

开孔板连接件剪切受力的理论模型

苏庆田¹, 许园春¹, 王巍²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 根据开孔板连接件的试验破坏形态, 分析了孔中有无钢筋两种情况的开孔板连接件破坏机理. 根据开孔板连接件的破坏机理, 采用理论方法推导了开孔板连接件抗剪承载力的计算方法. 通过与试验结果对比, 证实本计算方法与其吻合较好, 具有较高的精度, 可被工程设计使用.

关键词: 桥梁工程; 组合结构; 开孔板连接件; 极限承载力; 理论模型

中图分类号: TU312

文献标志码: A

Theory Model of Shear Transferring for Perfobond Rib Connector

SU Qingtian¹, XU Yuanchun¹, WANG Wei²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co. Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: According to the failure modes of perfobond rib connector, the failure mechanics of the connector with/without penetrate reinforcement in the hole were carefully analyzed. Based on the failure mechanism of the connectors, the calculation method for computing the shear bearing capacity of perfobond connector was proposed by theoretical approaches. Compared with testing results, the calculation results well matches the test values, which indicates the new calculation method has adequate accuracy and it can be used in engineering design preceeding.

Key words: bridge engineering; composite structure; perfobond rib connector; ultimate bearing capacity; theory model

开孔板连接件相对于焊钉连接件具有加工制作简单、承载力高、抗疲劳性能好等优点^[1-2], 是钢与混凝土组合结构中非常有应用前景的一种连接件. 目前已有研究者通过推出试验测试了开孔板连接件的

抗剪承载力, 分析了影响其抗剪承载力的因素^[2-7], 并结合试验结果采用数值回归分析, 得到了开孔板连接件抗剪承载力计算方法^[2-6]. 但是众多计算方法的结果相差较大, 这主要是由于不同的研究者所采用的试验方法、试件尺寸以及考虑抗剪承载力构成要素的不同所致.

本文根据新方法的开孔板连接件抗剪承载力测试试验^[8], 分析开孔板有无贯穿钢筋时的抗剪机理, 在以往研究开孔板连接件抗剪承载力计算方法的基础上, 采用理论方法提出了开孔板连接件抗剪承载力的计算方法, 并通过与试验结果对比分析, 验证本文提出的理论分析方法的合理性.

1 开孔板连接件的抗剪机理

开孔板连接件的抗剪机理与结构的构造形式有关, 其中开孔板孔洞中有无贯通钢筋对开孔板连接件的承载力和延性有本质的影响. 本文分别对孔中有无贯通钢筋的开孔板抗剪机理进行研究.

1.1 无贯通钢筋开孔板抗剪机理

根据文献^[8]提出的开孔板连接件试验方法, 在排除了开孔板与混凝土黏结摩擦力以及端部局部承压作用后, 开孔板孔洞中没有贯通钢筋时试件施加的外力全部由孔洞中的混凝土抗剪承担. 试件在受荷初期钢板与混凝土间的滑移较小, 随着荷载的增加滑移有所增加, 当滑移量达到 1 mm 左右时, 试件的承载力达到峰值, 随后试件的滑移增大, 承载力快速下降; 当试件滑移超过 10 mm 时, 试件基本上丧失承载力.

基于上述开孔板连接件抗剪的特点, 把开孔板连接件的受力分为两个阶段:

第 1 阶段, 混凝土榫被剪断前的受力状态. 这一阶段与圆孔上半部分相接触的混凝土榫受到上部钢

板传来压力 p , 经过混凝土榫的两个侧面以剪力 τ 的形式传递到与之相连的两侧混凝土中, 如图 1a 所示. 混凝土榫把剪力传递到开孔板两侧位于开孔板下部的混凝土中, 这样孔中混凝土受到上部钢板合压力 F 和开孔板两侧位于开孔板下部的混凝土挤压合力 $F/2$ 作用, 处于受压状态, 如图 1b 所示; 混凝土榫在另外两个方向变形受到了开孔板钢板和两侧混凝土的限制, 使得孔中的混凝土榫受力接近于三向受压状态. 在三向压力作用下混凝土榫抗压强度大幅提高, 相反传递剪力的混凝土榫两个侧面成为了薄弱环节. 因此随着荷载的增加, 混凝土榫首先被剪断. 由于混凝土的变形能力较差, 因此无贯通钢筋的开孔板抗剪极限承载力对应的滑移较小.

