文章编号:1674-2974(2024)05-0179-14 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024059

# 寒区某超长隔震结构建造全过程温缩变形分析

杜永峰[1,2†],梁鑫[1],张超[1],杨明[3],于江[3],李建文[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分公司,陕西 西安 710075)

**摘 要**:针对严寒地区某超长隔震结构建造周期长、平面形状复杂、结构跨度大、季节温差显著及分阶段施工的特点,建立了超长隔震结构建造全过程隔震层温缩变形的计算方法,结合现场的施工进度、方案和步序,采用有限元软件对建造全过程进行了详细的模拟,分析了结构建造全过程隔震层的温缩变形大小及演化规律,并与现场实测结果进行对比验证,最后探讨了结构分阶段施工、施工路径及后浇带设置方式对隔震层温缩变形的影响规律.结果表明:建造全过程温缩变形的模拟结果与实测结果吻合较好,隔震层的温缩变形随着施工进度推移大体呈周期性变化,且与环境温度变化有很大的相关性;超长隔震结构分阶段施工时,各阶段结构之间存在相互约束作用,结构最终的温缩变形是各阶段结构协调变形的结果;合理的施工路径和结构单元划分,能有效减小隔震层的温缩变形;相较于不设置后浇带的情形,当结构后浇带处附加钢筋连通时,隔震层最大温缩变形仅降低了6.3%,而当后浇带处钢筋全部搭接时,隔震层最大温缩变形降低36.3%.

**关键词**:超长隔震结构;建造全过程;温缩变形;分阶段施工;后浇带
**中图分类号**:TU352.1 **文献标志码**:A

# Analysis on Thermal Shrinkage Deformation during Whole Construction of an Ultra-long Isolated Structure in Cold Region

DU Yongfeng[1,2†], LIANG Xin[1], ZHANG Chao[1], YANG Ming[3], YU Jiang[3], LI Jianwen[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**: Because of the characteristics of an ultra-long isolated structure in cold regions, such as long construction period, complex plane shape, large structure span, significant seasonal temperature difference, and multi-stage construction, a calculation method for the thermal shrinkage deformation of the isolation layer during the whole construction process of the ultra-long isolated structure is established. Combined with the site construction progress, scheme, and sequence, the construction process is simulated in detail using finite element software, and

* **收稿日期**:2023-04-22
**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**:杜永峰(1962—),男,甘肃正宁人,兰州理工大学教授,博士
† 通信联系人,E-mail:2448784805@qq.com

the size and evolution law of the thermal shrinkage deformation of the isolation layer during the construction process of the structure are analyzed. The simulated results are compared with the field measurement results. Finally, the influence rules of structure construction in stages, construction path, and post-pouring belt setting mode on the thermal shrinkage deformation of the isolation layer are discussed. The analysis results show that the simulation results of the thermal shrinkage deformation during the construction process agree well with the measured results. The thermal shrinkage deformation of the isolation layer generally changes periodically with the progress of construction and has the change in ambient temperature. When the ultravery-long isolation structure is constructed in multi-stage, there is mutual restraint between the structures in each stage, and the final thermal shrinkage deformation of the structure is due to the coordinated deformation of the structure in each stage. Reasonable construction path and structural unit division can effectively reduce the thermal shrinkage deformation of the isolation layer. Compared with the case without the post-pouring belt, the maximum thermal shrinkage deformation of the isolation layer only decreased by 6.3% when the reinforcement was connected at the post-pouring belt, while the maximum thermal shrinkage deformation of the isolation layer decreased by 36.3% when the steel reinforcements were fully overlapped at the post-pouring belt.

**Key words**: ultra-long isolated structure; whole construction process; thermal shrinkage deformation; multi-stage construction; post-pouring belt

21世纪以来,随着国民经济实力的提升和隔震技术的不断发展,隔震结构逐渐向着超长、超高和结构类型多样化方向发展[1-2].超长隔震结构是大型基础设施采用隔震技术形成的,通过隔震提升大型基础设施的抗震性能,是现阶段国内外隔震技术应用的新需求,而寒冷地区超长隔震结构在建造过程中温缩变形影响又成为该领域的研究热点.

超长隔震结构在建造过程中,往往会经历较大的环境温差,另外,混凝土材料自身的干缩作用也不可忽视,这就使得主体结构中产生较大的温度应力.隔震层的设置能释放大部分温度应力是隔震结构的突出优势,但相应地隔震支座也会产生较大的温差和干缩联合变形(以下统称"温缩变形").特别是位于寒冷地区的超长隔震结构,这种现象愈加突出,过大的侧向变形会诱发隔震支座力学性能劣化,进而对结构的抗震性能和稳定性产生影响[3-10].目前超长抗震结构和桥梁领域对温度效应的相关研究相对较多,但对于超长隔震结构温度效应相关的研究仍然相对较少.傅学怡等[11]针对钢筋混凝土结构,提出了考虑诸多因素作用下最不利温差取值的计算温差收缩效应的方法.结果表明:温差收缩效应与时间历程关系密切,应进行较详细完整的施工模拟,充分考虑后浇带、各层温差输入的差异及混凝土的收缩等因素的影响.华旦等[12]利用有限元软件对某超长混凝土结构进行了温度应力计算,并探讨了无粘结预应力钢筋、双梁引导缝等技术措施对结构温度应力的降低效果.孙璨等[13]以杭州某超长混凝土结构为研究对象,提出了一种考虑诸多因素的温度效应计算方法.应用研究表明,该方法使用快捷便利,运算结果准确合理,在此类结构施工及设计中有较好的适用性.牟在根等[14]以某超长航站楼混凝土结构为研究对象,针对该结构形式复杂、跨度大、温差显著等特点,考虑了结构混凝土收缩和太阳辐射的影响,研究该结构在施工阶段与服役阶段温度应力和变形的分布规律,得出了结构施工阶段对温度效应的控制是结构前期设计的关键.范重等[15]针对超长混凝土框架结构的温度效应问题,计算了该结构在施工建造阶段和服役阶段的温度应力及变形,并通过建立温度计算模型,研究了结构沿竖向温度应力的变化规律.郑文智等[16]针对某三跨隔震连续梁桥,分析了环境温度、隔震支座初始位移等因素共同作用下该桥梁的地震响应.结果表明:环境温度(低温)对地震响应起决定作用.党育等[17]对比分析了某超长隔震结构的温缩变形的实测值与理论计算值,提出了以最不利温差作用下的隔震支座变形来作为设置结构伸缩缝间距的依据.杜永峰等[18-20]在国内较早地开展了超长隔震结构温度效应的研究,模拟分析了结构在建造期隔震支座温缩变形和结构梁板内力变化

的规律,探究了建造过程中隔震层梁发生变形的原因,基于监测系统采集的数据,揭示了环境温度与隔震支座水平变形及结构动力特性的相关规律,研发了一种能监测隔震支座变形的远程非接触式计算机视觉监测系统.但现有超长隔震结构建造期的温缩变形分析通常只关注最不利温差取值下的变形情况,且未准确给出建造全过程的每一时期的温缩变形情况,缺乏对建造全过程温缩变形大小及演化规律的认识.

本文以寒区某超长隔震结构为研究对象,分析推导了超长隔震结构建造全过程隔震层温缩变形的计算方法,结合结构建造过程的施工工序和进度安排,建立了超长隔震结构分阶段逐层建造的全过程精细化模型,探究了结构建造全过程中各时期的温缩变形情况及其演化规律,并讨论了结构分阶段施工、施工路径及后浇带设置方式对隔震层温缩变形的影响规律,以期为寒冷地区超长隔震结构的全寿命性能设计和工程应用提供参考依据.

## 1　超长隔震结构建造全过程温缩变形机理

超长隔震结构在建造期温缩效应明显,由于隔震层对上部结构约束作用较小,使得上部结构大部分温度应力得以释放,从而使上部结构近似于自由变形[21-22],这也致使隔震支座产生较大的侧向变形.通常来说,在温度作用下超长隔震结构支座的侧向变形应有两部分组成.一是结构在无约束下的自由变形;二是结构水平构件受隔震支座或其他竖向构件约束产生的约束变形.当结构进行分阶段施工时,隔震支座的侧向变形还与各阶段结构之间侧向约束作用有关.

超长隔震结构体量大、建造周期长,建造过程还会受到各种不可抗力因素的影响,致使结构很难连续性地建造,结构的分阶段施工就是在这种背景下选择分批次间歇性地建造.由于各阶段结构混凝土成型时温度和龄期不同,因而不同阶段的结构也具有不同的综合温差.不同阶段结构在不同温度作用下,隔震支座的变形也不同,当不同阶段的结构合拢后,各阶段结构相互影响,协调变形,所以此时隔震支座的侧向变形还受其他阶段结构的侧向约束作用.

