

泥水加圧による粘性土地盤の割裂状況 に関する実験的研究

袁 大軍¹・小泉 淳²・森 麟³

¹学生会員 工修 早稲田大学大学院博士後期課程 理工学研究科建設工学専攻
(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

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

³名誉会員 工博 早稲田大学理工総合研究センター (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

粘性土の割裂発生圧(割裂圧)については、今までにいくつもの研究がなされてきているが、実際の地盤の場合は実験室の供試体の場合とは異なり割裂延長がはるかに大きくなりうるので、割裂発生圧の相違や割裂発生後に割裂を伸展継続させる液圧(割裂継続圧)がどのようになるかを現場実験孔において調査した。また、割裂継続中の割裂の伸展速度を割裂空間への流入水量から算定した。本論文は粘性土地盤を泥水シールドが掘進するときの割裂問題を主な対象にして、現場地盤での鉛直実験孔による割裂実験の結果と模型の泥水シールドによる割裂実験の結果とを整理し、実際の泥水シールドによる割裂状況を推定したものである。

Key Words: hydraulic fracture, fracture extending speed, cohesive soil ground, field test, model test, slurry type shield

1. はじめに

水圧によるダムコア材の破壊¹⁾や薬液注入による粘性土層に生じる脈状注入²⁾は、Hydraulic fractureとして知られている地盤の割裂現象である。シールド工事においては、軟弱な粘性土地盤に過剰な泥水圧が作用すれば、地盤は割裂して泥水のブロー現象が発生し、切羽の崩壊、地盤陥没事故につながる。また粘性土が軟弱な場合は、シールドのテールボイドの裏込め注入によってもその圧力が高すぎると地盤が割裂して注入材が多量に入り、不経済だけでなく、既設埋設物等に被害を与える。割裂現象は透水性のある砂質地盤には発生しにくく、粘性土地盤およびシルト混りの細砂層など透水性の低い地盤に発生しやすい。

粘性土地盤における割裂発生圧(割裂圧)については、今までにいくつもの研究がなされてきているが、実際の地盤の場合は実験室における供試体とは異なり割裂延長がはるかに大きくなりうる。割裂圧の違いや割裂発生後に割裂を伸展継続させる液圧

(割裂継続圧)が割裂発生圧とどのように異なるかはいまだ明らかにされていない状況にある。この割裂発生圧と割裂継続圧との差異や割裂継続中の割裂伸展速度を明らかにすることは、地盤の割裂現象を理解する上で重要であり、これらが不明のままでは現場の割裂状況の実態を十分理解することはできない。

本論文は粘性土地盤中を泥水シールドが掘進するときの問題を主な対象にして、現場地盤の鉛直実験孔を用いた割裂実験の結果と模型泥水シールドによる割裂実験の結果とを整理して、実際の粘性土地盤の割裂状況を明らかにしようとするものである。

2. 現場実験による割裂発生圧

(1) 現場割裂実験の目的

実験室において、水平方向に側圧 σ_3 を受けている直径Dの円柱形の粘性土供試体の中心に直径dの円形孔を設け、そこに液圧を作用させると、すでに

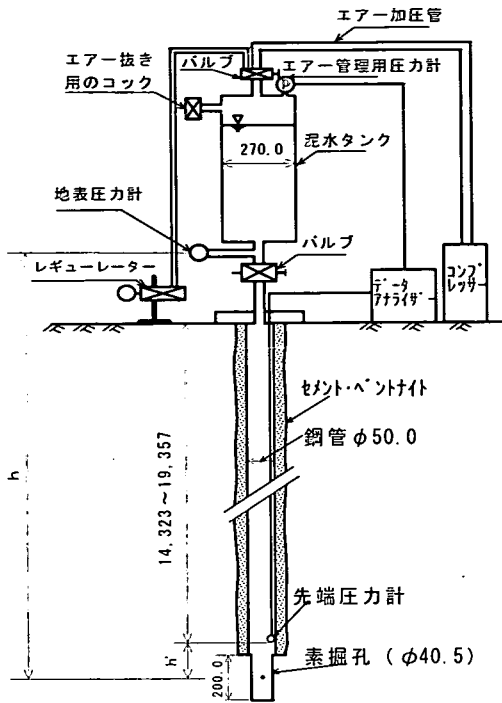


図-1 現場実験の全体図

発表した論文³⁾において示されているように、液圧が P_n に達したときに孔壁に極めて小さな先行クラックが入る。しかし、その液圧 P_n ではクラックは伸展せず、割裂は発生しない。液圧をさらに上げていくとクラックが開き、急激にそれが伸展する現象が生じる⁴⁾。これが割裂である。この時のピークを示す圧力を割裂発生圧 P_f とする。この P_f は供試体径 D と加圧孔径 d の径比 D/d や加圧液の粘性、加圧速度などの条件によって変化するが、 P_f の値は参考文献5)により、式(1)の形で表すことができる。

$$P_f = \sigma_3 + \alpha q_u \quad (1)$$

ここに、

P_f : 割裂発生圧, σ_3 : 側圧, q_u : 一軸圧縮強度
 α : 実験条件 (径比 D/d , 加圧液の粘性, 加圧速度など) によって変化する係数である。

式(1)は σ_3 および q_u が同一であれば α が大きくなるほど P_f 値が大きくなることを意味している。実際の地盤では、実験室の小さな供試体とは異なり、割裂が地盤中を伸展することになる。これを割裂継続と呼び、この割裂継続に要する液圧を割裂継続圧 P_c と呼ぶことにする。この P_c は実験室の供試体では測定できない。実際の地盤ではこのほかに割裂継続中

表-1 ベントナイト泥水の性状

濃度	12.0 (%)	18.0 (%)
項目		
比重	1.06	1.08
ファンネル粘性	24.1~27.0s	39.4~39.8s

表-2 地盤調査結果

深度	15.0 (m)	20.0 (m)
項目		
q_u (kPa)	46.0	66.7
γ (kN/m ³)	14.91	14.72
σ_3 (kPa)	247.0	315.0

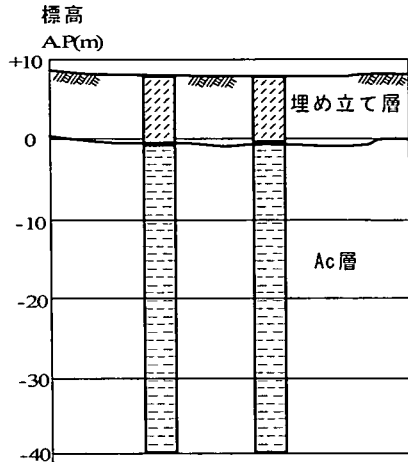


図-2 現場実験位置の地盤断面図

に割裂空間に入る流量もわかるので、割裂が伸展する速度を知る手がかりも得られると考えられる。また、実験の地盤では式(1)の係数 α が実験室における供試体のそれと同一か否かの比較も可能となる。

(2) 現場における割裂実験方法

実験には加圧液としてベントナイト泥水を使用した。これは泥水シールドの切羽泥水圧による地盤の割裂現象の調査も視野に入れたためである。実験は、有楽町層 (Ac層) が厚く堆積した東京都大田区の城南島 (沖合展開埋立地) で実施した。割裂実験孔は8個で2列に配置し、孔の間隔は3mとした。実験孔の構造は図-1に示すとおりで、その先端の20cmの素掘孔が割裂を発生させる孔壁地盤部である。地表面から素掘孔の中心までの深度は15mと20mの2種類とし、素掘孔はいずれもAc層中に設けた。加圧液のベントナイト泥水は濃度12%と18%の2種のものを用いた。ベントナイト泥水の性状は表-1に示すとおりである。図-2に現場実験位置の地盤の断面図を、表-2にサンプリング試料の土質試験結果

および側圧 σ_3 の測定結果を示す。素掘孔位置の σ_3 は全側圧（水圧を含む）とし、水平方向には全周にわたって等しいものと仮定した。 σ_3 の値は軟らかい粘土層に適したトータルプレッシャーセルを用いて測定した。トータルプレッシャーセルを地盤中に押し込み、そのときに生ずる過剰間隙水圧が消散して安定した時点（約30時間後）の値を σ_3 としている。割裂実験の方法は、一つの実験孔が完成すると直ちに加圧液にあたるベントナイト泥水を地表面まで満たし、先端圧力計を挿入して、その後実験孔の最上部に図-1に示す加圧測定装置を接続して泥水加圧するものである。このとき、接続部に空気が残らないように十分に排気した。泥水タンクに所定の高さまでベントナイト泥水を満たした後、上部のエア加圧管をつなぎ、泥水タンク下部のバルブを開放して実験を開始した。泥水加圧はレギュレーターにより行い、エア加圧に伴う逸泥水量は、泥水タンクの泥水液面の低下で測定し、加圧力と液面低下量との関係を求めた。加圧速度は1~2kPa/sを基準として加圧したが、貯留泥水の水面が降下し始めた時点で加圧を止め、泥水表面の変化がほぼなくなるまで加圧圧力を一定に保つようにした。その後、再び加圧を続け同様の操作を繰り返し、液面の低下速度が急増して、その状態が継続し泥水タンクがほぼ空になるまで行った。このような加圧操作のために、割裂発生までの平均加圧速度は最小で30kPa/s、最大では300kPa/sとなった。この実験中、図-1に示す先端圧力計、地表圧力計、エア加圧管理用圧力計の値はそれぞれ1秒ごとにデータアナライザーを介して記録させた。

(3) 割裂発生圧

図-3a~hは実験開始後の加圧時間 t と先端圧力計の泥水圧 P との関係、および加圧時間 t と泥水タンクの液面の低下量との関係を示したものである。最高圧力はいずれも液面低下速度が急増する時点で生じている。割裂発生圧 P_f はこの最高圧に図-1に示す先端圧力計の位置から素掘孔の中心までの深度 h' にあたる泥水圧分を加えた値である。表-3には全実験孔の P_f 、 σ_3 、 q_u およびこれらを用いて式(1)より求めた α を示す。この表から明らかなように現場実験の P_f の値は2つの深度ともばらつきが大きい。 P_f のばらつきは α のばらつきでもある。 α の値は実験孔により大きな差があり、0.024(No.8孔)から2.75(No.3孔)までの範囲で分布している。しかし、2種の泥水濃度、すなわち粘性による割裂発生圧の差は特に認められない。表-3を見ると α が 10^{-2} オーダーのものは式(1)中の αq_u がゼロに近く、 P_f は σ_3 にほ

