率であると解釈できる．従って，地盤変形係数の概念と同様の条件を与えるため，ν=0.499などを与えて非圧縮性の問題を解くことも考えられるが，先に示した程度のメッシュ分割では弾性解の近似精度が乏しいため，便宜的に上記の値を与えた．この解析は，形状係数I_pを同定することに主眼を置くこととすれば，ポアソン比はいずれの値でも良いことになる．杭の材質は鋼を想定し，ヤング率は2.0×10^8(kN/m^2)を与え，ポアソン比は0.30とした．

図-5.1.9には境界条件が示されている．解析領域の底面は，X・Y・Z方向固定，地表面はX・Y・Z方向自由としている．Y-Z平面の境界条件も同様にX・Y・Z方向固定，Z-X平面は，杭側は対称性をモデル化するためZ・X方向自由，Y方向固定とし，地盤側がX・Y・Z方向固定とした．

また，杭頭部については，杭頭自由（Free）と杭頭固定（Fix）の2つの境界条件を設定している．杭頭自由の場合には，X・Y・Z方向を自由とし，杭頭固定の場合には，X・Y・Zの回転とY方向を固定した．なお，杭頭の突出はないモデルとしている．

図-5.1.10は，解析結果を示した図である．杭径D=600mm，800mm，1000mmの場合について，杭頭荷重P(kN)と杭頭変位δ(mm)の関係を示している．図には，表-5.1.3の解析ケース全ての結果を示し，杭頭自由（Free）を○，杭頭固定（Fix）を▲で示している．地盤に与えたヤング率が同じケースを線でつないでいる．弾性解析を行っているので，載荷荷重P(kN)と杭頭変位は線形関係にあり，この傾きがKとなる．

この傾きKの理論解は，式(5.1.15)，式(5.1.16)から計算することができる．杭頭荷重Pの作用高が0（杭の突出がない）の場合を考えると，杭頭自由（Free），杭頭固定（Fix）それぞれ，下式となる．

$$K = P/\delta = 2EI\beta^3 \tag{5.1.30}$$

$$K = P/\delta = 4EI\beta^3 \tag{5.1.31}$$

有限要素法解析より得られたKをこの式に代入することにより，各ケースの特性値βを求めることができる．図-5.1.9は，杭を模擬した弾性床上の梁の模式図を示している．

基礎の設計計算では，下式に示される換算載荷幅B_Hという概念が導入され，地盤反力係数が設定される．

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \tag{5.1.32}$$

杭頭に載荷された荷重Pは，水平抵抗の支配部分$1/\beta$の範囲で抵抗して反力が得られるとの仮定に基づいている．ここでは，設計計算モデルと同様の仮定に基づいて，疑似的な地盤反力度（荷重度）をp^*とおき，下式により算出する．

$$p^* = \frac{P}{B_H^2} = \frac{P}{D/\beta} \tag{5.1.33}$$

p^*を式(5.1.7)へ代入すると下式が得られる．

$$\frac{p^*}{E_{eq}} = \alpha'_{eq}\frac{\delta}{D} \tag{5.1.34}$$

以上より，p^*を変形係数E_{eq}（有限要素法に代入したヤング率）で正規化した値と，基礎の変位率（$y = \delta/D$）の関係を解析結果から分析することで，杭の水平変位問題における影響係数ならびに形状係数が同定できる．

ここで，α_{eq}'としたのは，解析の都合上，地盤のポアソン比をν=0.33を仮定しているためである．地盤変形係数の仮定（ν=0.50）とは異なるのでα_{eq}と別な指標で表示している．

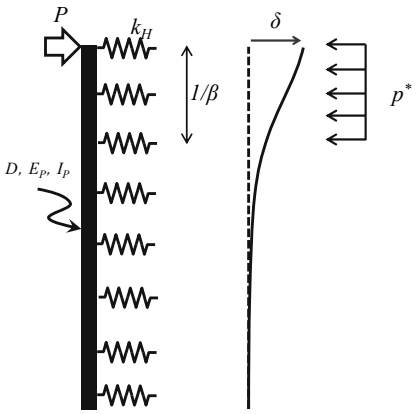


図-5.1.9 杭基礎を模擬した弾性床上の梁の模式図

図-5.1.11は，図-5.1.10の縦軸を上記の指標で置き換えた図である．この図から分かる通り，α_{eq}'は，地盤の変形係数の大きさや杭頭の拘束条件によらず，一定値となることが分かる．有限要素法で仮定したポアソン比ν=0.33の場合においてα_{eq}'は0.70程度であることが分かった．これより，式(5.1.6)を用いて，対象問題における形状係数は式(5.1.35)のように算出される．この値は，先に示した矩形剛体基礎の鉛直載荷問題におけるm=4（$m=L/B$，L：載荷面の奥行長，B：載荷面の幅）における形状係数I_p=1.60と一致するのは興味深い．杭の水平変位時の主たる地盤の抵抗範囲$1/\beta$が平均的に4Dの範囲であることと整合する結果である．

$$I_p = \frac{1}{\alpha_{eq}'(1-\nu^2)} = \frac{1}{0.70(1-0.33^2)} = 1.60 \tag{5.1.35}$$

改めて，得られた形状係数I_p=1.60とポアソン比ν=0.50を式(5.1.11)に代入することにより，地盤変形係数と同様の仮定に基づく影響係数を得た．

$$\alpha_{eq} = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)} = \frac{1}{1.60(1-0.5^2)} = 0.83 \tag{5.1.36}$$

3) 地盤反力係数推定式の一般化

上記の検討から，影響係数α_{eq}=0.83，等価近似係数ω=3.1となるので，杭の水平変位照査におけ

る地盤のひずみレベル（地盤の軸ひずみ）と基礎の変位レベル（構造物変位率）は以下の関係にあることが分かった．

$$\varepsilon_{eq} = 0.10 y_{eq} \quad (= (1/\varpi)^2 y_{eq}) \tag{5.1.37}$$

杭の水平変位照査では，地盤の等価軸ひずみε_{eq}は，構造物変位率y_{eq}の1/10倍の関係にある．例えば，着目する構造物変位率y_{eq}=y_1=0.01(1%)の場合には，地盤の軸ひずみはε_{eq}=0.001(0.1%)となり，基準軸ひずみε_1=0.01(1%)に対応する構造物変位率は0.10(10%)に相当することが分かった．

そして，この関係が分かれば，式(5.1.21)の地盤反力係数の推定式は，下記のように一般化できる．

$$k_{eq} = \alpha_{eq} \frac{E_{eq}}{D}$$
$$\text{where} \quad \alpha_{\mathrm{eq}} = 0.83,\ E_{eq} = E_1 \left(\varepsilon_{eq} / \varepsilon_1\right)^{-1/2} \tag{5.1.38}$$

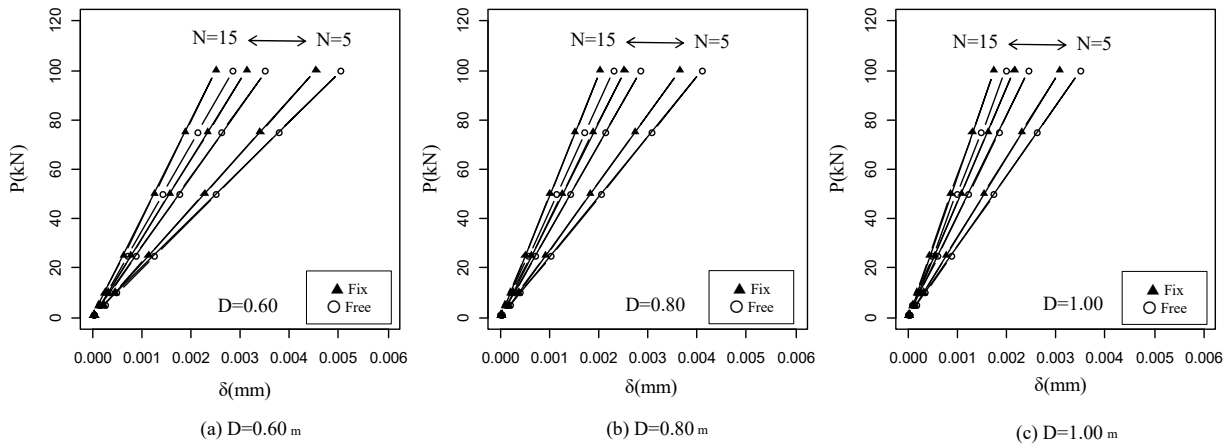


図-5.1.10 基礎設計における荷重 P，荷重度 p，変位 δ，ひずみ ε 関係
((a)載荷試験の割線勾配 K，(b)地盤反力係数 k，(c)地盤の変形係数 E_{eq})

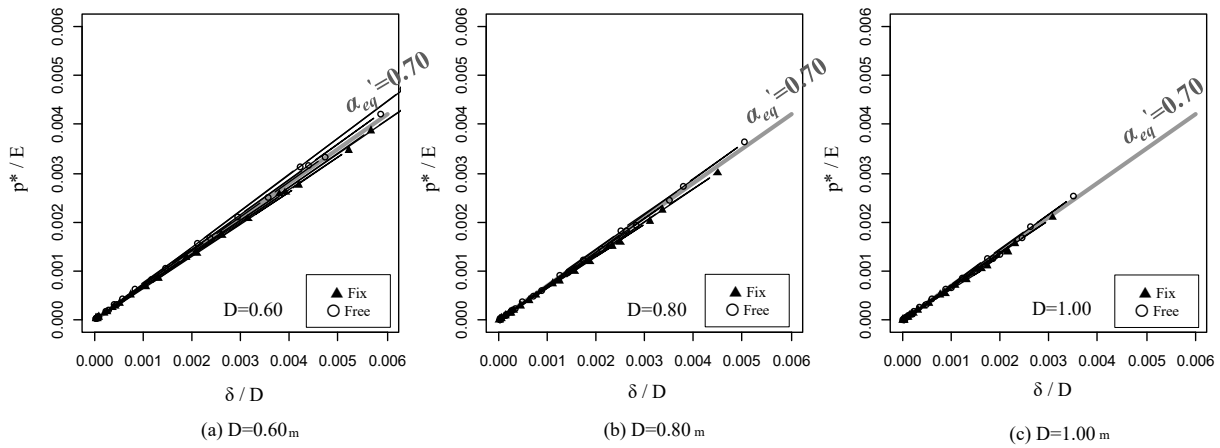


図-5.1.11 基礎設計における荷重 P，荷重度 p，変位 δ，ひずみ ε 関係

（(a)載荷試験の割線勾配 K，(b)地盤反力係数 k，(c)地盤の変形係数 E_{eq}）

すなわち，地盤のひずみレベルと基礎の変位レベルの関係が明確になったため，着目する基礎の変位レベルに応じて地盤のひずみレベルを調整した地盤変形係数を用いることで，弾性論から導かれた地盤反力係数の推定式（式(5.1.8)）により地盤反力係数の推定が行える．設計者は，着目する基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを意識することになり，等価線形解析の適用性について考察することができる．例えば，ピーク強度を超えるようなひずみレベルまで等価線形解析を適用することは現実的ではない．着目する基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルの関係を確認できることは，上記のような判断を容易に行うことができるであろう．また，地盤のひずみレベルを意識した設計は，設計計算における地盤調査の位置づけを強くし，工学的判断が活きる設計方法となると考えられる．

表-5.1.5 及び図-5.1.13 に示された水平載荷試験現場の No.1 サイトを例に式(5.1.37), 式(5.1.38)に基づいた地盤反力係数の設定手順を示す．表-5.1.4 は，載荷試験現場 No.1 における標準貫入試験の N 値と N 値から推定された深度別の地盤変形係数，地盤反力係数が整理されている．対象現場の土質区分は全て砂質土に分類されるため，式(5.1.19)により計算された基準地盤変形係数 E_1 と構造物変位率 y_{eq}=0.01(1%)を着目変位率とした場合の地盤反力係数 E_{eq}（ε_{eq}=0.001(0.1%)）と地盤反力係数 k_{eq}（$=k_1$）が示されている．

試験杭は打込み鋼管杭であり，杭径D=0.60m，杭長L=45mである．水平荷重Pは，地表面から0.24m上方に載荷され，h=0.24mの突出部がある．

表-5.1.4　構造物変位率 1%に対応する等価変形係数と地盤反力係数（載荷試験現場 No.1）

Depth (m)	*SPT-N*	E_1 (kN/m^2)	E_{eq} y_{eq}=1% (kN/m^2)	$k_{eq}=k_1$ y_{eq}=1% (kN/m^3)	Soil Type
1	15	7299	23080	32312	Sand
2	16	10776	34076	47706	Sand
3	9	8993	28438	39714	Sand
4	9	10384	32838	45973	Sand
5	11	13272	5.1969	58757	Sand

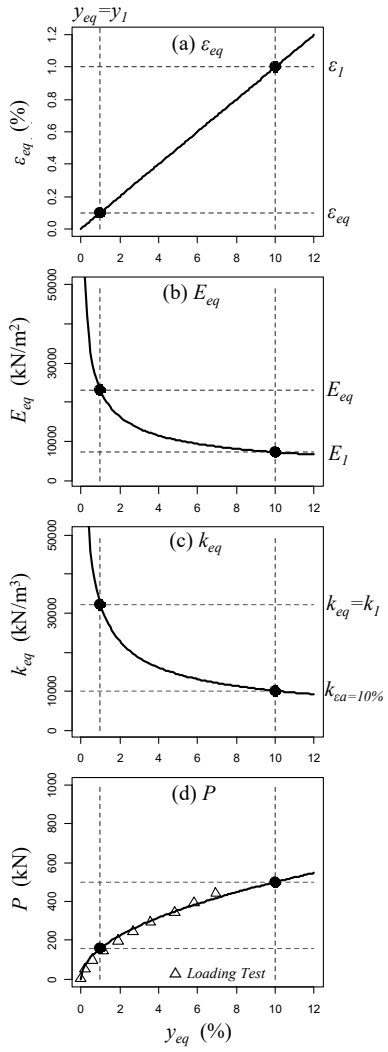


図-5.1.12 載荷試験現場 No.1 におけるフレーム計算結果
軸ひずみε_{eq}，地盤変形係数E_{eq}，地盤反力係数k_{eq}，
杭頭水平荷重Pと構造物変位率y_{eq}の関係

図-5.1.12(a)は，軸ひずみε_{eq}と着目する構造物変位率y_{eq}の関係が示されている．式(5.1.37)にあるように両者は比例関係にある．さらに，*Depth*=1mにおけるN値（=15）から式(5.1.19)よりE_1を計算し，式(5.1.9)より着目変位率y_{eq}に対応した等価地盤変形係数E_{eq}を計算すると図-5.1.12(b)が得られ，式(5.1.38)から地盤反力係数k_{eq}を計算すると図-5.1.12(c)が得られる．

ここで，基準変形係数E_1と構造物変位率$y_{eq}=y_1=0.01(1\%)$に対応した地盤変形係数E_{eq}の比に着目すると3.1倍（$=\omega$）の関係になる（図-5.1.2）．参考文献[5.8)]は，式(5.1.3)に示されているように，室内試験で得られるE_{50}に対して平板載荷試験の勾配に対応した地盤変形係数は3~4倍であるとされており，同程度の倍率関係にある点は興味深い．

図-5.1.12(d)は，着目する構造物変位率毎に地盤変形係数を変化させて，杭頭の荷重*P*-構造物変位率y_{eq}関係を描いた．この図には，この現場で実施された水平載荷試験結果が△プロットで併記されている．この載荷試験では，構造物変位率$y_{eq}=0.08(8\%)$程度まで計測されている．本研究では，着目構造物変位率1%，2%，3.5%に対して，36の水平載荷試験結果から逆算した地盤反力係数を目的変数として，回帰分析により地盤反力係数の推定式を導いた．

外挿推定となるが，構造物変化率0.08(8%)程度までの計測結果を適切に推定していることが分かる．基礎の構造物変位率が0.10(10%)の場合，地盤の軸ひずみは0.01(1%)であり，三軸圧縮試験のE_{50}程度のひずみとなる．従って，本研究で提案する地盤反力係数は，この程度の変位レベルまで適用できる可能性がある．

現行式（SHB2012）は，構造物変位率$y_{eq}=0.01(1\%)$に対応する地盤反力係数k_1の推定式であると考え，式(5.1.10)を用いて構造物変位率に応じた補正を行うことでP-y_{eq}曲線を描いている．

図の右上には，それぞれの載荷試験現場の土質区分を示している．多くが粘性土と砂質土層の互層であるが，粘性土が主体の現場を「C」，砂質土主体の現場を「S」と記載している．全般的にみて，現行式（SHB2012）に比べて，本研究で提案した推定結果は，載荷試験結果を良く説明していることが読み取れる．特に，粘性土主体の現場で，現行式（SHB2012）は載荷試験結果と乖離する傾向があるが，本研究の提案モデルは粘性土主体の現場においても再現性が高いことが読み取れる．

本章では，回帰分析により得られた回帰係数の物理的な意味について考察を加えることにより，基礎の構造物変位率と地盤のひずみとの関係を定量化できることを示した．基礎の幾何形状や載荷条件から決まる影響係数α_{eq}と地盤のひずみレベルの補正ωを分離することにより，より汎用性の高い地盤反力係数の導出方法を提示した．

表-5.1.5 載荷試験諸元一覧表

No	杭種	施工法	杭径 D(m)	杭長 L(m)	作用高 h(m)	ワイブル関数パラメータ				杭ヤング率 E_P(kN/m^2)	断面2次モーメント I_P(mm^4)	1/β (m)	逆算 δ=0.01D k_H(kN/m^3)	主たる土質区分
						降伏変位 S_y(mm)	S_y/D	降伏荷重 Ry (kN)	極限荷重 Ru (kN)					
1	鋼管杭	打込み	0.60	45.00	0.24	23.3	3.9	320.9	507.6	2.E+08	0.0010	3.15	32338	s
2	鋼管杭	打込み	0.66	29.10	0.15	12.7	1.9	199.0	314.8	2.E+08	0.0010	3.68	25055	s
3	鋼管杭	打込み	0.61	23.50	0.20	49.4	8.1	413.7	654.4	2.E+08	0.0008	3.12	24856	s
4	鋼管杭	打込み	0.81	33.50	0.20	24.0	3.0	356.9	564.6	2.E+08	0.0028	4.68	14487	c
5	鋼管杭	打込み	0.81	15.50	0.25	14.7	1.8	408.0	645.4	2.E+08	0.0032	4.47	28595	s
6	鋼管杭	打込み	0.81	36.50	0.40	43.9	5.4	320.9	507.7	2.E+08	0.0026	5.00	9610	c
7	鋼管杭	打込み	0.81	36.50	0.40	78.1	9.6	450.1	712.1	2.E+08	0.0026	5.05	8955	c
8	鋼管杭	打込み	0.80	45.00	0.50	37.9	4.7	679.5	1074.9	2.E+08	0.0030	3.88	36786	s
9	鋼管杭	打込み	1.22	34.50	0.83	16.1	1.3	554.7	877.5	2.E+08	0.0096	6.30	21568	c
10	鋼管杭	打込み	0.91	26.00	0.50	36.1	4.0	611.0	966.5	2.E+08	0.0061	5.29	16511	c
11	鋼管杭	中掘り	0.80	49.00	0.25	14.1	1.8	297.5	470.6	2.E+08	0.0023	4.43	22526	s
12	鋼管杭	打込み	0.91	26.00	0.50	41.3	4.5	619.1	979.4	2.E+08	0.0061	5.38	14123	c
13	鋼管杭	打込み	0.51	16.00	0.50	25.4	5.0	358.2	566.6	2.E+08	0.0006	2.25	85557	s
14	鋼管杭	打込み	0.36	21.00	0.15	5.1	1.4	47.2	74.6	2.E+08	0.0001	2.47	41309	s
15	鋼管杭	打込み	0.60	35.00	0.50	43.5	7.3	177.0	280.1	2.E+08	0.0010	4.10	9998	s
16	鋼管杭	打込み	0.60	35.00	0.50	29.8	5.0	121.3	192.0	2.E+08	0.0010	4.33	7654	s
17	鋼管杭	打込み	0.60	35.00	0.50	47.8	8.0	178.6	282.5	2.E+08	0.0010	4.17	9159	s
18	鋼管杭	打込み	0.51	33.00	0.30	16.5	3.3	218.5	345.7	2.E+08	0.0005	2.48	54748	s
19	鋼管杭	回転杭	0.61	12.60	0.25	58.9	9.7	558.3	883.2	2.E+08	0.0015	3.64	22013	s
20	鋼管杭	回転杭	0.61	14.70	0.25	48.3	7.9	574.4	908.7	2.E+08	0.0015	3.43	22572	s
21	鋼管杭	回転杭	0.80	26.40	0.25	40.0	5.0	450.1	712.1	2.E+08	0.0036	4.99	21133	s
22	鋼管杭	回転杭	1.20	32.60	0.25	69.2	5.8	1158.5	1832.8	2.E+08	0.0129	6.63	11385	s
23	PC・PHC杭	中掘り	0.60	34.00	0.60	25.8	4.3	180.8	286.0	4.E+07	0.0048	3.60	18947	c
24	PC・PHC杭	中掘り	1.20	18.25	1.20	71.9	6.0	663.6	1049.8	4.E+07	0.0696	7.62	5150	c
25	PC・PHC杭	プレボーリング	0.38	8.00	0.20	12.5	3.3	84.4	133.5	4.E+07	0.0006	2.00	51464	c
26	PC・PHC杭	プレボーリング	0.63	17.50	0.30	5.6	0.9	162.5	257.0	4.E+07	0.0048	3.64	47119	c
27	鋼管杭	打込み	0.81	30.00	0.30	39.4	4.9	360.1	569.6	2.E+08	0.0028	4.93	10953	c
28	鋼管杭	打込み	0.81	22.00	0.15	10.1	1.2	222.1	351.3	2.E+08	0.0026	5.17	18239	s
29	鋼管ソイル	鋼管ソイル	0.80	23.10	0.00	35.3	4.4	272.6	431.2	2.E+08	0.0007	3.52	12815	s
30	鋼管ソイル	鋼管ソイル	0.80	20.35	0.00	19.5	2.4	351.5	556.0	2.E+08	0.0011	3.47	30121	c
31	鋼管ソイル	鋼管ソイル	1.10	25.20	0.00	30.3	2.8	574.8	909.3	2.E+08	0.0023	4.23	16725	s
32	鋼管ソイル	鋼管ソイル	1.00	14.00	0.00	36.9	3.7	681.9	1078.7	2.E+08	0.0014	3.42	21840	c
33	鋼管ソイル	鋼管ソイル	1.20	25.40	0.00	60.4	5.0	1084.9	1716.2	2.E+08	0.0070	5.54	15508	s
34	鋼管杭	回転杭	0.51	41.00	0.50	37.3	7.3	214.4	339.1	2.E+08	0.0007	3.28	28572	c
35	鋼管杭	回転杭	1.20	17.00	0.50	74.8	6.2	1472.1	2328.9	2.E+08	0.0079	5.06	22784	s
36	鋼管杭	回転杭	0.51	26.50	0.50	33.4	6.6	187.5	296.6	2.E+08	0.000663311	3.22	29518	s

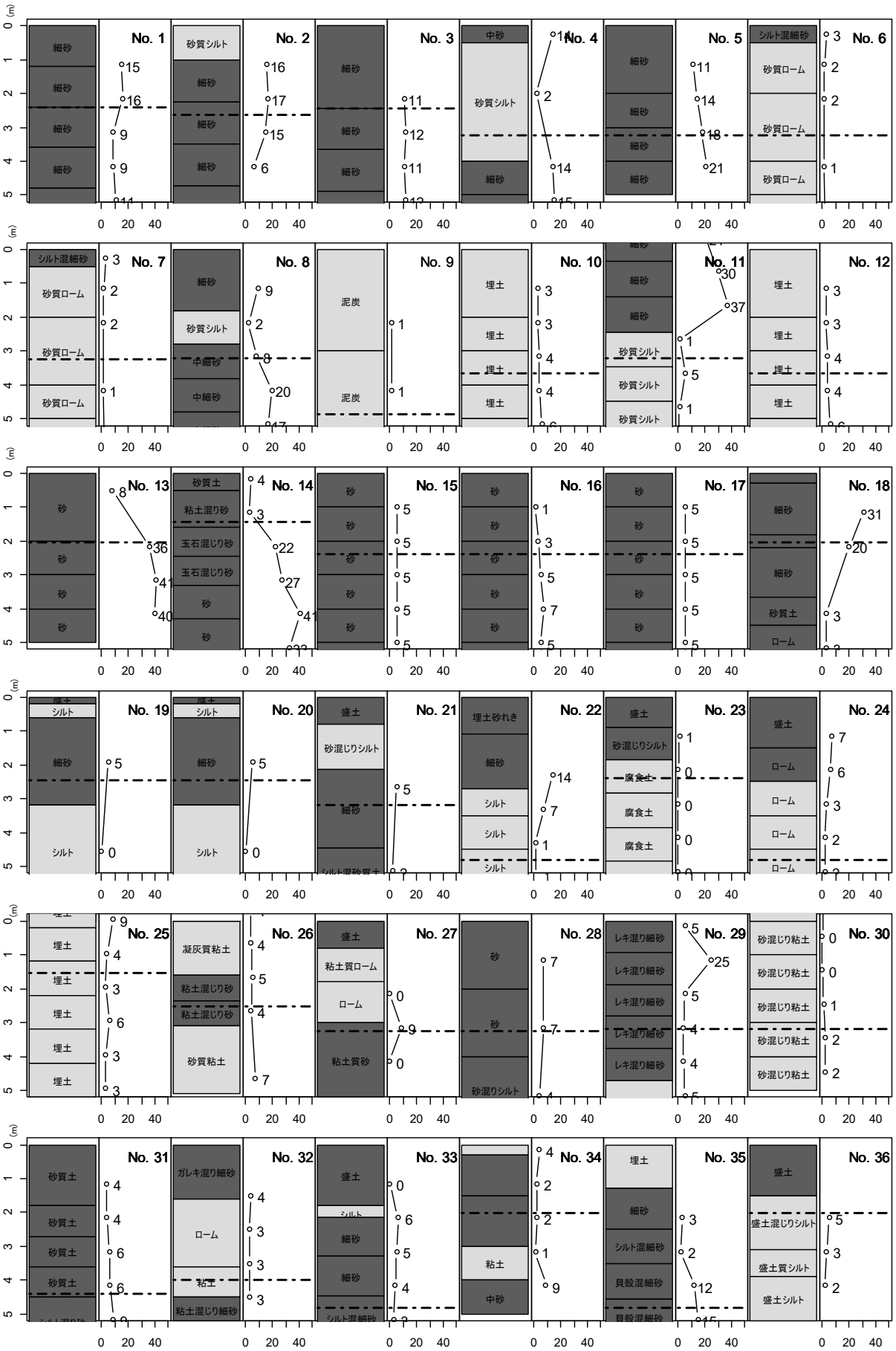


図-5.1.13 杭の水平載荷試験実施現場の土層構成とN値の深度分布（一点鎖線は地表面から4Dの範囲を示す）

5.2. 地盤反力係数推定式を用いた試算結果

5.2.1. はじめに

前述の 5.1.で紹介する既往研究[5.1)]で提案された地盤反力係数推定式（以下,「提案式」と呼ぶ.）による推定精度の向上が期待できる．ただし，図-5.1.7 に示されるとおり，地盤反力係数の推定精度向上に伴い，特に N 値が小さい領域で，現行設計法（H29 道示）に比べて大きな値が算出されることが分かっている.

本節では，今後提案式を標準的な設計手法として採用するにあたっての課題を抽出することを目的として，現行設計法及び提案式を用いた杭基礎の試設計を行い，算出される応答値や杭基礎諸元に及ぼす影響を確認した.

検討の手順は以下のとおりである.

表-5.2.1　試設計の検討手順

検討手順	概要
①設計条件の設定	提案式を用いた試設計を行うにあたり，地盤反力係数の算出に関わる係数等を設定する.
②現行設計法（H29 道示）に基づく杭基礎の試設計	橋台，橋脚それぞれ 22 ケースについて H29 道示に基づき試設計を行う．永続・変動作用支配状況について，橋軸方向に着目する．また，橋脚に対してはレベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査も行い，照査を満足しない場合は諸元を見直す.
③提案式を用いた場合の試設計（H29 道示諸元）	②で永続・変動作用支配状況における試設計で決定した基礎諸元に対して，提案式を用いた永続・変動作用支配状況における試設計を行う．また，②でレベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計で決定した橋脚のケースについても，提案式を用いたレベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計を行う.
④提案式を用いた場合の試設計（最適化諸元）	③の試算の結果，応答値が制限値に対して過度に余裕がある場合，又は照査を満足しない場合には諸元の見直しを行い，最適化した諸元に対して試設計を行う.

5.2.2. 設計条件の設定

提案式を用いた試設計を行うにあたり，地盤反力係数の算出に関わる係数，換算載荷幅及び基礎の変位レベルに応じた補正の適用範囲等を設定する．また，鉛直方向地盤反力係数の算出式が変わることで杭の軸方向ばね定数の算出に用いる係数の見直しも必要になることから，こちらも併せて設定する．

提案式を用いた試設計において，「(1) 地盤反力係数」及び「(2) 杭の軸方向ばね定数の算出に用いる係数」に示す条件以外は，H29 道示に準拠した設計を行う．

(1) 地盤反力係数

本項の試設計に用いる地盤反力係数算出式は，式 (5.1.21) を基に，水平方向の換算載荷幅等の既往研究[5.1)]とは異なる条件を考慮して設定することとし，以下のとおりとする．

$$k = \lambda \alpha \upsilon E_1 B_e^{-1} \kappa \tag{5.2.1}$$

ここに，

k：地盤反力係数（kN/m^3）

λ：基礎の施工法の違いを考慮するための補正係数

α：変形速度等の影響を考慮するための係数

υ：地盤の変形係数を地盤反力係数に換算するための係数

表-5.2.2　地盤反力係数の算出に用いる係数λ，α及びυ

係数	基礎の施工法，地盤種別	地盤反力係数の種類	
		基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V	基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H
λ	ｺﾝﾀｸﾄｸﾞﾗｳﾄを施す場合	1.0	1.5
	上記以外	1.0	1.0
α	地震の影響を含む場合	1.0	2.0
	地震の影響を含まない場合	1.0	1.0
υ	砂質土・粘性土・岩	2.0	2.0

E_1：地盤反力係数を求める際に用いる基準変形係数（kN/m^2）で，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験または孔内水平載荷試験から求める場合は式（5.2.2），N 値から求める場合は式（5.2.3）により求める．

$$E_1 = cE_m \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_m}\right)^{-1/2} \tag{5.2.2}$$

c：試験法による違いを補正するための係数

表-5.2.3　試験法による違いを補正するための係数 c

地盤種別	試験方法	c
砂質土・粘性土	一軸圧縮試験※	6.0
	三軸圧縮試験・孔内水平載荷試験	1.0
岩	一軸圧縮試験※・三軸圧縮試験・孔内水平載荷試験	1.0

※一軸圧縮試験は粘性土に対してのみ適用する．

E_m：地盤調査で得られた変形係数（kN/m^2），一軸圧縮試験または三軸圧縮試験の場合は E_{50}，孔内水平載荷試験の場合は応力ひずみ関係が一定となった範囲の結果に基づいて求めるものとする．

ε_1：E_1 を求めるときの基準ひずみ（%）で，1%とする．

ε_m：E_m を求めるときに地盤又は供試体に生じるひずみ（%）．

砂質土：　$E_1 = 2700N^{3/4}$

粘性土：　$E_1 = 4000N^{1/2}$　(5.2.3)

B_e：地盤反力係数の算出に用いる基礎の換算載荷幅（m）

表-5.2.4　地盤反力係数の算出に用いる基礎の換算載荷幅 B_e

荷重の作用方向・基礎形式		Be	備考
鉛直方向		$\sqrt{A_V}$	円形断面の場合は直径とする．
水平方向	直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
	杭基礎，組杭深礎基礎	$0.8B$	
	ケーソン基礎，鋼管矢板基礎，地中連続壁基礎，柱状体深礎基礎	$B_e\left(\leqq \sqrt{B_e L_e}\right)$	長方形断面：$B_e = B$ 円形断面：$B_e = 0.8B$ 小判型（1）：$B_e = 0.8B$ 小判型（2）：$B_e = B - 0.2D$

A_V：鉛直方向の載荷面積（m^2）

A_H：荷重載荷方向に直交する基礎の載荷面積（m^2）

B：荷重載荷方向に直交する基礎の載荷幅（m）

D：荷重載荷方向の基礎幅（m）

Le：基礎の有効根入れ深さ（m）

κ：基礎の変位レベルに応じた補正係数で，式（5.2.4）による．

$$\kappa = \left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2} \tag{5.2.4}$$

ここに，

y_{eq}：着目する変位量で，基礎幅 B が 5m 以上の場合は 0.05m とする．基礎幅 B が 5m 未満の場合においては，$y_{eq} \geqq 0.01B$ とする．

y_1：基準変位量で，$0.01B$ とする．

前述の 5.1 で紹介する既往研究[5.1)] では，地盤反力係数を算出する際に用いる砂質土の E_1 を N 値から求める場合の推定式は，深度を考慮した式が適用されている（式（5.1.19））．一方，本節での設計条件においては，式（5.2.3）のとおり，深度を考慮しない式を適用している．これは，既往研究[5.1)] にて式（5.1.19）と併せて示されている砂質土の E_1 を N 値から求める場合の推定式であり，設計実務を考えると，地表面が傾斜している場合などで，設計者ごとに深度の設定が異なり，結果にばらつきが生じる可能性があることなどを踏まえて，深度を考慮しない当該式を適用することとした．

(2) 杭の軸方向ばね定数の算出に用いる係数

道示Ⅳ下部構造編 10.6.3 に規定される杭の先端変位量に関する補正係数 ζ_d は，既往研究[5.9)] の成果から杭先端変位量の推定値と実測値の推定比の幾何平均に基づき設定されている． 提案式により算出した鉛直方向地盤反力係数 k_V を用いる場合，文献[5.9)] で補正係数 ζ_d を設定した際の k_V とは値が異なるため，提案式で設計するための補正係数 ζ_d を別途設定する必要がある．

文献[5.9)] で採用された載荷試験データを使用して，提案式により k_V を求めた場合の実測値との推定比の幾何平均 GM を求めた．

5.2.3. 現行設計法（H29 道示）に基づく杭基礎の試設計

現行設計法に基づく杭基礎の試設計を行う．試設計対象の杭種及び杭工法の組合せは，表-5.2.5 に示す 11 ケースとし，杭体の曲げモーメントが道示 I 共通編 3.3 に規定される作用の組合せ⑩（D＋EQ）において表-5.2.6 及び図-5.2.1 に示す 2 パターンとなる合計 22 基の杭基礎を対象とする．

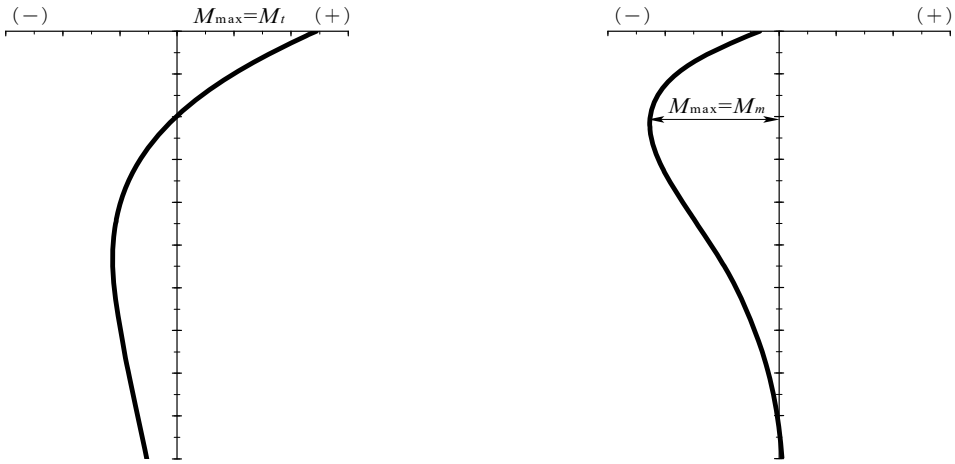
表-5.2.5　対象とする杭基礎の杭種と杭工法

（単位：基）

杭工法	鋼管ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ杭工法	回転杭工法	打撃工法	中掘り杭工法	ﾌﾟﾚﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ杭工法	場所打ち杭工法	検討基数
杭種	鋼管ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ杭	鋼管杭				場所打ち杭	
			既製ｺﾝｸﾘｰﾄ杭				
鋼管ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ杭	2						2
鋼管杭		2	2	2			6
SC 杭			2	2	2		6
PHC 杭			2	2	2		6
場所打ち杭						2	2
						計	22

表-5.2.6　曲げモーメントの検討パターン

パターン	杭体の曲げモーメント分布	備考	ケース名
1	杭頭曲げモーメントが卓越	軟弱な地盤を想定	[橋脚]P-01-○○ [橋台]A-01-○○
2	地中部曲げモーメントが卓越	比較的硬質な地盤を想定	[橋脚]P-02-○○ [橋台]A-02-○○



(a) パターン 1　　(b) パターン 2

図-5.2.1　杭体の曲げモーメント分布

①橋脚杭基礎の試設計

橋脚杭基礎の試設計は対象ケース 22 基に対して，まず永続作用支配状況及び変動作用支配状況について行う．次に，これで決定した諸元に対して，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査を行う．L2 照査を行った結果，照査を満足しない場合には，杭基礎の諸元を見直すなど，照査を満足するようにレベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計を行う．なお，試設計は橋軸方向に着目する．

②橋台杭基礎の試設計

橋台杭基礎の試設計も橋脚杭基礎と同様，対象ケース 22 基に対して，永続作用支配状況及び変動作用支配状況について行う．また，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査は実施しない．

試設計を行う対象ケースの前提条件（地盤条件，躯体高，杭径，杭長）を表−5.2.7 に示す．

試設計により決定した杭基礎諸元を表−5.2.8 に示す．

表-5.2.7 及び表-5.2.8 に示す杭径，板厚の表記は，下図のとおりである．

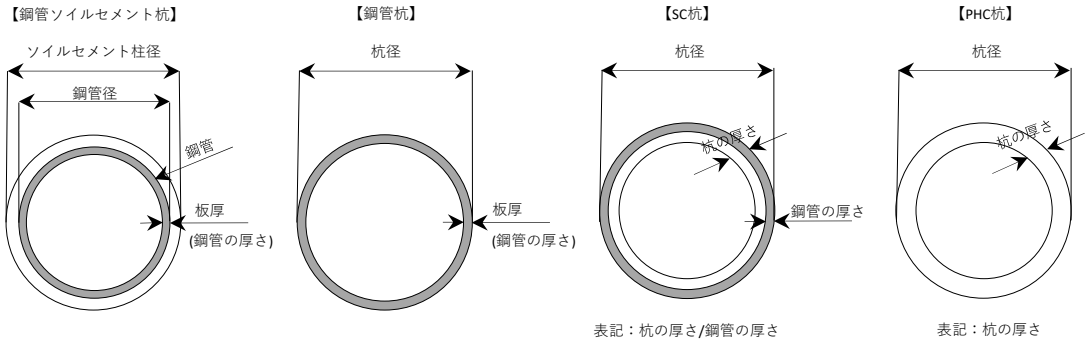


図-5.2.2　杭径，板厚の表記

表-5.2.7　試設計の前提条件

■鋼管ソイルセメント杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	地域区分	地盤種別	設計水平震度 kh	主たる地盤の種類	平均N値		地盤の変形係数E_b (kN/m^2)	下部構造高さ(m)		ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ柱径(鋼管径) (mm)	杭長 (m)
鋼管ソイルセメント杭工法	鋼管ソイルセメント杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPSC	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	3	2100	低	7.0	1000(800)	20.0
				P-02-SPSC	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	12	8400	高	15.0	1400(1200)	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPSC	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	1000(800)	20.0
				A-02-SPSC	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	15	10500	高	12.0	1300(1100)	15.0

■回転杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	地域区分	地盤種別	設計水平震度 kh	主たる地盤の種類	平均N値		地盤の変形係数E_b (kN/m^2)	下部構造高さ(m)		杭径 (mm)	杭長 (m)
回転杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(回)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	700	20.0
				P-02-SPP(回)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	15	10500	高	15.0	1000	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(回)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	500	20.0
				A-02-SPP(回)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	20	14000	高	12.0	900	20.0

■打込み杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	地域区分	地盤種別	設計水平震度 kh	主たる地盤の種類	平均N値		地盤の変形係数E_b (kN/m^2)	下部構造高さ(m)		杭径 (mm)	杭長 (m)
打込み工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(打)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	800	20.0
				P-02-SPP(打)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	16	11200	高	15.0	1100	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(打)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	3	2100	低	8.0	600	20.0
				A-02-SPP(打)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	20	14000	高	12.0	1200	25.0
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(打)	A2	Ⅲ	0.30	粘性土	軟	2	1400	低	6.0	800	40.0
				P-02-SC(打)	A2	Ⅲ	0.30	粘性土	硬	12	8400	高	15.0	900	40.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(打)	C	Ⅲ	0.21	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	500	40.0
				A-02-SC(打)	C	Ⅲ	0.21	砂質土	硬	25	17500	高	11.0	900	40.0
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(打)	A2	Ⅲ	0.30	粘性土	軟	2	1400	低	6.0	800	20.0
				P-02-PHC(打)	A2	Ⅲ	0.30	粘性土	硬	12	8400	高	15.0	1000	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(打)	C	Ⅱ	0.18	粘性土	軟	3	2100	低	7.0	900	20.0
				A-02-PHC(打)	C	Ⅱ	0.18	砂質土	硬	25	17500	高	11.0	1000	30.0

■中掘り杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	地域区分	地盤種別	設計水平震度 kh	主たる地盤の種類	平均N値		地盤の変形係数E_b (kN/m^2)	下部構造高さ(m)		杭径 (mm)	杭長 (m)
中掘り杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(中)	A2	Ⅲ	0.30	粘性土	軟	2	1400	低	6.0	700	20.0
				P-02-SPP(中)	A2	Ⅲ	0.30	粘性土	硬	12	8400	高	15.0	800	25.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(中)	B2	Ⅲ	0.26	粘性土	軟	2	1400	低	6.0	600	20.0
				A-02-SPP(中)	C	Ⅱ	0.18	粘性土	硬	18	12600	高	12.0	900	20.0
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(中)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	900	20.0
				P-02-SC(中)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	14	9800	高	15.0	1000	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(中)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	800	20.0
				A-02-SC(中)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	20	14000	高	12.0	800	20.0
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(中)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	800	20.0
				P-02-PHC(中)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	13	9100	高	15.0	800	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(中)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	900	20.0
				A-02-PHC(中)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	18	12600	高	12.0	1000	20.0

■プレボーリング杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	地域区分	地盤種別	設計水平震度 kh	主たる地盤の種類	平均N値		地盤の変形係数E_b (kN/m^2)	下部構造高さ(m)		杭径 (mm)	杭長 (m)
プレボーリング杭工法	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	600	20.0
				P-02-SC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	13	9100	高	15.0	800	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	700	20.0
				A-02-SC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	20	14000	高	12.0	900	20.0
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	600	20.0
				P-02-PHC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	13	9100	高	15.0	800	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	900	20.0
				A-02-PHC(プ)	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	18	12600	高	12.0	1000	20.0

■場所打ち杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	地域区分	地盤種別	設計水平震度 kh	主たる地盤の種類	平均N値		地盤の変形係数E_b (kN/m^2)	下部構造高さ(m)		杭径 (mm)	杭長 (m)
場所打ち杭工法	場所打ち杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-CCP	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	2	1400	低	7.0	1200	20.0
				P-02-CCP	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	12	8400	高	15.0	1700	20.0
		橋台	⑩D+EQ	A-01-CCP	A2	Ⅱ	0.25	粘性土	軟	4	2800	低	8.0	1000	20.0
				A-02-CCP	A2	Ⅱ	0.25	砂質土	硬	15	10500	高	12.0	1400	15.0

表-5.2.8　H29 道示に基づく試設計により決定した杭基礎諸元

着色部は①永続作用及び変動作用支配状況に基づき試設計した杭基礎諸元から変更した諸元を示す。（■：減，■：増）

■鋼管ソイルセメント杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①永続作用支配状況及び変動作用支配状況						②レベル2地震動を考慮する設計状況					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
鋼管ソイルセメント杭工法	鋼管ソイルセメント杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPSC	10	SKK490	整列	3	2	6	15	SKK490	整列	3	2	6
				P-02-SPSC	15	SKK490	整列	2	2	4	17	SKK490	整列	2	3	6
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPSC	21	SKK400	整列	3	3	9						
				A-02-SPSC	21	SKK400	整列	2	3	6						

■回転杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①永続作用支配状況及び変動作用支配状況						②レベル2地震動を考慮する設計状況					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
回転杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(回)	9	SKK490	千鳥	4	3	10	14	SKK490	千鳥	4	3	10
				P-02-SPP(回)	20	SKK490	整列	2	3	6	11	SKK490	整列	3	4	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(回)	9	SKK490	整列	4	5	20						
				A-02-SPP(回)	20	SKK490	整列	2	4	8						

■打込み杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①永続作用支配状況及び変動作用支配状況						②レベル2地震動を考慮する設計状況					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
打込み工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(打)	10	SKK400	整列	4	3	10	12	SKK490	整列	4	3	10
				P-02-SPP(打)	14	SKK400	整列	2	4	8	12	SKK400	整列	3	4	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(打)	9	SKK400	整列	3	7	21						
				A-02-SPP(打)	13	SKK490	整列	2	4	8						
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(打)	110 / 7	SKK490	整列	3	3	8	110 / 8	SKK490	整列	3	3	8
				P-02-SC(打)	120 / 6	SKK490	整列	3	3	8	120 / 8	SKK490	整列	3	3	8
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(打)	80 / 7	SKK490	整列	4	5	20						
				A-02-SC(打)	120 / 11	SKK490	整列	2	3	6						
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(打)	110	C種	千鳥	4	3	11	110	C種	千鳥	4	3	11
				P-02-PHC(打)	130	B種	整列	3	4	10	130	B種	整列	3	4	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(打)	120	B種	整列	2	4	8						
				A-02-PHC(打)	130	C種	整列	2	5	10						

■中掘り杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①永続作用支配状況及び変動作用支配状況						②レベル2地震動を考慮する設計状況					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
中掘り杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(中)	12	SKK400	千鳥	4	3	11	14	SKK400	千鳥	4	3	11
				P-02-SPP(中)	9	SKK490	整列	4	3	10	11	SKK490	整列	4	3	12
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(中)	9	SKK400	整列	3	6	18						
				A-02-SPP(中)	16	SKK490	整列	2	4	8						
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(中)	120 / 6	SKK490	整列	3	2	6	120 / 11	SKK490	整列	3	2	6
				P-02-SC(中)	130 / 6	SKK400	整列	3	3	8	130 / 14	SKK490	整列	4	3	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(中)	110 / 8	SKK400	千鳥	3	4	11						
				A-02-SC(中)	110/ 6	SKK490	千鳥	3	5	14						
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(中)	110	C種	整列	3	3	8	110	C種	整列	3	3	9
				P-02-PHC(中)	110	B種	整列	4	3	12	110	B種	整列	5	4	18
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(中)	120	C種	千鳥	3	4	11						
				A-02-PHC(中)	130	C種	整列	3	5	15						

■プレボーリング杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①永続作用支配状況及び変動作用支配状況						②レベル2地震動を考慮する設計状況					
					厚さ (mm)	種別	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	厚さ (mm)	種別	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
プレボーリング杭工法	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(プ)	90 / 6	SKK490	整列	4	3	10	90 / 18	SKK490	整列	4	3	10
				P-02-SC(プ)	110 / 7	SKK400	整列	3	3	8	110 / 9	SKK490	整列	4	4	12
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(プ)	100/ 8	SKK490	整列	3	4	12						
				A-02-SC(プ)	120/ 9	SKK490	整列	2	5	10						
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(プ)	90	C種	整列	3	4	12	90	C種	整列	5	4	20
				P-02-PHC(プ)	110	C種	整列	3	3	8	110	C種	整列	5	3	14
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(プ)	120	C種	千鳥	3	5	14						
				A-02-PHC(プ)	130	C種	整列	2	7	14						

■場所打ち杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①永続作用支配状況及び変動作用支配状況						②レベル2地震動を考慮する設計状況					
					軸方向鉄筋径	軸方向鉄筋本数 (本)	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	軸方向鉄筋径	軸方向鉄筋本数 (本)	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
場所打ち杭工法	場所打ち杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-CCP	D25	14	整列	3	3	9	D29	14	整列	3	3	9
				P-02-CCP	D29	16	整列	2	3	6	D35	30	整列	3	3	9
		橋台	⑩D+EQ	A-01-CCP	D35	14	整列	3	4	12						
				A-02-CCP	D35	28	整列	2	3	6						

5.2.4. 提案式を用いた場合の試設計

5.2.2 に示す設計条件を用いた試設計を行う．まず，5.2.3 に示す現行設計法に基づく試設計により決定した諸元に対して，提案式による地盤反力係数を用いた場合の試設計を行う．そこで，制限値に対して過度に余裕がある場合，または照査を満足しない場合には諸元の見直しを行う．試設計の流れを図-5.2.3 に示す．

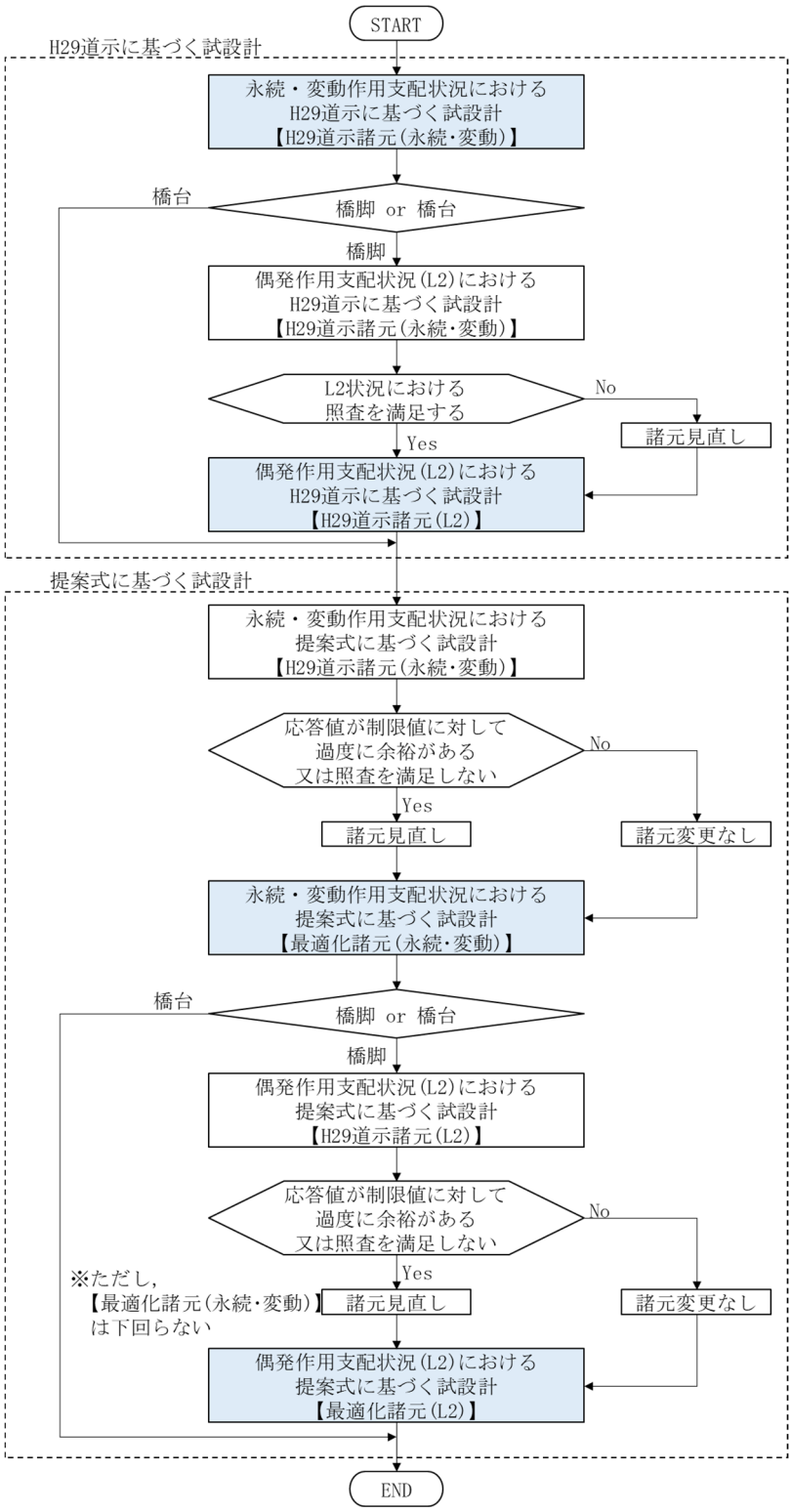


図-5.2.3　試設計の流れ

(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計

H29 道示に基づき永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計で決定した橋脚杭基礎 22 基及び橋台杭基礎 22 基に対して，提案式に基づく試設計を行った．

試設計における照査項目として押込みの照査，変位の照査，杭体曲げ照査（正曲げ，負曲げ）について，①H29 道示に基づく試設計における安全余裕（応答値／制限値）と②提案式に基づく試設計における安全余裕を比較した．比較の結果を表-5.2.10～5.2.20 に示す．この結果の概要は下表のとおりである．

表-5.2.9　永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計結果の概要

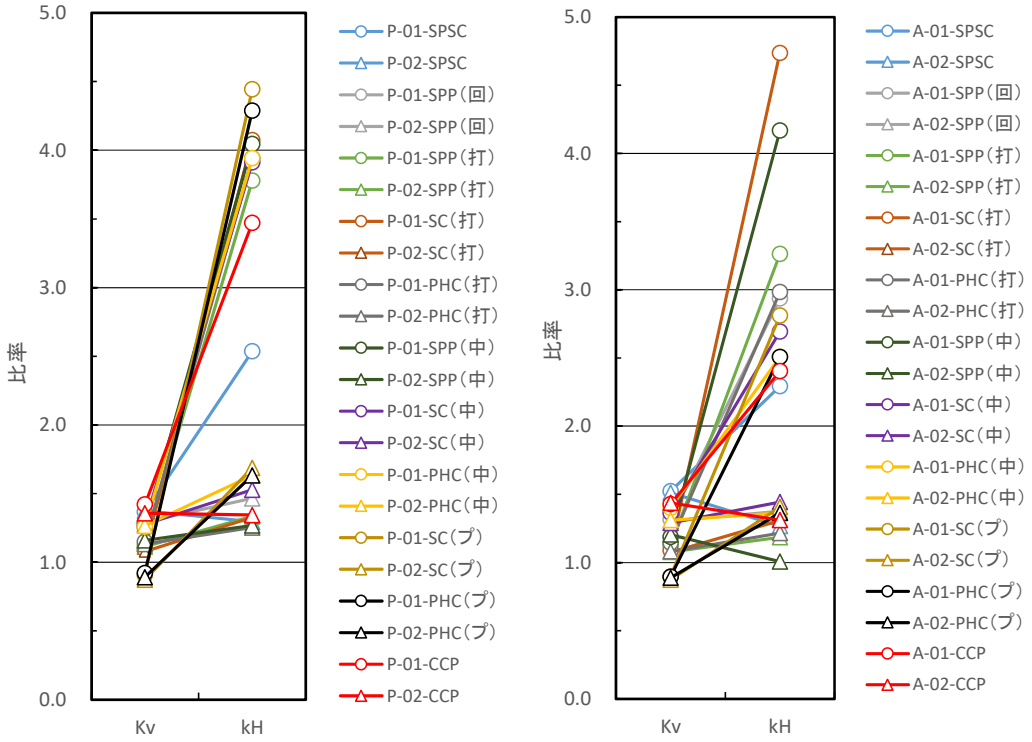
照査項目		杭頭曲げ卓越ケース （軟弱地盤）	地中部曲げ卓越ケース （比較的硬質な地盤）
押込み力の照査		提案式は制限値に対してやや余裕が生じる（照査として楽になる）傾向	提案式は制限値に対してやや余裕がなくなる（照査として厳しくなる）傾向
変位の照査		提案式は制限値に対して著しく余裕が生じる傾向	提案式は制限値に対して余裕が生じる傾向
杭体曲げ照査	正曲げ	提案式は制限値に対して余裕が生じる傾向	提案式は制限値に対して余裕がなくなる場合があるが，大きな違いはない
	負曲げ	提案式は制限値に対してやや余裕が生じる傾向	提案式は制限値に対してやや余裕が生じる傾向にあるが，プレボーリング杭工法についてのみ照査として厳しくなっている

K_V 及び k_H について，①H29 道示式による場合と②提案式による場合の比率（②／①）を整理したグラフを図-5.2.4，安全余裕の比率を整理したグラフを図-5.2.5 及び図-5.2.6 に示す．

図-5.2.4 より，橋台橋脚及び地盤の硬軟に関わらず，概ね全てのケースで H29 道示式に比べて提案式で求めた K_V，k_H の方が大きい値となることが確認できた．特に，杭頭曲げ卓越ケースにおいて，提案式を用いることによる増加の傾向が著しい．これは，提案式を用いた場合の推定精度が向上したことと，H29 道示式を用いた場合の推定精度が低く，実測値に比べて小さい値が推定されていたことによると考えられる．

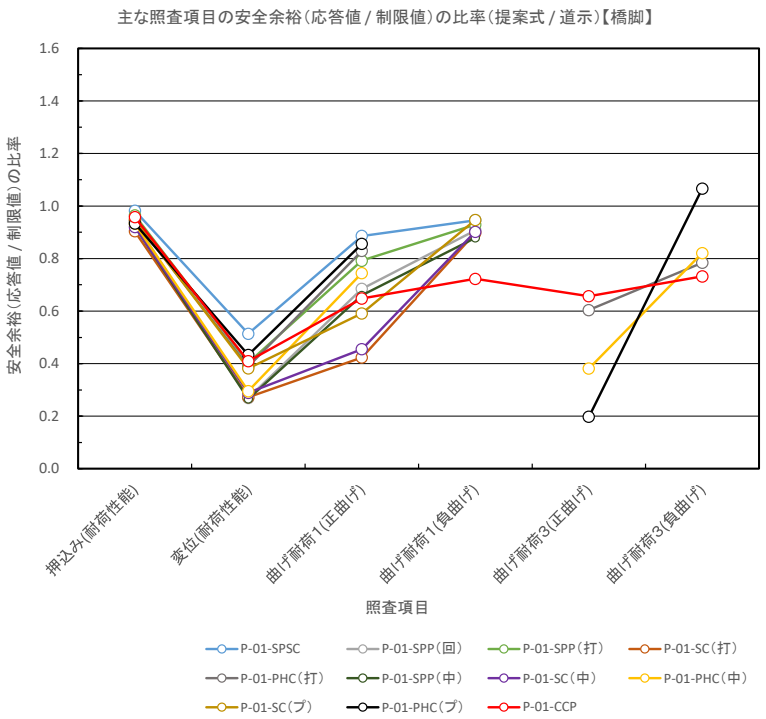
図-5.2.5 及び図-5.2.6 より，提案式を用いた場合の安全余裕への影響は，杭頭曲げ卓越ケースの場合，押込み力の照査及び負曲げの照査は若干余裕が生じるが H29 道示の結果と概ね同程度の傾向，正曲げの照査は H29 道示の結果に比べて 0.4～0.8 程度余裕が生じる傾向，変位の照査は H29 道示の結果に比べて 0.3～0.5 程度と著しく余裕が生じる傾向となる．地中部曲げ卓越ケースの場合，押込み力の照査及び正曲げ・負曲げの照査は H29 道示の結果と概ね同程度であるが，安全余裕が 1.0 を超えて照査として厳しくなるケースもある．一方で，変位の照査は安全余裕が 0.7～0.9 程度となり照査に余裕が生じる傾向となる．

安全余裕の分析の結果から，提案式を用いた場合に最も結果に影響した照査項目は「変位の照査」であり，この要因としては杭頭曲げ卓越ケースで k_H が著しく増加した影響が直接的に現れたと推察される．次に「正曲げの照査」でやや余裕が生じているが，この要因についても杭頭曲げ卓越ケースで k_H が著しく増加したことにより正曲げの応答値が小さくなったからと推察される．

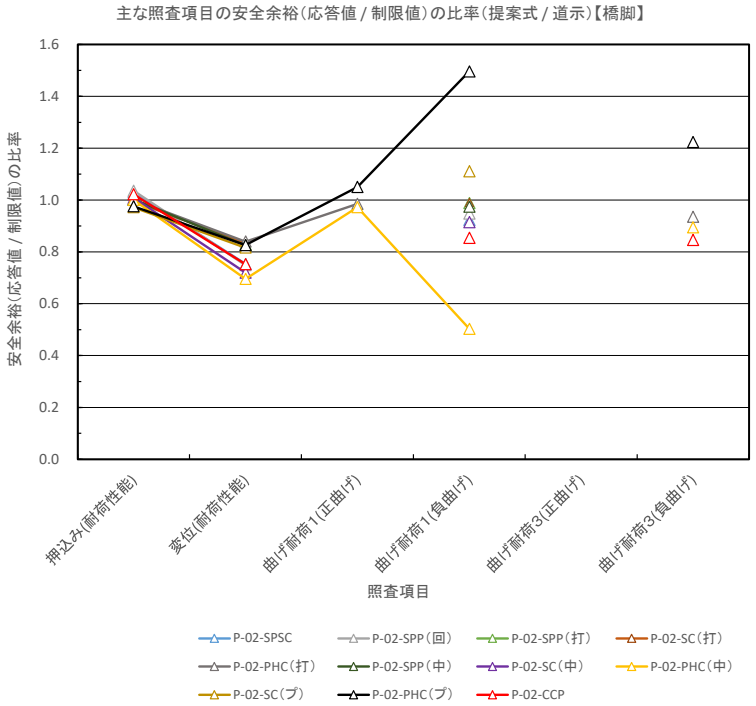


（a）橋脚　　（b）橋台

図-5.2.4　K_V及びk_Hの比率（提案式／H29 道示式）



(a) 杭頭曲げ卓越ケース（軟弱地盤）

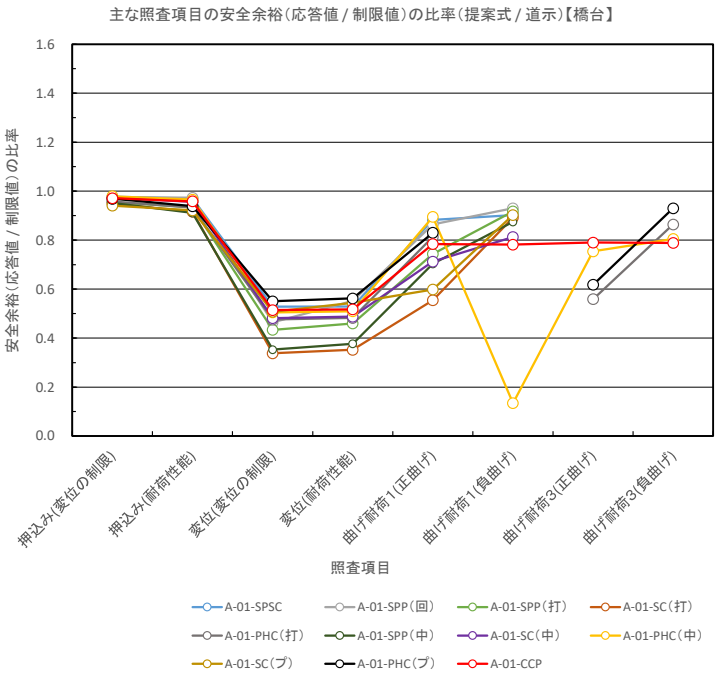


(b) 地中部曲げ卓越ケース（比較的硬質な地盤）

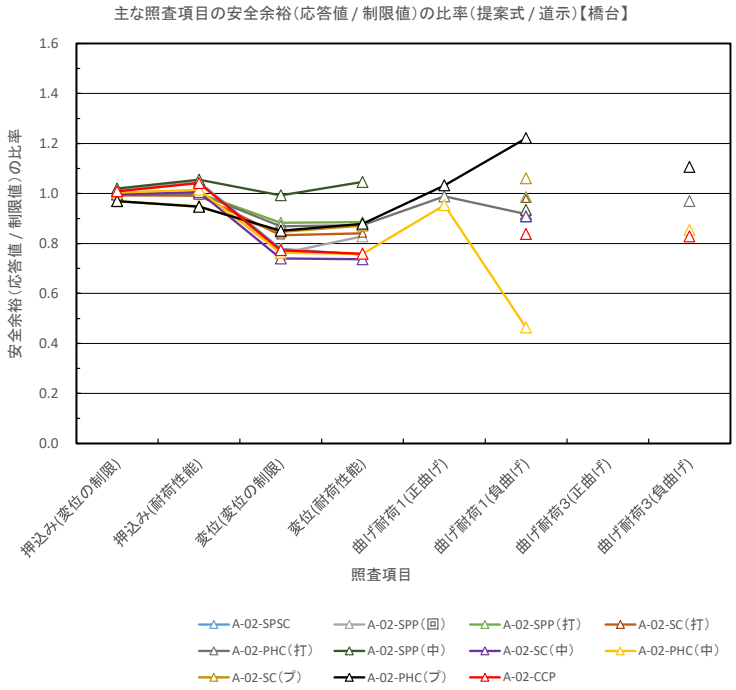
※地中部曲げが卓越するケース（P-02, A-02）は杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査には着目していない（プロットしていない）.

※H29 道示に基づく試設計又は提案式に基づく試設計において，いずれかでも杭に曲げ引張が生じない場合には，安全余裕の比率で評価することはできないため，プロットから除外している.

図-5.2.5　【橋脚】主な照査項目の安全余裕（応答値／制限値）の比率（提案式／H29 道示）



(a) 杭頭曲げ卓越ケース



(b)地中部曲げ卓越ケース

※地中部曲げが卓越するケース（P-02, A-02）は杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査には着目していない（プロットしていない）.

※H29 道示に基づく試設計又は提案式に基づく試設計において，いずれかでも杭に曲げ引張が生じない場合には，安全余裕の比率で評価することはできないため，プロットから除外している.

図-5.2.6　【橋台】主な照査項目の安全余裕（応答値／制限値）の比率（提案式／H29 道示）

表-5.2.10　安全余裕の比較（鋼管ソイルセメント杭工法；鋼管ソイルセメント杭）

■鋼管ソイルセメント杭工法（鋼管ソイルセメント杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径※1 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※2 (kN/m³) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPSC	1000 (800)	20.0	239612	13651	13651	0.921	0.964	0.000	0.403	0.940	0.763	—	—
			P-02-SPSC	1400 (1200)	20.0	491358	48004	48004	0.671	0.882	0.000	0.234	—※4	0.987	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPSC	1000 (800)	20.0	318844	17440	17440	0.768	0.801	0.680	0.999	0.821	0.492	—	—
			A-02-SPSC	1300 (1100)	15.0	539779	62476	62476	0.830	0.924	0.559	0.985	—※4	0.996	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPSC	同一諸元		327590	34641	34641	0.921	0.946	0.000	0.207	0.833	0.722	—	—
			P-02-SPSC			675676	62172	62172	0.671	0.908	0.000	0.176	—※4	0.910	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPSC			485793	40000	40000	0.751	0.776	0.359	0.528	0.725	0.444	—	—
			A-02-SPSC			815522	79151	79151	0.841	0.966	0.435	0.744	—※4	0.904	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPSC	—		**1.37**	**2.54**	**2.54**	**1.00**	**0.98**	**—**	**0.51**	**0.89**	**0.95**	**—**	**—**
			P-02-SPSC			**1.38**	**1.30**	**1.30**	**1.00**	**1.03**	**—**	**0.75**	—※4	**0.92**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPSC			**1.52**	**2.29**	**2.29**	**0.98**	**0.97**	**0.53**	**0.53**	**0.88**	**0.90**	**—**	**—**
			A-02-SPSC			**1.51**	**1.27**	**1.27**	**1.01**	**1.05**	**0.78**	**0.76**	—※4	**0.91**	**—**	**—**

※1) 杭径は，ソイル径（鋼管径）を示す。

※2) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※3) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※4) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.11　安全余裕の比較（回転杭工法；鋼管杭）

■回転杭工法（鋼管杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径※1 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※2 (kN/m³) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（回）	700 (1050)	20.0	154681	10273	5561	0.791	0.933	0.000	0.948	0.936	0.678	—	—
			P-02-SPP（回）	1000 (1500)	20.0	331664	70184	70184	0.673	0.901	0.000	0.364	—※4	0.985	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（回）	500 (750)	20.0	124982	27244	27244	0.880	0.961	0.559	0.998	0.943	0.735	—	—
			A-02-SPP（回）	900 (1350)	20.0	319984	102990	102990	0.883	0.962	0.525	0.997	—※4	0.937	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（回）	同一諸元		200115	40406	40406	0.791	0.876	0.000	0.255	0.641	0.616	—	—
			P-02-SPP（回）			428728	102897	102897	0.673	0.933	0.000	0.272	—※4	0.934	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（回）			164430	80000	62242	0.858	0.935	0.259	0.551	0.814	0.684	—	—
			A-02-SPP（回）			417501	141861	120906	0.892	1.007	0.399	0.826	—※4	0.861	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（回）	—		**1.29**	**3.93**	**7.27**	**1.00**	**0.94**	**—**	**0.27**	**0.68**	**0.91**	**—**	**—**
			P-02-SPP（回）			**1.29**	**1.47**	**1.47**	**1.00**	**1.04**	**—**	**0.75**	—※4	**0.95**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（回）			**1.32**	**2.94**	**2.28**	**0.97**	**0.97**	**0.46**	**0.55**	**0.86**	**0.93**	**—**	**—**
			A-02-SPP（回）			**1.30**	**1.38**	**1.17**	**1.01**	**1.05**	**0.76**	**0.83**	—※4	**0.92**	**—**	**—**

※1) 杭径は，鋼管径（羽根径）を示す。

※2) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※3) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※4) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.12　安全余裕の比較（打込み杭工法；鋼管杭）

■打込み杭工法（鋼管杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（打）	800	20.0	278325	9352	9352	0.862	0.991	0.000	0.421	0.918	0.604	—	—
			P-02-SPP（打）	1100	20.0	519979	73537	73537	0.612	0.978	0.000	0.176	—※3	0.962	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（打）	600	20.0	211500	17695	17695	0.715	0.934	0.517	0.892	0.993	0.697	—	—
			A-02-SPP（打）	1200	25.0	520208	89756	89756	0.774	0.930	0.403	0.759	—※3	0.956	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（打）	同一諸元		312527	35355	35355	0.862	0.955	0.000	0.170	0.727	0.561	—	—
			P-02-SPP（打）			579782	98182	98182	0.612	0.979	0.000	0.145	—※3	0.951	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（打）			237792	57735	57735	0.683	0.872	0.224	0.410	0.738	0.639	—	—
			A-02-SPP（打）			560038	106396	106396	0.772	0.930	0.356	0.671	—※3	0.942	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（打）	—		**1.12**	**3.78**	**3.78**	**1.00**	**0.96**	**—**	**0.40**	**0.79**	**0.93**	**—**	**—**
			P-02-SPP（打）			**1.12**	**1.34**	**1.34**	**1.00**	**1.00**	**—**	**0.83**	—※3	**0.99**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（打）			**1.12**	**3.26**	**3.26**	**0.96**	**0.93**	**0.43**	**0.46**	**0.74**	**0.92**	**—**	**—**
			A-02-SPP（打）			**1.08**	**1.19**	**1.19**	**1.00**	**1.00**	**0.88**	**0.88**	—※3	**0.99**	**—**	**—**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.13　安全余裕の比較（打込み杭工法；SC 杭）

■打込み杭工法（ＳＣ杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（打）	800	40.0	397173	8675	4854	0.639	0.915	0.000	0.887	0.954	0.415	—	—
			P-02-SC（打）	900	40.0	509081	58003	58003	0.510	0.915	0.000	0.219	—※3	0.969	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（打）	500	40.0	228137	11943	11943	0.663	0.724	0.649	0.987	0.876	0.387	—	—
			A-02-SC（打）	900	40.0	628976	128131	128131	0.889	0.944	0.496	0.719	—※3	0.976	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（打）	同一諸元		434170	35355	35355	0.639	0.827	0.000	0.242	0.404	0.373	—	—
			P-02-SC（打）			548642	76980	76980	0.510	0.911	0.000	0.183	—※3	0.959	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（打）			248549	56569	55417	0.629	0.663	0.219	0.347	0.486	0.345	—	—
			A-02-SC（打）			676156	167705	167057	0.882	0.936	0.413	0.605	—※3	0.956	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（打）	—		**1.09**	**4.08**	**7.28**	**1.00**	**0.90**	**—**	**0.27**	**0.42**	**0.90**	**—**	**—**
			P-02-SC（打）			**1.08**	**1.33**	**1.33**	**1.00**	**1.00**	**—**	**0.84**	—※3	**0.99**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（打）			**1.09**	**4.74**	**4.64**	**0.95**	**0.92**	**0.34**	**0.35**	**0.55**	**0.89**	**—**	**—**
			A-02-SC（打）			**1.08**	**1.31**	**1.30**	**0.99**	**0.99**	**0.83**	**0.84**	—※3	**0.98**	**—**	**—**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.14　安全余裕の比較（打込み杭工法；PHC 杭）

■打込み杭工法（ＰＨＣ杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 圧縮応力	耐荷性能1 引張応力	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（打）	800	20.0	428477	8966	8966	0.688	0.950	0.000	0.407	0.818	0.852	0.491	0.155
			P-02-PHC（打）	1000	20.0	637530	55282	55282	0.567	0.936	0.000	0.134	0.606	-0.036	—※3	0.280
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（打）	900	20.0	510679	12903	12903	0.926	0.885	0.706	0.953	0.699	0.776	0.503	0.301
			A-02-PHC（打）	1000	30.0	630753	124257	124257	0.573	0.563	0.310	0.394	0.812	0.942	—※3	0.507
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（打）	同一諸元		493006	35355	35355	0.688	0.898	0.000	0.158	0.679	-0.280	0.296	0.122
			P-02-PHC（打）			722237	69282	69282	0.567	0.936	0.000	0.112	0.598	-0.108	—※3	0.262
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（打）			584414	38490	38490	0.887	0.826	0.336	0.460	0.568	-0.280	0.281	0.260
			A-02-PHC（打）			682368	150935	150935	0.571	0.562	0.269	0.344	0.803	0.864	—※3	0.491
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（打）	—		**1.15**	**3.94**	**3.94**	**1.00**	**0.95**	**—**	**0.39**	**0.83**	**—**	**0.60**	**0.78**
			P-02-PHC（打）			**1.13**	**1.25**	**1.25**	**1.00**	**1.00**	**—**	**0.84**	**0.99**	**—**	**—※3**	**0.94**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（打）			**1.14**	**2.98**	**2.98**	**0.96**	**0.93**	**0.48**	**0.48**	**0.81**	**—**	**0.56**	**0.86**
			A-02-PHC（打）			**1.08**	**1.21**	**1.21**	**1.00**	**1.00**	**0.87**	**0.87**	**0.99**	**0.92**	**—※3**	**0.97**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.15　安全余裕の比較（中掘り杭工法；鋼管杭）

■中掘り杭工法（鋼管杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（中）	700	20.0	194801	9985	5471	0.623	0.909	0.000	0.925	0.988	0.684	—	—
			P-02-SPP（中）	800	25.0	175275	68257	68257	0.598	0.974	0.000	0.264	—※3	0.957	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（中）	600	20.0	147483	11312	11312	0.366	0.450	0.539	0.971	0.836	0.536	—	—
			A-02-SPP（中）	900	20.0	334672	93699	93699	0.877	0.920	0.736	0.900	—※3	0.977	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（中）	同一諸元		245188	40406	40406	0.623	0.838	0.000	0.246	0.652	0.601	—	—
			P-02-SPP（中）			203474	86603	86603	0.598	0.976	0.000	0.218	—※3	0.932	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（中）			175065	47140	47140	0.349	0.410	0.190	0.366	0.588	0.469	—	—
			A-02-SPP（中）			403314	94281	75271	0.895	0.970	0.731	0.941	—※3	0.912	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SPP（中）	—		**1.26**	**4.05**	**7.39**	**1.00**	**0.92**	**—**	**0.27**	**0.66**	**0.88**	**—**	**—**
			P-02-SPP（中）			**1.16**	**1.27**	**1.27**	**1.00**	**1.00**	**—**	**0.83**	—※3	**0.97**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SPP（中）			**1.19**	**4.17**	**4.17**	**0.95**	**0.91**	**0.35**	**0.38**	**0.70**	**0.87**	**—**	**—**
			A-02-SPP（中）			**1.21**	**1.01**	**0.80**	**1.02**	**1.05**	**0.99**	**1.05**	—※3	**0.93**	**—**	**—**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.16　安全余裕の比較（中掘り杭工法；SC 杭）

■中掘り杭工法（ＳＣ杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（中）	900	20.0	375458	8032	4805	0.738	0.992	0.000	0.776	0.855	0.448	—	—
			P-02-SC（中）	1000	20.0	412827	63935	63935	0.586	0.869	0.000	0.156	—※3	0.950	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（中）	800	20.0	316159	18567	18567	0.829	0.944	0.703	0.994	0.958	0.529	—	—
			A-02-SC（中）	800	20.0	331748	110524	110524	0.742	0.989	0.246	0.484	—※3	0.904	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（中）	同一諸元		481563	31427	31427	0.738	0.913	0.000	0.224	0.389	0.404	—	—
			P-02-SC（中）			526661	97708	97708	0.586	0.876	0.000	0.112	—※3	0.869	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（中）			431352	50000	50000	0.807	0.903	0.339	0.485	0.683	0.430	—	—
			A-02-SC（中）			428123	159594	159594	0.738	0.995	0.182	0.357	—※3	0.821	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（中）	—		**1.28**	**3.91**	**6.54**	**1.00**	**0.92**	**—**	**0.29**	**0.46**	**0.90**	**—**	**—**
			P-02-SC（中）			**1.28**	**1.53**	**1.53**	**1.00**	**1.01**	**—**	**0.72**	—※3	**0.91**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（中）			**1.36**	**2.69**	**2.69**	**0.97**	**0.96**	**0.48**	**0.49**	**0.71**	**0.81**	**—**	**—**
			A-02-SC（中）			**1.29**	**1.44**	**1.44**	**1.00**	**1.01**	**0.74**	**0.74**	—※3	**0.91**	**—**	**—**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.17　安全余裕の比較（中掘り杭工法；PHC 杭）

■中掘り杭工法（ＰＨＣ杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 圧縮応力	耐荷性能1 引張応力	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（中）	800	20.0	296424	8966	5539	0.672	0.868	0.000	0.728	0.888	0.816	0.493	0.226
			P-02-PHC（中）	800	20.0	282185	70734	70734	0.592	0.944	0.000	0.153	0.685	0.310	—※3	0.352
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（中）	900	20.0	292950	17724	17724	0.840	0.942	0.640	0.937	0.815	0.804	0.500	0.278
			A-02-PHC（中）	1000	20.0	359030	86475	86475	0.762	0.931	0.236	0.467	0.783	0.552	—※3	0.428
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（中）	同一諸元		373548	35355	35355	0.672	0.810	0.000	0.215	0.661	-1.018	0.188	0.185
			P-02-PHC（中）			357408	115532	115532	0.592	0.945	0.000	0.106	0.666	0.156	—※3	0.315
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（中）			410090	44444	44444	0.822	0.909	0.323	0.477	0.729	0.108	0.377	0.224
			A-02-PHC（中）			470607	117975	117975	0.764	0.945	0.180	0.354	0.746	0.256	—※3	0.366
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（中）	—		**1.26**	**3.94**	**6.38**	**1.00**	**0.93**	**—**	**0.30**	**0.74**	**—**	**0.38**	**0.82**
			P-02-PHC（中）			**1.27**	**1.63**	**1.63**	**1.00**	**1.00**	**—**	**0.70**	**0.97**	**0.50**	**—※3**	**0.89**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（中）			**1.40**	**2.51**	**2.51**	**0.98**	**0.97**	**0.51**	**0.51**	**0.89**	**0.13**	**0.75**	**0.80**
			A-02-PHC（中）			**1.31**	**1.36**	**1.36**	**1.00**	**1.01**	**0.76**	**0.76**	**0.95**	**0.46**	**—※3**	**0.85**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.18　安全余裕の比較（プレボーリング杭工法；SC 杭）

■プレボーリング杭工法（ＳＣ杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（プ）	600	20.0	388138	10605	10605	0.776	0.910	0.000	0.655	0.905	0.462	—	—
			P-02-SC（プ）	800	20.0	614463	68433	68433	0.629	0.961	0.000	0.195	—※3	0.902	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（プ）	700	20.0	495687	20336	20336	0.842	0.912	0.719	0.947	0.942	0.518	—	—
			A-02-SC（プ）	900	20.0	785489	100822	100822	0.755	0.865	0.347	0.601	—※3	0.937	—	—
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（プ）	同一諸元		351927	47140	47140	0.776	0.863	0.000	0.250	0.535	0.437	—	—
			P-02-SC（プ）			536979	115532	115532	0.629	0.935	0.000	0.159	—※3	1.002	—	—
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（プ）			444618	57143	54413	0.792	0.840	0.365	0.515	0.564	0.468	—	—
			A-02-SC（プ）			684944	141861	141861	0.731	0.821	0.294	0.524	—※3	0.994	—	—
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-SC（プ）	—		**0.91**	**4.45**	**4.45**	**1.00**	**0.95**	**—**	**0.38**	**0.59**	**0.95**	**—**	**—**
			P-02-SC（プ）			**0.87**	**1.69**	**1.69**	**1.00**	**0.97**	**—**	**0.82**	—※3	**1.11**	**—**	**—**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-SC（プ）			**0.90**	**2.81**	**2.68**	**0.94**	**0.92**	**0.51**	**0.54**	**0.60**	**0.90**	**—**	**—**
			A-02-SC（プ）			**0.87**	**1.41**	**1.41**	**0.97**	**0.95**	**0.85**	**0.87**	—※3	**1.06**	**—**	**—**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。
k_Hの補正は次の場合に行った。
H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合
提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合
※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。
※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.19　安全余裕の比較（プレボーリング杭工法；PHC 杭）

■プレボーリング杭工法（ＰＨＣ杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 圧縮応力	耐荷性能1 引張応力	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（プ）	600	20.0	319612	10988	10988	0.621	0.852	0.000	0.640	0.926	0.988	0.491	0.279
			P-02-PHC（プ）	800	20.0	514308	70734	70734	0.628	0.957	0.000	0.208	0.952	0.778	—※3	0.410
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（プ）	900	20.0	545779	17724	17724	0.654	0.651	0.471	0.675	0.789	0.912	0.511	0.193
			A-02-PHC（プ）	1000	20.0	706177	86475	86475	0.520	0.611	0.250	0.461	0.766	0.904	—※3	0.475
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（プ）	同一諸元		294647	47140	47140	0.621	0.796	0.000	0.277	0.793	-0.090	0.097	0.298
			P-02-PHC（プ）			458885	115532	115532	0.628	0.934	0.000	0.172	1.000	1.164	—※3	0.501
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（プ）			488497	44444	44444	0.633	0.611	0.259	0.379	0.655	-0.174	0.316	0.180
			A-02-PHC（プ）			627388	117975	117975	0.504	0.578	0.213	0.405	0.791	1.104	—※3	0.526
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-PHC（プ）	—		**0.92**	**4.29**	**4.29**	**1.00**	**0.93**	**—**	**0.43**	**0.86**	**—**	**0.20**	**1.07**
			P-02-PHC（プ）			**0.89**	**1.63**	**1.63**	**1.00**	**0.98**	**—**	**0.83**	**1.05**	**1.50**	—※3	**1.22**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-PHC（プ）			**0.90**	**2.51**	**2.51**	**0.97**	**0.94**	**0.55**	**0.56**	**0.83**	**—**	**0.62**	**0.93**
			A-02-PHC（プ）			**0.89**	**1.36**	**1.36**	**0.97**	**0.95**	**0.85**	**0.88**	**1.03**	**1.22**	—※3	**1.11**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。

k_Hの補正は次の場合に行った。

H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合

提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合

※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。

※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

表-5.2.20　安全余裕の比較（場所打ち杭工法；場所打ち杭）

■場所打ち杭工法（場所打ち杭）

試設計に用いた地盤反力係数	下部構造	設計状況	試算対象基礎ケース名	杭径 D (m)	杭長 L (m)	軸方向ばね定数 K_V(kN/m)	水平方向地盤反力係数※1 (kN/m^3) k_H	k_H'	押込み力照査 変位の制限	押込み力照査 耐荷性能D+EQ	変位照査 変位の制限	変位照査 耐荷性能D+EQ	曲げ照査(D+EQ) 耐荷性能1 正曲げ	耐荷性能1 負曲げ	耐荷性能3 正曲げ	耐荷性能3 負曲げ
① H29道示式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-CCP	1200	20.0	583366	6787	6787	0.793	0.930	0.000	0.212	0.949	0.382	0.736	0.297
			P-02-CCP	1700	20.0	912026	38090	38090	0.768	0.956	0.000	0.100	—※3	0.926	—※3	0.715
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-CCP	1000	20.0	532596	16642	16642	0.808	0.984	0.464	0.675	0.937	0.330	0.731	0.257
			A-02-CCP	1400	15.0	572653	56079	56079	0.784	0.927	0.464	0.875	—※3	0.968	—※3	0.736
② 提案式	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-CCP	同一諸元		829698	23570	23570	0.793	0.890	0.000	0.087	0.615	0.276	0.483	0.217
			P-02-CCP			1239035	51200	51200	0.768	0.977	0.000	0.075	—※3	0.791	—※3	0.605
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-CCP			760681	40000	40000	0.784	0.943	0.239	0.349	0.734	0.258	0.578	0.203
			A-02-CCP			823609	73498	73498	0.790	0.966	0.359	0.664	—※3	0.811	—※3	0.610
比率 ②/①	橋脚	永続・変動作用支配状況	P-01-CCP	—		**1.42**	**3.47**	**3.47**	**1.00**	**0.96**	**—**	**0.41**	**0.65**	**0.72**	**0.66**	**0.73**
			P-02-CCP			**1.36**	**1.34**	**1.34**	**1.00**	**1.02**	**—**	**0.75**	—※3	**0.85**	—※3	**0.85**
	橋台	永続・変動作用支配状況	A-01-CCP			**1.43**	**2.40**	**2.40**	**0.97**	**0.96**	**0.51**	**0.52**	**0.78**	**0.78**	**0.79**	**0.79**
			A-02-CCP			**1.44**	**1.31**	**1.31**	**1.01**	**1.04**	**0.77**	**0.76**	—※3	**0.84**	—※3	**0.83**

※1) 水平方向地盤反力係数は地震の影響を含む場合の値を示し，k_Hは補正前の値を，k_H'は補正後の値を示している（補正によりk_Hが低減されている箇所は薄い着色で表示）。
k_Hの補正は次の場合に行った。
H29道示による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超え，かつ15mmよりも大きくなる場合
提案式による地盤反力係数を用いた試設計　：　杭の水平変位が杭径の1%を超える場合
※2) 濃い着色部は，基礎の諸元の決定要因になっている照査項目を示している。主に杭本数は安定照査で、杭体の諸元は部材照査である。
※3) 地中部曲げモーメントが卓越するケース（P-02, A-02）については，杭頭では正曲げが生じない，又は正曲げが生じる場合でも小さいため，正曲げの照査は着目しない。

次に，試設計の結果，応答値が制限値に対して過度に余裕がある場合，又は照査を満足しない場合には諸元を見直し，適度な安全余裕となるように試設計を行った．

試設計により決定した杭基礎諸元を表-5.2.22 に示す．また，H29 道示に基づく試設計で決定した諸元に対する諸元の増減の概要を表-5.2.21 に示す．

図-5.2.7 は，表-5.2.21 の橋脚及び橋台の基数を合算し，円グラフで示した．図-5.2.8 は，杭基礎諸元への影響のうち，経済性，施工性等への影響が大きい杭本数に着目し，H29 道示諸元から変化した割合を示した．

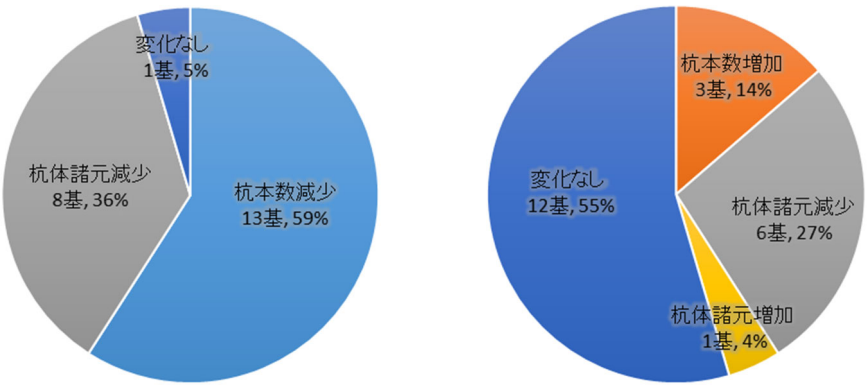
杭頭曲げ卓越ケースの場合，橋台橋脚合わせた 22 基のうち 21 基で諸元が減少する結果となった．そのうち，約 6 割で杭本数が減少している．図-5.2.8 に示すとおり，本数の減少割合も顕著であり，最も本数が減少したケースは中掘り杭工法（鋼管杭）で，18 本→10 本（55%）である．特に水平変位が決定要因となっている組合せケースにおいて，諸元の減少が顕著に現れている．

地中部曲げ卓越ケースの場合，最も多い割合なのは変化なし（55%）で，杭体諸元の低下は約 3 割程度である．22 基のうち 19 基が，諸元の変化なし又は杭体諸元の増減であることからも，杭頭曲げ卓越ケースの場合に比べて，杭体諸元に与える影響は小さいことが確認できる．

表-5.2.21　永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計の杭基礎の諸元への影響

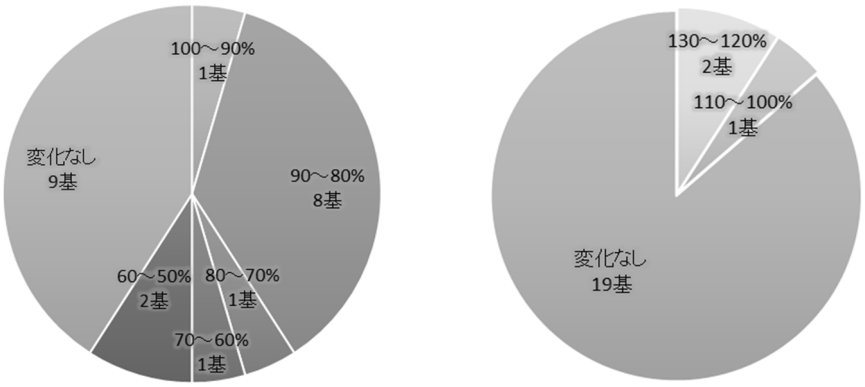
（単位：基）

	橋脚		橋台		計
	杭頭曲げ卓越	地中部曲げ卓越	杭頭曲げ卓越	地中部曲げ卓越	
杭体諸元が減少	7	3	1	3	14
杭本数が減少	4		9		13
杭体諸元が増加		1			1
杭本数が増加		1		2	3
変わらない		6	1	6	13
計	11	11	11	11	44



(a) 杭頭曲げモーメント卓越　　(b) 地中部曲げモーメント卓越

図-5.2.7　永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計の杭基礎諸元への影響（橋台＋橋脚）



(a) 杭頭曲げモーメント卓越　　(b) 地中部曲げモーメント卓越

図-5.2.8　永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計の杭本数への影響（橋台＋橋脚）

表-5.2.22　永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計により決定した杭基礎諸元

着色部は①H29道示に基づき試設計した杭基礎諸元から変更した諸元を示す。（　：減，　：増）

■鋼管ソイルセメント杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)	曲げモーメント分布パターン	②提案式に基づく最適化諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)
鋼管ソイルセメント杭工法	鋼管ソイルセメント杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPSC	10	SKK490	整列	3	2	6	パターン1	9	SKK490	整列	3	2	6
				P-02-SPSC	15	SKK490	整列	2	2	4	パターン2	14	SKK490	整列	2	2	4
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPSC	21	SKK400	整列	3	3	9	パターン1	18	SKK400	整列	2	3	6
				A-02-SPSC	21	SKK400	整列	2	3	6	パターン2	19	SKK400	整列	2	3	6

■回転杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)	曲げモーメント分布パターン	②提案式に基づく最適化諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)
回転杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(回)	9	SKK490	千鳥	4	3	10	パターン1	9	SKK400	千鳥	4	3	10
				P-02-SPP(回)	20	SKK490	整列	2	3	6	パターン2	19	SKK490	整列	2	3	6
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(回)	9	SKK490	整列	4	5	20	パターン1	9	SKK490	整列	4	5	20
				A-02-SPP(回)	20	SKK490	整列	2	4	8	パターン2	14	SKK490	整列	2	5	10

■打込み杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)	曲げモーメント分布パターン	②提案式に基づく最適化諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)
打込み工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(打)	10	SKK400	整列	4	3	10	パターン1	9	SKK400	整列	4	3	10
				P-02-SPP(打)	14	SKK400	整列	2	4	8	パターン2	14	SKK400	整列	2	4	8
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(打)	9	SKK400	整列	3	7	21	パターン1	9	SKK400	整列	3	7	18
				A-02-SPP(打)	13	SKK490	整列	2	4	8	パターン2	13	SKK490	整列	2	4	8
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(打)	110 / 7	SKK490	整列	3	3	8	パターン1	110 / 6	SKK400	整列	3	3	8
				P-02-SC(打)	120 / 6	SKK490	整列	3	3	8	パターン2	120 / 6	SKK490	整列	3	3	8
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(打)	80 / 7	SKK490	整列	4	5	20	パターン1	80 / 6	SKK490	整列	3	5	12
				A-02-SC(打)	120 / 11	SKK490	整列	2	3	6	パターン2	120 / 11	SKK490	整列	2	3	6
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(打)	110	C種	千鳥	4	3	11	パターン1	110	B種	千鳥	4	3	10
				P-02-PHC(打)	130	B種	整列	3	4	10	パターン2	130	B種	整列	3	4	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(打)	120	B種	整列	2	4	8	パターン1	120	A種	整列	2	4	8
				A-02-PHC(打)	130	C種	整列	2	5	10	パターン2	130	C種	整列	2	5	10

■中掘り杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)	曲げモーメント分布パターン	②提案式に基づく最適化諸元（永続・変動） 板厚(mm)	種類	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)
中掘り杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(中)	12	SKK400	千鳥	4	3	11	パターン1	9	SKK400	千鳥	4	3	10
				P-02-SPP(中)	9	SKK490	整列	4	3	10	パターン2	9	SKK490	整列	4	3	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SPP(中)	9	SKK400	整列	3	6	18	パターン1	9	SKK400	整列	2	5	10
				A-02-SPP(中)	16	SKK490	整列	2	4	8	パターン2	15	SKK490	整列	2	4	8
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(中)	120 / 6	SKK490	整列	3	2	6	パターン1	120 / 6	SKK400	整列	3	2	6
				P-02-SC(中)	130 / 6	SKK400	整列	3	3	8	パターン2	130 / 6	SKK400	整列	3	3	8
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(中)	110 / 8	SKK400	千鳥	3	4	11	パターン1	110 / 7	SKK400	整列	3	4	10
				A-02-SC(中)	110 / 6	SKK490	千鳥	3	5	14	パターン2	110 / 6	SKK490	千鳥	3	5	14
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(中)	110	C種	整列	3	3	8	パターン1	110	A種	整列	3	3	8
				P-02-PHC(中)	110	B種	整列	4	3	12	パターン2	110	B種	整列	4	3	12
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(中)	120	C種	千鳥	3	4	11	パターン1	120	B種	整列	3	4	10
				A-02-PHC(中)	130	C種	整列	3	5	15	パターン2	130	C種	整列	3	5	15

