

# 压密和劈裂灌浆加固地基的原理和方法

陈愈炯

(水利水电科学研究院岩土所, 北京, 100044)

**文 摘** 压密灌浆和劈裂灌浆都是加固弱透水性地基的有效办法。前者通过浆泡, 后者通过浆脉网来挤密邻近土体和提高土中的主应力和, 从而降低压缩性和提高贯入击数。在劈裂灌浆中, 只有灌入大量浆液后, 才见加固效果, 加固的土体大。相反, 在压密灌浆中, 灌注少量浆液, 即可对小范围的土进行加固。快速灌注稠浆是保证产生压密型灌浆的有效办法, 但中途经常转化为劈裂型灌浆。劈裂灌浆的施工较简单、费用低, 它不可能转化为压密灌浆。

**关键词** 压密灌浆, 劈裂灌浆, 加固原理, 灌浆工艺, 相互关连。

## 1. 引 言

已建的建筑物一旦由于地基的过大变形行将影响其正常使用时, 早期大都采用混凝土墩柱或桩进行托换。50年代起, 人们采用比较经济和方便的压密灌浆方法进行加固<sup>[1]</sup>。此后40年中它应用愈来愈广, 不但能成功地遏制天然地基或桩基的沉降, 纠正不均匀沉降, 还能加密易于液化的粉细砂地基和减少由于地下开挖所引起的地面沉降<sup>[2]</sup>。最近10年来, 工程界启用的新型的劈裂灌浆法同样能成功地阻止地基进一步沉降, 并使基础上抬和纠偏<sup>[3,4]</sup>。

在仔细比较压密和劈裂灌浆的众多实例后, 发现它们都适用于粒径小于砂粒的弱透水性土地基。这两种方法的灌浆工艺虽然不同, 但都是有效的。然而, 负责压密灌浆的工程师们都要求在压密灌浆中防止产生水力劈裂, 也就是避免出现劈裂型灌浆, 隐含地不赞成劈裂灌浆。其原因之一可能是压密灌浆的加固机理已有过一些研究, 而劈裂灌浆能加固地基的原因还没有得到深入的讨论。其原因之二可能是两种方法各有自己的适用场合, 还有待探索。本文首先总结压密灌浆加固地基的原理和方法, 分析了劈裂灌浆加固地基的机理, 从而建议了相应的灌浆工艺。此外, 讨论了两种灌浆方法的适用场合, 控制灌浆类型的主要措施以及灌浆类型相互转化的可能性。目的是提高这两种灌浆方法的效果和降低造价。

## 2. 压密灌浆

### 2.1 原 理

压密灌浆是用极稠的浆液通过钻孔强行挤向土体。由于弱透水性土的孔隙是不进浆的,

到稿日期: 1993-06-11.

因此, 不可能产生传统的充填型灌浆, 而是在注浆点集中地形成近似球形的浆泡, 通过浆泡挤压邻近的土体, 如图1(a)所示。使土体压密并提高其应力。两者都能导致触探阻力或标准贯入击数增加。

一旦形成浆泡, 其半径 $r$ 随着灌浆压力 $p_g$ 而增大, 其间的定性关系如图1(b)中的曲线I所示<sup>[5]</sup>。当浆泡的水平投影面积与灌浆压力之乘积(即上抬力)足以将上覆土层抬起时, 灌浆压力不再升高, 应停止灌浆。对于给定的上覆土层厚度而言, 导致上抬所需之灌浆压力与浆泡半径或水平投影面积有关, 两者之间的关系如图1(b)中曲线II所示。上覆土层愈厚, 则曲线II愈向上移。曲线I和II的交点a所对应的压力 $p_a$ 就是该注浆点的上抬压力。它随上覆土层的厚度和地基土刚度的增加而增加, 而地基土的刚度又与土类、密实度、含水量以及注浆速率有关。人们尚无法(即使是粗略地)估算出 $p_a$ 值, 只有在观测到地面开始上抬时的灌浆压力时, 才知道确切的上抬压力值。

