文章编号:1674-2974(2025)03-0103-16 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025031

基于概率的施工期超长隔震结构单元划分方法

张超[1],杜永峰[1,2†],洪娜[1],许军[3],周金良[3],马振和[3],李超[3]
(1. 兰州理工大学 防震减灾研究所,甘肃 兰州 730050;
2. 兰州理工大学 土木工程减震隔震技术研发甘肃省国际科技合作基地,甘肃 兰州 730050;
3. 中国建筑第八工程局有限公司西北公司,陕西 西安 710075)

摘 要:施工期超长隔震结构所经历的环境温差和混凝土干缩作用具有一定的区域性和随机性,采用概率手段研究施工期超长隔震结构单元划分方法,以有效控制隔震层的温缩变形.首先,研究了施工期超长隔震结构单元划分机理,提出了隔震层温缩变形的控制方法.其次,基于广义极值分布模型得到了12个不同环境温湿度分布的高烈度城市最冷月平均最低温度、最热月平均温度和年平均相对湿度的最优分布模型参数,结合超长隔震结构施工期的3个环境温湿度水准,给出了不同水准下12个城市超长隔震结构综合温差的取值建议,进而提出了后浇带最大设置间距计算方法.接着,总结出了施工期超长隔震结构单元划分方法.最后,对某在建超长隔震结构单元划分方案进行优化分析,分析结果表明:在隔震层刚度生成时间不变、混凝土干缩模型确定的情况下,为了保证隔震层合成向最大温缩变形控制在55 mm的限值之内,采用后浇带划分方案3和封闭方案1时,需将最冷月隔震层温度提升至-4 ℃及以上.为了保证结构整体性和施工便利性,可采用后浇带划分方案2和封闭方案1,同时最冷月隔震层温度需达到-1 ℃及以上.

关键词:超长隔震结构;温度分布;湿度分布;结构单元划分;变形
中图分类号:TU352.1 **文献标志码**:A

Study on Unit Division Method of Ultra-long Isolated Structures During Construction Period Based on Probability

ZHANG Chao[1], DU Yongfeng[1,2†], HONG Na[1], XU Jun[3], ZHOU Jinliang[3], MA Zhenhe[3], LI Chao[3]
(1. Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China;
2. International Research Base of Seismic Mitigation and Isolation of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China;
3. Northwest Branch of China Construction Eighth Engineering Bureau Co., Ltd., Xi'an 710075, China)

Abstract: The ambient temperature variation and drying shrinkage of concrete experienced by ultra-long isolated structures have certain regional and random characteristics. The probability method is used to study the unit division method of ultra-long isolated structures during the construction period to effectively control the thermal shrinkage deformation of the isolation layer. Firstly, the unit division mechanism of ultra-long isolated structures

* **收稿日期**:2024-03-13
基金项目:国家自然科学基金资助项目(52178291,51778276), National Natural Science Foundation of China(52178291,51778276)
作者简介:张超(1989—),男,陕西乾县人,兰州理工大学博士研究生
† 通信联系人,E-mail: dooyf@lut.cn

during the construction period is studied, and the control method of the thermal shrinkage deformation of the isolation layer is proposed. Secondly, based on the generalized extreme value distribution model, the optimal distribution model parameters of mean minimum temperature of the coldest month, mean temperature of the hottest month and annual average relative humidity in 12 high-intensity cities with different ambient temperature and humidity distributions are calculated. Combined with the three ambient temperature and humidity levels proposed for the construction period of ultra-long isolated structures, the recommended values of comprehensive temperature difference in 12 cities under different levels is given. Furthermore, the calculation method of the maximum setting spacing of the post-pouring belt is proposed. Then, the unit division method of ultra-long isolated structures during the construction period is summarized. Finally, the optimization analysis of unit division scheme of an ultra-long isolated structure under construction is carried out. The results show that under the condition that the stiffness generation time of the isolation layer is constant and the concrete dry shrinkage mode is determined, to ensure that the maximum thermal shrinkage deformation of the isolation layer in the synthetic direction is controlled within the limit of 55 mm, the temperature of the isolation layer in the coldest month needs to be raised to −4 °C and above when the post-pouring belt division scheme 3 and the closed scheme 1 can be adopted. To ensure the integrity of the structure and the convenience of construction, the post-pouring belt division scheme 2 and the closed scheme 1 can be adopted, and the temperature of the isolation layer in the coldest month needs to reach −1 °C and above.

Key words: ultra-long isolated structures; temperature distribution; humidity distribution; unit division of structure; deformation

随着我国经济实力的显著提升和隔震技术的持续进步,越来越多的机场航站楼、会议中心和医院等大型基础设施采用了隔震技术[1-3],有效降低了结构的地震响应和温度应力[4],提高了结构的综合性能.然而,在环境温差和混凝土干缩联合作用下,这类结构隔震层会产生温差和干缩联合变形(以下统称“温缩变形”);若温缩变形过大,将导致隔震支座产生较大侧向变形,隔震支座长期在较大侧向变形状态下服役时,可能会影响其力学性能,甚至改变结构在地震作用下的破坏模式.已有研究表明,施工期对超长隔震结构单元进行划分是一种控制结构温缩变形的有效手段[5],但现有相关规范、标准尚未给出施工期超长隔震结构单元的划分方法及不同环境温湿度区域的环境温差、混凝土干缩应变的建议取值等,相关理论研究仍滞后于日益迫切的工程应用需求.因此,针对全国不同的环境温湿度区域,如何在施工期对超长隔震结构单元进行合理划分是亟需解决的重要科学问题.

目前,关于施工期超长结构单元划分的研究主要集中在非隔震结构,对超长隔震结构单元划分的研究相对较少,文波等[6]对采用隔震技术的某配电楼进行了温度荷载作用下结构各杆件受力情况的研究,分析了抗震结构设置后浇带前后温度应力的变化.张吉柱[7]利用框架结构算例模型分析了后浇带钢筋连接状况和后浇带宽度对后浇带有效作用的影响.潘立等[8]结合实际工程,分析了超长混凝土地下结构的环境最大温降取值,考虑后浇带的位置和构造,并采用了弹塑性时程分析方法研究结构浇筑成型步骤、构件内力增加过程、相邻混凝土之间的相对约束.陈志强等[9]介绍了青岛胶东国际机场航站楼的结构体系、设计方法、分析结果及构造处理措施,对航站楼混凝土结构的设缝选型进行了对比分析.Iqbal[10]现场实测了美国芝加哥10栋停车库伸缩缝处由温度变化产生的水平位移.李靖等[11]通过对西安咸阳国际机场东航站楼设置后浇带,在施工阶段及正常使用阶段对隔震层的温度变形进行了分析.潘旦光等[12]基于北京新机场航站楼温度场分布模型及温度随时间的变化规律,研究了后浇带施工进度及封闭顺序对结构温度变形的影响.杜永峰等[13]分析了某超长隔震结构在最不利温差作用下后浇带的布置方案,并对施工阶段梁的挠度和隔震支座位移的变化规律进行了研究.综上可知,超长隔震结构往往采用设置后浇带的方式进行施工期结构单元划分,以实现结构的无缝设计.但对超长隔震结构单元

划分机理的研究鲜有提及;在进行环境温差和混凝土干缩作用计算时,未同时考虑环境温湿度变化的随机性;不同环境温湿度区域后浇带的间距设置往往依赖于经验,缺乏理论依据.

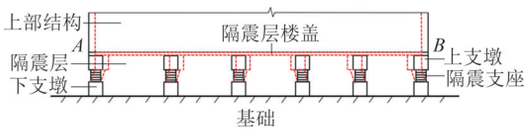
针对目前研究中存在的不足,本文首先研究施工期超长隔震结构单元划分机理,探究隔震层温缩变形的控制方法.其次统计近55年不同环境温湿度分布区域的环境温湿度数据,基于广义极值分布模型计算12个高烈度城市最冷月平均最低温度、最热月平均温度和年平均相对湿度的最优分布模型参数,并且提出超长隔震结构施工期的3个环境温湿度水准,确定不同水准下12个城市超长隔震结构综合温差的取值,给出超长隔震结构后浇带最大设置间距计算方法.接着提出施工期超长隔震结构单元划分方法.最后以我国西北地区某在建超长隔震结构为研究对象,给出结构单元划分方案的选择建议,从而为施工期不同温湿度区域的超长隔震结构单元划分方案设计提供参考.

1　施工期超长隔震结构单元划分机理

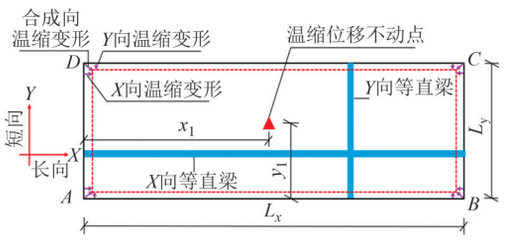
1.1　超长隔震结构水平温缩位移一维比拟模型

1.1.1　水平温缩位移不动点确定

超长隔震结构水平温缩变形最显著的阶段是隔震层刚度生成到上部结构逐步搭建的施工初期[14],如图1(a)所示,此时隔震层大部分时间处于开敞状态,隔震层的温湿度基本是环境温湿度.因此,为了推导水平温缩变形的相关计算公式,可选取受隔震支座约束的以隔震层楼盖为主体结构的计算模型,该隔震层楼盖的水平温缩变形形态如图1(b)所示.图1中实线表示结构没有发生温缩变形的情形,红色虚线表示结构产生向内水平温缩变形的情形.隔震层楼盖平面各位置处的合成向温缩变形由长向(X向)和短向(Y向)的温缩变形计算得到,合成向最大温缩变形出现在四个角点位置(如A点),为了突出显示温缩变形机理,从图1(b)中所示的隔震层楼盖分别取一X向边跨(AB)、Y向边跨(AD)等直梁,求解A点X向、Y向的温缩位移.X向、Y向等直梁下分别布设隔震支座,以反映隔震支座对隔震层楼盖X向、Y向的约束作用,从而得到超长隔震结构水平温缩位移一维等直梁比拟模型,如图2所示.



