

河川堤防の耐震性向上に向けて

— 東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いた基礎地盤の液状化強度評価 —

松岡一成* 片岡正次郎** 金子正洋***

1. はじめに

河川堤防の液状化強度の評価は耐震設計上重要な要素であるが、現在用いられている河川堤防の液状化強度の評価法は、室内試験及び液状化・非液状化の事例分析結果¹⁾に基づいており、現地の地震観測記録をもとに実地盤の液状化強度が推定された事例は少ない。河川堤防では液状化により大きな被害が予想される場合には、固結工法や締固め工法による液状化対策が実施されてきているが、これら液状化対策工によってどの程度液状化強度が改善されるかについても、実際の地震時の挙動を観測して実証的、定量的に明らかにしたような事例は少ない。

国土技術政策総合研究所地震防災研究室では、鳴瀬川河口付近右岸の河川堤防においてサンドコンパクションパイル（SCP）工法により改良された小段部、改良を施していない堤防天端部にそれぞれ、加速度計、間隙水圧計を設置して継続的に観測を実施している。2003年7月26日の宮城県北部地震では小段部、天端部両方で記録が得られ、この実地盤の記録を用いて液状化強度を逆算して小段部と天端部の比較検討を実施²⁾（以下、宮城県北部地震記録検討と記述）することにより、小段部（改良部）の層の方が天端部（改良を施していない箇所）の層に比べて液状化強度が大きくなっていることが確認できた。

本報文では、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震（14時46分発生、マグニチュード9.0）の際に天端部で観測された実地盤の記録を用いて宮城県北部地震記録検討と同じ方法で液状化強度を算出し結果を比較することにより、液状化強度推定方法の精度を検証した結果を報告する。

2. 地震観測施設の概要と各観測記録

2.1 地震観測施設の概要

観測施設の堤防断面図及びセンサ配置図を図-1に示す。観測施設は、仙台市の北東に位置する鳴瀬川の河口より800mほど上流の右岸堤防にある。

観測機器の設置された堤防は高さ約7m、天端幅約8mであり、広い小段（幅約10m）が設けられた堤防である。堤防天端から深さ約6.5m～9.5mに液状化すると考えられる砂質土層が存在している。1995年兵庫県南部地震以降、全国的に河川堤防の耐震対策が行われており、この地点では上記の砂質土層が液状化し許容値を超える沈下が生じる可能性があるかと判断されたため、1996年に延長300mにわたって図-1に示す範囲の締固め改良（SCP工法）が実施された。

センサについては、加速度計が地盤改良を実施した小段部の地表付近および液状化層の上部と下部、改良を施していない天端部の地表付近及び基礎層にそれぞれ取り付けられている。また、間隙水圧計が小段部の液状化層の上部と下部および天端部の液状化層に取り付けられている。

2.2 東北地方太平洋沖地震の観測記録

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の観測記録を図-2に示す。上段が堤防天端部の地表付近（No.1）、中段が堤防天端部の基礎層付近（No.2）で記録されたそれぞれの加速度時刻歴（EW方向）、下段が堤防天端部の砂層中で記録された間隙水圧（No.6）を過剰間隙水圧比に換算したものである。なお、東北地方太平洋沖地震により当観測所も被災したため、小段部では観測記録が得られなかった。図より、東北地方太平洋沖地震の観測記録には2つのピークが存在し、

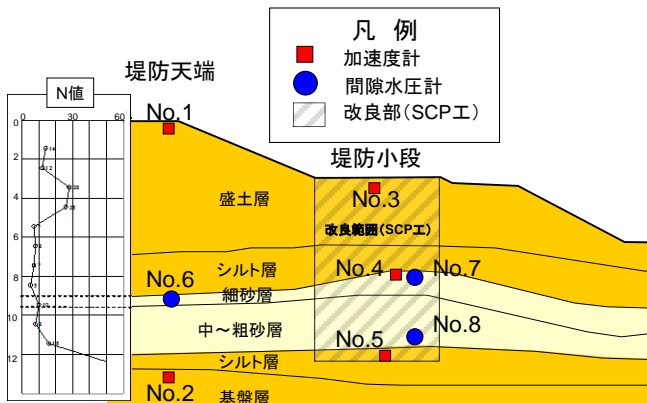


図-1 堤防断面図およびセンサ配置図

Study on liquefaction strength of levee using observed records of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake

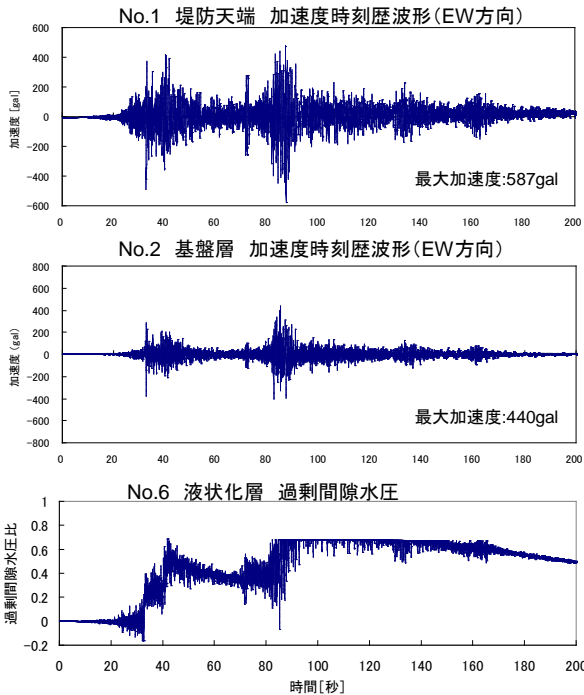


図-2 東北地方太平洋沖地震の観測記録

加速度波形では基盤層で最大加速度440galに対して天端では587galと天端の方が堤体の応答により加速度が大きくなっていることがわかる。

過剰間隙水圧比を加速度波形と見比べると、加速度波形の1回目のピーク時に過剰間隙水圧比もピークをむかえ、その後緩やかに消散し、2回目のピーク時にも同様に過剰間隙水圧比はピークをむかえるが、1回目のピーク時に生じた間隙水圧の消散が完了する前に再び上昇したため、計測能力を超える領域まで数値が上昇していることが確認できる。

3. 観測記録に基づく液状化強度の推定

3.1 液状化強度の推定手順

本検討の解析手法²⁾を図-3に示す。地盤条件を整理して作成した地盤モデルを用いた、地震応答解析によりせん断応力比の時刻歴波形を算出し、次に累積損傷度法³⁾に基づいて推定した過剰間隙水圧比 R_u' を算出する。この R_u' と観測記録から得られた過剰間隙水圧比 R_u を比較し、両者が一致するような液状化強度を推定する。

3.2 解析範囲及び地下水位について

図-2によると、間隙水圧記録はピークを示した後、地震動は継続しているものの低下つまり過剰間隙水圧の消散が始まっている。液状化特性を調べる室内土質試験や累積損傷度解析は完全非排水条件下での土の繰り返しせん断挙動を想定したも

