

引用本文:赵 秋,张骏超,林 楚,等.混合钢 U 肋加劲板受压整体稳定承载力数值模拟与计算方法[J].建筑科学与工程学报,2020,37(3):45-54.

ZHAO Qiu,ZHANG Jun-chao,LIN Chu,et al. Numerical Simulation and Calculation Method of Hybrid Steel U-rib Stiffened Plate's Compression Overall Stability Bearing Capacity[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering,2020,37(3):45-54.

DOI:10.19815/j.jace.2019.04034

# 混合钢 U 肋加劲板受压整体稳定承载力数值模拟与计算方法

赵 秋<sup>1</sup>,张骏超<sup>1</sup>,林 楚<sup>1</sup>,翟战胜<sup>2</sup>

(1. 福州大学 土木工程学院,福建 福州 350116; 2. 湖州市交通规划设计院,浙江 湖州 313000)

**摘要:**建立受压混合钢 U 肋加劲板梁单元有限元模型并进行整体稳定分析,通过在梁单元模型中施加等效应力模拟 U 肋和被加劲板的不同强度,以 5 种不同强度组合的 U 肋加劲板试验试件的破坏模式和荷载-位移曲线对数值模拟方法进行验证。采用经试验验证的有限元模型,变化 U 肋高度、U 肋与被加劲板强度与厚度、构件长度,得到混合钢 U 肋加劲板整体稳定系数,并与各国规范的柱曲线进行比较。结果表明:在压力荷载作用下,由于非等强钢 U 肋加劲板中钢材强度较低部分较早达到屈服,这将使得构件整体偏心受压,从而导致构件整体稳定系数均小于 1;等强钢 M345-U345 柱子曲线位于 JTG D64—2015 中的 a、b 类柱子曲线之间,并随着相对长细比的增大逐渐向 b 类柱子曲线靠近;非等强钢柱子曲线在相对长细比较小时均低于等强钢 M345-U345 柱子曲线,而在相对长细比较大时的走势基本一致,其中 M345-U420 和 M420-U345 两条柱子曲线与 JTG D64—2015 中的 b 类柱子曲线接近;M345-U390 和 M390-U345 两种柱子曲线随着相对长细比的增大逐步与等强钢 M345-U345 柱子曲线重合接近。

**关键词:**混合钢 U 肋加劲板;整体稳定;数值模拟;试验验证;承载力

**中图分类号:**TU311

**文献标志码:**A

**文章编号:**1673-2049(2020)03-0045-10

## Numerical Simulation and Calculation Method of Hybrid Steel U-rib Stiffened Plate's Compression Overall Stability Bearing Capacity

ZHAO Qiu<sup>1</sup>, ZHANG Jun-chao<sup>1</sup>, LIN Chu<sup>1</sup>, ZHAI Zhan-sheng<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, Fujian, China;

2. Huzhou Traffic & Plan Design Institute, Huzhou 313000, Zhejiang, China)

**Abstract:** The beam element finite element model of hybrid steel U-rib stiffened plate was established for the overall stability analysis. By applying equivalent stress in beam element model to simulate the different strength of U-rib and stiffened plate, the numerical simulation method was verified by the failure mode and load-displacement curves of five different strength combinations of U-rib stiffened plate test specimens. By using the finite element model verified by experiments, changing U-rib height, strength and thickness of U-rib and stiffened plate, and component length, the overall stability coefficient of the hybrid steel U-rib stiffened plate was

收稿日期:2019-08-11

基金项目:国家自然科学基金项目(51478120)

作者简介:赵 秋(1976-),男,吉林通榆人,教授,工学博士,E-mail:zhaoqiu@fzu.edu.cn。

obtained, and compared with the column curves of the national codes. The results show that under the action of pressure load, because the lower part of steel strength in the unequal strength steel U-rib stiffened plate reaches yield earlier, it will make the whole component eccentrically compressed, resulting in the overall stability coefficient of the component less than 1. The equal strength steel M345-U345 column curve is located between the class a and class b column curves in JTG D64—2015, and gradually approaches the class b column curve with the increase of the relative slenderness ratio. The curve of unequal strength steel column is lower than that of equal strength steel M345-U345 column when the relative slenderness ratio is small, and the trend is basically the same when the relative slenderness ratio is large, and the M345-U420 and M420-U345 column curves are close to those of class b column curves in JTG D64—2015. The curves of M345-U390 and M390-U345 columns coincide with those of M345-U345 column curve with increasing slenderness ratio.

**Key words:** hybrid steel U-rib stiffened plate; overall stability; numerical simulation; test verification; bearing capacity

## 0 引言

U 型加劲肋因其截面抗扭性能高而广泛运用在斜拉桥和自锚式悬索桥的钢箱梁顶底板,以及受弯钢箱梁正弯矩区上翼缘和负弯矩区下翼缘。在设计时可根据 U 肋加劲板中被加劲板与 U 型加劲肋不同的受力情况而选择不同强度的钢材,从而形成混合钢 U 肋加劲板,该做法既提高了钢材的利用率,又降低了工程成本,因而受到设计者们的欢迎<sup>[1-2]</sup>。由于 U 肋加劲板在结构上主要承受压力,所以其受压稳定承载力往往成为了控制设计的关键因素<sup>[3-5]</sup>。根据加劲板理论,U 肋加劲板在压力下容易出现以下 2 种失稳形式:①整体失稳,该失稳形式表现为 U 型加劲肋与母板同时发生变形;②局部失稳,该失稳模式在 U 型加劲肋与母板的刚度比较大时表现为 U 肋间母板的局部变形,在刚度比较小时表现为 U 肋腹板或翼缘的局部变形<sup>[6-7]</sup>。根据板件屈曲理论,如果严格控制 U 肋加劲板组成板件的宽厚比,则 U 肋加劲板在压力作用下仅有可能发生整体失稳破坏<sup>[8]</sup>。此外,整体稳定问题也是受压构件整体稳定与局部稳定分析的前提<sup>[9]</sup>。

针对 U 肋加劲板的受压整体失稳问题,国内外学者进行了一系列模型试验与数值模拟。狄谨等<sup>[10]</sup>用 1:3 缩尺后的闭口 U 肋加劲板模型试验分析了受压 U 肋加劲板失稳破坏时的形态;秦凤江等<sup>[11]</sup>使用经试验验证过的有限元法分析了影响钢箱梁 U 肋加劲板受压极限承载力的因素;Liu 等<sup>[12]</sup>以九江长江大桥钢混过渡梁段的 U 肋加劲板缩尺模型为例,分析了钢桥面板的受压性能;Chou 等<sup>[13]</sup>

