

DOI: 10.11779/CJGE201403013

# 一种基于 GSI 弱化的应变软化模型

彭俊<sup>1,2</sup>, 荣冠<sup>1,2\*</sup>, 周创兵<sup>1,2</sup>, 蔡明<sup>3</sup>, 彭坤<sup>4</sup>

(1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 武汉大学水工岩石力学教育部重点实验室, 湖北 武汉 430072;  
3. 劳伦森大学工程学院, 加拿大 萨德伯里 P3E 2C6; 4. 中船第九设计研究院工程有限公司, 上海 200063)

**摘要:** Mohr-Coulomb 和 Hoek-Brown 破坏模型是目前运用最广泛的两种岩体破坏模型。为了能够直观地描述围岩高应力条件下的脆性破坏, 众多学者提出基于这两种破坏模型的岩体参数取值方法, 主要包括基于 Mohr-Coulomb 模型的 CWFS 模型以及基于 Hoek-Brown 模型的 DISL 模型和 BDP 模型。上述模型在表征岩石的脆性破坏方面均有一定的适应性, 但是由于存在高围压条件下的硬化现象以及参数取值物理意义不明确等问题, 其在实际工程中的应用受到一定限制。在上述模型的基础之上进一步研究 Hoek-Brown 破坏模型的参数取值规律, 在分析地质强度指标 GSI 值在岩石压缩变形过程中的变化规律的基础上, 通过构建地质强度指标 GSI 值与围压以及塑性应变的函数关系式, 建立一种新的基于 GSI 弱化的应变软化模型——GSI 弱化应变软化模型; 然后通过锦屏二级水电站白山组大理岩以及 Tennessee 大理岩三轴压缩试验数值模拟对该模型进行验证。分析表明: 该应变软化模型能够较好地模拟大理岩的三轴力学特性。最后运用该模型评价锦屏二级水电站引水隧洞开挖松弛范围, 可为岩体开挖支护提供一定参考。

**关键词:** Hoek-Brown 破坏模型; 地质强度指标 GSI; 岩体参数取值方法; 锦屏二级水电站

**中图分类号:** TU47      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2014)03-0499-09

**作者简介:** 彭俊(1986-), 男, 博士研究生, 主要从事岩体力学特性及水力耦合特性研究。E-mail: pengjun2010@gmail.com.

## A strain-softening model based on GSI softening

PENG Jun<sup>1,2</sup>, RONG Guan<sup>1,2</sup>, ZHOU Chuang-bing<sup>1,2</sup>, CAI Ming<sup>3</sup>, PENG Kun<sup>4</sup>

(1. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2. Key Laboratory of Rock Mechanics in Hydraulic Structural Engineering (Wuhan University), Ministry of Education, Wuhan 430072, China; 3. Bharti School of Engineering, Laurentian University, Sudbury, Ontario P3E2C6, Canada; 4. China Shipbuilding NDRI Engineering Co., Ltd., Shanghai 200063, China)

**Abstract:** The Mohr-Coulomb and Hoek-Brown failure criteria are the two most widely used ones at present. To simulate brittle failure of rocks in deep tunnels, the models based on these two failure criteria have been proposed, including the CWFS (cohesion weakening and friction strengthening) model, the DISL (damage initiation and spalling limit) model, and the BDP (brittle ductile plastic) model. These models have been used to simulate brittle failure of hard rocks. However, because of the issues of strain hardening under high confinement and large ambiguity in model parameter determination, it is very challenging to apply these models in practical engineering application. Based on the variation of the GSI (geological strength index) value during compression of rocks and by defining the GSI value as a function of plastic strain and confinement, a strain-dependent GSI-softening model, which is based on the Hoek-Brown failure criterion, is proposed in this study. This model is implemented in FLAC<sup>3D</sup> to simulate the triaxial compression tests on T<sub>2b</sub> marble in Jinping-II Hydropower Station and the Tennessee marble. It is found that the proposed model is able to simulate the mechanical behaviors of the brittle-ductile transition observed in the triaxial compression tests on Jinping and Tennessee marbles. Finally, this model is used to evaluate the relaxation depth of a headrace tunnel in Jinping-II Hydropower Station, and the calculated depths are in good agreement with the field observations.

**Key words:** Hoek-Brown constitutive model; geological strength index (GSI); parameter valuing method of rock mass; Jinping-II hydropower station

## 0 引言

随着中国在水利水电、铁路公路、城市交通、核

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 计划)项目(2011CB013501, 2010CB732005); 新世纪优秀人才计划 (NCET-11-0406); 中央高校基本科研业务费专项项目 (2012206020215)

收稿日期: 2013-05-23

\*通讯作者

废料处理场和矿山采掘等领域的建设发展，地下洞室及隧道工程将在中国基础设施建设和能源资源开发中占据越来越重要的地位<sup>[1]</sup>。合理可行的岩体破坏模型是数值模拟评价围岩变形与稳定的基础，而应用岩体破坏模型的关键在于参数选取。Mohr–Coulomb 和 Hoek–Brown 破坏模型是目前运用最广泛的两种破坏模型。为了能够直观地描述围岩的高应力脆性破坏，Martin<sup>[2–3]</sup> 和 Hajiabdolmajid 等<sup>[4–5]</sup> 最早提出基于 Mohr–Coulomb 破坏模型的 CWFS (cohesion weakening and friction strengthening) 岩体参数取值方法，之后 Golchinfar 等<sup>[6]</sup> 提出 Mohr–Coulomb 脆性参数的取值方法。自 Cundall 等<sup>[7]</sup> 完成基于 Hoek–Brown 准则的新破坏模型的开发工作，部分学者也提出基于 Hoek–Brown 破坏的岩体参数取值方法，主要包括 Diederichs<sup>[8]</sup> 提出的 DISL (damage initiation and spalling limit) 和张春生等<sup>[1]</sup> 提出的 BDP (brittle ductile plastic) 岩体参数取值方法。

