

地中構造物の液状化を考慮した 動的相互作用解析と地震荷重に関する一考察

¹古池章紀・¹立石章・¹名合牧人

¹正会員 工修 大成建設土木設計計画部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

埋立地盤あるいは沖積地盤に埋設された地中構造物は、地震時に周辺の砂層が液状化することが予想されるが、地中構造物の液状化を考慮した簡便な耐震計算法はいまだ確立されていないのが現状である。そこで、本研究では、最終的に簡便な耐震設計法の提案を目指して、液状化解析により地中構造物の液状化時の動的相互作用を調べ、地中構造物に液状化時に作用する地震荷重を検討した。対象構造物は2連のボックスカルバートとし、地震動はレベル1地震動とレベル2地震動を用いた。結果として、地中構造物には地盤のせん断変形による周面せん断力と液状化に伴う側方からの増分土圧が作用することがわかった。

Key Words : *underground structure, liquefaction, seismic load, effective stress analysis*

1. はじめに

埋立地盤あるいは沖積地盤に埋設された地中構造物では、地震時に周辺の砂層が液状化することが予想される。特にレベル2地震動に対してはシルト質砂層から砂礫層まで広範囲の粒度の土層での液状化の発生が考えられ、地中構造物に対しても液状化を考慮した安全性の検討が求められつつある。

そこで、最終的に簡便な耐震計算法の提案を目指して、本研究では、液状化解析により地中構造物の液状化時の動的相互作用を調べ、液状化時に地中構造物に作用する地震荷重を検討した。対象構造物はRCボックスカルバート、地盤は地中構造物周辺が緩い砂層に囲まれる成層地盤とし、地震動はレベル1地震動とレベル2地震動を用いた。

2. 検討条件

(1) 検討モデルと入力地震動

検討対象構造物は、幅10m、高さ6m、土被り4mの2連のRCボックスカルバートである。地盤は、N値5およびN値13の中砂層、粘土層、砂礫層、基盤から成る成層地盤で、地下水位はGL-2mである。ここに、N値13の中砂層は、地中構造物の支持地盤として、道路橋示方書V耐震設計編(平成8年12月)を参考にレベル1地

震動程度の地震力で液状化しないよう設定したものである。地中構造物と地盤の検討モデルを図-1に示す。

入力地震動のうち、レベル1地震動は、道路橋のための耐震設計標準波(震度法対応、I種地盤用)とし、レベル2地震動は兵庫県南部地震におけるポートアイランドGL-32m観測記録のNS成分とする。図-2に入力地震動の加速度時刻歴を示す。

(2) 解析方法

液状化解析は、Biotの2相混合体理論をu-p形式で定式化した支配方程式を、空間的にはFEMとFDMにより離散化し、時間的にはNewmarkの β 法により離散化した2次元有効応力解析コード¹⁾によった。土の構成モデルは、過圧密境界曲面、非線形移動硬化則、流れ則の一般化などを取り入れた繰返し弾塑性モデル²⁾³⁾である。

解析モデルは、地中構造物を梁要素で、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、構造物は弾性とした。解析領域は、深さ方向には基盤までとし、水平方向には構造物側方に構造物の幅の4倍の領域を取った。境界条件は、底面は固定、側面は等変位境界とし、底面および側面は非排水境界、地下水面は排水境界とした。

解析の手順としては、まず施工過程を考慮した常時応力解析を行った。本検討では、施工過程として原地盤の初期応力、掘削(地下水位低下)、地中構造物構築、覆水の4ステップとし、地盤は完全弾塑性モデルとした。