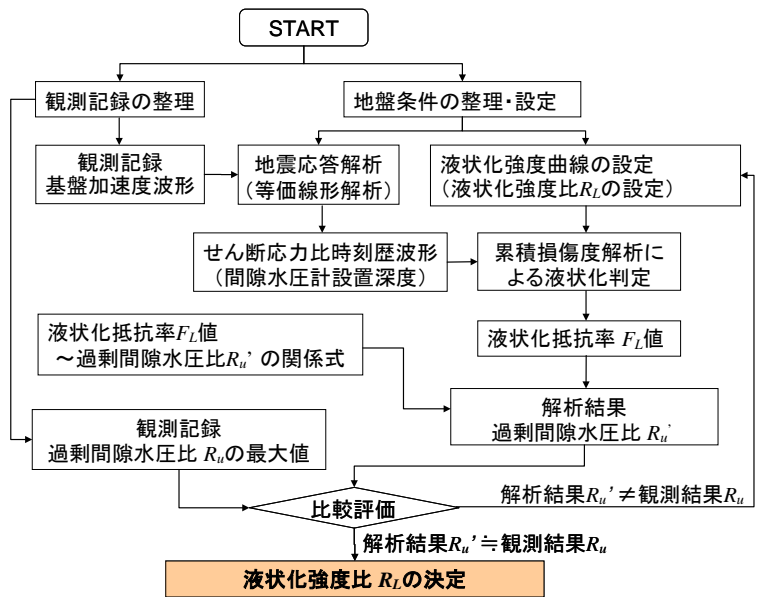


図-3 観測記録に基づく液状化強度比の推定手順

ので、過剰間隙水圧の消散が始まった後の挙動を追跡することは難しいため、本検討で解析する範囲は R_u が低下する前まで、つまり最初のピークまで（観測開始から42秒間程度）を対象とする。

また、後述する有効上載圧の計算には地震発生時の水位が必要であるが、水位は観測されていないので、ボーリングの際に得られた水位を参考に図-1の盛土層とシルト層の境界を水位と想定した。

3.3 せん断応力比の時刻歴波形の算出

地盤の地震応答解析により、間隙水圧計の設置深度におけるせん断応力比の時刻歴波形を算出する。地盤の地震応答解析は、0.75程度の過剰間隙水圧比が生じて飽和砂質土層の挙動を等価線形化法により再現可能との報告⁴⁾があることと、計算が簡便なことから、一次元等価線形解析法SHAKE⁵⁾により行った。

加速度計等を設置する際のボーリング孔で得られた土質柱状図に基づいて、堤防天端部と堤防小段部の地盤モデルを表-1のように作成した。繰返し変形特性 ($G/G_0 - \gamma, h - \gamma$ 関係) は土木研究所の資料⁶⁾より設定した。図-1のとおり、堤防天端直下の基盤層には加速度計 (No.2) が設置されており、強震記録が得られていることから、堤防天端部の地盤モデルへの入力波形とした。このとき基盤は剛基盤とし、E+F (E:入射波, F:反射波) の合成波形として入力した。堤防天端部の地表加速度計 (No.1) と地震応答解析で得られた加速度波形を重ねたものを図-4に示す。図より、

表-1 地震応答解析に用いた地盤モデルの物性値

地層番号	土層名	層厚 (m)	単体体積重量 γt (kN/m ³)	有効上載圧 $\sigma'v$ (kN/m ²)	N値	細粒分含有率FC (%)
1	BK(上)	1.00	17	9	10	28
2	BK(上)	1.10	17	26	10	28
3	BK(上)	1.10	17	45	10	28
4	BK(上)	1.00	17	63	10	28
5	BK(下)	1.00	17	80	10	28
6	BK(下)	1.10	17	98	10	—
7	Ac1	0.50	14	108	6	—
8	Ac2	1.00	14	111	6	—
9	Ac3	0.90	14	115	6	—
10	Acs	0.17	17	117	5	13
11	Acs	0.13	17	118	5	13
12	As1	1.00	17	122	11	13
13	As1	1.45	17	131	11	13
14	Ac2	0.75	14	137	16	—
15	To	1.00	20	144	50	—

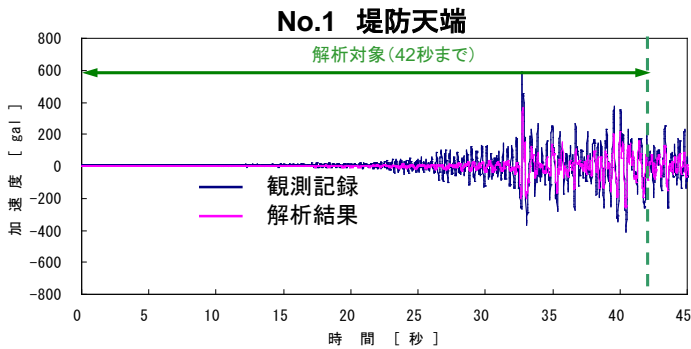


図-4 観測記録と地盤応答解析結果の比較

解析結果の方がやや振幅は小さいものの両者はよく一致しており、地盤モデルと地震応答解析の妥当性を確認することができた。

上記の地震応答解析によって得られた間隙水圧計の設置深度でのせん断応力波形 $\tau(t)$ を有効上載圧 $\sigma'v$ で除すことにより、せん断応力比 $\tau(t)/\sigma'v$ の時刻歴波形を算出した。この時刻歴波形を次の累積損傷度解析に用いた。

