

3.3 地盤変状の影響をうける道路橋の耐震安全対策技術に関する研究①

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平23～平27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明、真弓英大、谷本俊輔

【要旨】

本研究は、傾斜地等に立地する道路橋を対象として、地震による大きな地盤変状で下部構造自体が大きく移動する事象に対して、地震時に道路橋に影響を及ぼすような変状を起こしやすい地盤条件の判定手法や大きな地盤変状が構造物の安全性に及ぼす影響を明らかにし、構造物の耐震安全性を高めるための方策を提示することを目的としたものである。

地震時に斜面変状の影響を受ける道路橋基礎が有する耐震安全性の判断手法の提案を行うために、道路橋基礎の安全余裕に影響し得る斜面変状の要因について基礎的検討を行った上で、道路橋の基礎に対して地盤変状の条件と基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について解析を行い、遠心力載荷実験にて検討した。

キーワード：道路橋、地震、斜面変状、地盤変状、すべり力、遠心力載荷試験、組杭深礎基礎

1. はじめに

大規模な地震に対する道路橋の耐震性は、既往の地震被害の経験や研究開発の成果を踏まえて技術基準の改定や既設橋に対する耐震補強の対策がなされた結果、着実に向上してきている。しかし、地震時に大きな地盤変状の影響を受ける場合については、地盤変状の範囲・規模やこれが橋に与える影響について十分な知見がないことから、現行の設計体系にはほとんど反映されていない。このため、地震時に大きな地盤変状の影響を受ける道路橋は、安全性はもとより、復旧、復興の長期化などにより地域経済に大きな損失を及ぼしかねない甚大な被害を生じる可能性がある。

例えば、平成16年新潟県中越地震や平成20年岩手・宮城内陸地震をはじめ、近年の地震被害の特徴に、特に山地や丘陵の急峻な地形に立地した道路橋が、過去に滑動した経験がない基礎岩盤の初生すべりや地盤の大きな変状により落橋、段差、移動等の被災事例が多く見られている。このため、あらかじめ十分な調査を行い大きな斜面変状が生じるような箇所を避けて架橋することが基本であるが、条件によっては、地盤変状を生じうる箇所に架橋せざるを得ない場合も考えられる。しかしながら、このような場合に地震時に大きな地盤変状を受ける道路橋の耐震安全性を確保するために必要となる手法は確立されていない。

以上のような背景から、本研究では、地盤変状の影響

を受ける道路橋の耐震安全性を確保するために必要となる方策を提示し、設計基準や震前対策等に反映していくことを目的とする。

まず、地震時に斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎が有する耐震安全性の判断手法の提案を行うために、斜面の変状が生じる状況に対してどのような要因が道路橋基礎の安全余裕に影響し得るかについての基礎的検討を行った。その上で、斜面上に設置された道路橋基礎に対して、地盤変状の条件と基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について解析及び遠心力載荷実験にてその妥当性を明らかにした。

2. 斜面変状における解析的検討

2.1 地震による斜面変状パターンと構造物への影響

地震による斜面崩壊は、これまでにも数多く確認されている。このような斜面変状の特徴については、本研究の地質チームのH23年度の研究成果として整理され、その結果から変状パターンは5種類に分類されている。分類された変状パターン模式図を図-1に示す。

このうち、①、②は崩壊土や風化層などの堆積土のすべり又は崩壊に起因する変状パターンである。また、③、④、⑤は岩盤の脆弱層に起因する変状パターンであり、脆弱層の状況によって多種多様な変状パターンが発生すると考えられる。本研究はこのうち①、②に相当する斜面崩壊に伴い基礎に外力（すべり力）が作用する状況

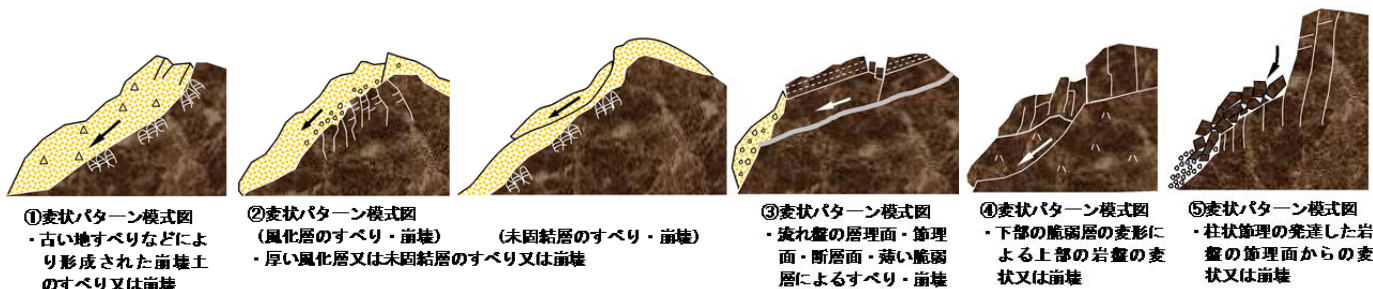


図-1 変状パターン模式図

を対象とした検討を行った。

2. 2 斜面変状を生じる箇所に設置した基礎の安定性に関する検討

斜面の変状が生じる箇所に基礎を設置することを考えた場合、斜面変状規模が限定的であり、かつ基礎本体の耐力や支持力が十分大きければ構造的な対処で対応可能な可能性がある。しかし、大規模な斜面変状が生じることが想定される場合、基礎のみでは対処が不可能となり、実質的に当該地点への架橋は困難となると考えられる。そこで、地すべりを生じる可能性を有する斜面上に設置された道路橋基礎を対象に、地層構成、斜面の傾斜角及びすべり層の地盤定数が変化することによる外力(すべり力)の違いが、基礎が有する耐力や支持力に関する安全余裕へ及ぼす影響について解析的に検討した。

検討対象とした柱状体基礎の構造図を図-2に示す。

図-2に示す道路橋基礎は平成24年道路橋示方書・同解説IV編下部構造編(以下、道示IV編)¹⁾に基づいて設計した斜面上に設置された柱状体深礎基礎である。斜面の変状に伴い生じるすべり力は、2.3にて示す地層構成や傾斜角などからなる斜面モデルに対して、フェレニウス法にて安定解析を実施して得られるすべり面で地すべりが生じるものとして設定した。基礎の安定性に関する