表-1 構成モデルのパラメータ

深度 (GL m)	土層	単位体積重量 tf/m ³	間隙比 e	せん断波速度 Vs m/sec	ポアソン比 ν	透水係数 m/sec	Go/σ'vo	変相角 (°) (変相応力比 Mm')	破壊角 (°) (破壊応力比 Mf')	液状化抵抗		塑性剛性 パラメータ 上段: B0* 中段: B1* 下段: Cr*	ダイレイタンス パラメータ 上段: Do* 下段: n	規準ひずみ 上段: γ _{DAr} * 下段: γ _{DAr} *
										N=5	N=20			
0.0	中砂 (N値: 5)	1.8	0.82	140	0.25	5.0×10 ⁻⁴	1000	29.6 (0.97)	33.0 (1.09)	0.22	0.17	2400 240 2000	0.67 2.70	0.10% 0.20%
-10.0	中砂 (N値: 13)	1.8	0.77	190	0.25	5.0×10 ⁻⁴	670	33.4 (1.10)	37.0 (1.23)	0.30	0.23	2800 280 2000	0.67 3.00	0.10% 0.20%
-15.0	粘土 (N値: 5)	1.6	1.50	170	0.30	1.0×10 ⁻⁷	320	(0.97)	(0.97)	—	—	3000 300 5000	0 0	∞
-25.0	砂礫 (N値: 50)	2.0	0.50	300	0.25	1.0×10 ⁻⁷	590	(1.50)	(1.50)	—	—	2500 100 6000	0 0	∞

※ 静止土圧係数 K₀=0.5

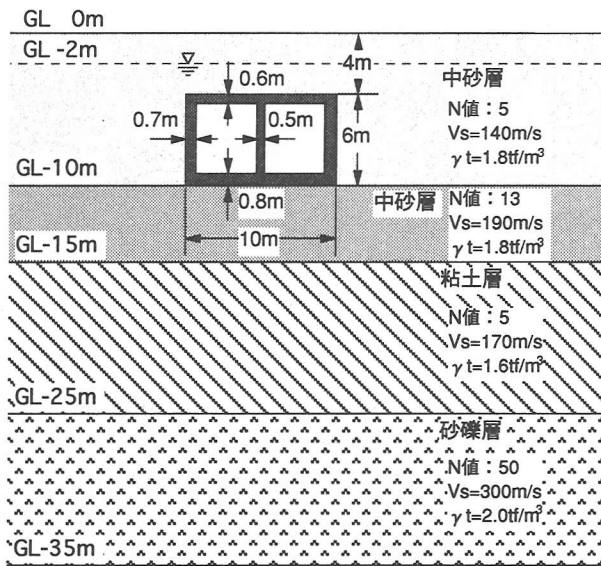
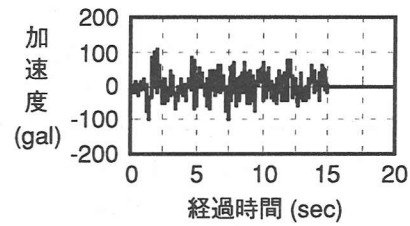
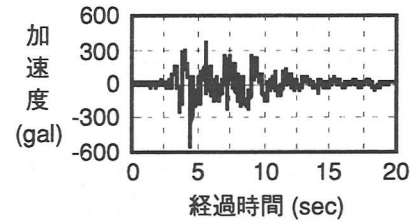


図-1 地中構造物と地盤の検討モデル



a) レベル1地震動



b) レベル2地震動

図-2 入力地震動の加速度時刻歴

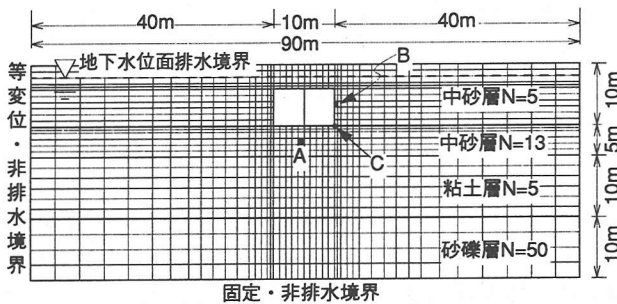


図-3 2次元FEMモデル

次に、砂層については、地盤の常時応力に基づき液状化強度を再現するように土の構成モデルのパラメータを設定し、その後2次元解析を実施した。ここで、地中構造物直下の地盤に対しては、初期応力状態からの有効平均応力の低下によるOCRの増加を、土の構成モデルのパラメータにより考慮した。図-3に2次元FEMモデルを、表-1に構成モデルのパラメータを示す。