以一个简化计算模型来阐释超长隔震结构分阶段施工隔震层温缩变形的机理.若将一个超长隔震结构分为两个阶段施工,可将第一阶段施工的结构称为先浇结构,第二阶段施工的结构称为后浇结构.将先浇结构与后浇结构隔震层板简化为一根横截面积为$A$的梁,假设隔震支座的竖向刚度无穷大,则先浇结构与后浇结构均为对称结构,并且假定温缩作用也对称变化,各阶段结构的对称中心位置处为位移零点.取位移零点至结构边缘支座的半结构进行分析,先浇结构与后浇结构的隔震支座编号依次分别记为$0\sim R$和$0\sim N$.

在施工的第一阶段,当先浇结构隔震层的综合温度变化为$\Delta T_1$时,定义结构边缘支座$R$的变形为$U_1^R$,隔震支座变形计算简图如图1(a)所示,则施工第一阶段隔震支座$R$的变形$U_1^R$计算公式,如式(1)所示:

$$U_1^R=\alpha\left(RL_1\right)\Delta T_1-\sum_{i=1}^{R}\frac{F_{X,1}^{i}L_1}{EA} \tag{1}$$

式中:$\alpha$为混凝土膨胀系数;$L_1$为先浇结构每一跨的距离;$E$为隔震层所用混凝土的弹性模量;$F_{X,1}^{i}$为先浇结构隔震层在综合温度$\Delta T_1$作用下第$i$和$i-1$个隔震支座之间楼板的约束力;$\alpha(RL_1)\Delta T_1$为先浇结构隔震层支座$R$在综合温度$\Delta T_1$作用下的自由变形;$\sum_{i=1}^{R}\frac{F_{X,1}^{i}L_1}{EA}$为先浇结构隔震层支座$R$在综合温度$\Delta T_1$作用下由隔震支座约束产生的约束变形.在这一阶段,先浇结构隔震层在综合温度作用下独自变形,不受其他阶段结构作用的影响.

在施工的第二阶段,当先浇结构隔震层的综合温度变化为$\Delta T_2$,后浇结构隔震层的综合温度变化为$\Delta T_2'$时,定义结构边缘支座$R$的变形为$U_2^R$,隔震支座变形计算简图如图1(b)所示,则施工第二阶段隔震支座$R$的变形$U_2^R$计算式如式(2)~式(4)所示:

$$U_2^R=U_2'+U_2'' \tag{2}$$

$$U_2'=\alpha\left(RL_1\right)\Delta T_2-\sum_{i=1}^{R}\frac{F_{X,2}^{i}L_1}{EA} \tag{3}$$

$$U_2''=\alpha\left(NL_2\right)\Delta T_2'-\sum_{i=1}^{N}\frac{F_{H,2}^{i}L_2}{EA} \tag{4}$$

式中:$U_2'$为先浇结构支座$R$在综合温度$\Delta T_2$作用下的独立变形;$U_2''$为后浇结构支座$R$在综合温度$\Delta T_2'$作用下的独立变形;$L_2$为后浇结构每一跨的距离;$F_{X,2}^{i}$为先浇结构在综合温度$\Delta T_2$作用下第$i$和$i-1$个隔震支座之间楼板的约束力;$F_{H,2}^{i}$为后浇结构在综合温度$\Delta T_2'$作用下第$i$和$i-1$个隔震支座之间楼板的约束力.

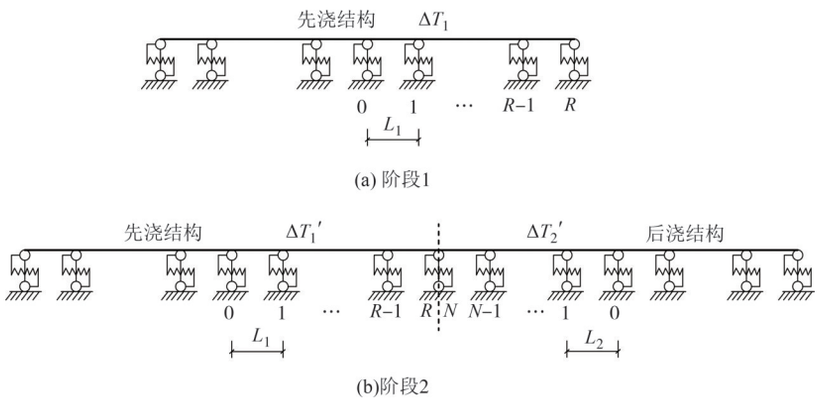



图 1 隔震支座变形计算简图

Fig.1 Deformation calculation diagram of isolation bearing

则隔震支座 $R$ 的总变形 $U^R$ 应为两个施工阶段下的变形之和,其计算式如式(5)所示:

$$U^R = U_1^R + U_2^R \tag{5}$$

下面接着探讨结构分阶段施工平面内温缩变形的变化规律,根据各阶段结构之间的连接方式,可将其分为“串联模式”和“并联模式”,超长隔震结构分阶段施工温缩变形示意图,如图 2 所示.当先浇结构与后浇结构串联连接时,因两个阶段结构温缩变形的主要方向相反,致使两阶段结构各有一部分的温缩变形被相互抵消,进而使结构最终的温缩变形减小;当两阶段结构并联连接时,因两个阶段结构温缩变形的主要方向相同,致使两阶段结构的温缩变形相互叠加,进而使结构最终的温缩变形增大.

对于结构形式比较复杂的超长隔震结构,各阶段结构之间的相互约束作用也会变得更加复杂,且各阶段结构由于经历的温差不同,变形速率不同,各阶段结构往往变形不同步,这也会导致不同阶段结构之间产生拉扯,甚至出现扭转的现象.

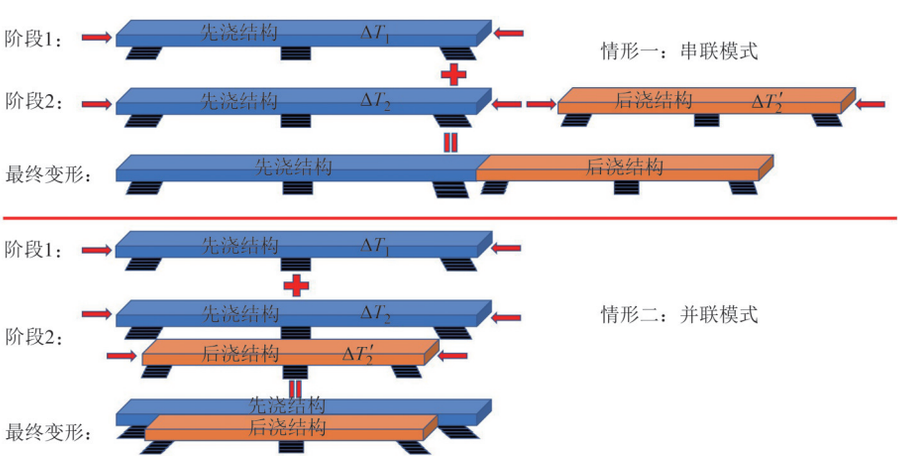



图 2 超长隔震结构分阶段施工温缩变形示意图

Fig.2 Diagram of thermal shrinkage deformation in staged construction of ultra-long isolation structure

## 2 工程概况

在寒冷地区的某机场航站楼工程,其主体结构采用钢筋混凝土框架结构,结构使用了基础隔震技术,结构东西方向的跨度为 285 m,南北方向的跨度为 510 m,该结构属于典型的超长隔震结构,温度作用显著.结构地下 1 层,地上 3 层,将结构各层自下往上依次记为 B1(隔震层)、F1、F2、F3 层.隔震层采用单支墩多支座设计,由铅芯橡胶支座(429 个)、普通橡胶支座(240 个)和弹性滑板支座(76 个)组成,主要采用了直径 1 100~1 500 mm 的隔震支座,结构隔震支座平面及测点布置图如图 3 所示,其中阴影范围内的部分即为隔震层,结构各层平面及整体模型示意图如图 4 所示.该结构的设计使用年限为 50 年,抗震设防为重点设防类,抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度为 0.2$g$,设计地震分组为第二组,建筑场地类别为Ⅱ类.框架柱截面一般直径为

1 400 mm,框架梁截面一般直径为900×1 200 mm,框架柱采用C60混凝土进行浇筑,框架梁采用C40混凝土进行浇筑.为了满足建筑物使用功能的需求,结构未设置结构缝,但整个结构尺度超长超大,所以结构除设置1.0 m宽的施工后浇带外,每隔150 m左右又设置了3.5 m宽的结构后浇带.