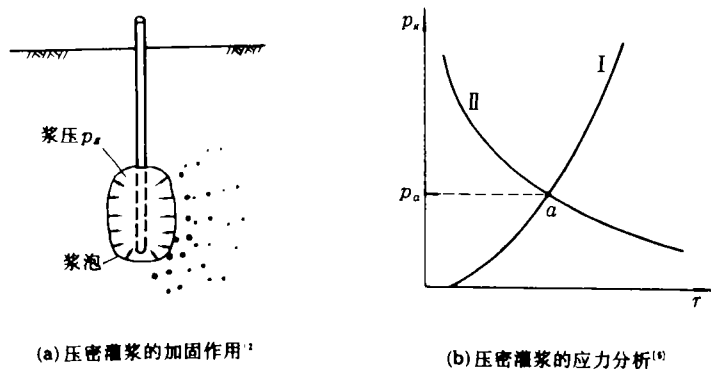


图1 压密灌浆的加固作用和应力分析

现场观测发现<sup>[2]</sup>, 紧靠浆泡处的土的密度并不增加, 但离浆泡0.3~1.8m处有挤密作用, 在此范围内, 距浆泡愈远, 则挤密愈少。如果土体为非饱和的, 则挤密较明显。在饱和土中, 浆泡先引起超孔隙压力, 待孔隙压力消散后土的密度才会提高。在这种情况下, 还应控制注浆速率, 才能防止因孔隙压力提高而引起的土体变形和失稳。此外, 压密灌浆中的浆液总是挤向不均一地基中的薄弱土区, 从而使土体的变形性质均一化。这也是压密灌浆的另一重要作用。

## 2.2 灌浆工艺

大都自上往下逐段灌注, 具体步骤为: 开一孔径大于灌浆孔的导孔, 深达加固区的上缘, 但至少深1.2m。用水泥将套管与导孔孔壁胶结。然后从套管内继续向深处钻进, 钻孔直径约50mm, 每次钻进1.5~3.0m, 然后灌浆。次日再向下钻进和灌浆, 如此逐段灌注, 直到所需加固的土体下缘。孔距约为2~4m。自上向下灌注与自下向上灌注相比较, 前者钻孔工作量大, 进度慢, 但效果好。

压密灌浆与充填灌浆的最主要的差别之一是, 人们无需也无法控制灌浆压力, 而是将预定数量的浆液强行压入土体中。在注浆过程中, 所需压力必然愈来愈大, 直到达到上抬压力。另一主要差别是, 压密灌浆必须采用很稠的浆。浆液一般由水泥、粉土和砂土组成, 但砂粒太多或太粗易析浆留砂, 从而堵塞管路。理想的砂粒应是圆磨的, 全部通过8号筛, 但粒径

小于 $50\mu$ 的颗粒应少于20%，更不允许含有粘粒。浆液的坍落度一般要求小于25mm，塌落度太小，则易堵塞管路。若将坍落度提高到37mm，则压密灌浆中途转化为劈裂型灌浆的可能性大大增加，其原因将在第三节中说明。

稠浆需用特殊注浆设备。注浆泵必须能在4.2MPa或甚至高达6.9MPa的工作压力下连续以60L/min的速率注浆。此外，此泵还能均衡地调整注浆速率。输浆管的直径一般为38mm或50mm。在泵上和进浆口都应装置压力表。

### 3. 劈裂灌浆

#### 3.1 土基中的水力劈裂

通过钻孔施加液体压力于弱透水性地基中，当液体压力超过劈裂压力时土体产生水力劈裂，也就是在土体内突然出现一劈裂缝。于是，吃水量突然增加。如果给水量供不应求，则液体压力迅速降落。土体在钻孔注水或注稀浆条件下的水力劈裂特性已有比较深入的了解<sup>[6-9]</sup>；它的规律是：劈裂面发生在阻力最小的小主应力面，如图2所示；劈裂压力与地基中的小主应力及抗拉强度成正比；液体愈稀，注入愈慢，则劈裂压力愈小；劈裂面突然产生并且迅速扩展。由此可见，要在压密灌浆中防止出现水力劈裂或防止转化为劈裂型灌浆，则应采用稠浆和较快的注浆。此外，压密灌浆中产生的浆泡与地基土的接触面积远小于劈裂缝与地基土的接触面积，也就是说，劈裂灌浆影响的土体体积大得多。

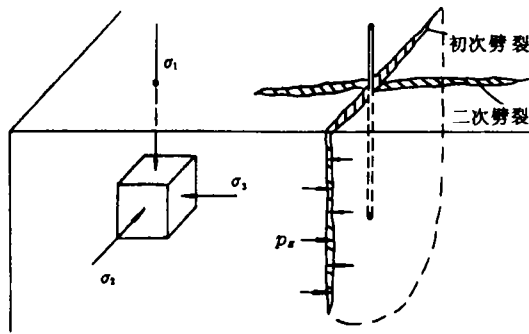


图2 土体中的应力和劈裂面

#### 3.2 劈裂灌浆的加固作用

为了防渗目的，在砂砾石地基中进行充填灌浆时，忌讳产生劈裂，因为土体劈裂后，浆液很快进入劈裂缝，灌浆压力很快降落，因此，达不到注入砂砾孔隙的目的。由于同样理由，在粘性土地基中进行压密灌浆时，劈裂缝的出现同样会降低灌浆压力，于是，浆泡就不再继续扩大，甚至会缩小，因为浆泡内原有的部份浆液会流向压力较小的缝内。这也就是压密灌浆忌讳产生水力劈裂的原因。这种观点是正确的。

