

基桩内力测试中的混凝土损伤分析

吴志伟^{1,2}, 齐建国¹, 姜勇¹, 郭普宁¹, 魏进才¹

(1. 东北电力设计院, 长春 130033; 2. 河海大学 地球科学与工程学院, 南京 210098)

摘要:在基桩静载过程中,采用自动化桩身内力测试系统连续观测桩身内力变化,结合原型试验,发现桩身应变呈台阶状增大。卸载阶段,由于桩身回弹量大于土层回弹量,土层中产生负摩擦阻力。在资料处理过程中,认为混凝土损伤模型能有效解释加载过程中标定断面的模量“减小”现象。利用损伤力学理论,得到了混凝土模量与其自身应变的函数关系,根据桩身实际应变状态选取不同的模量,由此计算桩身内力。原型试验的计算结果表明,利用该方法得到的桩身内力更加科学。

关键词:桩; 内力测试; 损伤力学; 静载试验; 自动化

中图分类号: P631

文献标志码: A

文章编号: 1674-4764(2012)S1-0174-05

Analysis of Concrete Damage Model in Pile Body Stress Test

WU Zhiwei^{1, 2}, QI Jianguo¹, JIANG Yong¹, GUO Puning¹, WEI Jincai¹

(1. Northeast Electric Power Design Institute, Changchun 130033, P. R. China;

2. College of Earth Science and Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, P. R. China)

Abstract: Automatic pile body stress test system is used in an in-situ static loading test. It's found that strain process line has a step-like feature. When unloading, as the rebound amount of soil is less than the amount of pile body, negative frictional resistance exists in the soil. It's considered that concrete damage model can explain the modulus "reduced" phenomenon of calibration section's concrete. Based on damage mechanics theory, a function of modulus of concrete and its own strain are obtained. According to actual strain of pile body, different modulus are adopted to calculate pile body stress. The in-situ test results show that this method is more reasonable.

Key words: pile; stress test; damage mechanics; static loading test; automate technique

基桩静载试验是公认的检测单桩承载力最直观、最可靠的传统方法。在现场静载试验过程中,往往配合桩身内力测试,以测定桩身轴力和桩侧土侧摩阻力,由此确定基桩的荷载传递机理,了解桩的工作性状^[1-8]。对于预制桩,受制于成桩工艺(如离心法)和施工工艺(如锤击法)的动力干扰,易造成测试传感器或导线的破损,其桩身应力测试在实践中应用较少。目前,灌注桩的桩身应力测试最为普遍,灌注桩施工过程中对测试系统的影响较小,只要做好一定的防护,传感器成活率较高。

桩身应力测试主要是在主筋上埋设应力计、桩底埋设压力盒^[9]来监测桩身某一断面或桩底的应力应变。无论是振弦式应力计还是应变计,亦或滑动测微计,在资料处理过程中都涉及将实测的应变换算成钢筋及混凝土的应力,假设桩身材料是理想弹性体,采用标定断面获得的材料弹性模量计算桩身应力。在具体工程实践中,发现如若弹性模量选取不当,将导致桩身应力测试计算错误,下部某断面轴力甚至大于桩顶荷载,当接近极限荷载时,更易出现此类情况。

究其原因,笔者认为受施工条件限制及灌注桩本身特性影响,桩身混凝土强度不高(多为 C25~C40),且存在许多微裂纹等桩身微观缺陷,在受到较大荷载作用时,能表现出明显的塑性。那么桩身材料模量就不是固定的,混凝土材料的

损伤力学机理能有效描述该问题。

为了更为有效地观测静载试验过程中桩身荷载的传递机理,设计了自动化的桩身应力测试系统,获得了大量连续的观测资料。在其资料处理过程中,注意到混凝土材料在原型试验时会发生一定程度的损伤,基于损伤力学的基本理论,阐述了桩身材料模量的选取问题,为合理地解释试验结果提供了理论依据,并结合越南永新电厂试桩做了试验研究。

1 自动化桩身应力测试

1.1 测试系统

常规的桩身内力测试是在分级荷载加荷完毕后的一段时间内测量,测量次数有限。为了获得桩身应力在静载试验过程中的连续变化性状,设计了桩身内力自动化测试系统,其原理图如图 1 所示。

