



基于排水法砂土地基抗液化评估方法对比

梁小丛^{1,2,3}, 朱明星^{1,2}, 李一航^{1,2}

- (1. 中交四航工程研究院有限公司, 广东 广州 510230;
2. 中交交通基础工程环保与安全重点实验室, 广东 广州 510230;
3. 南方海洋科学与工程广东省实验室(珠海), 广东 珠海 519000)

摘要: 传统的抗液化措施以密实法为主, 对于细粒含量高的砂性土, 由于密实效果有限, 需要采用基于排水法的抗液化措施, 而目前国内标准中尚无以排水法为主的抗液化设计方法。针对国内外常用的排水法抗液化设计方法, 通过选取的工程案例进行计算, 对不同方法的差异性进行分析。结果表明, 等应变模型方法与自由应变模型方法相比, 计算公式简单, 方便工程推广应用; 不考虑井阻的方法计算得到的孔压比仅为考虑井阻时的 10%~24%; 等应变模型王四根法计算的超孔压比随深度增加而增加, 与实际液化调查规律相符, 但计算的最大值和平均值均比 Onoue 法和吴世明法偏大。

关键词: 排水法; 抗液化措施; 井阻效应; 计算方法对比

中图分类号: U 655.54

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)02-0137-07

Comparison of different assessment methods against liquefaction for sand foundation based on drainage method

LIANG Xiao-cong^{1,2,3}, ZHU Ming-xing^{1,2}, LI Yi-hang^{1,2}

(1. CCCC Fourth Harbor Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510230, China;

2. Key Laboratory of Environment Protection & Safety of Transportation Foundation Engineering of CCCC, Guangzhou 510230, China;

3. Southern Marine Science and Engineering Guangdong Laboratory (Zhuhai), Zhuhai 519000, China)

Abstract: The main traditional remedial measure against liquefaction is the compaction method, but it has a limited compaction effect for silty sand soil layer with high fines content. The measure based on drainage method is needed, however, there is no relevant assessment method providing in nation standard for reference. Based on the different assessment methods for drainage criterion against liquefaction from domestic and international researchers, we carry out the calculation for selected engineering and analyze the differences of methods. The results show that the equal strain method is simpler when comparing with the free strain model method, thus it is more convenient for engineering application. The computational excess pore pressure ratio based on the method without considering well resistance is only 10% to 24% than the method with considering well resistance. The computational excess pore pressure ratio from Wang Sigen's method of equal strain model increases with depth, which is consistent with the site liquefaction survey. Further, the average and maximum value from Wang Sigen's method is higher than Onoue's and Wu Shiming's methods.

Keywords: drainage method; remedial measure against liquefaction; well resistance effect; calculation method comparison

收稿日期: 2020-05-05

作者简介: 梁小丛(1988—), 硕士, 工程师, 从事疏浚吹填土、地基抗液化、软土地基处理以及边坡、桩基工程的咨询、设计及研究。

一般的抗液化措施主要有 3 大类：1) 提高砂土密实度的密实法，如强夯、振冲密实等；2) 减少地震作用力的固化法，如深层水泥土搅拌桩、旋喷桩等；3) 控制孔压消散的排水法，如碎石桩、砂桩、排水管等^[1]。不同的抗液化技术适用的地质条件和发挥的抗液化效果不同。一般而言，对于较干净的砂土地基，采用密实法提供密实度进行抗液化最为经济，但对于细粒含量高的砂土，密实法提高效果有限，往往需要采用固结法或排水法。

国内常用的抗液化处理技术主要以密实法为主，尽管采用复合地基碎石桩，标准中也仅考虑桩间土密实效应，如《建筑抗震设计规范》^[2]和《水运工程抗震设计规范》^[3]，均只考虑桩间土密实抗液化作用，而不考虑碎石桩体的排水抗液化作用，但在海外以日本、欧美标准为主的工程，常采用基于排水法的抗液化设计。因此有必要对比国内外常用的基于排水效应的抗液化计算方法，为国际工程的抗液化设计提供借鉴。

