

斜面上の深礎基礎の水平支持力特性
に関する研究
(Bearing Capacity of Caisson Type Pile
on Slope under Lateral Loading Condition)

2015 年 3 月

高 橋 秀 明

要旨

送電線網を全国に整備して安定した電力の流通を確保するためには、送電用鉄塔の建設技術を、我が国の多様で複雑な地形・地質に適応させた合理的なものとする必要がある。送電線が山岳地を通過する場合、送電用鉄塔の基礎は、一般的に、経済性と施工性に優れ、傾斜地で所定の支持力を確保し易い深礎基礎が採用される。斜面上の深礎基礎は、水平安定性が基礎形状の決定要因となることが多く、基礎の水平変位が鉄塔構造全体系の安定性を損なうことのないよう、これまでに傾斜地の水平支持力に着目した研究が実施されてきた。これらの研究では、連続で均質な土砂・軟岩の 30 度斜面を対象に実規模の水平載荷実験を現場で行い、その結果に基づいて斜面における水平安定設計式が開発されてきた。一方、近年は送電用鉄塔が自然環境や景観へ及ぼす影響に配慮する必要性が高まり、従来よりも硬質な岩盤の急傾斜地へ深礎基礎を建設する要求が増えてきた。そのため、深礎基礎の水平安定設計式を中硬岩の 50 度程度の斜面まで適用範囲を拡大する必要性が高まった。同時に、深礎基礎の水平安定性は基礎形状決定の支配的な要因であるため、コストダウンの実現には、斜面の角度と密接に関連する水平支持力の推定精度向上を図ることが重要となってきた。

以上のような背景のもと、本研究では、不連続性や不均質性が特徴である中・硬岩を対象に、山岳地の急傾斜地を模擬した 1/2 縮尺の水平載荷実験を現場で行い、急斜面における深礎基礎の水平支持力特性を明らかにした。また、深礎基礎の前面に形成される受動抵抗土塊の形状やすべり変形メカニズムについては、3 次元の弾塑性有限要素解析も利用して分析した。これらの分析に基づき、従来の適用範囲を斜面角度 50 度程度の中硬岩にまで拡大した精度の高い合理的な水平安定設計式を提案した。

現場の水平載荷実験は、30 度斜面と 50 度斜面の 2 ケースを同一地点で実施し、斜面角度が基礎体および前面地盤の挙動に与える影響を直接比較した。深礎基礎の前面地盤では、地表面を光波測量で、地中部を挿入式の傾斜計と鉛直変位計で 3 成分の変位を詳細に計測して斜面の受動抵抗領域を明らかにした点が大きな特徴である。実験フィールドは中古性代の砂岩が優勢な D 級と CL 級の岩盤で、多数の不連続面を有している。そのため、水平支持力を評価する際には、寸法の小さいボーリングコアサンプルの室内試験から不連続性岩盤のマクロなせん断強さや剛性をどのように推定するかが大きな問題となる。本研究では、不連続面を対象とした多数の試験データを用いて、不連続性岩盤の力学特性に関するばらつきと寸法効果を検討し、その結果を水平載荷実験の有限要素解析で利用した。

弾塑性有限要素解析では、実験フィールドの不連続性岩盤に見られたひずみ軟化挙動

を表現するため、ひずみ硬化・軟化型の構成モデルを導入した。この構成モデルは、降伏関数に Coulomb の破壊規準、塑性ポテンシャル関数に Drucker-Prager 式を用いた非関連流れ則である。破壊規準にはすべり面に関するパラメータ ϕ_{sb} を新たに導入し、塑性化後のひずみ硬化・軟化の過程において、 $45^\circ + \phi_{sb}/2$ で表されるすべり面の角度が変化しないと仮定した。このような仮定の元で、すべり面上の粘着力 c の低下によって不連続性岩盤のひずみ軟化特性を表現した。

深礎基礎の水平安定設計式は、現場の水平載荷実験と有限要素解析の結果を分析して構築した。3次元の受働抵抗土塊にクーロン土圧論を適用して水平地盤ばねの上限値を与える設計式は、中硬岩地盤で 50 度程度の急斜面に対しても安全側な結果が得られることを確認した。

以下に、本研究で明らかにした事項を取りまとめて示す。

- 1) 急斜面の中硬岩地盤を対象とした 1/2 縮尺の現場水平載荷実験では、斜面の水平支持力について以下の点を明らかにした。
 - a) 三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係がひずみ軟化を示す『中硬岩の不連続性岩盤』においても、深礎基礎の水平地盤反力～変位の関係は、上限値を一定とするバイリニア型やワイブル型でモデル化できることが分かった。
 - b) 深礎基礎前面の受働抵抗領域について、30 度斜面は上部にせん断変形が集中し、50 度斜面は深い領域までせん断変形が分散する変形特性を示すことが確認できた。斜面角度が急になるほど、前面の受働抵抗が小さく、斜面の深い範囲までせん断破壊が進展する。そのため、急斜面上の深礎基礎は降伏荷重を超えると水平変位が急増する脆性的な破壊モードを示すことが明らかとなった。
 - c) 深礎基礎の水平支持力は、前面地盤の受働抵抗と側面地盤のせん断抵抗の 2 つの水平抵抗が発揮されていることが分かった。前面地盤の受働抵抗は躯体から側方に 45 度で広がり、最大 3D の幅を有する 3 次元的な土塊形状でモデル化できる。土塊底面のすべり角度 α は、水平支持力を最小化するクーロン土圧論が急斜面に対して適用性の高いことが載荷実験から確認できた。また、基礎の側面地盤には、単純せん断変形に伴う亀裂が発生していることから、基礎体側面ではせん断抵抗が発揮されていることが分かった。
- 2) 多数の不連続面を有する中硬岩地盤の室内試験データを用いて、せん断強さとヤング率のばらつき、寸法効果を検討し、次の点を明らかにした。
 - a) 三軸圧縮試験は、顕著なひずみ軟化を示すタイプと明確なピークを示さず残留強度に留まるタイプの 2 種類に分類できた。一般的な供試体寸法の $D=50$

mm は、この 2 タイプが混在することにより、力学特性のばらつきが顕著に現れることを明らかにした。また、寸法が大きくなるほど、様々なタイプの不連続面が含まれる結果、データのばらつきは小さくなり、応力～ひずみ関係はピーク強さが発揮された後に残留強度に至りひずみ軟化型となる傾向がある。したがって、本地点のような不連続性岩盤のマクロな力学特性はひずみ軟化型で代表されることが分かった。

- b) 三軸圧縮試験の応力～ひずみタイプ別にせん断強さとヤング率を整理した結果、せん断強さには顕著な寸法効果は見られず、ヤング率と拘束圧の依存性に寸法効果が認められた。
- 3) 三軸圧縮試験のひずみ軟化特性をモデル化した 3 次元の弾塑性有限要素解析を実施し、荷重～変位関係を現場水平載荷実験と比較するとともに、斜面の水平支持力モデルの妥当性を検証し、次の点を明らかにした。
- a) 一般的な寸法である $D=50$ mm の三軸圧縮試験から不連続性岩盤のパラメータを設定した 3 次元弾塑性有限要素解析は、実験の荷重～変位関係や斜面の角度が地盤のせん断破壊に及ぼす影響を良く再現できた。また、試験体と地盤の境界面のせん断破壊が荷重～変位関係に及ぼす影響が大きく、本解析により、境界面のせん断抵抗角 δ は $\phi/3$ 程度が妥当であることを示した。
 - b) 基礎体前面斜面の変形性状は現場載荷実験と調和的な関係にあり、受働抵抗土塊の 3 次元的な形状やクーロン土圧論の適合性を確認した。
- 4) 提案した水平安定設計法の精度および従来設計法に対する合理性について以下に示す。
- a) 既往 10 地点の現場載荷実験に対して提案設計法を適用し、極限支持力の推定精度を検証した。その結果、極限水平支持力の実験値 P_{exp} と設計値 P_{cal} の比 $f (=P_{\text{exp}}/P_{\text{cal}})$ は、平均値が $\mu=1.77$ から $\mu=1.35$ となり、実験値と設計値の偏差が約 1/2 と大きく改善し、提案設計法の精度向上が確認できた。
 - b) 平均的な地形地質と中硬岩地盤の 50 度斜面を対象に深礎基礎の試設計を実施した結果、従来設計法に対して、躯体長さを 2.0m 程度縮小するコストダウンを実現可能なことを明らかにした。

以上の研究成果である深礎基礎の水平安定設計法は、東京電力(株)と中部電力(株)の送電用鉄塔の基礎設計基準として採用され、多数の基幹系送電線の深礎基礎の設計で用いられている。現在までに、357 基(東京電力：146 基，中部電力：211 基)の設計実績を残しており、流通設備全体のコストダウンに貢献している。

記号

本論文で用いる記号の意味は以下の通りである.

τ : せん断応力

c : 土の粘着力

ϕ : 土のせん断抵抗角

δ : 土の基礎体壁面のせん断抵抗角

ϕ_{sb} : すべり面の角度 $\alpha (= 45 + \phi_{sb}/2)$ を定義するせん断抵抗角

F : 降伏関数

G : 塑性ポテンシャル関数

I_1 : 応力の第 1 不変量

J_2 : 偏差応力の第 2 不変量

J_3 : 偏差応力の第 3 不変量

κ : ひずみ硬化・軟化パラメータ ($= \bar{\epsilon}^p$)

$\bar{\epsilon}^p$: 相当塑性ひずみ

γ_{\max}^p : 塑性せん断ひずみ

ν : 土のダイレイタンシー角

m_c, m_f, m_d : ひずみ軟化の係数で粘着力 c , せん断抵抗角 ϕ , ダイレイタンシー角 ν に対応する.

E_{50} : 三軸圧縮試験のヤング率

B : 基礎幅

D : 深礎基礎の躯体径

L : 深礎基礎の躯体長さ

E_{PMT} : プレSSHャーメータ試験の変形係数

E_{PLT} : 平板載荷試験の変形係数

σ'_3 : 三軸圧縮試験の初期有効拘束圧

τ_f : すべり面におけるピーク時のせん断応力

σ'_{nf} : すべり面におけるピーク時の垂直応力

c_d : CD 条件の三軸圧縮試験の粘着力

ϕ_d : CD 条件の三軸圧縮試験のせん断抵抗角

P_{max} : 現場水平載荷実験の最大荷重

P_y : 現場水平載荷の降伏荷重

u : 現場載荷実験の載荷点の水平変位
 L_H : 受働ばねの定義深さにおける斜面までの水平土被り厚さ
 k_h : 水平地盤における水平地盤反力係数
 k_{hs} : 傾斜低減を考慮した水平地盤反力係数
 k_{h0} : 直径 30cm の剛体板による平板載荷試験に相当する水平地盤反力係数
 B_H : 深礎基礎の換算幅
 α : 変形係数 E_0 の求め方に対する補正係数
 E_0 : 基準ヤング係数 (基準拘束圧 $\sigma'_m = 50 \text{ kN/m}^2$ におけるヤング係数 E_{50})
 σ'_m : 初期有効拘束圧
 n : ヤング係数の拘束圧依存係数
 c_p : 粘着力のピーク値
 ϕ_p : せん断抵抗角のピーク値
 p_u : 極限水平地盤反力度
 F_p : 極限水平支持力
 W : 斜面の受働抵抗土塊の重量
 A : 斜面の受働抵抗土塊の底面積
 K_0 : 静止土圧係数
 σ_v : 上載圧
 k_{sh} : 傾斜低減を考慮した深礎基礎側面の水平地盤反力係数
 τ_{\max} : 深礎基礎側面の水平方向の極限せん断応力
 p_{su} : 深礎基礎側面の水平せん断ばねの上限値
 k_v : 鉛直方向の地盤反力係数
 k_{v0} : 直径 30cm の剛体板による鉛直載荷試験に相当する鉛直地盤反力係数
 p_{cu0} : 水平地盤に対する深礎基礎底面の極限圧縮支持力度 (Terzaghi の極限支持力)
 p_{cu} : 斜面の低減を考慮した深礎基礎底面の極限圧縮支持力度
 α, β : 極限圧縮支持力の形状係数
 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数
 D_f : 設計地盤面からの躯体底面までの根入れ深さ
 k_{sb} : 躯体底面のせん断地盤反力係数
 λ : 躯体底面の鉛直地盤反力係数に対するせん断地盤反力係数の比 (=1/3)
 $\tau_{B\max}$: 深礎基礎底面の水平方向の極限せん断応力
 c_B : 深礎基礎底面の粘着力
 ϕ_B : 深礎基礎底面のせん断抵抗角

σ_{Bv} : 深礎基礎底面の鉛直応力

P_{EXP} : 深礎基礎の水平載荷実験の極限水平荷重

P_{cal} : 深礎基礎の水平安定計算の極限水平荷重

f : 設計計算法の精度 ($= P_{\text{EXP}}/P_{\text{cal}}$)

目 次

要旨

記号

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本研究の概要と本論文の構成	4
第 2 章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究	8
2.1 送電用鉄塔の深礎基礎の特徴	8
2.2 斜面上の深礎基礎に関する既往の研究	11
2.2.1 研究の経緯	11
2.2.2 深礎基礎の水平安定に関する既往の設計法	13
2.2.3 道路公団の深礎基礎の研究	17
2.2.4 東京電力の研究	22
第 3 章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案	26
3.1 背景と概要	26
3.2 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデル	28
3.2.1 構成モデルの特徴	28
3.2.2 Coulomb 則による降伏関数のモデル化	30
3.2.3 ひずみ硬化・軟化型構成モデルの誘導	34
3.3 ひずみ軟化型地盤材料の寸法効果	38
3.3.1 要素の寸法が解析結果へ与える影響	38
3.3.2 寸法効果の評価方法	39
3.4 ひずみ軟化型構成モデルの適用性検証	41
3.4.1 セメント混合砂の三軸圧縮試験	41
3.4.2 構成モデルのパラメータの設定	53
3.4.3 三軸圧縮試験のシミュレーション	54
3.5 支持力問題における要素の寸法効果	58
3.5.1 解析条件	58
3.5.2 解析結果	61
3.6 まとめ	66

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験	70
4.1 概要	70
4.2 試験体と実験斜面の岩盤の特徴.....	72
4.2.1 試験体と斜面の概要	72
4.2.2 実験フィールドの岩盤の特徴.....	78
4.2.3 室内力学試験の結果	82
4.3 計測内容と載荷方法	85
4.4 実験結果	92
4.4.1 荷重～変位関係と試験体の挙動.....	92
4.4.2 水平地盤反力	96
4.4.3 試験体前面の地盤の挙動	99
4.5 不連続性岩盤のせん断強さと剛性の評価.....	107
4.5.1 三軸圧縮試験の結果の整理方法.....	107
4.5.2 岩盤のせん断強さに関するばらつきと寸法効果.....	110
4.5.3 岩盤のヤング率に関するばらつきと寸法効果.....	114
4.6 まとめ	117
第5章 深礎基礎の中規模水平載荷実験の3次元弾塑性有限要素解析	120
5.1 概要	120
5.2 不連続性岩盤の構成モデル	121
5.3 3次元解析モデル	126
5.4 解析結果	128
5.4.1 荷重～変位関係	128
5.4.2 試験体と地盤の変形特性	130
5.4.3 前面地盤のせん断ひずみ	133
5.5 まとめ	136
第6章 深礎基礎の水平安定設計法の提案.....	138
6.1 概要	138
6.2 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する提案.....	139
6.2.1 斜面上の深礎の水平支持メカニズム.....	139
6.2.2 基礎体前面の極限水平支持力式.....	140
6.2.3 基礎体側面のせん断抵抗	143

6.2.4 水平地盤ばねの特性	146
6.2.5 底面地盤抵抗のモデル化	148
6.3 水平安定性照査の設計計算法.....	150
6.3.1 計算モデルの概要	150
6.3.2 基礎体前面の水平地盤抵抗	151
6.3.3 基礎体側面の水平地盤抵抗	154
6.3.4 基礎体底面の地盤抵抗	155
6.4 提案設計法による現場水平載荷実験の解析.....	157
6.4.1 提案設計法による中規模水平載荷実験の解析.....	157
6.4.2 提案設計法の推定精度の検証.....	161
6.5 送電用鉄塔の深礎基礎の試設計.....	163
6.5.1 試設計の計算条件	163
6.5.2 試設計の結果	164
6.6 まとめ	167
第7章 結論	170
謝辞	175

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

送電線網を全国に整備して安定した電力の流通を確保するためには、送電用鉄塔の建設技術を、我が国の多様で複雑な地形・地質に適応させた合理的なものとする必要がある。図 1.1 のような山岳地を送電線路が通過する場合には、送電用鉄塔の基礎は、施工の設備が軽便で経済性と施工性に優れていること、傾斜地で所定の支持力を確保し易いなどの理由から図 1.2 に示す深礎基礎を採用することが多い。深礎基礎の水平安定性に関しては、基礎の水平変位が鉄塔構造全体系の安定性を損なうことのないように、傾斜地の水平支持力に着目した研究がこれまで実施されてきた。これらの研究では、30 度斜面の土砂・軟岩地盤を対象に実規模の水平載荷実験を行い、その結果から深礎基礎の水平安定に関する合理的な設計法が開発された^{1)~4)}。一方、近年は送電用鉄塔が自然環境や景観へ及ぼす影響に配慮する必要性が高まり、従来よりも斜面角度の急な 50 度程度の急傾斜地へ深礎基礎を建設する要求が増えてきた。そのため、斜面の角度と密接に関連する水平支持力の推定精度向上を図り、50 度程度の中硬岩地盤に対して深礎基礎の水平安定性を照査できるように設計計算法を適用拡大することが重要となった。同時に、斜面上の深礎基礎の水平安定性は、基礎形状の支配的な決定要因となることが多いため、山岳地基礎建設のコストダウンを実現には水平安定設計法の精度を向上させることが非常に重要であった。

以上のような背景のもと、本研究では、土砂・軟岩の緩斜面（30 度斜面）を対象に構築された斜面上の深礎基礎の水平安定設計法の精緻化と中・硬岩の急斜面（50 度斜面）へ適用拡大することを目的とした。小型の模型実験では不連続性や不均質性が特徴である中・硬岩のモデル化は困難なため、現場の 30 度斜面と 50 度斜面で実施した中規模の水平載荷実験と 3 次元の弾塑性有限要素法を用いた検証解析に基づいて、深礎基礎の水平安定設計法を構築した。

第1章 序論



図 1.1 山岳地送電用鉄塔

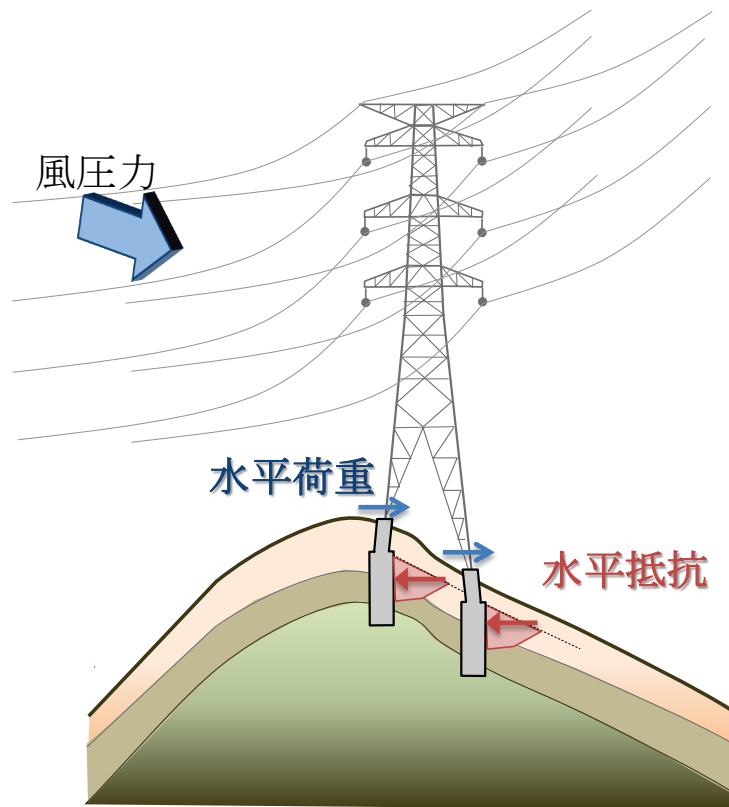


図 1.2 山岳地における送電用鉄塔の深礎基礎

1.2 本研究の概要と本論文の構成

従来の水平安定設計法は、原位置の水平載荷実験をベースに開発されたものである³⁾。本研究でも同様に、図 1.3 に示すように山岳急斜面を模擬した中硬岩地盤を対象に 1/2 スケールで深礎の水平載荷実験を行った。載荷実験は、斜面の傾斜角 30 度と 50 度の 2 ケースを対象とし、傾斜角度が深礎の水平支持力へ与える影響を直接比較して、急傾斜地の深礎前面地盤の水平抵抗のメカニズムを明らかにした。さらに、弾塑性の有限要素解析を利用して斜面の水平受働抵抗土塊形状について載荷実験と比較・分析を行った。これらの検討結果に基づいて、極限水平支持力の従来式を見直し、急斜面への適用範囲の拡大と設計式の合理化を実現した。以上の研究は 7 章で構成され、研究全体を図 1.4 に示す手順で進めた。

第 1 章は、本章で、送電用鉄塔の深礎基礎に関する研究の背景と本研究の概要と論文の構成を示した。

第 2 章は、斜面上の深礎基礎の水平安定照査法に関する既往の研究成果を整理した。山岳地の基礎として深礎基礎を採用することの多い、送電鉄塔と高速道路構造物に関する設計法開発の経緯を取りまとめ現状の課題を明らかにした。これにより、中硬岩の急傾斜地へ深礎基礎の適用拡大を図るにあたっては、水平安定の極限状態を精度良く推定する設計技術が必要であることを示した。

第 3 章は、密な砂地盤や中・硬岩地盤などで見られるひずみ軟化の現象を表現できる弾塑性構成モデルを検討した。構成式は、粘着力に関するひずみ軟化特性を Coulomb の破壊規準で表す簡単な構成モデルを提案した。さらに、ひずみ軟化とせん断変形の局所化に着目した塑性ひずみの寸法効果を検討した。

第 4 章は、急傾斜地盤における深礎基礎の水平安定挙動の確認を目的として実施した現場の中規模水平載荷実験について取りまとめた。水平載荷実験は 30 度斜面と 50 度斜面の 2 ケースを同一地点で実施し、斜面の角度が基礎体および前面地盤の挙動に与える影響を調べた。載荷実験では、深礎前面の受働抵抗領域において、地表面は光波測量で、地中部は挿入式の傾斜計と鉛直変位計を用いて、それぞれ 3 方向の変位を計測した点が大きな特徴である。実験フィールドは中古性代の砂岩が優勢な D 級と CL 級の岩盤で、多数の不連続面を有している。

第 5 章は、第 3 章で検討した弾塑性構成モデルを導入した 3 次元の有限要素解析を利用して載荷実験の結果をシミュレーションし、深礎前面斜面の受働抵抗土塊形状を分析した。不連続面の卓越した岩盤の解析では、ボーリングコアサンプルの室内試験からせん断強さや剛性のパラメータをどのように推定するかが大きな問題となる。本研究では、

不連続面を対象とした多数の室内試験データを用いて、不連続性岩盤のせん断強さとヤング率に関する寸法効果を検討し、その結果をシミュレーション解析に利用した。また、数値シミュレーションでは、基礎と地盤の境界部のせん断強さに着目し、水平支持力へ与える影響を調べた。

第 6 章では、中規模の水平载荷実験と 3 次元有限要素解析の分析から設計式を提案した。3 次元の受働抵抗土塊形状に対するクーロン土圧論で斜面の水平支持力を計算し、その支持力より地盤反力の上限值を設定する梁ばね計算法（複合地盤反力法）を提案した。梁ばね計算と中規模载荷実験を比較して、設計計算法の急斜面地盤への適用性を確認した。さらに、提案設計法の精度の分析と従来設計法に対するコストダウン効果を示した。

第 7 章は、まとめて、本研究の結論を総括した。

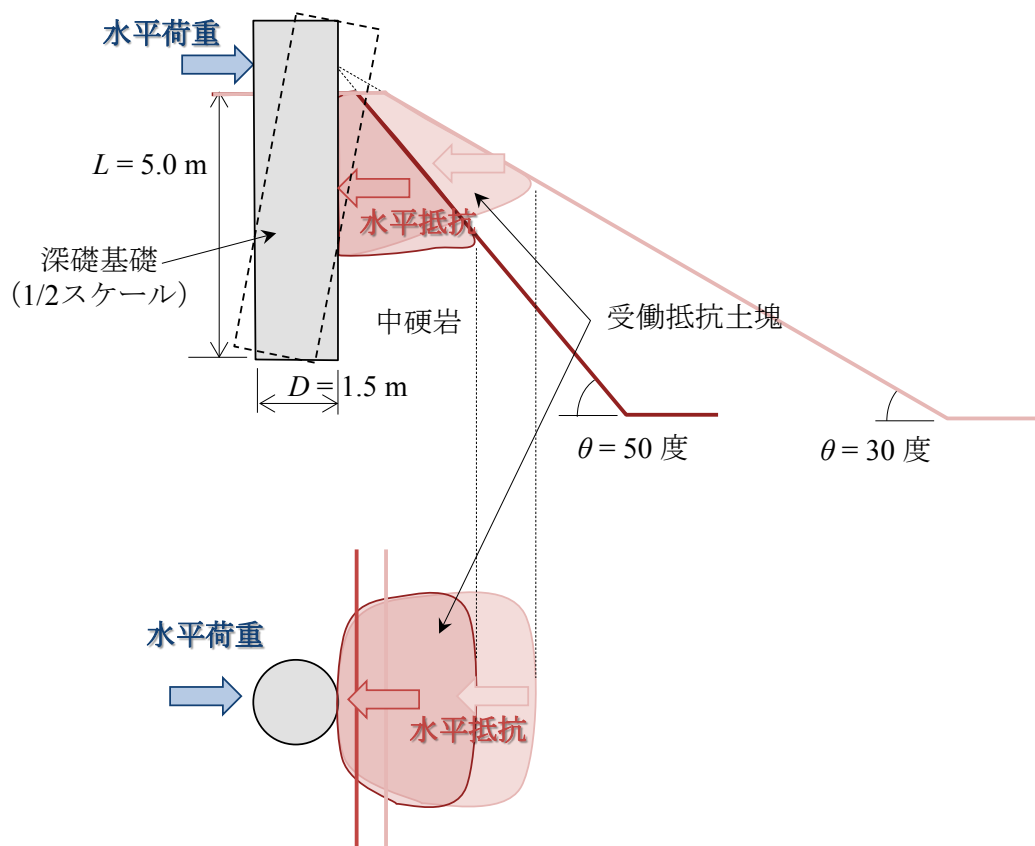


図 1.3 深礎基礎の水平支持力に関する水平载荷実験

第1章 序論

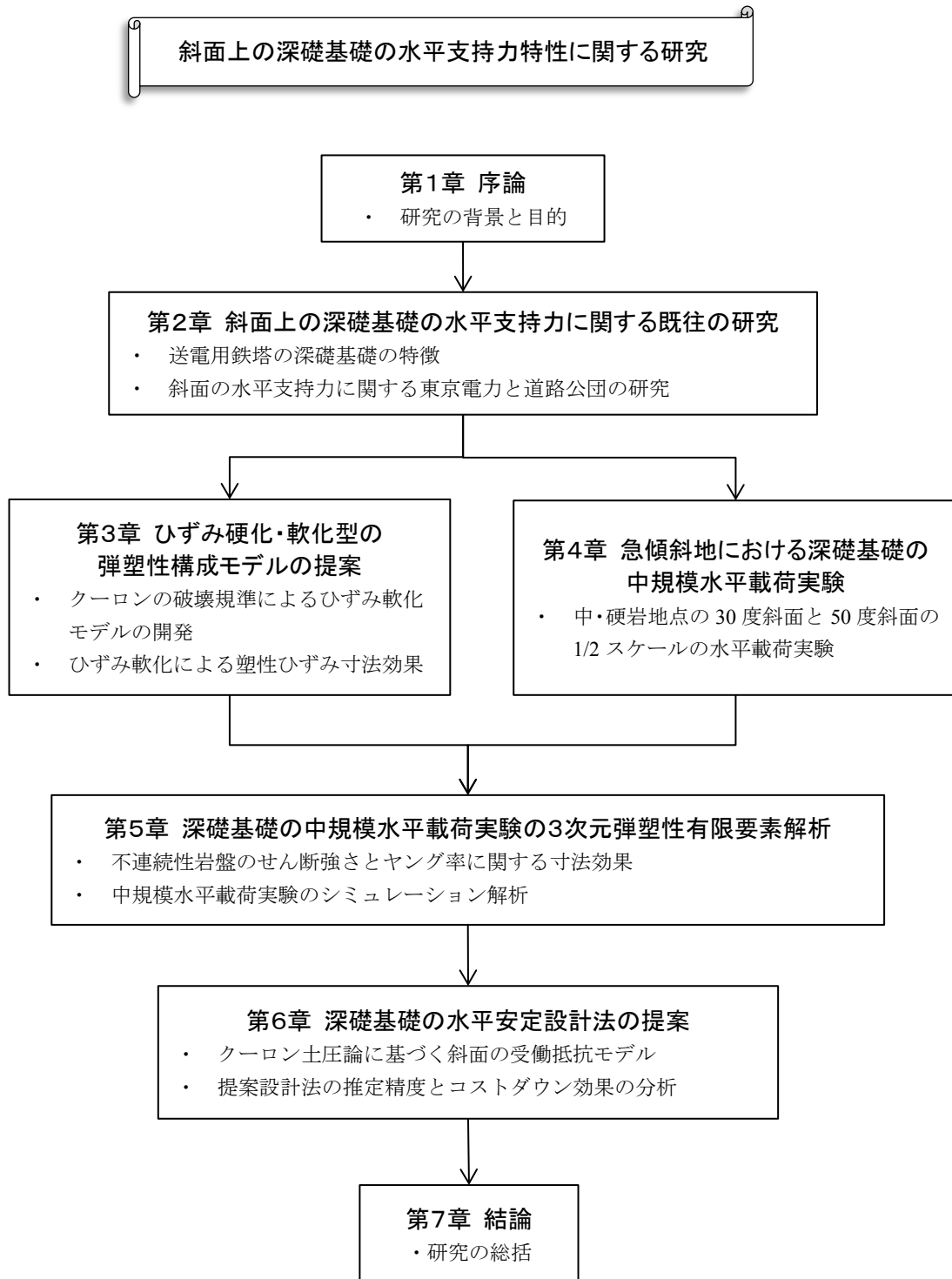


図 1.4 研究全体のフロー

第 1 章 序論

参考文献

- 1) 吉井幸雄, 米田治, 竹内友章: 深礎杭の実規模水平載荷実験, 第 17 回土質工学研究発表会, pp. 2249-2252, 1982.
- 2) 藤波富次, 吉井幸雄: 深礎杭の水平載荷試験, 基礎工, No.9, pp. 92-99, 1982.
- 3) 吉井幸雄, 小川保, 竹内友章: 送電用鉄塔深礎基礎の合理的な設計法の開発, 電力土木, No.189, pp. 43-53, 1984.
- 4) 東京電力 (株): 深礎基礎の合理的設計法検討委員会 報告書, 1983.

第 1 章 序論

第2章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究

2.1 送電用鉄塔の深礎基礎の特徴

本節では、はじめに送電設備として採用されている深礎基礎の施工面と設計面の特徴について概要を述べる。次に、水平安定性照査法の具体的な内容を述べ、本研究の目的である設計法の適用範囲拡大と合理化に対する研究の着眼点を示す。

深礎基礎は、図 2.1 に示すようにライナープレートによって土留めを行いながら、所定の深さまで人力や小型の機械によって地盤を掘削した後、孔内で鉄筋を組み立ててコンクリートを打設する大口径場所打ち杭の一種である。人力による掘削を基本とする工法であるため、狭隘な場所や傾斜地での施工が可能で、重機搬入が不可能な山岳部の送電用の鉄塔基礎や橋梁の基礎、地すべり防止杭などで採用されることが多い。

深礎基礎は杭基礎同様に深い基礎に分類され、基礎周面（側面）の抵抗力が水平方向と鉛直方向の安定性に大きく寄与する支持力機構の基礎形式である。送電用鉄塔の深礎基礎の設計は、図 2.2 に示す手順により実施される。深礎基礎の水平方向と鉛直方向の安定性、構造部材としての応力度、そして鉄塔脚材と基礎体の定着に関する安全性を照査して、基礎の形状寸法を決定する。斜面上の深礎基礎は、地形・地質条件と密接に係る水平安定性、または送電用鉄塔に特徴的な鉛直方向の引揚安定が基礎形状決定の支配的な要因となっている。

斜面上の深礎基礎の水平安定性は図 2.3 に示す梁ばねモデルを用い、基礎の水平変位と水平支持力に関する照査を行う。基礎の水平安定は、鉄塔構造の安定に関する許容値と深礎躯体の安定に関する許容値があり、それぞれ弾性挙動の範囲内にあることを照査する。上部鉄塔から決定される許容値は、山岳地における鉄塔の各脚が独立した基礎となるため、脚間不同変位の著しい増大を防ぐことが目的である。

基礎の水平支持力照査は、斜面の水平地盤抵抗が地表面から降伏する塑性化領域の深さを制限し、基礎の水平変位が急激に増大しないことを確認する。基礎の安定が確保されず水平変位が急増する限界状態は、図 2.3 に示すように地盤抵抗が上限値に達した塑性化領域の長さで定義した。すなわち、水平安定に関する限界状態は、深礎基礎の設計地盤面からの根入れ深さ L に対して塑性化領域 L_p が $2L/3$ 、または $(L-D)$ のどちらか小さい長さに達した状態とした。ここで、 D は深礎の躯体径を表す。この限界状態に対して所定の安全率を満足するように基礎形状を決定し、斜面上の鉄塔の有害な変位が累積

第2章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究

しないことを確認している。

以上のような水平安定の設計計算では、変位の急増する限界状態に相当する水平荷重が、荷重～変位関係のどの位置に相当するか推定することが重要であり、斜面上の地盤抵抗を精度良くモデル化することが設計の合理化に繋がる。また、現場での载荷実験に基づく本設計法は、硬岩の急傾斜地に対する確認が必ずしも十分でないため、载荷実験により設計式の検証を行い設計式の適用範囲拡大を図ることとした。



人力による掘削



ライナープレート
(土留め支保工)

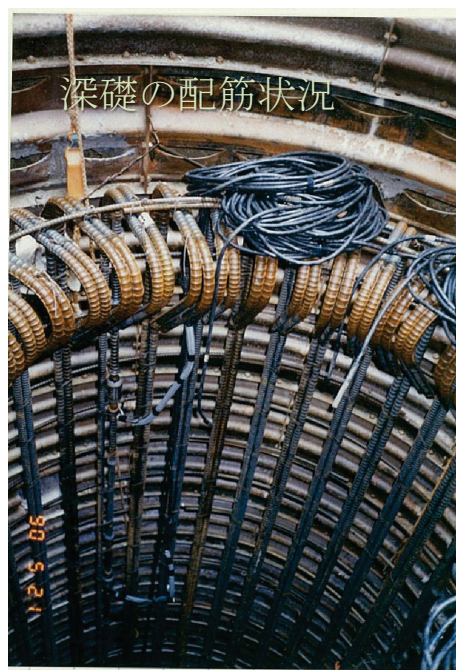


図 2.1 深礎基礎の掘削と躯体部の配筋の施工状況

第2章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究

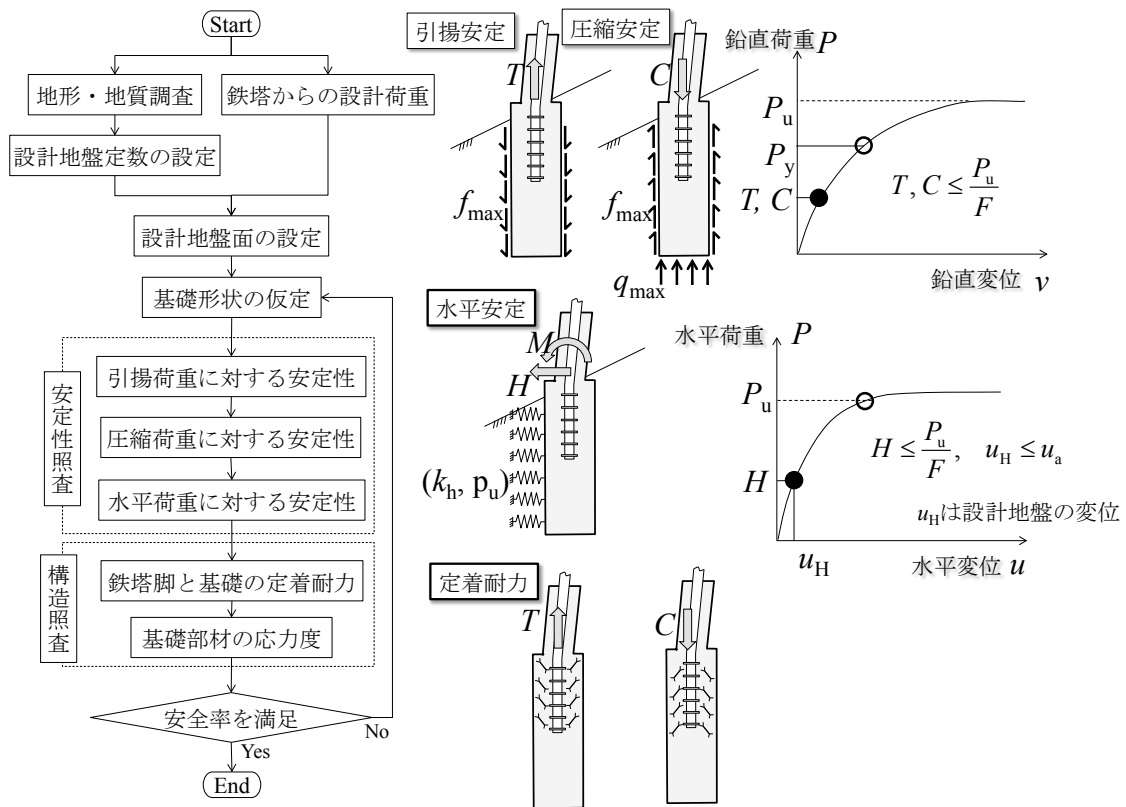


図 2.2 深礎基礎の設計手順

□ 地盤の塑性化領域 L_p の大きさで定義

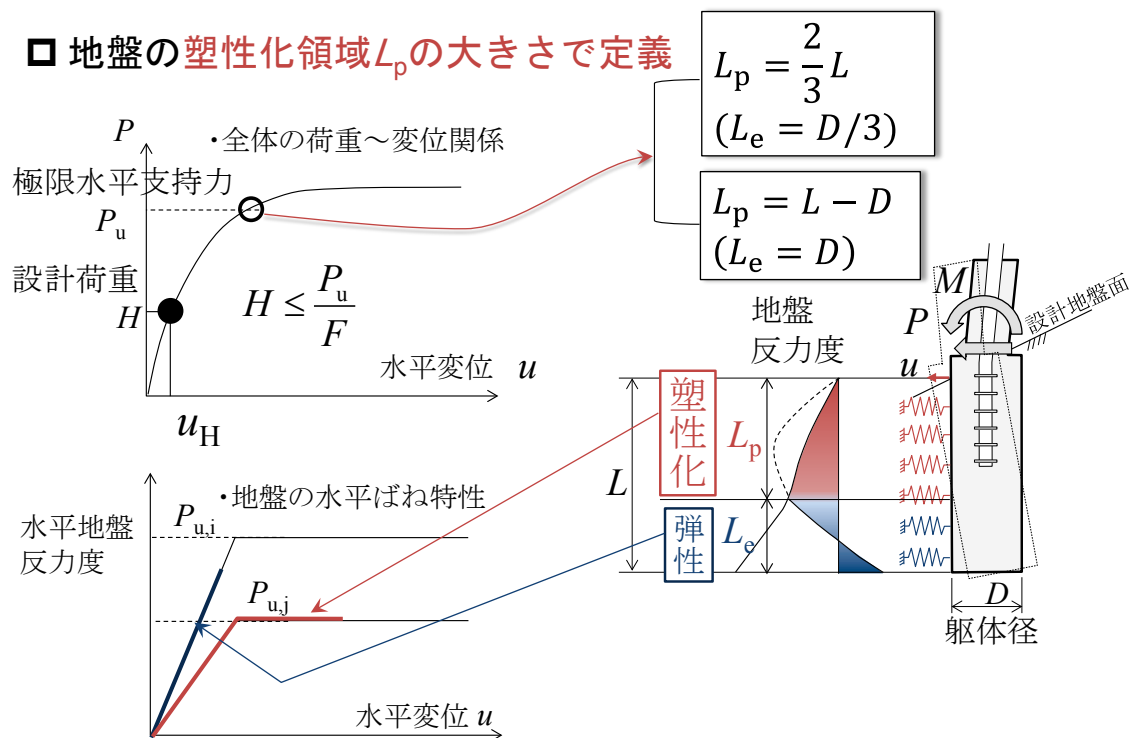


図 2.3 深礎基礎の水平安定性照査の方法

2.2 斜面上の深礎基礎に関する既往の研究

2.2.1 研究の経緯

斜面上の深礎基礎の設計計算法は、図 2.4 に示すような経緯により現場載荷実験を主体とした研究開発を通して構築された。本研究の範囲は、図中の中・硬岩地盤に対する送電用鉄塔を対象とした深礎基礎の水平載荷実験を中心に取りまとめたものである。

送電用鉄塔の深礎基礎は、山岳地の良質な支持地盤を有する地点において昭和 53 年頃から数多く採用されるようになった。当時の設計法は道路橋を対象とした深礎基礎の研究成果^{1) 2) 3)}に基づくものであり、水平安定に関する設計式は硬岩地盤を適用範囲としていた。しかし、送電用鉄塔は地表近くに深礎基礎を構築することも多く、斜面は風化が進行して土砂状になった軟岩や土砂地盤である場合も少なくない。軟岩や土砂地盤に対して当初の硬岩の設計式を適用すると、比較的柔らかい層の水平抵抗を適切に評価できないため、深礎基礎は過大な根入れ長の不経済な設計となることが問題視された。

このような経緯から、風化軟岩や土砂地盤における深礎基礎の設計法に関する研究が東京電力と高速道路調査会⁴⁾においてそれぞれ実施された。設計法の開発にあたっては、深礎基礎の実際の挙動を初期から破壊に至るまでできるだけ正確に把握することが肝要であるとして、それぞれ実規模大の現場水平載荷実験が行われた。東京電力では、風化軟岩（ローム、風化凝灰角礫岩）と土砂（細砂）地盤において水平載荷実験^{5) 6) 7)}を行い、弾塑性支承上の梁モデルで深礎基礎の水平安定性を照査する設計法を提案した⁸⁾。

その後、送電用鉄塔の建設される地点の地質条件が中硬岩へと範囲を拡大すると同時に、急斜面にも深礎基礎を建設する要求が高まってきた。そのため、現場での水平載荷実験を実施して、水平安定設計式を中硬岩地盤の急傾斜地へ適用拡大すると同時に設計式の精度向上を目指した。東京電力では、風化軟岩・土砂地盤を対象とした深礎基礎の水平支持力式に不確実性を考慮した低減係数を取り込んだ設計体系を構築した。本研究では、現場載荷実験、数値解析を用いた検討を実施しすることで、支持力式のさらなる精度向上を実現したため、低減係数の見直しを行って深礎基礎の水平安定設計式の合理化を図った⁹⁾。

第2章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究

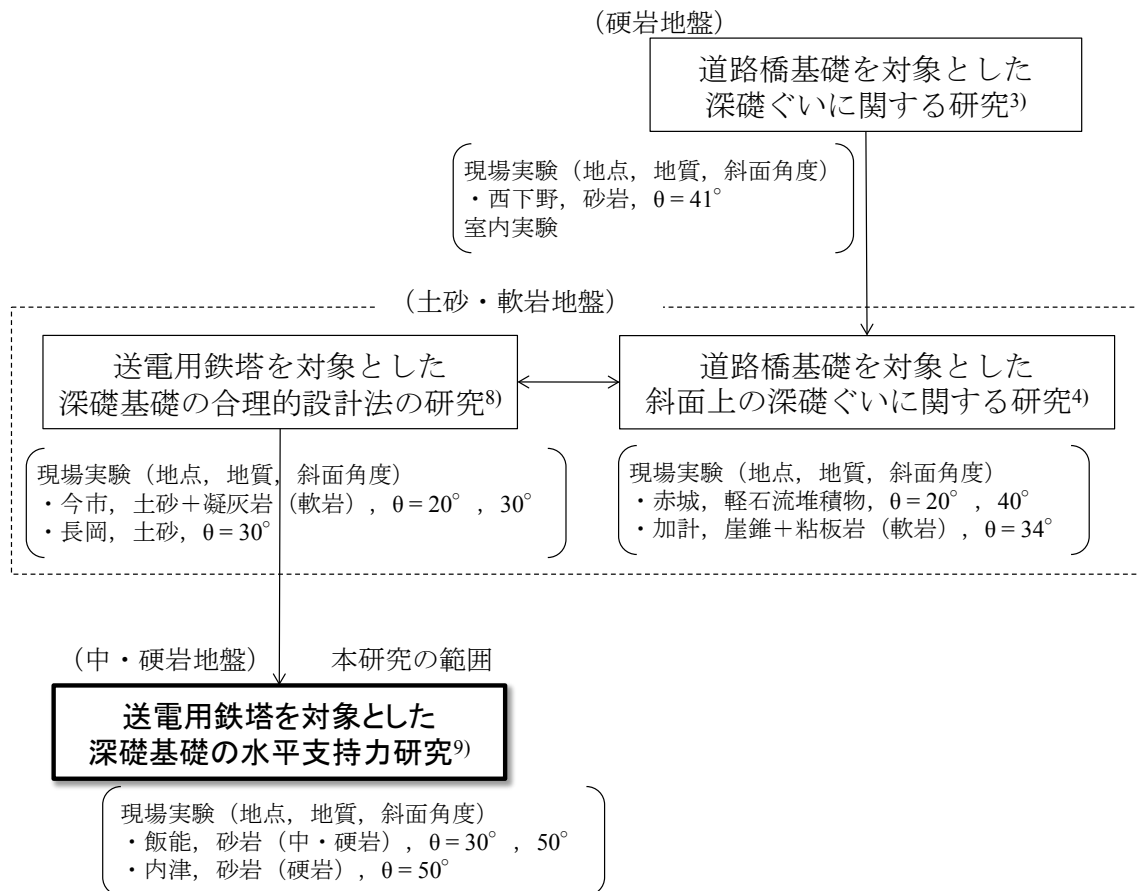


図 2.4 深礎基礎の設計法に関する既往の研究

2.2.2 深礎基礎の水平安定に関する既往の設計法

本節では、斜面上の深礎基礎の水平安定性に関する解析法を整理するとともに、実際に深礎基礎の設計計算に適用されてきた経緯を取りまとめた。表 2.1 は式(2.1)で示される杭・地盤系の支配方程式の地盤反力のモデル化方法によって分類される計算手法を整理した。表中には道路公団や東京電力の深礎基礎においてどの設計計算式が採用されてきたかも合わせて表記した。次節では、深礎基礎に対して、それぞれのどのような水平安定の設計法が採用されてきたのかをまとめる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + D \cdot p = 0 \quad (2.1)$$

ここに、 EI は杭の曲げ剛性、 y は杭の水平変位、 x は深さ、 D は杭径（杭幅）、 p は単位長さあたりの地盤反力を表す。

表 2.1 深礎基礎の水平安定に関する設計法と適用の経緯

分類	計算手法	内容	適用	
a)極限地盤反力法	塑性解析法	極限状態の力の釣合い (変形は考慮しない)	ケーソン基礎 (剛体基礎)	—
b)弾性地盤反力法	線形計算	地盤反力が線形 例えば、 $p = k_h \cdot y$	土砂・軟岩地盤の 深礎基礎	道路公団 (昭和 55 年 4 月)
	非線形計算	地盤反力が非線形 例えば、 $p = k_h \cdot x \cdot y^2$	—	—
c)複合地盤反力法	弾塑性解法	塑性域；受働土圧、 $p = p_u$ 弾性域；線形反力、 $p = k_h \cdot y$	硬岩地盤の 深礎基礎 →急斜面や土砂・軟 岩地盤への適用拡大	道路公団 (昭和 55 年 4 月～) 東京電力 (昭和 63 年～)
d)杭-地盤相互作用法	有限要素法 など	連続体解析の地盤反力度	挙動解析	東京電力 (解析検討)

(1) 極限地盤反力法

杭・地盤系の極限状態における地盤反力の分布形状や大きさを仮定し、外力との釣り合いから杭の水平抵抗を求める手法である。本手法は簡便であり、力のつりあい状況が理解し易いという特徴があるものの杭の変位挙動を予測できない欠点がある。

ケーソン基礎など設計地盤面以深への根入れが短い場合、基礎の水平安定性は基礎自体よりも地盤の破壊が先行すると考えられるため、基礎体を剛体とみなし、地盤の受働抵抗に対する照査を行う設計法である。

東京電力では、地表面がほぼ水平とみなせる傾斜角 10 度未満の斜面における深礎基礎で採用されていた¹⁰⁾。

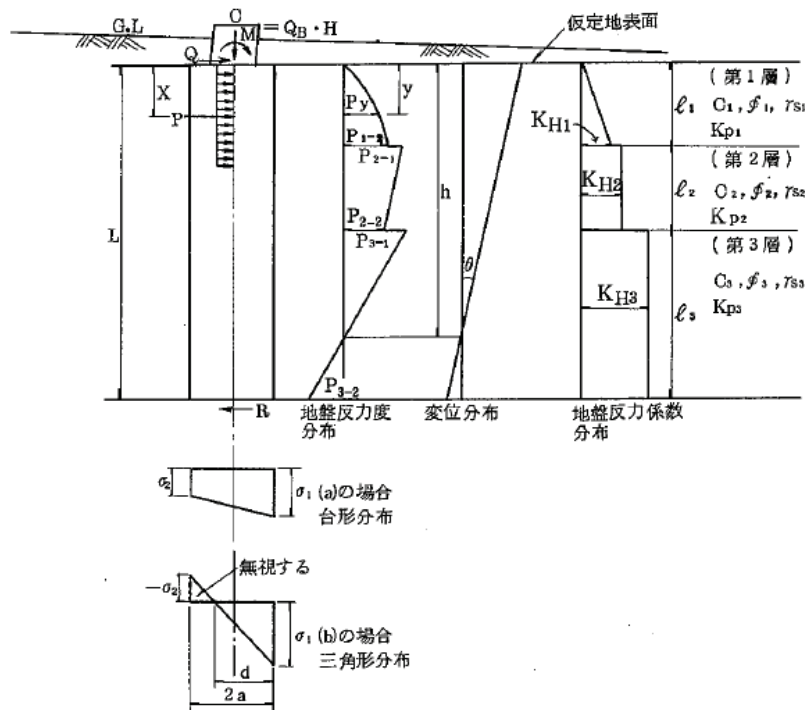


図 2.5 ケーソン基礎の水平安定設計法(極限地盤反力法)¹⁰⁾

(2) 弾性地盤反力法

極限地盤反力法の欠点を克服するため、杭の地盤反力を水平方向の変位の関数として与える手法である。地盤反力の関数式は多岐にわたっており、地盤の非線形性を考慮することも可能であるが、極限地盤反力は設定できないため、杭の変位が大きい場合に地盤抵抗を過大に評価することになる。

斜面上の深礎基礎は、基礎の前面地盤が有限であるため浅い領域の地盤抵抗の取り扱いが水平安定性に及ぼす影響が大きく、地盤抵抗が過大に評価される本計算法は適さないと言える。

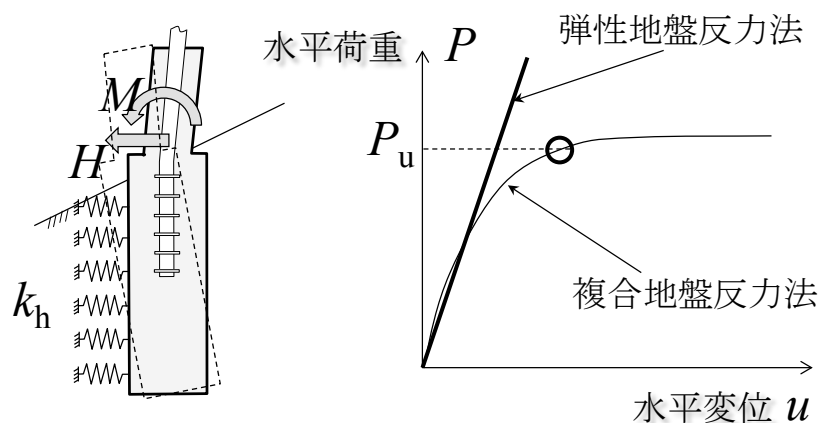


図 2.6 弾性地盤反力法

(3) 複合地盤反力法

複合地盤反力法は、杭の水平変位の増大に伴い、地表面付近の地盤反力が極限土圧に達して塑性化し、その塑性化領域が次第に下部地盤へ拡大していく実現象を考慮する計算法である。地表面付近の浅い領域における塑性域は極限地盤反力法を、下部の深い領域には弾性地盤反力法を適用する方法である。

当初、深礎基礎は $\beta\ell \approx 2$ の形式が多く、設計区分上ケーソン基礎と有限長の杭の中間領域に位置しており、水平安定性は斜面の地盤抵抗の影響を強く受けることから地盤の浅い領域における逐次せん断破壊を考慮できる弾塑性設計法として採用されてきた。東京電力では、設計地盤面が10度以上の斜面の深礎基礎に対して複合地盤反力法を採用してきた¹⁰⁾。

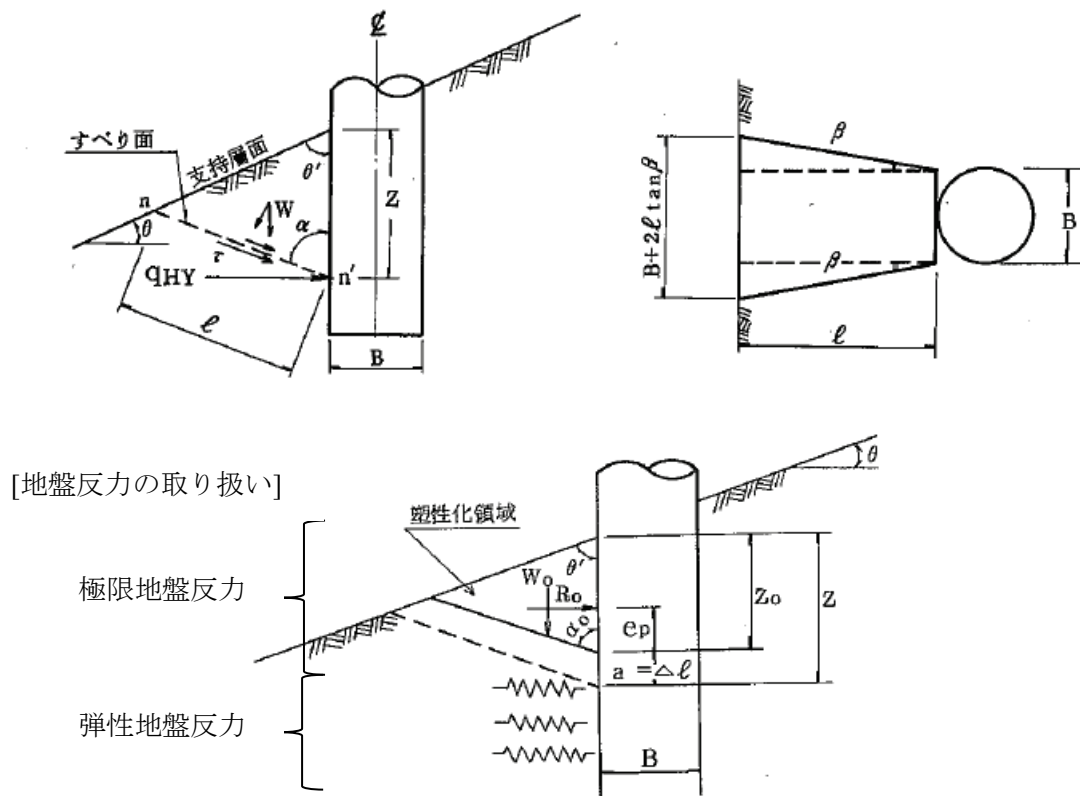


図 2.7 斜面上の深礎の水平安定設計法(複合地盤反力法)¹⁰⁾

(4) 杭-地盤相互作用法

有限要素法など、地盤や杭体を連続体として取り扱い、杭および周辺地盤の挙動を求めることが可能である。弾性地盤反力法や複合地盤反力法では、Winkler ばね（深さ方向に独立の地盤ばね）を仮定しているため、地盤の連続性は考慮されていないが、この方法では地盤の連続性を考慮できる。地盤要素に弾塑性の構成モデルを用いることも可能で、要素試験と地盤モデルとの関係が明確である。さらに、基礎体周辺地盤の弾塑性

挙動とその変形状況の把握のため、基礎の挙動が周辺地盤や構造物に及ぼす影響等を定量的に解析できる．弾塑性構成則を用いた三次元有限要素法の研究としては、足立・木村ら¹¹⁾、鵜飼・若井¹²⁾、張・木村・中井ら¹³⁾、大内・彭芳ら¹⁴⁾ならびに池田・山川ら¹⁵⁾の研究などがある．このうち、大内・彭芳らは斜面上の深礎基礎に関する実規模水平載荷実験を対象に3次元の弾塑性有限要素解析でシミュレーションを実施しており、岩盤の構成モデルに No-tension を考慮することの必要性を示している．

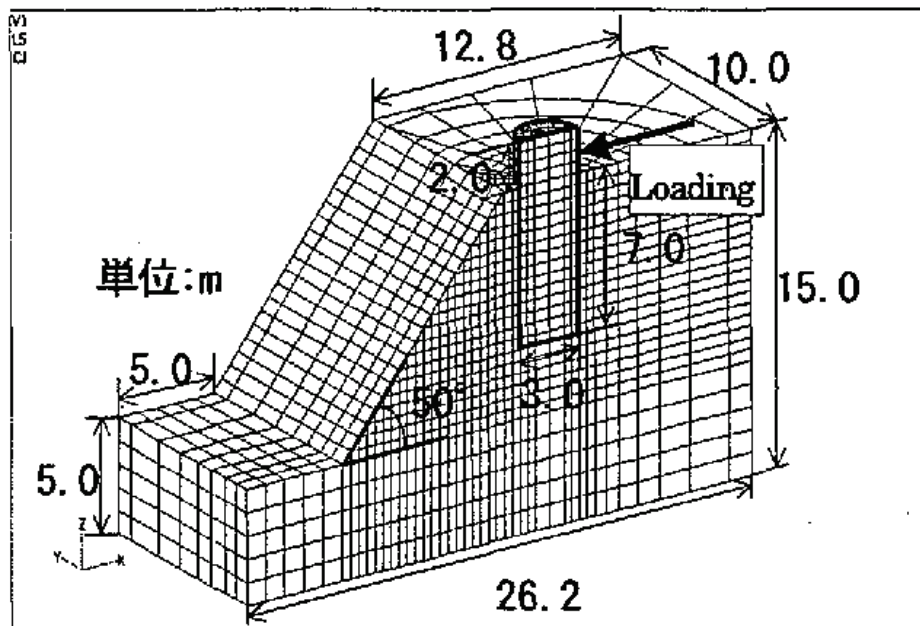


図 2.8 斜面上の深礎基礎の3次元数値解析

2.2.3 道路公団の深礎基礎の研究

(1) 道路公団の設計要領（第Ⅱ集，昭和55年4月）

斜面上深礎ぐいの設計法は，昭和47年から昭和48年にかけての研究^{1) 2)}により，杭前面地盤の塑性化を考慮した設計計算法が提案された．この設計計算法は複合地盤反力法を採用しており，浅い領域地盤の塑性化を取り入れることで斜面上の深礎ぐいの非線形挙動を表現している．本設計法は比較的良好な支持地盤である硬岩を対象としたもので，塑性化した領域の地盤反力は安全側の配慮がなされている一方，D級クラスの風化岩盤に対しては杭長が急激に増大するケースもあることから，支持地盤を土砂・軟岩地盤と硬岩地盤の2つに分けて設計法を表2.2のように定義している．

表 2.2 深礎ぐいの水平安定設計法（設計要領第Ⅱ集，昭和55年4月）

支持地盤	設計計算法	安定性照査法
土砂・軟岩	弾性地盤反力法 (線形計算)	杭の許容変位
硬岩	複合地盤反力法	杭の安定性（支持力）と許容変位

複合地盤反力法に基づく設計計算法の概要を以下に述べる．

計算モデルは図2.9に示すように深礎ぐい前面の水平方向と底面の鉛直方向および回転方向の地盤ばね抵抗をモデル化している．荷重は深礎ぐいの天端に作用する荷重と仮想地表面までの土圧を考慮した．

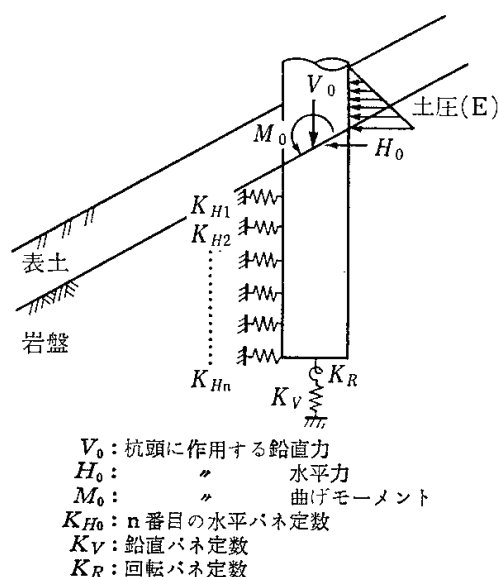


図 2.9 深礎ぐいの水平安定に関する設計計算モデル¹⁶⁾

第2章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究

斜面における水平方向の地盤反力係数は、地表面に近く浅いほど基礎の水平土被り厚さ（深礎ぐいから斜面までの水平距離）が小さくなることにより低下すると考え、その影響を図 2.10 に示す 2 次元の有限要素法により評価し、図 2.11 の分析から式(2.7)の低減式が提案された。本計算式による斜面の影響は現在の東京電力の設計でも採用している。

$$k_H = (0.3 \log_{10} \alpha + 0.7) \cdot k_{H0} \quad (2.2)$$

ここで、 k_H は斜面の影響を考慮した水平地盤反力係数、 k_{H0} は水平地盤の地盤反力係数、 α は深礎ぐい前面から斜面までの距離と杭径の距離比（ $1 \leq \alpha \leq 10$ ）である。

