

基于扰动理论的沈阳中粗砂本构模型

陈晨¹, 赵文¹, 刘博², 贾鹏蛟¹

(1. 东北大学资源与土木工程学院, 辽宁沈阳 110819; 2. 中国建筑东北设计研究院有限公司, 辽宁沈阳 110003)

摘 要: 针对沈阳地区中粗砂在不同围压下的三轴固结排水剪切试验, 发现中粗砂的相对密度对其强度和变形特性有重要影响. 以相对密度为自变量, 提出了统一扰动度函数. 基于试验数据, 建立了统一扰动度与初始模量和峰值强度的函数关系, 提出考虑扰动的 D-C 模型. 将其预测结果与 D-C 模型预测结果及试验结果进行对比: D-C 模型的预测值在 D_p 接近 0 时与试验结果比较一致; 土体受到正扰动时, D-C 模型预测的应力值较该修正模型偏大; 而土体受到负扰动时, 其预测的应力值又相对偏小, 因此考虑扰动的 D-C 模型能更好地模拟沈阳地区中粗砂的强度及变形特性.

关 键 词: 沈阳中粗砂; 三轴固结排水剪切试验; 相对密度; 统一扰动函数; 修正邓肯-张模型

中图分类号: TU 441.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1005-3026(2017)03-0418-06

Constitutive Model of Shenyang Medium-Coarse Sand Based on Disturbance Theory

CHEN Chen¹, ZHAO Wen¹, LIU Bo², JIA Peng-jiao¹

(1. School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China; 2. China Northeast Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shenyang 110003, China. Corresponding author: JIA Peng-jiao, E-mail: jpengjiao@163.com)

Abstract: The results of triaxial consolidation drained shear tests on medium-coarse sand in Shenyang region under different confining pressures show that the relative density strongly affects the strength-deformation property of medium-coarse sand. Taking the relative density as independent variables, the general disturbance function was put forward. Then the modified D-C model, which could reflect the disturbance's influence on the strength-deformation property of medium-coarse sand, was developed by establishing the relationship between parameters K and peak strength and disturbed degree. The contrasts of the forecast results between the modified D-C model and D-C model are as follow: the forecast results of D-C model and experimental results are consistent when D_p is close to zero; the stress value predicted by D-C model is larger than the modified model in this paper when sand is positive disturbance; the stress value predicted by D-C model is smaller than the correction model when sand is negative disturbance. It is found that the modified D-C model can describe the strength-deformation property of medium-coarse sand better than D-C model at the disturbed state.

Key words: Shenyang medium-coarse sand; triaxial consolidation drained shear tests; relative density; general disturbance function; modified D-C model

随着东北老工业基地的振兴, 沈阳地区基础设施建设如雨后春笋, 基坑项目逐步趋向于超深、超大、复杂地质的方向发展. 施工过程中不可避免地会对土体进行扰动, 因此, 开发出一种反映土体扰

动的本构模型具有重要的理论意义和现实意义.

国内外学者对土体扰动性状进行了研究. Desai 等认为变形材料单元可用完全调整状态和相对完整状态来表示, 提出扰动状态概念(DSC)

理论^[1-2]. 王景春等^[3]基于 DSC 理论,提出考虑施工扰动影响的基坑稳定性分析方法. 徐永福^[4]将施工扰动分为应力、应变扰动,提出相应的扰动函数.

Duncan – Chang 模型(下称 D – C 模型)^[5]是一种建立在增量广义虎克定律基础上的非线性弹性模型,它可以反映应力 – 应变关系的非线性,且该模型参数少、物理意义明确,通过常规三轴试验便可确定. 但此模型未考虑工程中扰动作用下土体物理参数变化等. 因此,对 D – C 模型进行必要的本地化修正,使其能更好地描述沈阳地区中粗砂的力学行为显得迫在眉睫.

