

文章编号: 1000-7598 (2009) 12-3776-07

房屋注浆抬升实践与监测分析

易小明¹, 张顶立¹, 逢铁铮², 骆建军¹

(1. 北京交通大学 隧道与地下工程教育部工程研究中心, 北京 100044; 2. 厦门路桥建设集团有限公司, 厦门 361026)

摘 要: 厦门梧村山浅埋大跨隧道, 要求下穿浦南片区密集建筑群, 其工程难度国内外罕见。通过对现场房屋的抬升实践和监测分析发现: 房屋注浆抬升可分为两个层次, 即注浆止沉和注浆抬升。现场抬升试验表明: 采用动态跟踪补偿注浆能够较好地实现房屋止沉, 而房屋的抬升则极富挑战性。一方面房屋抬升必须以补偿注浆、止浆墙完成、地层加固密实为前提; 另一方面还必须选取合适的注浆工艺、注浆量、压力、抬升孔分布、注浆深度等, 才可能实现抬升。抬升过程监控还发现: 地层抬升明显, 房屋止沉效果良好; 但房屋抬升呈波动趋势, 最终房屋仍呈沉降趋势。该结果反应了注浆地层抬升与房屋抬升是不一致的, 只有较大范围、稳定的、均匀的、不消散的地表抬升, 才能形成安全有效的房屋抬升。通过相关的解析和数值方法, 对抬升注浆参数进行初步优选以及对房屋抬升量进行预测, 结果可以满足工程需要。

关 键 词: 房屋注浆抬升; 浅埋大跨; 下穿; 监测; 数值模拟

中图分类号: TU 753.8

文献标识码: A

Practice and monitoring analysis of building lifting due to grouting

YI Xiao-ming¹, ZHANG Ding-li¹, PANG Tie-zheng², LUO Jian-jun¹

(1. Tunnel and Underground Engineering Research Center of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. Xiamen Road & Bridge Construction Group Co., Ltd., Xiamen 361026, China)

Abstract: Wucunshan Tunnel of Xiamen which is designed as shallow large span structure needs to go through dense buildings in Punan territory, and construction difficulties is unusual both at home and abroad. By in-situ building lifting test and monitoring, two levels of building lifting by grouting can be seen: the first level is controlling and cutting building subsidence, the second is named building lifting strictly. The in-situ lifting tests show that the first level can be achieved with dynamic tracking and retrieving grouting successfully, whereas the second level requires much more refined grouting techniques. On one hand, the fulfilling of building lifting must be on the premise of the first level of retrieving grouting, finishing wall for grouting, and enforcing foundation soil. On the other hand, it depends on adequate grouting technologies, grouting amount, pressure, arrangement of grouting holes, holes and depths, etc. Related monitoring results make clear that land lifting is standing out, and building subsidence is distinctly slowed down, however, building lifting is only light and fluctuant, and finally trend to subside. And they also show that there is great difference between land and building liftings, only large range, stable, uniform, undissipated land lifting can make safe and effective building lifting. By analytical and numerical methods, lifting grouting parameters will be optimized and gained, and building lifting deformation can be predicted, which can generally meet the engineering needs.

Key words: building lifting by grouting; shallow large span; going through buildings; monitoring; numerical modeling

1 引 言

在建的厦门机场路梧村山隧道, 其中有 650 m 采用浅埋暗挖法施工。该隧道跨度为 34 m, 埋深仅 9~27 m, 地下水埋深 2~4 m。洞身围岩为 VI 级, 以残积粉质黏土、砂砾状~碎块状全~强风化正长岩和花岗岩为主。该隧道工程不仅地质条件非常差,

而且要求下穿建筑林立的浦南工业区。其中隧道正下穿的建筑有 10 多栋, 受影响较大的建筑有 90 多栋。

为了确保隧道上方密集楼群的安全, 业主单位专门预留了 104、105 号楼作为房屋注浆抬升试验楼, 施工单位已对该试验楼进行进 2 个月的抬升注浆试验, 并取得了阶段性成果^[1-2]。

