文章编号：1000－7598 (2011) 02－0593－06

基于 Hoek-Brown 非线性破坏准则的软岩地基极限承载力数值模拟

高文华，朱建群，张志敏，黄自永

（湖南科技大学 岩土工程研究所，湖南 湘潭 411201）

摘 要：基于有限差分分析（FLAC）的软质岩石地基承载力数值计算模型，分析中将软质岩石地基视为均质、各向同性的连续介质，采用理想线性弹塑性本构关系模拟和 Hoek-Brown 非线性破坏准则及非关联流动法则。为便于数值模拟，采用切线法，把 Hoek-Brown 非线性破坏准则转换成 Mohr-Coulomb 线性破坏准则，并依据等量原则推导了瞬时内摩擦角和瞬时黏聚力的计算公式，编制了基于 FLAC 内置 FISH 语言的子程序。通过施加竖向速度向量，分别获得了圆形基础下考虑和忽略岩体自重的极限承载力。与理论值和现场载荷板承载力试验结果进行的对比分析表明，Hoek-Brown 解结果比 Bell 解结果更接近实测值，但都偏于保守，而数值计算结果与实测值非常接近，特别是在考虑自重的情况下，误差仅为 2%。说明对于软质岩石地基的极限承载力，采用基于 Hoek-Brown 非线性破坏准则的 FLAC 数值模型进行分析是合适的。

关 键 词：Hoek-Brown 非线性破坏准则；软岩地基；极限承载力；FLAC；数值模型

中图分类号：TU 452；TB 115 **文献标识码：**A

Numerical simulation of ultimate bearing capacity of soft rock foundation based on Hoek-Brown nonlinear failure criterion

GAO Wen-hua, ZHU Jian-qun, ZHANG Zhi-min, HUANG Zi-yong

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan, Hunan 411201, China)

Abstract: A numerical calculation model of the ultimate bearing capacity of soft rock foundation based on the fast lagrangian analysis of continua (FLAC) is presented. The soft rock foundation is assumed as homogeneous, isotropic and continuous material which exhibits perfect linear elatoplasticity. According to the failure feature of rock, the Hoek-Brown nonlinear failure criterion and non-associated flow rule that can consider dilation angle of soft rock is used in analysis. To simulate easily, the Hoek-Brown nonlinear failure criterion is transformed to Mohr-Coulomb linear failure criterion by tangent method. The formula of instantaneous internal friction angle and instantaneous cohesion are derived from principle of equivalency; and then subprogram is compiled based on FISH language in FLAC. So the ultimate bearing capacity of circular footing on weight or weightless rock foundation is gained through adding vertical velocity vector. By comparing to theoretical values and in-situ values, the result is obtained of which the value from Hoek-Brown solution is more close to in-situ value than that from Bell solution; but all of them are too conservative. However, the numerical results are in better agreement with the in situ results. Especially there is only two percent deviation in the condition of considering gravity. It is shown that the numerical simulation by FLAC based on Hoek-Brown nonlinear failure criterion is appropriate to calculate ultimate bearing capacity of soft rock foundation.

Key words: Hoek-Brown nonlinear failure criterion; soft rock foundation; ultimate bearing capacity; FLAC; numerical simulation

1 引 言

软质岩石地基承载力的确定方法主要有现场载荷试验法、室内饱和单轴抗压强度试验法、理论计算法和数值模拟法等[1－2]，其中现场岩基载荷试验被公认是确定岩石地基承载力较为可靠的方法，但由于载荷试验费时、费力、成本高，难以大面积推广。《建筑地基基础设计规范》[1]建议以饱和单轴抗压强度标准值乘以折减系数确定地基承载力特征值。该法尽管简单，但具有较大的主观性和随意性，

收稿日期：2009-12-15
基金项目：国家自然科学基金（No. 50874043）；教育部留学回国人员科研启动基金（教外司留[2007]1108 号）；湖南省教育厅资助项目（No.09A028）。
第一作者简介：高文华，1962 年生，男，博士，教授，主要从事岩土工程和地下结构工程方面的教学与研究工作。E-mail：wenhuagao@163.com

