文章编号：0253-374X(2026)01-0065-11

DOI：10.11908/j.issn.0253-374x.24305

承插式连接桩基承台冲切性能试验

张鹏辉，端木祥永，王志强

（同济大学 土木工程学院，上海 200092）

摘要：为了探究承插式连接对桩基承台冲切力学行为的影响，设计并进行了1个现浇承台和3个不同承插深度和配筋形式的承插式连接承台的竖向冲切性能试验，比较了承插式连接桩基承台和现浇桩基承台冲切性能的差异，并探讨了承插深度和U形钢筋设置对冲切承载力的影响，对现有规范中承插式连接桩基承台冲切承载力计算公式进行了评估和改进。结果表明：承插式连接桩基承台与现浇承台的损伤发展过程相似，其冲切承载力较现浇试件小6.75%～7.85%；增加承插深度和设置U形钢筋对承插式连接桩基承台的竖向传力和冲切承载力影响很小；现有规范公式不能合理反映出承插式连接桩基承台的冲切承载力随承插深度和配筋形式变化的规律，基于试验结果修正的拉压杆模型可以合理预测承插式连接桩基承台的冲切承载力。

关键词：桩基承台；承插式连接；承插深度；配筋形式；冲切承载力

中图分类号：U443.25　　**文献标志码**：A

Experimental Study on Punching Shear Behavior of Pile Caps with Socket Connections

ZHANG Penghui, *DUANMU xiangyong*, *WANG Zhiqiang*

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the influence of socket connections on the punching shear behavior of pile caps. Experimental tests were conducted on 1 cast-in-place (CIP) pile cap and 3 socket connection (SC) pile caps with varying embedment depths and reinforcement configurations. The punching shear performance of SC pile caps was compared with that of the CIP counterpart, and the effects of embedment depth and U-shaped reinforcement on punching shear capacity were examined. Additionally, the existing code formulas for estimating the punching shear capacity of SC pile caps were evaluated and modified based on the test results. The results indicate that SC pile caps exhibit a damage development similar to that of the CIP, albeit with a 6.75% to 7.85% reduction in punching shear capacity. Increasing the embedment depth and incorporating U-shaped reinforcement have minimal impact on vertical load-displacement behavior and punching shear strength of SC pile caps. The study highlights the inadequacy of existing code formulas in capturing the variation of punching shear strength with respect to different embedment depths and reinforcement arrangements. A modified strut-and-tie model is proposed, demonstrating its ability to provide reasonable predictions of the punching shear strength for SC pile caps.

Keywords: pile cap; socket connection (SC); embedment depth; reinforcement arrangement; punching shear strength

桥梁下部结构预制拼装技术在建设质量控制和速度提升上具有显著优势，同时便于工业化制造，对交通和环境影响小，正逐步在全国范围内推广。而可靠的连接构造是预制拼装桥墩达到预期性能目标的关键[1-2]。Marsh等[3]对比了既有连接方式的施工风险、抗震性能、耐久性、可检测性、施工速度，指出承插式连接是最具发展潜力的连接方式。美国率先开展了在桥墩与扩大基础承插连接[4]、桥墩与盖梁承插式连接[5]、桩柱式桥墩承插连接[6]和桩基与桩帽梁[7]承插式连接的研究与应用。在我国，中硬场地或软土场地上桥梁结构最常见的基础形式为桩基础，Wang等[8]探究了桥墩与桩基承台承插式连接的抗震性能，其成果支撑了承插式连接预制拼装桥墩在上海嘉闵高架建设中的应用，并由此揭开了承插式连接技术在我国快速发展的序幕。

在桥墩与桩基承台的承插式连接中，为了使承

收稿日期：2024-09-20
基金项目：国家自然科学基金(51978511，51778470)
第一作者：张鹏辉，博士生，主要研究方向为桥梁抗震。Email：penghui@tongji.edu.cn
通信作者：王志强，副教授，工学博士，主要研究方向为桥梁抗震。Email：wangzhiq@tongji.edu.cn

论文拓展介绍

插式连接预制拼装桥墩能够达到“等同现浇”的抗震性能,桥墩需要插入承台足够的承插深度,以满足如下3个方面的要求:保证伸入承台的桥墩纵筋具有足够的锚固长度;提供承插段墩身足够的约束刚度;避免承台自身发生承插孔壁压溃和“撬起”破坏。Xu等[9]通过有限元分析发现承插深度较小时,孔壁应力与嵌岩桩类似,大致呈线性分布,据此推导了以灌浆料压溃为极限状态的最小承插深度计算公式,并通过对承插深度分别为0.5D、0.7D、1.0D、1.5D(D为墩柱直径或边长)的离心预制管墩试件的拟静力试验,建议合理的承插深度取0.7D。Zhang等[10-12]对UHPC嵌缝的承插式连接预制拼装桥墩进行了拟静力试验,发现0.8D的承插深度足以保证承台与桥墩的可靠连接。为了进一步减小承插深度,Zeng等[13]针对实心矩形桥墩提出了一种部分埋置式承插连接,使得承台内的承插深度可降低至0.61D;Zhou等[14]针对大直径空心铁路桥墩提出了一种在桥墩内外侧均设承台胡子筋并后浇混凝土的新型承插式连接,拟静力试验结果表明该连接构造可将承插深度减小至0.325D。Zhang等[15]和Ma等[16]则直接在承台顶另外浇筑一个杯口,实现了墩与承台的外部式承插连接。研究人员之所以执着于追求更浅的承插深度,是出于对承插式连接桩基承台竖向冲切承载力的担忧,认为承插深度越大对承台的冲切承载力削弱越严重,但这一前提假设真实性至今存疑。

Haraldsson等[4,17]在桥墩与扩大基础承插式连接的抗震性能试验的中首次观察到承插基础的冲切破坏,该试件承插深度0.55D,桥墩承插段贯穿基础,当墩顶漂移率达到10%时,基础在轴力和弯矩的共同作用下出现破坏面为锥形的冲切破坏,此时从骨架曲线上看试件水平承载力已经处于退化阶段,说明水平往复荷载作用会削弱基础的竖向冲切承载力。Mashal等[18]对承插深度1.0D的桥墩进行水平往复加载试验后,截取试件基础进行竖向承载力试验,发现其残余竖向承载力仍能达到3倍的桥墩最不利恒载。Cheng和Sritharan[19]通过直剪试验研究了不同形态和接缝宽度的承插界面抗剪承载力,指出桥墩浇筑时在承插段涂缓凝剂并在拆模后以高压水枪冲洗的表面粗糙化做法能够保证界面间的可靠传力,且竖向刚度较设置剪力键齿的试件更大。Liu等[20]随后完成了波纹钢管约束混凝土桥墩与扩大基础承插连接的直剪试验。Chen等[21]采用节段梁接缝直剪试验装置[22]进行了承插接缝的直剪性能试验,使用预应力筋模拟承台对桥墩承插段侧向膨胀的约束应力。需要注意的是,基础本身在竖向力作用下的弯曲也会在承插界面上产生压应力,且压应力在高度方向上呈非线性分布,不服从平截面假定[23];此外在竖向荷载下基础本身的冲切破坏可能先于承插界面的直剪破坏出现,这些因素在现有的直剪试验中均未考虑。