3. 検討結果および考察

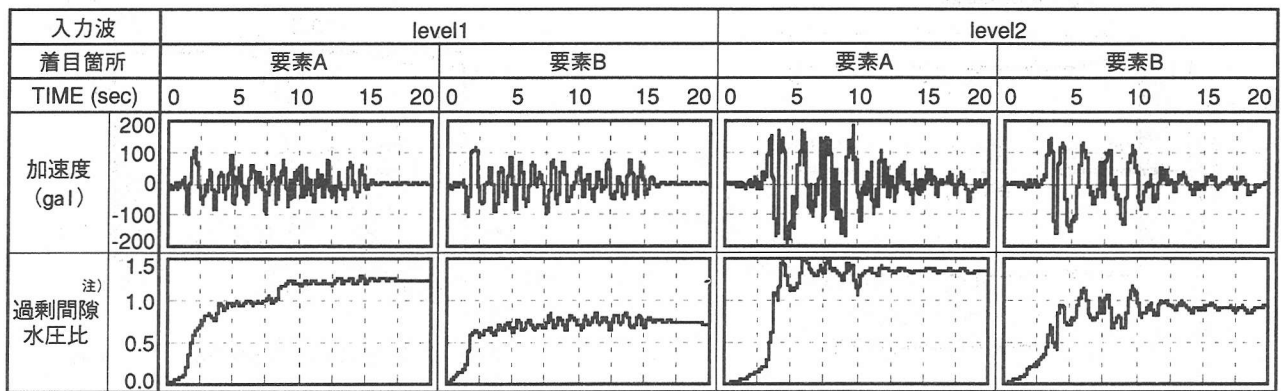
(1)液状化地盤における地中構造物の挙動

a) 周辺地盤の液状化状況

解析結果としてそれぞれの地震動について加速度および過剰間隙水圧の時刻歴を図-4に示す。結果を示した要素は構造物下方の要素A (N値13)と構造物側面に隣接する要素B (N値5)である。また、図-5に構造物および地盤の変位図を周辺地盤の過剰間隙水圧比の分布とあわせて示す。ただし、時刻はレベル1地震動およびレベル2地震動の場合とも、振動後半の過剰間隙水圧が完全に上昇したt=12.28 (sec.)およびt=9.16 (sec.)とした。

図-5より構造物遠方の地盤においては、レベル1地震動の場合、N値13の砂層およびN値5の砂層とも完全液状化には達していない。一方、レベル2地震動ではN値13およびN値5の砂層において完全液状化に達している。

構造物近傍の地盤については、図-4よりレベル1地震動、レベル2地震動の場合ともに構造物下方の



注) 過剰間隙水圧比 = 過剰間隙水圧 / 初期有効土被圧

図-4 要素 A および要素 B における加速度および間隙水圧の時刻歴

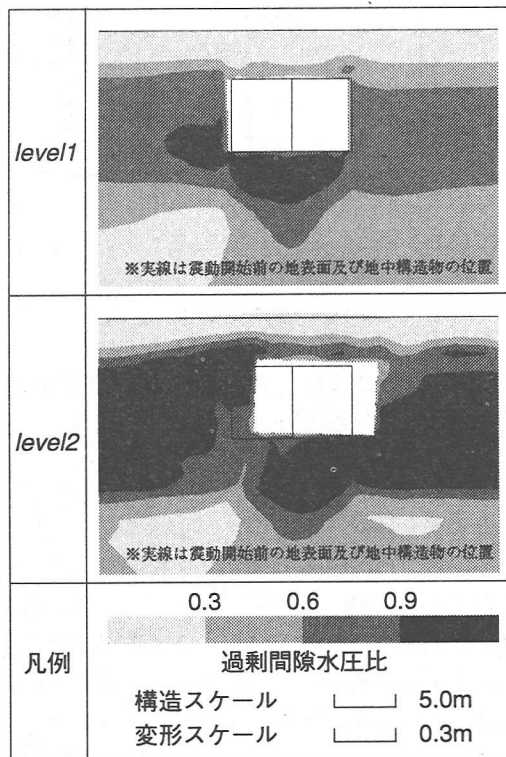
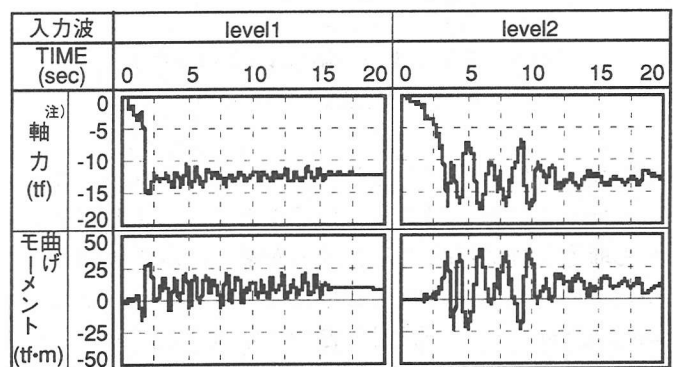


