

# 220 m 主跨连续刚构桥设计参数敏感性分析

胡名忠<sup>1,2</sup>, 任瑞雪<sup>3</sup>

(1.长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114; 2.中交城市投资控股有限公司, 广东 广州 510290;

3.广州市东升医院, 广东 广州 510000)

**摘要:**以一座 220 m 主跨连续刚构桥为工程背景,采用 MIDAS 软件对预应力砼箱梁板厚、对称梁段的不平衡荷载和桥面铺装厚度等进行敏感性分析。结果表明,箱梁板厚增加 1 cm,主梁最不利压应力尚未超标,对结构线形的影响也不大;板厚增加 2 cm,主梁最不利压应力已超标,对结构线形的影响也较大;从线形和应力的角度出发,应避免连续多个梁段出现不对称荷载的情况;220 m 主跨连续刚构桥桥面铺装厚度增加 1 cm 对结构应力和线形的影响有限。

**关键词:**桥梁;连续刚构桥;参数敏感性;板厚;不均匀荷载;桥面铺装厚度

中图分类号:U442.5

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2020)06-0106-04

大跨度连续刚构桥墩梁固结,与连续梁桥相比取消了支座,施工过程中不用临时固结,也无需在主梁合龙后解除,便于施工。桥墩和主梁固结,使大跨连续刚构桥由汽车、人群等可变作用引起的跨中正弯矩比等跨连续梁桥小。墩梁固结,还能降低跨中梁高,并进一步降低结构自重内力。此外,若采用双肢薄壁墩,墩顶负弯矩比等跨连续梁桥小。因此,高墩大跨连续刚构桥是地形起伏大山区的首选桥型。以往的大跨连续刚构桥参数敏感性分析主要集中在桥墩结构形式、结构尺寸、边中跨比等结构参数对结构内力的影响。该文以一座主跨跨径 220 m 的连

续刚构桥为工程背景,采用 MIDAS 软件对预应力砼箱梁板厚、对称梁段的不平衡荷载和桥面铺装厚度等进行敏感性分析,既为确定这些指标提供依据,也为桥梁施工控制提供标准。

## 1 工程背景

某连续刚构桥跨径布置为 116 m+220 m+116 m,桥梁立面布置见图 1。主梁箱梁断面为单箱单室箱形,桥墩位置处箱梁高 13.4 m,中跨跨中梁高 4 cm,全桥箱梁顶板全宽 12 m、厚 0.3 m。

连续刚构桥的单箱单室箱梁单“T”共有 26 个

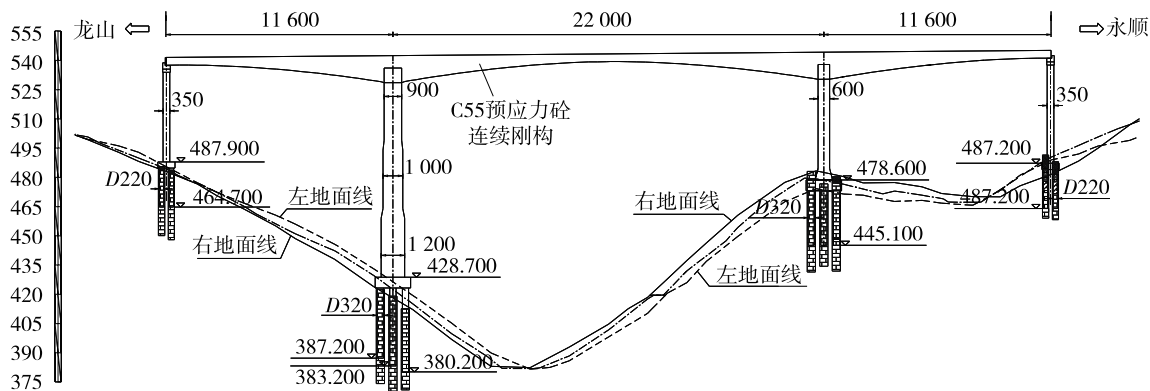


图 1 连续刚构桥立面布置(单位:标高为 m,其他为 cm)

悬臂浇筑梁段,其中 0# 梁段长 12 m,1#~26# 梁段节段划分为(5×3+4×3.5+5×4+12×4.5) m,边跨和中跨合龙段长均为 2 m。连续刚构桥两个主墩的两个 T 构采用对称悬臂挂篮施工,0# 梁段采用托架法浇筑施工,两边跨现浇段采用搭设托架的方法施工。

## 2 有限元计算模型

应用有限元软件建立该桥考虑施工全过程的空间有限元计算模型,考虑 165 种工况的施工过程,全桥共 267 个节点、282 个单元。图 2 为有限元计算结构离散图。定义 6 种材料参数、46 种截面类型。

