# 橋台背面アプローチ部の沈下に着目した 複数回地震動による橋梁の使用性に関する検討

梶田 幸秀<sup>1</sup>·福井 誠司<sup>2</sup>·松田 泰治<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744) E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

> <sup>2</sup>学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744) E-mail: fukui@doc.kyushu-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744) E-mail:mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

平成 28 年熊本地震では, KiK-net 益城観測点において約 28 時間で, 震度 6 弱以上に相当する計測震度 5.5以上を 5 回観測している.本研究では,橋台背面アプローチ部に着目し,熊本地震の前震と本震の 2 回 の地震動による橋台背面アプローチ部の地盤改良による地表面の沈下量や杭の応答の違いについて検討を 行った.その結果,荷重軽減工法及び深層混合処理工法による地盤改良によって橋台背面アプローチ部の 段差量や橋台の傾斜角度については軽減することができた一方で,杭の水平方向変位や曲率については深 層混合処理工法においては効果があるということが分かった.

#### Key Words: Liquefaction, Abutment, Pile

# 1. はじめに

平成 28 年熊本地震において,複数の断層帯が短期間 で活動したために,現在の設計地震動(レベル2地震動) 相当と考えられる震度 6 弱以上が KiK-net 益城観測点で は約 28 時間で 5 回も観測された.通常,橋梁の設計で は、原則として強震動にさらされるのは1回としている. 写真-1 は前震(4月14日21時26分)発生翌日に撮影し た写真と本震発生後約1か月経過した後(5月13日)に 撮影した写真であるが,これらの写真は橋台背面アプロ ーチ部における段差量の拡大を示しており,構造物の損 傷が短期間で拡大する状況であるとき,橋梁の使用性を 検討することは重要である.

著者らは、2011年東北地方太平洋沖地震の被害状況を ふまえ、これまでに河川を跨ぐ橋梁を対象に地盤と構造 物の連成を考慮した2次元有効応力解析を行っており、 また、地盤改良工法による橋台背面アプローチ部の被害 抑制効果について検討を行い、地盤改良工法が橋台部の 沈下に対し効果があることが確認されている<sup>1,2</sup>.しか し、これらの研究では強震動は1波しか入力していない.



(a) 4月15日午後撮影(段差量約15cm)



(b) 5月13日撮影(段差量約30cm)

写真-1 宮園橋(益城町)における段差被害の比較

余震の影響を考慮した研究として、小林らは<sup>3</sup>,本震に よって液状化が発生した地盤が余震を受けて再び液状化 に至るメカニズムの解明と定量的な評価を目的とした振 動台実験と数値解析を実施し、複数回の地震動によって 再度地盤が液状化することが確認されている.しかし、 この研究では構造物と地盤の連成については考慮されて いない.著者らは熊本地震の被害を踏まえ、地震動2波 を用いて、複数回地震動による橋台背面アプローチ部の 沈下についての検討を行ったが、地盤モデルに具体的な 液状化対策を施していない<sup>4</sup>.

そこで、本研究では、液状化対策工法の中から荷重軽 減工法及び深層混合処理工法(以下 CDM 工法)に着目し、 仮想の橋梁に4月14日に観測された前震と、4月16日 に観測された本震を連続で入力した際の橋台背面アプロ ーチ部の沈下現象に関する検討を行った。

# 2. 二次元有効応力解析の概要

# (1) 解析プログラム

本解析は FLIP<sup>3,0</sup>「液状化による構造物被害予測プロ グラム」を用いている.FLIPは有効応力法に基づく地震 応答解析プログラムであり 2次元有限要素法に基づいた 有効応力解析を行う.FLIPにおける砂質土の繰り返し載 荷時の挙動を再現するために、東畑らが提案している多 重せん断ばねモデル<sup>7</sup>が用いられている.このモデルで はせん断応力-せん断ひずみ空間上の円とその中心の可 動点から構成される.可動点は円と非線形ばねと結ばれ ており、それぞれのばねで双曲線タイプの荷重-変位関 係に従う.