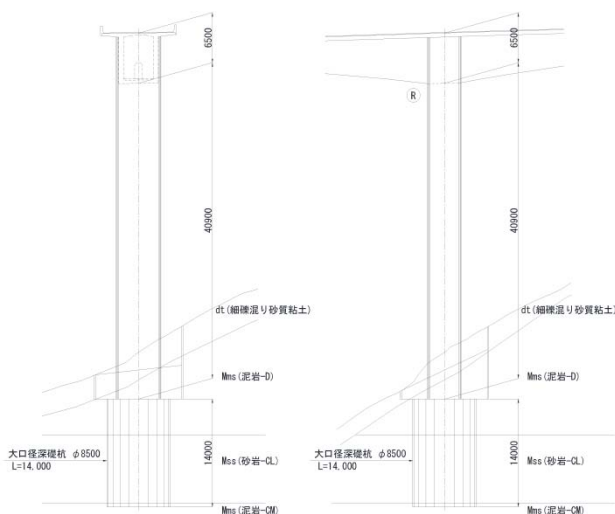


図-2 検討対象とした柱状体基礎構造図

る試算は、道路土工切土・斜面安定工指針において示されている、シャフト工による地すべり対策を行う場合に考慮する地すべりに伴う外力の作用位置の仮定を

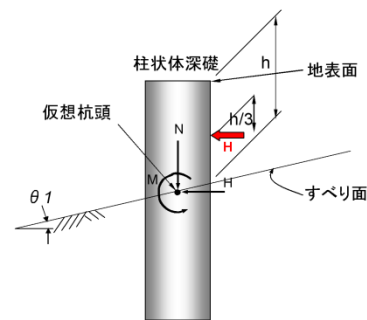


図-3 すべり力の作用位置

参考に図-3に示すように、すべり力がすべり面の上方 $h/3$ (h は地表面からすべり面までの深度) に集中荷重として作用するとしたとき生じる力や地盤反力度を求めた。これらの試算結果と、基礎の耐力や支持力と比較した安全率を求めて、斜面変状の規模等の違いによる影響を検討した。

2. 3 解析ケース

2.3.1 斜面の変状に関するパラメータ

斜面の変状に関する解析パラメータを表-1に示す。地層構成は、すべりが生じ得る層(崖錐層と未固結層部分)が薄い場合と厚い場合とした(図-4)。傾斜角は、斜面上に設置される基礎の設計実績²⁾として、地盤傾斜が $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ が全体の 50% 程度を占めることを踏まえて、 10° と 30° とした。すべり層の地盤定数(崖錐層における粘着力)は、すべり層である崖錐 dt 層の地盤定数の影響を把握するために、粘着力 c を 5kN/m^2 と 15kN/m^2 とした。また、フェレニウス法による安定解析から求められるすべり面を設定するための設計水平震度としては、道路

表-1 本試算における解析パラメータ

パラメータ	概要
(1)地層構成 (すべり層部)	C1) 崖錐 dt 層 5.0m C2) 崖錐 dt 層 5.0m + 未固結 D 級層 3.0m
(2)傾斜角	A1) 10° A2) 30°
(3)すべり層の地盤定数 C (崖錐層における粘着力)	G1) $5 (\text{kN/m}^2)$ G2) $15 (\text{kN/m}^2)$
(4)すべり面 (設計水平震度 k_h)	S1) 0.16 S2) 0.40 S3) 0.80

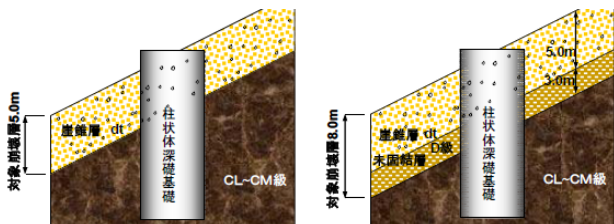


図-4 地層構成(薄い場合と厚い場合)

土工・切土工・斜面安定工指針³⁾におけるレベル2地震時の設計水平震度(0.16)、道路橋示方書・同解説V編耐震設計編(以下、道示V編)⁴⁾におけるレベル2地震時(タイプII)の設計水平震度(0.80)及びその半分(0.40)の3ケースとした。

2.3.2 載荷幅に関する影響を検討するためのパラメータ

地すべりによる基礎への載荷幅として基礎径に対してどの程度の広がりかを考慮すべきかについては現時点では必ずしも明確ではないが、この設定が耐震安全性の評価に及ぼす影響は少なからずあると考えられる。そこで、本検討では、載荷幅として基礎径相当を考慮した基本ケースに加えて、基礎への作用荷重を基礎径の3倍としたケースについても検討することで影響度合いを評価した。

2.3.3 すべり面の受働土圧抵抗の影響を検討するためのパラメータ

地すべりが生じる箇所において設置し、道路橋基礎に類する形状の構造物としては地すべり抑止杭がある。地すべり抑止杭の設計では、すべり面の受働側地盤抵抗は、すべり面の中間付近に位置する場合には、基礎背面土砂がすべり落ちてしまうため受働土圧抵抗を考慮しないものとして設計を行うのが一般的であるが、すべり面の末端付近に位置する場合には崩壊土砂が堆積し少なからず受働土圧抵抗が期待できる状況になるとしている(図-5)。このような状況は、道路橋基礎でも同様に考えることができることから、本検討では、受働土圧抵抗を考慮しないケースを基本としたが、地層構成C2、傾斜角30°の一部について受働土圧抵抗を考慮したケースを検討することにより、その影響度合いを評価することとした。

2.4 解析結果及び考察

2.4.1 斜面変状が生じる条件と基礎の耐震安全率の関係

基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n_f とすべり力PH(kN)の関係を図-6に示す。ここで、安全率 n_f は、基礎の降伏水平耐力 P_y をすべり力PHで除して求めたものを指す。設計水平震度 k_h やすべり層厚が大きく、すべり層である崖錐層の粘着力が低いほど安全率は低い。一方、傾斜角については、 $k_h=0.16$ のケースでは大きい方が、逆に、 $k_h=0.80$ のケースでは小さい方がそれぞれ小さな

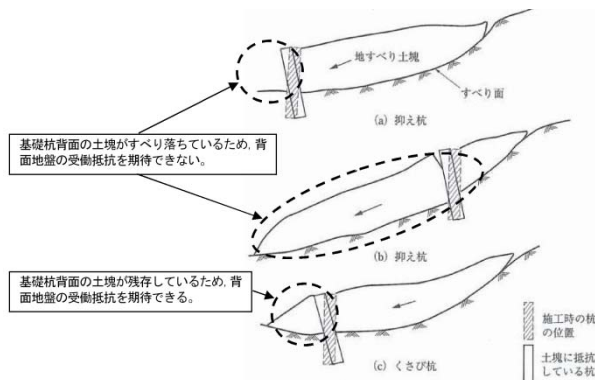


図-5 剛体杭の抑止効果における受働抵抗⁵⁾

安全率になっている。設計水平震度が大きい場合に傾斜角の小さい方が小さな安全率になっているのは、すべり力に関係するすべり土塊の重量が傾斜角の小さい方が大きく評価されることが要因と考えられる。したがって、傾斜角が小さくとも一度すべりが生じると基礎の安全性へ与える影響が大きくなる可能性があることがわかる。