静载试验采用自动化静力载荷测试仪,实现位移记录和油压控制的自动化,按照规范的要求记录数据和加、卸载。将桩身内力测试电缆引至自动化数据采集仪,通过已编程的采集程序对传感器的数据进行采集、存储和显示。这样就可以获得桩身内力变化的完整过程,通过室内分析,可以获得许多有用信息。

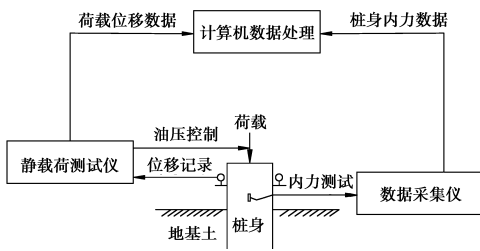


图 1 自动化桩身应力测试系统原理图

1.2 现场工作方法

本次测试采用美国 Geokon 公司生产的 4000 型钢弦式应变计其最大量程为 3 000 $\mu\epsilon$, 灵敏度在 1 $\mu\epsilon$, 非线性度 $\leq 0.5\%FS$ 。同时, 传感器内置的温度传感器可监测环境温度, 根据要求能够实现温度影响校正。安装时, 通过两侧螺母焊接在主筋上, 安装部位钢筋笼两侧均焊接拱形钢筋作为保护装置, 防止施工过程中的损坏。

应变计数据采集采用美国 Campbell 公司的 CR1000 数据采集仪, 通过编程实现数据自动化采集和存储, 每 2 min 记录一次所有应力计的读数。数据文件既可以用与仪器匹配的 Loggernet 软件处理, 也可以采用通用的数据处理程序, 如进行 Excel 浏览和处理。静载试验过程中, 全程实时记录桩身应力的变化。

2 混凝土损伤模型在资料处理中的应用

2.1 资料预处理

由实测资料发现, 部分数据存在离散点, 这些离散点应该剔除。部分传感器在试验中发生损坏, 那么可以采用同一断面的其他传感器平均得到测试值。数据采集仪直接读取的是频率 f , 频率按下式转换为应变,

$$\epsilon = C(f_i^2 - f_0^2) / 1\,000 \quad (1)$$

式中: ϵ 为微应变, $\mu\epsilon$; f_i 为传感器测试值, Hz; f_0 为传感器初始值, Hz; C 为标定系数。

2.2 基于损伤理论的桩身模量确定

桩身轴力按下式得到

$$Q_i = E_c \times A_c \times \epsilon + E_s \times A_s \times \epsilon - \sigma_s \quad (2)$$

式中: E_c 、 E_s 为混凝土和钢筋的弹性模量; A_c 、 A_s 为混凝土和钢筋的面积; σ_s 为计算断面以上的钢筋混凝土重量(可以忽略不计)。

钢筋材料性质较为均一, 其弹性模量 E_s 容易确定。现场施工的混凝土的弹性模量 E_c 与混凝土标号所对应的弹性模量相差甚远, 且由于施工中诸多因素的影响, 同一组试桩的若干单桩桩体物理参数也各有差异。通常的做法是在距桩顶大于 1 倍桩径的部位设置标定断面, 假设标定断面接收到 100% 的桩顶荷载, 由桩顶部位的应力应变关系确定混凝土模量。另外, 对于钢筋应力计, 可以将频率依照标定关系直接换算为力, 由标定断面的力与桩顶荷载得到一个比例系数, 以此比例系数校准各个断面所受荷载。从本质上来说, 这个比例系数也是反映混凝土材料模量的变化。

根据已有经验, 随着荷载的增大, 计算得到的弹性模量减小, 校准比例系数增大, 如果采用标定断面的模量(或校准比例系数)来代表下部各断面的受力特性, 计算得到的桩体

