

箱梁顶板束预应力锚固区应力分析

刘传飞¹, 李新平¹, 郭宇嘉²

(1.华南理工大学 土木与交通学院, 广东 广州 510641; 2.平安不动产有限公司, 广东 深圳 518017)

摘要: 箱梁预应力锚固区应力分布复杂。文中利用 ANSYS 有限元分析软件, 将顶板束作用下箱梁顶板和腹板的锚下局部应力问题分解为相应尺寸矩形板的锚下局部应力问题, 通过对二者的对比分析, 得到二者的应力分布规律具有很大的相似性, 进而建立相应的等效公式来简化箱梁顶板束预应力锚固区应力计算。

关键词: 桥梁; 箱梁; 顶板束; 锚固区; 应力

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2019)03-0102-04

局部承压问题是工程中常见的问题, 目前对于局部承压问题的研究大多针对矩形截面构件。箱梁预应力锚固区应力分布是典型的局部承压问题, 相对于矩形截面, 箱形截面构件的预应力锚固区应力分布更复杂, 现有各国规范对该区域的计算和配筋均未给出具体说明。与矩形截面构件类似, 箱形截面构件在应力传递中存在应力过渡区段, 该应力区段同样可划分为劈裂应力区、承压应力区及剥落应力区, 二者应力分布特点有很多相似之处。有关研究认为, 当箱梁各板件壁厚远小于梁高尺寸时, 可将箱梁预应力锚固区应力问题分解成多个平面应力问题进行分析, 故箱梁的分解与等效成为问题的关键。该文以箱梁顶板束预应力锚固区为研究对象, 对箱梁顶、腹板与相同尺寸矩形板在顶板束作用下的应力状态进行分析, 建立二者之间的等效关系。

1 箱梁分解与模型建立

箱梁顶板预应力锚固区应力分布较复杂, 但箱梁顶板和腹板的锚下应力分布规律与相应尺寸矩形板的应力分布非常相似, 可利用 ANSYS 计算结果建立两者锚固区应力之间的关系。

模型采用不设置加腋、不改变腹板及顶板厚度的简化箱梁, 箱形截面高 4.0 m, 顶板宽 16.0 m, 底板宽 8.0 m, 顶板和底板厚均为 0.5 m, 腹板厚 0.4 m [见图 1(a)], 考虑到对称性, 采用 1/2 结构模型进行分析。预应力总荷载为 5 542.34 kN, 锚垫板面积为 350 mm×350 mm, 则锚垫板上的等效压力 q 约 45.24 MPa。由箱梁分解的矩形板 1 和矩形板 2 (含腹板与顶板重叠部分) 的截面尺寸分别为 8.0 m×0.5 m 和 4.0 m×0.5 m [见图 1(b)和(c)]。

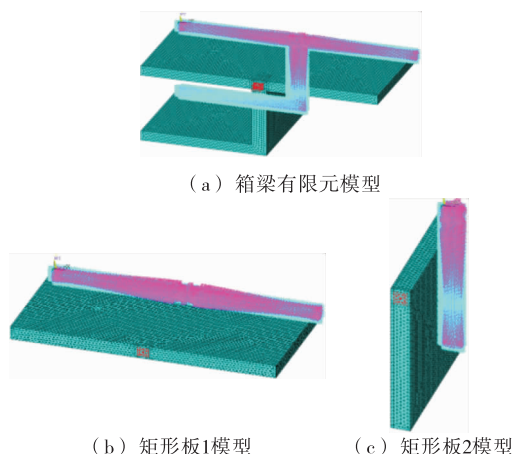


图 1 ANSYS 实体单元及荷载布置

该文主要研究锚固区劈裂应力区, 对于箱梁顶板主要研究锚下横向拉应力分布规律, 对于腹板主要研究锚下竖向拉应力分布规律。为此, 选取 A—A、B—B 截面了解箱梁顶板和腹板的整体应力分布情况, 选取路径 Path1 (腹板中面与 Path3 上竖向拉应力最大值截面的交线)、Path2 (顶板中面与 Path3 上横向拉应力最大值截面的交线) 和 Path3 (腹板中面与顶板中面的交线) 研究相应竖向最大拉应力和横向最大拉应力截面的应力分布 (见图 2 和图 3)。