确定出的岩石地基承载力特征值因人而异，变动幅度较大。利用极限平衡法、特征线法、极限分析法等理论方法[3−5]求解时，需假定滑裂面形状，未考虑地基岩土体的应力-应变关系、地基受压剪破坏后的剪胀效应及岩体强度破坏的非线性等特征。同时，理论计算中还对边界条件、荷载条件和介质特性进行了简化处理。这些假定和简化在一定程度上造成了理论计算值的不可靠性，其结果还难于在设计中直接采用，仅可作为岩石地基承载力的初设值。

随着数值计算方法的改进和计算机性能的提高，数值模拟已成为确定岩石地基极限承载力及其破坏机制的有效手段，Kumar 等[6]将岩体视为均匀非线性弹塑性材料，服从 Drucker-Prager 屈服准则，采用三维有限元法，把岩体、节理和基础分别划分单元，获得了园形和方形基础下含节理的岩石地基的极限承载力；孔位学等[7]采用理想弹塑性模型和 Mohr-Coulomb 等面积圆屈服准则（DP4），利用 ANSYS 软件对砂岩地基的极限承载力进行了有限元分析；邓楚键等[8]则采用 Mises 屈服准则，利用 ANSYS 软件对节理岩石地基极限承载力及其影响因素进行了有限元分析；阳军生[9]、胡庆国[10]针对岩溶地区典型围岩条件，采用有限元方法分别对岩溶地区圆形和条形基础下溶洞顶板稳定性进行了分析计算，讨论了岩石地基极限承载力的确定方法，得出不同围岩、溶洞顶板跨度和顶板厚度条件下地基的极限承载力，并探讨了极限承载力与各影响因素之间的关系；张长敏等[11]采用 FLAC^{3D} 对采空区地基的稳定性进行了评价。以上分析中均采用线性破坏准则，但已有研究表明[12]，实际岩体的破坏包络线在最大有效主应力和最小有效主应力坐标下是非线性的。此外，在极限荷载下有限元数值计算易出现不稳定和不收敛等现象而无法获得解值[7]。

为了获得软质岩石地基在加载过程中的位移响应、极限承载力及地基破坏的发生发展过程，本文采用适合岩体的 Hoek-Brown 非线性破坏准则，提出基于有限差分分析的（FLAC）软质岩石地基承载力数值模拟方法。

2 分析方法

2.1 数值计算模型

根据 Hoek，Brown 等的研究，完整岩基、含 4 组或 4 组以上结构面的破碎岩基、强度较低的软弱岩基均可视为均质岩基[13]。因此，软质岩石地基可采用连续介质力学进行描述。考虑到地基承载力问题实际上是强度问题和力的平衡问题，采用理想弹塑性模型已有足够的精度[7]，本研究采用均匀、各向同性的理想线性弹塑性材料模拟，并采用 Hoek-Brown 非线性破坏准则。此外，考虑到岩体的剪胀性，采用非关联流动法则；考虑到对称性，取基础及其地基的 1/2 范围进行研究。分析中，若为浅基础，则采用条形基础加载，将地基承载力计算简化为平面应变问题；若为桩基础，则采用圆形基础加载，将地基承载力计算简化为轴对称问题。为充分考虑基础加载的影响范围，模型计算宽度约取为基础宽度或直径的 15 倍，深度约取为基础宽度或直径的 10 倍[7, 9]。图 1 为计算模型简图，图中 R 为条形基础半宽或圆形基础半径，地基的顶部为自由边界，作用有基础荷载 q 和超载 q_0。基础底部与地基之间假定为粗糙接触，即固定连接为一体。地基的底部和右侧无位移发生，可视为固定边界；基础的左侧为轴对称边界，可视为铰支，即在水平方向无位移，在竖直方向无约束。数值分析采用美国 Itasca 工程咨询公司开发的基于有限差分分析的 FLAC^{2D} Version5.0 软件。为了模拟在加载至破坏过程中地基出现的大位移反应，采用大变形模式进行模拟。

