

平成 28 年度 道路保全地盤技術向上の調査・研究助成 最終報告書

調査研究課題	2. 橋梁との接合部における道路保全技術に関する研究		
テーマ名	集中豪雨後における RC 橋脚沈下現象の挙動解明と対策工の検討	研究期間	1 カ年
研究代表者	葛西 昭 (熊本大学大学院先端科学研究部)		
共同研究者	金田 一広 (竹中工務店・技術研究所)		
	大谷 順 (熊本大学大学院先端科学研究部)		
	倉橋 智 (倉橋建設(株))		

最終報告概要

2012 年 7 月、九州北部地方では、今まで経験したことのない大雨に見舞われ、熊本県、大分県、福岡県に甚大な被害が発生した。特に阿蘇地方の乙姫では、時間雨量で 108 ミリを記録した。熊本県内を流れる一級河川の白川は氾濫し、阿蘇地方を中心に多くの人的および物的被害が生じた。道路構造物の 1 つである橋梁にも多くの被害があった。本研究では、この平成 24 年九州北部豪雨によって生じた橋梁に対する被害状況をまとめ、特に、その中でも河川中央に存在する中間橋脚の沈下現象に着目し、被災メカニズムを検討した。

同検討に際して、橋脚基部周囲の地盤状況を把握するため、現状で得られるデータおよびこれまでの過去の知見から推定したデータを元に、土の骨格構造を考慮した水～土弾塑性連成解析により破壊メカニズムを推定することとした。

対象とした鷺の石橋は、一級河川白川の支流である黒川に架かる橋梁で阿蘇市山田の中通～鷺の石線に所在する。1959 年に架設された 3 径間 PC 橋で橋長 38.4m、有効幅員 3.1m、最大支間長 12.8m の道路橋である。7 月の調査で鷺の石橋の最も特徴的な被害は、右岸側の橋脚・橋台の沈下である（写真-1 参照）。

対象橋梁付近の地盤諸定数は、全てを把握することはできなかったが、各種地盤調査から、水平成層地盤を想定し、河川縦断方向に対して、2 次元の水～土連成解析として、水位の上昇に相当する引張力、流水及び流木の影響を模擬的に表した繰返し力を載荷した解析を実施した。結果として、構造物の沈下を確認した（図-1 参照）。これは、浮力による上揚力が発生し、さらに水平繰返し荷重が橋脚に作用すると橋脚下の地盤が乱され、橋脚周辺の地盤に発生するせん断ひずみが過圧密の解消や軟化を引き起こし、橋脚周辺の地盤の変形や沈下を生じさせる。さらにその後、水位の低下によって橋脚にかかる浮力が減少すると橋脚直下の「軟化」した地盤に荷重がかかるために橋脚が継続的に沈下してゆくと考えられる。



写真-1 鷺の石橋 現地調査写真

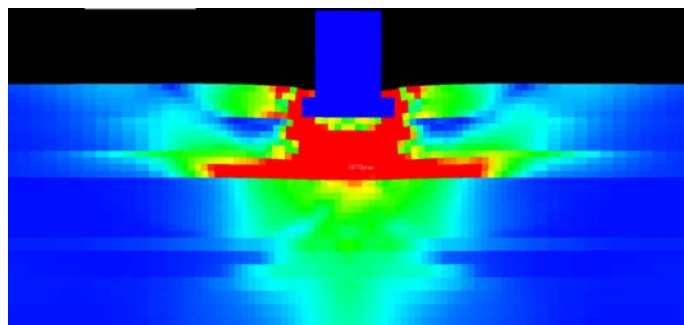


図-1 数値解析による集中豪雨解消後の地盤変形状態の再現

# 集中豪雨後における RC 橋脚沈下現象の挙動解明と対策工の検討

集中豪雨 沈下 軟化

熊本大学 正会員 ○葛西 昭  
 竹中工務店 正会員 金田 一広  
 熊本大学 正会員 大谷 順  
 倉橋建設(株) 正会員 倉橋 智

## 1.はじめに

昨今、局地的な大雨をもたらす気象が数多く報告されている。九州北部地方でも 2012 年 7 月 3 日および 11 日～14 日の 2 回にわたって梅雨前線性の集中豪雨が発生し、気象庁では、「これまで経験したことのないような大雨」という表現を初めて用いるほどの状況が発生した。この大雨により、熊本県、大分県、福岡県、佐賀県に甚大な被害をもたらした<sup>1)</sup>。特に阿蘇地方の乙姫では、時間雨量で 108mm を記録し、24 時間雨量でも 507.5mm の記録を作った(図-1)。

熊本県内を流れる一級河川である白川を含むいわゆる白川水系の氾濫では、阿蘇地方を中心に多くの人的および物的被害が生じた。道路構造物の 1 つである橋梁にも多くの被害があった。白川は阿蘇山を起点とする 1 級河川であるが、その支流に黒川が存在する。豪雨時の黒川(白川との合流部付近)の氾濫状況は写真-1 に示すとおりであった。

本研究では、平成 24 年九州北部豪雨によって生じた橋梁に対する被害状況をまとめ、特に、その中でも河川中央に存在する中間橋脚の沈下現象に着目し、被災メカニズムを検討した。また、この検討では、被災シナリオについて数値解析を用いることで補完することとした。ただし、どうしても当時の得られるデータには限りがあるため、橋脚基部周囲の地盤状況を把握するにあたって、現状で得られるデータおよびこれまでの過去の知見から推定したデータを用いることとした。数値解析手法には、土骨格構造を考慮した水～土連成弾塑性解析<sup>2)</sup>を用いることとした。

## 2.被害状況

平成 24 年九州北部豪雨では、7 月 12 日の大雨が最も大きかった。著者らは、豪雨が明けた 7 月 15,16 日に白川水系に架かる橋梁の現地調査を行った。調査にて被害の大きかった橋梁は、阿蘇市における「鷲の石橋、山田橋、黒流橋、西浜橋」、南阿蘇村における「岸野下橋、金間橋、黒川橋、川端橋、入佐橋、戸下橋」、大津町における「日暮橋、代官橋」の 12 橋であった。豪雨などで橋梁が被害を受ける場合の中でも「鷲の石橋」(図-2 に所在地を示す)は、今回の被災の中でも非常に特徴的な被害であった。そこで、その状況を概説することとする。

阿蘇市山田・中通～鷲の石線に所在する鷲の石橋は、1959 年に架設された 3 径間連続 PC 橋で、橋長 38.4m、有効幅員 3.1m、最大支間長 12.8m の道路橋である。図-3 は当該橋梁の一般図を示したものである。鷲の石橋周辺の地質は、主に阿蘇山の噴火によってもたらされたカルデラ埋積層で形成されており、土質区分は砂質シルトに分類される。

