

連続地中壁掘削による砂質土地盤の間隙水圧の変化に関する考察 Study of evaluation of pore-water pressure during trench excavation in sand

高木 清*・細井 武**・赤木 寛一***

Kiyoshi TAKAGI, Takeshi HOSOI and Hirokazu AKAGI

This report describes the excess pore-water pressure in the saturated sandy soil ground generated by the excavation of diaphragm wall, and assumption of the mechanism of excess pore-water pressure by site monitoring and numerical analysis, and result of parametric study concerning the ground condition and the construction sequence. Also, the influence of the partial collapse on trench wall by residual pore-water pressure is studied.

Key Words : diaphragm wall, excavation, slurry trench, pore-water pressure, sand

1. はじめに

連続地中壁（連壁）工法は，低振動・低騒音の工法であり，適用地盤が広く，剛性の高い壁体を造成できる長所を生かして，都市部での大深度立坑の建設技術として着実に施工実績が増加している．この連続地中壁掘削時に，地表面付近が大きく崩壊する事例や，溝中の壁面の一部が崩壊する部分崩壊の事例が報告されている．連続地中壁の掘削は，バケット式または回転式掘削機を用いて，溝の中に泥水を満たして掘削するいわゆる『泥水工法』で行われている．泥水工法による溝壁面の安定は，地下水よりも比重の大きい泥水を溝内に満たし，泥水の地盤中への浸透にともなって生成される泥膜を介して，泥水圧を壁面に作用させ，溝を崩壊させようとする土水圧に抵抗させることを基本としている．このため，施工中は掘削の進捗に応じて泥水を追加し，絶えず泥水位を地下水位以上の所定の高さに維持する管理がなされている．泥膜が溝内に形成され，泥水水位も所定の地下水位との差を維持できれば，すでに提案されている地表面まで到達する大規模な崩壊の場合の安定検討式¹⁾を用いて，崩壊の危険性を予知することが可能となっている．しかし，連続地中壁施工中の溝内の小さな崩壊事例については，これまで見過ごされてきた感があり，部分的な崩壊をきっかけとして，大規模な崩壊に至る恐れも考えられる．同様な『泥水工法』である泥水シールドに関しては，切羽周囲の地盤の挙動を計測し，シールド機による掘削が周辺地盤におよぼす影響を把握する試みがなされている^{2~3)}が，連続地中壁もしくは場所打ち杭等に関してはこのような試みが少なく，未解明な点が多い．本論文では，複数の連続地中壁施工現場において，飽和砂質土地盤掘削中の周辺地盤の間隙水圧を計測・分

キーワード：連続地中壁，掘削，間隙水圧，泥水掘削溝，砂質土

* 正会員 西松建設株式会社 土木設計部

** 正会員 工博 西松建設株式会社 技術研究所

***正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

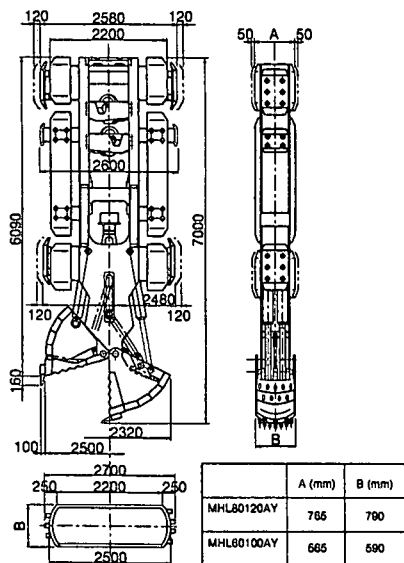


図-1 バケット式掘削機 (事例①)

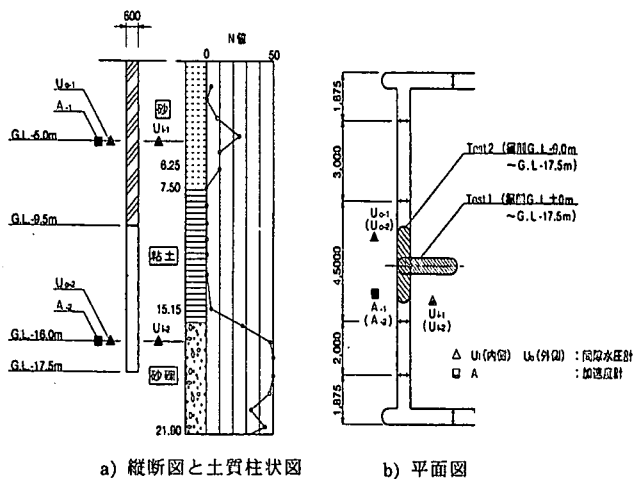


図-2 土質条件およびエレメント配置図 (事例①)

析した事例^{4~6)}を紹介し、数値解析を用いて間隙水圧上昇のメカニズムについて考察した。また、回転式掘削機の場合の地盤条件・施工方法の相異が過剰間隙水圧の変化に与える影響をパラメトリックスタディを行い明らかにし、これらが溝壁の部分的な崩壊に与える影響について考察した。