1 排水法抗液化机理

欧美现行的砂土液化判别法主要以美国国家地震局 NCEER 推荐的 Youd & Idriss 法^[4]为主，即以 Seed 等^[5]提出的简化判别法为基础，通过土体的循环阻应力 CRR 与地震作用等效循环应力比 CSR 的比值，得到抗液化安全系数 $F_s = \text{CRR}/\text{CSR}$ ，也称为安全系数法；而基于排水抗液化判别，则主要采用地震作用产生的孔压比 $r_g = \mu_g/\sigma'_{vo}$ ，即地震作用产生的超孔压 μ_g 与地层深度对应的竖向有效应力的 σ'_{vo} 比值进行衡量。常规的抗液化处理，通过提高密实度增大砂土循环阻力应力，抵抗地震作用力产生的超孔压；而排水法，则通过提供渗透系数远大于砂土地基（一般 1 000 倍）^[6] 排水边界，如碎石桩、排水管等，在地震作用力作用下，孔压快速上升同时迅速从排水通道消散，从而抑制超孔压的上升。对基于安全系数的简化判别法，其主要通过震害区调查，以地表沉降以及对地表建筑破坏作为液化特征，建立安全系数与液化概

率之间的对应关系。参考 Iwasaki 等^[7] 统计的对应关系可知， $F_s = 1$ 对应的液化概率为 50%， $F_s < 0.6$ 对应的液化概率为 100%。

而当采用临界孔压比进行液化判别时，当孔压比为 1 时，地震产生超孔压等于上覆地层竖向有效应力，砂土液化。Iwasaki 等基于特定砂土的振动台模型试验建立 $r_g - F_s$ 之间关系，见表 1。对于安全系数 $F_s = 1$ 对应的砂土地基孔压比 r_g 为 0.5~0.6。

表 1 $r_g - F_s$ 关系

F_s 范围	r_g 范围
$F_s \leq 0.6$	$r_g = 1.0$
$0.6 < F_s \leq 0.8$	$0.9 < r_g \leq 1.0$
$0.8 < F_s \leq 1.0$	$0.5 < r_g \leq 0.9$
$1.0 < F_s$	$r_g < 0.5$

另 Seed 等在文献[6]中指出，当孔压比 $r_g > 0.6$ 时，砂土的压缩性和刚度会出现显著的变化；Onoue^[8] 的研究成果也表明，当孔压比 r_g 取值大于 0.6 时，其任意深度的孔压在径向上的差异较大，在评估计算时须考虑径向的差异。因此，为了计算评估时简化计算，避免区分径向上孔压差异，且为了控制砂土液化的变形，当采用排水法进行抗液化设计时，最大孔压比 r_g 应按照不大于 0.6 进行控制。

2 排水效应抗液化计算方法

对于以排水法抗液化计算理论推导的发展，Seed 等在文献[6]中首先通过将砂井排水固结理论引入地震动力源，用于解决排水效应的液化评估。与砂井排水固结理论相同，排水效应抗液化计算主要分为两大类，自由应变模型和等应变模型，不同的学者结合不同边界推导相应的计算图表或解析解。

2.1 基于自由应变模型计算

自由应变模型，也称三维轴对称模型。Seed 等最早基于自由应变模型开展相应的研究，其假定饱和砂土中的孔隙水流动符合达西定律，土颗粒和孔隙水不可压缩，土体只发生竖向变形，碎石桩体渗透系数无限大，得到基本方程为：

$$C_h \left(\frac{\partial^2 \mu}{\partial^2 r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \mu}{\partial r} \right) + C_v \left(\frac{\partial^2 \mu}{\partial^2 r} \right) = \frac{\partial \mu}{\partial t} - \frac{\partial \mu_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \quad (1)$$