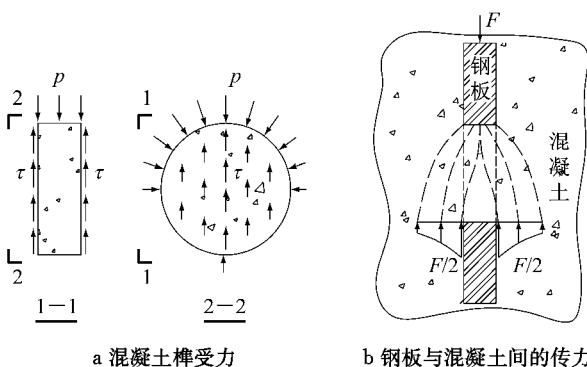


图 1 混凝土榫剪断前受力

Fig.1 Mechanical behavior of concrete dowel before shear fracture

第 2 阶段, 混凝土榫被剪断后的受力状态. 当混凝土榫被剪断后, 在混凝土榫和原来的混凝土介质间形成了一非光滑的断面, 这时竖向荷载主要由断面间混凝土颗粒的摩阻力和机械咬合作用来平衡. 随着滑移的进一步发展, 断面间混凝土颗粒被碾碎, 断面间的机械咬合作用逐渐丧失, 所能承受的竖向荷载逐渐减少. 随着相对滑移大幅增加, 混凝土榫基本失去了承载力.

1.2 有贯通钢筋开孔板抗剪机理

对于工程上常用的开孔板连接件, 其圆孔中既有贯通钢筋也有混凝土榫. 这种试件 (如 SBP-60 组^[8]) 荷载-滑移关系曲线中达到极限承载力峰值时对应的相对滑移约为 2 mm 左右, 该值比纯混凝土试件 (如 SCP-60^[8]) 的大, 比仅有贯通钢筋试件 (如 SBP-24^[8]) 的小. 本文基于混凝土榫单独抗剪、贯通钢筋单独抗剪以及二者联合作用的不同试验结果, 对比分析了孔中既有混凝土又有钢筋的开孔板连接件抗剪受力机理.

图 2 给出了 4 条荷载-相对滑移关系曲线, 其中

3 条曲线是仅有混凝土榫抗剪作用 (SCP-60 试件)、仅有贯通钢筋抗剪作用 (SBP-24 试件) 以及混凝土和钢筋 (SBP-60 试件) 共同抗剪作用的试验实测曲线. 图中的另一条曲线是把仅有混凝土榫和仅有贯通钢筋的荷载-滑移曲线直接叠加得到计算荷载-滑移曲线.

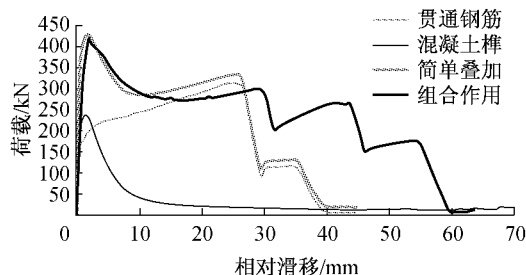


图 2 不同荷载-相对滑移曲线比较

Fig.2 Comparison of different load-slip curves

由图 2 看出, 直接叠加得到的计算曲线与二者组合作用的实测曲线在相对滑移小于 25 mm 时吻合得较好. 由此可见, 对于有贯通钢筋的开孔板连接件在相对滑移较小时 (约 2 mm) 出现第 1 个承载力峰值, 此时连接件的剪切抗力由达到混凝土榫抗剪极限的剪力和使贯通钢筋达到抗剪屈服的剪力构成. 随后混凝土榫的抗力随着其剪断后剪切破断面上的机械咬合作用迅速劣化而降低, 贯通钢筋的抗剪承载力随着相对滑移的增大而稳步增大, 直至达到贯通钢筋的极限抗剪能力而剪断, 试件抗剪出现了第 2 个峰值. 当贯通钢筋剪断后 (滑移大于 25 mm), 混凝土榫单独作用和贯通钢筋单独作用的荷载-滑移曲线的简单迭加曲线与二者组合作用的荷载-相对滑移曲线相差较大, 这是因为孔中传递剪力的途径发生了巨大变化.