3.4 累積損傷度解析による液状化抵抗率の算出

累積損傷度解析では、図-5に示すように、不規則なせん断応力比波形を半パルス列 ($R_i, i=1, 2, \dots, n$) に分解し、着目する砂質土層の液状化強度曲線上で R_i に対応する繰返し回数 N_i を求め、次式により損傷度 D を算出する。

$$D = \frac{1}{2} \sum_i \frac{1}{N_i} \quad \text{式(1)}$$

損傷度 $D=1$ となるように全てのパルス列の振幅を調整し、その時のパルス列の最大値 R_{max} を用いて次式により液状化に対する抵抗率 F_L を算出した。

$$F_L = R_{max}/L_{max} \quad \text{式(2)}$$

ここで、 L_{max} はせん断応力比 $\tau(t)/\sigma'v$ の時刻歴波形の最大値である。 R_{max} はある不規則せん断応力比波形が作用した時にちょうど液状化が生じるときの繰返し応力比、 L_{max} は地震時に作用する不規則せん断応力比波形の最大値であり、これら

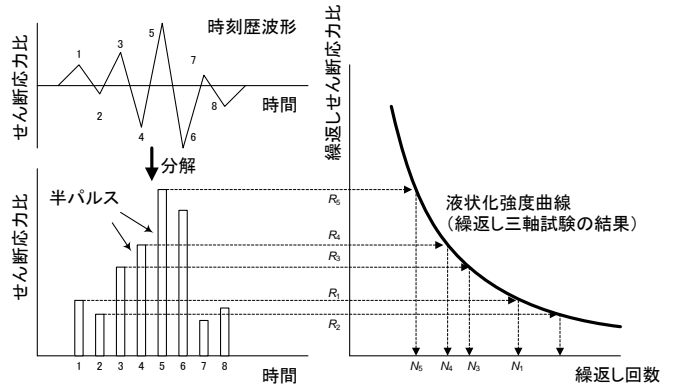


図-5 せん断応力比の時刻歴波形をもとにした累積損傷度の推定

は道路橋示方書⁷⁾の動的せん断強度比 R 、地震時せん断応力比 L とそれぞれ同義である。累積損傷度解析に用いる液状化強度曲線（繰返し応力比 R と繰返し回数 N_c の関係）は、わが国で得られた多数の凍結試料の液状化試験データ（軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ ）に基づく回帰分析で求められている次式⁸⁾で与えた。

$$R = a(N_c/20)^b \quad \text{式(3)}$$

$$a = 5.6 \times 10^{-16} N_1^{10} + 0.0010 N_1 + 0.1 \quad \text{式(4)}$$

$$b = 0.10 e^{0.048 M} \quad \text{式(5)}$$

ここで、 a は液状化強度を代表するパラメータであり、式からも明らかのように、 $\epsilon_{DA}=5\%$ に対応した液状化強度曲線に対しては、道路橋示方書の繰返し三軸強度比 R_L と一致するものである。

またパラメータ b は液状化強度曲線の勾配を表すパラメータである。パラメータ a, b ともに有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した補正 M 値（式4の M 値）の関数であり、ここでは、ある M 値を仮定することでパラメータ a, b を設定した。これは、液状化強度の代表値 $a(=R_L)$ と液状化強度曲線の勾配 b が一対一の関係にあると仮定したことになる。

3.5 液状化強度の算出

式(2)で算出した F_L と累積損傷度解析で得られた液状化強度曲線の勾配 b を用いて、次式により過剰間隙水圧比 Ru' を算出する⁹⁾。

$$Ru' = F_L^{1/b} \quad \text{式(6)}$$

式(6)で算出した Ru' と間隙水圧記録から得られた過剰間隙水圧比 Ru を比較し、両者が一致するように液状化強度曲線のパラメータ a, b (実際には換算 N 値 M) を変化させる。両者が一致したときのパラメータ a が、本手法により逆算される繰返し三軸強度比 R_L であり、同時に式(3)から液状化強度曲線を得ることができる。

