

侧向连续开孔地铁车站结构的三维地震响应研究^{*}

张栋梁^{1,2}, 王国波³, 杨林德^{1,2}, 马险峰^{1,2}

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092
3. 武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 武汉 430070)

摘要: 为了合理开发、利用地下空间资源, 目前国内出现了一种新型的地铁车站结构形式: 侧向连续开孔的地铁车站结构。因为车站边墙的开孔会削弱结构的整体抗震性能, 所以有必要研究该结构形式的抗震能力。对侧向连续开孔的地铁车站结构建立了三维计算模型, 通过研究其三维地震响应规律, 确定了结构的薄弱部位, 得到了地震荷载引起的结构内力的增幅。该研究成果可为今后此类地铁车站结构的抗震设计提供参考。

关键词: 侧向连续开孔; 地铁车站; 三维计算模型; 地震响应

中图分类号: PU352.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-0666(2009)01-0046-05

0 引言

随着地铁建设的快速发展, 必须合理规划、开发及利用地下空间。目前, 国内出现了地铁车站结合周边地下空间共同开发的趋势(王国波, 2007), 为此, 需在车站站厅层侧墙大面积连续开洞, 从而导致其整体刚度降低, 抗震能力减弱。因此, 结合工程实践研究地铁车站侧向连续开孔结构的抗震能力, 不仅是必要的, 而且是紧迫的。开洞形式、数量及大小对结构抗震性能的影响, 以及结合周边开发的拟建、在建、已建的地下车站, 为满足抗震和使用要求在交界面处采取的结构设计原则和构造措施, 都是在开展大规模地铁建设和地下空间开发利用之前所必须解决的课题。

笔者以上海地铁 10 号线江湾体育中心站工程为对象, 对其建立三维数值计算模型, 研究地铁车站侧向连续开孔结构的三维地震响应规律, 确定了结构的薄弱部位, 并得到了地震荷载引起的结构内力的增幅, 可为将来类似地下工程的抗震设计提供参考。

1 工程概况

拟建的上海市地铁 10 号线江湾体育中心站位于杨浦区淞沪路、政通路、界泓河段附近, 主体

结构外包尺寸为 $490.6\text{ m} \times 55\text{ m}$, 分两部分: ① 车站部分, 基坑埋深 $16.5 \sim 19.3\text{ m}$, 为地下二层结构, 采用地下连续墙围护结构, 墙厚 0.8 m , 埋深 $30 \sim 35\text{ m}$ 采用明挖法施工; ② 联体地下空间开发部分, 基坑埋深 $7.8 \sim 8.8\text{ m}$, 为地下一层结构, 采用钻孔灌注桩围护结构, 桩长约 17 m , 采用逆作法施工。

江湾站从最右端的端头井向左, 车站横向跨度由 2 跨变为 3 跨, 且纵向柱距由 6.5 m 过渡到 7.5 m 和 8.0 m , 即该结构在横向与纵向均有变化。结构左边一层结构为地下空间开发部分, 右边两层结构为地铁车站部分。车站结构的左跨、中跨、右跨分别为 4.5 m 、 9.6 m 和 4.8 m , 上、下两层的高度分别为 5.4 m 和 8.9 m 。空间开发部分从左到右的跨度分别为 9 m 、 8 m 、 8 m 和 9.4 m , 层高 5.4 m 。

2 计算模型

2.1 计算范围

地铁车站与空间开发结构横向宽 53.2 m , 纵向长 490.6 m , 高 14.3 m 。由于结构在纵向中间一定长度范围内的结构形式相同, 可将车站结构沿纵向分割为两部分分别计算。笔者以车站右半部分结构为研究对象, 结构纵向长 157 m , 其中纵向柱距为 6.5 m 的 1 跨(靠近端头井)、 7.5 m 的 3 跨, 其余为 8 m 的 16 跨。

* 收稿日期: 2008-10-22

计算范围选取为：265 m×263 m×70 m。由于在截取平面的左侧实际上仍有结构，故在该处没有建土体（图 1）。另外，考虑到端头井的刚度较大，将其简化为端墙（称作后端墙）。土体及结构的计算模型分别见图 1~4。由图 3 可见，在靠近后端墙（端头井）的部位是每开挖两倍柱距的边