对奥克兰海湾大桥的 U 肋加劲板进行了缩尺后的轴压试验,并将试验结果与 AASHTO 规范所得结果进行了比较;Shin 等<sup>[14]</sup>利用软件 ABAQUS 建立了高强度 U 肋加劲板有限元模型,并基于分析结果提出了高强度 U 肋加劲板受压稳定系数计算方法。

由于目前国内外大多数学者均以等强钢 U 肋加劲板(被加劲板与 U 型加劲肋所用钢材的强度相同)为对象,加之中国现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中没有对混合钢 U 肋加劲板的整体稳定提出明确的计算方法。因此,本文针对混合钢 U 肋加劲板提出了一种基于梁单元模型的有限元分析方法,首先根据混合钢 U 肋加劲板整体稳定试验验证有限元模型的可行性,再利用有限元模型进一步分析混合钢 U 肋加劲板的整体稳定相关问题,为混合结构用于钢箱梁的设计提供参考。

## 1 整体稳定数值模拟方法与验证

在对钢箱梁顶、底板进行稳定分析时,为了简化计算,常常将其视作简支在腹板与横隔板上的四边简支加劲板。由于工程上常用的扁平钢箱梁截面的顶底板长宽比较小,因此其在承受轴向压缩荷载时的破坏类似于柱状破坏,这样在稳定分析时便可将其沿板宽方向简化为单根 U 型加劲肋与其相邻部分被加劲板所组成的单块 U 肋加劲板,并按两端简支的边界条件计算其受压整体稳定性<sup>[15]</sup>。

### 1.1 整体稳定试验

在钢箱梁的顶板或底板沿横桥向选取含有 3 个 U 肋的加劲板,纵桥向选取两横隔板间距范围内的 U 肋加劲板作为本文混合钢 U 肋加劲板研究对

象<sup>[16]</sup>。以加劲板几何尺寸与被加劲板-U肋强度尺寸为变量,共设计3组9块混合钢U肋加劲板试件,试件的横截面尺寸如图1所示,其中, $t_m$ 为被加劲板板厚, $t_u$ 为U肋板厚, $b_s$ 为U肋上缘宽, $b_x$ 为U肋下缘宽, $h$ 为U肋高度。

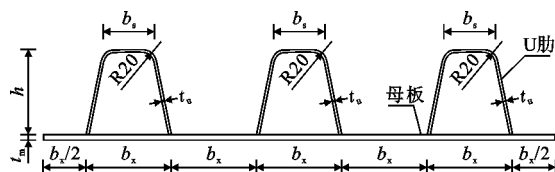


图 1 混合钢 U 肋加劲板试件横截面

**Fig. 1 Cross Section of Hybrid Steel U-rib Stiffened Plate Specimen**

试验采用福州大学的 10 MN 电液伺服压力机作为加载系统,并根据压力机对构件尺寸的要求,将所有试件按 1:2.5 进行缩尺。试件加载时,首先进行预压,以消除构件之间的空隙,随后分级施加压力荷载,加载初期每级压力荷载的增量约为 100 kN,而当压力荷载超过了有限元预估极限荷载的 80%

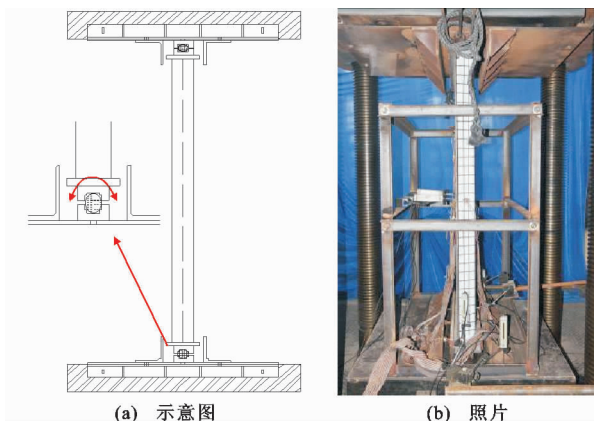


图 2 试件加载装置

**Fig. 2 Loading Device of Specimen**

表 1 试件参数

**Tab. 1** Parameters of Specimens

试件编号	设计强度 组合	实测被加劲板 强度/MPa	实测 U 肋 强度/MPa	被加劲板板厚 $t_m$ /mm	U 肋板厚 $t_u$ /mm	U 肋上缘宽 $b_s$ /mm	U 肋下缘宽 $b_x$ /mm	U 肋高度 $h$ /mm
Hj11	M345-U235	374	268	8	4	74	120	100
Hj12	M345-U345	374	374	8	4	74	120	100
Hj23	M235-U345	268	374	10	4	64	120	120

注:设计强度组合中 M345-U235 表示被加劲板与 U 肋屈服强度分别为 345 MPa 与 235 MPa,下同。

## 1.2 有限元模型

采用通用有限元软件 ANSYS 中的 Beam188 梁单元对混合钢 U 肋加劲板整体稳定试验进行模拟。模型中 U 肋加劲板截面与整体稳定试验中的构件截面及尺寸相同,然而 Beam188 的截面数据库中并没有现成的 U 肋加劲板截面可用,因此,先用 Plane82 单元创建相应 U 肋加劲板截面,再利用 SECWRITE 命令保存该截面数据文件,最后利用 SECWRITE 命令实现该截面的读入,有限元模型截面网格划分如图 3 所示。按两端简支的轴压柱设置梁单元对应的边界条件(一端约束 3 个方向的平动  $U_x, U_y, U_z$  及绕构件轴向的扭转;另一端约束 2 个方向的平动  $U_x, U_z$  及绕构件轴向的扭转),材料服从 Von Mises 屈服准则与多线性随动强化模型,其屈服强度以及弹性模量严格参照拉伸试验所测得的数据。试件的几何缺陷以初弯曲形式计入,试件跨中初弯曲幅值取为试件设计长度的  $1/1\ 000^{[17-18]}$ 。

