

整体桥 Z 形引板受力性能有限元分析

蔡 鑫

(深圳市交通公用设施建设中心, 广东 深圳 518000)

摘 要: 为研究深圳马峦山整体桥 Z 形引板的受力性能, 采用有限元分析软件 ABAQUS 建立 Z 形引板分析模型, 并与试验结果进行对比, 研究不同参数对 Z 形引板的受力性能的影响, 同时分析了引板对路面平整度的影响。分析结果表明: 通过改变 Z 形引板斜板倾角值可改善引板的工作性能; 任意斜板倾角的 Z 形引板受到纵桥向单向推位移时, 远台端路面坡度变化满足高速公路路面平整度要求。有限元分析结果可为整体桥 Z 形板设计提供一定的参考。

关键词: 整体桥; Z 形引板; 有限元分析; 平整度

中图分类号: U441

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2020)11-0067-06

0 引 言

无缝桥取消了桥台处的伸缩缝和伸缩装置, 其桥头引板与主梁联为一体, 桥头引板除了要发挥有缝桥引板的作用外, 还要将一部分主梁纵桥向变形传递至相邻道路接头处(刚性路面)或道路中(柔性路面)。桥头引板作为无缝桥的重要构造措施之一, 一直受到工程师的重视。美国 2004 年对无缝桥的调查统计表明, 无缝桥梁中最常出现病害是引板沉降(46%)和引板混凝土出现裂缝(28%)^[1,2], 见图 1。因此, 无缝桥中引板的研究是极其重要的, 引板设计成为影响无缝桥建设推广的关键问题之一。

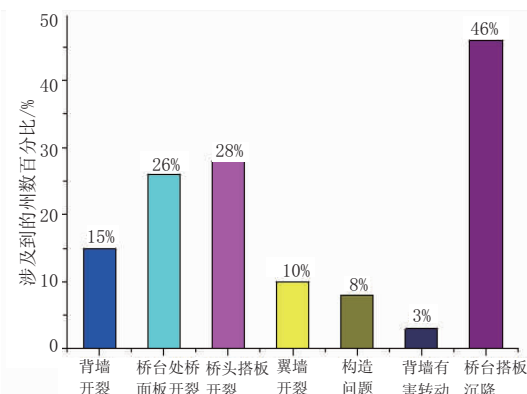


图 1 美国无缝桥病害统计

根据纵桥向位移的传递方式的不同, 研究人员提出了两种引板形式: 传递型和吸纳型。传递型引板又分为面板式和埋入式。面板式引板在引板与接线道路连接处需设置一个能适应反复胀缩的胀缝, 并需防止雨水进入缝中浸湿路基, 是此类桥梁的一个薄弱环节。此外, 面板式引板垂直方向上

的刚度从引板到接线路面存在较明显的突变问题。

对于埋入式引板, 工程实践与研究发现, 埋入式引板受主梁的纵桥向变形的作用, 会在土中产生局部变形, 使引板末端附近地面产生沉降, 从而降低了道路铺装层的平整度和使用者的舒适度。同时由于引板的转动, 也会产生路面裂缝, 特别是桥面与引板连接处。此外, 埋入式引板垂直方向上的刚度从主梁到引板存在较明显的突变问题。

吸纳型引板是湖南大学提出来的一种新型引板结构。引板采用很长的配筋混凝土板, 或在引板末端设置了强大的地梁, 来阻止变形向接线路面的传递, 还通过预先设置较密的锯缝产生的微小裂缝宽度变化来吸纳主梁传递来的纵桥向变形, 见图 2。但是当桥梁较长时, 它需要较长的引板。同时, 工程师常对有裂缝的引板的耐久性存在疑虑, 推广应用有一定的难度。

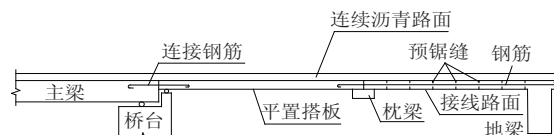


图 2 吸纳型引板示意图

综上所述可知, 尽管目前无缝桥引板的形式多样, 但都存在着一定的不足, 还没有理想的结构。在分析对比上述各种引板优劣势的基础上, 福州大学创新地提出一种新型的 Z 形引板^[3]。它由上板、斜板和下板组成, 见图 3。Z 形引板在垂直方向的刚度从主梁、上板、斜板、下板到接线路面逐渐变化, 有望解决现有引板存在的刚度突变问题。

