

III-A 163 柱列式土留め壁で囲まれた下水ポンプ場の地震時挙動について

東京大学生産技術研究所 正会員 古関潤一
 建設省土木研究所 正会員 松尾 修
 大日本コンサルタント(株) 正会員 吉澤 努

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、液状化した地盤の側方流動により多数の構造物が被害を受けた。ここでは、隣接する岸壁が水平変位したにもかかわらず被害を免れた島上ポンプ場の状況と、その周りを囲んでいた土留め壁の解析結果について報告する。

2. 島上ポンプ場の状況¹⁾

同ポンプ場は、高潮時に雨水を兵庫港に排水することを目的として、神戸市兵庫区鍛冶屋町1丁目に建設され、平成6年6月より供用が開始された。建物は、地下1階、地上3階の鉄筋コンクリート造で、 $\phi 1.0 \sim 1.5\text{m}$ の場所打ち杭により支持されている。また、これらとは独立した形で、仮設に用いた柱列式土留め壁が周囲に残置されている。支持杭と土留め壁の平面配置を図1に、代表断面を図2に示す。ポンプ場の海側には、道路を隔ててコンクリートブロック式岸壁があり、ポンプ場の放流渠がその一部に設置されていた。

兵庫県南部地震によって、岸壁は1.4~1.8m程度海側に水平変位し、そのために放流渠とポンプ場躯体の接続部分が50cm程度ずれる被害が生じた。一方で、ポンプ場躯体は全く被害を受けなかった。また、ポンプ場と岸壁の間の道路は数10cm沈下し、土留め壁とポンプ場躯体の間の埋戻し土も東側（海側）では1.1~1.5m程度沈下して、土留め壁の頭部が突出した状態となった。

地震後に実施された東側土留め壁の一部の測量結果によれば、土留め壁は平面的には弓状にたわんでおり、その中央部分の頭部は24cm程度海側に水平変位し、鉛直方向にも3%程度傾斜していた。このような土留め壁の変形が地震の影響のみによって生じたものであるかどうかは不明であるが、西側の埋戻し土は15cm程度しか沈下していなかったことを考慮すると、東側では地震によって土留め壁が海側に変位したことにより埋戻し土が大きく沈下した可能性が高いと考えられる。

3. 柱列式土留め壁の解析

1次元の梁・パネモデルを用いて、土留め壁に及ぼす側方流動の影響について検討した。西側にある $L = 12, 13, 18.6\text{m}$ の3通りの長さの土留め壁を対象に、作用力として液状化層の側方流動圧を全土被り圧に比例（土圧係数に相当する比例定数を α とする）する形で考慮し、また、抵抗側は液状化層の地盤反力係数が低減（低減係数 $\beta = 1/10$ とする²⁾）されるものとした。設定した計算条件を表1にまとめている。

別途実施した1次元地震応答解析と既往の液状化判定手法³⁾に基づく検討結果によれば、原地盤の A_{s1} 及び A_{s2} 層は全面的に、 A_{s3} 層は部分的に液状化したものと推定された（ A_{s4} 層及び A_{c1} 層は粒度が不明のため検討

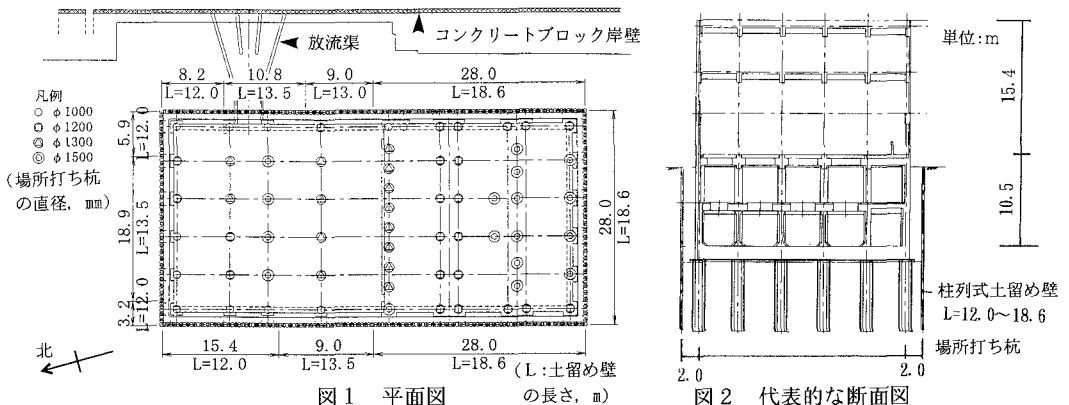


図1 平面図 (L:土留め壁の長さ, m)

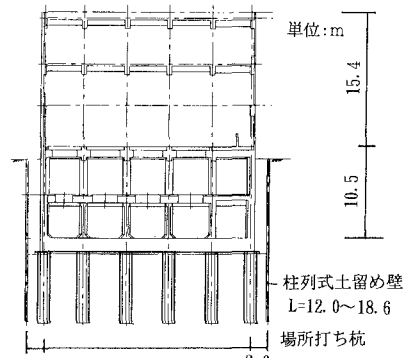


図2 代表的な断面図

対象外とした）。そこで、 A_{s2} 層までが液状化した場合と A_{s3} 層までが液状化した場合（いずれも盛土層と中間層を含む）の2ケースを設定し、それぞれについて α を0.5, 1.0, 1.5の3通りに変化させた。なお、埋戻し土（掘削深さ6~11m）はマサ土で、地震時に沈下が生じたことから液状化した可能性が高いと推定されたが、詳細な土質条件が不明であったため、ここでは便宜的に同深度の原地盤部と同じ条件として扱った。