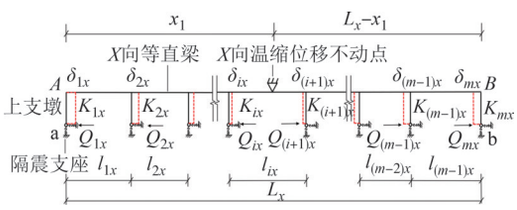
(a)施工初期超长隔震结构温缩变形立面示意图



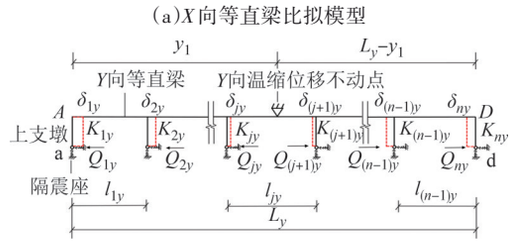
(b)隔震层楼盖温缩变形平面示意图

图1　施工期超长隔震结构温缩变形示意图

Fig.1　Calculation diagrams of thermal shrinkage deformation of the very-long isolated structure during construction period



(a)X向等直梁比拟模型



(b)Y向等直梁比拟模型

图2　水平温缩位移一维等直梁比拟模型计算简图

Fig.2　Calculation diagrams of one-dimensional uniform straight beam analogy model of horizontal thermal shrinkage displacement

根据作者课题组对超长隔震结构温缩变形长期监测的结果[15],施工期隔震支座温缩变形对应的水平剪应变处于小应变阶段,图2中X向、Y向等直梁下各隔震支座水平等效刚度$K_{ix}(i=1,2,\cdots,m)$、$K_{jy}(j=1,2,\cdots,n)$都取100%水平剪应变对应的水平等效刚度.X向、Y向等直梁下各隔震支座水平剪力分别为$Q_{ix}(i=1,2,\cdots,m)$、$Q_{jy}(j=1,2,\cdots,n)$.X向、Y向等直梁下各隔震支座位移分别为$\delta_{ix}(i=1,2,\cdots,m)$、$\delta_{jy}(j=1,2,\cdots,n)$,由于隔震支座的水平等效刚度远小于上支墩的侧移刚度,因此,隔震支座X向、Y向的温缩位移分别与X向、Y向等直梁同一平面投影位置处的温缩位移近似相等,如隔震支座a的X向温缩位移为δ_{1x},与其在同一平面投影位置处的X向等直梁A点的温缩位移也取为δ_{1x}.X向、Y向等直

梁下相邻隔震支座之间的距离分别为 $l_{ix}(i=1,2,\cdots,m-1)$、$l_{jy}(j=1,2,\cdots,n-1)$. X向、Y向等直梁的截面面积分别为A_x、A_y. 结构X向、Y向总尺寸分别为L_x、L_y,隔震支座a至X向、Y向温缩位移不动点距离分别为x_1、y_1.

以下为X向等直梁温缩位移不动点求解过程.

图2(a)中等直梁温缩变形在各隔震支座处引起的水平剪力处于一种自平衡状态,各隔震支座的水平剪力Q_{ix}等于其水平等效刚度K_{ix}与支座温缩位移δ_{ix}的乘积. 因此,可建立平衡方程:

$$K_{1x}\delta_{1x}+K_{2x}\delta_{2x}+\cdots+K_{ix}\delta_{ix}=K_{(i+1)x}\delta_{(i+1)x}+\cdots+K_{(m-1)x}\delta_{(m-1)x}+K_{mx}\delta_{mx} \tag{1}$$

对超长隔震结构温缩变形长期监测结果进行分析,可作出假设:各隔震支座温缩位移与其所处位置至温缩位移不动点的距离成正比,将式(1)推导为:

$$K_{1x}x_1+K_{2x}(x_1-l_{1x})+\cdots+K_{ix}\left(x_1-\sum_{i=1}^{i-1}l_{ix}\right)=K_{(i+1)x}\left(\sum_{i=1}^{i}l_{ix}-x_1\right)+\cdots+K_{(m-1)x}\left(\sum_{i=1}^{m-2}l_{ix}-x_1\right)+K_{mx}\left(\sum_{i=1}^{m-1}l_{ix}-x_1\right) \tag{2}$$

由式(2)可知,隔震层温缩位移不动点位于其抗侧刚度中心,通过式(2)求解X向等直梁温缩位移不动点的位置:

$$x_1=\frac{l_{1x}\sum_{i=2}^{m}K_{ix}+l_{2x}\sum_{i=3}^{m}K_{ix}+\cdots+l_{(m-1)x}K_{mx}}{\sum_{i=1}^{m}K_{ix}} \tag{3}$$

同理,可求出Y向等直梁温缩位移不动点的位置:

$$y_1=\frac{l_{1y}\sum_{j=2}^{n}K_{jy}+l_{2y}\sum_{j=3}^{n}K_{jy}+\cdots+l_{(n-1)y}K_{ny}}{\sum_{j=1}^{n}K_{jy}} \tag{4}$$

1.1.2 最大水平温缩位移计算

以图2中A点至X向、Y向温缩位移不动点的半边结构为研究对象,其计算简图如图3所示. 图3中X向、Y向等直梁半边结构各隔震支座至各向温缩位移不动点的距离分别为$x_k(k=1,2,\cdots,i)$、$y_q(q=1,2,\cdots,j)$,假设X向、Y向等直梁下各隔震支座水平剪力分别与距离x_k、y_q呈线性关系,并且水平剪力与水平等效刚度成比例[16].

以求解X向等直梁A点水平温缩位移为例,X向等直梁半边结构各隔震支座水平剪力按式(5)计算.

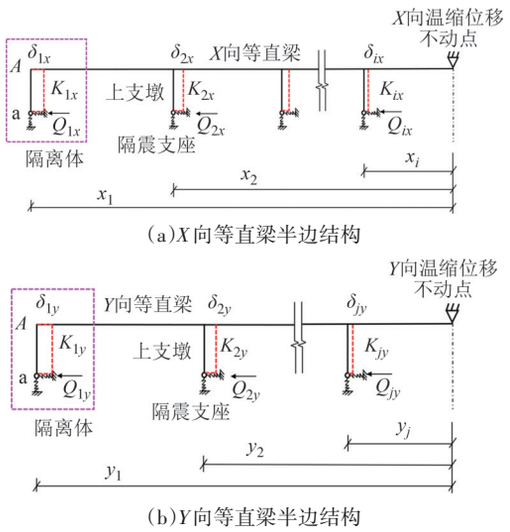


图3 等直梁半边结构计算简图

Fig.3 Calculation diagrams of the half-edge structure of uniform straight beam

$$\begin{cases}Q_{2x}=Q_{1x}\dfrac{x_2}{x_1}\cdot\dfrac{K_{2x}}{K_{1x}}=Q_{1x}D_{2x}\dfrac{x_2}{x_1}\\ \cdots\\ Q_{ix}=Q_{1x}\dfrac{x_i}{x_1}\cdot\dfrac{K_{ix}}{K_{1x}}=Q_{1x}D_{ix}\dfrac{x_i}{x_1}\end{cases} \tag{5}$$

其中,

$$D_{kx}=\frac{K_{kx}}{K_{1x}}(k=1,2,\cdots,i) \tag{6}$$

对图3中节点A处的等直梁、上支墩及隔震支座组成的隔离体进行分析,其计算简图如图4所示.

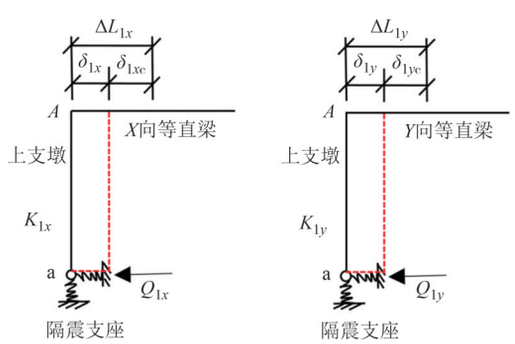


图4 等直梁节点A处隔离体计算简图

Fig.4 Calculation diagrams of isolated body at node A of the uniform straight beam

图4(a)中节点A的X向温缩位移为δ_{1x},自由温缩位移为ΔL_{1x},约束的温缩位移为δ_{1xc},三个位移之间的关系为:

$$\delta_{1x}=\Delta L_{1x}-\delta_{1xc} \tag{7}$$

ΔL_{1x}、δ_{1xc}、δ_{1x}分别通过式(8)~式(10)进行计算.

$$\Delta L_{1x}=\alpha\Delta T x_1 \tag{8}$$

式中:α为混凝土的线膨胀系数;ΔT为综合温差,由环境温差和混凝土收缩当量温差两部分叠加得到.

由于隔震支座的水平等效刚度远小于上支墩的侧移刚度,可认为各隔震支座的X向水平剪力与其在同一平面投影位置处的X向等直梁上各节点约束温缩位移的轴心力相等,则δ_{1xc}为:

$$\delta_{1xc}=\frac{Q_{1x}x_1+Q_{2x}x_2+\cdots+Q_{ix}x_i}{EA_x} \tag{9}$$

式中:E为等直梁的弹性模量.

$$\delta_{1x}=\frac{Q_{1x}}{K_{1x}} \tag{10}$$

将式(5)代入式(9),则:

$$\delta_{1xc}=\frac{Q_{1x}(x_1^2D_{1x}+x_2^2D_{2x}+\cdots+x_i^2D_{ix})}{EA_xx_1} \tag{11}$$

结合式(7)、式(8)、式(10)、式(11),可得:

$$\delta_{1x}=\frac{\alpha\Delta Tx_1}{\left(\dfrac{x_1^2D_{1x}+x_2^2D_{2x}+\cdots+x_i^2D_{ix}}{EA_xx_1}\right)K_{1x}+1} \tag{12}$$

实际隔震工程中,隔震支座的选型主要与上部结构的荷载分布相关,对于上部结构荷载分布相对均匀的结构,边跨隔震支座的水平等效刚度较为接近,在求解隔震层A点X向的温缩位移时,为了简化计算,使边跨(AB)等直梁下隔震支座水平等效刚度相等,则:

$$D_{kx}=1 \tag{13}$$

隔震支座X向、Y向水平等效刚度相等,令K_{1x}=K_{1y}=K_1,由式(12)和式(13)可得:

$$\delta_{1x}=\frac{\alpha\Delta Tx_1}{\left(\dfrac{x_1^2+x_2^2+\cdots+x_i^2}{EA_xx_1}\right)K_1+1} \tag{14}$$

同理,推导出Y向等直梁A点水平温缩位移:

$$\delta_{1y}=\frac{\alpha\Delta Ty_1}{\left(\dfrac{y_1^2+y_2^2+\cdots+y_j^2}{EA_yy_1}\right)K_1+1} \tag{15}$$

1.2　超长隔震结构单元划分机理

本文通过设置后浇带的方式对施工期超长隔震结构进行单元划分,后浇带处钢筋采取不连通的形式.图5为后浇带封闭前后结构平面示意图,与其结构平面对应的隔震层X向温缩变形演变过程如图6所示.从图5、图6可以看出,后浇带封闭前,在环境温差和混凝土干缩联合作用下,各结构单元以各自的温缩位移不动点为中心进行独立伸缩.后浇带封闭后,各结构单元合拢为整体结构,共同承受环境温差和混凝土干缩联合作用,以整体结构的温缩位移不动点为中心进行伸缩.后浇带封闭前后整个结构角部变形监测点(如A点)温缩变形变化趋势一致,隔震层温缩变形最大,因此将A点作为最大温缩变形监测点,对后浇带封闭前后A点隔震层温缩变形进行推导,得到隔震层最大温缩变形的计算公式,并分析后浇带对隔震层最大温缩变形的影响.将后浇带封闭之后隔震层的合成向最大温缩变形与温缩变形限值进行对比,其对比结果为结构单元划分方案的选择提供依据.本部分研究也将为其后隔震层温缩变形控制方法提供理论支撑.

