

胶州湾海底隧道不对称双连拱断面施工优化分析

王 凯, 张成平, 王梦恕

(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] 以青岛胶州湾海底隧道中的不对称双连拱隧道为工程背景, 选取主隧道与匝道交叉口段的典型断面建立数值计算模型, 针对不同的施工开挖顺序和掘进进尺制订了 4 种施工方案, 并采用有限差分软件 FLAC^{3D} 进行动态施工的三维数值模拟, 计算分析并比较各方案的地表沉降、拱顶沉降和支护结构位移以及围岩应力和支护结构应力的分布情况, 明确不对称双连拱隧道施工中结构变形及应力的最不利位置。分析结果表明, 先施工中导洞再施工匝道断面右导洞并采用小进尺的施工方案更有利于控制围岩的稳定性, 并据此提出了合理的施工方案建议。

[关键词] 海底隧道; 不对称双连拱隧道; 施工方案优化; 施工顺序; 开挖进尺

[中图分类号] U455.4 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2012)01-0090-08

1 前言

连拱隧道是在接线困难时出现的一种特殊结构形式, 而不对称连拱隧道更是特殊条件下的一种特殊结构形式的隧道, 多位于大拱隧道与连拱隧道、连拱隧道与小间距隧道的过渡地段。由于不对称双连拱隧道开挖支护会引起两隧道间岩土体的移动方向不一样, 相互影响作用剧烈, 较之标准双连拱隧道, 围岩应力重分布和支护荷载转换更加复杂, 多次扰动使得围岩容易发生失稳, 因此其支护方法、施工方法、稳定性评价在设计与施工过程中应给予充分重视。在我国, 不对称双连拱隧道可借鉴的工程经验较少, 设计和施工方法都还不成熟, 目前还没有较明确的规范, 仍处于边施工边探讨的阶段, 理论研究滞后于工程建设需求的发展。

笔者根据青岛胶州湾海底隧道匝道与主隧道交叉口的地质条件、隧道尺寸及施工方案等资料, 建立合适的数值计算模型, 针对不同的施工开挖顺序和

掘进进尺制订 4 种施工方案, 并采用岩土体工程通用有限差分软件 FLAC^{3D} 进行相应的动态施工三维数值模拟, 通过比较各方案的地表沉降、拱顶沉降和支护结构位移以及围岩应力和支护结构应力的分布情况, 对施工方案进行优选。

2 工程概况

青岛胶州湾海底隧道是连接青岛市主城区与辅城的重要通道, 南接黄岛区的薛家岛, 北连青岛老城区团岛, 下穿胶州湾湾口海域。隧道全长 7 800 m, 其中路域段 3 850 m, 海域段 3 950 m, 由两条正线隧道、一条服务隧道、团岛端进出匝道隧道组成。设双向 6 车道, 按城市快速道路标准, 行车速度 80 km/h, 使用年限为 100 年, 主隧道净空面积约 120 m², 采用钻爆法施工。

青岛海底隧道团岛端陆域段左线与匝道结合处隧道长 212 m, 宽 16.72 ~ 27.82 m, 高 12.60 ~ 18.05 m, 断面呈喇叭口状。覆盖层厚 12 m, 三处断

[收稿日期] 2011-03-05

[基金项目] 国家自然科学基金资助项目(51008015); 北京市科技新星计划项目(2009B14); 北京交通大学基本科研业务费项目(2009JBZ016-2)

[作者简介] 王梦恕(1938—), 男, 河南温县人, 中国工程院院士, 北京交通大学教授、博士生导师, 研究方向为隧道及地下工程设计、施工新技术; E-mail: wms3273@263.net

层破碎带,由杂填土、砂砾石、风化断层破碎岩组成,属超浅埋、超大断面隧道。主隧道与匝道结合处以及匝道分岔口处断面类型较多,共有 11 种断面形式,隧道结构形式变换频繁,而且断面跨度大,施工工序多,受力状态复杂。其中,D11Z 型大跨度不对称双联拱断面位于里程 ZK2 + 800.78 ~ ZK2 + 811.55,其开挖跨度为 27.1 m,开挖高度为 10.0 m。