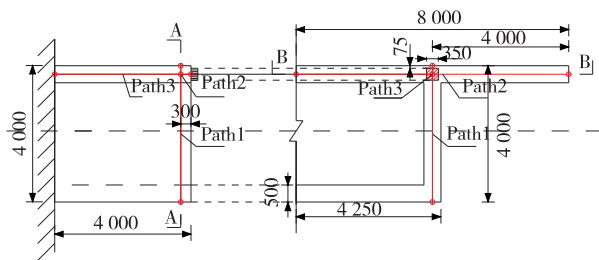


图 2 简化箱梁及预应力作用位置 (单位: mm)

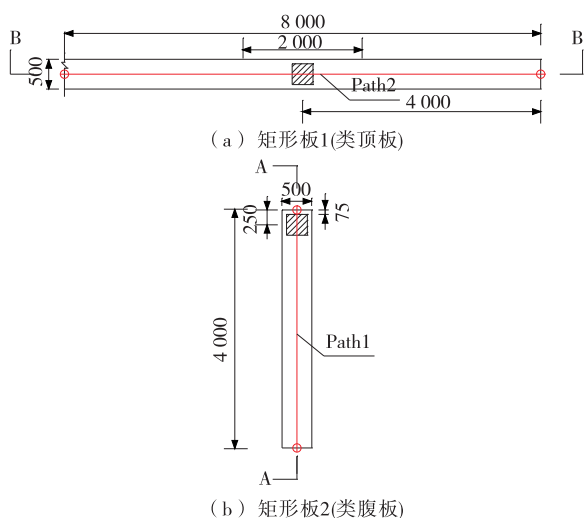


图3 矩形截面及预应力作用位置(单位:mm)

2 相同荷载作用下矩形板与箱梁的劈裂应力区比较

A-A 截面应力对比见图4。从图4可看出:1)箱梁腹板与矩形板2在预应力锚固区的竖向正应力分布规律类似,但受截面特性差异的影响,矩形板劈裂应力区与剥裂应力区的横向拉应力值均比箱梁腹板大。2)在顶板预应力束锚固端附近,箱梁腹板与矩形板2存在类似的纵向正应力分布规律。但随着离预应力锚固端距离的增加,两者应力分布受弯曲

作用的影响越来越明显。

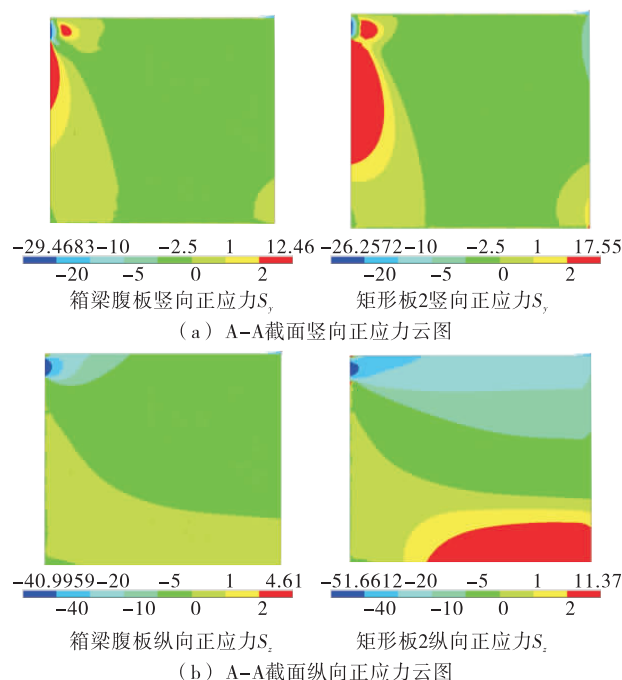


图4 箱梁腹板与矩形板2应力云图(单位:MPa)

B-B 截面应力对比见图5。从图5可看出:箱梁顶板与矩形板1预应力束锚下区域的纵向正应力和横向正应力的分布规律基本一致。但受截面特性差异的影响,箱梁顶板的纵向正应力和横向正应力均小于矩形板1的相应值。