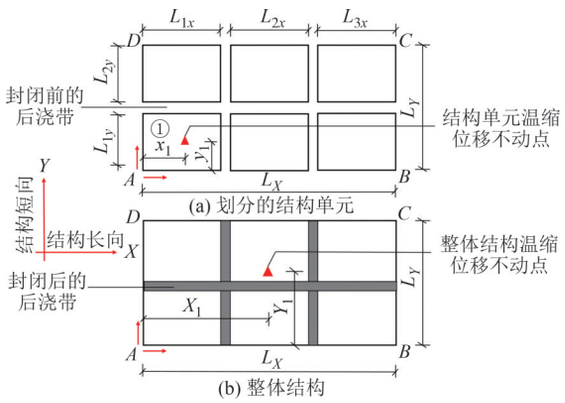
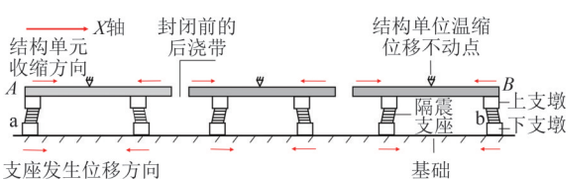
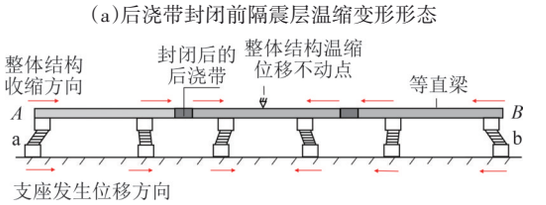


图5　后浇带封闭前后结构平面示意图

Fig.5　Schematic diagrams of the structural plane before and after the closure of post-pouring belts



(a)后浇带封闭前隔震层温缩变形形态



(b)后浇带封闭后隔震层温缩变形形态

图6　隔震层温缩变形演变过程示意图

Fig.6　Schematic diagrams of the evolution process of thermal shrinkage deformation of the isolation layer

1.2.1　后浇带封闭前隔震层温缩变形计算

隔震层刚度生成到后浇带封闭所经历的综合温差为ΔT_1,则:

$$\Delta T_1=T_c-T_{gg}+\Delta T_{s1} \tag{16}$$

式中:T_c为后浇带封闭时的温度;T_{gg}为隔震层刚度生成时的温度;ΔT_{s1}为隔震层刚度生成到后浇带封闭所经历的收缩当量温差.

根据式(14)和式(15),隔震层A点X向和Y向温

缩变形(δ_{Ax1}、δ_{Ay1})为:

$$\delta_{Ax1}=\frac{\alpha\Delta T_1 x_1}{\left(\frac{x_1^2+x_2^2+\cdots+x_i^2}{EA_x x_1}\right)K_1+1} \tag{17}$$

$$\delta_{Ay1}=\frac{\alpha\Delta T_1 y_1}{\left(\frac{y_1^2+y_2^2+\cdots+y_j^2}{EA_y y_1}\right)K_1+1} \tag{18}$$

式中:$x_1, x_2, \cdots, x_i$为结构单元①中X向等直梁A点一侧半边结构各隔震支座至X向温缩位移不动点的距离;$y_1, y_2, \cdots, y_j$为结构单元①中Y向等直梁A点一侧半边结构各隔震支座至Y向温缩位移不动点的距离;其中x_1、y_1分别为区块①中A点至X向、Y向温缩位移不动点的距离.隔震层A点对应的隔震支座a的水平等效刚度为K_1.

1.2.2 后浇带封闭后隔震层温缩变形计算

后浇带封闭到施工期最冷月所经历的综合温差为ΔT_2,则:

$$\Delta T_2=T_o-T_c+\Delta T_{s2} \tag{19}$$

式中:T_o为施工期最冷月的温度;ΔT_{s2}为后浇带封闭到施工期最冷月所经历的收缩当量温差.

同理,隔震层A点X向和Y向温缩变形(δ_{Ax2}、δ_{Ay2})为:

$$\delta_{Ax2}=\frac{\alpha\Delta T_2 X_1}{\left(\frac{X_1^2+X_2^2+\cdots+X_i^2}{EA_x X_1}\right)K_1+1} \tag{20}$$

$$\delta_{Ay2}=\frac{\alpha\Delta T_2 Y_1}{\left(\frac{Y_1^2+Y_2^2+\cdots+Y_j^2}{EA_y Y_1}\right)K_1+1} \tag{21}$$

式中:$X_1, X_2, \cdots, X_i$为整体结构中X向等直梁A点一侧半边结构各隔震支座至X向温缩位移不动点的距离;$Y_1, Y_2, \cdots, Y_j$为整体结构中Y向等直梁A点一侧半边结构各隔震支座至Y向温缩位移不动点的距离;其中X_1、Y_1分别为整体结构A点至X向、Y向温缩位移不动点的距离.

1.2.3 设置后浇带的隔震层最大温缩变形计算

将后浇带封闭前后隔震层A点的温缩变形进行叠加,得到最冷月隔震层A点X向和Y向温缩变形(δ_{Ax}、δ_{Ay})为:

$$\delta_{Ax}=\frac{\alpha\Delta T_1 x_1}{\left(\frac{x_1^2+x_2^2+\cdots+x_i^2}{EA_x x_1}\right)K_1+1}+\frac{\alpha\Delta T_2 X_1}{\left(\frac{X_1^2+X_2^2+\cdots+X_i^2}{EA_x X_1}\right)K_1+1} \tag{22}$$

$$\delta_{Ay}=\frac{\alpha\Delta T_1 y_1}{\left(\frac{y_1^2+y_2^2+\cdots+y_j^2}{EA_y y_1}\right)K_1+1}+\frac{\alpha\Delta T_2 Y_1}{\left(\frac{Y_1^2+Y_2^2+\cdots+Y_j^2}{EA_y Y_1}\right)K_1+1} \tag{23}$$

令:

$$\begin{cases}\lambda_x=\left(\frac{x_1^2+x_2^2+\cdots+x_i^2}{EA_x x_1}\right)K_1\\ \lambda_X=\left(\frac{X_1^2+X_2^2+\cdots+X_i^2}{EA_x X_1}\right)K_1\\ \lambda_y=\left(\frac{y_1^2+y_2^2+\cdots+y_j^2}{EA_y y_1}\right)K_1\\ \lambda_Y=\left(\frac{Y_1^2+Y_2^2+\cdots+Y_j^2}{EA_y Y_1}\right)K_1\end{cases} \tag{24}$$

式中:λ_x、λ_X、λ_y、λ_Y是与超长隔震结构自身属性相关的参数,集中反映了超长隔震结构平面尺度、等直梁截面尺寸、隔震支座布置方案、所用混凝土强度等级等对隔震层温缩变形的影响.

假设隔震层刚度中心和几何中心重合,则:

$$x_1=\frac{1}{2}L_{1x},\ X_1=\frac{1}{2}L_X \tag{25}$$

$$y_1=\frac{1}{2}L_{1y},\ Y_1=\frac{1}{2}L_Y \tag{26}$$

若图5中结构长向(X向)设置n_1条后浇带、结构短向(Y向)设置n_2条后浇带,n_1、n_2均为大于或等于0的整数,划分的结构单元X向尺寸为L_{ix}($i=1,2,\cdots,n_1+1$),Y向尺寸为L_{jy}($j=1,2,\cdots,n_2+1$).整体结构X向尺寸为L_X,Y向尺寸为L_Y.利用后浇带对超长隔震结构平面进行等间距划分,后浇带的宽度远小于划分的结构单元尺度,则各划分的结构单元尺寸近似取为:

$$L_{1x}=\frac{L_X}{n_1+1} \tag{27}$$

$$L_{1y}=\frac{L_Y}{n_2+1} \tag{28}$$

结合式(22)~式(28),可得:

$$\delta_{Ax}=\frac{1}{2}\alpha L_X\left\{\frac{\Delta T_1}{(n_1+1)(\lambda_x+1)}+\frac{\Delta T_2}{\lambda_X+1}\right\} \tag{29}$$

$$\delta_{Ay}=\frac{1}{2}\alpha L_Y\left\{\frac{\Delta T_1}{(n_2+1)(\lambda_y+1)}+\frac{\Delta T_2}{\lambda_Y+1}\right\} \tag{30}$$

1.2.4 后浇带对隔震层最大温缩变形的影响

隔震层刚度生成到施工期最冷月所经历的综合温差为ΔT,收缩当量温差ΔT_s,则:

$$\Delta T = \Delta T_1 + \Delta T_2 = T_o - T_{gg} + \Delta T_s \tag{31}$$

若结构未设置X向、Y向后浇带,则隔震层A点X向和Y向温缩变形(δ'_{Ax}、δ'_{Ay})为:

$$\delta'_{Ax} = \frac{1}{2}\alpha L_X \frac{\Delta T}{\lambda_X + 1} \tag{32}$$

$$\delta'_{Ay} = \frac{1}{2}\alpha L_Y \frac{\Delta T}{\lambda_Y + 1} \tag{33}$$

由式(29)~式(33)可知,结构设置后浇带后隔震层A点X向和Y向温缩变形减小量(δd_{Ax}、δd_{Ay})为:

$$\delta d_{Ax} = \delta'_{Ax} - \delta_{Ax} = \frac{1}{2}\alpha L_X \Delta T_1 \left\{ \frac{1}{\lambda_X + 1} - \frac{1}{(n_1 + 1)(\lambda_x + 1)} \right\} \tag{34}$$

$$\delta d_{Ay} = \delta'_{Ay} - \delta_{Ay} = \frac{1}{2}\alpha L_Y \Delta T_1 \left\{ \frac{1}{\lambda_Y + 1} - \frac{1}{(n_2 + 1)(\lambda_y + 1)} \right\} \tag{35}$$

由式(34)、式(35)可知:结构设置后浇带能够减小隔震层的最大温缩变形,且最大温缩变形的减小量集中在后浇带封闭之前的阶段.因此,应采取措施在后浇带封闭之前尽量减小较多的最大温缩变形,同时后浇带封闭之后隔震层A点的合成向最大温缩变形δ_A应满足下式要求:

$$\delta_A = \sqrt{\delta_{Ax}^2 + \delta_{Ay}^2} \leqslant [\delta] \tag{36}$$

式中:$[\delta]$为隔震层合成向最大温缩变形限值,可参考《建筑工程叠层橡胶隔震支座施工及验收标准》(DBJ 53/T—48—2020)条款5.5.5中隔震支座的水平相对位移限值进行取值[17].

