

复杂结构形式隧道的围岩位移监测分析

覃卫民¹, 李 祺², 任伟中¹, 梁 超³, 杨 育³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 武汉中科智创岩土技术有限公司, 湖北 武汉 430071; 3. 厦门路桥建设集团有限公司, 福建 厦门 361026)

摘要: 厦门市梧村隧道为双向六车道隧道, 隧道结构形式设计复杂, 分别由双连拱、小净距、初期支护连拱和分离式隧道组成。现场监测工作以隧道拱顶沉降和围岩收敛为主, 结合施工措施和开挖工序进行全面分析。研究成果表明: 三导洞法施工主洞沉降所占比例不到侧导洞沉降的一半, 双连拱隧道结构型式适用于对沉降控制要求较高的隧道工程; CRD1 部开挖产生的拱顶沉降可以超过累计沉降值的 50%; 核心土开挖后布设测点造成的总损失量约占累计沉降值的 37.5%; 采用全断面帷幕注浆措施加固围岩对控制隧道拱顶沉降取得较好的效果; 管棚区域出现较大下沉与管棚工作室的断面稍大以及管棚两端受其自重影响较大有关; 临时支护的拆除对拱顶沉降和围岩收敛的影响较小; 开挖和注浆是引起围岩出现较大收敛变形的主要施工因素, 其中注浆对围岩的收敛位移影响更大; 初期支护连拱隧道右洞开挖对左洞二次衬砌的收敛稳定有一定的影响。

关键词: 隧道工程; 三导洞法; CRD 法; 拱顶沉降; 收敛位移

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)03 - 0549 - 09

MONITORING ANALYSIS OF SURROUNDING ROCK DISPLACEMENT OF COMPLEX STRUCTURE TUNNEL

QIN Weimin¹, LI Qi², REN Weizhong¹, LIANG Chao³, YANG Yu³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Wuhan RSM Intelligence Geotechnique Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430071, China;

3. Xiamen Road and Bridge Construction Group Co., Ltd., Xiamen, Fujian 361026, China)

Abstract: Wucun tunnel is a two-way and six-lane tunnel with complex structure in Xiamen City, which is composed of double-arch tunnel, small-distance tunnel, initially supported multi-arch tunnel and split tunnel. Vault settlement and convergence of surrounding rock are the main in-situ monitoring work, and the monitoring results are comprehensively analyzed combined with the measures and procedures of tunnel excavation. Research results show that vault settlement in main tunnel is less than half of that in guide hole in three-hole method construction area; and it is shown that the double-arch structure is applicable to the tunnel with higher settlement control requirement. Vault settlement derived from CRD1 can exceed half of the total value settlement during the excavation period. If the measuring point is embedded after excavation of core soil, the lost settlement will be approximately 37.5% of the total. Surrounding rock can be reinforced by full-face curtain grouting, which achieves better control in vault settlement than in convergence of surrounding rock. Under the influence of dead weight and larger cross-section of pipe roof chamber, larger vault settlement appears in pipe roof area. The removal of temporary support has less impact on the displacement of surrounding rock. Construction factors such

收稿日期: 2009 - 09 - 04; **修回日期:** 2010 - 11 - 13

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2010CB732101, 2009CB724602)

作者简介: 覃卫民(1973 -), 男, 硕士, 1996年毕业于武汉水利电力大学水利水电建筑工程专业, 现任副研究员, 主要从事岩土工程安全监测、设备研制等方面的研究工作。E-mail: qwm1973@sohu.com

as excavation mainly lead to larger convergence deformation as well as grouting; the latter produces a greater impact. Excavation in right tunnel has a certain impact on secondary lining in left tunnel.

Key words: tunnelling engineering; three-hole method; cross diaphragm(CRD) method; vault settlement; convergence displacement

1 引言

厦门市成功大道梧村隧道为双向六车道隧道，其中暗挖隧道长 650 m，由三导洞双连拱隧道、小净距隧道、初期支护连拱隧道和分离式隧道组成。该暗挖隧道单洞开挖跨度 16.52 m，连拱隧道开挖跨度为 33.56 m，以浅埋、大跨型式下穿人口密集、工业及民用建筑林立的浦南工业区段，隧道施工影响着 67 栋楼房和大量管线，这在国内极为罕见。

隧道沿线埋深由 8.9 米逐渐增大至 42.0 m，地质条件复杂，洞身段围岩以残积亚黏土、全/强风化正长岩和花岗岩为主，地基土容许承载力为 300 kPa

左右，压缩性为中等偏低，围岩水稳性差，容易产生渗透变形破坏。隧道沿线地下水埋深约为 2~4 m，隧道洞身沿线 V, VI 级围岩占约 50%，为富水全风化花岗岩^[1]。图 1 为梧村隧道工程地质纵断面图(图中数字表示房屋编号)。

根据隧道洞身围岩等级，确定施工开挖方式^[2]为：(1) II, III 级围岩采用台阶法，IV 级围岩采用 CD 法，II~IV 级围岩均采用爆破开挖方式；(2) V, VI 级围岩开挖采用三导洞法和 CRD 法，以人工辅助小型挖机开挖，保留核心土直至两侧初期支护完成；(3) 隧道开挖左洞超前右洞，在采用 CRD 法施工的小净距及初期支护连拱隧道段左洞二衬要超前右洞靠近中夹岩部分开挖 15 m 以上，左洞二次衬