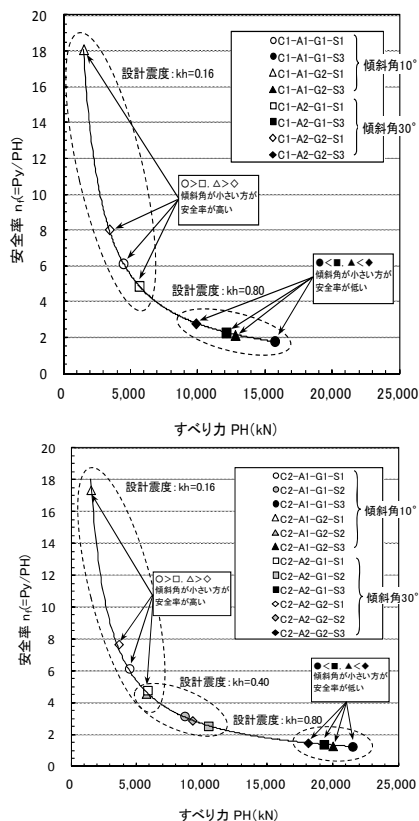


図-6 基礎の降伏水平耐力に着目した安全性の評価 (上図：地層構成C1，下図：地層構成C2)

基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n_g と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²)の関係を図-7に示す。

ここで、安全率 n_g は、レベル1地震時の地盤反力度の上限値 q_a をすべり力作用時に基礎底面に生じる地盤反力度 q で除して求めたものである。鉛直地盤反力度に対する安全率は、設計水平震度によらず傾斜角が小さい方が大きく、また、すべり層部が厚い方が同一の設計水平震度で見た場合に安全率が小さくなった。

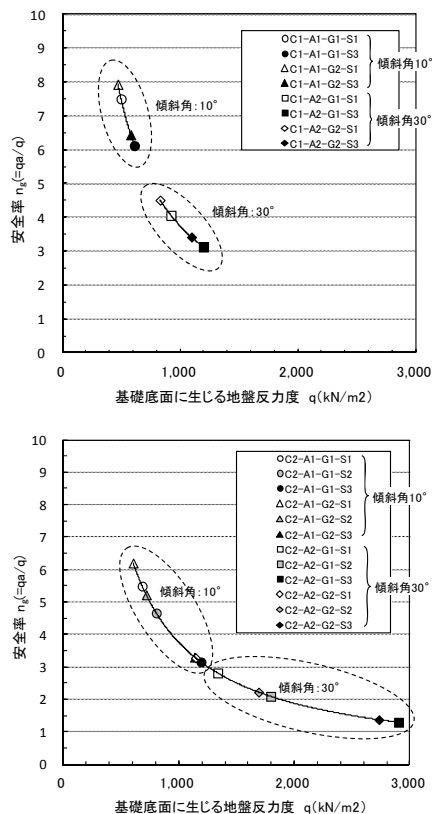


図-7 基礎底面の鉛直地盤反力に着目した安全性の評価
(上図：地層構成C1，下図：地層構成C2)

2.4.2 載荷幅に関する影響

載荷幅に関する影響の検討は、相対的に安全余裕度が小さい地層構成 C2 に対して行った。なお、基礎形状の違いによる影響を把握するために、本項目についてのみ図-2 で示したモデルに加えて、基礎径を 5000mm としたモデルについても試算を行った。図-8 (上) に載荷幅 B の1倍のケース (1B) と3倍のケース (3B) の場合における基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、また、図-8 (下) に載荷幅 1B と載荷幅 3B の場合における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n_g と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係をそれぞれ示す。基礎径が同一のケースでみると、載荷幅が広い方が狭い方よりも安全率が小さい。また、斜面のすべりに関する条件が同じで基礎径のみが異なるものを比較すると、確保されている安全率

としては全体的にさほど差は見られない。試算ケースでは基礎幅 3B で $k_h=0.80$ のケースにおいて、基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに安全率が 1 を下回る結果となった。これより、特に大規模地震時に斜面変状が生じた場合における載荷幅が基礎の安全性評価に与える影響が顕著であるといえることから、この評価を適切に行うための検討が必要である。

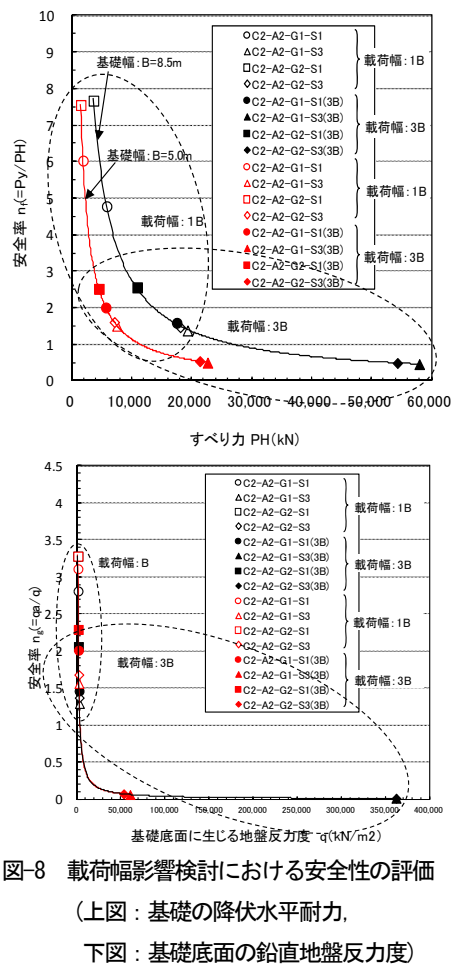


図-8 載荷幅影響検討における安全性の評価
(上図：基礎の降伏水平耐力，
下図：基礎底面の鉛直地盤反力度)

2.4.3 すべり面の受働土圧抵抗影響検討

すべり面の受働土圧抵抗の有無による影響の検討は、載荷幅に関する検討と同様、相対的に安全余裕度が小さい地層構成 C2 に対して行った。図-9 (上) にすべり面の受働土圧抵抗の有無における基礎の降伏耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、また、図-9 (下) にすべり面の受働土圧抵抗の有無における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n_g と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係をそれぞれ示す。基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに受働土圧抵抗の有無による違いはほとんどみられないことがわかる。

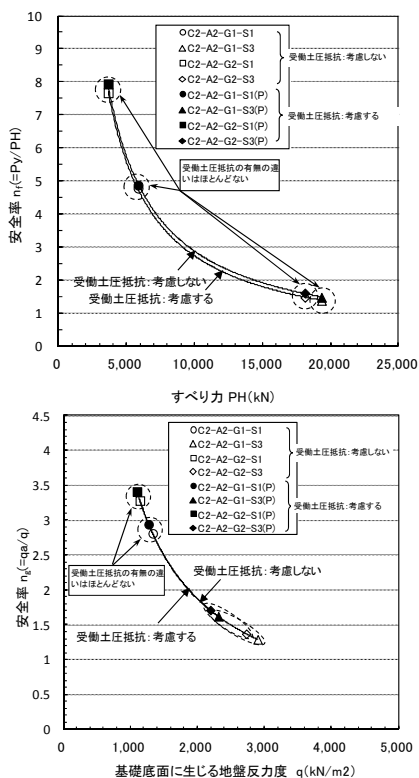


図-9 すべり面の受働土圧抵抗影響検討における安全性の評価
(上図：基礎の降伏水平耐力
下図：基礎底面の鉛直地盤反力度)