D11Z 型不对称双连拱隧道典型断面尺寸参数见图 1,图中显示均为隧道结构净空尺寸。

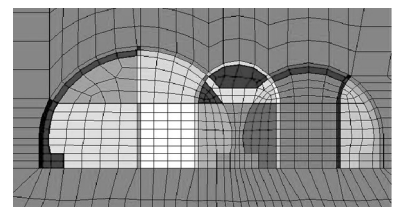


图 3 局部网格模型

Fig.3 Partial mesh mode

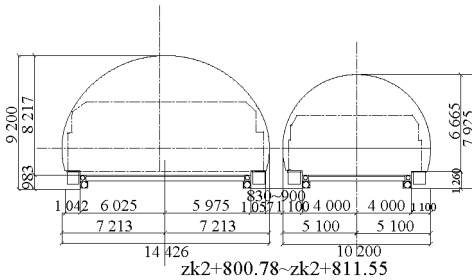


图 1 D11Z 型隧道横断面图(单位: mm)

Fig.1 Type D11Z cross-section of the tunnel (unit: mm)

3 数值计算模型及计算方案

3.1 计算模型

整个 D11Z 型不对称双联拱断面所在里程 ZK2 + 800.78 ~ ZK2 + 811.55,选择位于其中的 ZK2 + 800.78 为典型断面。该断面围岩级别为 V 级,最大覆盖层厚度 14.78 m。为了进行三维动态施工情况的模拟以及考虑隧道开挖的端部效应,模型取纵向 36 m 进行模拟计算,隧道结构和关心部位附近采用小尺寸单元进行加密。整个计算范围为 200 m × 100 m × 36 m,隧道计算模型如图 2 所示。图 3 为局部网格模型,计算模型共有 47 850 个节点,44 016 个单元。

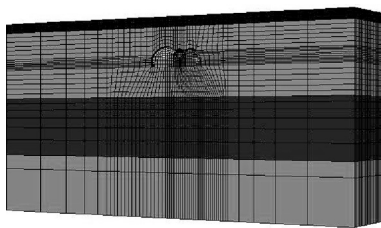


图 2 隧道计算模型

Fig.2 Calculation model of tunnel

3.2 计算参数

围岩物理力学参数沿隧道走向变化不大,故计算中采用断面 ZK2 + 800.78 的围岩参数,按《青岛胶州湾湾口海底隧道工程地质详勘工程地质报告》选取,具体取值见表 1。围岩材料采用实体单元模拟,力学模型为 Mohr-Coulomb 塑性模型。

隧道初期支护采用钢拱架、挂网、C25 喷射混凝土,二次衬砌采用 C50 钢筋混凝土,衬砌结构计算参数按照《公路隧道设计规范》^[1]选取,见表 2。初期支护和二次衬砌均采用实体单元模拟,力学模型为各向同性弹性体模型。钢拱架的作用采用等效方法予以考虑,即将钢拱架的弹性模量折算给混凝土^[2],折算的弹性模量可以按下式计算选取:

$$E = E_0 + \frac{S_g E_g}{S_c} \quad (1)$$

式(1)中, E 为折算后混凝土的弹性模量; E_0 为原混凝土的弹性模量; E_g 为钢材的弹性模量; S_g 为钢拱架截面积; S_c 为混凝土截面积。

表 1 围岩计算参数

Table 1 Calculation parameters of surrounding rock

地层/m	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	泊松比 μ	粘聚力 C/MPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	弹性模量 E/MPa
y: -5 ~ 0	1.7	0.3	0.03	20	220
y: -40 ~ -5	1.8	0.3	0.05	25	230
y: -70 ~ -40	1.7	0.3	0.1	30	240
y: -100 ~ -70	1.9	0.3	0.12	32	250

表 2 支护结构计算参数

Table 2 Calculation parameters of supporting structure

材料	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	泊松比 μ	弹性模量 E/MPa	混凝土强度等级
初期支护	2.5	0.23	3.0	C25
二次衬砌	2.6	0.23	3.0	C50

3.3 施工方法优化分析

3.3.1 开挖顺序的优化分析

由于地下工程的开挖问题具有非线性的路径相

关性^[3],因此开挖、支护顺序不同,都有各自不同的应力、变形历史过程和最终不同的力学效应。为了研究不对称双连拱隧道的开挖顺序对地层变形的影响,笔者选择两种施工顺序对不对称双连拱隧道的施工效应进行数值模拟分析。