### (2) 構造物及び地盤のモデル化

本研究では、図-1 に示す解析モデルを用いて解析を 行った 9. 図-1 において,灰色で示す部分が橋台および 中間橋脚となっており,橋台を結んでいる直線が橋桁を 示している. 杭基礎は橋台ならびに中間橋脚に設置され ており、鋼種はSKK400とした. 杭径 800mmの鋼管杭を 二次剛性0のバイリニアモデルとしてモデル化を行った. この杭基礎は、表-1 に示す地盤条件において、layer3の N 値を 10 として通常地盤に置き換えた際に 2002 年の道 路橋示方書の設計基準を満たすようにしている. その結 果,橋軸方向に3本,橋軸直角方向に4本の計12本の鋼 管杭が設置した.また laver3 は液状化層となっており、 他の層の地盤に比べてN値と体積弾性係数が小さいため, 液状化が発生しやすい地盤となっている. 図-2 は杭基 礎の M-o 関係を示しており、降伏モーメントが 670kN・ m, 降伏曲率が 0.0171/m でモデル化した. 橋桁と橋台の 間には水平方向に図-3 に示すようなバネを用いて接合 している. このばねは遊間量(10cm)を超えて橋台が橋桁 に近づいた場合、橋台は橋桁からの反力を受け、橋台の 橋桁への接近が 10cm 以内になる場合や橋台が背面へ移 動した場合には力の受け渡しが存在しないことを再現す るために導入している. 土層は6つの層から構成されて おり、排水条件で解析を行うためにカクテルグラスモデ ル要素でモデル化した. 各土層のカクテルグラスモデル における物性値は、カクテルグラスモデル要素パラメー タ決定支援環境 FLIPCSIM で決定し、その物性値を表-1 に示す. 表-1 において各土層の物性値が図-1 のモデル に反映されている. layer6 は工学的基盤を想定しており, 地下水位面は layer3 の上端と同位置に設置している.



layer3のみが液状化層として過剰間隙水圧比の上昇が考 慮されており, layer3の透水係数は比較的透水性の高い 砂質土層の値である1×10<sup>4</sup>m/sとしている<sup>7</sup>. layer3の液状 化パラメータを表-2 に示す.また後述の荷重軽減工法 では layer1 と layer2 の一部が改良された地盤に置き換わ っている.橋台・橋脚・杭基礎とこれらの土層との間に 境界条件を設定するために表-3 に示す物性値のジョイ ント要素を設置しており,ジョイント要素の物性値は文 献8に示すものを使用している.このジョイント要素は 引張方向の応力は負担せず,圧縮側では垂直方向初期剛 性(Kn)に応じた応力を負担し,せん断方向においてはせ ん断強度に達するまで,せん断方向初期剛性(Ks)に応じ たせん断応力を負担する.また,解析モデルの側面境界 は半無限の自由地盤を想定した粘性境界とし,底面境界 は固定境界とした.

### (3) 荷重軽減工法

本研究では、先述の解析モデルに荷重軽減工法を施し たモデルも使用し解析を行う.荷重軽減工法を施したケ ースの改良範囲を図-4 に示す.改良範囲については、 荷重軽減工法については文献 9 より軟弱地盤下端から 45°で立ち上げた範囲としている.荷重軽減工法を適用 することによって盛土荷重が軽減し、上載圧や橋台背面 に作用する土圧が軽減され、その結果橋台の側方移動が 抑制され背面アプローチ部の沈下も抑制されることが期 待される.改良盛土については、実際に用いられている 文献 10 の改良盛土を参考として物性値を決定した.そ の物性値を表-4 に示す.layerl 及び layer2 の物性値と比 較すると、荷重軽減工法を施した範囲の密度は施工前の 約 60%となる.地盤改良として軽量盛土を用いた場合、 盛土を通常密度(1.92t/m<sup>3</sup>)から軽量盛土(1.1t/m<sup>3</sup>)に置き換え