写真-2 は、阿蘇市から提供していただいた同橋梁の豪雨時の写真である。河川の流れる水が黒く濁り、流木やごみが多く流されていることが分かっている。

普段、鷲の石橋付近では河床から 1m ほどの水位であることが分かっているが、豪雨時は 5m ある橋脚が浸かり、桁下どころか、桁を越流している様子うかがえる。同写真が豪雨の中でもどの時間帯で

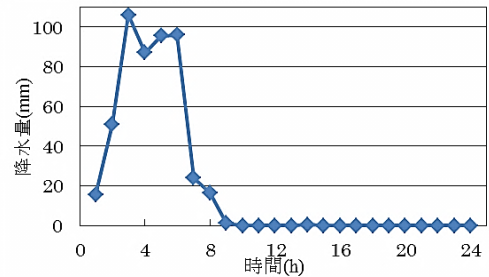


図-1 阿蘇市乙姫の 7/12 における降水量



写真-1 豪雨時の黒川の様子

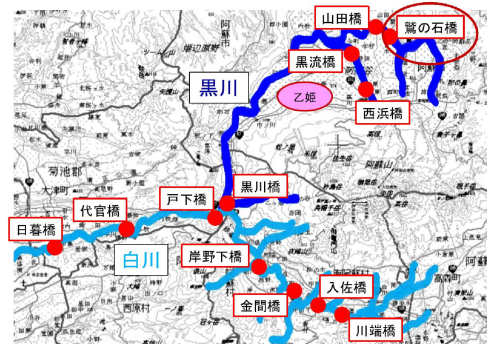


図-2 鷲の石橋の所在地

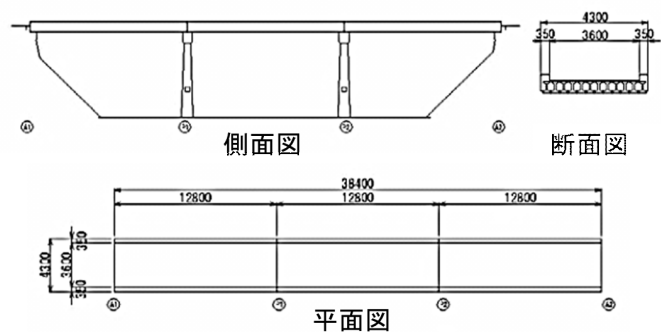


図-3 橋梁一般図(鷲の石橋)



写真-2 豪雨時の鷺の石橋



写真-3 7月15日における鷺の石橋



写真-4 橋台の沈下 (7月15日における鷺の石橋)



写真-5 黒流橋の被災状況



写真-6 西浜橋の被災状況



写真-7 山田橋の被災状況

撮影したものか定かではないが、少なくとも、ピークとなる豪雨がある程度落ち着いてからのものであり、この時点で左岸側の橋脚付近で桁が折れているように見受けられ、右岸側の橋脚が沈下しかけている可能性を否定できない。

大雨の落ち着いた7月15日に同橋梁を調査したところ、写真-3<sup>3)</sup>に見られるように、最も特徴的な被害は右岸側の橋脚・橋台がほぼ鉛直に沈下していることであった。高さ5mの橋脚は半分ほどの高さまで沈下し、橋台は所在不明となっており(写真-4)、補修後の最終的な確認は必要なものの完全に沈下してしまっている可能性がある。この橋脚と橋台の沈下に伴い、右岸側の2径間が落橋し、また橋軸周りのねじれも若干生じていた。正確な測量データまで入手できていないが、橋脚が下流側に大きく倒れていることはなく、むしろ、ほぼ真下に沈下している状況である。

この種の被害の要因は、洗掘が一般的であろう。例えば、写真-5は同じ平成24年九州北部豪雨における黒流橋における被災状況である。橋脚が倒れてしまっている状況である。また、写真-6は西浜橋の被災状況である。これらは、橋脚の倒壊状況からも洗掘が主要因と考えられる。鷺の石橋から少し下流である山田橋においても、若干、右岸側が沈下している様子が見受けられる(写真-7)。このことから、この地域におけるしかもほぼ同じ時期に建設された橋梁に対しては、同様の被害が生じる可能性があるかと推察できる。そして、今回の事例では、橋脚が数mに及ぶ沈下を起こし下流側への変位に比べて鉛直沈下が卓越していることが大きな特徴で、橋台に至っては、ある程度の深さまで掘削した11月現在でも、その形跡が見当たらない状況である。従って、洗掘が主要因であることは否めないが、それ以外にも要因が考えられることは明白である。本研究を着想するに至ったのは、この現象を目の当たりにしたためである。著者は、少なくともこれまで橋梁工学に関する研究に携わってきたが、この現象を見るに付け、地盤工学に精通する共著者らに早急に相談するに至った。本研究が、このように報告する形となったほとんどの部分は、共著者らの現象に対する理解とともにメカニズムに対する真摯な取り組みがあったためである。

以下では、このような現象に対して、地盤工学上、想定できる原因を思案し、それを説明する数値解析を行った。現状では、試行的に実施している部分が強いが、大雨時における橋梁および地盤被害の被害原因を探るための一助となることに期待している。

### 3. 解析の方針と計算条件

今までの豪雨被害で橋脚・橋台の沈下は確認されているが、その多くが洗掘によるものであり沈下量も数cmであっ

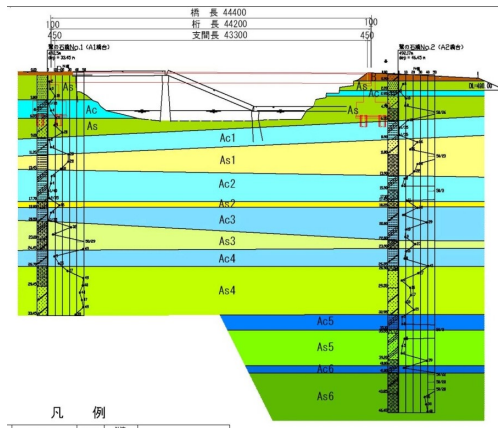


図-4 地質断面図

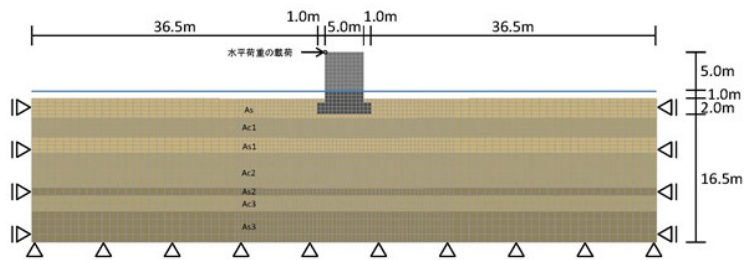


図-5 解析メッシュと境界条件

た。しかし、今回の被害で確認された橋脚・橋台が深く鉛直に沈下する現象は、今までの豪雨被害で見られることは稀であり、洗掘のみが原因であるとは考えがたい。そこで、筆者らは、洪水にともなう水位変動の影響によって、基礎直下地盤の過圧密の解消および構造劣化に起因した沈下が生じていると考え、土骨格構造を考慮した水～土連成弾塑性解析を実施した。