■プレボーリング杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（永続・変動） 厚さ(mm)	種別	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)	曲げモーメント分布パターン	②提案式に基づく最適化諸元（永続・変動） 厚さ(mm)	種別	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)
プレボーリング杭工法	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(プ)	90 / 6	SKK490	整列	4	3	10	パターン1	90 / 4.5	SKK400	整列	4	3	10
				P-02-SC(プ)	110 / 7	SKK400	整列	3	3	8	パターン2	110 / 8	SKK400	整列	3	3	8
		橋台	⑩D+EQ	A-01-SC(プ)	100 / 8	SKK490	整列	3	4	12	パターン1	100 / 6	SKK490	整列	3	4	10
				A-02-SC(プ)	120 / 9	SKK490	整列	2	5	10	パターン2	120 / 9	SKK490	整列	2	5	10
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(プ)	90	C種	整列	3	4	12	パターン1	90	B種	整列	3	4	10
				P-02-PHC(プ)	110	C種	整列	3	3	8	パターン2	110	B種	整列	4	3	10
		橋台	⑩D+EQ	A-01-PHC(プ)	120	C種	千鳥	3	5	14	パターン1	120	C種	整列	3	4	10
				A-02-PHC(プ)	130	C種	整列	2	7	14	パターン2	130	C種	整列	3	5	15

■場所打ち杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（永続・変動） 軸方向鉄筋径	軸方向鉄筋本数(本)	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)	曲げモーメント分布パターン	②提案式に基づく最適化諸元（永続・変動） 軸方向鉄筋径	軸方向鉄筋本数(本)	杭配置	杭列数LG(列)	杭列数TR(列)	杭本数(本)
場所打ち杭工法	場所打ち杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-CCP	D25	14	整列	3	3	9	パターン1	D22	12	整列	3	3	8
				P-02-CCP	D29	16	整列	2	3	6	パターン2	D25	18	整列	2	3	6
		橋台	⑩D+EQ	A-01-CCP	D35	14	整列	3	4	12	パターン1	D32	14	千鳥	3	4	11
				A-02-CCP	D35	28	整列	2	3	6	パターン2	D32	28	整列	2	3	6

(2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計

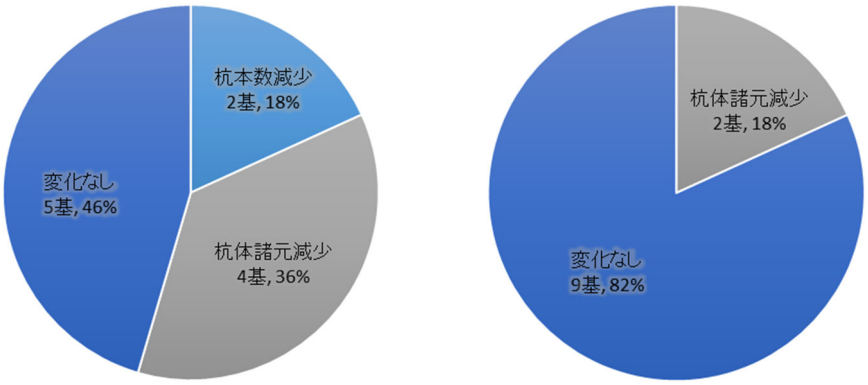
H29 道示に基づきレベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計によって決定した橋脚杭基礎 22 基に対して，提案式に基づく試設計を行った．

試設計の結果，応答値が制限値に対して過度に余裕がある場合，又は照査を満足しない場合には諸元を見直し，適度な安全余裕となるように試設計を行った．試設計により決定した杭基礎諸元を表-5.2.24 に示す．また，H29 道示に基づく試設計で決定した諸元に対する諸元の増減の概要を表-5.2.23，図-5.2.9 に示す．

表-5.2.23　レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計の杭基礎の諸元への影響

（単位：基）

	橋脚		計
	杭頭曲げ卓越	地中部曲げ卓越	
杭体諸元が減少	4	1	5
杭本数が減少	2		2
杭体諸元が増加			0
杭本数が増加			0
変わらない	5	10	15
計	11	11	22



(a) 杭頭曲げモーメント卓越　　(b) 地中部曲げモーメント卓越

図-5.2.9　レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計の杭基礎諸元への影響（橋台＋橋脚）

表-5.2.24　レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計により決定した杭基礎諸元

着色部は①H29道示に基づき試設計した杭基礎諸元から変更した諸元を示す。（ : 減， : 増）

■鋼管ソイルセメント杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（レベル2）						②提案式に基づく最適化諸元（レベル2）					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
杭メイ鋼 工ンル管 法トセソ	杭メイ鋼 ンル管 トセソ	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPSC	15	SKK490	整列	3	2	6	15	SKK490	整列	3	2	6
				P-02-SPSC	17	SKK490	整列	2	3	6	16	SKK490	整列	2	3	6

■回転杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（レベル2）						②提案式に基づく最適化諸元（レベル2）					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
回転杭工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(回)	14	SKK490	千鳥	4	3	10	14	SKK490	千鳥	4	3	10
				P-02-SPP(回)	11	SKK490	整列	3	4	10	11	SKK490	整列	3	4	10

■打込み杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（レベル2）						②提案式に基づく最適化諸元（レベル2）					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
打込み工法	鋼管杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(打)	12	SKK490	整列	4	3	10	11	SKK490	整列	4	3	10
				P-02-SPP(打)	12	SKK400	整列	3	4	10	12	SKK400	整列	3	4	10
	杭SC	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(打)	110 / 8	SKK490	整列	3	3	8	110 / 7	SKK490	整列	3	3	8
				P-02-SC(打)	120 / 8	SKK490	整列	3	3	8	120 / 8	SKK490	整列	3	3	8
	CP杭H	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(打)	110	C種	千鳥	4	3	11	110	B種	千鳥	4	3	10
				P-02-PHC(打)	130	B種	整列	3	4	10	130	B種	整列	3	4	10

■中掘り杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（レベル2）						②提案式に基づく最適化諸元（レベル2）					
					板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	板厚 (mm)	種類	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
中掘り杭工法	杭鋼管	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SPP(中)	14	SKK400	千鳥	4	3	11	16	SKK400	千鳥	4	3	10
				P-02-SPP(中)	11	SKK490	整列	4	3	12	11	SKK490	整列	4	3	12
	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(中)	120 / 11	SKK490	整列	3	2	6	120 / 11	SKK490	整列	3	2	6
				P-02-SC(中)	130 / 14	SKK490	整列	4	3	10	130 / 14	SKK490	整列	4	3	10
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(中)	110	C種	整列	3	3	9	110	C種	整列	3	3	9
				P-02-PHC(中)	110	B種	整列	5	4	18	110	B種	整列	5	4	18

■プレボーリング杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（レベル2）						②提案式に基づく最適化諸元（レベル2）					
					厚さ (mm)	種別	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	厚さ (mm)	種別	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
プレボーリング杭工法	SC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-SC(プ)	90 / 18	SKK490	整列	4	3	10	90 / 17	SKK490	整列	4	3	10
				P-02-SC(プ)	110 / 9	SKK490	整列	4	4	12	110 / 8	SKK490	整列	4	4	12
	PHC杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-PHC(プ)	90	C種	整列	5	4	20	90	C種	整列	5	4	20
				P-02-PHC(プ)	110	C種	整列	5	3	14	110	C種	整列	5	3	14

■場所打ち杭工法

杭工法	杭種	下部構造形式	荷重ケース	試算対象基礎ケース名	①H29道示に基づく諸元（レベル2）						②提案式に基づく最適化諸元（レベル2）					
					軸方向鉄筋径	軸方向鉄筋本数 (本)	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)	軸方向鉄筋径	軸方向鉄筋本数 (本)	杭配置	杭列数 LG (列)	杭列数 TR (列)	杭本数 (本)
場所打ち杭工法	場所打ち杭	橋脚	⑩D+EQ	P-01-CCP	D29	14	整列	3	3	9	D32	24	整列	3	3	8
				P-02-CCP	D35	30	整列	3	3	9	D35	30	整列	3	3	9

5.2.5. まとめ

(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計

1) 押込み力の照査について

一般に杭の軸方向ばね定数 K_V が大きくなると，杭頭押込み反力は大きくなる．地中部曲げ卓越ケースに見られる傾向はこれによると推察される．一方，杭頭曲げ卓越ケースは，水平方向地盤反力係数 k_H が H29 道示式による値に比べて提案式による値が著しく大きくなるため，杭頭押込み反力が小さくなったと推察される．

2) 変位の照査について

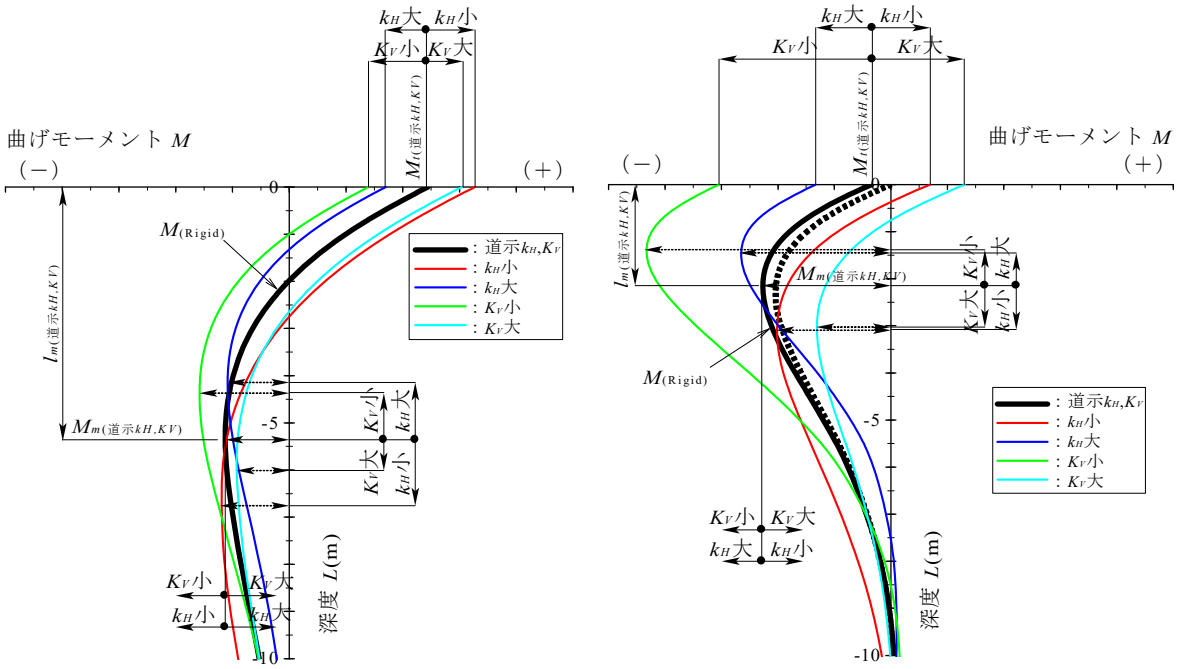
杭頭曲げ卓越ケースが著しく余裕が生じるのは，提案式の k_H が著しく大きくなる影響が直接的に現れたと推察される．

3) 杭体の正曲げの照査について

杭頭曲げ卓越ケースで余裕が生じるのは，提案式の k_H が著しく大きくなることにより正曲げが小さくなったからと推察される．地中部曲げ卓越ケースが逆の傾向を示すのは，提案式の k_H が大きくなることよりも K_V が大きくなる影響の方が大きく正曲げが大きくなる傾向になったと推察される．

4) 杭体の負曲げの照査について

K_V 及び k_H がいずれも H29 道示に比べて大きくなることから，相殺して大きな差が生じなかったと推察される．ただし，プレボーリング杭工法については，K_V が H29 道示に比べて小さくなることから，地中部曲げが大きくなり，照査が厳しくなったと推察される．



(a) 杭頭曲げモーメントが卓越　　(b) 地中部曲げモーメントが卓越

図-5.2.10　K_V 及び k_H の変化が曲げモーメント分布へ及ぼす影響

5) 杭基礎の諸元への影響

杭頭曲げ卓越ケースにおいて，諸元が減少する傾向が顕著に現れている．杭頭曲げ卓越ケースは軟弱地盤を想定しており，軟弱地盤の場合に k_H が著しく大きくなることが根本的な要因と考えられる．

杭種杭工法によっては，特に水平変位が決定要因となっている組合せケースにおいて，諸元の減少が顕著に現れている．

(2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計

杭頭曲げ卓越ケースにおいて諸元が減少する傾向は，永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計の場合と同様であるが，その傾向はあまり顕著ではなくなっている．これは，レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計では，地盤抵抗の非線形性を考慮しており，杭頭部の水平地盤抵抗は地盤反力度の上限値で決まることから，k_H の差が顕著に現れなかったからと推察される．

5.3. 橋台の側方移動の影響を考慮した設計法の検討

5.3.1. はじめに

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．

前述の 5.1 で提案した新たな地盤反力係数推定式を用いて試設計を行った 5.2 の結果によると，比較的軟弱な地盤条件における橋台で，提案式で決定した諸元が現行の H29 道示式で決定した諸元に比べてほとんどのケースで小さくなることを確認した．

現状として側方移動の被害は限定的であるが，提案式を採用することで諸元が減少する傾向にあることは，つまり側方移動に対する安全余裕が少なくなることになる．現行の設計体系のまま提案式を採用することは側方移動の被害を増加させる可能性があることから，これまでと同等の安全余裕を有しているとみなせるよう，地盤反力係数の提案式と併せて側方移動に対する照査方法を構築することが必要と考えられる．

本節では，軟弱地盤上に建設された道路橋の橋台における側方移動に対する照査方法の構築を目的として，杭基礎に作用する側方流動圧の影響因子を把握するために 2 次元有限要素解析及び梁バネモデルを用いた解析を行った．解析による検討手順は以下のとおりである．下記の数字は以降の節番号を指している．

5.3.2. これまでに土木研究所で実施した側方移動を模擬した遠心模型実験の整理

5.3.3. 遠心模型実験のうち 1 ケースを対象とした，2 次元有限要素解析を用いた再現解析

5.3.4. 再現解析で作成した解析モデルをベースにして，軟弱層厚，橋台背面盛土高，軟弱層の材料特性，杭径を変化させたパラメトリック解析による流動圧の影響因子の検討

5.3.5. 梁バネ解析を用いた流動圧の分布形状の検討

5.3.2. 遠心模型実験

これまでに土木研究所が実施した側方流動力の評価に関する実験として，地中連続壁基礎を対象とした遠心模型実験[5.10]と，杭基礎を対象とした遠心模型実験[5.11]がある．5.3.3 では，杭基礎の遠心模型実験のうち 1 ケースを対象に再現解析を行っている．

ここでは，再現解析で対象とする杭基礎の遠心模型実験について述べる．

Ⅰ. 実験方法

表-5.3.1 に実験ケース，図-5.3.1 に模型概要図を示す．実験は，背面盛土高と軟弱粘性土層の地盤材料をパラメータとし，3 ケースを 75G の遠心力場で行った．

支持層は，層厚 12mとし，東北珪砂 7 号を用い，相対密度 Dr=80%となるように作製した．

粘性土層の材料の物理特性および力学特性は表-5.3.1 に示すとおりである．層厚は 12mとした．スミクレーはカオリンに比べて圧縮性が低く，せん断強度が大きいのが特徴である．

盛土層は，層厚を Case1，3 で 12m，Case2 で 6m とし，東北珪砂 7 号を用い，相対密度 Dr=80%となるように作製した．

模型杭は 5 列×3 列とし，実物スケールで外径 1.05m，肉厚 75mm とし，アルミパイプにより模した．杭頭はフーチングにより剛結し，杭先端は支持層に 6m 根入れさせた．

実験では，75G に達するまで 0.1G/分の速度で遠心加速度を上昇させた．その後，地表の沈下量の時刻歴に√t 法を適用し，90%圧密を確認するまで遠心加速度を保持した．結果として，75G に達した後の圧密完了までに要した時間は Case1，2 で 9～10 時間，Case3 で 16 時間程度（いずれも模型スケール）であった．

表-5.3.1　実験ケース

実験ケース	盛土層	粘性土層			
	背面盛土高	材料	塑性指数 I_P	圧縮指数 C_c	強度増加率 C_u/p'
Case1	12m	スミクレー	15.8	0.183	0.656
Case2	6m				
Case3	12m	カオリン	51.5	0.394	0.308

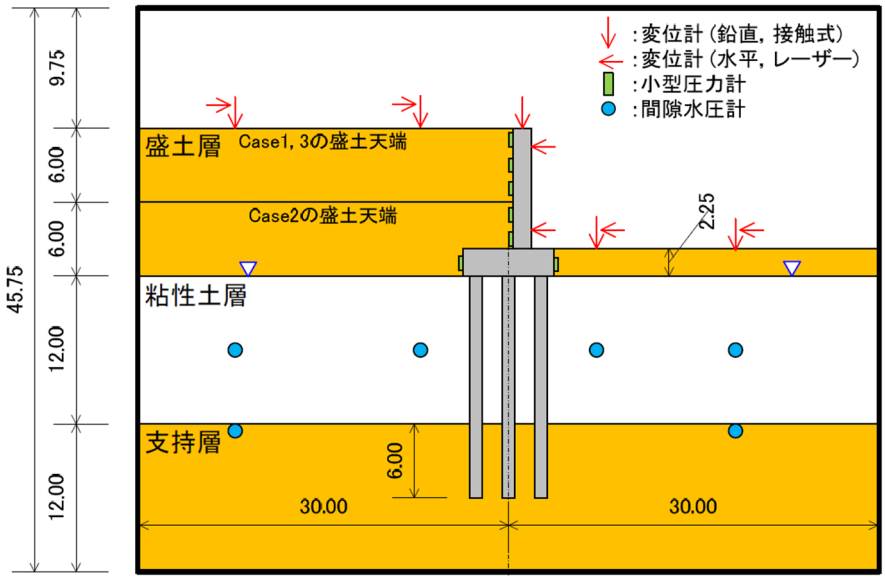


図-5.3.1　模型概要図（実物スケール，単位：m）

II. 実験結果

図-5.3.2 に，フーチング下面位置における水平変位（模型スケール）と，遠心加速度の推移を示す．いずれのケースも，水平変位は，遠心加速度が 75G に達するまでの間に発生し，その後の圧密進行過程～遠心力の除荷過程における累積量は小さい．この傾向は，たて壁の傾斜角や杭の曲げモーメントについても同様であった（図-5.3.3）．また，75G 到達時における基礎の変位は，盛土荷重が大きく粘性土が軟弱な Case3 で最も大きくなった．

図-5.3.4 に，75G 到達直後における杭の曲げモーメント分布を示す．いずれのケースについても，後列杭のモーメント分布の形状からは，粘性土層からの側圧を直接的に受けていることが分かる．その一方で，前列杭と中列杭は前面地盤からの水平抵抗を得ていることが分かる．ケース間で比較すると，盛土高が大きいほど，また，粘性土の圧縮性が高くせん断強度が小さいほど，大きな曲げモーメントが生じている．

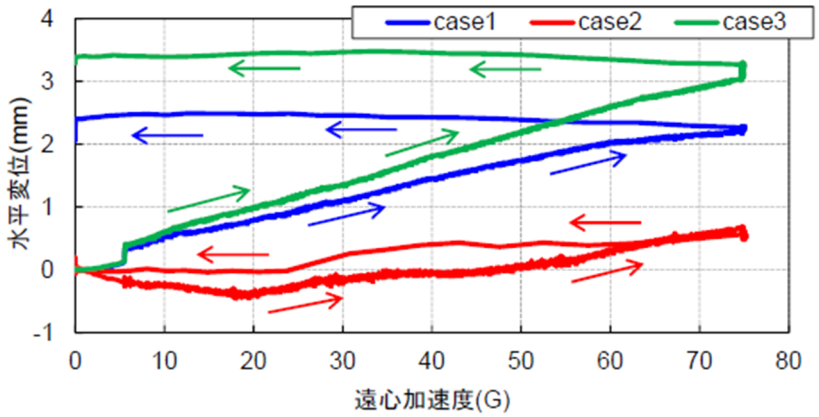


図-5.3.2　フーチングの水平変位と遠心加速度の関係

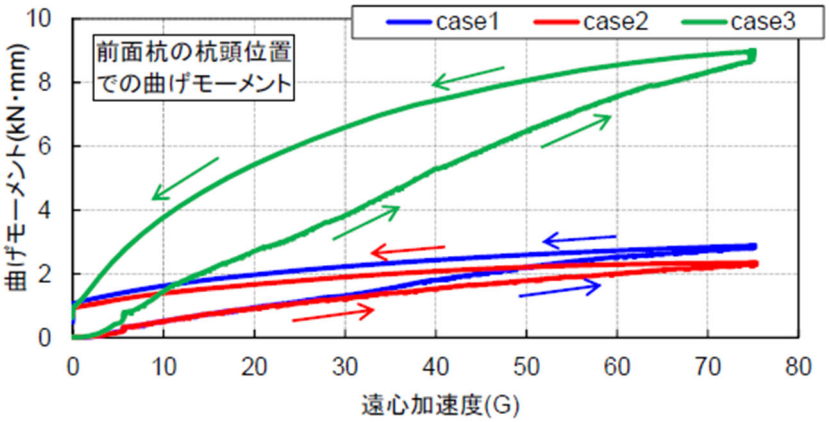


図-5.3.3　前面杭の杭頭での曲げモーメントと遠心加速度の関係

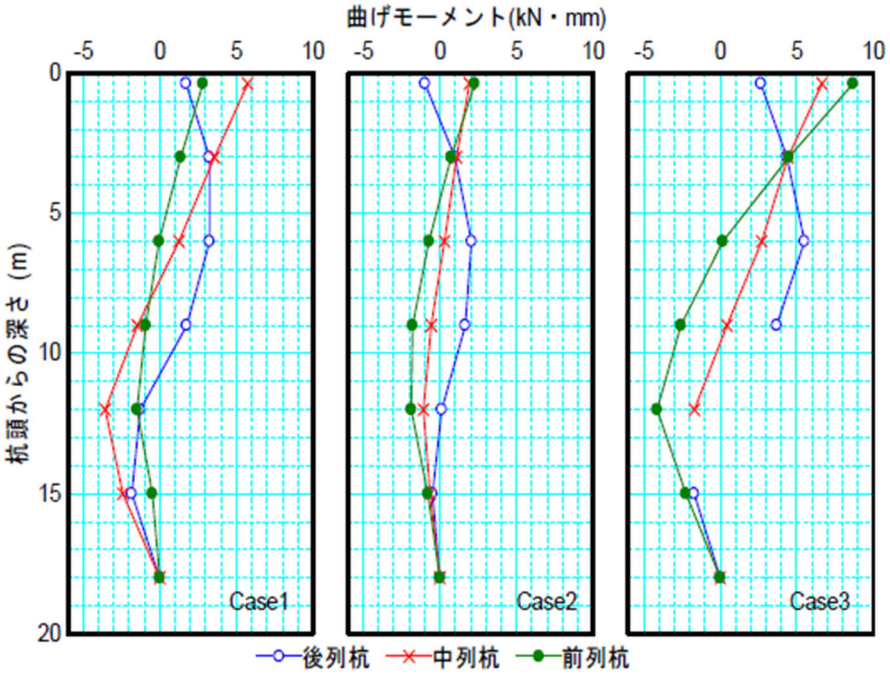


図-5.3.4　75G 到達直後における杭の曲げモーメント分布

5.3.3. 遠心模型実験の再現解析

後述するパラメトリック解析の基本ケースとして，土木研究所で実施された遠心模型実験[5.11)]を対象に 2 次元有限要素解析による再現解析を行った.

Ⅰ. 解析条件

(1) 解析スケール

解析スケールは，実スケール（模型実験の 75 倍）とする.

(2) 解析手法

解析手法は，2 次元弾塑性 FEM 解析とする.

(3) 解析モデル

解析モデル図を以下に示す.

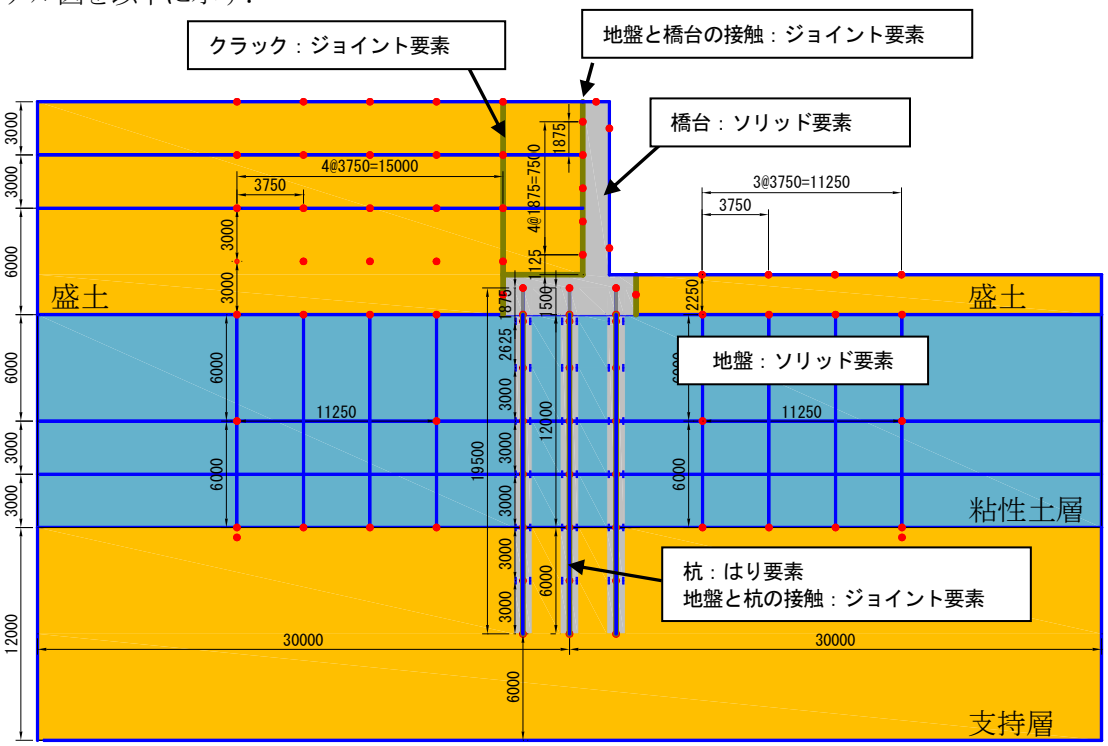


図-5.3.5　解析モデル（単位：mm）

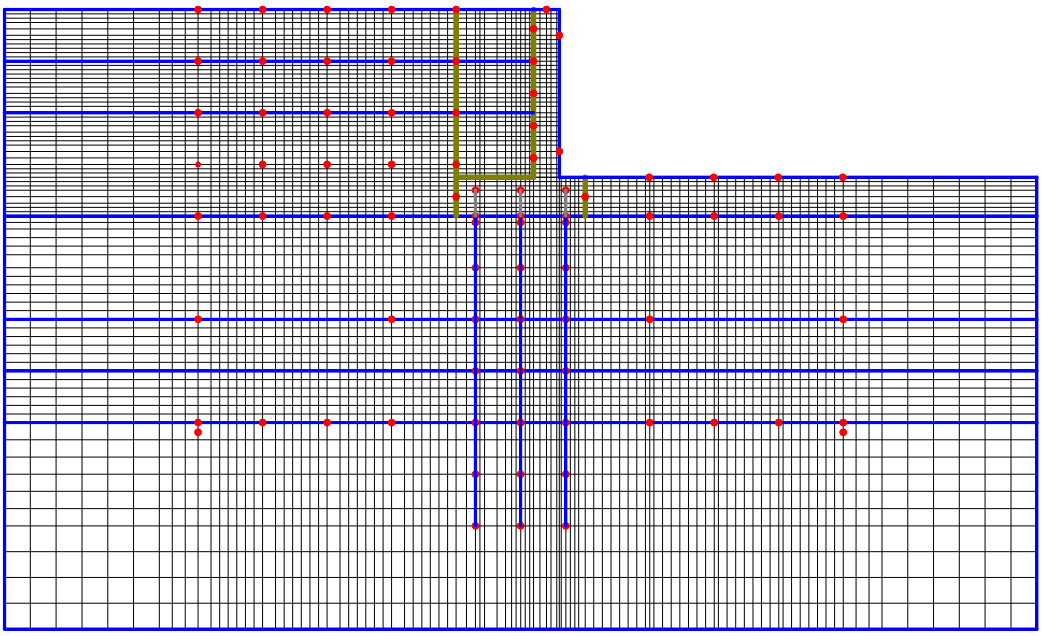


図-5.3.6　解析メッシュ

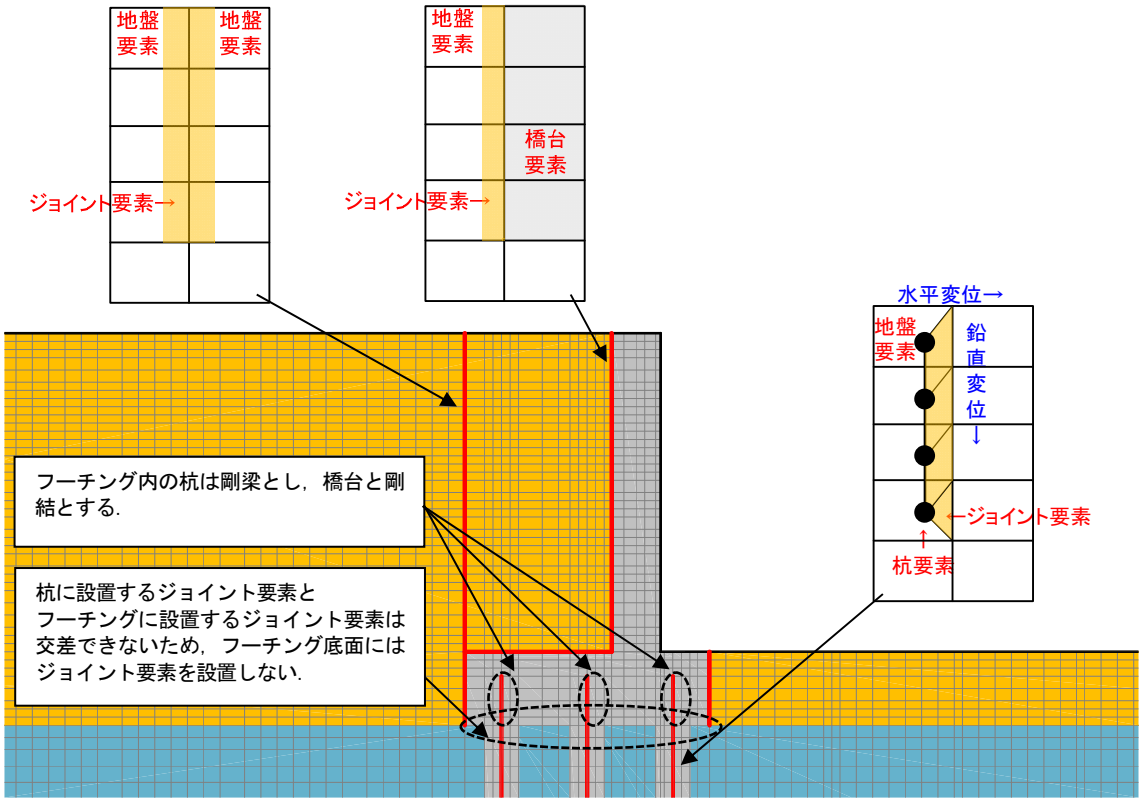
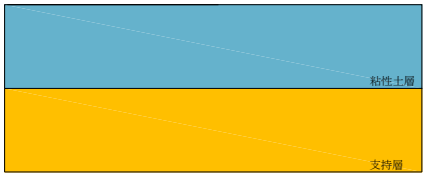
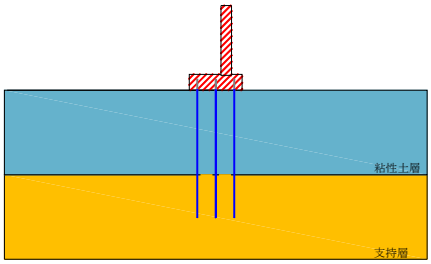
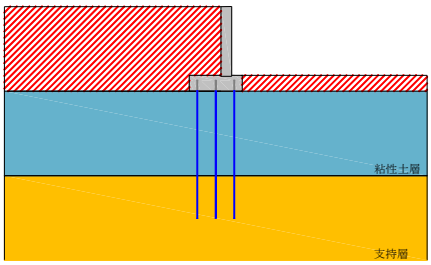
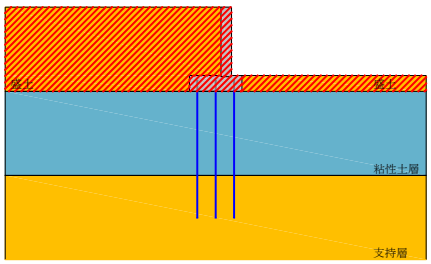
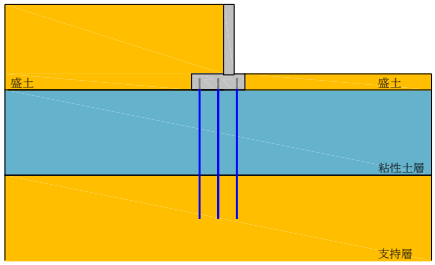


図-5.3.7　ジョイント要素の配置

(4) 解析ステップ

解析ステップを下表に示す．水の単位体積重量を 10kN/m^3 とし，重力の増加は単位体積重量の増加により考慮する．

表-5.3.2　解析ステップ

解析ステップ	モデル状態	備考
初期応力解析 （初期応力場作成）		・予備圧密終了後，盛土整形後の地盤状態による初期応力場の作成
STEP1 （杭・フーチング・たて壁設置）		・橋台・たて壁は 1/75(G)の重量を考慮
STEP2 （盛土設置）		・盛土は1/75(G)の重量を考慮
STEP3 （1/75G～0.2G 載荷） STEP4 (0.2～0.4G 載荷) STEP5 (0.4～0.6G 載荷) STEP6 (0.6～0.8G 載荷) STEP7 (0.8～1.0G 載荷) STEP8 (1.0G 到達)		・解析ステップは0.2G ピッチとする ・盛土，フーチング，たて壁の単位体積重量を増加(1/75G～1.0G)
STEP9 （1 次圧密完了）		・1 次圧密が完了する時間で解析を行う

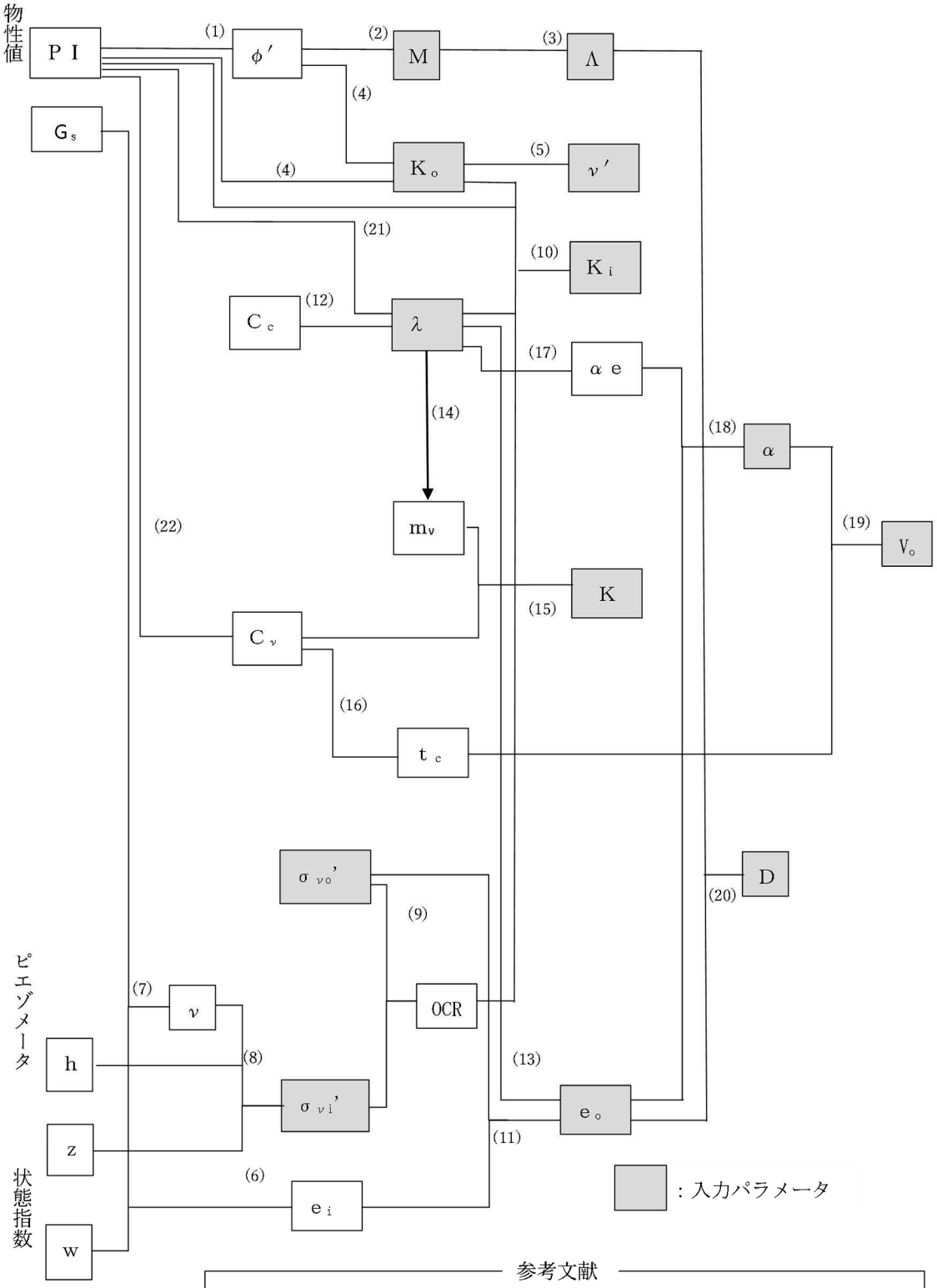
(5) 解析定数

1）粘性土の地盤定数

粘性土は関口・太田モデル[5.12)]を適用する．解析に用いる地盤定数は下表に示す．基準値は，図-5.3.8 に示す入力パラメータの決定チャート（太田・飯塚）[5.13)]に従って算出した．本解析では粘性土のせん断特性が重要であることから，関口・太田モデルの持つ非排水せん断強度と，三軸（CU）試験により求まる非排水せん断強度が整合するように限界応力比 M，非可逆比 Λ を調整した．なお，限界応力比 M と非可逆比 Λ の調整にあたり，鉛直有効応力 100kN/m^2 時のせん断波速度が，極端に小さい値 Vs≦50m/s とならないように調整する．

表-5.3.3　粘性土（スミクレー）の地盤定数

項目		解析用定数	備考
単位体積重量 γ (kN/m^3)		19.5	試験値
圧縮指数 C_c		0.183	試験値
塑性指数 PI(%)		15.8	試験値
応力状態	先行圧密の鉛直有効応力 σ_{v0}'(kN/m^2)	168.8	
	原位置での有効上載圧 σ_v'(kN/m^2)	57.0	
	過圧密比 OCR	2.96	
	先行圧密の静止土圧係数 K_0	0.47	
	原位置での静止土圧係数 K_i	0.79	
透水係数	水平方向透水係数 k_x(cm/s)	1.1E-07	試験値
	鉛直方向透水係数 k_y(cm/s)	1.1E-07	試験値
弾塑性変形特性	有効ポアソン比 ν'	0.32	
	限界応力比 M	1.600	調整値
	非可逆比 Λ	0.860	調整値
	せん断弾性係数(σ_v'：100kPa 時) G(kN/m^2)	6.0E+03	
	圧縮指数 λ	0.0794	試験値
	先行鉛直応力に対する間隙比 e_0	0.615	試験値
	原位置の間隙比 e_i	0.655	試験値
	ダイレイタンシー係数 D	2.643E-02	



参考文献

Iizuka, A and Ohta,H(1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations. Vo.l27, No.3, pp71～87

図-5.3.8（1）　入力パラメータ決定チャート（太田・飯塚）

記号一覧

記号	内容
PI	塑性指数（Plastidty index）
ϕ'	有効応力に関する内部摩擦角
M	破壊基準パラメータ：限界応力比（critical state parameter）
Λ	非可逆比（irrevercibility ratio）
K_o	静止土圧係数（coefficient of earth pressure at rest）
ν'	有効ポアソン比（Poiaaon’ s ratio in term of effective stress）
K_i	原位置での静止土圧係数（coefficient og in-situ earth pressure at rest）
Cc	圧縮指数
λ	圧縮指数（compression index）
αe	――――――――
α	二次圧密係数（coefficiont of secondary consolidation）
V_o	初期体積歪み速度（initial volumetric strain rate）
m_v	体積圧縮係数（coefficient of volumetric ccmpression）
K	透水係数（coefficient of permeability）
C_v	圧密係数
tc	一次圧密に要する時間（time required for the completion of primary condition）
D	ダイレタンシー係数（coefficient of dilatancy）
ν_t	単位体積重量
σ_{vo}	先行鉛直応力（preconsolidation vertical stress）
σ_{vi}	原位置の鉛直応力
OCR	過圧密比（overcondsolidation ratio）
e_i	原位置の間隙比（void ratio in-situ）
e_o	先行鉛直応力に対する間隙比（void ratio corresponding to the preconsolidation vertical stress）
G_s	土粒子の比重
h	静水圧
z	位置水頭
w	含水比

番号	関係式	番号	関係式
(1)	$\sin\phi'=0.81-0.2331\log(PI)$ Kenny(1959)[5.14]	(12)	$\lambda=0.434C_c$
		(13)	$e_o=3.78\lambda+0.156$
(2)	$M=6\cdot\sin\phi'/(3-\sin\phi')$	(14)	$m_v=3\lambda/[(1+e_o)(1+K_o)\sigma_{vo}']$
(3)	$\Lambda=M/1.75$ Karube(1975)[5.15]		
(4)	$K_o=0.44+0.42\times10^{-2}PI$ Massarsch(1979)[5.16]	(15)	$K=m_vC_v\gamma_v$
	$K_o=1-\sin\phi'$ Jaky(1944)[5.17]	(16)	$t_c=t_{90}=H^2T_v(U=90\%)/C_v$
(5)	$\nu'=K_o/(1+K_o)$	(17)	$\alpha e=\lambda=0.05\pm0.02$(clay) $=0.07\pm0.02$(peat) Mesri&Godlewski (1977)[5.18]
(6)	$e_i=w\cdot G_s$		
(7)	$\gamma_t=G_s\gamma_w(1+w)/(1+G_sw)$	(18)	$\alpha=\alpha e/(1+e_o)$ Sekiguchi(1977)[5.19]
(8)	$\sigma_{vi}'=\gamma_tz-P_w$	(19)	$V_o=\alpha/t_c$ Sekiguchi(1977)[5.19]
(9)	$OCR=\sigma_{vo}'/\sigma_{vi}'$	(20)	$D=\lambda\Lambda/[M(1+e_o)]$ Ohta(1971)[5.20]
(10)	$K_i=K_o(OCR)^{0.54\exp(-PI/122)}$	(21)	$\lambda=0.015+0.007PI$
(11)	$e_o=e_i-\lambda(1-\Lambda)\ln(OCR)$ $OCR=\{(1+2K_o)/(1+2K_i)\}$ OCR	(22)	$\log(C_v)$(㎠/min) $=0.025PI-0.25\pm1$

図-5.3.8（2）入力パラメータ決定チャート（太田・飯塚）

2）盛土，支持層の地盤定数

盛土，支持層の地盤定数を下表に示す.

盛土，支持層は同じ材料（東北珪砂 7 号）であるが，相対密度が異なる．相対密度は盛土が Dr=80%，支持層が Dr=90%として作製している.

盛土は背面側と前面側で層厚（層中心の拘束圧）が異なるため区別している.

三軸（CD）試験における圧密応力が，層中央の有効拘束圧と近い供試体から求まる E_{50} を設定する.

表-5.3.4　盛土，支持層の地盤定数

土質		単位体積重量 γ (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E (kN/m^2)	ﾎﾟｱｿﾝ比 ν	せん断弾性係数 (kN/m^2)
盛土背面側	設定値	15.1	10.2	41.8	3.2E+04	0.35	1.2E+04
	設定根拠	試験値	試験値	試験値	試験値	一般値	算出式①
盛土前面側	設定値	15.1	10.2	41.8	2.0E+04	0.35	7.4E+03
	設定根拠	試験値	試験値	試験値	試験値	一般値	算出式①
支持層	設定値	20.0	22.8	43.5	9.0E+04	0.30	3.5E+04
	設定根拠	一般値	試験値	試験値	試験値	一般値	算出式①

算出式①：　$G = E/(2\times(1+\nu))$

3）杭の解析定数

杭は弾性はり要素でモデル化する．杭の解析定数を下表に示す．なお，剛梁は断面二次モーメントを 1,000 倍した定数を適用する.

表-5.3.5　杭の解析定数

材料		変形係数 E (kN/m^2)	断面二次モーメント（奥行1mあたり） I (kN・m/m)	断面積（奥行1mあたり） A (m^2/m)
杭	設定値	6.83E+07	1.077E-02	9.009E-02
	設定根拠	試験値	公式	公式

4）フーチング及びたて壁の解析定数

フーチングとたて壁は弾性平面ひずみ要素でモデル化する．材料定数を下表に示す．

表-5.3.6　フーチング及びたて壁の材料定数

部材		単位体積重量 γ (kN/m^3)	変形係数 E (kN/m^2)	ﾎﾟｱｿﾝ比 ν	せん断弾性係数 G (kN/m^2)
フーチング	設定値	17.2	6.83E+07	0.35	2.53E+07
	設定根拠	計測値	試験値	一般値	算出式①
たて壁	設定値	44.7	6.83E+07	0.35	2.53E+07
	設定根拠	計測値	試験値	一般値	算出式①

算出式①：　$G = E/(2\times(1+\nu))$

5）ジョイント要素

ジョイント要素は図-5.3.9 に示す考え方で設定する．解析定数は垂直方向剛性，せん断方向剛性はともに剛とする．せん断強度は隣接する地盤のせん断強度を設定する．ジョイント要素の材料定数を下表に示す．

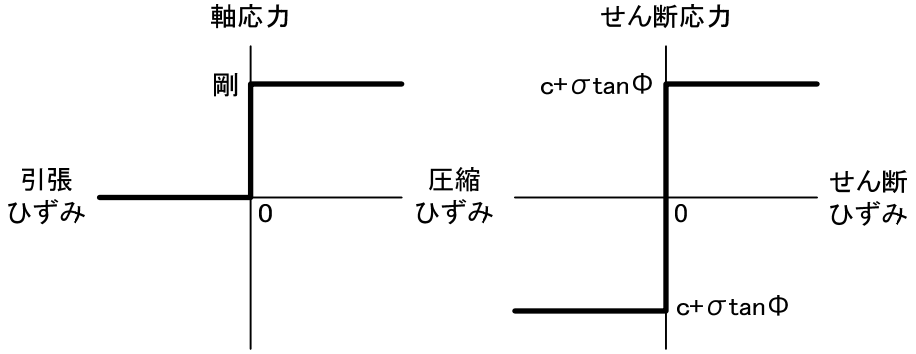


図-5.3.9　ジョイント要素の荷重－変位関係

表-5.3.7　ジョイント要素の材料定数

材料	せん断方向剛性 Ks (kN/m^2)	垂直方向剛性 Kn (kN/m^2)	粘着力 c (kN/m^2)	tanφ
盛土-盛土	1.0E+10	1.0E+10	10.2	0.894
盛土-たて壁	1.0E+10	1.0E+10	10.2	0.894
盛土-フーチング	1.0E+10	1.0E+10	10.2	0.894
杭-粘性土	1.0E+10	1.0E+10	10.5	0.281
杭-支持層	1.0E+10	1.0E+10	22.8	0.949

(6) 水理条件及び排水条件

水理条件，排水条件を図-5.3.10 に示す．モデル側方境界を非排水条件とする．盛土，支持層は水との連成は行わない．粘性土は上下端を排水境界とする．

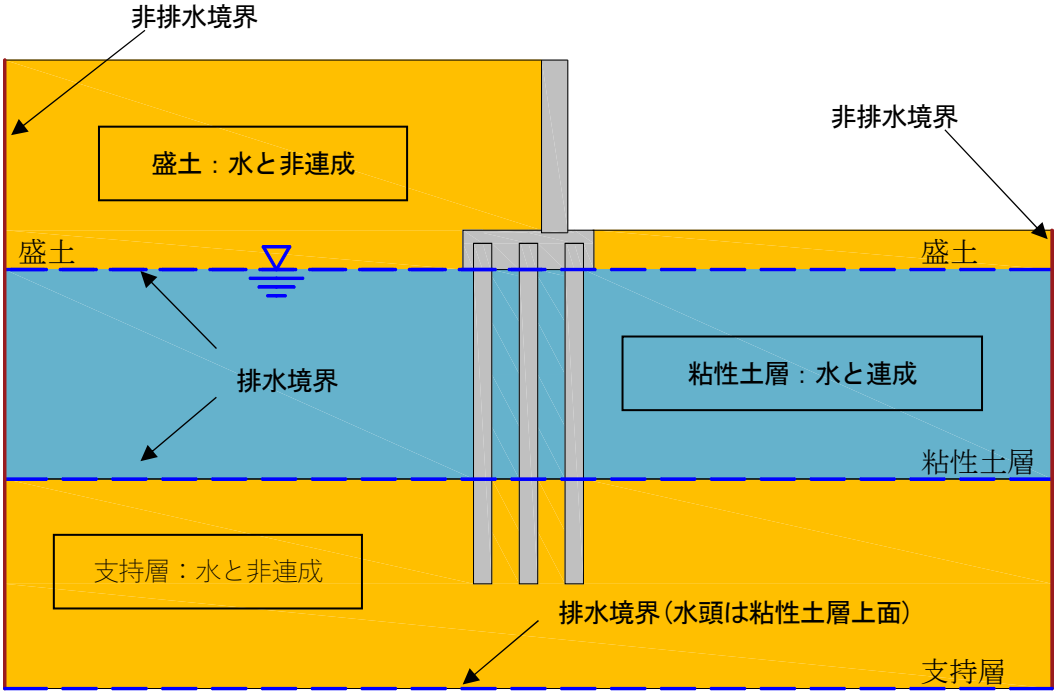


図-5.3.10　水理・排水条件

(7) 拘束条件

拘束条件は，側方境界は水平拘束，底面境界は完全拘束とする．

II. 解析結果

(1) 変形図

解析結果の変形図を図-5.3.11～図-5.3.13，実験結果の中央断面図を図-5.3.14 に示す．また，変位センサー位置の変位量を表-5.3.8，表-5.3.9 に示す．なお，実験では 75G 到達時付近で最大となり，圧密度 90%までほとんど変化がないことから，STEP8（1.0G 到達時）までの結果を比較した．

解析の結果，沈下量や水平変位は，遠心模型実験と FEM 解析で相違がみられた．この原因として，軟弱層に作用する鉛直応力の増加状況について，遠心模型実験と解析で異なるためだと考えられる．例えば，遠心模型実験における重力場の漸増は，盛土だけでなく構造物，粘性土層，支持層を含む模型全体の重力場が増加するのに対して，解析プログラムは，重力加速度及び水の単位体積重量を変更できないことから，盛土の単位体積重量を漸増させることで遠心力の増加を再現した．

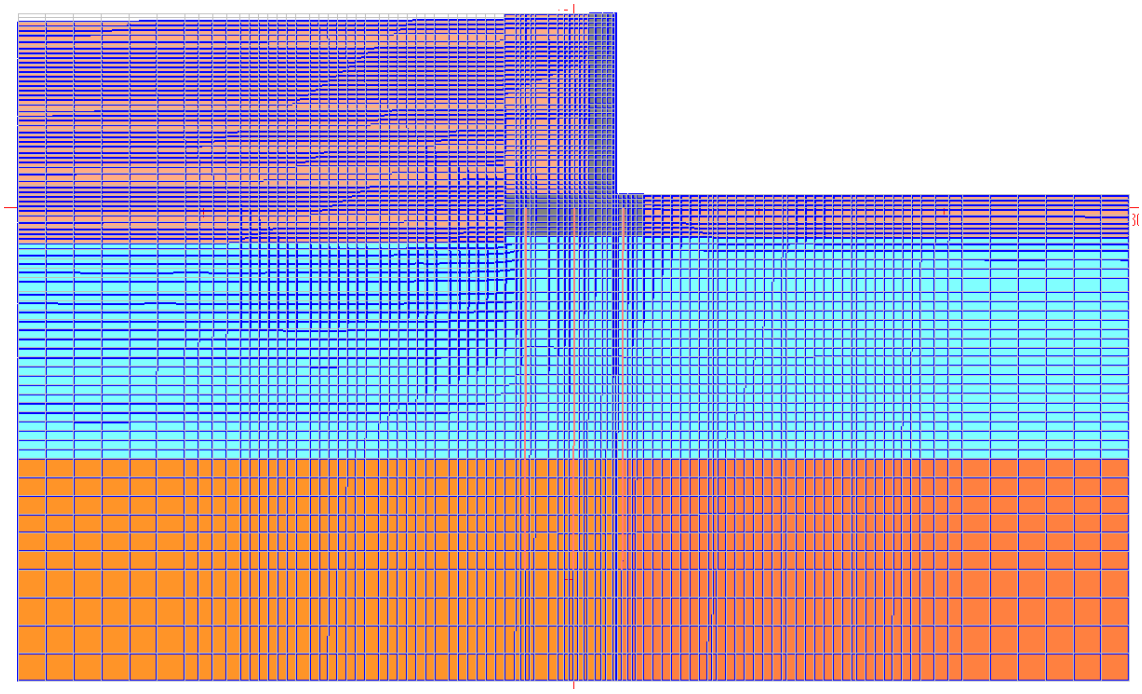


図-5.3.11　変形図（全体）

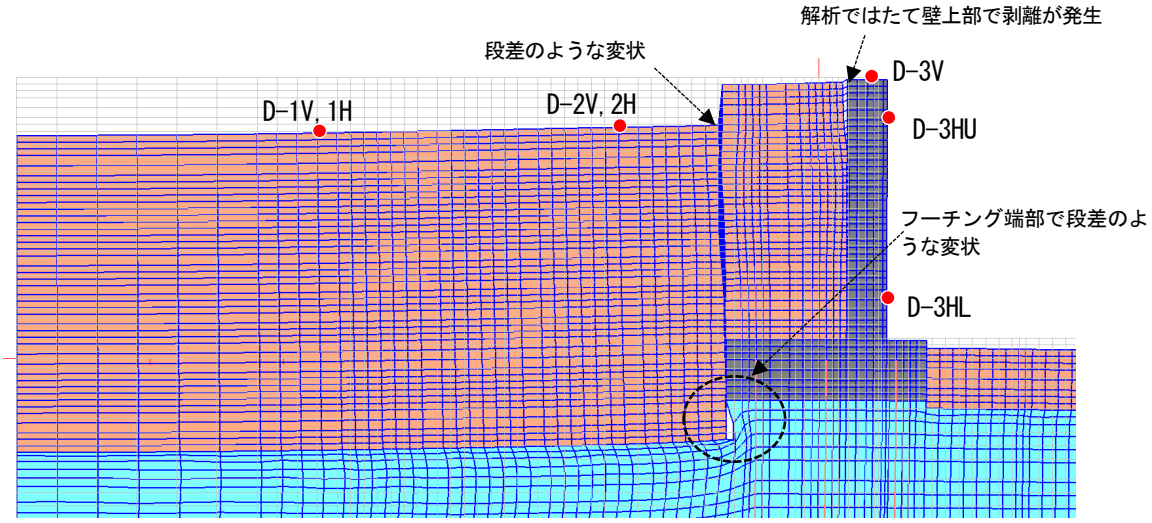


図-5.3.12　変形図（背面拡大）

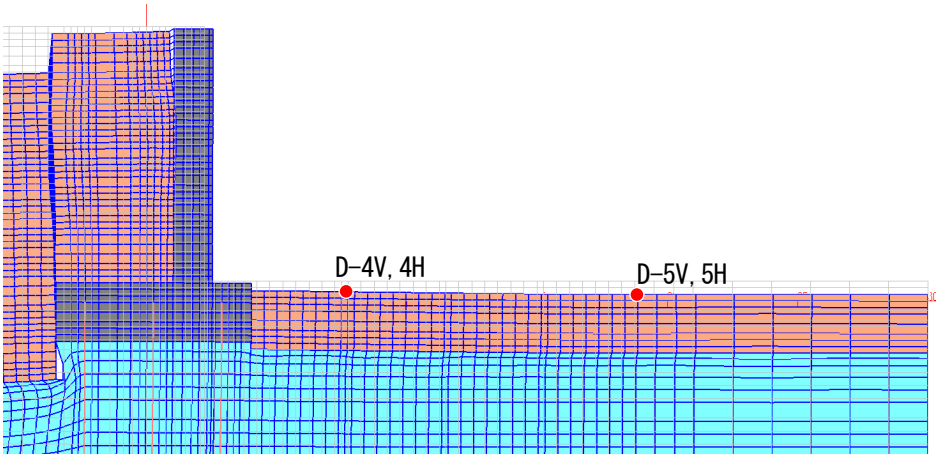


図-5.3.13　変形図（前面拡大）

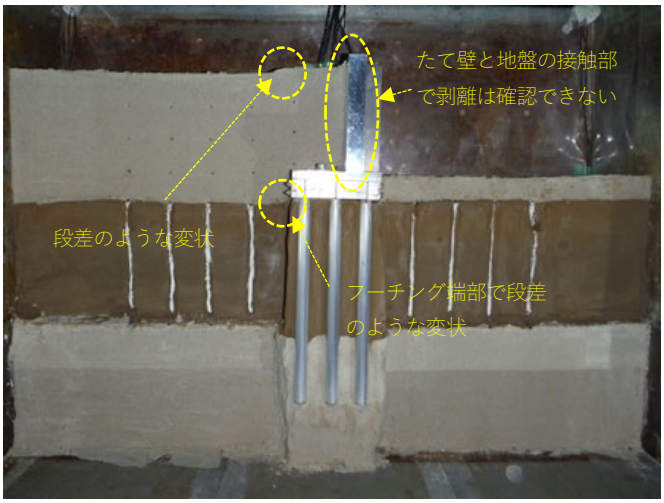


図-5.3.14　実験結果　中央断面図

表-5.3.8　鉛直変位　STEP8（1.0G 到達時）

	D-1V	D-2V	D-3V	D-4V	D-5V
実験結果	-0.791m	-0.743m	0.020m	-0.365m	-0.402m
解析結果	-0.415m	-0.372m	-0.015m	-0.083m	-0.102m

表-5.3.9　水平変位　STEP8（1.0G 到達時）

	D-1H	D-2H	D-3HU	D-3HL	D-4H	D-5H
実験結果	0.110m	-0.202m	0.241m	0.191m	0.268m	-0.027m
解析結果	-0.002m	0.002m	0.064m	0.059m	0.051m	0.024m

(2) 曲げモーメント

杭の曲げモーメント分布を表-5.3.10 に示す．実験では 75G 到達時付近で最大となり，圧密度 90%までほとんど変化がない．したがって，STEP8（1.0G 到達時）までの結果を比較する．実験結果，解析結果とも杭 1 本あたりの値を示す．

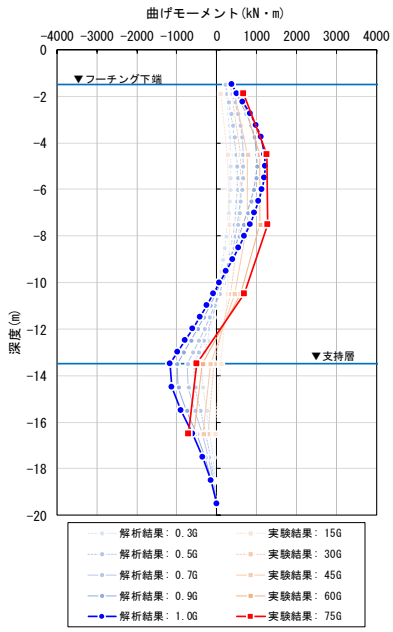
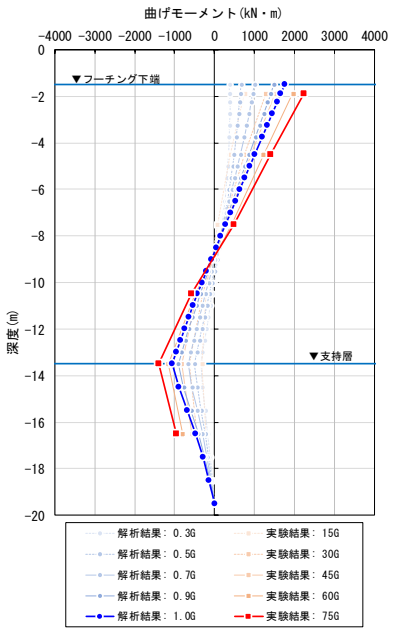
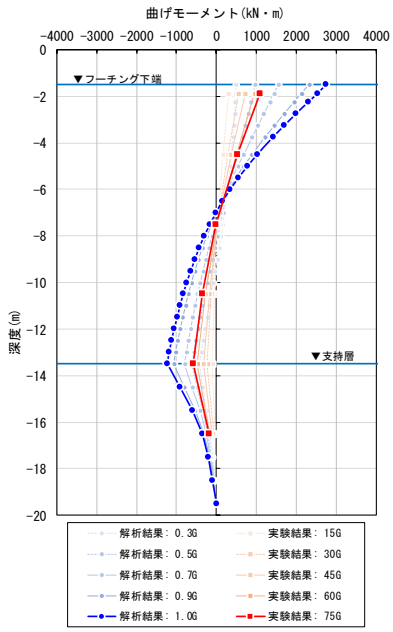
表-5.3.10 から以下のことが分かる．

①左側（後列）杭，中央杭，右側（前列）杭とも曲げモーメントのモード（側方流動圧・前面抵抗圧の作用）の傾向は良く捉えていると考えられる．

②杭のような細長い棒部材は，理論上，曲げモーメント分布の軸方向に対する 2 階微分が分布荷重に一致することから，後列杭は流動圧を受けていること，前列杭は前面側から地盤抵抗を受けていると推察される．

③最大曲げモーメントについては相違がみられ，右側（前列）杭の実験値は，解析値よりも小さくなる傾向を示す．

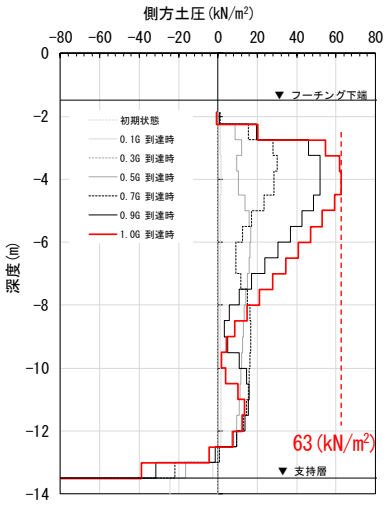
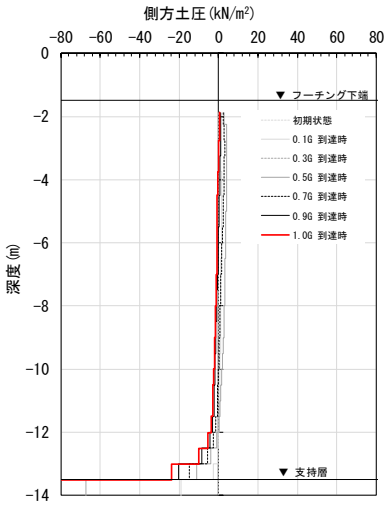
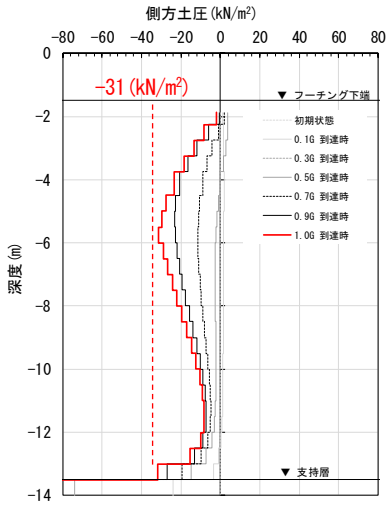
表-5.3.10　杭の曲げモーメント

左側（後列）杭	中央杭	右側（前列）杭
		

(3) 杭に作用する側方土圧

杭に作用する側方土圧分布を表-5.3.11 に示す.

表-5.3.11　杭に作用する側方土圧分布

左側（後列）杭	中央杭	右側（前列）杭
		

(4) 間隙水圧

遠心模型実験における間隙水圧計の設置位置を図-5.3.15 に示す．実験結果との比較は WP-1U，WP-2U，WP-4U，WP-5U で比較を行った．解析 STEP3～STEP8（1/75G～1G 到達）までは，重力場ごとに相似則を考慮しているため，到達重力場ごとの比較を行う．解析 STEP9 は，1.0G に到達しているため，時刻歴の比較を行った．1000 日付近で静水圧状態になる傾向は良く捉えていると考えられる． また，実験では圧密完了時の水圧が理論値（水の単位体積重量×水圧計深＝60kN/m^2）より下回っており，計測誤差が含まれていると考えられる．

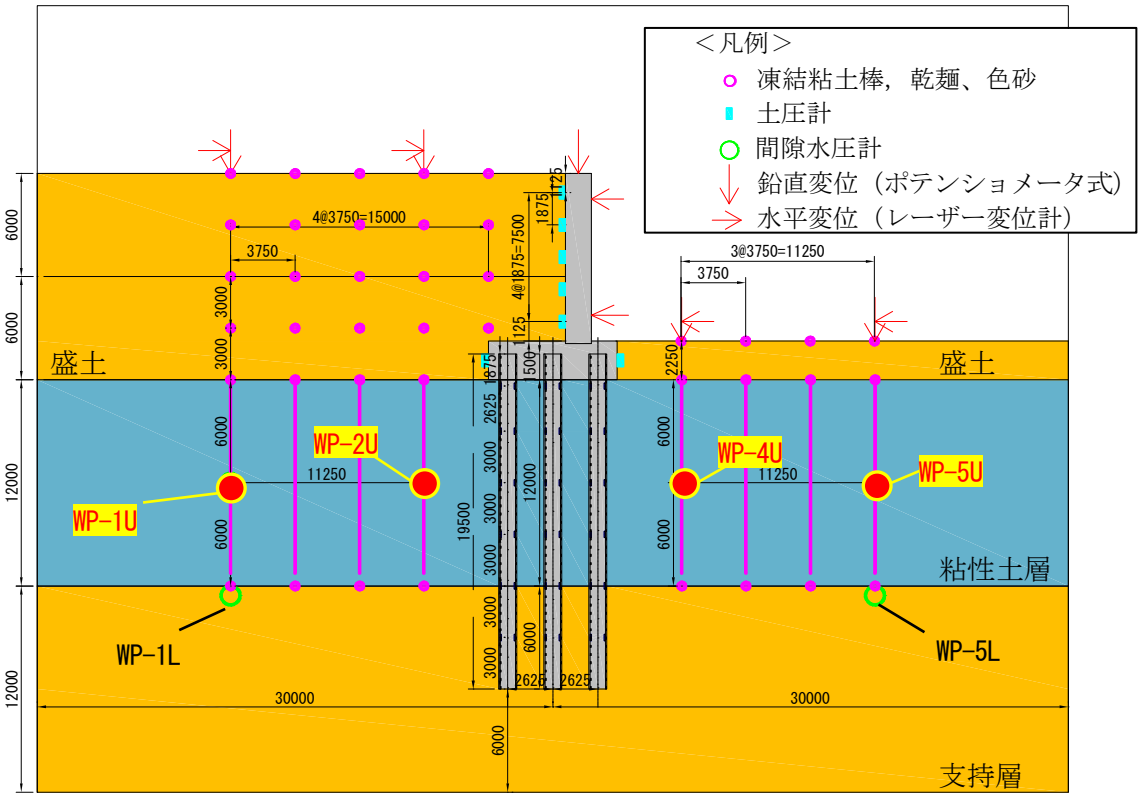
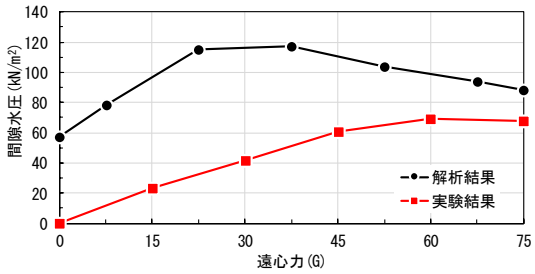
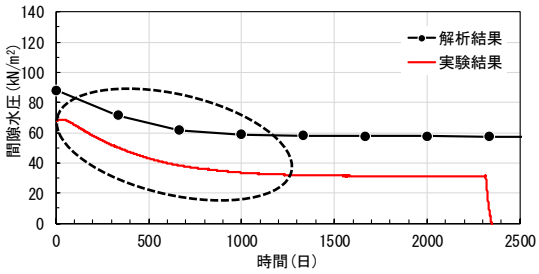
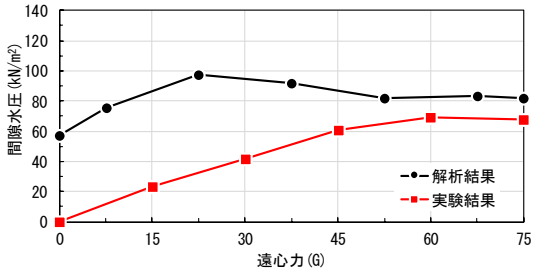
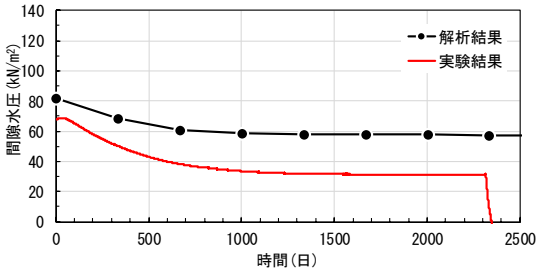
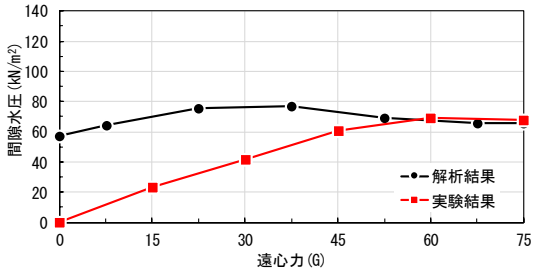
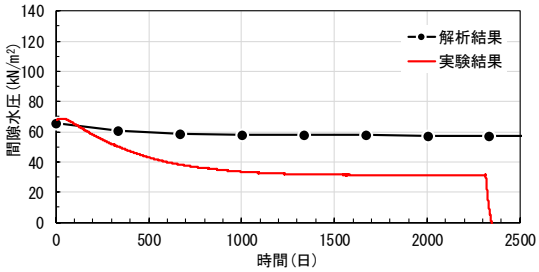
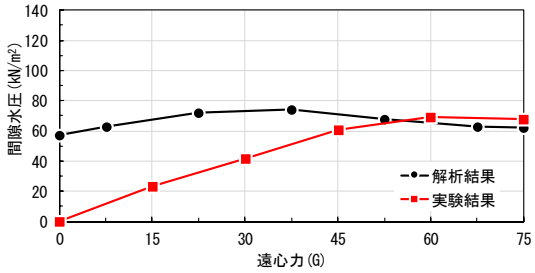
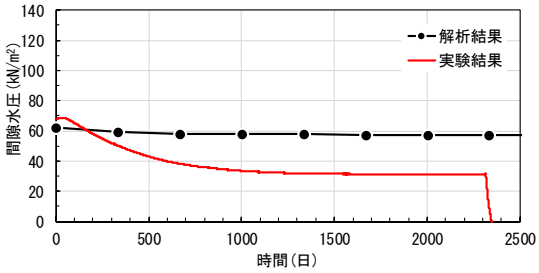


図-5.3.15　間隙水圧計の設置位置（単位：mm）

表-5.3.12　間隙水圧

WP-1U	
解析 STEP3～8(1/75G～1.0G 到達)	解析 STEP9(放置)
	
	1000 日付近で静水圧となる傾向はよく捉えている
WP-2U	
	
	実験では間隙水圧が 30(kN/m²)程度に収束する
WP-4U	
	
WP-5U	
	

III.　まとめ（実験結果の再現性）

既往の遠心模型実験を対象として２次元有限要素解析による再現解析を行った．その結果，杭基礎の設計で重要となる杭の曲げモーメントについて，後列杭，中央杭，前列杭ともに曲げモーメントのモードを良くとらえられていることを確認した．

ただし，実験結果と解析結果に相違がみられたことから，さらにフレーム解析を実施して，結果の妥当性を検証した．具体的には，実験結果及び解析結果のフーチング変位量をフレーム解析に入力して杭の曲げモーメントを算出して傾向を確認した．結果を図-5.3.16 に示す．

①フレーム解析（実験結果の変位入力）の結果，最大曲げモーメントは，実験結果（75G）と比較して 2～5 倍程度の差があり，整合していない．これは，実験模型において，フーチングと杭の接合部が剛結となっていないなどの可能性が考えられる．

②フレーム解析（FEM 解析の変位入力）の結果，最大曲げモーメントは，解析結果（1.0G）と比較して 1.1～1.2 倍程度の差に収まっており，曲げモーメント分布も，解析結果（1.0G）の曲げモーメント分布と良く一致している．

以上のことから，FEM 解析結果の妥当性が確認できたと考えられる．

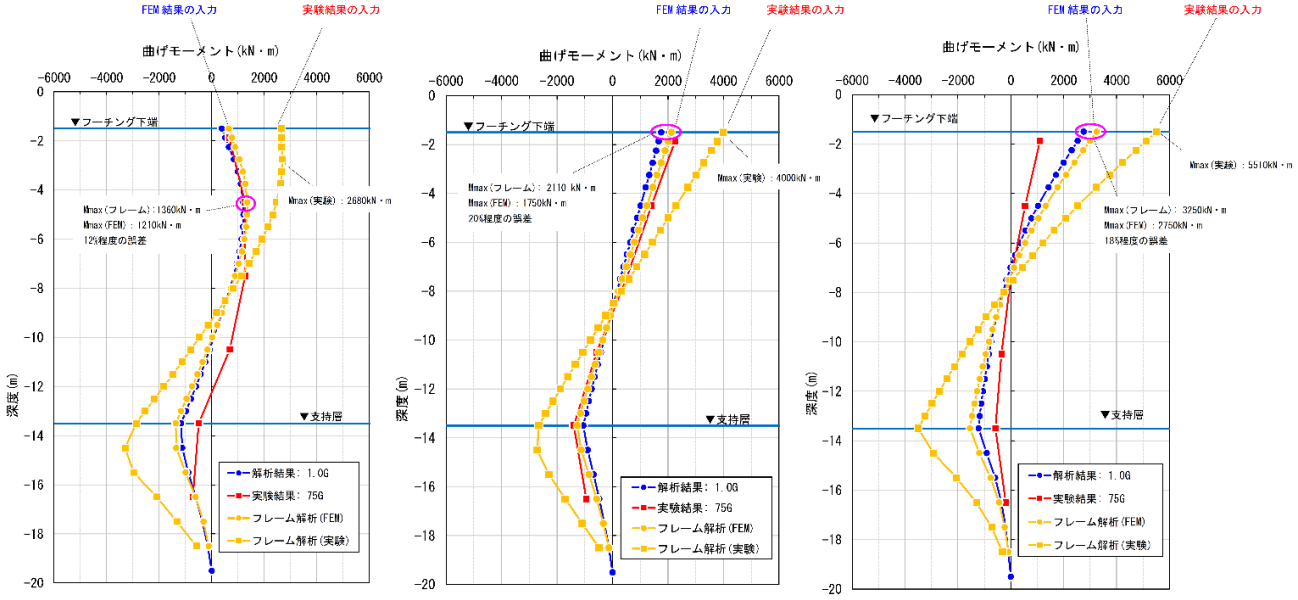


図-5.3.16 杭に作用する曲げモーメントとフレーム解析結果との比較

5.3.4. パラメトリック解析

前述の5.3.3.で一定の再現性が確認できた再現解析モデルを用いて，軟弱層厚，橋台背面盛土高，軟弱層の材料特性，杭径を変化させて解析を行い，各検討ケースにおける杭頭変位量，杭の曲げモーメント分布等を求める．

I. 解析ケース

解析ケースは，下表に示すケースについて検討を行う．

表-5.3.13　パラメトリック解析ケース

			解析条件															
No.		備考	軟弱地盤厚(m)						橋台背面盛土高(m)			非排水せん断強度		杭径(mm)			杭配置	
			6	9	12	15	20	30	6	9	12	大	小	800	1000	1500	2×5	3×5
1	軟弱層厚の検討							●			●	●			●			●
2							●				●	●			●			●
3						●					●	●			●			●
4		実験Case1			●						●	●			●			●
5				●							●	●			●			●
6			●								●	●			●			●
7	粘性の検討							●			●		●		●			●
8							●				●		●		●			●
9						●					●		●		●			●
10		実験Case3			●						●		●		●			●
11				●							●		●		●			●
12			●								●		●		●			●
13	盛土高の検討							●		●		●			●			●
14							●			●		●			●			●
15						●				●		●			●			●
16					●					●		●			●			●
17				●						●		●			●			●
18			●							●		●			●			●
19								●		●			●		●			●
20							●			●			●		●			●
21						●				●			●		●			●
22					●					●			●		●			●
23				●						●			●		●			●
24			●							●			●		●			●
25								●	●			●			●			●
26							●		●			●			●			●
27						●			●			●			●			●
28		実験Case2			●				●			●			●			●
29				●					●			●			●			●
30			●						●			●			●			●
31								●	●				●		●			●
32							●		●				●		●			●
33						●			●				●		●			●
34					●				●				●		●			●
35				●					●				●		●			●
36			●						●				●		●			●
37	杭径の検討						●			●		●				●		●
38					●					●		●				●		●
39			●							●		●				●		●
40							●			●			●			●		●
41					●					●			●			●		●
42			●							●			●			●		●

II. 解析モデル

パラメトリック解析を行うにあたって，前述の再現解析モデルからの変更点は表-5.3.14 のとおりである．

表-5.3.14　再現解析モデルからの変更点

項目		再現解析の条件 （1Gスケール換算時）	再現解析からの変更		パラメトリック解析の条件	設定根拠
			有	無		
盛土	材料	東北珪砂7号(Dr=80%)		●		
	物性値	三軸(CD)試験結果		●		
	盛土高さ	12m	●		6m, 9m, 12m	
	盛土載荷速度	実験の遠心時間0.1G/min→実スケールの換算時間(相似則を考慮)	●		3(cm/日)	軟弱地盤対策工指針「厚い粘性土地盤」を想定
粘性土層	材料	スミクレー	●		以下の2材料で検討を行う ①スミクレー ②大阪湾沖積、東京湾沖積の平均材料	・パラメトリック解析では正規圧密を想定(OCR=1.0) ・正規圧密(OCR=1)のときs_u/p'は一定となる
	物性値	関口・太田ﾓﾃﾞﾙのﾊﾟﾗﾒｰﾀ (限界応力比M、非可逆比Λを調整)	●		① スミクレーは再現解析と同様とする ② 限界応力比M=1.155, 比可逆比Λ=0.660(=M/1.75)	②はs_u/p'=0.239から逆算および、 せん断波速度V_sが小さくならないように調整
	厚さ	12m	●		6m, 9m 12m, 15m, 20m, 30m	
支持層	材料	東北珪砂7号(Dr=90%)		●		
	物性値	三軸(CD)試験結果	●		N値=50 (E=2800×50=140000kN/m^2)	支持層は十分堅固な基盤を想定し、全ケース一定とする
	厚さ	12m	●		モデル下端位置は地表から深度50m(全ケース)	軟弱層厚40mまで想定
フーチング	材料	アルミ	●		コンクリート(σ_{ck}=24N/mm^2)を仮定	コンクリートの一般的な定数を設定する
	寸法	模型のとおり		●		
杭	形状	中空断面φ1.05m, t0.075m	●		場所打ち杭 φ1.0m, 1.5m	
	材料	アルミ	●		コンクリート(σ_{ck}=24N/mm^2)を仮定	コンクリートの一般的な定数を設定する
	本数	3×5		●		
	間隔	2.65m		●		
	根入れ長	6.0m	●		1.0m(1D程度)	
ｼﾞｮｲﾝﾄ要素	地盤-地盤	垂直 方向バネ値：圧縮方向は剛、引張方向はゼロ(剥離) せん断バネ値：ゼロ 強度：盛土と同様		●		
	地盤-ﾌｰﾁﾝｸﾞ	垂直 方向バネ値：圧縮方向は剛、引張方向はゼロ(剥離) せん断バネ値：ゼロ 強度：盛土のc、φ		●		
	地盤-杭	垂直 方向バネ値：圧縮・引張とも剛 せん断バネ値：剛(せん断破壊時剛性ゼロ) 強度：粘性土、支持層のc、φ		●		

III.　解析定数

(1) 粘性土の地盤定数

①スミクレー

非排水せん断強度の大きい材料として，実験で使用しているスミクレーを想定する．解析定数は再現解析で設定した定数を用いることとするが，正規圧密を仮定しているため，OCR＝1.0 とし，それに伴い原位置での静止土圧係数 K_i＝K_0 とした.

地盤定数を下表に示す.

表-5.3.15　粘性土（スミクレー）の地盤定数

項目		解析用定数
単位体積重量 γ (kN/m^3)		19.5
圧縮指数 C_c		0.183
塑性指数 PI(%)		15.8
応力状態	過圧密比 OCR	1.00
	先行圧密の静止土圧係数 K_0	0.47
	原位置での静止土圧係数 K_i	0.47
透水係数	水平方向透水係数 k_x(cm/s)	1.1E-07
	鉛直方向透水係数 k_y(cm/s)	1.1E-07
弾塑性変形特性	有効ポアソン比 ν'	0.32
	限界応力比 M	1.600
	非可逆比 Λ	0.860
	せん断弾性係数(σ_v'：100kPa 時) G(kN/m^2)	6.0E+03
	圧縮指数 λ	0.0794
	間隙比 e_0	0.615
	ダイレイタンシー係数 D	2.643E-02

②東京湾・大阪湾沖積の平均材料

スミクレーよりも非排水せん断強度の小さい粘性土の材料を想定する．想定する粘性土は，既往文献[5.21)]を参考に，東京湾沖積粘性土と大阪湾沖積粘性土の非排水せん断強度 s_u と有効上載圧 p'の比 s_u/p'を平均した材料とする．

地盤定数を下表に示す．

表-5.3.16　粘性土（東京湾沖積・大阪湾沖積の平均）の地盤定数

項目	解析用定数	備考
単位体積重量 γ (kN/m^3)	15.3	
過圧密比 OCR	1.00	正規圧密を仮定
限界応力比 M	1.155	調整値
非可逆比 Λ	0.660	調整値
先行圧密の静止土圧係数 K_0	0.52	
水平方向透水係数 k_x(cm/s)	2.5E-07	
鉛直方向透水係数 k_y(cm/s)	2.5E-07	
有効ポアソン比 ν'	0.32	調整値
せん断弾性係数(σ_v'：100kPa 時) G(kN/m^2)	1.4E+03	
せん断波速度 Vs(m/s)	30	
圧縮指数 λ	0.2734	
間隙比 e_0	2.141	
ダイレイタンシー係数 D	4.975E-02	

(2) 盛土，支持層の地盤定数

解析定数は再現解析で設定した定数を用いることとするが，支持層は十分堅固な基盤を想定し，N 値を 50 とする．また，背面盛土は，盛土高 12m，9m，6mでは盛土中央の拘束圧は変化するが，パラメトリック解析では再現解析で用いた値とし一定とする．

盛土，支持層の地盤定数を下表に示す．

表-5.3.17　盛土，支持層の地盤定数

土質		単位体積重量 γ (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E (kN/m^2)	ﾎﾟｱｿﾝ比 ν	せん断弾性係数 (kN/m^2)
盛土背面側	設定値	15.1	10.2	41.8	3.2E+04	0.35	1.2E+04
	設定根拠	試験値	試験値	試験値	試験値	一般値	算出式①
盛土前面側	設定値	15.1	10.2	41.8	2.0E+04	0.35	7.4E+03
	設定根拠	試験値	試験値	試験値	試験値	一般値	算出式①
支持層	設定値	20.0	22.8	43.5	1.4E+05	0.30	5.4E+04
	設定根拠	一般値	試験値	試験値	2800N(N=50)	一般値	算出式①

算出式①：　$G = E/(2\times(1+\nu))$

(3) 杭の解析定数

杭は場所打ち杭 φ1.0m と φ1.5m を想定し，弾性はり要素でモデル化する．材料定数はコンクリートの設計基準強度を 24N/mm^2 とする．

杭の解析定数を下表に示す．なお，剛梁は断面二次モーメントを 1000 倍した値を適用する．

表-5.3.18　杭の解析定数

構造	外径 D (m)	断面二次モーメント (1本あたり) I (kN・m)	断面積 (1本あたり) A (m^2)	フーチング奥行き幅 (m)	奥行方向本数 (本)	解析適用値 断面二次モーメント (奥行1mあたり) I (kN・m/m)	断面積 (奥行1mあたり) A (m^2/m)	変形係数 E (kN/m^2)
杭	1.00	4.909E-02	7.854E-01	12.75	5	1.925E-02	3.080E-01	2.50E+07
杭	1.50	2.485E-01	1.767E+00	12.75	5	9.745E-02	6.930E-01	2.50E+07

(4) フーチング及びたて壁の解析定数

フーチング，たて壁は弾性平面ひずみ要素でモデル化する．材料定数はコンクリートの設計基準強度を24N/mm^{2}とする．ポアソン比は道路橋示方書に準拠しν＝1/6とする．

フーチング及びたて壁の解析定数を下表に示す．

表-5.3.19　フーチング及びたて壁の解析定数

土質	単位体積重量 γ (kN/m^3)	変形係数 E (kN/m^2)	ﾎﾟｱｿﾝ比 ν	せん断弾性係数 G (kN/m^2)
たて壁 フーチング	24.5	2.5E+07	0.167	1.07E+07

(5) ジョイント要素

ジョイント要素は再現解析と同様に図-5.3.9 に示す考え方で設定する．解析定数は垂直方向剛性，せん断方向剛性ともに剛とする．せん断強度は隣接する地盤のせん断強度を設定する．ジョイント要素の材料定数を下表に示す．

表-5.3.20　ジョイント要素の材料定数

材料	せん断方向剛性 Ks (kN/m^2)	垂直方向剛性 Kn (kN/m^2)	粘着力 c (kN/m^2)	tanφ
盛土-盛土	1.0E+10	1.0E+10	10.2	0.894
盛土-たて壁	1.0E+10	1.0E+10	10.2	0.894
盛土-フーチング	1.0E+10	1.0E+10	10.2	0.894
杭-粘性土	1.0E+10	1.0E+10	10.5	0.281
杭-支持層	1.0E+10	1.0E+10	22.8	0.949

Ⅳ. 水理条件及び排水条件

再現解析の考え方と同様とする．

Ⅴ.　拘束条件

再現解析の考え方と同様とする．

Ⅵ. 解析結果

(1) 検討ケース一覧

パラメトリック解析の解析結果とI値（参考値）を表-5.3.21に示す.

表-5.3.21　検討ケース一覧表

検討	ケース	盛土の単位体積重量 γ_1 (kN/m³)	盛土高 (m)	地盤高の高低差 h (m)	軟弱層の単位体積重量 γ_2 (kN/m³)	軟弱層の厚さ D (m)	軟弱層層中心深度における有効上載圧 p' (kN/m²)	非排水せん断強度と有効上載圧の比 s_u/p'	非排水せん断強度 s_u (kN/m²)	橋台長 A (m)	橋台幅 B (m)	基礎体の幅の総和 b (m)	基礎根入れ長 L (m)	軟弱層に関する補正係数 μ_1 D/l	基礎の抵抗幅に関する補正係数 μ_2 b/B	橋台の長さに関する補正係数 μ_3 D/A	側方移動判定値 I 値	基礎の特性値 β (1/m)	水平抵抗に関与する地盤の深さ 1/β (m)	側方流動圧 最大値 P_{max} (kN/m)	側方流動圧 最大深度 GL (m)	前面抵抗圧 最大値 R_{max} (kN/m)	前面抵抗圧 最大深度 GL (m)	杭間隔 B' (m)	近似式 B'・γ_1・H (kN/m)	流動圧係数 P_{max}/(B'・γ_1・H) α	杭曲げモーメント 左側(後列)杭 最大値 M_{max}(後列) (kN・m)	左側(後列)杭 最大位置 GL (m)	右側(前列)杭 最大値 M_{max}(前列) (kN・m)	右側(前列)杭 最大位置 GL (m)	M_{max}(前列)÷M_{max}(後列)	背面盛土の沈下量 (m)	圧縮指数による沈下計算(参考値) (m)	杭頭変位※1 (cm)
軟弱層厚の検討	1	15.1	12.0	9.75	19.5	30.0	142.5	0.339	48.24	7.5	12.75	5.00	31.0	0.968	0.392	3.000	3.47	0.15750	6.34929	302.1	2.0	90.8	29.0	2.625	475.7	0.64	3006.54	3.00	5571.13	0.0	1.85	-1.784	-1.211	42.430
	2	15.1	12.0	9.75	19.5	20.0	95.0	0.339	32.16	7.5	12.75	5.00	21.0	0.952	0.392	2.667	4.56	0.15750	6.34929	260.5	2.0	141.9	19.0	2.625	475.7	0.55	2995.17	4.00	5920.71	0.0	1.98	-1.369	-1.050	28.904
	3	15.1	12.0	9.75	19.5	15.0	71.3	0.339	24.12	7.5	12.75	5.00	16.0	0.938	0.392	2.000	4.49	0.15750	6.34929	238.8	3.0	158.2	14.0	2.625	475.7	0.50	3005.23	4.00	5722.17	0.0	1.90	-1.084	-0.934	19.176
	4	15.1	12.0	9.75	19.5	12.0	57.0	0.339	19.30	7.5	12.75	5.00	13.0	0.923	0.392	1.600	4.42	0.15750	6.34929	251.7	3.0	151.8	11.0	2.625	475.7	0.53	2946.28	3.00	5239.56	0.0	1.78	-0.904	-0.844	13.106
	5	15.1	12.0	9.75	19.5	9.0	42.8	0.339	14.47	7.5	12.75	5.00	10.0	0.900	0.392	1.200	4.31	0.15750	6.34929	285.4	6.0	120.5	8.0	2.625	475.7	0.60	2655.46	2.00	4363.23	0.0	1.64	-0.707	-0.733	7.123
	6	15.1	12.0	9.75	19.5	6.0	28.5	0.339	9.65	7.5	12.75	5.00	7.0	0.857	0.392	0.800	4.10	0.15750	6.34929	334.3	3.0	89.9	5.0	2.625	475.7	0.70	2487.95	2.00	3628.19	0.0	1.46	-0.583	-0.589	3.548
粘性の検討	7	15.1	12.0	9.75	15.3	30.0	79.5	0.298	23.73	7.5	12.75	5.00	31.0	0.968	0.392	3.000	7.06	0.10028	9.97213	608.1	2.0	125.3	30.0	2.625	475.7	1.28	4778.74	5.00	8133.31	0.0	1.70	-3.789	-3.104	94.335
	8	15.1	12.0	9.75	15.3	20.0	53.0	0.298	15.82	7.5	12.75	5.00	21.0	0.952	0.392	2.667	9.27	0.10028	9.97213	512.8	2.0	147.4	3.0	2.625	475.7	1.08	5204.72	5.00	8968.90	0.0	1.72	-3.017	-2.589	59.601
	9	15.1	12.0	9.75	15.3	15.0	39.8	0.298	11.86	7.5	12.75	5.00	16.0	0.938	0.392	2.000	9.12	0.10028	9.97213	442.2	3.0	142.0	3.0	2.625	475.7	0.93	5316.47	3.00	8690.57	0.0	1.63	-2.565	-2.241	38.960
	10	15.1	12.0	9.75	15.3	12.0	31.8	0.298	9.49	7.5	12.75	5.00	13.0	0.923	0.392	1.600	8.98	0.10028	9.97213	426.4	3.0	122.9	3.0	2.625	475.7	0.90	5653.12	2.00	8487.63	0.0	1.50	-2.180	-1.988	28.321
	11	15.1	12.0	9.75	15.3	9.0	23.9	0.298	7.12	7.5	12.75	5.00	10.0	0.900	0.392	1.200	8.76	0.10028	9.97213	455.6	3.0	99.6	3.0	2.625	475.7	0.96	5208.69	0.00	7239.82	0.0	1.39	-1.793	-1.687	15.639
	12	15.1	12.0	9.75	15.3	6.0	15.9	0.298	4.75	7.5	12.75	5.00	7.0	0.857	0.392	0.800	8.34	0.08967	11.15232	492.4	3.0	82.2	3.0	2.625	475.7	1.04	3697.61	0.00	4852.18	0.0	1.31	-1.324	-1.316	5.219
盛土高の検討	13	15.1	9.0	6.75	19.5	30.0	142.5	0.339	48.24	7.5	12.75	5.00	31.0	0.968	0.392	3.000	2.41	0.15750	6.34929	179.7	2.0	71.0	29.0	2.625	356.7	0.50	1853.88	3.00	3470.43	0.0	1.87	-1.542	-0.989	27.702
	14	15.1	9.0	6.75	19.5	20.0	95.0	0.339	32.16	7.5	12.75	5.00	21.0	0.952	0.392	2.667	3.16	0.15750	6.34929	173.1	3.0	113.3	20.0	2.625	356.7	0.49	1937.65	5.00	4005.28	0.0	2.07	-1.187	-0.874	19.039
	15	15.1	9.0	6.75	19.5	15.0	71.3	0.339	24.12	7.5	12.75	5.00	16.0	0.938	0.392	2.000	3.11	0.15750	6.34929	204.0	3.0	114.3	14.0	2.625	356.7	0.57	1981.63	4.00	4012.39	0.0	2.02	-0.948	-0.788	12.722
	16	15.1	9.0	6.75	19.5	12.0	57.0	0.339	19.30	7.5	12.75	5.00	13.0	0.923	0.392	1.600	3.06	0.15750	6.34929	196.8	3.0	114.6	11.0	2.625	356.7	0.55	1965.88	3.00	3760.60	0.0	1.91	-0.789	-0.720	8.830
	17	15.1	9.0	6.75	19.5	9.0	42.8	0.339	14.47	7.5	12.75	5.00	10.0	0.900	0.392	1.200	2.98	0.15750	6.34929	195.3	6.0	100.6	8.0	2.625	356.7	0.55	1812.40	2.00	3177.46	0.0	1.75	-0.611	-0.633	4.808
	18	15.1	9.0	6.75	19.5	6.0	28.5	0.339	9.65	7.5	12.75	5.00	7.0	0.857	0.392	0.800	2.84	0.15750	6.34929	222.6	3.0	81.8	5.0	2.625	356.7	0.62	1661.67	0.00	2577.09	0.0	1.55	-0.504	-0.517	2.114
	19	15.1	9.0	6.75	15.3	30.0	79.5	0.298	23.73	7.5	12.75	5.00	31.0	0.968	0.392	3.000	4.89	0.10028	9.97213	284.4	3.0	124.4	30.0	2.625	356.7	0.80	3197.17	7.00	5270.40	0.0	1.65	-3.557	-2.605	64.378
	20	15.1	9.0	6.75	15.3	20.0	53.0	0.298	15.82	7.5	12.75	5.00	21.0	0.952	0.392	2.667	6.42	0.10028	9.97213	334.4	3.0	111.9	2.0	2.625	356.7	0.94	3627.15	5.00	6550.13	0.0	1.81	-2.843	-2.214	42.939
	21	15.1	9.0	6.75	15.3	15.0	39.8	0.298	11.86	7.5	12.75	5.00	16.0	0.938	0.392	2.000	6.32	0.10028	9.97213	322.3	3.0	113.7	3.0	2.625	356.7	0.90	3846.73	3.00	6646.47	0.0	1.73	-2.424	-1.942	29.789
	22	15.1	9.0	6.75	15.3	12.0	31.8	0.298	9.49	7.5	12.75	5.00	13.0	0.923	0.392	1.600	6.22	0.10028	9.97213	333.9	3.0	110.4	3.0	2.625	356.7	0.94	3608.65	3.00	5952.43	0.0	1.65	-2.022	-1.738	19.309
	23	15.1	9.0	6.75	15.3	9.0	23.9	0.298	7.12	7.5	12.75	5.00	10.0	0.900	0.392	1.200	6.06	0.10028	9.97213	319.8	3.0	93.0	3.0	2.625	356.7	0.90	3290.29	0.00	5102.96	0.0	1.55	-1.657	-1.491	11.022
	24	15.1	9.0	6.75	15.3	6.0	15.9	0.298	4.75	7.5	12.75	5.00	7.0	0.857	0.392	0.800	5.78	0.08967	11.15232	281.1	3.0	81.9	3.0	2.625	356.7	0.79	2418.13	0.00	3353.49	0.0	1.39	-1.189	-1.179	3.308
	25	15.1	6.0	3.75	19.5	30.0	142.5	0.339	48.24	7.5	12.75	5.00	31.0	0.968	0.392	3.000	1.34	0.15750	6.34929	83.7	3.0	51.8	29.0	2.625	237.8	0.35	853.43	5.00	1641.34	0.0	1.92	-1.122	-0.727	14.195
	26	15.1	6.0	3.75	19.5	20.0	95.0	0.339	32.16	7.5	12.75	5.00	21.0	0.952	0.392	2.667	1.75	0.15750	6.34929	108.6	3.0	63.4	19.0	2.625	237.8	0.46	1001.09	5.00	2283.05	0.0	2.28	-0.908	-0.659	10.320
	27	15.1	6.0	3.75	19.5	15.0	71.3	0.339	24.12	7.5	12.75	5.00	16.0	0.938	0.392	2.000	1.73	0.15750	6.34929	125.7	3.0	68.3	14.0	2.625	237.8	0.53	1039.20	5.00	2344.47	0.0	2.26	-0.742	-0.606	6.999
	28	15.1	6.0	3.75	19.5	12.0	57.0	0.339	19.30	7.5	12.75	5.00	13.0	0.923	0.392	1.600	1.70	0.15750	6.34929	126.7	3.0	78.0	11.0	2.625	237.8	0.53	1058.69	4.00	2261.27	0.0	2.14	-0.632	-0.562	5.122
	29	15.1	6.0	3.75	19.5	9.0	42.8	0.339	14.47	7.5	12.75	5.00	10.0	0.900	0.392	1.200	1.66	0.15750	6.34929	128.9	4.0	84.0	7.0	2.625	237.8	0.54	990.25	3.00	1936.48	0.0	1.96	-0.494	-0.504	2.927
	30	15.1	6.0	3.75	19.5	6.0	28.5	0.339	9.65	7.5	12.75	5.00	7.0	0.857	0.392	0.800	1.58	0.15750	6.34929	146.8	5.0	70.6	5.0	2.625	237.8	0.62	781.08	2.00	1415.06	0.0	1.81	-0.397	-0.422	1.055
	31	15.1	6.0	3.75	15.3	30.0	79.5	0.298	23.73	7.5	12.75	5.00	31.0	0.968	0.392	3.000	2.72	0.10028	9.97213	187.1	3.0	90.6	30.0	2.625	237.8	0.79	1765.54	9.00	2777.05	0.0	1.57	-2.950	-1.988	36.411
	32	15.1	6.0	3.75	15.3	20.0	53.0	0.298	15.82	7.5	12.75	5.00	21.0	0.952	0.392	2.667	3.56	0.10028	9.97213	210.8	3.0	83.0	2.0	2.625	237.8	0.89	1952.16	7.00	3838.82	0.0	1.97	-2.420	-1.737	23.588
	33	15.1	6.0	3.75	15.3	15.0	39.8	0.298	11.86	7.5	12.75	5.00	16.0	0.938	0.392	2.000	3.51	0.10028	9.97213	220.7	3.0	90.4	2.0	2.625	237.8	0.93	1928.05	5.00	3815.33	0.0	1.98	-2.057	-1.552	15.848
	34	15.1	6.0	3.75	15.3	12.0	31.8	0.298	9.49	7.5	12.75	5.00	13.0	0.923	0.392	1.600	3.46	0.10028	9.97213	214.1	3.0	89.0	3.0	2.625	237.8	0.90	1798.93	4.00	3432.63	0.0	1.91	-1.753	-1.409	10.513
	35	15.1	6.0	3.75	15.3	9.0	23.9	0.298	7.12	7.5	12.75	5.00	10.0	0.900	0.392	1.200	3.37	0.10028	9.97213	193.5	3.0	84.0	3.0	2.625	237.8	0.81	1513.20	2.00	2722.23	0.0	1.80	-1.423	-1.230	5.408
	36	15.1	6.0	3.75	15.3	6.0	15.9	0.298	4.75	7.5	12.75	5.00	7.0	0.857	0.392	0.800	3.21	0.08967	11.15232	175.8	3.0	79.7	3.0	2.625	237.8	0.74	936.84	2.00	1650.39	0.0	1.76	-0.970	-0.994	1.431
杭径の検討	37	15.1	9.0	6.75	19.5	20.0	95.0	0.339	32.16	7.5	12.75	7.50	21.0	0.952	0.588	2.667	4.73	0.11689	8.55473	291.7	3.0	169.5	19.0	2.625	356.7	0.82	4299.04	4.00	7362.89	0.0	1.71	-1.165	-0.874	16.006
	38	15.1	9.0	6.75	19.5	12.0	57.0	0.339	19.30	7.5	12.75	7.50	13.0	0.923	0.588	1.600	4.59	0.11689	8.55473	301.3	3.0	141.4	11.0	2.625	356.7	0.84	3774.83	3.00	5816.77	0.0	1.54	-0.794	-0.720	6.453
	39	15.1	9.0	6.75	19.5	6.0	28.5	0.339	9.65	7.5	12.75	7.50	7.0	0.857	0.588	0.800	4.26	0.10798	9.26130	345.8	3.0	104.4	4.0	2.625	356.7	0.97	2382.64	0.00	3441.42	0.0	1.44	-0.510	-0.517	1.169
	40	15.1	9.0	6.75	15.3	20.0	53.0	0.244	12.95	7.5	12.75	7.50	21.0	0.952	0.588	2.667	11.76	0.07609	13.14255	523.9	3.0	158.7	2.0	2.625	356.7	1.47	7488.60	4.00	11742.07	0.0	1.57	-2.740	-2.214	34.039
	41	15.1	9.0	6.75	15.3	12.0	31.8	0.244	7.77	7.5	12.75	7.50	13.0	0.923	0.588	1.600	11.39	0.07443	13.43598	515.6	3.0	164.0	3.0	2.625	356.7	1.45	6320.48	2.00	9105.43	0.0	1.44	-1.991	-1.738	13.928
	42	15.1	9.0	6.75	15.3	6.0	15.9	0.244	3.89	7.5	12.75	7.50	7.0	0.857	0.588	0.800	10.58	0.06147	16.26717	415.9	3.0	121.3	3.0	2.625	356.7	1.17	3492.94	0.00	4608.17	0.0	1.32	-1.199	-1.179	2.177

ハッチング青：スミクレー

ハッチング赤：東京湾・大阪湾平均材料

※1：H29 道示の橋台の水平変位の制限値 15mm 超過を赤字，以下を青字で示す.