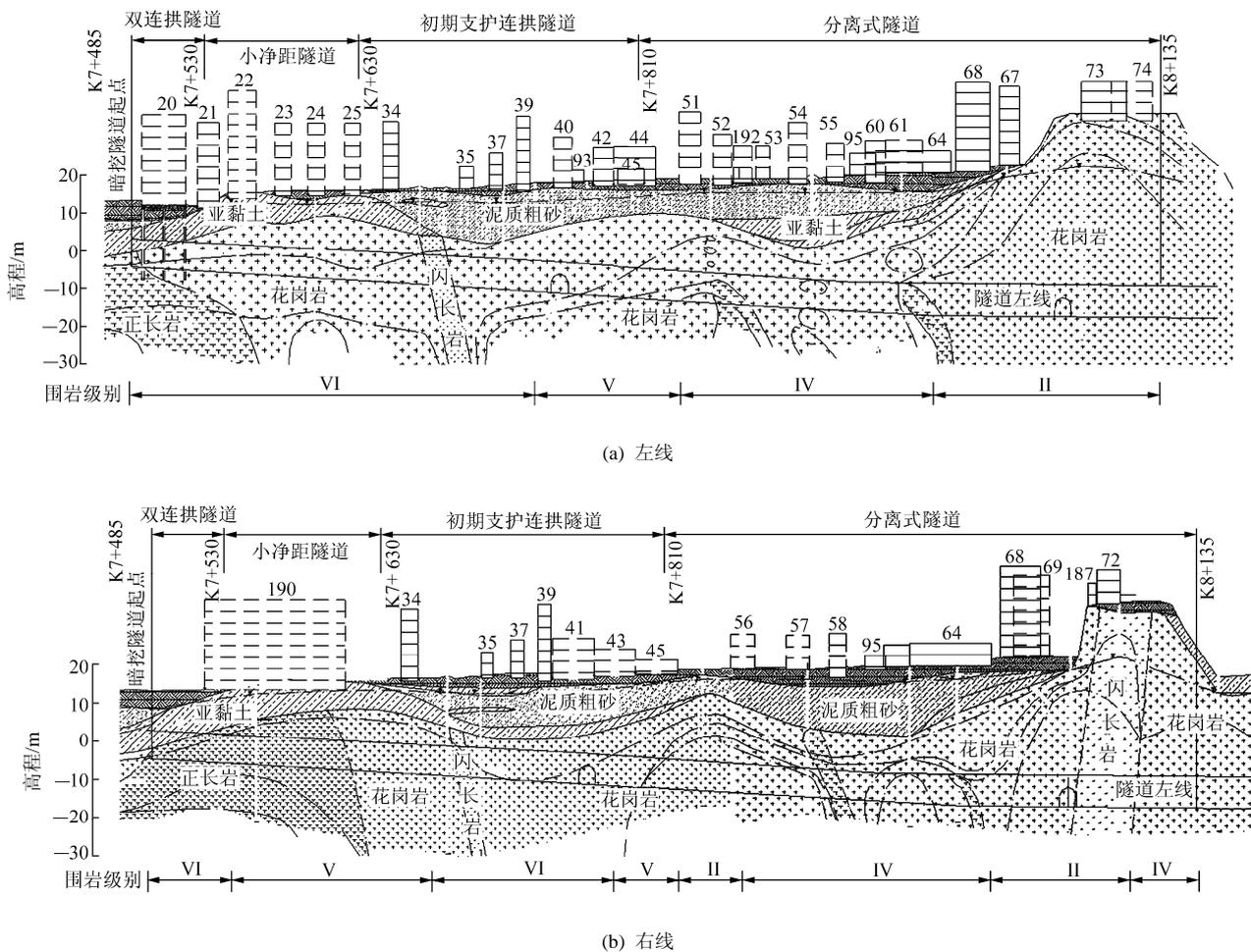


图 1 梧村隧道工程地质纵断面图
Fig.1 Geological profile of Wucun tunnel

砌完成后再开挖右洞⑦, ⑧部。

由于隧道洞身地质条件差, 在 V, VI 级围岩隧道开挖上台阶时保留了核心土, 开挖进尺为 0.6 m/循环(拱架的间距); 下台阶中间留土柱, 左右交替开挖, 开挖进尺最大 1.2 m/循环(2 榀拱架的距离), 土柱在作仰拱时挖除, 并及时喷混凝土封闭岩面, 减少围岩暴露时间。

在下穿重要建筑物的区域采用 CRD 法施工, 为防止隧道坍塌, 设计上采取了预注浆、预支护等超前预加固措施(见图 2), 同时加强初期支护以保证隧道的安全。

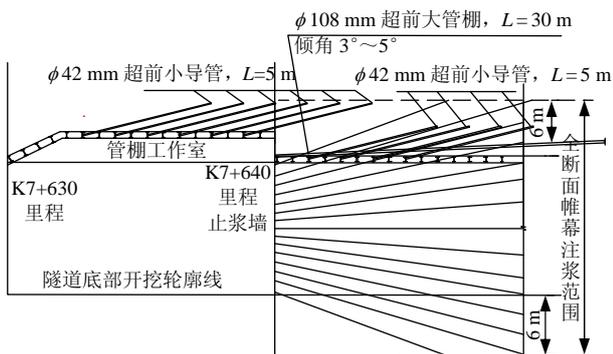
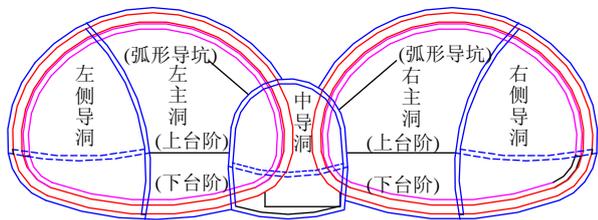


