

空间结构 地基动力相互作用数值分析时域算法研究

钟 红, 林 皋*, 李 建波

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 对于大型结构地震响应分析, 结构-无限地基耦合系统动力分析的数值实现, 往往由于有限元网格过多, 以及地基无限域时域计算模型中存在的复杂卷积运算, 严重限制了求解规模. 为解决此问题, 提出了基于阻尼溶剂抽取法的三维结构-地基相互作用分析的分区时域逐步求解模型. 并针对三维大规模工程问题的数值求解, 在积分算法及矩阵存储格式等方面, 结合阻尼溶剂抽取法的特点进行了详细的探讨, 以推进动力相互作用时域数值分析的实用化. 以三维全空间球形空腔动力变形及大岗山拱坝的地震响应分析为例, 针对上述数值实现算法进行了具体验证, 并就不同的地基弹模及地震波输入方式对坝体响应的影响进行了探讨. 计算结果表明, 地基辐射阻尼以及河谷散射效应对结构的动力响应有很大影响, 而该模型表现出了良好的精度和计算效率.

关键词: 结构-无限地基动力相互作用; 阻尼溶剂抽取法; 时域; 三维问题

中图分类号: TV 312 **文献标识码:** A

0 引言

我国有一批 300 m 级的超高拱坝将在长江、黄河上游等西南、西北强地震区建设, 大坝抗震安全性成为需要解决的关键问题之一.

通常认为, 建立恰当的地基无限域动力计算模型, 尤其是体现辐射阻尼的影响, 对保证结构-地基动力相互作用数值分析结果的可靠性有着重要意义^[1]. 然而, 具体计算中, 往往需要取过大的地基区域进行网格划分, 以削弱外边界处反射波动的影响; 同时, 地基无限域时域动力模型中往往存在复杂的卷积运算. 这些都会对动力相互作用数值分析的工程应用产生明显的求解障碍. 因此, 如何建立时空局部化形式的地基计算模型, 是目前的一个研究热点.

目前关于大型结构与无限地基动力相互作用计算比较成功的计算模型有多次透射边界方法^[2-3]与无限边界元方法^[4-5]等. 透射边界方法属于直接法范畴, 采用外行的局部人工边界, 略去边界处波动的空间耦合影响, 边界要选择得距结构

与无限地基交界面足够远; 同时由于采用了平面波的假定, 对于非均质的无限地基近场难以满足这一要求, 带来了比较大的近似性. 无限边界元方法属于子结构法范畴, 是一种近似方法, 就是对波在远场的衰减规律作一定的假定, 同时由于不同频率的波其衰减规律完全不同, 只能在频域建立方程, 应用到时域计算时要进行近似变换, 也带来一定的误差. 阻尼抽取法也属于子结构范畴, 但可以直接导出时域计算公式, 同时也能比较好地反映近场地基不均匀性的影响, 所以, 与以上两种方法相比, 具有一定的优越性. 三种方法虽都难以考虑远场地基不均匀性的影响, 不过, 一般认为只要近场边界取得足够远, 这种影响是很小的.

本文首先阐述基于阻尼溶剂抽取法的时域分区递归模型, 并通过数值验证和工程应用对该模型进行考察. 另外通过将本文模型与刚性地基模型、无质量地基模型进行比较研究, 对拱坝与无限地基的动力相互作用及其影响因素和工程应用取得一些深入的认识.

收稿日期: 2005-04-20; 修回日期: 2006-11-05.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(重点项目 50139010; 重点项目 90510018).

作者简介: 钟 红(1981-), 女, 博士生, E-mail: zhonghongm@eyou.com; 林 皋*(1929-), 男, 教授, 博士生导师, 中国科学院院士, E-mail: gaolin@dlut.edu.cn.

1 基于阻尼溶剂抽取法的地基时域计算模型及动力相互作用数值分析的实现

阻尼溶剂抽取法^[6] (DSEM) 的基本思想是在结构近场地基中截取有限域以反映无限域的影响. 其特点是在有限域中施加较大的人工阻尼来削弱波动能量,使得反射波在返回到交界面以前被消耗掉. 从而可认为人工阻尼有限域与虚拟的人工阻尼无限域在交界面处的动刚度阵及其对频率的一阶导数基本等价,然后通过泰勒级数展开移频抽取掉人工阻尼的影响就可以近似获得原真实无限域地基在交界面处的动刚度. 图 1 为示意图,其中的粘弹边界有助于进一步削弱波动能量.

