

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2021.07.027

# 新型桥面板接缝轴拉强度设计研究

费夏

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海市 200092]

**摘要:**传统的混凝土桥面板湿接缝存在现场钢筋焊接、混凝土浇筑量大的问题,随着桥梁快速化施工技术的发展,一种新型的桥面板连接方式进入工程视野,即钢筋不焊接、环形钢筋交错布置的窄缝连接。现通过对国内外的理论研究,发现了此种新型接缝包含钢筋屈服与核心混凝土破碎两种破坏模式。在理论工作的基础上,给出了接缝在轴心受拉作用下的试验结果。对基于理论公式的计算与试验结果进行了比较论证,分析了不同构造参数对接缝强度的影响,同时也验证了理论公式对接缝破坏模式预测的准确性。

**关键词:**快速化施工;混凝土湿接缝;U型筋;桥面板连接;轴心受拉;强度设计

中图分类号:U443.32

文献标志码:B

文章编号:1009-7716(2021)07-0097-06

## 0 引言

传统的混凝土桥面板湿接缝连接一般采用钢筋焊接连接+现浇混凝土的方式,现场工作量非常大,焊接质量难以保证,施工速度慢,人力资源消耗巨大,并且湿接缝宽度大,现场混凝土浇筑量大。随着桥梁技术不断的发展,传统的施工方式已不能满足现在的建设需求。国内外学者针对桥面板湿接缝提出了新型的连接方式:环形钢筋交错布置(不焊接)+窄缝(缝宽30cm左右),以下简称环箍接缝,如图1所示。

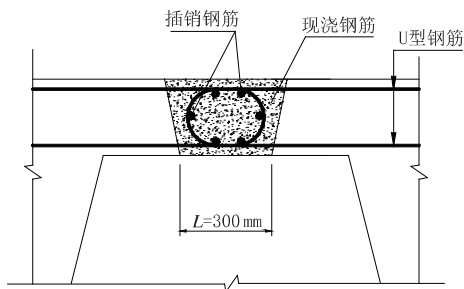


图1 预制构件间环箍接缝截面示意图

与传统连接方式相比,这种连接方式减少了现场钢筋焊接工作量和混凝土浇筑量,便于施工。传统的桥面板湿接缝和新型环箍接缝现场施工分别见图2、图3所示。

环箍接缝的基本模型所考虑的破坏机理如图4所示<sup>[1]</sup>。该机理由平面的斜向屈服线和分离屈服线



图2 传统桥面湿接缝焊接连接之实景



图3 环形钢筋交错布置湿接缝连接之实景

组成。其中,斜向屈服线沿相邻U型筋环形端部呈对角线发展,分离屈服线沿着U型筋端部向距离最近的接缝表面发展。屈服线体系将接缝混凝土分成若干部分,在荷载作用下它们将产生刚体位移。轴心拉力 $N$ 作用在 $n$ 方向,而插销钢筋与 $t$ 方向平行。

目前环箍接缝在国内外的装配式梁桥中已被成功应用。国外学者 Joergensen 对此类接缝提出了理论模型并进行了大量试验<sup>[1,2]</sup>。在我国,上海市公路桥梁建设中最先应用此种连接,上海市政总院与同济大学

收稿日期:2020-12-11

作者简介:费夏(1991—),男,工程师,从事桥梁工程设计工作。

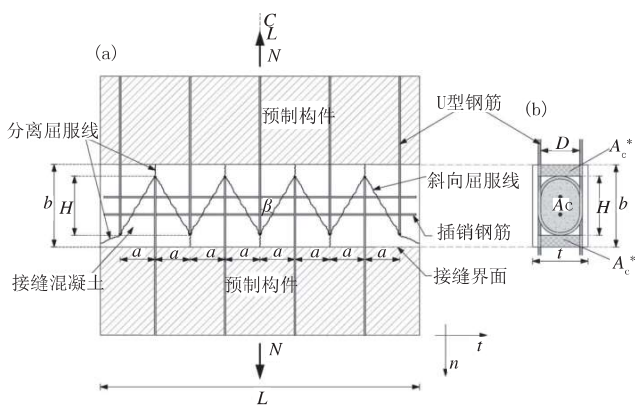


图4 受拉状态下环箍接缝的破坏机理示意图

进行了大量研究<sup>[3-8]</sup>。

本文首先将介绍国内外学者针对此类接缝承载力计算提出的理论公式,然后根据试验研究,将理论公式与试验成果作分析比较,以判断公式的准确性 and 适用性,同时得到不同的构造参数对接缝承载力的影响。