2. 間隙水圧の計測

2つの異なる掘削機を用いた連続地中壁の実工事に於いて、掘削中の周辺地盤間隙水圧を計測した。一つはバケット式掘削機 (図-1) を用いた工事⁴⁾であり、もう一つは回転式 (水平多軸) 掘削機 (図-4) を用いた工事⁷⁾である。以下にその概要を示す。

2.1 バケット式掘削機の実例 (事例①)

(1) 工事概要

建築物の基礎に連続地中壁が用いられた工事で、壁厚 0.6m、エレメント長 2.2m、深さ 17.5m の連続地中壁を図-2 のように平面的に構築するものである。

連続地中壁は油圧バケット式掘削機 MHL60100AY (図-1) により掘削が行われた。地盤は図-2 に示すように、地表面から砂質土、粘性土、砂礫まじり砂層の互層になっている。

(2) 計測概要

計測は、基礎が平面的に閉合される連続地中壁工事の最終段階で、図-2 に示す T 字型のエレメント (2 回の掘削) の掘削時に行った。掘削中の連続地中壁内側と外側の間隙水圧の相異をみるため、GL-16m の深度に間隙水圧計を内外 2 箇所、加速度計を外側の 1 箇所に設置して計測した。

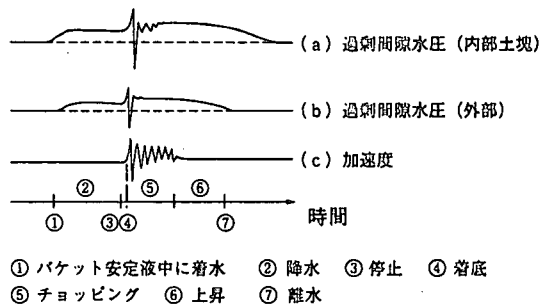


図-3 間隙水圧の変化模式図 (事例①)

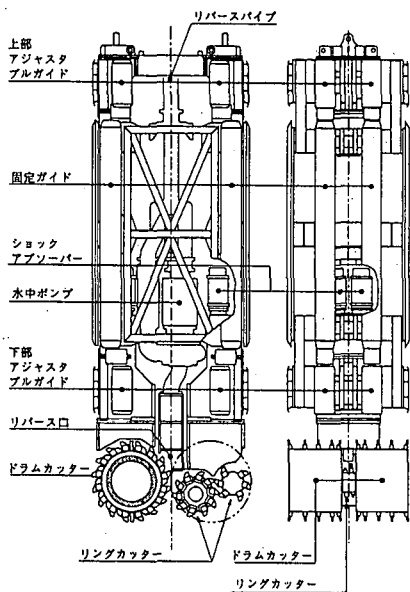


図-4 回転式掘削機 (事例②)

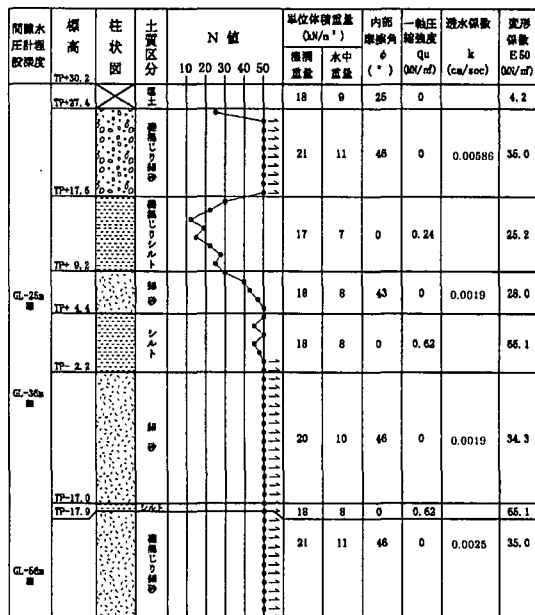


図-5 土質柱状図および土質定数 (事例②)

(3) 計測結果

図-3 に、地盤の間隙水圧および加速度の変化模式図を示す。地盤中の過剰間隙水圧（施工前の自然間隙水圧からの増分とする）は、バケットが安定液中に着水すると同時に変化を始め、掘削底に着底と同時に大きく変動する。同図より、間隙水圧の上昇はバケットの落下による地盤の加速度変化と良く一致していると言える。ただし、着底以後は、チョッピング（バケットの小刻みな開閉動）の影響をわずかに受けるが、ほぼ一定値で推移し、バケットが上昇を開始すると低下し始めることがわかる。また、連壁内外では、内側の方がバケットの動きに敏感であり、変動幅も大きくなっている。

2.2 回転式掘削機の事例 (事例②)

