

掘削深さ 42 m の円形立坑の施工報告

Construction Report of the Circular Shaft with 42 meter in Digging Depth

鎌倉 由浩* Yoshihiro Kamakura
 小林 直人* Naoto Kobayashi
 明石 雄三* Yuzo Akashi
 白武 知浩* Tomohiro Shiratake

要 約

RC 地中連続壁による円形立坑の設計では、リングばねを考慮し、支保工を省略した設計が行われている。本工事では、偏土圧の作用を考慮したリングばねの評価を行なった上で、コンクリートカッティング方式のフリー継手を採用し、支保工やかまち梁の設置を省略し施工した。

本論では、円形立坑の偏土圧作用によるリングばねの評価のほかに、盤ぶくれに対する対策と施工実績、掘削工、躯体工における施工実績を報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 課題と対策結果
- § 4. おわりに

§ 1. はじめに

RC 地中連続壁による円形立坑の設計では、その形状効果からリングばねを考慮し、支保工を省略した設計となる。この設計方法は、リングばねが成立するために、円形立坑に土圧がほぼ等圧に作用する事を期待していることに留意する必要があった。なお、連壁頭部やトンネル開口上部にかまち梁を設置することが多い。本工事では、コンクリートカッティング方式のフリー継手を採用し、支保工やかまち梁を設置せず順巻きで施工した。

本論では、当該施工に際し課題とした点と施工実績について述べる。

§ 2. 工事概要

本工事は、仮設土留壁として内径 $\phi 14.8$ m (正 24 角形) のコンクリートカッティング方式による地中連続壁 (図-1) を築造し、その後土留壁内を GL-41.47 m まで掘削し、RC 造の人孔を築造するものである。

本工事における特徴を示す。

- ① 掘削深さが 42 m と深いが、土留壁が円形 (正 24 角形) であることよりリングばねを期待し、支保工を省

略した順巻きによる施工である。

- ② 近接して立坑の南側に地上 14 階の直接基礎による高層ビルが存在する。
- ③ 盤ぶくれ対策のため、地中連続壁の深度が GL-97.8 m と大深度である。
- ④ 施工ヤードが狭隘で、施工機械の選定が重要である。

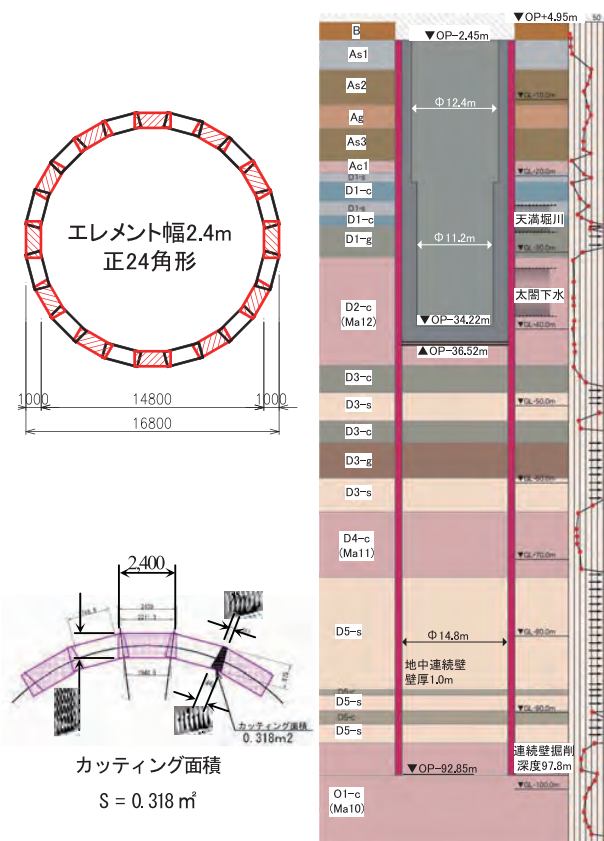


図-1 地中連続壁平面図・断面図

* 西日本 (支) 西天満 (出)

