

DOI: 10.11779/CJGE201407011

无黏性土斜坡地基承载力模型试验研究

马庆宏^{1,2}, 朱大勇^{1,2*}, 雷先顺¹, 吴迎雷¹

(1. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 土木工程结构与材料安徽省实验室, 安徽 合肥 230009)

摘要: 采用缩尺模型试验对砂土斜坡地基的土压力分布、变形机制、破坏模式进行探索, 并研究了斜坡坡角、基础尺寸、相对密度、基础形状对斜坡地基破坏形态及极限承载力的影响。结果表明: 斜坡地基的破坏模式与 Choudhury 提出的破坏模式相近, 破坏区域由不对称楔体、辐射向剪切区、被动楔体组成。斜坡地基的破坏区域长度随斜坡坡角、基础尺寸的增大而增大, 但不随相对密度的变化而变化; 而斜坡地基的极限承载力随斜坡坡角的增大而减小, 随基础宽度、相对密度的增大而增大。对相同尺寸的基础而言, 方形基础下的地基极限承载力和破坏区域长度均大于圆形基础。试验研究成果对斜坡地基变形特征、破坏形态和斜坡地基承载力影响因素的探究具有一定理论参考价值。

关键词: 斜坡; 地基承载力; 模型试验; 浅基础

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)07-1271-10

作者简介: 马庆宏(1987-), 男, 浙江建德人, 硕士研究生, 从事地基承载力理论研究。E-mail: mqinghong@126.com。

Model tests on bearing capacity of footing on sand slopes

MA Qing-hong^{1,2}, ZHU Da-yong^{1,2}, LEI Xian-shun¹, WU Ying-lei¹

(1. School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Laboratory of Civil Engineering and Materials, Hefei 230009, China)

Abstract: The earth pressure distribution, deformation mechanism and failure mechanism of the foundation on a sand slope are studied by small-scale model tests in the laboratory. The effects of slope angle, footing width, relative density of sand and footing shape on the ultimate bearing capacity and the failure mechanism of footing on the sand slope are investigated. The results show that the slope failure mechanism is similar to Choudhury's failure mechanism, in which the failure zones consist of asymmetric wedge zone, radial shear zone and passive wedge zone. The ultimate bearing capacity of footing on the slope decreases by the accretion of angle of the slope inclination and increases by the rising of footing width and relative density of sand. The failure zone length grows with the enlargement of angle of the slope inclination and footing width, and is hardly affected by the relative density of sand. The bearing capacity and failure zone length of square footings are larger than those of circular ones with the same size. Theoretically, the experimental results contribute to the researches on deformation characteristics and failure mechanism as well as the affecting factors for bearing capacity of the footings on slopes.

Key words: slope; bearing capacity; model test; shallow foundation

0 引言

斜坡地基承载力是岩土工程领域的一个研究热点。在实际工程中, 将基础设置在斜坡上的情况时有发生。此时, 采用水平地基的破坏模式及承载力公式对斜坡地基土体变形与承载力进行评估和计算无疑偏于不安全, 因此需要对斜坡地基承载力进行专门研究。

在理论研究方面, Meyerhoff^[1]给出了斜坡地基极限承载力的计算公式。基于此, 不少学者采用极限平衡法^[2-4]、极限分析法^[5-7]、数值方法^[8-9]等手段对斜坡地基承载力进行分析研究, 以期获得更接近真解的极限承载力解答。研究表明, 地震作用^[4], 斜坡坡角、相对坡顶距、基础尺寸、土体特性^[5], 坡后土体坡度^[10]

等因素对斜坡地基极限承载力的变化有一定影响。同时, 斜坡地基的破坏模式与水平地基的破坏模式有较大区别。Narita 等^[2]认为斜坡地基沿对数螺线面破坏, 并依据假设破坏面对斜坡地基极限承载力进行求解。De Buhan 等^[7]提出了两种三维斜坡地基的破坏模式, 获得了三维斜坡地基的上限解。Choudhury 等^[11]给出了斜坡地基的破坏模式, 指出由于基础与斜坡的相对位置关系不同, 斜坡地基的破坏模式就有差别。杨小礼等^[12]采用与文献[11]中类似的破坏模式对斜坡地基

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078123, 51179043)

收稿日期: 2013-10-29

*通讯作者

承载力进行分析, 获得了承载力系数的计算图表。Castelli 等^[3]则认为斜坡地基的破坏面为圆弧状, 并基于此破坏面对承载力系数进行分析。在试验研究方面, Shields 等^[13-14]通过大量试验获得了无黏性土的承载力系数 $N_{\gamma q}$, 并给出了斜坡地基极限承载力的计算公式。Garnier 等^[15]、Gemperline^[16]采用离心模型试验方法也开展了类似研究。Keskin 等^[17]运用室内模型试验分析了不同参数对斜坡地基承载力的影响, 并采用数值模拟的方法讨论斜坡地基的破坏模式。

虽然理论研究成果常常与模型试验进行对比验证^[12, 18], 但是关于斜坡地基的破坏模式研究多见于理论分析及数值模拟, 模型试验研究相对滞后, 同时对斜坡地基破坏形态及极限承载力的影响因素研究仍不完善有待深入。因此, 本文拟采用室内缩尺模型试验研究斜坡地基的土压力分布、变形机制、破坏模式, 分析斜坡坡角、基础尺寸、相对密度、基础形状对斜坡地基破坏形态、极限承载力的影响, 为斜坡地基承载力的进一步研究提供一些试验数据支持。

1 斜坡地基承载力模型试验

1.1 模型试验原理

根据相似性原理^[19], 试验采用室内缩尺模型结构。选用斜坡坡角 β , 土体重度 γ , 地基附加应力 σ , 地基沉降 s , 土体黏聚力 c 及内摩擦角 φ , 地基极限承载力 P 作为影响斜坡地基变形破坏的决定性参数^[7, 20-21], 其物理方程可表示为

$$f(\beta, \gamma, \sigma, s, c, \varphi, P) = 0 \quad (1)$$

运用量纲矩阵法推导获得 π 关系式:

$$f\left(\beta, \frac{s\gamma}{P}, \frac{\sigma}{P}, \frac{c}{P}, \varphi\right) = 0 \quad (2)$$

