

文章编号: 1001-4632 (2010) 03-0035-07

海底隧道施工过程中围岩稳定性的流固耦合分析

李鹏飞, 张顶立, 李兵, 房倩, 孙锋

(北京交通大学 隧道及地下工程教育部工程研究中心, 北京 100044)

摘要:以厦门翔安海底隧道为工程背景, 基于流固耦合理论, 对穿越海域风化槽段施工过程中的围岩稳定性进行数值计算, 研究不同施工阶段隧道围岩位移场和渗流场分布规律及支护结构的受力特征。研究结果表明: 地下水的渗流作用对海底隧道的围岩变形影响很大, 引起较大范围的海床沉降; 超前导洞开挖对围岩渗流场的影响作用最为直接和明显, 且由渗流引起的海底隧道围岩变形在向上传递过程中折减较小; 海底隧道洞周变形和海床沉降主要集中在两侧导洞下部和中部核心土上部开挖过程中; 海水水位变化对海床沉降、拱顶沉降、拱底回弹量及围岩塑性区分布范围均有一定影响; 注浆圈加固效果直接影响海底隧道开挖后围岩位移场和渗流场的分布, 且注浆加固区厚度及渗透系数存在1个经济合理值; 海底隧道拱腰横向支撑节点的应力集中较大, 出现较大的塑性破坏区; 海底隧道支护结构受力分为3个阶段, 且拱脚、横支撑支点处受力较大。

关键词:海底隧道; 风化槽; 围岩稳定性; 围岩变形; 海床沉降; 流固耦合理论; 注浆加固圈; 支护

中图分类号: U459.5; U451.2 **文献标识码:** A

海底隧道一旦发生坍塌、突水等事故, 将造成灾难性后果, 因此海底隧道施工过程中的围岩稳定性^[1-7]是人们广泛关注的焦点。在含水地层中开挖隧道, 一方面由于地下水的作用, 降低了围岩物理力学参数; 另一方面隧道开挖使围岩应力场和地下水渗流场重新分布, 围岩应力场的改变将导致围岩体应变的发生, 从而引起流体孔隙压力的变化, 反过来孔隙压力的变化也会导致应力场的变化, 渗流场与应力场耦合作用的结果会加剧地层变形。影响渗流场与应力场耦合作用的关键因素是围岩渗透系数。当围岩条件较差, 存在大量节理裂隙或者岩土体孔隙较大时, 围岩渗透系数往往较大, 渗流场与应力场的耦合作用会更强, 地下水对隧道上覆地层变形中的贡献较大, 此时若不考虑渗流场与应力场的耦合作用, 会给计算结果带来较大的误差。

厦门海底隧道海域部分施工要穿过海底4条宽50~160 m与海水相通的构造风化深槽(囊)。海域风化槽地段属于典型的不良地质段, 围岩条件极差, 施工时极易发生坍塌、突水事故。因此, 本文以厦门海底隧道为背景, 利用有限差分软件FLAC^{3D}^[2], 对隧道穿越海域风化槽段施工过程中

的围岩稳定性进行流固耦合分析, 研究不同施工阶段隧道围岩位移场和渗流场分布规律及支护结构的受力特征。

1 流固耦合计算原理

1.1 平衡方程

对于小变形, 流体质点平衡方程为

$$-q_{i,i} + q_v = \frac{\partial \xi}{\partial t} \quad (1)$$

式中: $q_{i,i}$ 是流体渗流速度, $1 \cdot s^{-1}$; q_v 是被测体积的流体源强度, $1 \cdot s^{-1}$; ξ 是单位体积孔隙介质的流体体积变化量; t 是时间, s。

1.2 流体状态方程

不考虑温度影响时, 流体状态方程为

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad (2)$$

式中: p 为孔隙水压力, Pa; ϵ 为体积应变; M 为Biot模量, $N \cdot m^{-2}$; α 为Biot系数。

1.3 渗流连续方程

通常认为地下水渗流符合Darcy定律, 即渗流

收稿日期: 2009-04-25; 修订日期: 2009-11-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50778011); 国家“八六三”计划项目(2006AA11Z119); 北京交通大学优秀博士生科技创新基金资助项目(141072522)