收稿日期: 2008-04-08

基金项目: 国家 863 项目大型跨海隧道钻爆法修建核心技术研发资助 (No. 2006AA11Z119)。

第一作者简介: 易小明, 男, 1979 年生, 博士后, 主要从事城市地铁和海底隧道相关研究工作。E-mail: yi_19_82@QQ.com

从相关文献中了解到, 隧道穿越既有线^[3-4], 穿越地铁站^[5-6]等研究正在逐步加强; 但类似于梧村山隧道下穿密集建筑群, 以及相关的房屋注浆抬升研究是鲜有报道的。所以结合现场房屋抬升试验, 开展相应的监测分析和研究工作, 具有开创意义。

1.1 注浆抬升试验楼基本情况

如图 1、2, 104、105 号试验楼位于隧道里程 YK7+520~YK7+545, 与隧道 65°斜交, 两栋房屋连体。隧道埋深约 13 m。其中 104 号楼为 3 层砖混; 105 号楼为 4 层框架结构, 房屋总长为 83 m, 宽为 10.3 m, 条形基础。由于拆迁等原因, 104 号楼楼板基本被凿空, 只留下承重墙和主体结构, 其墙面已有部分裂缝。



图 1 注浆抬升试验楼

Fig.1 Testing building for lifting by grouting

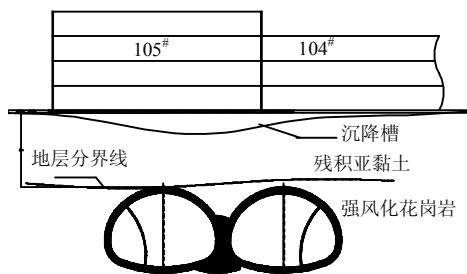


图 2 试验楼与隧道立面示意图

Fig.2 Sketch of testing building & tunnel

1.2 注浆抬升孔布置

现场试验楼房屋注浆抬升孔布置如图 3、4。

试验楼注浆抬升分为地表抬升和洞内抬升。抬升注浆基本分 3 个阶段进行:

(1) 房屋基础和地基加固, 主要采取水泥-水玻璃双液浆注浆加固; 旋喷桩作为止浆墙。

(2) 动态跟踪注浆, 如图 3、4, 补偿孔深为 8 m, 抬升孔深为 4 m 根据地层变形监测结果, 实施相应地跟踪补偿与抬升注浆。双液浆配比: 水灰比为 0.8:1~1:1, 水泥-水玻璃为 1:1, 水玻璃浓度为 35Be', 注浆压力为 0.5~1.5 MPa。补偿孔 (白点)

间距为 2 m。抬升孔 (黑点) 间距为 1 m, 如图 4 所示, 并且抬升孔在沉降槽内适当加密。

(3) 工后洞内房屋抬升

隧道开挖通过后, 对试验楼进行洞内抬升试验。按照仰角 60° 布孔, 在房屋承重基础下进行洞内抬升。(当前未实施)

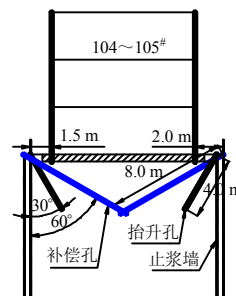


图 3 抬升孔断面示意图

Fig.3 Side section of lifting holes

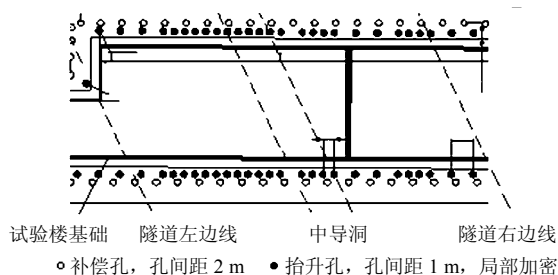


图 4 抬升孔平面布置图

Fig.4 Plan map of lifting holes

2 房屋注浆抬升作用机制

2.1 浆液作用机制

浆液在地层中的作用有 4 种方式: 渗透、填充、挤密和劈裂^[7-10]。当前隧道上覆地层中, 地表以下 0~3 m 为杂填土, 3~7 m 为松散泥质粗砂, 7 m 以下为致密的强风化花岗岩, 隧道底部为砾状强风化正长岩。所以, 除表层土体外, 该强风化花岗岩地层中的浆液作用方式主要是: 补偿注浆以填充挤密为主, 抬升注浆以劈裂为主^[1-3]。