那么，为什么劈裂灌浆也能有效地加固土基呢？这是因为，如果在土体劈裂后继续灌注大量浆液，则灌浆压力 $p_r$ 会缓慢提高。土体的刚度愈大，则提高较快。如果是软土地基，则灌浆压力提高得极慢。由于初次出现的劈裂面往往是阻力最小的小主应力面，如图2所示，因此，劈裂面出现后的大量注浆，会使小主应力 $\sigma_3$ 有所增加。一旦注浆压力提高到大于土中

的中间主应力, 就会在中间主应力面产生新的劈裂面<sup>[10]</sup>; 如图2所示。如此继续进行, 在钻孔附近形成网状浆脉。形成浆脉网的另一原因是土体的不均匀性以及薄弱结构面的存在。当浆液进入接近水平方向的浆脉时, 就可能使基础上抬和纠偏。浆脉网的另一作用是在提高土体内的法向应力之和的同时, 还缩小了大、小主应力之间的差值。前者可提高土体的刚度, 后者能提高土体的稳定性<sup>[11]</sup>。一般说来, 在硬土地基等原本刚度较大而且很不均质的土体中形成浆脉网所需灌注的浆液少。相反, 在软土地基或不受侧向限制的堤坝等刚度原本较小的土体中, 则需灌注大量浆液才能形成浆脉网。

### 3.3 灌浆工艺

由于人们对劈裂灌浆机理的认识并不完全相同, 累积的经验也不多, 因此, 各家采用的灌浆工艺差别较大<sup>[3,4,12,13]</sup>。现以本文所介绍的劈裂灌浆机理为基础, 结合笔者在土坝劈裂灌浆中取得的经验<sup>[14]</sup>, 对灌浆工艺作如下建议。

先在所需加固的土体周围钻孔灌浆, 目的是提高该土体的侧向限制应力, 以便在拟加固的土体中部灌浆时及早形成浆脉网。劈裂灌浆的孔距可控制在4~5m范围内, 它应大于充填和压密灌浆的钻孔孔距, 因为浆液在劈裂面中要比在砂砾孔隙中流得远得多; 也比压密灌浆中浆泡的影响半径大得多。第一序孔的孔距可更大。

钻孔直径与压密灌浆一样为50mm, 以便在必要时注稠浆, 虽然光为了达到水力劈裂的目的, 钻孔不需这样大。钻孔一次进钻到要求的最大深度, 孔内放入供充填灌浆用的马歇管(Tube Manchette), 如图3所示, 再用低强度水泥将马歇管与钻孔胶封住。笔者认为, 宜先下端灌注。该处土的应力最大, 该处土体一旦被劈开, 浆液不但向两侧窜流, 而且主要向上窜到应力较小的上部土体。由此看来, 无需再分段灌注上部土体, 或只需分2段或3段灌注已足够。初始阶段必须用稀浆或水, 目的是及早将土体劈开。一旦土体被劈开, 则宜改用稠浆, 才能加快提高土体内的应力和形成浆脉网。土体被劈开后, 很高的灌浆压力一般不可能建立起来, 因此, 即使改用稠浆, 也不可能挤成浆泡或转化为压密型灌浆。

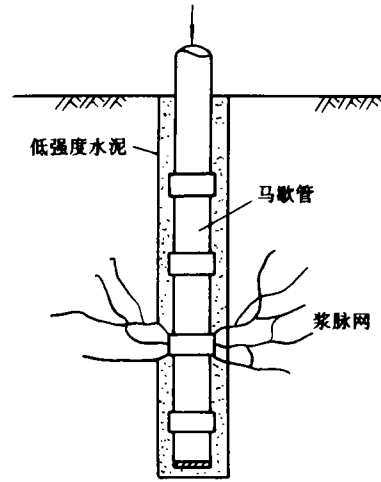


图3 马歇管注浆图

劈裂灌浆过程中无需控制灌浆压力, 只需将给定数量的浆液强行挤入土体。在这期间需记录灌浆压力的增加, 突然降落以及继而发生的缓慢抬高等现象。它所需控制的是平均每立方米被加固的土体所需的注浆量。这一经验数据差别很大, 有人建议用0.5%, 另有人建议用10%或更大些。其实, 它取决于土的刚度、侧限条件和土体的不均匀性。确定这一数据的比较合理的办法是在现场通过观测到的灌浆压力的变化来决定。例如, 当发现灌浆压力随注浆量有较快提高或地面有所上抬时, 可停止灌浆。值得指出的是, 在土体中灌注最初几个灌浆孔时, 必须注入大量浆液, 才能出现上述终止灌浆的特征。但是在灌注后期的若干灌浆孔时, 却容易遇到这些特征。这不是光在后期几个孔的周围土体得到了加固, 而是整个土体都得到了加固。