表─l	土曽物性値	
রহ-।	唐初月午11日	
<u> </u>		

	N価	有効上載圧	細粒分含有率	層厚	密度。	問附索n	初期せん断剛性	体積弾性係数	平均有効拘束圧	せん断抵抗角
	1411	σ'	Fc	D	шідр	间似中II	G0	Kla	Pa	φf
		kPa	%	m	t/m <sup>3</sup>		kPa	kPa	kPa	0
layer1	5	20.58	40	2.1	1.92	0.505	44479	115994	15.435	38.28
layer2	10	118.58	40	7.9	1.92	0.518	70606	184129	88.935	36.87
layer3	2	245	40	4	1.92	0.588	24147	62971	183.75	30
layer4	10	401.8	40	11	1.92	0.55	70606	184129	301.35	33.4
layer5	20	558.6	40	5	1.92	0.523	112080	292286	418.95	36.3
layer6	50	656.6	40	5	1.92	0.475	206453	538396	492.45	41.65

表-2 液状化パラメータ

液状化パラメータ						
$\phi_p$	ε <sub>dcm</sub>	$\gamma_{\epsilon d c}$	$\gamma_{\epsilon d}$	r <sub>k</sub>	$l_k$	
28	0.1	1	0.35	0.1	2	
$\mathbf{q}_1$	q <sub>2</sub>	$q_4$	$\mathbf{s}_1$	$\mathbf{c}_1$	H <sub>maxL</sub>	
10	1	1	0.005	1	0.24	



図-4 荷重軽減工法適用範囲

表-3 ジョイント要素物性値

		自重解标	F	動的解析		
	Kn	Ks	摩擦角 φ	Kn	Ks	摩擦角 φ
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	0	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	0
橋台-地盤• 橋脚-地盤 側面	10 <sup>6</sup>	0	15	10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup>	15
橋台-地盤• 橋脚-地盤 底面	10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup>	31	10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup>	31
杭-地盤境界	0	0	15	$10^{6}$	0	15

表-4 軽量盛土物性值

	ρ	N Gma		n
土層区分	密度	n值	初期せん断剛性	間隙率
	(t/m <sup>3</sup> )	-	$(kN/m^2)$	-
Layer1	1.92	5	44479	0.505
Layer2	1.92	10	70606	0.553
改良盛土	1.1	79	338511	0.6

るため、改良盛土以深の初期応力が変化するが、本解析 では通常重量の土が存在していたことは無視し、初期か らこの軽量盛土が存在していたという条件で解析を行っ た.

#### (4) 深層混合処理工法(CDM 工法)

本解析では先述の荷重軽減工法に加えて, CDM 工法 を施したモデルも使用し解析を行う. CDM 工法の改良 範囲について図-5 に示す. 図-5 の右岸橋台背面部にお いて濃い緑色で示す範囲が、深層混合処理工法を施す範 囲であり、この地盤改良の範囲は文献9を参考に、橋台 に対して主働側となる橋台の後趾位置と軟弱層の最下層 から45°のすべり面を仮定した主働崩壊角で立ち上げた 位置を橋台の側方移動に対する影響範囲と考え、現地盤 面と交わる位置までの範囲よりも広い範囲で改良するこ とを基本としていることから、この影響範囲を改良範囲 として決定されている.深層混合処理工法とは,改良材 と軟弱土を原位置で攪拌・混合し、化学的硬化作用によ り地盤を改良する工法である、本解析では、地盤が固化 されたと考え、図-5 に示した改良範囲は土の物性値か ら固化された土の物性値に変化させ、液状化させないモ デルとした, 固化された土と周囲の土層は完全付着とし て変位が同一となるようにモデル化し、物性値の値とし ては、文献 11 を参考として決定した. 深層混合処理工 法により地盤改良された部分における、土の物性値を表 -5に示す.