## 1 国外试验研究与分析

### 1.1 理论研究

Joergensen 基于塑性功理论建立了一个承载能力极限状态下的计算模型<sup>[1]</sup>。在如图4所示破坏机理的基础上,计算出外力做功和内力做功,并将它们代入能量守恒方程。通过它最终可以得到抗拉承载能力的计算公式,如下所述。

#### 1.1.1 由混凝土破坏控制的抗拉承载力

$$\frac{N_c}{v f_c A_{cv}} = \begin{cases} l \left( \sqrt{4\phi_T \left(1 - \frac{\phi_T}{v}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2} - \frac{a}{H} \right); & \text{若 } \alpha \geq \varphi \text{ 且 } \alpha \geq \beta(a) \\ \frac{2 \left( \frac{\phi_T}{v} \left(3 - 4 \frac{a}{H}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1 \right)}{4 + 3 \frac{a}{H}}; & \text{若 } \alpha < \beta \text{ 且 } \frac{a}{H} < \frac{3}{4} (b) \\ \left( \sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} - \frac{a}{H} \right); & \text{若 } \alpha < \beta \text{ 且 } \frac{a}{H} \geq \frac{3}{4} (c) \end{cases} \quad (1)$$

其中:  $\alpha = \beta + \text{Arcsin} \left[ \frac{1 - 2\phi_T}{v \sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1}} \right]$ ,  $\beta = \text{Arctan} \frac{a}{H}$ ,  $\phi_T =$

$$\frac{A_s T_f T}{A_{cv} f_c}, v = \frac{0.88}{\sqrt{f_c}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{H}}\right).$$

式中:  $a$  为相邻 U 型筋的间距;  $\alpha$  为屈服线和相对位移矢量间的角度;  $\beta$  为斜屈服线和  $n$  轴之间的角度;  $A_{cv}$  为核心混凝土面积;  $A_{sT}$  为插销钢筋总面积;  $f_c$  为混凝土轴心抗压强度;  $f_{yT}$  为插销钢筋屈服强度;  $H$  为

U 型筋钢筋外侧重叠长度;  $N_c$  为由核心混凝土破坏控制下的轴心受拉承载力;  $\phi_T$  为插销钢筋的力学比;  $v$  为混凝土抗压强度有效性系数。

#### 1.1.2 无插销钢筋由混凝土破坏控制的抗拉承载力

$$\frac{N_c \phi_T = 0}{v f_c A_{cv}} = \begin{cases} l \left( \sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} - \left( \frac{2n_L - 1}{n_L} \frac{A_c^*}{A_{cv}} \left( \frac{m}{l} - 1 \right) + \frac{m}{l} \right)^2 - \frac{a}{H} \frac{m}{l} \right); & \text{若 } \alpha \geq \beta \text{ 且 } \alpha \geq \phi(a) \\ \frac{l \left( \frac{2n_L - 1}{n_L} \left(3 - 4 \frac{a}{H}\right) \left(1 - \frac{m}{l}\right) \frac{A_c^*}{A_{cv}} + \left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1 \right) (5 - 3 \frac{m}{l})}{4 + 3 \frac{a}{H}}; & \text{若 } \alpha < \phi \text{ 且 } \frac{a}{H} < \frac{3}{4} (b) \\ l \left( \sqrt{1 + \left(\frac{a}{H}\right)^2} - \frac{m}{l} \frac{a}{H} \right); & \text{若 } \alpha < \phi \text{ 且 } \frac{a}{H} \geq \frac{3}{4} (c) \end{cases} \quad (2)$$

其中:  $\alpha = \beta + \text{Arcsin}$

$$\left[ \left( \frac{2n_L - 1}{n_L} \frac{A_c^*}{A_{cv}} \left( \frac{m}{l} - 1 \right) + \frac{m}{l} \right) \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1}} \right],$$

$$l = 1 - 2 \frac{V_c f_l}{v f_c} \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, m = 1 - 2 \frac{V_c f_l}{v f_c} \frac{1}{1 - \sin \varphi}.$$

