

考虑纵向效应的横梁受力行为分析

李生隆

(郑州市市政工程勘测设计研究院, 河南 郑州 450000)

摘要:以某新建桥梁工程为背景,利用空间有限元软件 Midas Civil 建立纵梁模型,利用三维有限元软件 ANSYS 分析多工况下的横梁受力,并对各项结果进行对比分析。结果表明:依据应变控制观点,现有的横梁设计方法中,因没有考虑纵向效应的影响,横梁的应变结果失真。为了保证整个桥梁结构使用期间的安全及耐久性,应采用考虑纵横相互影响的分析模式。相关结论可以为今后横梁的设计分析提供一定的指导意义。

关键词:预应力混凝土连续箱梁;横梁设计;应变控制;ANSYS

中图分类号: U44

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)09-0061-03

0 引言

现浇连续箱梁整体性好,抗扭刚度大,能适应各种平面线形和桥宽的变化,结构外形可塑性强,能形成飞燕式、鱼腹式、蝶形梁等多种断面造型,是当前桥梁工程建设中应用最广泛的一种形态。横梁结构受力复杂、空间力学性能明显,是整个结构中至关重要的受力构件,必须通过准确的内力计算来保证横梁具有足够的强度和刚度。横梁计算方法比较成熟,但现有设计方法为纵横向单独分析,横梁计算时仅考虑纵向传递竖向力的影响,未考虑纵向弯矩及轴力效应。本文通过实际项目,建立两种分析方法的三维有限元 ANSYS 力学模型,通过计算结果的对比分析,指出眼下设计方法的不足,为横梁精细化设计提供思路。

1 工程概况

项目位于某城市景观河道,规划道路中心线与河道中心线呈 90°正交,道路标准横断面为 36 m,具体道路横断面布置为 36 m=3.5 m(人行道)+1.5 m(绿化带)+26 m(行车道)+1.5 m(绿化带)+3.5 m(人行道)。

根据河道宽度,确定桥梁跨径布置为 30 m+50 m+30 m。结构采用变截面预应力混凝土连续梁,中支点梁高 3.5 m,厚度 2.5 m,边支点梁高 2 m,厚度 1.8 m,全桥立面见图 1。箱梁采用单箱六室结构,横梁横向设置四个支座,支座间距为 8.55 m+11.5 m+

8.55 m。纵梁采用预应力体系,按照 A 类预应力混凝土构件设计。横梁采用普通钢筋混凝土结构,裂缝根据规范按照不大于 0.2 mm 控制。

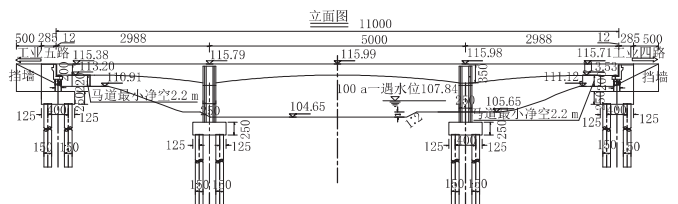


图 1 全桥立面图(单位:cm)

预应力钢束采用高强度低松弛钢绞线,公称直径为 15.2 mm,公称截面积为 139 mm²,强度标准值 $f_{pk}=1\ 860\text{ MPa}$,弹性模量为 $1.95\times 10^5\text{ MPa}$,张拉控制应力为 $1\ 340\text{ MPa}$ 。纵向束仅设腹板束,不设顶底板束,纵向预应力钢束布置见图 2。

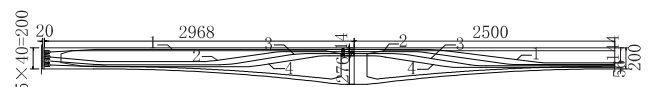


图 2 1/2 纵向预应力立面图(单位:cm)

2 数值计算

2.1 力学模型

通过 MIDAS 建立全桥纵梁模型,模型见图 3。根据实际情况,输入各个工况。在后处理结果中提取中横梁墩顶位置处在各个荷载工况下的弯矩、轴力、竖向力。对比分析模型主要关注如下工况:即桥梁施工结束后,暂未施加车道荷载。此种工况下,纵梁在墩顶承受纵向正弯矩,此正弯矩使得墩顶截面承受压力。Midas 纵梁模型中结果提取如下: $M=43\ 529\text{ kN}\cdot\text{m}$, $N=134\ 876\text{ kN}$,支反力 $F=47\ 606\text{ kN}$ 。

