文章编号:1005-0523(2016)03-0013-10

地铁地下车站抗震性能分析方法

周灿朗,龙喜安

(广州地铁设计研究院有限公司,广东 广州 510010)

摘要:以佛山地铁三号线荔村站实际工程为背景,讨论了反应位移法和时程分析法两种地下车站结构抗震性能分析方法。反应位移法以一维土层地震反应计算为前提,以结构周围土体在地震作用下的变形值为基础,建立了地铁车站二维结构模型,利用变形值计算出等效地震作用力,以静荷载的形式加载于结构模型中,并将地震响应结果与静力法计算结果进行了对比,总结了地铁车站在地震作用下的内力变化规律。时程分析法以动力有限元理论为基础,从半无限空间选取有限土体,采用了粘弹性人工边界,对选用的地震波记录值进行了合理调整,采用了计算方便、节约内存且其计算精度较高的瑞利振型阻尼,基于 Midas GTS NX 软件,建立了结构和周围土层作为整体计算模型,通过模态分析求解了结构体系各阶的自振频率和各阶振型,模拟了地下结构在地震荷载下的动态特性,揭示了地铁车站在地震作用下的位移时程反应及变形规律;最终通过两种抗震性能分析方法为地铁车站结构的抗震设计提供了依据。

关键词:地铁车站;结构抗震;反应位移法;非线性时程分析法; Midas GTS NX

中图分类号:TU352.1;U231;TU93 文献标志码:A

DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2016.03.003

近年来,城市地铁项目进行了大规模建设;由于地铁受地震荷载作用下发生破坏的实例不多,在国内基本上都没有经过大地震的考验,地下结构在地震作用下发生破坏的问题通常容易被忽视。但是在国外地铁车站在大地震作用下遭到严重破坏的事实证明,地铁抗震成为了我们必须引起重视的问题[1-2],特别是在阪神地震中,大开站地铁车站破坏最为严重,多数中柱和顶板坍塌,箱形结构刚性拐点部位破坏严重。

研究和评价地下结构抗震性能的合理途径有实验方法和理论分析方法,包括原位观测、模型试验和数值模拟三方面来实现[3]。原位观测、模型试验属于试验方法,数值模拟属于理论分析方法。现有地下结构抗震数值模拟方法可分为拟静力与动力结构抗震性能分析方法。静力法是将随时间变化的地震力用等代的静地震荷载代替,然后再用静力计算模型分析地震荷载,用静力计算方法计算的结构内力,其量值一般偏大于动力响应分析值,这是一般地下结构抗震设计时所采用的实用方法。通常所采用的拟静力法以及各方法优缺点和适应范围如表1[4-6]所示。

由于反应位移法能够充分考虑土体结构之间的相互作用,并且对于复杂结构和复杂地质条件下结构抗震可方便进行计算,特别适用于地下车站埋设结构;因此本文拟静力法中采用反应位移法进行求解。

常用的动力分析方法包括反映谱法和时程分析法[4]。由于反应谱分析法没有考虑地震力持续时间的影响,其实质属于一种经过修正的静力分析法。动力时程分析法既能考虑结构在地震荷载作用下持续的时间过程,又能考虑结构材料的线性和非线性性质,在动力作用条件下,能使较为准确地表现出车站结构在地震作用下的变形情况和强度变化情况,基于以上优点,动力反应分析方法采用时程分析方法进行分析。

1 反应位移法

反应位移法[7]以一维土层地震反应分析计算得到的土层相对位移为基础,利用地下结构周围土层在地

收稿日期:2015-11-30

作者简介:周灿朗,(1977—),男,硕士,高级工程师,研究方向为城市轨道交通。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

震时的变形值计算出力的大小,以静荷载的形式作用在结构上,以此来计算地震作用下结构内力的方法。地下结构周围土体作为支撑结构的地基弹簧,弹簧刚度以地基反力系数为依据进行计算,车站结构采用梁单元进行模拟。该方法主要是进行土层相对位移与等效荷载计算、弹簧刚度与惯性力计算、以及模型的建立等。