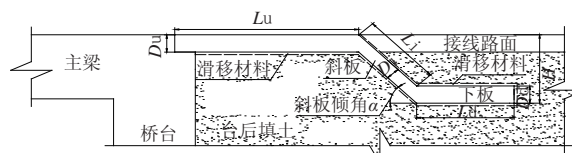


图 3 Z 形引板示意图

收稿日期: 2020-04-27

作者简介: 蔡鑫(1972—), 男, 学士, 高级工程师, 从事交通基础设施建设管理工作。

本文以深圳市马峦山整体桥的Z形引板为原型建模,采用有限元数值分析的方法研究Z形引板的受力性能。主要研究内容为:分析Z形引板的纵桥向极限位移能力;揭示Z形引板斜板角度对受力性能的影响;探究不同Z形引板-台后填土的纵桥向组合刚度对于引板范围内的路面平整度的影响。

1 工程概况

本研究的依托工程为深圳市马峦山桥,马峦山桥是深圳市南坪三期快速路上的一座跨线桥,该工程线位经过马峦山公园,桥址处对生态环境保护的要求高。客观条件要求结构设计必须具备以下特点:(1)最大限度减少桥梁养护维修的次数和费用;(2)较快的施工进度。马峦山桥采用整体式桥台桥梁,大桥分左、右幅,单幅4车道,桥宽为17.0 m,跨径布置为 3×30 m,形成3跨整体式无缝梁

桥结构,其立面、平面见图4。与普通连续梁桥相比较,整体式无缝桥对温度荷载较为敏感,在整体升降温及车辆的反复荷载作用下,路面结构容易开裂下沉。马峦山桥台背构造设计见图5,在台背回填中粗砂,中粗砂上设置路面结构层;桥台引板采用Z形引板,在Z形引板末端设置胀缝,引板顶底面均设置一层细砂,减少Z形引板滑动时的摩阻力。

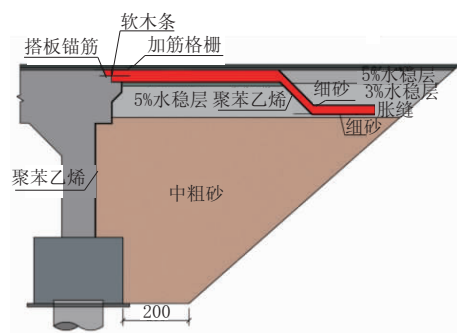


图5 深圳马峦山桥台背构造设计(单位:cm)