本文首先对中粗砂 CD(固结排水剪切)试验结果进行详尽的分析,分析 D – C 模型中参数受 D_r 的影响规律,研究中粗砂的孔隙比 e 与应力的关系,将统一扰动度函数引入 D – C 模型中对其进行修正,建立考虑扰动影响的本地化的修正 D – C 模型,最后结合三轴试验结果对修正本构模型进行验证.

1 沈阳中粗砂三轴压缩试验

1.1 试验方案

在沈阳地区取中粗砂原状样,其颗粒级配曲线如图 1 所示,中粗砂基本物理参数见表 1. 根据土体相对密实度的不同,分为 4 种工况进行试验—— D_r 分别为 0.4、0.5、0.6 和 0.7. 每种工况的试样分别在 100、200、300 kPa 围压下进行试验,每种围压条件下选择 3 组试样进行试验,共需 36 组试样.

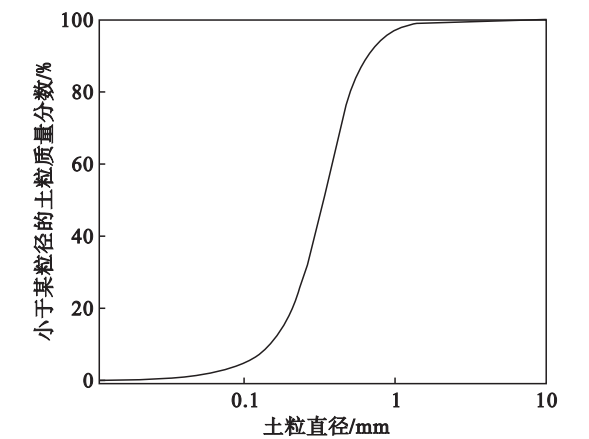


图 1 沈阳中粗砂颗粒级配曲线
Fig. 1 Particle size distribution curve of Shenyang medium-coarse sand

表 1 试验基本物理参数 Table 1 Basic physical parameters of the test					
ω	d_s	ρ_d ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	ρ_{dmin} ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	ρ_{dmax} ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	D_r
0.11	2.66	1.53	1.37	1.65	0.62

制样时,分 5 层填筑,各工况下的试样总质量和每层干砂质量可根据相应 D_r 换算得出. 剪切试验时,试样需首先通过反压进行饱和(反压力为 320 kPa, B 值不小于 0.95). 综合效率和精度两方面考虑,采用 0.015 mm/min 的剪切应变速率进行固结排水试验. 两种试验破坏标准均按照峰值强度确定.

1.2 中粗砂的变形和强度特性

1.2.1 应力应变关系曲线

三种围压条件,4 种不同相对密实度的沈阳地区中粗砂重塑样的三轴剪切试验结果见图 2. 由图可知,中粗砂的应力 – 应变曲线呈现如下规律:1)在相同相对密实度条件下,中粗砂的峰值强度会随着围压 σ_3 的增大而逐渐增大;2)在相同的围压 σ_3 条件下,中粗砂的偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ – 轴向应变 ε_1 曲线的斜率会随相对密实度 D_r 的增大而逐渐增大. 这也说明初始状态下的砂土越密实,其初始切线模量 E_i 也越大. 但随着围压 σ_3 的降低, E_i 的增加幅度越大;3)随中粗砂相对密实度 D_r 的增加,其峰值强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 也会相应增大;4)当中粗砂试样出现其峰值强度时,其轴向应变 ε_1 的变化范围在 4% ~ 6% 之间.

1.2.2 变形、强度特性分析

由图 2 可知,相对密实度 D_r 对中粗砂的强度和变形有重要影响;偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ – 轴向应变 ε_1 关系曲线与 Kondner 等^[6]提出的土体双曲线型应力 – 应变关系相似. 故本文用双曲线近似拟合出中粗砂的应力 – 应变关系曲线,双曲线方程如式(1)所示:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \tag{1}$$

初始切线模量 E_i 的表达式如式(2)所示:

$$E_i = d\left(\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3}\right)_{|\varepsilon_1=0} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2}_{|\varepsilon_1=0} = \frac{1}{a} \tag{2}$$

若令式(1)中的 $\varepsilon_1 \rightarrow \infty$, 则

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}} = \frac{1}{b} \tag{3}$$

本文采用邓肯等在 1970 年提出的方法,采用经验公式求解计算参数 a 和 b . 篇幅所限,此处不再赘述.