式中:  $A_c^*$  为分离屈服线的面积;  $f_l$  为混凝土轴心抗拉强度;  $l$  为材料系数;  $m$  为材料系数;  $n_L$  为单个预制构件的 U 型筋数量;  $N_c, \phi_T = 0$ : 由核心混凝土破坏控制下的轴心受拉承载力下限;  $v$ : 混凝土抗拉强度有效性系数, 取 0.6;  $\varphi$  为混凝土内摩擦角, 取  $\arctan(3/4)$ 。

#### 1.1.3 环箍接缝抗拉承载力的完整解

$$N_u = \min \begin{cases} N_c, \text{公式(1), 混凝土破坏(a)} \\ N_c, \phi_T = 0, \text{公式(2), 混凝土破坏(b)} \\ N_y = n_L A_{su} f_{yL} \text{ U型钢筋屈服(c)} \end{cases} \quad (3)$$

式中:  $A_{su}$  为 U 型筋截面积 (两肢);  $f_{yL}$  为 U 型筋屈服强度;  $N_y$  为由 U 型筋屈服控制下的轴心受拉承载力;  $N_u$  为理论计算所得的轴心受拉承载力。

公式(2)可认为是环箍接缝抗拉能力的下限(类似于少筋混凝土断面的开裂弯矩)。在  $\phi_T$  很小而公式(1)计算给出的承载力小于公式(2)计算结果时,应该用公式(2)取代公式(1)。此外,混凝土破坏计算的抗拉承载力不应大于 U 型筋屈服时的抗拉承载力  $N_y$ 。因此,同时考虑这两种情况时,可以使用如公式(3)所示的解集来预测在轴心受拉状态下的承载力  $N_u$ 。根据公式(3)可以设计出由 U 型筋屈服控制的环箍接缝抗拉承载能力,并且可选定和设计出混凝土破坏模式的安全度。此外,设计者可通过控制  $N_c > N_c, \phi_T = 0$

来确保最小插销钢筋配置,进而使混凝土破坏模式的安全度不完全依赖于混凝土自身的抗拉强度。

### 1.2 试验分析

#### 1.2.1 试验设计

Joergensen 通过接缝轴心受拉试验,来验证环箍接缝由塑性功得出的理论公式的可靠性与准确性<sup>[1]</sup>。图 5 是其试验试件的基本布置,每个试件都由两个预制构件通过接缝混凝土连接而成。核心混凝土由两个构件伸出的 U 型筋重叠形成(一个构件伸出 3 根,另一构件伸出 2 根,即  $n_L=2$ ),其中配置有插销钢筋。试验步骤的具体描述可见参考文献[2]。

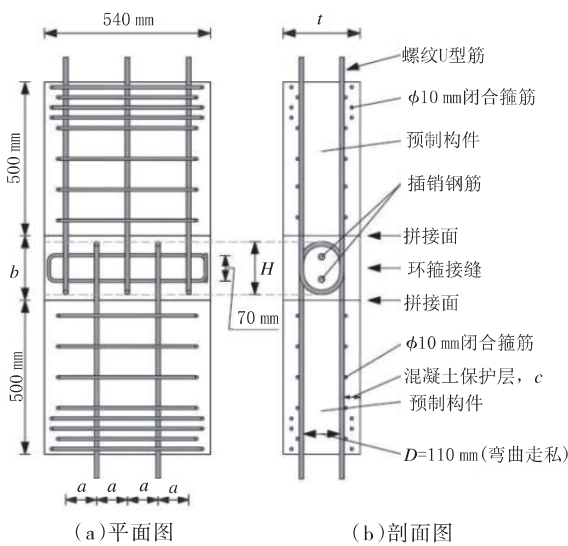


图 5 轴心受拉试验试件平面与剖面图

环箍接缝的几何参数见表 1 所列。试验中的变量取值范围为:  $a/H=0.33\sim 0.59$ ;  $\phi_T=0.023\sim 0.111$ ;  $f_t=2.02\sim 2.56$  MPa;  $f_c=35.6\sim 40.2$  MPa;  $2A_{su}f_{yL}=463\sim 740$  kN;  $b=210\sim 340$  mm;  $A_{cv}=20\ 671\sim 62\ 671$  mm<sup>2</sup>。有 3 个参数为常量,即  $D=110$  mm、 $a=100$  mm、 $L=540$  mm。

