

成都东华门遗址保护顶棚结构选型

田立强* 徐 珂 马志平

(清华大学建筑设计研究院有限公司, 北京 100084)

摘 要 成都东华门遗址保护顶棚位于成都市人民体育场内, 建筑设计采用大跨度顶棚方案, 顶棚下部为土遗址提供保护和展示空间, 顶棚上部提供大型舞台演绎场地和观众席区域。顶棚最大跨度 115 m, 最大悬挑 30 m, 结构高度限制在 4 m 以内, 结构方案参考桥梁设计经验, 采用柱顶铰接、支撑平面巨型箱型梁体系, 针对该新型结构体系进行梁格优化和构件方案比选, 提出使用期间可能出现的荷载情况, 以及性能化设计建议。

关键词 大遗址, 遗址保护, 桥梁结构, 性能化设计

DOI:10.15935/j.cnki.jggcs.2021.05.024

Selection of Roof Structure for the Protection of Chengdu Donghuamen Site

TIAN Liqiang* XU Ke MA Zhiping

(Architectural Design & Research Institute of Tsinghua University Co., LTD., Beijing 100084, China)

Abstract Located in Chengdu People's Stadium, the protection roof of Chengdu Donghuamen site is designed to be of large span, with the lower part providing protection for the earthen archaeological site while serving as an exhibition space, and the upper part serving as a large stage performance venue and auditorium area. The maximum span of the structure is 115 m, the maximum cantilever is 30 m and the height is limited within 4 m. Referring to bridge design experience, the structural scheme adopts articulated pillars and giant box beams as supporting plane. Beam and girder construction is optimized and member options are compared and selected for this new structural system. Possible loading conditions during service period and performance-based design suggestions are proposed.

Keywords large-scale archaeological site, archaeological site protection, bridge structure, performance-based design

1 工程概况

成都市体育中心人民体育场建成于 1991 年, 2013 年在体育场外发现古代遗存, 文物部门通过两次大规模发掘, 发现体育场内外地下存在秦汉六朝大城生活区、隋唐至两宋摩河池苑园林区、明代蜀王府等历史遗存, 称为成都东华门遗址(图 1)。东华门遗址是国内独特的考古发现之一, 在

城市中心地带狭小的空间同时存在从秦汉时期至明清时期长达 2000 年跨度的历史遗存, 在国内绝无仅有, 在世界范围内也属罕见, 该区域将改造建设为国家考古遗址公园。

东华门遗址保护方案由意大利“N 工作室”和清华同衡规划设计院合作设计, 对于体育场内遗址保护, 意大利建筑师提出在北侧采用保护顶棚方案(图 2), 主要功能分为两部分, 顶棚下部为土遗址提供保护和展示空间, 顶棚上部提供大型舞

收稿日期: 2020-09-04

* 联系作者: 田立强, 男, 工程师, 主要从事遗址保护建筑结构设计及研究。E-mail: tianliqiang80@126.com

(C)1994-2021 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net



图1 东华门遗址航拍图

Fig.1 An aerial photo of Donghuamen site

台演绎场地和观众席区域,与原体育场看台结合使用^[1]。因土遗址不可再生性,可落基础区域有限,建筑方案要求顶棚采用大跨度大悬挑结构,结构高度包括建筑面层控制在4.0 m,后建设方提出希望在结构高度范围、梁格之间区域设置舞台库房等使用的可能性(后文以夹层描述)。

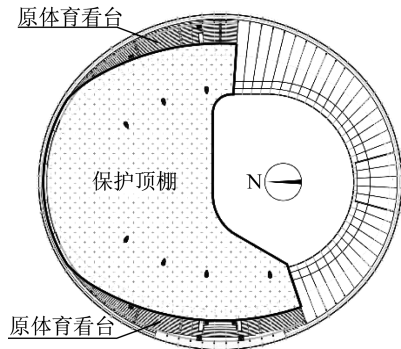


图2 保护顶棚与体育场平面关系

Fig.2 Plane relation between protection roof and stadium

整个顶棚建筑面积约1.89万 m^2 ,方案团队根据体育场内遗址情况,希望中部设置最少数量的支撑柱,柱间跨度希望达到100~120 m,周边可根据结构受力情况设置外围柱,经查阅原体育场设计图纸,看台结构不具备承担其他荷载的能力,因此新建结构不应与原体育场看台结构发生关联。但外围梁柱定位关系需与原体育场放射轴线关系相对应。

