

文章编号:1673-2049(2008)03-0087-05

两桩厚承台的承载力设计

过超¹, 龚维明¹, 卢波², 卢建峰³

(1. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 210096; 2. 日照市规划建设委员会质量监督站, 山东 日照 276826; 3. 南京市建筑设计研究院有限责任公司, 江苏 南京 210096)

摘要:根据两桩厚承台的受力特点和破坏模式,以拉压杆模型为基础,探讨了模型建立的原则和方法,提出了两桩厚承台按拉压杆模型设计的方法并给出了相应的计算公式,选取6个两桩厚承台室内试验结果并分别采用各国规范设计方法及拉压杆模型设计方法进行比较验证。结果表明:各方法用于两桩厚承台设计均安全可靠,但采用拉压杆模型的承台设计方法符合厚承台的受力机理,用该方法算得的承台承载力与试验值吻合较好。

关键词:两桩厚承台;承载力;剪切;拉压杆模型;受力特点;破坏模式

中图分类号:TU473.12 **文献标志码:**A

Design of Bearing Capacity of Two-pile Thick Caps

GUO Chao¹, GONG Wei-ming¹, LU Bo², LU Jian-feng³

(1. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, Jiangsu, China; 2. Quality Supervision Station of Rizhao Planning and Urban Construction Committee, Rizhao 276826, Shandong, China; 3. Nanjing Architectural Design & Research Institute Ltd, Nanjing 210096, Jiangsu, China)

Abstract: According to the mechanical properties and failure mode of two-pile thick caps, the principles of model building and method were discussed based on strut-and-tie model. The corresponding formulae for calculating the bearing capacity of two-pile thick caps were proposed and the design method was given. The indoor test results of six two-pile thick caps were adopted for verifying the design methods introduced in different country codes and the strut-and-tie model design method presented in the paper. The results show that all of the methods used for designing the two-pile thick caps are safe and reliable, however, the strut-and-tie model used for designing thick pile caps represents the load-transferring mechanism, and the bearing capacity calculated by using the method presented in the paper is in good agreement with the test data.

Key words: two-pile thick cap; bearing capacity; shear; strut-and-tie model; mechanical property; failure mode

0 引言

已有的试验研究表明^[1-6],当距厚比 $\lambda' \leq 2$ 时的承台为厚承台($\lambda' = a/h_0$, a 为距柱最远的桩与柱之间的水平距离, h_0 为承台有效高度),厚承台大都发

生剪切破坏。由于剪切破坏的复杂性,不同研究者界定的破坏机理不尽相同,比较有代表性的有屈服线理论、刚塑性理论、脱离体理论、空间壳体模型理论、数值解法等。影响两桩厚承台剪切承载力的因素(混凝土的抗压和抗拉强度、配筋率、剪跨比等)复

收稿日期:2008-05-04

基金项目:江苏省交通科技项目(04Y029)

作者简介:过超(1984-),男,江西临川人,工学博士研究生, E-mail: guochao422@163.com。

杂,本文中通过对搜集到的两桩厚承台试验数据进行分析,在与各国规范对比的基础上,对两桩厚承台的抗剪承载力设计进行了讨论。

1 抗剪受力特点

两桩承台与普通无腹筋梁相比,剪跨比小,因此在受到荷载作用时首先在承台中部附近出现大致与平面成 45° 倾角的斜裂缝。随着荷载的增加,它将沿主压应力迹线向支座和集中荷载点延伸,此裂缝两头细,中间粗,呈枣核形,从主压应力轨迹线(图 1)可以看出,荷载点与桩支座间的主压应力轨迹线近似于直线,且大体相互平行而稍倾斜。这说明在荷载点与桩支座间的受力情况类似于斜向压杆。厚承台在弹性阶段跨中截面应变分布已不符合平截面假定,承台上部不存在类似于受弯构件