ぼ等しい。8孔中の2孔はこのオーダーである。また、 10^{-1} オーダーのものは3孔で0.211~0.495となり、 α の大きさとしては、すでに発表した⁶⁾実験室で求めた α の値である1.0程度に比べて小さい。 α が 10^0 オーダーのものは3孔あり、それぞれ2.75、1.94、1.35となっている。これらは実験室で得られた α の値よりいずれも大きく、No.3孔の2.75とNo.6孔の1.94は実験室の α の2~3倍程度の値となっている。実際の地盤と実験室における供試体との α のこのような差の原因や現場実験の α のばらつきについて次に考察する。

現場実験では、割裂発生時点までの地上における加圧用泥水タンクの水位低下状況は図-3に示すとおりで、No.1、No.2およびNo.5を除き、加圧開始から1~2cmの水位低下が生じた後に割裂が発生している。このとき、No.1、No.2およびNo.5の水位低下は29cm、8.5cmおよび36cmと大きい。これは素掘孔壁にサンドシーム層が介在し、そこからの漏水が生じたためと思われる。その他の実験孔の場合には、割裂が発生するまでの水位低下は1~2cm程度であり、この水量のかなりの部分が先行クラックの空間に入り込んだものと考えられる。先行クラックは泥水タンクの水位低下状況から見て割裂発生圧よりかなり小さい圧力で発生するものと思われる。

タンクの水位が1cm低下した場合の水量は572.3cm³に相当する。この水量の半分程度が発生した先行クラックに入ったとしても、そのクラック長さは大きく、実験室で用いた半径9.0cmの供試体では、このような現象は観測できない。このことが地盤と実験室における供試体との α の差やそのばらつきの原因の一つと考えられる。また、現場実験の実験孔の場合には、ボーリングのために素掘孔周辺に乱れ部分が生じることがあり、そこでは q_u や σ_3 が減少すると考えると、地盤の乱れの程度によって現場実験孔での α の値が大きく変化し、ばらつきの原因となりうる。

α の極めて小さい実験孔No.1、No.2およびNo.8の場合は地盤の乱れが大きいと考えられる。一方、現場実験孔No.3、No.6の α の値は実験室における供試体の値の2~3倍になっている。このような値は加圧液体の粘性が非常に高い場合に見られ、割裂がクラックの押し広げによるものではなく、素掘孔の空間が膨張割裂した場合の α の値2.3~2.6⁶⁾に近い。実験孔No.3、No.6では、用いた泥水によるクラック開口部への造膜作用などでクラック中の圧力が十分に上がらず、膨張割裂状態となり割裂発生圧が大きくなったものと思われる。