从建筑剖面可以看出,保护顶棚为地上单层建筑,屋面标高10.0 m,梁下标高6.0 m,遗址地面标高-2.0 m,遗址展厅净高8.0 m,特殊需求在于大跨度屋盖上设计荷载需要满足大型舞台演出需求,受下部遗址展厅净空限制不允许增加梁高。意大利建筑师在创意阶段咨询本国工程师,认为大跨度梁在跨中效应是项目是否可行的最大影响因素,建议通过下拉外围柱方式提高柱顶效应减

少跨中效应(图3)。

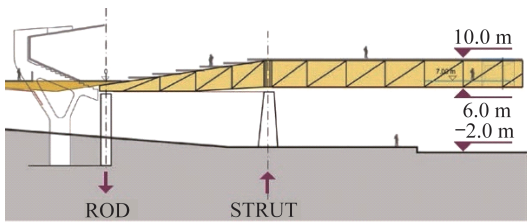


图3 创意阶段的力学建议

Fig.3 Mechanical suggestions at creative phase

根据建筑方案需求,顶棚楼面采用150 mm厚混凝土楼板,建筑屋面厚100 mm;夹层楼面采用100 mm厚混凝土楼板,建筑面层厚50 mm;考虑下部吊顶后荷载分布情况见图4,表1列出各区域具体荷载值,其中夹层荷载按梁格内实际可用面积折算。

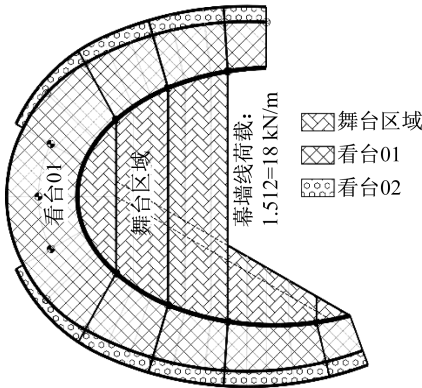


图4 顶棚荷载分布区域示意图

Fig.4 Diagram of roof load distribution areas

表1 各区域荷载值

Table 1 Load values of each area

区域	恒荷载 / ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	活荷载 / ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	备注
舞台区域	6.25+3.30	5.0+3.0	设夹层
看台01	6.25+3.30	5.0+3.0	设夹层
看台02	6.25	5.0	无夹层

项目所在地抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度值为0.10g,设计地震分组为第三组,设计特征周期为0.45 s^[2]。

温度作用考虑施工合拢温度和正常使用极端温度情况,整体按升、降温25 $^{\circ}\text{C}$ 分析。

2 结构方案

建筑方案根据土遗址分布情况,在中心区域布置7根主承重柱支撑上部楼盖,主梁最大跨度

115 m,其他两根主梁跨度分别是 100 m 和 75 m,主梁间最大间距 25 m,如果主梁仅布置在两根主承重柱间,采用两端铰支于承重柱上,梁弯矩表现为支座处为 0、跨中弯矩按照 $1/8qL^2$ 计算,弯矩标准值为 $(70\sim 80)\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$,如果采用桁架或网架结构,弦杆构件钢材(Q345)截面尺寸约需要 $9\,000 \text{ cm}^2$,对于本项目结构截面限制及刚度控制难以满足使用要求。经过中意双方结构工程师商议,参考桥梁设计经验,决定采用巨型箱式钢梁,梁宽在 3.0~5.0 m,高度按照建筑需求取 3.75 m,钢梁内部根据局部稳定要求设置加劲结构,钢梁上部现浇 150 mm 厚防水混凝土楼板,形成组合结构,满足钢梁整体稳定要求。钢梁与柱之间连接采用铰接,因保护顶棚为开放式建筑,钢结构直接暴露于环境温度,支座采用滑动铰支座。