§ 3. 課題と対策結果

3-1 リングばねの成立と地中連続壁の挙動

(1) リングばね成立に関する設計上の課題

一般に、リングばねの成立には、土圧が立坑にほぼ等圧で作用することを前提としている。しかし、類似工事の文献¹⁾では、偏土圧がリングばね定数に及ぼす影響について報告されている。すなわち、偏土圧が作用した場合、リングにたわみが生じることで、リングばね効果が低下する。当現場では近接（最小離隔 6 m 程度）して、直接基礎の高層ビル（地下 2 階、地上 14 階）が建っており、立坑に偏土圧が作用することが考えられた。リングばねの低下に伴い、断面力が大きくなり、安全性を損なうことを懸念した。従って、安全性確認のためリングばねの低下の影響を把握する必要があった。

(2) 偏土圧を考慮したリングばねの算出

原設計は、真円に土圧が等圧で作用することではね定数を算出していた。本工事では、ビル荷重による偏土圧として静止側圧の 20% を考慮し、正 24 角形の変位から土層区分毎にリングばねを算出した。

リングばねを再評価した結果、立坑土留めの断面力、変位は、表一1 のようになり、鉄筋による補強を行なった。

(3) 連壁頭部剛結による変形防止対策

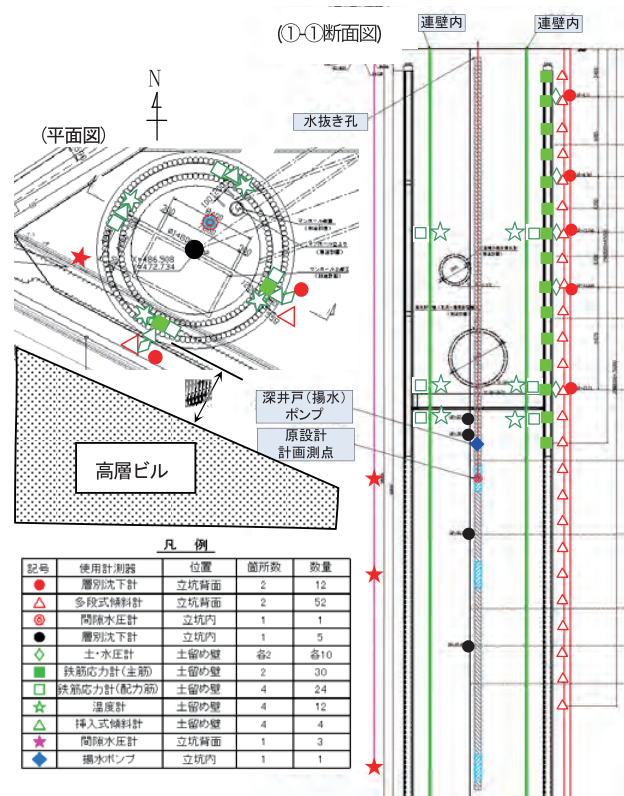
コンクリートカッティング方式の地中連続壁工は、隣接するエレメントはそのままでは剛結されず、水平鉄筋は連結されていない。本工事では、連壁頭部 1 m を気中施工にて水平鉄筋を連結させた（写真一1）。水平鉄筋を連結させることで頭部が剛結構造となり、地震荷重や偏土圧などの予期せぬ荷重が作用しても、立坑の変位を抑制し、リング梁が機能することを期待した。

表一1 土留めの計算結果

	原設計	見直し
形状ばね	290,000 kN/m ³	25,000~290,000 kN/m ³
曲げモーメント	55kN・m/m	363 kN・m/m
せん断力	75kN	401kN
鉄筋引張応力度	16.8N/mm ²	186.3N/mm ²
最大変位	1.5mm	5.9mm



写真一1 頭部連結状況



図一2 計測器配置図

(4) 偏土圧に対する計測工

偏土圧の発生の有無と影響を計測管理するため、鉄筋計、土水圧計を配置した。鉄筋計は、配力筋である円周方向の軸力把握、主筋である連続壁縦筋の応力把握を評価した。さらに、近接構造物への影響や土留壁の遮水性を確認するための計器を配置した（図一2）。

(5) 対策結果

施工時にリアルタイム計測を実施し、偏土圧の発生の有無や地中連続壁の挙動を把握した。計測結果、検討結果より今回の施工においては、偏土圧の発生はなかったと判断できるとともに、水平鉄筋の圧縮応力によりリングばねの効果を確認できた。また、主筋である縦筋に設置した鉄筋計の応力は、最大 21 N/mm² 程度の引張応力で、一次管理値（200 N/mm²）内に収まり、土留壁に応力的な問題はなく安全性が確認できた。