轴力往往出现偏差, 甚至某些断面的轴力大于桩顶荷载, 这显然是错误的。

笔者认为损伤力学里的混凝土损伤模型能够有效解释此类现象, 典型的混凝土破坏曲线如图 2 所示。

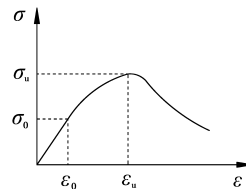


图 2 混凝土应力-应变关系曲线

混凝土损伤模型认为混凝土的破坏过程经历如下 3 个阶段^[10]:

1) 当 $\epsilon \leq \epsilon_0$ 时, 为弹性阶段;

$$\sigma = E_0 \epsilon \quad (3)$$

2) 当 $\epsilon_0 < \epsilon \leq \epsilon_u$ 时, 非线性弹性损伤阶段;

$$\sigma = (1 - D) E_0 \epsilon \quad (4)$$

3) 当 $\epsilon > \epsilon_u$ 时, 弹塑性损伤阶段;

$$\sigma = (1 - D) E_0 (\epsilon - \epsilon_n) \quad (5)$$

上述各式中, σ 为应力; E_0 为初始弹性模量; ϵ_0 为损伤阈值应变, 一般取弹性极限应变; ϵ_u 为与峰值应力 σ_u 对应的峰值应变; D 为损伤变量, 表示材料的损伤程度; ϵ_n 为不可逆变形, 它由材料的塑性变形和损伤变形组成。

混凝土损伤的内在机理是混凝土材料在受压状态下, 微裂纹及自身缺陷的扩大化, 从而形成大量空隙, 造成密度降低, 颗粒间联结力减弱^[11]。而且材料强度越低, 弹性阶段越短。损伤实际上可以看做材料刚度的下降, 即模量的降低, 这与实测资料是相符的。静载试验桩顶荷载较大, 特别是长桩、端承桩及地质条件较好的地区, 桩顶材料在大荷载作用下均会出现不同程度的损伤, 甚至破坏。

这里定义混凝土承受荷载时的模量 E^* , 其值为:

$$E^* = (1 - D) E_0 \quad (6)$$

当 D 为零时, 代表混凝土未受损伤, 混凝土材料处于弹性阶段, 此时式(4)可以代表式(3)。事实上, 混凝土材料的基本特性决定了它在承受较小应力状态时, 即发生一定的损伤, 尤其静载试验中, 材料承受的初始荷载较大, 那么能观测到的弹性阶段较短。根据损伤变量的实际意义, 知 $D \leq 1$, 则 E^* 表示混凝土材料损伤后的模量, 它恒小于初始弹性模量。

单桩静载试验仅涉及前两个阶段, 桩体材料破坏, 试验即终止, 因此这里不研究弹塑性损伤阶段。当 $\epsilon \leq \epsilon_u$ 时, 基于 Loland 模型^[12], 损伤因子可以用下式表示:

$$D = D_i + C_1 \epsilon^\beta \quad (7)$$

式中, D_i 为初始损伤值, 在试验过程中, 它与时间无关; C_1 、 β 为系数, 与材料性质有关。则由式(6)得到:

$$E^* = (1 - D_i) E_0 - C_1 E_0 \epsilon^\beta \quad (8)$$

因此, E^* 与混凝土材料发生的应变有关, 为便于分析, 用 A 表示常数 $(1 - D_i) E_0$, B 表示 $-C_1 E_0$, 则式(5)可以表述为:

$$E^* = A + B \epsilon^\beta \quad (9)$$

采用桩顶标定断面的模量和应变的实测值, 通过数据拟合可以得到参数 A 、 B 、 β 的值, 由此得到每根试桩模量与其应

变的关系。

根据下部各断面的实测应变,可以确定其在特定应力状态下的材料模量,由此计算该处桩身轴力,就显得更加合理。

2.3 桩土体系荷载传递机理分析

桩侧土摩阻力 q_s 为

$$q_s(z) = -\frac{dQ(z)}{Udz} \quad (10)$$

式中: U 为桩身周长; z 为断面位置深度。

桩顶沉降按下式计算

$$s = s_1 + s_2 = \int_0^l \frac{Q_z}{A_c E_c} dz + s_2 \quad (11)$$

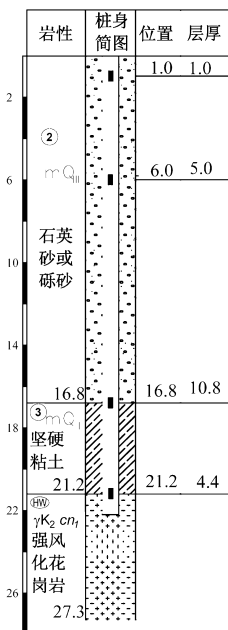
式中: s 为桩顶沉降量; s_1 为桩身压缩变形量; s_2 为桩身刚体位移。