表 1 试验的环箍接缝外形和材料特性一览表

试件	$f_c$ /MPa	$H$ /mm	U 型筋直径 $\phi_L$ /mm	$f_{yL}$ /MPa	$\phi_T$	$f_{yT}$ /MPa	$b$ /mm
2.1A	40.2	225	16	576	$2 \times \phi^6$	590	265
2.2A	40.2	225	16	576	$2 \times \phi^{10}$	590	265
2.3A	40.2	225	20	589	$2 \times \phi^{10}$	580	265
2.3B	40.2	225	20	589	$2 \times \phi^{10}$	580	265
2.5A	40.2	225	20	589	$2 \times \phi^6$	590	265
2.6A	36.2	170	20	589	$2 \times \phi^{10}$	590	210
2.7A	36.2	300	20	589	$2 \times \phi^{10}$	580	340
2.8A	36.2	300	20	589	$2 \times \phi^{10}$	580	340

#### 1.2.2 试验结果与分析

试验和理论计算的承载能力、破坏模式均统计在表 2 中。准确性系数  $\lambda=N_{test}/N_u$ 。对于全部试验, $\lambda$  的平均值和标准差分别是 1.1 和 0.05。

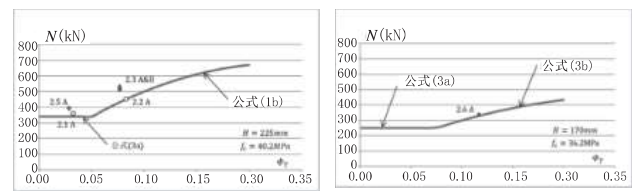
表 2 试验和理论结果比较表

试件	试验结果 $N_{test}$ /kN	理论计算结果 $N_u$ /kN	破坏模型		准确性系数 $\lambda$
			试验观察结果	理论预期结果	
2.1 A	350	327.1	C	C <sup>(*)</sup>	1.07
2.2 A	460	438.4	C	C	1.05
2.3 A	533	447.0	C	C	1.19
2.3 B	516	447.0	C	C	1.15
2.5 A	385	342.7	C	C <sup>(*)</sup>	1.12
2.6 A	356	338.8	C	C	1.05
2.7 A	619	550.0	C	C	1.13
2.8 A	772	740.2	Y	Y	1.04

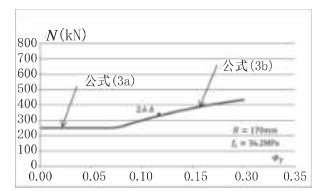
注:(C)=混凝土核心破坏;(Y)=U型筋屈服(\*)=在求  $N_u$

时,公式(3a)起控制作用

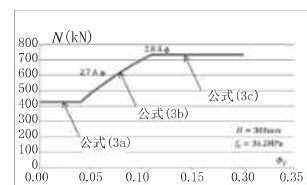
图 6 所示为纯受拉试验的结果与  $\phi_T$  的关系,同时绘出了公式(3)作为对比。组别 2.1 和 2.2 的环箍接缝中 U 型钢的直径  $\phi_L=16$  mm; 而组别 2.3 和 2.5 则为  $\phi_L=20$  mm。由于  $\phi_L$  的变化对  $A_{cv}$  和  $A_c^*$  影响很小,这一差异对计算结果的影响不明显因而将它们试验结果一起囊括在图 6(a)中。公式(3a)起控制作用的部分准确,计算结果在公式(3b)起控制作用的部分准确,计算结果在公式(3b)起控制作用的  $\phi_T$  区段也吻合较好,理论计算对于试件 2.3A、2.3B 和 2.7A 具有保守性。



(a)试件 2.1~2.3、2.5



(b)试件 2.6



(c)试件 2.7、2.8

图 6 环箍接缝受拉状态下公式(3)与试验结果比较图

国外学者 Joergensen 通过基于塑性功理论建立的环箍接缝计算方法(如公式(3)所示),在接缝受拉试验的结果比较中得出较高的准确性,预测了环箍接缝的破坏模式,并且吻合度较高。根据此理论公式,在实际运用过程中,应根据公式(3),对 U 型筋、