由纵梁计算结果提取出相关数据后,再进行横梁

收稿日期:2021-03-01

作者简介:李生隆(1980—),男,学士,高级工程师,从事道路桥梁设计工作。

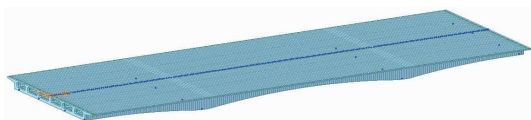


图3 MIDAS 纵梁模型

分析。现有的横梁设计分析方法,对于车辆荷载,通常采用 Midas 的横向分析模块。对于其它荷载,采用从纵梁模型中提取支点反力,按照一定的分配原则以集中力或均布力方式施加于横梁相应位置。其中集中力施加在腹板位置,均布力施加在桥面板位置。根据多名学者的研究结论^[1],通常采用二八分配法则,即 80% 的竖向力采用集中力通过腹板传递,20% 的竖向力采用均布力通过顶板传递。

此种分析方法对于横梁的实际受力行为模拟存在一定程度的失真。事实上,横梁不仅承受纵向传递过来的竖向力,而且承受纵向传递过来的弯矩和轴力。此弯矩和轴力使中横梁梁顶在主梁纵向受压,受压导致的压应变通过泊松比转化为横向拉应变。此拉应变叠加上横梁跨度方向上的拉应变有可能导致横梁顶部拉应变超限,从而出现裂缝,对结构的安全性、耐久性产生不利影响。下面将采用三维有限元软件 ANSYS 建立横梁全尺寸模型,对比分析两种计算模式下的结果数值变化,以真实数据探讨两种分析方法的差异。

ANSYS 模型中,混凝土采用 Solid65 单元模拟^[2],混凝土弹性模量取 3.45×10^4 MPa,泊松比取 0.2。根据圣维南原理,为了降低横梁顶关注点受纵向集中力的直接影响,同时为了更准确的模拟横梁在跨度方向的截面刚度,在矩形实体外,按照 6 倍板厚原则建立截面有效计算宽度范围。根据实际支座布置建立模型边界条件。保守计算,把竖向力全部作为集中力施加在腹板位置。纵向弯矩和轴力通过顶底板压力差输入,竖向力作用在腹板位置处,各个荷载均通过面荷载施加。模型 1 为考虑弯矩、轴力作用;模型 2 为不考虑弯矩、轴力作用。整体模型见图 4。

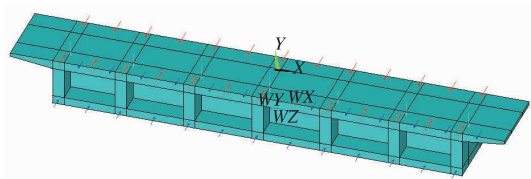


图4 ANSYS 横梁模型

2.2 应变破坏准则

混凝土破坏准则一直是混凝土非线性分析的重要内容之一。目前,混凝土的破坏准则主要有 3 类:应力破坏准则、应变破坏准则和能量破坏准则^[3],在

有限元分析中,我们通过定义于单元内部的、坐标的连续函数即形函数建立整个单元的位移场,求解得到的是单元体各节点位移,再求导后得到应变,应变再乘以弹性矩阵 D 得到应力。即应力是通过应变转化而得到的。从应变转化到应力的过程中,包含了诸如平面应力假设和 Hooke 定律等基本假设^[4],而这些假设并不总能反映混凝土的特性。为此,有学者提出不带假设的直接建立在应变空间的混凝土破坏准则,即以应变控制的观点来指导混凝土裂缝设计。

混凝土的应变破坏准则具有以下优点:(1)材料破坏的本质是形变超过了其承受能力,混凝土的应变破坏准则能反映这一本质;(2)一般情况下,应力不是直接测量的,而是由测得的形变利用混凝土本构关系转化得到的,这一转化过程必然带来偏差;(3)对于反复加载的混凝土,当发生损伤变形后,应力与应变不再一一对应,同一应变状态可能对应不同应力状态;(4)应力不是产生形变的唯一因素,温度、收缩、徐变等诸多因素都可使混凝土产生形变,而不一定产生应力,仅在形变受到约束的时候才会产生自应力或次应力^[5]。