(2) 背面盛土の沈下量

背面盛土の沈下量と軟弱層厚は，ほとんど線形の相関関係（相関係数≒1）であることが確認できる．「道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）」に基づく圧縮指数 C_C による沈下量と比較すると，解析結果と概ね整合しているが軟弱層厚が大きくなるにつれて誤差が大きくなり，解析結果の方が沈下量を大きく評価している．

沈下量算出位置を図-5.3.17，沈下量と軟弱層厚の関係を表-5.3.22 に示す．

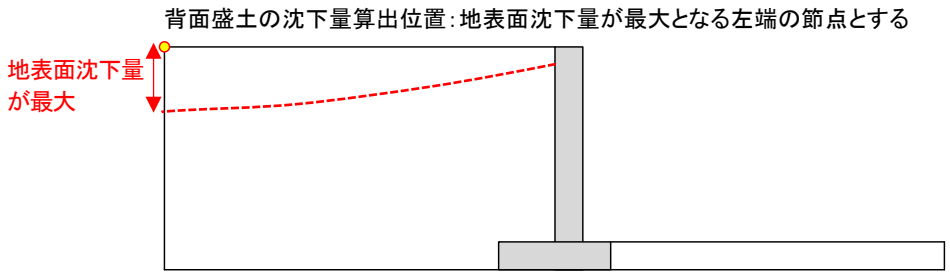
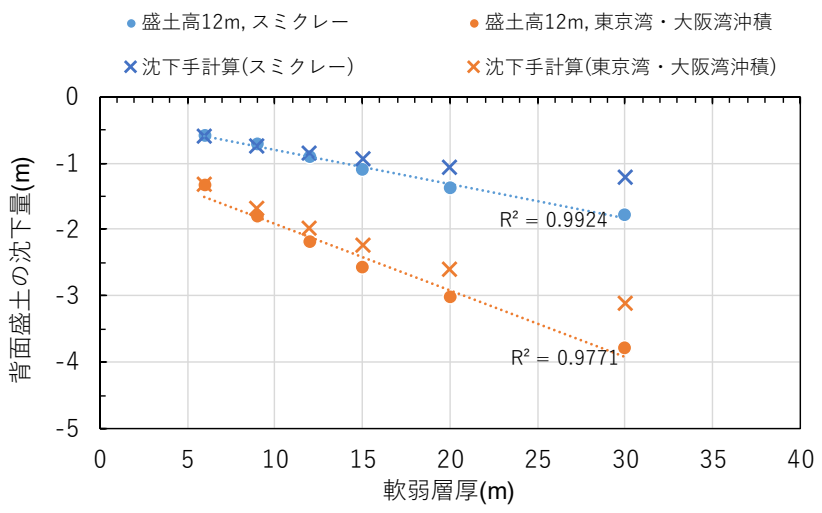


図-5.3.17　背面盛土の沈下量算出位置

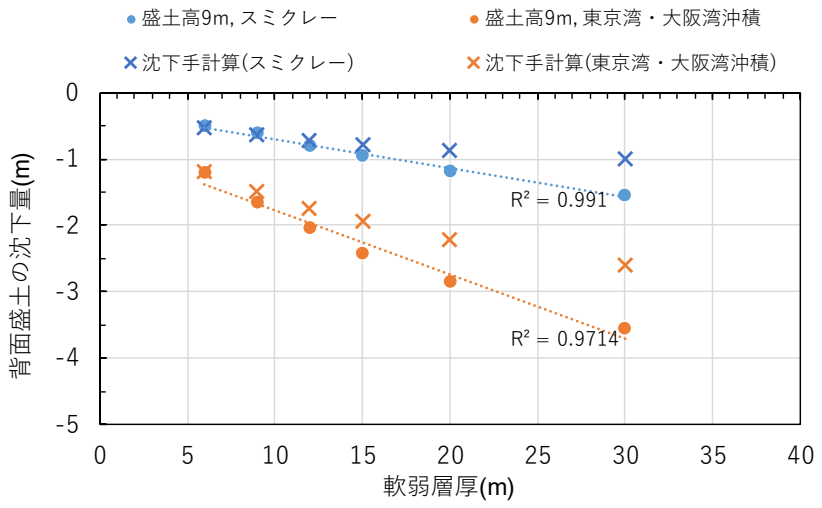
背面盛土の沈下量と橋台背面盛土高は，ほとんど線形の相関関係（相関係数≒1）であることが確認できる．沈下量と盛土高の関係を表-5.3.23 に示す．

表-5.3.22　背面盛土の沈下量と軟弱層厚の関係

盛土高12m



盛土高9m



盛土高6m

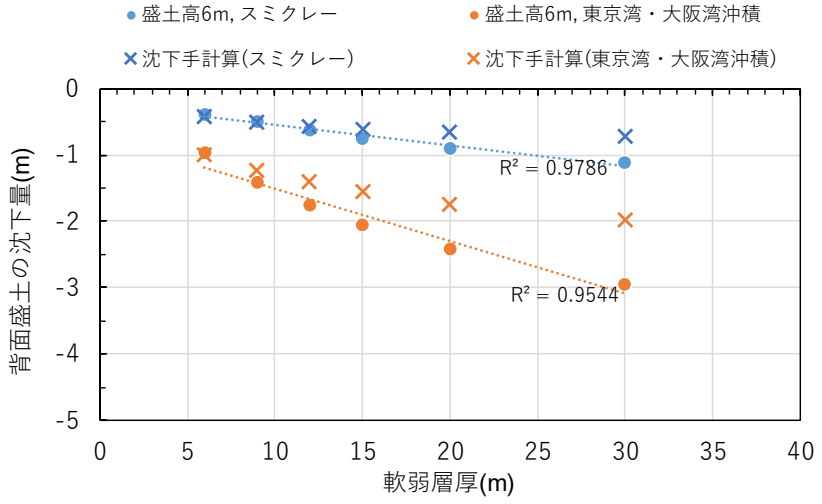
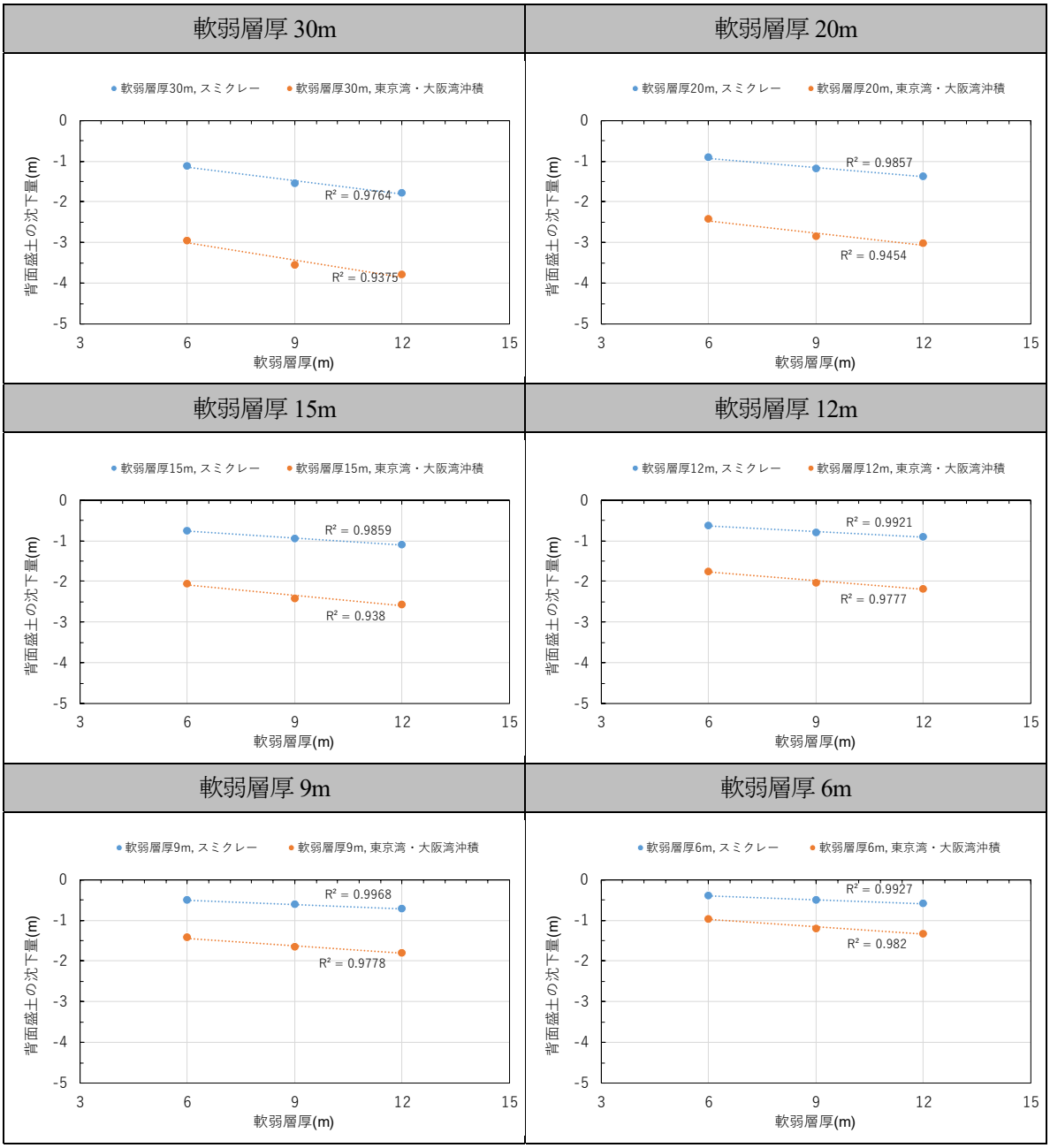


表-5.3.23　背面盛土の沈下量と背面盛土高の関係



(3) 杭頭変位

杭頭変位と軟弱層厚の関係を表-5.3.24 に示す．ほぼ線形の相関関係（相関係数≒1）であることが確認できる．

杭頭変位と橋台背面盛土高の関係を表-5.3.25 に示す．ほぼ線形の相関関係（相関係数≒1）であることが確認できる．

表-5.3.24　杭頭変位と軟弱層厚の関係

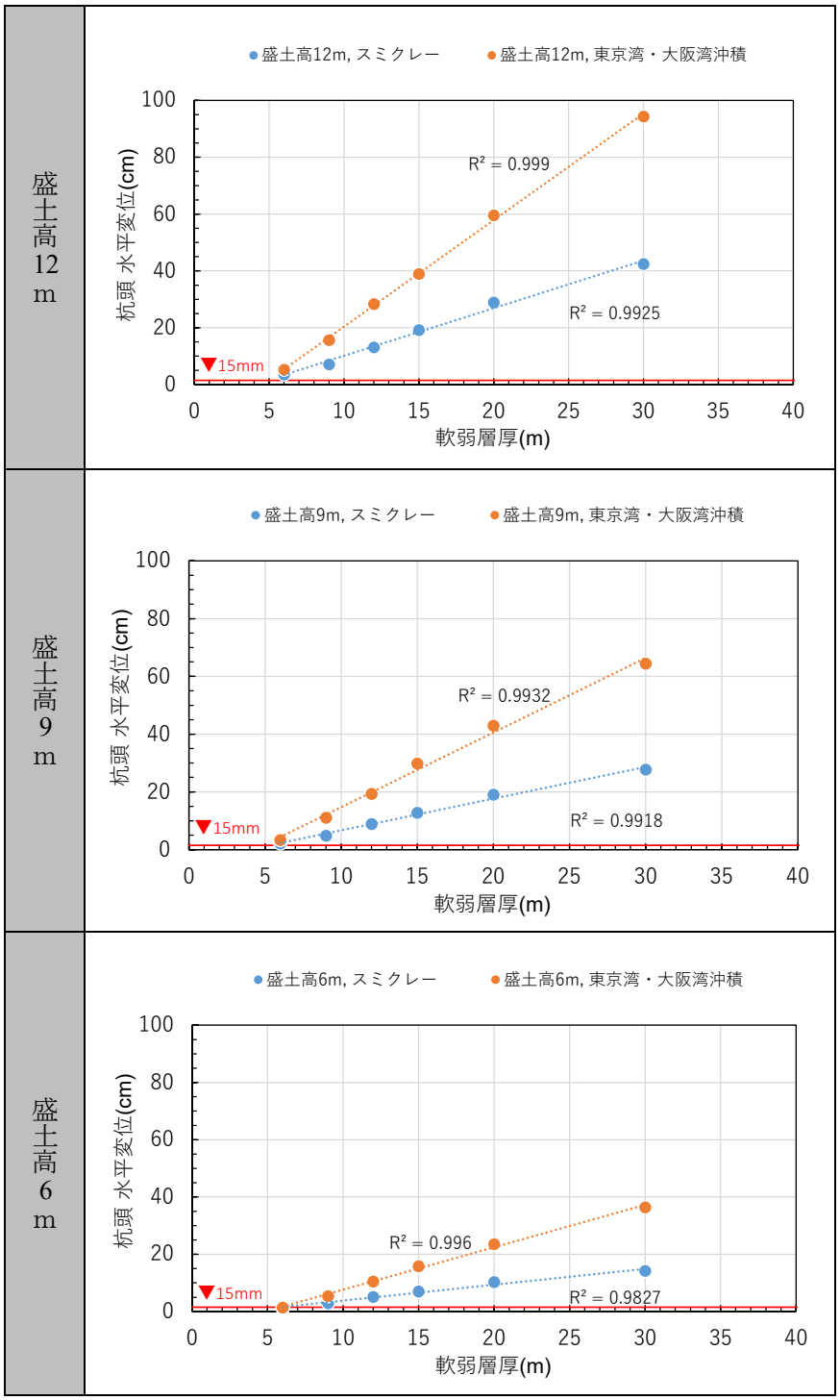
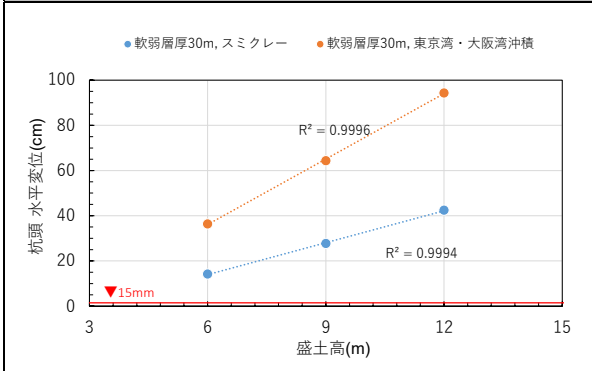
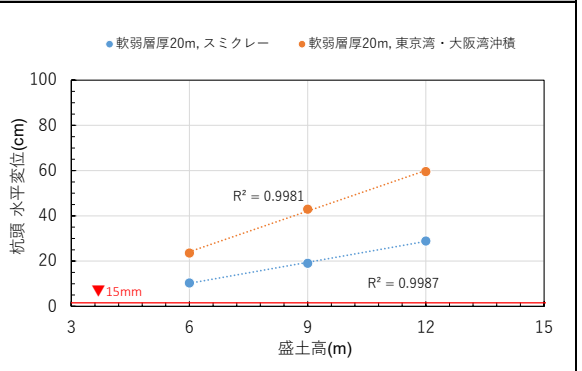


表-5.3.25　杭頭変位と背面盛土高の関係

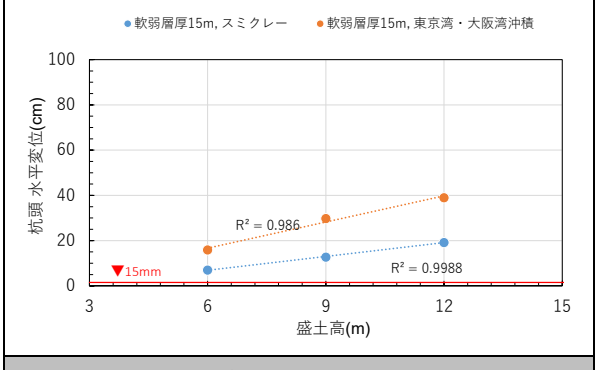
軟弱層厚 30m



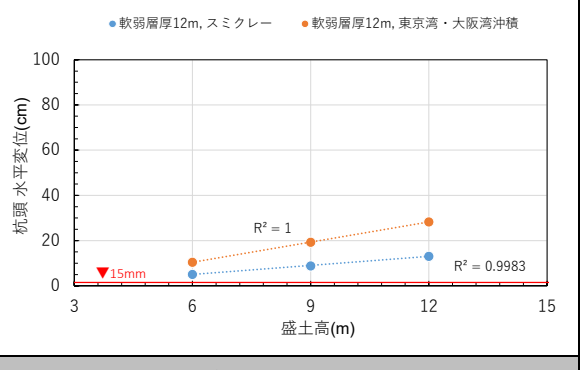
軟弱層厚 20m



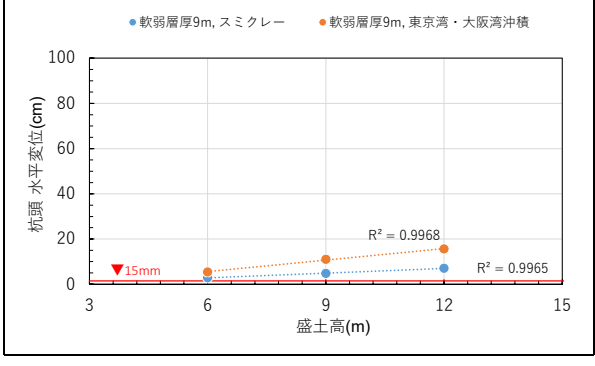
軟弱層厚 15m



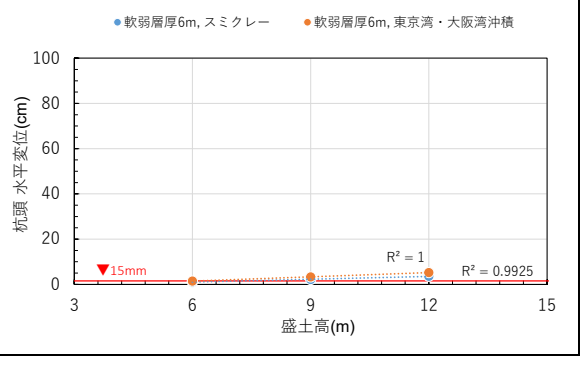
軟弱層厚 12m



軟弱層厚 9m

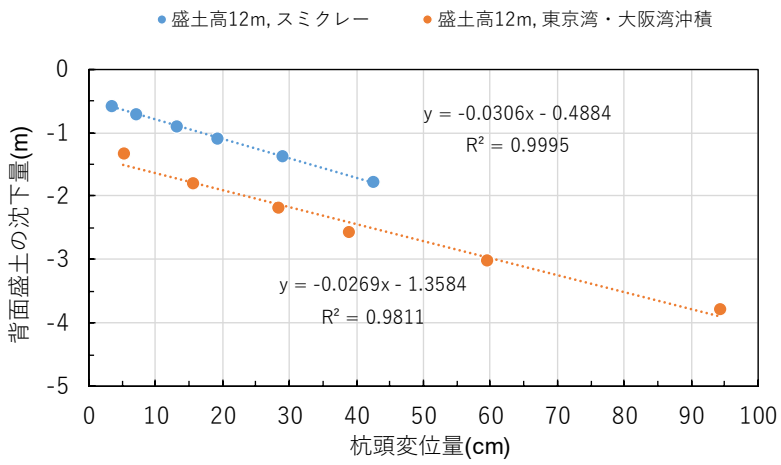
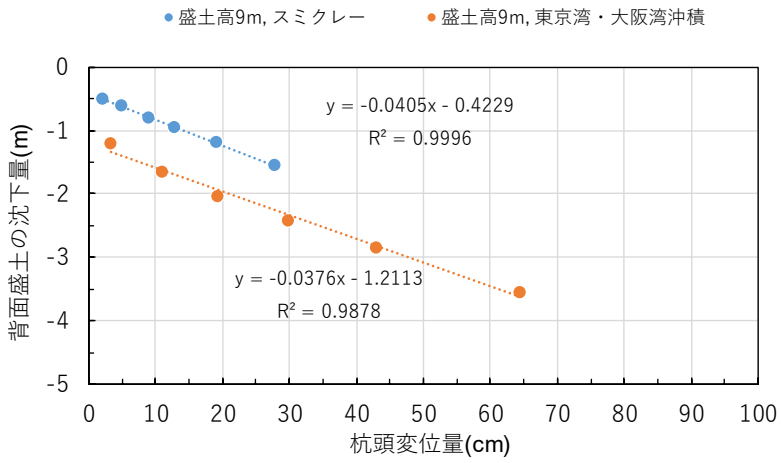
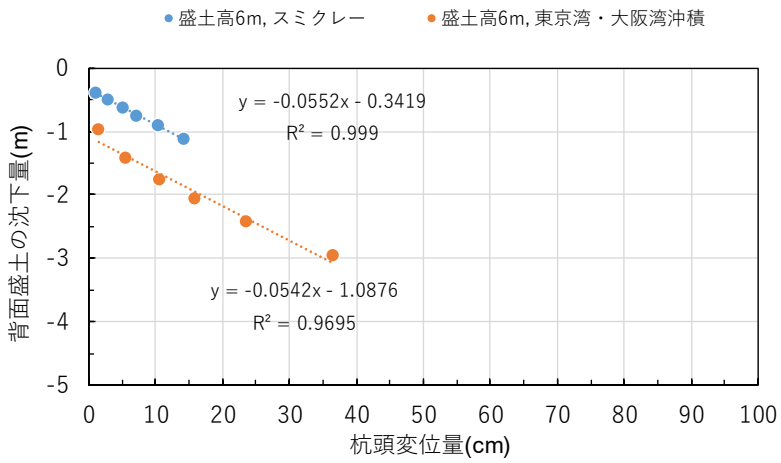


軟弱層厚 6m



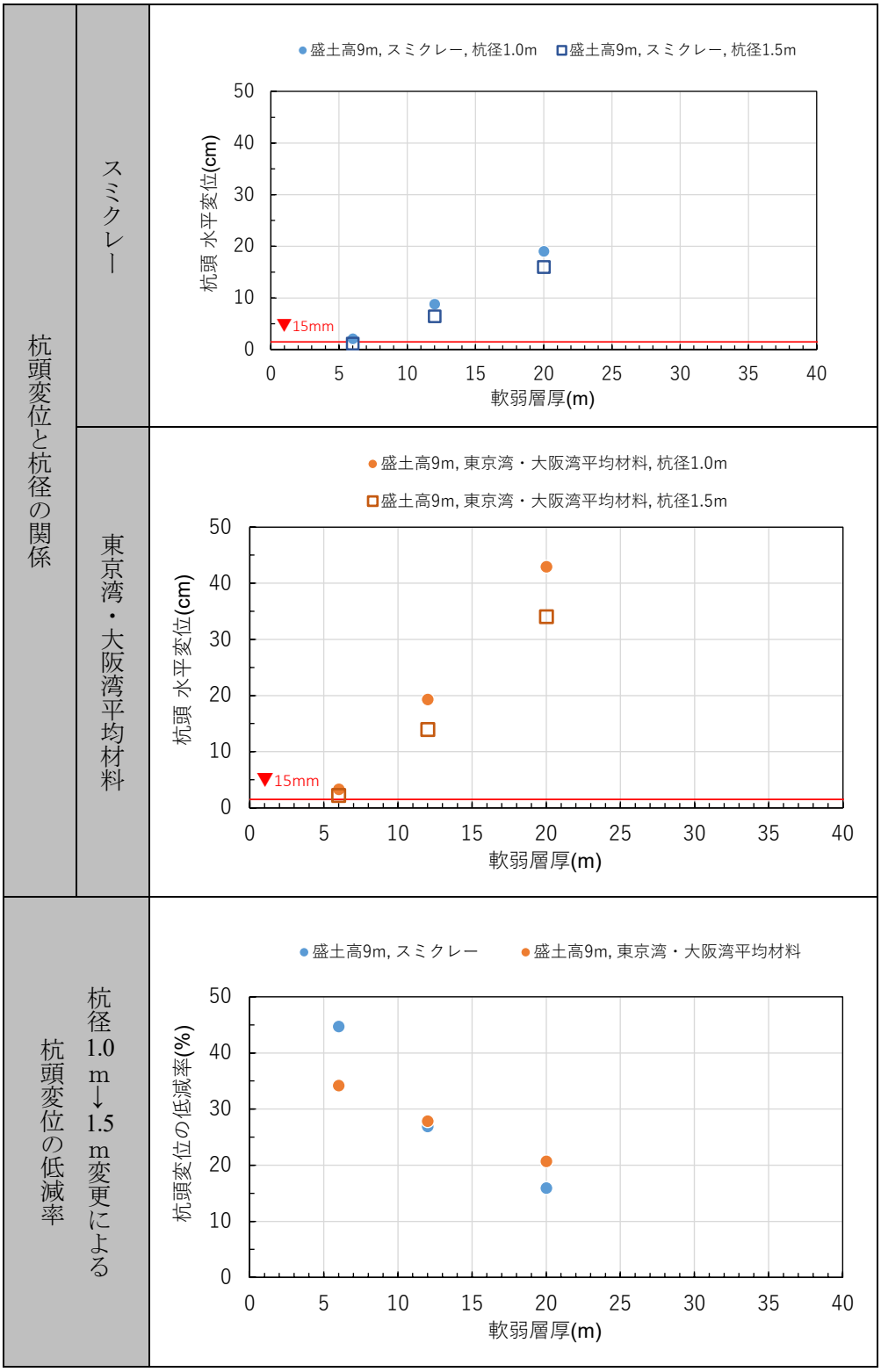
杭頭変位と背面盛土沈下量の関係を表-5.3.26 に示す．ほとんど線形の相関関係（相関係数≒1）であることが確認できる．

表-5.3.26　杭頭変位と背面盛土沈下量の関係

盛土高12m	
盛土高9m	
盛土高6m	

杭頭変位と杭径の関係を表-5.3.27 に示す．杭径が大きいほど杭頭変位は小さく，軟弱層厚が小さいほど杭頭変位の低減率（変位の抑制効果）が高くなる．

表-5.3.27　杭頭変位と杭径の関係



(4) 側方流動圧の最大値

側方流動圧の最大値と軟弱層厚の関係を表-5.3.28 に示す．下表より，側方流動圧の最大値と軟弱層厚には相関関係は見られず，盛土高毎に概ね一定の値を取る．平均値と標準偏差もグラフに示しているが，バラツキの指標となる変動係数（標準偏差÷平均値）を算出すると，7～16%の範囲となった．

側方流動圧の最大値と背面盛土高の関係を表-5.3.29 に示す．ほとんど線形の相関関係（相関係数≒1）であることが確認できる．

表-5.3.28　側方流動圧の最大値と軟弱層厚の関係

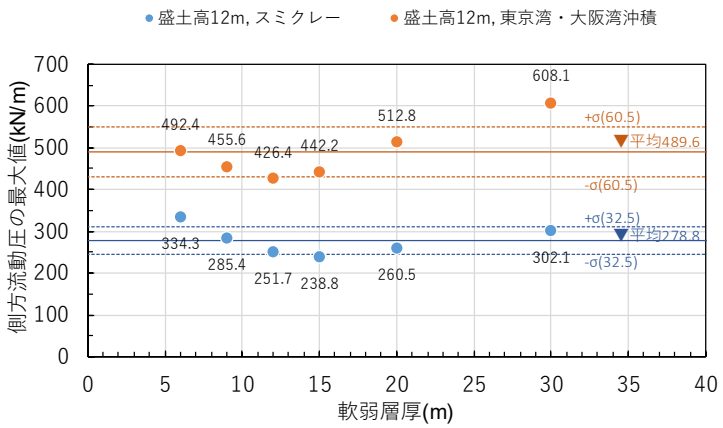
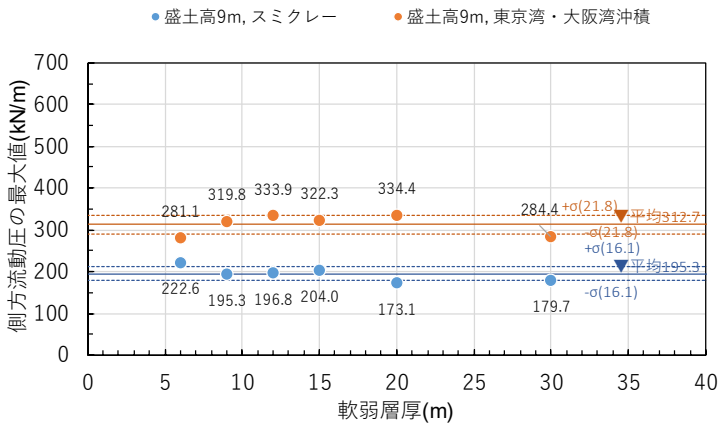
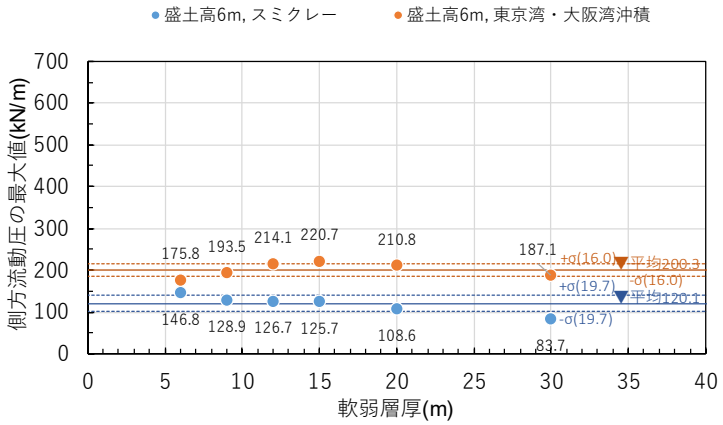
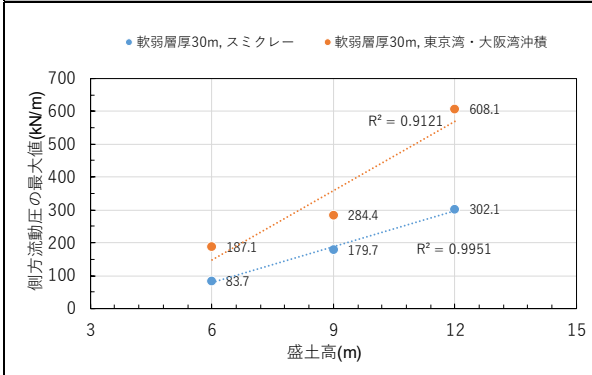
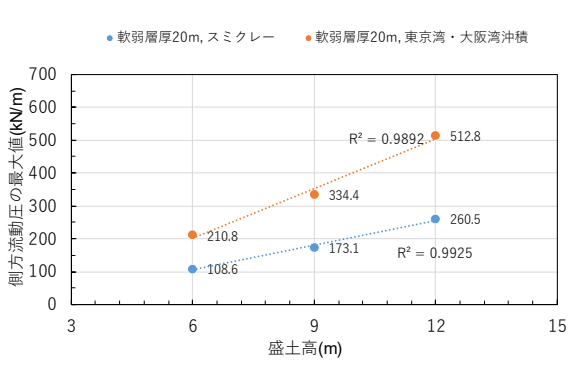
盛土高12m		【変動係数】 スミクレー 32.5/278.8 =0.12 東京・大阪 60.5/489.6 =0.12
盛土高9m		【変動係数】 スミクレー 16.1/195.3 =0.08 東京・大阪 21.8/312.7 =0.07
盛土高6m		【変動係数】 スミクレー 19.7/1201 =0.16 東京・大阪 16.0/200.3 =0.08

表-5.3.29　側方流動圧の最大値と背面盛土高の関係

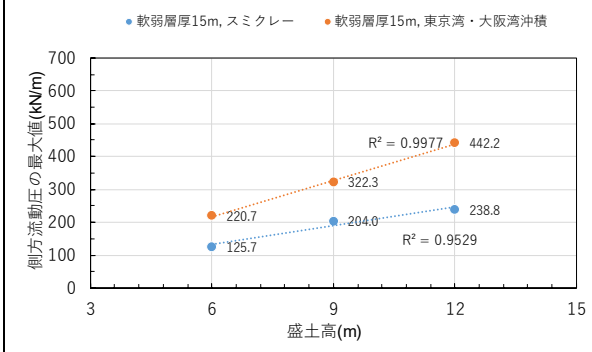
軟弱層厚 30m



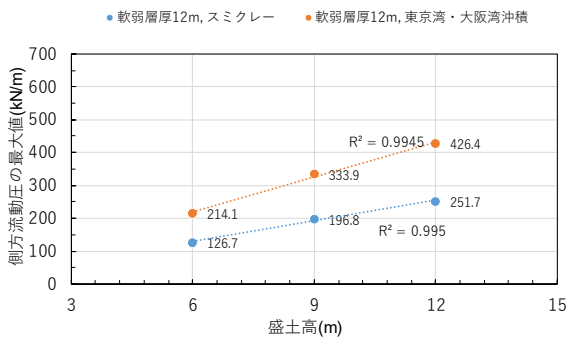
軟弱層厚 20m



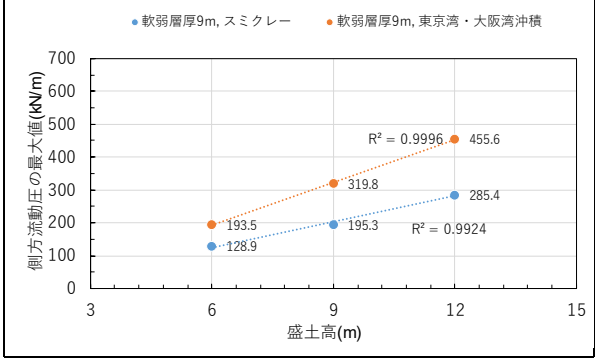
軟弱層厚 15m



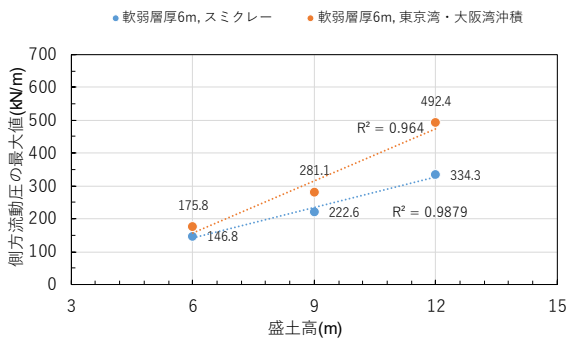
軟弱層厚 12m



軟弱層厚 9m



軟弱層厚 6m



(5) 側方流動圧の最大値を発現する深度

側方流動圧の最大値を発現する深度（最大深度）と軟弱層厚の関係を表-5.3.30 に示す．グラフから以下のことが確認できる．

①非排水せん断強度が小さい材料（東京湾・大阪湾沖積平均材料）は，軟弱層厚によらず全ケースとも側方流動圧の最大深度は 2～3mの結果となる．

②非排水せん断強度が大きい材料（スミクレー）は，軟弱層厚が 12m以上の場合，側方流動圧の最大深度は 2～3mの結果となる．

③非排水せん断強度が大きい材料（スミクレー）は，軟弱層厚が 9m以下の場合，側方流動圧の最大深度は 3～6mとバラツキが出る結果となる．

側方流動圧の最大値位置が深度 3mの傾向から外れるケースについては，以下のことが確認できる．

・深度 3m付近で最大値と同等の側方流動圧が発生していること

・ピークのように少し突出していること

上記の 2 点から，全ケースの傾向として深度 2～3mの位置に最大値が発現しやすいと考えられる．

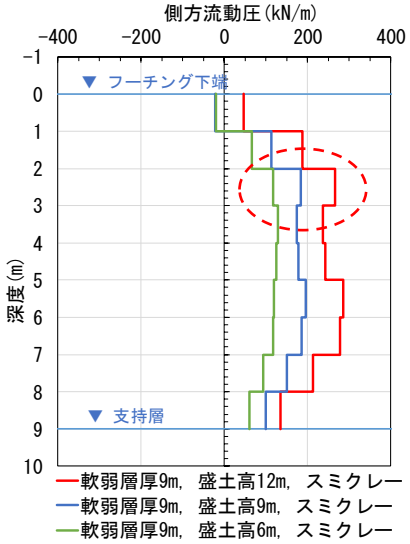
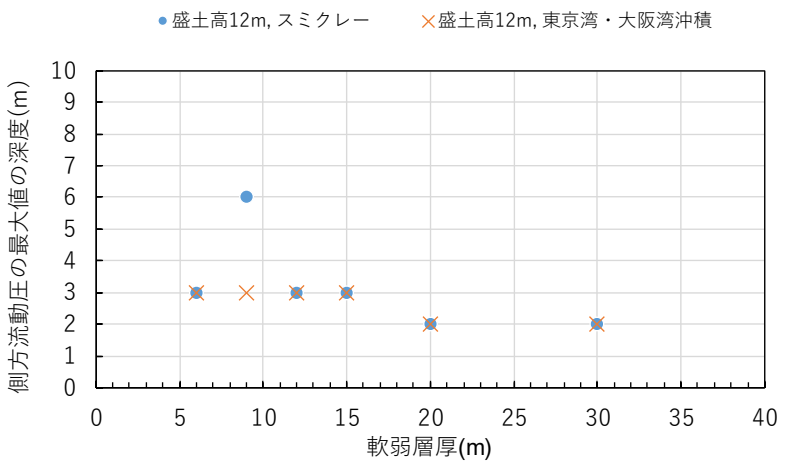


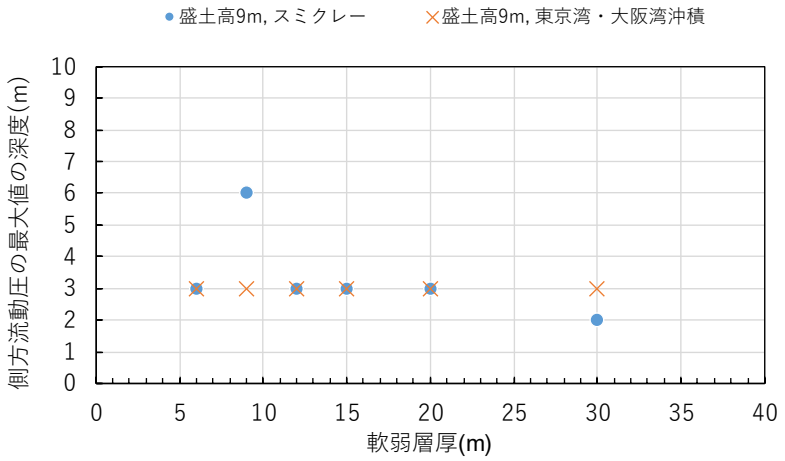
図-5.3.18　最大深度が深度 3mの傾向から外れるケースについて

表-5.3.30　側方流動圧の最大深度と軟弱層厚の関係

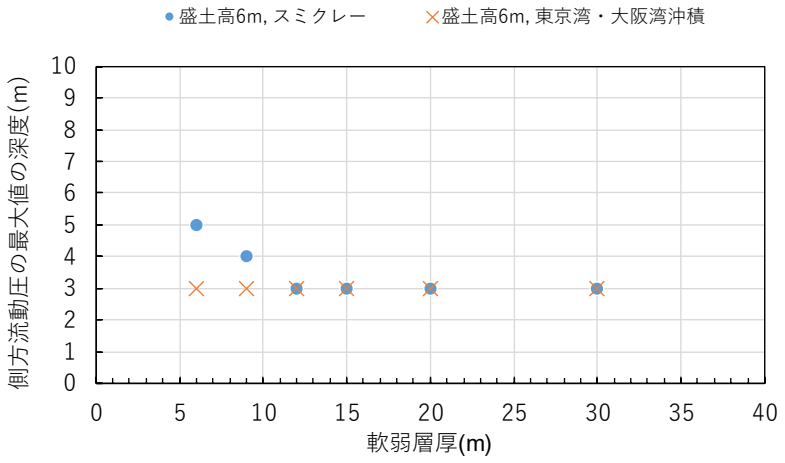
盛土高12m



盛土高9m



盛土高6m



(6) 杭の最大曲げモーメント

杭の最大曲げモーメントと軟弱層厚の関係を表-5.3.31 に示す．後列杭，前列杭とも，軟弱層厚 12～20ｍで最大となり，概ね頭打ちとなる．

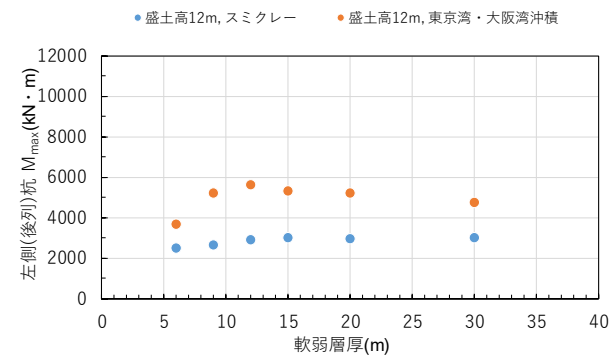
各ケースにおける FEM による曲げモーメント分布は，巻末の参考資料 1 に示している．

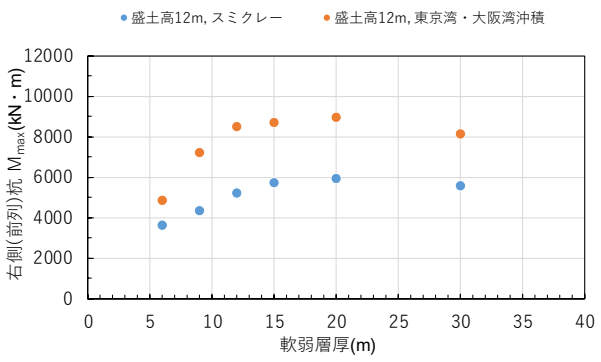
(7) 側方流動圧分布

側方流動圧分布（地盤材料毎，盛土高さの比較）を表-5.3.32 に示す．ここで示す値は，算出される側方流動圧（kN/m^2）に基礎幅 5.0（m）（杭径 1.0m×5 本）を乗じた値である．

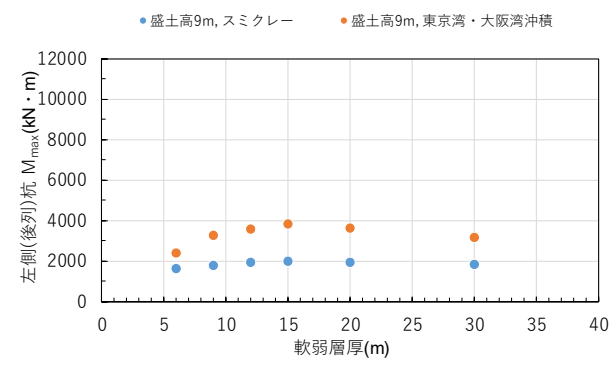
表-5.3.31　杭の最大曲げモーメントと軟弱層厚の関係

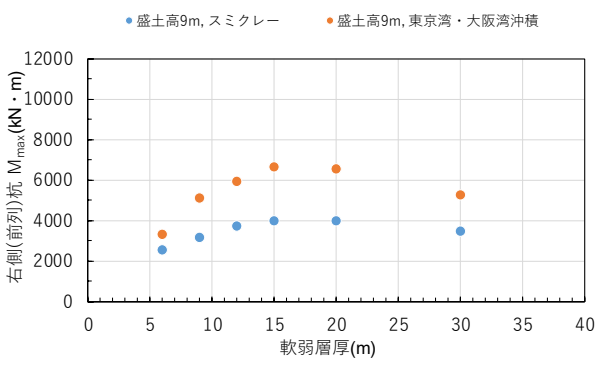
盛土高 12m



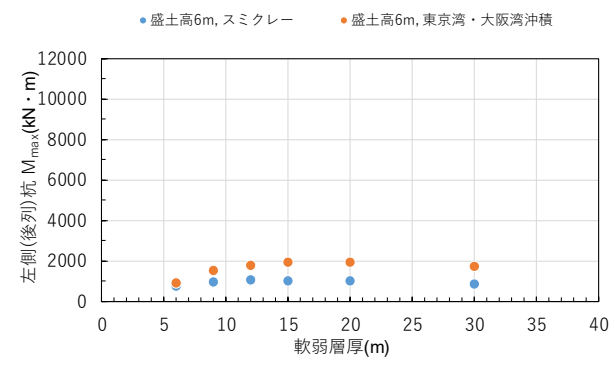


盛土高 9m





盛土高 6m



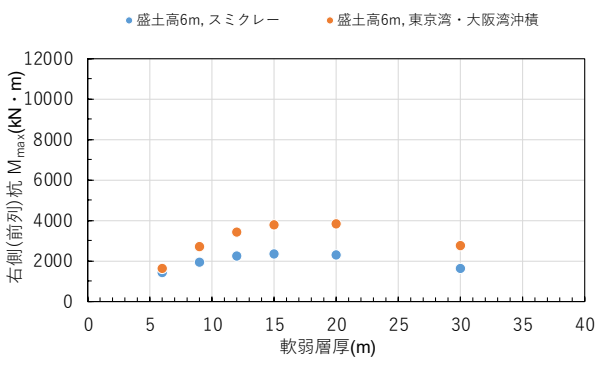


表-5.3.32　側方流動圧分布（スミクレー，盛土高さの比較）

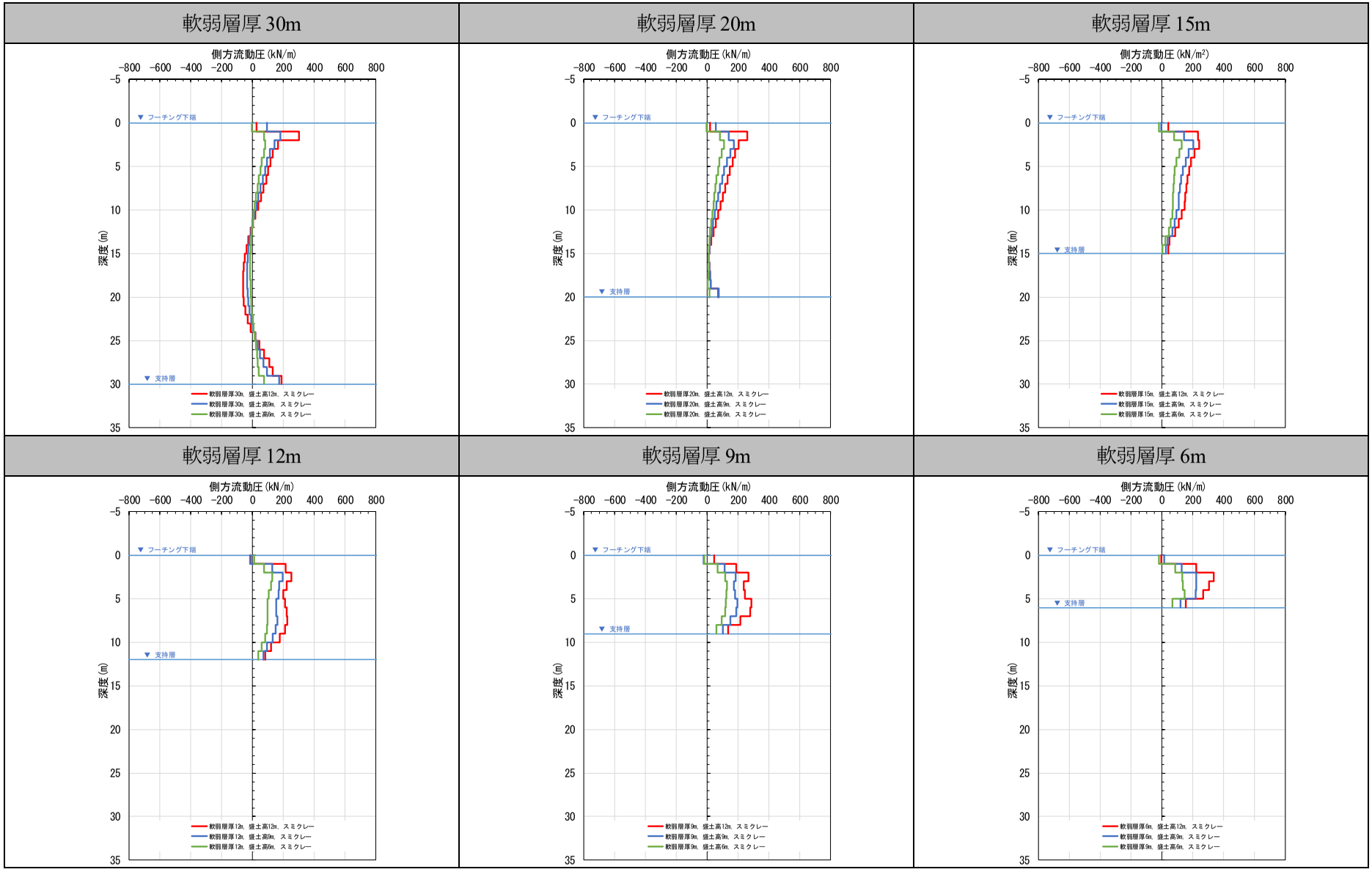
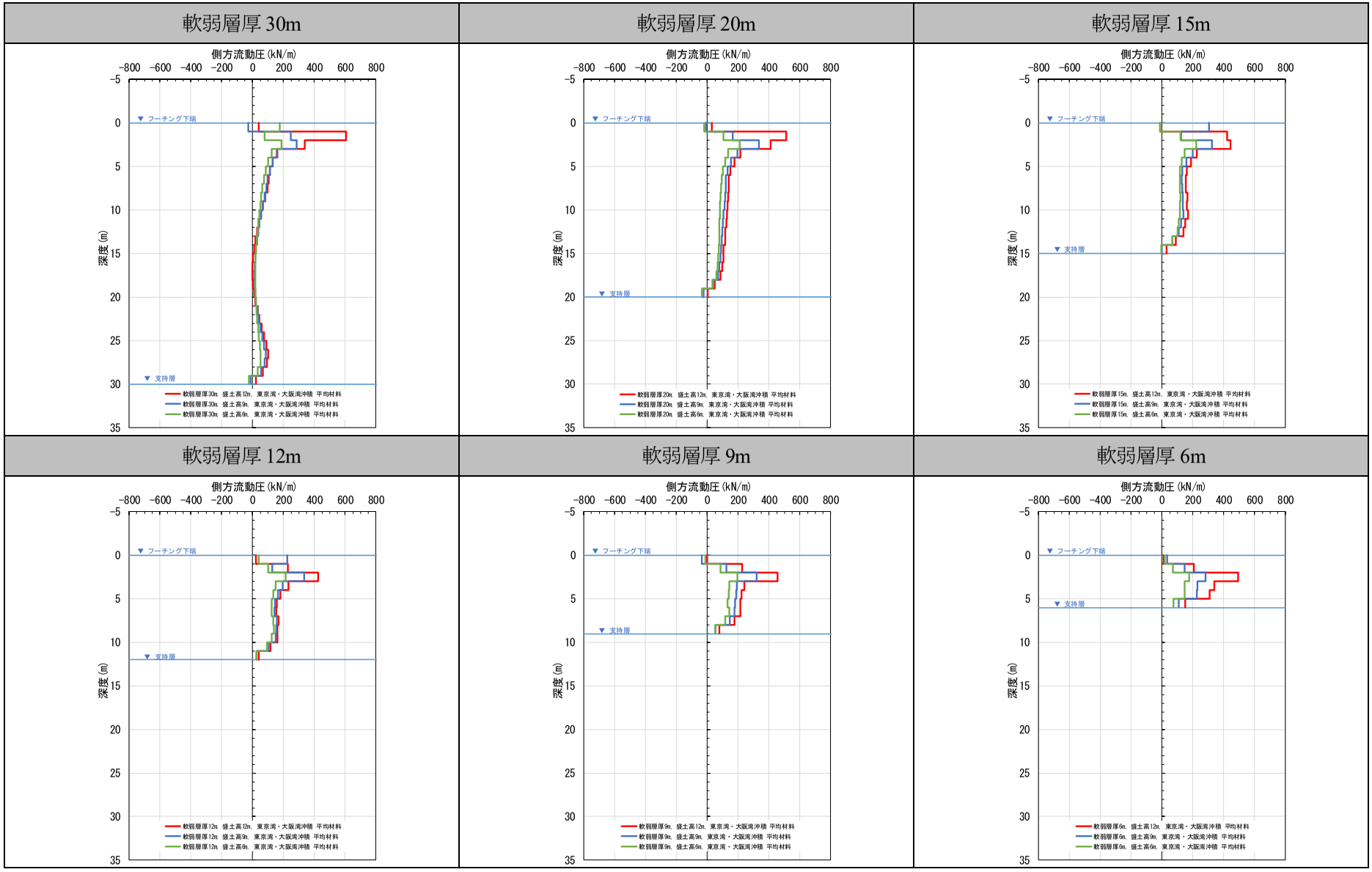


表-5.3.32　側方流動圧分布（東京湾・大阪湾平均材料，盛土高さの比較）



(8) 前面抵抗圧分布

各ケースにおける FEM による前面抵抗圧分布は，巻末の参考資料 1 に示している．

ここでは，代表して非排水せん断強度が大きい材料（スミクレー）の軟弱層厚 20mのケース（盛土高さの比較）を図-5.3.19 に示す．ここで示す値は，算出される前面抵抗圧（kN/m^2）に基礎幅 5.0（m）（杭径 1.0m×5 本）を乗じた値である．

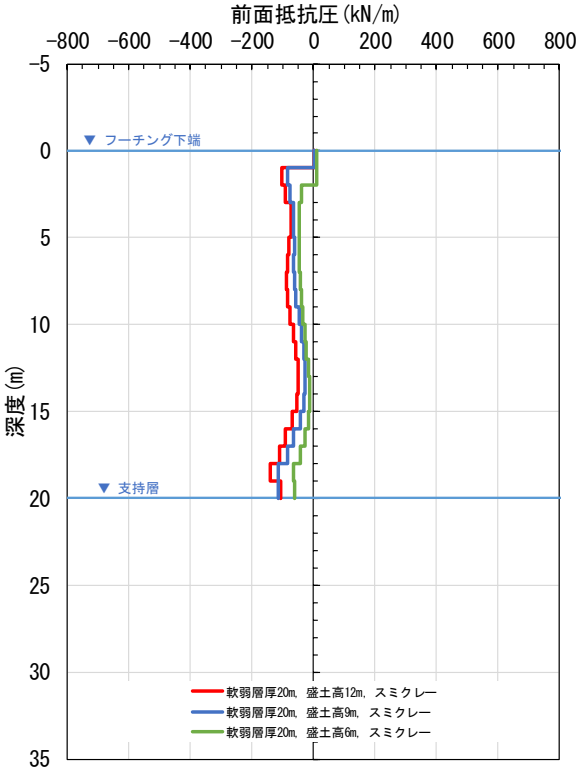


図-5.3.19　前面抵抗圧分布（スミクレー，軟弱層厚 20m，盛土高さの比較）

VII.　まとめ

パラメトリック解析によって得られた結果を以下にまとめる.

(1) 背面盛土の沈下量

- 軟弱層厚が大きいほど沈下量は大きくなり，その関係は概ね線形の相関を示す.
- 軟弱地盤対策工指針に基づく圧縮指数 Cc による沈下計算の値と概ね一致するが，軟弱層厚が大きくなるほど FEM 結果の方が沈下量を大きく評価する.
- 橋台背面盛土高が大きいほど沈下量は大きくなり，その関係は概ね線形の相関を示す.

(2) 杭頭変位

- 軟弱層厚が大きいほど杭頭変位は大きくなり，その関係は概ね線形の相関を示す.
- 橋台背面盛土高が大きいほど杭頭変位は大きくなり，その関係は概ね線形の相関を示す.
- 杭径を大きくすることで杭頭変位を抑制できる．また軟弱層厚が小さいほど杭径による杭頭変位の抑制効果は大きくなる.
- 杭頭変位量と背面盛土の沈下量の関係は概ね線形の相関を示す.

(3) 杭の曲げモーメント

- 最大曲げモーメントは，軟弱層厚 12～20mで最大をとり，概ね頭打ちとなる.
- 最大曲げモーメントは，全ケースで前列杭が最大となり，後列杭の 1.3～2.3 倍となる.

(4) 側方流動圧

1）最大値

- 側方流動圧の最大値は，軟弱層厚の大きさに依らず一定となる結果を示す.
- 橋台背面盛土高が大きいほど側方流動圧の最大値は大きくなり，その関係は概ね線形の相関を示す.

2）最大値を発現する深度

- 非排水せん断強度が小さい場合には，軟弱層厚によらず杭頭から 2～3mとなる.
- 非排水せん断強度が大きい場合には，軟弱層厚が小さくなると最大値を発現する深度にバラツキが生じ，深い位置で最大値が生じる.

3）分布の下端深度

- 支持層上面が下端となるケースが最も多いが，層厚が大きいケース（20m，30m）で，杭頭から 10～15mの深度に分布の下端となるケースがある.

本検討の目的である側方移動に対する照査方法の構築において側方流動圧分布の推定が必要であり，これには最大値の設定が重要である．ここでは，上記の結果と文献 5.22）の知見を元に，下式を用いて回帰分析を行った.

$$P_{max} = \alpha \times B \times \gamma \times H$$

ここで,

Pmax：側方流動圧の最大値（kN/m）

B：杭間隔（m）

γ：盛土の単位体積重量（kN/m^3）

H：橋台背面盛土高（m）

α：軟弱層の材料特性に応じた係数．本検討ではこれを「流動圧係数」と呼ぶ.

FEM 解析結果から求まる側方流動圧の最大値を，B・γ・H で割って流動圧係数 α を算出する.

$$\alpha = \frac{P_{max}{}'}{B \cdot \gamma \cdot H}$$

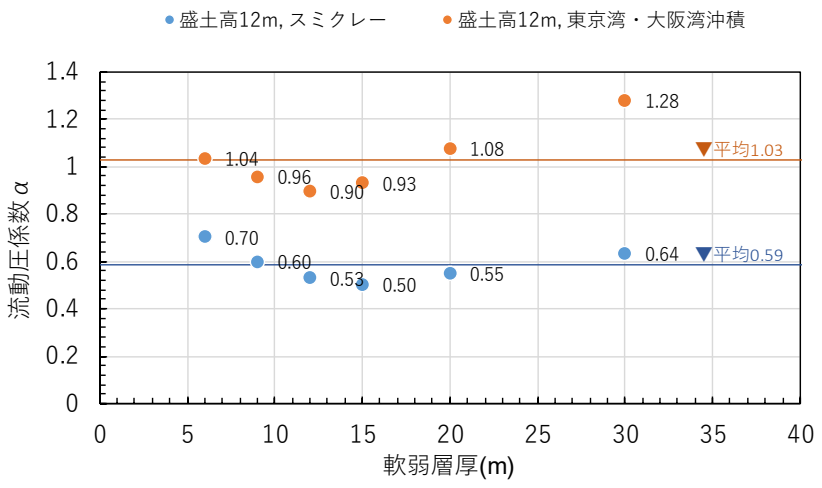
ここで,

Pmax’：FEM 解析結果から求まる側方流動圧の最大値（kN/m）

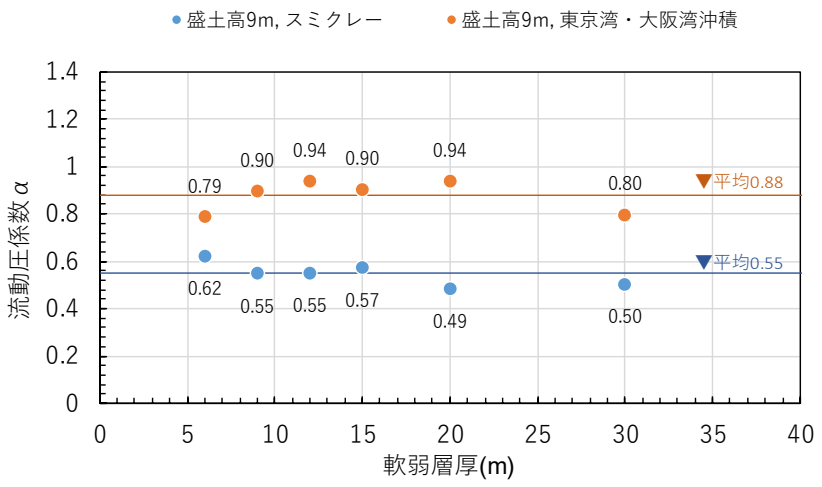
ここで求まる流動圧係数 α と軟弱層厚の関係を表-5.3.33 に示す．これより，流動圧係数 α はスミクレーの場合 0.50～0.59，東京湾・大阪湾沖積平均材料の場合 0.84～1.03 となる.

表-5.3.33　流動圧係数 α と軟弱層厚の関係

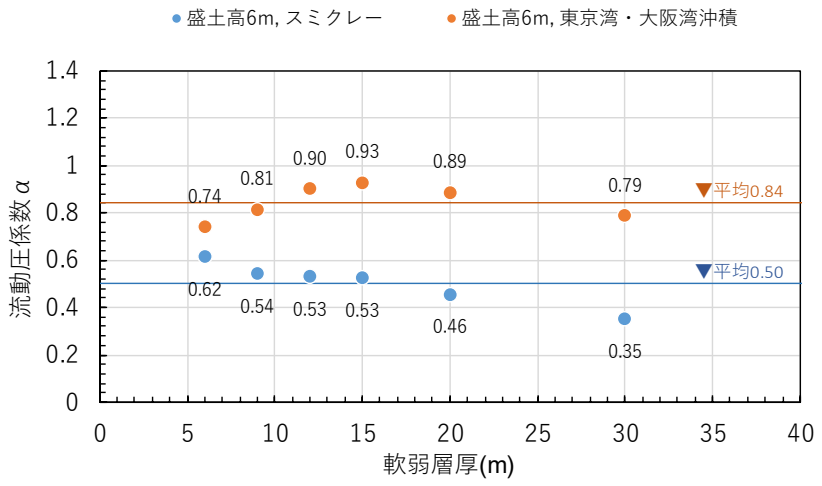
盛土高12m



盛土高9m



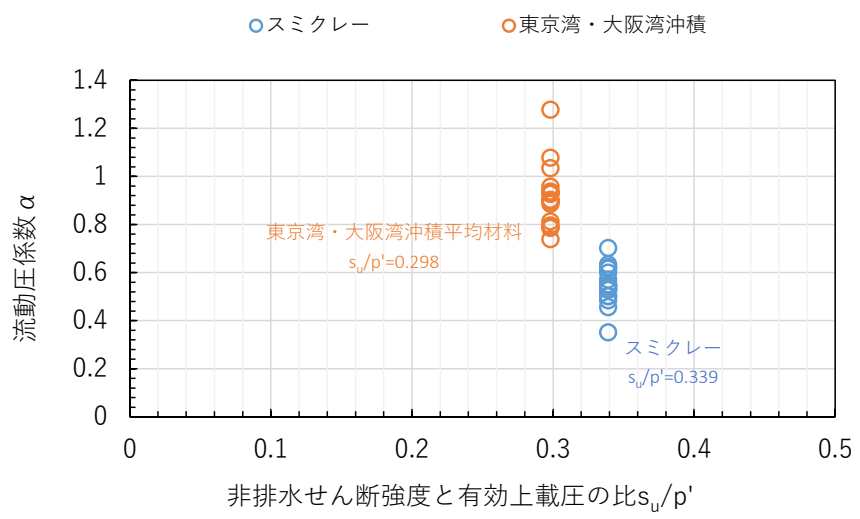
盛土高6m



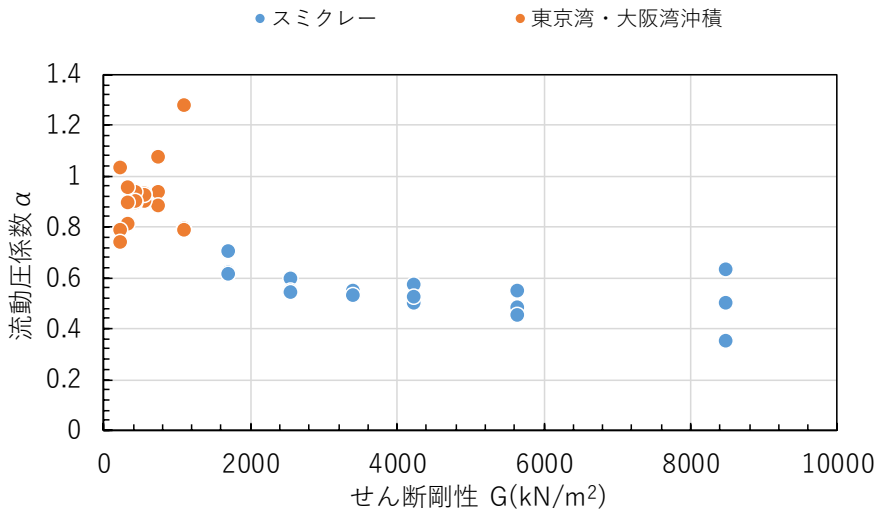
流動圧係数 α を軟弱層の材料特性から推定することを想定し，流動圧係数 α と s_u/p'（非排水せん断強度と有効上載圧の比）およびせん断剛性 G との関係を確認した．結果を表-5.3.34 に示す．流動圧係数 α は，s_u/p' および G ともに，概ね負の相関関係がみられることを確認した．

表-5.3.34　流動圧係数 α と s_u/p' およびせん断剛性 G との関係

s_u/p' の比



せん断剛性 G の関係



5.3.5. 梁ばねモデルによる解析

前述の5.3.4.の結果を踏まえて側方流動圧を設定し，これを梁ばねモデルに作用させて発生する応力を5.3.4.のFEM結果と比較することで，設定した側方流動圧の妥当性を検証する．

梁ばねモデルに作用させる側方流動圧分布を分布形状や大きさを変化させ，杭頭変位と杭の発生断面力を算出する．これによって求まる値とFEMによる算出結果を比較し，FEM結果をより再現できる側方流動圧分布を検討した．

解析ケースは，パラメトリック解析のケースと同様のケースについて行った．

I. 解析モデル

解析に用いる梁ばねモデルの例（橋台高12m，軟弱層厚30m）を以下に示す．

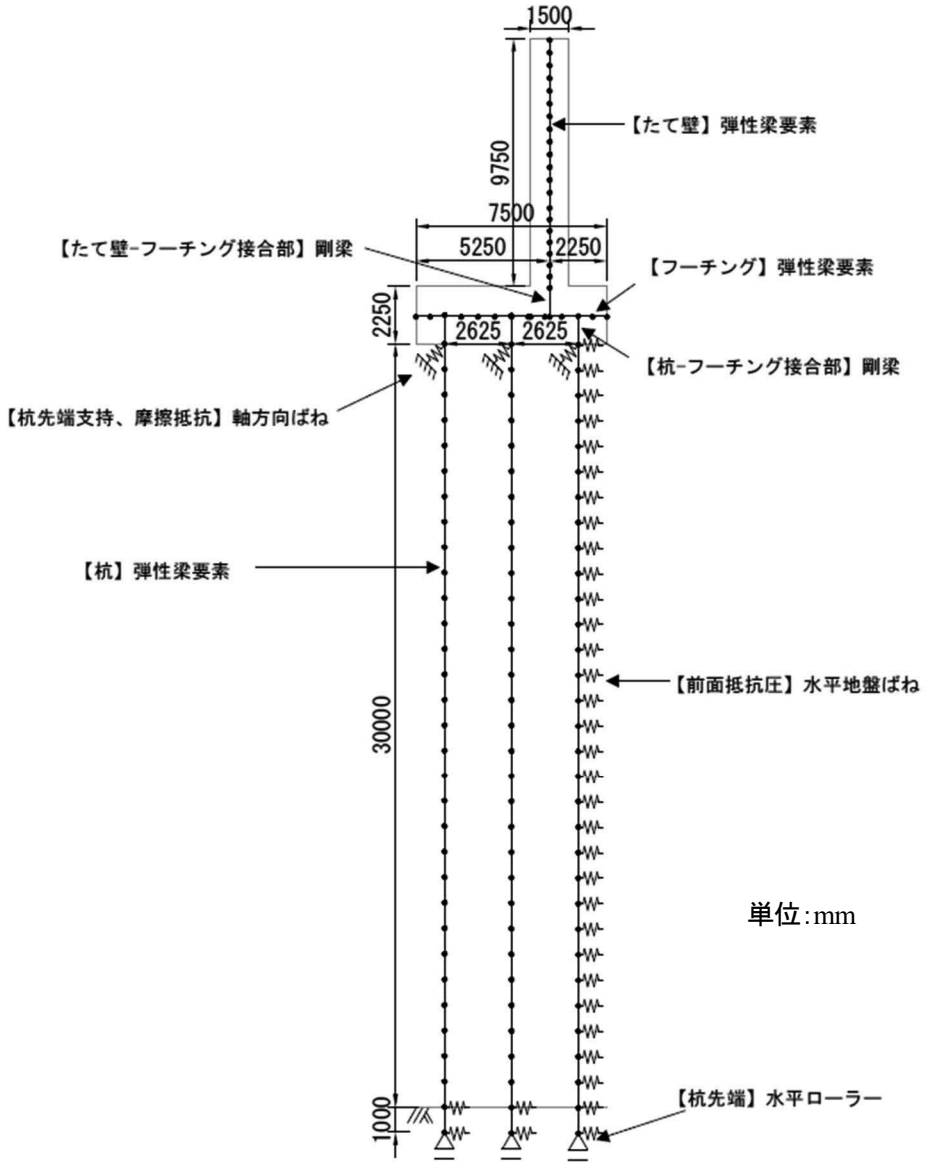


図-5.3.20　解析モデルの例

II. 解析定数

(1) 杭の水平地盤ばね

杭の軸直角方向の抵抗特性は，H29 道示に準拠して設定するものとし，水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし，水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有するバイリニア型とする．

なお，k_H（杭の特性値 β）を求める際の地盤反力係数の換算係数 α は 1（作用の組合せに地震の影響を含まない場合）とし，k_{HE} を求める際の α は 2（作用の組合せに地震の影響をを含む場合）の値とする．

(2) 杭の軸方向ばね

杭の軸方向の抵抗特性は，H29 道示に準拠して設定するものとし，杭軸方向ばね係数 K_V を初期勾配とし，押込み支持力の上限値 P_{NU}，引抜き支持力の上限値 P_{TU} を有するバイリニア型とする．なお，本検討では $P_{NU}=R_u$，$P_{TU}=P_u$ とする．

(3) 梁要素定数

杭，たて壁，フーチングの解析定数は下表のとおりとする．

表-5.3.35　杭の解析定数

構造	外径 D (m)	単位体積重量 γ (kN/m³)	変形係数 E (kN/m²)	断面二次モーメント (1本あたり) I (kN・m)	断面積 (1本あたり) A (m²)
杭	1.00	24.50	2.50E+07	4.909E-02	7.854E-01
	1.50	24.50	2.50E+07	2.485E-01	1.767E+00

表-5.3.36　たて壁，フーチングの解析定数

構造	断面幅 b (m)	断面高さ h (本)	変形係数 E (kN/m²)	断面二次モーメント (1本あたり) I (kN・m)	断面積 (1本あたり) A (m²)
フーチング	2.625	2.250	2.50E+07	2.492E+00	5.906E+00
たて壁	2.625	1.500	2.50E+07	7.383E-01	3.938E+00

III.　荷重条件

(1) 土圧

橋台高 12mの場合の荷重図を下図に示す．橋台躯体に作用する土圧は，静止土圧，主働土圧の 2 ケース実施している．

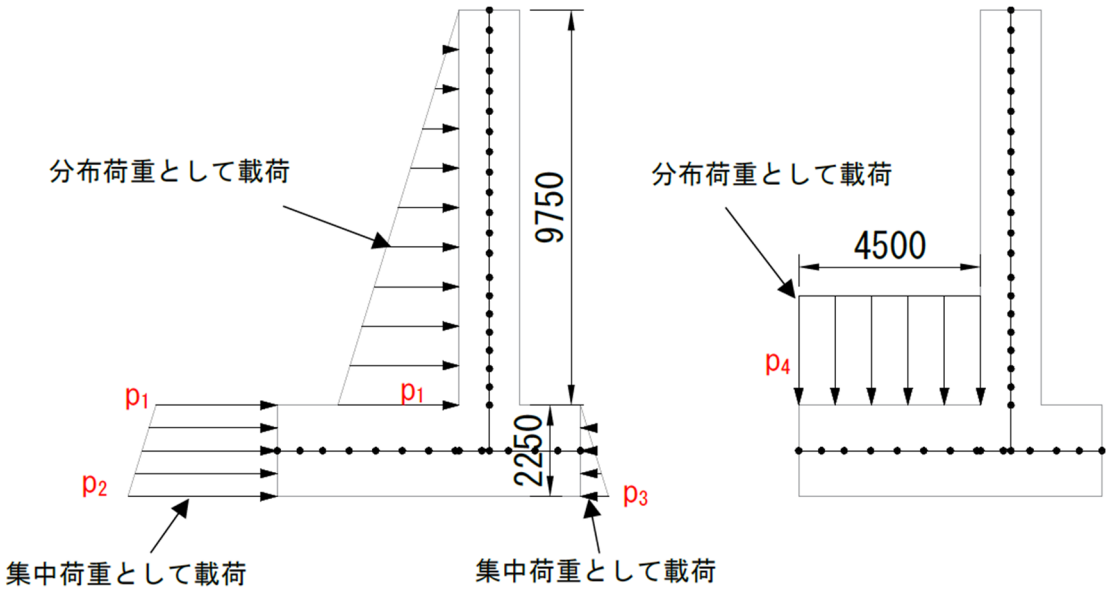


図-5.3.21　荷重図（橋台高 12m）

(2) 側方流動圧

パラメトリック解析で行った FEM 結果を参考に，最大値 Pmax，最大値を発現する深度，分布下端深度を設定し，側方流動圧の分布形状を決める．

最大値 Pmax は，Pmax＝αBγH（α は流動圧係数，B は杭間隔，γ は盛土の単位体積重量，H は盛土高）により比較的近い値に近似できることを前述のパラメトリック解析結果より確認している．したがって，本検討においてはこの式を使い最大値を設定することとした．

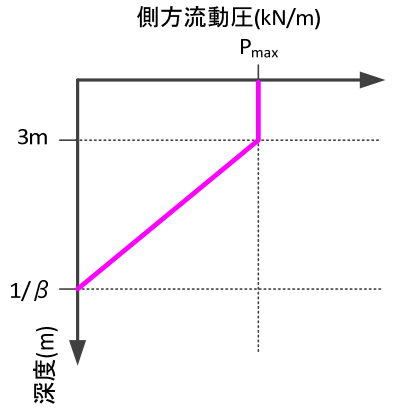
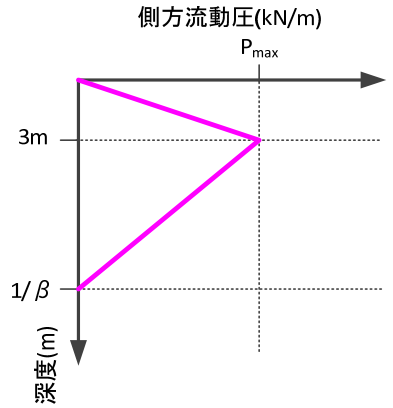
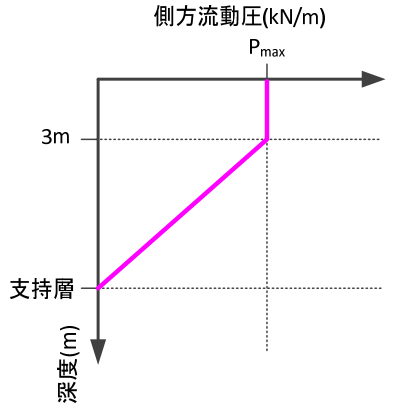
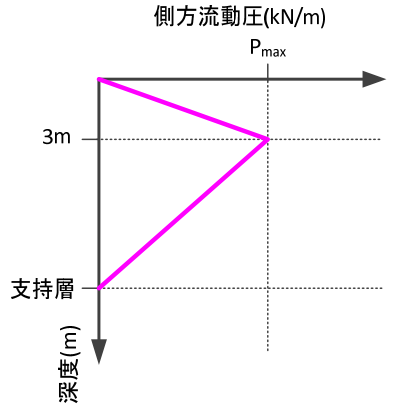
最大値を発現する深度は，パラメトリック解析結果の分析から，一部のケースを除き杭頭から 3mの深度に最大値を発現する傾向が確認できている．したがって，本検討においては分布形状の Pmax の深度は杭頭から 3mの位置とすることとした．

分布下端深度は，パラメトリック解析結果から傾向を確認できていない．本検討においては 1／β と支持層の 2 ケースの深度で設定することとした．

杭頭位置の側方流動圧は，既往の文献によると台形分布と三角形分布の 2 ケースが挙げられている．したがって，本検討においては杭頭位置の側方流動圧を Pmax とする台形分布と 0 とする三角形分布の 2 ケースで検討を行うこととする．

上記の組合せによる側方流動圧の分布形状は下表の通りとなる．

表-5.3.37　側方流動圧の分布形状

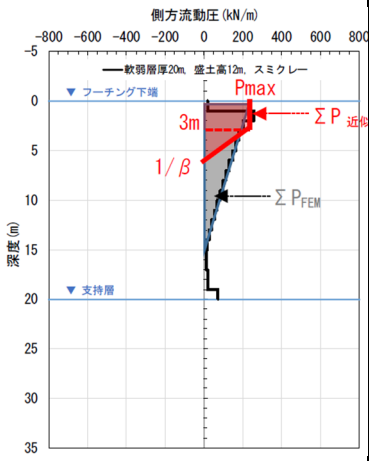
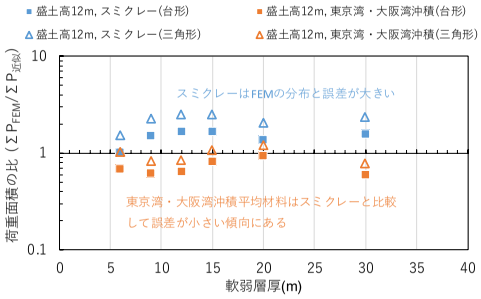
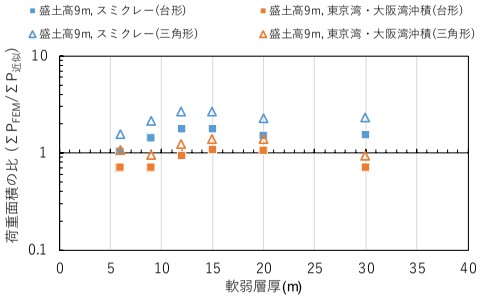
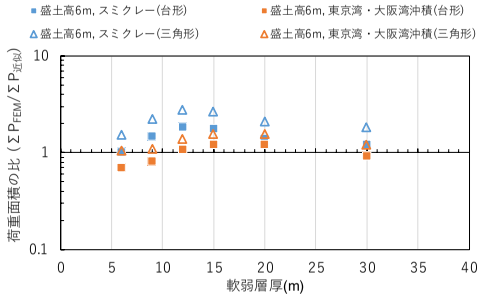
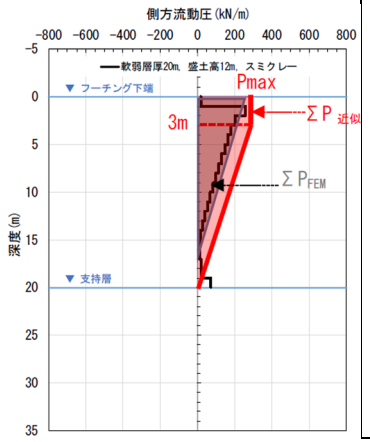
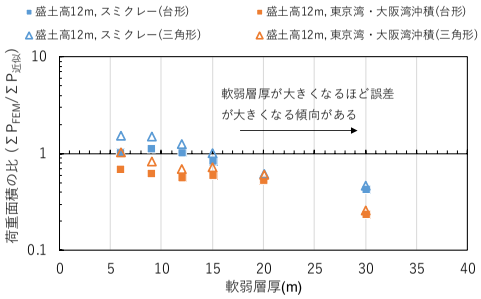
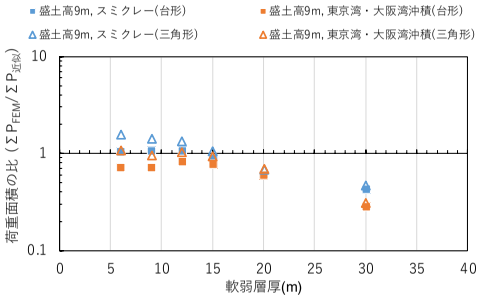
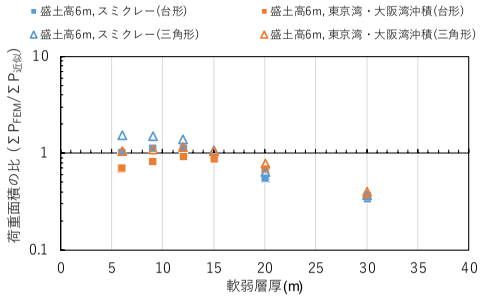
	台形分布	三角形分布
分布下端 1/β		
分布下端 支持層		

この 4 ケースの分布形状と FEM による側方流動圧分布を面積で比較し，どれが最も FEM 結果を再現できて誤差が小さいかを確認した．この面積比の結果を表-5.3.38 に示す.

FEM による側方流動圧分布を再現できる推定分布形状について，明確な傾向を確認することはできなかったが，少なくとも以下のことが確認できた.

