

# $\pi$ 型钢板应用于板梁桥加固的非线性研究

胡庆安, 李轲, 凤跃森

(长安大学公路学院, 陕西 西安 710064)

**摘要:** 由于超限超载车辆迅速增长, 梁底开裂已成为板梁桥运营中的首要病害. 以往所使用的粘贴钢板加固, 钢材使用率低, 加固效果并不理想. 根据提高主梁抗弯刚度可减小主梁挠度及内力, 并最终抑制梁底开裂的原理, 首次提出  $\pi$  型钢板加固法. 现利用 ANSYS 程序进行空间非线性有限元仿真计算. 对  $\pi$  型钢板与粘贴钢板加固后主梁进行对比分析, 得出  $\pi$  型钢板加固对提高主梁极限承载力、防止主梁底板开裂, 效果优于粘贴钢板加固; 对比分析使用不同腹板高度与钢板厚度的  $\pi$  型钢板加固后的主梁极限承载力, 得出  $\pi$  型钢板腹板高度对提升加固效果的影响较钢板厚度大; 进一步对比分析  $\pi$  型钢板应用于不同跨径板梁的稳定性问题, 提出不同跨径板梁对  $\pi$  型钢板截面尺寸的具体要求.

**关键词:** 板梁桥;  $\pi$  型钢板; 非线性; 底板开裂; 稳定性; ANSYS

**中图分类号:** U447

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2014)01-0016-06

## 1 $\pi$ 型钢板加固研究的意义与价值

钢筋混凝土和预应力混凝土空心板梁桥因其结构性能好、施工方便、可大批量工业化预制等优点被广泛应用. 但是近年来, 由于超限超载车辆的迅速增长、局部设计不合理等诸多因素, 板梁梁底开裂已成为板梁桥运营中的首要病害. 根据混凝土裂缝的破坏过程及其变形发展规律可知, 板梁梁底裂缝的产生是梁体下挠过大, 梁底主拉应力超过混凝土抗拉强度的结果. 以往所使用的粘贴钢板法, 未能有效增大主梁抗弯、抗剪刚度, 减小主梁下挠, 因此加固效果并不理想<sup>[1]</sup>.

根据等直梁在纯弯时截面任一点正应力计算公式:  $\sigma = M_y / I$  可知, 在跨中梁底处, 混凝土主拉应力最大, 且截面惯性矩  $I$  与跨中梁底处正应力  $\sigma$  成反比. 因此, 通过改变截面形状增大截面惯性矩  $I$ , 能够减小梁底混凝土拉应力, 进而防止梁底裂缝产生<sup>[1]</sup>. 由此理论首次引出  $\pi$  型钢板加固法. 该加固方法是指沿主梁纵向在相邻板梁接缝处, 采用胶黏剂、膨胀螺栓, 将两板梁梁底与  $\pi$  型钢板粘结固定, 使  $\pi$  型钢板与主梁协同受力, 并使主梁截面惯性矩  $I$  增大, 有效提升主梁抗弯刚度与强度, 充分发挥钢材抗拉性能的加固方法<sup>[2]</sup>.

鉴于国内对  $\pi$  型钢板加固法研究的空白, 本文着重对不同  $\pi$  型钢板横截面进行对比分析及优化, 为  $\pi$  型钢板截面设计提供思路; 并对不同高厚比的  $\pi$  型钢板应用于不同跨径主梁的结构稳定性问题 (临界屈曲系数  $\lambda$ ) 进行研究, 为  $\pi$  型钢板截面设计提供相应的设计准则.

## 2 工程背景

某桥上部结构为 13 孔 10 m 装配式预应力混凝土简支空心板梁, 桥梁全长 273.3 m, 全宽 12 m, 单片主梁宽度及高度分别为 83 cm 和 90 cm. 根据该桥检测报告, 上部空心板梁存在多处纵向裂缝, 纵向裂缝多处为在预应力束管位置, 裂缝宽度主要集中在 0.104~0.54 mm; 同时存在较多横向裂缝和不规则裂缝, 其多处为在跨中和支点附近, 裂缝宽度 0.054~0.20 mm, 综合评定该桥技术状况为四类危桥.