式中, β , φ 是无量纲量, $C_\beta = 1$, $C_\varphi = 1$, 同时存在 $C_{s\gamma} = C_P$, $C_\sigma = C_P$, $C_c = C_P$ 。各参数均较好地满足相似判据, 根据相似逆定理可以认为模拟试验所得的现象与原型中的现象相似。另外为减小尺寸效应, 控制模型槽长边尺寸与最大基础宽度的比值 > 5 ^[22]。

1.2 试验概况

(1) 模型槽与基础

采用钢制框架模型槽 (见图 1) 进行试验, 净尺寸为 $800 \text{ mm} \times 240 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ (长 \times 宽 \times 高)。两侧采用钢化玻璃板制成, 以便观察整个试验过程。为限制侧向鼓胀, 焊制三道钢肋加强约束 (两竖一横)。

模型基础使用方形和圆形基础, 分别由 $120 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ (长 \times 宽 \times 厚)、 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ (长 \times 宽 \times 厚)、 $120 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ (直径 \times 厚)、 $100 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ (直径 \times 厚) 的钢板制成。

基础埋深均为零。

(2) 地基模型制备

试验土料为粒径 $d \leq 1 \text{ mm}$ 的砂土, 其物理力学性质指标见表 1。采用分层铺装法制备地基模型, 分层厚度为 50 mm 。斜坡制备时, 沿预先绘制的坡度线分层缩进铺填夯实土料。铺装结束后, 仔细整平土体表面, 将基础沿玻璃面安置在长边中央 (斜坡制备时预留基础安置平台), 并尽量减少土体扰动。



图 1 模型槽及试验土料装铺图

Fig. 1 Pictures of experimental set-up and sand slope

(3) 加载设备与加载程序

试验使用 2000 kN 的万能试验机进行垂直快速加载。施加的每一级荷载为万能试验机表盘读数的 1 小格 (1 格为 1 kN , 约合 6.89 kPa)。保证地基模型在每级荷载下稳定受荷 2 min 后进行下一级加载。当加载至某级荷载下, 沉降急剧增加, 基础周围出现裂缝和隆起, 则判定土体破坏, 停止加载, 并将上一级荷载作为地基的极限荷载^[23]。

1.3 数据采集

(1) 地基变形的测量

在模型槽两侧玻璃面上刻绘 $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ 的白色坐标网格, 网格内每 10 mm 使用短线标注。分层装铺土料时, 顺长边方向与网格对齐位置铺放一层不同颜色的砂作为土体分层标识 (厚度 10 mm 左右, 以下称为标识线)。试验时, 使用 2 支量程为 50 mm 的位移计分置基础两侧测量基础沉降。并使用摄像设备录制试验全过程, 用以分析地基变形破坏的发展状况。每次试验后通过数字照片对比加载开始与加载结束两个时刻标识线的位置变化以获取对应点的位移。由此获得破坏时地基土体的变形情况及破坏形态。

(2) 土中应力的测量

试验采用量程为 1.5 MPa 的微型土压力盒测量土中应力。土压力盒在地基土中分布情况见图 2。埋设时确保土压力盒与土体水平良好接触, 并尽量减小土体扰动, 以保证数据的有效性。每次加载后, 分别在 0 min (加载完成)、 1 min 、 2 min 时刻记录位移计、土压力盒读数。

表 1 不同相对密度下砂土的物理力学性质指标

Table 1 Physical and engineering properties of model materials

相对密度 /%	夯实方法	天然含水率 /%	最大干密度 /(kg·m ⁻³)	最小干密度 /(kg·m ⁻³)	天然密度 /(kg·m ⁻³)	内摩擦角 /(°)	黏聚力 /kPa
62.5	采用 3.5 kg 锤顺长边方向 全面夯实, 每处夯 10 次	1.30	1.74×10 ³	1.37×10 ³	1.60×10 ³	38.36	0.03
19.7	采用 2 kg 锤垂直长边方向 全面夯实, 每处夯 3 次	1.30	1.74×10 ³	1.37×10 ³	1.45×10 ³	35.56	0.02

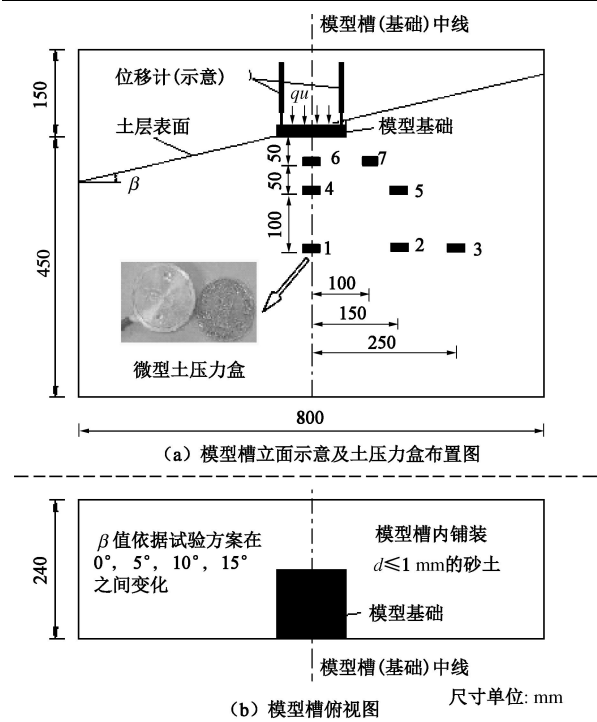


图 2 地基中土压力盒布置图及模型槽俯视图

Fig. 2 Schematic diagram of model test configuration

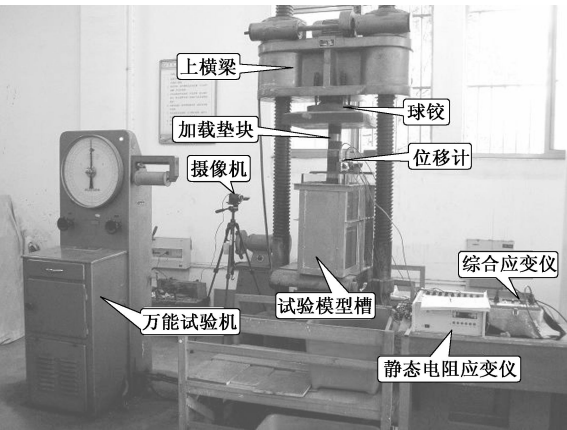


图 3 试验装置及加载设备

Fig. 3 Model test system and experimental apparatus

1.4 试验方案

试验研究了斜坡坡角 β 、基础尺寸（方形基础边长 B 、圆形基础直径 D ）、砂土相对密度 D_r 及基础形状对斜坡地基破坏形态及极限承载力的影响。共开展

了 83 组试验。试验方案及试验组次见表 2。

表 2 试验方案一览表

Table 2 Model test programs

组别	编号	控制参数	组数
a	a ₁	圆形基础, $D=120$ mm, $D_r=62.5\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	16
	a ₂	圆形基础, $D=100$ mm, $D_r=62.5\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	12
	a ₃	圆形基础, $D=120$ mm, $D_r=19.7\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	10
	a ₄	圆形基础, $D=100$ mm, $D_r=19.7\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	10
b	b ₁	方形基础, $B=120$ mm, $D_r=62.5\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	8
	b ₂	方形基础, $B=100$ mm, $D_r=62.5\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	9
	b ₃	方形基础, $B=120$ mm, $D_r=19.7\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	8
	b ₄	方形基础, $B=100$ mm, $D_r=19.7\%$, $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$	10