- 分布下端深度を 1／β とした場合，スミクレーに比べて東京湾・大阪湾沖積平均材料の方が誤差は小さい
- 分布下端深度を支持層とした場合，軟弱層厚 15m以下では誤差が小さくなる傾向がみられる

表-5.3.38　FEM 側方流動圧分布面積と近似分布面積の比

x	盛土高 12m	盛土高 9m	盛土高 6m
分布下端：1/β 			
分布下端：支持層 			

Ⅳ. 解析結果

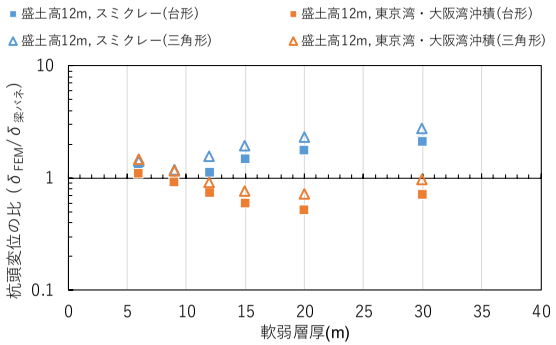
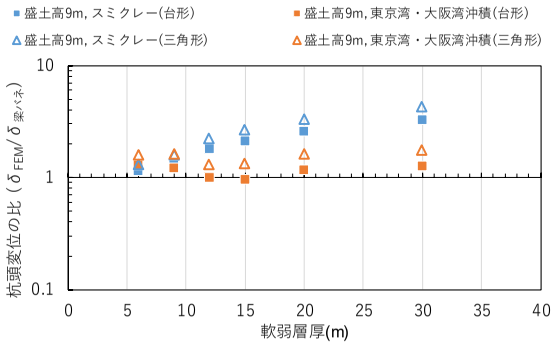
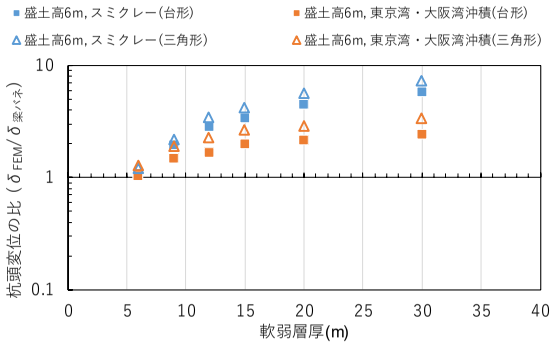
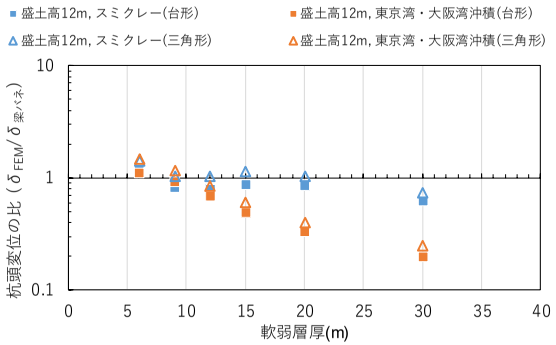
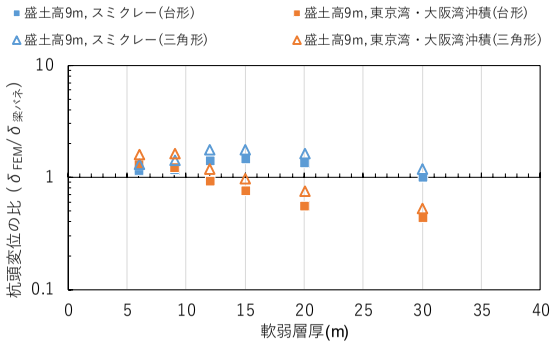
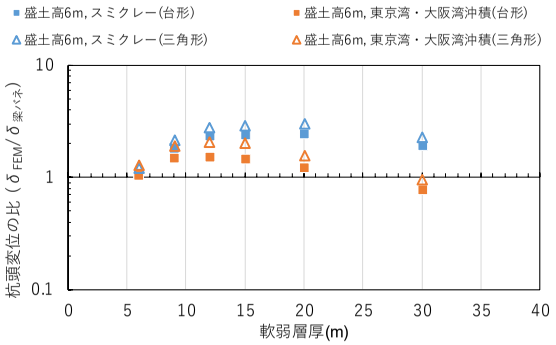
(1) 杭の曲げモーメント

パラメトリック解析で行った全ケースを対象に梁ばねモデル解析を行い，前述の分布形状 4 ケースの側方流動圧を載荷した場合の杭の曲げモーメント分布を算出した．結果は巻末の参考資料 2 に示している．

(2) 杭頭変位

杭頭変位について，FEM による結果と梁ばね解析による結果の比を表-5.3.39 に示す．台形分布と三角形分布の違いによる明確な傾向はみられなかったが，三角形分布に比べて台形分布の方が杭頭変位の比が小さく（梁ばね解析による変位量の方が大きく）なることが確認できる．また，分布下端深度の条件による明確な傾向は見られなかったが，軟弱層厚が大きな場合など，FEM 結果と梁ばね解析結果の比が大きな値となり、誤差が大きい傾向がみられた．

表-5.3.39　杭頭変位の比（FEM 結果／梁ばね解析結果）

	盛土高 12m	盛土高 9m	盛土高 6m
分布下端 1/β のケース			
分布下端 支持層 のケース			

(3) フーチングの回転

フーチングの回転について，梁ばね解析の結果と FEM による結果を表-5.3.40 に示す．梁ばねモデルでは杭先端を鉛直固定としているため FEM に比べてフーチングの回転角が小さい．また，梁ばね解析結果では全ケースでたて壁が前側に倒れる傾向になっているのに対し，FEM 結果ではたて壁が背面側に倒れる変形モードとなるケースが多く，変形の傾向が異なる結果となっている．これは，FEM ではたて壁と地盤間に剥離が生じ土圧による荷重が小さく，後列杭に作用する側方流動圧によりたて壁が背面側に倒れるモードが発生しているものと考えられる（図-5.3.22）．

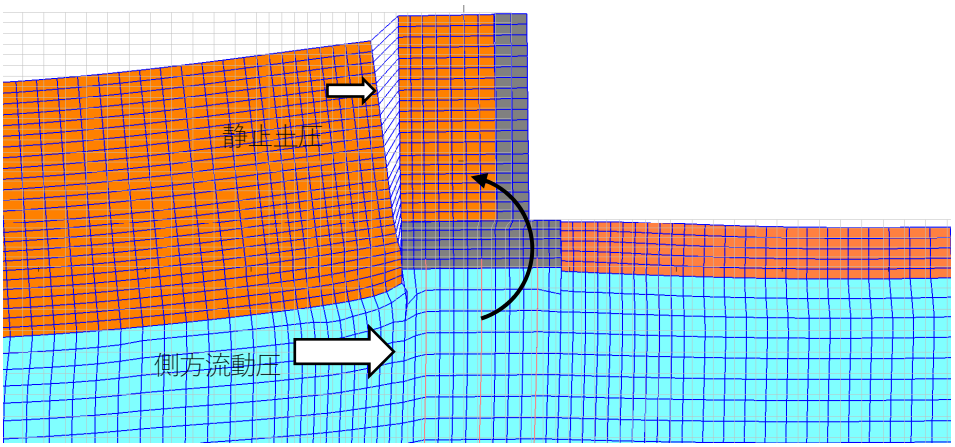
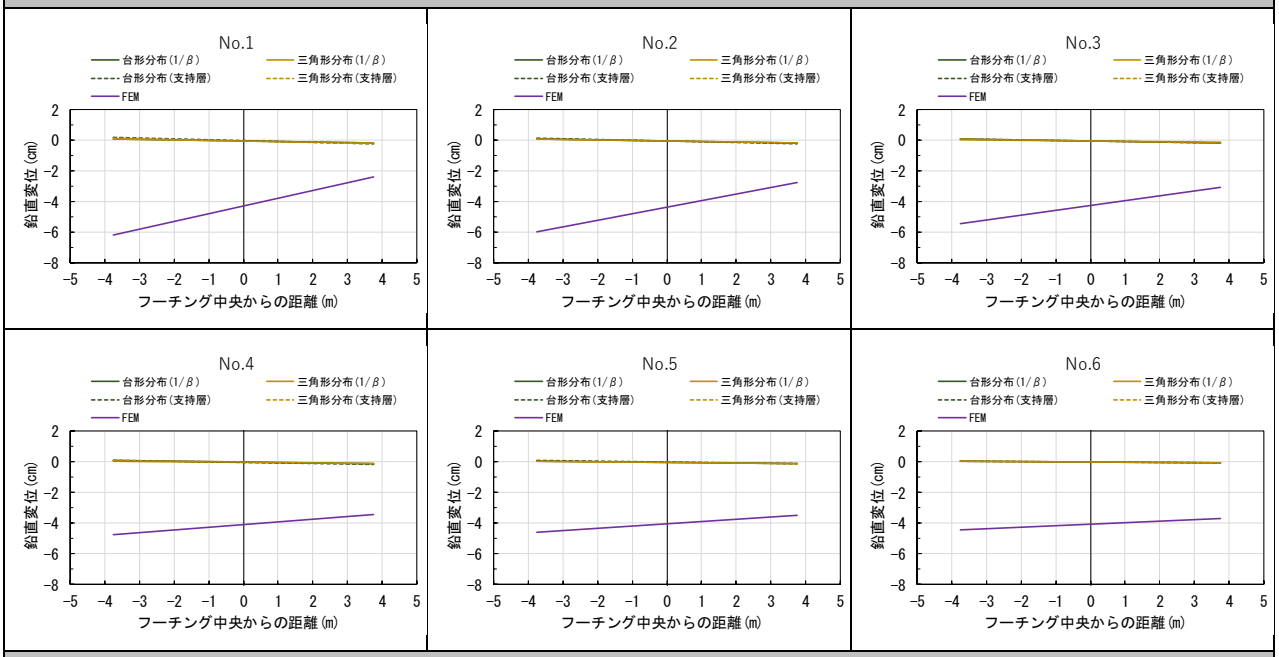


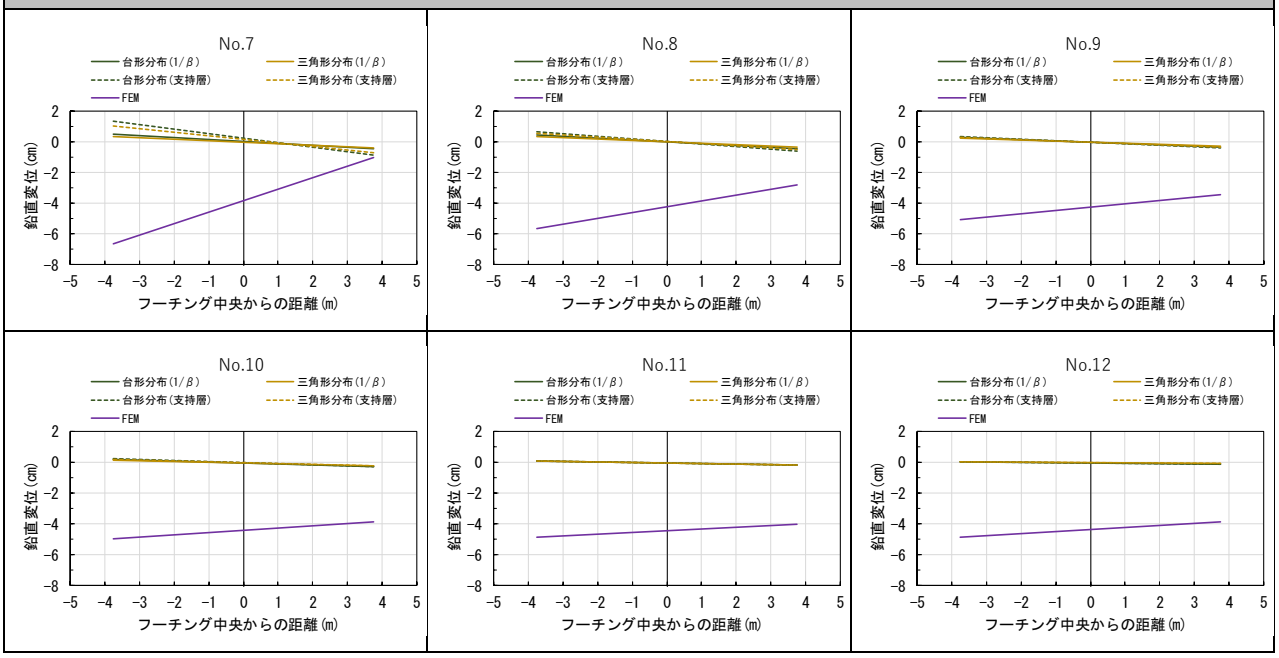
図-5.3.22　橋台が背面側に倒れるイメージ

表-5.3.40　フーチングの回転（No.1～12）

No.1～No.6 スミクレー，盛土高 12m



No.7～No.12 東京湾・大阪湾沖積平均材料，盛土高 12m



V. まとめ

(1) 杭の曲げモーメント

左側（後列）杭および右側（前列杭）の曲げモーメント最大値について，FEM 解析結果と梁ばね解析結果の比を表-5.3.41，表-5.3.42 に示す．いずれも，側方流動圧の分布形状の違いによる解析結果はケースごとに異なり，明確な傾向は見られなかった．また，分布下端の条件（1/β，支持層）の違いによる解析結果についても，ケースごとに異なり明確な傾向は見られなかった．側方流動圧の分布形状に関わらず，軟弱層厚が小さいほど解析結果の比は 1 に近づく傾向がある．

前列杭については，曲げモーメントの最大値は水平方向地盤反力度の特性の影響が大きく，ばね値の誤差を含んでいることに留意が必要となる．

表-5.3.41　左側（後列）杭最大曲げモーメントの比（FEM／梁ばね）

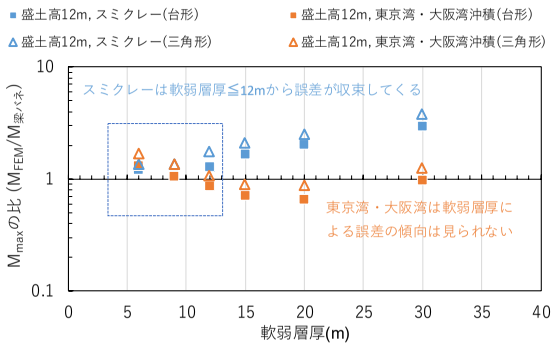
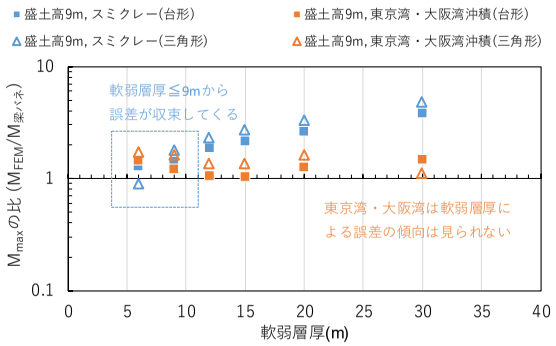
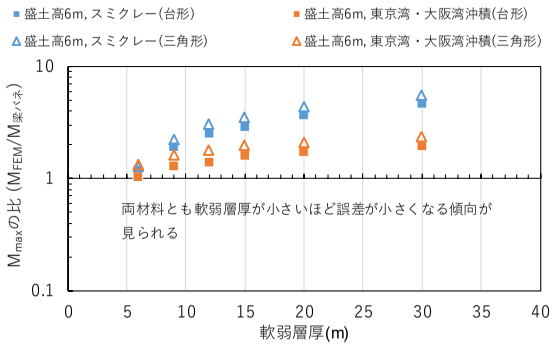
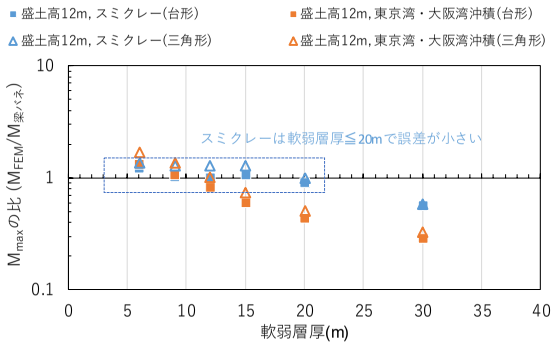
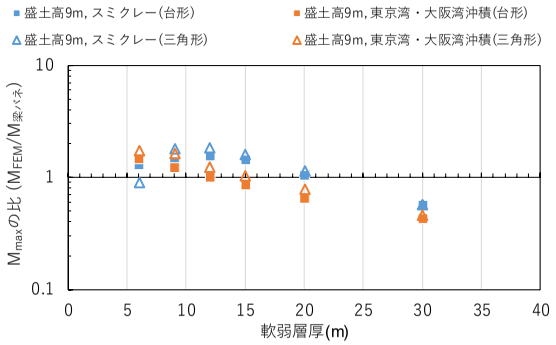
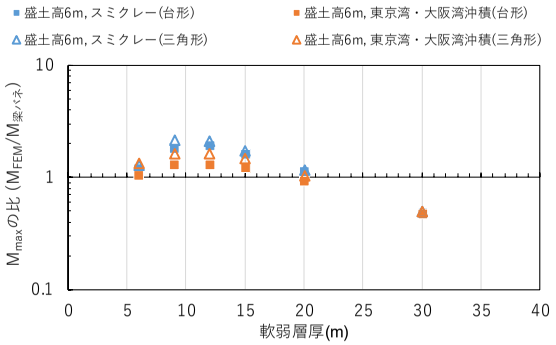
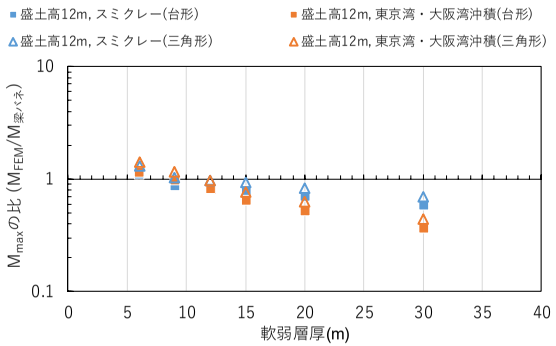
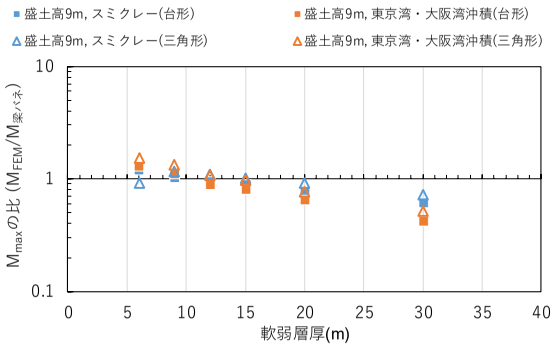
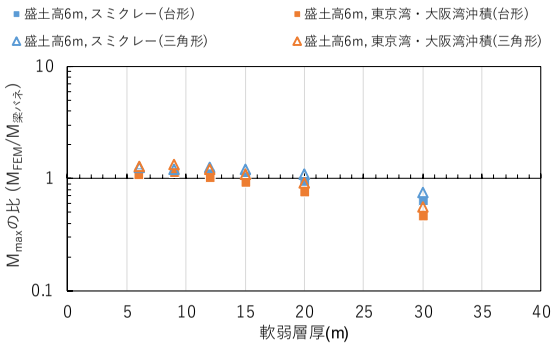
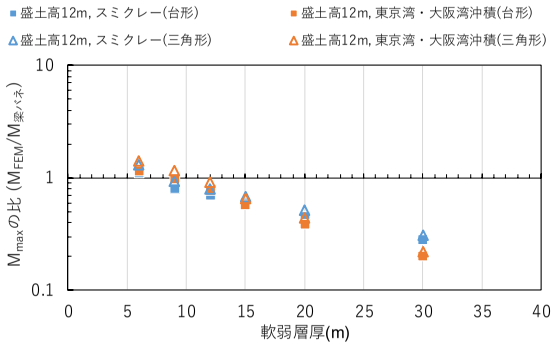
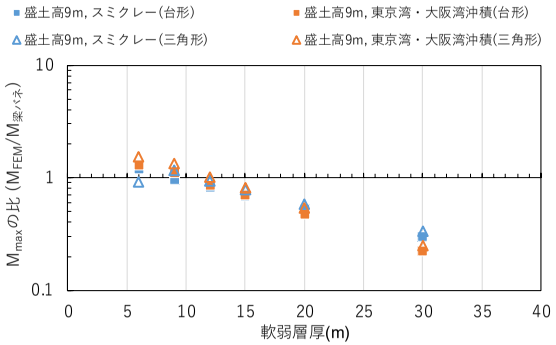
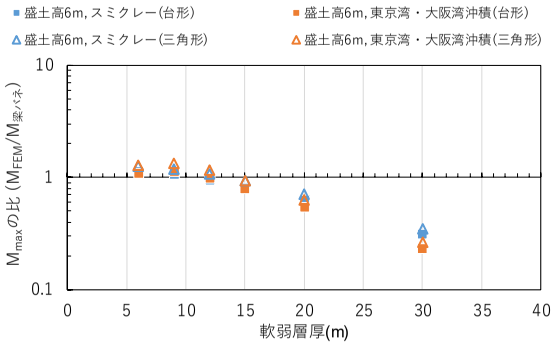
	盛土高 12m	盛土高 9m	盛土高 6m
分布下端 1/β のケース			
分布下端 支持層 のケース			

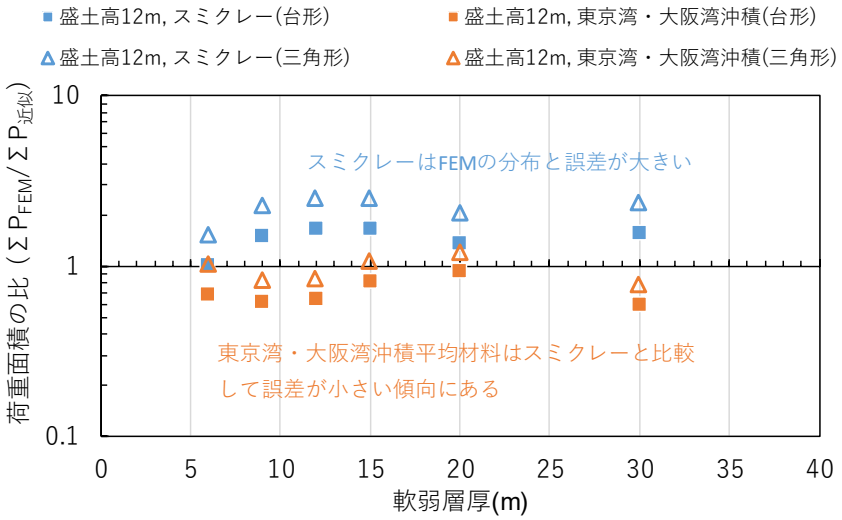
表-5.3.42　右側（前列）杭最大曲げモーメントの比（FEM／梁ばね）

	盛土高 12m	盛土高 9m	盛土高 6m
分布下端 1/β のケース			
分布下端 支持層 のケース			

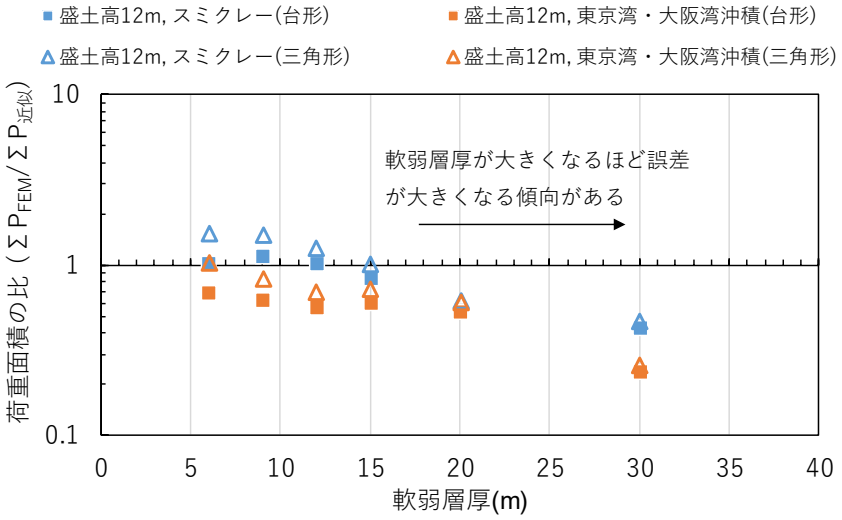
(2) 側方流動圧分布と解析結果

パラメトリック解析ケースの中から，No.4 のケース（軟弱層圧 12m，盛土高 12m，スミクレー）に着目して，側方流動圧分布の面積比と杭の曲げモーメントの関係について整理を行う．

まず，側方流動圧の面積比（FEM 結果／推定近似）と軟弱層厚の関係を図-5.3.23 に示す．面積比は，軟弱層厚によらず，台形分布が三角形分布よりも小さくなった．分布下端を支持層とした場合では，軟弱層厚が 15m 以浅では比較的誤差が小さいものの，15m よりも大きくなると誤差が大きくなる傾向がみられた．



(a) 分布下端　1／β



(b) 分布下端　支持層

図-5.3.23　側方流動圧の面積比（FEM 結果／推定近似）と軟弱層厚の関係

側方流動圧の分布形状，分布下端，躯体に作用する土圧の違いによる計 8 ケースについて，最大曲げモーメント，最大曲げモーメントの FEM／梁ばねの比とその誤差について表-5.3.43 に示す．誤差について，20%以内を青字，20%以上を赤字で示す．

最も誤差の少ないケースは台形分布，分布下端が支持層，静止土圧のケースであった．これは，分布荷重の面積比が最も 1 に近いケースであることから，分布荷重の推定精度と杭の曲げモーメントの再現性には関係性があると考えられる．

表-5.3.43　FEM 結果と最大曲げモーメントの比

分布形状	土圧	側方流動圧分布の面積比	最大曲げモーメント(kN・m)			FEMのM_{max}との比率			誤差		
			後列杭	中列杭	前列杭	後列杭	中列杭	前列杭	後列杭	中列杭	前列杭
FEM		-	2946.28	4200.47	5239.56	-	-	-	-	-	-
台形分布	静止土圧	1.68	2278.45	2912.67	3019.18	1.29	1.44	1.74	29.31	44.21	73.54
台形分布	主働土圧		785.73	863.31	3019.18	3.75	4.87	1.74	274.97	386.55	73.54
三角形分布	静止土圧	2.52	1689.4	2243.26	5362.6	1.74	1.87	0.98	74.40	87.25	2.29
三角形分布	主働土圧		599.71	578.67	2316.11	4.91	7.26	2.26	391.28	625.88	126.22
台形分布(支持層)	静止土圧	1.01	2936.33	3992.6	7565.94	1.00	1.05	0.69	0.34	5.21	30.75
台形分布(支持層)	主働土圧		1247.44	1289.74	3849.33	2.36	3.26	1.36	136.19	225.68	36.12
三角形分布(支持層)	静止土圧	1.26	2326.09	3147.86	6579.91	1.27	1.33	0.80	26.66	33.44	20.37
三角形分布(支持層)	主働土圧		1054.56	912.55	3118.21	2.79	4.60	1.68	179.38	360.30	68.03

5.4. まとめ

軟弱粘性土地盤では地盤の推定精度が低いことが課題となっていることから，新たな水平方向地盤反力係数を用いた設計計算モデルへと見直しを行った．設計計算モデルの見直しに伴う杭基礎諸元に与える影響を確認した結果，特に軟弱粘性土地盤上の橋台の基礎諸元が減少して合理化が図られることを確認した．

さらに，橋台の側方移動に対する照査方法を構築するため，様々な条件下での杭に作用する側方流動圧について FEM 解析を実施し，側方流動圧の最大値は軟弱層厚によらず背面盛土高と相関関係があることや，最大深度は 2～3m となる傾向を確認した．そして，設計で用いるため，梁ばねモデルに作用する側方流動圧を三角形や台形分布などの分布形状で検討した結果，側方流動圧の分布形状の面積比が 1 に近い場合に曲げモーメントの再現性も高いことなどを確認した．

参考文献

5.1) 国立研究開発法人土木研究所，国立大学法人岐阜大学，国立大学法人新潟大学：道路橋示方書の改定を踏まえた性能設計概念に基づく設計照査手法についての研究開発，共同研究報告書，第 499 号，2019.

5.2) 山崎周，大竹雄，本城勇介，七澤利明，河野哲也：地盤調査法とひずみレベルを考慮した変形係数及び地盤反力係数の推定方法の開発，第 33 回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会，P222-223，2015.

5.3) Poulos, H. G. and Davis, E. H.: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley and Sons Inc.,1974.

5.4) 松岡元：基礎土木工学シリーズ 15 土質力学，森北出版，1999.

5.5) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料，第 4136 号，2009.

5.6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，　丸善出版，2012.

5.7) （公社）日本道路協会：杭基礎設計便覧，2015.

5.8) 吉中竜之進：地盤反力係数と，その載荷幅による補正，土木研究所資料，第 299 号，1967.

5.9) 国立研究開発法人土木研究所：杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究，土木研究所資料，第 4374 号，2018.

5.10) 国立研究開発法人土木研究所，地中連続壁協会：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，共同研究報告書，第 479 号，2016.

5.11) 大城一徳，坂下学，谷本俊輔，七澤利明：軟弱地盤上の橋台基礎の健全度評価に関する実験および解析，土木技術資料，59-8，pp.44-49，2017.

5.12) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, constitutive equations of soils, Proceedings of Speciality Session 9, 9th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.229-237, 1977.

5.13) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soil and foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.

5.14) Kenney, T. C.: Discussion on Proc. Paper 1732 (Wu, 1958), Proc. ASCE, Vol.85, SM3, pp.67-79, 1959.

5.15) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点，第 20 回土質工学シンポジウム，pp.67-79，1959.

5.16) Massarsh, K. R.: Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay, Design Parameters in Geotechnical Engineering, 7th Eur. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.245-249, 1979.

5.17) Jaky, J.: Tarajmechanika, J. Hungarian Arch. And Engs., Budapest, pp.355-358, 1944.

5.18) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time- and Stress-Compressibility Interrelationship, Proc. ASCE, Vol.103, GT5, pp.417-430, 1977.

5.19) Sekiguchi, H.: Rheological Characteristics of Clays, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol.1, pp.289-292, 1977.

5.20) Ohta, H.: Analysis of Deformations of Soils Based on The Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankments, Dr. Engrg. Thesis, Kyoto University, 1971.

5.21) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，p.599，2010.

5.22) 建設省土木研究所：橋台の側方移動に関する研究，土木研究所資料，第 1804 号，1981.

6. 結論

本研究では，道路橋基礎の設計をより合理的なものとするため，①地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性の評価，②施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性の評価，③軟弱地盤における設計計算モデルの見直しについて検討した．具体的には，以下の知見が得られた．

１）地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性

地盤調査の数量に応じた不確実性の評価，及びそれに基づいた信頼性評価と部分係数の再設定方法について示した．地盤パラメータの空間的ばらつきが地盤構造物の性能に与える影響など，外力の不確実性を総合的に考慮できる信頼性解析方法 GRASP を使用し，杭基礎で押込み破壊する事例において，各不確実性要因が全体的な信頼性にどのように寄与しているかを定量的に求めた結果，地震荷重や，支持力式のモデル誤差などの寄与率が高いことがわかった．次に，ボーリング調査の調査点数を増加することで杭基礎の信頼性を向上することを事例で確認し,同程度の信頼性を確保する抵抗係数の設定方法について提案し,試算を行った．さらに，既設構造物に追加の地盤調査を実施し，その結果に基づき構造物の信頼性評価が更新された場合について事例で確認した結果，既設構造物の補強や補修のための有用な情報になることを示した．

２）施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性

施工時に観測される高次元の情報を活用することにより，維持管理で重要な完成初期段階の対象施設の性能の定量化方法を示した。直接把握することが困難である杭基礎構造物（鋼管回転杭，場所打ち杭の２工法を対象）において，トルク値や掘削速度などの施工時情報を用いて，支持力特性の定量化と可視化，支持層の空間分布の可視化を行った．今後，完成した構造物の性能の検証や、支持層到達の有無について客観的に判断し，設計において施工品質を部分係数へフィートバックさせることが期待される。

３）軟弱地盤における設計計算モデルの不確実性

軟弱粘性土地盤上の基礎について，特に推定精度が低いことが課題となっていることから，地盤反力係数等の設計計算モデルを精度の良いものに見直しを行った．設計計算モデルの見直しに伴う杭基礎諸元に与える影響を確認した結果，特に軟弱粘性土地盤上の橋台において基礎諸元が減少して合理化が図られることを確認した．さらに，橋台の側方移動に対する照査方法を構築するため，様々な条件下での杭に作用する側方流動圧について FEM 解析を実施し，側方流動圧の最大値は軟弱層厚によらず背面盛土高と相関関係があることや，最大深度は 2～3m となる傾向を確認した．そして，設計で用いるために，梁ばねモデルに作用する側方流動圧を三角形や台形分布などの分布形状で検討した結果，側方流動圧の分布形状の面積比が 1 に近い場合に曲げモーメントの再現性も高いことなどを確認した．

7. 今後の課題

今後の課題としては以下のとおりである．

１）地盤調査や試験の種類・数量に応じた不確実性

第３章を主に担当した，本城と大竹のこの問題についての今後の研究の進め方についての意見は，次の通りである．

例題でも見てきたように杭基礎に限っても，「地盤調査の数量に応じた不確実性の評価，およびそれに基づいた信頼性評価と部分係数の再設定方法」では，杭種により異なる支持力評価式，土層構成が全体に与える影響，地盤パラメータの自己相関距離に寄与すると考えられる地形・地質的要因等，多岐の要因が関与する．もし本当にこの問題を部分係数の調整で処理しようとするならば，非常に多くの場合分けが必要になるであろう．そのような場合分けを明確に行うことは難しく，それぞれ場合分けされたケースで部分係数を調整する作業も，多くの曖昧な判断をその中に含むことになる．さらにその利用者の立場に立つと，場合分けを理解し，個々のケースがどれに当たるかを判断することに多大な労力が必要であると同時に，誤謬の原因となる．このようなことは，他の設計基準でもあり，結局改訂された．

加えて，部分係数法は極めて便宜的な方法であり，設計の効率化のためには必要であるが，これを決して究極的で万能の安全性余裕確保の方法と考えてはならない．設計では，すべての要因は関係しており，複雑な相互作用があり，部分係数だけで調整できることは極めて限られている．

筆者らの意見は，次の通りである．

a) 標準的な地盤調査数を，杭種，地形・地質要因に基づいて定め，その条件下における部分係数を提示する．

b) それ以外の場合は，例題 2 で示した，既設構造物の追加調査結果を加味した信頼性評価の更新で示したように，新しい情報を直に取り入れた信頼性解析を，設計者自身が実施することを推奨する．これは，単に地盤調査数による机上の問題として示すのでなく，実際の既設構造物の維持管理において，既設構造物周辺で追加で地盤調査を行った場合の信頼性評価の更新とそれに基づく補修・補強設計と言う，より広いコンテクストで展開する．それができるように，情報を提供する．信頼性評価では，土層構成，杭種等，多くのそのサイト特有の条件が自動的に加味され，それを設計者が繰り返すことは，設計の判断を磨く訓練となる．

なお，例題の特に各不確実性要因の寄与率でも分かるように，地盤調査数を増やして地盤を正確に把握することは大切であるが，そのことによって処理できる不確実性は，本例題の場合約 20%に過ぎない．しかも，3.7.1 の最後に述べたように，この例題は，地盤調査の影響が大きく表れるように設定された例題であった．地震荷重の占める約 40%の不確実性は，我々には制御できない．しかし，支持力評価式の 37%の誤差は，例えば第４章のテーマとなる，施工中の情報を加味する方法により，大幅に低減可能かもしれない．そのような大きな不確実性を持つ問題を中心に，今後の改善が諮られるべきである．

２）施工時や供用中に得られた情報に基づく不確実性

本研究では，直接把握することが困難である杭基礎構造物に着目して支持力特性の定量化を行った．そ

の結果，鋼管回転杭については，施工時情報を用いて，周辺地盤の３次元構造の推定や支持層の空間分布予測が効果的に実施できる可能性を確認できた．場所打ち杭については，数カ所の限定されたデータによる検討ではあるものの，同様に工学利用の可能性を確認した．今後の課題は下記が考えられる．

a)　3 次元構造の推定モデル

・対象サイトで実施されている地盤調査データ，施工時情報は，調査間隔も異なり，データの欠損等も存在する．それぞれの情報の空間分布特性と情報間の相関性を考慮して，支持力の 3 次元分布を推定するための空間内挿法の開発を行う必要がある．

・具体的には，それぞれのパラメータの空間分布特性（空間的相関性）は異なることが予想されることから，パラメータ毎の空間分布特性をおのおの確率過程でモデル化するとともに，パラメータ間の相関関係もモデル化する．

b)　部分係数へのフィードバック

・支持力推定手法を開発した上で，部分係数へのフィードバックを検討する．

・施工現場において，提案する支持力推定手法により，打ち止め管理が実施され，ある一定の施工品質が担保される前提で部分係数の低減可能性を検討する．

・部分係数の設定は，1）で開発された手法を援用することを想定している．

３）軟弱地盤における設計計算モデルの不確実性

本研究において，橋台において杭基礎諸元の減少することが確認できたことから，橋台の側方移動対策として照査方法の検討を行った．しかし，設計モデルと模型実験とでは乖離がみられていることから，今後，更なる改善が必要である．設計計算モデルに関する課題としては以下が考えられる．その他の課題としては，杭基礎の諸元が減少した場合において，側方流動圧判定式 I 値の適用性や，地盤改良等の対策工法の効果等について検証する必要がある．

a)　側方流動圧の分布形状

①　流動圧係数αについて

流動圧係数αについて以下のことが確認できた．

・αの値は非排水せん断強度と関係している可能性がある．

・αの値はせん断剛性との関係性は判断が難しいが，概ね負の相関の傾向を示す．

本検討では 2 種類の材料で検討を行ったが，αの近似方法を確認するまでは至らなかった．今後は材料の種類を増やして検討を行い，αの関連している影響因子や，近似方法を見つけることで側方流動圧の最大値の精度を上げることができると考えられる．

②　分布の下端について

側方流動圧の分布下端について，FEM の解析結果によると軟弱層厚が 30m のケースで深度 12～15m が分布の下端となっていることから，分布下端の設定を 1/β や支持層とする方法では誤差が大きくなり，設定方法として適切でないことが分かった．例えば発生する応力球根と側方流動圧の関連性や，円弧すべり計算によるすべり線との関連性などから，分布下端の原理について分析を行い，

1/β や支持層以外の設定方法の検討が必要となる．

③　分布形状について

分布形状は台形と三角形で行ったが，明確な傾向の確認はできなかった．①，②の分析から精度を上げることで，傾向の違いや設計安全側などを勘案した最適な形状を決められると考えられる．

b)　前面抵抗圧

側方流動発生時には影響範囲内にある杭周辺の地盤も動くことが想定されることから，側方流動時の地盤の前面抵抗圧は静止時と比較して低下することが考えられる．本研究では，現行の道路橋示方書に規定された水平地盤反力係数を使用しており，今後改善が必要である．

参考資料

参考資料１　「5.3.4. パラメトリック解析」で行った FEM の結果 …… 204
参考資料２　「5.3.5. 梁ばねモデルによる解析」で行った解析結果 …… 226

巻末参考資料１．「5.3.4. パラメトリック解析」で行ったFEMの結果

次頁以降に，「5.3.4. パラメトリック解析」で行ったFEMの結果を示す.

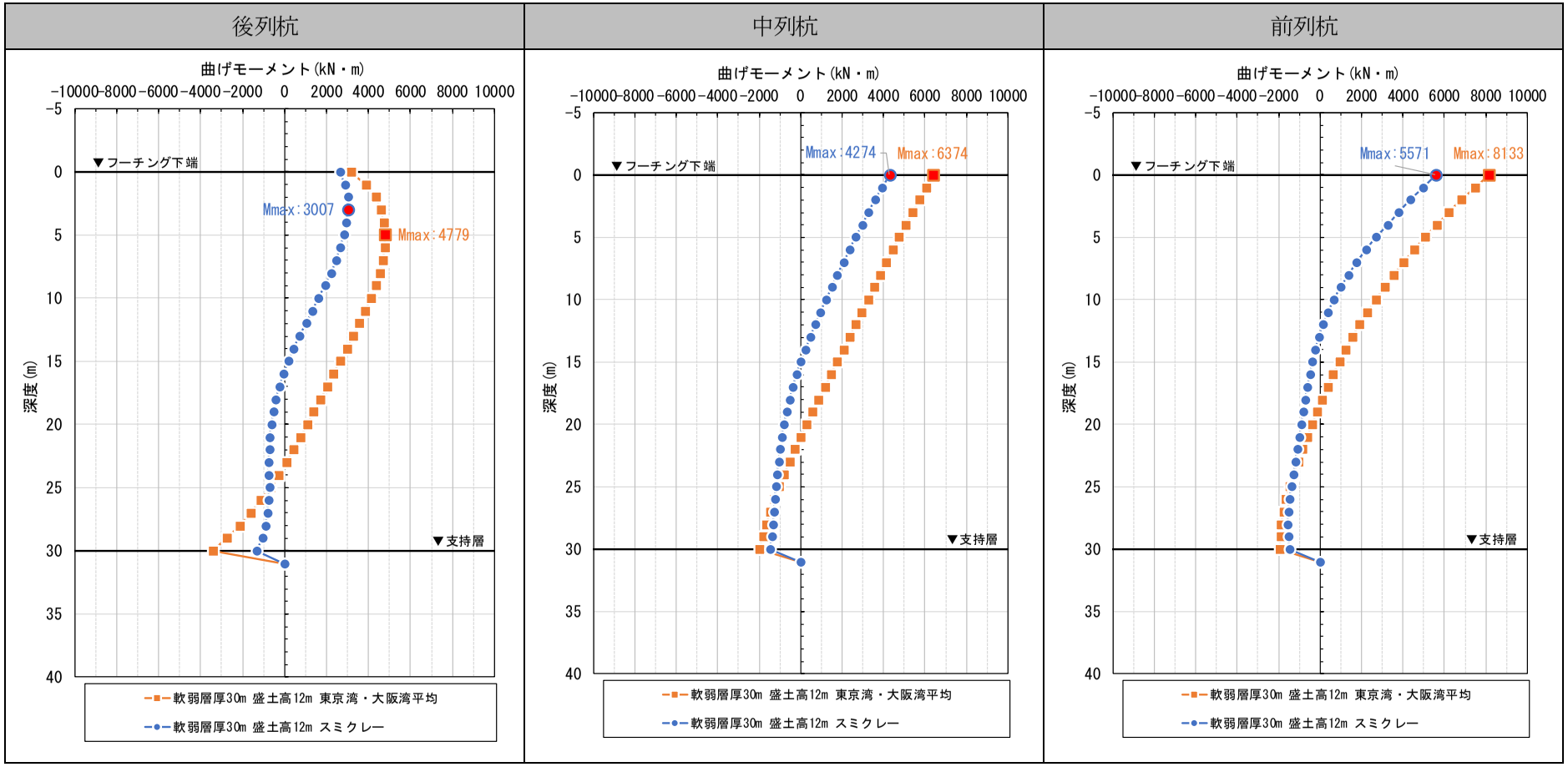
表－1～6は，地盤材料の違いによる杭の曲げモーメント分布の結果を示す.

表－7～19は，背面盛土高さの違いによる杭の曲げモーメント分布の結果を示す.

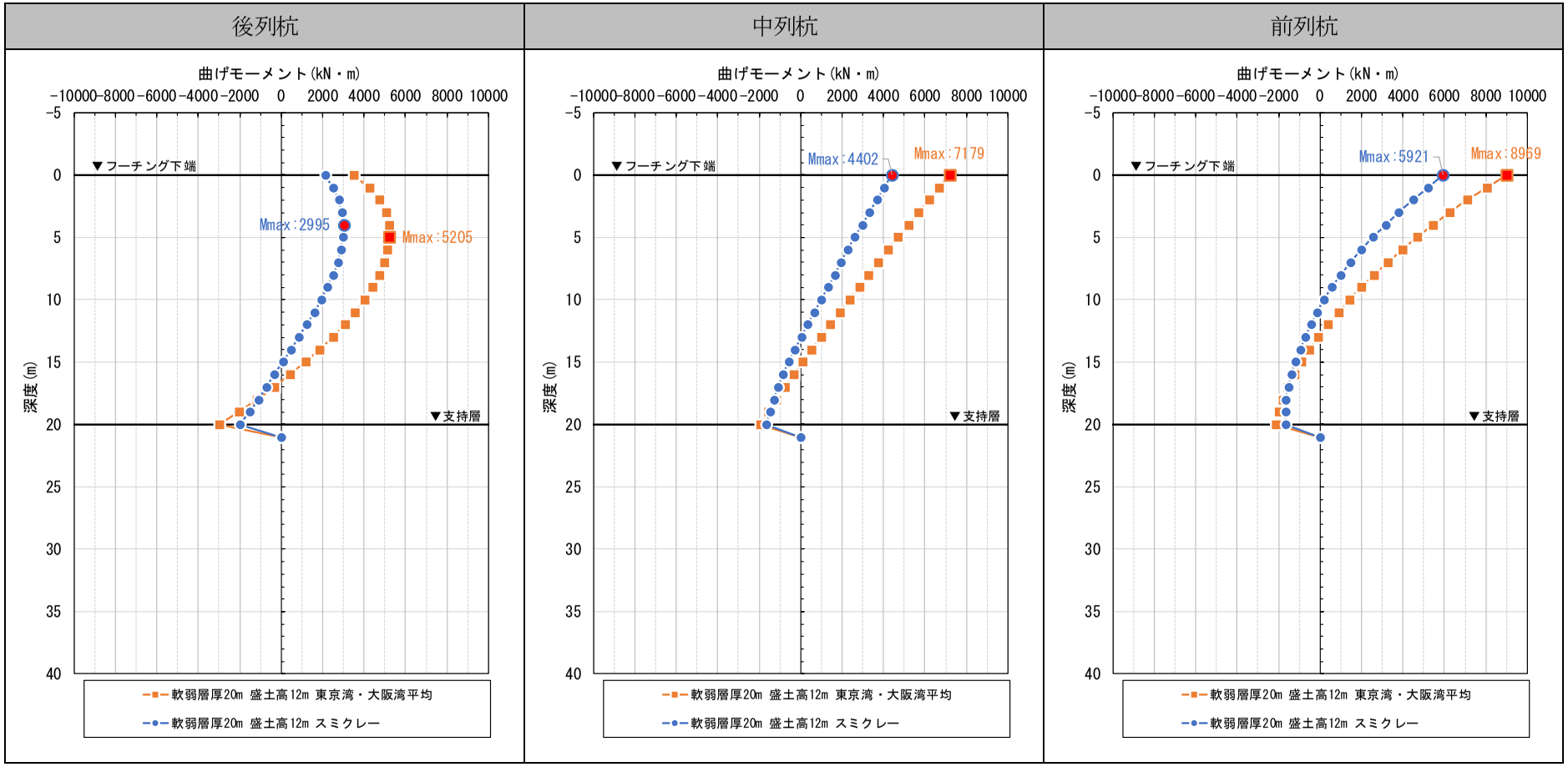
表－19は，地盤材料の違いによる前面抵抗圧の結果を示す.

表－20，21は，背面盛土高さの違いによる前面抵抗圧分布の結果を示す.

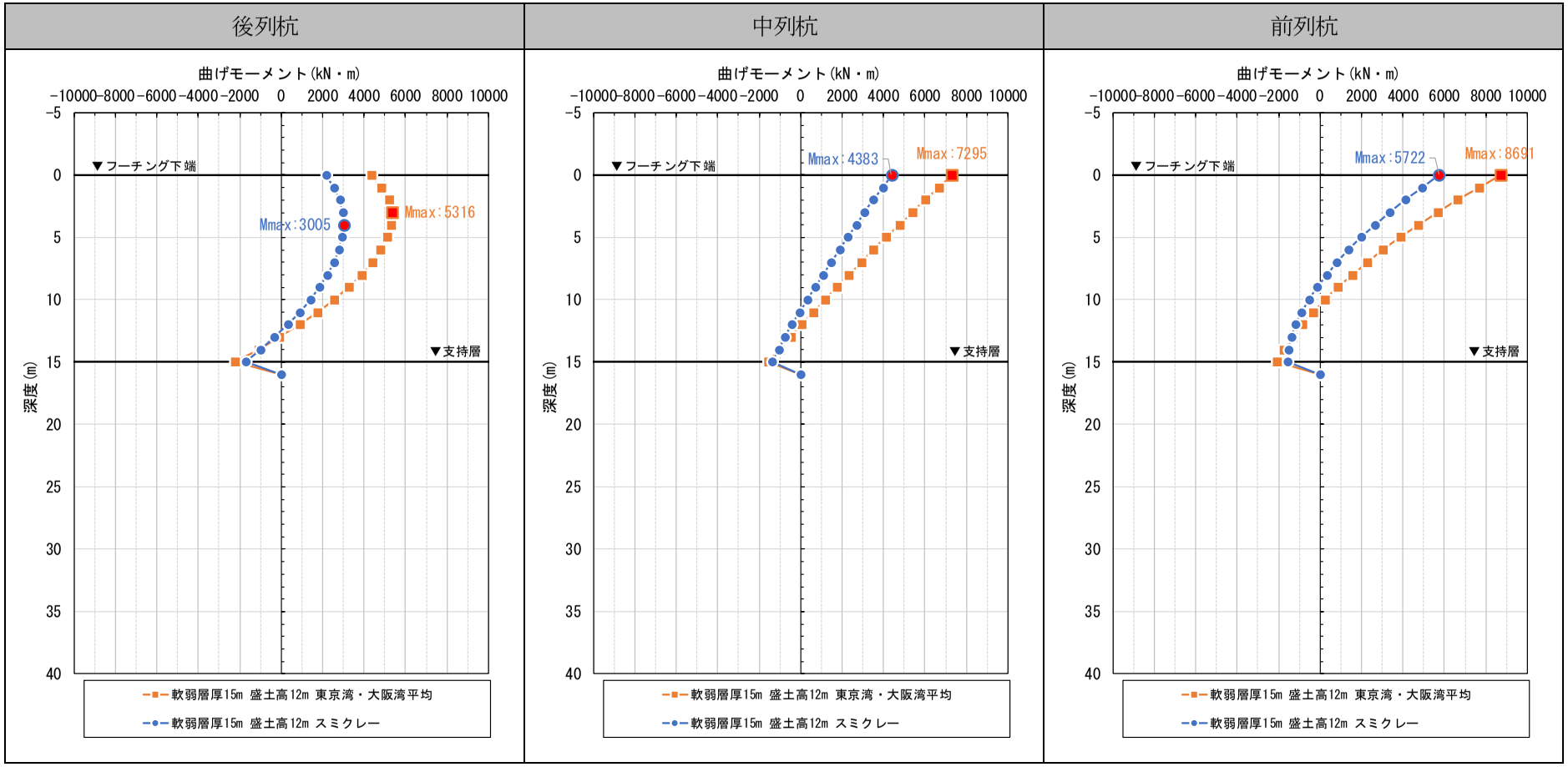
表－1　杭の曲げモーメント分布（軟弱層厚 30m，スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



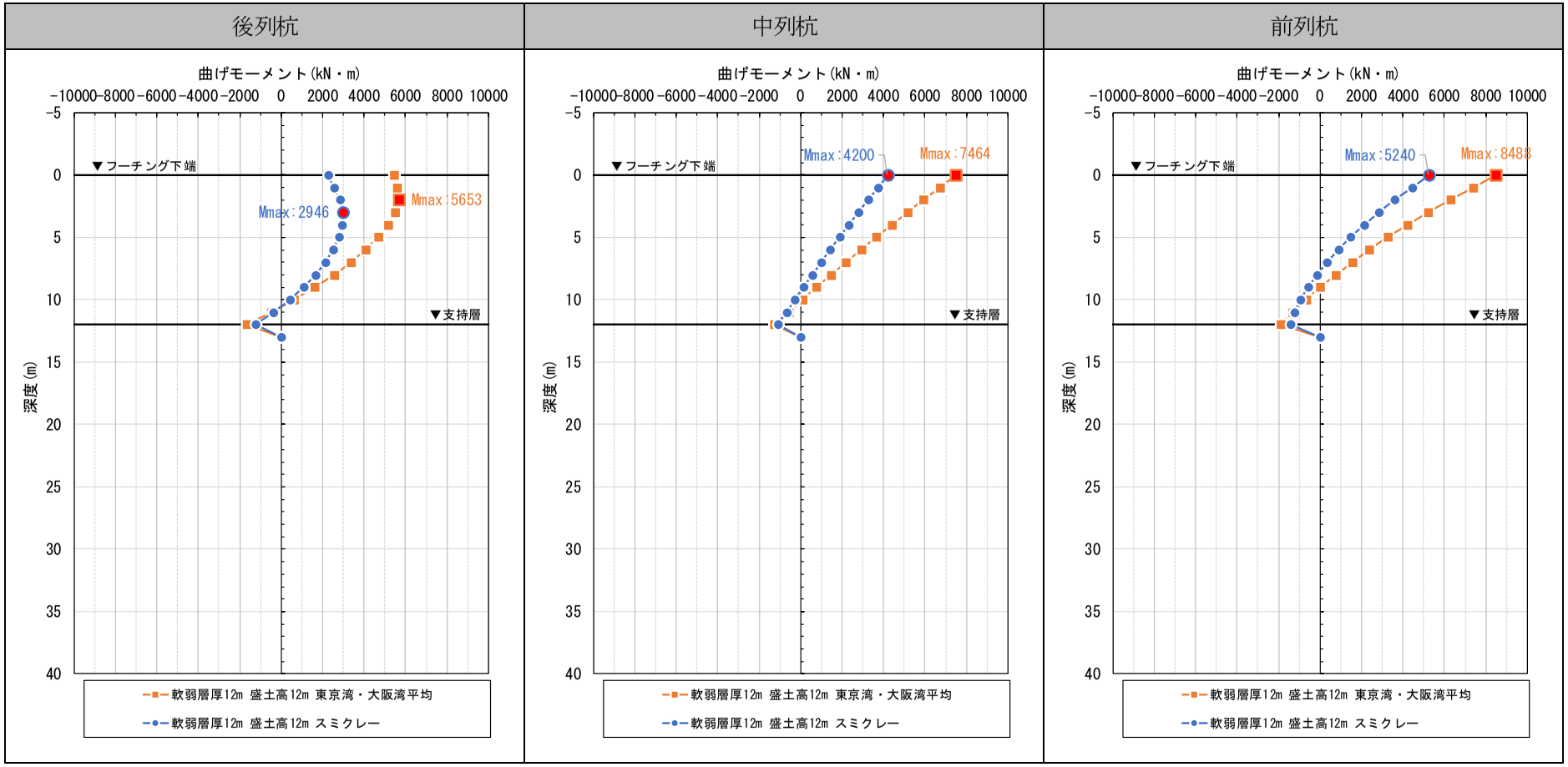
表－2　杭の曲げモーメント分布（軟弱層厚 20m，スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



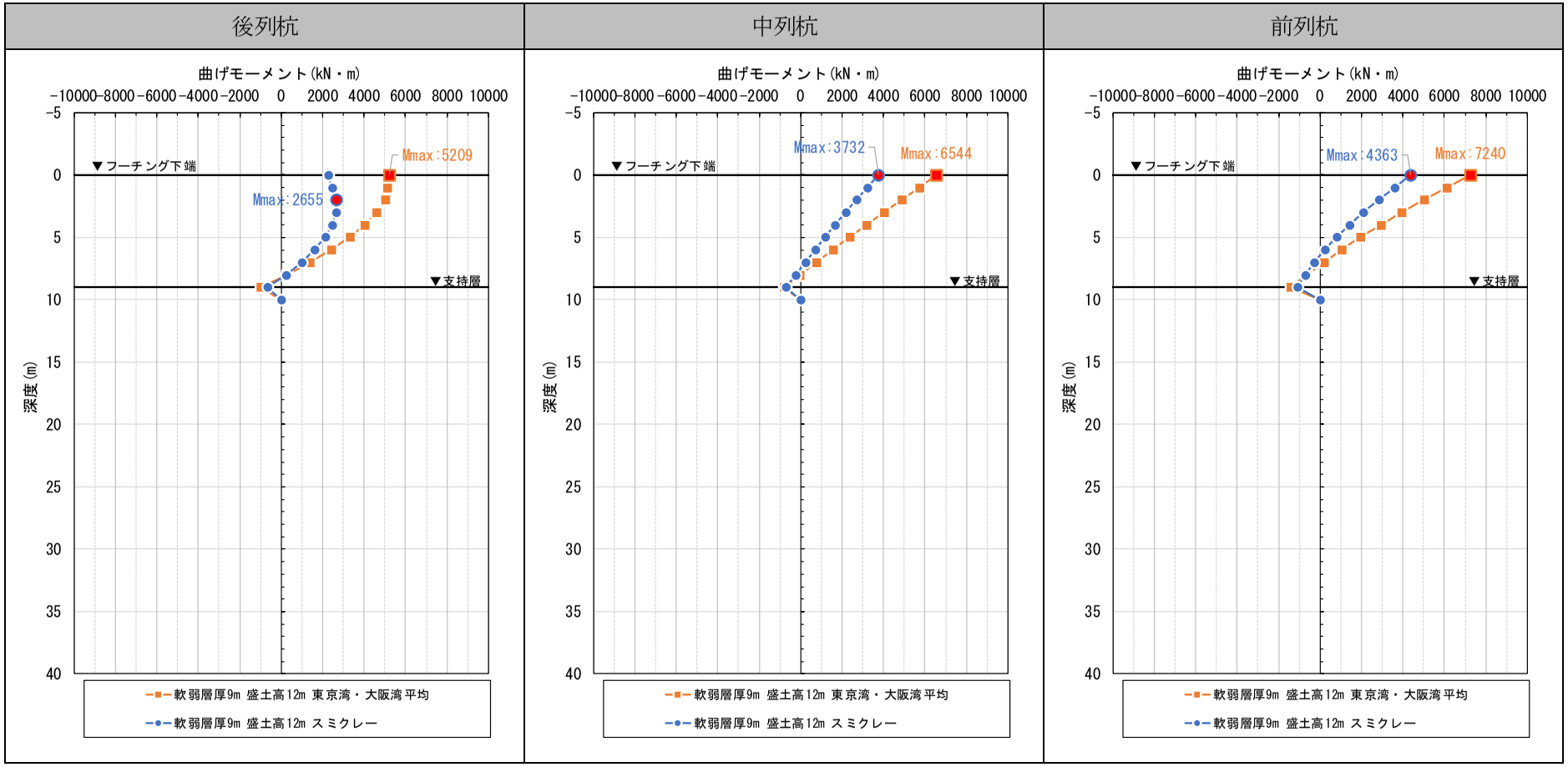
表－3　杭の曲げモーメント分布（軟弱層厚 15m，スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



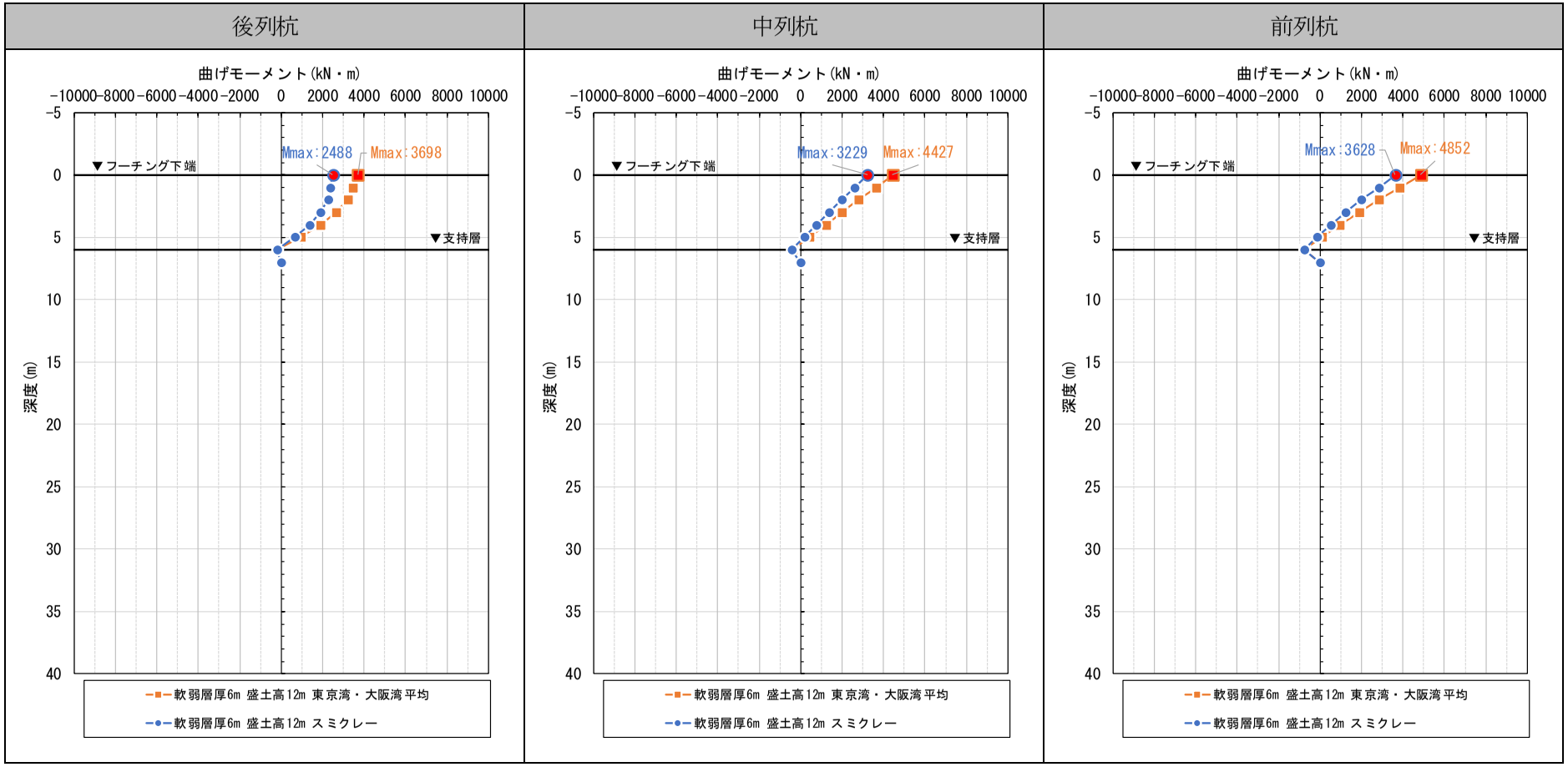
表－4　杭の曲げモーメント分布（軟弱層厚 12m，スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



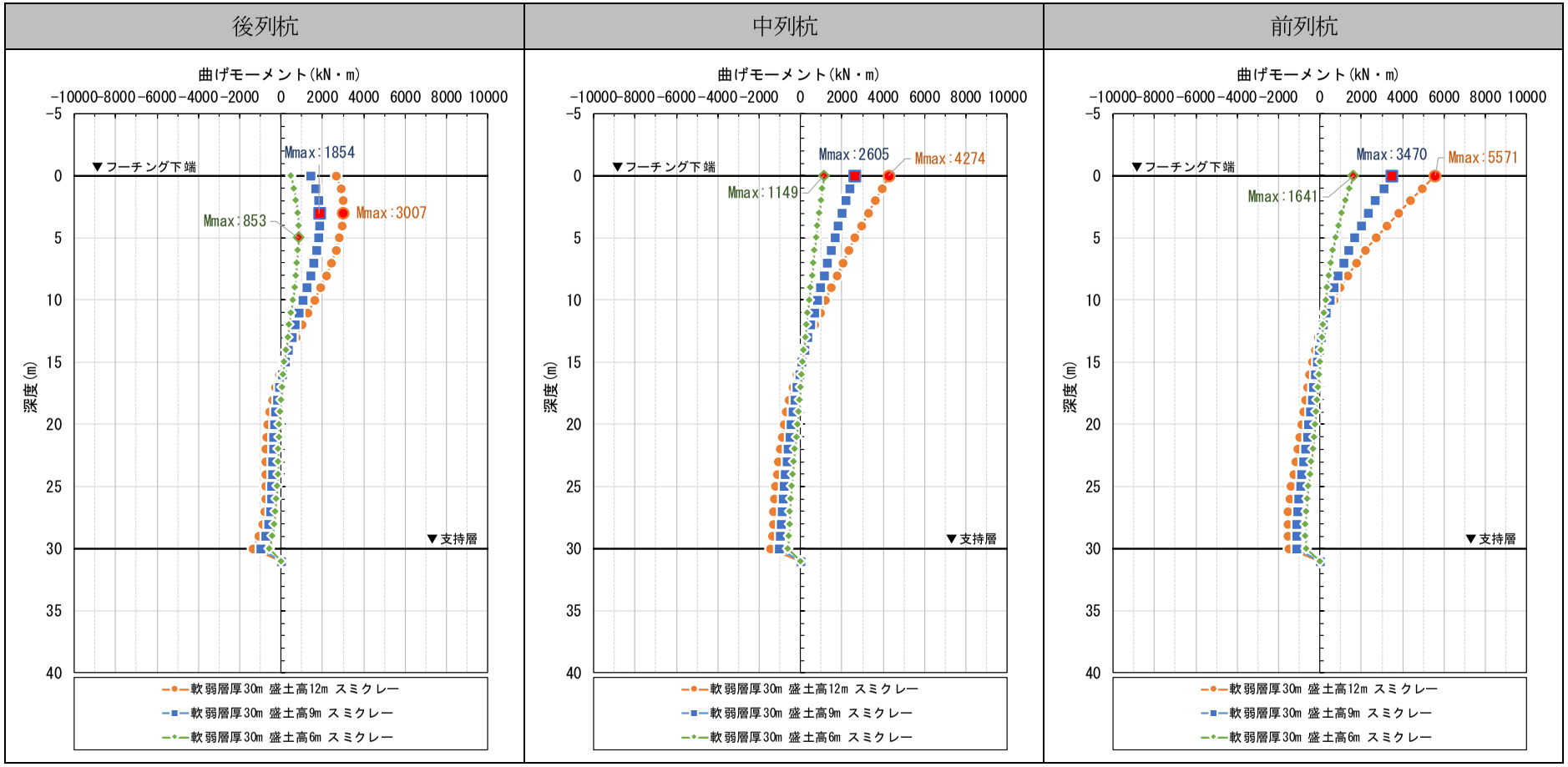
表－5　杭の曲げモーメント分布（軟弱層厚 9m，スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



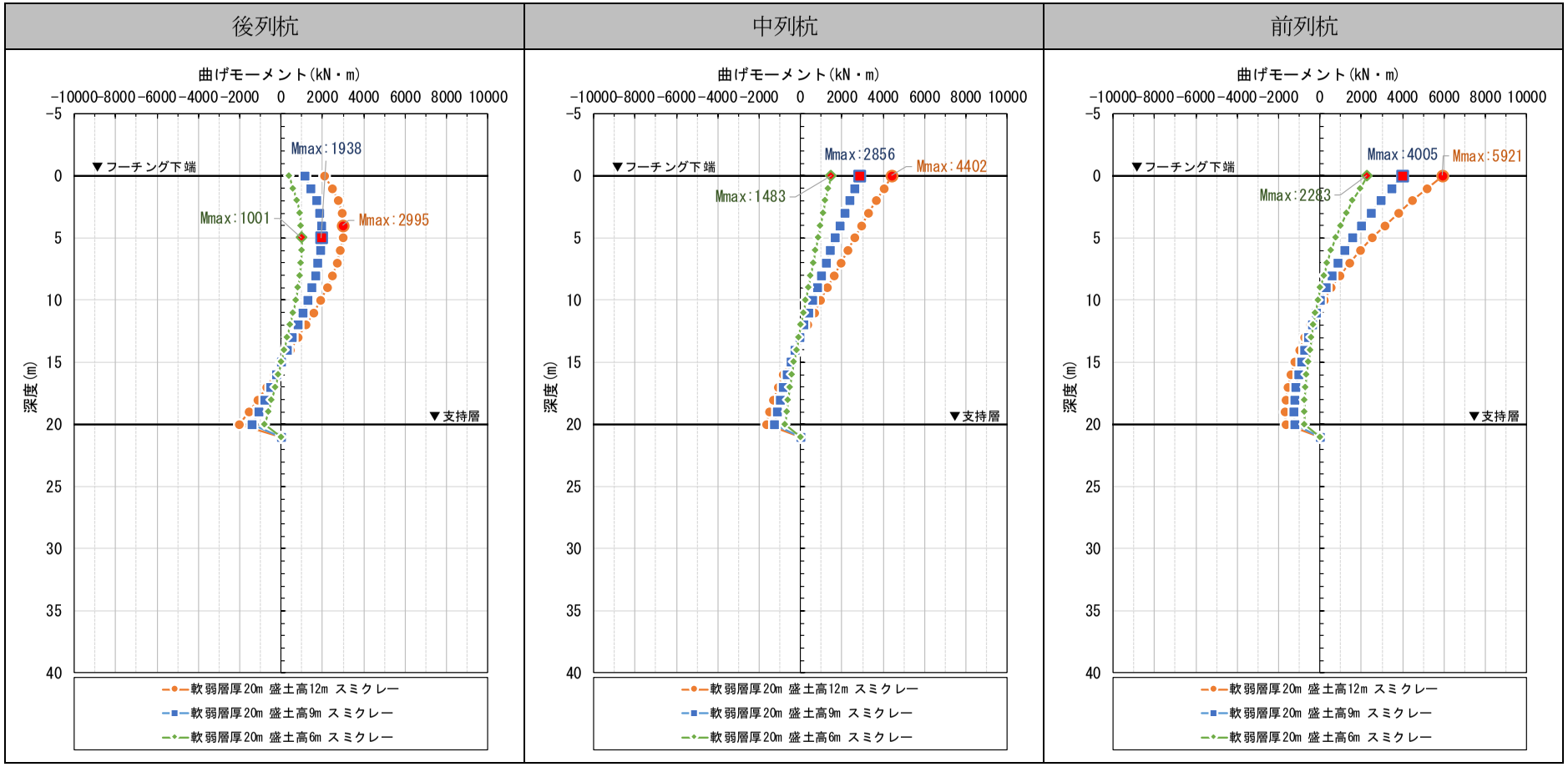
表－6　杭の曲げモーメント分布（軟弱層厚 6m，スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



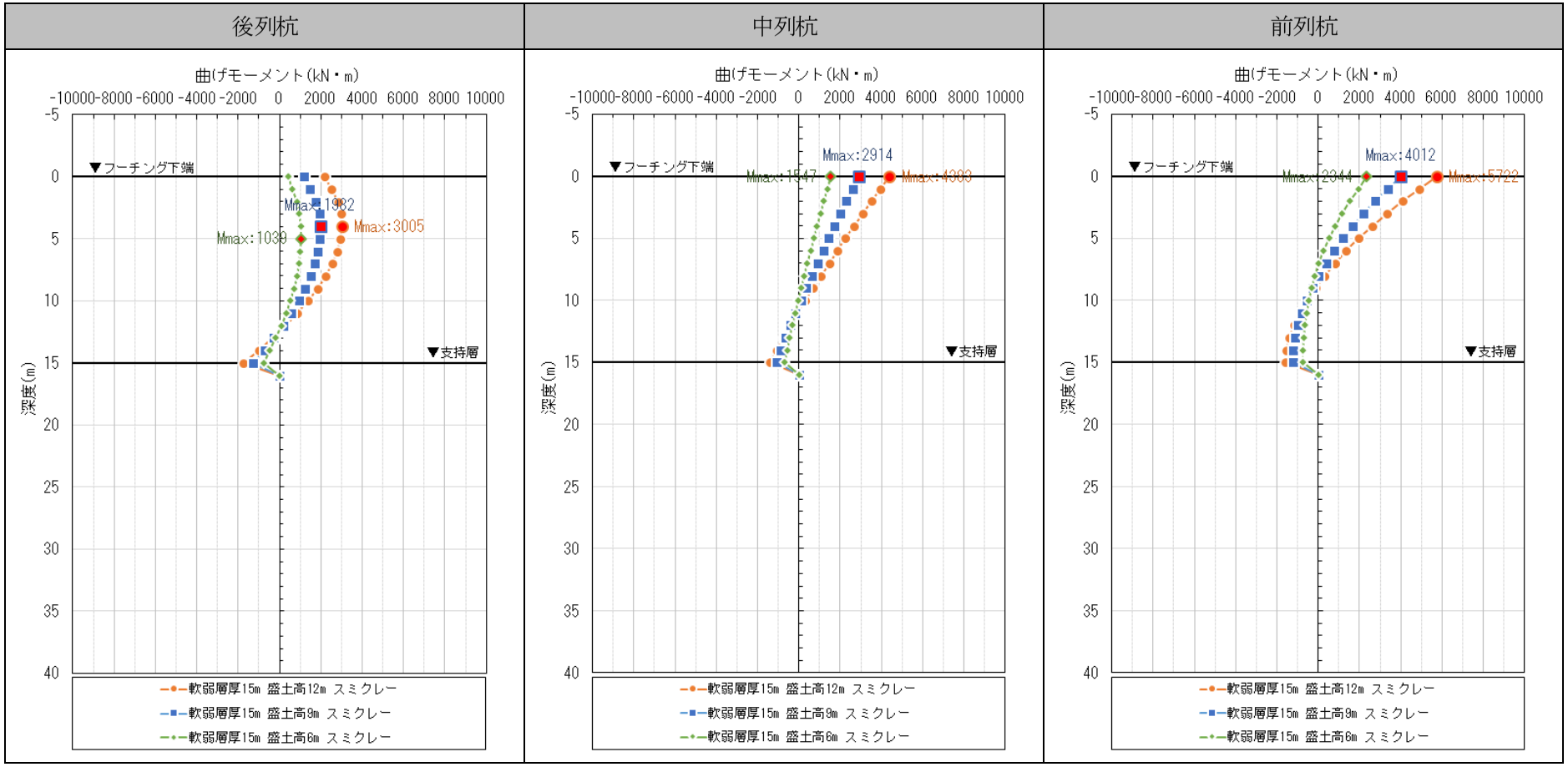
表－7　杭の曲げモーメント分布（スミクレー，軟弱層厚 30m，盛土高の比較）



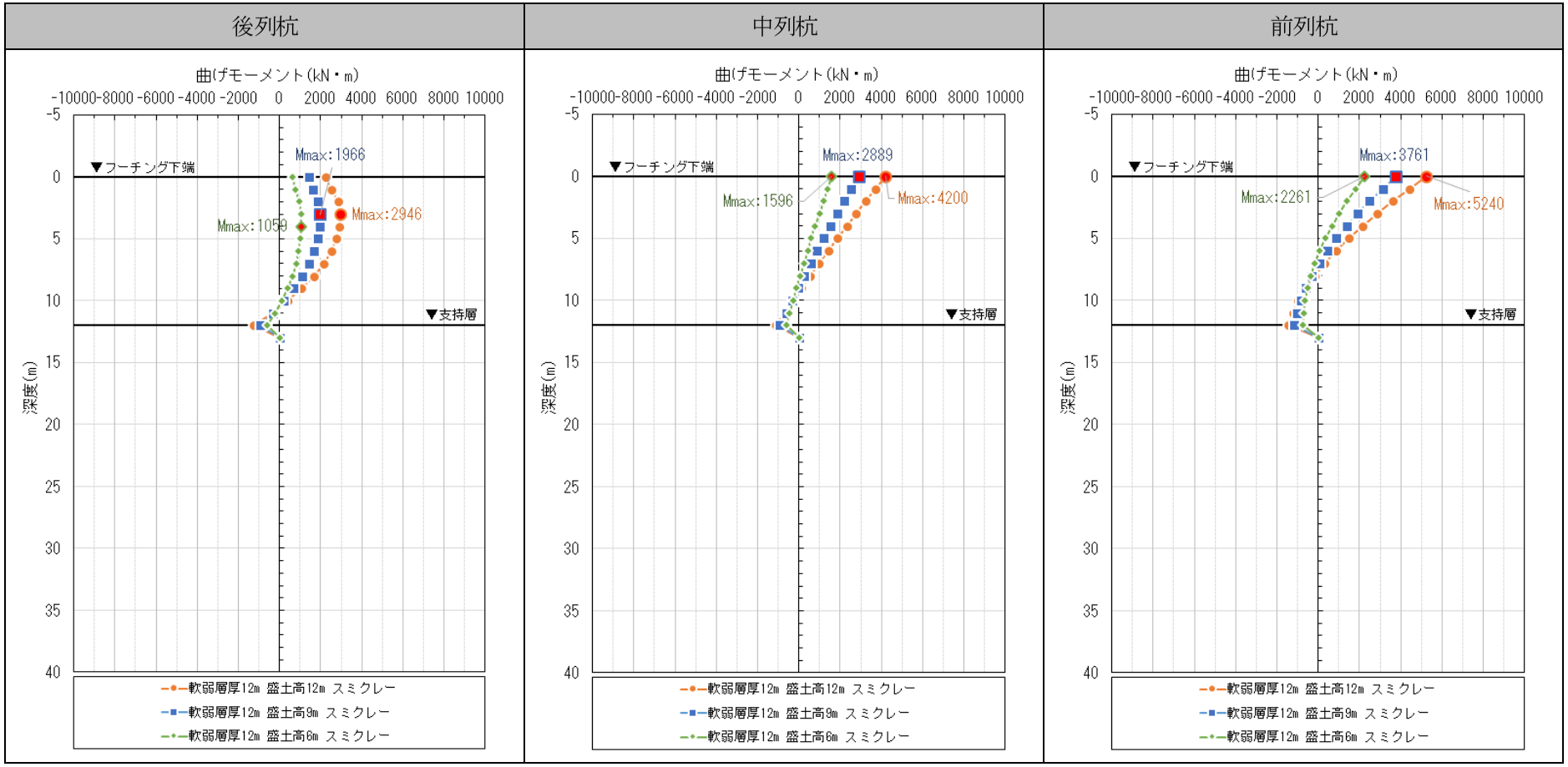
表－8　杭の曲げモーメント分布（スミクレー，軟弱層厚 20m，盛土高の比較）



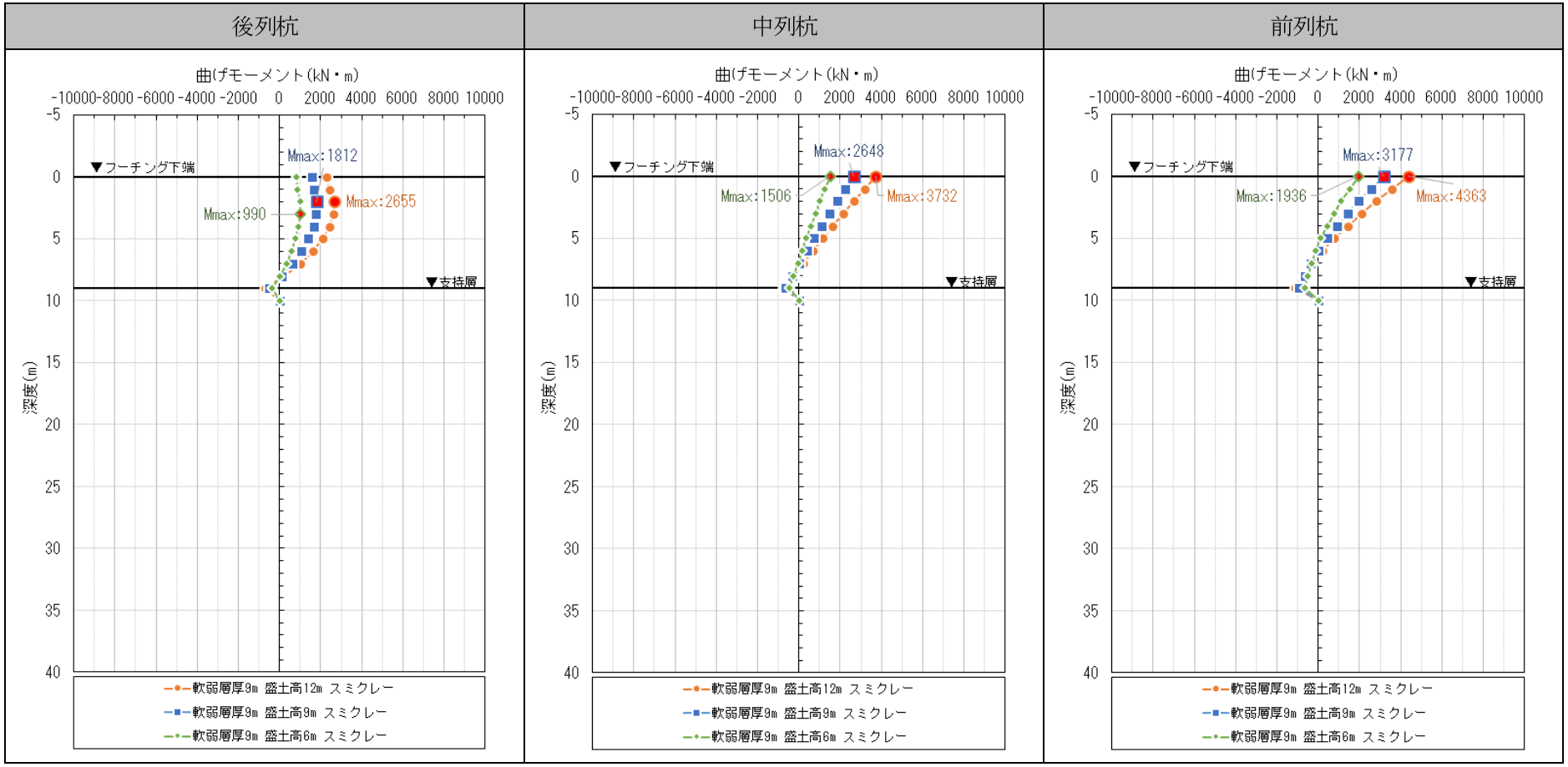
表－9　杭の曲げモーメント分布（スミクレー，軟弱層厚 15m，盛土高の比較）



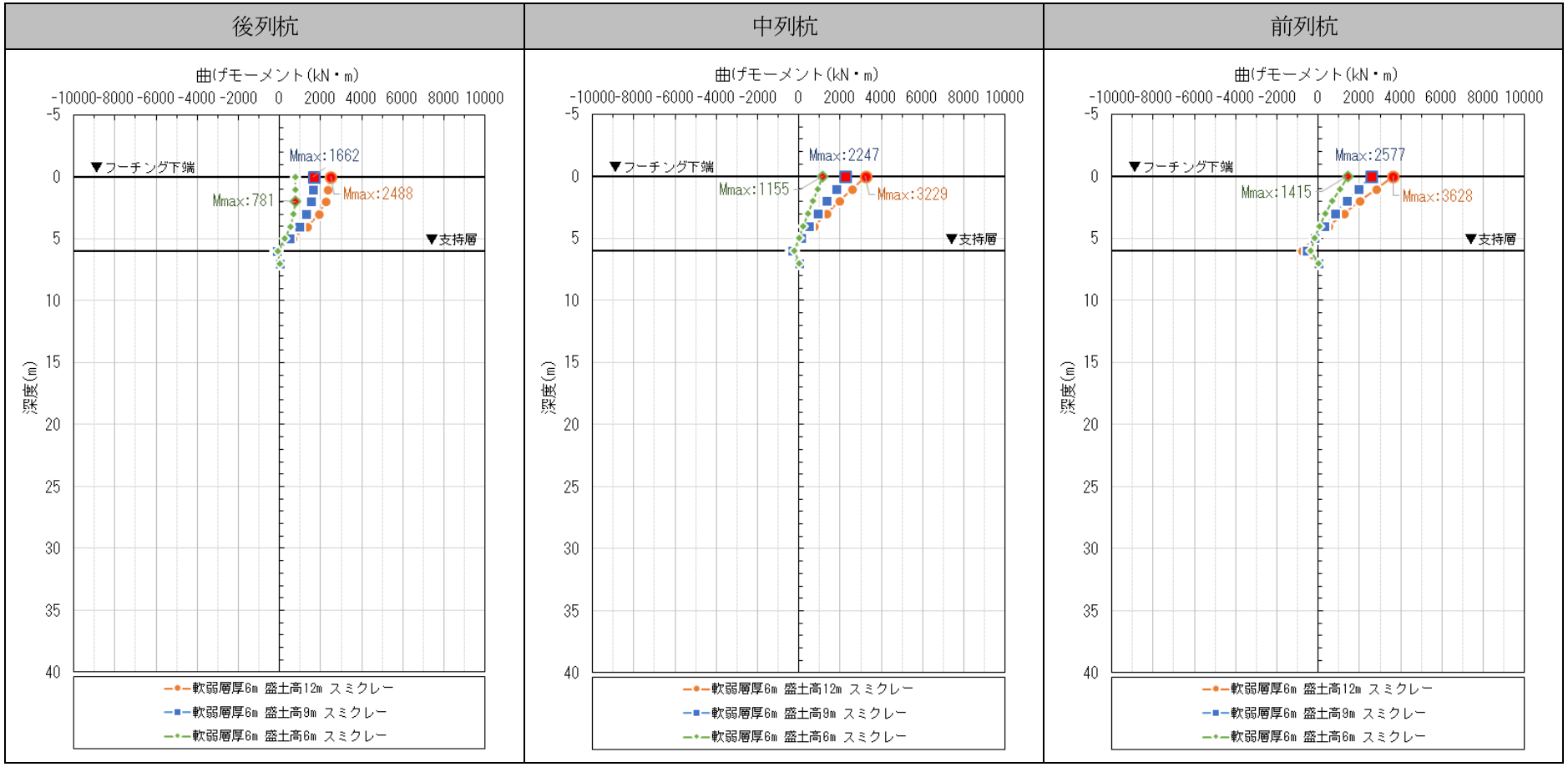
表－10　杭の曲げモーメント分布（スミクレー，軟弱層厚 12m，盛土高の比較）



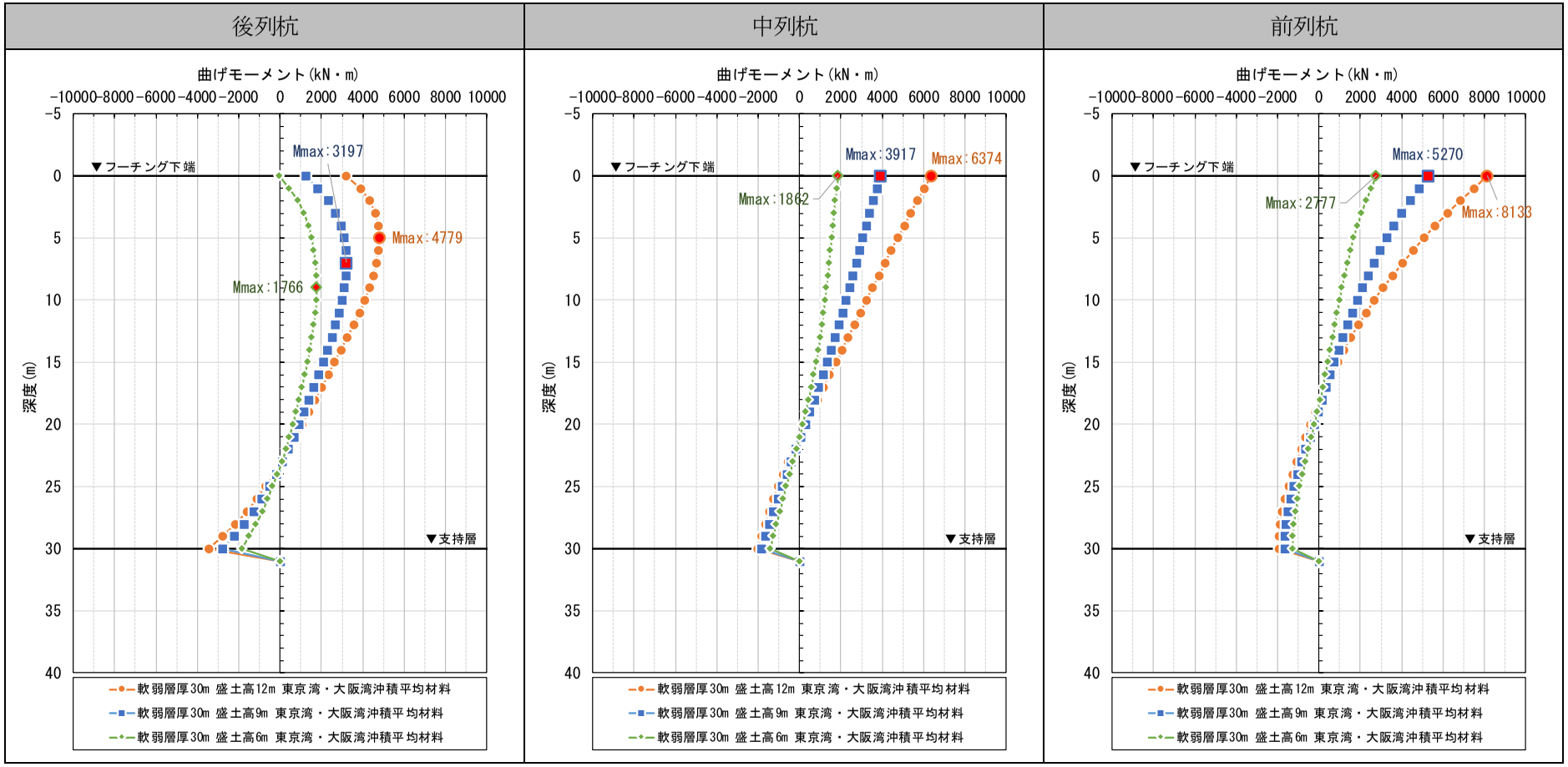
表－11　杭の曲げモーメント分布（スミクレー，軟弱層厚 9m，盛土高の比較）



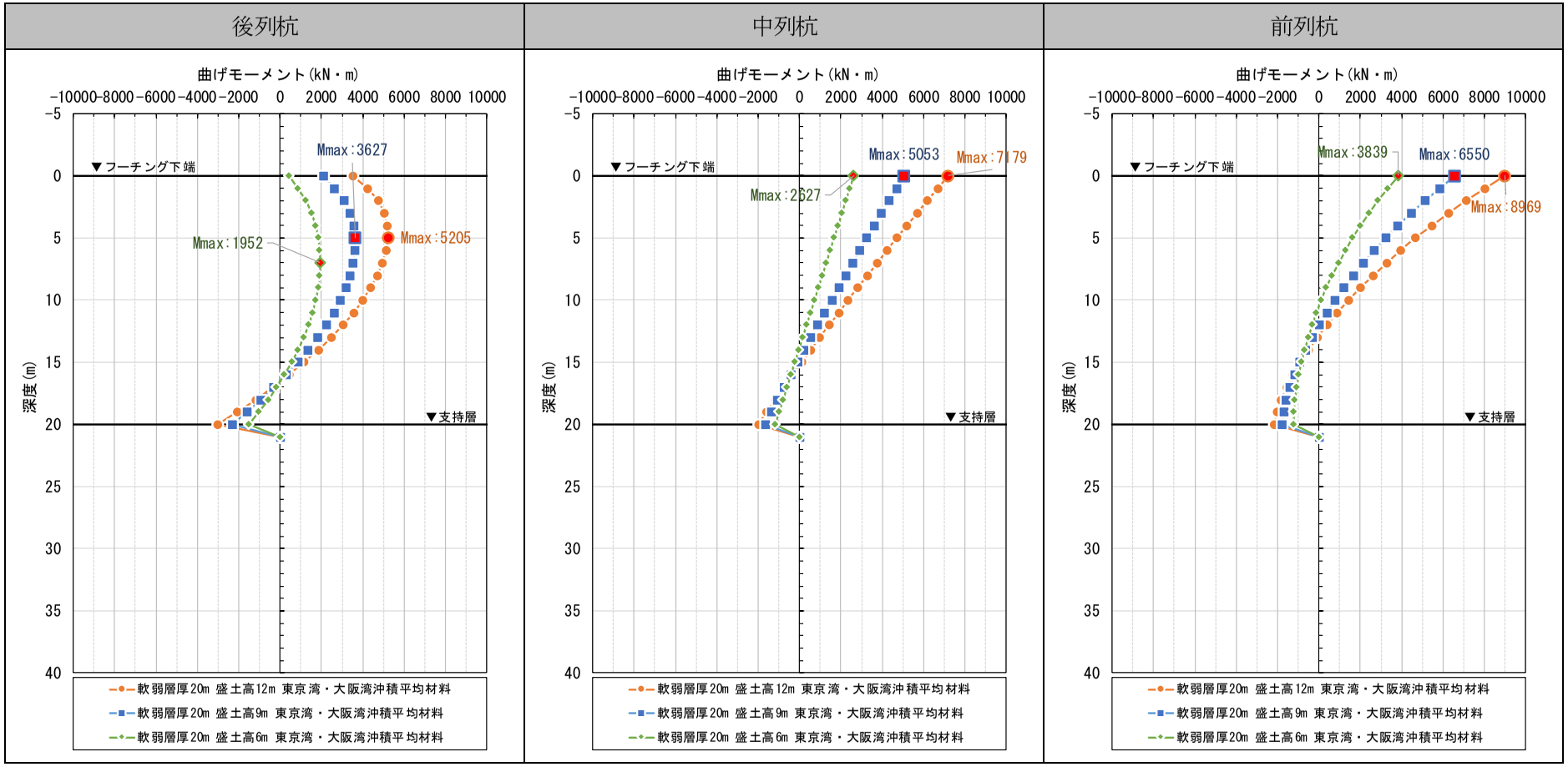
表－12　杭の曲げモーメント分布（スミクレー，軟弱層厚 6m，盛土高の比較）



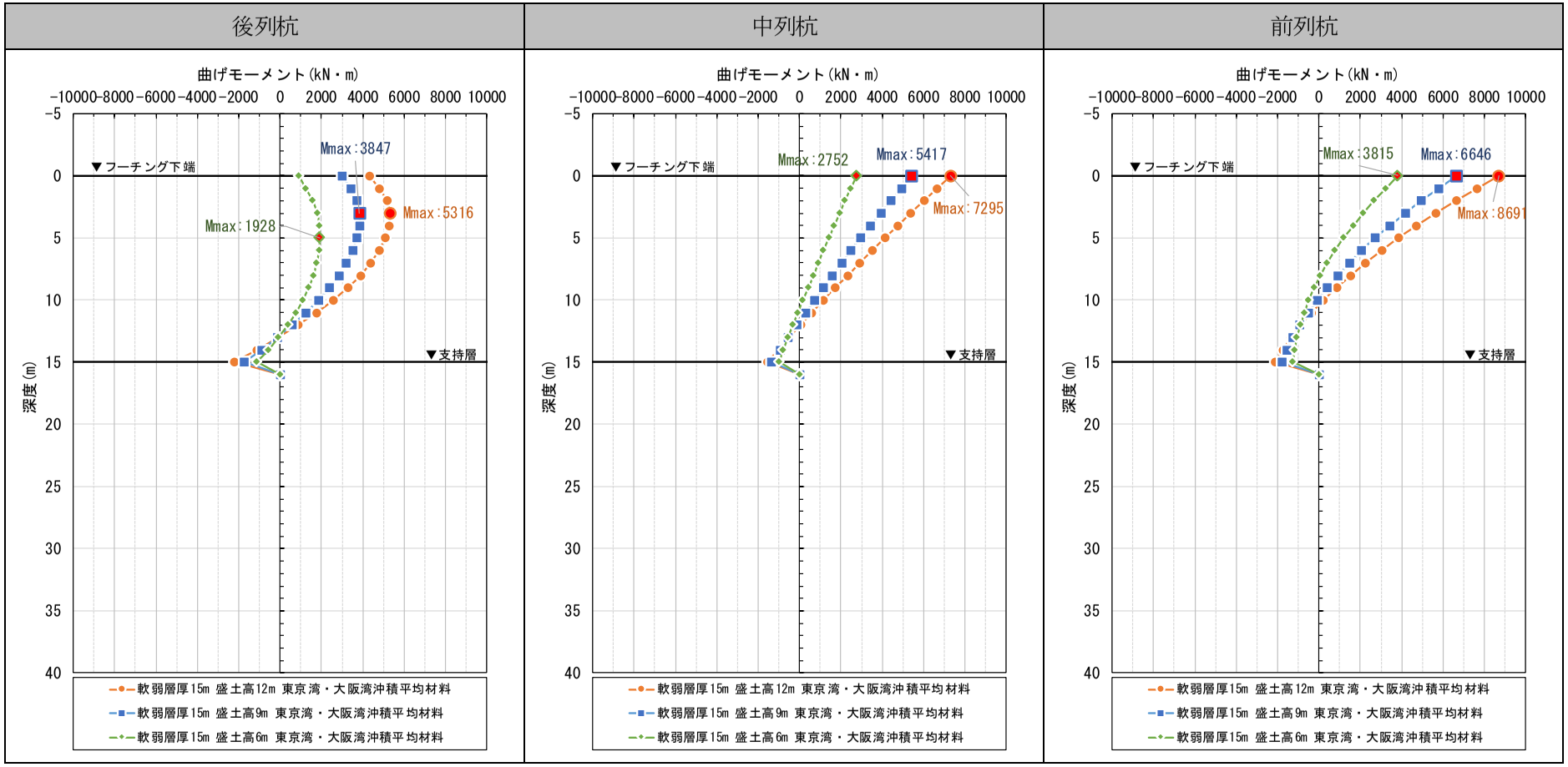
表－13　杭の曲げモーメント分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，軟弱層厚 30m，盛土高の比較）



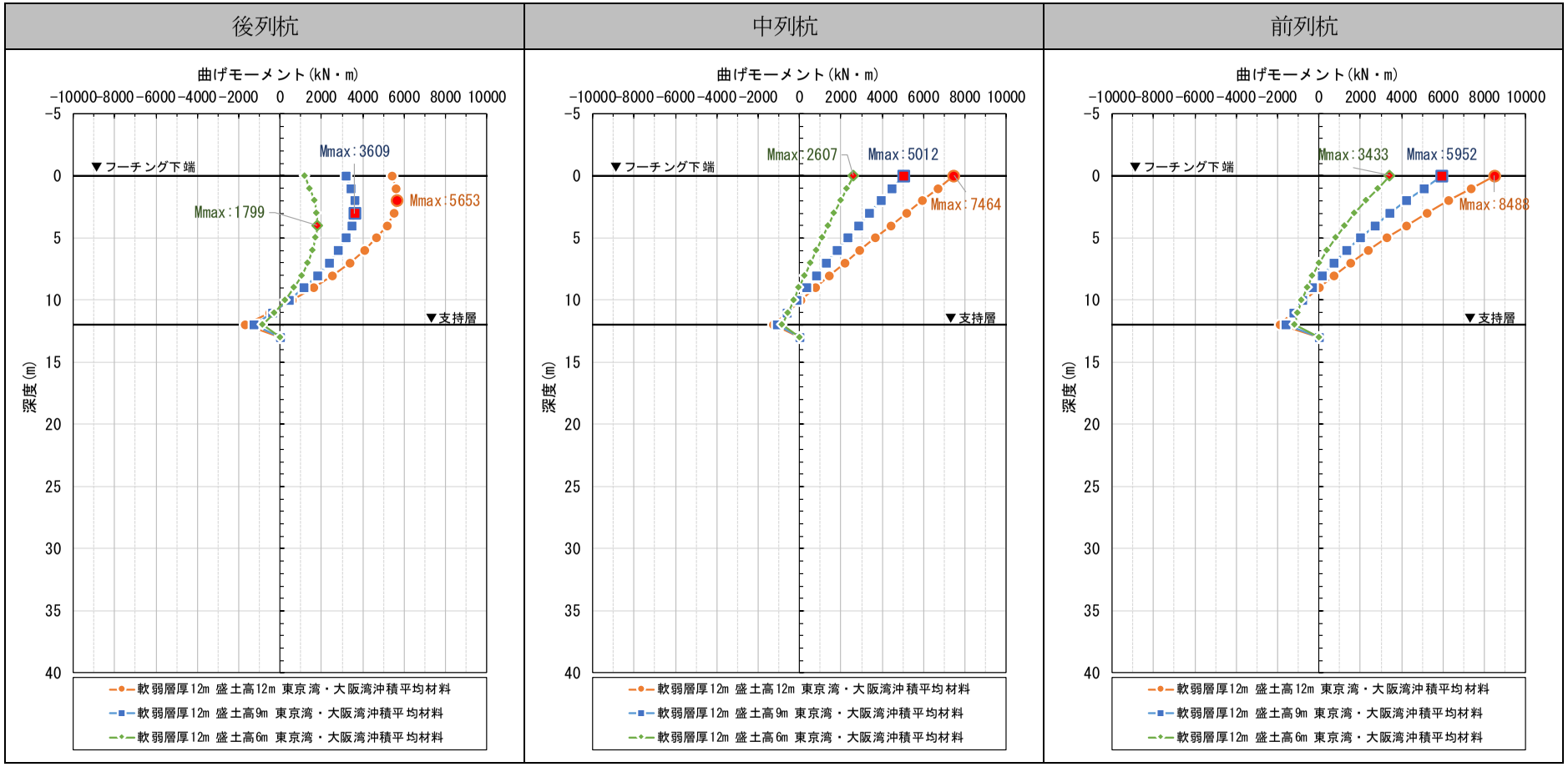
表－14　杭の曲げモーメント分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，軟弱層厚 20m，盛土高の比較）



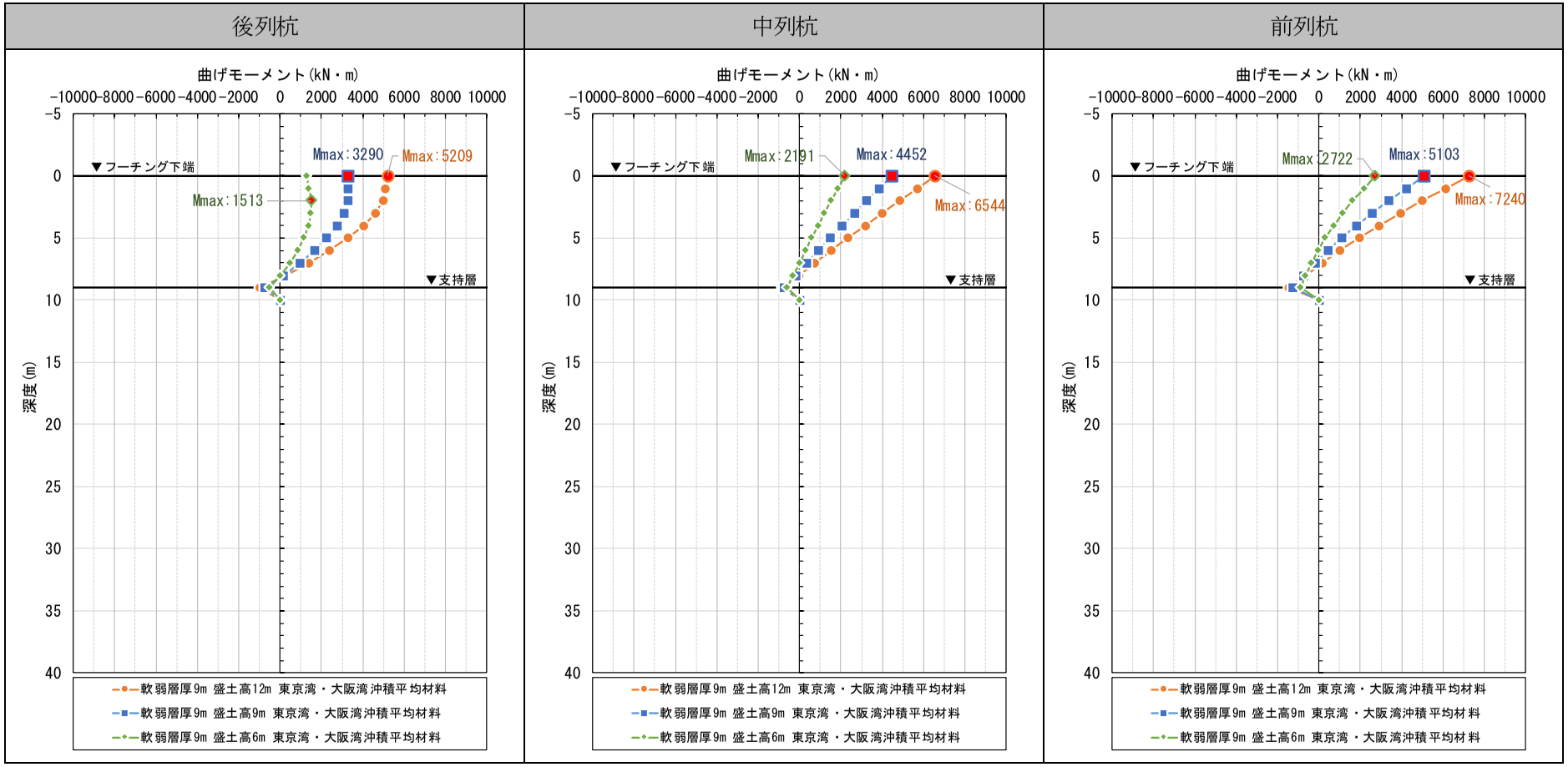
表－15　杭の曲げモーメント分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，軟弱層厚 15m，盛土高の比較）