插销钢筋、混凝土接缝构造和强度进行合理设计,避免核心混凝土过早破坏,得到由U型筋屈服控制的接缝破坏模式。

## 2 国内试验研究与分析

### 2.1 理论研究

近些年,国内随着桥梁快速化施工的不断发展,环箍接缝在工程实践中被大量应用。由同济大学与上海市工程设计研究总院共同研究,对环箍接缝在承受拉、弯及其组合作用下,给出了其承载力计算方法(见图7)。

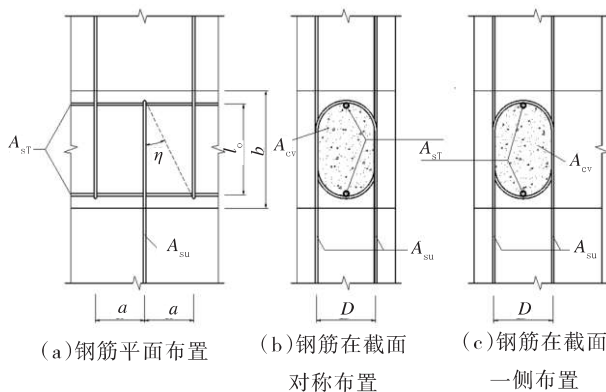


图7 环箍接缝计算参数示意图

(1)U型钢筋屈服条件:

$$f_{su,d} A_{su} \leq 1.3(cA_{cv} + 1.4f_{sT,k} A_{sT} \cos\eta) \quad (4)$$

(2)核心混凝土插销钢筋最少配置要求:

$$A_{sT} \geq 0.35 \frac{A_{cv}}{f_{sT,k} (\cos\eta)^2} \quad (5)$$

(3)当用公式(4)计算U型筋屈服条件时,插销钢筋面积的计算取值应满足以下条件:

$$A_{sT} \leq \frac{(f_{ck} - c) A_{cv}}{1.4f_{sT,k} (\cos\eta)^2} \quad (6)$$

$$A_{sT} \leq \frac{(K - c) A_{cv}}{1.4f_{sT,k} (\cos\eta)^2} \quad (7)$$

式中:  $f_{su,d}$  为U型钢筋的抗拉强度设计值;  $c$  为混凝土的粘结强度,取 2.8 MPa;  $f_{sT,k}$  为插销钢筋抗拉强度标准值,取值最大不超出 400 MPa;  $f_{ck}$  为混凝土的抗压强度标准值;  $K$  为混凝土界面的极限剪切强度,取 10.3 MPa。

### 2.2 试验分析

#### 2.2.1 试验设计

该试验基于轴拉作用,以接缝宽度、U钢筋横向布置、接缝混凝土强度等级、插销钢筋数量等构造参数为变量,研究接缝的破坏过程与破坏形态,得到不同构造参数对接缝强度的影响,同时验证 2.1 节中理论公式的合理性与适用性。

试件构造如图8所示,每个试件两端设置外伸加载横梁,接缝厚度均为 200 mm,宽度 230~330 mm。试件预制部分均采用 C60 混凝土,接缝混凝土采用 C80 高性能混凝土、C60 混凝土。U型筋直径为 20 mm,插销钢筋直径为 12 mm,所有钢筋均为 HRB400。同侧U形筋预留横向间距为 200 mm。具体试件的详细参数见表3所列。试验采用千斤顶分级顶升加载,加载系统如图9所示。试件下侧牛腿通过钢横梁及精轧螺纹钢锚固于地槽中。两个相同规格的千斤顶通过同一个油泵输出油压,保证其力相等。

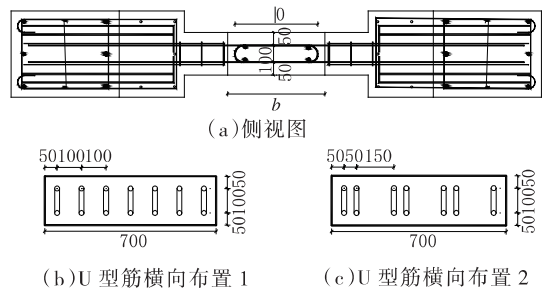


图8 试件构造图(单位:mm)