図-5 深層混合処理工法(CDM工法)適用範囲



図-6 入力加速度時刻歴(前震)

# (5) 解析条件

運動方程式の数値積分法としては、wilsonθ法において θ=1.4, Rayleigh 減衰において α=0, β=0.002 で計算を行っ た.時間積分間隔は 0.001 秒である. FLIP では数値解析 の安定性を保つことを目的として, Rayleigh 減衰を剛性 比例型として与えている. 地盤モデルに入力した地震波 は KiK-NET 観測波で、観測点コード KMMH16 において 2016年熊本地震の際に観測された東西方向成分の前震と 本震の地表面地震波を k-shake(成層地盤応答解析プログ ラム 株式会社 構造計画研究所製)により工学的基盤 上に引き戻した波を入力した. 地震波を引き戻す際, layer3におけるN値は10とした.このk-shakeはいくつか の層からなる土層でのせん断波の縦方向伝播に対する応 答計算を行うプログラムであり,等価線形法の適用によ り求められた入力地震動の時刻歴波形を(工学的基盤面) 図-6 と図-7 に示す. これらの地震動を用いて, 地盤改 良を施していないモデル,荷重軽減工法を施したモデル 及び CDM 工法を施したモデルそれぞれに、前震を単体 で入力するケース、本震を単体で入力するケース、前震 終了後,2456秒が経過した時点で本震を入力し、複数回 地震動における影響を考慮するケースの3パターンの解 析を行った. なお、地震動はモデル最下面に入力し、地 震動の入力間隔を 2456 秒とした理由は後述の解析結果 で確認できるが、前震終了後、液状化層の過剰間隙水圧 比が定常状態となる時間であるためである.

#### 表-5 深層混合処理工法物性値

ρ	Е	G	ν
密度	ヤング率	せん断剛性	ポアソン比
$(t/m^3)$	$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	-
2	250000	665000	0.33



図-7 入力加速度時刻歴(本震)

# 3. 解析結果

#### (1) 過剰間隙水圧比と段差量

図-8から図-10に無対策におけるケースならびに荷重 軽減工法におけるケースおよび CDM 工法における地点 A, B, C における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す.地 点 A, B, C は前述の図-1 のとおり,橋台前面側(河川 側),橋台背面側,橋台後趾付近である.いずれも前震 を入力し,一定時間(2456秒)経過後,本震を入力し, 再び一定時間経過(2456秒)経過させた結果である.点 A, B, C 深さ方向については layer3 の中間地点とした. 水平方向については,点A は橋台フーチング基礎河川側 側面から 18m,点B は基礎堤防側側面から 14mの地点, 点 C は同じく基礎堤防側側面から 6m の地点である.図 -8 ならびに図-9,図-10 より,過剰間隙水圧比の最大値 は、無対策、荷重軽減工法の場合にかかわらず、点Aが 一番大きく、次に点B、点Cの順になっている.これは、 過剰間隙水圧比は繰り返しせん断によって発生する過剰 間隙水圧の初期の有効上載圧(または有効平均応力)に 対する比で定義されるため、初期の有効上載圧が大きい 点C(橋台基礎に近い)、点B、点Aの順に過剰間隙水 圧比の最大値は小さくなったと考えられる。いずれの工 法も、加振中に過剰間隙水圧比が大きく上昇し、排水中 に過剰間隙水圧比が徐々に減少し、定常状態になってい ることが確認できる.CDM 工法において地点Cの過剰 間隙水圧比の消散度合いが低かった理由については、 CDM の適用範囲が液状化層に比べ変形しにくいため圧 密がしにくかったためだと考えられる.荷重軽減工法お よび CDM 工法を用いても過剰間隙水圧比の最大値が変 わらなかったこと、地点により、過剰間隙水圧の消散の



速さが異なった点については、今後の検討課題である.

続いて、図-11 から図-13 に各工法の段差量の時刻歴 を、表-6 に本解析と前震及び本震の地震動単体におけ る段差量変化の和と比較したものを示す.段差量とは橋 台天端の節点と文献 12 で橋台背面アプローチ部と定義 される範囲(図-14 参照)において最も沈下している地 盤の節点の相対鉛直変位としており、図の段差量のグラ フは左右両側の橋台背面アプローチ部の段差量の平均を とっている.図-11 から図-13 より、荷重軽減工法及び CDM 工法いずれも、無対策に比べて段差量の絶対量を 抑制できていることは明らかである. 段差量が抑制され ているのは、地震発生中の部分であり、排水中の段差量 については、いずれの場合においても、前震終了後は約 5cm、本震終了後も約 6cm と対策工法を施してもほとん ど変わらない結果となった. 表-6 よりいずれの工法も、 前震及び本震における段差量変化の和よりも連続入力し た場合の段差量変化が小さいことが確認できる. これは 加振後に圧密によって体積収縮が発生し、地盤が密にな