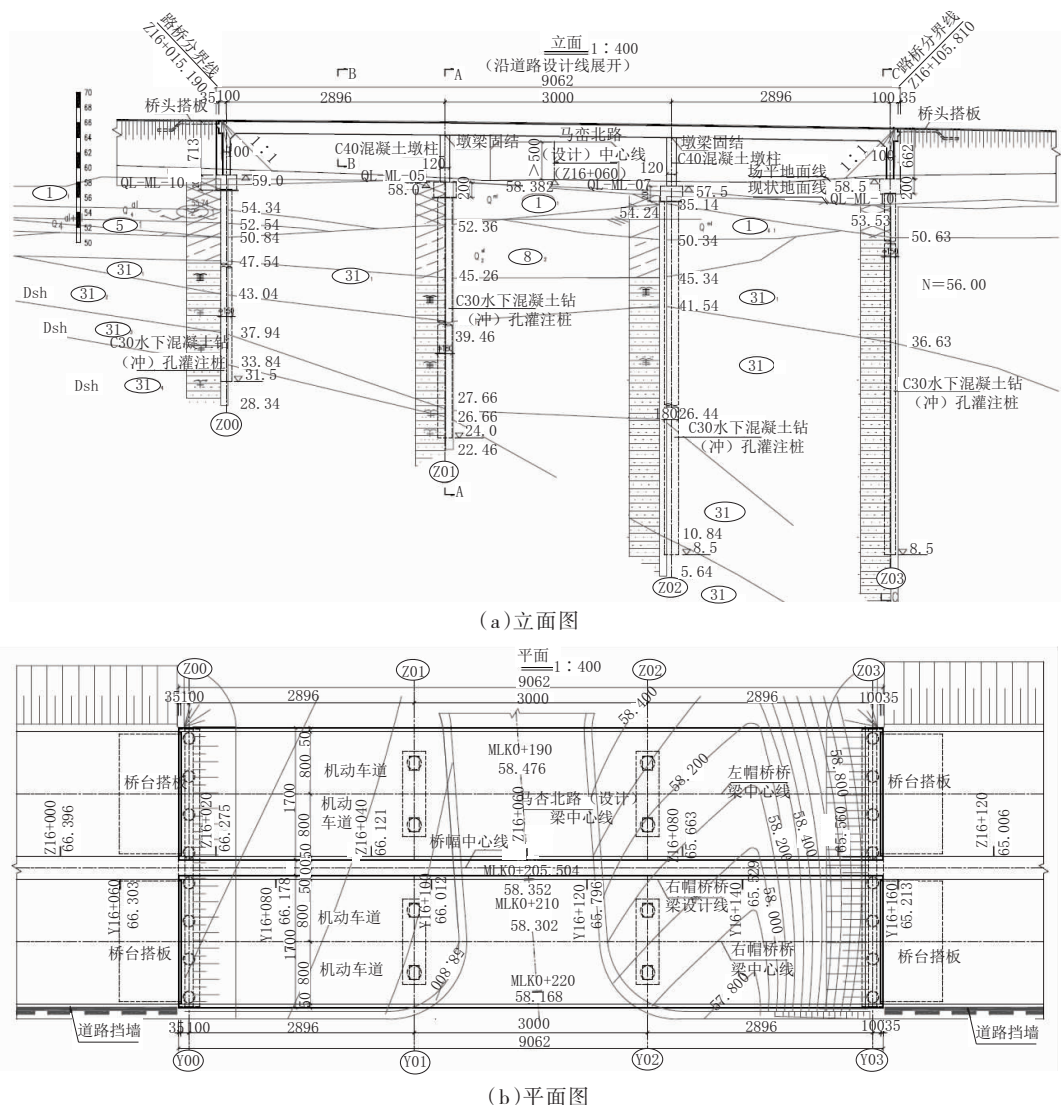


图4 马峦立交主线桥桥型布置图(单位:cm)

2 Z 形板有限元分析

2.1 有限元分析模型

林毅标^[4]对上述 Z 形引板进行了试验研究,设计了两个试件:ZAS30 和 ZAS45,本文即以这两个试件为原型,建立有限元分析模型,验证分析结果的有效性。Z 形引板和砂均采用八结点线性六面体缩减积分实体单元(C3D8R)进行模拟;钢筋采用两结点线性三维桁架单元(T3D2))进行模拟。对引板近台端的参考点施加与试验加载制度一致的纵桥向位移,模拟 Z 形引板受到主梁传递而来的纵桥向胀缩变形。引板和砂土的整体及各部件有限元模型见图 6。