2 斜坡地基变形及破坏形态分析

2.1 地基变形与土中压力分析

试验获得了不同试验地基的荷载 - 沉降关系曲线 ($p-s$ 曲线) 及土中测试点位的荷载 - 应力变化曲线。对同一级荷载而言, 在中轴线上, 1, 4, 6 号测试点位应力变化趋势相同, 并呈现出 $\sigma_{1号} > \sigma_{2号} > \sigma_{3号}$ 的变化, 见图 4。

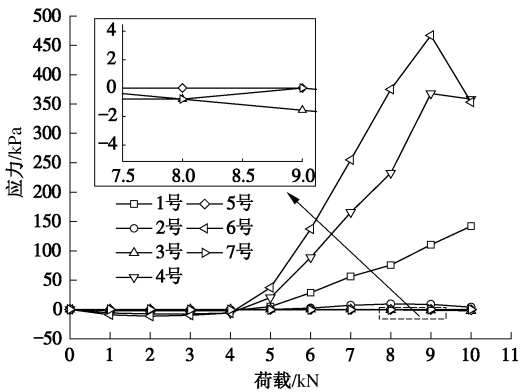


图 4 b₁ 组试验中 $\beta=0^\circ$ 时各通道土中应力随荷载变化曲线

Fig. 4 Distribution of earth pressure at different locations

在同一水平面上, 1, 2, 3 号测试点位应力变化

趋势亦相同,土中应力呈现出 $\sigma_{1号} > \sigma_{2号} > \sigma_{3号}$ 的变化,见图5。由观测数据可得,3,5,7号3个土压力盒在外荷载的作用下应力值变化不大,所以可认为3,5,7号测试点位为荷载影响区域的边界,大致从基础边缘开始向下呈 45° 的方向发展。

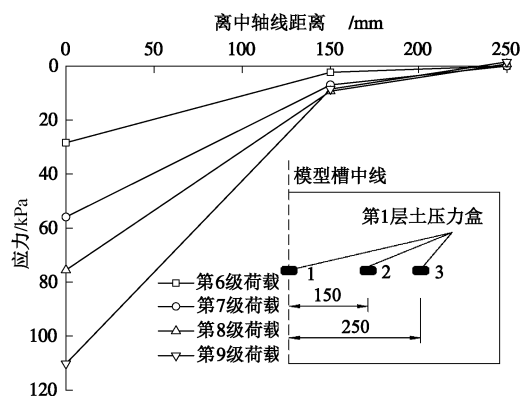


图5 b₁组试验中 $\beta=0^\circ$ 时1,2,3号土压力盒处土中应力分布
Fig. 5 Distribution of earth pressure with different distances away from center line

通过分析 b₁组试验地基的 $p-s$ 曲线(图6)、荷载-应力变化曲线(图7)可得,地基变形破坏经历了压密阶段、剪切阶段、破坏阶段3个阶段^[24]。在1~6级荷载下,土体沉降很小, $p-s$ 曲线基本为线性变化,为压密阶段。在第7级荷载-极限荷载下,地基沉降量、土中应力随荷载的增加而快速增加,进入剪切阶段。在破坏荷载下,地基沉降值急剧增大,土压力达到峰值后减小,基础四周土体有明显的隆起,标识线处土体有明显错动,土体破坏。对比图6,7可发现,土体达到破坏时,土体沉降不稳定,土压力有下降趋势,这表明选用的破坏判据^[23]是合理的。

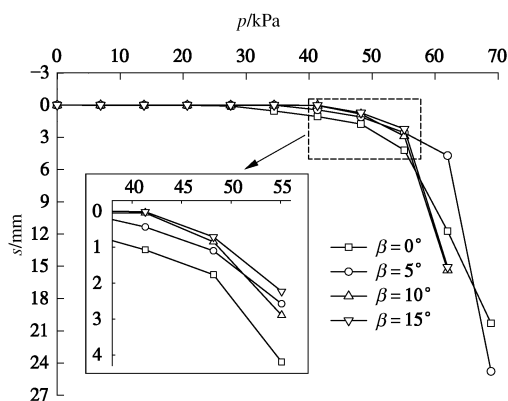


图6 b₁组试验地基 $p-s$ 曲线对比图

Fig. 6 Load-settlement curves of test series b₁

由于斜坡坡角 β 变化较缓,因此对应试验地基的 $p-s$ 曲线(见图6)亦较为接近。另外,各试验地基进入破坏阶段的荷载不同,加之进入破坏阶段后,土

体不稳定,地基沉降变化差异较大,所以在试验后期(破坏阶段)不同试验地基的 $p-s$ 曲线出现交叉现象。但是,在土体剪切阶段,在同级荷载下,地基沉降呈现出 $(s_{\beta=0^\circ}) > (s_{\beta=5^\circ}) > (s_{\beta=10^\circ}) > s_{\beta=15^\circ}$ 的变化趋势。对应土中应力情况,见图7,可发现中轴线上6号测试点位(1,4,6号应力变化趋势相同)应力值呈现 $(\sigma_{\beta=0^\circ}) > (\sigma_{\beta=5^\circ}) > (\sigma_{\beta=10^\circ}) > (\sigma_{\beta=15^\circ})$ 的变化趋势。同时,观察图6,7可得,在土体剪切阶段, $\sigma_{\beta=5^\circ}, 10^\circ, 15^\circ$ 随荷载变化曲线较为接近,对应 $\beta=5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ 时试验地基的 $p-s$ 曲线也十分靠近。所以土中应力越大,地基沉降量大。