1.3　隔震层温缩变形的控制方法

由式(29)~式(31)、式(34)~式(36)可知,可从以下方面对隔震层温缩变形进行控制.

1)对于控制隔震层温缩变形,降低ΔT_2比降低ΔT_1效率高,如图7所示.因此,在选择后浇带封闭时间时,要尽量降低后浇带封闭之后结构所经历的综合温差,使后浇带封闭之前隔震层经历较大的综合温差.在最冷月隔震层未采取围护保温措施时,可降低后浇带封闭温度,但为了保证后浇带封闭时混凝土的养护质量,养护期间环境温度不能太低,后浇带宜在温度温和的月份进行封闭.并且根据混凝土的干缩模型,保证后浇带封闭之前获得较大混凝土干缩当量温差.

2)降低ΔT_1或ΔT_2,即降低ΔT的数值,从而降低隔震层的温缩变形.为了降低ΔT,可以适度降低隔震层刚度生成温度,但也要满足隔震层刚度生成时的最低温度要求,所以可将隔震层刚度生成在温度温和的月份.此外,可对隔震层采取围护保温措施,提高隔震层施工期最冷月温度.

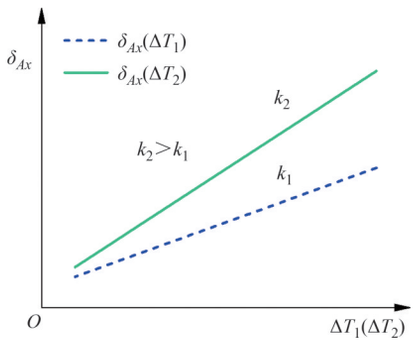


图7　隔震层温缩变形与综合温差的关系示意图

Fig.7　Schematic diagram of the relationship between thermal shrinkage deformation of the isolation layer and comprehensive temperature difference

3)采取对工程所用混凝土收缩应变的控制措施,如在混凝土中掺加粉煤灰、膨胀剂、聚丙烯纤维等材料,减小混凝土干缩应变,从而降低混凝土干缩当量温差,达到控制隔震层温缩变形的目的.

4)随着后浇带条数增加,隔震层温缩变形的降低幅度减小,如图8所示.因此,为了保证后浇带控制温缩变形的效率,可通过与其他温缩变形控制措施配合,在满足隔震层温缩变形限值的前提下,尽量减少后浇带的设置条数.

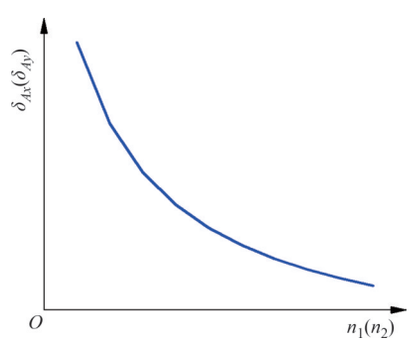


图8　隔震层温缩变形与后浇带条数的关系示意图

Fig.8　Schematic diagram of the relationship between thermal shrinkage deformation of the isolation layer and number of post-pouring belts

2　基于环境温湿度概率模型的超长隔震结构后浇带间距确定

建筑物按热工设计要求,可分为严寒地区、寒冷

地区、夏热冬冷地区、夏热冬暖地区、温和地区等5类设计区域[18],此外,全国各地年平均相对湿度也存在一定的差异.对于不同高烈度地区建造的超长隔震结构,各建造区域内的环境温湿度对超长隔震结构环境温差和收缩当量温差的取值影响不一,且考虑到环境温湿度变化具有一定的随机性,因此基于环境温湿度概率分布模型,选取12个高烈度城市[19]作为超长隔震结构建造区域,其基本信息如表1所示,确定在不同重现期下超长隔震结构的综合温差,提出超长隔震结构后浇带最大设置间距计算方法.

表1 12个城市基本信息

Tab.1 Basic information of 12 cities

序号	城市	气候区属	烈度/加速度	气象站区站号
1	乌鲁木齐	1C	8度/0.20g	51 463
2	呼和浩特	1C	8度/0.20g	53 463
3	松原	1C	8度/0.20g	50 946
4	拉萨	2A	8度/0.20g	55 591
5	兰州	2A	8度/0.20g	52 889
6	银川	2A	8度/0.20g	53 614
7	太原	2A	8度/0.20g	53 772
8	北京	2B	8度/0.20g	54 511
9	咸阳	2B	8度/0.20g	57 048
10	汕头	4B	8度/0.20g	59 316
11	海口	4B	8度/0.30g	59 758
12	昆明	5A	8度/0.20g	56 778

注:1C为严寒C区;2A为寒冷A区;2B为寒冷B区;4B为夏热冬暖B区;5A为温和A区[18].

2.1 环境温差和收缩当量温差极值确定

2.1.1 环境温差极值

对超长隔震结构温缩变形控制不利的工况是最大温降工况,其环境温差ΔT_a极值按下式计算[5]:

$$\Delta T_a = T_{a,\min} - T_g \tag{37}$$

式中:T_g为结构刚度生成时的温度,可取为混凝土浇筑成型月的平均温度极大值;$T_{a,\min}$为结构所经历的最低平均温度,可取为结构经历月的平均最低温度极小值,以此获得最不利环境温差.

2.1.2 混凝土收缩当量温差极值

混凝土的收缩应变按下式进行计算[16,20]:

$$\varepsilon_y(t) = \varepsilon_{y0} \cdot M_1 \cdot M_2 \cdots \cdot M_n (1 - e^{-0.01t}) \tag{38}$$

式中:$\varepsilon_y(t)$为混凝土任意时间t的收缩应变;ε_{y0}为标准养护条件下混凝土的极限收缩应变,取ε_{y0}=3.24×10^{-4};$M_i(i = 1, 2, \cdots, n)$为各种非标准条件的修正系数,如水泥(种类、细度)、水泥浆量、骨料、水力半径导数、配筋率和模量比、水灰比、环境湿度、振捣方式、初期养护时间、减水剂、粉煤灰掺量、矿渣粉掺量等因素对混凝土收缩的影响.

由于不同超长隔震结构所用混凝土的材料组分、构件尺寸、作业条件等差别较大,很难统一量化这些因素对混凝土收缩的影响,且环境湿度对混凝土收缩影响较大,因此,为了保证混凝土收缩应变估计的普适性,本文仅考虑不同区域环境湿度对混凝土收缩的修正,环境湿度修正系数取值参考文献[16].为了得到最不利的湿度修正系数,与其对应的年平均相对湿度采用极小值.

混凝土收缩应变的当量温差按下式计算:

$$\Delta T_s = \frac{\varepsilon_y(t)}{\alpha} \tag{39}$$

式中:混凝土的线膨胀系数α取为1.0×10^{-5}/℃.

2.2 基于环境温湿度概率分布的综合温差计算

2.2.1 广义极值分布模型

广义极值(GEV)概率分布函数为[21]:

$$H(x;\mu,\sigma,\xi) = \exp\left\{-\left(1 + \xi\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^{-1/\xi}\right\} \tag{40}$$

概率密度函数为:

$$h(x;\mu,\sigma,\xi) = \frac{1}{\sigma}H(x;\mu,\sigma,\xi) \cdot \left(1 + \xi\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^{-(1+1/\xi)} \tag{41}$$

式中:$1 + \xi\frac{x-\mu}{\sigma} > 0$,$\mu$、$\xi \in R$,$\sigma > 0$,$\xi$为形状参数.

当$\xi = 0$时,$\lim\limits_{\xi \to 0} H(x;\ \mu,\sigma,\xi) = H_1(x;\ \mu,\sigma)$,则$H(x;\ \mu,\sigma,\xi)$表示为极值Ⅰ型(EV-Ⅰ)分布.当$\xi$>0时,取$a = 1/\xi$,此时$H(x;\ \mu,\sigma,\xi)$为极值Ⅱ型(EV-Ⅱ)分布,其位置参数和尺度参数分别为$\mu - a\sigma$和$a\sigma$.当ξ<0时,取$a = -1/\xi$,$H(x;\ \mu,\sigma,\xi)$为极值Ⅲ型(EV-Ⅲ)分布,其位置参数和尺度参数分别为$\mu + a\sigma$和$a\sigma$.广义极值分布是极值Ⅰ型、Ⅱ型和Ⅲ型的统一形式,对其形状参数进行分析,就能判断出适合的极值分布形式.

2.2.2 概率分布参数求解及模型检验

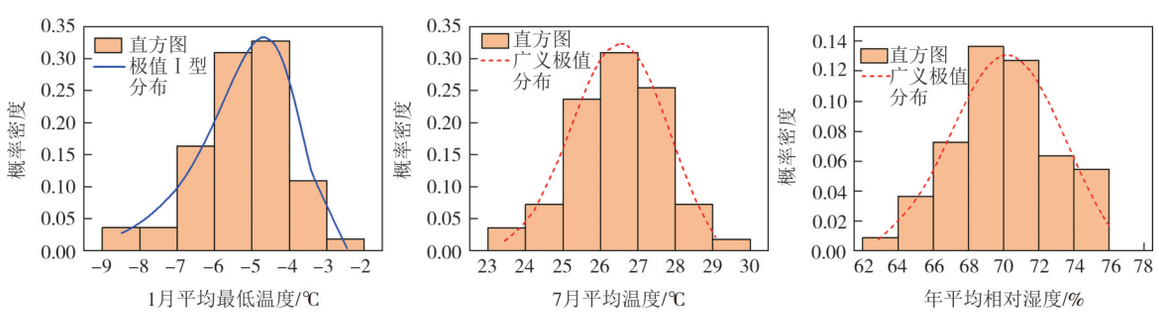
统计12个城市55年(1960—2014年)最冷月(1月)平均最低气温、最热月(7月)平均气温和年平均相对湿度样本,温湿度数据来源为国家青藏高原科

学数据中心[22]. 利用极大似然估计法分别对1月平均最低气温、7月平均气温和年平均相对湿度样本进行广义极值分布模型的参数估计,通过确定参数的广义极值分布模型对温湿度数据进行拟合. 为了评判模型拟合效果,采用χ^2拟合优度检验法进行检验[23]. 12个城市的1月平均最低温度、7月平均温度和年平均相对湿度所接受的最优概率分布模型参数如表2所示. 以咸阳市为例,当显著性水平为0.05时,1月平均最低温度、7月平均温度和年平均相对湿度分别对应的最优分布为极值Ⅰ型分布、广义极值分布和广义极值分布,其最优分布的温湿度拟合效果如图9所示.