由上述各式,确定加载条件下,桩土体系的荷载传递机理。

3 工程实例

3.1 原型试验概况

越南永新二期 2×622 MW 燃煤电站工程位于越南中南部平顺省永新公社,场地为滨海相冲积平原,主厂房部位整平以后,自上而下出露密实石英砂或砾砂,坚硬粘土和强风化花岗岩,其中石英砂层平均标贯击数大于 50,强度较高。桩基设计之前,在厂区布置 5 组(共 15 根)静载试验,限于篇幅,这里仅阐述主厂房附近的第 1 组(3 根)静载试验。桩身结构及应力测试断面布置如图 3 所示。图中,1.0 m 断面即为标定断面,假设它能接收到 100% 的桩顶荷载,其它断面均布置在岩性分界面上,由于第 ② 岩土层较厚,且拟定基础开挖至 -6 m 左右,所以在 6.0 m 深处增设一观测断面。



注: 桩长: 22.2 m; ■ 应变计; 单位: m

图 3 桩身结构及应力测试断面布置

本组试桩桩长 22.2 m, 桩端进入强风化花岗岩 1.0 m, 桩径 800 mm, 桩身混凝土等级为 C35, 通长配筋, 成孔方式为

冲击成孔, 编号为 SZ1、SZ2 和 SZ3。

按照建筑桩检测规范,对 3 根试桩做了静载试验,加载分级为 800 kN,每根试桩均加载至其极限状态,3 根试桩荷载-沉降曲线($Q-s$ 曲线)如图 4 所示。由图可知,SZ1、SZ2 和 SZ3 的最大加载量分别为 10 400、8 800、8 800 kN,对应的最大沉降量分别为 44.34、44.41、46.10 mm。3 根试桩 $Q-s$ 曲线均出现明显的陡降段,而 SZ1 在达到极限状态时,桩头混凝土材料发生破坏,无法进行回弹试验,SZ2、SZ3 的回弹率分别为 23.1% 和 24.8%。SZ1 与其他两根试桩 $Q-s$ 曲线相比,相同荷载条件下,沉降量较小,说明其脆性破坏现象明显。

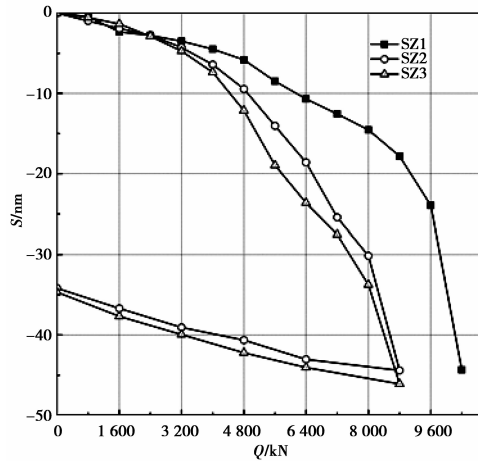


图 4 荷载-沉降($Q-s$)曲线

3.2 桩身内力计算对比分析

桩身内力测试与静载试验同步进行,用以确定试验过程中的桩身内力传递情况,并由此计算桩侧土层侧摩阻力的发挥情况,由此确定桩土体系的荷载传递机理。

本次测试采用第 2 节提及的自动化桩身内力测试系统。在整个试验过程中,每 2 min 观测一次应变计的读数,同时还对应变计测试结果做温度补偿,通过计算机的存储和处理,由式(1)得到每根试桩各断面的应变变化过程(图 5)。