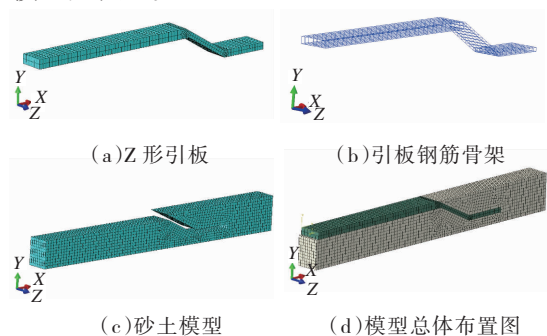


图 6 Z 形引板 - 土有限元模型图

2.2 混凝土本构模型

本文有限元模型中,混凝土损伤塑性模型所需指定的参数均按《混凝土结构设计规范》^[5]取值,混凝土本构相关参数取值见表 1~表 3。

表 1 混凝土受拉本构参数取值

E_c /MPa	$\varepsilon_{t,r}$	α_t	ρ_t
32 621	137×10^{-6}	5	0.895 04

表 2 混凝土受压本构参数取值

E_c /MPa	$\varepsilon_{c,r}$	α_c	ρ_c	n
32 621	179×10^{-6}	1.94	0.685 03	3.174 91

表 3 混凝土本构其他参数

ψ	ε	α_f	K_c	μ	w_t	w_c
38	0.1	1.16	0.666 67	0.000 5	0	0.3

注: ψ 为膨胀角; ε 为流动势偏移量; α_f 为双轴极限抗压强度与单轴受压极限强度之比; K_c 为拉伸子午面上与压缩子午面上的第二应力不变量之比; μ 为黏性系数。

2.3 钢筋本构模型

本文采用理想弹塑性模型模拟钢筋应力 - 应变关系曲线,见图 7。应力 - 应变关系曲线采用式(1)进行计算。钢筋弹性模量 $E_s=2.0 \times 10^5$ MPa,泊松比 $\mu=0.3$,屈服应力 $\sigma=335$ MPa。

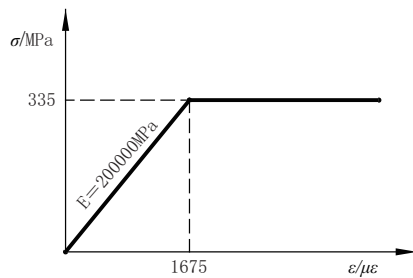


图 7 钢筋应力 - 应变关系

$$\begin{cases} \sigma = E_s \varepsilon & (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_y) \\ \sigma = f_y & (\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_u) \end{cases} \quad (1)$$

2.4 砂土本构模型

有限元模型采用摩尔库伦屈服准则模拟砂土本构关系,砂土本构参数取值列于表 4 中。

表 4 土体本构参数取值

材料	E /MPa	ρ / ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	c /Pa	v	φ / ($^\circ$)	ψ / ($^\circ$)	本构
砂	60.0	1 900	100	0.30	35	11.67	摩尔库伦

注:表中 E 为砂土弹性模量; ρ 为砂土密度; c 为砂土黏聚力,为使模型更好收敛,本文模型建立时砂土的黏聚力取一较小值 100 Pa; v 为砂土泊松比; φ 和 ψ 分别为试验砂土的内摩擦角和剪胀角。

2.5 边界条件定义

据试验实际情况对有限元模型边界条件进行定义。本有限元模型试验箱对砂具有不同的约束边界条件,其中砂土底面固结 U2(图 6 中 y 方向);土体四个侧面约束 U1(图 6 中 x 方向)和 U3(图 6 中 z 方向),在 Z 形引板近台端设置参考点(图 6 示出)进行位移加载。

2.6 Z 形引板 - 土接触关系

本文建立的有限元模型中 Z 形引板与砂土之间采用主从 (Master-Slave) 接触算法,为减少加载速率对有限元计算值的影响以更准确模拟试验,模型中 Z 形引板 - 砂土接触本构的切向行为采用基于滑动率的摩擦罚函数即:摩擦系数取为 0.69,滑移速率与试验加载速率一致取为 0.2 mm/s。法向行为硬接触,接触刚度并允许接触后分离。

3 有限元分析结果

3.1 Z 形引板荷载 - 近台端纵桥向位移曲线

将有限元模型中 ZAS30 和 ZAS45 试件受到纵桥向单向推或单向拉时的 Z 形引板近台端参考点的荷载 - 位移曲线与试验曲线^[4]进行对比分析,见图 8。分析可知,与试验荷载 - 位移曲线类似,有限元计算得到 Z 形引板的荷载 - 近台端纵桥向位

移曲线也可分为三段,即初始线性段、非线性段和第二线性段。与试验荷载-位移曲线相比,有限元计算荷载-位移曲线的非线性段长度较短且第二线性段曲线斜率较平缓。这是由于试验过程中箱内砂土的密实度随着加载位移的增大而不断增大,导致荷载值不断增加;而有限元计算中砂土的密实度分析过程中基本保持不变。