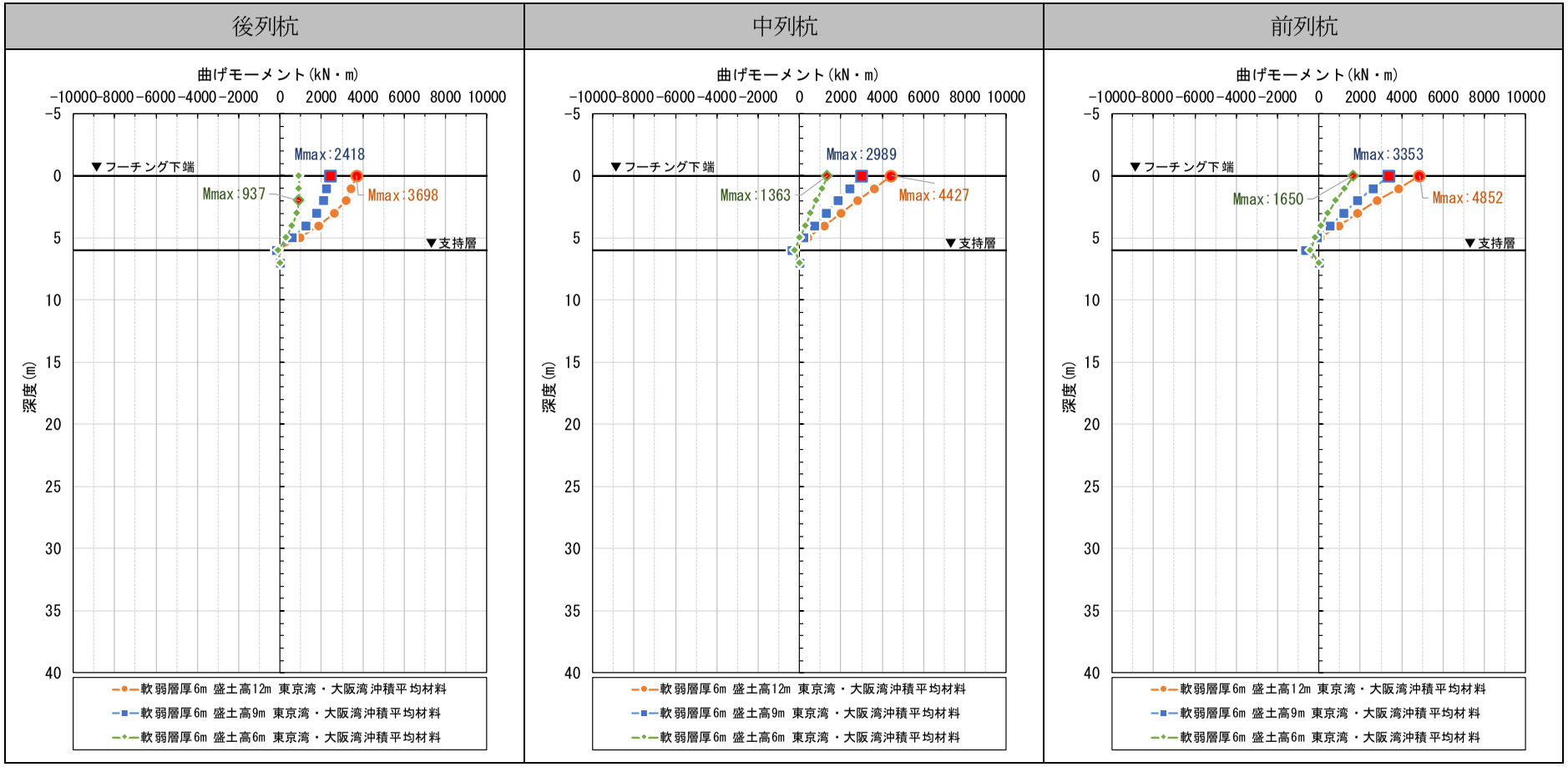
表－16　杭の曲げモーメント分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，軟弱層厚 12m，盛土高の比較）



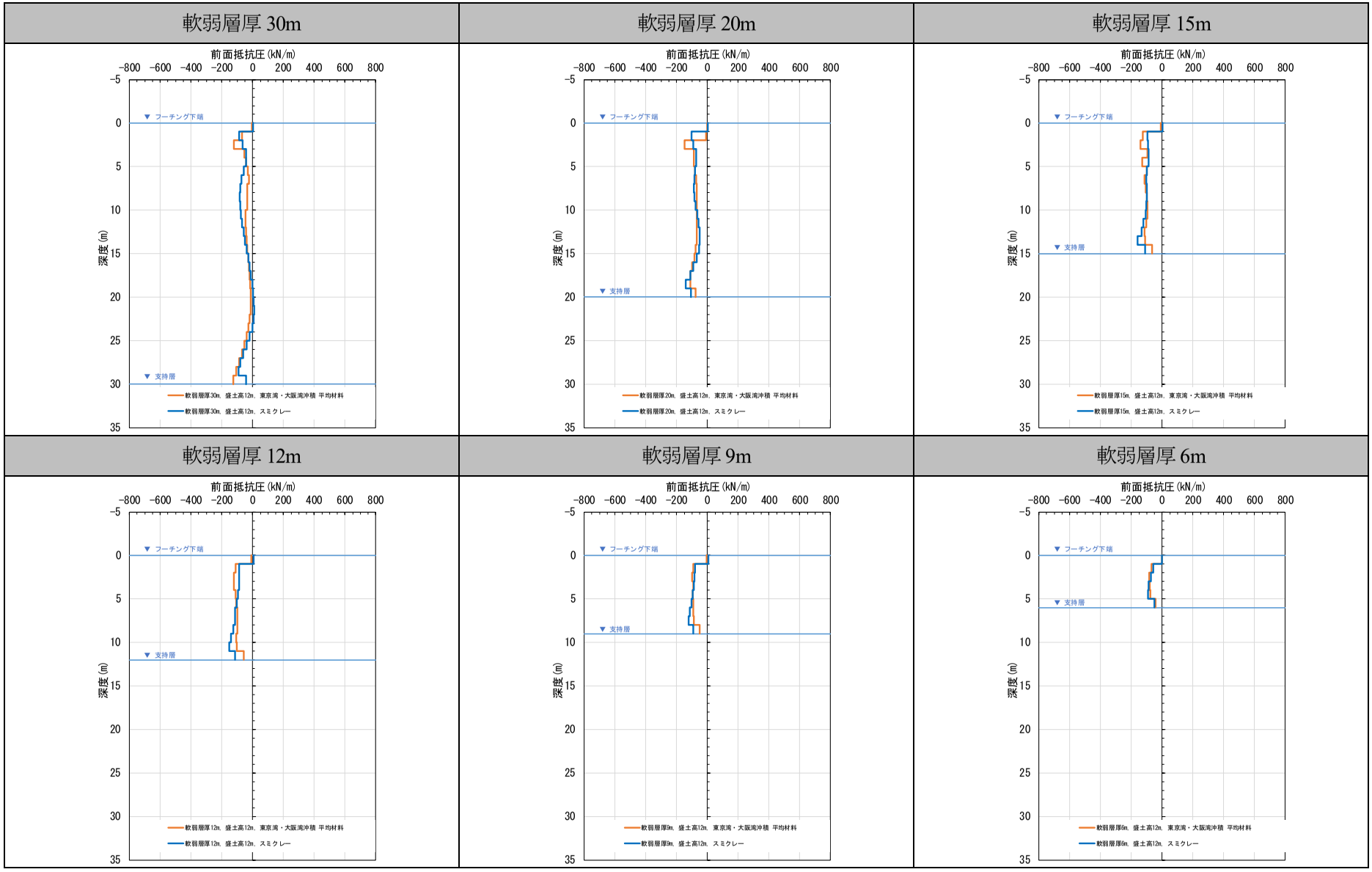
表－17　杭の曲げモーメント分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，軟弱層厚 9m，盛土高の比較）



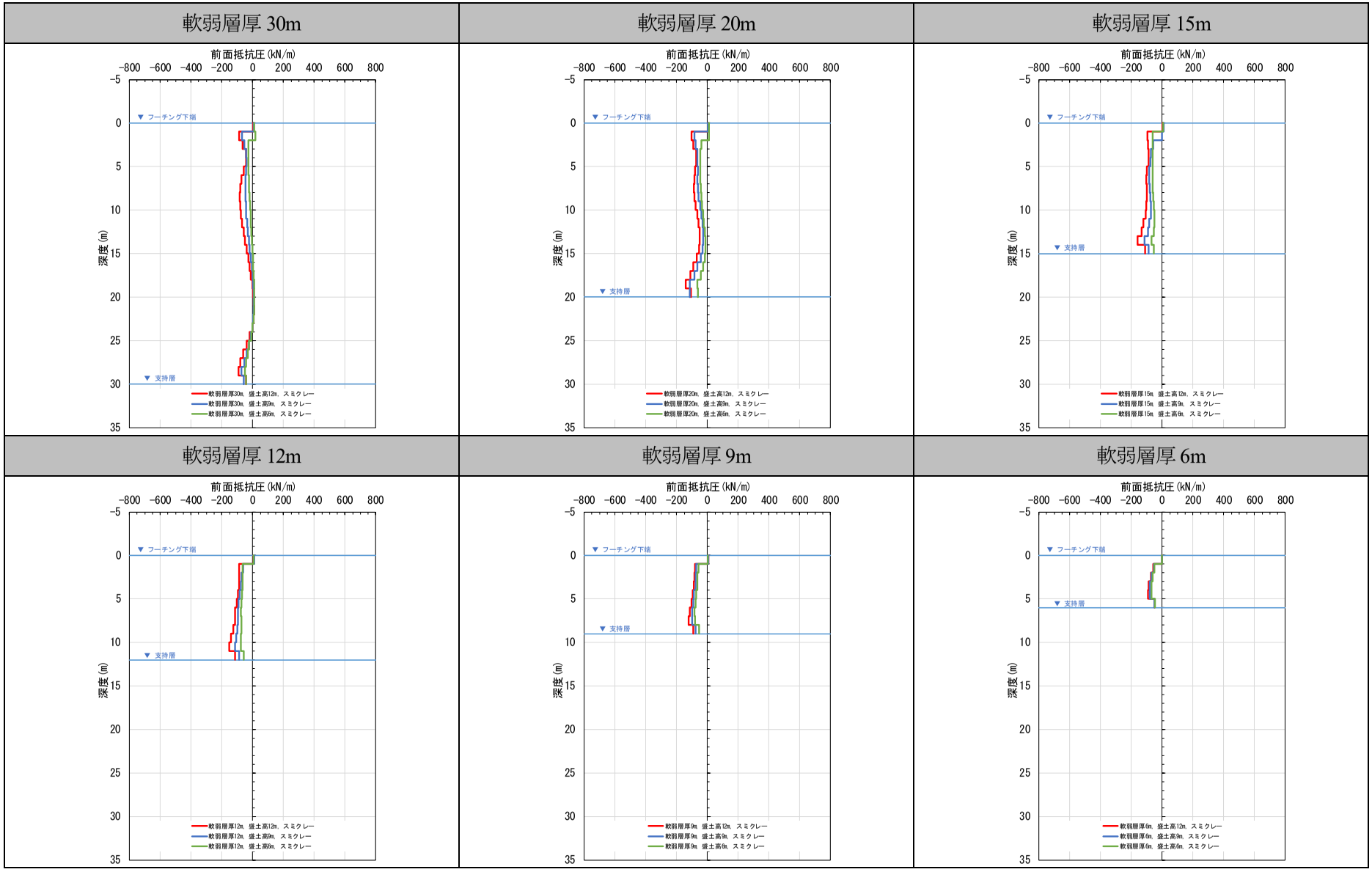
表－18　杭の曲げモーメント分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，軟弱層厚 6m，盛土高の比較）



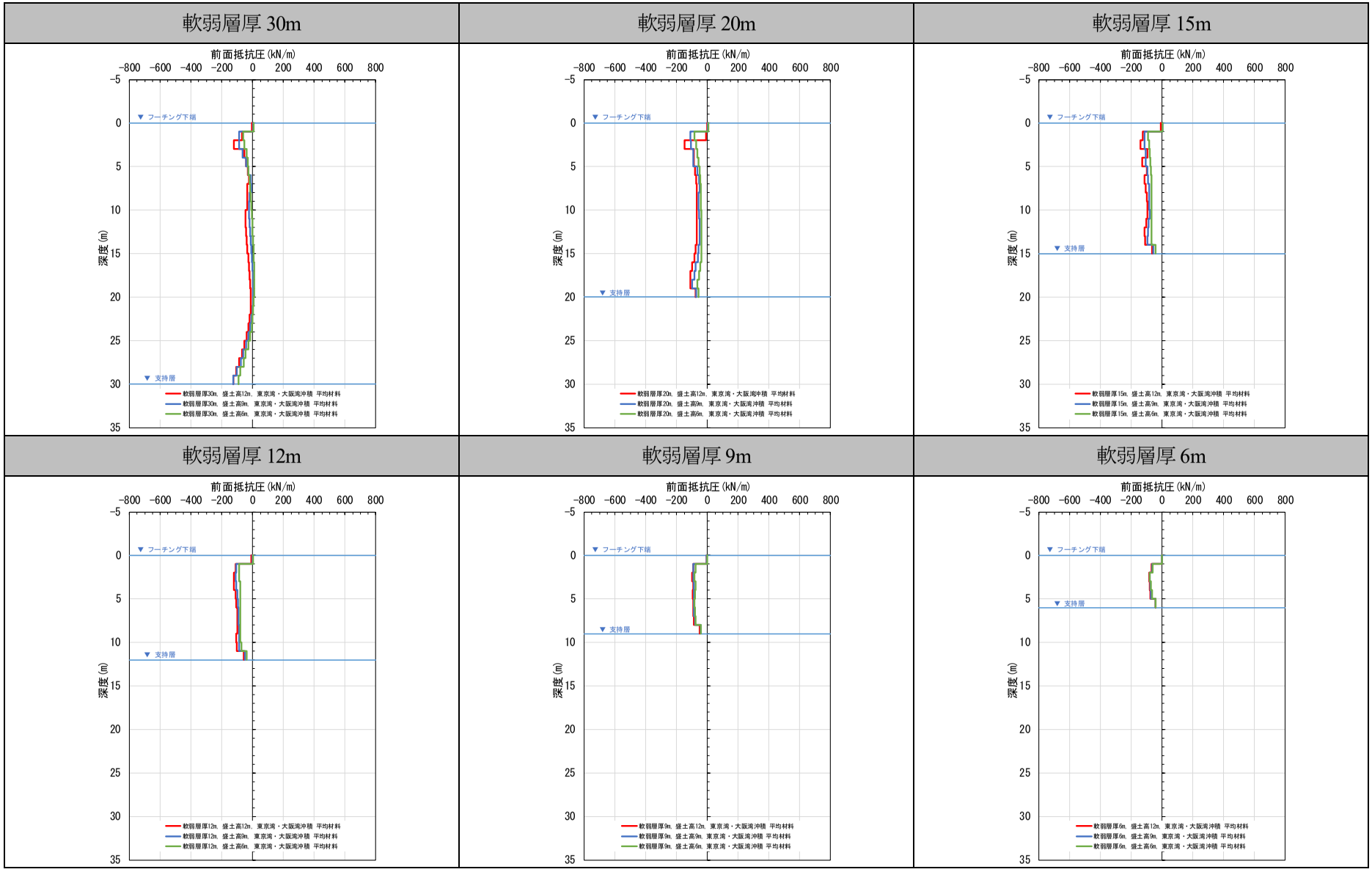
表－19　前面抵抗圧分布（スミクレーと東京湾・大阪湾沖積平均材料の比較）



表－20　前面抵抗圧分布（スミクレー，盛土高さの比較）



表－21　前面抵抗圧分布（東京湾・大阪湾沖積平均材料，盛土高さの比較）



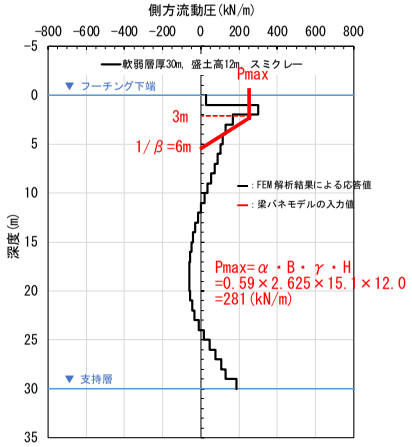
巻末参考資料２．「5.3.5. 梁ばねモデルによる解析」で行った解析結果

「5.3.4. パラメトリック解析」で行った全ケースを対象に梁ばねモデル解析を行い，「5.3.5. 梁ばねモデルによる解析」で提案した側方流動圧の分布形状４ケースを載荷した場合の杭の曲げモーメント分布を次頁以降に示す.

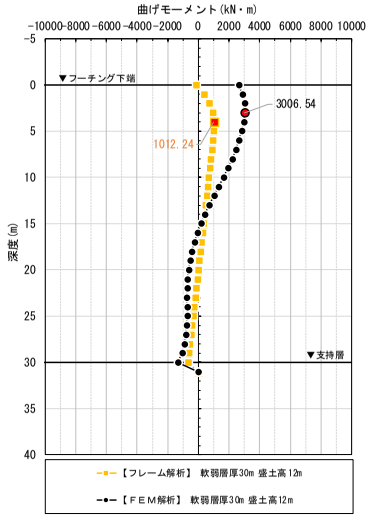
表－1(1)　杭の曲げモーメント分布（No.1，軟弱層厚 30m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

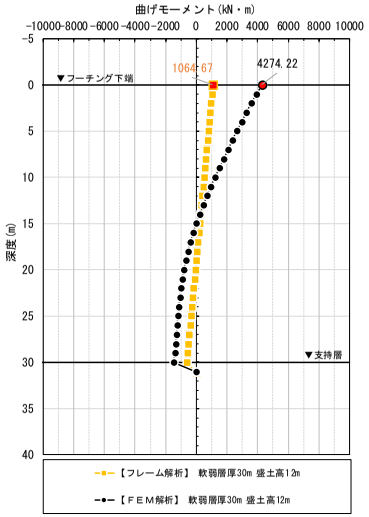
側方流動圧の分布



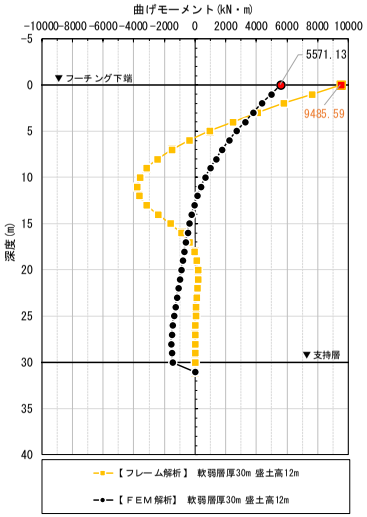
左側(後列)杭



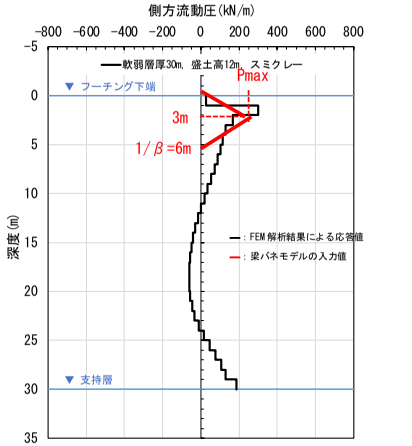
中列杭

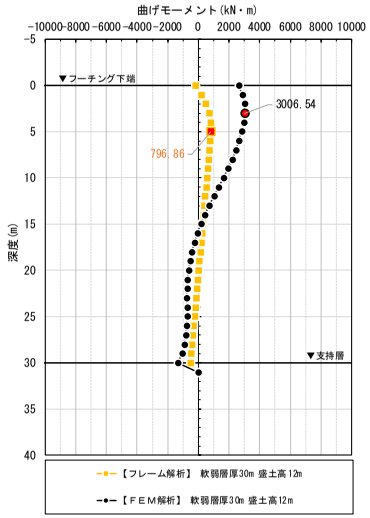


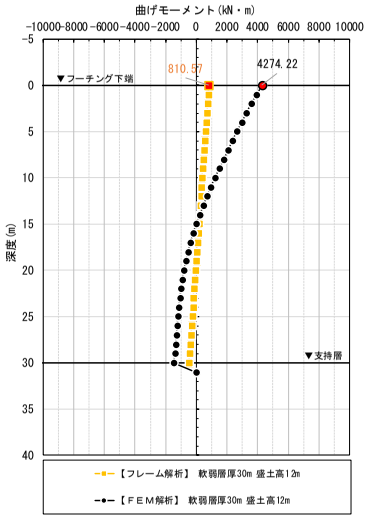
右側(前列)杭

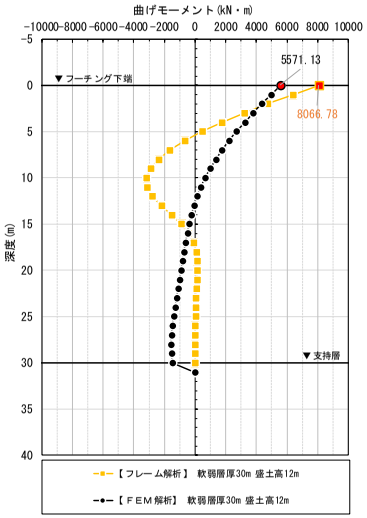


三角形分布





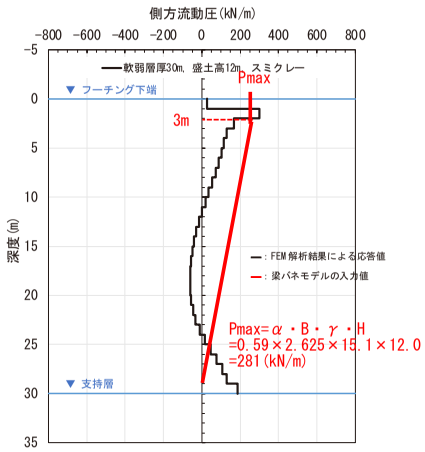




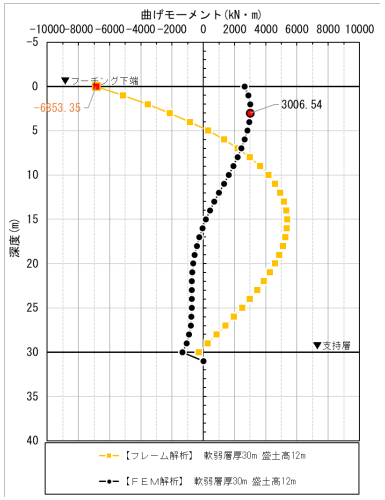
表－1 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.1，軟弱層厚 30m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

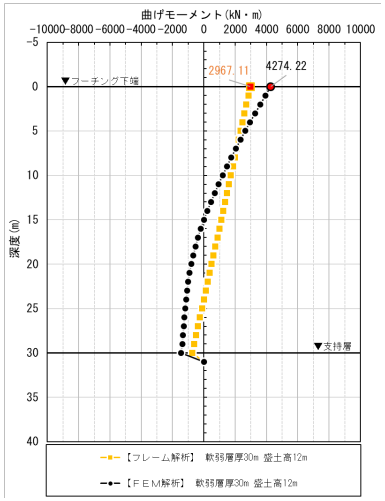
側方流動圧の分布



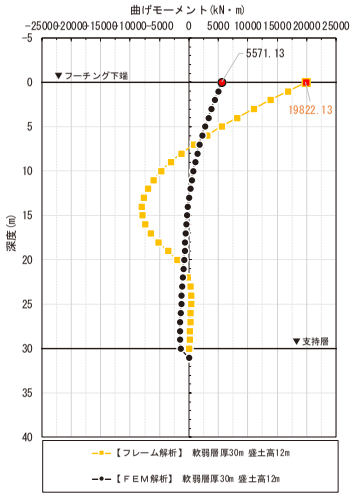
左側(後列)杭



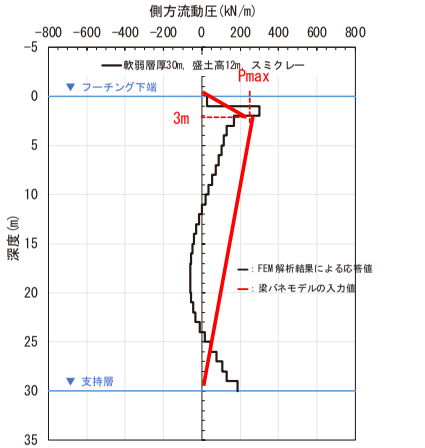
中列杭

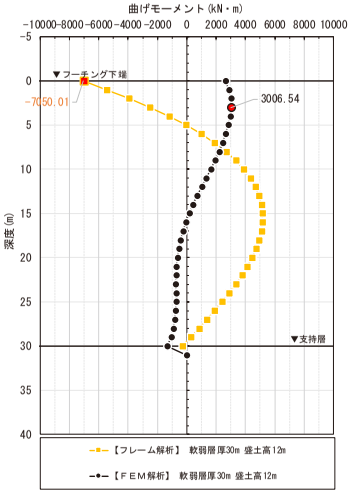


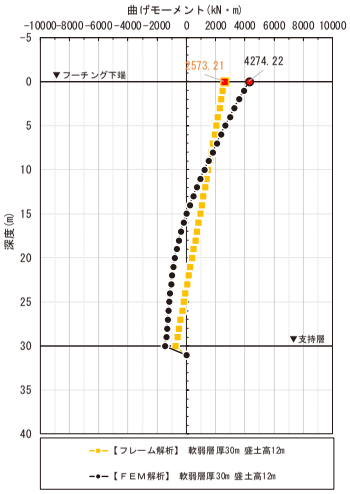
右側(前列)杭

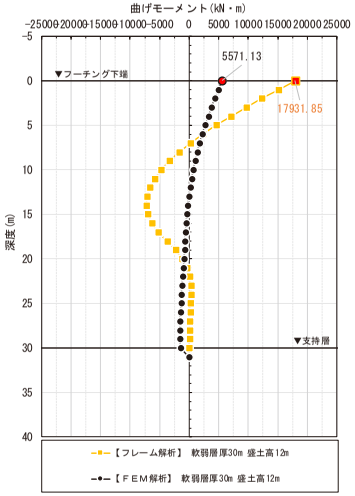


三角形分布（支持層まで）





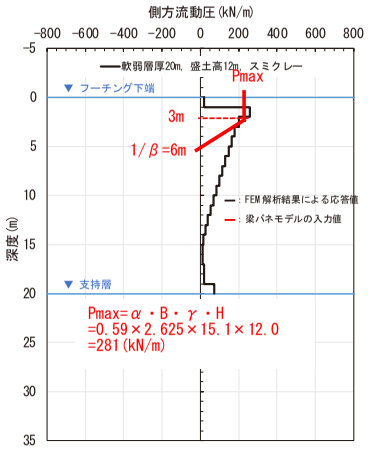




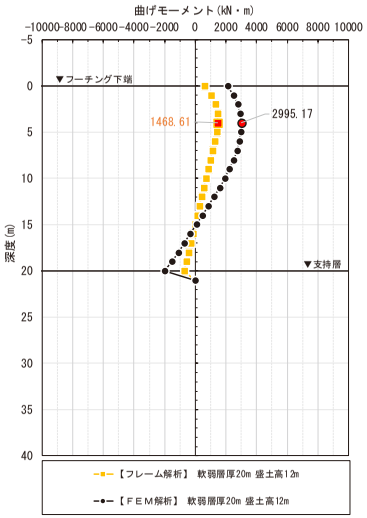
表－2 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.2，軟弱層厚 20m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

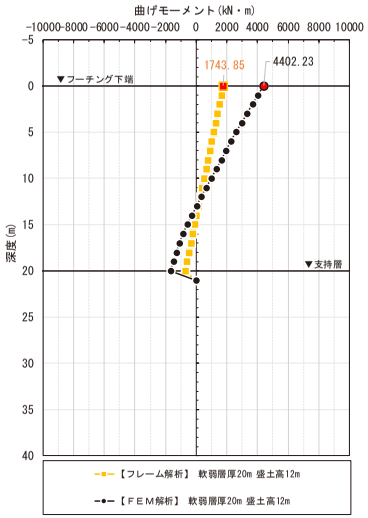
側方流動圧の分布



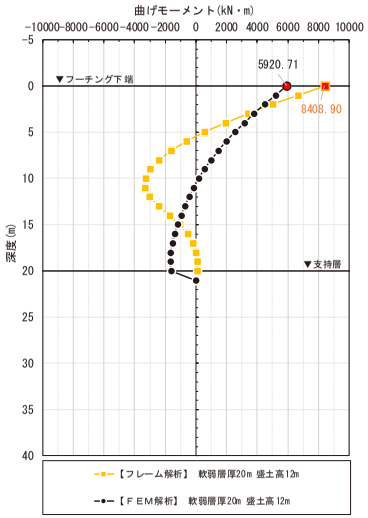
左側(後列)杭



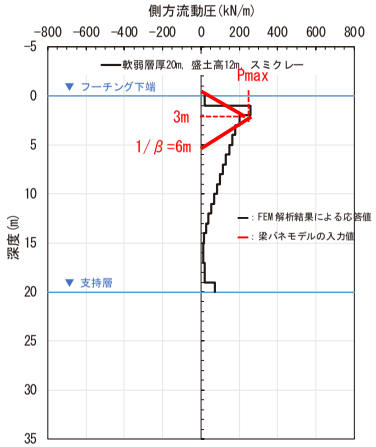
中列杭

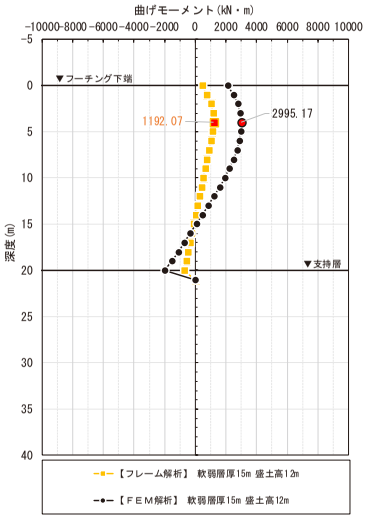


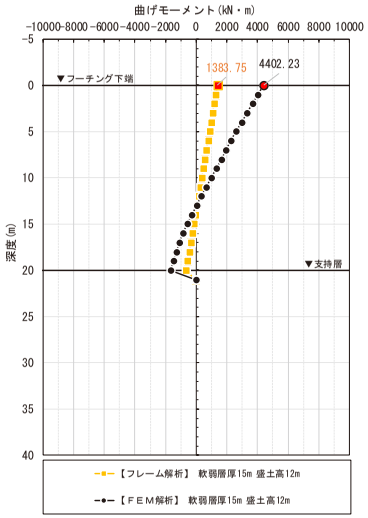
右側(前列)杭

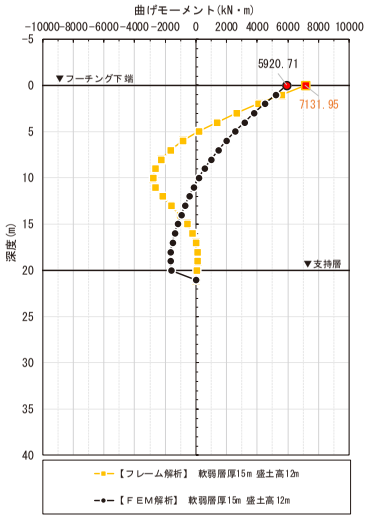


三角形分布





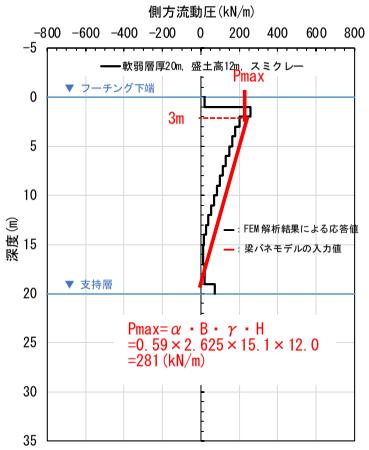




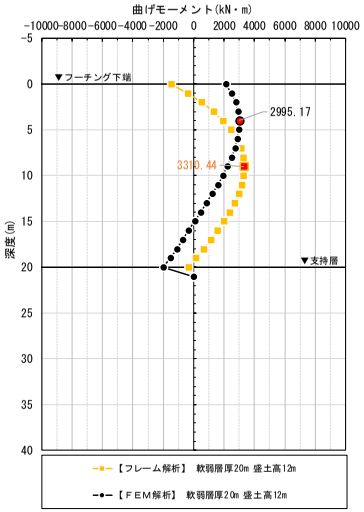
表－2 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.2，軟弱層厚 20m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

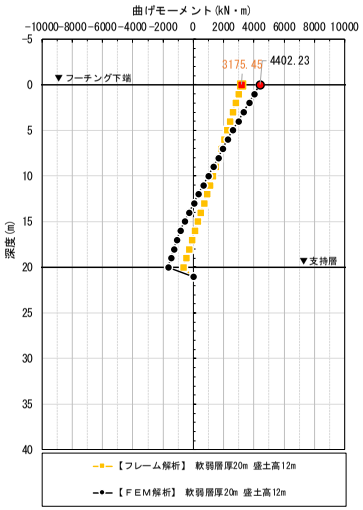
側方流動圧の分布



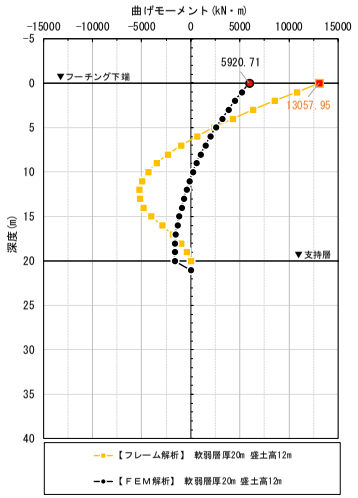
左側（後列）杭



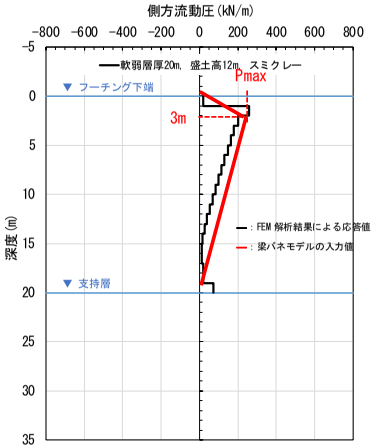
中列杭

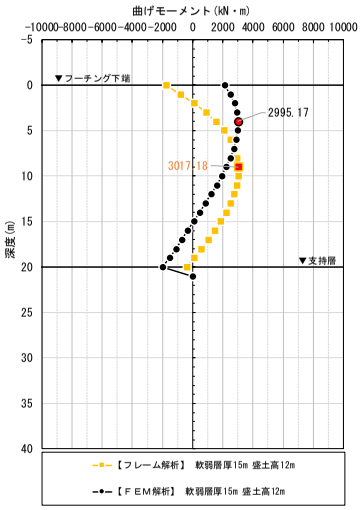


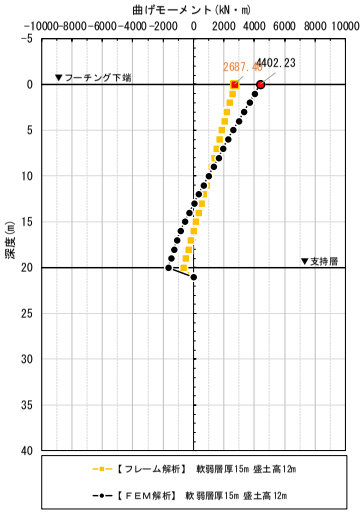
右側（前列）杭

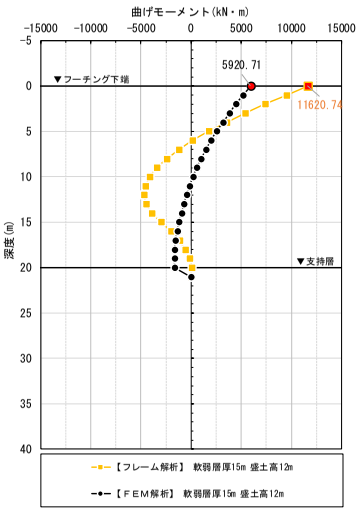


三角形分布（支持層まで）





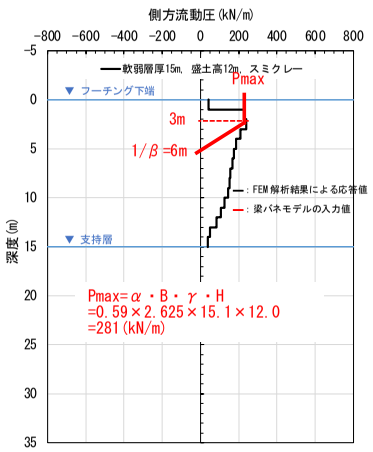




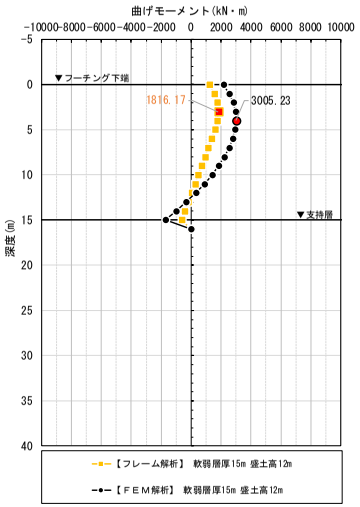
表－3 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.3，軟弱層厚 15m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

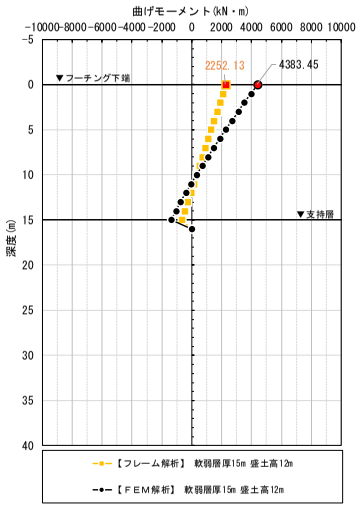
側方流動圧の分布



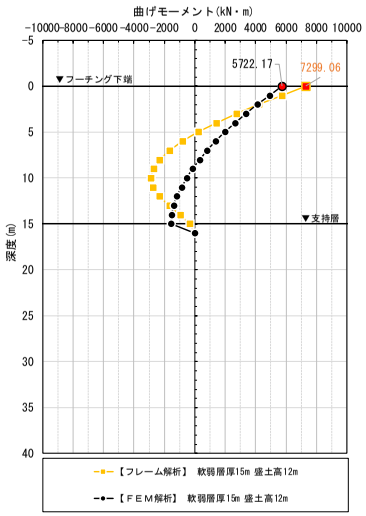
左側（後列）杭



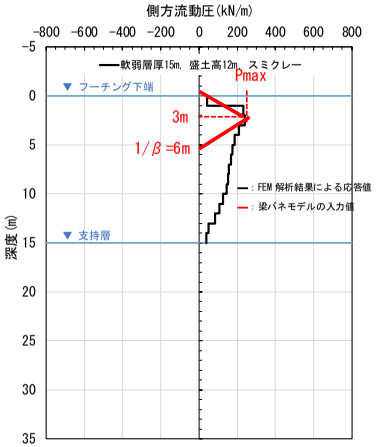
中列杭

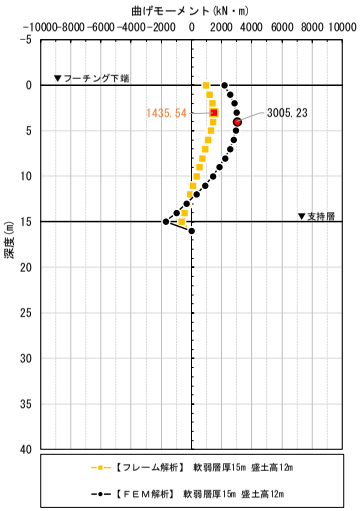


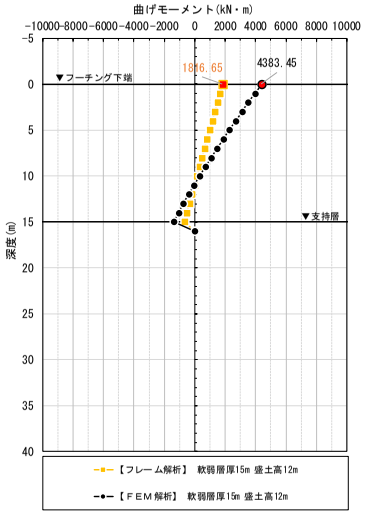
右側（前列）杭

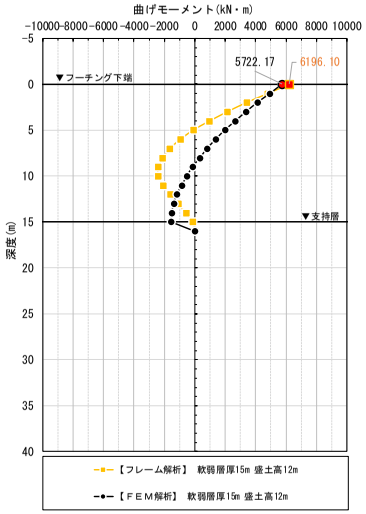


三角形分布





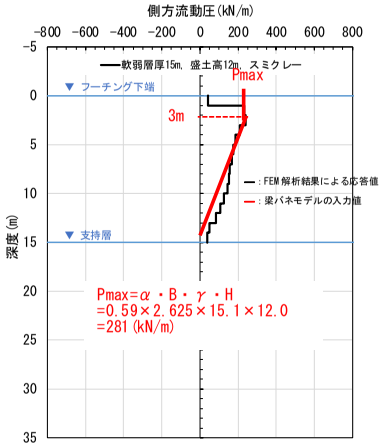




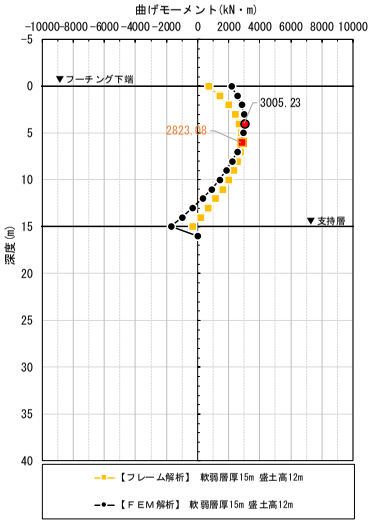
表－3 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.3，軟弱層厚 15m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

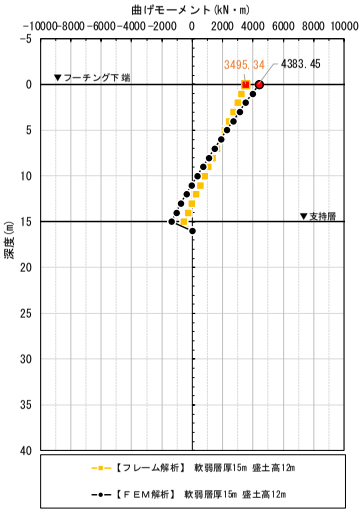
側方流動圧の分布



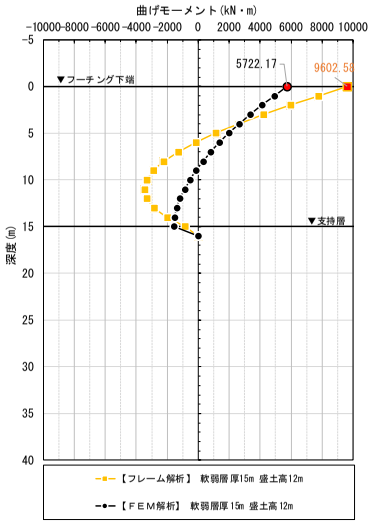
左側(後列)杭



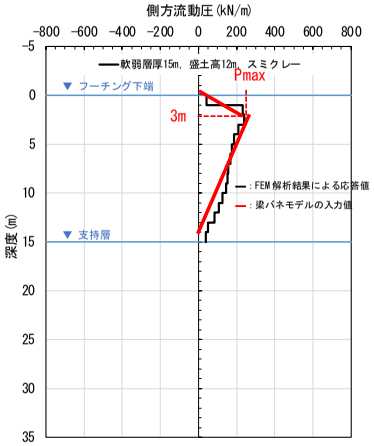
中列杭

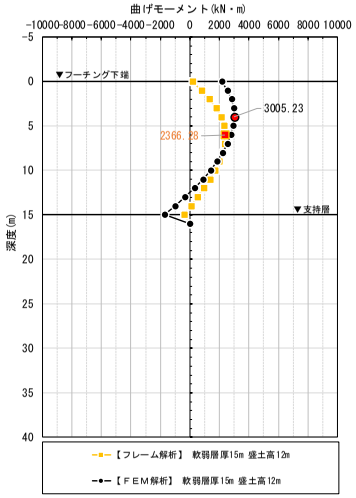


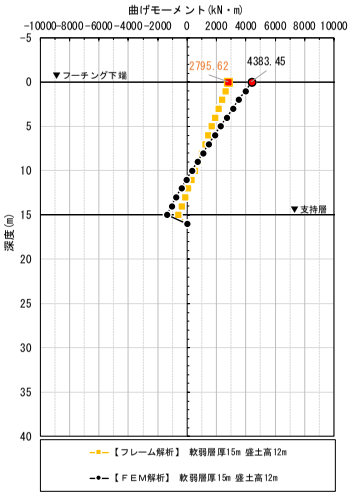
右側(前列)杭

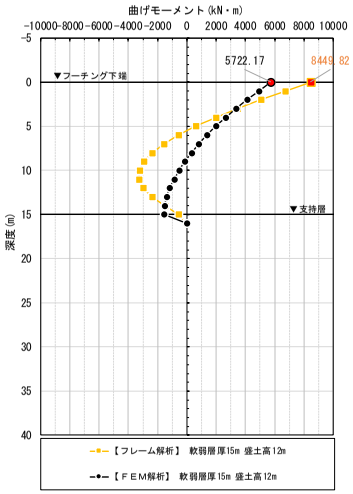


三角形分布（支持層まで）





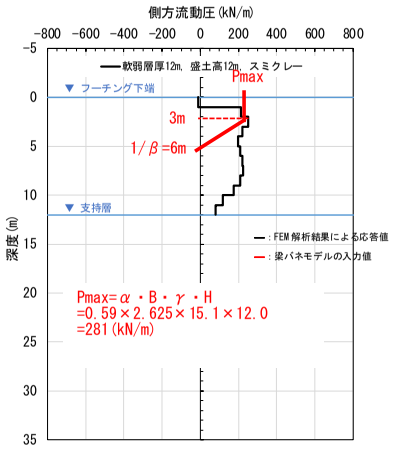




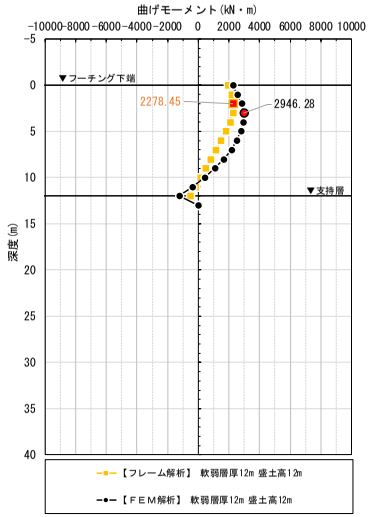
表－4 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.4，軟弱層厚 12m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

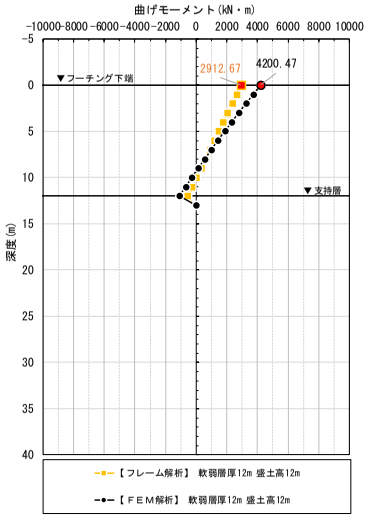
側方流動圧の分布



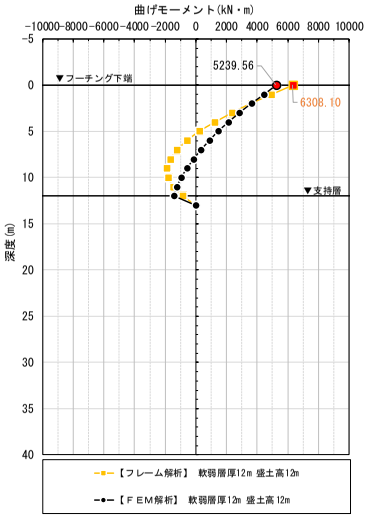
左側(後列)杭



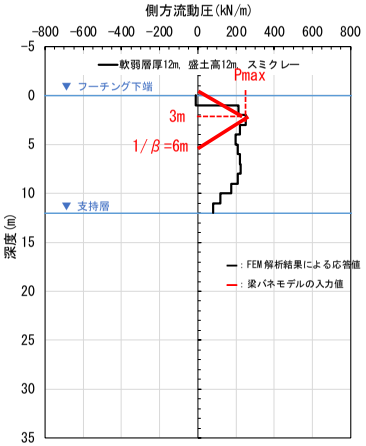
中列杭

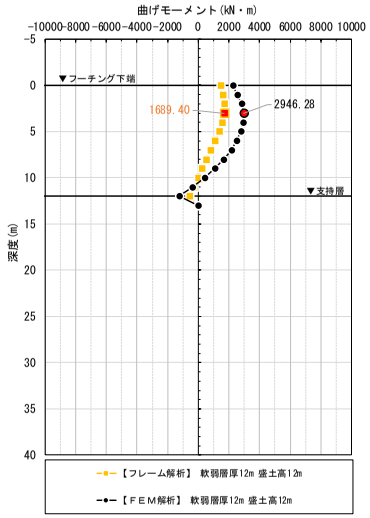


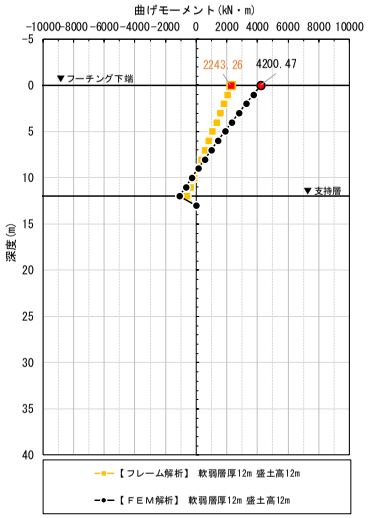
右側(前列)杭

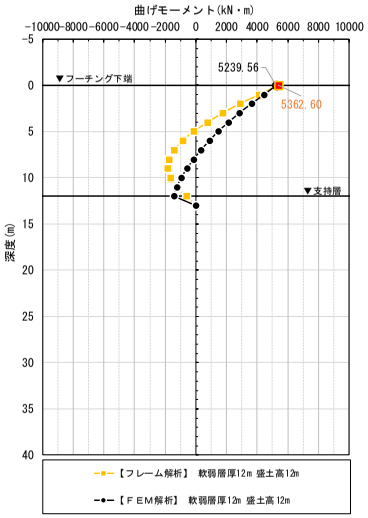


三角形分布





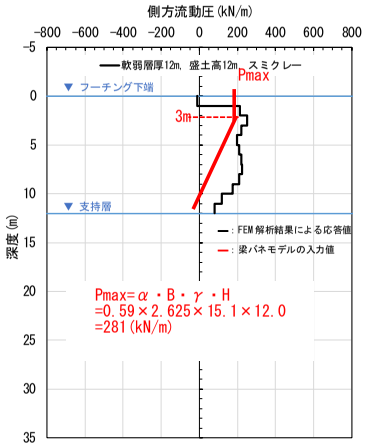




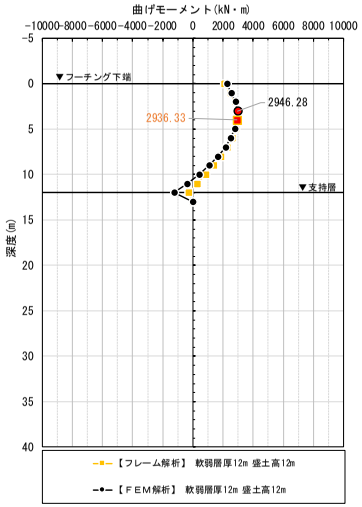
表－4 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.4，軟弱層厚 12m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

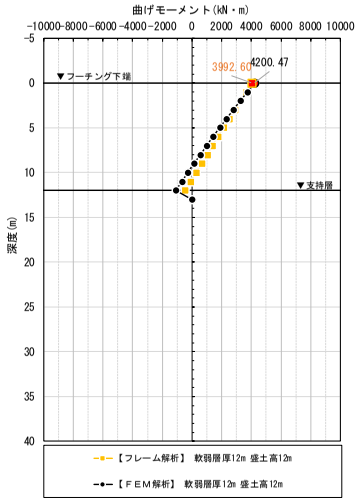
側方流動圧の分布



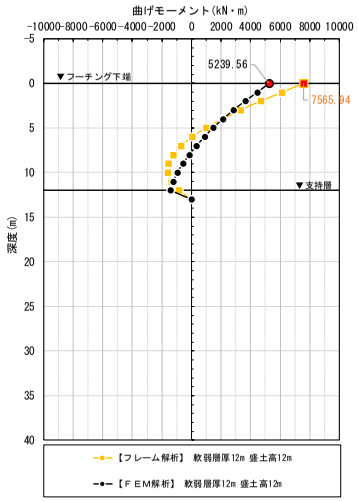
左側（後列）杭



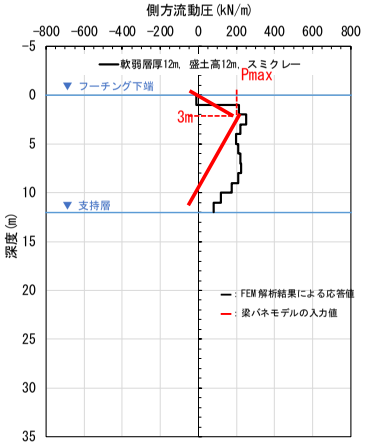
中列杭

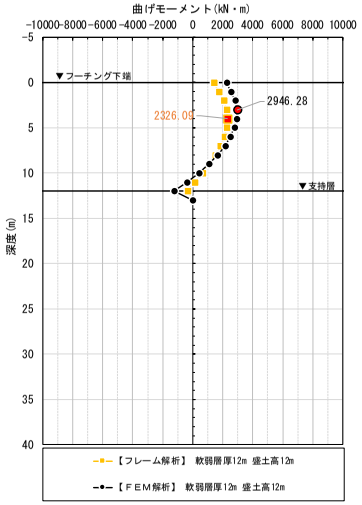


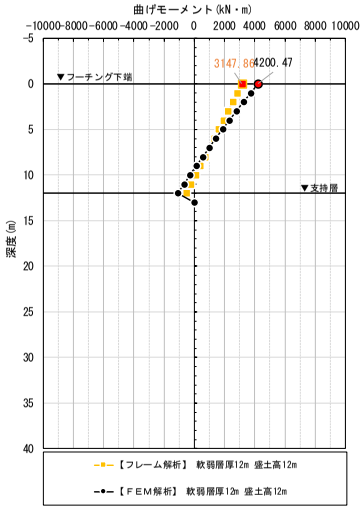
右側（前列）杭

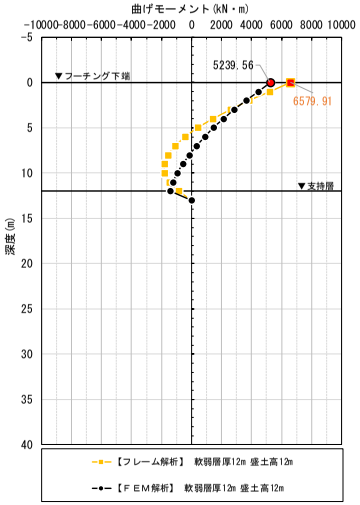


三角形分布（支持層まで）





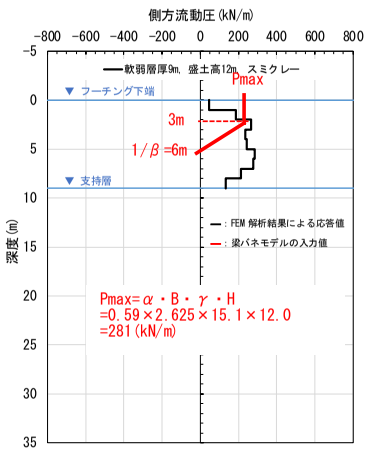




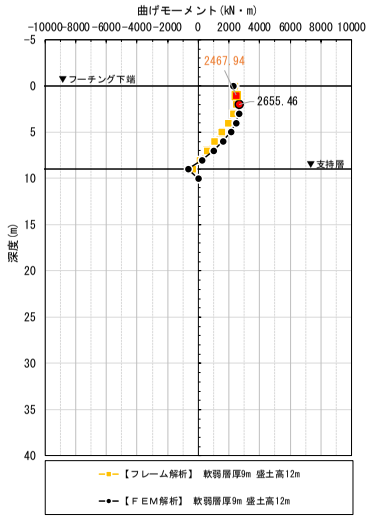
表－5 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.5，軟弱層厚 9m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

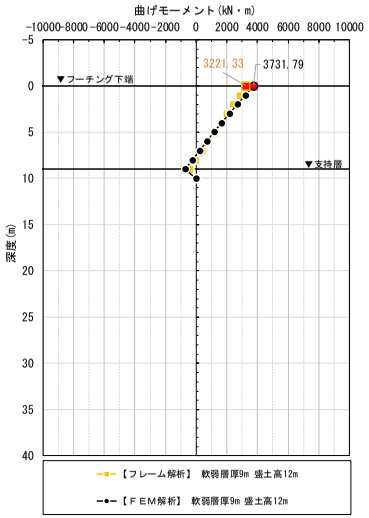
側方流動圧の分布



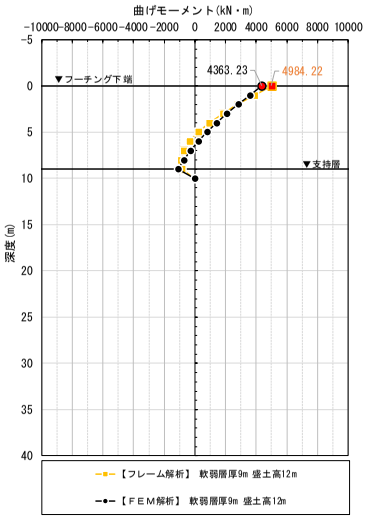
左側(後列)杭



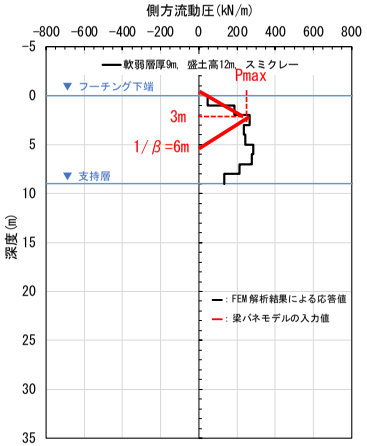
中列杭

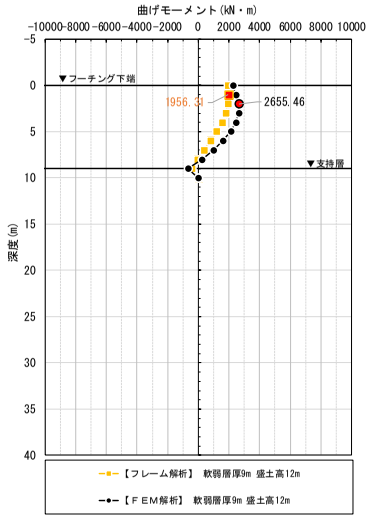


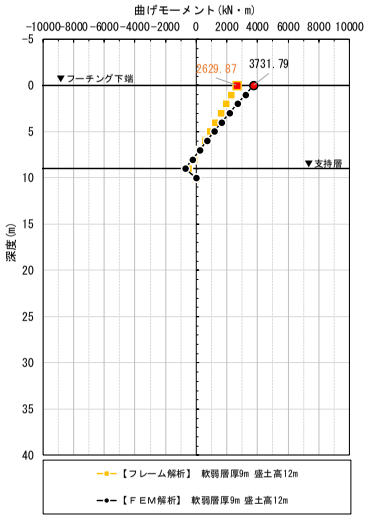
右側(前列)杭

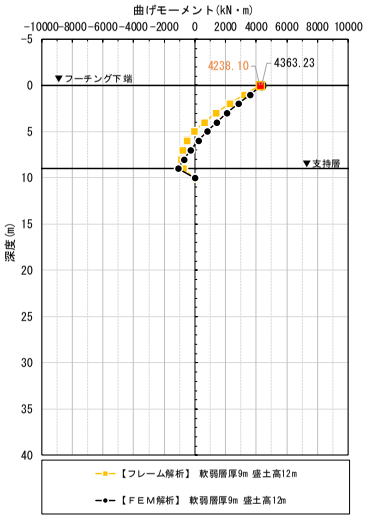


三角形分布





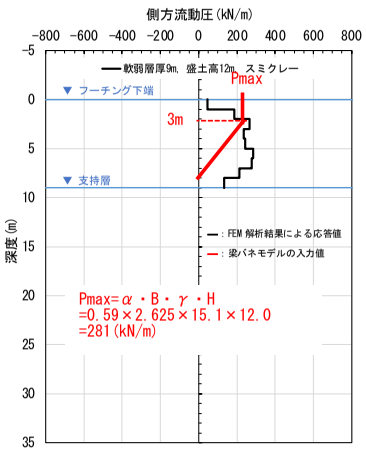




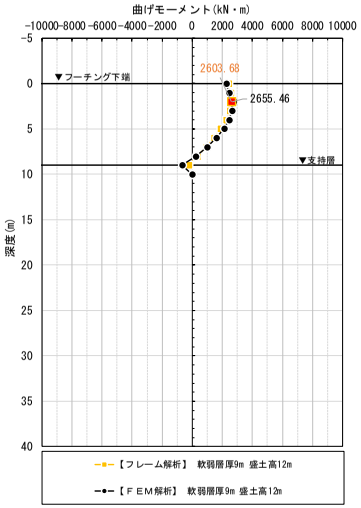
表－5 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.5，軟弱層厚 9m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

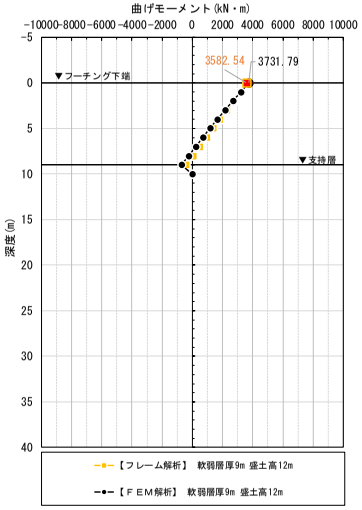
側方流動圧の分布



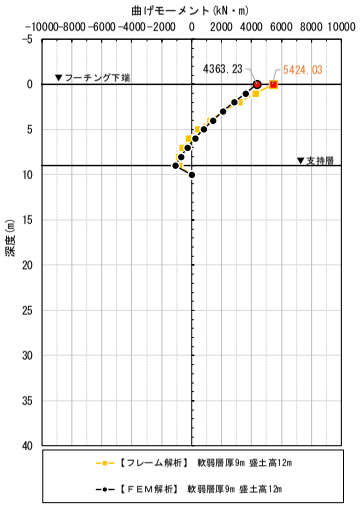
左側(後列)杭



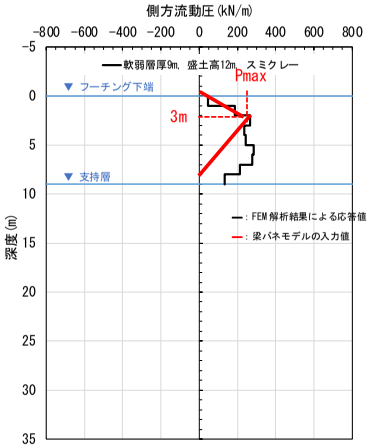
中列杭

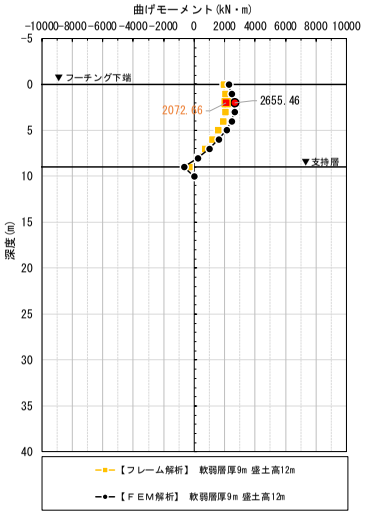


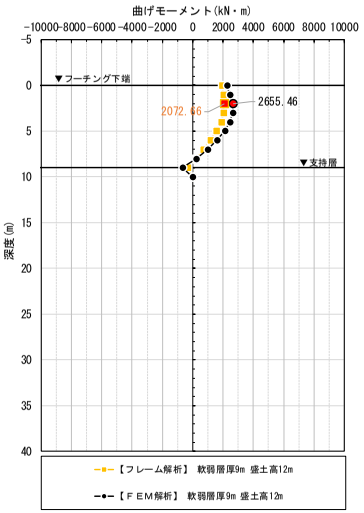
右側(前列)杭

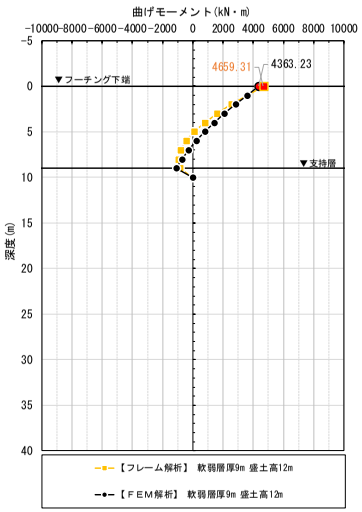


三角形分布（支持層まで）





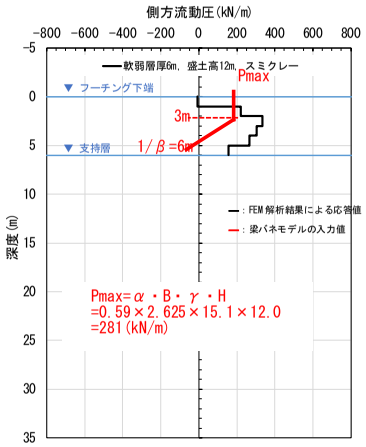




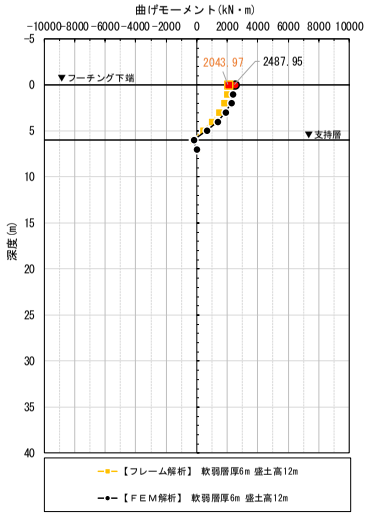
表－6　杭の曲げモーメント分布（No.6，軟弱層厚 6m，盛土高 12m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

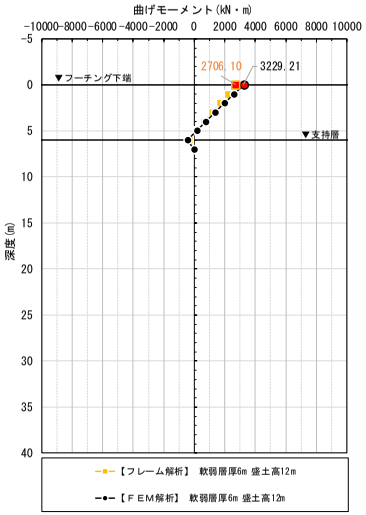
側方流動圧の分布



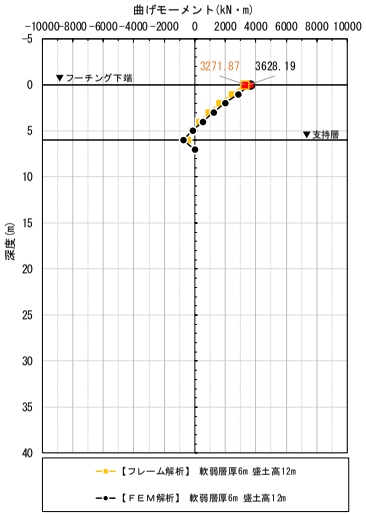
左側（後列）杭



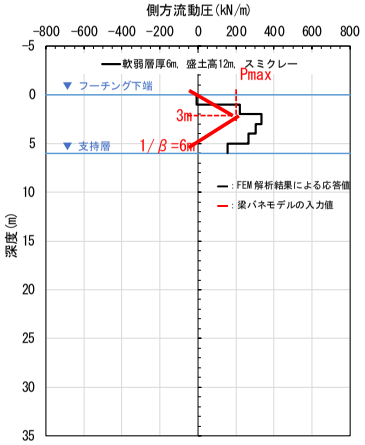
中列杭

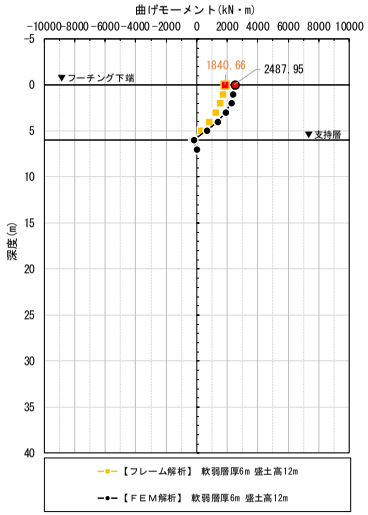


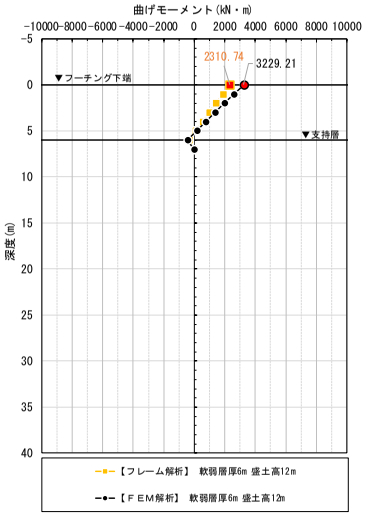
右側（前列）杭

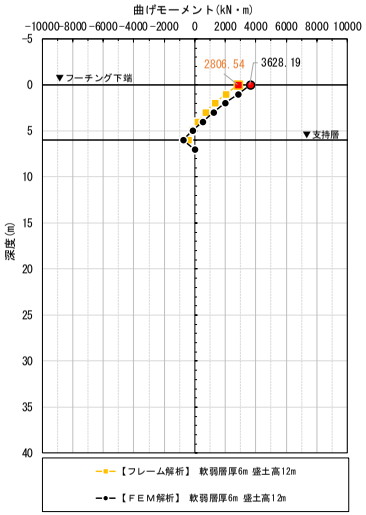


三角形分布





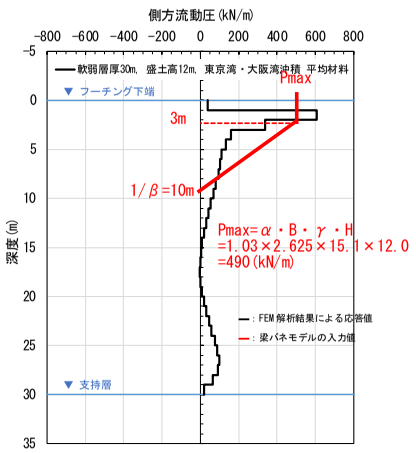




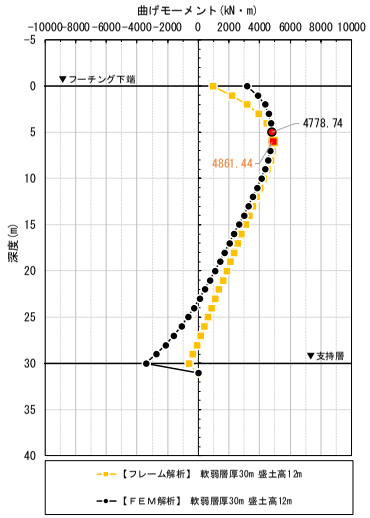
表－7 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.7，軟弱層厚 30m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

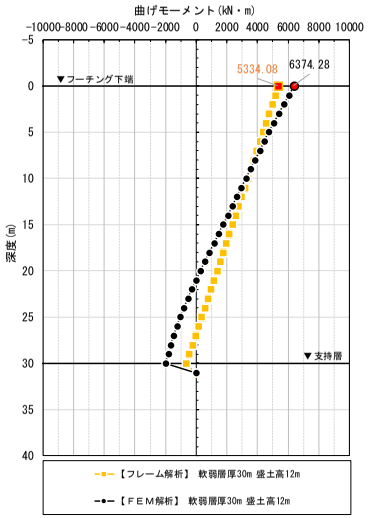
側方流動圧の分布



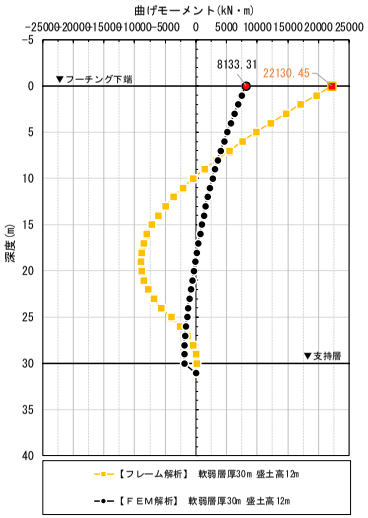
左側(後列)杭



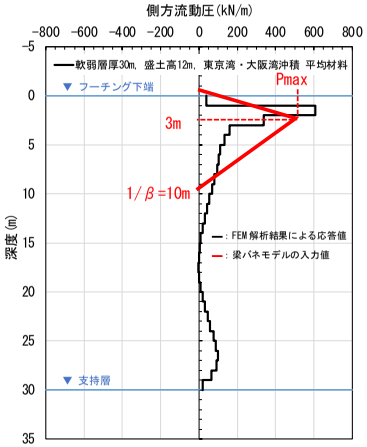
中列杭

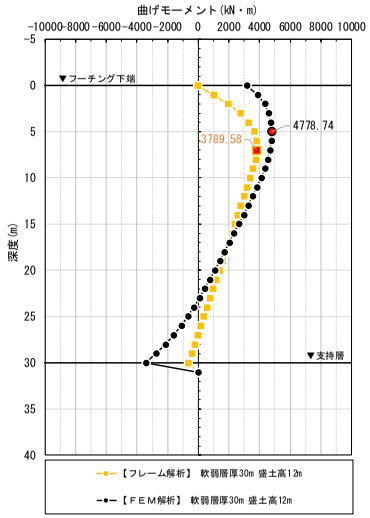


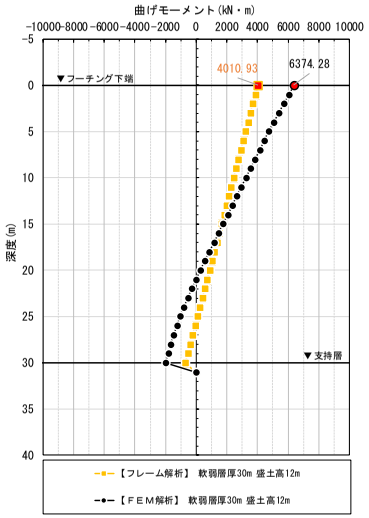
右側(前列)杭

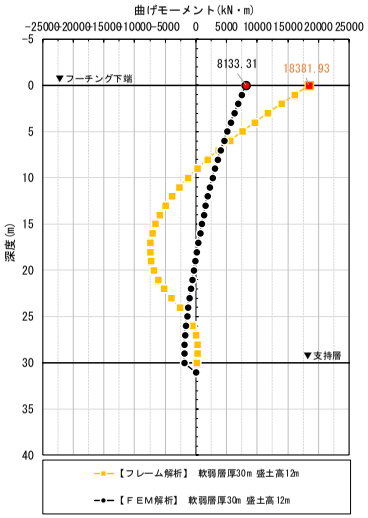


三角形分布





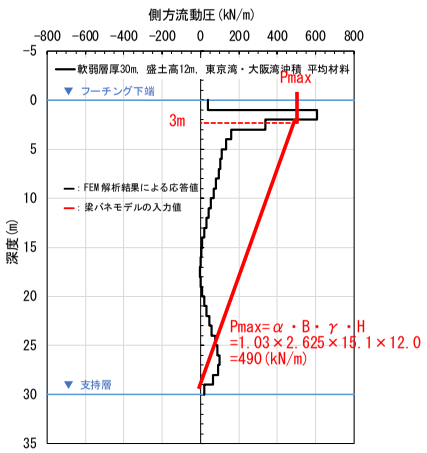




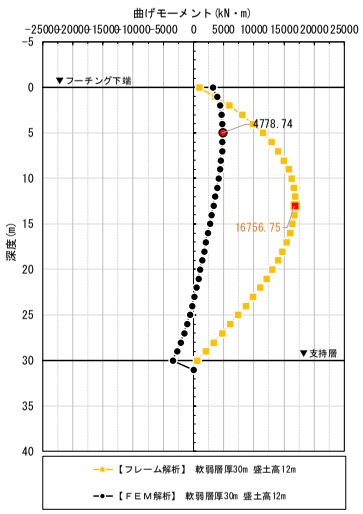
表－7 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.7，軟弱層厚 30m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

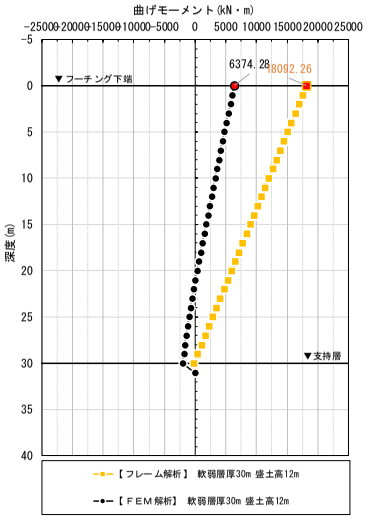
側方流動圧の分布



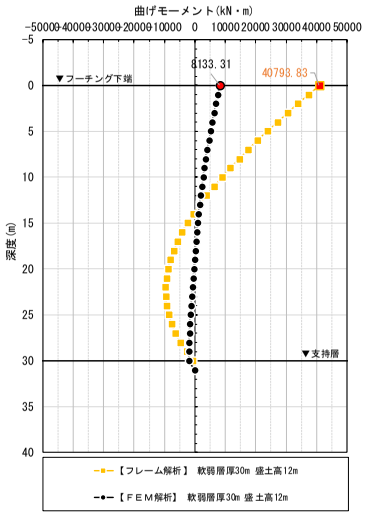
左側（後列）杭



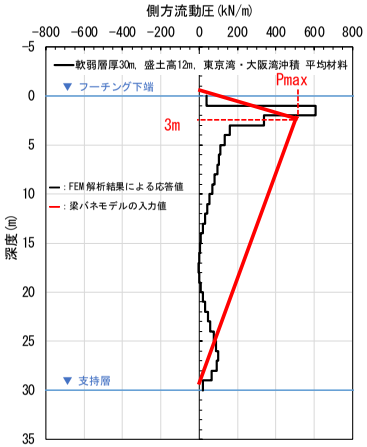
中列杭

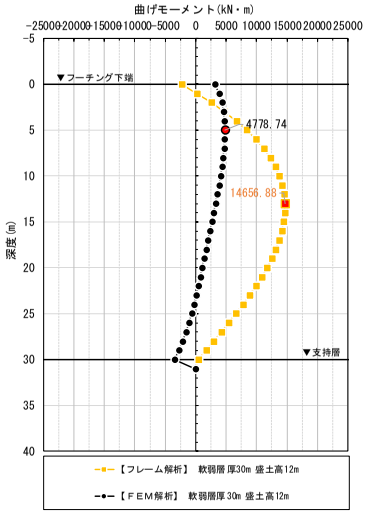


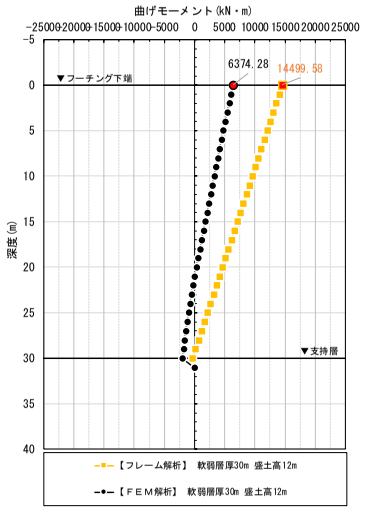
右側（前列）杭

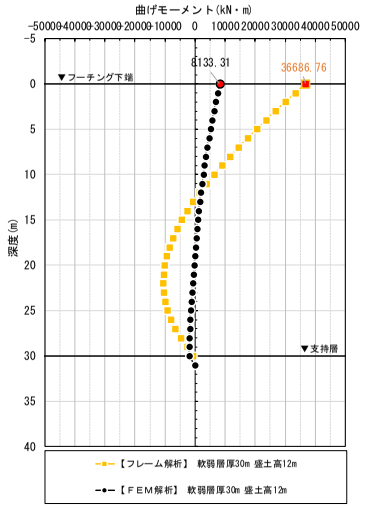


三角形分布（支持層まで）





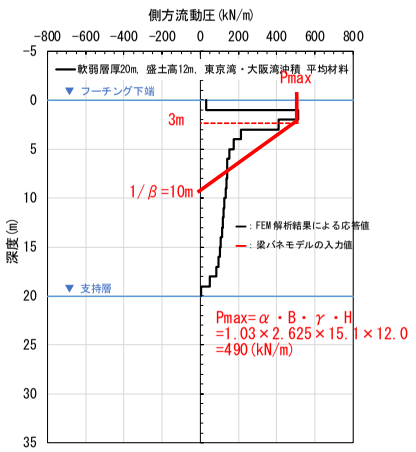




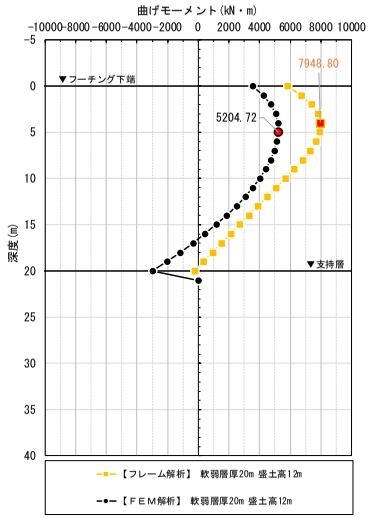
表－8 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.8，軟弱層厚 20m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

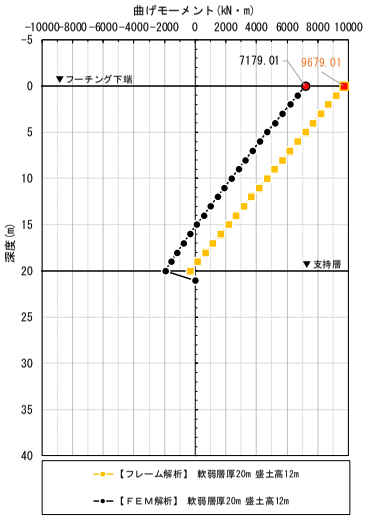
側方流動圧の分布



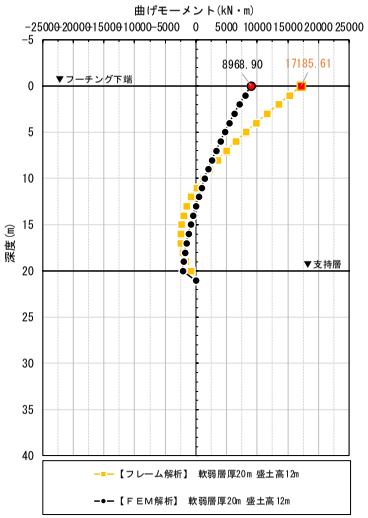
左側(後列)杭



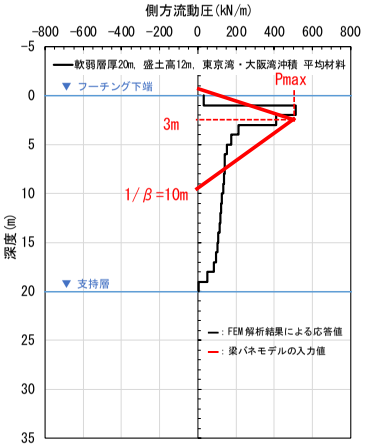
中列杭

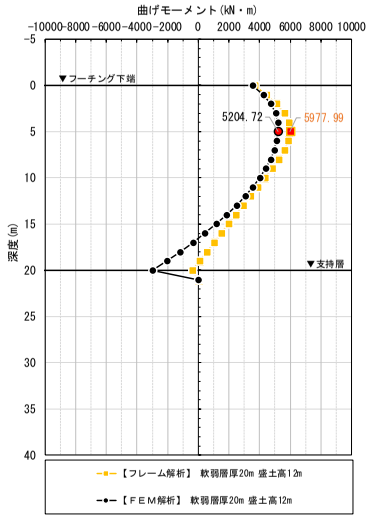


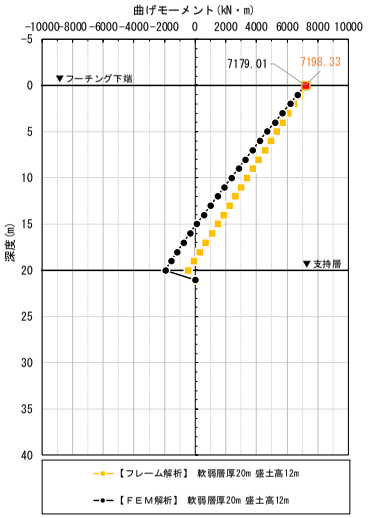
右側(前列)杭

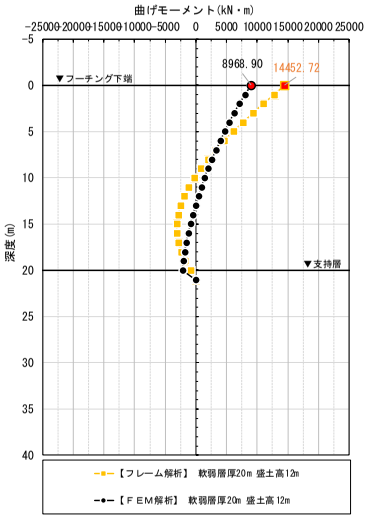


三角形分布





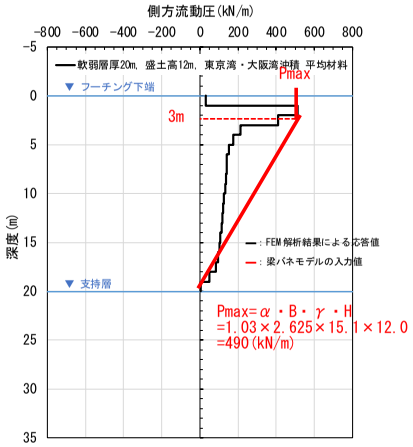




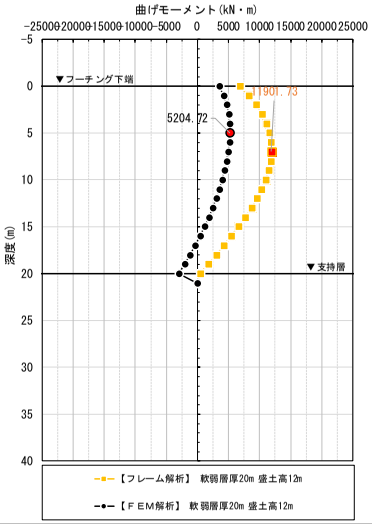
表－8 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.8，軟弱層厚 20m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

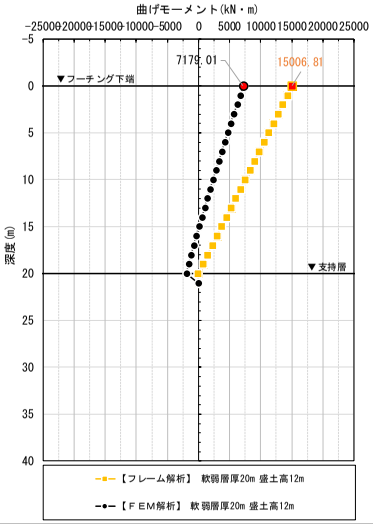
側方流動圧の分布



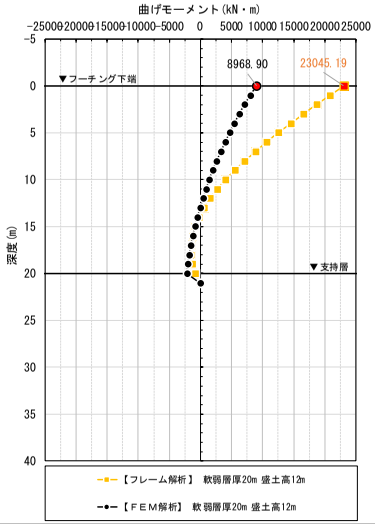
左側(後列)杭



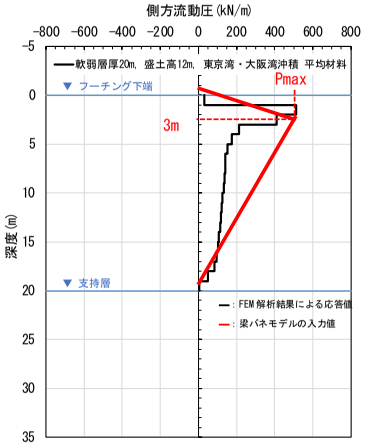
中列杭

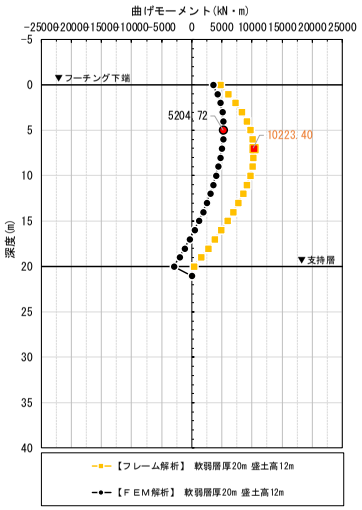


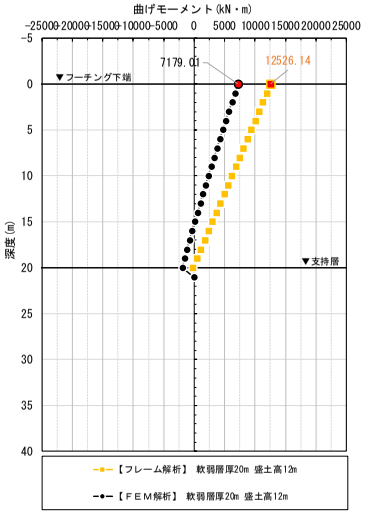
右側(前列)杭

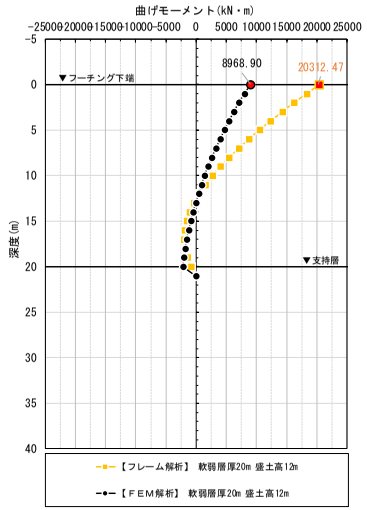


三角形分布（支持層まで）





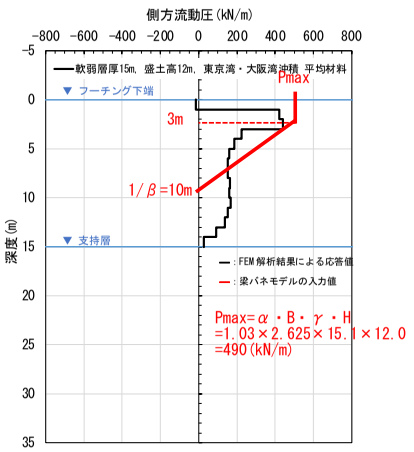




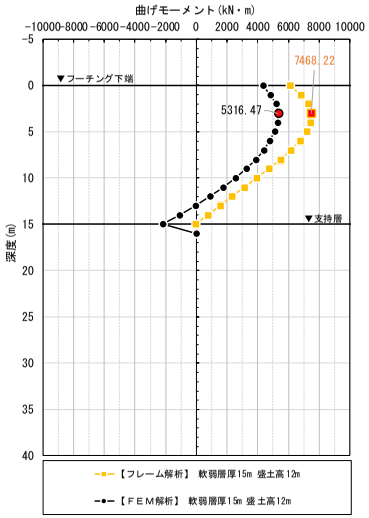
表－9 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.9，軟弱層厚 15m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

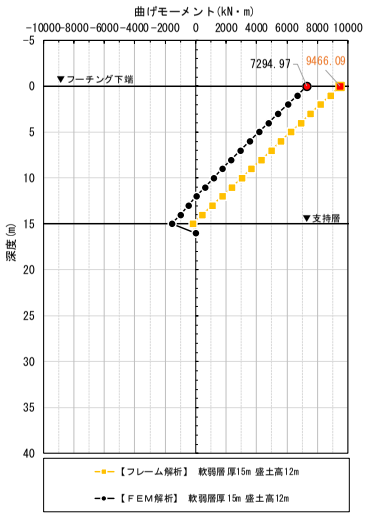
側方流動圧の分布



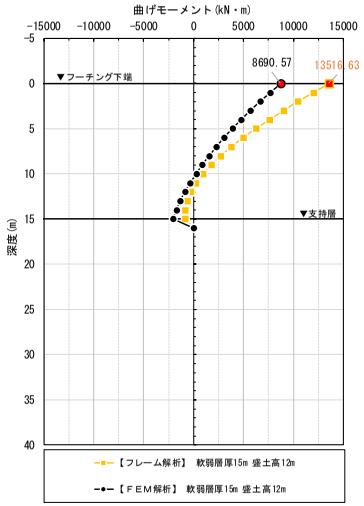
左側（後列）杭



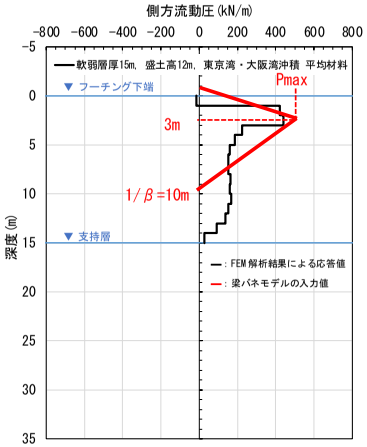
中列杭

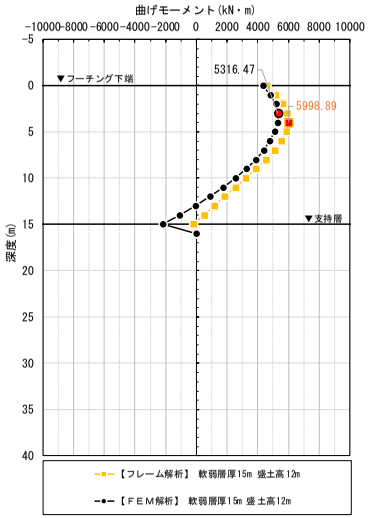


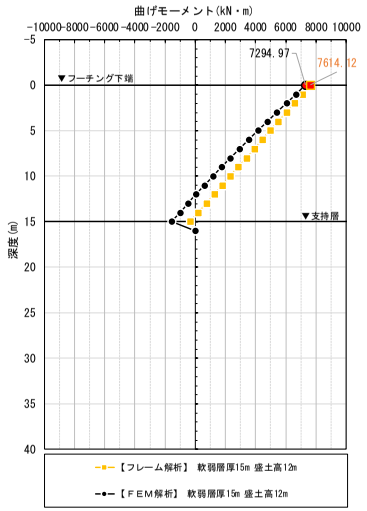
右側（前列）杭

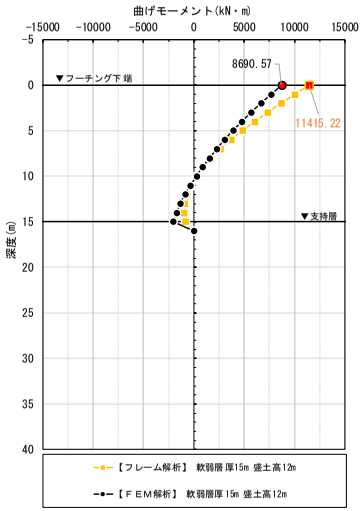


三角形分布





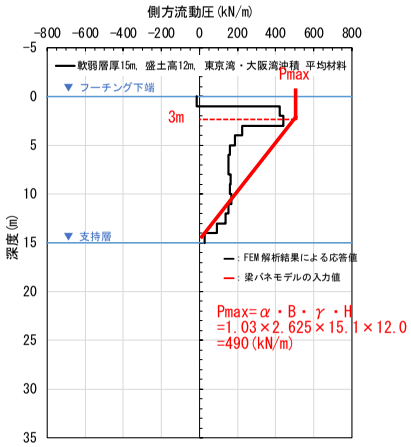




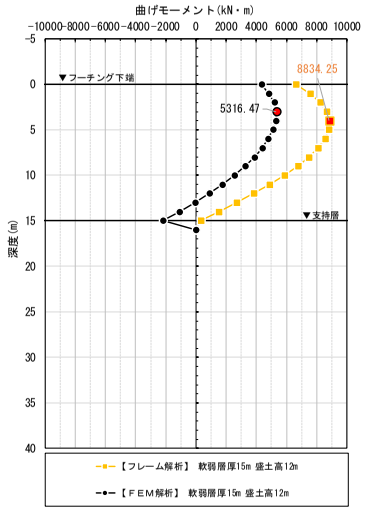
表－9 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.9，軟弱層厚 15m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