数値解析を行うにあたって、2次元問題として取り扱った。また、いわゆる水～土連成解析を行った。既往資料<sup>4)</sup>で得られた地質断面図を図-4に示す。

この地質断面図をもと河川縦断方向に関する解析メッシュを作成した。

地盤は水平成層を仮定し、橋脚基礎から左右水平方向に40mずつ、鉛直方向に18.5mの領域とした。メッシュサイズは、x座標、y座標ともに、基礎直下については0.5mを基本とし、基礎から水平方向に離れる個所では最大1mとした。図-5に解析メッシュと境界条件を示す。左右端および底面を固定条件、上面のみ排水条件とした。なお、初期の水位面は地盤メッシュ上面より1m上方にあると設定した。荷重を載荷するステップは以下の通りとした。

- ① 地盤から1m上部に水面があると想定し、初期地盤を作成する。
- ② 橋脚部を設置する。洪水時に水位が上昇した場合は、水面下の部分に作用する浮力の影響を考え、常時の水面下の部分の設置後に水面上の部分を設置するという2段階を踏むこととした。
- ③ 橋脚完成後、上部工の荷重470kNを橋脚天端に節点荷重として作用させる。なお、上部工荷重は、支間長からPC橋桁の標準的な物理量から算定した。
- ④ 洪水により水位が、橋脚天端まで6時間かけて達した(6m上昇)とし、水位上昇に相当する橋脚の浮力として橋脚天端に上向きの力300kNを与える。この上揚力は、橋脚が完全に水没したことを想定し、橋脚の体積から、浮力相当分を算定した。
- ⑤ 豪雨時にどの程度の期間、橋脚が水没していたか、はっきりとした記録はないものの、図-1に示される降水量から、少なくとも1時間程度は、水没していたと見なし、上揚力を1時間程度、キープすることとした。なお、豪雨の状況がはっきりとは分からないため、上流から下流に向けて、いわゆる波力がどの程度作用していたか分からないこと、および流木などの影響を無視できないことなどから、洪水中に橋脚に影響を及ぼす波力や流木等が衝突する力等を想定し、橋脚天端の左端節点に水平力として与えることとした。本研究は、実際の現場を現象終了後の調査からメカニズムを推定しているため、これらの影響がはっきりとはモニタできていない。そこで、恣意的ではあるものの、橋脚天端に上向きに作用させた300kNの1.5%である4.5kNを最大として表-1に示す条件を想定した。現在、これらの状況を実験室レベルで再現することを検討しており、まとも次第、報告することとしたい。
- ⑥ 豪雨終了後、水位の落ち着きまでの時間も現場での状況は、分からないため、ここでは、洪水が収まり17時間かけて水位が元に戻ると見なしした。よって、④で与えた浮力を17時間かけて徐々に開放することとした。ここでは、簡単のため地盤に作用する水位の上下に伴う浸透圧は考慮しないが、それに伴う橋脚に発生する浮力分の力を外力として与えて計算する。

表-1 水平荷重の条件

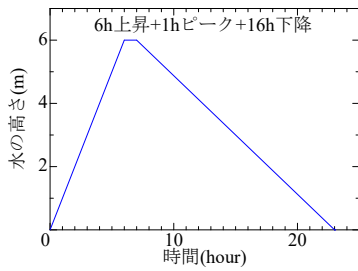


図-6 水の高さ～時間関係

解析ケース	水平荷重の条件
1	水平荷重なし
2	静的荷重として与える 20分で4.5kNに達して、 その後20分間一定値、20分で0に戻す
3	コサイン波(周期1秒)の片振幅繰返し荷重 0.45 k N×20分+4.5kN×20分+0.45kN×20分

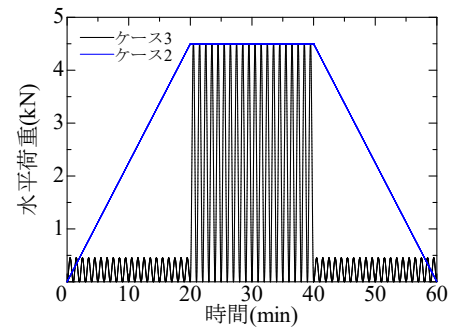


図-7 水平力～時間関係のイメージ

表-2 解析パラメータ(粘性土相当層)

区分	層	Ac1	Ac2	Ac3
弾塑性パラメータ	弾塑性パラメータ			
	NCLの切片N ( $p'=98\text{kPa}$ 時の比体積)	2.75	2.75	2.75
	限界状態定数M	1	1	1
	圧縮指数 $\lambda$	0.25	0.25	0.25
	膨潤指数 $\kappa$	0.005	0.005	0.005
	土粒子密度	2.60	2.60	2.60
	ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3	0.3
透水係数 $k$ (cm/s)	1.00E-05	1.00E-05	1.00E-05	
発展則パラメータ	発展則パラメータ			
	正規圧密土化指数 $m$	10	10	10
	構造劣化指数 $a$	1	1	1
	構造劣化指数 $b$	1	1	1
	構造劣化指数 $c$	1	1	1
	回転硬化指数 $br$	0.001	0.001	0.001
回転硬化限界定数 $m_b$	1	1	1	
計算初期値	計算初期値			
	構造の程度 $1/R^*$	1.2	1.2	1.2
	過圧密の程度 $1/R$	130.7	130.7	130.7
	異方性 $\zeta_0$	0.375	0.375	0.375
	間隙比 $e_0$	1.7	1.7	1.7

表-3 解析パラメータ(中間土相当層)

