

# 盾构重叠隧道施工力学行为分析

宋建禹

(铁道第三勘察设计院集团有限公司 天津 210017)

**摘要:** 我国地铁建设的快速发展,就涉及地铁建设中上下重叠隧道的相关问题进行研究。利用三维有限元方法并结合广州某重叠盾构施工的地铁工程实例分析了下洞(左线)隧道受上洞(右线)开挖产生的影响范围、上洞盾构在不同推进力下对下洞位移、应力和应变产生的影响和下洞局部范围在有临时支护条件下随上洞开挖产生位移和内力变化。分析表明:下洞隧道结构受上洞盾构施工的影响表示形式为上洞盾构前方的下洞结构存在向下挠曲,而在后方则向上隆起,直至趋于一个定值,其中下洞盾构机的盾尾需在上洞盾构机盾头前方的 50 m;上洞隧道在推进过程中,推进力是控制下洞结构变形的主要因素。此时,应严格控制上洞盾构隧道施工时盾构机推进力大小并仔细对下洞结构变形进行监测;对下洞隧道施作临时支撑可以有效减小位移和结构的受力特性;分析计算得出的结论对于盾构重叠隧道设计和施工有一定指导意义。

**关键词:** 重叠隧道;盾构;力学行为分析;三维有限元

**中图分类号:** U452.2+5 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2014)03-0023-06

随着我国地铁的持续建设,地铁网络不断完善,城市地下空间开发利用的规模也不断扩大。进而在盾构开挖隧道时遇到重叠的现象愈加普遍。如何控制盾构重叠隧道中上洞或者下洞的开挖所引起临近洞室位移和内力变化,以确保重叠盾构隧道的顺利掘进和正常使用,对于我国城市地铁建设和地下空间开发利用具有重要意义。

在地铁重叠盾构施工中,上洞盾构施工会改变既有下洞管片结构的受力状态,从而对下洞产生不利影响。上洞的受力模式也不同于半无限体或无限体中修建单一洞室的一般状况。初始状态下的应力场一般也是经常多次的扰动,加上在施工过程中所引起的多次扰动,其受力往往是不对称的,表现出很大的变异性。简单的说,上洞的开挖会使地层中围岩的应力从原来的 3 次应力场演变到 5 次应力场。由于这种应力场的变化导致了上洞结构和下洞结构的受力变异,造成下洞结构的安全性和上洞施工的复杂性问题,这是不可避免和必须加以解决的问题,因此研究其复杂的受力机理和相应对策已成为当务之急。国内外也有很多学者对盾构重叠隧道的施工力学行为进行了研究<sup>[1-5]</sup>。

以广州某重叠地铁隧道工程为例,利用 ANSYS11.0 有限元软件<sup>[6]</sup>,对盾构重叠隧道进行了建模分析。研究了上洞盾构施工对下洞结构的影响,所得出的结论对于盾构重叠隧道的设计和施工有一定的指导意义。

## 1 上下重叠隧道盾构施工三维有限元模型

受旧地铁隧道区间的影响,左右线隧道(左线在上,右线在下)以上下重叠的形式修建,且采用盾构法施工,衬砌管片外径 6.2 m,内径 5.5 m,衬砌环宽度 1.2 m,厚度 0.35 m。衬砌环分别由 1 块封顶块+2 块邻接块+3 块标准块组成。均采用 C50 钢筋混凝土,抗渗等级 P10(局部 P12)制作。区间左右线为分开修建的两条单线隧道,全长 1 028 m,上下隧道线间距为 6~12 m 之间。区间线路所经过的地段,覆土的

DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxzb.2014.03.05

收稿日期: 2013-06-25

作者简介: 宋建禹 男 1986 年出生 硕士研究生

表层为人工填筑的杂填土、素填土,其下为粉质黏土、残积砾质黏性土、砾砂,下伏基岩为全风化花岗岩、散体状强风化花岗岩;沿线地下水主要分为 3 类:第四系松散岩类孔隙水,赋存于第四系海积层及冲洪积地层中。风化残积岩孔隙裂隙水赋存于风化残积层中;基岩裂隙水主要赋存于基岩中。地下水位埋深 1.6~6.0 m,标高 0.9~8.3 m。