式中: μ 为超孔隙水压力; r 为轴对称坐标系径向坐标; C_h 、 C_v 为水平、竖向固结系数, $C_h = k_h / (\rho_w g m_{v3})$, $C_v = k_v / (\rho_w g m_{v3})$, 其中 m_{v3} 为三维体积压缩系数, ρ_w 为水的密度, k_h 、 k_v 为土层水平和竖向渗透系数; μ_g 为地震作用下产生的超孔压; N 为地震循环剪切次数; t 为时间。

对于 $\frac{\partial \mu_g}{\partial N}$ 计算, Seed 等根据室内三轴不排水剪切试验获取得到孔压增长方程:

$$r_g = \frac{\mu_g}{\sigma'_{vo}} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_1} \right)^{1/2a} \tag{2}$$

式中: N_1 为土体液化所需振次; σ'_{vo} 为上覆地层有效应力; a 为经验系数, 在砂土地基中 a 建议取 0.7 具有较好的拟合效果, 代入式 (2) 计算得到:

$$\frac{\partial \mu_g}{\partial N} = \frac{\partial}{\partial N} \left[\frac{2 \sigma'_{vo}}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{2a}} \right] = \frac{\sigma'_{vo}}{a \pi N_1} \cdot \frac{\tan (0.5 \pi r_u)}{\sin^{2a} (0.5 \pi r_u)} \tag{3}$$

式中: r_u 为孔压比。

对于 $\partial N / \partial t$ 的计算, Seed 等提出在工程实践中, 由于地震作用产生的不规则循环剪切应力一般会转换成地震均质剪应力 τ_h / σ'_{vo} 作用下持续时间 t_d 内的等效循环剪切次数 N_{eq} , 因此可采用等效式子如下:

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d} \tag{4}$$

Seed 等通过式 (1) ~ (4), 设定碎石桩排水通道边界, 即碎石桩体排水通道渗透系数假设无限大, 碎石桩体内仅有静水压力, 无超孔隙水压力, 采用有限元数值计算方法求解式 (1), 得到不同工况下的孔压增长和消散规律, 同时分析各参数对超孔压增长与消散的影响, 并给出了相应的设计图, 如图 1 所示, 图中 D_w / D_e 为置换率 (D_w 为排水体直径, D_e 为排水体等效桩径), N_{eq} / N_1 为地震强度, T_{ad} 为土性无量纲参数, 表达式为:

$$T_{ad} = \frac{k_h}{\rho_w g} \cdot \frac{t_d}{m_{v3} (D_e / 2)^2} \tag{5}$$

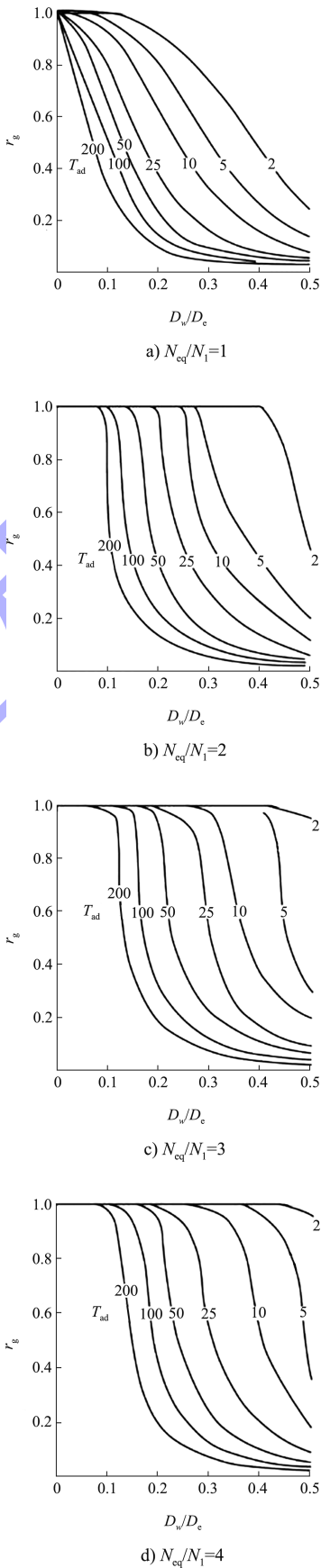


图 1 碎石桩设计图

上述 Seed 等提出的计算方法没有考虑碎石桩井阻的影响, 并且认为当碎石桩渗透系数大于周边土体 200 倍时, 碎石桩竖向排水阻力对孔压消散影响很小, 可忽略不计。而 Onoue 等^[9]针对井阻对抗液化的影响进行了现场试验研究, 将现场测试最大孔压比的平均值 \bar{r}_g 和采用 Seed 等的图表预测的数值进行对比, 发现预测值仅为实测值的 1/10, 并得出井阻对碎石桩抗水作用不可忽略; Onoue 在文献[8]中采用有限差分法对三维轴对称方程进行数值分析, 给出考虑井阻的设计图表。

另外国内的研究者, 徐志英^[10-11]和张艳美等^[12]均采用数学方法, 推导出简化的解析解, 但都没有考虑碎石桩井阻效应的边界条件; 冯艳辉等^[13]则考虑了碎石桩渗透能力和井阻效应影响条件下, 对碎石桩复合地基的三维轴对称模型进行推导, 得出相应的解析解。

2.2 基于等应变模型计算

等应变模型, 也称单向压缩模型。Onoue 等在文献[9]中首先提出基于等应变模型的解析解, 其引用了 Tanaka 等^[14]的基本方程, 即累计孔压随时间变换率等于孔压增长 $\partial\mu_g/\partial t$ 和消散 $\partial\mu_d/\partial t$ 两部分之和, 表示为:

$$\frac{\partial \mu}{\partial t} = \frac{\partial \mu_d}{\partial t} + \frac{\partial \mu_g}{\partial t} \tag{6}$$

对于孔压消散部分计算, 一般规律认为其与累计孔压 μ 成线性反比关系, 即 $\partial\mu_d/\partial t = -\alpha\mu$; 而孔压增长部分计算公式, 可由不排水动三轴剪切试验进行获取。Tanaka 等建议, 对于孔压比 r_g 与 N_{eq}/N_1 的相关关系, 当取 $r_g = N_{eq}/N_1$ 时与式(2)的计算结果差异不大。

假设 $\partial N_{eq}/\partial t = N_{eq}/t_d$ 并忽略土体中竖向渗流对孔压影响, 可得到径向平均累计孔压 $\bar{u}(t)$ 计算式:

$$\frac{\partial \bar{u}(t)}{\partial t} = -\alpha \bar{u}(t) + \frac{N_{eq}}{t_d} \cdot \frac{\sigma'_{vo}}{N_1} \tag{7}$$

为了求解式(7), 需要代入孔压增长的规律方程。Onoue 等在 Tanaka 等的经验公式基础上, 提出径向平均孔压比 \bar{r}_g 计算式:

$$\bar{r}_g = \frac{\bar{u}(t)}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{\alpha t_d} \cdot \frac{N_{eq}}{N_1} (1 - e^{-\alpha(z) t}) \tag{8}$$

$$\alpha(z) = \frac{8C_h}{u_i D_e^2} \tag{9}$$

$$u_r = F(n) + \frac{\pi^2 L_w}{8} \left(1 - \frac{1}{n^2}\right) \left(\frac{z}{H}\right) \left(2 - \frac{z}{H}\right) \tag{10}$$

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_h}{k_w} \cdot \left(\frac{H}{D_w}\right)^2 \tag{11}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{34} \tag{12}$$