表1 拟静力计算方法优缺点及适应范围

Tab.1 The relative merits and the range of pseudo-static method

名称	优点	缺点	适用范围
等效静力法	计算简便,可进行抗震整体稳定分析	缺乏理论基础,仅限于少数地下结构	较小覆土厚度的隧道结构的横断面抗震
Pushover分析方法	计算结果的精确度接近于动力时程分析,且其计算过程更加简洁	地下结构基于性能的抗震分析方法,理论上尚不成熟	无具体限制情况
福季耶娃法	不涉及相互作用问题,计算简便,波动理论较为成熟	简化较多,计算结果和工程实际情况差别较大	有关隧道结构的平面问题
围岩应变传递法	较合理的考虑结构地震响应且计算简单	较难确定和设计地震强度相符的围岩应变	底隧道、地下管道、地下油库周围及介质为岩石的情况
土-结构拟静力相互作用法	可充分考虑土-结相互作用,结构地震响应计算较精确,可求解复杂结构形式及地质条件问题	对地下结构的地震反应影响的主要因素是相关参数的不确定性,计算过程较为复杂	无具体限制情况
自由场变形法	计算简捷,能快速掌握由地震引起的地层振动特征	易过高或过低估计地下结构的地震响应	用于与地面有相同刚度的隧道结构
反应位移法	可充分考虑相互作用问题,并可求解复杂的结构形式及地质条件问题	忽略土体自身的相互作用,把不规则的地震波传播过程当作同一周期、同一方向运动的地震波,与实际相差甚远	地下车站,隧道、地下管道等
有限元反应应力法	能较好考虑土-结相互作用问题,计算精度较高	对地下结构与周围土介质的动态耦合无法准确表现	地下结构的平面应变问题
递推衍射法	有较高的计算精度,能考虑不同方向地震波入射对地下结构的影响	计算过于繁杂	适用于任何形状的基础和结构

1.1 土层相对位移与等效荷载计算

根据规范[8]可知,地震时土层沿深度方向位移可按式(1)来计算确定

$$u(z)=\frac{1}{2}u_{\max}\cos\frac{\pi z}{2H} \tag{1}$$

式中:$u(z)$为土层密度地震时深度 z 处土层的水平位移;$u_{\max}$ 为场地地表最大位移;H 为地面至地震作用基准面的距离。

在反应位移法中需将地下结构周围自由土层在地震作用下的最大位移(可取相对变形,相应于结构底面深度的位移为零)施加于结构两侧面压缩弹簧及上部剪切弹簧远离结构的端部。由于在有限元软件中要实现在弹簧远离结构的一端施加强制位移较为困难,因此,可将强制位移按下式转换为直接施加在结构侧壁和顶板上的等效荷载。

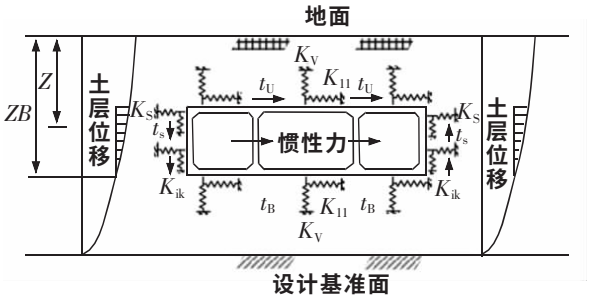


图1 反应位移法抗震计算简图

Fig.1 The diagram of response displacement method for seismic calculation

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

$$p(z)=k_{n}(u(z)-u(z_{B})) \tag{2}$$

$$p(z_{v})=k_{sv}(u(z_{u})-u(z_{B})) \tag{3}$$

式中：$p(z)$为直接施加在结构侧壁上的等效荷载；$p(z_{v})$为直接施加在结构顶板的等效荷载；$u(z)$，$u(z_{B})$，$u(z_{u})$分别为距地表面深度 z 处、地下结构底板 z_{B} 处和顶板 z_{u} 处土层位移；k_{n}，k_{sv} 分别对应侧壁与结构顶板处的弹簧刚度系数。

1.2　弹簧刚度与惯性力计算

反应位移法计算模型中，结构周围土体采用地基弹簧表示，包括压缩弹簧和剪切弹簧；地基弹簧刚度可按照如下公式进行计算：

$$k_{v}=K_{V}\ l\ d \tag{4}$$

$$k_{sv}=\frac{1}{3}\ k_{v} \tag{5}$$

$$k_{h}=K_{h}\ l\ d \tag{6}$$

$$k_{sh}=\frac{1}{3}\ k_{h} \tag{7}$$

式中：k_{v} 为竖向压缩地基弹簧刚度；k_{sv} 为竖向剪切地基弹簧刚度；k_{h} 为横向压缩地基弹簧刚度；k_{sv} 为横向剪切地基弹簧刚度；K_{h} 为水平基床系数；K_{V} 为竖向基床系数；l 为地基的集中弹簧间距；d 为土层沿隧道与地下车站纵向的计算长度。

2　非线性动力时程分析法

非线性动力时程分析方法是对整个地震动在时间域先进行离散化，然后再依次对每个离散化后的时间点逐步计算，以求得整个数值模型的动力时程反应。该方法作为一种可靠的分析手段适用于深入研究地铁等地下结构抗震理论中，它将结构和周围土层作为一个整体加以分析，考虑了土体与结构动力相互作用，用于模拟地下结构在地震荷载下的动态特性，能够计算地震反应过程中各时刻结构的内力和变形状态。该方法重点是需要进行人工边界条件设置、地震波选取与合理调整、阻尼理论与模态分析、模型建立与求解。