## 3 计算模型

模型采用 ANSYS 程序对加固前后桥梁结构进行极限状态下的非线性数值模拟分析. 混凝土板梁属于

收稿日期: 2013-05-27 修改稿日期: 2014-02-21

基金项目: 国家青年科学基金项目 (51308056)

作者简介: 胡庆安 (1956-), 男, 教授, 硕士生导师, 主要从事桥梁结构分析、桥梁抗风及抗震控制研究. E-mail: hqa@gl.chd.edu.cn

三维空间结构, 受力复杂, 因此, 模型应尽可能如实反应原结构的受力状态. 模型分为上、下两部分, 上部为待加固板梁, 为防止模型因应力集中而导致奇异并影响计算精度, 在箱梁内侧两底角处设置 1: 3 的倒角. 下部为加固所用  $\pi$  型钢板. 由于施工技术的进步, 用于连接  $\pi$  型钢板和主梁的胶黏剂、膨胀螺栓的强度完全可以保证  $\pi$  型钢板与主梁间不会出现相对滑移或脱落等工程质量问题, 而且, 模型上部主梁梁底和下部加固钢板之间的连接采用共节点、共面处理, 即上、下部采用刚性连接. 该模型中, 主梁为简支梁, 因此, 模型中两端搭接在桥台上的部分采用另外建面, 并对该搭接面采用三向平动固结, 转动放开处理; 由于  $\pi$  型钢板为对称面为  $Y-Z$  面的对称体, 出于合理简化模型的考虑, 根据结构力学中对于对称体的简化原理, 模型中  $\pi$  型钢板只需沿其  $YZ$  对称面取其整体的一半, 对  $\pi$  型钢板沿  $Y-Z$  面的切面进行  $UX$  平动固结. 由于, 本文所研究内容属于几何非线性及材料非线性问题, 整个求解全过程中, 结构刚度是不断变化的. 因此, 模型加载方式选定为在板梁顶面按分步加载方式, 逐步施加均布面荷载增量, 并选用完全 NR 法, 以便在各个荷载增量内精确修正刚度矩阵, 循环迭代计算, 直至板梁跨中底面首次出现开裂为止<sup>[3-4]</sup>.

模型主梁中段混凝土采用可考虑混凝土开裂的 solid65 单元模拟<sup>[5-6]</sup>, 两端混凝土及钢板采用 solid45 单元模拟. 为了能更好的模拟混凝土全过程本构关系, 模型采用多线性等向强化模型 MISO<sup>[3]</sup>, 并采用输入混凝土单轴受压应力-应变关系全过程曲线的方法, 应力-应变关系曲线见图 1.

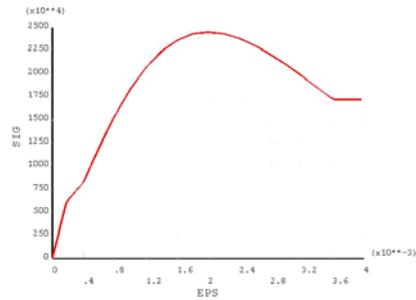


图 1 混凝土单轴受压应力-应变关系全过程曲线  
Fig.1 Stress-strain variation curve of the concrete under uniaxial compression

## 4 加固方案比较与优化

### 4.1 加固效果比较

为对粘贴钢板法与  $\pi$  型钢板法在极限状态下的加固效果进行比较, 现对模型施加均布荷载. 加载方式采用分步加载见图(2-3), 荷载增量  $6.25 \text{ N} \cdot \text{m}^2$ , 荷载时间步长 0.2 s, 模型①为未加固主梁; 模型②为使用粘贴钢板法加固主梁, 所粘贴钢板宽度、厚度分别为 82.9 cm, 1.55 cm; 模型 3 为使用  $\pi$  型钢板法加固主梁,  $\pi$  型钢板腹板高度  $h$ , 钢板厚度  $c$ , 宽度  $B$ , 跨度  $b$  分别取 30 cm, 0.8 cm, 40 cm, 30 cm. 模型②与模型③用钢量相同. 对加固前后, 主梁极限荷载值及最大挠度的对比, 能更直观的反映  $\pi$  型钢板加固对控制梁底裂缝的优越性.

