

大深度円形立坑山留め壁の施工時側圧に関する研究

岩波基¹・小泉淳²

¹正会員 工修 (株)熊谷組 土木本部土木設計部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

²正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区西大久保3-4-1)

大深度円形立坑における仮設山留め壁の設計は、通常、土水圧と偏側圧とをその設計荷重として考慮している。このうち偏側圧は設計結果に大きく影響するが、その値には合理的な根拠がなく、慣例的に全側圧の5～10%、または、側方土圧の10～20%を設定している。

本研究は、鴨下ら¹⁾により報告された首都圏外郭放水路第一立坑の計測データを基に、連続地中壁工法で施工した大深度円形立坑の山留め壁に作用したと推測される側圧を整理して、ある条件下においては、偏側圧は水圧の変動によって発生することを計測データと解析結果から指摘するとともに、現行の設計手法の課題についても検討を加えたものである。

Key Words : deep underground structure, deep vertical shaft, water pressure, earth pressure, eccentric lateral pressure

1. はじめに

これまで、都市部の社会基盤の整備は地上、地表および浅い地下空間を中心に実施され、現在、量・質ともある程度の水準に達してきている。しかし、社会の要求が高度化し、また多様化してきていることから、社会資本の整備や蓄積は、まだまだ強く求められている現状にある。

このような状況下で、社会資本の整備を積極的に推進していくには、地表付近の地下空間にはすでにインフラ施設が集中し過密状態であるため、大深度地下が貴重なその活用空間として脚光を浴びている。

大深度地下空間にインフラ設備を構築するためには、地上とのアクセス機能を含めて、大深度の立坑が必要となる。

しかし、大都市部において、掘削深度が50mより深く、床付けが自立性の高い地盤まで達するような大深度の立坑は、いまのところ実績が40件を若干超えた程度であり、立坑壁に作用する側圧や立坑壁の挙動に関する計測データもまだ少ない状況にある。

50mを越える大深度立坑では、その断面形状は円形が合理的と考えられ、山留め壁には地中連続壁工法(以下は、連壁と略称する)が採用されることが一般的であるが、その設計は中浅深度における円

形立坑に対するものと同じ設計法を用いている現状にある。

現在、円形立坑壁の設計は、立体的な円形立坑をその水平断面方向と鉛直断面方向とに分け、前者は円形のリングまたは多角形のラーメン構造で、後者ははり構造でモデル化し、これに主働的および受動的荷重を作用させて弾性または弾塑性解析を行う場合が多い。

山留め壁に作用させる設計荷重としては、浅深度の山留めで使用している主働土圧と水圧を足しあわせた荷重に加えて、または、ケーソンを設計する時と同じように静止土圧と水圧に加えて、偏側圧を考慮した荷重が用いられている。

水平断面方向の構造解析を行う場合に、山留め壁に載荷する偏側圧の値は、設計結果に大きく影響するにもかかわらず、慣例的に全側圧の5～10%または、側方土圧の10～20%にしているが、その値には合理的な根拠がない。

一方、現行の設計基準では、偏側圧が生じる原因として、地盤の不陸や傾斜、また、施工時の不確定要因を挙げているが、竹田ら²⁾や伊藤ら³⁾は水圧によっても偏側圧が生じることを報告している。

本研究は、鴨下ら¹⁾により報告された首都圏外郭放水路第一立坑における計測データを基に、連壁による大深度円形立坑壁へ作用した側圧を整理し偏側

表-1 地盤の物性値

地質記号	層下端深度 GL-(m)	単位体積重量 (kN/m^3)	N値 (平均値)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)	変形係数 (kN/m^2)	透水係数 (cm/sec)
Ac	3.25	14	0	0	0	0	—
As	5.50	18	9	0	27	5000	—
Ds1	12.60	19	15	0	30	9000	6.59×10^{-4}
Dc1	16.70	17	21	30	27	22000	—
Ds2	18.80	17	50	0	42	22000	6.56×10^{-3}
Dc2	21.30	17	36	30	27	59000	—
Ds3	29.40	19	50以上	0	42	41000	4.61×10^{-3}
Dc3	36.00	17	50以上	170	29	35000	—
Ds4	49.10	19	50以上	0	42	52000	4.86×10^{-3}
Dc4	52.40	18	30	220	3	21000	—
Ds5	60.00	19	50	0	42	49000	2.56×10^{-3}
Dg0	64.70	20	50以上	0	42	35000	1.68×10^{-3}
Ds5	75.60	19	50以上	0	42	56000	2.56×10^{-3}
Dc5	79.85	17	34	370	8	24000	—
Ds6	88.75	19	41	0	40	54000	5.82×10^{-5}
Dc6	95.40	18	45	420	6	32000	—
Ds7	96.35	18	—	—	—	56000	2.41×10^{-3}
Dc7	103.15	18	37	300	7	26000	—
Dg1	107.50	20	50以上	0	42	35000	1.18×10^{-3}
Ds9	110.30	19	50以上	0	42	35000	2.41×10^{-3}
Dc8	119.70	17	42	350	8	92000	—
Ds10	122.00	19	50以上	0	42	26000	2.41×10^{-3}
Dc9	130.05	18	37	410	9	26000	—
Ds10	137.80	—	—	—	—	56000	9.85×10^{-4}

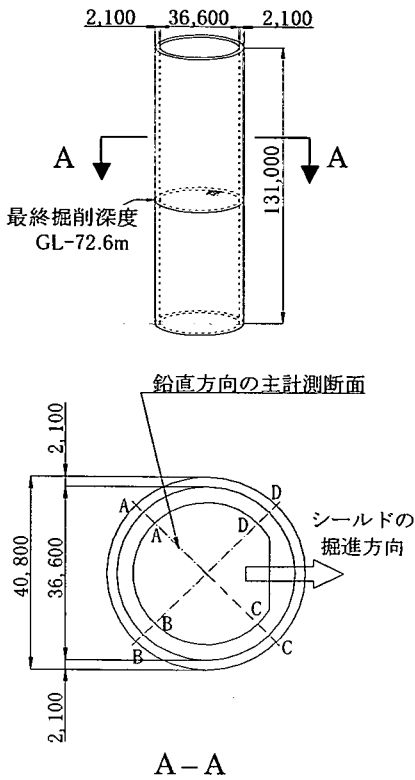


図-1 立坑の概要

2. 立坑の概要

(1) 立坑の構造

首都圏外郭放水路第一立坑は、首都圏外郭放水路の最下流部に位置する立坑であり、放水路の施工時には発進立坑として使用され、供用開始後は、江戸川に最大 $200\text{m}^3/\text{s}$ の水を放流するための立坑として用いられる。

立坑の構造は、図-1に示すとおりで、山留めとなる連壁長が 131m 、立坑の仕上り内径が 36.6m 、連壁厚が 2.1m 、掘削深度が 72.6m の円形立坑である。先行エレメントは3ガット1エレメント、後行エレメントは1ガット1エレメントで掘削を行い、継手はコンクリートカッティング工法による継手を用いている。

(2) 地盤構成

地盤調査は、立坑の外周において約 120° 毎に3箇所のボーリングを行い、これを用いて実施された。地層は成層をなし、立坑周辺では連続していた。

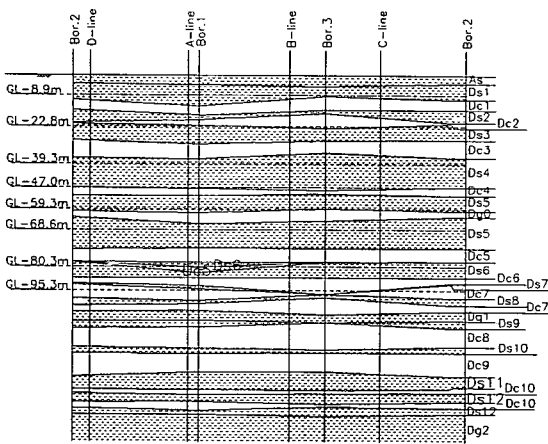
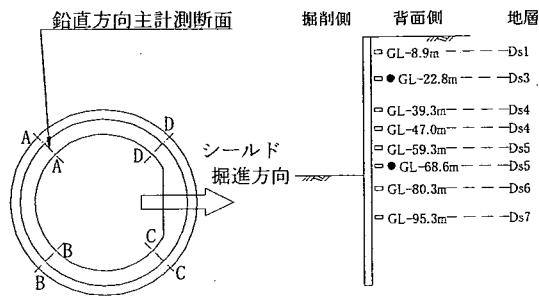