(1) 工事概要

計測を行った工事は、シールド工の発進立坑を構築するもので、壁厚 1.2m、エレメント長 2.4m、深さ 110m の連続地中壁を円形に構築するものである。連続地中壁は、水平多軸回転式掘削機 EMX-240 (図-4) により掘削が行われた。地盤は図-5 に示すように、沖積砂質土、粘性土の互層が深度 50m 程度まで続き、その下には洪積細砂層が基盤として存在する。表層部の地下水位は GL-5m 前後であり、下部の洪積細砂層はそれよりも低く GL-10m 前後となっている。連壁掘削は、図-6 のように円形に計画されており、1 回の掘削溝にコンクリートを打設して 1 エレメントずつ施工していく方法 (1 ガット 1 エレメント) が採用された。

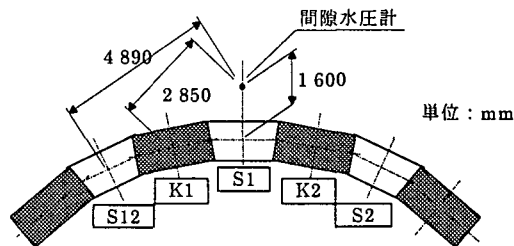


図-6 計測エレメント平面図 (事例②)

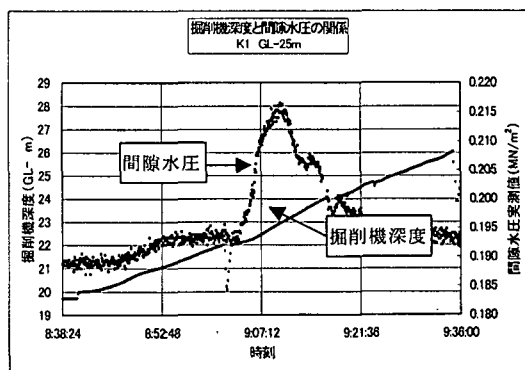


図-7 計測結果の代表的例 (事例②)

(2)計測概要

異なる砂質土層の3深度 (GL-25m, -36m, -56m) に設置したボーリング孔内間隙水圧計により計測を行った。計測対象エレメントは、間隙水圧計埋設位置直近のエレメント(S1)の前後計5エレメント(S12, K1, S1, K2, S2)とした。間隙水圧は、先の5エレメント施工時の計器埋設深度付近では、2~10sec間隔で自動計測とし、全データを掘削精度管理システムで測定された掘削機データ (掘削機深度、位置、トルク等) とともに、自動記録した。

(3)計測結果

表-1に結果のうち最大値一覧表を、図-7に代表的な計測結果を示す。同図のように、間隙水圧計が設置されている透水層 (砂質土層) 上端に掘削機が到達すると間隙水圧は上昇を始め、掘削が進むに従い最大値に至り、以後掘削を継続しているにもかかわらず減少を始め、砂質土層掘削前の数値に近い値となる。なお、掘削機深度が不連続となっている点は、溝壁の掘削精度測定や施工の段取り替えのため、掘削機の運転を止めた期間を示している。

表-1 間隙水圧最大上昇量 (MN/m²) (事例②)

エレメントNo	GL-25m	GL-36m	GL-56m
S12	0.021	0.033	0.006
K1	0.025	0.029	0.008
S1	0.031	0.052	0.018
K2	0.029	0.033	0.012
S2	0.027	0.030	0.010
間隙水圧初期値①	0.189	0.257	0.450
溝内泥水圧値②	0.230	0.340	0.540
差圧 (浸透圧): ②-①	0.041	0.083	0.090
最大上昇量/差圧: α	0.76	0.63	0.2

3. 間隙水圧発生メカニズム

前章で示した2種の掘削機による間隙水圧の変化は大きく異なる。ここでは、各掘削機の形式ごとに間隙水圧発生メカニズムについて考察する。

3.1 バケット式掘削機の場合

バケットの落下高さを変え、地盤に発生する加速度を変化させた場合の過剰間隙水圧の変化を図-8に示す。同図に示すように、基礎の外側と内側では多少異なる傾向を示すが、加速度の変化と過剰間隙水圧の変化は明確な相関関係がある。この関係および図-3からバケット式掘削機の場合の間隙水圧上昇原因は、バケットが溝底地盤に与える衝撃的な荷重による地中応力であると言える。

3.2 回転式掘削機の場合

回転式掘削機の場合は、バケット式よりもゆるやかに最大値まで上昇する。また、下降時にもバケット式のような負圧になるような変動は見られない。したがって、間隙水圧の上昇原因は、①掘削機の動荷重 (切削力) ②掘削機重量③泥水の浸透圧の3種類が考えられる。①は、繰り返し切削力が地盤中に与えられることから、液状化現象のように間隙水圧が高まる可能性であり、②は掘削機の重量による圧力の伝播によってもたらされる地盤応力変化に起因する可能性で、③は泥水安定液の浸透圧によるものとの推定である。これらの原因のうち支配的なものを把握するため、2次元土水連成FEM解析を行った。