墙就留一跨柱距的墙体，中间仅 1 根柱子；而在远离后端墙的部位则是每开挖三倍柱距的边墙就留一跨柱距的墙体，中间有 2 根柱子。为了采光，在空间开发部位第三跨顶板上沿纵向也存在连续开孔的情况（图 4），每留 2 m 的顶板，就开 14 m 的天窗。

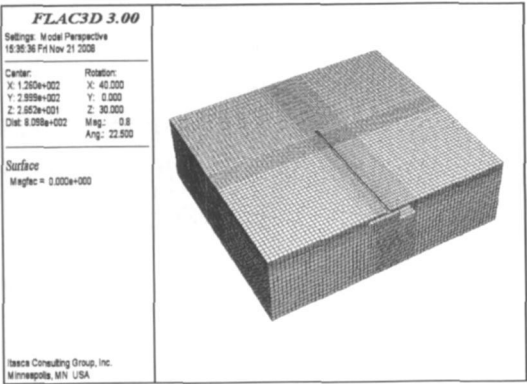


图 1 土体计算模型

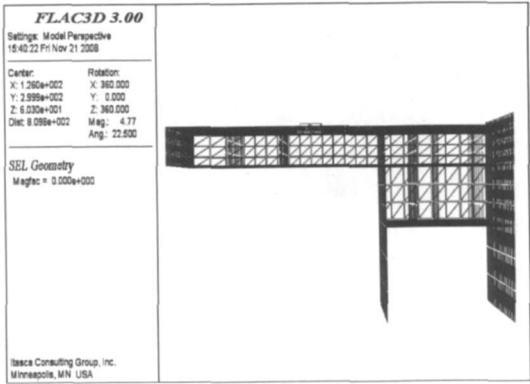


图 2 车站结构的计算模型

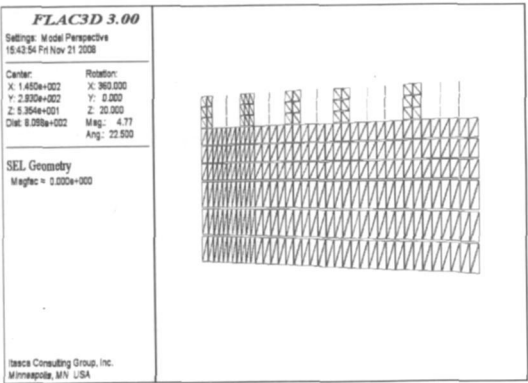


图 3 车站左侧墙连续开孔情况

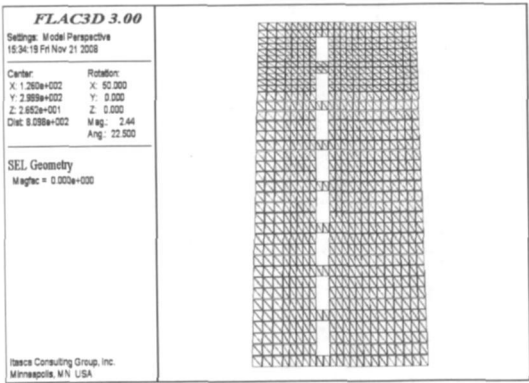


图 4 空间开发部位顶板采光天棚开孔情况

2.2 材料本构模型

参数见表 1。C30 混凝土采用弹性模型，弹性模量 E 取 3×10^{10} MPa，泊松比取 0.2。

静力计算时土体采用摩尔—库仑模型，计算

表 1 土层分布及其物理参数值

编号	土层名称	厚度 /m	密度 / $\text{k}\cdot\text{g}\cdot\text{m}^{-3}$	弹性模量 /MPa	粘聚力 / kPa	摩擦角	泊松比
1	杂填土	2.50	1 840	7.5	8	10	0.4
2	灰色砂质粉土	10.50	1 830	22.4	15	17	0.38
3	灰色淤泥质粘土	6.30	1 680	7.5	19	19	0.35
4	灰色粉质粘土	5.70	1 800	11.5	22	20	0.33
5	暗绿色粉质粘土	3.50	1 990	20.0	29	21	0.3
6	草黄色砂质粉土	1.50	1 900	28.0	27	24	0.28
6夹	草黄色粉质粘土	4.20	1 920	21.0	33	30	0.25
7	草黄色砂质粉土	2.30	1 900	28.0	13	28	0.4
8	灰色粉质粘土	21.00	1 800	24.0	14	20	0.3
8	粘质粉土互层	—	1880	36.0	19	30	0.3