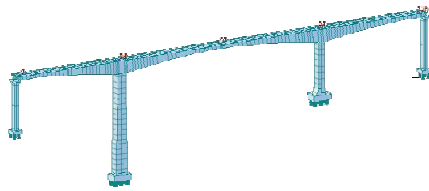


图 2 连续刚构桥有限元计算结构离散图

3 计算结果与设计参数敏感性分析

3.1 有限元计算结果

该连续刚构桥施工过程中结构的最不利应力计算结果见表 1,成桥状态作用效应组合最不利应力计算结果见表 2。

表 1 施工过程中结构最不利应力计算结果

项目	不利应力出现的位置	应力值/MPa	不利应力工况
主梁最大拉应力	11# 单元(对应于边跨 21# 梁段主梁位置)始端下缘	-0.27	张拉 22# 块纵向前期束
桥墩最大拉应力	198# 单元(对应于 12# 墩墩顶外侧)始端下缘	-0.12	张拉边跨合龙段少量纵向后期束后
主梁最大压应力	68# 单元(对应于中跨 25# 梁段主梁位置)末端下缘	14.00	张拉边跨合龙段全部纵向后期束后
桥墩最大压应力	179# 单元(对应于 9# 墩墩底内侧)始端下缘	9.20	成桥 10 年后

表 2 成桥状态作用效应组合下最不利应力计算结果

项目	不利应力出现的位置	应力值/MPa	对应组合
作用效应组合主梁最大压应力	114# 单元(对应于边跨 15# 梁段主梁位置)末端上缘	16.7	恒载+车道+整体升温+局部升温
作用效应组合桥墩最大压应力	179# 单元(对应于 9# 墩墩底内侧)始端下缘	11.1	恒载+车道+整体降温+局部升温

从表 1、表 2 可看出:施工过程中和成桥状态下主梁压应力均有一定储备,该桥主梁采用 55 号砼, JTG D60—2015《公路桥涵设计通用规范》的允许值为 17.75 MPa;桥墩压应力也有一定储备,桥墩采用 50 号砼, JTG D60—2015 的允许值为 16.2 MPa。施工过程中主梁和桥墩存在较小的拉应力。由于只在施工过程中出现很小的拉应力,成桥状态结构未出现拉应力,且压应力尚有一定储备,该桥结构安全,结构设计合理可行。

3.2 设计参数敏感性分析

3.2.1 对箱梁板厚的敏感性分析

《公路桥涵施工技术规范》规定顶板、底板、腹板和横隔板厚度可比设计尺寸厚 1 cm,但不能比设计尺寸薄。取箱梁设计板厚(顶板设计厚度为 0.3 m;底板厚度为 1.2~0.32 m;箱梁腹板厚度分成 5 种规格,分别为 1.05、0.95、0.8、0.65、0.5 m)、板厚增加 1 和 2 cm 3 种情况分别建立有限元模型,分析不同箱梁板厚下的结构行为,结果见表 3。

表 3 不同板厚结构的不利应力和位移比较

板厚	主梁结构最不利应力/MPa	对最不利应力的影响量/MPa	6# 墩 26# 梁段前端累计位移/cm	对 26# 梁段前端累计位移的影响量/cm
设计板厚	16.7	—	-11.0	—
板厚增加 1 cm	17.2	0.5	-12.5	-1.5
板厚增加 2 cm	17.6	0.9	-18.2	-7.2

从表 3 可看出:板厚增加 1 cm,主梁最不利压应力尚未超标,主梁采用 55 号砼, JTG D60—2015 的允许值为 17.75 MPa,对结构线形的影响不太大;板厚增加 2 cm,主梁最不利压应力已超标,对结构线形的影响较大,达 7.2 cm。

3.2.2 对不均匀荷载的敏感性分析

挂篮悬臂浇筑要求对称进行,而实际施工时很

难做到完全对称,一般设计图会给出不对称荷载限制值,不同设计单位取值大小可能不同,许多连续刚构桥和连续梁桥给出的限制值是 20 t,取值是否合适值得研究。

(a) 单个梁段出现 200 kN 不对称荷载。分别对中跨 6#、11#、16#、21# 和 26# 梁段出现 200 kN 不对称荷载对结构的影响进行计算分析,结果见表

4。从表4可看出:单个梁段出现200 kN不对称荷载对应力的影响均不大;对线形的影响则不尽相同,16<sup>#</sup>梁段出现200 kN不对称荷载对线形的影响为1 cm,21<sup>#</sup>梁段出现200 kN不对称荷载对线形的影响为2 cm,26<sup>#</sup>梁段出现200 kN不对称荷载对线形的影响为3.5 cm。从线形角度,对悬臂前端的梁段给出200 kN不对称荷载的限值是不合适的;21<sup>#</sup>~26<sup>#</sup>梁段出现200 kN不对称荷载较不利,其不对称荷载应控制在100 kN以内。

