

薬液注入における限界注入速度決定の
問題点とその改善に関する研究
Study on Improvement of the Determining
Method for Critical Injection Rate in
Chemical Grouting

2020年7月

福井 義弘

Yoshihiro FUKUI

薬液注入における限界注入速度決定の
問題点とその改善に関する研究
Study on Improvement of the Determining
Method for Critical Injection Rate in
Chemical Grouting

2020年7月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

福井 義弘

Yoshihiro FUKUI

目 次

1. 緒言	1
2. 既往の研究	8
2.1 研究の分類	8
2.2 薬液についての研究	8
2.3 薬液を注入する方式についての研究	8
2.4 薬液による固結土の工学的性質に関する研究	9
2.5 薬液による固結土の耐久性に関する研究	9
2.6 薬液注入による改良効果と改良範囲の確認に関する研究	9
2.7 薬液の良好な固結状態を得るための注入方法についての研究	11
3. 限界注入速度の重要性と問題点	17
3.1 限界注入速度の重要性	17
3.2 限界注入速度を支配する $p\sim q$ 曲線作成に関する問題点	18
3.2.1 $p\sim q$ 曲線と限界注入速度 q_{cr} 決定の手順	18
3.2.2 $p\sim q$ 曲線決定の際の問題点	22
4. 限界注入速度測定法の改善に関する提案	26
4.1 $p\sim q$ 曲線の初期直線部における問題点とその修正法	26
4.1.1 初期直線部における問題点とその土質力学的メカニズム	26
4.1.2 初期直線部の修正法	26
4.2 $P\sim t$ 曲線が上昇型を示す場合の $p\sim q$ 曲線の問題点とその修正法	28
4.2.1 $P\sim t$ 曲線が上昇型を含む場合の問題点とその土質力学的メカニズム	28
4.2.2 $P\sim t$ 曲線が上昇型を示す場合の $p\sim q$ 曲線の修正法	28
4.3 $p\sim q$ 曲線の形状と地盤の割裂特性	29
4.3.1 $p\sim q$ 曲線の形状と割裂発生圧	29
4.3.2 $p\sim q$ 曲線の形状と割裂進展抵抗	32
4.4 簡便式による限界注入速度算定法の提案	34
4.4.1 限界注入速度試験迅速測定法の必要性	34
4.4.2 地盤の透水および割裂特性を示す $p\sim q$ 曲線の特性値の検討	35
4.4.3 p_{10}/p_2 値と限界注入速度の相関性およびその利用法	37
4.5 実際の注入孔を利用した深度別 p_{10}/p_2 値の測定可能性の検討	40
4.6 考察	46

5. 限界注入速度試験の基準化	48
5.1 鉄道総合技術研究所の「注入の設計施工マニュアル」改訂の経緯	48
5.2 限界注入速度試験の修正法の反映	49
6. 新たな注入効果評価手法の提案	54
6.1 実施工での注入効果確認	54
6.1.1 対象工事の概要	54
6.1.2 音響トモグラフィによる注入効果確認	56
6.2 新たな薬液注入評価法の提案	63
6.2.1 新たな薬液注入評価法提案の目的	63
6.2.2 薬液固結土の物理的特性と室内試験	63
6.2.3 提案内容の検証結果と考察	70
7. 結論	75
7.1 本研究で得られた成果	75
7.2 本研究の課題と今後の展望	79
参考文献	81
謝 辞	85
付属資料 1	87
付属資料 2	105
付属資料 3	121

1. 緒言

薬液注入は止水や強度増加を主たる目的とした地盤改良工法の一つであり，開削工事やシールドトンネル，近年では増加している線路下横断工事など地下水面上の地盤の掘削を実施する場合に広く用いられている．この工法は，簡便で迅速な処理が可能で，狭隘な空間においても施工できる特徴がある．このように他の工法では代替できない場合が多いので，今後とも広く採用されるものと想定される．しかし，重要な注入効果における確実性の面では，未だに十分な信頼性を確保できているとは言い難い．このことが薬液注入工法の最大の問題点であり，これを解決するには薬液の浸透状態を支配する主要因とその対応手段を見出す基礎研究が必要不可欠である．

薬液注入は砂質系地盤を主対象とするので，この場合その効果を確実にするには，設計段階の想定のように，注入孔の各ステップにおける薬液の浸透固結体が球状または円筒状で良好なまとまった形状になり，隣接ステップの固結体と漏れなく連結一体化させることが必要である．これこそが薬液注入の基本思想とも言える．この基本思想の立場から，薬液の浸透固結形状に注目し，固結形態に最も影響を及ぼす因子は，注入の際に地盤中に進展する割裂面の大きさであることが確認された¹⁾．そして，これに基づき良好にまとまった固結形状にするための薬液の浸透面となる割裂面積の許容限界の定量化は極めて重要となる．ここで，対象とする薬液のゲル化時間は注入中にゲル化して浸透性の低下しないもの，すなわち緩結性薬液の使用を原則としている．発生する割裂面積の大きさは，注入地点の地盤状態と注入速度によって決まり，許容割裂面積に達する注入速度を限界注入速度と定義づけた．この限界注入速度の決定理論と実際地盤における試験方法については既に報告されている^{2),3)}．それによれば薬液注入においては注入地盤の限界注入速度以下の注入速度を用いることが必要条件であり，それによって良好にまとまった固結形状になり得る．これについては実地盤で薬液注入試験を実施し，検証も行われている⁴⁾．

ここで，注入形態の種類とそのメカニズム等を以下に述べる^{1),2),5)}．

① 浸透注入

対象地盤としては，砂礫や砂質土が一般的である．注入メカニズムとしては，土粒子の配列をほぼ変えることなく，土中の間隙水や空気を押し出しながら注入材に置き換えていくものである．土中の間隙が注入材でてん充されるため，土粒子間相互で粘着力を高め，強度増加と不透水性が発揮される．注入形態としては最も望ましいといえる．

② 割裂注入

粘性土が一般的であるが、細粒分の多い砂質土や細砂でも想定される形態である。注入メカニズムとしては、注入材周辺の間隙水圧の上昇に伴って地盤が局部せん断破壊を起こし、粘性土の粒子構造が破壊されてできた割裂脈に注入材がホモゲルの状態であることによるものである。注入圧力による土の圧密作用と脈状に固結したホモゲルによって強度は増加するが、一方で土の攪乱による強度低下も発生する。不透水性の発現は局所的になるので止水効果は低く、地盤変位による周辺構造物への影響も懸念される。

③ 割裂浸透注入

細粒分の多い砂質土や細砂で想定される形態である。浸透注入と割裂注入が混在したものであるが、注入メカニズムとしては、理論的には注入材が浸透可能な土質であっても、薬液注入工法の実施工の作業条件では、まず割裂注入が先行し、その後、浸透注入が進行することによる。この場合、浸透注入か割裂注入のどちらが卓越するかにより、注入効果に大きな差異が見られることとなる。割裂が注入管吐出孔近傍に留まる場合には、浸透注入が卓越し、ほぼ球形の固結形状となる。しかし、割裂が注入管吐出孔近傍に留まらず、遠方まで進展する場合には、扁平板状のいびつな固結形状となる。

④ 境界注入

砂質土層と粘性土層との土層境界や構造物と地盤との境界弱点部では、その境界面に沿う割裂注入により、注入材が板状に広がる。注入メカニズムとしては、砂質土層中に注入する場合、砂質土層内部よりも境界部の方が抵抗は小さいため、境界注入が先行して発生することによる。これにより、土層境界の注入が卓越するので、注入材が設計範囲を逸散したり、砂質土層の十分な注入効果が得られないことがある。

これら①から④までの概略を一覧にまとめたものを表-1-1に示す。

また、標準的に使用される水ガラス系溶液型薬液の場合の土質条件と注入形態の関係を図-1-1に示す⁶⁾。

良好な注入効果を得るために限界注入速度が重要であることは先述したとおりであり、その後、限界注入速度試験は、普及していくこととなるが、実施した多数の実地盤における試験結果から限界注入速度を求める段階で次のような問題が生じてきた。すなわち限界注入速度の決定には段階的に増加させていく注入速度 q とそれに応じた注入圧 p との関係にあたる $p\sim q$ 曲線を基本として検討するが、この $p\sim q$ 曲線は注入による地盤の割裂状況を示すので、当然のことながら正確なものでなければならない。しかし、本研究により $p\sim q$ 曲線のプロットの値や曲線の

表-1-1 注入形態の種類とその特徴

注入形態	特徴	固結形状(模式図)
浸透注入	土粒子の配列が変わることなく、土中間隙に注入材が浸透固結する	
割裂浸透注入	浸透注入と割裂注入の混在	
割裂注入	地盤の割裂脈に注入材がホモゲルの状態で固結する	
境界注入	土層境界や構造物と地盤の境界弱点部に注入材が板状に固結する	

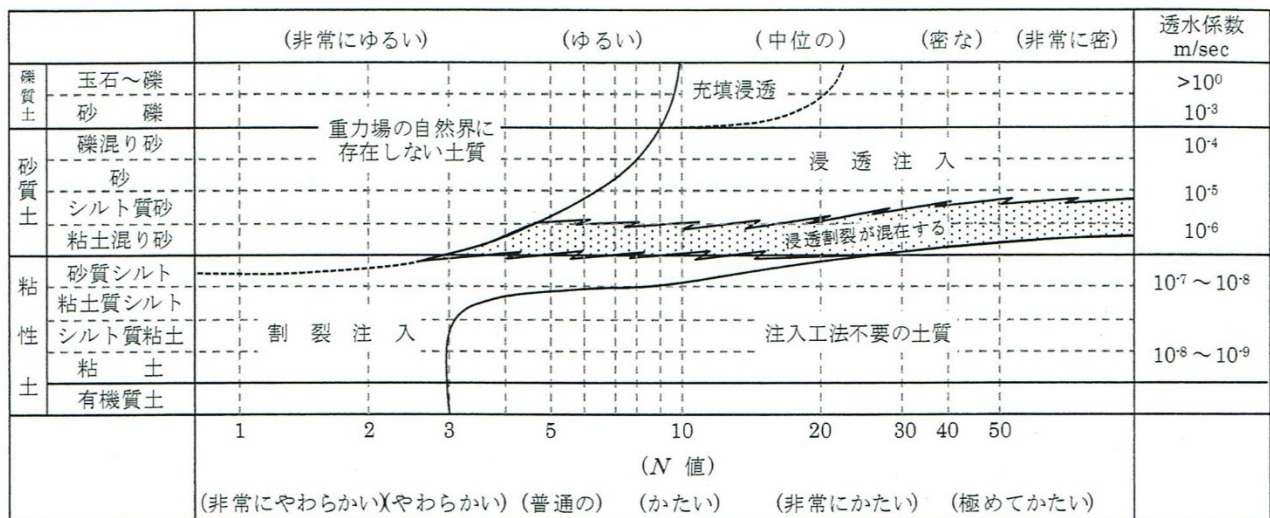


図-1-1 水ガラス系溶液型薬液の場合の土質条件と注入形態の関係⁶⁾

形状を地盤の割裂圧やその他の条件からみて修正しなければならない場合のあることがわかり、その修正法を示した。それゆえ限界注入速度の正しい決定には、 $p \sim q$ 曲線修正の有無を判別する必要もあり、実務上熟練を要することも明らかとなった。そのうえ $p \sim q$ 曲線に必要な現場注水試験はかなりの労力を要する上、1孔で1つの $p \sim q$ 曲線が得られるのみであるので、薬液注入範囲の地盤の限界注入速度をより詳しく調査するのは容易ではない。注入範囲が大きい場合には特にそのように言える。そのため以上のような問題点を改善した容易で簡便な限界注入速

度の測定法の考案が実際の薬液注入に際して強く要望される場所である。

本研究では調査した23箇所の現場注水試験により得た $p \sim q$ 曲線とその基になる $P \sim t$ チャートについて精査し（注；この P は、管内抵抗を含んでいるので、管内抵抗を含まない有効注入圧 p と区別するため大文字の P とした）、正しい限界注入速度を得るための $p \sim q$ 曲線の修正法を明らかにした。さらに、注入速度 q が 2l/min と 10l/min における有効注入圧 p_2 と p_{10} の比にあたる p_{10}/p_2 値が限界注入速度と相関性のよいことを見出し、関係式を提示した。これは限界注入速度算定における簡便化の大きな手段となり得ることから、これを利用しさらに p_2 と p_{10} の測定が各深度において容易にかつ迅速に可能となる手法を模索し、提案したものである。また、これまで鉄道工事での薬液注入については、日本国有鉄道時代に制定された注入指針が使われてきたが、その中では限界注入速度試験に関する記述はなかった。しかし、2009年度から2010年度にかけて鉄道工事における薬液注入の新たな指針が検討され、その中で筆者らの研究成果等も踏まえて限界注入速度試験の重要性が認められ、鉄道総合技術研究所が策定した新たな指針である「注入の設計施工マニュアル」に限界注入速度試験が反映されることとなった。そして、薬液注入の信頼性を高める上で必要な限界注入速度の測定法に関する本研究も新たに策定されたマニュアルの中で限界注入速度評価の研究事例として採用され、推奨すべき手法として位置付けられた。これにより限界注入速度試験が迅速かつ簡便化され、実際の薬液注入の施工管理に十分利用できるようになったと考えられる。

さらに限界注入速度試験が基準として反映された「注入の設計施工マニュアル」に基づき施工した実際の線路下横断工事において、その注入効果の検証を行い、良好な浸透注入となったことを確認した。その際、限界注入速度などの注入方法の決定と同様、薬液注入においては極めて重要な注入効果確認に関し、弾性波速度とシリカ濃度から注入後の一軸圧縮強度や透水係数を推定する新たな評価手法を提案し、実用化の可能性を見出した。

本研究の背景を図-1-2に示す。

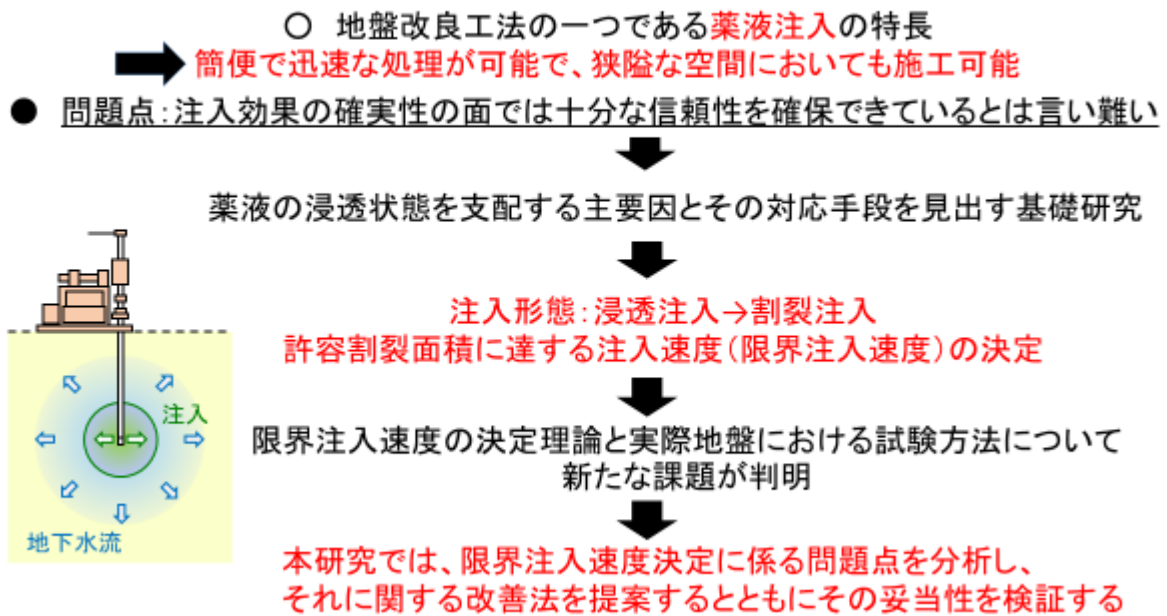


図-1-2 本研究の背景

なお、本論文は図-1-3に示すとおり緒言から結論までの全7章で構成されている。第2章以降の内容は以下のとおりである。

第2章では、薬液注入に関する既往の研究をまとめ、多面的なアプローチで信頼性向上の研究が実施されてきたことや残された課題について述べるとともに、既往の研究と本研究との連関についても述べる。

第3章では、限界注入速度の重要性とその決定に際しての問題点を詳述する。

第4章では、限界注入速度決定における問題点を分析し、それに基づき限界注入速度測定に関し、新たに容易で簡便な修正法について提案する。

第5章では、本論文の主題である限界注入速度試験が学識経験者、鉄道事業者、鉄道・運輸機構、鉄道総合技術研究所で構成される「注入の設計施工マニュアルに関する検討会」で審議され、鉄道構造物の設計施工に係る基準である「注入の設計施工マニュアル」に反映されたことを述べる。また、本論文での研究成果についても限界注入速度評価の研究事例として認められたことは、工学的見地から、研究成果の社会的貢献という意味でもその意義は大きいと考えられる。

第6章では、この基準に則って施工され、良好な浸透固結が得られた実際の比較的規模の大きい線路下横断の推進工事での注入効果確認に関し、新たな提案を行う。通常は注入材の充填状況を確認するために実施される音響トモグラフィー探査および固結体のシリカ濃度測定であるが、それらから注入後の圧縮強度と透水係数を推定する方法を考案し、音響トモグラフィー探査結果からの推定値、シリカ濃度測定結果からの推定値を各々注入後の効果確認のために別途行った注液圧試験で得られた透水係数と比較した。その結果、音響トモグラフィー探査による推定値は、粘性土、礫質土とも注液圧試験から得られた透水係数と概ね一致した。また、固結体のシリカ濃度による推定値は、礫質土の場合は注液圧試験で得られた透水係数と概ね一致した。一方、粘性土では乖離が見られたものの、注液圧試験のような原位置試験は作業時間を要するため、事前の音響トモグラフィー探査結果やシリカ濃度の測定値を地盤条件に応じて組み合わせることにより注入効果が推定できれば大幅な効率化が期待できる。

第7章では、結論として各章で述べた結果および知見をとりまとめ、今後益々ニーズが高まると想定される地盤改良における薬液注入の本研究での残された課題を述べる。

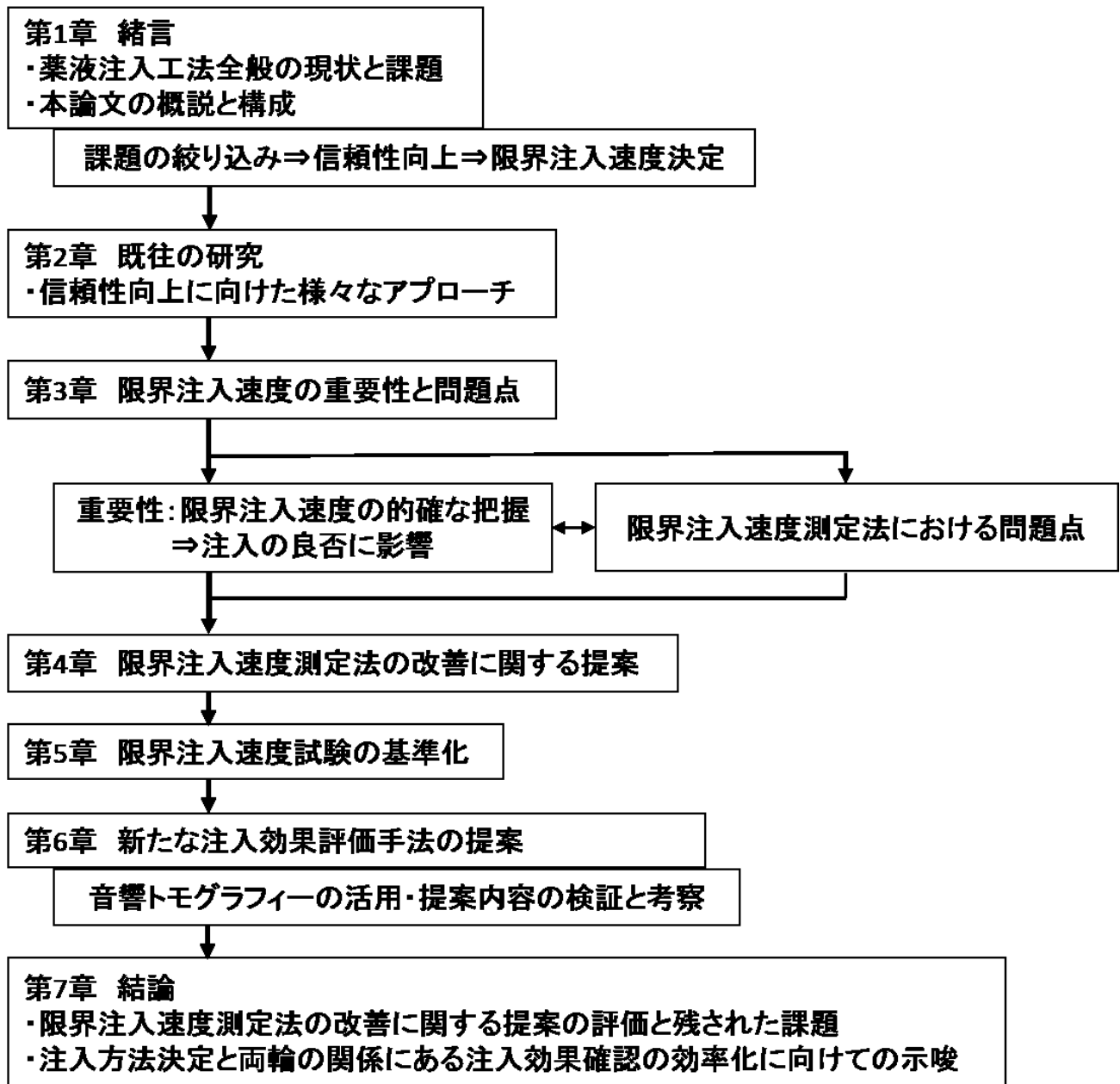


図-1-3 本論文の構成

2. 既往の研究

2.1 研究の分類

本論文の属する薬液注入に関する分野では、強度耐久性に優れた薬液を地盤の所定位置に容易に吐出入する方式および薬液を所定地盤に漏れなく浸透させる注入方法の研究が重要な位置づけにある。また、薬液が浸透固結した土の工学的性質の問題や薬液による固結土の種々の条件下における耐久性を研究することも薬液注入を利用する立場からは必要である。さらに薬液注入により改良効果が実際上どの程度、あるいはどの範囲に生じたかを調査する手法の研究も欠くことができない。

以上はいずれも薬液注入の効果を高めるために関連した研究であり、これらについての既往の研究を

- ① 薬液についての研究
- ② 薬液を注入する方式についての研究
- ③ 薬液による固結土の工学的性質に関する研究
- ④ 薬液による固結土の耐久性に関する研究
- ⑤ 薬液注入による改良効果と改良範囲の確認に関する研究
- ⑥ 薬液の良好な固結状態を得るための注入方法についての研究

の6種類に分け、それぞれについての研究を概観する。

2.2 薬液についての研究

薬液についての研究は、1925年のJoostenの水ガラス系薬液から始まって、その後有機系薬液を経て、近年は環境汚染の少ない水ガラス系に移り、固結したゲルの性状がよく、注入作業が容易で耐久性のよい薬液の研究に方向付けられている。これらには島田らの研究⁷⁾によるグリオキザール硬化剤系のもの、下田らの研究⁸⁾によるシリカゾル系のもの、炭酸ガスを硬化剤に用いた環境汚染のないもの、恒久的な固結効果を持つものなどがある。

2.3 薬液を注入する方式についての研究

薬液の注入方式については数多く研究考案され、主剤と硬化剤の混合方法、注入ステップの方法ならびに注入管の形態などにより多数の方式が実用化されている。しかし、実際にはこれらの中で注入作業能率がよく、良好な固結体を得るのに適した注入方式のものに絞られてきている。主なものに二重管ダブルパッカー方式、二重管単相注入方式、多重管複相注入方式などがあり、その改良が研究さ

れている。

2.4 薬液による固結土の工学的性質に関する研究

薬液による固結土の工学的性質のうち，強度・透水特性に関しては，Karol⁹⁾，Morgenstein¹⁰⁾，Mordecai¹¹⁾，Krizek¹²⁾，Warner¹³⁾，三木¹⁴⁾，坪井¹⁵⁾などの研究が先行していたが，森，田村の固結土のダイレイタンシーによる影響を考慮した研究等^{16)・17)}により大きな進展をもたらした。固結土の工学的性質は薬液の性状に応じてかなり変化するが，性質的な変化ではなく，量的な変化に相当する。

2.5 薬液による固結土の耐久性に関する研究

薬液で固結した土の耐久性については，Stetzler¹⁸⁾，Thomas¹⁹⁾，またわが国では桧垣²⁰⁾，米倉²¹⁾，所²²⁾，加賀²³⁾などにより研究がなされ，恒久的な耐久性を持つ薬液の開発に関心が寄せられている。

2.6 薬液注入による改良効果と改良範囲の確認に関する研究

薬液注入による改良効果の程度と実際に改良された地盤の範囲，領域はそれが地中のため直ちに観察できないところに問題がある。改良効果の確認に関する研究には森のN値によるもの²⁴⁾，現場透水試験によるもの²⁵⁾，サンプリング試料の室内試験によるもの²⁶⁾などがある。また，改良範囲の確認については，小峯²⁷⁾，芝本²⁸⁾らによる比抵抗トモグラフィーによる方法や榊原²⁹⁾の音響トモグラフィーを活用した方法などがある。

また，筆者ら³⁰⁾は砂質地盤の薬液注入において，注入量などの注入条件決定の際にファクターとなる薬液てん充率と砂の透水性・薬液ゲル化時間の関係について検討した。ここで，薬液てん充率とは，間隙のすべてを注入前の薬液のシリカ濃度のもので占める場合に対する固結砂間隙中のシリカ重量の割合で，サンプルをアルカリ抽出し，原子吸光分析法により求めている。サンプル試験での結果は，緩結性薬液の場合，浸透注入が得られる限りは固結部のてん充率低下は起こらず，ほぼ一定値となった。急結性・瞬結性薬液の場合でも割裂発生前の段階ではてん充率は一定となり，固結率も緩結性薬液の浸透注入とほぼ同じ値を示した。一方，注入が割裂発生後の段階に入った場合は，いずれの薬液でもてん充率は低下するということが判明した。筆者らの研究で得られた成果を図-2-1，図-2-2，表-2-1，表-2-2に示す³⁰⁾。

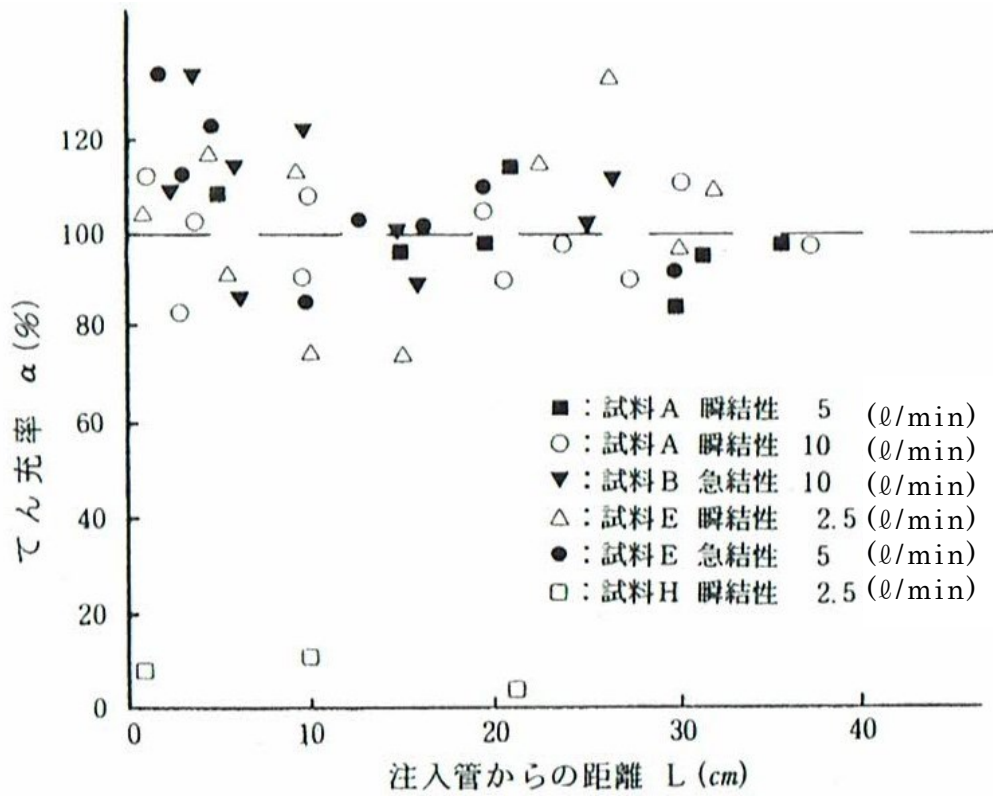


図-2-1 薬液の浸透距離とてん充率の関係

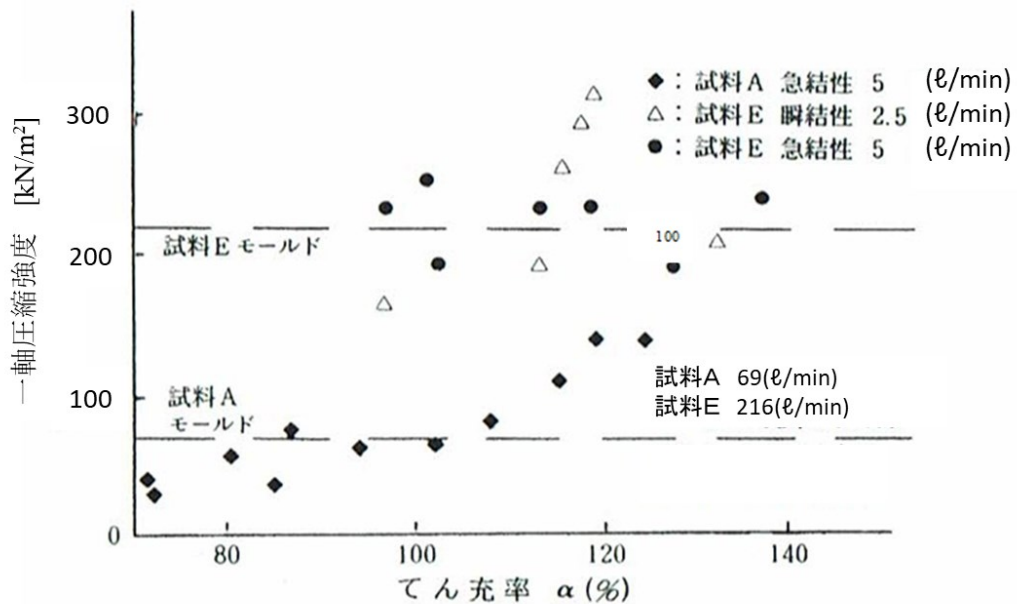


図-2-2 薬液の一軸圧縮強度とてん充率の関係

表-2-1 瞬結性薬液において上載圧がてん充率，一軸圧縮強度に及ぼす影響

(試料E 瞬結性薬液 10ℓ/min)

上載圧 σ [kN/m ²]	浸透距離 L[cm]	てん充率 α [%]	一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]
294	0	130	619
	10	132	502
	20	112	337
	30	108	375
98	0	118	237
	10	102	256
	20	98	232
	30	103	203

表-2-2 現場採取資料の一軸圧縮強度とてん充率の関係

モールド作製供試体の一軸圧縮強度 q_u は，

細砂 = 490kN/m²，粗砂 = 392kN/m²

種別	てん充率 α [%]	一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]
細砂	122.2	1352
	131.1	1166
粗砂	110.2	476
	79.5	137
	74.7	79
	82.2	118
	75.5	132
砂	74.1	314
	76.2	167
	115.7	735

2.7 薬液の良好な固結状態を得るための注入方法についての研究

この分野は現在の薬液注入に関する問題点のうち，本論文の研究分野に最も関連しているので，これらをさらに3種類に分類して述べることとする。

(1) 薬液の一般的な注入方式による薬液の浸透状況および注入方式の改善に関する研究

現在広く用いられているダブルパッカーによる注入方式において、注入速度をいくつか変化させ、薬液注入した場合の固結状況に関し、森、森山³¹⁾は注入速度が固結形状に影響を及ぼすことを現場掘り出し実験により示した。

また、20MPa以上の高圧噴射流で地盤を切削し、切削により生じた空隙部にセメントスラリーなどの固化材を入れて、壁状または柱状の固結体をつくるジェットグラウト工法が実用化されている^{32)・33)}。

一方、筆者ら³⁴⁾は発想を大きく変えて、比較的小さい注入速度で薬液を高圧噴射する手法を考案し、このような注入方式の大きな転換が薬液の浸透状況にどのような改善をもたらすかを調査した。当該研究は、一般の低圧注入とほぼ同等の小さい吐出量（注入速度）の薬液を5～10MPaの高圧で噴射注入した場合の注入状況を調査し、従来の低圧注入と比較検討したものである。主な結果は以下のとおりであった。

- ① 高圧噴射の場合でも、吐出量（注入速度）が小さいと地盤の切削は遠方まで進展しない。地盤の透水性が大きく注入速度が限界注入速度より小さい場合には、低圧注入と同様の浸透注入となり、ほぼ球形状の固結形状が期待できる。また、透水性が比較的小さい地盤では、注入速度の方が限界注入速度より大きいので、基本的には割裂注入になるが、割裂方向の不明な低圧注入の場合と違って割裂が噴射方向に生じる。この場合には、薬液噴射で吐出孔近辺の地盤が切削されて浸透面積が増加し浸透しやすくなる。
- ② 注入速度を一般的な10～12ℓ/minとした場合、高圧噴射における浸透限界は、上載圧100kPaにおいてほぼ透水係数 $k=1\times 10^{-3}$ cm/secであり、通常の高圧注入の場合と大差ない。
- ③ 透水性の小さい層を挟む不均一土層の場合や注入管周りのシールが十分でない場合は、低圧注入では抵抗の小さい部分に薬液が集中して入り、他の領域には注入され難いが、高圧噴射の場合は薬液が指向性をもって噴射方向に注入されるので所定の領域への注入が可能である。
- ④ 瞬結性薬液を高圧噴射注入すると、入った薬液がゲル化して後続薬液が浸透しにくくなるので、指向性が著しく高まり、薬液が噴射方向にパイプ状となって遠方まで注入されやすい。このため、高圧噴射で浸透注入を目指す場合には緩結性薬液の使用が望ましい。
- ⑤ 高圧噴射において懸念される土中土圧の変化は、割裂の発生する透水性が小さい地盤ほど大きくなる傾向にあるが、通常の高圧注入と同等の注入速度

で緩結性薬液を使用する限り，土圧の増加は注入孔からある程度離れると低圧注入の場合と比較して大差ない。

この研究で筆者らは高圧噴射で薬液の指向性を高めると，不均一な砂質地盤や透水性のやや低い地盤に対して，より確実な浸透注入ができる可能性を示したが，実施工での適用に対しては次のような解決すべき課題が残されている．それはこの実験では単孔で注入実験を行っているため，実施工での群注入における注入状況に対して，どこまで適用できるかが明らかではない．群注入と単孔注入の違いは，今回取り上げた噴射注入に限らず，従来の低圧注入でも考慮しなければならない問題であるが，群注入の場合は注入孔付近の地盤が固結しているので，薬液の注入方向が限定されることが想定される．この状況は地盤の透水性が見かけ上，低下した状況に近いので，後続の注入では土圧変化など周辺への影響が増大することも考えられる．よって実施工への適用に際してはこのような課題を解決する必要があるという結論に至った．

(2) 注入時の割裂を考慮して良好な固結形状を得るための限界注入速度に関する研究

この分野に関しては，森，田村ら¹⁾によって初めて本格的に研究がなされ，薬液の注入速度が地盤の割裂を支配することが明らかとなった．そして，良好な固結形状を得るには限界注入速度が存在し，これが薬液注入の信頼性を向上させる重要な指標であることが判明した．この研究をうけて，土質工学会(現 地盤工学会)に「薬液注入工法における注入効果の予測・確認手法に関する研究委員会(委員長：森 麟)」が設置され，「水注入による限界注入速度 q_{cr} の現場測定試験」が基準化された．当該試験方法については，(社)土質工学会編「薬液注入工法における注入効果の予測・確認手法に関する研究委員会報告(薬液注入工法の技術的課題と展望講習会テキスト)」²⁾に詳細に記述されているので，本論文ではその抜粋を付属資料-1に示す．

(3) 薬液注入時の $P \sim t$ 曲線形による浸透状態の迅速判定の可能性に関する研究

薬液注入の施工前に，例えば限界注入速度 q_{cr} を測定するようなことはせず，注入時に記録される $P \sim t$ チャート(注入速度を一定として注入した場合の管内抵抗を含む注入圧力 P と注入経過時間 t との関係を示す記録チャート)の曲線形状より注入薬液による浸透状況の良否を即時に判定できるかどうかを研究したものである．このような研究については，垂水³⁵⁾のほか，森，入谷³⁶⁾によるものがあるが，

いずれも明確な結論を得るには至らなかった。そこで筆者らは改めてP～t曲線形に注目し、浸透状態の判定の可能性を検討した^{37)・38)}。以下はその概要である。

P～t曲線の形状は一見すると多様に思われがちだが、基本形状としては次の8種類に分類できることがわかった(図-2-3)。これらのタイプの浸透状況は主に割裂発生状況に支配されるので、この状況で推定した。割裂状態は限界注入速度試験で得た多数のP～t曲線形と割裂状態との関係および現場の固結調査結果から推定した。基本形状は次のとおりである。

① 水平線型

この場合には次のa,b,cの3種類の割裂形態があることがわかった。

a. 割裂がほとんど生じない場合

b. 割裂が注入開始後、瞬時に完了してしまう場合。割裂の規模には大小あるが、いずれも良好な注入状況を示す。

c. 粘性土地盤で注入量の大半が割裂となってしまう場合。この場合は地盤調査でわかるので区別できる。

② 下り勾配型

注入中にも割裂が進行していく場合、注入中に水平化すれば割裂はその時点で進行停止している。一般に勾配が大きいほど進行速度は大きい。割裂には①bの分も加わり、注入状況としては不良となる。

③ 上り勾配型

これは注入中に注入孔周辺地盤の間隙圧が上昇するもので、割裂はないか、または小さい。注入孔位置の上と下に透水性の小さい層が存在する場合やその他で注入量の一部が滞留しやすい場合。このタイプは①、②に比べ少ない。注入状況は良好となる。

④ 初期急低下・水平型

これは注入孔がかなり硬くて透水性の小さい土層中にある場合や前のステップの注入液が周り込んで注入孔周辺に固化した場合で、これらが割裂して、いわゆる水みちが透水性のやや大きい砂層中につながって注入圧が低下し、以後注入液は砂層中に入っていく。硬い粘性土と砂層などの互層の場合は薬液の注入されない砂層があり得る。よって、良好な固結形状にはなり難く、未固結領域が残る可能性がある。

⑤ 途中急低下・水平型

この場合は硬く透水性の小さい砂層中に注入孔があり、しばらくはこの砂層中に注入されるが、割裂が進行してこの土層から上または下のやや透水性のよい砂層などにつながった場合、④と同様に注入圧が急激に低下し、それ以後、

注入液の多くがこの砂層の方に流れる．よって良好な固結形状にはなり難く，未固結領域が残る可能性がある．

⑥ 富士山降下型

注入孔が相当に厚くて硬く，透水性の小さい砂層中にあり，浸透しながら割裂が伸びて，透水性のやや大きい砂層につながる場合，以後は注入液の多くがこの砂層に入る．試験注入後，固結領域の中央で再注入すると $P \sim t$ 曲線がこの型になる場合が多い．良好な固結形状にはなり難く，未固結領域が残る可能性がある．

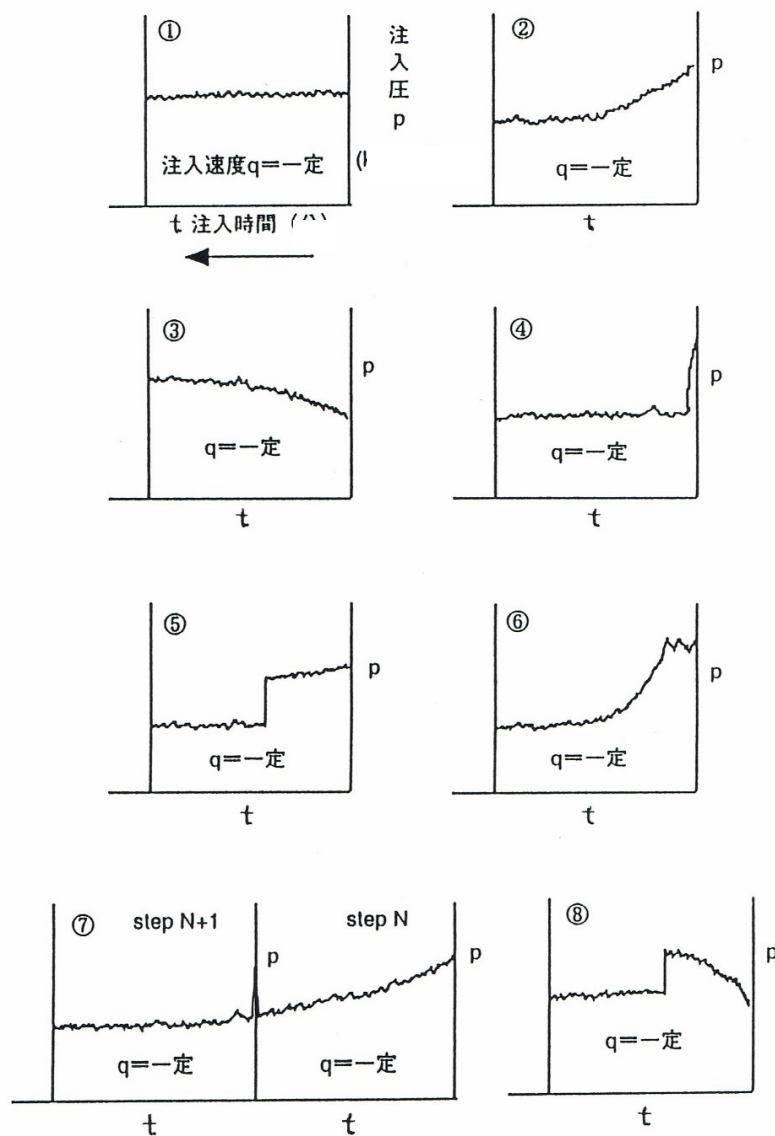


図-2-3 $P \sim t$ 曲線の基本形状8タイプ

⑦ 上下隣接する注入ステップの $P \sim t$ 曲線連続型

これは注入しているステップで発生した割裂がすぐ下の注入済みのステップで生じていた大きい割裂脈につながり，注入液はすぐ下のステップの注入ゾーンにほとんど入るので $P \sim t$ 曲線が連続する．このため，そのステップの分担ゾーンにはほとんど注入されない．連続カーブが3～4ステップ続くこともある．良好な固結形状にはなり難く，未固結領域が残る可能性がある．

⑧ 上り勾配・急降下型

これは③の場合に圧力が上がり過ぎて浸透を妨げている土層が割裂して別の砂層に水みちがつながり，注入圧も間隙圧も急低下する．したがって良好な固結形状にはなり難く，未固結領域が残る可能性がある．

なお，上述した $P \sim t$ 曲線形の区分に使用した実際の施工現場での $P \sim t$ チャートについては，参考のため付属資料2に示す．

以上，既往の研究を概観したが，その中でも社会インフラの再整備という喫緊の課題に対しては，薬液の良好な固結状態を得るための注入方法についての研究が急務と考えられ，そのことが本論文をまとめるに至った動機でもある．

3. 限界注入速度の重要性と問題点

3.1 限界注入速度の重要性

薬液注入ではほとんどの注入ステップにおいて、薬液を球形または円筒形に近い良好なまとまった形状に浸透固結させることが注入ゾーン全体を隙間なく固結一体化させるための必要条件である。各ステップの注入固結体の形状のうち、板状の扁平形やその他不規則な崩れた形状になるものが多いと注入ゾーンの固結部に隙間が生じ、注入効果は上がらず、トラブルにつながる原因となる。1つの注入ステップの周辺地盤がほぼ均一な場合で、注入固結体の形状が良好にまとまった形状にならずに崩れた固結形状になる原因は、用いた注入速度 q がその地盤に対して過大で、地盤に発生する割裂面積が許容値を超過する場合である。割裂面積が1枚で大きいときは扁平形になり、割裂面積が複数枚で大きいと不規則に崩れた固結形状になる⁴⁾。また、ほぼ良好なまとまった形状になるものは割裂面積（割裂クラックの両面の合計面積）が 3000cm^2 程度以下であることについては注入実験により既に明らかにされている¹⁾。さらに、注入実験は注入全量 50l で行われるが、実際の注入では1ステップ約 100l で、固結体積が大きくなるので、割裂面積も 5000cm^2 程度まで許容される可能性もある¹⁾。

注入速度 q が過大な場合は発生する割裂面積が大きくなるので固結形状はまとまらず、図-3-1のような崩れた形状になってしまう。したがって、薬液注入は必要な薬液量を限界注入速度 q_{cr} 以下で実施し、良好な形状の固結体にするすることで、固結体を図-3-2のように結合させ、注入効果を確実に向上させることが可能となる。浸透注入による良好な固結体の外観と断面を写真-3-1、割裂注入による不良な固結体の断面を写真-3-2に示す。なお、 q_{cr} は土層が変わると異なった値となるので、土層別に、可能であれば土層の深度別にも q_{cr} を測定する必要がある。

実際の注入工事で使用する注入速度 q は特殊な注入工法を除き実用上 $5\text{l}/\text{min}$ 以上であることが必要なので²⁾、 q_{cr} が $5\text{l}/\text{min}$ 以下、特に $1\sim 2\text{l}/\text{min}$ 以下の場合には一般的な注入速度で薬液注入を行っても割裂が大きくなり、隙間の少ない一体化した注入ゾーンの形成はでき難い。したがって、薬液注入には適さない地盤であることが q_{cr} 値から事前に判定できる。粘性土などの透水性の極めて小さい地盤では q_{cr} は0に近いので薬液の浸透は僅かで、ほとんどは割裂の進展に使われ脈状体を形成する。また、礫質地盤の q_{cr} は非常に大きいため、注入速度は最大限まで自由に選べるが、浸透薬液が地下水流で移動したり、液の比重の関係で沈降するので、瞬結性薬液への変更やセメント・ベントナイトでの先行注入を行い目詰める必要がある。

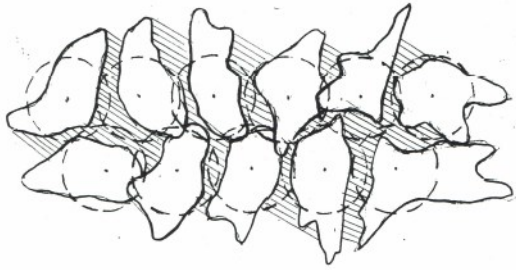


図-3-1 注入速度 q が過大な場合の固結形状

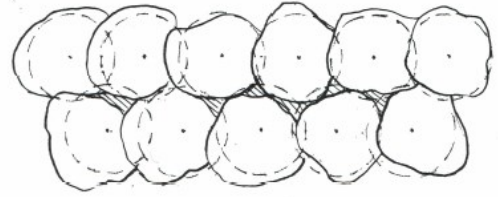


図-3-2 固結体の結合状況

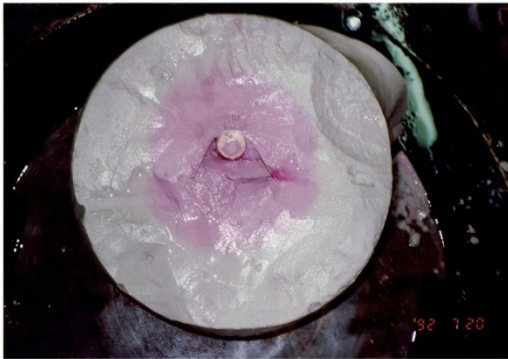


写真-3-1 良好な固結体の外観と断面



写真-3-2 不良な固結体の断面

3.2 限界注入速度を支配する $p \sim q$ 曲線作成に関する問題点

3.2.1 $p \sim q$ 曲線と限界注入速度 q_{cr} 決定の手順

q_{cr} を求めるための試験方法である現場水注入試験については、既に文献2)などで報告されているので、ここではその要点について述べる。現場水注入試験は、図-3-3に示すように先端の直径40.5mm、深さ100mmの素掘り孔部分から水を注入

するもので、割裂するまでの注水による地盤への浸透面積（以下、「初期浸透面積」と称す）は素掘り孔表面積で一定に保てる。この方法は管内抵抗が正確に把握でき、注入する素掘り孔での有効注入圧が正しく測定できる。注入速度 q は表-3-1のように段階的に増加させ、それぞれの注入圧 P を測定し、管内抵抗と地下水位による補正を行った有効注入圧 p を算定して $p\sim q$ 曲線の作図を行う。

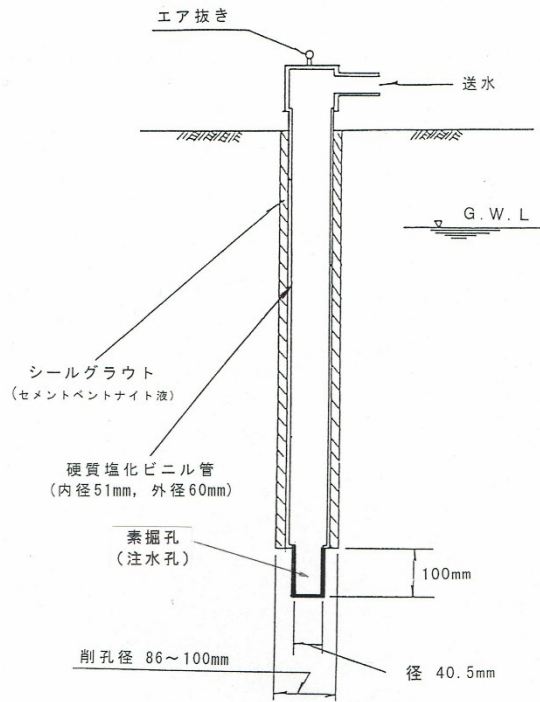


図-3-3 現場水注入試験孔形状

表-3-1 現場水注入試験における注入速度段階

過程	増加過程											減少過程					
注入速度 q [ℓ/分]	0.5	1	1.5	2	3	4	6	8	10	12	16	20	16	12	8	4	2
測定時間	各段階 5 分間																

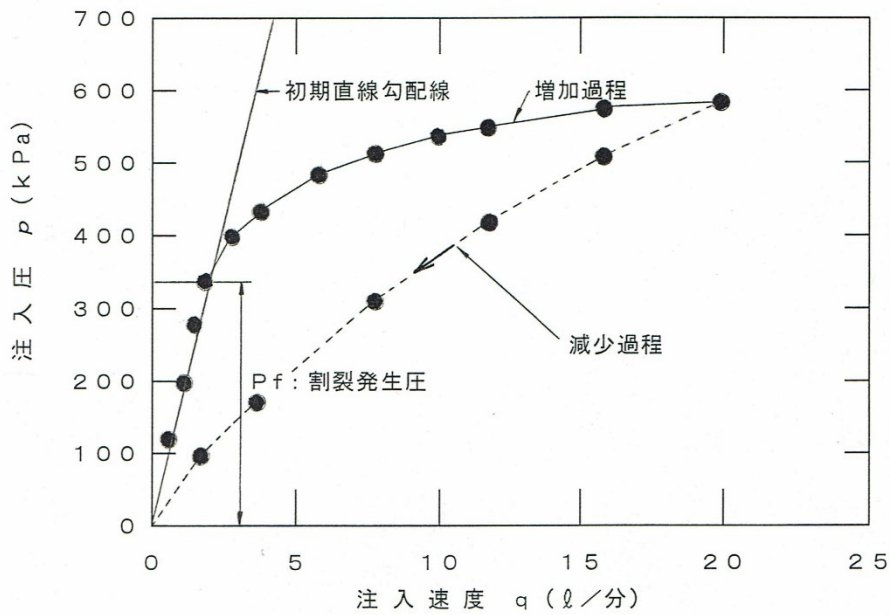


図-3-4 $p \sim q$ 曲線の作図例

まず、図-3-4に $p \sim q$ 曲線の作図例を示す。一般に $p \sim q$ 曲線は注入速度の増加過程のものを指すが、減少過程のものは増加過程で地盤の割裂が生じ、浸透面積が増加しているため、 p は小さくなり曲線は必ず増加過程の下側になる。この増加過程と減少過程の $p \sim q$ 曲線の差異は割裂状況を推定する判断材料の一つとなる。

q の増加過程初期の割裂が発生するまでの範囲では、初期浸透面積は素掘り孔の表面積 142cm^2 であり、一定であるため、 $p \sim q$ 曲線は原点を通る直線となり、その後は q の増加とともに割裂面積が増加し割裂面からも浸透する。したがって、浸透面積が初期の 142cm^2 より増加していくので注入圧 p は q に比例して上がらず、勾配が次第に減少する曲線となる。

q_{cr} は、3.1で述べたように割裂面積の許容値 $3000 \sim 5000\text{cm}^2$ に達する注入速度であるが、これを求める手順について図-3-5を用いて以下に示す。

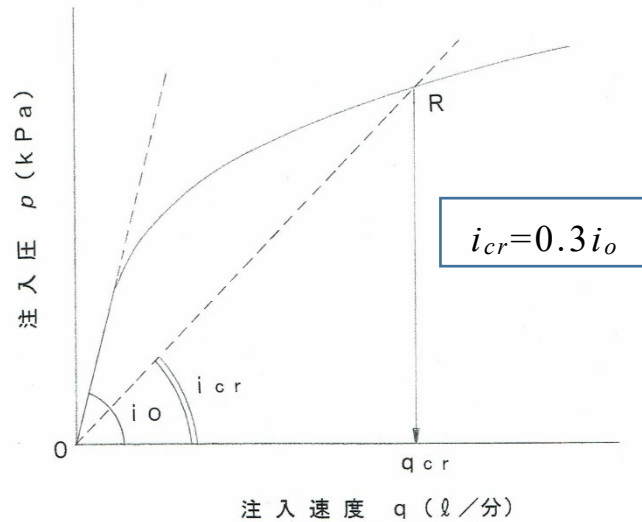


図-3-5 $p \sim q$ 曲線からの q_{cr} の決定方法

手順1: $p \sim q$ 曲線の初期直線部を決め、その勾配 i_0 の値を求める。初期直線部は割裂前の浸透面積 142cm^2 のままで水を注入したときの $p \sim q$ 関係に相当する。

手順2: 限界勾配 i_{cr} をもつ直線を原点から引く。この直線は割裂により生じた浸透面が許容割裂面積に維持された状態で、水ではなく粘性が水の2~3倍の薬液を注入したときの $p \sim q$ 関係の直線に相当する。

許容割裂面積は $3000 \sim 5000\text{cm}^2$ 、薬液の粘性が $0.002 \sim 0.003\text{Pa} \cdot \text{sec}$ (2~3cp) であるのでこれらの条件に合う i_{cr} は次のようになる¹⁾。

$$i_{cr} = \lambda \cdot i_0 = (0.21 \sim 0.44) i_0 \quad (1)$$

ここで、 λ は限界比である。

上式の λ の中央値を 0.3 として、 i_{cr} は次の値を用いている。

$$i_{cr} = 0.3 i_0 \quad (2)$$

手順3: $p \sim q$ 曲線と限界勾配 i_{cr} の交点 R を求める。この交点 R はこの地盤が薬液注入の際に許容割裂面積に到達した点であり、この点における注入速度が q_{cr} となる。

上述したように現場水注入試験を行い、得られた $p \sim q$ 曲線を用いて q_{cr} を決定するものをここでは「限界注入速度試験」という。以上が現場注水試験により q_{cr} を決定する手法の概要である。

3.2.2 $p \sim q$ 曲線決定の際の問題点

a) 初期直線部の問題点

一般に $p \sim q$ 曲線で割裂が発生するまでは初期浸透面積は 142cm^2 と一定であるので、Darcyの法則により直線になるはずであり、 $p \sim q$ 曲線よりその初期直線部を決めることになる。この直線部においては地盤中に割裂が生じていないことを意味するものである。 q を増加させていくと p も上がり、地盤の割裂発生点に到達して、それ以後は割裂の進展による浸透面積が増加するので、 $p \sim q$ 曲線の接線勾配は初期直線勾配 i_0 よりも低下する。 q の増加とともに割裂はさらに増えるので、曲線の接線勾配は次第に低下するような曲線形状を描くことになる。前項に述べた q_{cr} を求めるにあたっては、 $p \sim q$ 曲線において原点を通る初期直線勾配 i_0 が重要であり、この大きさが十分正確に求められることを前提にしている。したがって、増加過程初期の形状が重要となってくるため、現場水注入試験では増加過程の初期範囲（概ね 2l/min まで）においては、注入速度を 0.5l/min から開始し、 0.5l/min ピッチで増加させるのを標準としている。これでも初期直線部に入る計測点数が少なく、かつばらつきにより初期直線の決定が困難な場合も少なくない。そのため透水性または割裂発生圧の小さい地盤の場合には、さらに注入速度のピッチを細かくし、例えば 0.2l/min から開始し、 $0.2 \sim 0.3\text{l/min}$ ピッチ程度で増加させることも必要になる。

前項で述べたように割裂発生点に到達以後は $p \sim q$ 曲線の接線勾配が初期直線部の勾配よりも低下し始める。すなわち、初期直線部の最高圧は割裂発生圧となるはずである。したがって、直線部の最高圧が地盤の理論上の最小割裂発生圧以下である場合には、初期直線部のとり方に問題があり、このような場合には実際の最小割裂発生圧を考慮して初期直線勾配 i_0 を決定するのが合理的である。

b) q_{cr} 試験中に得られる注入チャートの $P \sim t$ 曲線が上昇型を含む場合の問題点

q_{cr} 試験の水注入段階には、注入速度 q 毎に注入経過時間 t における圧力 P と q の状況が測定され、いわゆる $P \sim t$ 曲線、 $q \sim t$ 曲線が得られる。チャートの注入圧はポンプ圧 P で、補正した有効注入圧 p とは区別して大文字 P としている。一例として後述する表-4-1中の飯田橋東地点の場合を図-3-6に示す。本地点は深度 21.0m の均一な洪積細砂層である江戸川層である。それぞれの段階における q は注入経過時間中一定値に保つが（實際上ポンプ性能により多少上下する）、 P はかなり変動する場合がある。この変動状況を大別すると図-3-7に示す水平型、下降型、上昇型の3種類になる。図-3-6のケースでは上昇型の上昇分が小さいのでわかりにくいだが、多数の $P \sim t$ 曲線を調査したところ注入圧 P の変化がほとんどない水平型と、 t とともに

(1 kgf/cm² = 98.1 kPa)