地中連続壁の水平変位は、変形モード、変位量とも FEM 解析結果と異なる結果となった。そのため、他の計測結果を総合的に判断し施工した。

周辺地盤の水平変位は、南側において変形モード、変位量とも FEM 解析結果と類似した結果となったが、東側においては、変位量にばらつきが生じた。

3-2 遮水性の確保

(1) 盤ぶくれに対する課題

当該地の根入れ地盤である洪積層及び大阪層群の硬質粘土は、層状破碎を起こし、地中連続壁との付着力が確保できない恐れがあった。本工事では、盤ぶくれ対策と

して荷重バランス法にて GL-94 m 以深の粘土層に根入れされている。また、その間に介在する帯水層に対して地中連続壁は、遮水性が確保されても流入水がゼロとはならないため、間隙水圧の監視が必要であった。

(2) 盤ぶくれ対策

間隙水圧の監視と盤ぶくれ対策として、中間根入れ部に介在する帯水層の揚圧力の低減を目的に、井戸と揚水ポンプを立坑内に設置した。

設置した井戸と揚水ポンプを用いて、地中連続壁の遮水性の確認を目的とした揚水試験（段階揚水試験，連続揚水試験）を実施した。地中連続壁の遮水性は、求めた透水係数を用いて判断した。

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

$$\left[\begin{array}{l} A: \text{透水面積 (層厚} \times \text{周長)}, i: \text{動水勾配} \\ Q: \text{揚水量}, k: \text{透水係数} \end{array} \right]$$

(3) 対策結果

段階揚水では、水位低下量が約 12～15 m となるように 3 段階に分けて揚水試験を実施した。最終的には OP-33 m 付近まで低下させた。周辺地盤では、全試験を通して Os3・Og2 層が 0.17 m (OP+1.12 → +0.95 m)，Og3・Os4 層が 0.12 m (OP-1.94 → -2.06 m)，Os5 層が 0.06 m (OP+0.54 → 0.48 m) の水位低下が確認された。

連続揚水では、掘削底面以下 (OP-36.52 m) となるように揚水を実施した。揚水量 $Q = 0.040 \text{ (m}^3/\text{min)}$ で OP-39.3 m 付近までの水位低下が確認された。

各試験の結果より透水係数を算出したところ、各試験ともに $k = 1 \sim 2 \times 10^{-6} \text{ (cm/s)}$ とほぼ一定の透水係数を得ることができ、地中連続壁は、遮水壁として機能していることが確認できた。

3-3 狭隘エリアにおける施工

(1) 掘削機の選定課題と仮設備の配置

掘削深度 70 m 以上の施工における掘削機は、通常 100 t クレーンが搭載機として必要になる。しかし、当施工ヤードは狭隘であったため 100 t クレーンの組立が困難であった。また地中連続壁施工時においては、約 500 m³ の安定液 (235 m³/EL) を貯蔵する設備が必要であった。

(2) 水平多軸掘削機の採用と地下空間の利用

通常の掘削機の代替機として、一般に頭上制限がある際に用いられる低空頭型 (MRD 式) ベースマシン (写真-2) を採用した結果、100 t クレーンを用いなくて大深度 (掘削深度 97.8 m) での地中連続壁の施工を行なうことができた。また、狭隘エリアのため地上部に配置できない約 500 m³ の安定液を貯蔵する設備 (良液槽、循環槽) は、路下に配置した。

(3) 地中連続壁の施工実績

地中連続壁施工での実績を表-2 に示す。掘削の日進は、先行 16.1 m/日、後行 8.6 m/日程度であった (マシントラブルによる影響は除く)。鉄筋の立込みは、1 エレメント 9 ロットを 1 日で行うことができた。ただし、計