区分	層	As	As1
弾塑性パラメータ	弾塑性パラメータ		
	NCLの切片N ( $p'=98\text{kPa}$ 時の比体積)	2.12	2.12
	限界状態定数M	1	1
	圧縮指数 $\lambda$	0.18	0.18
	膨潤指数 $\kappa$	0.002	0.002
	土粒子密度	2.63	2.63
	ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3
透水係数 $k$ (cm/s)	1.00E-04	1.00E-04	
発展則パラメータ	発展則パラメータ		
	正規圧密土化指数 $m$	4	4
	構造劣化指数 $a$	1	1
	構造劣化指数 $b$	1	1
	構造劣化指数 $c$	1	1
	回転硬化指数 $br$	0.1	0.1
回転硬化限界定数 $m_b$	1	1	
計算初期値	計算初期値		
	構造の程度 $1/R^*$	2.1	2.1
	過圧密の程度 $1/R$	81.4	81.4
	異方性 $\zeta_0$	bko=0.5	bko=0.5
	間隙比 $e_0$	1.22	1.22

ここに、図-6 は橋脚上部に与える荷重～時間関係を示している。また、橋脚天端の左端節点に与える水平力のイメージを図-7 に示す。また、表-2～表-4 に地盤部分の解析に必要な解析パラメータを示した。地盤部分の解析には、名古屋大学地盤力学研究室が開発したSYSCAMクレイモデル<sup>2)</sup>を、対象とする橋脚は、塑性変形しないものと見なし、コンクリートとして弾性係数  $E=2.4 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、ポアソン比  $\nu=0.3$ 、密度  $\rho=2.35 \text{t/m}^3$  の弾性体としてモデル化した。

対象地盤は、浅部から As, Ac1, As1, Ac2, As2, Ac3, As3 である。この中で、As および As1 は中間土相当層、Ac1, Ac2, Ac3 は粘性土相当層、As3, As3 は砂質土相当層と考えた。砂質土相当層である As3 および As3 は洪水中にほとんど沈下が生じないと考え、既往の研究より典型的な密な砂の材料定数を適用した<sup>9)</sup>。粘性土相当層および中間土相当層については、Ac1 において行われた一軸圧縮試験を用いて弾塑性パラメータを設定した。

本計算では、サンプリングに伴う試料の乱れを考慮して原地盤の材料定数を決定した。原地盤( $K_0=0.5$ )の試料が採取され、サンプリングチューブから押し出されて一旦応力が開放される。応力が開放された試料を一軸圧縮試験機にセットして試験が行われる。土は再載荷時には塑性変形が発生することが多く、この影響を考慮することが目的である。図-8 に示すように数値計算では、初期状態→せん断応力 0kPa 付近まで非排水除荷し、平均有効応力 1kPa 付近まで等方除荷(この段階で間隙比が若干増加する)した後、一軸載荷という過程を踏む。室内試験で得られているデータは最終段階の一軸載荷の結果であるため、室内試験結果と計算結果が合

表-4 解析パラメータ(砂質土相当層)

区分	層	As2	As3
弾塑性パラメータ	弾塑性パラメータ		
	NCLの切片N ( $p'=98\text{kPa}$ 時の比体積)	2	2
	限界状態定数M	1	1
	圧縮指数 $\lambda$	0.04	0.04
	膨潤指数 $\kappa$	0.02	0.02
	土粒子密度	2.65	2.65
	ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3
透水係数 $k$ (cm/s)	1.00E-03	1.00E-03	
発展則パラメータ	発展則パラメータ		
	正規圧密土化指数 $m$	0.04	0.04
	構造劣化指数 $a$	1	1
	構造劣化指数 $b$	1	1
	構造劣化指数 $c$	1	1
	回転硬化指数 $br$	10	10
回転硬化限界定数 $m_b$	1	1	
計算初期値	計算初期値		
	構造の程度 $1/R^*$	1	1
	過圧密の程度 $1/R$	114.9	114.9
	異方性 $\zeta_0$	bko=0.8	bko=0.8
	間隙比 $e_0$	1.1	1.1

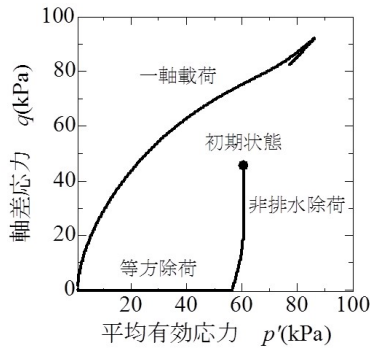


図-8 サンプリングによる応力パスのイメージ

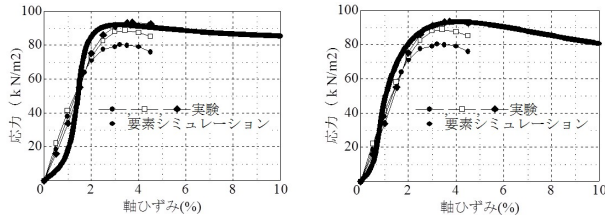


図-9 要素シミュレーションと実験結果の比較  
(左図：粘性土 Ac1, 右図：中間土 As)

