

平位移可通过公式(3)计算得出,震时纵向位移则可利用公式(4)求得。

$$U_{(z)} = \frac{1}{2} u_{\max} \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (3)$$

式中 $U_{(z)}$ ——地震时深度 Z 处土层的水平位移 (m);

Z ——深度 (m);

U_{\max} ——场地地表最大位移;

H ——地震作用基准面至地面的垂直距离 (m)。

$$U(x, z) = u_{\max}(z) \cdot \sin \frac{2\pi x}{L} \quad (4)$$

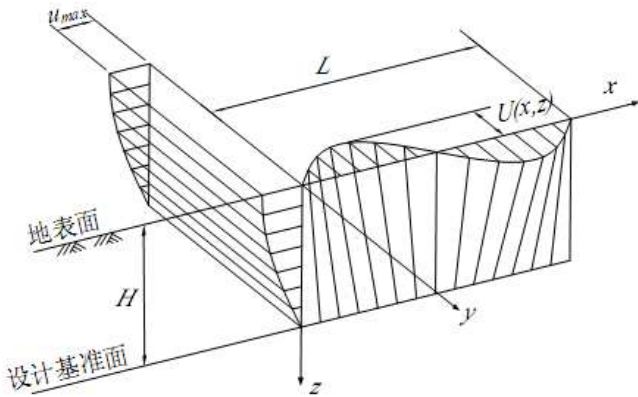


图2 土层位移沿深度和隧道轴向分布

(2) 土层横向位移取值

依据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB50909-2014)第5.2.4条,本地区最大地面运动及其调整系数已确定。

(3) 土层位移转化为施加于侧墙节点处的等效集中力

基于此,本研究运用反应位移法,确定地基基础的最大位移(此处规定为相对变形,即底部深度处的位移为零),并将该值应用于结构两侧的受压弹簧以及上剪力弹簧。值得说明的是,鉴于在距离结构一端的位置对弹性体施加强迫变形存在困难,因此,强迫变形可根据公式(5)和(6)等转换为作用于结构侧面及顶部的等效载荷。

$$p(z) = K_n(u(z) - u(z_B)) \quad (5)$$

$$p(z_v) = K_{sv}(u(z_u) - u(z_B)) \quad (6)$$

在公式中, $P(Z)$ 代表的是直接施加于结构侧壁上的等效荷载 (kN);

$P(ZV)$ 表示直接作用于结构顶板的等效荷载 (kN)。

$u(z)$ 、 $u(z_B)$ 、 $u(z_u)$ 分别代表距离地面深度 z 、地下结构 ZB 底板以及 ZU 顶板处的土层位移 (单位: 米)。

$k=ALd$;

k ——弹簧刚度系数; A ——地基水平向反力系数;

L ——弹簧间距; d ——计算断面沿车站纵向的计算长度。

五、本工程抗震计算

考虑到结构特性、地质状况及场地地震影响等多重因素,本研究运用反应位移方法对车站结构进行详细的地震响应评估。

(一) 计算参数

本车站场地抗震设防烈度为6度,场地类别为II类,场地基本地震动峰值加速度 α_{\max} 为0.05g。II类场地设计地震动峰值位移为:E2地震作用下 $u_{\max}=0.03m$ 。

(二) 地层弹簧节点相对位移计算

在强震影响下,土体深层的横向变形可通过公式(3)进行计算。在此公式中, z 代表土壤层厚度; H 表示从地面至地面的参考水平面,其选取原则是在地下介质中横波速度不低于500m/s的岩层顶部。针对该监测站点,其上覆土层厚度未超过70米,建筑物有效高度为13.75米,底部深度则为16.75米。据此,该站点基础表面至地面的深度为44.25米。在该区域,44.25米的深度范围内,地层速度可达到500m/s以上。

深度 z 处相对于结构底部的自由土层相对位移为:

$$U'(z) = U(z) - U(z_b) = 1/2 u_{\max} (\cos \frac{\pi z}{2H} - \cos \frac{\pi z_b}{2H})$$

Z 代表弹性支撑至地面的垂直距离, Z_b 则指基础中心线与地面的垂直间距。本文提出一种基于弹性体的非线性有限元分析方法,该方法在传统有限元分析的基础上,构建一种适用于弹性体分析的非线性有限元模型。