不同工况下,有限元计算的荷载-位移曲线

特征点 a 、 b 、 p 的位移和荷载及线性段刚度值(k 和 l)列于表 5 中。不同工况下,试验和有限元荷载-位移曲线特征点 p 的荷载及初始线性段刚度值 k 对比于表 6 中。分析表 6 可以发现,试验和有限元计算荷载-位移曲线的荷载峰值误差小于 3.4%,初始线性段刚度值的误差小于 2%。可以判断本文所建立的有限元模型可较精确地模拟 Z 形引板荷载-近台端纵桥向位移曲线。

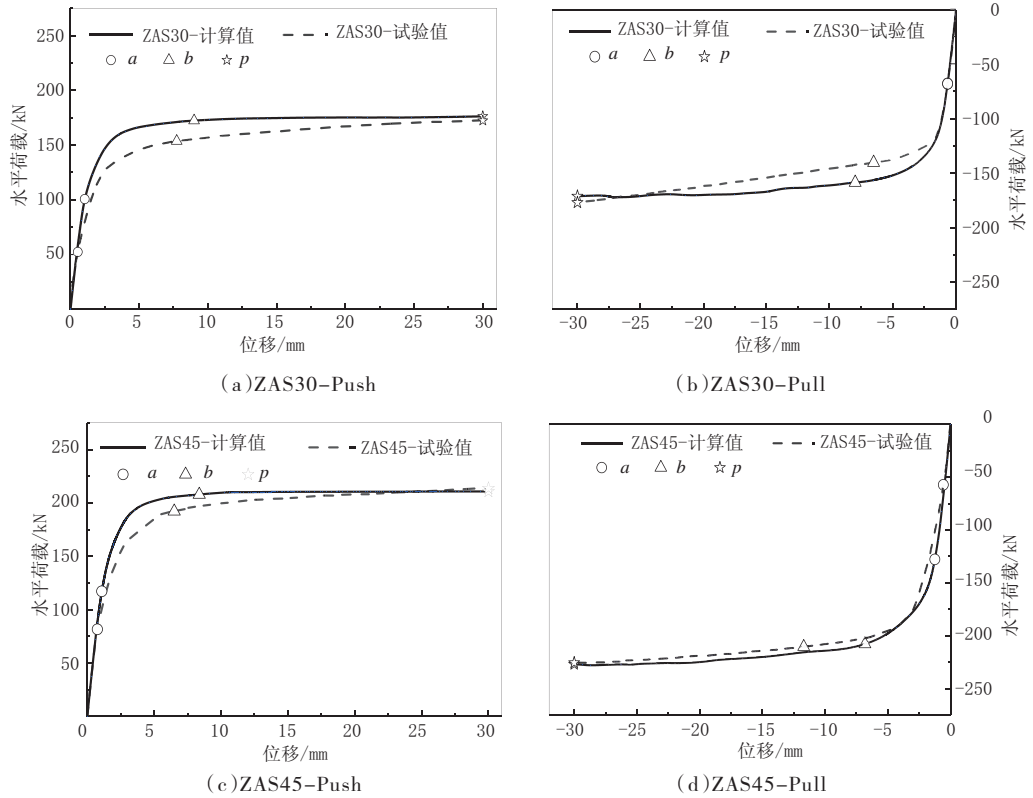


图 8 Z 形引板荷载-位移曲线试验与有限元对比

表 5 有限元荷载-位移曲线参数计算表

工况	a		b		p		k	l
	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	刚度/(kN·m ⁻¹)	刚度/(kN·m ⁻¹)
ZAS30-Push	0.79	81.10	8.71	172.05	30	176.21	102 658	195.40
ZAS45-Push	1.19	134.95	8.37	207.8	30	210.74	113 403	135.97
ZAS30-Pull	-0.81	-81.76	-7.96	-158.65	-30	-171.17	100 938	568.06
ZAS45-Pull	-0.81	-93.78	-6.82	-207.86	-30	-226.95	115 778	823.55