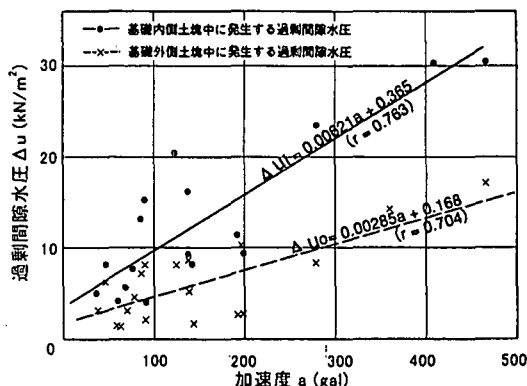


図-8 間隙水圧と加速度の関係 (事例①)

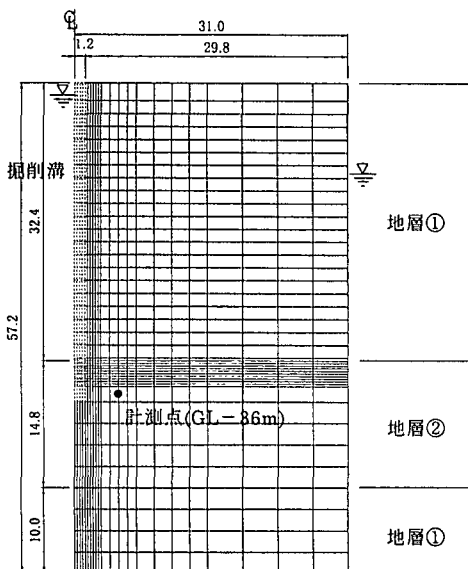


図-9 解析モデル図

(1) 解析条件

二次元土/水連成有限要素プログラム (DACSAR[®]) を用いて解析を行った。解析は、浸透圧の伝播・逸散過程を考慮するため、軸対象モデルとし、間隙水圧の上昇・下降の曲線が明確で、連続して掘削を行った S2 エLEMENT の GL-36m 地点の条件にあわせた。地層は、GL-36m の地下水の状況に近くなるよう、着目した砂質土層の上下を透水性の小さい粘性土層として、図-5

の実際の互層構造を簡略化してモデル化した。主な解析条件と土質パラメータを表-2 に、モデル図を図-9 に示す。荷重は、掘削機重量、切削荷重 (掘削機トルクから計算) を静的に各掘削 STEP で作用させた。掘削底面から泥水による浸透圧を作用させ、掘り終わった壁面は次のステップでは泥膜によって不透水性の境界になるよう条件を与えた。また、解析 STEP は、実際の連続した掘削条件に近くなるよう、30cm の掘削に要した時間 (約 2min) を時間間隔とした。ただし、地盤は線形弾性体とし、透水係数を一定とした。これらの値は、サンプリング試料の土質試験結果から設定した。

(2) 解析結果

解析結果のうち、現場での間隙水圧計測点と同一位置関係にある節点の間隙水圧値の変化を図-10 に示す。同図中には、計測結果も示してあるが、間隙水圧の上昇開始時期、および最大値に至るまでの変化過程がほぼ一致していると言える。一方、切削荷重と掘削機重量の影響は、前述のモデルで両荷重を載荷せずに解析した結果、載荷した場合に比べ 1% 程度間隙水圧上昇量が減少するのみであり、影響は極めて小さい結果となった。したがって、回転式掘削機の周辺地盤間隙水圧上昇の原因は、主に泥水の浸透圧であると言える。

3.3 掘削機による相異の考察

以上述べたように、バケット式掘削機の場合はバケットの落下による衝撃的な荷重によって周辺地盤の間隙水圧が上昇するのに対し、回転式掘削機の場合は泥水の浸透圧によって上昇するという、異なるメカニズムがわかった。ただし、バケット式の場合も回転式と同様に泥水の浸透圧による間隙水圧の上昇は考えられ、

表-2 解析パラメータ

土質条件	地層① (粘性土)	弾性係数 $E=65.1 \text{ MN/m}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$ 鉛直方向透水係数 $k_z=1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 水平方向透水係数 $k_x=1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 単位体積重量 $\gamma=15.7 \text{ kN/m}^3$
	地層② (砂質土)	弾性係数 $E=34.3 \text{ MN/m}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$ 鉛直方向透水係数 $k_z=1.90 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 水平方向透水係数 $k_x=3.80 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 単位体積重量 $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$
地下水条件	地下水位 溝内泥水位 泥水性状	GL-10.3m GL-1.5m 清水と同一 (比重、粘性他)
荷重条件	切削荷重 掘削機重量 掘削速度	9.67 kN/m ² (水平方向) 23.8 kN/m ² (鉛直方向) 0.153 m/min

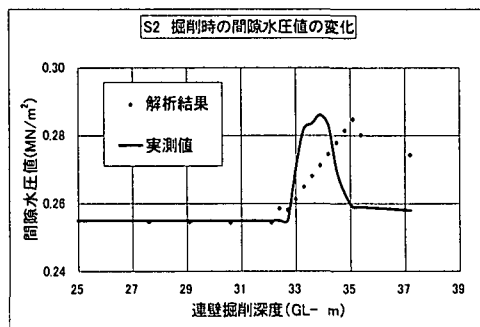


図-10 解析結果と計測結果の比較(回転式)