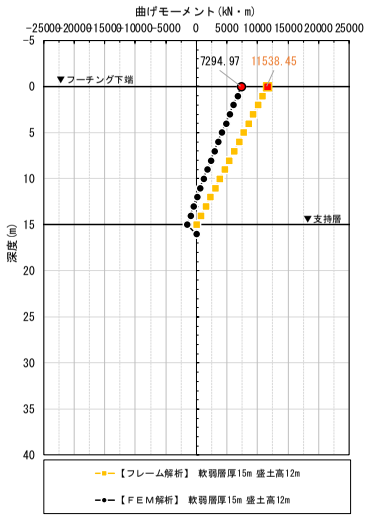
側方流動圧の分布



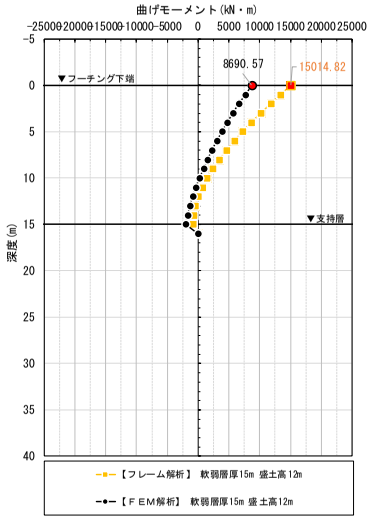
左側(後列)杭



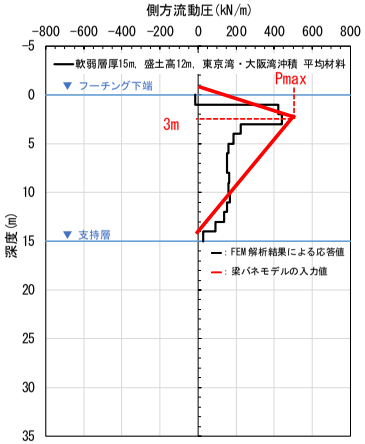
中列杭

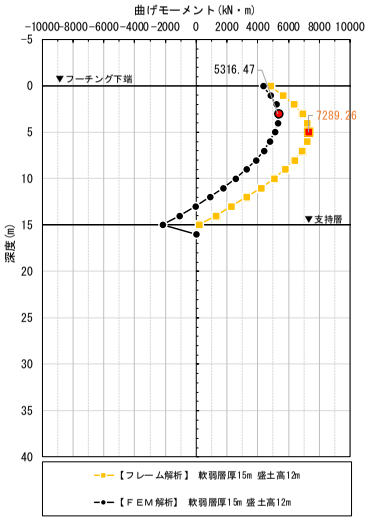


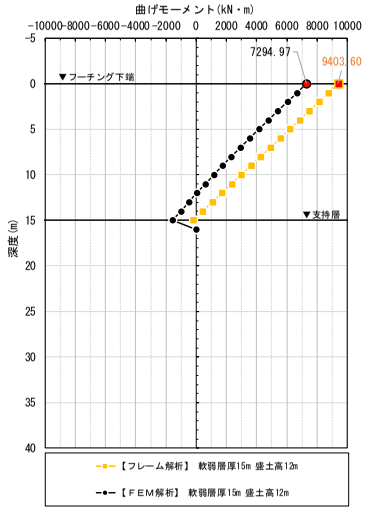
右側(前列)杭

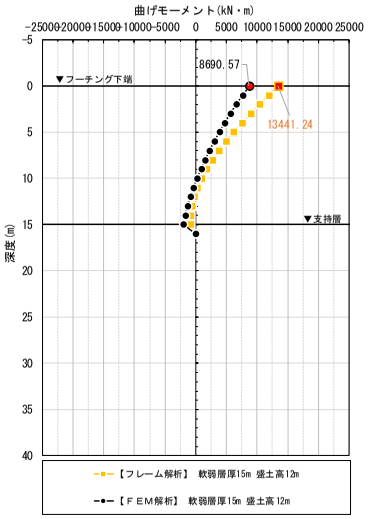


三角形分布（支持層まで）





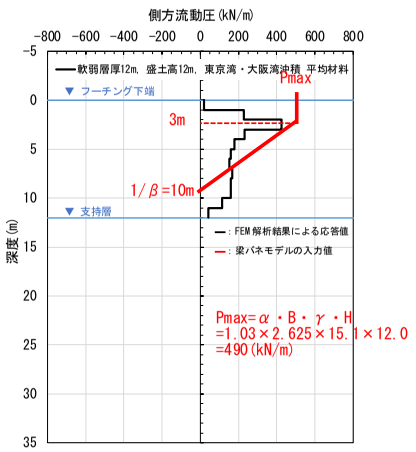




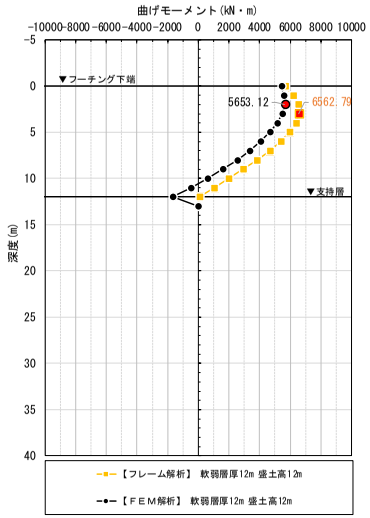
表－10 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.10，軟弱層厚 12m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

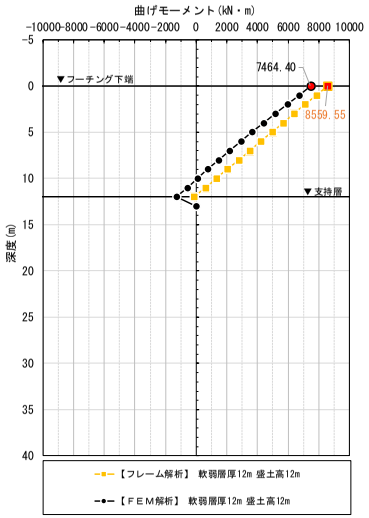
側方流動圧の分布



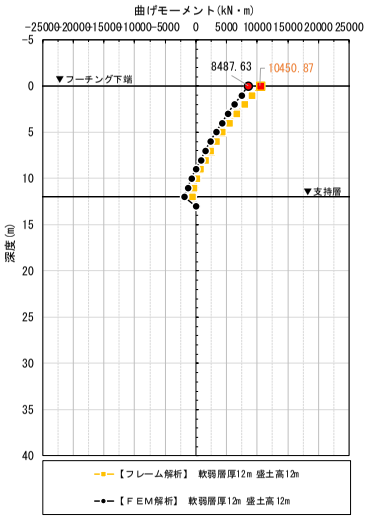
左側(後列)杭



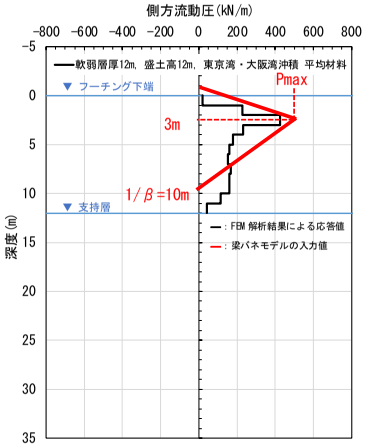
中列杭

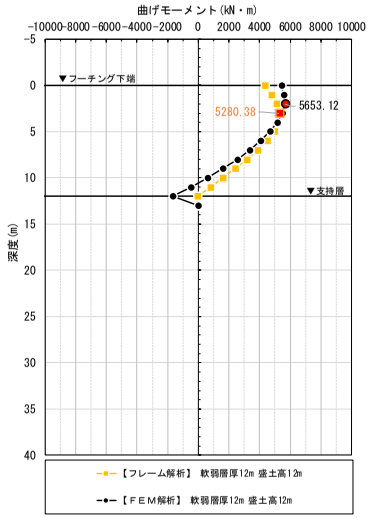


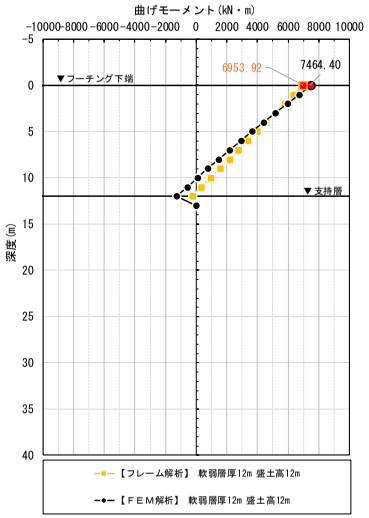
右側(前列)杭

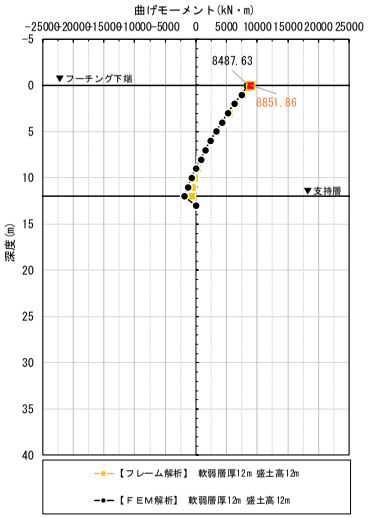


三角形分布





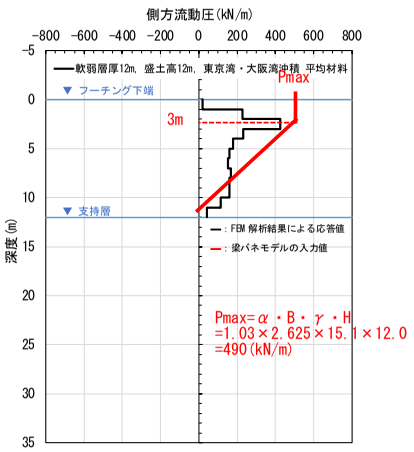




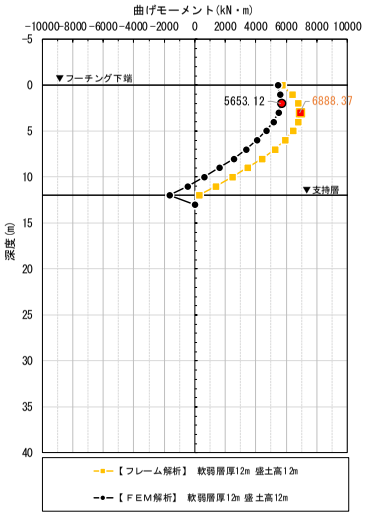
表－10 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.10，軟弱層厚 12m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

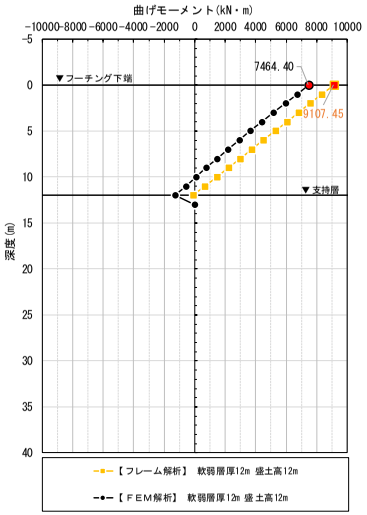
側方流動圧の分布



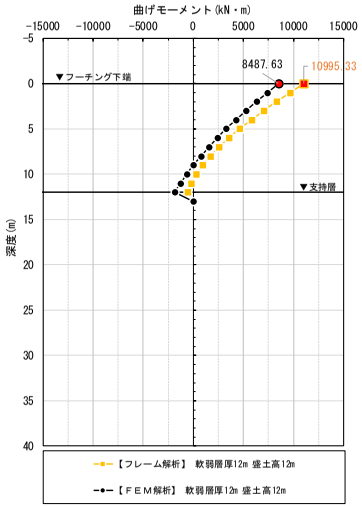
左側（後列）杭



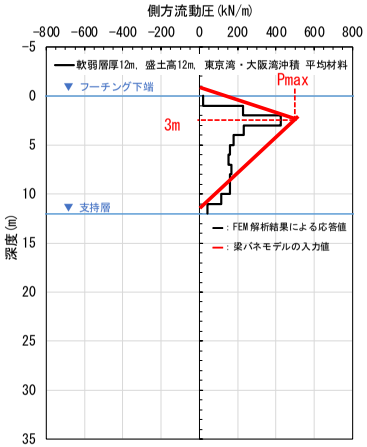
中列杭

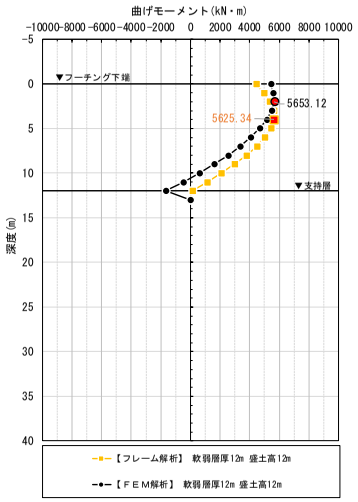


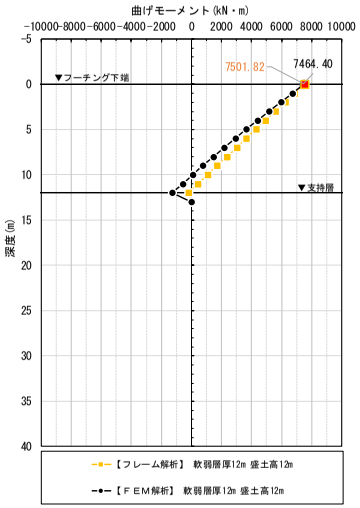
右側（前列）杭

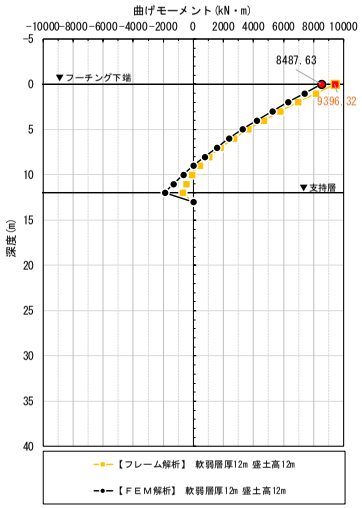


三角形分布（支持層まで）





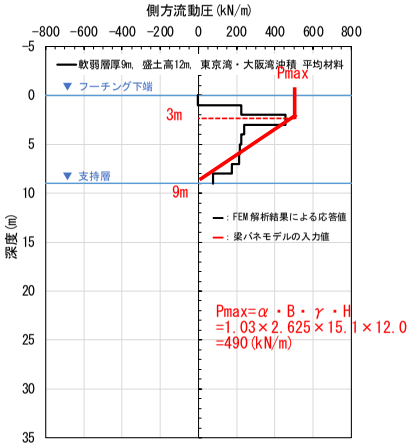




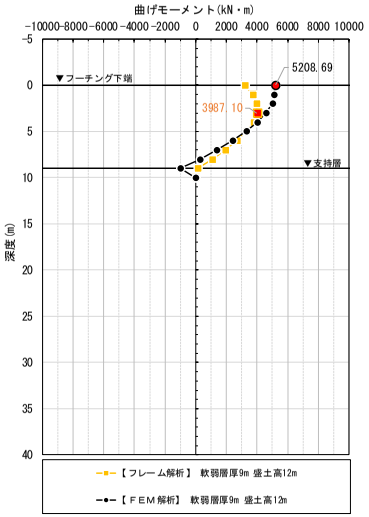
表－11　杭の曲げモーメント分布（No.11，軟弱層厚 9m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

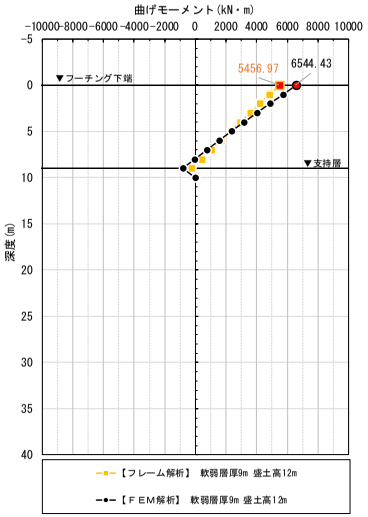
側方流動圧の分布



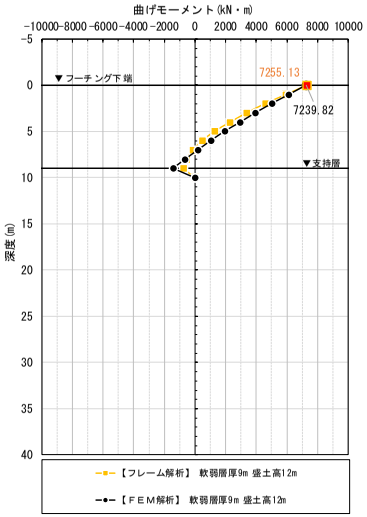
左側（後列）杭



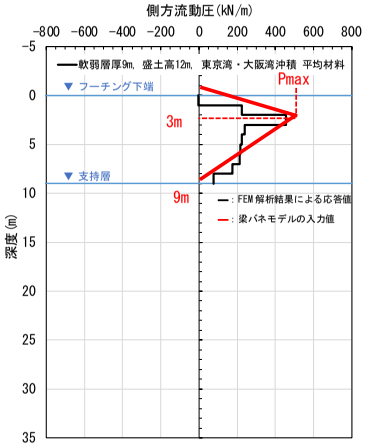
中列杭

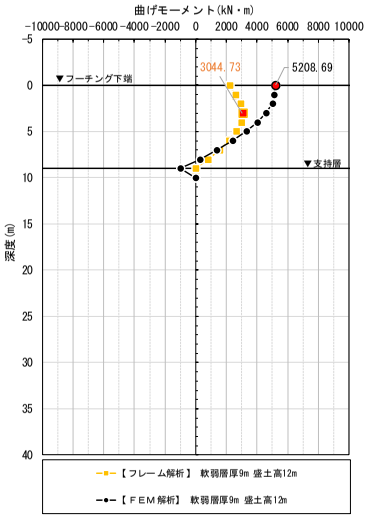


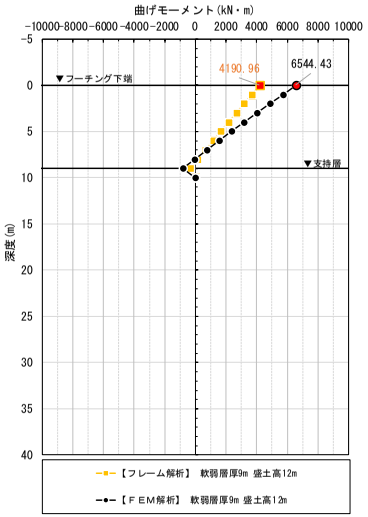
右側（前列）杭

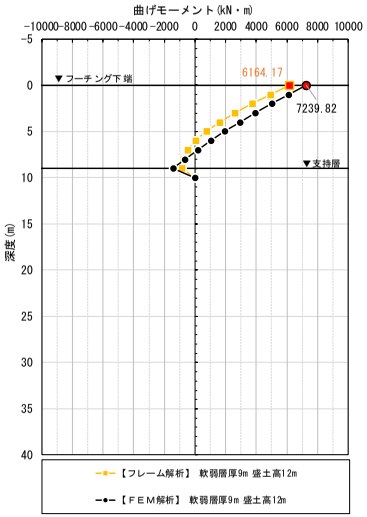


三角形分布





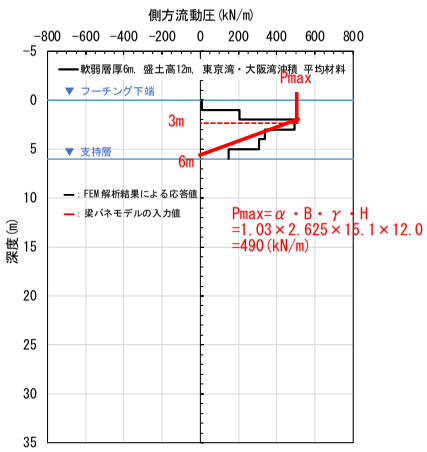




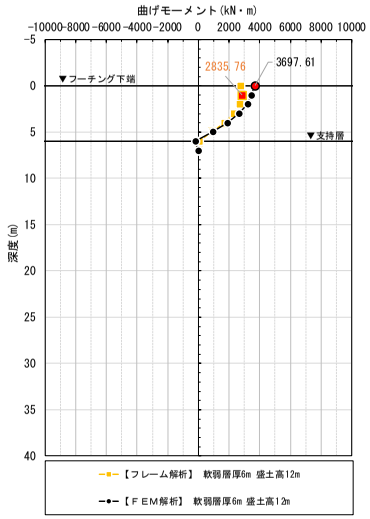
表－12　杭の曲げモーメント分布（No.12，軟弱層厚 6m，盛土高 12m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

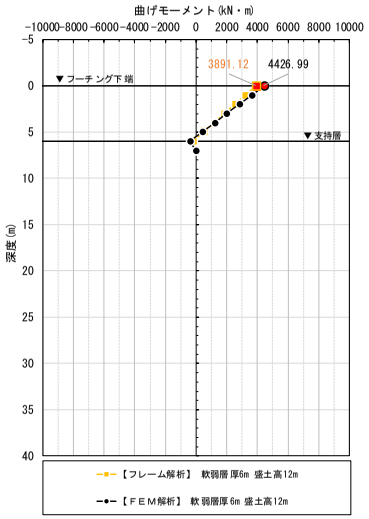
側方流動圧の分布



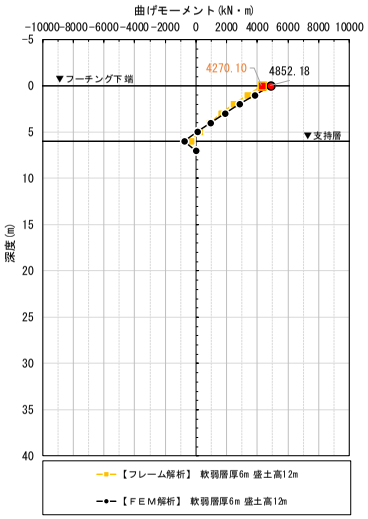
左側(後列)杭



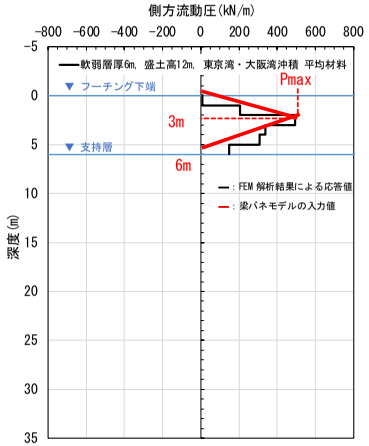
中列杭

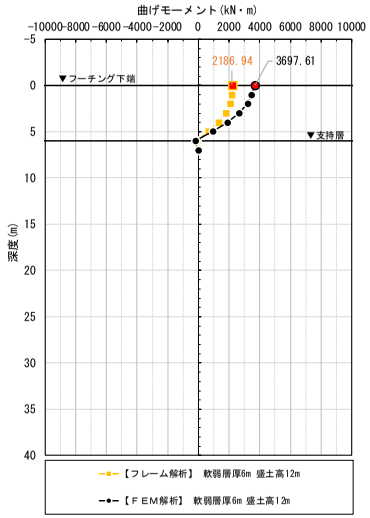


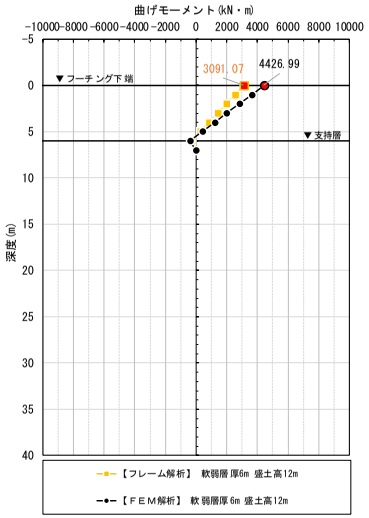
右側(前列)杭

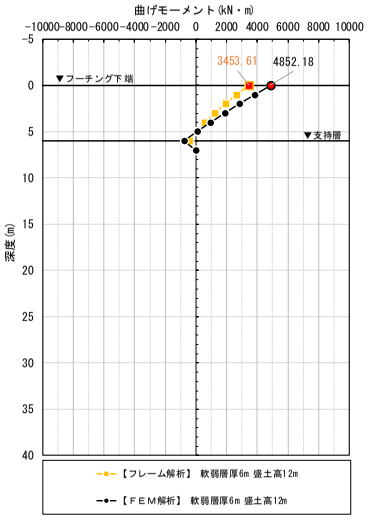


三角形分布





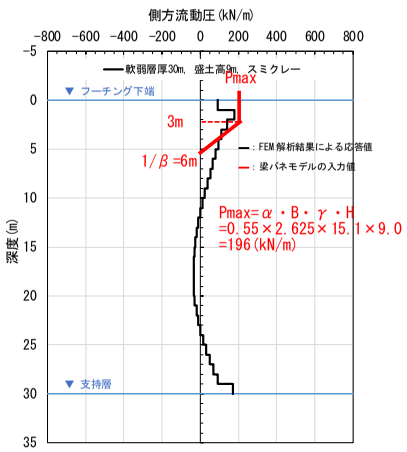




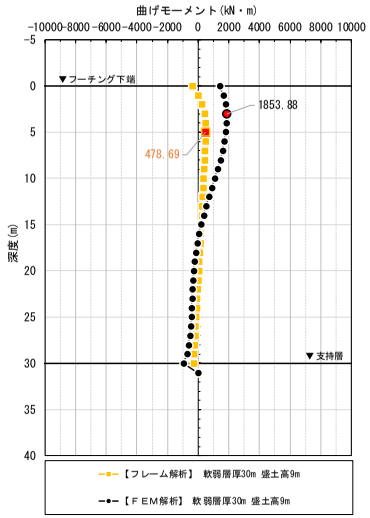
表－13 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.13，軟弱層厚 30m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

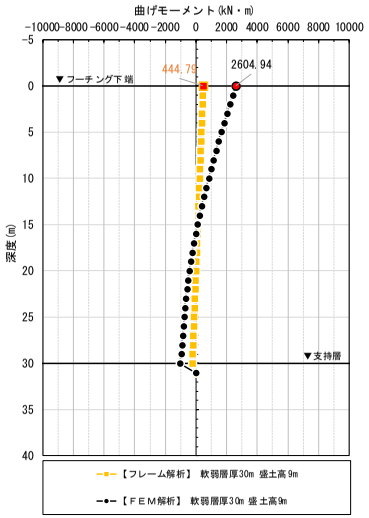
側方流動圧の分布



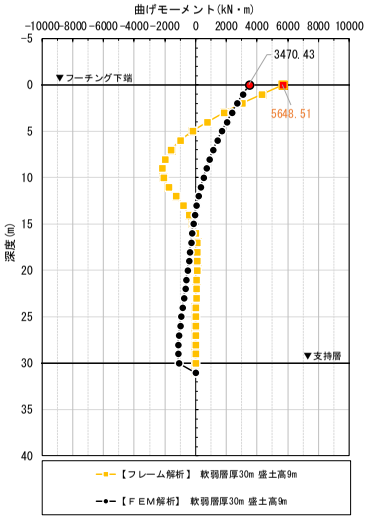
左側（後列）杭



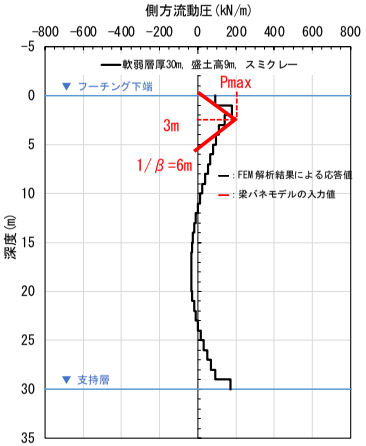
中列杭

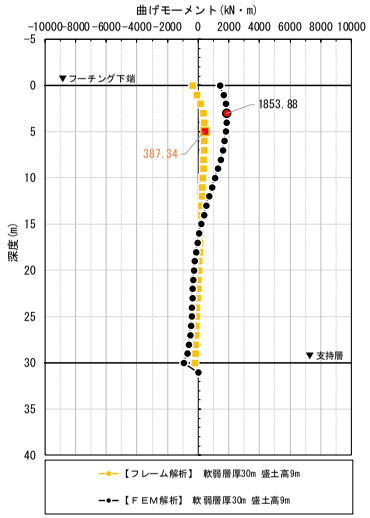


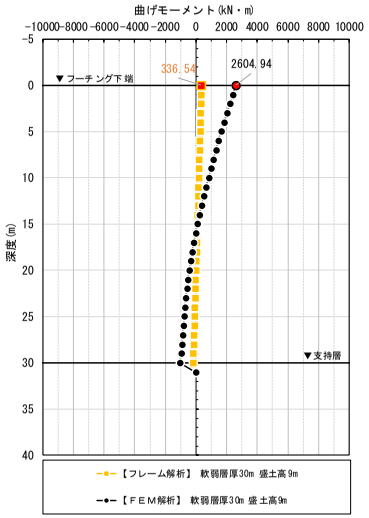
右側（前列）杭

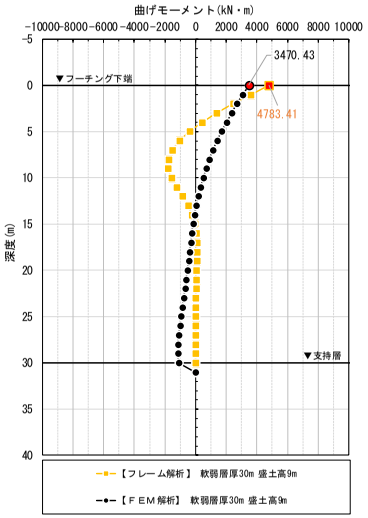


三角形分布





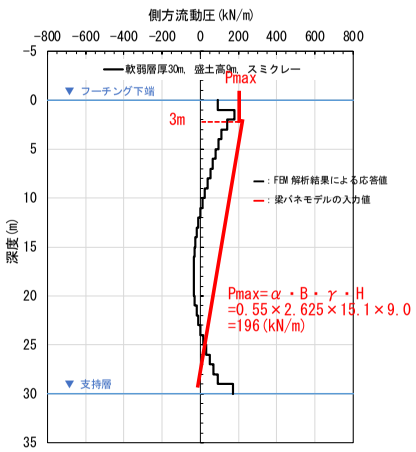




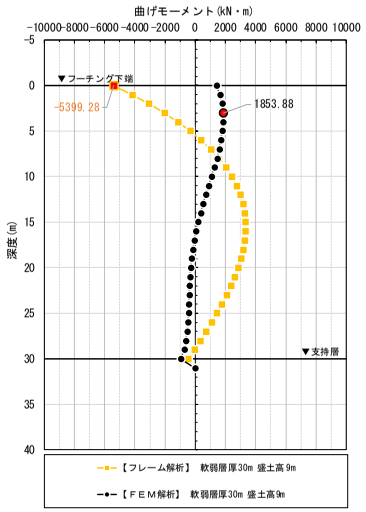
表－13 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.13，軟弱層厚 30m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

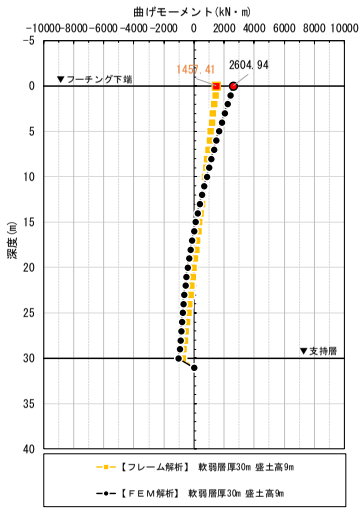
側方流動圧の分布



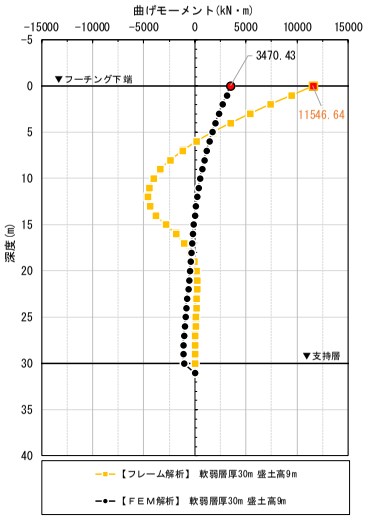
左側(後列)杭



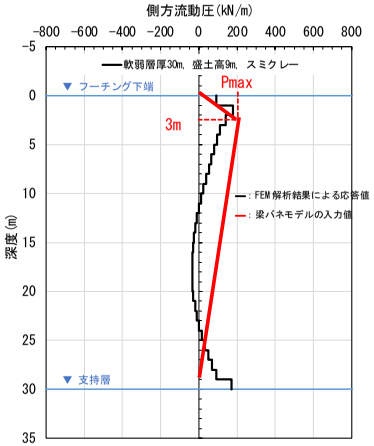
中列杭

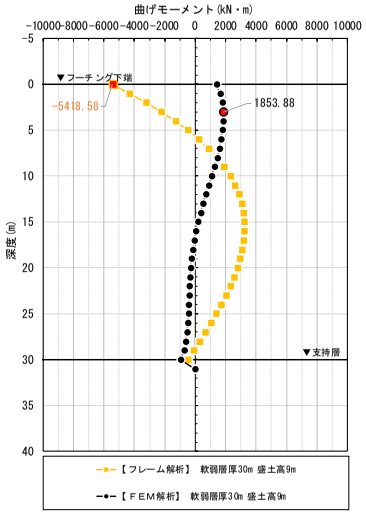


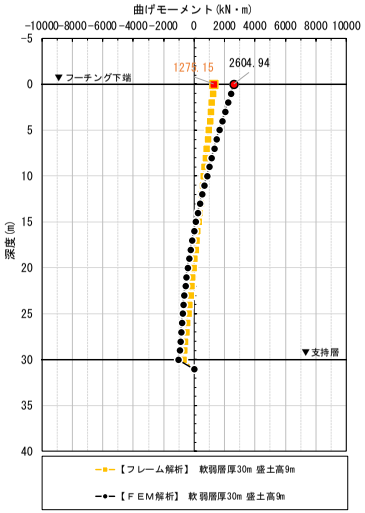
右側(前列)杭

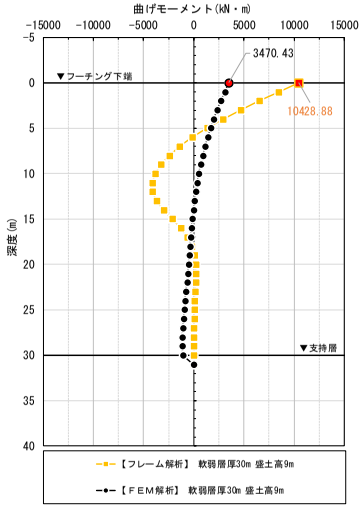


三角形分布（支持層まで）





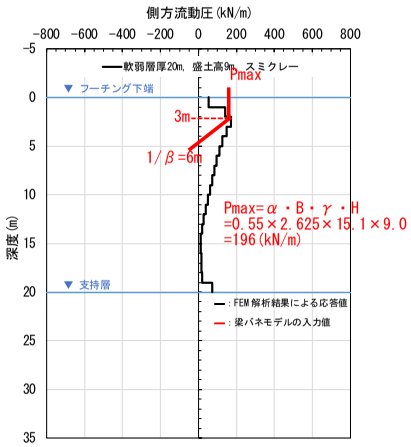




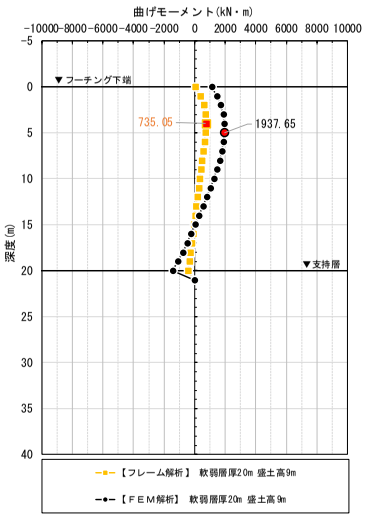
表－14 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.14，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

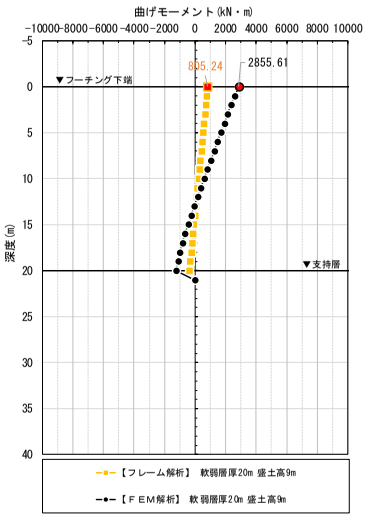
側方流動圧の分布



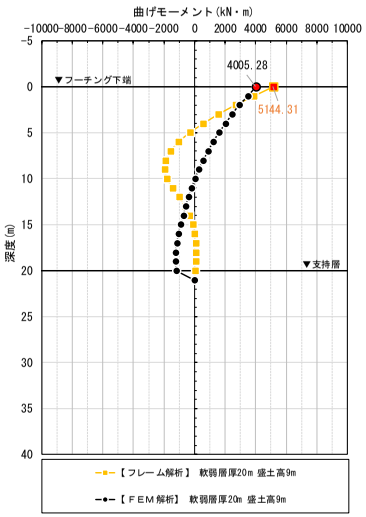
左側（後列）杭



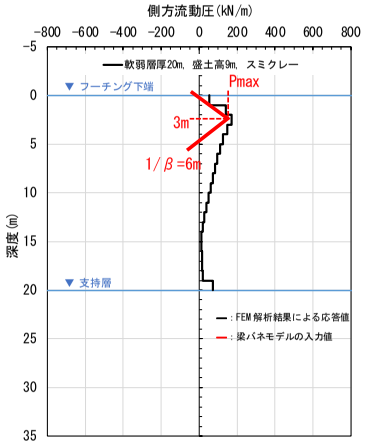
中列杭

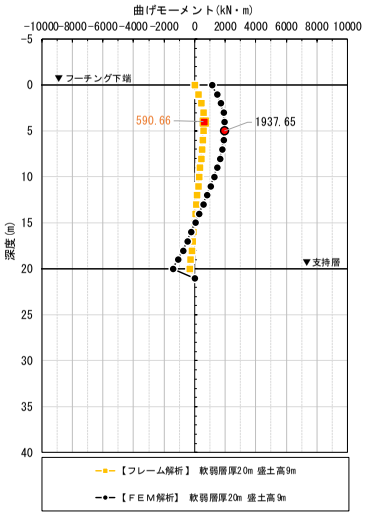


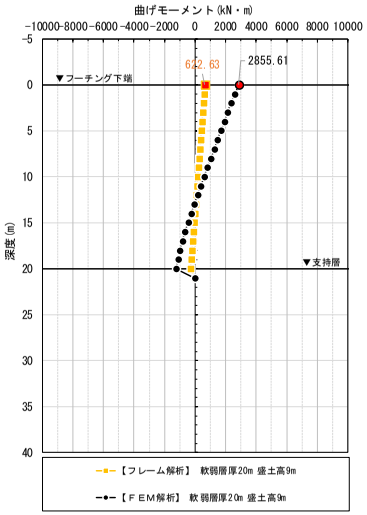
右側（前列）杭

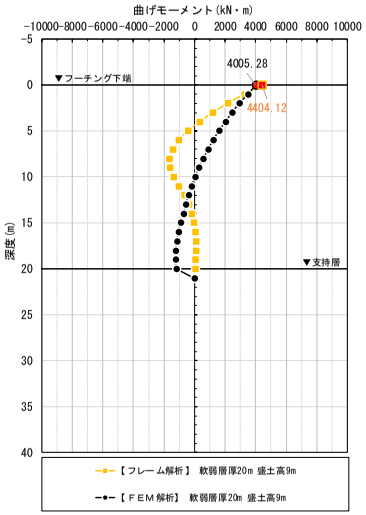


三角形分布





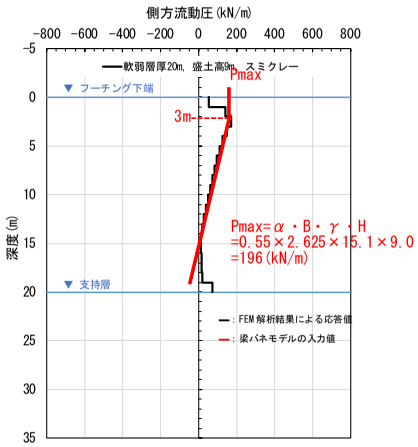




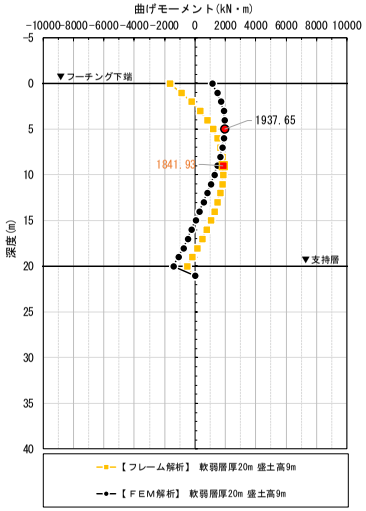
表－14 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.14，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

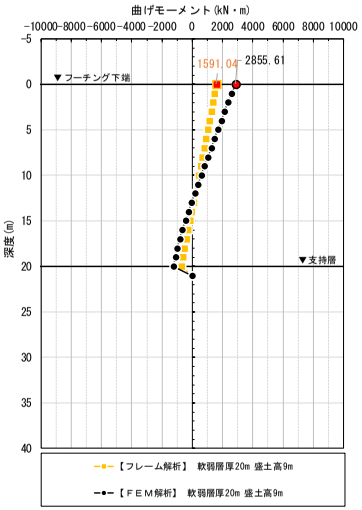
側方流動圧の分布



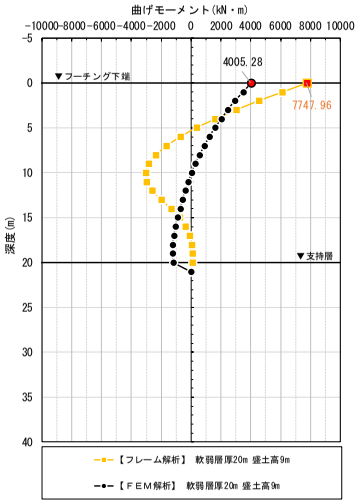
左側（後列）杭



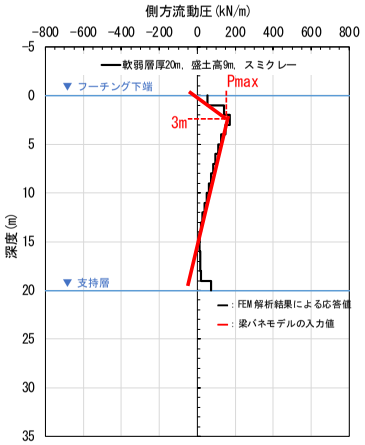
中列杭

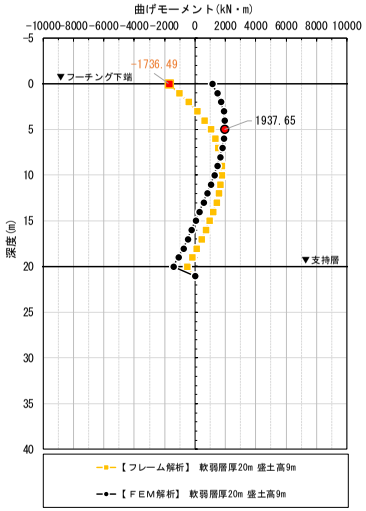


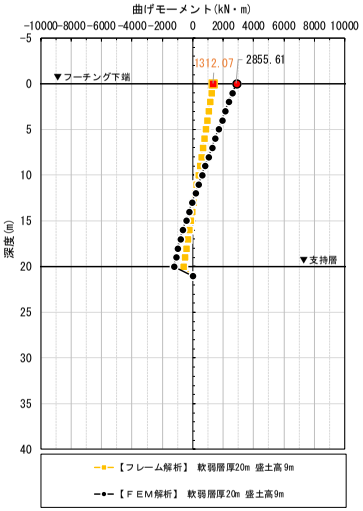
右側（前列）杭

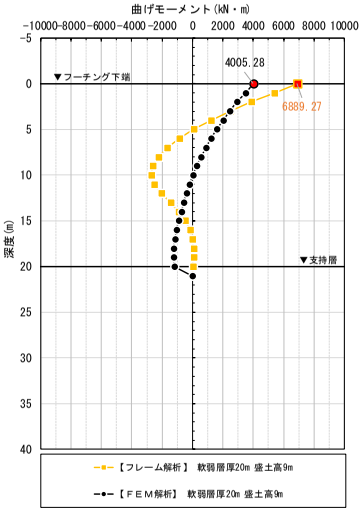


三角形分布（支持層まで）





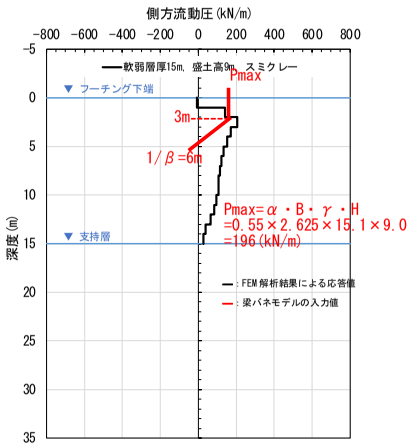




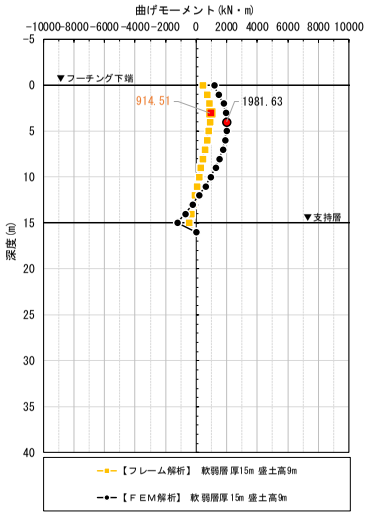
表－15 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.15，軟弱層厚 15m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

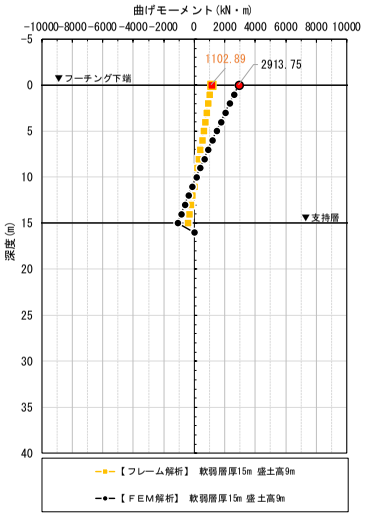
側方流動圧の分布



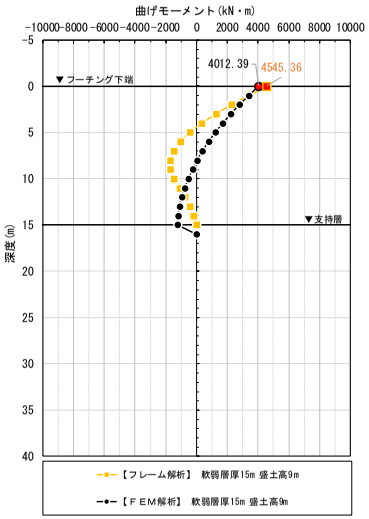
左側(後列)杭



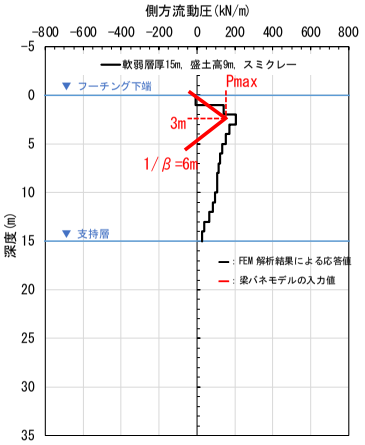
中列杭

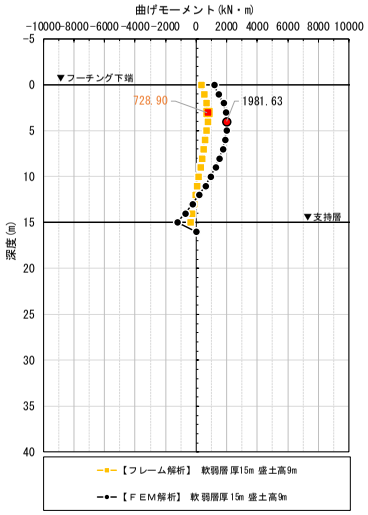


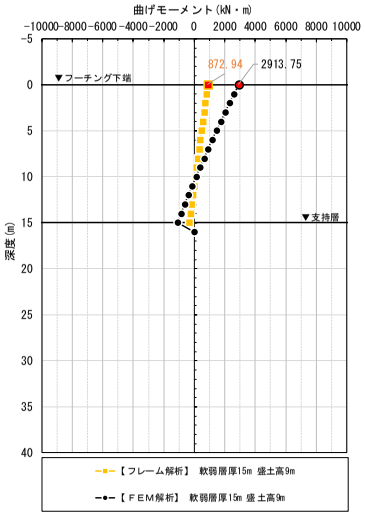
右側(前列)杭

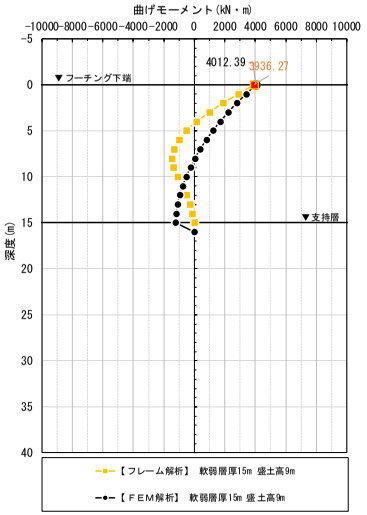


三角形分布





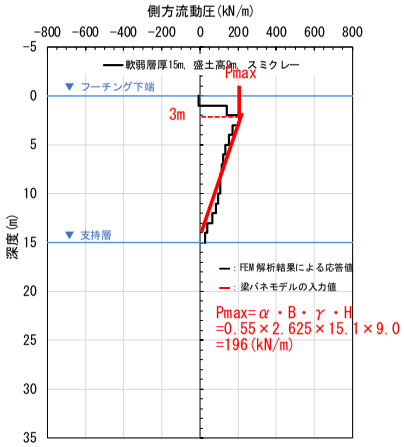




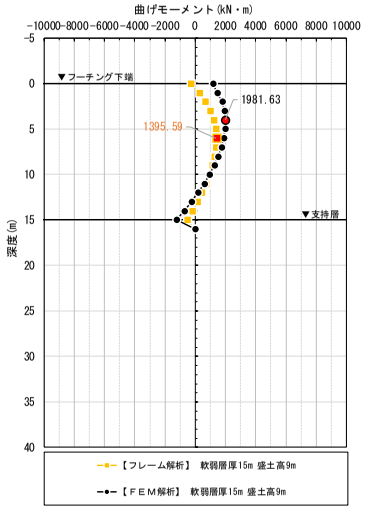
表－15 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.15，軟弱層厚 15m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

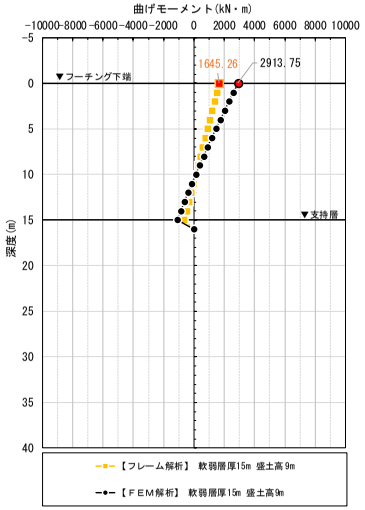
側方流動圧の分布



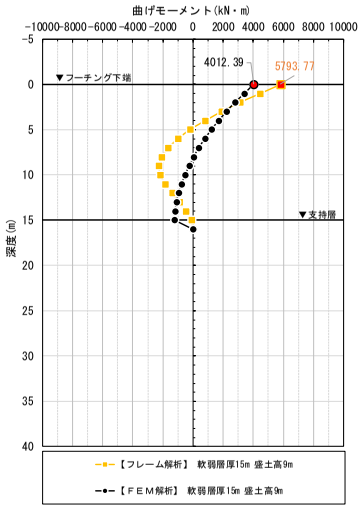
左側(後列)杭



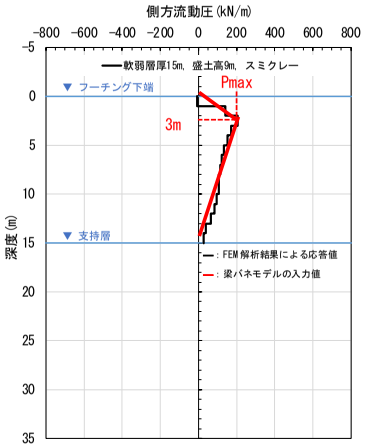
中列杭

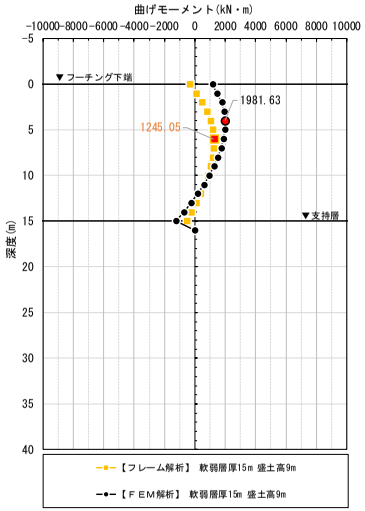


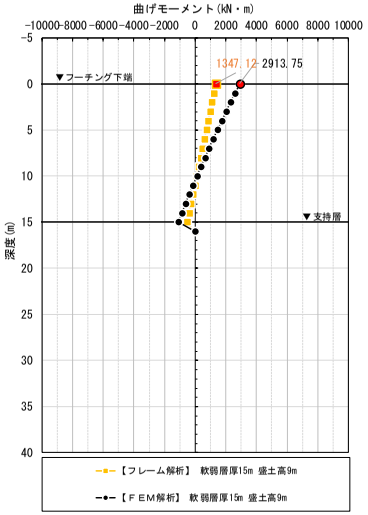
右側(前列)杭

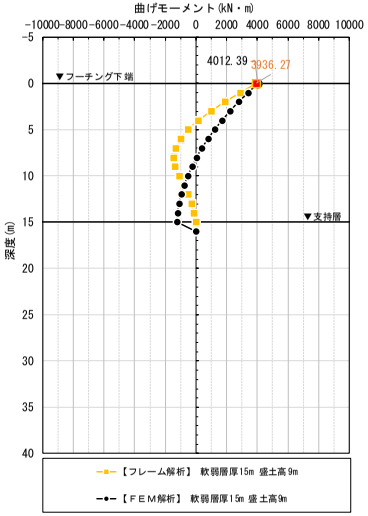


三角形分布（支持層まで）





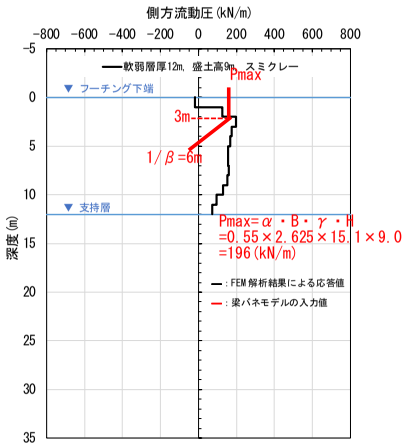




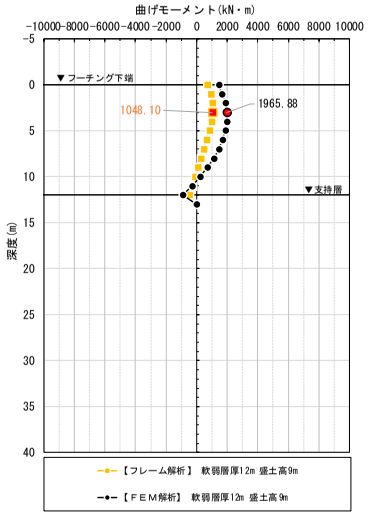
表－16 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.16，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

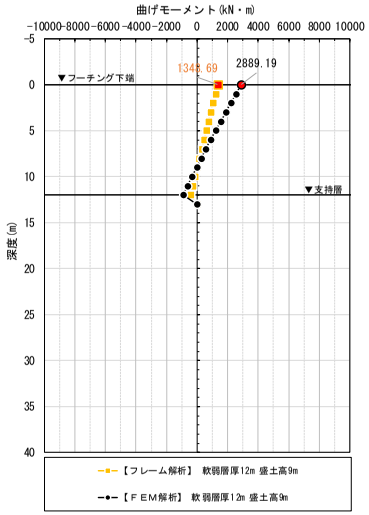
側方流動圧の分布



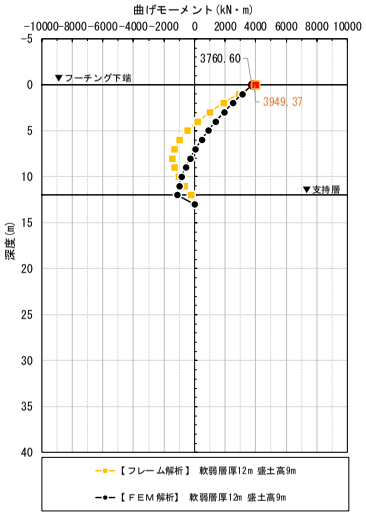
左側（後列）杭



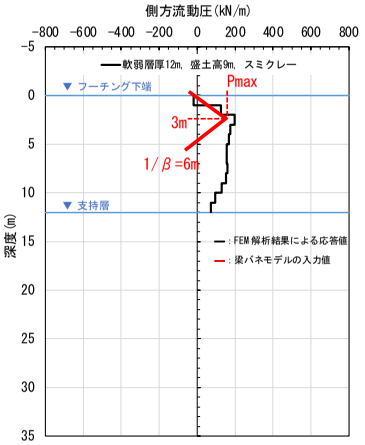
中列杭

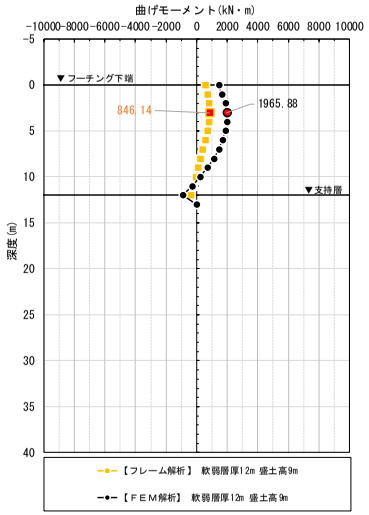


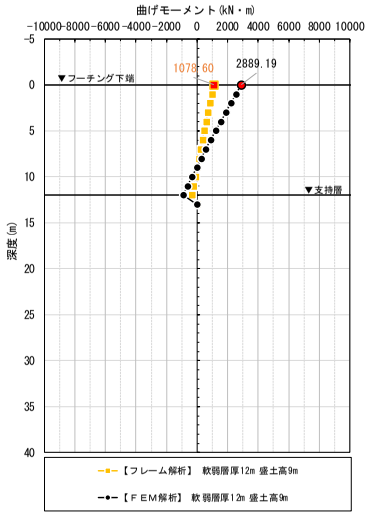
右側（前列）杭

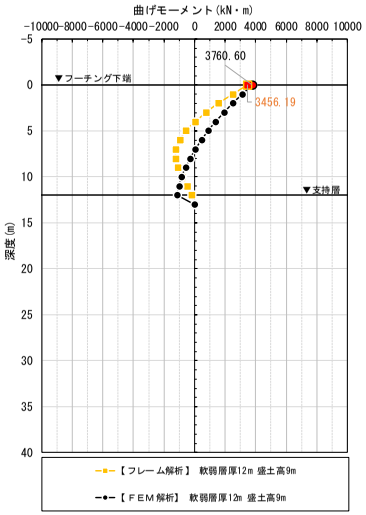


三角形分布





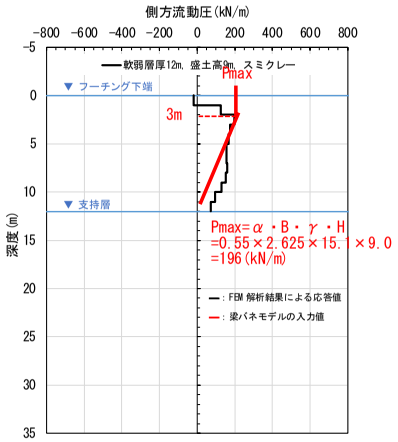




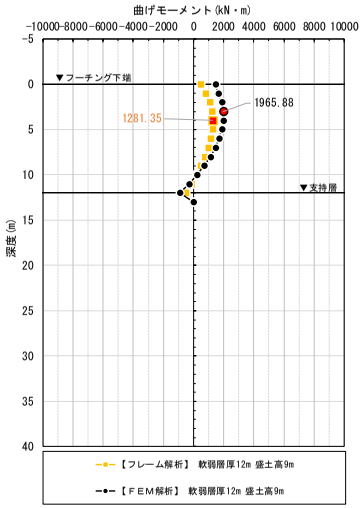
表－16 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.16，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

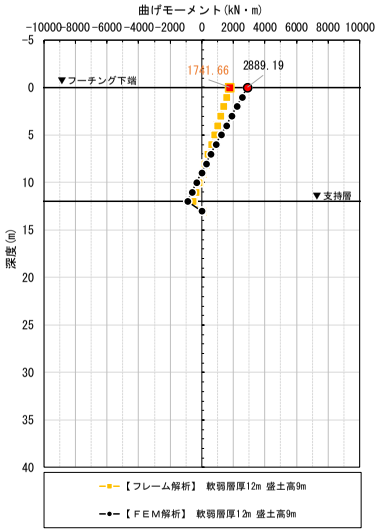
側方流動圧の分布



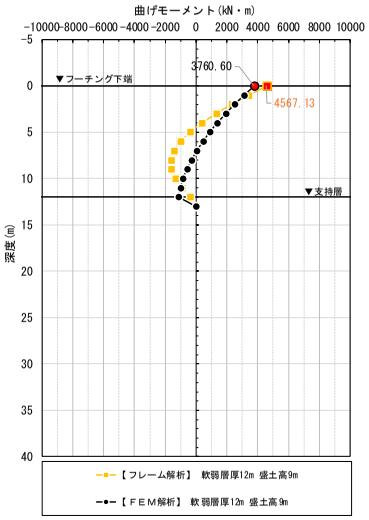
左側(後列)杭



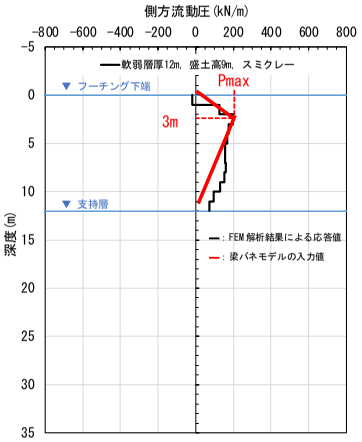
中列杭

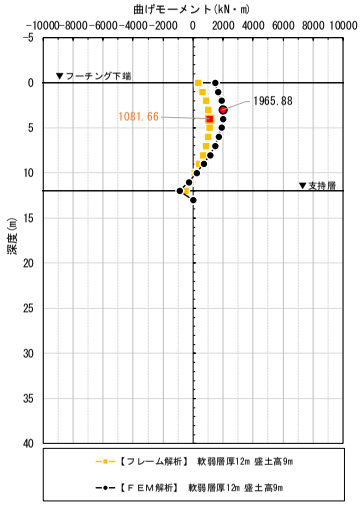


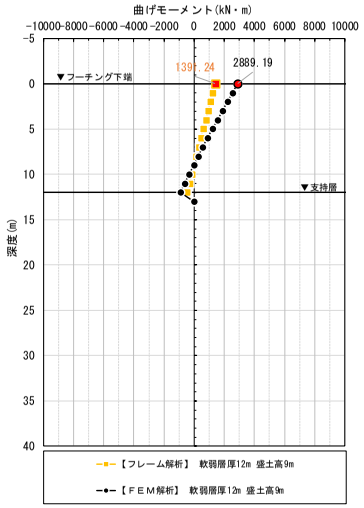
右側(前列)杭

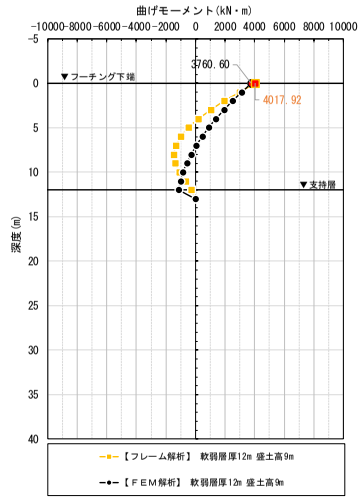


三角形分布（支持層まで）





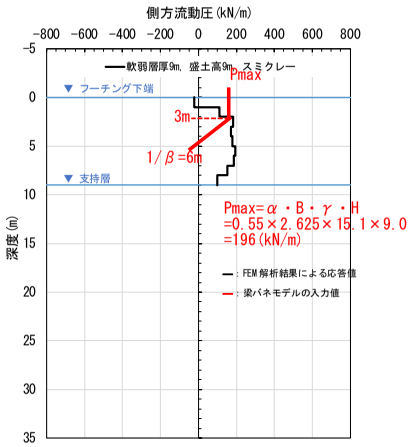




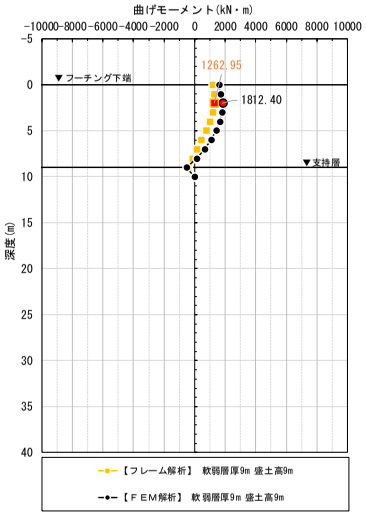
表－17(1)　杭の曲げモーメント分布（No.17，軟弱層厚 9m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

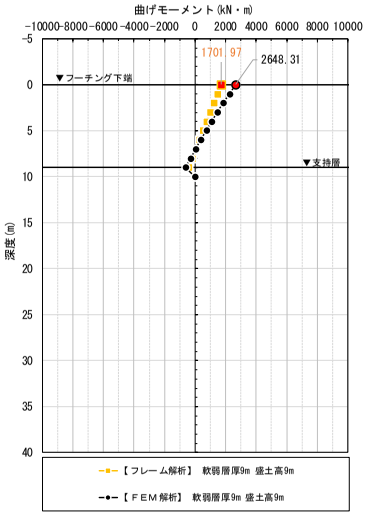
側方流動圧の分布



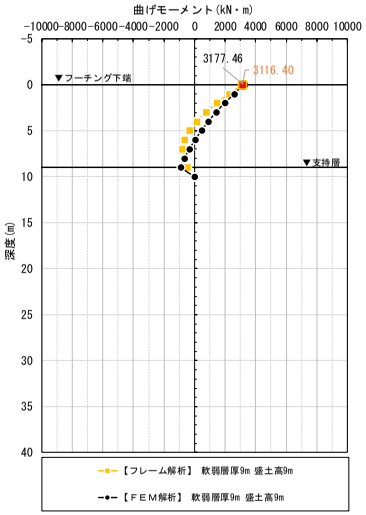
左側（後列）杭



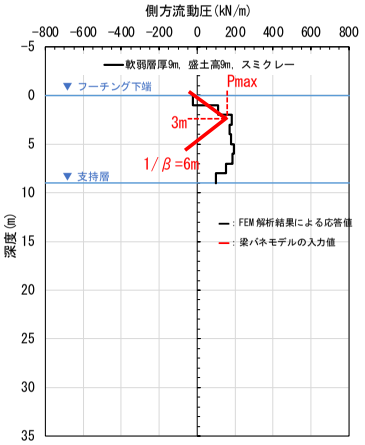
中列杭

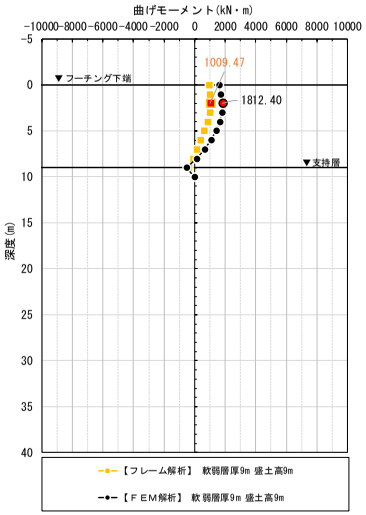


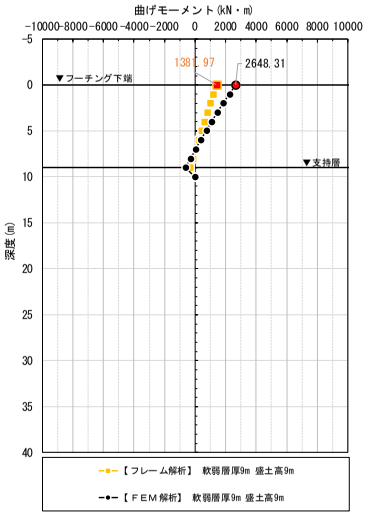
右側（前列）杭

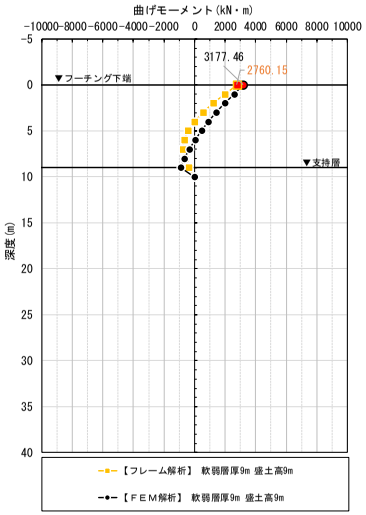


三角形分布





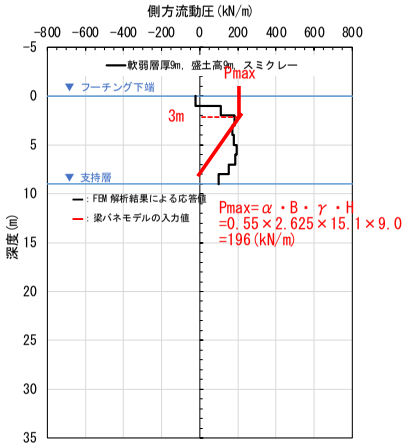




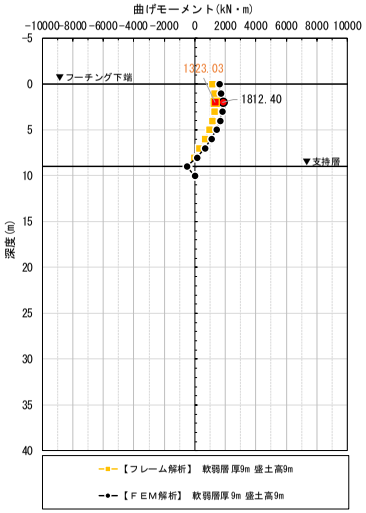
表－17(2)　杭の曲げモーメント分布（No.17，軟弱層厚 9m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

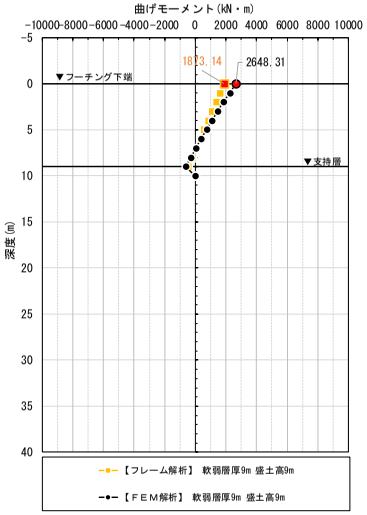
側方流動圧の分布



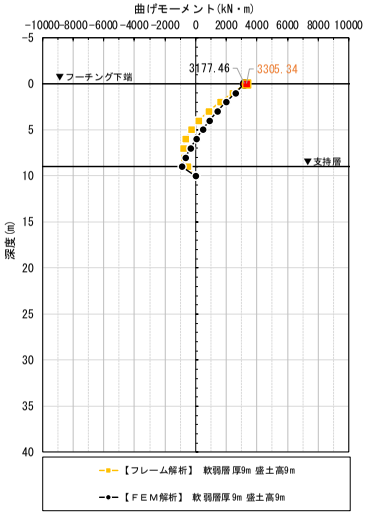
左側（後列）杭



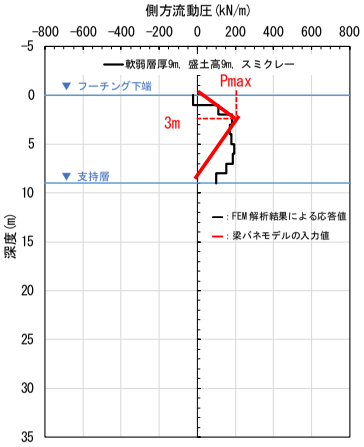
中列杭

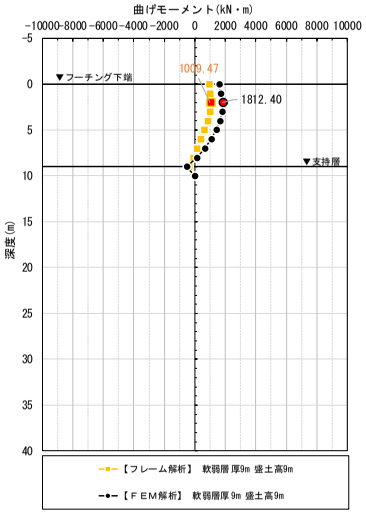


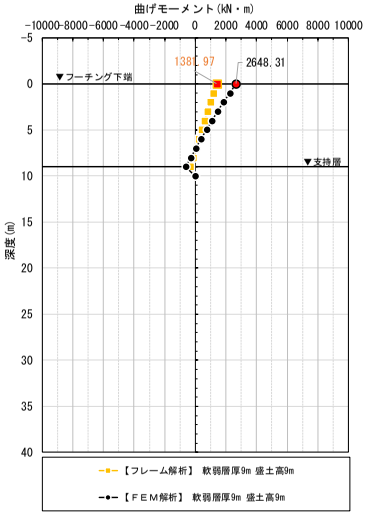
右側（前列）杭

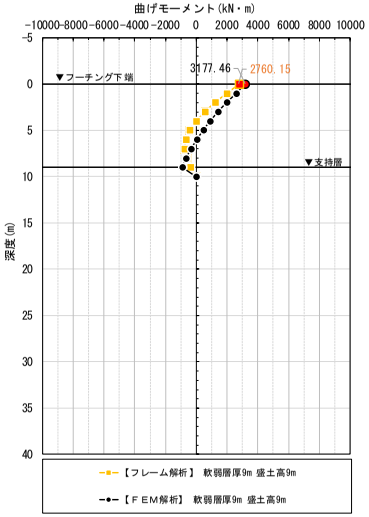


三角形分布（支持層まで）





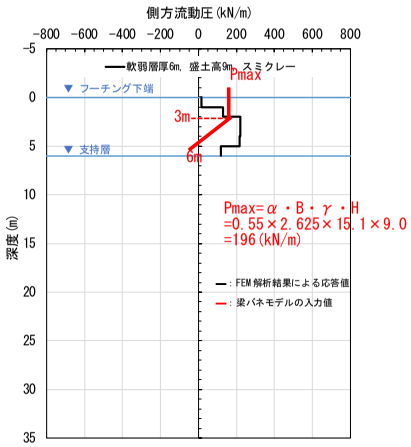




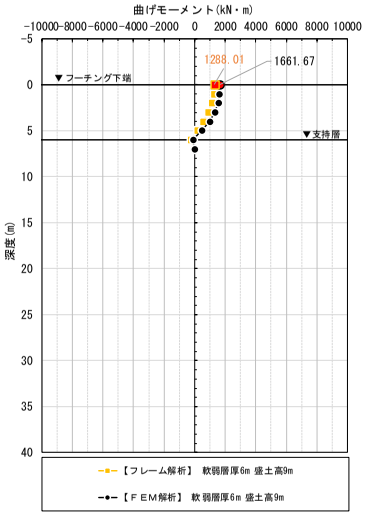
表－18　杭の曲げモーメント分布（No.18，軟弱層厚 6m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

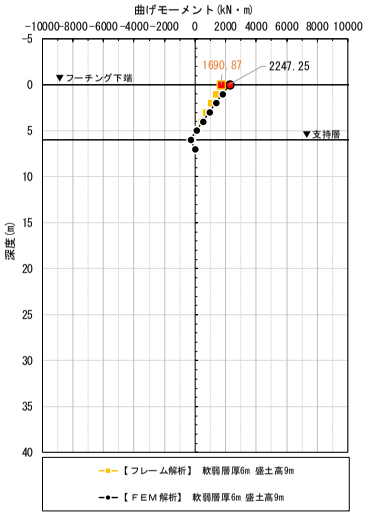
側方流動圧の分布



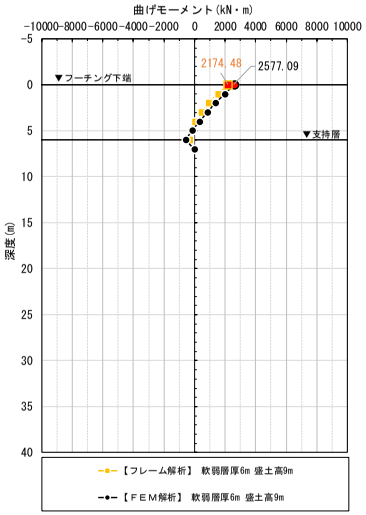
左側（後列）杭



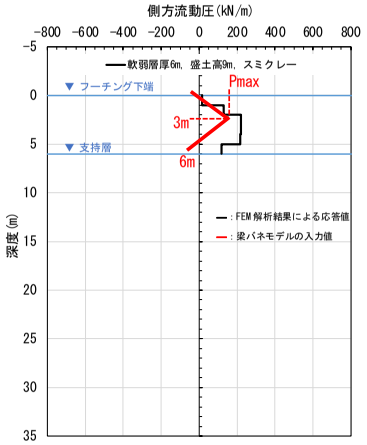
中列杭

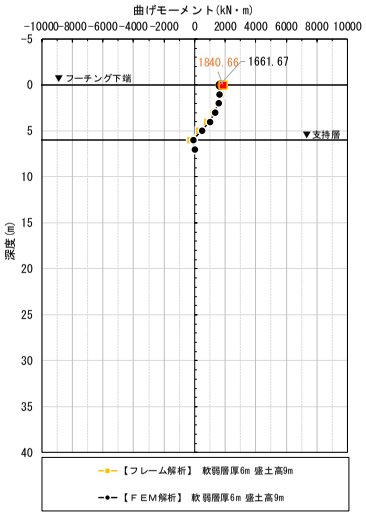


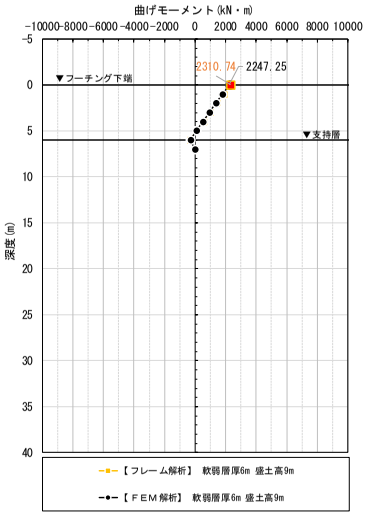
右側（前列）杭

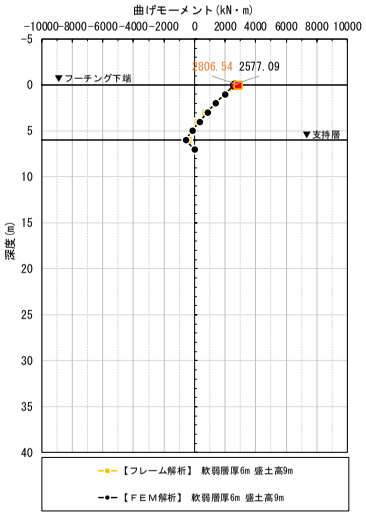


三角形分布





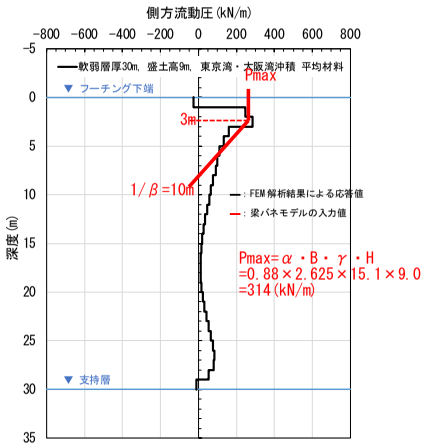




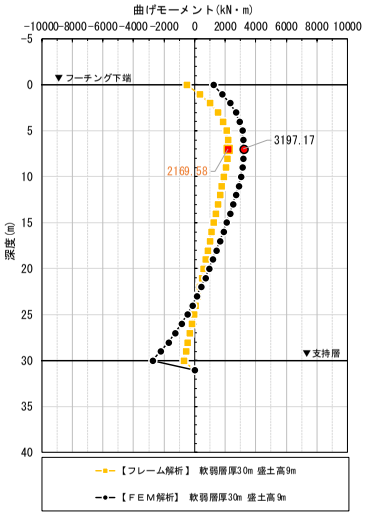
表－19(1)　杭の曲げモーメント分布（No.19，軟弱層厚 30m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

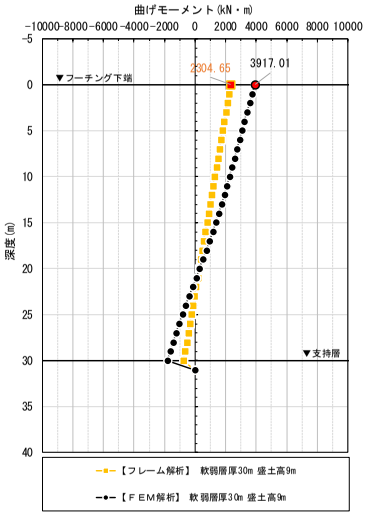
側方流動圧の分布



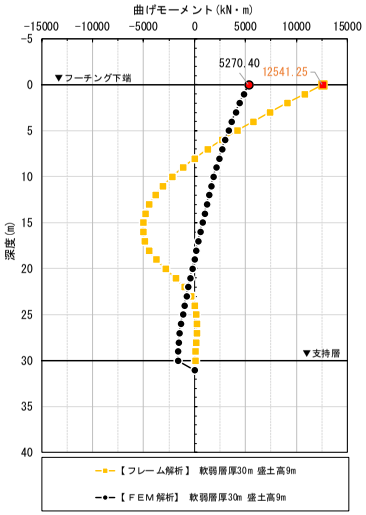
左側（後列）杭



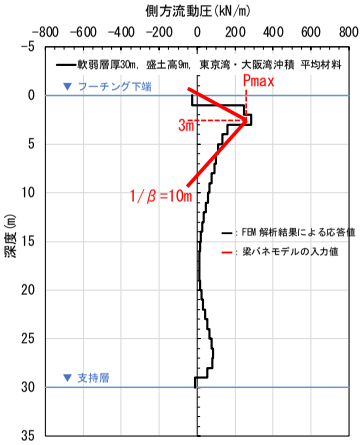
中列杭

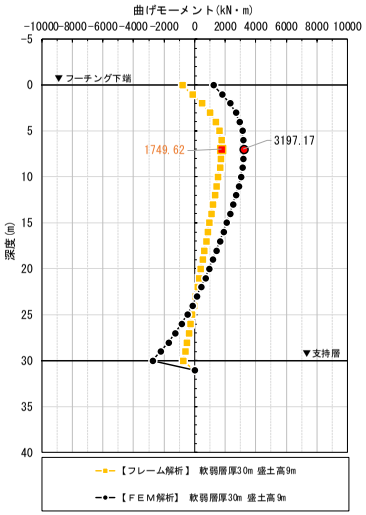


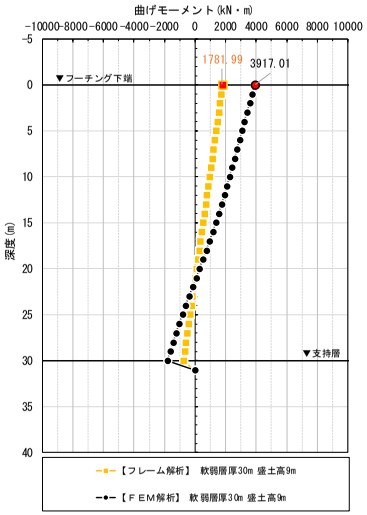
右側（前列）杭

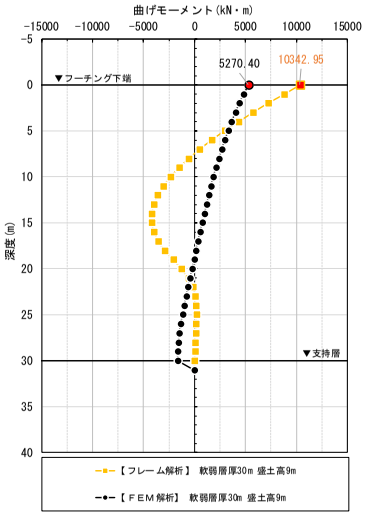


三角形分布





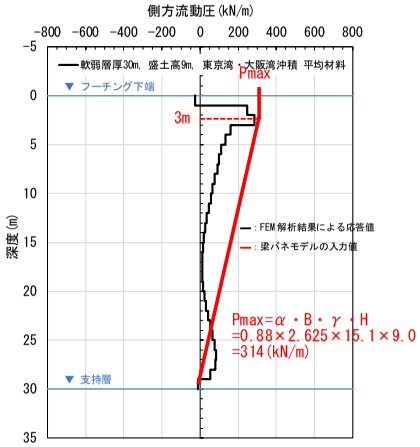




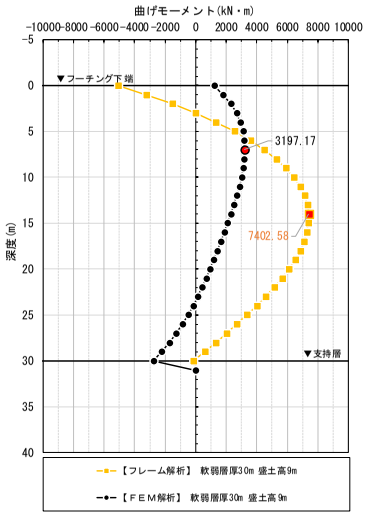
表－19(2)　杭の曲げモーメント分布（No.19，軟弱層厚 30m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

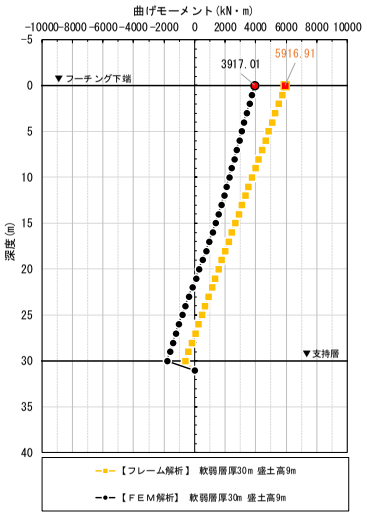
側方流動圧の分布



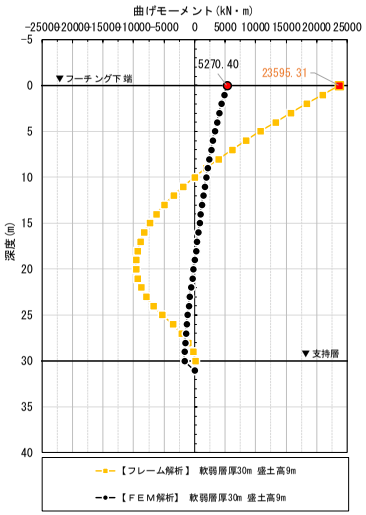
左側（後列）杭



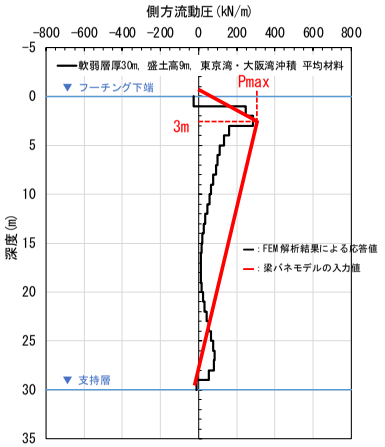
中列杭

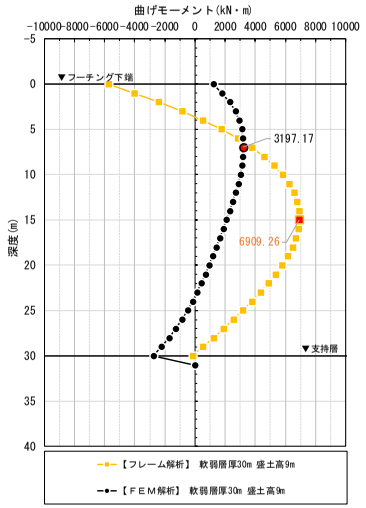


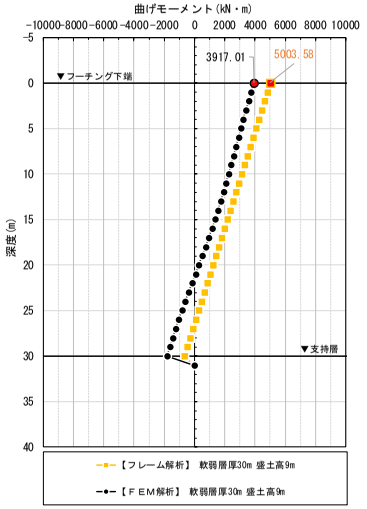
右側（前列）杭

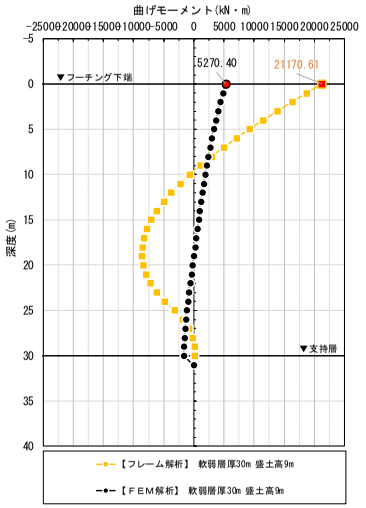


三角形分布（支持層まで）





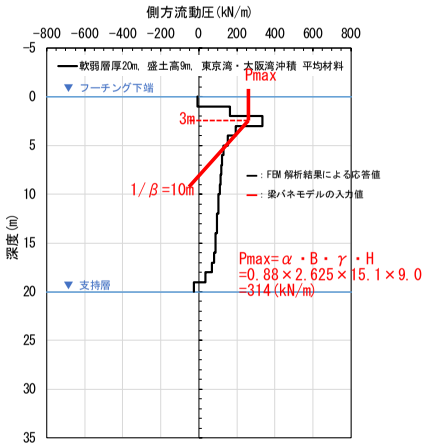




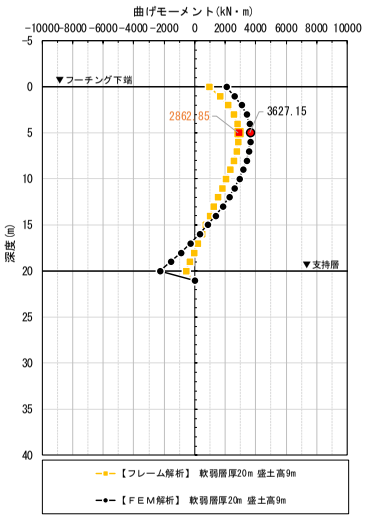
表－20(1)　杭の曲げモーメント分布（No.20，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