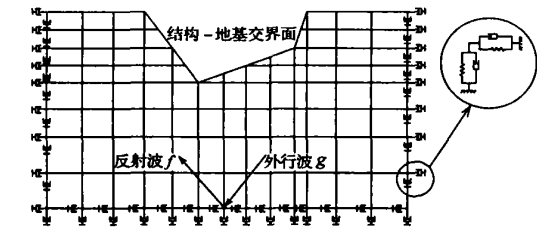


图 1 阻尼溶剂抽取法实现有限元模型
Fig. 1 Finite-element discretization for implementation of DSEM

李建波等^[1] 基于阻尼溶剂抽取法的基本原理,通过求解地基部分的运动方程建立起结构与地基无限域交界面上作用力 R_b 与交界面运动向量 $u_b, \dot{u}_b, u_b$ 的逐步积分形式的时域求解模型,并就二维问题进行了数值实现:

$$R_b(u_b) = M_b^e \ddot{u}_b + C_b^e \dot{u}_b + K_b^e u_b + f_0 \tag{1}$$

其中

$$M_b^e = M_{bb} \tag{2}$$

$$C_b^e = C_{bb} - 2YM_{bb} \tag{3}$$

$$K_b^e = K_{bb} - YC_{bb} - K_{bm} (2\lambda \Delta t^3 \cdot Y + Z \Delta t^2 + Z \Delta t^4 \cdot Y \cdot M_{mm}^{-1} \cdot C_{mm}) \cdot M_{mm}^{-1} K_{mb} \tag{4}$$

式中的 b 表示处于交界面上的自由度, m 表示地基内部点自由度;式 (2) ~ (4) 中等号右端的 M, C, K 分别是地基部分的质量阵、阻尼阵和刚度阵,其下标 b 和 m 代表该矩阵所对应的节点自由度; $u_b, \dot{u}_b, u_b$ 为未知量,需通过与结构部分的运动方程联立求解; Y 是所施加的人工阻尼的值; Z 和 V 是

显式积分^[7,8] 的计算参数,分别取 0.25 和 0.5; Δt 为时间步长; f_0 是计算过程中产生的向量,只和以前各时刻的运动量有关,在此不具体列出.

以分块形式表示的结构部分的运动方程如式 (5). 无限地基对结构施加的作用力只和相对运动 ($u_b - u_g$) 有关, u_g 代表结构存在以前的自由场地震动.

$$\begin{bmatrix} \tilde{M}_{bb} & 0 \\ 0 & \tilde{M}_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{C}_{bb} & \tilde{C}_{bi} \\ \tilde{C}_{ib} & \tilde{C}_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{K}_{bb} & \tilde{K}_{bi} \\ \tilde{K}_{ib} & \tilde{K}_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_b \\ u_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -R_b(u_b - u_g) \\ F \end{bmatrix} \tag{5}$$

式中: i 表示结构部分除交界面以外的自由度; $\tilde{M}, \tilde{C}, \tilde{K}$ 为结构部分的质量阵、阻尼阵和刚度阵; $u, \dot{u}, u$ 分别表示结构的加速度、速度和位移; $u_g, \dot{u}_g, u_g$ 表示输入地震动; R_b 的形式已由式 (1) 给出,只是应将其中的 $u_b, \dot{u}_b, u_b$ 分别替换为 $u_b - u_g, \dot{u}_b - \dot{u}_g, u_b - u_g$,负号表示作用力与反作用力方向相反. F 为作用于结构上的其他外荷载,当只考虑地震作用时,可令此项为零.

将式 (1) 代入式 (5) 并移项可得到结构部分考虑相互作用效应后的运动方程为

$$\begin{bmatrix} \tilde{M}_{bb} + M_b^e & 0 \\ 0 & \tilde{M}_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{C}_{bb} + C_b^e & \tilde{C}_{bi} \\ \tilde{C}_{ib} & \tilde{C}_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{K}_{bb} + K_b^e & \tilde{K}_{bi} \\ \tilde{K}_{ib} & \tilde{K}_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_b \\ u_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_b^e u_g + C_b^e \dot{u}_g + K_b^e u_g - f_0 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{6}$$

从中解出 $u_b, \dot{u}_b, u_b$ 代入地基部分运动方程^[1],可求得地基部分运动向量以及交界面作用力 R_b . 将 R_b 表达式中的 f_0 代入下一时刻结构的运动方程式 (6) 就能解出下一时刻的 $u_b, \dot{u}_b, u_b$. 如此,整个相互作用系统的运动就可以通过逐步求解得到.

