

摘要

岩质高边坡的动力问题求解主要可以分为拟静力法和数值模拟法。拟静力法的研究成果较丰富，理论体系较成熟，但具有较明显的缺点。而使用动力有限元法进行边坡动力时程分析的学者和成果较少，是目前该领域研究的热点和难点。特别是在汶川特大地震发生以后，岩质高边坡在水平动荷载作用下的动力响应规律等是岩土工程界十分关心又迫切希望解决的问题。

本文总结了边坡动力问题的研究现状，着重从工程地质方面分析了地震作用下边坡稳定性的影响因素，对有限元方法分析步骤及动力方程求解方法进行了总结和分析，采用动力有限元方法对边坡的动力响应规律进行研究，特别是探讨了岩质高边坡在水平动荷载作用下动力响应的加速度、速度、位移三量放大系数分布的规律和特点。主要开展了以下工作：

(1) 在总结前人研究成果的基础上，将地震作用下边坡稳定性的影响因素归纳为边坡所处的地质背景、边坡的岩体结构类型和地层岩性组合、边坡的地貌条件以及边坡的水文地质条件等方面，并讨论了边坡的工程地质模型以及动力失稳机制。

(2) 进行了边坡动力有限元方法分析步骤及动力方程求解方法的总结和分析，讨论了动力方程及计算方法、非线性动力方程及计算方法、边坡动力分析中所采用的单元、D-P 弹塑性本构关系与屈服准则等。

(3) 探讨了粘弹性边界单元、动力方程中瑞雷阻尼等对边坡动力有限元计算结果的影响规律。研究了：①边界的设置对计算结果的影响，得出了当选取合适的粘弹性边界参数，边界的远近设置达到一定范围后，其边界对计算结果的影响很小。②瑞雷阻尼对计算结果的影响，得出了瑞雷阻尼对计算结果影响显著。③D-P 弹塑性本构关系与屈服准则对计算结果的影响，得出了在较大位移条件下，当材料考虑 D-P 弹塑性本构关系与屈服准则时，边坡的位移、速度、加速度放大系数会比线弹性条件下的减小。④材料的弹性模量越小，边坡的位移、速度、加速度放大系数越大，且弹性模量对边坡放大系数的分布形式有显著的影响。⑤荷载的持时、幅值以及频率对边坡放大系数均有一定的影响。

(4) 结合工程实际，采用 EL-Centro 地震波荷载记录，对西南某岩质高边坡动力响应规律进行了分析与讨论，得到了对工程实际十分有益的结果。①采取粘弹性弹簧单元，选取合理的边界参数可以较好的模拟岩质边坡的动力响应问题，并可以节约计算时间，提高计算效率。②当材料考虑 D-P 模型时，其放大

系数可能会稍微减小，当位移不很大时，考虑材料 D-P 模型时对放大系数分布形式的影响很小。③对 EL-Centro 地震波进行成比例折减，分别取基岩加速度峰值为 0.1g、0.12g、0.15g 和 0.2g。当取 0.1g 和 0.12g 时，边坡整体处于弹性状态，位移、速度、加速度时程与荷载的增加比例相同，放大系数很接近。当取 0.15g 时，边坡小部分区域(坡体内反倾向裂隙尖端)进入塑性，但这小部分区域不是本次分析的重点，调整该区域材料参数后顺利计算出结果，从位移、速度、加速度时程图看出边坡仍然处于弹性状态，放大系数也改变很小。当取 0.2g 后，在整条卸荷裂隙带处进入塑性状态，边坡可能失稳，建议采取更有效的加固。

关键词：岩质高边坡，动力响应，放大系数，地震荷载，动力有限元方法

Abstract

The ways to analyze dynamic stability problem of rock slope can be classified as pseudo-static methods and numerical simulation methods. Although the achievements of Pseudo-static methods are abundant and theoretical systems matured, it still has many obvious defects. Meanwhile, it became a researching obstacle that aroused many attentions of the scholars because people using dynamic FEM to analyze dynamic time history problems are only a few and achievements even lesser, especially after the disastrous earthquake of WenChuang. It becomes a widely concerned and also urgently to be solved problem in both geotechnical and geological field to solve the dynamic response regulation of rock slope in horizontal dynamic loads.

The researching status concerning dynamic problems of rock slope is summarized, the factors especially from engineering geology aspects that would affect the stability of rock slopes under seismic loads are analysed, the procedure to conduct on FEM analysis and the ways of solving dynamic equation problems are summarized and analyzed. It is also discussed in this article the dynamic response regulation of rock slope using FEM, much more important is the discussion of the regional dispatching rules and features of the three magnification factors such as displacement, velocity and acceleration under horizontal dynamic loads. Some important results and conclusions are as follows:

(1) On the basis of previous achievements, the influence factor of slope stability under seismic loads is classified as geological background, combination of the structure of rock slope and rock mass properties, conditions of terrain and landform and hydrogeology condition. The engineering geological model and dynamic instability mechanism have also been discussed.

(2) The procedure of conducting FEM and the methods to solve dynamic equation problems is summarized and analyzed. Dynamic equation and computing methods, nonlinear dynamic equation and calculation methods, element type employed in a slope stability analysis under seismic loads and D-P elastoplastic constitutive relations and yield criterion are also discussed.

(3) The influence pattern of viscoelasticity boundary elements and Rayleigh damping under dynamic equation of rock slope are discussed. The following research had been done: ①The influence of boundary setting is discussed. It turns out that when viscoelastic boundary parameters are properly chosen and a certain distance from the boundary kept, boundary has little effect on calculation results. ②The influence of Rayleigh damping is discussed, it turns out that Rayleigh damping has a prominent influence on the results. ③The influence of D-P elastoplastic constitutive relations and yield criterion is discussed. When D-P has been used in material, the magnification factors are less than linear elastic one. ④When elastic modulus of material is reduced, the magnification factors increased. ⑤The duration time, frequency and amplitude of loads affects the magnification factors a lot.

(4) The dynamic response of a rock slope in southwestern China under seismic loads are analyzed, and some useful conclusions derived. Viscoelasticity boundary elements which are used in simulation of rock slopes of dynamic response. The magnification factors are less when D-P is used and when the displacements are few, D-P take a little effect on magnification factors. Proportion modification in EL-Centro earthquake waves, 0.1g, 0.12g, 0.15g and 0.2g are chosen in bedrock peak acceleration. When 0.1g and 0.12g are chosen, the whole slope is in elastic state and magnification factors are closed. When there are small regions in plastic which are not important when 0.15g is chosen. So parts of parameters are modified and the whole slope is still in elastic, magnification factors are closed in results. Unloading cracks is in huge displacement and it is instability and some reinforcement measures are advised.

Key Words: Rock slope, dynamic response, magnification factors, earthquake loads, dynamic FEM

独创性声明

本人声明，所呈交的论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得武汉理工大学或其它教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

签名: 刘伟 日期: 2009.6.18

学位论文使用授权书

本人完全了解武汉理工大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权武汉理工大学可以将本学位论文的全部内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存或汇编本学位论文。同时授权经武汉理工大学认可的国家有关机构或论文数据库使用或收录本学位论文，并向社会公众提供信息服务。

(保密的论文在解密后应遵守此规定)

研究生(签名): 刘伟 导师(签名): 胡春林 日期: 2009.6.18

第1章 绪论

1.1 边坡动力问题的研究背景

边坡，包括天然斜坡和人工边坡，是地球表面具有露天侧向临空面的地质体^[1,2,3]。边坡的稳定和变形问题是工程地质学、岩石力学和土力学领域的经典命题之一。从荷载的角度来讲，有静荷载和动荷载之分。边坡所受到的动力荷载主要有地震荷载、爆破荷载和机械振动荷载几种。造成破坏最多、最大的当属地震荷载。

1933 年 8 月 25 日四川叠溪 7.5 级地震造成许多滑坡，其中叠溪台地和教场坝等大滑坡阻塞岷江，形成 4 个堰塞湖，45 天后湖坝决口，高达 60 m 的水头澎湃而下。这次地震造成 6800 人死亡，使沿江两岸居民受到一次浩劫^[4]。2008 年 5 月 12 日发生的四川汶川特大地震是新中国成立以来破坏性最强、波及范围最广、救灾难度最大的一次地震，震级达里氏 8 级，最大烈度达 11 度，余震 3 万多次，涉及四川、甘肃、陕西、重庆等 10 个省区市 417 个县(市、区)、4667 个乡镇(镇)、48810 个村庄。灾区总面积约 50 万平方公里、受灾群众 4625 万多人，其中极重灾区、重灾区面积 13 万平方公里，造成 69227 名同胞遇难、17923 名同胞失踪，需要紧急转移安置受灾群众 1510 万人，房屋大量倒塌损坏，基础设施大面积损毁，工农业生产遭受重大损失，生态环境遭到严重破坏，直接经济损失 8451 亿多元，引发的崩塌、滑坡、泥石流、堰塞湖等次生灾害举世罕见。

我国是一个多地震的国家，历史上曾经发生许多次强烈地震，目前正处于地震活跃期。根据《中国地震目录》及其他研究文献记载，仅从公元前 780 年到 1992 年，在我国境内共发生震级大于 4.7 级的地震就超过 5142 次，地震触发的滑坡和崩塌数以千计^[5]。表 1-1 列出了我国地震滑坡、崩塌灾害的典型事例。

表 1-1 我国地震滑坡灾害典型事例

时间/(年-月-日)	地震位置	引发滑坡	现象及后果
1719-06-19	甘肃通渭南	笔架山崩塌、山地土山多崩、甘谷北山南移	山崩致死伤 40000 余人，掩埋永宁全镇及扎辛留一部分，死伤 3000 余人
1920-12-16	宁夏海原	海原县一个长达 0.3km 的山体完全崩塌，西吉和固原一带的清水河与葫芦河的分水岭地区黄土滑坡十分普遍，甘肃静宁西部到会宁东面几十公里范围内，大型滑坡崩塌有几十处	村庄崩倒、河床完全被壅塞；在面积约 250km ² 余的黄土地区发生流动滑坡，据估计，死于诱发滑坡的人数高达 10 余万人，占这次死亡总人数的一半有余
1933-08-25	四川叠溪	在叠溪周围 15km 范围内，滑坡和崩塌导出可见，原有地貌完全改变	叠溪千年古城被毁，500 余人丧生；岷江两岸山崩堵江成湖，45 天后溃决，造成 6800 人死亡
1950-08-15	西藏察隅	大量滑坡和崩塌	滑坡堵江、崩塌后死于水灾者为地震本身的 3 倍以上
1974-05-11	云南昭通	木杆河、溪河、丁木河等陡峭河谷的两岸发生大面积的崩塌、滑坡	滑坡堵江、崩塌造成的损失约占此次地震总损失的 40%~50%
2008-5-12	四川汶川	房屋大量倒塌损坏，基础设施大面积损毁，工农业生产遭受重大损失，生态环境遭到严重破坏	引发的崩塌、滑坡、泥石流、堰塞湖等次生灾害举世罕见

国外也有大量的地震滑坡实例。1970 年 5 月 31 日秘鲁地震（面波震级 $M_s=7.7$ ），绝大多数人员伤亡是由于滑坡和崩塌造成的，瓦斯卡兰山（Nevados Huascaran）滑坡埋葬了 1.8 万人^[6]。

1911 年发生在塔吉克斯坦境内的地震形成了一个库容达 11 亿 m³ 的 Sarez 湖，滑坡体积 22 亿 m³，天然坝长 2km，高 600m，这一坝高远远高出人类建造的土石坝的世界记录^[7]。

日本 1955 年发生的阪神地震导致 5500 余人丧生，直接导致经济损失 1000 亿美元。由地震触发的滑坡则是这次造成重大人员伤亡和经济损失的主要原因。仁川滑坡是规模最大的一个，该滑坡摧毁了 11 座房屋，掩埋了 34 人，其体积为 20 万 m³^[8]。

我国是一个多山的国家，山地约占国土面积的 2/3，有大量的自然边坡；同

时由于西部大开发战略的实施，西南和西北许多重大水利水电工程正在建设中或处在论证阶段。这些重大水利水电工程均建于高山峡谷区，边坡极为高陡，以锦屏一级水电站高边坡为例，自然边坡高达 1300m 余。我国西部由于受印度板块和亚欧板块的碰撞影响，青藏高原快速隆起，区域地质背景复杂、地震活动频繁、复杂高边坡的动力问题极为突出。

由于静荷载和动荷载的不同特点，边坡在动力荷载和静荷载作用下其变形和破坏形式是不同的。相对于边坡的静力问题而言，边坡动力问题更为复杂，而且远未得到应有的研究。边坡动力问题的复杂性表现在以下几个方面：

- (1) 相对于静力问题来讲，动力问题本身要复杂许多；
- (2) 边坡动力问题的研究散步在各个不同的领域，它涉及岩土力学、工程地质学、地震学、振动学、地球物理学、结构动力学、地震工程学，涉及的学科范围极为广泛；
- (3) 岩土体动力学的研究很晚，特别是岩体动力学的研究；
- (4) 动力试验条件苛刻，试验设备复杂、昂贵；
- (5) 边坡动力问题可验证的实例太少。

以上几个因素是制约边坡动力问题研究的主要原因。国内外关于边坡动力反应规律的研究尚不成熟，开展边坡动力反应及稳定性分析和研究不仅具有重要理论意义，而且具有重大实用价值。

目前岩土体的动力问题已经成为岩土力学界、工程地质学界、地震工程学界的研究热点之一。国内外的地震学者、地质学者、岩土力学工作者做了大量的工作，取得了一些可喜的成果。

1.2 边坡动力响应问题的研究现状

最早研究边坡动力问题的领域是土力学领域，当时是为了解决土石坝和堤坝在地震作用下的稳定性问题。在早期的关于土坝地震设计方法中人们往往错误地假定坝坡是绝对刚性体，因而分析方法也采用拟静力法（pseudo-static approach）。虽然现在我们知道土坝是变形体而非刚性体，它们对地震的反应决定构成它们的材料、几何形态以及地基运动特点，但是早期对于这点的认识则来自于试验^[9,10]和地震期间坝坡的反应^[11]。

Mononobe H A^[12]等最早认识到坝坡是变形体，从变形体的角度研究了土质边坡的动力反应，并且第一次提出了一维剪切楔法的模型，开创了剪切楔法分析边坡地震反应分析的先河。然而，直到 20 年后，由于 Hantánaka 和 Ambraseys 的工作^[13,14,15,16]，这个模型的意义才被人们重新认识并得到工程界的认可。后来

的很多学者对一维剪切楔法进行了改进，把剪切楔法推广到二维、三维的情形下。

20世纪60~70年代，剪切楔模型被用来解释足尺(full scale)震动试验，指导参数研究用以设计“地震系数”^[17]，并且第一次相当成功地用Bouquet坝的足尺振动试验来验证剪切楔模型^[18]。

随着地震反应分析方法取得实质性进展，20世纪60~70年代更多的注意力集中到发展可靠的步骤和标准来评价强震期间土坝的稳定性和安全性。拟静力法由于本身的缺陷显然无法胜任。为了解决这一问题，N M Newmark^[19]提出了著名的有限滑动位移法，该法根据潜在变形来评价土坝坝坡的动力稳定性。N M Newmark注意到无论什么时候只要左右在潜在滑体上的惯性力超过了它的屈服力，滑动便发生；当惯性力改变方向时，滑动停止甚至向回滑动。这个著名的方法随后被广泛应用并且被多次改进^[20]。