作者简介: 李鹏飞(1983—), 男, 河南开封人, 博士研究生。

连续方程为

$$q_i = -k[p - \rho_f x_j g_j]_{,i} \quad (3)$$

式中: q_i 为渗流量, $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$; k 为地层介质渗透性系数, $\text{m}^2 \cdot (\text{Pa} \cdot \text{s})^{-1}$; ρ_f 为流体密度, $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$; g_j 为重力加速度分量, $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ 。

1.4 本构方程

流固耦合作用的实质为有效应力原理,即岩土介质有效应力的变化将导致体积应变的发生,从而引起流体孔隙压力的变化,反过来孔隙压力的变化也会导致有效应力的变化。其本构方程的增量基本形式为

$$\Delta \tilde{\sigma}_{ij} + \alpha \Delta p \delta_{ij} = \hat{H}_{ij}(\sigma_{ij}, \Delta \epsilon_{ij}) \quad (4)$$

式中: $\Delta \tilde{\sigma}_{ij}$ 为有效应力增量; $\hat{H}_{ij}$ 为与介质力学行为相关的函数; $\Delta \epsilon_{ij}$ 为应变增量。

1.5 相容方程

应变率和速度梯度之间的关系为

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(v_{ij} + v_{ji}) \quad (5)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为应变率, s^{-1} ; v_{ij} 和 v_{ji} 分别为 i 和 j 方向的速度梯度, s^{-1} 。

1.6 边界条件

渗流计算边界条件有4种:①给定孔隙水压力;②给定边界外法线方向流速分量;③不透水边界;④透水边界。其中透水边界采用如下形式给出:

$$q_n = h(p - p_r) \quad (6)$$

式中: q_n 为边界外法线方向流速分量, $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$; h 为渗漏系数, $\text{m}^3 \cdot (\text{N} \cdot \text{s})^{-1}$; p_r 为渗流出口处的孔隙水压力, Pa。

2 工程背景及计算模型

2.1 工程概况

厦门翔安海底隧道全长约 5.9 km, 其中海域段长约 4.2 km, 以 3 孔形式修建, 两侧为行车主洞 (3 车道, 最大开挖断面面积约 170 m^2), 中间设服务洞 (开挖断面面积约 44 m^2), 行车主洞与服务洞中心距均为 26 m, 采用暗挖钻爆法施工。

厦门翔安海底隧道地层主要为第四系覆盖层及燕山期侵入岩两大类。海域及五通岸一侧为花岗闪长岩分布区, 翔安侧潮滩及其以北地带为黑云母花岗闪长岩分布区, 其内穿插二长岩、闪长玢岩、辉绿岩等岩脉。海域地下水根据其赋存形式分为松散岩类孔隙水、风化基岩孔隙裂隙水及基岩裂隙水 3 种。

海域地下水主要由海水的垂直入渗补给。

2.2 施工工法

厦门海底隧道穿越海域风化槽段, 采用改进的双侧壁导坑法开挖, 将左右导洞分成上下 2 部分, 先下后上, 中间加 1 个拱梁, 如图 1 所示^[5]。

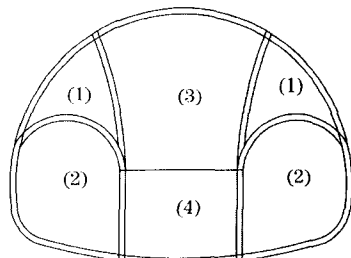


图1 改进的双侧壁导坑法及开挖工序

2.3 计算模型

综合考虑计算精度和计算效率,流固耦合计算时隧道轴线方向取单步开挖步长为 1 m, 模型范围为 200 m×100 m×1 m (宽×高×长), 基岩表面距离隧道拱顶 25 m。模型网格划分如图 2 所示。