表3 试件参数表

试件编号	参数					
	b/mm	l <sub>0</sub> /mm	接缝混凝土强度	n <sub>l</sub>	U型筋间距/mm	
HPC-J1	230	170	高性能混凝土 C80	4	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J1-2	230	170		4	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J2	280	220		4	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J2-2	280	220		4	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J3	330	270		4	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J3-2	330	270		4	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J4	230	170		4	单侧 200,交叉后 150+50	
HPC-J4-2	230	170		4	单侧 200,交叉后 150+50	
HPC-J5	280	220		4	单侧 200,交叉后 150+50	
HPC-J5-2	280	220		4	单侧 200,交叉后 150+50	
HPC-J6	330	270		4	单侧 200,交叉后 150+50	
HPC-J6-2	330	270		4	单侧 200,交叉后 150+50	
HPC-J7	230	170		0	单侧 200,交叉后 100	
HPC-J8	280	220		0	单侧 200,交叉后 100	
NC-J2	280	220		普通混凝土 C60	4	单侧 200,交叉后 100

#### 2.2.2 试验结果与分析

为了尽可能全面分析试验结果,选取了对研究上述接缝试件静力性能很重要的关键时刻:接缝开裂时刻①,对应开裂荷载  $P_c$ ;接缝主筋同时屈服时刻②,对应荷载  $P_y$  (HRB400 钢筋实测屈服强度 460 MPa);试件最后的破坏时刻③,对应荷载  $P_{max}$ 。表4为试验关键受力性能汇总表。

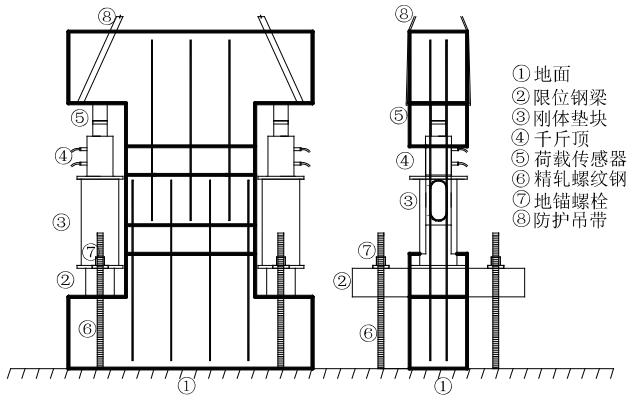


图9 加载系统图示

表4 试件关键受力性能汇总表

试件编号	参数			钢筋是否屈服	破坏特征
	$P_y$ /kN	$P_{max}$ /kN	$P_c$ /kN		
HPC-J1	866.64	941	130	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J1-2	866.64	852	191.6	部分屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J2	866.64	1009	190	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J2-2	866.64	929	190	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J3	866.64	997	232.2	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J3-2	866.64	965	168.6	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J4	866.64	817	150.8	部分屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J4-2	866.64	934	210	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J5	866.64	906	191.6	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J5-2	866.64	953	230	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J6	866.64	1051	212	屈服	交界面处钢筋拉断一根,核心混凝土剪切破碎
HPC-J6-2	866.64	1031	250	屈服	核心混凝土剪切破碎
HPC-J7	866.64	506	310	未屈服	HPC中产生波形裂缝
HPC-J8	866.64	510	190.6	未屈服	HPC中产生波形裂缝
NC-J2	866.64	871	170	屈服	核心混凝土剪切破碎

2.2.2.1 破坏过程及破坏形态

单侧千斤顶加载至6 kN抵消接缝上半部试件自重后,接缝全截面纵筋及混凝土处于较为均匀受拉状态。由于拼接面处抗拉强度小于整体浇筑的普通混凝土,试件均首先开裂于拼接面(见图10(a)),且该裂缝迅速贯通上下两处拼接面。