基于 Mohr–Coulomb 破坏的 CWFS 模型能够从机理上说明深埋脆性岩体在低围压下的破坏机理，但是根据 Diederichs 采用 CWFS 应变软化模型模拟 Lac du Bonnet 花岗岩力学特性结果<sup>[8]</sup>，在高围压条件下岩石屈服后会表现出明显的应变硬化行为，即围压高于一定值时，岩石的残余强度会高于峰值强度，这与试验规律和岩石变形机制不符；而基于 Hoek–Brown 破坏的 DISL 模型和 BDP 模型虽然在表征硬岩的脆性破坏方面均有一定的适应性，但是其参数取值的物理意义不甚明确，而且 DISL 模型也同样存在强度硬化的问題<sup>[8]</sup>。基于上述模型存在的不足，进一步研究 Hoek–Brown 破坏模型的岩体参数取值规律，通过构建地质强度指标 GSI (geological strength index) 值与围压以及塑性应变的函数关系式，建立一种新的基于 GSI 弱化的应变软化模型——GSI 弱化模型，并通过锦屏二级水电站白山组大理岩以及 Tennessee 大理岩三轴压缩试验数值模拟对本文提出的 GSI 弱化模型进行验证，最后运用该模型评价锦屏二级水电站引水隧洞开挖松弛范围。

## 1 Hoek–Brown 破坏准则

Hoek–Brown 破坏准则自 20 世纪 70 年代末由 Hoek 等<sup>[9]</sup> 提出以来，已被多次发展和完善<sup>[10–13]</sup>。广义 Hoek–Brown 屈服准则的具体表达形式为<sup>[13]</sup>

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (1)$$

式中， $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  分别为岩石破坏时的最大和最小主应

力， $\sigma_{ci}$  为完整岩石的单轴抗压强度， $m_b$  和  $s$  为材料常数， $a$  也为常数，可以通过 GSI 系统进行确定，具体如下：

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right), \quad (2)$$

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right), \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}). \quad (4)$$

其中， $m_i$  为材料参数，GSI 为地质观测评级指标， $D$  为干扰因子，其可以考虑应力松弛和爆破损伤的影响。Cundall 等<sup>[7]</sup> 基于广义 Hoek–Brown 屈服准则建立的破坏模型的屈服方程为

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a = 0. \quad (5)$$

模型假定最大塑性应变增量  $\Delta e_1^p$  和最小塑性应变增量  $\Delta e_3^p$  满足如下关系：

$$\Delta e_1^p = \gamma \Delta e_3^p. \quad (6)$$

其中  $\gamma$  为与应力水平相关的因子，并且在每一步塑性应变增量计算中更新该值。Hoek–Brown 模型根据材料屈服时的应力水平引入了 4 种流动法则：

(1) 关联流动法则 (associated flow rule)，用于描述低围压条件下的屈服特征，此时岩体的体积应变率增长最快，而关联流动准则可以从理论上确保体积应变得到最大程度地增长。关联流动的流动法则为

$$\Delta e_i^p = -\gamma \frac{\partial F}{\partial \sigma_i}. \quad (7)$$

将式 (5)、(7) 代入式 (6) 可以求得关联流动的因子为

$$\gamma_{af} = -\frac{1}{1 + am_b \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}}. \quad (8)$$

(2) 等体积流动准则 (constant-volume flow rule)，当围压增大至用户预设定的较高水平  $\sigma_3^{cv}$  时，岩块屈服后在后续的加载过程中体积保持恒定。该准则用于描述高围压下的屈服特征，表达式为

$$\gamma_{cv} = -1. \quad (9)$$

(3) 径向流动法则 (radial flow rule)，用于描述岩块拉应力下的张性破坏。流动法则为

$$\gamma_{rf} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}. \quad (10)$$

(4) 组合流动 (composite flow rule)，当围压介于 0 与  $\sigma_3^{cv}$  之间时，岩块屈服后的流动法则应当介于关联流动和等体积流动之间，因此采用组合流动准则加以描述。组合流动法则为

$$\gamma_{cf} = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_{af}} + \left( \frac{1}{\gamma_{cv}} - \frac{1}{\gamma_{af}} \right) \frac{\sigma_3}{\sigma_3^{cv}}} \quad (11)$$

除此之外, Hoek–Brown 破坏模型还允许岩块屈服后  $\sigma_{ci}$ ,  $m_b$ ,  $s$  和  $a$  等强度参数随着塑性应变的累积而变化, 由此可以描述屈服后的材料强化和软化行为。Cundall 等<sup>[7]</sup>进一步在软化和硬化描述中引入了一个与最小主应力  $\sigma_3$  相关的因子  $\mu$ , 用于描述不同围压水平下强度参数随塑性应变的变化特征, 其本质上是一个缩放因子。

然而由于 Hoek–Brown 破坏模型中的强度参数随塑性应变的变化规律缺乏明确的约束, 使得 Cundall 模型 (Cundall 开发 Hoek–Brown 破坏模型时定义的参数取值方法<sup>[7]</sup>) 以及随后提出的 DISL 模型<sup>[8]</sup>和 BDP 模型<sup>[1]</sup>在定义强度参数的变化时较随意, 各模型中强度参数随塑性应变的变化规律见表 1 所示。从该表可以看出, 各模型中强度参数的变化规律不同, 这就造成参数取值物理意义不明确的问题。

表 1 各模型强度参数随塑性应变的变化规律

Table 1 Variation of strength parameters with plastic strain in different models

模型	单轴抗压强度 $\sigma_{ci}$	$s$	$a$	$m_i$	$m_b$
Cundall 模型	降低	不变	不变	—	降低
DISL 模型	不变	降低	—	增大	增大
BDP 模型	不变	降低	增大	—	增大