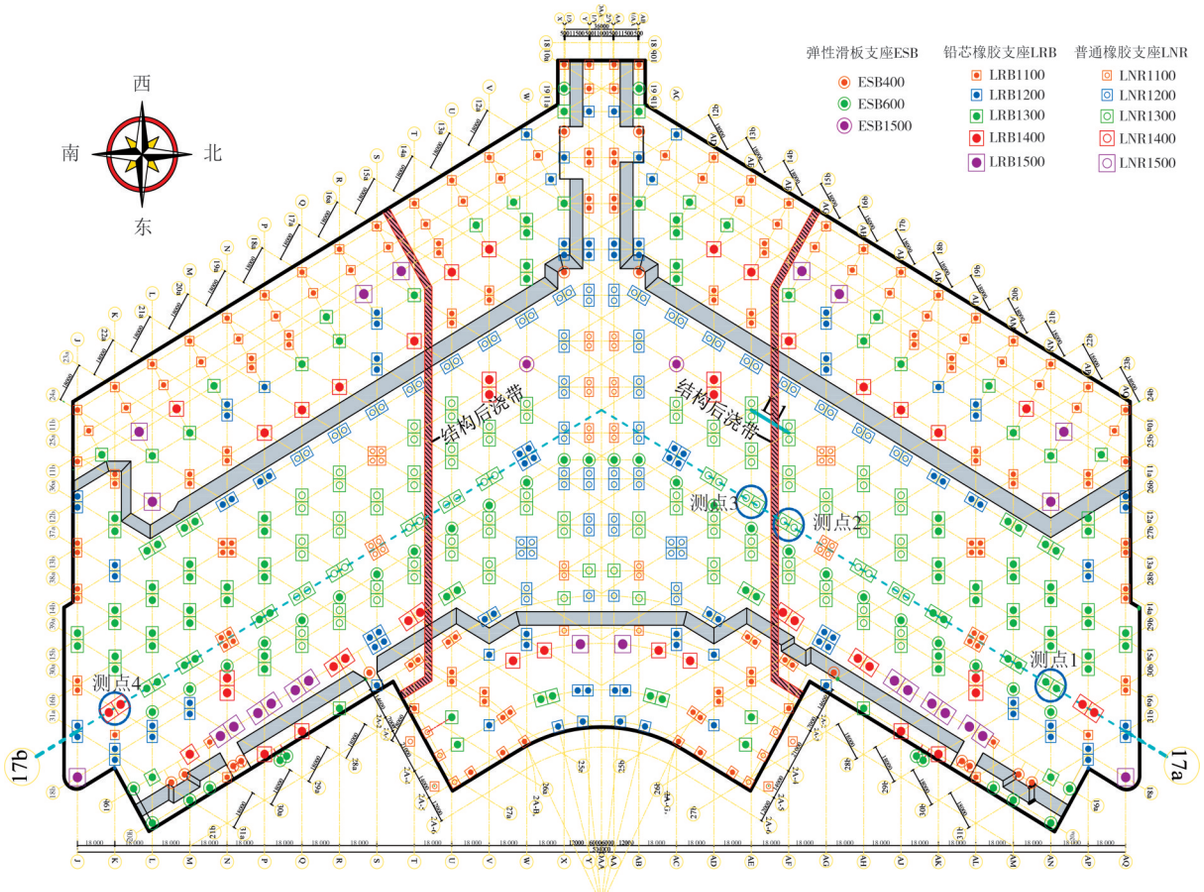



图3　结构隔震支座平面及测点布置图

Fig.3　Structural isolation bearing plan and measuring point layout

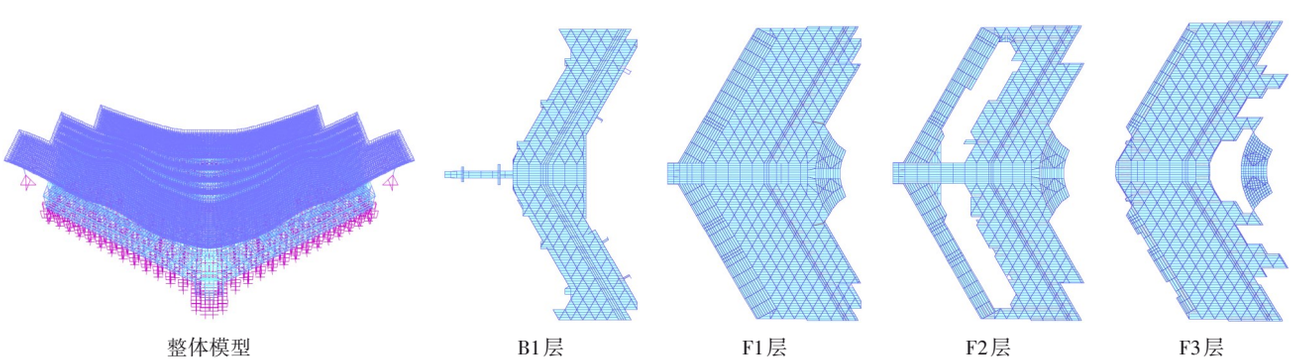



图4　结构各层平面及整体模型示意图

Fig.4　Schematic diagram of the plan and overall model of the structure at each level

## 3　温差分析

该结构逐阶段逐层生成,各层结构混凝土成型时环境温度不同,因而各层结构具有不同的温差.同时混凝土的收缩与龄期有关,在同一时期,先浇筑的结构楼层与后浇筑结构的收缩当量温差也不同.因此应该根据各阶段结构各层的具体施工顺序和浇筑时间来计算各自的温差,并随着施工月份逐步施加.

### 3.1 环境温差

温度计算所需气象统计资料应采用工程所在地区的为宜,且应考虑建造全过程中的温度影响[23].同时为了准确表达建造过程中每个阶段的环境温差,以结构内实测的真实环境温度作为环境温差计算的依据.故统计了该地区2020年8月份至2022年8月份的气象温度情况,其中包括月平均最高气温$T_{max}$、月平均最低气温$T_{min}$和月平均气温$\overline{T_m}$,并计算了结构隔震层监测系统采集的从2021年4月至2022年4月一年的月实测平均温度$\overline{T_{mc}}$.图5给出了2021年4月至2022年4月各月气象温度与实测温度的对比曲线.由图5可知,月平均气温与月实测平均温度曲线相关性较好,两者之间的平均差值在1.3 ℃左右,故可认为月平均气温能代替无实测数据时结构内的温度.

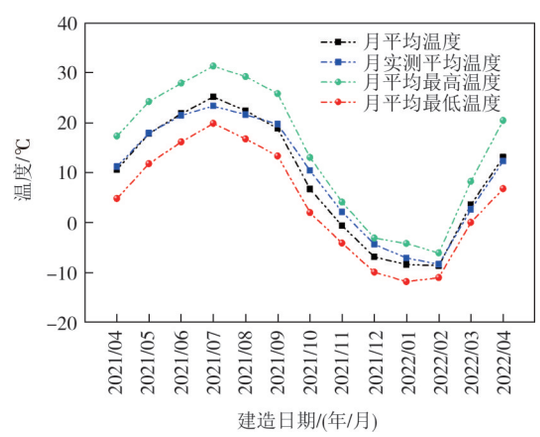



图5 2021年4月—2022年4月气象温度与实测温度对比

Fig.5 Meteorological temperature vs. measured temperature, April 2021—April 2022

取经历月的实测平均温度(无实测平均温度时取月平均温度)与结构各层成型时的温度$T_0$的差值作为环境温差$\Delta T_t$.其中各层成型时的温度取施工当月的平均温度,则环境温差的计算公式为:

$$\Delta T_t = \overline{T_{mc}}\ (\overline{T_m}) - T_0 \tag{6}$$

### 3.2 混凝土收缩当量温差

在分析超长隔震结构的温度应力时,为了方便计算,通常将混凝土收缩变形值等效为收缩当量温差$\Delta T_s$[24],收缩当量温差的计算公式可表达为:

$$\Delta T_s = \varepsilon_t/\alpha \tag{7}$$

式中:$\varepsilon_t$为混凝土在任意时间的收缩应变;$\alpha$为混凝土膨胀系数,取$1.0\times10^{-5}$/℃.

采用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)[25]中的混凝土干缩预测模型,任意时间混凝土收缩应变的计算表达式为:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cs0}\beta_s(t,t_s) \tag{8}$$

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm})\beta_{RH} \tag{9}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})\right]\times 10^{-6} \tag{10}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} 1.55\left[1 - RH^3\right], 40\% \leqslant RH < 99\%; \\ 0.25, RH \geqslant 99\% \end{cases} \tag{11}$$

$$\beta_s(t,t_s) = \left[\frac{(t-t_s)}{350(h/h_0)^2 + (t-t_s)}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{12}$$

式中:$\varepsilon_{cs0}$为混凝土的最大收缩应变;$\varepsilon_s$为混凝土的干缩应变;$\beta_s$为描述混凝土收缩的系数;$\beta_{RH}$取值取决于环境的相对湿度RH(%);$\beta_{sc}$描述与水泥品种相关的系数,一般普通水泥取值为5,快硬水泥和高强水泥取值为8,其他高性能混凝土的取值还需多加斟酌;$f_{cm}$为混凝土28 d时的标准圆柱体抗压强度;$t$、$t_s$、$h$分别为混凝土的龄期(d)、混凝土干燥收缩开始时的龄期(d)和混凝土构件的名义尺寸(mm);$h=2A_c/u$,$A_c$为混凝土构件的横截面积($mm^2$),$u$为构件横截面的周界长度(mm);$f_{cm0}$=10 MPa,$h_0$=100 mm.在本工程中,取$\beta_{sc}$=5,$t_s$=3 d,$h/h_0$=2,年平均相对湿度$RH$取56.5%.规范中采用的是直径150 mm、高300 mm的圆柱体试块,将其换算为我国采用的150 mm×150 mm×150 mm立方体试块,得$f_{cm}$=40 MPa.将相关参数代入式(8)~(11)可得$\beta_{RH}$=1.270,$\varepsilon_s(f_{cm})=4.1\times10^{-4}$,$\varepsilon_{cs0}=5.207\times10^{-4}$.混凝土收缩当量温差与龄期的拟合关系曲线如图6所示.由图6可知,混凝土收缩应变的当量温差随浇筑时间的延长而逐渐增大,且在前期收缩当量温差增长速率较快,并随着时间的推移,增长速率逐渐变缓.