表2　环境温湿度概率分布模型参数

Tab.2　Probability distribution model parameters of ambient temperature and humidity

城市	1月平均最低温度				7月平均温度				年平均相对湿度			
	概率分布模型参数			概率分布	概率分布模型参数			概率分布	概率分布模型参数			概率分布
	ξ	σ	μ		ξ	σ	μ		ξ	σ	μ	
乌鲁木齐	0	2.126 4	−15.915 4	EV−Ⅰ	−0.185 0	1.262 5	23.794 3	GEV	−0.273 0	2.764 8	56.199 3	GEV
呼和浩特	−0.292 2	2.293 2	−17.568 6	GEV	−0.089 1	1.032 1	22.215 9	GEV	−0.253 4	4.316 8	50.880 2	GEV
松原	−0.357 8	2.824 3	−22.850 8	GEV	−0.151 9	0.901 6	23.236 0	GEV	−0.567 4	2.964 5	61.287 0	GEV
拉萨	−0.289 5	1.887 9	−9.438 8	GEV	−0.003 8	0.873 3	15.354 5	GEV	0	3.091 2	44.658 4	EV−Ⅰ
兰州	−0.509 3	2.125 3	−10.723 8	GEV	−0.190 4	1.174 7	22.167 9	GEV	−0.171 8	3.576 9	53.768 2	GEV
银川	−0.363 5	1.974 0	−14.047 8	GEV	−0.239 3	0.865 8	23.381 8	GEV	−0.332 7	4.623 8	54.296 8	GEV
太原	−0.251 4	1.645 1	−12.001 7	GEV	−0.200 9	0.906 0	23.333 1	GEV	−0.223 0	3.455 2	57.126 1	GEV
北京	−0.393 4	1.893 1	−8.931 7	GEV	−0.212 9	1.098 6	26.004 2	GEV	−0.189 2	3.884 8	54.509 4	GEV
咸阳	0	1.103 3	−4.674 6	EV−Ⅰ	−0.340 4	1.213 4	26.053 5	GEV	−0.335 1	2.999 6	69.073 8	GEV
汕头	−0.692 7	1.657 2	10.426 5	GEV	−0.124 6	0.592 1	28.248 6	GEV	−0.854 5	3.732 0	79.339 9	GEV
海口	0	1.395 8	15.932 8	EV−Ⅰ	−0.220 5	0.546 4	28.361 9	GEV	−0.576 6	2.149 9	82.893 1	GEV
昆明	−0.251 3	1.472 2	2.088 5	GEV	−0.173 3	0.589 0	19.773 5	GEV	0	2.525 4	72.858 8	EV−Ⅰ



(a)1月平均最低温度概率模型图　(b)7月平均温度概率模型图　(c)年平均相对湿度概率模型图

图9　咸阳市环境温湿度拟合图

Fig.9　Ambient temperature and humidity fitting diagrams of Xianyang City

2.2.3　不同环境温湿度水准下综合温差确定

与使用期相比,施工期超长隔震结构所经历的环境温差较大,但较大温差作用的持续时间较短. 目前,平面尺度超过300 m的超长隔震结构完整的施工周期主要集中在4~5年,而超长隔震结构设计基准期一般为50年. 参考我国“三水准”抗震设防目标和相关文献[24],提出超长隔震结构施工期的三个环境温湿度水准,即多遇水准、设防水准和罕遇水准,对应的温湿度重现期T_R分别为5年、10年和50年,相应的年保证率($1-1/T_R$)依次为80%、90%和98%[25]. 基于环境温湿度概率模型计算得到12个城市1月平均最低气温、7月平均气温和年平均相对湿度在不同温湿度水准下的分位值. 按最不利的因素考虑,隔震层在最热月(7月)施工,施工跨年度,以施工第3年的最冷月(1月)作为最大温缩变形时间观测点,计算得到12个城市的环境温差、收缩当量温差和综合温差,如表3所示. 根据目前超长隔震结构的施工周期,结合施工期隔震层温缩变形估计带来的安全性和经济性,可将设防水准下的综合温差作为超长隔震结构施工期标准设防综合温差.

2.3 超长隔震结构后浇带最大设置间距计算方法

计算超长隔震结构后浇带最大设置间距,即确定超长隔震结构不设后浇带的最大平面尺度.在式(32)、式(33)中,假设隔震支座等间距布置,隔震支座间距为d,X向等直梁下隔震支座个数为$2n_x+1$,n_x是整数且$n_x\geqslant 1$,则,$n_x=L_X/2d$,λ_X可推导为:

$$\lambda_X=\frac{d^2+(2d)^2+\cdots+(n_xd)^2}{1/2\cdot EA_x\cdot L_X}\cdot K_1=\frac{\left(\frac{L_X}{2d}+1\right)\left(\frac{L_X}{d}+1\right)}{6EA_x}\cdot d\cdot K_1 \tag{42}$$

同理,若Y向等直梁下隔震支座个数为$2n_y+1$,n_y是整数且$n_y\geqslant 1$,则$n_y=L_Y/2d$,可得:

$$\lambda_Y=\frac{d^2+(2d)^2+\cdots+(n_yd)^2}{1/2\cdot EA_y\cdot L_Y}\cdot K_1=\frac{\left(\frac{L_Y}{2d}+1\right)\left(\frac{L_Y}{d}+1\right)}{6EA_y}\cdot d\cdot K_1 \tag{43}$$

通过分析,X向、Y向等直梁下隔震支座个数的奇偶性对后浇带最大设置间距影响较小,为了简化计算,在计算超长隔震结构后浇带最大设置间距时,仅采用隔震支座个数为奇数的相关公式.

根据与超长隔震结构自身属性相关的参数(λ_X、λ_Y)、表3中所处地区的综合温差(ΔT)以及隔震层合成向最大温缩变形限值,通过式(32)、式(33)、式(36)可计算得到多遇水准、设防水准和罕遇水准下超长隔震结构后浇带最大设置间距.

表3 不同环境温湿度水准下的综合温差

Tab.3 Comprehensive temperature difference under different ambient temperature and humidity levels ℃

城市	多遇水准			设防水准			罕遇水准		
	环境温差	收缩当量温差	综合温差	环境温差	收缩当量温差	综合温差	环境温差	收缩当量温差	综合温差
乌鲁木齐	−44.55	−30.40	−74.95	−46.82	−30.86	−77.68	−51.52	−31.62	−83.14
呼和浩特	−42.40	−32.67	−75.08	−44.05	−33.26	−77.32	−47.03	−34.24	−81.27
松原	−48.76	−28.51	−77.27	−50.55	−29.11	−79.66	−53.71	−30.25	−83.95
拉萨	−27.06	−35.47	−62.53	−28.53	−36.07	−64.60	−31.33	−37.39	−68.72
兰州	−35.57	−31.48	−67.05	−37.25	−32.04	−69.29	−40.31	−32.81	−73.12
银川	−39.55	−31.51	−71.06	−40.86	−32.30	−73.16	−43.11	−33.44	−76.55
太原	−37.34	−30.17	−67.51	−38.50	−30.72	−69.22	−40.46	−31.63	−72.09
北京	−37.34	−31.26	−68.59	−38.77	−31.87	−70.64	−41.27	−32.75	−74.01
咸阳	−33.81	−25.71	−59.52	−35.12	−26.19	−61.31	−37.65	−27.00	−64.66
汕头	−19.57	−23.22	−42.79	−20.85	−23.75	−44.61	−23.41	−24.94	−48.36
海口	−15.22	−21.69	−36.91	−16.54	−22.27	−38.81	−19.31	−22.93	−42.24
昆明	−19.21	−25.16	−44.37	−20.15	−25.84	−45.99	−21.75	−27.32	−49.07

3 施工期超长隔震结构单元划分方法

基于本文前两个部分的研究成果,总结提出施工期超长隔震结构单元划分方法.施工期超长隔震结构单元划分流程如图10所示.主要步骤为:

1)实际工程中,超长隔震结构逐层生成,各层结构具有不同的综合温差.根据工程所在地环境温湿度信息、结构设计信息、施工方案等,确定各层刚度生成温度T_{gi}及所经历的最冷月温度T_{oi}.根据混凝土材料的工程实际做法,修正得到混凝土干缩模型.根据本文前述的隔震层温缩变形控制方法,确定后浇带的封闭方案,明确各层后浇带封闭时的温度T_{ci}、各层刚度生成到后浇带封闭的收缩当量温差ΔT_{s1i}、各层后浇带封闭到施工期最冷月的收缩当量温差ΔT_{s2i},进而计算得到各层刚度生成到后浇带封闭所经历的综合温差$\Delta T_{1i}=T_{ci}-T_{gi}+\Delta T_{s1i}$,后浇带封闭到施工期最冷月所经历的综合温差$\Delta T_{2i}=T_{oi}-T_{ci}+\Delta T_{s2i}$.以上温度、温差符号中$i$为结构楼层所处的位置.

2)根据工程所在地环境温湿度信息、结构设计信息等,结合超长隔震结构后浇带最大设置间距计算方法,计算得到后浇带最大设置间距.根据结构平面尺寸信息和建筑使用功能要求等,确定后浇带划分方案,建立后浇带封闭前、后超长隔震结构的有限元模型.

3)将后浇带封闭前、后的综合温差(ΔT_{1i}、ΔT_{2i})分别对应施加于后浇带封闭前、后结构的有限元模型,通过数值模拟得到后浇带封闭前、后隔震层温缩

变形分布,将后浇带封闭前、后隔震层温缩变形进行叠加,确定出隔震层合成向最大温缩变形δ,并且与隔震层合成向最大温缩变形限值[δ]进行比较,若$\delta \leqslant [\delta]$,隔震层温缩变形得到了有效控制,该后浇带划分方案可作为选择方案之一;若$\delta > [\delta]$,则隔震层温缩变形需采取措施进行控制,可从5个方面进行:①调整后浇带划分方案;②调整后浇带封闭方案;③调整隔震层刚度生成时间;④采取降低混凝土干缩的措施;⑤采取围护保温措施,提高隔震层最冷月温度.选取隔震层温缩变形控制措施时,应充分考虑工程实际情况.