注: “—”表示模型中未予说明。

## 2 GSI 弱化模型

地质强度指标 GSI 自由 Hoek 等<sup>[14]</sup>提出以来在国际范围内的岩石工程领域得到广泛的应用。继续沿用地质观测评级指标 GSI 的思想来约束 Hoek–Brown 破坏模型中强度参数随塑性应变的变化。首先讨论 GSI 值随塑性应变的变化规律, 然后通过构建地质强度指标 GSI 值与围压以及塑性应变的函数关系式建立一种新的基于 GSI 弱化的应变软化模型——GSI 弱化模型。

### 2.1 变形过程中 GSI 值变化规律

国外众多学者<sup>[15–18]</sup>通过试验对脆性岩石的失稳过程进行了深入研究, 研究发现岩石的压缩过程伴随着裂纹的形成和扩展, 岩石力学特性以及变形规律与内部裂纹扩展情况密切相关。完整岩石被压缩之前, 结构呈完整块体, 内部仅包含少量原生裂纹, GSI 值约为 100; 当岩石被逐渐压缩至破坏时, 岩石结构发生巨大改变, 由完整块状变为不完整破碎状, 内部裂纹经历稳定扩展以及不稳定扩展过程后十分发育。根据数值模拟结果, 峰后岩体 GSI 值一般较小。地质强度

指标 GSI 主要根据岩体结构以及岩块表面形态这两个因素来表征<sup>[19–20]</sup>, 因此岩石在压缩过程中, 由于内部裂纹逐渐扩展, 导致岩石结构逐渐弱化, 进而使得 GSI 指标逐渐减低, 这里称这一现象为岩石变形的 GSI 弱化过程<sup>[20]</sup>。

为验证上述观点的正确性, 线性拟合 Hoek–Brown 屈服准则可以得到一定应力范围内岩体的等效摩擦角  $\varphi'$  和黏聚力  $c'$ , 其表达式如下<sup>[14]</sup>:

$$\sin \varphi' = \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}, \quad (12)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{\frac{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1})}{(1+a)(2+a)}}}, \quad (13)$$

式中,  $\sigma_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$ , 其中  $\sigma'_{3max}$  为考虑 Hoek–Brown 屈服准则和 Mohr–Coulomb 屈服准则相互关系的围压上限, 边坡和深埋洞室中的  $\sigma'_{3max}$  确定方法不同<sup>[14]</sup>。

将式 (2)、(3) 以及式 (4) 分别代入式 (12) 和式 (13) 中, 可以得到无扰动岩体等效摩擦角  $\varphi'$  和等效黏聚力  $c'$  随 GSI 值的变化规律。图 1 为不同材料参数  $m_i$  与单轴抗压强度  $\sigma_{ci}$  条件下等效黏聚力  $c'$  随 GSI 值的变化曲线, 图中假定  $\sigma'_{3max} = 5$  MPa。从图中可以看出, 不同材料参数  $m_i$  与单轴抗压强度  $\sigma_{ci}$  条件下, 随着 GSI 值逐渐减小, 等效黏聚力  $c'$  逐渐减小。

Martin 等<sup>[15]</sup>通过 Lac du Bonnet 花岗岩一系列损伤控制试验发现, 压缩变形过程中花岗岩的黏聚力减小, 而摩擦强度分量增大。因此岩石在压缩过程中, 随塑性应变逐渐增大, 黏聚力逐渐降低, 而 GSI 值随黏聚力降低而降低, 由此可以得出岩石在压缩过程中, 随着塑性应变的增大, 岩石内部裂纹逐渐扩展, GSI 值逐渐弱化。

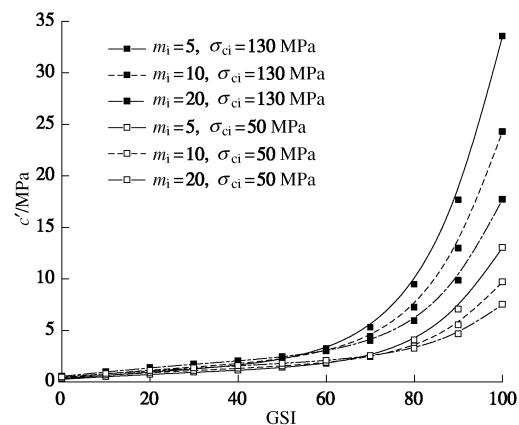


图 1 Hoek–Brown 模型中等效黏聚力随 GSI 值变化规律

Fig. 1 Relationship between equivalent cohesion and GSI in Hoek–Brown model

## 2.2 应变软化描述

继续沿用地质观测评级指标 GSI 的思想, 通过式(2)、(3)以及式(4)来约束强度参数  $m_b$ ,  $s$  以及  $a$  的变化规律, 并假定岩石单轴抗压强度  $\sigma_{ci}$  以及材料参数  $m_i$  为岩石的自身特性, 在压缩过程中为常量, 保持不变, 于是只需确定 GSI 值与软化参数(塑性应变  $e_3^p$ )以及围压  $\sigma_3$  的关系即可。GSI 值与围压  $\sigma_3$  的关系依然通过比例因子  $\mu$  来实现, 比例因子  $\mu$  通过作用于塑性应变以起到软化 GSI 值的作用, 不同围压条件下通过乘于塑性应变来缩放应变轴并改变软化速率。比例因子  $\mu$  的定义如下: 图 2 为岩石三轴压缩试验中偏应力  $\sigma_1 - \sigma_3$  与剪切应变  $\gamma = \sigma_1 - \sigma_3$  的理想分段线性关系, 图中  $\sigma_3^{dc}$  为岩石表现为理想塑性时对应的围压上限值。图 2 所示的模量降  $2G\eta$  与 Cundall 等<sup>[7]</sup>的定义一致, 其中  $G$  为弹性模量,  $\eta$  为一个变化范围从 0 到无穷大的无量纲常数, 其可以表征不同围压条件下的应力应变响应。比例因子  $\mu$  的表达式为

$$\begin{cases} \mu = \frac{\sigma_3^{dc}}{\sigma_3^{dc} - \sigma_3} & (\sigma_3 < \sigma_3^{dc}), \\ \mu \rightarrow \infty & (\sigma_3 \geq \sigma_3^{dc}). \end{cases} \quad (14)$$