根据 Hooke 定律:一个方向上的应力会导致与之方向垂直的应变。由混凝土泊松比为 0.2 以及混凝土抗拉强度为抗压强度约十分之一的关系,可以推断出:X 方向的压力有可能导致与之垂直的 Y 方向的裂缝出现^[6]。所以,如以应变超限观点来控制裂缝出现进而保证混凝土结构的安全及耐久性,则结构分析时,垂直方向的纵向受力不可忽略。

2.3 结果对比分析

以下模型 1 为输入纵向弯矩、轴力影响,模型 2 为不考虑纵向弯矩、轴力影响。为了对比方便,仅提取 2.5 m 范围内横梁结构的数据。其顶部及底部 X 方向(跨度方向)应变云图见图 5~图 8。

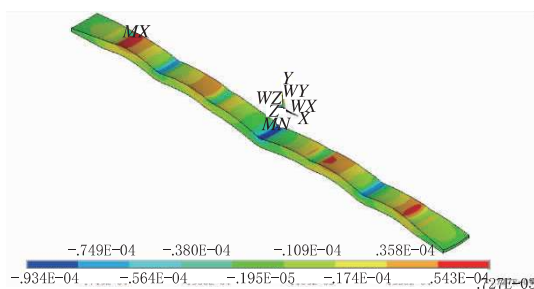


图5 模型1 横梁顶 X 方向应变云图

由于混凝土抗压能力远大于抗拉能力,且实际裂缝也出现在数值分析中最大拉应变的区域,因此,对比分析着重于最大拉应变数值。对于梁顶结构,结

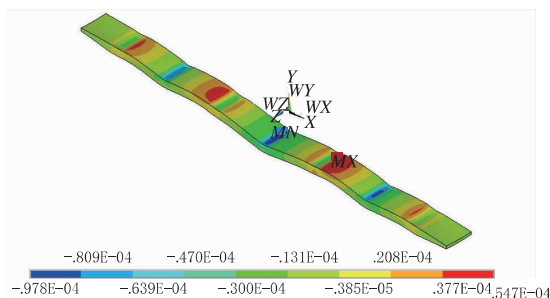


图 6 模型 2 横梁顶 X 方向应变云图

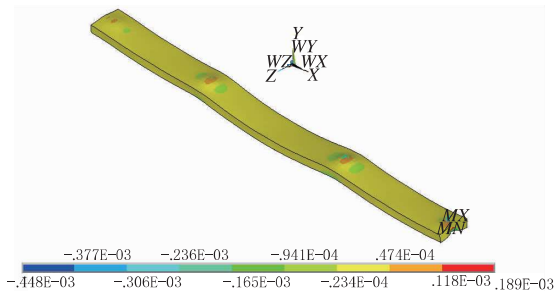


图 7 模型 1 横梁底 X 方向应变云图

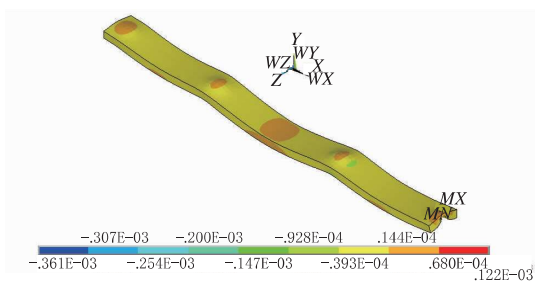


图 8 模型 2 横梁底 X 方向应变云图

果显示:模型 1 中,边支座顶区域最大拉应变为 5.64×10^{-5} ,中支座顶区域最大拉应变为 6.4×10^{-5} ;模型 2 中,边支座顶区域最大拉应变为 3.01×10^{-5} ,中支座顶区域最大拉应变为 4.5×10^{-5} 。对比可见,边支座顶数值偏差达 87.4%,中支座顶数值偏差达 42.2%。对于梁底结构,模型 1 中,横梁底跨中最大拉应变为 4.49×10^{-5} ,模型 2 中,同样区域拉应变为 3.88×10^{-5} ,数值偏差为 15.7%。由以上数据看出,不考虑纵向弯矩、轴力效应将导致拉应变结果严重失真,进而将导致原来设计的能满足规范裂缝控制要求的横梁,实际使用过程中出现大于规范要求宽度的裂缝,进而对结构耐久性产生影响。