具体计算中方程组采用显-隐式求解,地基部分的求解采用预报-校正^[7,8] 显式积分,结构部分采用 Newmark 积分 ($T=0.5, U=0.25$). 而在矩阵的存储方面,地基部分的矩阵采用非零元存储,结构部分的矩阵采用一维变带宽存储,可大大节约存储空间和计算时间.

2 三维地基时域模型的数值验证

全空间中一个内半径为 r_0 的球形空腔受到如下径向均布冲击荷载作用:

$$p(t) = \begin{cases} \frac{p_0}{2} \left(1 - \cos \frac{\pi t}{t_0} \right); & 0 \leq t \leq t_0 \\ 0; & t > t_0 \end{cases}$$

式中: p_0 为冲击荷载幅值;取 $t_0 = 3.46r_0/c_p$, c_p 为膨胀波速. 根据对称性, 仅取 1/8 球腔进行分析. 模型全部用八节点等参元进行模拟 (如图 2 所示).

为了与一维解析解^[6]进行比较, 定义量纲一时间 $\bar{t} = t c_p / r_0$, 量纲一径向位移 $\bar{u}(\bar{t}) = u_0(\bar{t}) K^\infty / 4 r_0^2 p_0$, $K^\infty = 16 \alpha / r_0$, 为静力刚度系数, 泊松比 ν 取 0.25.

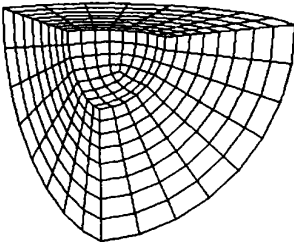


图 2 1/8球壳的有限元网格

Fig. 2 Finite-element mesh of one octant of spherical cavity

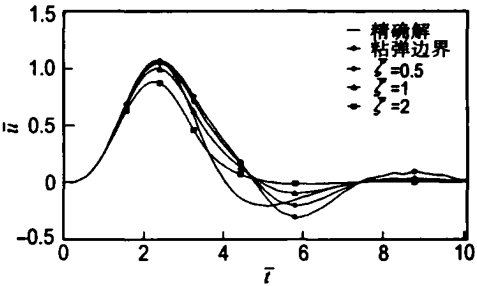
本文取不同的球体外半径和人工材料阻尼进行了计算, 并将计算结果与一维解析解作对比列于图 3. 图中 r_0 是球壳的内半径, l 是球壳的外径与内径之差, 量纲一人工阻尼系数 $\bar{\gamma} = \gamma r_0 / c_p$.

由图中激振段的响应可以看出, 较小的人工阻尼 $\bar{\gamma}$ 和较大的地基区域有助于得到精度高的解, 这与 Wolf 等^[6]的论述是一致的. 而从整体特征来看, 与粘弹边界相比有不同程度的精度提高. 需要说明的是, 由于在本算例中波沿径向传播, 波的运动方向与边界面正交, 粘弹边界模型也显示出了较高的精度; 如果波为斜入射时, 粘弹边界的效果将显著降低. 对于拱坝的动力分析中地基模拟范围的确定, 可参考本算例.

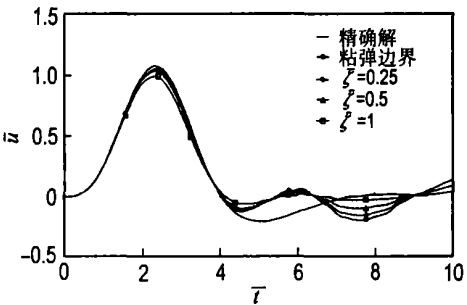
3 拱坝-无限地基动力相互作用时程分析

以下利用本文提出的模型, 进行具体的工程应用.