为了减少梁的跨中弯矩值,设置外围柱形成三跨连续梁,外围柱受力两种方案选择:一种方案是按照意方结构工程师建议,通过预应力方式将外围柱形成受拉构件锚固于基础,拉力在主支撑柱处形成柱上弯矩减少跨中弯矩值,理想状态是柱顶弯矩与跨中弯矩绝对值接近,该方案的优点是外围柱设置在原体育场看台内侧,不需要改造原结构;另一种方案是中方结构工程师提出,应避免外围柱出现拉力状态,充分利用主承重柱外屋面荷载产生的柱端弯矩去减少跨中弯矩绝对值,该方案需要将外围柱布置在原体育场看台平面内,拆除部分看台板进行改造。采用受拉柱方案有以下问题:

(1) 受拉柱对遗址保护的影响。受拉柱拉力值与距离主承重柱尺寸有关,越靠近主承重柱,所需拉力值越大。根据平衡关系,受拉柱对应主承重柱增加相同压力值,带来柱下基础设计尺寸增加,占用遗址区域面积大。

(2) 受拉柱体系对基础不均匀沉降敏感,无法定量预估可能出现的最大拉力值,受拉柱或锚固基础可能出现失效状态,结构体系发生改变。以三跨连续梁方式,按规范允许柱间位移差 $0.002L$ 设置一个主支撑柱发生竖向位移进行分析,抗拉柱方案中梁弯矩最大变化约 35%;抗压柱方案梁弯矩最大变化约 20%。两方案外围柱最大内力变化均在 25% 左右,区别是抗拉柱方案是在拉力值上增加,抗压柱方案是在压力值上增加。

(3) 初步估算外围柱拉力值为 $(0.5\sim 1.0)\times$

10^5 kN ,所需锚重或抗拔桩在工程场地条件下难以解决。采用受压柱方案,外围受压柱下压力约为 $2\,000\sim 10\,000 \text{ kN}$,采用长桩可以承担,其中较大值位于顶棚北侧三组外围柱,原因是环梁在北侧弧长约 80 m,竖向位移效应不能满足使用要求,将三组外围柱布置在原体育场看台场内侧边缘处,利用外围柱外侧悬挑荷载平衡内侧荷载,减少环梁竖向位移,因此三根外围柱承担荷载值大。

按照外围柱受压方案原则,顶棚梁格布置有两种方案(图 5)选择:

方案一:主次梁布置,即主梁为次梁的支座,屋面荷载通过次梁传递给主梁,再由主梁传递给主承重柱。

方案二:次梁与主梁平行布置,次梁荷载通过环梁传递给主承重柱,其优点是可以分担主梁负载面积,有效减少主梁内力。

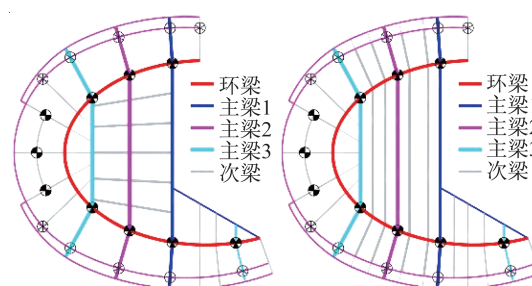


图 5 梁格布置方案对比

Fig.5 Comparison of grillage layout scheme

在相同荷载情况下,方案一的结构效应值约为方案二的 1.7~1.9 倍,初步估算,方案一的主梁截面翼缘厚度为 110~150 mm,为超厚钢板,施工难度远高于方案二,综合比较采用方案二。

主承重柱柱脚固接于基础顶部,正常使用情况下,主要承担竖向荷载,在温度变化下,承担支座偏移引起附加弯矩,在地震作用下,承担水平作用力,因此主承重柱控制截面为柱脚,建筑师考虑这个因素,设计主承重柱为上小下大变截面柱(图 6),结构设计采用钢管混凝土组合结构。