2.1　地震作用下动力有限元理论

动力有限元中先将结构进行离散化，具备 n 个自由度的整个结构离散系统在地震荷载作用下任一时刻的动力平衡方程为：

$$[\boldsymbol{M}]\{\boldsymbol{u}(t)\}+[\boldsymbol{C}]\{\boldsymbol{u}(t)\}+[\boldsymbol{K}]\{\boldsymbol{u}(t)\}=\{\boldsymbol{p}(t)\} \tag{9}$$

式中：$[M]$为质量矩阵；$[C]$为阻尼矩阵；$[K]$为结构刚度矩阵；$\{\boldsymbol{u}(t)\}$为系统加速度向量；$\{u(t)\}$为系统速度向量；$\{u(t)\}$为位移向量；$\{\boldsymbol{p}(t)\}$为荷载向量。

当地震发生时，从震源释放的部分能量以波的形式向四周传播而形成地震波，它可以分为纵波、横波和面波。横波和面波到达时地面振动最强烈，一般认为地震在地表面引起的破坏主要来自横波和面波的传播。因此进行动力分析时，为简单起见，一般仅考虑由基岩发生的横波沿土层向上传播的作用。

地震作用输入采用振动法，即假定设计地震作用基准面（基岩）上各点的地震加速度在同一时刻是相同的（设为$\{\boldsymbol{u}_{g}(t)\}$）。令$\{\boldsymbol{u}(t)\}$为计算区域各点相对基岩的相对加速度，则运动方程变为为

$$[\boldsymbol{M}]\{\boldsymbol{u}(t)\}+[\boldsymbol{C}]\{\boldsymbol{u}(t)\}+[\boldsymbol{K}]\{\boldsymbol{u}(t)\}=-[\boldsymbol{M}]\{\boldsymbol{u}_{g}(t)\} \tag{10}$$

运动方程等号右侧的地震惯性力作用在土体和结构上，模拟地震作用。地震加速度$\{\boldsymbol{u}_{g}(t)\}$通过地震加速度时程曲线进行输入。由于结构体系在动力反应作用下，其受力为非线性状态，故动力平衡方程求解中，采用逐步积分法进行求解。

2.2　地震波作用下阻尼理论

地震波荷载作用下，阻尼能使其能量衰减，因此是不可忽略的重要组成部分。利用有限元软件进行求解过程中，有多种阻尼设置方法。主要包括 Alphad 和 Beta 阻尼、振型阻尼和单元阻尼等。不同振动模态情况下定义的阻尼比通长采用振型阻尼。振型阻尼中瑞利（Rayleigh）阻尼矩阵具有计算方便、节约内存且其计算

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

精度较高等优点，因此被有限元软件中广泛采用。

Rayleigh 阻尼将阻尼矩阵简化为 M 和 K 的线性组合：

$$\boldsymbol{C}=\alpha\boldsymbol{M}+\beta\boldsymbol{K} \tag{11}$$

式中 α 和 β 为 Rayleigh 阻尼参数。α 和 β 数值与粘性阻尼比之间的关系如下式表示：

$$\xi=\alpha/2\omega+\beta\omega/2 \tag{12}$$

式中 ω 为圆频率，当 ξ 为固定值条件下，α 和 β 数值随着 ω 圆频率发生变化，其求解方程式如下：

$$\alpha=\frac{2\omega_i\,\omega_j\,(\xi_i\,\omega_j-\xi_j\omega_i)}{\omega_j^2-\omega_i^2} \tag{13}$$

$$\beta=\frac{2\,(\xi_j\,\omega_j-\xi_i\omega_i)}{\omega_j^2-\omega_i^2} \tag{14}$$

式中：ω_i 和 ω_j 分别为结构的第 i 和 j 振型结构圆频率；ξ_i 和 ξ_j 为相对应的振型阻尼比，其值的大小根据实验来确定。

2.3 模态分析理论

由于结构的自振特性决定了结构在受地震荷载作用下的响应情况，结构的自振特性主要由固有频率与振型两个因素构成，是结构本身的重要力学性能，因此在进行地震荷载作用下动力分析之前首先进行模态分析。模态分析在求解过程中忽略阻尼的影响，视结构处于线弹性阶段进行分析。无阻尼作用下，结构自由振动方程为：

$$[\boldsymbol{M}]\{\boldsymbol{u}(\boldsymbol{t})\}+[\boldsymbol{K}]\{\boldsymbol{u}(\boldsymbol{t})\}=0 \tag{15}$$

式中：$[M]$为质量矩阵；$[K]$为结构刚度矩阵；$\{\boldsymbol{u}(\boldsymbol{t})\}$为系统加速度向量；$\{\boldsymbol{u}(\boldsymbol{t})\}$为位移向量。

对上式进行边界条件处理，得到结构广义特征值方程：

$$([\boldsymbol{K}]-\omega^2[\boldsymbol{M}])\{\boldsymbol{\phi}\}=\{0\} \tag{16}$$