表 6 试验与有限元误差计算表

工况	$k/(kN \cdot m^{-1})$		误差/%	p/kN		误差/%
	试验值	有限元		试验值	有限元	
ZAS30-Push	100 635	102 658	1.97	172.57	176.21	2.06
ZAS45-Push	110 135	113 403	2.88	213.68	210.74	1.40
ZAS30-Pull	100 938	100 938	0.00	-177.00	-171.2	3.39
ZAS45-Pull	119 193	115 778	-2.95	-225.40	-226.95	0.68

3.2 远台端砂面变形

图 9 和图 10 分别示出了 ZAS30 引板和 ZAS45 引板在受到纵桥向单向推和单向拉位移时远台端砂土变形计算云图。图 9 中可看出两个不同斜板倾角的 Z 形引板在受推阶段,远台端砂面均出现不同程度的隆起;图 10 中可看出两个不同斜板倾角的 Z 形引板在受拉阶段,远台端砂面均出现不同程度的下陷且砂面下陷位置均出现在 Z 形引板下板末端。

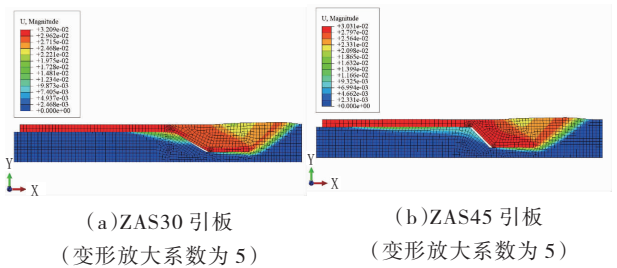


图 9 台后砂土变形计算云图(受推阶段)

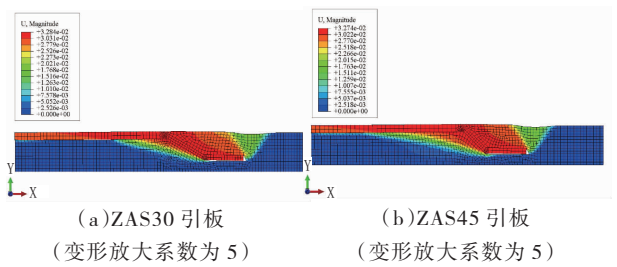


图 10 台后砂土变形计算云图(受拉阶段)

3.3 参数影响系数计算

Z 形引板的特殊构造使 Z 形引板 - 砂土相互作用受到斜板倾角影响。为便于后文分析,本节用 α_θ 和 β_θ 表示斜板倾角对 Z 形引板荷载-近台端纵桥向位移曲线的峰值荷载 p 和初始刚度 k 的影响系数,其计算见式(2)。

$$\alpha_\theta = p_\theta / p_0, \beta_\theta = k_\theta / k_0 \tag{2}$$

式中: p_θ 和 k_θ 分别表示各斜板倾角下 Z 形引板荷载 - 近台端纵桥向位移曲线的峰值荷载和初始刚度,其中 p_0 和 k_0 则分别表示引板荷载 - 近台端纵桥向位移曲线的峰值荷载和初始刚度。

斜板倾角对 Z 形引板荷载 - 近台端纵向位移曲线的峰值荷载和初始刚度的影响系数计算结果示于表 7 及图 11 中。为定量分析各参数影响系数之间的关系,表中同时计算得到了参数影响系数与 ZAS45 引板相应影响系数的差值 $\Delta\alpha$ 和 $\Delta\beta$ 。

从图 11 可以看出,不同斜板倾角对 Z 形引板荷载 - 近台端纵桥向位移曲线的峰值荷载和初始刚度的影响呈现非线性。无论是单向推位移还是单向拉位移作用下,在斜板倾角为 15°~45°范围内,斜板倾角对 Z 形引板荷载 - 位移曲线的峰值

