



美園立杭工事における掘削地盤の浸透破壊に対する安定性

田中, 勉
坂井田, 貴士

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 8:355-360

(Issue Date)

2004-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00422495>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00422495>



美園立坑工事における掘削地盤の浸透破壊 に対する安定性

Stability for Seepage Failure of Excavated Soil within Misono Shaft

田中 勉¹⁾
Tsutomu Tanaka
坂井田貴士²⁾
Takashi Sakaida

概要：美園立坑工事は、2003 年開催の第 3 回世界水フォーラムにおいて紹介された高地下水対策の施工例である。ここでは、美園立坑工事における掘削地盤の浸透破壊に対する安定性について考察を行った。浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析から次の結論を得た。(1) 浸透流は立坑付近に集中し立坑内掘削地盤において鉛直上昇一次的になっている。(2) 対策工が何も施されなかったとした場合、地盤は限界を越え破壊したものと考えられる。実際には、立坑壁下端部付近に厚さ 3m の薬液注入がなされたことにより安全率が向上し安全に施工できたと考えられる。(3) 本立坑は、薬液注入がない場合、現在の根入れ深さ 22.2m をさらに 16.50m 増すことにより対策工なしに安全に施工できたと考えられる。(4) 掘削工事の成功事例において地盤の浸透破壊に対する安定性が施工中にどのようなようになっていたかを正確に把握することは、今後、同様の地盤の浸透破壊に対する安定設計において有用となる。

キーワード：立坑, 地中連続壁, 掘削地盤, 浸透破壊, 安全率

1. 美園立坑の概要

地盤沈下対策として地下水の揚水規制が行われるようになって以来、大阪府下においては地下水位の上昇が著しく、逆に、揚圧力による構造物の浮き上がり、掘削工事における浸透破壊、地盤の液化化の可能性の増大など、地下水位上昇に伴う種々の問題が起こるようになってきた。掘削工事、特に、大深度地下掘削における浸透破壊は地下水位上昇に伴う重要な問題であるといえる。美園立坑工事は、2003 年開催の第 3 回世界水フォーラムにおいて“Groundwater Problems in Osaka”¹⁾の中で高地下水対策の施工例として紹介された。美園立坑とは大阪府八尾市美園町にある地下河川へ雨水を安全に流入させるための立坑であり、寝屋川南部地域において約 13km にわたる地下河川計画のひとつである。寝屋川流域は市街化が進みその約 80%が低い平地であることから、水害を受けやすい自然条件となっている。雨水が急速かつ大量に河川に流れ込むようになり、大雨時には浸水被害を引き起こしている。大量の雨水を安全かつ迅速に排出するために、道路等の地下空間を有効利用する地下河川が考えられた。また、地下河川は全体が完成しなくても、完成した区間から順次、大雨時の一時貯留施設として利用されている。このため、早期に治水安全度の向上を図ることができるという長所があるといえる。現在、すでに一部が「調節池」として機能を発揮している。

ここでは、美園立坑工事における掘削地盤の浸透流の状況及び浸透破壊に対する安定性について解析を行う。そして、地下水位の高い地点における美園立坑の大深度掘削において、地盤が浸透破壊に対してどのような状態になっていたのかを正確に把握し、浸透破壊を起こさないための対応策等について考察を行う。

2. 美園立坑の形状と施工方法²⁾

Fig.1 に美園立坑の掘削時における平面図及び断面図を示す。掘削断面形状は外寸 13.30m×13.30m 及び内寸 10.50m×10.50m の矩形、壁厚は 1.40m、掘削底面は G.L.-31.80m、立坑壁の下端は G.L.-54.00m、壁の掘削側根入れ深さ D は 22.2m である。地下水位は G.L.-1.65m であり、水頭差は $H = -1.65 - (-31.80) = 30.15$ m である。また、本立坑壁は鋼材を入れた鋼製地中連続壁工法により施工された。