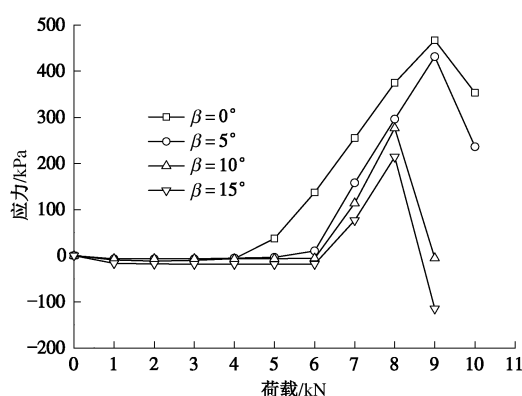


图7 b₁组试验地基中6号测试点位荷载-应力变化曲线

Fig. 7 Relationship between earth pressure and load with different slope angles

2.2 破坏形态分析

为便于分析,将地面作为第0层,从上至下的标识线(变形曲线)分别记为第1层~第3层,定义破坏区域长度 L 为由数字照片量出的基础中心至地基土体隆起结束的长度,见图8。图9给出了依据数字照片绘制的 a₁组试验地基破坏时的变形曲线。图10给出了 b₁, b₃两组试验地基破坏时的变形情况图片(单侧)。由于模型槽侧向尺寸较小且侧向变形约束大,试验中未发生垂直于斜坡方向的破坏。因此,本文暂不讨论该类破坏模式。

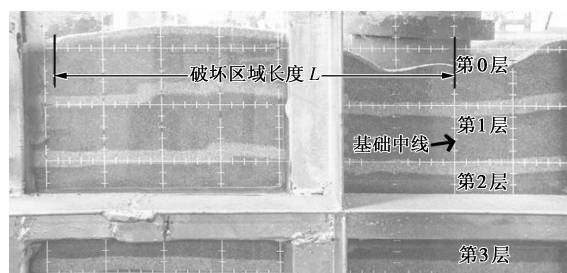


图8 破坏区域长度定义

Fig. 8 Definition of failure zone length

由图9可得,第0,1层变形曲线与网格线相交,在与基础轴中线相距0— B (即2个网格左右,100~120 mm)范围内,居于网格线下方;在 B — L 范围内居于网格线上方,且第0层变形曲线长于第1层。变形曲线最低点的沉降值呈现 $s_{\text{第0层}} > s_{\text{第1层}} > s_{\text{第2层}}$ 的变化,且在第2层处趋于0。第3层标识线与坐标线平齐(见图9),未发生沉降,在破坏区域之外。因此,认为第2层变形曲线最低点为地基破坏区域的边界点。将第2层变形曲线的最低点(该层沉降值最大处),各变形曲线终点(在斜坡情况下,第1层变形曲线较短,绘制时不做考虑)用平滑的曲线连接即为地基破坏区域边界。在曲线绘制时可以发现,破坏区域边界大都可以采用对数螺旋线及直线进行拟合。

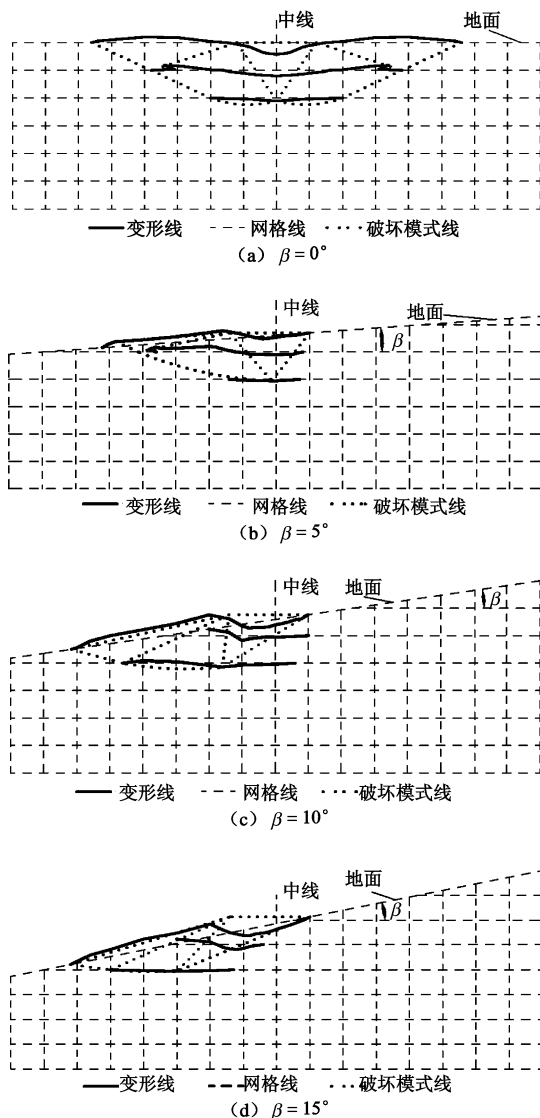


图9 a_1 组试验地基变形曲线及破坏模式图

Fig. 9 Comparison of observed deformation patterns and theoretical failure mechanisms

变形曲线居于网格线下方表明土体受到压缩随基础向下运动;同时,随着深度增加, $s_{\text{第2层}}$ 趋于0,土体向下运动趋势终止。因此,将基础边界点与第2层变形曲线最低点相连形成向下运动的三角形楔体。变形曲线居于网格线上方表明土体被三角楔体挤出有向外隆起的趋势,进入剪切区。由图10可得,第0,1,2层标识线处有明显的错动,土体进入被动剪切破坏,因此可将基础边缘与最深土层错动处、土体隆起终止点相连,形成被动剪切破坏区,其破坏边界可拟合为直线。被动剪切破坏区与三角形楔体之间为过渡区,其破坏区域边界往往可以拟合成对数螺旋线。最终可获得土体破坏模式图,见图9,10中的虚线部分。将图9(a)、图10(a)、图10(b)与图11对比可见, $\beta=0^\circ$ 时地基的破坏模式与图11基本吻合。图9,10中斜坡地基($\beta=5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$)的破坏模式则与图12类似,大致由不对称楔体、辐射向剪切区、被动楔体组成^[11]3部分组成。