式中: D_w 为桩径; D_e 为有效桩径, 三角形排列时取 $1.05 D_w$, 正方形排列时取 $1.13 D_w$; C_h 为一维水平固结系数, 其值为 $k_h/(\rho_w g m_{v1})$, m_{v1} 为一维单向体积压缩系数; L_w 为井阻因子; H 为排水通道长度; k_w 为桩体水平渗透系数; k_h 为土体水平渗透系数; n 为井径比。令 $t = t_d$, 则可得到不同深度孔压比:

$$\bar{r}_g = \frac{\bar{u}(z, t_d)}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{\alpha(z) t_d} \cdot \frac{N_{eq}}{N_1} (1 - e^{-\alpha(z) t_d}) \tag{13}$$

国内学者吴世明^[15]基于谢康等^[16]修正的 Hansbo (1981) 一维等应变砂井固结理论进行了推导, 并设定起始孔压随深度均匀分布, 得到碎石桩复合地基径向平均孔压比 \bar{r}_g 的计算公式:

$$\bar{r}_g = \frac{N_{eq}}{N_1} \left[\left(\sum_{m=1,3,\dots}^{+\infty} \frac{4}{m\pi} \sin \frac{m\pi z}{2H} \right) \cdot \frac{1}{B} (1 - e^{-B t_d}) \right] \tag{14}$$

$$B = \frac{8C_h}{D_e^2} \cdot \frac{1}{F(n) + \frac{4(n^2 - 1)}{m^2 n^2} L'_w} \tag{15}$$

式中: $F(n)$ 计算公式同式(12); L'_w 与式(11)中 L_w 关系为 $L_w = 4 L'_w$ 。

王四根等^[17]基于一维等应变模型, 也提出了考虑井阻和碎石桩排水能力的实用化解析解。假定起始孔压三角形分布前提下, 不考虑涂抹效应得到径向平均孔压比 \bar{r}_g 如下的计算公式:

$$\bar{r}_g = \frac{N_{eq}}{N_1 t_d} \cdot \frac{H}{z} \left[\sum_{k=1}^{+\infty} \frac{2(-1)^{k-1}}{A_k^2} \sin \frac{A_k z}{H} \right] \cdot \frac{1}{B_r} \cdot (1 - e^{-B_r t_d}) \tag{16}$$

$$B_r = \frac{8C_h}{D_e^2} \cdot \frac{1}{F(n) + \frac{8(n^2 - 1)}{A_k^2 n^2} G} \tag{17}$$

$$G = \frac{k_h}{k_w} \left(\frac{H}{D_w}\right)^2 \tag{18}$$

$$A_k=\frac{(2k-1)\pi}{2}\qquad(k=1,2,3,\cdots)\qquad(19)$$

基于上述国内外排水效应的液化计算方法对比分析, 不同计算方法差异性见表 2。

理论基础		计算方法	特点
自由应变模型	国外	Seed 法(文献[6])	采用有限元推导, 不考虑井阻
		Onoue 法(文献[10])	采用有限差分法, 考虑井阻
	国内	徐志英法、张艳美法	采用数学推演方法的提出解析解, 不考虑井阻
		冯艳辉法	采用数学推演方法的提出解析解, 考虑井阻
等应变模型	国外	Onoue 法(文献[11])	数学推导, 考虑井阻
	国内	吴世明法、王四根法	数学推导, 考虑井阻

由对比分析可知, 对于自由应变轴对称模型, Seed 法和 Onoue 法仅提供了若干不连续的设计图表, 如计算参数与提供图表不一致, 则较难进行差值换算; 而徐志英法、张艳美法以及冯艳辉法虽然提供了解析解, 但均含较复杂的特殊函数, 实际工程应用不便; 对于等应变单向压缩模型, 其相比自由应变模型进行了一定程度的简化, 得到的解析解参数相对较少, 计算可采用 excel 进行编写公式求解, 且均考虑了井阻作用, 实际工程应用方便。