バケット落下によって衝撃的に間隙水圧が増減し、バケットが離水した後に残留している間隙水圧は、浸透圧によるものであり、泥膜の形成により徐々に浸透圧が作用しなくなっていくものと考えられる。すなわち、バケット式掘削機の場合は次のように間隙水圧が変化している。

バケットの動き： バケット落下 → 切 削 → バケット上昇
 間隙水圧の挙動： 衝撃的増減 → 浸透圧による上昇 → 泥膜の形成による減少

4. 地盤条件・施工方法の相異による影響

回転式掘削機の場合の地盤条件・施工方法の相異により間隙水圧がどのように変化するかを調べた。

4.1 透水係数の影響

先に示した回転式掘削機の計測結果と文献 6) に示される計測結果より、過剰間隙水圧最大値とさまざまなパラメータの相関を調査した結果、図-11 のように掘削機のトルク、地盤の透水係数、掘削溝からの距離と良い相関があり、式(1)の関係がわかった。

$$\Delta U_{max} = 0.0106 \left(\frac{T}{kL^2} \right) + 1.55 \quad (1)$$

ここに、 ΔU_{max} ：間隙水圧上昇量 (0.1 kN/m²)

T ：掘削機トルク (0.1 kN・m)

k ：地盤の透水係数 (cm/sec)

L ：掘削溝中心から間隙水圧計までの水平距離 (m)

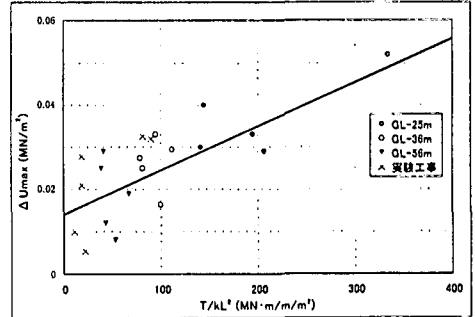


図-11 最大間隙水圧と距離の関係

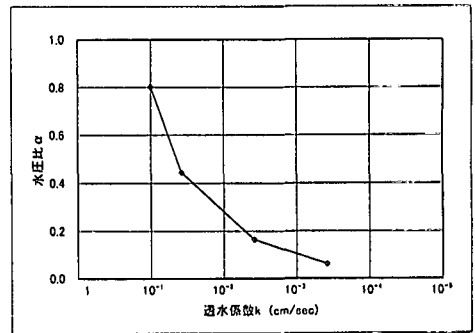


図-12 透水係数と水圧比の関係

この式の関係から、距離が離れるに従い ($L \rightarrow$ 大)、間隙水圧は小さくなり、透水係数が小さいほど間隙水圧が大きくなるのがわかる。しかしながら、間隙水圧の上昇が浸透圧によるものであれば、透水係数が高い方が浸透圧の伝播がスムーズであり、敏感に反応して上昇量も差圧に近くなる。試みに、実際の工事で遭遇することの多い $k=1 \times 10^{-1} \sim 10^{-4}$ cm/sec の範囲で、間隙水圧の最大値がどう変化するかを試算した。試算条件は表-2 と同様とし、水平方向の透水係数を変化させた。図-12 は、この結果を整理したもので横軸に透水係数を、縦軸に過剰間隙水圧と差圧 (泥水圧 - 自然地下水位) の比を水圧比 α として表示した。同図より、透水係数が高いほど、同一地点の間隙水圧上昇量は大きくなると言える。したがって式(1)は、間隙水圧の分布に関する関係式であり、 ΔU_{max} と距離 L の関係においては、透水係数 k が大きいほど間隙水圧の消散効果が大きく、間隙水圧の上昇影響が遠くまで及ばないことを示している。

4.2 砂質土層の層厚の影響

互層地盤の場合、間隙水圧の伝播、消散に砂質土層の層厚が影響すると考えられる。この層厚の違いによる間隙水圧最大値の変化の感度を求めるため、試算を行った。試算にあたっては、砂質土層内の深度による相異 (砂質土層上面からの被り) に着目し、砂質土層内の 3 点 (1.8m, 3.6m, 5.4m) とした。試算結果を図

ー13に示す。同図より、砂質土層の上面に近い個所ほど、砂質土層の層厚が大きくなっても間隙水圧の最大値が減少しにくいことがわかる。また、砂質土層の層厚が5m程度になると、砂質土層内のどの深度においても、かなり大きな間隙水圧が発生し、深度による違いは少ないことがわかる。

4.3 掘削速度の影響

間隙水圧の上昇に影響を及ぼすと考えられるものに、掘削速度が挙げられる。現場での計測結果を細かく観察すると、掘削速度の変化は、図-14に示すように明らかに間隙水圧の上昇に影響している。この点についても解析における掘削ステップの時間間隔を調整することで試算を行った。解析結果と現場での計測結果を図-15にあわせて示す。同図より、計測結果はばらついており、顕著な傾向は見られなかったものの、解析では明確に現れ、掘削速度が大きい（早い）と間隙水圧の上昇速度は大きくなっている。このことから、施工時の速度の調整により間隙水圧の上昇を抑制できることがわかる。