本文设计并进行了4个缩尺比为1:4的桩基承台竖向冲切性能试验,包括3个承插式连接试件和1个现浇对比试件,比较了承插式连接桩基承台和现浇桩基承台冲切性能的差异,并探讨了承插深度和U形钢筋设置对冲切承载力的影响,对现有规范中承插式连接桩基承台冲切承载力计算公式的适用性进行了分析。

1 试验概况

1.1 试件设计

以实际工程中某四桩承台为原型,按缩尺比1:4进行试验设计,共计4个试件S1、S2、S3、S4,各试件几何尺寸保持一致,试件制作采用C40混凝土、HRB 400钢筋。现浇试件S1的总体布置与配筋如图1所示,为模拟桩基对承台水平向变形的约束,根据桩顶的抗侧刚度等效,确定桩基高度为750 mm,为其直径的3倍。通常来说,当外排桩中心与墩身边缘的距离等于或小于承台高度时,称该类型承台为厚承台,竖向荷载下主要表现为冲切破坏。因此本文选取的原型承台桩间距为2.2倍桩径,冲跨比z/h_0为0.38,其中z为外排桩中心与墩身边缘的距离,h_0为承台有效高度,即承台顶到承台底纵筋中心的距离。桩基采用直径250 mm的圆形截面,纵筋为8根直径16 mm钢筋,纵筋率3.28%;箍筋采用直径8 mm的圆形带肋箍筋,箍筋间距6 cm,体积配箍率为1.34%。承台平面尺寸为1 300 mm×1 300 mm,厚500 mm。承台配筋率与原型承台相同,承台底每方向设11根直径16 mm纵筋,承台顶每个方向配置11根直径8 mm的纵筋,承台4个侧边均设置4根直径为8 mm的抗剪拉筋。桥墩截面为450 mm×450 mm的矩形截面,桥墩纵筋采用16根直径为16 mm的钢筋,纵筋配筋率为1.59%,箍筋采用直径为8 mm的钢筋,每方向设2根拉筋,竖向间距为10 cm,体积配箍率为0.9 %。为了防止加载过程中桥墩发生局部承压破坏,在墩顶设置平面尺寸为450 mm×900 mm的加载头,高度为500 mm。

承插式连接试件墩身和承台分别设置剪力键

齿，预制墩身插入承台承插孔一定的承插深度，S2、S3、S4试件的承插深度分别为0.7 D、0.9 D、0.7 D。S2、S3试件承台承插孔周围的顶部纵筋被截断，S4试件在承插孔周围设置了一圈U形钢筋，即将承台顶纵筋在承插孔处下弯成U形，《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTG/T3365-05—2022)中认为U形钢筋的配置可有效提高承插式连接承台的抗冲切承载力。承插式连接试件构造及配筋如图2所示。

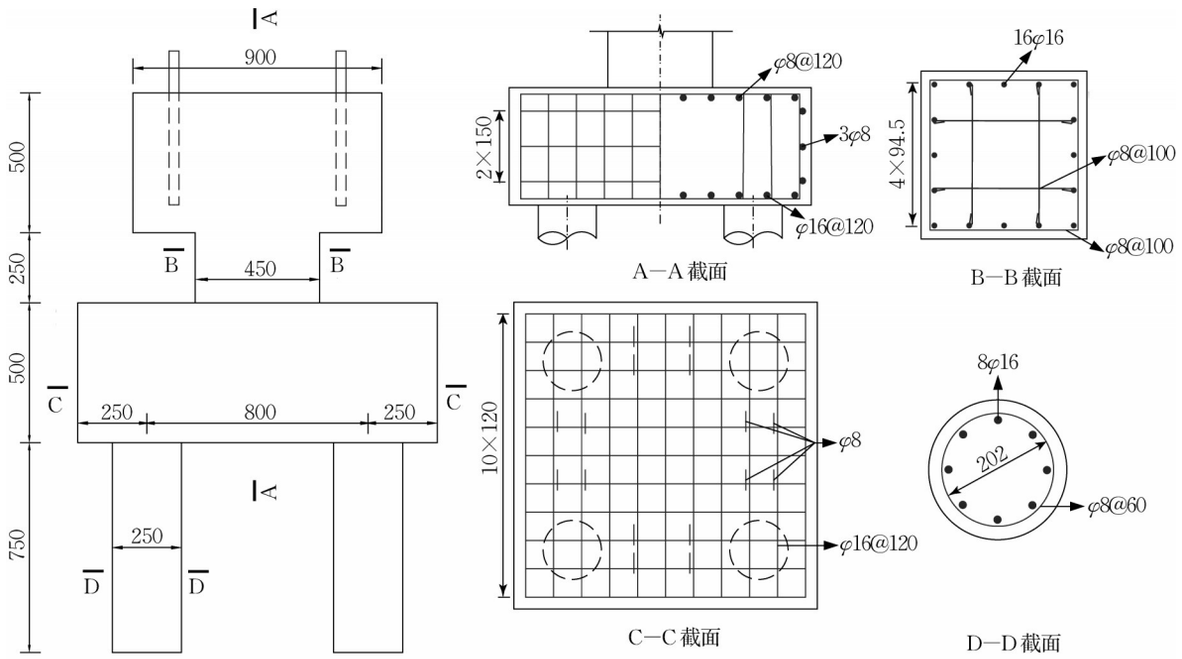

图1　现浇试件尺寸及配筋(单位：mm)

Fig. 1　Dimensions and reinforcement of the CIP specimen (unit: mm)

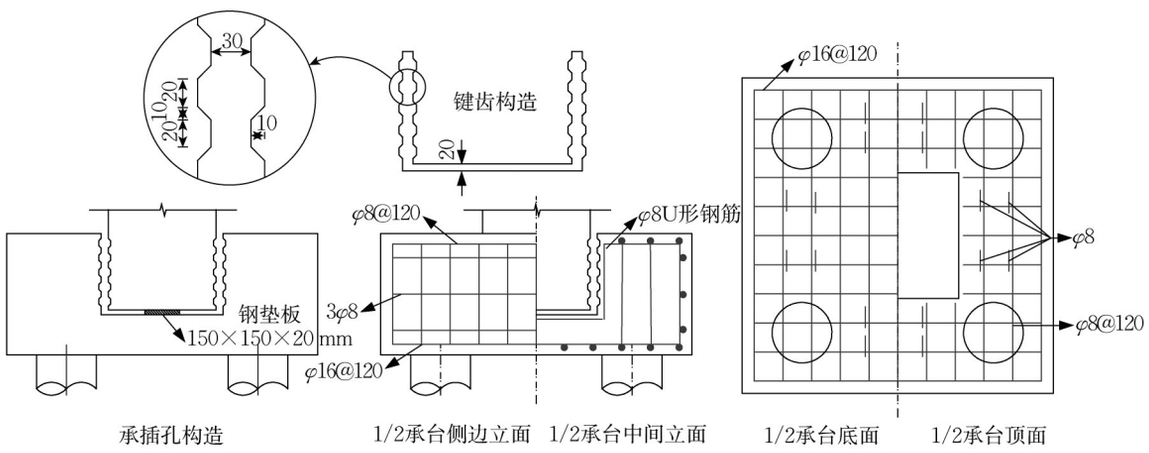

图2　承插式连接试件构造及配筋(单位：mm)