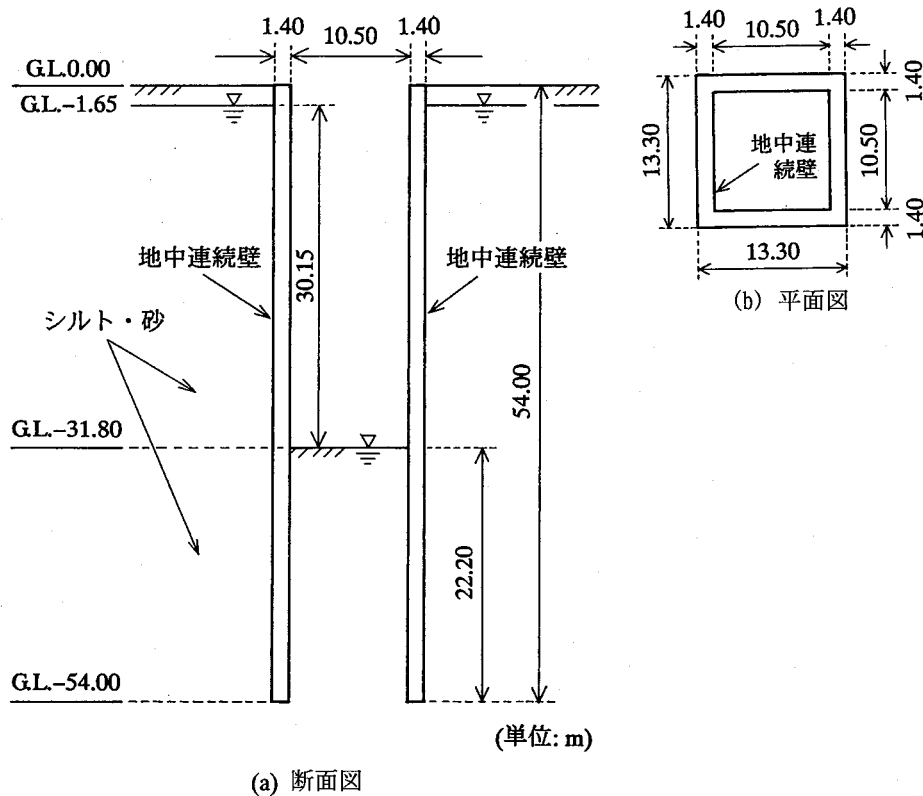


Fig.1 美園立坑の掘削時における断面図と平面図

3. 地盤のモデル化

(1) 地盤構成 ボーリング調査の結果によると地盤は砂混じりシルト、シルト混じり砂、砂、及び、シルト層からなっている。これらの層の連続性は明らかにされていない。したがって、ここでは、地盤は砂とシルトの互層(一層)からなっているとみなし、透水係数 k は現場透水試験の結果から $k = 1.165 \times 10^{-4}$ m/s とした。

(2) 境界条件 地盤は半無限状態であると考え、左右側面境界は、それを設けることによって影響が出ないように掘削断面の中央から両側へそれぞれ掘削幅 $2B (= 10.5\text{m})$ の約 30 倍(316.5m)をとった。地盤内地下水位は、最も危険な場合を想定し計測結果から G.L.-1.65m の一定水位及び定常状態にあると考えた。そして、左右側面境界は地下水面高(G.L.-1.65m)と等しい静水圧条件とした。

ボーリング調査(最深点 G.L.-90m)からは不透水性地盤が確認できない。この場合、計算流量の精度の点から、現地下水位から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界を設ければよいと報告されている³⁾。ここでは、これらを考慮の上さらに正確を期すため、現地下水位から掘削幅 $2B$ の約 11.3 倍(118.35m)に等しい値の深度に仮想不透水性境界を設けた。

掘削面積が小さい場合、浸透流は本来的には三次元的な流れとなる。三次元的な流れは、軸対称浸透流と仮定することができるといわれている⁴⁾。ここでは、二次元及び軸対称地盤と仮定した場合について解析を行った。軸対称条件に関しては、立坑に内接する円形の掘削地盤を考えた。Fig.2 に半断面における有限要素分割図を示す。有限要素分割は、半断面で総節点数 12,512、総要素数 12,514 となっており、浸透流が集中する立坑近傍ほど細かくなっている。Fig.2 に示すように、要素は主に正方形からなっており、その大きさは外側から内側へ 4.0×4.0, 2.0×2.0, 1.0×1.0, 0.5×0.5m と順次小さくなっている。