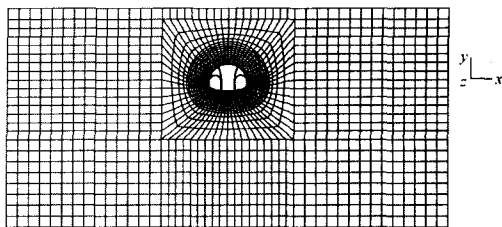


图2 模型网格划分

为便于比较分析各部开挖及渗流对地层变形和支护结构受力的影响,计算时考虑各部开挖并及时支护,应力场、渗流场耦合作用稳定后再进行下一步序施工。应力及渗流边界条件为:模型顶端自由,固定相应水位高度孔隙水压力并施加相应应力边界条件,底部竖向位移约束,两侧及沿隧道轴线方向边界水平位移约束,两侧及底部边界为不透水边界。隧道开挖前,围岩孔隙水压力为静水压力,水压力场与深度成正比。初始竖向应力 σ_{yy} 为自重应力,地层侧压力^[2]按式(7)取

$$\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = [k_0 \rho_d + (k_0(n-1) + 1) \rho_w] g y \quad (7)$$

式中: k_0 为侧压力系数,取 $k_0 = 0.4$; ρ_d 为地层干密度,取 $\rho_d = 2\,000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$; ρ_w 为水密度,取 $\rho_w = 1\,000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$; n 为孔隙率,计算无特殊说明各介质均取 0.3; g 为重力加速度, $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$; y 为竖向坐标值, m。

计算采用的其他物理力学参数见表 1。

表 1 模型物理力学参数

介质	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	摩擦角/(°)	渗透系数/(m·s ⁻¹)
强风化深槽	100	0.35	100	40	5×10 ⁻⁶
弱风化花岗岩	200	0.30	150	45	5×10 ⁻⁷
6 m 厚注浆加固圈	200	0.25	200	50	1×10 ⁻⁷
初期支护	1 000	0.20	—	—	1×10 ⁻⁸

2.4 计算工况

计算分析以下 6 种工况。

- (1) 工况 1：不考虑渗流应力耦合作用，土体容重采用饱和容重，用总应力法，将上覆 20 m 水深的重力作为超载，以应力边界条件的形式加在模型上表面。
- (2) 工况 2—工况 6：考虑渗流应力耦合作用，用有效应力法。模型上表面同时加应力边界和孔压边界条件，海水深分别取 20，0，10，30，40 m。

3 计算结果分析

3.1 海床沉降

6 种工况海床沉降槽曲线如图 3 所示。工况 1、工况 2 各部开挖引起的海床沉降及其变形分配见表 2。

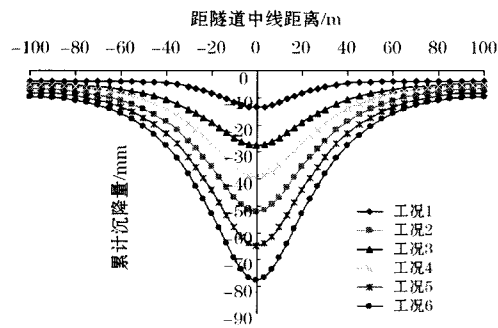


图 3 海床沉降槽曲线对比图

表 2 各部开挖引起的海床沉降及其变形分配

开挖工序	工况 1		工况 2	
	累计沉降量/mm	变形分配/%	累计沉降量/mm	变形分配/%
左右侧导洞下部	-3.6	25.7	-34.6	66.6
左右侧导洞上部	-4.3	5.0	-39.6	9.6
中部核心土上部	-13.2	63.6	-49.7	19.4
中部核心土下部	-14.0	5.7	-52.0	4.4

由图 3 和表 2 可以得出如下结论。

- (1) 6 种工况下海床沉降影响范围都比较大，

且海床沉降槽曲线形状相似，说明无论考虑渗流作用与否、考虑渗流作用但上覆水深不同都对海床沉降槽的分布形状影响不大。这一方面是由于隧道埋深相对较大，另一方面由于水压力的存在，地层侧向压力较大。