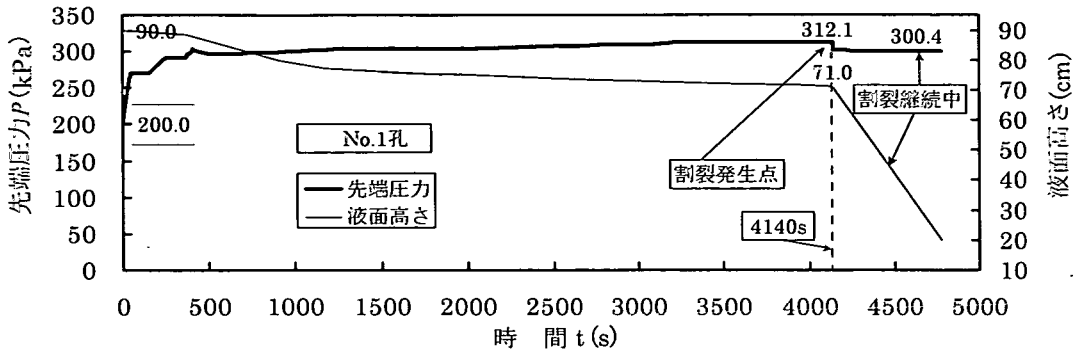


図-3a 加圧時間と先端圧力、液面高さの関係

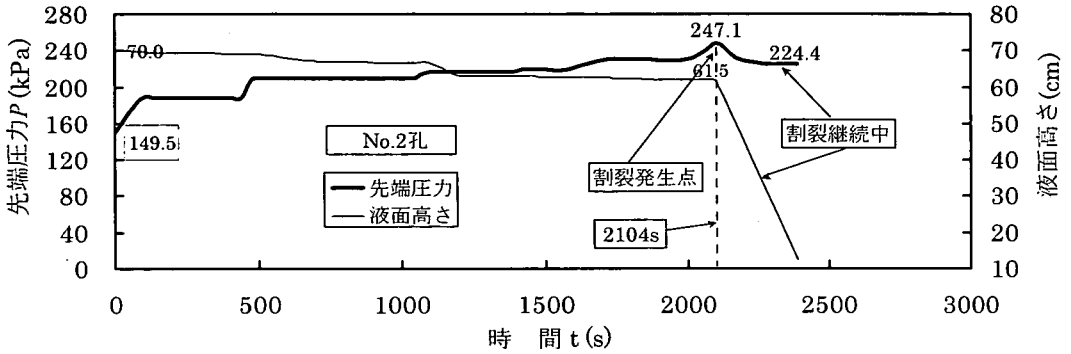


図-3b 加圧時間と先端圧力、液面高さの関係

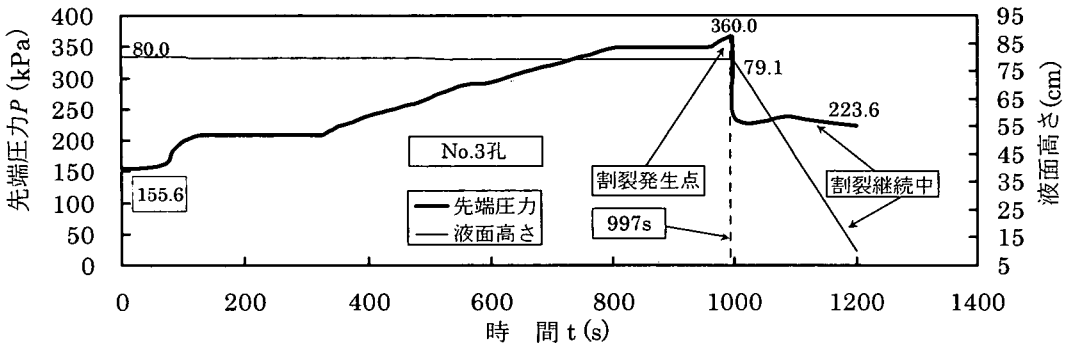


図-3c 加圧時間と先端圧力、液面高さの関係

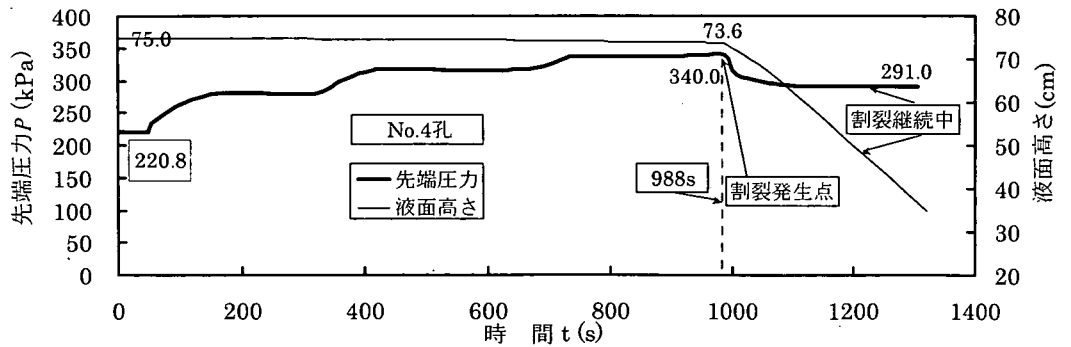


図-3d 加圧時間と先端圧力、液面高さの関係

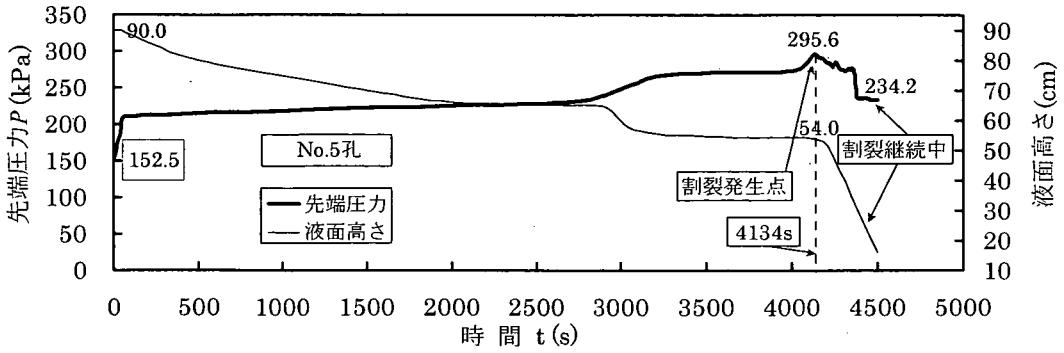


図-3e 加圧時間と先端圧力, 液面高さの関係

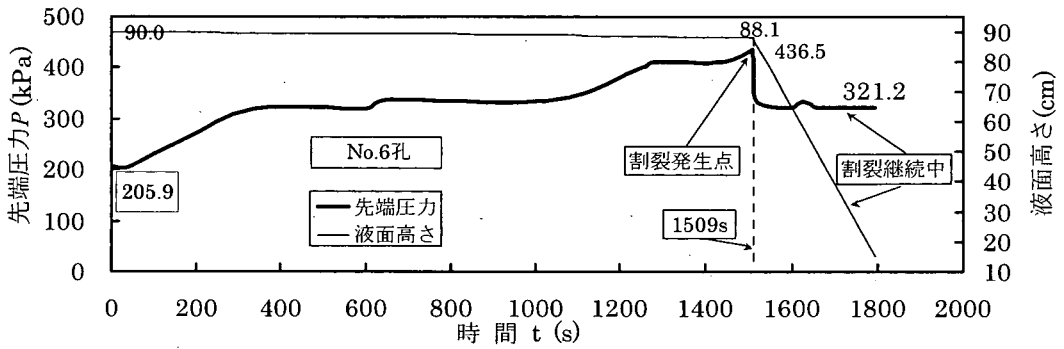


図-3f 加圧時間と先端圧力, 液面高さの関係

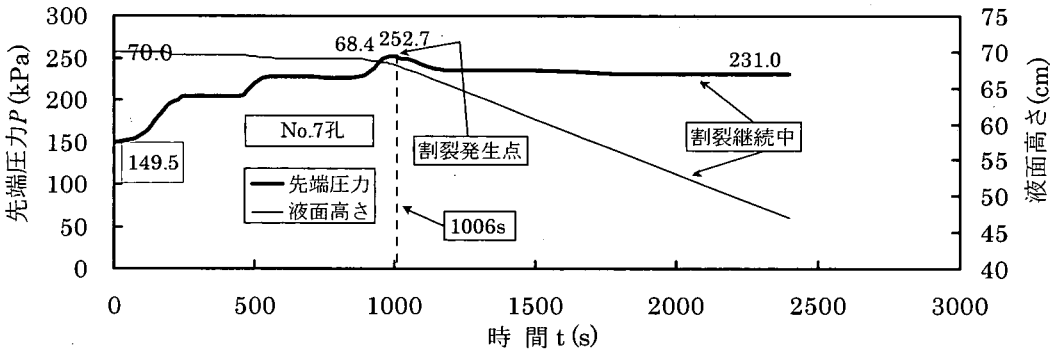


図-3g 加圧時間と先端圧力, 液面高さの関係

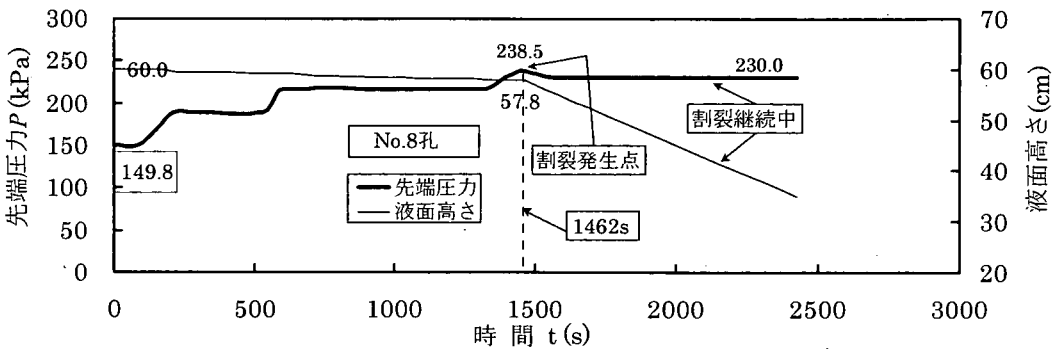


図-3h 加圧時間と先端圧力, 液面高さの関係

表-3 現場実験孔における割裂発生圧一覧表

実験孔 No.	深度 (m)	水平全土圧 σ_3 (kPa)	q_0 (kPa)	泥水濃度 (%)	先端圧力計最高値(kPa)	h'にあたる泥水圧 (kPa)	割裂圧 P_f (kPa)	係数 α
1	20.0	315.0	66.7	12	312.1	7.9	320.0	0.075
4		315.0	66.7	12	340.0	8.0	348.0	0.495
6		315.0	66.7	12	436.5	8.0	444.5	1.940
2	15.0	246.5	46.0	12	247.1	9.1	256.2	0.211
3		246.5	46.0	12	360.0	13.1	373.1	2.750
5		246.5	46.0	12	295.6	13.0	308.6	1.350
7		246.5	46.0	18	252.7	9.0	261.7	0.330
8		246.5	46.0	18	238.5	9.1	247.6	0.024

表-4 現場実験孔における割裂継続圧と割裂継続流量

実験孔 No.	深度 (m)	泥水濃度 (%)	割裂継続中の先端圧力 (kPa)	h'にあたる泥水圧 P_h (kPa)	割裂継続圧 P_c (kPa)	割裂継続中のタンク水位低下速度(cm/s)	割裂継続流量 q_c (cm ³ /s)
1	20.0	12	300.4	7.9	308.3	0.0831	47.56
4		12	291.0	8.0	299.0	0.1464	83.78
6		12	321.2	8.0	329.2	0.2807	160.64
2	15.5	12	224.4	9.1	233.5	0.1923	110.05
3		12	223.6	13.1	236.7	0.3399	194.51
5		12	234.2	13.0	247.2	0.1700	97.29
7		18	231.0	9.0	240.0	0.0140	8.01
8		18	230.0	9.1	239.1	0.0250	14.31

現場実験における α の値はばらつきが大きい、 α の最小値はゼロに近いので、軟弱粘性土地盤で乱れを生じる可能性がある場合には、最小割裂発生圧 P_{fmin} を

$$P_{fmin} = \sigma_3 \quad (2)$$

とすべきであると結論される。

3. 割裂継続圧について

現場割裂実験で得られた図-3a~hの加圧力~時間曲線および水位低下~時間曲線の割裂発生後の形状を見ると、圧力は急速に低下し、その後多少の変動はあるが、ほぼ一定値に推移して割裂が継続していることがわかる。したがって、この圧力に先端圧力計の位置から素掘孔の中心までの深度h'にあたる泥水圧分を加えたものが割裂継続圧 P_c である。ピーク値である P_f から P_c までの圧力の落差は実験孔によってかなり異なり、表-3の α が大きい場合はこの落差が大きく、 α が小さい場合は落差も小さい。また、割裂発生後にあたる割裂継続中の泥水タンクの水位低下速度は、どの実験孔も割裂発生以前に比べ急激に増加し、それぞれほぼ一定の水位低下速度に落ち着く。この水位低下速度から割裂空間の増加速度に相当する割裂継続流量 q_c が求められる。この q_c

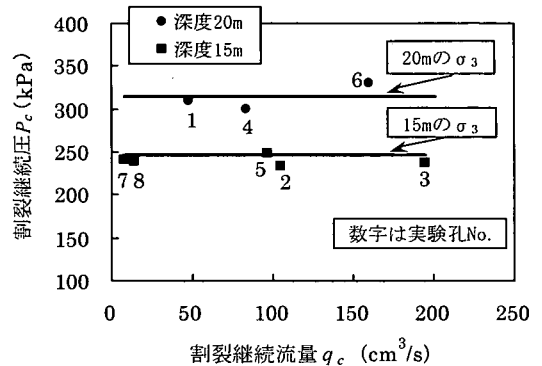


図-4 割裂継続圧と割裂継続流量との関係

は実験孔により大きな差異がある。表-4には全実験孔の割裂継続圧 P_c と水位低下速度、またそれらより換算した割裂継続流量 q_c などを示す。図-4は表-4中の8孔の P_c と q_c とを2種の深度別にプロットしたものである。この図からどちらの深度もともに割裂継続圧 P_c は流量 q_c の値が大きく変わっても、それぞれの深度における地盤の静止土圧 σ_3 (表-3に示す)にほぼ一致していることがわかる。したがって、 P_c は次式のように表すことができる。

$$P_c = \sigma_3 \quad (3)$$

式(3)に示す割裂継続圧は、粘性土地盤の割裂をさらに伸展させるための抵抗、すなわち割裂伸展抵抗に相当するもので、その大きさは σ_3 となる。透水性岩盤の割裂研究⁷⁾によると、割裂は本研究の対象とした粘性土地盤のように継続せず、流量に応じた割裂の大きさに達して止まるようである。この状態での液圧は地盤の σ_3 と関連しているが、両者は等しくはなく、これが透水性岩盤と粘性土地盤との相違である。式(3)の根拠となったのは図-4であるが、図中の q_c は8個の実験孔のそれぞれ個別の値をプロットしたものである。割裂継続流量は実験孔ごとの値を採っており、1つの実験孔で流量 q を変えて実験を行ったわけではない。そこで、1つの実験孔で割裂継続流量 q_c を変えた場合の P_c の状況を検討する目的で、東京江東区のAc層にあたる有楽町層の粘土層中に深度9.5mの実験孔を設け、この実験孔を用いて現場実験を行った。実験では割裂発生後に流量を段階的に増加させる流量制御による方法を採用し、各流量で5分程度継続し、その後に先端圧力を測定した。実験孔と実験装置は図-1と同様のものを用いている。素掘孔底面の深度は9.5mである。流量の増加はポンプをその流量に設定すると、それに合うように圧力が自動的に制御されるようになっている。この方法では必要な泥水量が非常に多くなるので、泥水タンクは図-1とは異なる大型タンクを用いた。また泥水はベントナイト10%のものである。実験孔の先端圧力計の泥水圧力と流量 q との関係を測定した結果は図-5のようになった。この図で流量が急激に増加した圧力の位置が割裂の発生点であり、その位置における流量以上はすべて割裂継続流量 q_c にあたり、その圧力は割裂継続圧 P_c である。図-5から同一実験孔で q_c を幅広く変えても P_c はほぼ一定値を保つことがわかる。この図-5と図-4から割裂継続圧 P_c は q_c の大きさにかかわらず一定値となることが確認できる。