当围压  $\sigma_3$  为 0 时, 岩石往往表现为脆性材料, 此时模量降  $2G\eta$  趋于无穷大, 对应的比例因子  $\mu$  较小; 当围压  $\sigma_3$  大于或等于临界围压  $\sigma_3^{dc}$  时, 岩石压缩表现为理想塑性, 模量降  $2G\eta$  趋于 0, 此时对应的比例因子  $\mu$  趋于无穷大; 当围压  $\sigma_3$  介于 0 与临界围压  $\sigma_3^{dc}$  之间时, 岩石表现为应变软化材料, 对应的模量降  $2G\eta$  为一有限定值, 且随围压  $\sigma_3$  增大而逐渐降低。由此可见, 比例因子  $\mu$  本质上是一缩放因子, 用于描述不同围压水平下岩石的应力应变力学响应。

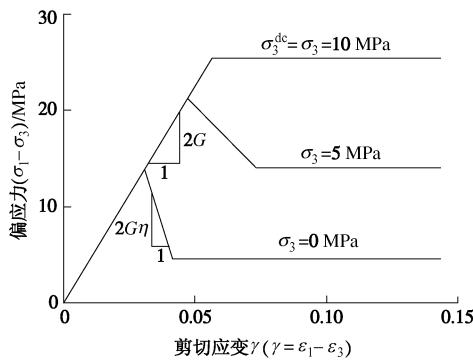


图 2 岩石三轴压缩试验典型线性分段图<sup>[7]</sup>

Fig. 2 Idealized piecewise linear response obtained from triaxial compression test<sup>[7]</sup>

GSI 值与软化参数  $e_3^p$  的关系较难确定, 根据上节分析, 岩石在压缩过程中, 随塑性应变的增大, 岩石内部裂纹逐渐扩展, GSI 值逐渐降低。由于岩石压缩过程中的弹性变形在应力没有达到屈服极限时可恢

复, 因此可以假定 GSI 的弱化起始于塑性变形阶段, 即弹性变形阶段 GSI 保持不变。为了简化计算并方便实际操作, 假定 GSI 值与软化参数  $e_3^p$  存在双线性关系, 如图 3 所示, 于是 GSI 值与软化参数  $e_3^p$  的关系可表述为

$$\begin{cases} \text{GSI} = \text{GSI}_i - \frac{\text{GSI}_i - \text{GSI}_r}{e_3^{pr}} e_3^p & (e_3^p \leq e_3^{pr}), \\ \text{GSI} = \text{GSI}_r & (e_3^p > e_3^{pr}), \end{cases} \quad (15)$$

式中,  $e_3^{pr}$  为岩石应力水平达到残余强度时对应的塑性应变,  $\text{GSI}_i$  为地质强度指标初始值,  $\text{GSI}_r$  为地质强度指标残余值。

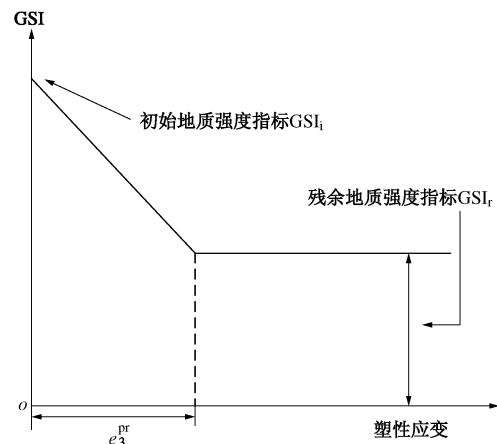


图 3 GSI 值与塑性应变的双线性关系

Fig. 3 Bilinear relation between GSI value and plastic strain

随着塑性应变  $e_3^p$  逐渐增大至临界值  $e_3^{pr}$ , 地质强度指标 GSI 由初始值  $\text{GSI}_i$  线性降低至残余值  $\text{GSI}_r$ , 并随塑性应变  $e_3^p$  的进一步增大保持不变。地质强度指标初始值  $\text{GSI}_i$  以及残余值  $\text{GSI}_r$  可以通过岩石三轴压缩试验资料反演获得, 另外残余值  $\text{GSI}_r$  也可通过 Cai 等<sup>[20]</sup>建议的方法求得。

## 3 模型验证

FLAC<sup>3D</sup> 程序提供用户自定义破坏模型的编写与嵌入模块, 通过 Fish 语言将本文提出的 GSI 弱化模型嵌入到 FLAC<sup>3D</sup> 程序中, 并基于典型岩石三轴压缩模拟试验验证该模型的合理性。

### 3.1 锦屏二级白山组大理岩

张春生等<sup>[1]</sup>针对锦屏二级水电站白山组大理岩开展室内三轴压缩试验, 试验采用辅助洞白山组 2000 m 埋深的大理岩作为试验试样, 试验在 MTS 试验机上进行, 三轴试验的围压范围为 2~50 MPa。图 4 细线为锦屏二级白山组大理岩三轴试验成果。可以看出, 深埋大理岩屈服阶段的应力 - 应变曲线与围压的关系非常密切, 在低围压条件下, 应力 - 应变曲线到达峰值强度后快速跌落, 呈现出明显的脆性特征; 随着围

表 2 大理岩基本力学参数  
Table 2 Basic mechanical parameters of marbles

岩性	密度 $(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 $/\text{GPa}$	泊松比	单轴抗压强度 $/\text{MPa}$	Hoek-Brown 模型参数		
					$m_i$	$s$	$a$
锦屏二级白山组大理岩	2700	45.0	0.3	135.0	7.6	1.0	0.5
Tennessee 大理岩	2100	69.5	0.3	130.7	5.4	1.0	0.5

压的增高, 试样到达峰值强度后并不会快速跌落, 延性特征明显增强; 围压进一步增高至 50 MPa 时, 试样的后屈服阶段接近于理想塑性材料的力学响应。该试验结果显示锦屏二级白山组大理岩随着围压的增大其峰后应力 - 应变曲线具有明显的脆 - 延 - 塑转换特征。