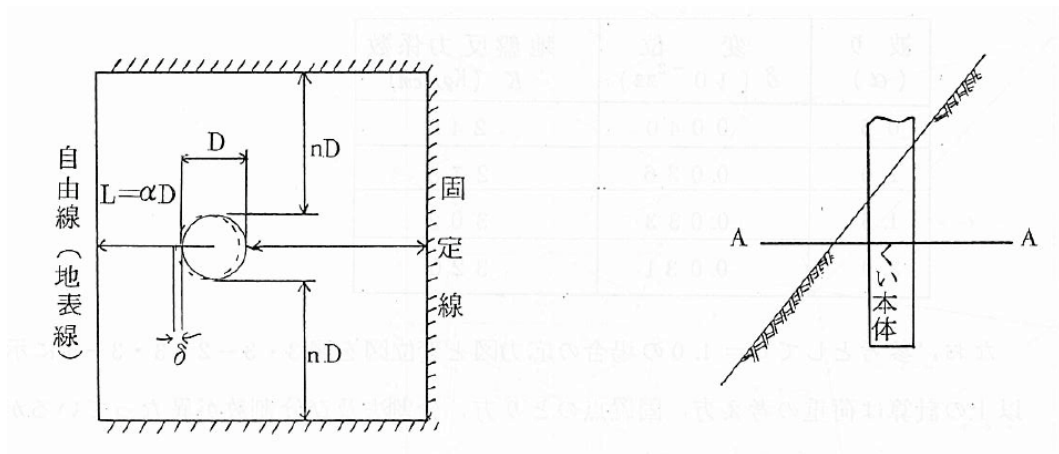


図 2.10 水平スライスの 2 次元有限要素モデル ¹⁾

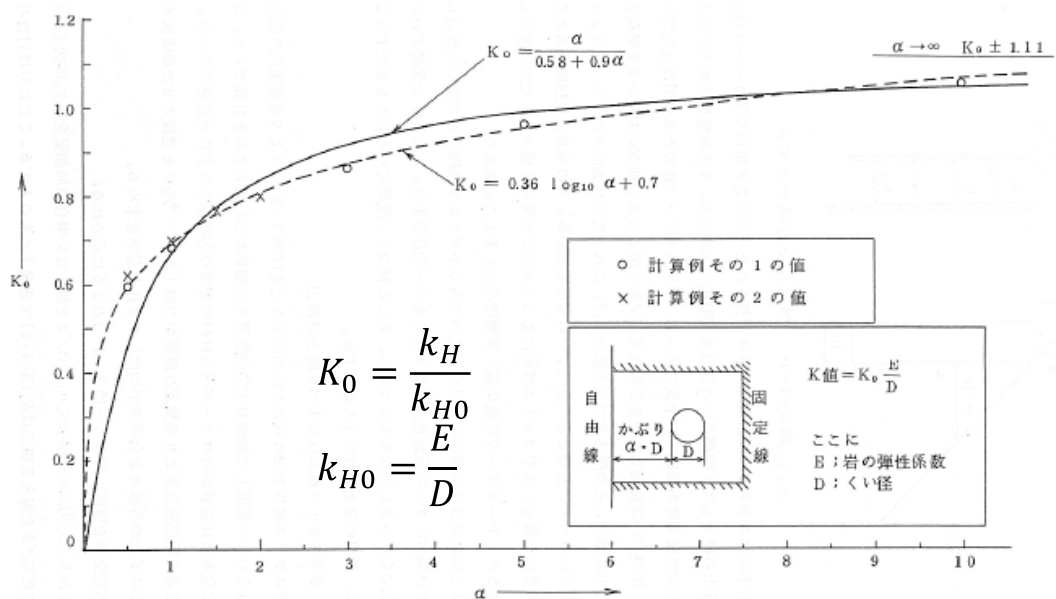


図 2.11 2 次元有限要素解析の斜面までの距離比 α と無次元化した K 値 (K_0) の関係 ¹⁾

地盤の極限水平支持力 R_q は図 2.12 に示す受働抵抗土塊の底面におけるせん断抵抗の水平分力の最小値として式(2.7)で与えられる．受働抵抗土塊の側面のせん断抵抗と杭前面と地盤との摩擦抵抗は無視している．

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + c \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi} \quad (2.3)$$

ここで、 c 、 ϕ は地盤の粘着力とせん断抵抗角、 W は塑性化した受働抵抗土塊の重量、 A は土塊底面の面積、 α はすべり面の角度で極限水平支持力 R_q を最小化する角度、 β はすべり面の広がり角度で $\phi/3$ で与える．

なお、塑性化領域部分の地盤抵抗は、これを一切無視することは安全すぎるため、土塊重量に対する摩擦抵抗のみを期待し、塑性化後のせん断抵抗角を $\phi_B = (2/3)\phi$ 、粘着力 $c=0$ として式(2.4)で評価した．したがって、地盤反力～変位関係は図 2.13 のように軟化特性を示す．

$$R_0 = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi_B)}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi_B} \quad (2.4)$$

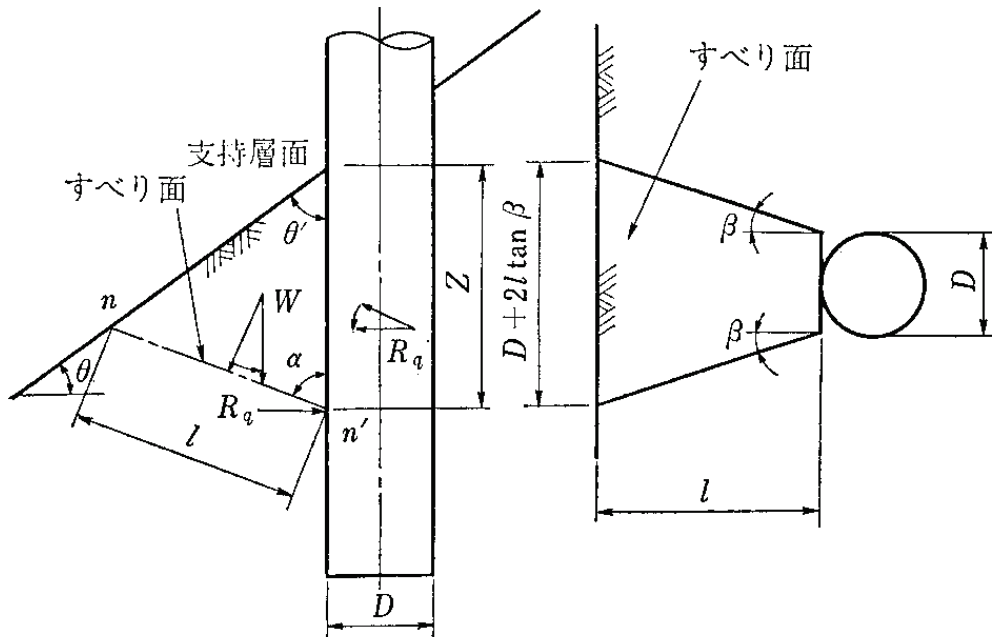


図 2.12 地盤の極限水平支持力の土塊モデル ¹⁶⁾

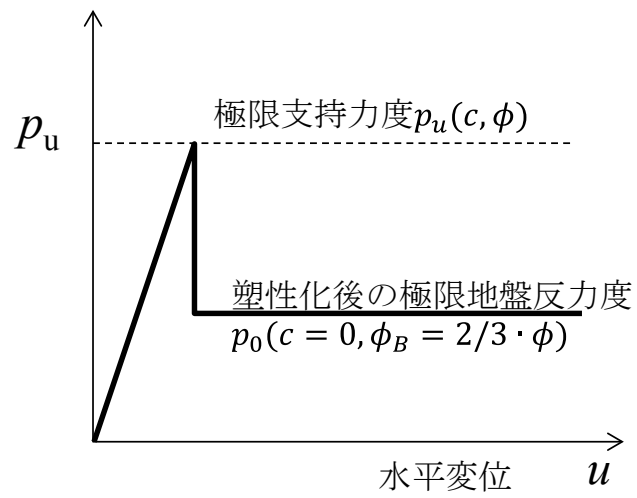


図 2.13 地盤ばねの地盤反力～変位関係

(2) 道路公団の設計要領（第Ⅱ集，昭和59年4月）

前述のように，土砂・軟岩の地盤条件に対して複合地盤反力法で深礎を設計すると，過大な根入れ長の深礎ぐいが計算される課題が残されていたため，これらの地盤種別へも適用可能な設計式を現地載荷実験の結果に基づいて提案した．原位置の載荷実験は，赤城地区載荷実験（ローム，火砕流堆積物）と加計地区載荷実験（未固結礫質土-崖錐）の2例に加え，東京電力で実施した今市地区載荷実験（ローム，凝灰質粘土）と長岡地区載荷実験（細砂）の2例を加えて評価・分析している⁴⁾．

これらの載荷実験に対する分析から土砂・軟岩地盤に対して，極限水平支持力を計算する受働抵抗土塊の広がり幅を $\beta = 30^\circ + \phi/3$ と見直し，塑性化後も地盤のせん断強さは低減させず，図2.14に示すバイリニア型の地盤反力～変位関係を採用した．また，深礎ぐいと地盤の間のせん断抵抗角 δ の大きさについても検討しているが，最終的に設計式では $\delta=0$ としている．

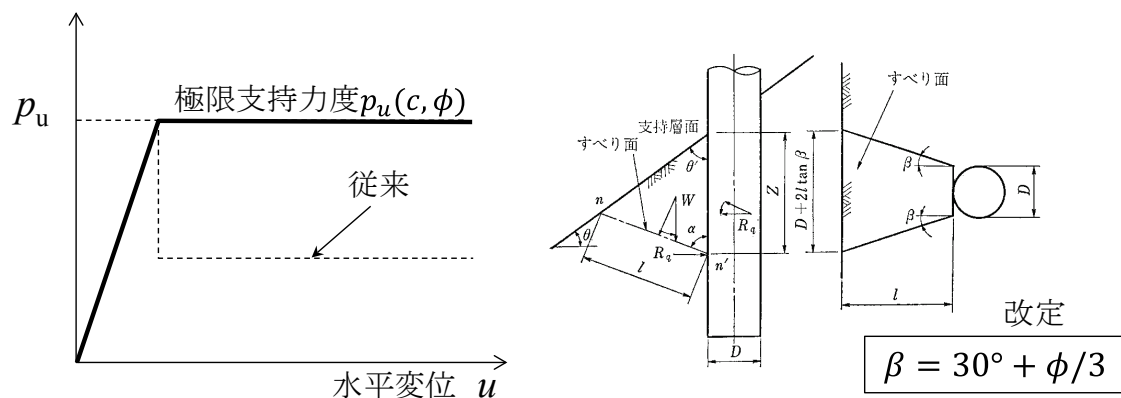


図 2.14 土砂・軟岩に対する地盤反力～変位関係と受働抵抗土塊

2.2.4 東京電力の研究

(1) 大型送電用鉄塔基礎の標準設計法（昭和55年12月）¹⁰⁾

東京電力では、前述のように (p.15, (3)参照), 斜面の傾斜角度が10度未満の場合は、基礎を剛体とみなす極限地盤反力法を採用し、傾斜角度が10度以上の場合は複合地盤反力法を採用していた。極限地盤反力法の受働土圧強度 q_h は、クーロン土圧論の受働土圧係数により式(2.5)と式(2.6)で算定している。

$$q_h = \gamma_{sn} \cdot K_{pn} \cdot l_n + 2 \cdot c_n \cdot \sqrt{K_{pn}} \quad (2.5)$$

$$K_{pn} = \frac{\cos^2 \phi_n}{\cos \phi_n \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_n - \delta_n) \cdot \sin(\phi_n + i)}{\cos \delta \cdot \cos i}} \right]^2} \quad (2.6)$$

ここで、 l_n 、 γ_{sn} 、 c_n 、 ϕ_n は各層の厚さ、単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角を、 K_{pn} はクーロンの受働土圧係数、 δ は地盤と基礎との間のせん断抵抗角で $\delta = \phi/3$ 、 i は斜面の角度を表す。

複合地盤反力法は、道路公団の設計要領（第Ⅱ集、昭和55年4月）の斜面上の深礎ぐいの設計法に準じており、昭和47年から昭和48年にかけての研究^{1) 2)}に基づいている。

(2) 大型送電用鉄塔基礎設計標準（平成19年）¹⁷⁾

これまでに山岳傾斜地で採用されてきた深礎基礎は、良質な地盤を対象としてきたが、土砂・軟岩の地点に対する建設ニーズが増えてきたこと、これらの地質条件に対しては、設計手法における工学的な仮定を見直す必要性のあることから、昭和55年から昭和58年度にかけて深礎基礎の水平安定設計手法について載荷実験・検討を行い、合理的な設計体系への見直しを図った。この検討では、今市地区載荷実験（ローム、凝灰質粘土）と長岡地区載荷実験（細砂）の2例の原位置載荷実験に加え、道路公団で実施した赤城地区載荷実験（ローム、火砕流堆積物）と加計地区載荷実験（未固結礫質土-崖錐）の2例を加えて評価・分析している。水平安定設計法は複合地盤反力法を採用し、地盤のばね係数と上限値について以下の見直しを行った。

地盤のばねは、塑性化後のばね反力を低減する軟化型から図2.15に示すバイリニア型の特性に見直した。ばね係数は式(2.9)に示すように、斜面の低減を考慮した従来の地盤反力係数を2倍する補正係数 a_0 を導入し、バイリニア型の地盤ばねで実験の荷重～変位関係をよく表現できるようにした。

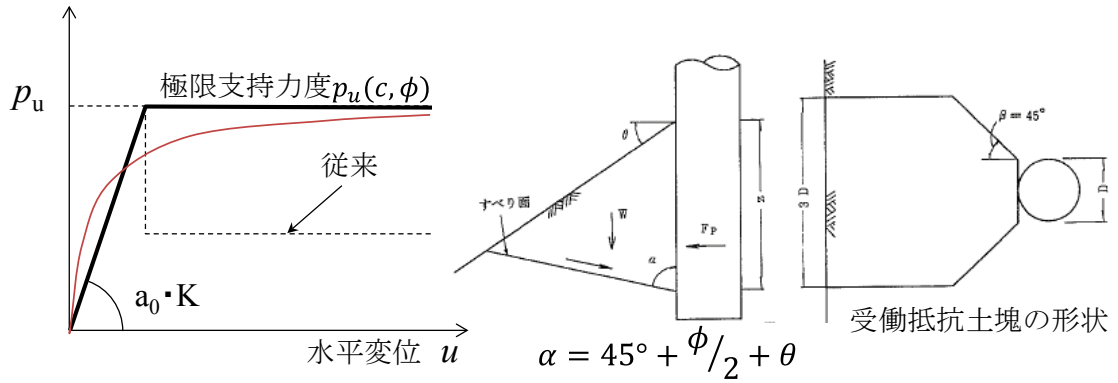


図 2.15 深礎基礎の地盤ばね特性と極限水平支持力の土塊形状⁸⁾

$$k_{hs} = \left(0.3 \cdot \log_{10} \frac{B}{D} + 0.7 \right) \cdot k_h \quad (2.7)$$

$$k_h = k_{h0} \left(\frac{B_h}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2.8)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot a_0 \cdot \alpha E_0 \quad (2.9)$$

ここで、 k_{hs} は斜面の低減を考慮した地盤反力係数、 k_h は水平地盤における地盤反力係数、 k_{h0} は直径 30cm の平板載荷試験に相当する地盤反力係数である。 k_{h0} には一連の載荷実験から得られた実験係数 $a_0=2.0$ を考慮している。

地盤の極限水平支持力は、原位置載荷実験で確認された斜面の破壊性状に着目して図 2.15 に示した受働土塊形状を採用した。即ち、従来の仮定と異なり、基礎から平面的に 45 度の広がり角を持ち、両サイドに基礎幅 ($1 \cdot D$) の範囲で斜面に受働破壊領域が形成されることが明らかとなった。極限水平支持力は、受働抵抗土塊底面のせん断抵抗のみを式(2.10)で計算する。すべり面が深礎基礎となす角度も載荷実験に基づき、 $\alpha = 45^\circ + \phi/2 + \theta$ で与えるランキン土圧論を採用した。したがって、地盤と基礎との間のせん断抵抗角は $\delta = 0$ とした。

$$F_p = \alpha_0 \cdot \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + c \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi} \quad (2.10)$$

また、設計計算では実験のデータが限られていること、現実の地盤では調査で把握しきれない要因が残されていること、従来式との連続性などを考慮して低減係数 $\alpha_0 (= 0.6)$

を考慮している。

深礎基礎の水平安定性は、図 2.16 に示すように設計荷重に対する水平変位照査と極限水平支持力に対する安定性照査の2つをそれぞれの異なる計算モデルで実施する。設計荷重に対しては深礎基礎底面のせん断抵抗と回転抵抗を考慮することで変位計算の精度向上が図れることを載荷実験で確認した。安定照査の荷重 $F \cdot H$ に対しては、変形が大きいため基礎底部の地盤抵抗は無視している。深礎基礎の極限状態は、地盤ばねの弾性領域が躯体長さの $1/3$ に達した時点、または躯体径と同一の長さになった時点のいずれか小さい荷重とした。

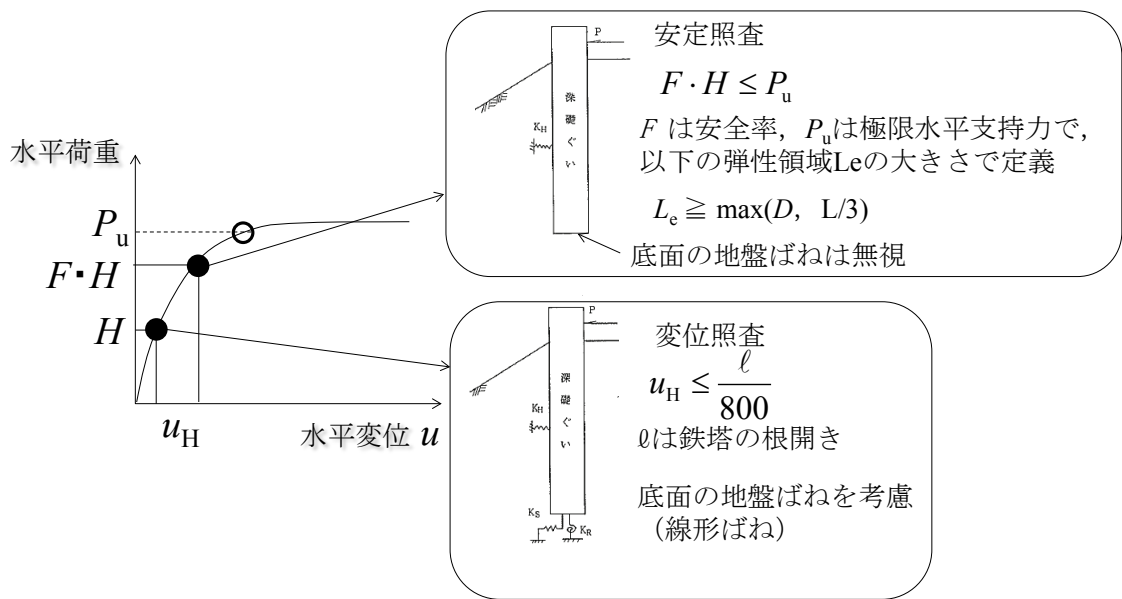


図 2.16 深礎基礎の水平安定性の照査方法⁸⁾

第2章 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する既往の研究

参考文献

- 1) (財) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究，昭和 46 年度報告書，1972.
- 2) (財) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究，昭和 48 年度報告書，1974.
- 3) (財) 高速道路調査会：深礎ぐいに関する研究報告書，1978.
- 4) (財) 高速道路調査会：斜面上の深礎ぐいに関する調査研究報告書，1983.
- 5) 吉井幸雄，米田治，竹内友章：深礎杭の実規模水平載荷実験，第 17 回土質工学研究発表会，pp. 2249-2252，1982.
- 6) 藤波富次，吉井幸雄：深礎杭の水平載荷試験，基礎工，No.9，pp. 92-99，1982.
- 7) 吉井幸雄，小川保，竹内友章：送電用鉄塔深礎基礎の合理的な設計法の開発，電力土木，No.189，pp. 43-53，1984.
- 8) 東京電力（株）：深礎基礎の合理的設計法検討委員会 報告書，1983.
- 9) 東京電力（株），中部電力（株）：送電用鉄塔基礎の水平支持力研究会 報告書，2000.
- 10) 東京電力（株） 送変電建設本部 送変電土木建築課：大型送電用鉄塔基礎の標準設計方法，1980.
- 11) 足立紀尚，木村亮，亀井宏之：3次元弾塑性 FEM による実物杭大変形水平載荷試験に関する挙動解析，基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 215-222，1995.
- 12) 若井明彦，鵜飼恵三：単杭の水平挙動に用いる砂の 3 次元構成則の検討，土木学会論文集，No.589/III-42，pp. 269-374，1998.
- 13) F. Zhang, M. Kimura, T. Nakai and T. Hoshikawa : Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp. 1-17, 2000.
- 14) 大内正敏，彭芳楽，金井塚淳一，日下部治：No-tension 構成モデルを用いた斜面上の深礎杭基礎の水平支持力に関する数値解析，応用力学論文集，土木学会，Vol.5，pp. 367-376，2002.
- 15) 池田清宏，山川優樹，森田耕平，堀本壮亮，尾崎利行：逆 T 型基礎の引揚支持力評価への弾塑性有限要素解析の適用性に関する考察，土木学会論文集 C, Vo.63, No.1, pp. 1-11，2007.
- 16) 中島永治，田原賢二，前田良刀：斜面上基礎の設計，土木学会論文集，355 号，VI-2，pp. 46-52，1985.
- 17) 東京電力（株） 工務部送変電建設センター：大型送電用鉄塔基礎設計標準，2007.

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

3.1 背景と概要

本章では、岩盤や密な砂質土、過圧密粘土などの地盤材料がせん断時にひずみ軟化する挙動を示して破壊に至る現象を有限要素解析で取り扱うための簡単な構成モデルを提案した。同時に地盤材料のひずみ軟化現象と密接に関係するせん断帯への変形の局所化の影響を考慮する方法も検討した。本研究の対象である深礎基礎が建設される山岳地は、中硬岩やローム質粘性土などの応力～ひずみ関係にピーク強さを示した後にひずみ軟化する現象が確認されている。そこで、有限要素法で水平力を受ける斜面の挙動を評価するにあたり、まずひずみ軟化を考慮できる弾塑性構成モデルについて検討した（図 3.1 参照）。

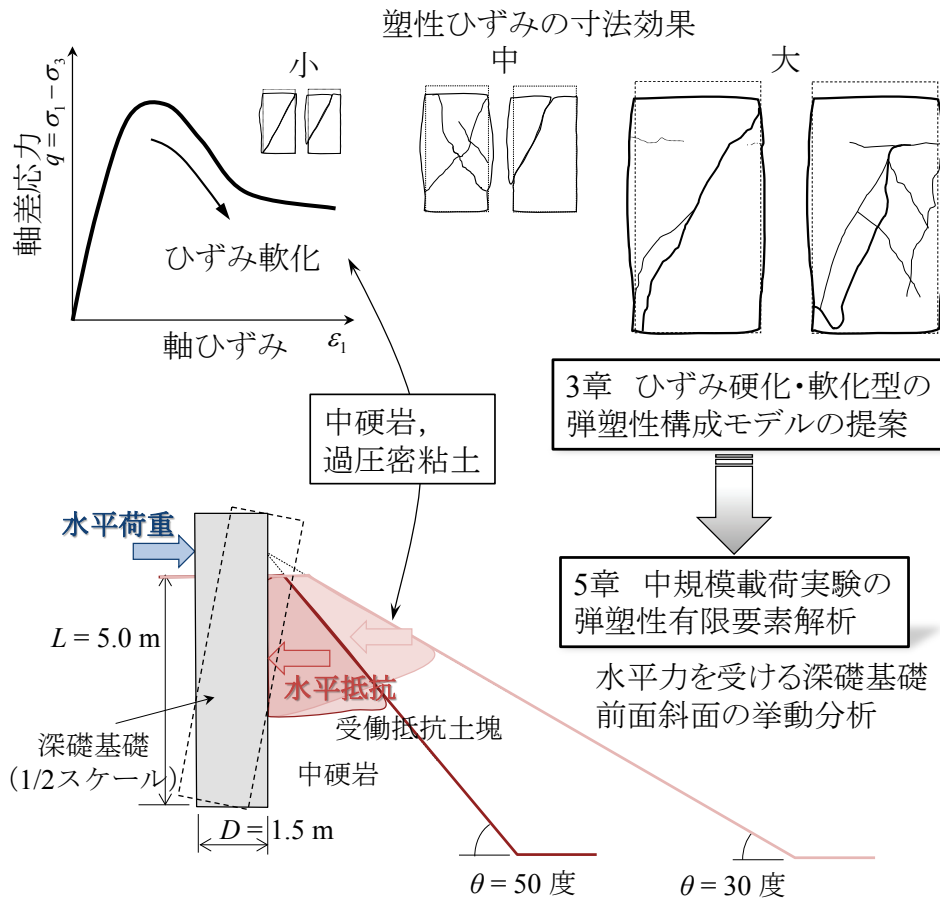


図 3.1 ひずみ軟化構成モデルの提案と深礎基礎への適用

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

有限要素法の構成モデルは、降伏関数に Coulomb の破壊規準を用い、粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を塑性せん断ひずみの関数で表現した。人工軟岩の $c\phi$ 材に関する三軸圧縮試験をシミュレーションして本モデルの妥当性を検証した。せん断帯への変形の局所化が地盤の支持力解析へ与える影響は、有限要素の寸法に基づいて塑性せん断ひずみの大きさを調整することで考慮した。提案モデルを浅い基礎の支持力問題に適用し、ひずみ軟化特性を有する地盤の寸法効果を検討した。三軸圧縮試験の供試体寸法とメッシュ分割寸法の差異が解析結果に与える影響を示すと共に、適切な寸法効果を導入すれば、大きなメッシュ分割でも有意な解析結果を得られることを示した。

以下、本章の概要を節ごとに示す。

3.2 節は、本研究で提案するひずみ軟化構成モデルについて詳細に示した。

3.3 節は、ひずみ軟化する地盤材料を等価連続体として解析する際、有限要素モデルに塑性ひずみの寸法効果を考慮する方法を示した。

3.4 節では、軟岩を模擬したセメント混合砂の供試体を対象に、上記で提案した構成モデルと塑性ひずみの寸法効果を検証した。セメント混合砂の供試体は、直径 $D = 50, 100, 300 \text{ mm}$ の3種類で、CD 条件で実施した三軸圧縮試験の結果を1要素モデルによりシミュレーションしてひずみ軟化性状と寸法効果について解析結果と比較した。

3.5 節は、ひずみ軟化を示す地盤の支持力問題を数値解析する際、有限要素のメッシュ寸法が及ぼす影響を明らかにするとともに、適切な寸法効果を構成モデルに導入すれば、寸法の大きな要素分割でも有意な解析結果を得ることが可能なことを示した。

3.6 節は、以上の結果を総括した。

3.2 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデル

3.2.1 構成モデルの特徴

地盤材料がひずみ軟化する現象は、地盤に形成されるせん断帯と密接に関連している。応力レベルの小さい範囲では地盤要素は一様に変形するが、ピーク応力以降のひずみ軟化域は全体変形の大部分がせん断帯へ集中する。地盤の支持力を正確に予測するためには、このひずみ軟化と変形の局所化現象を何らかの方法で評価しなければならない。一方、古典的な支持力理論は地盤を剛完全塑性体と仮定しており、地盤のひずみは考慮されていない。しかし、実際はひずみの発達にしたがって地盤の破壊は進行する。したがって、剛完全塑性論に基づく支持力理論には限界があり、有限要素法などによって変形と力を同時に解く必要がある。その際、応力～ひずみ関係については上述した地盤材料のひずみ軟化挙動と変形の局所化を考慮することが重要である。しかし、この二つの特性はせん断帯内部の力学特性に強く関係するため、これらを直接モデル化することは困難である。また、解析モデルにせん断帯の形成される位置や方向を予め予測してモデル化しておく方法も考えられる。しかし、地盤変形の局所化はこれらの設定条件に強く依存し、支持力の予測値に与える影響が大きいと考えられるため、せん断帯の形成に関する幾何学的な条件を事前に決定することは困難な場合が多い。

ひずみ軟化や変形の局所化を対象とした有限要素解析法はこれまでに様々なものが提案されている¹⁾。有限要素の中にせん断帯を取り入れた構成モデルを導入する方法、コセラ理論を用いた方法、勾配連続体理論を用いた方法などが挙げられる。これらの手法はいずれも非局所化理論を用いた解析手法であり、材料の構成モデルは周囲の領域の影響を考慮して記述される。一方、田中^{2) 3)}は要素寸法に対するせん断帯の体積比を定義し、これに乗じることより塑性変形がせん断帯のみで生じるとして構成式を導いた。また、Bazant ら^{4) 5)}は、構成式に局所化パラメータを導入して広がりを持った領域で構成式を定義している。田中や Bazant らの方法は、ひずみ軟化型の構成モデルを連続体の有限要素解析に導入すると同時に変形の局所化を考慮できる手法である。

本研究は、田中や Bazant らの手法と同様に、有限要素の中にせん断帯の影響を取り込み、要素寸法に依存する平均化された応力～ひずみ関係を記述する連続体の弾塑性構成モデルを提案している。提案する構成モデルは次の四つの特徴を持っている。第一に地盤の降伏関数として Coulomb の破壊規準を採用し、地盤に形成されるせん断帯はひずみ硬化・軟化が進行する過程で回転したり移動したりしないという制約条件を付加した。第二に塑性ポテンシャル関数に Drucker-Prager 式を採用した。 π 平面上に特異点を持たない Drucker-Prager 式は収束性の面で有効で、MC-DP モデルとして田中や若井^{6) 7)}

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

らが有限要素解析で利用している．第三に，ひずみ軟化特性をもつ応力～ひずみ関係を要素の構成モデルとして表す際に，要素寸法に応じた寸法効果を表す局所化パラメータを導入した．第四に，この構成モデルはパラメータが単純で，すべてを通常の三軸圧縮試験結果に基づいて簡単に決定できる．

3.2.2 Coulomb則による降伏関数のモデル化

地盤材料の降伏関数には、式(3.1)で表される Coulomb の破壊規準を採用した。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (3.1)$$

ここで、 σ と τ はそれぞれすべり面に作用する垂直応力とせん断応力である。Coulomb の式を満たす c と ϕ は図 3.2 に示すピーク応力時 A の粘着力とせん断抵抗角で、一般に三軸圧縮試験の結果から求める。

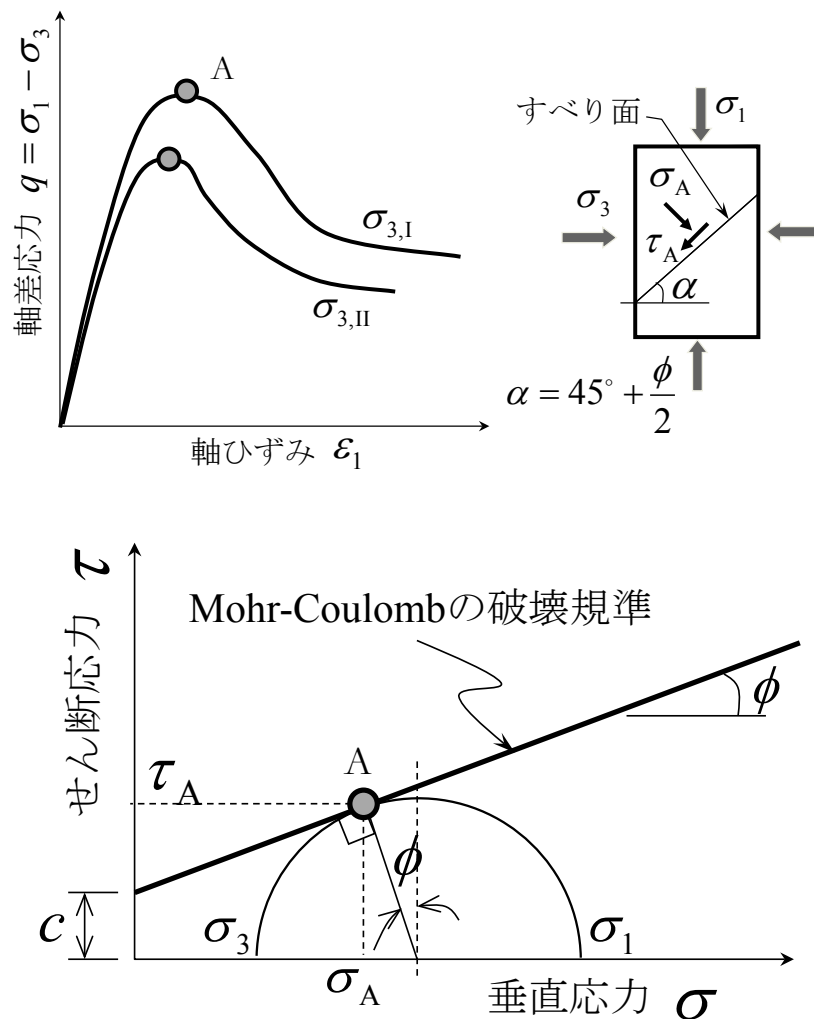


図 3.2 モール・クーロンの破壊規準

地盤材料のひずみ硬化・軟化特性を Coulomb の破壊規準で表現するにあたり、地盤材料に形成されるすべり面の角度はせん断抵抗角 ϕ によって決定し、せん断変形が進行する過程において一定で変化しないと仮定した。吉田ら⁸⁾、中瀬・龍岡^{9) 10)}によれば、

粒状体がせん断を受けると、ピーク応力付近で供試体の中央部にひずみが集中し、そのひずみの集中領域が特定の方向に進展してせん断帯を形成することが確認されている。

一方、山川ら^{11) 12)}、池田ら¹³⁾、小林ら¹⁴⁾は、地盤材料に生じるひずみの局所化を分岐現象として捉え、供試体が均質な変形状態から全体的な変形を支配する拡散型分岐モード、局所変形がさらに進展するせん断帯分岐モードへと段階的に進展する様子が明らかにされている。ひずみの局所化は、ピーク応力付近まで全体変形を支配する周期的なひずみ集中（拡散型分岐モード）を経て、応力の低下とともに特定の領域にひずみが集中する変形（せん断帯分岐モード）に至る。ひずみの集中領域の進展は供試体内部において進行的であるが、せん断帯の形成後は明確なすべり面となって変形が局所化する。この過程において、供試体はピーク応力近傍までに最終的な破壊形態へ至る局所変形モードに遷移しており、その後に異なる変形モードに移行したり、せん断帯の形状が変化することはほとんど見られないようである。最終的な局所変形のモードは、供試体の寸法・形状比などの幾何学的形状、端面の拘束条件、せん断速度、材料の均質性などの影響を受けて変化する^{13) 15)}が、ここでは、図 3.3 に示すような一つのすべり面に変形が局所化し易い場合を対象としている。以上のようなすべり面の形成過程を踏まえ、降伏関数はすべり面の位置・角度が変化しない条件の下でひずみ軟化を表す関係式を導いた。

上述の基本仮定に従い、地盤材料がひずみ軟化する過程の応力状態を図 3.3 に示してある。A 点でピーク応力に達した後、B 点までひずみ軟化した状態において、地盤材料にはせん断帯が形成されてすべり面となる。すべり面の角度 α は変化せず一定と仮定すれば、B 点におけるすべり面の応力は式(3.2)で与えられる。

$$\begin{aligned}\tau_B &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_B}{2} \cos \phi_{sb} \\ \sigma_B &= \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)_B}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_B}{2} \sin \phi_{sb}\end{aligned}\tag{3.2}$$

ここで、 ϕ_{sb} はすべり面の形成される角度 α ($= 45^\circ + \phi_{sb}/2$) を定義するせん断抵抗角で、強度定数のせん断抵抗角 ϕ と区別した。 ϕ_{sb} はその定義から、三軸圧縮試験の供試体で観察されるすべり面の角度から決定できる。また、供試体の観察からすべり面の角度を決定できない場合には、ピーク応力時に動員されるせん断抵抗角 ϕ_{mob} を Mohr-Coulomb の破壊規準によって求め、これを ϕ_{sb} とすることも可能である。

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

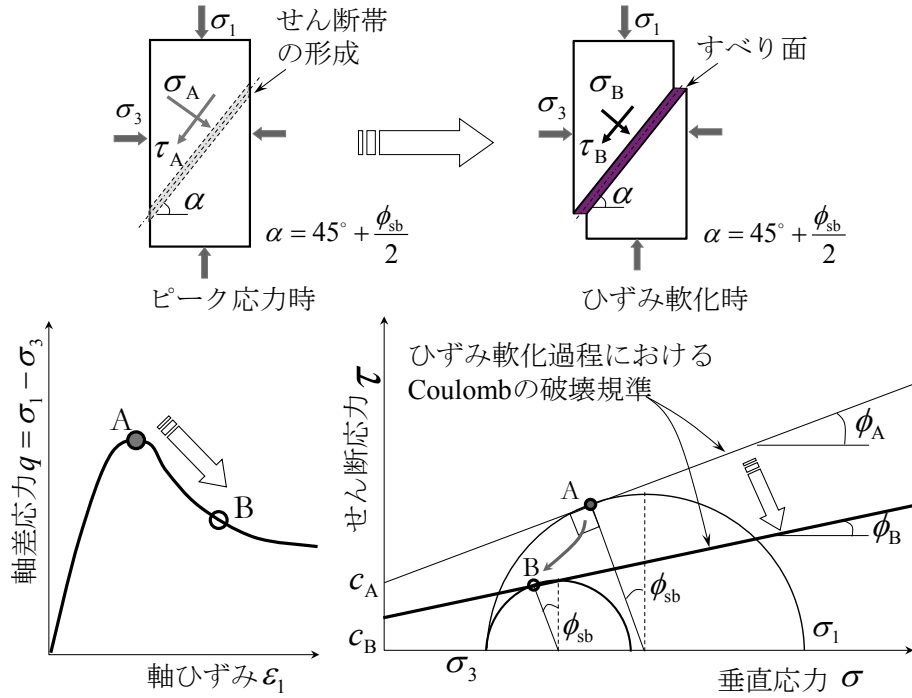


図 3.3 ひずみ軟化過程に対する Coulomb の破壊規準の適用

式(3.2)を式(3.1)の Coulomb の破壊規準に代入すれば、塑性継続状態における降伏関数は式(3.3)のように表される。

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_B}{2} \cos \phi_{sb} = \left\{ \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)_B}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_B}{2} \sin \phi_{sb} \right\} \tan \phi + c \quad (3.3)$$

式(3.3)は、図 3.3 に示す ϕ_{sb} で定義される固定されたすべり面の応力状態を粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ で表した降伏関数で、ここでは CC・FMP 規準 (Coulomb's Criteria on Fixed Mobilized Plane) と呼ぶ。CC・FMP 規準を 3 次元の主応力空間で表現すると式(3.4)のように表せる。

$$\begin{aligned} F(I_1, J_2, J_3) &= \frac{\sqrt{J_2}}{2} [\sqrt{3}\{3\cos(\phi_{sb} - \phi) + \sin \phi\}\cos \theta \\ &\quad + 3\{\cos(\phi_{sb} - \phi) - \sin \phi\}\sin \theta] - I_1 \sin \phi - 3c \cos \phi = 0 \quad (3.4) \\ \theta &= \frac{1}{3} \cos^{-1} \left[-\frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right], 0 < \theta < \frac{\pi}{3} \end{aligned}$$

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

ここで、 F は降伏関数を表し、 I_1 は応力の第 1 不変量、 J_2 、 J_3 はそれぞれ偏差応力の第 2、第 3 不変量を示す。 θ は π 平面の応力状態を定義する角度である。 粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ は、 ϕ_{sb} で定義されるすべり面上のせん断強さを表しており、ひずみ硬化・軟化パラメータ κ の関数で与える。 κ は式(3.5)の相当塑性ひずみ $\overline{\epsilon^p}$ を採用した。 相当塑性ひずみ $\overline{\epsilon^p}$ は三軸圧縮試験から求まる γ^p_{max} と関連付けられる。

$$\begin{aligned}\kappa &= \overline{\epsilon^p} \\ &= \{2(e_x^2 + e_y^2 + e_z^2) + \gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2\}^{1/2}\end{aligned}\tag{3.5}$$

ここで、 e は偏差ひずみを表す。

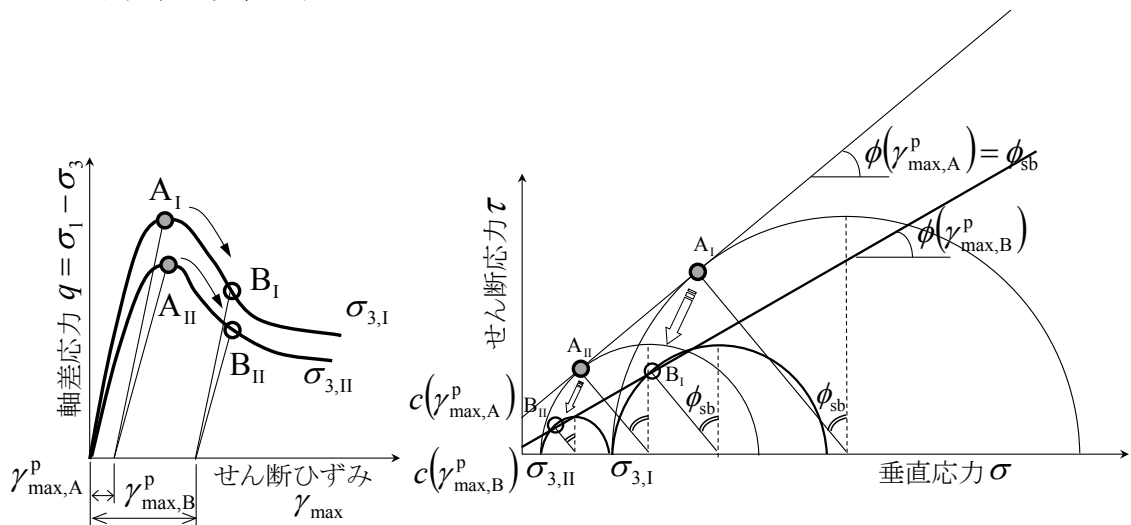
3.2.3 ひずみ硬化・軟化型構成モデルの誘導

CC・FMP 規準の硬化・軟化パラメータ κ は、三軸応力状態では式(3.6)で表せる。

$$\begin{aligned}\kappa &= \overline{\varepsilon^p} \\ &= \frac{2}{\sqrt{3}}(\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p) \\ &= \frac{2}{\sqrt{3}}\gamma_{\max}^p\end{aligned}\quad (3.6)$$

塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p は、図 3.4(1) に示すように三軸圧縮試験の初期せん断剛性の拘束圧依存性を考慮して求める。図中の点 A, B はそれぞれ同一の塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p に対する応力状態を表しており、この応力状態に対して CC・FMP 規準を適用する。具体的には、初めに三軸圧縮試験の供試体から観察されたすべり面の角度より ϕ_{sb} を決定する。

次に ϕ_{sb} を式(3.3)の CC・FMP 規準へ代入すれば、粘着力 $c(\gamma_{\max}^p)$ とせん断抵抗角 $\phi(\gamma_{\max}^p)$ は異なる拘束圧の下で行われた三軸圧縮試験の結果を用いて塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p 毎に最小二乗法により決定できる。CC・FMP 規準を適用した結果は、図 3.4(2) のように表される。このとき、ひずみ硬化・軟化過程において、降伏関数は必ずしも Mohr の応力円の包絡線と一致しない。せん断強さ $c(\gamma_{\max}^p)$ 、 $\phi(\gamma_{\max}^p)$ は、 ϕ_{sb} によって定義された固定すべり面の応力状態に対して Coulomb の破壊規準を適用して求められるせん断抵抗の変化を表している。



(1)異なる拘束圧の三軸圧縮試験

(2)異なる拘束圧から決定した破壊規準のパラメータ

図 3.4 三軸圧縮試験結果から CC・FMP 規準のパラメータの決定方法

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

弾塑性構成式は、降伏関数に CC・FMP 規準，塑性ポテンシャル関数に式(3.7)の Drucker-Prager 式を用い，非関連流れ則として導いた（以下，ここでは CC・FMP-DP モデルと呼ぶ）。

$$G = -\alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} = 0 \quad (3.7)$$

ここで， G は塑性ポテンシャル関数である． α はせん断抵抗角 ϕ と関連付けることのできるパラメータで，三軸圧縮試験の応力条件下 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) では，CC・FMP 規準のせん断抵抗角 ϕ ，すべり面の角度を定義する ϕ_{sb} ，ダイレタンシー角 ν を用いて式(3.8)のように表せる．

$$\alpha = \frac{2 \tan \nu}{\sqrt{3} \{3 \cos \phi_{sb} + 3(\sin \phi_{sb} - 1) \tan \nu\}} \quad (3.8)$$

以上のひずみ硬化・軟化型構成モデルを記述するパラメータである粘着力 c ，せん断抵抗角 ϕ ，ダイレタンシー角 ν は，三軸圧縮試験の結果から図 3.5 に示す関数でモデル化した．関数モデルの各パラメータは式(3.9)，式(3.10)に示すように塑性化後の硬化領域を線形モデル，軟化領域を指数関数で表した．

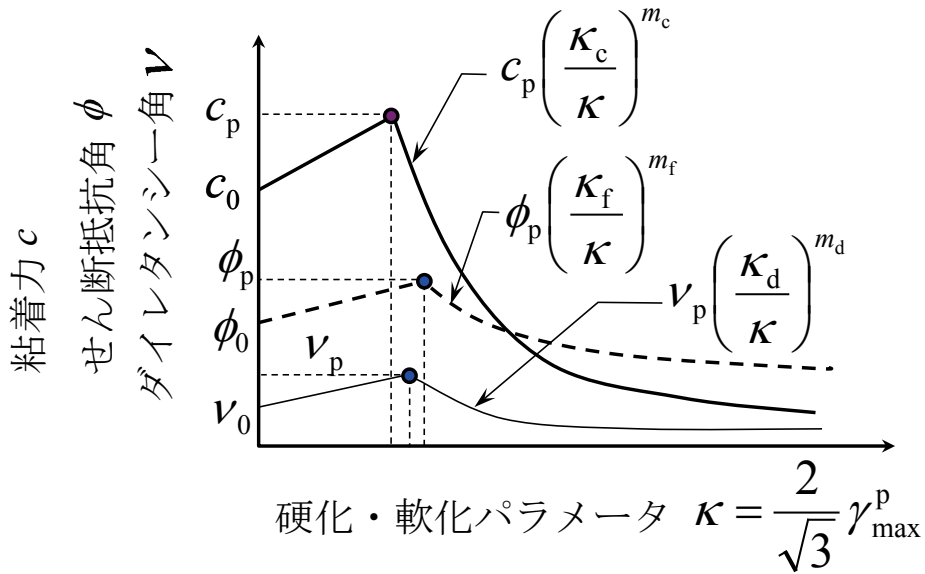


図 3.5 ひずみ硬化・軟化型の CC・FMP-DP モデル

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

(硬化域 : $\kappa \leq \kappa_c, \kappa_f, \kappa_d$)

$$c(\kappa) = c_0 + \frac{c_p - c_0}{\kappa_c} \kappa$$

$$\phi(\kappa) = \phi_0 + \frac{\phi_p - \phi_0}{\kappa_f} \kappa \quad (3.9)$$

$$v(\kappa) = v_0 + \frac{v_p - v_0}{\kappa_d} \kappa$$

(軟化域 : $\kappa > \kappa_c, \kappa_f, \kappa_d$)

$$c(\kappa) = c_p \left(\frac{\kappa_c}{\kappa} \right)^{m_c}$$

$$\phi(\kappa) = \phi_p \left(\frac{\kappa_f}{\kappa} \right)^{m_f} \quad (3.10)$$

$$v(\kappa) = v_p \left(\frac{\kappa_p}{\kappa} \right)^{m_d}$$

ここで、 κ_c , κ_f , κ_d は、 $c(\kappa)$, $\phi(\kappa)$, $v(\kappa)$ のそれぞれのピークに対応する κ を表し、 m_d , m_f , m_c はひずみ軟化の程度を決定する定数である。提案する構成モデルは、軟岩に見られるピーク応力以後の急激な軟化現象を表現できる関数型としたが、三軸圧縮試験から得られた粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ と塑性せん断ひずみ γ^p_{\max} の関係を踏まえて、完全塑性型の構成モデルとすることもできる。例えば、粘着力 c を $c_0 = c_p$, $m_c = 0$ とすれば塑性後の粘着力 c は一定値となる。

ひずみ軟化領域における反復計算は、接線剛性が負となるため、弾完全塑性型の剛性マトリックスを用い、硬化・軟化パラメータ κ により定まる CC・FMP 規準を満足する応力状態を収束計算によって探索する。その際、ひずみ軟化した CC・FMP 規準に対して塑性継続を満たすよう軸差応力を低下させる。図 3.6 のように平均主応力 σ_m を一定に保つように各応力成分を補正する方法を採用した¹⁶⁾。

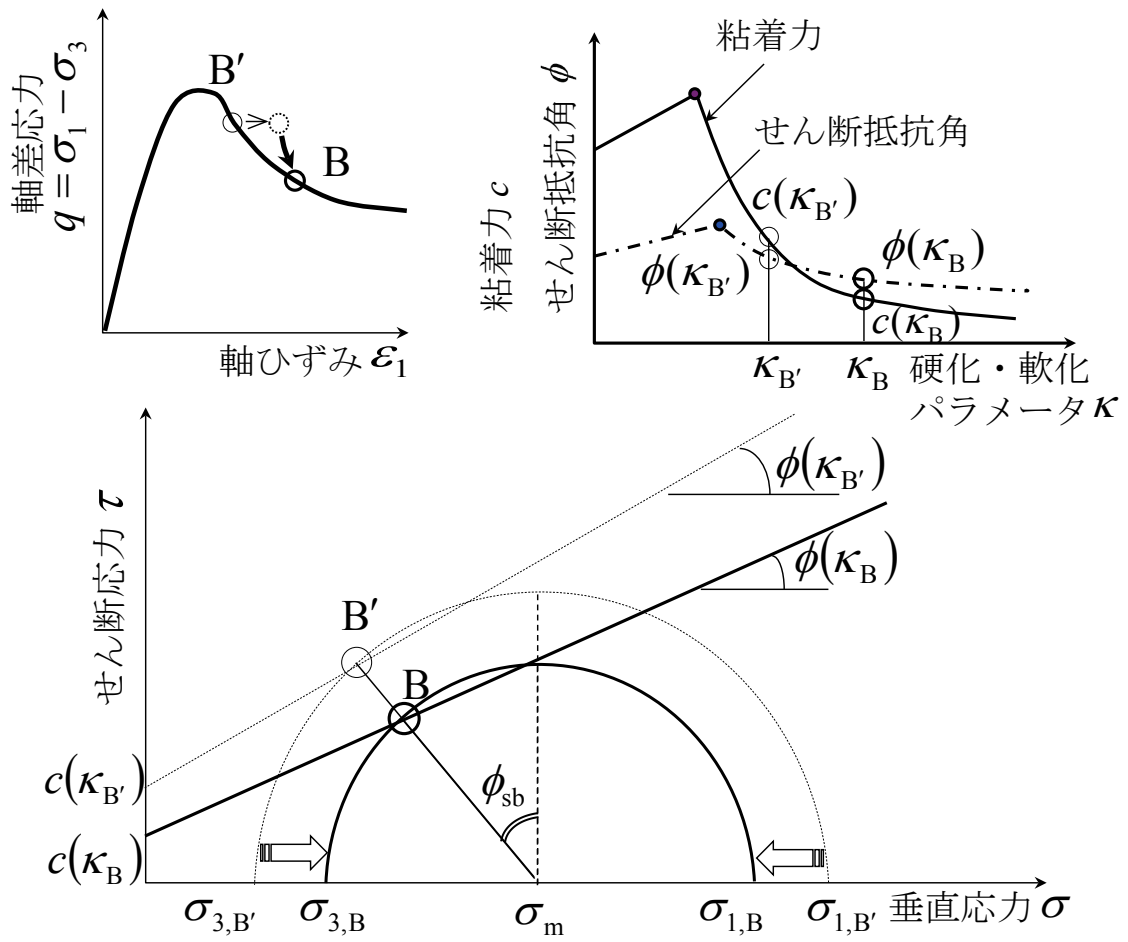


図 3.6 ひずみ軟化領域における塑性継続の応力補正

3.3 ひずみ軟化型地盤材料の寸法効果

3.3.1 要素の寸法が解析結果へ与える影響

CC・FMP 規準のパラメータは他の構成モデルと同様に供試体の平均的な応力～ひずみ関係から決定されており，要素の寸法に依存しない．しかし，図 3.7 に示す後藤らの実験¹⁷⁾¹⁸⁾に見られるように密な砂の応力～ひずみ関係は，供試体の寸法が大きいほどひずみ軟化の過程で生じる平均軸ひずみ量は小さくなる．地盤材料に形成されるせん断帯の幅は粒径の関数で表され，砂質土は平均粒径 D_{50} の 10～20 倍程度といわれている¹⁹⁾．このように，せん断帯の幅は材料特性から決定され，供試体の寸法に関係しない大きさである．そのため，密な砂など塑性変形がせん断帯に局所化する場合は，局所変形量が供試体の寸法で平均化され，塑性ひずみ量は図 3.7 のように供試体の寸法によって変化する．

以上のように要素の構成モデルは塑性ひずみに寸法効果が存在するため，供試体の寸法と異なる大きさの要素に直接利用できない．特に，基礎構造物の支持力問題を有限要素法によって評価する場合は，寸法効果が重要なパラメータの一つとなる²⁰⁾²¹⁾．基礎構造物を対象とした有限要素解析で用いる要素の寸法は 50 cm ～ 150 cm 程度で，三軸圧縮試験の一般的な供試体の寸法（高さ 10 cm）に比較すると数～十数倍大きい．さらに，三軸圧縮試験の供試体の幾何学的条件や境界条件は要素と異なるため，応力～ひずみ関係は必ずしも一致しないという課題も残されている．しかし，供試体を土要素とみなせると仮定すれば，構成モデルのパラメータを決定した供試体と要素の寸法が異なる場合は，前述の塑性ひずみに関する寸法効果に留意しなければならない．

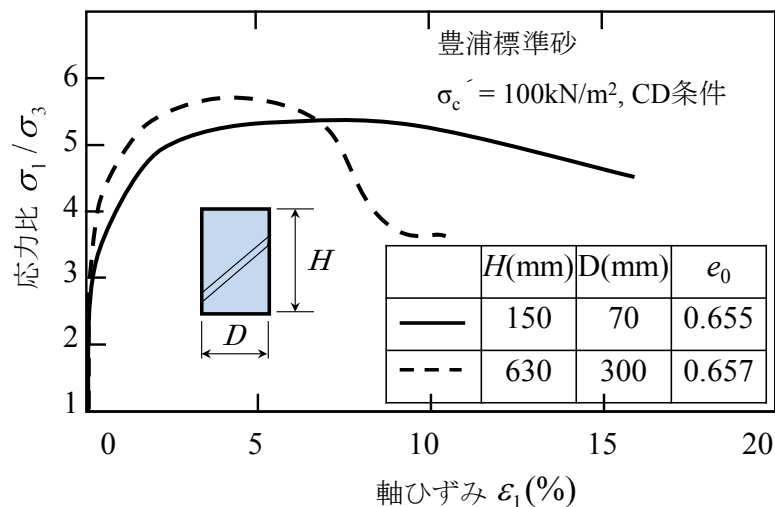


図 3.7 寸法の異なる密な砂の三軸試験結果¹⁷⁾

3.3.2 寸法効果の評価方法

せん断帯を含む要素を連続体要素とみなす際に考慮する塑性ひずみの寸法効果の評価方法について述べる．せん断帯（一種のひびわれ）を含む要素の平均ひずみを Smeared crack model⁴⁾と同様に式(3.11)で表現する．

$$d\gamma = d\gamma^e + d\gamma^p \quad (3.11)$$

ここで、 $d\gamma$ は全ひずみ増分、 $d\gamma^e$ は弾性ひずみ増分、 $d\gamma^p$ は塑性ひずみ増分を表す．

Smeared crack model は図 3.8 に示すように、弾性要素と局所化の影響（せん断帯）を考慮した塑性要素を直列に連結したモデルである．要素の全ひずみ増分は要素全体の弾性ひずみ増分とせん断帯部分だけの塑性ひずみ増分の和で表される．せん断帯の塑性ひずみを平均化して構成式へ取り入れるモデルの一つに田中の提案する手法²⁾がある．要素の体積 F_e と要素を横切るせん断帯の体積 F_b の比 F_e / F_b を導入して平均的な応力～ひずみ関係を調整している．この手法は、せん断帯の体積 F_b があらかじめわかっている場合には有効である．

本提案モデルでは、三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係を直接利用して寸法の影響を評価した．ひずみの集中するせん断帯の幅 w_s が地盤の材料によって決定され、せん断帯の数などの幾何学的要因が寸法により変化しないと仮定すれば、寸法 S_0 の供試体と寸法 S の要素の全ひずみ増分は図 3.8 のように説明できる．要素の塑性ひずみの増分はそれぞれの寸法で平均化されるため、両者を比較すれば、塑性ひずみ増分に関する寸法効果は、供試体 S_0 と要素 S の寸法比を用いて式(3.12)の形に表せる．

$$\frac{\overline{\gamma_s^p}}{\overline{\gamma_{s_0}^p}} = \left(\frac{S}{S_0} \right)^{-1/n} \quad (3.12)$$

ここで、 $\overline{\gamma_{s_0}^p}$ は寸法 S_0 の平均塑性ひずみ、 $\overline{\gamma_s^p}$ は寸法 S の平均塑性ひずみを表し、 $1/n$ は寸法効果の程度を表す係数である．式(3.12)の寸法効果を式(3.6)の相当塑性ひずみに適用して硬化・軟化パラメータの大きさを調整すれば、要素寸法を考慮した降伏後の構成関係を定めることができる．

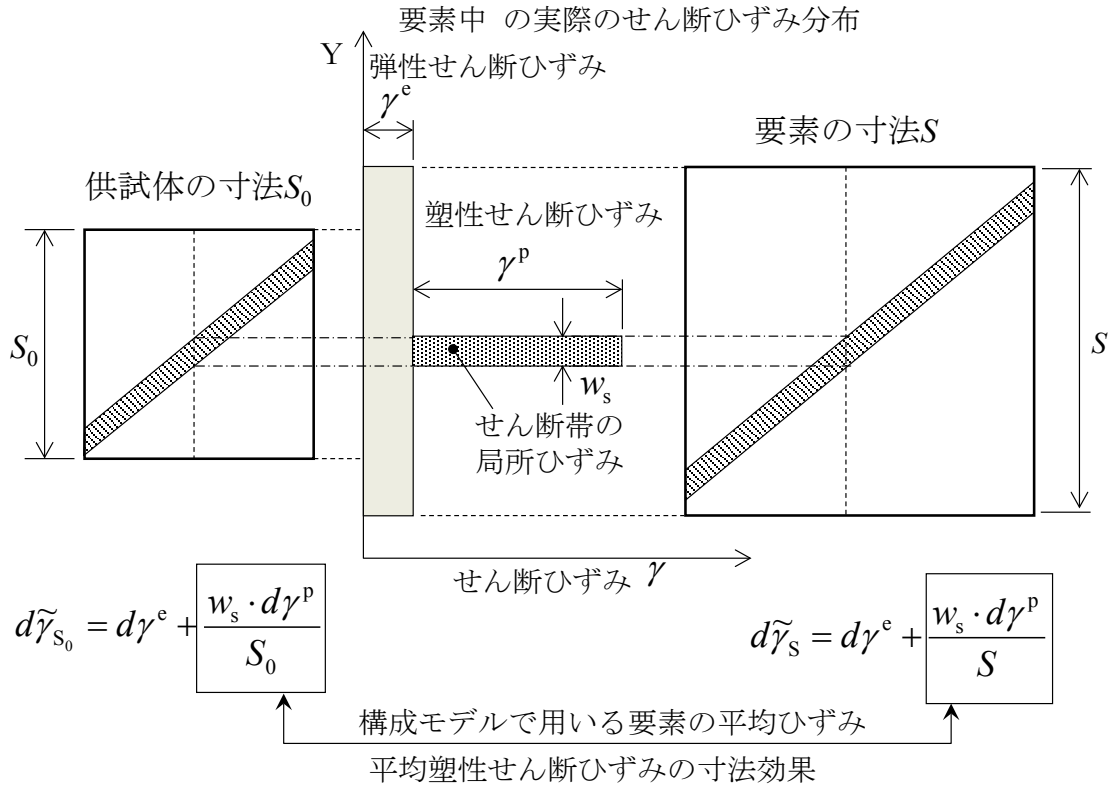


図 3.8 スミヤード・クラックモデルの考え方⁴⁾

図 3.8 に示す寸法効果のモデルは、供試体と要素の寸法比のみをパラメータとしており、せん断帯の形態に関する幾何学的な条件は変化しないことを前提としている。しかし、実際には供試体の寸法や形状によって、せん断帯の角度や数が増えることが実験によって明らかにされている^{13) 15)}。係数 $1/n$ はこのようなせん断帯の形態変化が寸法効果に与える影響を反映した係数である。例えば、図 3.8 に示すように寸法 S_0 と寸法 S ($> S_0$) のせん断帯の形態が一致する場合は $1/n = 1$ となり、寸法効果の程度を表す平均塑性せん断ひずみの比は寸法比と一致するが、寸法 S にひずみの集中度と幅が同一のせん断帯が複数形成される場合¹³⁾、平均塑性せん断ひずみ $\bar{\gamma}^p$ が増大して寸法効果は低減し、 $1/n < 1$ となる。係数 $1/n$ はこのようなせん断帯の形態の変化が寸法効果へ与える影響を考慮したものである。また、供試体寸法の S_0 と要素の寸法 S は、代表寸法として体積の 3 乗根や面積の 2 乗根を用いることも可能である。

3.4 ひずみ軟化型構成モデルの適用性検証

3.4.1 セメント混合砂の三軸圧縮試験

軟岩を模擬したセメント混合砂を対象に寸法の異なる三軸圧縮試験を実施し²²⁾、平均化された応力～ひずみ関係に存在する寸法効果を調べ、提案する構成モデルを検証した。

(1) セメント混合砂供試体の作製方法

実験に用いた供試体は JGS0811「安定処理土の突き固めによる供試体作製方法」に基づいて作製した。材料は 6 号珪砂 ($D_{50}=0.25\text{ mm}$ ，均等係数 $U_c=1.6$)，早強セメントおよび水道水を $1.0:0.05:0.1$ の配合比で混ぜ合わせたセメント混合砂である。配合は，材料が CC・FMP 規準の強度特性とひずみ軟化特性を有すること，均質であること，強度・変形特性に再現性があること，養生期間の影響が小さいことを考慮して事前に実施した配合実験に基づいて決定した。供試体の直径は $D=50, 100, 300\text{ mm}$ の 3 種類とし，高さ H と直径 D の比は 2.0 である。セメント混合砂の供試体は，寸法が異なるとセメント硬化熱による養生温度に差が生じるため，供試体はすべて $D=300\text{ mm}$ で作製・養生し， $D=50, 100\text{ mm}$ の供試体は試験前に切り出して整形した。

直径 $D=300\text{ mm}$ の供試体は，計量した珪砂，早強セメント，水道水の各材料を電動ミキサー投入して均一に攪拌した後，内径 300 mm のボイド管に 5 層に分けて突き固めて作製した。作製した供試体は，含水比が変化しないよう全体をラップで包み込み，その外側を断熱材で覆って室温空中養生とした。セメントの添加量を変化させた事前の配合実験によれば，図 3.9 に示すように供試体の一軸圧縮強さ q_u は超音波速度 V_p と相関関係が良好である。同一のセメント添加量では，直径が大きいほど超音波速度が高くせん断強さも増大する傾向が見られ，供試体寸法が大きいほどセメント硬化熱が高まり強度が発現し易いと考えられる。また，直径 $D=300\text{ mm}$ の供試体を用いた養生実験では，中心高さ位置で直径方向に P 波振動子を設置して超音波速度 V_p を測定し，養生期間中の超音波速度の経時変化を調べた。その結果，超音波速度は養生日数 7 日で $V_p=1.74\text{ km/s}$ の速度で安定した。そこで，本試験用の供試体は養生 7 日以降に超音波速度を測定し，安定値に達していることを確認して試験に供した。

図 3.10 は $D=300\text{ mm}$ の供試体および $D=50\text{ mm}$ ， 100 mm の供試体を切り出した元試料について，超音波速度 V_p の高さ方向分布を示した。いずれの供試体，試料も高さ方向にほぼ一定の速度分布が得られ，試料は均質な状態で作製されていることがわかる。同図には，供試体作製の翌日に脱型し，無拘束条件で養生を行ったケースも示してある。ボイド管により拘束養生した試料に比べると，セメント硬化完了前に無拘束状態とした試料は供試体自重の影響を受けて下半分が膨らみ，下部の超音波速度が低下して均質な

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

状態ではない。

供試体は、通常の三軸圧縮試験と同様に直ナイフを用いて上下端面を慎重に整形し、キャッピングの処理は行っていない。そのため、整形時に供試体の上下端面に相対的に緩い層が形成され、ベッディングエラーを生じる要因となった。(3)項で述べるように外部変位計の測定では、供試体の寸法が小さいほどベッディングエラーが大きいことが確認された。