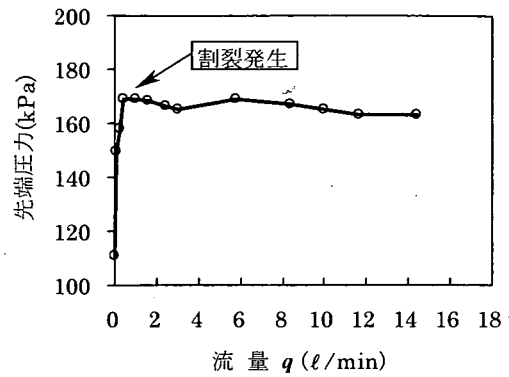


図-5 流量と先端圧力との関係

推定でき、また、関東ローム層で行った現場実験で鉛直な板状をした割裂体を掘り出した結果からも確認された⁸⁾。粘性土の場合、割裂空間の泥水はほとんど地盤に浸透しないので、ここでは浸透量をゼロと仮定する。すなわち、割裂継続流量 q_c はすべて割裂空間を増加させるのに使われるものとした。参考文献8)の実験結果を見ると、割裂形状は鉛直な半楕円板状であり、割裂厚さはほぼ均一であることがわかる。割裂厚さが均一になることは、後述する模型シールド実験の結果からも明らかである。割裂が均等な厚さの板状に伸展すると考えると、表-4の割裂継続流量 q_c のほかに、この板状の割裂空間の厚さ、すなわち割裂厚さを b とすれば、割裂先端部の単位時間あたりの増加面積 ΔA は q_c/b となる。さらに、割裂の全体形状と割裂がどのように発展するかがわかれば、割裂継続時間 t における割裂形状から、割裂先端部の総延長 L_t を知ることができる。一例として、割裂形状が円形の場合に L_t を求める方法を後述の式(9)に示す。割裂継続時間 t における割裂伸展速度 V_f は、割裂先端部がどこも同一速度で伸展するものと仮定すると、その概略値は次式のようなになる。

$$V_f = \frac{\Delta A}{L_t} = \frac{q_c}{bL_t} \quad (4)$$

4. 割裂伸展速度について

(1) 割裂伸展速度 V_f の概略算定式

割裂が発生した後、その割裂は継続するが、この割裂継続中の割裂伸展速度は現場にとって重要な問題である。割裂伸展速度はそれが大きい場合ほど加圧液が地表などにブローして、事故につながりやすいことを意味するからである。粘性土地盤の割裂の伸展量はガラスなどの脆性材料とは異なり、割裂空間に流入した液体の体積分だけ増加すると考えられる。このことは薬液注入後の掘削断面の観察からも

したがって、割裂伸展速度 V_f を求めるためには、 q_c 、 b 、 L_t が必要となる。

(2) 押し込み圧 P_p と有効押し込み圧 P'_p および割裂継続流量 q_c

ここでは、式(4)で V_f を算定するのに必要な q_c の求め方について述べる。城南島の現場実験の8孔で計測された q_c はすでに表-4に示してあるが、これにはかなりばらつきがある。割裂空間に q_c を送り込むには、 q_c の大きさにかかわらず、前述した割裂継続

表-5 現場実験孔の割裂継続時の泥水押し込み圧, 有効押し込み圧および割裂継続流量

実験孔 No.	深度 (m)	泥水濃度 (%)	地表泥水圧 P_s (kPa)	hにあたる泥水圧 P_h (kPa)	押し込み圧 P_p (kPa)	σ_3^* (kPa)	有効押し込み圧 P'_p (kPa)	割裂継続流量 q_c (cm ³ /s)
1	20.0	12	115.3	212.0	327.3	315.0	12.3	47.56
4		12	139.3	212.0	351.3	315.0	36.3	83.78
6		12	220.6	212.0	432.6	315.0	117.6	160.64
2	15.0	12	172.5	159.0	331.5	246.5	85.0	110.05
3		12	196.8	159.0	355.8	246.5	109.3	194.51
5		12	137.9	159.0	296.9	246.5	50.4	97.29
7		18	108.5	162.0	270.5	246.5	24.0	8.01
8		18	107.1	162.0	269.1	246.5	22.6	14.31

*:表-3による

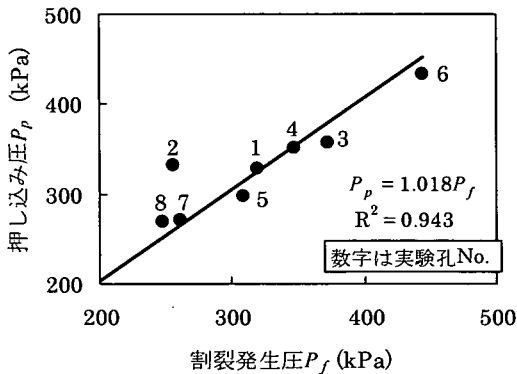


図-6 押し込み圧 P_p と割裂発生圧 P_f との関係

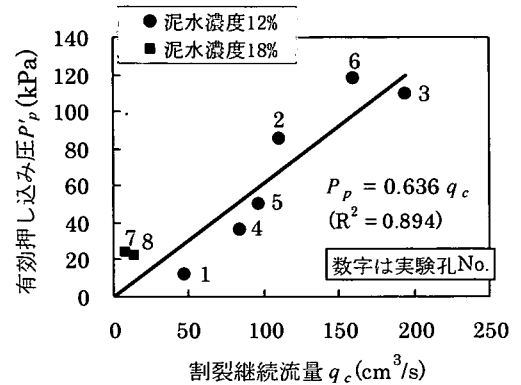


図-7 有効押し込み圧と割裂継続流量の関係

圧にあたる割裂伸展抵抗 σ_3 以上の泥水の押し込み圧をかける必要がある。 q_c は割裂実験時の押し込み圧に関係すると考えられるので、まず各実験孔の押し込み圧を求めてみる。割裂継続中の泥水タンクの空気圧にタンクの水面から先端掘削孔の中心までの深度に相当する泥水圧を加えた値は泥水の押し込み圧 P_p である。泥水タンクの空気圧を用いると深度相当分の泥水圧はタンクの水面下とともに変動するために計算に手数がかかるので、ここでは、図-1の泥水タンクの下にある地表圧力計の割裂継続中の圧力 P_s を求め、これに掘削孔の中心までの深度 h 相当する泥水圧 P_h を加えた圧力を、泥水の押し込み圧 P_p とした。したがって、 P_p は式(5) で与えられる。

$$P_p = P_s + P_h \quad (5)$$

表-5 はこのように考えて求めた各実験孔の押し込み圧 P_p を示したものである。また、図-6 は表-3 と表-5 を用いて、押し込み圧 P_p と割裂発生圧 P_f との関係を示した図である。この図から押し込み圧 P_p は割裂発生圧 P_f にほぼ等しいことがわかる。

一方、押し込み圧 P_p から割裂伸展抵抗 σ_3 を差し

引いたものが泥水の有効押し込み圧 P'_p であり、これは式(6)で示される。

$$P'_p = P_p - \sigma_3 \quad (6)$$

式(6)から得られた8孔の P'_p 値を表-5に併記する。各孔の P'_p と q_c をプロットすると図-7のようになり、 P'_p が大きいほど q_c も増加しているが、ばらつきがある。No.7とNo.8の q_c が特に小さいのは、この2孔では18%という高い濃度の泥水を用いており、粘性が大きかったためと思われる。理論上泥水の粘性も q_c に関係するので、図-7に示した原点を通る直線は、泥水濃度が12%でファンネル粘性が24~27secである6点のみを用いて求めたものである。この直線は式(7)で表される。

$$q_c = 1.572 P'_p \quad (7)$$

泥水の粘性が大きいくほど q_c が小さくなることは確かであるが、その定量的な関係はここでは明らかではない。また割裂継続流量 q_c は P'_p のほかに泥水が流れ込む入口の流入面積(割裂口の総延長と割裂厚さとの積)の大きさに比例する。図-1に示した各

表-6 円板状に割裂伸展する場合の割裂伸展速度 V_{jm} の時間的变化

実験孔 No.	V_{jm} (cm/s)					
	t = 5s	t = 10s	t = 30s	t = 60s	t = 120s	t = 300s
1	1.589	1.123	0.649	0.459	0.324	0.205
2	2.360	1.668	0.963	0.681	0.482	0.305
3	3.213	2.272	1.312	0.928	0.656	0.415
4	2.109	1.491	0.861	0.609	0.430	0.272
5	2.272	1.607	0.928	0.656	0.464	0.293
6	2.920	2.065	1.192	0.843	0.596	0.377
7	0.652	0.461	0.266	0.188	0.133	0.084
8	0.871	0.616	0.356	0.252	0.178	0.113

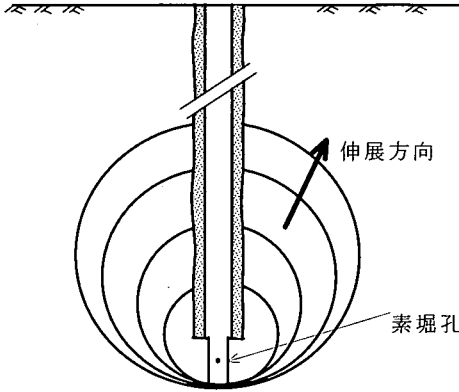


図-8 鉛直な円板状割裂伸展

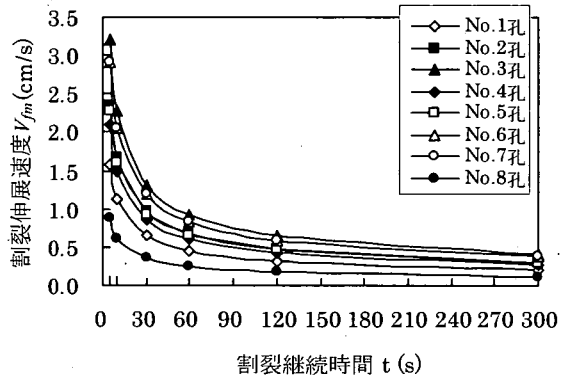


図-9 割裂伸展速度と継続時間の関係

素掘孔壁面の割裂の総延長は基本的に素掘孔の中心軸を含む鉛直面と素掘孔壁面との交線になり、素掘孔の高さが 20cm のものが 2 本、底面の直径にあたる 4cm のものが一本であるから合計 44cm となる。また、割裂厚さは 3mm と仮定すれば (4. (2)参照) 流入口面積 a_0 は 13.2cm² となる。シールドの切羽が割裂した場合には、発生した流入口面積を A とすると、 q_c は次のように示すことができる。

$$q_c = 1.572 P'_p \frac{A}{a_0} \quad (8)$$

ここに、

q_c : 割裂継続流量 (cm³/s)

