

软弱破碎隧道围岩开挖面稳定性的拟三维模型试验研究

徐前卫^{1,2}, 马 静³, 朱合华², 丁文其², 金方方³, 明 娟³

(1. 同济大学城市轨道交通与铁道工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 上海理工大学土木工程系, 上海 200093)

摘 要: 在软弱破碎围岩中进行隧道开挖, 往往因岩体应力过大或围岩过分变形而导致开挖面失稳破坏, 并引发隧道塌方事故。本文以IV类破碎围岩为参照对象, 首先将其等效为单一均质地层, 随后利用相似模型材料对隧道地层进行模拟, 并在不同加载模式下再现隧道开挖, 研究了开挖面的破坏模式及其渐进破坏特征。结果表明, 在缓慢加载模式下, 开挖面呈穹顶式塌方, 而在快速加载模式下, 开挖面呈通天型塌方; 隧道开挖后的初期, 开挖面上部范围岩体的侧向位移较大, 而在后期底部岩体侧向位移迅速增大, 并最终形成自下而上的破坏面; 隧道开挖后, 开挖面前方岩体水平向应力增量最大值位于开挖面上部但靠近隧道中线的位置, 而竖向应力增量最大值则始终位于开挖面轮廓的顶部。
关键词: 软弱破碎岩体; 隧道开挖面; 渐进性破坏; 模型试验

中图分类号: U451.2 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2011)S1-0465-06

作者简介: 徐前卫(1973-), 男, 安徽巢湖人, 工学博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事隧道及地下结构工程领域的教学与研究工作。E-mail: xuqwtju@126.com。

Pseudo-three-dimensional experimental study on tunnel face stability in weak and fractured rock mass

XU Qian-wei^{1,2}, MA Jing³, ZHU He-hua², DING Wen-qi², JIN Fang-fang³, MING Juan³

(1. Urban Rail Transit and Railway Engineering Department, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Civil Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China)

Abstract: Tunnelling in weak and fractured rock mass will inevitably induce excessive stress or deformation of surrounding rock, which results in tunnel face collapse accidents. In order to understand the failure modes and progressive failure characteristics, the weak and fractured rock mass of grade IV according to Chinese codes is taken as the reference prototype. This rock mass is firstly equivalent for isotropic continual stratum, and then modeled by similar materials. Subsequently, model tests are carried out to simulate tunnel excavation under different loading modes. The test results show that, the tunnel face collapses in dome-style in the slow loading mode, while in the fast loading mode, it collapses in chimney shape and reaches ground surface. In the initial stage after excavation, the lateral displacement at the upside of tunnel face is relatively large; with the increase of overlying loads, the lateral displacement at the downside of tunnel face grows drastically and forms the final failure face from bottom to top. After tunnel excavation, the position of the maximal horizontal stress increment locates at the upside of tunnel face near the line center, but the location of maximal vertical stress increment lies in the top of tunnel face profile.

Key words: weak and fractured rock mass; tunnel excavation face; progressive failure; model test

0 引 言

随着我国经济和社会的发展, 在山区修建公路、铁路隧道的工程案例越来越多。由于天然岩体中存在大量的软弱结构面, 在这些碎裂岩体中开挖隧洞, 将不可避免地引起岩体内部的应力调整和位移变化, 往往因超过围岩强度或围岩过分变形而导致开挖面失稳

破坏, 由此引发隧道塌方事故。例如: 京珠高速公路靠椅山隧道发生的“通天”塌方, 地表出现一个长 71 m、宽 51 m、深 21 m 的大坑, 塌方量约 20000 多 m³, 在隧道内形成长达 188 m 的塌体, 其中约有 60 余 m