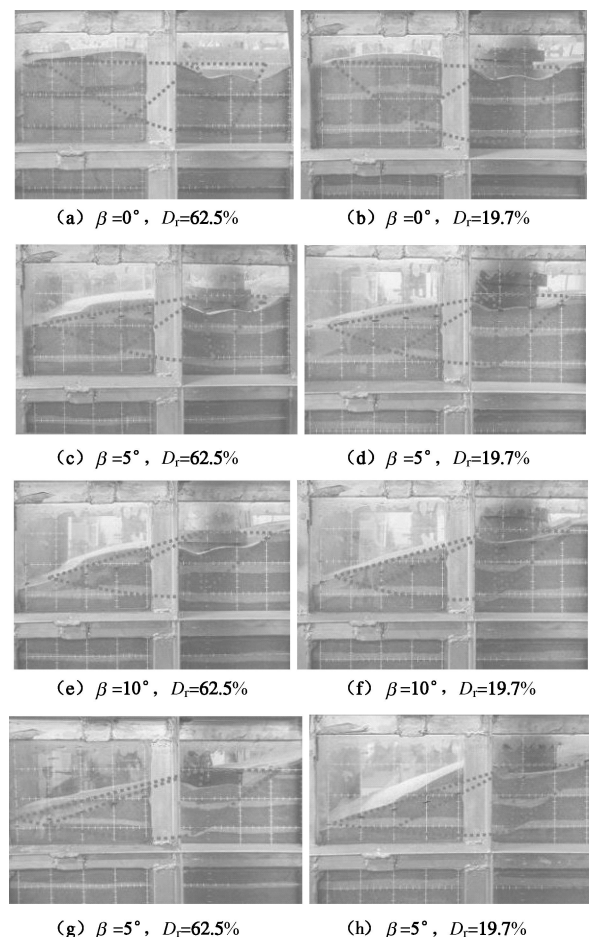


图10 b_1, b_3 组试验地基破坏模式对比图(单侧)

Fig. 10 Pictures of deformation patterns and failure mechanisms at peak footing load

由图9,10可得,随着斜坡坡角的增加,地基变形曲线逐渐向临坡面一侧延伸,不对称楔体的顶角逐

渐向斜坡方向倾斜,土体的破坏区域长度也有所增加。

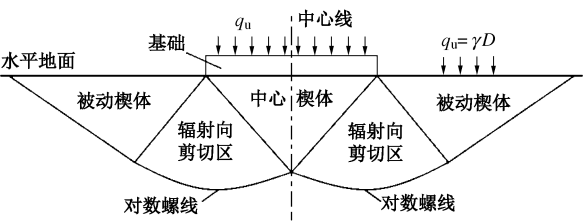


图 11 Terzaghi^[25]地基破坏图式
Fig. 11 Terzaghi failure mechanism

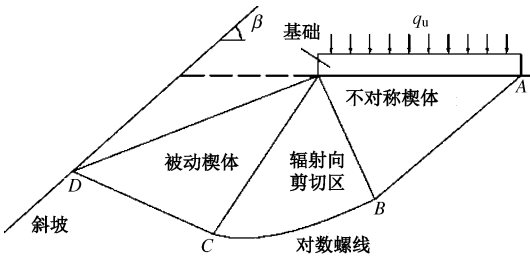


图 12 Choudhury 地基破坏模式
Fig. 12 Choudhury failure mechanism

观察图 13 可发现,上下层加载垫块之间水平位移差别较大,垫块整体出现明显倾斜。这种差别是因为上下层垫块之间受力不同造成的。顶端垫块与试验机承载板紧密接触,有较大的摩擦力,其水平位移受限;而与基础接触的底层垫块随斜坡滑动,有较大的水平位移,因此位移出现差别。由此表明,地基破坏时顺斜坡方向有明显的水平位移。

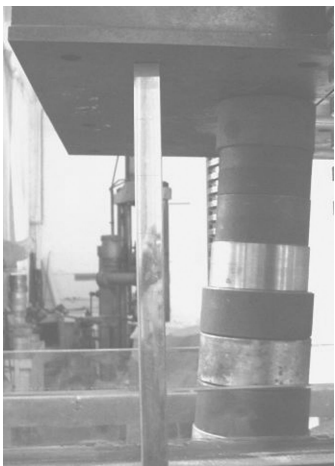


图 13 a₄组试验中 $\beta=15^\circ$ 时地基破坏时刻垫块移动情况
Fig. 13 Pictures of movement of solid blocks at peak footing load

上述现象表明在斜坡地基破坏时,地基发生向下沉降的同时亦出现了顺斜坡方向的水平运动,有随斜坡旋转滑动的趋势,并且斜坡坡角越大下滑趋势越明显。另外, b₁ 组试验中斜坡地基 ($\beta=5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$) 破坏时基础两侧土体隆起区域大小不一,坡后土体隆起区域随斜坡坡角增大而逐渐减小直至消失。该现象

直观地证明了不对称楔体两侧边土压力分布存在差异,且斜坡坡角越大差异越明显。

2.3 不同试验参数对地基破坏形态的影响

定义 $S_m=L/B$ 为破坏区域长度与基础宽度的比值。通过 S_m (表 3)、地基破坏型式 (表 4) 讨论试验参数对地基破坏形态的影响。

表 3 不同试验参数下 S_m 汇总表

Table 3 Summary of S_m with different test parameters					
坡度 / $^\circ$	尺寸 /mm	S_m			
		$D_r=19.7\%$		$D_r=62.5\%$	
		方形	圆形	方形	圆形
0	100	2.65	0.00	2.76	2.29
	120	2.83	2.26	2.78	2.33
5	100	2.41	2.11	2.38	2.12
	120	2.73	2.33	2.73	2.28
10	100	2.59	2.38	2.49	2.28
	120	2.80	2.43	2.73	2.41
15	100	2.87	2.59	2.91	2.56
	120	2.90	2.60	2.92	2.60

(1) 斜坡坡角对地基破坏的影响

模型试验得到了 $0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ 等 4 种不同斜坡坡角下地基的破坏形态。现对 a, b 组试验数据进行分析探讨斜坡坡角变化对斜坡地基破坏形态的影响。图 14, 15 表明, $\beta=5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ 时,在不同的相对密度、基础尺寸、基础形状下,地基破坏区域长度随斜坡坡角的增大而增加。 $\beta=0^\circ$ 时,其变化趋势与斜坡地基变化趋势不同,这是由于 $\beta=0^\circ$ 与 $\beta=5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ 时的地基破坏模式不同造成的。值得一提的是, a₄ 组试验中 $\beta=0^\circ$ 时,试验地基出现冲切破坏,地基表面无隆起, $S_{m\beta=15^\circ}=0$ (图 14 中未标识该点)。在不同的相对密度、基础尺寸及基础形状下, $S_{m\beta=15^\circ}$ 比 $S_{m\beta=5^\circ}$ 大 6%~23%。