P'_p : 有効押し込み圧 (kPa)

a_0 : 現場実験孔の場合の流入口面積 (cm²)

A : シールドなど問題とする場合の流入面積 (cm²)

である。

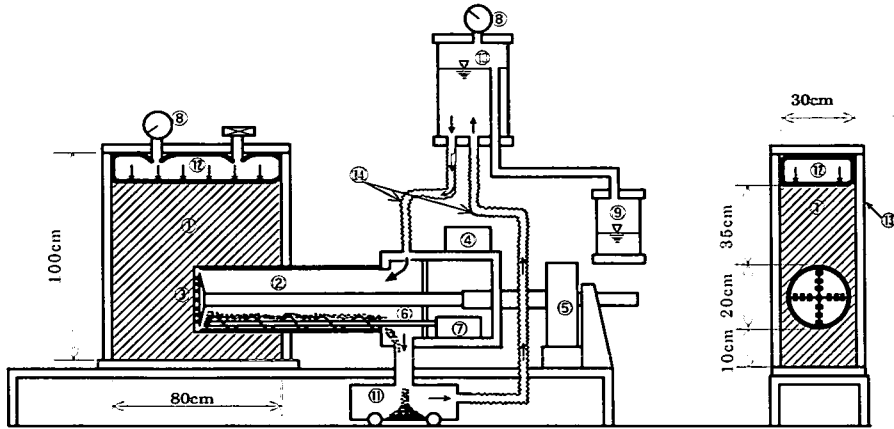
素掘孔の流入口面積に多少の相違があったとすれば、それは図-7のプロットのばらつきの原因の1つになる。また、表-5、図-7に示した q_c が小さいのはこの流入口面積 a_0 が小さいことにも関係がある。な

お、式(8)は泥水のファンネル粘性が 24~27sec の範囲外については適用できないので、その場合には別途実験してこれを求める必要がある。

(3) 割裂形状が円板状になる場合の割裂伸展速度の算出例

割裂伸展速度を求めるには、割裂厚さ b を決める必要があるが、本現場実験ではこれを測定できなかった。このため、後述する模型シールド実験による割裂厚さと参考文献 8) を参考にして、 b の値は 3mm とした。次に、割裂継続時間 t における割裂先端部の総延長 L_t について説明する。

割裂が参考文献 8) に示されるように鉛直方向の半楕円板状に成長していくものとする、 L_t の計算が複雑になる。このため、ここでは計算が最も簡単となるように割裂が図-8 に示すような鉛直方向の円板状に成長すると仮定して、 L_t を求めることにする。参考文献 8) の現場実験結果もそうであるが、割裂が鉛直に発生するとしたのは、割裂はクラックを押し広げる現象であり、最小主応力 σ_3 の方向に直交する面に発生するのが最も容易なためである。十分な深度にある地盤の σ_3 は一般に水平方向である



①土層②シールドチャンバー③カッターヘッド④カッターモーター⑤掘進モーター
⑥スクリューコンベア⑦スクリューコンベアモーター⑧圧力計⑨泥水下部タンク
⑩泥水上部タンク⑪掘削土溜めタンク⑫上載圧風船⑬透明アクリル板⑭フレキシブルパイプ

図-10 模型泥水シールド実験装置

ので割裂はそれと直交する鉛直方向に発生する。割裂継続時間 t における円板状の割裂半径を r ，割裂厚さを b とすると，割裂が発生する空間の体積は $V_t = q_c t = \pi r^2 b$ となる。したがって， $r = \sqrt{q_c t} / \sqrt{\pi b}$ となり，式(4) 中の L_t は式(9)のようになる。

$$L_t = 2\pi r = 2\sqrt{\frac{\pi q_c t}{b}} \quad (9)$$

式(9)は L_t が \sqrt{t} に比例して大きくなることを示している。

この円板状の割裂は図-8 からわかるように同心円状には伸展しないので，円周部の位置ごとに割裂伸展速度は異なる。このため，割裂伸展速度をその平均値 V_{fm} で考えると， V_{fm} は式(4)に式(9)を代入した次式で与えられる。

$$V_{fm} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{q_c}{\pi b t}} \quad (10)$$

式(10)は， V_{fm} が \sqrt{t} に逆比例して小さくなることを示している。表-4 の 8 個の現場実験孔の q_c を用いて式(10)より V_{fm} と t との関係とを求めると，表-6 のようになる。これを図示したものが図-9 である。 V_{fm} は割裂直後の $t = 5\text{sec}$ の時は $0.652 \sim 3.213\text{cm/s}$ であるが， $t = 300\text{sec}$ では $0.084 \sim 0.415\text{cm/s}$ になり，時間とともに急速に減少している。このように割裂伸展速度が時間とともに小さくなるのは，割裂の始発時点では素掘孔壁面の割裂延長が小さいのに対し，割裂継続中は図-8 に示すように円板状に割裂が伸展し，割裂先端の総延長 L_t が経過時間 t とともに急激に大きくなることによる。また，図-9 中の V_{fm} の

表-7 模型地盤の配合表

配合 (g)		一軸圧縮強度 q_u (kPa)		
カオリン	3000	フィルター	2000	10~140
石膏	2000	水	4000~6000	

値が全体的に小さいのは，表-4 の実験孔の q_c が小さいためでもある。

5. 模型泥水シールドによる粘性土地盤の割裂状況

(1) 泥水シールドによる割裂現象

泥水シールド工法は，チャンバー内を泥水で満たし切羽を加圧しながら掘進する工法であるので，地山条件や施工条件によっては，泥水圧で地盤が割裂して逸泥するブロー現象の生じる危険性がある。これまでに述べた現場割裂実験から，実際の地盤の割裂発生圧と割裂継続圧，および割裂伸展速度の基本事項はおおよそ明らかにできたが，泥水シールドで粘性土地盤を掘進する場合の切羽の割裂状況については不明な点が多い。ここでは，模型泥水シールド掘進装置を用いて，シールドが停止中の割裂実験と掘進中の割裂実験とを行い，粘性土地盤における割裂現象を検討した。

図-10 中に②で示す模型シールド掘進装置は，その全体が実際のシールドのチャンバーに相当し，加圧泥水が循環している。掘削土は⑥のスクリューコンベアにより⑩の掘削土溜めタンクに入る。土槽の粘性土地盤は表-7 に示す配合の石膏粘土を流し込

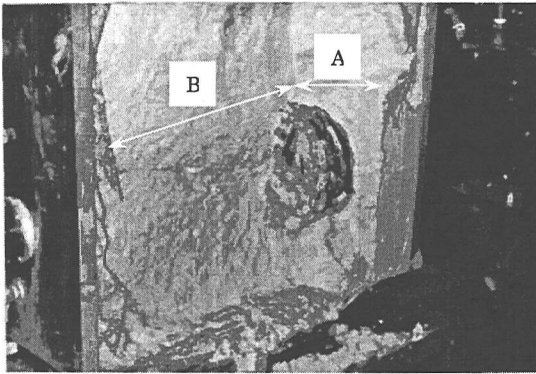


写真-1 割裂状況 (鉛直方向, 実験 No.5)



写真-2 割裂状況 (斜め上方向, 実験 No.1)

表-8 実験条件と割裂面角度

実験 No.	一軸圧縮強度 (kPa)	上載圧 (kPa)	掘進状態	割裂発生圧 (kPa)	割裂発生角度 (°)
1	69.5	0	停止中	71.3	45
2	114.0	0	停止中	92.3	38
3	132.1	0	掘進中	108.5	30
4	134.3	0	掘進中	190.0	35
5	101.2	10	停止中	175.0	鉛直
6	78.3	10	停止中	148.1	鉛直
7	60.5	10	掘進中	126.0	鉛直
8	68.0	10	掘進中	157.6	鉛直
9	19.0	10	掘進中	55.7	鉛直

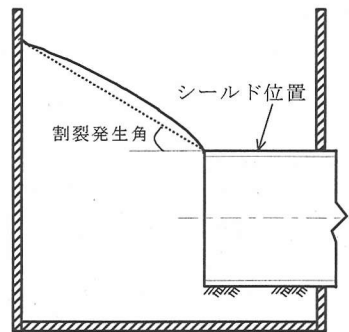


図-11 斜め上方向割裂した場合の割裂発生角度の測定 (中心断面)

み、固結させたものを用いた。土被り厚さはシールド径Dに対し1.75Dである。地盤の一軸圧縮強度は表-7に示すように配合水分量により変化させた。泥水は10%ベントナイト(群馬産#300)とし、ローダミンにより着色した。泥水のファンネル粘性は25~29secである。着色泥水を用いたのは割裂面などを明確に観察するためである。実験はシールドを20cm掘進させた後に停止させて、その後泥水圧のみを徐々に上げて割裂させる実験と、シールドを1cm/minの速度で掘進させながら泥水圧を徐々に上げて割裂させる実験(それぞれ停止中の実験、掘進中の実験と呼ぶ)とからなる。

(2) 割裂の方向と割裂の厚さ

写真-1は、上載圧が10kPaで、停止中の実験における割裂状況を示している。割裂はシールド切羽全円周の隅角部より放射状に生じたが、シールド軸に直交する鉛直面(写真-1のA面)と平行な鉛直面(写真-1のB面)の2つが観測された。軸に平行な鉛直割裂面が生じたのはシールドの左右の近くに

土槽の壁面があり、シールド軸に直交する鉛直割裂の伸張が制限されたためと思われる。

写真-2は上載圧をゼロとしたの時の割裂状況を示したものである。この場合も、割裂はシールド機全円周より放射状に生じたが、主に上半円周から斜め上方向に割裂が伸展し、地表面に泥水がブローした。表-8には割裂面の角度の計測実験結果を示す。上載圧がある場合は鉛直圧 σ_1 と側圧 σ_3 との差($\sigma_1 - \sigma_3$)がある程度大きいと思われるので、4.(3)で述べた理由により水平方向の最小主応力 σ_3 に直角な鉛直方向に割裂したものと考えられる。また、このことはシールドを想定して行った中心水平軸に円孔を持つ直方体供試体に、三軸装置を用いて鉛直方向の軸圧 σ_1 と水平方向の側圧 σ_3 とを作用させ、円孔部に泥水加圧した実験の場合に、 σ_3 に直角な鉛直方向に割裂が生じた結果⁹⁾と一致する。