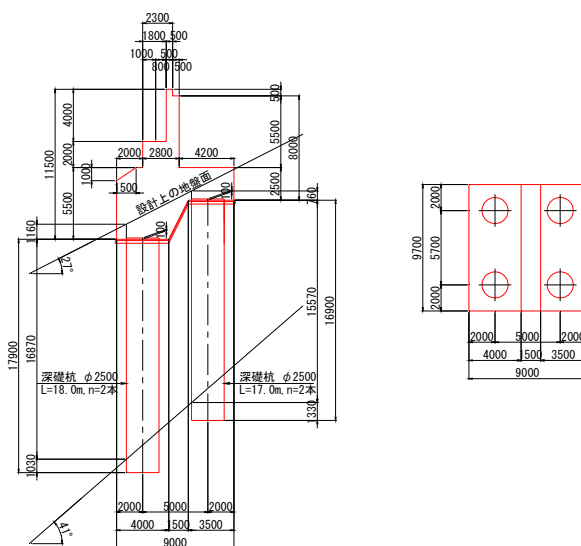


図-10 橋台の基本モデル図

風化層（砂岩）
 $c=0.155 (N \text{ 値})^{0.327} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2]$
 $\phi=5.10\text{Log} (N \text{ 値}) + 29.3 (\text{度})$ } ①

風化層（泥岩）
 $c=0.165 (N \text{ 値})^{0.606} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2]$
 $\phi=0.888\text{Log} (N \text{ 値}) + 19.3 (\text{度})$ } ②

表-2 橋台の試算で考慮したパラメータ

概要			
基礎構造	■ 単列組杭深礎基礎：1×2 ■ 複数列組杭深礎基礎：2×2		
斜面傾斜	■ 20° ■ 40°		
風化層中のすべり層厚	■ 2.5m (風化層中の25%) ■ 5.0m (風化層中の50%)		
風化層の地盤定数	風化層の地盤定数を以下のとおり2種類考慮する。		
地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考
風化層（砂岩）	40	50	ϕ 成分が卓越する土質
風化層（泥岩）	20	130	c 成分が卓越する土質

3. 斜面上に設置された組杭基礎の試算

下部構造形式として、橋台と橋脚を対象とし、標準的な条件下で設計された深礎基礎周辺の斜面が地震等に起因するすべり（地盤変状）を生じた際の基礎への影響を試算した。

3.1 橋台組杭基礎

3.1.1 基本モデル

試算に用いた橋台基礎は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧（以下、深礎便覧）⁶⁾の橋台の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎を基本モデルとして、道示IV編¹⁾に基づいて試設計を行った。図-10に基本モデル図を示す。

3.1.2 試算モデル

表-2に試算で考慮したパラメータを示す。パラメータは、基礎構造、斜面傾斜、風化層中のすべり層厚、風化層の地盤定数 (c, ϕ) である。風化層の地盤定数は、 ϕ 成分が卓越する砂岩を想定した土層と、 c 成分が卓越する泥岩を想定した土層の2ケースとし、N値30相当の地盤定数の値を深礎便覧に記載されている推定式①、②より算定した。

3.1.3 すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造躯体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。地震動による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は極限状態に至り、受働土圧が発揮されるものと考えられる。ここで、本検討においては、すべり面以浅の土の受働土圧をすべり力として評価し、すべり面以深の地盤に基礎が固定された状態でこれが作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、この考え方は、護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層及び上方にある非液状化層から基礎が受ける作用を受働土圧として評価する⁴⁾方法と同様である。すべり土塊の平面的な広がり、フーチングに剛結され

た複数本の組杭深礎基礎において後列杭からの広がりのみを考慮し、前列杭と後列杭で等分すべり力を分担するものとした。すべり層は表層の風化層とし、基礎背面の受働抵抗力がすべり面上方 $1/3H$ (H :すべり層厚) の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。また、受働抵抗力の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-11 にすべり力の概要図を示す。図-11 中の α はすべり面の角度 ($^\circ$) で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角 ($^\circ$) で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta=30+\varphi/3$ ($^\circ$) (φ :地盤のせん断抵抗角 ($^\circ$)) を採用した。なお、本検討においては、地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。

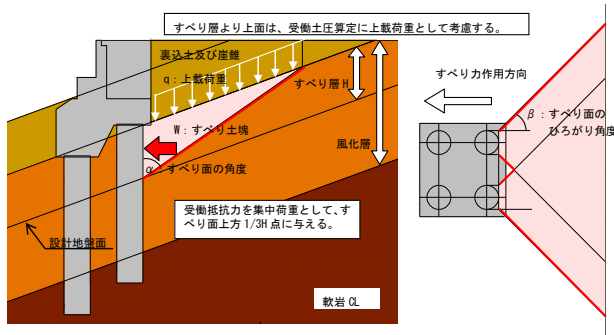


図-11 橋台におけるすべり力の概要図

3.2 橋脚組杭基礎

3.2.1 基本モデル

試算に用いた橋脚基礎は、深礎便覧の参考資料の橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎を基本モデルとし、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編¹⁾に基づいて試設計を行った。図-12 に基本モデル図を示す。

3.2.2 試算モデル

橋脚の試算で考慮したパラメータを表-3 に示す。

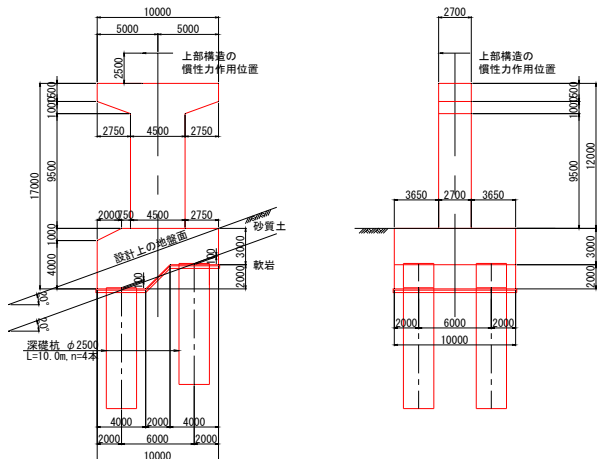


図-12 橋脚の基本モデル図

表-3 橋脚の試算で考慮したパラメータ

概要			
基礎構造	■ 複数列組杭深礎基礎: 2×2		
斜面傾斜	■ 20° ■ 40°		
風化層中のすべり層厚	■ 2.5m (風化層中の 25%) ■ 5.0m (風化層中の 50%)		
風化層の地盤定数	風化層の地盤定数を以下のとおり 2 種類考慮する。		
地層名	ϕ ($^\circ$)	c (kN/m^2)	備考
風化層 (砂岩)	40	50	ϕ 成分が卓越する土質
風化層 (泥岩)	20	130	c 成分が卓越する土質