外围柱采用 A 形双柱支撑上部钢梁结构,其本身与基础为三角形体系(图 7),既可以跨越原体育看台梁、基础,也可以承担地震作用下平面扭转效应。

外围柱共 13 组,其中 11 组上部与屋盖钢梁连接,考虑温度效应,柱顶柱脚为铰接设计。另外两组位于最大跨度 115 m 主梁的外侧,依据本方案荷载情况,如柱顶与梁连接仍会出现受拉状态,因

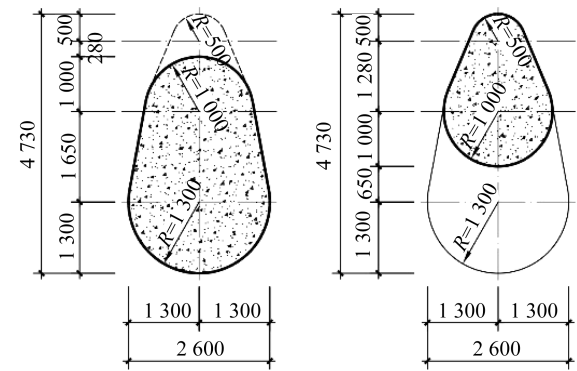


图6 主承重柱截面形式
Fig.6 Section form of main bearing column

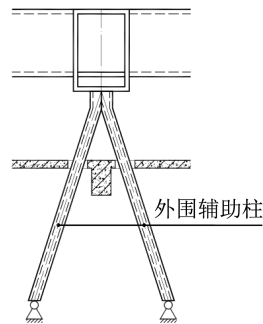


图7 外围柱立面示意图
Fig.7 Elevation diagram of peripheral column

此本方案整体分析中未在两端设置外围柱,由悬挑端荷载平衡跨中弯矩值(图8)。考虑两侧悬挑长度约30 m,钢梁高度与悬挑长度之比为3.75/30.0=1:8,其他外围柱间距约80 m,出现极端情况防倒塌理念,在悬挑端设置与钢梁不发生直接连接的支撑柱,在正常使用期间,柱顶与钢梁底部预留变形距离,柱脚固接于基础上。

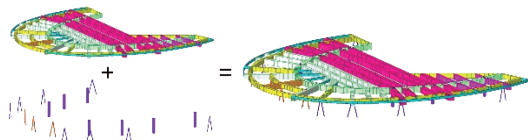


图8 整体分析结构组成示意图
Fig.8 Diagram of overall structural analysis model composition

3 结构分析

结构振动第一模态为竖向振动(图9),表现为最大跨度主梁跨中及两侧悬挑端部振动向量变化明显,符合本项目大跨度结构特点,其振动频率小于3 Hz,楼板可能存在舒适度问题,需要采取减振措施,降低楼面竖向加速度。主要结构自振周期见表2,从周期比结果可以看出,外围柱采用A

形双柱形式有效提高结构抗扭性能。

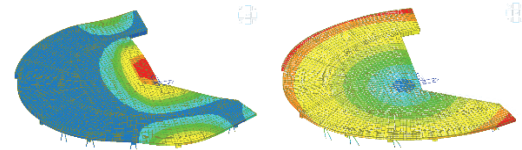


图9 竖向第一振型和扭转第一振型
Fig.9 First vertical vibration mode and first torsional vibration mode

表2 结构自振周期

Table 2 Natural vibration periods of the structure		
模态序号	周期 / s	振型性质
1	1.2677	竖向振动
2	1.008 8	Y向平动
3	0.992 6	X向平动
4	0.801 2	扭转振动
周期比	0.79	T _i / T ₁

采用振型分解反应谱计算水平地震作用,计算结果见表3,X向、Y向剪重比均大于1.6%。X向、Y向地震作用下支撑柱顶最大水平位移为18.7 mm、23.2 mm,位移角为1/695、1/560,均小于1/550。

表3 地震作用及剪重比

Table 3 Seismic effect and shear weight ratio						
地震作用工况	基底剪力 / kN		重量合计 / kN		层剪重比	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
E1(RS)	23 328	8 021	322 279	322 279	7.2%	—
E2(RS)	7 435	21 166	322 279	322 279	—	6.6%

方案阶段采用竖向振型分解反应谱法计算竖向地震作用,其竖向地震影响系数取水平地震影响系数的65%。竖向地震作用下标准值为8 661 kN,约为结构总重量的2.7%。本工程地震作用在具体设计时应采用时程分析法进行补充验算。