动力计算时, 采用 Davidenkov模型来描述软土的非线性特性 (刘齐建, 2008), 模型表达式为

$$G_d/G_{max} = 1 - \left[\frac{(\gamma_d/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma_d/\gamma_r)^{2B}} \right]^A$$

4种不同土类的模型参数按表 2选取。

表 2 4种土类的 Davidenkov模型参数 (刘齐建, 2008)

土类型	G _d			λ _d
	A	B	γ _r (× 10 ⁻⁴)	β
粉质粘土	1. 204 6	0. 452 7	7. 1	1. 3185
粘土	0. 577 3	0. 648 7	20. 4	1. 369 0
粉土	0. 690 6	0. 553 0	15. 5	1. 246 8
砂土	0. 809 4	0. 542 1	13. 5	1. 073 5

郑永来等 (1998) 研究发现, 混凝土的动弹模 E_d比静弹模 E_s约高出 30% ~ 50%, 一般取 E_d = E_s× 140%。

2.3 边界条件

在进行静力计算时, 模型 4个侧面均取固定边界, 底部取为竖向固定、水平自由的边界, 表面为自由变形边界。

在进行动力计算时, 在模型四周施加自由场边界条件, 底部取为竖向固定、水平自由的边界, 表面为自由变形边界。在截取平面上, 对结构节点沿纵向的位移进行约束。

2.4 地震动输入

在进行动力计算时, 在深 70 m的基岩面上输入未来 50年超越概率为 10%的上海人工地震波, 其时程曲线如图 5所示。

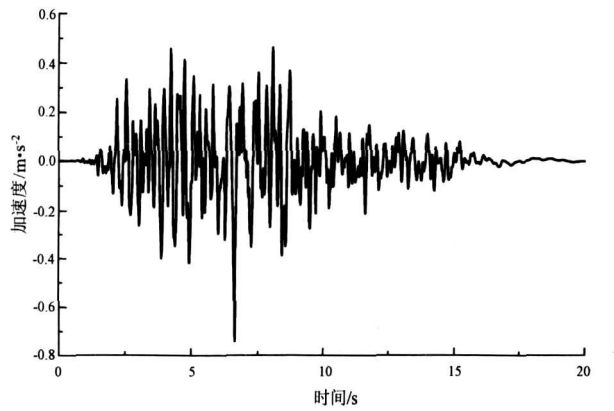


图 5 未来 50年超越概率为 10%的上海人工地震波加速度时程曲线

3 静、动力计算结果及分析

本节中, 我们着重分析地铁车站结构与地下空间开发部分在静力与上海人工地震波共同作用下结构的合内力。分析目的在于找出结构的受力最不利部位以及地震荷载引起的结构内力的增幅, 为地下综合体的抗震设计提供参考。

3.1 柱子的合弯矩

结构的柱子为抗侧力构件, 在地震时承受较大的水平荷载。表 3为静力与合力作用下结构各部位柱端弯矩最大值及地震荷载引起的弯矩增幅。由表 3可见:

(1) 地震荷载引起柱端弯矩的平均增幅为 89%;

(2) 比较车站结构的柱端弯矩可见, 下柱的弯矩较上柱的弯矩小, 表明结构埋深较浅时, 对结构受力不利;

(3) 车站左上边墙开孔部位柱子上端以及空间开发部位右柱上端的柱端合弯矩最大, 分别为 1 155. 7 kN·m和 1 280. 4 kN·m, 这些部位柱子为受力不利部位。