目前对于土坝稳定性评价，只需要比较平均水平的加速度时程和潜在的屈服加速度。前者可以通过平面应变或剪切楔法模型分析得到，而后者则采用不排水强度用拟静力法计算得到。假定只要诱发加速度超过屈服加速度，永久变形就会产生，并且这种变形可以简单地通过双重积分来进行估计。尽管这个方法有很多的缺陷，但是只要能够可靠的确定土的屈服加速度，并且土的屈服加速度在一个地震过程中没有任何明显的随时间变小的现象，这种方法就非常可行。紧密的黏土、干砂和非常密的饱和砂土都属于这一类。因为在循环加载过程中，它们不经历明显的孔隙水压力增加，它们的不排水静抗剪强度保持不变。令人遗憾的是用这类土构成的土坝在经历强震后无明显的稳定性问题，因此基本上不需要进行稳定性分析^[21]。相反，那些由松砂或者中密饱和砂土填筑的大坝由于孔隙水压力的累积和随之而来的液化则产生了严重的破坏，这就向坝坡稳定性评价方法提出了挑战。

为了估计这种类型坝坡的地震稳定性，H B Seed^[22]和他的合作者们发展了一种新的分析方法。这个方法包括以下几步：①利用有限单元法分析初始坝坡的静态应力分布；②确定作为应变函数的土的参数，诸如，土的剪切模量、泊松比和阻尼；③利用平面应变有限元和步骤；④确定土的动力性质，计算由地面运动激发的应力；⑤利用室内试验估算孔隙水压力的生成及其导致的力学强度降低和潜在应变发展；⑥利用边坡分析和半经验方法把潜在应变变成一系列的相容变形。根据这些相容变形在大坝中的大小和分布来判断边坡稳定性，应用此方法对几例由于液化导致破坏的大坝边坡包括著名的Sheffield和Lower San Fernando大坝（其中几例发生了大变形）所做的解释，得到了美国几个负责土坝安全的机构如加利福尼亚水资源局、工程师师团以及国际大坝委员会的

承认。后来的研究者们对这个方法进行了应用并对其潜在的缺陷进行了讨论^[23,24,25,26]。归纳起来有一下两点：①关于液化定义的异议，液化是指室内循环试验时峰值孔隙水压力比超过 100% 或瞬间永久应变超过 5%；②用来估计液化势的固结试样，应力控制的不排水循环三轴各向异性固结试样。

进入 20 世纪 80 年代，大量的文献集中在改进，拓展和验证 60 年代发展起来的土坝地震反应预测上面。通过参数研究来阐明诸如峡谷几何形态、材料的不均匀性等因素的重要性，进而产生了几种改进分析模式。前面提到的 Seed 方法重新被应用，并且结合新的试验手段试图发展另一种方法来解决这一岩土工程界的地震工程界的著名命题。80 年代末期，G Gazetas^[27] 对 1987 年、1992 年以前发表的有关土石坝坝坡地震反应分析的英文文献进行了综述，并提出一种非线性—非弹性（Nonlinear-inelastic）分析方法。

在对坝坡的地震反应研究中，人们渐渐注意到许多不确定性因素，如与地震和地质场地因素相关的不确定因素、地基和坝体材料的刚度以及力学强度甚至包括分析方法。为考虑这些不确定性因素，概率方法被引入。M K Yegian^[28,29] 较早将概率的方法引入坝坡的动力分析，他提出了用概率的方法分析坝坡的地震危险性和估算边坡（包括坝坡）在地震作用下的永久位移。R.V. Halatchev^[30] 提出了一种用于堤坝和边坡稳定性分析的概率方法，该方法建立在 Sarma 解的基础上，考虑了地震力的水平和垂直分量，即地震力具有任意倾角；土体剪切强度参数假定为正态分布采用 Monte-Carlo 模拟；破坏概率由地震系数确定；将地震系数视作一个随机量，并将其应用于露天煤矿边坡分析。A S Al-Homoud^[31] 等利用安全系数和边坡破坏的临界位移提出了地震力作用下土体边坡和堤坝的概率三维稳定性分析模型，考虑了如下的不确定因素：实验室和现在所测的剪切强度参数值存在差异的不确定性，空间上变化以及土参数间的关系，提出了 5 个基于极限值下的非超越概率地震位移概率模型以及基于安全系数的三维动力边坡稳定分析的概率模型，并编写了 PTDDSSA 计算机程序。将这些模型应用于受不同程度地震灾害的著名滑坡 Select landside 中，发现震源距离和震级对地震引起的位移、破坏概率（即位移允许超越概率）、二维和三维安全系数影响很大。

在我国，研究土石坝坝坡的工程开始于 20 世纪 60 年代，并取得一系列成果。徐志英、沈珠江、朱健、吴世明等发展了基于黏弹性本构关系的动力有限元法。徐志英^[32] 提出了三角形河谷内土坝三维动力分析的剪切楔法，并对美国的奥罗维尔土坝进行了简化分析。黄茂松^[33] 发展了自适应的有限单元法并将之用于对美国 Lower San Fernando 土坝的分析。黄健梁^[34] 等借用 Sarma 法，进行了地震稳定性的动态理论分析，在文中推导了同时考虑水平和铅直地震动的坡

体临界加速度计算公式，采用条分技术针对任意形态的坡体建立了根据水平和铅直地震加速度时程估计坡体时程的加速度、速度和位移时程的方法，讨论了地震加速度时程的确定问题，地震过程中坡体抗滑强度的衰减问题和孔隙的动态响应问题以及坡体地震稳定性的评价问题，但是他忽略了地震过程中孔压和各条块应力之间的关系是耦合关系，因此并没有解决孔压的动态响应问题。王家鼎^[35]探讨了地震作用下黄土斜坡的动力稳定性和变形问题，提出了地震诱发高速黄土滑坡的机理——黄土体解体、斜抛和粉尘化效应，推导了黄土滑体斜抛运动的全过程及滑速、滑距公式。薄景山^[36]建立了计算土质边坡地震反应及评价其动力稳定性的一个数值分析模型。孔宪京^[37]用剪切楔法研究了土石坝和地基以及混凝土面板堆石坝的地震反应。

近年来，由于环境问题日益受到重视，城市废弃物边坡的动力问题成为边坡动力问题研究的一个新的内容。城市固体废弃物由于其本身的特点而区别于前面我们讨论的边坡。从地震稳定性的角度来看最显著的特点是它们一般具有较大的尺度、相对软弱的物质组成以及其中存在织物体系。例如，位于美国南利福尼亚州 Eagle 山脉的垃圾场，体积可达 $5.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ ，形成的边坡高度达到 350m。很显然，这样尺度的边坡再加上相对软弱的物质构成使得它们的自振周期要远大于一般的自然边坡和人工边坡^[38]。

由于垃圾含有各种各样的物质，因此要确定它们的材料属性及其困难。对地震稳定性评价来说，最重要的参数包括垃圾以及织物的力学强度、垃圾的刚度和阻尼特性。S Singh 和 B Murphy^[39]利用摩尔-库伦理论来研究垃圾的属性，他们发现当摩擦角 ϕ 取为 0° 时，内聚力 c 介于 35~100kPa，反之如果内聚力取为 0 时，摩擦角介于 26°~39°。E Kavazanjian^[40]等曾建议当正应力低于 30kPa 时，内摩擦角可以取为 0°，内聚力可以取为 24kPa；而当高正应力情况下，可以取内聚力为 0，而取内摩擦角为 33°。当然，由于垃圾组成及其复杂、场地条件千变万化，再加上织物体系的几何形态和力学强度变化的影响，要想精确了解垃圾的属性是不可能的。

1988 年位于加利福尼亚州 Kettleman 山脉的垃圾清理场失事后，织物与垃圾之间界面的力学强度引起了学者们的注意，他们^[41,42]用大型抗拔试验、大型直剪试验以及大型扭剪试验来研究织物的强度。试验结果表明，由于组成材料的差异，力学强度有一定的离散，最小的内摩擦角为 5°~6°。在高正应力下，织物与垃圾之间界面的强度甚至更低。室内的试验则没有发现界面的动、静强度有很大差别。

对南加利福尼亚州某垃圾填埋场的地震发射试验表明：垃圾的平均剪切波速为 244m/s。对 20 世纪 50 年代投入使用的某垃圾场，用跨孔法和单孔法测试

得到的剪切波速为 200m/s、274m/s。Kavazanjian^[43]利用 SASW (表面波测试) 法测试了原位固体废弃物的剪切波速, 结果表明剪切波速在表面大约为 90m/s, 在深度为 20m 处的新近填埋、不太紧密的垃圾, 其剪切波速大约为 160m/s, 而那些较早填埋的密实的垃圾, 其剪切波速是那些新近填埋垃圾的两倍。直接测量垃圾阻尼特性的手段还没有, 阻尼的性质通常认为和腐殖质或者黏土和腐殖质的混合物类似。关于 OII 垃圾场动力响应研究表明垃圾的阻尼要比典型的黏土的大, 而比腐殖质的小。

我国学者王思敬^[44,45]较早研究了岩体边坡的动力问题。他和他的合作者们进行了一系列研究, 并取得了以下主要成果: ①通过振动模拟试验探索了块体运动时滑动面的摩擦特性, 研究了块体运动时滑动面上摩擦特性的变化, 指出由静止到运动时启动摩擦力和加载波形曲线有关, 即受加载速率或振动频率的影响; 块体开始运动后, 摩擦系数则与相对运动速度及累积位移有关。②应用振动台和加速度测量系统, 测得滑动面在块体运动时的动摩擦系数及其与运动速度的关系曲线。③建立了边坡块体运动的动力微分方程, 通过数值积分求得块体滑动的动力学特征, 即块体运动加速度和块体相对基岩的运动加速度、运动速度和位移曲线。④讨论了动力稳定评价准则, 指出常规准动态稳定分析的应用条件及动态稳定(包括允许位移和动力失稳)的评价方法, 并说明了基岩振动加速度可以超过极限加速度值而不一定导致动力失稳, 但可能产生一定的最终位移。⑤对岩质边坡中楔形块体作了动力分析, 推导了一组相应的动力平衡公式, 编制了计算程序。⑥进行了层状边坡岩体滑动稳定的三维动力学分析, 建立了块体运动的三维动力学方程, 并探讨了层状边坡各层间的稳定性。

1987 年, 王存玉^[46]在二滩拱坝动力模型试验中发现, 岩石边坡对地震加速度不仅存在铅直向的放大作用, 而且还存在水平下的放大作用。何蕴龙等通过动力有限元法发现了“岩石边坡的地震动力系数并不随着坡高增高而单调增大”, 并且得出了“约坡高 100m 时坡顶最大动力系数达到最大值, 坡高超过 100m 动力系数反而有所降低。但总的来说, 岩石边坡动力系数对坡高的变化是不敏感的, 在工程常见的坡高范围内边坡动力系数的变化是不大的”的结论, 并基于此提出了岩质边坡地震作用的近似算法。清华大学研究过龙羊峡和二滩工程岩石坝肩动力特性及地震反应加速度, 对库岸边坡进行了有限元动力计算和模型试验, 长江科学院采用有限元法研究了三峡船闸高边坡的地震稳定性。祁生文^[47]等利用 FLAC^{3D}, 通过大量数值模拟, 绘制了边坡动力反应的位移、速度、加速度三量在边坡剖面上分布的一般规律, 发现了两种不同的边坡动力反应规律。

薛守义^[48]博士较为系统地分析和总结了前人对岩体边坡动力稳定性所做的

零星工作，结合岩体结构思想，将岩体变形破坏机制分为滑动、崩塌、塑性变形和层体弯折等 4 种主要类型和若干亚类，并指出了各种情况下所需选用的动力分析方法，将岩体边坡稳定性分析模型归纳为岩体地质模型、力学模型和几何模型 3 类。在振动模型研究的基础上，分析了岩体振动的力学效应，发展推导了楔形体滑动机制下的地震滑动位移分析公式，编制了相应计算程序。在振动单剪仪上，进行了小浪底原状泥化夹层的动力特性试验研究，取得了泥化夹层动力特性比较可靠的直接资料。张平博士通过块体滑动模型试验研究了动荷载下边坡动力反应，并得出滑动块体产生的累积位移不仅与台面的输入加速度大小、荷载频率和持续时间有关，而且还与法向应力和坡面倾角有关，其中坡面倾角和荷载频率影响最大。

H I Ling^[49] 将拟静力法用于沿节理面滑动的岩体地震稳定性分析中，进行了地震稳定分析和永久位移计算。土耳其学者 H Kumsar^[50] 等对楔形体的动力稳定性利用模型试验和理论相结合的方法进行过一些研究。这一时期很多学者进行了节理岩体的动力特性试验研究，深化了对于节理岩土动力特性的认识。

目前由于计算机技术的巨大发展之中，多种数值模拟技术应运而生并成功应用于动力分析。主要的数值模拟技术有：有限单元法、有限差分法、离散单元法，拉格朗日元法、非连续变形分析方法、流形元法、无界元法以及几种半解析元法^[51]。

数值法引入土体反应分析始于 20 世纪 60 年代。R W Clough 和 A K Chopra^[52] 第一次把有限元法引入分析坝坡的地震反应问题。随后，两例有限差分研究较早地注意了无限长坝坡在垂直入射 S 波作用下的动力反应问题。70 年代以来，有限单元法已经被广泛地应用于土体的动力反应分析中。在文献中也出现了大量的计算程序，其中代表性的有美国加州大学 Berkeley 分校地震工程研究中心的 QUAD-4、LUSH、FLUSH 和 TLUSH，加拿大 British Columbia 大学的 TARA，英国威尔士大学 Swansea 分校的 DIANA 和 AWANDYNE 以及美国 Princeton 大学的 DYNAFLOW 等。从基本平衡方程的分类看，QUAD-4、LUSH、FLUSH、TLUSH 和 TARA 是基于单介质动力学方程的，而 DIANA、AWANDYNE 和 DYNAFLOW 是基于饱和多孔介质动力学方程的。

20 世纪 80 年代发展起来的饱和多孔介质动力分析程序^[53] DIANA、AWANDYNE 和 DYNAFLOW 均采用理论比较严密的弹塑性本构关系，此类程序可以统称为排水有效应力法程序。作为一种简化的排水有效应力方法，也可以采用 Tezaghi 固结理论来考虑孔隙水压力的消散和扩散作用。

土体动力分析有限单元法的总体思路和静力情况基本一样，不过由于荷载与时间有关，相应的位移、应变、和应力都是时间的函数，因此在建立单元体

的力学特性时，除静作用力外还需考虑动荷载以及惯性力和阻尼力的作用。在引入这些量的影响后，就可以类似静力有限单元分析过程建立单元体和连续体的动力方程，然后采用适当的计算方法求解。