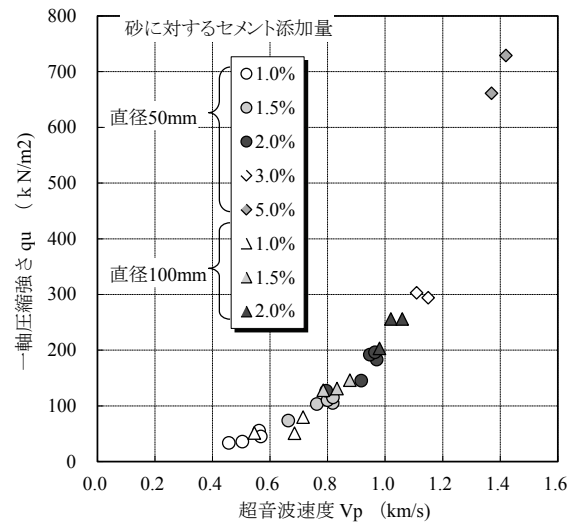


図 3.9 セメント混合砂供試体の超音波速度と一軸圧縮強度の関係

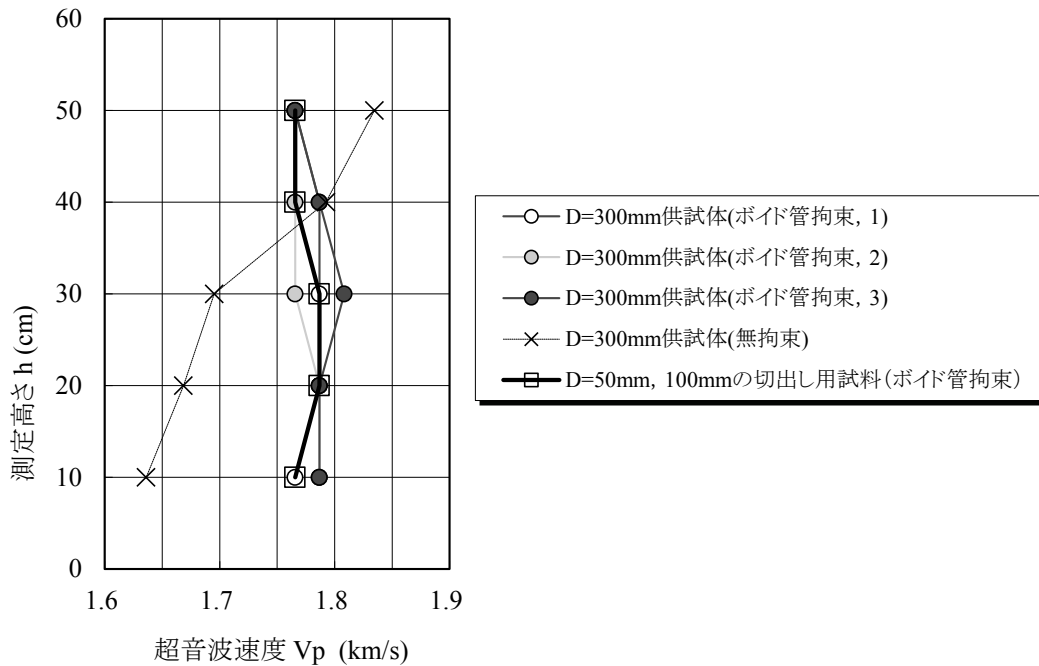


図 3.10 $D=300$ mm 試料の超音波速度の高さ分布

(2) 実験方法

三軸圧縮試験は供試体が大きいほどせん断強さのばらつきが小さいと考え、 $D=50\text{ mm}$ は3試料、 $D=100\text{ mm}$ は2試料、 $D=300\text{ mm}$ は1試料とし、それぞれ有効拘束圧 $\sigma_c=50, 100, 200\text{ kN/m}^2$ の下でCD条件（JGS0524）により試験した。供試体の整形後、ただちに所定の拘束圧まで等方圧密し、排気状態で軸ひずみ速度を 0.1 \%/min として圧縮せん断した。供試体の上下端面にはグリースやメンブレンなどを用いた摩擦軽減層は設置していない。よって、せん断抵抗角は $3\sim 4^\circ$ 程度大きな値が得られると思われる²³⁾。また、池田ら¹³⁾は、本実験のように端面に特別な摩擦軽減層を設けていない場合や高さ H と直径 D の形状比が 2.0 の供試体では、低次の分岐モードに導かれてせん断帯は袈裟切り型の形態を生じ易いことを指摘している。したがって、本実験は主として低次の分岐モードのせん断帯に関連して、供試体の平均塑性ひずみに現れる寸法効果を明らかにするものである。

供試体の軸ひずみは外部変位計とLDTの両方で測定した。外部変位計の測定ひずみにはベッディングエラーが含まれ、供試体の寸法が小さいほどその影響が大きい。ベッディングエラーの程度が供試体の寸法によって異なると、せん断帯形成の分岐モードに影響を与えるほか、供試体のヤング率に関する同一性の判定が困難となる。そこで、各供試体の側面にLDTを取り付け、微小～中ひずみの測定値を用いて供試体のヤング率を測定した。一方、LDTは大ひずみの測定には適さないので、塑性ひずみに関するデータ整理には外部変位計の値を利用した。体積ひずみは、供試体からの排気ラインに接続したビューレットの水位変化量から求めた。各供試体のメンブレンには 3 mm メッシュの格子パターンを貼り付け、試験の終了後にせん断帯の発生状況を観察した。

(3) 実験結果と考察

①三軸圧縮試験結果のせん断強さとヤング率

図 3.11 は供試体の寸法が異なる三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係を示している．試験装置の関係で最大軸ひずみの大きさが供試体の寸法によって異なるが，応力～ひずみ関係の全体形状に大きな差はなく，すべての試験でピーク応力後に著しいひずみ軟化を生じている．ピーク応力後のひずみ軟化は，せん断の進行に伴い，材料のセメンテーションによる砂粒子間の結合力が消失したためと考えられる．ひずみ軟化は拘束圧が小さいほど，供試体の寸法が大きいほど，著しく急激に進展している．

図 3.12～図 3.14 は三軸圧縮試験の強度・変形特性と供試体の直径の関係を表している．せん断強さは供試体の寸法によらずほぼ一定の値を示している．応力比 $q/q_f=0.5$ のときの割線ヤング率 E_{50} は，外部変位計による値 $E_{50,EXT}$ が供試体の直径に比例して増加しているのに対し，LDT による値 $E_{50,LDT}$ はばらつきがあるものの供試体の直径による変化は見られない．外部変位計から求めた軸ひずみはベディングエラーの影響を含むため，供試体の寸法が小さいほど軸ひずみへ与える影響が強く現れたと考えられる．以上より，せん断強さ q_f および LDT から求めたヤング率 $E_{50,LDT}$ が寸法に依存しないことから，作製した供試体は均質で同一の材料であると判断した．

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

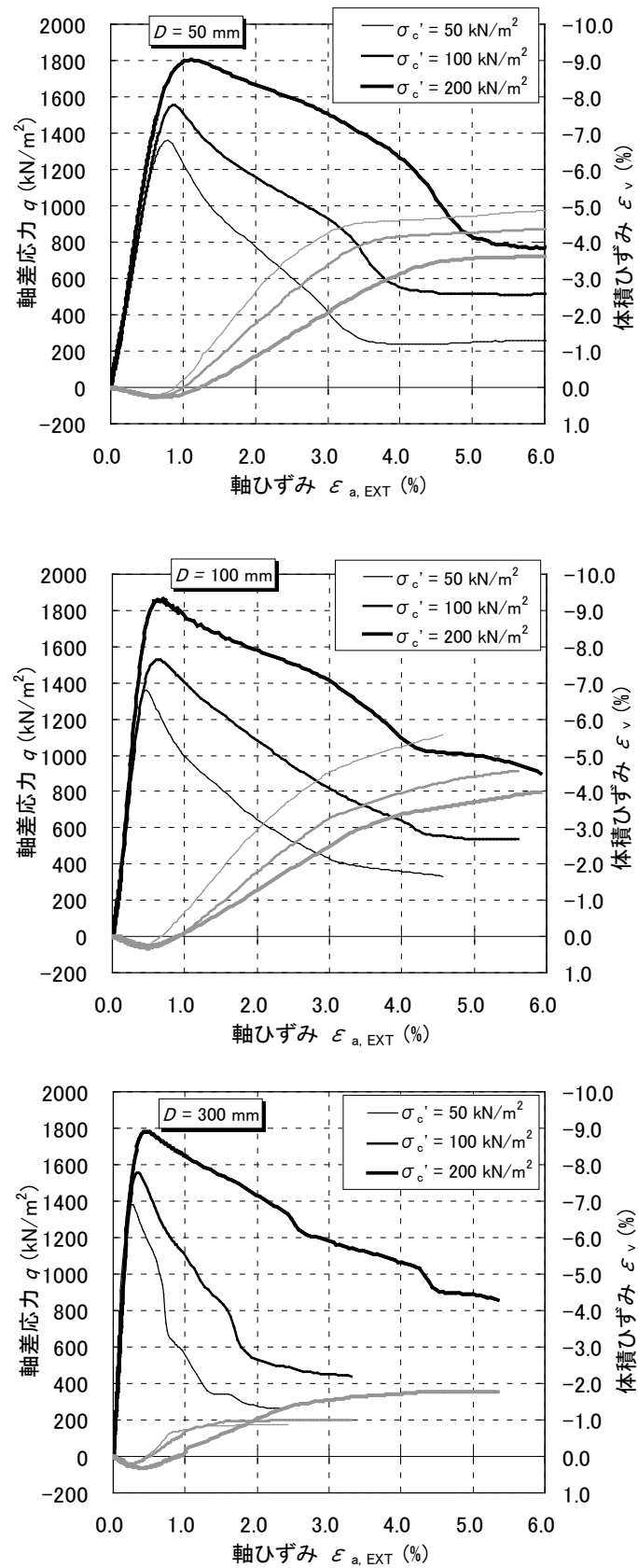


図 3.11 供試体の寸法が異なる三軸圧縮試験の結果

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

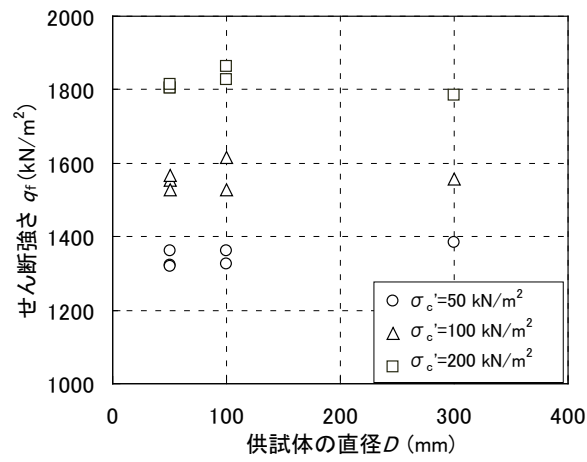


図 3.12 供試体の直径 D とせん断強さ

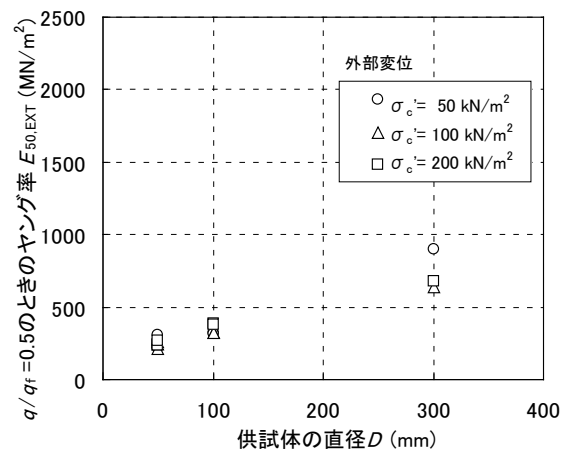


図 3.13 供試体の直径 D とヤング率 $E_{50,EXT}$

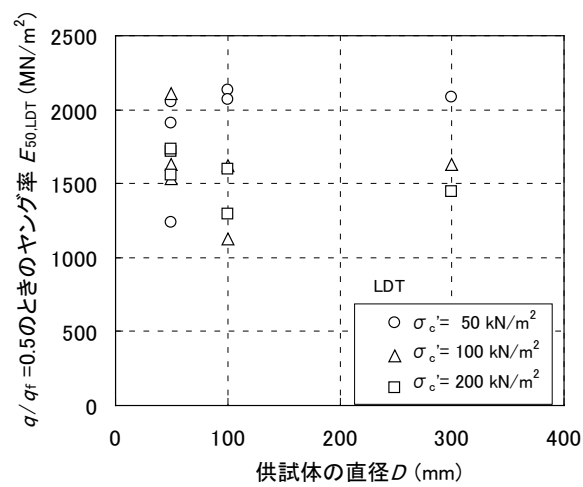


図 3.14 供試体の直径 D とヤング率 $E_{50,LDT}$

②三軸圧縮試験の平均塑性せん断ひずみに関する寸法効果

図 3.15 はせん断強さ q_f で正規化したせん断応力と平均塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p の関係を表している．平均塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p は供試体の一様変形を仮定し，軸ひずみ $\varepsilon_{a,EXT}$ と体積ひずみ ε_v から式(3.13)により算定した．

$$\begin{aligned}\gamma_{\max}^p &= \gamma_{\max} - \gamma_{\max}^e \\ &= \frac{3\varepsilon_{a,EXT} - \varepsilon_v}{2} - \frac{q}{2G}\end{aligned}\quad (3.13)$$

ここで， q はせん断応力， G はせん断剛性率である．外部変位計の軸ひずみ $\varepsilon_{a,EXT}$ および軸ひずみ $\varepsilon_{a,EXT}$ から求めたせん断剛性 G の両方にはベディングエラーの影響が含まれるため，式(3.13)の塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p はベディングエラーの影響がキャンセルされている．図 3.15 の $q/q_f \sim \gamma_{\max}^p$ 関係には多少ばらつきが見られるが，供試体の直径 D が大きくなると，同じ q/q_f に対する平均塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p が小さくなる寸法効果が認められる．

同一材料のせん断帯の幅は供試体の寸法によらず一定と考えれば，式(3.12)より供試体の平均塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p と供試体の寸法 S の間には式(3.14)の関係がある．

$$\gamma_{\max}^p(S) = \gamma_{\max}^p(S_0) \cdot \left(\frac{S}{S_0}\right)^{-1/n}\quad (3.14)$$

ここで， S_0 は平均塑性せん断ひずみを求める際の基本寸法を表している．供試体の寸法を基本寸法 S_0 とすれば，式(3.14)から任意の大きさの要素に対する平均塑性せん断ひずみの大きさを推定できる．

図 3.16 はピーク応力以後の応力比 $q/q_f = 0.7$ における平均塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p と供試体の直径 D の関係を示している．図中には，基本寸法を $S_0 = 50 \text{ mm}$ として， $1/n = 1, 1/3$ とした時の式(3.14)も示した．すべての拘束圧 σ_c' で，平均化された塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p は供試体の寸法に反比例しており，その程度は寸法比 (S/S_0) の $-1/3$ 乗則とよく一致している．応力比が $q/q_f = 0.7$ と異なる場合にも $1/n = 1/3$ とすれば，平均塑性せん断ひずみの寸法効果をほぼ説明できることを確認している．

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

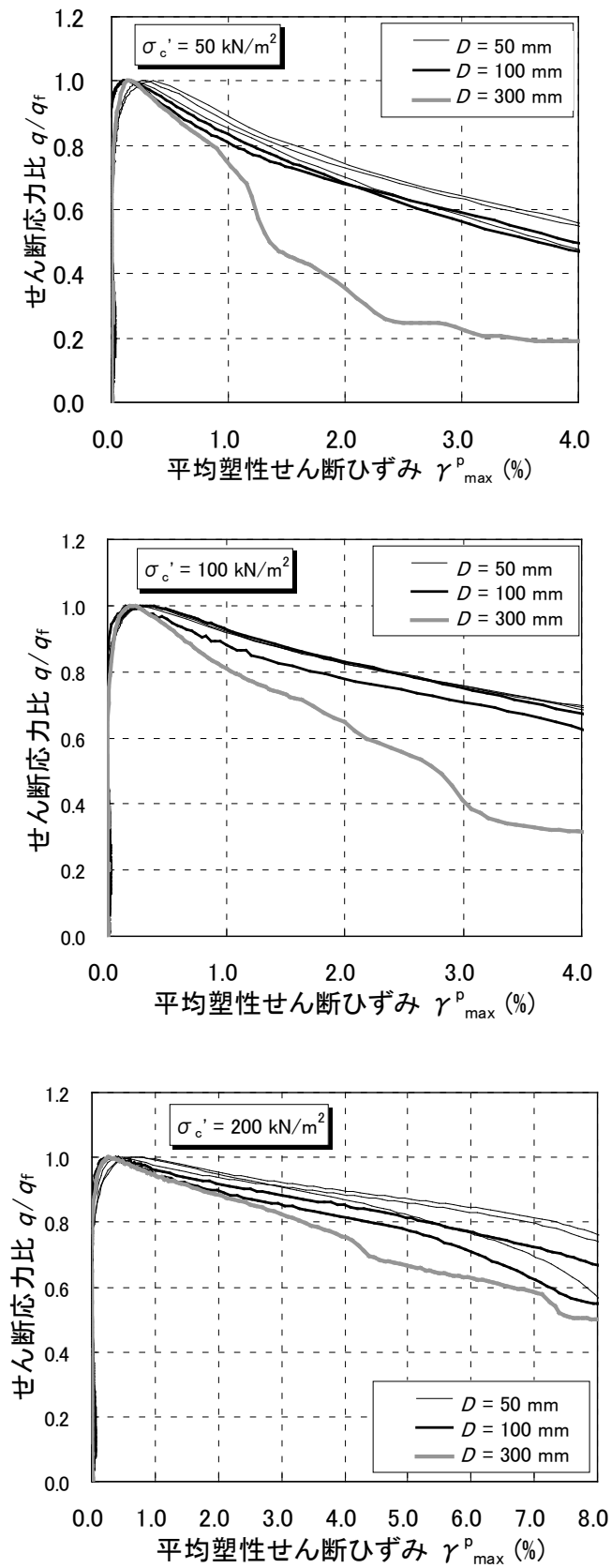


図 3.15 せん断応力比 q/q_f と平均塑性せん断ひずみ γ^p_{\max} の関係

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

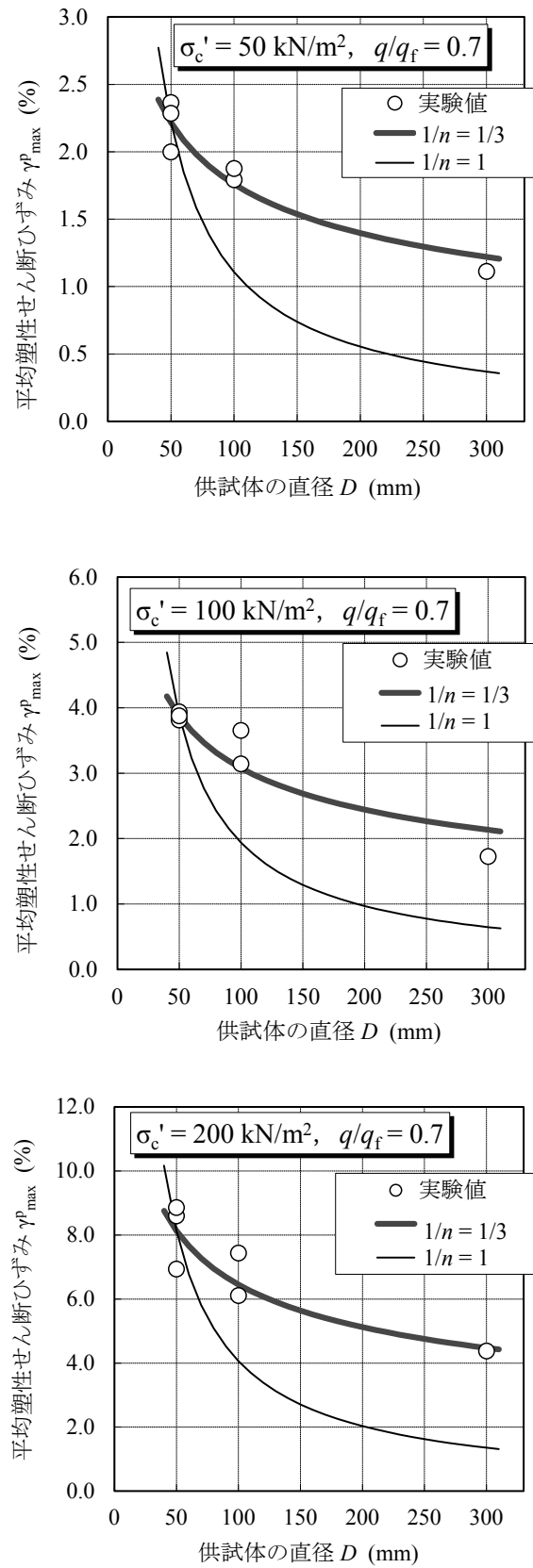


図 3.16 平均塑性せん断ひずみ γ_{max}^p の寸法効果

③三軸圧縮試験供試体の破壊性状

図 3.17 には実験終了後に格子パターン of メンブレン上から観察したすべり面形態のスケッチと供試体の破壊性状の写真を示した. 直径の最も小さい $D=50$ mm の供試体は, 明瞭なすべり面が一つだけ形成されている. すべり面は袈裟切り型に供試体の上端と下端の端部を結ぶように形成されるタイプと供試体の上端または下端のやや内側から側面にかけて形成されるタイプがある. $D=100$ mm の供試体は, 全 6 体のうち 1 体にすべり面が一つだけ形成され, 残る 5 体は共役の二つのすべり面が X 型に交わる形態で, 一方のすべり面にせん断変形が集中している. また, $D=100$ mm には供試体の上下端の両方に達するすべり面は見られなかった. $D=300$ mm の供試体は, 複数のすべり線が発生するタイプと主たるすべり面が一つ形成されるタイプが見られた. 複数のすべり面が発生するタイプは $D=100$ mm と同様にせん断変形が集中した支配的なすべり面とそれ以外に分類され, すべり面は供試体の下端から側面へ袈裟切り型に発生している. また, 供試体の上部には, 突き固めの層分割に相当する位置に水平の亀裂が生じているケースも見られた.

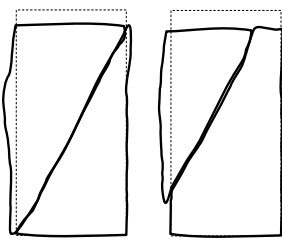
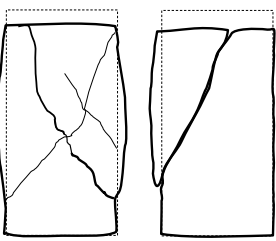
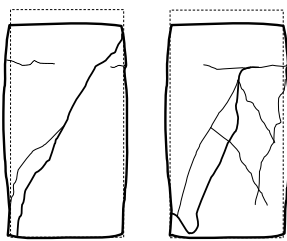
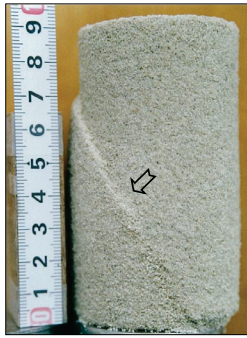

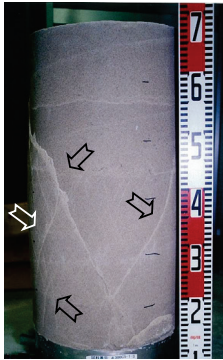
D (mm)	50	100	300
スケッチの例			
写真			

図 3.17 三軸圧縮試験後の供試体の破壊性状の模式図と写真

支配的なすべり面を対象に水平面からの角度 α を測定した結果、図 3.18 に示すように供試体の直径 D や拘束圧 σ_c' の影響はみられず、全 18 データの平均値は 63.6 度である。この角度からすべり面角度を表すパラメータ ϕ_{sb} を求めると 37.2 度となり、 ϕ_{sb} はピーク時のせん断抵抗角 $\phi_{mob}=37.4$ 度と良く一致する。

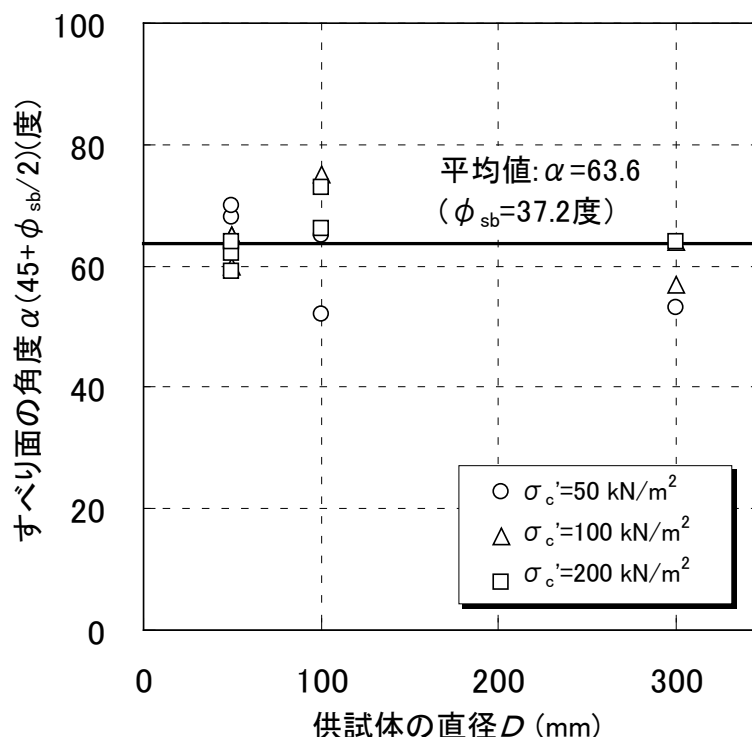


図 3.18 供試体の直径 D とすべり面の角度 α

式(3.14)の平均塑性ひずみの寸法効果に乗じる係数は、本実験データより $1/n=1/3$ が得られており、供試体寸法と独立した一つのせん断帯にひずみが局所化すると仮定した場合に比べると寸法効果は低減し、全塑性せん断ひずみの量が増大している。供試体の寸法が異なっても、同一応力比 q/q_f においてせん断帯内部の塑性せん断ひずみの大きさが等しいとすれば、供試体の全塑性せん断ひずみの量はすべり面の形態（タイプ、数、角度、幅など）に密接に関連していると言える。せん断帯の幅は材料によって決定されるから一定と考えられ、せん断帯の角度は図 3.18 に示したように供試体の寸法が変化してもほぼ一定値を示している。

以上を踏まえ、すべり面の形態や数に着目して塑性ひずみの寸法効果について考察する。図 3.17 に示したすべり面の形態から、 $D=100$ mm の供試体はすべり面の数が増えて全塑性せん断ひずみが増加したと考えられ、この効果を $-1/3$ 乗則で表すことができた。

一方、 $D=300$ mm の供試体は複数のすべり面が形成される形態と $D=50$ mm と同様に一つのすべり面にせん断変形が局所化する形態がある．平均塑性ひずみの寸法効果はどちらのすべり面形態にも存在し、 $-1/3$ 乗則と良く整合した．すべり面の発生形態が異なっても、平均塑性ひずみに同程度の寸法効果が存在する要因としては次の点が考えられる．第一に、 $D=300$ mm 試料の作製過程における層継ぎ目にひずみが集中したため、すべり面が一つの形態でも全塑性ひずみの量が増大したことが挙げられる．第二に、供試体の寸法が大きくなるとベッディングエラーの影響が低減するため、分岐現象として説明されている多数のひずみ集中領域（高周波の拡散分岐のせん断帯パターン¹¹⁾²⁴⁾）を生じ易いことが予想される．せん断過程における変形の局所化の様子を確認できていないため明らかではないが、供試体全体に分散した塑性ひずみの存在により平均塑性ひずみの寸法効果が低減されていると推測される．

3.4.2 構成モデルのパラメータの設定

三軸圧縮試験の最も一般的な供試体の直径 $D=50$ mm のデータから CC・FMP 規準のパラメータを決定した。すべり面の角度を表すパラメータを $\phi_{sb}=37.2$ 度とし、最小二乗法によってすべり面で発揮されるせん断応力の変化を求めた。図 3.19 に粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ と塑性せん断ひずみ γ_{max}^p の関係を示す。同図には式(3.9)および式(3.10)に示したひずみ硬化・軟化型のモデルでフィッティングした結果も併記した。粘着力 c は塑性せん断ひずみ γ_{max}^p が小さい領域で急激に低下している。 γ_{max}^p の増大により粒子間の化学的な結合力が急速に消失するためと推測される。これに対して、せん断抵抗角 ϕ は粘着力 c の低下中にも増大し、 $\gamma_{max}^p=7.0\%$ でピークに達している。すべり面では、 γ_{max}^p の増大と共に c の消失と ϕ の動員が同時に生じ、最終的に粘着力 c の多くが消失した後に残留のせん断抵抗が發揮されている。ただし、 $\gamma_{max}^p=7.0\sim 11.0\%$ においては、CC・FMP 規準のカーブ・フィッティングにより負の粘着力 ($c(\gamma_{max}^p) < 0$) が得られては合理的ではないことを考慮し、構成モデルのパラメータは塑性ひずみの小さい領域 ($\gamma_{max}^p < 2.0\%$) に着目して図中に示すように決定した。

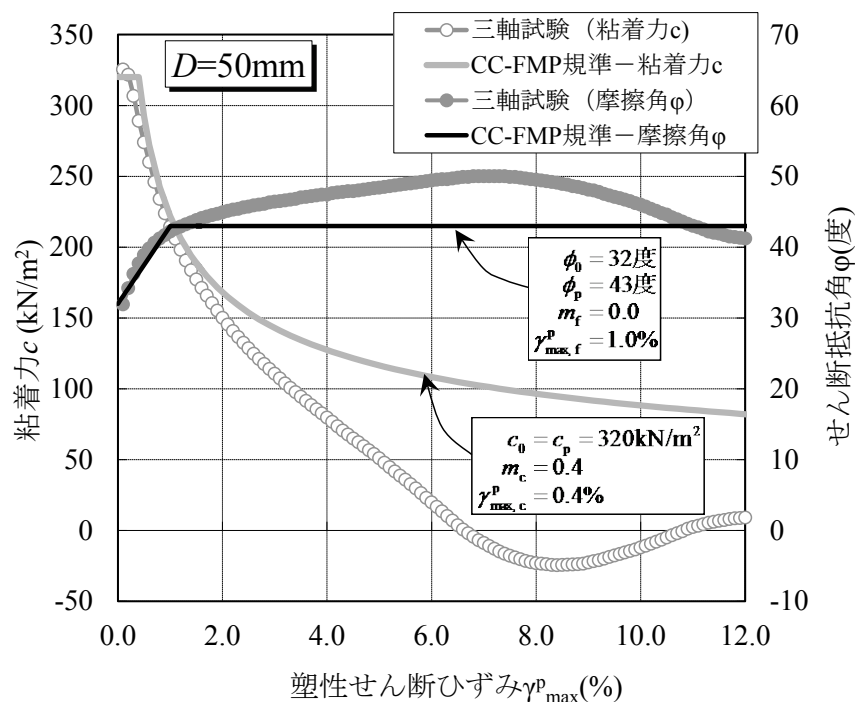


図 3.19 塑性せん断ひずみと強度パラメータ

3.4.3 三軸圧縮試験のシミュレーション

三軸圧縮試験の結果に基づいて定めた CC・FMP-DP モデルの c , ϕ およびダイレイタンシー角 ν を表 3.1 に示す. ν は ϕ の $2/3$ とし, ひずみ軟化領域はカーブ・フィッティングにより臨界塑性せん断ひずみ γ^p_c と軟化係数 m_d を決定した. 図 3.20 は表 3.1 のパラメータを用いて直径 $D=50$ mm の三軸圧縮試験を 1 要素でシミュレーションした結果を示している. $\varepsilon_a < 3.0\%$ の範囲で試験値と解析値はほぼ一致している. 応力～ひずみ関係の解析値には, 粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ のそれぞれのピークがせん断応力に表れている. 粘着力 c の低下領域では, 拘束圧 σ_c が大きい場合にせん断抵抗角 ϕ の影響が強く表れて, 応力～ひずみ関係はやや不連続な性状を示しているため, 構成モデルの関数式に改善の余地がある.

表 3.1 CC・FMP-DP モデルのパラメータ

	初期降伏時		ピーク時		臨界塑性ひずみ γ^p_c (%)	軟化係数 m
粘着力 c	320	kN/m ²	320	kN/m ²	0.40	0.40
せん断抵抗角 ϕ	32.0	度	43.0	度	1.00	0.0
ダイレイタンシー角 ν	21.3	度	28.7	度	1.40	0.65
すべり面の角度 α	$\alpha = 63.6$ ($\phi_{sb} = 32.7$) (度)					
寸法効果の程度 を表す係数	$1/n = 1/3$					

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

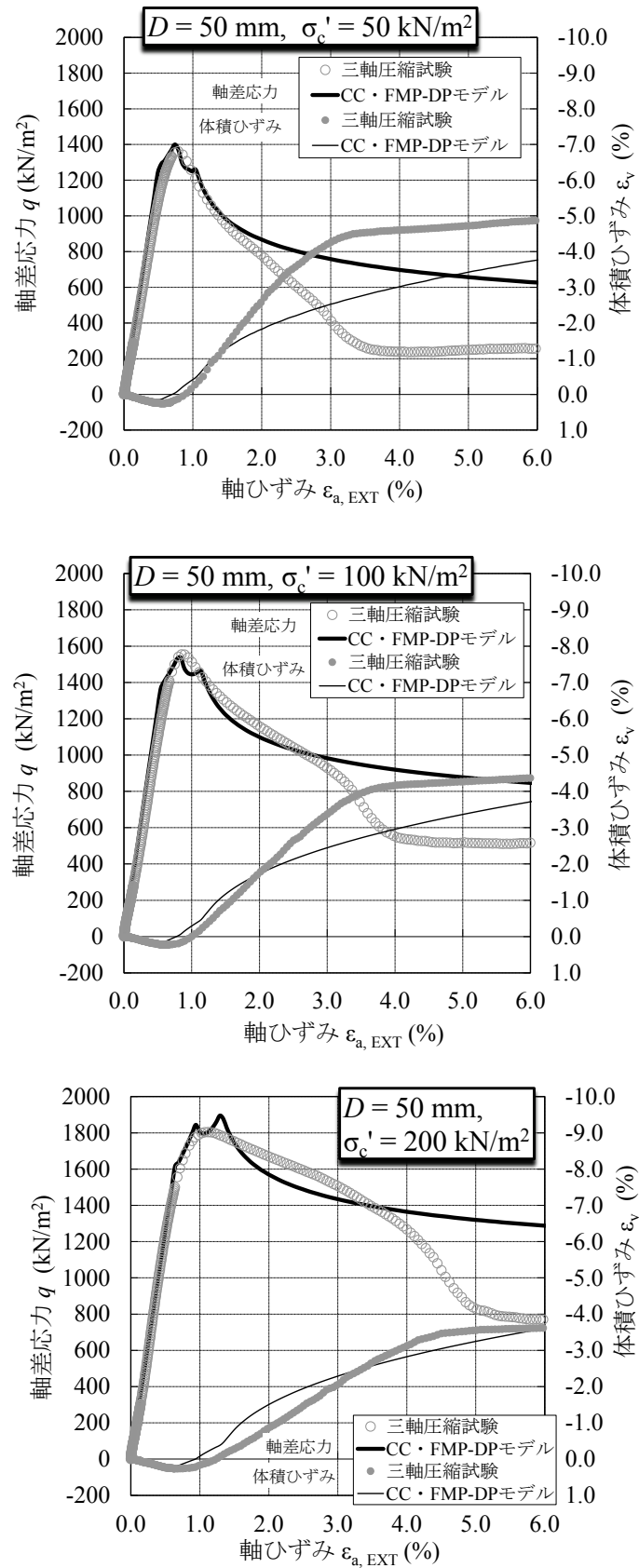


図 3.20 三軸圧縮試験の1要素シミュレーション ($D = 50 \text{ mm}$)

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

次に、表 3.1 に示す $D=50$ mm の三軸圧縮試験から定めたパラメータと図 3.16 に示す寸法効果の程度を表す係数 $1/n=1/3$ を用いて、 $D=300$ mm の三軸圧縮試験を 1 要素でシミュレーションした結果を図 3.21 に示す。ここで、外部変位計から求めたヤング率 $E_{50,EXT}$ は供試体の寸法によって異なるため、 $D=300$ mm のシミュレーションでは、 $D=300$ mm のヤング率 $E_{50,EXT}$ を用いた。同図には塑性ひずみの寸法効果を考慮していない $1/n=0$ の解析結果も併記した。寸法効果を考慮しない場合に比べ、寸法効果を考慮した解析値は、ひずみ軟化領域の同一軸差応力に対する軸ひずみが小さく、塑性ひずみが大きく減少している。拘束圧 $\sigma_c' = 200$ kN/m² のときはひずみ軟化の程度が小さく、塑性ひずみの寸法効果の及ぼす影響は小さい。しかし、拘束圧 $\sigma_c' = 50, 100$ kN/m² のときは軸ひずみ $\varepsilon_a < 1.0$ % の範囲で試験値と解析値の一致度が高いことから、要素の寸法比 S/S_0 に対して塑性せん断ひずみ γ_{max}^p の大きさを式(3.14)により調整すれば、寸法の大きな要素の応力～ひずみ関係を良い精度で推定できると言える。

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

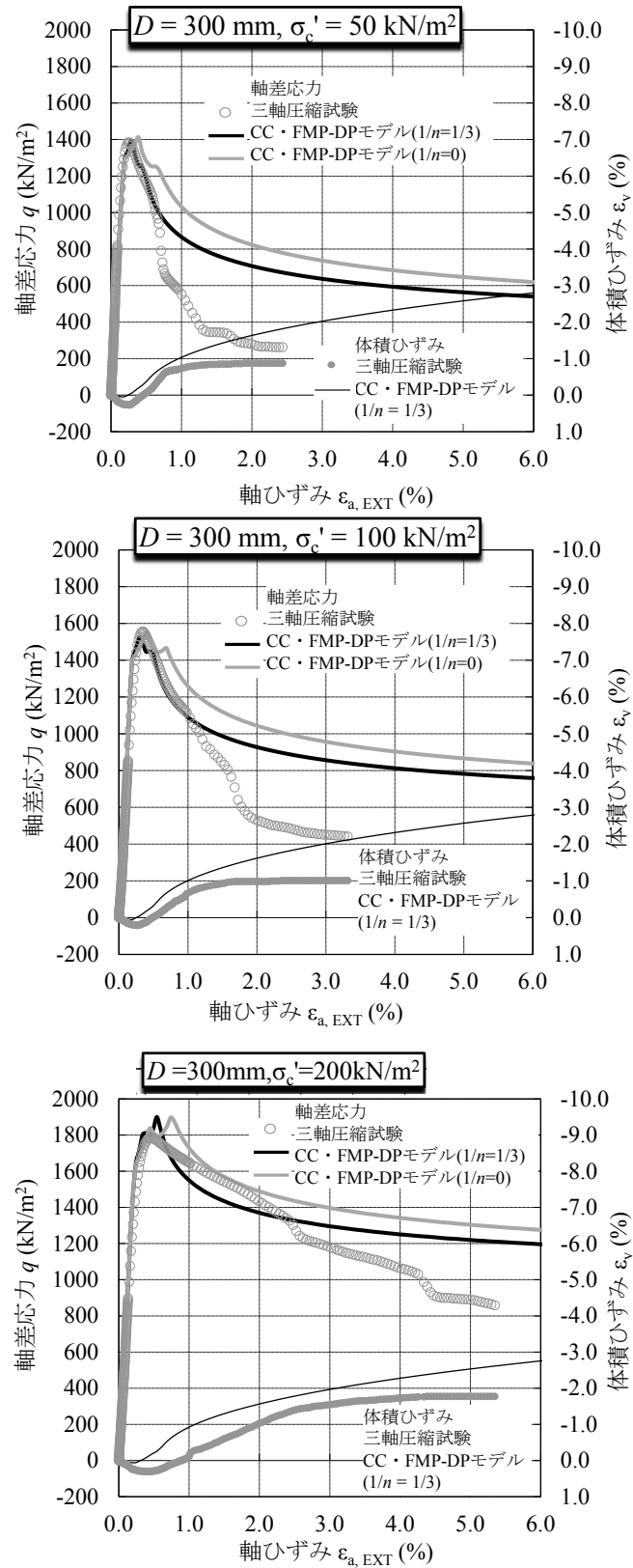


図 3.21 $D=50$ mm の供試体の構成モデルを用いた $D=300$ mm 供試体の 1 要素シミュレーション

3.5 支持力問題における要素の寸法効果

3.5.1 解析条件

ひずみ軟化特性を有する地盤を対象に、直接基礎の圧縮支持力に有限要素解析のメッシュ分割が及ぼす影響を検討した。表 3.2 に示す直径 $D=50$ mm の三軸圧縮試験から決定した構成モデルのパラメータを用い、供試体と同程度のメッシュ寸法に細分化したケースと一般的なメッシュ寸法でモデル化したケースを比較する。さらに、構成モデルに式(3.14)の塑性せん断ひずみの寸法効果パラメータを考慮した解析ケースを比較した。

有限要素解析は、基礎幅 $B=900$ mm の平面ひずみ問題とし、要素の寸法 $L=50, 100, 300$ mm の 3 種類 ($B/L=18, 9, 3$) を設定した。解析に用いたメッシュ分割を図 3.22 ～図 3.24 に示す。一般に要素の寸法は、解析の対象とする構造物寸法との比によって決定されるが、要素寸法 $L=50$ mm は、基礎幅に対する寸法比が $B/L=18$ となり、非常に分割が非常に細かく実用的な要素分割ではない。一方、要素寸法 100 mm や 300 mm は、基礎幅に対する寸法比は、 $B/L=9\sim3$ であり、比較の実用的な分割数で、実務においても良く設定される範囲に相当する。

なお、本解析では最小主応力が地盤の引張り強さに達した後は、最小主応力をゼロとし、それ以降は引張応力を伝達しない no-tension 解析を行った。地盤の引張り強さは粘着力の $1/2$ を採用した。

表 3.2 直接基礎の圧縮支持力に関する有限要素解析の CC・FMP-DP モデルパラメータ

	初期降伏時		ピーク時		臨界塑性ひずみ γ^p_c (%)	軟化係数 m
粘着力 c	320	kN/m ²	320	kN/m ²	0.40	0.40
せん断抵抗角 ϕ	32.0	度	43.0	度	1.00	0.0
ダイレイタンシー角 ν	21.3	度	28.7	度	1.40	0.65
すべり面の角度 α	$\alpha = 63.6$ ($\phi_{sb} = 32.7$) (度)					
寸法効果の程度 を表す係数	$1/n = 1/3$					

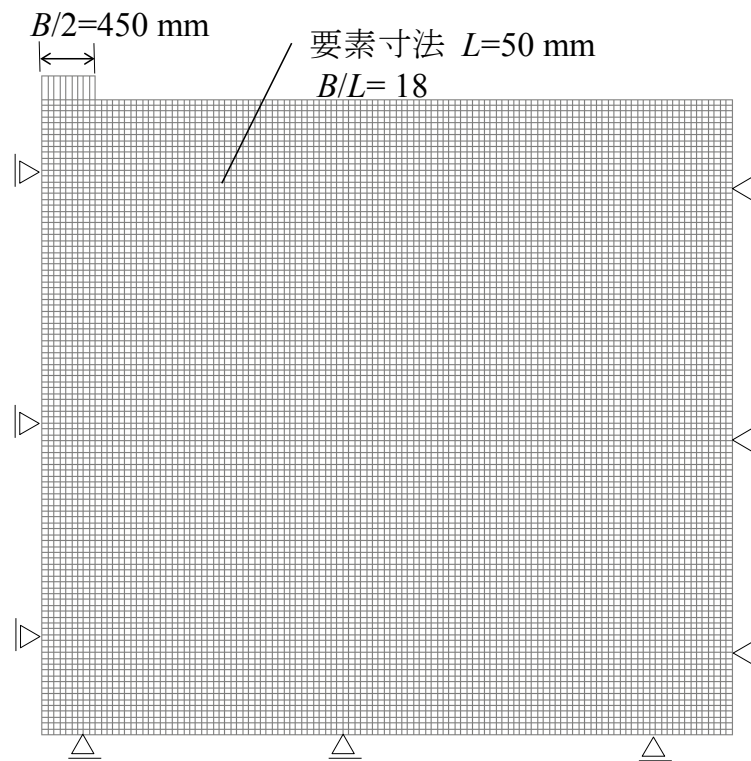


図 3.22 直接基礎の圧縮支持力解析に用いたメッシュ分割, 要素寸法 $L=50 \text{ mm}$, $B/L = 18$

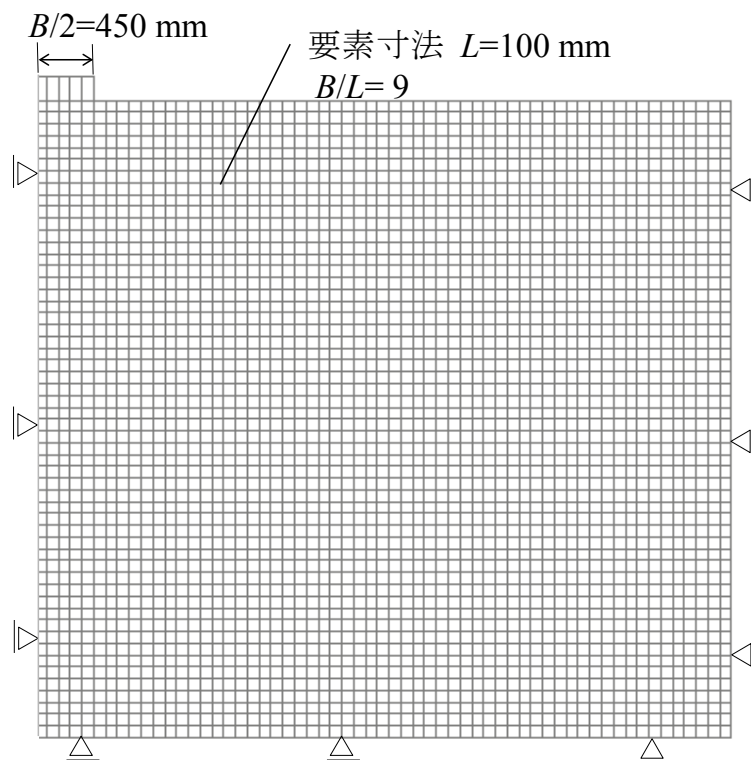


図 3.23 直接基礎の圧縮支持力解析に用いたメッシュ分割, 要素寸法 $L=100 \text{ mm}$, $B/L = 9$

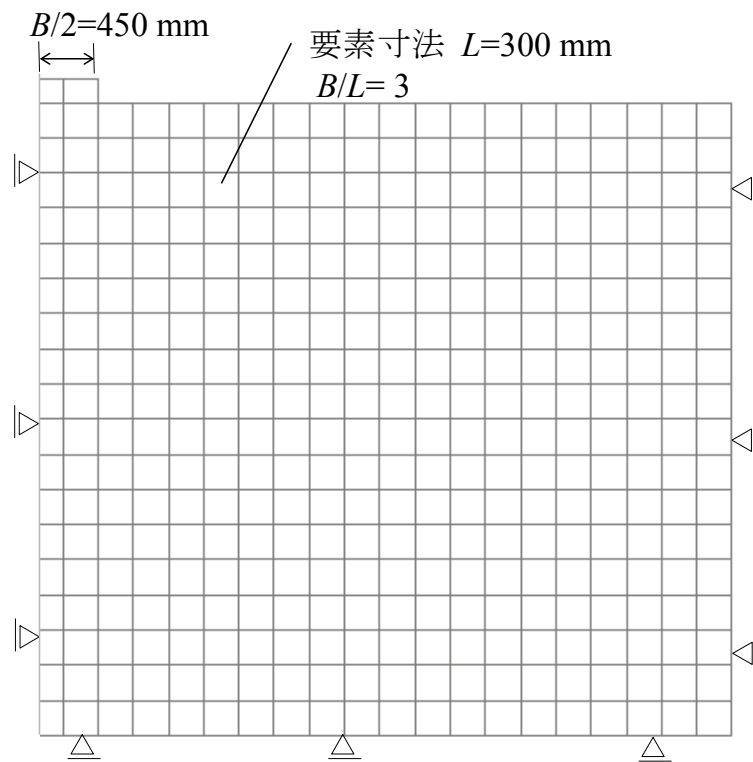


図 3.24 直接基礎の圧縮支持力解析に用いたメッシュ分割, 要素寸法 $L=300 \text{ mm}$, $B/L=3$

3.5.2 解析結果

図 3.25 は塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮しない場合 ($1/n=0$) について、平均載荷応力と基礎幅 B で無次元化した沈下量の関係を示している。沈下量の小さい弾性領域では、平均載荷応力～沈下関係に要素寸法による差異は現れていないが、沈下量の増大とともに、要素寸法が大きいほど同一沈下量に対する平均載荷応力は大きくなる傾向が表れている。塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮せずに要素の寸法を大きくすると、せん断帯に局所化する塑性変形量も要素寸法に比例して増大するため、変形の局所化ないし軟化の程度が過小に評価される。その結果、要素寸法 L が大きいほど、同一沈下量において大きな平均載荷応力が得られている。また、要素寸法比が 2 程度では寸法効果が平均載荷応力～沈下量関係へ及ぼす影響は小さく、要素寸法 $L=50$ mm と $L=100$ mm の解析値に大きな差異は確認できなかった。

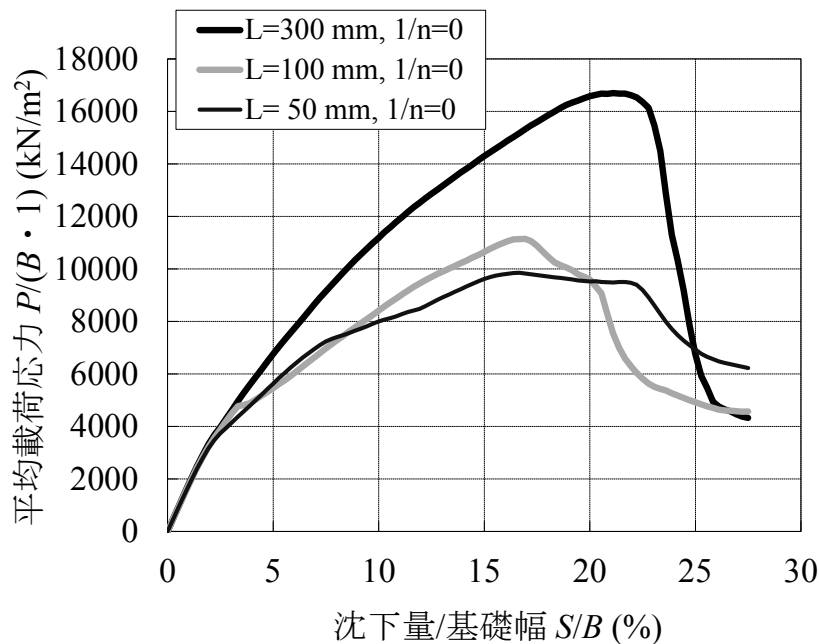
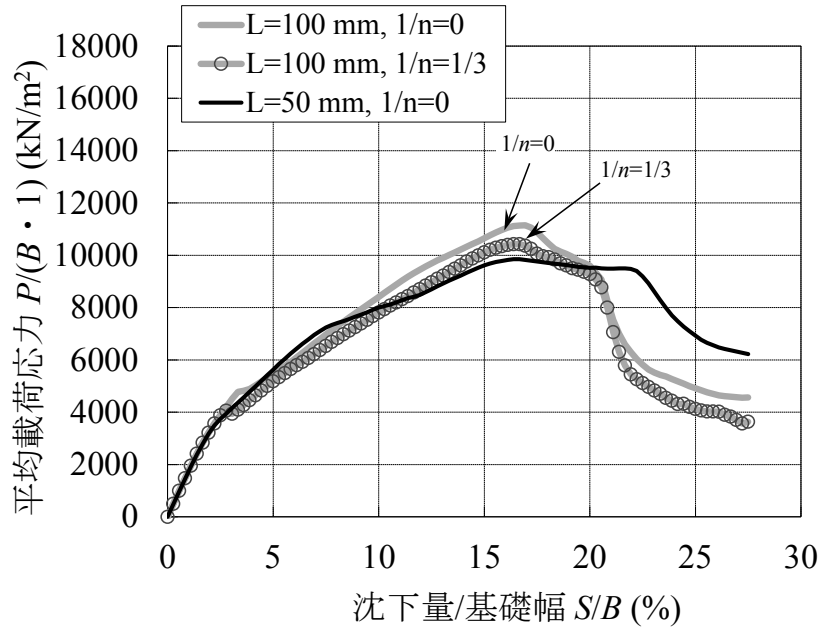


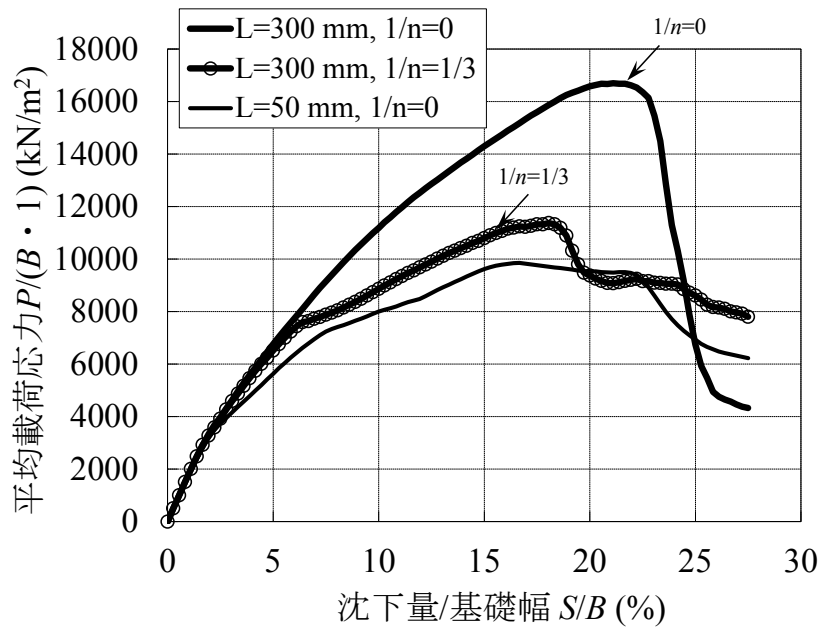
図 3.25 塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮しない解析 ($1/n = 0$) の平均載荷応力と沈下の関係

図 3.26 は、構成モデルに塑性せん断ひずみの寸法効果を導入した場合 ($1/n=1/3$) の平均載荷応力～沈下関係を示している。図中には、比較のため寸法効果を考慮しない場合 ($1/n=0$) と要素寸法 $L=0$ mm の解析結果を併記した。 $L=100$ mm, $L=300$ mm のケースとも、寸法効果を考慮することにより同一載荷応力に対する沈下量は増大し、平均載荷応力～沈下関係は基準となる $L=50$ mm のケースにより近づいている。とくに $L=300$ mm のケースは提案手法を用いることにより要素寸法の依存性が小さくなっており、本

提案手法による塑性ひずみの寸法効果導入の有効性が確認できた。ただし、本ケースの場合は、前述したように基礎幅に対する要素寸法比は $B/L=3$ と小さく地盤の構造自由度が必ずしも十分ではないため、ピーク载荷応力は $L=50$ mm の解析結果に対し 2 割程度大きい。



(1) 要素寸法 $L=100$ mm



(2) 要素寸法 $L=300$ mm

図 3.26 塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮した解析 ($1/n = 1/3$) の平均载荷応力と沈下の関係

要素寸法 $L=50\text{ mm}$ のケースのピーク載荷応力時における最大せん断ひずみを図 3.27 に示す. 本解析はせん断応力のひずみ軟化が著しい非関連流れ則の構成モデルを採用しているため, 地盤のせん断破壊は基礎の端部から側方の地表へ発達せず, 基礎直下の深部へ進行するメカニズムを示した.

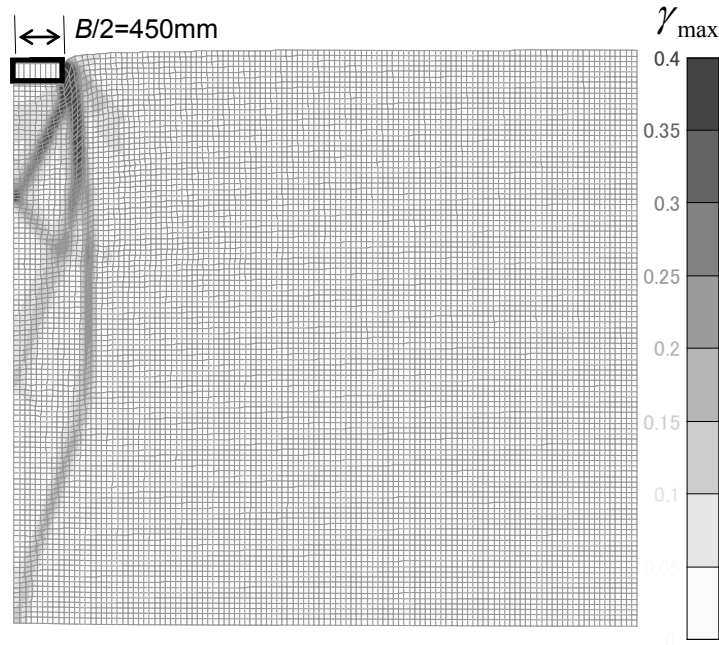
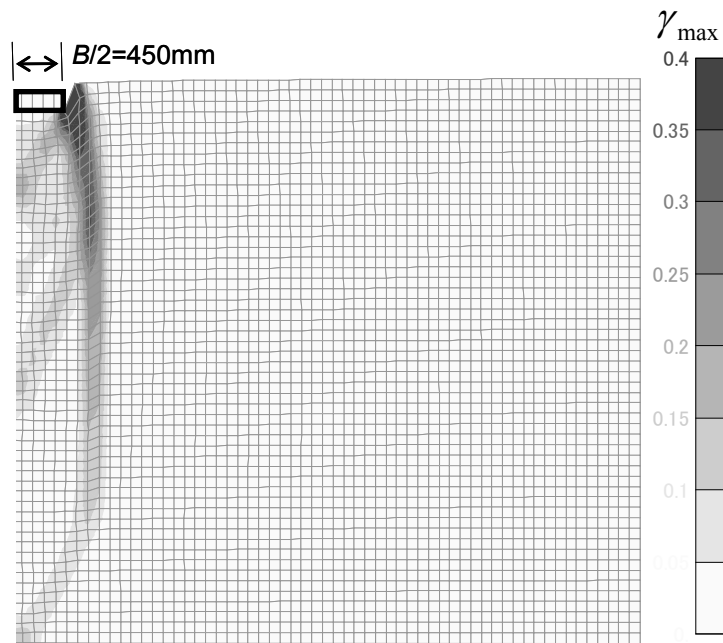
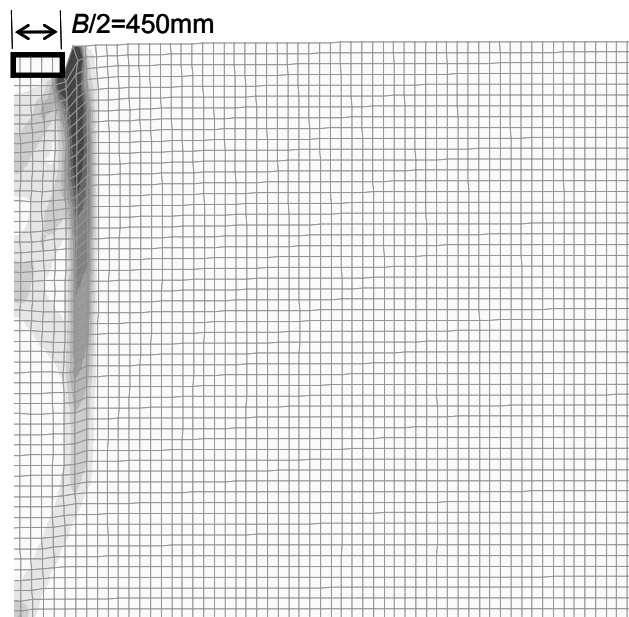


図 3.27 要素寸法 $L=50\text{ mm}$ 解析の地盤の変形と最大せん断ひずみのコンター

図 3.28 と図 3.29 は要素寸法 $L=100, 300\text{ mm}$ のケースのピーク載荷応力時の地盤の最大せん断ひずみを示している. 図では塑性せん断ひずみに関する寸法効果を考慮しない場合 ($1/n=0$) と考慮した場合 ($1/n=1/3$) を比較した. 寸法効果を考慮しない場合, 最大せん断ひずみはメッシュ分割が荒く要素寸法が大きいほど浅く地盤の広い範囲に分布し, せん断ひずみの大きさも小さい. とくに, $L=300\text{ mm}$ で $1/n=0$ のケースは, 図 3.27 に示した $L=50\text{ mm}$ のケースと比較すると明らかに地盤のせん断破壊メカニズムが異なり, 平均載荷応力～沈下関係で見られた相違と対応している. すなわち, 寸法効果を考慮せずに要素寸法 L を大きくすると, 地盤の変形自由度が低下してせん断ひずみが局所化し難く, 地盤の広い領域でせん断変形が生じている. これに対し, 塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮した場合, 図 3.29 (2)に見られるように $L=300\text{ mm}$ でも, その破壊メカニズムは $L=50\text{ mm}$ のケースと比較的良く一致している. 塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮することにより, 大きな要素でもせん断破壊が局所化するメカニズムを表現できている.