図-2 地層構成の展開図

圧の発生において水圧の変動が大きな影響をもつことを指摘するとともに、現行の設計法における課題についても整理を行い、検討を加えたものである。



A~D断面

計器名称		記号	計測箇所数				
			A	B	C	D	合計
土水圧計(壁面)		□	8	8	8	8	32
間隙水圧計(壁面)			8	8	8	8	32
鉄筋計	断面水平方向	□	16	16	16	16	64
	断面鉛直方向		16	16	16	16	64
熱電対		●	2	0	0	0	2

図-3 地盤の計測位置

また、3ヶ所のボーリング結果の間には各層の深度に大きな差がなく、地層の傾斜はないという結果が得られている。地層構成の展開図を図-2に、地盤の物性値を表-1に示す。

地盤を構成している土質は、深度 GL-5.5m までは沖積層であり、それ以下は、洪積層の砂質土と粘性土が互層をなしている。立坑の掘削時には、洪積層はすべて締まった土層であることが確認され、特に、洪積粘性土層は自立性が高い良質な地盤であった。

洪積砂質土層の透水係数は、ほぼ 10^{-3} cm/sec オーダーで、Ds6のみが 10^{-5} cm/sec であった。

(3) 計測器の配置

図-3は各種の計測器の配置を示した図である。計測器は、シールド発進後も計測を継続することと開口時における周辺の影響を計測することを考えて図に示すようにトンネル中心線と 45° ずらした4断面(A, B, C, D)に配置した。深さ方向は、地表から鉄筋かごの最下端 GL-96.8m までの間に、約 10m 間隔を基本とし、砂質土層に配置した。土水圧計と間隙水圧計は、図に示すとおり8深度、それぞれA~Dの4断面で、鉄筋かごが大きい先行エレメントの連壁背面に設置した。鉄筋ひずみ計は、同じく8深度4断面で水平方向鉄筋と鉛直方向鉄筋に取り付け、鉄筋の軸ひずみを、また、熱電対はA断面の GL-22.8m と GL-68.6m に設置し、コンクリート内部の温度を測定した。

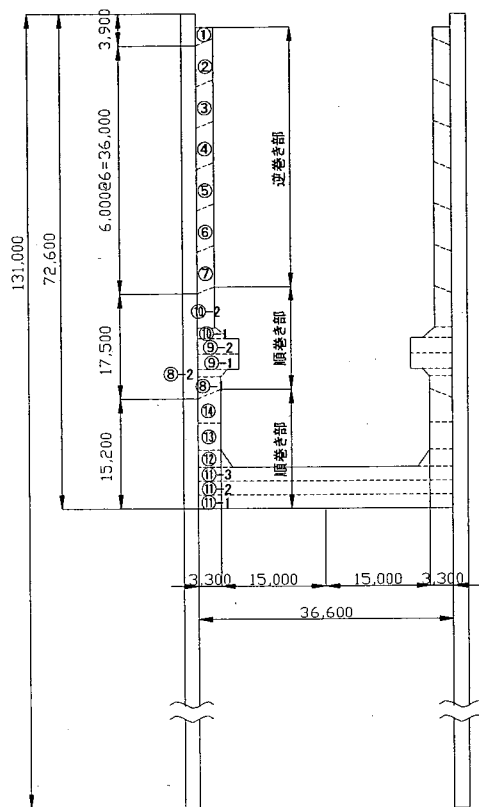


図-4 施工状況

(4) 立坑の掘削状況

立坑内の掘削は、7次掘削までは1ロット6mで行い、壁厚 2.5m の内巻本体コンクリートを逆巻きで打設することを繰り返して実施した。

8次掘削は、17.5m を一度に掘削した。その後、順巻きで壁厚 3.3m の下部本体壁と 6.0m のかまじばりを施工した。9次掘削は、最終床付け深度 GL-72.6m までの残り 15.2m を掘削した。

施工中、連壁面の後行エレメントにひび割れが発生し、湧水が確認された。また、8次掘削以後は、計測断面C近傍の床付け地盤面からの湧水も見られた。

3. 土水圧の計測結果

最終掘削完了時(9次掘削完了時)におけるA~D断面の土水圧計の計測値と設計値との比較を図-5に示す。横軸は土水圧、縦軸は地表面からの深度であり、また、水平な破線は地層の境を示している。

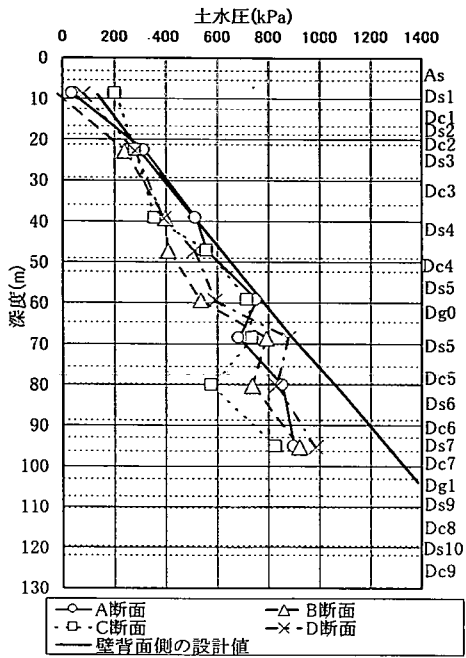


図-5 壁背面側の土水圧の分布(最終掘削完了時)

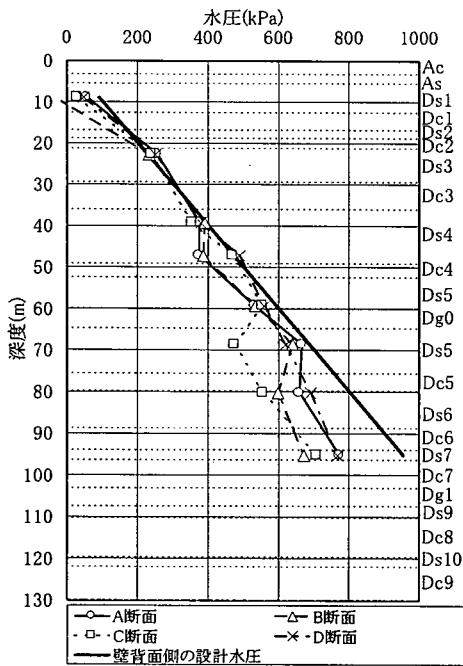


図-6 壁背面側の水圧の分布(最終掘削完了時)

なお、土水圧は有効土圧と水圧の和とした。

設計値と計測値とを比較すると、GL-59.3m までは設計値の方が若干大きいものの、計測値も設計値

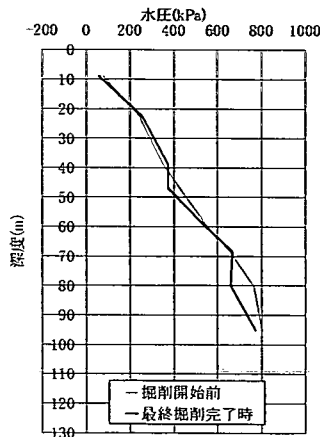


図-7 水圧の分布(A断面)

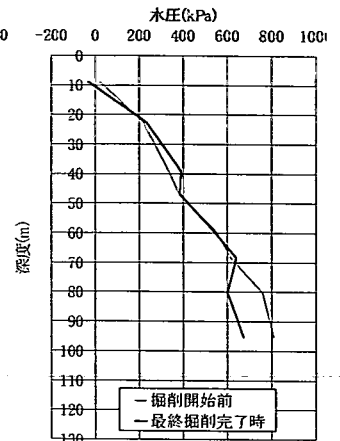


図-8 水圧の分布(B断面)