表 3 柱子在静力及合内力作用下的弯矩及其增幅

结构部位	平面内弯矩 /kN·m			
	静力	合力	增幅 (%)	平均增幅 (%)
车站右上柱上端	525. 9	971. 4	84. 71	88. 6
车站右下柱下端	182. 6	334. 1	82. 97	
车站左上柱上端	347. 9	637. 3	83. 18	
车站左下柱下端	87. 4	166. 8	90. 85	
车站中柱上端	231. 2	427. 6	84. 95	
车站中柱下端	151. 2	298. 2	97. 22	
车站左上边墙开孔部位柱子	599. 4	1 155. 7	92. 81	
空间开发部分的右柱	655. 8	1 280. 4	95. 24	
空间开发部分的中柱	257. 9	486. 5	88. 64	85. 57
空间开发部分的左柱	214. 8	398. 6	85. 57	

3.2 边墙的合弯矩

结构的边墙也为抗侧力构件, 在水平横向地震作用下承受较大水平动土压力。表 4给出了结构边墙在静力与合力作用下的最大弯矩值及地震荷载引起的弯矩增幅。由表 4可见:

(1) 地震荷载引起边墙边部与边墙中间的平均弯矩增幅比较相近, 分别为 52%和 56%;

(2) 车站左上边墙开孔后留下的几片墙体和车

站右下边墙下边的合弯矩值（ $-1\,422.9\text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $-1\,427.1\text{ kN}\cdot\text{m}$ ）以及地震荷载引起的增幅（分别为 54% 和 55% ）均较大；车站左、右边墙中部的正弯矩（分别为 $1\,304.8\text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $882.1\text{ kN}\cdot\text{m}$ ）以及地震荷载引起的增幅（分别为 48% 和 47% ）也较大，这些部位为边墙的受力不利部位。

表 4 侧墙在静力及合力作用下最大弯矩值及增幅					
边墙位置	部位	弯矩 / $\text{kN}\cdot\text{m}$			平均增幅 (%)
		静力	合力	增幅 (%)	
空间开发左边墙	上边	-276.4	-416.8	50.8	52.1
	下边	-312.7	-459.3	46.9	
车站左下边墙	上边	-379.2	-550.6	45.2	
	下边	-565.5	-804.3	42.2	
车站左上边墙 (开孔部位)	上边	-924.8	-1423	53.9	
	下边	-457.2	-698.6	52.8	
车站右上边墙	上边	-247	-425.5	72.3	
	下边	-550.9	-820.4	48.9	
车站右下边墙	上边	-522.4	-799.1	53.0	
	下边	-922.6	-1427	54.7	
空间开发边墙中间		120	220.6	83.8	55.7
车站左下边墙中间		880.2	1304.8	48.2	
车站左上边墙中间(开孔)		389.1	611.3	57.1	
车站右上边墙中间		422	620.4	47.0	
车站右下边墙中间		619.3	882.1	42.4	

3.3 板的合弯矩

车站结构底板、中板和顶板以及空间开发部位底板与顶板的跨边和跨中在静力及合力作用下的最大弯矩值及其增幅分别为：

- （1）地震荷载引起的地下空间开发部分板跨边弯矩的平均增幅（ 64% ）比车站结构的平均弯矩增幅（ 53% ）大；
- （2）地震荷载引起的车站结构和地下空间开发部位各板跨中弯矩的平均增幅相近，分别为 45% 和 48% ；
- （3）车站结构的板与柱端结合处的弯矩均较大，为受力不利部位。

3.4 结构变形分析

上述计算表明，车站结构左上边墙开孔部位的柱子和开孔后留下的几片墙体所承受的弯矩较大，空间开发部位右柱柱端的弯矩也较大，我们将对这三个部位的变形做进一步分析。

图 6 给出了车站结构左上边墙开孔部位柱子上端对下端的水平相对位移时程曲线（曲线 D）、车

站结构左上边墙开孔后留下的墙体的上边（与顶板结合）相对于下边（与中板结合）的水平相对位移时程曲线（曲线 B）、空间开发部位右柱上端相对于下端的水平相对位移时程曲线（曲线 C）。由图可见：