总的说来,随着荷载的台阶状增大,桩身应变也是台阶状增大,卸载阶段也是台阶状减小的。由于距桩顶的距离不同,且各应变计之间的土层性质不尽相同,各断面应变台阶状上升的幅度及各断面与标定断面的应变差是不一样的,它们受桩侧土侧摩阻力和断面深度的控制。下部断面应变呈现如下特点:1)在桩顶荷载较小时,下部断面应变为零;2)当桩顶卸载至零,底部断面的残余变形可以大于桩顶,这里认为是卸载过程中产生的土层负摩擦阻力,使得桩底断面保留一定的应力难以消散。

在加载过程中,假设标定断面(1.0 m)受到的轴力等于桩顶荷载,由实测应变与桩顶荷载的关系,可以得到标定断面的混凝土模量。图 6 给出了不同桩身应变对应的混凝土模量,并采用式(9)拟合得到参数 A 、 B 、 β 的值,由此得到基于损伤理论的混凝土模量 E^* 与其所受应变 ϵ 的连续关系。将此关系式应用到该试桩所有断面,就得到各断面不同应力条件下的混凝土模量 E^* 。

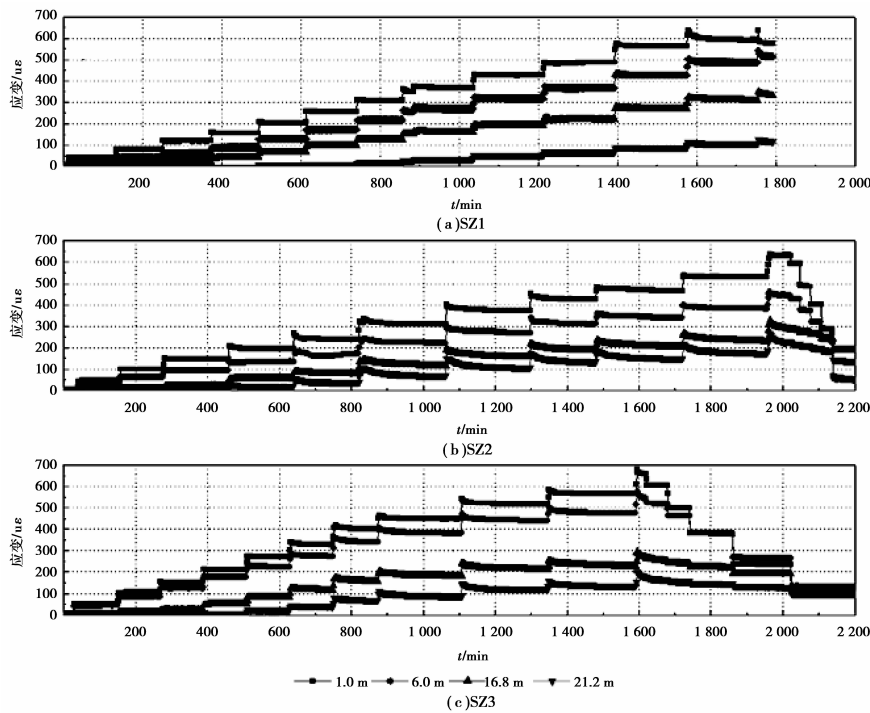


图 5 荷载试验中断面应变变化过程

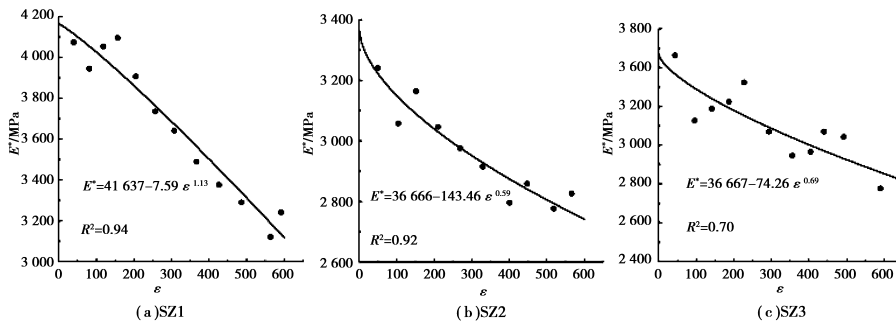


图 6 桩身模量与桩身应变拟合关系

下面采用 3 种不同的方法计算 SZ2 6.0 m 断面桩身轴力,通过对比分析,说明本文所阐述之方法的优越性。

工程中常采用弹性阶段弹性模量(方法 1)计算下部断面轴力,或者认为下部断面弹性模量等于标定断面在各级荷载下的弹性模量(方法 2)。取 SZ2 的 6.0 m 断面,应用上述方法计算桩身轴力,与本文提及的基于损伤力学的混凝土模量方法(方法 3)做对比分析,如表 1 所示。