写真-2 低空頭型掘削機

表-2 地中連続壁施工実績一覧表

地中連続壁工 施工サイクル 最終集計						
項 目	掘削		鉄筋	CON打設	合計	備 考
	日数	稼働率				
先行 日/EL	5.9	79.5	1.6	1	8.5	掘削は、スース交換、良液置換を含むが、先行掘削 (GL-3.7m) は含まない。 鉄筋籠は、計測時つきが4エレメント。
12EL	71	-	19	12	102	
後行 日/EL	11.1	83.1	1	1	13.1	掘削は、スース交換、良液置換、継手清掃を含むが、先行掘削 (GL-3.7m) は含まない。
12EL	133	-	12	12	157	
他(設置、撤去)					13	
全体	204	-	31	24	259	実績日数
職長	1 人	施工管理: 掘削精度管理、安定液性状管理、コンクリート打設管理				
杭工	5 人	場内整備、プラント設置、撤去、安定液作液、先行掘削、鉄筋建て込み、コンクリート打設				
マシンOP	1 人	掘削機運転				
手元	2 人	掘削機手元、掘削機洗浄、振動ふるい洗浄				
クレーンOP	1 人	65tローラークレーン運転、プラント設備設置、撤去、鉄筋建て込み、コンクリート打設指揮				

測器を装備したエレメントにおいては、配線等の作業が発生したため 2 日で施工した。

低空頭型ベースマシンを採用し、狭隘エリアでの施工を行うことができたが、後行エレメント施工時に、70 m 以深でのトラブルが多く発生した。これはコンクリートカッティング量が最大 448 mm (図-1) と大きかったこと、高泥水圧下での施工であり、掘削機への負荷が予想より大きかったためと考える。

コンクリートカッティング量の大きい連続壁においては、骨材等を検討し、打継ぎのコンクリートを切削しやすくする必要があると考える。また、低空頭型対応の掘削機は、代替機がなく、修理及びメンテナンスのため工程の遅れが生じた。

3-4 剥離崩壊性の高い粘性土の掘削

本施工位置には、Ma10、Ma11、Ma12 層といった剥離崩壊性の高い粘土層が介在し、その粘土層の溝壁を崩壊させる恐れがあった。溝壁保護のため安定液の比重、粘性管理を標準より高い値で管理した。しかし、2 エレメント目の良液置換後、Ma12 層 (GL-33～40 m 付近) で溝壁が崩壊した (図-3)。そのため、管理値をさらに高めの比重に変更し管理を行った。表-3 に管理値の推移を示す。溝壁崩壊後の管理値の設定以降は、溝壁の崩壊が発生させずに施工ができた。ただし、高粘性・高比重下

での施工のデメリットは、安定液の性状が劣化しやすくなることが挙げられる。とくに後行エレメントにおけるコンクリートカッティング時や粘土層の掘削時に、より劣化しやすく、廃液量が増加し、調液頻度が多くなった。

3-5 後行エレメント初期掘削時の揺動と対策

(1) 初期掘削時の掘削機揺動対策

後行エレメントのコンクリートカッティングでは、通常より大きく揺動する。特に GL-3.3 m までは掘削機の両側には地山の反力がないため（図-4）、揺動が大きく掘削機の制御が困難であった。

そこで、制御のため口切りガイド（コンクリートを間詰めした鉄板）を製作し、掘削機の下部アジャスター（掘削機位置調整用反力板）制御を可能にするため、口切りガイドを掘削機の両側へ設置した。なお、口切りガイドは、先行掘削時に使ったロッキングプレート改造したものを転用した（写真-3）。

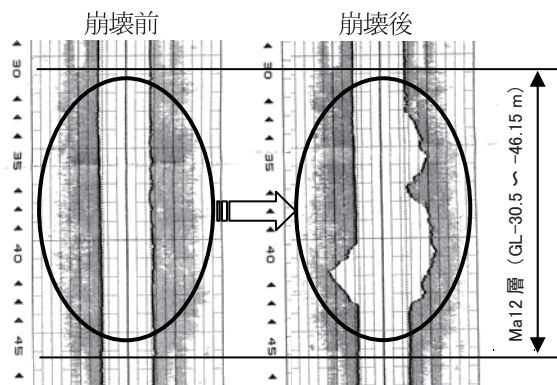


図-3 崩壊前後の超音波測定図

表-3 安定液の管理値

		比重	粘性
地中連続壁基礎工法 施工指針 H14.7	掘削時	1.01~1.20	20~36
	スライム処理時	1.01~1.10	20~36
当初施工計画	掘削時	1.07~1.20	24~40
	スライム処理時	1.07~1.15	24~40
施工検討会 実施後	掘削時	1.10~1.20	24~40
	スライム処理時	1.10~1.15	24~40
2エレメント溝壁 崩壊後	掘削時	1.12~1.20	30~40
	スライム処理時	1.12~1.15	30~40