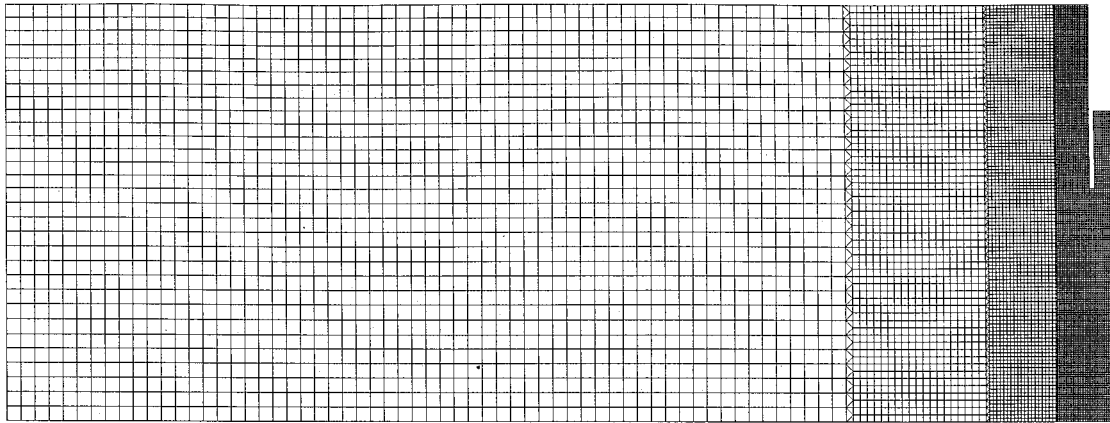


Fig.2 有限要素分割図

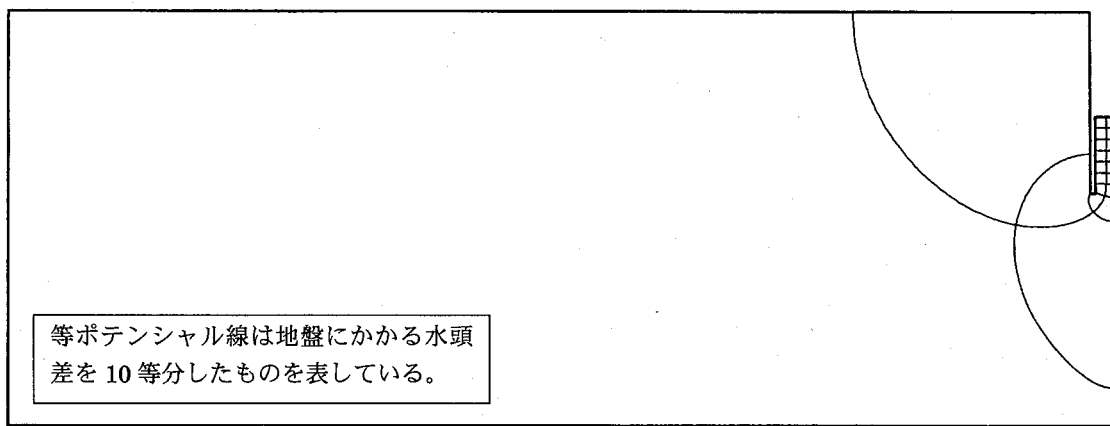


Fig.3 流線網 (二次元地盤と仮定した場合)