(2) 隧道开挖引起的地下水渗流对海床沉降影响巨大，工况 1 即不考虑渗流时海床最大沉降量为 -14.0 mm，工况 2 即考虑渗流时海床最大沉降量高达 -52 mm。另外，上覆水深越大，海床沉降量也越大。这是由于隧道开挖后，随着开挖区域孔隙水压力的不断消散，地下水在动水压力的驱动下向洞内涌入，渗流引起土体的固结沉降，水位升高，孔隙水压力增大，隧道开挖时高孔隙水压力的消散将引起更大的固结沉降。

(3) 无论考虑渗流作用与否，由表 2 可知，海床沉降都主要集中在开挖左右侧导洞下部与中部核心土上部这 2 个施工步序。但是，考虑渗流作用后，海床沉降量大大增加，各部开挖引起的海床沉降变形分配也不同。不考虑渗流作用时，左右侧导洞下部开挖引起的海床沉降量占总沉降量的 25.7%，考虑渗流作用后，所占比例增大为 66.6%；而中部核心土上部开挖引起的海床沉降变形分配由不考虑渗流作用时的 63.6%减小为考虑渗流作用时的 19.4%。

(4) 考虑渗流作用后，左右侧导洞下部即超前导洞开挖引起地层沉降量明显增大。主要原因是该部序开挖首先破坏围岩原有应力场和渗流场的分布，尤其开挖区域孔隙水压力消散量最为明显，渗流扰动带的范围也最大，在长期的渗流作用下，引起地层失水固结沉降量加大。而后续开挖虽然也会因孔隙水压力消散引起地层固结沉降，但由于此时地层孔隙水压消散量相比于超前导洞开挖阶段已经不再明显，地层沉降可以看作仅有开挖造成地层应力释放引起的，表 2 中 2 种工况下后 2 部序开挖所引起的海床绝对沉降量基本一致正是说明了这一点。同时该计算结论也解释了富水大跨隧道不对称分部开挖时最大沉降的位置偏向于初始开挖侧的常见现象。当然，如果后续导洞及时跟进，在超前导洞开挖扰动的渗流场重分布尚未稳定前开挖推进，则后续部序开挖所占变形分配将有所加大，但这将加大地层群洞效应引起的沉降量。

3.2 隧道围岩变形及围岩塑形区分布情况

随着不同部位的土体不断被开挖，隧道周边土体的位移场在不断发生变化，各部开挖引起的拱顶

沉降及其变形分配见表3, 工况2开挖完成地层垂直位移分布云图如图4所示, 围岩塑形区分布云图如图5所示, 围岩最大竖向位移与海水深度关系曲线如图6所示。

表3 各部开挖引起的拱顶沉降及其变形分配

开挖工序	工况1		工况2	
	累计沉降量/mm	变形分配/%	累计沉降量/mm	变形分配/%
左右侧导洞下部	-7.2	18.2	-43.1	48.6
左右侧导洞上部	-7.8	1.5	-49.0	6.7
中部核心土上部	-38.3	77.3	-86.0	41.8
中部核心土下部	-39.5	3.0	-88.6	2.9

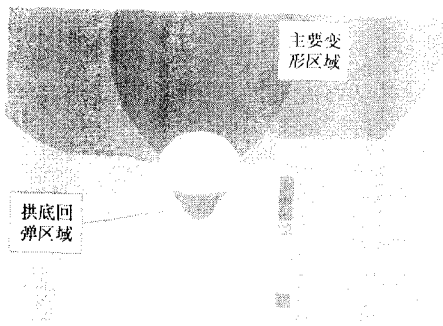


图4 工况2垂直位移分布云图(单位: m)