施工工序一见图4:1为开挖匝道断面右导洞并及时初支;2为匝道断面右导洞二次支护;3为开挖中导洞并及时初支;4为施作中隔墙模筑;5为回填中导洞顶部及中隔墙左侧;6为开挖匝道断面中部并及时初支;7为匝道断面模筑封闭;8为开挖主隧道断面左导洞上台阶并及时初支;9为开挖主隧道断面左导洞下台阶并及时初支;10为主隧道断面左导洞二次支护;11为开挖主隧道断面中部并及时初支;12为拆除临时支撑和中导洞左侧;13为主隧道断面模筑封闭。

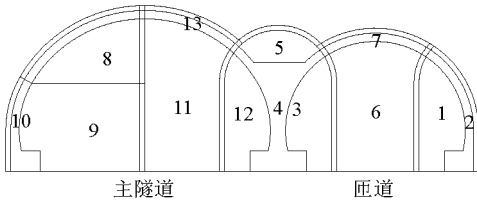


图4 施工工序一

Fig.4 Construction sequence 1

施工工序二见图5:1为开挖中导洞并及时初支;2为施作中隔墙模筑;3为回填中导洞顶部及中隔墙左侧;4为开挖匝道断面右导洞并及时初支;5为匝道断面右导洞二次支护;6为开挖匝道断面中部并及时初支;7为匝道断面模筑封闭;8为开挖主隧道断面左导洞上台阶并及时初支;9为开挖主隧道断面左导洞下台阶并及时初支;10为主隧道断面左导洞二次支护;11为开挖主隧道断面中部并及时初支;12为拆除临时支撑和中导洞左侧;13为主隧道断面模筑封闭。

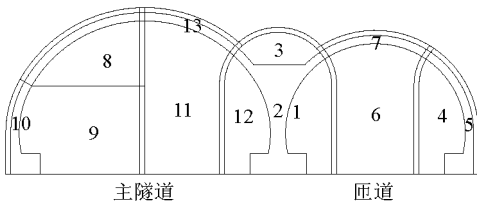


图5 施工工序二

Fig.5 Construction sequence 2

3.3.2 不同掘进进尺的优化分析

隧道施工中,决不能片面地强调施工进度,这不

仅影响到围岩的稳定,而且还会大大削弱预支护的作用。合适的进尺速度对于洞室的稳定性和控制地表沉降都有一定的影响作用^[4]。笔者计算选择掘进进尺1.5 m和3 m两种方案。

于是,针对不同的开挖顺序和掘进进尺,采用了4种计算方案,见表3。

表3 4种计算方案

Table 3 Four computing schemes

方案编号	施工顺序	开挖进尺/m
1	工序一	1.5
2	工序一	3
3	工序二	1.5
4	工序二	3

4 计算结果分析

4.1 位移分析

4.1.1 地层位移

为获得不对称双连拱隧道分步施工过程中地表沉降槽的变化规律,以方案4为例,施工全过程地表沉降槽变化曲线如图6所示,图中以主隧道断面纵向中轴线为 x 轴原点。

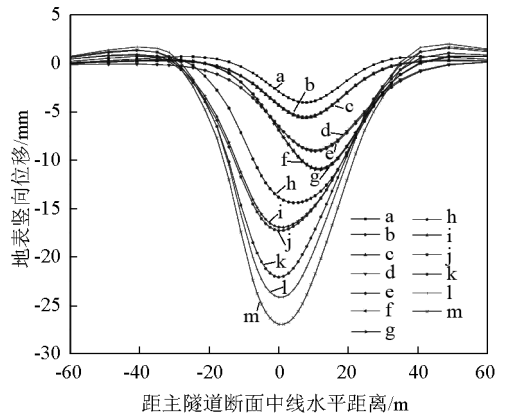


图6 方案4施工全过程地表沉降槽变化曲线

Fig.6 Curve of surface subsidence change during complete process in scheme 4

图7是不对称双连拱隧道按方案4施工完成后典型断面围岩竖向位移等值线图。从图7中可以看出:

1)在隧道开挖过程中,由于开挖引起的应力释放和地层扰动,地层发生了位移,在主隧道拱部形成一个沉降区域,并向左右两侧延伸,一直到达隧道结构的底部。

2)受主隧道影响,匝道拱部未形成明显的沉降

槽,而主隧道拱顶沉降槽受匝道影响呈不对称分布。

3) 主隧道拱顶正上方土层满足应力松弛规律,从地表到拱顶沉降量总体变大。而主隧道中线左侧和匝道中线右侧地层,地表到隧道底部地层沉降量逐渐减小,且拱顶以下部分的沉降量相对较小。可见隧道开挖地层应力是从地表往下传递,而地层沉降的发展则是从拱顶呈辐射状传递。