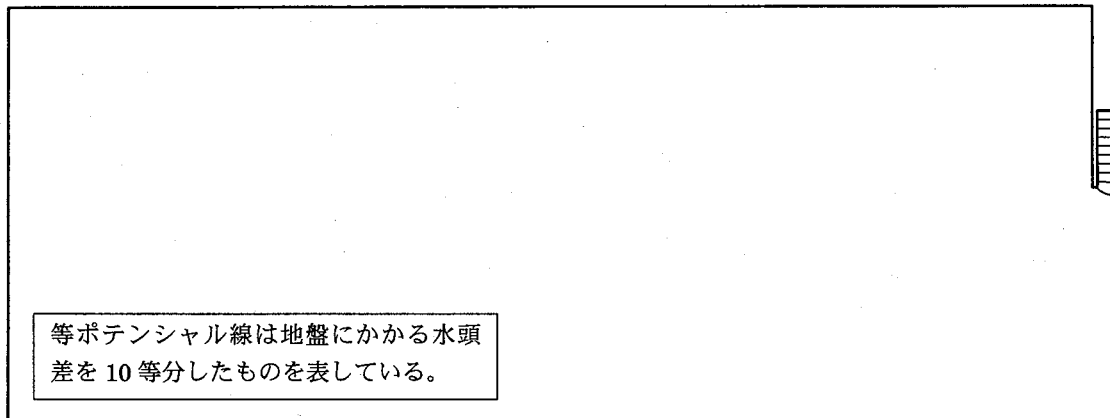


Fig.4 等ポテンシャル線分布 (軸対称地盤と仮定した場合)

4. 解析結果

(1) 浸透流況 Figs.3, 4 に、それぞれ、二次元地盤と仮定した場合の流線網、軸対称地盤と仮定した場合の等ポテンシャル線分布を示す。流線網(Fig.3)及び等ポテンシャル線分布(Fig.4)から、浸透流は立坑内の掘削地盤へ集中しており、地盤は鉛直一次元的な上向きの浸透力を受けている様子がうかがわれる。また、二次元地盤と仮定したときよりも軸対称地盤と仮定したときの方が立坑内掘削地盤への浸透流の集中の度合いが大きいことがわかる。立坑内掘削地盤での水頭損失は、二次元地盤の場合全体の約 70%、軸対称地盤の場合全体の約 90%となっている。

(2) 浸透破壊に対する掘削地盤の安定性 浸透破壊に対する安定解析法には種々の方法があるが、ここでは

Prismatic failure の考え方⁹⁾を用いて解析を行う。

Prismatic failure の考え方では、矢板に接する任意の深さのプリズムを考えそのプリズムの力の釣合いについて考える。摩擦を考慮する場合と考慮しない場合がある。矢板の前後にかかる水頭差を徐々に増加させていったときに、考慮するすべてのプリズムについて上昇破壊に対する安全率 F_s を計算し、その最小値 $F_{s, \min}$ が、ちょうど 1.0 になったときのプリズムを限界プリズムと呼ぶ。そのときの水頭差を限界水頭差と呼ぶ。そして、水頭差が限界水頭差に達したとき、限界プリズムがまず最初に上昇し地盤が破壊するものとする。限界プリズムは、摩擦を考慮しない場合幅のないプリズムとなるが、摩擦を考慮した場合ある幅をもってくる。ここでは、摩擦を考慮した場合について考える。また、側方土圧としては静止土圧を考え、静止土圧係数 K_0 としては、ヤークーの式から $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.5$ を用いた。ここに、 $\phi (=30^\circ)$ は地盤材料の内部摩擦角である。

Prismatic failure の考え方による立坑内掘削地盤の浸透破壊に対する限界水頭差 H_{PF} は、二次元地盤と仮定した場合 $H_{PF} = 31.67\text{m}$ 、軸対称地盤と仮定した場合 $H_{PF} = 25.60\text{m}$ となる。地盤にかかる水頭差は 30.15m であるので、浸透破壊に対する安全率 F_s は、それぞれ、 $F_s = 1.050$ (二次元地盤と仮定)、 $F_s = 0.849$ (軸対称地盤と仮定) となる。

掘削地盤は、二次元地盤と仮定した場合限界に近い状態にあり、軸対称地盤と仮定した場合すでに限界状態を越え浸透破壊状態にあるという結果となる。軸対称地盤と仮定した場合の方が実際の条件に近いと考えられること、及び、本例は成功事例の一つであることから、解析結果は妥当であるとはいえない。また、三次元的な集中流のある場合には、二次元流と仮定することは不合理であり、この仮定の下に設計することは危険であるといえる。