2.3 计算参数的确定

基于上述计算方法的对比分析, 如需要计算基于排水效应的抗液化作用, 基本需要确定 3 大类参数: 1)排水体的设计参数, 含排水体直径 D_w 、有效桩径 D_e 、排水体长 H 、排水体水平渗透系数 k_w ; 2)加固砂土力学参数, 含砂土水平渗透系数 k_h 、砂土体积压缩系数 m_v 、竖向固结系数 C_h ; 砂土液化等效循环次数 N_1 ; 3)与地震动相关的参数, 含等效循环剪切次数 N_{eq} 、地震持续时间 t_d 。在实际的计算分析中, 主要确定加固砂土力学参数以及地震动相关参数。

2.3.1 加固土体参数确定

对于加固砂土水平渗透系数 k_h 和砂土体积压缩系数 m_v 一般通过室内渗透试验以及压缩试验进行确定; 对于砂土液化等效循环次数 N_1 , 主要反映土体抵抗液化能力, 一般基于室内不排水三轴循环剪切试验, 获取不同密实度下 CSR- N_1 的关系。如无相关试验数据, 也可参照一般经验公式。

参考 Idriss 等^[18]提出的由室内动三轴试验建立的 CSR- N_1 关系如下:

$$CSR=A\cdot N_1^{-B}\qquad(20)$$

对等式两边进行对数转换得到:

$$\lg CSR=-B\lg N_1+\lg A\qquad(21)$$

由式(21)可知, CSR- N_1 对数呈线性关系。其中对于干净砂, 系数 B 一般取 0.34, 而系数 A 的影响因素较多, 分布范围较广, 需要根据具体砂土建立关系。另参照 Onoue 等在文献[9]中对细砂进行动三轴试验获取的 B 值为 0.168, 且文中建议如无相关试验数据, 可参照 Tatsuoka 等提出的经验公式 $B=-(0.1+0.1\lg DA)$, 其中 DA 为液化时动应变; Iwasaki 等基于粉细砂动三轴试验获取的 B 值为 0.133。

2.3.2 地震动参数确定

地震相关的动参数主要为地震作用力的等效循环剪切次数 N_{eq} 、地震持续时间 t_d 。对于不规则地震作用力与 N_{eq} 的转换, Seed 等^[19]提出等效转换的计算方法。实际计算应根据地震所在地区的典型地震时程曲线进行转换。但一般工程设计中常参照 Seed 等^[20]和 Steven^[21]提出的经验关系, 其中 Steven 提出的 N_{eq} 以及距离震中小于 10 km 位置地震作用持续时间 t_d 经验关系较常用, 见表 3。

表 3 震级与 t_d 、 N_{eq} 的经验关系			
震级	t_d/s		N_{eq}
	岩基	土层	
5.00	4	8	—
5.25	—	—	2~3
5.50	6	12	—
6.00	8	16	5
6.50	11	23	—
6.75	—	—	10
7.00	16	32	—
7.50	22	45	15
8.00	31	62	—
8.50	43	86	26

3 基于工程案例的计算对比

3.1 相关参数

为了对比分析不同计算方法的差异,选取文献 [9] 提供的工程案例,相关的参数为:1)排水体设计参数。排水体直径 $D_w=0.5\text{ m}$,正方形布置,排水体间距 $S=0.95\text{ m}$,排水体长度 $H=14\text{ m}$,排水体渗透系数 $k_w=4\times10^{-2}\text{ m/s}$ 。2)加固土体参数。水平渗透系数 $k_h=2.77\times10^{-5}\text{ m/s}$,压缩系数 $m_v=0.091\text{ MPa}^{-1}$,竖向固结系数 $C_h=0.031\text{ m}^2/\text{s}$,最小砂土液化等效循环次数为 $N_l=18.9$,深度 $z=8.1\text{ m}$;3)地震动相关参数。震级 $M_w=7.5$,等效循环剪切次数 $N_{eq}=15$,地震持续时间 $t_d=9\text{ s}$ 。