Fig. 2　Configuration and reinforcement of specimens with SCs (unit: mm)

1.2　加载方案

试件加载方案如图3所示，采用最大推力为10 000 kN的电液伺服试验系统进行竖向单调轴压加载，全程采用位移控制，加载速率0.3 mm·min^{-1}。为了保证试件4个桩受力均匀，首先在试验室地板上铺一层厚度为6 mm的橡胶板，橡胶板平面尺寸为500 mm×500 mm，用以降低桩下基础的竖向刚度；每块橡胶板上放置一块尺寸为500 mm×450 mm×40 mm的钢板用于分散桩下应力；在钢板与桩之间，通过座浆垫层适应桩底接触面可能的不平整，座浆垫层由强度等级为C100的高强灌浆料浇筑而成，24h的抗压强度可达到40 MPa，试验中未出现座浆垫层的压溃破坏。作动器下方放置100 mm×100 mm×20 mm钢板，用以减小加载过程可能的偏心，其下方设置一块400 mm×400 mm×40 mm的钢板以防止试件加载头出现局部承压破坏，同时在

各构件接触面之间采用6 mm厚橡胶板以适应可能的接触面不平整。

在试件每个桩的375 mm高度处沿桩周粘贴4个混凝土应变片,根据测得的混凝土应变判断加载是否偏心。在正式试验前,先预压500 kN,以消除模型内部的不均匀性和加载的偏心,检查试验装置及各测量仪表的反应是否正常。在荷载等级100 kN,200 kN,300 kN,…,1 400 kN,1 600 kN,1 800 kN,…时观察承台裂缝并测量裂缝宽度,当最大裂缝宽度达到0.2 mm以后直接加载至破坏(承载力下降到80%)。考虑到试验的安全性和观察的便利性,试验过程中仅观察承台侧面的裂缝发展,在试验结束后,撤去承台底位移计,再观察承台底的开裂情况。

试验数据采样频率为1 Hz,采集的内容主要有:承台的竖向位移、桥墩与承台间的竖向滑移、承台纵筋、抗剪钢筋和U形钢筋的应变、桥墩纵筋应变等。

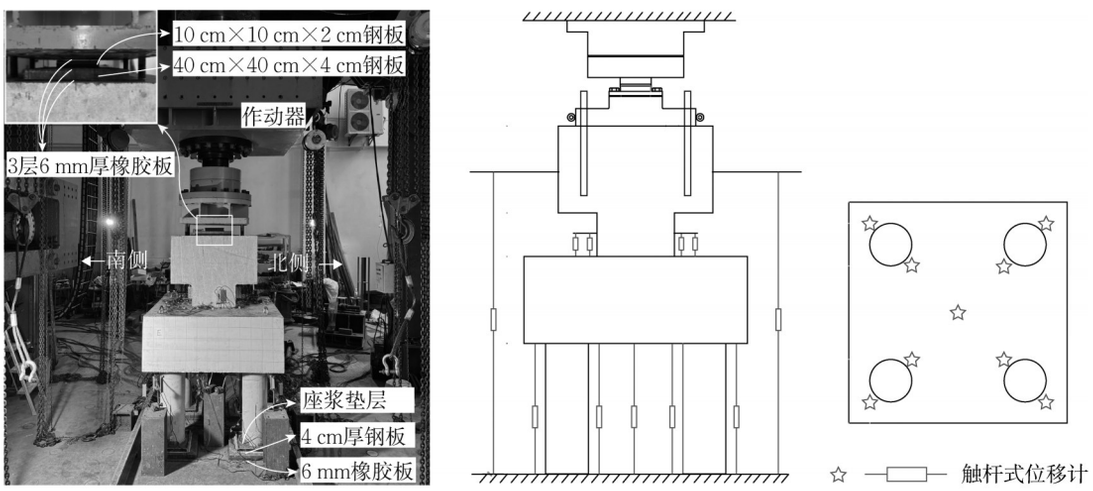

图3 加载装置示意

Fig. 3 Diagram of testing setup

1.3 材性试验

试件浇筑采用细石混凝土,最大骨料粒径为16 mm,水泥、矿粉、粉煤灰、水、砂、碎石、减水剂的配合比为1.000∶0.200∶0.150∶0.360∶1.760∶3.000∶0.015。所有试件均同一批次浇筑,并预留标准立方体试块和棱柱体试块与试件同条件养护,试验前实测混凝土立方体抗压强度为35.6 MPa,弹性模量为28.3 GPa。采用上海宝生特材生产的高强、自流平、微膨胀灌浆料用于填充承插式连接试件桥墩与承台的间隙,灌浆料抗压强度试验采用10 mm×10 mm×10 mm立方体试块,弹性模量试验采用10 mm×10 mm×30 mm棱柱体试块,实测灌浆料强度为125.1 MPa,弹性模量为39.1 GPa。通过单轴拉伸试验测得钢筋的材性参数列于表1。

表1 钢筋材性参数

Tab. 1 Mechanical properties of steel bars

直径/mm	E/GPa	f_y/MPa	f_u/MPa	ε_u
8	241.9	680.1	802.3	0.050
16	233.7	509.4	712.1	0.141

表1中,E、f_y、f_u、ε_u分别为钢筋的弹性模量、屈服强度、极限强度和极限强度对应的应变。

2 试验结果

2.1 试件破坏现象

试验加载结束后,各试件承台的损伤状态如图4所示,均表现为脆性的冲切破坏模式。试验过程中4个承台的损伤发展过程相似,在竖向荷载为1 200~1 300 kN时,承台跨中首先出现竖向的弯曲裂缝,并随着竖向荷载的增加,承台受压区高度逐渐减小,竖向裂缝逐渐向承台顶延伸;继续加载,裂缝宽度逐渐增加,且最大裂缝宽度大致与竖向荷载呈线性变化,当加载到2 600 kN左右时,且最大裂缝宽度达到0.2 mm,承台侧面开始出现斜裂缝;承台底纵筋相继屈服,当S1、S2、S3、S4试件分别达到最大竖向承载力4335.5 kN、3995.0 kN、4043.5 kN、4040.0 kN后,桥墩与承台间的竖向滑移量迅速增加,伴随着混凝土的开裂声在承台内部形成贯通的劈拉斜裂缝,形成冲切锥(如图5),冲切锥延伸到承台侧面表现为一条主要的拱形裂缝,试件的竖向承载力迅速下降。S1、S2、S3、S4试件侧面拱形主裂缝的最大高度分别为37 cm、28 cm、27 cm、25 cm。试验结束后,观察承台底面的裂缝呈网状,与Yi等[24]进行的大比例尺承