定义破坏比 R_f ,其表达式形如式(4)所示:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}} \tag{4}$$

式中 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, a , E_i , $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}$, b 及 R_f 的确定方法均参照文献[5].

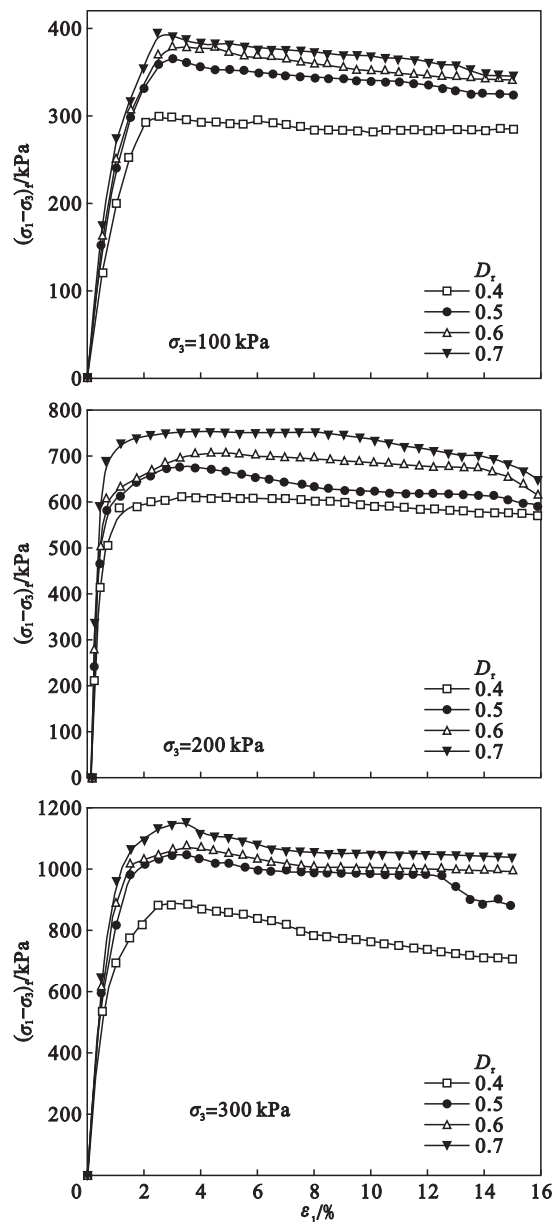


图2 不同围压下的中粗砂应力-应变关系曲线
Fig. 2 Stress-strain relationship curves of the medium-coarse sand under different confining pressures

1. 2. 3 沈阳中粗砂密实度对初始模量的影响
Janbu^[7]对黏性土和非黏性土进行大量试验研究,发现土体的初始切线模量 E_i 与第三主应力(侧限压力)呈指数函数关系,可用式(5)表示:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \tag{5}$$

其中, p_a 取为 101.4 kPa.

将表 2 中的数据代入式(5)中,得到不同相对密度下的 K 和 n 的值,结果列入表 3 中.

采用式(6)对 K 和 D_r 进行拟合,拟合数据及公式见图 3.

$$\ln K = c + d D_r \tag{6}$$

表 2 不同工况下沈阳中粗砂 D-C 模型参数
Table 2 D-C model parameters of the medium-coarse sand in Shenyang area under different working conditions