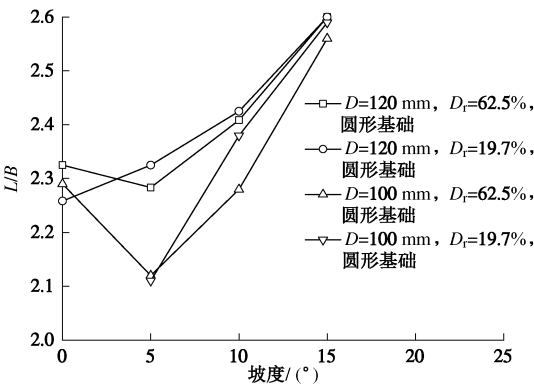


图 14 斜坡坡角对地基破坏区域长度的影响 (a 组试验)

Fig. 14 Variation of L/B with slope angle for test series a

由表 4 可得,随斜坡坡角的增加, b₃, b₄ 组试验地基破坏型式发生改变。b₄ 组试验中 $\beta=10^\circ, 15^\circ$ 时,由 $p-s$ 曲线、荷载-应力变化曲线综合判定地基发生冲切破坏,但地基表面仍有隆起,且 $S_{m\beta=15^\circ}>$

表 4 不同试验参数下地基破坏型式汇总表
Table 4 Summary of foundation damage types with different test parameters

组别	编号	破坏型式			
		$\beta=0^\circ$	$\beta=5^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=15^\circ$
a	a ₁	局部剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏
	a ₂	局部剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏
	a ₃	局部剪切破坏	局部剪切破坏	冲切破坏	冲切破坏
	a ₄	冲切破坏	冲切破坏	冲切破坏	冲切破坏
b	b ₁	整体剪切破坏	整体剪切破坏	整体剪切破坏	整体剪切破坏
	b ₂	局部剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏
	b ₃	整体剪切破坏	整体剪切破坏	局部剪切破坏	局部剪切破坏
	b ₄	局部剪切破坏	局部剪切破坏	冲切破坏	冲切破坏

$S_{m\beta=10^\circ}$, 与水平地基冲切破坏的特征有明显差别。化, 破坏型式亦变化。对比 a₃, a₄ 组, b₃, b₄ 组试验可获得类似结论。

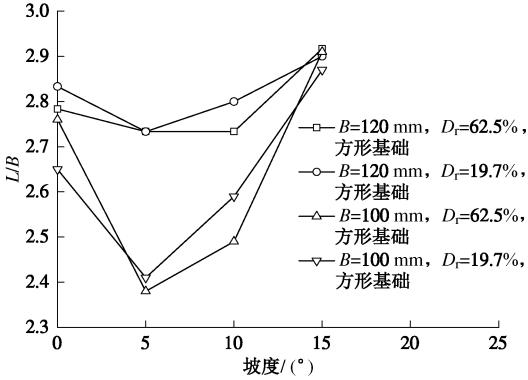


图 15 斜坡坡角对地基破坏区域长度的影响 (b 组试验)

Fig. 15 Variation of L/B with slope angle for test series b

(2) 基础尺寸对地基破坏的影响

采用 $B=100, 120\text{ mm}$ 两种基础尺寸进行试验, 分析基础尺寸对破坏区域长度的影响。由图 16, 17 可知, 在不同的相对密度、斜坡坡角、基础形状下, 随着基础尺寸的增大, 地基破坏区域长度也增大。

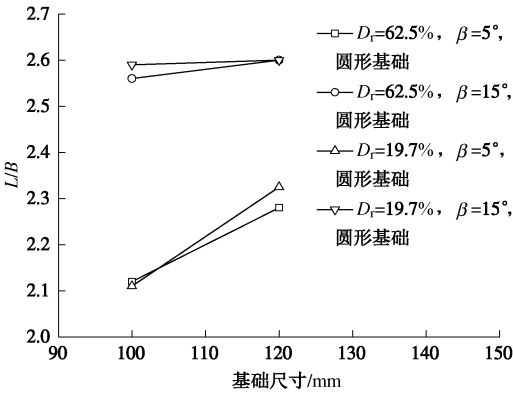


图 16 基础尺寸对破坏区域长度的影响 (a 组试验)

Fig. 16 Variation of L/B with footing width for test series a

将表 4 中 b₁, b₂ 组试验地基 (基础尺寸变化、其余参数不变) 的破坏型式进行对比发现, 基础尺寸变

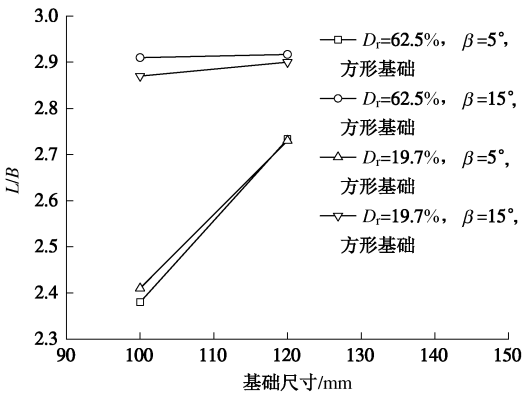


图 17 基础尺寸对破坏区域长度的影响 (b 组试验)

Fig. 17 Variation of L/B with footing width for test series b

(3) 相对密度对地基破坏的影响

采用 $D_r=19.7\%, 62.5\%$ 两种不同相对密度的砂土进行试验, 分析相对密度对地基破坏区域长度的影响。由图 18, 19 及表 3 可得, 对不同相对密度的斜坡地基来说, S_m 区别很小, 相对差值在 $-2.15\% \sim 1.39\%$ 的范围内波动。从工程角度出发, 这种差别可以忽略不计。因此, 地基破坏区域长度不随相对密度的变化而变化。但是, 将表 4 中 a₁, a₃ 组试验地基 (相对密度变化、其余参数不变) 破坏型式进行对比发现, 当 $\beta=10^\circ, 15^\circ$ 时地基破坏型式发生改变。