台冲切试验结果相似，桩头内侧保护层混凝土在冲切椎体的作用下轻微压溃剥落。

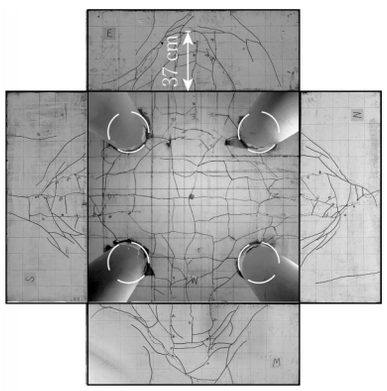

图4　裂缝分布

Fig. 4　Crack patterns

用绳锯将试件沿东—西(W—E)方向中线切割，剖面的损伤分布如图5所示。现浇试件S1的剖切面上可见明显的始于柱脚终于承台下边缘的斜裂缝，倾角约为45°，斜裂缝以下即为冲切椎体；承台与柱脚的连接处应力集中，开裂严重。承插式连接试件S2墩身与承台间的竖向力传递依靠剪力键齿，键齿的传力机制如图5b所示，每2个相邻键齿之间形成高强混凝土斜压杆[25]，在第一个斜压杆上方出现了一条大致与其平行的斜裂缝，导致第一个斜压杆以上的高度(h_s)范围内界面无法可靠传递竖向力，即相比现浇试件，承插式连接试件承插界面的存在减小了承台的有效高度。

2.2　力—位移曲线

各试件的竖向力—位移曲线如图6所示，其中位移为承台底面中心点的竖向位移。S1、S2、S3、S4试件承载力下降到最大承载力80%时的位移分别为8.26 mm、4.84 mm、4.78 mm、6.41 mm，现浇试件承载力下降更为平缓，从采集的抗剪拉筋应变发现：现浇试件S1的抗剪拉筋屈服发生在试件达到最大承载力之前，而承插式连接试件S2、S3、S4的抗剪拉筋屈服均发生在试件达到最大承载力之后，Miguel-Tortola等[26]也发现竖向抗剪拉筋的屈服能够增加试件的冲切延性，并给出了4种典型破坏模式下承台的力—位移曲线示意图，即冲切破坏、冲切破坏＋纵筋屈服、冲切破坏＋纵筋屈服＋抗剪拉筋屈服，以及弯曲破坏，与本文的结果吻合。试验中试件的开裂荷载和最大裂缝宽度大于0.2 mm的荷载和极限荷载见表2，各试件的开裂荷载接近；承插式连接试件较现浇试件的冲切承载力小，但减小的幅值为6.75%～7.85%；增加承插深度和设置U形钢筋对承插式连接试件的力—位移行为和冲切承载力影响很小，可忽略不计。

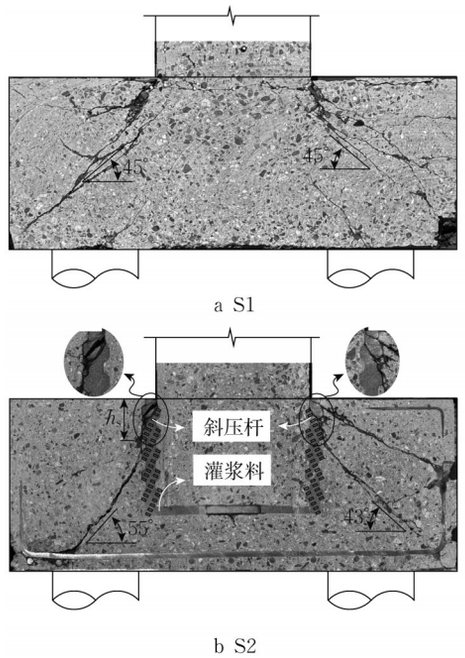

图5　承台内部开裂

Fig. 5　Internal cracks in pile caps

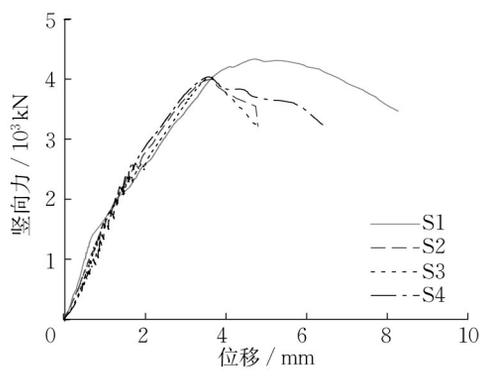

图6　力—位移曲线

Fig. 6　Load-displacement curve

表2 试件承载能力

Tab. 2 Bearing capacity of specimens

试件编号	开裂荷载/kN	裂缝宽度大于0.2 mm荷载/kN)	极限荷载/kN
S1	1 300		4 335.5
S2	1 200	2 600	3 995.0
S3	1 300	2 600	4 043.5
S4	1 200	2 600	4 040.0

图7给出了墩身与承台的相对竖向滑移量与竖向荷载的关系曲线,图中滑移量为墩身4个面上所测滑移量的平均值,图中也给出了测量范围内墩身的压缩变形贡献。在竖向荷载达到2 000 kN之前,墩与承台间基本没有相对滑移,测量值约等于墩身压缩变形量;2 000 kN之后随着承台内部裂缝的开展和接缝界面剪力键齿的剪坏,滑移开始出现并逐渐增大;达到冲切承载力之后,承台内部的斜裂缝相互贯通形成冲切椎体,伴随冲切椎体向下的刚体运动,墩身与承台的相对滑移量急剧增加,直到发生破坏。