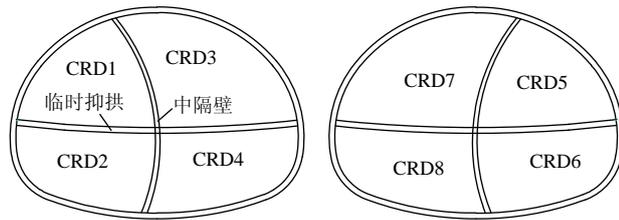
图 2 超前预加固措施纵剖面示意图

Fig.2 Longitudinal profile of advance pre-reinforcement measures

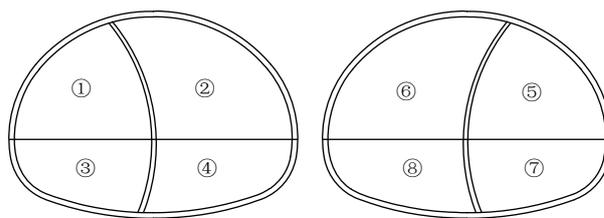
超前预注浆措施为全断面帷幕注浆, 每循环纵向加固长度为 30 m, 加固范围为隧道开挖轮廓线外 6 m。超前预支护措施主要有长 30 m 的 $\phi 108$ mm 超前大管棚和 $\phi 42$ mm 超前小导管, 以达到控制拱顶下沉、堵水和超前支护等目的。初期支护措施主要有型钢拱架、锁脚锚管、系统锚管和二层初期支护等。隧道断面开挖施工顺序如图 3 所示。



(a) 三导洞法



(b) CRD 法



(c) CD 法

图 3 施工顺序示意图

Fig.3 Schematic diagram of construction sequence

2 研究方案

当前国内进行的大断面隧道围岩位移研究中, 大都针对施工工序进行监测物理量的分析研究, 如张建国等^[3~5]在厦门海底隧道针对 CRD 法施工中不同施工工序开挖对围岩位移的影响进行了研究, 李二兵等^[6]在九华山隧道针对三导洞法施工中不同施工工序开挖对围岩位移的影响进行了研究, 而结合施工措施进行较为全面的分析研究较少。另外, 张顶立和黄俊^[7]针对城市浅埋地铁隧道提出了拱顶下沉量测中存在的沉降损失问题, 但国内外至今尚未见到关于该问题在现场实践中的探索性报道。

针对以上问题, 在结构形式复杂的梧村隧道围岩位移研究工作中, 有必要结合工程特点和施工措施开展现场监测。监测主要以隧道拱顶沉降和围岩收敛为主, 在重要建筑物区域辅以少量的结构内力监测。在分离式隧道 II 级围岩区域, 分别采用水准仪和收敛计进行拱顶沉降及围岩收敛监测现场作业。在采用三导洞法和 CRD 法施工的区域, 由于施工工序复杂, 现场监测作业受到施工干扰问题突出, 因此基于三维非接触测量原理采用高精度全站仪进行拱顶沉降及围岩收敛监测^[8, 9]。

在国家有关规程要求和其他隧道工程研究成果^[10~15]的基础上, 结合施工措施和开挖工序进行全面分析, 使分析成果能较好的指导后续施工。同时根据监测成果分析监测工作的不足之处, 通过改进工作方法促使监测成果能更好的反映施工实际效果。

3 拱顶沉降分析

3.1 拱顶沉降分布

隧道各洞施工中出现的围岩位移最大值分布图如图 4 所示。

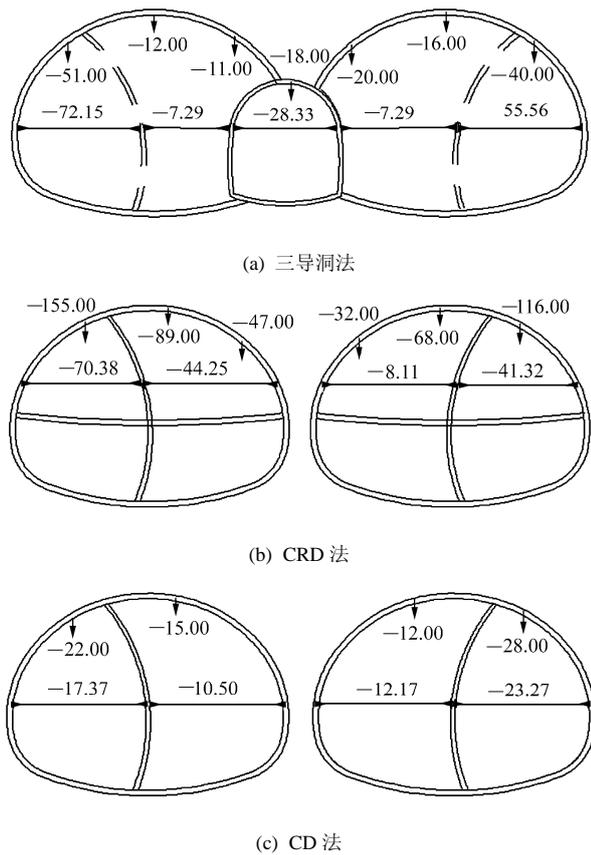


图4 隧道围岩位移最大值分布图(单位: mm)
Fig.4 Maximum displacement of surrounding rock in tunnel(unit: mm)

在三导洞法施工区域,左、右侧导洞开挖产生的拱顶沉降值分别为-51和-40 mm,超过其主洞拱顶沉降值的2倍,也远大于中导洞开挖产生的拱顶沉降值-18 mm。由于主洞开挖产生的拱顶沉降值较小,其所占比例不到侧导洞沉降的1/2,且主洞的沉降值分布较为接近,因此可以考虑将双连拱结构型式用于对沉降控制要求较高的隧道工程。

在CRD法施工区域,CRD1,CRD5等先行洞开挖产生的拱顶沉降值分别为-155和-116 mm,分别远大于CRD3,CRD7等主洞开挖产生的拱顶沉降值。

图5为隧道左侧CRD1,CRD3洞的拱顶沉降纵向分布图。由图5中可以看出:CRD1洞在小净距隧道区域开挖产生的拱顶沉降值为-60 mm左右,最大值出现在K7+542里程,沉降值为-86 mm,初期支护连拱隧道区域开挖产生的拱顶沉降差别较大,最大值出现在K7+645里程,沉降值为-155 mm;CRD3洞在小净距隧道区域开挖产生的拱顶沉降值在-60 mm以内,最大值出现在K7+589里程,沉降值为-59 mm;初期支护连拱隧道区域开挖产