(4) 基础形状对地基破坏的影响

引入 $i_1=S_{m\text{方}}/S_{m\text{圆}}$, 若 $i_1>1$, 表明 $S_{m\text{方}}>S_{m\text{圆}}$ 。通过图 20 可发现, 在不同的斜坡坡角、相对密度、基础尺寸下 i_1 均大于 1, 即 $S_{m\text{方}}>S_{m\text{圆}}$ (a₄ 组试验中 $\beta=0^\circ$ 时地基发生冲切破坏, 破坏区域长度为 0, 不做分析)。

对比表 4 中 a, b 两大组试验可得, 基础形状发生变化后, 地基的破坏型式也有所变化。

综上, 斜坡坡角、基础尺寸、基础形状分别通过

对地基形式、外荷载作用面积尺寸、外荷载作用形式产生影响而导致地基破坏形态出现差别,可称为影响地基破坏的外因;相对密度是通过改变地基土体内摩擦角 φ 对地基破坏发生作用,可看做内因。外因发生变化时,地基破坏区域长度、地基破坏型式均发生变化;内因改变时,只对破坏型式产生影响。

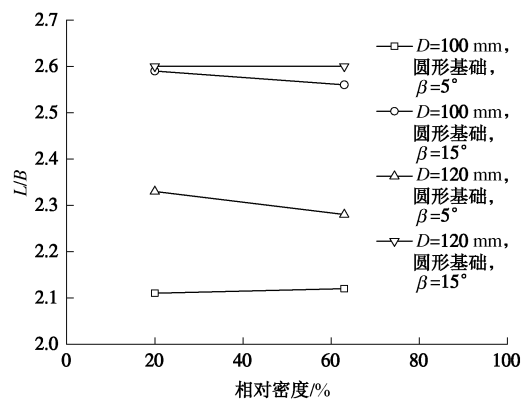


图 18 相对密度对破坏区域长度的影响 (a 组试验)
Fig. 18 Variation of L/B with relative density of sand for test series a

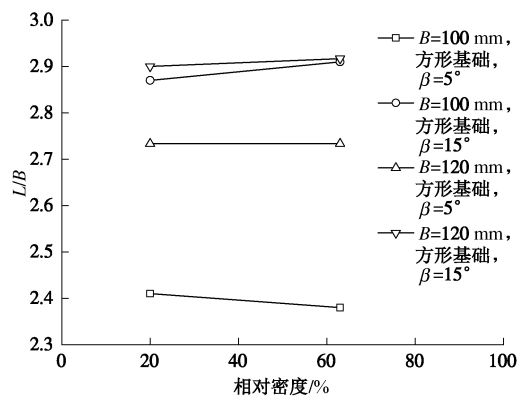


图 19 相对密度对破坏区域长度的影响 (b 组试验)
Fig. 19 Variation of L/B with relative density of sand for test series b

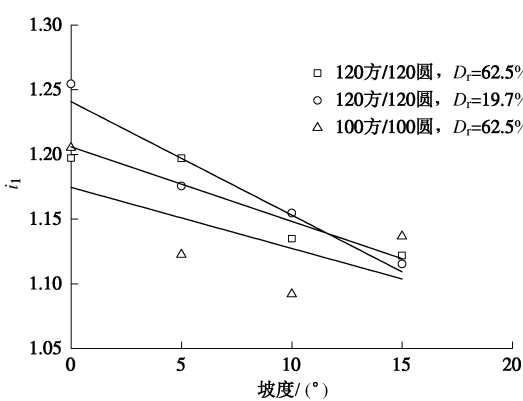


图 20 基础形状对破坏区域长度的影响
Fig. 20 Variation of i_1 with footing shape

3 斜坡地基极限承载力分析

3.1 斜坡地基极限承载力实测值与理论值对比

将 $B=120\text{ mm}$ 的方形基础在 $\beta=15^\circ$ 时的极限承载力测试值与理论计算值进行对比可发现两者具有较好的一致性,但是试验测试结果比理论测试值大,与 Kusakabe 等^[18]所得结论类似,见表 5。

表 5 $\beta=15^\circ$, $B=120\text{ mm}$ 方形基础下的斜坡地基承载力对比

相对 密度/%	试验实 测值 /kPa	理论公式计算值/ kPa				
		Meyerhof ^[1]	Vesic ^[23]	Saran 等 ^[26]	Zhu ^[27]	杨峰 等 ^[6]
19.7	40.04	32.19	22.66	26.97	22.61	20.88
62.5	52.92	40.32	32.76	48.96	40.44	38.40

注:理论计算公式均在条形基础下推导获得。

3.2 不同参数对斜坡地基极限承载力的影响

将不同试验参数下的地基极限承载力汇总见表 6。分析表 6 可得,地基极限承载力随着斜坡坡角的增大而减小,随基础尺寸、相对密度的增大而增大,与 Keskin 等^[17]的试验结论相同。同时,不难发现,对相同尺寸的基础而言,方形基础下的地基极限承载力大于圆形基础。

表 6 不同试验参数下地基极限承载力值
Table 6 Results of ultimate bearing capacity with different test parameters

坡度 /(°)	尺寸 /mm	极限承载力			
		$D_r=19.7\%$		$D_r=62.5\%$	
		方形	圆形	方形	圆形
0	100	39.90	33.01	45.89	39.00
	120	46.79	39.90	59.68	45.89
5	100	40.24	33.35	46.31	39.42
	120	47.13	40.24	60.09	46.31
10	100	33.42	26.53	39.42	32.53
	120	40.31	33.42	53.20	39.42
15	100	33.15	26.25	39.14	32.25
	120	40.04	33.15	52.92	39.14

3.3 不同参数对 N_γ 的影响

Meyerhof^[1]的无黏性土斜坡地基极限承载力公式为

$$q_u = \gamma B N_\gamma / 2 \quad (3)$$

由此可得

$$N_\gamma = 2q_u / \gamma B \quad (4)$$

由式(4)获得不同试验参数下的 N_γ 值,见表 7。由表可得, N_γ 值随斜坡坡角的增加而减小,随相对密度的增大而增加。相同基础尺寸下, $N_{\gamma \text{ 方形}}$ 比 $N_{\gamma \text{ 圆形}}$ 大。但是,基础尺寸的变化对其影响较小。

表 7 不同试验参数下的 N_γ 值

Table 7 Bearing capacity factor N_γ under different test conditions		N_γ			
坡度 /(°)	尺寸 /mm	$D_r=19.7\%$		$D_r=62.5\%$	
		方形	圆形	方形	圆形
0	100	55.03	45.53	57.37	48.75
	120	53.78	45.86	62.16	47.81
5	100	55.51	46.00	57.88	49.27
	120	54.18	46.26	62.59	48.24
10	100	46.10	36.59	49.27	40.66
	120	46.34	38.42	55.42	41.06
15	100	45.72	36.21	48.93	40.31
	120	46.02	38.10	55.13	40.77