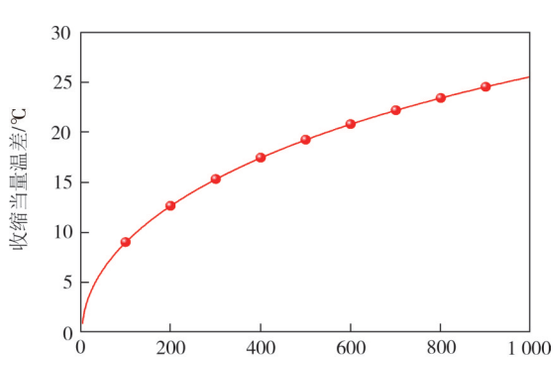



图6 混凝土收缩当量温差与龄期的拟合关系曲线

Fig. 6 Fitted curve of shrinkage-equivalent temperature difference of concrete versus age

### 3.3 综合温差

混凝土结构全过程的综合温差主要由环境温差和混凝土收缩当量温差两部分组成,故结构最终的综合温差按式(13)计算:

$$\Delta T = \Delta T_{\mathrm{t}} + \Delta T_{\mathrm{s}} \tag{13}$$

将该超长隔震结构建造全过程温度作用取值进行具体的分析后,得到了该结构各阶段各层的综合温差取值,见表1.

**表1　结构各阶段各楼层建造全过程综合温差**

**Tab.1　Integrated temperature differences throughout the construction of the structure at all stages and levels**　　℃

| 施工日期/(年/月) | Ⅰ阶段结构 | | | | Ⅱ阶段结构 | | | | Ⅲ阶段结构 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | B1层 | F1层 | F2层 | F3层 | B1层 | F1层 | F2层 | F3层 | B1层 | F1层 | F2层 | F3层 |
| 2020/08 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 2020/09 | −15.2 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 2020/10 | −10.4 | −14.5 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 2020/11 | −10.6 | −11.3 | −15.4 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 2020/12 | −13.1 | −13.6 | −14.3 | −18.4 | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 2021/01 | −2.1 | −2.4 | −2.9 | −3.6 | −7.7 | — | — | — | — | — | — | — |
| 2021/02 | 7.5 | 7.3 | 7.0 | 6.5 | 5.8 | — | — | — | — | — | — | — |
| 2021/03 | 2.8 | 2.6 | 2.4 | 2.1 | 1.6 | — | — | — | — | — | — | — |
| 2021/04 | 9.3 | 9.3 | 9.1 | 8.9 | 8.6 | 3.3 | — | — | — | — | — | — |
| 2021/05 | 5.7 | 5.5 | 5.5 | 5.3 | 5.1 | 3.6 | −0.5 | — | — | — | — | — |
| 2021/06 | 2.6 | 2.5 | 2.3 | 2.3 | 2.1 | 1.1 | 0.4 | −3.7 | −3.7 | — | — | — |
| 2021/07 | 1.0 | 1.0 | 0.9 | 0.7 | 0.7 | 0 | −0.5 | −1.2 | −1.2 | −5.3 | — | — |
| 2021/08 | −2.5 | −2.6 | −2.6 | −2.7 | −2.9 | −3.3 | −3.6 | −4.1 | −4.1 | −4.8 | −8.9 | — |
| 2021/09 | −2.7 | −2.7 | −2.8 | −2.8 | −2.9 | −3.3 | −3.5 | −3.8 | −3.8 | −4.3 | −5.0 | −9.1 |
| 2021/10 | −9.5 | −9.6 | −9.6 | −9.7 | −9.7 | −10.0 | −10.2 | −10.4 | −10.4 | −10.7 | −11.2 | −11.9 |
| 2021/11 | −9.5 | −9.5 | −9.6 | −9.6 | −9.7 | −10.0 | −10.0 | −10.2 | −10.2 | −10.4 | −10.7 | −11.2 |
| 2021/12 | −7.0 | −7.1 | −7.1 | −7.2 | −7.2 | −7.4 | −7.6 | −7.6 | −7.6 | −7.8 | −8.0 | −8.3 |
| 2022/01 | −3.4 | −3.4 | −3.5 | −3.5 | −3.6 | −3.7 | −3.8 | −4.0 | −4.0 | −4.0 | −4.2 | −4.4 |
| 2022/02 | −1.7 | −1.7 | −1.7 | −1.8 | −1.8 | −2.0 | −2.0 | −2.1 | −2.1 | −2.3 | −2.3 | −2.5 |
| 2022/03 | 6.1 | 6.0 | 6.0 | 6.0 | 5.9 | 5.8 | 5.7 | 5.7 | 5.7 | 5.6 | 5.4 | 5.4 |
| 2022/04 | 14.2 | 14.2 | 14.1 | 14.1 | 14.1 | 13.9 | 13.9 | 13.8 | 13.8 | 13.8 | 13.7 | 13.5 |
| 2022/05 | 7.3 | 7.3 | 7.3 | 7.2 | 7.2 | 7.1 | 7.0 | 7.0 | 7.0 | 6.9 | 6.9 | 6.8 |
| 2022/06 | 5.4 | 5.4 | 5.4 | 5.4 | 5.3 | 5.2 | 5.2 | 5.1 | 5.1 | 5.1 | 5.0 | 5.0 |
| 2022/07 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.3 | 0.2 |
| 2022/08 | −0.3 | −0.3 | −0.3 | −0.3 | −0.3 | −0.3 | −0.4 | −0.5 | −0.5 | −0.5 | −0.6 | −0.6 |

## 4　超长隔震结构建造全过程模拟

该结构施工周期长,结构进行了分阶段逐层施工,主要可分为3个阶段的结构,为方便表述,按各个阶段建造的顺序,将其分别记为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ阶段结构.每一阶段结构均有4层,分别记为Ⅰ阶段结构B1层、F1层、F2层、F3层,Ⅱ阶段结构B1层等,以此类推.图7给出了隔震层(B1层)各个阶段结构单元的划分、结构的建造进程及后浇带布置,其他各层的情况与隔震层基本一致.在对超长隔震结构建造过程温缩变形分析时,根据工程的实际施工情况及进度计划,同时考虑到现场施工的复杂性及不确定性,对各阶段楼层浇筑成型的时间稍作简化,假定每个阶段结构的楼层浇筑成型需要1个月(2021年5月浇筑两层).结构各阶段各楼层的浇筑成型时间具体见表2.

本文采用有限元软件SAP2000建立模型,利用阶段性施工加载模块进行分析.将各阶段结构单元及楼层按照施工进度逐步生成,并将计算得到的各阶段结构单元及楼层对应的综合温差作为温度荷载逐步作用于有限元模型中,模拟超长隔震结构在建造全过程各时间阶段温度作用下的温缩变形情况.