当浆液进入地层中, 地层中应力场发生改变。图 5(a)为水平抬升孔应力分布; 图 5(b)为垂直抬升孔应力分布。P 为注浆压力; σ_v 、 σ_H 地层垂直、水平原岩应力。

$$\sigma_v = q + \gamma h, \sigma_H = K_0 \sigma_v \quad (1)$$

式中: γ 为土层重度; h 为应力点深度; q 为房屋等荷载集度; K_0 为侧压力系数, 一般可取 $K_0 = 1 - \sin \varphi$, φ 为摩擦角。显然, 水平抬升孔与垂直抬

升孔,其抬升作用是有一定差别的。

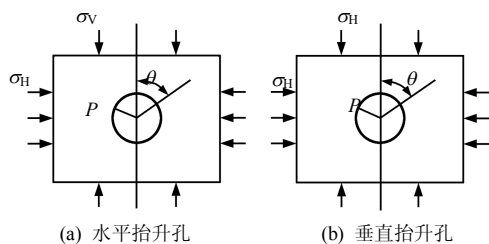


图5 注浆后的应力状态示意图

Fig.5 Stress fields after grouting

按照弹性板孔解和厚壁圆筒解^[11],劈裂抬升注浆孔边界上的应力场弹性解为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P \\ \sigma_\theta &= \sigma_v [1 + K_0 - 2(1 - K_0) \cos 2\theta] - P \\ \tau_{r\theta} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

对应于水平抬升孔有:

$$\sigma_{\theta H} = \sigma_v [2 - \sin \varphi - 2 \sin \varphi \cos 2\theta] - P \quad (3)$$

对应于垂直抬升孔有:

$$\sigma_{\theta V} = 2\sigma_v (1 - \sin \varphi) - P \quad (4)$$

如果按照最大拉应力 σ_T 破坏考虑,劈裂破坏起点压力 P_{0V} 、 P_{0H} 分别为

$$P_{0H} = \sigma_v (2 - 3 \sin \varphi) - \sigma_T \quad (\theta = 0^\circ) \quad (5)$$

$$P_{0V} = 2\sigma_v (1 - \sin \varphi) - \sigma_T \quad (6)$$

当地层发生破坏以后,在足够的压力下,地层进一步深入劈裂,形成浆脉,填充裂隙、加固地层等,同时也有可能形成抬升。根据I型裂纹起裂扩展规律^[12]:

$$\left. \begin{aligned} P_{IV} &= \frac{G(n)}{F(n)} \sigma_H + \left[1 - \frac{G(n)}{F(n)} \right] \sigma_H + \frac{K_{IC}}{F(n) \sqrt{\pi L}} \\ n &= \frac{L}{a_0} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中: $F(\square)$ 、 $G(\square)$ 分别为 n 的函数; L 为劈裂长度; a_0 为钻孔半径; K_{IC} 为I型裂纹断裂韧度。对于工程中的多数情况,如袖阀管注浆,其直径为40~80 mm,分段长度为2~3 m,注浆孔径70~110 mm,扩散半径约为1~2 m,一般 $n > 10$,通常可近似取 $G(n) \approx F(n) \approx 1$,所以有:

$$P_{IV} \approx \sigma_H + \frac{K_{IC}}{\sqrt{\pi L}} \approx P_{IH} \quad (8)$$

式(8)表明,垂直孔和水平孔劈裂扩展都是倾向于裂纹扩展阻力较小方向(小主应力 σ_H 方向)。式中的劈裂半径按照复变函数方法可得到。

另一方面,由于注浆工程中的压力,通常是指注浆泵的出口压力,所以在式(5),(6),(8)的基础上需要增加注浆管路压力损失 η ,该压力损失影响因素较多,通常采用现场试验测定。