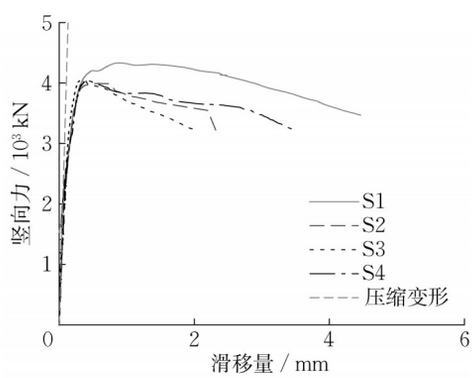

图7 力—滑移量曲线

Fig. 7 Load-slip curve

2.3 钢筋应变

图8给出了极限荷载下承台底纵筋应变(ε_s)的分布情况,ε_{sy}表示纵筋的屈服应变,为$2\,180\times10^{-6}$。垂直于纵筋长度方向,越靠近承台中心的纵筋应力越小,现浇试件仅最中间的纵筋未屈服,这给承台拉杆有效宽度的取值提供了指引,郭宏磊[27]根据集中配筋承台冲切试验的结果建议拉杆的有效计算宽度取一倍桩径;Meléndez等[28]认为应取计算方向承台全宽L,以此构造的拉压杆模型计算结果与前人试验结果吻合较好。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)规定对于桩中心距大于3倍桩径的承台,拉杆计算宽度取为$2a+3D_p(n-1)$,其中a为边桩中心至承台边缘的距离,D_p为桩径,n为桩的排数,本文试验结果印证了该取值的合理性,即试件达到最大承载力时,承台底仅最中间的纵筋尚未屈服(如图8a),该纵筋位于规范给出的拉杆计算宽度之外。对于承插式连接承台,柱下承台底纵筋受力较小,达到最大承载力时,柱下承台底纵筋均未屈服(图8b),故设计中出于保守考虑,可将拉杆计算宽度取为$2a+3D_p(n-1)$和$L-D$中的小值。

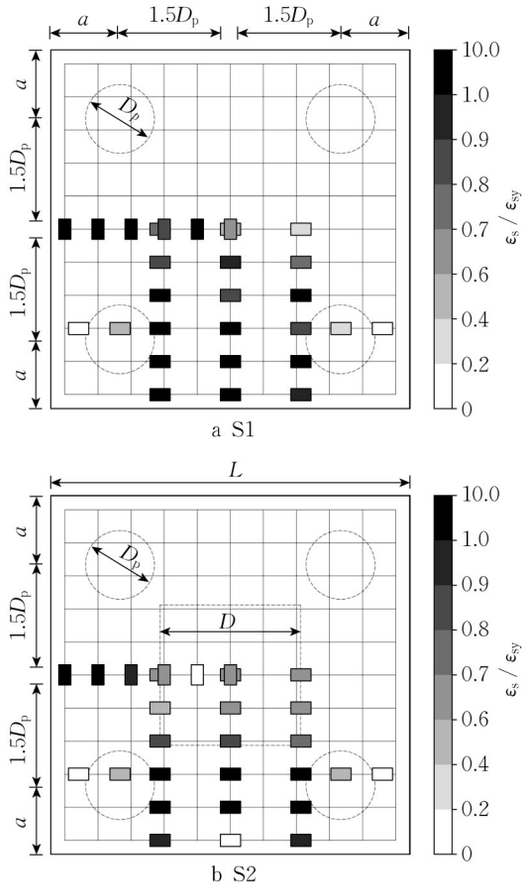

图8 承台纵筋应变分布

Fig. 8 Strain arrangement of cap longitudinal bars

S3试件桩基中心连线处纵筋在不同荷载等级下沿纵筋长度方向应变的分布如图9所示。当竖向荷载较小时(1 000 kN、2 000kN),承台表现为弯曲受力状态,承台底纵筋应变最大值出现在跨中,向两侧逐渐减小,此时承台侧面主要为竖向的弯曲裂缝;荷载进一步增加,斜裂缝出现,承台逐渐向冲切的空间桁架受力状态过渡,在纵筋锚固区段外桩间的3个应变片位置测得的应变值基本相同。

图10给出了桥墩角部纵筋在不同深度处的压应变分布,刻度"0"处表示承台顶。由于桥墩上的压应力不断向承台传递,沿深度方向纵筋的压应变逐渐减小,对于承插式连接试件而言,图10中曲线

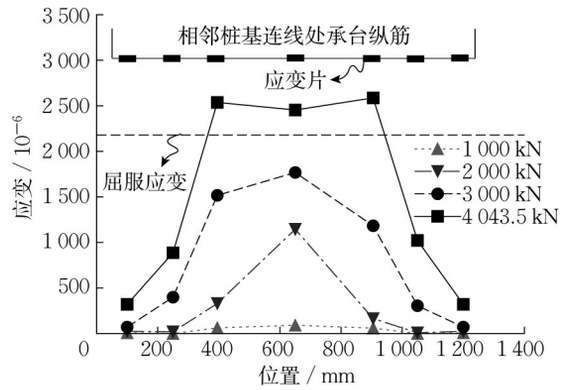

图 9　承台纵筋应变

Fig. 9　Strain of cap longitudinal bars

的斜率反映了该深度处承插界面竖向剪应力的相对大小。因此由图 10 可知，达到最大竖向承载力时，承插界面的剪应力在承台顶处最大，随着深度的增加逐渐减小，且主要分布在 0～130 mm 深度范围内，深度大于 130 mm 后，剪应力很小，可忽略不计。这可以结合图 11 加以理解（图中 C 为桥墩横截面的周长），将桥墩承插段分为若干厚度相等的节段，每个节段侧面的剪力向桩基传递可简化为如图 11 所示的二维拉压杆模型，其中粗虚线表示混凝土压杆，粗实线表示钢筋拉杆。越靠近承台顶处的节段所对应的拉压杆模型的压杆倾角 θ 越大。当给简化的拉压杆模型施加一个竖向位移 Δ，根据外力做功等于应变能增量可得单个拉压杆模型的竖向柔度为

$$f=\frac{D}{2E_cA_1\tan^2\theta}+\frac{l-D}{E_cA_2\sin 2\theta\sin\theta}+\frac{l}{2E_sA_s\tan^2\theta} \tag{1}$$

考虑到混凝土压杆的应变远小于钢筋拉杆的应变，近似忽略式（1）中混凝土的贡献，则随着压杆倾角的增加，简化的二维拉压杆的竖向刚度正比于 $\tan^2\theta$，即竖向加载时，越靠近承台顶处的承插界面上将承担更多的剪应力。因此，承插界面的竖向剪力传递主要依赖于顶部的区域，在承台下部增加承插深度对承台的竖向冲切承载力提升帮助不大。

S4 试件 U 形钢筋的应变分布如图 12 所示，测得 U 形钢筋的最大应变仅为 643.5×10^{-6}（最大应力 169.5 MPa），进一步印证了表 2 中的结果，即 U 形钢筋的配置对冲切承载力的贡献很小。从图 5 可知，斜裂缝由 U 形钢筋顶部穿过，在其上方 U 形钢筋没有足够的锚固长度，故无法发挥作用。较为合理的做法应使承台抗剪钢筋穿过斜裂缝中间位置，为抗剪钢筋保留足够的锚固长度。