全被塌体阻塞, 并有 22 人被堵在洞内, 隧道被迫停工^[1]; 紫坪铺导流洞施工中掌子面推进至桩号 0+560.0 附近时发生塌方, 塌方使掌子面右上方形成高 3 m 的空区^[2]。由此可见, 在各类隧道的施工过程中, 如何确定隧道开挖的影响范围和掌子面潜在滑动面, 对于正确认识隧道围岩的稳定性, 进而采取合理有效的加固防护措施也是非常重要的。目前, 这方面的研究主要以经验判断或现场测试为主, 辅之以数值模拟。但是, 前者需要具有很强的主观判断能力, 后者对于确定隧道开挖后的应力场和位移场以及围岩的塑性区范围较为有用, 而对于隧道围岩的渐进破坏过程和开挖面最终破坏形态则很难准确模拟。因此, 利用相似模型材料模拟隧道地层和再现隧道开挖, 对于分析和解决隧道开挖面围岩稳定性分析和松动破坏模式等问题是一种行之有效的办法。例如: Mashimo and Suzuki (1998)^[3]开展了砂土地层中的离心试验研究, 并提出了一种评价隧道开挖面稳定性的新方法; Al Hallak (2000)^[4]利用干砂进行了离心模型试验, 证实了锚杆可有效提高开挖面稳定性, 并且锚杆密度和长度有着重要的影响; Kamata and Mashimo (2003)^[5]利用离心模型试验和数值模拟分别研究了超前垂直加固和超前支护对开挖面稳定性的影响; Seo et al. (2006) 利用室内模型试验研究了锚杆加固隧道开挖面的变形特性。

尽管上述研究者对隧道开挖面的破坏性状及其稳定性研究方面已取得了大量的成果, 但由于岩土工程问题的复杂性, 这方面的问题还有待继续深入研究。本文主要针对软弱破碎岩体开展了室内拟三维相似模型试验, 研究了开挖面渐进破坏特征及其破坏模式。研究结果将可为碎裂岩体中隧道围岩稳定性评价和加固设计提供必要的借鉴和指导, 从而有助于提高工程岩体的自稳能力。

1 模型试验设计

1.1 相似原理及模型材料的选用

相似材料模拟试验是根据相似理论, 通过对模型的变形、位移、破坏等行为的观测, 分析和解决现场实际问题的一种有效方法。对于岩体类材料的模型试验来说, 应该属于地质力学模型试验的一种, 因此, 模型的几何尺寸、边界条件及作用荷载、模拟岩体的模型材料的重度、强度及变形特性等方面均须满足地质力学模型试验的相似性要求。

根据现有的试验条件, 本次试验最终确定的相似比如下: 几何相似比 $C_l=50$; 重度相似比 $C_\gamma=1$; 泊松比相似比 $C_\mu=1$; 应变相似比 $C_\epsilon=1$; 摩擦角相似比

$C_\phi=1$; 应力及弹性模量相似比 $C_\sigma=C_E=50$ 。模型的相似比例选定后, 则必须要找到合适的模型材料, 使其具有适宜的强度和变形要求。本次试验主要是针对 IV 类围岩开展研究, 因此, 其对应的岩体力学参数可根据《公路隧道设计规程》, 参照表 1 选取。在经历数百次的反复试验后, 最终确定以重晶石粉、砂、石膏、水等数种材料按照一定的配比拌合, 再将其按照一定的密实度压实后, 便可得到符合表 1 力学参数要求的模型地层。

表 1 IV 类围岩物理力学性质指标

Table 1 Mechanical parameters of prototype rock mass					
IV 类围岩	重度 $\gamma/(\text{kN m}^{-3})$	弹模 E/GPa	泊松比 μ	黏聚力 c/MPa	摩擦角 $\phi/(\text{ }^\circ)$
原型	20~23	1.3~6	0.3~0.35	0.2~0.7	27~39
模型	20~23	0.026~0.12	0.3~0.35	0.004~0.014	27~39

1.2 试验模型及土箱

如图 1 所示, 为了研究 IV 类围岩隧道开挖面在上覆岩体应力作用下的破坏情况, 故在岩体表面均匀地堆放砝码, 采取分级加载、超载加压的形式来研究开挖面的破坏模式。

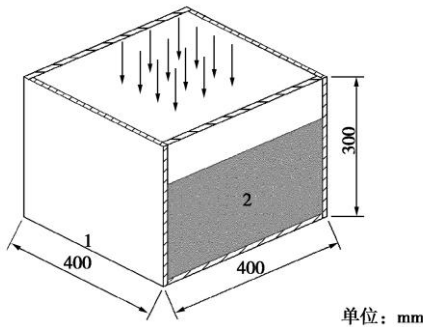


图 1 模型箱加工图

Fig. 1 Sketch drawing of model test box

为了模拟隧道开挖面的破坏情况, 特制作了如图 1 所示的铁箱。箱体尺寸 400 mm×400 mm×300 mm, 除顶部敞口外, 其余各面均固定。其中, 箱体侧面 1 采用有机玻璃, 以便观察土体内部的位移变化情况, 侧面 2 可拆卸, 用来模拟开挖后开挖面的破坏和塌方情况。为了减少模型地层和箱壁的摩擦阻力, 在箱体的内壁上涂上一层润滑油脂。