现场试验楼下帷幕劈裂注浆(近水平钻孔)实测PQT曲线^[1-2]如图6所示。

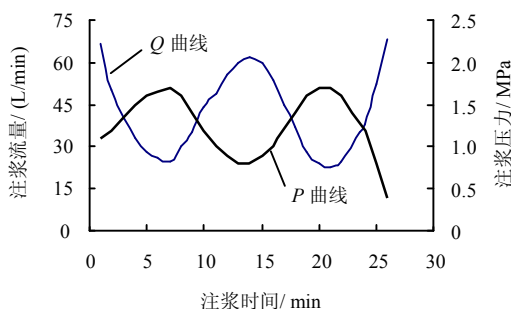


图6 实测注浆PQT曲线

Fig.6 Measured PQT curves of grouting

图6 PQT曲线为风化花岗岩黏土区域注浆施工过程曲线,该曲线呈现明显的波浪形状。开始注浆压力较低(1 MPa左右),注浆压力上升时,地层吃浆量逐渐减少,对应于地层的填充、压密;当压力大到1.7~2.0 MPa极值区间后,压力开始减小,而吃浆量开始增大,对应于地层的劈裂灌浆。该曲线明显地体现了实际的注浆过程:即填充压密-劈裂-再填充压密-再劈裂,直到最终注浆量、注浆压力都达到设计值,则地层被加固密实,满足设计的承载、抗渗透要求。

按照试验楼实际参数,取 $h = 10$ m, $q = 100$ kPa, $\varphi = 30^\circ$, $\gamma = 2 \times 10^4$ N/m³, $\sigma_T = 0$, $K_{IC} = 1.0285$ N/m^{3/2},按式(5)、(8)得到劈裂压力:

$$P_{0H} = P_{IH} = 0.15 \text{ MPa} + \eta \quad (9)$$

式中 η 约为1 MPa。可见式(5),(6),(8)计算结果只是初步的。关于注浆孔附近土体强化、硬化、反复劈裂等关键问题,仍需要进一步地深入研究。

2.2 房屋注浆抬升机制

2.2.1 动态跟踪补偿注浆

针对房屋注浆抬升而言,第1个层次的抬升是防止、减少沉降量、沉降速率,以下都称之为止沉(实质是一种相对性的抬升)。相应的注浆措施是动态跟踪注浆。一旦隧道开挖扰动、地下水流失等,都会导致地层体积损失,地层松散、松动、甚至离

层、空洞等^[13-14]。如果能及时的通过浆液将该松动空隙填充, 地层沉降、地表及地表房屋沉降都将会极大的减小, 从而有利于建筑物的安全。

这个层次的注浆以渗透、填充、挤密为主, 从注浆技术上讲, 最重要的是实现动态跟踪, 即要求能及时掌握地层松散变形的位置, 并能及时地进行补偿注浆, 限制松动变形的扩散传递, 即可将隧道开挖扰动等影响显著地降低。

2.2.2 地表抬升

房屋注浆抬升, 是通过地层压密、固结、抬升实现的。但房屋抬升并非简单的地表抬升。从现场抬升实测结果中也清晰地反应了这一点: 地表抬升往往是局部的、不均匀的, 局部测点甚至抬升了 100 mm。如图 7 所示。

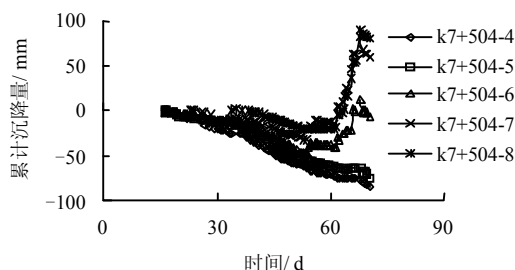


图 7 JC3-K7+504 地表沉降测点实测地表抬升变形曲线
Fig.7 Measured land surface lifting

实测房屋抬升变形是波动的、暂时的、不稳定的, 整体上房屋仍是沉降趋势。如图 8, 9 所示。

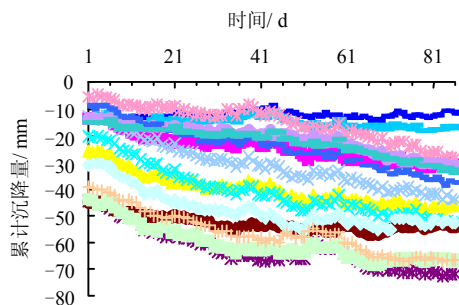


图 8 实测房屋抬升沉降-时程曲线
Fig.8 Time-history curves of measured building lifting deformations