(三) 土层剪切力计算

通过响应谱法计算土体变形,继而借助土体位移数据获取变形数据,依据物理关联确定土体剪力。在此基础上,假定地震动阻力随深度变化呈正弦分布,得出相应的摩擦力。

$$\tau = G_d \times \frac{\pi}{4H} \times u_{\max} \times \sin \left(\frac{\pi z}{2H} \right) \quad (7)$$

式中: G_d ——动剪切变形系数

u_{\max} ——场地地表最大位移

z ——结构深度 (m)

H ——基准面深度 (m)

在缺乏现场观测数据的情况下,可以根据勘察结果以及《城市轨道交通结构抗震设计规范》的相关要求,利用以下公式来计算最大土体的最大动抗剪模数:

$$G_{d \max} = \rho V_v^2$$

式中: ρ ——土层密度;

V_v ——土层剪切波速。

可得设防地震:

设防地震作用于结构顶板剪切力标准值:

$$\tau_u = 0.95 \text{ kN/m}$$

结构底板剪切力标准值: $\tau_B = 41.88 \text{ kN/m}$

结构侧墙剪切力标准值:

$$\tau_s = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 21.41 \text{ kN/m}$$

(四) 结构惯性力计算

结构惯性力可按式计算:

$$f_i = m_i \ddot{u}_i \quad (8)$$

式中: f_i ——结构 i 单元上作用的惯性力 (N);

m_i ——结构 i 单元的质量 (kg)

\ddot{u}_i ——在顶部和底部位置,当出现最大相对位移时,相应位置上的自由层的加速度 (m/s^2)

由上述公式计算得:

设防地震作用下结构顶板惯性力为1.00kN/m;
 结构中板惯性力为0.50kN/m;
 结构底板惯性力为1.13kN/m;
 结构侧墙惯性力为0.88 kN/m。

(五) 计算模型与计算结果

(1) 利用反应位移法对地下车站结构进行抗震计算分析时, 采用的计算模型如图3所示。

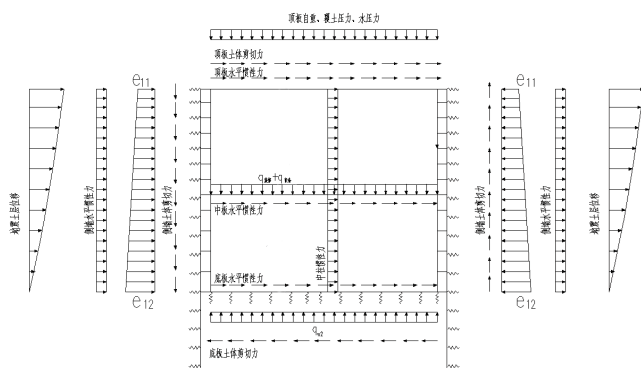


图3 反应位移法计算示意图

(2) E2设防地震作用下车站结构计算结果:

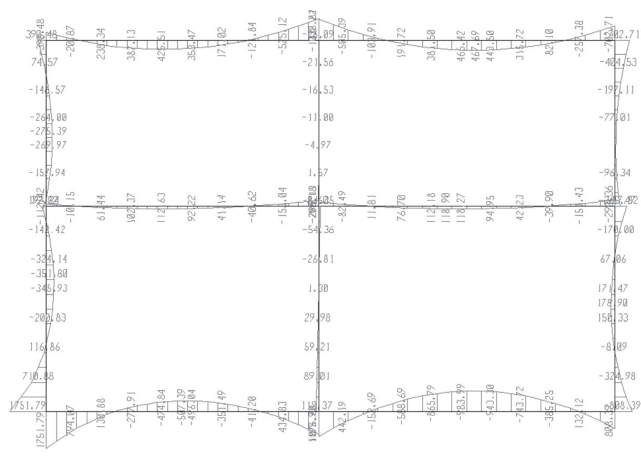


图4 弯矩图 (单位: kN·m)

