

砂土地基振冲处理效果的有限元评价

王 媛¹, 余湘娟¹, 陈晓静², 李星召³

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098 2. 南京市水利规划设计院, 江苏 南京 210008;
3. 珠江水利委员会设计院, 广东 广州 510061)

摘要 采用动力有限元法进行振冲加固处理效果评价的难点在于计算参数不易确定, 本文结合国内一大型水利枢纽工程之土坝松砂地基的振冲处理问题, 在现场动力触探试验和现场剪切波检测试验的基础上, 建议了评价振冲处理后抗震效果的动力有限元分析及确定其计算参数的方法. 通过实际工程中的应用表明: 本文建议的由现场试验结果估算加固后砂土动力计算参数及采用有限元评价振冲加固松砂地基抗震效果的方法合理, 参数有依据, 可供其它工程参考使用.

关键词 砂土地基 动力有限元 振冲处理

中图分类号: TU472.3+1 文献标识码: A 文章编号: 1000-1980(2001)03-0033-04

振冲法是振动水冲法的简称, 常用来处理易液化饱和松砂地基, 以提高其抗震能力. 该法的基本原理是利用振冲器的振动和水冲使砂土液化、丧失抗剪强度, 然后在自重作用下压密. 振冲法于 30 年代在德国首次应用, 50 年代初应用于美国, 于 50 年代后期流传至日本, 并得到了成功的应用. 我国于 1978 年首次将该法应用于官厅水库土坝下游坝基细砂的加固^[1], 取得了良好的效果. 目前该项加固技术已广泛应用于工程的各个领域, 其处理后抗震效果如何是人们十分关心的问题, 因此, 如何对振冲法加固处理效果进行合理的评价是一个迫切需要解决而又十分重要的课题. 动力有限元法是动力计算分析的一种常用方法, 但采用动力有限元法进行振冲加固处理效果评价的困难在于振冲后砂土地基的计算参数不易确定, 本文结合国内一大型水利枢纽土坝坝基吹填砂的振冲处理工程, 在现场测试的基础上, 建议了评价振冲处理后抗震效果的动力有限元分析及确定其计算参数的方法.

1 振冲加固工程简介

飞来峡水利枢纽工程位于珠江流域北江干流中游的清远市境内, 是以防洪为主, 兼有航运、发电等多目标开发的综合性利用工程. 该工程属一等工程, 挡水建筑物为一级建筑物. 河床右侧采用土坝挡水, 土坝坝基为冲填砂层, 在工程二期围堰截流之后, 于截流戗堤与上游石碴堤之间, 地面以上、14 m 高程以下充填中粗砂. 为了防止基础的地震液化、保证坝基的稳定性, 减少大坝的沉陷, 对冲填砂及以下覆盖层进行振冲处理, 振冲深度为 20 m. 该工程采用 150 kW 振冲器和 75 kW 振冲器进行振冲施工, 桩的布置采用正三角形, 桩间距为 3 m(顺水流方向), 排距 2.6 m, 桩长 15 m, 于下游边缘线处布置加固护桩.

2 振冲处理的现场检测

为防止砂土地基地震液化, 要求振冲后的回填砂及其下覆盖层相对密度 $D_r \geq 75\%$. 动力触探方法是检测振冲前后砂基密实度的常用方法. 通过现场原位动力触探试验, 可测得动力触探击数 $N_{63.5}$. 根据抗震规范^[2]再判别砂土是否可能液化和推算砂土的相对密度是否达到设计要求. 现场动力触探试验由广东省科达水利电力岩土工程公司承担, 测得振冲前和振冲后的动力触探击数随深度的变化曲线如图 1 所示. 可以看出振冲效果很明显, 击数平均提高到 1.7 倍.

为更有效地检测振冲效果, 还采用地震剪切波测试的方法. 将实测得到的剪切波速 v_s 与根据勘察规

范^[3]计算得到的临界剪切波速 v_{scr} 相比较,来判别液化可能性.当 v_s 大于 v_{scr} 时则不液化,当 v_s 小于 v_{scr} 时则液化.现场剪切波检测试验仍由广东省科达水利电力岩土工程公司承担,通过实测剪切波速与临界剪切波速的比较判别,砂基土层不会发生液化.

事实上,地震剪切波速与动力触探击数之间有相关性,国内外的研究表明^[4],可采用下式表征其相互关系

$$v_s = \alpha (N_{63.5})^b \tag{1}$$

式中 α, b 为常数.

通过对飞来峡枢纽工程 9 个测试孔 39 个测点数据进行统计,拟合得

$$v_s = 39.17 (10 N_{63.5})^{0.359} \tag{2}$$

按式(2)估算,该处砂土振冲后剪切波速平均提高了 20%.