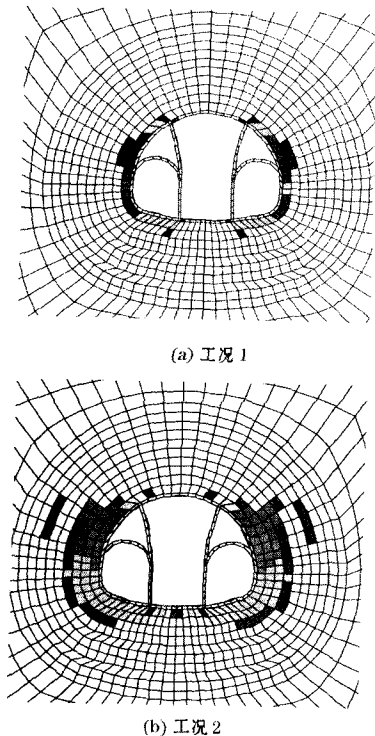


图5 围岩塑形区分布图

由表3、图4—图6可以得到如下结论。

(1) 无论考虑渗流作用与否, 开挖左右侧导洞下部及中部核心土上部都是引起拱顶沉降的主要施

工步骤。左右侧导洞的开挖导致土体发生的变形所处位置在隧道断面两侧且开挖面积相对较小, 并使拱部两侧局部范围内的土体产生了一定程度上的应力释放, 这有助于减小后期拱部开挖产生的沉降量, 将有效降低关键部位开挖造成的影响。工况2开挖完成后, 拱顶最大下沉位移量发生在隧道拱部, 最大值约为88.6 mm, 且分布于拱部局部小范围内。

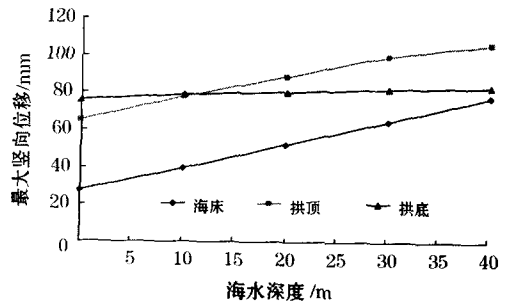


图6 围岩最大竖向位移与海水深度关系曲线

(2) 由图4可知, 工况2开挖完成后, 由于地下水渗流的长期作用, 在横向支撑点上方形成了1个与水平方向约成 45° 的变形区。由于地层结构界面或变形界面是海底隧道涌突水的薄弱区, 因此, 上述变形区的界面即横向支撑点上方区域为海底隧道涌突水的危险区, 施工中应采取必要的围岩加固措施, 如在横撑节点施作锁脚锚管并严格注浆等。另外, 隧道拱顶正上方地层变形较大, 对该部分沉降的控制应充分发挥超前注浆小导管的预加固作用, 并及时施作初期支护。

(3) 由于渗流力和浮力的双重作用, 隧道仰拱部位围岩向上的回弹量较大, 最大回弹值约为80.0 mm。因此在海域风化深槽等围岩破碎区仰拱底部应打设注浆锚杆进行补偿注浆加固, 以控制底部变形和因地基承载力不足引起的涌水冒泥。

(4) 对比表2和表3可以看出, 考虑渗流作用后, 海床沉降增大约38.0 mm, 拱顶沉降增大约49.1 mm, 二者比较接近。这说明渗流作用引起的地层沉降与不考虑渗流时地层应力释放引起的地层沉降不同。不考虑渗流时, 隧道开挖造成地层应力损失, 地层变形由下向上传递, 并在传递的过程中因能力损失使变形量不断递减。而渗流作用引起的地层变形在传递过程中折减很小, 甚至不折减或不断增大, 因此海床沉降量有时会大于拱顶沉降量。

(5) 由图5可知, 不考虑渗流作用时(工况1), 围岩塑形破坏仅存在于隧道拱底部及拱腰横

向支撑支点区;考虑渗流作用时(工况 2),围岩塑性破坏范围在上述 2 个区域显著加大,隧道拱顶及远处围岩出现张拉破坏,而拱腰及拱脚等近隧道区域出现剪切破坏,并且数值计算时没有考虑地下水对围岩黏聚力的软化作用,如果考虑该作用的话,塑性区范围还会加大。这是由于较大的地层侧向压力造成隧道拱腰横向支撑支点处应力集中较大,从而出现较大的塑性破坏区。因此,在该处及隧道拱底部应施做锁脚锚管并严格注浆。