模拟锦屏二级白山组大理岩尺寸为  $\phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ , 网格尺寸为  $4 \times 10 \times 4$ 。锦屏白山组大理岩的基本力学参数见表 2 所示。如图 4 所示, 根据锦屏白山组大理岩三轴试验数据可得单轴压缩条件下塑性应变阈值  $e_3^{\text{pr}}$  约为 0.0012。图 5 为锦屏白山组大理岩峰值强度与残余强度的 Hoek-Brown 破坏准则拟合曲线, 由此可知, 地质强度指标初始值  $\text{GSI}_i$  为 100, 而地质强度指标残余值  $\text{GSI}_r$  为 58。由此可以确定  $\text{GSI}$  值随塑性应变的变化规律, 见表 3 所示。

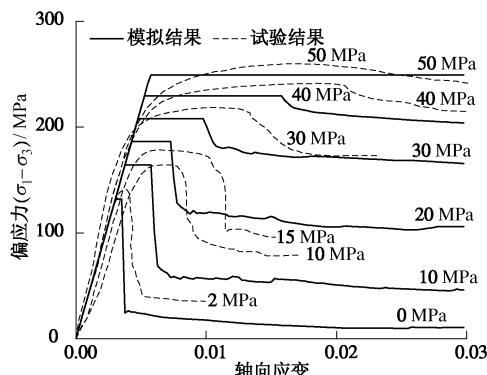


图 4 锦屏二级白山组大理岩三轴压缩试验和模拟结果

Fig. 4 Triaxial compression tests and simulation results of  $T_{2b}$  marble samples in Jinping-II Hydropower Station

表 3 锦屏白山组大理岩 GSI 值随塑性应变的变化规律

Table 3 Variation of GSI with plastic strain for Jinping marble

塑性应变 $e_3^{\text{p}}$	GSI 值	$m_b$	$s$	$a$
0.0000	100	7.6000	1.0000	0.5000
0.0012	58	1.6958	0.0094	0.5033
$\infty$	58	1.6958	0.0094	0.5033

为模拟锦屏二级白山组大理岩三轴压缩过程中的脆 - 延 - 塑性转换特性, 还需要给出应变软化描述的缩放因子  $\mu$  随围压的变化关系。根据锦屏二级白山组大理岩三轴压缩试验资料, 当围压达到 50 MPa 时, 试样的后屈服阶段接近于理想塑性材料的力学响应, 因此假定白山组大理岩表现出理想塑性时对应的围压

上限值  $\sigma_3^{\text{dc}}$  为 60 MPa, 于是可按式 (14) 来确定用于模拟锦屏二级白山组大理岩三轴力学特性的应变软化缩放因子  $\mu$  随最小主应力的变化规律, 见表 4 所示。

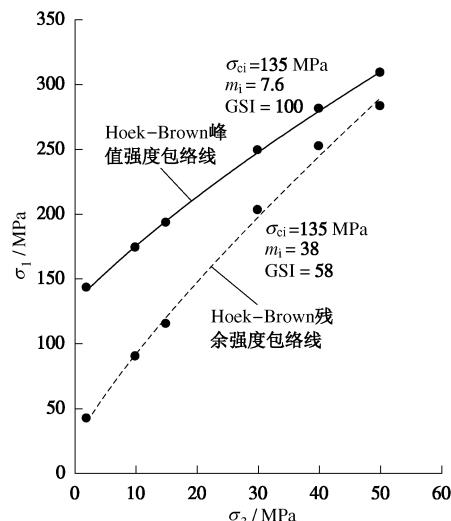


图 5 锦屏白山组大理岩强度拟合曲线

Fig. 5 Test data and fitted curves of peak strength and residual strength envelopes of Jinping marble

表 4 锦屏二级白山组大理岩缩放因子随围压的变化规律

Table 4 Variation of multiplier with confinement for Jinping marble

围压 $\sigma_3/\text{MPa}$	缩放因子 $\mu$
0	1.0
10	1.2
20	1.5
30	2.0
40	3.0
50	6.0

根据锦屏二级白山组大理岩三轴试验资料, 模拟最大围压为 50 MPa, 图 4 粗线为基于 GSI 弱化模型模拟大理岩三轴压缩试验的结果。可以看出, 锦屏二级白山组大理岩三轴压缩试验模拟曲线与室内三轴压缩试验曲线基本吻合, 该参数取值方法能较好地模拟大理岩三轴压缩过程中峰后应力 - 应变曲线随围压增大而表现出的脆 - 延 - 塑性转换特性。

### 3.2 Tennessee 大理岩

Wawersik 等<sup>[21]</sup>开展 Tennessee 大理岩室内三轴压缩试验以研究脆性岩石压缩过程中的裂纹扩展规律, 三轴试验的围压范围为 0~48.3 MPa。图 6 中细线为 Tennessee 大理岩三轴压缩试验得到的不同围压下大

理岩全应力 - 应变曲线。试验结果揭示出大理岩在低围压条件下具有典型的脆性特征, 应力 - 应变曲线到达峰值后快速跌落, 围压提高到 6.9 MPa, 大理岩试验已经展现出一定的延性特征, 继续升高围压至 13.8 MPa, 试样显示出明显的延性特征, 岩块屈服后轴向应变可以发展 0.1%, 然后才发生跌落。当围压增大至 34.5 MPa 时, 应力 - 应变曲线接近理想塑性材料的力学特征。