式中：ω 为结构自振频率；$\{\boldsymbol{\phi}\}$为振型向量。

得出特征行列式：

$$|[\boldsymbol{K}]-\omega^2[\boldsymbol{M}]|=0 \tag{17}$$

求解上式得到结构体系各阶的自振频率和各阶振型。

2.4 模型边界条件的建立

有限元法求解动力问题中，由于动力波传播过程中受到土层特性、波在界面上的反射和透射等条件的影响。因此，合理边界条件的选取对计算结果的准确性影响较大。人工边界条件包括全局人工边界和局部人工边界，全局人工边界由于边界条件耦联性时频转换问题，计算量很大，不适用于对结构动力非线性问题进行求解。局部人工边界包括 Sommerfeld 边界、粘性边界、叠加边界、Clayton-Engquist 边界、Higdon 边界、双渐近 Higdon 边界、粘弹性边界、透射人工边等[9,11]。

Sommerfeld 边界、Clayton-Engquist 边界、Higdon 边界、双渐近 Higdon 边界给出方式为波动微分方程形式，非离散方式，不便于与显式有限元法相结合，因此不采用。叠加边界要求较大的人工边界区，计算量很大；粘性边界、粘弹性边界、透射人工边界为离散人工边界条件，能与有限元法较好的结合；加之粘弹性边界不需要考虑自身稳定，比较容易实现，故而采用该边界条件进行求解。粘弹性边界是一种应力边界条件，该应力是边界结点位移和速度的函数，粘弹性边界一般表达公式[9-10]：

$$\boldsymbol{\sigma}_{li}(\boldsymbol{t})=-\boldsymbol{K}_{li}\boldsymbol{u}_{li}(\boldsymbol{t})-\boldsymbol{C}_{li}\dot{\boldsymbol{u}}_{li}(\boldsymbol{t}) \tag{18}$$

式中：l 为边界结点号，$i=x,y,z$ 为 3 个方向分量；t 为时间，$\sigma_{li},u_{li},\dot{u}_{li}$ 为结点 l 方向 i 的应力，位移和速度。K_{li}，C_{li} 为结点 l 方向 i 的粘弹性边界参数，该参数不同，代表不同形式的粘弹性人工边界；$K_{li}=0$ 时为粘性边界。

由上述一般公式可知，粘弹性边界等同于在边界结点 $i=x,y,z$ 3 个方向施加一个一端固定的单向弹簧与阻尼元件。在有限元软件计算中，粘弹性边界可自动融入到有限元方程中求解，即改变了总刚度矩阵和总阻尼矩阵所对应的对角线系数值。根据应用已有研究成果[9-10]，计算中粘弹性边界的具体表达方式可表述如下：

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

法向元件参数：

$$K=\frac{4G}{r},C=\rho c_{\mathrm{p}} \tag{19}$$

切向元件参数：

$$K=\frac{2G}{r},C=\rho c_{\mathrm{s}} \tag{20}$$

式中：ρ 为土层密度；c_{p} 为土层膨胀波速；c_{s} 为土层剪切波速；r 为人工边界尺寸；G 为土层剪切模量。

2.5　地震波的选取和调整

由于地震发生具有随机性，地震波也各不相同。不同地震波作用下，所得的计算结果可能相差较远。为了尽量保证计算结果的合理性，需要合理的对地震波进行选取和调整。重点从地震动频谱特征、地震动强度和地震动持续时间三个方面来控制地震波的数据输入。地震动强度一般通过输入地震波加速度时程曲线实现，地震动强度大小通过加速度峰值来衡量，根据适当的比例放大或者对其缩小，使峰值加速度与抗震设防烈度相对应的多遇地震、罕遇地震时的加速度峰值相当。加速度峰值调整方式为[4]：

$$a'(t)=\frac{a'_{\max}}{a_{\max}}a(t) \tag{21}$$

式中：$a'(t)$和 $a'_{\max}$ 分别为调整后的地震加速度曲线和峰值；$a(t)$和 $a_{\max}$ 分别为原来的地震加速度曲线和峰值。

3　实例分析

3.1　工程概况

荔村站为佛山三号线的第十一座车站，位于羊大路与荔奇路交叉口，沿羊大路东西向布置；主体结构采用地下两层双跨箱型框架结构。地面标高取 3.25 m，结构顶板上表面标高 0.25 m，覆土厚度取为 3.0 m。结构总高度 13.38 m，抗浮水位标高 2.15 m。按规范[8]第 3.1.4 条，抗震设防烈度为 7 度、设计基本地震加速度值为 0.10 g、设计地震分组为第一组。根据《佛山市城市轨道交通三号线工程地震安全性评价报告》可知，50 年超越概率 10%所对应的地面平均峰值加速度为 0.099 6 g，场地类别为III类，E2 地震作用下的抗震性能验算采用反应位移法计算，E3 地震作用下结构的变形性能采用非线性时程分析法计算。根据对应车站地质钻孔，岩土物理力学参数如表 2 所示。