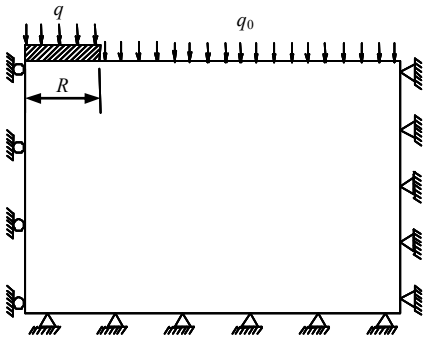


图 1 数值计算模型简图

Fig.1 Sketch of numerical calculation model

数值计算中所采用的岩体物理力学参数有：剪切模量 G，体积模量 K，完整岩石单轴抗压强度 σ_c，剪胀角 ψ，岩体重度 γ，常数 m、s，超载 q_0，岩体的瞬时黏聚力 c，瞬时内摩擦角 φ 和抗拉强度 σ_t，其中 G、K、σ_c、ψ 和 γ 由试验确定；m、s 通过岩体质量指标 RMR 确定；q_0 由上部载荷和基础埋深确定；c、φ 和 σ_t 则由 Hoek-Brown 非线性破裂准则确定。

2.2 Hoek-Brown 非线性破坏准则

Hoek 和 Brown 通过大量的岩石三轴试验和现场岩体强度试验，在综合考虑了岩体结构、岩块强度和应力状态等诸多影响因素的基础上，提出了适合岩体的 Hoek-Brown 非线性破坏准则[13]，该准则

适用于低应力区和拉应力区各向同性的均质岩基，包括完整岩基、含 4 组或 4 组以上结构面的破碎岩基、强度较低的软弱岩基。该破坏准则的表达式为

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \tag{1}$$

式中：σ_1、σ_3 分别为最大与最小有效主应力；σ_c 为完整岩石单轴抗压强度；m、s 与岩体的完整性相关。

对扰动岩体：

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right);\ s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \tag{2}$$

对未扰动岩体：

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right);\ s = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \tag{3}$$

式中：m_i 为完整岩块的 m 值，通过三轴试验确定；RMR 为岩体质量指标。

2.3　破坏准则的变换

由于在 FLAC 计算程序中没有明确给出以主应力表示的Hoek-Brown非线性破坏准则的计算模型，数值分析方法中不便直接采用。为此，将以主应力坐标下表示的 Hoek-Brown 非线性强度包络线转变为不同应力水平下的切线方程，该方程即为与此应力水平相匹配的 Mohr-Coulomb 破坏准则。

若给定 σ_3，则式（1）以 σ_1 为纵轴，以 σ_3 为横轴的切线方程（图 2）可表示为

$$\sigma_1 = N_\varphi^1\sigma_3 + \sigma_c^M \tag{4}$$

式中：N_φ^1 为式（4）的斜率；σ_c^M 为在 σ_1 纵轴上的截距，代表岩体的单轴抗压强度。

由式（1）可得

$$N_\varphi^1 = \frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3} = 1 + \frac{m\sigma_c}{2\sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}} \tag{5}$$

截距 σ_c^M 为

$$\sigma_c^M = \sigma_1 - N_\varphi^{/}\sigma_3 \tag{6}$$

同一给定 σ_3 点的 Mohr-Coulomb 强度方程为

$$\sigma_1 = N_\varphi\sigma_3 + 2c\sqrt{N_\varphi} \tag{7}$$

根据等量原则，有

$$N_\varphi = N_\varphi^1;\ 2c\sqrt{N_\varphi} = \sigma_c^M \tag{8}$$

因为　$N_\varphi = \dfrac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2\left(45^\circ + \dfrac{\varphi}{2}\right)$　（9）

由此可得

$$\varphi = 2\tan^{-1}\sqrt{N_\varphi^1} - 90^\circ;\ c = \frac{\sigma_c^M}{2\sqrt{N_\varphi^1}} \tag{10}$$