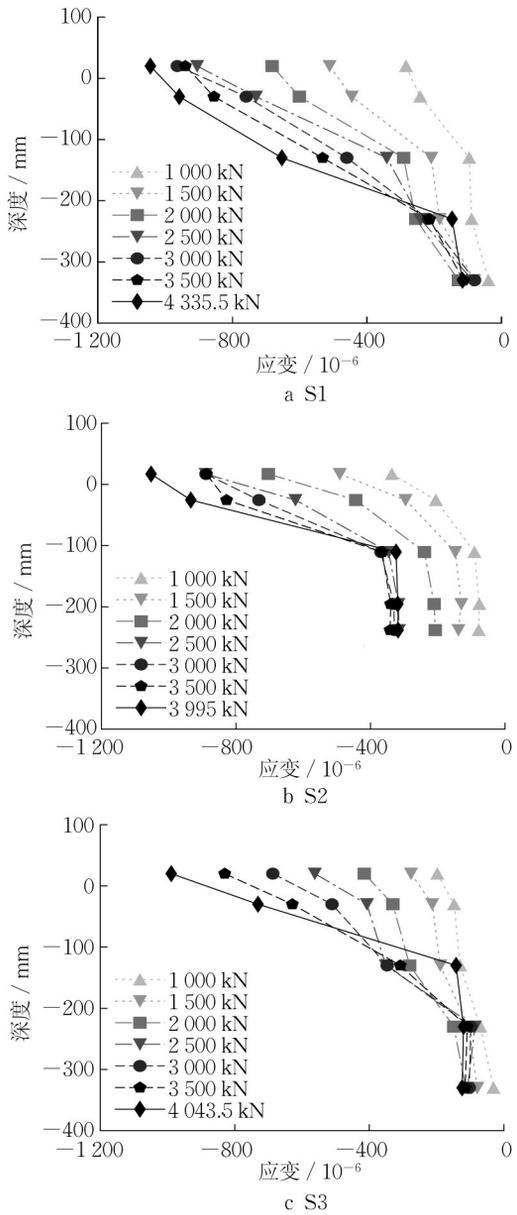

图 10　桥墩纵筋应变

Fig. 10　Strain of pier longitudinal bars

3　规范公式评价与改进

当前国内外规范对承台冲切承载力验算的方法根据所采用的塑性力学理论的不同总体分为 2 类：一是以临界截面应力法为代表的上限解法，通过预设破坏面，构造满足几何约束条件并使外力做正功的机动容许位移场，求得冲切承载力的上限解；二是以拉压杆模型为代表的下限解法，通过构造满足平衡条件和边界条件，并且不违背屈服准则的静力容许应力场，求得冲切承载力的下限解。考虑到上限

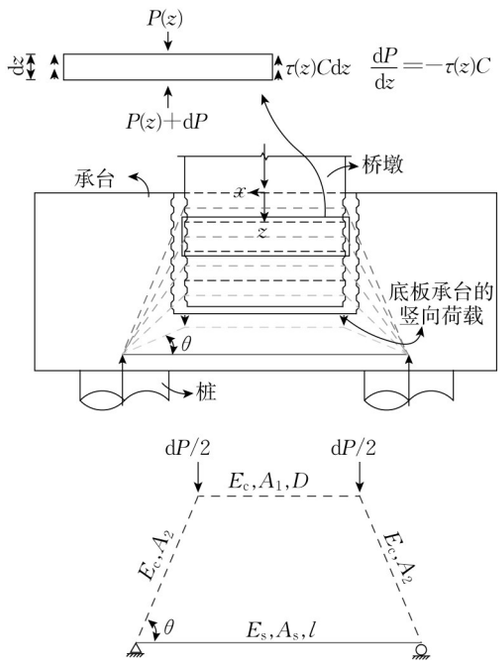

图11 桥墩承插段传力分析

Fig. 11 Load transfer analysis of embedded column

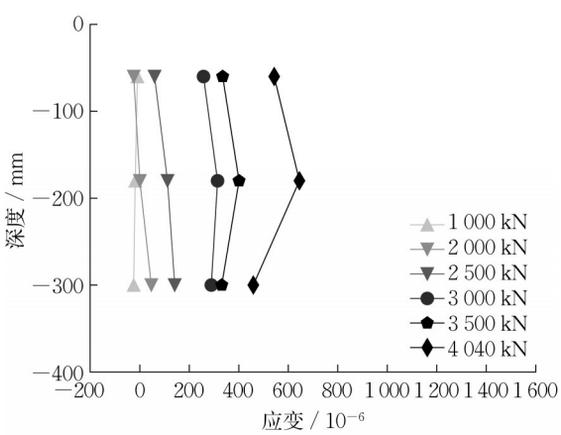

图12 U形钢筋应变

Fig. 12 Strain of U-shaped bars

解法求得的冲切承载力总是比实际值大,其基本原理上即存在缺陷,我国2004年版的《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTGD62—2004)在原先临界截面应力法的基础上额外引入了拉压杆模型进行承台竖向承载力验算,并一直沿用至2018年版的公路桥规,形成了我国规范中上限解法和下限解法并行的冲切承载力验算范式。对于承插式连接桩基承台的冲切承载力验算,各国规范同样沿用拉压杆方法和临界截面应力法。

3.1 装配式公路桥规

《公路装配式混凝土桥梁设计规范》(JTG/T 3365-05—2022)对于冲垮比小于1的承插式连接厚承台的冲切验算基本沿用了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中现浇承台验算的范式,采用二维的拉压杆模型辅之以关键截面验算,基于塑性力学理论分别求取冲切承载力的下限解和上限解。其中承插式连接承台的拉压杆模型如图13所示。相比现浇承台,该模型认为承台的有效高度应减小$h_e/2$,为$h-h_e/2-s$,其中h_e为承插深度,s为承台底纵筋中心到承台底面的距离。这相当于默认承台竖向力均通过承插界面的抗剪传递给承台,且承插界面上的剪应力呈均匀分布,与图10中试验结果有较大出入。

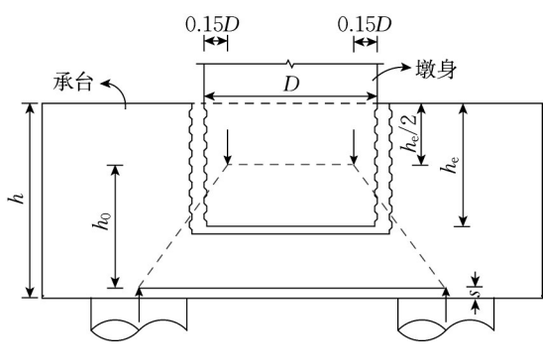

图13 中国规范拉压杆模型

Fig. 13 Strut-and-tie model in Chinese design codes

关键截面验算通过预设破坏面(如图14),假定承台的冲切承载力由承台底板、U形钢筋和剪力键槽三者分别独立提供,所采用的冲切承载力计算公式为

$$P=0.35\beta_h f_t U_m h_1+0.75 f_s A_u+0.5 U h_e \tau_c \quad (2)$$

式中:β_h为承台底板高度的尺寸效应系数;f_t、f_s分别为混凝土轴心抗拉强度和钢筋抗拉强度;U、U_m分别为桥墩截面周长和距离墩底$h_1/2$处破坏椎体截面的周长;h_1、h_e分别为墩底至承台主筋的距离和桥墩承插深度;A_u为U形钢筋的总截面积;τ_c为键齿剪应力设计值。与试验结果对比,式(2)严重高估了冲切破坏时U形钢筋的应力,同时其假设的破坏面与本试验获得的破坏面明显不符。