随着荷载进一步增大,HPC-J1~2、HPC-J4试件



图10 HPC-J3试件破坏时刻开裂状态图示

部分U型筋达到屈服状态,其余试件钢筋全部屈服,HPC-J6试件钢筋由于偏心受力,钢筋断裂一根。最后U型筋变形后,顶碎保护层,核心混凝土产生斜向受剪开裂,导致试件失效(见图10(b))。HPC-J7、HPC-J8试件裂缝均呈现波浪形,最终破坏面也成波浪形。

2.2.2.2 与理论计算比较

根据公式(4),可以对试件HPC-J1~J6的接缝破坏模式进行预测。如图11所示,根据理论计算得出,当接缝宽度 $b \geq 260$  mm时,HPC-J1~J6试件的抗拉承载力由U型筋屈服控制;当 $b < 260$  mm时,其抗拉承载力随着 $b$ 的增大而增大。而试验结果表明,对于试件HPC-J1~J6,当 $b$ 取230 mm时,部分试件承载力已由钢筋屈服控制。当 $b$ 进一步增大时,试件承载力全部由钢筋屈服控制。试验结果与理论预测基本一致,且理论公式有一定的安全储备。此外比较HPC-J1~J3与HPC-J4~J6试验结果发现,钢筋横向10 cm+10 cm正位布置与15 cm+5 cm偏位布置的承载力没有显现出明显相关趋势,与理论预测相一致。因为根据理论公式,在提供足够的插销钢筋时,U型筋的偏位布置不影响环箍接缝的抗拉承载力。

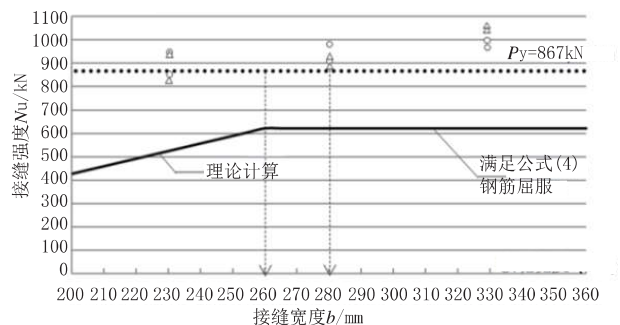
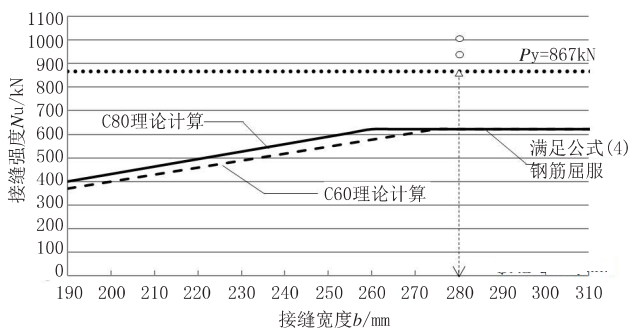


图11 HPC-J1~J6理论计算 vs 试验结果图示

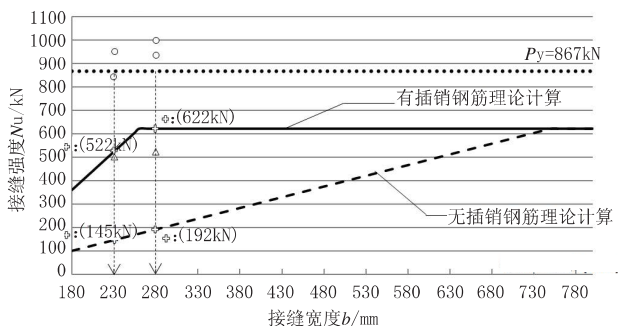
试件HPC-J2与NC-J2分别采用C80、C60混凝土。如图12所示,当 $b \geq 280$  mm时,理论公式预测C80与C60的接缝承载力相同且都由钢筋屈服控制。试件HPC-J2、NC-J2的试验结果与理论公式预测基本相符,表明普通C60混凝土接缝也能够满足钢筋屈服条件。



(注:  $\Delta$ : NC-J2 试验破坏强度;  $\circ$ : HPC-J2 试验破坏强度)