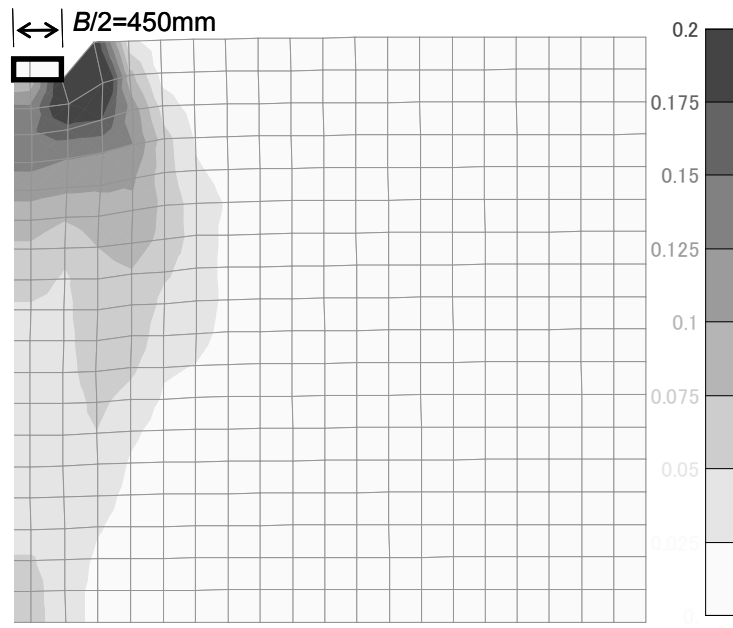


(1) 塑性せん断ひずみの寸法効果 $1/n = 0$

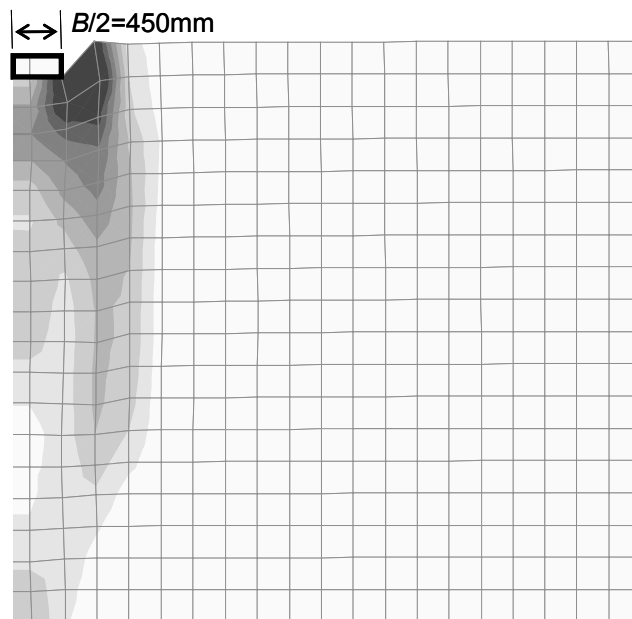


(2) 塑性せん断ひずみの寸法効果 $1/n = 1/3$

図 3.28 要素寸法 $L=100\text{ mm}$ の解析地盤の変形と最大せん断ひずみのコンター



(1) 塑性せん断ひずみの寸法効果 $1/n = 0$



(2) 塑性せん断ひずみの寸法効果 $1/n = 1/3$

図 3.29 要素寸法 $L=300\text{ mm}$ の解析地盤の変形と最大せん断ひずみのコンター

3.6 まとめ

本章では、Coulomb の破壊規準を拡張し、すべり面の方向を定義するせん断抵抗角を導入したひずみ硬化・軟化型の構成モデルを提案した。さらに、寸法の異なる三軸圧縮試験データの分析し、せん断帯を形成してすべり面に變形が局所化すると共にひずみ軟化特性を示す地盤材料の塑性せん断ひずみに関する寸法効果を明らかにした。そして、提案した構成モデルと塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮した有限要素解析を直接基礎の支持力問題に適用し、要素の寸法が解析結果へ及ぼす影響を検討した。本章の主な結論は、次に示すとおりである。

- 1) 地盤材料のひずみ硬化・軟化特性を Coulomb の破壊規準で表現するため、せん断變形の局所化するすべり面の層はせん断抵抗角 ϕ_{sb} で定義し、ひずみ硬化・軟化の進行する過程で、このすべり面の角度は変化しないと仮定した。ひずみ硬化・軟化過程の構成モデルを記述する粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、ダイレタンシー角 ψ は、三軸圧縮試験の結果を塑性せん断ひずみで整理することにより決定できることを具体的に示した。
- 2) ひずみ軟化を示す人工軟岩材料を対象に供試体の寸法が異なる三軸圧縮試験を実施し、變形の局所化に起因する寸法効果を調べた結果、寸法比の-1/3 乗で平均塑性せん断ひずみの寸法効果を良く表現できることがわかった。本実験は通常の三軸圧縮試験条件に基づく寸法効果を調べたが、變形の局所化は供試体の形状や境界条件によって複雑に変化するせん断帯の形態と密接に関連しているため、これらの影響を明らかにすることが今後の課題である。
- 3) 上記の構成モデルと塑性ひずみの寸法効果により、寸法の異なる三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係をほぼ表現できることを確認した。パラメータを決定した供試体を基準寸法とする寸法比を用いれば、せん断帯の寸法が不明でも要素寸法に対応した応力～ひずみ関係を求められる。
- 4) 直接基礎の支持力問題を要素寸法の異なるメッシュモデルで解析した結果、ひずみ軟化特性を有する材料は、平均載荷応力～沈下関係および地盤の破壊メカニズムが要素寸法の影響を強く受けることが確認された。そこで、三軸圧縮試験から明らかにした塑性せん断ひずみの寸法効果を考慮することによって、要素の寸法が解析結果に与える影響を適切に取り除くことが可能であることを示した。

地盤と基礎構造物の相互作用の解明を目的とした有限要素解析は、多くの場合、構造物の寸法によってメッシュ分割が決定される。構造物の寸法は地盤の解析領域に比較すると小さく、解析モデル全体の要素数は、構造物の寸法で決まることが多い。したがっ

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

て、解析モデルの作成は、要素寸法の大きさにより地盤ひずみの局所化の程度が異なる解析結果が得られることを意識することが重要と考える。また、本論文の平面ひずみ問題の支持力解析は、要素の寸法をすべて正方形としてモデル化しているが、矩形要素を用いる場合や3次元解析の場合は、要素寸法の平方根や3乗根を代表長さとする寸法比を用いれば、本解析と同様に寸法効果を考慮することが可能と考える。

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

参考文献

- 1) 地盤の破壊とひずみの局所化に関する研究委員会：地盤の破壊とひずみの局所化，土質工学会，1994.
- 2) 田中忠次：せん断帯を含むひずみ軟化構成モデルと地盤の素崩壊荷重解析，第22回土質工学研究発表会，pp. 1081-1084，1987.
- 3) 田中忠次：有限要素法による変形・安定解析（主として砂質土を対象として），わかりやすい土質力学原論 [第1回改訂版]，土質工学会，pp. 109-154，1992.
- 4) Bazant, Z.P. : Size effect in blunt fracture, concrete, rock, metal, Journal of Engineering Mech., Vol.110, No.4, pp. 518-535, 1983.
- 5) Bazant, Z.P. and Pijaudier-Cabot, G.: Non-local damage, localization, instability and convergence, J. Appl. Mech., ASME, Vol.55, pp. 287-293, 1988.
- 6) 若井明彦，鵜飼恵三：単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析，土木学会論文集，No.517/III-31，pp. 159-168，1995.
- 7) 若井明彦，鵜飼恵三：単杭の水平挙動解析に用いる砂の3次元構成則の検討，土木学会論文集，No.589/III-42，pp. 369-374，1998.
- 8) 吉田輝，龍岡文夫，新城浩一：砂の平面ひずみ圧縮試験におけるせん断層の観察，第27回土質工学研究発表会，pp. 543-546，1992.
- 9) 中瀬仁，龍岡文夫：平面ひずみ圧縮試験におけるひずみの局所化とせん断帯の形成，地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム，pp. 155-162，1994.
- 10) 中瀬仁，龍岡文夫：粒状体の構造骨格における局所変形の連鎖と全体変形に伴うせん断帯の形成，第31回地盤工学研究発表会，pp. 765-766，1996.
- 11) 山川優樹，森田耕平，池田清宏：平面ひずみ供試体の変形・分岐特性と弾塑性分岐解析との比較，第42回地盤工学研究発表会，pp. 419-420，2007.
- 12) 山川優樹，池田清宏，寺田賢二郎，佐藤啓介，鳥居邦夫：せん断分岐モードと強不連続変形の有限変形解析，土木学会論文集，No.743/III-64，pp. 59-76，2003.
- 13) 池田清宏，山川優樹，櫻庭嗣大，須藤良清：砂の平面ひずみせん断形態の幾何学的考察，土木学会論文集，No.729/III-62，pp. 87-98，2003.
- 14) 小林一三，飯塚敦，太田秀樹：正規粘土供試体せん断時における局所変形の遷移，土木学会論文集，No.617/III-46，pp. 1-18，1999.
- 15) 山川優樹，池田清宏，須藤良清，寺井信夫，鳥居邦夫：砂の三軸試験供試体の分岐変形モードと寸法・形状効果，土木学会論文集，No.701/III-58，pp. 357-371，2002.
- 16) 田中忠次，鵜飼恵三，河邑眞，坂上最一，大津宏康：地盤の三次元弾塑性有限要素解析，丸善，pp. 110-112，1996.
- 17) 後藤聡，龍岡文夫：粒状体の三軸圧縮試験時の強度変形特性に与える試験条件の影響，第21回土質工学研究発表会，pp. 237-24，1986.
- 18) 後藤聡，龍岡文夫，小山智芳：排水三軸圧縮試験における平均粒径と供試体の寸法に

第3章 ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

関する一考察, 土木学会第40回年次学術講演会, 第III部門, pp. 443-444, 1985.

- 19) 吉田輝, 後藤正司, 亀谷泰久, 龍岡文夫, 木幡行宏, 董軍: 砂礫の平面ひずみ圧縮試験におけるせん断層の応力・変形関係, 地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム, pp. 189-196, 1994.
- 20) M. S. 龍岡文夫, 田中忠次, 岡原美知夫, Siddiquee, Mohamed S.A.: 模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究, 土と基礎, Vol.40, No.5, pp. 11-16, 1992.
- 21) Siddiquee, M.S.A., Tanaka, T., Tatsuoka, F., Tani, K. and Morimoto, T.: Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footing on sand, Soils and Foundations, Vol.39, No.4, pp. 93-109, 1999.
- 22) 高橋秀明, 田邊成, 松尾敏, 船戸明雄, 松島学: セメント混合砂の応力ひずみ特性へ与える供試体寸法の影響, 土木学会第57回年次学術講演会, 第III部門, pp. 1007-1008, 2002.
- 23) 澁谷啓, Symes, M.J., Hight, D.W.: 砂の三軸強度に及ぼす端面摩擦の影響, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 105-112, 1991.
- 24) 池田清宏, 田村崇, 山川優樹: 砂のせん断変形挙動の画像解析と分岐メカニズムの解明, 第41回地盤工学研究発表会, pp. 463-464, 2006.

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

4.1 概要

山岳地の深礎基礎の水平安定性を照査する従来の設計法には、現場の実規模水平載荷実験に基づいて明らかにされた極限水平支持力式が採用されている。現場で実施されたこの水平載荷実験は、土砂・軟岩の30度斜面を対象としたものであった。

本研究では、深礎基礎の水平安定設計法を中硬岩地盤の急斜面へ適用拡大すると同時に、さらなる設計法の合理化を達成するためには、これまでと同様に現場実験による検証を通じて極限水平支持力式を改良することが重要と考えた。

そこで、中硬岩地盤の50度斜面を対象とした1/2スケールの中規模載荷実験を現場で行い、次に示す項目を検討した。

(1) 基礎体前面の地盤反力特性の把握

土砂・軟岩の応力～ひずみ関係は既往の実験からバイリニア型の関係でモデル化されている。しかし、硬岩系の地盤はひずみ軟化現象が現れると考えられるため、硬岩地盤の応力～ひずみ特性、地盤ばね～変位関係を解明して設計モデルに反映する。

(2) 基礎前面の斜面に形成されるすべり面形状の把握

硬岩系の地盤は土砂・軟岩のすべり土塊形状(すべり面の角度、すべり領域の広がり角度)と差異があるかどうか調べ、これを設計モデルに反映する。

(3) 斜面の傾斜角度が深礎基礎の水平安定性に及ぼす影響評価

30度斜面と50度斜面の載荷実験を直接比較し、斜面の傾斜角度が荷重～変位関係に及ぼす影響や極限水平支持力の受働抵抗のモデルの適用性を明らかにする。

(4) 不連続性岩盤の力学特性の把握

不連続面の発達する岩盤の室内試験結果の評価におけるばらつきと寸法効果を分析し、有限要素法や設計計算で用いる力学特性の推定方法を検討する。

以下、本章の概要を節ごとに示す。

4.2節は、1/2スケールの試験体と実験を行った現場の中硬岩の岩盤の特徴を示した。

4.3節は、水平載荷の方法と試験体、斜面の地中および地表面に関する計測の内容を示した。

4.4節は、水平載荷実験の結果を取りまとめた。試験体と荷重～変位関係、試験体前面の地盤ばね特性、前面地盤の受働領域の挙動を計測データから整理した。

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

4.5 節は、現場のボーリング・コアを用いた室内三軸圧縮試験の結果について取りまとめた。寸法の異なる供試体の試験データより、せん断強さとヤング率に関するばらつきと寸法効果を検討した。

4.6 節は、以上の結果を総括した。

4.2 試験体と実験斜面の岩盤の特徴

4.2.1 試験体と斜面の概要

(1) 1/2 スケールの試験体

水平載荷実験の試験体の形状と配筋図を図 4.1 に示す。試験体は、送電用鉄塔で採用されている深礎の平均的な寸法の約 1/2 とし、径 1.5 m、長さ 5.0 m の鉄筋コンクリート構造である。主鉄筋は、SD390 を用い、鉄筋比は一般的な深礎の 0.5% よりも大きく 4.3% に設定し、地盤のせん断破壊よりも試験体の降伏が先行しないようにした。

また、試験体を弾性体として式(4.1)により特性値 β を計算すると、30 度斜面は $\beta L = 1.5$ ($E_0 = 180 \text{ MN/m}^2$)、50 度斜面は $\beta L = 1.8$ ($E_0 = 360 \text{ MN/m}^2$) となり、送電用鉄塔の深礎基礎の $\beta L = 1.5 \sim 3$ と一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D}{4E \cdot I}} \quad (4.1)$$

ここで、 k_h は水平地盤反力係数、 D は深礎基礎の躯体径、 E は躯体のヤング係数、 I は躯体の断面 2 次モーメントである。

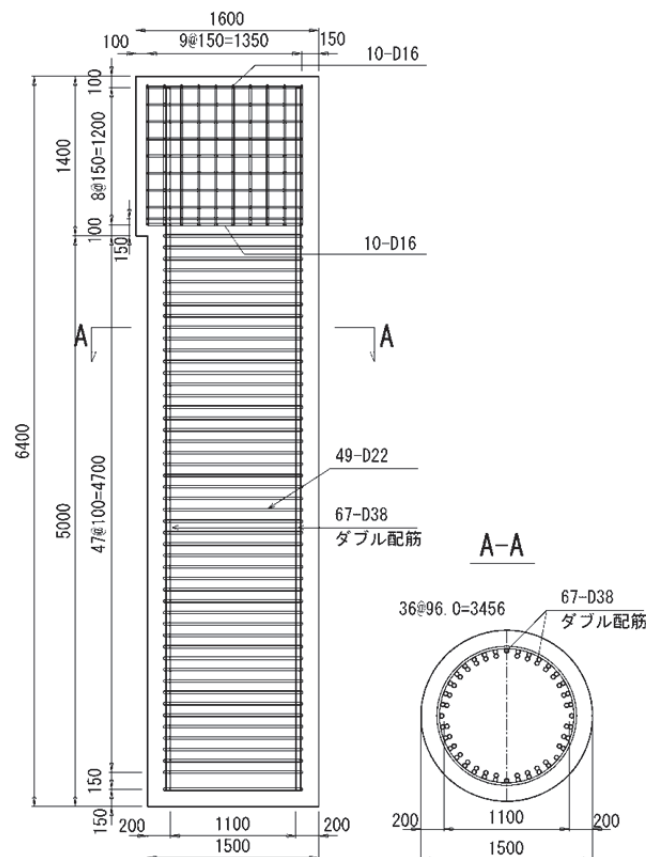


図 4.1 深礎の 1/2 スケール試験体

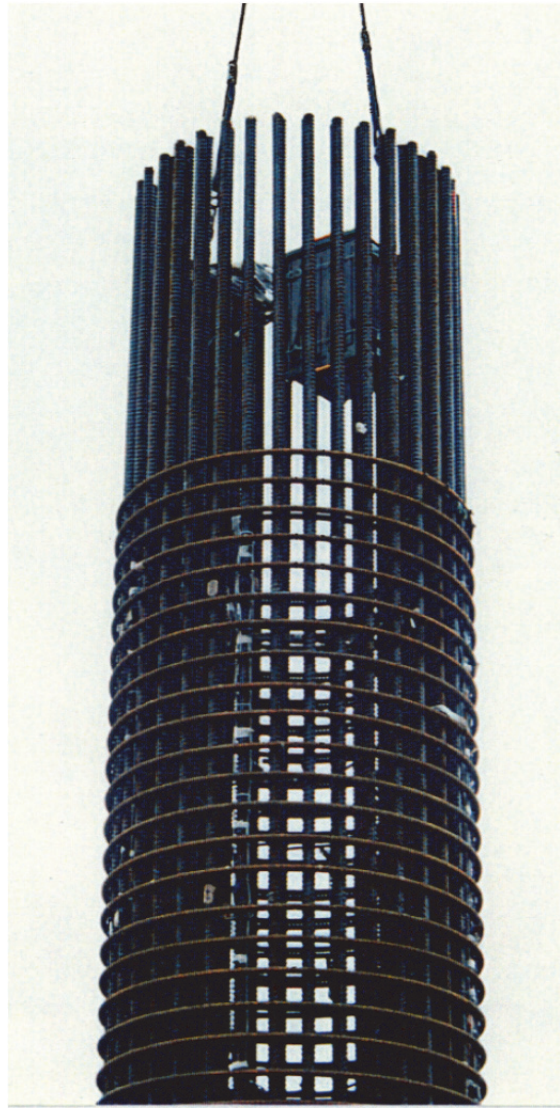


図 4.2 試験体の配筋状況

(2) 実験地点の地質概要と斜面の形状

水平載荷実験を実施した地点は、図 4.3 に示すように秩父帯の南帯と北帯の境界部付近に位置している。変電所付近は、秩父帯（中古生層）の砂岩、チャート、粘板岩が互層状に分布し、走向は概ね西北西～東南東を示すが、断層や褶曲構造を伴うため、地層の走向傾斜は一様ではない。

既往の地質調査結果（図 4.4）においても、露頭が少なく破碎や風化が著しいため、地質構造はあまり明確ではない。載荷実験フィールドの北側一帯は砂岩が優勢で、チャートや粘板岩の挟み層がほとんど見られない。トレンチ掘削により確認した岩盤の状況は図 4.5 に示すとおりで、周辺は大部分が砂岩で割れ目が発達しているが、全体としては特別に卓越した方向性はない。

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

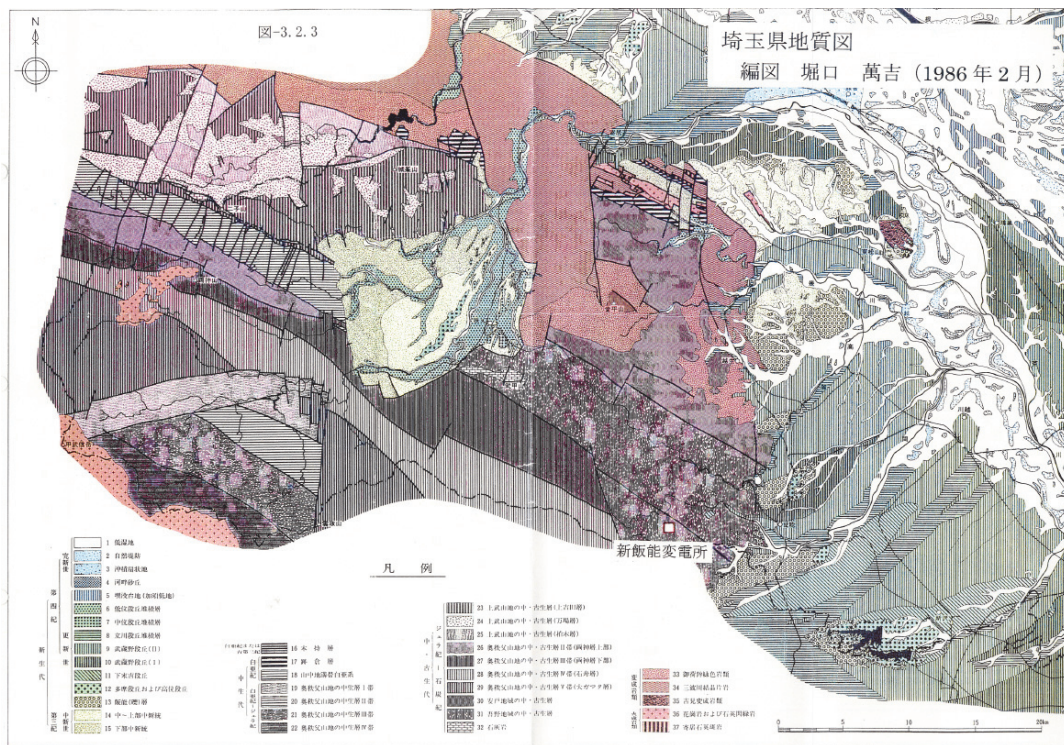


図 4.3 埼玉県地質図

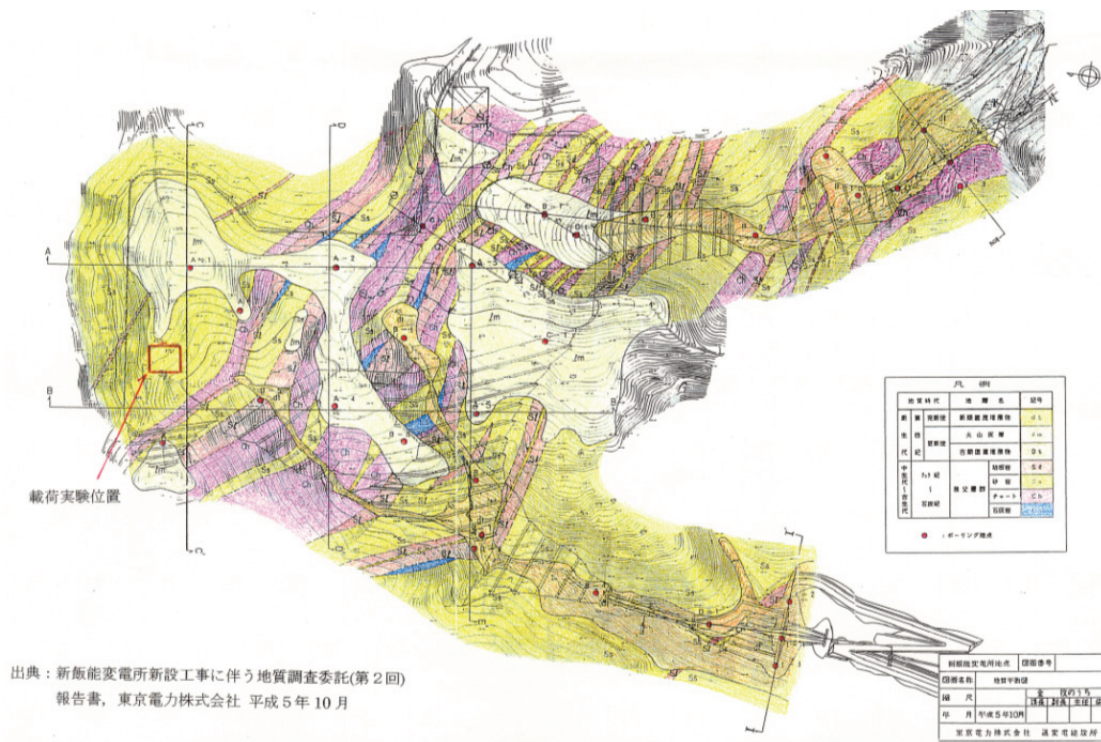
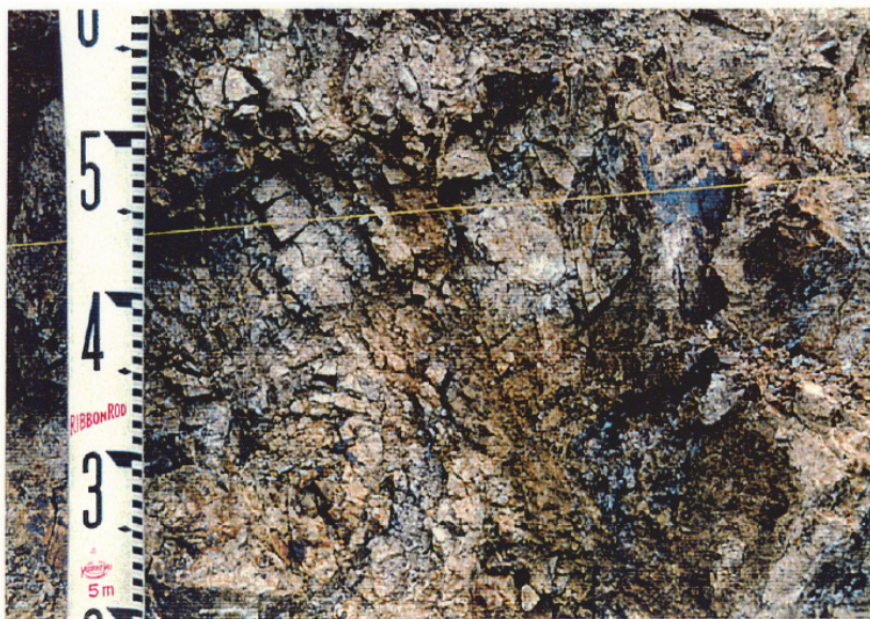


図 4.4 新飯能変電所の地質平面図

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



試験地南側法面
(6 m付近)



試験地東側法面
(10 m付近)

図 4.5 水平載荷実験フィールドのトレンチ掘削

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

水平載荷実験を実施した地点は、東京電力（株）の新飯能変電所の切土造成地で、工事中に不連続面の卓越した岩盤が出現する平坦なサイトの一部を掘削整形して図 4.6 に示す形状に造成した。

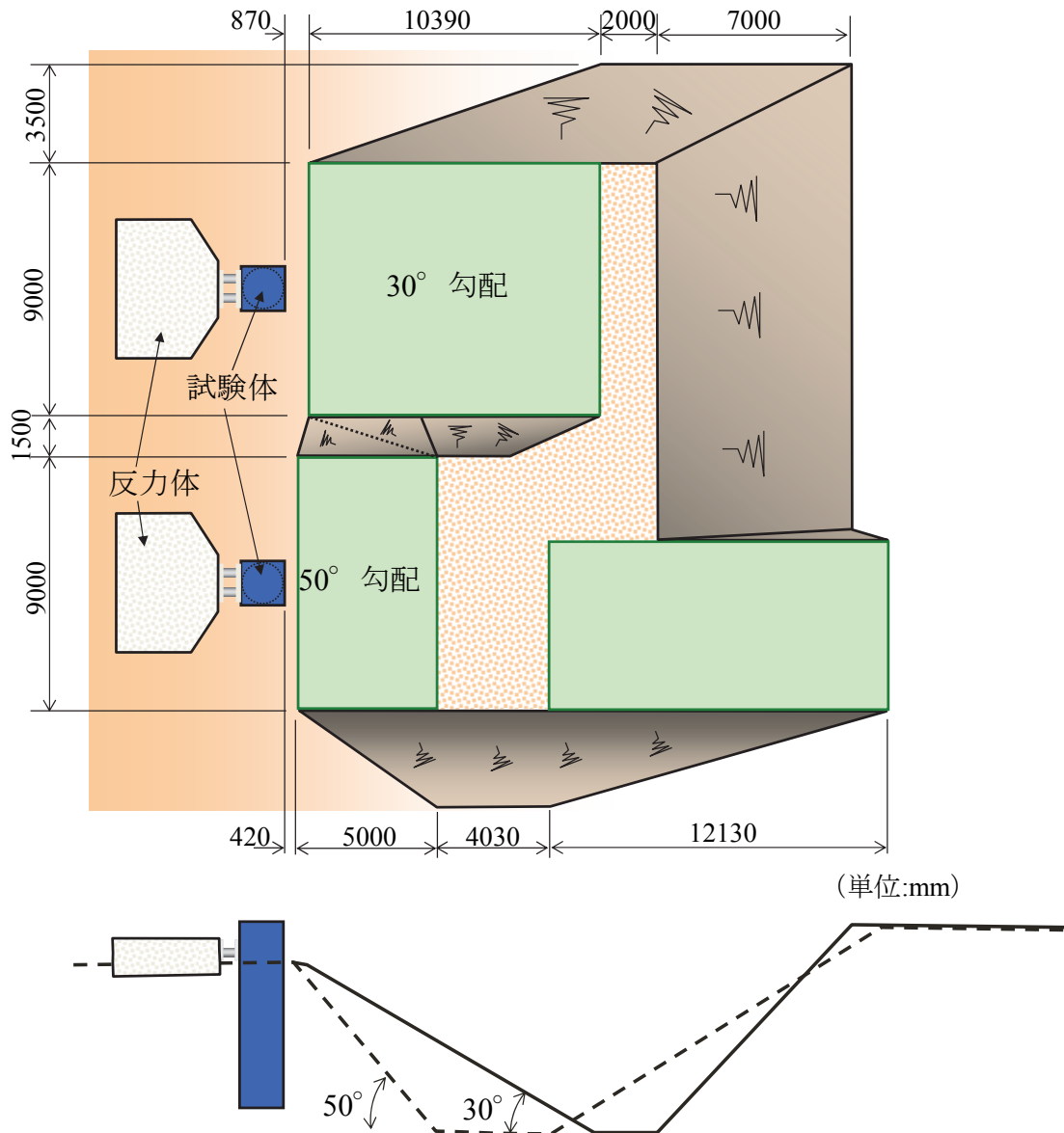


図 4.6 造成斜面の形状と地質調査・計測用ボーリングの位置

4.2.2 実験フィールドの岩盤の特徴

載荷実験のフィールドは、前述したように中生代秩父層群の砂岩が優勢な CL 級と D 級の岩盤で、チャートや粘板岩の挟み層は少ない。一般に秩父帯の地質構造は断層や褶曲構造を伴い、本地点も岩盤に割れ目が発達している。

地質の把握と実験中の地盤変位計測を目的としたボーリングの実施位置を図 4.7 に示す。すべてのボーリングと原位置試験は、斜面の造成前に実施した。I-3～I-10 孔は原位置試験後に地盤変位測定用のガイドケーシングを挿入し、ケーシングの周囲に岩盤と同程度の変形係数に調整したグラウト材を注入した。II-1, II-2 孔も同様のグラウトを注入処理した。岩盤のせん断強さと剛性は、これらのボーリング・コアを用いた三軸圧縮試験の結果を分析して評価した。

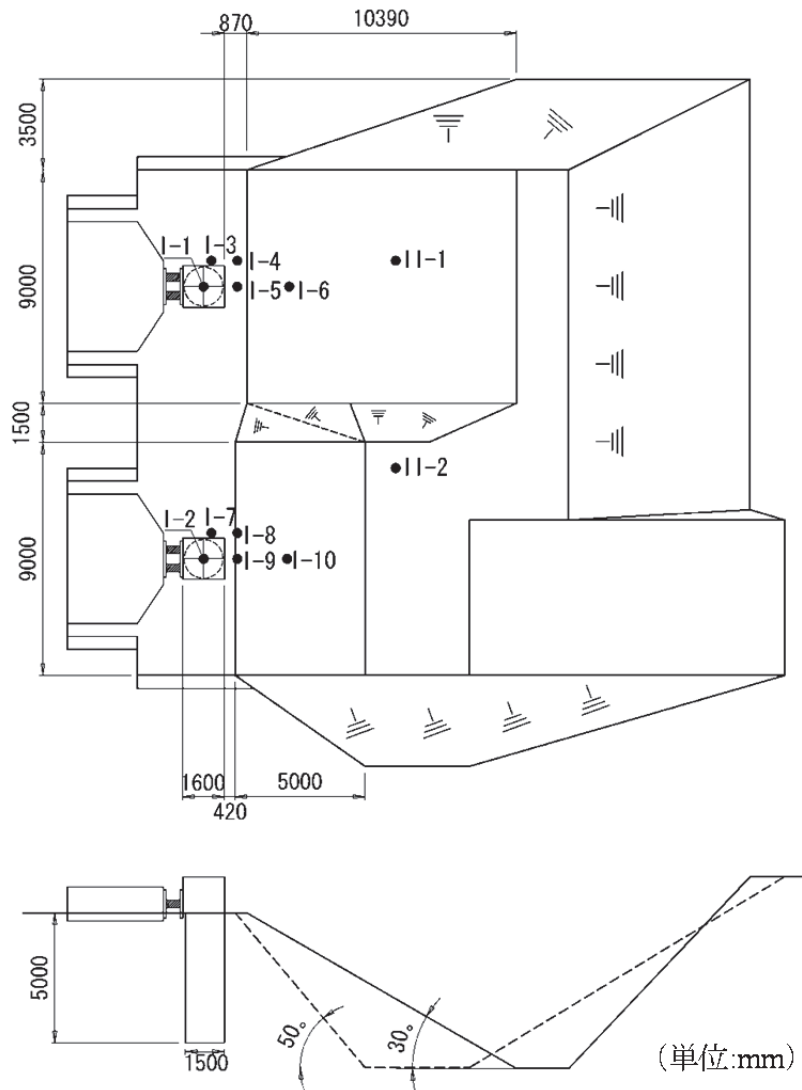


図 4.7 水平載荷実験斜面の形状と地質調査・変位計測用ボーリングの位置

図 4.8 に、ボーリング・コア (I-9) と掘削面で調査した不連続面の方向のシュミット・ネットを示す。ボーリング・コアには不連続面が多数存在し、平均的な間隔は 2～3 cm である。シュミット・ネットによれば、不連続面に特定の方向性はなく、岩盤の力学特性に関する顕著な異方性はないと判断できる。

ボーリング・コアの観察に基づく斜面の岩盤等級、標準貫入試験、PS 検層の結果と試験体の位置関係を図 4.9 に示す。CL 級岩盤が主体で部分的に D 級岩盤が存在するが、D 級岩盤に明確な連続性はなく、連続する明瞭な破碎帯も認められない。2 体の試験体の位置と斜面における換算 N 値は 30 以上で大きくばらつき、局所的に硬質な岩塊や軟質な岩盤が存在する。弾性波速度は表層の 1.0 m 程度が低く、それ以深のせん断波速度 V_s は、30 度斜面が 400 m/s 程度、50 度斜面が 460 m/s と 640 m/s 程度の 2 層に区分され、30 度斜面よりも 50 度斜面の剛性が大きい。なお、表層の低速度の緩み層は取り除き、GL 面を 1.0 m 下げて斜面を造成した。

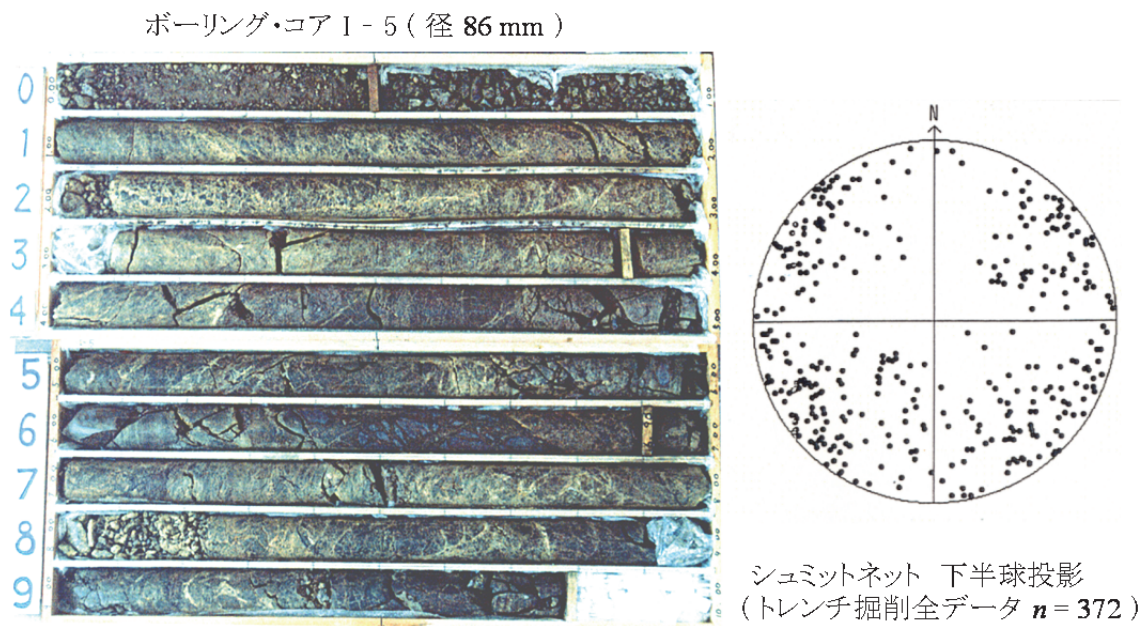
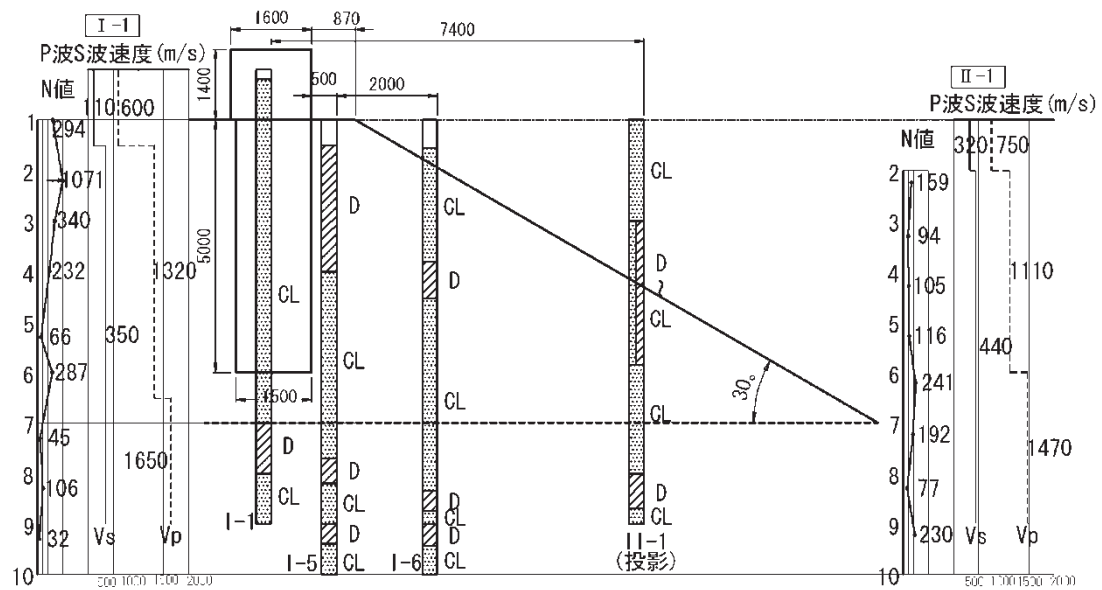
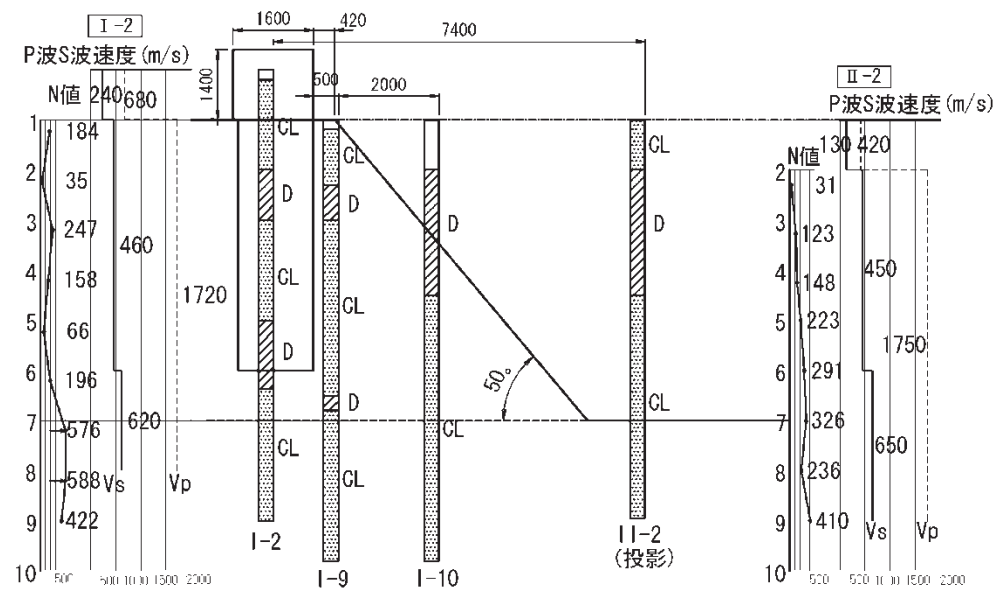


図 4.8 ボーリング・コアと不連続面方向のシュミット・ネット

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



(1) 30 度斜面



(2) 50 度斜面

図 4.9 造成斜面の岩盤等級, 標準貫入試験とPS 検層の結果

図 4.10 はプレッシャーメータ試験の変形係数 E_{PMT} の深度分布と試験体の掘削孔内（深度 5.0 m）で実施した水平方向の平板載荷試験で求めた変形係数 E_{PLT} を示した。変形係数 E_{PMT} （II-1）は 30 度斜面の局所的に大きな値（GL-1.75 m）を除けば、ばらつきはあるが 2 つの斜面の間に大きな差は見られない。一方、変形係数 E_{PLT} の平均値は変形係数 E_{PMT} の平均値に対し、30 度斜面で約 3 倍、50 度斜面で約 9 倍大きくなっている。変形係数 E_{PMT} は、不連続面の応力開放による緩みの影響を強く受けるため、剛性を小さく評価したと考えられる。また、変形係数 E_{PLT} は、50 度斜面の値が 30 度斜面の 2 倍程度の大きく、50 度斜面の岩盤の剛性が大きいことを示している。

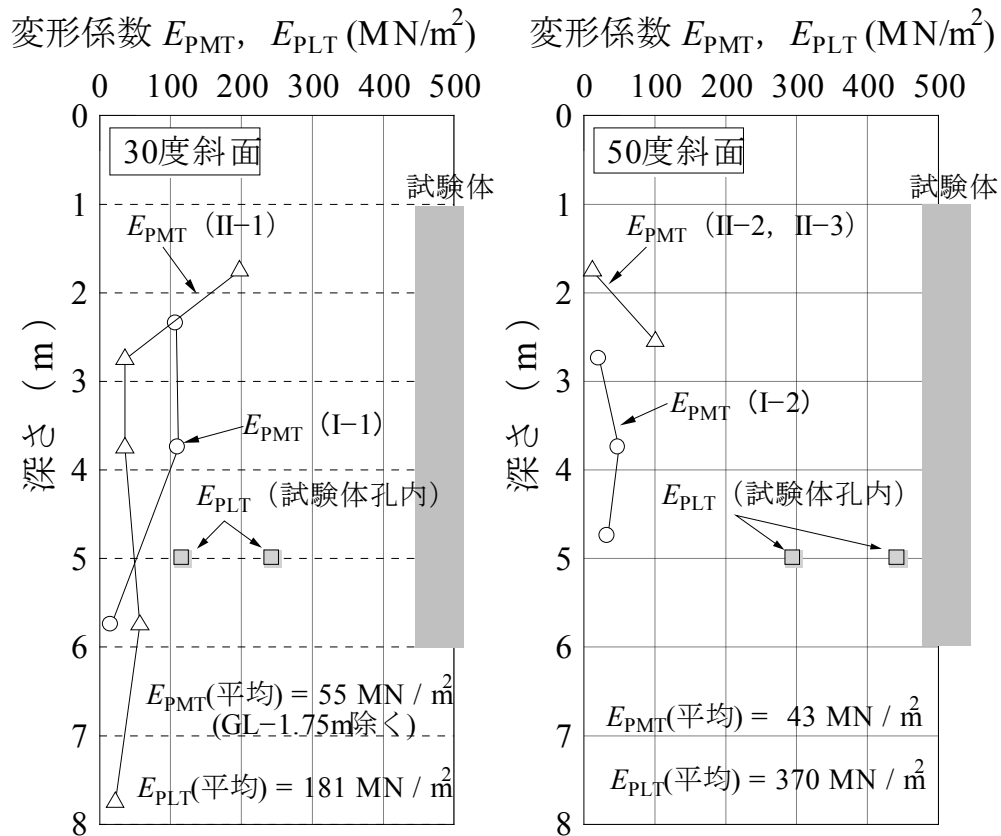


図 4.10 プレッシャーメータ試験と深礎孔内の平板載荷試験

4.2.3 室内力学試験の結果

不連続面を含まないインタクト・ロックを対象とした一軸圧縮試験と不連続面を多数含むコアを対象として三軸圧縮試験を行った。一軸圧縮試験（JIS M 0302）は、試験体の掘削時に採取した岩塊試料から整形した直径 35 mm, 高さ 70 mm の供試体に対して、載荷速度 0.1 mm/min で行った。三軸圧縮試験は有効拘束圧 $\sigma'_c=25, 50, 100, 200 \text{ kN/m}^2$ の下で CD 条件（JGS 0524）とし、応力～ひずみ関係を求めることを目的とする単段階載荷の試験と不連続面におけるピークせん断強さの評価に主眼を置いた多段階載荷の試験の 2 種類を実施した。さらに、不連続性岩盤のせん断強さと剛性に関する寸法効果を明らかにするため、供試体（高さ H と直径 D の比は 2.0）は、直径 $D=50, 100, 300 \text{ mm}$ の 3 種類を対象とした。直径 300 mm の供試体は、ビット外径 350 mm のスリーブ内蔵式ダブルコアチューブを用いた大型ボーリングマシンによってサンプリングした。供試体の上下端面は石膏でキャッピングし、供試体の側面にろ紙を貼り付け、せん断時の軸ひずみ速度は 0.05 %/min とした。

表 4.1 に一軸圧縮試験と単段階載荷の三軸圧縮試験から得られたせん断強さと単位体積重量を示す。インタクト・ロックの一軸圧縮強さ $q_u=93 \text{ MN/m}^2$ は、不連続面を含む供試体のせん断強さの数百倍である。したがって、本地点のような不連続面の発達した岩盤では不連続面が岩盤のせん断強さを支配すると考えられる。

表 4.1 室内力学試験で得られたせん断強さと単位体積重量

試料	試験法	せん断強さ	単位体積重量
岩塊から成形した インタクト・ロック	一軸圧縮試験	$q_u=93 \text{ MN/m}^2$	25.6 kN/m^3
不連続面を含むコア	三軸圧縮試験 ($D=50 \text{ mm}$, 単段階載荷)	$c_d=31 \text{ kN/m}^2$ $\phi_d=54^\circ$	23.8 kN/m^3
	三軸圧縮試験 ($D=50, 100, 300 \text{ mm}$, 単段階載荷, 多段階載荷)	$c_d=80 \text{ kN/m}^2$ $\phi_d=42^\circ$	23.8 kN/m^3

図 4.11 に示した直径 $D=50$ mm の単段階載荷の三軸圧縮試験によれば、ピーク強さを発揮した後にひずみ軟化を示す脆性破壊と明確なピークが現れない延性破壊が混在している。この応力～ひずみ関係の差は、供試体のせん断破壊面を形成した不連続面の性状に起因すると考えられる。

図 4.12 と図 4.13 には、単段階載荷と多段階載荷の三軸圧縮試験のデータについて、せん断強さと有効拘束圧の関係を示す 2 種類の方法で示した。図 4.12 のピーク時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と初期の有効拘束圧 σ'_3 との間には良い相関関係は見られず、ばらつきが大きい。一方、図 4.13 に示すように、せん断破壊面に作用するピーク時のせん断応力 τ_f と有効垂直応力 σ'_{nf} の間には相関の良い線形な関係が見られ、せん断強さのばらつきは小さい。なお、ピーク時のせん断応力 τ_f と垂直応力 σ'_{nf} は、供試体のせん断破壊面の角度 α を用いて式(4.2)より算出した。

全データを対象に Coulomb 則により求めたせん断強さは $c_d = 80 \text{ kN/m}^2$, $\varphi_d = 42$ 度で、表 4.1 に示した単段階載荷の三軸圧縮試験 ($c_d = 31 \text{ kN/m}^2$, $\varphi_d = 54$ 度) より粘着力 c_d が大きく、せん断抵抗角 φ_d は小さくなっている。図 4.13 のプロットデータは、有効垂直応力 σ'_{nf} が 400 kN/m^2 までの範囲でばらついており、せん断強さ τ_f は 2 つのグループに分類できそうである。このせん断強さに関するばらつきや寸法効果については 4.5 章で詳細に分析する。

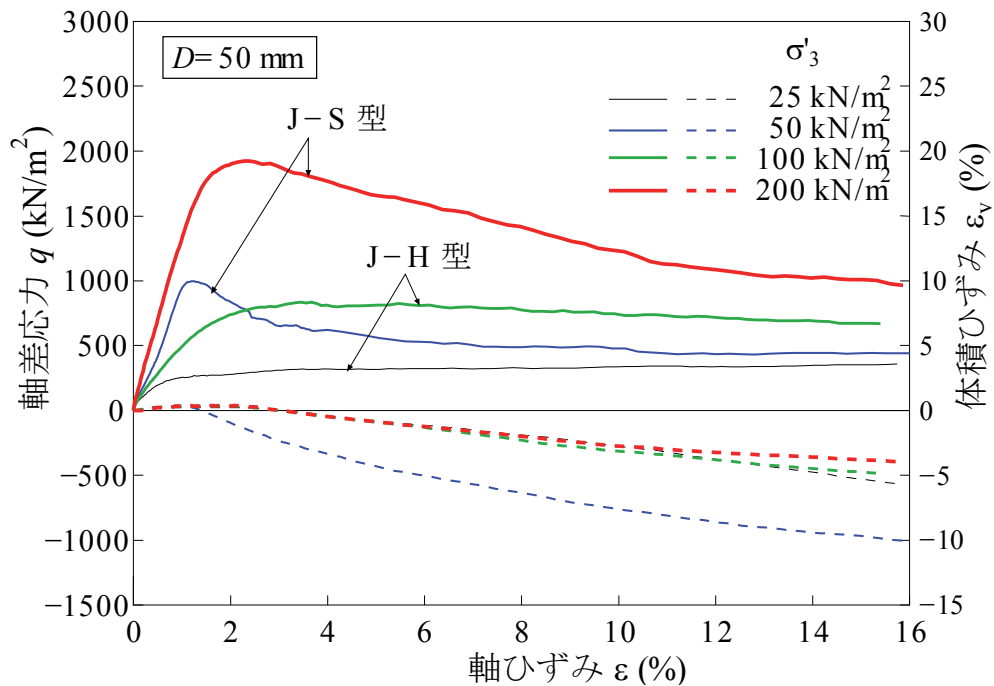


図 4.11 単段階の三軸圧縮試験(直径 $D=50$ mm)

$$\tau_f = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{2} \sin 2\alpha$$

(4.2)

$$\sigma'_{nf} = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f}{2} + \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{2} \cos 2\alpha$$

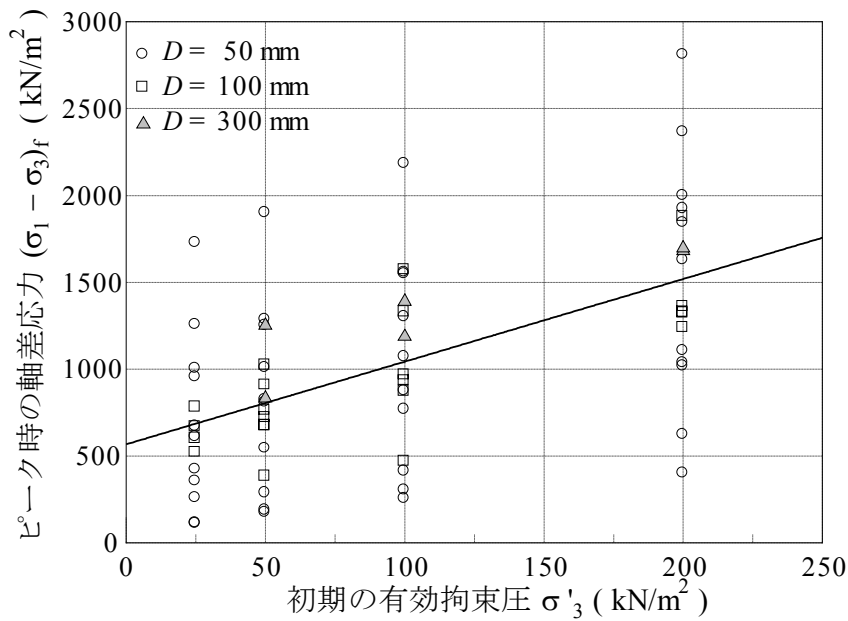


図 4.12 初期の有効拘束圧とピーク時の軸差応力の関係

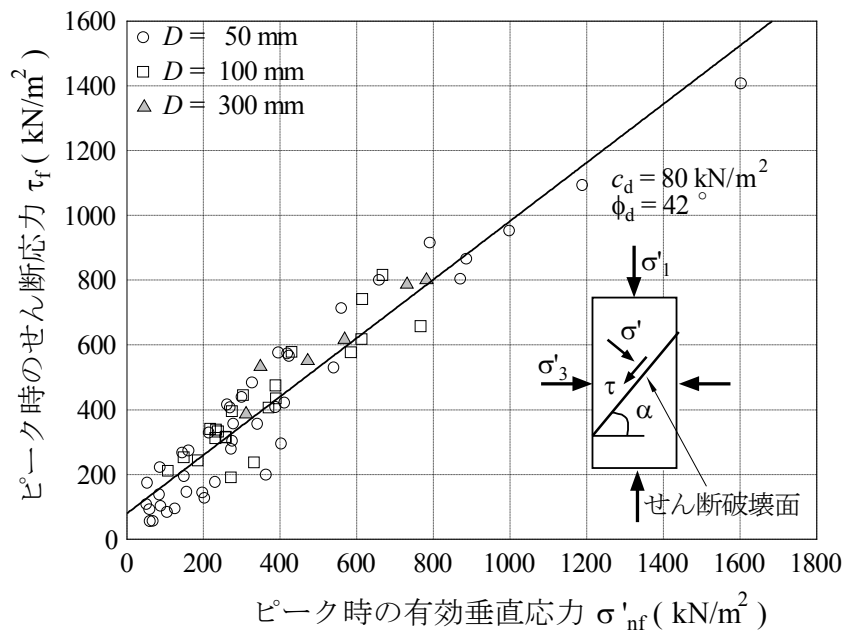


図 4.13 ピーク時のせん断破壊面に作用する有効垂直応力とせん断応力の関係

4.3 計測内容と載荷方法

水平載荷実験の主な計測項目を表 4.2 および図 4.14 と図 4.15 に示す。水平荷重を受ける試験体の曲げ変形性状は変位計と主鉄筋のひずみゲージで把握した。試験体に作用する土圧は、主鉄筋のひずみ分布から推定するほか、土圧計を試験体の前面・背面と底面に配置して直接測定した。試験体前面地盤の変形性状とすべり土塊の形状およびすべり面の位置は、地表面と地中の変位を計測して把握した。地表面では図中の格子点の3次元変位を光波測量により計測し、地中ではボーリング孔に傾斜計と鉛直変位計を挿入して同一深度における3次元の変位を1.0 m 間隔で測定した。

試験体への載荷は多サイクル方式で、「杭の水平載荷試験方法・同解説」¹⁾を参考に決定した。ただし、水平荷重 P の保持時間は、地中変位の手動計測、地表面の変位測量に要する時間を考慮して20分程度とした。実験の終了は試験体頭部の水平変位 u が試験体の直径 D の10%となる150 mmを超える程度とした。

表 4.2 水平載荷実験の計測項目一覧

計測器		計測項目	数量	計測目的
自動計測	圧力変換器	ジャッキの油圧	1 台	載荷荷重
	変位計	試験体の水平変位	2 台	載荷部の水平変位
		試験体の鉛直変位	2 台	載荷部の鉛直変位
		試験体の側方変位	2 台	載荷部の側方変位
		反力体の水平変位	2 台	反力体の移動
	変位計	地表の水平変位	6 台	地盤の変位
	ひずみゲージ	主鉄筋のひずみ	5 深度	水平土圧，モーメント
		主鉄筋のひずみ（前面・背面）	4 深度	水平土圧，モーメント
	定置式傾斜計	試験体の傾斜	2 台	試験体の傾斜
	継目計	試験体底面の鉛直変位	2 台	試験体底面の浮上り
	土圧計	試験体の前面土圧	2 台	水平土圧
		試験体の背面土圧	1 台	水平土圧（背面）
		試験体の底面土圧	1 台	鉛直土圧（底面）
	温度計	基準梁の温度	3 台	基準梁の温度
手動計測	地中変位	変位計 地盤の鉛直変位	4 孔	前面地盤中のすべり面
		傾斜計 地盤の水平変位	39 m	
	光波測量	地表面の変位	54 箇所	前面地盤表面の変位
		基準梁の変位	6 箇所	基準梁の移動

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

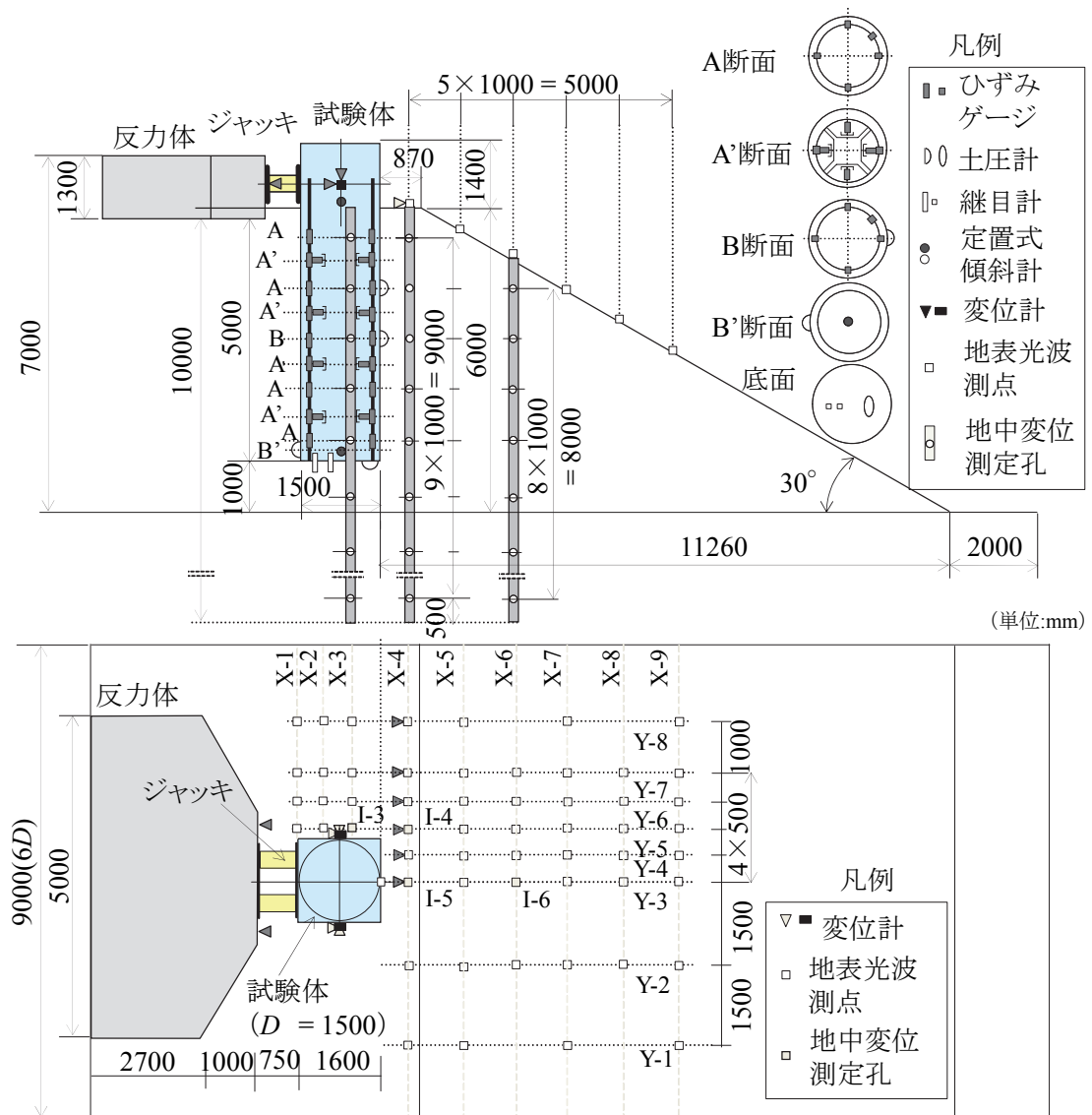


図 4.14 30 度斜面における水平載荷実験の計測器の配置

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

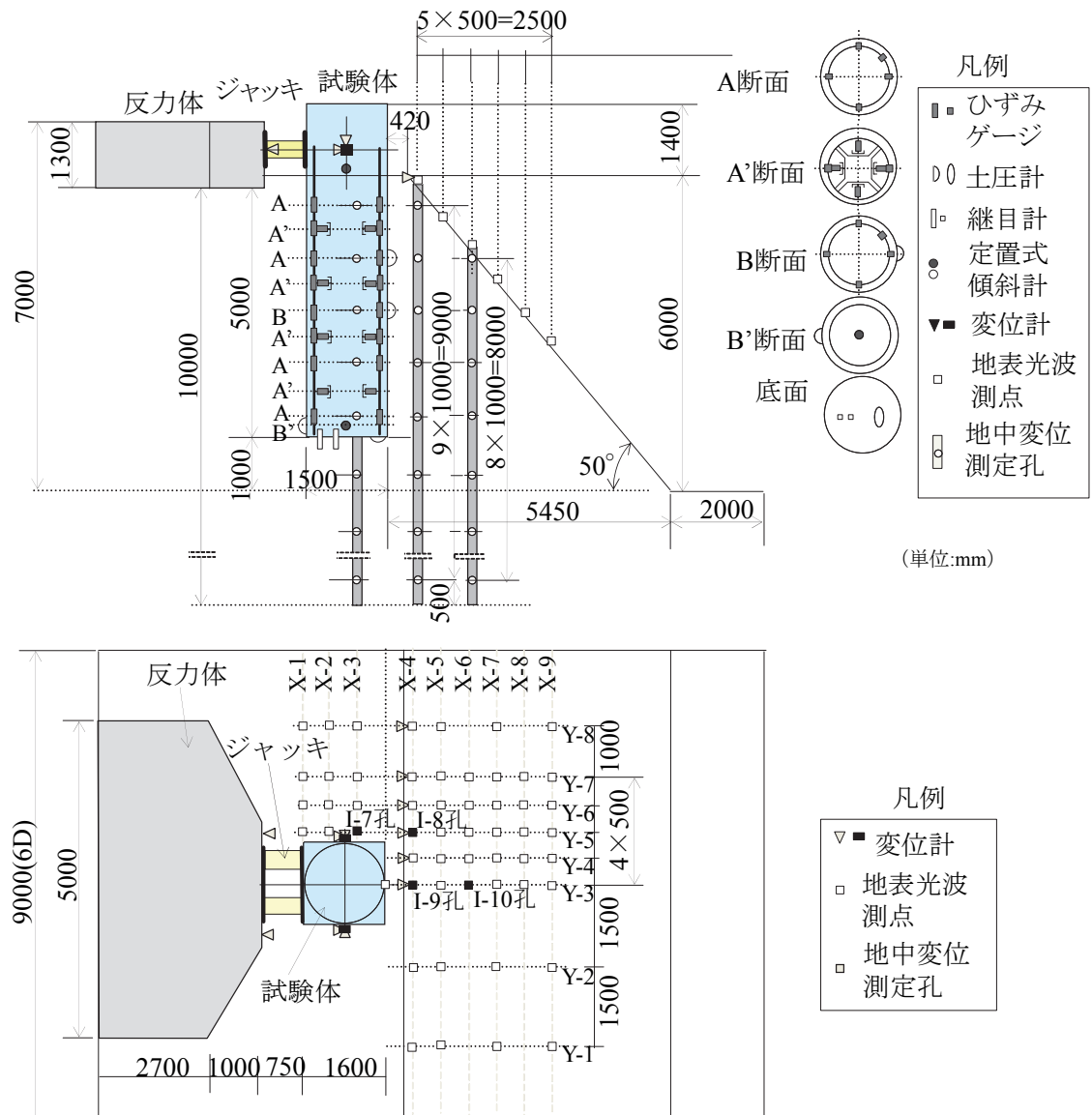


図 4.15 50 度斜面における水平載荷実験の計測器の配置

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



図 4.16 土圧計の設置状況

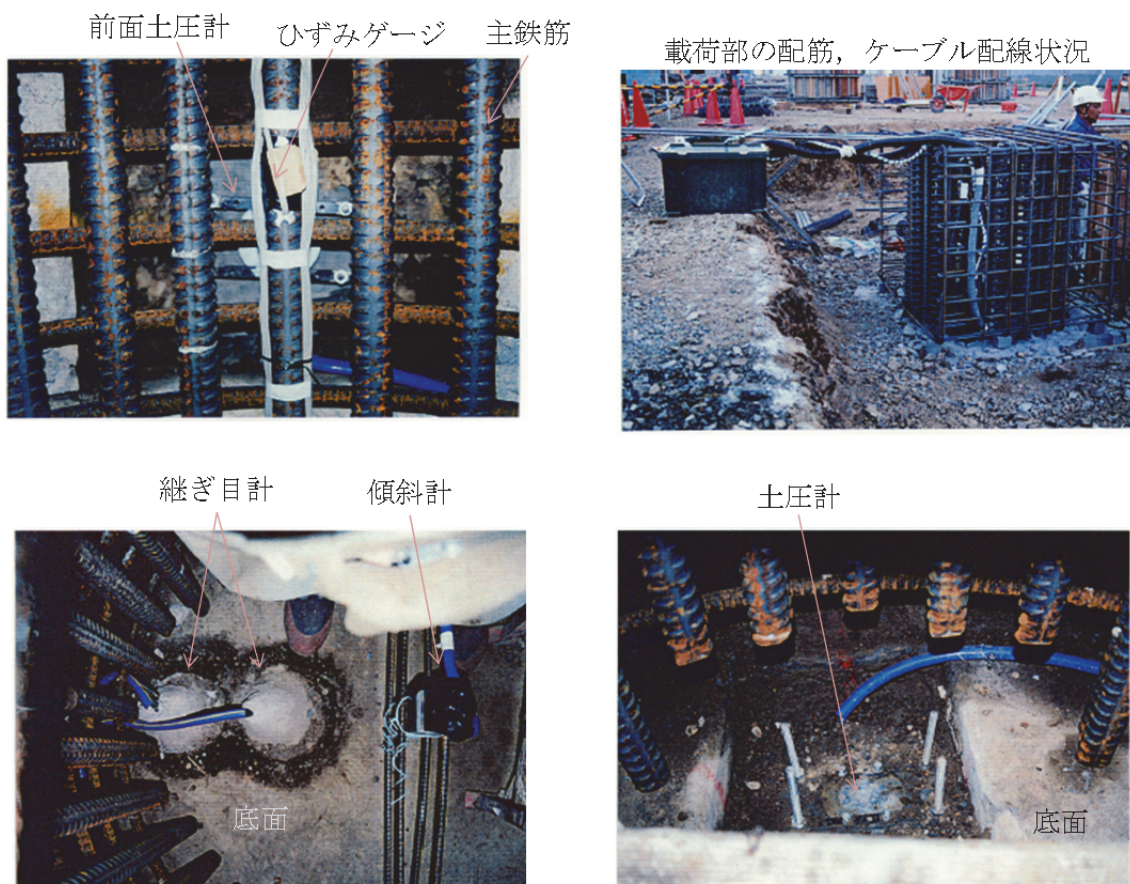


図 4.17 計測計器の設置状況

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



(1)地中変位計測用のケーシング



(2)地中変位計測用のケーシングの設置状況

図 4.18 地中変位計測計器



(1)光波測量ターゲットの拡大写真



(2)光波測量ターゲットの設置状況

図 4.19 斜面に設置した光波測量ターゲット

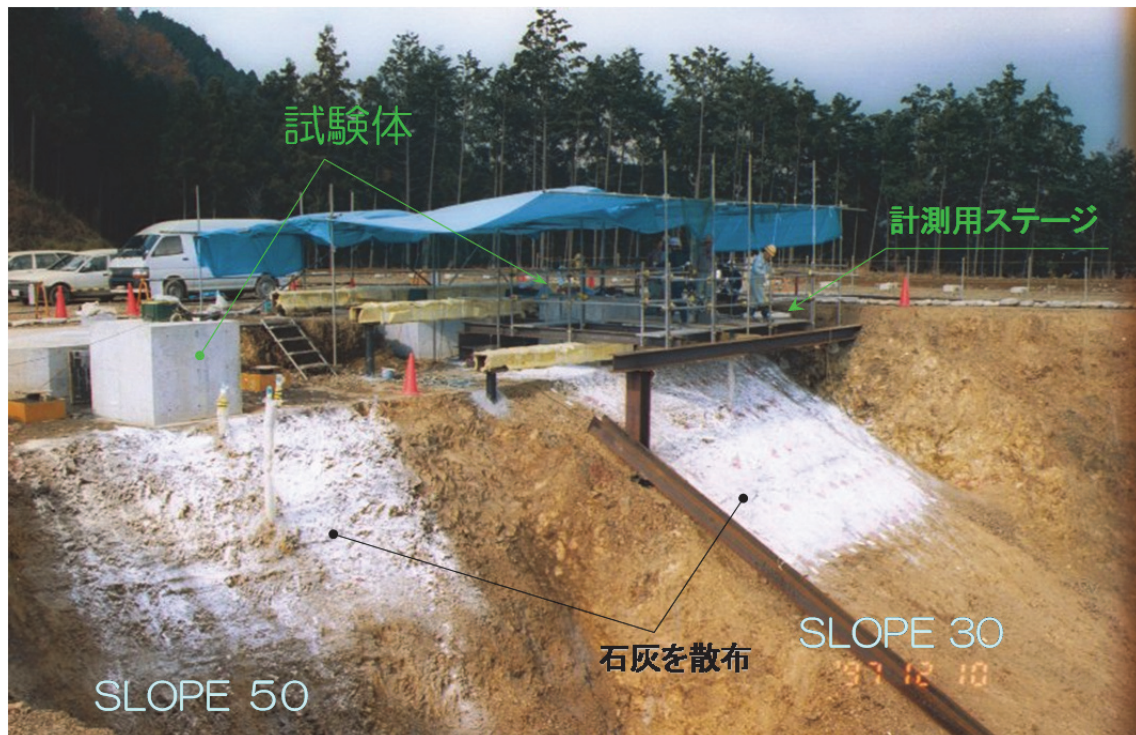


図 4.20 載荷実験斜面の全景と30度斜面の実験状況

4.4 実験結果

4.4.1 荷重～変位関係と試験体の挙動

(1) 荷重～変位関係

図 4.21には30度と50度の斜面について、試験体頂部の荷重～変位履歴と各荷重段階の変位収束点を結んだ包絡線を示した。試験体頂部の水平変位 $u=20$ mm ($u/D=1.3\%$)以下の領域では、30度と50度の斜面による差異はほとんど見られず、斜面の角度が地盤の水平ばね係数へ及ぼす影響は確認できなかった。傾斜地盤では、斜面角度が急なほど杭前面の水平土被り厚さが薄くなる関係を利用した地盤ばね係数の低減法^{2) 3)}が提案されている。ばね係数の低減は、その定義深さ毎に杭前面の水平土被り厚さ L_H と杭径 D の比 L_H/D を用いて計算される (L_H の定義は図 4.22に示し、地盤ばね係数の低減式は式(4.3)に後述した)。図 4.10で示したように、岩盤の変形係数は50度斜面の値が30度斜面の2倍程度大きいいため、斜面角度によるばね係数の低減効果と相殺されて初期の変形特性に差が現れなかったものと考えられる。