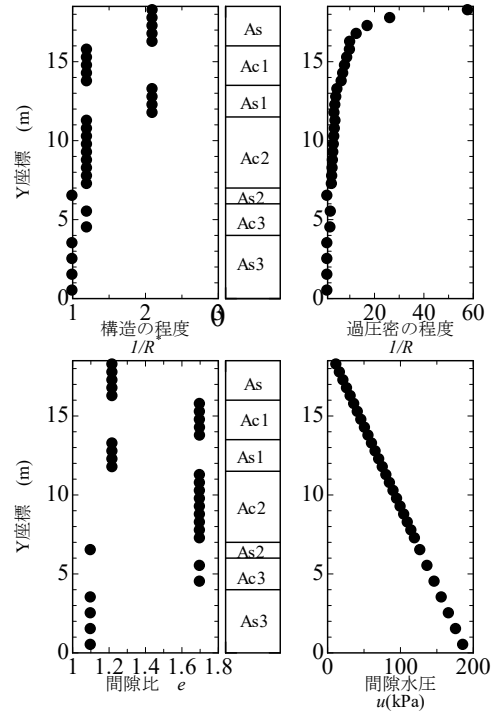


図-10 要素計算初期値の分布

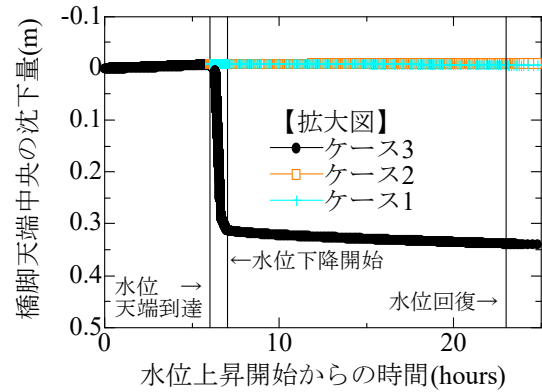
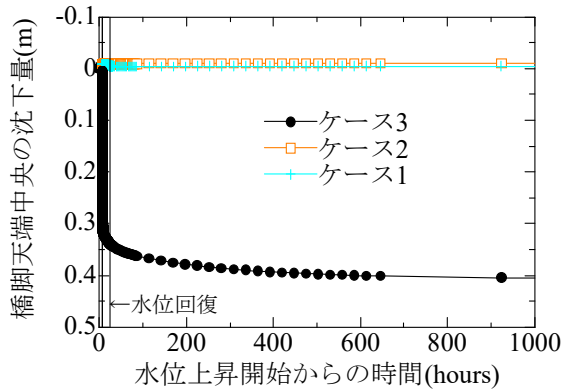


図-11 橋脚天端中央部の沈下量～時間関係

うように試行錯誤を繰り返して初期値を決める。この初期値が原地盤の状態を表していると仮定した。なお、本計算では過圧密の程度  $1/R$  が他の定数から決まる値として設定した。図-9 には要素シミュレーションと実験結果の比較、図-10 には計算初期値の分布図を示した。

#### 4. 数値解析による沈下メカニズムの考察

3. で同定したパラメータをもとに、水平荷重の条件を変更した 3 種類のケースに対して FEM を実施した。

水位上昇開始を時刻 0 とした場合の橋脚天端中央部における沈下量～時間関係を図-11 に示す。水位変動のみで水平荷重を与えないケース 1 および静的な水平荷重を与えたケース 2 では、橋脚天端がわずかに上昇するだけで沈下量がほとんど生じない結果となった。一方、繰返し水平荷重を与えたケース 3 では、繰返し荷重載荷時に 30cm 程度の沈下が生じている。その後、水位が回復する際にだんだんと沈下が継続し、最終的には約 600 時間後において 40cm 程度の沈下が生じる結果となった。また、ケース 3 の層別沈下量～時間関係を図-12 に示す。主要な沈下が粘性土である Ac1 層

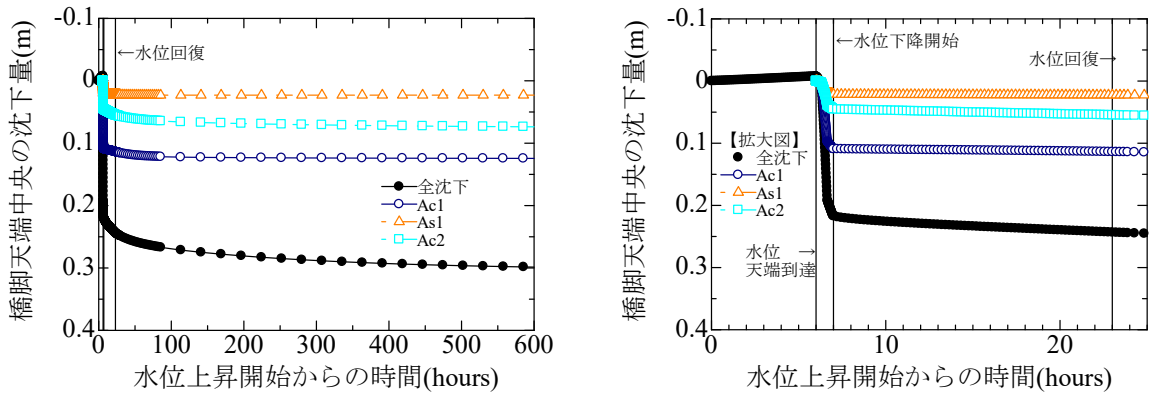


図-12 層別沈下量～時間関係(ケース3)

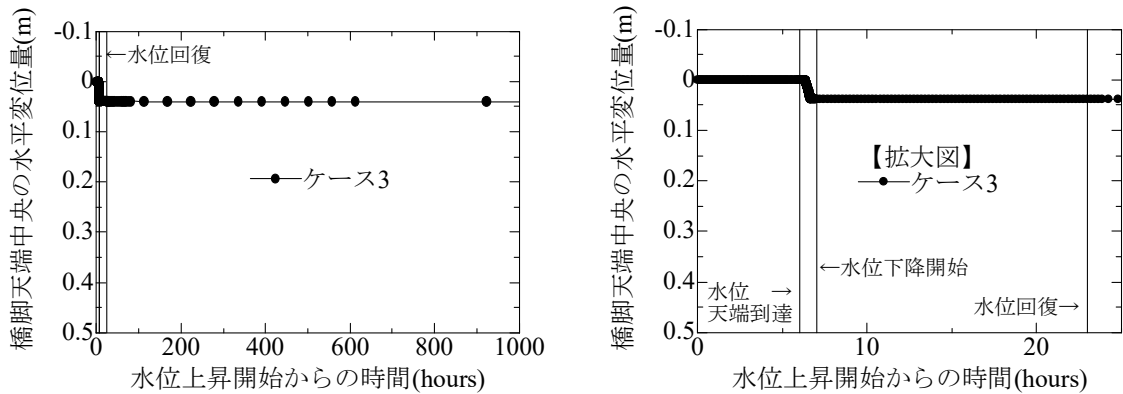


図-13 橋脚天端中央部の水平変位量～時間関係

において発生していることが分かる。繰返し水平荷重を与えたケース3について、橋脚天端中央部における水平変位量～時間関係を図-13に示す。水平荷重を載荷する右側の方向を正としている。沈下量とは異なり、橋脚の水平変位は水平荷重載荷時に発生し、5cm程度の残留変位となっていることが分かる。

繰返し水平荷重を与えたケースのせん断ひずみ分布図を図-14に示す。繰返し荷重の載荷ともない橋脚下の地盤にせん断ひずみが発生している。主にAc1層においてせん断ひずみの集中が見られ、橋脚端部から左右方向へと円弧状にすべり面を形成してゆく。