土留め壁の最大曲げモーメントの計算値を図3に示す。長い（ $L=18.6m$ ）応力材は、 A_{s2} 層まで液状化した場合には $\alpha=1.1$ 程度で、 A_{s3} 層まで液状化した場合には $\alpha=0.55$ 程度で降伏する。一方、短い（ $L=12$ 及び $13m$ ）応力材は、 A_{s2} 層まで液状化した場合には $\alpha=0.5$ 程度で降伏するが、 A_{s3} 層まで液状化した場合には降伏時の α が逆に1.5程度と大きくなった。これは、図4に示すように、短い応力材は A_{s3} 層まで液状化すると足元をすくわれるような変位モードとなるためであるが、実際には、非液状化層へ根入れされた隣接する長い応力材に荷重が分散されて、このような状況には至らないものと考えられる。この点を考慮すると、今回の設定条件では、 $\alpha=0.5$ 程度で応力材が降伏することになる。また、 $\alpha=1.0$ 程度で応力材は破断することになる。

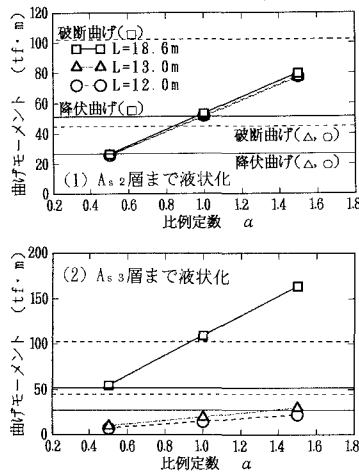


図3 土留め壁の最大曲げモーメント

図5に示すように、応力材の最大曲げモーメントは深度6~12m付近で生じる。これらの位置における応力材の降伏・破断の発生の有無は不明であるが、 $\beta=1/10$ のときに $\alpha=0.5$ 程度で応力材が降伏するような規模の土留め壁でも、ポンプ場躯体が被害を受けなかったという意味において、側方流動対策としての効果があったと考えている。なお、液状化層の地盤反力を無視（ $\beta=0$ ）すると、対応する α はさらに小さくなる。

4. おわりに

液状化した地盤の側方流動により多大な被害を受けた東灘下水処理場の基礎杭を対象とした逆解析²⁾では、同様な手法により $\alpha=0.6\sim 1.05$ （杭幅を考慮した場合1.7~3.0）、 $\beta=1/10$ 程度が得られている。検討対象や地盤条件が異なるため単純な比較はできないが、今回のように側方流動に対して面的に抵抗した場合のほうが、杭の周りを地盤がすり抜けて側方流動が生じた場合よりも α は小さくなる可能性が考えられる。このような点について、できるだけ多くの被災・無被災事例を対象とした検討を、今後も継続する必要がある。謝辞 現地調査と設計図書、地盤調査結果などの資料収集にご協力いただいた神戸市下水道局の近藤嘉宏氏、中井敏男氏、畑恵介氏および日本下水道事業団の松井清氏に深謝の意を表す。

参考文献 1) 神戸市下水道局提供資料 2) 佐々木康ほか：兵庫県南部地震による東灘下水処理場の被害，土木学会，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996. 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.

表1 梁・バネモデルの計算条件

(1) 地盤条件

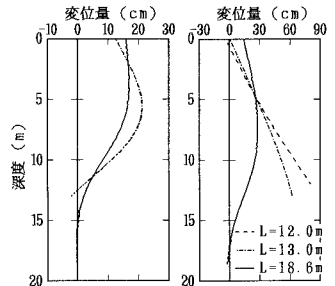
記号	土質	層厚	N値	細粒分含有率	地盤反力係数
B	盛土	2.1m	7		0.41kgf/cm ³
A _{s1}	砂	2.3m	6	2%	0.35kgf/cm ³
A _{s1}	礫混じり砂	1.5m	6		0.35kgf/cm ³
A _{s2}	シルト混じり砂	4.2m	6	22%	0.35kgf/cm ³
A _{s1}	砂質シルト	1.8m	3	44%	0.18kgf/cm ³
A _{s3}	シルト混じり砂	2.7m	10	8~24%	0.59kgf/cm ³
A _{s2}	粘土混じり砂礫	3.1m	28		1.65kgf/cm ³
D _s	砂礫	>7.7m	60		2.95kgf/cm ³

注) 地震前(1990年)に実施した2本のボーリング調査結果に基づいて設定した。地下水位はGL-1.75~2.0mの位置にあったが、計算上は便宜的に地表面とした。地盤反力係数は液状化を考慮した低減を行う前の値。

(2) 柱列式土留め壁の条件

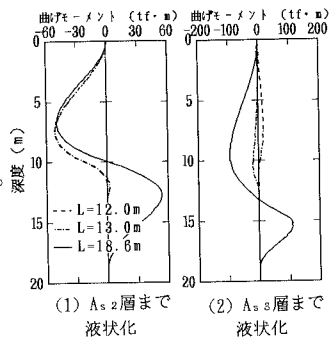
長さ	杭径	応力材	降伏曲げモーメント	破断曲げモーメント
12~13.5m	550mm	H-396×199×7×110900	26.9tf·m	44.9tf·m
18.6m	550mm	H-396×199×12×190900	61.3tf·m	102.2tf·m

注) 曲げモーメントは奥行き1mあたりの値(他の図も同様)。



(1) A_{s2} 層まで液状化 (2) A_{s3} 層まで液状化

図4 変位の深度方向分布 ($\alpha=1.0$)



(1) A_{s2} 層まで液状化 (2) A_{s3} 層まで液状化

図5 曲げモーメントの深度方向分布 ($\alpha=1.0$)