3.2 ACI规范

为了防止扩大基础的冲切破坏,ACI规范通过假设冲切破坏面始于墩底终于承台底、母线倾角为45°的圆锥面,给出的基础最小厚度为

$$h=\sqrt{\frac{D^2}{4}+\frac{P}{0.33\sqrt{f_c'}}}-\frac{D}{2} \quad (3)$$

式中:f_c'为承台混凝土的圆柱体抗压强度;P为上部

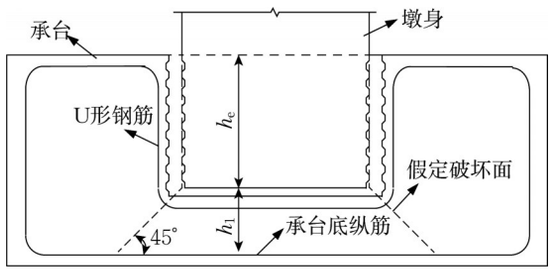

图 14　破坏面图示

Fig. 14　Illustration of failure surface

结构最大竖向力；D为圆形墩直径，矩形墩按截面积相等进行换算。该式常被国内外学者引用作承插式连接扩大基础或桩基承台的冲切验算[10,29]，其本身并未考虑承插式连接对承台冲切承载力的影响。

3.3　公路桥规及其修正

针对现有承插式连接桩基承台冲切承载力计算研究的不足，本文基于试验结果对现有的计算模型进行修正。如图15所示，键齿间通过形成交错的斜压杆传递剪力，在承台顶h_s高度范围内由于无法形成高强混凝土斜压杆而无法有效传递剪力，发展出图中粗实线所示的裂缝，在该裂缝以下未见接缝灌浆料和键齿的损坏和错动。此外，图7中墩与承台的相对位移在试件达到最大竖向荷载之前即呈非线性增长，表明该裂缝在试件达到承载力之前已经形成。因此，在建立拉压杆模型时，建议将有效高度取为$h-s-h_s+w$，以反映承插式连接桩基承台与现浇承台在承台顶竖向力扩散上的区别。折减的有效高度为承台顶以下第1个灌浆料斜压杆的深度h_s与接缝宽度w之差（图15），反映了界面上竖向力通过剪力键齿间斜压杆传递与按45°扩散角传递导致的承台有效高度变化。

对于预设破坏面的上限解法，将承台有效高度减小h_s-w后沿用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362—2018）中现浇承台冲切验算公式，为

$$P=0.6f_t h_0\left[2\alpha_x(a_x+b_x)+2\alpha_y(a_y+b_y)\right] \quad (4)$$

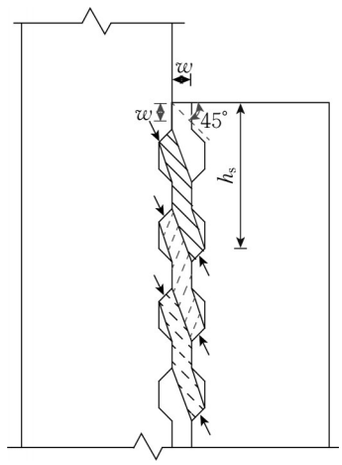

图 15　界面破坏图示

Fig. 15　Damage illustration of connection surface

$$\alpha_x=\frac{1.2}{\lambda_x+0.2} \quad (5)$$

$$\alpha_y=\frac{1.2}{\lambda_y+0.2} \quad (6)$$

式中：a_x、a_y为承台x、y方向的冲跨；b_x、b_y为墩边长；λ_x、λ_y为冲跨比，$\lambda_x=a_x/h_0$、$\lambda_y=a_y/h_0$。

采用上述各方法分别计算4个试件的冲切承载力，结果见表3，计算中均使用实测混凝土强度和钢筋屈服强度，而非强度设计值。由表中结果可知拉压杆模型的预测结果均较试验值保守，《公路装配式混凝土桥梁设计规范》（JTG/T 3365-05—2022）推荐的拉压杆模型高估了承插式连接对承台冲切承载力的削弱，且随着承插深度的增加，其预测值越来越小，与试验结果不符；上限解法中ACI规范的预测结果最为保守，安全系数为4.50～4.89，式(2)由于假设破坏面与实际存在偏差，且计入U形钢筋的贡献，导致承载力预测值变化规律与试验值不符。修正拉压杆模型和式(4)的预测值变化规律均与试验值相一致。式(4)的计算结果偏危险，表明通过构造错动性机动场求解承载力上限解的方法存在其本质的缺陷，其预测值均较实测值大，规范应用中常通过考虑各种折减系数使其结果偏于安全。

表 3　冲切承载力公式评价

Tab. 3　Evaluation of punching shear strength equations

试件	承载力试验值/kN	拉压杆承载力预测值/kN	式(2)承载力预测值/kN	式(3)承载力预测值/kN	式(4)承载力预测值/kN	修正拉压杆承载力预测值/kN	预测值除以试验值				
							拉压杆	式(2)	式(3)	式(4)	修正拉压杆
S1	4 335.5	3 917.5	1 572.6	887.4	5 466.3	3 917.5	0.90	0.36	0.20	1.26	0.90
S2	3 995.0	2 587.7	965.7	887.4	4 138.4	3 242.0	0.65	0.24	0.22	1.04	0.81
S3	4 043.5	2 207.8	907.4	887.4	4 138.4	3 242.0	0.55	0.22	0.22	1.02	0.80
S4	4 040.0	2 587.7	1 349.6	887.4	4 138.4	3 242.0	0.64	0.33	0.22	1.02	0.80

值得注意的是,本文仅对4个冲跨比为0.38的四桩承台进行了试验,且承插界面上均设有剪力键齿。对于小冲垮比且桥墩承插段贯穿承台的情况,或界面上未设置剪力键齿导致承插界面直剪强度较小,可能出现承插界面的直剪破坏(图14)先于承台本身冲切破坏的情况。由该破坏模式控制的竖向承载力计算方法仍需进一步研究。

4 结论

设计制作了1个现浇桩基承台和3个不同承插深度和配筋形式的承插式连接桩基承台,通过静力试验研究了在竖向荷载作用下承插式连接桩基承台的破坏模式、传力机理和冲切承载力,对现有的规范设计公式进行了评估和改进,可为工程应用提供参考。主要结论如下:

(1)承插式连接桩基承台与现浇承台的损伤发展过程相似,承插式连接试件承插界面的第1个高强混凝土斜压杆上方由于无法形成斜压杆而无法有效传递剪力,减小了承台的有效高度,其冲切承载力较现浇试件小6.75%~7.85%。