使用 ANSYS11.0 有限元软件建立上下重叠隧道的三维有限元模型进行开挖分析,尺寸为长 240 m,宽 60 m,高 60 m,上下重叠隧道盾构施工的有限元模型如图 1 所示。建模时,围岩采用 solid45 三维实体单元模拟,屈服强度采用 Drucker-Prager 原则;临时支撑(I 22b 工字钢)、盾构管片、盾构外壳则采用 ANSYS 提供的混凝土单元 shell63 来模拟<sup>[7]</sup>,假设为弹性体,其中管片力学参数按《混凝土结构设计规范》(GB50010—2002)选取,考虑到管片衬砌结构是通过螺栓将单个管片连接在一起的整体结构,具有横观各向同性性质,采用均质体等效管片衬砌时,需乘以刚度折减系数 0.8<sup>[8]</sup>。折减后的管片材料参数和地层参数见表 1。

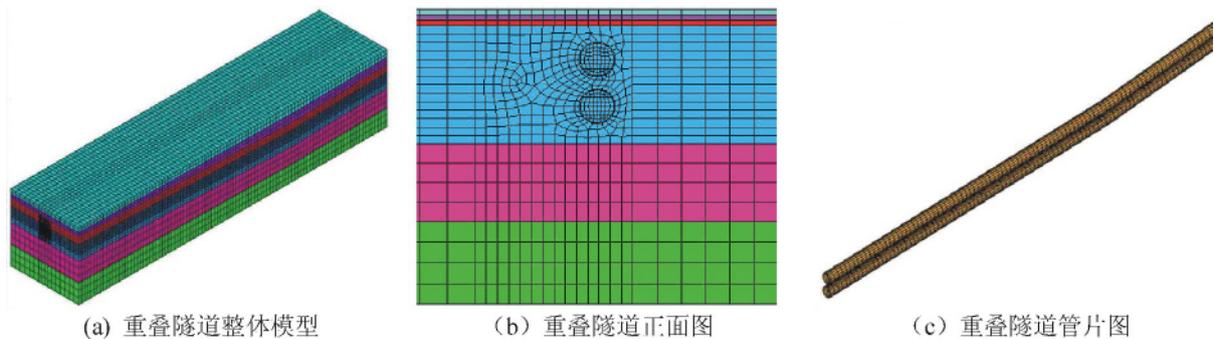


图 1 重叠隧道盾构施工的有限元模型

表 1 材料物理力学参数

材料类型	弹性模量 $E$ /GPa	泊松比 $\nu$	重度 $\gamma$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	粘聚力 $c$ /KPa	内摩擦角 $\varphi$ /( $^{\circ}$ )
1-2 素填土	0.009	0.39	19.9	19.5	28.8
3-1 粉质黏土	0.034	0.30	19.9	28	14
11-2 残积砾质黏性土	0.05	0.35	18.5	26	21
17-1 全风化花岗岩	0.11	0.33	18.6	22	23
17-2 散体状强风化花岗岩	0.252	0.25	19.5	24	25
盾壳(根据等刚度反算)	250	0.25	70	—	—
管片	24.6	0.25	25	—	—
临时支撑	28.5	0.25	25	—	—

隧道盾构施工是一个连续推进的过程,这一点在有限元里面是很难完全模拟,所以必须做一定的简化。假定盾构推进是非连续过程,规定盾构机每次向前推进是一步一步的,且每一步的距离为 1.2 m(衬砌环宽度),并通过改变单元材料(刚度迁移法)来反映盾构推进。根据 ANSYS11.0 所特有的命令流功能来实现,其数值模拟步骤可简单分为:①计算初始应力,②激活盾壳支护单元(改变材料为钢壳材料)并施加推进力(均布荷载)在刀盘上③把被杀死的管片单位材料改为混凝土材料。边界条件:地表为自由边界(为简化计算,地表面模拟为水平面),未受任何约束;计算模型的左右边界分别受到  $x$  轴方向的位移约束,模型的地层下部边界受到  $y$  轴方向的位移约束,上部边界加上覆岩层实际的自重。