表4 单个梁段出现200 kN不对称荷载对结构的影响

梁段	主梁竖向位移的 最大影响量/cm	最不利应 力/MPa
6 <sup>#</sup>	0.1	0.1
11 <sup>#</sup>	0.5	0.1
16 <sup>#</sup>	1.0	0.1
21 <sup>#</sup>	2.0	0.1
26 <sup>#</sup>	3.5	0.1

(b) 连续多个梁段出现200 kN不对称荷载。如果仅在设计图纸中给出对称梁段的不对称荷载的控制限值为20 t,则因一般施工作业队的作业习惯相同,许多桥梁施工作业队的作业面相对固定,可能出现挂篮悬浇梁段一侧的梁段均比对称的另一侧梁段重或轻的情况。考虑这种最不利极限情况的影响,分别建立主跨1<sup>#</sup>~6<sup>#</sup>梁段、主跨1<sup>#</sup>~11<sup>#</sup>梁段、主跨1<sup>#</sup>~16<sup>#</sup>梁段、主跨1<sup>#</sup>~21<sup>#</sup>梁段、主跨1<sup>#</sup>~26<sup>#</sup>梁段连续多个梁段出现200 kN不对称荷载的有限元计算模型,分析其对线形和应力的影响,结果见表5。从表5可看出:连续多个梁段出现200 kN不对称荷载对应力的影响不尽相同,若主梁主跨1<sup>#</sup>~26<sup>#</sup>梁段连续26个梁段出现200 kN不对称荷载,将出现1.44 MPa的不利应力,影响较大;对线形的影响也不尽相同,主跨1<sup>#</sup>~16<sup>#</sup>梁段连续

16个梁段出现200 kN不对称荷载对线形的影响为3.9 cm,而主跨1<sup>#</sup>~26<sup>#</sup>梁段连续26个梁段出现200 kN不对称荷载对线形的影响达到17.3 cm,对线形控制而言无异于灾难。从线形和应力的角度,应避免连续多个梁段出现不对称荷载的情况。

表5 主跨连续多个梁段出现200 kN不对称荷载对结构的影响

梁段	主梁竖向位移的 最大影响量/cm	最不利应 力/MPa
1 <sup>#</sup> ~6 <sup>#</sup>	0.3	0.10
1 <sup>#</sup> ~11 <sup>#</sup>	1.4	0.20
1 <sup>#</sup> ~16 <sup>#</sup>	3.9	0.40
1 <sup>#</sup> ~21 <sup>#</sup>	8.9	0.83
1 <sup>#</sup> ~26 <sup>#</sup>	17.3	1.44

### 3.2.3 对桥面铺装厚度的敏感性分析

该连续刚构桥桥面铺装厚度设计为9 cm。施工技术规范及评定标准规定,沥青砼桥面铺装的厚度应控制在(-5,+10) mm。砼箱梁桥面铺装厚度不易控制,因为砼箱梁大都采用挂篮悬臂浇筑,顶板采用整平机收坡的很少,大部分采用人工横坡,砼箱梁顶板的平整度一般难以达到理想状态。而且为了减轻自重荷载,改善结构受力从而使桥梁设计经济,跨度超过200 m的连续刚构桥大都不设调平层,而只设置9~12 cm沥青铺装层。如果不采取一定控制措施,在桥面平整度不太理想的箱梁上直接施工桥面铺装,很可能使桥面铺装厚度超厚或减薄(从行车舒适性的角度,一般更倾向于桥面铺装厚度厚一些),对结构影响程度如何需计算论证。为此,分别建立桥面铺装设计厚度9 cm、增加1 cm、增加2 cm和减薄0.5 cm 4种情况的有限元计算模型,分析其对结构不利应力和位移的影响,结果见表6。

从表6可看出:桥面铺装厚度增加1 cm,对结

表6 不同桥面铺装厚度下结构不利应力和位移比较

桥面铺装厚度/cm	主梁结构最不利 应力/MPa	对最不利应力的 影响量/MPa	6 <sup>#</sup> 墩26 <sup>#</sup> 梁段前端 累计位移/cm	对26 <sup>#</sup> 梁段前端累计 位移的影响量/cm
9.0	16.7	—	-11.0	—
10.0	16.9	0.2	-11.9	-0.9
11.0	17.1	0.4	-12.7	-1.7
8.5	16.6	0.1	-10.6	0.4