上述主要关键参数要确定不同深度 z 的砂

土液化等效循环次数 N_l ,并选取液化处理深度范围内最小值进行设计。实际工程设计中,如加固土层厚度不大($H\leqslant8\text{ m}$),取平均值计算差异不大。

3.2 考虑井阻差异对比

由表 2 不同计算方法对比,等应变模型均考虑了井阻,而自由应变模型中应用较广的 Seed 法、国内徐志英法以及张艳美法均未考虑井阻。为了研究井阻对计算结果影响,分别选取等应变模型 Onoue 法、吴世明法以及 Seed 法进行对比,其中等应变模型可分别考虑 k_w 取实际值和不考虑井阻($k_w=+\infty$)两种情况。计算深度取 $z=8.1\text{ m}$,得到不同情况的孔压比结果,见表 4。

表 4 井阻对孔压比计算结果的影响分析

N_{eq}/N_l	r_g 考虑井阻		r_g 不考虑井阻($k_w=+\infty$)			③/ ①/%	⑤/ ①/%
	①Onoue 法	②吴世明法	③Onoue 法	④吴世明法	⑤Seed 法		
1	0.592	0.596	0.144	0.142	0.08	24	14
2	1.185	1.192	0.288	0.285	0.11	24	9
3	1.777	1.789	0.432	0.427	0.19	24	11
4	2.370	2.385	0.569	0.576	0.20	24	8
平均	-	-	-	-	-	24	10

由计算结果对比可知:当采用等应变模型,Onoue 法和吴世明法两者计算结果接近,不考虑井阻($k_w=\infty$)计算得到的孔压比 r_g 约为考虑井阻的 24%;当采用不考虑井阻的自由应变 Seed 法时,计算得到孔压比 r_g 约为考虑井阻的 Onoue 法的 10%,这与 Onoue 在文献[9]中分析 Seed 法获取的计算值约为实际测试值 10%的结论一致。可见考虑井阻与不考虑井阻,对计算结果影响较大,实际上,排水体在施工过程渗透系数往往会比设计取值低,特别是当砂土颗粒进入砾石或碎石排水体时,将大幅降低桩体的渗透性。

3.3 基于等应变模型计算对比

由于基于等应变模型推导的解析解,涉及参数较少、计算简便,在实际工程中应用较多。为了对比不同等应变模型方法的差异性,基于选取的工程案例参数进行计算,采用不同的方法,计算不同深度处的孔压比,结果见图 2 和表 5。

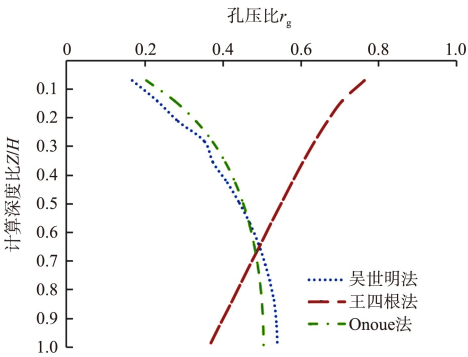


图 2 基于不同等应变模型计算的孔压比与深度关系曲线

表 5 基于不同等应变模型计算的孔压比

计算方法	r_g	
	最大值	平均值
Onoue 法	0.506	0.424
吴世明法	0.541	0.421
王四根法	0.764	0.545

由对比可知,由 Onoue 法和吴世明法计算的最大孔压比随深度增加而增加,而王四根法计算得到的最大孔压比随深度增加而减少,与前两种方法相比,王四根法计算的规律与实际液化调查规律相