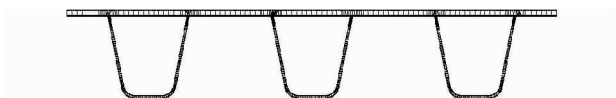


图 3 有限元模型截面

**Fig. 3 Section of Finite Element Model**

采用压溃理论计算轴心荷载作用下 U 肋加劲板稳定承载力,并应用弧长法进行非线性求解,以获得荷载-位移曲线的下降段。

对于等强钢整体稳定试件,为了简便计算,一般考虑残余应力在试件横向的分布,认为其沿试件轴向大小相同。残余应力的横向分布模式及应力大小采用文献[13]中提出的简化公式计算,再将其施加到已划分好的梁单元截面积分点上。具体施加过程如下:①通过命令 SLIST 列出单元截面所有积分点的坐标;②根据积分点的坐标和残余应力分布模式可以得到每个积分点的残余应力数值;③用命令 \*CFOPEN 创建并打开一个文件,用 \*VWRITE 命

令将残余应力写入文件;④采用 \* DO 循环,用 \* VWRITE 命令循环执行  $n$  次( $n$  为试件划分单元的数量,本文为 50),而执行 1 次 \* VWRITE 命令,即可将一个单元截面所有积分点的残余应力写入文件;⑤在有限元分析计算的第一荷载步求解过程中,采用 ISFILE 命令将残余应力文件读入,则完成将残余应力输入试件截面。

在第 2 步中,由于横截面任意位置处残余应力沿纵向均相同,因此仅需考虑梁单元中沿轴向的应力值,即第 1 个应力分量为非零值,而剩余的 5 个应力分量均为零值。梁单元的初始应力文件部分如表 2 所示,其中  $S_x, S_y, S_z$  分别为  $x, y, z$  三个方向的正应力, $x$  方向为试件轴向,  $S_{xy}, S_{yz}, S_{xz}$  分别为  $xy, yz, xz$  平面的剪应力。在求解的第 1 步中采用 ISFILE 命令读入已编写好的初应力文件即可完成残余应力的施加。残余应力施加完成后的轴向应力云图如图 4 所示。

表 2 梁单元的初始应力  
Tab. 2 Initial Stress of Beam Element kPa

$S_x$	$S_y$	$S_z$	$S_{xy}$	$S_{yz}$	$S_{xz}$
374 000	0	0	0	0	0
374 000	0	0	0	0	0
374 000	0	0	0	0	0
374 000	0	0	0	0	0

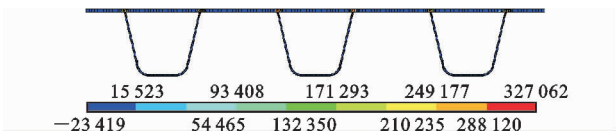


图 4 残余应力云图(单位:kPa)

Fig. 4 Nephogram of Residual Stress (Unit: kPa)

因为 Beam188 单元仅能赋予一种属性,故对于混合钢 U 肋加劲板,需要将不同强度等级的钢材进行等效处理。对于 Q345(被加劲板)与 Q235(U 肋)的混合钢加劲板而言,赋予整根梁单元 Q345 的材料属性,对于 Q235 部分的钢材,通过对单元积分点施加大小为 106 MPa 的等效初始压应力来模拟。等效初始应力并不能像残余应力那样自平衡,直接施加到模型上将产生一定的支反力。为解决上述问题,本文通过以下方式实现等效初始应力的添加:建模→编写初始应力文件(IST 文件,包括残余应力与等效应力)→施加全约束(两端固接)→用命令 ISFILE 读入编好的初始应力文件→计算得到结果文件(支反力)→通过命令 LSCLEAR 删除上述约束和支反力→然后施加真实约束(两边简支)→重新读入初始应力文件(包括残余应力和等效应力)和上一

步固接条件下的支反力进行计算→施加压力荷载进行计算。比较 2 次约束条件下的支反力即可实现在模型中施加等效初始应力和残余应力。图 5(a)为混合钢 U 肋加劲板(被加劲板为 Q345, U 肋为 Q235)单独施加残余应力的结果,图 5(b)为单独施加等效初始应力的结果,根据图 5 可以对混合钢数值模拟和施加残余应力方法的正确性进行验证。

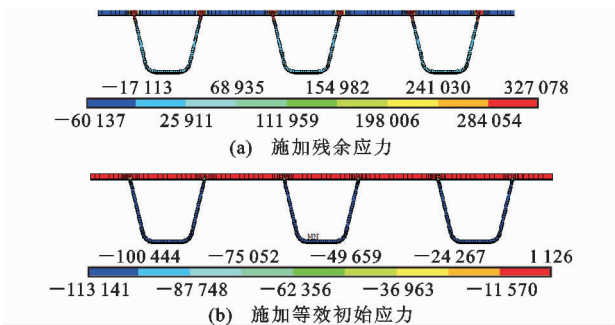


图 5 施加初始应力后混合钢应力云图(单位:kPa)  
Fig. 5 Stress Nephogram of Hybrid Steel After Applying Initial Stress (Unit: kPa)

1.3 有限元数值模拟方法验证

利用有限元模型对表 1 中的 U 肋加劲板试验结果进行对比,以验证有限元模型的准确性。试件 Hj11 与 Hj23 为混合钢 U 肋加劲板,试件 Hj11 被加劲板强度为 345 MPa, U 肋强度为 235 MPa,试件 Hj23 被加劲板强度为 235 MPa, U 肋强度为 345 MPa,在下文分析中分别将其命名为 M345-U235 强度组合试件与 M235-U345 强度组合试件。Hj12 为等强钢 U 肋加劲板,其组成构件的强度均为 345 MPa,因此在下文分析中将其命名为 M345-U345 强度组合试件。

1.3.1 破坏模式

试件在不同破坏模式下的承载力有所不同,因此,可以通过对比试验破坏模式与有限元破坏模式来判定有限元分析的准确性。图 6 给出了 3 种强度组合试件的整体失稳破坏模式验证。由图 6 可知:对于 M345-U345 强度组合试件,试验与有限元模拟中都出现了朝着 U 肋方向的弯曲失稳破坏,但两者发生最大变形处的位置有所不同,有限元模型的弯曲变形幅值出现在试件  $L/2$  ( $L$  为试件的设计长度)位置,试验试件在距离试件上端  $L/3$  位置出现弯曲破坏,造成此差异的原因可能是试验两端简支条件与理想简支条件的偏差。对于 M235-U345 强度组合试件,试验与有限元模拟中均发生朝向 U 肋的弯曲破坏,且破坏的位置均为试件中部。对于 M345-U235 强度组合试件,试验与有限元模拟均发生朝