该结构在建造全过程的温缩变形主要由季节性的环境温差和混凝土收缩联合作用产生,但还有很多因素影响结构的最终变形,如后浇带处钢筋的连

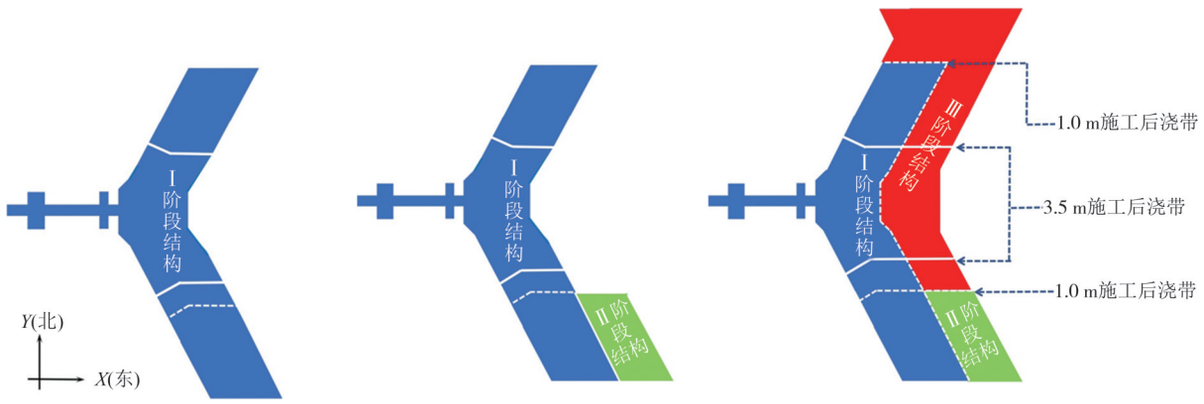



图7 隔震层各阶段结构单元划分、施工进程及后浇带布置示意图

Fig.7 Schematic diagram of the division of structural units in each stage of the seismic isolation layer, the construction process and the layout of the pouring belt

**表2 结构各阶段各楼层的浇筑成型时间**

**Tab.2 Pouring and forming times for each layer in each stage of the structure**

| 施工阶段结构 | 楼层 | 成型时间 |
|---|---|---|
| Ⅰ阶段结构 | B1 | 2020/08 |
| | F1 | 2020/09 |
| | F2 | 2020/10 |
| | F3 | 2020/11 |
| Ⅱ阶段结构 | B1 | 2020/12 |
| | F1 | 2021/03 |
| | F2 | 2021/04 |
| | F3 | 2021/05 |
| Ⅲ阶段结构 | B1 | 2021/05 |
| | F1 | 2021/06 |
| | F2 | 2021/07 |
| | F3 | 2021/08 |

接方式、后浇带的封闭时机和施工中不同荷载的作用等.本文对结构在建造期的环境温度作用和混凝土收缩作用进行了较为详细的分析和计算,同时对后浇带的做法和封闭时机也进行了一定的考量.按照实际施工情况,将后浇带处附加钢筋连通.由于实际后浇带封闭的情况比较复杂,且后浇带的封闭的顺序对隔震支座位移影响可以忽略[26].为了便于计算,对后浇带的封闭时间也作了相应的简化,统一按在主体结构生成后两个月封闭.

将结构建造期的每个月作为一个施工步,可将建造全过程划分为25个施工步.每个施工步包含对本月结构的浇筑和对已浇筑结构的加载,结构的温度加载取值参见表1,结构的浇筑时间参见表2,建造全过程结构各阶段及楼层浇筑与加载情况如图8所示.各施工步结构的浇筑加载计算流程如下:

第1步(2020年8月):Ⅰ阶段结构B1层浇筑;

第2步(2020年9月):Ⅰ阶段结构F1层浇筑,Ⅰ阶段结构B1层加载;

第3步(2020年10月):Ⅰ阶段结构F2层浇筑,Ⅰ阶段结构B1层、F1层加载;

以此类推;

第15步(2021年10月):各层后浇带浇筑,Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ阶段结构B1层、F1层、F2层、F3层加载;

第16~25步(2021年11月~2022年8月):Ⅰ阶段结构B1层、F1层、F2层、F3层,Ⅱ阶段结构B1层、F1层、F2层、F3层,Ⅲ阶段结构B1层、F1层、F2层、F3层加载.

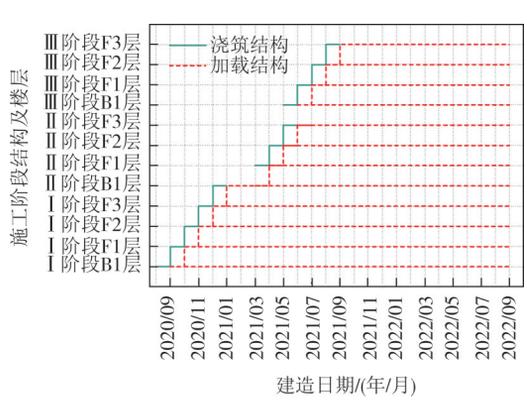



图8 施工期结构各阶段及楼层浇筑与加载情况示意图

Fig.8 Diagram showing the various stages of the structure and floor pouring and loading during construction

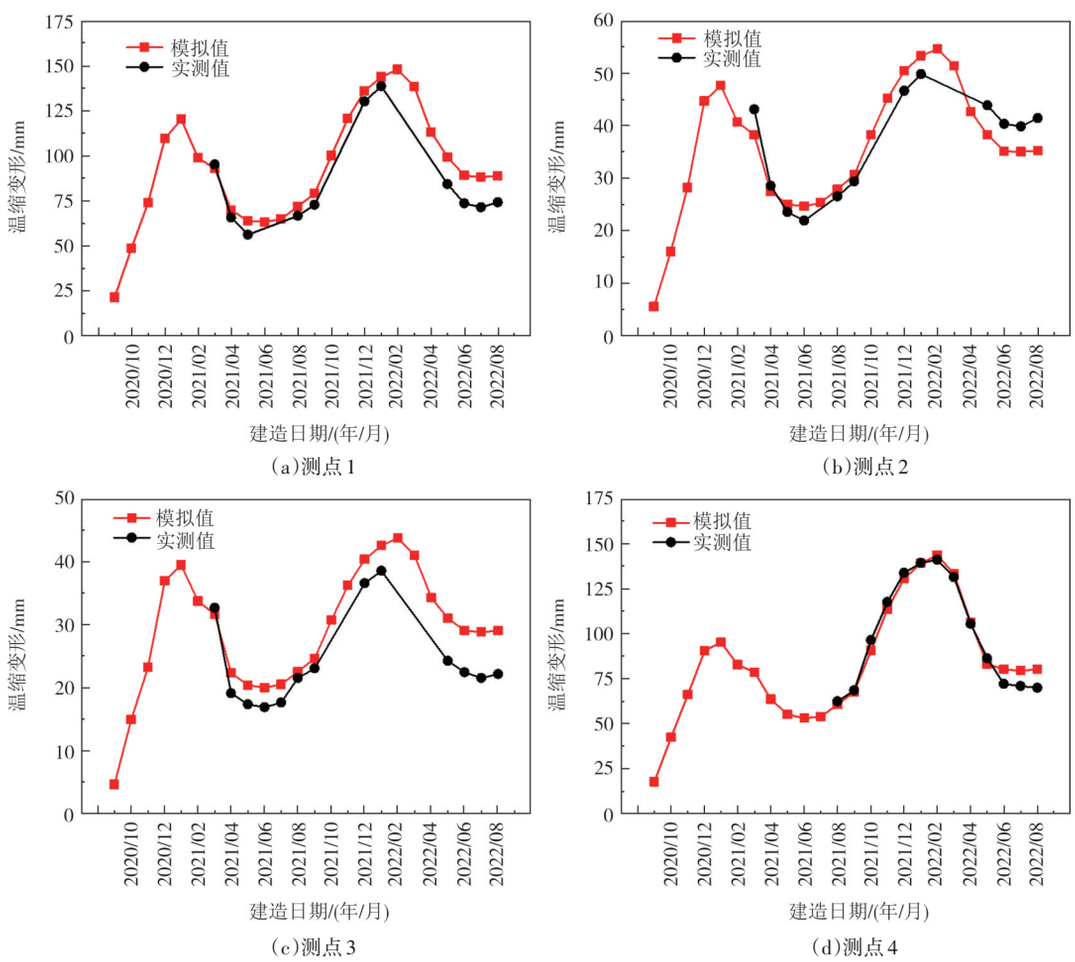
## 5 有限元结果分析及影响研究

### 5.1 温缩变形模拟值与实测值对比分析

按照上述的模拟得到了该结构建造全过程各月的隔震层温缩变形.为验证模拟结果的准确性和合理性,并探究结构建造全过程隔震层温缩变形规律,

将模拟结果与现场监测结果进行了对比验证.其中选取了隔震层的4个隔震支座监测点,测点主要布设在支座变形较大的结构两侧和结构后浇带两侧位置,旨在揭示结构隔震层最大温缩变形和后浇带两侧温缩变形的规律,具体位置已在图3中标出.其中,测点1、4分别在结构$Y$向端部附近位置,测点2、3分别在结构后浇带两侧位置.提取结构在建造全过程4个隔震支座监测点的温缩变形数据,并与现场监测系统采集的实测结果进行对比.监测系统从2021年3月开始布置,故提取监测数据的时间范围为2021年3月至2022年8月,且部分时间段数据有缺失.