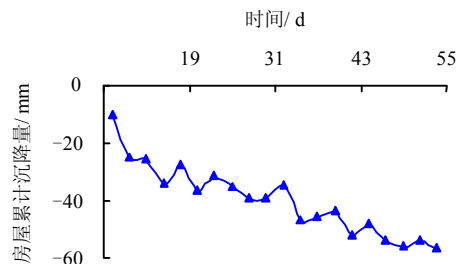


图 9 现场房屋抬升效果示意图
Fig.9 Curve of in-situ building lifting deformation

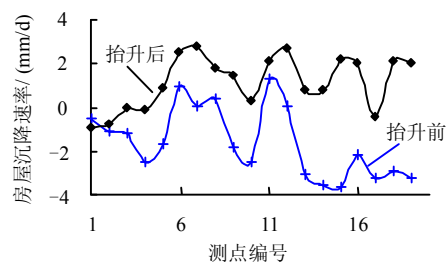


图 10 实测抬升前后房屋沉降速率
Fig.10 Subsidence velocity before & after house lifting

图 10 为抬升变形速率。抬升后, 房屋约有 1~4 mm 的抬升量, 对应于图 9 中的“局部小波峰”。

现场注浆抬升监测表明: 地表抬升明显, 局部甚至很大; 房屋沉降速率下降, 止沉效果明显; 房屋短期抬升明显, 但房屋最终呈波动式沉降。应该可以推断, 只有较大面积的、均匀的、稳定的、不消散的地表抬升, 才能带来房屋基础的安全、有效抬升。即第 2 层次上的房屋抬升有更严格的注浆技术要求。

2.2.3 房屋抬升

注浆房屋抬升的实现, 从力学平衡上讲, 注浆抬升力 T 必须满足式 (10):

$$T \geq F + G + Q \sin \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10)$$

式中: T 为抬升力; F 为房屋重量; G 为土台重量; Q 为土体滑面黏聚力; 相应的有:

$$\left. \begin{aligned} T &= \pi r^2 P_u, \quad F = \iint_{\Omega} q dA \\ G &= \frac{\pi}{3} \gamma_0 H_1 [3r^2 + 3rH_1 / \sqrt{K_p} + H_1^2 / K_p] \\ Q &= \pi [2r + H_1 / \sqrt{K_p}] H_1 C / \sin \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中: K_p 为被动土压力系数。由式 (10) 可得到临界注浆抬升压力 p_u 。显然, 注浆体半径 (r) 越小, 抬升深度 (H_1)、土体强度 (c 、 φ)、房屋重 (q) 越大, 抬升压力也越大, 反之越小。

从经济角度看, 房屋抬升需要尽量小的注浆压力 (p_u) 和注浆量 (V_q); 从抬升力的大小看, 需要较大的压力和流量、较小的注浆深度; 从施工的可控性、均匀抬升上看, 需要较大的注浆体半径、较大的抬升深度, 太浅封孔困难, 容易跑浆、漏浆、鼓包、房屋局部抬升破坏等。所以 (p_u 、 H_1 、 r) 都有必要优选。

增大注浆体半径的最佳办法是: 多点、多泵同

时抬升, 实践证明, 这种抬升方式效果良好。相关地, 在设计注浆量 V_q , 和注浆半径 r 下, 房屋抬升区域的最大跨度为 B , 则均匀抬升的最小覆盖层深度近似有:

$$H_1 = 0.5(B - 2r) \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (12)$$

结合地层条件、封孔要求、房屋底板局部不抬升等要求, 注浆深度 H_1 在式 (12) 的基础上适度加深。

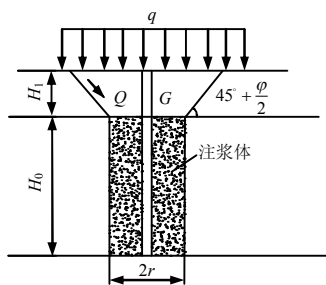


图 11 房屋注浆抬升原理
Fig.11 Theory of building lifting by grouting

2.2.4 房屋的稳定抬升

结合现场监测及以上分析, 房屋的稳定抬升需要以下一些基本前提条件:

(1) 房屋四周的止浆墙。使得浆液能量不至于向地层四周耗散。

(2) 补偿注浆。没有补偿注浆, 隧道开挖后, 地层中是不密实、不断沉降的, 在这样一个松散基础环境中, 实现房屋抬升基本上是不可能的。所以动态跟踪补偿注浆是房屋抬升的前提之一。