对于上下重叠隧道,存在先施工下部隧道再施工上部隧道与先施工上部隧道再施工下部隧道两种施工顺序。在分析过程中,考虑下部隧道先施工,再施工上部隧道。

## 2 数值模拟结果分析

### 2.1 下洞隧道受上洞盾构开挖产生的影响范围

为了分析下洞隧道受上洞盾构开挖产生的影响范围,假定当上洞盾构隧道的盾构刀盘在推进到 150 m 位置时,下洞隧道管片拱顶和拱底部位竖向位移的纵向分布情况。

表 2 下洞隧道各考察断面关键点位置的位移值

序号	位置/m	拱顶竖向位移/mm	拱底竖向位移/mm
1	113	15.86	3.81
2	155	4.65	0.74
3	165	-2.37	0.11
4	195	-0.89	0
5	205	-0.16	0

由表 2 和图 2 可以看出: 上洞盾构施工引起的下洞拱顶与拱底竖向位移值变化规律具有较好的一致性。随上洞隧道在盾构机推进力为  $P = 0.9 \text{ MPa}$  推动到 150 m 位置时, 下洞隧道管片在 113 ~ 205 m 之间(总长 92 m) 受到一定的影响, 位移在 113 m 位置达到峰值, 其中拱顶竖向位移为 15.86 mm, 拱底竖向位移为 3.81 mm。从拱顶竖向位移与拱底竖向位移两者竖向位移的变化情况并结合以往盾构重叠隧道的施工经验, 拟在 113 ~ 165 m(总长 52 m) 范围内在下洞设置临时支撑, 通过分析得出下洞盾构机的盾尾需在上洞盾构机盾头前方的 50 m(155 ~ 205 段) 位置。

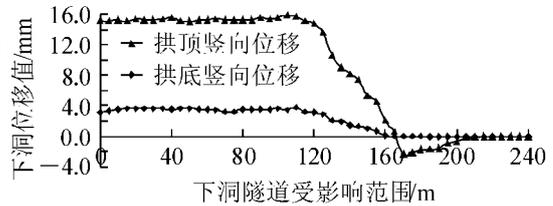


图 2 下洞隧道管片受开挖影响产生的位移

### 2.2 上洞盾构刀盘不同推进力对下洞管片产生的影响

由于盾构在推进过程中地质和周边环境的变化, 盾构机参数的调整是一个实时的过程。为了进一步分析上洞盾构刀盘不同推进力对下洞管片位移和应力极值的影响, 分析在相同条件下, 计算推进力  $P = 1.2 \sim 0.3 \text{ MPa}$ , 模数为  $0.3 \text{ MPa}$  4 种工况下的模型。由上述模型计算得: 考虑不同刀盘推进力作用效应后 4 种工况下最大位移、纵向和横向最大拉压应力和应变大小如表 3 所示。

表 3 不同推进力引起下洞隧道管片最大位移和应力

推进力 $P / \text{MPa}$	最大 竖向 位移/mm	最大 水平 位移/mm	纵向				横向			
			最大应力/kPa		最大应变/ $10^{-5}$		最大应力/kPa		最大应变/ $10^{-5}$	
			拉应力	压应力	拉应变	压应变	拉应力	压应力	拉应变	压应变
0.3	3.26	1.82	167.32	86.12	1.87	-1.21	42.85	22.46	1.01	-0.81
0.6	8.62	2.17	196.78	102.31	3.10	-2.01	67.23	28.34	1.78	-1.64
0.9	16.32	4.08	398.56	154.21	5.89	-4.61	98.47	41.23	3.01	-2.15
1.2	22.17	6.12	598.23	298.16	7.12	-5.42	136.48	86.23	4.12	-5.16