在有限单元法发展初期，曾用线黏弹性模型表示土的应力应变关系，用振型叠加法求解运动方程。后来，许多学者对其从本构模型、计算方法方面不断加以改进，先后引入了非线性黏弹性模型、弹塑性模型、边界面模型、内时模型和结构性模型以及与其相应的复反应分析法、逐步积分法等多种计算方法。目前动力有限元法的发展是趋向于应用“真非线性”的应力-应变关系，进而引入反映土体弹塑性、滞回性质的动力本构关系。而对计算区域的离散，通常是在空间上将土体离散成等参单元，在时域离散上采用差分格式。由于逐步积分法适应这种发展趋势，将来必然会得到更大的发展和应用。

由于有限单元法不但可以应用总应力法，而且还是有效应力法的基础，可以考虑复杂地形、土的非线性、非均质性、弹塑性及土中孔隙水等因素的影响，能够深入分析土的自振特性及土体各部分的动力反应，因此有限单元法已经成为土体分析中最重要的分析方法。

差分法^[54]的基本思想是用差分网格离散求解域，用差分公式将科学问题的控制方程（常微分方程或偏微分方程）转化为差分方程，然后结合初始和边界条件，求解线性方程组。由于这种方法比较直观，容易编制程序，所以从 20 世纪 40 年代以来，至今仍广泛应用。

有限差分法^[55]是最早被引入研究边坡动力反应的数值方法。后来由于有限元法的灵活性以及边界元法的异军突起，使得有限差分法在土工动力分析中（包括静力分析）暂时趋于停滞。然后在最近几年，差分法又有了新进展。任意网格的差分，使这个老方法又可以和有限元相匹敌。另外，在某些特定的条件下，有限元法与差分法及边界元法相结合来处理一个课题比它们各自求解更显出优越性。

离散单元法是 P A Cundall^[56]提出的，于 20 世纪 80 年代引入我国。这种方法特别运用于节理岩体的应力分析，在采矿隧道、边坡及基础工程方面均有重要应用。

拉格朗日元法是一种分析非线性大变形的数值方法，这种方法遵循联系介质的假设，利用差分格式，按时步积分求解，随着构型的变化不断更新坐标，允许介质有大的变形。近年来在国际岩土界非常流行。

其他的数值分析方法还有：非连续变形方法（DDA）、流行元法（MEM），边界元法以及它们之间的耦合方法。

用数值法进行动力分析时，必须把实际上近于无限大的计算域用一个认为

的边界截断，取一有限大小区域进行离散化。但是，由于土的成层性、波在界面上的反射和透射以及动荷载类型等因素的影响，具体取多大范围比较合理以及在边界上如何给定边界条件，是目前尚未解决好的一个重要研究课题。常用的有下面几种边界处理方法：

(1) 简单的截断边界

对于土质较软的地基，反射波能在土中很快消散，因此可以采用同静力计算一样的方法，在离建筑物一定的距离处（一般可以视具体情况选择5~10倍建筑物直径处）将土体截断，建立边界条件。此外，还可以采用在邻接边界的几个单元中认为增大阻尼系统的方法，也可以采用扩大计算域的方法。上面这种设置边界的方法，虽然有一定的误差，但对于某些具体情况（如软弱土层）仍有一定的使用价值。

(2) 粘滞边界

粘滞边界的设置方法是由J Lysmer和R L Kahlemeyer^[57]提出的。它是通过在边界的法向和切向上设置独立的黏壶来实现。当波动入射的角度小于60°时，这种方法对于体波的吸收是有效的。对于大角度入射问题或者表面波而言，虽然也有一定的能量吸收，但是误差较大。这种方法易于在时域进行操作。在有限元和有限差分中的有效性已经被证明。White^[58]等提出的另一种方法是这种方法的一种变化，也被广泛应。

(3) 一致边界或者透射边界

如果在动力波传播的无限区域中，切出一块有限大小的计算区域来，则在截面上应存在计算域和被切除部分的作用力，此解法的基本思想就是把这一作用力计算出来加在计算域的边界上，从而使得计算的结果与原来未切开的无限域解答一致。

在动力分析前求出截面边界上的作用力并非易事，一般情况下只有在动力方程完全解出后才有可能。因此实际上这种方法只能针对某些特定问题求作用力的近似解。J Lysemer和G Waas^[59]针对刚性基岩上成层土水平传播的瑞雷波推导了侧面边界上的作用力与边界位移的关系，即相当于弹性系数矩阵。由于这一矩阵也与频率有关，故此方法一般也只能用于在频率域中求解，我国学者廖振鹏^[60]提出了迭代透射边界的方法以模拟无限区域的作用，并讨论了多次透射公式在应用中的一些问题。

(4) 有限元和无限元或边界元相结合

有限元和无限元或边界元相结合的方法，目前已成为处理无限动力问题边界条件的一种重要方法。由于在一般动力问题中都是近波源处能量和变形较大，而离波源较远处由于能量衰退通常变形较小，所以在动力分析中，计算在区域

中心必须考虑土体的非均质性、非线性及地形的不规律性，适合用有限单元法计算。而对于远域由于变形较小可以看作弹性介质，一般不会引起太大的误差，所以可用无限元边界元进行离散用以描述波向无限远处传递的辐射边界条件。一般来说，对于局部荷载的问题用边界元较好，而对地震反应问题则最好用无限元。

1.3 边坡动力问题研究仍然存在的问题

目前，关于边坡动力问题的研究仍然存在以下几个方面的不足：

(1) 就研究的内容来讲，对于边坡动力反应规律（主要指位移、速度、加速度分布规律）的研究仍然需要深入，目前只有一些零星的关于小山头的余震观测资料以及极少的模型实验和数值模拟。

(2) 就研究的对象来讲，仍然是岩质边坡的研究最为薄弱，垃圾场边坡的研究国外正在开展（在国内仍然没有研究的报道），土质边坡的动力反应问题研究则相对多一些。

(3) 就研究的边坡形状而言，大多数的研究集中在关于双面坡（堤坝、坝坡以及山体）方面，而对于单面坡的研究很少，而这两者由于边界条件的差异有着很大的不同，对于横观各向同性层状的双面坡，其解析解可用动力学方法给出，对于单面坡即使在静力下的解析解也至今没有得到，更谈不上动力问题的解析解。

(4) 大量的研究集中在对于边坡本身动力稳定性的研究（集中在岩土工程领域），但基本没有对边坡的动力输入进行研究，所用的动力输入要么是采用以往的强震记录，要么是假设一个规则的波动（矩形波或者正弦波），没有考虑远场的地质环境对近场动荷载施加的影响。实际上，地震加速度时程与边坡所在范围内的区域地质、地震背景等因素有密切关系（属于工程地震学研究领域）。因此按照工程地震学的原理和方法，考虑边坡所在范围内的区域地质、地震背景，结合边坡本身的特点和工程的等级，进行有针对性的人工地震动合成，用这样所得的地震动输入进行边坡的动力稳定性评价将会更有实际意义。

(5) 现有的研究大多数集中在边坡是否失稳以及失稳后永久位移的计算，而对破坏面位移、形状研究较少。

(6) 动力稳定性分析仍然极不成熟，虽然方法提出不少，但所能解决的范围却极为有限，对于工程领域极为常见的边坡灾害—滑坡，仍然没有给出一种特别合适的方法估计它的永久位移，并且所有的方法都没有很好的考虑孔隙水压力，而实际上在动力情形下，边坡的失稳破坏很多情形下与动力产生的超静

孔隙水压力有关。

(7) 岩土体动力本构关系的研究有待深入，特别是岩土材料的动力本构关系极不成熟。对于不同的岩土体材料和不同的荷载作用方式，建立相应的岩土体动力本构关系模型，无论对于理论分析还是工程应用均具有重要价值。

1.4 本文的研究内容

本文总结了边坡动力问题的研究现状，着重从工程地质方面分析了地震作用下边坡稳定性的影响因素，对有限元方法分析步骤及动力方程求解方法进行了总结和分析，采用动力有限元方法对边坡的动力响应规律进行研究，特别是探讨了岩质高边坡在水平动荷载作用下动力响应的加速度、速度、位移三量放大系数分布的规律和特点。主要开展了以下工作：

(1) 在总结前人研究成果的基础上，将地震作用下边坡稳定性的影响因素归纳为边坡所处的地质背景、边坡的岩体结构类型和地层岩性组合、边坡的地形地貌条件以及边坡的水文地质条件等方面，并讨论了边坡的工程地质模型以及动力失稳机制。

(2) 进行了边坡动力有限元方法分析步骤及动力方程求解方法的总结和分析，讨论了动力方程及计算方法、非线性动力方程及计算方法、边坡地震动力分析中所采用的单元、D-P 弹塑性本构关系与屈服准则等。

(3) 探讨了粘弹性边界单元、动力方程中瑞雷阻尼等对边坡动力有限元计算结果的影响规律。研究了：①边界的设置对计算结果的影响。②瑞雷阻尼对计算结果的影响。③D-P 弹塑性本构关系与屈服准则对计算结果的影响。④材料弹性模量的影响。⑤荷载的持时、幅值以及频率对边坡放大系数的影响。

(4) 结合工程实际，采用 EL-Centro 地震波荷载记录，对西南某岩质高边坡动力响应规律进行了分析与讨论。

第2章 与边坡动力问题有关的工程地质分析

边坡动力稳定性问题是边坡研究的核心问题。由于地质条件的复杂性和人们认识事物的局限性，工程地质定性评价在边坡稳定性评价中具有重要位置，特别对于地质条件复杂的岩质高边坡，工程地质定性评价更有其特殊价值。在边坡动力稳定性分析之前，应根据边坡的工程地质条件，确定边坡变形破坏的模式，判断边坡在动力作用下的失稳机制，对边坡的动力稳定性分析做出初步判断具有重要的意义^[61]。

2.1 地质方面的边坡动力稳定性影响因素分析

强烈地震导致的边坡失稳不仅取决于地震本身，包括地震的幅值、频率以及持时。而且也与边坡所处的地质背景、岩体结构类型、地层岩性组合、地形地貌条件以及水文地质条件密切相关。

2.1.1 地质背景

边坡所处的地质背景是指边坡所处的大地结构单元以及区域性大断裂的发育情况。边坡所处的大地构造单元不仅决定了边坡地质发育史的不同，从而控制了边坡岩体的地层结构以及强度，而且特别决定了边坡地质演化过程中新构造运动的活跃程度，边坡可能遭遇地震的频度与强度。

区域性大断裂对边坡稳定性的影响表现为有利和不利两个方面。有利方面是断裂带对地震波动能量有屏蔽作用，从而降低了地震作用强度。不利方面是区域性大断裂往往是强震之源所在，同时断裂带岩体破碎，降低了边坡的自稳能力。由于断裂带对地震波动能量的屏蔽作用，那些与震源分居断裂带两侧的边坡所受地震作用将降低，从而其失稳的可能性也会减小。而那些与震源位于断裂带同一侧的边坡，特别是位于断裂带上的边坡，其失稳可能性会大大提高。

此外，区域性大断裂等地质构造面作为地震波的反射界面，会使与震源位于同侧的边坡受到更复杂的地震作用过程，从而大大增加了边坡失稳的概率。

2.1.2 岩体结构类型

对于岩质边坡来说，边坡并不是整体一块，而是由各种各样的结构面和结

构体组合而成，形成不同的边坡岩体结构。常见的岩体结构类型可分为：块状结构；镶嵌结构；破碎结构；层状结构；层状碎裂结构；散体结构等。

不同结构类型的岩体，对地震的反应是不同的。块状结构岩体，整体强度较高，在动力作用下的变形特征接近于弹性体，地震期间一般不会发生失稳破坏。对于镶嵌结构岩体，地震可能会造成局部的崩塌和落石，但不会造成大规模的失稳。碎裂结构岩体的地震反应比较强烈，强烈的地震会导致碎裂结构岩体松动，造成大量的崩塌、落石以及小规模的滑动。层状结构的岩体受层面的控制，在地震作用下可能沿层面产生滑动。而对于散体结构的边坡，在地震作用下，不仅产生大量的崩塌和滑塌，而且有可能导致大规模的滑坡。土坡边坡可以看成散体结构，在地震作用下将会产生大量的变形、滑塌和滑坡。

土质边坡可以看成散体结构，在地震作用下将会产生大量的变形、滑塌以及滑坡和流滑。

2.1.3 岩性组合

岩性对地震滑坡的影响主要反映为不同岩性的边坡产生滑坡的程度不同。由黏土、泥岩、页岩、泥灰岩以及它们的变质岩组成的岩体，或由上述软岩与一些硬岩互层组成的岩体，或由某些岩性软弱、易风化的岩浆岩（如凝灰岩）组成的岩体，具有以下特点：

(1) 抗风化能力差、风化产物中含有较多的黏性土质、泥钙质颗粒，具有很高的亲水性、膨胀性、崩解性等特征。

(2) 这些地层的软岩及其风化产物一般抗剪性能差，遇水湿润后即产生表层软化和泥化。形成很薄 ($n \times 10^0 \sim n \times 10^2$ mm) 的黏力层，抗剪强度极低 ($c = 0 \sim 10$ kPa, $\varphi = 2^\circ \sim 10^\circ$)。

(3) 由于岩性、颗粒成分和矿物成分的差异，导致水文地质条件的差异。细颗粒的泥质、黏土质软层既是吸水层，又是相对的隔水层。

(4) 在干湿交替的情况下黏土的高收缩性，使岩土体中裂隙迅速发生并扩大，各种地表水很容易渗入坡体。

上述这些特点容易导致滑坡的发育。通常把这类很容易发生滑坡的地层称为“易滑地层”^[72]。易滑地层不仅本身容易发生滑坡，而且它们的风化碎屑产物也极易滑动，甚至覆盖在它们之上的外来堆积层（冲积层、洪积层等）也容易发生沿着“易滑地层”或其风化碎屑物顶面滑动。

不同的岩土性质对地震的反应不同。在一定的震级下，不同土质的最大加速度和震动幅值都不同。根据调查研究，90%以上的滑坡产生在各种松散的堆积中，岩石滑坡较少。

应当特别注意的新黄土、高灵敏度的黏土和饱水松散粉细砂层。我国南北向地震带北段黄土高原和丘陵地区，地震诱发滑坡和崩塌最多，新黄土的物理性质和水理性质起了很大作用；在地震力作用下，高灵敏度的黏土和饱水松散粉细砂层易于产生触变和液化，丧失抗剪强度而导致滑坡的产生。

2.1.4 地形地貌

边坡地形地貌条件（主要是边坡的高度、坡度和边坡坡形）对边坡动力稳定性有较大影响。

2.1.5 水文地质条件

水文地质条件对边坡稳定性的影响主要表现在地下水位的埋深和边坡中地下水的补、径、排条件等方面。当地下水埋深较小时，地震会造成孔隙水压力增加及其累积效应，由此引起边坡产生永久位移，当这种永久位移达到一定程度时，可能导致边坡失稳。地下水的补、径、排条件对地震期间孔隙水压力的累积有重要的影响。如果地下水的排泄条件畅通，孔隙水压力不容易累积，则对边坡的动力稳定性影响不大，反之，则极易产生滑动。

2.2 边坡工程地质模型

边坡工程地质模型的确定是边坡稳定性包括动力稳定性研究的基础。边坡工程地质模型确定的基本依据是边坡的工程地质条件。

孙玉科^[63]等对于边坡工程地质模型的研究具有一定代表意义。1987年他明确提出了边坡变形的常见五大模式：金川模式（反倾边坡）、盐池河模式（水平层状上硬下软）、葛洲坝模式（水平薄层状软硬相间）、白灰厂模式（水平厚层状软硬相间）以及塘岩光模式（顺倾薄层状结构）。这几种模式归纳起来也就是反倾边坡、水平层状边坡、顺倾层状边坡3种形式。对于边坡来说，这是3种常见的边坡工程地质模型，但是它们代表不了边坡工程地质模型的全部。