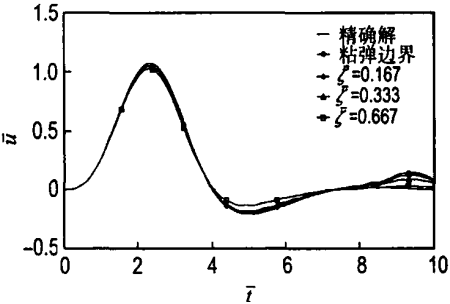
大岗山水电站位于大渡河中游上段, 作为其主体工程的拱坝坝高 210 m, 坝底最大厚度 52 m,



(a) $l/r_0 = 1$



(b) $l/r_0 = 2$



(c) $l/r_0 = 3$

图 3 全空间中球形空腔在径向均布荷载下的响应

Fig. 3 Displacement response to rounded triangular pressure pulse applied to wall of spherical cavity

坝顶高程 1 135 m, 正常蓄水位 1 130 m. 坝址区地震烈度高, 大坝的设计地震加速度为 0.557 5g, 为我国大坝抗震设防的最高加速度, 大坝的抗震安全问题极其重要. 计算过程中所采用的坝体和地基材料参数如表 1 所示, 其中地基部分根据不同的材料分为 3 层. 弹性模量为动弹模, 取为静弹模的 1.3 倍. 坝体及地基的材料阻尼采用 Rayleigh 阻尼假定 $C = \tau M + \eta K$. 库水与坝体的相互作用模拟采用 Westergaard 的附加质量模型.

表 1 大岗山拱坝-地基系统材料参数表
Tab. 1 Material properties of the arch dam-foundation system of Dagangshan Arch Dam

	E/GPa	$d/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	ν
坝体	31.20	2 400	0.17
Ⅰ级岩体	18.85	2 650	0.25
Ⅲ级岩体	8.45	2 620	0.27
Ⅳ级岩体	3.90	2 580	0.30

拱坝-地基系统模型如图 4。根据坝址附近地形地质条件,坝基计算区域向上游延伸 1 倍坝高,向下游延伸 2 倍坝高,向坝底延伸 2 倍坝高,并对河谷两侧山体加以模拟。采用六面体等参单元离散,包含少量五面体单元为网格过渡之用。关于单元尺寸,坝体最大为 20 m,地基最大为 35 m,若用现有网格离散方案分析频率小于 10 Hz 波动分量的影响,其结果应当是可靠的。整个模型包含单元 48 792 个,节点 54 617 个。

计算中作了大坝的频响分析以及大坝在 Koyna 地震动激励下的动力响应时程分析,并与刚性地基和无质量地基进行了比较。

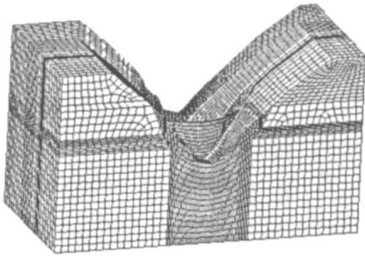


图 4 大岗山拱坝-地基系统有限元计算模型
Fig. 4 Finite-element model of the dam-foundation system of Dagangshan Arch Dam

3.1 大坝的频响分析

沿拱坝-地基交界面均匀输入波动脉冲,得到拱冠梁顶部的加速度响应,通过 Fourier 变换即可得到全频域内的响应函数。分别考虑顺河向、横河向、竖直向运动分量及刚性地基、无质量地基和无限地基 3 种地基模型,将拱冠梁顶部的绝对加速度响应时程做 Fourier 变换后得到拱坝的频响曲线列于图 5。为分析地基刚度变化对坝体响应的影响,分别将地基弹模增加和折减至原来的 2 倍和 1/2,得到的频响曲线如图 6。由于河谷对地震动的散射作用,实际的地震动输入在坝与地基交界面的不同位置应当是有区别的,为讨论河谷散射效应对坝体响应的影响,近似认为河谷与坝交界面处输入的地震动幅值随高程线性放大,分别取坝顶高程处河谷相对于河床的放大系数为

$T=1.0, 1.2, 1.5$ 进行计算,并假设河谷各点不存在相差,结果如图 7 所示。图 5~7 中横轴量纲一频率 $\bar{k}=k/k_1$, k_1 指刚性地基模型的第一阶自振频率。纵轴 U_x, U_y, U_z 分别代表顺河向、横河向、竖直向的加速度放大系数。

分析图中的结果可得出以下几点结论:

(1) 坝与无限地基动力相互作用计算模型的频响函数与无质量地基和刚性地基的计算模型相比,其响应有较大幅度的降低,这是由于无限地基辐射阻尼的存在,使相当一部分振动能量在向无限地基传播过程中被消耗掉的缘故。此外,地基柔性的存在也使坝-基系统的频率与刚性地基相比有所降低。这些因素都对拱坝的地震响应产生了重要影响。