由表 3 给出的最大竖向和水平位移值大小变化情况可以看出: 当推进力从  $1.2 \text{ MPa}$  减小到  $0.9 \text{ MPa}$  时, 最大竖向和水平位移都有不同程度的减小, 具体为最大竖向位移从  $22.17 \text{ mm}$  减小到  $16.32 \text{ mm}$ , 减小的幅度为  $26.38\%$ , 而最大水平位移从  $6.12 \text{ mm}$  减小到  $4.08 \text{ mm}$ , 减小幅度约为  $33.3\%$ ; 当推进力减小到  $0.6 \text{ MPa}$  时, 竖向和水平位移分别减小为  $8.62 \text{ mm}$  和  $2.17 \text{ mm}$ , 减小幅度为  $61\%$  和  $64.5\%$ ; 当推进力减小到  $0.3 \text{ MPa}$  时, 竖向位移和水平位移减小的幅度为  $85.3\%$  和  $70.3\%$ 。从以上位移随盾构推进力减小的幅度可以看出推进力对下洞隧道管片位移变化有直接的影响, 且随推进力的减小, 竖向和水平位移均有明显的减小。

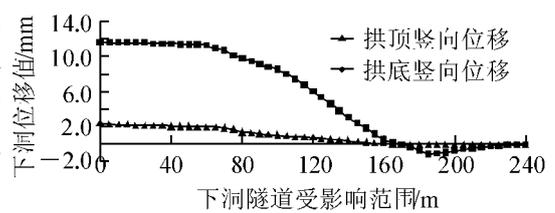
由表 3 给出的最大应力和应变值大小变化情况可以看出: 当推进力从  $1.2 \text{ MPa}$  减小到  $0.9 \text{ MPa}$  时, 下洞管片所受的应力和应变均明显减小, 且推进力减小的幅度越大, 最大应力和应变减小的幅度随之增大。其中纵向和横向拉应力减小幅度为  $33.4\%$  和  $27.9\%$ , 压应力减小幅度为  $48.27\%$  和  $52.2\%$ , 拉应变减小幅度为  $17.3\%$  和  $26.9\%$ , 压应变减小幅度为  $15.8\%$  和  $58.3\%$ 。下洞隧道管片最大应力和应变出现位置不随推进力的变化而发生变化, 均出现在顶板附近, 且受上洞盾构影响受力特征为: 上缘受压, 下缘受拉。并可发现下洞隧道管片所受主拉压应力和应变最大的区域也随推进力的减小而呈现减小的趋势。

由上位移、应力和应变分析可以得出: 为防止下洞隧道管片开裂的一个主要措施就是要严格控制上洞盾构隧道施工时盾构机推进力参数。

### 2.3 临时支护条件下下洞随上洞开挖产生的位移和内力分析

通过以上对重叠隧道的数值模拟仿真分析, 确定了下洞隧道受上洞盾构隧道开挖产生的影响范围和

上洞盾构在不同推进力下对下洞管片产生的影响。针对以上分析,确定了下洞盾构隧道在上盾构机前后 16 m 和 36 m 范围内设置临时支撑。研究上洞隧道在盾构机推进力为  $P = 0.9 \text{ MPa}$  推动到 150 m 位置时,下盾构隧道管片竖向位移和内力变化情况。图 3 为下洞隧道管片受上洞开挖影响关键点位置产生的竖向位移变化图。



由图 3 可以看出,下洞隧道拱顶竖向位移变化较没有设置临时支撑时的平缓,且位移的最大值由无支撑时的 15.86 mm 减小到设置支撑后的 11.68 mm,减小幅度为 26.4%。分析位移减小的原因由于在下洞隧道设置了临时支撑,控制了管片位移的变化,因此施工时在适当的位置设置临时支撑是很有必要的。其中拱底竖向位移变化规律跟拱顶的类似。