3.2.3 すべり力の評価

すべり力の評価方法は橋台と同じとする。図-13 にすべり力の概要図を示す。

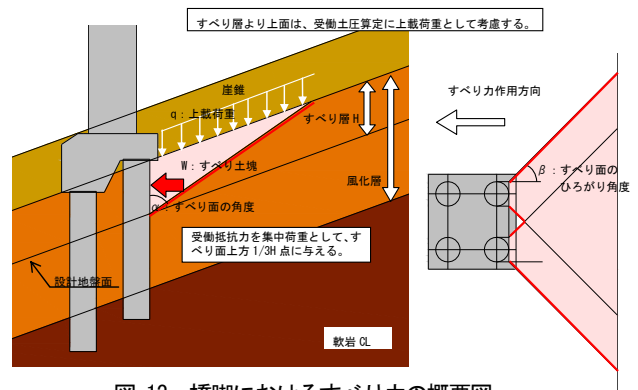


図-13 橋脚におけるすべり力の概要図

3.3 試算結果及び考察

図-14 及び図-15 に、橋脚・複数列組杭ですべり層厚が 2.5m、斜面の傾斜角が 20°のときの (降伏耐力又は終局耐力/すべり力) を基準としたときのそれぞれの (降伏耐力又は終局耐力/すべり力) の比を示す。なお、降伏時は、基礎本体の引張側の 90°の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときとし、終局時は、基礎本体の圧縮縁において、コンクリートひずみが終局ひずみに達するときとした。

複数列の場合と単列の場合の違いに着目すると、単列に比べて複数列の場合の降伏耐力及び終局耐力が大きいことから、単列よりも複数列の場合の方がすべり力に対する安全性が相対的に高くなる。特に、斜面傾斜が大きく、すべり層厚が厚いほどその差は顕著に表れている。また、斜面傾斜の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほど、すべり力が大きくなることから、安全性が低くなる傾向を示している。傾斜角 20°、すべり層厚 2.5m のケースでは、橋台単列及び複数列における比に大きな違いはないが、同ケースで傾斜角 40°では橋台単列と複数列の比は 1.5 倍程度となり、この傾向は、すべり層厚 5.0m のケースでも同様である。これらの傾向は、砂岩、泥岩の違いによらず確認できる。

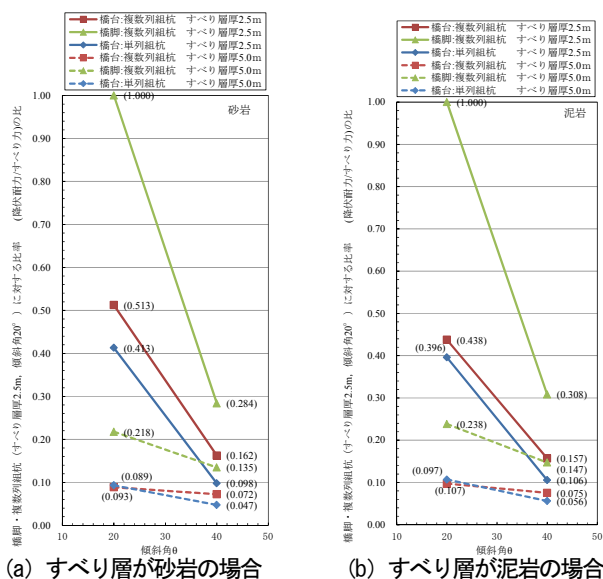


図-14 基礎の降伏耐力とすべり力の関係

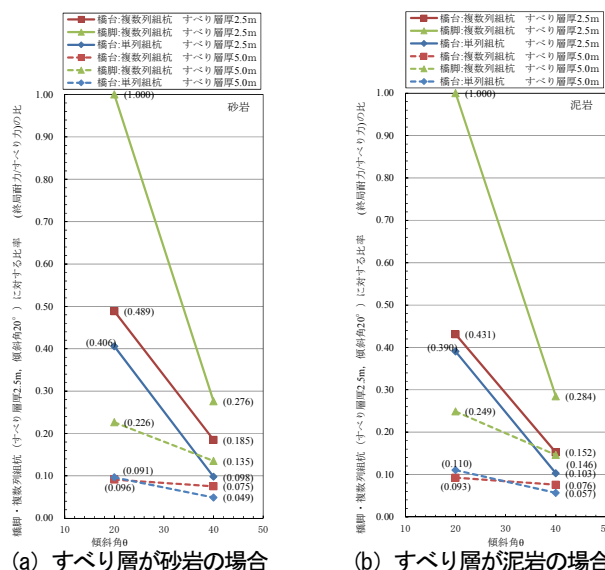


図-15 基礎の終局耐力とすべり力の関係

また、橋脚の場合においても、橋台と同様に、傾斜角が大きくなり、すべり層厚が厚くなるほど比が大きくなる。

すべり層の地盤条件(砂岩・泥岩)の違いによる影響は、すべり層厚 5.0m、傾斜角 40°の橋台単列ケースで顕著な違いが確認できた。これは、深礎基礎の設計断面は砂岩及び泥岩によらずほぼ同様の断面剛性となるが、例えば、橋台複数列(傾斜角 40°,すべり層厚 5.0m)において、砂岩の場合は 115,730kN、泥岩の場合は 86,662kN であり、泥岩の場合のすべり力は砂岩の場合のすべり力の 75%程度となる影響によるものと考えられる。同ケースにおける複数列杭の場合、すべり力は同様に 75%程度となるが、深礎基礎の断面剛性がすべり層が砂岩の場合に比べて泥岩の場合は 85%程度となることから、単列基礎ほど顕著な相違は見られなかった。また、橋脚においては顕著な相違は見られなかった。

4. 斜面上に設置された深礎基礎の遠心力載荷実験

3. の検討において、すべり力は受働土圧相当と仮定したものであるため、この妥当性について、実験により実際に基礎に作用する土圧及びひずみを計測し、地盤変状の影響範囲を確認することで検証した。

4. 1 遠心力載荷実験の条件

図-16 に実験模型の概要図を示す。(奥行) 500mm×(幅) 800mm×(高さ) 600mm の土槽に焼石膏を用いて斜角 10°,20°及び 30°の基盤を作製し、すべり層の砂層(東北珪砂 7 号:相対密度 $D_r = 90%$)を敷設した。基盤の上面上には、平板 2 枚でローラータイプのリニアガイド等を挟み込み、すべり層と基盤の摩擦を極力低減させる構造とした。道路橋基礎は深礎基礎を対象とし、杭径

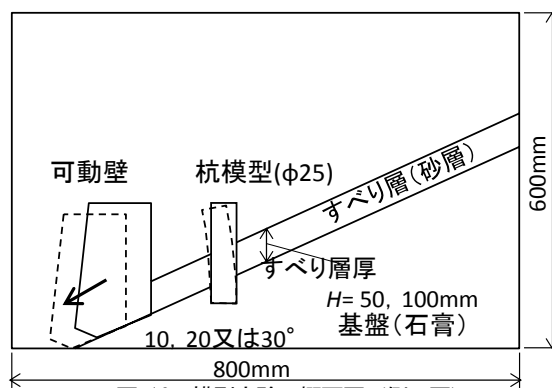


図-16 模型実験の概要図(側面図)