(3) 衬砌的封闭。类似于房屋底部地层的止浆墙, 能够提供较大抬升反力; 通过现场监测看出, 由于进度要求, 边抬升、边开挖, 二次衬砌未封闭, 地层底部 (拱顶) 仍在松散沉降。这决定了当前试验楼是不能被抬起的。

(4) 足够的注浆量、注浆压力, 以及合理的注浆孔布置、注浆深度。注浆量由地层充填率、渗透性要求决定; 抬升压力、孔深由式 (10)~式 (12) 确定。现场注浆深度约 3~5 m 较浅, 试验过程中的鼓包、漏浆严重, 甚至试验楼层底板局部抬裂。

(5) 房屋基底的加固。强化房屋结构, 防止局部抬升破坏, 促成房屋均匀抬升。甚至有些软土地基上的房屋, 在注浆、钻孔等扰动作用下产生的沉降大于抬升变形。所以加固、密实基底是有必要的。

(6) 变形的时效性。地层的密实、固结、孔隙水的排出都需要时间, 软土上的房屋很有可能发生短暂抬升、波动式抬升, 控制固结沉降, 增强地层

的密实度、固结度是个流变力学过程。所以, 房屋抬升的多点、多次、反复抬升是必须的。

做好以上各方面的工作, 注浆房屋稳定抬升是可以实现的。

3 房屋注浆抬升量预测

城市隧道下穿时, 地表房屋抬升量的预测是一项很有意义的研究课题。当房屋总体沉降量或不均匀沉降超限以后, 相应的房屋抬升目标就明确了:

①预期的房屋抬升量应大于超限部分变形量; ②抬升范围应接近房屋基础沉降的超限区域。

只要房屋抬升量、抬升目标区域被确定, 就可以对抬升注浆工艺、注浆参数进行设计。

毫无疑问, 确立注浆参数、围岩力学参数与预期抬升量之间的相互关系, 是注浆抬升方案设计的理论依据。

尽管工程中多采用经验设计、类比设计、近似解析计算等方法, 但如果需要深入了解抬升注浆与围岩的相互作用关系来预测房屋抬升量, 采用数值方法是必要的、有效的。

3.1 房屋抬升的模拟方法

把注浆压力作为力边界加在土体上, 可以近似地模拟房屋抬升变形的情况。注浆边界上、房屋基础与土体之间都采用接触单元来模拟可能的地层松散、离层; 模型 1 是简单地将房屋以附加应力的形式加在地表。模型 2 是将整个房屋概化为一个相对刚性板, 覆盖在地层上。(浅基础) 如图 12 所示。模型的计算参数见表 1。

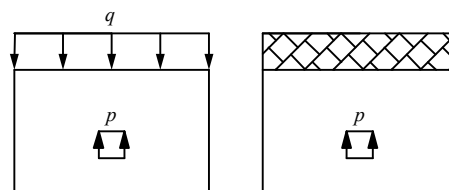


图 12 两种计算模型
Fig.12 Two calculation models

表 1 计算参数
Table 1 Calculation parameters

材料	弹性模量 /MPa	泊松比	折算重度 /(t/m ³)	摩擦角 /(°)	黏聚力 /kPa
地层	40, 150	0.3	2.1	35	80
房屋	10×10^3	0.2	10.0	60	1 000

抬升量计算结果如图 13~16 所示。

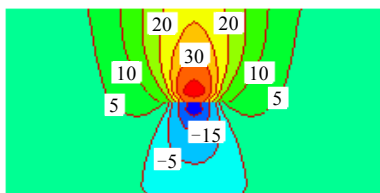
图 13 抬升计算结果 (模型 1, $E=40$ MPa)

Fig.13 Calculation results of lifting

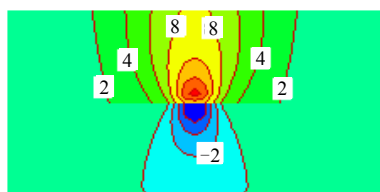
图 14 抬升计算结果 (模型 1, $E=150$ MPa)

Fig.14 Calculation results of lifting

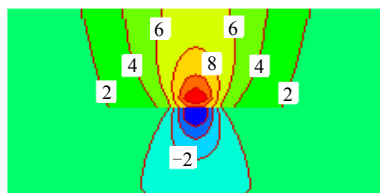
图 15 房屋抬升计算结果 (模型 2, $E=150$ MPa)