表 4 下洞隧道各考察断面关键点位置横向内力统计表

截面位置/m	拱顶		边墙		拱底		最大剪力值/kN
	弯矩/kN·m	轴力/kN	弯矩/kN·m	轴力/kN	弯矩/kN·m	轴力/kN	
10	57.612	-420.687	-64.029	-639.457	73.598	-519.458	81.956
85	102.359	-517.569	-93.569	-817.956	102.624	-516.284	89.652
180	134.846	-570.694	-122.687	-1072.128	134.923	-564.248	89.983
150	128.129	-637.756	-114.569	-968.461	128.543	-534.235	105.498

由表 4 给出的关键点位置横向内力变化可以看出,拱顶处弯矩最大值为 134.846 kN·m,出现在上盾构机未通过的 180 m 位置。通过观察分析可以发现,边墙和拱底也有相似的变化规律。比较在 180 m 位置弯矩值的大小,可以看出拱底(134.923 kN·m) > 拱顶(134.846 kN·m) > 边墙(-122.687 kN·m);拱顶处轴力最大值为 -637.756 kN,出现在上盾构机正下方 150 m 位置。边墙和拱底处最大值则出现在上盾构机未通过的 180 m 位置,其值大小分别为 -1072.128 kN 和 -564.248 kN;横向最大剪力值的大小为 105.498 kN,出现在上盾构机正下方位置。具体变化如图 4 所示。

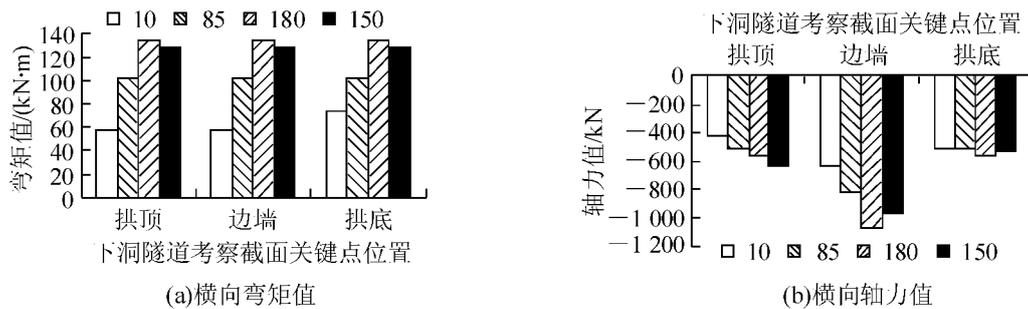


图 4 下洞隧道各考察断面关键点位置横向弯矩和轴力图

由图 4 可以看出,随着上洞隧道盾构机推进到 150 m 的位置,下洞隧道所考察截面各关键点位置弯矩和轴力均有明显的增加,其中所考察截面各个关键点位置弯矩最大值均出现在 180 m 位置。拱顶轴力最大值出现在 150 m 位置,边墙和拱底则出现在 180 m 位置。通过以上的对比分析知,10 m 和 85 m 断面内力在上盾构隧道修建完成后,由于卸载作用,下洞隧道管片结构上受力均减小。随着上盾构隧道的推进,在盾构机位置正下方的下洞隧道管片拱顶部位结构内力存在突变。

表 5 下洞隧道纵向最大内力和发生位置统计表

关键点位置	纵向最大弯矩/kN·m	纵向最大轴力/kN	发生位置/m
拱顶	-37.170	-41.091	135
边墙	24.672	-142.291	135
拱底	-18.428	-223.250	135

由表 5 可以看出,纵向最大弯矩和轴力均发生在 135 m 处,且该断面的纵向最大轴力均为压力。由图 5 中的 135 m 断面纵向弯矩分布情况可以看出,最大负弯矩主要集中在拱顶部位,其值为 -37.170 kN·m,最大正弯矩主要集中在左右拱肩部位,其值为 34.383 kN·m,负弯矩比正弯矩在数值上大 2.787 kN·m。