(6)由图 6 可知,随着海水水位的上升,隧道开挖引起的海床沉降和拱顶沉降基本呈线性增大,且增大幅度较大,而拱底回弹量虽然也有增大,但增大幅度较小^[4]。

3.3 围岩渗流场分布及注浆圈加固效果分析

隧道开挖后,周边围岩孔隙水压力不断消散,地下水向洞内渗透,这样在隧道周边由于孔隙水压力差的作用,造成渗流场的改变,最终形成 1 个以隧道开挖区域为中心的类似于渗水漏斗的渗流场分布形状^[4]。另外,注浆圈加固效果对渗流场和位移场的分布有重要影响。工况 2 隧道开挖完成后围岩地下水流动矢量分布如图 7 所示。地层沉降与注浆圈渗透系数、厚度的关系曲线如图 8、图 9 所示。

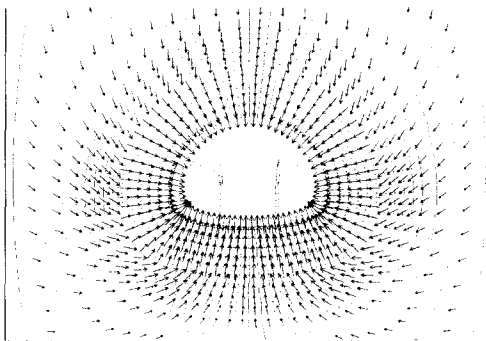


图 7 工况 2 开挖完成后围岩地下水流动矢量图

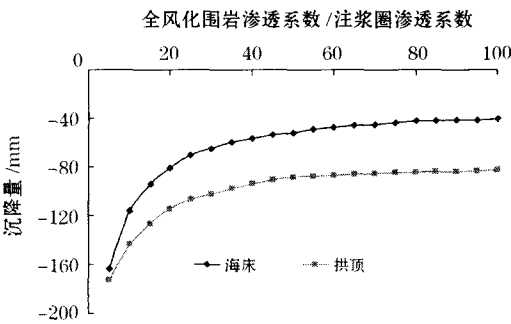


图 8 地层沉降与注浆圈渗透系数关系曲线

由图 7—图 9 可以得出如下结论。

(1)隧道开挖后,在隧道开挖面附近渗流方向

基本上垂直于洞周,可认为在洞周水力梯度的方向垂直于隧道轮廓线。

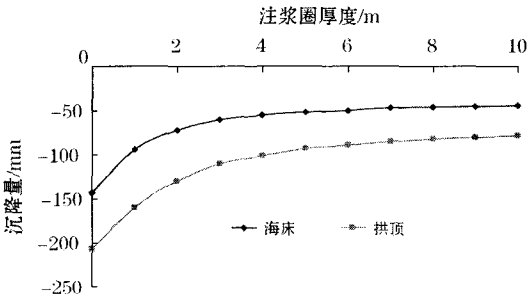


图 9 地层沉降与注浆圈厚度关系曲线

(2)隧道下半断面渗水量要略大于上半断面,其中拱脚部位渗流最为明显,是地下水的重要排泄通道,而拱脚部又是海底隧道支护结构内力最大的部位,因此在施工中应做好该部位的加固工作。

(3)注浆圈渗透系数,即注浆加固效果对地层孔隙水压力分布影响很大。注浆加固效果越差,注浆圈内侧的渗流力就越大。如果围岩渗透系数一定,注浆圈渗透系数越低,渗水漏斗越不明显,当注浆圈渗透系数减小为围岩的 1/50 时,围岩孔隙水压力等值线图沿隧道周边呈辐射状分布。

(4)随着注浆圈渗透系数的降低和注浆圈厚度的增加,地层沉降量和隧道涌水量亦随之减小,表明在相同的隧道排水系统设计参数下,注浆圈堵水效果、控制隧道围岩变形效果越好;当渗透系数减小为围岩的 1/50 以下或注浆圈厚度大于 8 m 时,注浆圈的渗透系数越低或注浆圈厚度的增大对隧道涌水量和地层沉降的控制效果就不再明显,这与文献 [6] 和文献 [7] 的研究结论是一致的。