上載圧がない実験の場合は、 $\sigma_1 = \sigma_3$ の条件に近いものと思われ、割裂は鉛直方向から水平方向まで自由な角度で生じることが参考文献3)の円柱形供試体の場合に示されている。このため、上載圧のな

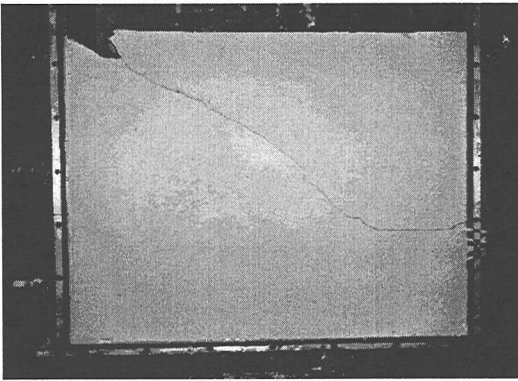


写真-3 割裂状況の例 (実験 No.2)

い実験の場合には、割裂は唯一の自由面である地表面に向かって斜め上方向に伸展したものと考えられる。斜め上方向に割裂が発生した場合の割裂面には、図-11 に示すように下部割裂面を掘り出し、その中心線の角度を測定した。その結果、それらの角度は $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の範囲にあり、写真-3 の場合は 38° であった。割裂面は鉛直方向および斜め上方向の場合とも平面となる。写真-1 および写真-2 では、切羽から長方形に伸展しているが、これは実験槽の幅に起因し、その幅が十分に大きければ台形状に伸展するものと思われる。

割裂してから地表にそれが伸展してブローするまでの時間は、どの実験でも 2sec 前後であった。また、写真-3 に示すように、この実験から割裂厚さが計測できる。計測された割裂厚さは、 $2.1 \sim 2.9\text{mm}$ の範囲にあり、平均で 2.58mm であった。

(3) シールド切羽の割裂発生過程

図-12 は表-8 に示した実験 No.9 における泥水圧と掘進距離との関係を示したものである。実験が終了した後、地盤を解体し、シールドが通過したトンネル壁面の状況を観測した結果、図中の A 区間では壁面には異常は見られないが、B 区間では、図-13 に示すように、割裂が発生する前の圧力段階で壁面に等間隔のクラックが発生した（これはクラックに着色泥水が入るため明確に識別できる）。このクラックはいずれも壁面から放射状に伸びており、その深さは割裂発生点に近づくほど深くなっていた。図-12 をみると、クラックが最初に発生する圧力は、割裂発生圧に比べてかなり小さい値となっていることがわかる。

クラックの間隔は、シールド機の cutter 先端からスキンプレート先端までの距離（図-15 参照）である 1.2cm とほぼ同じになった。

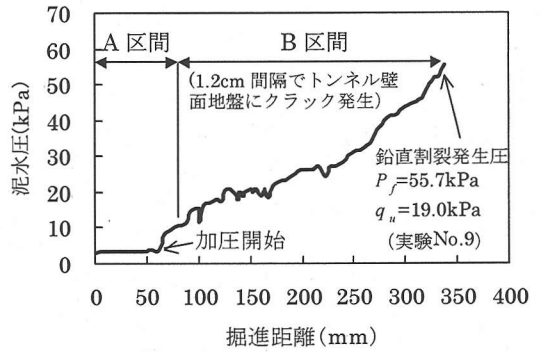


図-12 掘進中のクラックと割裂の発生過程

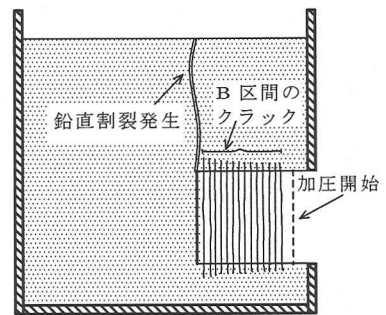


図-13 壁面地盤のクラック発生状況 (中心縦断面図)

この実験のように掘進中の泥水圧が割裂発生圧以下の場合には、切羽の隅角部にクラックが発生しても、クラックの伸展は 2cm 程度と小さい。そのうち、シールド機が 1.2cm 前進して、そのクラックがスキンプレートに達するとクラックは塞がれて泥水圧が作用しなくなるため、新たに切羽の隅角部にクラックが発生する。この現象が繰り返されて等間隔にクラックが生ずる。実際のシールド機の場合には、cutter 先端からスキンプレート先端までの距離が 30cm 程度であることから、このクラック間隔も 30cm 程度になるものと予想される。

図-14 は地盤の一軸圧縮強度と割裂発生圧の関係を示したものである。掘進中に発生したクラックの 1 つが割裂圧に達した時に割裂が伸展して地表にブローするが、実験で得られた割裂圧は、土槽地盤の q_u が同じであれば、掘進中と停止中とではほとんど違いが生じなかった。図-14 には、表-8 に示した以外の割裂角度を測定していないデータも含めてある。また、掘進中と停止中とで割裂発生圧に差がないことは、すでに参考文献 10) においても明らかにされ

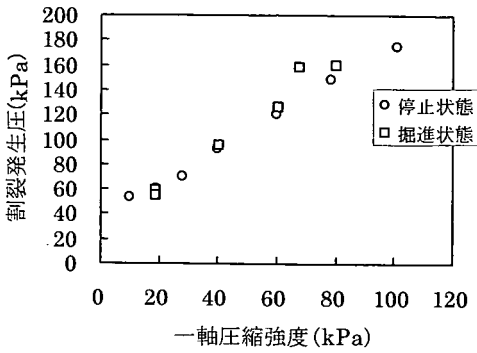


図-14 割裂発生圧に与えるシールド掘進の影響(上載圧 10kPa)

ている。

(4) 模型シールド実験により得られた知見と実際のシールドにおける割裂状況

この模型シールド実験により明確になった知見から実際のシールドの状況を推定すると次のようになる。

a) 割裂の発生方向は、現場実験孔を用いた割裂実験では明らかにできず、実験室の供試体の割裂実験や関東ローム層の現場割裂実験の結果から鉛直方向としたが、模型シールド実験の結果を見ると、切羽地盤の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ がある程度大きいと思われる場合には、その方向が鉛直方向になることがわかった。また、土被り圧などの鉛直圧 σ_1 が小さく、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の軸差応力が極めて小さくなる場合には斜め上方向に割裂することも明らかになった。実際のシールドの場合も土被りが 1D 程度と浅い条件下では、割裂方向が斜め上方向になるものと思われる。しかし、斜め上方向への割裂の厳密な発生条件の限界値は不明である。

b) 模型シールド実験では、割裂はその発生圧力に達した時から 2sec 前後で地表面に到達していることから、割裂伸展速度 V_f は 20~35cm/sec ほどと推定される。この値は図-8 の場合の割裂伸展速度の値(表-6) よりはるかに大きい。これは石膏粘土の脆性の影響があるとしても、その影響はわずかで、実験土槽の幅とシールド径の大きさが近く、割裂先端部の総延長 L_f があまり増加しないことに起因するものと思われる。式(4)に示されるように、 V_f は q_c の大きさにも支配される。 q_c は泥水の有効押し込み圧 P_p が一定に保たれたとすると、切羽面に生じた割裂クラックの総面積、すなわち流入口面積 A に比例することになる。模型シールド実験では、地盤への流入

口面積を決める切羽面の割裂の長さは、鉛直方向割裂の場合はシールド全円周になっている。しかし、地表に泥水がブローする現象に着目すると、鉛直方向の割裂口のうちで有効なのは斜め上方向の割裂と同様に、シールド上半円周部の割裂口が主に関係すると思われる。流入口面積を決めるもう 1 つの要素となっている割裂厚さは模型実験結果では平均 2.58mm であったが、文献(8)も参考にすると割裂厚さは 3mm 程度と考えられる。したがって、流入口面積 A はシールドの上半円周の長さとして割裂厚さ 3mm との積になる。この流入口面積は実際のシールドの割裂伸展速度を考える場合には重要である。

c) 模型シールド実験の結果から、土被りが小さい場合には、実際のシールドの割裂は、4. で仮定した円板状や参考文献(8)に示されるように半楕円形状に伸展すると考えるよりも、それが鉛直方向に伸展する場合も斜め上方向に伸展する場合も、ともにシールド切羽の上半円周部に発生して、台形状に伸展するとした方が適切であると思われる。

6. 実際の泥水シールドによる粘性土地盤の割裂伸展速度とブロー現象の発生の有無

(1) 基本的な考え方

実際の泥水シールドによって粘性土地盤に割裂が生ずるのは、泥水圧が切羽地盤の割裂圧以上になった場合である。割裂は前述の模型シールドの実験結果からみると、地表に上載荷重がある場合には鉛直上方向に、また上載荷重がない場合は斜め上方向に伸展している。前者は $\sigma_1 > \sigma_3$ にあたる場合で、実際のシールドでは土被り厚さが大きい場合に相当し、後者は $\sigma_1 \approx \sigma_3$ にあたる場合であり、土被りが小さく、シールド径を D とすれば、土被り厚さが 1D 前後の場合に相当するものと考えられる。切羽地盤に割裂が発生して、それが伸展する場合に、割裂の先端が地盤中で止まるか、または地表面にまで到達して泥水のブロー現象が生じ、それが事故につながるかは、式(4)で求められる割裂伸展の速度 V_f のもとで、割裂が地表まで達するのに要する時間 t と、切羽の割裂口に泥水圧が作用する時間 t_0 との大小関係によって決まる。この時間 t_0 は 5. (3) において概略を説明したように、シールドの掘進速度 V_s に依存する。すなわち、シールドが掘進して発生した割裂口にシールドのスキンプレートが到達すると、割裂口は塞がれて泥水圧が作用しなくなり、割裂伸展は止まるからである。切羽に発生した割裂口が塞がれるまでシールドの前進する距離は、図-15 に示すように、