図-15に示すせん断ひずみが集中する付近の要素に対し、要素の挙動を確認した。Ac1層の橋脚直下にある要素Aにおける繰返し荷重の載荷時からの挙動を図-16に、As1層の橋脚直下にある要素Bにおける繰返し荷重の載荷時からの挙動を図-17に、橋脚が根入れされているAs層の橋脚右横にある要素Cにおける繰返し荷重の載荷時からの挙動を図-18に、Ac1層の橋脚右下にある要素Dにおける繰返し荷重の載荷時からの挙動を図-19に示す。軸差応力 $q$ ～せん断ひずみ $\varepsilon_s$ 関係、軸差応力 $q$ ～平均有効応力 $p'$ 関係、間隙水圧 $u$ ～せん断ひずみ $\varepsilon_s$ 関係、比体積 $v$ ～平均有効応力 $p'$ 関係、 $1/R^*$ ～せん断ひずみ $\varepsilon_s$ 関係、 $1/R$ ～せん断ひずみ $\varepsilon_s$ 関係である。ここで、せん断ひずみ $\varepsilon_s$ は $\varepsilon_s = \sqrt{\frac{2}{3}} e' \cdot e'$ 、

$e' = e - \frac{1}{3}(\text{tr}e)I$ であり、 $e'$ はEulerのひずみテンソルである。橋脚下の要素である要素Aおよび要素Bでは、繰返し

し載荷時に軸差応力 $q$ ～平均有効応力 $p'$ 関係が図中の限界状態線よりも上方へゆき、軸差応力 $q$ 、平均有効応力 $p'$ ともに値が増加する。その際、 $1/R$ の減少を伴いながらひずみが進行する。この繰返しによる過圧密の解消とそれともなうひずみの進行が、洪水時において橋脚の大沈下を引き起した原因と考えられる。一方、橋脚横の要素である要素Cおよび要素Dは、繰返し載荷時に $1/R$ の増減を伴いながら、軸差応力 $q$ ～平均有効応力 $p'$ 関係が、図中の限界状態線の下

側を軸差応力 $q$ および平均有効応力 $p'$ ともに0に向かって移動する。水圧も増加し、液状化に近い挙動である、その後、

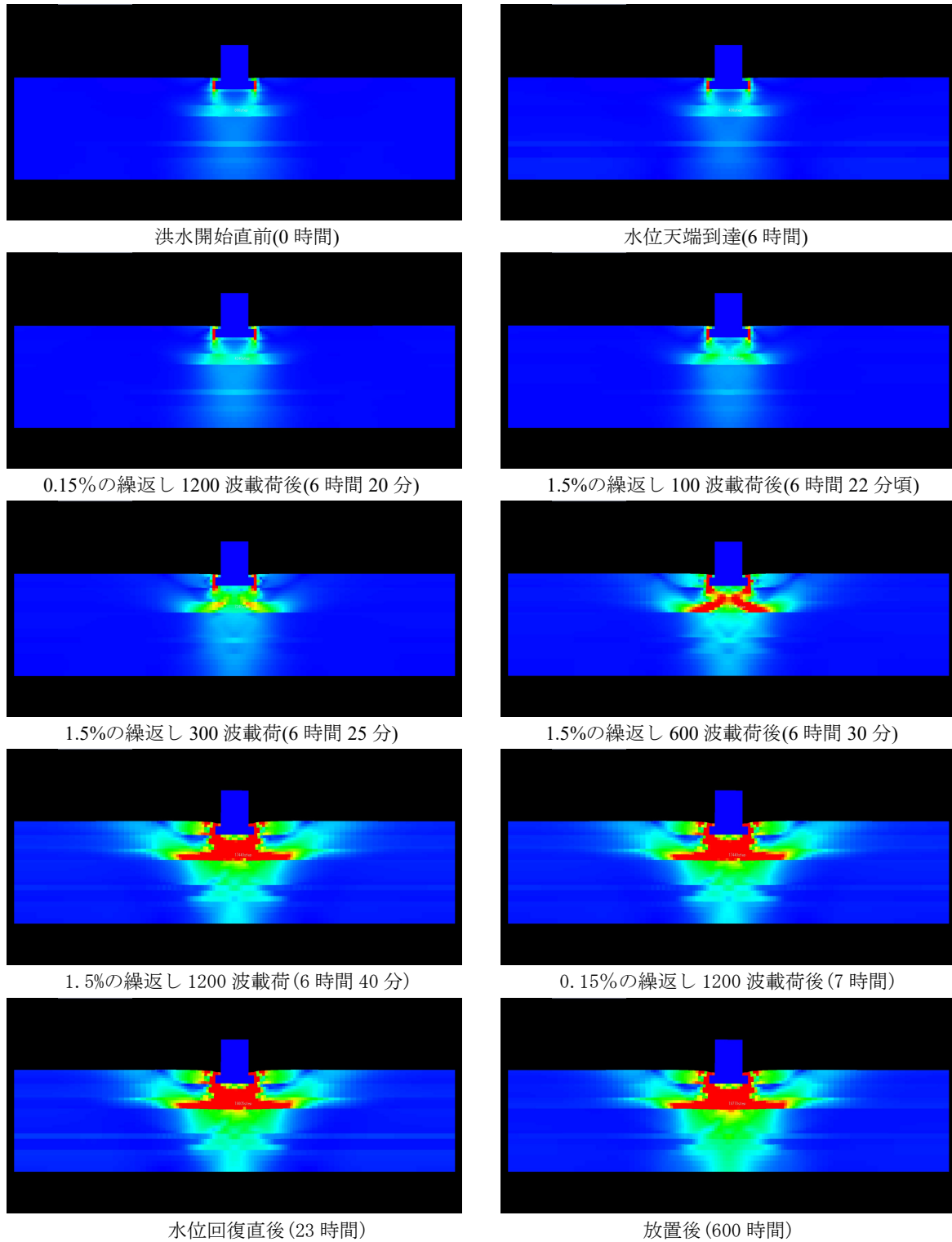


図-14 せん断ひずみのコンター図

軸差応力  $q$  , 平均有効応力  $p'$  ともにもとの値近くまで回復するとともに, 比体積  $v$  が減少している.