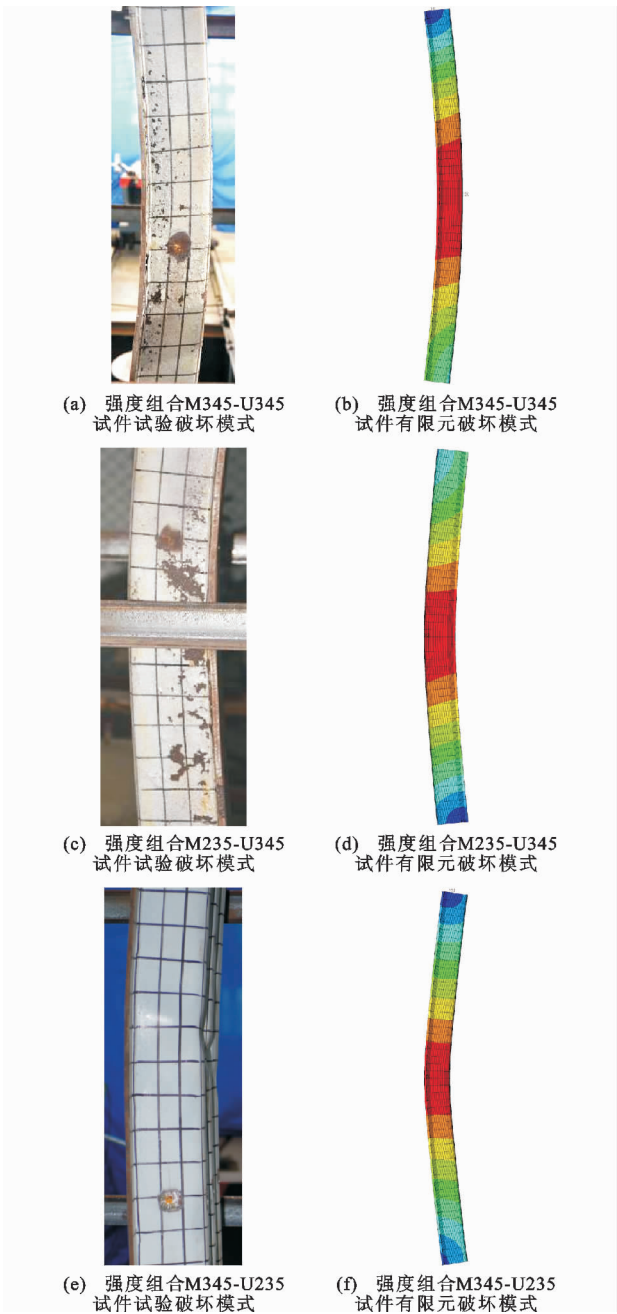


图 6 破坏模式验证

Fig. 6 Verification of Failure Modes

向被加劲板的弯曲破坏,其中试验试件在发生整体弯曲破坏后还出现了 U 肋的局部失稳,而有限元模型由于梁单元自身特点无法体现对应的 U 肋局部失稳现象。

### 1.3.2 破坏荷载-位移曲线

图 7 为 3 种试件荷载-位移曲线验证。从图 7 可知,3 种试件的试验荷载-位移曲线与有限元模拟荷载-位移曲线走势基本一致,均为先直线上升,后曲线上达到极限荷载,最后出现下降段。M345-U345 强度组合的试验曲线与有限元模拟曲线在直

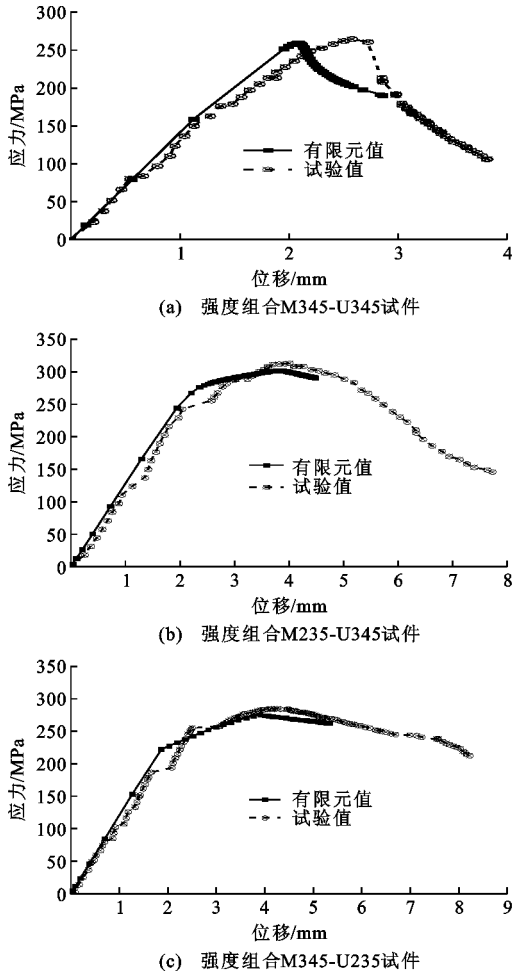


图 7 荷载-位移曲线验证

Fig. 7 Verification of Load-displacement Curves

线段吻合度较高,而后两者间的差异开始变大,且有限元曲线的峰值比试验曲线的峰值低,但 2 条曲线在达到极限荷载后均出现了荷载的瞬间下降,体现了明显的失稳特征。M235-U345 组合强度与 M345-U235 组合强度试件的试验曲线与有限元模拟曲线在不同阶段的吻合度均较高,且 2 条曲线在达到荷载峰值后均表现为缓慢下降的走势。从 3 种试件的荷载-位移曲线可以发现,有限元模拟计算的稳定承载力极限值略小于试验值,偏于安全,证明了本文采用的有限元模拟方法的准确性与可行性。

## 2 整体稳定分析

### 2.1 计算模型构造尺寸选择

考虑到 U 型加劲肋在城市匝道弯桥中需要弯制加工,因此其腹板与翼缘板的厚度不能太厚,工程上常用的尺寸为 6~10 mm。此外,U 肋加劲板为正交异性钢桥面板的重要组成部分,U 型加劲肋的间距也不能太大,否则将导致顶板在车轮荷载下产

生较大的变形,从而引发桥面板铺装损害问题,当然,间距也不能过小,否则不利于正交异性钢桥面板的制作与施工。为了使 U 肋加劲板受力更加均匀,一般取加劲肋的间距与其上翼缘板宽度相同。不同国家根据自己的理论及设计要求,对 U 肋加劲板的构造尺寸提出了一些规定,如表 3 所示。