由表 1 可知:方法 1 采用桩顶小荷载(800 kN)对应的模量,此模量可以近似认为是弹性阶段模量,当桩顶荷载是 8 800 kN 时,6.0m 截面处于非弹性阶段,桩身应变较大,如果依然采用式(3)计算,就会出现该断面轴力大于桩顶荷载的不合理情况。方法 2 与方法 3 计算得到的轴力在桩顶荷载较小时,二者差异较小,当桩顶荷载较大时(如 8 800 kN),二者差异扩大,可以认为大荷载作用下,标定断面损伤程度大于其它断面,那么标定断面混凝土模量由于损伤而减小,如果用这个混凝土模量代替 6.0 m 断面的混凝土模量,就会导致计算轴力偏小,从而导致极限侧摩阻力计算出现偏差。显然,采用本文基于损伤模型得到的模量计算方法来计算桩身轴力更加合理。

表 1 不同方法计算 SZ2 6.0 m 断面桩身轴力对比分析

桩顶荷载/ kN	方法 1		方法 2		方法 3	
	模量/ MPa	轴力/ kN	模量/ MPa	轴力/ kN	模量/ MPa	轴力/ kN
800	32 399	692	32 399	692	32 374	691
1 600	32 399	1 411	30 572	1 334	31 699	1 382
2 400	32 399	2 045	31 647	1 999	31 218	1 972
3 200	32 399	2 913	30 463	2 744	30 650	2 760
4 000	32 399	3 764	29 763	3 466	30 158	3 511
4 800	32 399	4 631	29 149	4 180	29 701	4 256
5 600	32 399	5 509	27 959	4 776	29 273	4 993
6 400	32 399	6 368	28 586	5 641	28 881	5 697
7 200	32 399	7 195	27 768	6 196	28 524	6 359
8 000	32 399	7 938	28 259	6 953	28 217	6 943
8 800	32 399	9 129	26 701	7 569	27 749	7 856

注:方法 1:采用标定断面弹性阶段(800 kN)的模量计算;方法 2:在各级荷载作用下,假定各断面模量等于此时标定断面的模量;方法 3:基于损伤力学模型,由实际受力状态确定混凝土模量 E^* 。

3.3 试验结果分析

3.3.1 荷载传递机理分析

限于篇幅,取 SZ2 的测试资料做分析,采用式(2)与式(10),计算 6.0 m, 16.6 m, 21.2 m 处桩身轴力及各断面以上土层侧摩阻力,如表 2 所示。桩顶荷载沿桩身自上而下逐步传递,此荷载引起桩身压缩变形,桩身受到桩侧土的侧摩阻力,使得桩身荷载传递到桩周土层中得到消散。总体上,荷载增大,桩侧土摩阻力也增大。当桩顶荷载为 8 800 kN 时,桩底承担 31% 的荷载。6.0 m 与 16.6 m 断面以上地层岩性一致,而其埋深不同,物理力学性质也有差异,表现为深部土层的极限侧摩阻力大于浅部土层。在卸载回弹阶段,桩侧土会限制桩身回弹,产生向下的负侧摩阻力。浅部桩身受到总的摩阻力较小,桩身能充分回弹,产生负侧摩阻力;深部桩身受到总的摩阻力较大,表现为荷载移除后,侧摩阻力难以消散。卸载过程中,桩身存在摩阻力为零的中性点,该中性点自上而下移动。表中侧摩阻力均是根据卸载后 1 h(0 kN 为 3 h)的观测值计算得到的,仅能代表此刻桩身受力状况,若要确切了解卸载过程中桩身应力的消散过程,尚待进一步研究。