図-14 橋台背面アプローチ部の範囲

ったためであると考えられる. 表-7 および表-8 に解析 中の橋台後趾位置から背面地盤側に 2m 地点での解析終 了時における橋台背面土(layer1 及び layer2)および液状 化層の層厚変化量を示す. 橋台背面アプローチ部の中央 付近における解析前と解析後の層厚の差をあらわしたも のである。これにより、それぞれの土層へ与える影響の 大きさは工法ごとに違うことが読み取れる.荷重軽減工 法については、表-4 に示した軽量盛土の物性値を見て 分かるとおり剛性の大きい土に置き換えたため、橋台背 面土部分の層厚変化をより低減できたと考えられる.

CDM 工法については、液状化層に直接的な対策をした ことで液状化層の変形が抑えられたために、液状化層の 層厚変化をより抑えることが出来たと考えられる.次に

表-7 橋台背面土部(layer1 及び layer2)における層厚変化

15cm

0.1

0.1

0.1

無対策

20cm

0.05

0.05

0.05

曲率(1/m)

曲率(1/m)

-荷重軽減工法・

曲率(1/m)

橋台背面土

抗下 描からの 長さ(m)

下 
持 
い 
の 
の 
使 
な 
(m)

饩

下 
持 
い 
の 
の 
使 
な 
(m)

民

20

15

10

5

0

20

15

10

5

0

20 15

10

5

0

0

無対策 -

0

無対策 -

0

無対策-

解析終了時の橋台の傾斜角に着目した. 傾斜角について は、橋台竪壁における背面地盤側の側壁の最上部と最下 部の変位差から算出した.結果,無対策では 0.72°に対 して荷重軽減工法では0.49°, CDM 工法では0.59°とな り、荷重軽減工法では、橋台背面土部分の土の剛性が大 きくなったことで、また CDM 工法では液状化層の変形 が少なくなったことから橋台の倒れこみが抑えられ、傾 斜角を抑制できていることも分かる.

# (2) 杭の応答

右側橋台中央の杭において、前震入力のみ、本震入力 のみ、前震入力後本震入力のそれぞれにおける最大曲率 の分布図を図-14 から図-16 に、また最大水平変位の分 布図を図-17から図-19示す.なお、各地点における解



表-8 液状化層における層厚変化

析中の最大値を図化しているため、それぞれの地点で最 大値となる時刻は異なっている.また、曲率と水平変位 については絶対値で表しており、杭の降伏曲率について は 0.0017 (1/m) である. 図より, 前震や本震単体より も複数回入力により応答値は大きくなることが分かった. 橋台と液状化層の境界は杭下端から20mの地点,液状化 層 (laver3) と土層 (laver4) の境界は杭下端から 15m の 地点にあるが、CDM 工法では曲率のピーク値が少しず れていることが読み取れる. これは CDM 工法の施工範 囲の変形が液状化した土層に比べ変形していないため, 液状化層下部の土層が押し込まれ、水平方向の土圧が大 きくなってしまったためであると考えられる. また, 無 対策と荷重軽減工法の結果の差違はほとんどなく、杭の 応答に関しては、荷重軽減工法による応答の低減はあま り期待できないことが分かった.これは、荷重軽減工法 は液状化層に対して直接的な対策を施していないため、 液状化層における土の水平応答変位を抑制することがで きなかったことが原因だと考えられる.対して、CDM 工法については、液状化層に直接的な対策を施していた ために土の応答変位を抑えることが出来たのではないか と考えられる.