图 12 HPC-J2、NC-J2 理论计算 vs 试验结果图示

试件 HPC-J1~J2 与 HPC-J7~J8 的区别为有无插销钢筋。如图 13 所示,根据公式(4)计算,当  $b$  取 250 mm 时,接缝承载力都由混凝土破坏控制,而无插销钢筋的试件承载力下降 72%。当  $b$  取 280 mm 时,有插销钢筋的试件接缝承载力由 U 型筋屈服控制,而无插销钢筋的试件承载力仍由混凝土破坏控制,无插销钢筋的试件承载力下降 69%。试验结果与理论公式的预测基本一致,无插销钢筋的试件延性非常差,均为脆性破坏。且此类构造中无插销钢筋的试件承载力显著下降,约下降 60%。



(注:  $\Delta$ : NC-J7~J8 试验破坏强度;  $\circ$ : HPC-J1~J2 试验破坏强度;  $\oplus$ : 理论计算下设计强度)

图 13 HPC-J1~J2 与 HPC-J7~J8 理论计算 vs 试验结果图示

通过理论公式与试验结果的分析得出,试验结果与理论公式预测的破坏模式基本相符,且理论公式保留了一定的安全冗余。同时,理论公式基本预测了不同构造参数对环箍接缝承载力的影响。在使用公式(4)进行设计时,应合理配置插销钢筋并且设计出的接缝强度应由 U 型筋屈服控制。

### 3 结论

对于新型的环箍接缝,应明确其核心混凝土与 U 型筋强度界限是判定接缝破坏模式的关键<sup>[3]</sup>。本文基

于塑性功理论出发,通过将国内外学者提出的理论公式与试验研究比较分析,总结出接缝构造参数对接缝强度的影响如下:

(1) 接缝承载力与 U 型筋搭接长度呈正相关。在设计中应保证足够的搭接长度以得由钢筋屈服控制的接缝承载力。对于 U 型筋直径  $\leq 20$  mm 的接缝,建议缝宽  $\geq 300$  mm, U 型筋搭接长度  $\geq 250$  mm。

(2) 有无插销钢筋对接缝承载力有较大影响,但是增加插销钢筋对承载力的提升有限,应根据理论公式合理配置。

(3) 在同类试件中,接缝采用 C60 普通混凝土与 C80 高性能混凝土的承载力差别不大,设计时普通 C60 混凝土接缝也可满足钢筋屈服条件。

(4) 当配置足够的插销钢筋时, U 型筋的偏位布置并不会对接缝承载力产生较大影响,这一特点给施工提供了容许误差,更强化了环箍接缝的可操作性。

最后,根据比较分析,国内外的试验结果分别证明了理论公式对预测环箍接缝破坏模式的准确性。设计师在采用环箍接缝这种新型接缝时,应充分考虑构造参数对接缝强度的影响,利用理论公式,避免核心混凝土过早破坏,得到由 U 型筋屈服控制的接缝强度。

#### 参考文献:

- [1] Hoang L C, Joergensen H B. Strength of Loop Connections between Precast Bridge Decks Loaded in Combined Tension and Bending[J]. Structural Engineering International, 2015, 25(1).
- [2] Joergensen HB, Hoang LC. Tests and limit analysis of loop connections between precast concrete elements loaded in tension. Eng. Struct. 2013; 52: 558 - 569.
- [3] 董夏鑫,李国平,易道远, et al. 基于剪摩擦理论的 U 形筋接缝强度计算方法[J]. 中国市政工程, 2019, (2):84-88.
- [4] 张菊辉,黄帅,管仲国. 预制小箱梁纵向 U 筋交错搭接接缝静载试验[J]. 中国公路学报, 2018, 31(12):119-127.
- [5] 张永涛,田飞. 预制桥面板 UHPC-U 形钢筋湿接缝受力性能试验研究[J]. 桥梁建设, 2018, 48(5):52-56.
- [6] 张勇,曹素功,叶品,等. 钢板梁桥 U 形钢筋湿接缝力学性能试验研究[J]. 中国市政工程, 2019.
- [7] 申雁鹏,郭文龙,韩之江, et al. 混凝土桥面板湿接缝纯弯破坏行为试验研究[J]. 桥梁建设, 2019, 049(3):34-39.
- [8] 陈卫全,刘永健,张俊光, et al. 预制混凝土桥面板湿接缝构造形式研究[J]. 内蒙古公路与运输, 2018, (1):6-16.