3 砂土地基振冲处理后抗震效果的动力有限元评价

3.1 基本概况

飞来峡土坝地基土层分布自上而下分别为中粗砂 F2 和砂卵石,坝体部分在高程 14 m 以上为坝料土 F3,在高程 14 m 以下、上游石碴堤堆石和下游截流戗堤堆石之间为冲填中粗砂,此外还设置了混凝土防渗墙和高塑性土.材料分布如图 2 所示.考虑地震烈度为 7.54 级,水平地震加速度最大峰值为 0.134 g,输入水平地震加速度时程线如图 3 所示,分别进行振冲前和振冲后动力有限元计算,共剖分单元总数 375 个,结点总数 410 个,其中混凝土防渗墙单元 9 个,并在混凝土与土体之间设置了接触面单元.

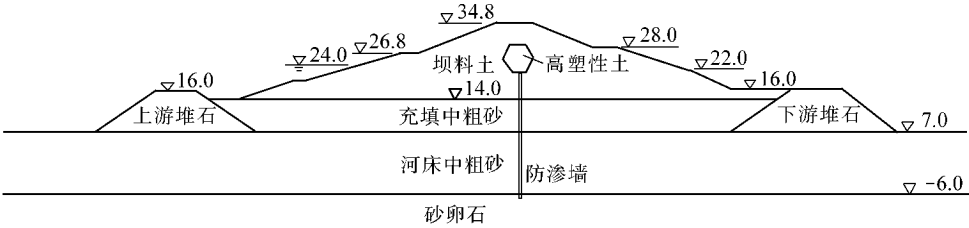


图 2 断面及土层分布

Fig.2 Profile of dam and distribution of soil layers

3.2 动力有限元分析方法

在动力有限元分析中,地震前静力计算采用邓肯-张 $E-\mu$ 模型^[5],即切线变形模量

$$E_t = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \left[1 - \frac{R(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \tag{3}$$

式中: P_a ——大气压力; σ_1, σ_3 ——大小主应力; c, φ ——土的凝聚力和内摩擦角; K, n ——土的变形模量系数和变形模量指数; R_f ——破坏比.地震时动力计算采用 Hardin-Drnevich 等效线性模型^[6],即动剪切模量比和阻尼比分别为

$$G/G_{\max} = f(\gamma/\gamma_r) \quad D = D_{\max}(1 - G/G_{\max}) \tag{4}$$

式中: $G_{\max}$ ——最大动剪切模量, $G_{\max} = K_2 P_a (\sigma_0/P_a)^{n_2}$; $D_{\max}$ ——最大阻尼比; γ ——剪应变; γ_r ——参考剪应变; $G/G_{\max}$ 和 $G_{\max}$ 由动力试验测定; K_2, n_2 ——试验常数.

在静力分析中采用中点增量法求解,动力有限元方程组的求解则采用 Wilson- θ 逐步积分法^[7].

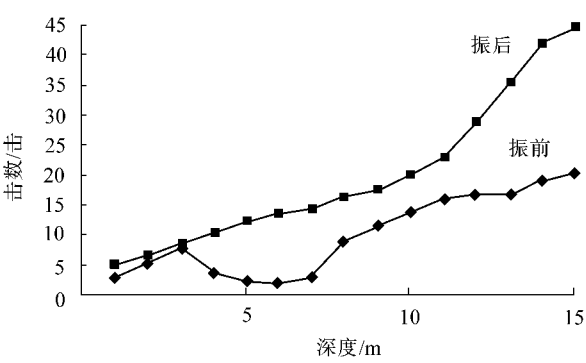


图 1 动力触探击数随深度的变化曲线

Fig.1 Variation of dynamic penetration test blow count with soil depth

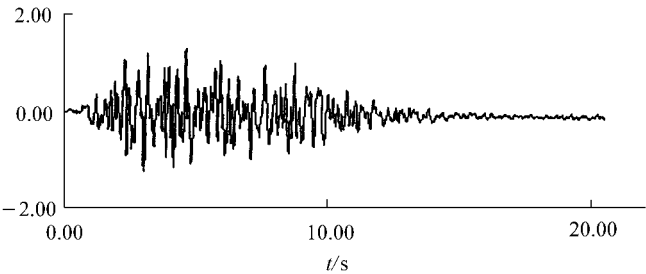


图 3 输入水平地震加速度时程线

Fig.3 Time-travel curve of input horizontal seismic acceleration

3.3 振冲前的计算参数

振冲前邓肯-张 $E-\mu$ 模型计算参数由三轴排水剪试验测得,列于表 1. 动力计算参数由动三轴和共振柱试验测得, $G/G_{\max}$ 随 γ/γ_r 的变化曲线见图 4,参数 K_2 , n_2 和最大阻尼比 $D_{\max}$ 见表 2. 混凝土视为弹性材料,取容重为 24 kN/m^3 ,弹模为 $2\times 10^7\text{ kPa}$,泊松比为 0.167.