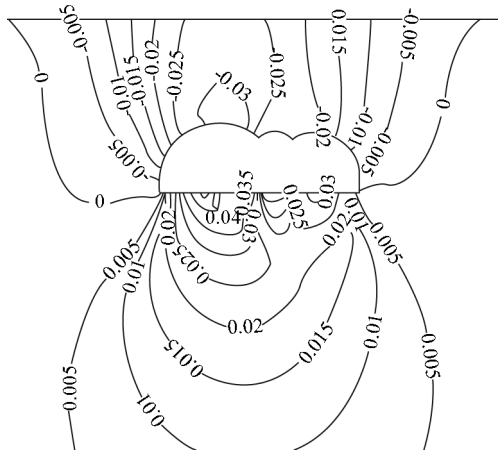


图7 方案4典型断面围岩竖向位移等值线图
Fig.7 Vertical displacement of surrounding rock in scheme 4

图8是4种方案施工时不对称双连拱隧道典型断面的地表沉降槽曲线图。从图8中可以看出:

1) 4种方案施工完毕时隧道典型断面的地表沉降槽曲线的形状基本一致,沉降槽最低点均往匝道断面一侧略有偏移,反映出一定的不对称效应。

2) 4种方案施工完毕时都在距离隧道两侧一定区域内存在地表隆起现象,与大量工程实践相符合。

3) 方案3的地表最大沉降量为22.777 mm,小于方案1的23.162 mm;方案4的地表最大沉降量为26.968 mm,小于方案2的27.680 mm。说明先施工中导洞再施工匝道断面右导洞的工序对地层的扰动较小,更利于对施工引起的地表沉降进行控制。

4) 方案1和方案3的地表最大沉降量均小于方案2和方案4,影响范围也较窄,说明开挖进尺对地层变形影响较大,进尺较小地表沉降也较小。片面提高进尺速度,势必会由于初期支护早期强度低而导致初期支护未稳定区加长,从而削弱了初期支护的支撑条件,对沉降控制不利。