(2)增加承插深度和设置U形钢筋对承插式连接桩基承台的竖向力—位移行为和冲切承载力影响很小,可忽略不计。

(3)装配式公路桥规和ACI规范的公式均无法合理反映出承插式连接桩基承台的冲切承载力随承插深度和配筋形式变化的规律,基于试验结果对承台有效高度进行折减,数值为承台顶以下剪力键齿间形成的第1个灌浆料斜压杆的深度与接缝宽度之差;修正后的拉压杆模型可以合理预测承插式连接桩基承台的冲切承载力,预测值与试验值之比的均值为0.83。

受客观条件限制,本文仅进行了3种参数组合下的承插式连接桩基承台的试验,且每种参数组合仅设置了一个试件,研究结论尚需更多的试验数据加以检验和完善。

作者贡献声明:

张鹏辉:试验方案设计,论文构思、起草与撰写。

端木祥永:论文修改。

王志强:试验方案设计,论文审阅,基金支持。

参考文献:

[1] 徐艳, 曾增, 王志强, 等. 承插式桥墩连接构造及其力学行为的研究进展[J]. 土木工程学报, 2023, 56(1): 90.
XU Yan, ZENG Zeng, WANG Zhiqiang, *et al*. Review of the state-of-the-art of the configurations and mechanical behaviors of piers with socket connections [J]. China Civil Engineering Journal, 2023, 56(1): 90.

[2] 晋智斌, 陈科, 陆军. 预制浅承插式高强混凝土空心桥墩抗震性能试验[J]. 中国公路学报, 2022, 35(4): 128.
JIN Zhibin, CHEN Ke, LU Jun. Seismic performance of precast hollow high-strength concrete bridge columns with shallow socket connections [J]. China Journal of Highway and Transport, 2022, 35(4): 128.

[3] MARSH M L, STANTON J F, WERNLI M, *et al*. Application of accelerated bridge construction connections in moderate-to-high seismic regions [R]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011.

[4] HARALDSSON O S, JANES T M, EBERHARD M O, *et al*. Seismic resistance of socket connection between footing and precast column[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(9): 910.

[5] STEPHENS M T, LEHMAN D E, ROEDER C W. Design of CFST column-to-foundation/cap beam connections for moderate and high seismic regions[J]. Engineering Structures, 2016, 122: 323.

[6] TRAN H V. Drilled shaft socket connections for precast columns in seismic regions[D]. Washington D C: University of Washington, 2012.

[7] KAPPES L, BERRY M, STEPHENS J. Performance of steel pipe pile-to-concrete cap connections subject to seismic or high transverse loading: Phase Ⅲ confirmation of connection performance [R]. Montana: Montana Department of Transportation, 2013.

[8] WANG Z, LI T, QU H, *et al*. Seismic performance of precast bridge columns with socket and pocket connections based on quasi-static cyclic tests: Experimental and numerical study[J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(11): 04019105.

[9] XU Y, ZENG Z, WANG Z, *et al*. Experimental studies of embedment length of precast bridge pier with socket connection to pile cap[J]. Engineering Structures, 2021, 233: 111906.

[10] ZHANG G, HAN Q, XU K, *et al*. Numerical analysis and design method of UHPC grouted RC column-footing socket joints[J]. Engineering Structures, 2023, 281: 115755.

[11] ZHANG G, HAN Q, XU K, *et al*. Experimental investigation of seismic behavior of UHPC-filled socket precast bridge column-foundation connection with shear keys[J]. Engineering Structures, 2021, 228: 111527.

[12] 张广达. 预制装配桥墩承插式节点抗震性能与设计方法[D]. 北京: 北京工业大学, 2021.
ZHANG Guangda. Seismic performance and design method of socket joints of prefabricated columns [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2021.

[13] ZENG Z, XU Y, YAN H, *et al*. Design verification of a new

socket partially embedded connection between precast rectangular columns and stepped pile caps[J]. Journal of Bridge Engineering, 2023, 28(2): 1.

[14] ZHOU X, NIE X, XU S, *et al*. Experimental studies on seismic performance of socket connections with shear keys and inner and outer filled reinforced concrete [J]. Engineering Structures, 2022, 273: 115021.

[15] ZHANG Y, CHEN L, ZUO R, *et al*. Experimental and numerical study of precast bridge piers with a new UHPC socket column-footing connection [J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2024, 24(1): 1.

[16] MA H, LAI M, SHI X, *et al*. Experimental and numerical study on column-foundation connection through external socket [J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2021, 27(3): 162.

[17] HARALDSSON O S, JANES T, EBERHARD M O, *et al*. Socket connections for rapid construction of bridge bents with spread footings [C]//Proceedings of 2011 PCI Annual Convention and National Bridge Conference. [S.l.]: [s.n.] 2011: 1-15.

[18] MASHAL M, WHITE S, PALERMO A. Quasi-static cyclic testing of emulative cast-in-place connections for accelerated bridge construction in seismic regions[J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2016, 49(3): 267.

[19] CHENG Z, SRITHARAN S. Side shear strength of preformed socket connections suitable for vertical precast members [J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(5): 04019025.

[20] LIU B, ZHANG L, SUN H, *et al*. Side shear strength and load-transfer mechanism of corrugated steel column – foundation socket connection[J]. Case Studies in Construction Materials, 2022, 17: e01377.

[21] CHEN M, DE CORTE W, JIANG H, *et al*. Experimental study on direct-shear behaviour of narrow joints in socket connections for precast pier-to-pile footing systems [J]. Structures, 2024, 61: 106006.

[22] TURMO J, RAMOS G, APARICIO A C. Shear strength of dry joints of concrete panels with and without steel fibres: application to precast segmental bridges [J]. Engineering Structures, 2006, 28(1): 23.

[23] ADEBAR P, KUCHMA D, COLLINS M P. Strut-and-tie models for the design of pile caps: an experimental study.[J]. ACI Structural Journal, 1990, 87(1): 81.

[24] YI Y, KIM H, BOEHM R A, *et al*. 3D strut-and-tie modeling for design of drilled shaft footings[R]. Austin: University of Texas at Austin, 2022.

[25] RIZKALLA S H, SERRETTE R L, HEUVEL J S, *et al*. Multiple shear key connections for load-bearing shear wall panels[J]. PCI Journal, 1989, 34(2): 104.

[26] MIGUEL-TORTOLA L, MIGUEL P F, PALLARÉS L. Strength of pile caps under eccentric loads: Experimental study and review of code provisions [J]. Engineering Structures, 2019, 182: 251.

[27] 郭宏磊. 承台冲切破坏的空间桁架传力机理研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 147.
GUO Honglei. Spatial strut and tie model for punching load transfer mechanism analysis of pile cap [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 147.

[28] MELÉNDEZ C, SAGASETA J, MIGUEL P F, *et al*. Refined 3D strut-and-tie model for analysis and design of four-pile caps[J]. ACI Structural Journal, 2017, 116(4): 1.

[29] LEHMAN D E, ROEDER C W. Foundation connections for circular concrete-filled tubes[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 78: 212.