基于以上讨论, 本文提出在排除板端承载作用和钢-混凝土间黏结摩擦作用的前提下有贯通钢筋的开孔板连接件抗剪机理如下:

第 1 阶段, 孔中混凝土和贯通钢筋共同抗剪. 在连接件受力的初期, 连接件的抗剪由孔中混凝土榫和贯通钢筋共同承担. 根据开孔板中仅有混凝土或仅有钢筋的试验结果^[8], 随着荷载的增加, 当滑移接近 2 mm 时, 混凝土榫已经断裂, 钢筋已经屈服.

第 2 阶段, 孔中混凝土榫发生剪切破坏之后. 当孔中混凝土榫被剪断后, 连接件的抗剪由混凝土榫断面上的机械咬合力 Q_c 和贯通钢筋的抗剪 Q_s 承担. 随着位移的增加 (相对滑移在 2~15 mm 的部分) Q_c 会迅速下降, Q_s 开始增大. 随着相对滑移的进一步增大 (相对滑移在 15~30 mm 的部分), Q_c 维持

在一较小的数值水平,而钢筋由屈服阶段转为强化增加阶段, Q_s 逐渐增大,在荷载滑移曲线中表现出随滑移的增加总体的抗剪能力(Q_c 与 Q_s 之和)增加的特点.当外荷载超过了钢筋所能抵抗的荷载能力时,钢筋发生了首次断裂.

第 3 阶段,钢筋首次断裂后.当钢筋发生首次断裂时,钢筋的拉应力瞬间消失,开孔板出现了承载力快速下降的现象.此时,剩余在开孔板孔洞中的钢筋继续抵抗开孔板和混凝土块之间的挤压作用,钢筋基本上为纯剪状态.随着开孔板滑移量的增加,孔洞中的钢筋由断裂后的弹性状态又快速达到了屈服状态及短暂的强化状态,使得开孔板所能承受的荷载略有增加.当滑移量到达一定程度后钢筋被剪断,开孔板基本丧失了承受荷载的能力.

2 开孔板连接件的抗剪极限承载力

在组合梁中开孔板连接件是以承受剪力形式使得钢结构与混凝土协同受力,开孔板连接件极限抗剪承载力是检验组合结构连接程度的重要指标.

2.1 现有的计算方法

国内外很多学者都对开孔板连接件抗剪极限承载力 Q_u 计算方法作了相应的研究,得到的计算式各不相同,具体形式如下.

Leonhardt 等人最早提出开孔板连接件抗剪承载力与孔径、混凝土强度有关的计算式^[9]

$$Q_u = \frac{\pi}{2} \times 1.625d^2 f_c \quad (1)$$

式中: d 为开孔板孔径; f_c 为混凝土圆柱体抗压强度.

Hans-Peter 在更多试验数据的基础上修正 Leonhardt 计算式如下^[10]:

$$Q_u = 2.257d^2 f_c \quad (2)$$

Hosaka 等人认为贯通钢筋对开孔板连接件极限承载力的影响很大,提出了下面的计算式^[11]:

有贯通钢筋时

$$Q_u = 1.45[(d^2 - d_s^2)f_c + d_s^2 f_y] - 26.1 \quad (3)$$

式中: d_s 和 f_y 分别为贯通钢筋的直径和屈服强度.无贯通钢筋时,考虑开孔板厚度 t 影响的承载力计算式

$$Q_u = 3.38d^2 \left(\frac{t}{d}\right)^{0.5} f_c - 39.0 \quad (4)$$

Oguejiofor 和 Hosain 提出的开孔板连接件抗剪承载力计算式为^[4]

$$Q_u = 0.45ht f_c + 0.91A_{tr} f_y + 3.31d^2 \sqrt{f_c} \quad (5)$$

式中: h 是开孔板连接件高度; A_{tr} 为贯通钢筋的面积.