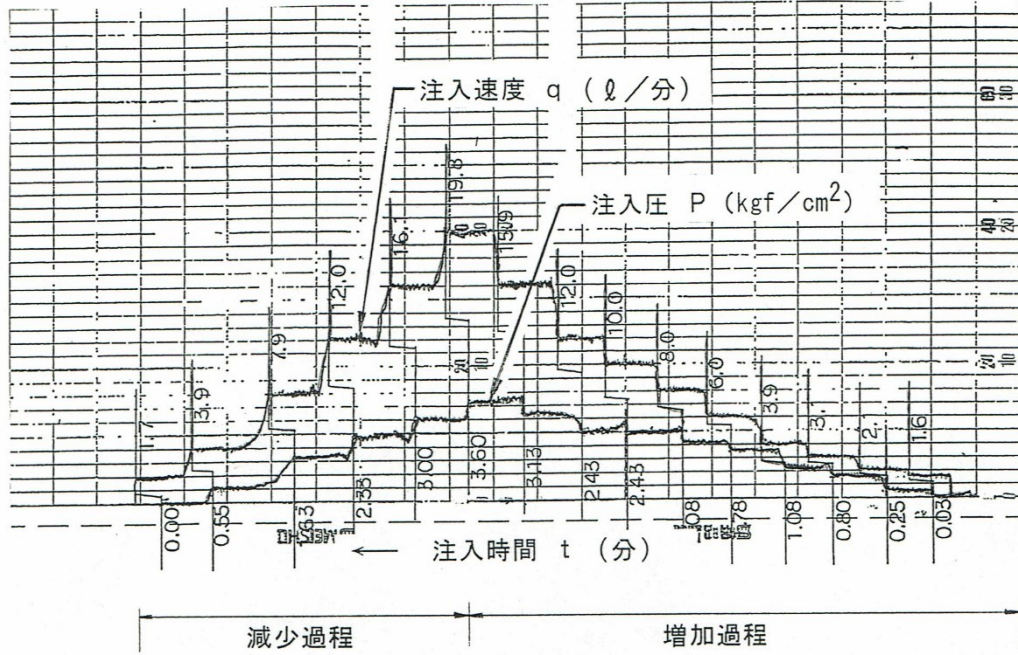


図-3-6 限界注入速度試験中に得られるP~t, q~t曲線の連続注入チャートの一例 (飯田橋東)

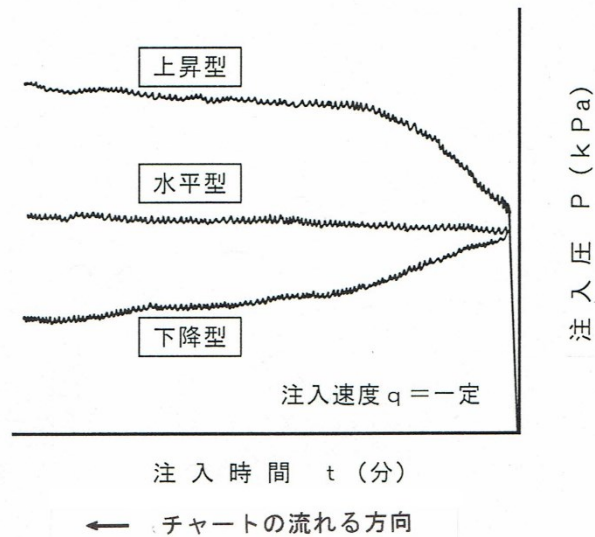


図-3-7 P~t曲線の分類

下降し安定する下降型の2つが多く、tとともにPが上昇していく上昇型のものは一般に少ない。水平型の場合、注入している間の浸透面積は一定に保たれていると考えられる。また、下降型は注入により地盤中に割裂が経過時間とともに進展し

ていくため浸透面積が次第に増加して、 P が下がることを示すと考えられる。一方、上昇型の場合は土質および土層構成上の原因などで注入により周辺地盤に目詰まりなどが生じ、先端の素掘り孔付近の間隙水圧が徐々に上昇しているもので、割裂が生じてもごく僅かと考えられる。これを模式的に表したものを図-3-8に示す。

なお、水平型，下降型，上昇型の各々のメカニズムに関しては，既往の研究として，2.7に詳述しているので参照されたい。

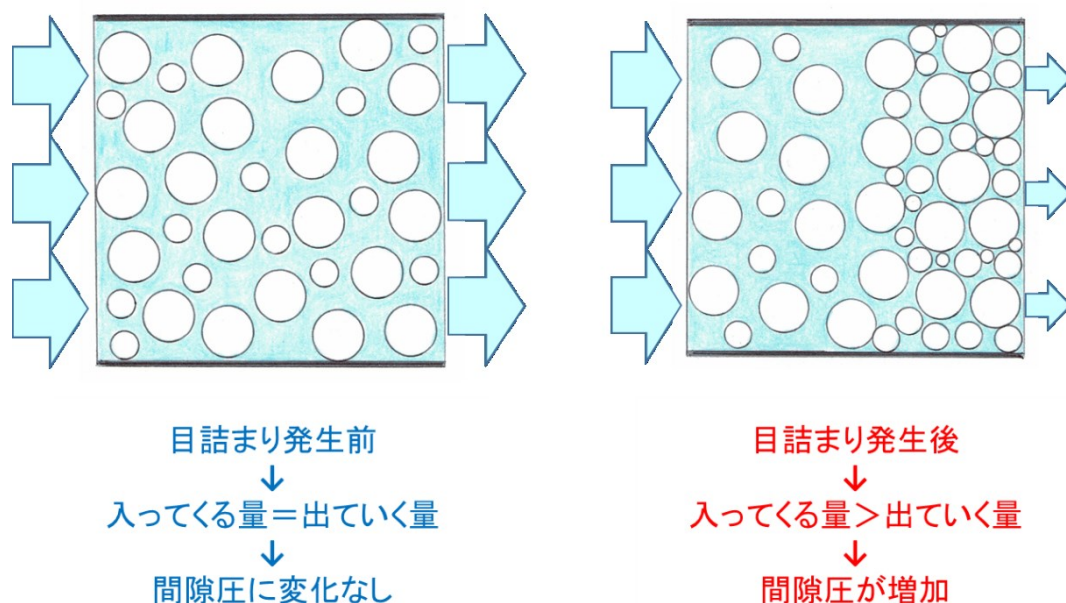


図-3-8 間隙圧上昇のメカニズム

上昇型を多く含むケースでは通常の手法で $p \sim q$ 曲線を描くと，図-3-9（表-4-1中の春日町地点）のように $p \sim q$ 曲線の注入速度減少過程曲線（ $20 \text{ l/min} \rightarrow 0 \text{ l/min}$ ）は増加過程曲線（ $0 \text{ l/min} \rightarrow 20 \text{ l/min}$ ）の下側にならずに逆に上側になる場合がある。この地点は深度25.0mの細砂層で東京層に属する。このような $p \sim q$ 曲線は前項で述べた理由により不合理なものであり，上昇型の場合の有効圧 p は修正を要する。

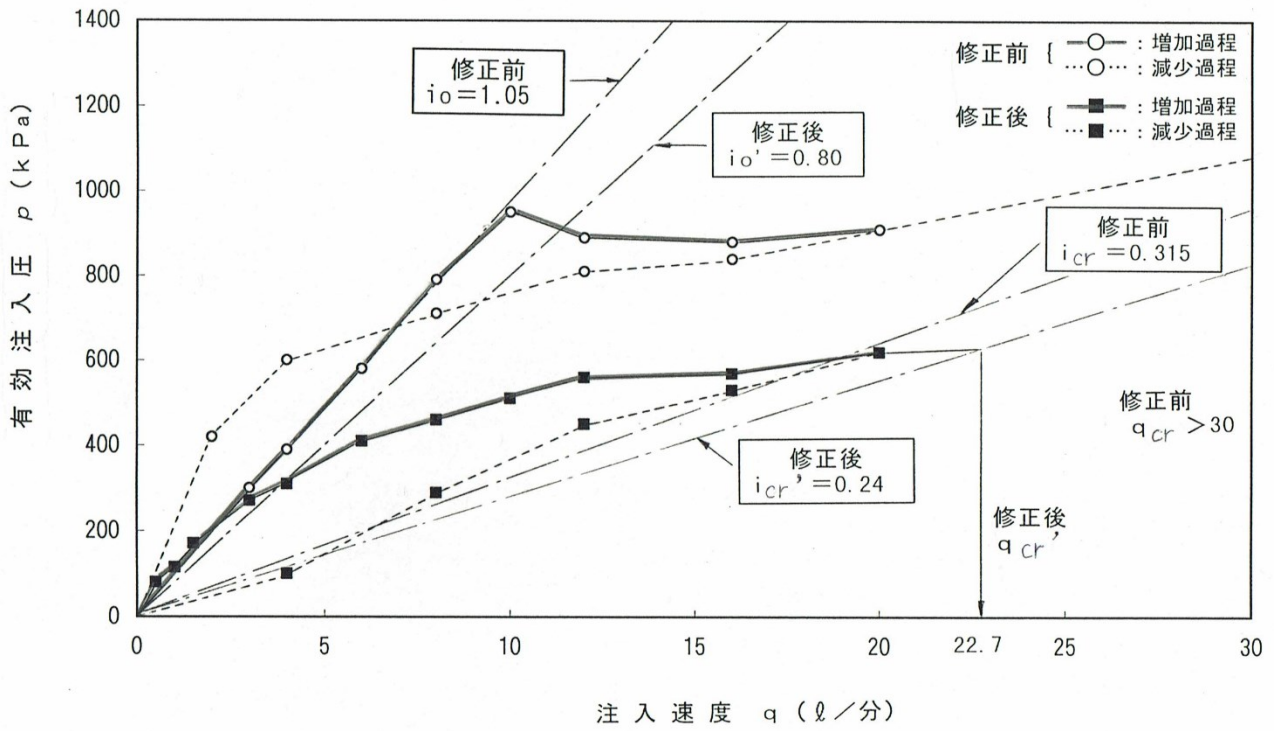


図-3-9 著しい上昇型の場合の修正前と修正後の $p \sim q$ 曲線の一例（春日町）

4. 限界注入速度測定法の改善に関する提案

4.1 $p\sim q$ 曲線の初期直線部における問題点とその修正法

4.1.1 初期直線部における問題点とその土質力学的メカニズム

前章で述べたように $p\sim q$ 曲線における初期直線部の最高圧が地盤の理論上の最小割裂圧以下である場合には、初期直線部のとり方に問題がある。このような場合には実際の最小割裂発生圧を考慮して初期直線勾配 i_0 を決定するのが合理的である。

砂質系地盤の場合の最小割裂発生圧 P_{fmin} の考え方は次のとおりである。

まず、砂質系地盤の割裂発生圧 P_f は、既往の研究より(3)式で表される³⁹⁾。

$$p_f = m\sigma_3' + \sigma_t + Rm \quad (3)$$

$m=1\sim 2$ 急速加圧または透水性のかなり小さい場合： $m=2$

緩加圧または透水性のやや大きい場合： $m=1$

σ_3' ：注入地点の最小有効主応力

σ_t ：地盤の引張強さ R ：亀裂進展抵抗

ここで、一般の砂質地盤では、 $\sigma_t=0$ となる。また、亀裂発生時点では進展抵抗はないので、 $R=0$ となる。よって、割裂発生圧の最小値 P_{fmin} は、

$$P_{fmin} = \sigma_3' \quad (4)$$

となる。

また、注入地点の最小有効主応力 σ_3' は、

$$\sigma_3' = K_o \gamma' h \quad (5)$$

ここで、 $\gamma' h$ ：有効土被り圧 K_o ：静止土圧係数

である。

土質工学ハンドブック⁴⁰⁾によれば、沖積層の場合： $K_o=0.4\sim 0.7$ 洪積層の場合： $K_o=0.7\sim 1.0$ であるので、最小割裂発生圧 P_{fmin} は、

$$\text{沖積層の場合： } P_{fmin} \doteq 0.4\gamma' h \quad (6)$$

$$\text{洪積層の場合： } P_{fmin} \doteq 0.7\gamma' h \quad (7)$$

となる。

4.1.2 初期直線部の修正法

前節より、初期直線部の最高圧は沖積砂質系地盤では $0.4\gamma' h$ 以上、洪積砂質系地盤では $0.7\gamma' h$ 以上になることを考慮し、初期直線部に属する計測値の選択を行い、初期直線勾配を決める必要がある。一例を示したものが図-4-1である。計測値の状況だけで初期直線勾配を引いた場合より最小割裂発生圧を考慮して引いた

場合の方が勾配はやや緩やかになり，修正後の q_{cr}' は q_{cr} より少し大きくなっているが，この方が妥当な値と考えられる．

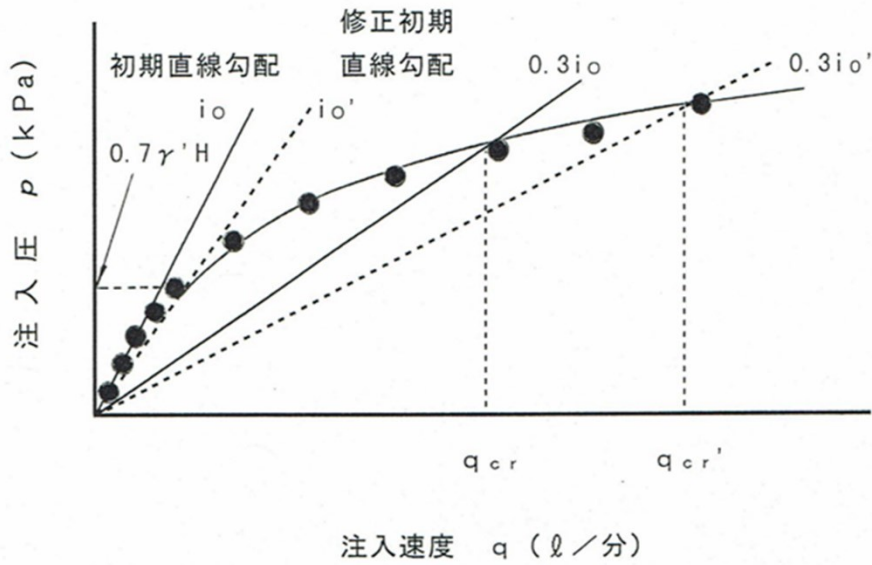


図-4-1 $p \sim q$ 曲線の初期直線部の修正

以上をまとめると，図-4-2のとおりである．

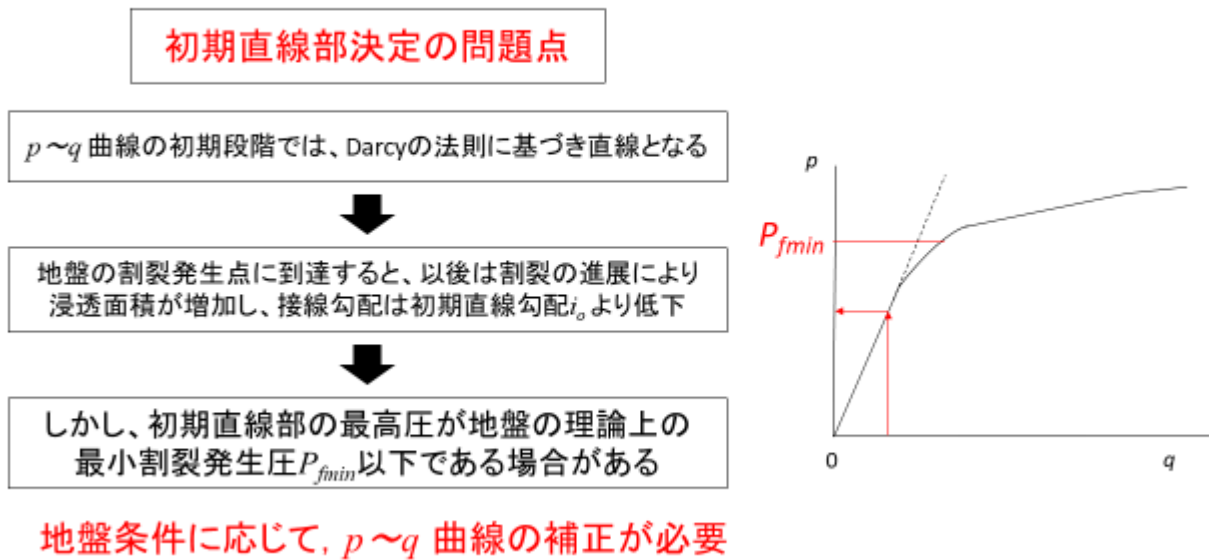


図-4-2 $p \sim q$ 曲線の初期直線部修正の考え方

4.2 P～t曲線が上昇型を示す場合のp～q曲線の問題点とその修正法

4.2.1 P～t曲線が上昇型を含む場合の問題点とその土質力学的メカニズム

前章で述べたようにp～q曲線の注入速度減少過程曲線(20ℓ/min→0ℓ/min)が増加過程曲線(0ℓ/min→20ℓ/min)の下側にならずに逆に上側になる場合がある。このようなp～q曲線は不合理なものであり、上昇型の場合の有効圧pは修正を要する。

ここで、上昇型となるメカニズムは、土質および土層構成上の原因などで注入により周辺地盤に目詰まりなどが生じ、先端の素掘り孔付近の間隙水圧が徐々に上昇しているもので、割裂は生じてもごくわずかと考えられる。詳しくは3.2.2に述べたとおりである。

また、浸透注入の場合には、注入材である薬液と間隙水が周辺地盤に浸透することで土粒子骨格に作用する圧力（浸透水圧）が発生する。

4.2.2 P～t曲線が上昇型を示す場合のp～q曲線の修正法

P～t曲線が上昇型を示す場合には、間隙圧の上昇分を差し引いて注入に直接寄与する有効圧力を算定し、p～q曲線を修正する必要がある。限界注入速度試験の注水チャートのP～t曲線で上昇型を示すものがn段階ある場合には、図-4-3に示すようにP～t曲線のh番目段階の初期圧力と最終時の圧力P_hとの圧力差をΔP_hとすると、n番目の修正注入圧力P_n'は次式によって求められる。

$$P'_n = P_n - \sum_{h=1}^n \Delta P_h \quad (8)$$

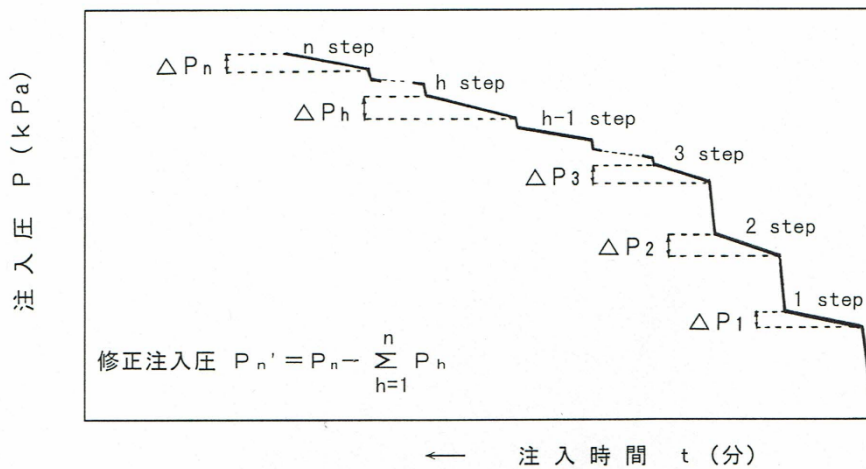


図-4-3 限界注入速度試験のP～t曲線が複数段階で上昇型を示す場合の注入圧Pの修正

この修正した P' から管内抵抗と地下水位による補正をして有効注入圧 p を求め、 $p \sim q$ 曲線を描けば、注入速度減少過程の曲線は増加過程の下側になり正常化する。したがって、 q_{cr} 値も大幅に修正されることになる。図-3-9はこの一例で、修正前と修正後の $p \sim q$ 曲線は大きく異なり、修正により減少過程の曲線の位置が正常化している。

4.3 $p \sim q$ 曲線の形状と地盤の割裂特性

4.3.1 $p \sim q$ 曲線の形状と割裂発生圧

砂質系地盤でほぼ均一な場合は、 $p \sim q$ 曲線上における割裂発生までの初期直線部に続く割裂発生後の曲線部はほぼ滑らかな二次曲線的形状となる。青山一丁目地点（表-4-1中の青山地点）の深度22.5mの細砂層である江戸川層で実測した $p \sim q$ 曲線での例を図-4-4に示す。

q_{cr} には図-3-4からもわかるように初期直線勾配 i_o の大きさが最も影響するが、 i_o がほぼ同じ場合には、直線部の最上点の圧力に相当する割裂発生圧 P_f の大きさとそれに続く割裂発生後の曲線形状によっては、 q_{cr} は図-4-5のようにかなりの差異を生じる。この図は図-4-4から推定されるモデルであるが、曲線②の方が割裂発生圧 P_f は高く、また、割裂発生後の割裂進展量は少なく、各注入速度 q に対する注入圧 p も高い。このため q_{cr} が大きく、曲線①よりも注入には適する地盤ということになる。

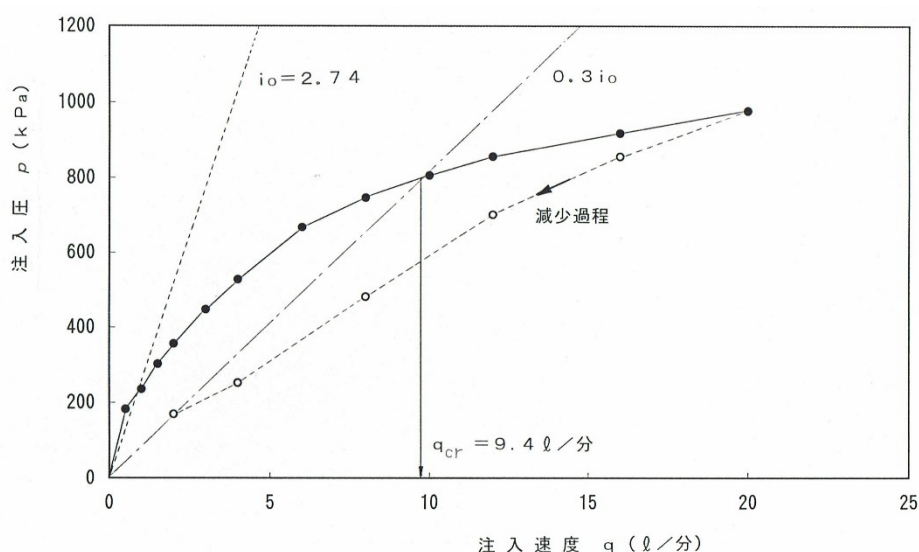


図-4-4 砂質系地盤で均一な場合の $p \sim q$ 曲線例（青山一丁目）

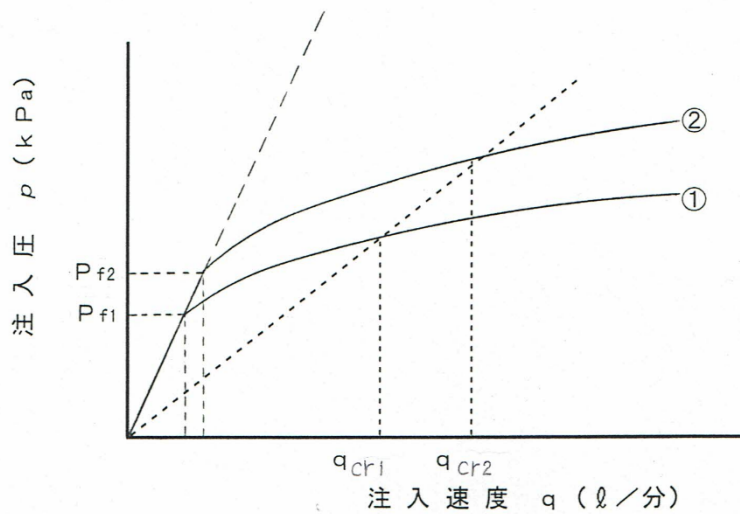


図-4-5 割裂発生圧 P_f の大きさによる q_{cr} の相違
(初期直線勾配が一定の場合)

この差異は割裂発生圧 P_f の大きさが割裂発生後の $p \sim q$ 曲線の高さ(必要注入圧)にも深く影響することを示唆している。こうしたことから q_{cr} には地盤の透水係数に関する初期直線勾配 i_o の他に割裂発生圧 P_f の大きさにも相関が強いことが推定できる。

この P_f の値は、4.1節でも述べたが、一般的な砂質系地盤の場合、既往の研究³⁹⁾から以下のようなになる。

$$P_f = m\sigma_3' + \sigma_t + R \quad (3)$$

ここに m : 1~2の範囲で急速加圧の場合または透水性のかなり小さい場合は2に近く、緩加圧の場合または透水性のやや大きい場合は1に近くなる。

σ_3' : 注入地点の最小有効主応力

σ_t : 地盤の引張強さ

R : 亀裂進展抵抗

この P_f を求める実験では図-4-6のような大型三軸試験装置を用い、 $\phi 18\text{cm}$ の供試体の中心から亀裂が進行して外周面まで到達し浸透量が急増したときの注入圧を割裂圧とした。ここで R は亀裂進展抵抗を表し、透水性地盤では割裂発生時点で生じている割裂面積が大きいほど大きくなる。このことは $p \sim q$ 曲線の初期直線部

以降も p が上昇していることから明らかである。実験室の供試体とは異なり、地盤中で行う限界注入速度試験における割裂発生圧 P_f は、初めて小さな亀裂が生じた状態のものに相当すると考えられるので、亀裂発生時点では進展抵抗はなく、したがってこの場合の R は0に相当する。

このほか式(3)の地盤の引張強さ σ_t は一般の砂質地盤では0であるが、細粒分をある程度含有し、硬く締まった洪積層などでは粒子間のセメンテーションにより、やや固結したものがあり、引張強さ σ_t を有するものもある。

また、限界注入速度試験では注入速度を段階的にゆっくり上げていくが、砂質系地盤の透水性の程度では式(3)の m の値は1~1.5程度であると考えられる³⁹⁾。

以上のことから、限界注入速度試験における $p \sim q$ 曲線の直線部の最上点である

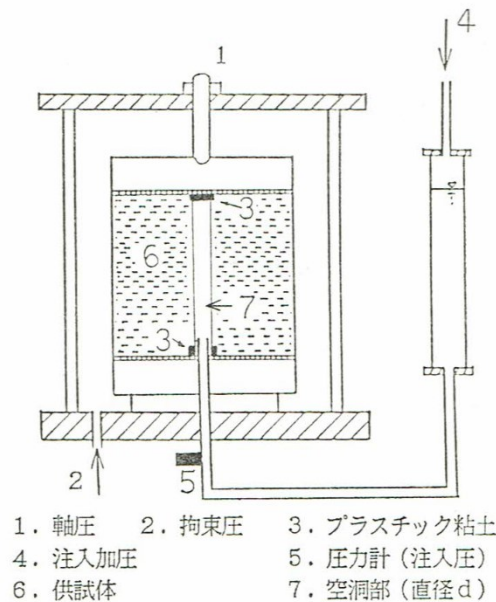


図-4-6 大型三軸試験装置

割裂発生圧 P_f の最小圧 P_{fmin} は、 $m=1$ 、 $\sigma_t=0$ にあたるので次のように示すことができる。

$$P_{fmin} = \sigma_3' \quad (4)$$

注入地点の σ_3' は、その位置の有効土被り圧力 $\gamma'h$ 、静止土圧係数 K_0 とすると

$$\sigma_3' = K_0 \gamma' h \quad (5)$$

である。砂質土層の K_0 は正規圧密のゆるい沖積層では小さく、硬く締まった過圧密の洪積層ではかなり大きな値になる場合もあり得る。限界注入速度試験結果か

ら得た P_f の値が有効土被り圧力 $\gamma'h$ に比べかなり大きいものは上述のような状態にあるものと考えられる。このような極端な場合を除き一般に実用的に用いられる K_0 の範囲は0.4~1.0であり⁴⁰⁾、沖積層で0.4~0.5、洪積層で0.7~1.0程度と考えられる。最小圧としては、沖積層で0.4、洪積層で0.7であると考えられる。

砂質系地盤で細粒分をかなり含み、透水性が低く、硬くて固結度もあり、かつ深度の大きいほど式(3)の m, σ_3' が大きく、 σ_t も加わるので割裂発生圧 P_f は大きくなる。したがって、 P_f 値は $p \sim q$ 曲線の初期部の高さに大きく影響する。

4.3.2 $p \sim q$ 曲線の形状と割裂進展抵抗

砂質系の地盤では注入時、ある圧力で割裂が発生して小さいクラックは生じるが、そのままの圧力では割裂は進展せず、停止して安定する。この圧力がいわゆる割裂発生圧力に相当し、割裂をさらに大きく増加進展させるには注入圧 p を上昇させる必要がある。注入圧 p を上昇させるということは、注入時の液体の注入速度 q を上げていくことに相当する。注入速度 q を上げると地盤に浸透する液量が増加せざるを得ないので、注入圧 p が上昇し割裂が増加進展した後、停止し安定する。注入速度 q を段階的に上げていくと注入圧 p は増加し、割裂面積も同様に段階的に増加する。限界注入速度試験がこの状況に相当する。

いま注入速度 q にしたとき注入圧 p が安定すれば、割裂の増加は停止したことを示すが、これは割裂先端付近の液圧状態がその割裂の増加進展に対する抵抗 R_{fe} （以下、「割裂進展抵抗」と称す）と釣り合った状態を意味する。この R_{fe} は式(3)の R とは性質が異なる。 R_{fe} は割裂先端地盤を押し広げる場合の抵抗に相当するので、地盤の変形係数 E と最小有効主応力 σ_3' （一般には静止土圧に相当する）にほとんど支配されると考えられる。 R_{fe} の支配条件の詳細については別途基礎的な研究が必要であるが、ここではその概念だけにとどめる。ここで、注入速度 q を増加させると注入圧 p が増加するので、割裂が進展しなければ割裂先端付近の液圧状態はほぼそれに比例して大きくなる。その結果、 R_{fe} を超過するため割裂は直ちに増伸せざるを得ない。しかし、増加した割裂面からも注入液が浸透するので、割裂先端付近の液圧が低下し、 R_{fe} と釣り合うと割裂の進展は停止し安定する。注入速度 q を一段上げた場合の p の上昇の時間的変化状況の一例は先述した図-3-6に示してあるが、その他の実測例も総合して分類すると、 q を増加した瞬間的な時間で割裂の進展が完了するタイプと、割裂の増加が停止するまでに数分の時間を要するタイプがあることがわかる。前者は $P \sim t$ 曲線が水平になり、後者は下り勾配となつてから水平に遷移する。この水平になった状態の安定した圧力がその注入速度に対する注入圧 p である。

地盤がほぼ均一で R_{fe} が変化しない場合は、図-4-4のような滑らかな $p \sim q$ 曲線となるが、均一度が低い地盤において行った限界注入速度試験による $p \sim q$ 曲線の例を図-4-7に示す。この地盤は深度18.0mのシルト混じり細砂層の東京層であるが、割裂が進展して地盤の硬さ、締まりの程度などが異なった位置に達すると R_{fe} が変化する。 R_{fe} がかなり低下する場合には注入速度 q が増加しても注入圧 p は減少する。一方、 R_{fe} が増加する場合には p の上昇分がそれまでより大きくなる。したがって $p \sim q$ 曲線は図-4-7のように凸部及び凹部のある形状となる。

また、粘性土のように浸透しない地盤では、注入した液体はすべて割裂を進展させて、その空隙に浸入することになる。注入中、割裂は常に進展を続け、安定し停止することはない。そして割裂面より液体の浸透は極めて少ないので、注入圧 p は地盤の割裂進展抵抗 R_{fe} とほとんど同等であり、注入速度 q を大きくしても割裂がそれに応じて速く進み、注入圧 p は R_{fe} 以上にはならない。したがって、 $p \sim q$ 曲線は、割裂発生後はほぼ水平な線となり、浸透面である素掘り孔の割裂発生圧 P_f は σ_3 に一軸圧縮強さ q_u を加えた値（ $=\sigma_3 + q_u$ ）にほぼ等しくなるので⁴¹⁾、割裂発生圧のところが最も高くなる。表-4-1の「西武」と同じ工事の別の場所で得られた透水性の極めて小さい地盤での $p \sim q$ 曲線を図-4-8に示すが、これは上述した状態を示している。

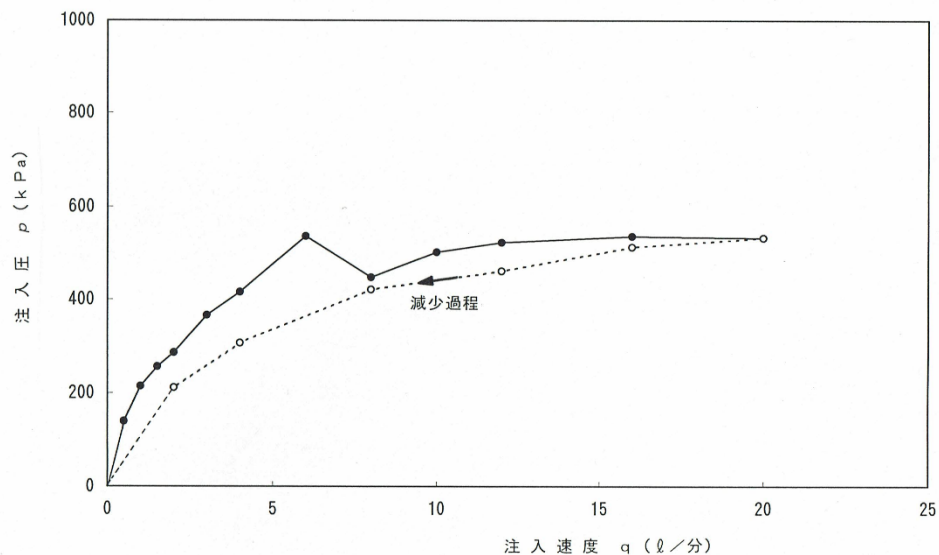


図-4-7 均一度の低い地盤の $p \sim q$ 曲線例（表-4-1中の本郷地点）

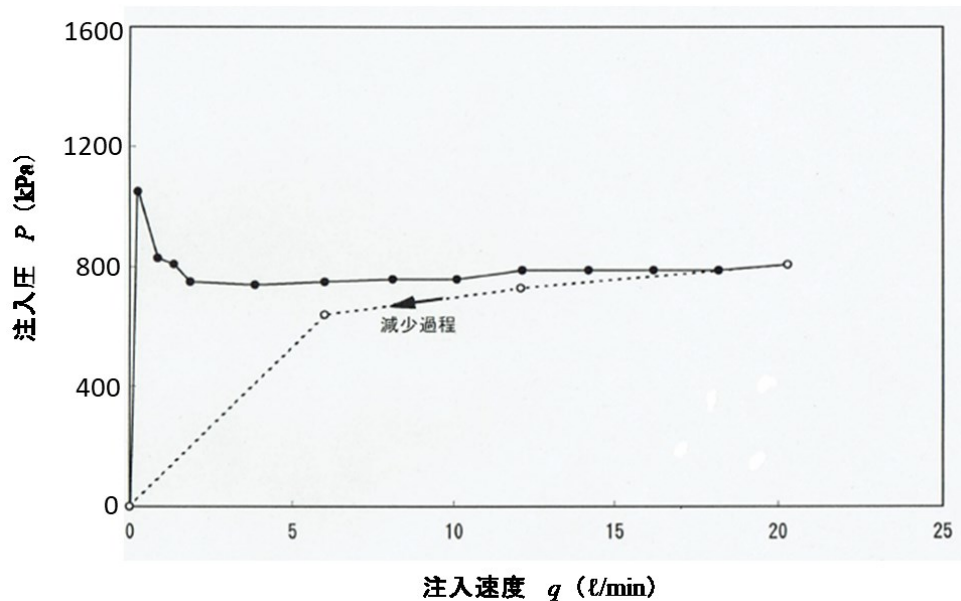


図-4-8 硬質粘性土地盤の $p \sim q$ 曲線例

4.4 簡便式による限界注入速度算定法の提案

4.4.1 限界注入速度試験迅速測定法の必要性

限界注入速度 q_{cr} は、これまで述べたように $p \sim q$ 曲線を用いて決定するが、その場合、正しい $p \sim q$ 曲線に基づいて行う必要がある。このためには4.1および4.2で述べたような留意点をチェックし、これに該当すれば $p \sim q$ 曲線の修正を要することとなる。しかしながら、現場の p と q のデータから正しい $p \sim q$ 曲線を作成し、 q_{cr} を決定するのは容易ではない。

また、 q_{cr} の現場測定試験そのものが測定に手間がかかり、ある程度の熟練を必要とする。さらに、本試験は測定を行う試験孔1本につき先端部素掘り孔付近の土層のみの q_{cr} が測定できるに過ぎない。一般に薬液注入範囲には深度の中の性状が異なる土層が多数あるか、またはその存在が不明な場合が多い。そのうえ注入範囲の水平距離が大きいほど土層の変化および不明な箇所が増加するので、 q_{cr} の測定が必要な箇所は多くなる。したがって、薬液注入に確実な改良効果を期待するには、現場限界注入速度試験を実際の注入地盤で多数実施することが必要となる。その場合、現行の現場限界注入速度試験方法では経費と手間がかかる難点があり、現状では薬液注入において用いられる q_{cr} の測定箇所数は少なく、不十分となる。そのため現行の現場限界注入速度試験によらない簡便で迅速性のある測定方法の開発が必要となる。しかし、 q_{cr} の迅速測定法を考える場合、正規の測定試験法が測定位置の地盤についての $p \sim q$ 曲線形に基づいていることを考慮すれば、この p

～ q 曲線を無視した測定方法は考えられない．そこで迅速測定法の開発に際しては地盤で現場測定した $p\sim q$ 曲線を多数収集して，この曲線形状と地盤性状との関連を調査することが重要となる．その概念を図-4-9に示す．

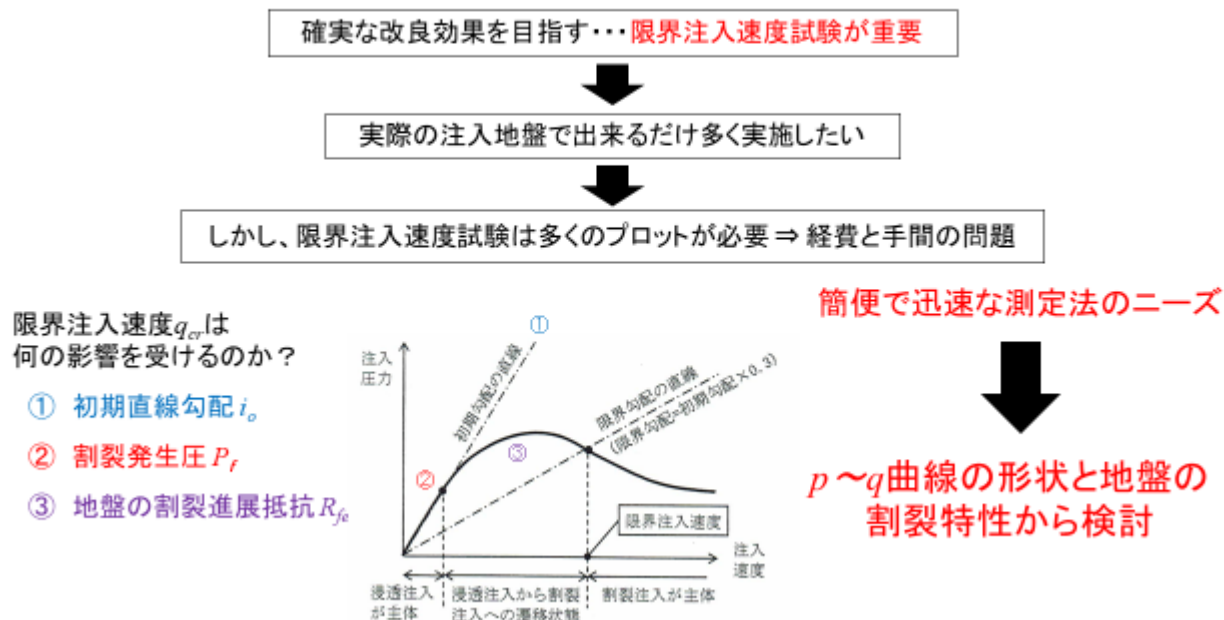


図-4-9 限界注入速度試験迅速測定法の必要性

4.4.2 地盤の透水および割裂特性を示す $p\sim q$ 曲線の特性値の検討

前節において述べたように $p\sim q$ 曲線は，初期直線勾配に関する地盤の透水性と割裂発生圧 P_f およびその後の割裂の増加進展状況を支配する地盤の割裂進展抵抗 R_{fe} に大きく影響される．

限界注入速度試験によって得られ $p\sim q$ 曲線の多数の事例を検討すると，割裂発生時の注入速度 q は表-4-1からみてほとんど 2l/min 以下になっている． 2l/min を超えるのは割裂が発生しにくい透水性の相当に大きい地盤に限定されると思われる． $q=2\text{l/min}$ (q_2)は限界注入速度試験で測定する定点でもあり，その注入圧 p_2 は必ず測定されることになる．透水性がよく， R_{fe} の大きい地盤ほど， $p\sim q$ 曲線上の座標 (p_2, q_2) は割裂発生点に近くなるので，図-4-10の①のように p_2 は $p\sim q$ 曲線の割裂後の平均圧よりかなり小さくなる．一方，透水性が小さい上， R_{fe} も小さい地盤になるほど割裂発生点の注入速度 q_f は 2l/min よりかなり小さくなるので，図-4-11の②のように座標 (p_2, q_2) は $p\sim q$ 曲線の勾配が少し緩やかになった付近にくる．したがって， p_2 は $p\sim q$ 曲線の割裂後の平均圧に近づく．このことから p_2 は地盤の割裂発生圧との関連性を反映するものと考えられる．

また、 $q=10\text{l/min}$ の場合については、 p_{10} は割裂後の緩やかな勾配状態になった $p\sim q$ 曲線上にあり、割裂後の平均注入圧にかなり近いものになっている。

表-4-1 実際の施工における限界注入速度試験結果⁴²⁾

試験場所	土質	有効注入圧 p [k Pa]		p_{10}/p_2	算定 q_{cr} [$\text{l}/\text{分}$]	実測 q_{cr} [$\text{l}/\text{分}$]	割裂発生時	
		$q=2$ [$\text{l}/\text{分}$]	$q=10$ [$\text{l}/\text{分}$]				q [$\text{l}/\text{分}$]	P_f [k Pa]
西武44	シルト混じり細砂	860	1129	1.31	3.13	3.10	0.80	700
西武34	シルト混じり細砂	1004	1675	1.67	6.68	5.70	0.80	750
成田	細砂	80	228	2.85	18.50	16.50	-----	-----
船橋	細砂	194	330	1.70	7.01	9.00	-----	-----
下落合	細砂	277	563	2.03	10.32	14.00	-----	-----
麻布	硬質粘土層	650	630	0.97	-0.31	1.20	0.20	550
六本木	シルト混じり細砂	350	600	1.71	7.14	5.90	0.70	200
青山	細砂	360	800	2.22	12.22	9.40	0.70	190
国立競技場	細砂	220	510	2.32	13.18	12.70	1.50	160
柳町	細砂	80	215	2.69	16.88	19.80	3.00	110
新神楽坂	砂混じりシルト	600	750	1.25	2.50	2.85	0.50	400
本郷	シルト混じり細砂	280	500	1.79	7.86	7.10	1.00	200
元浅草	細砂	40	120	3.00	20.00	21.00	3.00	60
春日町	細砂	180	520	2.89	18.89	22.70	3.00	300
飯田橋東	細砂	170	480	2.82	18.24	16.50	2.00	150
仏向町	砂混じりシルト	1250	2300	1.84	8.40	4.80	-----	-----
山武町7m	細砂	80	230	2.88	18.75	14.00	1.50	60
山武町9m	シルト混じり細砂	420	550	1.31	3.10	8.00	1.80	410
若松町	中・細砂	120	430	3.58	25.83	19.50	3.00	220
飯田橋西	砂混じりシルト	510	600	1.18	1.76	4.40	1.00	350
森下34m	中・細砂	460	1170	2.54	15.43	17.80	1.20	380
森下41m	細砂	630	1200	1.90	9.05	9.20	1.00	410
代々木	砂混じりシルト	774	790	1.02	0.21	2.50	0.80	770
室内A	珪砂8号	90	250	2.78	17.78	18.00	-----	150
室内B	珪砂8号+特粉10%	170	310	1.82	8.24	8.10	-----	160
室内C	珪砂8号+特粉15%	200	300	1.50	5.00	5.90	-----	160
室内D	珪砂8号+特粉20%	220	340	1.55	5.45	5.00	-----	180

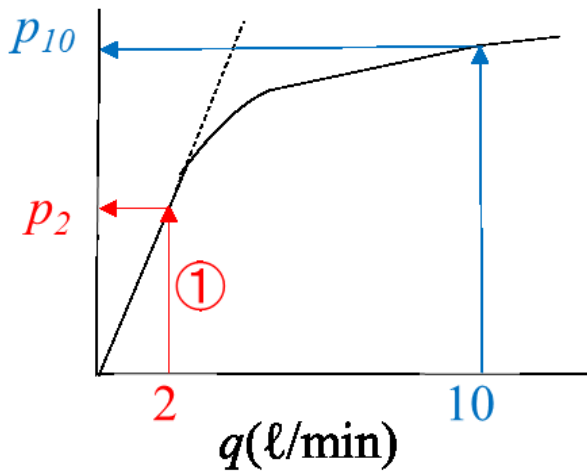


図-4-10 透水性：大， R_{fe} ：大の場合

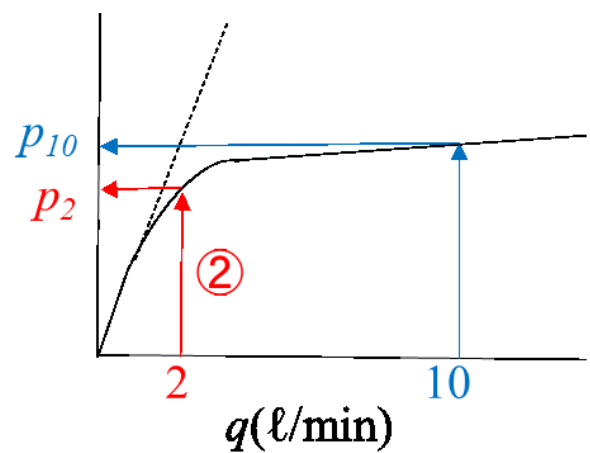
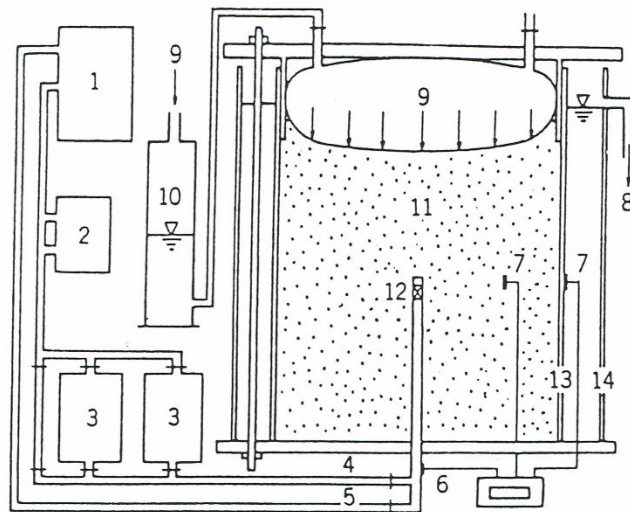


図-4-11 透水性：小， R_{fe} ：小の場合

以上のことから p_2 と p_{10} の比である p_{10}/p_2 値を考えると、透水性がよく、 R_{fe} も大きい地盤ほど p_{10}/p_2 値は大きくなり、透水性が小さい上に R_{fe} も小さい地盤ほど p_{10}/p_2 値は小さく1に近くなる。例えば透水係数が 10^{-2}cm/sec 以上と大きいものは割裂しにくく、砂礫質地盤などでは、 $p\sim q$ 曲線が初期直線に近くなり、 p_{10}/p_2 値 $\approx 4\sim 5$ となつて、 q_{cr} は 20l/min よりはるかに大きく、限界注入速度試験の範囲では決定できない。また、透水性が非常に小さく、注入とほぼ同時に割裂せざるを得ない粘性土地盤では $p\sim q$ 曲線は、図-4-8のように P_f に到達する q_f は 2l/min よりはるかに小さく、それ以後はほぼ水平な線となり、 p_2 と p_{10} は同等で p_{10}/p_2 値 ≈ 1 となる。このとき q_{cr} としては實際上0に近い値である。その他多くの地盤の場合は、 p_{10}/p_2 値は1~4までの範囲に入り、 q_{cr} は1~ 30l/min 程度となる（ q_{cr} が $20\sim 30\text{l/min}$ のものは推定値）。したがって、 p_{10}/p_2 値と q_{cr} には密接な関係があり、この p_{10}/p_2 値は注入速度 q の増加に伴う地盤の透水特性と割裂特性を表す指標になり得ると考えられる。

4.4.3 p_{10}/p_2 値と限界注入速度の相関性およびその利用法

前述の表-4-1に示した q_{cr} は4.1および4.2節による修正を行った $p\sim q$ 曲線から求めたものである。なお、この表には図-4-12に示す室内実験土槽で行った限界注入速度試験結果の4ケースを比較のため追加掲載した。この $p\sim q$ 曲線を図-4-13に示す。この表の値を用いて q_{cr} に対する p_{10}/p_2 値をプロットしたのが図-4-14である。



1 : 定速ポンプ 2 : 電磁流量計 3 : 着色B液用タンク 4 : B液
5 : A液 6 : 圧力計 (注入圧) 7 : 土圧計 8 : オーバーフロー
9 : 上載圧 10 : 水タンク 11 : 砂試料 12 : 注入管 (φ40mm)
13 : 鋼製内円筒 (φ800mm) 14 : アクリル製外円筒 (φ1000mm)

図-4-12 室内実験土槽

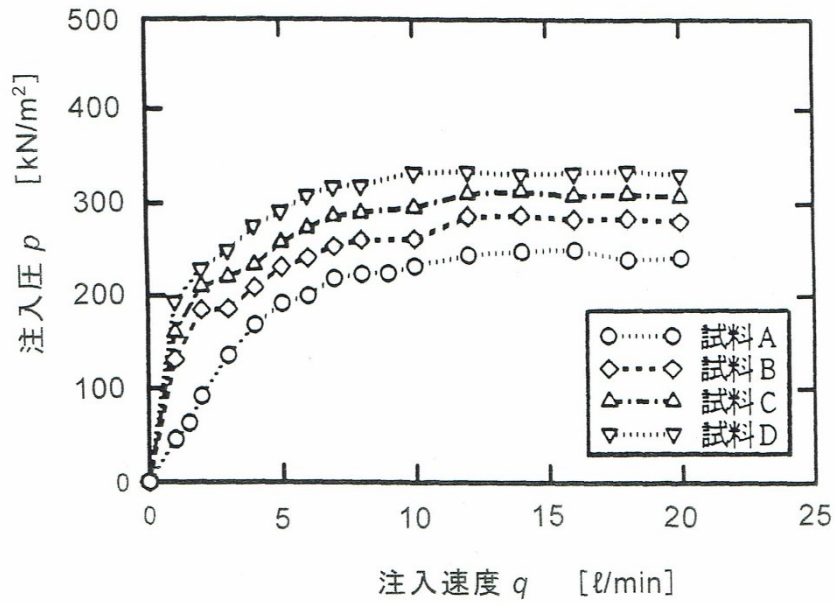


図-4-13 限界注入速度試験結果に基づく $p \sim q$ 曲線
(室内注水試験)

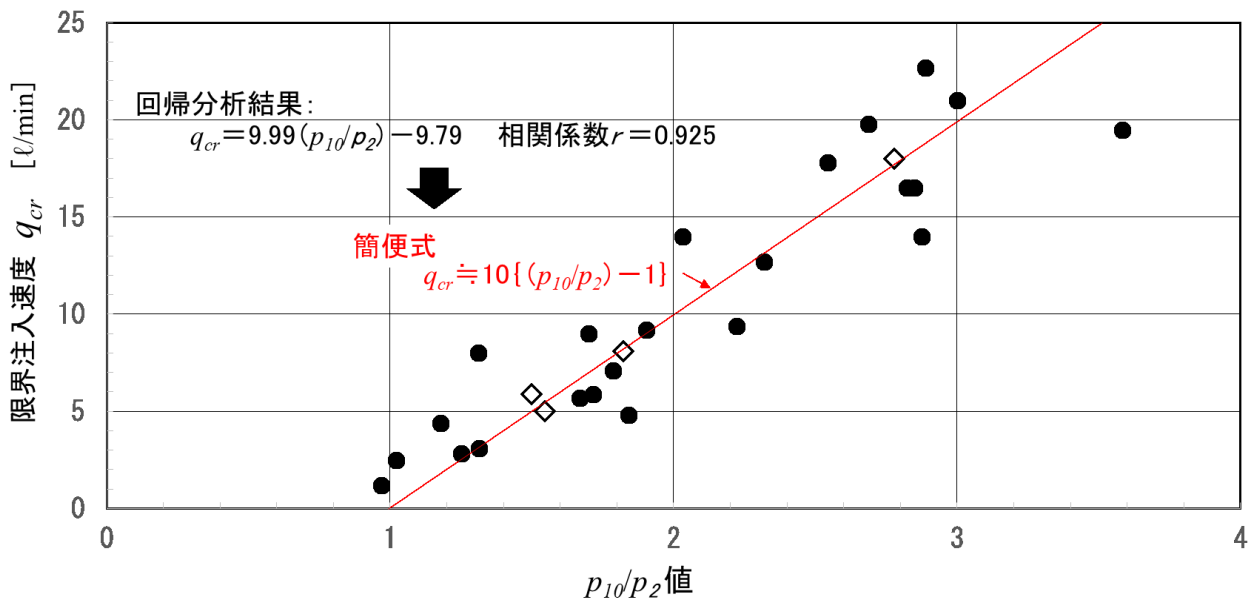


図-4-14 p_{10}/p_2 値と限界注入速度 q_{cr} の関係

ここで表-4-1のうち室内実験の4ケースを除いて、 q_{cr} と p_{10}/p_2 値についての回帰分析を行い、次式を得た。

$$q_{cr}[\ell/\text{min}] = 9.99(p_{10}/p_2) - 9.79 \quad (9)$$

$$\text{相関係数 } r = 0.925$$

これより両者の間には相関係数0.9以上の高い相関があることがわかる。また、室内実験の4ケースもこの式(9)の関係を満足する。この式に関し実務面を考慮して単純化すると、次の式(10)で示すことができる。

$$q_{cr} = 10 \{ (p_{10}/p_2) - 1 \} [\text{l/min}] \quad (10)$$

式(10)は非常に簡便な式であり、 p_{10}/p_2 値がわかれば q_{cr} が容易に求められる。この p_{10}/p_2 値以外で、より相関性のよい p_{10}/p_2 値の有無を検討したが、特にこの相関性を超えるほどのものはなかった。ここで、 p_2 の代わりに注水速度が2l/minより小さい注入圧を用いることは通常の方法で正確な測定がしにくいという問題があるので除外した。

現場の注入工事で実用的な最小の注入速度 q は5l/min程度とされているが、これが q_{cr} にあたる p_{10}/p_2 値では式(10)で1.5となる。また、実用上使用されている最大の q は、一般に20l/minであるので、 $p_{10}/p_2=3$ となる。したがって、 q_{cr} が実用に供する注入速度に該当する地盤の p_{10}/p_2 は1.5～3.0の範囲となる。 p_{10}/p_2 値が1.5以下の地盤は、緩結性薬液で浸透固結を図るには注入速度を小さくする必要があるので、注入時間が長くなる不適当な地盤であり、 p_{10}/p_2 値が3～5程度と大きい地盤は、 q_{cr} が20l/min以上であるが、ポンプの性能等から実際の設計・施工上は注入速度を20l/min以下としている。 q_{cr} が非常に大きくなり得る透水性の大きい地盤では20l/min以下で注入しても、薬液がゲル化するまでに注入位置からの移動が生じるなど不都合な問題があるので、ゲルタイムの短い瞬結性薬液の使用やセメントベントナイト液注入による目詰りなどの事前注入を実施する必要がある。なお、瞬結性薬液でも透水性のよい地盤では良好な浸透注入になることは写真-4-1や写真-4-2からも明らかである。



写真-4-1 瞬結性薬液注入での良好な固結形状①



写真-4-2 瞬結性薬液注入での良好な固結形状②

先述したように限界注入速度試験によりほぼ正確な q_{cr} を求めるには $p\sim q$ 曲線を描く際、4.1節で述べたような2種類のチェックが必要である。さらに、特に重要な初期直線勾配は直線部の範囲に測点が少ないと正しい傾きの直線を引くことは一般的に難しい。そこで限界注入速度試験結果から正確な q_{cr} を求めるのは必ずしも容易ではないので、測定値のうち p_2 と p_{10} から p_{10}/p_2 値を求めて、式(10)に代入し q_{cr} を算定して比較してみる必要がある。試験での測定値を用いて $p\sim q$ 曲線を描き、正規の方法で求めた q_{cr} が式(10)から求めた値と大きく異なる場合には、 q_{cr} の求め方にミスがあると考えべきであり、このときはむしろ式(10)から求めた q_{cr} を採用する方が望ましい。

これらのことから式(10)は、注入地盤の q_{cr} 値のチェックと測定の簡便化に大きく寄与し、薬液注入の固結形状を支配する注入速度の適正值の選択に著しく役立つものといえる。

4.5 実際の注入孔を利用した深度別 p_{10}/p_2 値の測定可能性の検討

前節で述べたように p_{10}/p_2 値は地盤の q_{cr} の特定を簡便にすることに寄与しているが、 p_{10}/p_2 値そのものは q_{cr} 試験で得た p_2 と p_{10} より求めることになる上、この試験を3章で述べたように注入範囲内の各構成土層について行う必要がある。注入工事が面的に広い場合は、 q_{cr} の測定位置とかなりずれた場所で注入を行うものもある。そのため同一土層でも q_{cr} 値が多少異なっていたり、土層境界深度が少しずれている場合がある。限界注入速度試験を多数行うことは必ずしも容易ではないので、現場において実際の注入孔を総数の数パーセント適切な位置に定めて、それら各注入孔の約半数にあたる奇数番の注入ステップについて、本注入の実施

前にそれぞれ注入速度 $2\text{l}/\text{min}$ と $10\text{l}/\text{min}$ での二段注入を行い、 p_{10}/p_2 値が精度よく求められるとすれば、それらの q_{cr} 値を p_{10}/p_2 値と式(10)より直ちに求めることができる。このことから q_{cr} の面的および深度方向の変化状況がわかり、注入施工時にそれに応じて設計注入速度を修正する施工管理が可能となる。その結果、注入効果が向上され、薬液注入の信頼性を高めることができ得る。問題は現場の注入孔を用いた注入によって精度のよい p_{10}/p_2 値が求まるかどうかという点である。

東京都江東区森下地区の大規模な注入現場⁴²⁾で実際に設置された図-4-15に示すダブルパッカー式の注入孔3個を利用して、本注入に先立ちそれぞれ25ステップにつき $q=2\text{l}/\text{min}$ と $10\text{l}/\text{min}$ 分で5分間ずつ二段注入し、現場で得られるそれぞれの $P\sim t$ チャートから p_2 と p_{10} を求めた。この場合、ここで実施した注入はそれぞれ該当するステップの注入工事を兼ねるものであるため、現場で使用する緩結性薬液を用いるが、水より粘性が少し大きいいため割裂圧力が変化するので⁴³⁾、注入圧は水とは異なるが、 p_{10}/p_2 値を求めるときは粘性の影響が相殺されるので特に問題はないと考えられる。また、この測定を行った各ステップでは、所定の二段注入完了に引き続いて設計注入速度に変え、設計注入量に過不足しないようにした。注入地盤は図-4-15に示す深度 $30\sim 56\text{m}$ の範囲で土層としては、上から埋没段丘砂礫層 b_{tg} 、東京礫層 T_{og} 、江戸川層(砂質土)の3層から構成されている。これらの土層は、予め限界注入速度試験を実施し、3土層の q_{cr} 値を求めた。また、 p_2 と p_{10} の測定値を地下水位および管内抵抗で修正した有効注入圧 p_2 と p_{10} を用いて p_{10}/p_2 値を求め、式(10)で q_{cr} を計算した。代表例としてNo.123孔において実施した3層にわたる合計25ステップについての結果を表-4-2に示す。