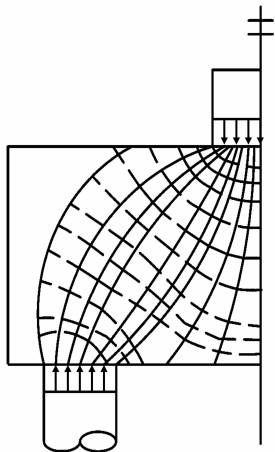


图 1 主压应力轨迹线

Fig. 1 Main Stress Lines

的受压区,受弯构件的一些假定(混凝土应力-应变关系、受压混凝土应力图形的简化等)都不能在承台计算中应用,厚承台是典型的脆性破坏,即使某些部位达到屈服,也不会形成连续的塑性铰线,因此将基于塑性理论推导的混凝土承台板的极限承载力计算公式用于厚承台是不合适的。

2 各国规范设计方法对比

2.1 地基规范

《建筑地基基础设计规范》^[7](GB 50007—2002,以下简称地基规范)规定的剪切斜截面为柱边和桩边的连线,对于两桩承台而言,斜截面是惟一的。斜截面的抗剪设计承载力可按式(1)、(2)计算

$$V_1 = \beta_{hs} \beta_v f_t b_0 h_0 \quad (1)$$

$$\beta_v = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \quad (2)$$

式中: V_1 为扣除承台及其上填土自重后斜截面的最大剪力设计值; b_0 为承台计算截面处的计算宽度; f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值; β_v 为剪切系数; β_{hs} 为抗剪承载力截面高度影响系数,当有效高度 h_0 小于 800 mm 时, β_{hs} 取为 1; λ 为计算截面处的剪跨比。

若桩为圆形,将圆桩等效为方桩,等效边长为圆桩直径的 0.8 倍。地基规范中的抗剪切、抗冲切计算公式在《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)的基础上做了微小变动,将抗压强度改为抗拉强度,并将系数做了微调,试验结果是建立在 20 世纪 80 年代的试件基础上的,试件的强度低。在式(1)中用圆柱体劈裂破坏强度 f_{tk} 代替 f_t ,可得到柱下桩基承台的斜截面抗剪极限承载力。

2.2 桥涵规范

按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥设计涵规范》^[8](JTG D62—2004,以下简称桥涵规范)的规定,当外排桩中心距柱边缘等于或小于承台高度时,应按撑杆-系杆体系计算,本文中选用的试件都属于这个范围,所以按桥涵规范验算试件承载力时应同时满足抗剪强度计算和撑杆的抗压承载力计算。因桥涵规范承台设计部分是参照美国 AASHTO 规范编制而得,未从考虑混凝土材料分项系数出发,因而在计算中直接采用边长为 150 mm 的混凝土立方体抗压强度标准值,在安全度的概念上与中国规范不一致。

承台的斜截面抗剪承载力设计值 V_d 应满足

$$V_d \leq \frac{0.9 \times 10^{-4} \times (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}}}{\lambda} b_s h_0 \quad (3)$$

式中: P 为斜截面纵向受拉钢筋的配筋率; m 为剪跨比, $m = a_{xi}/h_0$, $m = a_{yi}/h_0$,当 $m < 0.5$ 时,取 $m = 0.5$,其中 a_{xi} 、 a_{yi} 分别为沿 x 轴和 y 轴墩台边缘至计算斜截面外侧第 i 排桩边缘的距离; b_s 为承台计算宽度; $f_{cu,k}$ 为边长 150 mm 的混凝土立方体抗压强度标准值。