在恒荷载作用下考虑混凝土楼板贡献,结构最大竖向位移发生在115 m梁跨中位置为249.6 mm,挠度为1/447;活荷载作用下最大竖向位移为112.8 mm,挠度为1/990。如果不考虑混凝土楼板贡献,恒荷载作用下结构最大竖向位移为378.1 mm,挠度为1/295。活荷载作用下结构最大竖向位移为183.6 mm,挠度为1/608。

在温度作用下,钢梁在柱顶发生滑动位移,因环梁参与工作,7根主承重柱顶偏移方向并不相同(图10),115 m梁跨柱顶最大位移为20.5 mm,该点竖向压力标准值约60 000 kN,增加柱弯矩标

准值约 1 230 kN·m。在多遇地震作用下,柱底弯矩标准值约 40 000 kN·m。结构层间位移角小于 1/550。

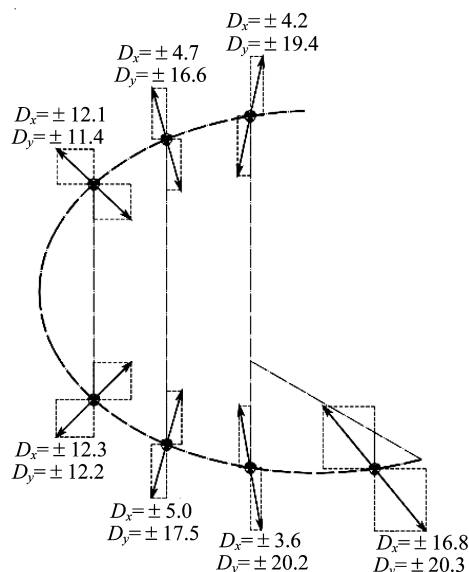


图 10 钢梁在温度作用下支座位移

Fig.10 Support displacement of steel beam under temperature effect

方案阶段拟采用调谐质量阻尼器(TMD)进行楼面舒适度减振控制,根据楼面竖向振动频率计算结果可知,竖向第1阶振型主要影响区域为主梁一跨中位置,竖向第2阶振型主要影响区域为主梁二跨中位置。故需对楼面进行分区域振动控制。拟在主梁一、主梁二跨中位置分别设置总质量为 20 t、31 t 的调谐质量阻尼器,调谐质量与楼面振动模态质量比分别为 0.74%、1.10%。根据最优频率比、最优阻尼比确定调谐质量阻尼器的设计频率和阻尼比。

$$\alpha_{\text{opt}} = \frac{1}{1+\mu} \quad (1)$$

$$\xi_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (2)$$

$$f_d = f_n \alpha_{\text{opt}} \quad (3)$$

式中: α_{opt} 为最优频率比; ξ_{opt} 为调谐质量阻尼器最优阻尼比; μ 为调谐质量与楼面振动模态质量比; f_d 为调谐质量阻尼器最优频率。

为验证安装调谐质量阻尼器对楼面舒适度减振控制效果,将人行荷载均布于楼面板上,人群密度按 1 人/m²,行人质量取为 80 kg,同步率取为 10%。采用连续步行荷载曲线作为外荷载模拟曲线,步频调整为与结构竖向振动周期相等的频率。

经分析,原结构与安装调谐质量阻尼器(TMD)结构的楼面最大加速度及减振效率见表 4。结果表明,安装调谐质量阻尼器(TMD)结构在与竖向一阶、竖向二阶同频率人行荷载激励下的最大楼面竖向加速度均小于 0.22 m/s²,满足文献^[3]对楼盖竖向振动加速度限值的要求,减振率为 41%~47%。

表 4 楼面最大加速度及减振效率

Table 4 Maximum acceleration and damping efficiency of the floor

参数	楼面最大竖向加速度 / (m·s ⁻²)		减振率 1- α_D/α_H
	原结构(α_H)	安装 TMD 的结构(α_D)	
竖向一阶	0.255	0.151	40.8%
竖向二阶	0.386	0.203	47.4%