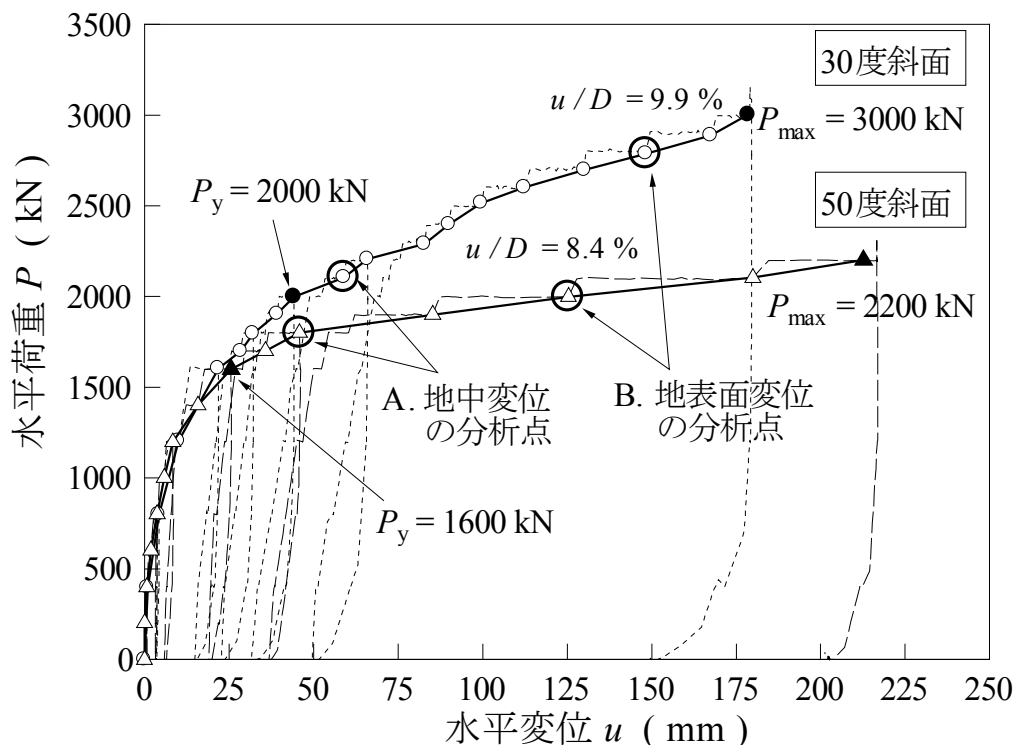


図 4.21 載荷点の荷重～変位関係と地盤変位性状の分析点

$$k_{hs} = \left(0.3 \log_{10} \frac{L_H}{D} + 0.7 \right) \cdot k_h \quad (4.3)$$

ここで、 k_{hs} は傾斜低減を考慮した水平方向の地盤反力係数、 k_h は水平地盤における地盤反力係数、 L_H は受働ばねの定義深さにおける斜面までの水平土被り厚さ、 D は深礎試験体の径である。

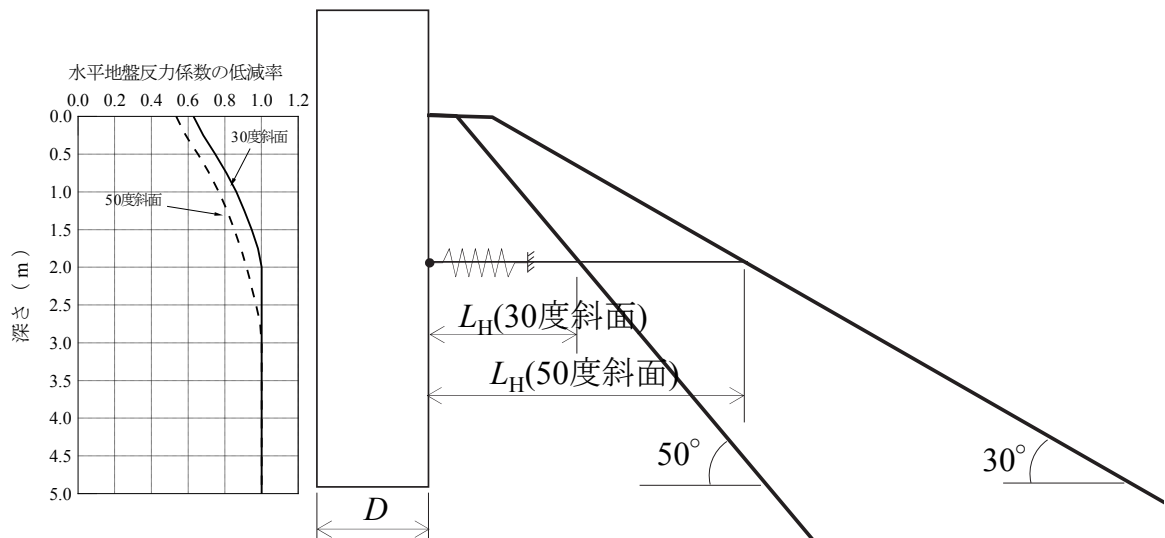


図 4.22 実験斜面と水平地盤反力係数の低減特性

降伏荷重 P_y は $\log P - \log \delta$, $\delta - \log P$, $\Delta \delta / \Delta \log t - P$, 荷重～塑性変位から総合的に判断した¹⁾。降伏荷重 P_y は、後述するように試験体の主鉄筋が降伏する荷重より小さく、荷重～変位関係の降伏点は前面地盤のせん断破壊によるものである。降伏荷重 P_y を超えると 30 度斜面よりも 50 度斜面の変位の伸びが著しく、試験体前面地盤の受働抵抗が斜面角度により低下する影響が現れたと考えられる。この影響により、最大荷重 P_{max} は 30 度斜面が 50 度斜面の 1.36 倍となった。

(2) 試験体の挙動

降伏荷重 P_y 時と最大荷重 P_{max} 時について、主鉄筋のひずみから算出した試験体の曲率分布を図 4.1 に示す。図中の ϕ_c はコンクリートの曲げひび割れ発生時の曲率を表している。降伏荷重時には最大曲率が ϕ_c を超えているため、試験体にひび割れが発生して曲げ剛性が低下している。しかし、最大曲率は鉄筋の降伏点 ($\phi_y = 2.96 \times 10^{-3} \text{ 1/m}$) の 1/3 程度と小さく、荷重～変位関係における非線形性の支配的な要因は岩盤斜面のせん断破壊の進展と判断できる。30 度斜面よりも 50 度斜面の曲率が大きい。また、図中に示した曲げモーメント M ～曲率 ϕ 関係によれば、試験体の曲げ剛性低下率に大きな差はないと言える。

図 4.24 は荷重位置の水平変位を境界条件に、曲率分布を積分して求めた試験体の水平変位分布の変化を示している。試験体は曲げ剛性の低下率が小さいため、剛体に近い変形状を示している。30 度斜面は、降伏荷重 P_y までは試験体の回転中心 ($u = 0$) は 4.0m より深く 50 度斜面の試験体と大きな差がない。しかし、降伏荷重以降は回転中心が浅くなり、試験体背面の受働抵抗も発揮されている（後述する水平地盤反力～変位関係を参照）。一方、降伏荷重 P_y 以降に変位の伸びが大きい 50 度斜面は、試験体の回転中心の位置は深いままで試験体背面の受働抵抗が期待できない状態にある。50 度斜面は前面地盤抵抗が小さいために地盤の降伏が深さ方向に進み、試験体の変位が急増したと考えられる。

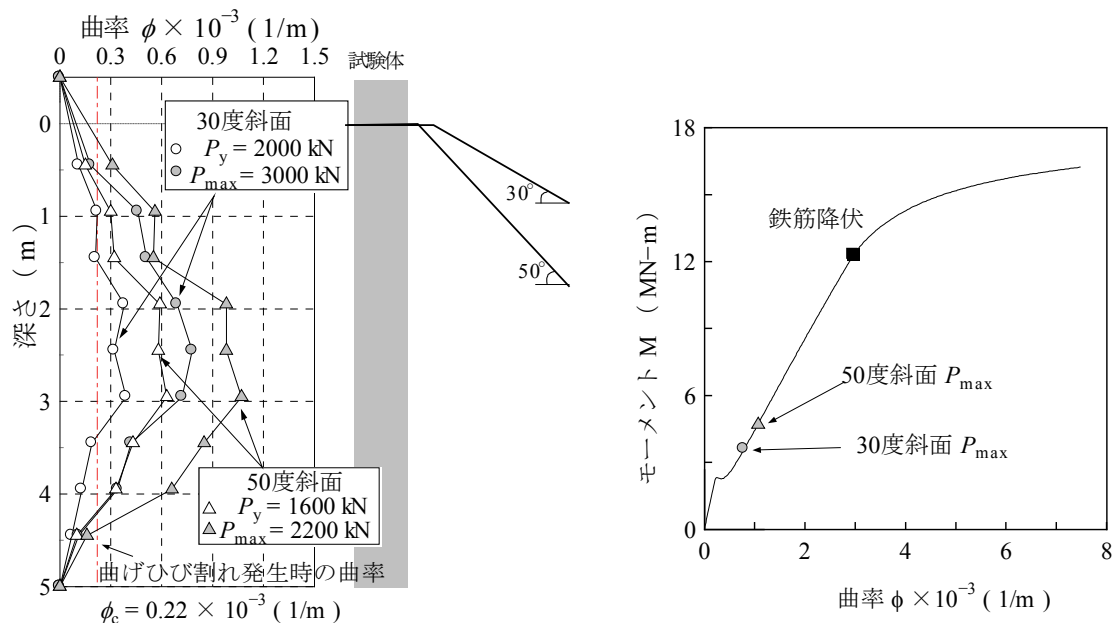
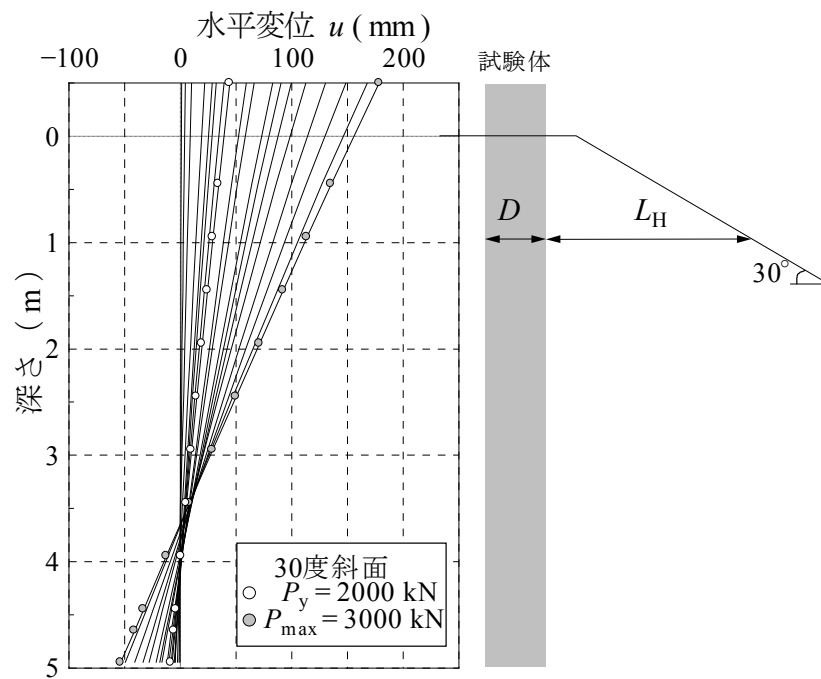
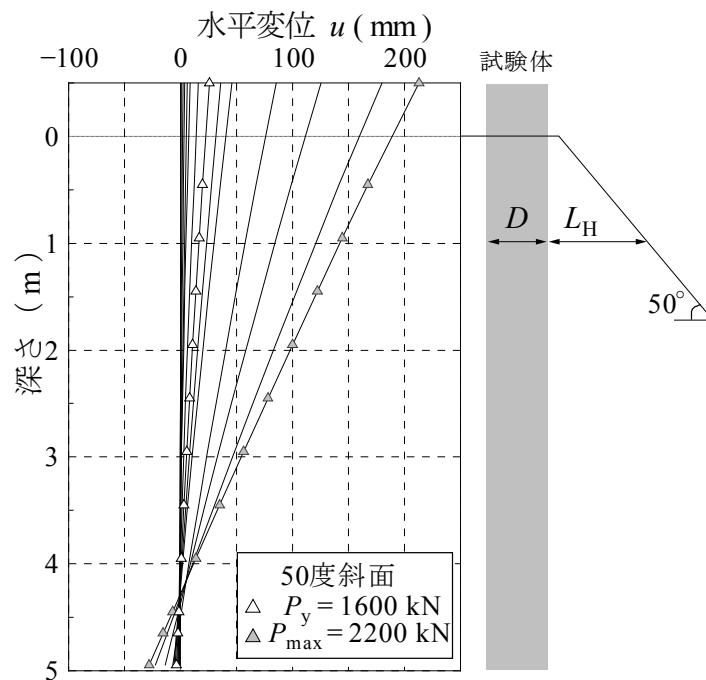


図 4.23 試験体の曲率分布

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



(1) 30 度斜面



(2) 50 度斜面

図 4.24 試験体の水平変位分布

4.4.2 水平地盤反力

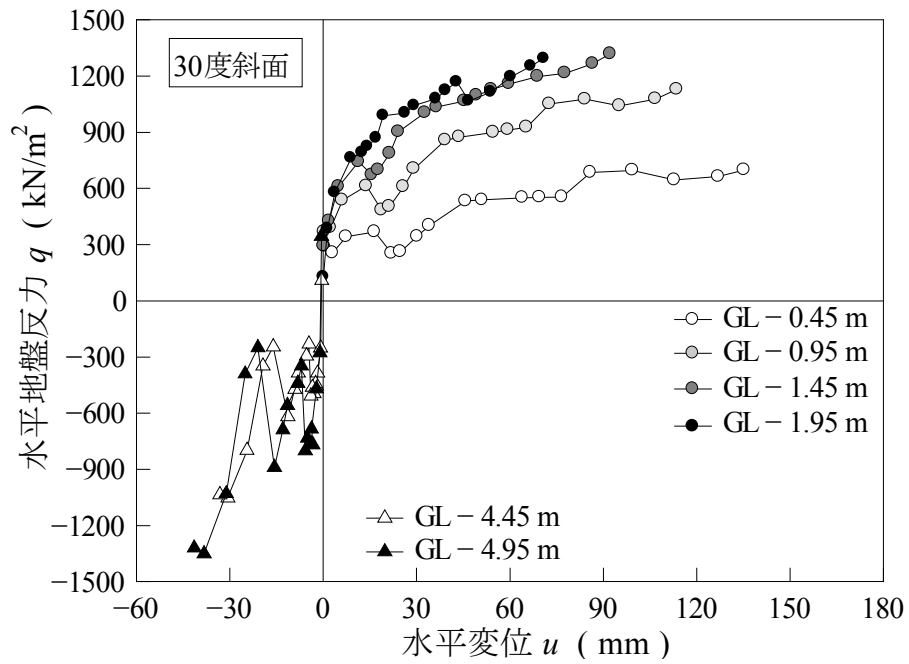
水平地盤反力は、計測ひずみから求めた曲率分布をコンクリートのひび割れを考慮してモーメント分布に換算し、載荷位置と回転中心に関する境界条件の下で近似した高次関数を2回微分して求めた。水平地盤反力 q と曲率分布 ϕ を積分して求めた水平変位 u の関係を深さごとに図 4.25 に示す。

水平地盤反力 q は、計測データの2回微分のため、大きく変動する点も見られるが、全体としては、図 4.11 の要素試験で確認されたひずみ軟化は現れていない。試験体前面地盤の受働抵抗領域は、水平変位の大きい上部からせん断破壊が進み、すべり面は試験体近傍から地表に向かって徐々に発達する。さらに、すべり面上ではせん断破壊が進行的なために、試験体前面の地盤反力度 $q \sim$ 変位 u 関係は顕著な軟化傾向を示さなかったと考えられる。以上より、本地点のような不連続面の卓越する中硬岩地盤においても、水平地盤反力は上限値を一定とするバイリニア型でモデル化可能であると言える。

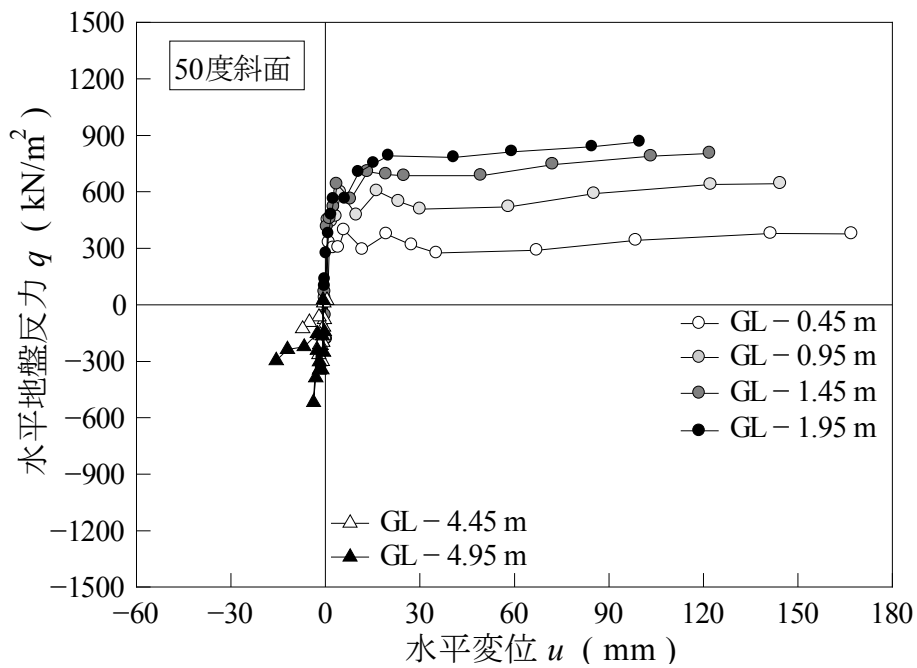
地盤反力の上限値は、深さが浅いほど、斜面の角度が大きいほど小さく、深さと前面の斜面角度に依存している。しかし、水平地盤反力度 $q \sim$ 水平変位 u 関係の初期勾配である水平地盤反力係数は、30度斜面よりも50度斜面が大きい。図 4.10 で示したように斜面造成前の50度斜面地点の岩盤の変形係数が30度斜面よりも2倍程度大きいため、岩盤の変形特性に斜面角度の影響が現れ難かったものと考えられる。

図 4.26 は試験体の曲率より推定した水平地盤反力 q の分布と土圧計の計測値を比較して示した。30度斜面は浅部の前面と深部の背面で同程度の大きさの地盤反力が発揮されている。この点は、図 4.24 に示した30度斜面における試験体の水平変位分布と調和的である。一方、50度斜面は前面の地盤反力が主体となって抵抗し、背面深部の地盤反力は余り発揮されていない。図中には、試験体の水平安定に支配的な浅い領域について、図 4.25 の水平地盤反力 $q \sim$ 水平変位 u の関係をワイブル分布関数 ($q = q_{\max}(1 - \exp(-u/u_0))$) で近似して求めた地盤反力の上限値 q_{\max} も併記した。50度斜面は、降伏荷重 P_y 時に地盤反力が上限値に達しており、降伏荷重以降の変位急増が前面地盤の降伏に起因していると説明できる。

また、同図に示した土圧計の計測値は、深部の背面で曲率から推定した値とよく一致しているが、浅部の前面の土圧計は非常に小さい値しか計測されていない。土圧計の受圧面より周囲のコンクリート躯体の剛性が高いため、土圧計の周囲に地盤反力が伝達されるアーチアクションが起きて受圧面で精度良く地盤反力を計測できなかったと考えられ、原位置の土圧計測における今後の課題である。



(1) 30 度斜面



(2) 50 度斜面

図 4.25 水平地盤反力と水平変位の関係

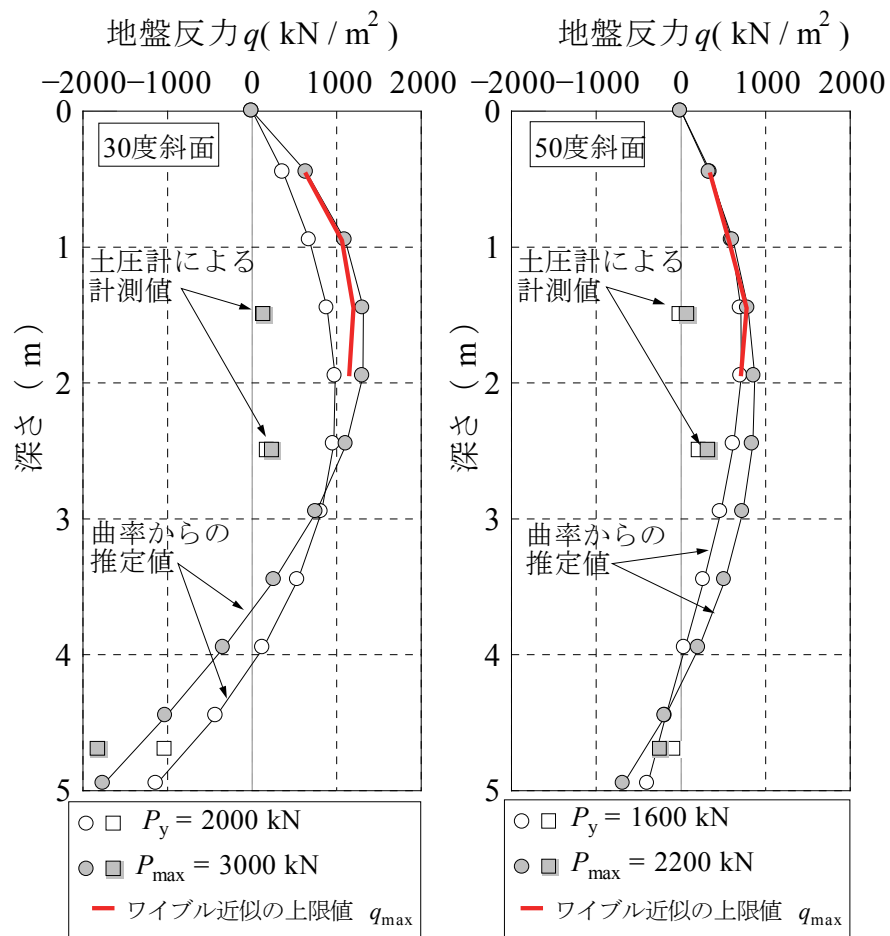


図 4.26 水平地盤反力の分布

4.4.3 試験体前面の地盤の挙動

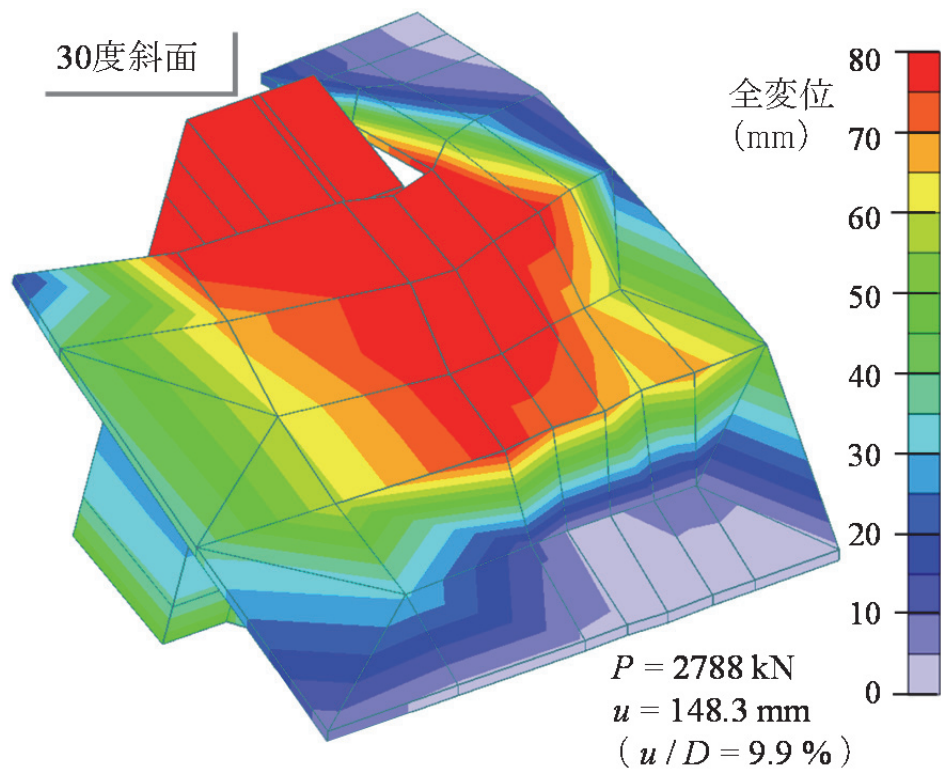
(1) 試験体前面の地表面変位の計測結果と亀裂性状

図 4.21 に示した荷重～変位関係の A 点（降伏点直後）と B 点（大変位時）について、前面地盤の地表と地中の計測変位データを分析した。

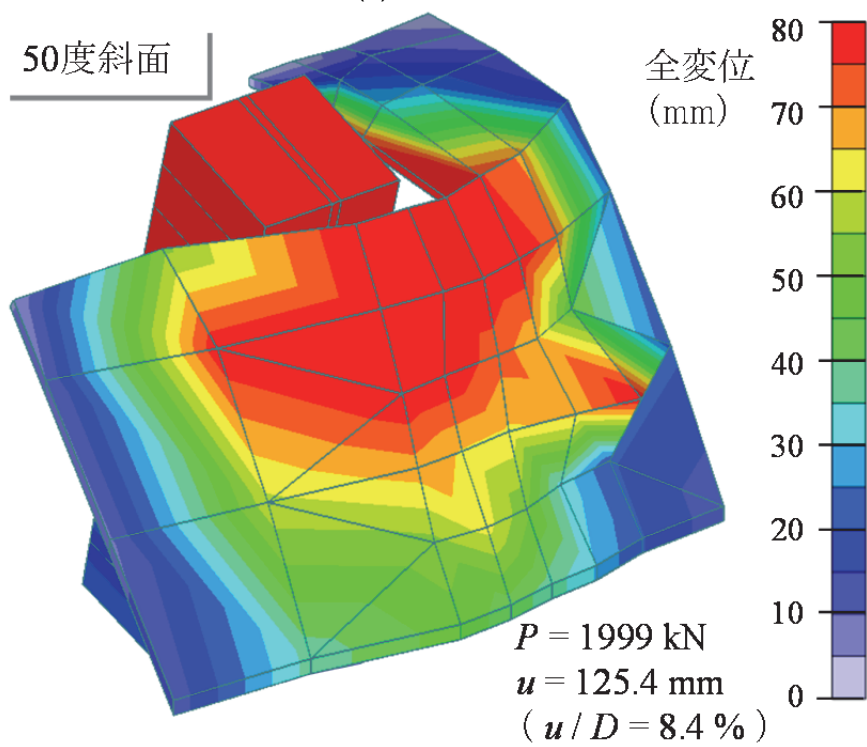
前面地盤の地表計測の変位は、降伏荷重を十分に超えた大変位時（図 4.21 の B 点、 $u/D=8\sim 10\%$ ）における全変位コンターを試験体の変形と合わせて図 4.27 に示した。

図 4.28 と図 4.29 は、同じ大変位時の全変位を試験体の直径 D で無次元化したコンターに地表面の亀裂状況を併記した。図 4.27 によれば、30 度斜面は斜め上方に、50 度斜面はほぼ水平に前面地盤が変位しており、変位の卓越している領域の形状は良く似ている。図 4.28、図 4.29 に示す地表面の亀裂分布は、変位の卓越する領域とよく一致し、その性状は側面せん断（図中の(a)と(c)）と前面せん断（図中の(d)）、割裂（図中の(b)）の 3 タイプに大別できる。30 度斜面は、試験体の側面から発達する側面せん断、地中のすべり面が地表面に現れた前面せん断、試験体の前面中央部に発生する割裂の 3 タイプが同程度に確認できる。50 度斜面にも同種の亀裂が確認できるが、せん断よりも割裂によって生じている亀裂が顕著となった。50 度斜面は前面地盤の拘束効果が小さく、割裂による亀裂が生じ易いことと対応する。

深礎の水平方向の安定性照査では、図 4.32 に示すように躯体径 D の 3 倍幅を有する受働抵抗土塊を仮定している²⁾。受働抵抗土塊は、水平面内において躯体前面より 45 度の広がり角度で定義しており、その形状は図 4.32 の地表亀裂の分布と良く対応し、30 度斜面に対する既往の研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾で確認された結果と一致する。受働抵抗土塊の形状は、試験体の径 D で無次元化した変位のコンターより、2～5 %の変位領域に相当することが分かった。また、試験体の側面から発達する地盤のせん断亀裂より、試験体の側面でもせん断抵抗が発揮されていることが明らかである。



(1) 30 度斜面



(2) 50 度斜面

図 4.27 大変位時の試験体および前面地盤の地表面の変形と全変位のコンター(図 4.21 の B 点)

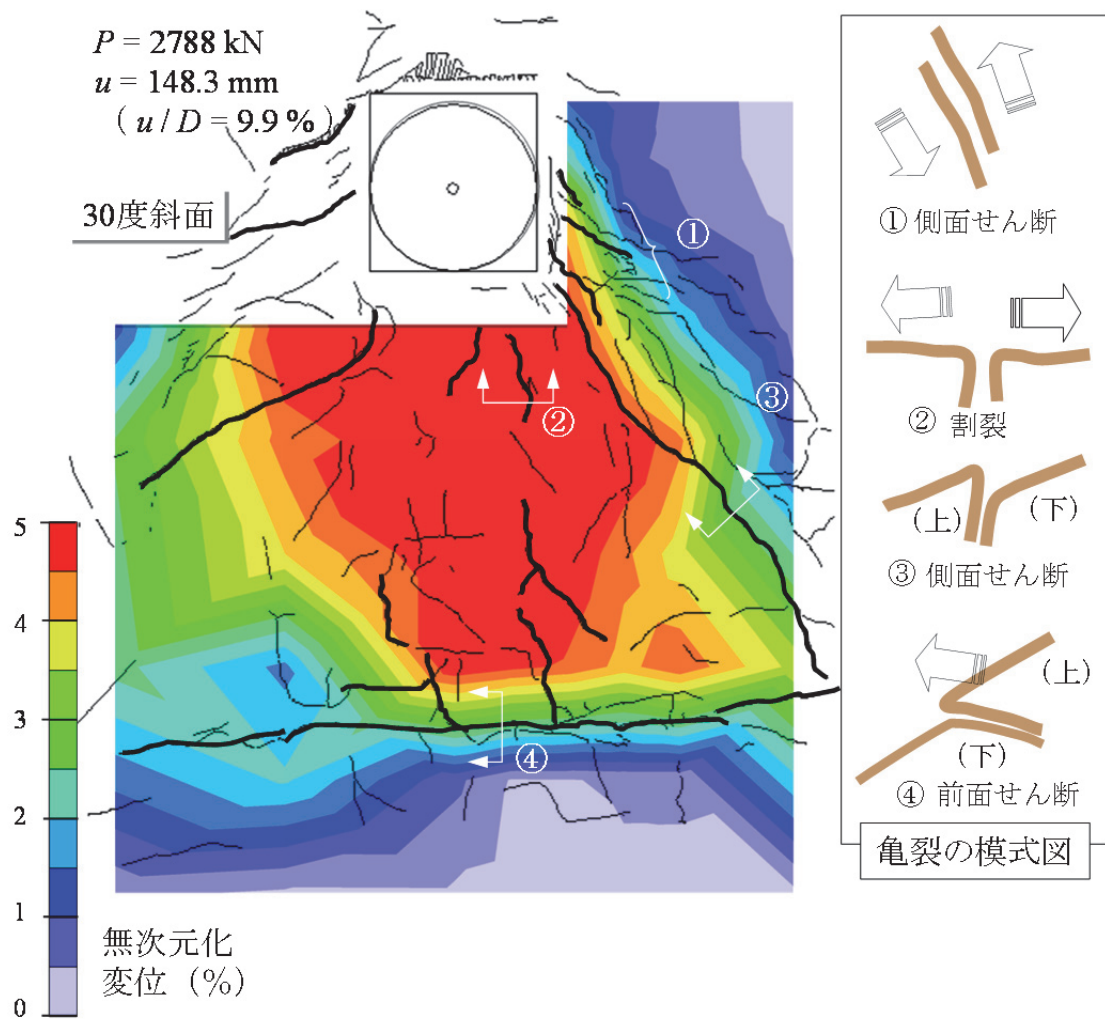


図 4.28 30 度斜面における載荷終了後の前面地盤の地表の亀裂性状と大変位時の無次元化した変位のコンター(図 4.21 の B 点)

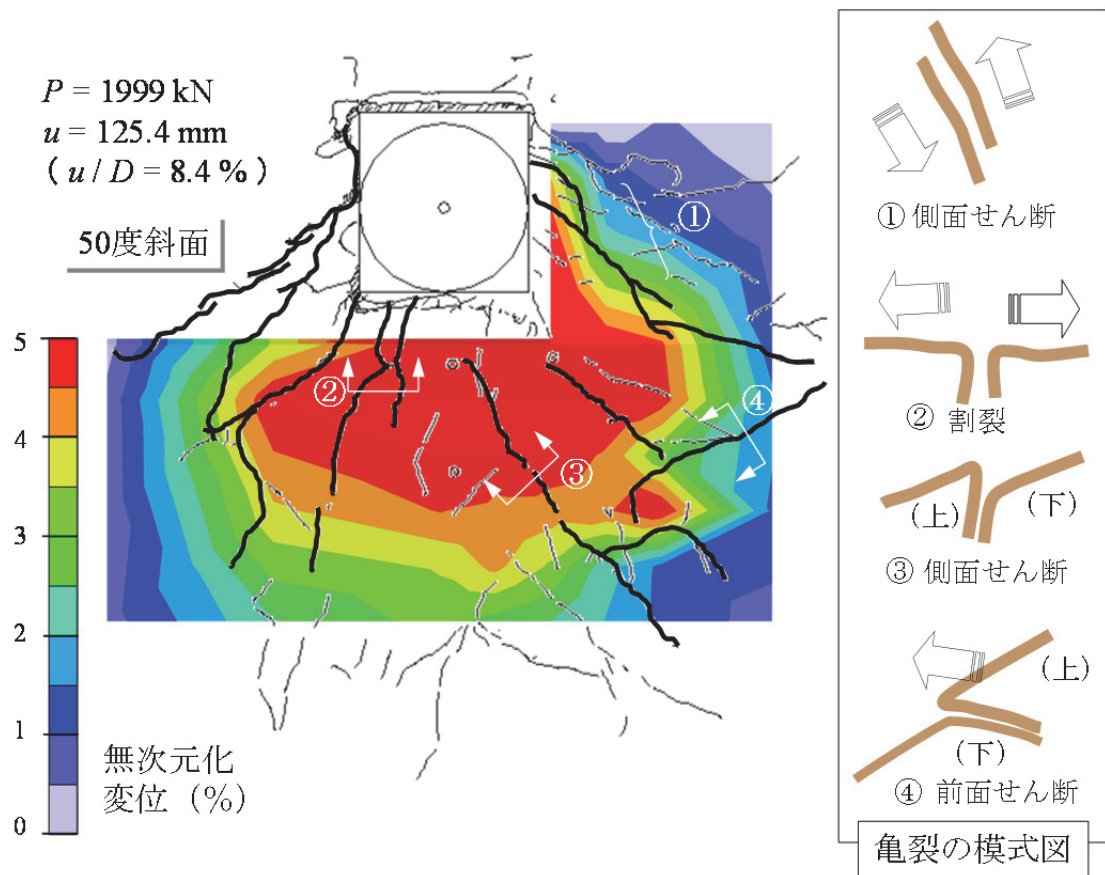


図 4.29 50 度斜面における載荷終了後の前面地盤の地表の亀裂性状と大変位時の無次元化した変位のコンター(図 4.21 の B 点)

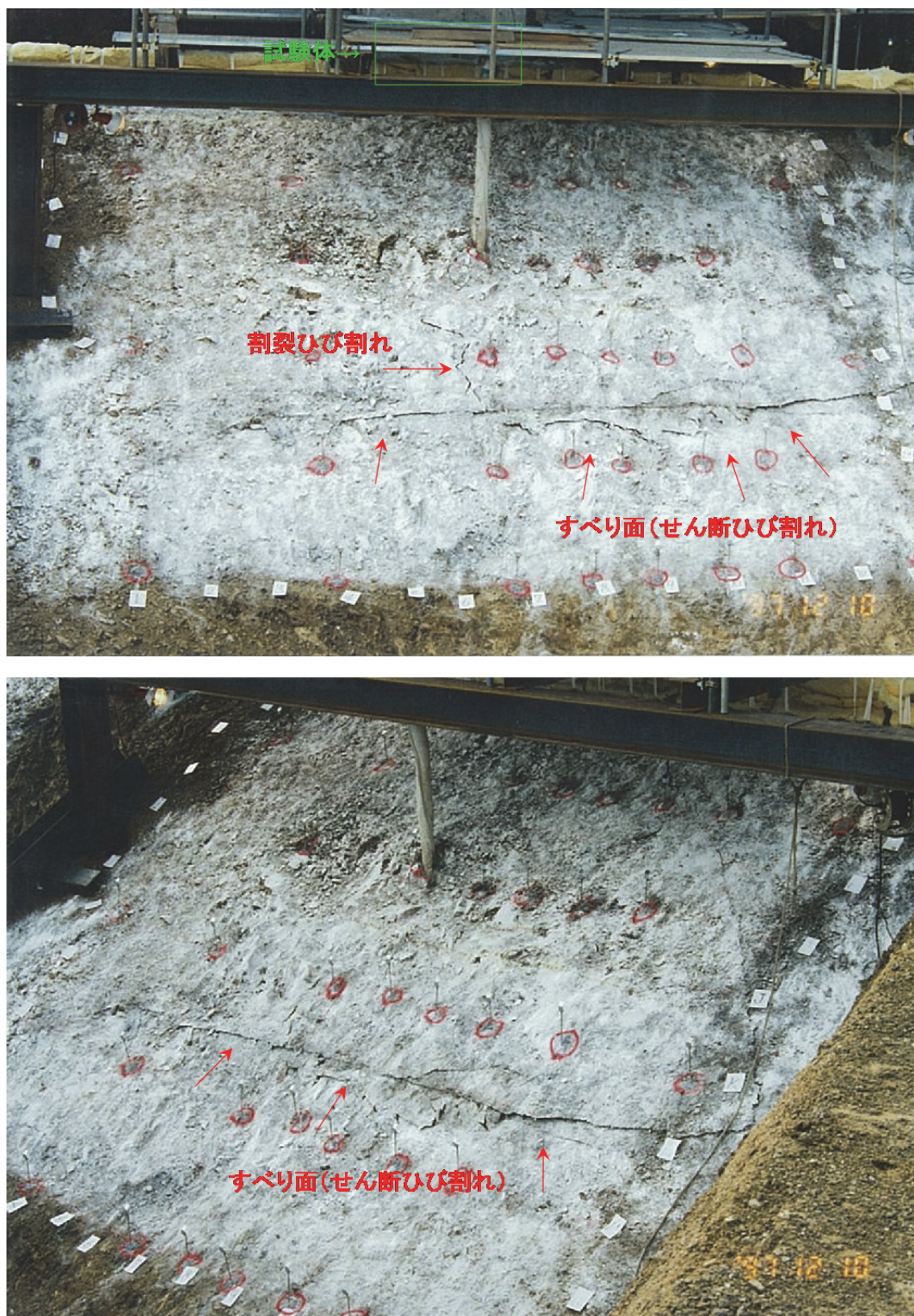


図 4.30 30 度斜面における載荷終了後の前面地盤の地表の亀裂性状(写真)

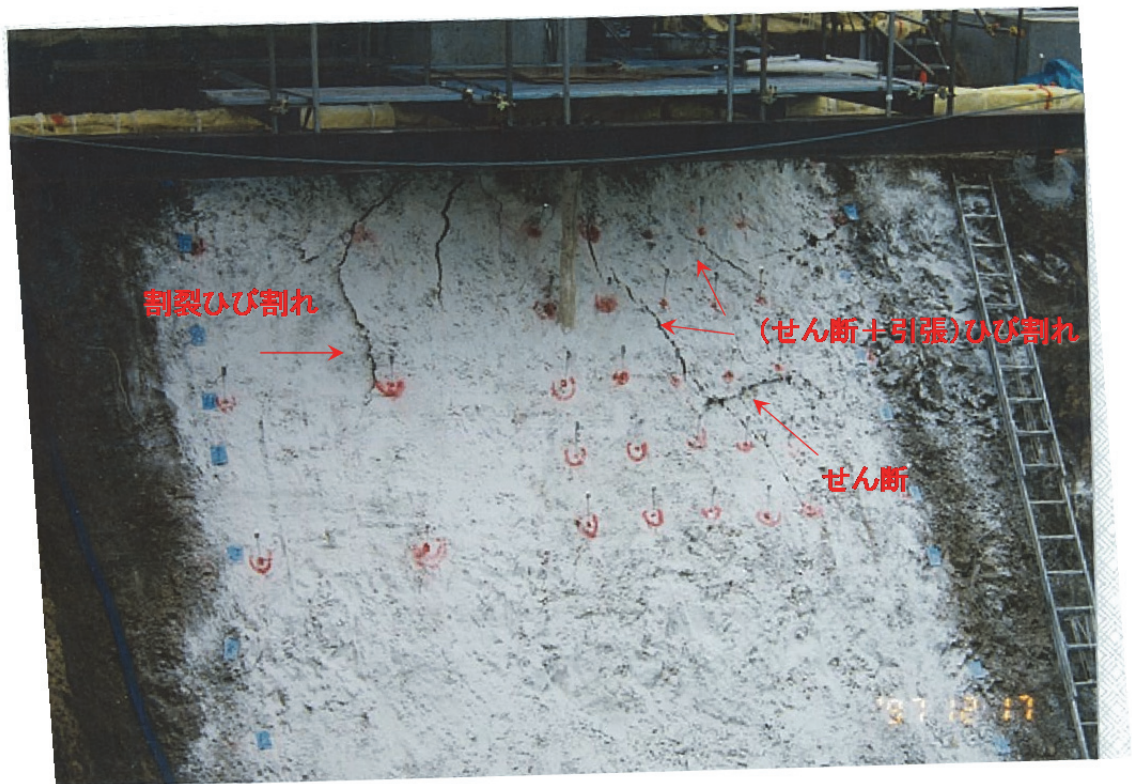


図 4.31 50 度斜面における載荷終了後の前面地盤の地表の亀裂性状(写真)

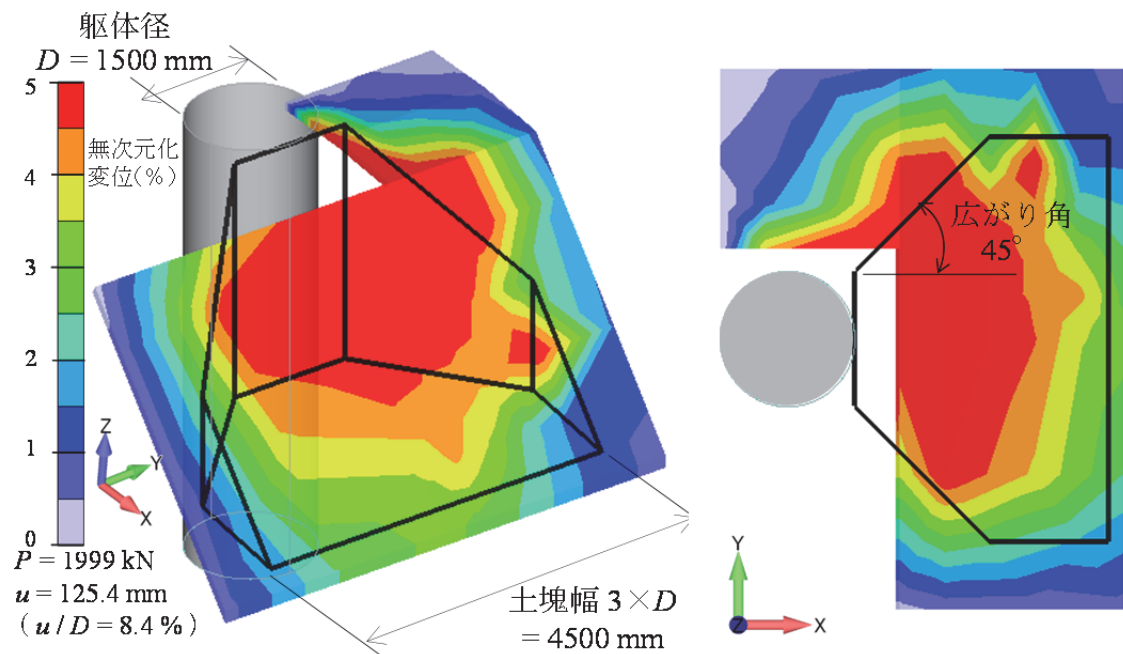
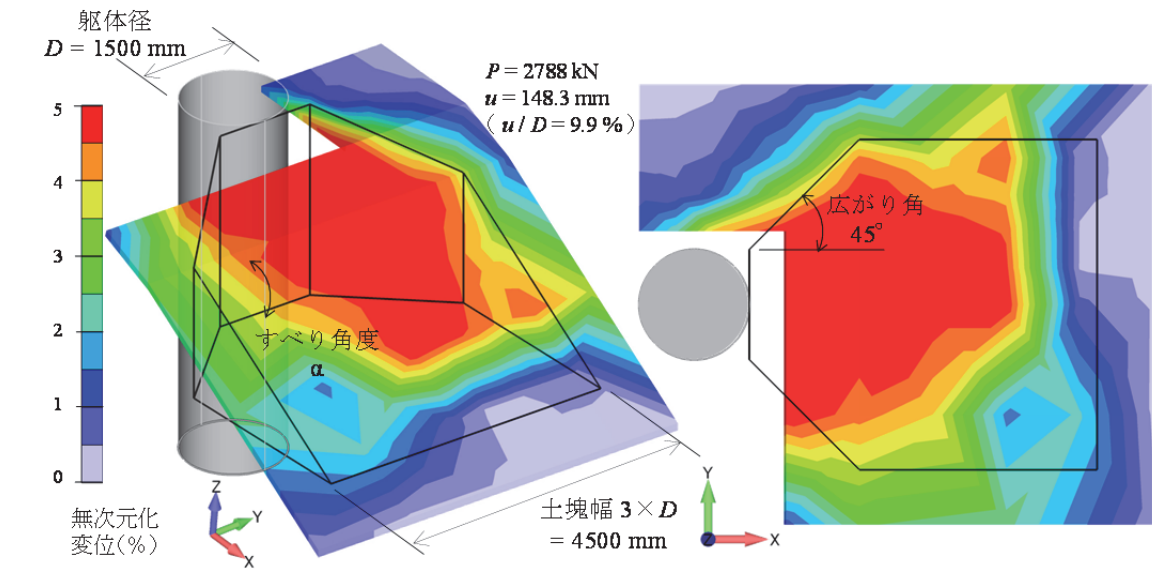


図 4.32 深礎基礎前面の受働抵抗土塊のモデルと無次元化した地表変位のコンター
(図 4.21 の B 点)

(2) 試験体前面の地中変位の計測結果

図 4.33 は試験体と前面の地中変位計測点から構成される地盤要素について、降伏荷重直後（図 4.21 の A 点， $u/D=3\sim4\%$ ）の変形性状と全変位のコンターを示した。30 度斜面の地中変位は，地表面に現れた前面せん断の亀裂と連続的な関係が確認された。地中変位は GL-2.5～3.0 m の間で急増しているため，その深さで斜め上方へすべり面が形成され，地表面に現れたと考えられる。一方，50 度斜面の地表には明確な前面せん断の亀裂は確認されていない。50 度斜面は試験体の変形の回転中心が深いため，地中の変形領域が GL-3.5 m と深く，変位の勾配が緩やかなことと調和している。さらに，全変位のコンターが水平に近い点も 30 度斜面と異なっている。50 度斜面は，試験体前面地盤の水平土被り厚が薄く，受働抵抗が小さいことがこれらの要因である。

現行の極限水平支持力式では，ランキンの土圧論に基づいてすべり面の角度 α を $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2} + \theta$ で求めている。30 度斜面の地中変位の発生している深さ 3.0m に対してランキン土圧論で決定されるすべり面を破線で図示してある。現行式のすべり面角度 α は，地中変位のすべり面の方向に対して下向きにすべり面が定義される大きさとなっており，実験の結果と調和的な関係にない。ランキン土圧論のすべり面角度 α は，その定義式より斜面角度 θ の影響が大きく，50 度斜面が実験との乖離が大きかった。後述するようにクーロン土圧論によるすべり面の決定が地中および地表面の変位計測値と良く一致することがわかった。

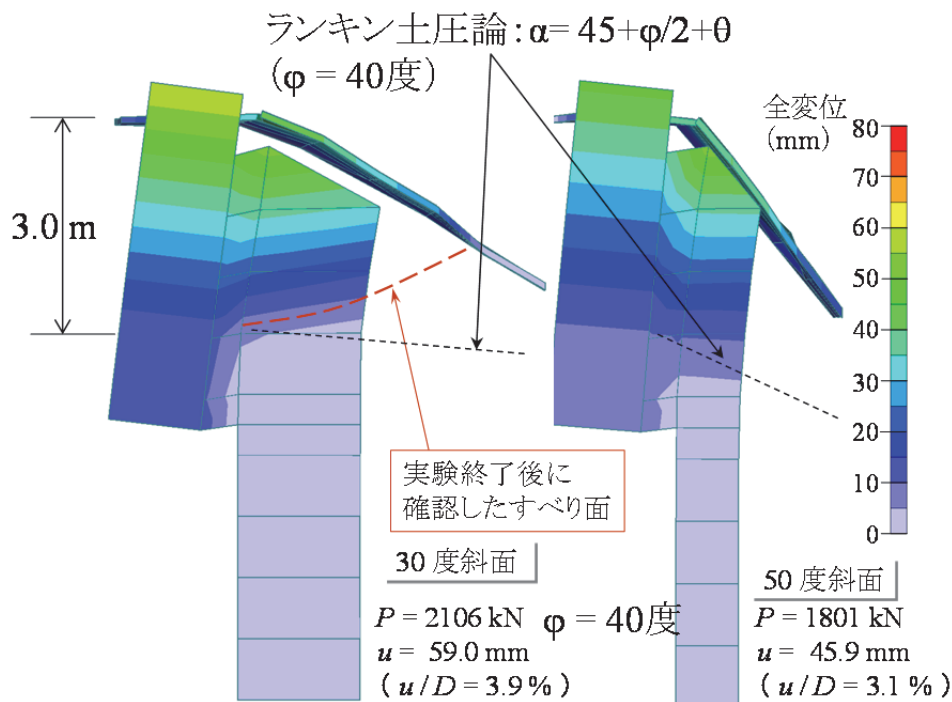


図 4.33 前面地盤の変位性状と全変位のコンター(図 4.21 の A 点)

4.5 不連続性岩盤のせん断強さと剛性の評価

4.5.1 三軸圧縮試験結果の整理方法

不連続面は岩盤のせん断強さや剛性に著しい影響を与えるので、不連続性岩盤を FEM により等価連続体として解析するには、岩盤に含まれる不連続面の幾何学的特性と力学特性を平均的に等価な要素にモデル化する必要がある^{8) 9)}。本地点のように不連続面が等方的に多数存在する岩盤は、不連続面の力学特性を考慮して岩盤の平均的なせん断強さと剛性を評価することが実用的な手法である。

岩盤の平均的な力学特性の推定にあたっては、不連続面のせん断強さと剛性に関するばらつきや寸法効果の評価が重要である。ボーリング・コアを供試体として行なう通常の室内試験では、供試体の直径は $D=50\sim 100$ mm で、図 4.34 に示すように不連続性岩盤を代表することのできる平均的な要素寸法に比べると小さい。そこで、直径 $D=300$ mm の大寸法の供試体を用いた三軸圧縮試験のデータと合わせて、岩盤の力学特性を支配する不連続面のせん断強さのばらつきと寸法効果を調べた。供試体の直径 D と試験方法（単段階載荷／多段階載荷）、試験数量を表 4.3 に示す。せん断強さは不連続面を主体とするせん断破壊面の角度 α が確認できた供試体について整理し、せん断破壊面の角度 α が不明なデータは棄却した。

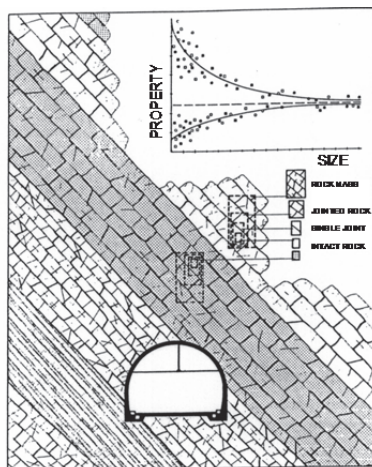


図 4.34 不連続性岩盤に存在する特性値のばらつきと寸法効果¹⁰⁾

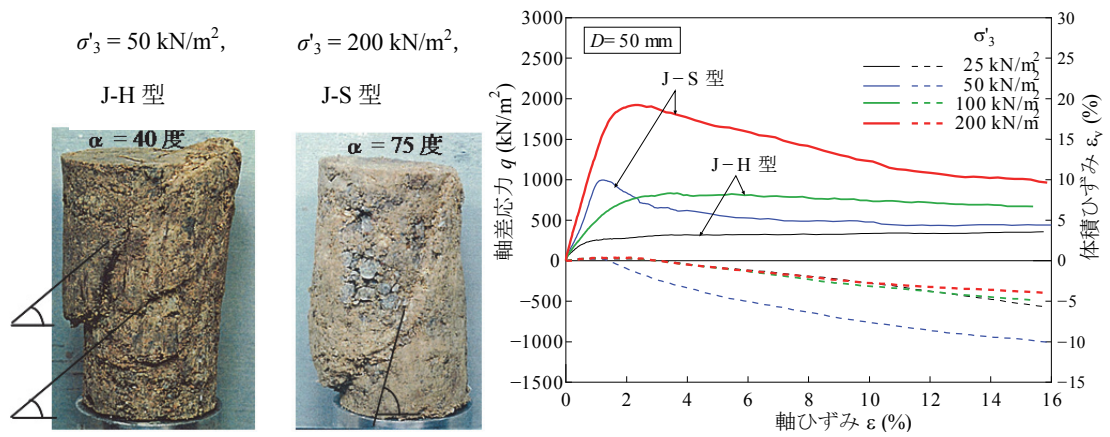
表 4.3 三軸圧縮試験の供試体の数量

直径 D (mm)	単段階載荷	多段階載荷	合計
50	2*	12	14
100	6	4	10
300	3	1	4

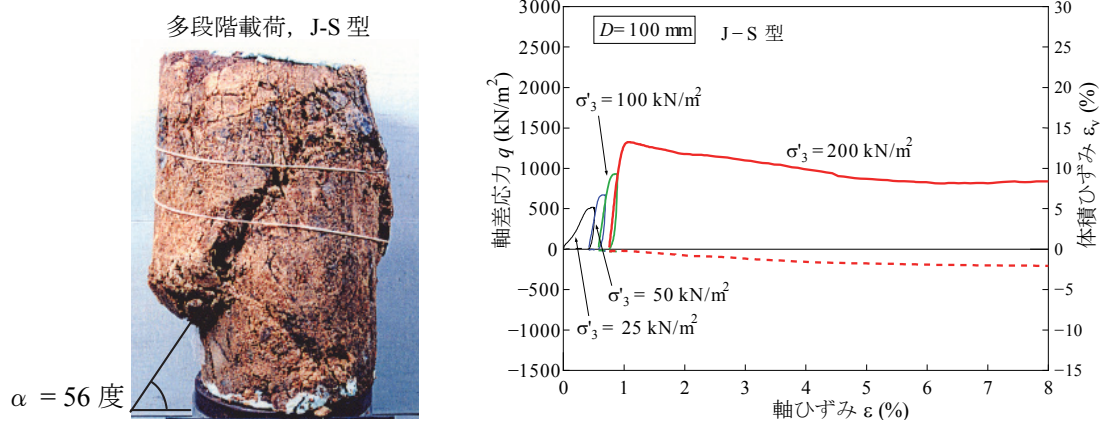
※ 2 体の供試体はせん断破壊面が不明瞭のため考察から棄却した

三軸圧縮試験後の供試体の代表的な破壊形態と応力～ひずみ関係を図 4.35 に示す。どの寸法の供試体もほとんどが図に示すような潜在的な不連続面に支配されたせん断破壊面を形成した。不連続面のせん断強さは、ピーク時にせん断破壊面に作用するせん断応力 τ_f と有効垂直応力 σ'_{nf} を求め、Coulomb の破壊規準で回帰して粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を決定した。その際、応力～ひずみ関係に明確なピークが現れてひずみ軟化する J-S 型 (Jointed rock exhibiting strain-Softening) と明確なピークを示さず残留強さに留まる J-H 型 (Jointed rock exhibiting strain-Hardening) に試験データを分類した。