3.4 支护结构受力

各开挖工序相应支护结构受力计算结果见表 4。隧道开挖后,围岩孔隙水压力存在 1 个逐渐消散并最终渗流稳定的过程。表 4 中把左右侧导洞下部开挖分为 3 个阶段:阶段 I 为孔隙水压力尚未消散阶段(相当于不排水开挖),阶段 II 为逐渐消散为零阶段,阶段 III 为渗流稳定阶段。阶段 I,初期支护结构承受较大的外水压力和地层压力,且该阶段喷射混凝土强度尚未达到后期强度,因此,该阶段支护结构受力较为不利。阶段 II,随着初期支护结构强度和刚度逐渐增大,由柔性支护逐渐转变为刚性支护,且支护结构内侧孔隙水压力的不断消散,此时支护结构将承受很大的围岩压力,相比于阶段 I,弯矩并没有太大变化而轴力则明显降低,

支护结构受力偏心距增大,因此,阶段Ⅱ支护结构受力更为不利,甚至出现了较小的拉应力。阶段Ⅲ是3个阶段中历时最长的阶段,也是沉降发生的主要阶段,此阶段支护结构受力相对于阶段Ⅱ没有太大变化。随着后续开挖部序的进行,支护结构最小、最大主应力总体上小幅度不断增大,但均未超过混凝土的强度值。另外,拱脚、横支撑支点处是应力集中较为明显的区域,因此应重点做好支撑节点的加固。

表4 各开挖工序相应支护结构受力

开挖工序		最小主应力/MPa	最大主应力/MPa	相应位置
左右侧导洞下部	阶段Ⅰ	-3.31	-0.65	拱脚
	阶段Ⅱ	-7.37	0.03	拱脚
	阶段Ⅲ	-7.83	0.03	拱脚
左右侧导洞上部		-7.09	0.28	拱墙下部
中部核心土上部		-8.46	0.26	拱墙下部
中部核心土下部		-9.02	0.30	拱墙下部

4 结 论

(1) 海底隧道开挖引起海床沉降范围较大,且海水深度变化对海床沉降槽形状的影响较小。

(2) 地下水的渗流作用对海底隧道的围岩变形影响较大,由渗流引起的隧道围岩变形在向上传递过程中折减较小,且超前导洞开挖对围岩渗流场的影响作用最为直接和明显。

(3) 海底隧道洞周变形和海床沉降主要集中在开挖左右侧导洞下部与中部核心土上部这2个施工步序。

(4) 海水深度对海底隧道海域风化槽段的围岩稳定性有明显影响。随着海水水位的下降,隧道拱顶沉降和海床沉降量不断减少,且递减幅度较大,而拱底回弹量虽然也有所减少,但减少幅度较小;围岩塑性区分布范围也随地下水位的下降而减小。

(5) 注浆圈加固效果直接影响隧道开挖后围岩位移场和渗流场的分布,注浆圈厚度越大或注浆效果越好(注浆圈渗透系数较低),地下水渗流形成的渗水漏斗越不明显。如果围岩渗透系数一定,当注浆圈渗透系数减小为围岩的1/50以下时,围岩孔隙水压力等值线图将沿隧道周边呈辐射状分布,且地层沉降控制效果也不再明显。

(6) 由于较大的地层侧向压力,造成隧道拱腰横向支撑支点区应力集中较大,从而引起该处出现较大的塑性破坏区,在该处施做锁脚锚管并严格注浆,对控制围岩变形和避免破坏区沟通引起的隧道突涌水是十分必要和有效的。

(7) 海底隧道各部开挖支护结构受力存在3个主要阶段,其中孔隙水压力消散为零的第Ⅱ阶段是支护结构受力较为不利阶段。另外,拱脚、横支撑支点处是应力集中较为明显的区域,因此应重点做好支撑节点的加固。