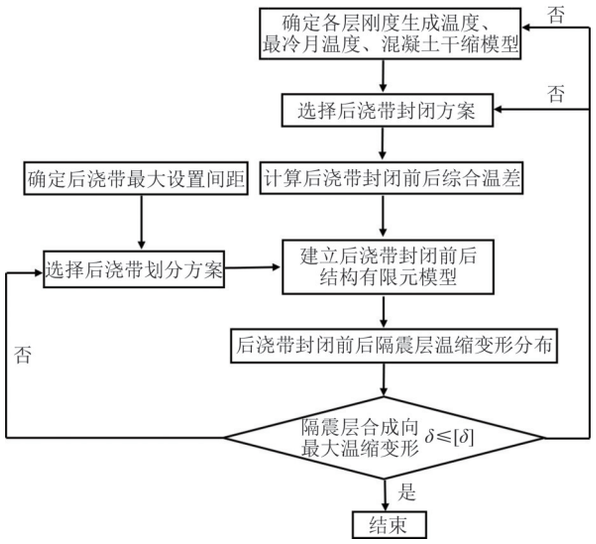


图10　施工期超长隔震结构单元划分流程

Fig.10　Unit division process of ultra-long isolated structures during construction period

4　工程案例分析

4.1　工程概况

某在建超长隔震结构位于陕西省咸阳市渭城区,结构平面尺寸为486 m×252 m,房屋高度为47.5 m.该结构为串联隔震结构体系,隔震层位于地下一层,隔震层顶板的标高为0.5 m,隔震层主梁尺寸以1 200 mm×1 200 mm为主;还有1 200 mm×1 600 mm、1 200 mm×1 300 mm等几种尺寸形式,隔震层楼板厚度为180 mm.隔震装置有铅芯橡胶支座(LRB)、天然橡胶支座(LNR)、弹性滑板支座(ESB)和黏滞阻尼器(VFD)等,隔震装置参数如表4~表6所示.隔震装置安装在地下一层柱顶,其平面位置如图11所示.该结构地上第4层为曲面钢网架结构,地上1~3层和地下1~2层均为钢筋混凝土框架结构.该结构设计使用年限为50年,结构安全等级为一级,抗震设防烈度为8度,设计基本地震加速度值为0.20g,抗震设防类别为乙类,地震分组为第二组,场地属于Ⅱ类场地.该结构采用补偿收缩高性能混凝土,梁、板采用C40混凝土,框架柱采用C50混凝土.

表4　橡胶隔震支座参数

Tab.4　Rubber isolation bearing parameters

支座型号	数量/个	100%水平等效刚度/(kN·mm^{-1})	屈服前刚度/(kN·mm^{-1})	屈服力/kN	屈服后刚度/(kN·mm^{-1})
LRB1200	178	3.05	24.57	250	1.89
LRB1300	19	3.40	25.22	320	1.94
LRB1500	52	4.50	37.83	420	2.91
LRB1600	57	4.70	39.00	420	3.00
LNR1200	109	2.00	—	—	—
LNR1300	23	2.20	—	—	—
LNR1500	83	2.80	—	—	—
LNR1600	64	3.10	—	—	—

表5　弹性滑板支座参数

Tab.5　Elastic sliding bearing parameters

支座型号	数量/个	摩擦系数	一次刚度/(kN·mm^{-1})	二次刚度/(kN·mm^{-1})	橡胶层总厚度/mm
ESB1500	60	0.05	35	0	48

表6　黏滞阻尼器参数

Tab.6　Viscous damper parameters

阻尼系数/(kN·s·m^{-1})	数量/个	阻尼指数	设计最大阻尼力/kN
1 500	84	0.05	1 500

4.2　综合温差计算

4.2.1　环境温度取值

根据该工程施工进度计划,确定该超长隔震结构各层混凝土结构刚度生成温度取值,如表7所示.各月份环境温度极值参考文献[5]进行取值,各层结构刚度生成温度取该月平均温度极大值.

隔震层温缩变形观测时间点为施工第3年1月,其温度条件分为8种情况:① 负二层温度受外界气温变化影响不明显,取1月平均温度极小值-2.69 ℃,

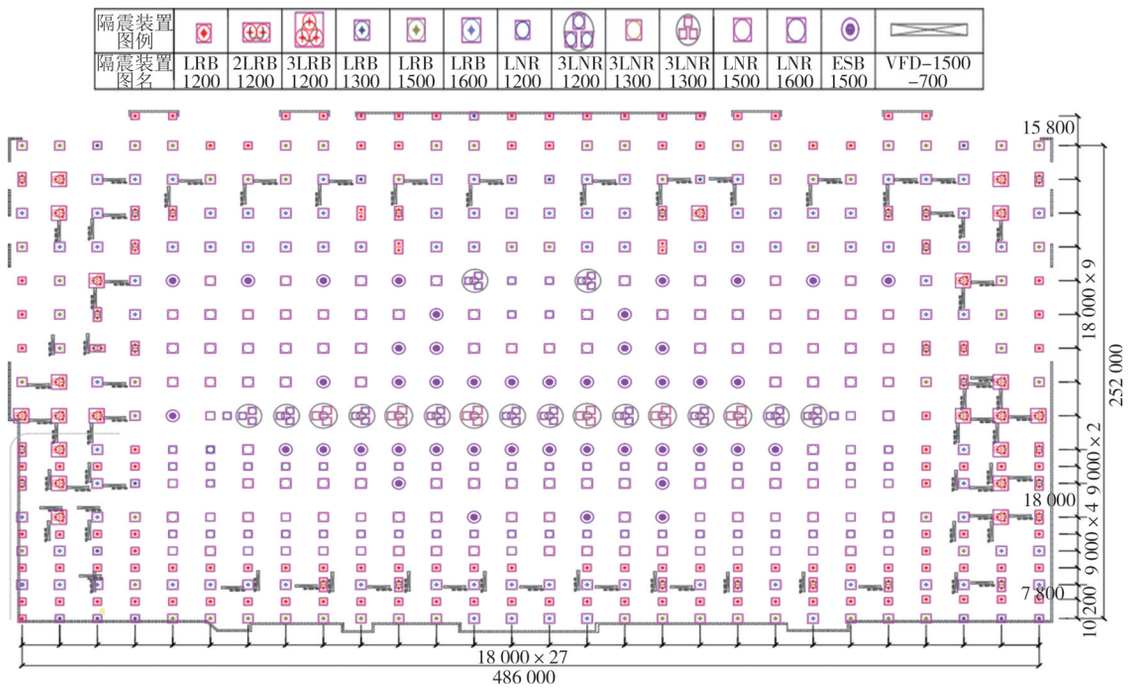


图 11 隔震装置平面位置图(单位:mm)

Fig.11 Diagram of plane position of isolation devices (unit: mm)

隔震层未进行围护保温,隔震层和上部结构各层温度取 1 月平均最低温度极小值-7.16 ℃,隔震层采取局部围护保温措施:②隔震层温度达到-6 ℃;③隔震层温度达到-5 ℃;④隔震层温度达到-4 ℃,隔震层和上部结构各层均采取围护保温措施,上部结构各层温度为-2.69 ℃;⑤隔震层温度为-2.69 ℃;⑥隔震层温度达到-1 ℃;⑦隔震层温度达到 0 ℃,结构整体缓升温;⑧各层温度达到 5 ℃.

表 7 各层刚度生成温度

Tab.7 Stiffness generation temperature of each layer

楼层	刚度生成时间	刚度生成温度/℃
负二层	施工第 1 年 3 月	9.81
隔震层	施工第 1 年 4 月	15.55
一层	施工第 1 年 5 月	20.80
二层	施工第 1 年 6 月	26.45
三层	施工第 1 年 7 月	27.96

4.2.2 混凝土干缩模型

混凝土的干缩应变采用式(38)计算,该工程的各收缩修正系数如表 8 所示,计算得到混凝土的干缩应变随龄期变化的曲线如图 12 所示.

4.2.3 后浇带封闭方案

参考后浇带封闭原则[5],可选择在施工第 1 年 11 月及施工第 2 年 3、4、5 月进行后浇带封闭,其封闭时的温度取所在月平均最低温度极小值,分别为:0 ℃、1.22 ℃、7.11 ℃、12.04 ℃. 以施工第 3 年 1 月(情况 1)

表 8 混凝土收缩修正系数

Tab.8 Correction coefficient of concrete shrinkage

影响因素	工程实际做法	M_i
水泥种类	普通硅酸盐水泥	1.0
水泥细度	5 000 cm^2/g	1.35
骨料种类	砾砂	1.00
水灰比	0.36	0.94
胶浆量	25%	1.2
初期养护时间	14 d	0.93
环境湿度	67.53%	0.8
水力半径导数	0.13 cm^{-1}	0.83
振捣方式	机械振捣	1.0
广义配筋率	0.103	0.76
减水剂	3.5%	1.30
粉煤灰掺量	23%	0.89
矿渣粉掺量	23%	1.04

作为最冷月时间观测点,隔震层后浇带封闭前后的综合温差如图 13 所示. 由图 13 可知,施工第 2 年 3 月封闭后浇带时,后浇带封闭前隔震层经历的综合温差最大,后浇带封闭后隔震层经历的综合温差最小,根据上述隔震层温缩变形控制方法,对于控制隔震层最大温缩变形,施工第 2 年 3 月封闭后浇带时控制效果最好,施工第 1 年 11 月封闭后浇带时控制效果次之. 因此,将后浇带封闭方案优化为两种情况,封闭方案 1:施工第 1 年 11 月封闭后浇带;封闭方案 2:施工第 2 年 3 月封闭后浇带.

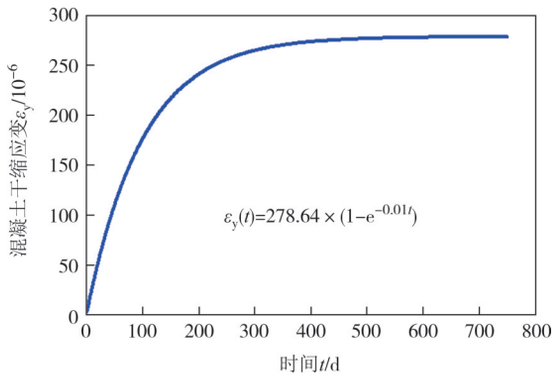


图 12　混凝土干缩应变随龄期变化曲线

Fig.12　Curve of concrete drying shrinkage strain with age

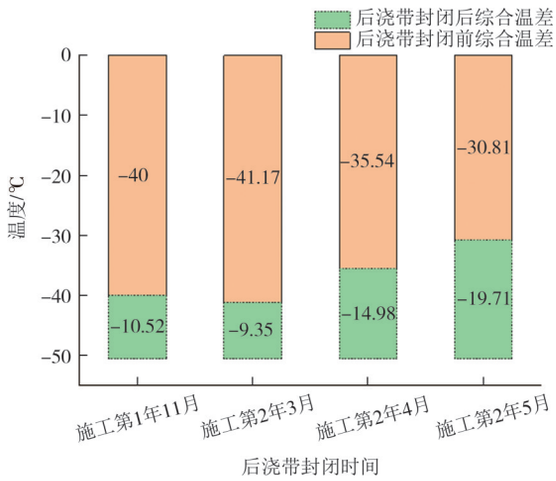


图 13　后浇带封闭前后隔震层的综合温差

Fig.13　Comprehensive temperature difference of the isolation layer before and after the closure of post-pouring belts

4.2.4　后浇带封闭前后综合温差

若施工第2年3月封闭后浇带,后浇带封闭时负二层温度取3月平均温度极小值5.98 ℃;隔震层和上部结构各层温度取为3月平均最低温度极小值 1.22 ℃. 后浇带封闭前后综合温差计算过程如表9所示.