σ_3 / MPa	D_r	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \text{MPa}$	a / kPa^{-1}	E_i / MPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} / \text{MPa}$	b / MPa^{-1}	R_f
0.1	0.4	0.295	4.11	243.5	0.386	2.58	0.764
	0.5	0.367	3.35	298.40	0.469	2.06	0.782
	0.6	0.378	3.23	309.84	0.476	1.99	0.794
	0.7	0.391	3.00	333.33	0.490	1.91	0.798
0.2	0.4	0.619	2.75	363.37	0.787	1.27	0.787
	0.5	0.676	2.43	411.59	0.811	1.23	0.785
	0.6	0.707	2.26	442.47	0.854	1.17	0.828
	0.7	0.753	2.09	478.63	0.937	1.07	0.804
0.3	0.4	0.889	2.01	486.18	1.070	0.94	0.831
	0.5	1.048	1.73	578.04	1.297	0.77	0.808
	0.6	1.073	1.61	621.12	1.318	0.76	0.814
	0.7	1.157	1.50	667.84	1.419	0.71	0.817

表 3 中粗砂在不同相对密度下的 K 和 n 值
Table 3 Values of K and n of the medium-coarse sand under different relative densities

D_r	σ_3 / MPa	$\lg(E_i / p_a)$	$\lg(\sigma_3 / p_a)$	K	n
0.4	0.1	3.380	-0.006	2 398.833	0.623
	0.2	3.554	0.295		
	0.3	3.681	0.471		
0.5	0.1	3.469	-0.006	2 728.978	0.623
	0.2	3.630	0.295		
	0.3	3.771	0.471		
0.6	0.1	3.485	-0.006	2 924.152	0.621
	0.2	3.640	0.295		
	0.3	3.787	0.471		
0.7	0.1	3.517	-0.006	3 258.367	0.620
	0.2	3.674	0.295		
	0.3	3.817	0.471		

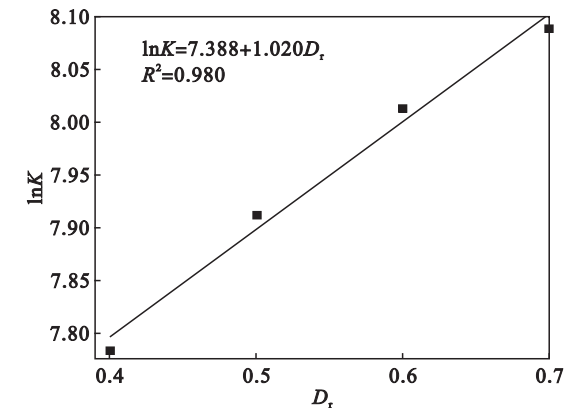


图 3 中粗砂试样的 $\ln K - D_r$ 曲线
Fig. 3 $\ln K - D_r$ relationship curves of the medium-coarse sand

从图 3 可见, $\ln K$ 和相对密度 D_r 之间大致呈线性关系, 线性关系良好. 对于沈阳地区的中粗

砂,试验得到的无量纲参数 c 的取值为 7.388;无量纲参数 d 的取值为 1.020.

1.2.4 沈阳中粗砂密实度对峰值强度影响规律

Kondner 等^[8]通过砂土常规三轴试验对式(1)双曲线方程中的参数 b 进行研究,提出与 Mohr – Coulomb 准则作用相当的函数关系

从表 2 可以看出,在不同的相对密度条件下,沈阳中粗砂破坏比 R_f 数值变化很小.因此,近似地认为其不随着相对密度 D_r 的变化而改变.极限偏应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 的值随 D_r 的增加而逐渐增大.

考虑到 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 与围压 σ_3 有关,参考式(5)的形式,本文首先建立关于 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 与 σ_3 的函数关系式,如式(7)所示:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = Mp_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^l. \tag{7}$$

式中, M 和 l 为待定的无量纲参数.式(7)可写为式(8)所示的直线形式:

$$\lg [(\sigma_1 - \sigma_3)_f / p_a] = \lg M + l \lg [\sigma_3 / p_a]. \tag{8}$$

其中:试验参数 $\lg M$ 代表直线的截距; l 代表直线的斜率.

将表 2 中的试验数据代入式(8)中,得到不同相对密度条件下的 M 和 l 的值,结果列入表 4 中.