図-5 変位および過剰間隙水圧比の分布図

要素 A については過剰間隙水圧比がそれぞれ 1.3 および 1.5 まで上昇しており、完全液状化に達している。ここで、N 値 13 の砂層はレベル 1 地震動では液状化しないように設定したが、これにもかかわらず液状化した理由は地中構造物の構築により構造物下方の初期有効応力が側方地盤のそれより減少したことによる。また、構造物下方の過剰間隙水圧が初期有効上載圧を超えた要因としては、構造物の重量が小さく、構造物下方地盤の上載圧が同じ深さの側方地盤のそれと比較して小さいため、側方地盤が構造物下方に変位したことがあげられる。構造物側面の要素 B については、レベル 1 地震動の場合、完全液状化には達していないものの、同じ深さの遠方地盤と比較すると過剰間隙水圧比は大きな値を示している。レ



注) 軸力は負が圧縮

図-6 C 点における曲げモーメントおよび軸力の時刻歴

ベル 2 地震動の場合は完全液状化に達している。構造物の変位については、レベル 1 地震動では構造物の浮上はみられないが、レベル 2 地震動では構造物が 8cm 浮上する結果が得られた。これは先述した要因により、構造物が揚圧力を受けたことによる。

b) 地中構造物の挙動

図-6 に構造物底版右端 (C 点) における曲げモーメントおよび軸力の時刻歴を示す。

曲げモーメントについては、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の場合ともに振動成分が主体となっている。また、完全液状化に達しているレベル 2 地震動の場合、最大曲げモーメントは完全液状化に達する直前の $t=4.05$ (sec.) に発生している。

軸力については、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の場合ともに振動成分のみでなく、静的な荷重をうけて圧縮側に約 12tf 程度の軸力が発生している。これは後述するように、周辺地盤の液状化により増分土圧が構造物に作用しているためである。

(2) 液状化時に地中構造物に作用する荷重

液状化時に構造物に作用する荷重について、ここではレベル 2 地震動による解析結果に着目して考察を行う。

構造物に作用する同時刻荷重 (せん断力、増分土圧、

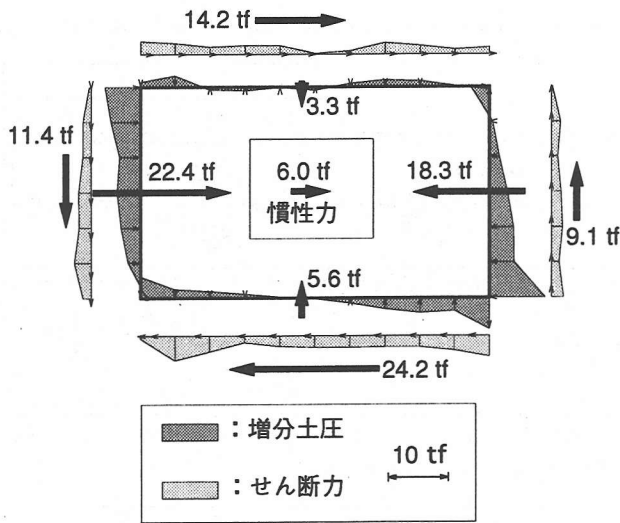


図-7 同時刻における構造物に作用する荷重
(レベル2 地震動、t=9.16(sec.))