4.1.2 拱顶沉降

在4种方案的开挖过程中,主隧道拱顶的沉降见图9,匝道拱顶的沉降见图10。从图10和图11

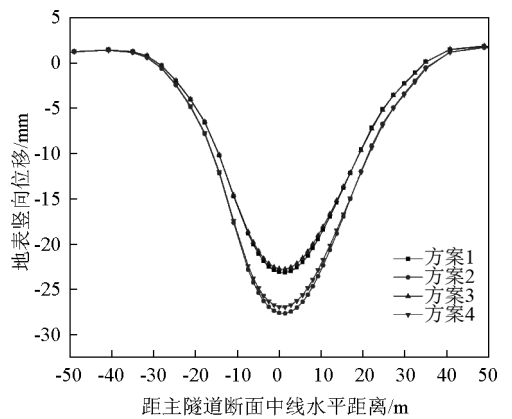


图8 地表沉降曲线
Fig.8 Subsidence curve of ground surface

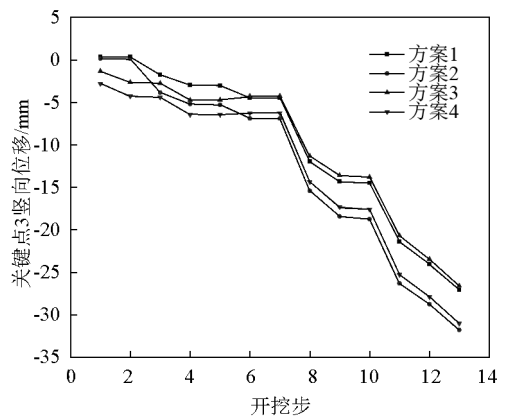


图9 分步开挖主隧道拱顶沉降
Fig.9 Vault settlement of main tunnel by stepped excavation

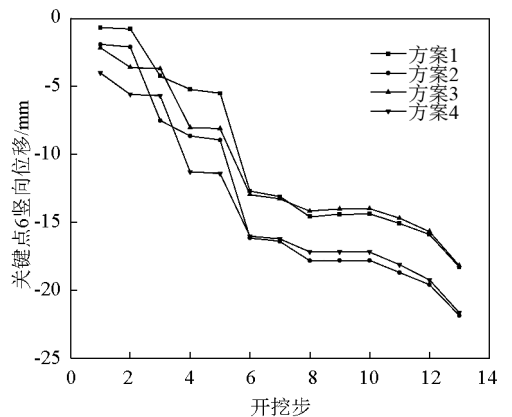


图10 分步开挖匝道拱顶沉降
Fig.10 Vault settlement of ramb tunnel by stepped excavation

中可以看出:

1) 匝道隧道拱顶沉降明显分为3个阶段:第1阶段是在主隧道开挖前(开挖步1~7),匝道拱顶处围岩变形很大,占总沉降量的71.7%~75.1%;第2阶段是主隧道左导洞开挖和施作衬砌时(开挖步8~10),匝道拱顶围岩沉降很小,仅占总沉降量的4.0%~7.0%;第3阶段是在主隧道中部开挖之后(开挖步11~13),匝道拱顶沉降有所增加,占总沉降量的18.5%~23.0%。

2) 主隧道拱顶沉降也明显分为3个阶段:第1阶段是在主隧道开挖前(开挖步1~7),主隧道拱顶处围岩变形较小,仅占总沉降量的16.0%~21.7%;第2阶段是主隧道左导洞开挖和施作衬砌时(开挖步8~10),主隧道拱顶围岩沉降量占总沉降量的35.8%~37.3%;第3阶段是在主隧道中部开挖之后(开挖步11~13),主隧道拱顶沉降量仍然在不断增加,占总沉降量的41.0%~48.2%。

3) 方案1和方案3的匝道拱顶沉降最大值分别为18.28 mm和18.18 mm,小于方案2和方案4的21.85 mm和21.63 mm;方案1和方案3的主隧道拱顶沉降最大值分别为27.06 mm和26.6 mm,也小于方案2和方案4的31.76 mm和31.0 mm。这与地表沉降规律一致。

4) 方案3的匝道和主隧道最大拱顶沉降均小于方案1的,方案4的匝道和主隧道最大拱顶沉降也均小于方案2的。这也与地表沉降规律一致。

4.1.3 支护结构位移

表4和表5分别是4种施工方案完成时典型断面支护结构的水平位移和竖向位移。以方案4为例,图11和图12分别是不对称双连拱隧道按方案4施工完成时典型断面支护结构水平位移和竖向位移等值线图。

表4 典型断面支护结构水平位移

Table 4 Horizontal displacement of supporting structure

方案编号	初期支护水平位移 / mm				二次衬砌水平位移 / mm				中墙水平位移 / mm	
	主隧道		匝道		主隧道		匝道			
	极小值	极大值	极小值	极大值	极小值	极大值	极小值	极大值	极小值	极大值
1	-5.85	4.13	1.51	6.56	-5.37	4.38	1.51	8.37	2.77	4.51
2	-5.86	4.93	1.64	6.81	-5.25	5.19	1.64	8.66	3.04	5.19
3	-5.89	4.39	1.78	6.46	-5.56	4.64	1.86	7.57	2.41	4.64
4	-5.92	5.11	2.09	6.61	-5.53	5.37	2.13	7.58	2.58	5.37

表5 典型断面支护结构竖向位移

Table 5 Vertical displacement of supporting structure

方案编号	初期支护水平位移 / mm				二次衬砌水平位移 / mm				中墙水平位移 / mm	
	主隧道		匝道		主隧道		匝道			
	极小值	极大值	极小值	极大值	极小值	极大值	极小值	极大值	极小值	极大值
1	-29.28	1.77	-20.06	-1.04	-29.16	22.85	-19.76	5.56	-18.72	9.38
2	-34.01	2.67	-23.46	-0.70	-33.89	23.59	-23.11	6.37	-21.18	10.16
3	-28.87	1.84	-19.59	0.73	-28.76	22.65	-19.34	8.91	-17.65	7.28
4	-33.27	2.72	-22.60	1.56	-33.16	23.34	-22.25	10.65	-19.44	7.39