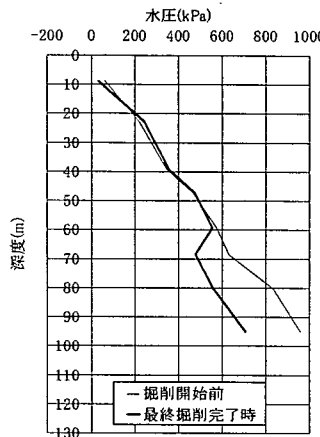


図-9 水圧の分布(C断面)

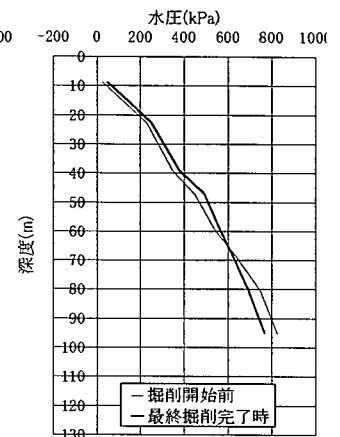


図-10 水圧の分布(D断面)

とほぼ平行であり、深度に比例して土水圧が増加する傾向となっている。しかし、GL-68.6m より深い計測点においては、計測値は設計値よりかなり小さく、またそのばらつきが大きくなっている。GL-80.3m では、C断面の土水圧の値に比べA断面とD断面のそれが約 300kPa も大きい値となった。

図-6は最終掘削完了時におけるA～D断面の水圧計の計測値と設計値とを比較したものである。土水圧の分布図と同様に、横軸には水圧、縦軸には地表面からの深度を示してある。

GL-59.3m までは、GL-47.0m のA断面とB断面を除き、計測値と設計値とがほぼ一致している。しかし、GL-68.6m より深い計測点においては、計測値の間にばらつきが大きくなり、計測値が設計値より小さい値となった。

水圧の計測値と土水圧の計測値とは、同じようにGL-68.6m より深い位置計測点で、設計値より小さ

い値を示したが、D断面ではその違いがもっとも小さく、C断面ではもっとも大きくなっている。

大深度では、一般的に地盤の自立性が高くなり、主働および静止土圧係数が小さくなるため、設計側圧は有効土圧によるものの占める割合が小さくなると言われている。GL-68.6mの計測位置およびそれより深い位置の土水圧と水圧の計測値を見ると確かに両者の差は小さくなっており、土圧に比べて水圧が卓越していることが確認できる。そこで、各計測断面の水圧について掘削開始前の値と最終掘削完了時の値とを比較してみた。図-7~10はその結果を断面別に分けて示したものである。A断面においては、浅い部分では掘削開始前と完了後で水圧の変化が見られないが、Ds6層（GL-80.3m）で100kPa低下し、Ds7層（GL-95.3m）では30kPa程度水圧が低下している。B断面は、Ds6層（GL-80.3m）で150kPa低下し、さらに深いDs7層（GL-95.3m）では160kPa水圧が低下しているという結果となった。C断面ではDs5上層（GL-68.6m）より深い計測位置で、水圧が大きく低下した。特に、Ds6（GL-80.3m）で280kPa低下し、Ds7（GL-95.3m）においても250kPaの水圧低下が見られた。D断面は、ほとんど水圧の低下が見られなかった。

このように、床付けより深い計測位置において、水圧が低下し、最終掘削完了時のDs6層では、D断面に作用する水圧に対してC断面に作用する水圧が約200kPa程度小さくなっている。土水圧による偏側圧は、すでに述べたように約300kPaであり、水圧による偏側圧がその7割程度に達することがわかる。

4. 施工時偏側圧の発生原因の推定

大深度円形立坑の山留め壁の設計で、施工時の偏側圧に言及している規準は、「地中送電用深部立坑、洞道の調査・設計・施工・計測指針（昭和57年3月）」（（社）日本トンネル技術協会）⁴⁾と「大深度土留め設計・施工指針（案）（平成6年10月）」（（財）先端建設技術センター）⁵⁾である。

両者の考えをまとめると、偏側圧の原因を以下の3項目としている。

- ①地盤の不均一性
- ②掘削による地盤のゆるみ
- ③掘削底面の高低差

偏側圧はこれらの要因によって生じることが予想され、また、これらに加えて、山留め壁の施工には誤差があることから、その設計には偏側圧を考慮する

ように規定している。

外郭放水路第一立坑の山留め連壁において、GL-80.3mで計測された土水圧の300kPaの差が、上記の3つの原因によって生じた可能性についてまず検討し、次に、偏側圧が水圧の差によって生じている可能性についても検討を加えることとした。

(1)地盤の不均一性

本立坑の地盤条件は、図-2に示したように、地層構成に傾斜がほとんどなく、地質調査では巨礫を含んだ礫層や褶曲を受けた形跡も見られなかった。したがって、本立坑の場合、地盤の不均一性が主な原因となって偏側圧が生じているとは考えにくい。

(2)掘削による地盤のゆるみ

掘削により地盤のゆるみが生じて静止土圧から主働土圧へ移行することで偏側圧が生じることは一般的にあり得ることと考えられる。しかし、本立坑は、

- ①円形連壁による山留め壁は剛性が高く一般に変位が微少となる。計測結果によれば、変位量は地表面で最大11mm、床付け部で6mmと微少であった。
- ②一般に洪積砂層では静止土圧係数と主働土圧係数との差は、0.2以下であるため、深度70mでは、静止土圧と主働土圧との差が最大140kPa程度である。

などの理由から、本立坑において掘削完了時に生じていると見られる偏側圧は地盤のゆるみによる影響が主要因ではないと考えられる。

(3)掘削底面の高低差

掘削底面の高低差によって、連壁背面に設置されている土水圧計の値が変動するのは、地盤のゆるみが生じなければ起こらない。したがって、(2)で述べたように、本立坑では掘削底面の高低差によって偏側圧が生じないものと考えられる。

一方、立坑内径が36.6mあり、掘削機械の配置に余裕があるため、立坑中央に掘削土を集めることが施工上効率的である。また、連壁面および掘削面から湧水が生じていたため、連壁のわきを溝状に掘削して、湧水を処理する必要があった。以上の施工時の実際の状況からみて、掘削底面に大きな高低差を生じることにはなかったものと考えられる。

(4)同一砂層における水圧の差

通常、止水性の高い構造物には静水圧が作用するため、透水性のある同一地層では、すべての水平断面に等しい水圧が作用する。

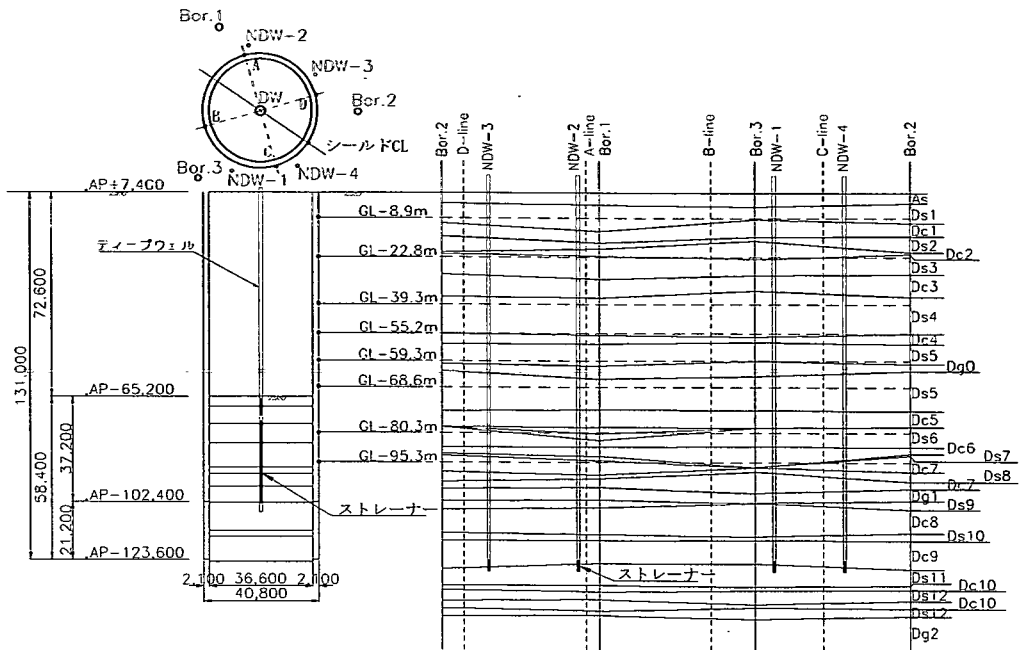


図-11 ディープウェルの配置

しかし、一般に感度が良く計測値が信用できる間隙水圧計において、同一深度で水圧差が計測されていることから、本立坑に対しては水圧による偏側圧が生じている可能性が十分にあると考えられる。