各土層の算定した q_{cr} の平均値は実測した q_{cr} の大きさの順序に対応しているが、実測 q_{cr} 値よりかなり小さくなっている。各土層ともステップにより p_{10}/p_2 値にばらつきが大きく出ており、そのため算定した q_{cr} に同一土層でかなりの差異がみられる。特に最下層の江戸川層(砂質土)でこの傾向が最も顕著である。全般的に算定した q_{cr} が小さく、同一土層でばらつきが大きく出る主な理由は、薬液の初期浸透面積に相当するシールグラウト部のクラック面積が注入速度 $q=2\text{l}/\text{min}$ の場合に比べ、 $q=10\text{l}/\text{min}$ では図-4-16のようにかなり拡大することなどが考えられる。この初期浸透面積の増大が生じたとすると p_{10} の値は正常に上がらず、 p_{10}/p_2 値は小さめになってくる。また、 $q=10\text{l}/\text{min}$ に上げたときに生じるシールグラウトのクラック拡大量は各ステップで同一にはならないので同一土層でも p_{10}/p_2 値のばらつきが出る。これは図-4-14が現場水注入試験用に通常の注入孔とは別の図-3-3に示す注入孔を用いて求めたものであり、実際に薬液注入工事で使用する注入孔とは形状等が異なるためである。管内抵抗はシールグラウトのクラック通過抵抗が加算

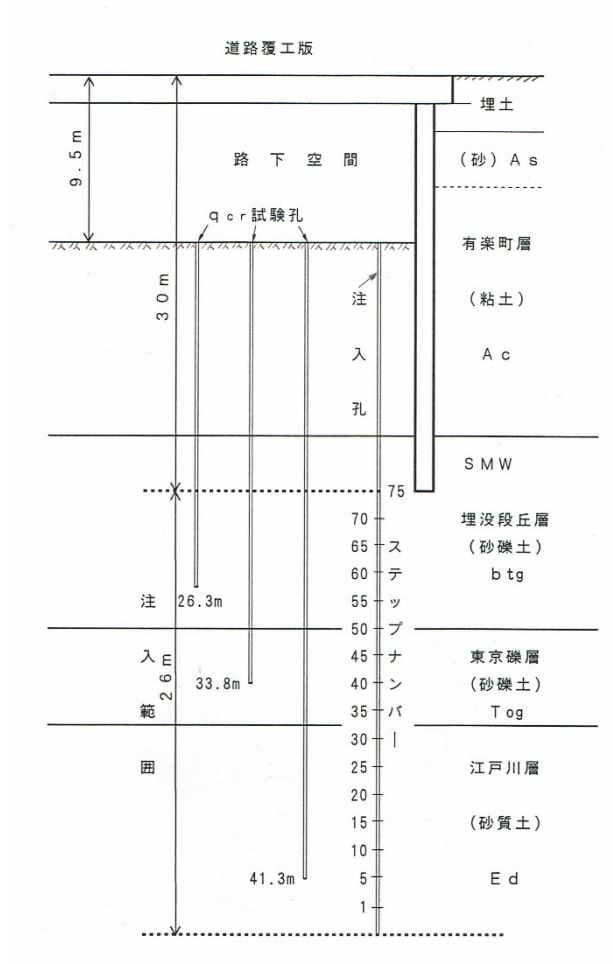


図-4-15 実際の注入孔を利用した測定断面（東京都江東区森下地区）

表-4-2 森下No.123孔における二段注入試験結果⁴²⁾

土質	Step No.	注入圧 [k Pa]		算定 q_{cr} [ℓ/分]	算定 q_{cr} の平均値 [ℓ/分]	実測 q_{cr} [ℓ/分]
		p_2 [q=2ℓ/分]	p_{10} [q=10ℓ/分]			
砂質土 E _{ds}	1	960	1090	1.4	6.9	9.2
	4	960	1580	6.5		
	7	1120	1280	1.4		
	10	1200	1760	4.7		
	13	810	1080	3.3		
	16	660	1860	18.2		
	19	1300	1360	0.5		
	22	580	950	6.4		
	25	1010	960	—		
	28	530	1160	11.9		
	31	530	1280	14.2		
砂礫 T _{og}	34	360	1280	25.6	14.0	≫20
	37	620	1390	12.4		
	40	710	1270	7.9		
	43	660	1530	13.2		
	46	560	1200	11.4		
	49	450	1060	13.6		
砂礫 b _{tg}	52	360	940	16.1	18.2	≫20
	55	310	810	16.1		
	58	210	800	28.1		
	61	310	770	14.8		
	64	210	620	19.5		
	67	310	760	14.5		
	70	210	680	22.4		
	73	250	610	14.4		

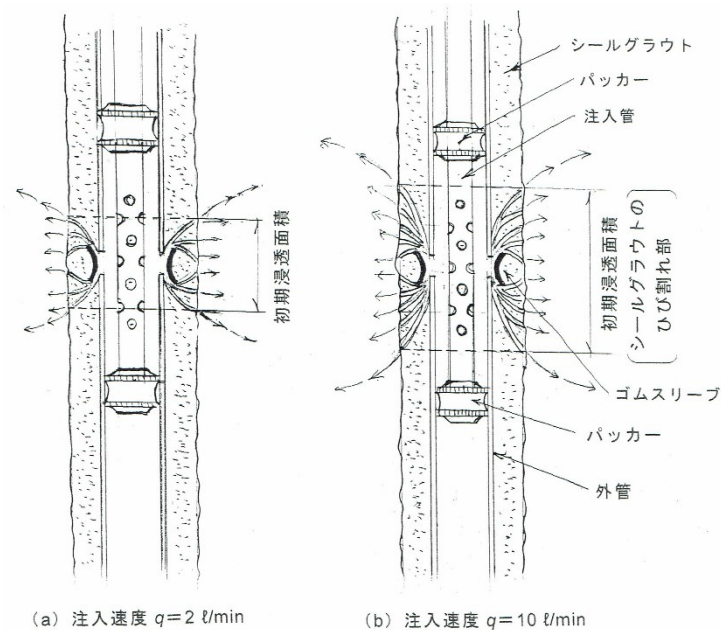


図-4-16 シールグラウト部のクラック

されたものではないので、誤差が大きくなり p_{10}/p_2 値が同一土層でもばらつく原因にもなっている。管内抵抗が明確となる試験用の特殊な注入孔は、実際の工事では実用的ではないので、ここでは工事で使用する一般の注入孔での検討を行った。先述したシールグラウトのクラックの拡大は地中で発生するので測定は困難であるが、このような現象に対しての課題を解消し、正規の限界注入速度試験に近い p_{10}/p_2 値が求められるように改良できれば、注入の施工管理に大きな役割を果たすものと考えられる。例として、簡便に正規の測定法による p_{10}/p_2 値に近い値が求められる深度別の p_{10}/p_2 値測定用専用装置の開発などが今後期待される。具備すべき条件としては次のようなことがあげられる。

- ① 初期浸透面積が注入速度 $q=2\ell/\text{min}$ と $10\ell/\text{min}$ の場合とでほとんど変化しないこと。また、できるだけ正規の測定法の初期浸透面積 142cm^2 に近いこと。
- ② 管内抵抗が明確に測定できること。
- ③ 測定操作が簡便で迅速にできること。
- ④ 1つの測定孔で深度別に自由に測定できること。
- ⑤ 測定装置は耐久性があり、軽量小型であること。

上記①～⑤の条件を前提とした p_{10}/p_2 値測定用専用装置のイメージ図を図-4-17に示す。

この装置では、1孔において深度別に p_{10}/p_2 値が把握できるように上方から下方に移動させて任意の深度を測定できるようにしている。上下の2つのラバーパッカーの間にある吐出孔より水を注入速度 $q=2\ell/\text{min}$ および $10\ell/\text{min}$ で吐出させる。孔壁から地盤へ水が浸透する孔壁部の浸透面積 A は、孔径が 50mm 、高さはラバーパッカーの圧力により $100\sim 110\text{mm}$ の範囲内で変化するので、 $159\sim 175\text{cm}^2$ となる。この値は正規の限界注入速度試験での 142cm^2 に近いものである。ラバーパッカーの長さを 50cm と長くしたのは、孔壁より浸透した注水がラバーパッカーの上と下に存在する測定孔の空間に逃げにくくするためである。

p_{10}/p_2 値の測定は、まず所定の位置に所定の深度まで削孔し、次に最上部において注水を行い、順次測定深度を下げていく。測定を上から順次下方に行っていくのは孔壁の乱れを防止するためである。ラバーパッカーを下げる場合にはラバーパッカーの圧力を解放し、縮ませて押し下げ、所定の位置で再びラバーパッカーに圧力をかけ、測定孔の孔壁に密着させてから測定を行う。ラバーパッカーの加圧は地上の窒素ポンベにより行うが、軽量化を図るために二重管方式とせず、細いビニルパイプを注水管の外側に添わせてラバーパッカーに連結する方式としている。注水圧力は地上の送水ポンプの位置の圧力計で測定するが、 p_2 と p_{10} は注水

圧そのものではなく、有効注入圧であるので、予め注入速度 $q=2\ell/\text{min}$ と $10\ell/\text{min}$ のそれぞれの管内抵抗 P_r と圧力計から地下水位までの標高差 h を測定しておく。

$$p = p_o - p_r + \gamma_w \cdot h \quad (11)$$

ここに、 p_o ：圧力計の注入圧力

γ_w ：水の単位体積重量

p_2 と p_{10} を求める手順としては、装置を所定の位置においてラバーパッカーに十分パッカー効果の出る圧力をかけた後、まず p_2 から測定を行う。 $q=2\ell/\text{min}$ の注水を約5分間行い、ほぼ一定となった状態の圧力を測定し、式(11)より有効注入圧 p_2 を求める。引き続き $q=10\ell/\text{min}$ で5分間注水を行い、 p_2 の場合と同様の方法で有効注水圧 p_{10} を求める。そして p_{10}/p_2 値を求めて式(10)より限界注入速度 q_{cr} を算出する。

以上よりこのイメージした装置が実用化されれば、簡単なプログラムで迅速に、しかもリアルタイムで限界注入速度 q_{cr} を求めることが可能となる。

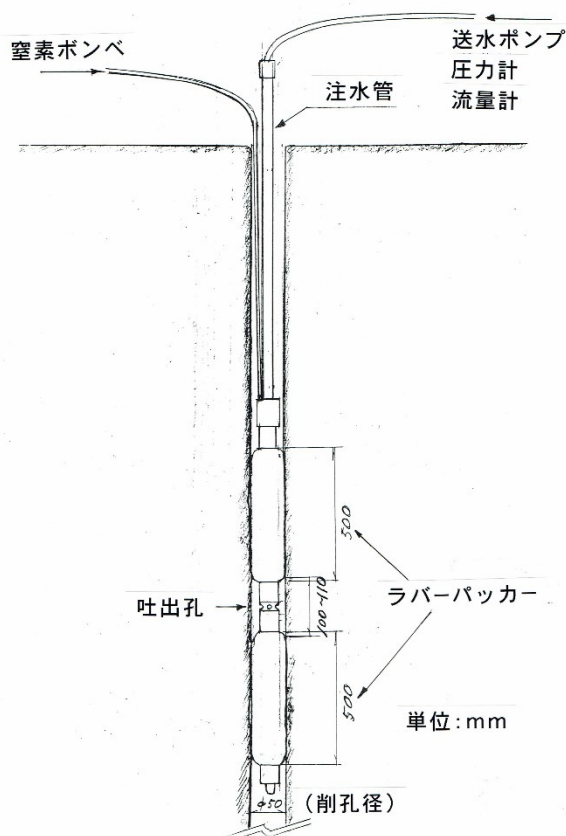


図-4-17 p_{10}/p_2 値測定用専用装置のイメージ図

4.6 考察

本章では、注入の良否を左右する上で極めて重要な限界注入速度測定法に関する問題点に対し、その改善の考え方について言及した。ここで得られた成果は以下のとおりである。

- ① 限界注入速度 q_{cr} は、作図した $p \sim q$ 曲線に基づいて決定するが、 q_{cr} に最も影響する初期直線勾配 i_0 の決め方が必ずしも容易ではない。この勾配部の最高点は地盤の割裂発生圧 P_t であるが、これを $p \sim q$ 曲線上で明確に判定できない場合は i_0 の誤差が出やすい。このような場合に対して、その地盤に考えられる最小割裂発生圧（式(6)および(7)）による修正法を提案した。
- ② 限界注入速度試験中の $P \sim t$ 曲線が上昇型になる場合がある。これは地盤の構造などから注入により地盤の間隙圧が上昇したことを意味するもので、その上昇分とそれ以前の段階で生じた上昇分の全合計量を差し引き、修正した p を用いたプロットによる $p \sim q$ 曲線にすれば、誤差の少ない q_{cr} を決定できる。
- ③ $p \sim q$ 曲線の $q = 2 \ell/\text{min}$ と $q = 10 \ell/\text{min}$ にあたる注入圧をそれぞれ p_2 、 p_{10} としたとき、 p_{10}/p_2 値は地盤の透水特性と注入速度 q の増加に伴う地盤の割裂進展特性をよく表している。
- ④ p_{10}/p_2 値は q_{cr} と密接な相関があり、実測結果より次のような簡便な関係式が得られた。

$$q_{cr} = 10 \{ (p_{10}/p_2) - 1 \} [\ell/\text{min}]$$

q_{cr} は $p \sim q$ 曲線の作図を行う際、誤差が入りやすい場合があるので、実測した q_{cr} の妥当性を本式でチェックすることが可能であり、実測値と本式による値に大きな差のある場合には、むしろ本式による q_{cr} を参考とすべきである。

- ⑤ 現場注入孔を利用して $q = 2 \ell/\text{min}$ と $q = 10 \ell/\text{min}$ の二段注入を行い、 p_{10}/p_2 値を精度よく測定できれば、 q_{cr} の推定が可能になり、現場の注入管理上大きな利点がある。ダブルパッカー方式の注入現場について現場注入孔を使って測定を実施し、その p_{10}/p_2 値の妥当性を検証したが、平均的には低めの値になり、またばらつきも大きかった。この原因はダブルパッカー方式における薬液の浸透面積にあたるシールグラウトの注入に伴うクラック面積の変化にあり、このような問題の解消が今後の課題として残った。

以上より、3章および4章をまとめたものを図-4-18に示す。

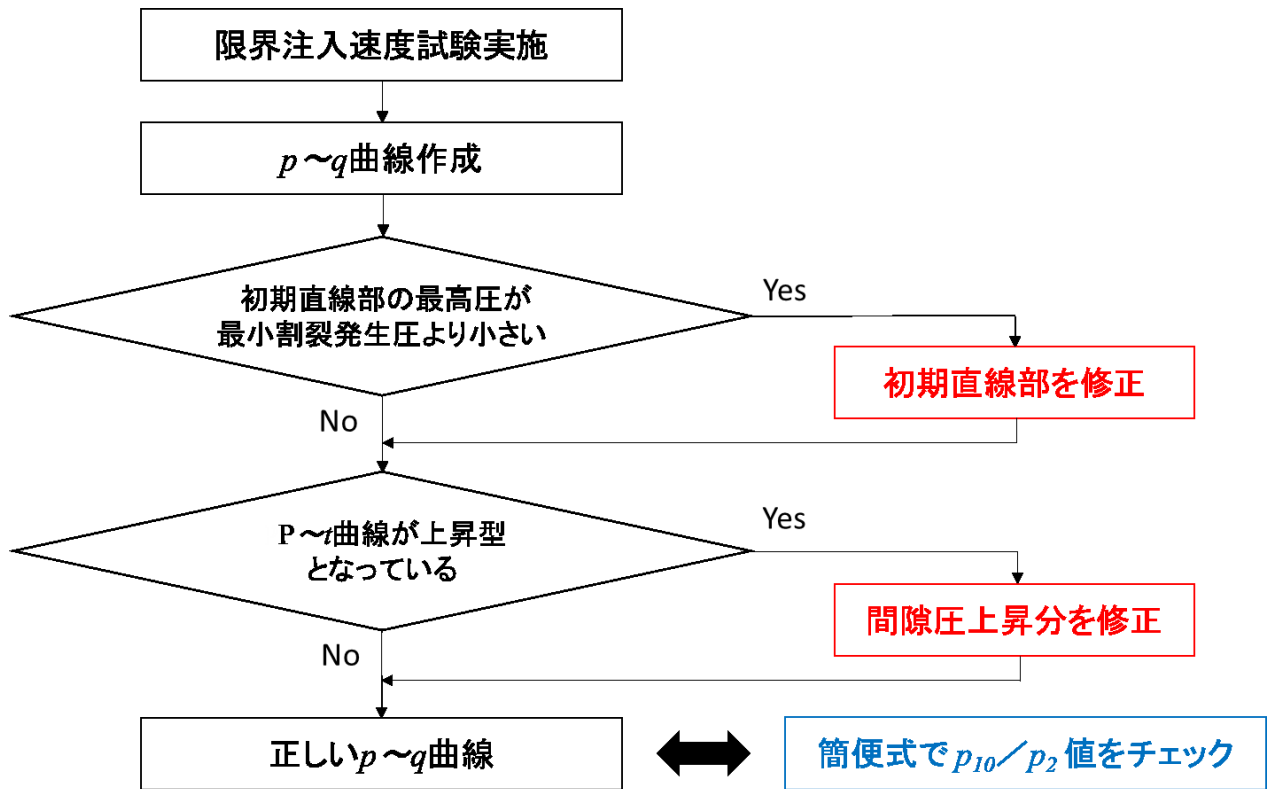


図-4-18 3章および4章のまとめ

5. 限界注入速度試験の基準化

5.1 鉄道総合技術研究所の「注入の設計施工マニュアル」改訂の経緯

現在，交通渋滞の緩和を目的とした踏切解消や河川氾濫防止を目的とした河川改修などのリニューアル工事に伴い，線路下を低土被りで通過する線路下横断トンネル工事が数多く実施されている．この工事中には，列車走行の安全性を確保するため，トンネルを小断面のエレメントに分割して掘削していくエレメント推進・けん引工法（図-5-1）などが採用されるとともに，止水や周辺地盤防護などのため，薬液注入による地盤改良が必要に応じて実施される（図-5-2）^{5).44)}．

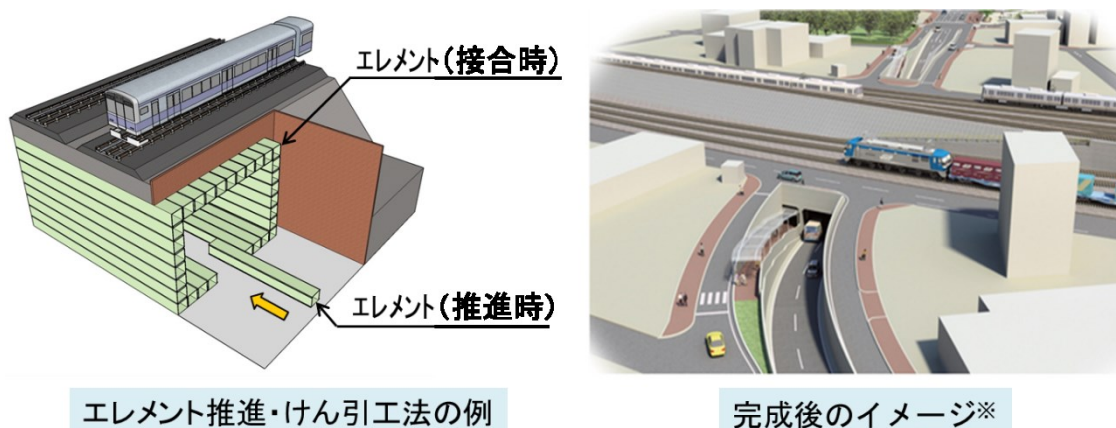


図-5-1 エレメント推進・けん引工法の例

（※：完成後のイメージは吹田市のホームページより引用⁴⁵⁾）

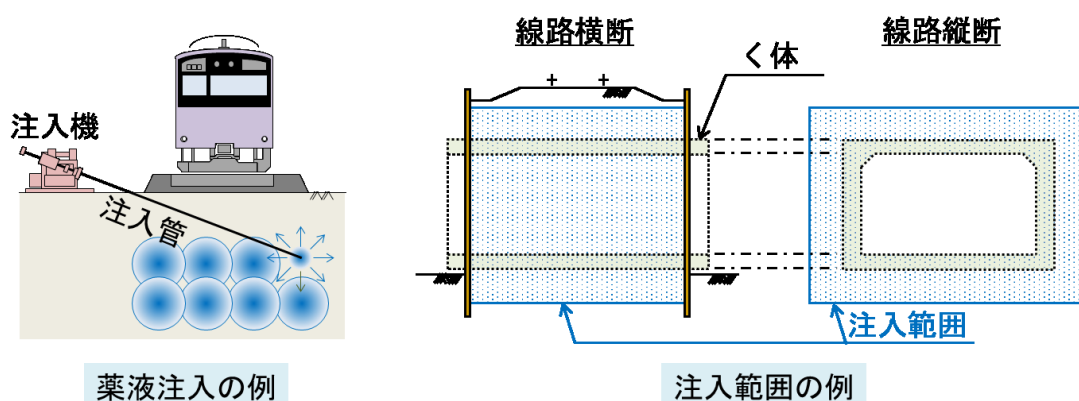


図-5-2 注入範囲の例

地盤改良工法の一つである薬液注入は，機械設備がコンパクトで，作業の方向性の制約を受けにくいなどの利点があり，限界支障条件が特に厳しい鉄道営業線

の近接工事では工事期間中の地盤強化や止水を目的とした補助工法として広く適用されている。一方，薬液注入をはじめとした線路下横断工事における設計・施工指針は，日本国有鉄道時代に制定されたものが使用されてきたが，近年の技術開発の内容を反映したものとはなっておらず，その改訂が強く望まれていた。そうした状況をうけ，2009年から2010年度にかけて，学識経験者，鉄道事業者，鉄道・運輸機構，鉄道総合技術研究所で構成される「注入の設計施工マニュアルに関する検討会」（委員長：赤木寛一 早稲田大学理工学術院教授）において地盤注入とトンネル地山注入を対象とした新たな指針策定に向けて審議が行われた⁴⁶⁾。

新たな指針である「注入の設計施工マニュアル」の構成は表-5-1のとおりである⁵⁾。

表-5-1 「注入の設計施工マニュアル」の構成

第Ⅰ編 総則	第Ⅲ編 トンネル地山注入
第Ⅱ編 地盤注入	第1章 計画
第1章 計画	第2章 調査
第2章 調査	第3章 設計
第3章 設計	第4章 設計各論
第4章 設計各論	第5章 注入試験
第5章 注入試験	第6章 施工
第6章 施工	第7章 施工管理
第7章 施工管理	第8章 評価
第8章 評価	参考試験

5.2 限界注入速度試験の修正法の反映

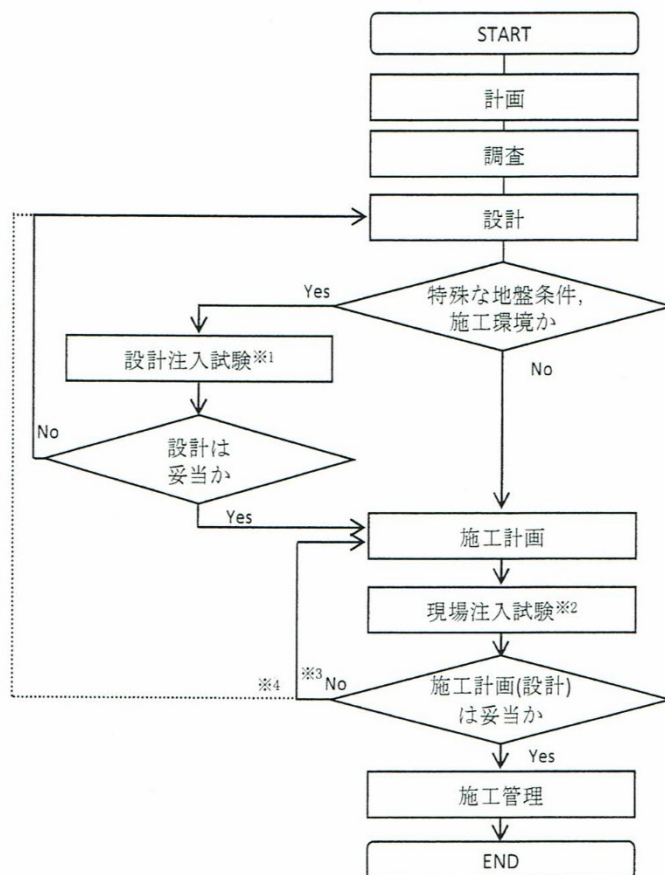
「注入の設計施工マニュアル」（以下、「マニュアル」と称する）の今回の主な改訂内容は，トンネル裏込め注入は対象外としたこと，設計注入範囲の設定方法の複雑化に伴い，本体工事や本体構造物に設計法を合わせたこと，液状化対策については長期耐久性を踏まえた適用方法としたこと，注入試験や効果確認試験の重要性に鑑み，章を新たに設けて試験方法や効果確認方法を詳述したことなどである。ここでは本論文の主題である限界注入速度試験に関する内容が反映され，併せて筆者らの研究成果が限界注入速度評価の研究事例として採用されたマニュアルの「第5章 注入試験」について，以下に詳述する。

第5章は，「Ⅱ・5・1 一般」，「Ⅱ・5・2 試験方法」，「Ⅱ・5・3 試験結果の確認」の3つの条文で構成されている。まず，「Ⅱ・5・1 一般」では，

(1) 設計注入試験は，特殊な地盤条件，施工環境の場合，設計上の不確定な要素を確認するため行うものとする．

(2) 現場注入試験は，施工環境への適合性および施工計画の妥当性を確認するため，必ず行うものとする．

と規定されている．そして，解説には注入試験の位置付けを図-5-3のとおりとしている．



※1：特殊な地盤条件，施工環境の場合，設計上の不確定な要素を確認するために行う．

※2：施工環境への適合性および施工計画の妥当性を確認するため必ず行う．

※3：施工計画の変更が必要な場合．

※4：設計仕様（注入工法，注入材）の変更が必要な場合．

図-5-3 注入試験の位置付け⁵⁾

地盤注入の注入効果は，現場の様々な条件や環境によって強く影響を受け，そのため特殊な条件や環境の現場においては，本施工と同じ条件で設計仕様に基づく設計注入試験を行い，現場の透水性や強度などの設計上，不確定な要素を予め確認しておく必要がある．マニュアルの解説には，特殊な条件や環境に該当する現場を例示しているが，その中に「営業線に近接している場合」も含まれている．

鉄道における営業線近接工事では、列車運転時間帯において、軌道狂い（高低、通り、水準、軌間、平面性）、構造物や機材等が省令で定める鉄道の建築限界を支障する、いわゆる限界支障事象などを絶対に発生させてはならない。なぜならそれらの事象は列車脱線の直接的原因となり、重大な死傷事故や大規模な輸送障害を引き起こすからである。これまでの鉄道における重大事故を振り返っても、残念ながら施工不良に起因するものが多数ある。したがって、鉄道における安全最優先の考え方に鑑みてもこの章は極めて重い意味を持っているといえる。

なお、「Ⅱ・5・1 一般」の解説には、注入試験で何を確認すればよいかを具体的に示した表も記載されているので、それを表-5-2に示す。

表-5-2 注入試験での確認項目

確認項目		設計注入試験	現場注入試験	
設計上の 不確定要素	注入効果	透水係数（止水）	○	
		強度（地盤強化）	○	
	施工環境への 適合性	水質	△	○
		地盤・構造物の変状	△	○
		注入材の噴出・逸走	△	○
		騒音・振動	△	○
施工計画（設計）の妥当性	注入速度	ゲルタイム	△	
		注入圧力	△	○

注) ○：主要な確認項目，△：確認項目

次に限界注入速度試験に言及し、基準化の根拠となった「Ⅱ・5・2 試験方法」について述べる。「Ⅱ・5・2 試験方法」では、

- (1) 注入試験は本施工と同じ条件のもとで行うものとする。
- (2) 設計注入試験の注入効果は群孔の注入を行い、その中間重複部で確認するものとする。
- (3) 現場注入試験は施工環境を考慮し、現場に適した方法で行うものとする。

と規定されている。

そして、各項にそれぞれ解説が記述されているが、その中で限界注入速度試験については、解説の「(1)について」に詳述されている。基準化の根拠となる箇所であるので、以下に解説の内容をそのまま引用する⁵⁾。なお、下線は原文には付されておらず、筆者が強調するために付したものである。

注入効果は施工条件の相違により異なる。事前調査で土質や地下水の状況を確認していても、実際の地盤の詳細は性状を十分に把握することは難しい。したがって、注入試験は注入計画地盤において本施工と同じ条件で行うものとする。一般には本施工を実施する箇所の一部を先行施工して試験を行えばよい。

確実な浸透注入を期待する場合や近接構造物への影響が考えられる場合には、限界注入速度試験を実施し、試験の結果から得られた限界注入速度以下で施工するのが望ましい。

注入圧力は、一般に注入形態が浸透注入から割裂注入に遷移すると低下する。限界注入速度試験とは、この特性を利用して、実際の注入孔または新たに削孔してストレーナを設置した井戸に、段階的に注入速度を上げながら注入材または水を注入し、割裂注入に遷移する注入速度（限界注入速度）を求めるものである。なお、試験は近接構造物の影響範囲外で実施するものとする。

図Ⅱ-5-3（注：本論文中では図-5-4）は限界注入速度試験を実施した場合の注入速度と注入圧力の概念図である。一般に、初期勾配の直線に一致する範囲は浸透注入が主体であり、初期勾配の直線から外れ、限界勾配の直線と交わるまでの範囲は浸透注入から割裂注入への遷移状態、それ以上の範囲は割裂注入が主体になるとされる。限界勾配とは初期勾配に係数を乗じて求められる勾配であり、係数を0.3程度とする研究事例が報告されている⁴⁷⁾（注：参考文献の番号は本論文と合わせた）。ただし、注入圧力は小刻みに変動することが多いため、初期勾配を明確に判断することが困難な場合も多い。なお、この試験は的確な判断ができる能力を備えた技術者により実施されることが望ましい。

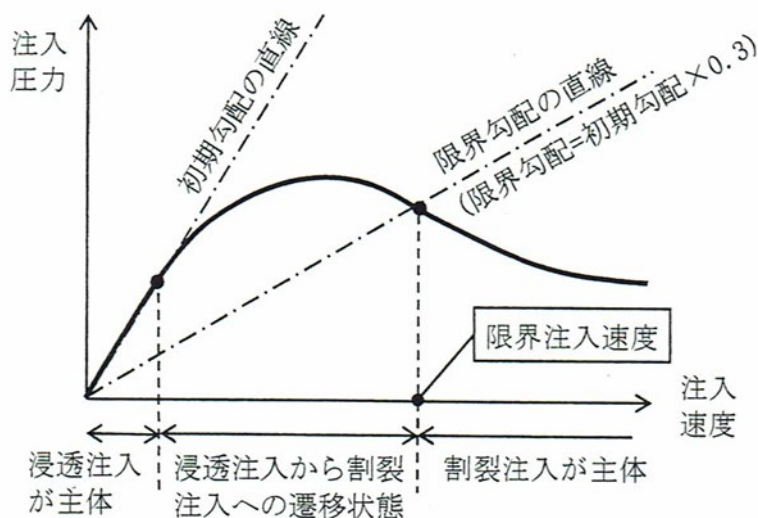


図-5-4 限界注入速度試験における注入圧力と注入速度の概念図⁴⁷⁾

以上がマニュアルにある解説の内容であるが、薬液注入により適正な注入効果を得るためには、注入速度を限界注入速度以下に制御することが重要であり、そのため事前に限界注入速度試験を実施して、正しい限界注入速度を求めることが重要であるというのは、本論文で繰り返し述べてきたことである。筆者らの研究も含め、限界注入速度試験の重要性が鉄道工事での薬液注入施工においても認められ、鉄道総合技術研究所策定の「注入の設計施工マニュアル」において基準化できたこと、また、本論文での研究成果についても限界注入速度評価の研究事例として認められたことは、工学的見地から研究成果の社会的貢献という意味でもその意義は極めて大きいと考えられる。

6. 新たな注入効果評価手法の提案

6.1 実施工での注入効果確認

6.1.1 対象工事の概要

前節で述べたマニュアルの基準に従って、実際に施工した比較的大規模な線路下横断工事での注入効果を確認したので、以下にその内容を述べる。

対象の工事は、北部大阪都市計画道路事業の南吹田駅前線立体交差事業として実施されたJR東海道線との交差部の線路下横断道路工事である。

事業概要を表-6-1⁴⁵⁾、施工箇所の平面図を図-6-1、図-6-2⁴⁵⁾に示す。

表-6-1 対象工事の事業概要⁴⁵⁾

項目	内容
事業名称	北部大阪都市計画道路事業 3・4・205-19号 (南吹田駅前線立体交差事業)
路線名	3・4・205-19号 南吹田駅前線
事業主体	吹田市
所在地	吹田市南吹田1丁目～南吹田3丁目
事業計画区間	約390m
道路幅員	14.3m～26.7m
道路車線数	2車線
事業認可期間	2011年～2018年度

なお、本工事は線路下横断工事という鉄道の運転保安に直結する極めて重要な内容であることからJR西日本が吹田市から工事を受託し、施工会社に発注した。施工に際し、予め早稲田大学、鉄道総合技術研究所、JR西日本、施工会社で、本工事での薬液注入に関するデータ等を研究で活用するため共有することとしたことを記しておく。



図-6-1 事業概要図

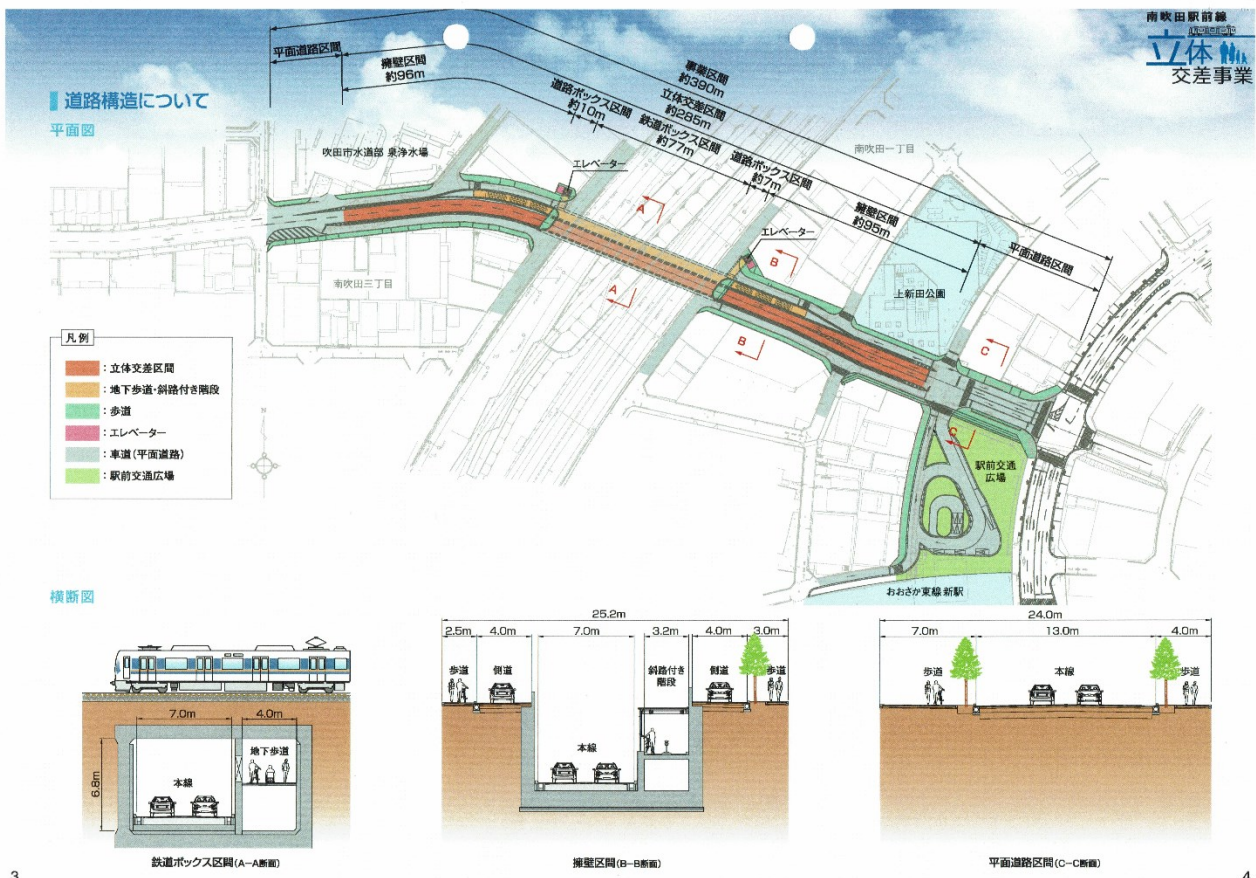


図-6-2 線路下横断箇所詳細図

6.1.2 音響トモグラフィーによる注入効果確認

次に施工後の注入効果確認結果について述べる^{48).49)}.

検証を行った現場は、止水を目的として薬液注入を実施した線路下横断トンネル工事である。注入範囲の深度はG.L-1.5m～G.L-14.3mであり、図-6-3に示すように、上部に沖積砂質土層（As層）が存在し、沖積粘性土層（Ac2層）、洪積礫質土層（Dg層）、シルトが主体の洪積粘性土層（Dc1層）と続く地層構成を有していた。当該の現場では、高周波数の弾性波を用いた音響トモグラフィーおよびシリカ濃度の測定を行うとともに、注液圧試験も実施して注入効果の確認を行った。なお、注入後の固結状態は写真-6-1、写真-6-2に示すとおり良好であった。

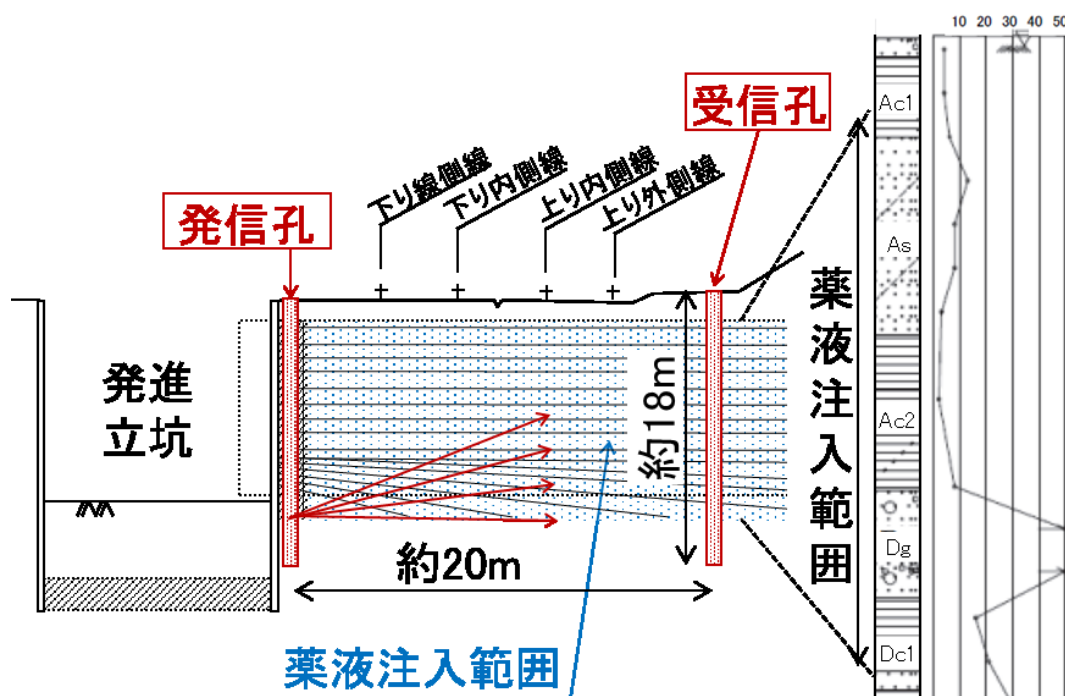


図-6-3 現場計測断面



写真-6-1 注入後の固結状態①

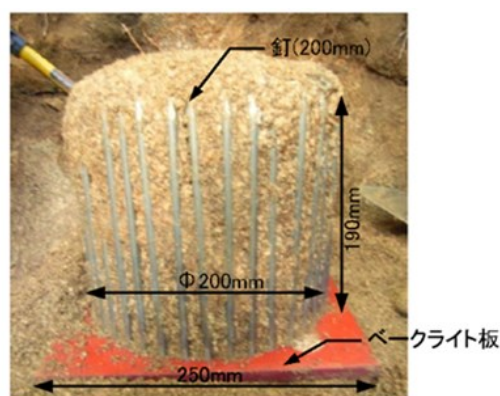


写真-6-2 注入後の固結状態②

(1) 高周波弾性波を用いた音響トモグラフィー探査

a) 測定方法

弾性波速度探査には音響トモグラフィー探査を用いた^{49).50).51)}。これは図-6-4に示すように2つの計測孔の一方を発信孔，他方を受信孔として，音響波の伝播速度と振幅減衰を算出し，計測断面の地盤情報を可視化するものである。

通常の弾性波速度探査と異なるのは，周波数および音圧を制御した発信を行うことであり，発信周波数は1～10kHzと高い周波数帯を用いているため，都市部などでも騒音の影響を受けないことが特徴である。また，他の探査と比較して，高い精度で広範囲の計測が可能となっている。

通常，注入の効果確認で行われる音響トモグラフィー探査では注入後のみで実施され，その絶対値で評価する場合が多い。ただし，本研究では弾性波速度の相対変化量を得るため，薬液注入前後において探査を実施した。発信孔と受信孔の位置は図-6-3に示したとおりであり，距離は約20m，各々の孔深さは約18mである。受信孔に多チャンネル受信器を挿入，発信孔にて発信器を鉛直方向に50cm毎に移動して計測を行った。

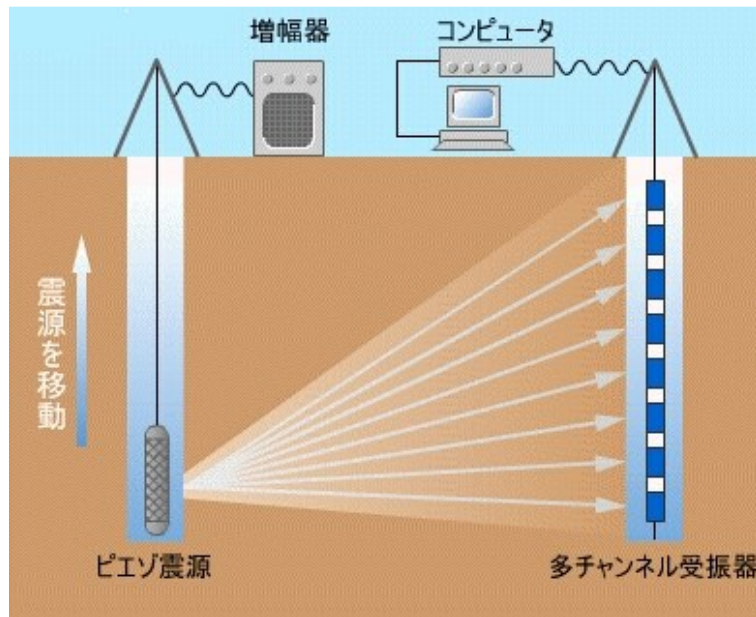


図-6-4 音響トモグラフィー探査の概要⁵¹⁾

ここで、音響トモグラフィー探査について，既往の研究⁵²⁾より実用化に至った経緯を補足しておく。

従来から弾性波を用いた探査手法としては，地震探査や超音波探査があったが，発振周波数と計測分解能の関係から地盤調査で必要となる探査精度1mを得るに

はいずれも適していないとされていた。発振周波数が低いと現場に必要な計測精度が得られず、逆に計測精度を上げるために発振周波数を高くすると、減衰が大きくなり実用的な計測距離が維持できないという課題があった。この相反する理由によって地盤調査において弾性波探査は高い精度が得られなかったといえる。

これらの課題を解決するため、榊原ら⁵²⁾はパルス圧縮と呼ばれる信号増幅方法の一つである疑似ランダム波を用いて、減衰の激しい高周波数の弾性波を用いての計測を可能とした。これが高周波数の弾性波を用いた新たな音響トモグラフィー探査手法である。この手法により、従来は発振周波数が低いため十分な計測精度を得られなかった地盤調査や地中構造物の設計においても所要の精度を確保できるようになった。これまでの実績によると、従来の弾性波探査と同等の計測範囲で、精度の高いボーリング調査に匹敵する計測精度が得られることがわかっている。

b) 測定結果

薬液注入前後のP波速度を用いてトモグラフィー解析を実施した⁵¹⁾。解析結果の差分（P波速度の相対変化量）を図-6-5に示す。注入範囲全体において、注入後のP波速度は大きくなったが、その増加量には違いがみられる。特にDg層付近にあたる位置で0.15km/sを超える増加量を示す箇所が帯状に存在した。一般に、粘性土層の透水係数は小さく、間隙への注入材のてん充率は低く設計する⁵⁾。一方、砂礫層は間隙比、透水係数が大きく、間隙への注入材のてん充率は大きく設計する。したがって、砂礫層の方が注入量や透水係数の低下量が大きくなるため、P波速度の増加量は大きくなる。測定結果はこの傾向と整合するものであった。

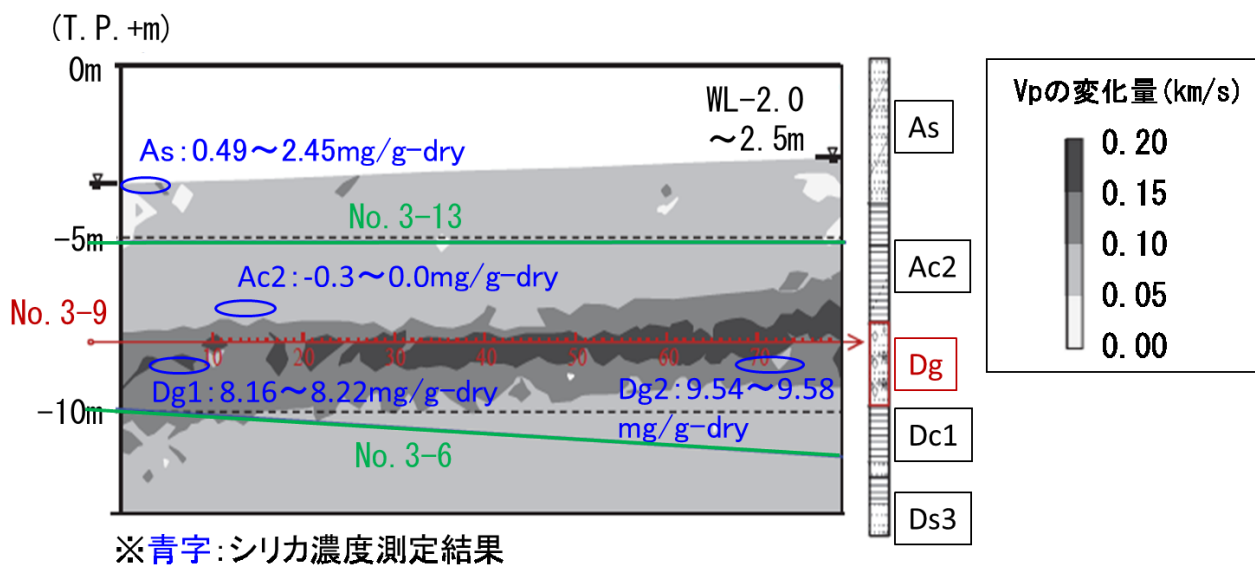


図-6-5 弾性波速度結果（P波速度の変化量）

なお、ここで「てん充率」とは、間隙のすべてを注入前の薬液のシリカ濃度のもので占める場合に対する固結砂間隙中のシリカ重量の割合を指す³⁰⁾。

(2) シリカ濃度測定

a) 測定方法

現場において採取した不攪乱試料を用いてシリカ濃度を測定した。弾性波速度と同様にシリカ濃度も薬液注入前後の相対変化量を得る必要があり、本来は同位置の試料を用いるのがよいが、本研究では立坑掘削時に保存しておいた掘削残土を注入前の原地盤であるとし、角型鋼管推進時の掘削残土を注入後の薬液固結土とした。なお、角型鋼管推進時の試料は、図-6-5に示すAs、Ac2およびDg層の位置で採取した。また、各位置での弾性波速度の増加量はAsで0.02～0.06km/sec、Ac2で0.06～0.10km/sec、Dg1で0.12～0.16km/sec、Dg2で0.14～0.16km/sec程度の範囲であった。

b) 測定結果

測定結果を表-6-2に示す。これからわかるように弾性波速度の測定結果と同様の傾向を示しており、Dg層付近にあたる位置でシリカ濃度の変化量は大きく8.16～9.58mg/g-dryの範囲であった。また、As層とAc2層ではシリカ濃度の変化量は小さく0～2.45mg/g-dryの範囲であった。

表-6-2 シリカ濃度の測定結果

試料		シリカ濃度の差分 (mg/g-dry)		
地層		(3試料の平均)		
As		2.45	0.87	0.49
Ac2		-0.2	-0.3	0.0
Dg	1	8.16	8.16	8.22
	2	9.54	9.56	9.58

(3) 透水係数の推定

a) 注液圧試験からの推定方法

注液圧試験は、図-6-6に示すように本施工した注入孔から幾つかを試験孔として選定した上で再注入を行い、その際の圧力により注入効果を確認するものである。本研究では、地盤の種類によらず、後述する各パラメータの相対変化量の関係を用いることができるかを検証するため、特に、不明であった透水係数について詳細検討を行った。

透水係数の推定に用いた試験孔は図-6-6のうち、実際に地下水位以浅であったDg層にあたるNo.3-9に加え、Ac2層のNo.3-6、Dc1層のNo.3-13とした。なお、As層については地下水位の境界付近にあり、Maggの式の適用ができないことから推定に至らなかった。

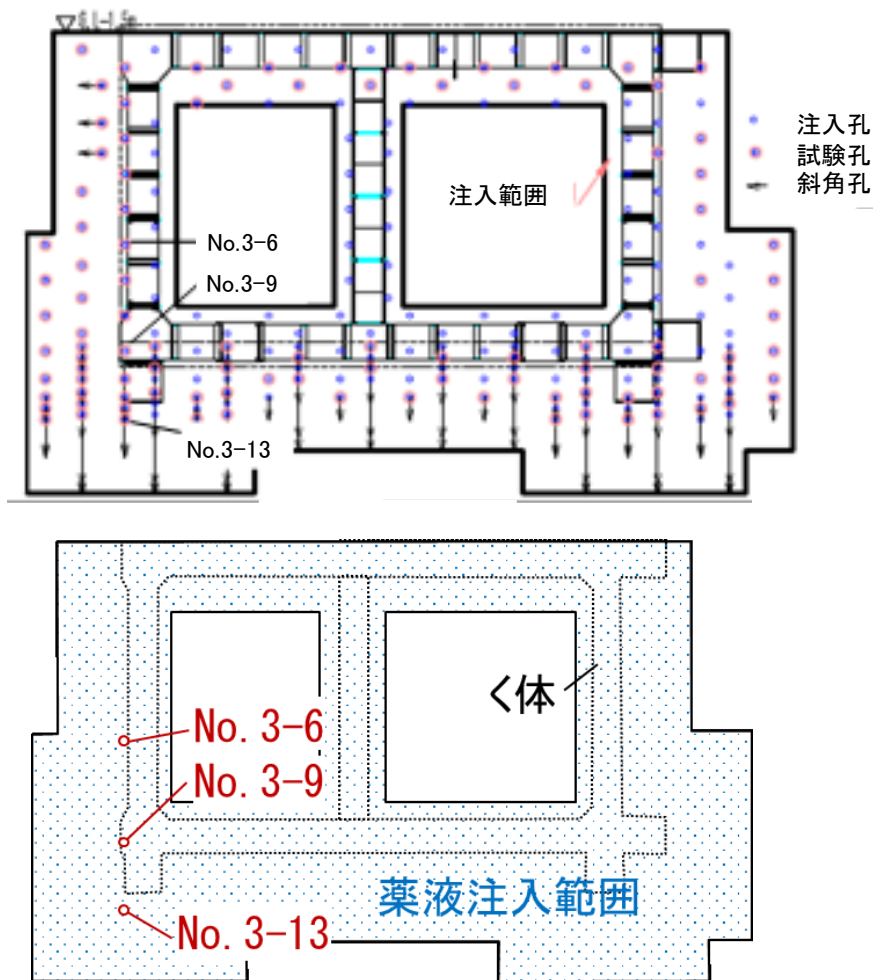


図-6-6 注液圧試験の位置

表-6-3に示す施工条件とともに、原地盤の透水係数は薬液注入の本施工時における最大注入圧力、注入後の透水係数は注液圧試験の最大注入圧力をMaggの式⁵³⁾に代入して求めた。

$$p = \frac{\gamma \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \left\{ \left(\frac{\mu_g}{\mu_w} \right) \frac{1}{r} + \left(1 - \frac{\mu_g}{\mu_w} \right) \frac{1}{R} \right\} + \gamma \cdot h_w \quad \dots (11)$$

ここに、 p :注入圧力 (kPa) , γ_w :水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w :注入孔近傍の地下水位 (m) , q :注入量 (m³/sec)

k_w :透水係数 (m/s) , μ_w :水の粘性 (Pa·sec)

μ_g :注入材の粘性 (Pa·s) , R :注入半径 (m)

Maagの式を使って注液圧試験結果から透水係数を求める手順は次のとおりである。

注液圧試験の値を代入

注入速度 → q

注入圧力 → p

$$p = \frac{\gamma \cdot q}{4\pi k_w} \cdot \left\{ \left(\frac{\mu_g}{\mu_w} \right) \frac{1}{r} + \left(1 - \frac{\mu_g}{\mu_w} \right) \frac{1}{R} \right\} + \gamma \cdot h_w$$

透水係数を逆算

表-6-3 透水係数の算定に用いた注入条件

注入速度 q (ℓ/min)	6(No.3-6) 8(No.3-9, 3-13)
注入材と水の粘度比 μ_g/μ_w	2.0
注入孔半径 r (cm)	5.0
注入半径 R (m)	0.33
水の単位体積重量 γ (kN/m^3)	10.0

試験孔No.3-6, No.3-9, No,3-13の注液圧試験結果の波形を図-6-7に示す。上段からNo.3-6, No.3-9, No,3-13の順になっている。ここで、赤色線が注液圧試験最大圧力, 黄色線が二次注入最大圧力である。注液圧試験は, 再注入時の圧力を施工当初の二次注入時の施工記録と比較し, 0.1MPa以上の圧力増加を確認することで薬液注入の改良効果を確認する原位置試験であるが, いずれも良好な結果となっていることがわかる。なお, これらの注液圧試験結果から上述した手順で求めた透水係数については, 次節で詳細に述べることとする。

以上の固結体の外観調査, 音響トモグラフィー探査, シリカ濃度測定および注液圧試験により注入効果を確認した結果, いずれも良好な状態を示すものであることが判明した。

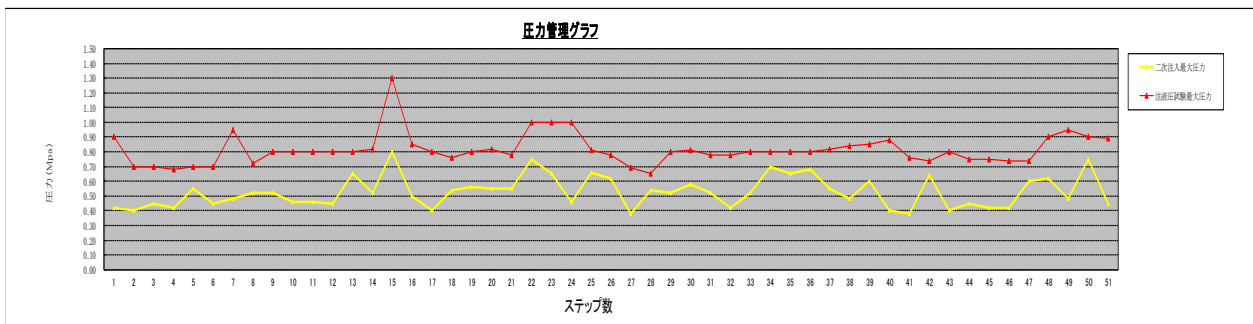
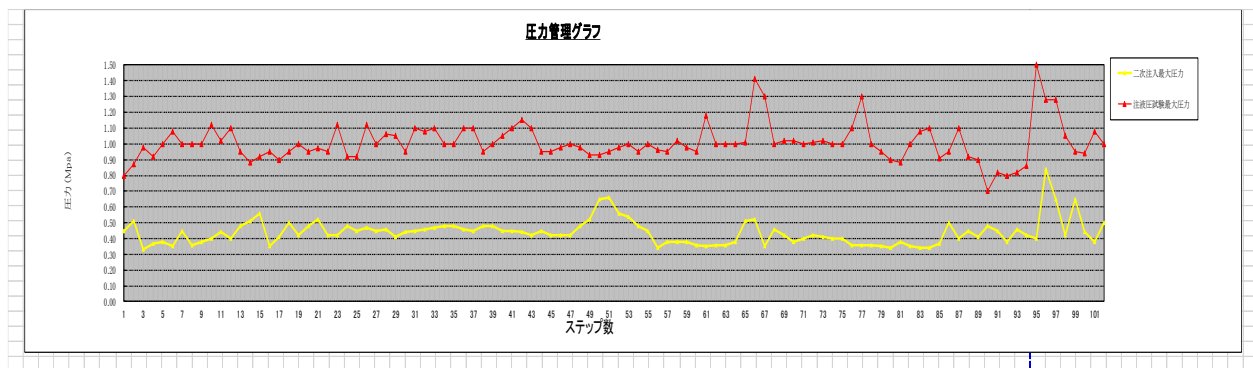
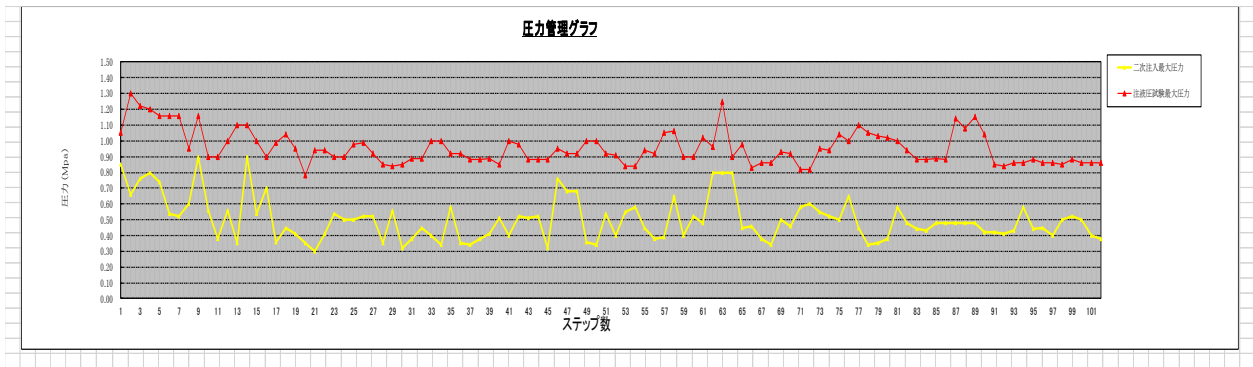