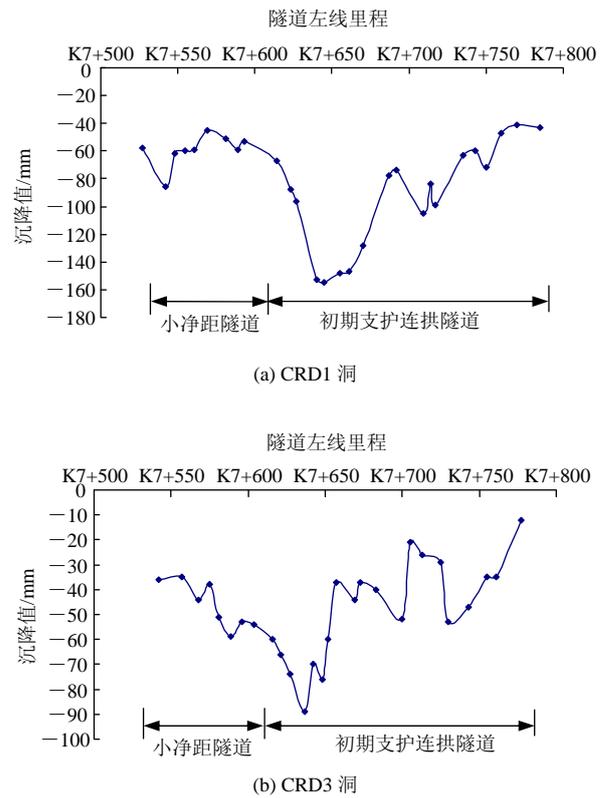


图5 隧道左侧拱顶沉降纵向分布图

Fig.5 Longitudinal curves of vault settlements in left tunnel

生的拱顶沉降差别较大,最大值出现在K7+637里程,沉降值为-89 mm。

图5中,沉降极大值集中在K7+630~670里程区域,这与地质条件、上方建筑及现场施工有关。该区域地质条件较差,隧道洞身围岩为结构松散的砂砾状强风化花岗岩,上部地层为全风化花岗岩、亚黏土和泥质粗砂,围岩薄且等级低;上方建筑为34层,为CRD法施工沿线正上方最高楼房,荷载相应最大;管棚工作室的范围为K7+630~640里程,是在隧道截面正常尺寸外扩80 cm而成,开挖断面的扩大造成初期支护的施做和封闭成环在时间上有所延迟;这些不利因素综合起来,造成该区域的拱顶沉降值远大于其他区域。

由图5还可以看到:在地面荷载和地质条件相近的情况下,沿隧道纵向存在沉降波动的现象。这主要与现场施工有关:(1)由于初期支护的施做和封闭成环的时间存在一些快慢的差别,以及受到附近注浆施工的影响,使得沿隧道纵向出现沉降波动的情况;(2)由于隧道局部区域排水不畅,临时仰拱上部开挖渗水流到下部汇集,而强风化花岗岩遇水极易软化成泥土状,使初期支护钢拱架落脚不稳,从而造成上部区域出现整体沉降。

在采用 CD 法施工的分离式隧道区域, 左右先行洞开挖产生的拱顶沉降值分别为 -22 和 -26 mm, 均大于左右主洞开挖产生的拱顶沉降值。由于隧道身处 IV 和 II 级围岩, 采用爆破施工开挖使监测点遭到破坏, 因此该区域的拱顶沉降监测没能保持良好的延续性。

3.2 沉降的前期损失分析

由于现场监测条件的限制以及与施工的相互干扰, 工作面开挖后的拱顶下沉量测工作一般都处于滞后状态, 现场量测存在一定的沉降损失^[5]。为增强对拱顶沉降前期损失的认识, 在隧道左线 K7+670 里程的 CRD1 洞布设了一个拱顶沉降测点(见图 6), 通过分析该测点的监测成果, 可以预估在相似条件下因监测工作滞后而造成的沉降前期损失。

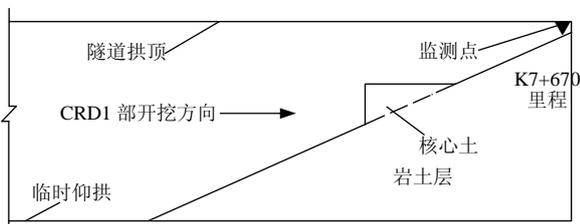


图 6 拱顶沉降测点布设示意图

Fig.6 Measuring point embedded for vault settlement

图 7 为 K7+670 里程测点沉降曲线(CRD1 洞), 从图 7 可以看出, 在 CRD1 洞通过的初期, 测点的沉降速率很大, 随着核心土区域的开挖, 测点的沉降速率最大值为 -15 mm/d, 5 d 的沉降值为 -48 mm; 在 CRD2 洞到达时, CRD1 洞开挖产生的沉降已经达到 -67 mm, 超过累计沉降值 -128 mm 的 50%。结合拱顶沉降监测分析, 若测点布设在核心土开挖之前, 拱顶沉降损失约为 7~8 mm/d; 若测点布设在核心土开挖之后, 拱顶沉降损失最大可以达到 15 mm/d, 总损失量约占累计沉降值的 37.5%;

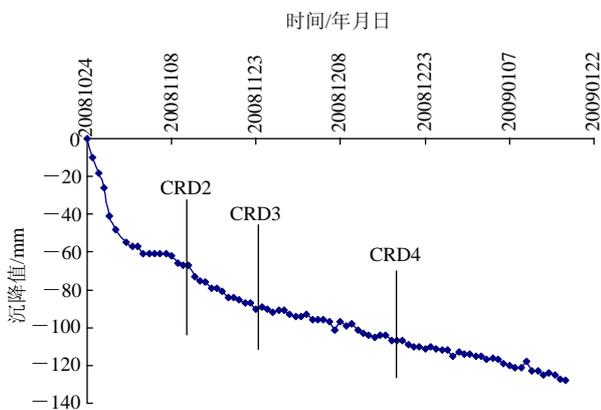


图 7 K7+670 里程测点沉降曲线(CRD1 洞)