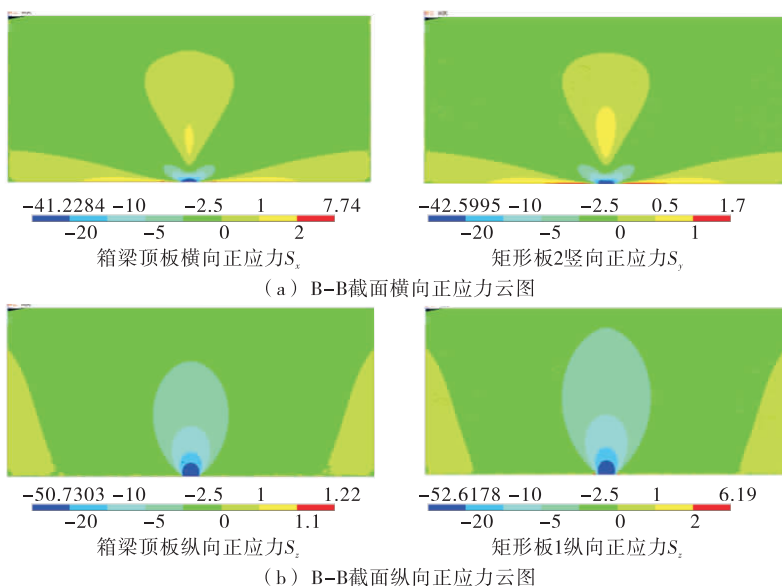


图5 箱梁顶板与矩形板1应力云图(单位:MPa)

综上,箱梁顶、腹板与相应矩形板的预应力束锚下区域正截面应力大小整体存在极大的相似性。为

进一步研究两者锚下应力分布特点,取 Path3 进行分析。Path3 应力比对见图6。从图6可看出:1)

矩形板1与箱梁顶板沿Path3上的横向正应力分布规律相似,箱梁顶板的横向正应力峰值出现在3 060 mm附近,约0.55 MPa;矩形板1的横向正应力峰值出现在3 040 mm附近,约0.66 MPa。2) 矩形板2与箱梁腹板沿Path3上的竖向正应力分布规律相似,箱梁顶板的竖向正应力峰值出现在3 740 mm附近,约2.73 MPa;矩形板2的竖向正应力峰值也出现在3 740 mm附近,约3.99 MPa。

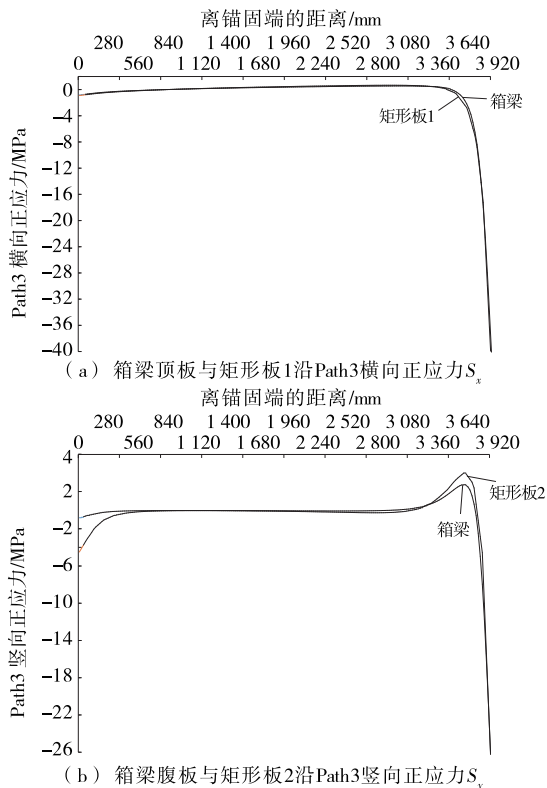


图6 箱梁顶、腹板与矩形板应力对比

综上,箱梁各板与相应矩形板沿Path3的正截面应力大小存在差异,但整体应力分布存在极大的相似性。为进一步对比两者锚下应力分布情况,取箱梁顶板3 060 mm处(横向正应力峰值处)截面与顶板厚度方向的中面交线作为Path2(矩形板1亦在板内选取相同位置路径),取箱梁腹板3 740 mm处(竖向正应力峰值处)截面与腹板厚度方向的中面交线作为Path1(矩形板2亦在板内选取相同位置路径)进行分析。Path2应力对比见图7,Path1应力对比见图8。

从图7可看出:箱梁顶板与矩形板1沿Path2的横向正应力与纵向正应力分布规律类似,箱梁的横向正应力最大值(拉应力最大值)为0.55 MPa,矩形板1的横向正应力最大值(拉应力最大值)为0.66