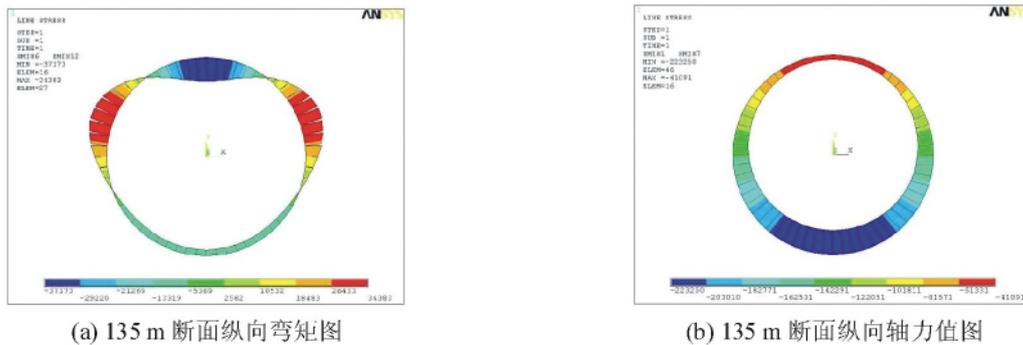


图 5 下洞隧道 135 m 断面纵向弯矩和轴力图

m, 差距不是很大。从纵向轴力分布情况可以看出, 轴力最大值主要集中在拱底部位, 其值为  $-223.250$  kN。最小值主要集中在拱顶部位, 其值为  $-41.091$  kN, 比最大轴力值小  $182.159$  kN, 相差较大。

### 3 结语

(1) 根据“先下后上”的施工顺序, 对上下重叠盾构隧道进行数值模拟分析。由分析结果表明: 下洞隧道管片在  $113 \sim 205$  m 之间(总长 92 m) 受到上洞盾构的影响较明显, 其中竖向位移在 113 m 位置达到峰值, 对此应采取相应的施工措施。为消除上、下洞盾构机相互影响的叠加, 下洞盾构机的盾尾需在上洞盾构机盾头前方的 50 m 位置。

(2) 通过对上洞不同推进力作用下引起下洞位移、应力和应变的归纳分析, 认为对于重叠盾构隧道这种“卸荷”型地下建筑物的施工, 在其上方修筑盾构隧道时不宜采用“加大推进力-快速通过”的盾构施工模式; 盾构机在上洞隧道推进过程中, 应严格控制施工参数和放慢掘进速度, 这样对于减少对周围土体的拖带和对下洞盾构管片的影响都是首要的对策。并应全面对下洞隧道进行监测, 特别是顶板部位。

(3) 为有效降低上洞盾构施工对下洞的影响, 拟对上盾构机工作面前后 16 m 和 36 m 范围内对下洞设置临时支撑系统。通过对设置临时支撑后下洞产生的竖向位移、横向和纵向内力的结果, 认为在上洞盾构机以推进力  $P = 0.9$  MPa 推进到 150 m 位置时引起下洞竖向位移最大值较无支撑时的减小, 减小幅度为 26.4%, 且位移变化也变平缓。对于所考察断面关键位置横向内力拱底弯矩最大, 轴力最小, 而最大剪力刚好出现在上盾构机正下方所考察断面。通过对比分析可知, 上盾构机已通过的, 由于卸载作用, 下盾构隧道管片受力均有减小。结构纵向受力最不利断面, 出现在 135 m 处, 该断面纵向弯矩最大, 纵向轴力均为压力, 通过对纵向抗弯能力进行检算, 结构偏安全。