4 方案实施难点

4.1 巨型箱式钢梁截面形式

方案阶段初步计算确定 115 m 跨主梁截面为 F-3750×4000×20(腹板)×55(翼缘),大尺寸截面应用需要解决全截面受力要求和降低剪力滞后效应,建筑钢结构设计规范所给出的宽厚比^[4]建议不适用于本项目截面尺寸,参考钢桥梁设计经验^[5],在箱型梁内部按一定间距增设桁架支撑,桁架支撑之间设置腹板和下翼缘的纵向和横向加劲肋(图 11),在支座处钢梁下部翼缘受压,还需要在加劲肋之间需要浇筑一定厚度混凝土,与下翼缘形成组合截面,保持下翼缘受压稳定。上翼缘因与楼面混凝土组合,可不设置加劲肋。查阅桥梁案例 100 m 跨度的钢梁高度会做到 6~10 m,因此本工程截面在具体设计时,需要做数值模拟分析或做结构实验发现可能存在的问题。

4.2 梁柱连接支座

与一般桥梁不同点还在于,桥梁在桥墩上会设置多个支座传递荷载,均匀承担竖向荷载和水平力。本工程由于环梁参与工作及柱顶尺寸限制,柱顶设置一个支座或许是唯一的选择,带来的问题有两方面:一是荷载值大,方案阶段计算最大竖向荷载设计值为 85 000 kN,所需支座规格型号已超出桥梁行业标准最大建议值,需要定制生产;二是支座有使用寿命,更换期间临时支撑对钢梁