表 7 斜板倾角对 Z 形引板荷载 - 位移曲线影响

斜板倾角 $\theta/(^\circ)$	斜板倾角影响系数($\alpha_\theta/\beta_\theta$)			
	峰值荷载	初始刚度	峰值荷载	初始刚度
	$\alpha_\theta\text{-push}$	$\beta_\theta\text{-push}$	$\alpha_\theta\text{-pull}$	$\beta_\theta\text{-pull}$
15	1.157 297	1.160 516	1.031 064	1.191 626
25	0.834 721	0.915 611	0.763 252	0.882 77
30	0.836 145	0.905 249	0.754 219	0.871 828
35	0.815 693	0.877 571	0.751 135	0.837 919
45	1	1	1	1
$\Delta\alpha(\Delta\beta)$	0.184 307	0.122 429	0.248 865	-0.191 626

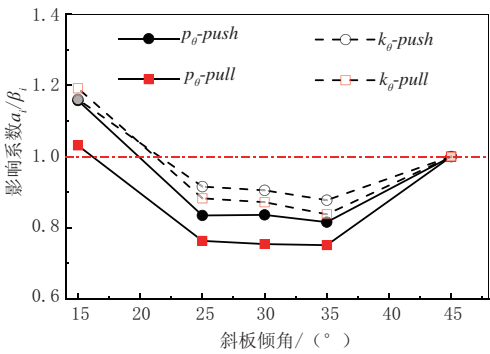


图 11 斜板倾角对 Z 形引板组合刚度及峰值荷载影响系数关系图

荷载和初始刚度的影响系数均呈现先减小后增大的趋势,且均在斜板倾角为 35°时出现最小值。当斜板倾角为 25°~35°范围内,影响系数减小幅度较平缓;斜板倾角对峰值荷载的影响大于其对初始刚度的影响。当 Z 形引板斜板倾角为 35°~45°范围内,影响系数随斜板倾角增大而增加。

3.4 Z 形引板远台端路面平整度分析

为定量分析不同参数对其远台端路面平整度的影响,本节采用 ABAQUS 分析软件建立其有限元模型,计算 Z 形引板在纵桥向推或拉位移作用下,远台端的砂面纵桥向和竖向位移变化值。根据瑞士规范提出的路面坡度变化准则,计算出 Z 形引板远台端砂面沿纵桥向的竖向位移变化率 χ ,该坡度变化准则同时考虑了竖向位移变化 $w(x)$ 以及水平纵向位移变化。路面坡度变化值与纵桥向距近台端的距离之间对应的曲线记为坡度变化曲线。

图 12 为不同斜板倾角(斜板倾角分别为 15°、25°、30°、35°和 45°)Z 形引板远台端路面坡度变化曲线图。图 12(a)考虑纵桥向单向推位移,分析发现 Z 形引板的斜板倾角在 15°~45°范围内,其远台端路面坡度变化值均小于 20‰。可以判定任意斜板倾角的 Z 形引板受到纵桥向单向推位移时,远台端路面坡度变化满足高速公路路面平整度要求。图 12(b)考虑纵桥向单向拉位移,分析发现随

随着斜板倾角增加, Z 形引板远台端路面坡度变化值增加; 当 Z 形引板的斜板倾角在 $15^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 范围内, 远台端路面坡度变化大于 20% 但小于 25% ; 当 Z 形引板的斜板倾角大于 35° 时, 远台端路面坡度变化大于 25% 。可以判定斜板倾角在 $15^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 范围内的 Z 形引板受到纵桥向单向拉位移时, 远台端路面坡度变化满足普通公路路面平整度要求。