Fig.7 Vault settlement-time curve in K7+670(CRD1)

在初期支护完成至二次初期支护完成期间, 拱顶沉降损失为 2~4 mm/d; 二次初期支护完成至其他各洞的临近期间, CRD1 拱顶处于一个缓慢下沉的状态。由此可见, 在拱顶沉降监测中由于测点布设滞后造成的沉降损失不容忽视, 开挖后应尽早布设测点。

3.3 施工影响分析

在拱顶沉降监测中, 实行以沉降累计值和沉降速率为双向控制标准来指导施工, 累计沉降极限定为 -80 mm, 沉降速率极限值定为 -10 mm/d。但在实际施工中多次出现监测值超过报警值的情况, 主要表现如下:

(1) 右洞开挖对左洞的影响

图 8 为左线 K7+542 里程 CRD1 洞测点沉降曲线, 由图 8 可以看出, 在 CRD5 和 CRD3 洞相继通过后, 由于核心土的开挖造成左侧上半洞及右侧 CRD5 洞变形场的叠加, 测点的沉降速率较大, 下沉速率最大值为 -9 mm/d, 最终累计沉降值为 -87 mm。

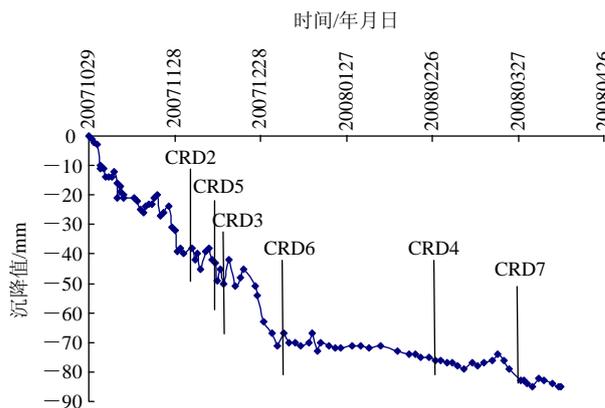


图 8 K7+542 里程测点沉降曲线(CRD1 洞)

Fig.8 Vault settlement curve in K7+542(CRD1)

(2) 洞内注浆的影响

隧道内各洞开挖前均要实施超前小导管预注浆加固掌子面前方围岩, 有时过大的注浆压力也会使初期支护变形, 同时影响附近各洞已开挖区域的拱顶沉降和围岩收敛变形。若隧道上方楼房出现较大沉降而地面却没能提供足够空间实施注浆抬升, 只能在隧道拱顶向上施工 R51 自进式锚杆进行注浆, 以此控制楼房下沉。2008 年 12 月 18 日在 K7+709, K7+717 里程区域出现整体下沉, CRD1 洞相关测点的下沉速率在 12~14 mm/d(见图 9), 结合现场施工情况确认为附近 CRD3 超前小导管预注浆和自进式锚杆抬升注浆共同作用所致。

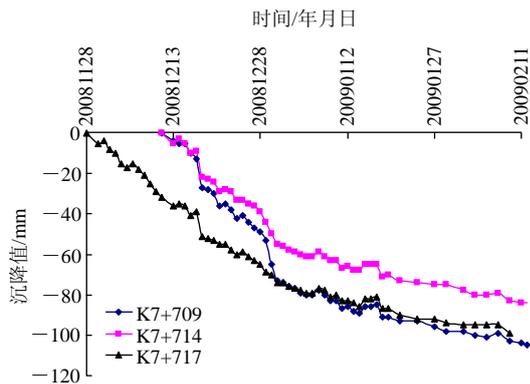


图9 K7+709, K7+714, K7+717 里程沉降曲线(CRD1 洞)
Fig.9 Vault settlement curves of K7+709, K7+714, K7+717 (CRD1)

(3) 全断面帷幕注浆的作用

隧道左洞由 K7+725 里程向小里程方向掘进时, 由于没有采用全断面帷幕注浆加固围岩, 使得 K7+709~717 里程区域 CRD1 洞的拱顶沉降值明显比两端区域要大的情况(见图 5), 沉降值在-84~-105 mm。在吸取左洞施工经验的基础上, 右洞掘进时采用了全断面帷幕注浆措施加固围岩, 取得了较好的效果, 对应 CRD5, CRD7 洞的拱顶沉降值均得到一定程度的减小。

(4) 管棚区域的影响

管棚工作室的范围为 K7+630~640 里程, 是隧道截面正常尺寸外扩 80 cm 而成, 加固范围为 K7+640~670 里程。在隧道开挖过程中, 管棚工作室及其两端的拱顶沉降值较大, 开挖初期中, K7+640, K7+645 及 K7+670 里程测点均出现沉降速率过大的情况(见图 7, 10), 分析认为该区域出现较大沉降的原因除了前面分析的地质、上方建筑、管棚工作室的大断面等因素外, 还与管棚自重影响有关, 管棚两端由于无牢靠搭接可能出现一定下沉, 从而带动管棚整体下沉。

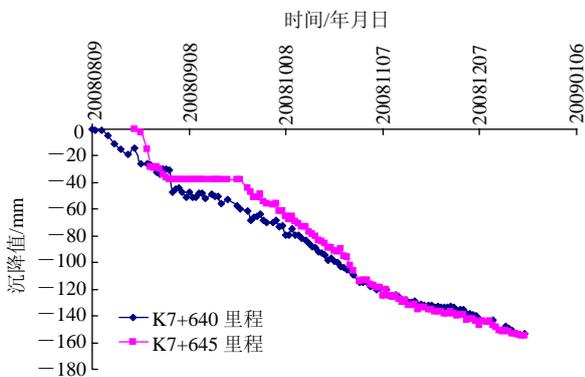


图10 管棚区域测点沉降曲线(CRD1 洞)
Fig.10 Vault settlement curves in pipe roof area(CRD1)