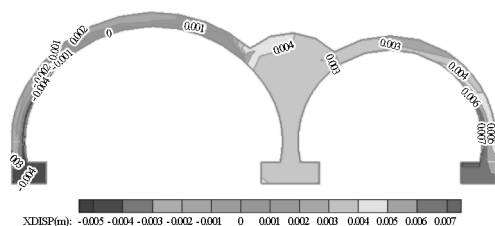


图11 方案4典型断面支护结构水平位移等值线图
Fig. 11 Horizontal displacement of supporting structure in scheme 4

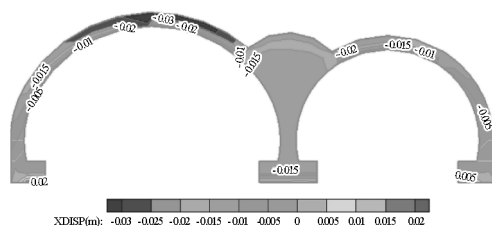


图12 方案4典型断面支护结构竖向位移等值线图
Fig. 12 Vertical displacement of supporting structure in scheme 4

通过表 4、表 5、图 11 和图 12 可以看出：

1) 支护结构的竖向位移起主导作用。初期支护和二次衬砌的最大竖向沉降出现在主隧道和匝道的拱顶区域,中墙的最大竖向沉降也出现在中墙顶部。4 种方案中,方案 2 的支护结构的竖向沉降最大,初支的最大竖向沉降达到 34.01 mm,二衬的最大竖向沉降达到 33.89 mm,中墙的最大竖向沉降达到 21.18 mm。

2) 初支、二衬的拱脚和中墙底部均出现不同程度的隆起,主隧道二衬拱脚的隆起较匝道的偏大。4 种方案中,主隧道二衬拱脚的隆起以方案 2 的最大,达到 23.59 mm,而匝道二衬拱脚的隆起以方案

4 的最大,达到 10.65 mm,中墙底部的隆起以方案 2 的最大,达到 10.16 mm。

3) 施工完成时支护结构的水平位移均较小,4 种方案支护结构的水平位移差别不大。

4.2 应力分析

4.2.1 围岩应力

图 13 是不对称双连拱隧道按方案 4 施工完成时围岩主应力等值线图。从图 13 可以看出,围岩在靠近中墙顶、中墙底部、主隧道和匝道的拱腰和拱脚区域有应力集中现象,主隧道、匝道洞周应力分布的形状和梯度相似,不对称效应并不明显。4 种方案主隧道和匝道围岩压应力最大值相差不大。

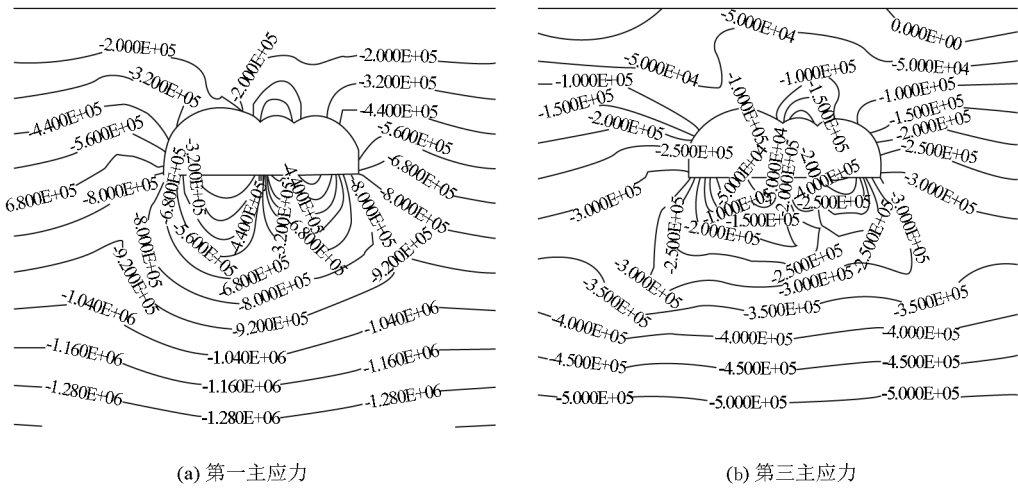


图 13 方案 4 典型断面围岩主应力等值线图

Fig. 13 Principal stress in surrounding rock in scheme 4

4.2.2 支护结构应力

表 6 是 4 种施工方案完成时典型断面支护结构主应力值的对比。以方案 4 为例,图 14 和图 15 分别是不对称双连拱隧道按方案 4 施工完成时中墙第一主应力和第三主应力等值线图。由表 6、图 14 和图 15 可以看出：