(2) 无质量地基模型由于考虑了地基的柔性,所得到的坝-基系统频率与无限地基模型比较接近,但是由于忽略了辐射阻尼的影响,所得到的地震响应偏大,使计算结果偏于保守。随着地基刚度的不同,无质量地基模型的计算结果偏保守的程度也有所不同。这一点也为拱坝地震实测结果所证实。瑞士从 20 世纪 90 年代起就对 Emosson (坝高 $H=180\text{ m}$)、Mauvoisin ($H=250\text{ m}$) 和 Punt-dal-Gall ($H=130\text{ m}$) 3 座拱坝进行了系统的人工激励、环境脉动和实际地震作用的观测。根据人工激励和环境脉动数据进行系统辨识后得到坝的动力参数 (坝和地基的弹性模量、阻尼等),据此采用无质量地基模型计算的坝的地震响应,比实测的地震响应偏大很多。只有将坝的阻尼从 2%~3% 提高到 8%~15% 以后,计算的结果才与实测结果相符^[9],间接地说明了文献中所广泛采用的无质量地基计算模型所存在的问题。

(3) 考虑沿河谷高度不均匀地震动输入的影响以后,坝体响应有明显的增大。且以本文的输入地震动放大近似模式来看,坝顶响应的放大倍数与河谷顶部的地震动放大倍数同比例。本文在分析时假定地基各点的地震动是同步的,忽略了相差的影响。实际上,由于河谷地形的散射作用,坝基各点的地震动输入是不同步的,这将使拱坝的地震动响应实际上趋于减小。本文结果可作为河谷散射效应对拱坝响应放大的上限。

本文模型获得的前两点结论与文献 [10~12] 中得到的结论基本一致,但本文作了更深入的分析与讨论;第三点则主要是本文的研究成果。

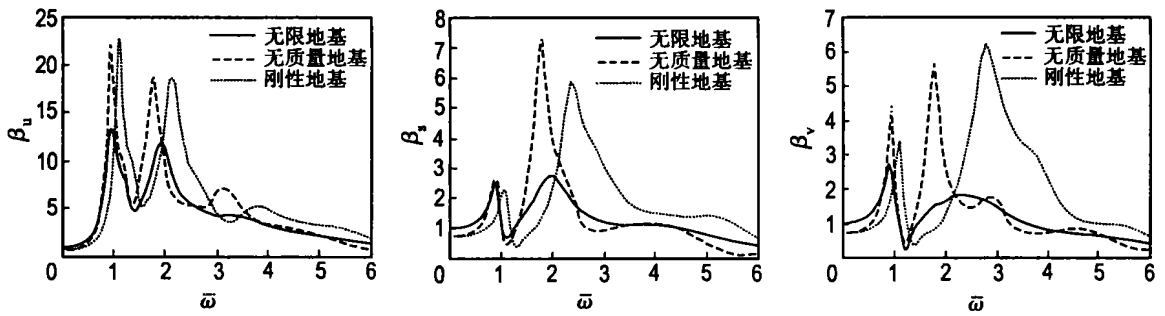
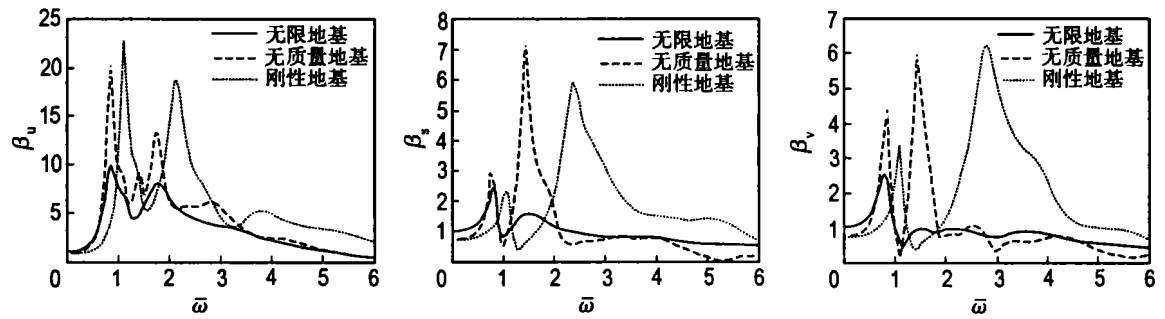
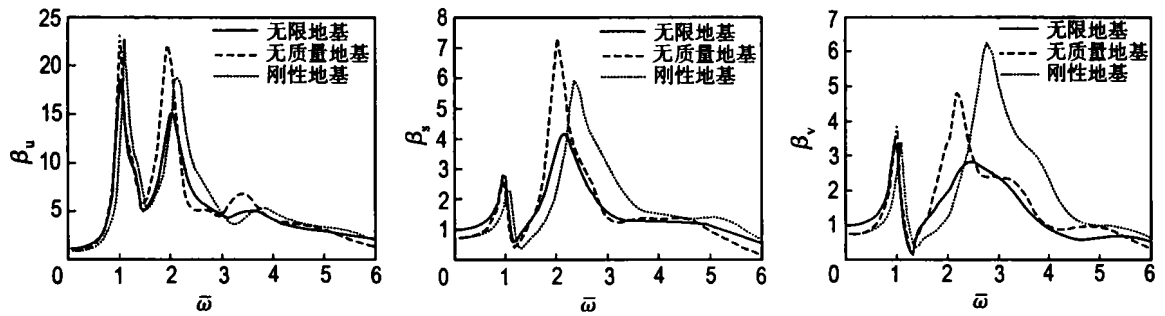