由式（10）可以计算出任意给定应力水平下的与 Hoek-Brown 非线性破坏准相对应的岩体的等量摩擦角 φ 和等量黏聚力 c，也称为瞬时内摩擦角和瞬时黏聚力。

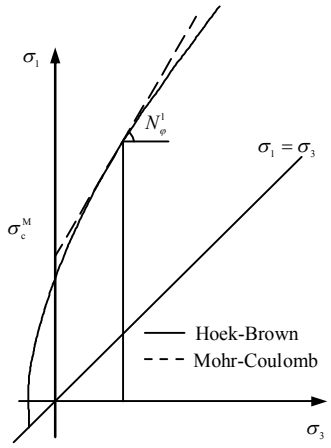


图 2　Hoek-Brown 破裂准则包络线及其切线
Fig.2　Envelop of Hoek-Brown failure criterion and its tangent

根据 Hoek 和 Brown 的研究，岩体的抗拉强度为

$$\sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_c\left(m - \sqrt{m^2+4s}\right) \tag{11}$$

根据 FLAC 内置的 FISH 语言，笔者编制了计算瞬时内摩擦角和瞬时黏聚力的 FISH 子程序。

由于剪胀的存在，剪切势函数采用非关联流动法则，表达式为

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi;\quad N_\psi = \frac{1+\sin\psi}{1-\sin\psi} \tag{12}$$

式中：ψ 为岩体的剪胀角。

2.4　加载方式和极限承载力计算方法

为了获得地基在极限荷载条件下的位移响应，在基础位置的节点处施加一垂直向下的速度向量以模拟加载过程。条形基础荷载为

$$q_{\text{flac}} = \sum f_i^{(y)} / A \tag{13}$$

圆形基础荷载为

$$q_{\text{flac}} = \frac{2\sum f_i^{(y)} r_i}{R^2} \tag{14}$$

式中：$f_i^{(y)}$ 为基础下节点 i 在竖直 Y 方向的反力；A 为条形基础有效半宽；r_i 为与节点 i 相对应的半径；

R 为圆形基础的有效半径。由此可以获得基础荷载与中心点下位移的关系曲线。

3 工程实例分析

为了检验数值计算结果，以圆形基础为例，分别在考虑和忽略岩基自重的情况下对极限承载力进行了计算，并将计算结果与理论解和现场载荷试验结果进行了对比。

3.1 工程概况与计算参数

某商住楼的主楼拟建 19 层（包括地下层和架空层），基础采用人工挖孔灌注桩，桩径为 1.2 m。设计桩端持力层为前震旦系冷家溪群粉砂质中风化板岩，颜色为暗黄绿色，黄绿色，裂隙发育，分布较均匀，故可将其视为各向同性的均质岩基看待，基础埋深 10 m。由试验获得中风化板岩物理力学参数有：$G=833$ MPa，$K=1.11$ GPa，$\sigma_c=5$ MPa，$\phi=26°$，$\psi=10°$，$\gamma=24.7$ kN/m^3。岩体的瞬时黏聚力 c 和瞬时内摩擦角 φ 及抗拉强度 σ_t 由 Hoek-Brown 非线性破裂准则确定，具体计算见式（10）和式（11）。$RMR=34$，$m=1.017$，$s=0.000\,65$，超载 $q_0=280$ kPa。

3.2 深层平板载荷试验及其结果

为确定人工挖孔灌注桩桩端岩石地基承载力值，进行了深层岩基平板载荷试验。试验采用圆形刚性承压板，直径为 300 mm，井外堆载方式加载。为便于加载、观测及安全起见，井下通过钢管传力至圆形刚性承压板，钢管采用 ϕ219 mm×10 mm 无缝钢管，长度每节 1～3 m 不等，能有效地抵抗挠曲变形。接头之间采用法兰盘连接，以适合井下拼装。试验周期一般为每个试验点 3～4 d，能大大减少试验周期和试验费用。试验按《建筑地基基础设计规范》[1]的要求进行，所获场地岩石地基极限承载力值见表 1 和图 3。