撑杆的抗压承载力计算公式为

$$F_i < t b_s f_{cd,s} \quad (4)$$

式中: F_i 为撑杆压力设计值, $F_i = N_i / \sin \theta$, N_i 为承台下任意一排桩内桩的根数乘以改排桩中最大单桩竖向力设计值, θ 为撑杆压力线与系杆拉力线的夹角, $\theta = \arctan \frac{h_0}{\alpha' + c}$, α' 为撑杆压力线在承台顶面的作用点至柱边缘的距离,取 $\alpha' = 0.15h_0$, c 为桩中心至柱边缘的水平距离; t 为撑杆计算高度, $t = b \sin \theta + h_a \cos \theta$, b 为桩的支撑宽度, $h_a = s + 6d$, s 为顶层钢筋中心至承台底的距离, d 为钢筋直径; $f_{cd,s}$ 为撑杆混凝土轴心抗压强度设计值, $f_{cd,s} = \frac{f_{cu,k}}{1.43 + 304\epsilon_1} \leq 0.48 f_{cu,k}$, $\epsilon_1 = (\frac{T}{A_s E_s} + 0.002) \cot^2 \theta$, A_s 为钢筋横截面面积, E_s 为钢筋的弹性模量, T 为与撑杆相应的

系杆拉力设计值, $T = N_i / \tan \theta$ 。

由上述可以看出,桥涵规范斜截面抗剪承载力验算中考虑了配筋率的影响,其计算公式照搬美国规范 AASHTO,由于该规范与中国规范在结构设计中钢筋混凝土质量控制标准、计算公式采用的材料强度指标、荷载组合系数、材料系数表述方式等方面的不同,安全度体系使用方法不一致,因此不能将公式简单照搬。在式(3)中采用 $\sqrt{f_{cu,k}}$,而与之相对应却是抗剪承载力设计值,这样就难以通过式(3)计算桩基承台的抗剪承载力极限值。在以下选用桩基承台构件计算承载力对比中,把此计算值乘以相应强度的 f_{tk}/f_t 倍。

2.3 美国规范

采用《美国混凝土规范》^[9](ACI 318—02,以下简称美国规范)进行承台抗剪计算时,单向剪切(弯剪)和双向剪切(冲切)都必须考虑。弯剪临界截面取为距离柱边为 h 的截面处,其截面剪力的计算公式为

$$V_u \leq 2\varphi \sqrt{f_c} b_w h \quad (5)$$

式中: V_u 为计算截面剪力设计值; φ 为与剪跨比有关的系数; f_c 为混凝土圆柱体标准抗压强度; b_w 为计算截面宽度; h 为承台板有效高度。式(5)在受弯构件抗剪强度公式的基础上考虑了剪跨比的影响。

冲切临界截面取为作用在沿柱周边 $h/2$ 距离处,其截面剪力的计算公式为

$$V_c = (2 + 4/\beta_c) \sqrt{f_c} b_w h \leq 4 \sqrt{f_c} b_w h \quad (6)$$

式中: V_c 为斜截面剪力设计值; β_c 为与剪跨比有关的系数。式(6)也考虑了剪跨比的影响。

当临界截面与1个或几个桩相交时,美国规范有如下规定:①如果一个桩的中心位于验算截面以外的距离等于或大于 $D_p/2$, D_p 为桩的直径,则这个桩的全部反力应计入截面剪力之内;②如果一个桩的中心位于验算截面以内的距离等于或大于 $D_p/2$,则这个桩的全部反力不计入截面剪力;③如果桩中心位于上述两者之间的位置,那么这个桩的部分反力计入验算截面的剪力,其值按上述①、②两种情况直线内插求得。

3 拉压杆模型设计方法

3.1 模型建立原则

文献[2]中提出了拉压杆模型的建立方法,其主要内容包括确定拉压杆的位置及方向。在建立模型时,须遵循以下原则:

(1)真实反映承台内部的应力传递路径,满足平衡条件。

(2)混凝土起到压杆作用,集中布置在桩顶区域内的钢筋起到拉杆作用,压杆和拉压相交区域形成节点区,拉杆锚固由其在节点区的延伸长度或其他可靠锚固措施实现。

(3)拉压杆的破坏准则是压杆劈裂破坏或拉杆屈服形成机构。

(4)拉压杆件应遵循最短传力途径原则,即最合理的桁架模型应该是杆件数量最少且长度最短。

3.2 承载力分析

对两桩厚承台可应用拉压杆模型进行设计,此时的桁架为平面桁架(图2)。如承台能保证节点区、柱(墙)、桩的承载力不先发生破坏,在配筋量足够的情况下,承台的承载力由压杆的强度控制。文献[2]中指出,当承台距厚比满足 $\lambda' \leq 2$ 时,承台破坏源自于压杆的劈裂。Schlaich 等^[10]观察到混凝土压杆呈橄榄形,因此在压杆中必将存在垂直压杆方向的横向拉应力。横向拉应力产生的劈裂裂缝使压杆可能发生劈裂破坏,或使压杆分离成截面尺寸更小的受压体而发生承压破坏。Adebar 等^[11]和梁书亭等^[12]分别进行了混凝土圆柱体端头局部受压试验,根据其 与 桩基承台斜压杆主应力轨迹线相似的特点来模拟压杆的应力场,局部受压圆柱体的应力轨迹线及其内部桁架模型见图3,压应力轨迹线自一个加载面出发,经过中腹部的扩散,汇聚在另一个加载面上。由于压应力的扩散,在中腹部产生垂直压杆方向的拉应力最终导致混凝土劈裂破坏。文献[2]中按圆柱体劈裂承载力推导了三维空间斜压杆劈裂承载力,且其认为在桩基承台中,压应力扩散角 $\alpha = \arctan(1/2)$,这是因为当 $D/D_0 = 2$ 且 $H/D_0 = 1.5$ 时,圆柱体的初裂承载力最低,但随着 D/D_0 和 H/D_0 的增加,压应力扩散角 α 几乎没有变化。由此可推导出局部受压圆柱体的劈裂承载力 F_c 为

$$F_c = \pi D_0 f_{ts} H \quad (7)$$

式中: D_0 为圆柱体端头直径; H 为局部受压圆柱体高度; f_{ts} 可按文献[2]中推荐的公式 $f_{ts} = [1 + 0.4 \cdot (D/D_0 - 1)] f_t$ 计算, D 为压杆端部扩散区域直径。