图9给出了各支座测点处温缩变形的模拟值与实际监测值的对比曲线.由图9(d)可知,测点4支座的温缩变形在建造全过程呈现出类似周期性变化的规律,且出现了两次峰值和两次谷值.第一次峰值出现在2021年1月,模拟值为95.3 mm;第一次谷值出现在2021年6月,其模拟值为53.2 mm.第二次峰值出现在2022年2月,其模拟值为143.5 mm,实测值为141.1 mm,模拟值较实测值的误差为1.70%;第二次谷值出现在2022年7月,模拟值为79.4 mm,实测值为71.0 mm,模拟值较实测值的误差为11.83%.由图9(a)可知,测点1支座的最大温缩变形出现在2022年2月,其模拟值为147.7 mm,较测点4的最大温缩变形升高了2.93%.对比分析测点1与测点4支座温缩变形的曲线趋势及数值大小,可以看出,测点1与测点4支座温缩变形曲线有相同的变化趋势,且二者温缩变形的数值大小差异很小,故而认为测点1与测点4支座的温缩变形规律相似.图9(b)(c)分别给出了测点2和测点3支座的温缩变形情况.其中,测点2和测点3支座最大温缩变形的模拟值分别为54.6 mm和43.7 mm,测点3较测点2支座的温缩变形降低了19.96%,测点2、3较测点1、4支座温缩变形曲线的变化趋势基本一致,温缩变形数值明显减小.另




(a)测点1　(b)测点2

(c)测点3　(d)测点4

图9　各测点支座温缩变形模拟值与实测值对比

Fig.9　Comparison of simulated and monitored values of bearing thermal shrinkage deformation at each measurement point

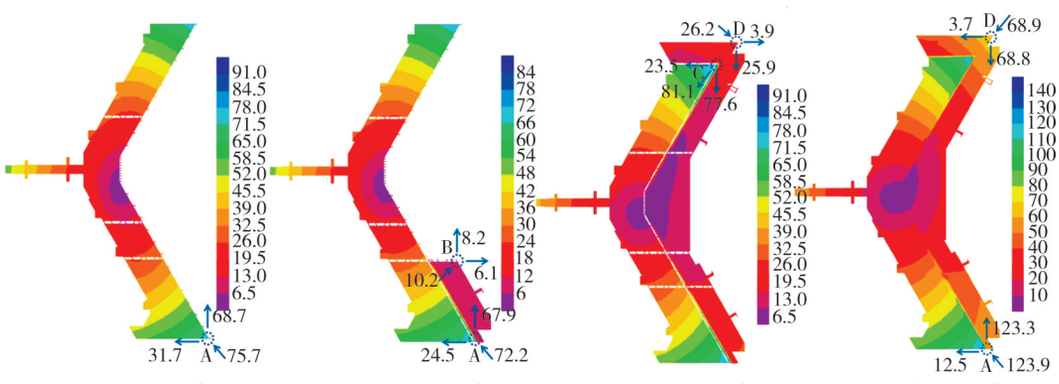
外,结构后浇带的留置与封闭对测点2、3支座温缩变形曲线趋势和数值大小及方向基本未发生影响,这表明结构后浇带处附加钢筋连通时,被后浇带分割的各部分结构并未各自独立收缩,从而使结构后浇带对隔震层温缩变形的控制变差.

综上分析可得:1)随着建造时间的推移,隔震层支座的温缩变形大体呈周期性变化,且与环境温度变化有很大的相关性,呈现出随环境温度降低而升高,随环境温度升高而降低的变化规律.2)施工第二年各月隔震层的温缩变形大于施工第一年各月的温缩变形.这主要源自以下两个方面,一是由于混凝土的干燥收缩变形是不可恢复的,施工第二年结构累计的收缩变形大于施工第一年;二是施工第一年部分结构还未浇筑,施工第一年结构的体量和尺寸较第二年相对较小,所以隔震层的温缩变形在施工第二年更大.3)从整体趋势上和数值上来看,有限元模拟结果同实际监测结果吻合较好,平均偏差在10%以内,证明了模拟的准确性和合理性.

该超长隔震结构的建造过程比较复杂,影响结构温缩变形的因素有很多,本文对几个主要的影响因素进行了较为详细的分析和考量,但还有部分影响因素没有进行考虑,或者做了一些简化.比如,未考虑橡胶隔震支座的温度相关性影响等,这些因素都使得数值模拟结果与实测变形结果出现差异,但为了模拟的相对简化和突出对研究问题的针对性,目前暂未考虑这些因素对结果的影响,后续会更为详细地研究这些因素对超长隔震结构温缩变形的影响.

### 5.2 结构分阶段施工时隔震层温缩变形演化规律分析

为研究结构分阶段施工时建造全过程隔震层的温缩变形演化规律,从建造全过程中选取4个代表性时间节点的隔震层温缩变形图,如图10(a)(b)(c)(d)所示.




(a)2020年11月 (b)2021年4月 (c)2021年9月 (d)2022年4月

图10 建造全过程隔震层温缩变形(单位:mm)

Fig.10 Thermal shrinkage deformation of isolation layer throughout the construction process (unit: mm)

由图10可知,超长隔震结构在不同建造期所对应的隔震层温度变形也明显不同,结构在不同施工阶段生成,相应各自阶段结构的温缩变形也明显不同.图10(a)给出了建造期2020年11月份隔震层的温缩变形图,其中最大温缩变形出现在Ⅰ阶段结构*Y*向端部的A点,其合成向的变形为75.7 mm.从结构开始浇筑到这一阶段结构各层均生成,这段时期结构不受其他阶段结构影响,独自均匀变形,且各点均向着结构单元中间的变形不动点变形,并呈现端部变形大,中间变形小的特点.图10(b)给出了建造期2021年4月份隔震层的温缩变形图,其中最大温缩变形仍然出现在Ⅰ阶段结构*Y*向端部的A点,其合成向的变形为72.2 mm;已浇筑的Ⅱ阶段结构隔震层最大温缩变形出现在该阶段结构*Y*向端部的B点,其合成向的变形为10.2 mm.通过分析Ⅱ阶段结构*Y*向端部的变形方向,可以发现Ⅱ阶段结构未以自己结构单元的变形中心进行变形,说明Ⅱ阶段结构的温缩变形受到了Ⅰ阶段结构的约束影响,此时结构的最终温缩变形是两阶段结构协调变形后的结果.图10(c)给出了建造期2021年9月份隔震层的温缩变形图,其中最大温缩变形出现在Ⅰ阶段结构*Y*向端部的C点,其合成向的变形为81.1 mm;已浇筑的Ⅲ阶段结构隔震层最大温缩变形出现该阶段结构*Y*向端部的D点,其合成向的变形为26.2 mm.这一时期三个阶段的结构均已浇筑完成,Ⅲ阶段结构的变形同样受到其他阶段结构变形的约束,未按自身结构单元的变形中心独立变形.图10(d)为建造期2022年4月份隔震层的温缩变形图,整个结构隔震

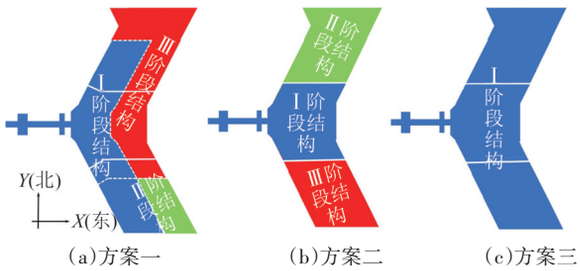
层最大温缩变形出现在Ⅰ阶段结构 $Y$ 向端部的 A 点,其合成向的变形为 123.9 mm;整个结构隔震层 $Y$ 向另一端的 D 点处,其合成向的变形为 68.9 mm. 此时结构后浇带封闭,整个结构的最终温缩变形是Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ阶段结构相互作用、协调变形后的结果.

综上分析可得,超长隔震结构进行分阶段施工时,各阶段结构在不同施工阶段生成,相应各自阶段结构的温缩变形也明显不同,且各阶段结构之间存在相互约束作用,结构最终的温缩变形是各阶段结构协调变形的结果.

### 5.3　结构施工路径对隔震层温缩变形的影响

为研究结构分阶段施工时施工路径对建造全过程隔震层温缩变形的影响,在相同的综合温差作用下,分析了 3 种典型施工方案下隔震层的最大变形,图 11 所示为各方案的结构单元划分及施工路径. 其中方案一为原有的分阶段施工方案,先浇筑的Ⅰ阶段结构与后浇筑的Ⅱ、Ⅲ阶段结构主要分布在结构的东西($X$ 向)两侧;方案二Ⅰ阶段结构为结构的中间部分,Ⅱ、Ⅲ阶段结构分布在Ⅰ阶段结构的南北($Y$ 向)两侧;方案三为一体化施工时的情况,将其作为方案一、二的对照组. 分别提取各方案 2022 年 2 月份的隔震层温缩变形云图,如图 12 所示.