実際には、掘削に先立って Fig.5 に示すように立坑壁下端部付近に厚さ 3m の薬液注入がなされていたことがわかった²⁾。立坑壁下端部付近に厚さ 3m の薬液注入を行った場合について、同様にして軸対称地盤と仮定して解析を行うと、限界水頭差 $H_{PF} = 36.02\text{m}$ 、安全率 $F_s = 1.195$ となり、浸透破壊に対して十分安全となる。本解析において薬液注入部の透水係数は $k = 1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ とした。このようにして、掘削地盤は立坑壁下端部付近における厚さ 3m の地盤改良によって浸透破壊が起こらなかったものと考えられる。

次節では地中連続壁の根入れ深さ D を順次増加させていったときに浸透破壊に対する安全率 F_s がどのように変化するかについて考察を行う。そして、地盤改良を行わずに施工するためにはどれほどの根入れ深さが必要であるかについて考察する。

5. 根入れ深さの増加と浸透破壊に対する安全率増加の関係

立坑内掘削地盤の浸透破壊に対する安全率 F_s は地中連続壁の根入れ深さ D の大きさによって決まる。ここでは、根入れ深さ D を変えて解析を行い、浸透破壊に対して安全に施工するためには根入れ深さ D がどれほどなければならないかについて考察する。ここでは、Prismatic failure の考え方と道路協会の方法⁹⁾を用いて浸透破壊に対する安全率を評価する。Prismatic failure の考え方では、軸対称条件すなわち立坑に内接する円形の掘削地盤を考えた。道路協会の方法では掘削形状を矩形形状 (三次元地盤) 及び円形形状 (軸対称地盤) と考えた場合の計算を行った。

道路協会の方法 (1999 年版) では、ボーリングに対する安定解析法として Terzaghi の考え方⁷⁾ が採用されている。浸透破壊に対する安全率 F_s は、「根入れ深さ D の 1/2 に相当する崩壊土塊の有効重量 W 」と「過剰間隙水圧 U_e 」の比として定義される。過剰間隙水圧に関しては、台形分布を仮定し複素関数論と線形近似によって与えられる。Fig.6 に示すような単列矢板の二次元掘削地盤について考えた場合、掘削地盤の浸透破壊に対する安全率は、

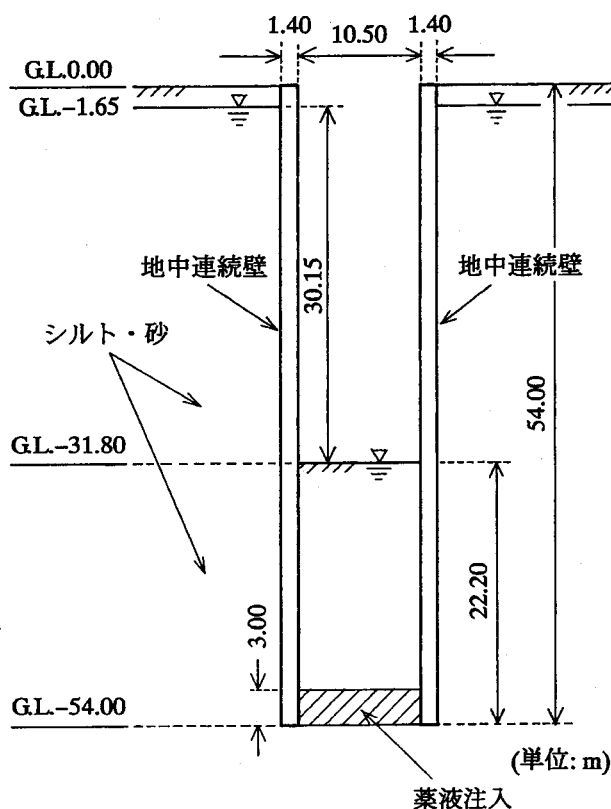


Fig.5 薬液注入

危険な状態である一定水位及び定常状態について FEM 浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行った。そして、立坑内の掘削地盤は浸透破壊に対して限界に近い状態、あるいは、すでに限界を越えた状態にあるという結論を得た。この解析結果は、本例が成功事例であることから妥当ではないと考えられた。実際には、立坑壁下端部付近に厚さ 3m の薬液注入が行われていたことから、これが地盤の安定性を向上させたと考えられる。