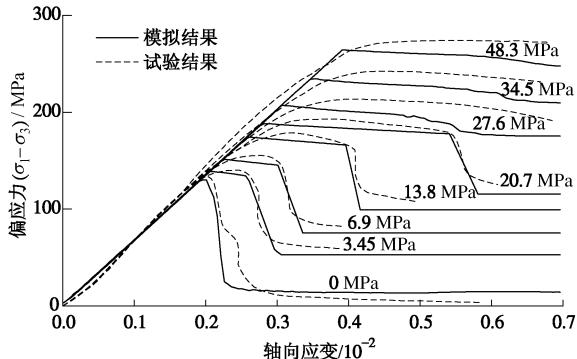


图 6 Tennessee 大理岩三轴压缩试验和模拟结果

Fig. 6 Triaxial compression tests and simulation results of Tennessee marble

Tennessee 大理岩岩块尺寸为  $\phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 。Tennessee 大理岩的基本力学参数见表 2 所示。如图 6 所示, 根据 Tennessee 大理岩三轴试验数据可得单轴压缩条件下塑性应变阀值  $e_3^{\text{pr}}$  约为 0.0007。图 7 为 Tennessee 大理岩峰值强度与残余强度的 Hoek-Brown 破坏准则拟合曲线, 由此可知, 地质强度指标初始值  $\text{GSI}_i$  为 100, 而地质强度指标残余值  $\text{GSI}_r$  为 52, 由此可以确定 Tennessee 大理岩三轴模拟过程中 GSI 值随塑性应变的变化规律, 见表 5 所示。

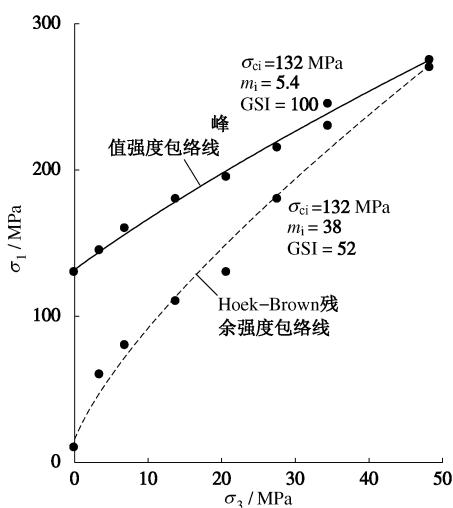


图 7 Tennessee 大理岩强度拟合曲线

Fig. 7 Test data and fitted curves of peak strength and residual strength envelopes of Tennessee marble

表 5 Tennessee 大理岩 GSI 值随塑性应变的变化规律

Table 5 Variation of GSI value with plastic strain for Tennessee marble

塑性应变 $e_3^{\text{pr}}$	GSI 值	$m_b$	$s$	$a$
0.0000	100	7.6000	1.0000	0.5000
0.0007	52	0.9725	0.0048	0.5050
$\infty$	52	0.9725	0.0048	0.5050

为模拟 Tennessee 大理岩三轴力学特性, 还需要给出应变软化描述的缩放因子  $\mu$  随围压的变化关系。当围压达到 48.3 MPa 时, 试样的后屈服阶段接近于理想塑性材料的力学响应, 因此假定 Tennessee 大理岩表现出理想塑性时对应的围压上限值  $\sigma_3^{\text{de}}$  为 60 MPa, 于是可按式 (14) 来确定 Tennessee 大理岩应变软化缩放因子  $\mu$  随最小主应力的变化规律, 见表 6 所示。

根据锦屏二级白山组大理岩三轴试验资料, 计算模拟最大围压水平为 50 MPa, 图 4 粗线为基于 GSI 弱化模型模拟大理岩三轴压缩试验的结果。可以看出, 锦屏二级白山组大理岩三轴压缩试验模拟曲线与室内三轴压缩试验曲线基本吻合, 该参数取值方法能较好地模拟大理岩三轴压缩过程中峰后应力 - 应变曲线随围压增大而表现出的脆 - 延 - 塑性转换特性。

表 6 Tennessee 大理岩缩放因子随围压的变化规律

Table 6 Variation of multiplier with confinement for Tennessee marble

围压 $\sigma_3$ / MPa	缩放因子 $\mu$
0.00	1.00
3.45	1.06
6.90	1.13
13.80	1.30
20.70	1.53
27.60	1.85
34.50	2.35
48.30	5.13

#### 4 工程应用

锦屏二级水电站位于雅砻江干流上, 利用长约 150 km 的锦屏大河弯截弯取直, 开挖隧洞集中水头引水发电, 电站总装机容量 4800 MW。该水电工程规划了 7 条平行布置穿越锦屏山的隧洞: 其中 2 条为交通辅助洞 (开挖洞径 5.25~6.50 m), 采用钻爆法开挖; 4 条引水隧洞开挖断面 12.4~13.0 m, 其中 #2 和 #4 引水隧洞采用钻爆法分上、下台阶开挖, #1 和 #3 引水隧洞采用 TBM 全断面掘进; 1 条施工排水洞 (开挖洞径 7.20 m) 采用 TBM 剖进。每条引水隧洞长约 16.7 km, 一般埋深为 1500~2000 m, 最大埋深达到 2525 m。隧洞沿线主要地层为三叠系大理岩, 其次为砂板岩, 以及数百米洞段的泥片岩 (如图 8 所示)。