表 3 U 肋加劲板构造规范规定

参数	欧洲规范	日本规范	美国规范
被加劲板板厚/mm	≥14	≥12	≥8
U 肋板厚/mm	≥6	6~10	≥7
U 肋开口宽度/mm		280~340	
U 肋腹板间距/mm	≤300		
加劲肋间距/mm		600~850	

由于试件的长细比显著影响其整体稳定承载力,因此,下文分别以被加劲板与 U 肋的板厚比、U 肋高度、试件的长度来改变试件的长细比,并通过验证过的有限元模拟方法得到相应的整体稳定承载力。考虑到 U 肋加劲板的焊接残余应力分布及大小与被加劲板和 U 肋的板厚比密切相关,故为了涵盖不同板厚比并考虑工程上常用的 U 肋加劲板尺

寸,取 U 肋与被加劲板的厚度分别为 6~12,8~14,8~16,8~20,10~20,10~24 m 六种组合;U 肋高度分别取 250,260,280,300,320,340,360 mm 共 7 种尺寸;构件的长度取 1,1.5,2,3,4,5,6 m 共 7 种规格。此外,由于 Q390 和 Q420 钢材在钢桥上具有很高的发展潜力,故被加劲板与 U 肋的组合强度取为 345~420,345~390,345~345,390~345,420~345 MPa 共 5 种组合。图 8 给出了 U 肋加劲板的标准横断面(R 为 U 肋腹板与翼缘间的圆弧倒角半径),表 4 给出了用于分析的横隔板间距为 4 m 的 U 肋加劲板主要参数。

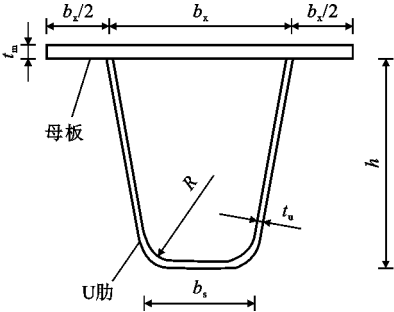


图 8 U 肋加劲板标准横断面

Fig. 8 Standard Cross Section of U-rib Stiffened Plate

表 4 用于分析的 U 肋加劲板参数

被加劲板板厚	U 肋板厚	U 肋上缘宽	U 肋下缘宽	U 肋高度	横隔板间距	加劲板面积/ mm <sup>2</sup>	加劲板抗弯惯性矩/ 10 <sup>8</sup> mm <sup>4</sup>	相对长细比
$t_m$ /mm	$t_w$ /mm	$b_s$ /mm	$b_x$ /mm	$h$ /mm	$L$ /mm			
20	8	150	300	250	4 000	17 467.8	1.39	0.56
20	8	150	300	260	4 000	17 623.6	1.52	0.54
20	8	150	300	280	4 000	17 936.0	1.80	0.50
20	8	150	300	300	4 000	18 249.3	2.11	0.47
20	8	150	300	320	4 000	18 563.4	2.45	0.44
20	8	150	300	340	4 000	18 878.3	2.82	0.41
20	8	150	300	360	4 000	19 193.6	3.22	0.39

2.2 强度组合变化

根据提出的 U 肋加劲板尺寸组合、强度组合变化,共可形成 1 470 个构造相异的 U 肋加劲板试件。随后将这 1 470 个试件采用验证过的有限元模型进行受压整体稳定承载力计算,并将构件任意时刻所承受的轴向压力除以构件面积取为构件的平均应力,再令平均应力与构件屈服强度的比值为其整体稳定系数  $\varphi$ ,对于混合钢 U 肋加劲板而言,由于被加劲板与 U 肋材料的强度不同,故将相应各组成板件屈服强度与其横截面面积的比值进行加权得到等效屈服强度进行计算。最后分析不同强度组合下,U 肋加劲板相对长细比与整体稳定系数  $\varphi$  之间的关系,如图 9 所示。

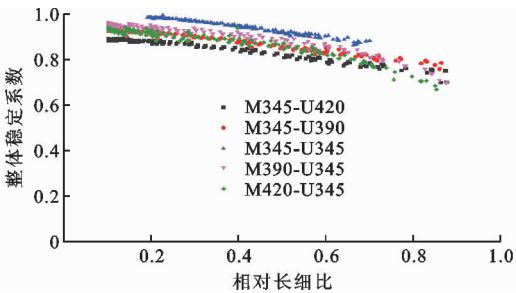


图 9 不同强度组合下的整体稳定曲线

Fig. 9 Overall Stability Curves Under Different Strength Combinations

从图 9 可知,工程上常用尺寸 U 肋加劲板构件的相对长细比主要分布于 0.2~0.7 内。此外,不同

强度组合 U 肋加劲板的整体稳定系数  $\varphi$  分布范围不同,但趋势大体相同,其中等强钢 M345-U345 的曲线高于其他强度组合的曲线,这说明了强度组合对 U 肋加劲板的整体稳定系数  $\varphi$  有很大的影响。当 U 肋加劲板构件的长细比较小时,5 种强度组合 U 肋加劲板的整体稳定系数  $\varphi$  分布比较集中,而当相对长细比增加时,U 肋加劲板构件的整体稳定系数变得较为分散,但所有强度组合试件的整体稳定系数  $\varphi$  都随着构件相对长细比的增加而减小。对于 M345-U345 强度组合的构件而言,当相对长细比接近 0.2 时,其整体稳定系数  $\varphi$  趋近于 1;对于 M345-U420, M345-U390, M390-U345 和 M420-U345 这 4 种强度组合的构件而言,当相对长细比接近于 0 时,其整体稳定系数值均小于 1。这是由于混合钢 U 肋加劲板强度较低的部件先达到屈服,强度较高的部件后达到屈服,从而导致原本的轴压构件变为偏压构件。

### 3 整体稳定承载力计算方法

#### 3.1 Perry 公式

以构件的实际极限荷载作为分析整体稳定系数的准则,假定构件两端边界条件均为简支,并考虑沿构件轴向正弦分布初弯曲以及截面存在残余应力,得到构件的整体稳定系数  $\varphi^{[6,19]}$ ,并采用 Perry 公式对所得结果进行拟合,即

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{\lambda^2} (1 + \epsilon_0) - \sqrt{\left[ 1 + \frac{1}{\lambda^2} (1 + \epsilon_0) \right]^2 - \frac{4}{\lambda^2}} \right\} \quad (1)$$