(5) 临时支护的拆除影响

现场就临时支护的拆除对隧道拱顶沉降的影响进行了监测, 监测成果表明: 由于临时仰拱和中隔壁的拆除, 3~8 m 外的 CRD1 和 CRD3 洞测点均有不同程度的下沉, 下沉幅度为 2~7 mm, 10 m 以外的测点几乎不受临时支护拆除影响。

4 收敛位移分析

4.1 围岩收敛分布

隧道各洞施工中出现的围岩收敛最大值如图 4 所示。

在三导洞法施工的双连拱隧道区域, 测点收敛值普遍在-10.00 mm 以内, 最大收敛值为-72.15 mm, 少量测点表现为向外扩张, 最大扩张值为 15.93 mm。

在采用 CRD 法施工的小净距隧道, 较大的收敛值均出现在 CRD1。最大收敛值为-70.38 mm, 位于双连拱隧道向小净距隧道结构转换区域的 K7+532 里程; 少量测点向外扩张, 最大扩张值为 20.21 mm。

初期支护连拱隧道区域测点收敛值普遍在-20.00 mm 以内, 最大收敛值为-55.33 mm, 少量测点表现为向外扩张, 最大扩张值为 33.74 mm, 均位于 CRD1 洞。

分离式隧道区域处于 IV 和 II 级围岩中, II 级围岩段最大收敛值为-6.55 mm; IV 级围岩段测点收敛值普遍在-10.00 mm 以内, 最大收敛值为-23.27 mm, 也有少量测点表现为向外扩张, 最大扩张值为 7.56 mm。

4.2 施工措施

结合隧道施工情况对梧村隧道监测成果进行分析发现, 引起隧道结构出现较大收敛变形的施工措施主要是开挖和注浆。从监测成果看, 掌子面开挖往往发生结构向内收敛并引起附近其他各部向外扩张; 掌子面小导管超前注浆使其他各洞平行区域明显向内收敛, 而使其垂直区域明显向外扩张。

图 11 为三导洞法施工区域左洞 K7+527 里程左导洞收敛曲线。从图 11 中可以看出, 开挖使结构向内收敛, 随着核心土区域的开挖, 收敛速率进一步加大, 2007 年 10 月 14 日的收敛速率达到-11.15 mm/d, 即便是初期支护施做后, 也需要约 15 d 才趋于初步稳定。受 2007 年 11 月 15 日左主洞掌子面注浆的影响, 测点在注浆压力作用下发生明显的向内收敛位移, 收敛速率达到-18.82 mm/d。

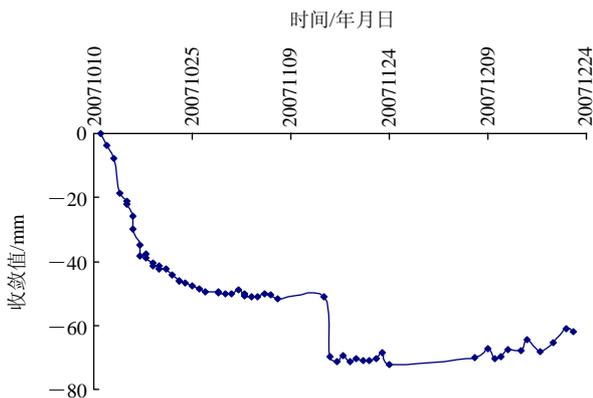
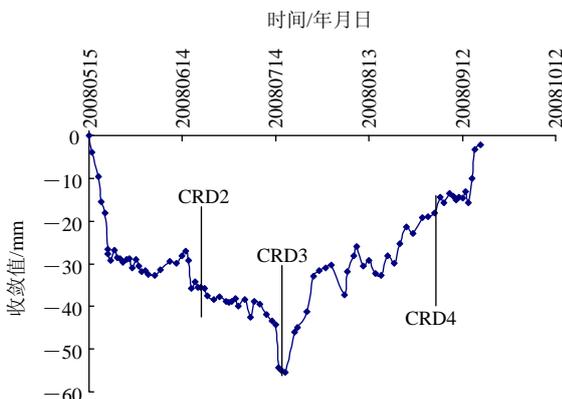


图 11 K7+527 里程左导洞收敛曲线

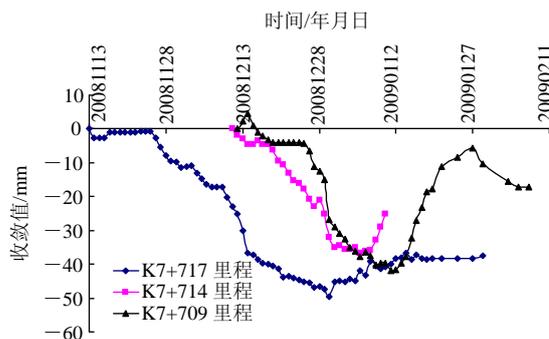
Fig.11 Convergence curve of left guide hole in K7+527

图 12(a)为 CRD 法施工区域左洞 K7+770 里程 CRD1 洞测点收敛曲线图。从图 12(a)中可以看出, 开挖使测点向内收敛, 随核心土的开挖, 收敛速率进一步加大, 2008 年 5 月 21 日的收敛速率达到 -8.37 mm/d ; CRD2 洞小导管预注浆的逐步靠近促使测点向外扩张, 而 CRD2 洞掌子面的开挖临近使测点向内收敛; CRD3 洞小导管预注浆的逐步靠近促使测点向内收敛, 2008 年 7 月 15 日的收敛速率达到 -10.01 mm/d ; CRD3 洞的开挖通过使 CRD1 洞测点开始呈现向外扩张的状态, 最大收敛速率达到 9.40 mm/d ; CRD4 洞的到来以及临时支护的拆除让 K7+770 里程收敛测点继续呈现向外扩张的状态。