4 结 论

(1) 水平地基的破坏符合 Terzaghi 破坏模式, 斜坡地基破坏则与 Choudhury 提出的破坏模式相近, 斜坡地基的破坏兼具水平地基破坏与斜坡破坏的特征。

(2) 斜坡地基破坏区域长度随斜坡坡角、基础尺寸的增加而增加, 但不随相对密度的变化而变化。相同基础尺寸下, $S_{m方}$ 大于 $S_{m圆}$ 。在斜坡地基承载力的研究中要注意不同破坏型式对地基破坏形态及极限承载力的影响。

(3) N_γ 值随斜坡坡角的增加而减小, 随相对密度的增大而增大; 相同基础尺寸下, $N_{\gamma方}$ 比 $N_{\gamma圆}$ 大。但是, 基础尺寸的变化对其影响较小。

(4) 由于模型试验尺寸、加载方法的原因, 模型试验与实际工程存在一定差别, 但是从研究斜坡地基变形机制、破坏形态、斜坡地基承载力影响因素的角度出发, 仍具有一定的理论参考意义。

参考文献:

[1] MEYERHOFF G G. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes[C]// Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol.1. London: Saunders College Publishing, 1957: 384 - 386.

[2] NARITA K, YAMAGUCHI H. Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces[J]. Soils and Foundations, 1990, **30**(3): 144 - 152.

[3] CASTELLI F, MOTTA E. Bearing capacity of strip footings near slopes[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2010, **28**(2): 187 - 198.

[4] CHENG C F, DONG W Z, TANG Y Z. Seismic ultimate bearing capacity of strip footings on slope[J]. Journal of Central South University of Technology, 2007, **14**(5): 730 - 736.

[5] GEORGIADIS K. An upper-bound solution for the undrained

bearing capacity of strip footings at the top of a slope[J]. Géotechnique, 2010, **60**(10): 801 - 806.

[6] 杨 峰, 阳军生, 张学民, 等. 斜坡地基单侧滑移破坏模式及承载力上限解[J]. 工程力学, 2010, **27**(6): 162 - 168. (YANG Feng, YANG Jun-sheng, ZHANG Xue-ming, et al. One-side slip failure mechanism and upper bound solution for bearing capacity of foundation on slope[J]. Engineering Mechanics, 2010, **27**(6): 162 - 168. (in Chinese))

[7] DE BUHAN P, GARNIER D. Three-dimensional bearing capacity analysis of a foundation near a slope[J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(3): 153 - 163.

[8] GEORGIADIS K. Undrained bearing capacity of strip footings on slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **136**(5): 677 - 685.

[9] GEORGIADIS K. The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**(3): 311 - 322.

[10] 尉学勇, 王晓谋, 怀 超. 斜坡地基极限承载力上限解计算与分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 381 - 387. (WEI Xue-yong, WANG Xiao-mou, HUAI Chao. Calculation and analysis of upper limit solution of ultimate bearing capacity of sloping ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 381 - 387. (in Chinese))

[11] CHOUDHURY D, SUBBA RAO K S. Seismic bearing capacity of shallow strip footings embedded in slope[J]. International Journal of Geomechanics, 2006, **6**(3): 176 - 184.

[12] YANG X L, WANG Z B, ZOU J F, et al. Bearing capacity of foundation on slope determined by energy dissipation method and model experiments[J]. Journal of Central South University of Technology, 2007, **14**(1): 125 - 128.

[13] SHIELDS D, SCOTT J, BAUER G, et al. Bearing capacity of foundations near slopes[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1974(2): 715 - 720.

[14] SHIELDS D, CHANDLER N, GARNIER J. Bearing capacity of foundations in slopes[J]. Leadership and Management in Engineering, 1990, **116**(3): 528 - 537.

[15] GARNIER J, SHIELDS D. Foundations at the top of slopes[C]// DeMello Volume of the 12th International Conference of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineers. Rotterdam: Balkema Publishers, 1989: 411 - 422.

[16] GEMPERLINE M C. Centrifugal model tests for ultimate bearing capacity of footings on steep slopes in cohesionless

- soil[D]. Colorado: University of Colorado, 1983.
- [17] KESKIN M S, LAMAN M. Model studies of bearing capacity of strip footing on sand slope[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2013, **17**(4): 699 - 711.
- [18] KUSAKABE O, KIMURA T, YAMAGUCHI H. Bearing capacity of slopes under strip load on the surfaces[J]. Soils and Foundations, 1981, **21**(4): 29 - 40.
- [19] 杨俊杰. 相似理论与结构模型试验[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2005. (YANG Jun-jie. Similarity theory and construction model experiment[M]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2005. (in Chinese))
- [20] 闫芙蓉, 范文, 王勇, 等. 黏性土地基的破坏模式试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(增刊 2): 3998 - 4003. (YAN Fu-rong, FAN Wen, WANG Yong, et al. Experimental study on failure mode of clayey soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(S2): 3998 - 4003. (in Chinese))
- [21] 杨宇友, 张钦喜, 张在明, 等. 量纲分析法在土工模型试验中的应用[J]. 北京工业大学学报, 2009, **35**(6): 785 - 789. (YANG Yu-you, ZHANG Qin-xi, ZHANG Zai-ming, et al. The application research of dimensional analysis in model experiment of geotechnical engineering[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2009, **35**(6): 785 - 789. (in Chinese))
- [22] 柳飞. 砂土地基承载力离心模型试验研究[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2007. (LIU Fei. Study on bearing capacity of sandy ground by centrifugal model test[D]. Qingdao: College of Environmental Science and Engineering, 2007. (in Chinese))
- [23] SL237—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL237—1999 Specification of soil test[S]. 1999. (in Chinese))
- [24] 龚晓南. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 186 - 187. (GONG Xiao-nan. Soil mechanics[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002: 186 - 187. (in Chinese))
- [25] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [26] SARAN S, SUD V K, HANDA S C. Bearing capacity of footings adjacent to slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(4): 553 - 573.
- [27] ZHU D Y. The least upper-bound solutions for bearing capacity factor N_γ [J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(1): 123 - 129.

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址(www.cgejournal.com)全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 25 元, 全年 300 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

(本刊编辑部)