表9　综合温差计算

Tab.9　Calculation of comprehensive temperature difference　　℃

楼层	后浇带封闭之前（各层刚度生成~施工第2年3月）	后浇带封闭之后(施工第2年3月~施工第3年1月)		
		情况1	情况2	情况3
负二层	5.98-9.81-27.10=-30.93	-2.69-5.98-0.73=-9.40	-2.69-5.98-0.73=-9.40	-2.69-5.98-0.73=-9.40
隔震层	1.22-15.55-26.84=-41.17	-7.16-1.22-0.97=-9.35	-6-1.22-0.97=-8.19	-5-1.22-0.97=-7.19
一层	1.22-20.80-26.48=-46.06	-7.16-1.22-1.31=-9.69	-7.16-1.22-1.31=-9.69	-7.16-1.22-1.31=-9.69
二层	1.22-26.45-25.99=-51.22	-7.16-1.22-1.78=-10.16	-7.16-1.22-1.78=-10.16	-7.16-1.22-1.78=-10.16
三层	1.22-27.96-25.34=-52.08	-7.16-1.22-2.4=-10.78	-7.16-1.22-2.4=-10.78	-7.16-1.22-2.4=-10.78

楼层	后浇带封闭之后(施工第2年3月~施工第3年1月)				
	情况4	情况5	情况6	情况7	情况8
负二层	-2.69-5.98-0.73=-9.40	-2.69-5.98-0.73=-9.40	-2.69-5.98-0.73=-9.40	-2.69-5.98-0.73=-9.40	5-5.98-0.73=-1.71
隔震层	-4-1.22-0.97=-6.19	-2.69-1.22-0.97=-4.88	-1-1.22-0.97=-3.19	0-1.22-0.97=-2.19	5-1.22-0.97=2.81
一层	-7.16-1.22-1.31=-9.69	-2.69-1.22-1.31=-5.22	-2.69-1.22-1.31=-5.22	-2.69-1.22-1.31=-5.22	5-1.22-1.31=2.47
二层	-7.16-1.22-1.78=-10.16	-2.69-1.22-1.78=-5.69	-2.69-1.22-1.78=-5.69	-2.69-1.22-1.78=-5.69	5-1.22-1.78=2.00
三层	-7.16-1.22-2.4=-10.78	-2.69-1.22-2.4=-6.31	-2.69-1.22-2.4=-6.31	-2.69-1.22-2.4=-6.31	5-1.22-2.4=1.38

注:本表综合温差计算公式中第1项和第2项的代数和为环境温差,第3项为干缩当量温差.

4.3　结构单元划分方案设计

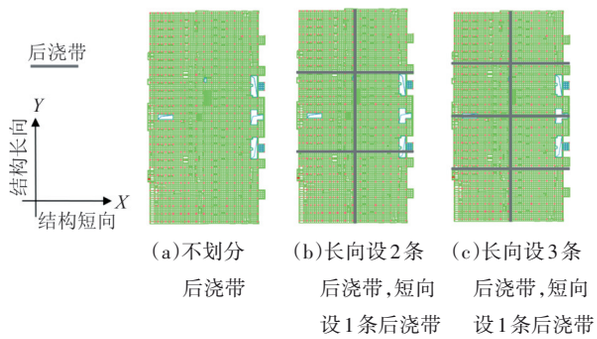
该超长隔震结构隔震层温缩变形最大处对应的最小直径隔震支座为LRB1200,为了有效控制隔震层的整体温缩变形,在计算后浇带最大设置间距时,取LRB1200对应的水平相对位移限值55 mm作为隔震层合成向温缩变形最大限值. 该超长隔震结构隔震层梁板所用混凝土强度为C40,E=3.25×10^4 N/mm^2;等直梁截面尺寸取为1 200 mm×1 200 mm,截面面积A_x=A_y=1.44×10^6 mm^2,隔震支座间距d=18 000 mm,LRB1200支座对应的水平等效刚度K_1=3.05 kN/mm. 根据表3查得咸阳市三个设防水准下的综合温差分别为-59.52 ℃、-61.31 ℃、-64.66 ℃,考虑结构单元划分的均衡性,结合式(32)、式(33)、式(36),可求得多遇水准、设防水准和罕遇水准下的超长隔震结构后浇带最大设置间距分别为 132.05 m、128.14 m、121.43 m. 将设防水准下后浇带最大设置间距128.14 m作为该超长隔震结构后浇带标准设防间距. 经计算,结构长向后浇带条数n_1=486/128.14-1=2.79,可设置3条后浇带;通过对后浇带封闭时间及隔震层围护保温措施等进行优化,也可尝试设置2条后浇带. 结构短向后浇带条数n_2=252/128.14-1=0.97,可设置1条后浇带. 通过优化分析,该超长隔震结构的后浇带划分方案如表10所示,其中方案1为对比方案. 后浇带均为钢筋不连通的形式,宽度为

4 m,利用后浇带等间距划分结构的长向和短向,各划分方案的划分结果如图 14 所示.

表 10 后浇带划分方案

Tab.10 Post-pouring belts division schemes

方案序号	方案内容
1	不设后浇带
2	设置(2+1)条后浇带,后浇带处钢筋不连通
3	设置(3+1)条后浇带,后浇带处钢筋不连通



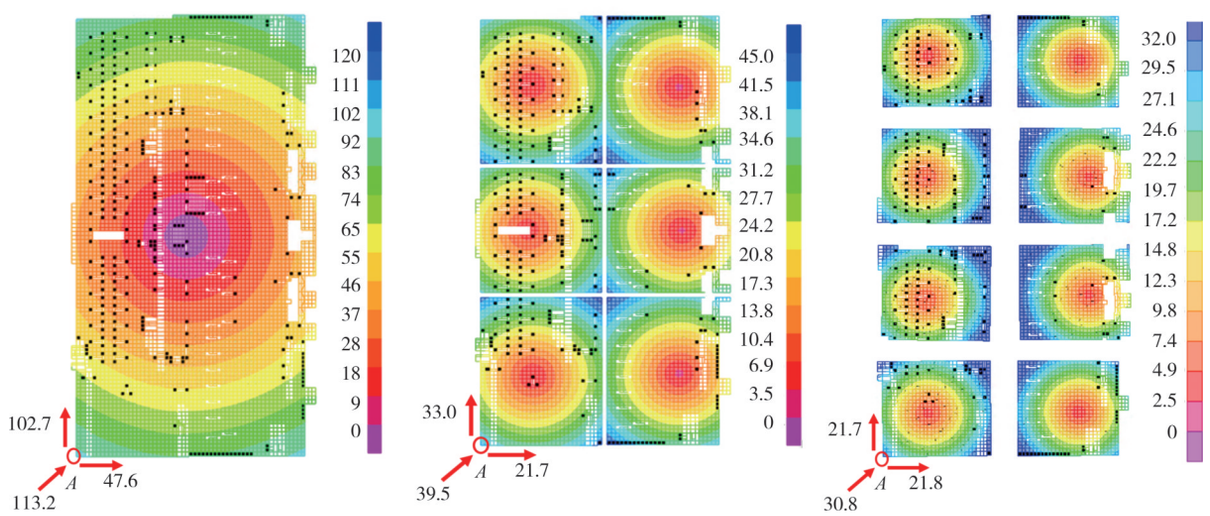
(a)不划分后浇带 (b)长向设2条后浇带,短向设1条后浇带 (c)长向设3条后浇带,短向设1条后浇带

图 14 后浇带划分结果示意图

Fig.14 Schematic diagrams of the division result of post-pouring belts

4.4 结果分析

若采用后浇带封闭方案 1,不同后浇带划分方案下后浇带封闭前隔震层温缩变形如图 15 所示. 由图 15 可知,以整个结构角部 A 点作为最大温缩变形监测点,后浇带划分方案 1、2、3 分别对应的隔震层合成向最大温缩变形为 113.2 mm、39.5 mm、30.8 mm. 因此,经过优化后的划分方案 2 和 3 能够显著降低后浇带封闭前各结构单元的隔震层最大温缩变形,进而控制施工期隔震层最大温缩变形.



(a)后浇带划分方案 1 (b)后浇带划分方案 2 (c)后浇带划分方案 3

图 15 后浇带封闭前隔震层温缩变形(单位:mm)

Fig.15 Thermal shrinkage deformation of the isolation layer before the post-pouring belt closure (unit:mm)

图 16 为各后浇带划分、封闭方案在最冷月不同隔震层温度条件下隔震层合成向最大温缩变形. 由图 16 可知,超长隔震结构不设后浇带时,各隔震层温度条件下隔震层合成向最大温缩变形均远大于变形限值 55 mm. 若在同等的最冷月隔震层温度条件下,当采用后浇带划分方案 3 和封闭方案 2 时,隔震层合成向最大温缩变形最小. 当最冷月隔震层温度为 −6 ℃时,隔震层合成向最大温缩变形为 54.9 mm,满足变形限值 55 mm 要求. 在同一后浇带封闭方案和最冷月隔震层温度条件下,后浇带划分方案 2 比后浇带划分方案 3 的隔震层合成向最大温缩变形大,最大的差值为 9.8 mm. 为了保证超长隔震结构的整体性和施工的便利性,宜适当减少后浇带的设置条数,但应保证隔震层合成向最大温缩变形控制在 55 mm 的限值之内,可通过对隔震层采取围护保温措施,逐渐提升隔震层温度,实现隔震层温度与环境温度的解耦,减小隔震层的纯温差变形,以此达到减小隔震层温缩变形的目的. 当采用后浇带划分方案 2 和封闭方案 1 时,最冷月隔震层温度需提升至 −1 ℃及以上;当采用后浇带划分方案 2 和封闭方案 2 时,最冷月隔震层温度需达到 −2.69 ℃及以上. 同时,在同一后浇带划分方案和最冷月隔震层温度条件下,后浇带封闭方案 2 比后浇带封闭方案 1 的隔震层合成向最大温缩变形小,但最大的差值仅为 2.9 mm,因此,考虑到提前封闭后浇带有利于上部曲面钢网架结构施工,可选用后浇带封闭方案 1. 若该超长隔震结构

采用后浇带划分方案3和封闭方案1,并且最冷月隔震层温度为-4 ℃及以上时,隔震层合成向最大温缩变形小于55 mm,满足变形限值要求.因此,在隔震层刚度生成时间不变、混凝土干缩模型确定的情况下,为有效控制隔震层温缩变形,可将后浇带划分方案、封闭方案及围护保温措施等结合起来,从而达到隔震层温缩变形限值要求.