図-6-7 試験孔No.3-6, No.3-9, No.3-13の注液圧試験結果の波形

6.2 新たな薬液注入評価法の提案

6.2.1 新たな薬液注入評価法提案の目的

3章および4章では薬液注入の設計・施工に際し、注入方法の決定を左右する限界注入速度試験の重要性と測定法に関する課題の改善案について言及したが、薬液注入において注入方法の決定と両輪の関係にあるのが注入効果の確認手法である。注入効果の直接的な指標である薬液固結土の圧縮強度と透水係数を得る方法としては、通常、それぞれに対応した原位置試験（サウンディングやPS検層、原位置透水試験など）や不攪乱試料を用いた室内土質試験が主体となっており、これら方法のみで注入範囲全域を評価しようとする、作業時間が膨大になるという課題があった。

そこで、本研究では、図-6-8に示すように原位置試験と室内試験の要否の判断や実施箇所の絞り込みが効率的に行えるよう、通常は注入範囲への注入材の充填状況を確認する目的で実施される高周波弾性波による音響トモグラフィー探査とシリカ濃度測定に着目し、これら調査で得られるパラメータ（弾性波速度とシリカ濃度）から圧縮強度と透水係数を推定する方法を提案する。

6.2.2 薬液固結土の物理的特性と室内試験

(1) 概要

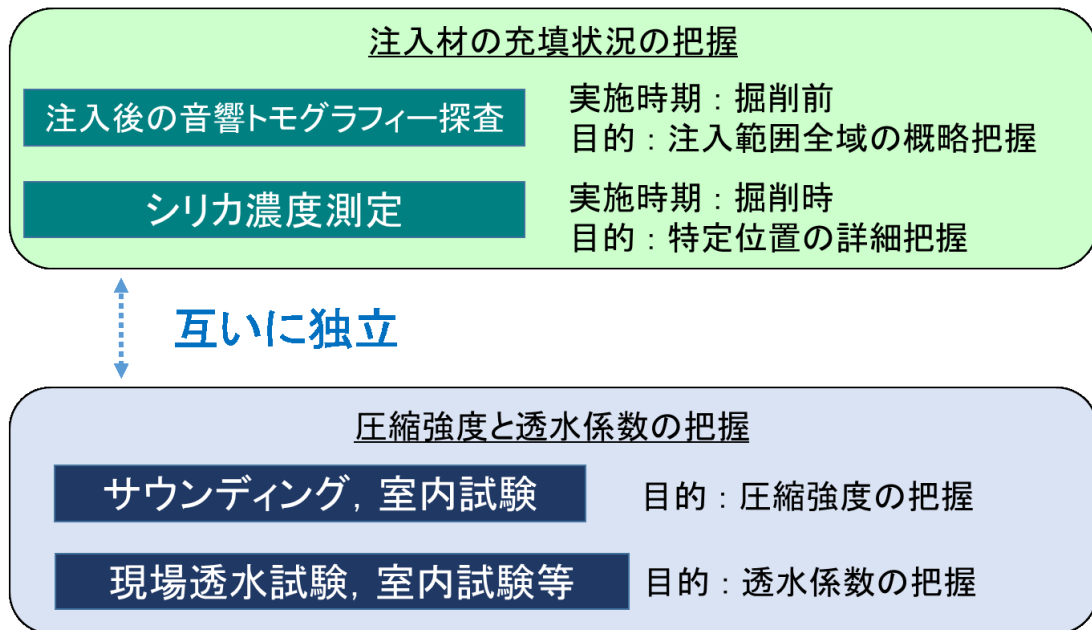
線路下横断トンネルの多くは盛土または盛土下の浅深度で施工されており、薬液注入の対象となる地盤は砂質土または礫質土であることが多い。また、ダブルパッカー工法の二次注入等で用いられる水ガラス溶液型注入材では注入形態を浸透注入主体とすることが可能となっており、この場合には土の骨格が乱されないことから、地盤の種類によらず同程度の粘着力が付加される傾向がみられる⁵⁴⁾。

そこで、本研究では、注入前後の圧縮強度と透水係数のいずれにおいても、これらの相対変化には土の骨格粒子の大きさの影響が小さいものと考え、まず、同一の砂試料で圧縮強度と透水係数が異なる薬液固結土（φ50mm×100mm）を作製し、弾性波速度とシリカ濃度にどの程度の相対変化が生じるか確認した。

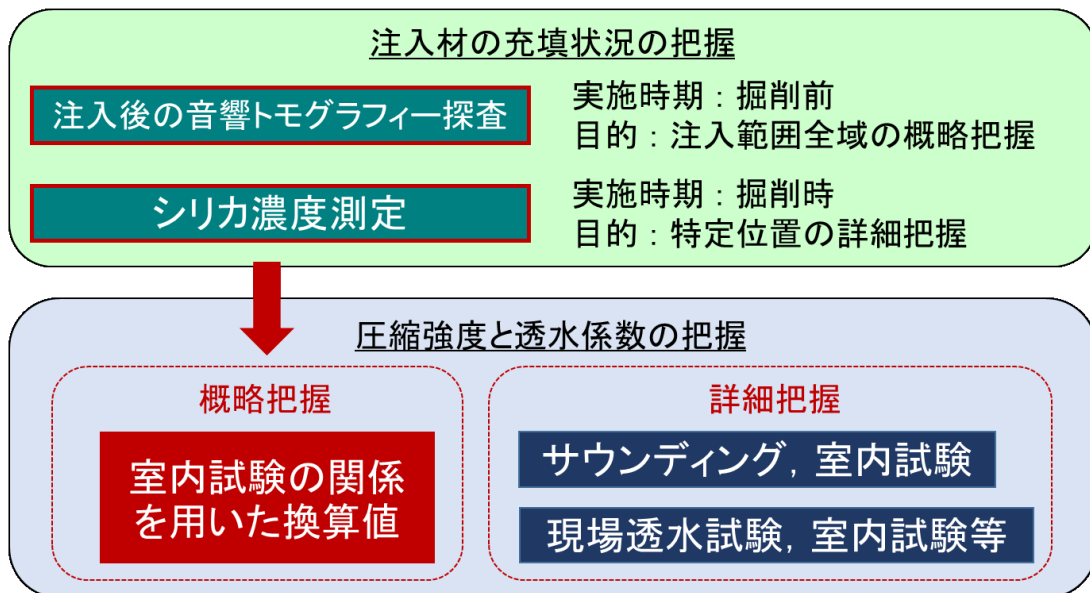
(2) 薬液固結土の作製条件・方法

薬液固結土は、表-6-4の諸元を有する珪砂7号を用いて、表-6-5の注入材の濃度と相対密度で各4体作製した。各4体のうち、3体で弾性波速度測定および圧縮試験を測定し、同一試料でシリカ濃度を測定した（1サンプリング）。また、残りの1体は透水係数の測定に使用した。

従 来



本研究での提案



⇒ 詳細把握の要否の判断, 実施箇所の絞り込みに利用

図-6-8 本研究で提案する注入効果確認の考え方

表中の注入材の濃度とは、薬液固結土の作製に使用した注入材の希釈度合いを示したものであり、注入材の濃度50%の薬液固結土では、標準配合で作製した注入材と水を比率1：1で混合した。

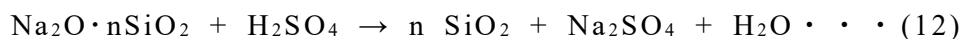
表-6-4 砂試料（珪砂7号）の物性値

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.620
最大間隙比	0.931
最小間隙比	0.613
平均粒径 D_{50} (mm)	0.180

表-6-5 薬液固結土の作製条件

No.	注入材の濃度	相対密度
1-1	100%	60%
1-2	75%	
1-3	50%	
2-1	100%	80%
2-2	75%	
2-3	50%	

注入材は線路下横断トンネル工事で主流となっている中酸性系の水ガラス溶液型を使用した。この注入材の化学反応式を式（12）に示す。



一般に、中酸性系の水ガラス溶液型は、この化学反応式で生成されているSiO₂（シリカ）が薬液固結土の固化成分となるものであり、この配合が材料により異なる。本研究では希釈することで圧縮強度と透水係数が広範囲で異なる薬液固結土が作製できるように、高強度配合の材料を選定した（標準配合：表-6-6）。

表-6-6 注入材の標準配合

分類	配合(1ℓあたり)		ゲルタイム
溶液型 無機 特殊中酸性	A剤	主剤:250mℓ	緩結 (長結)
		水:300mℓ	
	B剤	硬化剤:20mℓ	
		pH調整剤:20g 水:410mℓ	

なお、この注入材は、珪酸ソーダ中のシリカを活性化するために希硫酸を加えて、Na⁺イオンを除去するとともに、コロイド化したシリカの重合（シロキサン結合）を促進させている。また、酸化ナトリウムを中和する量の希硫酸しか加え

ないことにも特徴があるものである。

具体的な薬液固結土の作成手順を次に示す。

- ① 相対密度に応じた間隙にてん充率100%となる量の注入材をモールド（ $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ ）に投入する（写真-6-3a）
- ② 水中落下で目標相対密度となる砂試料をモールドに投入する（写真-6-3b, 写真-6-3c）。
- ③ 気中養生を1日，水中養生を2日行う。
- ④ プラモールドを脱型のうえ，マイターボックス，直ナイフで整形する（写真-6-3d）。



a) 注入材投入



b) 水中落下



c) 作製直後



d) 脱型後

写真-6-3 薬液固結土の作製手順

(3) 試験方法

a) 弾性波速度の測定方法

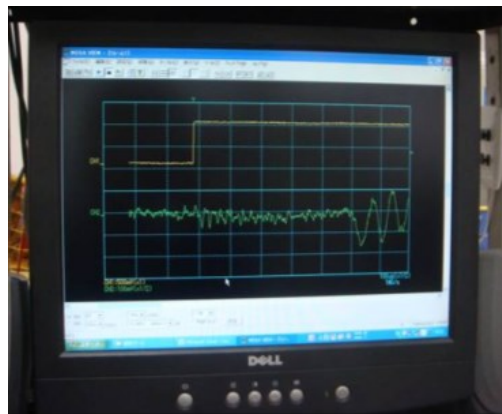
弾性波速度は，薬液固結土に三軸圧縮試験用のセルで側圧100kPa（空気圧）を

与え（写真-6-4a），薬液固結土上下面に取り付けたP波，S波素子に発信用電圧を印加して行った．

起信波形は振幅100Vの矩形波とし，サンプリングレート 4×10^{-4} msで収録し，64回のスタッキングによりノイズ処理を行った（写真6-4b）．



a) セル内への設置状況



b) 入出力波形

写真-6-4 弾性波速度の測定状況

b) シリカ濃度の測定方法

そもそもシリカ濃度とは，乾燥した薬液固結土の単位質量当たりのシリカ質量（mg/g-dry）をいう．薬液固結土の固結シリカを溶液化し，ICP発光分析装置を使用して測定した（写真-6-5）．具体的な手順を次に示す．

- ① 薬液固結土を細かく粉砕して10gを採取する．
- ② 2%の水酸化ナトリウム水溶液を20ml入れ攪拌する．
- ③ 容器を熱湯に入れ攪拌しながら30分静置する．
- ④ ③の上澄み液を吸引ろ過し，溶液1mlを100mlメスフラスコへ入れる．
- ⑤ メスフラスコに塩酸2mlをさらに加えた後，純水で100mlまでメスアップし混ぜる．
- ⑥ ICP発光分析装置で，⑤で作製した溶液のシリカ含有量（ppm）を測定する．これをシリカ濃度に換算する．



写真-6-5 ICP発光分析装置

c) 一軸圧縮強度，透水係数の測定方法

一軸圧縮強度はJIS A 1216に準拠して求めた。また，透水係数はJIS A 1218が一般的であるが，難透水試料であることからフローポンプ法を用いて求めた。フローポンプ法とは難透水性試料の透水係数を得るため，薬液固結土への浸透水の供給を注射器状のシリンダーで安定して行うものである。

(4) 試験結果

a) 弾性波速度と一軸圧縮強度および透水係数の関係

弾性波速度と一軸圧縮強度および透水係数の関係を図-6-9，図-6-10に示す。これらの図から弾性波速度が増加するのに伴い一軸圧縮強度は増加，透水係数は低下することがわかる。

薬液固結土の圧縮強度が202～628kN/m²，透水係数が $1 \times 10^{-7} \sim 5 \times 10^{-9}$ cm/secの範囲では，S波速度に218～279m/sec，P波速度に505～914m/secの変化が生じた。

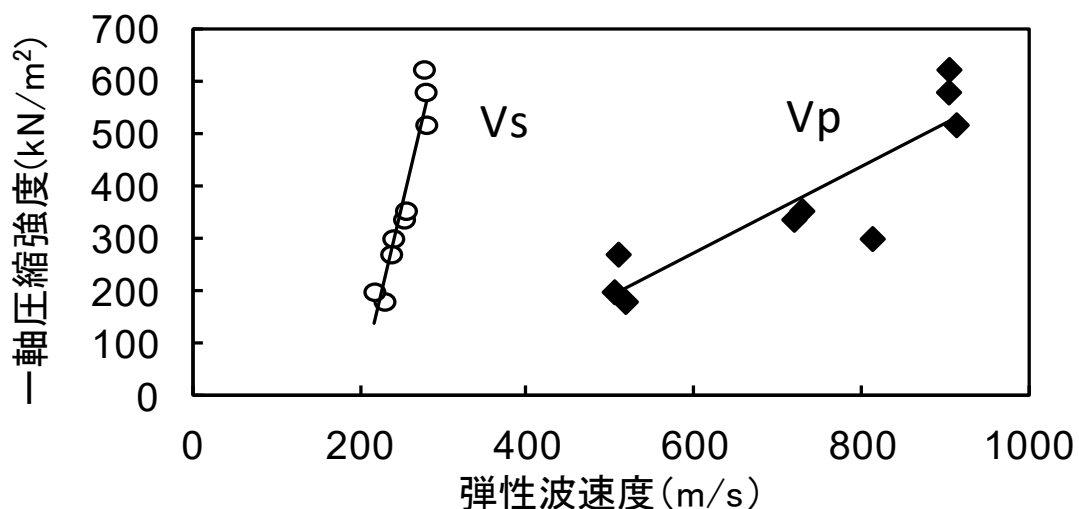


図-6-9 弾性波速度と一軸圧縮強度の関係

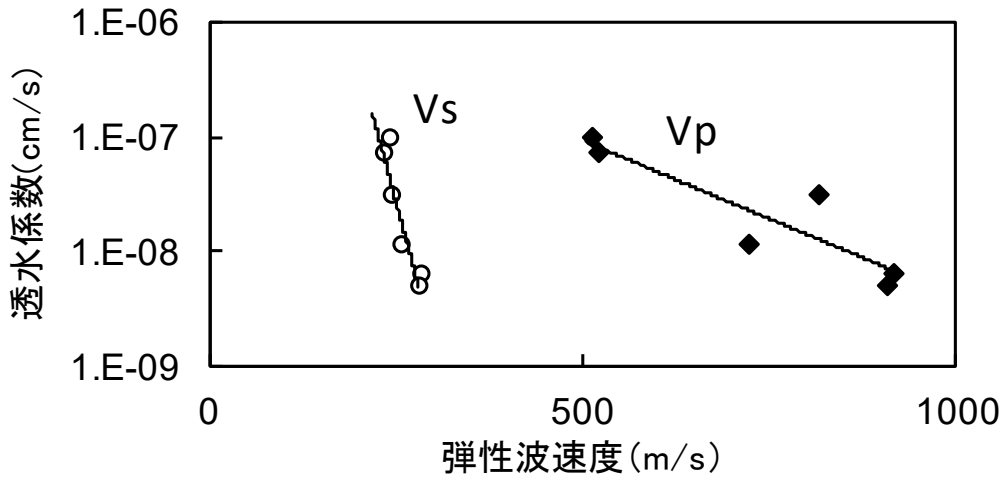


図-6-10 弾性波速度と透水係数の関係

b) シリカ濃度と圧縮強度および透水係数の関係

シリカ濃度と圧縮強度および透水係数の関係を図-6-11, 図-6-12に示す. これらの図から, 弾性波速度と同様に, シリカ濃度の増加に伴い圧縮強度は増加, 透水係数は低下することがわかる. また, シリカ濃度には14~33mg/g-dryの変化が生じた.

c) 弾性波速度とシリカ濃度の相対変化量

弾性波速度とシリカ濃度のいずれにおいても, 圧縮強度と透水係数の変化に対して線形に近い相関が見られた. 試験結果から, 圧縮強度と透水係数に対する弾性波速度とシリカ濃度の相対変化量をまとめると, 表-6-7のように簡易な形で整理することができた. なお, 弾性波速度については変化量大きいP波速度の値を示した.

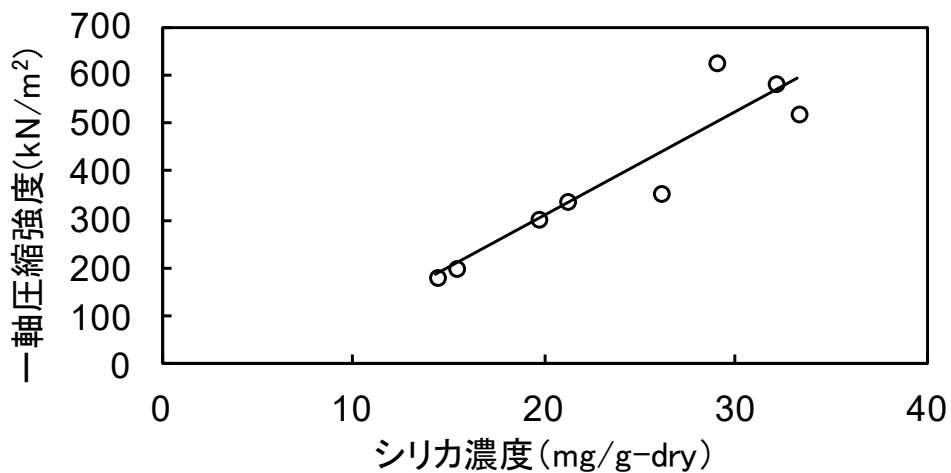


図-6-11 シリカ濃度と一軸圧縮強度の関係

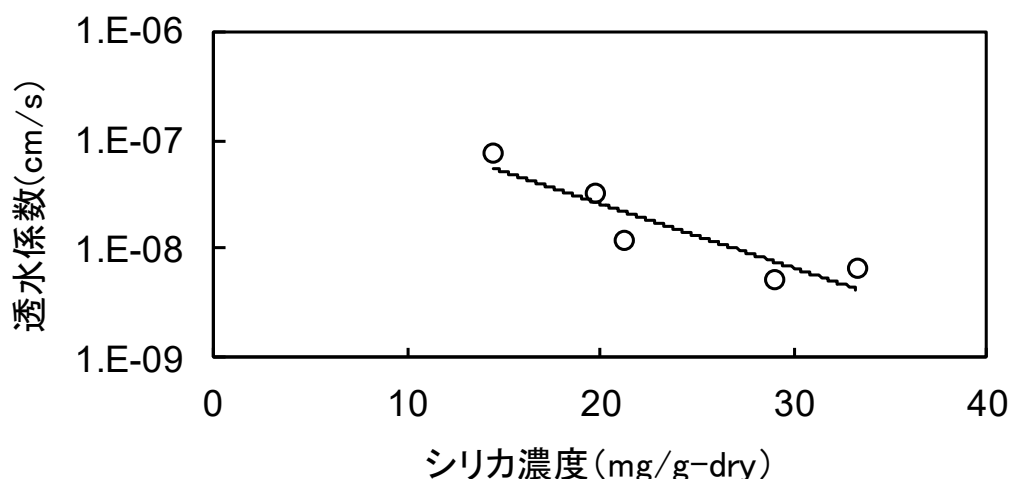


図-6-12 シリカ濃度と透水係数の関係

表-6-7 弾性波速度とシリカ濃度の相対変化量

	弾性波速度 V_p の変化量 (m/sec)	シリカ濃度の変化量 (mg/g-dry)
圧縮強度の変化量 (100kN/m ² あたり)	100程度	4程度
透水係数の変化量 (1オーダーあたり)	300程度	17程度

6.2.3 提案内容の検証結果と考察

(1) 音響トモグラフィー探査，シリカ濃度測定からの推定方法

提案内容の検証については，注液圧試験において再注入時に得られた最大注入圧と施工当初の本注入時に得られた最大注入圧からMaagの式によって求めた透水係数を施工現場での実際の値とした．そして，前節で述べた施工現場における注入前後での高周波弾性波を用いた音響トモグラフィー探査結果や現場において採取した不攪乱試料を用いて測定したシリカ濃度と注入前の原地盤と同等とみなせる立坑掘削時に保存しておいた掘削残土のシリカ濃度を使って，室内試験で得られた弾性波速度と一軸圧縮強度，透水係数との関係，およびシリカ濃度と一軸圧縮強度，透水係数との関係から推定した相対変化量より求めた透水係数とを比較することで提案内容の評価を行った．

具体的には施工現場で測定された弾性波速度とシリカ濃度の注入前後の差分

に表-6-7の関係を乗じて透水係数の変化量を求め、本施工の薬液注入時の最大注入圧力から求めた原地盤の値にこの変化量を加えることで注入後の透水係数を求めた。

ここで、室内試験結果の透水係数と施工現場での透水係数のオーダーは異なっているが、これは室内試験では難透水性試料を対象としたフローポンプ法、施工現場では注液圧試験結果を使ってMaagの式から求めたので、透水試験方法の違いによる差異と考えられる。止水効果を確認するには注入前後で透水係数がどう変化したかを評価することが妥当であり、したがって、各時点での透水係数の絶対値ではなく、それぞれの注入前後の変化率を比較することにより、評価することとした。

(2) 推定の比較結果

各層における透水係数の推定結果を図-6-13、図-6-14、図-6-15に示す。注液圧試験による算定では、薬液注入後の透水係数はいずれも低下し、Ac2層、Dg層、Dc1層ともに $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ ($1 \times 10^{-6} \text{m/sec}$)のオーダーとなった。

これらの結果から、音響トモグラフィー探査結果から推定した透水係数と注液圧試験結果からMaagの式を用いて求めた透水係数の値は概ね一致することがわかる。一方、シリカ濃度からの推定値は、Dg層で注液圧試験結果からの値および音響トモグラフィー探査結果からの推定値と概ね一致するが、Ac2層ではシリカ濃度から推定した透水係数が低下していない結果となり、注液圧試験結果から求めた透水係数と乖離した。その原因としては、注液圧試験と音響トモグラフィー探査は、一般的に測定位置の平均的な評価を行うものであるのに対して、シリカ濃度では採取試料固有の評価を行うため、採取した試料のばらつきが推定される。また、Ac2層は粘性土であり、薬液が回り込みにくいため、一般的には浸透注入と割裂注入が混在する注入形態となる。これらの要因が推定結果に影響した可能性が考えられる。

Ac2層

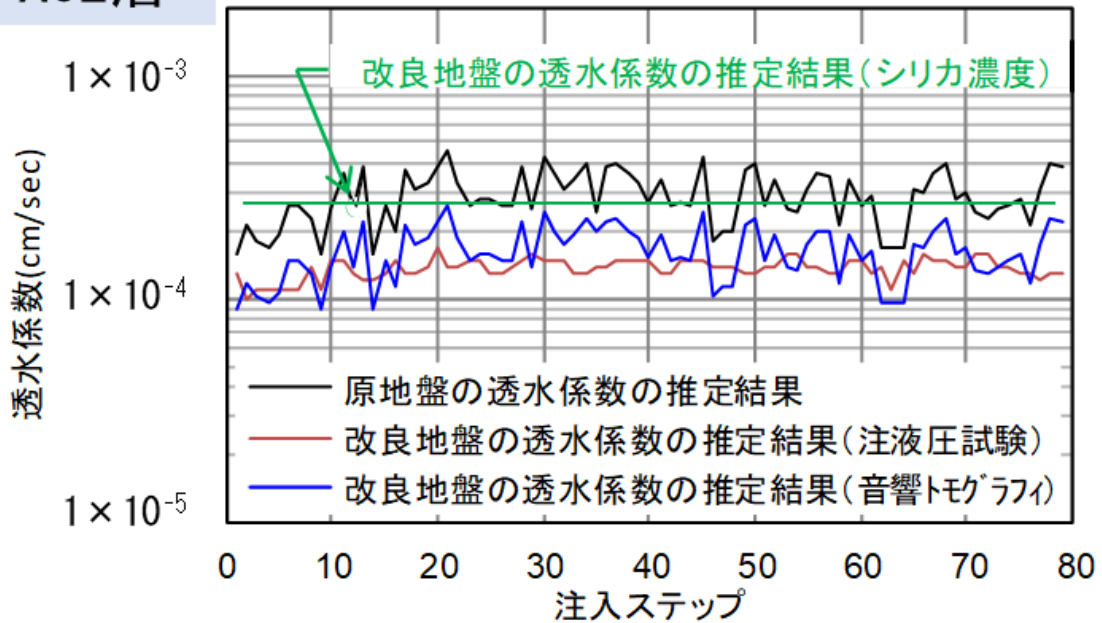


図-6-13 No.3-6の透水係数の推定結果 (Ac層)

Dg層

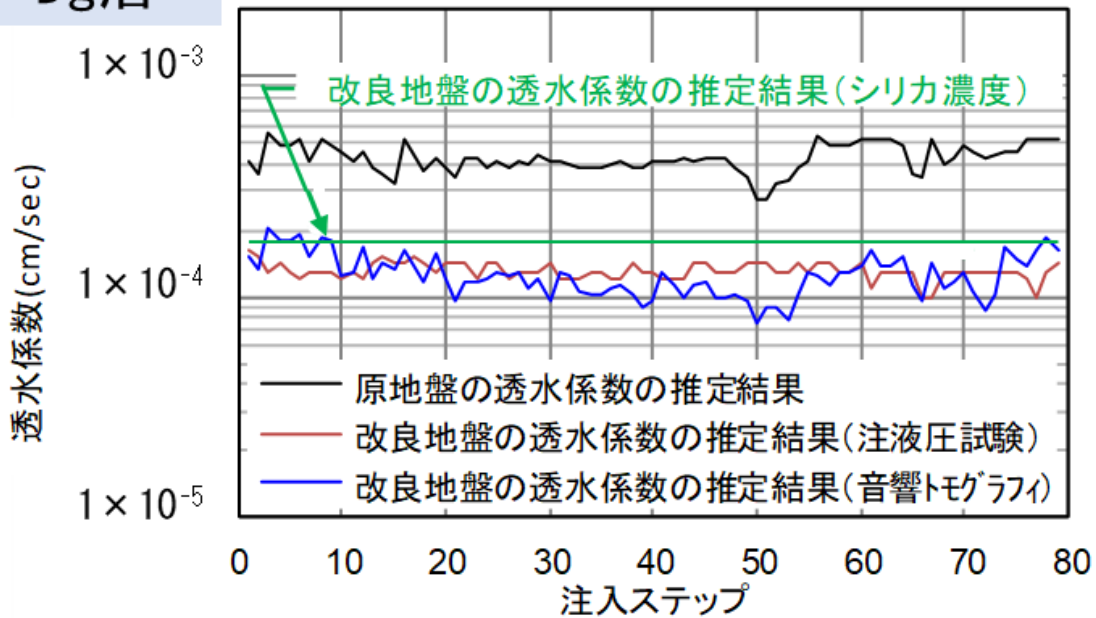


図-6-14 No.3-9の透水係数の推定結果 (Dg層)

Dc1層

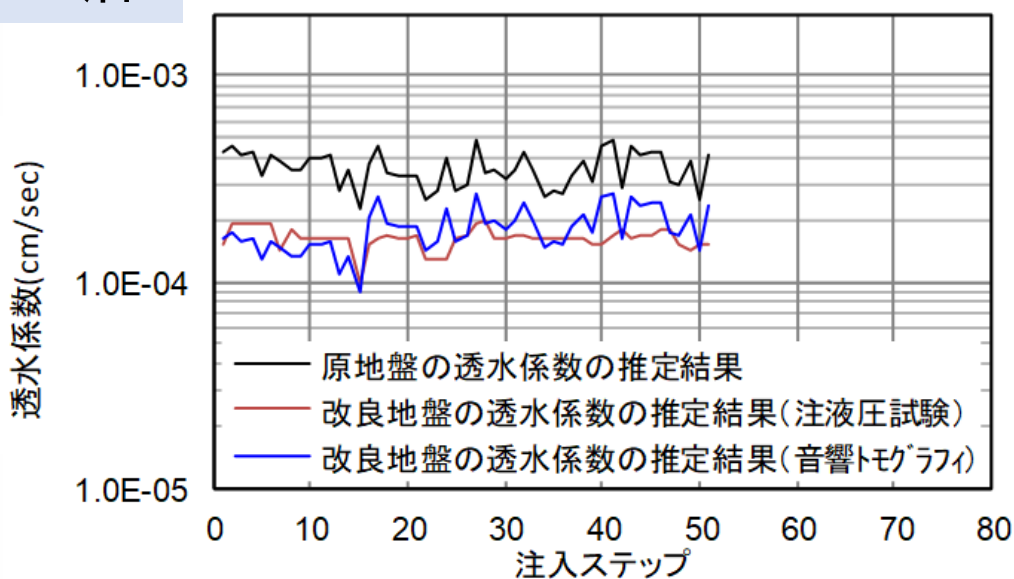


図-6-15 No.3-13の透水係数の推定結果 (Dc1層)

(3) 考察

本節では、鉄道工事を主対象として策定された「注入の設計施工マニュアル」に基づき、実際に施工された規模の大きい線路下横断工事での注入効果確認を行うとともに、注入効果予測の精度向上を目指して新たな提案を行った。

まず、注入効果に関しては、音響トモグラフィを用いた弾性波速度測定結果、固結土のシリカ濃度測定結果、さらに注液圧試験結果からMaagの式で算出した透水係数のいずれにおいても良好な浸透固結を示す結果が得られた。このことは「注入の設計施工マニュアル」の妥当性を示している。

次に従来から充填状況を把握するために実施している高周波弾性波を用いた音響トモグラフィ探査やシリカ濃度測定は、注入効果を直接評価する一軸圧縮強度試験や現場透水試験と独立した位置づけとなっていて、互いの連関が明確になっていなかったという課題に対し、両者を関連付ける新たな評価手法を提案した。

これまでは、測定したシリカ濃度からてん充率を求め、てん充率と一軸圧縮強度、てん充率と透水係数の関係から、一軸圧縮強度や透水係数を評価するという「シリカ濃度⇒てん充率⇒一軸圧縮強度・透水係数」の流れであったが、弾性波

速度とシリカ濃度の物理的関係が明確になれば、「弾性波速度⇒シリカ濃度⇒てん充率⇒一軸圧縮強度・透水係数」という新たな評価の流れとなり、音響トモグラフィー探査によって求めた弾性波速度から注入効果の直接的な指標である一軸圧縮強度や透水係数を算定することが可能となる。このことは、施工現場での実効性向上につながり、かつ学術的理解を伴うという注入効果確認の信頼性向上にも寄与するものと考えられる。

具体的な提案内容は、通常、注入範囲への注入材の充填状況を確認するために実施される音響トモグラフィー探査とシリカ濃度測定に着目し、これら調査で得られるパラメータ（弾性波速度とシリカ濃度）から注入効果の直接的評価指標である一軸圧縮強度と透水係数を推定する方法を検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- ① 注入材を希釈することで一軸圧縮強度と透水係数が異なる砂試料による薬液固結土を作製し、弾性波速度とシリカ濃度の変化量を測定した。この結果、これらの変化は注入材のてん充率によらず一定であることが確認できた。
- ② 上記の相対変化量は、一軸圧縮強度 100kN/m^2 あたり、弾性波速度 V_p は 100m/sec 程度、水ガラス濃度は 4mg/g-dry であった。また、透水係数 1 オーダーあたり、弾性波速度 V_p は 300m/sec 程度、水ガラス濃度は 17mg/g-dry であった。
- ③ 浸透注入の場合、既往の研究から、上記の相対変化には土の骨格粒子の大きさによる影響が小さいと考え、実現場の粘性土と礫質土に対して音響トモグラフィー探査およびシリカ濃度測定を実施した。上記の関係を用いて透水係数を推定し、注液圧試験で算定した透水係数と比較したところ、音響トモグラフィー探査による推定では粘性土と礫質土で、シリカ濃度測定による推定では礫質土で、概ね両者の値の一致が認められた。

本研究で実施した注液圧試験のような原位置試験は作業時間を要するため、今回提案し得られた結果は、効率的に薬液固結土の一軸圧縮強度と透水係数を推定するために寄与するものと考えている。但し、本研究では、水ガラス溶液型注入材を対象としたが、実際には粗詰めを目的とした一次注入も実施される。そのため、この影響による誤差が含まれていることは課題として残されており、今後も精度向上に取り組んでいく必要がある。

注入方法の決定に際しては、「注入の設計施工マニュアル」の制定によって限界注入速度試験が明確に基準化されたが、併せて信頼性の高い注入効果確認手法の開発も重要なテーマであり、さらなる研究の深度化が望まれるところである。

7. 結論

7.1 本研究で得られた成果

薬液注入は止水や強度増加を主たる目的とした地盤改良工法の一つであり，開削工事やシールドトンネル，また，近年増加している線路下横断工事など地下水面下の地盤の掘削を実施する場合に広く用いられている．この工法の特徴は簡便で迅速な処理が可能で，狭隘な空間においても施工ができることである．そのため今後市街地の狭隘な空間や既設構造物が複雑に位置するような箇所での建設工事では本工法のニーズは益々高まるものと考えられる．一方で，従来から注入効果を確実に精度よく判定する手法が確立していないという問題点もあった．薬液の浸透状態を支配する主要因とその対応手段を見出す研究によって，その問題点が解決できれば薬液注入工法の信頼性は著しく向上し，さらなる発展に寄与することとなる．

本研究では，薬液注入における限界注入速度の測定試験（限界注入速度試験）に着目し，種々の地盤で実施され，その過程でいくつかの問題点が明らかとなってきたが，これら限界注入速度 q_{cr} 決定上の諸問題について考察を加え，その改善の考え方を検討した．

本研究で得られた成果を要約し列挙すると以下のとおりとなる．

- ① 限界注入速度 q_{cr} は，作図した $p \sim q$ 曲線に基づいて決定するが， q_{cr} に最も影響する初期直線勾配 i_o の決め方が必ずしも容易ではない．この勾配部の最高点は地盤の割裂発生圧 P_t であるが，これを $p \sim q$ 曲線上で明確に判定できない場合は i_o の誤差が出やすい．このような場合に対して，その地盤に考えられる最小割裂発生圧（式(6)および(7)）による修正法を提案した．
- ② 限界注入速度試験中の $P \sim t$ 曲線が上昇型になる場合がある．これは地盤の構造などから注入により地盤の間隙圧が上昇したことを意味するもので，その上昇分とそれ以前の段階で生じた上昇分の全合計量を差し引き，修正した p を用いたプロットによる $p \sim q$ 曲線にすれば，誤差の少ない q_{cr} を決定できる．
- ③ $p \sim q$ 曲線の $q = 2 \text{ l/min}$ と $q = 10 \text{ l/min}$ にあたる注入圧をそれぞれ p_2 ， p_{10} としたとき， p_{10}/p_2 値は地盤の透水特性と注入速度 q の増加に伴う地盤の割裂進展特性をよく表している．
- ④ p_{10}/p_2 値は q_{cr} と密接な相関があり，実測結果より次のような簡便な関係式が得られた．

$$q_{cr} = 10 \{ (p_{10}/p_2) - 1 \} [\text{l/min}]$$

q_{cr} は $p \sim q$ 曲線の作図を行う際，誤差が入りやすい場合があるので，実測し

た q_{cr} の妥当性を本式でチェックすることが可能であり、実測値と本式による値に大きな差のある場合には、むしろ本式による q_{cr} を参考とすべきである。

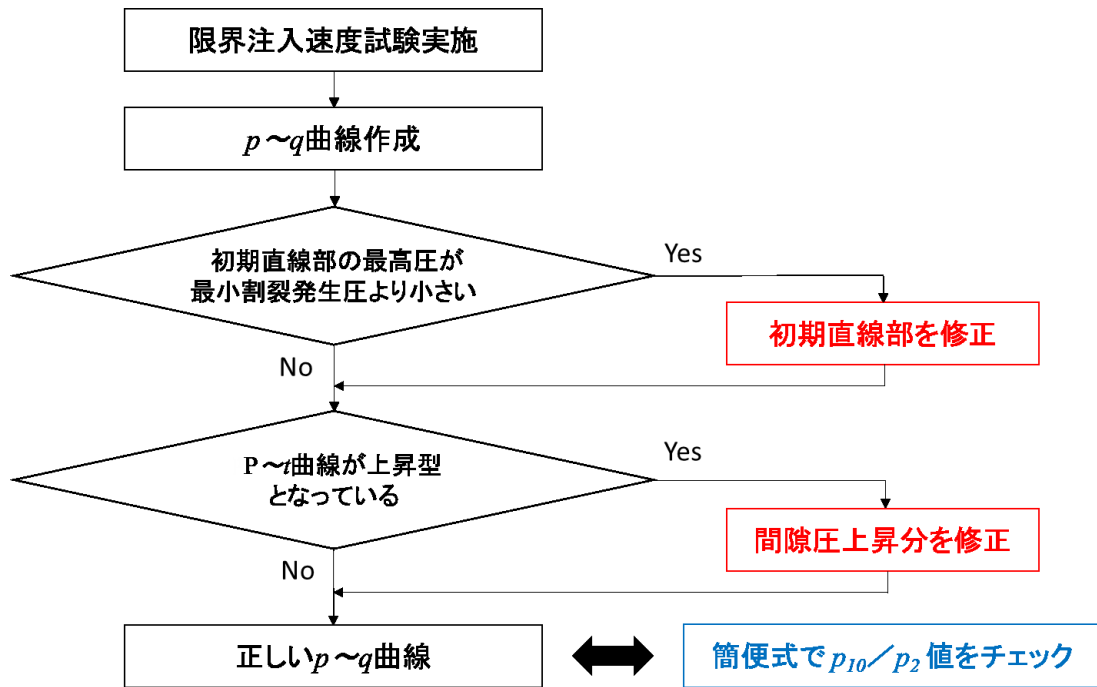
- ⑤ 現場注入孔を利用して $q=2\ell/\text{min}$ と $q=10\ell/\text{min}$ の二段注入を行い、 p_{10}/p_2 値を精度よく測定できれば、 q_{cr} の推定が可能になり、現場の注入管理上大きな利点がある。ダブルパッカー方式の注入現場について現場注入孔を使って測定を実施し、その p_{10}/p_2 値の妥当性を検証したが、平均的には低めの値になり、またばらつきも大きかった。この原因はダブルパッカー方式における薬液の浸透面積にあたるシールグラウトの注入に伴うクラック面積の変化にあり、このような問題の解消が今後の課題として残った。
- ⑥ 上述した従来の限界注入速度決定における問題点を詳細に分析し、その改善に向けて行った研究成果に関しては、2009年から2010年度にかけて、学識経験者、鉄道事業者、鉄道・運輸機構、鉄道総合技術研究所で構成される鉄道工事における「注入の設計施工マニュアルに関する検討会」の中でも審議が行われた。その結果、限界注入速度試験が2011年に制定された指針である「注入の設計施工マニュアル」で基準化され、さらにマニュアルの中で筆者らの研究成果が限界注入速度評価の研究事例として認められ、鉄道工事における薬液注入施工において推奨されることとなった。
- ⑦ 「注入の設計施工マニュアル」に基づき施工した線路下横断工事の施工現場で注入後の状態を確認した結果、想定どおりの良好な浸透固結が得られたが、その際、注入効果確認において、通常、注入範囲への注入材の充填状況を確認するために実施される高周波弾性波を利用した音響トモグラフィー探査とシリカ濃度測定に着目し、これら調査で得られるパラメータ（弾性波速度とシリカ濃度）から注入効果の直接的評価指標である一軸圧縮強度と透水係数を推定する方法を試行した。
- ⑧ これまでは、測定したシリカ濃度からてん充率を求め、てん充率と一軸圧縮強度、てん充率と透水係数の関係から、一軸圧縮強度や透水係数を評価するという「シリカ濃度⇒てん充率⇒一軸圧縮強度・透水係数」の流れであったが、弾性波速度とシリカ濃度の物理的関係が明確になれば、「弾性波速度⇒シリカ濃度⇒てん充率⇒一軸圧縮強度・透水係数」という新たな評価の流れとなり、音響トモグラフィー探査によって求めた弾性波速度から注入効果の直接的な指標である一軸圧縮強度や透水係数を算定することが可能となる。このことは、施工現場での実効性向上につながり、かつ学術的理解を伴うという注入効果確認の信頼性向上にも寄与するものと考えている。
- ⑨ ⑦に関連して、室内試験において、注入材を希釈することで一軸圧縮強度

と透水係数が異なる砂試料による薬液固結土を作製し、弾性波速度とシリカ濃度の変化量を測定した結果、これらの変化は注入材のてん充率によらず一定であることが確認できた。

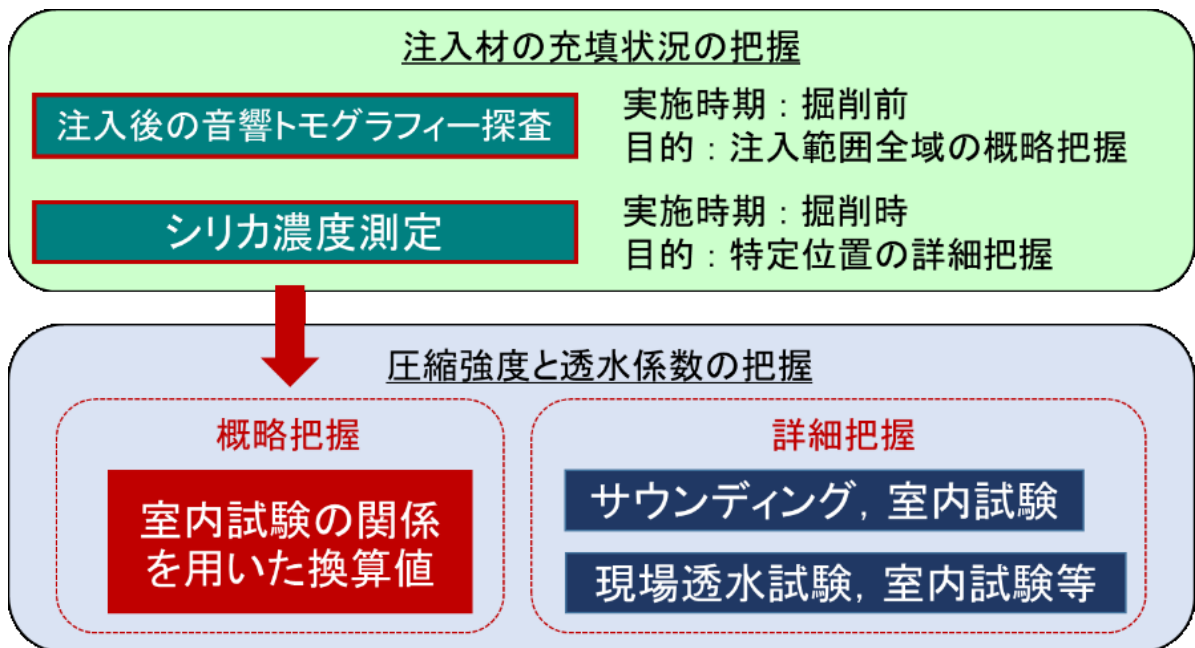
⑩ 上記の相対変化量は、一軸圧縮強度 100kN/m^2 あたり、弾性波速度 V_p は 100m/sec 程度、水ガラス濃度は 4mg/g-dry であった。また、透水係数 1 オーダーあたり、弾性波速度 V_p は 300m/sec 程度、水ガラス濃度は 17mg/g-dry であった。

⑪ 浸透注入の場合、既往の研究から上記の相対変化には土の骨格粒子の大きさによる影響は小さいと考えられ、実現場の粘性土と礫質土に対して音響トモグラフィー探査およびシリカ濃度測定を実施した。上記の関係を用いて透水係数を推定し、注液圧試験で算定した透水係数と比較したところ、音響トモグラフィー探査による推定では粘性土と礫質土で、シリカ濃度測定による推定では礫質土で、概ね両者の値の一致が認められた。

結論 1 : 限界注入速度決定の問題点とその改善



結論 2 : 音響トモグラフィーによる新たな注入効果手法の提案



⇒ 詳細把握の要否の判断, 実施箇所の絞り込みに利用

7.2 本研究の課題と今後の展望

薬液注入による地盤の固結形状をまとまった良好なものとし、固結体相互を連結させ、止水と強度向上の目的を達成することは薬液注入の本来の使命である。しかし、未だにこの目的を達成できない薬液注入工事が皆無になっていないのも事実である。これは注入速度がその地点の地盤の限界注入速度 q_{cr} をかなり上回る注入速度で注入を行ったことも一因と考えられる。このため注入地点の限界注入速度を注入前に予め知っておくことは確実な薬液注入を行う上で不可欠の重要事項であるが、限界注入速度の測定には多くの手間を要するので、注入地盤の全域にわたる限界注入速度の測定は行われていない。限界注入速度の調査は、これまで比較的大規模な注入工事に限られ、しかも測点数も数箇所程度というのが実情であった。また、小規模の工事ではほとんど行われてこなかった。これらはすべて限界注入速度測定の煩雑さに起因するといってもよいであろう。本論文の最大の目標は、地盤の限界注入速度 q_{cr} 値をほぼ正確に迅速かつ簡単に決定する方法の確立である。この目的に向かって研究を進め、多くの地盤での $p \sim q$ 曲線を収集し、整理分析して式(10) ($q_{cr} = 10\{(p_{10}/p_2) - 1\}[\ell/\min]$) の q_{cr} と p_{10}/p_2 値の間の単純明快な関係を明らかにした。限界注入速度 q_{cr} を決めるには p_{10}/p_2 値のみを測定すればよいことになったため、この p_{10}/p_2 値を迅速簡単に決める手法として、現場注入孔をそのまま活用できないかということを検討し、試行してみたが、ダブルパッカー方式における薬液の浸透面積にあたるシールグラウトの注入に伴うクラック面積の変化により、データがばらつくという課題も残った。このような現象に対しての課題を解消し、より簡便な装置で、正規の限界注入速度試験に近い p_{10}/p_2 値が求められるように改良できれば、注入の施工管理に大きな役割を果たすものと考えられる。装置以外の検討課題としては、注入のための施工管理に必要な限界注入速度測定地点の選定ということがあげられる。より少ない測定で注入範囲全体の限界注入速度を適正に判断できれば、施工精度の向上に加え、コストパフォーマンスの改善にもつながり、薬液注入工法のさらなる信頼性向上に資するといえる。

次に限界注入速度の決定といった注入方法と並んで重要なのが注入効果の確認である。筆者は長年にわたり鉄道における線路構造物の維持管理に携わってきたが、線路下横断工事での薬液注入は成果物の品質は勿論のこと、施工期間中の列車の安全性確保に対しても極めて重い役割を担っていると考えられる。施工期間中に仮設物を設ける場合は、省令で定める鉄道の建築限界を支障しないよう細心の注意を払う必要があるが、その点、薬液注入は物理空間的な意味での支障物になることはなく、過去から重大事故の原因となってきた限界支障のリスクを大幅に軽減するというメリットがある。その一方で目に見えない地中構造物の一種とい

う点では，施工不良等によって計画どおりに注入ができておらず，未固結部が残存していた場合，著大な軌道狂いの発生や鉄道路盤の陥没といった重大事象を引き起こすリスクもある．薬性注入工法の信頼性向上のためには，こうしたリスクに対する防止の考え方を明確にする必要があり，そのためには限界注入速度の適正な決定と同様，確実に注入されたかどうかの可否をデータで可視化できる注入効果確認の評価法が重要となる．本研究では高周波弾性波による音響トモグラフィー探査の結果とシリカ濃度測定結果から注入効果の直接的評価指標である一軸圧縮強度と透水係数を推定する方法を提案し，実用可能性を示すまではできたが，評価法の「確立」にまでは至らなかった．これらについても今後の研究の深度化が望まれる．

参考文献

- 1) 森 麟, 田村昌仁, 小峯秀雄, 小川雄二: 薬液注入において浸透固結形を考慮した限界注入速度の決定方法, 土質工学会論文報告集, Vol.33, No.3, pp.159-169, 1993年9月
- 2) (社)土質工学会編: 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関する研究委員会報告, pp.2-20, 1993年10月
- 3) 森 麟, 江本佑橘, 小峯秀雄: $p \sim q$ 曲線の形状の特徴と限界注入速度 q_{cr} , 土木学会第51回年次学術講演会, III-B280, 1996年9月
- 4) 森 麟, 田村昌仁, 森山健吉, 上澤 充, 小峯秀雄: 薬液注入による固結形状の予測に関する現場実験, 土質工学会論文報告集, Vol.34, No.2, pp.131-139, 1994年6月
- 5) 鉄道総合技術研究所: 注入の設計施工マニュアル, 2011年10月
- 6) (社)日本グラウト境界: 新訂正しい薬液注入工法 —この一冊ですべてがわかる—, 日刊建設工業新聞社, 2007年5月
- 7) 島田俊介: 水ガラス～ジアルデヒド化合物～酸系による地盤ケイ化法の研究, 土と基礎, Vol.18, No.5, pp.28-38, 1970年5月
- 8) 島田俊介, 下田一雄, 江口博昭, 栢原健二: 中性シリカゾルを用いたグラウトとその施工効果について, 材料, 第31巻341号, pp.144-150, 1982年2月
- 9) Karol,R.H.: Chemical Grouting, Dekker, pp.162, Nov.1983
- 10) Morgenstein,N.R.and Vaughan,P.R.: Some observations on allowable grouting pressure, Grouts and Drilling Mudds in Engineering Practice, London, Butterworths, pp.36-42, 1963
- 11) Mordecai,M. and Morris,L.H.: An investigation into the changes of permeability occurring in a sandstone when failed triaxial stress condition, 12th Symposium on Rock Mechanics, pp.221-239, 1970
- 12) Krizek,R.J., Benltayf,M.A. and Atmatzidis,D.A.: Effective stress-strain-strength behavior of silicate-grouted sand, Proc.of Conf.on Grout in Geotechnical Engineering, pp.482-497, 1982
- 13) Warner,J.: Strength properties of chemically solidified soils, ASCE, SM 11, pp.1163-1185, 1972
- 14) 三木五三郎: ケミカルグラウトの浸透性に関する新しい問題点, 第3回土質工学研究発表会, pp.159-162, 1968年6月

- 15) 坪井直道, 池上政雄, 野村幸一: 薬液注入土のせん断特性に関する一実験, 鹿島技術研究所報告, No.17, pp.189-200, 1969年1月
- 16) 森 麟, 田村昌仁: 薬液により固結した砂の粘着力とダイレイタンスーについて, 土木学会論文集, No.370/III-5, pp.123-132, 1986年6月
- 17) 森 麟, 田村昌仁: 水ガラス系固結砂の強度に関する工学的特性, 土木学会論文集, No.370/III-5, pp.113-122, 1986年6月
- 18) Stetzler,B.V.: Time-dependent behavior of chemically grout-strengthen soils, 8th ECSMFE, IMPROVEMENT OF GROUND, Vol.1, pp.415-420, May.1983
- 19) Thomas,E., Graf,G., Wayne Clough and Warner,J.: Long Term Ageing Effect on Chemically Stabilized Soil, Proc.of Conf.on Grouting in Geotechnical Engineering, pp.470-481, Feb.1982
- 20) 桧垣貫司, 内藤清司, 平田昭義: 薬液注入材の耐久性に関する実験的検討, 大成技術研究所報, 第16号, pp.12-18, 1983年12月
- 21) 米倉亮三, 加賀宗彦, 島田俊介: 薬液注入における長期耐久性の研究, 土木施工, Vol.32, No.2, pp.49-54, 1991年2月
- 22) 所 武彦, 高橋則雄, 奥村英二: 水ガラス系グラウトの耐久性について, 第24回土質工学研究発表会, pp.32-35, 1989年6月
- 23) 加賀宗彦, 森 麟: 薬液注入におけるゲル化した注入材の安定性と固結砂強度の耐久性に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.496/V-24, pp.31-40, 1994年8月
- 24) 森 麟, 森 満雄, 江本佑橘, 阿部道雄, 田村昌仁: 砂質地盤における薬液注入の効果判定指標としてのN値に関する実験的研究, 土質工学会論文報告集, Vol.34, No.2, pp.123-130, 1994年6月
- 25) (社)土質工学会編: 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関する研究委員会報告, pp.42-54, 1993年10月
- 26) (社)土質工学会編: 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関する研究委員会報告, pp.55-99, 1993年10月
- 27) 小峯秀雄: 電気比抵抗による薬液注入改良部の充填率の評価方法, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.153-162, 1993年3月
- 28) 芝本真尚, 山本松生, 森山健吉, 森 麟: 比抵抗トモグラフィの砂質地盤における注入領域探査への適用, 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム, pp.273-276, 1993年3月
- 29) 榊原淳一, 毛利栄征, 山本督夫: 高周波数の弾性波を用いた高精度地盤調査手法の開発, 土木学会論文集C, Vol.67, No.3, pp.310-318, 2011年7月

- 30) Akira MORI, Masahito TAMURA, Yoshihiro FUKUI : Distribution of Grouts in Solidified Region on Chemical Grouting, SOILS AND FOUNDATIONS TECHNICAL NOTE (JSSMFE) , Vol.29, No.4, pp.127-134, Dec.1989
- 31) 森 麟, 田村昌仁, 森山健吉, 上澤 充, 小峯秀雄 : 水注入試験における $p \sim q$ 曲線と固結形状に関する現場注入・掘り出し実験, 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム, pp.223-230, 1993年3月
- 32) 柴崎光弘, 太田想三, 久保弘明 : ジェットグラウト工法, 鹿島出版会, pp.1-20, 1983年4月
- 33) 八尋輝夫, 吉田 宏, 西 謙治 : ウォータージェットを利用した地下工法, 鹿島出版会, pp.53-68, 1983年4月
- 34) 森 麟, 田村昌仁, 福井義弘, 出光 恵 : 低い吐出量を高圧噴射した場合の薬液の注入状況, 土質工学会論文報告集, Vol.31, No.4, pp.209-217, 1991年12月
- 35) 垂水尚志, 関根悦夫, 岩佐 弘, 荒木 進, 関口智之 : $p \sim q$ 曲線および $p \sim t$ チャートに基づく注入形態の検討, 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム, pp.145-152, 1993年3月
- 36) 森 麟, 林 忠, 入谷 剛 : 注入中の $p \sim t$ チャートの圧力変化による割裂状況予測の可能性について, 薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム, pp.169-174, 1993年3月
- 37) 福井義弘, 森 麟, 江本佑橘, 小峯秀雄 : 薬液注入時の $p \sim t$ 曲線形による浸透状況の推定の可能性, 土木学会第53回年次学術講演会, III -B290, pp.580-581, 1998年10月
- 38) 福井義弘, 森 麟, 江本佑橘, 小峯秀雄 : 薬液注入時の $p \sim t$ 曲線形による浸透状況の推定の可能性 (その2), 土木学会第54回年次学術講演会, III -B205, pp.410-411, 1999年9月
- 39) 森 麟, 田村昌仁, 千 柄植 : 砂質地盤における割裂発生機構, 土木学会論文集, No.388/III-8, pp.61-70, 1987年12月
- 40) (社)土質工学会編 : 土質工学ハンドブック, pp.228, 1982年12月
- 41) Akira MORI and Masahito TAMURA : Hydrofracturing Pressure of Cohesive Soils, SOILS AND FOUNDATIONS TECHNICALNOTE (JSSMFE) , Vol.27, No.1, pp.14-22, Mar.1987
- 42) 東京都地下鉄建設株式会社 : 地下鉄12号線環状部限界注入速度測定試験報告書, 1994年4月

- 43) Akira MORI, Masahito TAMURA, Yoshihiro FUKUI : Fracturing Pressure of Soil Ground by Viscous Materials, SOILS AND FOUNDATIONS TECHNICAL NOTE (JSSMFE) , Vol.30, No.3, pp.129-136, Sep.1990
- 44) 土木学会トンネル工学委員会：特殊トンネル工法—道路や鉄道との立体交差トンネル—, トンネル・ライブラリー, 第31号, pp.1・4-1・12, 2019年1月
- 45) 吹田市ホームページ：南吹田駅前線立体交差事業
- 46) 焼田真司：鉄道における注入工法の利用とその適用, 基礎工, Vol.43, No.10, pp.23-26, 2015年10月
- 47) 福井義弘, 森 麟, 赤木寛一：薬液の限界注入速度決定の問題点とその改善に関する研究, 土木学会論文集, No.658/VI-48, pp.81-92, 2000年9月
- 48) 福井義弘, 仲山貴司, 澤田 亮, 赤木寛一：線路下横断トンネル工事に伴う宅液注入の評価, 土木学会地下空間シンポジウム論文・報告集, 第25巻, pp.27-33, 2020年1月
- 49) 清水隆弘, 近藤政弘, 山田孝弘：薬液注入の品質管理への音響トモグラフィ探査の適用, トンネルと地下, Vol.50, No.9, pp.681-690, 2019年9月
- 50) 榊原淳一, 石原謙治, 山尾和行：音響トモグラフィ法による薬液注入の改良範囲の把握, 基礎工, pp.87-89, 2013年9月
- 51) 坂本寛章, 古藤 賢, 近藤政弘, 仲山貴司, 澤田 亮, 小山幸則, 白川和靖：音響トモグラフィ探査による薬液注入改良効果の検証, 第50回地盤工学研究発表会, C-02, pp.191-192, 2015年9月
- 52) 榊原淳一, 山本督夫：高周波数の弾性波を用いた高精度地盤調査手法の開発, 土木学会論文集C, Vol.65, No.1, pp.97-106, 2009年2月
- 53) (公社)地盤工学会：薬液注入工法の理論・設計・施工, 2009年7月
- 54) 牛田貴士, 仲山貴司, 岡野法之, 焼田真司, 吉川和行：水ガラス系注入材の強度特性, 土木学会第66回年次学術講演会, III-020, pp.39-40, 2011年9月

謝 辞

著者が本論文を作成するに至ったのは、今から三十数年前に早稲田大学および同大学院で著者が尊敬する故 森 麟先生から薬液注入の研究に関する指導を賜ったことが起点となります。当時は薬液てん充率の評価、指向性高圧注入、ボアホール形状の影響などをテーマとしていましたが、早稲田を卒業し、鉄道会社に就職してからも森先生からは個人レベルで限界注入速度試験などに関する多くの示唆に富む指導を賜っておりました。その後、成果をまとめる機会は何度かあったものの、著者自身の怠慢で学位論文の提出までには至らなかったのですが、二年前に著者と同期入社 of 近藤政弘氏（当時JR西日本構造技術室）が今回の主査を務めていただいた赤木寛一先生が委員長をされていた委員会のメンバーという関係もあって、お二方で著者の学位論文作成の機会をつくってください、今日に至ったというのが大まかな経緯です。その間、本当に多くの方々に支えられ、何とかここで謝辞を述べるに至ることができましたことに心より感謝申し上げます。