3.2　反应位移法抗震计算

本站覆盖层厚度小于 70 m，结构有效高度 13.38 m，底板埋深约 16.38 m，取本站基准面埋深 H=45 m，荔村站场地深 45 m 深处的地层波速满足大于 500 m·s^{-1} 的要求。

弹簧支座点位移及等效地震荷载根据文中式(1)~(3)计算，计算结果如表 3 所示，弹簧刚度，惯性力由式(4)~(8)计算，结果如表 4 所示。

表 2　土层物理力学参数

Table 2　The physical and mechanical parameters of soil

岩土分层	岩土名称	天然密度	直接快剪		固结快剪		横波波速	弹性模量	平均动泊松比
		ρ_0	粘聚力 c	内摩擦角 φ	粘聚力 c	内摩擦角 φ			
		/(g·cm^{-3})	/kPa	/(°)	/kPa	/(°)	Vs/(m·s^{-1})	/MPa	
<1>	素填土	1.83	12.0	8.0	15.0	10.0	170.0	5.0	0.30
<2-2>	淤泥质粉细砂	1.81	3.0	23.0	5.0	25.0	140.0	8.0	0.30
<2-4>	粉质黏土	1.94	11.9	9.80	15.0	12.0	170.0	12.0	0.33
<2-2>	淤泥质粉细砂	1.81	3.0	23.0	5.0	25.0	140.0	8.0	0.30
<3-2>	中粗砂	1.91	0	30.0	0	32.0	220.0	23.0	0.25
<7-1>	强风化岩	2.25	35	23	38	24	480.0	80.0	0.24

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

表3 弹簧支座点施加的支座位移和节点力

Tab. 3 The support displacement and nodal force for spring bearing

结构位置	点号	基准面审 H	地表位移 u_{max}	深度 z	位移 $U(z)$	相对位移/m	等效节点力/kN
顶板	9~30	45	0.084	3.4	0.043 442	0.006 284	62.84
右侧墙	99	45	0.084	4.4	0.043 235	0.006 076	60.76
	100	45	0.084	5.4	0.042 975	0.005 817	58.16
	101	45	0.084	6.4	0.042 663	0.005 505	55.04
	102	45	0.084	7.4	0.042 298	0.005 140	51.39
	103	45	0.084	8.95	0.041 632	0.004 474	44.74
	104	45	0.084	9.95	0.041 137	0.003 979	39.79
	105	45	0.084	10.95	0..040 593	0.003 434	34.34
	106	45	0.084	11.95	0.039 998	0.002 840	28.39
	107	45	0.084	12.95	0.039 356	0.002 197	21.97
	108	45	0.084	13.95	0.038 665	0.001 506	15.06
左侧墙	79	45	0.084	4.4	0.043 235	0.006 076	60.76
	80	45	0.084	5.4	0.042 975	0.005 817	58.16
	81	45	0.084	6.4	0.042 663	0.005 505	55.04
	82	45	0.084	7.4	0.042 298	0.005 140	51.39
	83	45	0.084	8.95	0.041 632	0.004 474	44.74
	84	45	0.084	9.95	0.041 137	0.003 979	39.79
	85	45	0.084	10.95	0..040 593	0.003 434	34.34
	86	45	0.084	11.95	0.039 998	0.002 840	28.39
	87	45	0.084	12.95	0.039 356	0.002 197	21.97
	88	45	0.084	13.95	0.038 665	0.001 506	15.06
底板	51~68	45	0.084	15.93	0.037 159	0.000 000	0

表4 弹簧刚度、剪切力与惯性力计算结果表

Tab.4 The calculation result of spring stiffness, shear force and inertia force

kN·m^{-1}

结构位置	压缩弹簧刚度	剪切弹簧刚度	剪切力标准值	惯性力标准值
顶板	10 000	3 334	6.45	1.953
中板	10 500	2 834	17.6	0.977
底板	8 000	3 334	28.75	2.197
侧墙	10 500	2 834	17.6	1.709

通过对车站结构进行静力计算和反应位移法抗震分析计算，选取车站主体结构标准段主要内力控制截面，逐一统计各个工况下的内力设计值并进行配筋计算。标准段各工况下反应位移法与静力法计算结果对比如表5所示。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

表 5　标准段各工况条件下反应位移法与静力法计算结果对比

Tab.5　The contrast of calculation results for static method and the response displacement method