### 参 考 文 献

- [1] 孙均, 刘洪洲. 交叠隧道盾构法施工土体变形的三维数值模拟[J]. 同济大学学报, 2002, 30(4): 379-386
- [2] 仇文革. 地下工程近接施工力学原理与对策的研究[D]. 成都: 西南交通大学土木工程学院, 2003.
- [3] 吴波, 高波. 地铁区间隧道施工对近邻管线影响的三维数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增2): 2451-2456.
- [4] 张志强, 何川. 双线盾构隧道与联络通道复杂结构受力分析[J]. 铁道学报, 2002, 24(6): 89-92.
- [5] 郑余朝. 深圳地铁重叠隧道三维数值模拟分析[D]. 成都: 西南交通大学土木工程学院, 2000.
- [6] 刘涛. 精通 ANSYS. 北京: 清华大学出版社, 2002.
- [7] 余健, 何川. 高速公路隧道施工全过程三维弹塑性数值模拟[J]. 西南交通大学学报, 2005, 40(3): 298-302.
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

## Analysis of Construction Mechanical Behavior for Overlapping Tunnel Shield

Song Jianyu

(Third Railway Survey and Design Institute Group Co. Ltd, Tianjin 210017, China)

**Abstract:** In view of the rapid development of subway construction, issues related with the construction of vertically stacked subway tunnels are studied. Based on the example of Guangzhou metro overlap shield tunneling construction, through the dimensional finite element method, the influence of the upper hole (right lane) on the lower hole (left lane) construction, including the impact range of upper hole excavation on the lower hole, the influence of the upper hole shield under different propulsion on the displacement, stress and strain of the lower hole, and local displacement and force changes of the lower hole with temporary support conditions under the impact of the upper hole excavation. Analyses show the lower hole structure goes downward at the front end of the upper hole shield, and goes upward at the rear end, until it tends to be a constant value. In the case of the example of this article, the lower hole shield machine tail need to be 50 m in front of the upper hole shield machine head; In the advancing the process of the upper hole, propulsion force is the main factor to control lower hole structure deformation. thus the upper hole TBM propulsion should be strictly controlled during tunneling and lower hole structure deformation carefully monitored; temporary support structure for the lower hole tunnel can effectively reduce the displacement and stress. The conclusion of this article may provide some guidance for overlap shield tunnel design and construction.

**Key words:** overlapping tunnels; mechanical behavior analysis; dimensional finite element

(责任编辑 刘宪福)



(上接第 7 页)

[13] Qi J J, Jiang L Z. Effects of interface slip and semi-rigid joint on an elastic seismic response of steel - concrete composite frame [J]. J. Cent. South Univ. Technol. 2010, 17(6): 1327-1335.

[14] Duan S J, Niu R M, Xu J et al. A finite element model for double composite beam [C]// Nader G. . Challenges ,Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Constructions ( ISEC-5 ,Las Vegas 2009) . London: Taylor & Francis Group , 2010: 197-202.

[15] 金坎辉. 一种新型柱脚连接方式的受力分析及应用 [D]. 石家庄: 石家庄铁道大学土木工程学院 2012.

## Analysis Method for Planar Frames with Generalized Semi-Rigid Connections

Duan Shujin<sup>1</sup>, Wang Ran<sup>1,2</sup>, Jin Kanhui<sup>1,3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Liaocheng city planning and Architectural Design Institute Co., Ltd, Liaocheng 252000, China;

3. Hebei Engineering and Technical College, Cangzhou 061001, China)

**Abstract:** The planar frame with arbitrary connections and supports is studied. A new beam element is proposed, which consists of uniform bar and three null length springs (along rotational, transverse and axial direction) at each end. The stiffness matrix of the element and equivalent nodal forces subjected to eight kinds of different loads are derived. A program is compiled in Matlab language for calculation of static mechanical behaviour of generalized frame, in which the connection nonlinear relationship is expressed as exponential function or polynomial function. the results of the rigid frame and the semi-rigid frames are Compared, showing the influence of connection flexibilities on structure forces and deformation.

**Key words:** planar frame; semi-rigid joint; three-springs mechanical model; stiffness matrix of element; equivalent nodal force vector; non-linear analysis

(责任编辑 刘宪福)