3.3 数值模拟结果

为模拟岩基载荷试验，以获得软岩地基在加载过程中的位移响应和相应的地基破坏模式，采用圆形基础加载。圆形基础半径 $R=0.15$ m，与圆形刚性承压板半径一致。为了模拟逐步加载过程，并保持数值计算过程的稳定性，在圆形基础位置的节点处施加一向下的速度向量以代替基础所施加的荷载。图 4 为节点位移矢量与水平 X 方向速率等值线图，图 5 为塑性区分布图，红色部分为塑性区分布范围。为便于与理论计算值进行对比，分别对考虑和忽略岩基自重两种情况下的极限承载力进行了计算，其计算结果见表 2 和图 5。

表 1 承载力数值计算结果与理论解和现场载荷板试验的比较

Table 1 Comparison of ultimate bearing capacities from different way

条件	数值解		Bell 解		Hoek-Brown 解		实测值
	数值/kPa	误差/%	数值/kPa	误差/%	数值/kPa	误差/%	
考虑自重	5 550	2.0	4440	21.0	4650	17.3	5 620
忽略自重	5 346	4.9	4348	22.6	4453	20.8	5 620

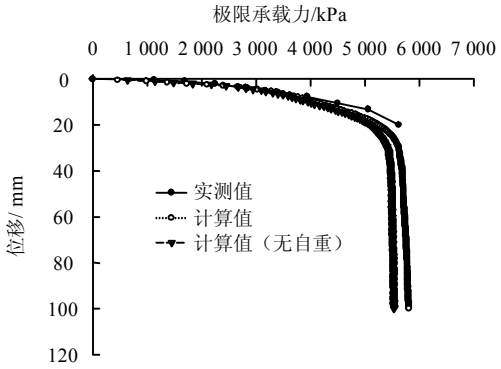


图 3 数值计算结果与现场载荷板试验的比较

Fig.3 Comparison of ultimate bearing capacities between numerical values and in-situ values

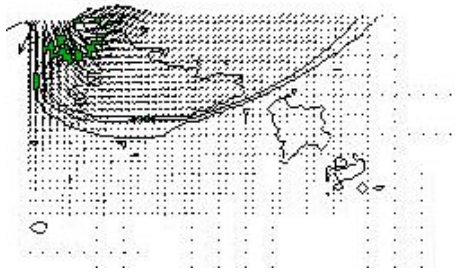


图 4 节点位移矢量与 X 方向速率等值线图

Fig.4 Displacement vectors and velocity contours in *X*-direction

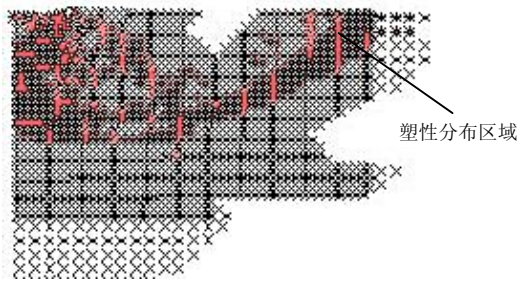


图 5 塑性区分布图

Fig. 5 Distribution of plasticity zones

表 2 基础形状修正系数

Table 2 Correction factors for foundation shapes

基础形状		C_{f1}	C_{f2}
条形基础	$L/B>6$	1.00	1.00
矩形基础	$L/B=2$	1.12	0.90
	$L/B=5$	1.05	0.95
方形基础		1.25	0.85
圆形基础		1.20	0.70

注：表中 L 为基础长度；B 为基础宽度。

3.4 理论计算值

3.4.1 极限承载力的 Hoek-Brown 解

对各向同性的均质岩基，在基础极限荷载 q_u 和基础旁侧超载 q_0 的作用下，假定岩基为双楔体剪切破坏模式，当岩体达到极限平衡状态，采用基于 Hoek-Brown 破坏准则的极限平衡理论，不考虑岩基自重的情况下岩体的极限承载力[14]可写为

$$q_u = C_{f1}\left(\sqrt{m\sigma_c\sigma_3^1 + s\sigma_c^2} + \sigma_3^1\right) \tag{15}$$

式中：

$$\sigma_3^1 = \sqrt{m\sigma_c q_0 + s\sigma_c^2} + q_0 \tag{16}$$

若考虑岩基自重对承载力的贡献，则极限承载力的 Hoek-Brown 修正解[15]为

$$q_u = C_{f1}\left(\sqrt{m\sigma_c\sigma_3' + s\sigma_c^2} + \sigma_3' - \gamma h/2\right) \tag{17}$$