但对边坡破坏实例的分析以及前人研究工作的基础上，把边坡的工程地质类型归纳为两类。一类是有明显控制性结构面的边坡工程地质模型，一类是无明显控制性结构面的边坡工程地质模型。前者包括孙玉科所提出的5种边坡模式，同时包括了滑坡体及由基岩和厚的覆盖层（风化壳）组成的边坡；后者主要有均质土坡和无明显控制性结构面的岩质边坡。很显然，这两类边坡在动力作用下的变形稳定性情况将会有显著差异。

2.3 边坡的动力破坏形式

根据边坡的工程地质模型，可以确定边坡变形破坏的形式。1980 年李铁汉根据滑动面的形态、数目、组合特征以及边坡岩体破坏的力学性质，将边坡变形破坏划分为 5 类，每类中又分若干亚类：①曲面滑动，又分为圆弧形滑动和非圆弧形滑动；②平面滑动，又分为无拉裂面平面滑动和有拉裂面滑动；③双平面滑动，又分为异向双平面和同向双平面滑动；④多平面滑动，又分为一般多平面滑动和阶梯状滑动；⑤倾覆破坏。这五种形式实际上就是曲面滑动、平面滑动以及倾覆破坏三种，这种关于边坡变形破坏形式的分类主要是针对静力问题分析的，没有考虑边坡遭受动力荷载下变形破坏的特点。实际上，对于某些特殊边坡特别是坝坡和黄土边坡，在动荷载作用下由于孔隙水压力的累积作用，将会发生塑性流动和液化流滑。薛守义在考虑了动荷载作用特点的基础上，将边坡的变形破坏形式分为滑动型、崩塌型、塑性变形破坏、层体弯折四大类，各大类之下又分为若干亚类。但是，他却把塑性流动和液化流滑塑性变形破坏归纳在崩塌型大类之下，这是不合适的。在薛守义的基础上，祁生文^[64]对边坡的变形破坏类型重新归纳，如表 2-1 所示。

表 2-1 边坡的变形破坏类型

类型	基本特性	岩体结构条件	亚类	动荷载作用下的特点
滑动型	变形破坏主要沿某滑面进行。滑动后滑体受扰动较小，可视为刚体	滑面往往是岩体中规模较大的结构面，特别是软弱的结构面	①曲面滑动包括圆弧和非圆弧滑面； ②平面滑动； ③楔形体滑动	均为非蠕变型滑动，可沿多平面同时滑动，滑动可发生于很平缓的边坡
崩塌型	变形破坏不是沿某面滑动，变形体受到明显的扰动，甚至松散至分离状	可能发生于任何结构类型的边坡，没有明显的整体滑动控制性结构面，但开裂变形明显受结构面控制	①落石型 ②松动型 ③崩落型	动荷下，岩体开裂极为普遍，崩落多发生于坡度大于 50° 的较陡斜坡上
塑性变形	只产生较大的塑性变形，无明显滑动面。变形过渡时，可产生整体滑动	多发生于散体边坡或者被结构面严重切割而又无明显控制性滑面的碎裂结构边坡中	①塑性流动 ②液化流滑	在动荷载作用下由于孔隙水压力的累积作用，导致发生塑性流动或者液化流滑
层体弯折	岩层弯曲倾倒或者折裂		①倾倒弯折 ②溃屈弯折	静荷载下弯曲、倾倒等一般具有蠕变性

根据岩体结构控制论的观点，边坡的工程地质模型控制了边坡变形破坏的形式^[65]。

对于有明显控制性结构面的边坡工程地质模型，它们的变形破坏形式决定于结构面的形态产状及其与边坡产状的组合关系。王存玉的振动模型实验表明：在动荷载作用下，顺层边坡的变形破坏形式主要表现为顺层面的滑动；反倾向边坡的变形破坏形式主要表现为岩层的倾倒、弯曲和弯折；岩层水平边坡则主要在顶部和斜坡面附近的岩层产生拉开、拉裂和层间错动，首先是沿垂直于或斜交于层面的节理、裂隙等软弱部位岩层被拉开，其次是完好的岩层被拉断、开裂并产生层间错动。已经发生过滑坡的边坡以及由基岩和厚覆盖层组成的边坡，在动荷载作用下的破坏形式将表现为滑坡体沿既有滑面或者覆盖层沿基岩顶面的滑动，而且由于孔隙水压力的累积作用可能会导致塑性流动和液化流滑。

对于那些无明显控制性结构面的边坡，例如，坝坡在动荷载作用下的变形破坏形式不仅有沿滑面（平面的或者圆弧形）的永久位移，也须考虑由于孔隙水压力的累积作用可能导致的塑性流动和液化流滑。

对于那些节理裂隙发育，但没有明显控制性结构面发育的岩质边坡，则需要利用空间精测线测量的方法，测量节理裂隙的产状，然后利用赤平极射投影的方法进行统计，作出节理裂隙的极点图和等密图，判读出该边坡发育的节理裂隙优势组数。在此基础上，对边坡的破坏形式可分下面4种情形进行判断。

(1) 结构面在极点图上近均匀分布，边坡岩体结构近乎散体结构，这种情形下，边坡的可能破坏形式为曲面形状。

(2) 只有一组优势结构面，结构面的倾向与边坡的倾向基本一致，倾角小于边坡角，则边坡的可能破坏形式为平面形状，数学表达式可写为式(2-1)的简单判据：

$$\phi_f > \phi > \varphi \quad (2-1)$$

式中： ϕ_f 为边坡坡脚； ϕ 为结构面的倾角； φ 为结构面的内摩擦角

(3) 具有多组优势结构面，边坡的破坏形式可按 J N Mankland 的方法进行简化判断。J N Mankland 方法是基于一个简单的破坏条件：两组结构面组合交线的倾向与边坡面一致，楔形破坏体的组合交线在坡面出露，其倾角小于坡脚，结构面的抗剪强度只考虑内摩擦角 φ ，认为 φ 小于组合交线的倾角 ϕ_i 时，边坡可能发生楔形体破坏。数学表达式可写为式(2-2)的判据：

$$\phi_f > \phi_i > \varphi \quad (2-2)$$

式中： ϕ_i 为结构面组合交线的倾角。

(4) 只有一组优势结构面，但结构面的倾向与边坡的倾向相反，则边坡可

能发生倾倒形式的破坏。

由于式(2-1)、式(2-2)两式没有考虑结构面的内聚力 c ，而且也没有考虑地震惯性力及其他因素的影响，因此它只是边坡发生平面破坏形式和楔形体破坏形式的岩体结构条件，具体的稳定性判断则要进行定量分析。

在考虑以上因素的基础上，可以把边坡的工程地质模型及其可能的变形破坏形式归纳为表2-2。

表2-2 边坡的工程地质模型及其可能的变形破坏形式

边坡工 程地质 模型	有明显控制性结构面的边坡					无明显控制性结构面的 边坡	
	水平岩 层边坡	顺层 边坡	岩层改 造边坡	滑坡改造边 坡	基覆结构 边坡	均质土坡	散体岩质 边坡
边坡变 形主要 破坏类 型	垂向拉 裂和层 间错动	沿着 层面 错动	倾倒、 弯曲、 弯折、 溃屈	沿既有滑坡 面滑动、塑 性流动和液 化流滑	沿基覆界 面滑动、塑 性流动和 液化流滑	曲面或者平 面滑动、塑 性流动和液 化流滑	曲面滑 动、楔形 体滑动、 崩塌型

2.4 边坡动力失稳机制

地震对边坡稳定性的影响表现为累积效应和触发效应两个方面。前者主要表现为地震作用引起边坡岩体结构松动、破裂面、弱面错位和孔隙水压力累积上升等。后者则主要表现为地震的作用造成边坡中软弱层的触变液化以及使处于临界状态的边坡瞬间失稳。

胡广韬^[66]提出了边坡动力失稳机制的坡体波动振荡加速效应假说。他认为自然界孕育、发生的地震所产生的地震波虽然强弱不同，作用不一，但对任何斜坡都有影响。当天然斜坡处于或接近于极限平衡状态时，地震产生的惯性力会激发滑坡体骤然而迅猛的下滑，出现启程剧动，产生“启程剧发速度”，并把这种效应称之为坡体振荡加速效应。但是他忽略了地震过程中导致的孔隙水压力增大以及累积作用所产生的巨大影响。

实际上，在强烈的余震作用下边坡会产生两种作用：①地震惯性力的作用；②地震产生的超静孔隙水压力的迅速增大和累积作用。这两种作用使得边坡沿着某一滑动面的下滑力增大，抗滑力减小。同时对于一些土质边坡，由于孔隙水压力的作用而出现液化流滑，产生很大的永久位移，导致边坡失稳。这就是说，地震惯性力的作用和地震产生的超静孔隙水压力作用是导致边坡动力失稳的根本原因，至于是这两个因素哪个起决定作用，则视具体条件而定。

对于不同的边坡破坏类型，导致边坡动力失稳的主导因素也不同，一般来

讲，塑性流动失稳破坏是孔隙水压力的累积作用起主导作用引起，崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力起决定作用，而对于滑动型破坏则一般是两种因素共同作用的结果。

当地震在旱季或在雨季刚开始时发生，一般斜坡地区因坡体比较干燥，地下水位较低，地震时受地下水的影响不大，滑坡产生的机制主要是地震惯性力的作用。雨季或融雪时发生的地震，由于斜坡土体饱水，地下水位较高，裂隙也可能被水充满，地震时在惯性力的作用下，孔隙水压力将会增大和累积，导致斜坡稳定性大幅度降低。1976年8月四川松潘-平武地震时，草原附近断层破碎带中的滑坡就是与孔隙水压力的累积上升有关。当地下水位埋藏很浅，斜坡脚出露饱水的松散砂层时，由于地面强烈振动，孔隙水压力急剧增加，砂层液化而导致上覆层滑动。这时可以认为滑坡的产生主要是孔隙水压力的增加、砂层液化、抗剪强度下降造成的。

很多时候，边坡在地震期间并不发生失稳，而是在震后很长一段时间内边坡失稳，通常称之为后发型滑坡。

后发型滑坡破坏的根本原因在于强震过程中，由于边坡坡肩的端部效应，使得地震加速度在坡肩部位急剧放大，造成瞬时拉应力，在边坡的坡肩一定范围内产生弧形裂缝，这种裂缝虽然没有导致边坡的失稳破坏，但它导致了边坡稳定性的降低（地震的累积效应）。由于边坡土石松动开裂，为震后雨水的入渗创造了条件，从而可能导致边坡地下水径流发生变化，边坡岩体力学参数降低、震后水的软化作用以及孔隙水压力共同作用的结果。

日本茶臼山滑坡的复活，是这种机制的一个典型实例。1847年日本善光寺地震后，茶臼山基岩裂缝改变了泉水的流经，造成深部基岩软化，使茶臼山产生滑坡。后来1965年松代群发地震发生时，滑坡体内的加速度减小至滑坡体外加速度的五分之一以下。在重复群发地震作用下，坡体内产生龟裂，观测到滑坡上部地下水位降低，下部地下水位上升，导致滑坡再次滑动。茶臼山滑坡的复活，主要不是地震加速度的作用，而是地下水的作用引起。

综上所述，地震边坡失稳的根本原因是地震惯性力和地震产生的超静孔隙水压力共同作用引起的。不同的边坡破坏类型，导致边坡动力失稳的主导因素也不同，一般来讲，塑性流动失稳破坏是孔隙水压力的累积作用起主导作用引起，崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力其决定作用，而对于滑动型破坏则视具体条件而定。对于后发型边坡失稳，则是由于地震的累积效应导致边坡岩体力学参数的降低，最终导致了边坡的失稳破坏。

2.5 小结

在总结前人研究成果的基础上，将地震作用下边坡稳定性的影响因素归纳为边坡所处的地质背景、边坡的岩体结构类型和地层岩性组合、边坡的地形地貌条件以及边坡的水文地质条件 5 个方面，并对这 5 个方面进行了详细的分析。

把边坡的工程地质模型归纳为两类：一类是有明显控制性结构面的边坡工程地质模型，另一类是无明显控制性结构面的边坡工程地质模型。前者包括了水平层状边坡、顺层边坡、反倾边坡、同时包括了滑坡改造边坡及基覆结构边坡；后者则主要包括均质土坡，无明显控制性结构面的节理裂隙化散体岩质边坡。对各类边坡在地震作用下的破坏形式进行了探讨。

对边坡的动力失稳机制进行了讨论，认为地震对边坡会产生两种作用：① 地震惯性力的作用；② 地震产生的超静孔隙水压力的迅速增大和累积作用。这两种作用共同导致了边坡的失稳。不同的边坡破坏类型，这两种作用的作用强度也不同。对于塑性流动失稳破坏是孔隙水压力的累积作用起主导作用引起，崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力起决定作用，对于滑动型破坏则视情况而定。对于后发型边坡失稳，则是由于地震的累积效应导致了边坡的失稳破坏。

第3章 边坡动力有限元分析方法

3.1 有限元法及分析步骤

有限元法是以变分原理为基础的一种数值计算方法。有限元法基本思想是将连续的求解区域离散为一组有限、且按一定方式相互联结在一起的单元组合体。在每一个单元内用近似函数分片地表示求解域上待求的未知场。单元内的近似函数常由未知场函数或其导数在单元的各个结点的数值和其插值函数来表达。因此，未知场函数或其导数在各个结点上的数值就成为未知量，从而使一个连续无限自由度问题离散为有限自由度问题。求解出这些未知量后，就可通过插值函数计算出各个单元内场函数的近似值，从而得出整个求解域上的近似解。

有限元法分析的主要步骤为^[67]:

①离散和选择单元类型

结构的离散化是将被分析的结构用选定的单元划分为有限单元体，把单元一些指定点作为单元的结点，以单元的集合来代替原结构。具体工作有：对结构用选定单元进行离散；建立坐标系；对单元和结点进行合理编号。

②选择位移函数

位移函数的确定是有限单元法分析的关键。在对单元进行特性分析时，必须对单元中位移分布作合理假设，常将单元中任一点位移用结点位移与坐标函数来表示，该坐标函数称为位移函数。位移函数常采用多项式型式。

主要工作是建立矩阵方程：

$$u_e = N\delta_e \quad (3-1)$$

式中： u_e -单元中任一点的位移列阵；

N -形函数矩阵；

δ_e -单元的节点位移列阵。

③定义应变位移和应力应变关系和推导单元刚度矩阵

a) 利用几何方程将单元中任一点的应变用待定结点位移来表示，即建立如下矩阵方程：

$$\varepsilon = Lu_e = LN\delta_e = B\delta_e \quad (3-2)$$

式中： ε -单元中任一点的应变列阵；

L-微分算子;

B-形变矩阵。

b) 利用物理方程将单元中任一点的应力用待定结点位移来表示, 即建立如下矩阵方程:

$$\sigma = D\varepsilon = DB\delta_e = S\delta_e \quad (3-3)$$

式中: σ -单元中任一点的应力列阵;