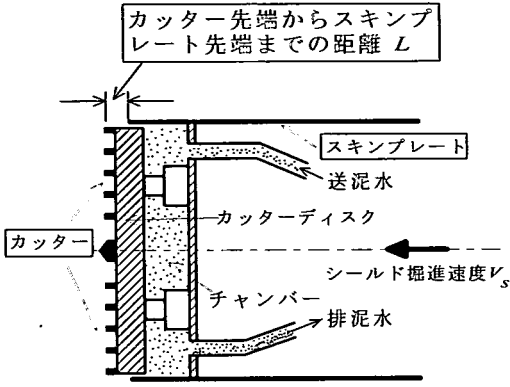


図-15 カッター先端からスキンプレート先端までの距離

最大でカッター先端からスキンプレート先端までの距離 L である。したがって、発生した割裂口に泥水圧の作用する時間 t_0 (sec) は次のようになる。

$$t_0 = \frac{L(\text{cm})}{V_s(\text{cm/s})} \quad (11)$$

一方、割裂の伸展速度 V_f は式(4)に示したとおり、 $V_f = q_c/bL_f$ である。式中の q_c 、 b および L_f についてはすでに述べたが、ここではシールドの場合の割裂継続流量 q_c について検討を加える。

式(8)からわかるように、 q_c を求めるにはシールド切羽の割裂により発生した流入口面積 A と泥水の有効押し込み圧 P'_p とを求める必要がある。 A の大きさは模型シールドの実験結果で述べたように上方向への鉛直割裂および斜め割裂の場合ともに、シールド切羽の上半円周の長さとし、割裂厚さ (3mm) との積になる。シールドの場合は 4. (2) で述べた現場実験孔の場合と加圧方式が異なるので、有効押し込み圧 P'_p を式(6)からそのまま求めることはできない。

シールドの泥水圧で切羽が割裂したときの切羽泥水圧を割裂発生圧 P_f とすると、実際の現場では割裂が発生したことはすぐにはわからないため、泥水ポンプはそのまゝの状態では稼働していることになる。この状態の押し込み圧 P_p は P_f であるので、図-6 で示された現場実験孔の場合と矛盾しない。したがって、この場合の有効押し込み圧 P'_p は P_p から割裂伸展抵抗にあたる切羽地盤の σ_3 を差し引いた ($P_f - \sigma_3$) となる。

割裂伸展速度 V_f の式(4)中の割裂厚さ b は 5. (4)b) により 3mm とし、式(4)中の割裂先端部の総延長 L_f については、実際シールドの場合の割

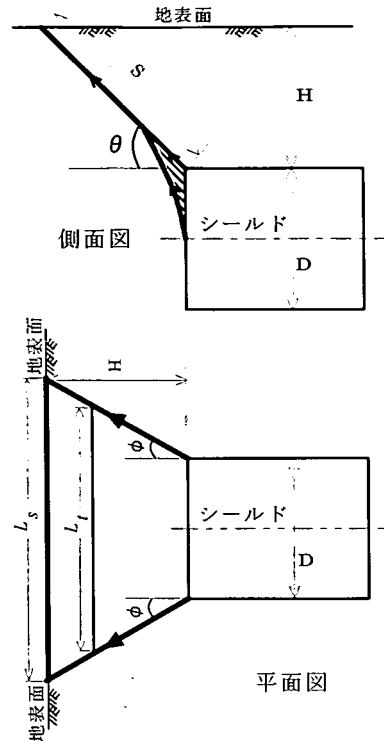


図-16 斜め上方向割裂形状

裂形状が模型シールド実験結果の知見から図-16 に示すように、切羽の上半円部から台形状に斜め上方向または鉛直上方向に割裂が伸展すると考えると、 L_f は台形の平行辺のうちの長辺であり、時間 t とともに拡大する。このような仮定に基づくと L_f は次式のようにになる。

$$L_f = \sqrt{D^2 + \frac{4q_c t \tan \phi}{b}} \quad (12)$$

ここに、

D : シールド外径 (cm)

q_c : 割裂継続流量 (cm³/s)

t : 割裂継続時間 (sec)

ϕ : 図-16 のような台形状に割裂伸展する場合の角度

である。

L_f は時間とともに大きくなり、地表に到達したときに L_s になる。このとき、地表まで割裂して、泥水ブロー現象が発生する。割裂が地表に達するまでの継続時間を t_s とすると、 L_s は次のようになる。

$$L_s = \sqrt{D^2 + \frac{4q_c t_s \tan \phi}{b}} \quad (13)$$

この式より t_s を求めたものが次式である。

$$t_s = \frac{(L_s^2 - D^2)b}{4q_c \tan \phi} \quad (14)$$

式(14)よりシールド先端部から地表まで割裂が伸展し泥水のブロー現象が生ずるまでに要する時間 t_s が求まる。これと式(11)で示した割裂口に泥水圧が作用している時間 t_0 とを比較すれば、割裂が泥水のブロー現象にまで発展するかどうかを判断することができる。すなわち、 $t_s < t_0$ ならば、泥水のブロー現象が発生し、 $t_s > t_0$ であれば、割裂は地表面に到達せず、ブロー現象は生じない。しかし、この場合でも割裂面は地中に残る。

(2) 実際の泥水シールドの割裂先端部の総延長 L_t および割裂伸展速度 V_f の計算例

ここでは1例としてシールド外径 $D=8\text{m}$ の泥水シールドが土被り厚さ $1D$ と $3D$ の条件で、粘性土地盤 ($q_u=100\text{kPa}$) を掘進する場合を想定し、泥水圧で割裂が生じる場合の割裂伸展速度と地表面への泥水のブロー現象が発生するかどうかを検討してみる。使用する泥水は一般的なファンネル粘性 $24\sim 27\text{sec}$ のものとし、式(8)を用いて q_c の計算をすることができるものとする。

a) 割裂継続流量 q_c

式(12)の L_t と式(4)の V_f を求めるには q_c が必要となる。そこで、シールド外径 8m の実際のシールドの切羽地盤が割裂した場合の q_c を、式(8)により計算する。切羽の流入口面積 A は鉛直方向の割裂の場合には A_v 、斜め上方向割裂の場合には A_t と区別して表示するが、これらは同じでシールドの上半円周と割裂厚さの積となり、

$$A = A_v = A_t = \pi \times 800\text{cm} / 2 \times 0.3\text{cm} = 376.8\text{cm}^2$$

となる。なお、割裂厚さ b は5. (4) b) に述べたように 3mm と仮定した。

現場での実験孔の場合に生じる流入口面積 a_0 は4. (2) により 13.2cm^2 となるので、 8m シールドの場合の A は現場実験孔の a_0 の 28.5 倍にあたる。

また、6. (1) で述べたように、この場合の有効押し込み圧 P'_p は $(P_f - \sigma_3)$ となる。割裂発生圧 P_f は式(1)に示すように $(\sigma_3 + \alpha q_u)$ となるが、係数 α は2. (3) で述べたように地盤の乱れの状況などでゼロから3に近い値まで変化する。ここでは、土被りが $1D\sim 3D$ としたので、 α を 0.8 にすると、 $\alpha q_u = 80\text{kPa}$ となり、切羽地盤の割裂発生圧は $(\sigma_3 + 80\text{kPa})$ となる。この場合の泥水の有効押し込み圧 P'_p は、

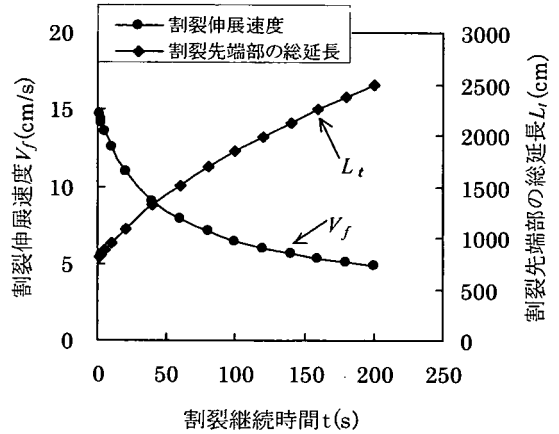


図-17 V_f および L_t と割裂継続時間 t との関係

($\sigma_3 + 80\text{kPa}$) から割裂伸展抵抗 σ_3 を差し引いた値となるので 80kPa となる。これらを式(8)に代入すると、実際のシールドの場合の q_c は次のようになる。

$$q_c = 1.572 \times 80 \times \frac{376.8}{13.2} = 3590\text{cm}^3/\text{sec}$$

b) 割裂先端部の総延長 L_t および割裂伸展速度 V_f

割裂先端部の総延長 L_t は、式(12)にそれぞれの数値を代入すれば求められる。図-17 はそのようにして求めた割裂先端部の総延長 L_t と割裂継続時間 t との関係を示したものである。また、この L_t を式(4)に代入することにより割裂伸展速度 V_f が求められる。この割裂伸展速度 V_f と割裂継続時間 t との関係も図-17 に併せて示す。この図から L_t は時間とともに増加しているのに対して、 V_f は減少することがわかる。割裂継続時間 1sec の時、 $V_f = 15\text{cm/s}$ であったが、 200sec 後は $V_f = 5\text{cm/s}$ となっている。

(3) 泥水ブロー現象の発生時間 t_s の計算例

a) 土かぶり $1D$ の場合

この場合には、6. (1) で述べたように、 $\sigma_1 \doteq \sigma_3$ にあたることから、斜め上方向に割裂が発生すると考えられる。図-16 に示されている θ を 45° とすると、地表までの斜め割裂距離 S は

$$S = D \csc 45^\circ = 1131\text{cm}$$

となる。また、図-16 の ϕ の値をここでは 30° と仮定すると、この場合、割裂の先端部が地表面に到達するときの割裂先端部の総延長 L_s は次のようになる。

$$L_s = 2S \tan \phi + D = 2 \times 1131 \times \tan 30^\circ + 800 = 2106\text{cm}$$