构应力和线形的影响均不大。如果该桥顶面平整度控制不好,可考虑将桥面铺装调整为10 cm。调整后结构最大压应力为16.9 MPa,和规范限值相比仍有富余。

## 4 结论

(1) 该连续刚构桥箱梁板厚增加1 cm,主梁最不利压应力尚未超标,对结构线形的影响也不大;板

厚增加 2 cm,主梁最不利压应力已超标,对结构线形的影响也较大。为了给主梁应力一定的压应力储备,箱梁设计尺寸是合理的;但在主梁悬臂施工过程中应严格控制板厚和超重,如果板厚增加 2 cm,对结构应力和线形均不利。

(2) 对于该连续刚构桥,对悬臂前端梁段给出 200 kN 不对称荷载的限值不合适;21<sup>#</sup>~26<sup>#</sup> 梁段出现 200 kN 不对称荷载较不利,其不对称荷载应控制在 100 kN 以内。对于大跨连续刚构桥,给出对称梁段的不对称荷载的控制限值为 20 t 的限制并不合适,应通过计算论证确定该限值。

(3) 该连续刚构桥桥面铺装厚度增加 1 cm 对结构应力和线形的影响均不大,若考虑将桥面铺装厚度调整为 10 cm,调整后结构最大压应力为 16.9 MPa,和规范限值相比仍有一定富余。

#### 参考文献:

- [1] 范立础.桥梁工程(上册)[M].3 版.北京:人民交通出版社,2017.
- [2] 邵旭东.桥梁工程[M].5 版.北京:人民交通出版社,2019.
- [3] 曾志刚.250 m 大跨度连续刚构桥的结构分析[J].城市

道桥与防洪,2009,44(7):114—116.

- [4] 杨光强,吴辉,韦定超.超高墩大跨连续刚构桥设计[J].交通科技,2014(4):1—3+4.
- [5] 屈仆,王琛,刘海鹏.超高墩大跨长联连续刚构桥结构分析[J].公路交通科技(应用技术版),2014(11):1—4.
- [6] 彭元诚,方秦汉,李黎.超高墩连续刚构桥设计中的关键技术[J].桥梁建设,2006,44(4):30—33.
- [7] 陈仕刚,吴先树.超高墩大跨连续刚构主墩形式研究及关键技术[J].公路,2012(5):104—108.
- [8] 项贻强,丰硕,汪劲丰,等.大跨径单室预应力连续刚构箱梁桥的静力特性空间分析[J].公路交通科技,2005,22(3):58—61.
- [9] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵设计通用规范:JTG D60—2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [10] 交通运输部公路科学研究院.公路工程质量检验评定标准第一册 土建工程:JTG F80/1—2017[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2017.
- [11] 中交第一公路工程局有限公司.公路桥涵施工技术规范:JTG/T F50—2011[S].北京:人民交通出版社,2011.

收稿日期:2020—03—15

\*\*\*\*\*  
(上接第 105 页)

表 7 各墩墩底、墩顶残余变形

墩台号	墩底残余变形	墩顶残余变形
	最大值/rad	最大值/m
1	$9.26 \times 10^{-4}$	$6.96 \times 10^{-3}$
2	$8.73 \times 10^{-4}$	$4.31 \times 10^{-3}$
3	$6.58 \times 10^{-4}$	$4.92 \times 10^{-3}$
4	$7.85 \times 10^{-4}$	$4.07 \times 10^{-3}$
5	$6.91 \times 10^{-4}$	$3.79 \times 10^{-3}$
6	$8.64 \times 10^{-4}$	$4.62 \times 10^{-3}$

表 8 上部结构质心残余水平位移 m

工况	上部结构质心残余水平位移
地震波 1 作用	$2.97 \times 10^{-3}$
地震波 2 作用	$-1.43 \times 10^{-3}$
地震波 3 作用	$5.16 \times 10^{-3}$

## 4 结论

结合工程实例,阐述了弹塑性动力时程分析的过程,主要结论如下:

(1) 弹塑性动力时程分析结果很大程度上依赖于地震波的选取,随机性很大。

(2) 塑性铰屈服后可调整结构内力分布,使各墩内力趋于均匀。

(3) 对延性构件(桥墩)位移安全系数进行评价,验证了结构的安全性。

(4) 分析了结构残余变形,体现了橡胶支座自复位能力的重要作用。

#### 参考文献:

- [1] 范立础.桥梁抗震[M].北京:同济大学出版社,1997.
- [2] 杨溥,李英民,赖明.结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J].土木工程学报,2000,33(6):33—37.
- [3] POWELL G H. Influence of analysis and design assumptions on computed inelastic response of moderately tall frames[R]. Report NO. UBC/EERC76/11, University of California, Berkeley, CA, 1976.
- [4] 鲍雷 T,普里斯特利 M J N.钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计[M].戴瑞同,译.中国建筑工业出版社,2011.
- [5] 重庆交通科研设计院.公路桥梁抗震设计细则:JTG/T B02—01—2008[S].北京:人民交通出版社,2008.

收稿日期:2020—02—28