符,但其计算的最大值比 Onoue 法和吴世明法小。
3 种不同方法在 $z/H \approx 0.68$ 时,计算结果相等。

4 结论

- 1) 当基于排水效应进行抗液化设计时,设计指标孔压比 r_g 应按照不大于 0.6 进行控制,此时液化概率可与基于 NCEER 简化判别法的抗液化安全系数 $F_s = 1$ 相对应。
- 2) 用等应变模型推导的解析解计算简单,相比自由应变模型设计图表或者复杂的函数关系,计算简单,方便工程推广应用。
- 3) 采用等应变模型进行计算时,不考虑井阻($k_w = \infty$)计算得到的孔压比 r_g 约为考虑井阻的 24%;采用不考虑井阻 Seed 法约为考虑井阻 Onoue 法的 10%。
- 4) 等应变模型法中的 Onoue 法和吴世明法计算的最大孔压比随深度增加而增加,而王四根法计算得到的最大孔压比随深度增加而减少;Onoue 法和吴世明法计算得到的最大值和平均值均比王四根法小。

参考文献:

[1] HANFORD R W. Remedial measures against soil liquefaction: from investigation and design to implementation [J]. Environmental & engineering geoscience, 1999, 5 (4): 491-492.

[2] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[3] 中交水运规划设计院有限公司. 水运工程抗震设计规范: JTS 146—2012[S]. 北京: 人民交通出版社, 2012.

[4] YOUD T L, IDRIS I M. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. Journal of geotechnical & geo environmental engineering, 2001, 127(4): 297-313.

[5] SEED H B, IDRIS I M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential[J]. Journal of soil mechanics & foundations division, 1971, 97: 1249-1273.

[6] SEED H B, BOOKER J R. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains[J]. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 1977,

103(4): 757-768.

[7] IWASAKI T, ARAKAWA T, TOKIDA K. Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes[J]. Soil dynamics and earthquake engineering, 1984, 3(1): 49-58.

[8] ONOUE A. Diagrams considering well resistance for designing spacing ratio of gravel drains[J]. Soils and foundations, 1988, 28(3): 160-168.

[9] ONOUE A, MORI N, TAKANO J. In-situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains[J]. Soils and foundations, 1987, 27(2): 42-60.

[10] 徐志英. 砂基内设置砾石排水桩抗地震液化的分析与计算[J]. 勘察科学技术, 1985(1): 1-7.

[11] 徐志英. 用砾石排水桩抗地震液化的砂基孔压计算[J]. 地震工程与工程振动, 1992(4): 88-92.

[12] 张艳美, 张旭东, 张鸿儒. 碎石桩复合地基中超孔压长消的简化解析解研究[J]. 勘察科学技术, 2007(6): 3-5, 17.

[13] 冯艳辉, 王武刚. 碎石桩排水能力和井阻效应对复合地基孔压计算的影响[J]. 水利与建筑工程学报, 2014, 12(3): 90-93, 114.

[14] TANAKA Y, KOKUSHO T, ESASHI Y, et al. Effects of gravel piles on stabilizing a sand deposit susceptible to liquefaction-part 2 on the designing method of gravel piles with finite permeability [R]. Tokyo: Represent Central Research Institute of Electric Power Industry, 1984.

[15] 吴世明. 土动力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.

[16] 谢康和, 曾国熙. 等应变条件下的砂井地基固结解析理论[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(2): 3-17.

[17] 王四根, 廖名亮, 伍琪琳. 碎石桩排水抗液化的一种实用化解析解[J]. 水运工程, 2019(9): 282-288.

[18] IDRIS I M, BOULANGER R W. Soil liquefaction during earthquakes [R]. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 2008.

[19] SEED H B, IDRIS I M. Representation of irregular stress time histories by uniform equivalent series in liquefaction analysis: No. EERC-75-29 [R]. Berkeley: University of California, Berkeley, 1975.

[20] SEED H B, MARTIN P P, LYSMER J. Pore water pressure change during soil liquefaction[J]. Journal of geotechnical engineering division, 1976, 102(4): 323-346.

[21] STEVEN L K. Geotechnical earthquake engineering[M]. Jersey City: Prentice-Hall Inc., 1996.