MPa,两者之比为 $0.55/0.66 \approx 0.83$;箱梁的横向正应力最小值(压应力最大值)为-0.92 MPa,矩形板

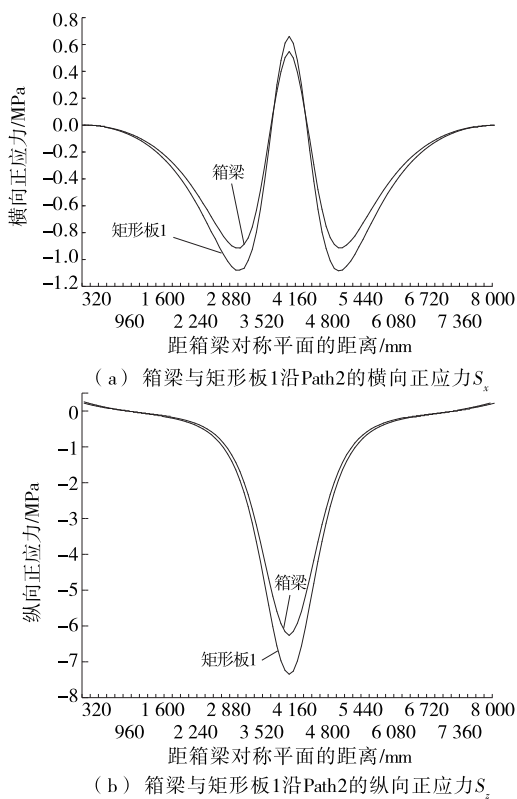


图7 箱梁顶板与矩形板1应力对比

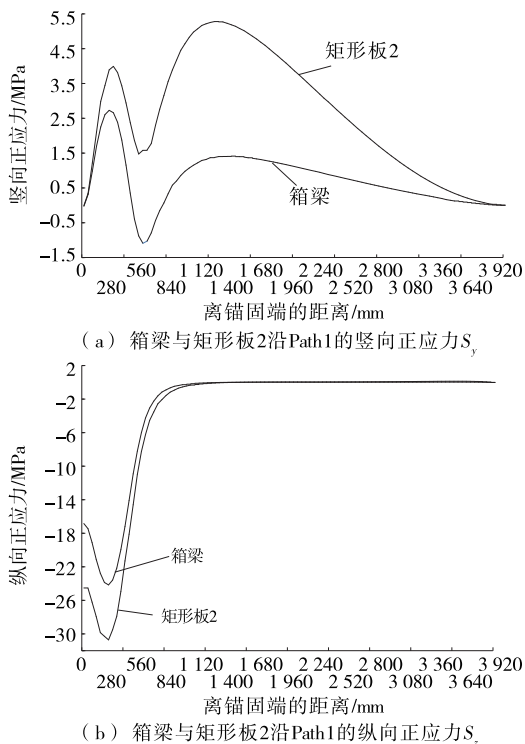


图8 箱梁腹板与矩形板2应力对比

1的横向正应力最小值(压应力最大值)为-1.08 MPa,两者之比为 $0.92/1.08 \approx 0.85$ 。箱梁与矩形板1的纵向正应力分布规律同样类似,箱梁的纵向压应力最大值为-6.26 MPa,矩形板1的纵向压应力最大值为-7.35 MPa,两者之比为 $6.26/7.35 \approx 0.85$ 。总的来说,箱梁与矩形板1的预应力束锚下劈裂区应力分布规律基本一致。但在相同预应力荷载作用下,箱梁顶板的横向正应力值和纵向正应力值均小于矩形板1的相应值,两者横向正应力最大值(拉应力最大值)比值约0.83,纵向压应力最大值比值约0.85。