#### 5.対策工についての検討

今回のような直接基礎の支持形式では, 橋脚基礎直下地盤の繰返しによるゆすり込み沈下や軟化を伴う支持力の低下



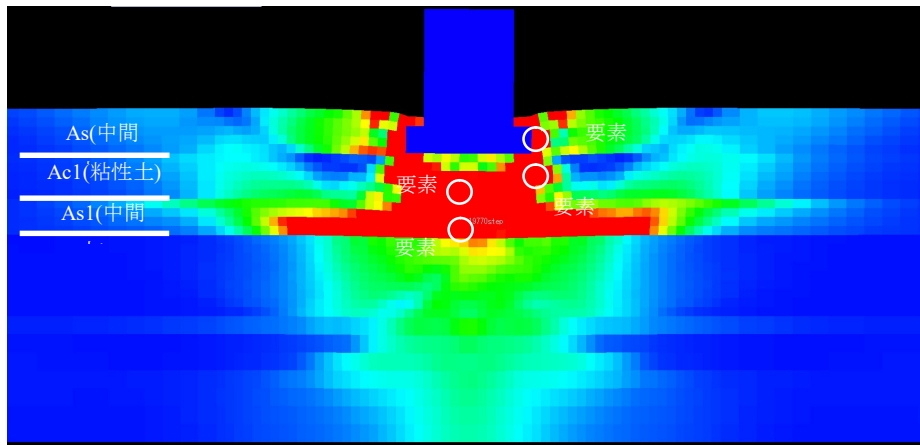


図-15 抽出した要素の位置図(600 時間後のせん断ひずみコンター図に加筆)