Nishiumi 把贯通钢筋的影响看成是对孔中混凝土侧面的约束力,得出了下面的抗剪承载力计算式^[12]:

$$\begin{cases} Q_u = 0.26A_c f_c + 1.23A_s f_y, & A_s f_y / A_c f_c < 1.28 \\ Q_u = 1.83A_c f_c, & A_s f_y / A_c f_c \geq 1.28 \end{cases} \quad (6)$$

式中: A_c 和 A_s 分别是圆孔和贯穿钢筋的面积.

胡建华等人得到开孔板连接件抗剪极限承载力计算公式如下^[2]:

$$Q_u = \alpha A_{tr} f_y + \beta A_{tr,1} f_{y,1} + \gamma A_c \sqrt{f_{cu}} \quad (7)$$

式中: $A_{tr,1}$ 为横向普通钢筋截面积; $f_{y,1}$ 为横向普通钢筋屈服强度; f_{cu} 为混凝土立方体强度; α 为钢筋影响系数,取 $\alpha = 1.320\ 125$; β 为横向普通钢筋影响系数,当配箍率 $\rho \leq 0.18\%$ 时取 $\beta = 1.204\ 479$,当配箍率 $\rho > 0.18\%$ 时取 $\beta = 1.042\ 948$; γ 为混凝土棒影响系数,取 $\gamma = 1.951\ 68$.

宗周红等人基于试验结果提出的计算式为^[13]

$$Q_u = \alpha_1 \beta_1 A_{c,1} \sqrt{E_c f_{cu}} + \alpha_2 \beta_2 A_{tr,1} f_y \quad (8)$$

式中: α_1 为混凝土类型影响系数,普通混凝土取 1.00,钢纤维混凝土取 1.25; α_2 为横向钢筋位置影响系数,通常取 1.0,当与受剪相反方向的横向普通钢筋较多时取 1.5; β_1 和 β_2 为回归系数, $\beta_1 = 0.002\ 9$, $\beta_2 = 0.750\ 0$; $A_{c,1}$ 为混凝土纵向面积减去钢筋面积; $A_{tr,1}$ 为横向钢筋的总面积; E_c 为混凝土弹性模量.

赵晨得出了孔中有无贯通钢筋两种情况下的开孔板连接件极限承载力的计算式如下^[14]:

孔中无贯通钢筋时

$$Q_u = 1.97d^2 f_{ck} \quad (9)$$

式中, f_{ck} 为混凝土抗压强度标准值.

孔中有贯通钢筋时

$$Q_u = 1.5(d^2 - d_s^2) f_{ck} + 1.52d_s^2 f_{sk} \quad (10)$$

式中, f_{sk} 为孔内贯通钢筋的抗拉强度标准值.

薛伟辰等得出了开孔板连接件极限承载力的计算式如下^[7]:

$$Q_u = 2\alpha \left(\frac{\pi}{4} d^2 - \frac{\pi}{4} d_s^2 \right) f_t + \frac{\pi}{2} d_s^2 f_v \quad (11)$$

式中: α 为考虑三向约束的混凝土受剪强度提高系数,取 $\alpha = 5.871$; f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值; f_v 为贯通钢筋的抗剪强度,取 $f_v = 0.577 f_y$.