从图8可看出:箱梁腹板与矩形板2预应力束锚下区域的竖向正应力分布规律有较大差异。结合图4(a),距顶板顶部0~500 mm范围为预应力锚固区中的劈裂应力区,在该区域两者的竖向正应力分布规律基本一致;500~4 000 mm范围为预应力锚固区中的剥落应力区,鉴于两者截面特性的差异,两者在该区域的竖向正应力分布规律相差较大。在劈裂应力区,箱梁腹板的竖向正应力最大值(拉应力最大值)为2.73 MPa,矩形板2的竖向正应力最大值(拉应力最大值)为3.99 MPa,两者之比为 $2.73/3.99 \approx 0.68$;在剥落应力区,箱梁腹板的竖向正应力最大值(拉应力最大值)为1.41 MPa,矩形板2的竖向正应力最大值(拉应力最大值)为5.28 MPa,两者之比为 $1.41/5.28 \approx 0.27$ 。箱梁与矩形板2的纵向正应力分布规律基本一致,箱梁的纵向正应力最大值为-24.16 MPa,矩形板2的纵向正应力最大值为-30.71 MPa,两者之比为 $24.16/30.71 \approx 0.79$ 。总的来说,箱梁腹板与矩形板2锚下劈裂区的应力分布规律基本一致,而相同荷载作用下箱梁腹板的竖向正应力与纵向正应力均小于矩形板2的相应值,两者竖向正应力最大值(拉应力最大值)之比约为0.68,纵向正应力峰值(压应力最大值)之比约为0.79。

3 等效公式的建立

根据以上分析,箱梁各板与矩形板1、2预应力束锚下劈裂应力区的应力分布规律十分类似且两者的应力最大值存在一定比例关系。假定当箱梁材料处于线弹性状态时箱梁与矩形板的劈裂应力区应力最大值之间存在式(1)~(4)中表达的比例关系,则其所受荷载也存在类似比例关系(荷载叠加原理),即对矩形板的预应力荷载进行相应折减就能使两者应力值相等,得到箱梁顶板的横向正应力等效公式、

箱梁腹板的竖向正应力等效公式、矩形板1的等效荷载公式、矩形板2的等效荷载公式分别为:

$$S_{x-x} = \alpha S_{x-t} \quad (1)$$

$$S_{y-x} = \beta S_{y-f} \quad (2)$$

$$q_{r1} = \alpha q \quad (3)$$

$$q_{r2} = \beta q \quad (4)$$

式中: S_{x-x} 为箱梁顶板的横向正应力; α 为矩形板1的分解比例系数; S_{x-t} 为矩形板1的横向正应力; S_{y-x} 为箱梁腹板的竖向正应力; β 为矩形板2的分解比例系数; S_{y-f} 为矩形板2的竖向正应力; q_{r1} 为作用于矩形板1的等效压力; q 为作用于简化箱梁模型的预应力等效压力; q_{r2} 为作用于矩形板2的等效压力。

式(1)~(4)中比例系数 α 、 β 的取值与箱梁顶板、腹板和底板厚度有关,对于不同厚度组合, α 、 β 对应着不同的取值。当顶板和底板厚度均为0.5 m、腹板厚度为0.4 m时, α 、 β 分别为0.83与0.68。对于更多的箱梁各板厚度组合需作进一步分析和统计,并结合试验数据进行验证,从而为箱梁各板在顶板预应力束作用下的锚固区配筋设计提供更全面的参考。

4 结论

该文针对箱梁预应力锚固区应力分布问题,将箱梁顶、腹板分解为相对应的矩形板,利用ANSYS软件建立有限元分析模型,对箱梁顶、腹板和相对应矩形板进行数值分析比对,确定相应的等效公式,得出以下结论:

(1) 箱梁顶板和腹板的锚下局部应力变化规律与相同尺寸矩形板的锚下局部应力变化规律非常相似,将箱梁预应力锚固区应力分布问题分解为多个相对应矩形板的应力分布问题进行分析合理可行。

(2) 将箱梁顶板和腹板的预应力锚固区空间应力问题和相应矩形板的应力分布进行对比,建立荷载和应力的等效计算公式,通过简单的比例系数将箱梁预应力锚固区应力计算问题转化为相应矩形板的应力计算,可实现箱梁顶板束预应力锚固区应力的简化计算。

参考文献:

- [1] 叶见曙,李国平.结构设计原理[M].第二版.北京:人民交通出版社,2005.