3.3.2 桩身各段侧摩阻力随桩身刚体位移的变化情况

由式(11)得到桩身刚体位移 s_1 与桩身各段侧摩阻力的关系,如图 7 所示。

由图 7 可知:1) 桩身刚体位移增大,桩侧土逐渐发挥其侧摩阻力,且曲线起始段斜率大,表明刚体位移较小时,侧摩阻力已经较充分地发挥了;2) 1.0~6.0 m 段与 16.6~21.2 m 段土层在大变形条件下,发生塑性破坏,侧摩阻力降低;3) 随着刚体位移的增大,粘土侧摩阻力曲线呈水平状(16.6~21.2 m),而由于砂土的压密作用,侧摩阻力缓慢增大(1.0~6.0 m, 6.0~16.6 m)。

表 2 SZ2 桩身轴力及侧摩阻力变化

桩顶 荷载/ kN	6.0 m		16.6 m		21.2 m	
	Q/kN	q_s /kPa 石英砂	Q/kN	q_s /kPa 石英砂	Q/kN	q_s /kPa 粘土
800	691	8.64	79	22.57	2	6.91
1 600	1 382	17.38	170	44.64	24	13.14
2 400	1 972	34.02	368	59.12	57	28.12
3 200	2 760	35.00	830	71.11	77	68.07
4 000	3 511	38.93	1 355	79.41	384	87.86
4 800	4 256	43.27	1 891	87.13	676	109.93
5 600	4 993	48.30	2 477	92.70	1 163	118.83
6 400	5 697	55.95	2 860	104.52	1 488	124.06
7 200	6 359	66.93	3 322	111.88	1 948	124.31
8 000	6 943	84.11	3 561	124.62	2 206	122.47
8 800	7 856	75.10	4 043	140.47	2 738	118.06
6 400	7 506	-87.97	3 912	132.40	2 631	115.79
4 800	6 773	-157.05	3 725	112.32	2 510	109.87
3 200	5 707	-199.49	3 451	83.13	2 347	99.78
1 600	4 070	-196.58	2 984	40.01	2 108	79.23
0	1767	-140.61	2059	-10.76	1 573	43.90

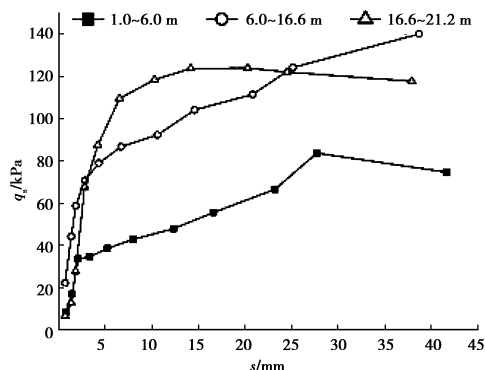


图 7 q_s 与 s_1 的关系曲线

4 结 语

1) 设计了桩身内力自动化测试系统,结合原型试验,说明在静载试验中连续观测桩身内力变化,将更有效地确定单桩的荷载传递机理。

2) 认为混凝土损伤模型能有效解释灌注桩静载试验过程中混凝土材料的受力性状,结合混凝土损伤模型,提出混凝土模量的确定方法,将其应用于桩身内力的计算,计算结果更加科学。

3) 目前常用的桩身内力测试,本质上基本都是直接测量应变,这就难以避免采用材料模量换算应力。桩身材料模量的确定直接影响测试结果的分析,此问题依然值得深入研究。

参考文献:

- [1] 龚维明,于清泉,戴国亮. 越南大翁桥桩基承载性能试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(02): 558-563.
GONG Weiming, YU Qingquan, DAI Guoliang. Experimental research on bearing behavior of piles with self-balanced method in Daweng bridge in vietnam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(2): 558-563.
- [2] 蒋明镜,肖前,陈双林,等. 砂土中单桩竖向抗压承载机制的离散元分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(S2): 366-372.
JIANG Mingjing, XIAO Yu, CHEN Shuanglin, et al. Discrete element analysis of bearing mechanism of single pile in sand under vertical load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 31 (sup2): 366-372.
- [3] 赵春风,鲁嘉,孙其超,等. 大直径深长钻孔灌注桩分层荷载传递特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(5): 2020-2026.
ZHAO Chunfeng, LU Jia, SUN Qichao, et al. Experimental study of load transmission property of large-diameter bored cast-in-situ deep and long pile in different soil layers[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(5): 2020-2026.
- [4] Luciano T, Annamaria C, Giancarlo G. A numerical interpretation of load tests on bored piles[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(3): 425-430.