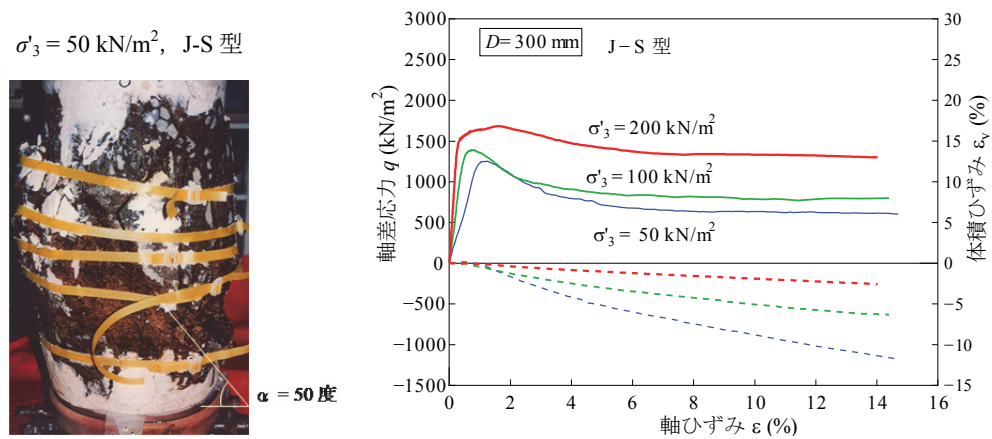
第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



(1) $D = 50 \text{ mm}$ の単段階載荷



(2) $D = 100 \text{ mm}$ の多段階載荷



(3) $D = 300 \text{ mm}$ の単段階載荷

図 4.35 三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係と破壊形態の例

4.5.2 岩盤のせん断強さに関するばらつきと寸法効果

不連続面（せん断破壊面）のせん断強さ τ_f と有効垂直応力 σ'_{nf} の関係を供試体の寸法ごとにプロットし、応力～ひずみ関係のタイプ別に Coulomb の破壊規準で回帰した結果を図 4.36 に示す。直径 $D=50$ mm の試験結果はややばらつきが大きく、4.2.3 節の図 4.11 で示したようにせん断強さは J-S 型と J-H 型の 2 つのタイプに明確に分類できる。J-S 型のせん断強さが J-H 型よりも大きく、全データを用いて回帰すると両者の中間的なせん断強さが得られている。J-S 型が比較的新鮮で粗い面を持つ密着した不連続面、J-H 型が風化の進展した、もしくは粘土分などの狭在物を含む不連続面のせん断強さを表していると考えられる。直径 $D=100$ mm と 300 mm の試験結果のばらつきは小さく、 $D=100$ mm は 2 データのみが J-H 型、 $D=300$ mm は J-H 型のデータはなく、すべて J-S 型であった。

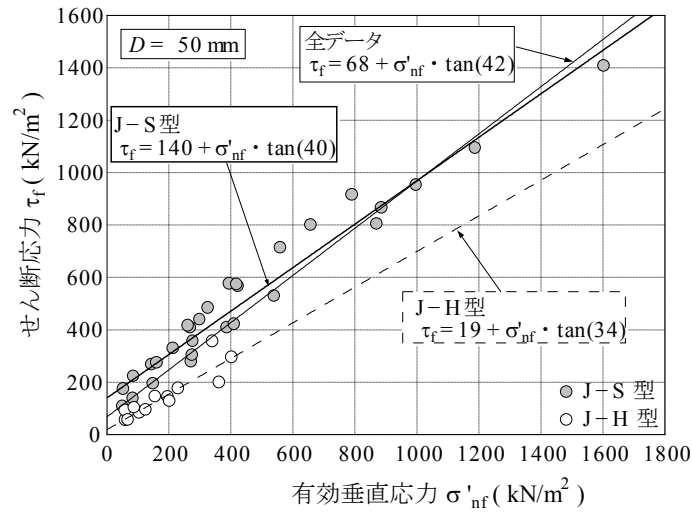
各供試体のせん断強さ τ_{fi} と全データのせん断強さの平均値 $\tau_{f,all}$ の差分を全データのせん断強さの平均値 $\tau_{f,all}$ で無次元化したばらつきの指標を供試体の直径 D に対してプロットして図 4.37 に示す。せん断強さのばらつきは、供試体の寸法が大きくなるに従い小さくなり、特に $D=50$ mm と $D=100$ mm、 300 mm との差が大きい。直径 $D=50$ mm におけるせん断強さのばらつきは、J-S 型と J-H 型の混在に起因することが明らかである。供試体の寸法が小さいと、不連続面の性状（風化の程度、面の粗度や狭在物の有無）に強く依存したせん断強さが得られるためである。一方、図中の J-S 型のデータに着目すれば、全データを対象とする場合に比べてばらつきは小さくなる。供試体の寸法毎にデータ数が異なるため厳密な評価は難しいが、寸法が大きくなると応力～ひずみ関係は J-S 型を示し、せん断強さのばらつきが小さくなる寸法効果が確認できる。寸法の小さい供試体は、J-S 型もしくは J-H 型のどちらか一方の不連続面が全体の寸法の大きい供試体は、せん断破壊面が J-S 型や J-H 型で代表される様々な不連続面で構成される結果、全体のせん断特性は、ピーク強さを有する J-S 型の不連続面が先行してせん断抵抗を発揮するためと考えられる。したがって、本地点のような不連続面の卓越した岩盤のせん断強さを寸法 300 mm 程度以上の平均的な特性として求める場合、J-S 型のデータを用いて評価できそうである。

本地点のような不連続性岩盤を等価連続体で解析するためには、不連続面性状のばらつきが小さい平均的な応力～ひずみ関係を用いる必要がある。そこで、5 章の有限要素解析は $D=300$ mm の三軸圧縮試験結果に着目して、J-S 型のひずみ軟化型構成モデルを採用した。ただし、 $D=300$ mm はデータ数が少なく、有効垂直応力の小さな範囲の試験結果がないこと、設計実務では大型供試体の三軸圧縮試験を実施する機会は少ないことを考慮し、 $D=50$ mm 供試体の J-S 型の三軸圧縮試験結果に基づいて岩盤のせん断強さを

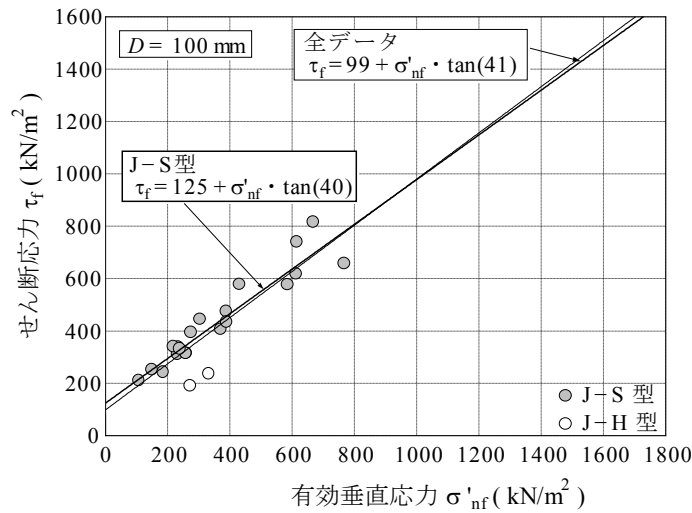
評価することとした。

図 4.38 は応力～ひずみ関係のタイプ別に粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ と供試体の直径 D の関係を示した。J-S 型のデータは、 $D=50$ mm と 100 mm の強度定数に大きな変化はないが、 $D=300$ mm では粘着力 c が大きく、せん断抵抗角 ϕ はやや小さい値に変化している。図 4.36 に示した $D=300$ mm のデータは有効垂直応力の小さい範囲のデータがないため、粘着力 c が大きめに評価された可能性が考えられる。有効垂直応力 $\sigma'_{nf} > 300$ kN/m² を対象に $D=50$ mm と $D=100$ mm のデータを Coulomb 式でカーブフィッティングすると、 $D=100$ mm は全データの結果と変わらないが、 $D=50$ mm は $D=300$ mm よりもやや大きい粘着力 c が得られた（図 4.38 参照）。したがって、データのばらつきや有効垂直応力の範囲の影響を考慮すれば、本地点のような不連続面が等方的に多数存在する岩盤の平均的なせん断強さは、J-S 型のひずみ軟化特性を有しており、寸法が大きくなるとともにせん断強さが低下する寸法効果は顕著ではないと考えられる。

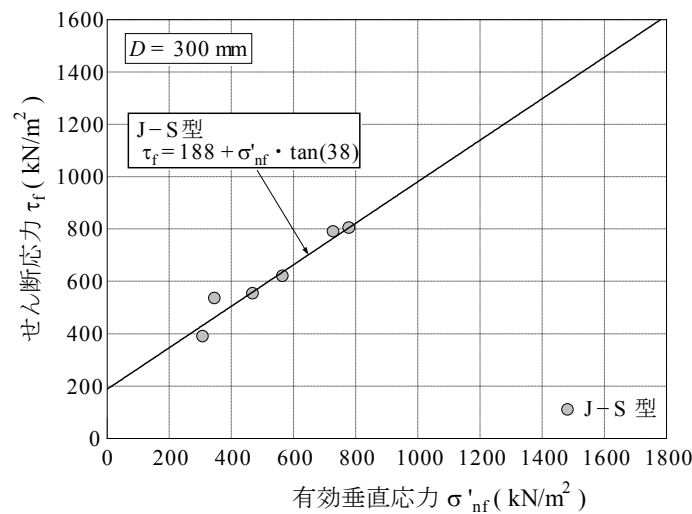
第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平载荷実験



(1) 直径 $D=50 \text{ mm}$



(2) 直径 $D=100 \text{ mm}$



(3) 直径 $D=300 \text{ mm}$

図 4.36 ピーク時に不連続面に作用するせん断強さと有効垂直応力

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

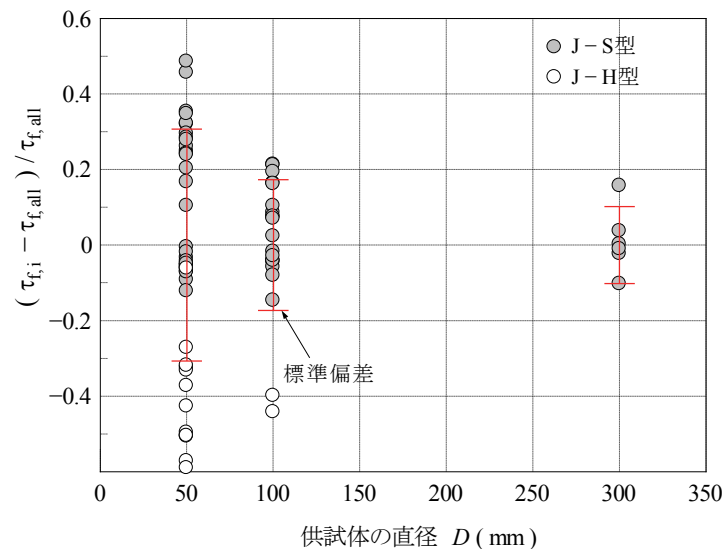


図 4.37 セン断強さのばらつき指標と供試体の寸法の関係

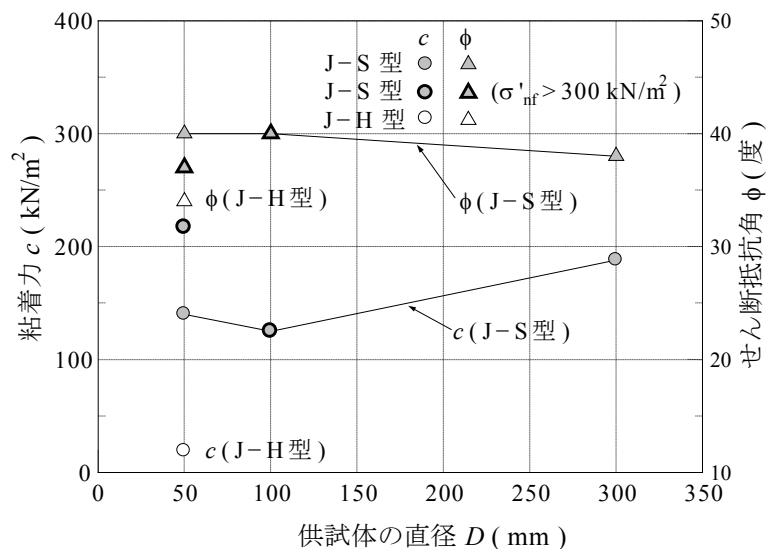


図 4.38 強度定数と供試体の寸法の関係

4.5.3 岩盤のヤング率に関するばらつきと寸法効果

せん断強さの評価と同様に、三軸圧縮試験の結果からヤング率 E_{50} を求め、応力～ひずみ関係のタイプ別に式(4.4)に示す拘束圧依存型の指数関数で回帰した結果を図 4.39 に示す。

$$E = E_0 \left(\frac{\sigma'_m}{50} \right)^n \quad (4.4)$$

ここで、 E_0 は基準となる有効拘束圧 $\sigma'_m = 50 \text{ kN/m}^2$ に対するヤング率、 σ'_m は岩盤の初期有効拘束圧（三軸圧縮試験は供試体の等方圧密応力、解析は有限要素の平均応力）、 n は拘束圧依存を表す係数である。図に示された寸法効果の傾向等は、ピーク時のせん断強さ τ_f と有効垂直応力 σ'_{mf} の関係とよく対応している。供試体寸法の小さい直径 $D=50 \text{ mm}$ のヤング率は J-S 型と J-H 型の 2 タイプに分類され、2 タイプの存在によって全データのばらつきが大きくなっている。供試体の直径が大きくなるほど、応力～ひずみ関係のタイプは J-S 型となり、ばらつきが小さくなる。

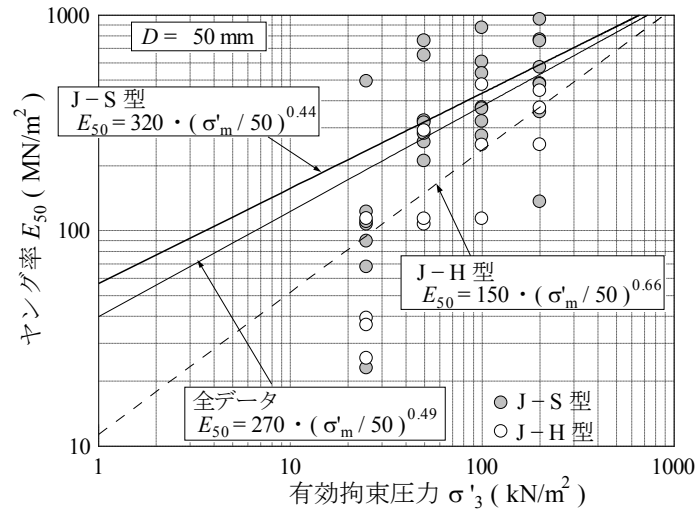
各供試体のヤング率 $E_{50,i}$ と全データのヤング率の平均値 $E_{50,all}$ の差分を全データのヤング率の平均値 $E_{50,all}$ で無次元化したばらつきの指標を供試体の直径 D に対してプロットして図 4.40 に示す。ヤング率のばらつきも応力～ひずみ関係のタイプに密接に関連し、供試体の直径 D が大きいほどばらつきが小さくなる傾向もせん断強さとよく似ている。

基準ヤング率 E_0 、拘束圧依存の係数 n と供試体の直径 D の関係を図 4.41 に示す。J-S 型のデータは、基準ヤング率 E_0 が直径 D に対して漸減し、拘束圧依存の係数 n は直径 D に対して線形に増加する関係が認められる。基準ヤング率 E_0 の傾向から、有効拘束圧が一定の場合、供試体の直径 D が大きいほど、そこに含まれる多くの不連続面が基準ヤング率 E_0 を低下させる寸法効果として現れている。その一方で、供試体の直径 D が大きく不連続面の数が増えるほど、ヤング率の有効拘束圧に対する依存性が強くなることを示している。図中に示したように、基準ヤング係数 E_0 の寸法効果は、寸法比の -0.34 乗、有効拘束圧の依存係数 n は寸法比の 0.1 倍に比例している。ヤング率は非常にばらつき大きい、 $D=300 \text{ mm}$ などの大型三軸試験の実施が困難な場合に、一般的な寸法の三軸圧縮試験から平均的なヤング係数を推定するための一つの手段として、図 4.41 に示すような $D=50 \text{ mm}$ を基準とした寸法効果のモデル化を試みた。

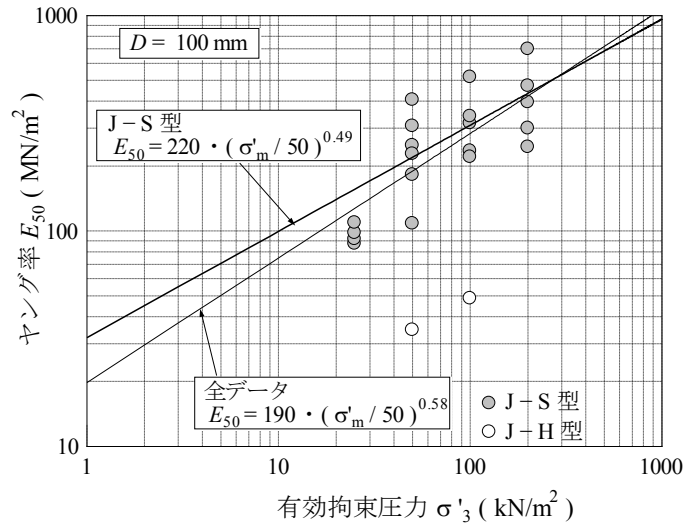
$$E_0 = 309 \times \left(\frac{D}{50} \right)^{-0.34} \quad (4.5)$$

$$n = 0.32 + 0.1 \times \left(\frac{D}{50} \right) \quad (4.6)$$

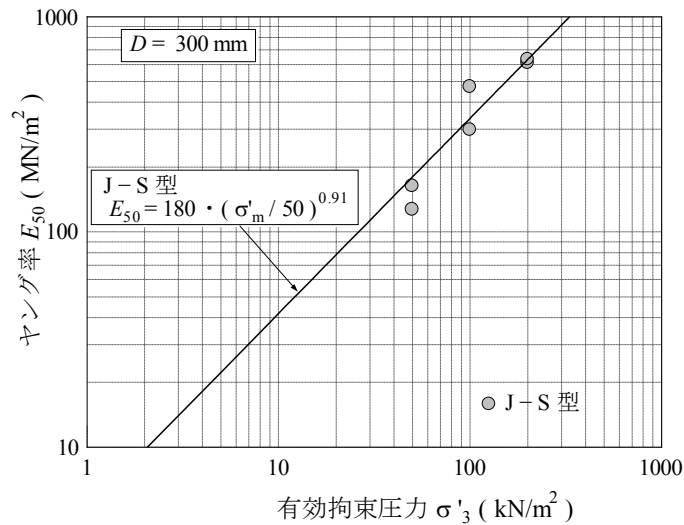
第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験



(1) 直径 $D=50 \text{ mm}$



(2) 直径 $D=100 \text{ mm}$



(3) 直径 $D=300 \text{ mm}$

図 4.39 ヤング率と有効拘束応力の関係

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平载荷実験

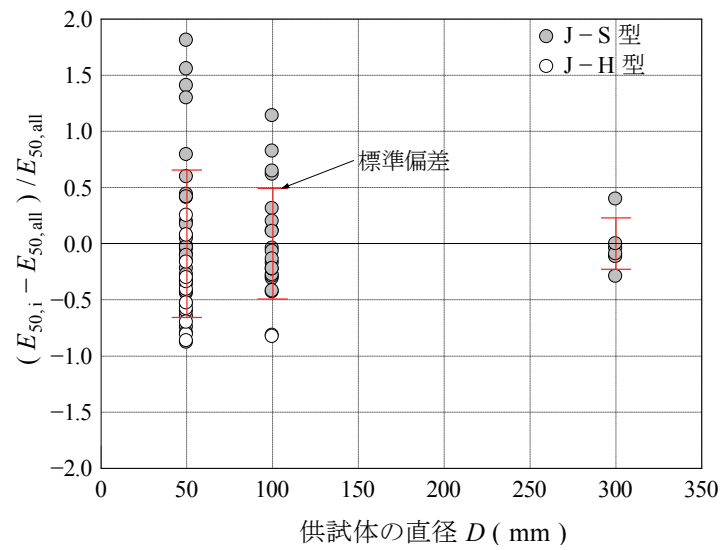


図 4.40 ヤング率のばらつき指標と供試体の寸法の関係

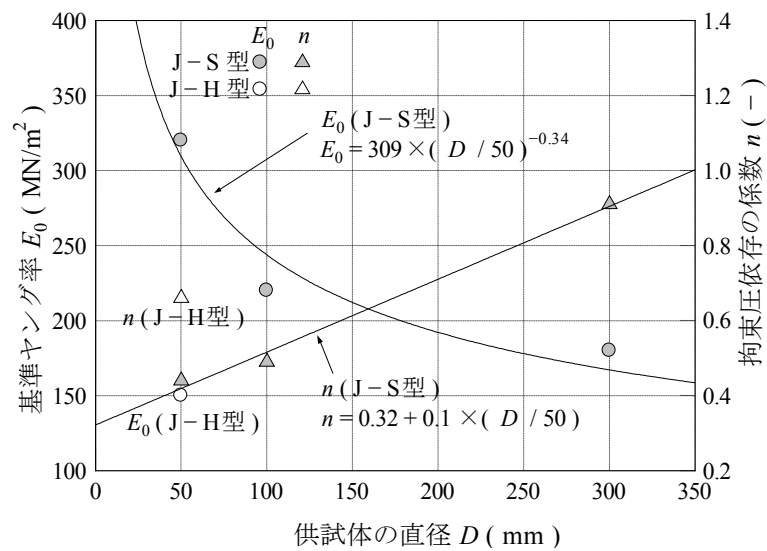


図 4.41 ヤング率と供試体の寸法の関係

4.6 まとめ

本章では、中硬岩の斜面を対象に 1/2 スケールの深礎基礎の水平載荷実験を行った結果を取りまとめた。水平載荷実験は 30 度と 50 度の 2 つの斜面で行い、試験体の挙動と斜面の受働領域の変形や地盤反力特性を分析し、次に示す事項を明らかにした。

(1) 試験体の水平地盤反力特性の把握

三軸圧縮試験の結果がひずみ軟化を示す硬岩系の地盤においても、水平方向の地盤反力度～変位関係には顕著なひずみ軟化は現れず、設計計算では上限値を一定とするバイリニア型の地盤ばねを採用可能なことを確認した。水平力を受ける基礎前面の地盤は上部からせん断破壊が進展すること、受働すべり面においてはせん断破壊が進行的であることが要因と考えられる。

(2) 試験体前面の斜面に形成されるすべり面形状の把握

試験体前面の斜面で計測した変位分布から、受働領域の形状は躯体側方に 45 度で広がり、躯体径 D の 3 倍幅を有する従来式の受働土塊モデルと調和的なことが確認できた。また、この受働領域は躯体径の 2～5%の変位領域として定義されることがわかった。受働すべり面の角度 α は従来のランキン土圧論 ($\alpha = 45 + \phi/2 + \theta$) よりも小さいことが判明した。従来式の式すべり面角度 α は、定義式より斜面角度 θ の影響が大きく、50 度斜面において実験との乖離が大きかった。また、地表面の亀裂観察結果から、深礎水平抵抗は側面のせん断抵抗も発揮されていることが分かった。

(3) 斜面の傾斜角度が深礎基礎の水平安定性に及ぼす影響評価

30 度斜面では上部にせん断変形が集中し、50 度斜面は深い領域までせん断変形が分散する変形特性を示した。斜面角度が急なほど、前面の受働抵抗が小さく深い範囲までせん断破壊するため、降伏荷重以降の水平変位が急増する脆性的な破壊モードを示すことが明らかとなった。

(4) 不連続性岩盤の力学特性の把握

不連続面を有する岩盤のボーリング・コアで実施した寸法の異なる三軸圧縮試験の結果、一般的な供試体寸法の $D=50$ mm はせん断強さのばらつきが大きく、寸法が大きくなるほどばらつきが小さくなることが分かった。寸法が小さいと特定の不連続面の影響を強く受けるため、ピーク強さが発揮されるひずみ軟化型と残留強度に留まるひずみ硬化型のデータが混在してばらつきを大きくしたと考えられる。寸法が大きいと、さまざまな不連続面が存在するため、ピーク強さの発揮されるひずみ軟化型の応力～ひずみ関係を示す傾向が強いことが分かった。

三軸圧縮試験の応力～ひずみタイプ別にせん断強さとヤング率を整理した結果、せん

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

断強さに顕著な寸法効果は見られず，ヤング率に寸法効果が認められた．寸法の大きな供試体には多くの不連続面が存在するため，不連続面での変形が容易になり，基準ヤング率の低下と拘束圧依存係数の増大として現れたと考えられる．

第4章 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

参考文献

- 1) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説〔第一回改訂版〕，2010.
- 2) 土質工学会：傾斜地と構造物，現場技術者のための土と基礎シリーズ 18，pp. 251-258，1990.
- 3) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領 第二集 橋梁建設編，2008.
- 4) 吉井幸雄，小川保，竹内友章：送電用鉄塔深礎基礎の合理的な設計法の開発，電力土木，No.189，pp. 43-53，1984.
- 5) Y. Yoshii：UHV pylon foundation design for mountain-ous areas Establishment of design methods based on full scale tests, Proc. Int. Workshop on Rock Foundation, pp. 47-56, 1996.
- 6) 吉井幸雄，米田治，竹内友章：深礎杭の実規模水平載荷実験，第 17 回土質工学研究発表会，pp. 2249-2252，1982.
- 7) 藤波富次，吉井幸雄：深礎杭の水平載荷試験，基礎工，No.9，pp. 92-99，1982.
- 8) 京谷孝史：均質化法を用いた岩盤の変形強度特性評価，土木学会第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 313-316，1999.
- 9) 井上岳，堀井秀之：不連続性岩盤における進行性破壊に対する等価連続体解析，土木学会，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 296-300，1999.
- 10) A. Pinto da Cunha：Scale effects in rock engineering - An overview of the Loen Workshop and other recent papers concerning scale effects, Scale Effects in Rock Masses, pp. 3-14, 1993.

第5章 深礎基礎の中規模水平載荷実験の3次元弾塑性有限要素解析

5.1 概要

本章では、4章の深礎基礎の中規模水平載荷実験の結果を3次元の弾塑性有限要素解析でシミュレーションし、基礎前面地盤の挙動について実験で得られた知見と比較した。有限要素解析の構成式は、3章で検討したひずみ軟化型の弾塑性モデルである。なお、本地点の不連続性の岩盤には、不連続面に特定の方向性がないため、岩盤は等価連続体として取り扱った。

以下に、本章の概要を節ごとに示す。

5.2節は、地盤のパラメータ設定について示した。水平載荷実験のサイトのボーリングコアを用いて実施した三軸圧縮試験の結果を整理して地盤のパラメータを決定した。4.5節に示したように、せん断強さは室内試験データを不連続面に着目して整理し、顕著な寸法効果がないことから、直径 $D=50\text{ mm}$ の試験データから決定した。しかし、ヤング率には寸法効果が確認されたため、これを考慮した。1要素モデルによる三軸試験のシミュレーションでは、供試体のすべり面角度を考慮して実施した。

5.3節は、3次元の解析モデルについて示した。試験体、地盤および試験体と地盤の境界のモデル化について述べた。

5.4節は、弾塑性解析を載荷実験の結果と比較した。斜面の傾斜角度による前面地盤の変形挙動の変化について明らかにした。また、地盤と試験体の境界のモデル化が解析の結果に及ぼす影響についても示した。

5.5節は、以上の結果を総括した。

5.2 不連続性岩盤の構成モデル

ここでは、4.5 節で評価した不連続性岩盤のせん断強さとヤング率に基づいて、弾塑性有限要素解析に用いる構成モデルの材料パラメータを設定する。

本地点の不連続性岩盤のせん断強さには、供試体の直径 $D=300\text{ mm}$ において低拘束圧の試験データが不足した影響を考慮すると、あまり顕著な寸法効果は認められなかった(図 4.38)。塑性ひずみには、地盤の変形がせん断破壊面に集中すると、供試体の寸法が大きいほど平均塑性ひずみが小さく現れる寸法効果^{1) 2) 3)}が存在するが、多数の不連続面を有する岩盤にはひずみの局所化の影響小さいと考えられる。本地点で実施した三軸圧縮試験では、図 5.1 に示すように、供試体の寸法が大きいほど平均的な塑性ひずみが小さくなる寸法効果は現れていない。しかし、ヤング率には図 4.41 に示した寸法効果が存在するため、これを考慮した。

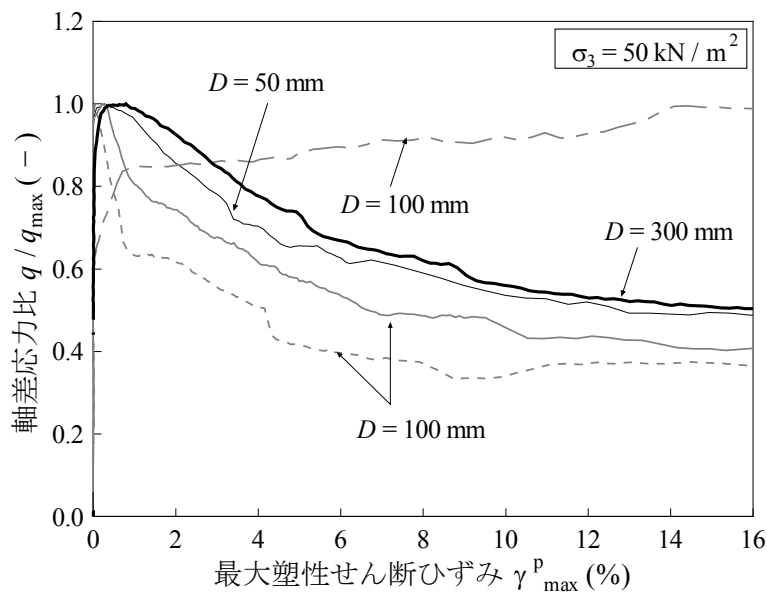


図 5.1 軸差応力比と最大塑性せん断ひずみの関係

表 5.1 に有限要素解析に用いる構成モデルのパラメータを示す．せん断強さのピーク値とヤング率は，供試体の直径 $D=50$ mm の三軸圧縮試験データから決定した．直径 $D=100$ mm, 300 mm では，ピーク後にひずみ軟化する J-S 型が支配的なことを踏まえ，直径 $D=50$ mm の J-S 型のデータから求めた．ピーク以降のひずみ軟化性状は，直径 $D=50$ mm と $D=100$ mm の単段階載荷のうち，J-S 型の 6 データを用いて最大塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p に対する粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ の変化を図 5.2 のように求めた．最大塑性せん断ひずみ γ_{\max}^p の増大とともに，粘着力 c は著しく軟化し，せん断抵抗角 ϕ は緩やかに増減している．同図には，粘着力 c を塑性軟化型で，せん断抵抗角 ϕ を完全塑性型でモデル化した結果を併記した．ダイレイタンシー角 ν は，寸法の異なる供試体に対する三軸圧縮試験の要素シミュレーションにより決定した．ダイレイタンシー角のピーク値を $2/3 \cdot \phi$ とし，軟化係数 m_d により塑性化後の体積変化特性を調整した．

表 5.1 不連続性岩盤の解析パラメータ

せん断強さと 体積変化パラメータ	ピーク値	軟化時の最大塑性 せん断ひずみ γ^p_{\max}	軟化係数 m
粘着力 c	140 kN / m ²	1.3 %	0.3
せん断抵抗角 φ	40 度		0.0
ダイレタンシー角 ν	27 度		0.3
パラメータ φ_{sb}	40 度		
ヤング率 E $E = E_0 \left(\frac{\sigma'_m}{50} \right)^n$	$E_0(\sigma_m = 50 \text{ kN/m}^2 \text{ の } E)$		有効拘束圧 依存の係数 n
	30 度斜面	198 MN / m ²	0.69
	50 度斜面	396 MN / m ²	

ひずみ軟化特性

$$\text{粘着力} : c = c_p \cdot \left(\frac{1.3}{\gamma_{\max}^p} \right)^{0.3}$$

$$\text{せん断抵抗角} : \phi = \phi_p \cdot \left(\frac{1.3}{\gamma_{\max}^p} \right)^{0.0}$$

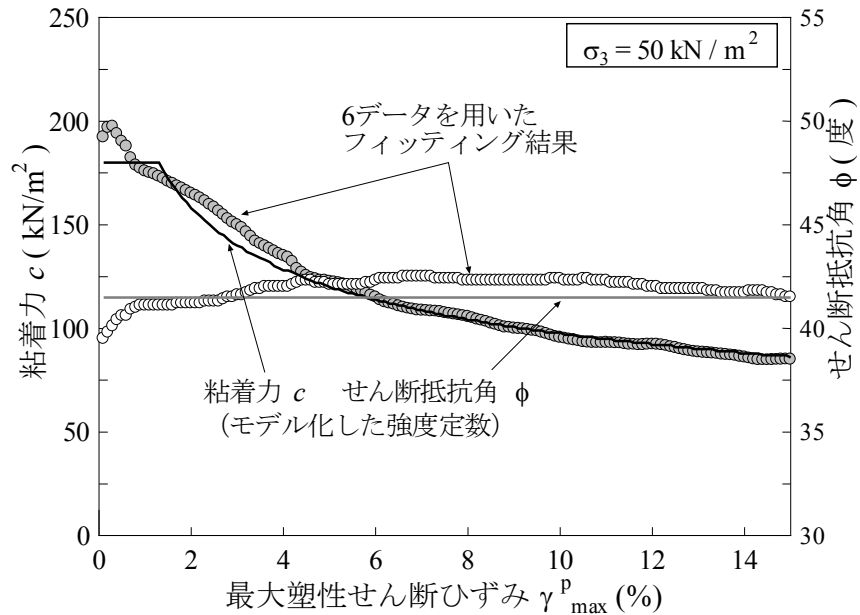


図 5.2 粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ のひずみ軟化特性 ($D=50, 100 \text{ mm}$ の単段階載荷)

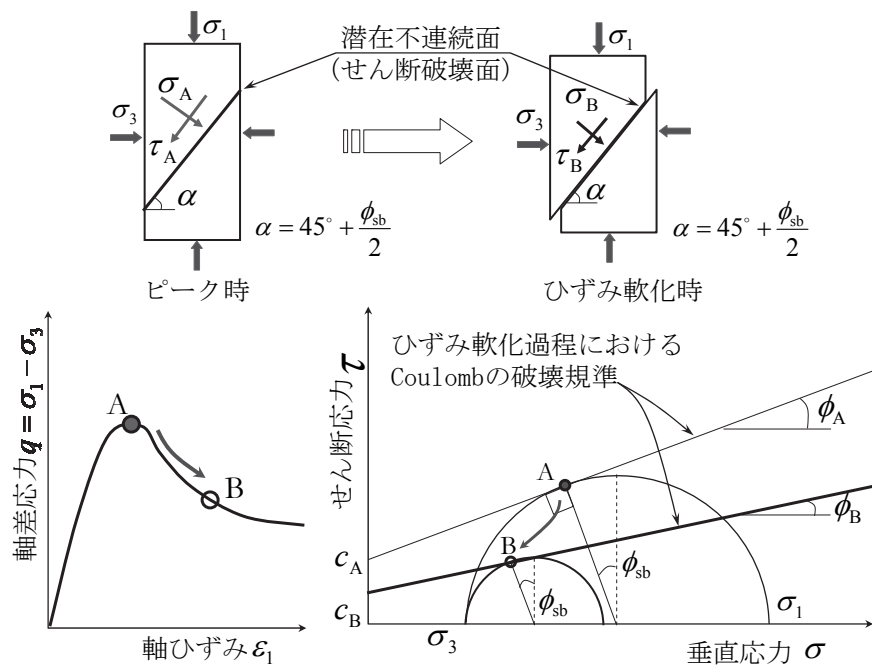


図 5.3 Coulomb 則によるひずみ軟化過程のモデル化

表 5.1 の材料パラメータを用い、供試体に現れたせん断破壊面の角度を考慮した 1 要素のシミュレーション結果を図 5.5 に示す。図中の ϕ_{sb} は、供試体のせん断破壊面から決定されるパラメータである (図 5.3)。供試体寸法 $D=50 \text{ mm}$, 100 mm は解析値と試験値との間に多少差異があるものの、 $D=300 \text{ mm}$ は解析値と試験値が良く一致する結

果が得られた．図 5.5(1)と(2)の $D=50\text{mm}$ と $D=100\text{mm}$ の2ケースの解析は，せん断抵抗角 $\phi=40$ 度に対し ϕ_{sb} が ± 10 度となるため，の降伏関数を満足する主応力状態が一致している．なお，3次元解析では，岩盤を等価連続体としているので，すべり面は応力状態によって任意に決定されると仮定し，すべり面に関するパラメータは $\phi_{sb}=\phi$ とした．ただし，ひずみ軟化の過程において，すべり面の角度は変化しないので， ϕ_{sb} は一定値である．

有限要素解析の要素寸法の最小値は，解析対象の構造物寸法から決定され，通常，その寸法は三軸圧縮試験の供試体よりも大きい．そこで，斜面の受働抵抗が発揮される試験体前面の代表要素寸法を用いて岩盤のヤング率に認められた寸法効果を考慮した．要素寸法を三軸圧縮試験と同程度に小さくモデル化する方法も考えられるが，ヤング率のばらつきの影響を各要素に反映した解析が必要となるため，あまり現実的ではない．本解析では深礎前面のソリッド要素の体積の3乗根を L_F ，直径 $D=50\text{mm}$ の供試体の体積の3乗根を L_S とし，両者の比 $L_F/L_S=3.68$ を解析に用いるソリッド要素と三軸圧縮試験供試体の寸法比とした．岩盤のヤング係数は，この寸法比と図 4.41 に示した評価式を用いて表 5.1 のように設定した．また，深礎孔内で得られた変形係数 E_{PLT} を考慮して，50度斜面のヤング率を30度斜面の2倍と設定した．

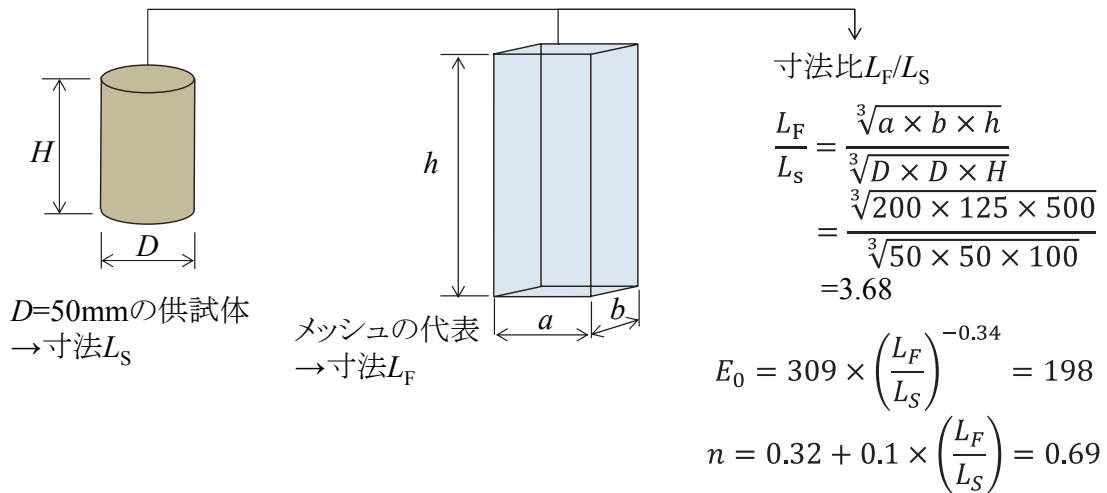


図 5.4 三軸試験供試体と解析メッシュの寸法効果の表現方法

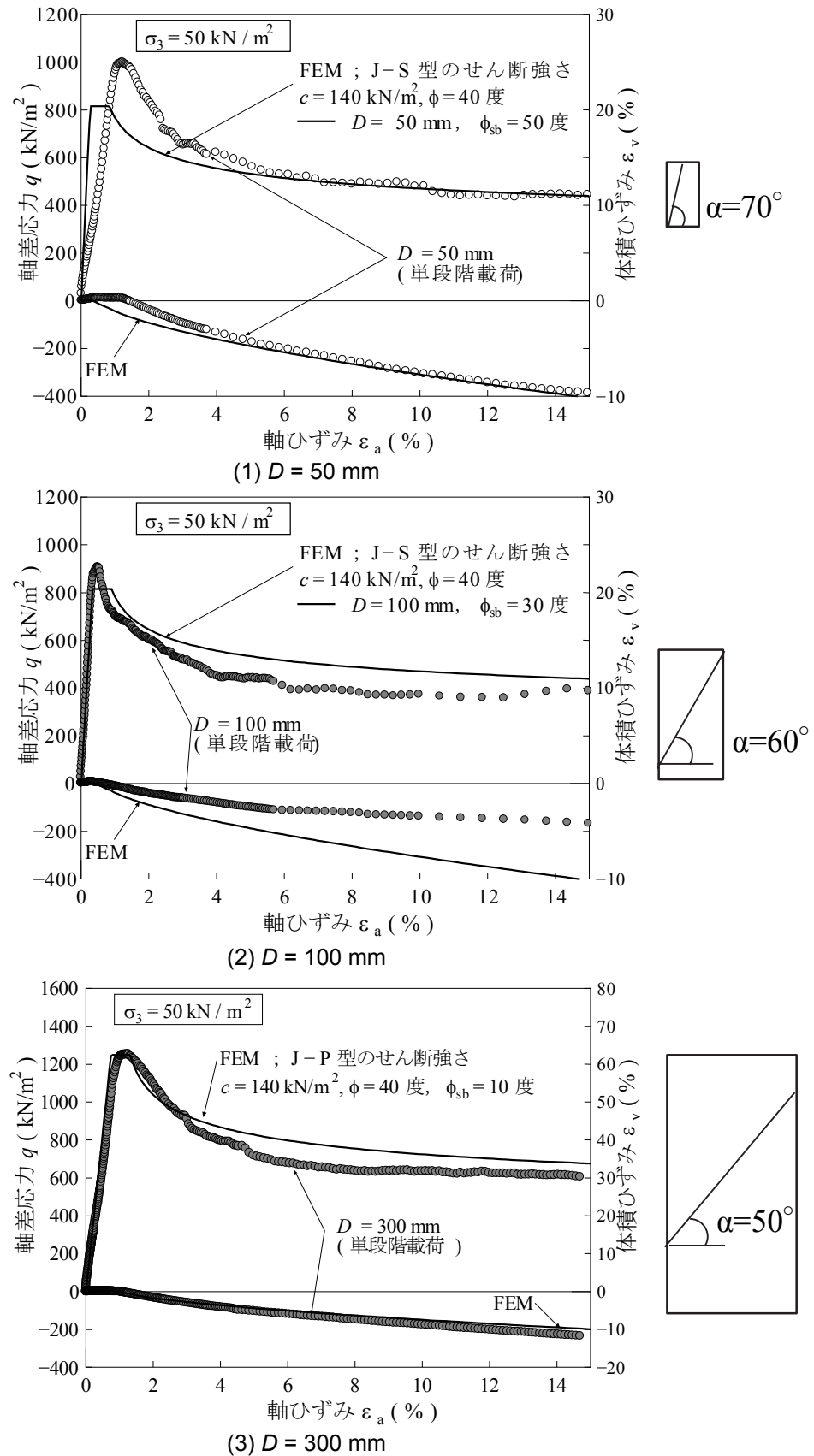


図 5.5 三軸圧縮試験の要素シミュレーション結果

5.3 3次元解析モデル

図 5.6 に試験体の要素モデルを、図 5.7 に 30 度斜面と 50 度斜面の 3 次元解析のメッシュモデルを示す。メッシュモデルは造成斜面の 1/2 半断面をモデル化した。鉄筋コンクリートの試験体はコンクリートをソリッド要素、主鉄筋と帯鉄筋をトラス要素でモデル化し、それぞれに弾塑性構成モデル⁴⁾を採用した。コンクリートは引張りひび割れの発生に伴うひずみ軟化を表現し、鉄筋は降伏後の塑性化をバイリニア型でモデル化した。試験体と岩盤の境界にはボンド要素を配置して地盤へ引張り応力を伝達させず、境界面のせん断破壊を考慮した。筆者らは、本実験と同様な深礎の水平載荷実験^{5) 6) 7) 8) 9)}を別サイトで実施しており、2 方向のロードセル型土圧計を用いて、試験体に作用する垂直応力とせん断応力を同時計測した。その結果、計測応力の比から求めた壁面のせん断抵抗角 δ は、岩盤不連続面のせん断抵抗角の 1/3 程度であった。本計測結果及び道路橋示方書の壁面摩擦角 δ ¹⁰⁾を参考にボンド要素のせん断抵抗角を $\delta = \phi/3$ と設定した。

地表面より突き出している試験体の載荷部は剛体要素でモデル化し、荷重は節点に水平変位で与えた。

地盤の初期応力は、解析モデルの自重解析から静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として与えた。

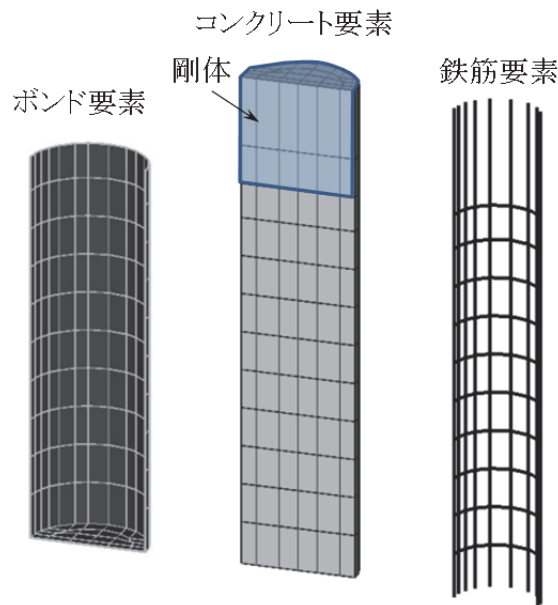
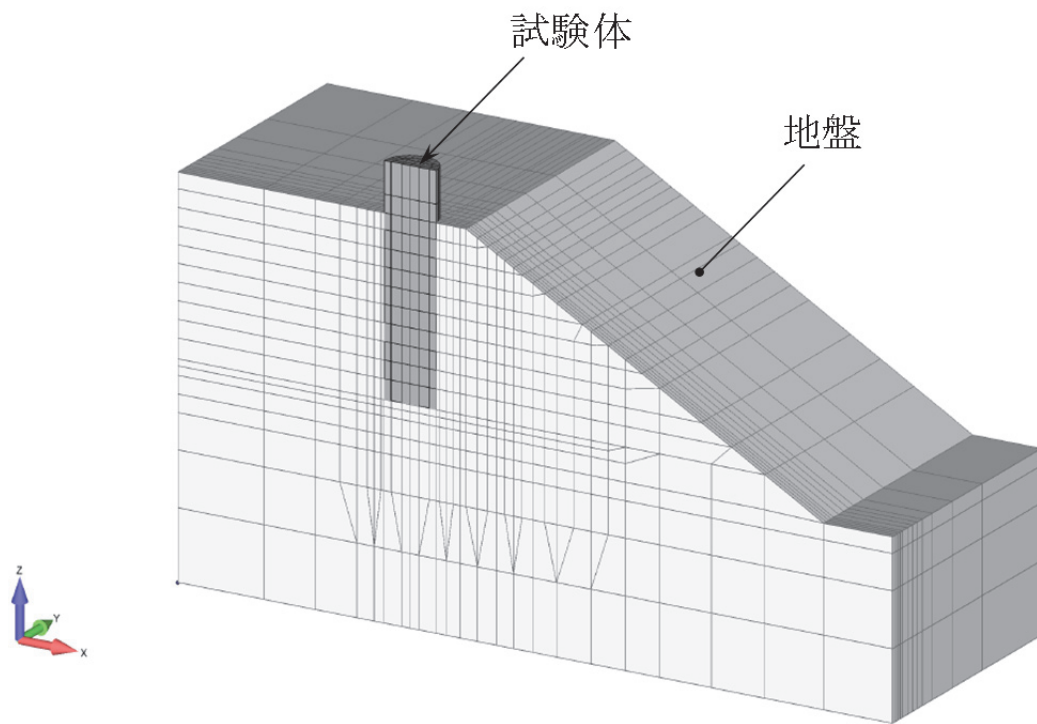
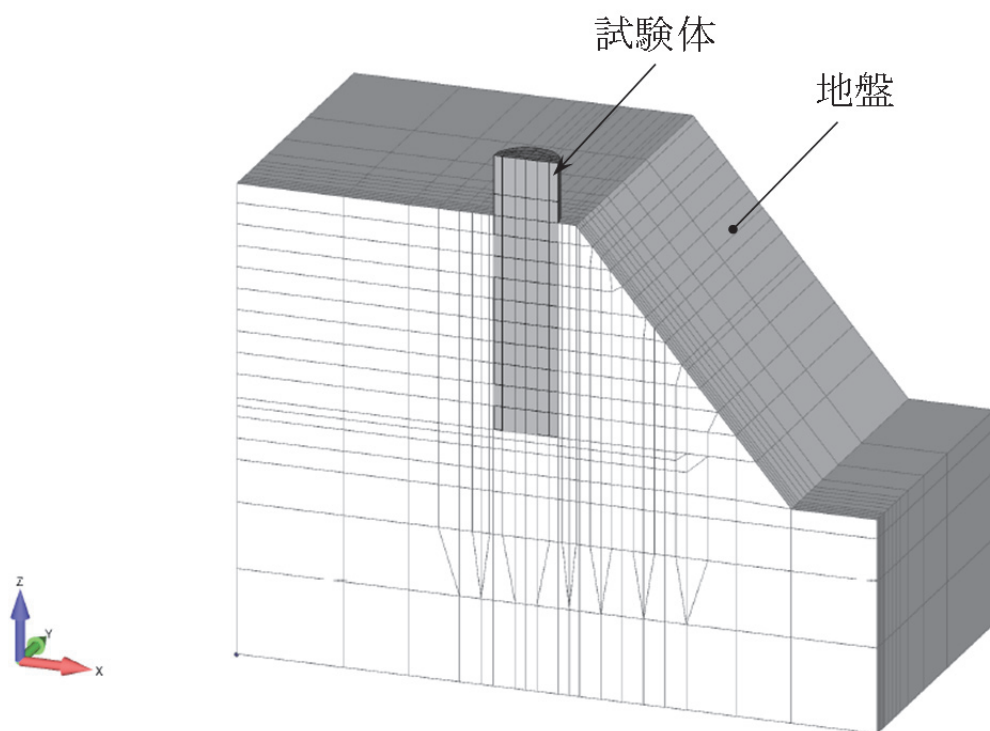


図 5.6 試験体の 3 次元モデル



(1) 30度斜面



(2) 50度斜面

図 5.7 3次元解析のメッシュモデル

5.4 解析結果

5.4.1 荷重～変位関係

図 5.8 に載荷点の水平荷重と水平変位の関係を実験と比較して示す。30 度斜面，50 度斜面ともに変位の小さい領域で，実験より解析の変位がやや大きいものの，大变位領域に至るまで両者は比較的良く一致している。同図にはボンド要素を弾性とし，試験体と岩盤の境界面でせん断破壊させないケースも併記した。ボンド要素でせん断破壊しないケースは水平荷重が載荷実験を大きく超えており，試験体と岩盤の境界面のすべりのモデル化が解析結果に与える影響が非常に大きいことが分かる。

図 5.9 は載荷点と同一高さにおける試験体中央の鉛直変位を実験と比較して示した。ボンド要素のせん断破壊を考慮すれば，境界面のせん断破壊によって生じる鉛直方向の変位挙動もある程度は表現できている。このように，基礎躯体と周辺地盤のせん断抵抗は，水平耐力の解析結果に大きな影響を及ぼすため，境界部はボンド要素などを用いて適切にモデル化する必要がある。

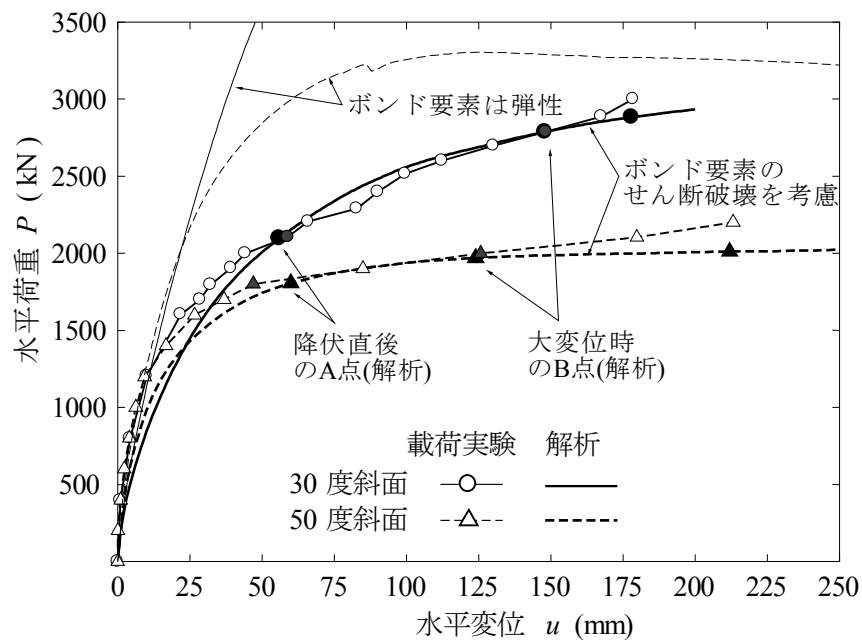


図 5.8 载荷点の水平荷重と水平変位の関係(実験と解析)

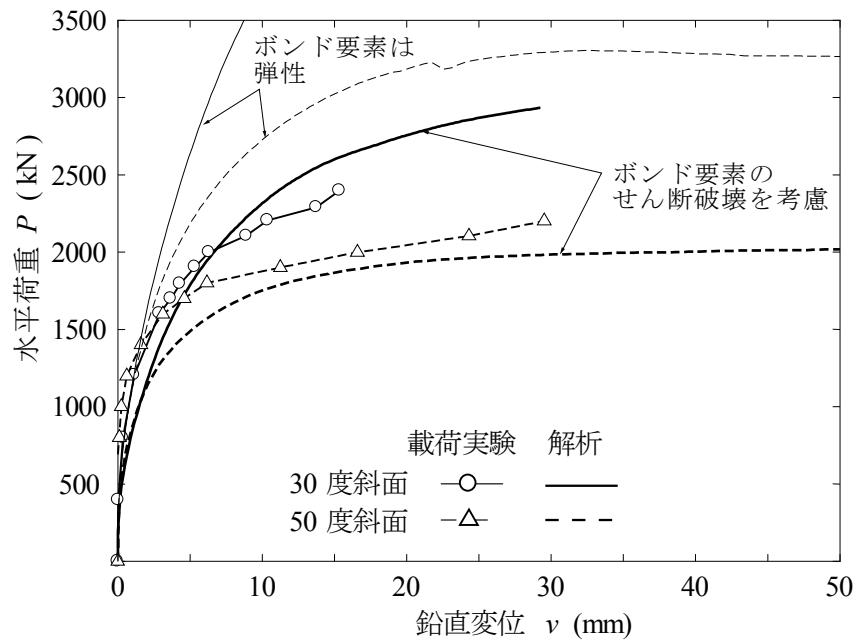


図 5.9 载荷点の水平荷重と鉛直変位の関係(実験と解析)

5.4.2 試験体と地盤の変形特性

図 5.10 は極限荷重(解析の最終ステップ)における試験体のひび割れ分布を示した。背面に発生する曲げひび割れは試験体の中心 (GL-2.5 m) から上下に広がっている。この曲げひび割れの発生領域は載荷実験の曲率分布と良く対応している。

図 4.21 に示した載荷実験の地中変位の分析点 (降伏直後の A 点) と地表変位の分析点 (大変位時の B 点) について、対応する解析ステップの変形図と全変位のコンターを図 5.12 と図 5.12 に示す。降伏直後の試験体前面の地盤は、30 度斜面よりも 50 度斜面が深くまで変位している。50 度斜面は受働抵抗が小さいために、地盤の塑性化がより深い位置まで進行したと考えられる。鉛直断面内の地盤変位が大きい (赤色の) 領域の下端は、30 度斜面では試験体の前方上方に傾斜しているのに対し、50 度斜面は水平に近い。大変位時も前面地盤は降伏直後とほぼ同様の性状で変形が進んでいる。解析による 30 度斜面の変位コンターの傾斜は約 70 度で、実験で確認されたすべり面角度の 70~80 度よりもやや小さいが、斜面角度が大きいほど地盤変位が深くまで発生し、その領域の下端角度が大きくなる傾向は実験と調和的である。一方、載荷方向と直交する側方への広がり、斜面角度による差は小さく、図 4.27~図 4.29 に示した実験の傾向と良く一致している。また、前面の変形卓越幅は、試験体の径の 3~4 倍程度であり、斜面角度による差異はないと言える。

以上より、現行の極限支持力式を受働抵抗モデルは、領域幅については解析や実験と整合するが、ランキン土圧論の受働すべり面角度は差異があり、やや大きな値を傾向にあることが確認できた。

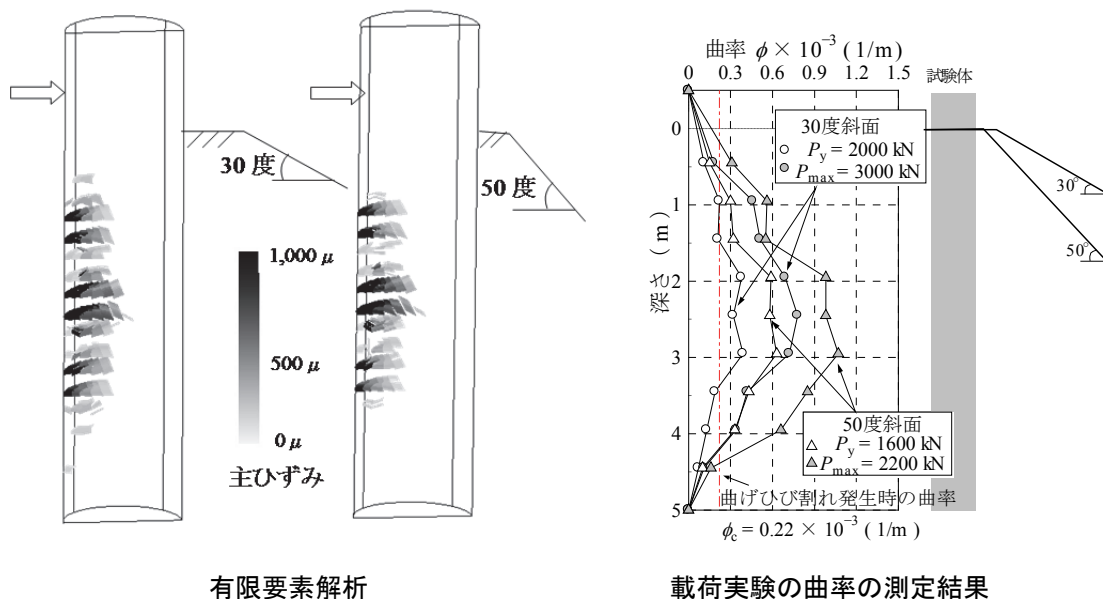
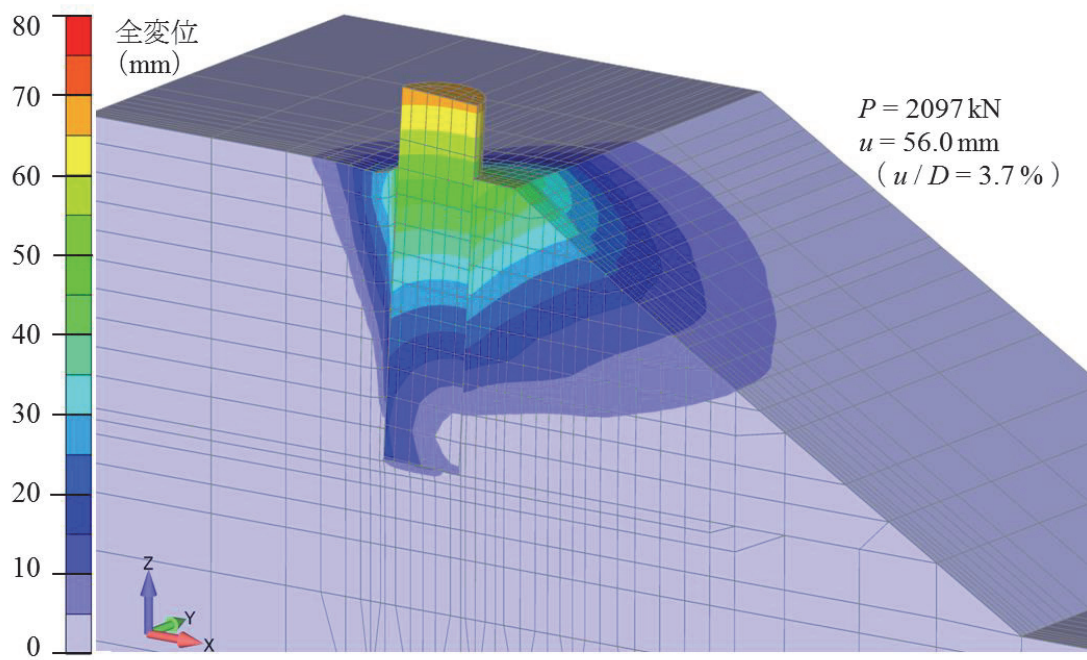
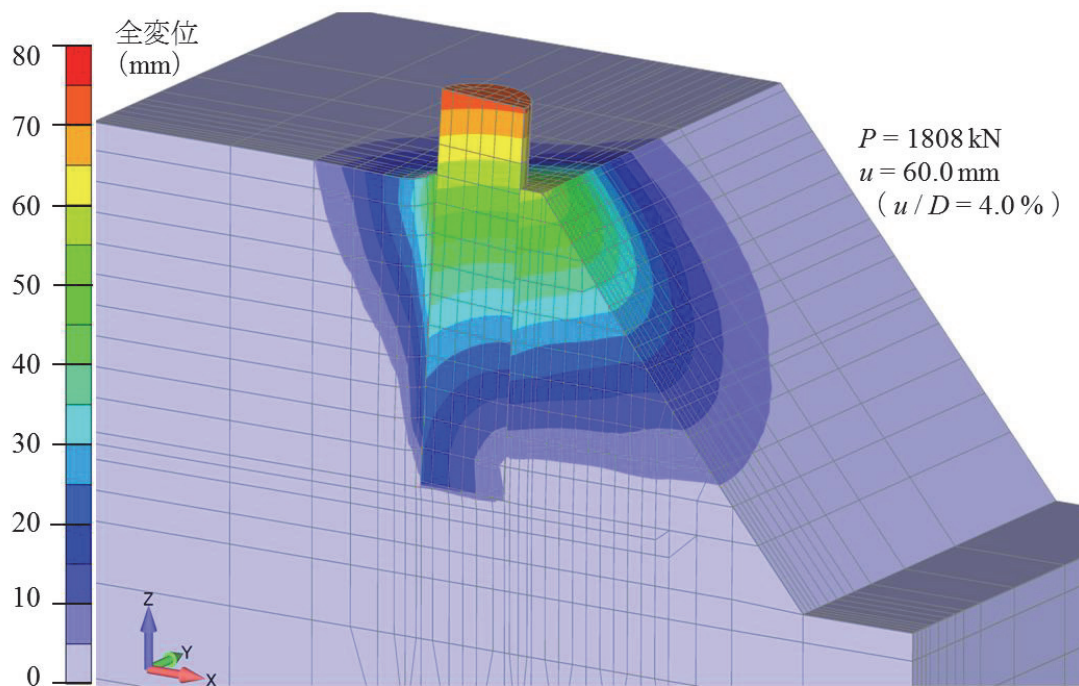