图 5 坝顶加速度频响曲线

Fig. 5 Response of dam crest to impulse ground motion



(a) 地基弹模为原来的 1/2



(b) 地基弹模为原来的 2.0 倍

图 6 坝顶加速度频响曲线 (考虑地基弹模敏感性)

Fig. 6 Response of dam crest to impulse ground motion (considering modulus sensitivity of ground)

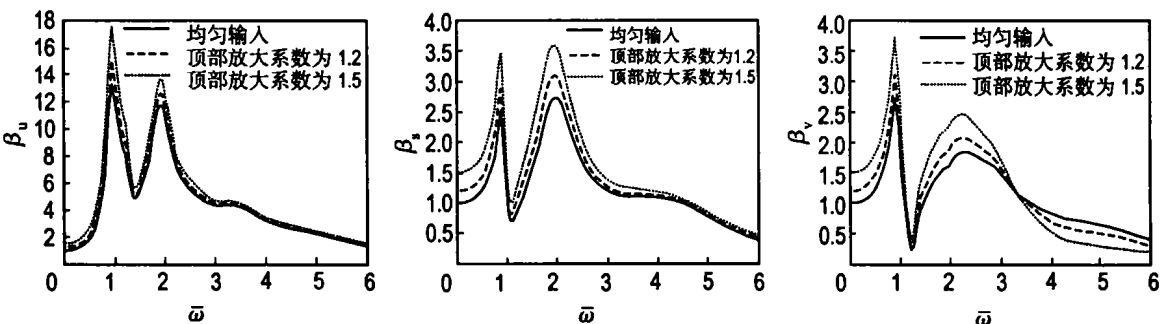


图 7 坝顶加速度频响曲线 (考虑河谷散射效应)

Fig. 7 Response of dam crest to impulse ground motion (considering scattering of river valley)

3.2 大坝的地震时程分析

按峰值加速度为 0.557 5g 对 Koyna 地震动进行归一化处理 (竖直向折减为水平向的 2/3),

并沿拱坝-地基交界面沿顺河向、横河向、竖直向均匀输入,考虑无质量地基和无限地基两种地基模型,其中无限地基模型近似考虑了河谷的散射

效应,认为交界面处输入地震动幅值随高程线性放大,分别取河谷坝顶高程相对于河床放大系数 $T=1.0, 1.2, 1.5$ 进行了计算,假设河谷各点不存在相差.另外为分析地基刚度变化对坝体响应的影响,分别将地基弹模增加和折减至原来的 2 倍和 $1/2$ 进行了计算.为便于动力响应的比较,计算结果未与静力进行叠加,但计算过程中考虑了正常蓄水位所对应的动水压力.拱冠梁顶部的位移列在表 2 中,图 8 和图 9 分别是无质量地基模型和无限地基模型对应的上游坝面的主拉应力分布图.其中的散射场输入 1 和散射场输入 2 分别对应 $T=1.2$ 和 $T=1.5$ 的情形.