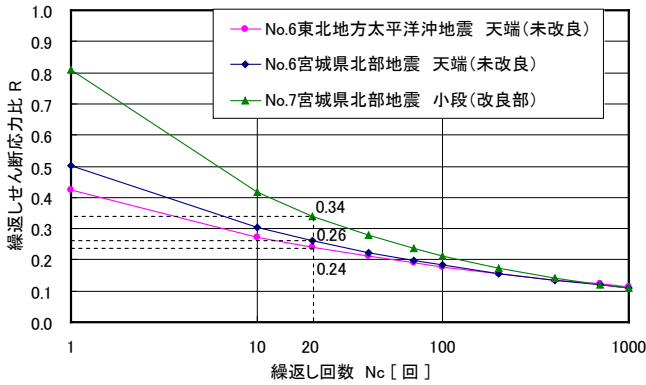


図-6 推定された液状化強度曲線

3.6 液状化強度の推定結果

図-2の過剰間隙水圧比記録より、堤防天端部直下（未改良部）のNo.6では $Ru=0.54$ と設定した。間隙水圧計を設置している箇所の有効上載圧から換算N値の初期値をそれぞれ設定し、前項で述べた手法を適用した結果、 $Ru \approx Ru'$ となる液状化強度曲線が得られた。この結果と宮城県北部地震記録検討²⁾の結果を重ねたものを図-6に示す。東北地方太平洋沖地震の天端部（No.6）の繰返し三軸強度比 R_L （繰返し回数20回に相当⁷⁾）を算出すると0.24となり、宮城県北部地震記録検討²⁾の値0.26に近い結果が得られた。

図及び三軸強度比 R_L より、天端部（No.6）の宮城県北部地震記録検討²⁾と今回の液状化曲線はほぼ同様の曲線を描いていることがわかる。

4. まとめ

本検討では、東北地方太平洋沖地震で得られた記録を用いて、河川堤防の未改良部での液状化強度を推定した。その結果、東北地方太平洋沖地震と宮城県北部地震の異なる観測地震動の記録から、同様の液状化強度曲線が得られた。したがって、前回の検討で得られた地盤改良効果についても確からしいと考えられる。東北地方太平洋沖地震でも、地盤改良が実施された地点での液状化は報告

されていない。今後も液状化対策を進めることにより、河川堤防の地震被害の軽減を図ることができると考えられる。

謝辞

本検討では、国土交通省東北地方整備局 北上川下流河川事務所の所有する強震観測施設で観測された記録を使用させていただいた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題、土木学会論文集、No.757/III-66、pp.1~20、2004
- 2) 片岡正次郎、谷本俊輔、中島進、松橋学、高宮進：観測記録に基づく河川堤防の地盤改良効果の検討、第13回日本地震工学シンポジウム、pp.3372~3378、2010
- 3) 大川征治、前田良刀、真鍋進、龍岡文夫：累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案、第19回地震工学研究発表会発表講演集、pp.249~252、1987
- 4) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎、池田隆明、三輪滋、森伸一郎：液状化アレー観測記録を用いた地盤の地震時挙動の検討、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、1分冊、pp.1217~1222、1998
- 5) Schnabel,P.B.,Lysmer,J.and H.B.Seed: SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No.EERC72-12,University of California Berkeley.,1972
- 6) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室：地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE:DESRA—、土木研究所資料、第1778号、1982
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002
- 8) 谷本俊輔、杉田秀樹、佐々木哲也、中島進：凍結試料から得られた複数のひずみレベルに対する液状化強度曲線の簡易推定式、日本地震工学会・大会-2008梗概集、2008
- 9) 岩崎敏男、常田賢一、木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究、土木研究所資料、No.1729、1981

松岡一成*



国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室 研究官
Kazunari MATSUOKA

片岡正次郎**



国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室 主任研究官、博士(工学)
Dr. Shojiro KATAOKA

金子正洋***



国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室長
Masahiro KANEKO