なお、変位の大きな山留めにおいては、間隙水圧計の計測値の信頼性が低下する場合があるが、本研究で対象とした山留め壁の変位は数ミリ程度と微小であり、間隙水圧計の計測結果は十分に信頼できるものと判断した。

5. 同一地層内における水圧差の発生機構

(1) 湧水および連壁のひび割れ発生状況

連壁は、通常、透水係数が非常に低く、設計や浸透流解析を行う場合の透水係数は $k = 10^{-7} \sim 10^{-10}$ cm/sec として評価することが一般的である。

しかし、立坑内の掘削において、大深度円形立坑用の山留め連壁は、次に示すような箇所から、背面の地下水が浸入することがあると言われている。

- ① エレメント間継手
- ② 鉄筋かごの補強鋼材により生じた水みち
- ③ 硬化時の水和反応に伴う温度応力による貫通ひび割れ

本立坑の山留め連壁では、エレメント継手にコンクリートカッティング工法を採用しているため、①

のエレメント間継手からの湧水は見つからなかった。また、鉄筋かごの補強フレームに板状の鋼材を鉛直方向に用いるため、コンクリート硬化前の骨材が沈下しても、補強フレームの下に空隙が生じないように工夫してあった。このため、その空隙によるひび割れは発生せず、湧水も生じなかった。しかし、後行エレメントのほぼすべてに、水平方向のひび割れが生じており、水のにじみ出ている箇所が多数見うけられた。特に、GL-50m より深い位置では、A断面とC断面の付近で、ひび割れから水が流れ出ていることが確認された。また、C断面の連壁近傍では、掘削中に床付け面から湧水があった。8次掘削の完了時に、掘削面より上の壁からの湧水量と立坑内のディープウェル（以下、DWと略称する）からの揚水量とを計測したところ、前者が $158\text{m}^3/\text{day}$ 、後者が $230\text{m}^3/\text{day}$ であった。

立坑内DWの下端はGL-102.6mであり、立坑連壁の下端（GL-131m）からDWまで、20m以上の不透水層があるため、この不透水層を浸透してくる湧水は微量と考えられる。また、山留め壁が連壁であっても根入れ部に大きな変位が生じた場合には、連壁際から湧水を生じた事例が多くあるが、本立坑では根入れ部の洪積粘性土層（Dc8, Dc9）において連壁の変位は微小であった。間隙水圧計の値にはDs11でディープウェルの揚水を開始したことによる影響が若干みられるが、その水位低下量は比較的小さく、

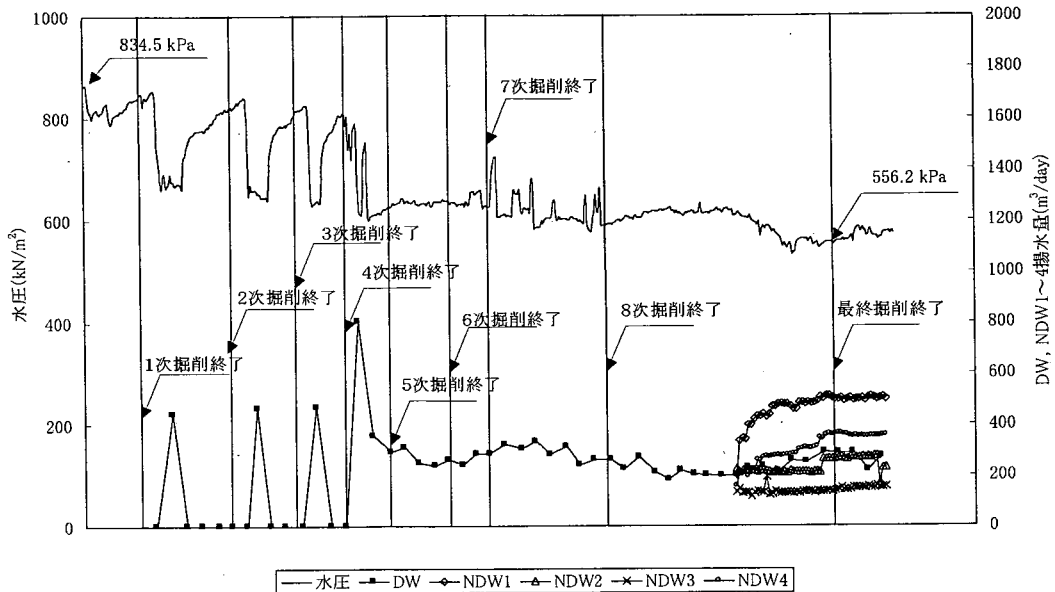


図-12 水圧の経時変化 (C断面, GL-80.3m)

また、山留め内の揚水量の計測値にはほとんど影響が
あわれていない。これらのことから、Ds11層から
の湧水量は無視できる程度であると判断した。

このDWの揚水は、ほとんど連壁から立坑内に浸
入したものであると考え検討を進める。

(2) 水圧計の計測値の経時変化

本立坑では、盤膨れ対策用のDWを立坑外に4本
(NDW-1~4)、排水用のものを立坑内に1本、そ
れぞれ設置した。図-11はそれらの平面配置と各井
戸のストレーナーの深度を示したものである。立坑
内の排水用DWは、5次掘削時から連続稼働を始
め、底盤コンクリートの打設完了後、井戸内をコン
クリートで埋めている。立坑外のDWは、最終掘削
の途中から底盤コンクリート打設後までの間、常
に稼働していた。

図-12は、C断面のGL-80.3mにおける山留め壁
背面の水圧計の計測値およびすべてのDWの揚水量
の経時変化を掘削の完了時期とともに示したもので
ある。横軸は時間経過、左側の縦軸は水圧、右側の
縦軸はDWの揚水量である。

この図からは、山留め壁背面の水圧と掘削との相
関が見られない。

立坑内のDWの揚水量に対しては、4次掘削以前
の断続運転においても、間隙水圧の値が大きく変動
し、5次掘削以降、連続稼働時には水圧が初期値
834.5kPa から556.2kPa に低下し、強い相関が見ら

表-2 連壁コンクリートの打設日および打設温度

計測断面	先行エレメント			後行エレメント		
	No	打設日	打設温度	No	打設日	打設温度
A	1	1995/4/4	16.8	2	1995/10/24	21.0
	3	1995/7/19	27.7	4	1995/12/21	11.5
	5	1995/9/13	28.2	6	1995/12/1	14.5
D	7	1995/5/26	27.0	8	1995/10/3	26.0
	9	1995/6/21	26.5	10	1995/11/7	19.5
C	11	1995/8/9	33.7	12	1995/10/17	24.5
	13	1995/6/9	23.5	14	1996/1/31	11.0
	15	1995/4/27	21.3	16	1995/9/28	27.0
B	17	1995/7/6	25.3	18	1995/11/24	16.3
	19	1995/9/21	25.2	20	1995/12/14	14.0
	21	1995/4/21	19.7	22	1995/10/31	22.5
D	23	1995/8/1	31.7	24	1995/12/7	13.0
	25	1995/6/2	23.0	26	1995/10/9	21.8
	27	1995/6/29	25.5	28	1995/11/14	15.0

れる。

一般に、連壁は遮水性が高いため、立坑内の水位
変化が連壁背面の水圧に影響を与えないと考えられ
ている。また、連壁に貫通した水みちがある場合に
は、その孔の周辺だけに、水圧低下が生じることが
ある。しかし、本立坑の計測結果を見ると、立坑内
のDWの揚水量と連壁背面の水圧計の値に関連があ
ると思われるデータが多いことがわかった。