通过分析可见,地基辐射阻尼可有效地降低拱坝的地震响应.大岗山拱坝由于地基较柔,弹性模量低于坝体很多,地基辐射阻尼的影响尤为显著.计入地基辐射阻尼和材料阻尼的影响后,坝顶位移响应降低在 20% 以上,尤其是顺河向位移降低幅度更大,其原因之一可能是地基阻尼的引入使结构-地基系统的振型发生了改变.同时,坝体高应力部位的应力大幅下降 40% 以上,对大坝抗震安全有利.尤其是地基刚度愈小,辐射阻尼的影响愈显著.而无限地基模型中,河谷地震动放大系数越大,坝体响应越大,且坝顶的响应增大幅度大于坝体下部响应增大的幅度.对应不同的地震动放大系数,应力分布趋势基本相同.

表 2 拱冠梁顶部位移 (cm)

Tab. 2 Displacement at the dam crest (cm)

	顺河向	横河向	竖向向
无质量地基	9.46	3.23	2.34
无限地基 (均匀输入)	2.84	1.99	1.53
无限地基 (地基弹模减至 1/2)	2.49	1.92	1.53
无限地基 (地基弹模增至 2 倍)	3.15	1.99	1.49
无限地基 (散射场输入 1)	3.14	2.15	1.58
无限地基 (散射场输入 2)	3.58	2.38	1.65

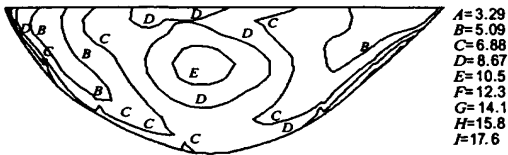


图 8 无质量地基模型上游坝面主拉应力分布 (单位: M Pa)

Fig. 8 Distribution of principle stress at the upstream face (massless foundation, M Pa)

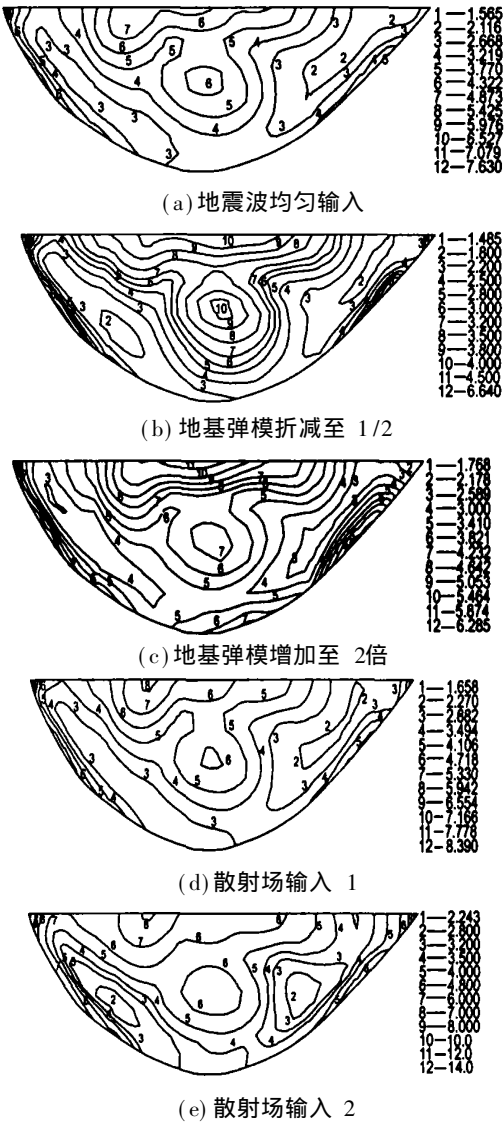


图 9 无限地基模型上游坝面主应力分布图 (单位: M Pa)

Fig. 9 Distribution of principle stress at the upstream face (unbounded foundation, M Pa)

4 结 论

(1) 本文利用阻尼溶剂抽取法建立起求解结构-地基相互作用的时域模型,并推广到三维问题,应用于实际拱坝工程中.算例证明阻尼溶剂抽取法在求解三维问题时由于可以直接建立时域的计算格式,同时可以更好反映无限地基近场不均匀性的影响,是一种比较有效的拱坝与地基动力相互作用的计算方法.

(2) 地基辐射阻尼对结构动力响应有很大影响,计入这一因素将显著削减拱坝的响应和平均应力^[11].采用刚性地基模型或无质量地基模型的结果与实际情况相差较大,且地基越柔,辐射阻尼的影响越明显.随着地基刚性的增大,无质量地

基模型的计算结果将趋于刚性地基模型的结果,同时无限地基模型得到的坝体响应也有所增大.