D-与单元材料相关的弹性矩阵;

S-应力矩阵。

c) 利用虚位移或最小势能原理或加权残余法建立单元刚度方程:

$$K_e \delta_e = V_e + P_{eq}^e \quad (3-4)$$

式中: $K_e = \int_V B^T DB dV$ 是单元刚度矩阵;

V_e -单元结点力矩阵;

P_{eq}^e -单元等效荷载列阵, 与作用于单元上的外荷载相关。

④组装单元方程得出总体方程并引进边界条件

对单元进行组装建立结构的刚度方程:

$$K\delta = P \quad (3-5)$$

式中: *K*-整体刚度矩阵; δ -整体位移列阵; *P*-综合等效结点荷载列阵。

可以看到整体刚度矩阵 *K* 是一个奇异矩阵, 因为它的行列式等于 0, 利用某些边界条件(或约束、支撑), 去掉奇异性问题。

⑤求解单元应变和应力

对整体刚度方程进行求解, 计算出各结点位移, 再利用上面的几个方程, 可计算出各单元任一点的位移、应变及应力。

⑥解释结果

最后的目标是解释和分析用于应力应变分析过程的结果。在进行设计和分析时, 确定结构中位移最大和应力最大的位置。

3.2 动力方程及其求解方法

根据达朗贝尔原理可建立边坡的平衡方程。在地震荷载作用下, 有限元体系在 $t + \Delta t$ 时刻的运动平衡方程为^[68]:

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} = MI(\ddot{u}_g)_{t+\Delta t} \quad (3-6)$$

式中: M 为体系的总质量矩阵; C 为体系总阻尼矩阵; K 为体系总刚度矩阵; I 为单位激振矢量; $\ddot{u}_{i+\Delta t}$ 为体系的节点加速度向量; $\dot{u}_{i+\Delta t}$ 为体系的节点速度向量; $u_{i+\Delta t}$ 为体系的节点位移向量; $(\ddot{u}_g)_{i+\Delta t}$ 为边坡基岩的加速度。

动力方程与静力方程有两点不同, 一是动力学方程中出现惯性力和阻尼力; 二是荷载是时间的函数。

对上式求解方法常用的有直接积分法和振型叠加法。

振型叠加法是将多自由度系统通过振型分解表示为若干个广义的单自由度系统, 求解各单自由度系统的时程响应后, 通过振型叠加得到多自由度系统的时程响应。(与振型分解反应谱法是不同的, 振型分解反应谱法或简称反应谱法是将动力问题静力化的一种方法, 得到的是动力响应的最大值)。

直接积分法是直接对运动方程进行逐步数值积分。直接积分法的基本思想是: 对时间离散时, 不要求任何时刻都满足运动方程, 而仅要求在离散时间点上满足运动方程; 在时间间隔 Δt 内位移、速度和加速度的变化规律及其间关系是假定的, 根据假定条件不同有不同的直接积分法。

地震时的时程振动方程是一个非线性方程, 直接求得解析解是很困难的, 一般采用数值积分法求解。常用的数值解法有: 龙格-库塔法、线性加速度、威尔逊- θ 法、纽马克 (Newmark) 法。这些方法均为逐步积分法, 将时间轴划分为一系列很小的间隔, 按照时间顺序, 一步一步求出体系的反应, 每一步都是以前一步的结果为基础。下文简要介绍线性加速度法与威尔逊 (Wilson) - θ 法。

(1) 线性加速度法

线性加速度法现在常用的是 1959 年纽马克对其的一种推广形式^[69,70], 是一种通用逐步积分的数值解法, 其基本假定是: 地震作用下质点的加速度反应在任意一个微小时段 Δt 内均呈线性变化, 故称之为线性加速度法。假设已求出 t_i 时刻质点的相对位移 x_i , 相对速度 \dot{x}_i , 相对加速度 \ddot{x}_i , 求经过时间 Δt 后, 在 t_{i+1} 时刻的位移 x_{i+1} , 速度 \dot{x}_{i+1} , 加速度 \ddot{x}_{i+1} 。由于在时段 Δt 内加速度呈线性变化, 故在时段 Δt 内任何一个时刻 τ 的加速度为:

$$\{\ddot{x}(\tau)\} = \{\ddot{x}_i\} + \frac{\{\ddot{x}_{i+1}\} - \{\ddot{x}_i\}}{\Delta t} \tau \quad (3-7)$$

积分得:

$$\{\dot{x}(\tau)\} = \{\dot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_i \tau + \frac{\{\dot{x}\}_{i+1} - \{\dot{x}\}_i}{2\Delta t} \tau^2 \quad (3-8)$$

$$\{x(\tau)\} = \{x\}_i + \{\dot{x}\}_i \tau + \{\ddot{x}\}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\{\ddot{x}\}_{i+1} - \{\ddot{x}\}_i}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^3}{6} \quad (3-9)$$

令 $\tau = \Delta t$, 得

$$\{\dot{x}\}_{i+1} = \{\dot{x}\}_i + \Delta t \{\ddot{x}\}_i + \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{x}\}_{i+1} \quad (3-10)$$

$$\{x\}_{i+1} = \{x\}_i + \Delta t \{\dot{x}\}_i + \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{x}\}_i + \frac{\Delta t^2}{6} \{\ddot{x}\}_{i+1} \quad (3-11)$$

令 $[\tilde{C}] = [M]^{-1}[C]$, $[\tilde{K}] = [M]^{-1}[K]$

从 t_i 到 t_{i+1} 时刻的第 $i+1$ 时段内的增量方程为

$$\{\Delta\ddot{x}\}_{i,i+1} + [\tilde{C}] \{\Delta\dot{x}\}_{i,i+1} + [\tilde{K}] \{\Delta x\}_{i,i+1} = -\{\Delta\ddot{x}_g\}_{i+1} \quad (3-12)$$

其中

$$\{\Delta\ddot{x}\}_{i,i+1} = \{\ddot{x}(t_i + \Delta t)\} - \{\ddot{x}(t_i)\}, \quad \{\Delta\dot{x}\}_{i,i+1} = \{\dot{x}(t_i + \Delta t)\} - \{\dot{x}(t_i)\} \quad (3-13)$$

$$\{\Delta x\}_{i,i+1} = \{x(t_i + \Delta t)\} - \{x(t_i)\} \quad (3-14)$$

由式 (3-10)、(3-11) 和上式可得

$$\{\Delta\dot{x}\}_{i,i+1} = \Delta t \{\dot{x}\}_i + \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{x}\}_{i,i+1} \quad (3-15)$$

$$\{\Delta x\}_{i,i+1} = \Delta t \{x\}_i + \frac{\Delta t^2}{2} \{\dot{x}\}_i + \frac{1}{6} \{\ddot{x}\}_{i,i+1} \quad (3-16)$$

由式 (3-16) 解得:

$$\{\Delta\ddot{x}\}_{i,i+1} = \frac{6}{\Delta t^2} (\{\Delta x\}_{i,i+1} - \Delta t \{\dot{x}\}_i - \frac{\Delta t^2}{2} \{\Delta\dot{x}\}_i) \quad (3-17)$$

代入式 (3-14) 得:

$$\{\Delta\dot{x}\}_{i,i+1} = \frac{3}{\Delta t} (\{\Delta x\}_{i,i+1} - \Delta t \{\dot{x}\}_i - \frac{\Delta t^2}{6} \{\Delta\ddot{x}\}_i) \quad (3-18)$$

把式 (3-17), (3-18) 代入式 (3-16), 整理可得在第 $i+1$ 时段内各个质点的位移增量为:

$$\{\Delta x\}_{i,i+1} = [K^*]_i^{-1} \{\Delta F^*\}_{i,i+1} \quad (3-19)$$

式中

$$[K^*]_i = [K]_i + \frac{6}{\Delta t^2} [I] + \frac{3}{\Delta t} [C]; \quad [I] = diag[1 \dots 1] \quad (3-20)$$

$$\{\Delta F^*\}_{i,i+1} = -[M]\{\Delta \ddot{x}_g\}_{i,i+1} + ([M]\frac{6}{\Delta t} + 3[C])\{\dot{x}\}_i + (3[M] + \frac{\Delta t}{2}[C])\{\ddot{x}\}_i \quad (3-21)$$

式(3-19)和一般的静力方程的形式相似,故该式叫做增量拟静力平衡方程,其中 $[K^*]_i$ 为拟刚度矩阵, $\{\Delta F^*\}_{i,i+1}$ 为拟荷载增量矩阵。解式(3-21)得 $\{\Delta x\}_{i,i+1}$,在第*i+1*时段内各个质点的速度增量为

$$\{\Delta \dot{x}\}_{i,i+1} = \frac{3}{\Delta t}(\{\Delta x\}_{i,i+1} - \Delta t \{\Delta \dot{x}\}_i - \frac{\Delta t^2}{6} \{\Delta \ddot{x}\}_i) \quad (3-22)$$

由式(3-15)、(3-16)计算出的 $\{\Delta x\}_{i,i+1}$, $\{\Delta \dot{x}\}_{i,i+1}$ 后,可以计算第*i+1*时段末(t_{i+1} 时刻)各个质点的相对位移、相对速度、相对加速度。

$$\{x\}_{i+1} = \{x\}_i + \{\Delta x\}_{i,i+1} \quad (3-23)$$

$$\{\dot{x}\}_{i+1} = \{\dot{x}\}_i + \{\Delta \dot{x}\}_{i,i+1} \quad (3-24)$$

从*i=0*开始,令*i=0,1,2,...,n*,一个时段、一个时段分别计算各个时段末端(t_{i+1} 时刻)各质点的相对位移、相对速度、相对加速度,就可以得到多质点体系整个时程的地震反应。

线性加速度法是有条件稳定的时程分析法,计算的精确度取决于时间步长 Δt 的大小,步长 Δt 越小,精确度就越高,但是计算时间显著增加。当 $\Delta t/T$ 过大(T 为体系基本周期),体系反应经常出现振荡现象,使正确解处于一个步长的中间。但是,已经证明,线性加速度法的收敛条件为 $\Delta t/T \leq 0.389$;稳定条件是 $\Delta t/T \leq 0.551$ 。

(2) 威尔逊(Wilson) - θ 法

威尔逊(Wilson) - θ 法是对线性加速度法的更广阔应用的一种方法。要点是:将 Δt 延伸到 $\theta\Delta t$,用线性加速度法求出对应 $\theta\Delta t$ 的结果,然后利用线性内插(即除以 θ)法,得到对应于 Δt 的结果。 $\theta\Delta t$ 步长内的拟静力方程和加速度增量向量 $\{\hat{\Delta x}\}$ 如下:

$$[\hat{K}]\{\hat{\Delta x}\} = \{\hat{\Delta \tilde{F}}\} \quad (3-25)$$

$$\text{式中, } [\hat{K}] = [K] + \frac{6}{\tau^2}[M] + \frac{3}{\tau}[C]$$

$$[\hat{\Delta \tilde{F}}] = -[M]\{\hat{\Delta \ddot{x}}\} + ([M]\frac{6}{\tau} + 3[C])\{\dot{x}\}_i + (3[M] + \frac{\tau}{2}[C])\{\ddot{x}\}_i$$

$$\{\hat{\Delta \ddot{x}}\} = \frac{6}{\tau^2}\{\hat{\Delta x}\} - \frac{1}{\tau}\{\dot{x}\}_i - 3\{\ddot{x}\}_i$$

Δt 步长的加速度增量向量 $\{\Delta\ddot{x}\}$ 、位移增量向量 $\{\Delta x\}$ 和速度增量向量 $\{\Delta\dot{x}\}$ 分别为：

$$\{\Delta\ddot{x}\} = \frac{1}{\theta}\{\hat{\Delta}\ddot{x}\}; \quad \{\Delta x\} = \{\dot{x}\}_i \Delta t + \{\ddot{x}\}_i \frac{\Delta t^2}{2!} + \{\Delta\ddot{x}\} \frac{\Delta t^2}{3!}; \quad (3-26)$$

$$\{\Delta\dot{x}\} = \{\ddot{x}\}_i \Delta t + \{\Delta\ddot{x}\} \frac{\Delta t}{2}$$

本计算步长的终值为：

$$\{x\}_{i+1} = \{x\}_i + \{\Delta x\}; \quad \{\dot{x}\}_{i+1} = \{\dot{x}\}_i + \{\Delta\dot{x}\} \quad (3-27)$$

$$\{\ddot{x}\}_{i+1} = [M]^{-1}(-[M]\{\ddot{x}\}_{i+1} - [C]\{\dot{x}\}_{i+1} - [K]\{x\}_{i+1}) \quad (3-28)$$

采用威尔逊- θ 法进行多自由度体系地震反应时程分析的步骤，大致和线性加速度法相同。威尔逊- θ 法的特点是在多自由度体系中，具有抑止高频振动的作用，即对高频振动有人为阻尼，从而大大减小了高频振动的反应，不至于因高振型反应引起振荡而使计算不稳定，可以采用较大的积分步长。但是由于这个特点，它不能保留高振型的反应，引起周期的延长和振幅的衰减。

威尔逊- θ 法和线性加速度法的差别在于：线性加速度法假定体系在 $t + \Delta t$ 内是线性的，要求 $t + \Delta t$ 时刻满足运动方程，从而计算出 $t + \Delta t$ 时刻的反应量 $\{\ddot{x}(t + \Delta t)\}$ ；而威尔逊- θ 法假定体系在 $t + \theta\Delta t$ 内是线性的，要求 $t + \theta\Delta t$ 时刻满足运动方程，从而计算出 $t + \theta\Delta t$ 时 $\{\ddot{x}(t + \theta\Delta t)\}$ 的值，但以后仍然退回计算 $t + \theta\Delta t$ 时刻的体系反应，舍去多余部分。威尔逊- θ 法在 $\theta \geq 1.37$ 时为无条件稳定的，但是 θ 取的过大，误差显著增大，威尔逊推荐合理的 θ 值为 1.4。

3.3 非线性动力方程及其求解

对线性系统而言，结构或单元的刚度为常数矩阵。但对非线性系统而言，尽管可以假定系统在 Δt 时段内各单元刚度不变，但在不同的时段，各单元刚度在变化，从而系统的总体刚度也在变化，单元刚度一般是位移的函数。非线性方程组常可写为：

$$\varphi(x) = K(x) - R = 0 \quad (3-29)$$

非线性动力方程求解由三重循环组成，即荷载步、子步和平衡迭代。最外层循环由在一定“时间”范围内明确定义的荷载步组成，假定荷载步内的荷载是线性变化的。子步是荷载步内再划分的逐步加载点。当子步数设为 1 时，荷载步与子步相同。荷载步和子步是用于确定时程法的时间步长 Δt 对非线性动力分

析而言，荷载步与子步主要是控制解的精度。平衡迭代是每个子步内为得到收敛解而进行的计算，是非线性计算所采用的方法。荷载步（Loadstep）、子步（substep）、平衡迭代（Equilibrium iterations）与时间（T）关系如图 3-1。

非线性方程组式（3-29）直接求解有困难，常采用数值方法进行求解，大致可归纳为三类：迭代法、增量法和增量迭代混合法。

迭代法在每次迭代过程中施加全部荷载，但逐步修改位移和应变，使之满足非线性的应力-应变关系。常用的迭代法有：直接迭代法，牛顿-拉佛逊法（Newton-Rapson 法），修正的牛顿-拉佛逊法。