## 4. 压密和劈裂灌浆的适用场合和控制

### 4.1 适用场合

前面已经讨论过, 压密灌浆是通过浆泡挤压邻近的土体来达到加固目的的。紧靠浆泡处的土中应力增量 $\Delta p$ 大, 但随距离增大迅速减小, 如图4中曲线 $c$ 所示。曲线 $c$ 以下的面积 $C$ 可大致代表一个浆泡或一个钻孔的加固效果。

劈裂灌浆是通过浆脉来挤压和加固邻近土体。由于浆脉内的浆体压力远小于浆泡内的压力, 因此, 由此引起的应力增量 $\Delta p$ 极小。不过, 浆脉延伸得很远, 它与土的接触面积远大于浆泡与土的接触面积。因此, 在远离灌浆孔处的 $\Delta p$ 值降低不多, 如图4中的曲线 $f$ 所示, 它的加固效果大致如面积 $F$ 所示。从图中可见, 在某钻孔中注浆量相同的条件下, 压密灌浆的加固作用强, 但影响范围小; 劈裂灌浆的加固作用弱, 但影响范围大。由此看来, 压密灌浆适用于加固小范围土体, 例如紧靠基脚底面的地基土的加固。如果所需加固的土体大, 例如筏基下地基的加固及纠偏, 则既可用压密灌浆在土体内形成浆泡群, 也可用劈裂灌浆在土体内形成浆脉网。可以设想, 在给定的方量较大的土体内只要注入数量相同的浆液, 不管浆液是以浆泡群还是浆脉网状态存在于土体中, 两者挤压和加固地基的效果应该是相同的。在这种情况下, 劈裂法比压密法具有钻孔量少, 操作简便等优点。

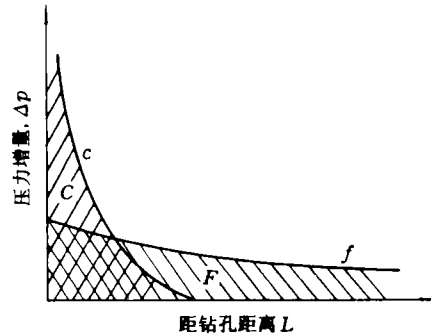


图4 两种灌浆的效果示意图

### 4.2 灌浆型式的控制和转化

根据工程的具体情况选定灌浆型式后, 就希望采取相应灌浆工艺来达到要求的灌浆型式。劈裂灌浆是很容易控制的, 只需先注水入钻孔中并不断提高水压力, 直到压力突然降落, 即表示发生水力劈裂。如果地基是相对地比较透水的松砂, 注水不一定能达到水力劈裂目的, 则可改用稀水泥浆。土体一旦被劈开, 即使改用稠浆, 也不会转化为压密型灌浆。相反, 为了保持压密型灌浆, 必须始终采用稠浆和快速灌注。在压密灌浆的实践中, 不但会发现灌浆压力提高很快, 而且经常发生稠浆堵塞输浆管的现象, 因此, 施工人员难免临时改用稀浆。在这种情况下, 压密型经常在半途转化为劈裂型灌浆, 从而出现灌浆压力突然降落现象<sup>[15,16]</sup>。然而, 有的灌浆工程师还不明白灌浆型式有转化的可能性。另一些人知道压密灌浆过程中的灌浆压力突然降落现象可能是产生水力劈裂, 但他们对转化为忌讳的劈裂型灌浆后仍具有较好的加固效果而迷惑不解, 只得避而不谈曾经出现过的劈裂现象。现在看来, 劈裂型灌浆能起加固作用的原因是完全可以理解的。因此, 当压密灌浆转化为劈裂灌浆后仍产生加固作用也是理所当然的。此外, 在为压密灌浆造孔时, 发现用清水清孔, 则可提高吃浆量。在了解土的水力劈裂特性后, 不难推测出上述现象的原因, 它可能是, 清水清孔残留在孔内的水有利于导致水力劈裂以及继后的劈裂型灌浆, 从而增加了吃浆量。