これらのことから、貫通ひび割れが生じた連壁の

表-3 コンクリートの配合表

配合番号	f'ck (N/mm ²)	粗骨材 最大寸法 (mm)	セメント の種類	単位水量 W(kg/m ³)	単位質量(kg/m ³)			
					セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
夏期配合	24	25	BB	178	366	855	929	732
普通配合	24	25	BB	186	407	735	926	1018

表-4 熱特性値

項目	コンクリート				地盤
	普通配合			夏期配合	
断熱温度上昇特性 $Q(t) = Q_{\infty} (1 - e^{-\gamma t})$	打設温度10℃	打設温度20℃	打設温度30℃	打設温度30℃	-
	Q=74, $\gamma=0.4$	Q=74, $\gamma=1.0$	Q=74, $\gamma=1.2$	Q=67, $\gamma=1.2$	
熱伝導率 (W/m℃)	2.7				1.8
密度 (kg/m ³)	2255			2336	1900
比熱 (kJ/kg℃)	1.16				0.88

表-5 力学的特性

項目	コンクリートの力学的性質
圧縮強度 (N/mm ²)	$f'_c(t) = t / (a + bt) \times f'_c(91)$ ここに、 $f'_c(91)$: 材令 91日のコンクリート圧縮強度 42.1 a, b : コンクリート試練り試験結果より強度発現定数 (a = 6.85, b = 0.92)
圧縮強度 (N/mm ²)	$f_t(t) = c \times f'_c(91)^{0.5}$ ここに、c : コンクリート標準示方書による強度発現定数 (c=0.35)
有効弾性係数 (N/mm ²)	$E_c(t) = \psi(t) \times 4.7 \times 10^3 \times f'_c(t)^{0.5}$ ここに、 ψ : 弾性係数の補正係数 $\psi=0.73$ ($t \leq 3$ 日), $\psi=1.00$ ($t \geq 5$ 日)
ポアソン比	$\nu = 0.2$
熱膨張係数 (1/℃)	$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

透水係数と周辺地盤の透水係数、さらに、地下水の供給量がある条件になった場合に、立坑内のDWによって連壁背面に作用する水圧低下が生じることがあり得るものと結論される。

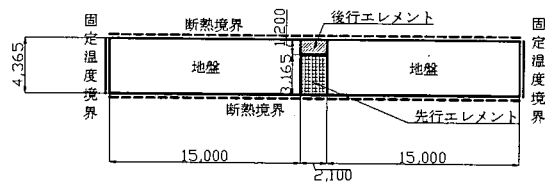


図-13 温度解析モデル

(3) 後行エレメントのひび割れ幅の推定

本立坑の山留め連壁は、先行エレメント長が6.33m、後行エレメント長が2.4mである。継手はコンクリートカッティング工法で施工したため、後行エレメントは大きな外部拘束を受けて、温度応力による貫通ひび割れが生じる可能性が高いと想定される。したがって、ひび割れ発生の主要原因を温度応力と推測し、温度応力解析からひび割れ幅を推定することとした。

本立坑の山留め連壁は、先行エレメントを3ガットで掘削し、表-2に示すとおり1995年4月から9月

表-6 外部拘束係数

軸拘束係数 R_N		0.0
曲げ拘束係数 R_M	反転前	1.0
	反転後	1.0

までの春から夏にかけて施工を行っている。後行エレメントは、先行エレメントに引続き、9月から翌年1月にかけて施工した。

表-7 温度応力の解析結果

後行エレメント 打設温度	先行エレメント打設時期							
	春打設 打設温度20℃				夏打設 打設温度30℃			
	ひび割れ 指数	ひび割れ幅 (mm)	平均引張 応力度 (N/mm ²)	引張ひずみ (μ)	ひび割れ 指数	ひび割れ幅 (mm)	平均引張 応力度 (N/mm ²)	引張ひずみ (μ)
10℃	0.83	0.25	4.38	144	1.10	0.15	1.53	50
20℃	0.45	0.38	5.20	171	0.57	0.33	3.04	100
30℃	0.30	0.43	6.10	200	0.52	0.35	3.32	109

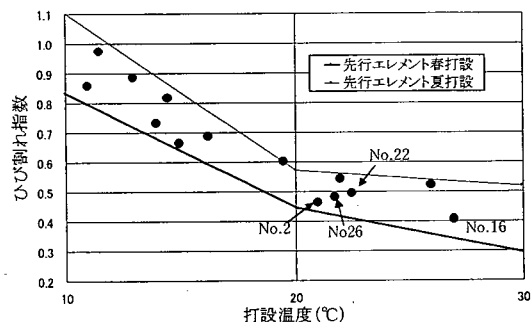


図-14 打設温度とひび割れ指数

温度応力により発生するひび割れ幅とその発生頻度を推定するために、温度解析にはFEMを、温度応力解析にはCP法を用いた。

温度解析のモデルは、図-13に示すように、対称の地盤を側方の解析領域とした。境界条件は、エレメントの対称面は断熱境界、地盤の端部では首都圏外郭放水路第一立坑周辺における年平均気温である18℃の固定温度境界とした。先行エレメントと後行エレメントとの境界面は、一般に強度低下を生じる。しかし、仕切り板等を用いた継手よりコンクリートカティングを行った継手の方が初期のせん断力の伝達に優れている。また、温度応力解析では、2, 3 N/mm²以下の小さなレベルのせん断伝達が対象となる。したがって、先行エレメントと後行エレメントとの境界面が100%一体化されていると考えモデル化した。このモデル化が解析結果へ与える影響は小さいものと考えている。

熱的特性は、「コンクリート標準示方書(施工編)」(平成8年制定)⁶⁾に表記されている一般的なものを用い、断熱温度の上昇量についてのみ熱電対による計測値を採用した。表-3, 4はコンクリートの配合と熱的特性とを示したものである。

温度解析および温度応力解析は、表-2に示す連壁

コンクリートの打設実績を基に先行エレメントを春と夏の2ケース、後行エレメントは夏と秋、冬の3ケースの計6ケースで実施した。春と秋の打設温度は20℃とし、夏のそれは30℃、冬は10℃とした。

力学的特性とCP法の外部拘束条件を表-5および6に示す。強度発現特性は練混ぜ試験結果から設定し、その他の力学的特性は「コンクリート標準示方書(施工編)」(平成8年制定)に準じて定めた。

CP法の外部拘束条件は、3次元解析を実施して定めた。CP法により算定したひび割れ指数を、図-14に示す。太い実線は春に先行エレメントを打設したケースの解析結果を、また、細い実線は夏にそれを打設したケースの解析結果をそれぞれ表わしている。図中のプロットは、後行エレメントのひび割れ指数を打設温度と拘束体の打設時期から温度応力解析結果を用いて推定したものである。また、ひび割れ指数とその値から「コンクリート標準示方書(施工編)」(平成8年制定)⁶⁾中の解説図17.5.7を用いて推定したひび割れ幅、平均引張応力度、および推定引張ひずみを表-7に示す。なお、床付け深度付近の鉛直方向の鉄筋比は0.3%である。以上の結果から、大半の後行エレメントに温度ひび割れが発生する可能性が高いことがわかった。特に、後行エレメントは、図-14中のプロットに示すようにひび割れ指数が0.5以下であり、高い確率でひび割れの発生が予想されるエレメントであることがわかる。この結果は、実際の連壁にひび割れが発生した状態と一致している。また、解析結果から判断すると、これらのエレメントはNo. 2, 16, 22, 26の4ヶ所において、0.4mm程度のひび割れが2mごとに発生した可能性が高い。

(4) ひび割れが生じた連壁の透水性

連壁は一般に止水性が高く、その設計や浸透流解析を行う場合に用いる透水係数は $10^{-7} \sim 10^{-10}$

cm/sec 程度として評価されている。しかし、A断面やC断面近傍の後行エレメントのように、貫通ひび割れが生じ地下水が流入している連壁では、大きな透水係数になることが予想される。