2000mm を想定した。遠心加速度は 80G とし、模型スケールは 1 / 80 より模型杭径は 25mm とした。模型杭の材質は実物の杭と曲げ剛性と整合させるために、アルミニウムパイプ(直径 $\phi 25$ mm, 厚さ $t = 1.5$ mm)を使用した。また、すべり層厚 H は実際のすべり層を 4m 及び 8m と想定し、模型スケール 1 / 80 より 50mm 及び 100mm とした。表-4 に模型実験諸元を示す。

実験ケースは杭配置(杭 1 本を「単杭」、斜面上側に 2 本配置したものを「縦列」、斜面に対して直角に 2 本配置したものを「並列」と称す。図-17(a)~(d)参照)、基盤の斜角、すべり層厚、含水比及び図-18 に示すように

表-4 模型実験諸元

模型スケール	1 / 80
遠心加速度 (G)	80
基礎径 (mm)	25 (2000)
() 内は実寸	
基礎の材質	アルミニウムパイプ (直径 $\phi 25$ mm, 厚さ $t = 1.5$ mm)
すべり層	東北珪砂 7 号 (乾燥状態, 相対密度 $D_r = 90%$) 厚さ $H = 50$ mm, 100mm

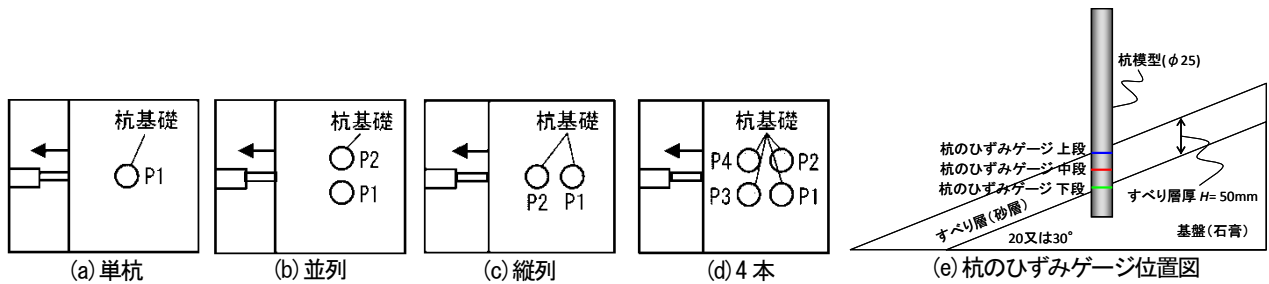


図-17 杭配置及びひずみ計測箇所

表-5 実験ケース一覧

	杭パターン				斜面角度			すべり層圧		含水比		杭頭固定	
	単杭	並列2本	縦列2本	4本	10度	20度	30度	5cm	10cm	0%	15%	有り	無し
case1	●					●		●		●			●
case2		●				●		●		●			●
case3			●			●		●		●			●
case4	●						●	●		●			●
case5	●						●	●		●			●
case6		●					●	●		●			●
case7			●				●	●		●			●
case8				●			●	●		●			●
case9		●			●			●		●			●
case10			●		●			●		●			●
case11		●			●			●		●			●
case12			●		●			●	●	●			●
case13		●				●		●		●			●
case14			●			●		●	●	●			●
case15		●				●		●		●	●		●
case16			●			●		●		●	●		●
case17			●			●		●		●		●	●
case18			●				●	●		●		●	●
case19				●			●	●		●		●	●

表-6 計測項目一覧

計測項目
杭模型のひずみ (3箇所 / 本)
杭模型前後の土圧
可動壁の変位量
杭模型の変位量
模型地盤の表面変位量

杭頭固定の有無をパラメータとした表-5 に示す全 19 ケースとした。

なお、並列、縦列および2×2の杭中心間隔は、深礎便覧⁹⁾を参考に2D (D: 杭径) とした。実験は、遠心力載荷装置により遠心加速度 80G を載荷した後、電動式ジャッキにより可動壁を徐々に移動させることによりすべり層を滑らせた。計測項目は表-6 に示すとおりである。杭模型のひずみは、図-17(e) に示すとおり、すべり層内の3箇所(層厚 100mm の場合は 5箇所) に設置(上段・中絶・下段) で計測した。

4.2 遠心力載荷実験の結果

4.2.1 曲げ応力度

図-19 に斜面角度 20° のケースにおける曲げ応力度と可動壁の関係を示す。曲げ応力度は模型杭に設置したひ

ずみゲージの値から算出したものである。実験から得られた曲げ応力度に対し、道示に示されるクーロンの受働土圧係数式及び受働土圧強度式より求めた曲げ応力度の理論値を算出したところ、図-19 示すとおり、斜面角度 20° のケースにおける発生曲げ応力度は実験値 31.0N/mm² に対して、理論値 36.0N/mm² となり概ね同等とみなせる結果が得られ、受働土圧相当に該当する曲げ応力度が作用したといえる。また、遠心力載荷実験の結果からは図-19 に見られるように一度目のピークを経て減少し、その後再度上昇に転じる傾向が見られた。

4.2.2 杭配置による曲げモーメントの差異

図-20 に単杭と縦列杭(山側) および並列杭について、模型杭に設置したひずみゲージから求めた曲げモーメント(kN・m) と計測深度(m: 1G場換算) の関係を示す。曲げモーメントは計測した模型杭のひずみにヤング係数 E (普通純度アルミニウムのヤング係数 E = 68.6kN/mm²)

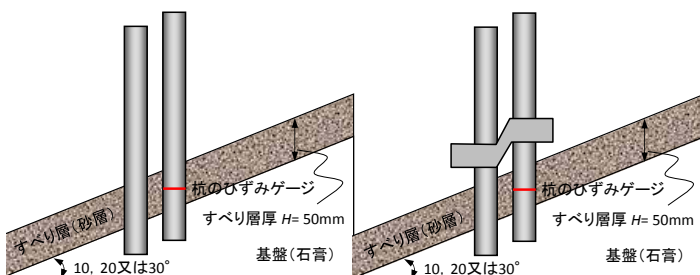


図-18 縦列杭における杭頭固定の有無

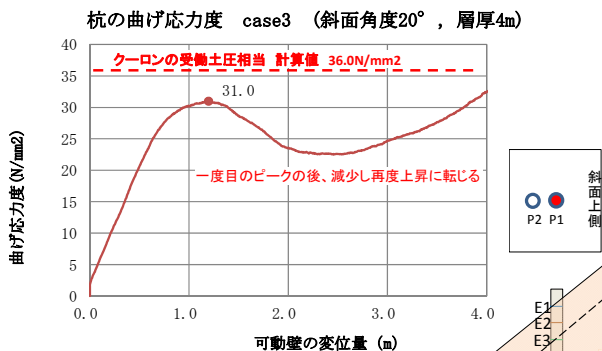


図-19 可動壁の変位と杭の曲げ応力度

を乗じ、模型杭の断面係数で除して算出している。図-20より、単杭に作用する曲げモーメントと縦列杭（山側）に作用する曲げモーメントは同一斜面角度において同等であることがいえる。また、単杭及び縦列杭と並列杭との比較により、並列杭については隣接杭との干渉の影響により単杭・縦列杭の値より小さな値を示すことが分かった。