この値を式(14)に代入して、 t_s を求めると、以下のようになる。

$$t_s = \frac{(2106^2 - 800^2) \times 0.3}{4 \times 3590 \times \tan 30^\circ} = 137 \text{ sec}$$

b) 土かぶり 3D の場合

この場合は土被りが大きいので、 $\sigma_1 > \sigma_3$ の場合にあたるため、鉛直上方向に割裂が発生すると考えられる。地表までの鉛直割裂距離 S は土被り厚さ $H=3D$ である。 q_c , b , ϕ はケース a) と同様であるので、 L_s は次のようになる。

$$L_s = 2S \tan \phi + D = 2 \times 3 \times 800 \times \tan 30^\circ + 800 = 3571 \text{ cm}$$

この値を式(14)に代入すれば、 t_s は

$$t_s = \frac{(3571^2 - 800^2) \times 0.3}{4 \times 3590 \times \tan 30^\circ} = 438 \text{ sec}$$

となる。

以上のことから、これらの条件下で泥水シールドにより切羽が割裂して、泥水が地表にブローするまでの時間は 137~438sec となる。

(4) 泥水のブロー現象の発生の有無についての検討

実際にシールドの切羽地盤が割裂し、泥水が地表までブローするかどうかは、割裂の先端が地表に到達するまでの時間 t_s と、割裂口に泥水圧が作用している時間、すなわちカッター先端からスキンプレート先端までの距離だけシールドが前進するのに要する時間 t_0 との比較による。

$t_s < t_0$ なら、地表への泥水のブロー現象が発生する。一方、 $t_s > t_0$ なら、割裂は地表に到達せず泥水のブロー現象は発生しない。

カッター先端からスキンプレート先端までの距離を 30cm、シールドの掘進速度を 3cm/min、すなわち 0.05cm/sec すると、 t_0 は式(11)から

$$t_0 = \frac{30}{0.05} = 600 \text{ sec}$$

となる。

t_s は 6. (3) で算出したように 137~438sec であり、この場合、 $t_s < t_0$ となるので、土被り厚さ 1D の場合も 3D の場合も地表に泥水のブロー現象が発生することになる。逆に計算すると、泥水のブロー現象が発生せずに地盤中に割裂の先端が止まるのは 3.63D 以上の土被りを有する場合となる。また、シールドの掘進速度を 4.11cm/min 以上とすれば、土被り 3D 以上では、泥水のブロー現象は生じない。以上は泥水圧が $(\sigma_3 + 0.8q_u)$ と高く、切羽の地盤が割裂

する場合である。

一般に実際の泥水シールド工事における泥水圧は、静止土圧に相当する σ_3 程度以下であるので割裂は発生しない。しかし、泥水圧が σ_3 より小さくてもクラックが切羽に一定間隔で発生することは、図-12 および図-13 から推定できる。これらのことから、割裂が発生するのは現場の σ_3 の値を実際より大きく推定している場合か、または、泥水の圧力計がかなり不正確な場合、泥水ポンプが異常運転をした場合などと考えられる。

7. まとめ

本研究は粘性土地盤に泥水圧が作用した時の割裂現象を泥水シールドの切羽を主な対象として研究したものである。まず、現場における実験孔の割裂実験を行い、室内実験における割裂現象と実際の地山中におけるそれとを比較し、これに検討を加えた。次に模型泥水シールドを用いた室内実験を行い、泥水による割裂状況を観察するとともに、得られた結果に考察を加えた。最後にこれらの結果から、実際の泥水シールドにおけるブロー現象を説明した。

現場における実験孔の割裂実験により得られた結果を要約すると次のとおりである。

- ①実際の粘性土地盤には圧力が最高値を示す割裂発生圧 P_f のほかに、その割裂を継続伸展させるための割裂継続圧 P_c がある。
- ②実際の粘性土地盤の割裂発生圧 P_f はばらつきが大きい。その主な原因は孔壁周辺地盤のゆるみや乱れ、割裂発生までに形成されるクラックの発生状態、およびクラック開口部に対する泥水の造膜作用などであると思われる。得られた割裂発生圧の最大値は実験室で得られた値よりかなり大きい。また最小値は、実験室の値よりも小さくほぼ割裂位置における地盤の σ_3 に近い。このため、乱れの生じうる軟弱粘性土地盤の最小の P_f は σ_3 とすべきである。
- ③割裂継続圧 P_c はばらつきが少なく、いずれも σ_3 の値に近い。 P_c は割裂継続中の流量 q_c の大きさには無関係に σ_3 に近い値をとるので、本実験の範囲内ではどのケースについても σ_3 としてよい。この割裂継続圧は粘性土地盤の割裂伸展抵抗に相当するものである。
- ④割裂伸展速度 V_f は泥水の粘性を一定とすると割裂継続流量 q_c に比例し、割裂の厚さ b と割裂先端の総延長 L_f に逆比例するので、 $V_f = q_c / bL_f$ で示される。また、割裂継続流量 q_c の値は、有効押し込み圧 P'_p と泥水の割裂空間への流入面積 A に比例する。

泥水シールドで粘性土地盤を掘進する時の割裂面の発生方向やその形状などについては現場における実験孔だけでは調査できないので、模型シールドによる土槽実験も行った。これによって得られた結果と実際の泥水シールドへのその適用に関する知見を要約すると次のようになる。

⑤シールド掘進位置における地盤の軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) がごく小さい場合 (上載荷重がない場合に相当) には、割裂がシールドの切羽先端の隅角部の上半円周から発生し、斜め上方向にほぼ平面状に伸展する。

⑥シールド掘進位置における地盤の軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) がやや大きくなった場合 (上載荷重がある場合に相当) には切羽の全円周より割裂が発生し、鉛直方向に伸展する。しかし、それが地表まで伸展する場合には、切羽上半円周部の割裂口が関係する。

⑦割裂発生圧に到達する以前の低い泥水圧でも切羽円周部より放射状にクラックが発生する。発生するクラックの間隔はカッター先端からスキンプレート先端までの距離に等しい。

⑧切羽の泥水圧が高くなり切羽地盤が割裂すると、シールドの上半円周より斜め上方向または鉛直上方向に割裂が伸展するが、地表に泥水のブロー現象が生ずるかどうかは、割裂口に泥水圧が作用している時間 t_0 (カッター先端からスキンプレート先端までの距離を掘進するのに要する時間) と割裂先端が地表に到達するまでの時間 t_s との大小関係によって決まり、 $t_s < t_0$ の場合に泥水のブロー現象が発生する。

⑨実際の泥水シールドを想定して行った切羽地盤が割裂する場合の計算例では、シールド外径を D とすると、土被り厚さが $1D \sim 2D$ では割裂が地表まで到達し、泥水のブロー現象が発生する。一般に泥水シールドの泥水圧は地盤の静止土圧 σ_3 よりやや低く設定するため割裂が発生しにくい。しかし、この場合でも地盤中にクラックは発生する。割裂が生じて泥水のブロー現象が問題になるのは泥水圧の設定を誤って高くしすぎたり、送泥ポンプに異常運転などが発生した場合である。

地盤の割裂現象は複雑であり、まだまだ不明な点が多い。本研究においても明確にできなかった課題や、明確にできてもその適用範囲が限られている課題が多く残されている。今後、これらについてさらに研究を進めてゆく予定である。

謝辞：現場の実験孔を用いて行った実験において、熊谷組技術研究所と清水建設技術研究所より多大の

ご協力をいただいた。このことを附記し深甚の謝意を表する。

参考文献

- 1) Jaworski, G.W., Duncan, J.M. and Seed, H.B.: Laboratory study of hydraulic fracturing, *Proc. ASCE*, GT6, pp.713-732, 1981.
- 2) 地盤工学会：現場技術者のための土と基礎シリーズ No.9, 薬液注入工法の調査・設計から施工まで, pp.85-88, 1985.
- 3) Mori, A. and Tamura, M.: Hydrofracturing pressure of cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.1, pp.14-22, 1987.
- 4) Mori, A., Tamura, M. and Fukui, Y.: Fracturing pressure of soil ground by viscous materials, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.3, pp.129-136, 1990.
- 5) 森 麟, 江本 佑橘, 田村 昌仁, 福井 義弘: シールドトンネルの裏込め注入圧および切羽泥水圧による粘性土地盤の割裂現象, *トンネルと地下*, Vol.22, pp.41-46, 1991.
- 6) 森 麟, 田村 昌仁, 福井 義弘: 粘性土の割裂圧に及ぼす諸要因に関する実験的研究, *土質工学会論文報集*, Vol.31, No.1, pp.222-229, 1991.
- 7) Haimson, B. and Fairhurst, C.: Initiation and extension of hydraulic fractures in rocks, *Soc. Petrol. Eng. J.*, 7, pp.310-318, 1967.
- 8) 栗原 和夫, 斉藤 顕次, 小林 康之, 田村昌仁: グラウト圧によるアンカー体周面地盤の加圧状況, *土木学会論文集*, No.453/VI-17, pp.145-154, 1992.
- 9) 森 麟, 田村 昌仁, 徐 知遠: 粘性土地山の割裂圧に及ぼす応力状態 (σ_3 / σ_1) の影響に関する研究, *土木学会第 47 回学術講演会講演集*, pp.136-137, 1992.
- 10) 栗原 和夫, 森 麟, 田村 昌仁: 泥水式シールドのブロー現象に関する実験的研究, *土木学会論文集*, No.397/VI-9, pp.95-104, 1988.

(2000. 10. 18 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON HYDRAULIC FRACTURES IN COHESIVE SOIL GROUNDS BY SLURRY PRESSURE

Dajun YUAN, Atsushi KOIZUMI and Akira MORI

Though many researches on the hydraulic fracture initiation pressure have been done for cohesive soil specimens, the hydraulic fracture phenomena in actual grounds are different from those in the laboratory. The main reason is that the extension of hydraulic fracture in actual ground may become very large. Therefore, we investigate hydraulic fracture initiation pressure and the fracture extending pressure in a field test by well bores. The extending speed of the hydraulic fracture was calculated from the injection rate of slurry into the hydraulic fracture space. The main objective was to investigate hydraulic fracture problems when the slurry type shield is used to excavate through cohesive soil ground. Therefore, in addition to the well bore test, hydraulic fracture experiments using a model slurry type shield were done. From both experimental results, the hydraulic fracture situation for an actual slurry type shield could be predicted.