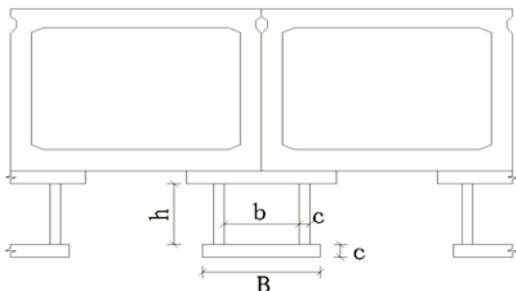


图 2  $\pi$  型钢板加固示意图  
Fig.2 Schematic diagram of  $\pi$ -type steel strengthening



图 3  $\pi$  型钢板加固 (左) 与粘贴钢板加固 (右) 效果图  
(黑色横线为裂缝)  
Fig.3 Sketch of  $\pi$ -type steel strengthening(left) and reinforcing with bonding steel plates(right) (black line indicates the crack)

表1 极限状态下,未加固、粘贴钢板加固、 $\pi$ 型钢板加固结果比较  
Tab.1 Comparison of result of unreinforcement, reinforcing with bonding steel plates and  $\pi$ -type steel strengthening under ultimate limit state

结构模型	模型①	模型②	模型③
均布荷载/ $N \cdot m^{-2}$	61 913	72 038	82 263
最大挠度/mm	1.84	2.57	2.73
提升率	模型②提升率	模型③提升率	提升率差值
	$(\text{②}-\text{①})/\text{①} \times 100\%$	$(\text{③}-\text{①})/\text{①} \times 100\%$	$(\text{③}-\text{②})/\text{①} \times 100\%$
均布荷载提升率/%	16.35	32.87	16.52
最大挠度提升率/%	39.67	48.37	8.7

由表1可以看出,采用 $\pi$ 型钢板加固后主梁与采用粘贴钢板加固后主梁的极限荷载均高于未加固主梁,但 $\pi$ 型钢板加固后主梁的提升率高于粘贴钢板加固后主梁的提升率.模型③在保证不出现裂缝(极限状态)的前提下,所能承受的最大挠度值也高于模型②与模型①.由此可知, $\pi$ 型钢板加固对于防止主梁底板开裂,效果明显优于粘贴钢板加固.

#### 4.2 $\pi$ 型钢板横截面分析及优化

##### 4.2.1 $\pi$ 型钢板腹板高度对比分析

下面研究 $\pi$ 型钢板腹板高度对抑制主梁底板开裂的影响.模型④、⑤、⑥为采用 $\pi$ 型钢板加固的主梁,腹板高度分别取15 cm、20 cm、25 cm, $\pi$ 型钢板钢板厚度、宽度、跨度分别取0.8 cm、40 cm、30 cm.对比模型③与模型①,进行 $\pi$ 型钢板腹板高度对比分析,其计算结果如表2、图4所示.

表2 极限状态下, $\pi$ 型钢板腹板高度对加固效果影响比较

Tab.2 Strengthening effect comparison of the  $\pi$ -type steel strengthening with different web heights under ultimate limit state

结构模型	模型①	模型④	模型⑤	模型⑥	模型③
均布荷载/ $N \cdot m^{-2}$	61 913	67 743	71 393	75 638	82 263
相对模型①承载能力提升率/%		9.42	15.31	22.17	32.87

由表2、图4可以看出,采用 $\pi$ 型钢板加固后,模型④、⑤、⑥、③在极限荷载状态下,出现首条裂缝时所承受荷载值呈显著增大趋势.这表明,随着所使用的 $\pi$ 型钢板腹板高度的增大,主梁的最大竖向挠度、梁底最大主拉应力均显著减小,跨中梁底开裂现象可以得到抑制.

##### 4.2.2 $\pi$ 型钢板钢板厚度对比分析

为了更好的体现 $\pi$ 型钢板钢板厚度对抑制主梁底板开裂的影响,并对腹板高度与钢板厚度变化对抑制主梁底板开裂的影响作进一步对比分析,模型⑦、⑧、⑨为采用 $\pi$ 型钢板加固的主梁,其 $\pi$ 型钢板用钢量分别与模型⑤、⑥、③对应相等,钢板厚度分别取0.873 cm、0.946 cm、1.018 cm, $\pi$ 型钢板腹板高度、宽度、跨度分别取15 cm、40 cm、30 cm.对比模型④与模型①,进行 $\pi$ 型钢板钢板厚度对比分析,其计算结果如表3所示.并将采用 $\pi$ 型钢板加固后,模型①、④、⑤、⑥、③在极限荷载状态下,出现首条裂缝时所承受荷载值的趋势与模型①、④、⑦、⑧、⑨在极限荷载状态下,出现首条裂缝时所承受荷载值的趋势加以对比,如图5所示.