- （1）车站左上边墙开孔处柱子的相对水平位移峰值达 1.3 m ，空间开发部位右柱相对水平位移峰值为 1.1 m ，车站左上边墙开孔后留下的墙体的相对水平位移峰值为 1.0 m ，表明地震荷载对柱子的变形影响较大。
- （2）在 $t=10\text{ s}$ 之前，即在结构水平相对位移到达峰值之前 3 条曲线几乎重合，而在到达峰值之后，各部位相对水平位移出现差异，表明在经受最大水平位移后，结构整体抗震性能降低，而柱子两端的水平相对位移最大，表明地震荷载对柱子变形的影响较大。

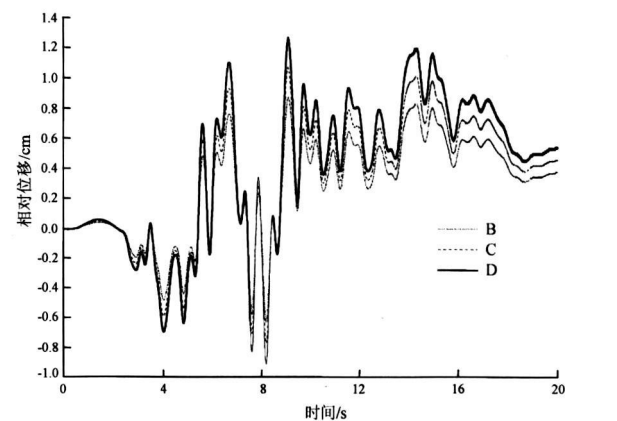


图 6 地震荷载作用下结构的相对水平位移时程曲线

4 结论

- （1）结构空间效应（包括结构后端墙、横向跨度以及纵向柱距的变化）的影响范围约为车站横向宽度的 1.9 倍，即距车站结构端墙的距离为车站结构横向宽度 1.9 倍的横断面可按平面应变考虑，同时结构内力的较大值出现在可按平面应变考虑的区间。
- （2）地震荷载引起的结构柱端弯矩的平均增幅为 89% ，边墙边部弯矩的平均增幅为 52% ，边墙中间为 56% ，板跨边为 56% ，板跨中为 46% 。
- （3）侧向连续开孔结构的受力不利部位有：空间开发右柱，车站左上边墙开孔部位的柱子及开孔后留下的墙体，车站左、右边墙的中间，结

构的板与柱端结合处。

(4) 由于侧向连续开孔削弱了结构的整体刚度，降低了结构的整体抗震性能，结构的动力响应（弯矩与变形）幅值均比典型地铁车站结构的响应幅值大。

(5) 地震荷载对柱子的影响最大，表现为柱端弯矩的增幅及柱子的变形最大。

(6) 所选横截面的二维计算结果与三维计算结果吻合较好，一方面表明所选区段的结构可简化为平面应变问题，另一方面验证了本文三维计

算方法的合理性。

参考文献：

刘齐建. 2008 软土地铁建筑结构抗震设计计算理论的研究 [D]. 上海：同济大学 .
王国波. 2007 软土地铁车站结构三维地震响应计算理论与方法的研究 [D]. 上海：同济大学 .
郑永来，周橙，黄炜，等 . 1998. 动态弹性模量的实验研究 [J]. 河海大学学报， 26（2）： 31— 35.

3D Seismic Response of Subway Station Structure with Continuous Holes in Lateral Wall

ZHANG Dong-liang¹, WANG Guo-bi¹, YANG Lin-de², MA Xian-feng²

- (1. Key Lab of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)
(2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)
(3. College of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, Hubei, China)

Abstract

In order to rationally utilize and exploit underground space, a new structural style subway station structure with continuous holes in lateral wall appeared in subway construction. But the continuous holes in lateral wall weaken the whole seismic ability of structure, so it is necessary to study this structural style. We build the 3D calculation model of this structure in the paper, study its seismic response rules, determine the unsubstantial part of the structure, and obtain the increment of structural internal forces caused by seismic load. The study results can provide reference for the seismic design of this kind of subway station structure in future.

Key words: continuous holes in lateral wall; subway station; 3D calculation model; seismic response