また、計測結果がばらついている原因として、掘削速度以外の施工条件を統一できなかったことが挙げられる。速度の差による影響のみを調査するためには、掘削機荷重（掘削機の吊荷重で管理）と掘削トルクを一定にして速度を変えなければならない。また、泥水水位も一定に保つため、泥水の供給速度を掘削速度に合わせて変化させなければならない。さらに、大きな掘削速度での施工も掘削精度上の問題があり実工事では難しい。したがって、速度以外の施工条件の影響を実施工で統一することは困難であり、定量的に影響を把握できないが、定性的には掘削速度を減少させることにより間隙水圧の上昇速度を小さくすることができると言える。

5. 溝壁の局部安定への影響

5.1 溝壁側方の残留水圧

回転式掘削機の場合、連壁掘削中に発生する周辺地盤の過剰間隙水圧は、溝底から伝播する泥水浸透圧によってもたらされることがわかった。計測結果の時間変化に着目すると、砂質土層上面を掘削開始すると同時に間隙水圧が上昇開始し、溝底より下方地点の間隙水圧が大きく上昇を見せる。溝底と同深度および上方の溝壁側部では、間隙水圧が時間の経過とともに減少していく結果となっている。つまり、溝壁側部では観測された最大値より小さい間隙水圧になっていると言える。

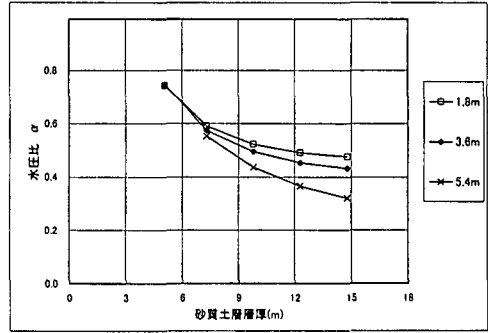


図-13 砂質土層の層厚と水圧比の関係

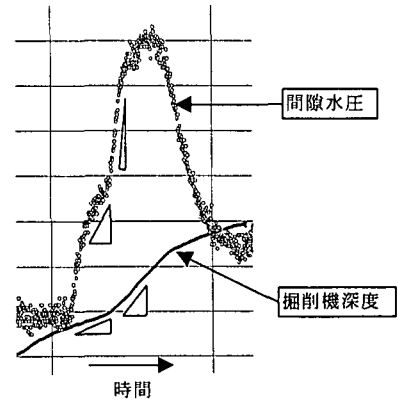


図-14 掘削速度と間隙水圧上昇速度(計測結果)

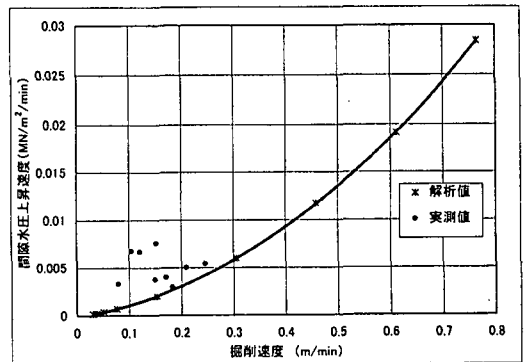


図-15 掘削速度と間隙水圧上昇速度の関係

溝周囲に発生する間隙水圧を溝の下方と側方に分けて考える。溝下方に発生する間隙水圧は、図-16 に示す事例のような土塊の崩壊に直接的な影響が小さいと考えられる。また、溝側方の間隙水圧は、図-17 に示すような土塊の安定に対して影響のある位置関係にある。ここでは、溝近傍・側方の間隙水圧の変化について考察する。

砂質土層の上端を掘削開始すると同時に、間隙水圧が上昇を開始することから、互層地盤中の均一な砂質土層の中でも、深度により間隙水圧の変化履歴が異なることとなる。このことを調査する目的で、地盤条件、施工条件が一定の場合、各位置の間隙水圧最大値がどのように分布するかを整理した。

図-18 は、先の解析結果より、各 step の掘削底面より上方に位置する要素の最大間隙水圧値を抽出して、表示したものである。同図より、掘削し終わった溝壁面付近の間隙水圧分布は、上方より下方が大きくなることがわかる。過剰間隙水圧最大値は溝壁面から 0.15m 離れた位置で 0.043MN/m^2 であり、解析結果の着目点(計測位置：1.0m 離れ) 最大値 (0.033MN/m^2) の 1.3 倍であり、着目点より溝壁に近い箇所では、大きな過剰間隙水圧が残留していることがわかった。ただし、同図の間隙水圧分布から、溝壁面に更に近い箇所 (0 ~ 0.15m) の間隙水圧値の履歴も、この数値とほぼ同等であり、極端に大きくなっていないと推測できる。また、この数値は泥水圧と自然地盤間隙水圧の差 (差圧： 0.088MN/m^2) のほぼ 1/2 である。一方、解析のモデルとした S2 エLEMENT の計測結果から、掘削機が間隙水圧計深度より深い場所を掘削している時の、間隙水圧最大値は 0.007MN/m^2 であった。この記録の過剰間隙水圧の最大値は 0.03MN/m^2 であり、約 23% が残留しているのがわかる。この数値から、過剰間隙水圧が溝壁面からの距離の 2 乗に反比例する関係 (式 (1)) を利用し、透水係数と掘削トルクを一定として、溝壁面での間隙水圧値を求めると、 0.04MN/m^2 となり、これもほぼ解析結果と一致している。