表 4 中粗砂在不同相对密度下的 M 和 l 值
Table 4 Values of M and l of the medium-coarse sand under different relative densities

D_r	σ_3 / MPa	$\lg [(\sigma_1 - \sigma_3)_f / p_a]$	$\lg (\sigma_3 / p_a)$	M	l
0.4	0.1	0.464	-0.006	2.985	1.011
	0.2	0.786	0.295		
	0.3	0.943	0.472		
0.5	0.1	0.523	-0.006	3.366	1.026
	0.2	0.824	0.295		
	0.3	1.014	0.472		
0.6	0.1	0.560	-0.006	3.630	0.993
	0.2	0.843	0.295		
	0.3	1.025	0.472		
0.7	0.1	0.586	-0.006	3.881	0.998
	0.2	0.871	0.295		
	0.3	1.057	0.472		

由表 4 可知,在不同相对密度条件下, l 的值基本保持不变,且均接近于 1,因此本文近似地认为 l 不随相对密度 D_r 变化且 $l = 1$. M 随 D_r 变化幅度较大,图 4 描述了 M 随 D_r 的变化趋势,从中可看出,参数 M 与 D_r 大致呈线性关系.因此,用式(9)对二者进行线性拟合.

$$M = \alpha + \beta D_r. \tag{9}$$

由图 4 可知,中粗砂的 $M - D_r$ 拟合的关系曲

线的相关系数 $R^2 = 0.984$,因此,对 M 与 D_r 进行线性拟合是合理而有效的.

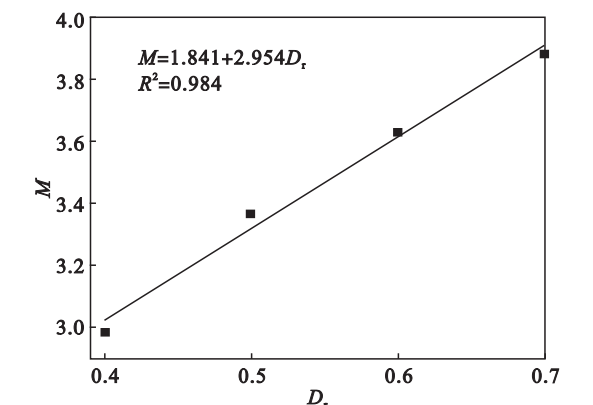


图 4 中粗砂在不同相对密度条件下的 M 与 D_r 关系曲线
Fig. 4 $M - D_r$ relationship curve of the medium-coarse sand under different relative densities

2 扰动度函数的确定

基于 DSC 理论,朱剑锋^[9]将砂土相对密度与扰动度建立联系,提出正扰动和负扰动的概念,并建立扰动函数.本文在收集粗颗粒土三轴试验数据的基础上提出了统一扰动度函数,表达式如下:

$$D_D = \left\{ \frac{2}{\pi} \arctan \left[\frac{1}{2} \left(\frac{D_{r0} - D_r}{D_r - D_{r,\min}} + \frac{D_{r0} - D_r}{D_{r,\max} - D_r} \right) \right] \right\}^{1/3}. \tag{10}$$

式中: D_r 为粗颗粒土当前相对密度 ($0 \leq D_r \leq 1$); D_{r0} 为粗颗粒土初始相对密度; $D_{r,\min}$ 为粗颗粒土最松散状态对应的相对密度(一般取为 0); $D_{r,\max}$ 为粗颗粒土最密实状态对应的相对密度(一般取为 1).

将式(10)的函数关系绘制成图,如图 5 所示.从图中可知:扰动度函数为统一非线性函数,能反映粗颗粒土从初始状态向密实(负扰动)或松散(正扰动)状态变化的全过程.扰动度值域为 $[-1, 1]$,既能描述负面扰动影响对材料弱化作用,又能描述出正面扰动影响对材料的强化作用.