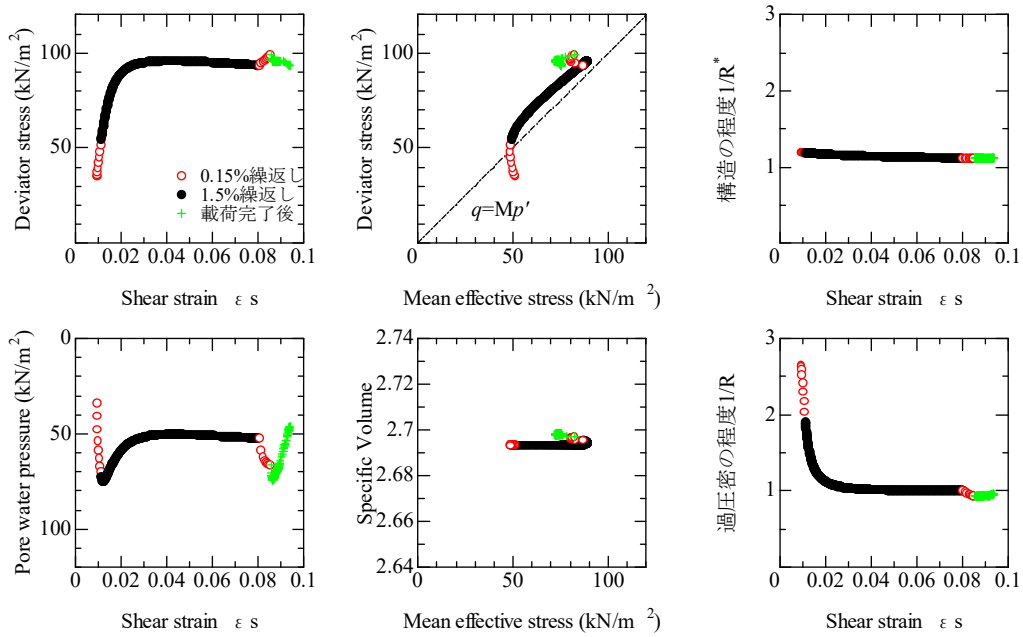


図-16 要素 A(粘性土 Ac1 : 橋脚下中央)の挙動

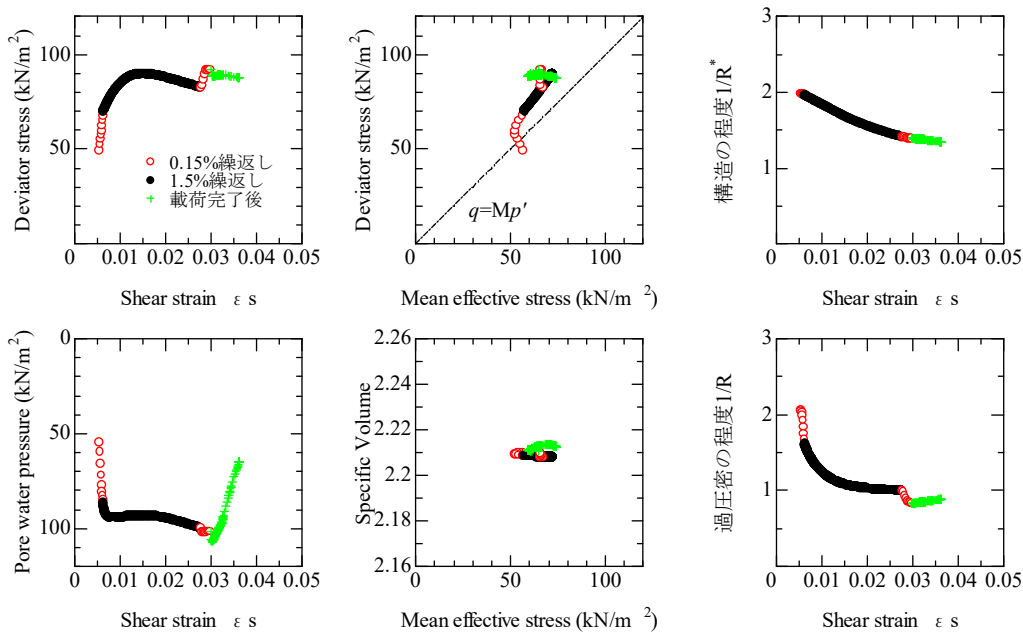


図-17 要素 B(中間土 As1 : 橋脚下中央)の挙動

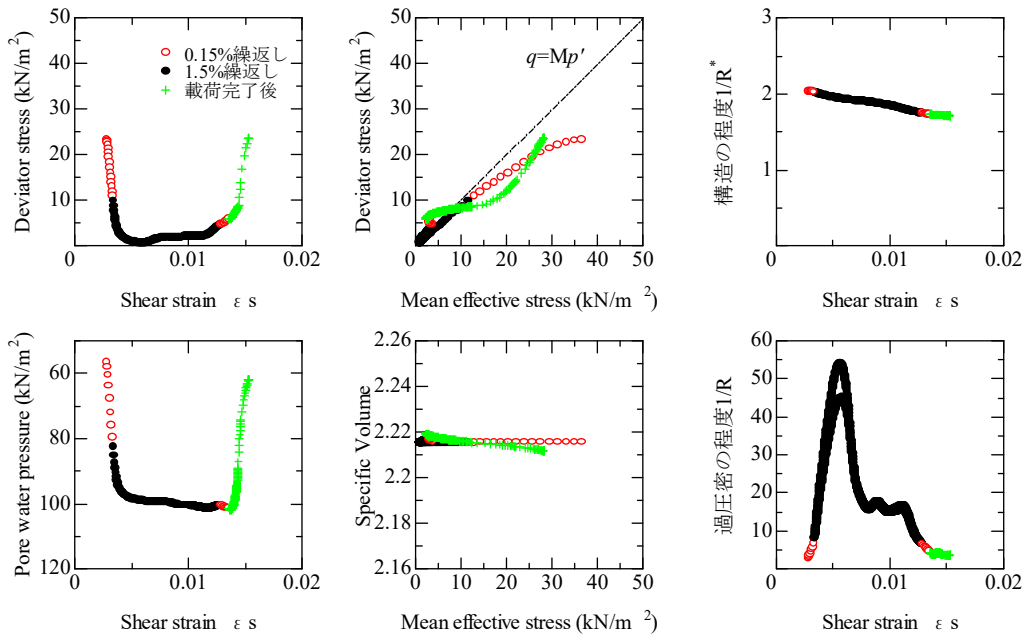


図-18 要素 C(中間土 As: 橋脚右横)の挙動

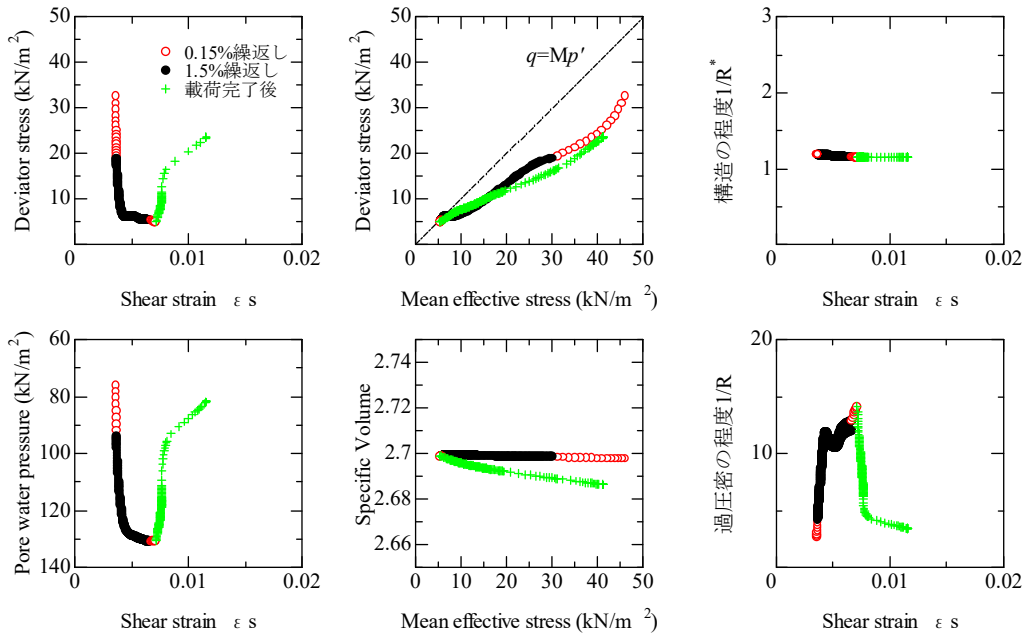


図-19 要素 D(粘性土 Acl: 橋脚右下)の挙動

が発生する可能性が示された。対象橋梁は古い設計基準で建設されており、現行設計では、同種の設計をする際、杭基礎形式を選定することが考えられる。従って、対策の1つとしては、新設時には、杭基礎を選定することで防ぐことは可能であろう。また、杭基礎の形式としても、支持杭のように支持層まで杭がある場合に比べ、摩擦杭の場合は、杭先端で深に存在する粘性土や中間土の影響を受け、今回のような現象が発生する可能性があると考えられる。そのため、地盤調査等により基礎地盤の情報を把握することが重要であるといえる。

さて、現在の設計では、100年以上の寿命を想定し、杭基礎等の設計にも多くの知見が採用されている。従って、現行設計に忠実である中では、今回の事象が生じる可能性は低いと言える。また、古い設計基準による橋梁においても、適切な杭基礎形式への補強を行うことで、十分な対策を練ることになる。しかし、橋梁の多くは、高度経済成長期に建設されている。古い設計基準の下では、どうしても摩擦杭形式のものや地盤調査の関係上、直接基礎形式を選定されてきたものが、現存するのが実情である。これらを補強するには、莫大な費用がかかるため、同種の地盤条件を有する橋梁に同じような検討をして、杭形式を改めるような補強方法は得策とは思えない。被害が生じてから、新たな橋梁を建設する手もあろうかと思われる。これも結果的に莫大な資金を必要とする。特に都市域ではないところに存在する橋梁を持続的に維持していくためには、簡易かつ有効な対策を必要とする。多くの橋梁がそのような地域に存在するだけ

に、喫緊の重要課題と呼べる。本研究では、少ない時間の中で、メカニズムの 1 つを詳らかにする程度に終わる結果となったが、全国に存在する同様の橋梁に対して、いかに少ない資本で対策を練るのかを考えることが重要になってくる。本研究が 1 つのきっかけとなり、どのような対策を行うことが有効か、新たな研究が始まることに期待したい。

## 6.まとめ

本検討では、水位上昇にともなう橋脚の沈下挙動を以下のように考えた。浮力によって上向きの力が発生し、さらに水平繰返し荷重が橋脚に作用すると橋脚下の地盤が乱され、橋脚周辺の地盤にせん断ひずみが発生する。このせん断ひずみは過圧密の解消や軟化を引き起こし、橋脚周辺の地盤の変形や沈下を生じさせる。さらにその後、水位の低下によって橋脚にかかる浮力が減少すると橋脚直下の「軟化」した地盤に荷重がかかるために橋脚が継続的に沈下してゆくと考えられる。

なお、本計算は 2 次元を仮定して行ったものであり、洪水時の洗掘や橋脚まわりの土の変形は考慮されていない。今後、3 次元解析等によりこれらの影響を確認する必要があると考えている。

## (参考文献)

- 1) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害調査団報告書，104p., 2013.
- 2) Asaoka, A., Noda, T. Yamada, T., Kaneda, K., and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), pp. 47-57.
- 3) 阿蘇市橋梁台帳
- 4) 阿蘇市土木部建設課：平成 24 年度公災第 101 号 中通鷺の石線（鷺の石橋）他 3 橋 橋梁詳細設計業務委託，平成 25 年 7 月.
- 5) 金田一広，葛西昭，丸山一茂：九州北部豪雨による熊本県内の橋梁被害の調査と被害メカニズムの考察，*GeoKANTO*, 2013.
- 6) 中井健太郎(2005):構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の開発とその粘土，砂，特殊土への適用性に関する基礎的研究，名古屋大学学位請求論文.