锦屏二级引水隧洞开挖过程中在典型断面布置有

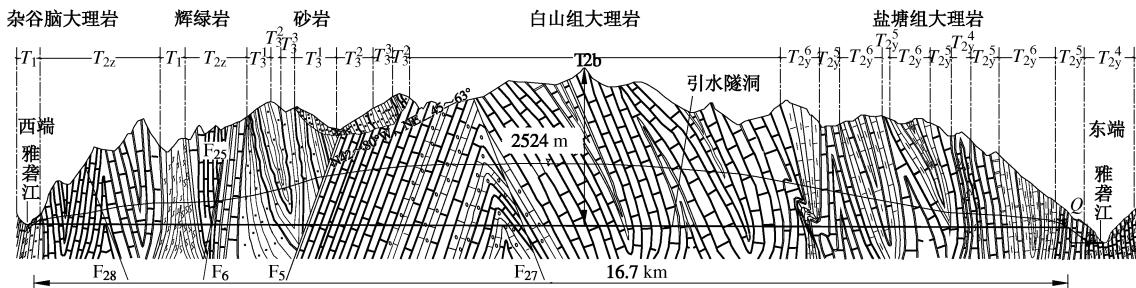


图 8 锦屏二级水电站引水隧洞地质剖面图

Fig. 8 Geological profile of diversion tunnel in Jinping-II Hydropower Station

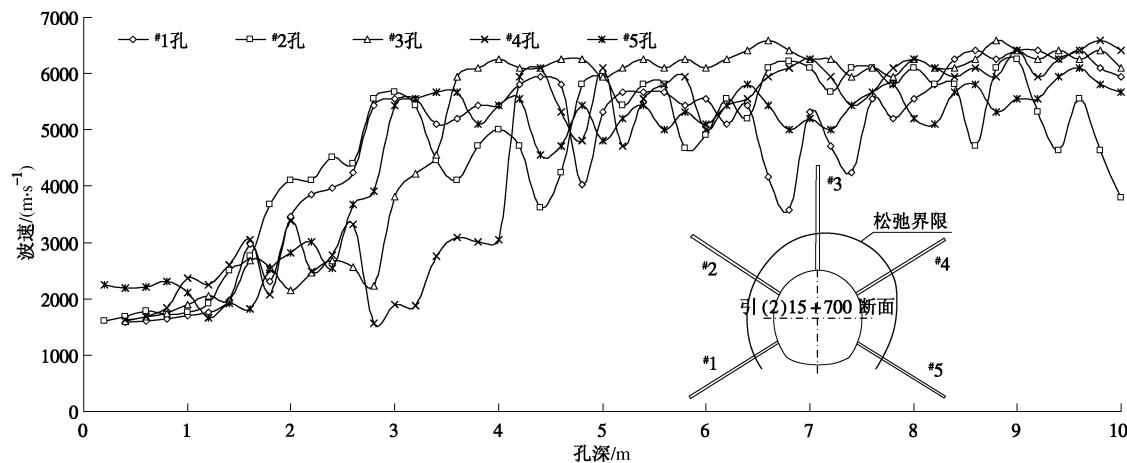


图 9 #2 引水隧洞 15+700 断面纵波速度监测结果

Fig. 9 Variation of p-wave velocity along boreholes in section 15+700 of diversion tunnel No. 2

监测孔, 以评价隧洞开挖过程的松弛范围。每个试验检测断面布置 5 个检测孔, 孔深 10 m, 孔径 76 mm。锦屏二级深埋隧洞群开挖松动区检测试验采用单孔声波测试方法, 测试仪器为武汉岩海公司生产的 RS-ST01C 型智能声波仪, 根据《水工建筑物地下开挖工程施工技术规范》(DL/T 5099—1999), 当表层岩体声波速度低于未扰动区岩体平均声波速度的 10% 时, 认为岩体产生松动或受到损伤, 声波速度降低的幅度越大, 表示松动或损伤越严重。

#2 引水隧洞 15+700 断面开挖松动区监测结果见图 9 所示。由图 9 可知, #2 引水隧洞 15+700 断面围岩松弛深度范围为 2.8~4.2 m, 松弛区在横断面上的最大区域集中在#3 和#4 检测孔之间 (右侧拱肩)。岩体的开挖松弛主要与地应力大小及开挖方式有关, #2 引水隧洞采用钻爆法开挖, 其围岩松弛范围主要由爆炸荷载及开挖荷载瞬态卸荷所导致; 另外该区域最大主应力与隧洞轴线基本平行, 中间主地应力基本与隧洞轴线垂直, 倾角约为 40°, 最小主应力与洞轴线近似垂直。根据分析, #2 引水隧洞的松弛区主要与二次应力场以及爆破作用有关<sup>[22]</sup>。

计算使用 FLAC<sup>3D</sup> 软件, 采用本文提出的 GSI 弱

化模型, 模型范围为 85 m×85 m×5 m, 隧洞半径为 6.7 m, 为了计算方便, 将引水隧洞断面简化成圆形, 且假定一次性开挖完成 (实际开挖过程中分上、下台阶开挖)。岩体材料参数采用锦屏二级水电站白山组大理岩力学参数, 见表 2 所示, 锦屏二级引水隧洞岩体 GSI 弱化规律如表 3 所示, 用于模拟锦屏二级引水隧洞岩体的应变软化缩放因子的变化规律见表 4 所示。地应力采用 1900 m 埋深条件下的地应力场 ( $\sigma_{xx} = 49.2$  MPa,  $\sigma_{yy} = 40.1$  MPa,  $\sigma_{zz} = 56.9$  MPa)<sup>[22]</sup>。锦屏二级引水隧洞开挖松动区数值模拟结果见图 10 所示。

如图 10 所示, 模拟锦屏二级引水隧洞开挖松动最大区域主要集中在左侧拱脚与右侧拱肩位置, 与检测范围基本一致, 左侧拱脚位置开挖松弛范围偏大, 这主要与模型中施加的应力边界条件有关, 模型中施加的对称应力边界条件未能真实反映围岩的初始地应力状况。#2 引水隧洞 15+700 断面围岩松弛深度计算值与实测值对比见表 7 所示, 数值模拟结果与现场监测值吻合较好, 另外由表 7 还可以看出, 模拟松弛深度略小于现场试验检测值, 实际围岩松动区可能还受到结构面或者地下水等因素的综合影响。

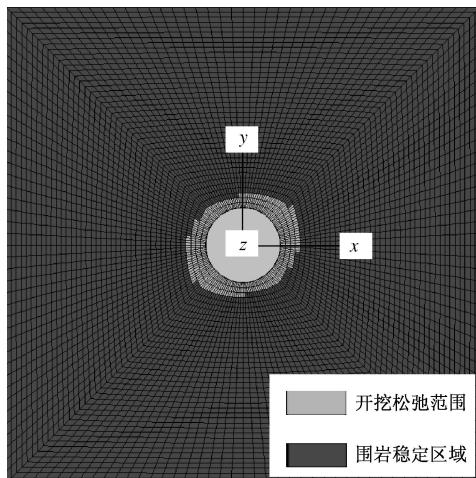


图 10 锦屏二级引水隧洞开挖松弛区模拟结果

Fig. 10 Simulated results of relaxation depth in diversion tunnel No. 2 of Jinping-II Hydropower Station