如表3、图5所示,采用 $\pi$ 型钢板加固后,模型④、⑤、⑥、③在极限荷载状态下,出现首条裂缝时所承受荷载值呈线性关系,具有依次增大趋势,但是相较于随着腹板高度变化的趋势,随着钢板厚度变

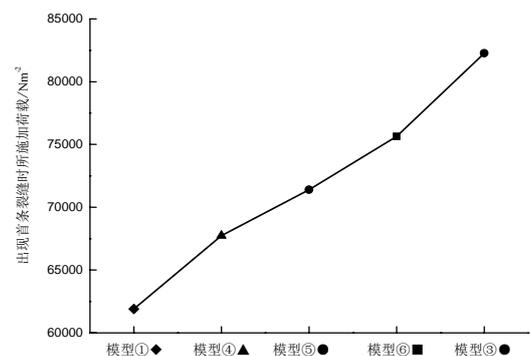


图4  $\pi$ 型钢板加固效果随腹板高度变化趋势图  
Fig.4 Variation trend of the  $\pi$ -type steel strengthening

化的增大趋势明显较小. 由于腹板高度的 3 次方与梁截面惯性矩成正比, 因此设法增加梁的截面高度可以更有效的增加主梁截面惯性矩, 抑制裂缝的发生.

表 3 极限状态下, π 型钢板厚度对加固效果影响比较

Fig.3 strengthening effect comparison of the π-type steel strengthening of different thickness under ultimate limit state

结构模型	模型①	模型④	模型⑦	模型⑧	模型⑨
均布荷载/ $N \cdot m^{-2}$	61 913	67 743	69 498	71 468	73 298
相对模型①承载能力提升率/%		9.42	12.25	15.43	18.39

综上所述, 在同样的用钢量下, 增大 π 型钢板腹板高度加固效果优于增大钢板厚度. 但是, 在实际工程当中, 过大的腹板高有可能产生失稳破坏等问题, 因此, 选择较好的 π 型钢板高厚比, 也是使等量的钢材发挥出最大加固效果的重要问题.

### 5 π 型钢板稳定性分析

在实际工程中为了提高主梁的抗弯刚度, π 型钢板腹板高厚比常常会设计的比较大, 在荷载作用下, 该结构内力除轴向力外, 弯矩、扭矩所占比重也较大, 结构极易增至临界屈曲荷载, 并由初始平衡状态出现分支, 转向新的平衡状态, 导致结构发生失稳破坏, 丧失结构整体稳定性, 即出现第一类失稳. 在 ANSYS 中第一类失稳问题由特征值屈曲分析 (Buckling Analysis) 通过求解线性稳定临界屈曲系数来解答.

在稳定平衡状态下, 根据势能驻值原理推得结构平衡方程:  $([K_E] + [K_G])\{U\} = \{P\}$

在结构随遇平衡状态下, 系统的势能二阶变分为零, 则:  $([K_E] + [K_G])\{\delta U\} = 0$

当结构在随遇平衡状态时,  $\{\delta U\}$  有非零解, 则:  $[K_E] + [K_G] = 0$

上式中,  $[K_E]$  是已知的, 而由于待求的临界荷载未知, 所以  $[K_G]$  是未知的. 为了求出该结构的临界荷载, 应假设一外荷载  $\{P^0\}$ , 该荷载所对应的结构几何刚度矩阵  $[K_G^0]$ , 并假设结构屈曲时的荷载为  $\{P^0\}$  的  $\lambda$  倍, 因此有  $[K_G] = \lambda[K_G^0]$ , 所以上式可化为  $[K_E] + \lambda[K_G^0] = 0$ .