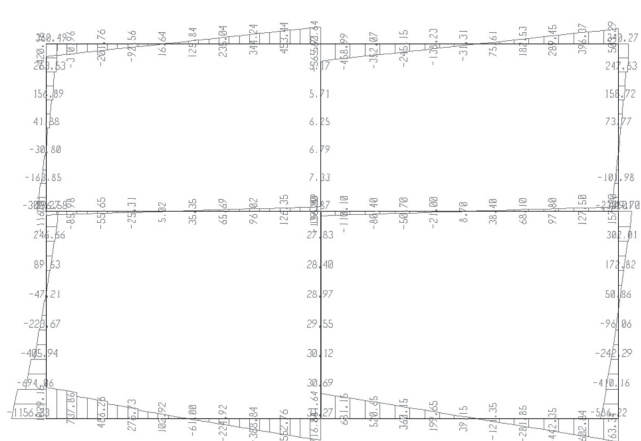


图5 剪力图 (单位: kN)

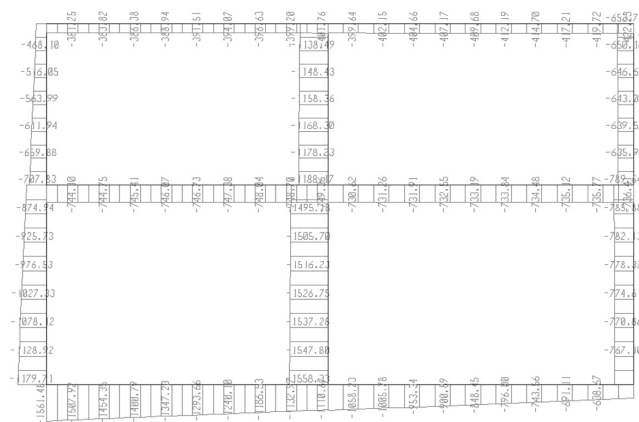


图6 轴力图 (单位: kN)

表2 标准段结构设计内力统计表

结构尺寸 (mm)	位置	地震工况包络值		静力工况包络值		地震工况配筋率 (%)	静力工况配筋率 (%)	控制工况
		弯矩	剪力	弯矩	剪力			
顶板 800	边支座	703	503	751	591	0.41	0.53	静力
	中支座	1039	566	1123	672			
中板 400	边支座	292	157	282	172	0.88	0.92	静力
	中支座	206	115	267	163			
底板 900	边支座	1751	1029	1419	989	0.52	0.55	静力
	中支座	1077	862	1330	906			

从内力图及内力统计表中可以看出: 在横向地震作用下, 矩形柱截面中最不利部位通常位于中纵桁, 具体位置介于楼面与边墙交界区域。楼板、墙体、柱身节点以及楼板跨中区域所承担的弯矩亦相对较大。中间支柱所承受的最大轴向力亦出现在其与楼板的连接处。通过对比分析基础荷载组合、标准荷载组合、地震组合以及人防荷载组合等表格数据, 在考虑构件承载力调节因子后可以发现, 进行结构截面受力计算与分析时, 控制条件基于静态荷载假设。各部件的钢筋配置并非由地震作用决定, 但设计时仍需遵循地震构造要求。

结语

(1) 通过对车站标准矩形框架结构进行结构静力计算及抗震设计分析, 可以得到一些对轨道交通结构抗震设计有利的结论:

(2) 车站标准矩形框架结构最不利受力位置通常出现在各梁板柱连接处。实际设计中可以针对以上薄弱位置加强抗震措施。

车站标准矩形框架结构断面受力计算分析的控制工况多为静力工况或人防工况, 各构件尺寸配筋不受地震工况控制但结构设计时应满足抗震构造措施。

参考文献

[1] GB 50909-2014, 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]
 [2] 王君杰, 朱敢平, 亓路宽, 秦国栋. 城市轨道交通结构抗震设计规范技术要点[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34 (04), 235-241
 [3] 贾本万, 刘燕. 轨道交通工程地下车站结构抗震设计分析[J]. 绿色环保建材, 2019 (08), 64-65
 [4] 侯莉娜, 文保军. 基于《城市轨道交通结构抗震设计规范》的地铁地下结构抗震设计问题探讨[J], 城市轨道交通研究, 2019, 22 (03), 117-121