将上述参数带入式(11)中得

$$Q_u = 2.936\pi(d^2 - d_s^2) f_t + 0.289\pi d_s^2 f_y \quad (12)$$

以上公式是基于传统的推出试验所得,试验中开孔板与混凝土的摩擦作用是无法避免的,但均未在公式中反映出钢与混凝土间的黏结摩擦作用对抗剪承载力的影响。

以 BPS-400 试件^[8]为例,对于孔径为 60 mm 的开孔板,板厚 20 mm,横向普通钢筋为 4 根直径 20 mm 的二级钢; $f_{cu}=50$ MPa, $f_{ck}=32.4$ MPa, $f_c=39.5$ MPa, $f_t=2.64$ MPa, $f_y=400$ MPa, $f_{y,1}=400$ MPa, 将以上参数代入上述各公式中得到单孔承载力计算结果如图 3 所示。可见,不同的计算式所得计算结果相差很大,最大值是最小值的 4.36 倍。

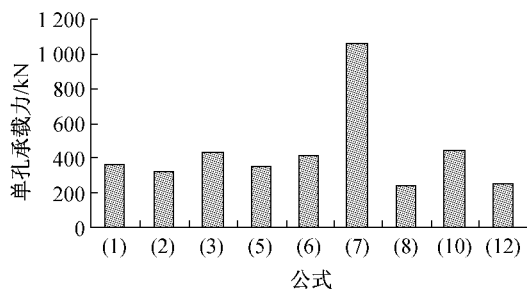


图 3 采用不同公式计算单孔承载力的结果比较

Fig. 3 Comparison of bearing capacities with different formulas

2.2 本文的计算方法

基于上述开孔板连接件的抗剪机理分析,本文将开孔板连接件的抗剪极限承载力分成有贯通钢筋和无贯通钢筋两种情况。

2.2.1 无贯通钢筋的开孔板连接件抗剪承载力

对于无贯通钢筋开孔板连接件的典型荷载-相对滑移关系曲线,如图 2 中混凝土棒所代表的曲线所示。开孔板连接件抗剪极限承载力 Q_u 是荷载-相对滑移关系曲线中最大荷载对应的数值。

对于无贯通钢筋的开孔板连接件的抗剪极限承载力与混凝土的抗剪强度有直接关系。目前国内的规范中尚未对混凝土抗剪强度给出明确的取值方法。由于开孔板中混凝土抗剪与矩形短梁直接剪切受力形式相似,因此采用矩形短梁直接剪切试验^[15]的平均抗剪强度 τ_p 计算式

$$\tau_p = k\sqrt{f_{cu}f_t} \quad (13)$$

式中, k 为修正系数,取为 0.75。

此外,考虑孔中的混凝土棒为三向受压状态,混凝土的常规三轴抗压强度 σ_3 随侧压力的加大而成倍地增长。当泊松比取 0.2 时, $\sigma_3 \approx 5f_{cu}$, 因此取混凝土受剪强度提高系数 $\alpha_c=5$ 。该值与式(11)考虑三向约束的混凝土受剪强度提高系数 5.871 接近。

基于以上讨论,参考矩形短梁直接剪切试验所得的抗剪强度计算式,并考虑孔中混凝土三向受约束的受力状态,本文认为开孔板连接件孔中混凝土棒的名义抗剪强度 τ_{cu} 可由下式计算:

$$\tau_{cu} = \alpha_c k \sqrt{f_{cu}f_t} \quad (14)$$

基于以上讨论,本文提出无贯通钢筋开孔板连接件的单孔抗剪承载力计算式为

$$Q_u = \alpha_n A_c \tau_{cu} \quad (15)$$

式中: α_n 为考虑受力方向上多于一个孔时单孔抗剪承载力折减系数^[8];当受力方向上开孔数为 1 时, $\alpha_n=1$;当开孔数为 2 时, $\alpha_n=0.9$;当开孔数大于 2 时, $\alpha_n<0.9$,但随着开孔数的不断增大, α_n 趋近于某个小于 0.9 的正数,同时还会受到孔距与孔径比值的影响,对此需要进一步的试验研究来确定; A_c 为混凝土棒的抗剪面积,为开孔面积的 2 倍。

将本文中无贯通钢筋开孔板连接件试验结果^[8]与现有的极限抗剪强度计算方法所得预测结果作比较,如表 1 所示。由表看出,本文方法所得结果与试验结果较为接近。本方法的相对误差平均值为 7.1%,式(9),(12),(2)和(4)的相对误差平均值分别是 9.3%, 55.7%, 35.6% 和 7.6%。