该式可写成特征值方程:  $([K_E] + \lambda[K_G^0])\{\phi\} = 0$

上式中  $\lambda_i$  为第  $i$  阶特征值,  $\{\phi_i\}$  为与  $\lambda_i$  相对应的特征向量. ANSYS 特征值屈曲分析中所给出的, 也就是  $\lambda_i$  和  $\{\phi_i\}$ , 即临界屈曲系数和对应阶下的屈曲模态, 而结构在第  $i$  阶的屈曲荷载即为  $\lambda_i \{P^0\}$ .

通过 ANSYS 程序分析可知, 使用 π 型钢板加固后的主梁, 在以受压为主的临界屈曲荷载作用下, π 型钢板的平衡状态就会丧失, 腹板和下底板出现侧倾失稳<sup>[7]</sup>. 现以 π 型钢板腹板高  $h$  与腹板和下底板厚度  $c$  的比值 (以下简称高厚比  $h/c$ ) 为研究对象, 对模型施加均布极限荷载, 对比分析 π 型钢板应用于不同长度板梁时的稳定性. 屈曲模态示意图见图 6, 不同高厚比 π 型钢板在不同跨径下稳定性分析表见表 4.

对于一个结构, 其内力一般由结构本身恒载  $W$  及外荷载  $P$  所组成. 对临界屈曲系数  $\lambda$  的计算方法如下:  $w + \lambda P = F_{cr}$ ,  $\lambda = (F_{cr} - W) / P$ , 其中  $F_{cr}$  为保证结构不发生失稳的线弹性极限荷载, 也就是说临界屈曲系数  $\lambda$  为保证结构不发生失稳的外荷载的比例因子<sup>[3]</sup>. 由图 8 可以看出, 随着高厚比的增大, π 型钢

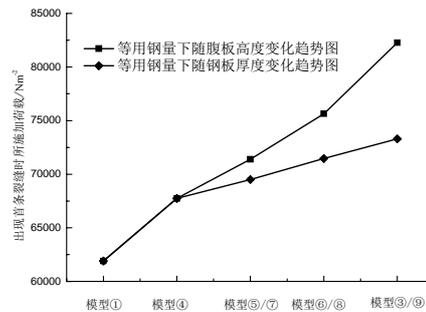


图 5 π 型钢板加固效果随钢板厚度、腹板高度变化趋势比较图  
Fig.5 Variation trend comparison of the π-type steel strengthening effects with thickness variation and web height variation



图 6 π 型钢板应用于 27 m 梁时 1 阶屈曲模态示意图  
Fig.6 Illustration of 1st order buckling mode of the π-type steel applied to 27 m beam

板临界屈曲系数  $\lambda$  呈对数曲线分布, 且高厚比越小, 临界屈曲系数  $\lambda$  越大, 高厚比越大, 临界屈曲系数  $\lambda$  越趋近于 0, 由此可知, 高厚比对临界屈曲系数  $\lambda$  影响很大, 且高厚比越高, 结构稳定性越差. 而由图 7 可以看出,  $\pi$  型钢板应用于不同跨径下的板梁的极限荷载, 随  $\pi$  型钢板高厚比的增大呈线性缓慢增加趋势, 也就是说, 相同的板梁, 使用较大高厚比的  $\pi$  型钢板加固后, 其极限荷载较使用较小高厚比的  $\pi$  型钢板加固后要大一些.

表 4 不同高厚比  $\pi$  型钢板在不同跨径下稳定性分析表

Tab.4 Stability analysis of the  $\pi$ -type steel with different ratio of height to thickness in different beam spans

跨径/m	10		16		20	
高厚比/h · c <sup>-1</sup>	极限荷载/N · m <sup>-2</sup>	临界屈曲系数	极限荷载/N · m <sup>-2</sup>	临界屈曲系数	极限荷载/N · m <sup>-2</sup>	临界屈曲系数
20	7 702	107.560	3 209	74.312	2 053	64.140
28.1	7 809	53.204	3 313	35.415	2 063	31.199
37.5	7 913	34.896	3 433	22.370	2 132	19.713
48.6	8 049	24.382	3 518	15.240	2 183	13.398
59.7	8 279	18.526	3 628	11.282	2 266	10.392
87.7	8 689	10.904	3 818	6.193	2 388	5.303
120	9 030	7.877	4 022	4.150	2 528	3.468
159.1	9 388	6.463	4 228	2.827	2 673	2.280
200	9 848	6.208	4 470	2.125	2 832	1.724
250	10 223	6.099	4 680	1.750	2 982	1.285
303	10 582	4.306	4 916	1.552	3 130	1.066
366.7	10 626	2.613	5 123	1.387	3 286	0.872