1) 施工完成时,主隧道拱顶拱腰和拱脚、匝道拱顶拱腰和拱脚、中墙顶偏匝道一侧、中墙下部偏匝道一侧均出现不同程度的应力集中。

2) 中墙处于偏心受压状态,最大压应力分布在中墙下部偏匝道一侧局部区域。4 种方案的中墙最

大压应力以方案 3 的略大,为 6.686 MPa。中墙顶和中墙底部局部区域出现拉应力,中墙底部拉应力较大,4 种方案中也是以方案 3 的压应力略大,达到 2.624 MPa。

3) 主隧道初支最大主压应力出现在与中墙顶衔接部位,最大主拉应力出现在主隧道拱顶区域;主隧道二衬最大主压应力出现在拱腰,而最大主拉应力出现在拱脚。匝道初支最大主压应力出现在拱腰,最大主拉应力出现在匝道拱顶区域;匝道二衬最大主压应力出现在拱腰,而最大主拉应力出现在与中墙顶衔接部位。

表 6 典型断面支护结构主应力

Table 6 Principal stress in supporting structure

方案编号	最大主压应力 / MPa					最大主拉应力 / MPa				
	初期支护		二次衬砌		中墙	初期支护		二次衬砌		中墙
	主隧道	匝道	主隧道	匝道		主隧道	匝道	主隧道	匝道	
1	-4.409	-3.632	-3.284	-4.565	-6.401	1.131	0.813	0.599	0.867	2.531
2	-3.929	-3.635	-3.260	-4.565	-6.271	0.871	0.738	0.589	0.878	2.470
3	-4.311	-3.775	-3.344	-4.040	-6.686	1.118	1.211	0.601	1.059	2.624
4	-3.776	-3.773	-3.334	-3.940	-6.636	0.836	1.148	0.590	1.188	2.592

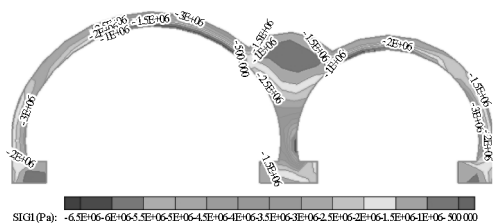


图 14 方案 4 典型断面支护结构第一主应力等值线图

Fig. 14 First principal stress in supporting structure in scheme 4

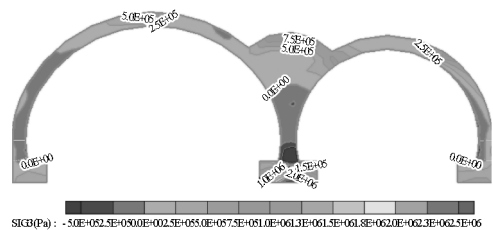


图 15 方案 4 典型断面支护结构第三主应力等值线图

Fig. 15 Third principal stress in supporting structure in scheme 4

次衬砌的最大主拉应力分别大于方案 1 和方案 2, 但均未超过混凝土的抗压强度和抗拉强度。

从开挖进尺角度分析,掘进进尺 3 m 的方案 2 和进尺 1.5 m 的方案 1 相比,地表最大沉降量增大 19.51%, 匝道拱顶沉降量增大 19.53%, 主隧道拱顶沉降量增大 17.37%, 进尺 3 m 的方案 4 和进尺 1.5 m 的方案 3 相比,地表最大沉降量也增大 18.40%, 匝道拱顶沉降量增大 18.98%, 主隧道拱顶沉降量增大 16.54%; 方案 2 和方案 4 主隧道、匝道支护结构以及中墙的竖向沉降均分别大于方案 1 和方案 3, 且方案 2 和方案 4 中墙底部的隆起值亦分别大于方案 1 和方案 3; 方案 1 和方案 3 主隧道初期支护和中墙的最大主应力分别稍大于方案 2 和方案 4, 但均未超过混凝土的抗压强度和抗拉强度, 其他支护结构最大主应力方案 1 和方案 2 的差别很小, 方案 3 和方案 4 的也很接近。可见掘进进尺对围岩稳定性影响较大, 开挖时应尽量采用小进尺。