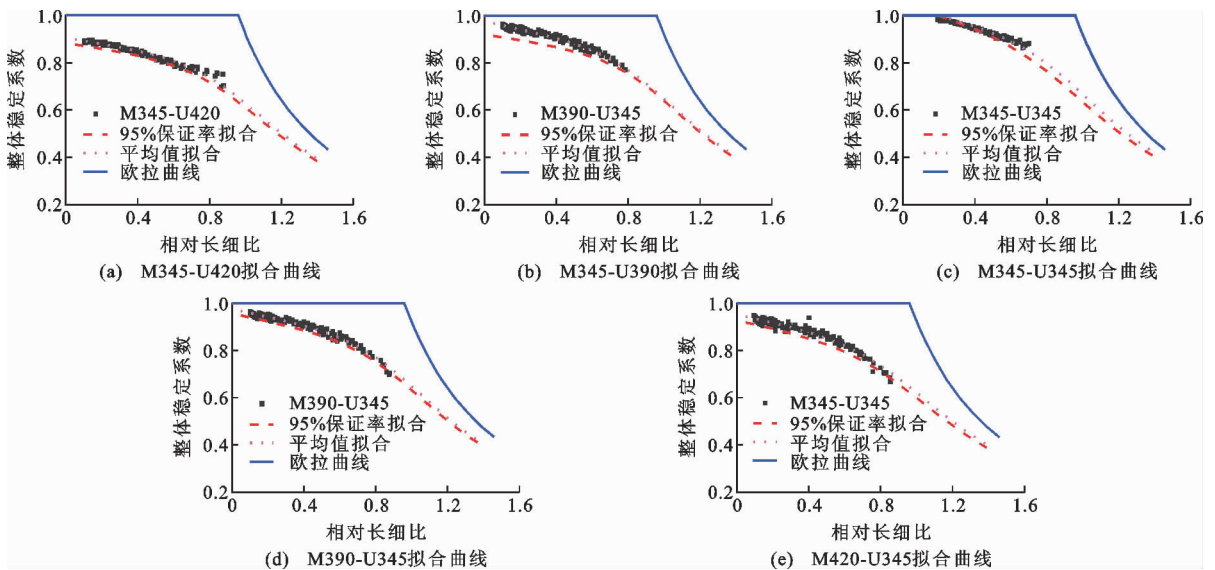


图 10 不同强度组合下的拟合曲线

Fig. 10 Fitting Curves Under Different Strength Combinations

$$\epsilon_0 = \alpha(\bar{\lambda} - \lambda_0) \quad (2)$$

式中:  $\sigma_{cr}$  为轴心受压构件的欧拉临界应力;  $\epsilon_0$  为等效偏心率;  $\lambda_0$  为轴压杆件开始折减时对应的相对长细比;  $\alpha$  为缺陷系数,可将其进行调整以控制柱子曲线的高低;  $\lambda$  为轴心受压构件的长细比;  $\bar{\lambda}$  为相对长细比;  $f_y$  为构件屈服强度。

欧洲规范<sup>[20]</sup>和中国现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)将相对长细比限值限制在 0.2,即相对长细比  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  时,规范认为构件发生强度破坏,其稳定极限承载力不予折减。中国《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)将此限值确定在  $\bar{\lambda} \leq 0.215$ 。上述 3 种规范均根据残余应力与初弯曲对构件承载力的影响,将构件的截面形式分为几类,并通过公式(2)中不同的缺陷系数  $\alpha$  体现。公式(1)仅适用于等强钢受压构件,对于混合钢 U 肋加劲板受压构件,存在第 2.2 节中所述的偏压现象,所以需要将公式(1)进行一定的调整以获得适用于混合钢受压构件整体稳定系数  $\varphi$  的计算公式。本文采取的做法为:将公式(1)中的系数 1/2 用参数  $\beta$  代替,同时保持缺陷系数  $\alpha$  不变。这样公式(1)将变为

$$\varphi = \beta \left\{ 1 + \frac{1}{\lambda^2} (1 + \epsilon_0) - \sqrt{\left[ 1 + \frac{1}{\lambda^2} (1 + \epsilon_0) \right]^2 - \frac{4}{\lambda^2}} \right\} \quad (3)$$

#### 3.2 强度组合拟合

以前文数值模拟得到的各种强度组合试件的数据为基础,采用公式(3)并选择平均值拟合与 95% 保证率拟合方式,分别对 5 种情况下的 U 肋加劲板整体稳定系数  $\varphi$  进行曲线拟合,拟合曲线如图 10 所示,公式(3)中对应的参数  $\beta$  以及缺陷系数  $\alpha$  的取值



如图 11 所示。

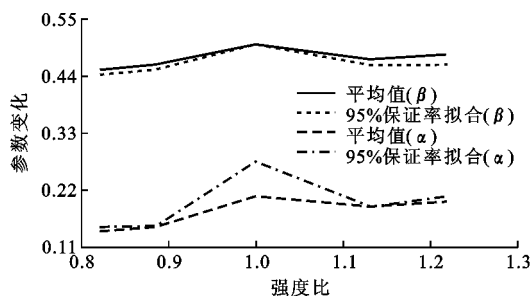


图 11 参数随强度比变化

Fig. 11 Changes of Parameter with Strength Ratio

从图 10 可知,不同强度组合下的整体稳定系数数据分布不尽相同,因此对应整体稳定系数  $\varphi$  拟合公式中参数  $\beta$  以及缺陷系数  $\alpha$  取值也将不同。等强钢 U 肋加劲板构件整体稳定系数  $\varphi$  的最大值趋近于 1,而混合钢 U 肋加劲板整体稳定系数  $\varphi$  的最大值均小于 1,其中 M345-U420 强度组合试件的最大值趋近于 0.9; M345-U390 强度组合试件的最大值趋近于 0.97, M390-U345 强度组合试件的最大值趋近于 0.97, M420-U345 强度组合试件的最大值趋近于 0.95。由图 11 可知,随着强度比的增大,参数  $\beta$  也随着增大,在强度比为 1 时(等强钢组合)达到峰值,而当强度比超过 1 后,参数  $\beta$  有所下降。缺陷系数  $\alpha$  的变化与参数  $\beta$  的趋势基本相同,均为强度比为 1 时达到最大值,但其取值的波动较大。相比于强度比为 1 的等强钢构件来说,提高 U 肋强度与提高被加劲板强度构件的参数  $\beta$  与缺陷系数  $\alpha$  的取值均有下降,但下降幅度不同:提高 U 肋强度(强度比小于 1)的参数  $\beta$  值在平均值拟合与 95% 保证率拟合下的降幅与提高被加劲板强度(强度比大于 1)的降幅差别不大;提高 U 肋强度(强度比小于 1)的缺陷系数  $\alpha$  值在平均值拟合与 95% 保证率拟合下的降幅比提高被加劲板强度(强度比大于 1)的降幅更大。