まず、森研究室の先輩でもある赤木先生には今回の学位論文作成のきっかけをつくっていただき、また、論文審査の主査を務めていただきました。小峯秀雄先生、岩波基先生には副査を務めていただき、貴重な助言を賜りました。審査にあたっていただいたお三方の先生は、新型コロナウイルスの関係でその対応に忙しい中、終始親身になって指導くださいました。鉄道総合技術研究所の仲山貴司氏、澤田亮氏には論文作成の留意点や土木学会地下空間シンポジウムでの発表等で大いにご協力いただきました。JR西日本構造技術室の村田一郎室長にはご多忙の中、現場の貴重なデータを快く提供していただきました。先述した同室の近藤政弘氏には論文作成のきっかけづくりに加え、現場データの解析に関しても助言をいただきました。大鉄工業株式会社の清水隆弘氏には施工者としての視点で助言を賜りました。著者が現在勤務しておりますアジア航測株式会社の小川紀一郎社長には論文作成に際し、全面的にご理解を示していただき、著者の直属の上司である森田治部長にはシステムエンジニアの視点で全般的に助言を賜りました。著者がこれまで長く携わってきた鉄道線路の保守部門での大先輩であり、かつ著者の良き理解者でもある池上邦信氏、舛形勝氏、徳岡研三氏、山本章義氏、七川研二氏、丸山俊氏には技術マネジメントと技術者としての矜持をご指導いただきました。さらに、ここにご芳名を記すことができませんでした実にも多くの方々にもいつも有意な助言や励ましを賜りました。改めて皆様に謝意を表する次第です。

最後に、いつもマイペースで好き勝手に過ごしてきた著者がここまで漕ぎつけられたのは、妻である真理の献身的な支えがあったからにはほかなりません。この場を借りて「ありがとう」の言葉を贈ります。

薬液注入工法における注入効果の予測・確認手法に関する
研究委員会報告
(抜粋)

「2. 1 水注入による限界注入速度 q_{cr} の現場測定試験」

社団法人 土質工学会, 1993年10月

2. 1 水注入による限界注入速度 q_{cr} の現場測定試験

1. まえがき

砂質地盤を対象とした薬液注入では、地盤に薬液を浸透注入させることが基本であり、これが可能な場合にのみ、吐出孔から球状もしくは円筒状の固結形状を期待することができる。通常の注入工事の設計では、薬液が浸透注入することを前提にしている。しかし、注入速度の大きさによっては、浸透注入が困難な場合がある。注入速度が小さいと浸透注入になりやすいが、注入速度の大きさによっては地盤に割裂が生じる。

割裂が生じた場合の注入形状は、必ずしも不良というわけではない。薬液は割裂した部分からも地盤内へ浸透できる。このような割裂面からの浸透は、割裂浸透と呼ばれている。割裂が吐出孔近傍に留まる場合には良好な固結形状が期待できるが、割裂が大きく進展する場合には、固結形状が不規則になり、薬液が注入範囲外に流出し、未固結部分が残りやすい。

一般の注入工事では、注入速度は $5\sim 20\text{l/min}$ である。この注入速度の範囲では、透水性のかなり大きい砂礫（透水係数 $5\times 10^{-3}\text{cm/s}$ 程度以上）では、完全な浸透注入、透水性のシルト・粘土では割裂注入にしかかなり得ない。透水性が比較的小さい砂地盤では、注入速度が大きくなると割裂が発生し、固結形状は注入速度によって異なる。

したがって、このような透水性が比較的小さい砂質地盤で浸透注入を図るには、良好な固結形状を得ることのできる最大許容注入速度を把握し、この速度を目安として注入を行なうことが必要となる。

以下、この最大許容注入速度のことを限界注入速度 q_{cr} と呼び、ここでは現場における限界注入速度 q_{cr} の試験方法について述べる。なお、本試験方法では、限界注入速度を正確に把握するため、実際の注入工事における注入孔とは別途に作製した試験孔において水注入試験を行なうこととした。

2. 総則

本試験は、限界注入速度 q_{cr} を現場水注入試験によって求める方法を定めたもので、現地盤に薬液注入を行なう場合の適正な注入速度の目安を求めるとともに、その対象地盤が薬液注入に適するか否かの予測を行うことを目的とする。なお、現場水注入試験は、薬液注入工事の実施に先立って行う。

砂質地盤を対象とする注入では、薬液が間隙水を押し出して置換する浸透注入が理想であるが、注入速度によっては浸透注入が困難で、割裂注入が支配的となる場合がある。本試験は、現地盤に薬液注入を行なう場合に良好な固結形状を得ることのできる注入速度の上限値を把握することを目的としている。なお、ここでいう良好な固結形状とは、一点注入を行った場合にほぼ球形状の固結体を得られる状態のことをいう。

限界注入速度は、実用の薬液を用いて求めることが理想であるが、試験には数時間を要するため注入中に薬液がゲル化して実験結果の解釈が難しくなること、大量の薬液が注入されるため本工事に影響を及ぼすことが考えられる。このため、本試験では薬液の代わりに水を用いて注入試験を行なうことにした。

また、本試験では、別途に規定した方法で作製した試験孔を用いて水注入試験を行なうこととした。実際の注入管を用いて水注入試験を行なうと、管内抵抗が不明なため正確な有効注入圧力を把握することが困難であり、吐出孔部分で得られている初期浸透面積の大きさも不明である。本試験方法において限界注入速度を求めるためには、有効注入圧力が正しいことに加えて、水注入を開始する以前に吐出孔付近で得られている初期浸透面積の値が既知であることが要求される。

また、別途に作製した試験孔を用いる。この試験孔の作製は、水質観測井の設置のときに行うのが便利である。

3. 適用範囲

本試験は、深度ほぼ5 m以深にある地下水面下の砂質地盤で、透水係数 k が $10^{-4} \sim 10^{-3}$ cm/secオーダーの透水係数が比較的小さい地盤を主対象とする。また、本試験による限界注入速度は、ゲル化時間の長い溶液型緩結性薬液を対象としたものである。

透水性が比較的小さい砂質地盤では、注入速度によっては割裂が発生し割裂浸透となるので、固結形状が注入速度によって大きく異なる可能性がある。このような場合には、限界注入速度を把握して、適切な注入速度の範囲内で注入を行なうことが必要である。なお、透水性が小さい砂質地盤においても、注入深度や N 値が大きい地盤では割裂が発生しにくいので、 q_{cr} が大きくなる傾向がある。

試験深度については、ほぼ5 m以深としたが、これは深度が浅いと注入速度によっては、注入水が地表面へブローする可能性などがあり、試験結果の解釈が難しくなるためである。

なお、本試験では、浸透注入を考えるうえで基本となるゲル化時間が注入時間より長い緩結性薬液（ゲル化時間 $Gt = 10$ 分以上）を対象としている。

4. 試験方法

4. 1 現場水注入試験孔の作製

試験孔の形状は下図に示す通りである。試験孔先端の素掘り孔から水を地盤に注入する。

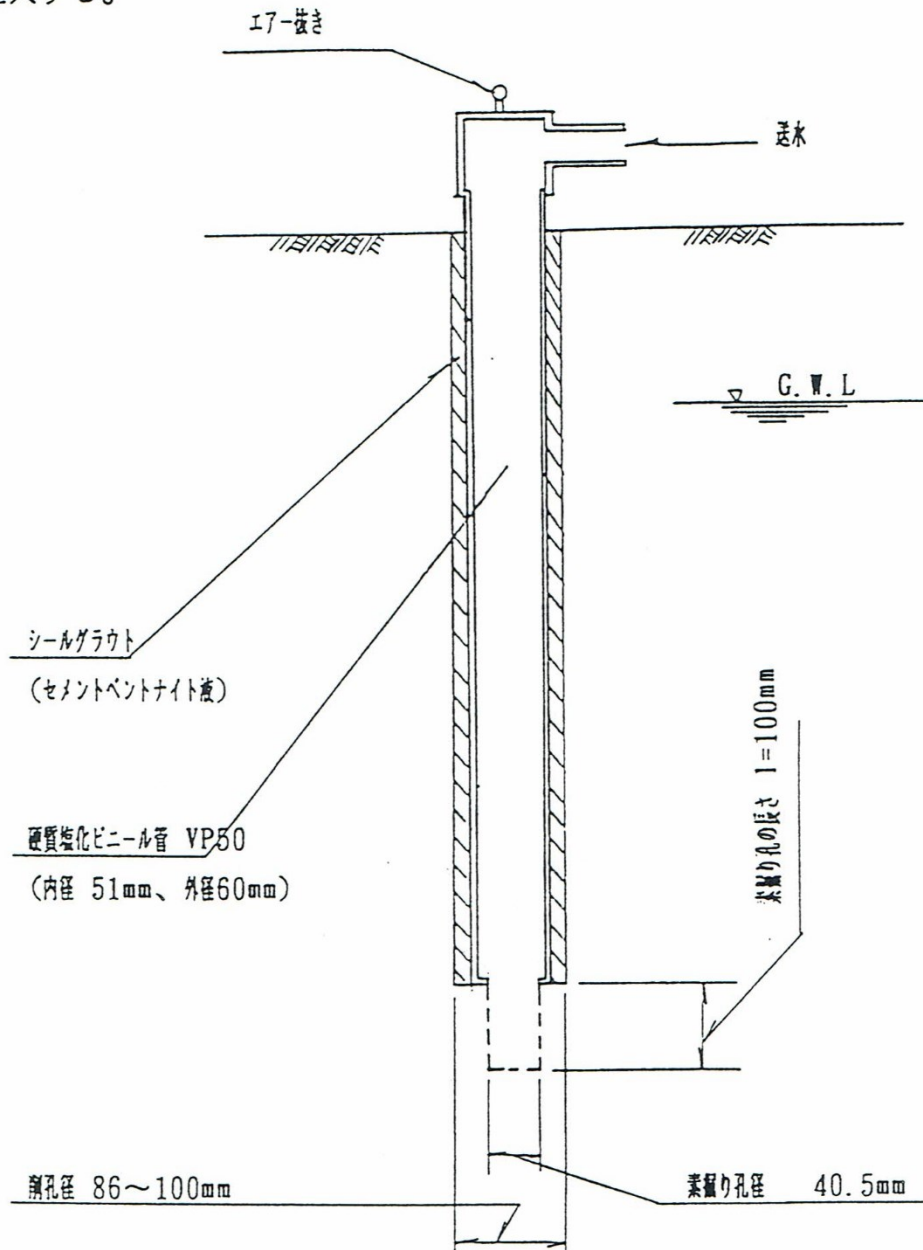


図-1 水注入用試験孔形状

試験孔内にパッカーを挿入して送水する場合には上部の蓋は不要である。試験孔の作成手順を以下に示す。

順序	方法	施工図							
①	試験深度までφ=86～100mm程度のケーシングを用いて削孔を行う。 削孔完了後ケーシング内に沈殿しているスライムは清水にて洗浄する。								
②	スライム洗浄後ケーシング内にシール材（セメントベントナイト液）を流し込む。 シール材の練り混ぜはミキサーで行い配合は下記を標準とする。 <table border="1" data-bbox="391 663 730 768"> <tr> <td>セメント</td> <td>300～400kg</td> <td rowspan="3">1.000ℓ</td> </tr> <tr> <td>ベントナイト</td> <td>60kg</td> </tr> <tr> <td>水</td> <td>880～850kg</td> </tr> </table>	セメント	300～400kg	1.000ℓ	ベントナイト	60kg	水	880～850kg	
セメント	300～400kg	1.000ℓ							
ベントナイト	60kg								
水	880～850kg								
③	先端キャップを取り付けた内径51mmの硬質塩化ビニル管を、シール材を流し込んだケーシング内に挿入し、先端面が孔底に密着するように固定する。								
④	ケーシングを引上げてシール材の硬化待ちをおこなう。（1～2日間）								
⑤	シール材が硬化後、ボーリングにより硬質塩化ビニル管の先端キャップにφ40.5mmの孔をあけ、さらに深さ100mm、径40.5mmの素掘り孔を清水掘りにより設ける。 削孔完了後、沈殿しているスライムは清水にて洗浄する。								
⑥	硬質塩化ビニル管の上部に水密性のあるキャップを取り付け、水注入用ホースを接続する。キャップ部は通常20kg/cm ² 程度の注入圧力に耐えられる水密性を必要とする。（パッカーを使用しない場合）								

注) スライム処理：素掘り孔の削孔後、ロッドクラウンの先端を約10cm引上げ、清水を送り、孔口からの排水が清浄になるまで行う。

4. 2 注入圧力と注入速度の測定装置

測定装置は次のものから構成される。

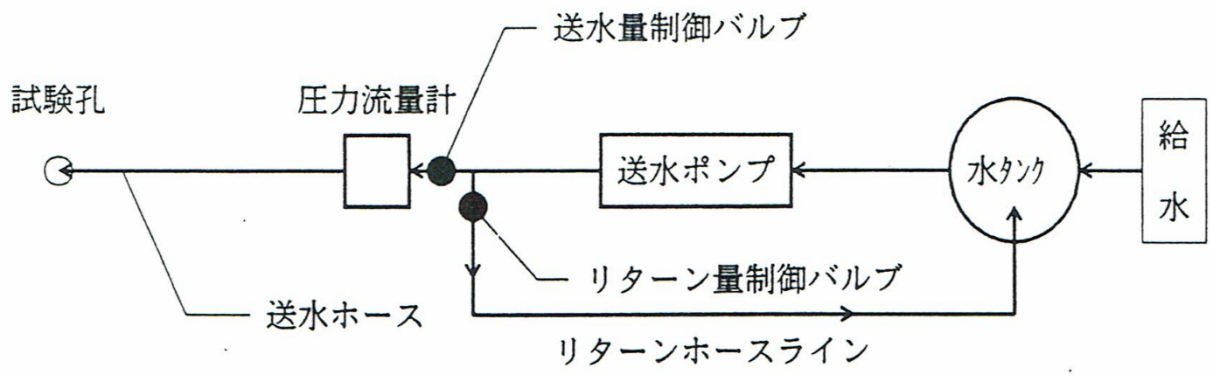
- ・送水ポンプ ————— 送水量20 l/min以上、送水圧力 35kg/cm²程度
- ・注入速度測定器 ————— 20 l/minを測定できる水量計、精度1/100 以上
連続自記記録できるもの。
- ・注入圧力測定器 ————— ブルトン管式圧力計で、精度1/100 以上
連続自記記録できるもの。
- ・送水量制御バルブ ————— ニードルバルブ1個
- ・リターン量制御バルブ ————— ニードルバルブ1個
- ・水タンク ————— 200 l 以上
- ・送水ホース ————— 4分 (½インチ≒13mm) 以上

送水ポンプは基本的には試験範囲の送水量を充分確保できればよい。試験注入速度が最大20 l/minであるから、これを充分満たす能力が必要である。

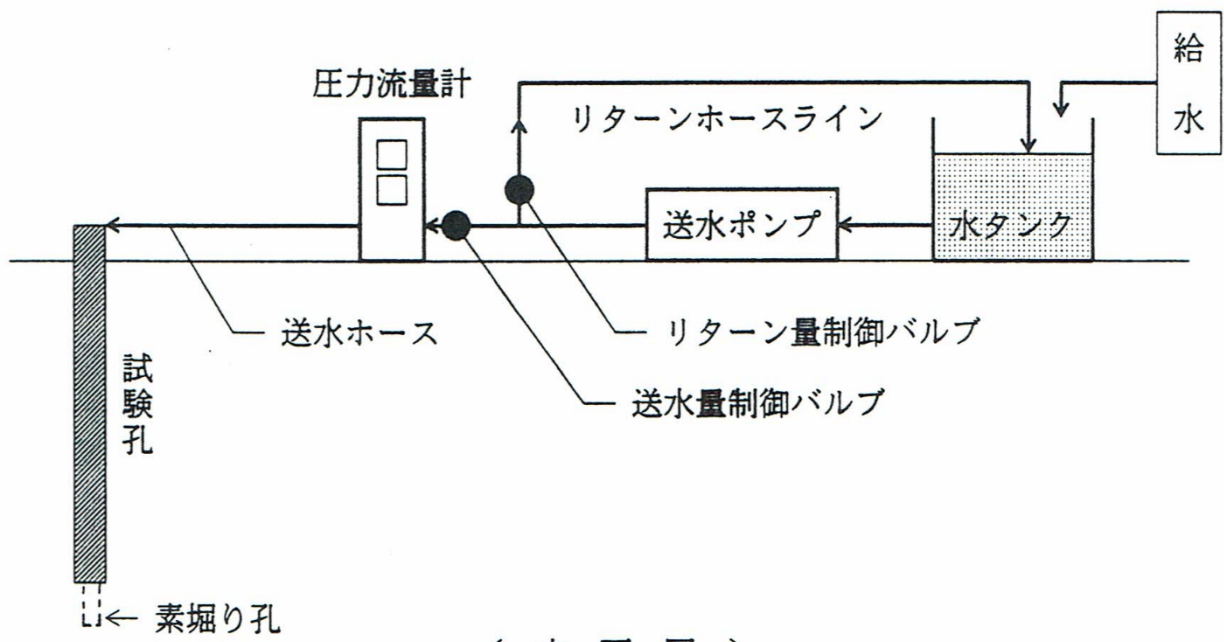
注入速度測定器は、注入速度が正確に測定できるもので、かつ自動的に記録できることが不可欠である。薬液注入工事の前に試験を行う場合は、薬液注入装置を使用して試験を行うので(※)薬液注入協会認定の電磁式自記流量圧力測定装置を使用してもよい。注入圧力測定器は、ブルトン管式の圧力計が正確で一般的であるから、ブルトン管式とした。これも注入速度同様自記記録できる装置とする。

水量制御およびリターン量制御バルブは市販のニードルバルブを使用する。薬液注入ポンプはギアの変換やモータの回転速度の調整で注入速度を調整できるものもあるが、微小な注入速度の調整は不可能である。したがって、正確な注入速度の調整を行うには調整用バルブを使用しなければならない。

水タンクは、試験中に水の供給が途切れなければよい。エアを吸入する危険の少ない 200 l 程度は必要である。



(平 面 図)



(立 面 図)

図一 2 測定装置および配管図

4.3 水注入試験

(1) 注入速度の設定

水注入試験における水の注入速度は、表-1のように、増加過程から12段階、減少過程から5段階選定するのを標準とする。

表-1 水注入試験における標準的な注入速度

過程	増加過程												減少過程				
注入速度 (ℓ/min)	0.5	1	1.5	2	3	4	6	8	10	12	16	20	16	12	8	4	2
測定時間	各段階 5 分間																

本試験が目的とする限界注入速度 q_{cr} の決定に際しては、増加過程初期のデータが重要である。このため、増加過程の初期には、注入速度を $0.5 \ell/\text{min}$ から開始し、 $0.5 \ell/\text{min}$ ピッチで増加させるのを標準とした。しかし、このような注入速度でも良好な試験結果が得られない場合には、更に細かく分割し、例えば $0.2 \ell/\text{min}$ から開始し、 $0.2 \ell/\text{min}$ ピッチで増加させることも必要になる。

また、各注入速度の段階では、注入速度は変化しないように一定に保つ必要がある。水の注入は通常は注入ポンプを用いて行えばよい。しかし、地下水位が深いと、増加過程の初期には注入ポンプが使用できない場合が生じる。このようなときには、試験孔上部の空気抜き口を開放し、試験孔内水位と自然地下水位との差（静水圧）を利用して注入する必要がある。

各段階の注入継続時間は5分間とし、注入速度の増減は30秒間程度で行うこととする。

なお、注入する水にゴミや気泡などが含まれていると、注入にともなって試験地盤が目詰まりし、注入圧力と注入速度の関係が変化することになる。このため、注入する水には、きれいな清水（例えば水道水や清浄な井戸水など）を用いるとともに、配管内の空気を十分に取り除く必要がある。

(2) 送水方法および注入速度の制御

送水方法はポンプを使用し、注入速度の制御は、注入速度を所定の値に保つために管路の途中に設けた送水量制御バルブおよびリターン量制御バルブによって行うことを原則とする。ただし、地下水位が深い場合、注入速度の低い段階では、試験孔上部の蓋をはずして、孔内静水圧を利用する。

薬液注入用ポンプはギアの変換やモータの回転速度の調整によって送水量の制御を行えるので、注入速度の制御は一般に送水ポンプの吐出量の調整によって行われる。しかし、脈動の少ないタービン式ポンプを使用する場合は吐出量の調整はできない。薬液注入用ポンプも吐出量が小さい場合は、ポンプの脈動が大きくなり注入速度を一定に保つことが難しい。したがって、注入速度の調整は、管路の途中に設けた送水量制御バルブとリターン量制御バルブによって行うものとした。

バルブを使用した注入速度の制御は次のような手順で行う。

- ①送水量制御バルブを全閉し、リターン量制御バルブ全開として送水ポンプを始動する。ポンプの送水量は40 l/min程度とし、脈動がないようにしておく。
- ②次に水量計の指示を見ながら、送水量制御バルブを徐々に開放する。バルブの開放は慎重にゆっくり行い、注入速度が所定値を超えないよう充分注意する。
- ③注入速度が所定値に達したら、流量の変化がないよう調整し、注入速度を一定値に保つ。
- ②③の作業を繰り返し所定の注入速度段階の試験を行う。

試験中送水量制御バルブの操作だけでは注入速度が所定値まで上昇しない場合は、リターンバルブを徐々に閉じて調整を行う。この場合も、バルブ操作を慎重にゆっくり行い、速度が急激に上昇しないよう注意する。

注入速度の減少段階は、上記の逆の手順で実施する。

水の注入は通常は注入ポンプを用いて行うが、地下水位が深い場合には、試験孔上端までの水頭が大きいので、初期段階の低い注入速度では注入圧力が過剰になる場合がある。このような時には、試験孔上部の蓋をとって一定速度で試験孔内に水を流し込み、その時の試験孔内の水位と自然地下水位との差（静水圧）と注入速度を測定する必要がある。

(3) 注入圧力と注入速度の測定

記録するデータは、注入速度、注入圧力とも定常的と思われる部分の値とする。

注入圧力と注入速度は、自記記録装置に記録されるが、野帳にも記録しておく。測定に際しては、測定開始前に機械のキャリブレーションを正確に行っておかなければならない。

注入試験時の注入速度、注入圧力は必ずしも一定値で変化しないわけではなく、試験継続とともに徐々に変化する。したがって、注入状況を記録するに当たっては、単に測定時間5分間を機械的に記録するのではなく、定常値と思われる部分が計測できる測定時間としなければならない。

記録された試験値は定常的と思われる部分の値を使用しなければならない。(社)薬液注入協会認定の電磁式自記流量圧力測定装置を使用する場合は、試験値が記録紙に記録されるので、その定常的と思われる値を読み取る。

(4) 管内抵抗の測定

管内抵抗の測定は水注入試験に先立って行う。管内抵抗は、注入に使用する装置および配管（試験孔部分を除く）の各注入速度に対する損失圧力である。管内抵抗の測定は前項の配管図と同じく配管し、同一長さにして送水する。注入速度は表-1を標準とする。

管内を流体が流れる場合、流体と管壁との間に摩擦が生じ、流体の抵抗が発生する。本試験においても注入水と送水管との間に抵抗圧力が発生し、実際の水注入に必要な圧力と、圧力計に表示される圧力との間に誤差が生じる。この圧力差を一般に管内抵抗といい、圧力計に表示される圧力と作用圧力の補正を行わなければならない。管内抵抗の測定は実際水注入試験を行う時と同一条件で実施する。

注入管の種類、大きさ、長さ、注入管の接続方法を水注入試験と全て同一とし、吐出口は圧力センサーと同じ高さに保ち、地表に水平に横たえて、水注入試験と同一の方法で測定を行う。ここでは、硬質塩化ビニル管の抵抗は無視できるので除外した。

5. 試験結果の整理

5.1 有効注入圧力の算定

注入圧力と注入速度の関係を示す曲線（以下、 $p-q$ 曲線と呼ぶ）の作成に用いる注入圧力は、有効注入圧力 p とする。

有効注入圧力 p は、地上に設置した圧力計による測定値から、以下の式を用いて算定する（図-3参照）。

$$p = p_0 - p_r + \gamma_w \cdot h$$

ここに、 p :有効注入圧力(kgf/cm²)、 p_0 :圧力計による注入圧力測定値(kgf/cm²)、 p_r :管内抵抗(kgf/cm²)、 h :圧力計センサー設置位置と自然地下水位との標高差(m)、 γ_w :水の単位体積重量(0.1kgf/cm²/m)である。

なお、管内抵抗は、一般に注入速度の2乗に比例して変化すると考えられており、注入速度によって大きく変化する。したがって、管内抵抗 p_r には、注入速度に正しく対応する値を用いる必要がある。

また、注入速度の初期段階で有効注入圧力が低い場合は、地下水位の測定誤差が無視できなくなるので、地下水位を正確に測定しておく必要がある。

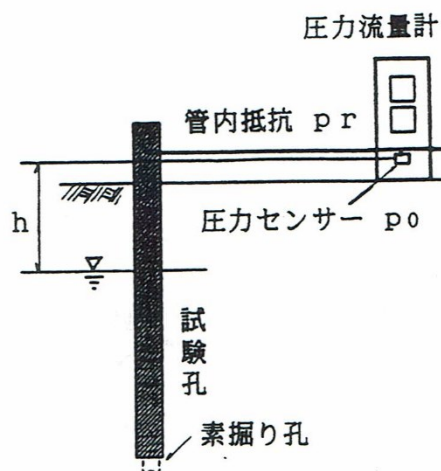


図-3 有効注入圧力の算定

5.2 p-q 曲線の作図

方眼紙の横軸に注入速度 q 、縦軸にこの時の有効注入圧力 p をとって $p \sim q$ 曲線を作成する。また、注入速度 q と有効注入圧力 p の単位はそれぞれ l/min 、 kgf/cm^2 とする。

図-4 に、 $p-q$ 曲線の作図例を示す。一般に、注入速度の増加過程と減少過程では、同一の $p-q$ 曲線は得られない。この注入速度の増加過程と減少過程の $p-q$ 曲線の差は、注入状況を推定する判断材料の一つとなる。例えば、減少過程の $p-q$ 曲線が増加過程のそれよりもかなり下位に位置する場合には、割裂が発生していることを示唆する。また、増加過程の $p-q$ 曲線が直線的でかつ原点を通るにも関わらず、増加過程と減少過程の $p-q$ 曲線に大きな差がある場合には、試験精度に問題のあることを示唆する。このため、注入速度の増加過程は実線で、減少過程は破線で示し、区別しておくこととする。

増加過程初期の注入速度が小さい範囲では、 $p-q$ 関係は、原点を通る直線となるはずである。しかし、以下のような種々の原因により、原点を通る直線が得られない場合もある。

- ① 注入圧力や注入速度の測定誤差が大きい。
- ② 管内抵抗の補正が不十分。
- ③ 自然地下水位の測定誤差が大きい。
- ④ 注入水の水質が悪く、注入にともなって素掘り孔近傍の地盤が目詰まりする。
- ⑤ 地盤が緩く、注入にともなって素掘り孔が変形する。

したがって、 $p-q$ 曲線の作図後は、 $p-q$ 曲線の形状について十分吟味し、必要に応じて試験データの再検討を行うことが大切である。

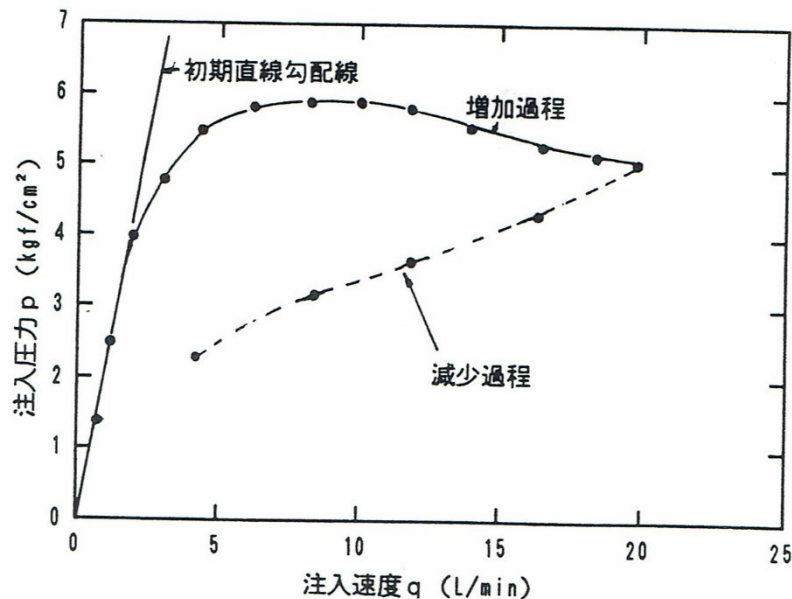


図-4 p-q 曲線の作図例

5. 3 限界注入速度 q_{cr} の決定方法

限界注入速度は、水注入試験における $p \sim q$ 曲線とその初期直線勾配 i_i を用いて、以下の手順で求める。

- (1) 初期直線勾配 i_i を求める。
- (2) 限界勾配 i_{cr} ($=p/q$) を次式により求める。

$$i_{cr} = m \times i_i$$
 m : 限界比 (薬液の粘性係数が $2 \sim 3c_p$ の場合 $0.2 < m < 0.5$, 標準値 0.3)
- (3) $p \sim q$ 図に限界勾配を作図して、この勾配と $p \sim q$ 曲線 (注入速度の増加段階のもの) の交点 R を求める。
- (4) 交点 R における注入速度を限界注入速度 q_{cr} とする。

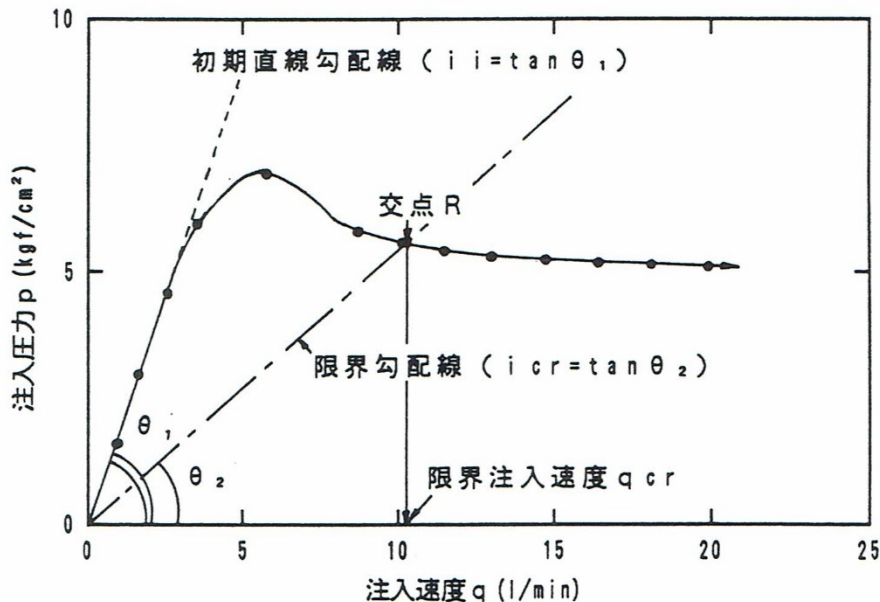


図-5 $p \sim q$ 曲線と限界注入速度 q_{cr} の関係

本試験方法により限界注入速度を求めるためには、 $p \sim q$ 曲線における原点を通る初期直線勾配が必要であり、この大きさが十分明確に求められることを前提にしている。なお、この初期直線勾配は、8章で後述している式(8.3)に示すように地盤の透水係数と直接関係しているため、粒度試験や現場透水試験から推定される透水係数と直線勾配から求められる透水係数と比較し、初期直線勾配の大きさの妥当性を判断することが可能である。

実際の注入工事における注入速度は、限界注入速度以下としなければならないので、求められた q_{cr} が非常に小さい場合は効果的な薬液注入は期待しにくい。 m 値は、試験の精度や工事の規模・重要性などを考慮して $0.2 \sim 0.5$ の範囲で決定することが必要である。 m 値の値の上限値は 0.5 程度であり、 m 値をこれ以上大きくしても固結形状はより良好にはならないと考えられる。

6. 報告事項

以下のような項目について報告する。

- ① 試験位置（平面図）
- ② 試験地盤の土性値（透水係数、粒度分布、N値など）
- ③ 地盤構成（土質柱状図、地下水位など）
- ④ 試験深度
- ⑤ 注入速度と注入圧力の関係（ $p - q$ 曲線）
- ⑥ 注入速度と管内抵抗
- ⑦ 限界注入速度 q_{cr}
- ⑧ その他

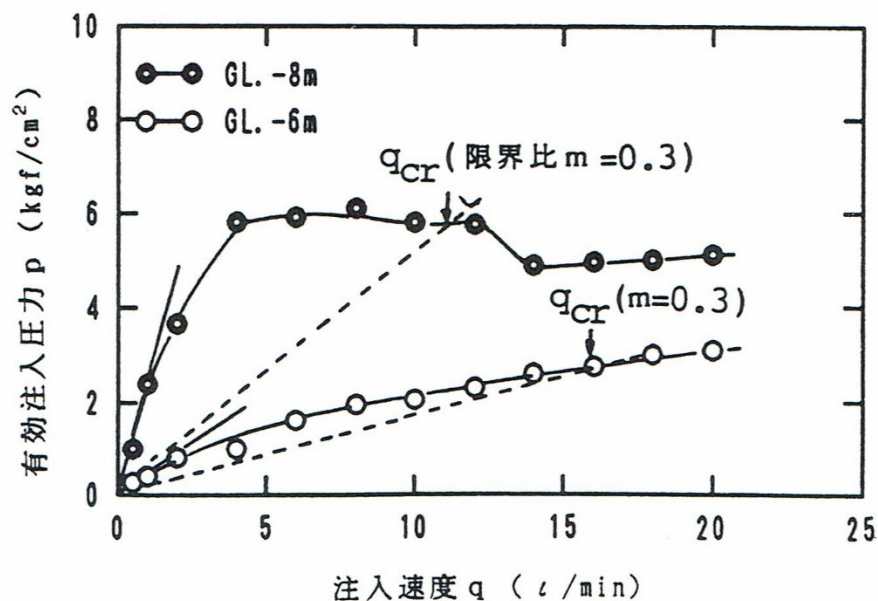
実施事例

千葉県山武町において実施した水注入試験結果について報告する。

1. 地盤概要

土質区分	細砂（洪積成田砂層）	
	上部	下部
深度 GL-m	5m~7m	7m~9m
N 値	20~30	40~50以上
土粒子の密度 g/cm^3	2.68	2.69
含水比 %	20~24	25~31
乾燥密度 tf/m^3	1.45~1.50	1.51~1.56
間隙比	0.83	0.77
細粒分含有率%	6~11	9~11
均等係数	2.38~3.43	2.45~5.10
D_{10} mm	0.09~0.10	0.08~0.09
D_{20} mm	0.15~0.16	0.13
透水係数 cm/sec	4×10^{-3}	2×10^{-4}

2. $p \sim q$ 曲線



7. 用語の定義

本試験方法（案）において用いる用語の定義は次のとおりである。

用語	解説
浸透注入	土粒子間の配列を変えずに、間隙部分を薬液で置換するような注入形態。主として透水性のよい砂質地盤において見られる現象
割裂注入	過剰な注入速度により地盤が割裂して、割裂した部分に薬液が集中して侵入するような注入形態。主として粘性土において見られる現象。
割裂浸透	割裂によって生じた亀裂面からも薬液が地盤内に浸透固結する現象で、砂質地盤において注入速度が大きくなるとこの現象が発生することが多い。
限界注入速度	割裂浸透によりほぼ良好な固結形状が得られる注入速度の上限値
m 値(限界比)	p～q 曲線において、初期直線勾配に対する限界勾配線の比
p～q 曲線	現場水注入試験によって得られる注入圧力と注入速度の関係
現場水注入試験	注入対象地盤において水注入により p～q 曲線を求めるための試験
限界勾配	p～q 曲線において、ほぼ良好な固結形状が得られる勾配 (= 注入圧力 p / 注入速度 q)
初期直線勾配	p～q 曲線において、注入速度が小さい段階の原点を通る直線部分の勾配
割裂面積	割裂によって生じた亀裂部分の全表面積
初期浸透面積	試験孔先端の掘り孔の表面積に相当する浸透面積

8. 参考資料「限界比mの決め方」

限界比mは、割裂状況を表す指標であり、割裂が生じていない場合に1、割裂が進展・拡大するにつれて1より低下する。限界比の標準値0.3は、通常の緩結性薬液（粘性係数2～3cp）を使用した場合に、良好な固結形状が期待できる割裂状況を表すものである。以下、限界比と割裂状況の関係について説明する。

土中のある1点から放射状の浸透注入が得られている状態では、式(5.1)が成立する。これはMaagの式として知られる3次元注入理論式である。

$$q = \frac{4 \cdot 60 \cdot \pi \cdot k \cdot r_1 \cdot p}{\mu \cdot \gamma_w} \quad (8.1)$$

ここに、 q = 注入速度 (l/min)、 k = 透水係数 (cm/sec)、 r_1 = 吐出部からの薬液浸透面を球とした時の等価球半径 (cm)、 p = 有効注入圧力 (kgf/cm²)、 μ = 薬液と水との粘性係数の比、 γ_w = 水の単位体積重量 (kgf/cm³) である。

注入速度が地盤の透水性に対して十分小さく、先端素掘り孔周面積の等価球半径からの浸透注入が得られている段階では、割裂が生じないので素掘り孔部分で形成されている浸透面積がほとんど変化しない。このため、注入圧力は注入速度にほぼ比例する。その後、注入速度が増加するにつれて、素掘り孔の周辺地盤で生じた割裂脈が発生・進展し、割裂によって生じた浸透面積（以下、割裂面積という）が次第に増加する。割裂面積が増加すると注入圧力は小さくてすみ、注入速度の増加による注入圧力の増分は次第に小さくなる。注入速度がさらに増加して、地盤中に大きな割裂脈が発生すると、割裂面積が急激に増加するので、この段階の注入圧力は注入速度を上げててもそれ以前の注入圧力より小さくなりうる。

図-8.1には、砂質地盤においてゲル化時間の長い緩結性薬液を注入した場合の注入圧力と注入速度の一般的な関係を示す。

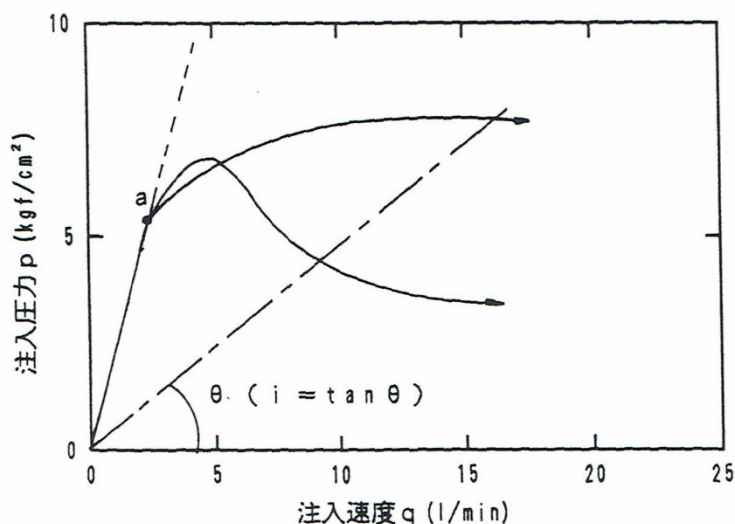


図-8.1 注入圧と注入速度の関係

この図の原点からa点までの直線区間では完全な浸透注入であり、初期直線勾配に相当する。a点からは曲線形となり、その曲線勾配が次第に小さくなり、一定値またはマイナス

勾配になる。これは a 点において吐出孔周辺から割裂が発生して浸透面が増加していることを意味している。

地盤の透水係数を k とすると、割裂面積 A （初期素堀り孔周面積を含む）は式(8.1)を変形した式(8.2)により求めることができる。

$$A = \frac{\mu^2 q^2 \gamma_w^2}{4 \cdot 3600 \pi k^2 p^2} \quad (8.2)$$

$p \sim q$ 図において原点を通る任意の直線勾配を i ($=p/q$) とすると、この勾配は割裂面積が一定の状態であり、その割裂面積の大きさは式(8.2)より勾配 i の 2 乗に反比例することがわかる。したがって、注入速度が a 点を超えると勾配 i が小さくなり、割裂面積が拡大することになる。

固結形状は、割裂面積が拡大するにつれて球形状から次第にいびつな形に変化する。このため、割裂浸透によって良好な固結形状が得られる許容割裂面積の大きさと地盤の透水係数がわかれば、その段階の勾配は式(8.3)より求めることができる。

良好な固結形状を得るために許容できる割裂面積の大きさは、固結形状と割裂面積の関係を調査した実験などにより、約 $3,000\text{cm}^2$ であることが明らかになっている。 $3,000\text{cm}^2$ の割裂面積は、割裂面が円盤状に発生するとみなすと、直径 47cm の円盤の両面積に相当する。したがって、限界注入速度は割裂面積が $3,000\text{cm}^2$ となる段階の注入速度と考えることができる。

Maag の式が正しくかつ割裂面積が注入液の粘性に左右されず注入速度の大きさのみに依存していると仮定すると、限界注入速度は注入液の粘性に無関係で一定値となり、その大きさは $p \sim q$ 図から求めることができる。 $p \sim q$ 曲線の初期直線勾配 i_i は、割裂が生じない段階と考えられるので、その段階での浸透面積は素堀り孔の周面積 ($=140\text{cm}^2$) に等しい。したがって、初期直線勾配の大きさは、注入液を水とすると式(8.3)となる。

$$i_i = \frac{1}{\sqrt{140} \sqrt{14400 \pi k^2}} \quad (8.3)$$

注入速度が限界注入速度 q_{or} となる勾配を限界勾配 i_{or} とすると、限界注入速度は割裂面積が許容割裂面積 A_{or} となる段階の注入速度であるため、その大きさは $p \sim q$ 曲線と限界勾配線の交点として求めることができる。限界勾配は、式(8.4)で表わされるので、許容割裂面積と透水係数から求めることができる。透水係数は、初期直線勾配 i_i より求められるので、限界勾配は式(8.5)で与えられ、初期直線勾配に対する限界勾配の比（限界比 m ）は A_{or} を $3,000\text{cm}^2$ とすると 0.22 となる。なお、式(8.5)において、 A_{or} を単に割裂面積 A とした場合の m は、割裂の進展の度合いを示す指標であり、割裂が生じていない場合には 1 、割裂が進展するにつれて 1 より低下する。

$$i_{or} = \frac{1}{\sqrt{A_{or}} \sqrt{14400 \pi k^2}} \quad (8.4)$$

$$i_{cr} = \sqrt{\frac{140}{A_{cr}}} \cdot i_i = m \cdot i_i \quad (8.5)$$

しかしながら、上記の計算は、いくつかの仮定を前提としている。実際の注入では、発生する割裂面の大きさは式(8.2)と必ずしも一致しない。この理由としては、①注入圧力の大きさは注入速度が同一でも注入液の粘性に比例せず、発生する割裂面積は注入速度が同一であっても薬液の粘性が大きいほど大きくなる傾向にある。このため、割裂が発生する注入速度では、薬液の注入圧力は水の注入圧力の粘性倍よりも小さくなる。②割裂面の形状は、式(8.1)で仮定した球の周面とは異なる。ことなどが考えられる。そこで、これらの影響を考慮して限界比 m の修正を行い、その標準値を0.3と定めた。注入間隔を密にする場合や注入総量を多くする場合には、 m を標準値より小さく設定することも可能であるが、下限値は0.2程度であると考えられる。限界比 m の標準値0.3は、薬液の水に対する粘性比 μ が2~3の通常の緩結性薬液を想定した場合である。注入液の粘性がより大きくなるにつれて浸透注入が困難になるので、限界注入速度は粘性が大きい薬液ほど小さくなる。

参考文献

- 1) 土質工学会：薬液注入工法の調査・設計から施工まで、1985
- 2) 森麟、田村昌仁、小川雄二、林 忠：割裂浸透注入で有効な固結形状を得るための限界注入速度の予測方法について、土木学会第47回年次学術講演会第Ⅲ部門、1992

P～t 曲線の基本形状 8 タイプ分類
参考データ

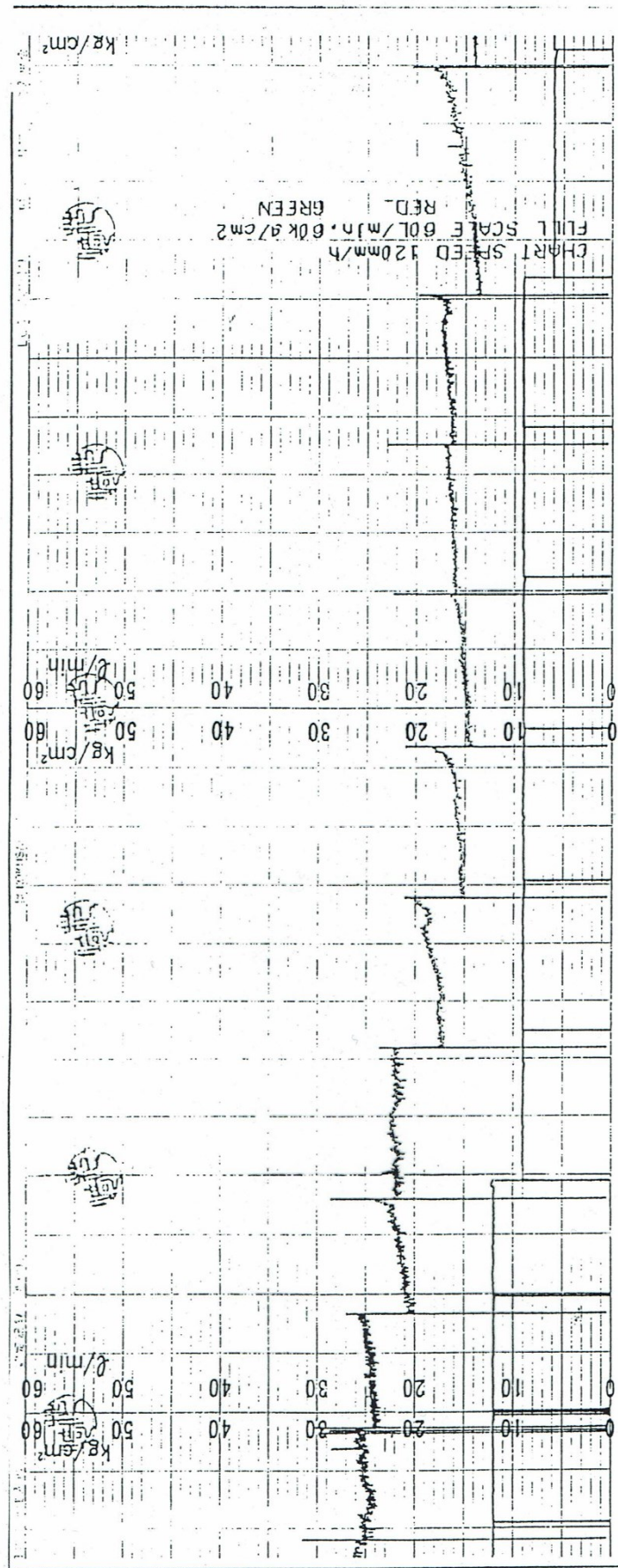


図-付-2-1 P~t チャート (全体)

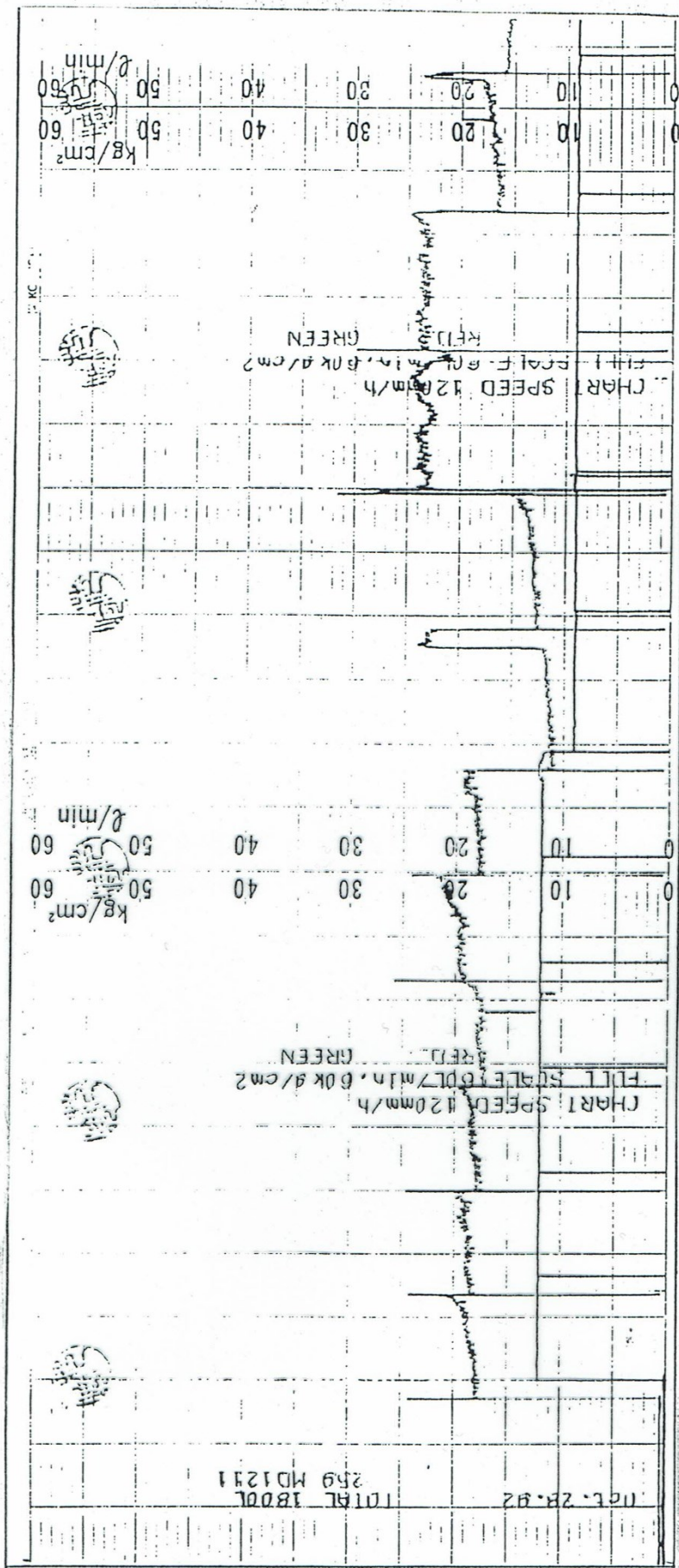


図-付-2-2 P~t チャート (全体)

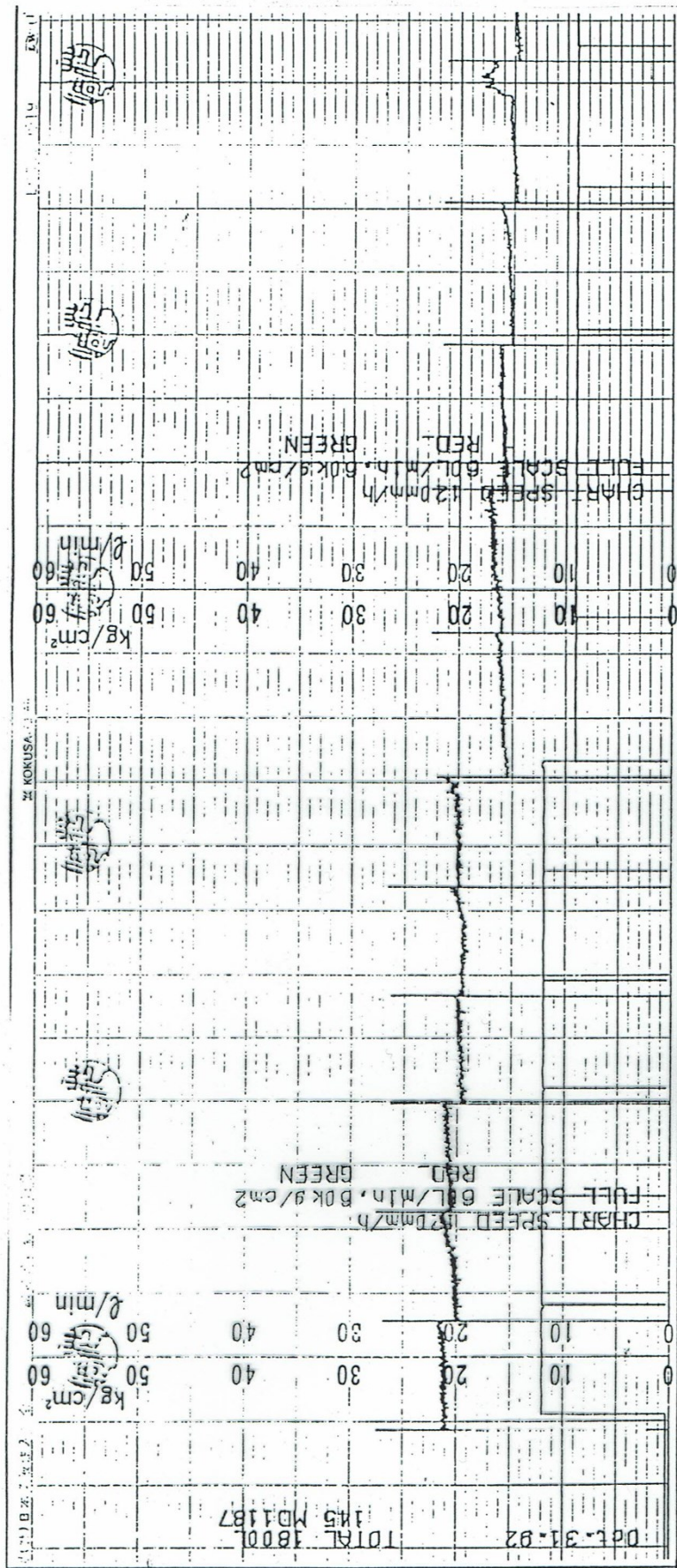


図-付-2-3 P~t チャート (全体)

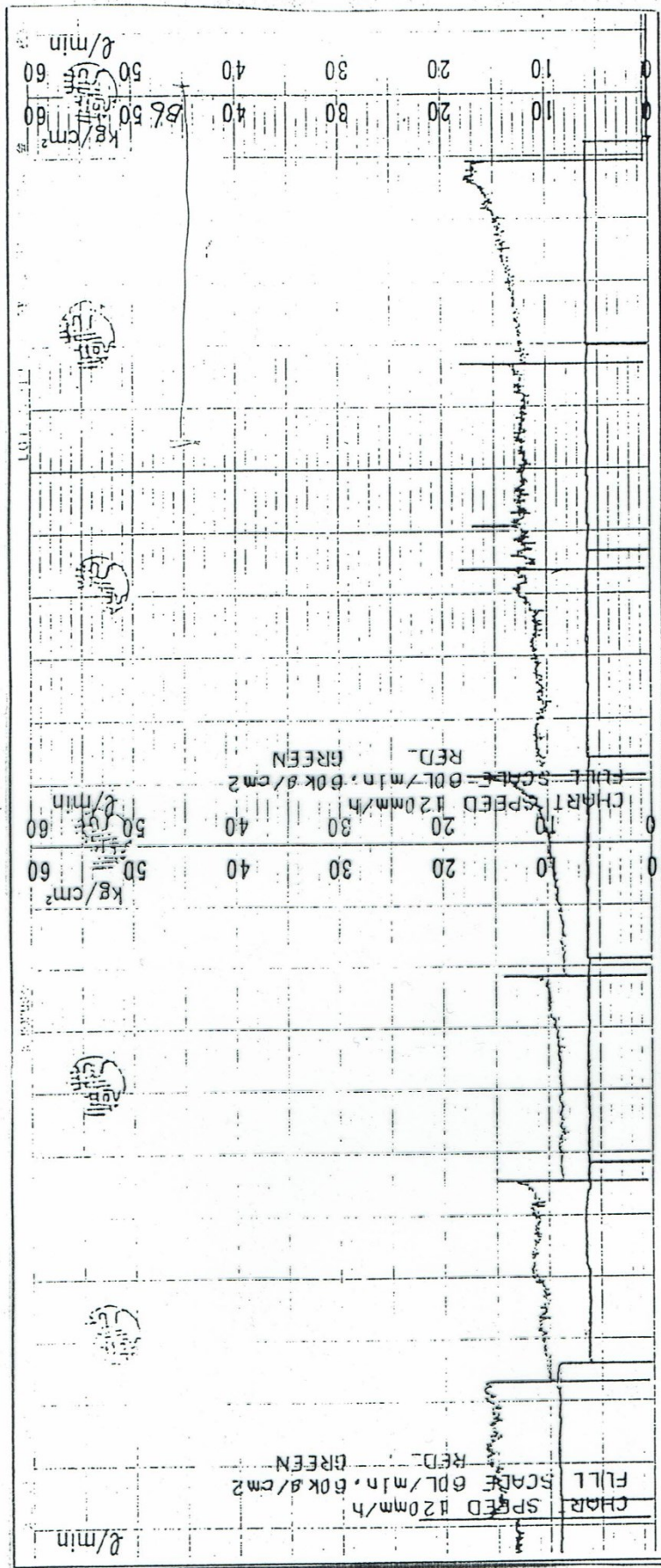


図-付-2-4 P~t チャート (全体)

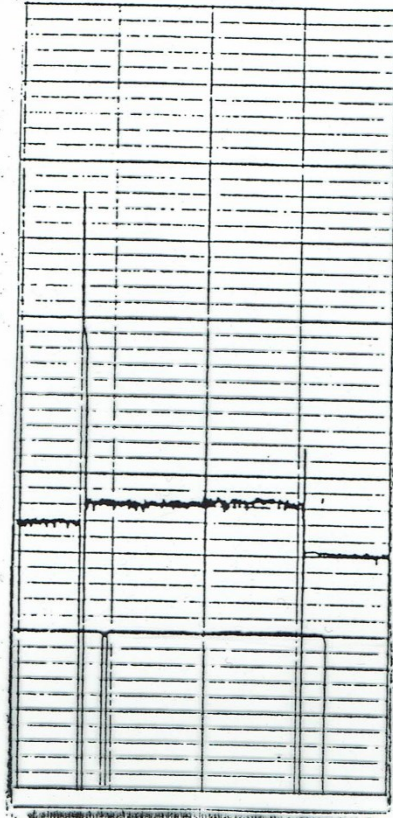


図-付-2-5 P~t チャート (①水平線型)