就 K7+770 里程 CRD1 测点出现数次收敛速率过大的情况, 分析认为还与不良地质条件有关。该区域为 II 级围岩与 V 级围岩交界处, 拱架连接受围岩软硬交界面影响, 不能及时按设计长度架立, 而等待坚硬岩石爆破耗时较长, 加上未能及时封闭开挖面, 导致该处数次出现围岩收敛速率偏大的情况。



(a) K7+770 里程



(b) K7+709, K7+714, K7+717 里程

图 12 CRD1 洞收敛曲线

Fig.12 Convergence curves of CRD1

在隧道左洞没有采用全断面帷幕注浆加固围岩的 K7+709, K7+714, K7+717 里程区域, CRD1 洞的围岩收敛值明显较大, K7+717 里程出现的最大收敛值为 -49.67 mm (见图 12(b))。图 13 为右洞采用全断面帷幕注浆加固围岩的 K7+708, 722 里程区域 CRD5 洞收敛历时曲线, 出现的最大收敛值为 -40.09 mm 。由此可见全断面帷幕注浆对围岩收敛控制有一定作用, 但效果不是很明显。

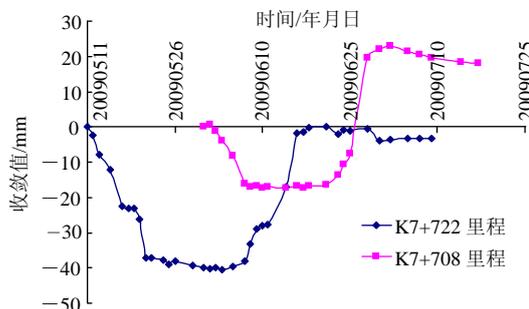


图 13 K7+708, K7+722 里程区域 CRD5 洞收敛历时曲线

Fig.13 Convergence-time curves of K7+708, K7+722 (CRD5)

4.3 收敛断面扩大的监测

随着临时支护的拆除, 在 K7+599~607 里程进行了由小断面转化为大断面的隧道收敛监测。监测成果表明, 大断面的收敛值为 $-4.55 \sim 5.95 \text{ mm}$ (见图 14), 临时支护的拆除对隧道结构收敛影响较小。

4.4 右洞施工对左洞二衬的影响

39#楼是一栋六层框架结构楼房, 属于 CRD 法施工沿线正上方最高楼房, 在下方隧道左洞二次衬砌已经完成而右洞施工尚未到达的情况下, 有必要研究右洞施工通过对左洞二衬收敛的影响, 因此在 39#楼前后左洞 K7+730~760 里程布设了 4 个二次

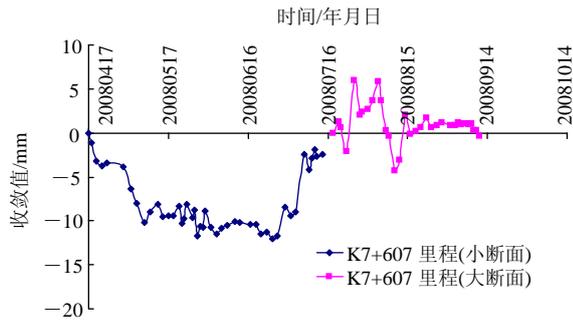


图 14 K7+607 里程小断面转为大断面的收敛 - 时间曲线
Fig.14 Convergence-time curves of small section turned to large section in K7+607

衬砌收敛测点。

从图 15 可以看出, 4 个收敛测点都经历了向外扩张和向内收敛的反复过程, 这与右侧 CRD7, 8 洞在该区域的施工有关。二次衬砌向外扩张是由于右洞开挖卸荷引起, 而右洞进行超前小导管注浆施工导致左洞二次衬砌向内收敛。从监测成果来看, 二次衬砌最终处于向外扩张状态, 最终测值范围为 6.67~13.85 mm, 表明右洞施工对左洞二次衬砌的稳定有一定的影响, 这就要求右洞施工尽早设置临时仰拱, 使支护结构封闭成环。

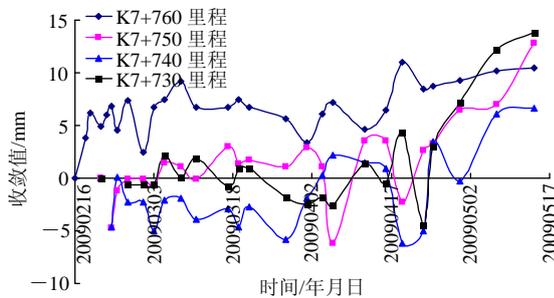


图 15 左洞二次衬砌收敛曲线

Fig.15 Convergence curves of secondary lining in left tunnel

5 结 论

本文结合施工措施开展现场监测工作, 并对隧道施工过程产生的影响进行较为全面的分析, 文中涉及到的如拱顶沉降前期损失、隧道右洞施工对左洞的沉降及收敛影响等研究工作, 是对隧道施工安全性研究的补充, 为以后的隧道工程提供借鉴。梧桐村隧道工程围岩位移监测的研究成果如下:

(1) 在三导洞法施工区域, 主洞沉降所占比例不到侧导洞沉降的一半, 这表明双连拱结构型式适

用于对沉降控制要求较高的隧道工程。

(2) CRD1 洞开挖产生的沉降可以超过累计沉降值的 50%, 且其开挖初期沉降速率 CRD1 洞高达 -15 mm/d, 这要求初期支护结构及时施做并封闭成环, 避免出现过大的沉降速率。

(3) 对拱顶沉降前期损失的研究工作表明, 测点布设滞后造成的沉降损失不容忽视, 核心土开挖后布设测点造成的总损失量约占累计沉降值的 37.5%; 应在核心土区域的开挖之前尽早布设测点, 以避免出现过大的沉降损失而无法掌握隧道施工实际影响程度。