支座位置/mm	地震工况弯矩设计值/(kN·m)/剪力(kN)	弯矩设计值/(kN·m)/剪力(kN)	弯矩准永久值/(kN·m)/剪力(kN)	抗震计算配筋率/%	静力计算配筋率/%	实际配筋率/%
顶板左支座(800)	170.28/ 326.2	231.96/462.9	219.8 /346.2	0.22	0.25	0.72
顶板中支座(800)	1025.3/522.7	1 119.1/706.9	717.1/487.7	0.50	0.56	0.77
顶板右支座(800)	296.2/457.3	257.4/505.8	237.1/375.8	0.24	0.26	0.72
左侧墙下支座(700)	1202.3/708.7	1 365.9/989.7	873.14/650.5	0.77	0.82	0.88
左侧墙上支座(700)	117.8/160.7	239.1/330.1	225.80/247.4	0.23	0.29	0.79
右侧墙下支座(700)	563.27/694.3	1 400.8/1114.5	895.93/739.6	0.35	0.86	0.88
右侧墙上支座(700)	283.24/229.7	247.95/329.9	229.10/247.6	0.33	0.37	0.79
底板左支座(900)	1264.84/753.9	1 365.92/989.6	873.14/650.5	0.53	0.53	0.68
底板中支座(900)	208.87/705.1	246.12/770.6	245.11/533.9	0.21	0.21	0.64
底板右支座(900)	634.64/709.9	1 421.3/1044.4	911.16/688.4	0.24	0.55	0.68

注：地震工况下中柱轴压比=14 400/(23.1×0.7×1.2×1 000)=0.74≤0.75。

由上述对比表可知，结构实际配筋率由准永久荷载组合作用下的裂缝计算控制，抗震工况不起控制作用，车站的中柱轴压比未超过其限值，中柱延性满足抗震要求。

3.3　非线性时程分析法抗震计算

3.3.1　模型建立

取地下结构和土层的典型断面，根据结构的具体的几何形状、荷载和受力特征，将实际的三维空间问题简化为二维平面应变问题，按各向均质、各向同性粘弹性体考虑，采用 Midas GTS NX 建立分层半空间模型，土层采用平面应变单元、结构采用梁单元。动力荷载作用下，模型各层之间假定不发生脱离和相对滑动，界面满足层间位移相互协调性。

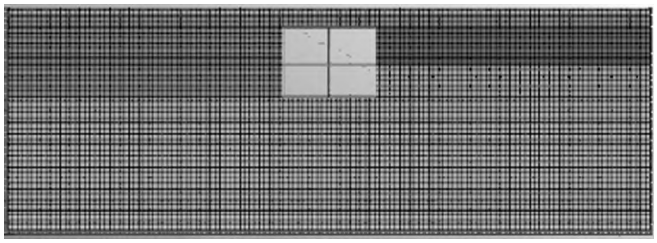


图 2　时程分析法计算模型

Fig.2　The calculation model for time history analysis method

时程分析法计算模型如图 2。土层单元的尺寸约为 1 m×1 m，满足动力分析的要求。计算模型底面采用固定边界，侧面采用粘弹性人工边界。模型底面取至<7–1>号强分化岩层面，顶面取地表面，侧面边界到结构的距离取结构水平宽度的 3 倍。

计算模型同时考虑自重、地面超载和地震作用，在抗震分析的工况前添加自重作用下的静力分析工况，计算模型在静力计算获得应力场后，进行动力计算。

3.3.2　特征值分析

通过特征值分析计算前两阶振型的自振频率。特征值分析时不施加任何阻尼(包括边界阻尼)及荷载，只有底面的固定边界。特征值分析结果如下表 6。根据结果可知，第 1 阶和第 9 阶振型的水平方向有效质量比例最高，分别达到 63.48%和 6.75%，故取这两阶振型的自振频率，该两阶振型的自振周期分别为 0.395 9 和 0.869 4；土体阻尼比按常量 0.05 考虑。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

表6 特征值分析结果表

Tab.6 The result table of eigenvalue analysis

振型	特征值	自振圆频率/s^{-1}	自振周期/s	水平方向振型有效质量/kg	水平方向振型有效质量比例/%
1	6.189 069e+000	2.487 784e+000	3.959 431e−001	6.106 454e+006	63.48
2	1.050 348e+001	3.240 907e+000	5.158 063e−001	2.016 108e+004	0.21
3	1.083 890e+001	3.292 249e+000	5.239 776e−001	1.006 387e−001	0.00
4	1.391 426e+001	3.730 182e+000	5.936 769e−001	3.838 877e−004	0.00
5	1.679 617e+001	4.098 313e+000	6.522 668e−001	1.995 837e−004	0.00
6	1.742 083e+001	4.173 827e+000	6.642 852e−001	2.026 420e+003	0.02
7	2.565 294e+001	5.064 873e+000	8.060 996e−001	2.886 631e−003	0.00
8	2.863 113e+001	5.350 806e+000	8.516 073e−001	9.291 608e+004	0.97
9	2.984 161e+001	5.462 748e+000	8.694 233e−001	6.493 745e+005	6.75
10	3.727 389e+001	6.105 235e+000	9.716 783e−001	5.490 577e+005	5.71
			振型质量总计	7.419 990e+006	77.14
			模型质量总计	9.619 197e+006	