図 5.10 解析による極限荷重時(最終ステップ)の試験体のひび割れ分布

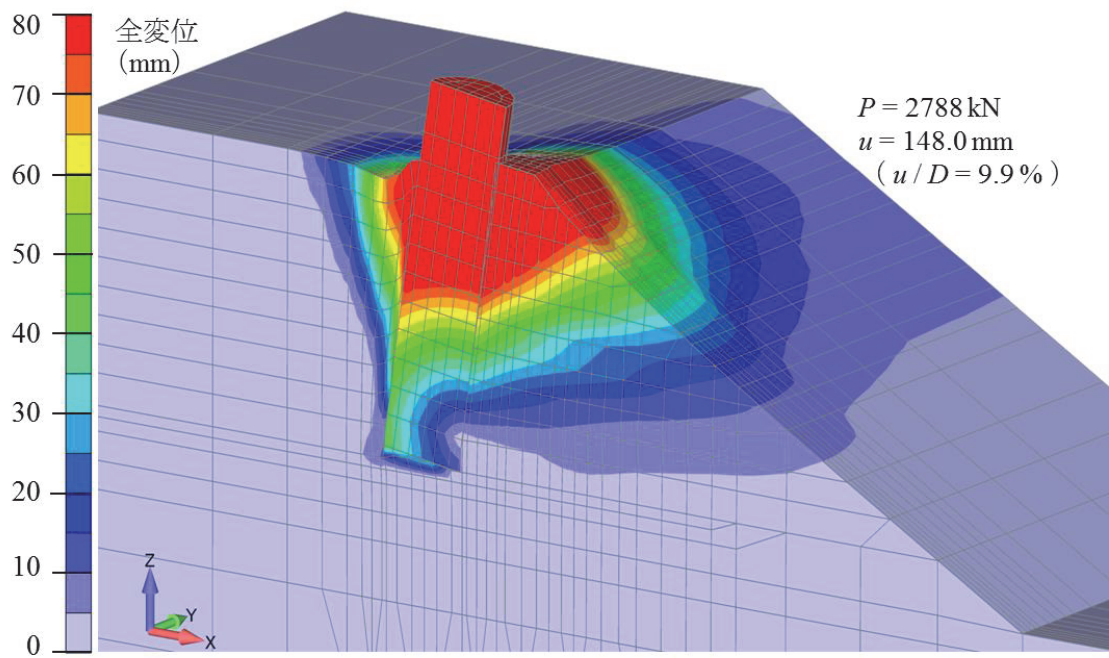


(1) 30 度斜面

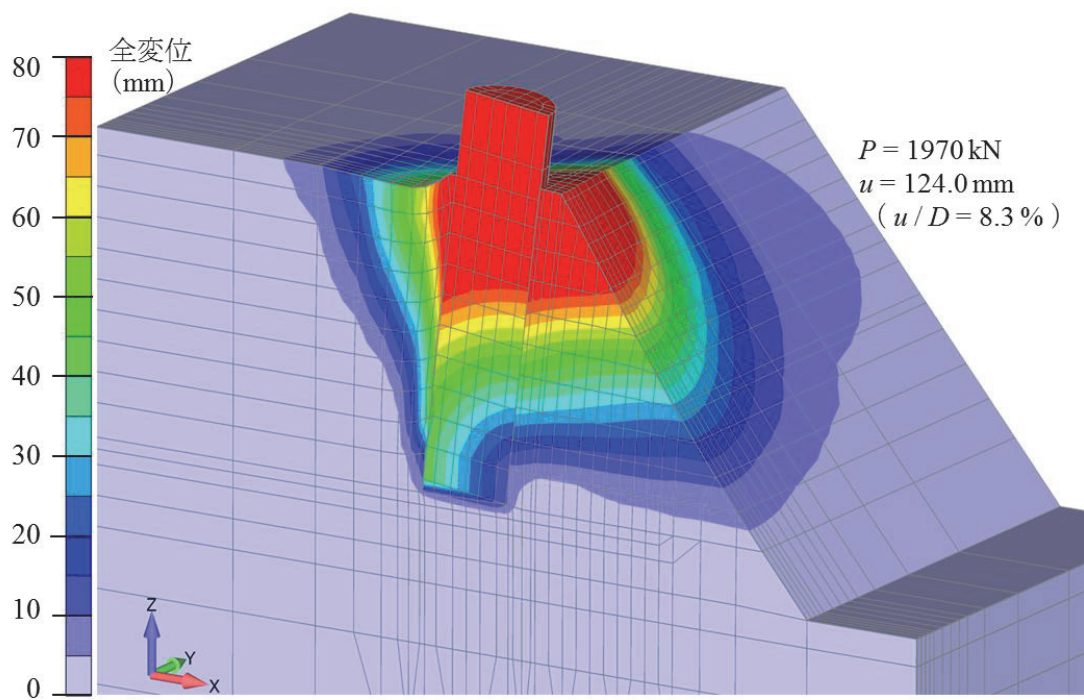


(2) 50 度斜面

図 5.11 降伏直後の解析による変形図と全変位のコンター(図 5.8 の A 点に対応)



(1) 30 度斜面

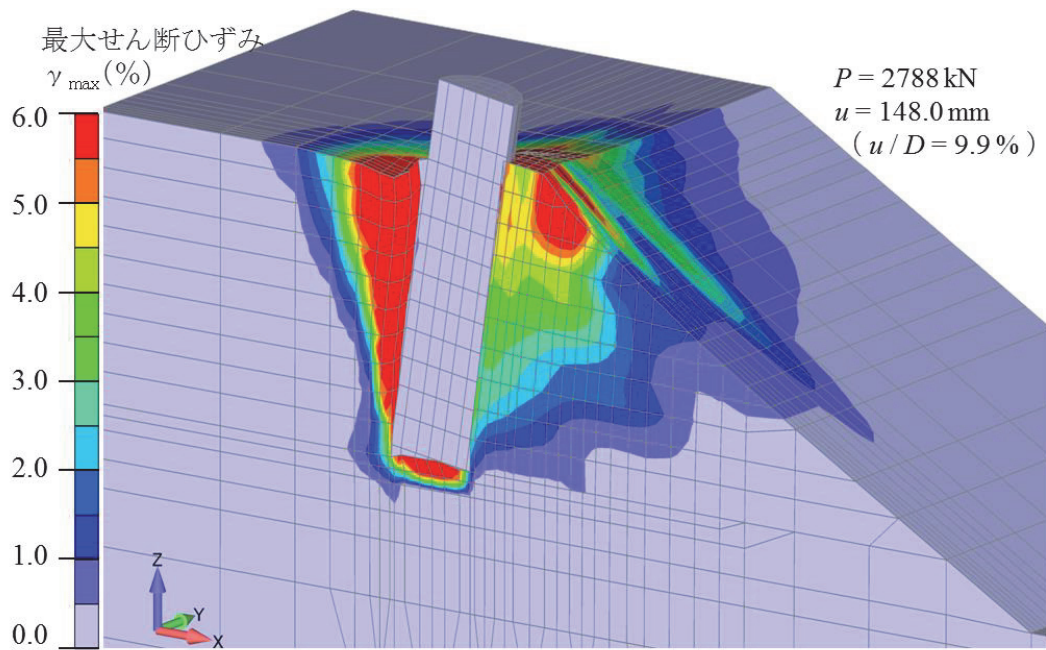


(2) 50 度斜面

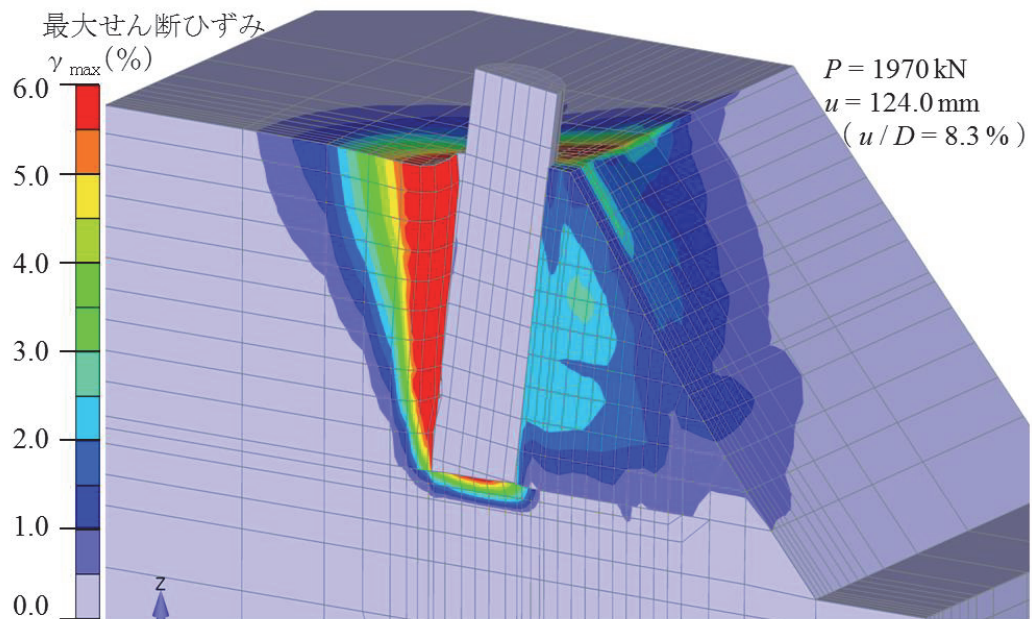
図 5.12 解析による大変位時の変形図と全変位のコンター(図 5.8 の B 点に対応)

5.4.3 前面地盤のせん断ひずみ

解析の大変位時（図 4.21 の B 点）における地盤の最大せん断ひずみのコンターを図 5.14 に示す．30 度斜面は深部から地表上部へひずみが大きい領域が分布し，50 度斜面はさらに深い領域まで前面地盤の全体に渡って大きなひずみが生じている．斜面の角度が大きいほど，前面地盤の水平土被り厚が薄く拘束圧が低いため，より広い領域で変形が生じやすいと思われる．このため，前面地盤部の最大せん断ひずみの最大値は 30 度斜面で 6%，50 度斜面で 3%程度となり，斜面角度が小さい 30 度斜面の上部にせん断変形が局所化し，急傾斜の 50 度斜面はせん断変形が深部まで広く分散したと考えられる．

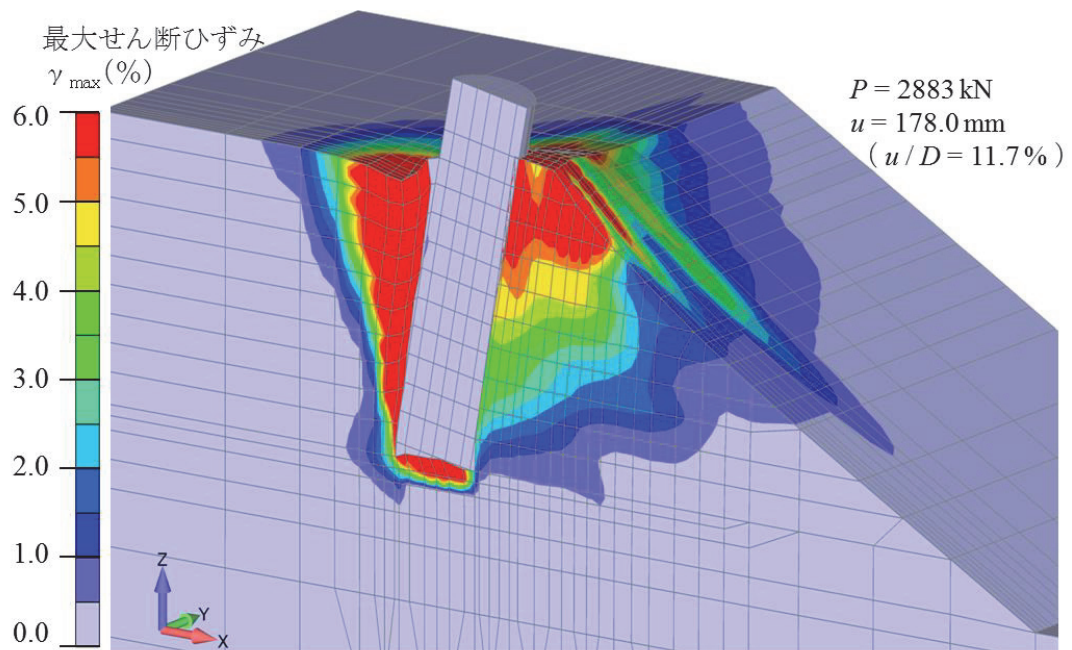


(1) 30 度斜面

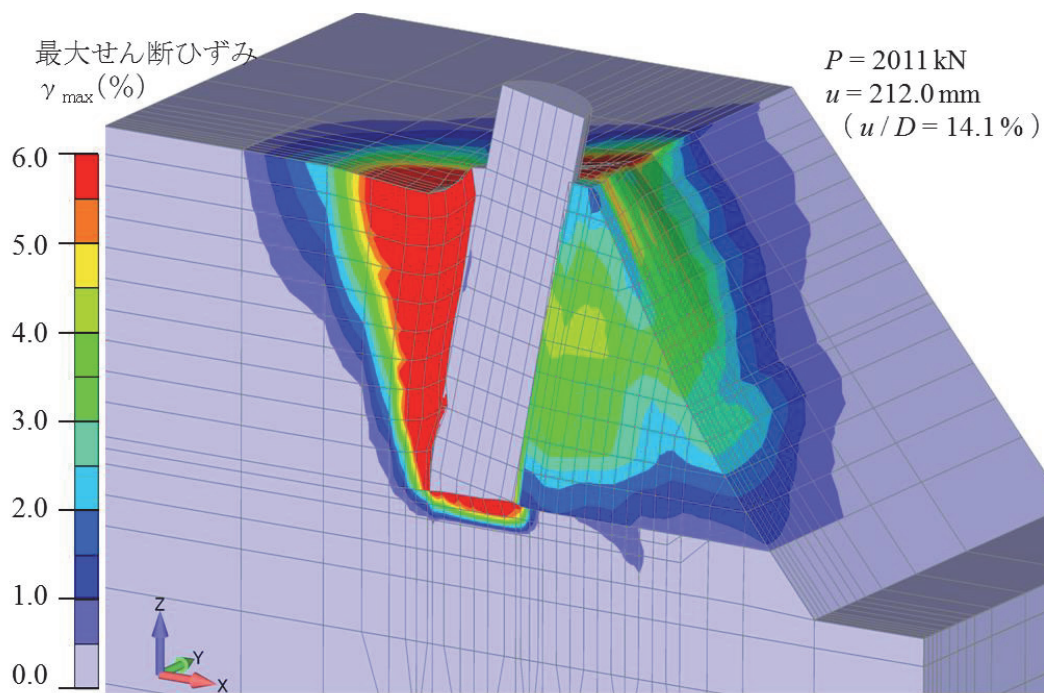


(2) 50 度斜面

図 5.13 解析による大変位時の変形図と最大せん断ひずみ γ_{\max} のコンター(図 5.8 の B 点に対応)



(1) 30 度斜面



(2) 50 度斜面

図 5.14 解析による大変位時の変形図と最大せん断ひずみ γ_{\max} のコンター

5.5 まとめ

現場で実施された深礎の中規模水平載荷実験を3次元の弾塑性有限要素解析でシミュレーションした結果、荷重～変位関係および試験体前面の地盤挙動のいずれも実験と調和的な関係にあることが確認できた。

以下に、数値解析と現場実験の比較により明らかにした点を示す。

- 1) 岩盤の構成モデルは、不連続面のせん断強さに着目して粘着力 c のひずみ軟化特性を考慮し、ヤング率には解析モデルの代表要素と供試体の寸法効果を考慮する必要があった。また、試験体と地盤の境界面のせん断破壊が荷重～変位関係に及ぼす影響が大きいことを明らかにした。本解析では、岩盤のせん断抵抗角 ϕ に対し、境界面のせん断抵抗角を $\delta = \phi/3$ と設定することで、現場実験の荷重～変位関係と精度で一致することが分かった。
- 2) 試験体の前面地盤における変形領域幅は試験体径 D の3～4倍程度で、斜面角度による差異はないという特徴は、現場の実験結果と良く一致した。
- 3) 試験体の前面地盤の変形挙動は、斜面角度により次に示す差異が現れた。即ち、30度斜面は浅い領域にせん断変形が集中して上方へ変形し、50度斜面は深い領域までせん断変形が分散してほぼ水平に変位する傾向を示した。数値解析で確認されたこの性状は、現場の実験結果と良く一致した。斜面角度が大きいほど試験体前面の土被り厚が小さく受働抵抗が低下することに対応した斜面の変形挙動と考えられる。
- 4) 現行支持力式で採用しているランキン土圧論の受働すべり面の角度 α ($\alpha = 45^\circ + \phi/2 + \theta$) は、斜面角度 θ が大きいとすべり面角度 α も大きくなり、数値解析よりも下方を指向する傾向にある。これは、上記の数値解析や現場実験の地盤変形状と調和しないため、支持力式を急斜面へ適用するに当たり、第6章において検討した。

参考文献

- 1) 高橋秀明, 田邊成, 安雪暉, 松島学: ひずみ硬化・軟化特性を示す地盤材料の変形の局所化を考慮した弾塑性構成モデルの提案, 土木学論文集 C, Vol.65, No.1, pp. 288-302, 2009.
- 2) 吉田輝, 後藤正司, 亀谷泰久, 龍岡文夫, 木幡行宏, 董軍: 砂礫の平面ひずみ圧縮試験におけるせん断層の応力・変形関係, 地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム, pp. 189-196, 1994.
- 3) 中瀬仁, 龍岡文夫: 平面ひずみ圧縮試験におけるひずみの局所化とせん断帯の形成, 地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム, pp. 155-162, 1994.
- 4) 安雪暉, 吉岡民夫, 土屋智史: コンクリート構造物の耐震性能照査—検討課題と将来像—, コンクリート技術シリーズ, 土木学会, pp. 4-28, 1994.
- 5) 飯島政義, 岡田英幸, 小宅知行, 松島学, 加藤健: 亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験 (その 1), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 1731-1732, 2000.
- 6) 田邊成, 岡田英幸, 大内正敏, 増子康之: 亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験 (その 2) ～地表面観察・土圧計測による周辺地盤の挙動～, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 1733-1734, 2000.
- 7) 高橋秀明, 松尾敏, 岡田英幸, 河村直明: 亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験 (その 3) ～地中変位計による前面地盤の挙動～, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 1735-1736, 2000.
- 8) 松尾敏, 久野武紀, 細田宏, 小宅知行, 加藤健: 亀裂性岩盤の実規模水平載荷試験における破壊状況観察の方法と結果, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 1737-1738, 2000.
- 9) 田邊成, 久野武紀, 武田義雄, 倉知禎直: 深礎基礎実規模載荷試験への 2 方向ロードセル型土圧計の適用, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 1739-1740, 2000.
- 10) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp. 45-49, 2012.

第6章 深礎基礎の水平安定設計法の提案

6.1 概要

本章では、第4章で述べた現場の中規模水平載荷実験および第5章の3次元弾塑性有限要素解析の結果に基づき、斜面上の深礎基礎の水平安定計算モデルを提案する。

水平安定計算モデルは、深さ方向に独立の水平地盤ばね（Winkler ばね）モデルを用いた梁ばねモデルである。水平地盤ばねは上限値を一定とするバイリニア型で、上限値は斜面の受働強度で与える。この受働強度を求める極限水平支持力式を現場水平載荷実験と解析の結果から導いた。具体的には、基礎前面の受働抵抗土塊の3次元的な形状の幅やすべり面の発角度の定義方法について検討した。また、基礎体前面の受働抵抗の他に、基礎側面の水平せん断抵抗を考慮し、基礎底面の地盤抵抗については改良を加えた。

以上の水平安定計算モデルを用いて本水平載荷実験の荷重～変位関係の比較を行い、提案式の妥当性を検証した。さらに、他地点における既往の水平載荷実験結果との比較も行い、従来式に対する提案式の計算精度の向上を明らかにした。

最後に、送電用鉄塔基礎としての深礎基礎の試設計を行い、従来設計に対する本提案設計法の合理化の程度を示した。

以下に、本章の概要を節ごとに示す。

6.2 節は、現場載荷実験と数値解析に基づいて、斜面上の深礎基礎の水平支持力計算法を提案した。

6.3 節は、上記で提案した水平支持力を用いた深礎基礎の水平安定性照査の設計計算法を取りまとめた。

6.4 節では、現場で実施した水平載荷実験を提案設計法を用いてシミュレーションし、荷重～変位関係を比較すると同時に、他地点で実施された既往の水平載荷実験とも比較を行い、従来設計に比較して提案する設計計算法の推定精度が向上していることを示した。

6.5 節は送電用鉄塔の深礎基礎としての試設計を行い、提案設計法により実現できる合理化の程度を明らかにした。

6.6 節は以上の結果を総括した。

6.2 斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する提案

6.2.1 斜面上の深礎の水平支持メカニズム

水平荷重を受ける斜面上の深礎基礎が最大荷重に至るまでには、図 6.1 に示すメカニズムにより次の3段階で進行すると考えられる。

I 段階：前面地盤と側面地盤とが主に抵抗しながら，上部の地盤が塑性化し始める。

II 段階：前面地盤と側面地盤の塑性化が深さ方向に進み，躯体の回転量が大きくなる。それに伴い，底面地盤の圧縮領域が減少して底面地盤の抵抗に非線形性が現れる。

III 段階：前面地盤と側面地盤の深さ方向の塑性化と底面地盤の塑性化がさらに進展し弾性領域が減少して底部付近のみとなる。同時に背面の地盤抵抗の分担が大きくなり最終的に最大荷重へ至る。

このようなI→II→IIIの段階で破壊へと進展するメカニズムを表現するためには、(1)前面地盤抵抗、(2)側面地盤抵抗、(3)底面地盤抵抗の3項目を精度よくモデルする必要がある。

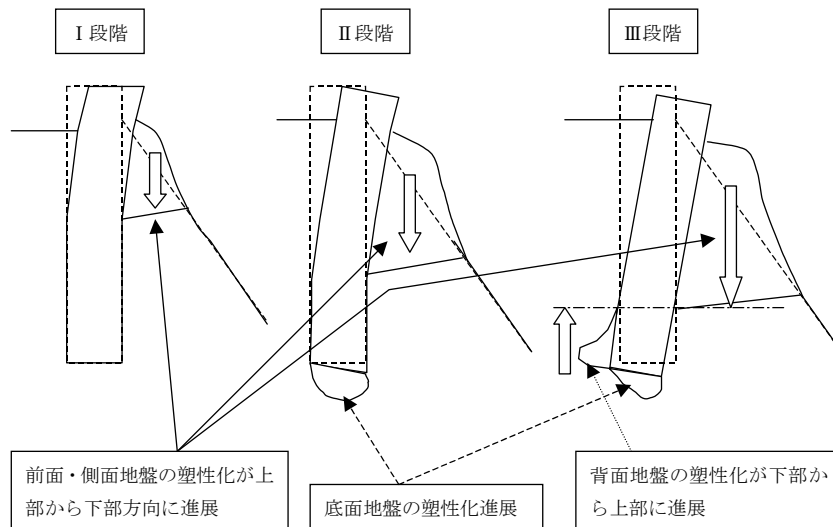


図 6.1 斜面上の深礎基礎の破壊進展過程の概念図

6.2.2 基礎体前面の極限水平支持力式

深礎基礎の極限水平支持力式は、基礎前面に3次元的な受働すべり土塊を仮定し、土塊底面の受働すべりの釣合いから水平支持力を計算している。従来式は、図 6.2 に示す3次元的な土塊形状に対し、ランキン土圧論のすべり面角度 ($\alpha = 45 + \phi/2 + \theta$) を仮定したものである。

30度斜面および50度斜面における現場実験および3次元の有限要素解析の結果から、図 6.3 と図 6.4 に示すように受働土塊の抵抗幅はほぼ3倍程度であることが確認できた。広がり幅は、斜面角度の影響は小さく載荷幅である躯体径 D の影響が大きく、50度の急斜面に対しても従来の土塊形状を適用できることが確認できた。一方、すべり面の角度は図 6.5 と図 6.6 に示すように従来のランキン土圧論の考え方が現場実験や解析と一致しないことが分かった。特に50度の急斜面では差が大きい。そこで、すべり面角度はクーロン土圧論による設定を採用した。クーロン土圧論のすべり面角度は、50の急斜面に対しても実験や解析と調和的な関係にある。

図 6.5 には、実験で前面地盤の地中変形が卓越した深さ GL-2.5 m について、クーロン土圧論で決定された受働抵抗土塊のすべり角度 α を実験の変位計測結果と合わせて示しており、両斜面ともすべり面の角度 α は実験とほぼ対応している。これに対し、従来式であるランキン土圧論のすべり面角度 ($\alpha = 45 + \phi/2 + \theta$) は、斜面角度が大きいほど実験との差が大きくなることが分かった。

図 6.6 には、解析と受働土塊のすべり面角度の関係を示した。30度斜面は、変形の卓越する領域の角度がクーロン土圧論のすべり面角度よりもさらに小さく、提案式とやや差が見られるが、50度斜面に対しては従来式に比べて調和的な関係にある。

また、クーロンの土圧論の採用にあたり、地盤と躯体壁面のせん断抵抗角を $\delta = \phi/3$ とした。内津サイトで実施した深礎基礎の実規模水平載荷実験^{3)~7)}によれば、試験体に設置した2方向土圧計の測定値はせん断応力と垂直応力の比が $\tau/\sigma_n \cong \tan(\phi/3)$ に相当することが図 6.7 のように確認されている⁸⁾。5章の弾塑性有限要素解析は、これらの実験データを参考に基礎躯体と地盤の境界部のせん断強さに $\phi/3$ を採用し、実験の荷重～変位関係と良く一致する結果が得られている。

第6章 深礎基礎の水平安定設計法の提案

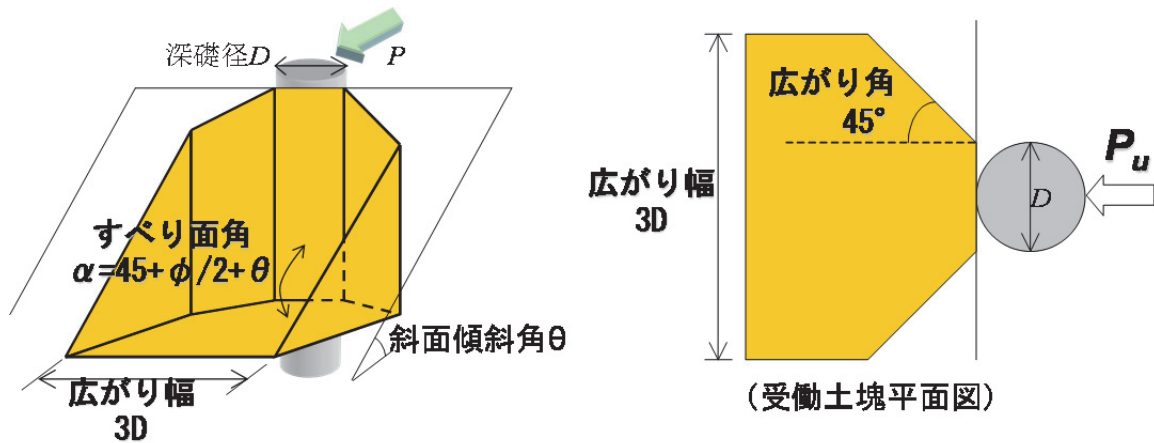


図 6.2 躯体前面の受働抵抗土塊のモデル

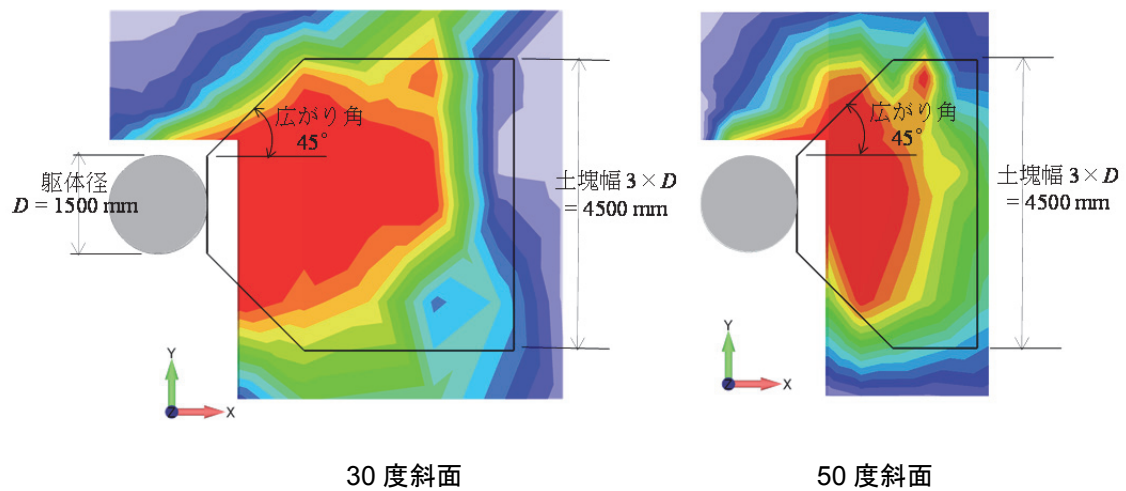


図 6.3 現場水平載荷実験の前面斜面の受働抵抗幅

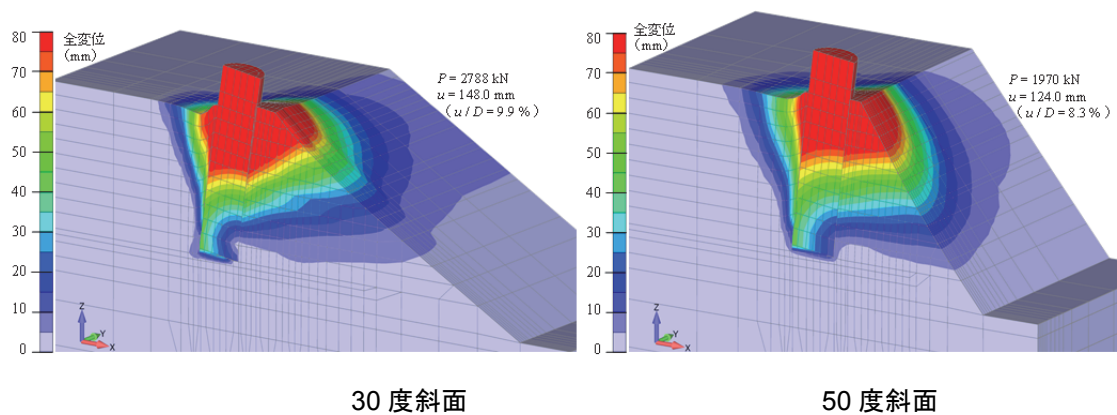


図 6.4 3次元有限要素解析の変形図

第6章 深礎基礎の水平安定設計法の提案

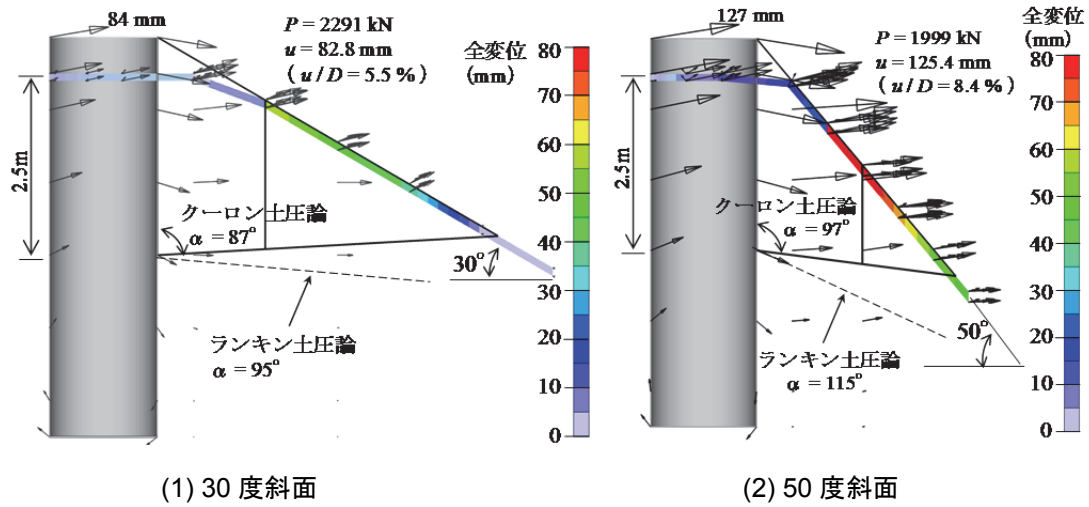


図 6.5 現場実験の地盤の変位と受働抵抗土塊のすべり面角度

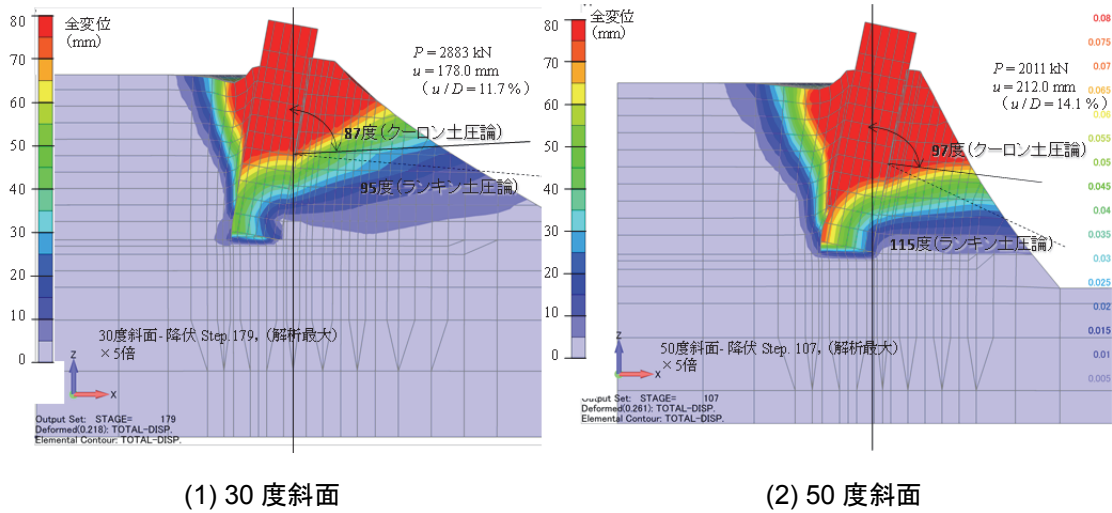


図 6.6 3次元有限要素解析の地盤変位と受働抵抗土塊のすべり面角度

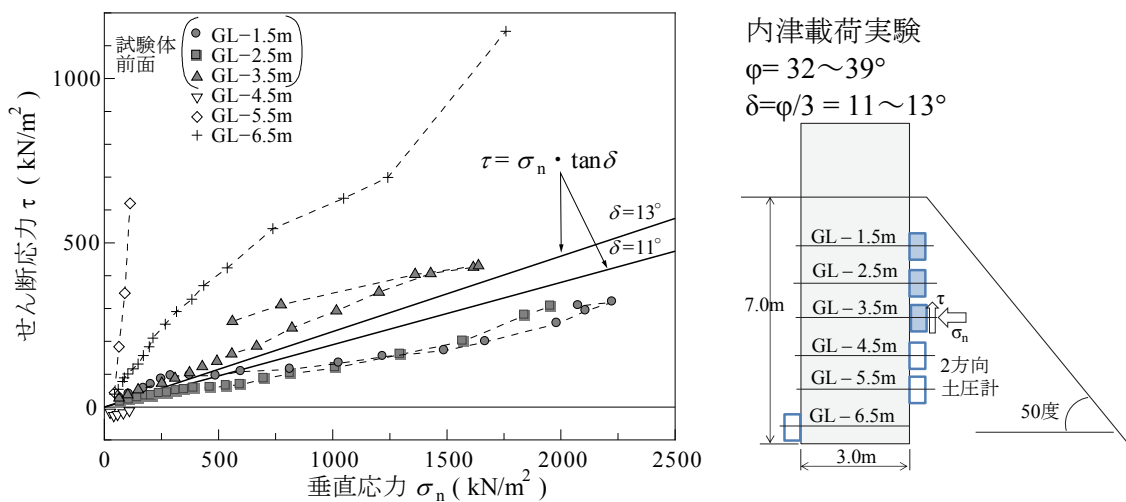


図 6.7 躯体壁面に作用する垂直応力とせん断応力の関係

6.2.3 基礎体側面のせん断抵抗

光波測量により測定した地表面変位量を躯体径で無次元化した変位のコンターと亀裂をスケッチの結果を合わせて図 6.8 に示す。試験体側面には単純せん断に伴って発生する斜めせん断亀裂が確認できる。また、内津サイトで実施した実規模载荷実験^{3)~7)}の地表面亀裂や変位から求めた主ひずみベクトルは、図 6.9 に示すように躯体前面は受働せん断領域、躯体側面は単純せん断領域と見なせ、躯体側面と地盤間にせん断抵抗力が働いていることが明らかである。この時の圧縮ひずみの方向は载荷方向に対して躯体前面が 0 度、躯体側面が 45 度であることから躯体中心から左右 45 度で領域を区分することができ、地盤の水平支持力機構を試験体前面の受働せん断抵抗支持と側面の単純せん断支持の 2 つの機構で評価ができると考えられる。

また、試験体設置した 2 方向ロードセル型の土圧計のデータに基づいて、試験体の法線方向の応力（受働地盤反力）と接線方向の応力（せん断応力）の分担領域を分析した結果、理論値に対して計測データが多少ばらつくものの、図 6.10 に示すように、法線方向の受働地盤反力、接線方向のせん断応力はそれぞれ、45 度線を境界として大きく変化していることを明らかにした。

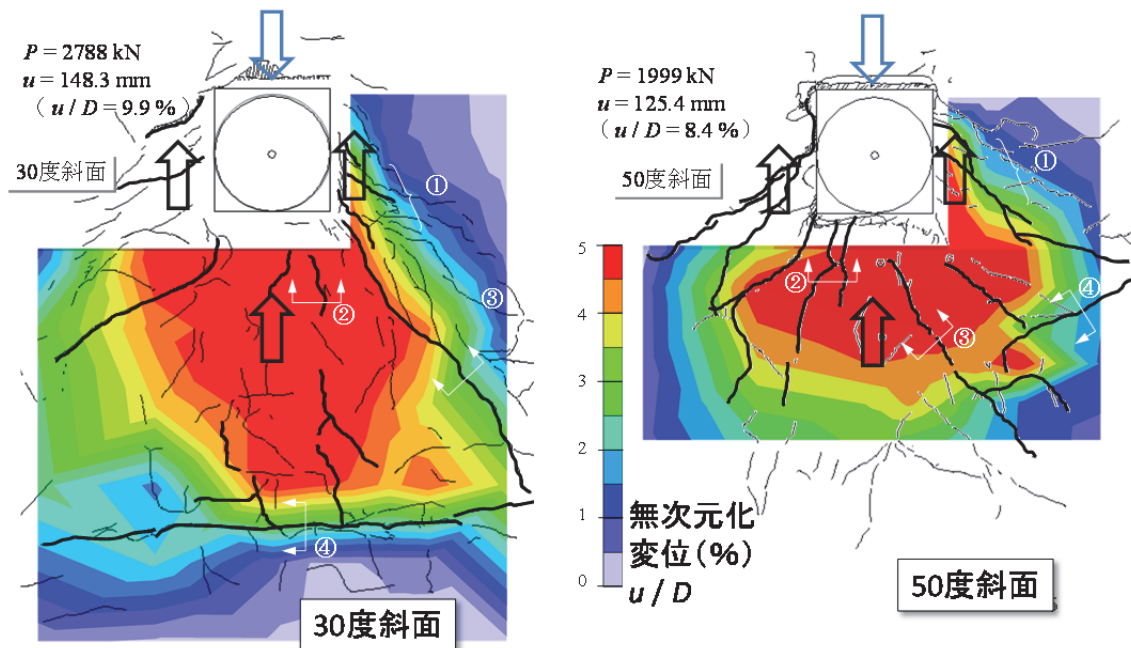


図 6.8 現場実験の地表面の亀裂と無次元化変位のコンター

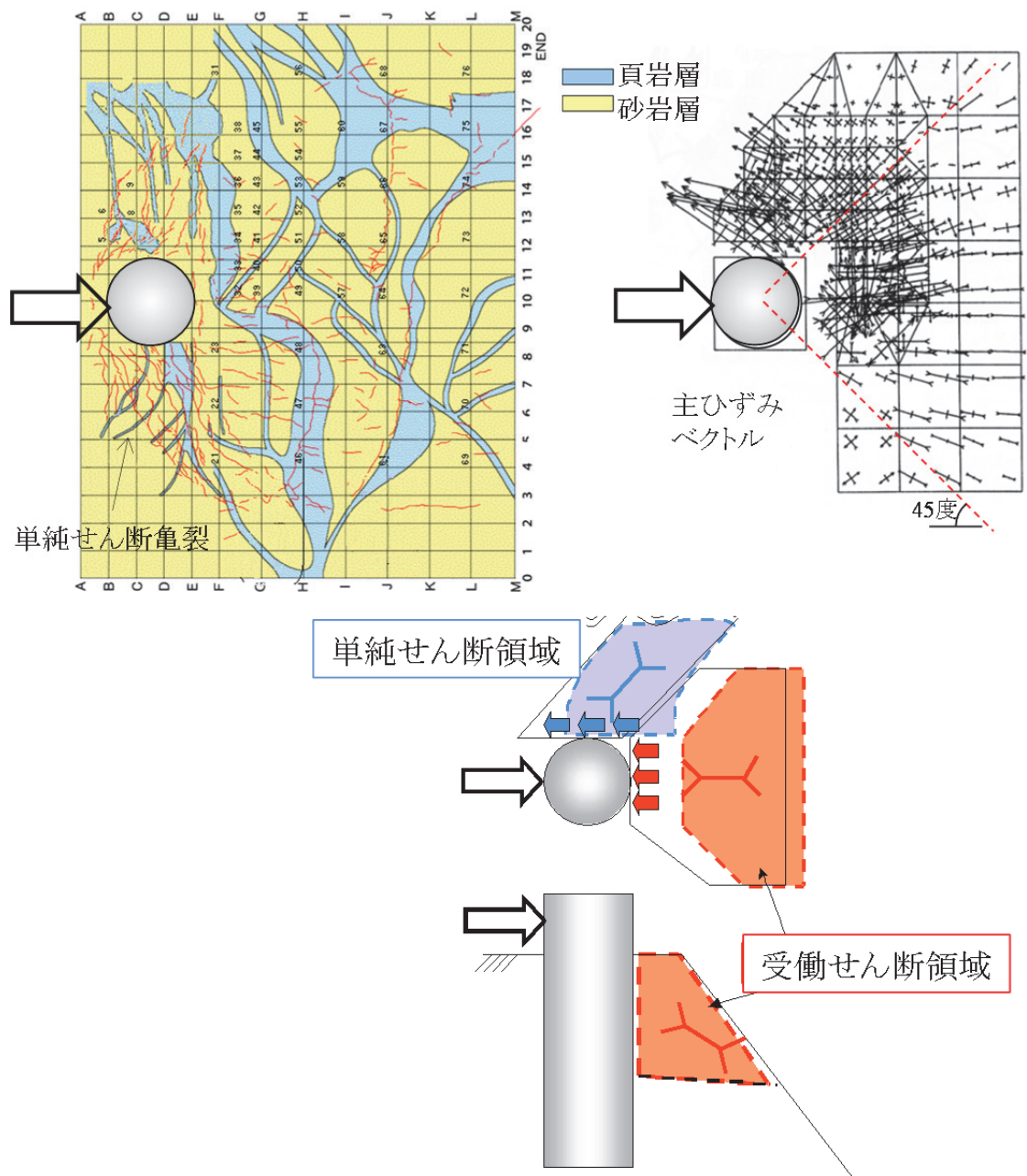


図 6.9 内津の実規模載荷実験の地表面の挙動⁴⁾

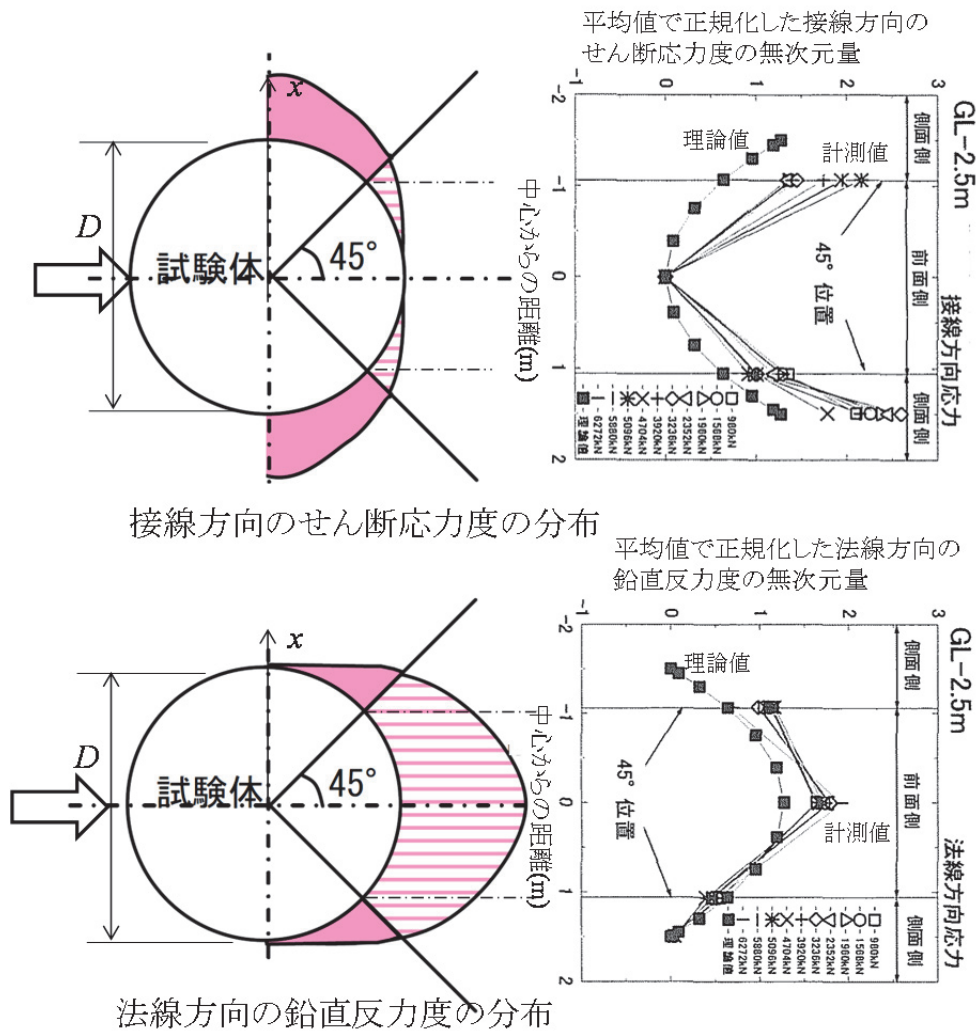
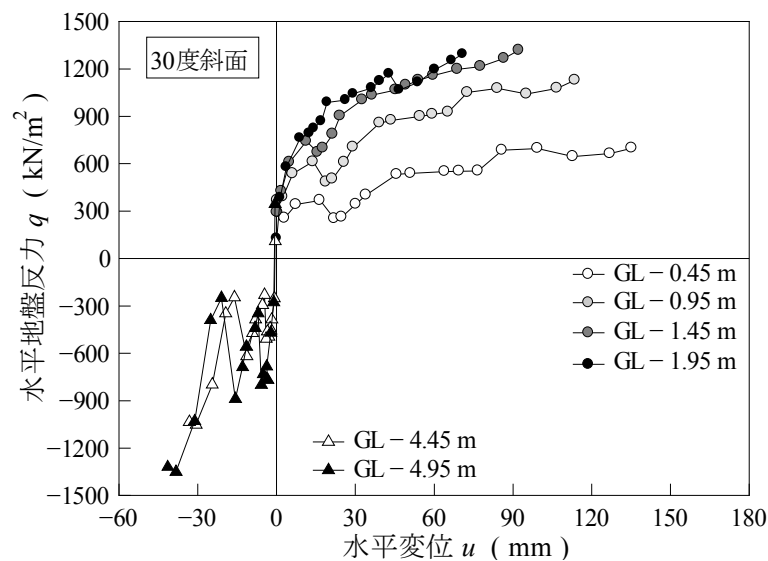


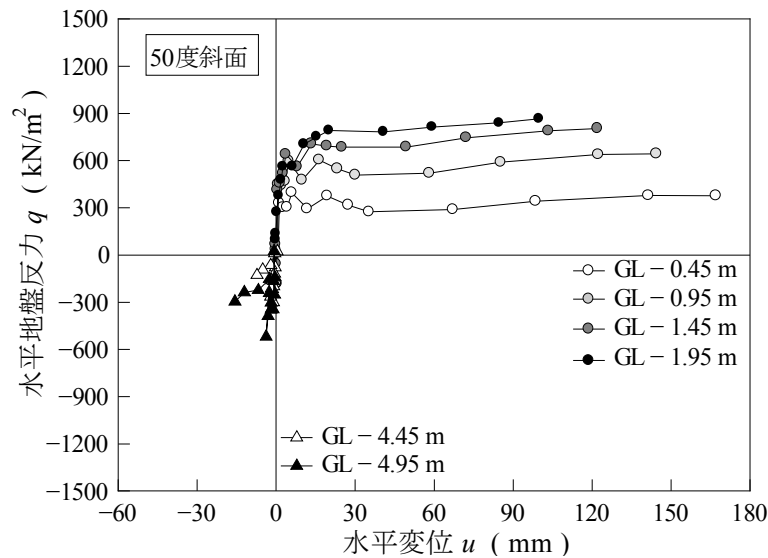
図 6.10 内津の実規模載荷実験の2方向土圧計の分析結果⁴⁾

6.2.4 水平地盤ばねの特性

現場の水平載荷実験から求めた水平地盤反力 q は、図 6.11 および図 6.12 に示すように顕著なひずみ軟化は現れていない。試験体前面地盤の受働抵抗領域は、水平変位の大きい上部からせん断破壊が進み、すべり面は試験体近傍から地表に向かって徐々に発達する。さらに、すべり面上ではせん断破壊が進行的なために、試験体前面の地盤反力度 $q \sim$ 変位 u 関係は顕著な軟化傾向を示さなかったと考えられる。以上より、本地点のような不連続面の卓越する中硬岩地盤においても、水平地盤反力は上限値を一定とするバイリニア型でモデル化可能であると言える。



(1) 30 度斜面



(2) 50 度斜面

図 6.11 水平地盤反力と水平変位の関係

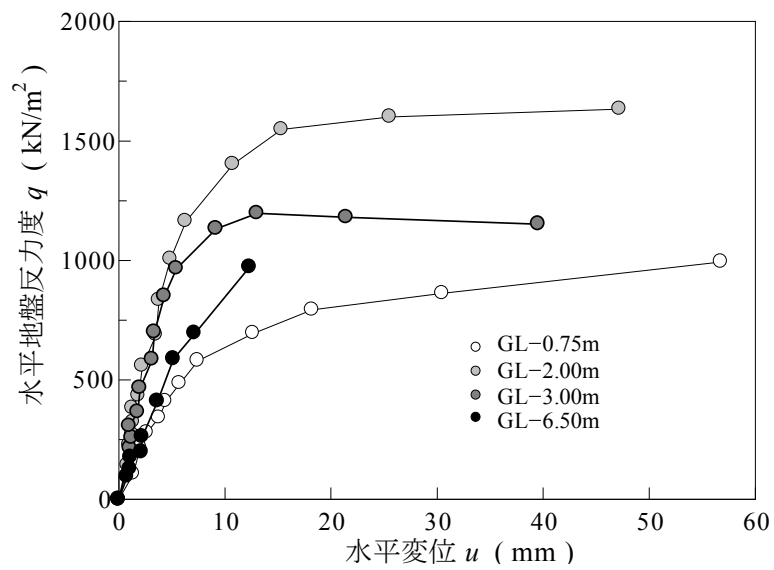


図 6.12 内津の実規模載荷実験の2方向土圧計から求めた受動地盤反力と水平変位の関係⁴⁾

6.2.5 底面地盤抵抗のモデル化

深礎基礎の躯体底面は、荷重の増加と共に背面側が地盤から浮上り、回転中心が前方に移動して浮き上がり領域が拡大していく。この底面の回転現象に対応するため、従来設計では、設計荷重に対する変位と断面力照査に底面の弾性地盤ばねを考慮する照査モデルを用い、極限荷重に対する安定性照査に底面の地盤ばねを考慮しない照査モデルを用いていた。前者の照査モデルは底面地盤せん断ばねと底面地盤回転バネを線形ばねとして考慮するが、後者の照査モデルは大変形状態の底面の浮き上がりを考慮して底面地盤ばねは考慮しないこととしていた。

本研究では現場の実験や数値解析から得られた知見にもとづき、底面の回転挙動と地盤抵抗の非線形性を再現する図 6.13 のモデルを導入した。本モデルは底面幅を剛な梁要素で表し、この梁に底面地盤の鉛直ばねとせん断ばねを付加した。鉛直地盤ばねは圧縮にのみ抵抗するものとし、鉛直ばねが引張状態になった時点でせん断ばね反力は解放しゼロとする。このようにして、底面の圧縮領域のみの地盤抵抗を考慮した。

内津サイトの現場実験によると、試験体の底面に設置した2方向ロードセル型土圧計の計測値より求めた底面の水平せん断抵抗と回転モーメントの変化は、図 6.14 に示すように提案モデルの非線形特性と調和的な関係にあり、底面の回転挙動に伴う変化を良好に表現できることを確認した。

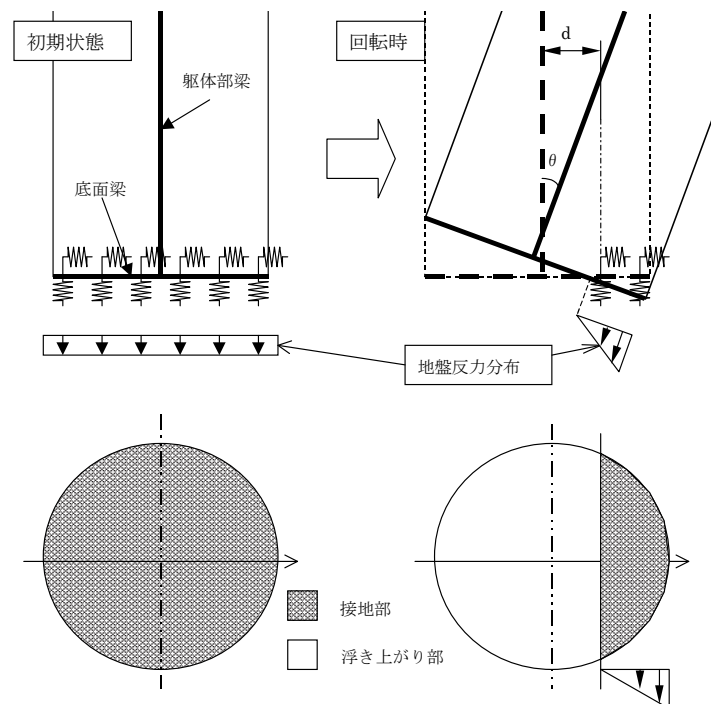
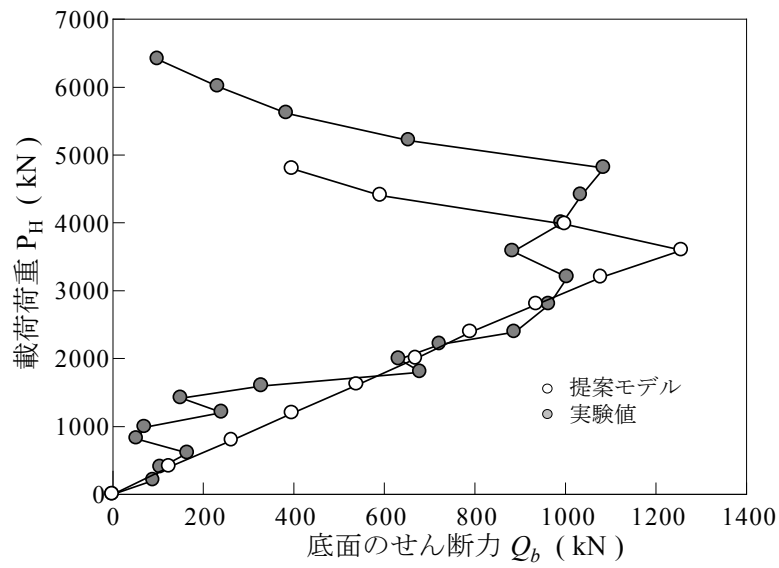
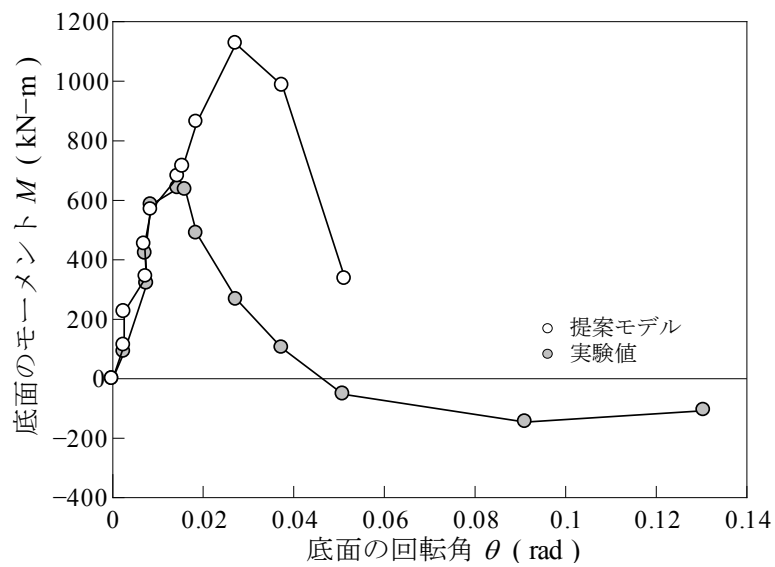


図 6.13 躯体底面の地盤抵抗モデル



(1) 載荷荷重と底面のせん断抵抗の関係



(2) 底面のモーメントと回転各の関係

図 6.14 内津の実規模載荷実験で確認された躯体底面の地盤抵抗の実験値と提案モデルの比較

6.3 水平安定性照査の設計計算法

6.3.1 計算モデルの概要

梁ばねモデルの概要を図 6.15 に示す。地盤の抵抗は、躯体の周囲に前面の受働ばねと側面のせん断ばね、底面にせん断ばねと圧縮ばねをそれぞれバイリニア型でモデル化した。基礎体は弾性体とする。

杭体の底面は、回転挙動に伴う地盤抵抗の非線形特性を表すため、剛な梁で躯体の幅をモデル化し、そこに鉛直とせん断の地盤ばねを考慮した。底面のばねは圧縮領域のみで期待するものとして引張側は考慮しない。

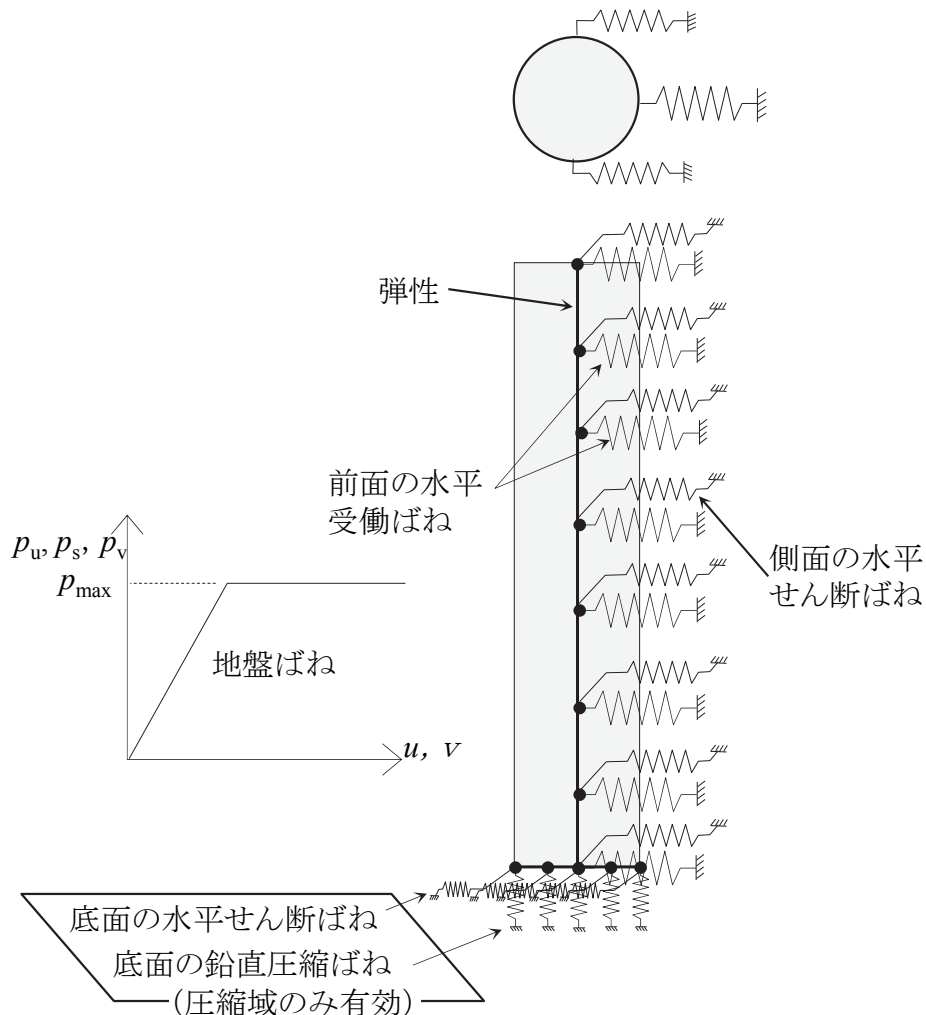


図 6.15 梁ばね計算モデル

6.3.2 基礎体前面の水平地盤抵抗

(1) 前面の水平地盤反力係数

地盤反力係数は，原位置地盤調査及び室内土質試験結果に基づき，式(6.1)～式(6.4)により算出する．深礎基礎では水平方向地盤反力係数の算出時に実験係数 $\alpha_0 (=2.0)$ を考慮する点，図 6.16 に示すように水平方向地盤反力係数の算出時に斜面の影響を考慮する点が水平地盤の杭の場合と異なる．

$$k_{hs} = \left(0.3 \cdot \log_{10} \frac{L_H}{D} + 0.7 \right) \cdot k_h \quad (6.1)$$

$$k_h = k_{h0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (6.2)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha_0 \cdot \alpha \cdot E_0 \quad (6.3)$$

$$B_H = \sqrt{D \cdot L} \quad (6.4)$$

ここで， k_h は水平方向の地盤反力係数， L_H は受働ばねの定義深さにおける斜面までの水平土被り厚， D は深礎の躯体径である． k_{h0} は直径 0.3m の剛体板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数で，式(6.3)により求める． B_H は深礎基礎の載荷幅である． L は設計地盤面内の根入れ長である． α_0 は一連の載荷試験から得られた実験係数で 2.0 を指標とする．これは各深度における地盤反力～変位の関係から降伏点 ($2/3P_u$) を通る割線勾配を基準地盤反力係数として求めたものである． α は，地盤反力係数の推定に用いる係数で表 6.1 による．

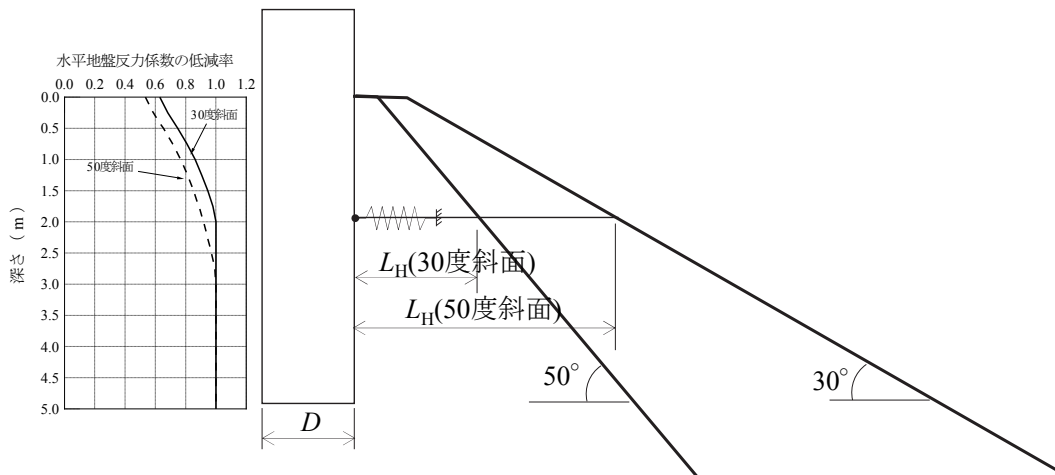


図 6.16 斜面上のばね係数の低減に用いる水平土被り厚

表 6.1 変形係数 E_0 の求め方に対する係数 α

変形係数 E_0 の求め方	α
① 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1
② ボーリング孔内で測定した変形係数	1~4
③ 供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	1~4
④ 地盤物性値設定基準により N 値、 E_b' 等により求めた変形係数 標準貫入試験の N 値より $E_0=2800N$ (砂質土) 等によって推定した変形係数	1

※②, ③については以下の場合分けに従う

$$\begin{aligned}
 0 \leq E_b \leq 20,000 & : \alpha = 4 \\
 20,000 \leq E_b \leq 300,000 & : \alpha = 4 - 2.55 \log(E_b/20,000) \\
 300,000 \leq E_b & : \alpha = 1
 \end{aligned}$$

(2) 前面の極限水平支持力度

前面の受働ばねの上限値は、実験により適用性を確認した図 6.17 の 3 次元土塊形状を用いた支持式で計算する。水平支持力の計算は、すべり面の角度 α が実験と調和的な関係となるクーロンの土圧論を適用し、式(6.5)と式(6.6)により求める。

$$p_u = \frac{1}{D} \cdot \frac{\partial F_p}{\partial z} \quad (6.5)$$

$$F_p = \kappa_0 \cdot \frac{W \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + c \cdot A}{(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \delta) - (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \delta) \cdot \tan \phi} \quad (6.6)$$

ここで、 W と A は受働抵抗土塊の重量と底面のすべり面積、 c は粘着力、 ϕ はせん断抵抗角、 δ は基礎と地盤の境界面のせん断抵抗角で地盤のせん断抵抗角 ϕ の 1/3 とした。すべり面の角度 α は、クーロン土圧論に基づき最小の極限支持力を与える角度として定義している。なお、6.4 節の提案設計法と現場水平載荷実験との比較による設計式の精度検証結果を踏まえ、中硬岩地盤への適用性が確認されていないことや設計式のばらつきを考慮して従来設計法で導入されてきた支持力の低減係数 $\alpha_0=0.6$ は撤廃し、尾根地形の場合に支持力を低減する地形低減係数 κ_0 を導入した。

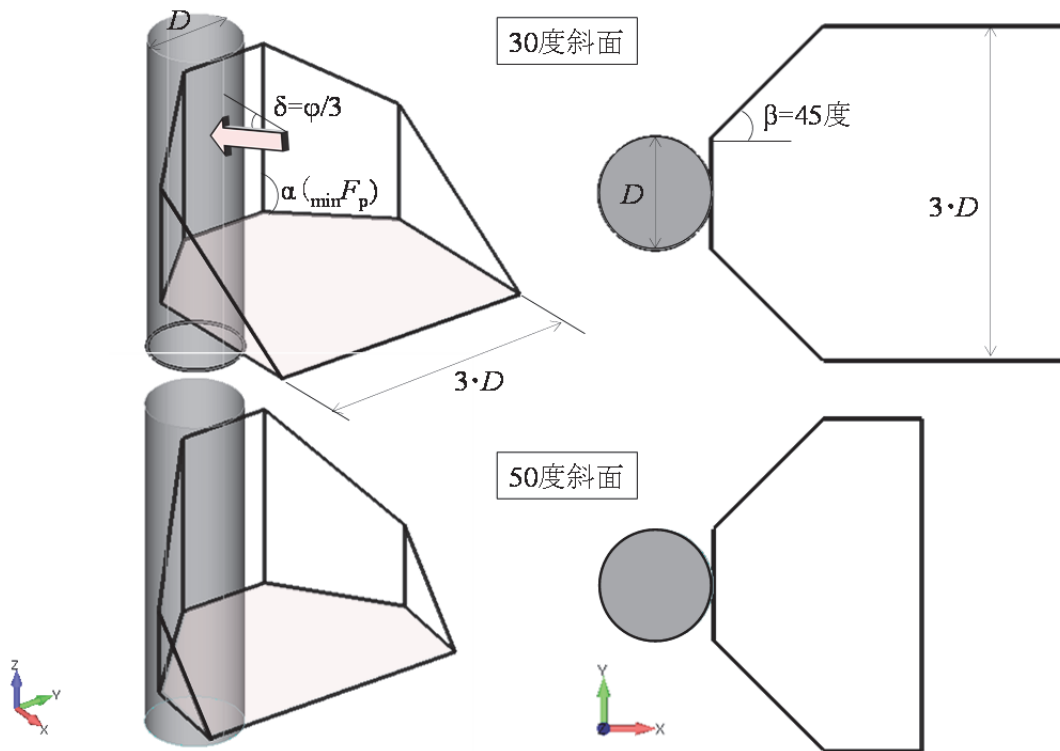


図 6.17 深礎基礎の受働抵抗土塊モデル

6.3.3 基礎体側面の水平地盤抵抗

(1) 側面の水平地盤反力係数

深礎側面地盤の水平せん断支持機構は，内津の現場で実施した実規模載荷実験^{3)~7)}において評価した．実規模試験体に2方向土圧計を設置して壁面に作用する垂直応力とせん断応力を計測し，抵抗領域を前面地盤分と側面地盤分に区分して分析・評価した．その結果，側面地盤反力は前面地盤反力の2割程度であり，側面地盤反力係数は式(6.7)により算定することとした．

$$k_{sh}=0.2 \cdot k_{hs} \quad (6.7)$$

ここで， k_{hs} は傾斜の影響を考慮した前面の地盤反力係数である．

(2) 側面の極限水平せん断応力度

深礎側面の極限水平せん断応力度は式(6.8)より算出し，側面のせん断ばねの上限値は，式(6.9)に示すように片側あたりの抵抗領域の躯体径の1/2とした．

$$\tau_{max}=c+K_0 \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi \quad (6.8)$$

$$p_{su}=\tau_{max} \cdot 0.5D \cdot \Delta L \quad (6.9)$$

ここで，静止土圧係数は $K_0=0.5$ ， D は杭体径， σ_v は有効土被り圧， ϕ はせん断抵抗角である．

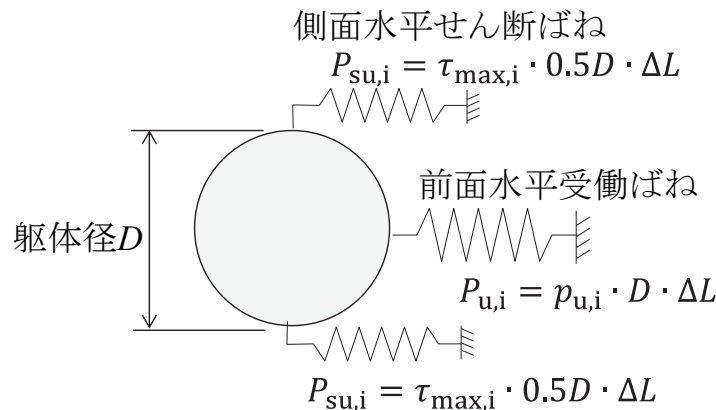


図 6.18 深礎基礎側面の水平せん断ばねの概念図

6.3.4 基礎体底面の地盤抵抗

(1) 底面の鉛直地盤反力係数

底面の鉛直方向の地盤反力係数は式(6.10)と式(6.11)により算出する.