そこで、次に温度解析で推定したひび割れ幅を0.4mm、ひび割れ間隔を2.0mとする貫通ひび割れが生じた場合の連壁の平均透水係数を推定することとした。

a) 実験式による推定

コンクリートの透水性は、コンクリートの配合、骨材粒度やひび割れの状況、周辺地盤によって影響を受けるため、これを定量的に評価することは困難である。しかし、コンクリートのひび割れ内の透水係数については、渡辺⁷⁾や伊藤ら⁸⁾によってそれぞれ以下に示すような実験式が提案されている。

① 渡辺の提案式

$$Q' = K'(t - t_0)^{3.2} \quad (1)$$

$$K' = \frac{H\rho}{12\sigma\eta D} \quad (2)$$

$$k = \frac{Q'}{LD} \quad (3)$$

ここに、 Q' : ひび割れの単位長さあたりの透水量 (cm³/sec)

t : ひび割れ幅 (cm) $t = 0.04$ cm

t_0 : 透水を生じない限界のひび割れ幅 (cm) $t_0 = 0.002$ cm

H : 水頭 (cm) $H = \text{最大}7260$ cm

D : 部材の厚さ (cm) $D = 210$ cm

η : 粘性係数 (N·sec/cm²)
水温20°Cで $\eta = 1.0 \times 10^{-7}$ N·sec/cm²

ρ : 水の密度 (N/cm³) $\rho = 0.0098$ N/cm³

σ : ひび割れ定数, 実験値より $\sigma = 7$

k : 後行エレメントの面積でならした透水係数 (cm/sec)

L : ひび割れの間隔 (cm) $L = 200$ cm

である。

式(1)を用いて上記の条件で計算すると、ひび割れ内の連壁の単位幅あたりの透水量は、 $Q' = 1.15$ cm³/sec となり、後行エレメントの面積でこれをならすと透水係数は、 $k = 2.7 \times 10^{-5}$ cm/sec となる。

② 伊藤らの提案式

$$k' = Aw^2 + B \quad (4)$$

$$k = \frac{k'}{(L/w)} \quad (5)$$

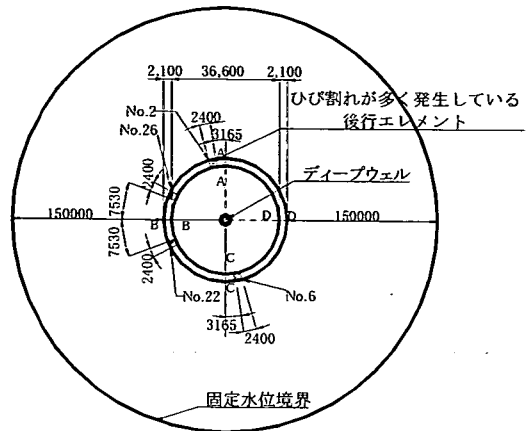


図-15 準三次元浸透流解析モデル

ここに、 k' : ひび割れ内の透水係数 (cm/sec)

w : ひび割れ幅 (cm) $w = 0.04$ cm

$A = 33.6 \sim 57.3$

$B = 0.161 \sim 0.218$

k : 後行エレメントの面積に換算した透水係数 (cm/sec)

L : ひび割れの間隔 (cm) $L = 200$ cm

である。

A と B にこれらの中央値である45.5と0.185を採用すると、ひび割れ内の透水係数は、 $k' = 0.26$ cm/sec となり、後行エレメントの面積で換算すると透水係数は、 $k = 5.2 \times 10^{-5}$ cm/sec となる。

b) 揚水量からのコンクリートの透水係数の推定

準3次元解析で連壁内への地下水の流入量を算定し、実際の流入量と比較することで、ひび割れが多く発生している後行エレメントの透水係数を推定する。すでに(1)の湧水および連壁のひび割れ発生状況で述べたように、8次掘削完了時のDWの揚水量は230m³/dayであった。したがって、この水は、その時点での床付け位置 (GL-57.4m) からストレーナー下端 (GL-102.6m) までの間にあるDs5～Ds7下層の36.77mの砂質土層で連壁を通して立坑内に浸入したものであると考えられる。

Ds5～Ds7下層の間にある砂質土層は、すべて粘性土層との互層となっているため、それぞれの層について別々に準3次元解析を実施し、解析値と実際の揚水量との比較を行うこととした。

図-15にその解析モデルを、表-8に実流入量と解析値が一致した解析条件を示す。解析領域は連壁の外側に150mとした。なお、連壁の打設時に生じると思われるマッドケーキの厚さを5cm考慮して解析を行っている。

表-8 浸透流の解析条件

		Ds5下層	Ds6層	Ds7層	Ds8層	Dg1層
境界条件	周辺部固定水頭	72.6m	80.3m	95.3m	100.0m	105.3m
	立坑内DW固定水位	0.0m	7.7m	22.7m	27.4m	32.7m
透水係数	連壁一般部	1.0×10^{-7} (cm/sec)				
	ひび割れが多く発生している後行エレメント	2.5×10^{-5} (cm/sec)				

表-9 流入量の解析結果

層厚(m)	透水係数(cm/sec)	流入量(m ³ /day)
D _{s5}	2.56×10^{-3}	143.0
D _{s6}	5.82×10^{-5}	18.1
D _{s7}	2.41×10^{-3}	39.1
D _{s8}	2.41×10^{-3}	11.1
D _{g1}	1.18×10^{-3}	30.3
合計流入量(m ³)		241.5

表-10 事前の揚水試験における孔内水位

	孔内水位低下量 (m)
A断面近傍	13.3
B断面近傍	11.0
C断面近傍	10.3
D断面近傍	13.8

表-9に地盤条件と各層での流入量を示す。この解析では、透水係数の大きな連壁の箇所を4箇所仮定しているが、その位置での透水係数はすべて同じ値としている。また、連壁から浸入した水量をDWの揚水量と同じにしているが、実際は床付け地盤から湧出している分があり、この水量は床付け面の釜場排水としてその水量を考慮しているため、実際の浸入量は230m³/dayより多いことが考えられる。また、地盤の透水係数についても、連壁を施工する際に溝壁の安定のための泥水やコンクリートのモルタル分が周辺地盤に浸透して、連壁周辺の透水性が事前の調査による値よりも低下していることが予想される。これらのことから、C断面付近では、ひび割れが生じている後行エレメントの実際の透水係数は、本解析で用いた $k = 2.5 \times 10^{-5}$ cm/sec より大きい可能性がある。

c) 連壁外面の水圧

図-16, 17は、Ds6層に対する浸透流解析結果を水圧のコンター図で示したものである。図-16は立坑全体の水圧コンター図であり、図-17はC断面付近の詳細なコンター図である。C断面の計測点では、

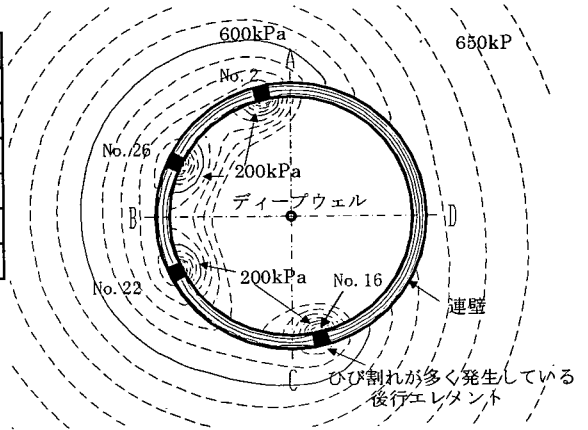


図-16 水圧のコンター図 (Ds6層)

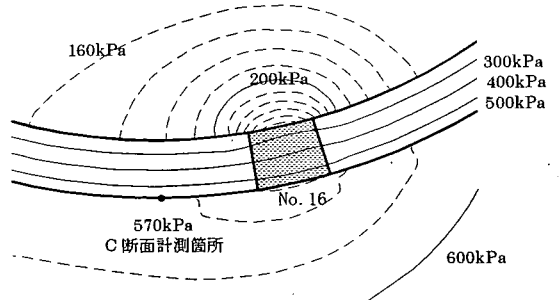


図-17 詳細な水圧コンター図 (Ds6層C断面)