如图3中 F_t 表示单位长度上横向水平分力,则

$$T_b = 2 \int_0^\pi F_t \frac{D_0}{2} \sin \beta d\beta = 2D_0 F_t =$$

$$D_0 H f_{ts} = F_c / \pi \quad (8)$$

式中: T_b 为压杆劈裂承载力。

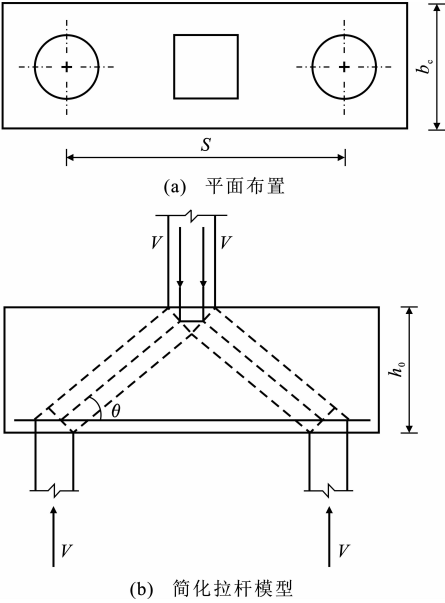


图 2 两桩承台拉压杆模型
Fig. 2 Strut-and-tie Model of Two-pile Caps

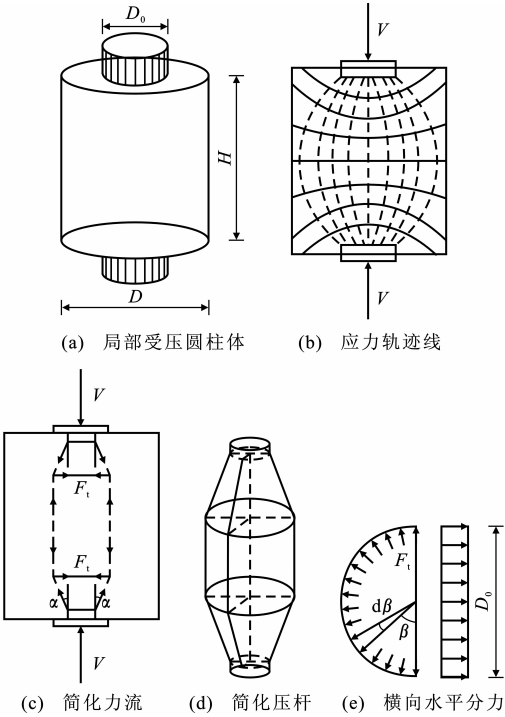


图 3 局部受压圆柱体计算模型
Fig. 3 Calculating Models of Circular Cylinder Under Local Pressure

由于两桩承台破坏时,裂缝贯穿整个承台宽度,由此可用承台宽度 b_c 代替 D_0 ,又由于压杆端部扩散区域直径 D 难以确定,因此用桩的扩散区域和桩径的比值来取代 D/D_0 ,压杆劈裂承载力验算公式可采用

$$T_b = F_c / \pi \leq b_c h_0 f_{ts} / \sin \theta =$$

$$b_c h_0 (0.6 + 0.4 D' / D_p) f_t / \sin \theta \tag{9}$$

式中: D' 为桩的扩散区域直径,根据桩截面面积与扩散区域面积按同心、对称的原则确定,对于角桩、边桩、中间桩按图 4 中各情况分别进行计算,当桩为方形或矩形时,可按面积相等原则计算等效直径。

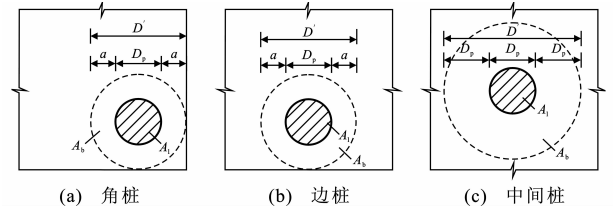


图 4 桩的扩散区域直径计算
Fig. 4 Diameter Calculating of Pile Extended Area

4 算 例

本文室内试验选取的 6 个两桩厚承台破坏试件均为剪切破坏或剪弯破坏,配筋方式为均匀配筋,且桩中心距柱边缘距离小于承台高度。分别按地基规范、桥涵规范、美国规范及本文所推荐的拉压杆设计方法进行验算和对比分析。两桩承台承载力的计算结果见表 1。

从表 1 中可以看出:上述几种设计方法用于承台设计都是安全可靠的,地基规范中抗剪计算公式用于两桩厚承台的设计过于保守,其计算值远小于试验所得到的极限荷载值;桥涵规范中抗剪计算公式考虑了配筋的影响,其计算值较接近试验值;美国规范中认为承台均位于剪切面以内,将不会发生剪切破坏,这与试验现象不相符,在一定程度上表明,适用于普通梁的美国规范抗剪公式并不适用于厚桩基承台设计;本文中所推荐的拉压杆设计方法根据厚承台的受力机理和破坏模式,在保证承台底部足量配筋情况下,通过控制斜压杆的劈裂破坏得到的两桩承台极限承载力计算值更接近真实值。

5 结 语

两桩厚承台的破坏为剪切破坏,且符合拉压杆破坏模式。斜压杆的破坏是承台承载力丧失的标志,所以计算承台抗剪承载力,实际上就是要计算斜压杆的承载力。本文中笔者基于拉压杆传力模型,采用数理统计方法的半理论、半经验公式,考虑了压杆角度的影响,提出两桩厚承台受剪切承载力的计算公式,其计算值与试验值吻合较好,可供工程设计参考。