したがって、当現場の地盤条件下では、砂質土層で連続した掘削を続けていくと、溝壁最下部の側面では泥膜を介した内外の水圧差は、局部的に 1/2 程度まで減少するとと言える。

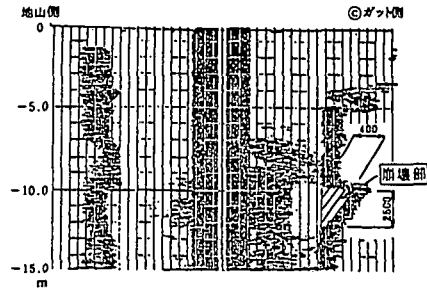


図-16 溝壁崩壊の事例 (超音波溝壁計測結果)

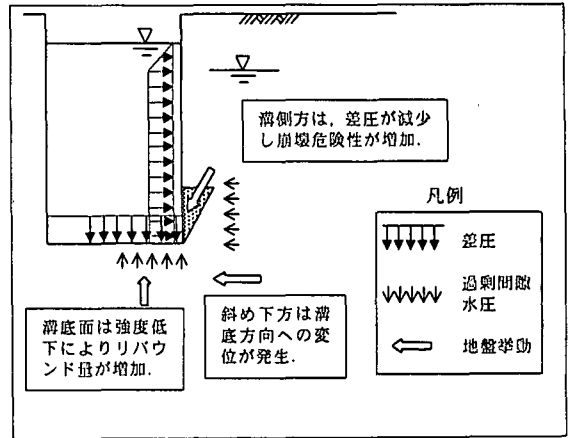


図-17 過剰間隙水圧による地盤挙動模式図

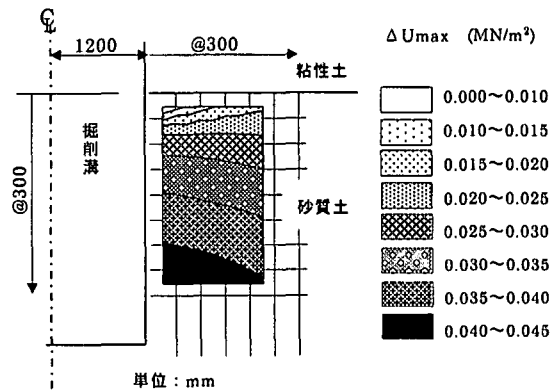


図-18 溝壁近傍の過剰間隙水圧分布 (解析結果)

5.2 溝壁の局部安定

前節で、溝壁周囲には差圧 Δp の $1/2$ 程度の間隙水圧が残留する恐れがあることがわかった。ここでは、この残留水圧が溝壁の局所的な安定にどの程度影響するか試算を行った。

試算は、細井ら⁹⁾が提案した式(2)で行った。

$$F_s = \frac{\{(W + \Delta u b) \cos \theta + M \sin \theta - \Delta u L\} \tan \phi + cL}{(W + \Delta u b) \sin \theta - M \cos \theta}$$

……(2)

安定液

地盤

図-19 溝壁局部の安定検討

ここに、 F_s ：安全率

W ：すべり土塊の重量 $= 1/2 b h \gamma_t$ (kN)

Δu ：過剰間隙水圧 (kN/m²)

M ：安定液圧と地下水圧の差圧合力 (kN/m)

$M = \text{差圧 } \Delta p \times h$

ϕ ：地盤の内部摩擦角 (°)

c ：地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_t ：地盤の水中単位体積重量 (kN/m³)

b, h ：すべり土塊の幅、および高さ (m)

L ：すべり面の長さ (m)

θ ：すべり面の角度 (°)

式(2)は、図-19に示す2次元の土塊のすべりに関する力の釣り合い式であり、過剰間隙水圧を土塊周囲から作用させて導いたものである。ただし、図中の f は、摩擦による抵抗成分と粘着力による抵抗成分を示している。同式に、表-3に示す標準的な砂質土の条件を与え、土塊の幅 b を2mとした場合で、過剰間隙水圧がゼロの場合と差圧の $1/2$ になった場合の2種の試算を行った。結果を図-20に示す。同図より、差圧の小さな範囲では両者の安全性には大きな差はないが、差圧

が大きくなってくると安全性が大きく異なってくることがわかる。さらに、過剰間隙水圧により、差圧の効果が $1/2$ になることを考えれば、自然地下水位から2m以上の水位差を維持して施工にあたらないと、安全率 $F_s > 1$ とならないため、溝壁の局部安定が問題になると言える。