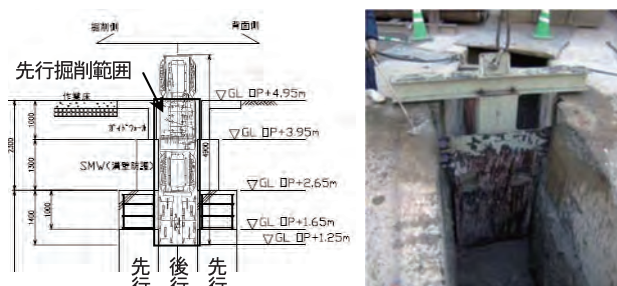


図-4 初期掘削断面図

写真-3 口切りガイド

(2) 対策結果

口切りガイドを反力として設置したことにより、掘削機の下部アジャスターを口切ガイドに当てアジャスターを伸長し調整することで掘削機制御が可能になり、初期掘削が安定した。

3-6 コンクリート打設に伴う鉄筋籠の挙動

(1) 鉄筋籠に作用する力の把握

コンクリート打設に伴う鉄筋籠の浮上がり力、沈下力計測を行なった。後行エレメント鉄筋籠の先端は、掘削深度 GL-97.8 m に対し、GL-55.9 m に位置する。そこで、後行エレメントを対象に浮上がり、沈下の作用力をロードセルを用いて測定した（写真-4）。測定箇所は、アンカーボルトで固定した4箇所を用いた。

(2) 測定結果

測定結果を図-5に示す。打設速度は、9.6 m/hr で施工した。浮上がり力は、鉄筋籠底面より4 m 程被った辺りで最大値を示し、4箇所の合計が114 kN となった。後行エレメントの鉄筋重量が77.5 kN なので浮上がり力は、191.5 kN となる。沈下の作用力に関しては、鉄筋籠底面より13.2 m 程被った辺りで沈下傾向を示し始めた。打設完了時に一瞬沈下が収まるものの、すぐにまた増加傾向



写真-4 浮上がり力・沈下力測定状況

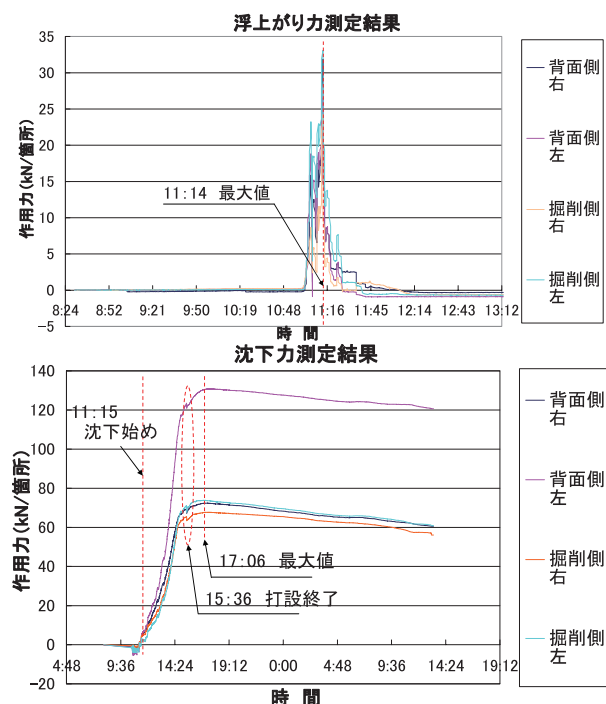


図-5 浮上がり力・沈下力測定図



写真一五 超音波測定器



写真一六 壁面整形状況

を示した。その後 17:06 に最大値 345 kN (4 箇所合計) を示すと、緩やかに減少傾向を示した。

3-7 地中連続壁出来形管理

(1) 不可視状態での管理

地中連続壁 (正 24 角形) は、円形で設計されている。立坑が真円でない場合、断面方向に大きな変位が生じたり、人孔の出来形 (壁厚や内空) 不足の要因となる。所定の壁厚や内空を侵さないためにも精度管理が重要となる。

(2) リアル測定管理と日常管理の徹底

連続壁掘削中のリアル測定管理として、掘削精度管理システム (絶対位置計測機システム: 以下 APS) を用い、日々の管理・掘削完了時の出来形管理には超音波測定器 (写真一五) による、精度管理を行った。