表 1 振冲前邓肯-张 $E-\mu$ 模型计算参数
Table 1 Parameters of Duncan – Chang model for
unvibroflotation case

材 料	c	φ	R_f	K	n	G	F	D
中粗砂 F2	12.4	39.2	0.91	813	0.60	0.47	0.23	2.8
坝料土 F3	0.0	34.2	0.78	132	0.47	0.17	0.10	4.8
堆 石	0.0	40.0	0.80	1000	0.50	0.20	0.00	0.00

表 2 振冲前动力计算参数
Table 2 Parameters of dynamical
Hardinn-Drnevich model
for unvibroflotation case

材 料	K_2	n_2	$D_{\max}$
中粗砂 F2	980	0.43	0.16
坝料土 F3	860	0.45	0.17
堆 石	1320	0.59	0.30

3.4 振冲后计算参数的确定

本工程振冲深度为 20 m,分别对高程 14 m 至 7 m 之间的充填中粗砂、高程 7 m 至 -6 m 之间的覆盖层河床中粗砂进行了振冲处理.采用动力有限元分析进行振冲处理效果评价的关键在于振冲后砂土层计算参数的确定.

由于土体的剪切模量与密度的一次方、剪切波速的平方成正比,所以振冲前后的模量系数之比可以写成

$$\frac{K_{\text{振冲后}}}{K_{\text{振冲前}}} = \frac{(\rho v_s^2)_{\text{振冲后}}}{(\rho v_s^2)_{\text{振冲前}}} \approx \left(\frac{v_{s\text{振冲后}}}{v_{s\text{振冲前}}}\right)^2 \quad (5)$$

根据动力触探试验结果可知,对砂层进行振冲处理后,动力触探击数 $N_{63.5}$ 能明显提高,由图 1 所示振冲前后动力触探击数随深度的变化曲线,可以看出振冲处理可使 $N_{63.5}$ 至少提高到原来的 1.51 倍. 又根据剪切波速和动力触探击数的相关关系(式(1)),可以看出,振冲处理可使 v_s 至少提高到原来的 1.16 倍. 因此,由式(5)估算振冲前后模量系数比,振冲处理后砂层的变形模量 E_s 、剪切模量 G 至少提高到原来的 1.35 倍.

3.5 振冲处理对位移和应力的影响

分别采用振冲前和振冲后的参数进行有限元分析,计算结果表明:在竣工时振冲处理前、后的水平向位移最大值都发生在 2/3 坝高处靠坝轴偏上游侧,竖向位移最大值都发生在 2/3 坝高处靠坝轴偏下游侧,大小主应力最大值都发生在坝底靠坝轴偏下游侧.但数值略有不同,经振冲处理后,水平位移最大值由原来的 11.6 cm 减少至 10.6 cm,竖向位移最大值由原来的 51 cm 减少至 46 cm,混凝土墙体内最大压应力由 9MPa 减少到 8.8 MPa.

3.6 振冲处理对砂层可能液化范围的影响

根据动力有限元计算结果,还可以进行可能液化范围的判别.由动力有限元分析得到的动剪应力反应时程线,可统计出各种不同振幅的振动次数,并确定出整个时程线上的最大动剪应力 $\tau_{d\max}$,再按照 Seed 提出的方法,根据不同周数 N 在不同初始剪应力比 α 时,抗液化剪应力 τ_l 与初始有效应力 σ_0' 的关系,确定出抗液化剪应力 τ_l ,将 τ_l 与 $0.65\tau_{d\max}$ 比较,若 $\tau_l \leq 0.65\tau_{d\max}$,则认为该单元已处于液化状态.

根据动力试验,砂土抗液化剪应力与初始有效应力的比值(τ_l/σ_0')大致和相对密度 D_r 成正比^[7],所以振冲后的抗液化剪应力比与振冲前的相比可以按相对密度之比估算,即

$$\frac{(\tau_l/\sigma_0')_{\text{振冲后}}}{(\tau_l/\sigma_0')_{\text{振冲前}}} \approx \frac{D_{r\text{振冲后}}}{D_{r\text{振冲前}}} \quad (6)$$

根据现场动力触探试验结果,中粗砂层经振冲处理后,相对密度在 75% 以上,而振冲前的相对密度为 64%,所以由式(6)可以算得抗液化剪应力比至少提高到原来的 1.17 倍.

按上述方法计算后进行判别,振冲前有 5 个单元发生液化,但进行振冲处理后已无液化单元,各单元的液化安全度明显提高,皆超过 2.0.