跨径/m	24		27		30	
高厚比/h · c <sup>-1</sup>	极限荷载/N · m <sup>-2</sup>	临界屈曲系数	极限荷载/N · m <sup>-2</sup>	临界屈曲系数	极限荷载/N · m <sup>-2</sup>	临界屈曲系数
20	1 354	59.444	1 029	56.999	806	53.990
28.1	1 397	28.128	1 062	26.971	832	25.547
37.5	1 453	17.652	1 105	17.001	867	18.603
48.6	1 489	11.978	1 132	11.536	888	12.623
59.7	1 527	8.858	1 180	8.522	929	9.112
87.7	1 625	4.717	1 255	4.579	990	4.765
120	1 723	3.050	1 347	2.949	1 106	2.940
159.1	1 822	1.976	1 421	1.914	1 132	2.047
200	1 941	1.458	1 518	1.404	1 215	1.472
250	2 073	1.077	1 600	1.012	1 275	1.070
303	2 199	0.857	1 687	0.799	1 349	0.809

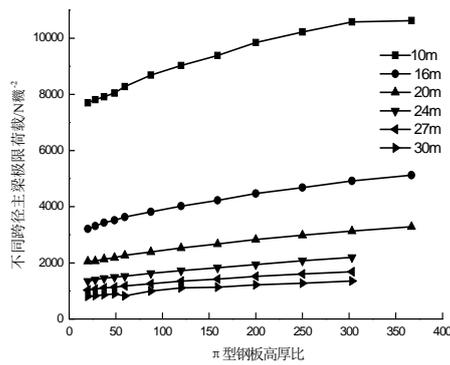


图 7 不同高厚比  $\pi$  型钢板应用于不同跨径板梁的极限荷载趋势图

Fig. 7 Figure of the ultimate load trend of the  $\pi$ -type steel with different ratio of height to thickness applied in different beam spans

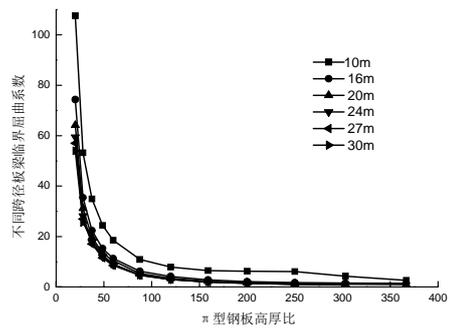


图 8 不同高厚比  $\pi$  型钢板应用于不同跨径板梁的临界屈曲系数趋势图

Fig. 8 Figure of the critical buckling coefficient trend of the  $\pi$ -type steel in different beam spans

桥梁工程中一般规定  $\lambda > 4$ , 可以保证结构不发生失稳<sup>[8]</sup>. 所以由表 4 可以得出: 在保证结构不发生失稳, 并尽可能多的提高桥梁极限承载力的前提下,  $\pi$  型钢板截面设计应满足: 当跨径  $L \leq 10$  m 时, 高厚比  $h/c \leq 303$ ; 跨径  $10 < L \leq 16$  m 时, 高厚比  $120 < h/c \leq 303$ ; 跨径  $16 < L \leq 20$  m 时, 高厚比  $87.7 < h/c \leq 120$ ; 跨径  $20 < L \leq 30$  m 时, 高厚比  $h/c \leq 87.7$ , 且宜在  $\pi$  型钢板梁端及跨中设置加劲肋, 以提高结构整体稳定性.

## 6 结论

(1)  $\pi$  型钢板加固方法能有效控制梁体下挠过大, 减小梁底混凝土主拉应力. 在等用钢量条件下, 对于防止主梁底板开裂,  $\pi$  型钢板加固效果明显高于粘贴钢板加固.

(2) 在等用钢量条件下, 提高主梁跨中梁底抗裂能力方, 增大腹板高度加固效果优于增大钢板厚度.

(3) 在其他尺寸不变, 仅随着腹板高度或钢板厚度变化的条件下,  $\pi$  型钢板加固后的主梁, 在出现首条裂缝时所承受荷载值呈近似线性关系, 在实际工程中, 可利用插值法, 算得所需钢板尺寸.