增量法是将荷载划分为一系列增量，每次施加一个荷载增量。在一个荷载增量中，假定刚度矩阵是常数；在不同的荷载增量中，刚度矩阵可以不同，并与应力-应变关系相对应。常用的增量法有：增量法，增量弧长法。

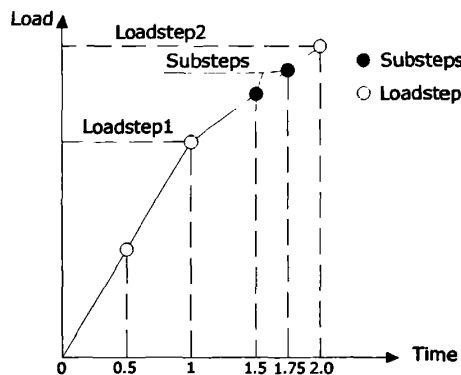


图 3-1 荷载步、子步、平衡迭代与时间的关系

混合法是同时采用了增量法和迭代法，即将荷载划分为荷载增量，而对每个荷载增量中进行迭代计算。其仍将荷载分成若干级增量，但荷载分级数可比增量法大为减少，即每级荷载增量的大小增加了。在每一级增量荷载作用下，又进行迭代计算，使每一级增量中的计算误差可控制在很小的范围之内。该法是分析非线性问题非常有效的方法，在工程中得到广泛应用。

论文中将采用混合法求解，首先将荷载划分为一系列的荷载步（如图 3-2），在每个荷载步中采用牛顿-拉普森法（Newton-Rapson 法）迭代求解。混合法求解示意图如图 3-2 所示。在荷载步中的牛顿-拉普森法迭代求解如图 3-3 所示。首先假定有一组接近解 $x^{(k)}$ ，求出曲线 $\varphi(x^{(k)})$ 切线（即刚度矩阵的切线矩阵），其与 x 轴相交得到下一接近解 $x^{(k+1)}$ ，迭代公式为：

$$x^{(k+1)} = x^{(k)} - \frac{\varphi(x^{(k)})}{\varphi'(x^{(k)})} = x^{(k)} - \left(\frac{d\varphi(x)}{dx^k}\right)^{-1} \varphi(x^{(k)}) = x^{(k)} - \left(\frac{dK(x)}{dx^{(k)}}\right)^{-1} \varphi(x^{(k)}) \quad (3-30)$$

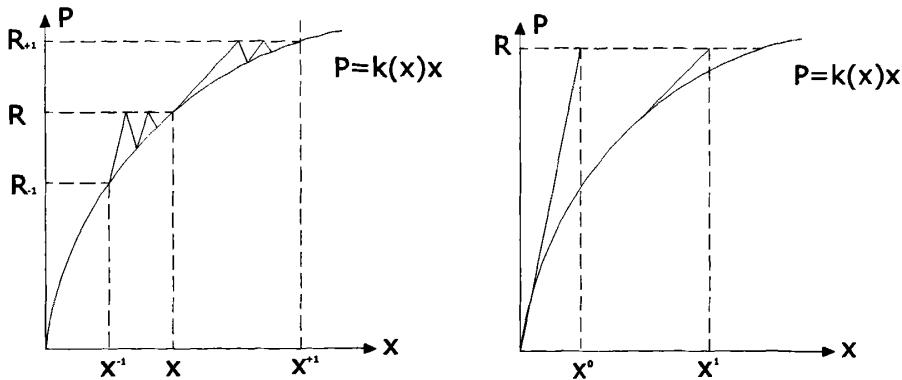


图 3-3 牛顿-拉普森法迭代求解

3.4 边坡地震动力分析所采用的单元

在边坡地震动力分析中采用平面单元对岩（土）体进行模拟。

在二维分析中，任意四边形等参单元，既能大大提高精度又能适应几何形状不规则的区域和边界^[71]。采用四节点等参单元来模拟岩（土）体。

① 平面四节点等参元及其形函数 N

在平面单元上建立位移插值函数比较方便，可建立如下的位移插值函数：

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i u_i; \quad v = \sum_{i=1}^4 N_i v_i \quad (3-31)$$

式中 u_i, v_i ($i=1,2,3,4$) 为节点位移； N_i ($i=1,2,3,4$) 为形函数，其表达式为：

$$\begin{aligned} N_1 &= (1-\xi)(1-\eta)/4 \\ N_2 &= (1+\xi)(1-\eta)/4 \\ N_3 &= (1+\xi)(1+\eta)/4 \\ N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)/4 \end{aligned} \quad (3-32)$$

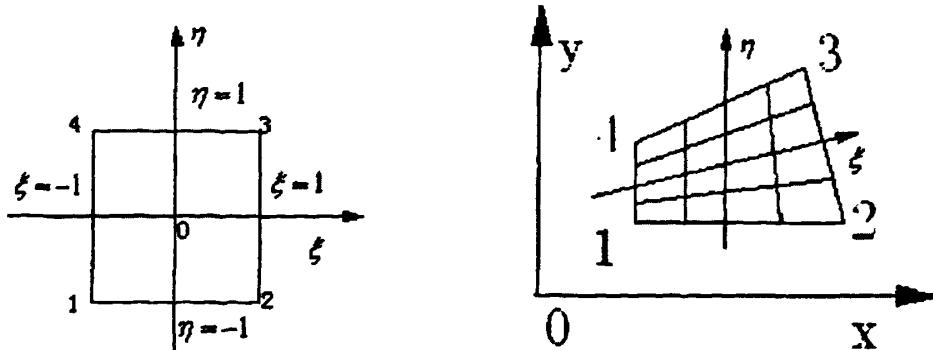


图 3-4 平面四节点等参单元

为了将局部坐标中几何形状规则的单元转换成整体坐标中几何形状扭曲单元，需要进行坐标变换，这种坐标变换采用与插值函数相同的表达式：

$$x = \sum_{i=1}^4 N_i x_i; \quad y = \sum_{i=1}^4 N_i y_i \quad (3-33)$$

式中 x, y 为实际单元任一点在整体坐标系中的坐标； x_i, y_i 为 ($i=1, 2, 3, 4$) 为实际单元四结点在整体坐标系中的坐标。

②平面四节点等参单元的几何矩阵[B]

有了位移函数，可求出单元内各点的应变和节点位移关系式：

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} = [B]\{\delta\} \quad (3-34)$$

式中[B]为几何矩阵，由式(3-33)中知在几何矩阵中要进行形函数对整体坐标 x, y 微分，而形函数是用局部坐标 ξ, η 表示的，直接对整体坐标 x, y 进行微分有困难，需要找出形函数对局部坐标微分和形函数对整体坐标微分的关系。

③平面四节点等参单元的应力矩阵[S]

式(3-39)给出了弹塑性矩阵 $[D]_{ep}$ ，按下式可得出应力矩阵[S]：

$$[S] = [D]_{ep}[B] \quad (3-35)$$

④平面四节点等参单元的单元刚度矩阵

几何矩阵[B]确定后，由虚功原理可得到平面问题单元刚度矩阵一般表达式为：

$$[K]_e = t \iint [B]^T [D] [B] dx dy \quad (3-36)$$

由于几何矩阵[B]是局部坐标表示的，积分 $dx dy$ 要转换为局部坐标表示。

3.5 弹塑性本构关系与屈服准则

基于 Drucker-Prager 屈服准则的弹塑性本构模型已被用于岩土弹塑性动力分析中。1983 年 Toki 成功采用 Drucker-Prager 破坏准则作为屈服准则来考虑岩土介质的非线性，分析了岩体边坡动力反应。

在边坡动力反应分析中，希望获得岩体的弹塑性变形特性，因此采用基于弹塑性增量理论的本构模型。而基于 Drucker-Prager 屈服准则的弹塑性本构模型已应用于岩体动力分析中，并取得较好的效果，因此在论文中将采用此本构模型来模拟岩体。

Drucker-Prager 屈服准则对 Mohr-Coulomb 准则的近似，其采用广义的 von Mises 屈服条件，其表达式为（应力以拉为正）：

$$f = \sqrt{J_2} + aI_1 - K = 0 \quad (3-37)$$

式中： I_1 —应力张量第一不变量，即 $I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_m$ 。

J_2 —应力偏量第二不变量， $J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$ 。

a —试验常数。 $a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$ ，式中 φ 为岩体内摩擦角。

K —试验常数。 $K = \frac{6C \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$ ，式中 C 为岩体粘聚力。

在主应力空间中，Drucker-Prager 屈服准则是一个圆锥面，如图 3-6 所示。

由 D-P 材料屈服条件可见，除弹性模量，泊松比，密度三个参数外，还要岩土体粘聚力，内摩擦角共五个参数。

Drucker-Prager 屈服准则中引入了应力张量第一不变量 I ，因此该屈服准则考虑了静水压力影响。但由于 Drucker-Prager 模型为理想弹塑性模型，屈服面并不随材料的逐渐屈服而改变，因此没有硬化准则，其塑性行为被假定为理想弹塑性。

假定服从相关联的流动法则，即塑性势面与屈服面相重合，来推导相应的弹塑性矩阵。由于为理想弹塑性，无硬化法则，即硬化常数 A 为 0，其弹塑性矩阵为：

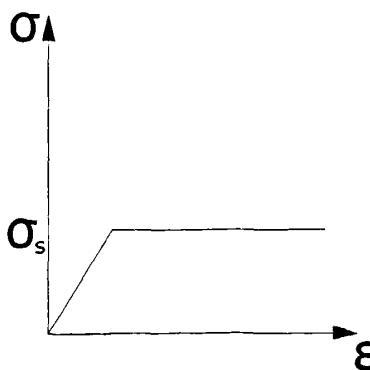


图 3-5 应力应变曲线图

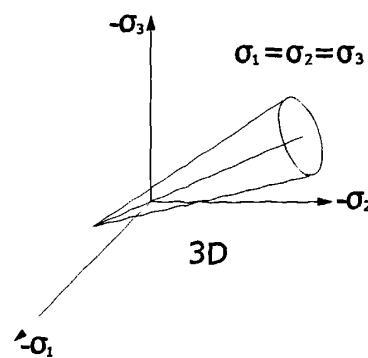


图 3-6 主应力空间屈服面

图中: σ -应力, ε -应变。

令塑性矩阵 $[D]_p$ ^[7] 为:

$$[D]_p = -\frac{[D]_e \left\{ \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right\}^T [D]_e \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}}{\left\{ \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right\}^T [D]_e \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \quad (3-38)$$

则弹塑性矩阵为:

$$[D]_{ep} = [D]_e + [D]_p \quad (3-39)$$

在平面应变下, 有 Drucker-Prager 材料弹塑性矩阵 $[D]_{ep}$:

$$[D]_{ep} = \frac{E}{1+\mu} \begin{bmatrix} \frac{1-\mu}{1-2\mu} & \frac{\mu}{1-2\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-2\mu} & \frac{1-\mu}{1-2\mu} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{S}_1^{-2} & \bar{S}_1 \bar{S}_2 & \bar{S}_1 \bar{S}_3 \\ \bar{S}_1 & \bar{S} & \bar{S} \\ \bar{S}_1 \bar{S}_2 & \bar{S}_2^{-2} & \bar{S}_2 \bar{S}_3 \\ \bar{S} & \bar{S} & \bar{S} \\ \bar{S}_1 \bar{S}_3 & \bar{S}_2 \bar{S}_3 & \bar{S}_3^{-2} \\ \bar{S} & \bar{S} & \bar{S} \end{bmatrix} \quad (3-40)$$

其中:

$$\bar{S} = \bar{S}_1 \sigma_x^+ + \bar{S}_2 \sigma_y^+ + \bar{S}_3 \tau_{xy} + a \sqrt{3 J_2} (\bar{S}_1 + \bar{S}_2) \quad (3-41)$$

$$\bar{S}_1 = \frac{E}{1+\mu} \left(\frac{1-\mu}{1-2\mu} \sigma_x^+ + \frac{\mu}{1-2\mu} \sigma_y^+ + \frac{2}{1-2\mu} a \sqrt{J_2} \right) \quad (3-42)$$

$$\bar{S}_2 = \frac{E}{1+\mu} \left(\frac{\mu}{1-2\mu} \sigma_x^+ + \frac{1-\mu}{1-2\mu} \sigma_y^+ + \frac{2}{1-2\mu} a \sqrt{J_2} \right) \quad (3-43)$$

$$\bar{S}_3 = \frac{E}{1+\mu} \tau_{xy} \quad (3-44)$$

由式(3-40)知: 对于 Drucker-Prager 材料其弹塑性矩阵中需要弹性模量 E 、泊松比 μ 、岩土体粘聚力、内摩擦角等参数。

第4章 均匀岩质高边坡有限元动力响应分析

ANSYS 软件是有限元分析设计软件，可广泛应用于核工业、铁道、机械制造、能源、汽车交通、国防军工、电子、土木工程、轻工、地矿、水利等一般工业及科学领域。ANSYS 软件是一个功能强大的有限元通用程序，其具有强大的前处理、求解和后处理功能，目前已在土木工程领域广泛使用。本论文将采用 ANSYS 有限元程序作为平台利用其自带编程语言 APDL 二次开发进行相应的分析。

4.1 二维粘弹性人工边界及粘弹性边界单元

建立人工边界的方法有多种，大致可以分为全局人工边界和局部人工边界两大类，与全局人工边界相比，局部人工边界计算机储量小、计算时间短，具有良好的实用性，在实际工程中获得了广泛的应用。局部人工边界中，旁轴边界和投射边界等精度较高，在实际工程中一般限于二阶精度以内^[72,73]。而粘性边界虽然只有一阶精度，但概念清楚，易于程序实现，应用广泛，已经被引入一些规范和大型通用有限元软件中^[74]。但是，粘性边界精度低，特别是不能模拟无限地基的弹性恢复性能，有时位移结果会出现较大漂移，不能满足工程精度的要求。

粘弹性人工边界是局部人工边界中的一种，它克服了粘性边界引起的低频漂移问题，能够模拟人工边界外的半无限介质的弹性恢复性能，具有良好的低频和高频稳定性，应用方便。该边界与通用有限元软件容易结合，在 ANSYS 等软件上已经初步实现，并且经过实际工程验证，能够满足工程精度的要求，具有良好的稳定性。

粘弹性人工边界可以等效为连续分布的并联弹簧-阻尼器系统，图 4-1 和图 4-2 为二维粘弹性人工边界示意图，人工边界上法向与切向的弹簧刚度和阻尼系数按照公式（4-1）和（4-2）取值。