次に、薬液注入などの地盤改良を行わずに、浸透破壊に対して安全に施工するためには、立坑壁の根入れ深さ D をどれほどにすればよいかについて考察を行った。結論をまとめると次のようになる。

- (1) 浸透流は立坑付近に集中し立坑内掘削地盤において鉛直上昇一次元的になっている。
- (2) 対策工が何も施されなかったとした場合、 $F_s = 0.849$ (軸対称地盤と仮定)となり、地盤は限界を越え破壊したものと考えられる。実際には、立坑壁下端部付近に厚さ 3m の薬液注入がなされたことにより安全率が向上し、 $F_s = 1.195$ (軸対称地盤と仮定)となり、安全に施工できたと考えられる。
- (3) 本事例において、地盤改良などの対策工なしに安全に施工するためには、地中連続壁の根入れ深さ D を現状の $D=22.2\text{m}$ よりさらに 16.5m 増加させて $D=38.70\text{m}$ 以上にすることが必要であることがわかった。
- (4) 掘削工事の成功事例において地盤の浸透破壊に対する安定性が施工中にどのようなになっていたかを正確に把握することは、今後、同様の地盤の浸透破壊に対する安定設計において有用となる。

謝辞

大阪府土木部河川室から土質調査結果等の提供を受けました。また、資料提供に当たっては大阪府土木部河川室ダム砂防課の戸上拓也氏に大変お世話になりました。本研究は平成 14～16 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (B)(1)) (研究代表者：村岡浩爾)「沿岸都市域における地下水総合管理のための地下水涵養モデルの構築」の援助の基に行われた研究成果の一部である。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) Togami, T.: Groundwater problems in Osaka, Proceedings of the Special Presentations on Groundwater Problems of the Urban Areas Developed on Asian Lowland -Circumstances in Shanghai, Taipei, Bangkok, Tokyo, Nagoya and Osaka-, The 3rd World Water Forum, Research Committee for Groundwater and Geo-environment Research Subcommittee for Cultivation of Groundwater, pp.31-36, March 18, 2003 Osaka, Japan.
- 2) 戸上拓也氏との私信: 2003.10.15., 2004.01.09
- 3) 山村和也, 鈴木音彦: 現場監督者のための土木施工 5「土と水の諸問題」, 鹿島出版会, pp.109-116, 1977
- 4) 三浦均也, 今福 守, 古川美典, 高治一彦: 橋梁下部仮締め切り工のボーリングに対する安定性解析, 第 27 回土質工学研究発表会講演論文集, pp.2005～2008, 1992
- 5) 田中 勉: 上昇浸透流を受ける矢板背後地盤の浸透破壊, -Prismatic failure の概念と解析結果-, 農業土木学会論文集, 第 186 号, pp.77-87, 1996
- 6) 日本道路協会編: 道路土工 -仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.78～82, 1999
- 7) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York, pp.130-133, 1948

著者

- 1) 田中 勉, 神戸大学農学部, 教授
- 2) 坂井田貴士, 神戸大学大学院自然科学研究科, 院生

Stability of Seepage Failure of Excavated Soil within Misono Shaft

Tsutomu Tanaka
Takashi Sakaida

Abstract

Misono Shaft was reported as an example of a starting shaft constructed for Neyagawa Nanbu Underground River in Osaka with a high ground water level, at the 3rd World Water Forum 2003 in Osaka. Here, we discussed the stability of the seepage failure of excavated soil within Misono Shaft. The analyses of seepage flow and seepage-failure stability revealed that:

- (1) Seepage flow was concentrated in the soil within the shaft and was directed upward one-dimensionally.
- (2) If it were not for countermeasures, the excavated soil within the shaft would exceed the critical state for seepage failure and collapse. Chemical grouting of a 3-m thickness was conducted at the bottom part of the diaphragm wall, the stability of the seepage failure of the excavated soil increased, and the construction work was successful.
- (3) Without the chemical grouting, the penetration depth of the diaphragm wall of 22.2 m must be increased by 16.5 m, i.e., the required depth of diaphragm wall would be 38.7 m.
- (4) Analyses of the seepage-failure stability of soil excavated successfully provides useful suggestions for stability design of other similarly conditioned sites.