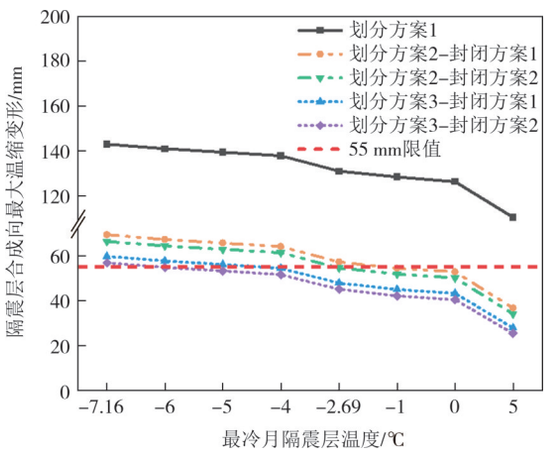


图16　隔震层合成向最大温缩变形

Fig.16　The maximum thermal shrinkage deformation of the isolation layer in synthetic direction

5　结 论

1)研究了超长隔震结构单元划分机理,对隔震层温缩变形的控制方法进行了讨论.为了控制隔震层的最大温缩变形,可将隔震层刚度生成在温度温和的月份,此外可对隔震层采取围护保温措施,提高隔震层施工期最冷月温度;在选择后浇带封闭时间时,尽量降低后浇带封闭之后结构所经历的综合温差,后浇带宜在温度温和的月份进行封闭;随着后浇带条数增加,隔震层温缩变形的降低幅度减小.

2)基于广义极值分布模型计算得到了12个高烈度城市最冷月平均最低温度、最热月平均温度和年平均相对湿度的最优分布模型参数,结合提出的超长隔震结构施工期的3个环境温湿度水准,给出了不同水准下12个城市超长隔震结构环境温差、收缩当量温差及综合温差的取值建议,推导得到了超长隔震结构后浇带最大设置间距计算方法.总结提出了施工期超长隔震结构单元划分方法,为施工期不同温湿度区域的超长隔震结构单元划分方案设计提供理论依据.

3)对于该超长隔震结构,在隔震层刚度生成时间不变、混凝土干缩模型确定的情况下,为了保证隔震层合成向最大温缩变形控制在55 mm的限值之内,采用后浇带划分方案3和封闭方案1时,需将最冷月隔震层温度提升至-4 ℃及以上.为了保证结构整体性和施工便利性,可采用后浇带划分方案2和封闭方案1,同时最冷月隔震层温度需达到-1 ℃及以上.

参考文献

[1]　曾聪,吴斌,陶忠,等. 昆明新国际机场主航站楼A区隔震效能分析[J]. 土木工程学报,2012,45(增刊1):182-186.
ZENG C, WU B, TAO Z, et al. Analysis of seismic isolation efficiency of area A of main terminal building of Kunming new international airport[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(Sup.1): 182-186. (in Chinese)

[2]　吴宏磊,丁洁民,陈长嘉. 西安丝路国际会议中心隔震技术应用研究[J]. 建筑结构学报,2020,41(2):13-21.
WU H L, DING J M, CHEN C J. Research and application of seismic isolation technology on Xi'an Silk road International Conference Centre [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(2): 13-21. (in Chinese)

[3]　杜永峰,郑文智,李万润,等. 超长复杂基础隔震结构静动力特性温度相关性研究[J]. 工程力学,2017,34(7): 69-78.
DU Y F, ZHENG W Z, LI W R, et al. Study on the dependency of static and dynamic characteristics with environmental temperature for long irregular base-isolated structures [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(7): 69-78. (in Chinese)

[4]　丁洁民,陈长嘉,吴宏磊. 隔震技术在大跨度复杂建筑中的应用现状及关键问题[J]. 建筑结构学报,2019,40(11):1-10.
DING J M, CHEN C J, WU H L. Recent application and key issues of isolation technology in large-span complex buildings[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(11): 1-10. (in Chinese)

[5]　杜永峰,张超,王光环,等. 基于环境温度概率模型的超长隔震结构温缩变形控制研究[J]. 土木工程学报,2023,56(2):58-68.
DU Y F, ZHANG C, WANG G H, et al. Thermal shrinkage deformation control of very-long isolated structures based on the probabilistic model of ambient temperature [J]. China Civil Engineering Journal, 2023, 56(2): 58-68. (in Chinese)

[6]　文波,牛荻涛,张俊发,等. 隔震结构的温度应力研究[J]. 工业建筑,2008,38(2):43-48.
WEN B, NIU D T, ZHANG J F, et al. The research on temperature stress in isolation structure [J]. Industrial Construction, 2008, 38(2): 43-48. (in Chinese)

[7]　张吉柱. 超长混凝土结构后浇带有效作用的关键性影响因素分析[J]. 建筑科学,2010,26(7):66-71.
ZHANG J Z. Research on post-casting band's actual effect in super long reinforced concrete structures[J]. Building Science,

2010,26(7):66-71.(in Chinese)

[8] 潘立,张建林. 超长混凝土地下结构组合应力弹塑性时程分析[J]. 建筑结构,2014,44(16):21-25.
PAN L,ZHANG J L. Elastic-plastic time-history analysis of the combined stress in a super-long concrete underground structure [J]. Building Structure,2014,44(16):21-25.(in Chinese)

[9] 陈志强,冯远,吴小宾,等. 青岛胶东国际机场航站楼结构设计[J]. 建筑结构,2018,48(5):1-9.
CHEN Z Q, FENG Y, WU X B, et al. Structural design of terminal building of Qingdao Jiaodong International Airport[J]. Building Structure,2018,48(5):1-9.(in Chinese)

[10] IQBAL M. Thermal movements in parking structures[J]. ACI Structural Journal,2007,104(5):542-548.

[11] 李靖,曹莉,扈鹏,等.西安咸阳国际机场东航站楼隔震设计[J]. 建筑结构,2022,52(11):15-21.
LI J,CAO L,HU P,et al. Seismic isolation design on east terminal building of Xi'an Xianyang International Airport[J]. Building Structure,2022,52(11):15-21.(in Chinese)

[12] 潘旦光,付相球,谭晋鹏,等. 北京新机场结构后浇带施工控制[J]. 工程力学,2020,37(增刊1):145-150.
PAN D G,FU X Q,TAN J P,et al. Construction control of post-pouring belt of Beijing new airport structure[J]. Engineering Mechanics,2020,37(Sup.1):145-150.(in Chinese)

[13] 杜永峰,赵丽洁,张韬,等. 超长复杂隔震结构施工力学及全过程监测研究[J]. 工程力学,2015,32(7):1-10.
DU Y F, ZHAO L J, ZHANG T, et al. Study on construction mechanics of long complicated isolated structures and life-cycle monitoring[J]. Engineering Mechanics,2015,32(7):1-10.(in Chinese)

[14] 党育,刘营科.温度及收缩作用下超长隔震结构的变形分析[J]. 建筑结构,2013,43(13): 42-45.
DANG Y, LIU Y K. Deformation analysis of overlong isolated buildings due to temperature and shrinkage effects[J]. Building Structure,2013,43(13):42-45.(in Chinese)

[15] 杜永峰,李向雄,张超,等. 基于计算机视觉的复杂隔震结构支座变形监测及分析[J]. 工业建筑,2022,52(10):46-52.
DU Y F,LI X X,ZHANG C,et al. Monitoring and analysis for support deformation of complex seismic isolation structures based on computer vision[J]. Industrial Construction,2022,52(10):46-52.(in Chinese)

[16] 王铁梦. 工程结构裂缝控制[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
WANG T M. Control of cracking in engineering structure[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press,2017.(in Chinese)

[17] 建筑工程叠层橡胶隔震支座施工及验收标准:DBJ 53/T—48—2020[S]. 昆明:云南科技出版社,2020.
Standard for construction and acceptance of laminated rubber seismic isolation bearing for buildings:DBJ 53/T—48—2020[S]. Kunming: Yunnan Science and Technology Press, 2020.(in Chinese)

[18] 民用建筑热工设计规范:GB 50176—2016[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
Code for thermal design of civil building:GB 50176—2016[S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2017.(in Chinese)

[19] 建筑抗震设计标准:GB/T 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2024.
Standard for seismic design of buildings:GB/T 50011—2010[S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2024.(in Chinese)

[20] 大体积混凝土施工标准:GB 50496—2018[S]. 北京:中国计划出版社,2018.
Standard for construction of mass concrete:GB 50496—2018[S]. Beijing:China Planning Press,2018.(in Chinese)

[21] 史道济. 实用极值统计方法[M]. 天津:天津科学技术出版社,2006.
SHI D J. Practical extreme value statistical method[M]. Tianjin: Tianjin Scientific & Technical Publishers, 2006.(in Chinese)

[22] 阳坤,何杰,唐文君,等.中国区域地面气象要素驱动数据集(1979—2018)[DB/OL].国家青藏高原科学数据中心,2019[2024-03-13]. https://doi. org/10.11888/AtmosphericPhysics. tpe.249369.file.
YANG K, HE J, TANG W J, et al. China meteorological forcing dataset (1979-2018)[DB/OL]. National Tibetan Plateau Data Center, 2019 [2024-03-13]. https://doi. org/10.11888/AtmosphericPhysics.tpe.249369.file.(in Chinese)

[23] (美)洪华生,(美)邓汉忠.工程中的概率概念:在土木与环境工程中的应用[M]. 陈建兵,译.北京: 中国建筑工业出版社,2017.
ANG A H S,TANG W H. Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering [M]. translated by CHEN J B. Beijing: China Architecture & Building Press,2017.(in Chinese)

[24] 赵昕,刘南乡,孙华华,等. 超高层混合结构施工阶段结构性能评估与控制[J]. 建筑结构学报,2011,32(7):22-30.
ZHAO X, LIU N X, SUN H H, et al. Structural performance assessment and control of super high-rise building during construction[J]. Journal of Building Structures,2011,32(7):22-30.(in Chinese)

[25] 欧祖敏,孙璐. 基于概率需求的高速铁路无砟轨道板温度荷载取值研究Ⅱ:温度梯度作用[J]. 铁道学报,2018,40(1):80-86.
OU Z M, SUN L. Value of temperature loads on probability demand for ballastless track slab Ⅱ:thermal gradient actions[J]. Journal of the China Railway Society, 2018, 40(1): 80-86.(in Chinese)