1.3 试验量测项目

(1) 位移量测

如图 2 和 3 所示, 为了量测地表变形, 在距箱边 5 cm 处布置 1 个位移计; 同时为了量测直立边墙的侧向变形, 也布置了 2 个位移计, 分别距离箱底 10 cm、20 cm。

(2) 岩体内部应力量测

如图 2, 4 所示, 为了量测直立边墙开挖过程中岩体内部的应力变化情况, 故在铁箱中不同部位分别布

置压力传感器,用以量测竖向和水平向应力的变化情况。其中 C040、C042、C044、C046、C048 用来量测水平向应力变化值,而 C041、C043、C045、C047、C049 用来量测竖向应力变化值。

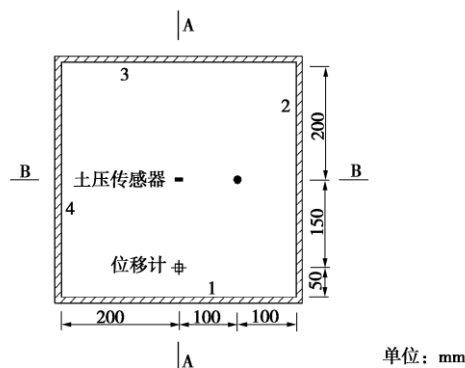


图 2 位移及岩体应力量测布置平面图
Fig. 2 Measurement layout of displacement and stress

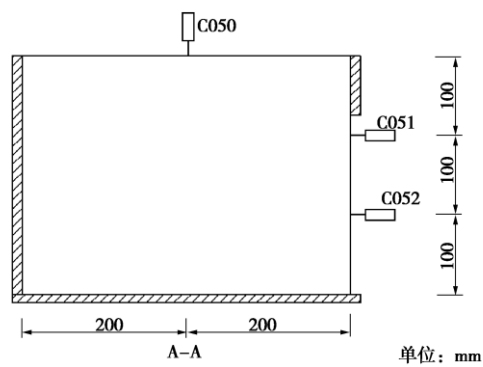


图 3 位移量测布置立面图
Fig. 3 Elevation view of displacement measurement

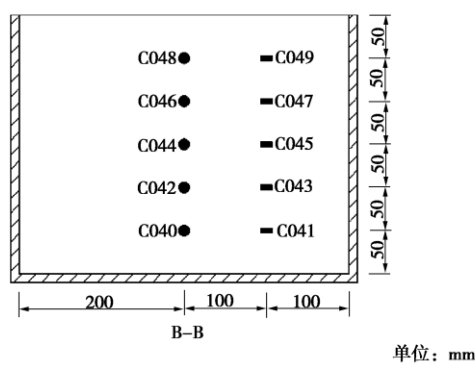


图 4 岩体应力量测布置立面图
Fig. 4 Elevation view of rock stress measurement

1.4 试验内容

本次试验共进行了两组超载加压试验,即工况 1 是缓慢加载模式,工况 2 则是快速加载模式。通过改变上覆荷载的大小,研究隧道开挖面的不同破坏模式及其破坏性状。

2 试验结果分析

2.1 加载及破坏情况

工况 1: 如图 5 所示,当侧立面 2 挡板拆除后,随着上覆荷载的逐渐增加,开挖面上部首先出现小角度向下斜切的微裂缝①;随后,在上部但靠近两侧的位置出现斜裂纹②和③;当荷载增大到 1122 N 时,开挖面底部出现局部塌落区④;当上覆荷载继续增大到 1173 N 时,破坏始于直立边墙的底部,并自箱底向上形成滑动面迅速破坏,最终形成如图 6 所示的穹顶式破坏形状,在地表出现裂缝⑤;最终破坏的照片如图 7 所示。