2.2.2 有贯通钢筋的开孔板连接件抗剪承载力

对于开孔板圆孔中既有贯通钢筋也有混凝土棒的试件,据其荷载-滑移关系曲线图 2 中组合作用所表示的,其荷载-滑移曲线出现多个峰值,主要是由于孔中混凝土和贯通钢筋在不同阶段参与受力的程度不同造成的。由前文分析可知,其荷载-相对滑移曲线的第 1 个峰值(Q_1)由孔中混凝土棒抗剪与贯通钢筋抗剪两项抗力构成,第 2 个峰值(Q_2)主要由贯通钢筋抗剪构成。实际工程中开孔板孔径和钢筋直径的匹配关系,可以有贯通钢筋少筋、适筋和超筋 3 种情况。对于贯通钢筋的少筋或适筋破坏, $Q_1>Q_2$, 连接件的极限承载力 Q_u 出现在第 1 个峰值处,即 $Q_u=Q_1$;对于贯通钢筋的超筋破坏, $Q_1<Q_2$, 连接件的极限承载力 Q_u 出现在第 2 个峰值处,即 $Q_u=Q_2$ 。

此外贯通钢筋在拉剪破断时,钢筋已发生很大的弯曲变形。由试验中钢筋剪断实测结果可知,破断面处钢筋轴线与水平轴线夹角达 40° ,如图 4 所示。可见,当钢筋在剪断前其抗剪截面已不是正圆形 A_1 ,而是与其轴线成 40° 夹角的椭圆截面 A_2 ,后者的面积为 $A_2=A_1/\cos 40^\circ=1.3A_1$ 。这也是贯通钢筋的剪切抗力在相对滑移量很大时除钢筋进入强化阶段外抗力增加的另一个原因。

基于以上分析,本文提出有贯通钢筋的开孔板

表 1 无贯通钢筋开孔板连接件试验结果与计算公式比较

Tab.1 Results comparison for connectors without transverse reinforcement

试件编号	本文试验 实测值/kN	本文方法		式(9)		式(12)		式(2)		式(4)	
		计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%
SCP-50-1	219	218	0.4	187	14.6	86	60.8	262	20.0	210	4.2
SCP-50-2	191	218	14.2	187	2.1	86	55.1	262	37.6	210	9.9
SCP-50-3	211	218	3.4	187	11.4	86	59.3	262	24.6	210	0.5
SCP-60-1	301	314	4.3	269	10.6	123	59.0	378	25.6	288	4.3
SCP-60-2	361	314	13.1	269	25.5	123	65.8	378	4.7	288	20.3
SCP-60-3	281	314	11.7	269	4.3	123	56.1	378	34.6	288	2.5
SCP-75-1	403	392	2.7	420	4.3	193	52.2	590	46.5	418	3.6
SCP-75-2	355	392	10.5	420	18.4	193	45.7	590	66.4	418	17.7
SCP-75-3	403	392	2.7	420	4.3	193	52.2	590	46.5	418	3.6
SCP-60×2-1	295	282	4.2	269	8.7	123	58.1	378	28.3	288	2.3
SCP-60×2-2	265	282	6.3	269	1.2	123	53.5	378	42.3	288	8.4
SCP-60×2-3	252	282	11.8	269	6.5	123	51.1	378	49.7	288	13.9

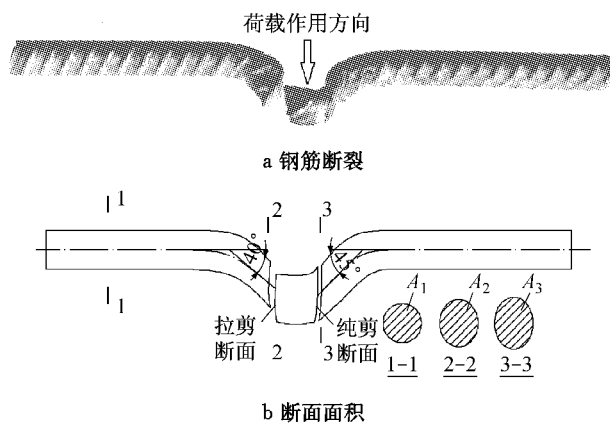


图 4 贯通钢筋剪断时钢筋变形及破断面面积的变化

Fig.4 Deformation and fracture section area change of transverse reinforcement

连接件抗剪承载力计算公式如下:

$$Q_u = \begin{cases} \alpha_n (A_c \tau_{cu} + A_s \tau_{sy}), & \text{当 } A_s (\beta \tau_{su} - \tau_{sy}) \leq A_c \tau_{cu} \text{ 时} \\ \alpha_n \beta A_s \tau_{su}, & \text{当 } A_s (\beta \tau_{su} - \tau_{sy}) > A_c \tau_{cu} \text{ 时} \end{cases} \quad (16)$$

式中: A_s 为孔中贯通钢筋的抗剪面积, 为贯通钢筋

面积的 2 倍; τ_{sy} 为孔中贯通钢筋的抗剪屈服强度, 取 $\tau_{sy} = f_y / \sqrt{3}$; τ_{su} 为孔中贯通钢筋的抗剪极限强度, 取 $\tau_{su} = f_u / \sqrt{3}$; f_u 为贯通钢筋的抗拉极限强度; β 为考虑孔中贯通钢筋剪断时抗剪截面面积的增大系数, 取 $\beta = 1.3$.

将本文中有贯通钢筋开孔板连接件试验结果与现有的极限抗剪强度计算方法所得结果做比较, 如表 2 所示. 由表 2 可见, 本文的计算结果与实测值较为接近. 本文方法相对误差平均值为 7.1%, 式(10), (12), (3) 和 (6) 的相对误差平均值分别是 15.5%, 30.8%, 17.9% 和 33.2%. 对于贯通钢筋紧凑型试件 SBP-24 组, 除本文计算式外, 其余公式所得结果都较实测值明显偏小, 这是由于其余计算式中未区分贯通钢筋适筋破坏和超筋破坏的情况, 低估了贯通钢筋占主导作用时极限承载力状态下钢筋达到抗剪极限强度. 此外, 由常规推出试验结果所回归得到的承载力计算式中由于没有完全排除钢与混凝土界面间的黏结、摩擦作用, 而回归公式中又未反映出摩擦力的作用, 而将摩擦力的影响分摊到混凝土棒的

表 2 有贯通钢筋开孔板连接件试验结果与计算公式比较

Tab.2 Results comparison for connectors with transverse reinforcement

试件编号	本文试验 实测值/kN	本文方法		式(10)		式(12)		式(3)		式(6)	
		计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%	计算 值/kN	相对 误差/%
SBP-24-1	319	321	0.6	297	6.7	194	39.1	259	18.8	77	75.9
SBP-24-2	291	321	10.3	297	2.3	194	33.2	259	11.0	77	73.5
SBP-24-3	341	321	5.9	297	12.8	194	43.0	259	24.1	77	77.4
SBP-60-1	419	446	6.6	469	12.0	298	28.9	463	10.4	439	4.9
SBP-60-2	387	446	15.4	469	21.3	298	23.0	463	19.6	439	13.6
SBP-60-3	429	446	4.1	469	9.4	298	34.4	463	7.9	439	2.5
SBP-60×2-1	380	402	5.8	469	23.6	281	25.9	463	21.9	439	15.8
SBP-60×2-2	376	402	6.9	469	24.9	281	25.1	463	23.2	439	17.0
SBP-60×2-3	372	402	8.1	469	26.3	281	24.3	463	24.5	439	18.2

抗剪项和贯通钢筋的抗剪项中,表现为这两项前的修正回归系数的增大.此类公式对于排除了摩擦力影响的试件所得到的计算结果往往偏大,而本文的计算方法忽略了真实结构中钢与混凝土间存在的摩擦力,这种摩擦作用与混凝土棒的抗力以及贯通钢筋的抗力相比较少,计算时不予以考虑,但把它作为实际结构的安全储备.