(4) 采用全断面帷幕注浆措施加固围岩对控制隧道拱顶沉降效果较好, 而对控制围岩收敛的效果稍差。

(5) 管棚区域出现较大沉降与管棚工作室的断面稍大以及管棚两端受其自重影响较大有关, 因此在管棚两端区域应适当加强初期支护措施。

(6) 临时支护的拆除对拱顶沉降和围岩收敛的影响较小, 表明初期支护措施是安全的。

(7) 引起围岩出现较大收敛变形的施工措施主要是开挖和注浆, 其中注浆对围岩的收敛位移影响更大, 掌子面小导管超前注浆使其他各洞平行区域明显向内收敛, 而使其垂直区域明显向外扩张, 因此要求注浆压力属于受控状态。

(8) K7+730~760 里程收敛监测成果表明, 在初期支护连拱隧道区域, 右洞施工对左洞二次衬砌的稳定有一定的影响, 二次衬砌向外扩张最大值为 13.85 mm, 这要求右洞施工尽早设置临时仰拱, 使支护结构封闭成环, 以减小对左洞二次衬砌的影响。

参考文献(References):

[1] 中铁大桥勘测设计院有限公司. 厦门市机场路一期工程(莲前一梧桐村隧道段)工程地质勘察报告[R]. 武汉: 中铁大桥勘测设计院有限公司, 2006.(Zhongtie Major Bridge Reconnaissance and Design Institute Co., Ltd.. Geological survey report of Xiamen Airport Road project[R]. Wuhan: China Railway Major Bridge Reconnaissance and Design Institute Co., Ltd., 2006.(in Chinese))

[2] 胡学兵, 马建清, 李 勇, 等. 密集建筑群下城市浅埋大跨隧道设计研究[J]. 公路交通技术, 2007, (增 1): 91 - 95.(HU Xuebing, MA Jianqing, LI Yong, et al. Research on design of shallow underground large span tunnel under concentrated urban architectural complex[J].

- Technology of Highway and Transport, 2007, (Supp.1): 91 - 95.(in Chinese))
- [3] 张建国, 王明年, 刘大刚, 等. 海底隧道浅埋暗挖段 CRD 法不同施工工序比较[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3 639 - 3 645.(ZHANG Jianguo, WANG Mingnian, LIU Dagang, et al. Comparison of different working procedures by CRD method for shallow-buried subsea tunnel excavation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.2): 3 639 - 3 645.(in Chinese))
- [4] 张建斌. 厦门翔安海底隧道陆域段 CRD 法位移监测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3 653 - 3 658.(ZHANG Jianbin. Displacement monitoring analysis of Xiamen Xiang'an subsea tunnel in landside section constructed with CRD method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.2): 3 653 - 3 658.(in Chinese))
- [5] 黄明琦, 付贤伦, 李云超. 大断面海底隧道软弱地层 CRD 法施工稳定性控制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3 805 - 3 809.(HUANG Mingqi, FU Xianlun, LI Yunchao. Study of stability control of large-section subsea tunnel in weak strata by CRD construction method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.2): 3 805 - 3 809.(in Chinese))
- [6] 李二兵, 王 楠, 王 源, 等. 城市复杂条件下浅埋大跨双连拱隧道施工变形监测与控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(4): 833 - 839.(LI Erbing, WANG Di, WANG Yuan, et al. Monitoring and control of construction deformation of urban shallow-buried large-span double-arch tunnel under complex condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(4): 833 - 839.(in Chinese))
- [7] 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): 1 703 - 1 707.(ZHANG Dingli, HUANG Jun. Analysis and prediction of vault crown settlement in metro tunnelling at shallow depth[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(10): 1 703 - 1 707.(in Chinese))
- [8] 覃卫民, 孙 役, 陈润发, 等. 全站仪和滑动测微计在水布垭地下厂房监测中的应用[J]. 岩土力学, 2008, 29(2): 557 - 561.(QIN Weimin, SUN Yi, CHEN Runfa, et al. Application of total station instrument and sliding micrometer to monitoring Shuibuya underground powerhouse[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(2): 557 - 561.(in Chinese))
- [9] 王 浩, 葛修润, 宋 罡, 等. 全站仪在隧道开挖施工三维变形监测中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(增): 1 217 - 1 219.(WANG Hao, GE Xiurun, SONG Gang, et al. Application of total station 3D deformation monitoring in tunnel excavation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(Supp.): 1 217 - 1 219.(in Chinese))
- [10] 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.(WANG Mengshu. Technology of shallow tunnel excavation[M]. Hefei: Anhui Education Press, 2004.(in Chinese))
- [11] 二滩水电开发有限责任公司. 岩土工程安全监测手册[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.(Ertan Hydropower Development Co., Ltd.. Security monitoring manual for geotechnical engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 1999.(in Chinese))
- [12] 中华人民共和国行业标准编写组. TB10121 - 2007/J721 - 2007 铁路隧道监控量测技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. TB10121 - 2007/J721 - 2007 Technical code for monitoring measurement of railway tunnel[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007.(in Chinese))
- [13] 张顶立. 海底隧道不良地质体及结构界面的变形控制技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(11): 2 161 - 2 169.(ZHANG Dingli. Deformation control techniques of unfavorable geologic bodies and discontinuous surfaces in subsea tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(11): 2 161 - 2 169.(in Chinese))
- [14] 袁 勇, 王胜辉, 杜国平, 等. 双连拱隧道支护体系现场监测试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3): 480 - 484.(YUAN Yong, WANG Shenghui, DU Guoping, et al. In-situ testing study of lining system of double-arched tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(3): 480 - 484.(in Chinese))
- [15] 刘泉声, 白山云, 肖春喜, 等. 基于现场监控量测的龙潭隧道施工期围岩稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(10): 1 982 - 1 990.(LIU Quansheng, BAI Shanyun, XIAO Chunxi, et al. Study of surrounding rock stability of Longtan tunnel based on in-situ monitoring measurements[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 1 982 - 1 990.(in Chinese))