Fig.15 Calculation results of house lifting

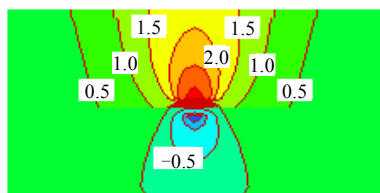
图 16 房屋抬升稳定变形 (模型 2, $E=150$ MPa)

Fig.16 Stable deformation of house lifting

3.2 数值模拟结果分析

针对 2 种模型, 分别取不同的地层弹性模量 (40、150 MPa), 注浆压力取 0.7 MPa, 注浆范围取 4 m, 设定 3 次反复抬升、卸压。计算结果见表 2。

表 2 计算结果

Table 2 Numerical calculation results

模型	地层弹性模量 / MPa	过程	抬升量 / mm		
			1.0	2	3
1	40	抬升	23.3	23.8	24.1
		结束	4.7	7.8	10.1
	150	抬升	8.3	8.4	8.5
		结束	1.4	2.1	2.6
	40	抬升	17.3	17.5	17.6
		结束	3.4	5.3	6.8
2	150	抬升	6.7	6.8	6.9
		结束	0.9	1.5	1.9

(1) 考虑房屋基础后, 同等注浆条件下, 抬升量更小, 更均匀, 范围较广, 表明房屋基础强度、刚度大, 总体是有利于抬升; 只考虑房屋等效附加应力时, 地表抬升大, 且局部较集中。计算结果反应, 地表抬升与房屋抬升是有差别的。

(2) 软弱地层容易劈裂、抬升, 同时抬升量、抬升消散量都较大。较硬的地层, 难以抬升, 但抬升量、抬升消散都相对较小。说明地层压缩性等对房屋抬升的实现有重要的影响。

(3) 强风化花岗岩地层中, 房屋抬升基本模式是: 注浆劈裂、抬升-部分消散-稳定抬升累积-再反复劈裂、抬升。这与现场房屋波动式变形是吻合的。现场由于开挖、抬升并行造成了房屋最终是累积沉降而不是抬升。但注浆前后短期的抬升依然效果明显。

(4) 反复抬升后, 注浆时的抬升量基本不变, 但注浆结束卸压后, 最终总体抬升量是累积越来越大的。显然, 一次性抬升量太大是危险的, 且不稳定。多次、反复抬升后, 固结变形、塑性变形逐渐累积形成稳定的房屋抬升。维持每次房屋稳定抬升 2~3 mm, 其最终累积抬升的效果是相当可观的, 且房屋结构安全、抬升稳定有效。

(5) 对比现场试验, 房屋抬升压力在 1.5~2.0 MPa 时, 地层劈裂明显, 抬升过于激烈, 试验楼大起大落, 楼层开裂加剧 (实测单日房屋最大抬升达到 45 mm); 抬升压力控制在 0.7~1.5 MPa 之间是较为合适的。

采用类似的数值方法, 不仅可以大体预测房屋抬升量, 同时可以模拟控制注浆压力, 使得房屋不至于局部抬裂; 还可以优化注浆孔布置、深度等, 从而获得最经济、最有效的注浆抬升方案。

3.3 房屋抬升模拟存在的问题

尽管采用这种唯象的模拟方法, 能在一定程度上预测抬升量、抬升压力等, 基本可满足工程需要。但抬升注浆本身是个极其复杂的力学、物理化学过程, 其本质上的相关研究仍是远远不够的。

(1) 浆液运动、扩散的微观规律, 以及浆液运动的时效特征, 都缺乏有效的控制方程来模拟。

(2) 从宏观上讲, 土体在浆液作用下的本构关系, 应能体现一种密实、孔隙填充、逐渐强化 (或扰动修复) 过程。这种本构关系的建立还需要作进一步深入的研究^[15-16]。

4 结 语

通过厦门机场路的房屋注浆抬升实践、监测和

相关的分析工作,对城市隧道中的房屋抬升研究及相关的注浆抬升技术探索都是有积极意义的。

(1) 尽管当前的房屋抬升试验仅实现了止沉这一层次,但动态跟踪补偿注浆在预防地层松散沉陷、控制地表建筑物变形方面,还是很有积极意义的。

(2) 严格意义上的房屋抬升是很有挑战性的一项技术。它的必要前提是:止浆墙、衬砌封闭、房屋基础加固和地层的预加固。同时,还需要采取合理的抬升压力、流量、注浆孔布置、孔深等,并进行反复、多点、多泵同时均匀抬升。