APS は掘削機の揺動が大きい時、測定するワイヤーが大きく揺れ動くため掘削精度管理が難しい。超音波測定器は、安定液の性状に大きく影響を受ける欠点がある。コンクリートカッティング時は掘削機の揺動も大きく、安定液の性状も劣化しやすい。そのため、APS、超音波測定器を見比べながら慎重に施工を行った。掘削精度は、特記仕様書において 1/500 以下であったが、躯体の壁厚確保を考慮して 1/1000 を自主管理値とした。管理値を侵した場合には、修正掘削を行った。その結果、自主管理値内で施工ができた。後行エレメントでは、先行エレメントのコンクリートの出来形や強度に影響を受け、マシン制御が難しく、修正掘削が頻繁に必要となり進捗の面で影響を受けた。

また、掘削の出来形は、進捗だけでなくコンクリートのロス率や構造物掘削時の地中連続壁面修正に繋がるので、極力修正掘削をせずに管理することが必要である。

一方、地中連続壁面の修正は、地中連続壁断面を欠損させないため、修正量によって機械を選定して行なった。少量の修正はエスカルゴン (切削機) を用い、ある程度大きな修正箇所はサイレント型アイオンを使用した (写真一六)。

3-8 GL-42 m のコンクリート打設

(1) コンクリートの打設方法

立坑は、順巻き施工のため、吹抜けとなっている。足場は、打設ロットに合わせて下部から組み上げる形となる。そのため、コンクリート圧送車による配管での打設



写真一七 朝顔ホッパーと打設状況



写真一八 モニター設置



写真一九 ホッパーガード

は、配管の固定や敷設が困難であり、また、深度、作業エリアの問題で困難であった。そこで 2.8 m³ 級コンクリートホッパーを使用した。打設量は、1 日最大で 360 m³ あったため 2 台使用した。

(2) 打設における工夫と成果

初回打設の結果、タイムサイクル上 3 点の課題が挙げられた。

- ① 鉄筋間を通しての筒先の打設部までの投入
- ② 打設位置までのホッパーの誘導
- ③ ホッパーの固定

上記に対し、以下の対策を行った。

①に対し、筒先の付いた朝顔ホッパーを鉄筋間を通して合計 8ヶ所設置 (固定) した。打設状況とともに写真一七に示す。その結果、筒先を投入する時間を短縮できた。

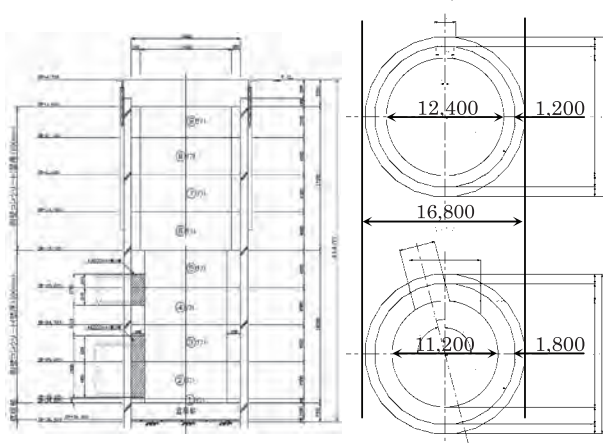
②に対し、設置した朝顔ホッパーに番号を付け地上部と打設箇所に明示し、投入場所を固定し番号で合図するようにした。また打設箇所をオペレーターが可視化できるようにクレーンにモニターを設置した (写真一八)。

③に対しては、ホッパーを連続壁に押し当て、荷振れを止めた。連続壁にホッパーを押し当てる際、ホッパーが破損しないように、ガードを設置した (写真一九)。これらにより打設速度を 21.0 m³/hr (底版部) から 27.4 m³/hr (壁 2 ロット) に上げることができた。