二维粘弹性人工边界等效物理系统的弹簧系数 K_b 和阻尼系数 C_b 分别为：
切向边界，

$$K_{bt} = \alpha_t \frac{G}{R}, C_{bt} = \rho c_s \quad (4-1)$$

法向边界，

$$K_{BN} = \alpha_N \frac{G}{R}, C_{BN} = \rho c_p \quad (4-2)$$

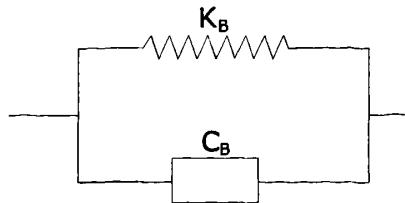


图 4-1 人工粘弹性边界单元

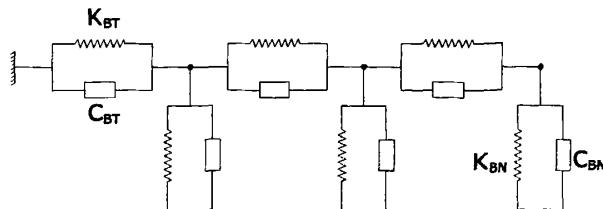


图 4-2 人工边界等效弹簧-阻尼器系统

K_{BN} 、 K_{BT} 分别为弹簧法向与切向刚度； R 为波源至人工边界点的距离； c_s 和 c_p 分别为 S 波和 P 波波速； G 为介质的剪切模量； ρ 为介质质量密度； α_T 与 α_N 分别为切向与法向粘弹性人工边界参数。数值计算表明，粘弹性人工边界具有良好的鲁棒性，人工边界参数 α_T 和 α_N 在一定范围内取值均可以给出良好的计算结果，推荐使用表 1 中的数据。

表 4-1 粘弹性人工边界参数 α_N 与 α_T 的取值范围^[75]

	参数	取值范围	推荐系数
二维问题	α_T	0.35~0.65	0.5
	α_N	0.8~1.2	1
三维问题	α_T	0.5~1.0	2/3
	α_N	1.0~2.0	4/3

根据 S 与 P 波波速有如下公式：

$$\begin{cases} \rho c_s^2 = G \\ \rho c_p^2 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{cases} \quad (4-3)$$

介质的剪切模量：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4-4)$$

式中 ν 为介质材料的泊松比， E 为介质弹性模量

把(4-3)和(4-4)带入(4-1)和(4-2)可得:

$$K_{BT} = \alpha_T \frac{E}{2(1+\nu)R}, C_{BT} = \sqrt{\frac{\rho E}{2(1+\nu)}} \quad (4-5)$$

$$K_{BN} = \alpha_N \frac{E}{2(1+\nu)R}, C_{BN} = \sqrt{\frac{\rho E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (4-6)$$

4.2 动力方程中的阻尼

阻尼是指使振动衰减或使振动能量耗散的作用。单元的阻尼力理论非常复杂。一种阻尼是与质点的速度或应变速率相关的,称为粘性阻尼,其阻尼力与质点运动速度成正比,方向与速度方向相反。粘性阻尼表达式为:

$$C_v = \int_{V_e} \mu_1 N^T N dV \quad (4-7)$$

若单元阻尼系数为常数,且为均质材料,则单元阻尼矩阵正比于单元质量矩阵。另一种阻尼与应变速度成正比,方向与应力方向相同。通常材料内摩擦引起的结构阻尼可简化为此情况。

$$C_s = \int_{V_e} B^T \mu_2 N B dV \quad (4-8)$$

若单元阻尼系数为常数,则单元阻尼矩阵正比于单元刚度矩阵。

若阻尼作用为上述两种阻尼,则单元阻尼矩阵为:

$$C^e = C_v + C_s = \int_{V_e} \mu_1 N^T N dV + \int_{V_e} B^T \mu_2 N B dV \quad (4-9)$$

理论上可按上式建立单元阻尼矩阵,然后集成总体阻尼矩阵。但事实上单元阻尼系数 μ_1 和 μ_2 是很难确定的,且一般情况下依赖于频率。本文采用瑞雷(Rayleigh)阻尼进行阻尼矩阵计算。瑞雷阻尼理论将体系总阻尼矩阵简化为质量矩阵M和刚度矩阵K的线性组合:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4-10)$$

式中 α 、 β 为瑞雷阻尼系数,可按下式确定:

$$\alpha = \frac{2\omega_i \omega_j (\xi_j \omega_j - \xi_i \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (4-11)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_j \omega_j - \xi_i \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (4-12)$$

式中 ω_i 和 ω_j 分别为结构的第*i*和第*j*振型的固有频率, ξ_i 和 ξ_j 为相应的阻尼

比, 可取 $i=1, j=2$ 或 3 。一般阻尼比可通过实测得到, 本文在作边坡动力分析时, 首先作了边坡模态分析, 提取出边坡的固有频率, 反复试算并参照工程经验, 边坡岩体结构阻尼比在 $0\sim0.20$ 范围内变化。

4.3 边坡动力响应三量的放大系数

为了便于表达, 引入无量纲位移放大系数、速度放大系数以及加速度放大系数, 分别用符号 ε 、 ζ 、 η 来表示。位移放大系数、速度放大系数以及加速度放大系数, 分别定义为边坡地震动力响应位移、速度、加速度波动峰值与坡脚地面位移、速度加速度波动峰值的比值。假定坡体内任意一点 E 的动力反应的位移为 D_E , 坡脚 C 点的动力反应的位移峰值为 D_C , 则该点的位移放大系数 ε 就可以表示为:

$$\varepsilon = \frac{D_E}{D_C} \quad (4-13)$$

速度放大系数和加速度放大系数有类似定义, 这样位移放大系数、速度放大系数以及加速度放大系数的分布规律便可以代表位移、速度、加速度的分布变化规律。

4.4 模型的建立与地震动的输入

4.4.1 模型的建立及参数的选取

模型坡脚以上轮廓根据勘察设计院资料建立, 依照从左到右, 从下到上的顺序建立模型, 模型采取四边形网格进行划分, 从坡脚到坡肩高 $595m$, 宽 $1355m$ 。如图 4-3 所示。

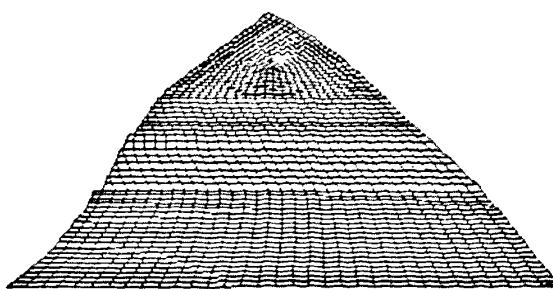


图 4-3 坡脚以上模型轮廓

本次计算的模型参数有岩体的弹性模量 E , 泊松比 ν , 密度 ρ , 瑞雷阻尼的阻尼比 ξ , 粘弹性人工边界中的人工边界参数 a_T 和 a_N , 以及加载点中心至边界的平均距离 R , R 取值为 AB, 见图 4-3。上述参数按下式取值:

$$E=5 \times 10^4 \text{ MPa}, \nu=0.2, \rho=2500 \text{ kg/m}^3, a_T=1, a_N=0.5, \xi=0 \quad (4-14)$$

为了简便, 取 R 为 2336 m, 由 (4-14) 可计算瑞雷系数 α 、 β 以及粘弹性边界参数 K_{BT} 、 C_{BT} 、 K_{BN} 、 C_{BN} 得:

$$\alpha=0, \beta=0, K_{BT}=1.9 \times 10^8, C_{BT}=3.1 \times 10^8, K_{BN}=3.8 \times 10^8, C_{BN}=5.0 \times 10^8 \quad (4-15)$$

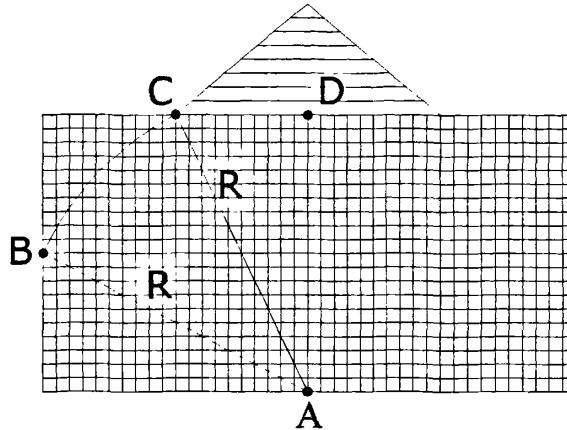


图 4-4 R 近似取为加载 A 点至边界面的平均距离

4.4.2 地震荷载的输入

通过将地震波动输入问题化为波源问题, 即将输入地震动转化为作用于人工边界上的等效荷载的方法来实现波动输入。

输入横向加速度的时程为:

$$a=A \cdot g \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (4-16)$$

式中: A 为输入加速度荷载的幅值; g 为重力加速度, 取为 9.8 m/s^2 ; T 为输入荷载的周期; t 为荷载的持时, 时程取为 5 秒。

动荷载的输入可以采用加速度时程、速度时程、位移时程和应力(力)时程 4 种方式。本文通过在模型底部输入横向力时程的方式来模拟地震荷载。

$$\begin{cases} \sigma_n = -2(\rho C_p) v_n \\ \sigma_s = -2(\rho C_s) v_s \end{cases} \quad (4-17)$$

式中: σ_n 为正应力; σ_s 为剪应力; ρ 为密度; C_p 为介质的 P 波波速; C_s 为介质的 S 波速度; v_n 为铅直方向的质点速度; v_s 为水平方向的质点速度。对

于加速度时程首先通过积分转化为速度时程，再利用式（4-17）、（4-18）转化成相应的应力输入。

对式（4-16）进行积分(使初始速度为零)，就可转化为速度时程：

$$v_s = A \cdot \frac{gT}{2\pi} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (4-18)$$

将上式代入（4-17）可得应力时程为：

$$\sigma_s = -A \cdot (\rho C_s) \cdot \frac{gT}{\pi} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (4-19)$$

将式（4-3），（4-4）代入式（4-19）后，化简后可得应力时程如下：

$$\sigma_s = -A \cdot \frac{gT}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{E\rho}{2(1+\nu)}} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (4-20)$$

得到应力时程后，直接与底部面积相乘即可得到作用于节点上的力时程。

为了研究整个边坡坡面部分动力响应的规律性变化，在边坡各个部位设定了一些检测点，提取整个计算时程中位移、速度、加速度3个量的峰值，绘制了边坡动力响应的加速度放大系数、速度放大系数以及位移放大系数的曲线图。在坡面上提取23个点，各点的分布如表4-2所示：

表 4-2 检测点的位置

监测点号	高程(m)	备注	监测点号	高程	备注
1	0.000	坡脚点	13	350	平台处
2	31.875		14	370	平台处
3	63.750		15	390	平台处
4	85.000		16	410	平台处
5	118.75		17	426.57	
6	152.5		18	449.54	
7	163.75		19	472.51	
8	210	平台处	20	503.13	
9	240	平台处	21	533.75	
10	270	平台处	22	564.38	
11	300	平台处	23	595	坡顶
12	330	平台处			

4.5 边坡边界设置对计算结果的影响

边坡场地是一个半无限空间，而有限元法只能处理有限域问题。在动力荷载作用下，边界的存会使计算域内的行波不能透过外界传到无穷远。为了减小模型误差，需要在边界上设置人工边界。

采用 ANSYS 中的 Combine14 弹簧单位来模拟粘弹性边界，为了能够弄清

边界大小对计算结果的影响，分别取模型 1 为宽 1355m、深 1100m（坡脚以下，下同），取模型 2 为宽 4065m、深 2200m（相对模型 1 宽为 3 倍，深为 2 倍，见图 4-23），取模型 3 为宽 6775m、深 3300m（相对模型 1 宽为 5 倍，深为 3 倍），取模型 4 为宽 13550m、深 4400m（相对模型 1 宽为 10 倍，深为 4 倍）。以上模型底部和左右两侧均采用粘弹性边界。

同时也为了探讨自由截断边界对计算结果的影响，在模型 3 和模型 4 的基础上，不改变材料参数以及模型的大小，仅仅只是把粘弹性边界换为自由截断边界并生成模型 5 和模型 6。本节计算采用材料线弹性本构模型并不考虑瑞雷阻尼。

在模型底部输入式（4-20），其参数值采取（4-14）来取值，幅值 A 取 0.2，周期 T 取 0.2。

在选取每个模型的坡脚点计算绝对位移、速度、加速度峰值如表 4-3。

ANSYS 在每荷载步的迭代中计算非线性的收敛判别准则和计算残差。其中计算残差是所有单元内力的范数，只有当残差小于准则时，非线性迭代才算收敛。ANSYS 的位移收敛是基于力的收敛的，以力为基础的收敛提供了收敛量的绝对值，而以位移为基础的收敛仅提供收敛的相对量度。本次计算采用力收敛，收敛容许值采用 ANSYS 默认的 0.005。

表 4-3 各模型坡脚点位移、速度、加速度峰值

模型类别	位移(mm)	速度(cm/s)	加速度(m/s ²)
模型 1（左右与底部均粘弹性边界）	0.7	1.8	0.54
模型 2（左右与底部均粘弹性边界）	4.3	7.4	2.25
模型 3（左右与底部均粘弹性边界）	4.5	8.5	2.18
模型 4（左右与底部均粘弹性边界）	5.2	7.7	2.28
模型 5（左右采用自由截断边界）	3.8	6.6	2.03
模型 6（左右采用自由截断边界）	4.9	7.5	2.19

注：模型 2 至模型 5 坡脚点的加速度的稳定值均在 2.0 m/s² 左右。

表 4-4 各模型的前 6 阶频率 (单位 Hz)

	1 阶频率	2 阶频率	3 阶频率	4 阶频率	5 阶频率	6 阶频率
模型 1	0.462	0.521	0.741	1.469	1.505	1.531
模型 2	0.225	0.233	0.317	0.529	0.638	0.679
模型 3	0.144	0.149	0.199	0.311	0.387	0.427
模型 4	0.088	0.096	0.122	0.168	0.220	0.246
模型 5	0.132	0.173	0.343	0.342	0.527	0.569
模型 6	0.088	0.102	0.179	0.194	0.285	0.369

图 4-5 到图 4-10 分别描述的是图 4-3 中 D 点（下文称为坡底中心点）的加速度时程图。图 4-5 到图 4-10 分别对应模型 1 到模型 6。从图中可以看出，模

型 1 到模型 6 中的 D 点加速度时程图几乎完全一样，说明此点受到边界条件的影响较小。其中横坐标为时间 (s)，纵坐标分别为位移 (m)、速度 (m/s)、加速度 (m/s^2)。