(3) 地表抬升与房屋抬升差别是很大的。通常均匀、较大面积、稳定的地表抬升,才能形成安全有效的房屋抬升。单次房屋抬升量控制在 2~3 mm 是比较合适的。

参考文献

- [1] 张顶立. 厦门市机场路一期工程莲前至梧村山段浅埋大跨度隧道穿越复杂建(构)筑物安全风险管理细则[R]. 北京: 北京交通大学, 2006.
- [2] 张顶立. 厦门市机场路一期工程 JC2、JC3 标段试验段专题试验方案大纲[R]. 北京: 北京交通大学, 2007.
- [3] 张晓丽. 注浆抬升既有地铁机制研究[博士学位论文 D]. 北京: 北京交通大学, 2007.
- [4] 沈周. 双线土质隧道穿越既有铁路地段施工技术[J]. 长沙铁道学院院报, 2003, 21(2): 60—64.
SHEN Zhou. Construction technologies of double line soil tunnel going through existing railway territory[J]. **Journal of Changsha Railway Institution**, 2003, 21(2): 60—64.
- [5] 廖少明, 余炎, 彭芳乐. 盾构近距离穿越相邻隧道施工的数值解析[J]. 岩土力学, 2004, 25(增 2): 223—226.
LIAO Shao-ming, YU Yan, PENG Fang-le. Numerical analysis of shield tunneling construction through adjacent objects[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(Supp. 2): 223—226.
- [6] 孔祥鹏, 刘国彬, 廖少明. 明珠线二期上海体育馆地铁车站穿越施工对地铁一号线车站的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(3): 70—72.
KONG Xiang-peng, LIU Guo-bin, LIAO Shao-ming. Influence of construction of Shanghai Stadium Transverse Station of Pearl Line phase II on station of metro line No.1[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1997, 16(3): 70—72.
- [7] 吴顺川, 金爱兵, 高永涛. 袖阀管注浆技术改性土体研究及效果评价[J]. 岩土力学, 2007, 28(7): 1353—1358.
WU Shun-chuan, JIN Ai-bing, GAO Yong-tao. Studies of sleeve-valve-pipe grouting technique and its effect on soil reinforcement[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(7): 1353—1358.
- [8] WARNER J. Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock, and Structures[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2004.
- [9] LOMBARDI G. The role of the cohesion on cement grouting of rock[C]//Proceedings of the 15th Congress on Large Dams, [S. l.]: [s. n.], 1985, 235—261.
- [10] 王杰, 杜嘉鸿. 岩土注浆技术的理论探讨[J]. 长江科学院院报, 2000, 17(6): 82—86.
WANG Jie, DU Jia-hong. Theoretical exploration on grouting technology[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2000, 17(6): 82—86.
- [11] 顿志林. 弹性力学及其在岩土工程中的应用[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2003.
- [12] 蒋楚生, 周德培. 二次劈裂注浆锚索承载力的计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(14): 2414—2419.
JIANG Chu-sheng, ZHOU De-pe. Calculation method of anti-pulling capacity of anchor cables with secondary splitting grouting[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(14): 2414—2419.
- [13] 王梦恕. 地下工程浅埋暗挖技术通论[M]. 合肥: 安徽教育出版社, 2004.
- [14] 张顶立, 黄俊. 地铁隧道施工拱顶下沉值的分析与预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(10): 1703—1707.
ZHANG Ding-li, HUANG Jun. Analysis and prediction of vault crown settlement in metro tunneling at shallow depth[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(10): 1703—1707.
- [15] DESAI C S, WANG Z C. Disturbed state model for porous saturated materials[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2003, 3(2): 260—265.
- [16] 熊传祥, 龚晓南. 一种改进的软土结构性弹塑性损伤模型[J]. 岩土力学, 2006, 27(3): 395—397.
XIONG Chuan-xiang, GONG Xiao-nan. An updated elastoplastic damage model for structural soft-clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(3): 395—397.