(4) 在等用钢量条件下,  $\pi$  型钢板高厚比过大极易导致结构整体失稳. 在实际工程当中, 宜根据不同的板梁跨径选择合适截面尺寸的  $\pi$  型钢板.

## 参考文献 References

- [1] 项贻强. 铰接预应力混凝土空心板梁桥的空间受力行为及加固分析[J]. 东南大学学报:自然科学版, 2012, 42(4): 734-738.  
XIANG Yiqiang. Spatial behavior and strengthening analysis of fabricated PC hollow slab beam bridge with hinge joints[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2012, 42(4): 734-738.
- [2] 胡庆安, 张同舟, 郭晓光, 等.  $\pi$  型钢板在桥梁加固工程中的应用[J]. 施工技术, 2011 (3): 44-47.  
HU Qingan, ZHANG Tongzhou, GU Xiaoguang, et al. The  $\pi$ -type Steel for Strengthening Deficient Bridge Structures [J]. Construction Technology, 2011, (3): 44-47.
- [3] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.  
WANG Xin-min. ANSYS Numerical analysis of engineering structure[M]. Beijing: China Communications Press, 2007.
- [4] Xue Limin. Nonlinear finite element analysis of mechanical performance of reinforced concrete short-limb shear wall[J]. Wuhan University Journal of Natural Science, 2005, 10(3): 110~125.
- [5] 罗如登. Ansys 中砼单元 Solid65 的裂缝间剪力传递系数取值[J]. 江苏大学学报:自然科学版, 2008, 29(2): 169-172.  
LUO Rudeng. Values of shear transfer coefficients of concrete element Solid65 in Ansys[J]. Journal of Jiangsu University: Natural Science Edition, 2008, 29(2): 169-172.
- [6] 汪冬生. ANSYS 中的钢筋混凝土单元[J]. 武汉理工大学学报: 交通科学与工程版, 2004, (4): 526-529.  
WANG Dongsheng. Reinforced concrete units in ANSYS software[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2004(4): 526-529.
- [7] 童根树. 薄壁钢梁稳定性计算的争议及其解决[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(3): 44-51.  
TONG Genshu. A Controversy and Its settlement in the calculation of buckling moments of thin walled Beams with Monosymmetrical I sections under distributed loads[J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(3): 44-51.
- [8] 刘剑, 刘永健, 杨炳成. 关于桥梁结构线弹性稳定安全系数的讨论[J]. 广西大学学报:自然科学版, 2009, (6): 719-724.  
LIU Jian, LIU Yongjian, YANG Bingcheng. A discussion on linear elastic stability safety coefficient of bridge structure[J]. Journal of Guangxi University: Natural Science Edition, 2009 (6): 719-724.

## Nonlinear research of $\pi$ -type steel used for plate-beam bridge strengthening

HU Qingan, LI Ke, FENG Yuesen

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

**Abstract:** Due to the factors of vehicles overloading, cracking on plate beam bottom has become one of the primary problems in plate-beam bridge operations. In sticking steel slab technology, steel products utilization rate is low, so the reinforcement effect is not ideal. According to the principle that the increase of the primary beam flexural stiffness can decrease the maximum vertical deflection and internal forces of the primary beam under the same load, and eventually reduce the beam bottom cracks, the author first proposed the  $\pi$ -type steel strengthening technology. And by utilizing ANSYS program to carry out the space nonlinear finite element simulation calculation, the author compared the effect of primary beam bottom crack prevention by changing  $\pi$ -type steel height and ribbed slab thickness with sticking steel slab technology. Following are the conclusions drawn by the authors: the resisting force and the ability to resist deformation of the plate beam in the limit state of the former case improved a lot more than the latter one, and the effect of improving capacity and preventing primary beam bottom crack is better by using  $\pi$ -type steel technology than sticking steel slab technology. The author also further compared and analyzed the stability problem of  $\pi$ -type steel used for plate beam with different lengths and optimized the  $\pi$ -type steel cross section dimensions.

**Key words:** plate-beam bridge;  $\pi$ -type steel; nonlinear; bottom crack; stability; ansys

(本文编辑: 沈波)