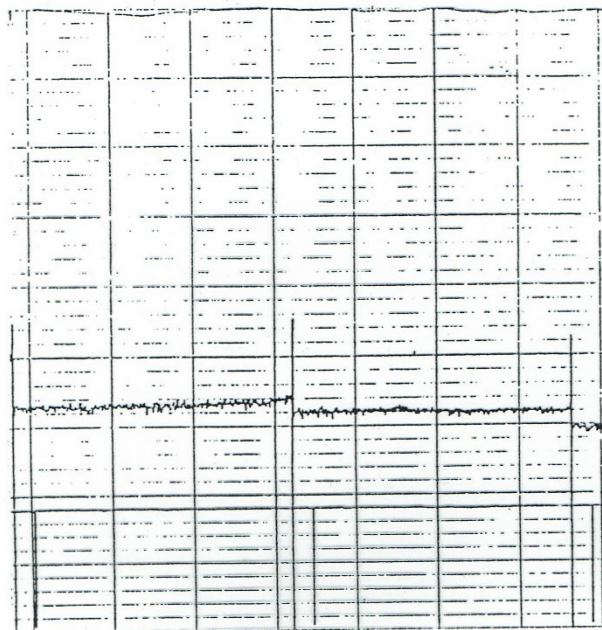


図-付-2-6 P~t チャート (①水平線型)

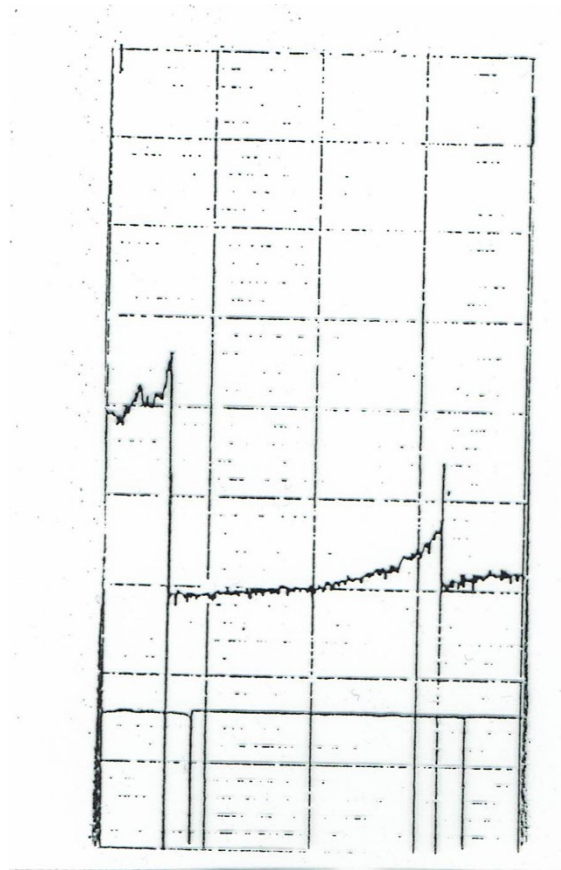


図-付-2-7 P~t チャート (②下り勾配型)

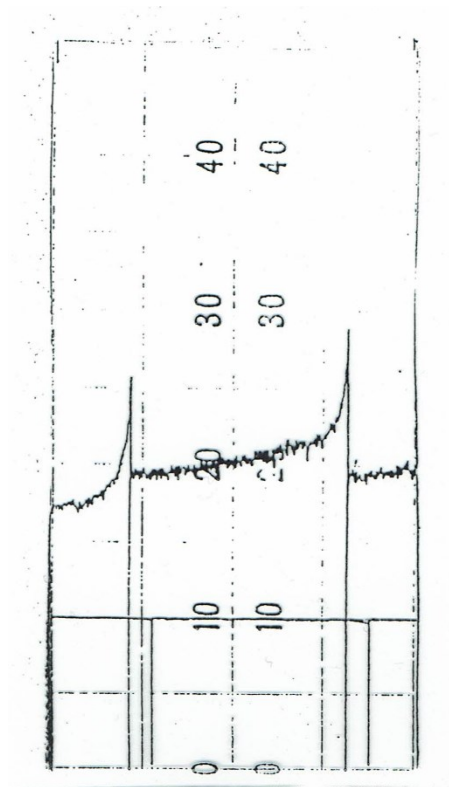


図-付-2-8 P~t チャート (②下り勾配型)

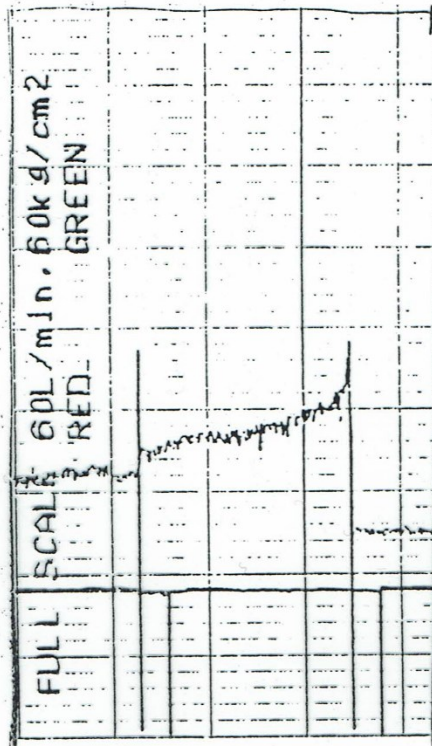


図-付-2-9 P～t チャート (②下り勾配型)

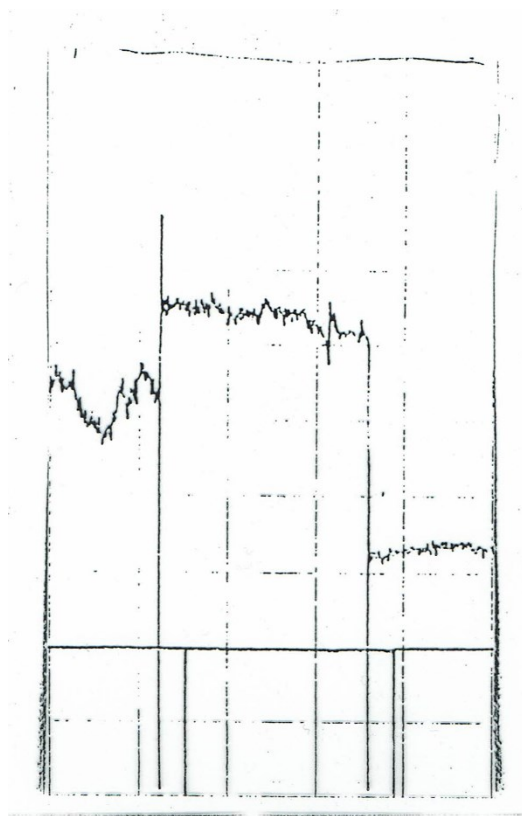


図-付-2-10 P~t チャート (③上り勾配型)

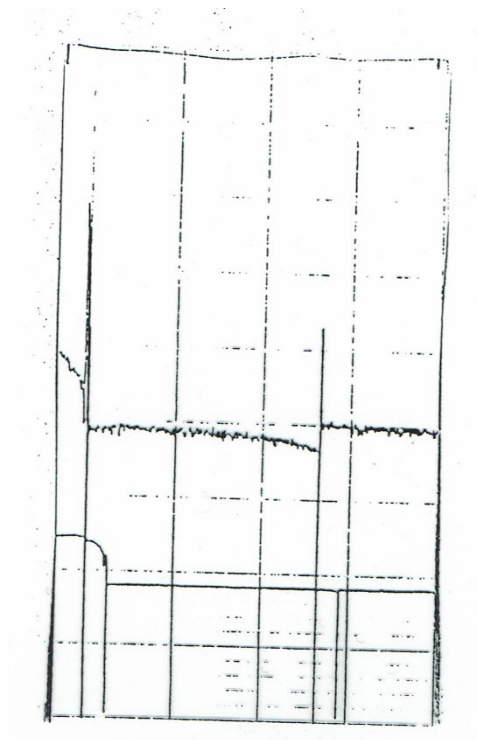


図-付-2-11 P~t チャート (③上り勾配型)

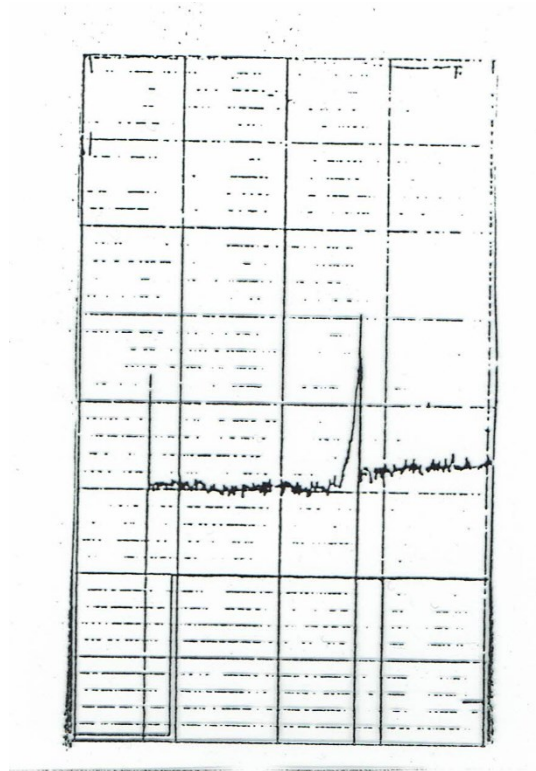


図-付-2-12 P~t チャート (④初期急降下・水平型)

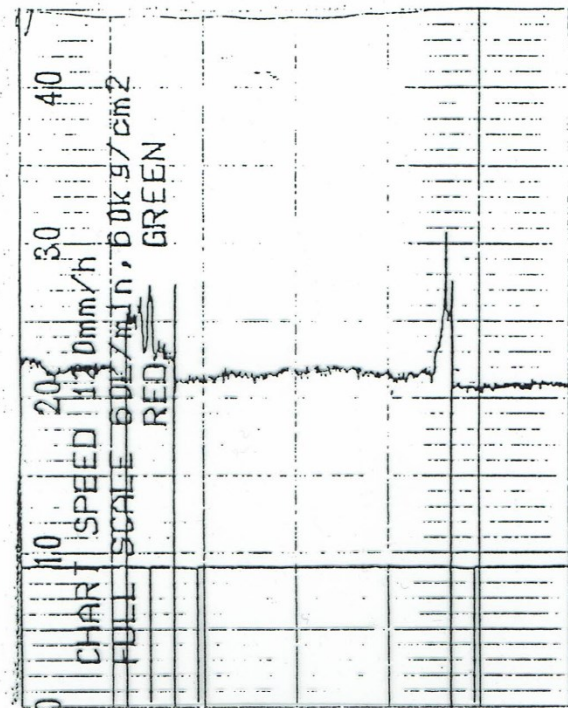


図-付-2-13 P~t チャート (④初期急降下・水平型)

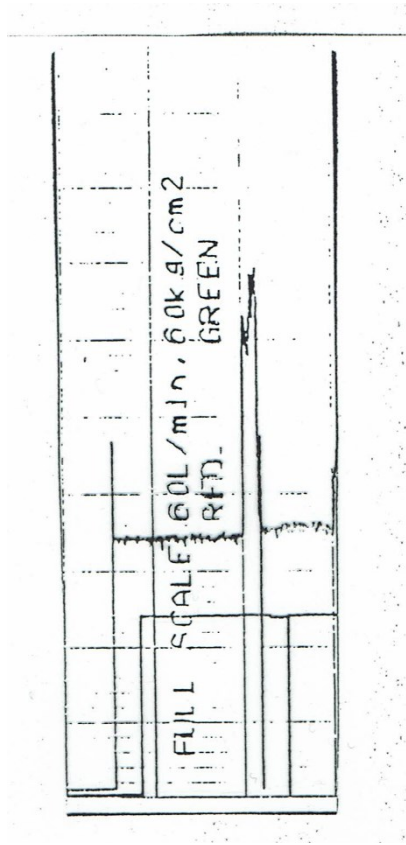


図-付-2-14 P~t チャート (④初期急降下・水平型)

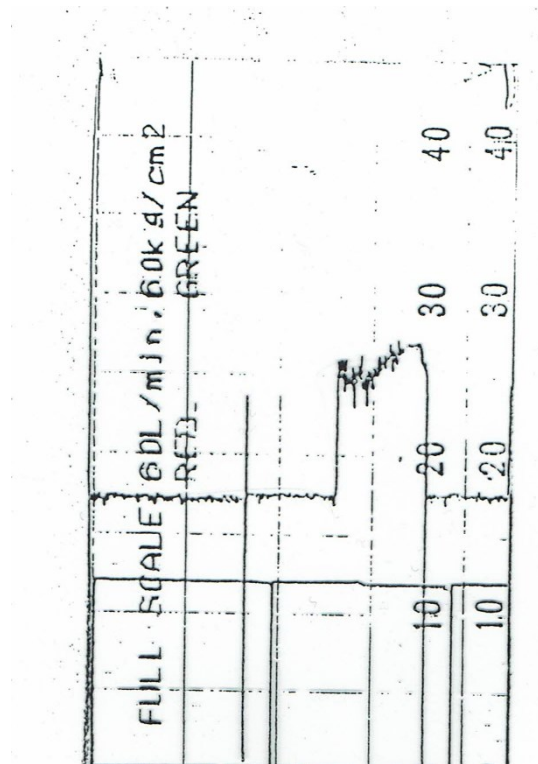


図-付-2-15 P~t チャート (⑤途中急降下・水平型)

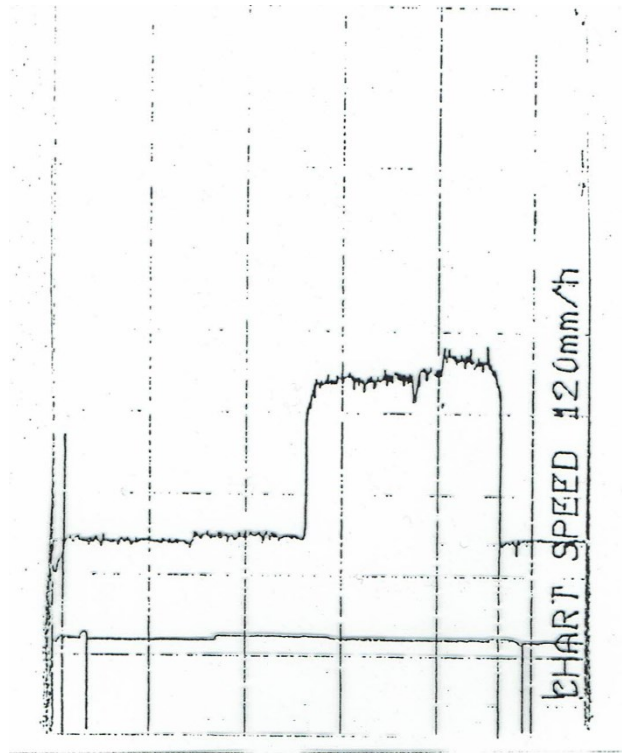


図-付-2-16 P~t チャート (⑤途中急降下・水平型)

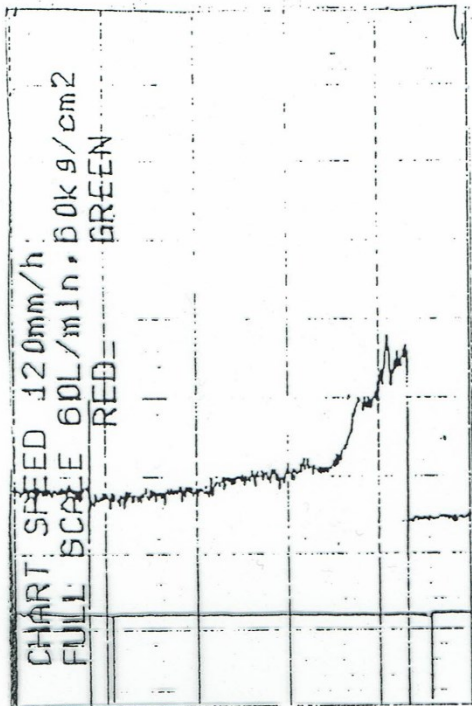


図-付-2-17 P~t チャート (⑥富士山降下型)

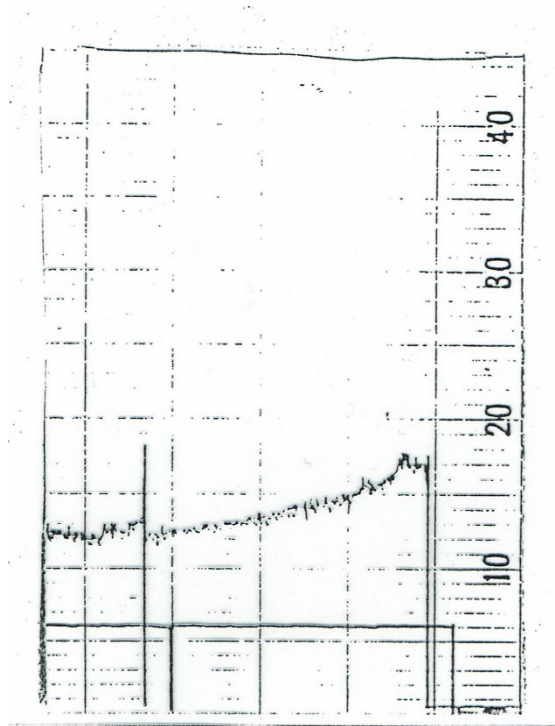


図-付-2-18 P~t チャート (⑥富士山降下型)

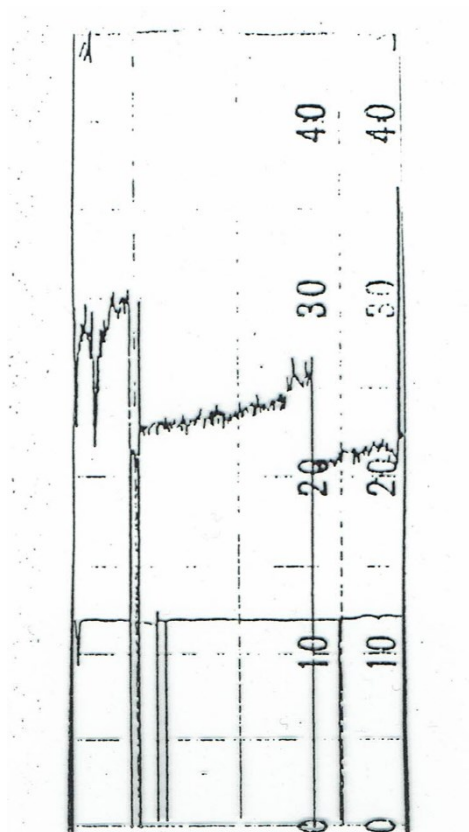


図-付-2-19 P~t チャート (㊦富士山降下型)

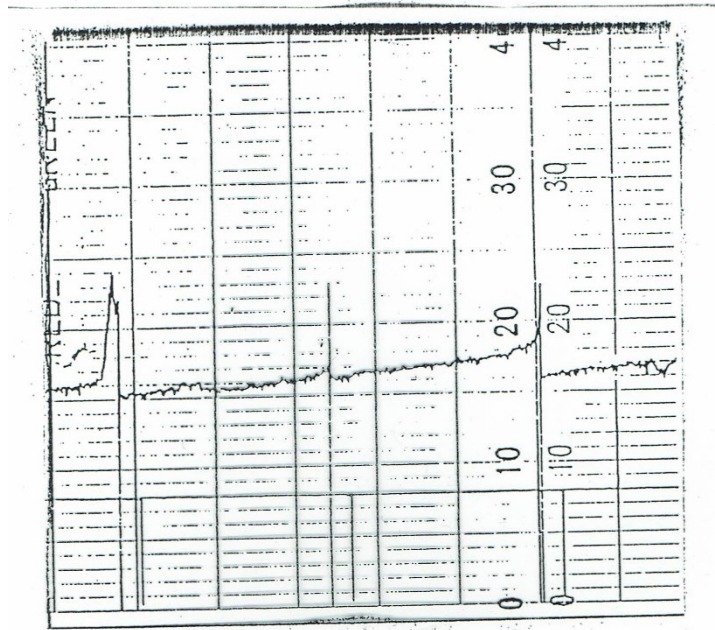


図-付-2-20 P~t チャート (⑦曲線連続型)

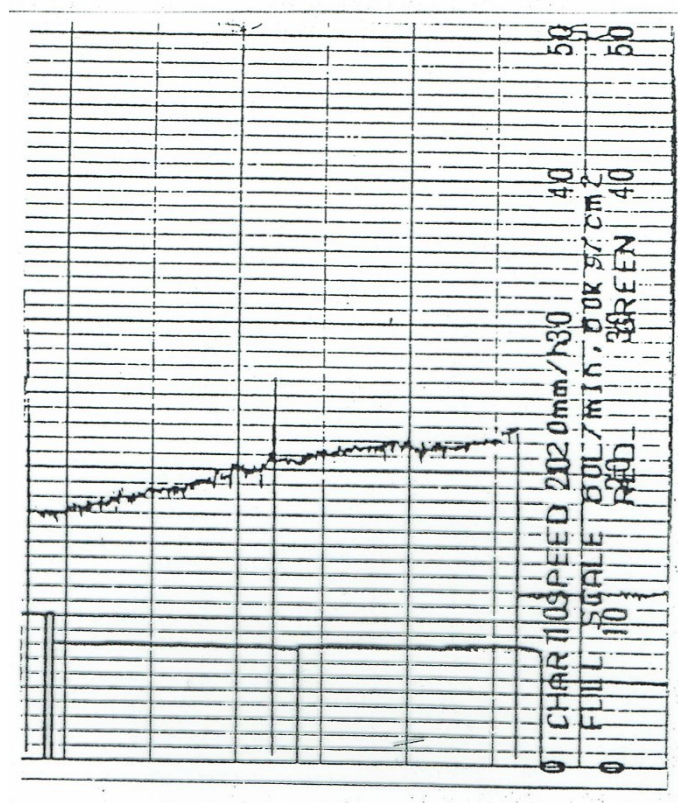


図-付-2-21 P~t チャート (⑦曲線連続型)

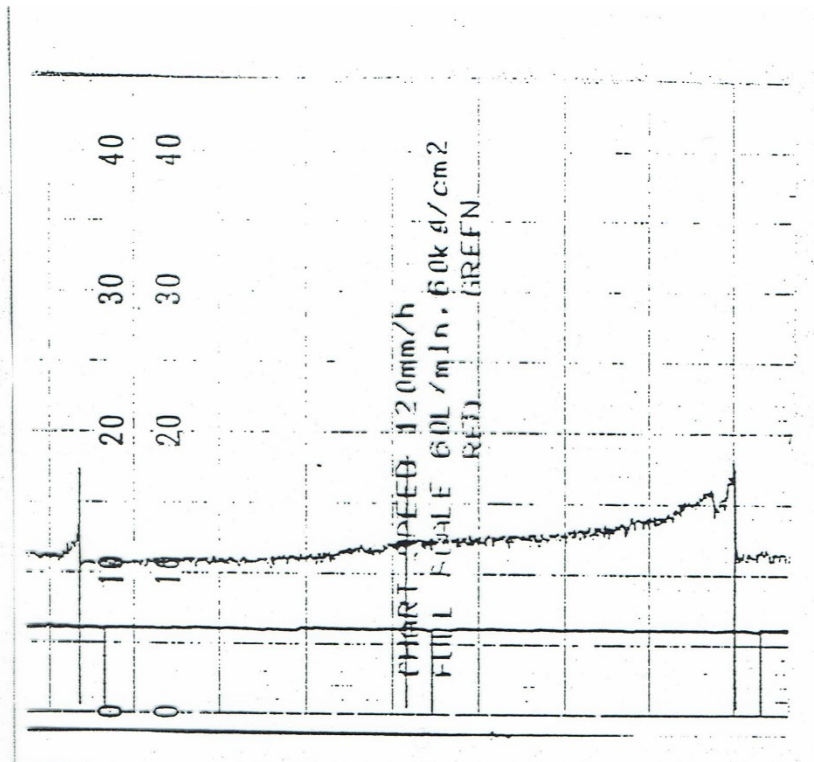


図-付-2-22 P~t チャート (⑦ 曲線連続型)

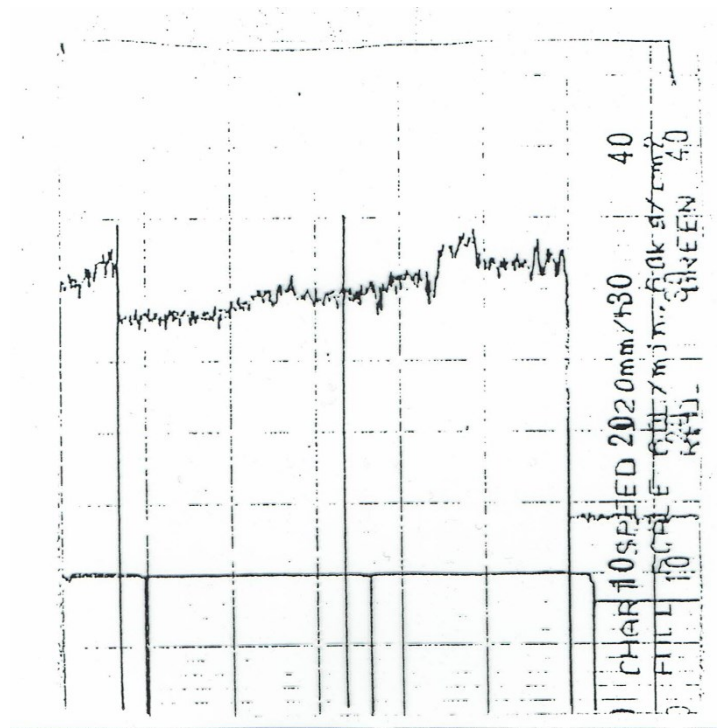
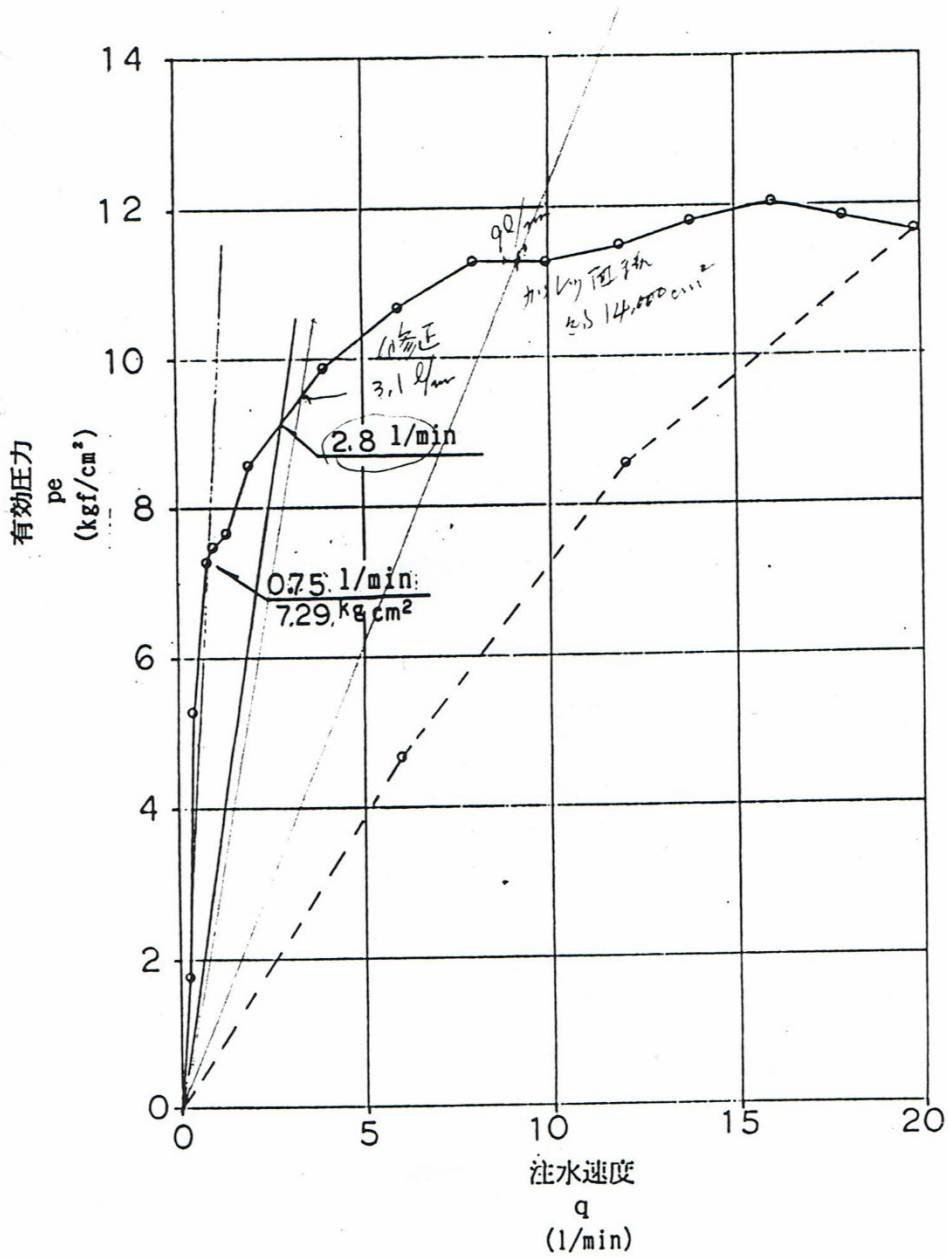


図-付-2-23 P~t チャート (⑦ 曲線連続型)

本論文でを使用した現場注入データ

測定深度 44.00 m ~ 44.10 m (微細砂)

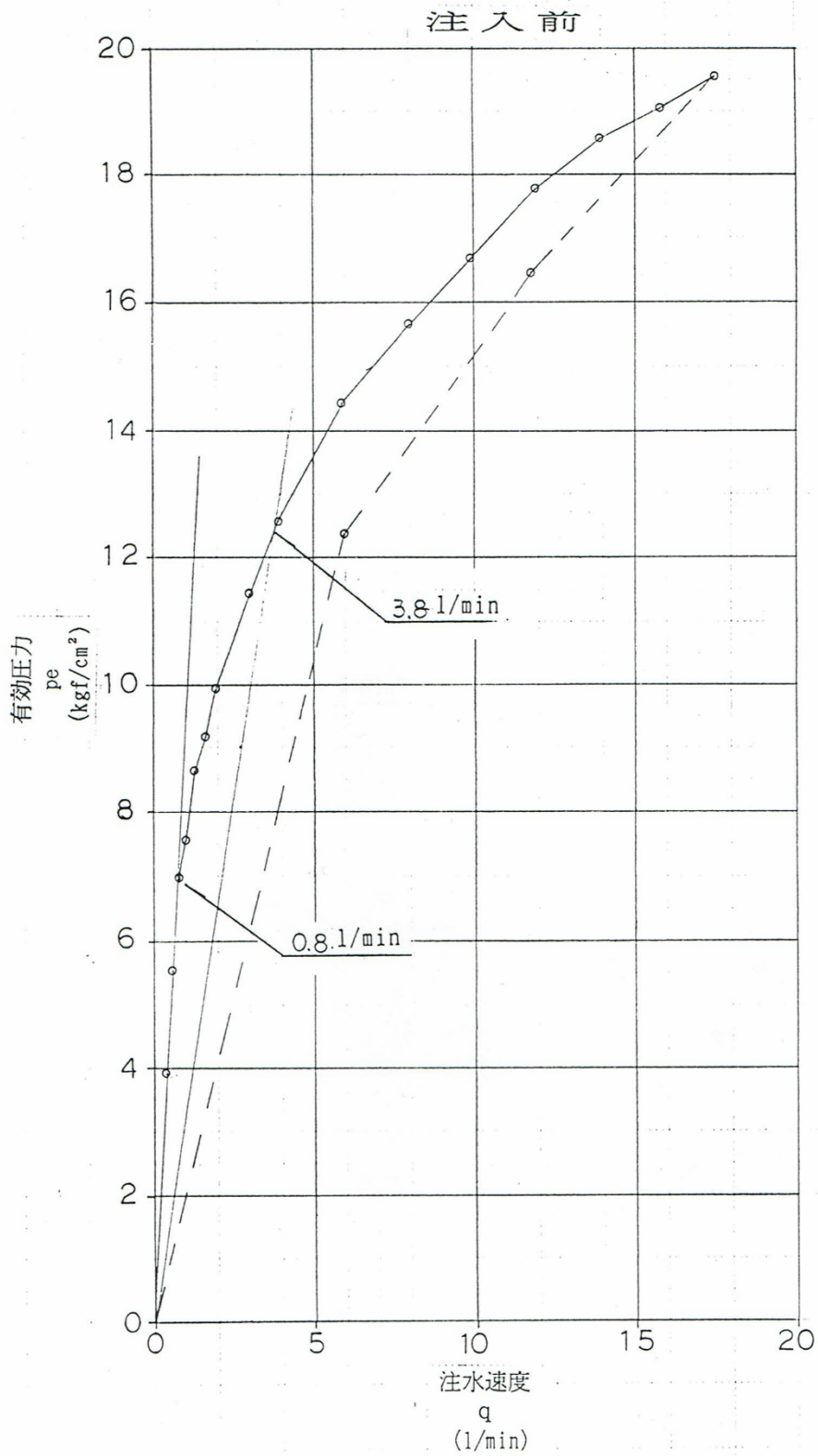


注入前 (A) 44.0 m

注水特性試験結果 (GL-44.0 m)

図-付-3-1 西武44 現場水注入試験結果

測定深度 34.50 m ~ 34.60 m (細 砂)



測定結果 (34.50 ~ 34.60 m)

図-付-3-2 西武34 現場水注入試験結果

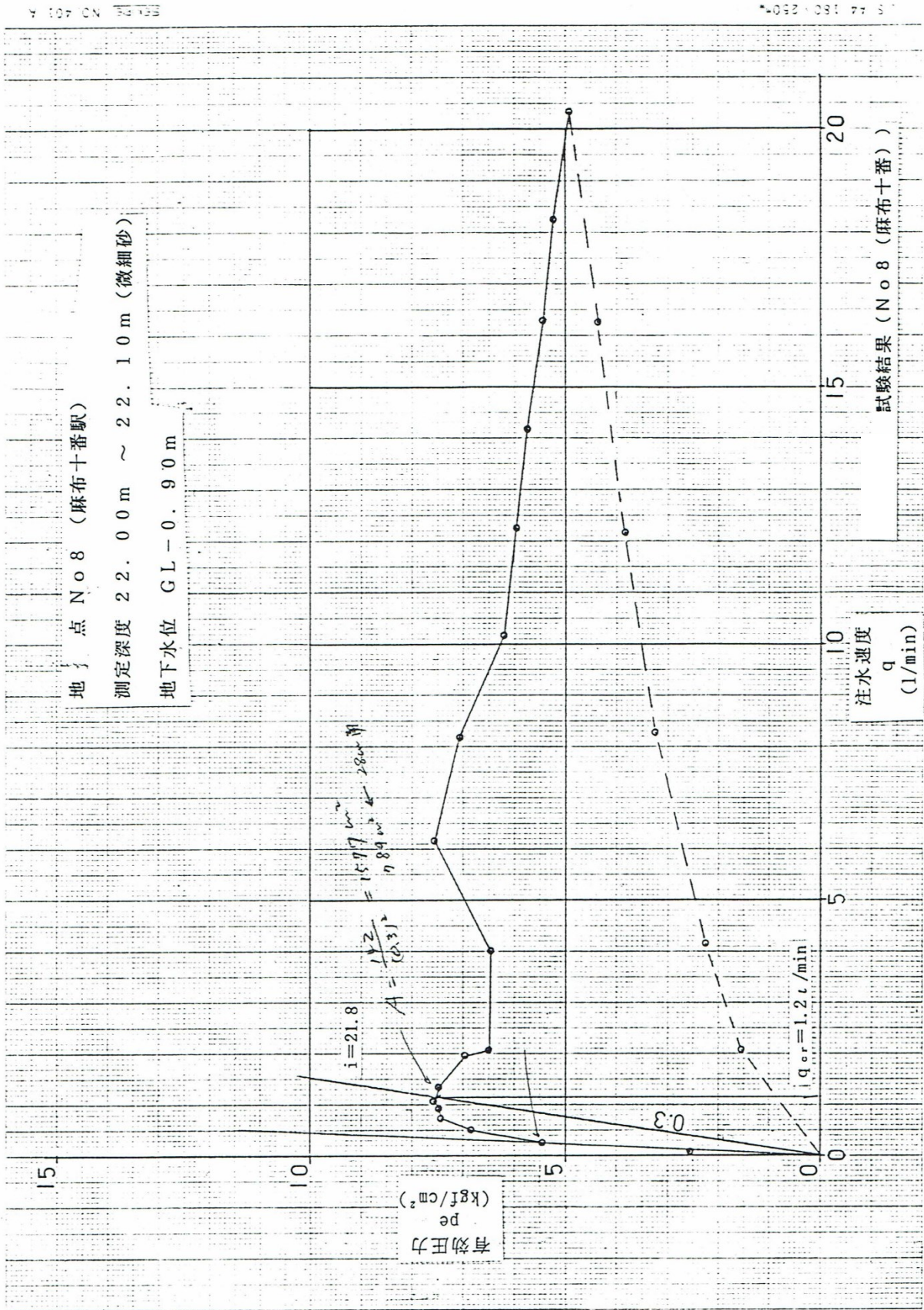


図-付-3-3 麻布 現場水注入試験結果

表-付-3-1 麻布 現場水注入試験結果

地 点 No 8 (麻布十番駅)

測定深度 22.00 m ~ 22.10 m (微細砂) パイプ立ち上がり GL + 0.75 m

地下水位 GL - 0.90 m (地下水位から孔口までの水圧 0.16 kgf/cm²)

注水階	注水速度 q (l/min)	注水圧力 p (kgf/cm ²) (管内水位)	地下水位から 孔口までの水圧 pw (kgf/cm ²)	管内損失 pf (kgf/cm ²)	有効圧力 pe (kgf/cm ²)
	0.08	2.42	0.16	0.00	2.58
	0.25	5.29		0.00	5.45
	0.50	6.67		0.00	6.83
	0.71	7.25		0.00	7.41
	0.92	7.33		0.00	7.49
	1.04	7.42		0.00	7.58
	1.33	7.33		0.00	7.49
	1.96	6.83		0.00	6.99
	2.04	6.33		0.00	6.49
	4.00	6.33		0.00	6.49
	6.13	7.38		0.00	7.54
	8.17	6.92		0.00	7.08
	10.17	6.04		0.00	6.20
	12.13	5.83		0.00	5.99
	14.17	5.58		0.00	5.74
	16.25	5.29		0.00	5.45
	18.33	5.08		0.00	5.24
	20.33	4.75		0.04	4.87
	16.25	4.21		0.00	4.37
	12.17	3.71		0.00	3.87
	8.25	3.17	0.00	3.33	
	4.17	2.08	0.00	2.24	
	2.08	1.38	0.00	1.54	

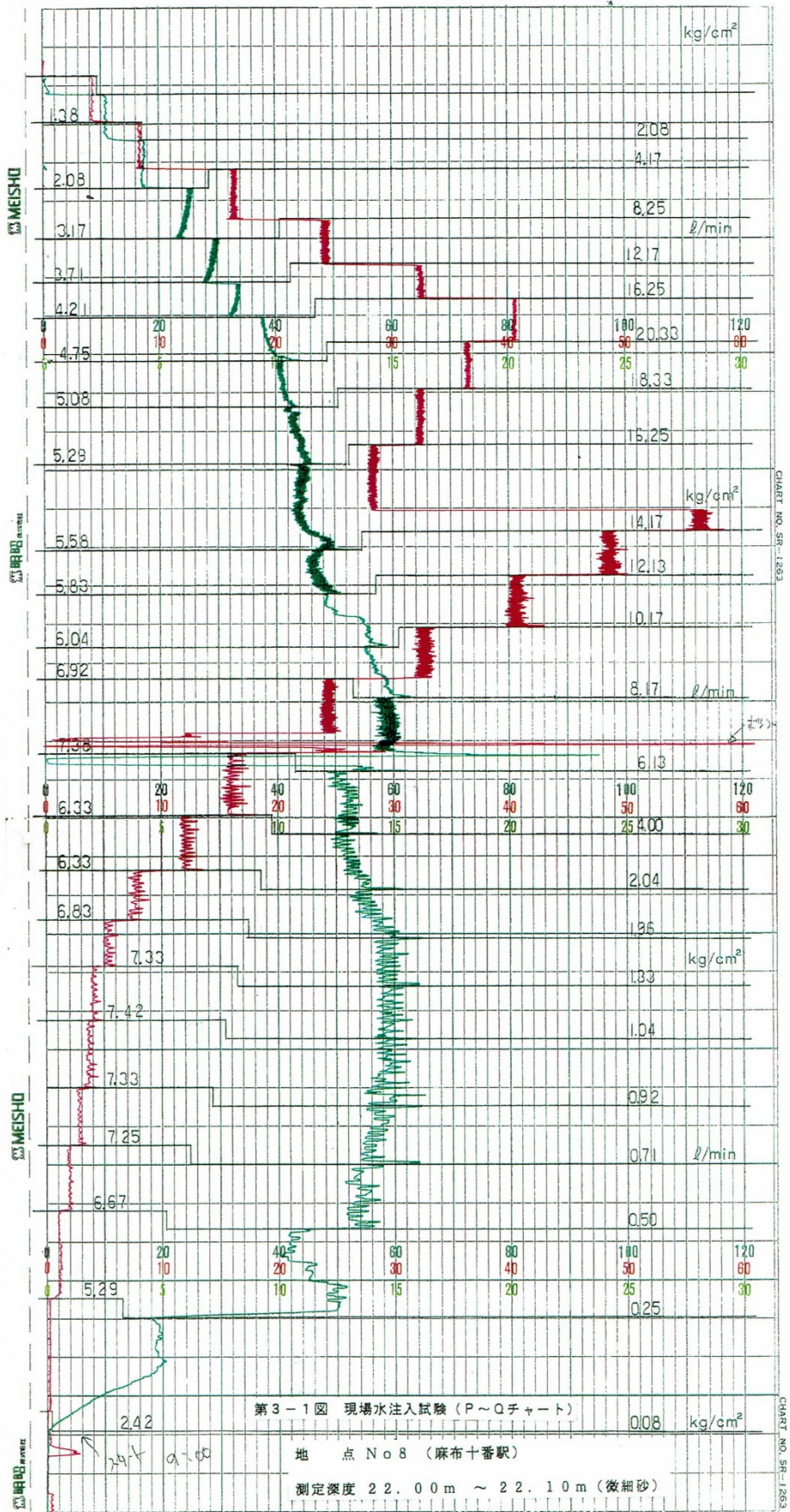


図-付-3-4 麻布 P~qチャート

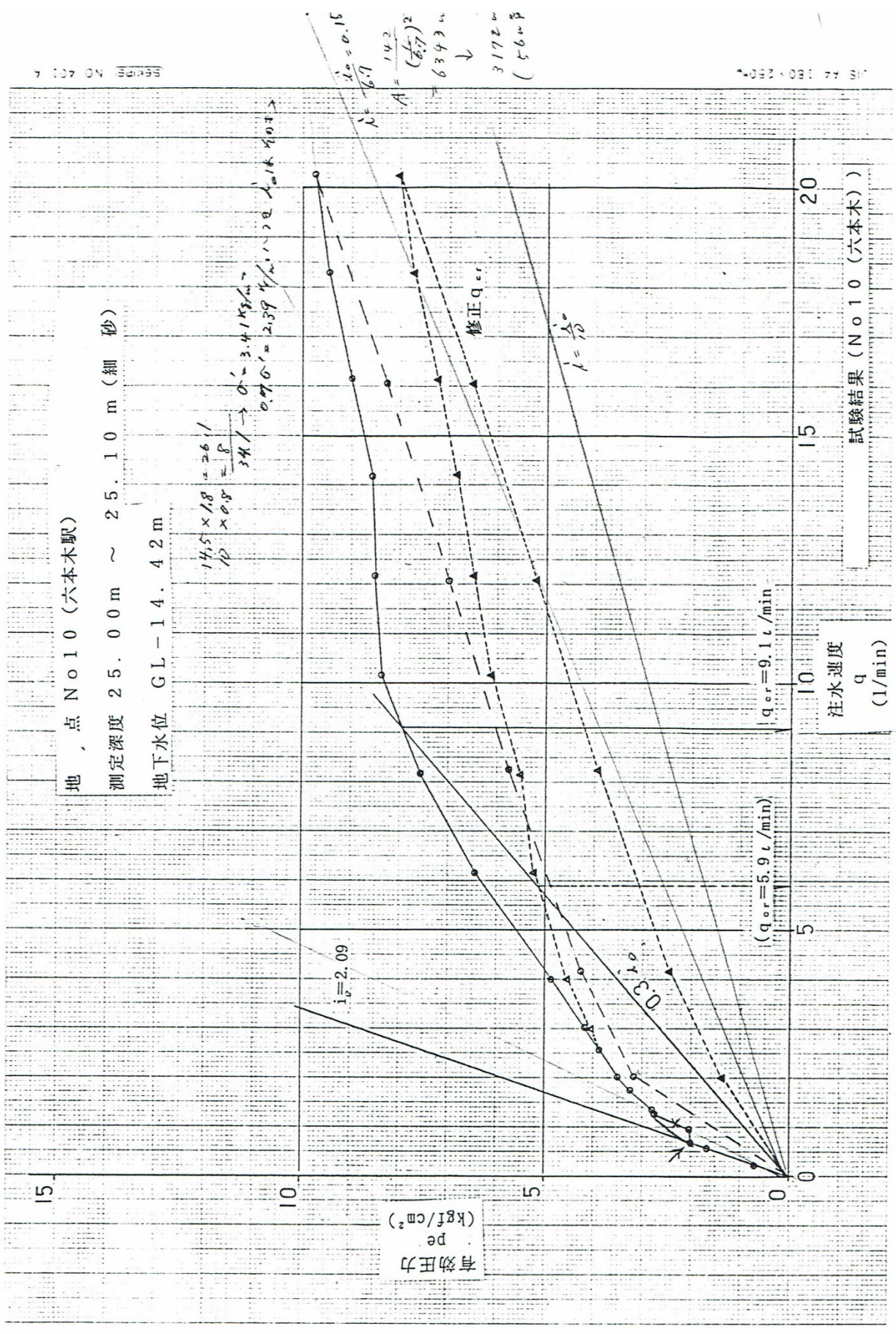


図-付-3-5 六本木 現場水注入試験結果

表-付-3-2 六本木 現場水注入試験結果

地 点 No 10 (六本木駅)

測定深度 25.00 m ~ 25.10 m (細 砂) パイプ立ち上がり GL + 0.60 m

地下水位 GL - 14.42 m (地下水位から孔口までの水圧 1.50 kgf/cm²)

注 水 段 階	注水速度 q (l/min)	注水圧力 p (kgf/cm ²) (管内水位)	地下水位から 孔口までの水圧 pw (kgf/cm ²)	管内損失 pf (kgf/cm ²)	有効圧力 pe (kgf/cm ²)
	0.20	(8.05)			0.70
	0.58	0.17	1.50	0.00	1.67
	0.79	0.50		0.00	2.00
	0.96	0.51		0.00	2.01
	1.25	1.25		0.00	2.75
	1.33	1.29		0.00	2.79
	1.75	1.71		0.00	3.21
	2.00	2.00		0.00	3.50
	2.58	2.38		0.00	3.88
	3.00	2.67		0.00	4.17
	4.00	3.38		0.00	4.88
	6.13	4.96		0.00	6.46
	8.17	6.04		0.00	7.54
	10.13	6.88		0.00	8.38
	12.13	7.00		0.00	8.50
	14.17	7.08		0.00	8.58
	16.17	7.50		0.00	9.00
	18.25	7.96		0.00	9.46
	20.25	8.21		0.04	9.67
	16.08	6.79		0.00	8.29
	12.08	5.50		0.00	7.00
	8.25	4.25		0.00	5.75
	4.16	2.75		0.00	4.25
	2.00	1.67		0.00	3.17

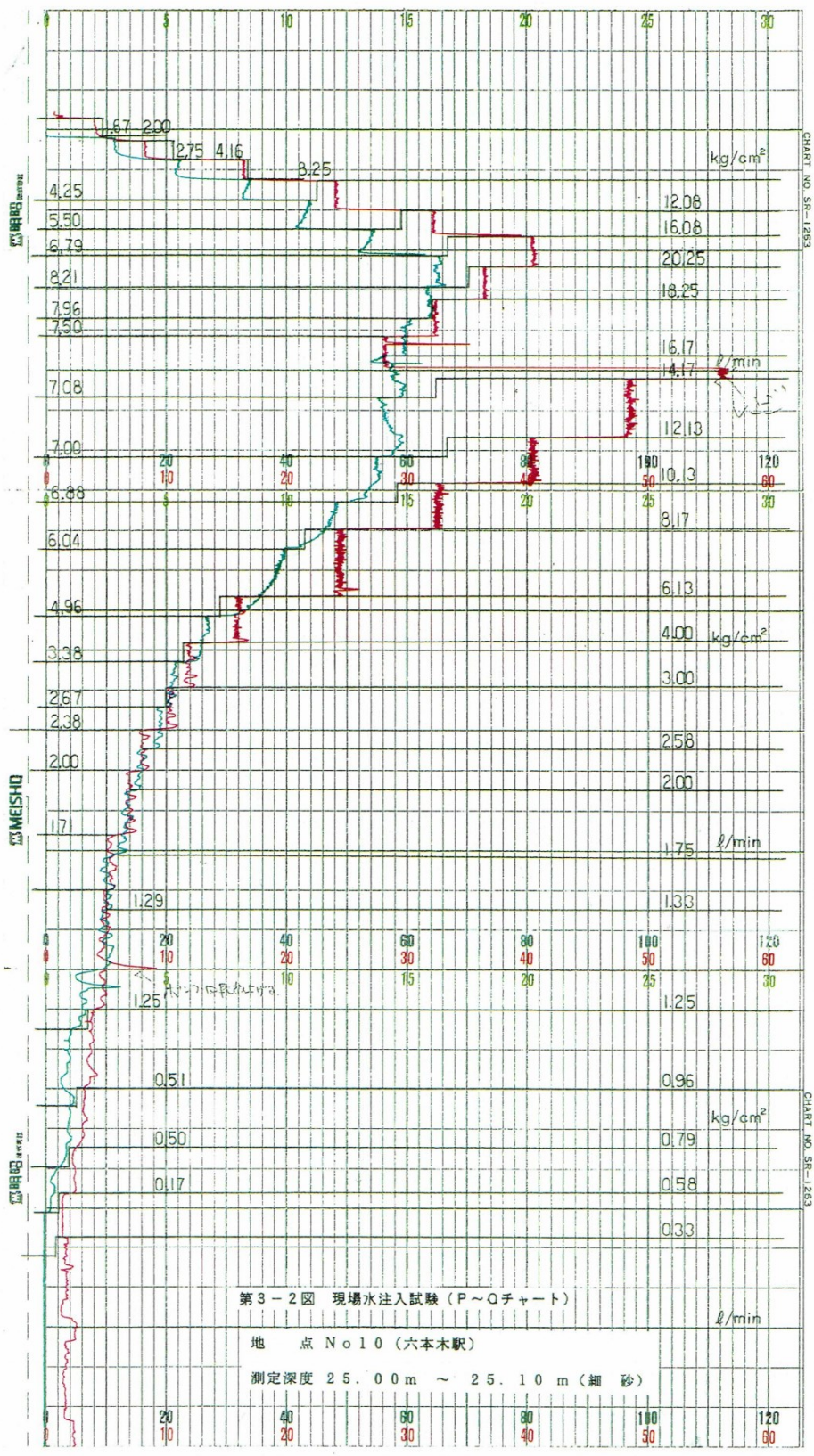


図-付-3-6 六本木 P~qチャート

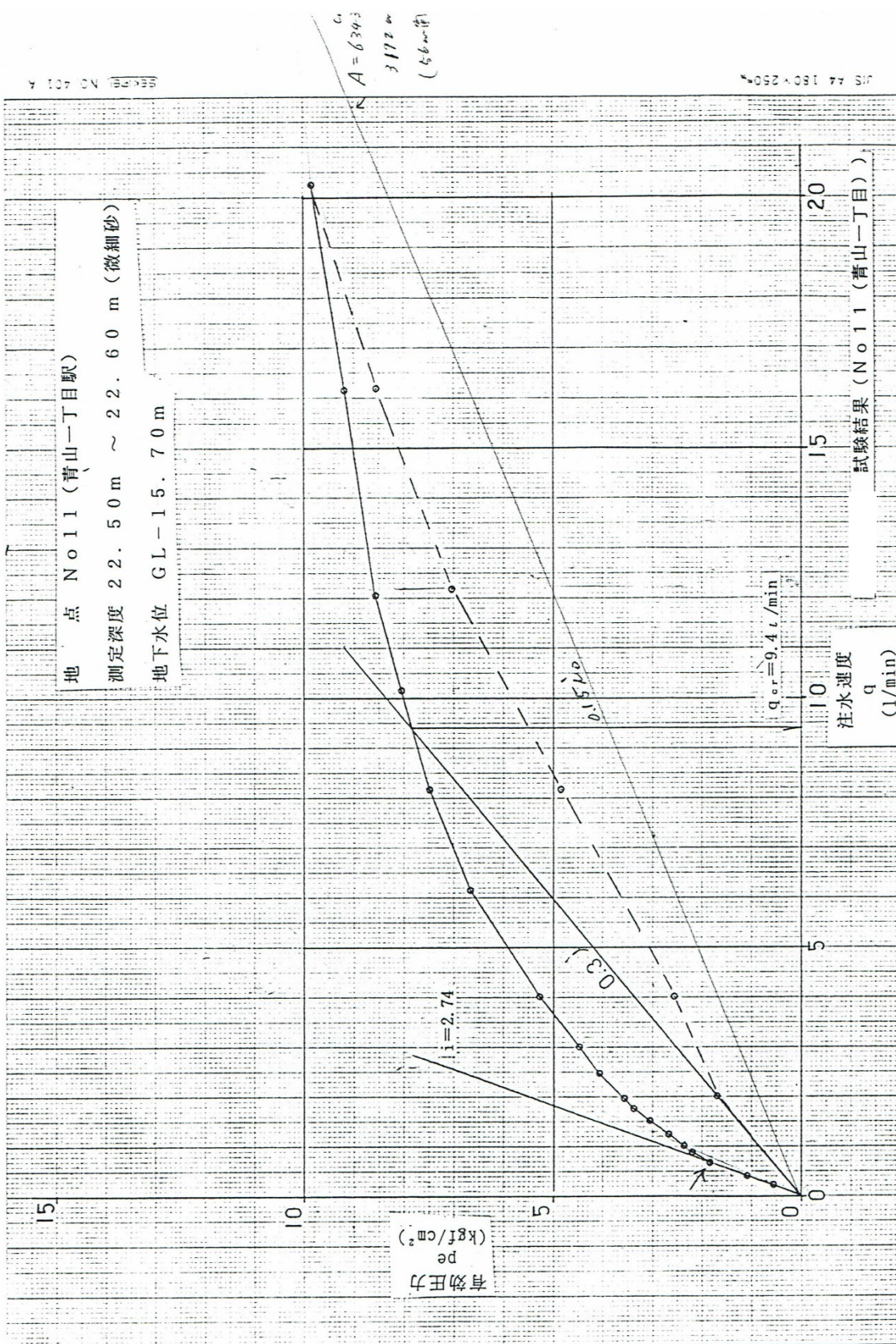


図-付-3-7 青山 現場水注入試験結果

表-付-3-3 青山 現場水注入試験結果

地 点 No 11 (青山一丁目駅)

測定深度 22.50m ~ 22.60m (微細砂) パイプ立ち上がり GL+0.70m

地下水位 GL-15.70m (地下水位から孔口までの水圧 1.64 kgf/cm²)

注水段階	注水速度 q (l/min)	注水圧力 p (kgf/cm ²) (管内水位)	地下水位から 孔口までの水圧 pw (kgf/cm ²)	管内損失 pf (kgf/cm ²)	有効圧力 pe (kgf/cm ²)
	0.20	(11.05)			0.53
	0.40	(5.37)			1.10
	0.66	0.17	1.64	0.00	1.81
	0.88	0.54		0.00	2.18
	1.00	0.71		0.00	2.35
	1.21	1.00		0.00	2.64
	1.50	1.38		0.00	3.02
	1.75	1.75		0.00	3.39
	1.96	1.92		0.00	3.56
	2.46	2.42		0.00	4.06
	3.00	2.83		0.00	4.47
	4.00	3.63		0.00	5.27
	6.13	5.04		0.00	6.68
	8.17	5.83		0.00	7.47
	10.13	6.42		0.00	8.06
	12.08	6.92		0.00	8.56
	16.17	7.54		0.00	9.18
	20.33	8.17		0.04	9.77
	16.17	6.92		0.00	8.56
	12.17	5.38		0.00	7.02
	8.17	3.17		0.00	4.81
	4.00	0.88		0.00	2.52
	2.00	0.04		0.00	1.68