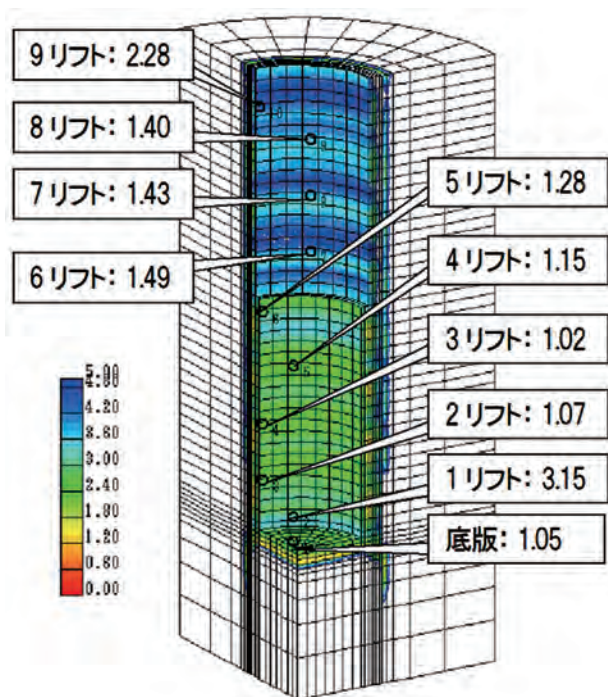
3-9 マスコンクリート対策

(1) マスコンクリート対策

本体立坑は、上部の壁厚が 1.2 m、下部の壁厚が 1.8 m となっておりマスコンクリートとなる (図一六)。そこで、3 ケースの温度応力解析を行なった。CASE1 は高炉セメ



図一六 躯体打設リフト図及び平面図



図一七 ひび割れ指数 (CASE 3)

ントのみの場合。CASE2は膨張材 (20 kg/m^3) を混入した場合、CASE3はCASE2に加え、地中連続壁と躯体との縁切り材を使用した場合とした。1リフトは、約 4.5 m とした。

(2) マスコンクリート対策結果

温度ひび割れ解析結果を図一七と表一四に示す。温度ひび割れ対策には、膨張材の混入と連続壁と躯体との縁切り措置が有効との結果となった。膨張材はデンカパワー CSA タイプ R を 20 kg/m^3 用いた。縁切りシートはポリシート $t=0.9 \text{ mm}$ を用いた (写真一十)。また、縁切りシートには連続壁からの浸水防止を期待した。なお、連続壁と躯体間の水みちが確保できるように、気泡シート (プチプチ) を併用した。その結果、躯体壁面には、クラック幅 0.2 mm 以上の有害なクラックは見受けられなかった。

表一四 CASE 別ひび割れ指数 (抜粋)

CASE	リフト	ひび割れ指数	
		底版	3リフト
CASE1 (BB)		0.37	0.47
CASE2 (BB+膨張材)		0.62	0.68
CASE3 (BB+膨張材+縁切り)		1.05	1.02



写真一十 縁切りシート設置

§ 4. おわりに

大深度地中連続壁の構築、順巻きでの立坑構築を問題なく施工することができた。鉄筋計や土水圧計の計測結果から、偏土圧の発生はなく、リングばね効果を確認できた。地中連続壁の遮水性については、揚水試験の結果、遮水壁として機能していることが確認できた。

今後の課題として2点示す。一つは、地中連続壁施工時において掘削機のトラブルが相次いだことである。人為的ミスや、ホース類の劣化によるものの他、駆動系のトラブルが生じた。これは、コンクリートカッティング量が $187 \sim 448 \text{ mm}$ 、平均で 317 mm と大きかった (通常 $100 \sim 150 \text{ mm}$) ことが、掘削機への負荷を増大させ駆動系の故障となったと推察される。併せてトラブルの半数以上が GL-70 m 以深だったことから、高泥水圧下での環境負荷もトラブル要因の一つと考えられる。コンクリートカッティング方式の採用には、事前にカッティング量、コンクリート材料の検討を行うことが重要と考える。切削し易いコンクリート材料の採用やカッティング量の少ない形状の検討が今後の課題である。

二つ目は、揚水試験結果より土留壁としての地中連続壁に対してリスクを検討する課題である。揚水試験結果より地中連続壁の透水係数は、 $k=1 \sim 2 \times 10^{-6} \text{ (cm/s)}$ で遮水性が高いことが分かった。しかし、流入水がゼロになるわけではなく、内部掘削面には盤ぶくれ対策としての井戸を設置し、間隙水圧管理を行うことが重要である。

参考文献

- 1) 「大深度掘削に関わる山留壁の挙動解析調査」/ 東京都下水道局技術調査年報 1999