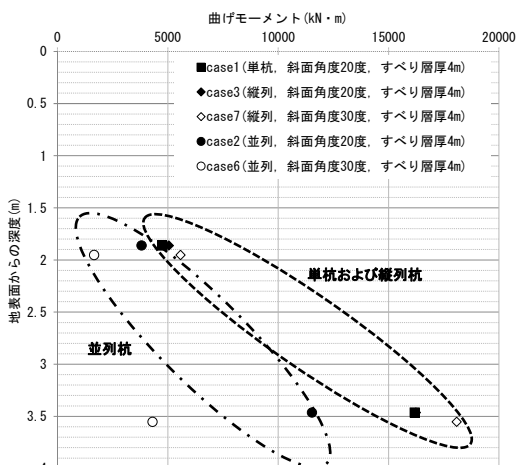


図-20 単杭、縦列杭と並列杭

次に、杭に作用する土圧を単一のくさび状土塊によるものと考え、受働土圧が作用するものと考えて外力を評価するために、クーロンが示した土圧理論との比較を行った。クーロンの受働土圧係数式及び土圧強度式を以下に示す。

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 - \frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha} \right]^2}$$

$$p_p = K_p \gamma^2 + 2c \sqrt{K_p}$$

ここでは、クーロンの受働土圧係数式及び土圧強度式から得られる土圧強度を用いて片持ち梁に深度方向に広がる三角形分布の荷重が作用するものとして曲げモーメントを算出して実験値との比較を行った。

道示IV編¹⁾および深礎便覧⁵⁾に示される $\varphi/3$ (φ : 土の

せん断抵抗角)を用いて評価したところ、図-21に示すとおり、斜面角度 10°のケースにおいては実験値に対して過小に、斜面角度 30°のケースにおいては過大評価となった。これはクーロン式において壁面摩擦角 δ が土圧の評価に与える影響が大きく、特に δ が大きくなれば土圧を過大に評価するためであると考えられる。

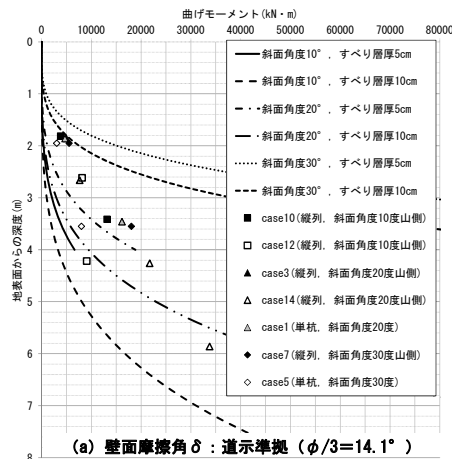


図-21 クーロン式と壁面摩擦角

杭頭固定の有無について比較を行った結果を図-22に、曲げモーメントの模式図を図-23に示す。図-23の模式図に示すとおり、杭頭固定の有無により下端固定の張出し梁形式と、ラーメン形式と構造系が異なることにより曲げモーメントの出方に正負の違いが見られるものの、その絶対値は同じ深度での比較の結果、杭頭固定有りの方が小さいことがわかった。

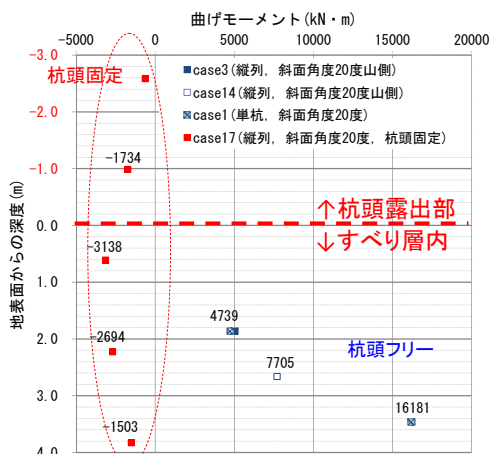


図-22 杭頭固定の有無による曲げモーメントの比較

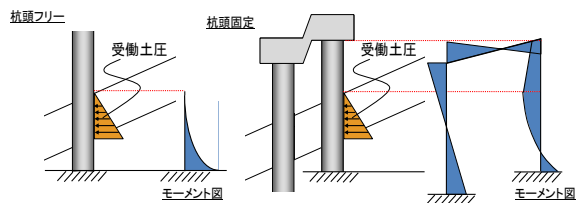


図-23 杭頭固定の有無による曲げモーメント模式図

4.2.3 変位とひずみの関係

図-24に可動壁の変位量 (m) と杭に設置したひずみゲージから得られた曲げひずみ (μm) の関係を示す。ここで、可動壁の変位量は実物大に換算した変位量である。図-24は縦列杭の山側杭において斜面角度、杭頭固定の有無の条件をパラメータとして変化させた結果である。可動壁の変位量と曲げひずみの関係に着目すると、杭頭固定の無いケースでは斜面角度によらず、可動壁が移動した直後に一度ピークが発生するがその後漸減し、可動壁の変位量が 3m を超えた付近で再度ピークが発生する傾向が見られる。この傾向は、杭頭を固定していない並列杭についても同様に見られた。

一方、杭頭固定したケースでは可動壁が移動した直後に曲げひずみのピークが発生する。しかし、その値は杭頭固定の無いケースに比べて極小さく、ピーク後のひずみの発生状況においても負側に転じていく等、様相が大幅に異なっている。

4.2.4 すべり角

図-25に実験後の変状の様子とそこから求めたすべり角を示す。case9以降のケースについては、図-25(a)に

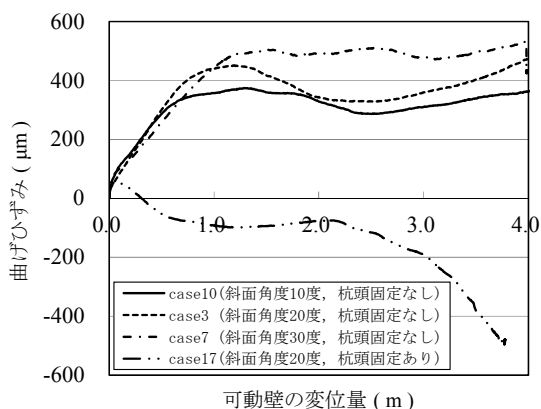


図-24 可動壁の変位量とひずみの関係

示す地表面の地盤変状の状況だけではなく、図-25(b)に示す地表面からの深度 10mm、図-25(c)に示す地表面からの深度 30mm (すべり層厚が 50mm の場合) においても同様に変状を確認した。その結果から、すべり土塊のすべり線は地表面におけるすべり角と地表面からの深度 10mm、地表面からの深度 30mm におけるすべり角はほぼ同等であることから、すべり線は直線であることが分かった。この結果は杭配置、斜面角度等の条件によらず case9 以降全てのケースで同様な傾向が確認できている。