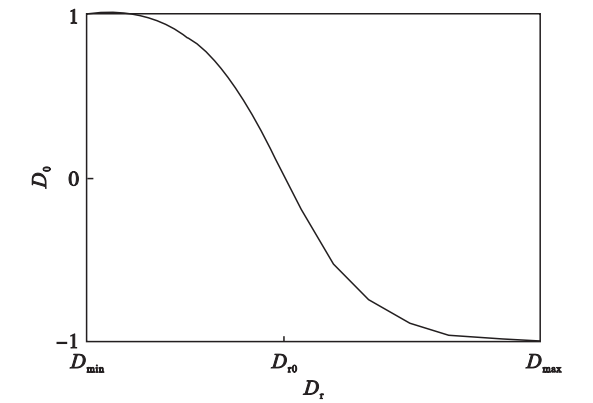


图 5 扰动度与相对密度关系示意图
Fig. 5 Relationship between the disturbance degree and the relative density of the soil

3 考虑扰动的修正 D - C 模型

从上文可知,在 D - C 模型的参数中,受到扰动影响较大的参数为 K 和峰值强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$,而两者均可以建立与相对密实度 D_r 的函数关系.因此,本文基于提出的统一扰动度函数(式(10)),对 D - C 模型中的参数 K 和 M 进行修正,得到考虑扰动影响的修正 D - C 模型.

根据式(10)有

$$D_{r0} - D_r = 2D_r(1 - D_r)\tan(\pi D_D^2/2) . \quad (11)$$

将式(11)代入式(10)化简得

$$K_D = \frac{K_0}{e^{2D_r(1 - D_r)\tan(\pi D_D^2/2)}} . \quad (12)$$

将式(11)代入式(9)化简得

$$M_D = M_0 - 2\beta D_r(1 - D_r)\tan(\pi D_D^2/2) . \quad (13)$$

其中: K_0, M_0 为扰动前(初始状态)的参数; K_D, M_D 为扰动状态下的参数; β 意义同前,为试验常数; D_r 为扰动后砂土的相对密实度; D_D 为扰动度.

对式(10),取 $D_{r,max} = 1, D_{r,min} = 0$,则有

$$D_r = \frac{1+2\tan(\frac{\pi}{2}D_D^3)-\sqrt{[1+2\tan(\frac{\pi}{2}D_D^3)]^2-8D_{r0}\tan(\frac{\pi}{2}D_D^3)}}{4\tan(\frac{\pi}{2}D_D^3)} . \quad (14)$$

将式(2),式(5)及式(6)代入式(1),得

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{e^{c+D_r}p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n} + b\varepsilon_1}} . \quad (15)$$

式中,无量纲参数 c 和 d 分别是 $\ln K - D_r$ 线性函数中的截距和斜率.

将式(3),式(4)及式(7)代入式(15)中,化简得到考虑中粗砂相对密实度 D_r 影响的修正 D - C 模型,见式(16):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{e^{c+D_r}p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n} + \frac{R_f\varepsilon_1}{(\alpha + \beta D_r)\sigma_3}} . \quad (16)$$

式中,无量纲参数 α 和 β 与式(9)中的意义相同.

结合表 3 和表 4,获得考虑扰动影响的修正 D - C 模型中参数的取值,如表 5 所示.

表 5 考虑扰动影响的修正 D - C 模型中参数的取值
Table 5 Parameters values of the modified D-C models considering the effect of the soil's disturbance

c	d	n	α	β
7.388	1.020	0.622	1.841	2.954

4 模型验证

针对不同相对密实度条件,围压 $\sigma_3 = 200\text{ kPa}$ 的工况,分别采用 D - C 模型及修正的 D - C 模型进行预测,并与 1.2 节中实测应力 - 应变关系曲线进行对比. D - C 模型及修正 D - C 模型相关参数列于表 6 和表 7 中;不同相对密实度条件对应的扰动度 D_D 列于表 8.