表 7 松动区的计算深度与实测值对比

Table 7 Comparison between the calculated and observed relaxation depths

测孔编号	计算范围/m	检测范围/m
#1	3.3	2.8
#2	2.3	2.8
#3	1.8	3.6
#4	3.4	4.2
#5	2.3	3.0

## 5 结论与建议

在分析地质强度指标 GSI 值在岩石压缩变形过程中变化规律的基础上, 通过构建地质强度指标 GSI 值与围压以及塑性应变的函数关系式建立一种新的基于 GSI 弱化的应变软化模型——GSI 弱化模型, 然后采用 FLAC<sup>3D</sup> 程序为模拟手段验证该模型的合理性, 并将该模型应用于锦屏二级水电站引水隧洞开挖松弛范围的评估中, 可以得出如下 3 点结论。

(1) 岩石在压缩过程中伴随着裂纹的形成和扩展, 随着压缩变形中岩石结构的逐渐弱化, 地质强度指标 GSI 值逐渐降低。通过定义 GSI 值与软化参数  $e_3^p$  的双线性模型来描述 GSI 值在压缩变形过程中的变化规律, 并通过设置缩放因子  $\mu$  来表征 GSI 值与围压  $\sigma_3$  的关系, 用于描述不同围压水平下岩石的应力应变力学响应, 由此可以建立一种基于 GSI 弱化的应变软化模型。

(2) 采用 FLAC<sup>3D</sup> 程序数值模拟锦屏二级水电站白山组大理岩以及 Tennessee 大理岩三轴压缩试验表明, 大理岩三轴压缩试验模拟曲线与室内三轴压缩试验曲线基本吻合, 提出的应变软化模型能够较好地模

拟大理岩的三轴力学特性。

(3) 根据锦屏二级水电站引水隧洞开挖松弛范围数值模拟结果, 基于 GSI 弱化模型的岩体参数取值方法可以较准确地预测锦屏二级水电站#2 引水隧洞 15 + 700 断面的开挖松弛深度, 从而可以为岩体的开挖支护提供一定参考。

## 参考文献:

- [1] 张春生, 陈祥荣, 侯 靖, 等. 锦屏二级水电站深埋大理岩力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(10): 1999 – 2009. (ZHANG Chun-sheng, CHEN Xiang-rong, HOU Jing, et al. Study of mechanical behavior of deep-buried marble at Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(10): 1999 – 2009. (in Chinese))
- [2] MARTIN C D. The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings[D]. Winnipeg: Department of Civil and Geological Engineering, University of Manitoba, 1993.
- [3] MARTIN C D. Seventeenth Canadian geotechnical colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(5): 698 – 725.
- [4] HAJIABDOLMAJID V, KAISER P K, MARTIN C D. Modelling brittle failure of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2002, 39(6): 731 – 741.
- [5] HAJIABDOLMAJID V. Mobilization of strength in brittle failure of rock[D]. Kingston, Ontario: Department of Mining Engineering, Queen's University, 2001.
- [6] GOLCHINFAR N, CAI M. Modeling depth of failure using brittle Mohr-Coulomb failure model[C]// Proc 21st Canadian Rock Mech. Symp, Edmonton, 2012: 127 – 135.
- [7] CUNDALL P, CARRANZA-TORRES C, HART R. A new constitutive model based on the Hoek-Brown criterion[C]// Proceedings of the 3rd International FLAC Symposium. Sudbury: A.A. Balkema Press, 2003: 17 – 25.
- [8] DIEDERICHS M S. The 2003 Canadian geotechnical colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunneling[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, 44(9): 1082 – 1116.
- [9] HOEK E, BROWN E T. Underground excavations in rock[M]. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- [10] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock

- masses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, **106**(GT9): 1013 – 1035.
- [11] HOEK E, WOOD D, SHAH S. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses[C]// Proceedings of the ISRM-Eurock Symposium on Rock Characterization. Chester, 1992: 209 – 213.
- [12] HOEK E. Strength of rock and rock masses[J]. ISRM News Journal, 1994, **2**(2): 4 – 16.
- [13] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown criterion-2002 edition[C]// Proc NARMS-TAC Conference. Toronto, 2002: 267 – 273.
- [14] HOEK E, KAISER P K, BAWDEN W F. Support of Underground Excavations in Hard Rock[M]. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema Press, 1997.
- [15] MARTIN C D, CHANDLER N A. The progressive fracture of Lac du Bonnet granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1994, **31**(6): 643-659.
- [16] EBERHARDT E, STEAD D, STIMPSON B. Quantifying progressive prepeak brittle fracture damage in rock during uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 1999, **36**(3): 361 – 380.
- [17] DIEDERICHS M S, KAISER P K, EBERHARDT E. Damage initiation and propagation in hard rock tunnelling and the influence of near-face stress rotation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**: 785 – 812.
- [18] CAI M, KAISER P K, TASAKA Y, et al. Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(5): 833 – 847.
- [19] CAI M, KAISER P K, UNO H, et al. Estimation of rock mass strength and deformation modulus of jointed hard rock masses using the GSI system[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(1): 3 – 19.
- [20] CAI M, KAISER P K, TASAKA Y, et al. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44**(2): 247 – 265.
- [21] WAWERSIK W R, FAIRHURST C. A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1970, **7**(5): 561 – 575.
- [22] 严鹏, 卢文波, 陈明, 等. 深部岩体开挖方式对损伤区影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(6): 1097 – 1106. (YAN Peng, LU Wen-bo, CHEN Ming, et al. In-situ test research on influence of excavation method on induced damage zone in deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(6): 1097 – 1106. (in Chinese))