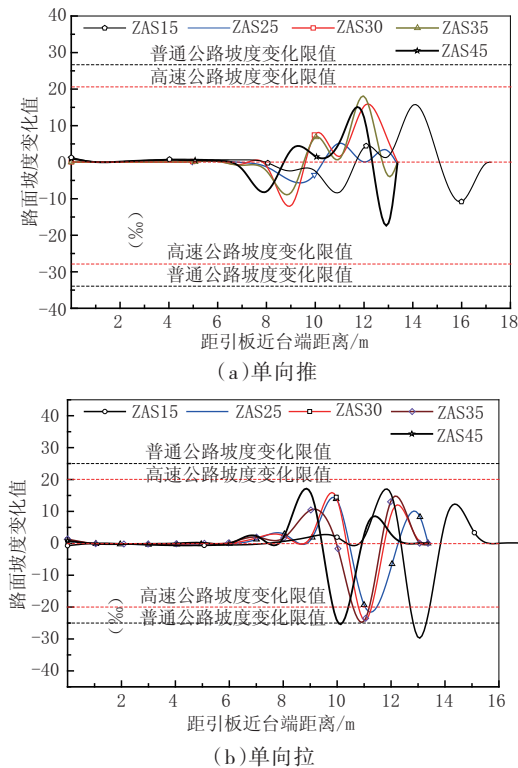


图 12 不同斜板倾角 Z 形引板远台端路面平整度

为定量分析路面平整度与斜板倾角之间的关系, 从而确定路面平整度限值范围内斜板的临界倾角值, 选取图 12 纵桥向单向推和单向拉位移时, 不同斜板倾角的 Z 形引板对应的坡度变化曲线中坡度变化值的绝对值极值, 绘制坡度变化值与斜板倾角关系图, 见图 13。

由图 13 分析可知受到纵桥向单向推位移时, 任意斜板倾角的 Z 形引板远台端路面平整度均满足高速公路平整度限值要求。受到纵桥向单向拉位移时, 斜板倾角与 Z 形引板远台端路面平整度呈正相关, 且当 Z 形引板斜板倾角大于 45° 时, 其

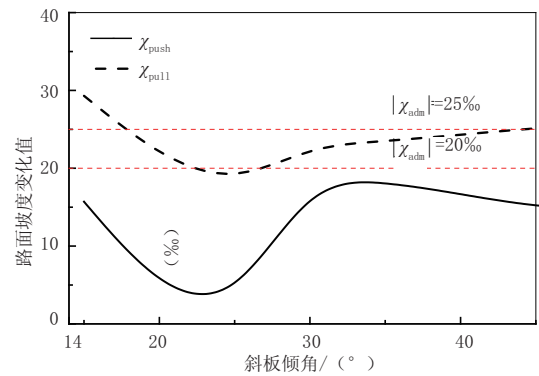


图 13 最大坡度变化值与 Z 形引板斜板倾角关系图

远台端路面平整度不满足普通公路平整度限值要求。

4 结 语

本文以深圳马峦山整体桥为工程背景, 根据试验模型, 建立对应的 Z 形引板有限元分析模型。研究了 Z 形引板斜板倾角对引板受力性能以及路面平整度的影响。通过有限元分析可得出如下结果:

(1) 本文建立的 Z 形引板有限元分析模型计算结果与试验结果吻合较好, 验证了有限元模型的有效性。有限元分析结果表明通过改变 Z 形引板斜板倾角, 可改善 Z 形引板的工作性能。

(2) 不同斜板倾角对 Z 形引板荷载 - 近台端纵桥向位移曲线的峰值荷载和初始刚度的影响呈现非线性。

(3) 任意斜板倾角的 Z 形引板受到纵桥向单向推位移时, 远台端路面坡度变化均满足高速公路路面平整度的要求。

参考文献:

- [1] 陈宝春, 庄一舟, 黄福云, 等. 无伸缩缝桥梁[M]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2019.
- [2] 庄一舟, 樊争辉, 陈宝春. 整体式桥台桥梁的桥头搭板设计[J]. 世界桥梁, 2012(1): 1-6.
- [3] 陈宝春, 庄一舟, 董桔灿. 一种采用摆梁的无缝桥新构造及其施工方法[P]. 201310149773.1.
- [4] 林毅标. 整体桥扩孔隔震桩 - 土相互作用试验研究[D]. 福建福州: 福州大学, 2016.
- [5] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].

(上接第 66 页)

续大箱梁桥设计进行研究, 对设计过程中箱梁的尺寸、钢束布置、纵向计算进行总结, 并对横梁、桥面板计算提出设计细节, 在设计阶段考虑了横向倾覆的稳定性, 保证了桥梁结构的安全性和适用性。

参考文献:

- [1] JTG D62—2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [2] 袁振楠, 戴公连, 吴建武. 单柱宽幅连续梁桥横向倾覆稳定性探讨[J]. 中外建筑, 2008(7): 154-157.