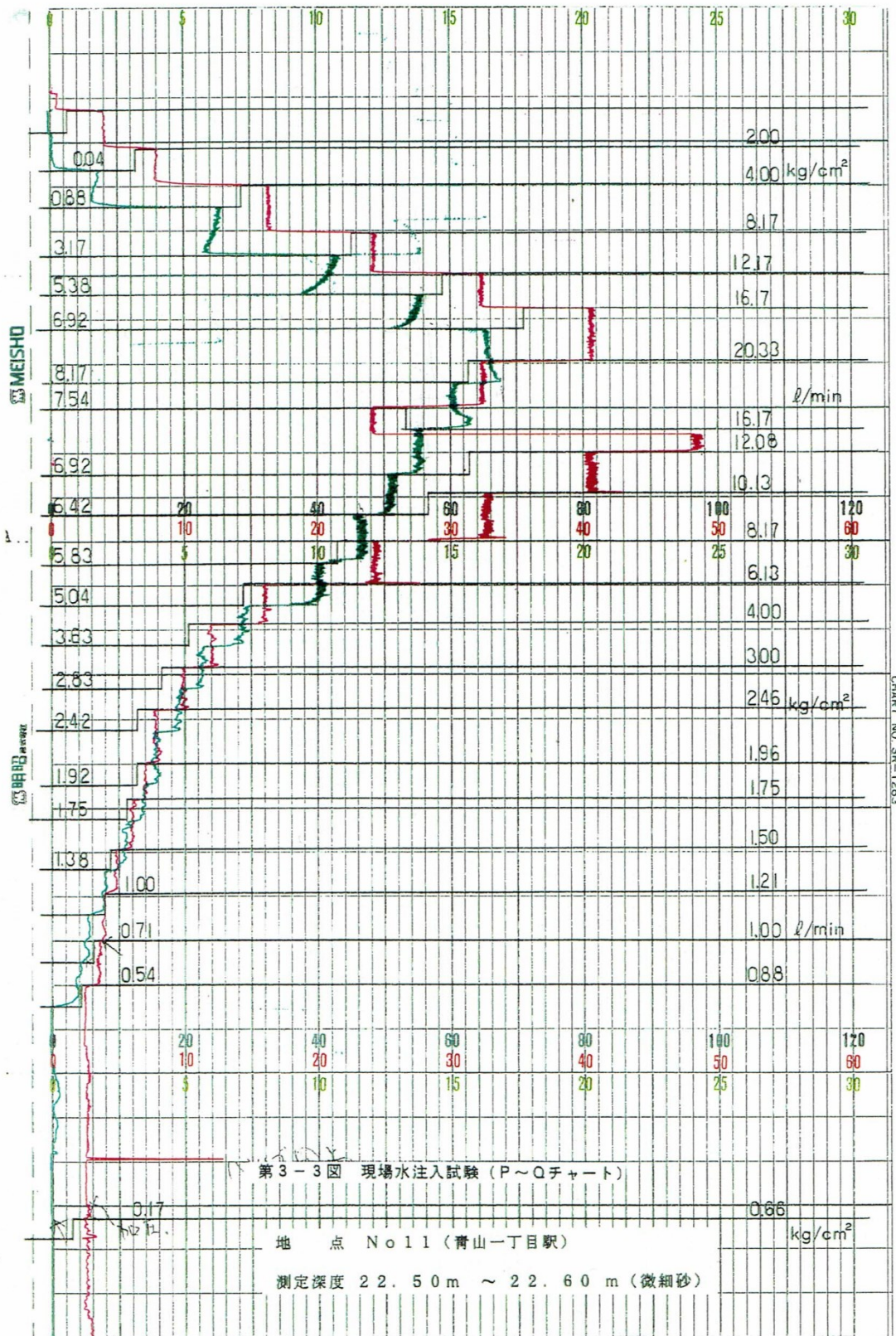


図-付-3-8 青山 P~qチャート

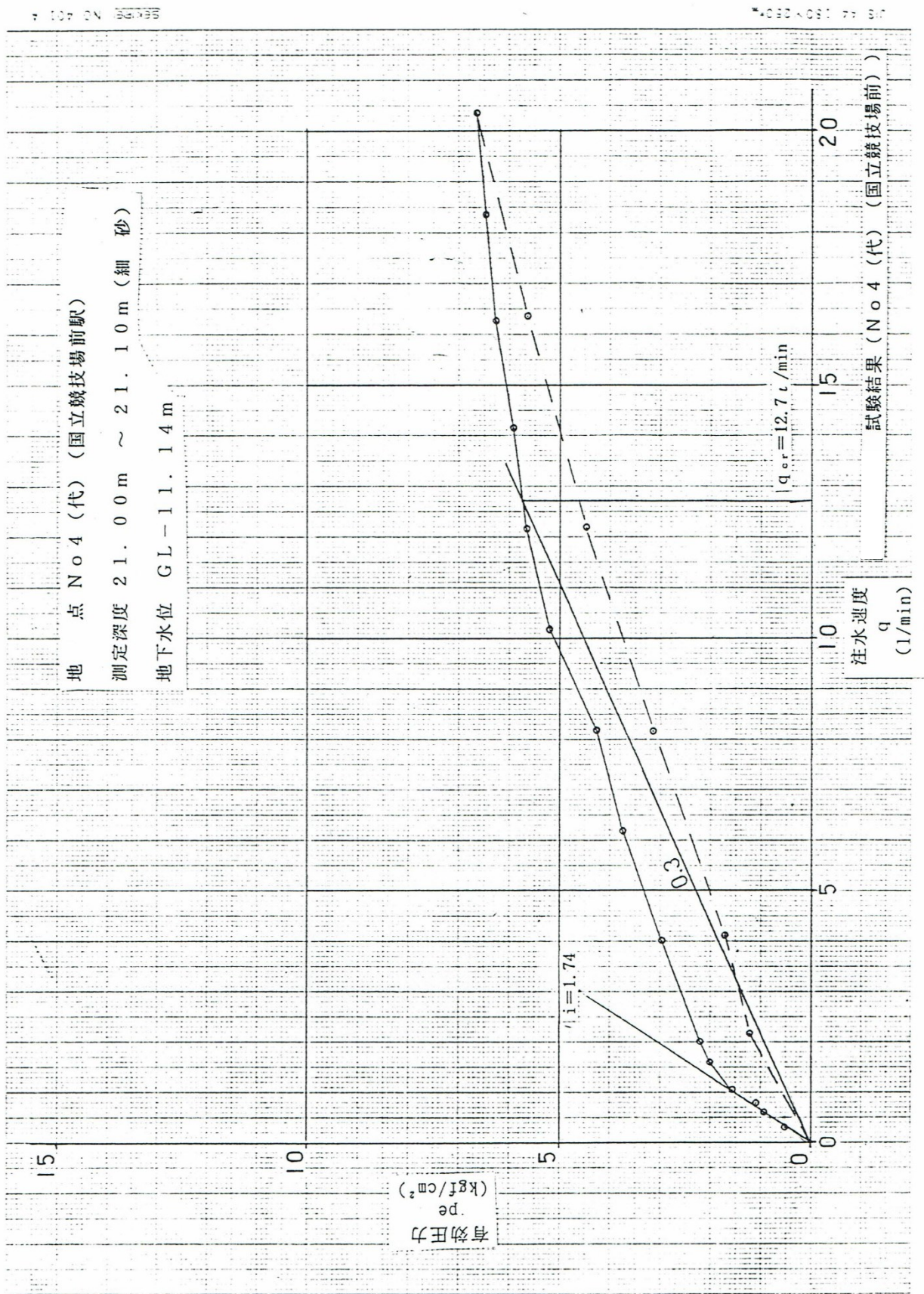


図-付-3-9 国立競技場 現場水注入試験結果

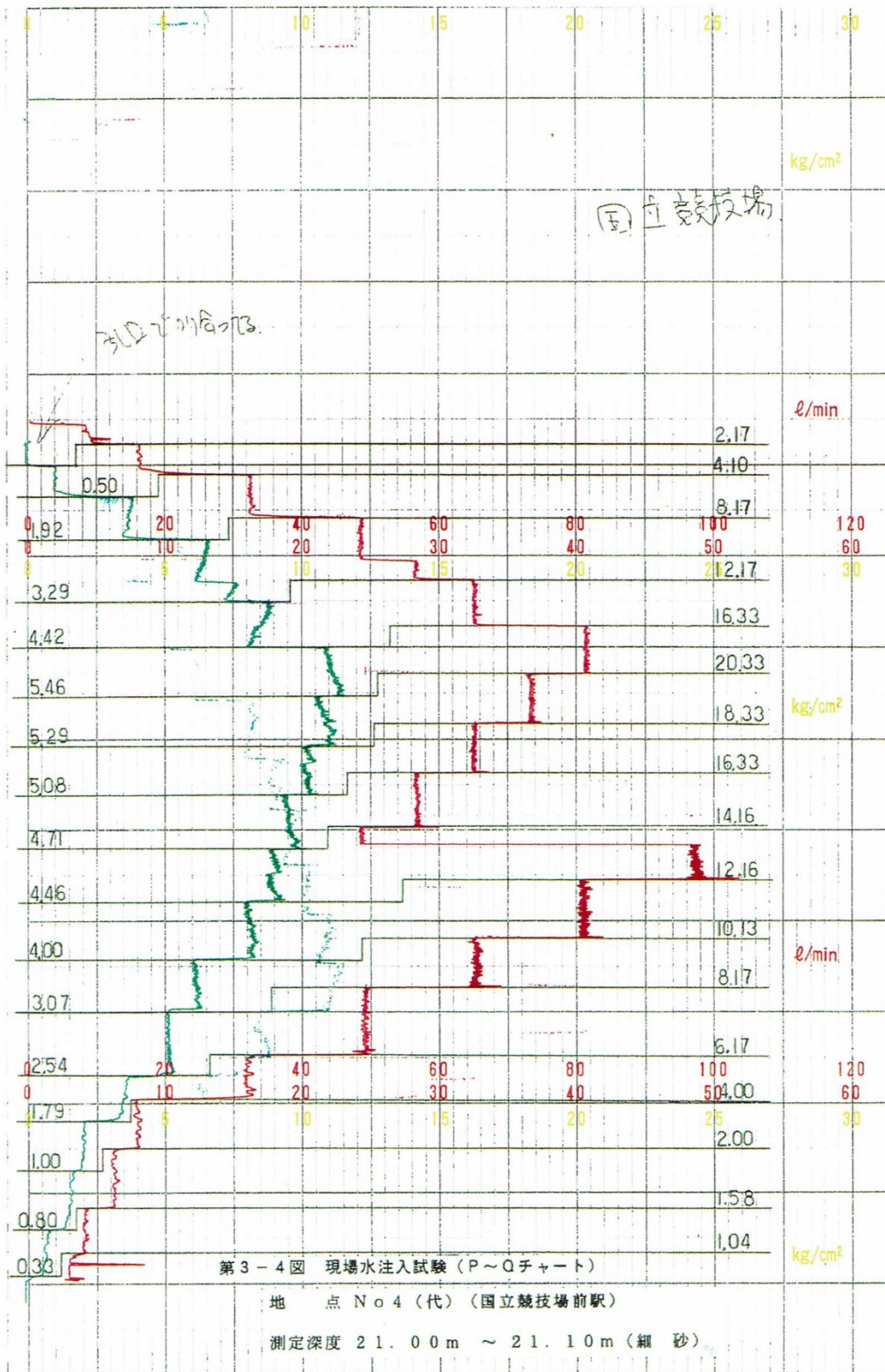
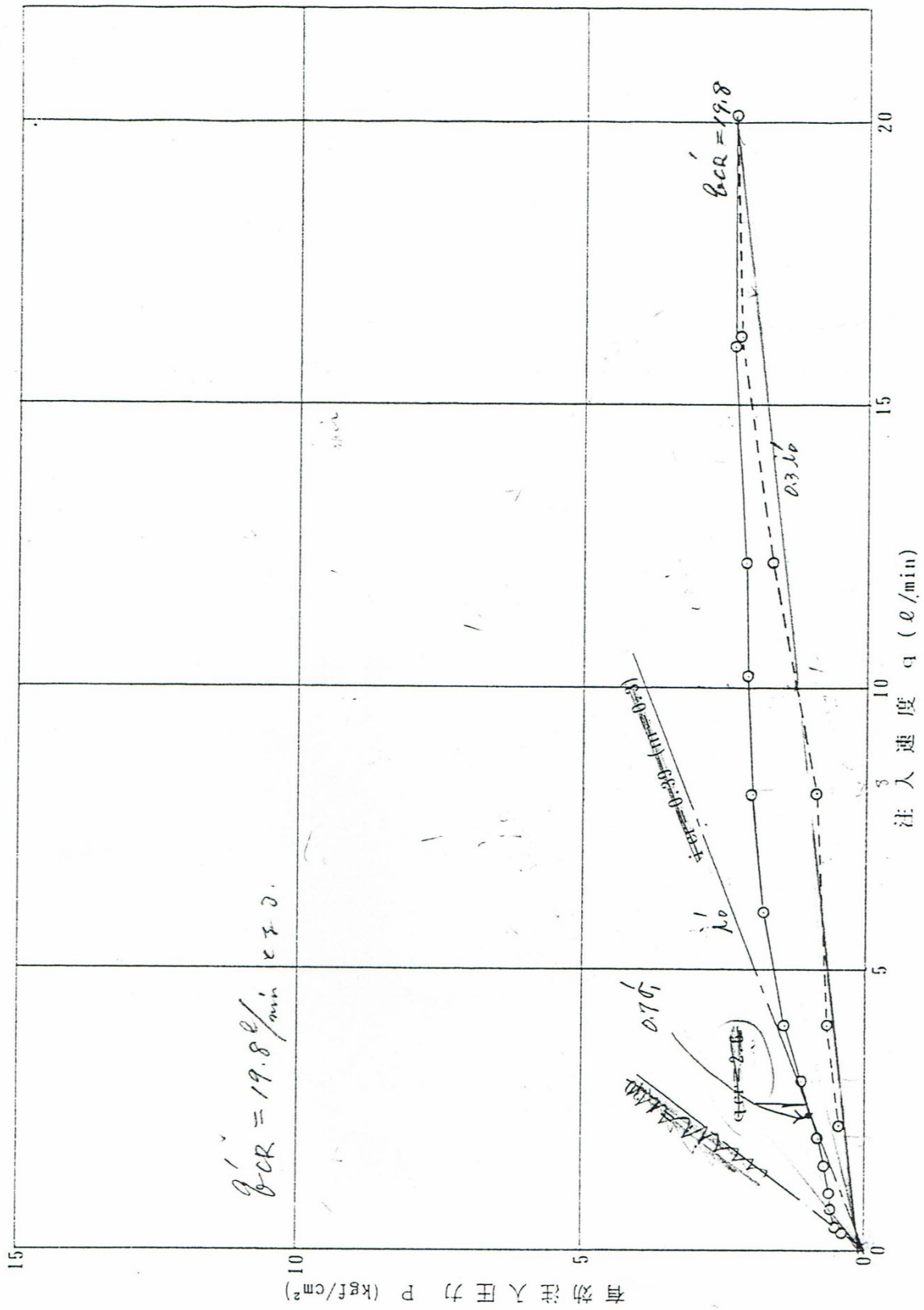


図-付-3-10 国立競技場 P~qチャート



現場水注入試験結果 (P~q曲線) No.2柳町駅

図-付-3-11 柳町 現場水注入試験結果

表-付-3-5 柳町 現場水注入試験結果

孔番号：柳町NO. 193+5付近

孔口標高：AP +23.64m

測定深度：GL -13.00~13.10m (細砂)

地下水位：GL -3.95m (地下水位から孔口までの水圧 0.40 kgf/cm²)

$4 \times 1.7 = 6.8$
 $9 \times 0.7 = 6.3$
 $\frac{6.8}{12.4} \rightarrow 1.24$
 $0.103 = 0.7 \times 1.27 = 0.89 \text{ kg/m}^2$

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _w (kgf/cm ²)	管内損失 p _f (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.3	0.00	0.40	0.00	0.40
2	0.4	0.12		0.00	0.52
3	0.7	0.20		0.00	0.60
4	1.0	0.23		0.00	0.63
5	1.5	0.33		0.00	0.73
6	2.0	0.45		0.00	0.85
7	3.0	0.72		0.00	1.12
8	4.0	1.08		0.00	1.48
9	6.0	1.43		0.00	1.83
10	8.1	1.70		0.08	2.02
11	10.2	1.78		0.15	2.10
12	12.2	1.93		0.22	2.11
13	16.0	2.37		0.40	2.37
14	20.1	2.88		0.92	2.36
15	16.2	2.23		0.40	2.23
16	12.2	1.47		0.22	1.65
17	8.1	0.57		0.08	0.89
18	4.0	0.25		0.00	0.65
19	2.2	0.07		0.00	0.47

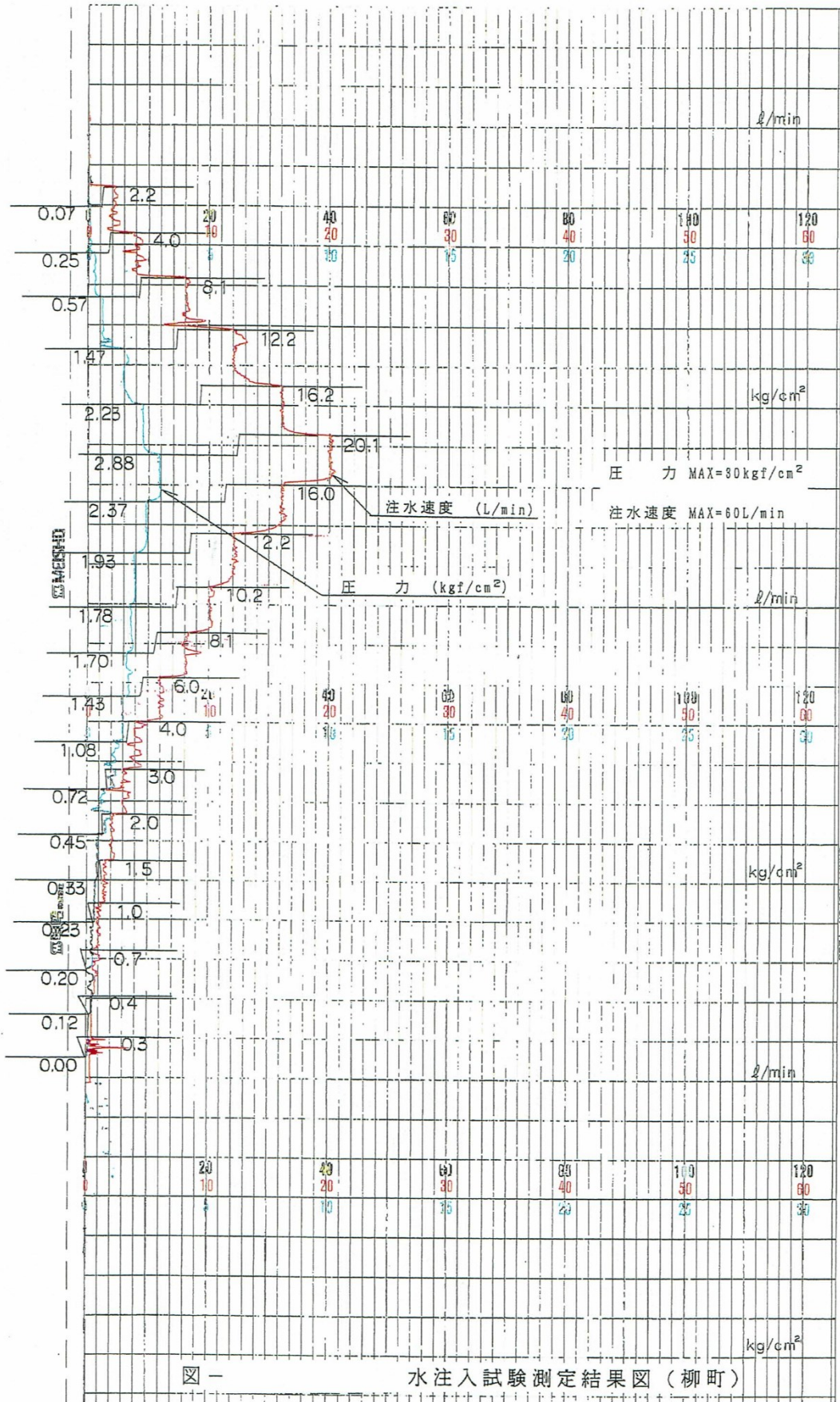
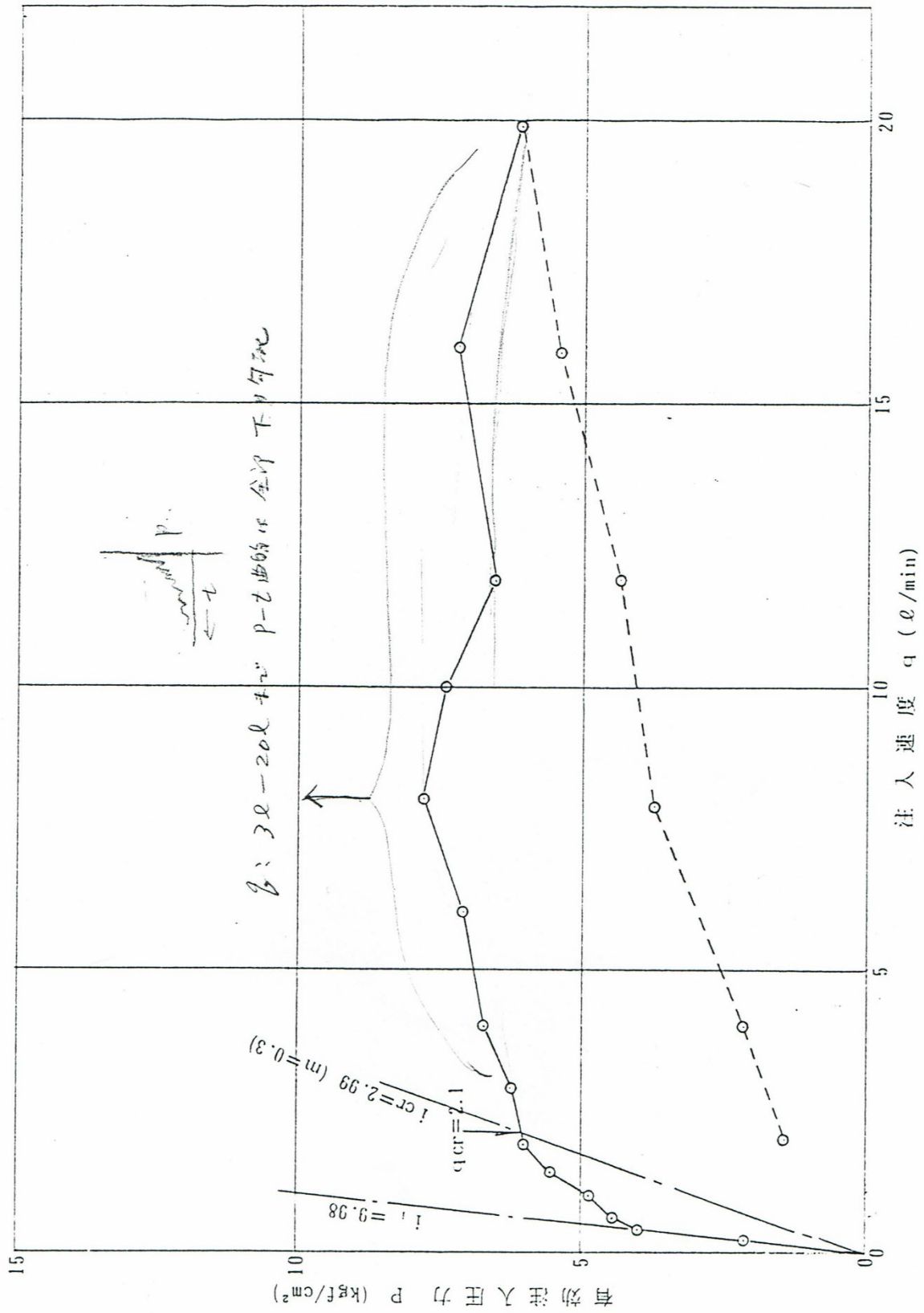


図-付-3-12 柳町 P~q チャート



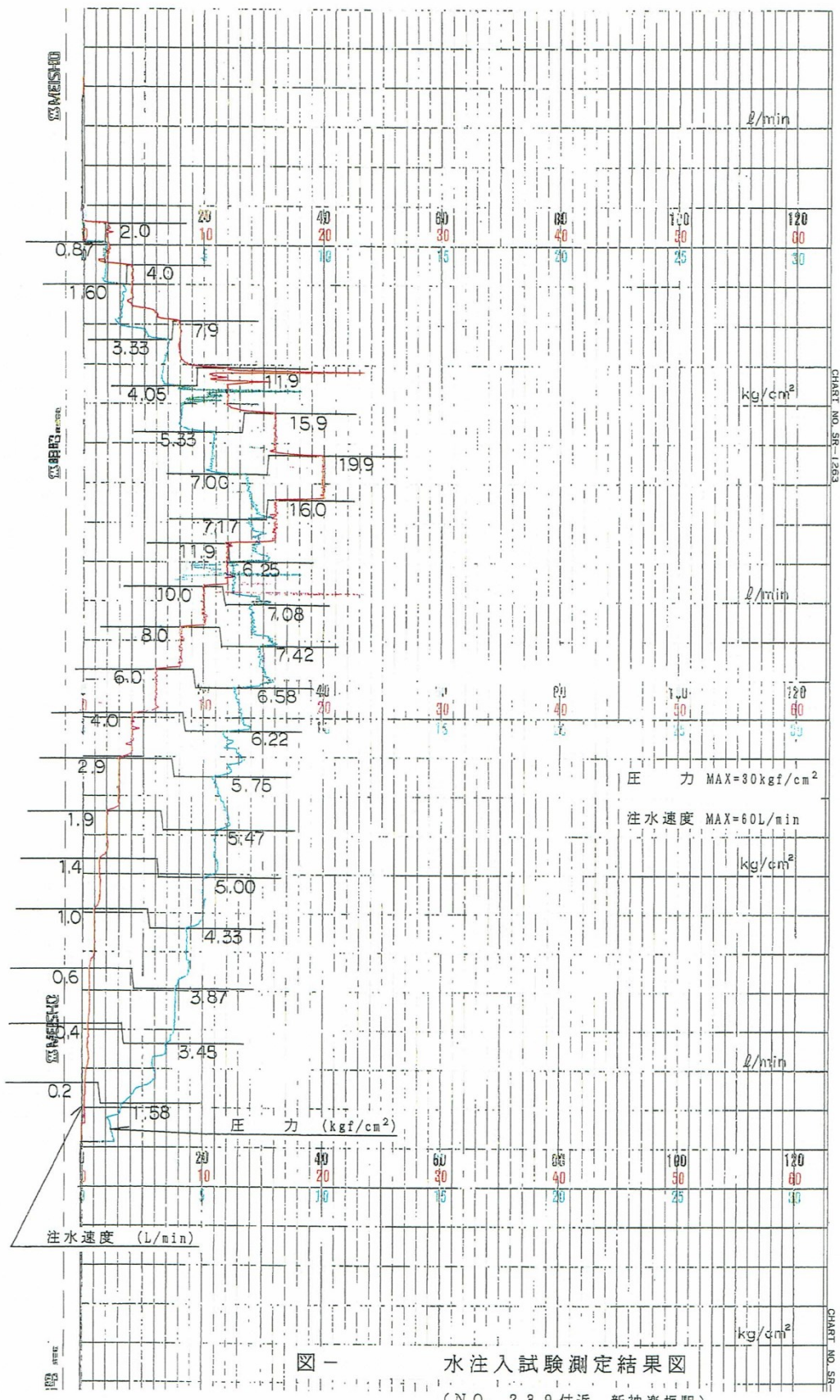
現場水注入試験結果 (P~q曲線) No.3新神楽坂駅

図-付-3-13 新神楽坂 現場水注入試験結果

表-付-3-6 新神楽坂 現場水注入試験結果

孔番号：NO. 239 付近（新神楽坂駅）
 孔口標高：AP +23.28 m
 測定深度：GL -12.00 ~ 12.10 m（細砂）
 地下水位：GL -5.44 m（地下水位から孔口までの水圧 0.54 kgf/cm²）

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _w (kgf/cm ²)	管内損失 p _f (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.2	1.58	0.54	0.00	2.12
2	0.4	3.45		0.00	3.99
3	0.6	3.87		0.00	4.41
4	1.0	4.33		0.00	4.87
5	1.4	5.00		0.00	5.54
6	1.9	5.47		0.00	6.01
7	2.9	5.75		0.00	6.29
8	4.0	6.22		0.00	6.76
9	6.0	6.58		0.00	7.12
10	8.0	7.42		0.08	7.88
11	10.0	7.08		0.15	7.47
12	11.9	6.25		0.22	6.57
13	16.0	7.17		0.43	7.28
14	19.9	7.00		1.37	6.17
15	15.9	5.33		0.43	5.44
16	11.9	4.05		0.22	4.37
17	7.9	3.33		0.08	3.79
18	4.0	1.60		0.00	2.14
19	2.0	0.87		0.00	1.41



図一 水注入試験測定結果図
 (NO. 239付近 新神楽坂駅)

図-付-3-14 新神楽坂 P~q チャート

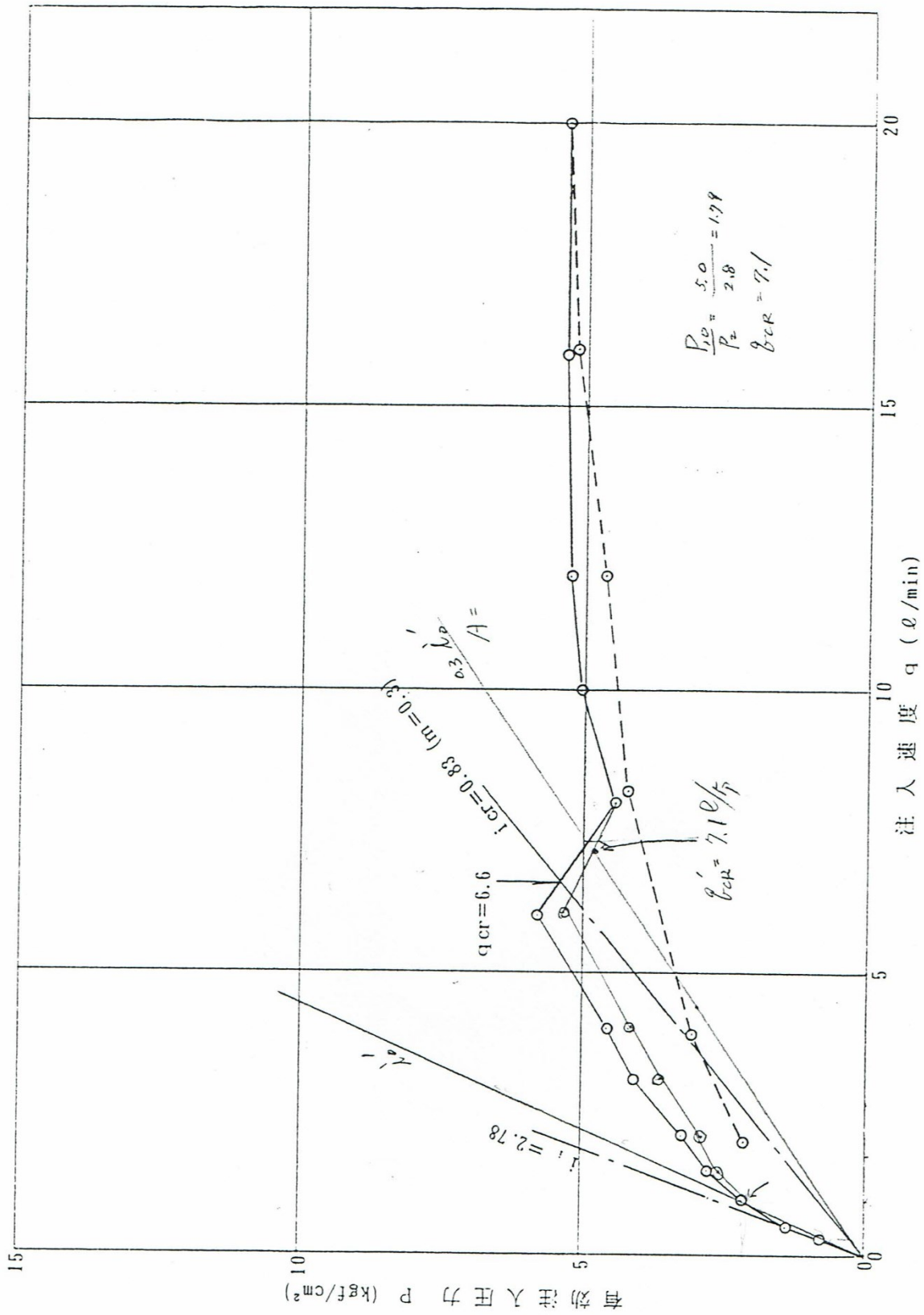


図-付-3-15 本郷 現場水注入試験結果

表-付-3-7 本郷 現場水注入試験結果

孔番号：本郷三丁目駅NO. 376付近
 孔口標高：AP +22.55m
 測定深度：GL -18.00~18.10m (砂)
 地下水位：GL -10.55m

(地下水位から孔口までの水圧 1.06 kgf/cm²)

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から 孔口までの 水圧 p _w (kgf/cm ²)	管内損失 p _f (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.3	GL-3.05m		0.00	0.75
2	0.5	0.33		0.00	1.39
3	1.0	1.08	修正後	0.00	2.14
4	1.5	1.73	1.50	0.00	2.79 2.56
5	2.1	2.18	1.80	0.00	3.24 2.86
6	3.1	3.00	2.60	0.00	4.06 3.66
7	4.0	3.53	3.10	0.00	4.59 4.16
8	6.0	4.83	4.30	0.08	5.81 5.36
9	8.0	3.63	1.06	0.22	4.47
10	10.0	4.33		0.37	5.02
11	12.0	4.75		0.58	5.23
12	15.9	5.30		1.00	5.36
13	20.0	5.77		1.50	5.33
14	16.0	5.07		1.00	5.13
15	12.0	4.13		0.58	4.61
16	8.2	3.37		0.22	4.21
17	3.9	2.00		0.00	3.06
18	2.0	1.05		0.00	2.11

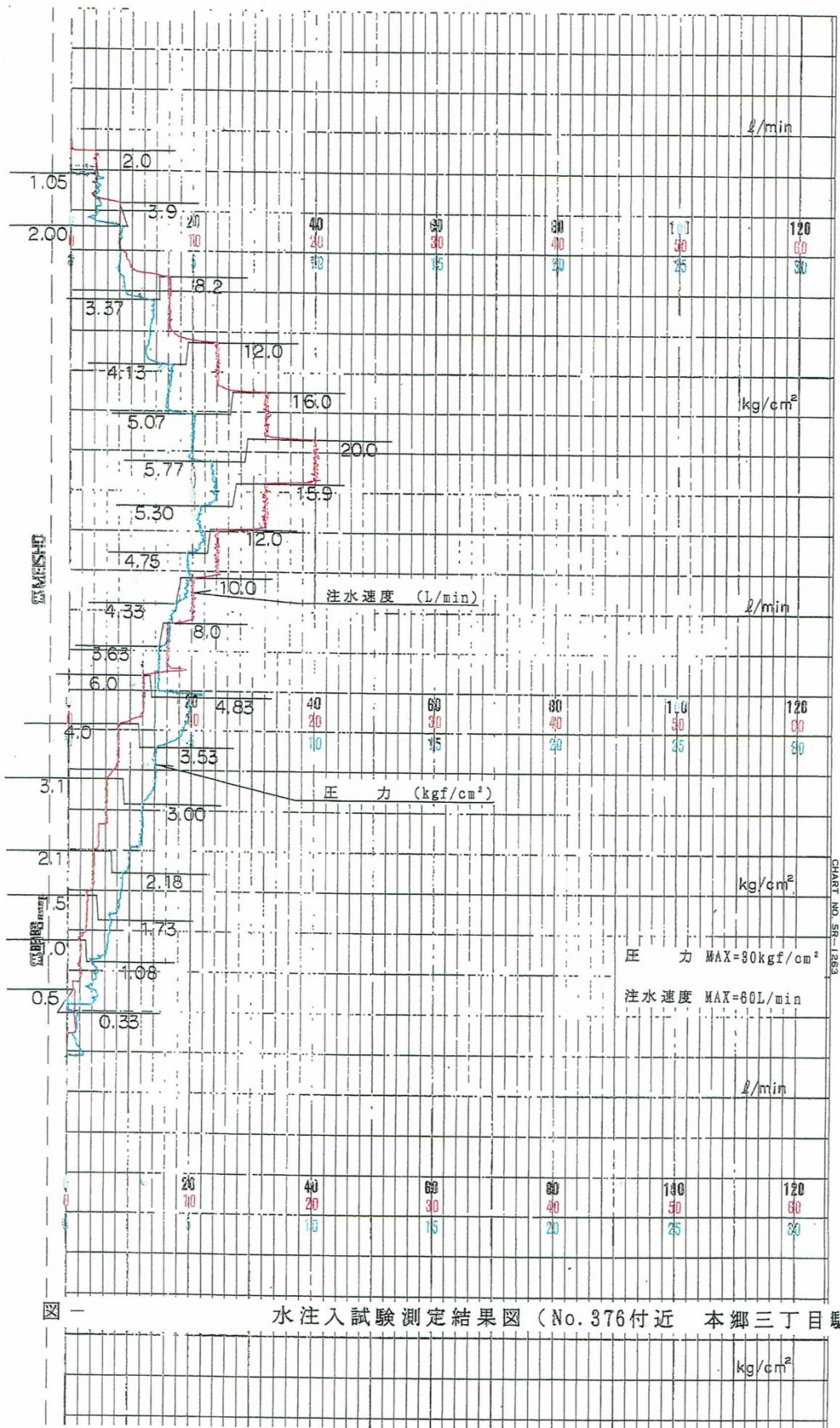
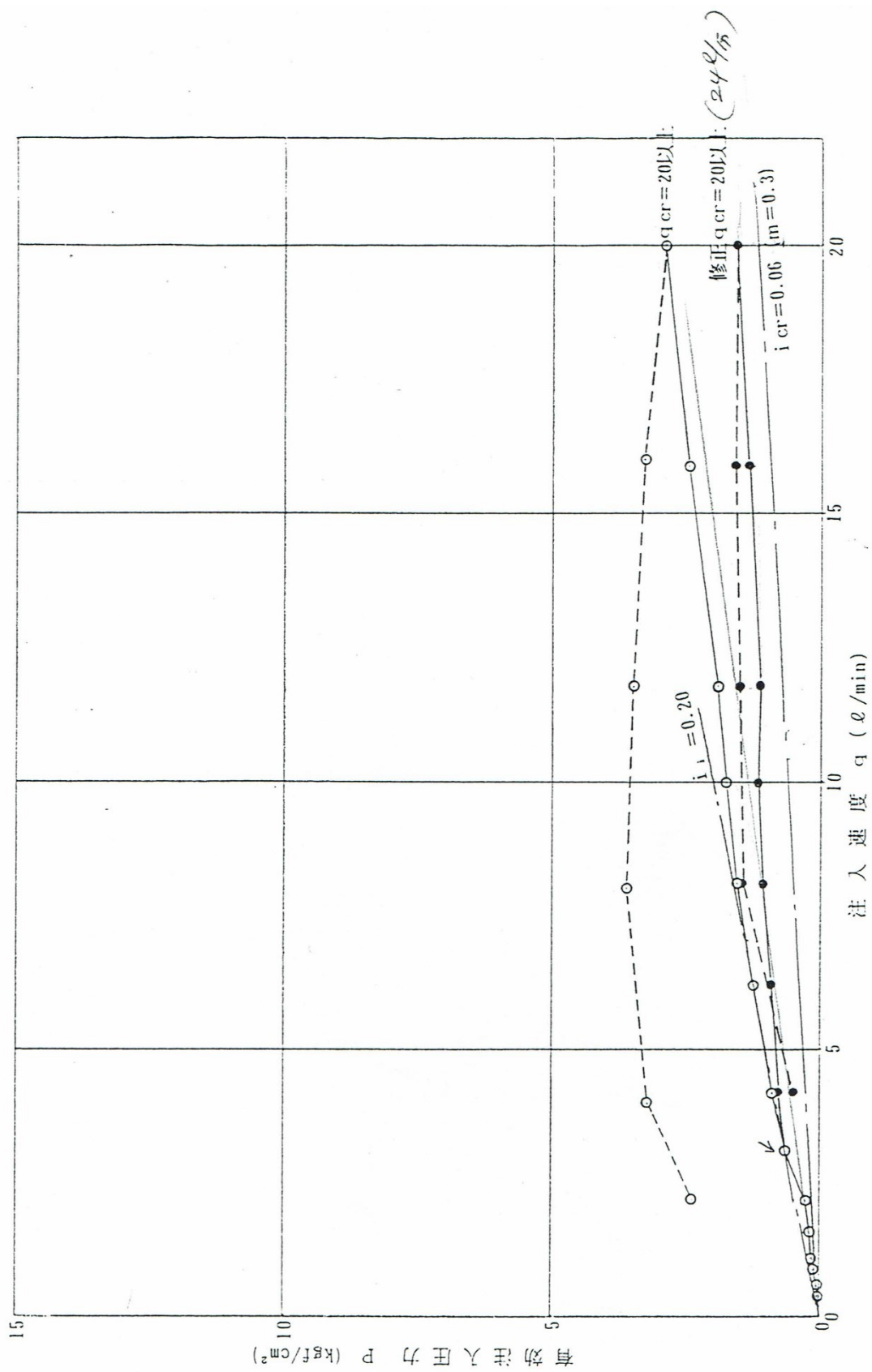


図-付-3-16 本郷 P~q チャート



現場水注入試験結果 (P~q出線) No.8元浅草駅

図-付-3-17 元浅草 現場水注入試験結果

表-付-3-8 元浅草 現場水注入試験結果

孔番号：NO. 483 付近（元浅草駅）
 孔口標高：AP + 3.00 m
 測定深度：GL - 18.00 ~ 18.10 m（砂）
 地下水位：GL - 5.00 m

（地下水位から孔口までの水圧 0.50 kgf/cm²）

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 〈管内水位〉 p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _v (kgf/cm ²)	管内損失 p _r (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.4	GL- 4.66m	0.50	0.00	0.03
2	0.6	GL- 4.38m		0.00	0.06
3	0.9	GL- 4.01m		0.00	0.10
4	1.1	GL- 3.64m		0.00	0.14
5	1.6	GL- 3.37m		0.00	0.16
6	2.2	GL- 2.76m		0.00	0.22
7	3.1	0.13		0.00	0.63
8	4.2	0.37		0.00	0.87
9	6.2	0.77		0.00	1.27
10	8.1	1.10		0.07	1.53
11	10.0	1.50		0.22	1.78
12	11.8	1.97		0.50	1.97
13	15.9	2.98		0.98	2.50
14	20.0	4.00		1.52	2.98
15	16.0	3.80		0.98	3.32
16	11.8	3.50		0.50	3.50
17	8.0	3.17		0.07	3.60
18	4.0	2.72		0.00	3.22
19	2.2	1.85		0.00	2.35

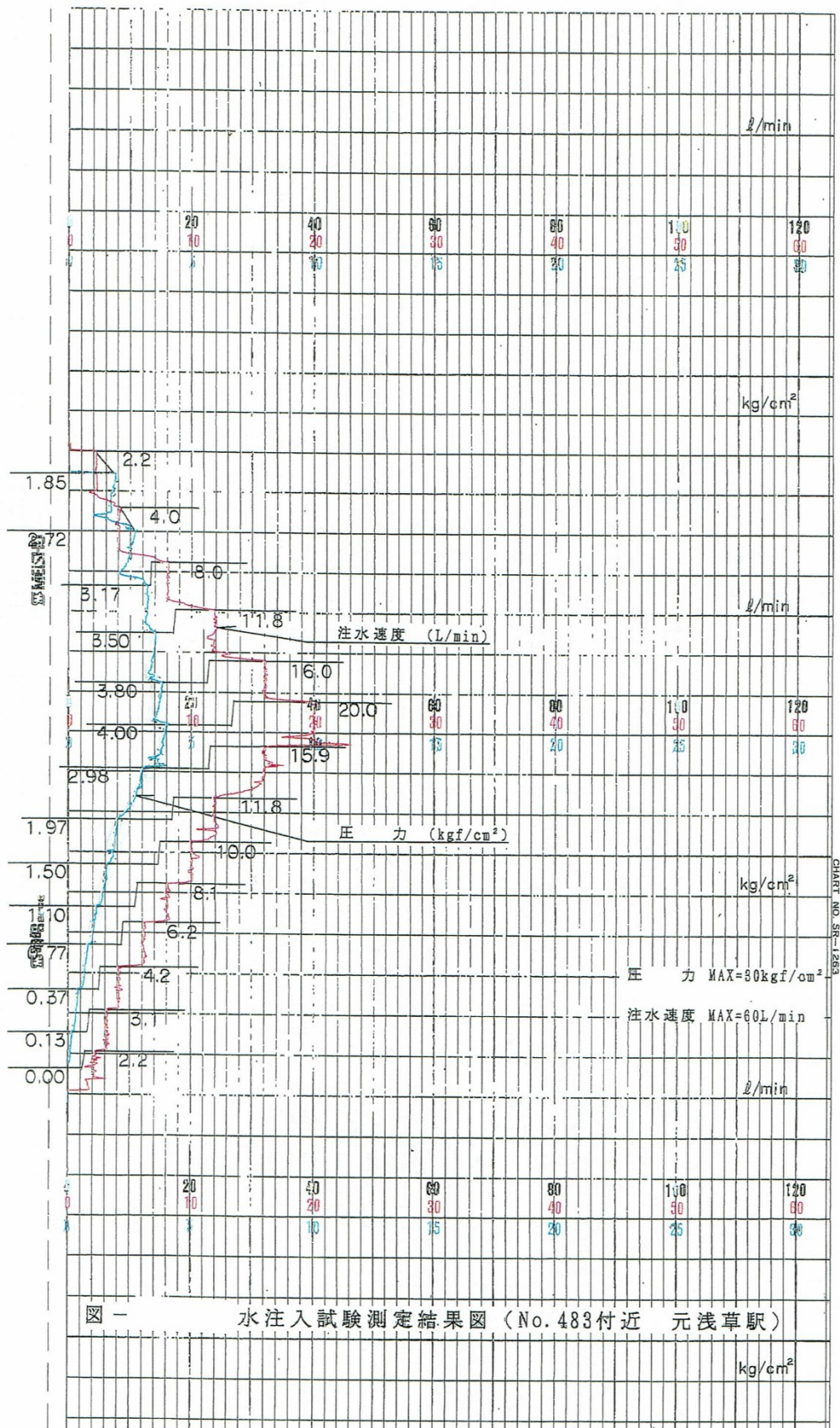
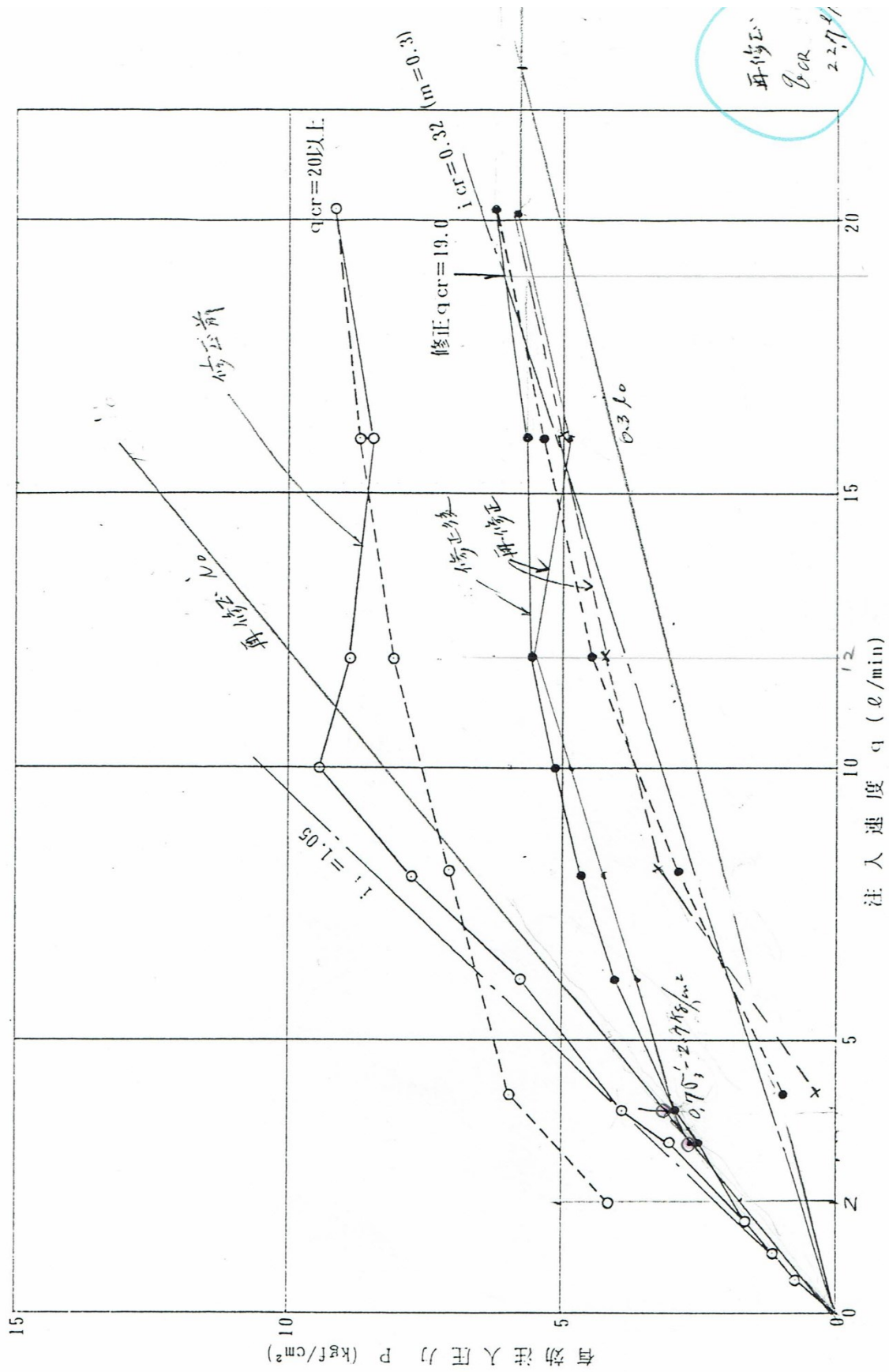


図-付-3-18 元浅草 P~q チャート



現場水注入試験結果 (P~q曲線) No.6春日駅

図-付-3-19 春日町 現場水注入試験結果

表-付-3-9 春日町 現場水注入試験結果

孔番号：春日駅NO. 343付近
 孔口標高：AP + 7.32m
 測定深度：GL - 25.00 ~ 25.10m (砂)
 地下水位：GL - 21.24m

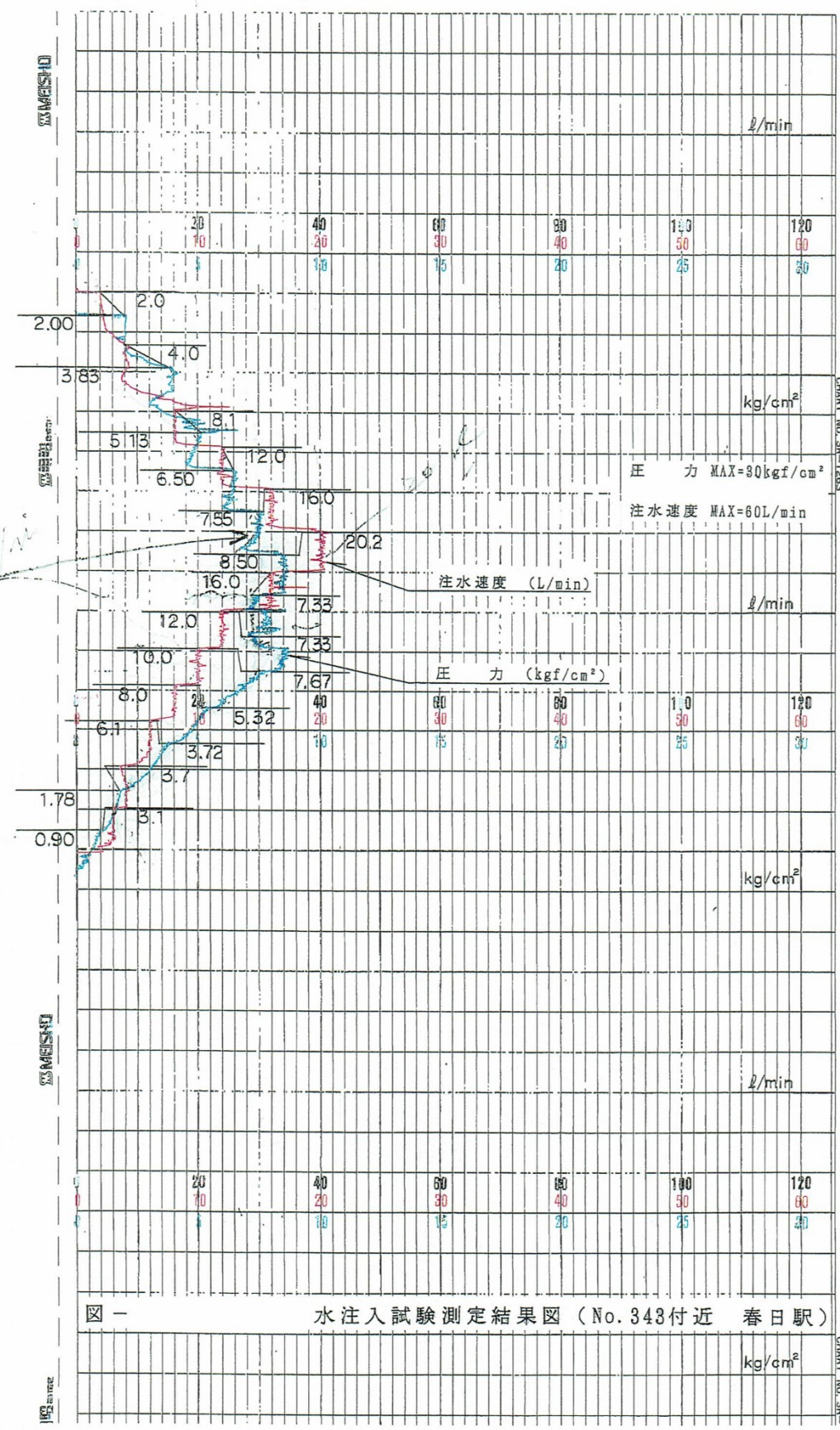
$$\begin{aligned} 2 \times 1.7 &= 3.4 \\ 4 \times 0.7 &= 2.8 \\ \hline &= 6.2 \\ \sigma' &= 3.85 \text{ kgf/cm}^2 \\ 0.7 \sigma' &= 2.7 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

(地下水位から孔口までの水圧 2.12 kgf/cm²)

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _v (kgf/cm ²)	管内損失 p _r (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.6	GL-14.09m	2.12	0.00	0.72
2	1.1	GL-9.54m		0.00	1.17
3	1.7	GL-4.49m		0.00	1.68
4	3.1	0.90		0.00	3.02
5	3.7	1.78		0.00	3.90
6	6.1	3.72		0.08	5.76
7	8.0	5.32		0.22	7.22
8	10.0	7.67		0.37	9.42
9	12.0	7.33		0.58	8.87
10	16.0	7.33		1.00	8.45
11	20.2	8.50		1.50	9.12
12	16.0	7.55		1.00	8.67
13	12.0	6.50		0.58	8.04
14	8.1	5.13		0.22	7.03
15	4.0	3.83		0.00	5.95
16	2.0	2.00		0.00	4.12

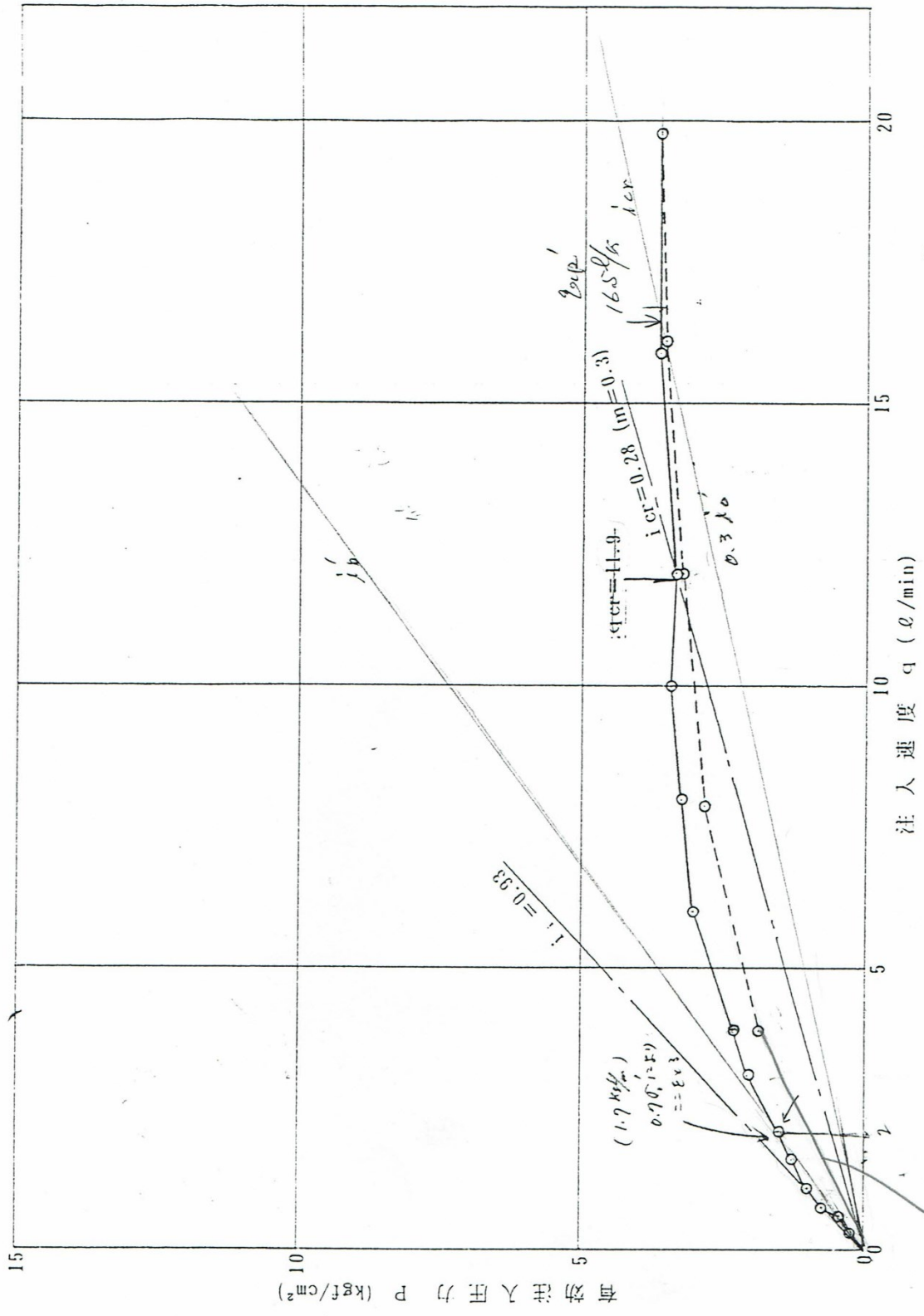
p_e
 は
 $\Sigma \Delta p$
 修正
 して
 使用
 する
 こと
 による
 p_e

調査地点 No. 343 春日町
 本年 10月 10日
 調査時間 10時 30分 ~ 11時 30分
 調査者 佐藤 隆夫
 調査内容 水注入試験



図一 水注入試験測定結果図 (No. 343付近 春日町)

図-付-3-20 春日町 P~q チャート



東
現場水注入試験結果 (P~q曲線) No.5 飯田橋駅・後楽方

図-付-3-21 飯田橋東 現場水注入試験結果

表-付-3-10 飯田橋東 現場水注入試験結果

孔番号：NO. 299 付近（飯田橋駅）
 孔口標高：AP + 6.14 m
 測定深度：GL - 23.00 ~ 23.10 m（細砂）
 地下水位：GL - 12.65 m ? (6#)

$$6 \times 1.8 = 10.8$$

$$17 \times 0.8 = \frac{13.6}{2.4}$$

$$\sigma' = 2.44$$

$$0.7 \sigma' = 1.74$$

（地下水位から孔口までの水圧 1.27 kgf/cm²）

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _v (kgf/cm ²)	管内損失 p _f (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.3	GL-10.05m	1.27	0.00	0.26
2	0.6	GL- 7.75m		0.00	0.49
3	0.8	GL- 5.30m		0.00	0.74
4	1.1	GL- 2.50m		0.00	1.02
5	1.6	0.03		0.00	1.30
6	2.1	0.25		0.00	1.52
7	3.1	0.80		0.00	2.07
8	3.9	1.08		0.00	2.35
9	6.0	1.78		0.00	3.05
10	8.0	2.08		0.08	3.27
11	10.0	2.43		0.22	3.48
12	12.0	2.43		0.37	3.33
13	15.9	3.13		0.75	3.65
14	19.8	3.60		1.22	3.65
15	16.1	3.00		0.75	3.52
16	12.0	2.33		0.37	3.23
17	7.9	1.63		0.08	2.82
18	3.9	0.55		0.00	1.82
19	1.7	0.00		0.00	-