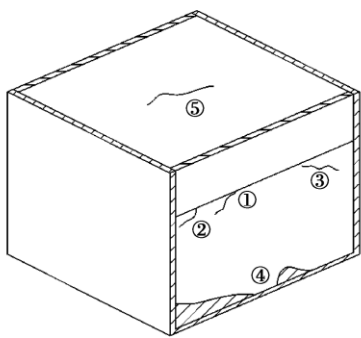


图 5 开挖面渐进破坏过程(工况 1)
Fig. 5 Progressive failure process of excavation face in Case 1

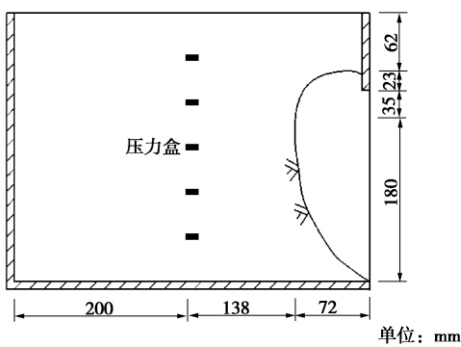


图 6 开挖面最终破坏形状素描图
Fig. 6 Sketch of final failure shape of excavation face

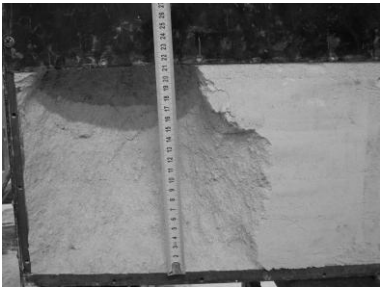


图 7 开挖面最终破坏时照片(工况 1)
Fig. 7 Photo of final failure shape of excavation face in Case 1

工况 2: 如图 8 所示,当侧立面 2 挡板拆除后,随着上覆荷载的逐渐增加,开挖面上部首先出现小角度向下斜切的微裂缝①;当上覆荷载继续增大时,在开挖面底部出现很小的局部塌落区②;当荷载增大到

1479 N 时, 开挖面上瞬间出现断续裂缝③和④, 并迅速跨落形成通向地表的滑动面, 最终形成如图 9 所示的破坏形状, 对应的照片如图 10 所示。

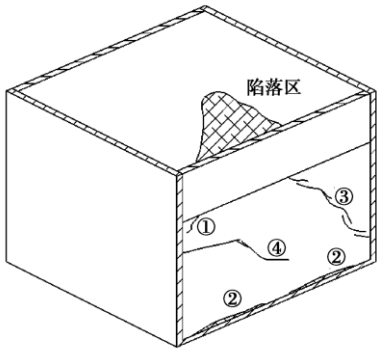


图 8 开挖面渐进破坏过程 (工况 2)

Fig. 8 Progressive failure process of excavation face in Case 2

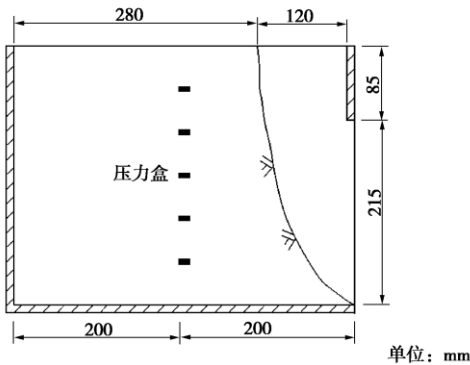


图 9 开挖面最终破坏形状素描图

Fig. 9 Sketch of final failure shape of excavation face



图 10 开挖面最终破坏时照片 (工况 2)

Fig. 10 Photo of final failure shape of excavation face in Case 2

2.2 岩体表面位移变化情况

工况 1: 由图 11 可以看出, 随着上覆荷载的增加, 地表位移测点 C050 一直呈下降趋势, 而侧墙水平位移 C051、C052 却逐渐增大, 其中以靠近上部的 C051 处较大; 当荷载增加至 500 N 之后, 各点的变形开始比较明显, 而在荷载达到 1000 N 后, 地表沉降和侧墙水平位移均愈加剧烈, 并在即将破坏时急剧增加; 当荷载达到 1122 N 后, 靠近底部的 C052 侧向位移几乎与 C051 相同, 表明此时开挖面岩体中的滑动面已经

贯通。

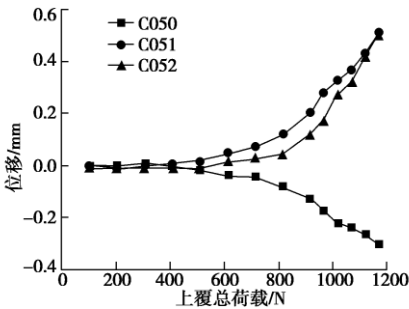


图 11 岩体位移变化情况 (工况 1)