水圧の解析結果が570kPaで、実測値である556.2kPaとほぼ同じ結果となった。

A断面とD断面の計測点では、水圧の解析結果が595kPaと625kPaとなっており、実測値である659.6kPaと691.1kPaと比べ小さい値となった。

A断面およびB断面の断面近傍の後行エレメントの温度応力解析によるひび割れ指数は0.5で、C断面近傍のその値である0.4より大きいことから、C断面以外の後行エレメントに発生したひび割れの幅は、C断面近傍の後行エレメントのそれより小さいと考えられる。このことは施工時の観察からも確認されている。C断面以外の断面近傍で、ひび割れが多く発生している後行エレメントの透水係数は、C

表-11 設計側圧

	等圧作用側	偏圧作用側
土圧 (kPa)	213.2	213.2
水圧 (kPa)	691.4	691.4
偏土圧 (kPa)	0.0	42.6
側圧 (kPa)	904.6	947.3

表-12 計測データから定めた側圧

	P_A	P_B	P_C	P_D
初期土水圧 (kPa)	910.5	872.7	888.6	865.4
初期水圧 (kPa)	766.1	746.0	834.5	747.3
最終水圧 (kPa)	659.6	598.8	556.2	691.1
水圧低下量 (kPa)	106.5	147.2	278.3	56.2
作用側圧 (kPa)	803.9	725.6	610.3	809.2
最大側圧差 (kPa)	$P_D - P_C$		199.0	

断面近傍のひび割れが多く発生している後行エレメントのそれより小さい値であることが推測される。また、表-10に示したとおり連壁を施工する前の揚水試験で、C断面付近の水位低下量は10.3mであるのに対して、A断面でのそれが13.3m、D断面の低下量が13.8mであり、C断面周辺より揚水に対する感度がよく、大きな水位低下を生じていることから、A断面からD断面までの方向の地盤の透水係数は設計で用いられている平均的な値より大きいことがわかっている。浸透流解析ではこれらを考慮して解析を実施することは可能であるが、温度応力ひび割れ幅の算定解析の精度が低いため、ひび割れが発生している後行エレメントの個々の透水係数を評価することは不可能であり、また、地盤の数m範囲ごとの局所的な透水係数のばらつきを詳細に評価することも困難である。したがって、解析では透水係数はすべて同じ値を採用した。

A断面およびD断面における解析値が実測値よりも小さい結果となったのは、これが原因と考えられる。

これらの結果から、連壁には、まず温度によるひび割れが生じ、これが原因となって連壁の止水性が低下し、Ds6層の場合のように連壁に作用する水圧の低下が生じる可能性があることがわかる。

このような水圧の変動は、透水係数が 10^{-3} cm/sec程度の透水性を持つ砂層でも数10kPa程度は生じると予想されるが、その程度であれば設計結果に対する偏水圧の影響は小さいため無視できると考えられる。しかし、浅深度と違い大深度では細粒分が多く、透水係数の小さい良く締まった砂質土地盤が多く存在する。このような地盤やシルトが混じった砂層、

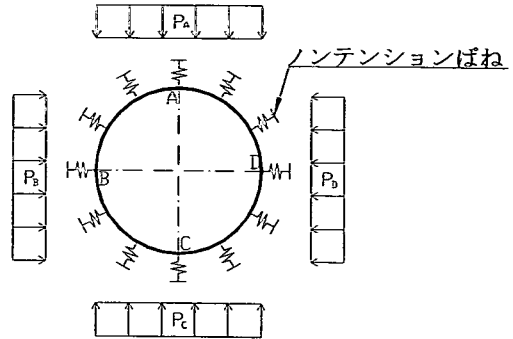


図-18 水平方向断面の構造解析モデル

表-13 水平方向断面の構造解析の条件

壁厚 (m)	2.1
設計有効壁厚 (m)	1.99
中心半径 (m)	19.35
地盤反力係数 (kN/m ³)	26500
断面積 (m ²)	1.99
断面二次モーメント (m ⁴)	0.6567
弾性係数 (kN/m ²)	25000000

表-14 水平方向断面の構造解析の結果

	計測側圧	設計側圧
最大曲げモーメント (kN・m/m)	1722	695
軸力 (kN/m)	15721	16550
コンクリートの圧縮応力度 (N/mm ²)	10.5	9.4
許容圧縮応力度 (N/mm ²)	12	12

また、介在砂層を持つ土丹層などでは、連壁の止水性が変化することで、連壁に作用する水圧が変化し、これが大きな偏水圧を生じる原因となるような現象は、設計上無視できないものであると考えられる。

6. 設計における課題

(1) 設計荷重

本立坑の設計側圧を表-11に、GL-80.3mでの初期側圧から水圧の低下量を差し引いた側圧を表-12に示す。

偏側圧を考慮した設計側圧は947.3kPaとしているのに対して、実際は809.2kPaであり、約20%小

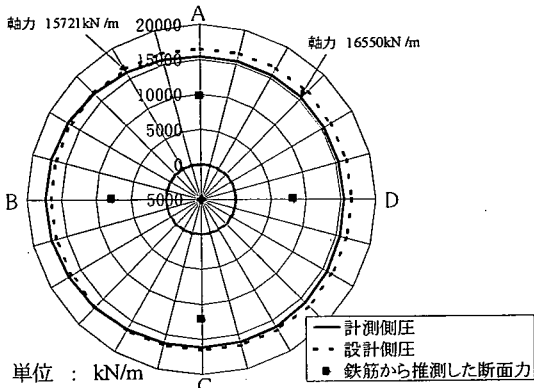


図-19 軸力分布図

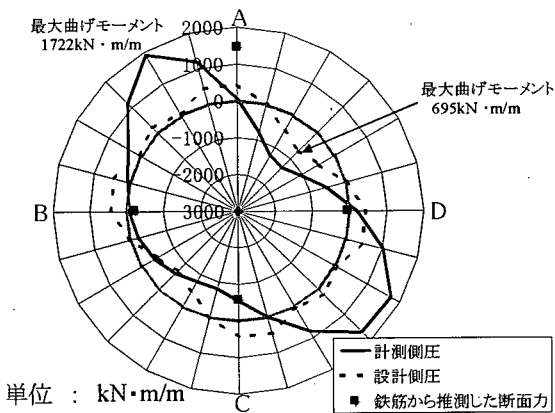


図-20 曲げモーメント分布図

さい値となっている。また、偏側圧については設計値である42.6kPaに対して実際には最大199.0kPaの側圧差が計測されている。

これらのことは、設計で着目する床付け付近において、実際の側圧が設計値のその80%程度しか作用していない可能性や、側圧が作用方向によって20%以上も差がある可能性があることを示している。

現在の設計では、土圧の20%を偏側圧として考慮しているので、本研究で対象とした大深度立坑のように水圧が側圧の70%をしめるような場合には、全側圧に対する偏側圧の割合は小さく評価することとなる。しかし、本研究で対象とした細粒分を20%以上含む洪積砂層のように透水係数が 10^{-4} cm/sec程度の地層においては、通常、均等に作用すると考えられていた水圧が、本論文で示したように止水壁の止水性低下から偏圧差を生じることを設計上無視できないと考えられる。

これらのことから次に、水平方向断面の構造解析を行い、設計側圧と計測側圧との違いが設計結果に

与える影響を確認することとした。なお、計測結果から求めた側圧は、4箇所測定した土水圧の値を図-18に示すような等分布荷重と仮定したものである。この荷重は対称でないため、構造解析は、地盤をノンテンションばねとして評価し、図-18に示すように立坑をリングとした解析モデルを用いた。解析条件は、原設計に準じ、表-13のとおりとした。また、設計側圧が作用する際に生じる断面力は、三角形分布の地盤反力を考慮したリングの断面力の公式を使用し求めた。

立坑の水平方向断面の構造解析を行った結果、得られた軸力と曲げモーメントの分布を図-19, 20に、最大曲げモーメントとそれが発生した位置での軸力およびそれらによる発生応力度を表-14に示す。