(3) 考虑河谷散射效应后得到的坝体响应比地震动均匀输入的响应要大,但当考虑坝与无限地基交界面上地震动输入的非同步性以后,这种河谷放大效应将趋于减小.

(4) 阻尼力与弹性力只与相对运动有关,对本文的公式稍加改动即可得到仅输入加速度的计算模型,从而可避免在地震动输入模型中由加速度时程积分得到速度和位移时程时存在的“基线漂移”现象.

(5) 本文采用的大岗山拱坝-地基模型其自由度超过 16 万,输入地震波时长 20 s 时在 Pentium IV 电脑上只需 16 h 即可计算完成,明显优于某些通用有限元软件,说明本文模型有较高的计算效率,适合求解大规模工程问题.

(6) 目前结构和地基部分分别采用隐式和显式方法求解,采用相同的步长,下一步拟采用分区异步长以进一步提高计算效率.

参考文献:

- [1] 李建波,陈健云,林 皋. 求解非均匀无限地基相互作用力的有限元时域阻尼抽取法 [J]. 岩土工程学报, 2004, 26(2): 264-267
- [2] 廖振鹏,黄孔亮,杨柏坡,等. 暂态波透射边界 [J]. 中国科学 (A 辑), 1984, 27(6): 556-564
- [3] 杜修力,陈厚群,侯顺载. 拱坝系统三维非线性地震波动分析 [J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(3):

39-47

- [4] 宋崇民,张楚汉. 水坝抗震分析的动力边界元方法 [J]. 地震工程与工程振动, 1988, 8(4): 14-25
- [5] 金 峰,张楚汉,王光纶. 结构地基相互作用的有限元-边界元-无限边界元耦合模型 [J]. 清华大学学报, 1993, 33(2): 17-25
- [6] WOLF J P, SONG C. **Finite-Element Modeling of Unbounded Media** [M]. New York: John Wiley & Sons, 1997
- [7] HUGHES T J R, LIU W K. Implicit-explicit finite elements in transient analysis stability theory [J]. **J Appl Mech**, 1978, 45(6): 371-374
- [8] HUGHES T J R, LIU W K. Implicit-explicit finite elements in transient analysis implementation and numerical examples [J]. **J Appl Mech**, 1978, 45(6): 375-378
- [9] PROULX J, DARBRE G R, KAMILERIS N. Analytical and experimental investigation of damping in arch dams based on recorded earthquakes [C]// **Proceedings of 13th WCEE**. Vancouver: Balkema, 2004
- [10] CHOPRA A K, TAN H. Modeling of dam-foundation interaction in analysis of arch dams [C]// **Proceedings of the 10th WCEE**. Rotterdam: Balkema, 1992
- [11] 吴 健,金 峰,张楚汉,等. 无限地基辐射阻尼对溪洛渡拱坝地震响应的影响 [J]. 岩土工程学报, 2002, 24(6): 717-719
- [12] 阎俊义,张楚汉. 结构-地基相互作用的 FE-SBFE 时域耦合方法及工程应用 [D]. 北京: 清华大学, 2003

Numerical analysis of soil-structure dynamic interaction for 3-D problems in time domain

ZHONG Hong, LIN Gao*, LI Jian-bo

(State Key Lab. of Coastal and Offshore Eng., Dalian Univ. of Technol., Dalian 116024, China)

Abstract The dynamic analysis of structure-unbounded foundation system in the time domain often involves excessive finite elements and convolution integrals, and they severely limit the application to large 3-D engineering problems. A sub-regional progressive algorithm for 3-D problems is presented on the basis of the damping solvent extraction method. What's more, some research work was done on the integral arithmetic and storage style of matrices such that convolutional integrals can be fully avoided, the discretization of the system's equations of motion can be simplified and the computation capacity can be expanded. A spherical cavity embedded in full-space under radial even load and the Dagangshan Arch Dam under seismic load were analyzed as verification. In addition, the influence of elastic modulus and input mode of the seismic wave on the response of the dam was discussed. It's shown that the radiation damping of unbounded foundation and scattering effect of the river valley have great influence on the response of structure. In the meantime, the algorithm proposed exhibits good accuracy and efficiency.

Key words structure-unbounded foundation interaction; damping-solvent extraction method; time domain; three-dimensional problem