慣性力)を図-7に示す。ただし時刻は $t=9.16$ (sec.)とする。構造物には、周辺地盤のせん断変形による周面せん断力と加速度による慣性力が働く。水平方向については、周面せん断力と慣性力の合計が左向きに 4.0 tfとなる。今、周面せん断力と慣性力との不釣り合い力を側方地盤が負担していると考え、この力の $1/2$ を水平方向のそれぞれの増分土圧に加えると、左右ともに内向きに約 20.3 tfとなる。これは過剰間隙水圧上昇に伴う増分土圧であると考えられる。増分土圧は過剰間隙水圧と増分有効応力の和であり、次式で与えられる。

$$\Delta p = \alpha \sigma'_{v0} - \alpha K_0 \sigma'_{v0} = \alpha(1 - K_0) \sigma'_{v0} \quad (1)$$

ここで、 Δp は増分土圧、 σ'_{v0} は初期有効鉛直応力、 K_0 は静止土圧係数、 α は過剰間隙水圧比である。今回の解析では先に解析結果より算出した増分土圧(20.3 tf)と式(1)によって計算された値(21.1 tf、 $\alpha=0.8$)がほぼ一致した。

一方、鉛直方向については、上下面の増分土圧と側面の周面せん断力が釣り合っており、上下面の増分土圧は構造物のロッキングに伴い発生しているものと考えられる。なお、構造物の浮上による荷重はみられない。

構造物の同時刻断面力 ($t=9.16$ (sec.))として、曲げモーメントおよび軸力について、図-8 および図-9 にそれぞれ示す。曲げモーメントについては構造物全体のせん断変形による分布が主体となっている。軸力については、頂版および底板にそれぞれ設計上無視できない軸力が圧縮側に発生しているが、この

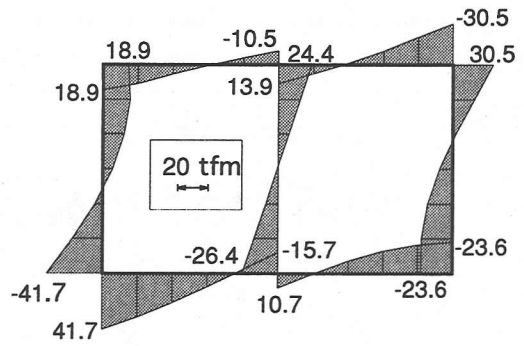


図-8 同時刻における曲げモーメント図
(レベル2 地震動、t=9.16(sec.))

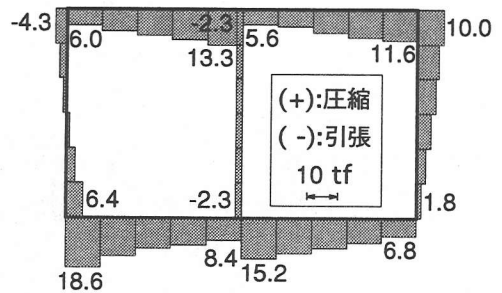


図-9 同時刻における軸力図
(レベル2 地震動、t=9.16(sec.))

ことは先述したように、液状化に伴い水平方向に増分土圧が作用したことと対応している。

4. おわりに

本検討では、有効応力に基づく液状化解析により、地中構造物の液状化時の動的相互作用を調べ、地中構造物に作用する地震荷重を検討した。その結果、地中構造物には地盤のせん断変形による周面せん断力と液状化に伴う側方からの増分土圧が作用することがわかった。今後は、地中構造物に対する簡便な耐震設計法の提案を目指して、さらにさまざまな地盤条件について検討を行う予定である。

参考文献

- 1) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R. : FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-pastic model, Applied Science Research, 52, pp.209-245, 1994.
- 2) Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K. : A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. of 10th WCEE, pp.2529-2534, 1992.
- 3) Tateishi, A., Taguchi, Y., Oka, F. and Yashima, A. : A cyclic elasto-plastic model for sand and its application under various stress condition, 1st.Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-TOKYO;95, pp.399-404, 1995.