式中：

$$\left.\begin{aligned} &\sigma_3^1 = \sqrt{m\sigma_c Q_0 + s\sigma_c^2} + Q_0 \\ &Q_0 = q_0 + \gamma h/2;\ \ h = b\tan\alpha' \\ &\alpha' = \pi/4 + \varphi;\ \ q_0 = \gamma D \end{aligned}\right\} \tag{18}$$

式中：C_{f1} 为基础形状修正系数，见表 2；γ 为岩体重度；h 为滑动楔体高度；b 为主滑楔体宽度；α' 为主滑楔体破坏面与水平面的夹角；φ 为岩体破坏时的瞬时内摩擦角，按文献[15]建议的方法计算。

根据计算参数所获得的采用圆形基础时考虑和忽略岩体自重情况下的极限承载力计算结果见表 1。

3.4.2 极限承载力的 Bell 解

对于各向同性的均质岩基，若考虑主动契体的自重和基础旁侧的超载作用，采用基于 Mohr-Coulomb 破坏准则的极限平衡理论，岩体的极限承载力可由 Bell 解（Bell solution）[14]给出：

$$q_u = C_{f1}cN_c + C_{f2}\frac{1}{2}B\gamma N_\gamma + \gamma DN_q \tag{19}$$

式中：B 为基础宽度；γ 为岩体的重度；D 为基础埋置深度；c 为岩体的黏聚力；C_{f2} 为基础形状修正系数，见表 2；N_c、N_γ、N_q 为承载力系数，公式为

$$N_c = 2N_\varphi^{\frac{1}{2}}(N_\varphi + 1);\ \ N_\gamma = 0.5N_\varphi^{\frac{1}{2}}(N_\varphi^2 - 1);\ \ N_q = N_\varphi^2 \tag{20}$$

$$N_\varphi = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \tag{21}$$

式中：φ 为岩体破坏时的瞬时内摩擦角，按文献[16]建议的方法计算。

根据计算参数所获得的采用圆形基础在分别考虑和忽略主动契体自重情况下的极限承载力计算结果见表 1。

3.5 结果分析

由表 1 和图 3～5 可知：

（1）Hoek-Brown 理论解和 Bell 理论解的结果都比实测结果小得多，但 Hoek-Brown 解的结果要优于 Bell 解的结果，且考虑自重应力的 Hoek-Brown 解更接近于现场载荷板试验结果。究其原因，前者采用的是 Hoek-Brown 破坏准则，后者采用的是 Mohr-Coulomb 破坏准则，表明对于软质岩石地基的极限承载力计算，采用 Hoek-Brown 破坏准则更为合适。

（2）考虑自重应力后的岩石地基极限承载力均高于忽略自重应力的岩石地基极限承载力，这体现了滑裂面上岩基的自重应力对滑裂面抗滑力的贡献，其中自重应力对数值计算结果和 Hoek-Brown 修正解的结果影响较为明显，而对 Bell 解的结果影响较小。这是由于在 Bell 解中只考虑了主动楔体的自重对承载力的影响，范围较小，因而对结果的影响也较小。在数值计算和 Hoek-Brown 修正解中，则是考虑整个滑裂面上岩体的自重对承载力的影响，范围大，对结果的影响也较大。

（3）数值计算结果与现场载荷板试验结果非常接近，特别是对于考虑自重的情形，误差仅为 2%，说明对于软质岩石地基的极限承载力，采用基于 Hoek-Brown 非线性破坏准则的 FLAC 数值模型进行分析是合适的。

（4）从节点位移矢量与 X 方向速度等值线图和塑性区分布图可以看出，在圆形极限荷载作用下，软质岩石地基破坏模式符合双楔体剪切滑动破坏型模式，实际工程中，采用 Hoek-Brown 修正解从理论上讲最接近于真值且偏于安全，可作为软质岩地基极限承载力的下限解。