この差圧が $1/2$ になる範囲は、図-18から、砂質土層の上面 (GL-32.55m) より1.5m程度下 (GL-34.05m) 以深である。このことから、掘削時において差圧による溝壁安定の効果を $1/2$ 以上得るためには、1.5m程度の間隔で掘削を中断し、間隙水圧の消散を待って施工する方法が考えられる。

6. まとめ

連壁掘削中に発生する溝周囲の間隙水圧上昇のメカニズムと、その上昇が溝壁安定に及ぼす影響について、

表-3 局部安定試算条件

項目	数値
内部摩擦角 ϕ	30°
粘着力 C	0
単位体積重量 γ_t	18 kN/m ³
土塊の崩壊角度 θ	45° + $\phi/2$
過剰間隙水圧 Δu	0, $1/2 \Delta p$
土塊の幅 b	2 m

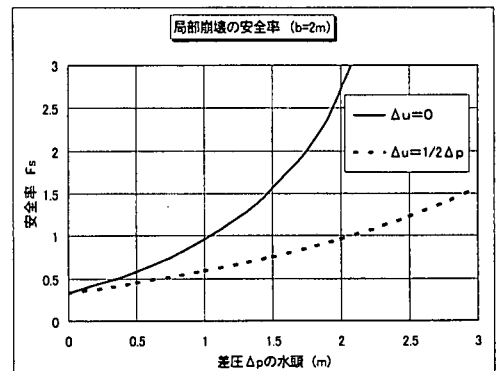


図-20 差圧の水頭と局部破壊の安全率の関係

以下のことがわかった。

- ・掘削溝周辺の地盤中の間隙水圧は、掘削機の形式により異なるメカニズムで上昇する。バケット式の場合は主にバケットの落下に伴う衝撃的な応力によって、回転式の場合は主に泥水の浸透圧によって、間隙水圧が上昇する。
- ・間隙水圧が上昇しやすい地盤は、飽和砂質土層の透水係数が大きく、層厚が小さい場合である。
- ・回転式掘削機の場合、間隙水圧の上昇は掘削速度の調整により、ある程度抑制することが可能である。
- ・回転式掘削機の場合、溝側面の最深部では、過剰間隙水圧が泥水圧と自然地下水圧の差の $1/2$ 程度まで残留する恐れがあり、局所的な崩壊の危険性がある。

連壁掘削による溝壁周囲の間隙水圧の上昇は、バケット式の場合は極短期間に発生し、回転式の場合は局部的に発生する。この影響で大きな溝壁の崩壊をおこす危険性は低いと考えられるが、近接して地下構造物がある場合、特に埋設管や基礎杭の先端付近等は、連壁掘削により周辺地盤がゆるむ可能性があるほか、地盤の間隙水圧が連壁掘削により上昇することで、見かけ上の強度が低下することが考えられる。このため、既設構造物が一時的に支持力不足になり、沈下・傾斜等の変状を起こす可能性があるので注意が必要である。

都市部の地下は、多くの構造物が輻輳し、近接施工の機会がますます増えてきており、近接の程度も厳しくなっている。特に、重要構造物の直近で開削工事を行う場合には、内部掘削時の土留め壁の変形を抑制するため、他の土留め壁工法より剛性の高い壁体を造成できる連続地中壁工法が有望となる。このような場合には、近接構造物への影響検討が必要不可欠であり、対象構造物の挙動予測と同時に連壁掘削時の溝壁の安定検討を詳細に行う必要がある。その際に、本論文で示した検討方法等が参考になれば幸いである。

7. 参考文献

- 1) 地中連続壁基礎協会：地中連続壁基礎工法施工指針，1991.
- 2) 森仁司，栗原和夫，森麟，近藤啓二：泥水式シールドによる砂質切羽地盤の間隙水圧とその発生メカニズム，土木学会論文集No.430/Ⅲ-15，pp. 112-121，1991.
- 3) 萩原敏行，曾我誠意，小宮隆之，小宮一仁，赤木寛一，内田了司：飽和砂質地盤におけるシールド機の接近・通過に伴うシールド機近傍地盤の応力変化について，土木学会第 53 回年次学術講演会概要集Ⅲ-A，pp. 344-345，1998.
- 4) 細井武，長野敏郎，福田勇治：地中連続壁基礎の掘削時の安定に関する考察，土木学会論文集No.462/Ⅵ-18，pp. 151-160，1993.
- 5) 細井武，斉藤頭次，西保：大深度・厚壁地中連続壁の掘削，土と基礎 March，pp. 41-44，1994.
- 6) 細井武，原伸和，玉越正宏，坂本隆一郎：大深度・厚壁地中連続壁実験報告（その 3）（地中連続壁掘削時の溝壁の安定に関する実験的考察）西松建設技報 Vol. 17，pp. 33-40，1994.
- 7) 高木清，小林正典：砂質地盤における連続地中壁掘削時の間隙水圧の計測と考察，第 36 回地盤工学研究発表会，pp. 1013-1014，2001.
- 8) A. Iizuka & H. Ohta: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, soils & foundations, vol. 27, No. 3, pp. 71-87, Sept. 1987.