### 3.3 柱子曲线对比

欧洲规范<sup>[20]</sup>在制定轴心受压构件的柱子曲线时,根据不同的截面类型而将柱子曲线分类为  $a_0$ , a, b, c, d 五种曲线,其中 a, b, c 曲线分别由钢管、焊接箱形截面和轧制 H 型钢绕弱轴屈曲确定,曲线 c 通过分析试验结果获得,此外,欧洲钢结构协会在考虑翼缘外边缘焊接残余压应力较大的情况下,对于板件厚度超过 40 mm 的重型截面添加了 1 条比 c 类曲线更低的 d 类曲线。 $a_0$  曲线比 a 曲线更高,它是适用于屈服强度  $f_y = 430$  MPa 的钢材。中国现

行的《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)以欧洲规范中的 a, b, c, d 四条屈曲曲线为基础,通过将其中的缺陷系数  $\alpha$  取整而得到新的 a, b, c, d 四条屈曲曲线。可以认为,中国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)的屈曲曲线与欧洲规范的屈曲曲线类型相同。

从本质上说,整体稳定系数取值的比较即为各国规范中柱子曲线的比较。现将 Eurocode 规定的 5 条曲线、BS5400 规定的 4 条曲线、AASHTO 与日本道桥示方书规定的 2 条曲线以及本文提出的 5 种柱子曲线绘制于图 12 中进行比较,此外,在图 12 中还示出了欧拉临界曲线。分析图 12 中的曲线可比较直观地发现各条曲线的特点及之间的相对关系。

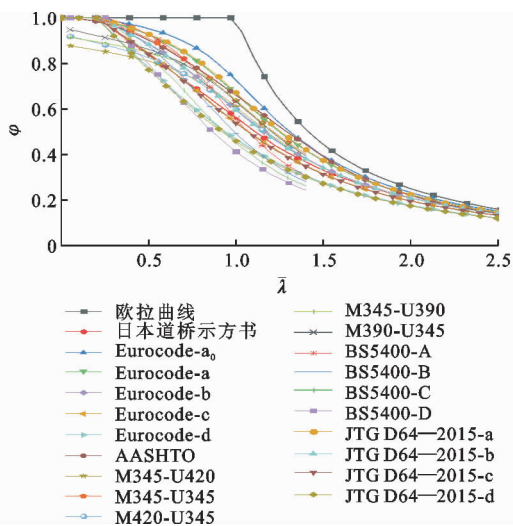


图 12 柱子曲线对比

Fig. 12 Comparison of Pillar Curves

从图 12 可知, M345-U345 强度组合试件的柱子曲线(等强钢柱子曲线)与各国规范的柱子曲线均在相对长细比  $\bar{\lambda}$  等于 0.2 时开始折减。等强钢柱子曲线在相对长细比  $\bar{\lambda}$  超过 0.2 的范围内均高于日本《道桥示方书》所规定的柱子曲线,但略低于 AASHTO 规定的柱子曲线。将等强钢柱子曲线与 5 条 Eurocode 柱子曲线进行对比后可知:等强钢柱子曲线位于 Eurocode-a 与 Eurocode-b 柱子曲线中间。将等强钢柱子曲线与 4 条 BS5400 柱子曲线对比可知:等强钢柱子曲线高于 BS5400 规范中的 B, C, D 三类柱子曲线,但低于 A 类柱子曲线。将等强钢柱子曲线与中国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64—2015)中柱子曲线进行对比后可知:等强钢柱子曲线位于 JTGD64—2015-a 曲线与 JTGD64—2015-b 曲线中间,并随着相对长细比的增大而靠近 JTGD64—2015-b 曲线。此外,当相对长细比



$\bar{\lambda} > 1.2$  时,等强钢柱子曲线与其他国家规定的柱子曲线差别逐渐变小。

对于本文提出的4条非等强钢柱子曲线,从图12中可以看出,这些曲线均低于等强钢柱子曲线。在4条非等强钢柱子曲线中,M390-U345组合强度的柱子曲线最高;在相对长细比 $\bar{\lambda} < 0.2$ 时,M345-U390组合强度与M420-U345组合强度的柱子曲线基本重合,但相对长细比 $\bar{\lambda} > 0.2$ 后,M345-U390组合强度柱子曲线明显高于M420-U345组合强度柱子曲线;随着相对长细比 $\bar{\lambda}$ 的增大,M345-U420强度组合和M420-U345强度组合的2条柱子曲线逐渐逼近Eurocode规范中的b类柱子曲线,M345-U390强度组合和M390-U345强度组合的2条柱子曲线逐步与等强钢柱子曲线贴近。将4条非等强钢柱子曲线与中国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64-2015)中柱子曲线进行对比后可知:由于存在偏心影响,4条非等强钢柱子曲线在相对长细比较小时均低于《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64-2015)的4条柱子曲线,但在相对长细比 $\bar{\lambda}$ 大于1时,4条非等强钢柱子曲线的走势区域统一,其中M345-U420和M420-U345两条柱子曲线与JTG D64-2015中的b类柱子曲线接近;M345-U390和M390-U345两种柱子曲线随着相对长细比的增大逐步与等强钢M345-U345柱子曲线重合。

## 4 结 语

(1)在梁单元有限元模型中,可以通过施加等效初应力与残余应力的方式来模拟混合钢U肋加劲板中被加劲板与U肋强度不同的情况。

(2)以受压混合钢U肋加劲板梁单元有限元模型为基础,在考虑焊接残余应力与初始几何缺陷的情况下进行受压整体稳定模拟,并将分析结果与3种不同强度组合的混合钢U肋加劲板受压整体稳定试验结果进行比较,结果发现2种情况下试件的破坏模式基本一致,且荷载-位移曲线较为吻合,证明了本文提出的受压混合钢U肋加劲板整体稳定梁单元有限元模型的准确性。

(3)混合钢U肋加劲板的受压整体稳定系数 $\varphi$ 在U肋-被加劲板强度组合不同情况下的分布区域不尽相同。非等强钢U肋加劲板由于U肋与被加劲板的屈服强度不同,在加载过程中出现偏心受压现象,从而导致受压整体稳定系数均低于1。