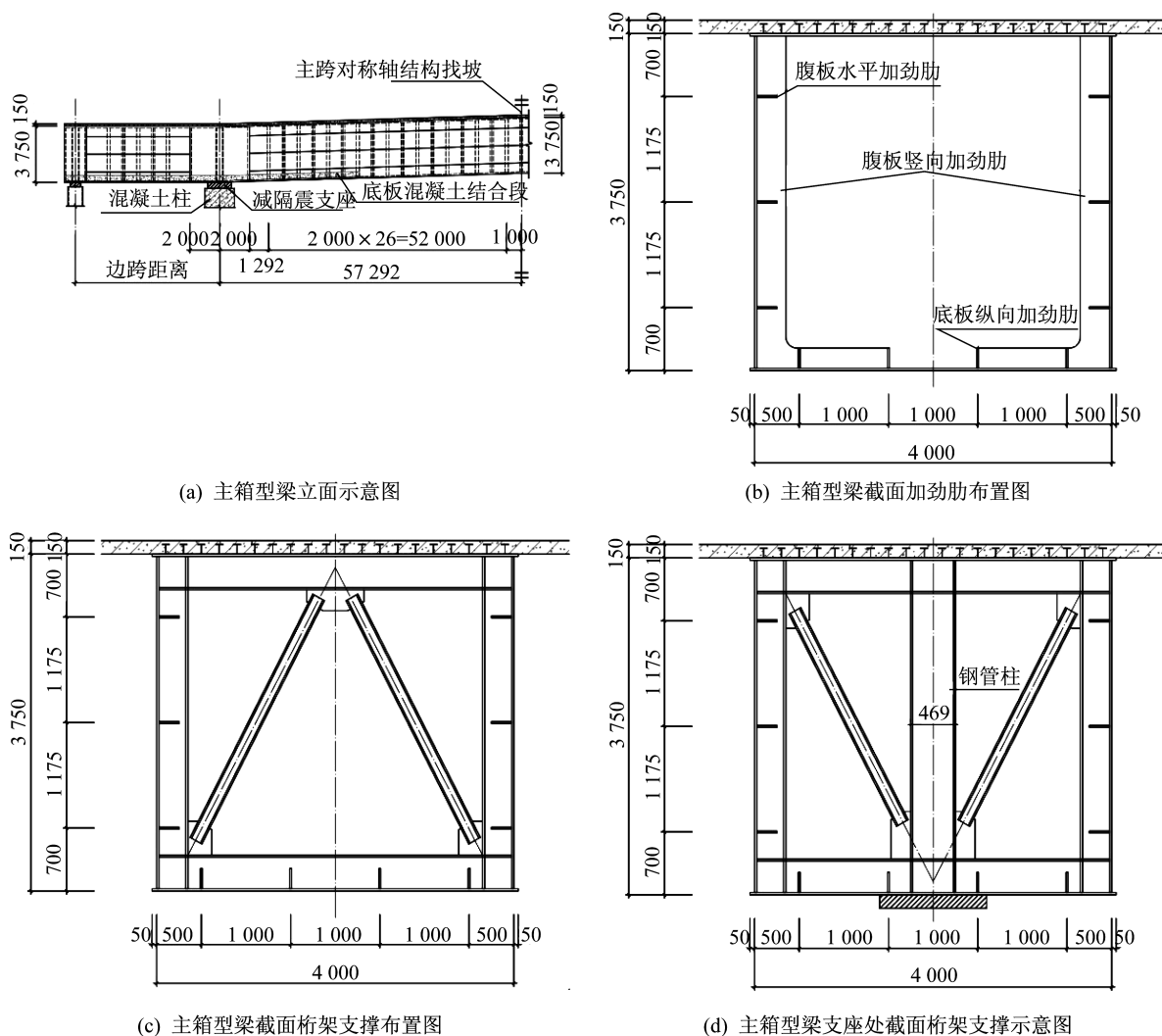


图11 主箱型梁立面及截面加劲肋布置图

Fig.11 Layout of stiffeners in the elevation and section of the main box girder

产生不同于正常使用阶段荷载效应,以及临时支撑对基础也会产生影响,需要在设计阶段就要考虑结构措施。

4.3 支座安全辅助系统

从温度作用引起支座位移情况可以看出,钢梁在七根主承重柱顶位移情况无统一指向,设置固定铰支座不能适应结构使用要求。滑动支座复位能力应满足正常变形使用要求,同时要设置限位措施和复位辅助系统,防止极端情况如罕遇地震下引发保护顶棚整体性偏移。

5 设计建议

(1) 七根主承重柱是本工程最重要的构件,地震作用下安全性应采用高标准,建议按提高一

度抗震设防标准进行多遇地震设计,以及提高两度抗震设防标准进行构件强度不屈服设计。

(2) 环梁是承担次梁荷载和传递主、次梁弯矩的重要构件,结构效应中扭转效应占比高,需对环梁扭转效应做针对性分析。通过对支座出现按主梁跨度规范允许基础沉降值分析,环梁内力变化幅度比主梁大,也需针对性制定设计安全标准。

(3) 结构施工阶段分析是保证结构体系形成的重要辅助手段,设计阶段应与施工单位相结合,预估施工重要节点,确定施工位移及应力监测控制点及预警值。

6 结语

成都东华门遗址保护顶棚结构跨度大、荷载重、限制条件严苛,结构方案中顶棚梁采用类桥梁

结构,下部采用七根承重柱承担大部分屋面荷载,周边设置 13 组 A 型柱承担结构扭转效应,结构分析指标合理,实现跨越设计目标,为大遗址保护提供一种创新型结构解决方案。

参 考 文 献

- [1] 东华门遗址展示设计方案[R].北京:北京清华同衡规划设计研究院有限公司,意大利:n! studio 建筑事务所,2020.
- A Display Design Scheme of Donghuamen Site [R]. Beijing:THUPDI,Italy:n! studio,2020.(in Chinese)
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2016. (in Chinese)
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.JGJ 99—2015 高层民用建筑钢结构技术规程[S].北京:中国建筑

工业出版社,2015.

- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ 99—2015 Technical specification for steel structure of tall building[S].Beijing:China Architecture and Building Press,2015.(in Chinese)
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB 50007—2017 钢结构设计标准[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50007—2017 Standard for design of steel structures [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2017. (in Chinese)
- [5] 中华人民共和国交通运输部.JTG D64—2015 公路钢结构桥梁设计规范[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- Ministry of Transport of the People's Republic of China. JTG D64—2015 Specifications for Design of Highway Steel Bridge [S]. Beijing: China Communications Press Co.,Ltd. 2015.(in Chinese)