これらの図中の実線は計測側圧による断面力を示し、破線は設計側圧による断面力を示している。また、図中のプロットは鉄筋の軸ひずみから推定した断面力を示している。なお、鉄筋のひずみは床付け位置 (GL-68.3m) での計測値を用い、鉄筋とコンクリートと同じひずみであること、断面保持の仮定が成り立つことを条件として鉄筋に生じたひずみから軸力と曲げモーメントとを算出したものである。

これらの図を見ると、軸力については最大側圧が大きい分設計側圧によるものの方が大きく、計測側圧を用いた場合には、A断面からD断面にかけて、軸力が低下していることがわかる。また、鉄筋のひずみから算出した軸力は、設計側圧および計測側圧を用いて求めた軸力の約半分であった。C点の鉄筋計の軸力成分がB点やD点より大きいのは、 P_A の載荷方向と P_C の載荷方向との側圧の和に比べ、 P_B の方向と P_D の方向とのそれらの和の方が大きいことによる。

一方、図-20に示すように、曲げモーメントは、計測側圧を作用させた場合の方が、偏側圧が大きいことにより、設計側圧によるものよりも、正負とも大きな曲げモーメントが発生し、設計側圧を作用させた場合よりも円形断面がよりつぶれる傾向を示す結果となった。鉄筋のひずみから算出した曲げモーメントは、計測側圧による曲げモーメント分布に良く一致した。

最大曲げモーメントの発生断面におけるコンクリート圧縮応力度も計測側圧による荷重ケースの方が大きな値を示した。

以上の結果から、床付け付近では、側圧は設計値より小さいが、設計の2倍以上の最大モーメントが発生するような偏側圧が作用していることが考えられ、その偏側圧は、水圧の差として計測されたものと同程度であることがわかった。径の大きな大深度

円形立坑の山留め壁に対しては、偏側圧が大きな影響をもち、それが偏土圧ではなく偏水圧に基因するものであることを示している。この水圧差による側圧は、設計結果に非常に大きな影響を与えるものと推測される。

したがって、大深度円形立坑の設計では、連壁の止水性を確保することが水圧差による偏側圧を防ぐ上で重要であると考えている。

山留めに使用する連壁の品質の向上は大きな課題である。本研究で指摘したように、温度応力にもなうひび割れは、連壁の透水係数を上げることになり、透水係数が 10^{-5} cm/sec 程度まで大きくなると、設計荷重の問題に加えて、本体利用を考える上でも問題が大きい。

(2) ディープウェル (DW)

DWの設計は掘削底盤の安定性に着目して行われる。そのため、地上の制約によって井戸が均等に配置できない場合においても、掘削底盤に必要な地下水位の低下量が確保できれば良いという考え方で設計されている。しかし、均質な地盤条件であったとしても、山留め壁に作用する水圧が場所によって異なることがある。

浅い円形立坑では、掘削面積が小さいことや、水圧の差が側圧全体に占める割合が小さいことから、設計上問題とならないと考えられてきた。しかし、大規模かつ大深度の円形立坑では、DWによるかたよった水圧低下の影響は、設計結果に大きな影響を与えると考えられるため、DWの配置や揚水量のコントロールは重要な問題となる。また、立坑内のDWについても、地盤条件と施工条件とを詳細に検討した上で、計画することが重要と思われる。

(3) 構造解析モデル

本研究で着目した山留め壁に作用する水圧の低下は、地層の透水係数と山留め壁の透水性との相対的な関係により生じる。したがって、偏側圧の作用方向や全側圧に対するその比率が各層ごとに異なるものと考えられる。

そのため、山留め壁の鉛直方向を弾性床上的のりとして解析する手法では、円形効果を表現するリングばねが実際と大きく異なる可能性がある。リングばねは一般に水平方向断面に等圧荷重が作用する場合や、側圧の10%にあたる偏側圧が作用する場合に用いているが、そのばね定数は、大きな偏側圧が作用するような箇所においては、過大評価となり、山留め壁の鉛直方向における変形挙動が解析結果と実際とはかなり異なることが想定される。

一方、水平方向の断面をリングまたは多角形の骨組みとしてモデル化する場合においても、特定の層のみに作用する偏側圧を用いて設計を行うことは不経済である。

図-19に示した軸力の解析結果が鉄筋のひずみから推測した計測結果と大きく異なったのは、荷重の問題だけでなく、解析モデルが実際の挙動を表現できていないことも原因と考えている。

LNG 地下タンクの山留めなどでは3次元 FEM モデルを用いて設計を行うのが一般的であるが、3次元 FEM モデルによる解析は煩雑であり、設計の効率化を図るのが困難である。そのため、3次元効果を考慮したより合理的な解析モデルの開発が必要と思われる。

7. まとめ

以上の検討から、次に示すような結論が得られた。

- ①大深度・大規模円形立坑においては、偏側圧が主に水圧によって生じ、特に、透水係数が 10^{-4} cm/sec 程度以下の地層において、山留め壁の止水性が低下した場合には、水圧が大きく低下し、これが山留めである連壁の設計結果に大きな影響を与える。
- ②大深度円形立坑においては、偏側圧が作用する場合が設計上最も厳しいことから、事前の揚水試験などを含めた地質調査方法や山留め壁の施工方法についても十分に考慮した上で荷重を設定することが重要である。また、山留め壁の構築やDWの運用にあたっては、偏側圧が発生しないように施工方法や運用方法を選択することも重要である。
- ③偏側圧の方向が各層ごとに異なることが予想されるため、2次元で表現し得ない挙動が山留め壁に生じる。したがって、3次元挙動を適切に表現し得る解析モデルの開発が必要である。

過去の大深度円形立坑山留め壁の設計方法を調査した結果、荷重の設定方法や設計に用いる解析モデルなどが統一されておらず合理的な設計手法の確立にはまだ多くの課題が残されている。

筆者らは、それらの課題のうち、立坑や山留め壁の3次元挙動を表現し得る解析モデルの開発を目的として、現在、実験とその解析を実施している最中である。今後、これらの結果がまとまった時点で、その成果を報告する予定にしている。

謝辞：本研究を遂行するにあたり，計測データの整理およびその解析に多大な協力を願った早稲田大学の修士修了生，滝本浩司君，修士学生である山口哲司君ならびに多数の卒業生に謝意を表します。

参考文献

- 1) 鴨下由男，酒井学，石村彰生：首都圏外郭放水路の立坑とシールドトンネルへの作用土圧について，トンネル工学研究論文・報告集，Vol. 10, pp. 269-274, 2000. 11.
- 2) 竹田俊明，坂場武彦，安部善憲：白鳥大橋主塔基礎における大深度地中連続壁の動態計測と設計値との対比，構造工学論文集，Vol. 38A, No. 3, pp. 1343-1352, 1992. 3.
- 3) 伊藤政人，崎本純治，平間邦興：大深度掘削に伴う円形土留めの挙動とその解析，大林組技術研究所報，No. 49, pp. 71-76, 1994.
- 4) 日本トンネル技術協会：地中送電用深部立坑，洞道の調査・設計・施工・計測指針，pp. 123, 1982. 3.
- 5) 先端建設技術センター：大深度土留め設計・施工指針（案），1994. 10.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書（施工編）（平成8年 制定），pp. 182-191
- 7) 渡部直人：発電所廃棄物陸地貯蔵・処分用コンクリートピットの水密性に関する研究，電力中央研究所報告，U87023, 1987. 9.
- 8) 伊藤洋，坂口雄彦，西山勝栄，清水昭男：コンクリートトラック内の透水性に関する実験的研究，セメントコンクリート技術年報，pp. 217-220, 1987.

(2001.7.6 受付)

A STUDY ON LATERAL PRESSURES ACTING ON THE RETAINING WALL FOR A DEEP CYLINDRICAL SHAFT DURING CONSTRUCTION

Motoi IWANAMI and Atsushi KOIZUMI

The temporary retaining wall for a deep cylindrical shaft is generally designed using earth and water pressures and eccentric lateral pressures. Although eccentric lateral pressures greatly affect the design results, there is no theoretical basis to properly determine their values at present.

This study predicted the lateral pressures acting on the retaining wall for this deep cylindrical shaft which was constructed by the diaphragm wall method; revealed from both measurement and analysis that eccentric lateral pressures could be caused by water pressure fluctuation under some circumstances; and investigated problems related to the current design methods.