- [4] SONG YU-PU, ZHAO GUO-FAN. Failure criterion of the mass concrete under combined compression-tension stress states [C]// In: Proceedings of 6th International Offshore and Polar Engineering Conference, Los Angeles, USA, 1996; 229-303.
- [5] 梁正平, 陆海荣, 黄书秦, 等. 三峡工程原级配混凝土单向拉压性能试验[J]. 河海大学学报, 1992, 20(5): 105-111.
LIANG Zhengping, LU Hairong, HUANG Shuqin, et al. Tests of unidirectional compressive and tensile behavior of Full-graded aggregate concrete for Three Gorges Project[J]. Journal of Hohai University: Natural Science, 1992, 20(5): 105-111.
- [6] ZHOU JI-KAI, WU SHENG-XING, ZHAN CHEN-HUI, et al. Experimental study on full-graded concrete aseismatic strength under different initial static loading [C]// Proceedings of the 3th International Conference on Earthquake Engineering, Nanjing, China, 2004, 10: 339-344.
- [7] WU SHENG-XING, ZHOU JI-KAI, SHEN DE-JIAN. Flexural-tensile testing of fully-graded concrete in static and dynamic states for high arch dam [C]// Proceedings of the 4th International Conference on Dam Engineering, Nanjing, China, 2004, 10: 961-968.
- [8] 邓宗才, 李庆斌, 胡华, 等. 人工骨料全级配大坝混凝土的拉压力学性能[J]. 水利学报, 2005, 36(2): 214-218.
DENG Zongcai, LI Qingbin, FU Hua, et al. Tensile and compressive behaviors of full grade concrete made of crushed coarse aggregate [J]. Shuili Xuebao, 2005, 36(2): 214-218.
- [9] 张伯骥, 杨忠义, 肖延亮, 等. 锦屏一级水电站大坝全级配混凝土性能试验研究[R]. 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院, 2010(2): 7-14.
- [10] PHILIPS D, ZHENG B. Direct tension tests on notched and unnotched plain concrete specimens [J]. Magazine of concrete research, 1993, 145(162): 25-32.

(编辑 陈移峰)

(上接第178页)

- [5] Said I, Gennaro V D, Franka R. Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests [J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(1/2): 6-19.
- [6] 董天文, 郑颖人, 黄连壮. 群桩基础非线性有限元强度折减法极限分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2011, 33(1): 65-70.
DONG Tianwen, ZHENG Yingren, HUANG Lianzhuang. Strength reduction method of no-linear FEM limit analysis for pile group foundation [J]. Journal of civil, architectural & environmental engineering, 2011, 33(1): 65-70.
- [7] Gavin K G, O'Kelly B C. Effect of friction fatigue on pile capacity in dense sand [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(1): 63-71.
- [8] Unwin H, Jessep R A. Long-term pile testing in London Clay: a case study [J]. Geotechnical Engineering, 2004, 157(2): 57-63.
- [9] 冷伍明, 律文田, 谢维鑫, 等. 桩基现场静动载试验技术研究 [J]. 岩土工程学报, 2004, 26(5): 619-622.
LENG Wuming, LU Wentian, XIE Weriliu, et al. Study on static and dynamic load test of pile in site [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(5): 619-622.
- [10] 谢和平. 岩石混凝土损伤力学 [M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1990: 6-19.
- [11] 余寿文, 冯西桥. 损伤力学 [M]. 北京: 清华大学出版社, 1997: 308-314.
- [12] Loland K E. Continuous damage model for load-response estimation of concrete [J]. Cement and concrete research, 1980, 10(3): 395-402.

(编辑 郑洁)