3.3.3 地震加速度曲线输入

地震加速度$\{u_g(t)\}$通过地震加速度时程曲线输入，按照按50年超越概率2%的水准，在地震安全性评估报告中选取，地震加速度点时间间隔为0.02 s，每组地震波加速度持续时间为40 s。进行时程分析时，由于不同地震波输入到系统，产生的作用效果不同，为了使计算结果与实际情况更接近；将3条实际记录的加速度时程曲线进行调幅至设防地震烈度，作为输入地震波，所输入3组人工合成地震波的加速度时程曲线。

3.3.4 非线性时程分析结果

为节约计算时间，每组地震波均截取0~25 s这一段的加速度时程曲线进行计算，时程分析持续时间设置为25 s，时间增量设置为0.1 s，中间值输出时间间隔设置为1 s。使用振型阻尼进行计算，输入第1阶和第9阶振型的周期和阻尼比，阻尼比按照0.05考虑，在进行计算前，需对测点进行预先设置。

该方法能反应出结构任意时刻位移时程反应及变形规律，能体现出结构最大相对位移值其对应的作用时间点；第一组地震波作用下，负一层最大层间相对位移为9.674 mm，对应最大层间位移角为1.12×10^{-3}；负二层最大层间相对位移为8.045 mm，对应最大层间位移角为1.278×10^{-3}，时间点为地震波作用第16 s。

第二组地震波作用下，负一层最大层间位移（绝对值）为10.23 mm，对应最大层间位移角为1.191×10^{-3}；负二层最大层间位移（绝对值）为8.993 mm，对应最大层间位移角为1.390×10^{-3}。时间点为地震波作用第11.2 s。

第三组地震波作用下，负一层最大层间位移（绝对值）为12.33 mm，对应最大层间位移角为1.368×10^{-3}；负二层最大层间位移（绝对值）为10.72 mm，对应最大层间位移角为1.634×10^{-3}。时间点为地震波作用第14.4 s。

三组地震波作用下结构断面主要发生剪切变形，车站结构的层间位移角均小于规范限值4×10^{-3}，满足抗震规范要求的弹性限值及弹塑性限值，如表7所示。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

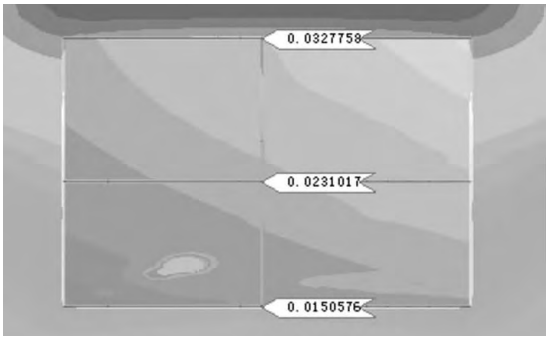


图 3　车站结构水平位移（单位：m 第一组地震波 t=16.0 s）
Fig. 3　The horizontal displacement of the station structure

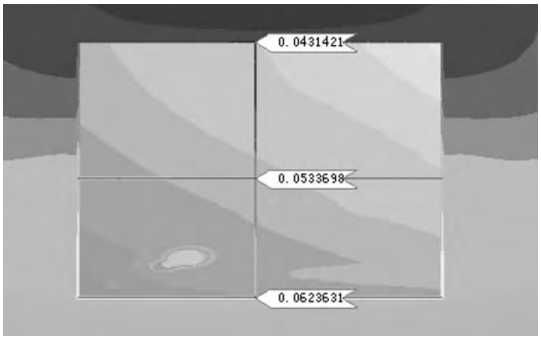


图 4　车站结构水平位移（单位：m 第二组地震波 t=11.2 s）
Fig.4　The horizontal displacement of the station structure

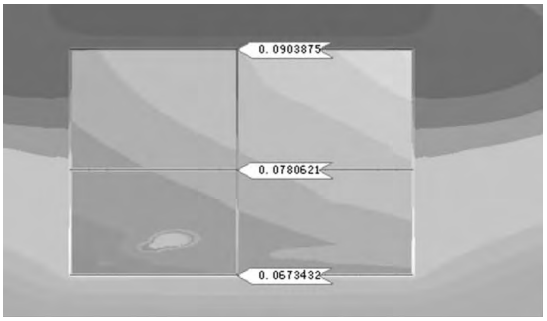


图 5　车站结构水平位移（单位：m 第三组地震波 t=14.4 s）
Fig.5　The horizontal displacement of the station structure

表 7　地铁车站结构层间位移角汇总表
Tab.7　The summary table of inter-story displacement angle of subway station

	负一层	负二层
第一组地震波	1.121×10^{-3}	1.278×10^{-3}
第二组地震波	1.191×10^{-3}	1.390×10^{-3}
第三组地震波	1.368×10^{-3}	1.634×10^{-3}