由图 12 可知,三种方案下隔震层最大温缩变形均出现在结构 $Y$ 向的端部位置. 表 3 给出了各方案隔震层 $X$ 向、$Y$ 向和合成向最大温缩变形的大小. 其中,方案一较方案三的 $X$ 向变形减小了 22.0 mm,$Y$ 向变形增加了 27.1 mm,合成向变形增加了 19.0 mm;方案二较方案三的 $X$ 向变形增加了 1.1 mm,$Y$ 向变形减小了 34.8 mm,合成向变形减小了 30.5 mm. 这说明采用




(a)方案一　(b)方案二　(c)方案三

图 11　各方案的结构单元划分及施工路径

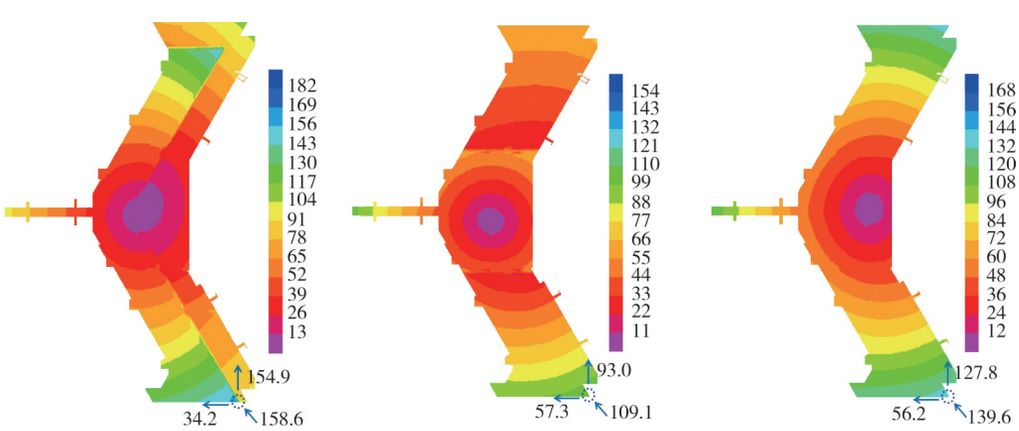
Fig.11　Structural unit division and construction path of each scheme

**表 3　各方案隔震层最大温缩变形**

**Tab.3　Maximum thermal shrinkage deformation of the seismic isolation layer for each scheme**

| 方案编号 | 最大温缩变形/mm | | |
|---|---|---|---|
| | $X$ 向 | $Y$ 向 | 合成向 |
| 方案一 | 34.2 | 154.9 | 158.6 |
| 方案二 | 57.3 | 93.0 | 109.1 |
| 方案三 | 56.2 | 127.8 | 139.6 |

方案一施工路径下的隔震层最大温缩变形,较方案三的对照组 $X$ 向的变形明显减小,但增加了 $Y$ 向的变形;而采用方案二施工路径下的隔震层最大温缩变形,较方案三对照组 $Y$ 向的变形减小,$X$ 向变形增加. 这是由于方案一后浇的Ⅱ、Ⅲ阶段结构独自变形的 $X$ 向与Ⅰ阶段结构独自变形的 $X$ 向相反,后浇结构独自变形的 $Y$ 向与Ⅰ阶段结构独自变形的 $Y$ 向相同. 这使得Ⅰ阶段结构与Ⅱ、Ⅲ阶段结构 $X$ 向的部分变形被相互抵消,而Ⅰ阶段结构与Ⅱ、Ⅲ阶段结构 $Y$ 向变形相互叠加. 所以结构隔震层 $X$ 向总的变形减少,$Y$ 向的变形增加,且隔震层的最大温缩变形主要由 $Y$ 向的变形决定,所以隔震层最大温缩变




(a)方案一　(b)方案二　(c)方案三

图 12　2022 年 2 月各方案下隔震层温缩变形(单位:mm)

Fig.12　Thermal shrinkage deformation of isolation layer under each scheme in February 2022 (unit: mm)

形较方案三更大,此种方案更接近前面所述的“并联模式”.而对于方案二,后浇的Ⅱ、Ⅲ阶段结构独自变形的$X$向与Ⅰ阶段结构独自变形的$X$向相同,后浇结构独自变形的$Y$向与Ⅰ阶段结构独自变形的$Y$向相反.此种情况下Ⅰ阶段结构与Ⅱ、Ⅲ阶段结构$X$向的变形相互叠加后变大,而$Y$方向的部分变形相互抵消后变小,且隔震层的最大温缩变形主要由$Y$向的变形决定,所以隔震层最大温缩变形较方案三更小,该方案更接近前面所述的“串联模式”,此时各阶段结构间相互约束的方向与整个结构的主要变形方向一致.

综上分析可得:1)方案一结构分阶段性施工时采取的施工路径有利于$X$向的温缩变形,而方案二采取的施工路径更有利于$Y$向的温缩变形.2)超长隔震结构分阶段施工时,为避免结构隔震层的温缩变形过大,各阶段结构间相互约束的方向应与整个结构的主要变形方向一致.3)超长隔震结构分阶段施工时,各阶段结构施工的路径不同,最终整个结构隔震层产生的温缩变形也不同.因此,在建造过程中应关注对施工路径的合理选择,以达到在超长隔震结构建造过程中隔震层温缩变形较小的目标.

### 5.4 后浇带设置方式对隔震层温缩变形的影响

为研究结构后浇带的设置方式对超长隔震结构温缩变形的影响,采用结构未分阶段施工时的计算模型.在相同的综合温差作用下,采取不同的后浇带的设置方式,各工况的具体内容见表4.分别提取这3种工况建造期2021年7月份的隔震层水平位移云图,如图13所示.选取结构隔震层轴17 a和17 b两条轴线上的29个节点,如图3青色虚线所示,提取并绘出各工况在2022年7月份对应隔震支座的水平位移,如图14所示.

**表4 工况设计**

**Tab.4 Case design**

| 工况排序 | 工况内容 |
|---|---|
| 工况一 | 不设置后浇带 |
| 工况二 | 设置后浇带,后浇带处的附加钢筋贯通 |
| 工况三 | 设置后浇带,后浇带处的钢筋全部搭接 |

由图13可知,工况一和工况二分别为不设置后浇带和设置后浇带且后浇带处附加钢筋贯通的情况,其隔震层最大温缩变形分别为49.3 mm、46.2 mm.工况一和工况二隔震层最大温缩变形差异较小,工况二较工况一降低了6.3%.且由图14可知,这两种工况下隔震支座的温缩变形均表现出结构端部位置变形大,中间位置变形小的特点.这说明在工况二情况下,结构后浇带处附加钢筋贯通时,后浇对隔震层温缩变形的控制与不设后浇带时基本相同.这是由于在超长隔震结构中,隔震层水平刚度较小,在结构中产生的温度应力仍能通过后浇带处贯通的附加钢筋进行传递,导致后浇带无法释放结构产生的温缩变形.

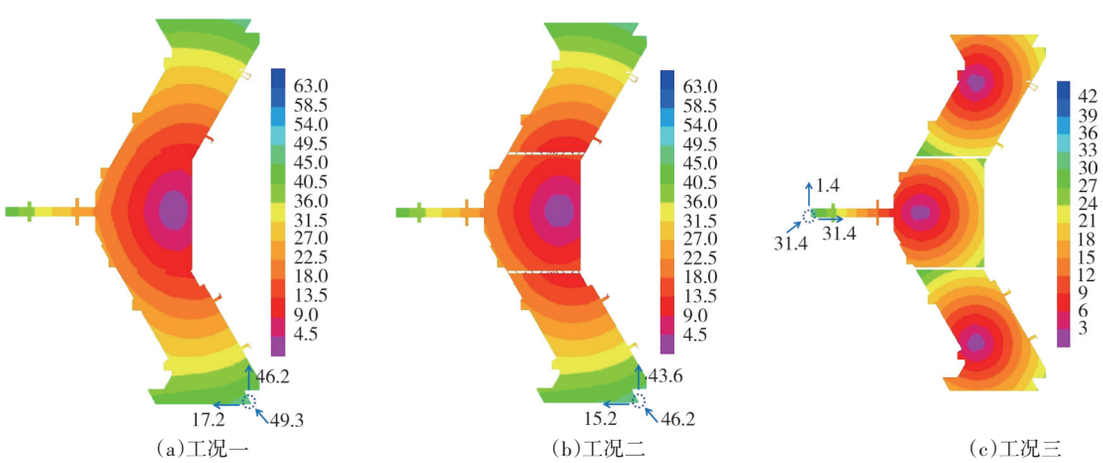



图13 2021年7月各工况下隔震层最大温缩变形(单位:mm)

Fig.13 Maximum thermal shrinkage deformation of isolation layer under various cases in July 2021 (unit: mm)

由图13~14可知,工况三为设置后浇带且后浇带处钢筋全部搭接的情况,隔震层最大温缩变形为31.4 mm.相比工况一和工况二隔震层的最大温缩变形,工况三隔震层最大温缩变形分别降低了36.3%和32.0%.设置后浇带且后浇带处钢筋全部搭接时,结构被后浇带分割成3个独立的子结构,每个子结

构按自身所属变形中心独立变形.这说明结构后浇带处钢筋搭接处理后能有效减小超长隔震结构隔震层的最大温缩变形.