3 结论

(1) 当开孔板连接件孔中无贯通钢筋时,开孔板连接件抗剪是依靠孔中混凝土棒的传力实现的,混凝土棒的剪切变形能力较小,其荷载-滑移曲线中荷载只出现单个峰值,该值即为连接件的抗剪极限承载力.

(2) 当开孔板连接件孔中有贯通钢筋时,开孔板连接件抗剪是依靠孔中混凝土棒和贯通钢筋共同抗剪实现的,混凝土棒的剪切变形能力较小而钢筋的变形能力较大,其荷载-滑移曲线中荷载出现多个峰值,连接件的抗剪极限承载力依据孔径大小、钢筋直径和材料强度而定.

(3) 基于开孔板连接件的抗剪机理分析,提出开孔板连接件抗剪承载力计算方法,通过对计算结果与试验结果的对比分析,验证了本文计算分析方法合理可靠.

参考文献:

- [1] 刘玉擎,曾明根,陈艾荣. 连接件在桥梁结构中的应用与研究[J]. 哈尔滨工业大学学报,2003,35(增刊):271.
LIU Yuqing, ZENG Minggen, CHEN Airong. Application and research of shear connectors in bridge structures[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2003, 35(Supplement): 271.
- [2] 胡建华,叶梅新,黄琼. PBL 剪力连接件承载力试验[J]. 中国公路学报,2006,19(6):65.
HU Jianhua, YE Meixin, HUANG Qiong. Experiment on bearing capacity of PBL shear connectors[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(6):65.
- [3] Oguejiofor E C, Hosain M U. Tests of full-size composite beams with perfobond rib connectors[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1995, 22(1): 80.
- [4] Oguejiofor E C, Hosain M U. Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors[J]. Computers and Structures, 1997, 62(4): 617.
- [5] Ahn J H, Lee C G, Won J H, et al. Shear resistance of the perfobond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66:1295.
- [6] 赵晨,刘玉擎,吴文明. 开孔板连接件抗剪强度研究[J]. 哈尔滨工业大学学报,2007,39(增刊):280.
ZHAO Chen, LIU Yuqing, WU Wenming. Research of shear strength on perfobond rib connector [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2003, 39(Supplement): 280.
- [7] 薛伟辰,代燕,周良,等. 开孔板连接件受剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2009,30(5):103.
XUE Weicheng, DAI Yan, ZHOU Liang, et al. Experimental studies on shear behavior of perfobond connectors[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(5): 103.
- [8] 苏庆田,李晨翔,王巍. 开孔板连接件剪切受力机理的试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版,2013,41(11):1623.
SU Qingtian, LI Chenxiang, WANG Wei. Experiment on shear transferring mechanics of perfobond rib connector[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(11):1623.
- [9] Leonhardt F, Andrae W A, Andrae H P, et al. New, improved bonding means for composite load bearing structures with high fatigue strength[J]. Beton und Stahlbetonbau, 1987, 82(12): 325.
- [10] Peter H. Economical shear connectors with high fatigue strength [C]//International Association for Bridge and Structural Engineering. Brussels: IABSE, 1990: 167-172.
- [11] Hosaka T. Study on shear strength and design method of perfobond strip[J]. Journal of Structural Engineering, 2002 (48A): 1265.
- [12] Nishiumi K. Shear strength of perfobond rib shear connector under the confinement[J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 633: 193.
- [13] 宗周红,车惠民. 剪力连接件静载和疲劳试验研究[J]. 福州大学学报:自然科学版,1999,27(6):61.
ZONG Zhouhong, CHE Huimin. Experimental study of shear connector under static and fatigue loading [J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science, 1999, 27(6):61.
- [14] 赵晨. 开孔板连接件抗剪性能试验及设计方法研究[D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2009.
ZHAO Chen. Design methods and experimental research on shear capacity of Perfobond rib connector [D]. Shanghai: College of Civil Engineering of Tongji University, 2009.
- [15] 过镇海,时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京:清华大学出版社, 2003.
GUO Zhenhai, SHI Xudong. Reinforced concrete theory and analyse [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.