4.2.5 変位とひずみの関係

全ケースにおいて図-25(a)に示すように実験後の地表面におけるすべり土塊の状況からすべり角を求めた結果を表-5に示す。表-5の下段には斜面角度毎の平均角度とクーロンの土圧理論にて算出される受働すべり角を併記して示している。両者を比較してみると、概ね実験値と理論値が整合していることが分かる。

表-5 受働すべり角

斜面角度	受働すべり角		
	10度	20度	30度
case1		47.9	
case2		38.9	
case3		44.7	
case4			60
case5			54
case6			50.7
case7			49.6
case8			51.2
case9	32.7		
case10	34.1		
case11	42.3		
case12	43.9		
case13		51.9	
case14		60.5	
case15		38.4	
case16		42.2	
case17		42	
case18			52.9
case19			49.3
平均	38.3	45.8	52.5
クーロン式	39.6	44.1	48.3

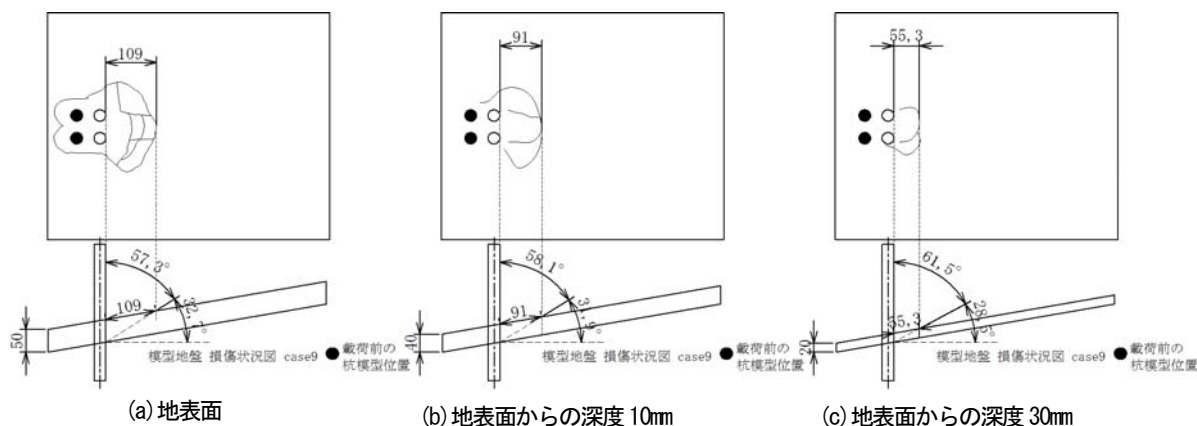


図-25 実験後のすべり角(case9)

5. まとめ

本研究では、斜面変状を生じる箇所に設置された道路橋基礎を対象に、解析的な検討と遠心力載荷装置を用いた実験を行い、下記の結果を得た。

- 1) 斜面変状に伴い生じるすべり力については、斜面の安定解析にて一般的に用いられるフェレニウス法にて得られる円弧すべりに相当するすべり力を作用させた場合と、破壊領域の3次元的な広がりを考慮した受働土圧が作用する場合について解析的な検討を行った。その結果、円弧すべりに相当するすべり力が作用する場合については、安全率（基礎の降伏水平耐力をすべり力で除したもの）はいずれの条件においても1.0以上となった。一方で、受働土圧相当のすべり力が作用する場合については、いずれも1.0以下となった。このことから、斜面変状の規模によっては、基礎の耐力を上回る斜面変状のすべり力が作用することが分かった。地盤変状を模した遠心力載荷実験にて、模型杭に作用するすべり力を評価したところ、すべり面の角度及び計測された杭のひずみから得られた応力度は、クーロンの土圧理論にて算出した受働土圧の理論値と同等な結果を得た事から、クーロンの受働土圧相当のすべり力が作用したものと評価できた。また、杭に作用するすべり力は、1度目のピークを発生した後減少し、再度増加する傾向が見られた。
- 2) 斜面変状の条件による道路橋基礎への影響度合いについては、すべり力を円弧すべり相当、3次元的な広がりを考慮した受働土圧相当のいずれの解析結果においても、斜面傾斜が大きくなるほど安全性が低

くなり、すべり層厚も厚くなるほど安全性が低くなる傾向が分かった。遠心力載荷実験においても、すべり層厚が厚くなるほど模型杭に作用する曲げモーメントの値は大きくなることが確認できた。

- 3) 基礎構造の違いによる斜面変状に対する安全性は、遠心力載荷実験において、杭模型に発生した曲げモーメントを比較したところ、単杭・縦列杭よりも並列杭の方が曲げモーメントが小さく、杭頭固定した杭模型と杭頭を固定しない杭模型では、曲げモーメントは同一深度において杭頭を固定した杭の方が小さい値となった。また、模型杭の変位も、杭頭固定した杭模型の方が小さい値となった。このことから、斜面変状に対して複数列組杭形式の優位性が確認できた。特に、斜面傾斜が大きく、すべり層厚が厚いほどその差は顕著に現れた。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，2012.3
- 2) 独立行政法人土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第4037号，2006
- 3) (社)日本道路協会：道路土工-切土工・斜面安定工指針，2009.6
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2012.3
- 5) 中村浩之：抑止杭による地すべり防止対策，2005.9
- 6) (社)日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.4

RESEARCH ON THE COUNTERMEASURES FOR PREVENTING THE DAMAGE OF A ROAD BRIDGE CAUSED BY MOVEMENT OF THE GROUND BY EARTHQUAKE (1)

Budget : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Bridge and Structural
Technology Research Group

Author : NANAZAWA Toshiaki

MAYUMI Hidemoto

TANIMOTO Shunsuke

Abstract : The purpose of this research is to propose the countermeasures for preventing the damage of road bridges caused by movement of the ground such as landslide, liquefaction induced ground flow by an earthquake. In this research, safety performance of the drilled pile foundation which located on the slope and might be induced by movement of ground was confirmed by analytical studies and centrifuge test. The results were as follows.

- 1) It was found that seismic performance of the deep foundation depended on angle of slope, scale of seismic intensity, loading width of foundation.
- 2) Safety performance of the drilled pile foundation with multi rows piles was superior to that of with the single row.
- 3) When the drilled pile foundation was constructed on the slope covered by the weathering layer, the layer which consists of the mudstone was relatively safer than that of the sandstone.
- 4) The bending stress of pile itself was smaller when the multiple piles were set parallel to the slope, comparing to the one pile.
- 5) The bending stress of single pile from centrifuge test was almost the same as the value of Coulomb's passive pressure.

Key words: road bridge, earthquake, land slide, movement of the ground , slip force, drilled pile foundation, centrifuge test