参 考 文 献

- [1] 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): 2161-2169.
(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): 2161-2169. in Chinese)
- [2] Itasca Consulting Group Inc. FLAC^{3D}, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 2.0: User's Manual [Z]. USA: Itasca Consulting Group Inc, 1997.
- [3] 原 华, 张庆贺, 胡向东, 等. 大直径越江盾构隧道各向异性渗流应力耦合分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27 (10): 2130-2137.
(YUAN Hua, ZHANG Qinghe, HU Xiangdong, et al. Analysis of Coupled Anisotropic Seepage and Stress of Large Diameter River-Crossing Shield Tunnel [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27 (10): 2130-2137. in Chinese)
- [4] 李地元, 李夕兵, 张 伟, 等. 基于流固耦合理论的连拱隧道围岩稳定性分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26 (5): 1056-1064.
(LI Diyuan, LI Xibing, ZHANG Wei, et al. Stability Analysis of Surrounding Rock of Multi-Arch Tunnel Based on Coupled Fluid-Solid Theorem [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (5): 1056-1064. in Chinese)
- [5] 华 渊, 潘建立, 周太全. 厦门海底隧道右线穿越F1风化槽施工方案探讨 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26

(增2): 3743-3750.

(HUA Yuan, PAN Jianli, ZHOU Taiquan. Discussion on Construction Schemes for Xiamen Subsea Tunnel Right Line Crossing Weathered Slot F1 [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (Supplement 2): 3743-3750. in Chinese)

- [6] 房倩, 张顶立, 黄明琦. 基于连续介质模型的海底隧道渗流问题分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26 (增2): 3776-3783.

(FANG Qian, ZHANG Dingli, HUANG Mingqi. Analysis of Seepage Problem Induced by Subsea Tunnel Excavation Based on Continuum Medium Model [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (Supplement 2): 3776-3783. in Chinese)

- [7] 张成平, 张顶立, 王梦恕, 等. 高水压富水区隧道限排衬砌注浆圈合理参数研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26 (11): 2270-2276.

(ZHANG Chengping, ZHANG Dingli, WANG Mengshu, et al. Study on Appropriate Parameters of Grouting Circle for Tunnels with Limiting Discharges Lining in High Water Pressure and Water-Enriched Region [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (11): 2270-2276. in Chinese)

Coupled Fluid-Solid Analysis of the Surrounding Rock Stability of the Subsea Tunnel during Construction Process

LI Pengfei, ZHANG Dingli, LI Bing, FANG Qian, SUN Feng

(Engineering Research Center of Tunnel and Underground Engineering of the Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: Taking Xiamen Xiang'an subsea tunnel as the project background, based on the coupled fluid-solid theory, numerical analysis was made to study the stability of the surrounding rock during tunneling through the weathered slot under the sea. The distribution principle of the displacement field and the seepage field of the surrounding rock, as well as the mechanical characteristics of the lining structure were studied in various construction stages of subsea tunnel. The results indicate that the seepage of the groundwater has great influence on the deformation of surrounding rock, causing a larger range of sea-bed subsidence. The excavation of the pilot heading has the most direct and obvious influence on the seepage field of the surrounding rock, and the attenuation of surrounding rock deformation induced by the seepage is smaller in its transfer process from the surrounding rock to sea-bed. The surrounding rock deformation and sea-bed subsidence mainly concentrate on the excavation of both sides of the pilot heading and the upper rock of the central core. The changes of the sea level have certain influence on the sea-bed subsidence, vault settlement, invert spring back and the plastic zone of the surrounding rock. The influence of the grouting circle on the displacement field and seepage field of the surrounding rock is significant, and an economical and rational value exists for the thickness of the grouting circle and the permeability coefficient. The stress concentration in the lateral support nodes of the lumbar arch is greater, and larger plastic failure zone appears consequently. The mechanical characteristics of the lining structure in the subsea tunnel can be divided into 3 stages, and larger force exists in the arch foot and the lateral support nodes of the lumbar arch.

Key words: Subsea tunnel; Weathered slot; Stability of surrounding rock; Deformation of surrounding rock; Seabed subsidence; Fluid-solid coupling theory; Grouting reinforced circle; Support

(责任编辑 刘卫华)