# 4. 結論

本研究では地盤と橋梁の連成を考慮した地震応答解析 を実施し、連続した地震動入力時における液状化地盤上 に存在する橋台や背面地盤の挙動の確認を目的として 2 次元解析を行った.本解析から得られた知見を以下に示 す.

- (1) 荷重軽減工法及び CDM 工法を適用することにより 橋台背面アプローチ部に発生する段差量が前震及び 本震の両方で低減したことから,複数回地震動にお いても段差障害に対しては有効であるという可能性 が示された.
- (2) 荷重軽減工法及び CDM 工法は、液状化層ならびに 橋台背面土部分における層厚の変化に対しても有効 であるが、その層厚変化量を見ることで、工法ごと それぞれの土層に与える影響の大きさは違うという ことが読み取れたことから、これらの工法を組み合 わせることによって段差障害をさらに軽減できるの ではないかと考えられる。
- (3) 杭の応答については、荷重軽減工法においては、杭 の応答に変化がなかった.荷重軽減工法では液状化 層に直接的な対策を施していなかったために、液状 化層における過剰間隙水圧比や水平応答変位に大き な変化がなかったため、効果が小さかったのに対し て液状化層に直接的なアプローチを施した CDM 工

法では,最大曲率及び最大水平変位に対し,効果が あったと考えられる.

**謝辞**:本研究は, JSPS 科研費 JP18K04332 の助成を受け たものです

# 参考文献

- 梶田幸秀,柿永恭佑,宇野州彦,北原武嗣:橋桁の影響 を考慮した液状化地盤上にある橋台の地震時応答に関す る基礎的研究,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.338-347, 2016
- 2) 梶田幸秀, 斧田和樹, 宇野州彦: 地震時における橋台背 面アプローチ部の沈下対策に関する基礎的検討, 第 37 回 地震工学研究発表会講演論文集, No.1076, 2017
- 小林孝彰,佐々真志,渡辺啓太,山崎浩之:連続した地 震動作用下の地盤液状化に関する実験と解析,土木学会 論文集 B3, Vol.71, No.2, pp.I\_1101-I\_1106, 2015
- 4) 梶田幸秀,斧田和樹,宇野州彦,北原武嗣,松田泰治,複数回地震動作用時における橋台背面アプローチ部の沈下に対する検討,第9回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム,2019.01.
- 5) 森田年一,井合進, Hanlong LIU,一井康二,佐藤幸博:液 状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要 な各種パラメタの簡易設定法,港湾技研資料, No.869, 1997.
- 6) Susumu IAI, Yasuo MATSUNAGA and Tomohiro KAMEOKA : ANALYSIS OF UNDRAINED CYCLIC BEHAVIOR OF SAND UNDER ANISOTROPIC CONSOLIDATION, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
- ・地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説,地盤工学会,
   2020年12月
- Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling Soil Behavior under Prin-cipal Stress Axes Rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp., 523-530, 1985.
- 9) 国立研究開発法人土木研究所;橋台の側方移動対策ガイ ドライン策定に関する検討(その2),土木研究資料第 4174号,2010.6
- 10) 太平洋セメント株式会社:人口軽量盛土材 太平洋カル ストーン技術資料(WEBURL:http://www.taiheiyocement.co.jp/service\_product/aggregate/pdf/keiryo-morido.pdf) (2020年12月23日 閲覧)
- 山本陽一,高橋直樹,黒川幸彦:杭式深層混合処理工法の液状化対策効果に関する解析検討,三井住友建設技術研究所報告,第4号
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編, pp.262, 2012.

(2021.8.23 受付)

# INVESTIGATION FOR SUBSIDENCE AT THE APPROACHING AREAS OF ABUTMENTS INDUCED BY SEQUENCED GROUND MOTIONS

# Yukihide KAJITA, Seiji FUKUI and Taiji MATSUDA

The purpose of this study is to confirm the vertical gap of the abutment and curvature of pile induced by repeated earthquake motions. Seismic response analysis is performed for three case. One is a model without soil improvement. The others are a models with soil improvement. As a result, the vertical gap of the models with soil improvement are 20cm smaller than the model without soil improvement. influence on pile curvature is observed in only CDM method.