4　结论

归纳和总结了地下结构抗震性分析方法的优缺点和适应范围，重点阐述了反应位移法和非线性时程分析方法基本原理和计算要点，以佛山地铁三号线荔村站实际工程为背景，对车站进行了拟静力和动力数值模拟，分析结果表明地下车站结构在地震作用下有其自身的特性，主要表现在：

1）反应位移法分析结果中地震工况作用下内力设计值比静力作用下内力设计值小，某些部位比静力作用下准永久值大；但结构按裂缝控制的配筋率比抗震计算和静力计算配筋率均要大，结构实际配筋由准永久荷载组合作用下的裂缝计算控制，抗震工况不起控制作用。地震工况下中柱轴力较大，是主要的承压构件，对中柱轴力进行调整，车站的中柱轴压比均未超过其限值（0.75），车站中柱延性满足抗震要求。

2）非线性时程法对车站进行地震荷载下的动态模拟，反应出了结构任意时刻位移时程反应及变形规律；地震波作用下，结构主要发生横向剪切变形，相对于同一水平方向的点的位移，同一竖直方向的土层的水平相对位移变化较大，并且随着埋深的增大，水平相对位移越来越。即车站顶板的横向位移最大，中板次之，底板最小；结构在第一组地震波作用下层间相对位移值最小，第二组次之，第三组最大；三组地震波作用下，负一层最大层间位移值均大于负二层最大层间位移值；结构层间位移角均小于规范限值（4×10^{-3}），满足抗震规范要求的弹性限值及弹塑性限值，表明车站结构整体抗震性能较好。

3）通过两种抗震性能分析方法的数值模拟和验算，地震工况作用下车站结构内力和变形规律与实际车站结构地震破坏部位相同，为地铁车站结构的抗震设计提供了依据，该车站结构总体满足抗震设防性能要求，抗震设计中重点应加强抗震构造措施。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

参考文献：

[1] SAMATA S，OHUCHI H，MATSUDA T. Study of the damage of subway structures during the 1995 Hanshin-Awaji earthquake[J]. Cement and Concrete Composites，1997，19(3)：223-239.

[2] 曹炳政，罗奇峰，马硕，等. 神户大开地铁车站的地震反应分析[J] .地震工程与工程振动，2002，22(4)：102-107.

[3] 刘晶波，李彬. 地铁地下结构抗震分析及设计中的几个关键问题[J]. 土木工程学报，2006，39(6)：106-110.

[4] 李雅. 天津软土地区地铁车站结构抗震性能研究[D]. 天津：天津城市建设学院，2012：7-8.

[5] 孙钧，侯学渊. 地下结构[M]. 北京：科学出版社，1987：14-25.

[6] 川岛一彦. 地下构造物的抗震设计[M]. 日本：鹿岛出版会，1994：16-20.

[7] 施仲衡，张弥，王新杰，等. 地下铁道设计与施工[M]. 西安：陕西科学技术出版社，1997：208-212.

[8] 中华人民共和国住房和城市建设部. GB50909-2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 北京：中国计划出版社，2014.

[9] 张俊. 考虑土-结构动态接触条件下地铁车站抗震研究[D]. 北京：北京交通大学，2009：23-29.

[10] 刘晶波，吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报，1998，31(3)：55-64.

[11] YOUSSEF MA HASHASH，JEFFRAY J HOOK. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunneling and Underground Space Technology，2001，16(4)：247-293.

Analysis Method of Seismic Behavior for Metro Underground Station

Zhou Canlang，Long Xi'an

(Guangzhou Metro Design & Research Institute Co.，Ltd.，Guangzhou 510230，China)

Abstract：The two analysis methods of structural seismic (response displacement method and time history analysis method) are discussed in this paper for the underground station based on the actual project of Li Cun Station in Metro line No.3 in Foshan. The response displacement method is on the premise of seismic response calculation of one-dimensional soil layer, and is on the basis of deformation value of the surrounding soils under earthquake action. Two-dimensional structure model is established for the subway station and the equivalent earthquake force is calculated by using the deformation value, which is loaded in the structural model in static form. The results of seismic response and static method are compared and the change law of internal force is summarized. Besides, the time history analysis method is on the basis of dynamic finite element theory. Limited soil from half-space should be selected and the viscous-spring artificial boundary should be used for this method. Also the record values of seismic wave must be adjusted reasonably. And the rayleigh damping is used which has the advantages of convenient calculation，memory saving and high accuracy. A whole calculation model is established which include the structure and the surrounding soil based on Midas GTS NX software. And the natural frequency and vibration modes of the structural system are solved through the modal analysis. The dynamic characteristics of underground structures is simulated under the seismic load. And the displacement time history response and deformation law are revealed under earthquake action of the subway station. The article provides the basis for a seismic design for subway station through the two methods of seismic performance analysis.

Key words：metro station；structural seismic；response displacement method；nonlinear time history analysis method；Midas GTS NX

(责任编辑　王建华)

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net