下面提取横梁顶底节点拉应变数值,做出两个模型的应变对比曲线,见图 9。由曲线图可以看到:纵向效应使得受拉区域结构的拉应变变大,受压区域的压应变变小。由于圣维南原理的存在,在集中力以及支反力作用区域,存在一定程度的数值失真,但总体趋势符合概念判断。又因为纵梁按 A 类预应力混凝土构件设计,在正常使用情况下,墩顶存在一定的永存压应力,因此,纵向效应对横梁顶的影响比对横梁

底影响大。

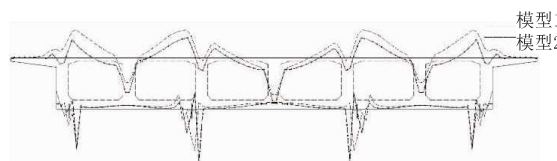


图 9 横梁顶底 X 方向应变对比图

通过以上分析计算结果可以看出:现有的 MIDAS 计算方法,因为没有考虑纵向弯矩、轴力影响,对混凝土的应变控制不足,对墩顶横梁的裂缝控制偏于不安全。对于出现裂缝的结构而言,应变和应变是硬币的两个面。已有学者根据研究结论,呼吁采用应变控制观点来研究混凝土裂缝的发展^[4-10],并提出了许多与试验数据符合度较好的开裂准则。因此,实践层面,应变控制观点具备一定的合理性和可操作性。实际设计中,现有设计方法忽略主梁纵向弯矩、轴力效应后对混凝土拉应变控制不足,将使设计结果偏于不安全。

3 结 语

(1)对于常用的横梁分析方法,由于未考虑纵向弯矩导致的横向应变,横梁的墩顶裂缝出现时机与计算分析结果不一致。依据应变破坏准则考量,现有横梁计算分析方法,存在一定的安全隐患。

(2)在正常使用极限状况下,桥梁墩顶纵向永存压应力越大,对横梁的裂缝越有促进作用。基于此,纵向设计时,需对永存压应力数值加以限制。

(3)对于工程上常见的纵向预应力桥梁而言,横梁也宜尽量按照预应力构件设计,这样可以使得横梁范围内混凝土处于双向受压状态,进而改善横梁的受力特性,增强结构的耐久性。

(4)对于多维受力体系下的构件,设计师在规范规定的应力验算内容之外,也应关注结构应变数值,多角度保证结构安全及耐久性。

参考文献:

- [1] 曹志光.现浇连续箱梁横梁计算分析及研究[J].城市道桥与防洪, 2016(7):137-139.
- [2] 司炳君,孙治国,艾庆华.Solid65 单元在混凝土结构有限元分析中的应用[J].2007,37(1):87-92.
- [3] 高红,郑颖人,冯夏庭.材料屈服与破坏的探索[J].岩石力学与工程学报, 2006,25(12):2515-2522.
- [4] 韦未,李同春,姚伟明.建立在应变空间上的混凝土四参数破坏准则[J].水利水电科技进展, 2004,24(5):27-29.
- [5] 黄胜前,杨永清,李晓斌.复杂形变状态下混凝土的应变空间破坏准则[J].材料导报:研究篇, 2013,27(2):159-162.
- [6] 吴迅,贾留锁,王艺桥.预应力混凝土结构的应变控制分析[J].石家

(下转第 73 页)

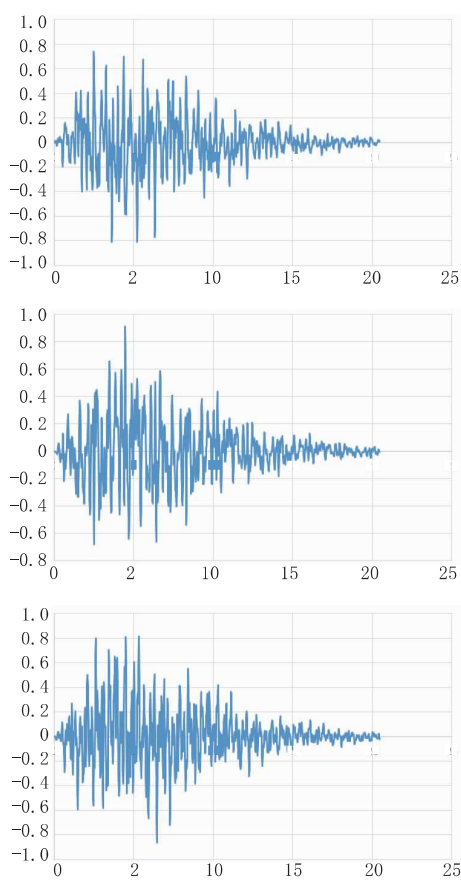


图 4 水平加速度时程曲线(单位:m/s²)