表 6 沈阳中粗砂的 D - C 模型计算参数
Table 6 Parameters values of the D-C model for the medium-coarse sand in Shenyang region

$\frac{\sigma_3}{\text{MPa}}$	D_r	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\text{MPa}}$	$\frac{a}{\text{kPa}^{-1}}$	$\frac{E_i}{\text{MPa}}$	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}{\text{MPa}}$	$\frac{b}{\text{MPa}^{-1}}$	R_f
0.2	0.4	0.619	2.75	363.37	0.787	1.27	0.787
	0.5	0.676	2.43	411.59	0.811	1.23	0.785
	0.6	0.707	2.26	442.47	0.854	1.17	0.828
	0.7	0.753	2.09	478.63	0.937	1.07	0.804

表 7 沈阳中粗砂的修正 D - C 模型计算参数
Table 7 Parameters values of the modified D-C model for the medium-coarse sand in Shenyang region

D_{r0}	c	d	n	α	β	R_f
0.62	7.388	1.020	0.622	1.841	2.954	0.801

表 8 沈阳中粗砂的扰动度 D_D
Table 8 Values of the disturbance degree D_D for the medium-coarse sand in Shenyang region

D_r	D_D
0.4	0.650
0.5	0.531
0.6	0.300
0.7	-0.493

对于实际的岩土工程问题,土体的变形大多处于小应变范围内($\varepsilon_3 \in [0.01\% , 0.3\%]$),于是本章仅对 0 ~ 3.0% 应变范围内的应力 - 应变关系与 D - C 模型及试验结果进行对比验证,如图 6 所示.

由图 6 可知:D - C 模型的预测值只是在 D_D 接近 0 时($D_r = 0.6$)与试验结果比较一致.土体受到正扰动时($D_D > 0$),D - C 模型预测的应力值较本文修正模型偏大;而土体受到负扰动时($D_D < 0$),其预测的应力值又相对偏小.若考虑扰动的影响对 D - C 模型进行修正,无论正扰动状态($D_D > 0$)亦或负扰动状态($D_D < 0$),均更接近于真实的试验结果.