Fig. 11 Displacement variation of rock mass in Case 1

工况 2: 由图 12 可以看出, 当上覆荷载达到 500 N 之后, 地表和侧墙的变形开始比较明显; 当荷载增加至 900 N 后, 地表沉降和侧墙水平位移均愈加剧烈; 当荷载达到 1428 N 后, 变形急剧增加, 且靠近底部的 C052 位移超过 C051 的位移, 直至破坏。

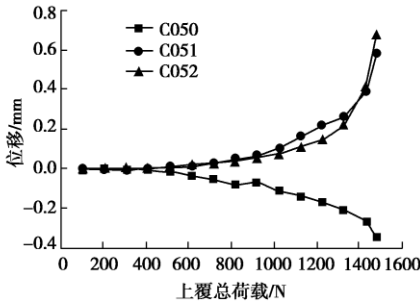


图 12 岩体位移变化情况 (工况 2)

Fig. 12 Displacement variation of rock mass in Case 2

2.3 岩体内部应力变化情况

(1) 水平向应力变化

工况 1: 图 13 为试验过程中岩体内部各点处水平向应力增量随时间的变化情况。可以看出: 在上覆荷载达到 610 N 之前, 各点处的水平向应力均是增加的, 且增加幅度差别不大; 当上覆荷载增加至 610 N 后, -50 mm 处的水平向应力便开始下降, 这表明开挖面顶部的前方岩体向开挖面内变形, 导致此处应力降低; 当上覆荷载继续增加至 1173 N 后并维持不变, -100 mm 处水平向应力迅速下降, -250 mm 处应力缓慢下降, 而 -150 mm、-200 mm 处的应力仍持续上升, 直至最终破坏。

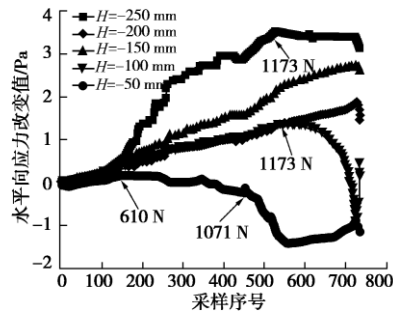


图 13 加载过程中水平向应力变化情况 (工况 1)

Fig. 13 Variation of horizontal stress in Case 1

图 14 为开挖面前方岩体内不同深度处的水平向应力增量变化情况。可以看出：在加载的初期，对应于开挖面上部的-150 mm 处水平向应力增量最大；当上覆荷载达到 610 N 之后，位于-50 mm 处的水平向应力则逐渐减小，而对应于开挖面下部的-250 mm 处的水平向应力增幅逐步增大，且在开挖面破坏前增幅一直最大。这表明，在隧道开挖后，位于开挖面前方岩体内部的主应力发生旋转，形成施工扰动区，并且应力扰动最大的地方最先出现在开挖面的上部，导致开挖面上部出现裂缝等，随着上覆荷载的继续增加，开挖面下部的应力扰动逐渐增大，并使得开挖面更加容易从底部开始塌方，并自下而上发展成穹顶型塌方模式。

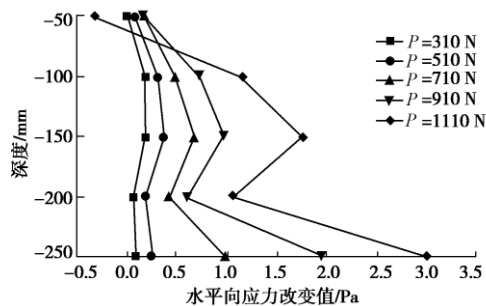


图 14 不同深度处水平向应力变化情况 (工况 1)

Fig. 14 Variation of horizontal stress at different depths in Case 1

工况 2: 图 15 为试验过程中岩体内部各点处水平向应力增量随时间的变化情况。可以看出：在上覆荷载增加至 816 N 之前，各点处的水平向应力均逐渐增加，其中以-150 mm 处的增幅最大；当上覆荷载达到 816 N 后，-50 mm 处应力开始逐渐减小，而其余各点在破坏前一直呈上升趋势。比之工况 1 中-50 mm 处应力在 610 N 之后就开始下降，可见在快速加载模式下，开挖面顶部前方岩体需要在更高的压力下才会向隧道内变形。