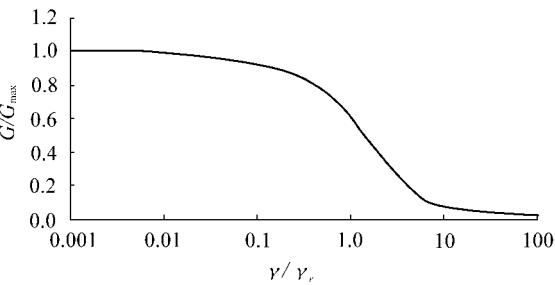


图 4 $G/G_{\max}$ 随 γ/γ_r 的变化曲线
Fig.4 $G/G_{\max}$ versus γ/γ_r

3.7 振冲处理对动力稳定性的影响

根据动力有限元计算结果,还可以进行动力稳定性的评价.如果不考虑地震后地基液化范围进一步扩展,在某一假定的滑动面下,地震结束时的动力抗滑稳定安全系数

$$F_s = \frac{\sum \tau_{dfi} \Delta l_i}{\sum (\tau_{si} + \tau_{di}) \Delta l_i} \quad (7)$$

式中: $\sum(\cdot)$ ——对滑弧所经过的单元求和; Δl_i ——滑动面所切过的第 i 个单元的长度; τ_{dfi} ——第 i 个相交单元的动抗剪强度; τ_{si} , τ_{di} ——第 i 个相交单元沿滑动面切向的静剪应力和动剪应力, τ_{di} 按 $0.65 \tau_{dmax}$ 计算.

按上述方法算得,振冲处理后动力稳定性有所提高,上游坡安全系数由振冲前的 1.75 提高到 1.83,下游坡安全系数由振冲前的 1.83 提高到 1.87.

值得指出的是,由于上述土坝动力稳定性评价中未考虑在地震停止后地基液化范围的进一步扩展而导致的稳定性下降,根据笔者对该土坝坝基曾进行的研究表明^[8],如果考虑地震结束后发生液化的砂土因应变软化引起强度下降,那么液化区将进一步扩展,此时的安全系数与地震结束时相比将降低 22%,因此,振冲前的实际安全系数比按式(7)所得计算值要小得多,也就是说,振冲处理对土坝稳定性提高的实际效果比本文计算的结果还要大很多.

4 结 语

基于现场动力触探试验和剪切波测试结果,确定了振冲后砂土地基的动力计算参数,并结合一大型水利枢纽土坝工程,进行了振冲处理效果的动力有限元评价,得出如下结论:(a)根据现场试验结果估算加固后砂土动力计算参数,采用有限元法评价振冲加固松砂地基的抗震效果,通过实际工程应用表明其方法合理,参数有依据,可供其它工程参考使用.(b)砂土地基经振冲处理后,整个坝体和坝基的位移有所减小,但最大应力和最大位移发生的位置基本未变.(c)该水利枢纽工程坝体及坝基经振冲处理后不会发生液化,土坝的动力稳定性有明显提高.

参考文献:

- [1] 水利电力部第二工程局. 在官厅水库抗震加固中用振冲加密砂基的初步经验和效果[J]. 水利水电技术, 1978(2): 1~5.
- [2] GB50191-93 构筑物抗震设计规范[S].
- [3] GB50021-94 岩土工程勘察规范[S].
- [4] 吴世明,唐有职,陈龙珠. 岩土工程波动勘测技术[M]. 北京: 水利电力出版社, 1992. 133~196.
- [5] Duncan J M, Chang C Y. Non-linear analysis of stresses and strain in soils[J]. Proc ASCE, JSMFD, 1970, 96(SM5).
- [6] Hardin B O, Drnevich V P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 1972, 98(7).
- [7] Das B M. Fundamentals of soil mechanics[M]. New York: Elsevier, 1983. 371~375.
- [8] 王媛,姜朴,朱俊高. 松粉砂地基地震后坝坝稳定性分析[J]. 水利学报, 2000(11): 60~64.

FEM Method for Evaluating the Effect of Vibroflotation on Sand Foundation

WANG Yuan¹, YU Xiang-juan¹, CHEN Xiao-jing², LI Xing-zhao³

(1. College of Civil Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China 2. Nanjing Water Conservancy Design and Planning Institute, Nanjing 210008, China 3. Committee of Zhujiang Water Resources, Guangzhou 510061, China)

Abstract: Based on the results of field tests, an FEM method for evaluating the effect of vibroflotation on sand foundation and a method to estimate its parameters for sand stratum after vibroflotation treatment are suggested, which have been successfully applied to a practical hydraulic engineering project in Guangdong province.

Key words: sand foundation; dynamic FEM; vibroflotation