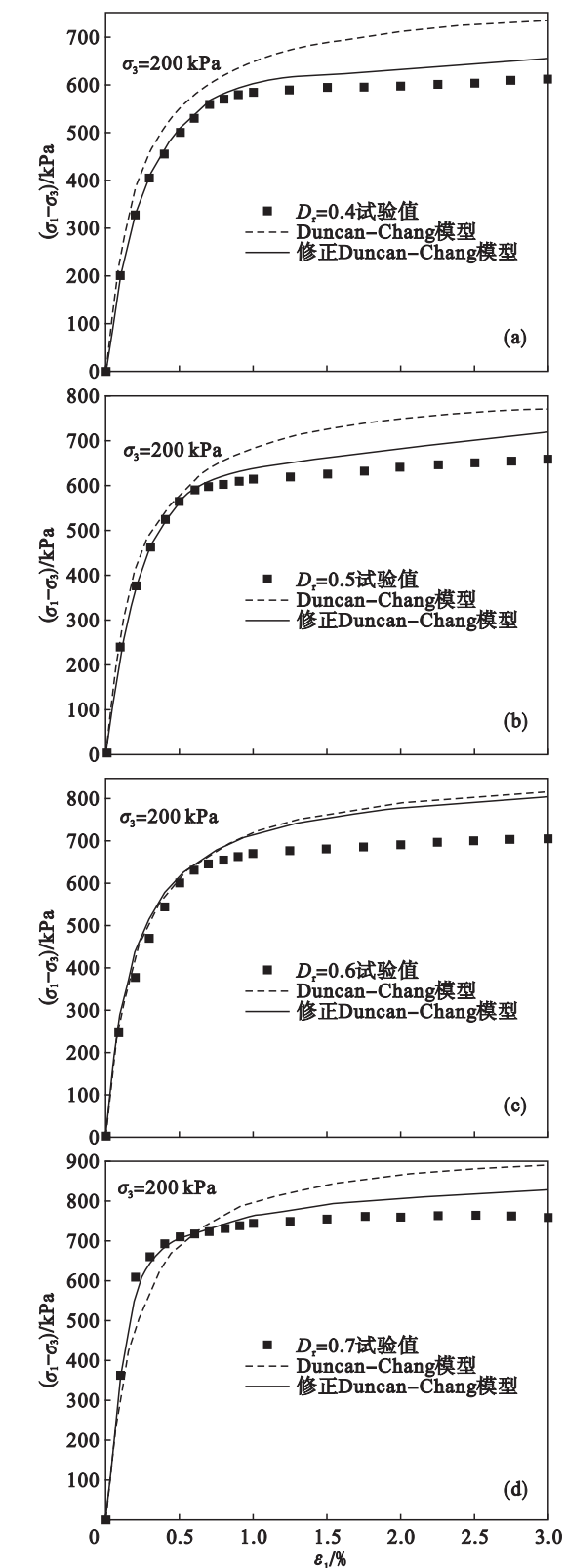


图 6 不同扰动度下中粗砂的应力 - 应变曲线
Fig. 6 Stress-strain relationship curves of the medium-coarse sand under different disturbance degrees
(a)— $D_r=0.4$; (b)— $D_r=0.5$; (c)— $D_r=0.6$; (d)— $D_r=0.7$.

5 结 论

1) 在相同相对密度条件下,沈阳中粗砂的

峰值强度会随着围压的增大而逐渐增大;在相同的围压 σ_3 条件下,应力 - 应变曲线的斜率会随相对密度 D_r 的增大而逐渐增大. 随中粗砂相对密度 D_r 的增加,其峰值强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 也会相应增大;当中粗砂试样出现其峰值强度时,其轴向应变 ε_1 的变化范围在 4% ~ 6% 之间.

2) 相对密度 D_r 对于 D - C 模型参数中的 K 和极限偏应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 影响大,在考虑扰动的模型中应对其进行修正;而随着相对密度 D_r 的变化,D - C 模型参数中的 n 和 R_f 的变化微小,实际应用中可不作修正.

3) 修正的 D - C 模型及 D - C 模型的预测结果与实测应力 - 应变关系曲线对比发现:无论正扰动状态 ($D_D > 0$) 亦或负扰动状态 ($D_D < 0$),修正的 D - C 模型的预测结果均更接近于真实的试验结果.

参考文献:

[1] Desai C S. A consistent finite element technique for work-softening behavior [C]//Proceeding of International Conference on Computer Methods in Nonlinear Mechanics. Austin:University of Texas,1974:969 - 978.

[2] Padhan S K, Desai C S. DSC model for soil interface including liquefaction and prediction of centrifuge test [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE,2006,132(2):214 - 222.

[3] 王景春,徐日庆,黄斌. 施工扰动作用下基坑抗隆起稳定性分析[J]. *岩石力学与工程学报*,2005,24(sup2):5405 - 5409.
(Wang Jing-chun,Xu Ri-qing,Huang Bin. Study on stability against heave of dep excavation considering construction disturbance[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*,2005,24(sup 2):5405 - 5409.)

[4] 徐永福. 土体受施工扰动影响程度的量化识别[J]. *大坝观测与土工测试*,2000,24(2):8 - 10.
(Xu Yong-fu. Quantitative determination of disturbance degree of soils influenced by construction [J]. *Dam Observation and Geotechnical Tests*,2000,24(2):8 - 10.)

[5] Duncan J M,Chang C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils [J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*,1970,96(5):1629 - 1653.

[6] Kondner R L, Zelasko J S. A hyperbolic stress-strain formulation for sands[C]//Proceedings of the Second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Brazil,1963:289 - 324.

[7] Janbu N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests [C]//European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Wiesbaden: ISSMGE, 1963: 19 - 25.

[8] Kondner R L. Hyperbolic stress-strain response; cohesive soils [J]. *Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division*, 1963,89(1):115 - 143.

[9] 朱建峰. 考虑扰动影响的土体性状研究[D]. 杭州:浙江大学,2010.
(Zhu Jian-feng. Study on properties of soil considering disturbance[D]. Hangzhou:Zhejiang University,2010.)