## 5. 结 语

压密灌浆和劈裂灌浆两者都是加固弱透水性地基的有效办法。前者通过浆泡, 后者通过浆脉网来挤密邻近土体和提高土中的主应力和, 从而降低压缩性和提高土的贯入击数。压密灌浆适用于体积较小的土体加固, 控制压密型灌浆的方法是采用稠浆和快速灌注, 但仍有可能因浆液稠度控制不当等原因, 在中途转化为劈裂型灌浆。劈裂型灌浆适用于大体积土体的加固; 施工时只需开始采用水或稀浆引起水力劈裂, 以后就不致于再转化为压密型灌浆。劈裂灌浆初期效果较差, 当注入大量浆液后才见效果。对于大土体来说, 压密灌浆和劈裂灌浆两者灌入相同数量的浆液, 可取得相同加固效果, 在此情况下, 劈裂灌浆的施工较简便, 费用较低。

### 参 考 文 献

1. Graf D D. Compaction Grouting Technique and Observations. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, 95(SM5): 1151~1158.
2. Warner J. Compaction Grouting—The First Thirty years. In: Proc of Conf on Grouting in Geotechnical Engineering. Sponsored by ASCE, 1982. 694~707.
3. Arcones A, De Temino E R, Soriano A. Strengthening of a Structural Fill by Chaquage. In: Proc of 11th ICSMFE. San Francisco, 1985, 3, 1677~1682.
4. Raabe E W. Soil Fracturing Techniques for Terminating Settlements and Restoring Levels of Buildings and Structures. Ground Engineering, 1990, 23(4): 33~45.
5. Wong H Y. Discussion on Compaction Grouting. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 1974, 100(GT5): 556~559.
6. Jaworski G W, Duncan J M, Seed H B. Laboratory Study of Hydraulic Fracturing. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 1981, 107(GT6): 713~732.
7. 陈愈炯, 孔凡玲, 朱建华. 压实粘性土的水力劈裂试验. 见: 水利水电科学研究院科学研究论文集. 第23集. 北京: 水利电力出版社, 1984. 156~170.
8. 丁金粟, 杨斌. 击实粘性土的水力劈裂性能研究. 岩土工程学报, 1987, 9(3): 1~15.
9. Mori A, Tamura M. Hydrofracturing Pressure of Cohesive Soils. Soils and Foundations, 1987, 27(1): 15~22.
10. Chen Y J. Oral Discussion in Session 5B: The Functions of Fracturing Grouting. In: Proc of 11th ICSMFE. San Francisco, 1985, 5. 2769.
11. Chen Y J. Embankment Dam Stability during Grouting. In: Proc of 11th ICSMFE. San Francisco, 1985, 4. 1977~1980.
12. Meissner H, Petersen H. Einpresstechniken zur Erddruckerhöhung und zur Anheben. Die Bauingenieur, 1990, 65(2): 83~89.
13. Samol H, Priebel H. Soil Fracturing—An Injection Method for Ground Improvement. In: Proc of 11th

ICSMFE. San Francisco, 1985, 3; 1753~1756.

14. 陈愈炯. 土坝坝体的防渗灌浆, 水利水电技术, 1980(2): 1~7.
15. Baker W H. Embankment Foundation Densification by Compaction Grouting. In: *Issues in Dam Grouting*, Edited by W H Baker, Sponsored by ASCE. 1985, 104~122.
16. Quinn G A, Stillely A N. Compaction Grouting to Improve Liquefiable Dam Foundation. In: *Proc of 25th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering*. Reno, 1989, 189~196.

## Principles and Methods of Compaction and Fracturing

### Grouting for Foundation Soil Improvement

*Chen Yu-jiong*

(Institute of Water Conservancy & Hydroelectric Power Research, Beijing)

**Abstract** Both compaction grouting and fracturing grouting are effective to strengthen foundation soils, because the net of grouting veins induced by fracturing grouting similar to the grout bubbles induced by compaction grouting can densify their adjacent soils as well as increase the sum of principal stresses. As a result, the compression modulus and the cone penetration resistance of the foundation soil increase. The effectiveness of fracturing grouting is not evident until a large amount of grout is injected. Whilst, compaction grouting can soon improve a soil of small volume by injecting very limited amount of grout. But for a large volume of soil to be treated, fracturing grouting is cheaper and easier to perform. Fracturing grouting is suitable for foundation soil of large volume, while compaction grouting is applicable to both large and small volume. Quick injection of very thick grout is an effective way of controlling compaction grouting, however, it is usually transferred to fracturing grouting. On the contrary, fracturing grouting is easy to control and is unable to transfer to compaction grouting.

**Key words** compaction grouting, fracturing grouting, principle, control method, correlation.