综合考虑施工工序和开挖进尺的影响, 方案 3 较其他方案最为合理, 表明先施工匝道断面右导洞再施工中导洞的方案在不对称双连拱隧道开挖中是不可取的, 宜先施工中导洞再施工匝道断面右导洞。当然, 开挖中采用小进尺更利于控制围岩稳定, 但是开挖进尺过小, 则开挖工期延长, 临时支护增加, 进尺速度应根据施工工期、工程成本和围岩稳定性综合确定。

5 施工方案优选结果

从施工工序角度分析, 采用工序二的方案 3 和方案 4 的地表最大沉降量、沉降槽宽度、拱顶最大沉降量、支护结构最大竖向沉降以及中墙底部隆起值分别小于采用工序一的方案 1 和方案 2, 说明先施工中导洞再施工匝道断面右导洞的工序对地层的扰动较小, 更利于控制围岩稳定性; 方案 3 和方案 4 的主隧道初支的最大主应力、匝道二衬的最大主压应力分别小于方案 1 和方案 2, 然而方案 3 和方案 4 的中墙最大主应力、匝道初支的最大主应力、主隧道二

6 结语

1) 不对称双连拱隧道支护结构变形以竖向位移起主导作用, 最不利位置在主隧道和匝道的拱顶区域, 初期支护、二次衬砌拱脚和中墙底部的隆起也不能忽视, 支护结构最大主压应力出现在中墙下部偏匝道一侧局部区域, 而最大主拉应力出现在中墙底部, 现场施工和监测工作中应对这些部位加强注意。

2) 不对称双连拱隧道在施工过程中存在明显的不对称效应,主隧道洞周围岩位移比匝道洞周围岩位移要大,主隧道与匝道洞周围岩应力、位移及支护结构应力、位移都不对称。

3) 不对称双连拱隧道中墙的受力状态非常复杂,它不仅要承受中墙上部岩体传来的压力,还要承受两侧耳墙传来的压力。分析结果表明,中墙有整体向匝道方向的侧向偏移,但是偏移的量很小,施工完成时中墙处于偏心受压状态,中墙底部局部出现拉应力,应对中墙底部加强支护。

4) 综合考虑施工工序和开挖进尺的影响,方案3较其他方案最为合理,表明先施工中导洞再施工匝道断面右导洞并采用小进尺的施工方案更有利于控制围岩稳定。

5) 开挖顺序和掘进进尺对不对称双连拱隧道不同部位的位移、应力的影响程度不同,有的部位影

响较大,有的部位影响不显著。在实际工程中究竟采用何种开挖顺序,采用多大的进尺速度,力学因素只是其中要考虑的因素之一,应根据现场的地质条件和以往的施工经验等多方面因素综合确定施工方案。

参考文献

- [1] 重庆交通科研设计院. JTG D70 - 2004 公路隧道设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [2] 李术才, 朱维申, 陈卫忠, 等. 弹塑性大位移有限元方法在软岩隧道变形预估系统研究中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 267 - 271.
- [3] 朱维申, 王平. 动态规划原理在洞室群施工力学中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1992, 11(4): 323 - 331.
- [4] 王明年, 李志业, 关宝树. 3孔小间距浅埋暗挖隧道地表沉降控制技术研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 821 - 824.

Research on construction optimization of asymmetric double-arch section in Jiaozhou Bay Subsea Tunnel

Wang Kai, Zhang Chengping, Wang Mengshu

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

[Abstract] Aiming at the asymmetric double-arch tunnel engineering that lies at Jiaozhou Bay in Qingdao, the section located in the intersection between main tunnel and ramb tunnel is chosen as a typical cross section and a three-dimensional model for numerical analysis. Four construction schemes are constituted according to different construction sequences and different digging lengths. Then these schemes are simulated with FLAC^{3D} program. By analyzing ground surface settlement, vault settlement values, displacement of supporting structure, principle stress in surrounding rock, as well as principle stress in supporting structure, the most disadvantage position of structural deformation and stress during construction is determined. It concludes that the surrounding rock deformation could be better controlled by using of the construction sequence that first middle drift and then right hole of ramb tunnel, and the reasonable construction scheme is suggested.

[Key words] subsea tunnel; asymmetric double-arch tunnel; construction scheme optimization; construction sequence; digging length