(4)在本文提出的5条柱子曲线中,非等强钢柱子曲线均低于等强钢柱子曲线。等强钢柱子曲线在

相对长细比较小时高于JTG D64—2015-b曲线,并随着相对长细比 $\bar{\lambda}$ 的增大而逐渐与AASHTO规定的柱子曲线重合。4条非等强钢柱子曲线的变化趋势随着相对长细比 $\bar{\lambda}$ 的增加而趋于统一,并均有向JTG D64—2015-b曲线逼近的趋势。

## 参考文献:

### References:

- [1] 赵秋,郭智勇,董锐,等.热-物理与力学参量对混合钢U肋加劲板残余应力分布影响[J].焊接学报,2016,37(3):28-32.  
ZHAO Qiu, GUO Zhi-yong, DONG Rui, et al. Effect of Thermophysical and Mechanical Parameters on Welding Residual Stress of Hybrid Steel U-rib Stiffened Plate[J]. Transactions of the China Welding Institution, 2016, 37(3): 28-32.
- [2] ZHAO Q, GUO Z Y, SHEN X J, et al. Test Study on Residual Stress Distribution of Hybrid Steel U-rib Stiffened Plates[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 121: 261-267.
- [3] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社,2013.  
XIANG Hai-fan. Advanced Theory of Bridge Structures [M]. Beijing: China Communications Press, 2013.
- [4] 赵秋,熊礼鹏,王旭.扁平钢箱梁U肋加劲板的加载偏心[J].江南大学学报:自然科学版,2010,9(6):680-684.  
ZHAO Qiu, XIONG Li-peng, WANG Xu. Study on Force Eccentricity of U-rib Stiffened Plate of Flat Steel Box Girder [J]. Journal of Jiangnan Yangtze University: Natural Science Edition, 2010, 9(6): 680-684.
- [5] 李立峰,邵旭东.扁平钢箱梁闭口U形加劲板屈曲特性理论分析[J].公路交通科技,2008,25(3):88-92.  
LI Li-feng, SHAO Xu-dong. Theoretical Analysis on Stability Property of U-rib Stiffened Plate of Flat Steel Box Girder [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2008, 25(3): 88-92.
- [6] 陈绍蕃.钢结构稳定设计指南[M].3版.北京:中国建筑工业出版社,2013.  
CHEN Sao-fan. Guide to Stability Design of Steel Structures [M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013.
- [7] CONNOR R J. Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges [R]. Washington DC: Federal Highway Administration,

- 2012.
- [8] 程 斌,赵金城,肖汝诚.基于等稳定水准的中厚板加劲肋优化设计[J].上海交通大学学报,2011,45(4):528-533.
- CHENG Bin, ZHAO Jin-cheng, XIAO Ru-cheng. Equal-stability Level Based Optimal Stiffener Design for Moderately Thick Plates[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2011, 45(4): 528-533.
- [9] 赵 秋,高 璞.受压加劲板稳定承载力计算方法比较[J].福州大学学报:自然科学版,2014,42(1):123-127.
- ZHAO Qiu, GAO Pu. Comparison of Calculation Method of Stiffened Compression Plate's Stability Bearing Capability[J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science Edition, 2014, 42(1): 123-127.
- [10] 狄 谨,周绪红,吕忠达,等.正交异性钢箱梁 U 型肋加劲板极限承载力试验[J].中国公路学报,2009,22(2):59-64.
- DI Jin, ZHOU Xu-hong, LU Zhong-da, et al. Experiment on Ultimate Bearing Capacity of U-stiffened Plate of Orthotropic Steel Box Girder[J]. China Journal of Highway and Transport, 2009, 22(2): 59-64.
- [11] 秦凤江,狄 谨,周绪红,等.钢箱梁 U 型肋加劲板受压稳定极限承载力影响因素分析[J].长安大学学报:自然科学版,2017,37(1):58-66.
- QIN Feng-jiang, DI Jin, ZHOU Xu-hong, et al. Analysis on Influence Factors of Stability Ultimate Bearing Capacity of U-rib Stiffened Plate of Steel Box Girder [J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2017, 37(1): 58-66.
- [12] LI Y X, LIU R, LIU Y Q, et al. Compressive Behavior of Orthotropic Steel Deck with Extra Attached Stiffeners[J]. Journal of Aerospace Engineering, 2018, 31(6): 04018084.
- [13] CHOU C C, UANG C M, SEIBLE F. Experimental Evaluation of Compressive Behavior of Orthotropic Steel Plates for the New San Francisco-Oakland Bay Bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2006, 11(2): 140-150.
- [14] SHIN D K, LE V A, KIM K. In-plane Ultimate Compressive Strengths of HPS Deck Panel System Stiffened with U-shaped Ribs[J]. Thin-walled Structures, 2013, 63: 70-81.
- [15] 赵 秋,翟战胜,陈宝春.混合强度 U 形肋加劲钢板受压稳定试验研究[J].建筑结构学报,2016,37(7):54-63.
- ZHAO Qiu, ZHAI Zhan-sheng, CHEN Bao-chun. Experimental Study on Compression Stability of Hybrid Steel Plate Stiffened with U-ribs[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(7): 54-63.
- [16] 赵 秋,翟战胜,郭智勇. U 肋加劲板初始几何缺陷试验研究[J].结构工程师,2016,32(1):147-153.
- ZHAO Qiu, ZHAI Zhan-sheng, GUO Zhi-yong. Experimental Study on Initial Geometrical Imperfection of U-rib Stiffened Plates[J]. Structural Engineers, 2016, 32(1): 147-153.
- [17] 赵 秋,翟战胜,王 捷,等.基于数值模拟方法的 U 肋加劲板初始几何缺陷研究[J].公路交通科技,2016,33(1):64-69.
- ZHAO Qiu, ZHAI Zhan-sheng, WANG Jie, et al. Study on Initial Geometrical Defect on U-rib Stiffened Plate Based on Numerical Simulation[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2016, 33(1): 64-69.
- [18] 郭智勇.混合钢 U 肋加劲板焊接残余应力研究[D].福州:福州大学,2013.
- GUO Zhi-yong. Research on Welding Residual Stress of Hybrid Steel U Rib-stiffened Plates[D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2013.
- [19] GB 50017—2003, 钢结构设计规范[S].
- GB 50017—2003, Code for Design of Steel Structures [S].
- [20] EN 1993-2:2006, Eurocode 3: Design of Steel Structures — Part 2: Steel Bridges[S].