4 结　语

本文提出了基于 Hoek-Brown 非线性破坏准则的软质岩石地基极限承载力分析的 FLAC 数值模拟思路，包括材料模型、加载方式及极限承载力计算方法和步骤等。推导了 Hoek-Brown 非线性破坏准则切线方程的表达式和瞬时黏聚力和瞬时内摩擦角的计算公式，并编制了相应的 FISH 子程序。通过算例，把数值计算结果和理论分析结果与现场载荷试验结果进行了对比分析，表明 Hoek-Brown 修正解结果比 Bell 解结果更接近与实测值，但都偏于保

守，而数值计算结果与实测值非常接近，特别是在考虑自重的情况下，误差仅为 2%，说明对于软质岩石地基的极限承载力，采用基于 Hoek-Brown 非线性破坏准则的 FLAC 数值模型进行分析是合适的。

参 考 文 献

[1] 中国建筑科学研究院. GB50007－2002 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

[2] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002.

[3] SINGH M, SESHAGIRIK K. Bearing capacity of shallow foundations in anisotropic non-Hoek-Brown rock masses[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2005, 131(8): 1014－1023.

[4] SERRANO A, OLALLA C, GONZAÂ J. Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2000, 37(6): 1013－1018.

[5] YANG Xiao-li, YIN Jian-hua. Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek- Brown failure criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 2005, 42(4): 550－560.

[6] KUMAR DHEERAJ DAS, SAMIR KUMAR. Floor bearing characteristics of jointed and layered rock foundation[J]. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, 2004, (9): 6.

[7] 孔位学, 郑颖人, 赵尚毅, 等. 地基承载力的有限元计算及其在桥基中的应用[J]. 土木工程学报, 2005, 38(4): 97－102.
KONG Wei-xue, ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, et al. Finite element analysis for the bearing capacity of foundations and its application to bridge engineering[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2005, 38(4): 97－102.

[8] 邓楚键, 孔位学, 郑颖人. 节理岩石地基极限承载力的有限元分析[J]. 工业建筑, 2005, 35(1): 51－54.
DENG Chu-jian, KONG Wei-xue, ZHENG Ying-ren. Analysis of the ultimate bearing capacity of jointed rock foundations by FEM[J]. **Industrial Construction**, 2005, 35(12): 51－54.

[9] 阳军生, 张军, 张起森, 等. 溶洞上方圆形基础地基极限承载力有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(2): 296－301.
YANG Jun-sheng, ZHANG Jun, ZHANG Qi-sen, et al. Finite element analysis of ultimate bearing capacity of circular footing above karst cave[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(2): 296－301.

[10] 胡庆国, 张可能, 阳军生. 溶洞上方条形基础地基极限承载力有限元分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2005, 36(4): 694－697.
HU Qing-guo, ZHANG Ke-neng, YANG Jun-sheng. Finite element analysis of ultimate bearing capacity of string footing above karst cave[J]. **Journal of Central South University: Science and Technology**, 2005, 36(4): 694－697.

[11] 张长敏, 祁丽华, 慎乃齐. 采空区建筑地基稳定性评价研究[J]. 湖南科技大学学报, 2006, 21(4): 47－50.
ZHANG Chang-min, QI Li-hua, SHEN Nai-qi. Stability analysis of the building foundation for goaf[J]. **Journal of Hunan University of Science & Technology(Natural Science Edition)**, 2006, 21(4): 47－50.

[12] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 1997, 34(8): 1165－1186.

[13] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion (2002 edition)[C]//Proceedings of the North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto. Toronto: [s. n.], 2002: 267－273.

[14] DUNCAN C WYLLIE. Foundations on rock[M]. London: E & FN Spon, 1992.

[15] 李培勇, 杨庆, 栾茂田. Hoek-Brown 岩石破坏经验判据确定岩石地基承载力的修正[J]. 岩土力学, 2005, 26(4): 664－666.
LI Pei-yong, YANG Qing, LUAN Mao-tian. Modification of formula estimating ultimate bearing capacity of rock foundation based on Hoek-Brown strength criterion[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(4): 664－666.

[16] HOEK E. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1990, 27(3): 227－229.