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{D}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (6.10)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad (6.11)$$

ここで, k_{v0} は直径 0.3m の剛体板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数で, 補正係数の α は表 6.1 による.

(2) 底面の極限圧縮支持力度

底面の極限圧縮支持力度は Terzaghi の支持力式である式(6.12)により算出する. 式(6.13)は傾斜による支持力の低減を考慮している.

$$q_{cu0} = \alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot N_\gamma + \gamma_z \cdot D_f (N_q - 1) \quad (6.12)$$

$$q_{cu} = \left(1 - \frac{\theta - 10}{75} \right) \cdot q_{cu0} \quad (6.13)$$

ここで, α ($=1.3$), β ($=0.3$) は形状係数, N_c , N_γ , N_q は支持力係数, c , ϕ , γ は躯体底面の粘着力, せん断抵抗角, 単位体積重量を示す. γ_z は躯体底面より上の単位体積重量, D_f は設計地盤面から躯体底面までの根入れ深さである.

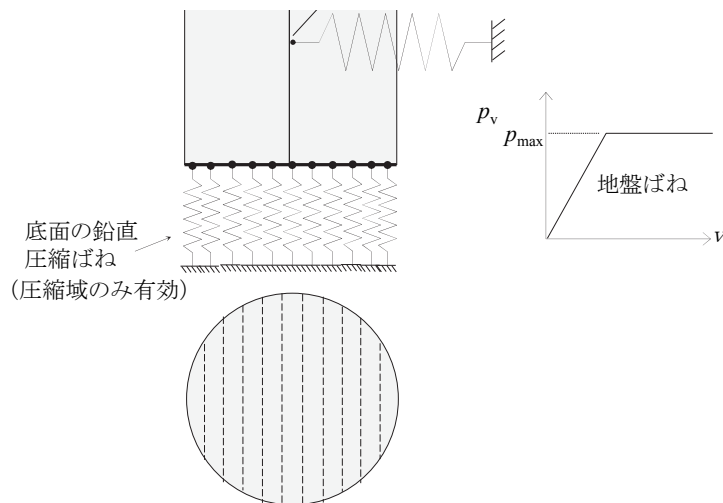


図 6.19 深礎基礎底面の鉛直圧縮ばねの概念図

(3) 底面のせん断地盤反力係数

底面の水平方向のせん断地盤反力係数は式(6.14)により算出する.

$$k_{sb} = \lambda \cdot k_v \quad (6.14)$$

ここで, λ は鉛直地盤反力係数に対する水平方向のせん断バネ定数の比で $1/3$ とする.

(4) 底面の極限せん断支持力度

底面のせん断ばねの上限値は, 基礎底面上載圧より式(6.15)より算出する.

$$\tau_{Bmax} = c_B + \sigma_{BV} \cdot \tan \phi_B \quad (6.15)$$

ここで, c_B , ϕ_B は躯体底面の粘着力とせん断抵抗角, σ_{BV} は底面地盤に作用する鉛直応力度を示す.

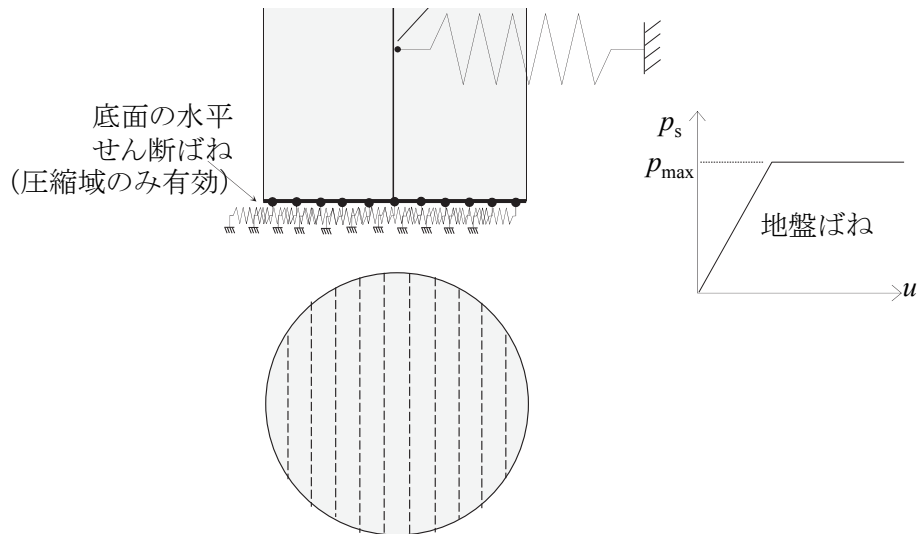


図 6.20 深礎基礎底面の水平せん断ばねの概念図

6.4 提案設計法による現場水平載荷実験の解析

6.4.1 提案設計法による中規模水平載荷実験の解析

(1) 計算条件

梁ばねモデルの概要を図 6.21 に示す。地盤抵抗は、躯体の周囲に前面の受働ばねと側面のせん断ばね、底面にせん断ばねと圧縮ばねをそれぞれワイブル分布関数でモデル化した¹⁾。試験体はトリリニア型の $M-\phi$ 関係により鉄筋コンクリートの非線形性を表した²⁾。

水平方向の地盤反力係数 k_{HS} は試験体孔内で実施した水平方向の平板載荷試験の変形係数 E_{PLT} から表 5.1 に示した有効拘束圧の依存性係数 $n = 0.69$ を考慮して求め、式 (6.1)により斜面角度の低減を考慮した¹⁾²⁾。

一般に設計では、本地点のようなひずみ軟化を示す不連続性岩盤のせん断強さは、残留強度を用いるなど安全側に設定することが多い。しかし、ここでは実験結果と比較するため、有限要素解析で求めたひずみレベルを考慮して岩盤のせん断強さを決定した。具体的には、粘着力 c について式(6.16)のひずみ軟化式より、30 度斜面は $\gamma^p_{max} = 6\%$ 、50 度斜面は $\gamma^p_{max} = 3\%$ として求めた。以上により決定した地盤の物性値を表 6.2 に示す。また、地盤のヤング率は平板載荷試験の値 E_{PLT} を採用した。

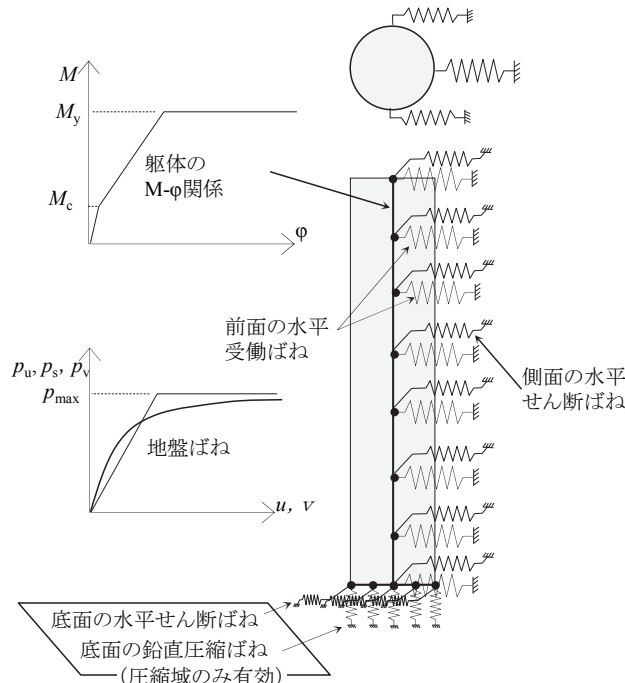


図 6.21 シミュレーション用の梁ばね計算モデル

¹⁾ 載荷実験との比較はワイブル関数形状としたが、実務設計は等価なバイリニア型にモデル化している。

²⁾ 載荷実験との比較は非線形としたがその影響は小さく、実務設計は躯体を弾性体としている。

$$c(\kappa) = c_p \left(\frac{\kappa_c}{\kappa} \right)^{m_c} \quad (6.16)$$

$$\kappa = \frac{2}{\sqrt{3}} \gamma_{max}^p$$

表 6.2 梁ばね計算に用いた不連続性岩盤の物性

設定項目	単位	30 度斜面	50 度斜面
粘着力 c	kN/m ²	88	109
最大せん断ひずみ γ_{max}^p	%	6.0	3.0
せん断抵抗角 ϕ	度	40	40
単位体積重量 γ	kN/m ³	23.8	23.8
ヤング率 E	MN/m ²	180	360

(2) 計算結果

梁ばね計算と実験の荷重～変位関係を図 6.22 に示す。30 度斜面の梁ばね計算は、実験の降伏荷重 P_y をやや上回るものの、大変位時を除いて実験の非線形性を良く説明できている。50 度斜面は実験の降伏荷重 P_y をやや下回るが、30 度斜面で用いられてきた設計計算手法によって、50 度斜面に対してもほぼ妥当な降伏荷重が得られた。一方、梁ばね計算の最大荷重は、実験の極限荷重 P_{max} に対して 30 度斜面が 17 %、50 度斜面は 35 %過小評価となることが確認できた。地盤ばねの上限値は、載荷実験と有限要素解析から受働抵抗土塊の形状とクーロン土圧論による計算法の適用性を確認した。そのため、地盤ばねの上限値を与えるせん断強さの設定が最大荷重と密接に関連していると考えられる。本計算では、有限要素解析の結果を参照してひずみレベルに応じた粘着力 c を決定したが、残留強度を用いると図に示すように実験に対して過度に安全側の結果となる。

以上より、本地点のようなひずみ軟化性状を示す不連続性岩盤においては、深礎の水平支安定問題を梁ばねモデルで計算する際、すべり面の進行性破壊の影響を考慮して 3～6 %程度のひずみレベルまでせん断強さを低減する必要があった。

設計計算実務においては、地盤のせん断強さのばらつきを考慮して安全側の強度設定を行うことが大切である。

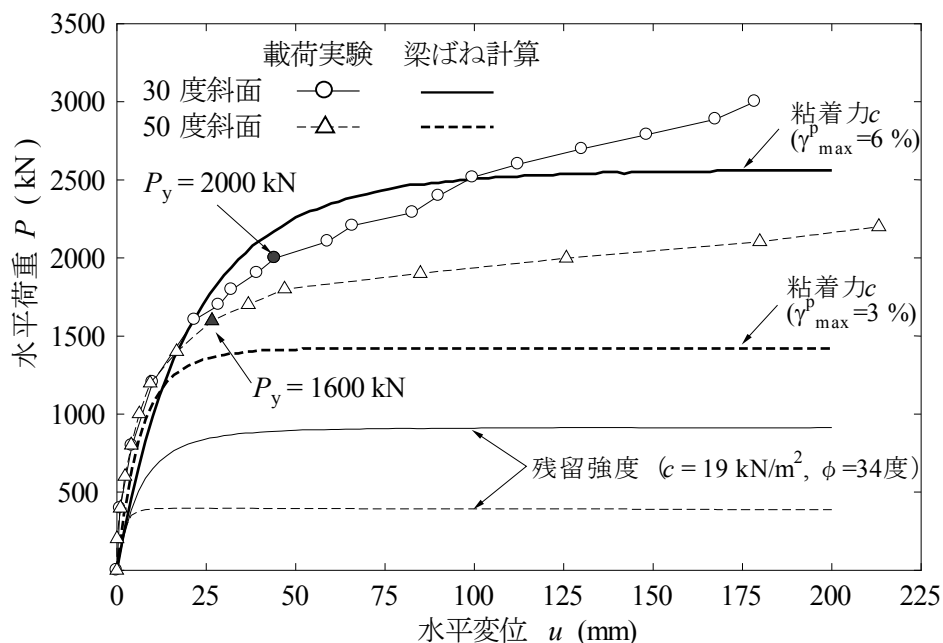


図 6.22 載荷点の水平荷重と水平変位の関係(実験と梁ばね)

(3) 水平安定性の照査

深礎基礎の水平安定性照査は、極限水平支持力に対する安全率と設計地盤面における水平変位の 2 項目で実施する。

極限水平支持力に対する安全率は常時 $F=3$ ，異常時 $F=2$ で，極限水平支持力は図 6.23 に示すように地盤の塑性化領域の長さ L_p で定義する．すなわち，水平安定に関する限界状態は，深礎基礎の設計地盤面からの根入れ深さ L に対して塑性化領域が $2L/3$ ，または $(L-D)$ のどちらか小さい長さに達した状態とした．ここで， D は深礎の躯体径を表す．この限界状態に対して所定の安全率を満足するように基礎形状を決定し，斜面上の鉄塔の有害な変位が累積しないことを確認している

水平変位の照査は、設計荷重に対して設計地盤面の水平変位が許容変位以下であることを確認する。現場水平載荷実験で確認されたように、斜面角度が大きい場合は降伏後の変位進展が著しく、中硬岩地盤は降伏変位も小さいため、許容変位は常時 $u_a = 10$ mm、異常時 $u_a = 15$ mm とした。

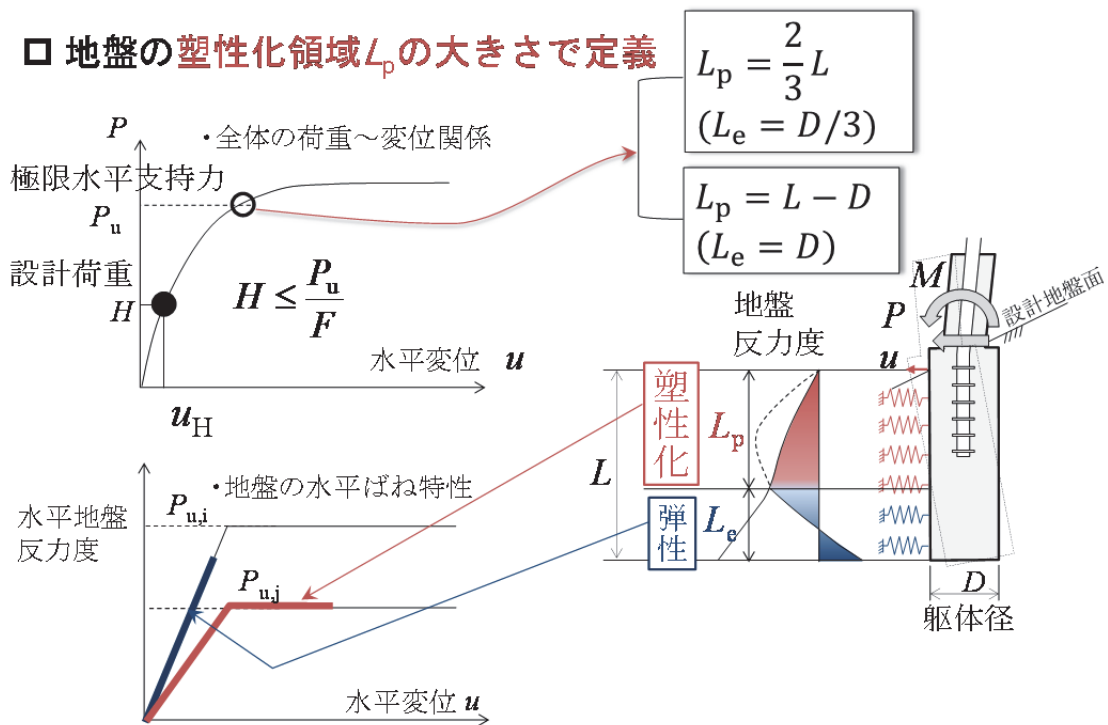


図 6.23 深礎基礎の水平安定性照査の方法

6.4.2 提案設計法の推定精度の検証

表 6.3 に示す載荷実験を対象に，提案設計法の推定精度を評価した．検討の対象の載荷実験は，今回の現場実験 2 体を含む既往の載荷実験 10 体である．推定精度は，式 (6.17)により，極限水平荷重の比で求めた．

$$f = \frac{P_{exp}}{P_{cal}} \quad (6.17)$$

ここで， P_{exp} は載荷実験の極限水平荷重で躯体径×10%変位時または実験の最大荷重とした． P_{cal} は設計計算の極限荷重で実験と同様に定義した．

従来法と提案設計法の推定精度について図 6.24 に示す．推定精度の平均値 μ は従来設計法 $\mu=1.77$ に対して $\mu=1.35$ と大きく改善された．また，推定精度の標準偏差 σ も従来設計法の $\sigma=0.44$ から提案設計法は $\sigma=0.25$ と約半分となり推定精度のばらつきも大きく改善していることが確認できた．

以上の結果を踏まえ，中硬岩地盤の急斜面に対する適用性や極限荷重推定のばらつきの影響を考慮した低減係数 $\alpha_0=0.6$ を撤廃した．

表 6.3 深礎基礎の既往の載荷実験

実施箇所	実施地点	対象地質	傾斜角	試験条件	実施年
道路公団	筒賀中	軟岩	35°	φ 2.0×10.5m	昭和 57 年
道路公団	群馬県 赤城	土砂，軟岩	40° 20°	φ 2.0×10m φ 2.0×10m	昭和 56 年
東京電力	栃木県 今市	土砂，軟岩	20° 30°	φ 3.5×10m φ 3.0×10m	昭和 56 年
東京電力	新潟県 長岡	土砂	30°	φ 3.0×10m	昭和 57 年
中部電力	愛知県 豊田	風化花崗岩	30°	φ 1.0×4.0m	平成 2 年
東電電力/中部電力	埼玉県 飯能	中古生砂岩	30° 50°	φ 1.5×5.0m φ 1.5×5.0m	平成 9 年
東電電力/中部電力	愛知県 内津	中古生砂岩	50°	φ 3.0×7.0m	平成 11 年

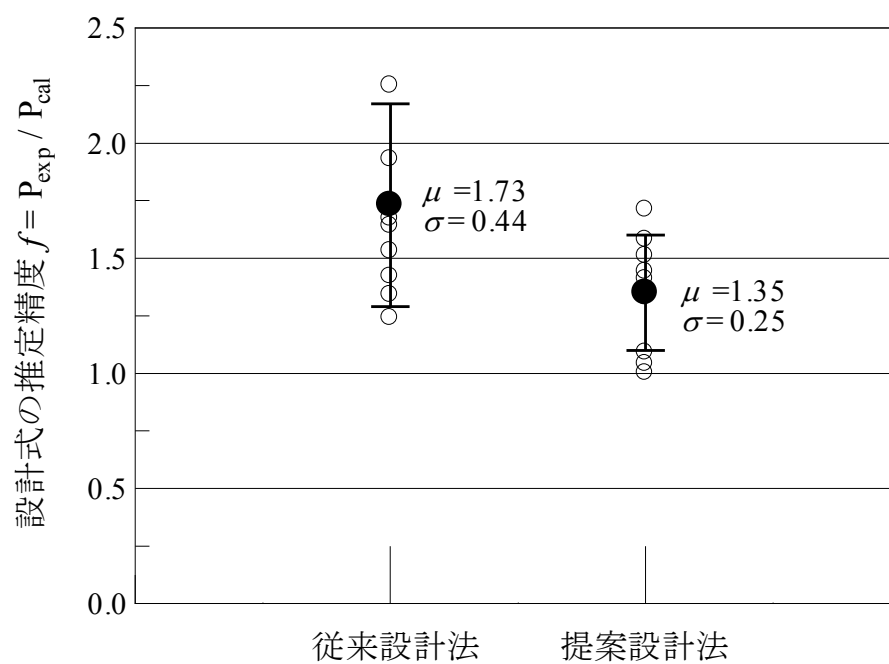


図 6.24 従来設計法と提案設計法の推定精度の比較

6.5 送電用鉄塔の深礎基礎の試設計

6.5.1 試設計の計算条件

本節では、送電用鉄塔基礎の深礎基礎として代表的な条件に対して、提案設計式を用いた試設計を行い、設計式合理化による基礎形状寸法の縮小効果を確認した。試設計の荷重条件を表 6.4 に地盤条件を表 6.5 に示す。それぞれの条件は既往路線における平均的な設定とした。地盤条件は従来の平均的な傾斜角度である 30 度を 1 ケース、適用拡大を図った 50 度斜面について 2 ケースとした。

表 6.4 基礎設計荷重(電技)

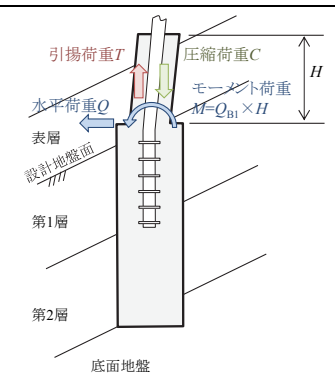
荷重種別	荷重値(kN)	
圧縮荷重 C	5020	
引揚荷重 T	3870	
水平荷重 Q1	681	
腹材水平分力 Q_{B1}	212	

表 6.5 斜面の平均的な地盤モデル

	地層	地質	層厚 l (m)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (deg)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)
30 度斜面の 平均的な地 盤モデル	表層	土砂	4.0	—	—	15.0	—
	第 1 層	土砂	5.0	23	27	19.0	38,000
	第 2 層	軟岩	—	50	36	21.0	153,000
	底面	軟岩	—	63	40	22.0	271,000
50 度斜面 土砂—硬岩	表層	土砂	2.0	—	—	15.0	—
	第 1 層	土砂	5.0	23	27	19.0	38,000
	第 2 層	硬岩	—	150	40	21	250,000
	底面	硬岩	—	150	40	21	250,000
50 度斜面 軟岩—硬岩	表層	土砂	2.0	—	—	15.0	—
	第 1 層	軟岩	5.0	50	36	21.0	153,000
	第 2 層	硬岩	—	150	40	21	250,000
	底面	硬岩	—	250	40	22	300,000

6.5.2 試設計の結果

図 6.25～図 6.27 に試設計の結果を示す。平均的な傾斜角である 30 度斜面では、従来設計に対し、提案設計法は 2.0m の躯体長の縮小が可能で基礎体の形状決定要因は水平から引揚安定に変化する。中硬岩地盤の 50 度急斜面では、土砂－硬岩モデルが 2.5m、軟岩－硬岩モデルが 2.0m の躯体長を縮小可能となり、基礎形状の決定要因はいずれも引揚安定に変化している。

以上のように、提案設計法を実務設計へ適用した場合、土砂・軟岩および中硬岩地盤に対しても 2.0～2.5m 程度のコストダウン効果を実現可能なことが明らかとなった。

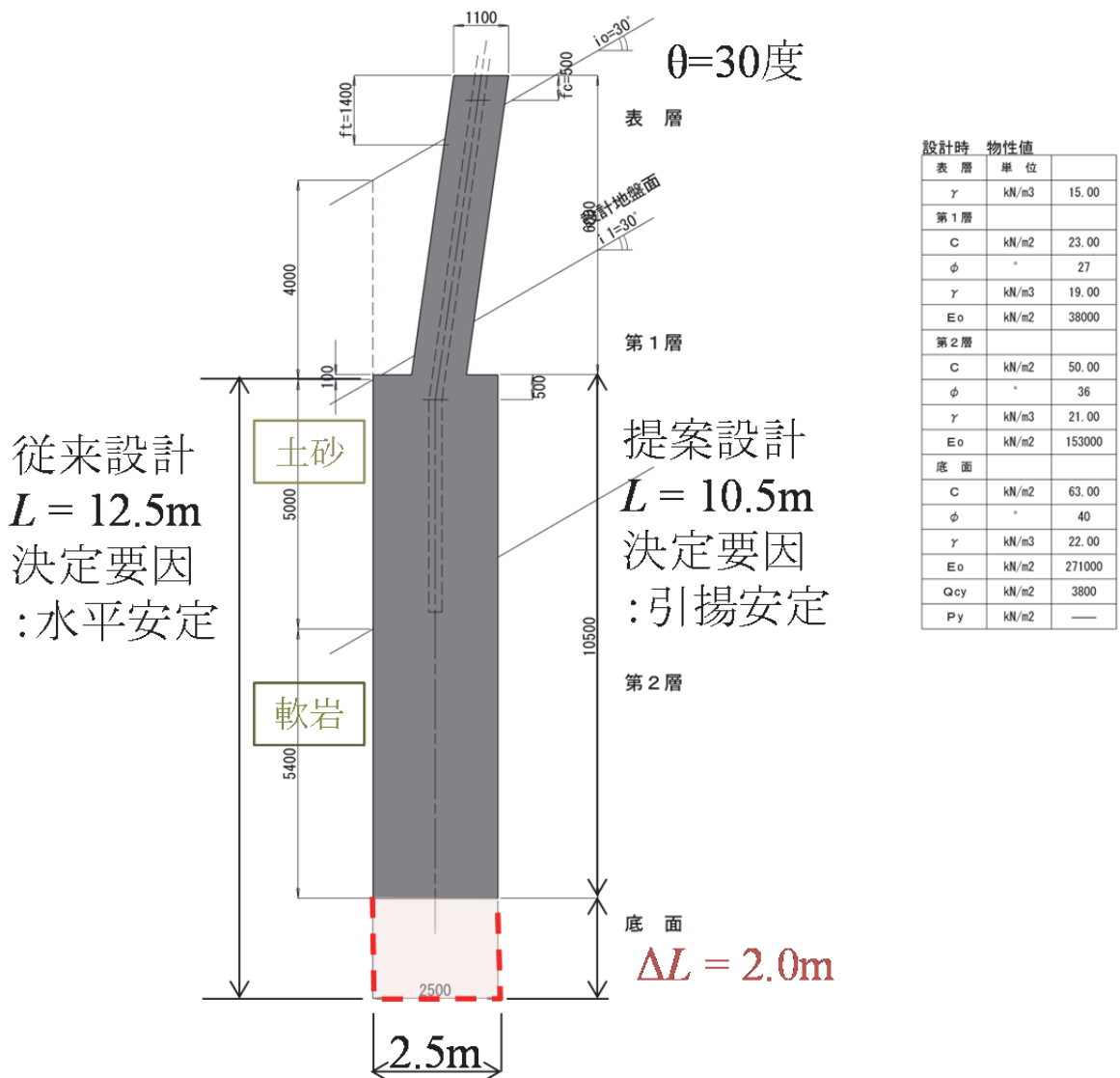


図 6.25 30 度斜面の平均的な地盤モデルの試設計結果

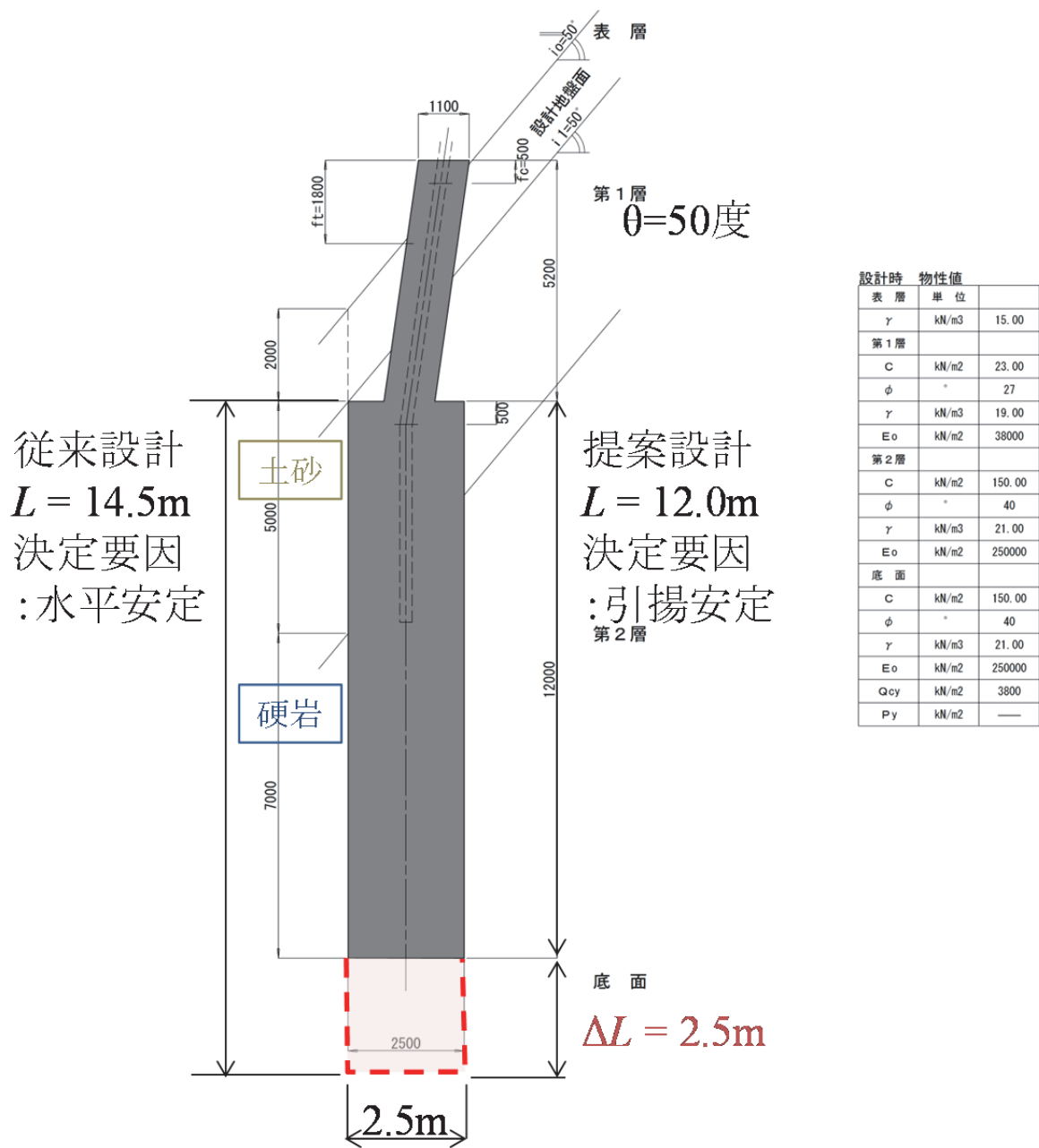


図 6.26 50 度斜面の土砂－硬岩地盤モデルの試設計結果

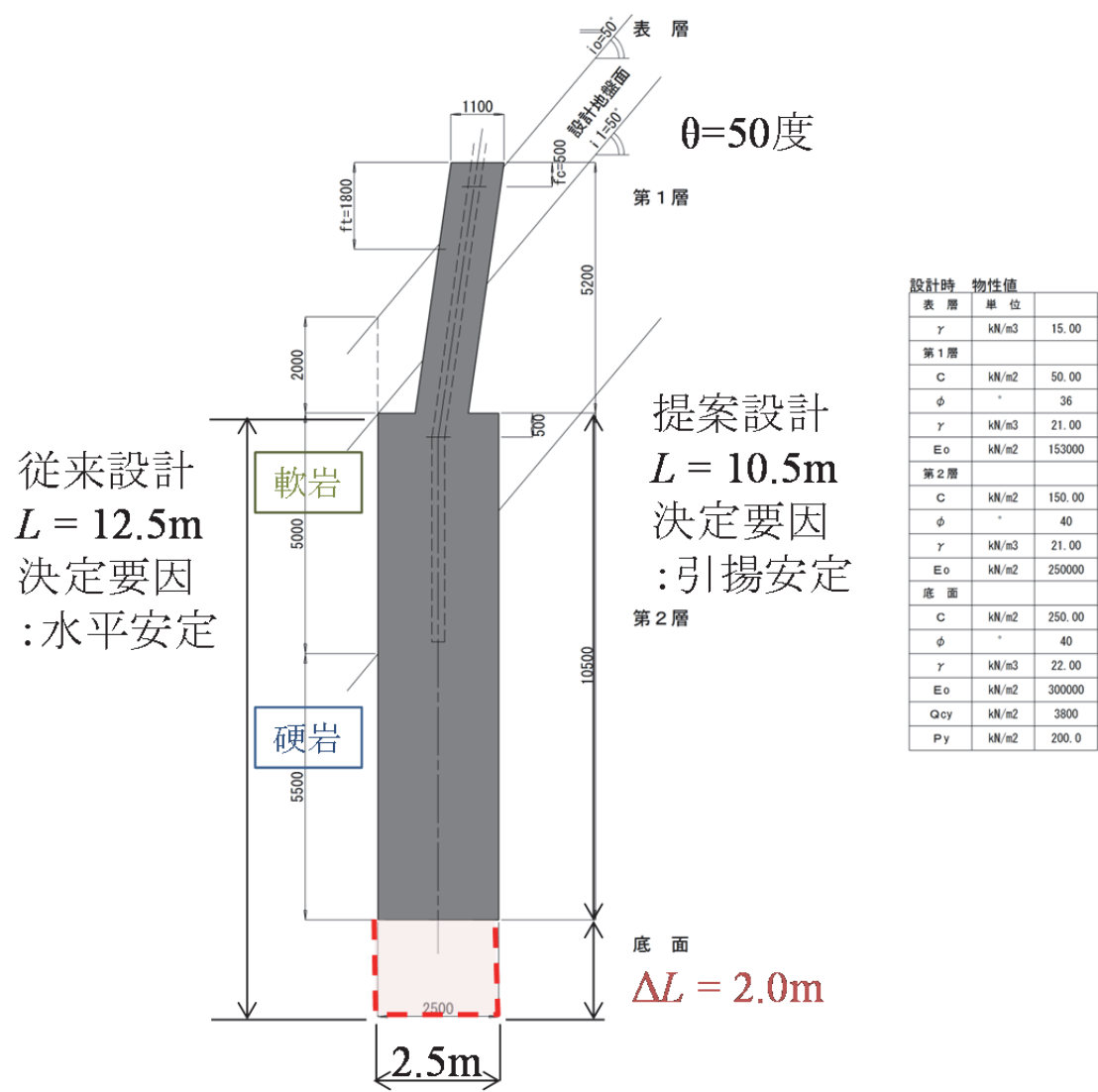


図 6.27 50 度斜面の軟岩－硬岩地盤モデルの試設計結果

6.6 まとめ

本章では、現場の水平載荷実験と3次元弾塑性有限要素解析で明らかにした斜面の水平支持メカニズムを反映して深礎基礎の水平安定性照査の設計計算法を提案した。以下に提案設計法の主な特徴を述べる。

1) 基礎前面の受働抵抗

- a) 斜面の受働抵抗を計算する土塊の3次元形状のうち、躯体側面からの広がり角度 $\beta = 45$ 度と最大幅 $3 \cdot D$ (D は躯体径) は、従来設計法と同程度であることが現場の実験と数値解析から確認でき、50 度の急斜面においても適用可能なことが分かった。
- b) しかし、受働土塊のすべり面角度 α は、従来のランキン土圧論により設定すると現場の載荷実験や数値解析よりも大きな値となる傾向が見られた。そこで、現場載荷実験や数値解析と調和的な角度を与えるクーロン土圧論を適用し、最小支持力を与える角度を設定することとした。
- c) クーロン土圧論における地盤と基礎壁面のせん断抵抗角 δ は、2 方向土圧計の垂直応力とせん断応力の分析や数値解析のシミュレーション結果に基づき、 $\delta = \phi / 3$ の値を採用した。
- d) 室内試験でひずみ軟化が現れるような不連続面の卓越した中硬岩地盤においても、基礎の水平地盤ばねは顕著なひずみ軟化は現れず、上限値を一定とするバイリニア型の地盤ばねを適用できることを確認した。

2) 基礎側面のせん断抵抗

現場載荷実験の結果、基礎躯体の側面には単純せん断変形によって発生するせん断亀裂が多数生じており、基礎前面の受働抵抗とメカニズムの水平抵抗が確認できた。そこで、水平安定計算モデルに基礎側面の水平方向のせん断抵抗を新たに追加した。なお、基礎側面の有効幅は片側あたり躯体径 D の $1/2$ とした。

3) 基礎底面の地盤抵抗

躯体底面の地盤抵抗である圧縮ばねと水平せん断ばねは、躯体の回転挙動により地盤の圧縮領域が減少して、非線形性を示す。従来設計法では、設計荷重に対する照査では底面の地盤抵抗を期待し、極限荷重に対する照査では地盤抵抗を無視する方法を採用していた。提案設計法は、躯体の底面に引張領域で抵抗しない圧縮とせん断ばねを導入し、回転挙動に伴う地盤ばねの非線形性を表現する計算モデルに統一した。

上記のように改良した設計計算手法を用いて本地点を含む 10 地点の載荷実験に適用した結果、従来設計法に比べて提案設計手法の推定精度の向上が明らかとなった。そこで、中硬岩地盤の急斜面に対する適用性や極限荷重推定のばらつきの影響を考慮した低減係数 $\alpha_0=0.6$ を撤廃した。

以上の提案設計法を送電鉄塔の深礎基礎に適用して試設計を行った結果、深礎基礎の形状が水平安定により決定されるケースは、2.0m 程度の躯体長の縮小を実現可能となった。

深礎基礎の水平安定性の設計法については、以下の点が今後の課題として残された。

1) 基礎前面の受働土塊の抵抗幅

提案設計法では、前面土塊の抵抗幅を躯体径の寸法に係わらず径の 3 倍を最大幅としている。しかし、躯体の径による寸法効果が存在すると考えられるため、これを導入すれば、躯体径の小さい場合の設計の合理化につながると考えられる。

2) 鉛直荷重と水平荷重の複合荷重に対する設計法

現状の水平安定性の照査は、基礎に作用する水平方向力（水平荷重、モーメント）のみを対象としたものである。しかし、実際には上部工の構造上の特徴から水平方向力と鉛直方向力（引揚荷重あるいは圧縮荷重）の組み合わせ荷重が作用している。今後は、各々の支持力機構を解明すると共に、複合して作用した場合の地盤～基礎系の挙動を明らかにして計算モデル等へ反映することが重要である。

3) 地形形状係数の設定

地形形状の影響を考慮した係数 κ_0 については、簡易な物理モデルや数値解析手法による数値実験結果を踏まえて暫定的に設定した係数（ $=0.8$ ）となっている。よって、今後実験データの蓄積、施工実績等を踏まえて適宜見直していく必要がある。

4) 最小形状見直しの問題

新しい設計法の導入によっても、躯体径の 2 倍以上の躯体長を確保する最小基礎形状の制限によって基礎形状が決定される場合がある。今後さらなる深礎基礎の合理化を実現するためには最小形状の撤廃と対応する新しい設計法の開発が必要である。

5) 試験体と地盤の境界におけるせん断抵抗角 δ について

3 次元有限要素解析による中規模載荷実験のシミュレーション結果によれば、試験体と地盤の境界のせん断抵抗角 δ が基礎の極限支持力に及ぼす影響が非常に大きいことが明らかになった。したがって、深礎基礎の水平支持力をさらに向上させるためには、基礎と地盤の境界のせん断強さを改良することが有効であり、今後の見直しの着眼点の一つと考えられる。

第6章 深礎基礎の水平安定設計法の提案

参考文献

- 1) 東京電力（株）工務部送変電建設センター：大型送電用鉄塔基礎設計標準, 2007
- 2) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：設計要領 第二集 橋梁建設編，2008.
- 3) 飯島政義，岡田英幸，小宅知行，松島学，加藤健：亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験（その1），第35回地盤工学研究発表会，pp.1731-1732，2000.
- 4) 田邊成，岡田英幸，大内正敏，増子康之：亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験（その2）～地表面観察・土圧計測による周辺地盤の挙動～，第35回地盤工学研究発表会，pp.1733-1734，2000.
- 5) 高橋秀明，松尾敏，岡田英幸，河村直明：亀裂性岩盤の斜面上深礎基礎の実規模水平載荷試験（その3）～地中変位計による前面地盤の挙動～，第35回地盤工学研究発表会，pp.1735-1736，2000.
- 6) 松尾敏，久野武紀，細田宏，小宅知行，加藤健：亀裂性岩盤の実規模水平載荷試験における破壊状況観察の方法と結果，第35回地盤工学研究発表会，pp.1737-1738，2000.
- 7) 田邊成，久野武紀，武田義雄，倉知禎直：深礎基礎実規模載荷試験への2方向ロードセル型土圧計の適用，第35回地盤工学研究発表会，pp.1739-1740，2000.
- 8) 東京電力（株），中部電力（株）：送電用鉄塔基礎の水平支持力研究会 報告書, 2000

第7章 結論

山岳地の送電用鉄塔の基礎として採用されることの多い深礎基礎について、支配的な形状決定要因である水平安定に関する設計法の合理化と中硬岩の急傾斜地への適用拡大を目的とした研究を行った。小型の模型実験では不連続・不均質な岩盤を適切にモデル化することは困難なので、本研究は、現場で実施した 1/2 スケールの中規模水平載荷実験を中心とし、その実験を 3 次元の有限要素解析でシミュレーションして地盤の破壊メカニズムを確認した。これらの分析結果に基づいて、水平安定性の照査に用いる梁ばねの設計計算法を提案した。次に、提案した設計計算法と既往の現場載荷実験を比較し、本提案設計法の精度向上を明らかにした。最後に、提案設計法による送電鉄塔の深礎基礎の試設計を行い、従来の設計法に対する合理化の程度を示した。

以下に本研究の成果を総括して示す。

(1) 急傾斜地における深礎基礎の中規模水平載荷実験

中硬岩地盤の 30 度と 50 度の斜面を対象に深礎の中規模水平載荷実験を行い、深礎基礎前面斜面の受働抵抗メカニズムおよび不連続性岩盤の力学特性に関して以下の点を明らかにした。

- 1) 不連続性の中硬岩地盤に対しても水平地盤反力度～変位関係はバイリニア型が適用可能である。

三軸圧縮試験の結果がひずみ軟化を示す硬岩系の地盤においても試験体前面の地盤反力度～変位関係には顕著なひずみ軟化は現れず、上限値を一定とするバイリニア型の地盤ばね特性を示すことを確認した。水平力を受ける基礎前面地盤は、上部からせん断破壊が進展すること、すべり面におけるせん断破壊が進行的なことが要因と考えられる。

- 2) 基礎前面の斜面における受働抵抗は、躯体から側方に 45 度で広がり、躯体径 D の 3 倍程度の幅を有する土塊を仮定できる。

斜面の地表変位計測結果から、変位の卓越する領域は斜面の角度によらずほぼ $3D$ の幅を有しており、躯体径で無次元化した変位 u/D は 2～5% の範囲に相当すること分かった。この受働抵抗領域の広がり幅の設定は、従来の極限支持力モデルと良く一致した。

- 3) 斜面の受働土塊のすべり面角度 α はクーロン土圧論の適用性が高い。

試験体前面の地中変位データと地表面に現れた亀裂の分析結果から、すべり面の角度はクーロン土圧論に基づく最小支持力を与える角度が調和的であることが確かめられた。従来式のランキン土圧論は 50 度の急斜面において実験結果との乖離が大きくなった。

- 4) 地盤の水平抵抗は前面の圧縮せん断領域と側面の単純せん断領域に分かれ、基礎の側面でもせん断抵抗が発揮されている。

地表面の亀裂観察結果から、試験体側面には単純せん断に相当する斜め亀裂多数発生しており、側面のせん断抵抗の存在が確認できた。

- 5) 基礎前面の地盤は、30 度斜面において上部にせん断変形が集中し、50 度斜面において深い領域までせん断変形が分散する変形特性を示した。

斜面角度が急なほど、前面の受働抵抗が小さく深い範囲までせん断破壊するため、降伏荷重以降の水平変位が急増する脆性的な破壊モードを示すことが明らかとなった。

- 6) 本地点の不連続性岩盤のマクロな力学特性はひずみ軟化の特徴を有し、せん断強さに顕著な寸法効果は現れなかったが、ヤング係数には基準ヤング率と拘束圧依存性に寸法効果が確認できた。

不連続面を有する岩盤のボーリングコアで実施した寸法の異なる三軸圧縮試験の結果、寸法が小さいと特定の不連続面の影響を強く受けるため、ピーク強さが発揮されるひずみ軟化型と残留強度に留まるひずみ硬化型のデータが混在してばらつきが大きくなる。しかし、寸法が大きくなると、さまざまな不連続面が存在するため、ピーク強さの発揮されるひずみ軟化型の応力～ひずみ関係を示す傾向が強いことが分かった。また、三軸圧縮試験の応力～ひずみタイプ別にせん断強さとヤング率を整理した結果、せん断強さに顕著な寸法効果は見られず、ヤング率に寸法効果が認められた。寸法の大きな供試体には多くの不連続面が存在するため、不連続面での変形が容易になり、基準ヤング率の低下と拘束圧依存係数の増大として現れたと考えられる。

(2) ひずみ硬化・軟化型の弾塑性構成モデルの提案

Coulomb の破壊規準を拡張し、すべり面の方向を定義するせん断抵抗角 ϕ_{sb} を導入したひずみ硬化・軟化型の構成モデルを提案した。

- 1) ひずみ硬化・軟化の進行する過程で、すべり面の角度は変化しないと仮定し、すべり面上の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ の変化をモデル化した。

構成モデルのパラメータはすべり面の方向を定義する角度 ϕ_{sb} , 粘着力 c , せん断抵抗角 ϕ , ダイレタンシー角 ν で, 三軸圧縮試験の結果を塑性せん断ひずみで整理することにより, ひずみ軟化特性を決定できることを具体的に示した.

- 2) ひずみ軟化を示す材料の塑性ひずみの寸法効果は, 寸法比の-1/3 乗で良く表現できることがわかった.

人工の均質材料であっても, 供試体の寸法が大きくなると複数のすべり面が形成されるなど, 変形の局所化の程度が複雑に変化するため, 寸法効果が低減されたと考えられる.

- 3) 有限要素法のメッシュ分割に塑性ひずみの寸法効果を考慮すれば, 基礎の支持力問題を合理的な寸法で評価可能なことを示した.

ひずみ軟化特性を有する材料を要素寸法の異なるメッシュモデルを用いて支持力解析すると, 平均載荷応力～沈下関係および地盤の破壊メカニズムが要素寸法の影響を強く受けることが確認された. しかし, 塑性ひずみの寸法効果を考慮すれば, 要素の寸法が解析結果に与える影響を適切に取り除くことが可能であることを示した.

(3) 深礎基礎の中規模水平載荷実験の3次元弾塑性有限要素解析

現場で実施した深礎の中規模水平載荷実験をひずみ軟化構成モデルを導入した3次元の弾塑性有限要素法でシミュレーションした. その結果, 荷重～変位関係および試験体前面の地盤挙動のいずれも実験と調和的な関係にあることが確認できた.

- 1) 粘着力 c のひずみ軟化とヤング率 E の寸法効果, および試験体と地盤の境界面のせん断抵抗角 δ を $\phi/3$ として, 実験の荷重～変位関係と良く一致する結果が得られた.

試験体の壁面と地盤の境界面のせん断抵抗角 δ が解析結果へ及ぼす影響は非常に大きいことが分かった.

- 2) 30度斜面は浅い領域にせん断変形が集中して上方へ変形し, 50度斜面は深い領域までせん断変形が分散してほぼ水平に変位する傾向が確認できた.

このような基礎前面地盤の変形性状は, クーロン土圧論の適用性が高いとする現場実験の結果と調和的であり, 斜面角度が大きいほど試験体前面の土被り厚が小さく試験体前面の受働抵抗が低下することと対応している.

- 3) 3次元解析の試験体前面地盤の変形領域幅は, 試験体径 D の3倍程度で斜面角度による差異はなく現場の実験と一致する.

(4) 深礎基礎の水平安定設計法の提案

現場の水平載荷実験と3次元弾塑性有限要素解析で明らかにした斜面の水平支持メカニズムを反映して深礎基礎の水平安定設計法を提案した。提案設計法と現場の載荷実験を比較し、従来設計法より極限荷重の推定精度が向上していることを示すとともに、深礎基礎の躯体長を2.0m程度縮小可能であることが分かった。提案設計法の主な特徴を以下に示す。

- 1) 基礎前面の受働抵抗は、躯体側面からの広がり角度 $\beta=45$ 度と最大幅 $3 \cdot D$ (D は躯体径)の3次元土塊に対して、クーロン土圧論により最小支持力を与えるすべり面角度を設定する。

クーロン土圧論の適用で50度の急斜面においても合理的に支持力を評価可能なことが分かった。

- 2) クーロン土圧論における地盤と基礎壁面のせん断抵抗角は $\delta=\phi/3$ を採用した。

現場実験の2方向土圧計の垂直応力とせん断応力の分析と数値解析のシミュレーション結果から壁面のせん断抵抗角を決定した。

- 3) 地盤の水平ばねは中硬岩地盤に対しても従来どおりバイリニア型の特性を採用した。

室内試験でひずみ軟化が現れるような不連続面の卓越した中硬岩地盤においても、基礎の水平地盤ばねは顕著なひずみ軟化は現れず、上限値を一定とするバイリニア型の地盤ばねを適用できることを確認した。

- 4) 基礎側面の水平方向のせん断抵抗を新たに考慮した。

現場載荷実験の結果、基礎躯体の側面には単純せん断変形によって発生するせん断亀裂が多数生じており、基礎前面の受働抵抗とメカニズムの水平抵抗が確認できた。なお、基礎側面の有効幅は片側あたり $0.5D$ とした。

- 5) 基礎底面の地盤抵抗の非線形特性も考慮した。

躯体の底面に引張領域で抵抗しない圧縮とせん断ばねを導入し、回転挙動に伴う地盤ばねの非線形性を表現した。

以上のように、現場の中規模実験と数値解析の分析に基づいて開発した深礎基礎の水平安定設計法は、中・硬岩の急傾斜地盤に適用範囲を拡大するとともに、設計法の精緻化によって経済的な基礎寸法を実現するコスト縮減を達成した。

深礎基礎の本提案設計法は、東京電力(株)の『大型送電用鉄塔基礎設計標準』(2007)、および中部電力(株)の設計基準に取り入れ、実務において現在利用されている。具

第7章 結論

体的には、表 7.1 に示すように、電圧 275kV 以上の多数の基幹系送電線路において、合計 357 基（東京電力 146 基、中部電力 211 基）の深礎基礎の新設設計に適用された。

また、（社）電気協同研究会の電気協同研究 第 58 巻 第 3 号（2002）にも深礎基礎の水平安定設計法として反映され、広く紹介されている。

今後は、広域な電力活用を目的とする東西連携線等の送電網増強や、老朽化などに伴う既設送電線の建て替え等が計画されているため、山岳地では多くの深礎基礎が採用されると予想され、幅広く経済メリットの実現に寄与できると考えられる。

表 7.1 深礎基礎の提案設計法を適用した線路と適用基数

路線名 (区間)	適用 年月	電圧 (kV)	亘長 (km)	鉄塔 基数	鉄塔高 (m)	鉄塔 重量 (kN)	深礎 基礎 (基)
東京電力(株)							
神流川線	H15.6	500	9.8	19	70	780	18
西上武幹線, 中幹一部増強	H17.5	500	12.7	27	110	1,170	15
西上武幹線, 渋川～新箕郷(変)	H20.12	500	16.1	37	100	1,270	0
西上武幹線, 児玉線分岐～小川	H20.5	500	15.6	36	80	790	29
西上武幹線, 新箕郷(変)～西毛(変)	H23.3	500	19.3	48	82	930	20
西上武幹線, 小川～新所沢(変)	H26.6	500	22.3	52	85	1000	33
西上武幹線, 西群馬(開)～渋川	H26.6	500	24.3	51	85	1040	31
	基礎の合計基数			270	深礎基礎合計		146
中部電力(株)							
第二浜岡幹線	H16.2	500	33.38	79	88	113	65
静岡西分岐線	H16.6	275	0.00	9	63	92	9
静岡東分岐線	H16.6	275	0.00	5	66	86	5
駿河東清水線	H18.3	275	13.36	33	79	114	7
幸田新三河線	H18.5	275	25.68	58	83	125	3
亀山西名古屋線	H18.11	275	35.09	96	67	100	1
中勢亀山線	H18.11	275	18.41	50	67	101	1
西部幹線	H21.4	500	80.34	262	95	138	4
伊勢中勢線	H22.4	275	31.15	77	71	56	3
伊勢幹線	H22.12	275	49.12	114	74	169	2
上越火力線	H23.6	275	62.70	124	83	122	103
鈴鹿幹線	H23.5	275	45.95	170	76	204	2
浜岡駿遠線	H24.6	275	24.32	69	79	169	4
佐久間川根線	H24.12	275	32.55	99	80	48	1
東名古屋東部線	H25.6	275	36.88	101	67	112	1
	基礎の合計基数			1346	深礎基礎合計		211

謝辞

本論文は、筆者が東電設計（株）に入社後初めて担当した研究業務の成果を取りまとめたものです。この研究は平成9年から平成12年にかけて、東京電力（株）と中部電力（株）の共同研究として進められ、『送電用鉄塔基礎の水平支持力研究会』における10回の審議・検討を経て、深礎基礎の水平安定設計法を合理化する目的を達成しました。この研究で取り組んだ業務は、現場の大型載荷実験、弾塑性の有限要素解析、設計コードの構築など、これらのすべてを初めて担当する筆者にとっては、難易度の高い大きなプロジェクトでした。研究会の委員・幹事をはじめとする多くの方々のサポートにより、何とかここまでたどり着くことが出来たこと、皆さまに心より感謝いたします。

本論文の取りまとめにあたり、横浜国立大学早野公敏教授には終始暖かいご指導とご鞭撻を受け賜りました。心よりお礼申し上げます。また、学位論文の審査においては、貴重なご指導とご助言を頂いた横浜国立大学小長井一男教授、椿龍哉教授、勝地弘教授、菊本統准教授、防災科学技術研究所谷和夫博士（元横浜国立大学教授）に心よりお礼申し上げます。谷和夫博士には、電力中央研究所に在籍のころより研究会の委員として常に暖かく、強く背中を押して頂いたばかりでなく、論文作成に当たって直接的なご指導を頂きました。さらに、研究に対する取り組み姿勢から海外の国際会議への出席まで、多くことを学べたことをとても嬉しく思います。また、『送電用鉄塔基礎の水平支持力研究会』の主査である中央大学國生剛治教授には、研究会の内外で長期に渡り貴重なご意見を頂くことがきました。心より感謝いたします。

筆者が東電設計（株）において研究業務に従事できたのは、香川大学松島学教授（元東電設計（株））との出会いに恵まれたおかげです。東電設計（株）では、研究の進め方から実験のノウハウ、有限要素法、数値解析の使い方、設計計算式の構築法などに加え、社会人としての有益な多くのテクニックを伝授して頂きました。学位論文に取り組み始めた当初から最後まで長期に渡って沢山の支援を頂いたことに心より深く感謝いたします。

本研究は、東京電力（株）田邊成博士のご指導とご協力なくして、完成は不可能でありました。研究開発における強いメッセージときめ細かなご指導に、筆者は大いに励まされるとともに、大変多くのことをご教示頂きました。心より感謝いたします。

中国清華大学安雪暉教授には、東電設計（株）に在籍の頃から現在に至るまで数値解析について多くのことを教わりました。浅学の筆者に対し、どんな時でも暖かく丁寧なアドバイスを頂いたことに深く感謝いたします。

東京電力（株）河村直明氏には基礎設計の計算モデル構築に多大なご指導とご支援を

頂きました。河村直明氏のバイタリティー溢れるサポートに深く感謝いたします。

東京電力（株）工務部の関係各位に厚くお礼申し上げます。特に小宮山茂樹氏には、研究会において多くの有益なアドバイスを頂きました。さらに、東電設計（株）在籍時には、論文の取りまとめ遂行にあたって暖かいご支援を頂いたことに深く感謝いたします。また、松尾敏氏には本研究業務の実施にあたり大変お世話になりました。厚くお礼申し上げます。

本研究の現場載荷実験の実施にあたっては、応用地質（株）の皆さまに多大なご協力を頂きました。特に船戸明雄氏には、載荷実験にご尽力頂くとともに、岩盤物性値の評価を目的とした現地調査と室内試験について多くのことをご教示頂きました。心よりお礼申し上げます。

（株）トータル・インフォメーション・サービスの金刀督純氏には、有限要素法の解析コードの作成にあたり多大なご協力を頂きました。弾塑性の構成モデルを導入する際には、多くの熱い議論を通じて数値解析の理解を深めることが出来ました。心より感謝いたします。

筆者の所属する東電設計（株）の皆さまには暖かいご支援を頂きました。特に、送変電土木部の皆さまには様々な配慮や激励を頂くことで筆者を支え頂きましたことに心より感謝いたします。また、斉藤修一博士には、論文の執筆にあたり様々な局面でアドバイス頂き、とても励みになりました。深く感謝いたします。

研究を進めるにあたり、ご支援、ご協力を頂きながら、ここにお名前を記すことが出来なかった多くの方々に心より感謝申し上げます。

最後に、本論文に対する筆者の取組みを寛大な心で辛抱強く見守ってくれた家族に心から深く感謝します。

2015 年 3 月 高橋秀明