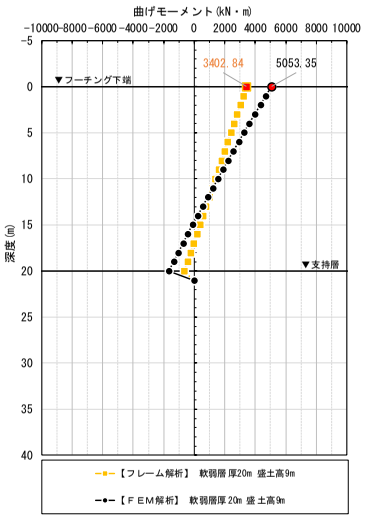
側方流動圧の分布



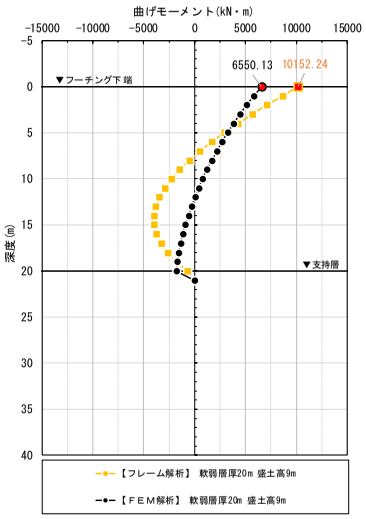
左側（後列）杭



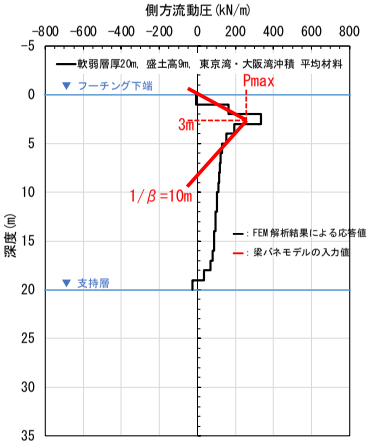
中列杭

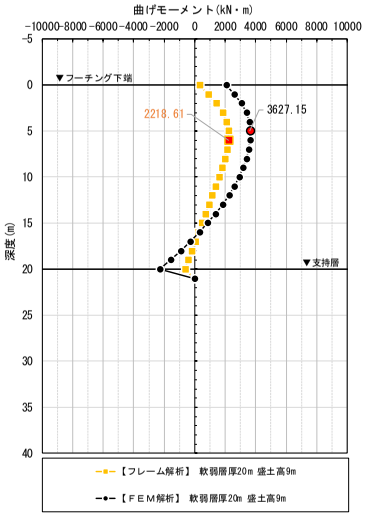


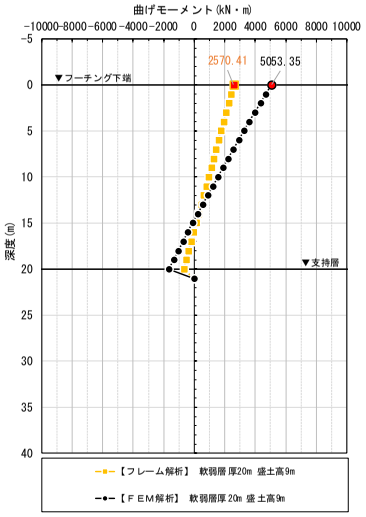
右側（前列）杭

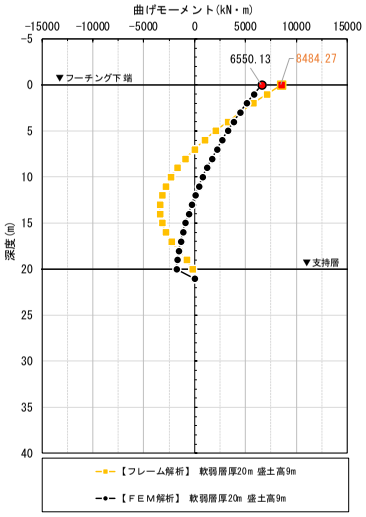


三角形分布





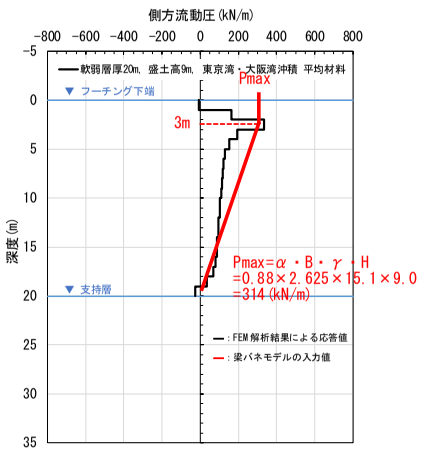




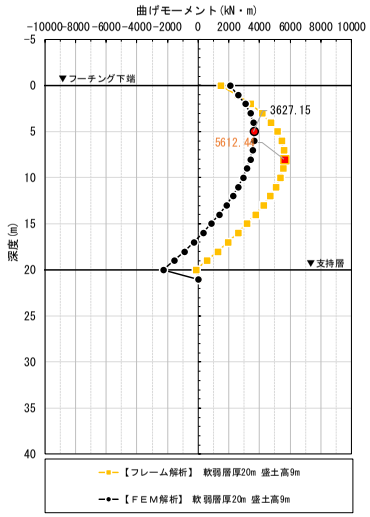
表－20(2)　杭の曲げモーメント分布（No.20，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

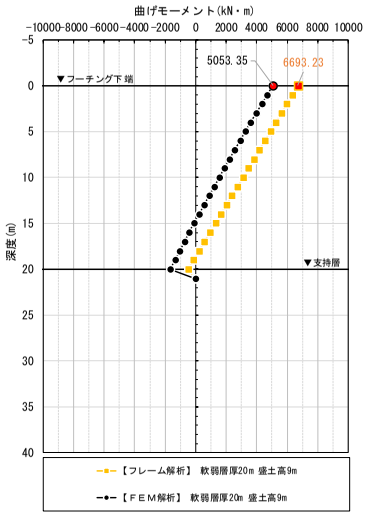
側方流動圧の分布



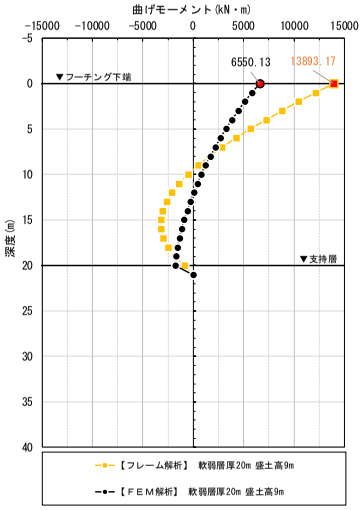
左側(後列)杭



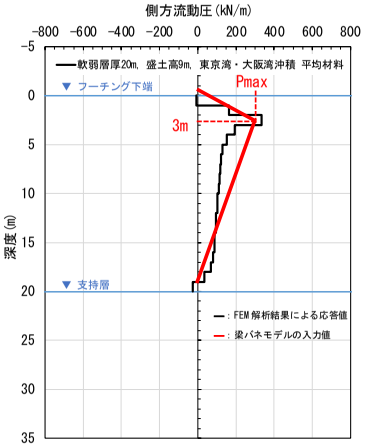
中列杭

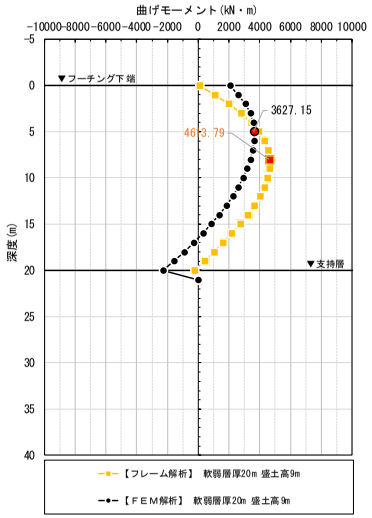


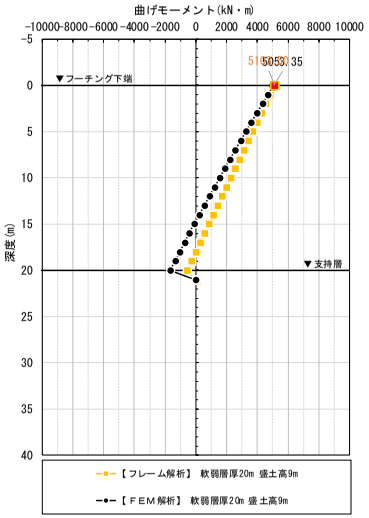
右側(前列)杭

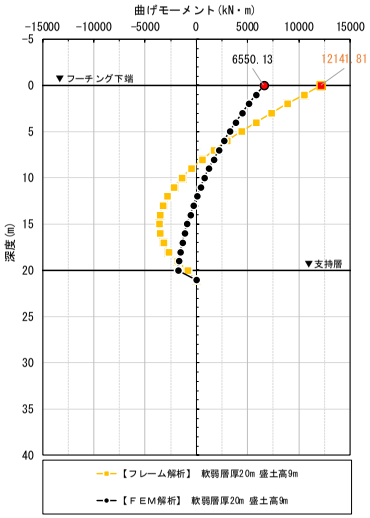


角形分布（支持層まで）





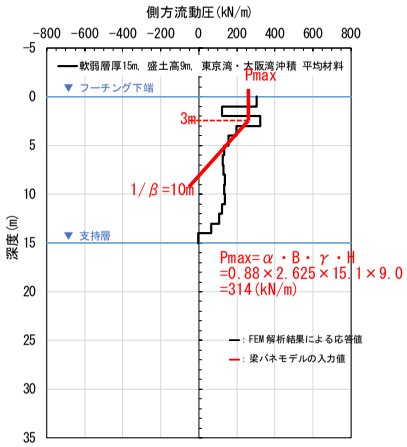




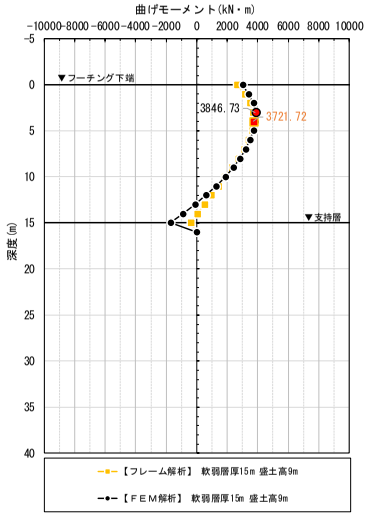
表－21 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.21，軟弱層厚 15m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

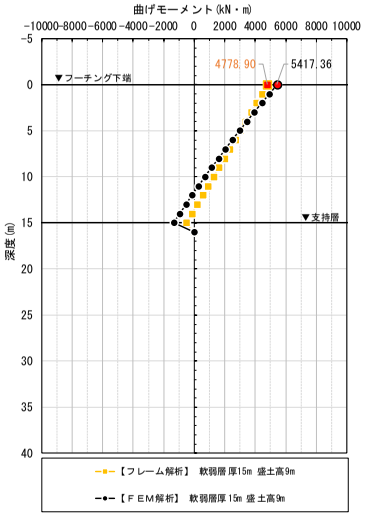
側方流動圧の分布



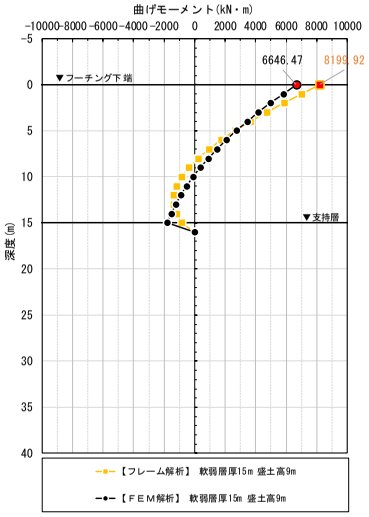
左側（後列）杭



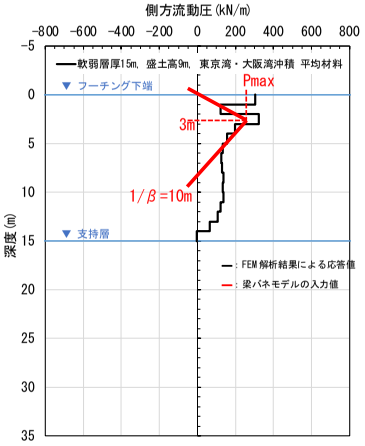
中列杭

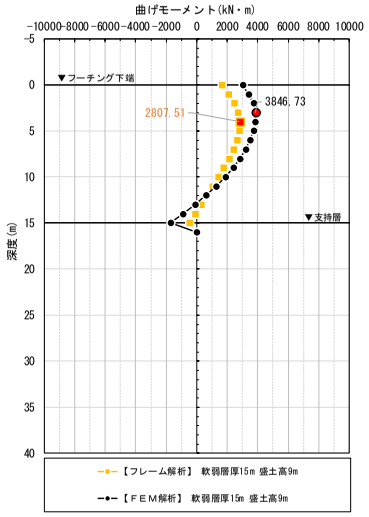


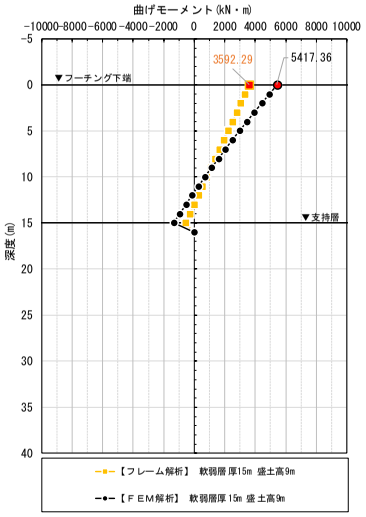
右側（前列）杭

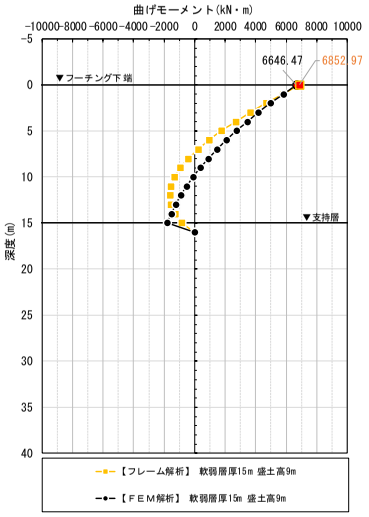


三角形分布





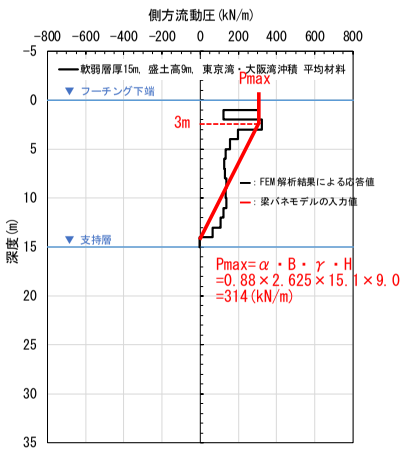




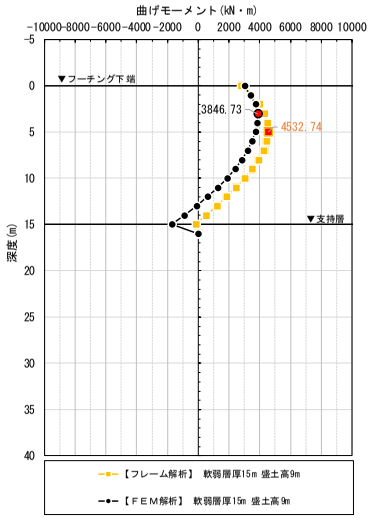
表－21 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.21，軟弱層厚 15m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

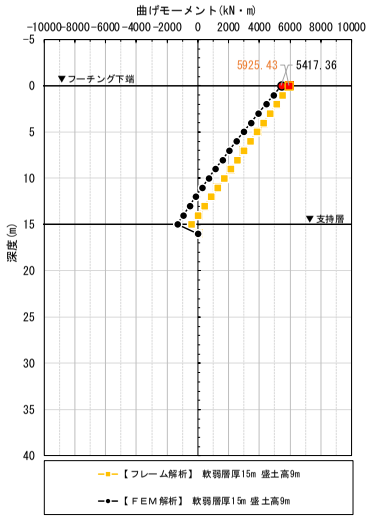
側方流動圧の分布



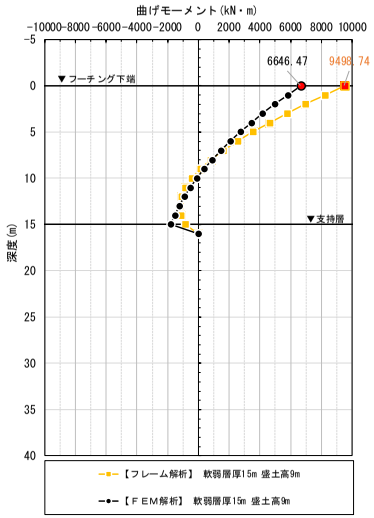
左側(後列)杭



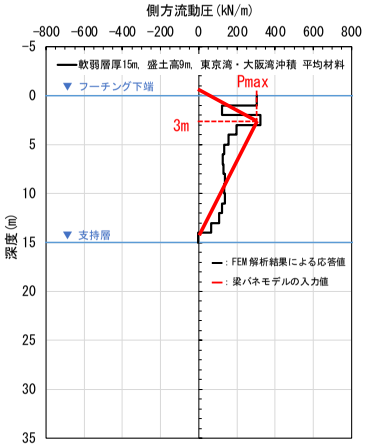
中列杭

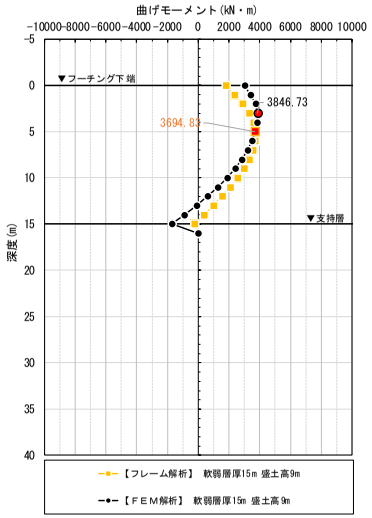


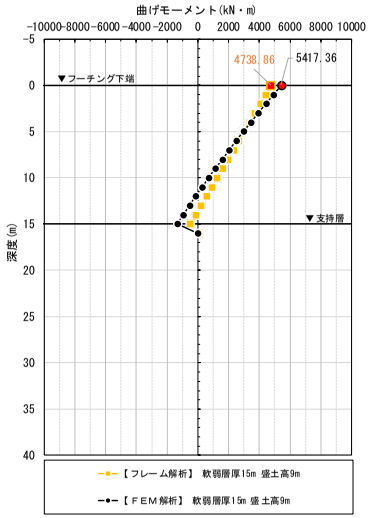
右側(前列)杭

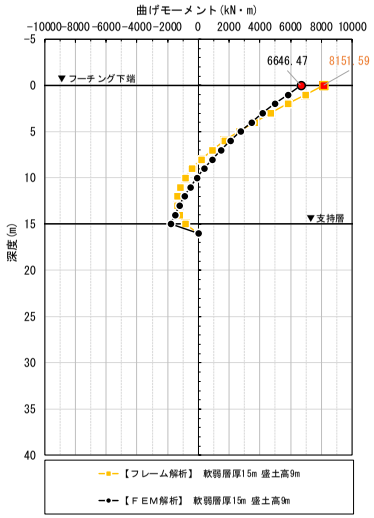


三角形分布（支持層まで）





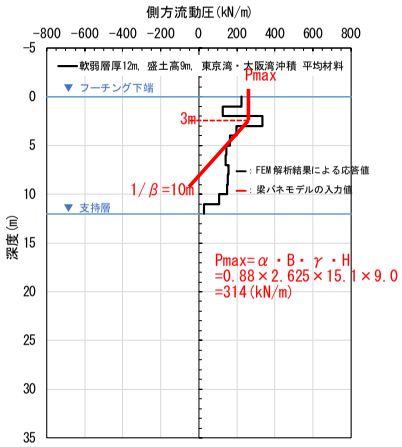




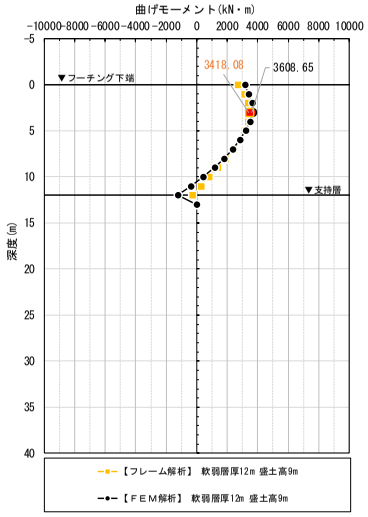
表－22 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.22，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

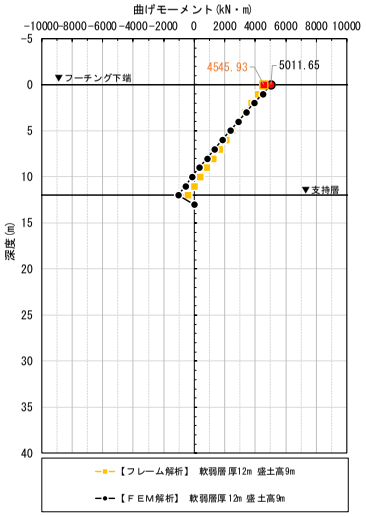
側方流動圧の分布



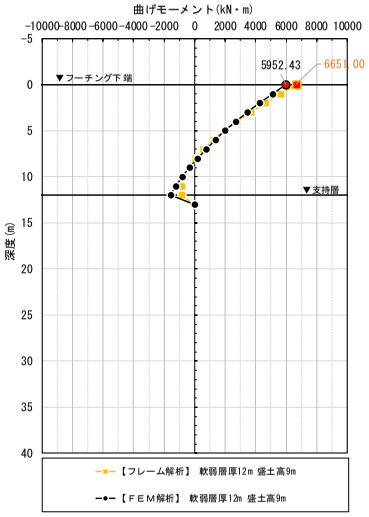
左側（後列）杭



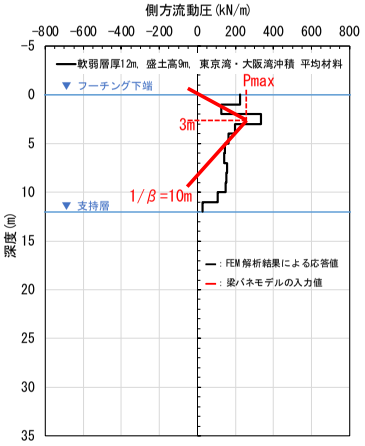
中列杭

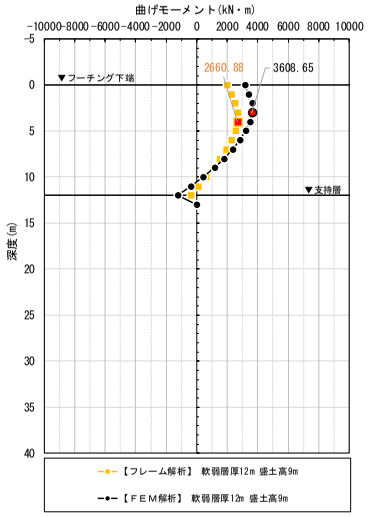


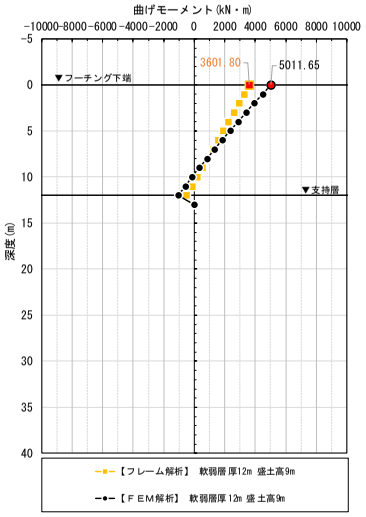
右側（前列）杭

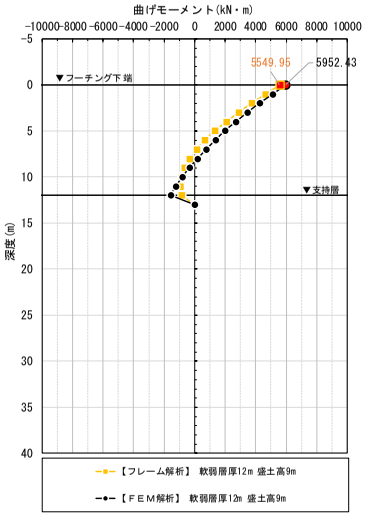


三角形分布





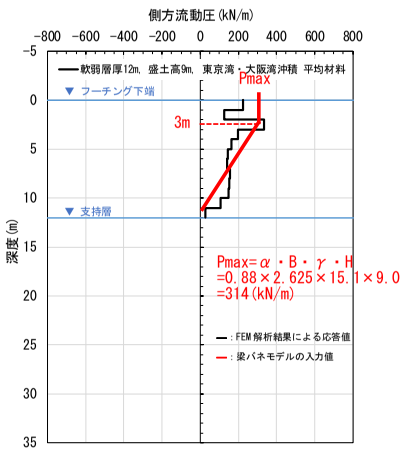




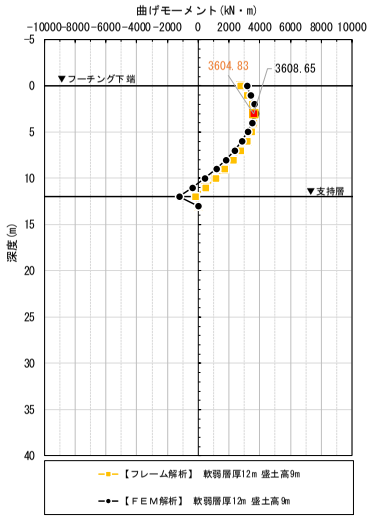
表－22 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.22，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

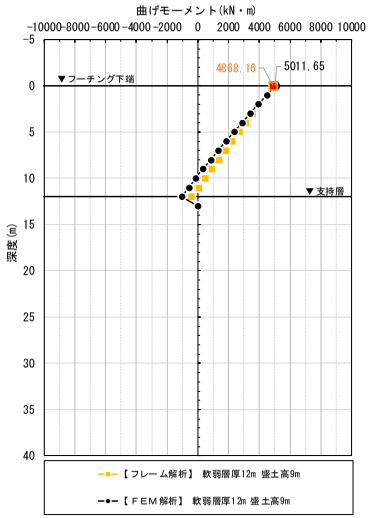
側方流動圧の分布



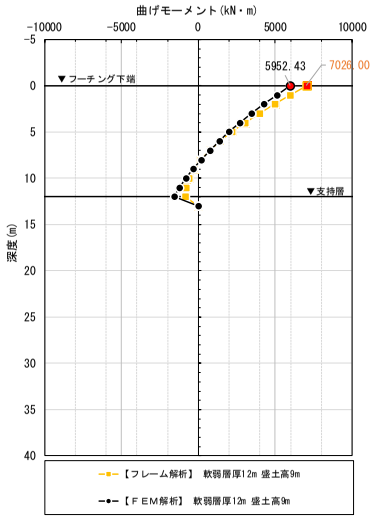
左側(後列)杭



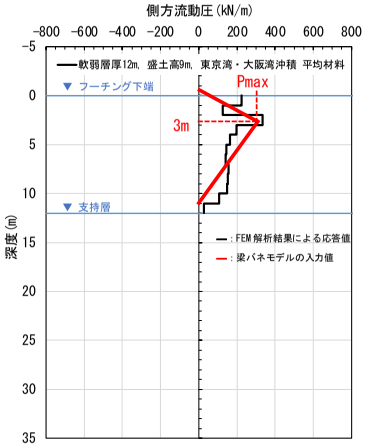
中列杭

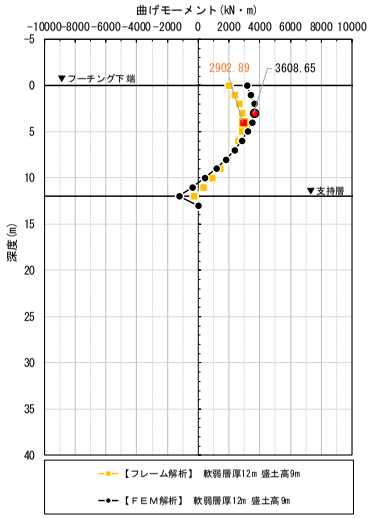


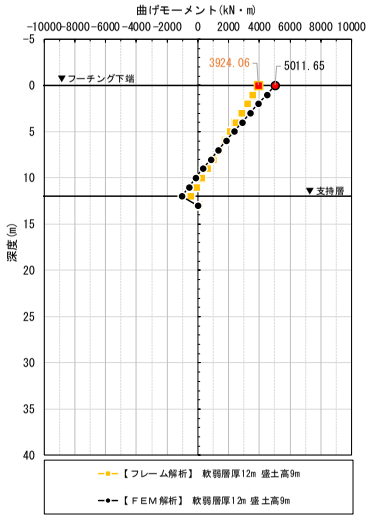
右側(前列)杭

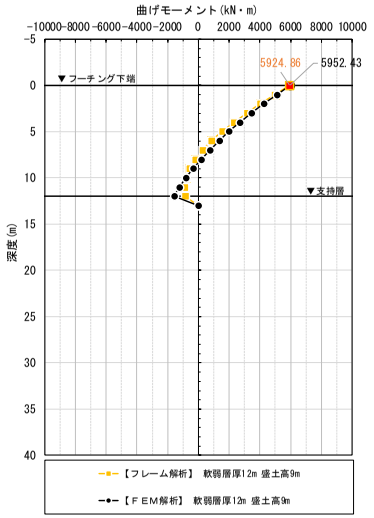


三角形分布（支持層まで）





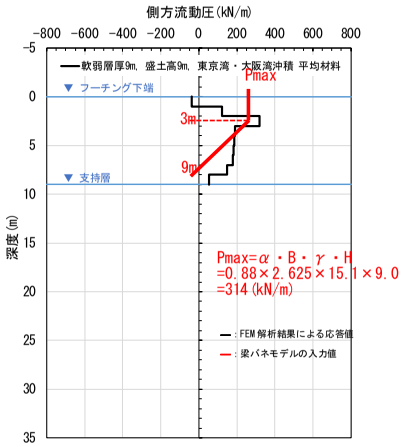




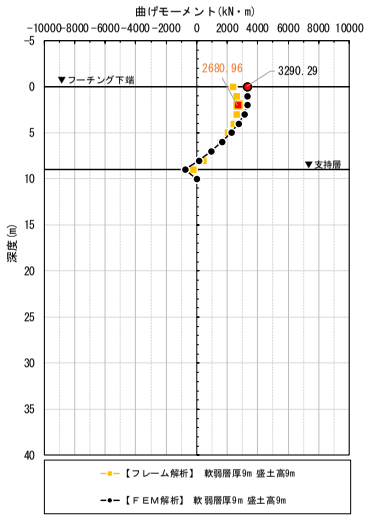
表－23　杭の曲げモーメント分布（No.23，軟弱層厚 9m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

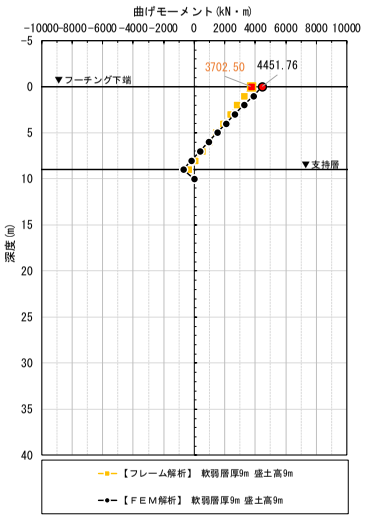
側方流動圧の分布



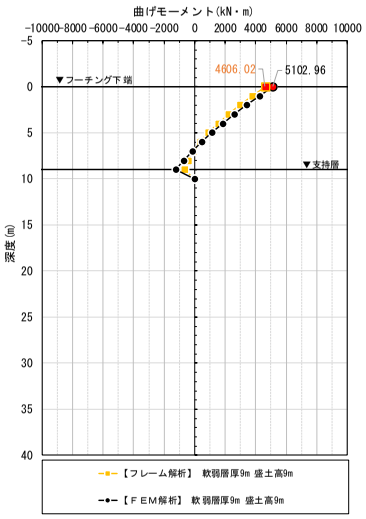
左側（後列）杭



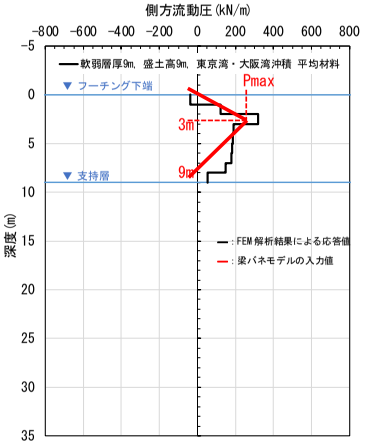
中列杭

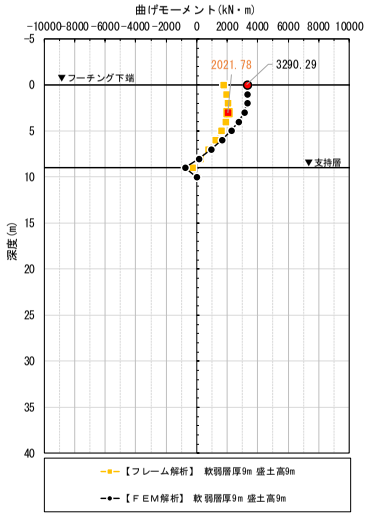


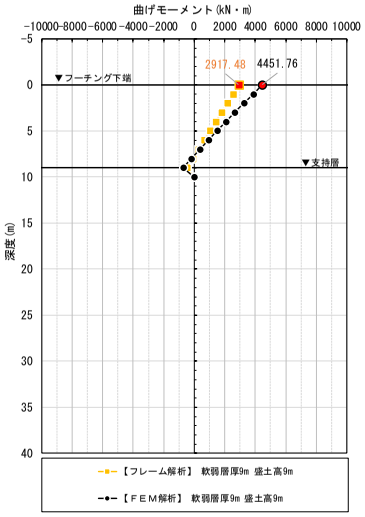
右側（前列）杭

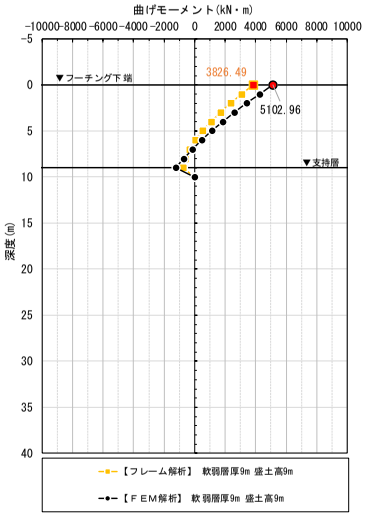


三角形分布





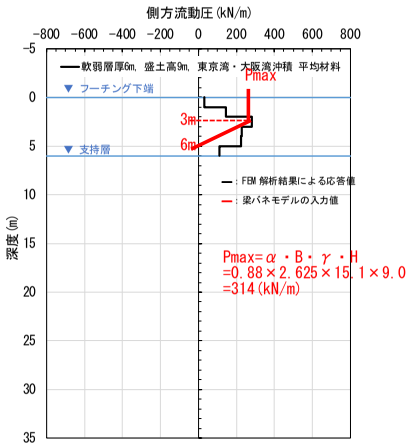




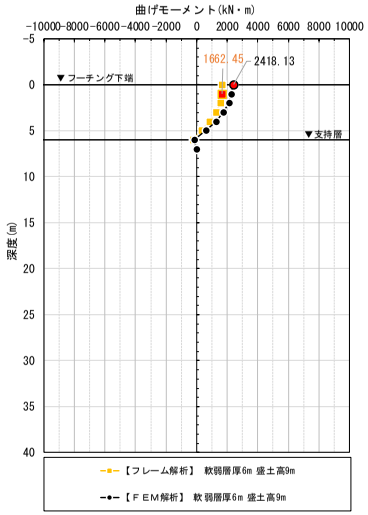
表－24　杭の曲げモーメント分布（No.24，軟弱層厚 6m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

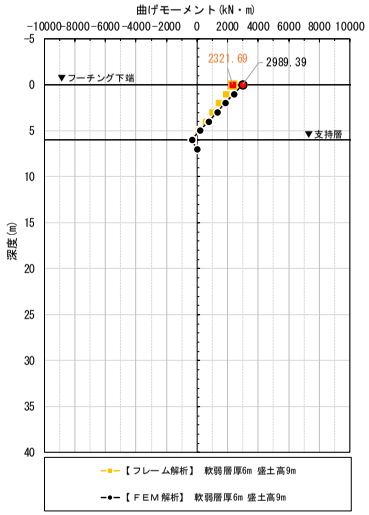
側方流動圧の分布



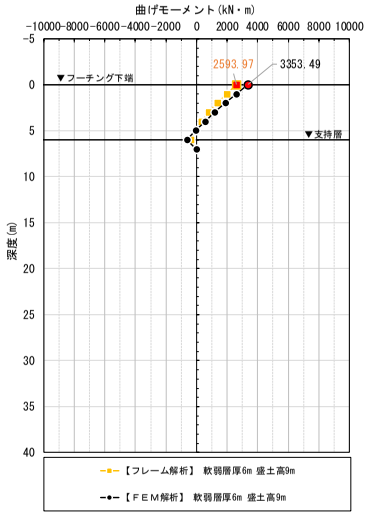
左側（後列）杭



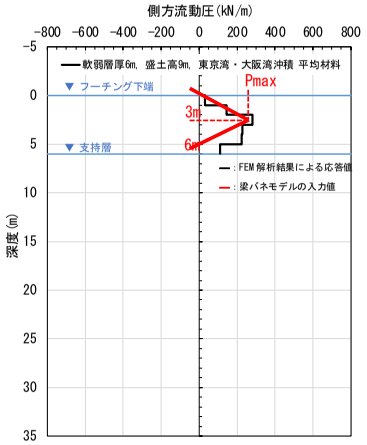
中列杭

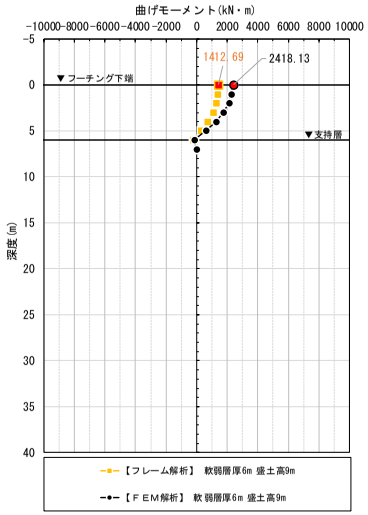


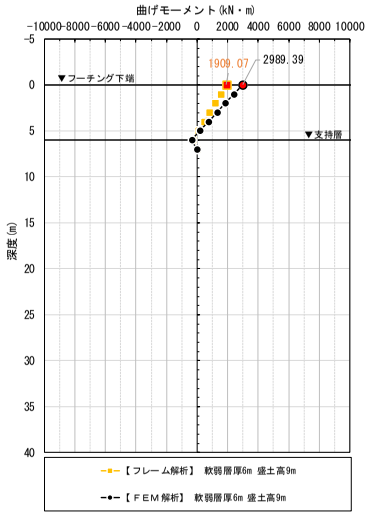
右側（前列）杭

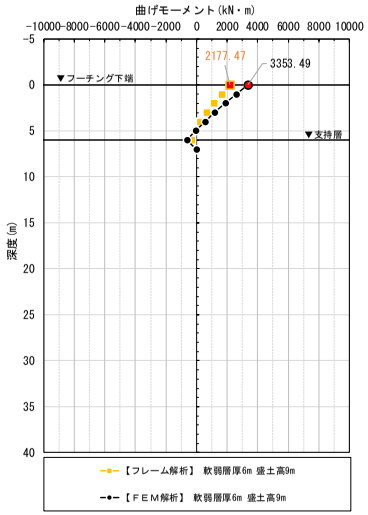


三角形分布





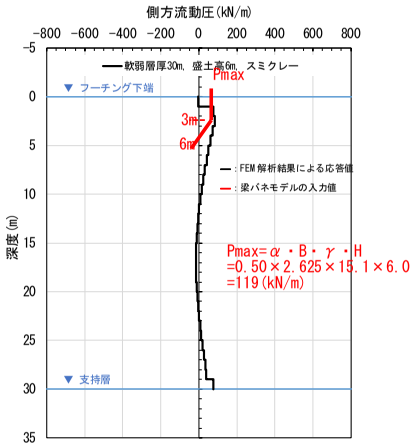




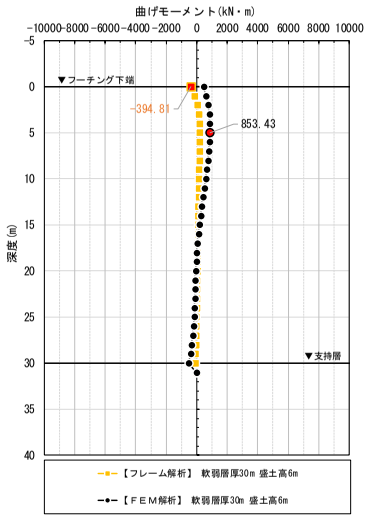
表－25 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.25，軟弱層厚 30m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

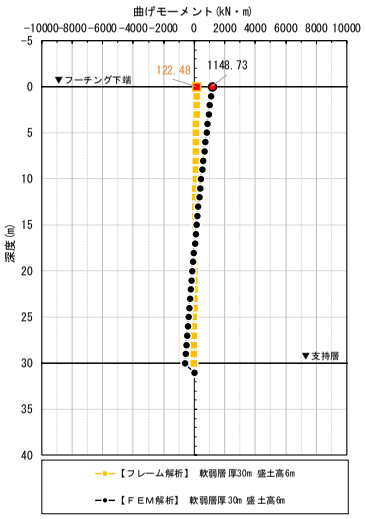
側方流動圧の分布



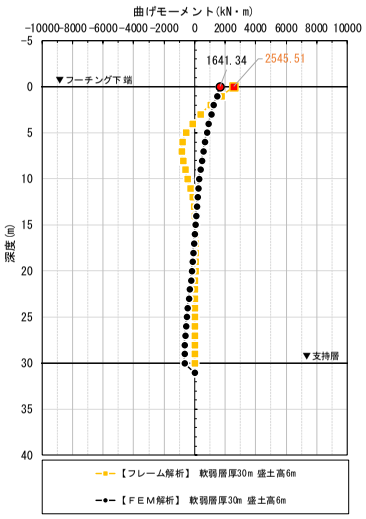
左側（後列）杭



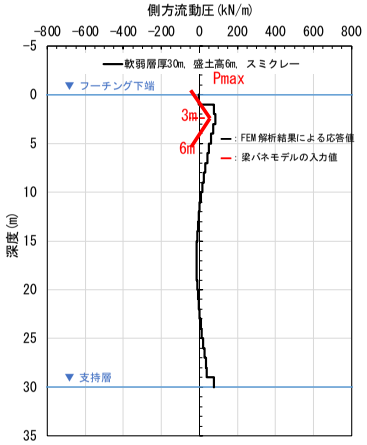
中列杭

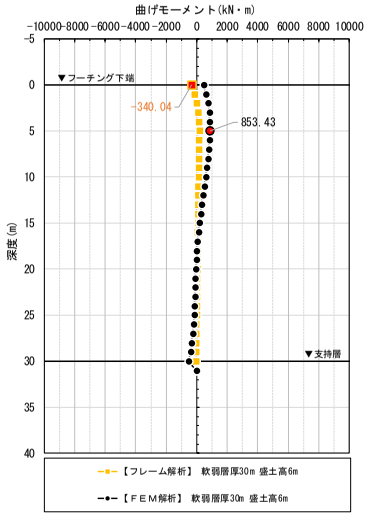


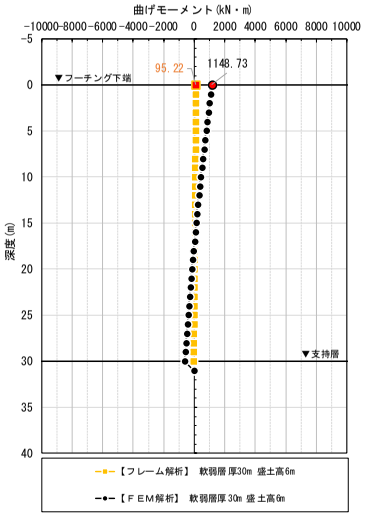
右側（前列）杭

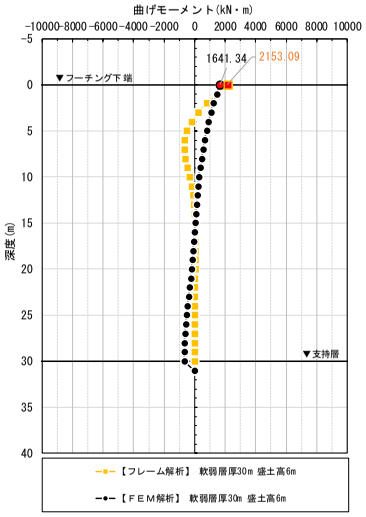


三角形分布





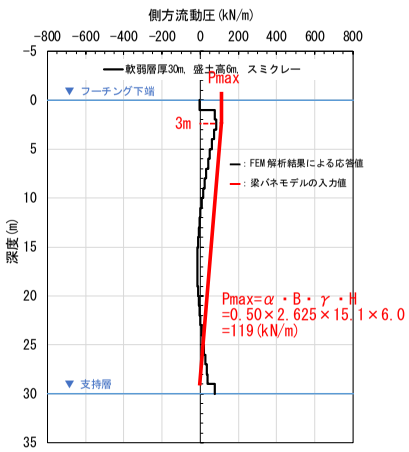




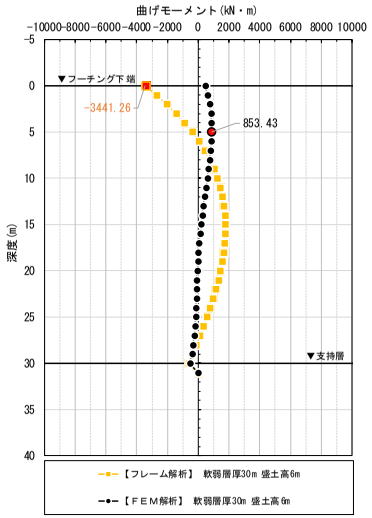
表－25 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.25，軟弱層厚 30m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

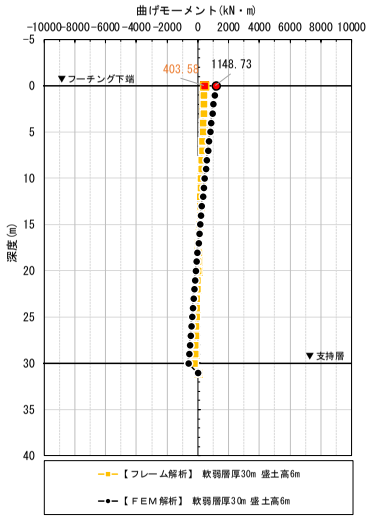
側方流動圧の分布



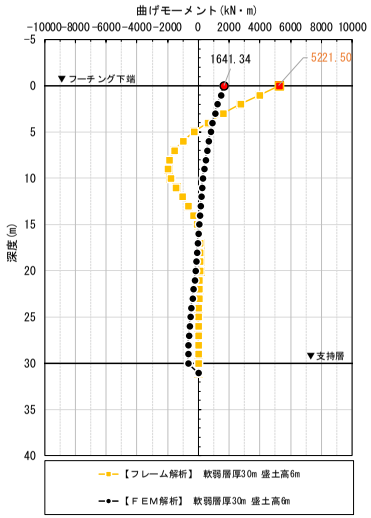
左側（後列）杭



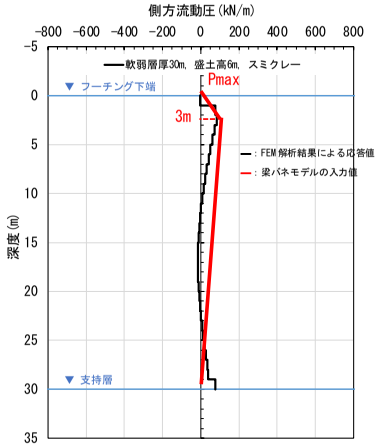
中列杭

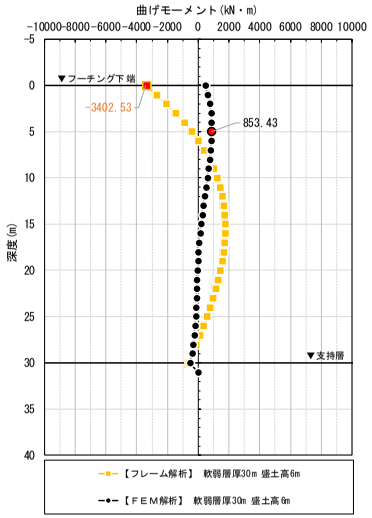


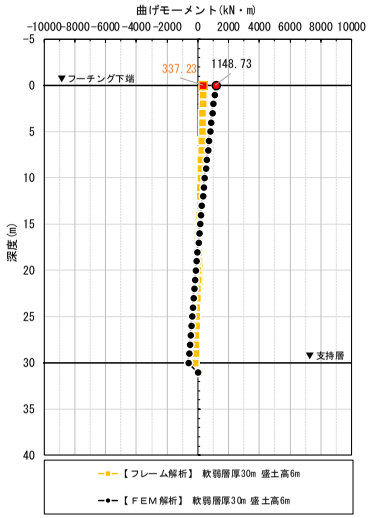
右側（前列）杭

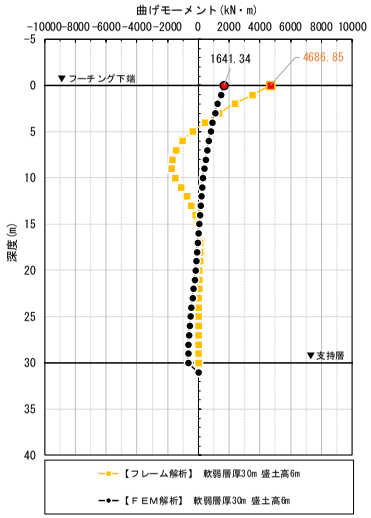


三角形分布（支持層まで）





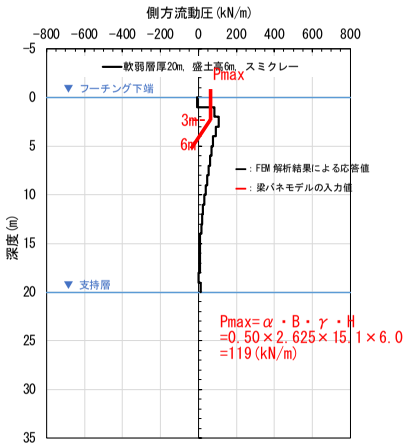




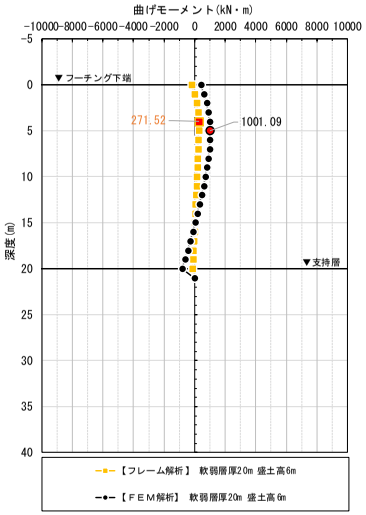
表－26 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.26，軟弱層厚 20m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

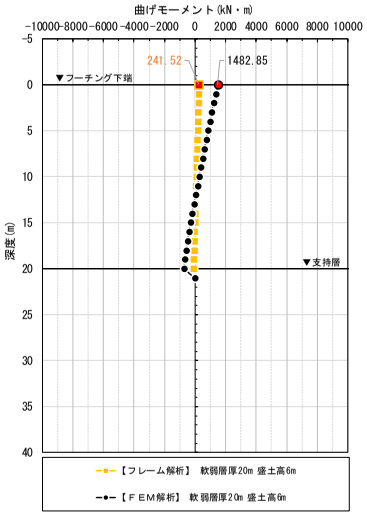
側方流動圧の分布



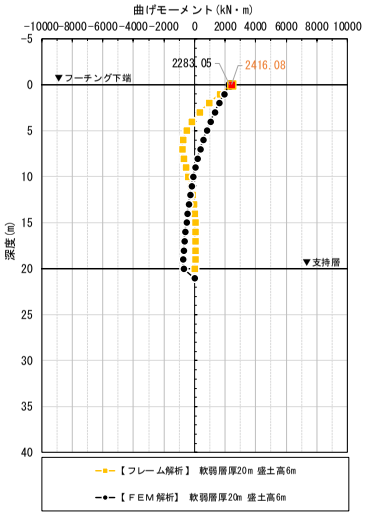
左側（後列）杭



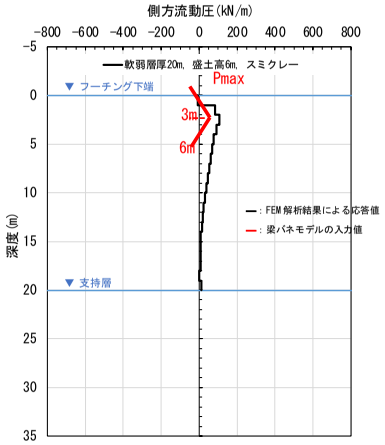
中列杭

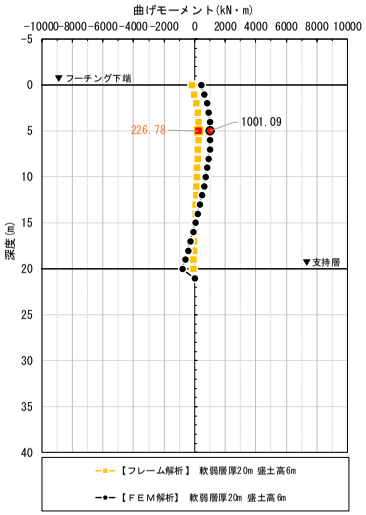


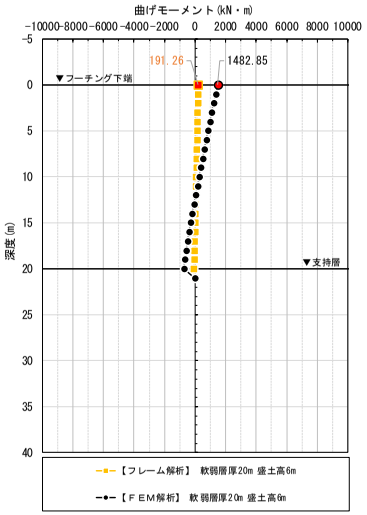
右側（前列）杭

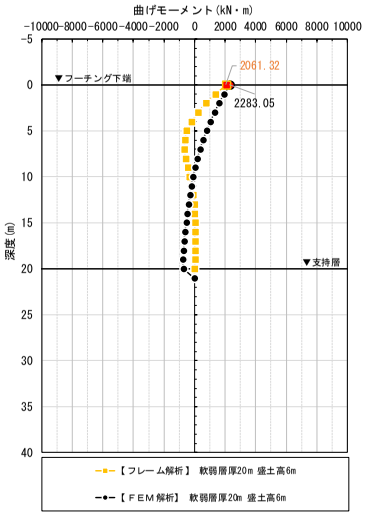


三角形分布





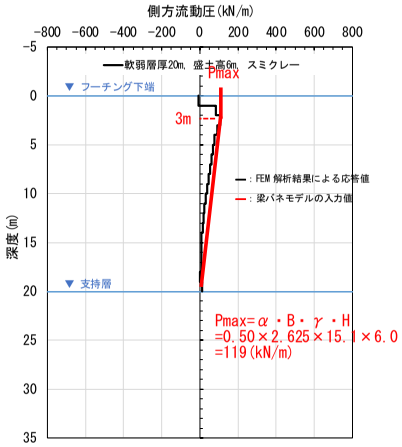




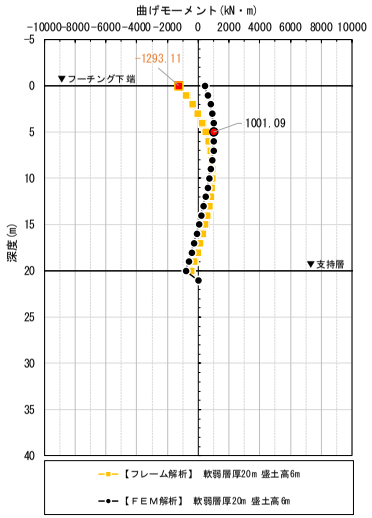
表－26 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.26，軟弱層厚 20m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

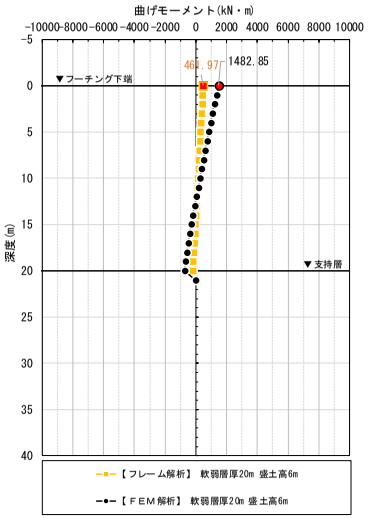
側方流動圧の分布



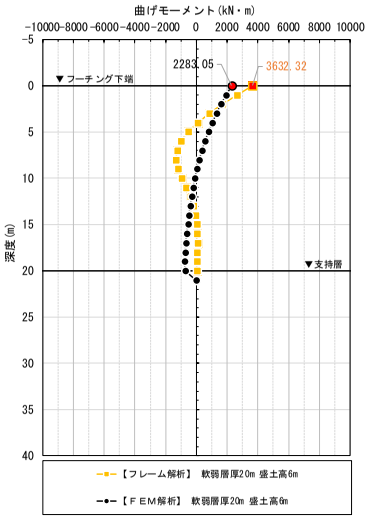
左側(後列)杭



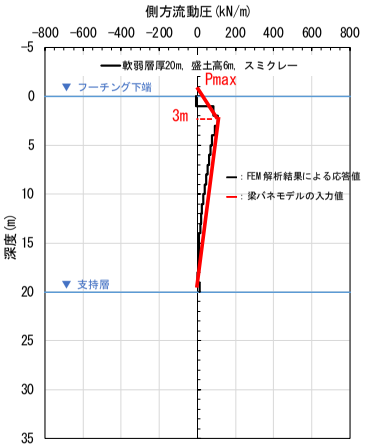
中列杭

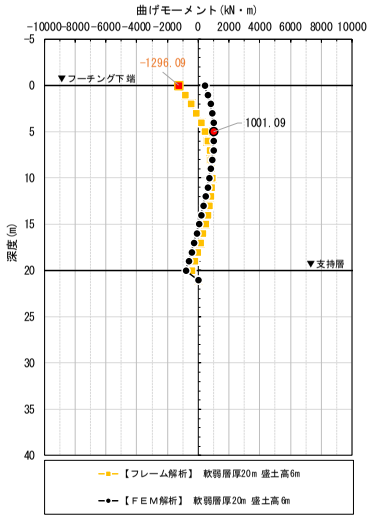


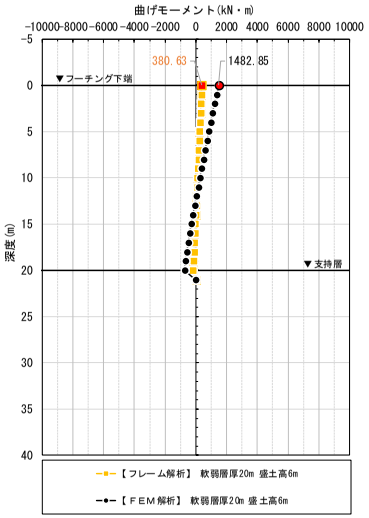
右側(前列)杭

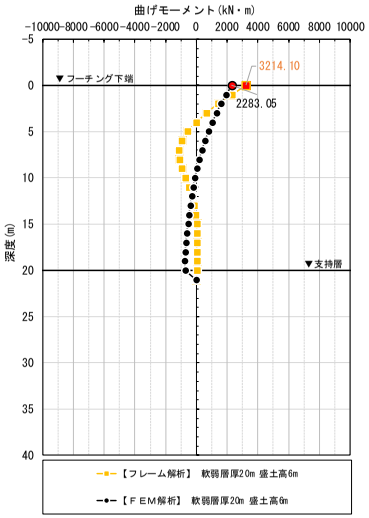


三角形分布（支持層まで）





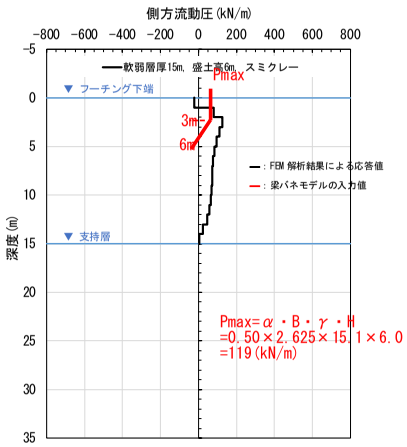




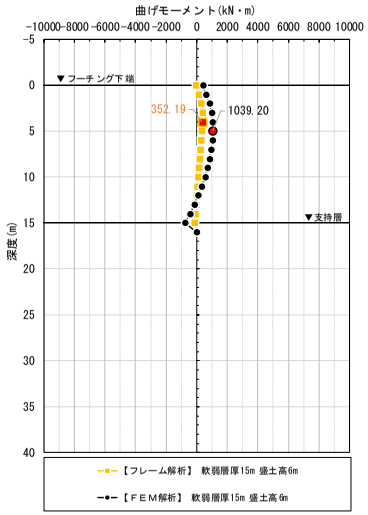
表－27 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.27，軟弱層厚 15m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

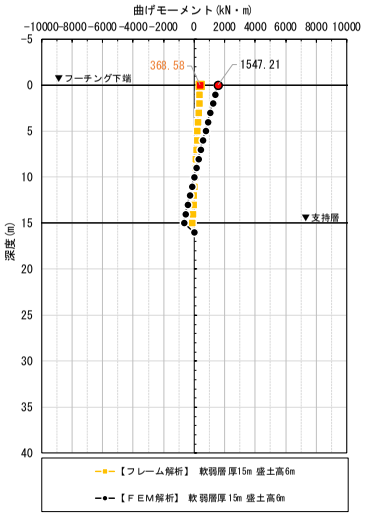
側方流動圧の分布



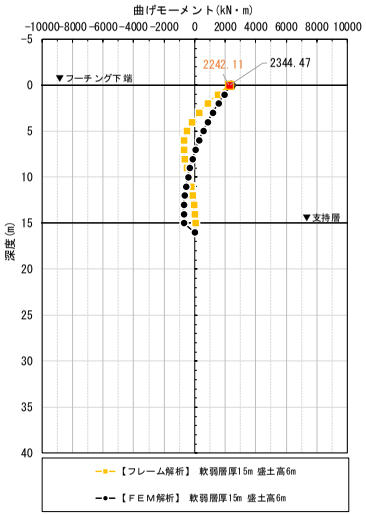
左側（後列）杭



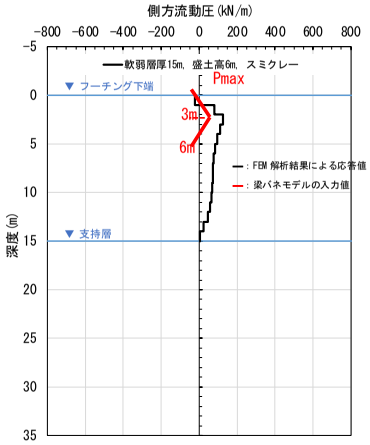
中列杭

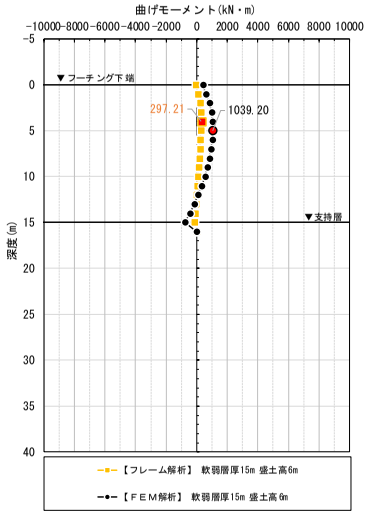


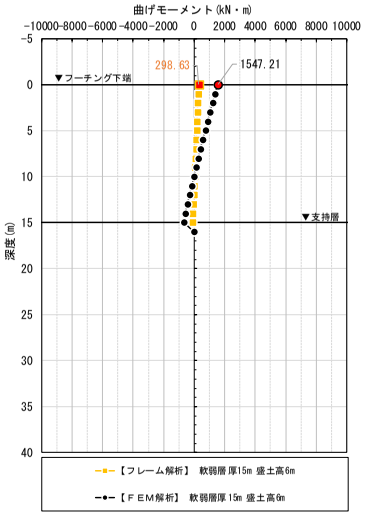
右側（前列）杭

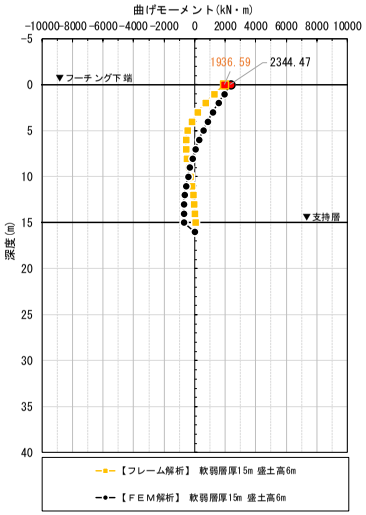


三角形分布





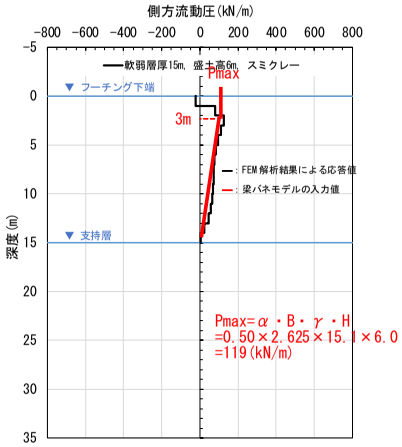




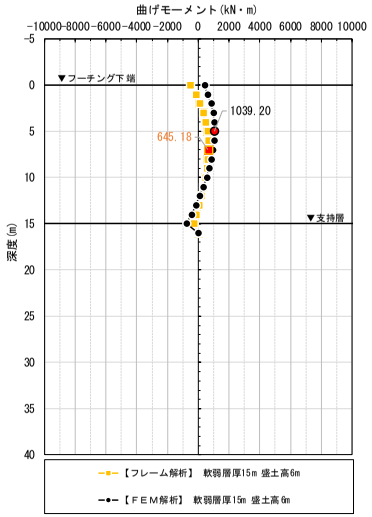
表－27 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.27，軟弱層厚 15m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

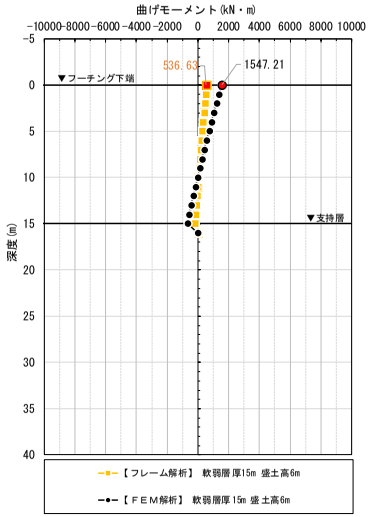
側方流動圧の分布



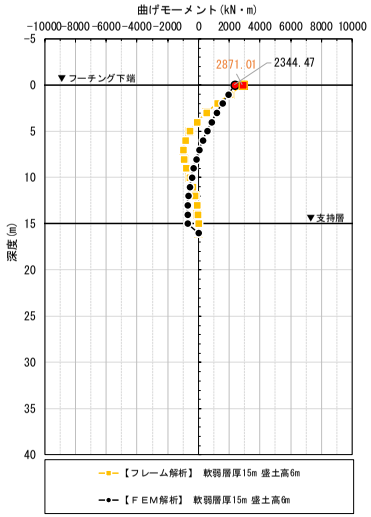
左側(後列)杭



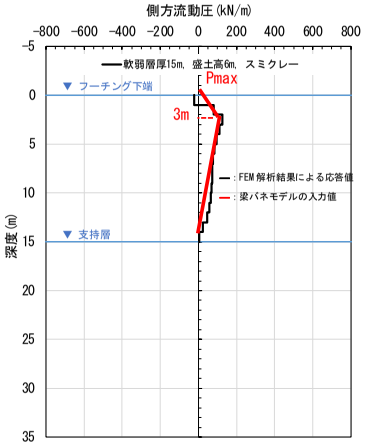
中列杭

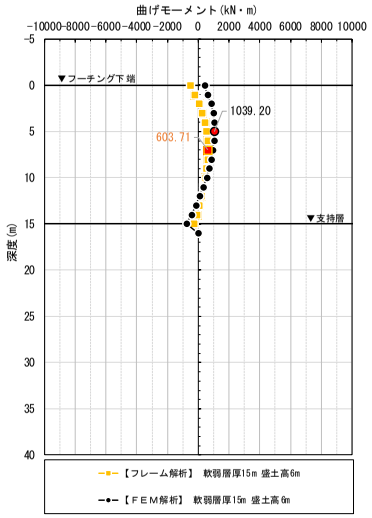


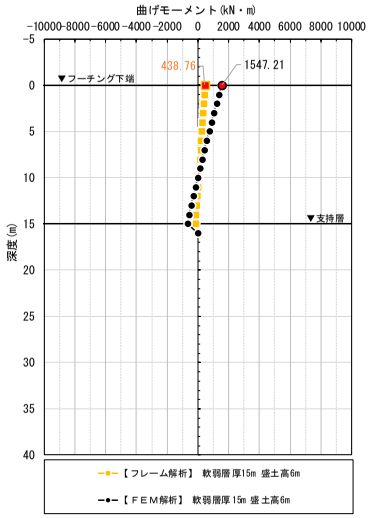
右側(前列)杭

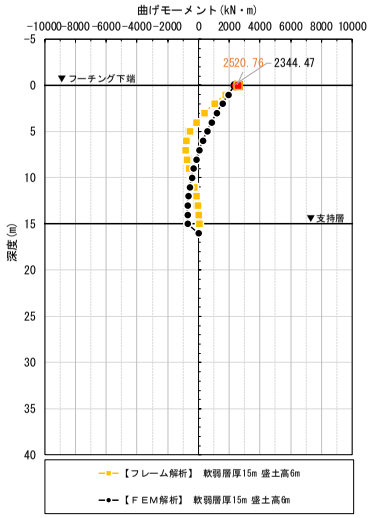


三角形分布（支持層まで）





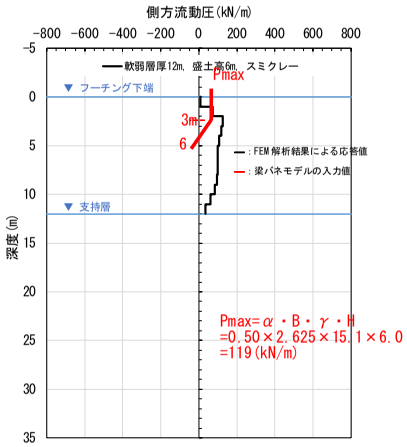




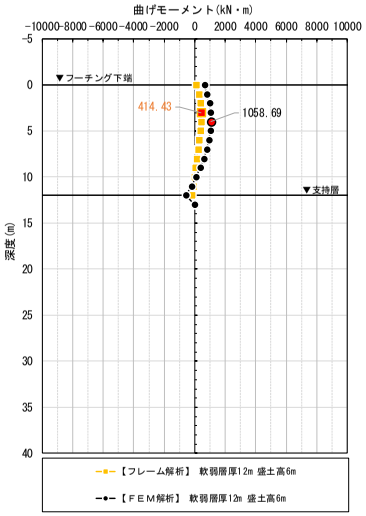
表－28 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.28，軟弱層厚 12m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

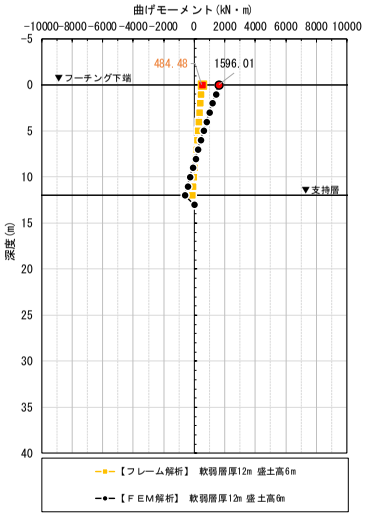
側方流動圧の分布



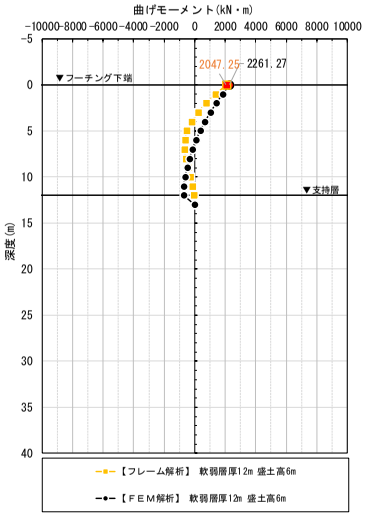
左側（後列）杭



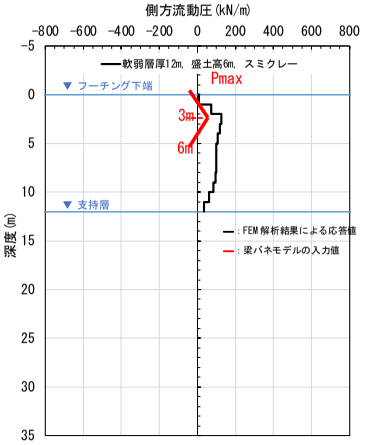
中列杭

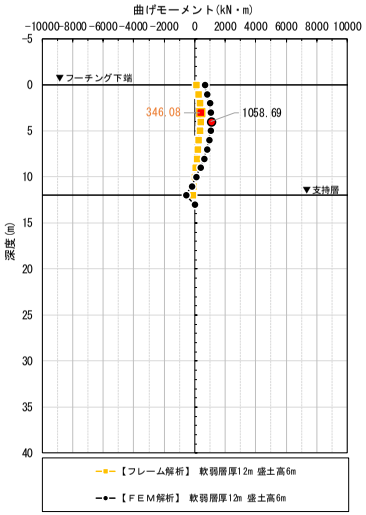


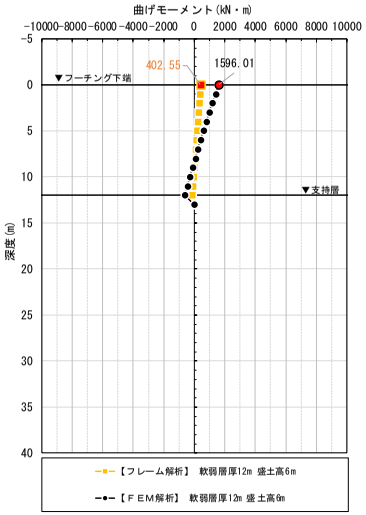
右側（前列）杭

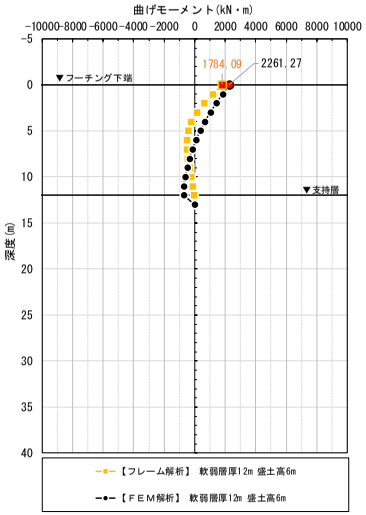


三角形分布





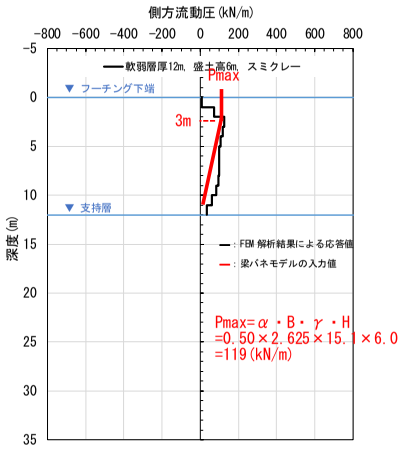




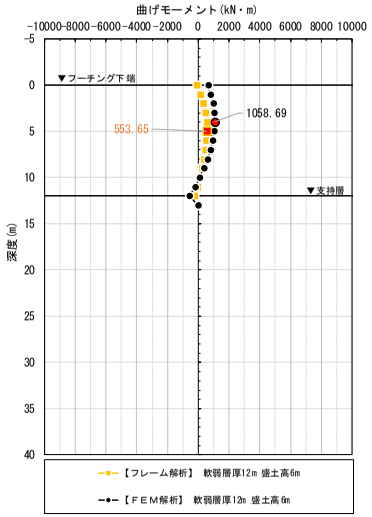
表－28 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.28，軟弱層厚 12m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

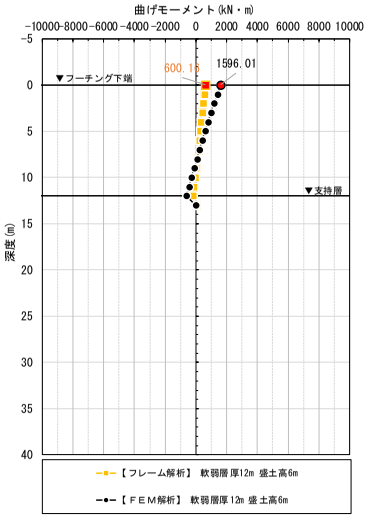
側方流動圧の分布



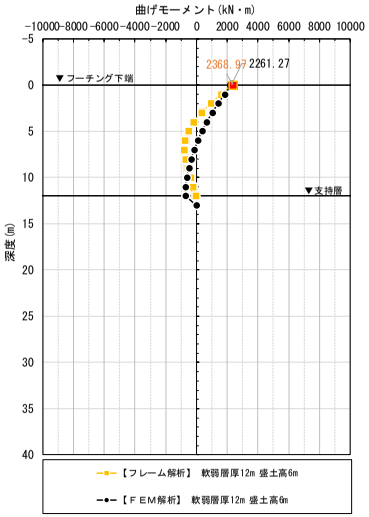
左側（後列）杭



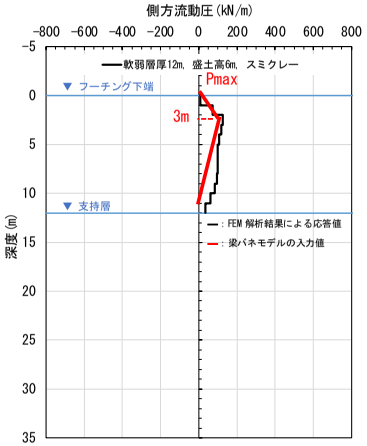
中列杭

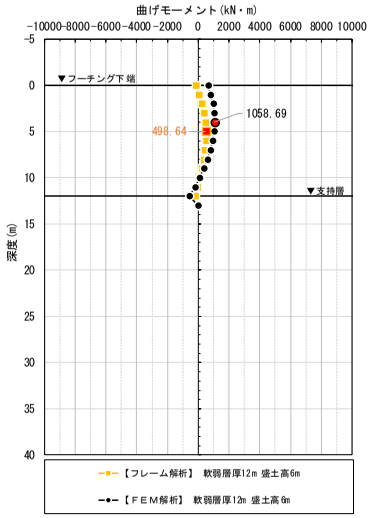


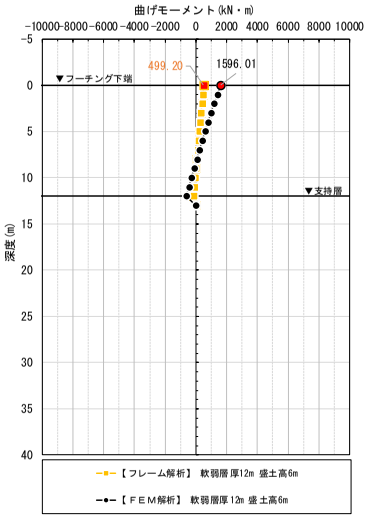
右側（前列）杭

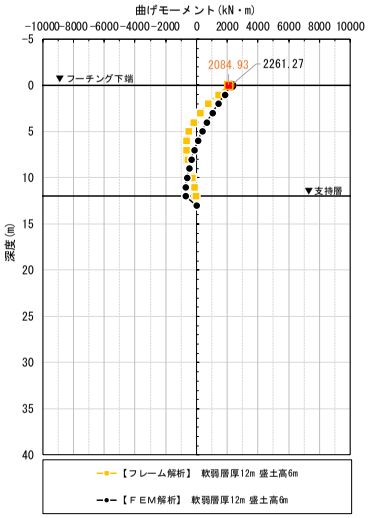


三角形分布（支持層まで）





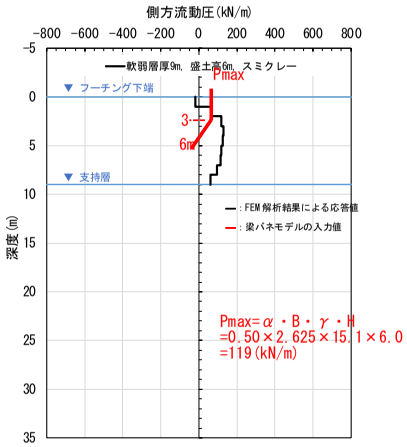




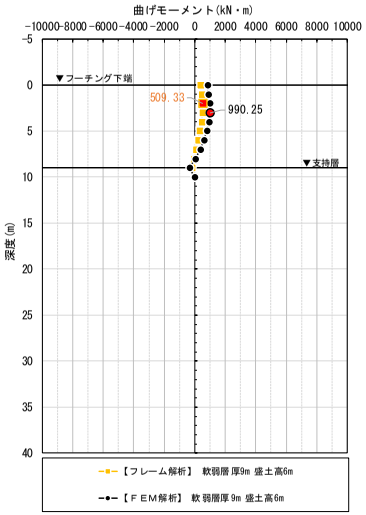
表－29 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.29，軟弱層厚 9m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

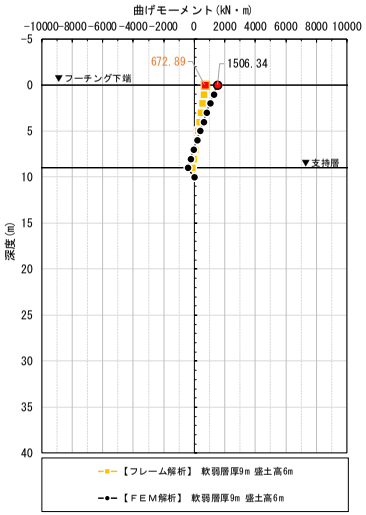
側方流動圧の分布



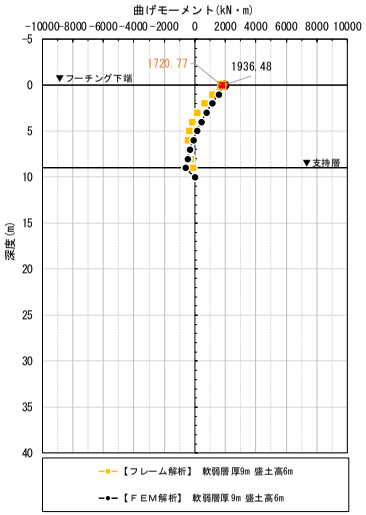
左側（後列）杭



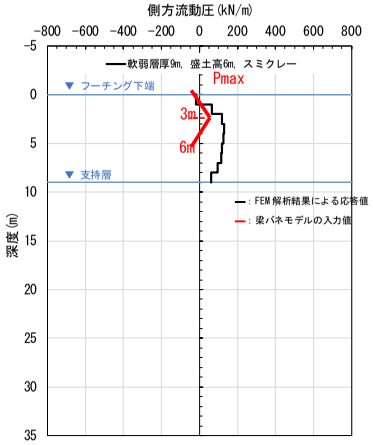
中列杭

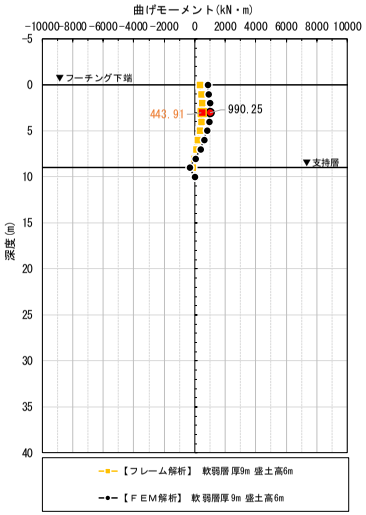


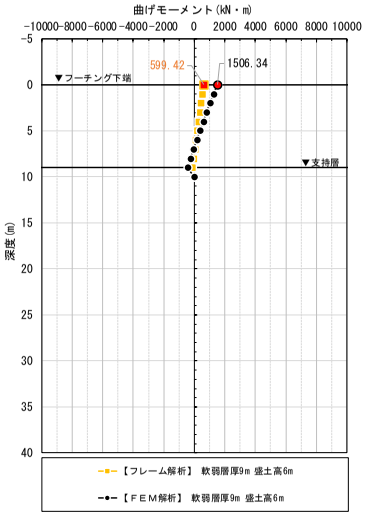
右側（前列）杭

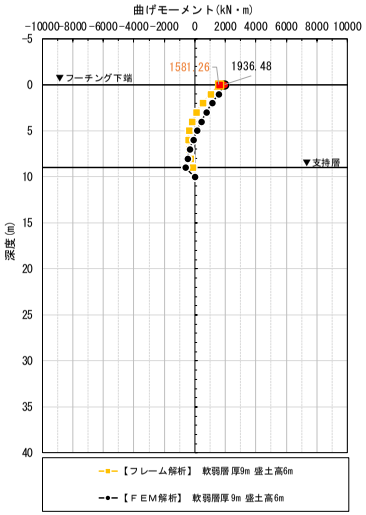


三角形分布





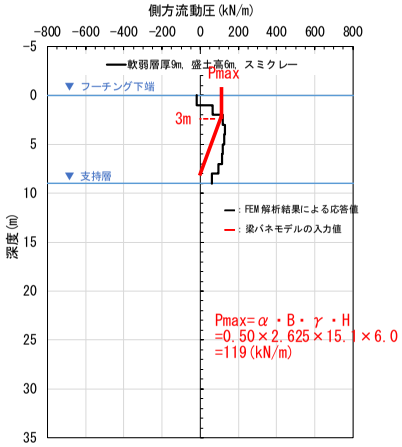




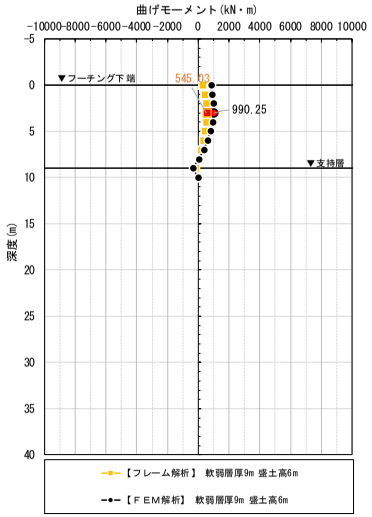
表－29 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.29，軟弱層厚 9m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

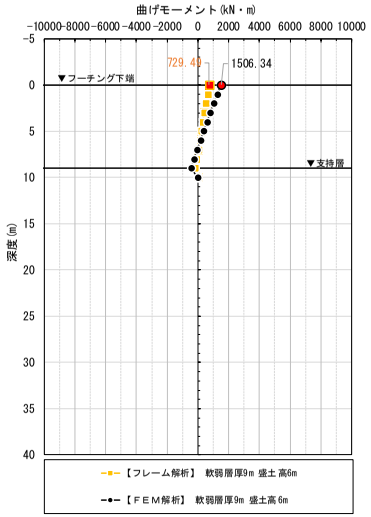
側方流動圧の分布



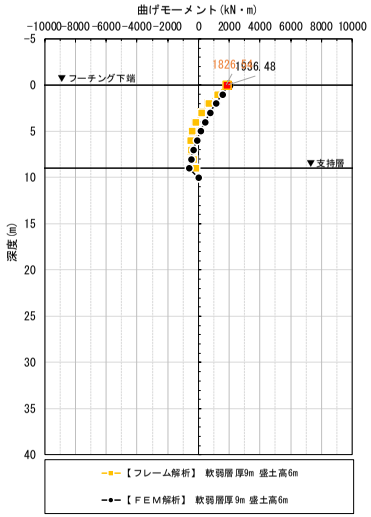
左側（後列）杭



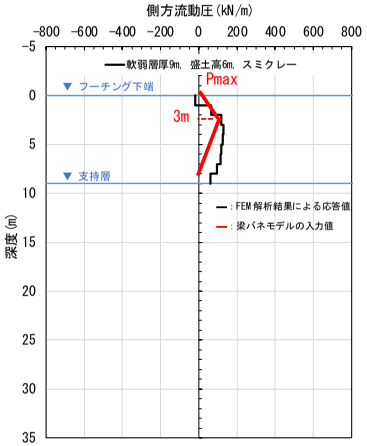
中列杭

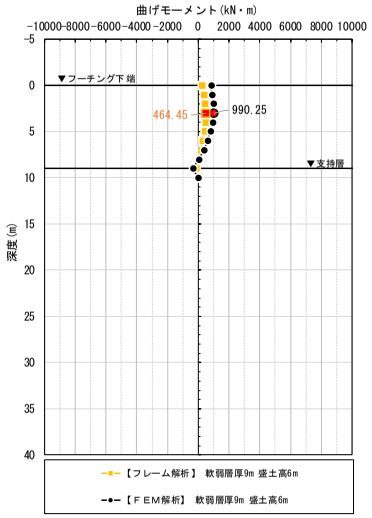


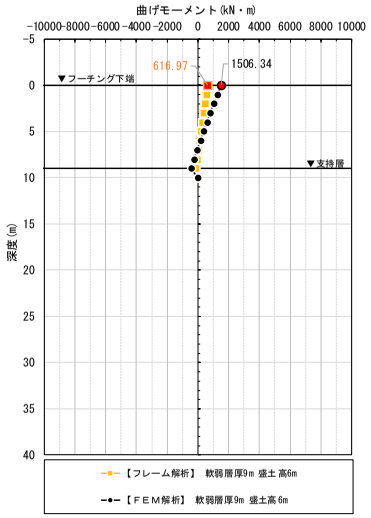
右側（前列）杭

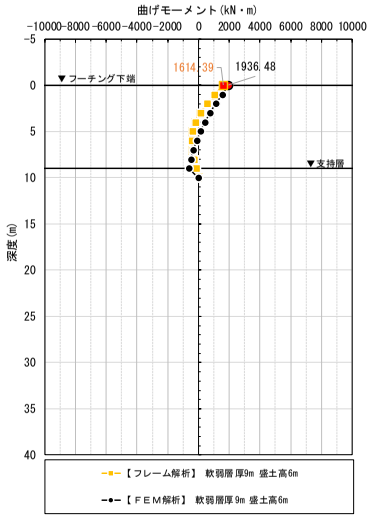


三角形分布（支持層まで）





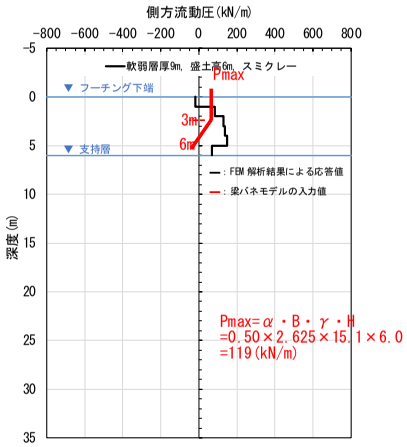




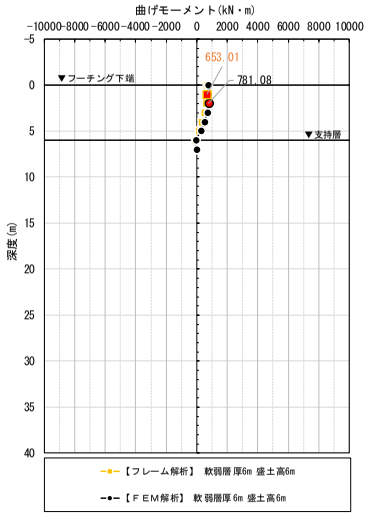
表－30　杭の曲げモーメント分布（No.30，軟弱層厚 6m，盛土高 6m，スミクレー，φ1.0m）

台形分布

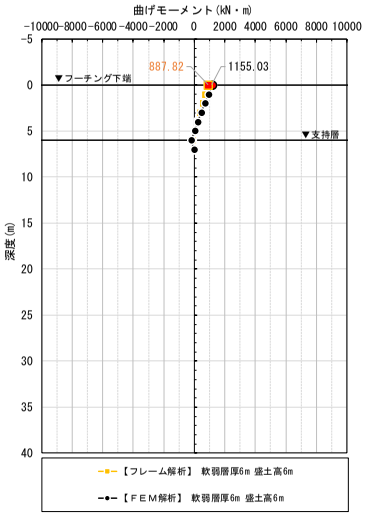
側方流動圧の分布



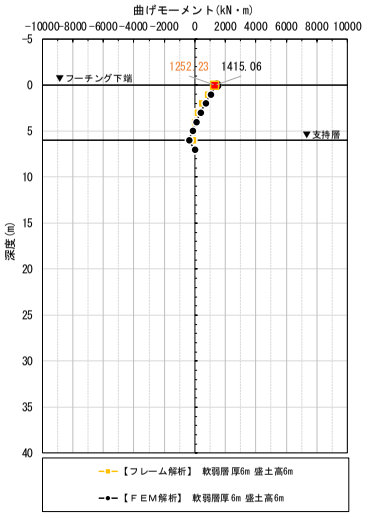
左側（後列）杭



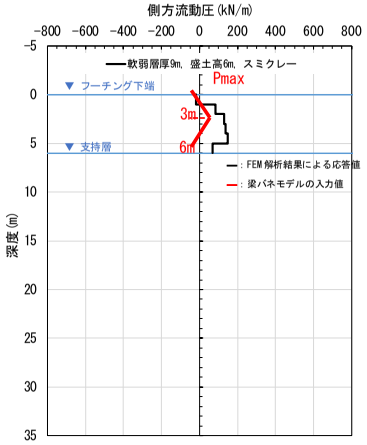
中列杭

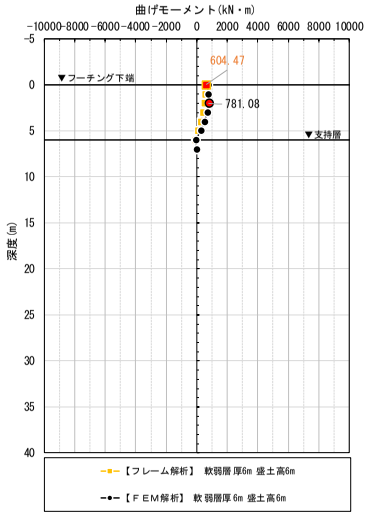


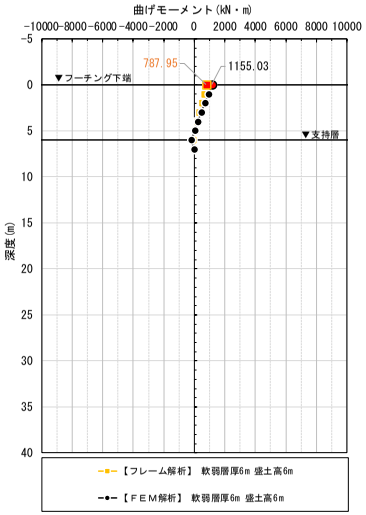
右側（前列）杭

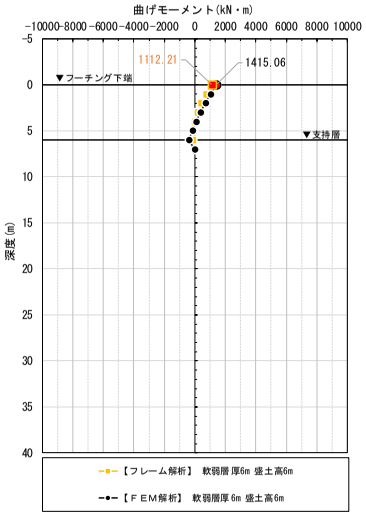


三角形分布





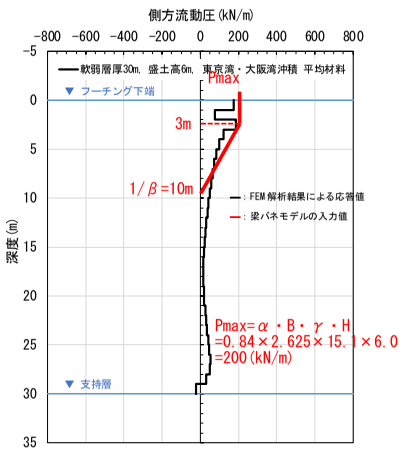




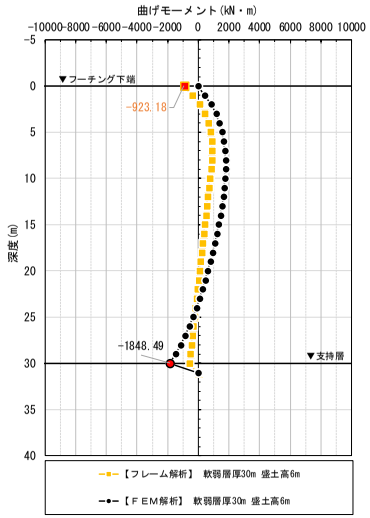
表－31 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.31，軟弱層厚 30m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