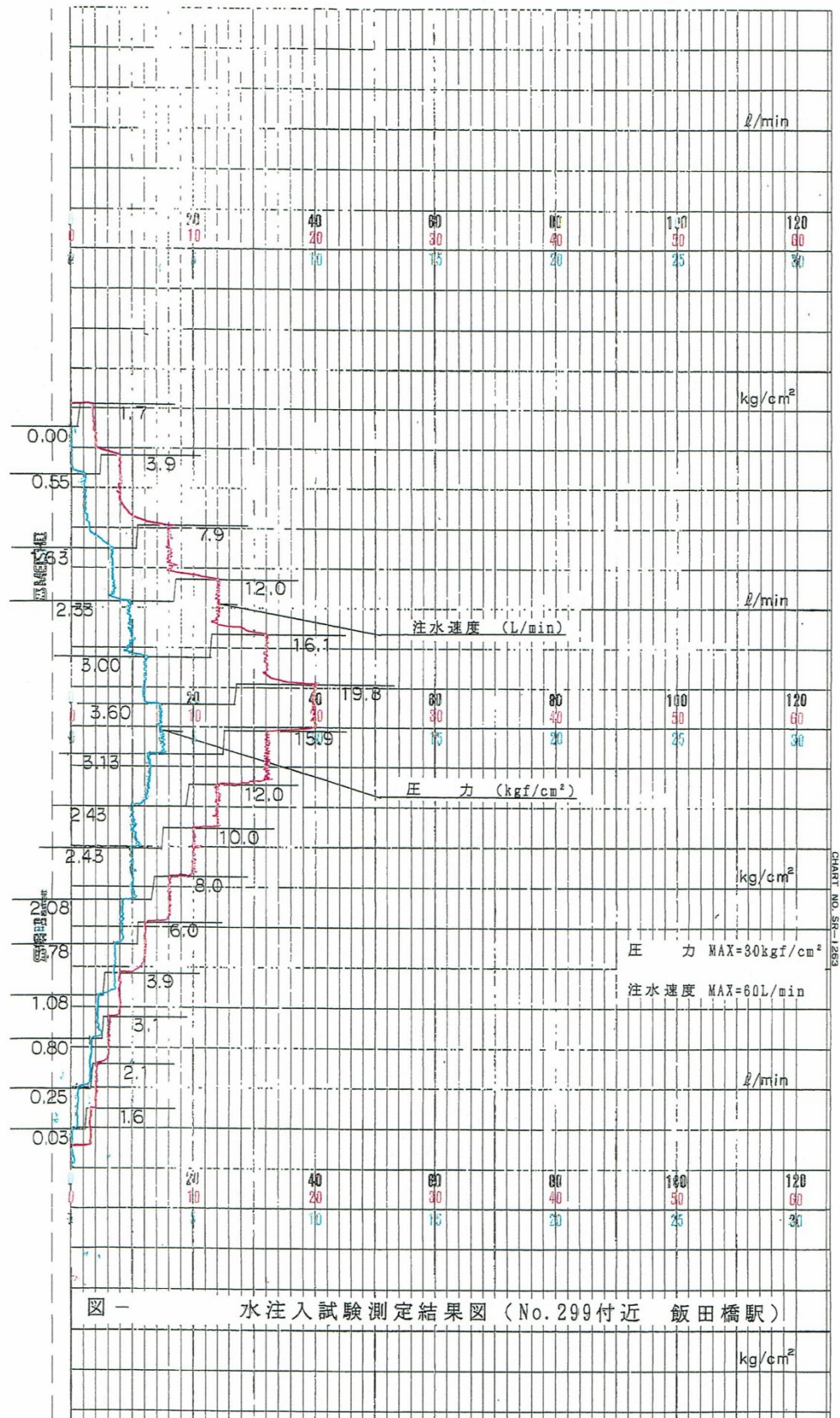


図-付-3-22 飯田橋東 P~q チャート

山武町 7m/9m

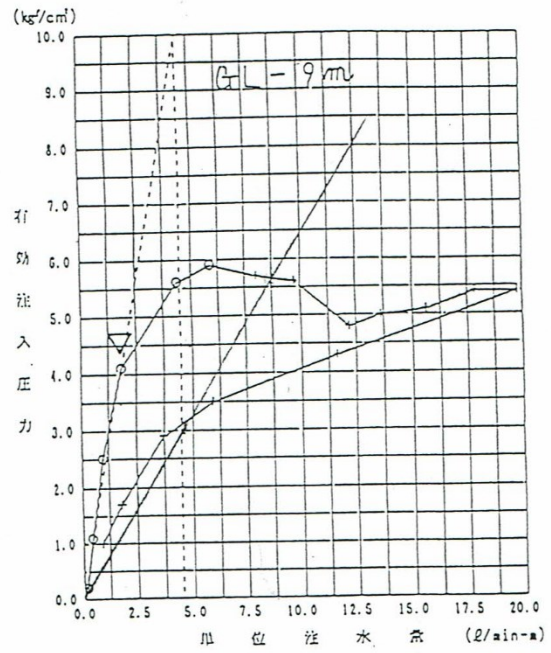
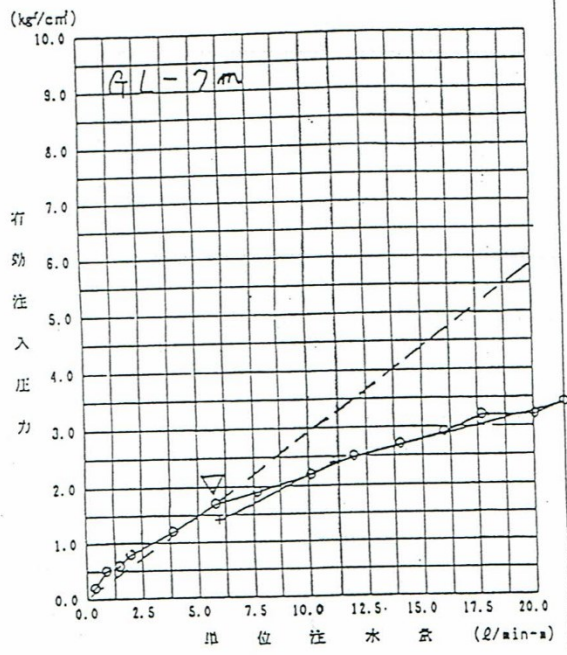
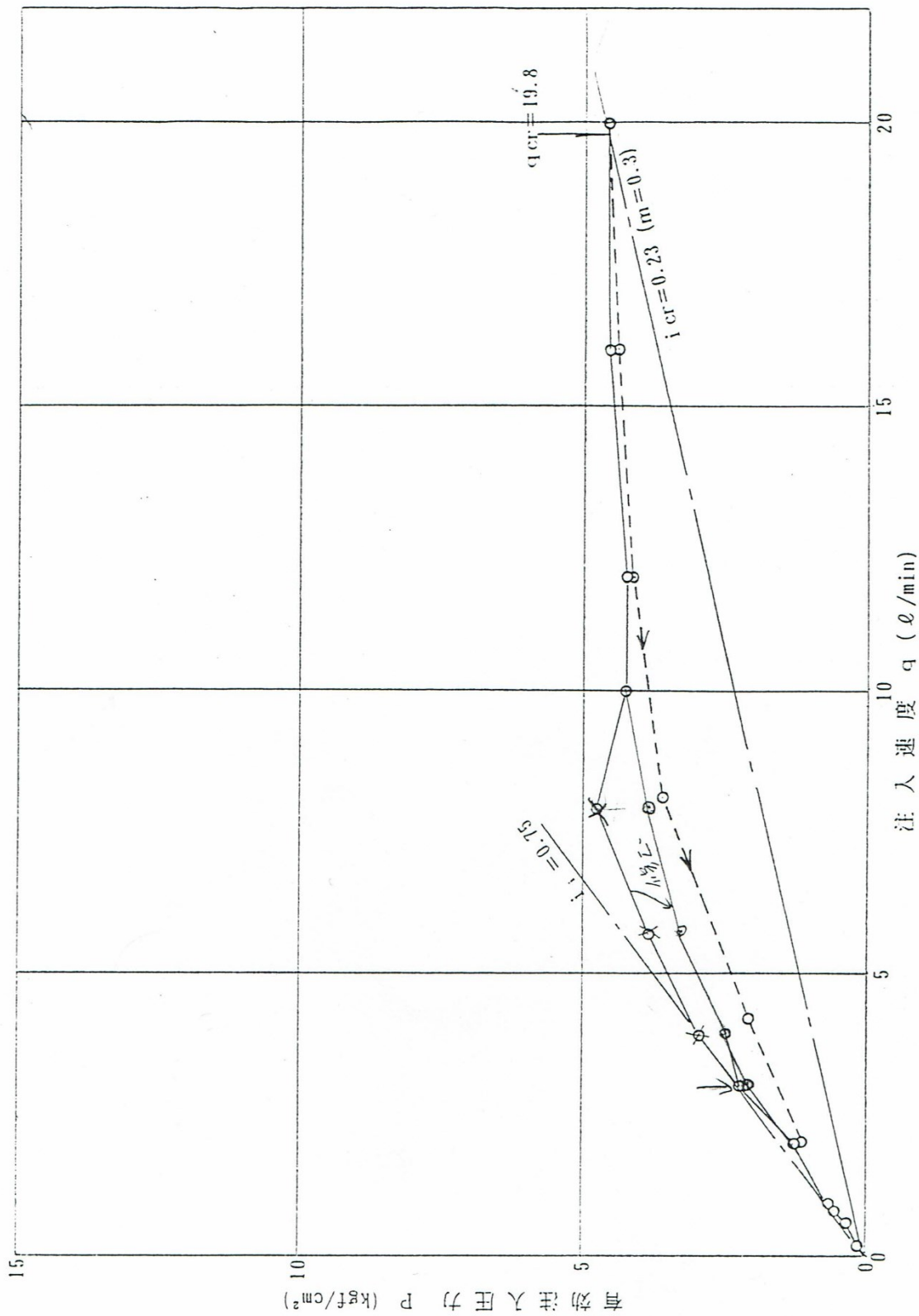


図-付-3-23 山武町 7m・9m 現場水注入試験結果



現場水注入試験結果 (P~q曲線) No.1 若松町駅

図-付-3-24 若松町 現場水注入試験結果

表-付-3-11 若松町 現場水注入試験結果

孔番号：若松町NO. 155付近

孔口標高：AP +33.93m

測定深度：GL -16.00～16.10m（細砂）

地下水位：GL -9.58m（地下水位から孔口までの水圧 0.96 kgf/cm²）

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _w (kgf/cm ²)	管内損失 p _f (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.2	GL-8.49m	0.96	0.00	0.11
2	0.6	GL-6.25m		0.00	0.33
3	0.8	GL-4.53m		0.00	0.51
4	0.9	GL-3.35m		0.00	0.62
5	2.0	0.30		0.00	1.26
6	3.0	1.25		0.00	2.21
7	3.9	1.97		0.00	2.93
8	5.7	2.87		0.00	3.83
9	7.9	3.87		0.08	4.75
10	10.0	3.42		0.15	4.23
11	12.0	3.47		0.22	4.21
12	16.0	4.00		0.40	4.56
13	20.0	4.50		0.92	4.54
14	16.0	3.87		0.40	4.43
15	12.0	3.42		0.22	4.16
16	8.1	2.70		0.08	3.58
17	4.2	1.08		0.00	2.04
18	2.0	0.22		0.00	1.18

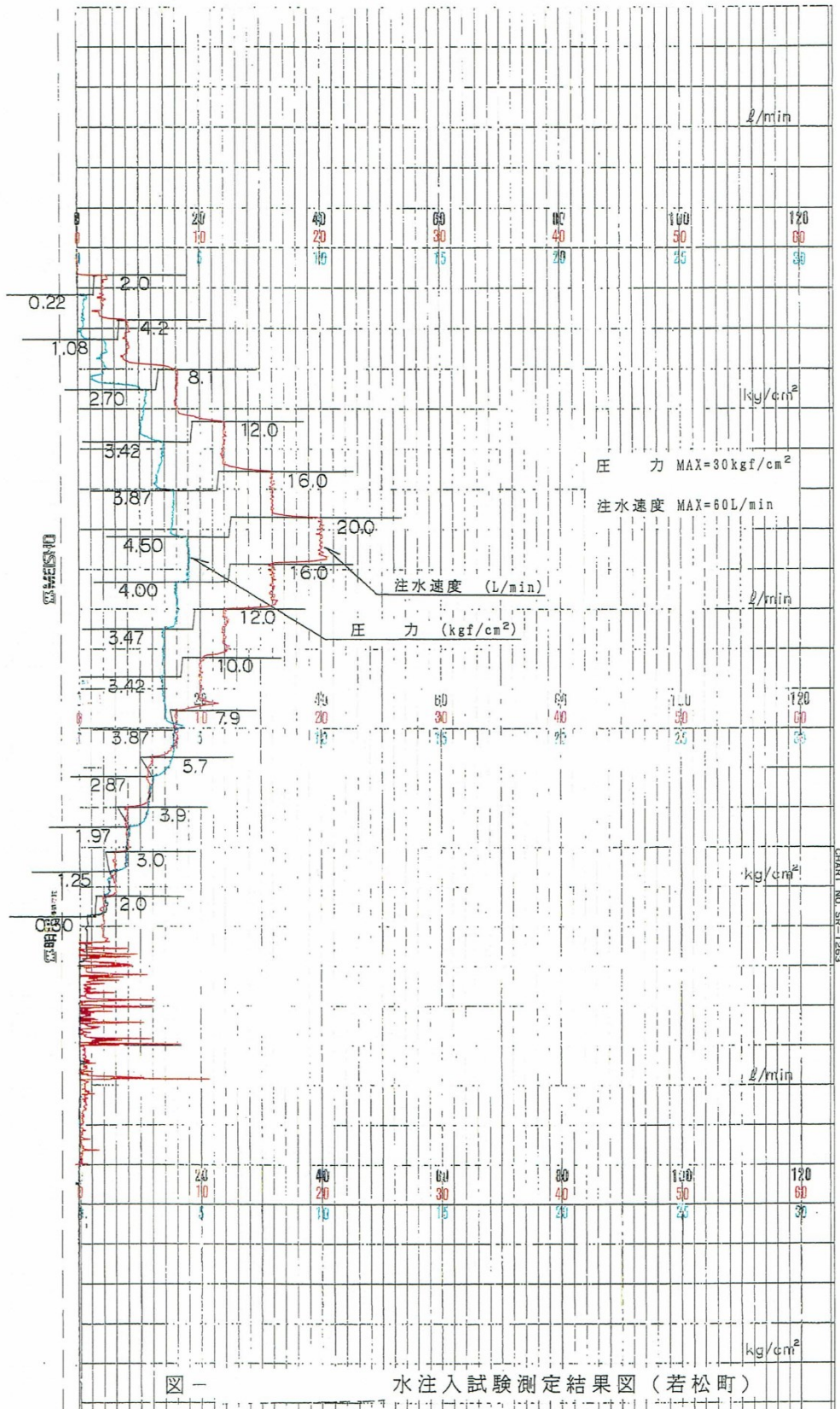


図-付-3-25 若松町 P~qチャート

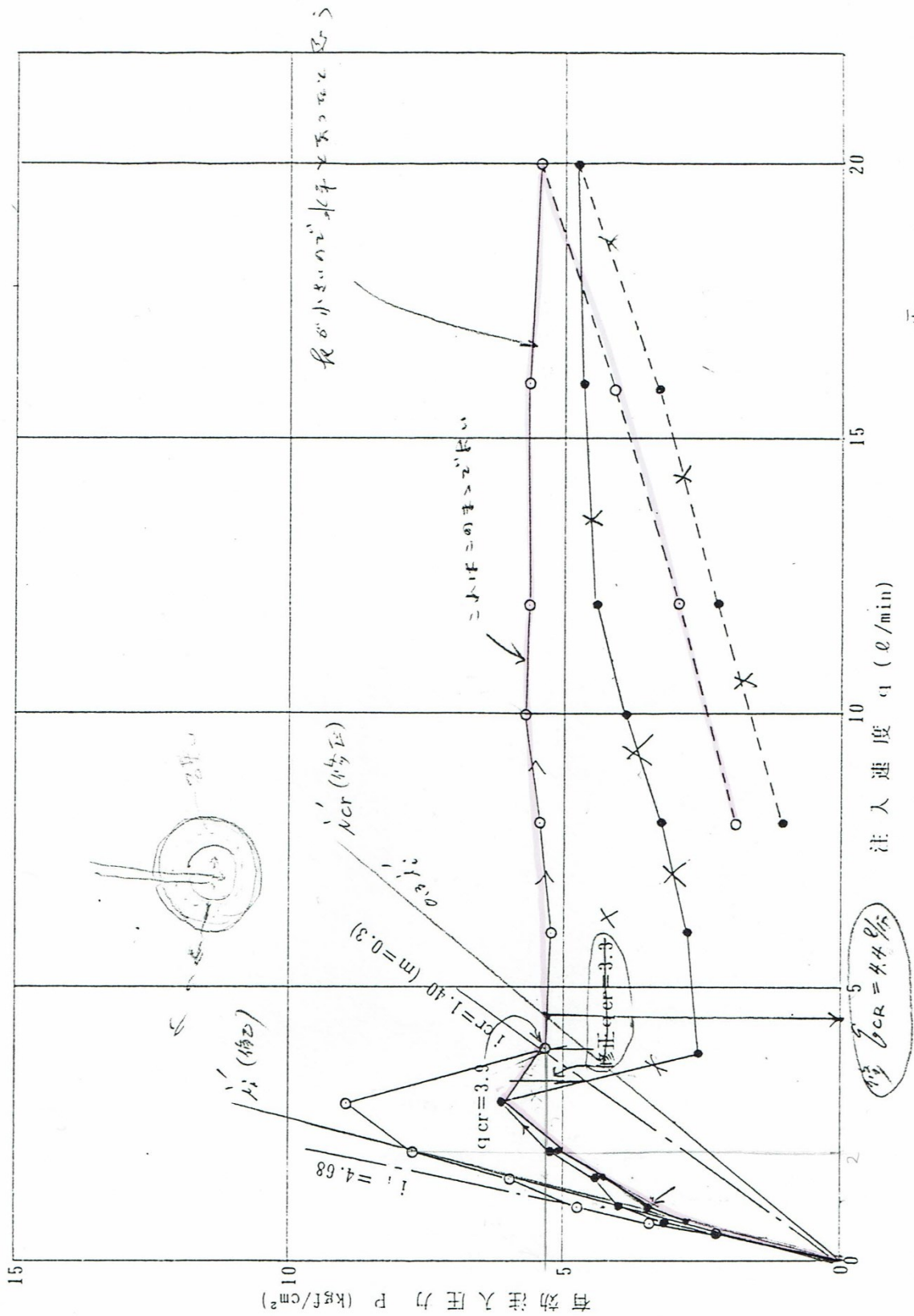


図-付-3-26 飯田橋西 現場水注入試験結果

表-付-3-12 飯田橋西 現場水注入試験結果

孔番号：NO. 4 (飯田橋駅)
 孔口標高：AP + 5.27 m
 測定深度：GL - 17.00 ~ 17.10 m (砂)
 地下水位：GL - 7.56 m

(地下水位から孔口までの水圧 0.76 kgf/cm²)

注水段階	注水速度 q (L/min)	注水圧力 <管内水位> p (kgf/cm ²)	地下水位から孔口までの水圧 p _w (kgf/cm ²)	管内損失 p _i (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)
1	0.5	1.50	修正後 1.9 2.7 3.5 4.3 5.3 0.76	0.00	2.26
2	0.7	2.67		0.00	3.43
3	1.0	3.92		0.00	4.68
4	1.5	5.22		0.00	5.98
5	2.0	7.00		0.00	7.76
6	2.9	8.23		0.00	8.99
7	3.9	4.55		0.00	5.31
8	6.0	4.50		0.00	5.26
9	8.0	4.83		0.13	5.46
10	10.0	5.22		0.27	5.71
11	12.0	5.33		0.47	5.62
12	16.0	5.78		0.90	5.64
13	20.0	6.25		1.47	5.54
14	15.9	4.25		0.90	4.11
15	12.0	2.67		0.47	2.96
16	8.0	1.17		0.13	1.80
17	4.2	0.00		0.00	-
18	2.0	0.00		0.00	-

修正後
2.7
3.4
4.3
5.1
6.1

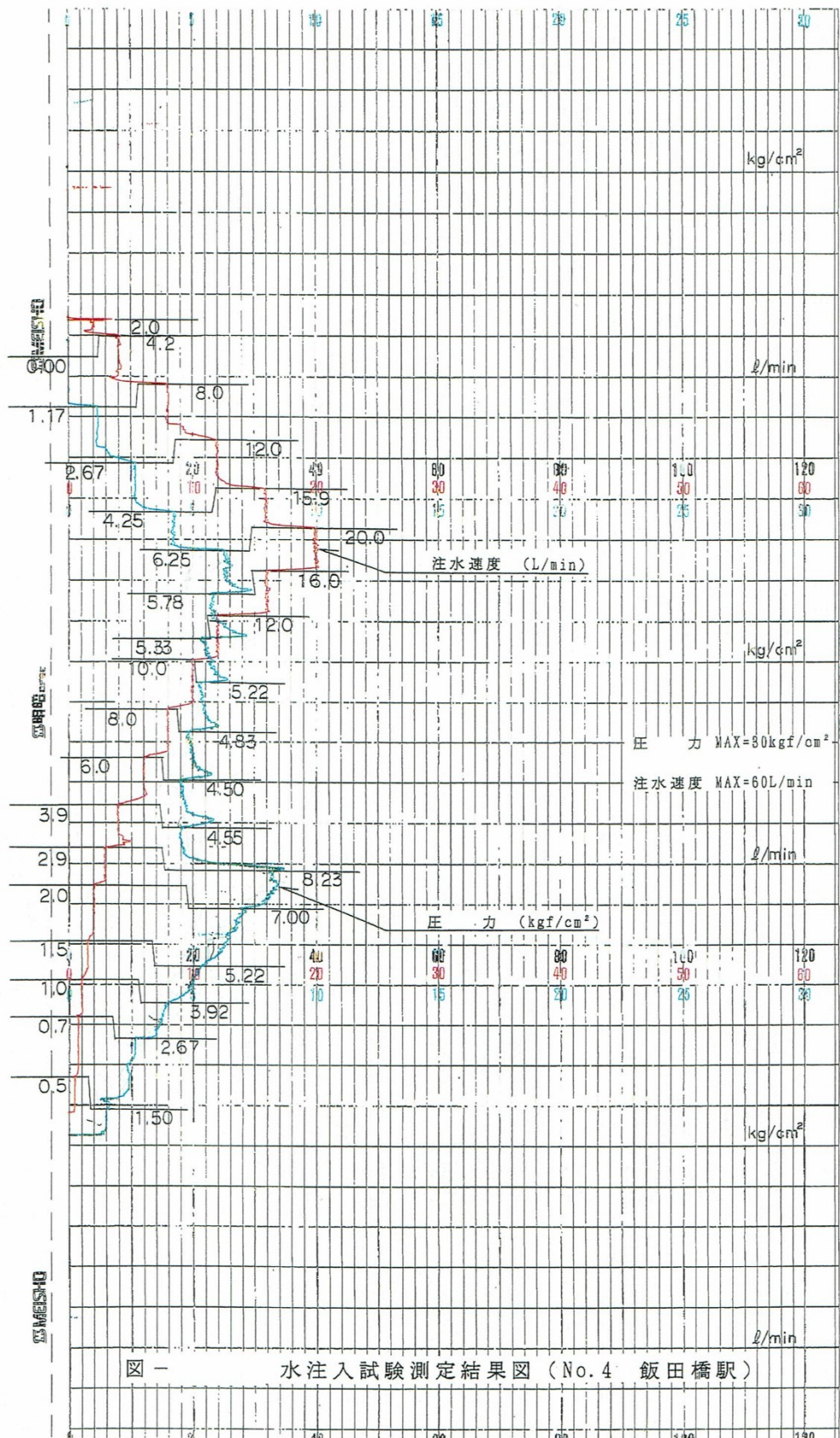


図-付-3-27 飯田橋西 P~qチャート

D~q 曲線図
(孔 No.2)

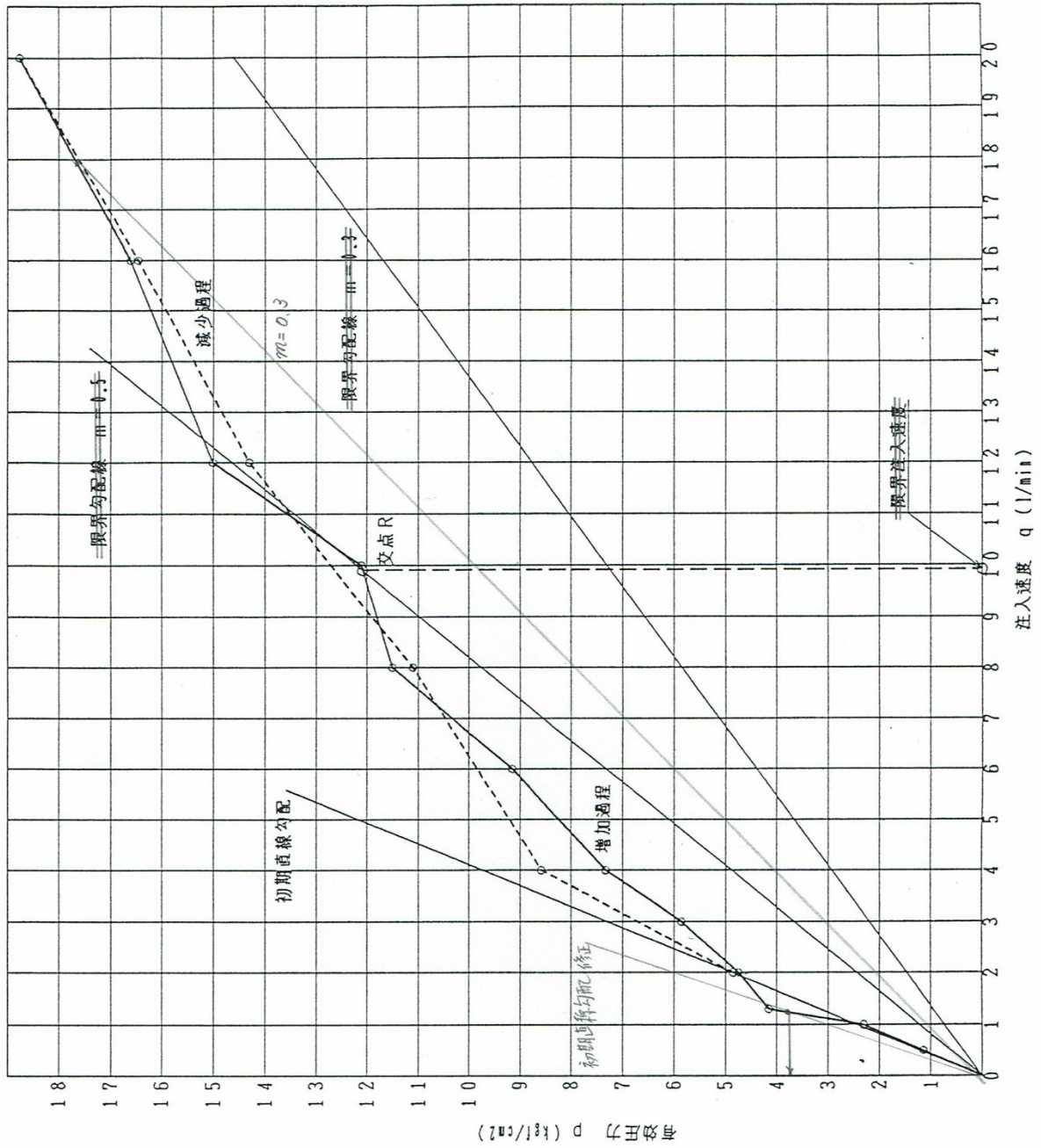


図-付-3-28 森下34m 現場水注入試験結果

表-付-3-13 森下34m 現場水注入試験結果

土 質 砂礫 (Tog)

測定深度 -34.30m~-34.40m (施工基面から)

孔 口 足場 +1.29m

地下水位 足場 -5.27m

段階	注水速度 q l/min	注水圧力 p ₀ kgf/cm ²	管内抵抗 p _r kgf/cm ²	地下水位から孔口まで の水頭 p _w kgf/cm ²	有効圧力 p kgf/cm ²
1	0.5	1.15	0	0.66	1.81
2	1	1.65	0		2.31
3	1.3	3.50	0		4.16
4	2	4.10	0		4.76
5	3	5.25	0.05		5.86
6	4	6.75	0.08		7.33
7	6	8.60	0.10		9.16
8	8	11.00	0.15		11.51
9	10	11.65	0.20		12.11
10	12	14.60	0.25		15.01
11	16	16.30	0.35		16.61
12	20	18.75	0.65		18.76
13	16	16.15	0.35		16.46
14	12	13.90	0.25		14.31
15	8	10.60	0.15		11.11
16	4	8.00	0.08		8.58
17	2	4.20	0		4.86

※ $p = p_0 - p_r + p_w$

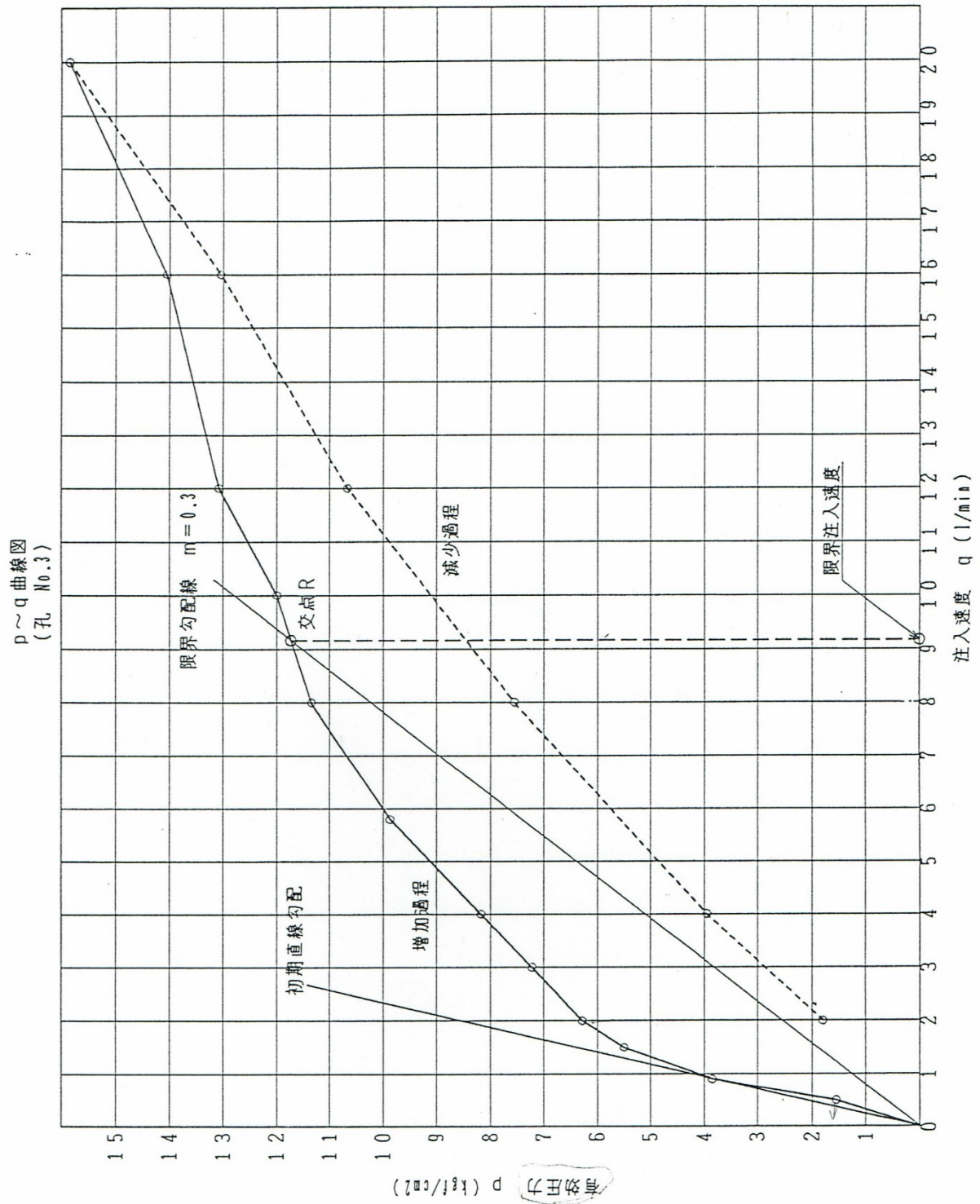


図-付-3-29 森下41m 現場水注入試験結果

表-付-3-14 森下 41m 現場水注入試験結果

土 質 砂質土 (Eds)

測定深度 -41.80m~-41.90m (施工基面から)

孔 口 足場 +0.80m

地下水位 足場 -4.74m

段階	注水速度 q l/min	注水圧力 p _o kgf/cm ²	管内抵抗 p _r kgf/cm ²	地下水位から孔口まで の水頭 p _w kgf/cm ²	有効圧力 p kgf/cm ²
1	0.5	1.00	0	0.55	1.55
2	0.9	3.30	0		3.85
3	1.5	4.95	0		5.50
4	2	5.73	0		6.28
5	3	6.67	0		7.22
6	4	7.63	0		8.18
7	5.8	9.32	0		9.87
8	8	10.80	0		11.35
9	10	11.50	0.05		12.00
10	12	12.61	0.08		13.08
11	16	13.75	0.25		14.05
12	20	15.80	0.50		15.85
13	16	12.75	0.25		13.05
14	12	10.20	0.08		10.67
15	8	7.00	0		7.55
16	4	3.40	0		3.95
17	2	1.25	0		1.80

※ $p = p_o - p_r + p_w$

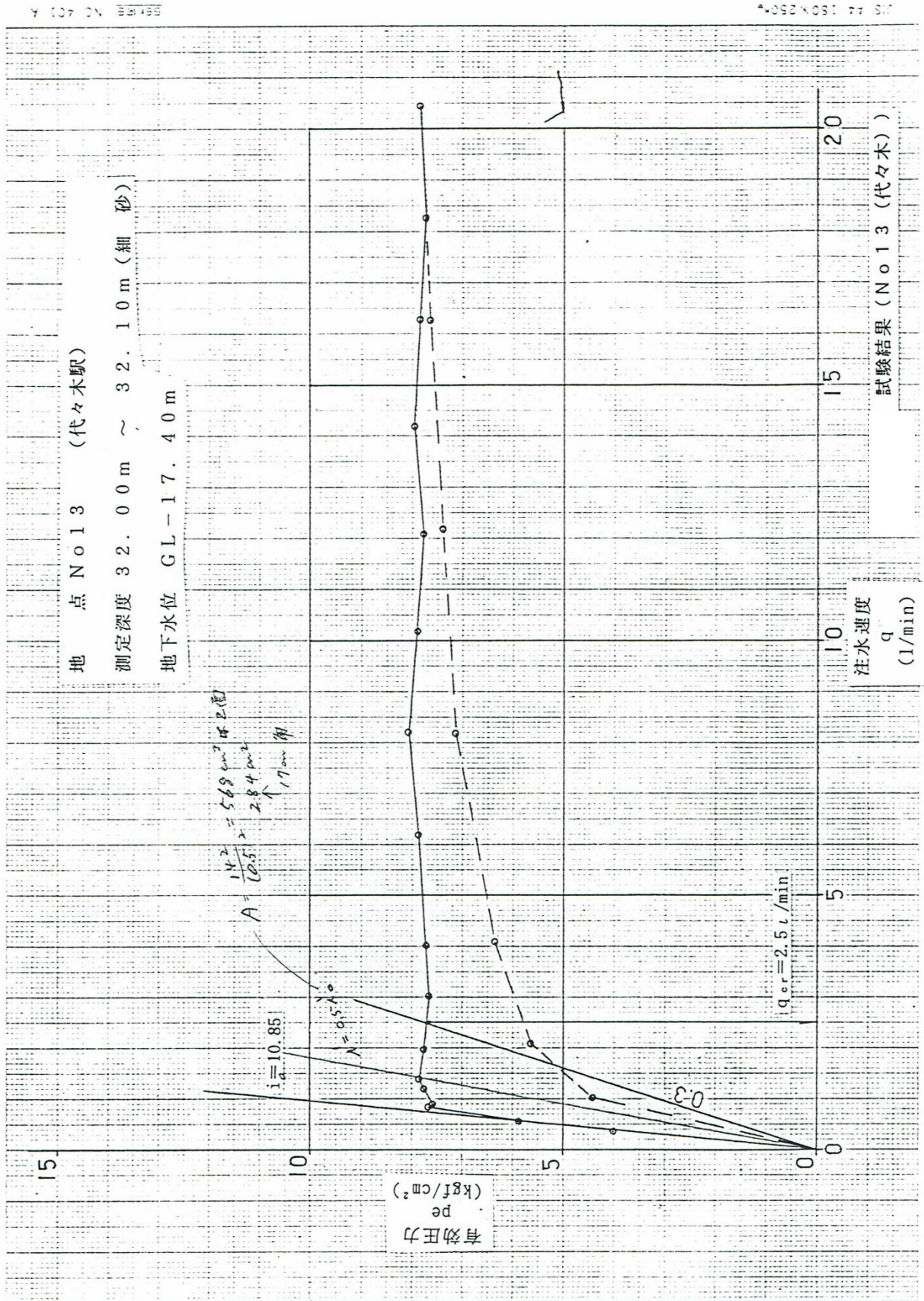


図-付-3-30 代々木 現場水注入試験結果

表-付-3-15 代々木 現場水注入試験結果

地 点 No 13 (代々木駅)

測定深度 32.00 m ~ 32.10 m (細 砂) パイプ立ち上がり GL + 0.80 m

地下水位 GL - 17.40 m (地下水位から孔口までの水圧 1.82 kgf/cm²)

注 水 段 階	注水速度 q (l/min)	注水圧力 p (kgf/cm ²) (管内水位)	地下水位から 孔口までの水圧 pw (kgf/cm ²)	管内損失 pf (kgf/cm ²)	有効圧力 pe (kgf/cm ²)
	0.33	2.17	1.82	0.00	3.99
	0.54	4.04		0.00	5.86
	0.83	5.83		0.00	7.65
	0.88	5.75		0.00	7.57
	1.17	5.92		0.00	7.74
	1.38	6.00		0.00	7.84
	1.96	5.92		0.00	7.74
	3.00	5.83		0.00	7.65
	4.00	5.88		0.00	7.70
	6.17	6.04		0.00	7.86
	8.17	6.25		0.00	8.07
	10.17	6.08		0.00	7.90
	12.08	5.96		0.00	7.78
	14.17	6.13		0.00	7.95
	16.33	6.04		0.00	7.86
	18.25	5.92		0.00	7.74
	20.42	6.00		0.04	7.78
	16.23	5.83		0.00	7.65
	12.17	5.58		0.00	7.40
	8.17	5.29		0.00	7.11
	4.08	4.54		0.00	6.36
	2.08	3.79		0.00	5.61
	1.00	2.58		0.00	4.40

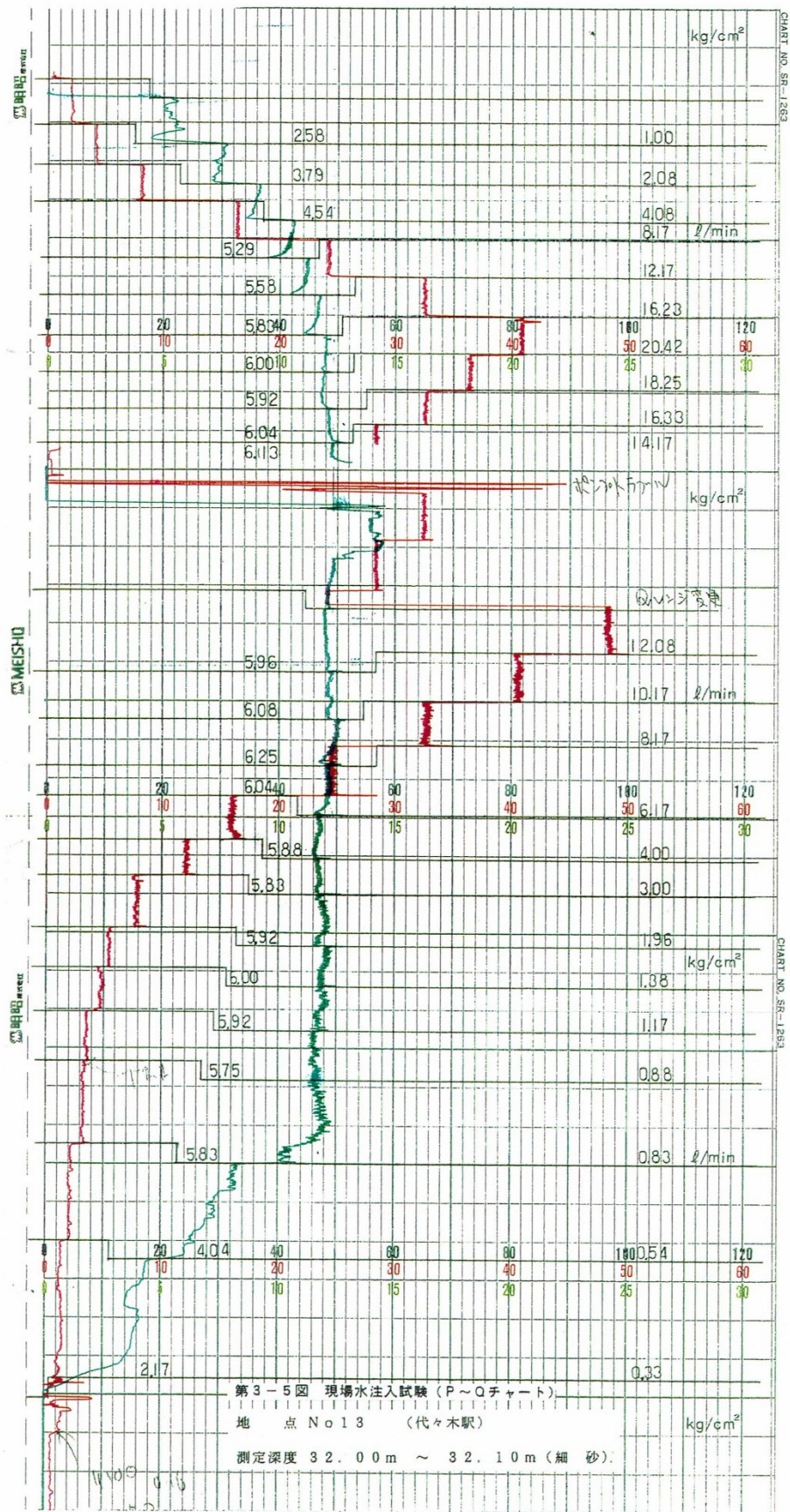


図-付-3-31 代々木 P~qチャート

P_{10}/P_2 と q_{cr} との実測結果の関係図

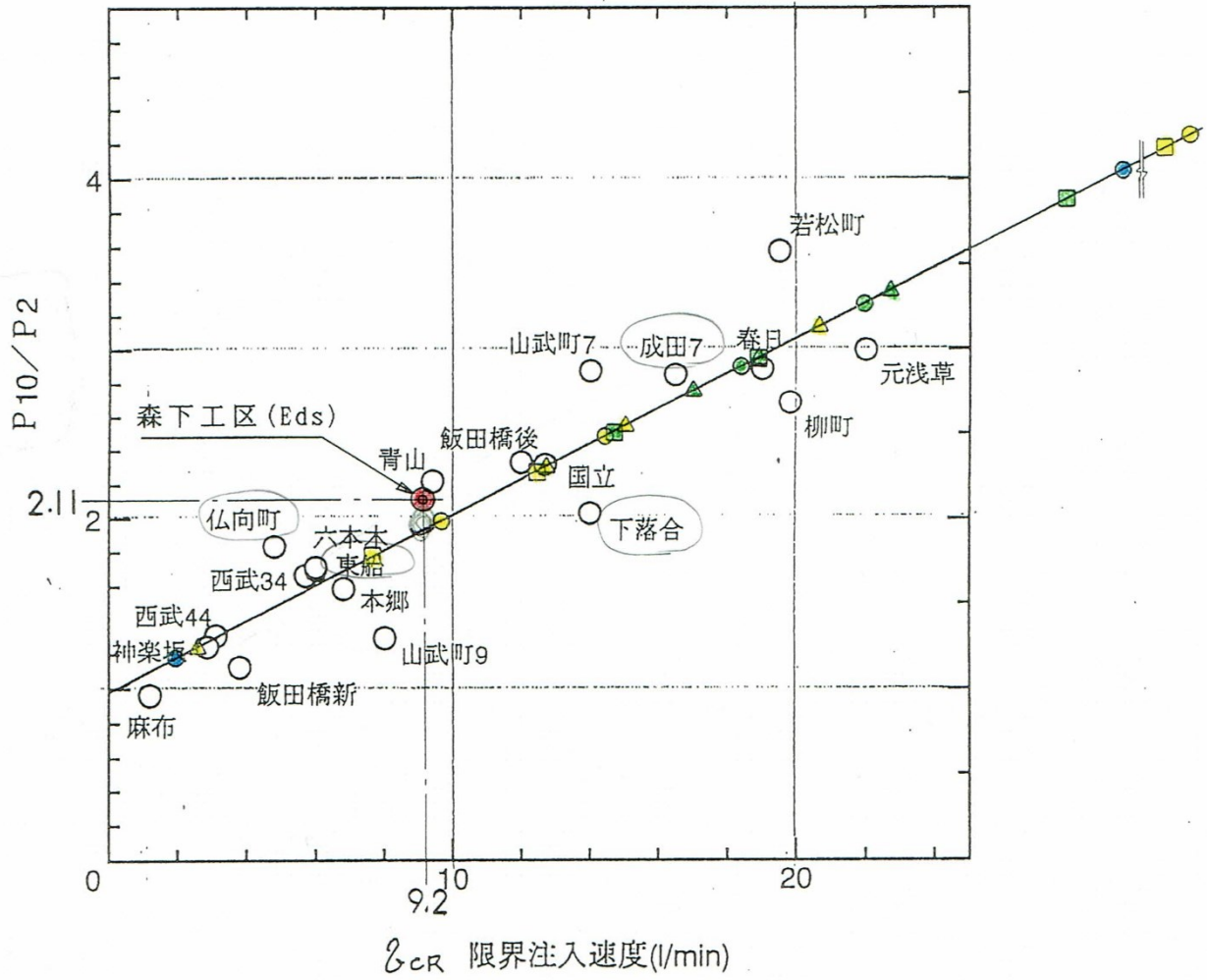


図-付-3-32 下落合・成田・仏向町・船橋 P_{10}/P_2 と q_{cr} の実測結果

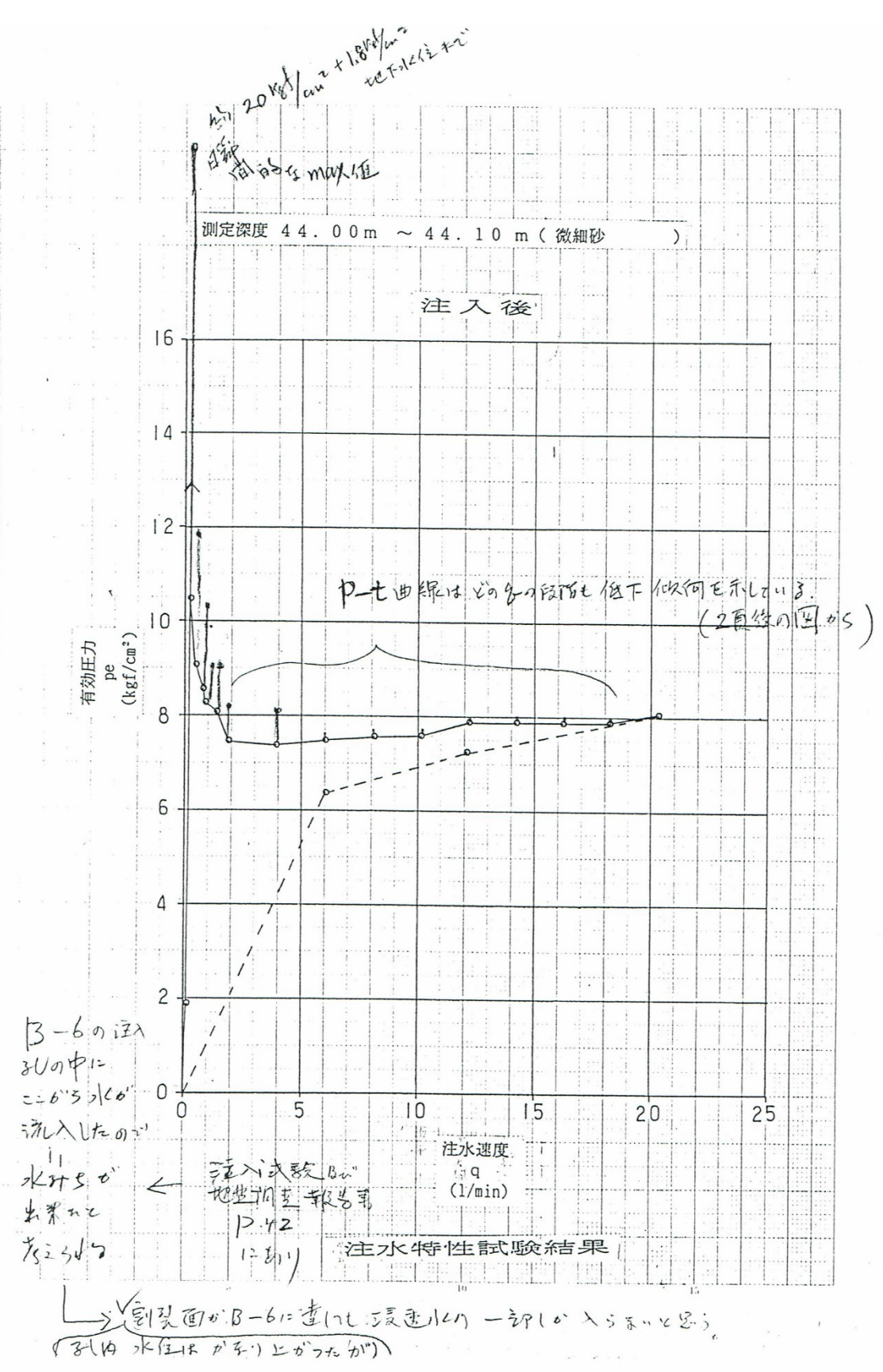


図-付-3-33 西武その他 現場水注入試験結果

表-付-3-16 西武その他 現場水注入試験結果

測定深度 44.00m ~ 44.10m (微細砂)

地下水位 GL - 18.75m (地下水位から孔口までの水圧 1.88 kgf/cm²)

注水階	注水速度 q (l/min)	注水圧力 p (kgf/cm ²) (管内水位)	地下水位から 孔口までの水圧 p _w (kgf/cm ²)	管内損失 p _f (kgf/cm ²)	有効圧力 p _e (kgf/cm ²)	Maggの 透水係 数 (cm/sec)
1	0.15	0.0	1.88	0.00	1.88	
2	0.25	8.6		0.00	10.48	
3	0.55	7.2		0.00	9.08	
4	0.70	6.7		0.00	8.58	
5	0.85	6.4		0.00	8.28	
6	1.35	6.2		0.00	8.08	
7	1.85	5.6		0.00	7.48	
8	3.85	5.5		0.00	7.38	
9	6.00	5.6		0.00	7.48	
10	8.10	5.7		0.00	7.58	
11	10.10	5.7		0.00	7.58	
12	12.15	6.0		0.00	7.88	
13	14.2	6.0		0.00	7.88	
14	16.2	6.0		0.00	7.88	
15	18.2	6.0		0.00	7.88	
16	20.3	6.2		0.04	8.08	
17	12.1	5.4		0.00	7.28	
18	6.0	4.5		0.00	6.38	

研究業績

(2020年3月現在)

種類別	題名，発表・発行掲載誌名，発表・発行年月，連名者（申請者含む）
1. 論文	
○論文	福井義弘，仲山貴司，澤田 亮，赤木寛一：線路下横断トンネル工事に伴う薬液注入の評価，土木学会地下空間シンポジウム論文・報告集，第25巻，pp.27-33，2020年1月
○論文	福井義弘，森 麟，赤木寛一：薬液の限界注入速度決定の問題点とその改善に関する研究，土木学会論文集，No.658，VI-48，pp.81-92，2000年9月
論文	森 麟，田村昌仁，福井義弘，出光 恵：低い吐出量を高圧噴射した場合の薬液の注入状況，土質工学会論文報告集，Vol.31，No.4，pp.209-217，1991年12月
論文	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，土質工学会論文報告集，Vol.31，No.1，pp.222-229，1991年3月
論文	Akira MORI, Masahito TAMURA, Yoshihiro FUKUI: Fracturing Pressure of Soil Ground by Viscous Materials, SOILS AND FOUNDATIONS TECHNICAL NOTE (Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering), Vol.30, No.3, pp.129-136, Sept.1990
○論文	Akira MORI, Masahito TAMURA, Yoshihiro FUKUI: Distribution of Grouts in Solidified Region on Chemical Grouting, SOILS AND FOUNDATIONS TECHNICAL NOTE (Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering), Vol.29, No.4, pp.127-134, Dec.1989
2. 講演	
○講演	福井義弘，森 麟，江本佑橘，小峯秀雄：薬液注入時の p-t 曲線形による浸透状況の推定可能性（その2），土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，III-B205，pp.410-411，1999年9月
○講演	福井義弘，森 麟，江本佑橘，小峯秀雄：薬液注入時の p-t 曲線形による浸透状況の推定可能性，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，III-B290，pp.580-581，1998年10月
講演	福井義弘，森 麟，田村昌仁：指向性高圧注入における薬液の注入形態とその支配条件（不均一土層の場合），土木学会第45回年次学術講演会講演概要集，III-202，pp.440-441，1990年10月
講演	出光 恵，森 麟，江本佑橘，田村昌仁，福井義弘：シールド工事における粘性土地盤の割裂現象（その1）（切羽泥水圧における割裂現象），第25回土質工学研究発表会発表講演集，2-2，H-5，No.659，pp.1769-1772，1990年6月
講演	福井義弘，森 麟，江本佑橘，田村昌仁，出光 恵：シールド工事における粘性土地盤の割裂現象（その2）（裏込め注入圧における割裂現象），第25回土質工学研究発表会発表講演集，2-2，H-5，No.660，pp.1773-1774，1990年6月

講演	田村昌仁, 森 麟, <u>福井義弘</u> : 指向性高圧注入における薬液の注入形態とその支配条件 (均一土層の場合), 第25回土質工学研究発表会発表講演集, 2-2, K-2, No.712, pp.1911-1914, 1990年6月
講演	<u>福井義弘</u> , 森 麟, 田村昌仁, 横山直樹: 土及び固結材料の割裂現象に関する基礎的研究, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, III-298, pp.670-671, 1989年10月
講演	出光 恵, 森 麟, 田村昌仁, <u>福井義弘</u> : 泥水・裏込めなど高粘性材による地盤の割裂発生圧 (その1) (割裂圧に及ぼす注入材の粘性の影響), 第24回土質工学研究発表会発表講演集, 2-2, H-5, No.635, pp.1725-1726, 1989年6月
講演	<u>福井義弘</u> , 森 麟, 田村昌仁, 出光 恵: 泥水・裏込めなど高粘性材による地盤の割裂発生圧 (その2) (割裂圧に及ぼすボアホール形状の影響), 第24回土質工学研究発表会発表講演集, 2-2, H-5, No.636, pp.1727-1728, 1989年6月
○講演	<u>福井義弘</u> , 森 麟, 田村昌仁: ゲル化時間の短い薬液による砂地盤の割裂現象と浸透メカニズム, 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集, III-36, pp.116-117, 1988年10月
○講演	<u>福井義弘</u> , 森 麟, 田村昌仁: 薬液注入における薬液てん充率と砂の透水性・薬液ゲル化時間の関係, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, 2-2, K-2, No.797, pp.2101-2102, 1988年6月
3.その他 報文	森 麟, 江本佑橘, 田村昌仁, <u>福井義弘</u> : 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, 第22巻1号, pp.41-46, 1991年1月
その他 (論文)	<u>福井義弘</u> , 山根寛史, 田淵 剛: 経年省力化軌道における省力化効果について, 第21回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, S2-3-4, 2014年12月
その他 (論文)	堀 克則, <u>福井義弘</u> : 横裂進みを考慮したシェリング傷管理手法, 土木学会鉄道力学論文集, 第12号, pp.55-59, 2008年7月
その他 (論文)	徳岡研三, <u>福井義弘</u> , 山口義信: 列車走行安全のためのレール継ぎ目遊間の管理に関する研究, 土木学会論文集, No.604, IV-41, pp.59-72, 1998年10月
その他 (論文)	阿部則次, <u>福井義弘</u> : レール溶接部の曲げ疲労寿命推定法, 日本機械学会第3回交通・物流部門大会講演論文集 (鉄道シンポジウム編), 第3巻, 1113R, pp.99-104, 1994年12月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> , 千代 隆: 安全の基礎となる地上設備の維持・更新への取り組み, JR ガゼット, No.317, pp.19-23, 2013年8月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> : 鉄道施設の技術開発 - 21世紀の課題と展望, 日本鉄道施設協会誌, 第39巻9号, pp80-82, 2001年9月

その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ，大西康之，松崎孝志：分岐器ポイント部 PC まくらぎ化の試験敷設，新線路，第54巻5号，pp.19-23，2000年5月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ，高尾賢一，江後満喜：H形スチールまくらぎの開発，日本鉄道施設協会誌，第37巻9号，pp.26-27，1999年9月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ，出村正文，阿部則次：現場接着絶縁継目の営業線敷設品確性試験，日本鉄道施設協会誌，第36巻11号，pp.31-32，1998年11月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ，出村正文：改良形ガードの開発，日本鉄道施設協会誌，第36巻9号，pp.23-25，1998年9月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ：軌きょう剛性測定試験，日本鉄道施設協会誌，第36巻7号，pp.53-54，1998年7月
その他 (報文)	堀池高広，高尾賢一，須永陽一，安藤勝敏， <u>福井義弘</u> ，内田一男：着脱式弾性まくらぎ直結軌道(D型弾直軌道)の開発，鉄道総研報告，Vol.12，No.6，pp.25-30，1998年6月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ，出村正文，井手寅三郎：弾性まくらぎの動ばね定数測定，新線路，第52巻5号，pp.7-9，1998年5月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ，細川岳洋，出村正文：有道床弾性まくらぎの軌道特性試験結果，日本鉄道施設協会誌，第36巻4号，pp.17-19，1998年4月
その他 (報文)	<u>福井義弘</u> ：遊間シミュレーションの提案について，新線路，第51巻11号，pp.49-52，1997年11月
その他 (講演)	安藤勝敏，小関昌信， <u>福井義弘</u> ，長藤敬晴，三浦重：新軌道構造の技術的経済的可能性，鉄道総研報告，Vol.9，No.12，pp.55-60，1995年12月
その他 (講演)	阿部則次， <u>福井義弘</u> ，長藤敬晴，石田誠，三浦重：レール寿命延伸のための溶接部凹凸管理，鉄道総研報告，Vol.8，No.11，pp.17-22，1994年11月
その他 (講演)	<u>福井義弘</u> ，木川浩介，安中武：新型レール交換機の開発について，土木学会第66回年次学術講演会講演概要集，IV-176，pp.351-352，2011年9月
その他 (講演)	<u>福井義弘</u> ，木川浩介，出村正文，服部正治，金山尚幸：新型橋まくらぎ交換機の開発・導入について，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，IV-261，pp.521-522，2010年9月
その他 (講演)	<u>福井義弘</u> ，細川岳洋，半田真一，高尾賢一，堀池高広：弾性まくらぎの軌道特性試験結果について，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集，IV-389，pp.778-779，1999年9月
その他 (講演)	<u>福井義弘</u> ，出村正文，徳岡研三：新たな鉄まくらぎの開発について，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，IV-456，pp.912-913，1998年10月