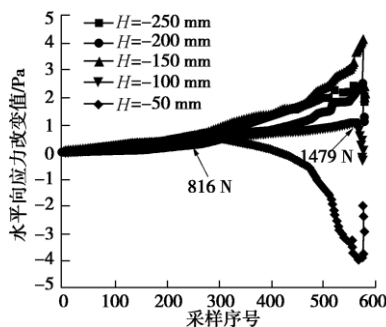


图 15 加载过程中水平向应力变化情况 (工况 2)

Fig. 15 Variation of horizontal stress in Case 2

图 16 为开挖面前方岩体内不同深度处的水平向应力增量变化情况。可以看出：在加载初期，对应于

开挖面上部的-150 mm 处水平向应力增量最大；当上覆荷载达到 816 N 之后，位于-50 mm 处的水平向应力则逐渐减小，而对应于开挖面下部的-250 mm 处水平向应力增幅也逐步增大，这一点与工况 1 较为类似，但在整个过程中，-150 mm 处的应力增量始终最大。

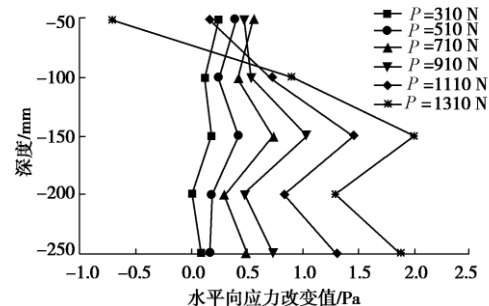


图 16 不同深度处水平向应力变化情况 (工况 2)

Fig. 16 Variation of horizontal stress at different depths in Case 2

(2) 竖向应力变化

工况 1: 图 17 表示试验过程中岩体内部各点处水平向应力增量随时间的变化情况。可以看出，在上覆荷载达到 1122 N 之前，各点处竖向应力呈逐渐增加趋势，而在上覆荷载达到 1122 N 之后，除了-50 mm 处竖向应力趋于平缓并开始下降外，其它各点处应力仍呈增长趋势，但增幅放缓，直至开挖面最终塌方破坏。

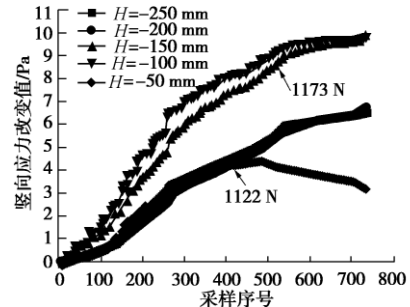


图 17 加载过程中竖向应力变化情况 (工况 1)

Fig. 17 Variation of vertical stress in Case 1

图 18 为开挖面前方岩体内不同深度处的竖向应力增量变化情况。可以看出，随着上覆荷载的增大，不同深度处应力呈逐渐增大趋势，并且-100 mm 处的应力增幅一直都是最大，即开挖面轮廓顶部处的水平向应力增量最大。

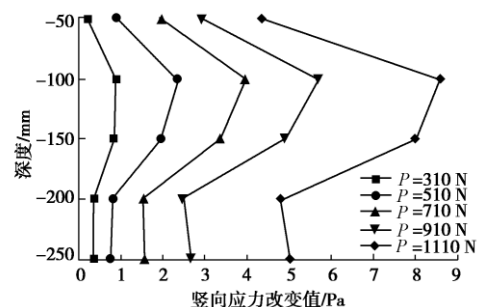


图 18 不同深度处竖向应力变化情况 (工况 1)

Fig. 18 Variation of horizontal stress at different depths in Case 1

工况 2: 图 19 为试验过程中岩体内部各点处竖向应力增量随时间的变化情况。可以看出, 在上覆荷载达到 1326 N 之前, 各点处的竖向应力逐渐增加; 而在外荷载达到 1326 N 之后, -50 mm 处的应力增量开始下降, 对应的荷载要高于工况 1 中的 1122 N。