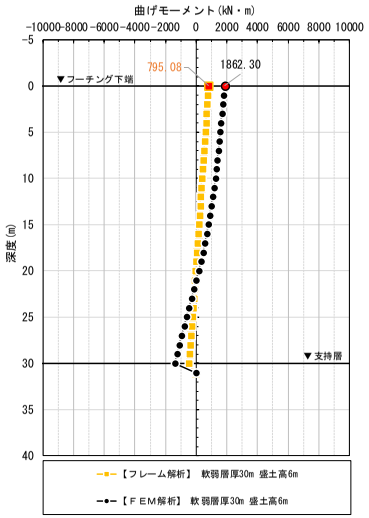
側方流動圧の分布



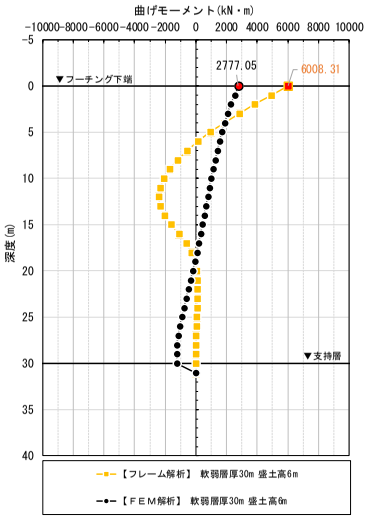
左側（後列）杭



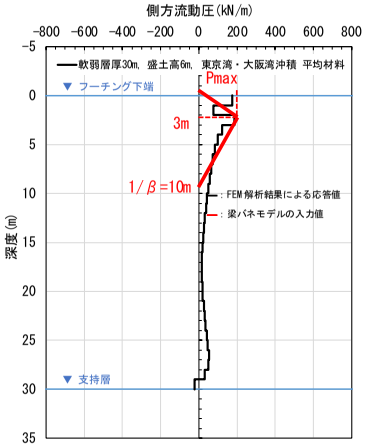
中列杭

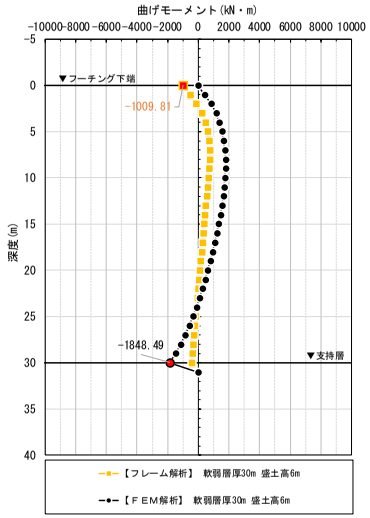


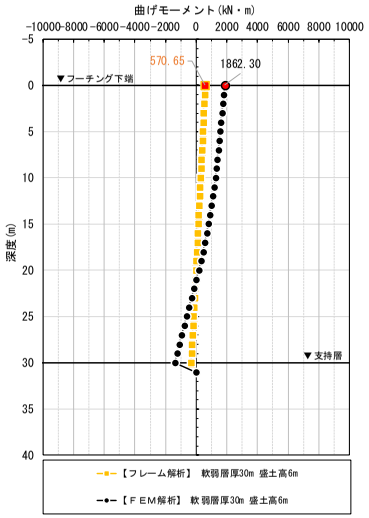
右側（前列）杭

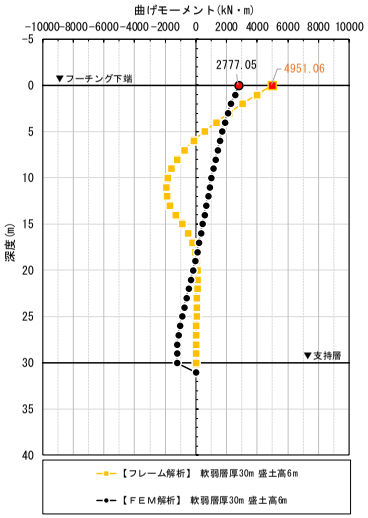


三角形分布





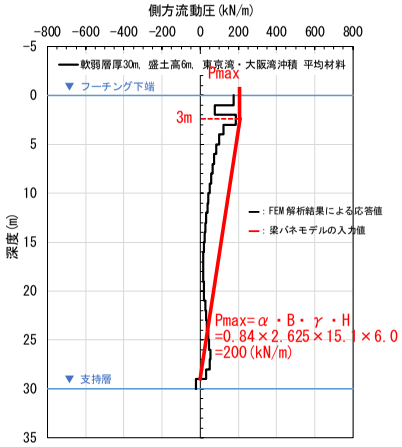




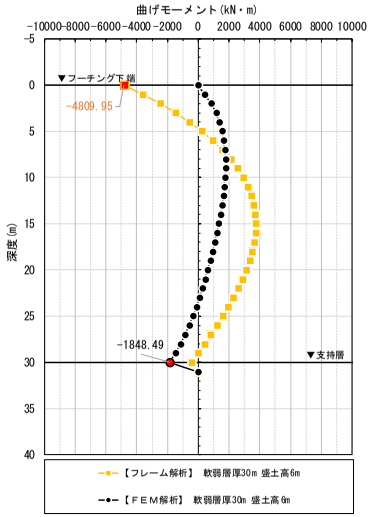
表－31 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.31，軟弱層厚 30m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

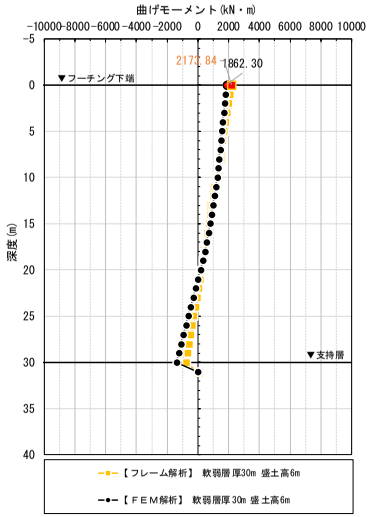
側方流動圧の分布



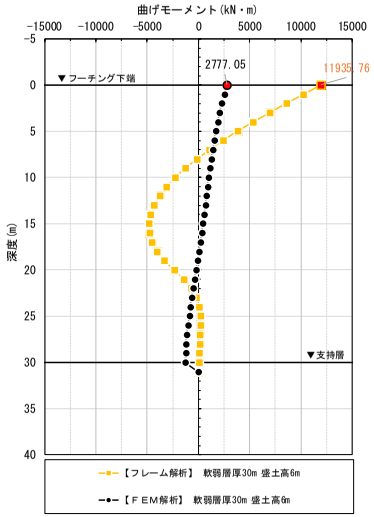
左側（後列）杭



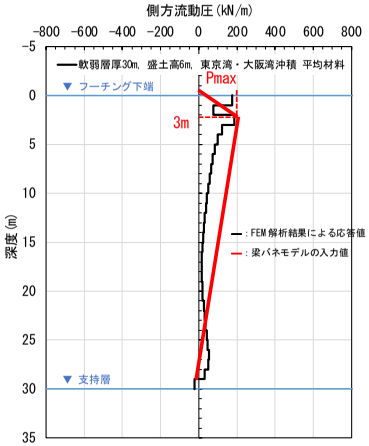
中列杭

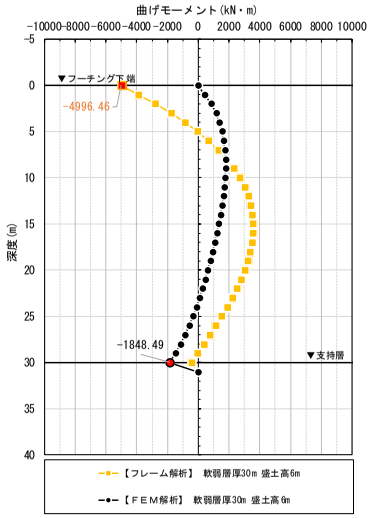


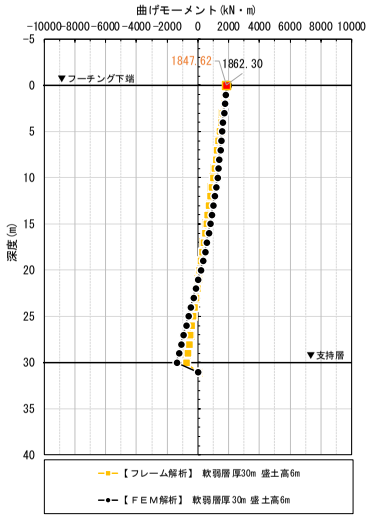
右側（前列）杭

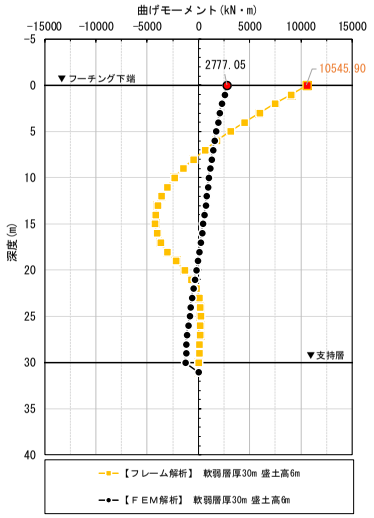


三角形分布（支持層まで）





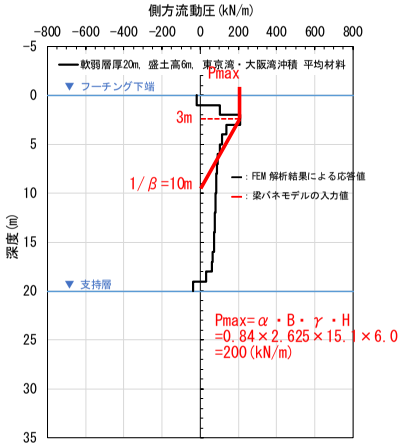




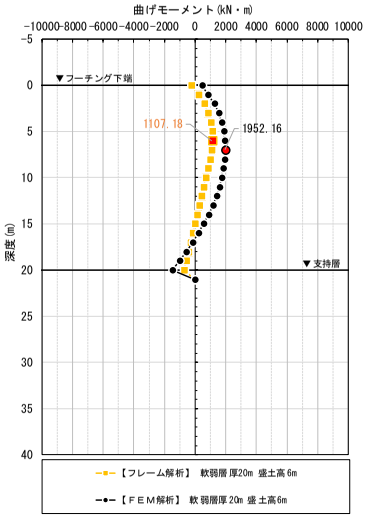
表－32 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.32，軟弱層厚 20m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

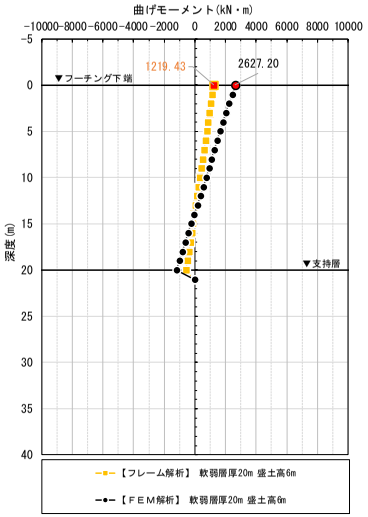
側方流動圧の分布



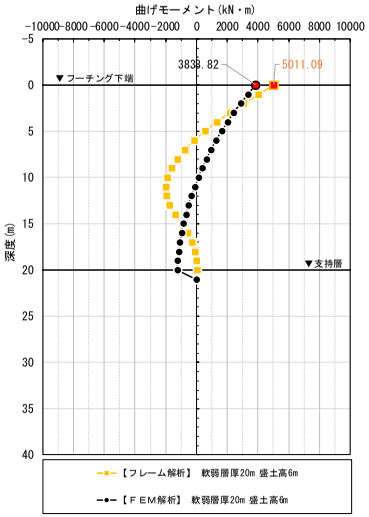
左側（後列）杭



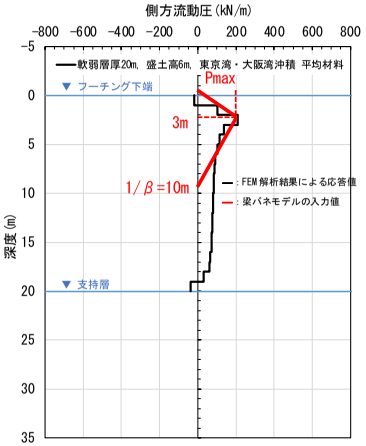
中列杭

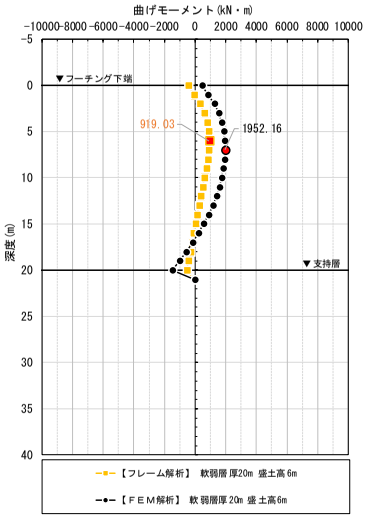


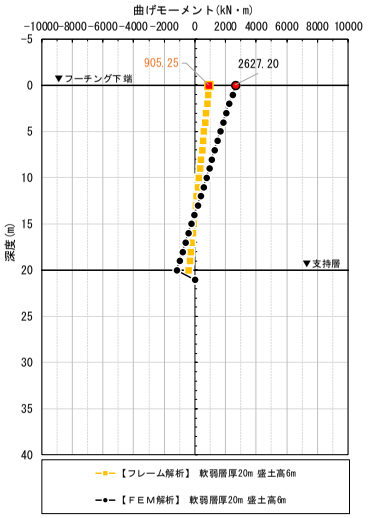
右側（前列）杭

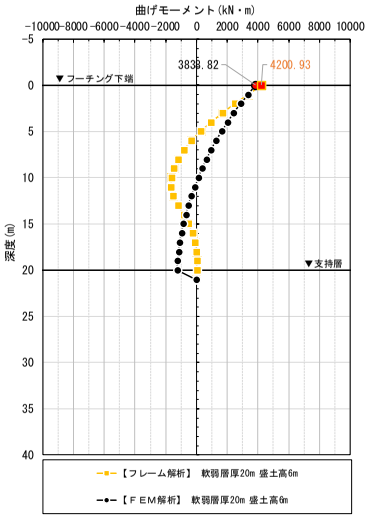


三角形分布





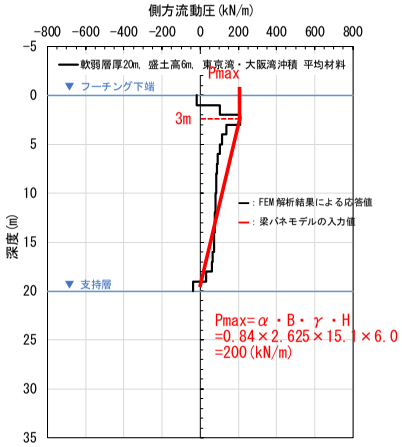




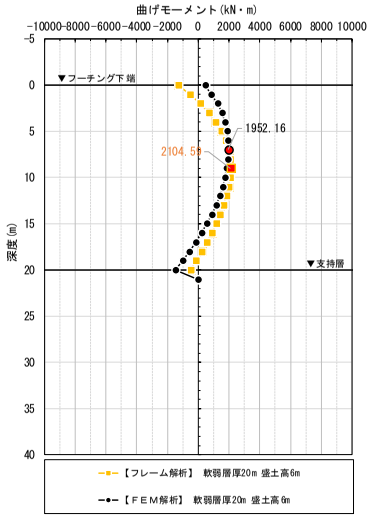
表－32 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.32，軟弱層厚 20m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

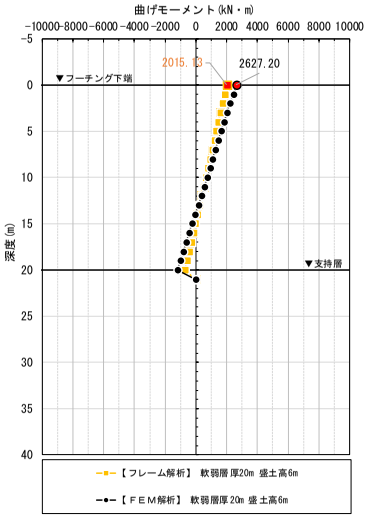
側方流動圧の分布



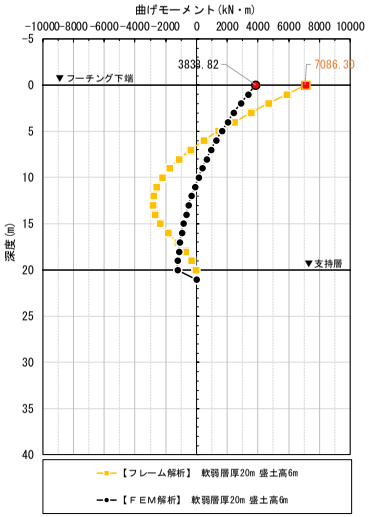
左側（後列）杭



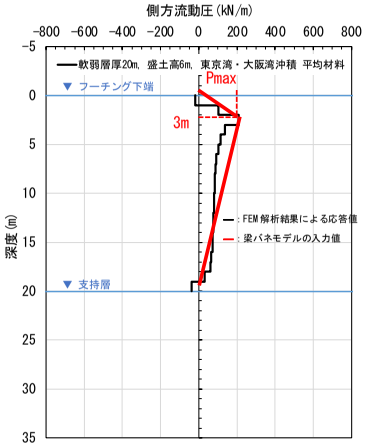
中列杭

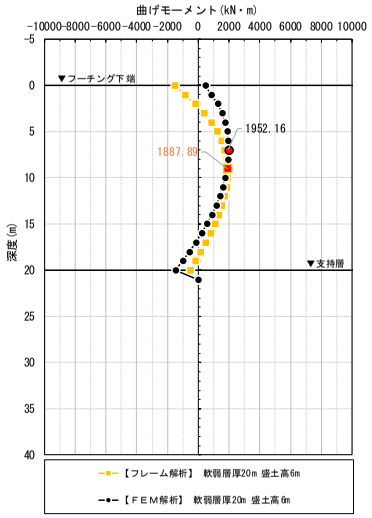


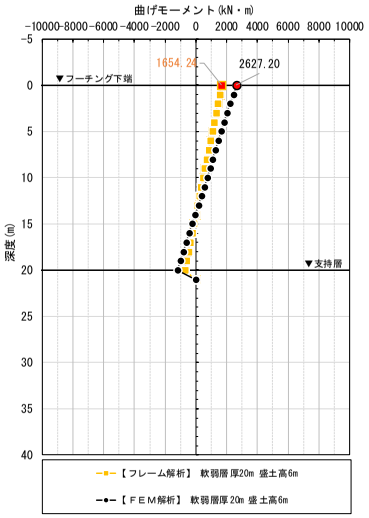
右側（前列）杭

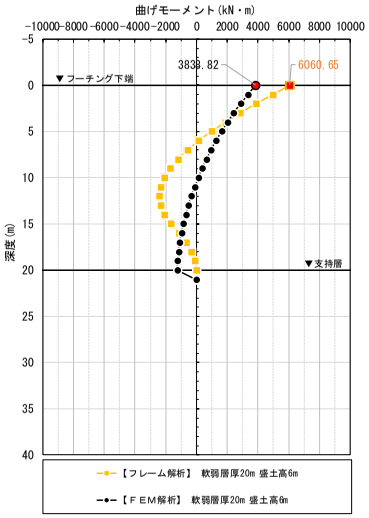


三角形分布（支持層まで）





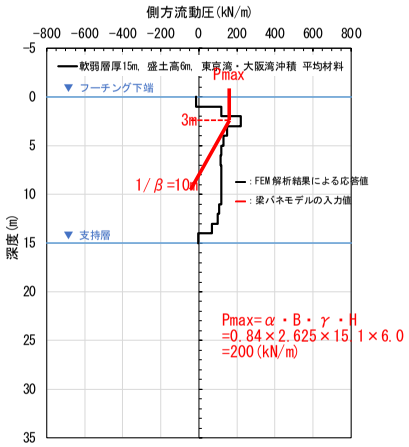




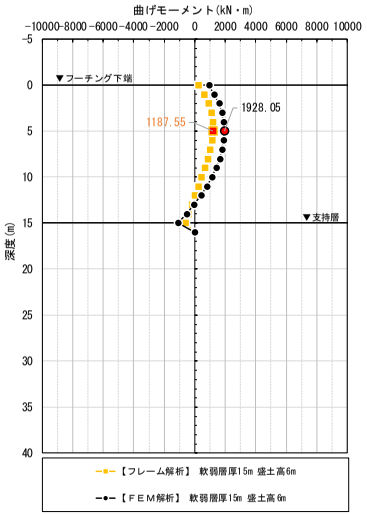
表－33 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.33，軟弱層厚 15m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

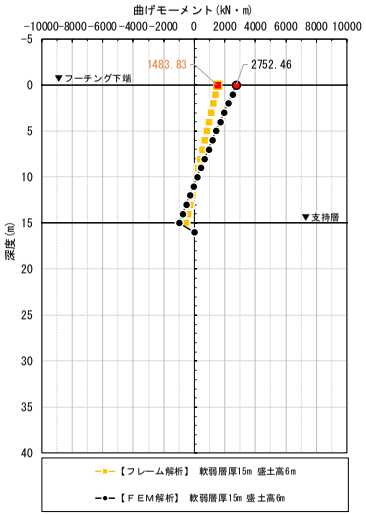
側方流動圧の分布



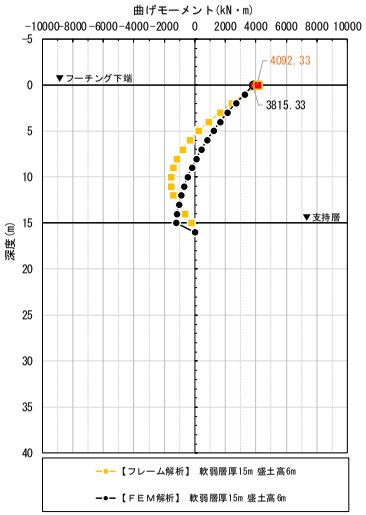
左側（後列）杭



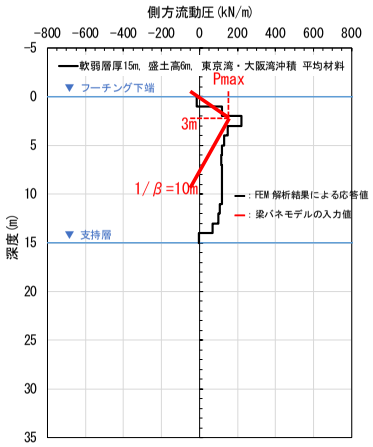
中列杭

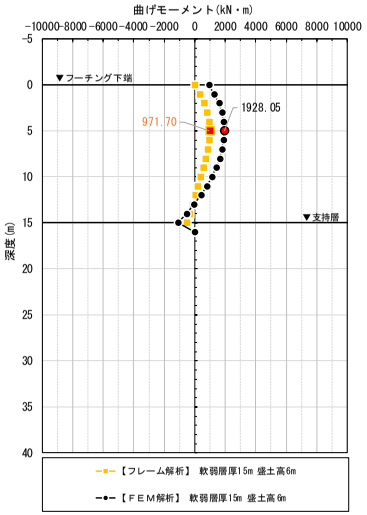


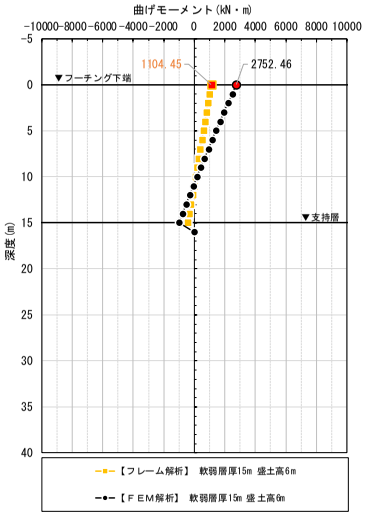
右側（前列）杭

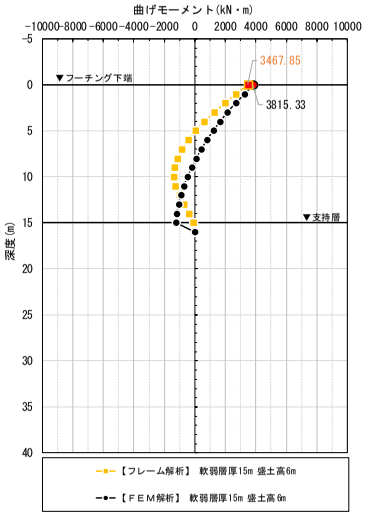


三角形分布





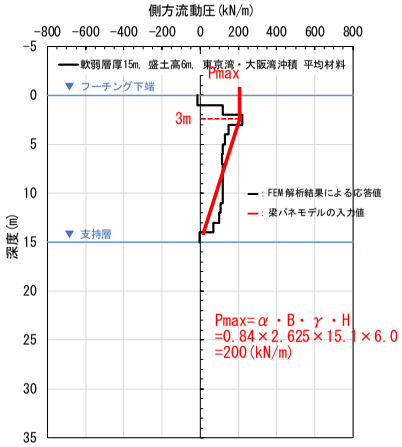




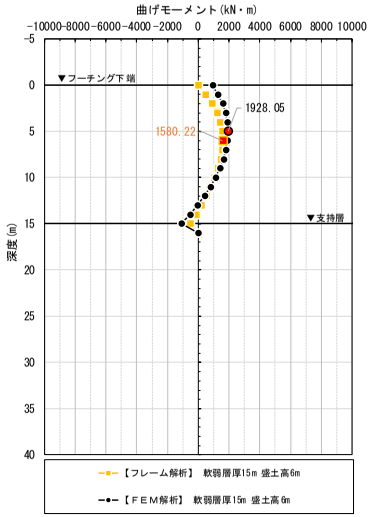
表－33 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.33，軟弱層厚 15m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

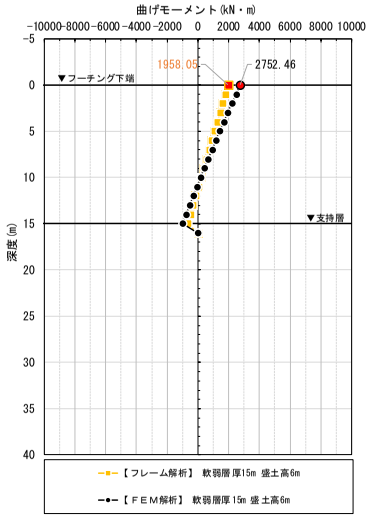
側方流動圧の分布



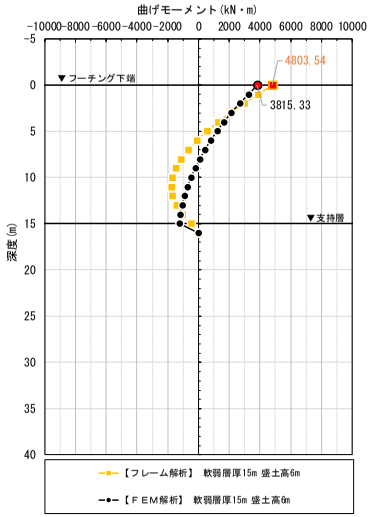
左側(後列)杭



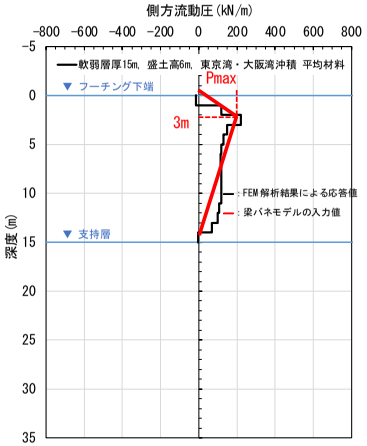
中列杭

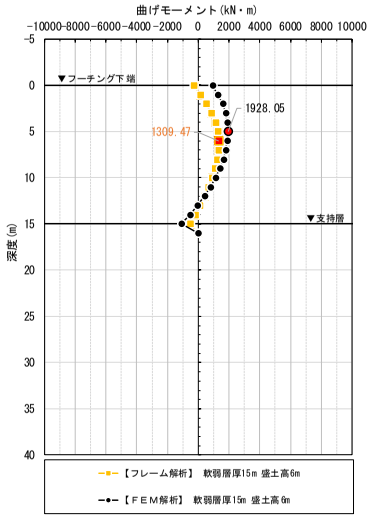


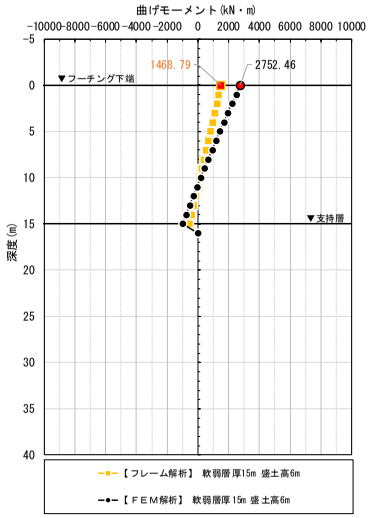
右側(前列)杭

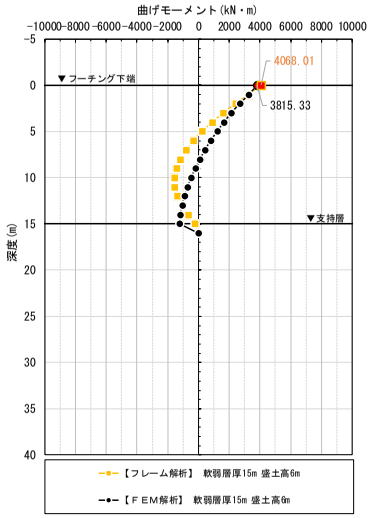


三角形分布（支持層まで）





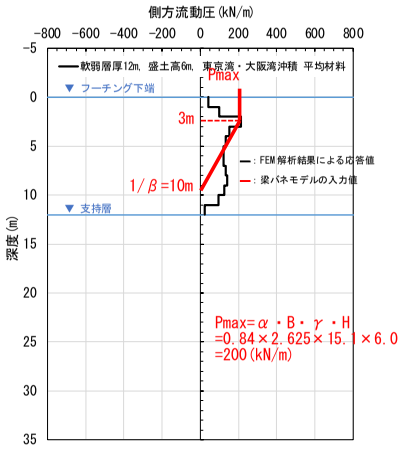




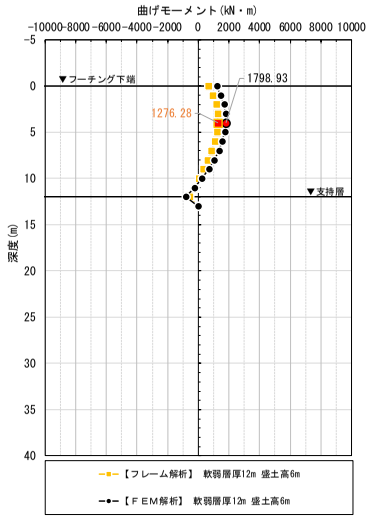
表－34(1)　杭の曲げモーメント分布（No.34，軟弱層厚 12m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

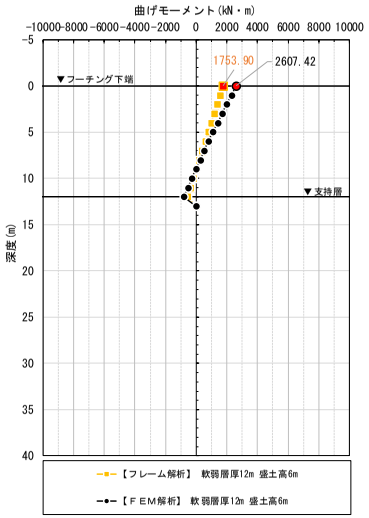
側方流動圧の分布



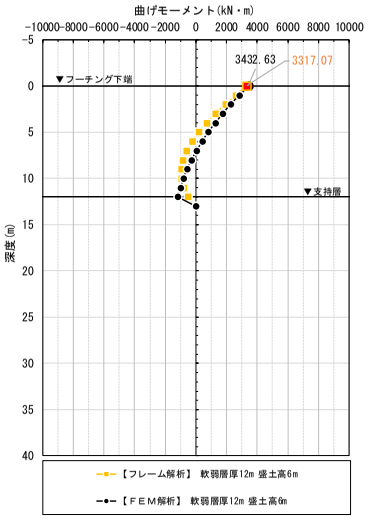
左側(後列)杭



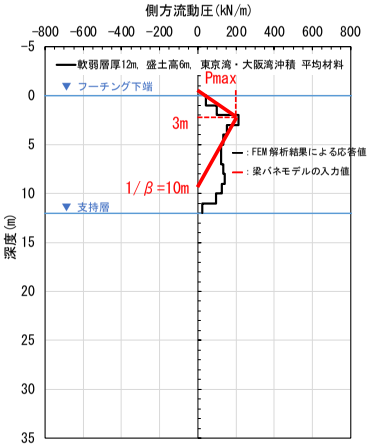
中列杭

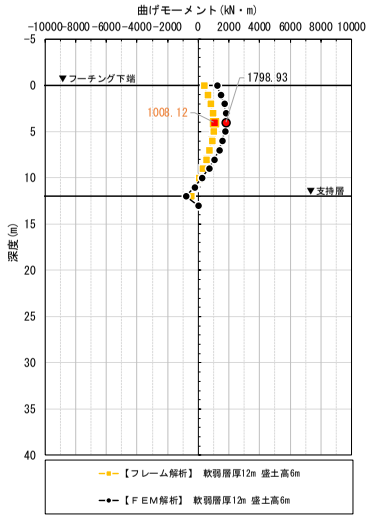


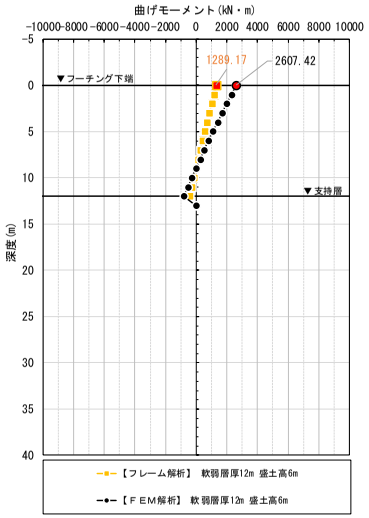
右側(前列)杭

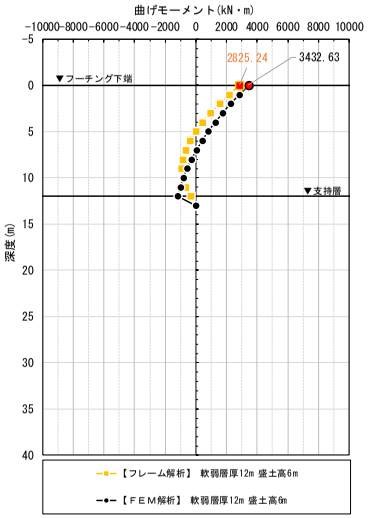


三角形分布





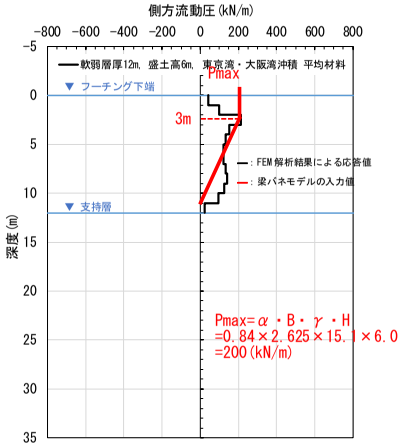




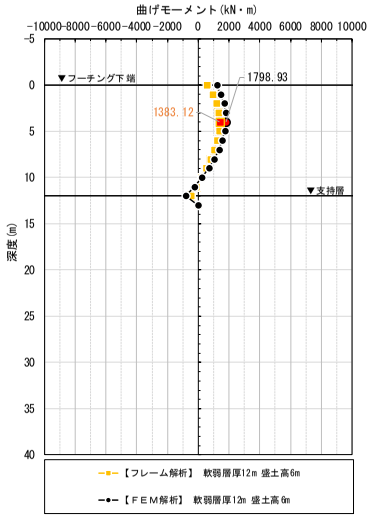
表－34(2)　杭の曲げモーメント分布（No.34，軟弱層厚 12m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布（支持層まで）

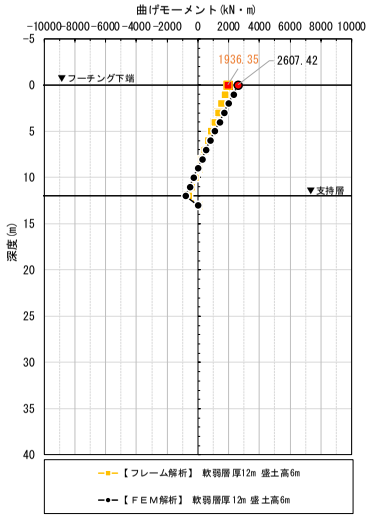
側方流動圧の分布



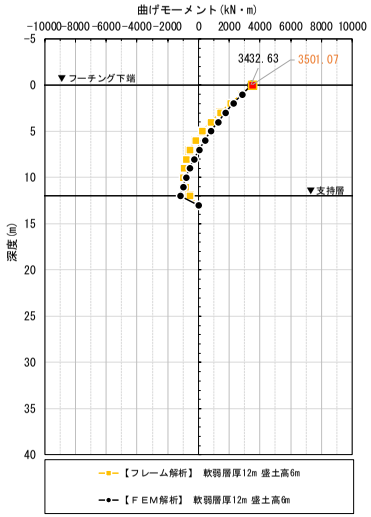
左側(後列)杭



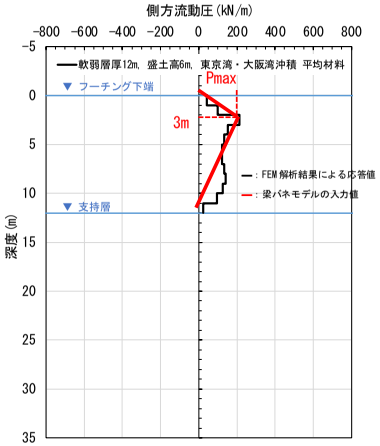
中列杭

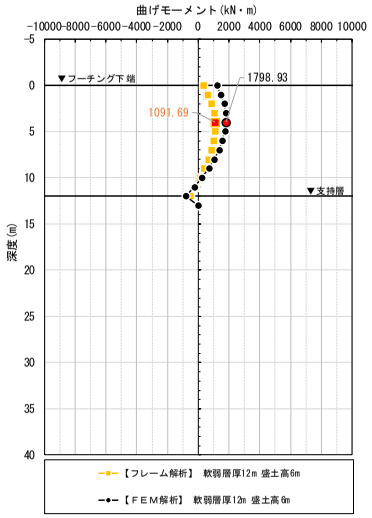


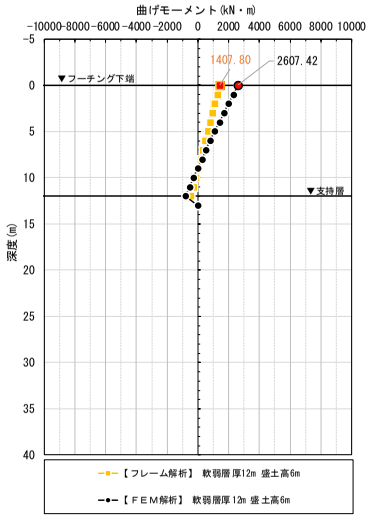
右側(前列)杭

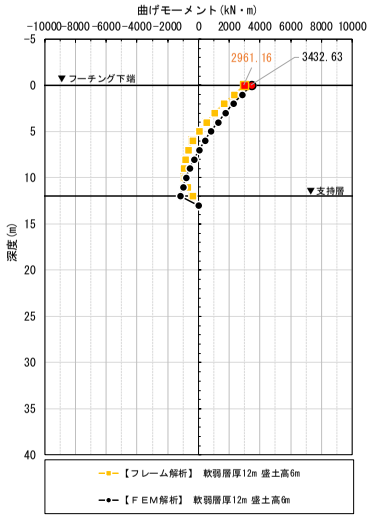


三角形分布（支持層まで）





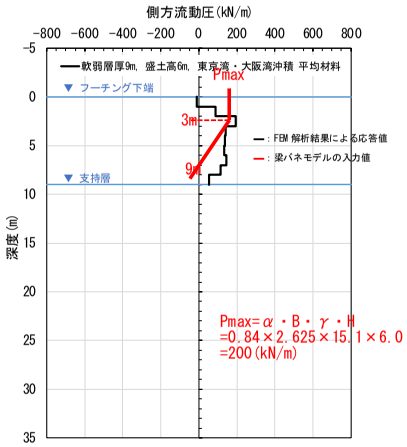




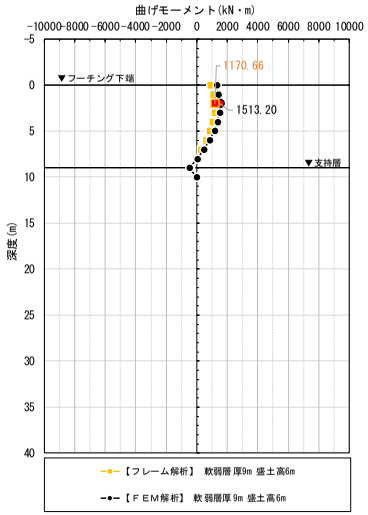
表－35　杭の曲げモーメント分布（No.35，軟弱層厚 9m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

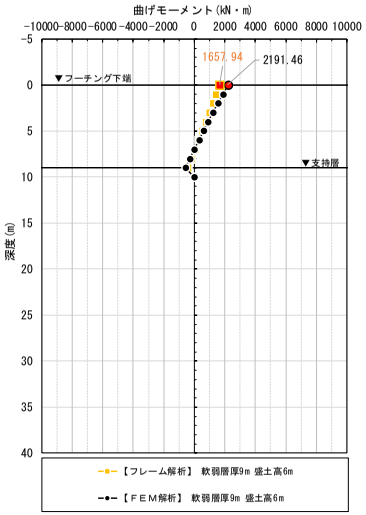
側方流動圧の分布



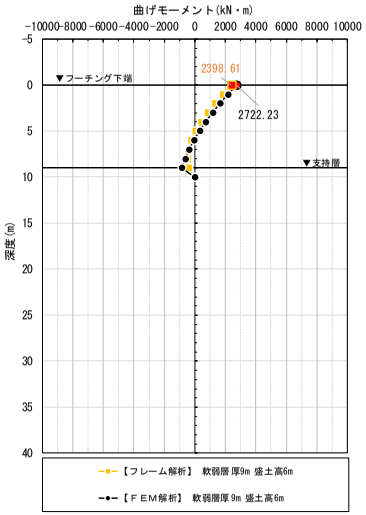
左側（後列）杭



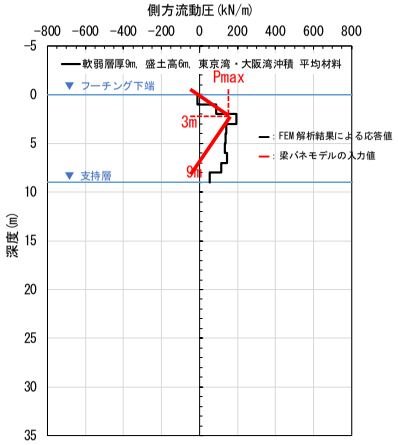
中列杭

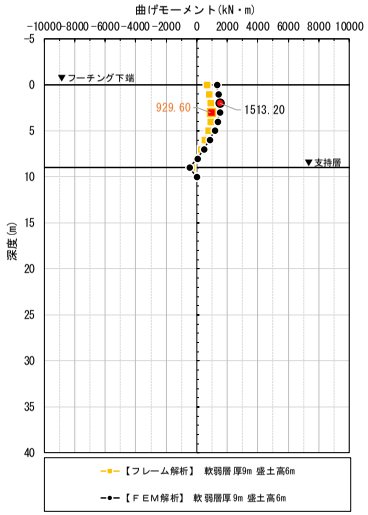


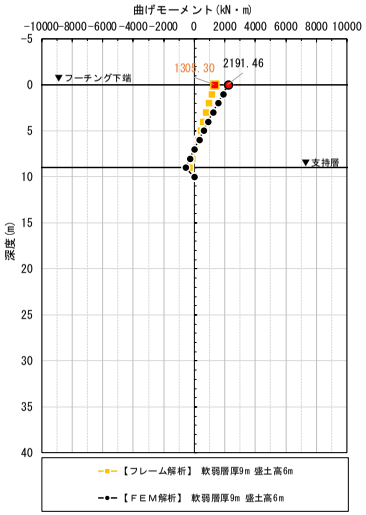
右側（前列）杭

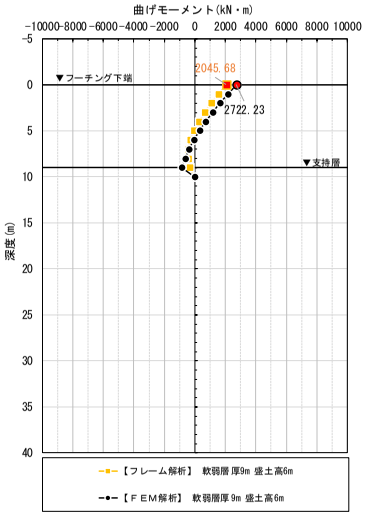


三角形分布





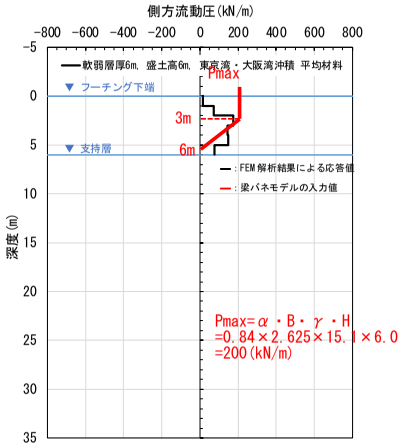




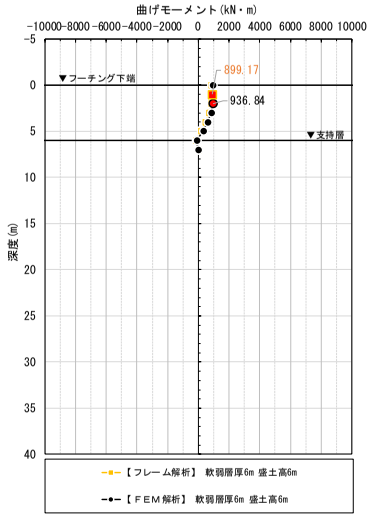
表－36　杭の曲げモーメント分布（No.36，軟弱層厚 6m，盛土高 6m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.0m）

台形分布

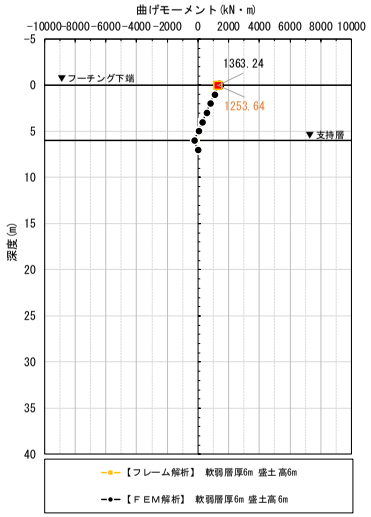
側方流動圧の分布



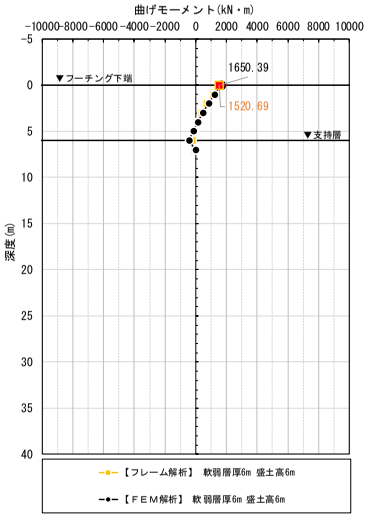
左側(後列)杭



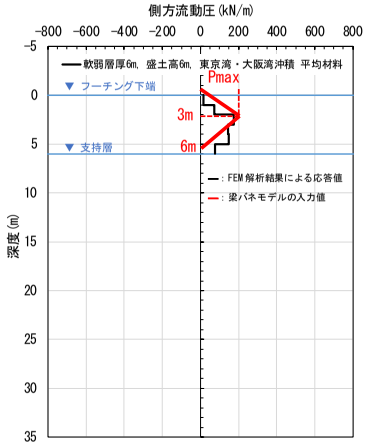
中列杭

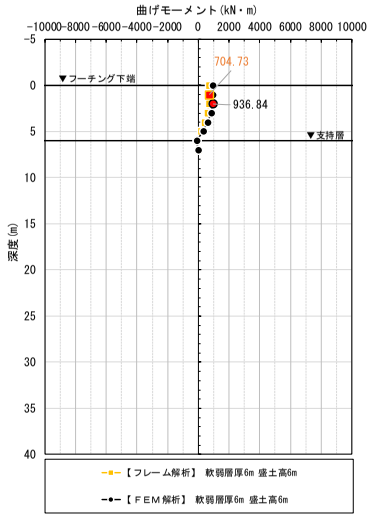


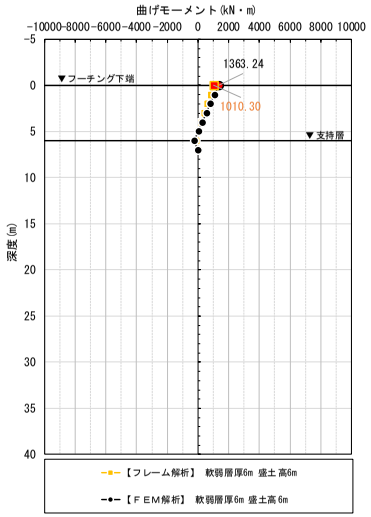
右側(前列)杭

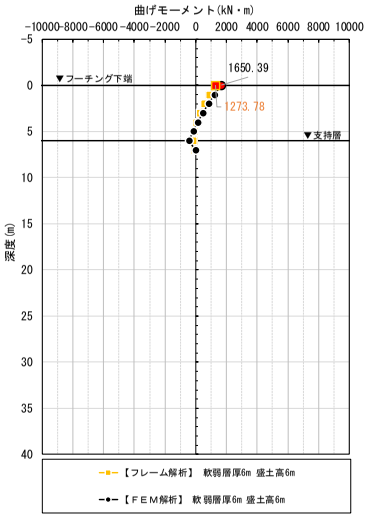


三角形分布





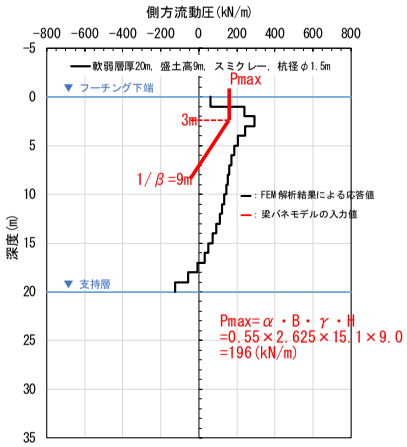




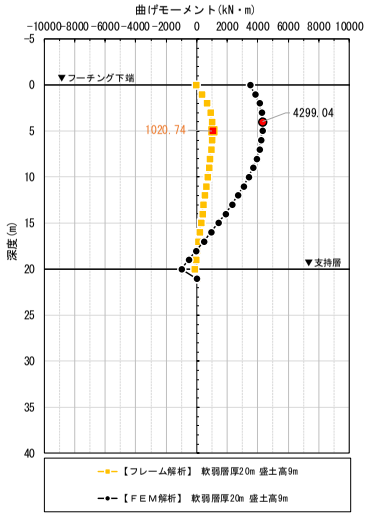
表－37 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.37，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.5m）

台形分布

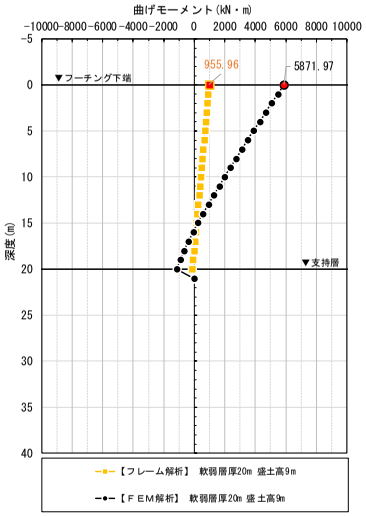
側方流動圧の分布



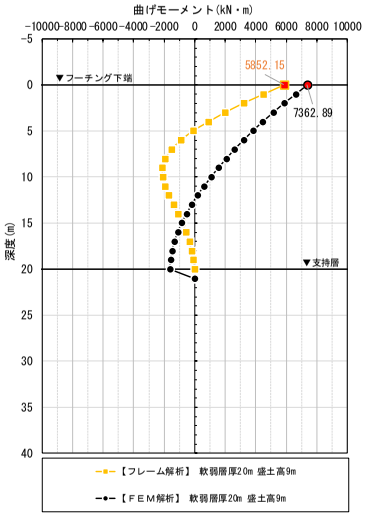
左側（後列）杭



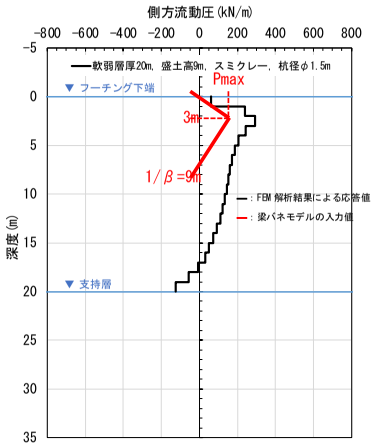
中列杭

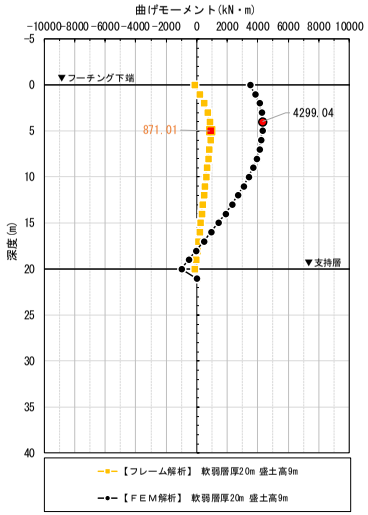


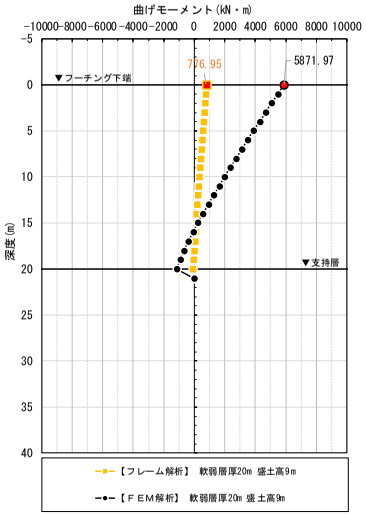
右側（前列）杭

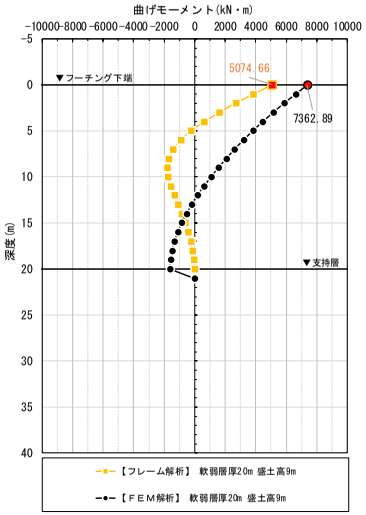


三角形分布





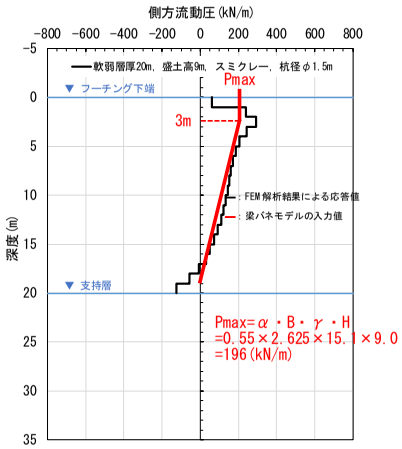




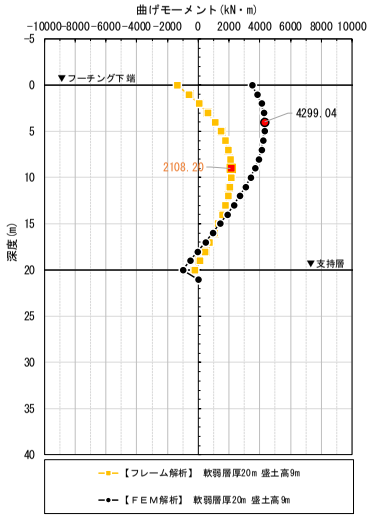
表－37 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.37，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.5m）

台形分布（支持層まで）

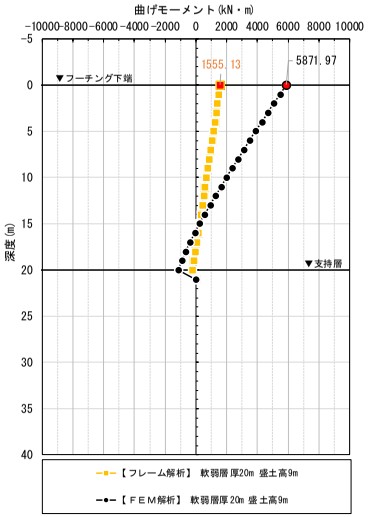
側方流動圧の分布



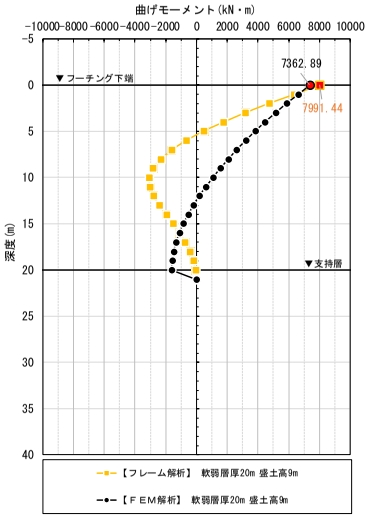
左側（後列）杭



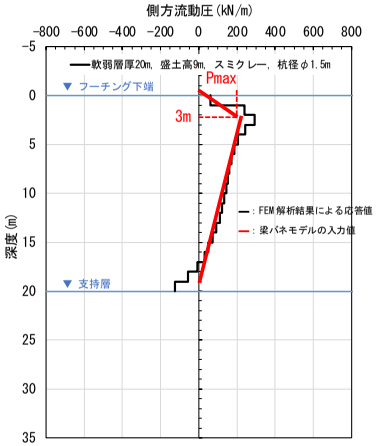
中列杭

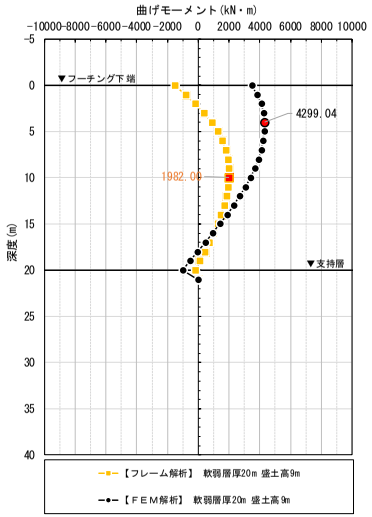


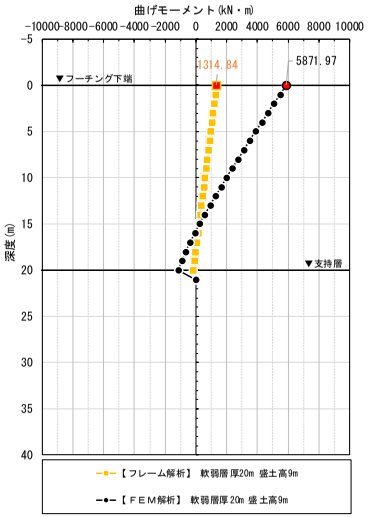
右側（前列）杭

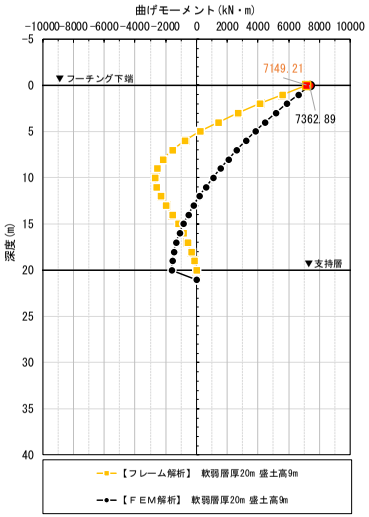


三角形分布（支持層まで）





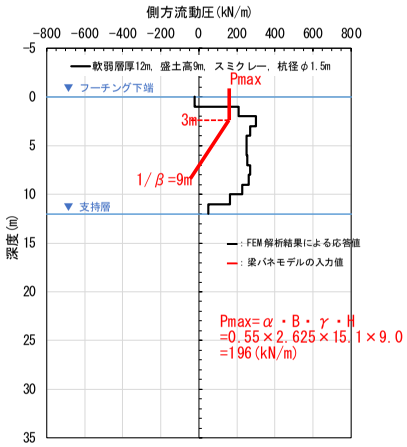




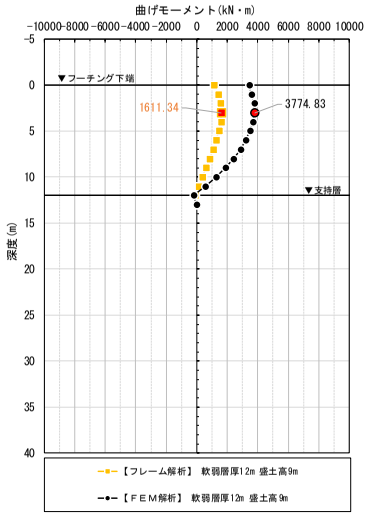
表－38 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.38，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.5m）

台形分布

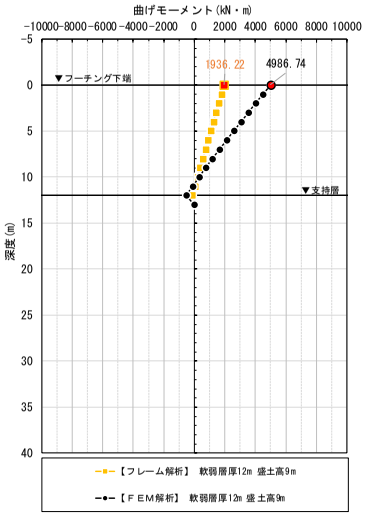
側方流動圧の分布



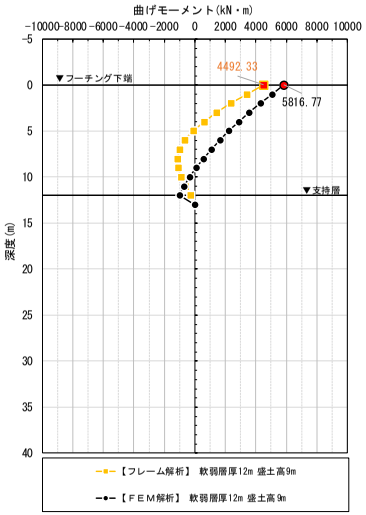
左側（後列）杭



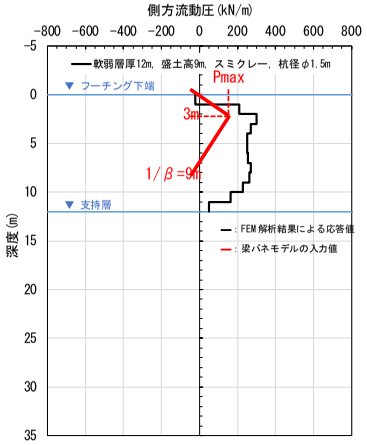
中列杭

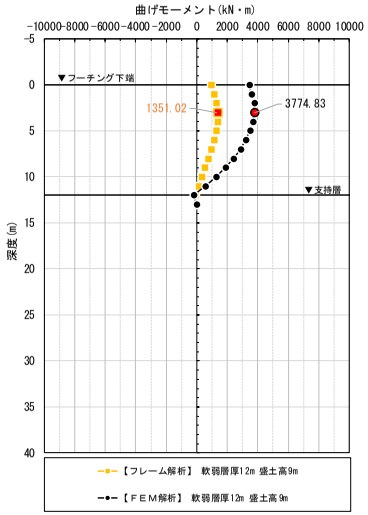


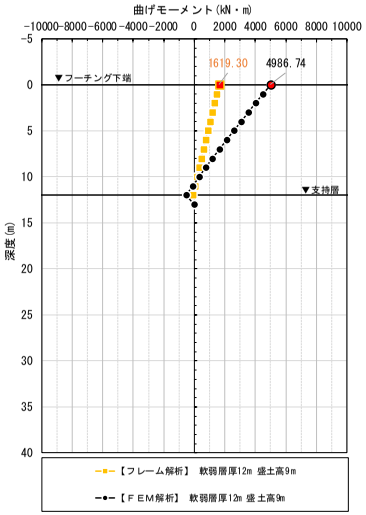
右側（前列）杭

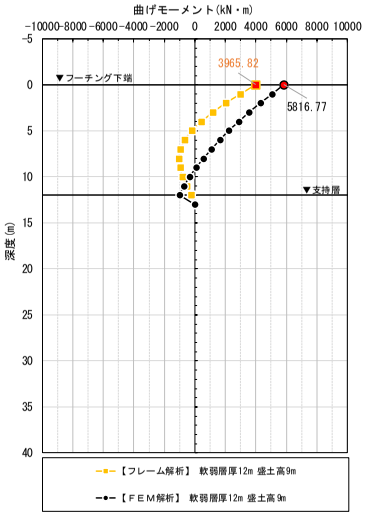


三角形分布





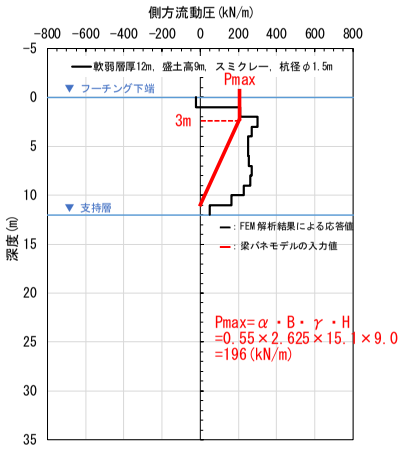




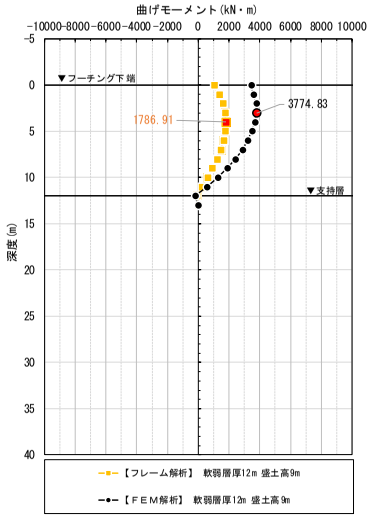
表－38 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.38，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.5m）

台形分布（支持層まで）

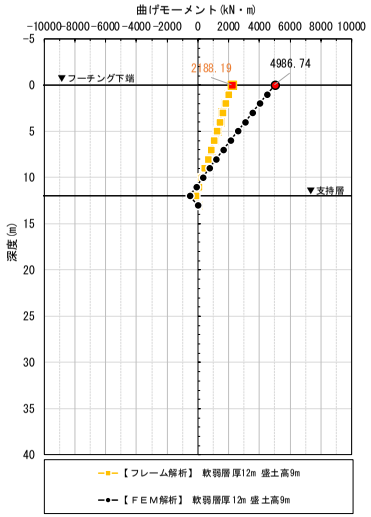
側方流動圧の分布



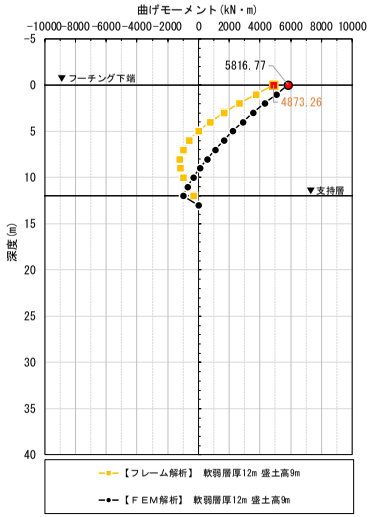
左側(後列)杭



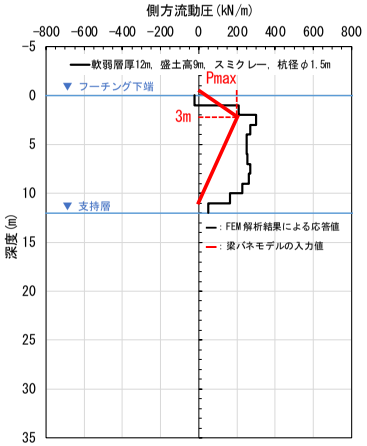
中列杭

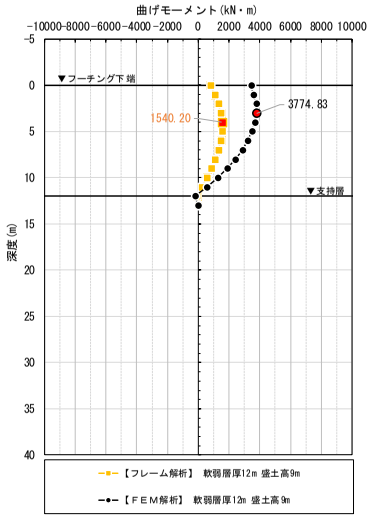


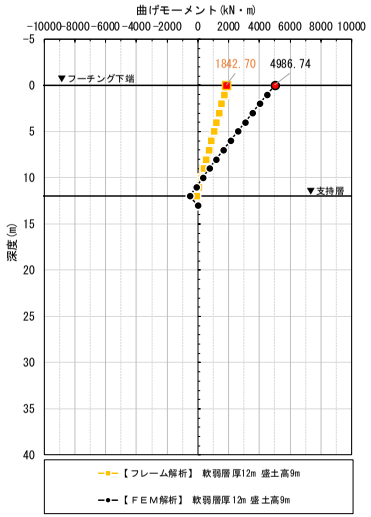
右側(前列)杭

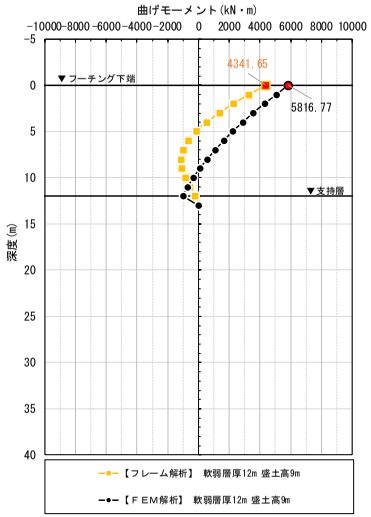


三角形分布（支持層まで）





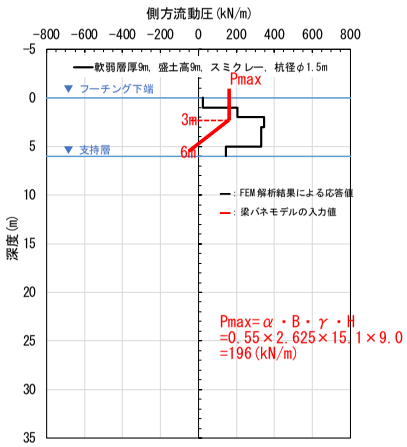




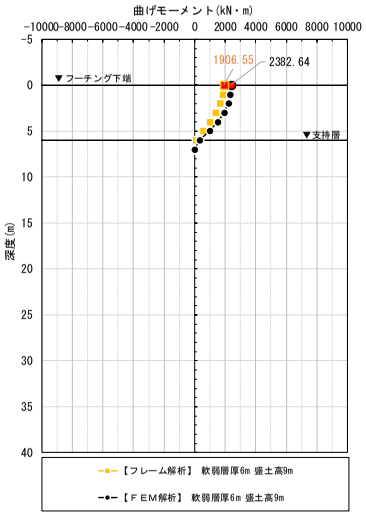
表－39　杭の曲げモーメント分布（No.39，軟弱層厚 6m，盛土高 9m，スミクレー，φ1.5m）

台形分布

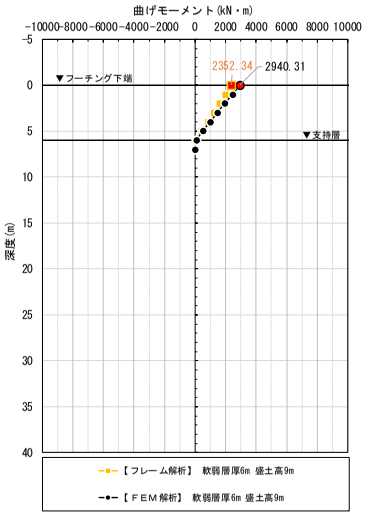
側方流動圧の分布



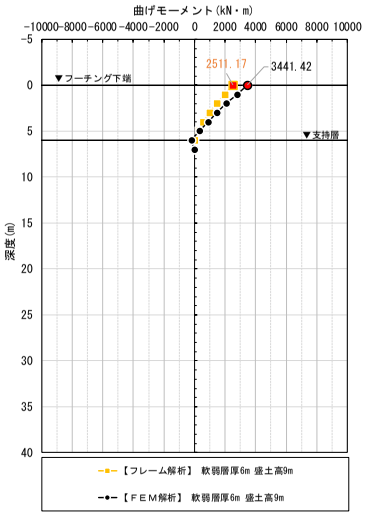
左側（後列）杭



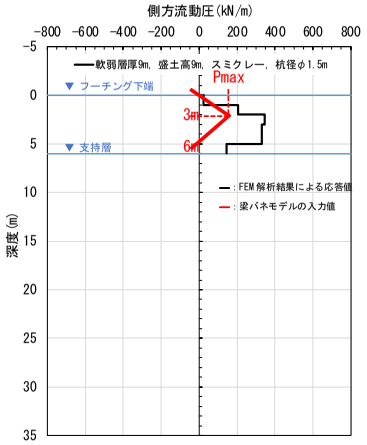
中列杭

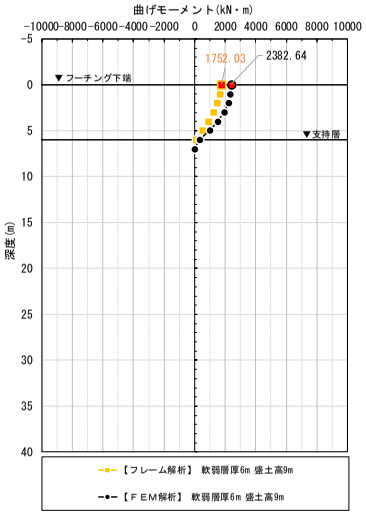


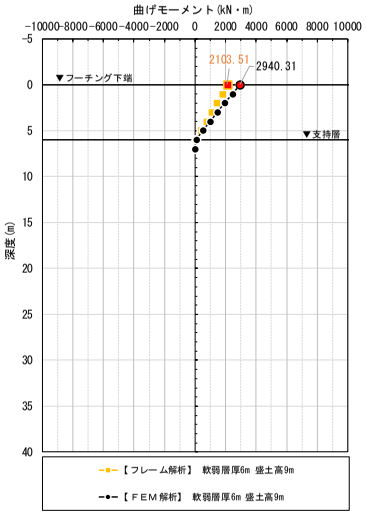
右側（前列）杭

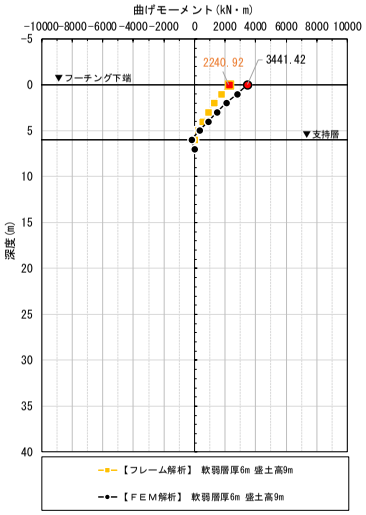


三角形分布



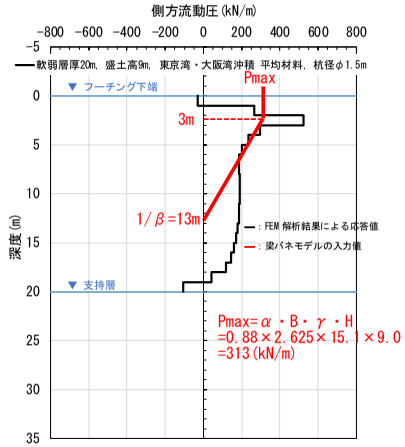


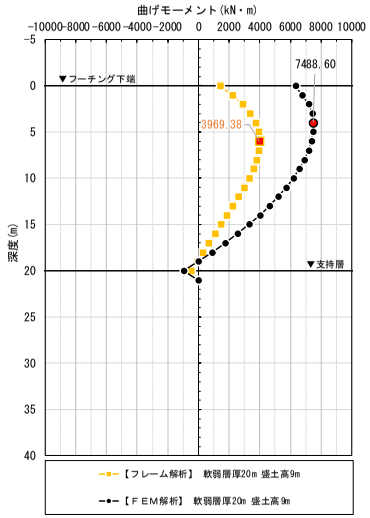


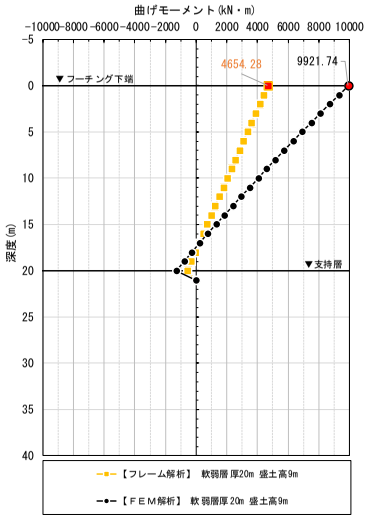


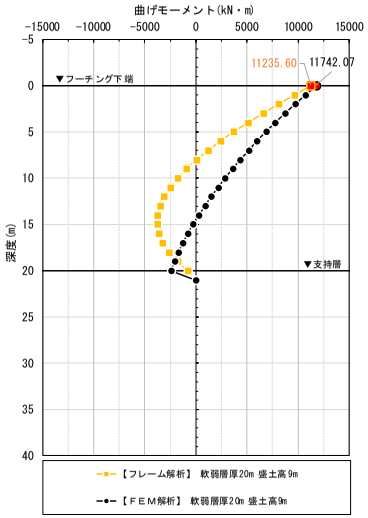
表－40 (1)　杭の曲げモーメント分布（No.40，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.5m）

台形分布

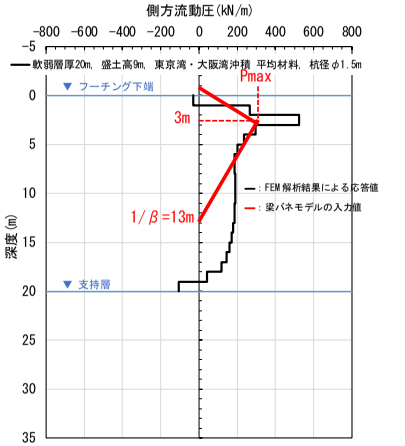


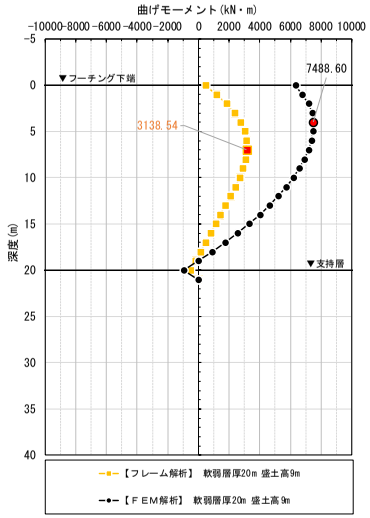


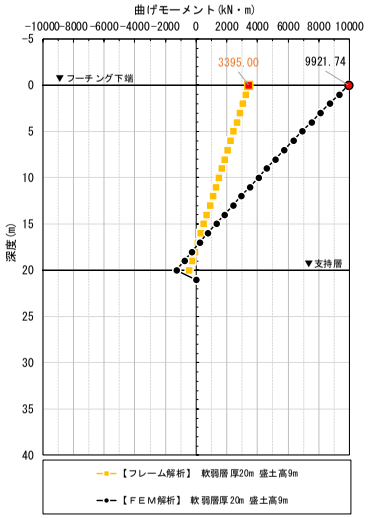


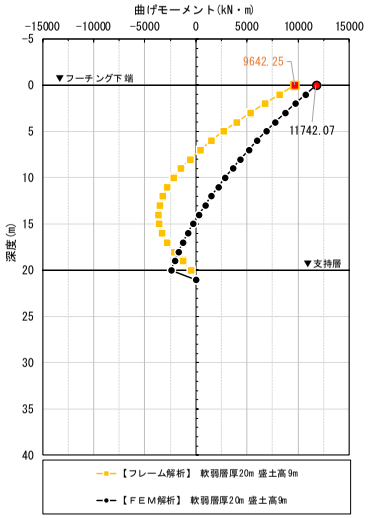


三角形分布



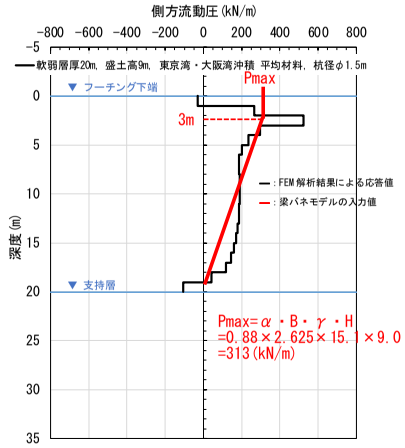


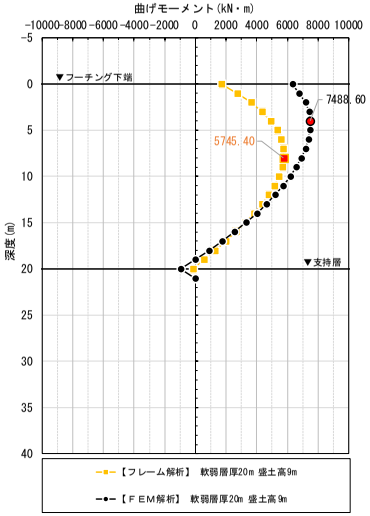


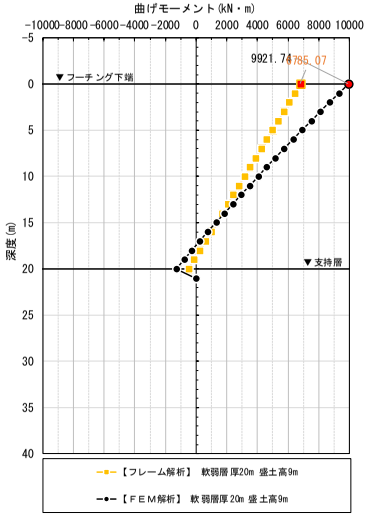


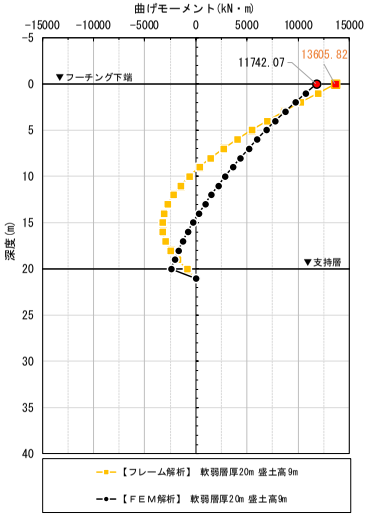
表－40 (2)　杭の曲げモーメント分布（No.40，軟弱層厚 20m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.5m）

台形分布（支持層まで）

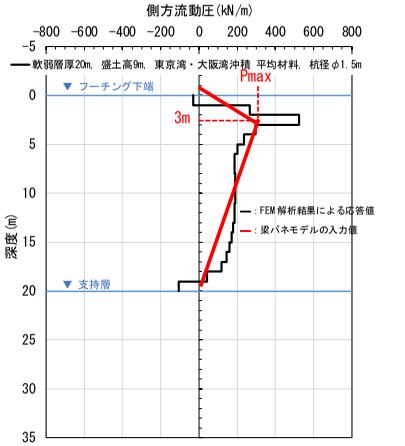


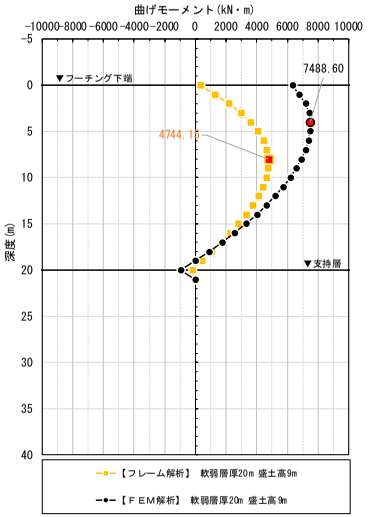


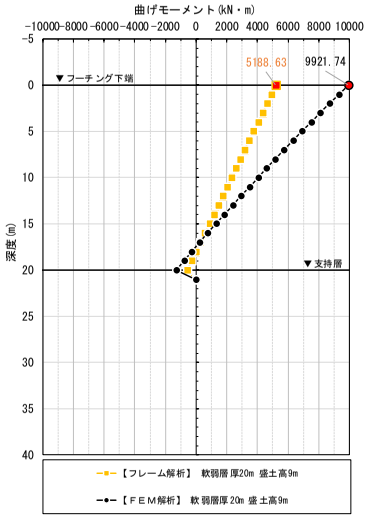


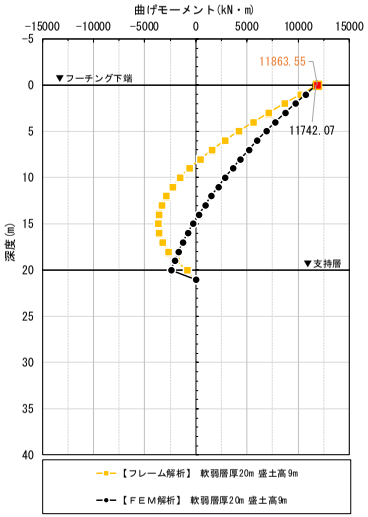


三角形分布（支持層まで）





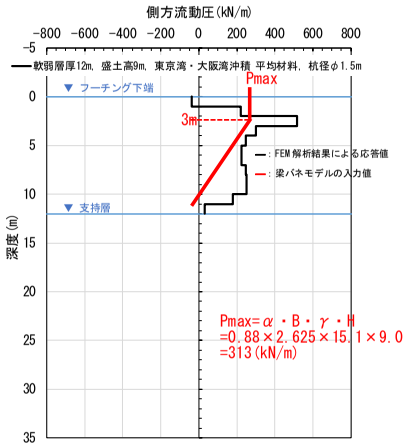




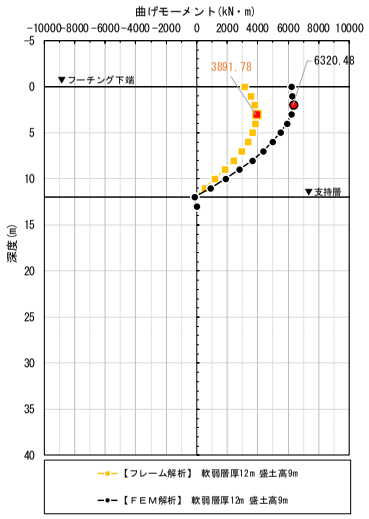
表－41　杭の曲げモーメント分布（No.41，軟弱層厚 12m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.5m）

台形分布

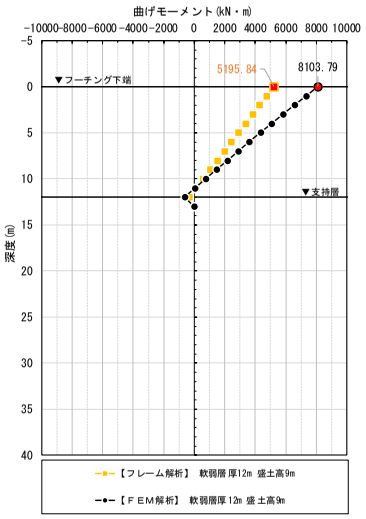
側方流動圧の分布



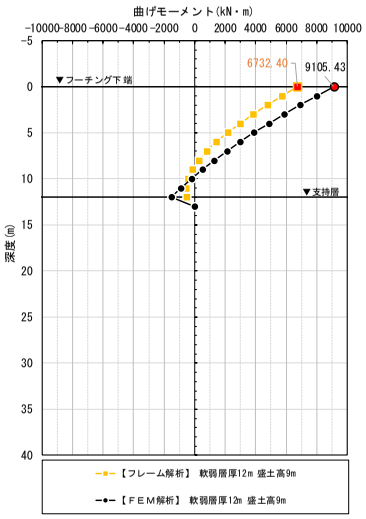
左側（後列）杭



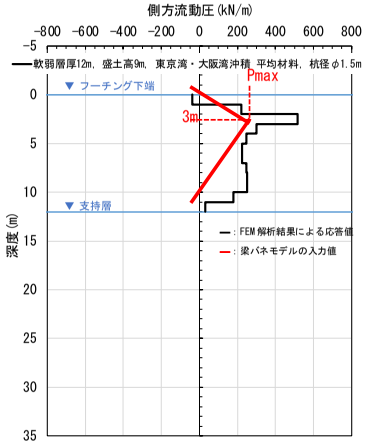
中列杭

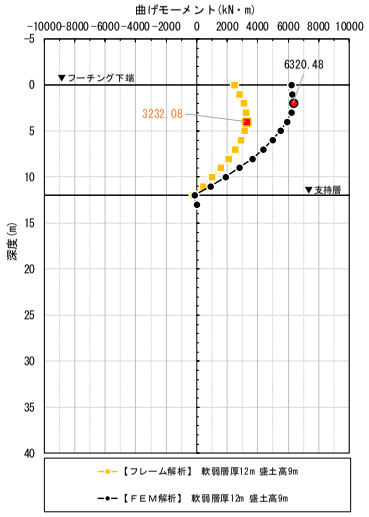


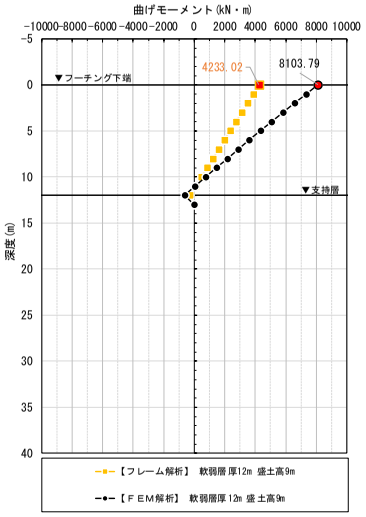
右側（前列）杭

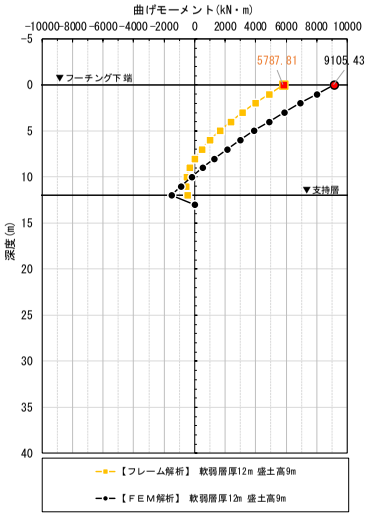


三角形分布





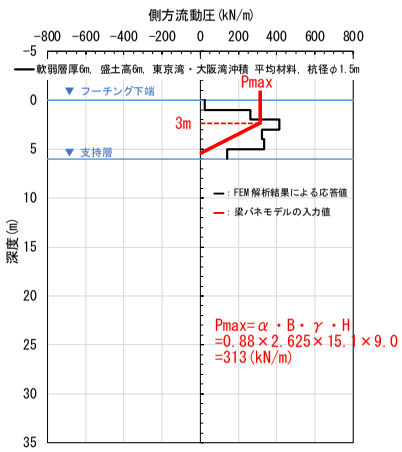




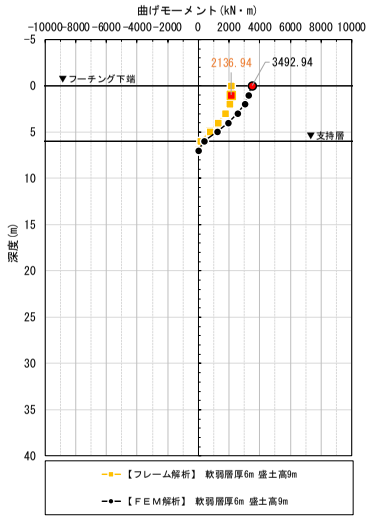
表－42　杭の曲げモーメント分布（No.42，軟弱層厚 6m，盛土高 9m，東京湾・大阪湾沖積平均材料，φ1.5m）

台形分布

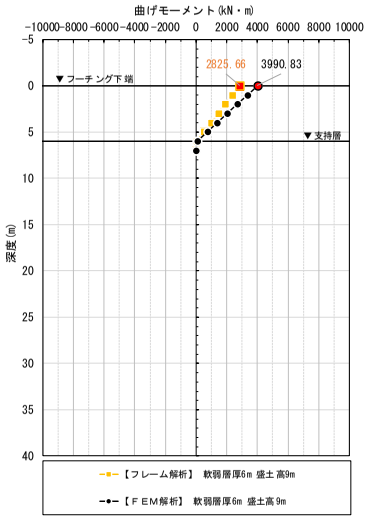
側方流動圧の分布



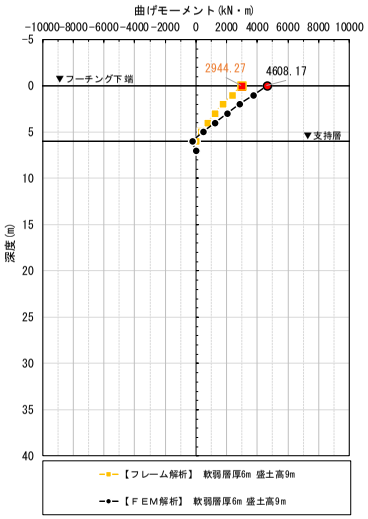
左側(後列)杭



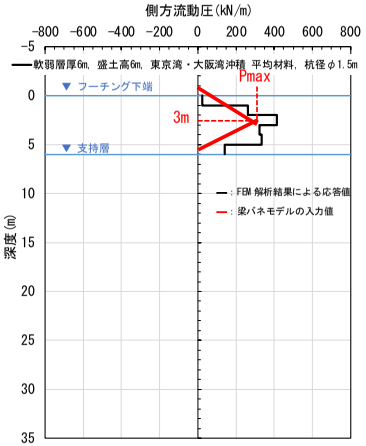
中列杭

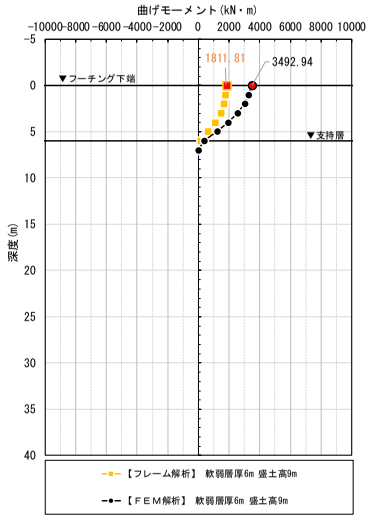


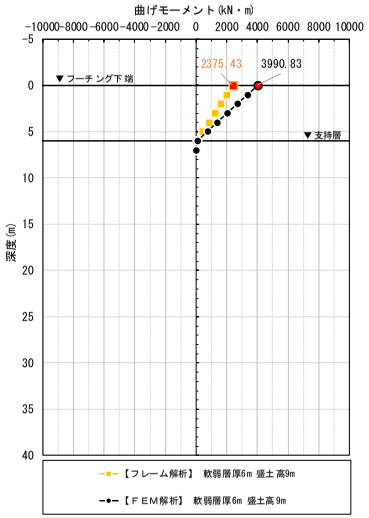
右側(前列)杭

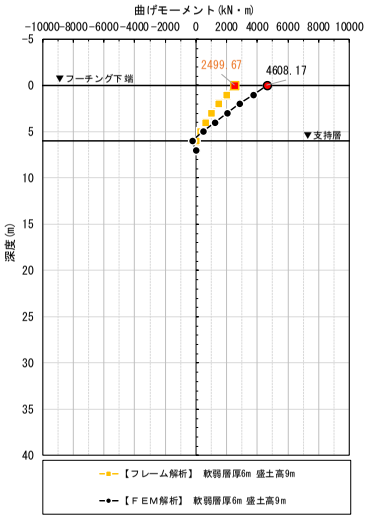


三角形分布









共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No. 5 4 4 March 2021

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754