表 1 两桩承台承载力的比较

Tab. 1 Comparisons of Two-pile Caps Bearing Capacities

试件编号	柱截面 边长/mm	h_0 /mm	b_0 /mm	混凝土立方体 强度/MPa	荷载/kN					数据 来源
					极限值	地基规范	桥涵规范	美国规范	本文方法	
PC2-1-1	150	230	250	20.10	390	256	324	385	387	文献 [1]
PC2-1-2	150	230	250	20.80	450	261	342	462	394	
PC2-1-3	150	230	250	21.40	353	239	347	361	375	
CT2-1-1	120	315	250	39.48	690	491	556	272	666	文献 [10]
CT2-2-1	120	215	250	39.48	408	300	398	185	392	
CT2-3-1	120	165	250	39.48	329	210	249	142	260	

注:按美国规范计算时,以上所选用的 6 个两桩承台均位于剪切面以内,无须进行抗剪计算(按抗弯计算)。

参考文献:

References:

[1] 季 静,吴仁培. 厚桩承台承载力的试验研究[J]. 华南理工大学学报:自然科学版,1995,23(3):91-97.
JI Jing,WU Ren-pei. Experiment and Research on the Bearing Capacity of Thick Pile Cap[J]. Journal of South China University of Technology: Natural Science,1995,23(3):91-97.

[2] 卢建峰. 桩基承台空间桁架理论设计方法研究[D]. 南京:东南大学,2001.
LU Jian-feng. Research on Design of Pile Caps Using Spatial Truss Model [D]. Nanjing:Southeast University,2001.

[3] 易笃韬,邵旭东,李立峰,等. 软土地基上桥台桩基受力算法研究[J]. 中国公路学报,2007,20(5):59-64.
YI Du-tao, SHAO Xu-dong, LI Li-feng, et al. Research on Algorithm for Mechanics of Abutment Pile Foundation on Soft Ground [J]. China Journal of Highway and Transport,2007,20(5):59-64.

[4] 赵明华,肖 燕,陈昌富,等. 考虑土体蠕变特性的桥台软基变形分析[J]. 中国公路学报,2006,19(2):56-61.
ZHAO Ming-hua,XIAO Yan,CHEN Chang-fu,et al. Analysis of Deformation on Soft Subsoil Around Bridge Abutment Considering Soil Creep Property [J]. China Journal of Highway and Transport,2006,19(2):56-61.

[5] 赵明华,曾昭宇,刘晓明,等. 考虑轴向横向荷载共同作用的基桩可靠度[J]. 建筑科学与工程学报,2005,22(2):57-60.
ZHAO Ming-hua,ZENG Zhao-yu,LIU Xiao-ming,et al. Reliability of Pile Foundation Under Vertical and Lateral Loads[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering,2005,22(2):57-60.

[6] 孙成访. 桩基厚承台的试验研究与非线性分析[D]. 武汉:武汉理工大学,2005.
SUN Cheng-fang. The Experimental Study and Non-linear Analysis for Thick Piles Cap[D]. Wuhan:Wuhan University of Technology,2005.

[7] GB 50007—2002,建筑地基基础设计规范[S].
GB 50007—2002,Code for Design of Building Foundation [S].

[8] JTG D62—2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
JTG D62—2004, Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts[S].

[9] ACI 318—02,Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary[S].

[10] SCHLAICH J,SCHAFER K. Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-tie Models[J]. The Structural Engineer,1991,69(6):113-125.

[11] ADEBAR P,ZHOU Z Y. Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete[J]. ACI Journal,1993,90(5):534-541.

[12] 梁书亭,蒋永生,李传殿. 桩基承台和筏板的空间桁架设计方法研究[J]. 东南大学学报,1998,28(6):111-116.
LIANG Shu-ting,JIANG Yong-sheng,LI Chuan-dian. Research on Design Method of Space Truss of Pile Caps and Raft[J]. Journal of Southeast University,1998,28(6):111-116.