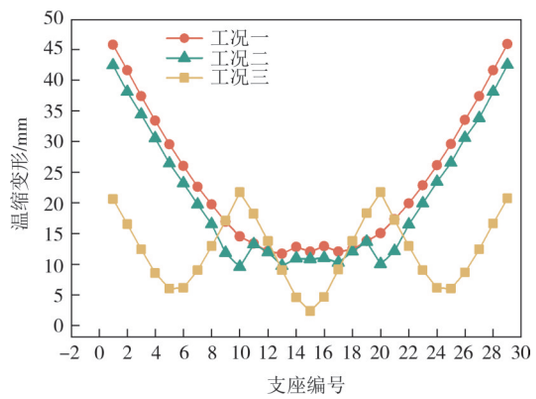



图 14　2021 年 7 月各工况下隔震支座温缩变形图

Fig.14　Thermal shrinkage deformation of isolation bearings under various cases in July 2021

## 6　结 论

本文针对寒区某超长隔震结构,分析了结构建造全过程的温缩变形情况及其演化规律,并探究了诸多因素对结构建造过程温缩变形的影响规律,得到了以下结论:

1)从整体趋势和数值上来看,超长隔震结构建造期分阶段逐层全过程模拟的有限元模拟结果同实际监测结果吻合较好,平均偏差在10%以内,说明该模拟方法模拟超长隔震结构建造全过程的温缩变形是可行的.

2)寒冷地区的超长隔震结构在建造期温缩变形显著,隔震层的温缩变形随着施工进度推移大体呈周期性变化,且与环境温度变化有很大的相关性,呈现出随环境温度降低而升高,随环境温度升高而降低的变化规律.

3)超长隔震结构进行分阶段施工时,各阶段结构在不同施工阶段生成,相应各自阶段结构的温缩变形也明显不同,且各阶段结构之间存在相互约束作用,结构最终的温缩变形是各阶段结构协调变形的结果.

4)超长隔震结构进行分阶段施工时,各阶段结构施工的路径不同,最终整个结构隔震层产生的温缩变形也不同.由于结构施工路径不同,导致隔震层温缩变形机理有“串联”和“并联”模式的差异.合理的施工路径和结构单元划分,能有效减小结构隔震层的温缩变形.为避免结构隔震层的温缩变形过大,各阶段结构间相互约束的方向应与整个结构的主要变形方向一致.

5)后浇带的设置方式对超长隔震结构建造期隔震层的温缩变形影响显著.结构后浇带处附加钢筋连通时,后浇带对隔震层温缩变形的控制较弱.后浇带处钢筋全部搭接时,能较好地减小结构隔震层的温缩变形.相较于不设置后浇带的情形,当结构后浇带处附加钢筋连通时,隔震层最大温缩变形仅降低了6.3%,而当后浇带处钢筋全部搭接时,隔震层最大温缩变形降低了36.3%.

## 参考文献

[1]　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)

[2]　朱宏平,周方圆,袁涌.建筑隔震结构研究进展与分析[J].工程力学, 2014, 31(3): 1-10.
ZHU H P, ZHOU F Y, YUAN Y. Development and analysis of the research on base isolated structures [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(3): 1-10. (in Chinese)

[3]　刘文光,杨巧荣,周福霖.建筑用铅芯橡胶隔震支座温度性能研究[J].世界地震工程, 2003, 19(2): 39-44.
LIU W G, YANG Q R, ZHOU F L. Temperature properties of lead rubber bearings for buuilding [J]. World Earthquake Engineering, 2003, 19(2): 39-44. (in Chinese)

[4]　刘文光,李峥嵘,周福霖,等.低硬度橡胶隔震支座各种相关性及老化徐变特性[J].地震工程与工程振动, 2002, 22(6): 115-121.
LIU W G, LI Z R, ZHOU F L, et al. Various dependence and duration properties of low stiffness rubber bearings [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2002, 22(6): 115-121. (in Chinese)

[5]　由世岐,刘斌,楼永林.低温环境对叠层橡胶支座变形特性影响的试验研究[J].东北大学学报(自然科学版), 2005, 26(3): 297-299.
YOU S Q, LIU B, LOU Y L. Low-temperature effect on deformation behavior of laminated rubber isolators[J]. Journal of Northeastern University (Natural Science), 2005, 26 (3): 297-299. (in Chinese)

[6]　庄学真,周福霖,徐丽,等.大直径建筑叠层橡胶隔震装置温度相关性及老化性能研究[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009, 41(6): 791-798.
ZHUANG X Z, ZHOU F L, XU L, et al. Low-temperature effect on deformation behavior of laminated rubber isolators[J]. Journal of Xi' an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2009, 41(6): 791-798. (in Chinese)

[7] 李黎,叶昆,江宜城.橡胶铅芯隔震支座力学性能的温度效应研究[J].华中科技大学学报(城市科学版),2009,26(3):1-3.
LI L, YE K, JIANG Y C. Thermal effect on the mechanical behavior of lead-rubber bearing [J]. Journal of HUST (Urban Science Edition), 2009, 26(3): 1-3. (in Chinese)

[8] 李慧,杜永峰,狄生奎,等.叠层橡胶隔震支座的低温往复试验及等效阻尼比推算[J].兰州理工大学学报,2006,32(5):116-119.
LI H, DU Y F, DI S K, et al. Cyclic test of laminated rubber damping bearing at low temperature and calculation of equivalent viscous damping ratio [J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2006, 32(5): 116-119. (in Chinese)

[9] CARDONE D, GESUALDI G, NIGRO D. Effects of air temperature on the cyclic behavior of elastomeric seismic isolators [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2011, 9(4): 1227-1255.

[10] 李爱群,张瑞君,徐刚.橡胶隔震支座温度相关性的研究进展[J].建筑结构学报,2021,42(7):1-11.
LI A Q, ZHANG R J, XU G. Research progress on temperature dependence of rubber isolation bearings [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(7): 1-11. (in Chinese)

[11] 傅学怡,吴兵.混凝土结构温差收缩效应分析计算[J].土木工程学报,2007,40(10):50-59.
FU X Y, WU B. Analysis and calculation of temperature variation and shrinkage effects on RC building structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(10): 50-59. (in Chinese)

[12] 华旦,吴杰,干钢.超长混凝土结构的温度应力分析与设计实践[J].建筑结构,2012,42(7):56-59.
HUA D, WU J, GAN G. Analysis and engineering practice of temperature stress-on super-long concrete structures [J]. Building Structure. 2012, 42(7): 56-59. (in Chinese)

[13] 孙璨,傅学怡,朱勇军,等.杭州奥体中心主体育场超长混凝土结构环境温差效应分析[J].建筑结构,2014,44(17):34-39.
SUN C, FU X Y, ZHU Y J, et al. Analysis of the ambient temperature variation effect on over-length concrete structure of the main stadium of Hangzhou Olympic Sports Center [J]. Building Structure. 2014, 44(17): 34-39. (in Chinese)

[14] 牟在根,杨雨青,李夏,等.超长航站楼结构温度作用分析[J].天津大学学报(自然科学与工程技术版),2017,50(增刊1):147-154.
MU Z G, YANG Y Q, LI X, et al. Analysis on temperature action of super long terminal structure [J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology). 2017, 50 (Sup. 1): 147-154. (in Chinese)

[15] 范重,陈巍,李夏,等.超长框架结构温度作用研究[J].建筑结构学报,2018,39(1):136-145.
FAN Z, CHEN W, LI X, et al. Study on temperature effect of super long frame structures [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(1): 136-145. (in Chinese)

[16] 郑文智,王浩,沈惠军.强震下隔震连续梁桥地震响应的温度效应研究[J].工程力学,2019,36(4):188-195,205.
ZHENG W Z, WANG H, SHEN H J. Thermal effects on response of seismic isolated bridges subjected to strong ground motions [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36 (4): 188-195, 205. (in Chinese)

[17] 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)

[18] 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)

[19] 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)

[20] 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)

[21] 王琦明,黎海南,李慧,等.超长混凝土基础隔震结构温度应力分析[J].工程抗震与加固改造,2010,32(5):116-120.
WANG Q M, LI H N, LI H, et al. Analysis for thermal stress of the overlong base isolation concrete structure [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2010, 32(5): 116-120. (in Chinese)

[22] 唐唯峰,柏文,戴君武.超长剪力墙隔震结构温度应力分析[J].世界地震工程,2019,35(4):33-38.
TANG W F, BAI W, DAI J W. Analysis on thermal stress of the super-length isolated shear wall structure [J]. World Earthquake Engineering, 2019, 35(4): 33-38. (in Chinese)

[23] 建筑结构荷载规范:GB 50009—2012 [S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
Load code for the design of building structures: GB 50009—2012 [S]. Beijing: China Architectural & Building Press, 2012. (in Chinese)

[24] 彭全敏.超长混凝土结构收缩裂缝控制研究[D].天津:天津大学,2012.
PENG Q M. Research on control of shrinkage cracks in super-long concrete structure [D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese)

[25] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范:JTG 3362—2018[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2018.
Specifications for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts: JTG 3362—2018 [S]. Beijing: China Communications Press Co. Ltd., 2018. (in Chinese)

[26] 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(S1):145-150.
PAN D G, FU X Q, TAN J P, et al. Construction control of structural post-casting belts of Beijing new airport [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(S1): 145-150. (in Chinese)