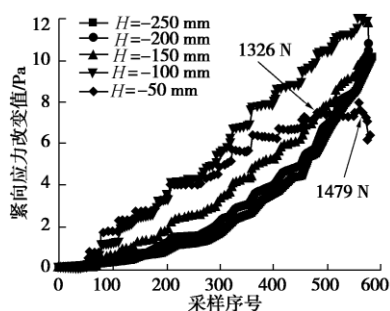


图 19 加载过程中竖向应力变化情况 (工况 2)

Fig. 19 Variation of horizontal stress in Case 2

图 20 为开挖面前方岩体内不同深度处的竖向应力增量变化情况。可以看出, 随着外荷载增大, 不同深度处应力增量呈逐渐增大趋势, 并且 -100 mm 处的应力增幅一直都是最大, 这一点与工况 1 相同。

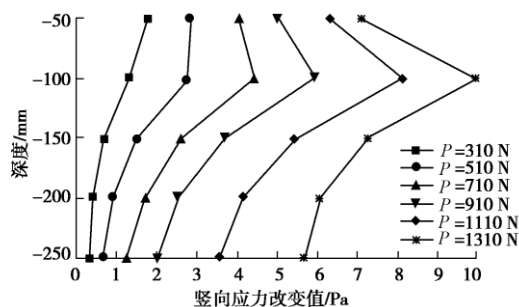


图 20 不同深度处竖向应力变化情况 (工况 2)

Fig. 20 Variation of horizontal stress at different depths in Case 2

3 结 论

本文以Ⅳ类破碎围岩为参照对象, 开展了软弱破碎隧道围岩开挖面稳定性的室内拟三维相似模型试验, 研究了缓慢加载和快速加载模式下开挖面的渐进破坏特征及其破坏模式, 并得出了以下结论:

(1) 在缓慢加载模式下, 开挖面呈穹顶式破坏, 在快速加载模式下, 开挖面呈通天型塌方破坏模式。

(2) 在隧道开挖的初期, 开挖面上部范围岩体的侧向位移较大, 而在后期, 开挖面底部岩体的侧向位移逐步增大, 并迅速超过上部位移, 形成自下而上的开挖面塌方破坏。

(3) 隧道开挖后, 位于开挖面顶部前方的岩体因产生向隧道内位移, 故其水平向应力较早进入下降阶段, 而在快速加载模式下, 则需要在更高的上覆荷载作用下才会进入下降阶段。

(4) 对于快速加载模式, 隧道开挖后水平向应力增量最大值位于开挖面上部但靠近隧道中心范围内的岩体; 而对于缓慢加载模式, 随着上覆荷载的逐渐增大, 岩体水平向应力最大值位置将逐渐转移至开挖面底部。

(5) 隧道开挖后, 岩体内部的竖向应力增量最大值位于开挖面轮廓的顶部位置。

参考文献:

- [1] 邓雄业, 孔祥金. 靠椅山隧道大塌方处理[J]. 公路隧道, 2001(4): 16 - 20. (DENG Xiog-ye, KONG Xiang-jin. Treatment of Kaoyishan mountain tunnel collapse[J]. Highway Tunnel, 2001(4): 16 - 20. (in Chinese))
- [2] 邓良胜, 宋战平, 李 宁. 紫坪铺工程 F3 断层大断面隧洞施工中塌方机理的数值仿真分析研究[J]. 水利水电技术, 2002, 33(11): 30 - 32. (DENG Liang-sheng, SONG Zhang-ping, LI Ning. Numerical simulation and analysis on the large section tunnel collapse mechanism at F3 fault in Zipingpu project[J]. Water Resource and Hydropower Engineering, 2002, 33(11): 30 - 32. (in Chinese))
- [3] MASHIMO H, SUZUKI M. Stability conditions of tunnel face in sandy ground[C]// Centrifuge 98: Proceedings of the International Conference Centrifuge 98. KIMURA T, KUSAKABE O, TAKEMURA J, eds. Tokyo, 1998: 721 - 725.
- [4] AL HALLAK R. Experimental study of the stability of a tunnel face reinforced by bolts[C]// Geotechnical Aspect of Underground Construction in Soft Ground. Balkema, Rotterdam, 2000: 65 - 68.
- [5] KAMATA H, MASHIMO H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003(18): 205 - 212.
- [6] SEO K, DOMON T, NISHIMURA K. Behaviour of a tunnel face reinforced by bolts: Influence of an deviated installation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006(21): 444 - 449.