表2 基桩极限承载力 P_u

模型编号	P_u 试验 结果/kN	P_u 计算 结果/kN	误差/%
M0	8.93	9.26	3.70
M1	8.21	8.77	6.82
M2	7.51	8.01	6.66
M3	5.60	6.47	15.54
M4	7.15	7.52	5.17
M5	6.12	6.48	5.88

差除 60°边坡达到 15.54%外,其他均在 10%以内,进一步验证了试验和数值计算结果的可靠性。试验过程中,随着竖向荷载的增大,桩土相对位移增大,导致桩和土脱离,而数值模拟中桩和土始终是一个连续体,因而数值模拟计算结果比试验结果大。2) 对比 M0、M1、M2 和 M3,随着边坡坡度的增大,基桩极限承载力 P_u 减小,减小幅度为 5%~25%;对 M2、M4 和 M5,随着基桩自由段长度的增加,基桩极限承载力 P_u 减小,减小幅度为 5%~15%。结合图 5、图 6,竖向荷载作用下斜坡段桥梁基桩的破坏模式主要表现为因桩身变形过大所导致的基桩屈曲失稳破坏。

4 结论

(1) 桩顶竖向荷载相同时,桩顶沉降随坡度及桩长(自由长度)的增加而增大,且其 $P-s_v/d$ 曲线无明显拐点;数值模拟与室内模型试验结果的变化规律相似,数值计算结果比试验结果大,其误差除 60°边坡达到 15.54%外,其他均在 10%以内。

(2) 不同坡度下基桩桩身轴力均随深度增加而减小,坡度越小减小幅度越大;斜坡段桥梁基桩的竖向荷载主要由桩端承担,桩端阻力占比为 70%~80%,桩侧总摩阻力占比为 20%~30%;坡度越大

桩端承担的荷载比例越大。

(3) 随边坡坡度增大,基桩极限承载力减小,减小幅度为 5%~25%;随基桩自由段长度增加,基桩极限承载力减小,减小幅度为 5%~15%。

(4) 竖向荷载作用下斜坡段桥梁基桩的破坏模式主要表现为因桩身变形过大所导致的基桩屈曲失稳破坏。

参考文献:

- [1] 尹平保,杨莹,贺炜,等.考虑斜坡效应的基桩屈曲临界荷载分析[J].岩土力学,2017,38(9).
- [2] 尹平保,贺炜,张建仁,等.斜坡基桩的斜坡空间效应及其水平承载特性研究[J].土木工程学报,2018,51(4).
- [3] ZHAO Heng, YIN Ping-bao, LI Xi-bing. Mechanical response of bridge piles in high-steep slopes and sensitivity study [J]. Journal of Central South University, 2015, 22(10).
- [4] JTG D63—2007,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [5] 赵明华,刘建华,杨明辉.倾斜荷载下高陡边坡桥梁基桩内力计算[J].岩石力学与工程学报,2006,25(11).
- [6] 张永杰,李侑军,赵明华,等.高陡斜坡作用下群桩基础设计计算方法[J].中国公路学报,2014,27(10).
- [7] 程刘勇,许锡昌,陈善雄,等.斜坡基桩水平极限承载力及影响因素模型试验和数值模拟[J].岩土力学,2014,35(9).
- [8] 李彰明,全国权,刘丹,等.土质边坡建筑桩基水平荷载试验研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(6).
- [9] 高璇.陡坡地段桥梁嵌岩桩基竖向承载特性模型试验研究[D].西安:长安大学,2011.
- [10] 陈帝江.斜坡地区大直径桥梁桩基竖向承载特性研究[D].西安:长安大学,2009.
- [11] 程刘勇,陈善雄,余飞,等.竖向荷载下斜坡桩基承载力及影响因素数值研究[J].科学技术与工程,2013,13(18).

收稿日期:2018—08—28

(上接第 105 页)

- [2] 陈忠炎.预应力混凝土箱梁桥局部锚固应力[J].中外公路,1994,14(6).
- [3] 郑建超.混凝土桥梁预应力锚固区的力流模型及抗裂设计方法研究[D].南京:东南大学,2017.
- [4] 周建民,杨玉金,赵勇,等.后张预应力混凝土锚固区传力性能试验和有限元分析[J].力学季刊,2010,31(3).
- [5] 李国平.桥梁预应力混凝土技术及设计原理[M].北京:人民交通出版社,2004.

- [6] Burdet O. Analysis and design of anchorage for post-tensioned concrete bridges[D]. The University of Texas at Austin, 1990.
- [7] 黄华琪.基于拉压杆模型的后张端部锚固区配筋设计研究[D].南京:东南大学,2012.
- [8] 王新敏.ANSYS 工程结构数值分析[M].北京:人民交通出版社,2007.

收稿日期:2018—09—06