表 3 不同工况下地震力结果对比

受力	位置	工况 1	工况 2	工况 2/ 工况 1
E2 顺桥向	6 号墩弯矩	37 713	47 406	1.26
	7 号墩弯矩	53 124	45 716	0.86
	8 号墩弯矩	61 872	47 476	0.77
E2 横桥向	6 号墩弯矩	47 188	24 208	0.51
	7 号墩弯矩	82 063	62372	0.76
	8 号墩弯矩	91 529	80 631	0.88

柱受力分布不均匀,表现为边墩小,中墩大,而对于工况 2 的 6 号墩~8 号墩,墩柱受力分布均匀,墩柱地震弯矩相差不大。通过地震减小率表格分析,工况 2 相对于工况 1 除 6 号墩,墩柱地震力增加 26%外,

其余墩柱力均减小,减小范围是 14%~23%。
其次在 E2 横桥向,工况 1 的 6 号墩~8 号墩,墩柱受力分布不均匀,表现为边墩小,中墩大,而对于工况 2 的 6 号墩~8 号墩,墩柱受力分布不均匀,墩柱地震弯矩相差较大。通过地震减小率表格分析,工况 2 相对于工况 1 墩柱地震力均为减小,减小范围是 12%~49%,表现为边墩减小多,中墩减小少。
结果表明采用人行桥采用高阻尼橡胶支座可以很好的减小地震力,同时将地震力均匀的分配给各个墩柱,相对于采用固定支座具有很好的抗震效果。同时考虑到固定支座设置对限制主梁温度位移会产生巨大的温度力等问题,综合比选,车行桥选择速度锁定支座,人行桥选择高阻尼橡胶支座。

6 结 论

通过建立该桥的有限元分析模型进行抗震分析,结果表明:
(1)对于多跨长联桥梁选择速度锁定支座相对于摩擦摆具有很大的优势,主要表现为主梁位移小,各个墩柱均匀受力。
(2)考虑车行桥和人行桥协同受力,车行桥采用速度锁定支座可以避免车行桥对人行桥产生巨大的地震拉力,防止拉杆破坏。
(3)人行桥采用高阻尼橡胶支座相较于固定支座可以大幅度削减墩柱的受力。
(4)人行桥采用高阻尼橡胶支座同车行桥采用速度锁定支座一样,两者协同,各个墩柱受力更加均匀^[4]。

参考文献:

[1] 王志强,葛继平.粘滞阻尼器和 Lock-up 装置在连续梁桥抗震中应用[J].石家庄铁道学院学报,2006(1):5-9.
[2] 刘聪,王艳宁.大跨度连续刚构桥抗震性能分析与改造策略[J].佳木斯大学学报(自然科学版),2014(6):63-65,94.
[3] 范立础,胡世德,叶爱君.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
[4] 刘聪,李建中.大跨度系杆拱桥减隔震支座参数分析[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2013(1):12-17.

(上接第 63 页)
庄铁道大学学报(自然科学版),2011,24(1):31-34.
[7] 王恒,刘钊.判断混凝土梁桥开裂的应变准则触探[C]//中国公路学会桥梁与结构工程分会 2008 年全国桥梁学术会议论文集.北京:人民交通出版社,2008.
[8] 陈进,黄薇,段云玲.孔口结构混凝土的开裂准则[J].长江科学院院

报,2001,18(3):17-20.
[9] 宋玉普,赵国藩.应变空间混凝土的破坏准则[J].大连理工大学学报,1991,31(4):455-461.
[10] 张承柱,刘信声.应变空间表述的混凝土弹塑性耦合本构模型[J].清华大学学报(自然科学版),1996,36(3):59-64.