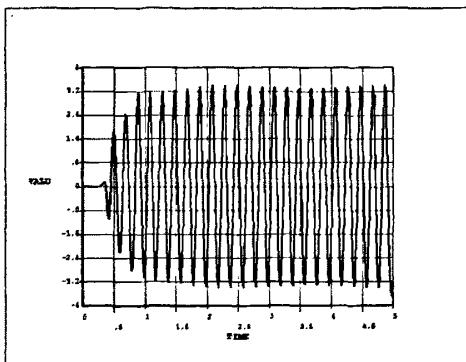


图 4-5 模型 1 坡底中心点加速度时程图

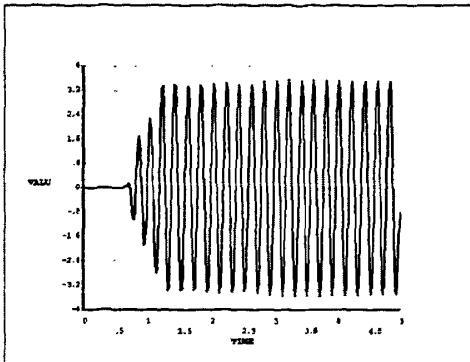


图 4-6 模型 2 坡底中心点加速度时程图

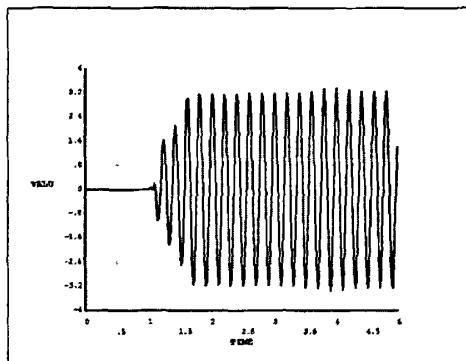


图 4-7 模型 3 坡底中心点加速度时程图

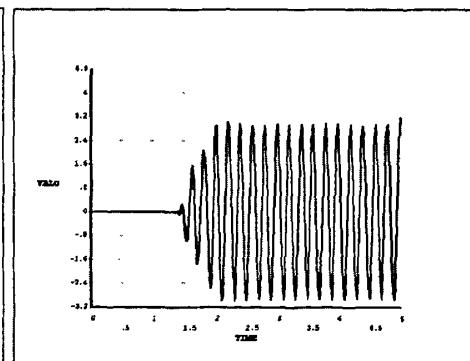


图 4-8 模型 4 坡底中心点加速度时程图

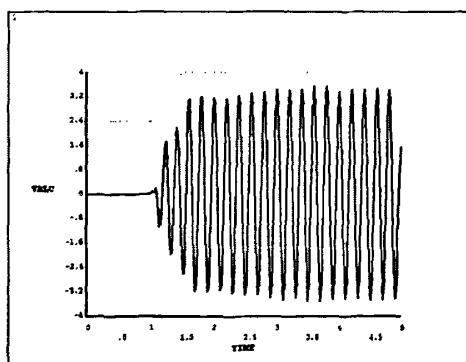


图 4-9 模型 5 坡底中心点加速度时程图

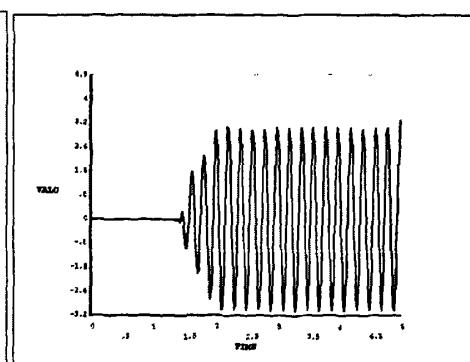


图 4-10 模型 6 坡底中心点加速度时程图

图 4-11 到 4-16 是各个模型坡脚点的位移、速度、加速度时程图。其中横坐标为时间 (s)，纵坐标分别为位移 (m)、速度 (m/s)、加速度值 (m/s^2)。

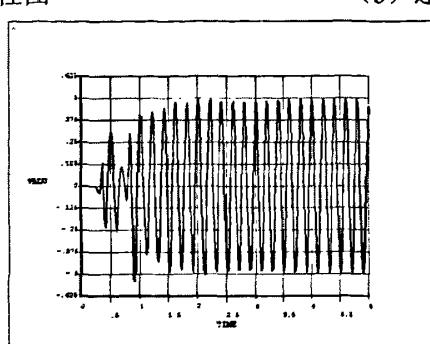
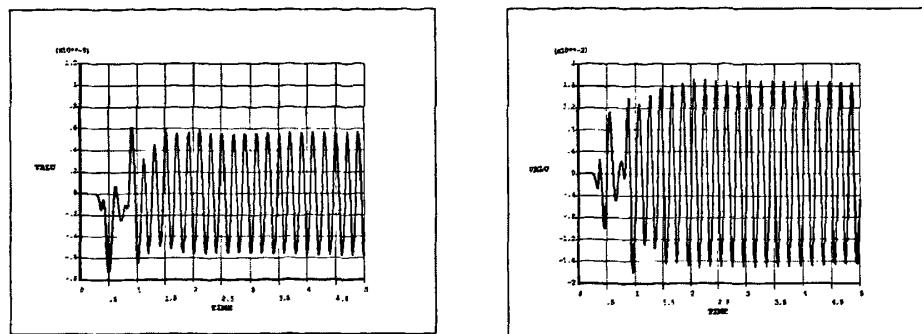


图 4-11 模型 1 坡脚位移、速度、加速度时程图

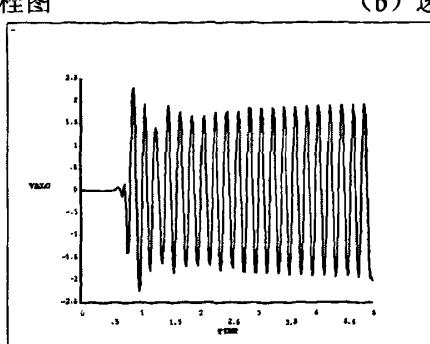
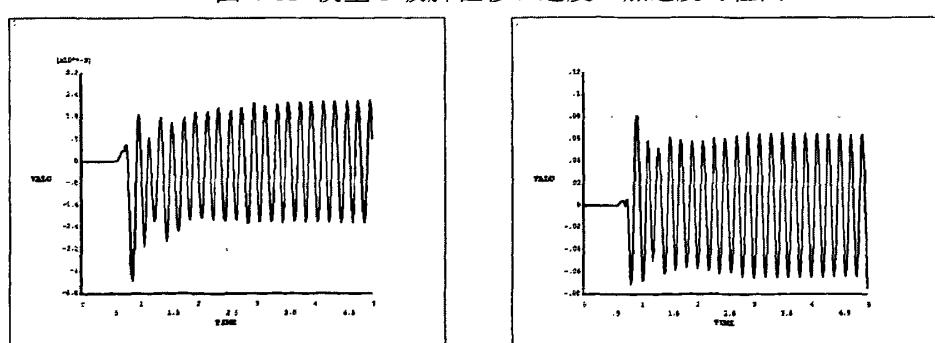


图 4-12 模型 2 坡脚位移、速度、加速度时程图

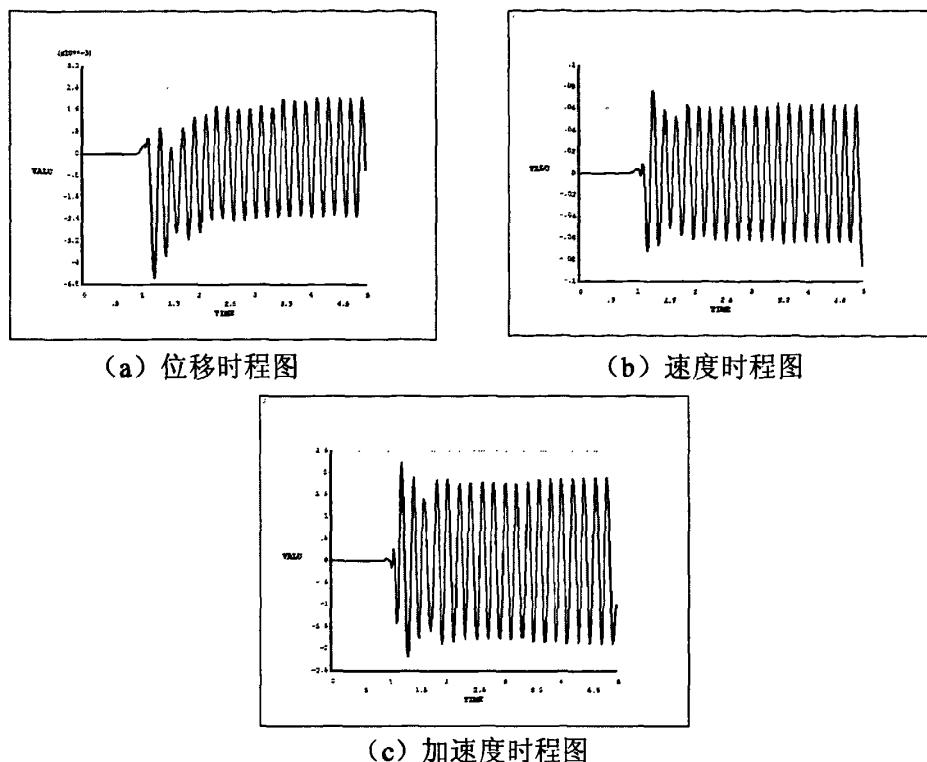


图 4-13 模型 3 坡脚位移、速度、加速度时程曲线

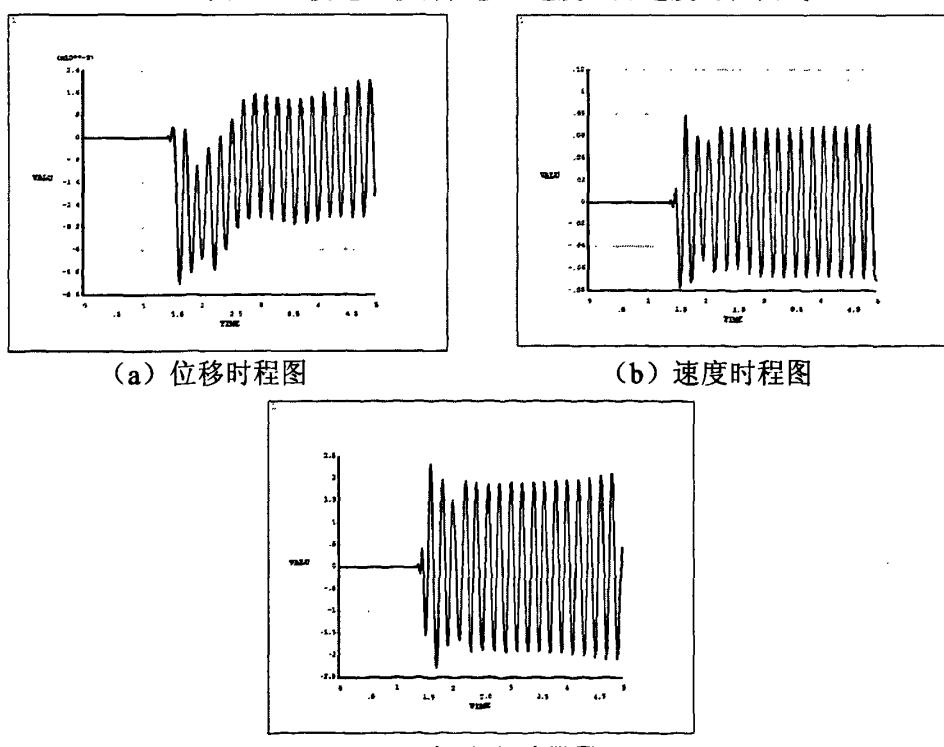


图 4-14 模型 4 坡脚位移、速度、加速度时程曲线

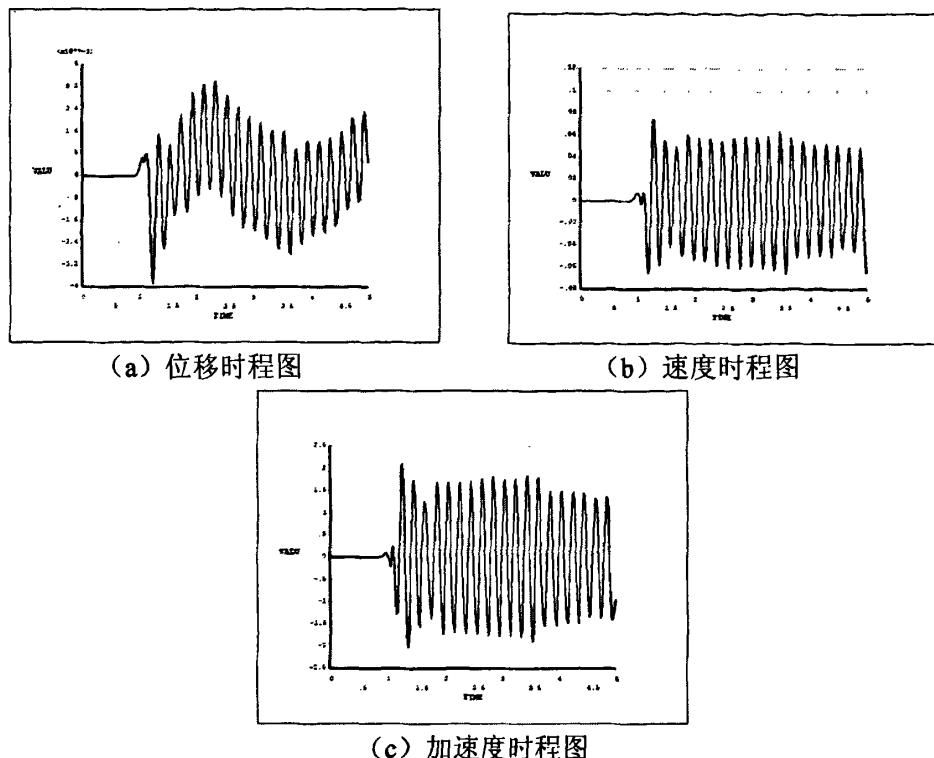


图 4-15 模型 5 位移、速度、加速度时程曲线

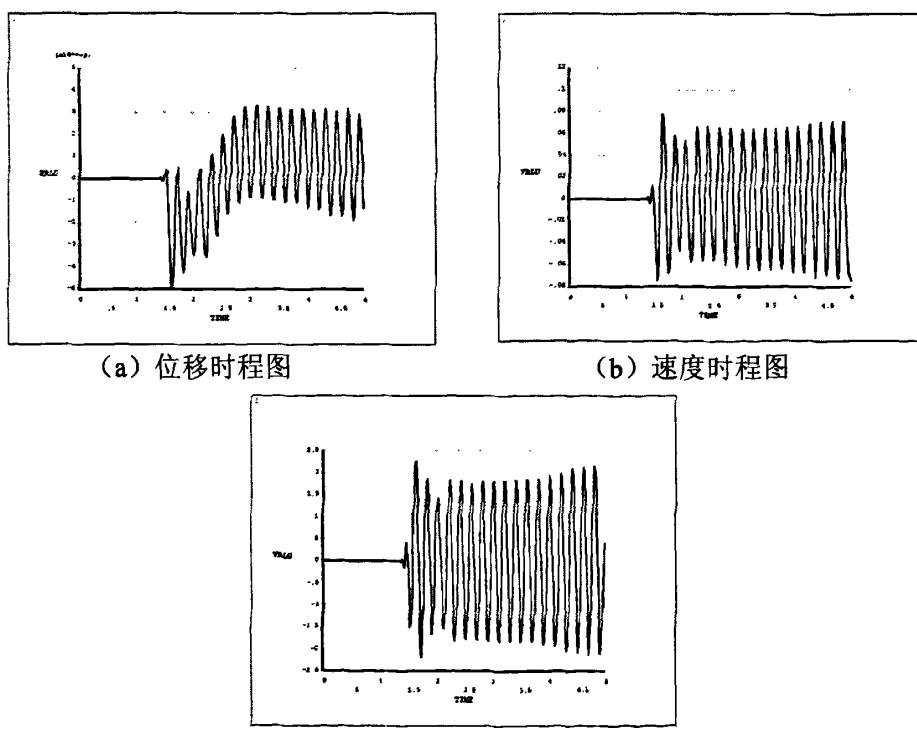


图 4-16 模型 6 位移、速度、加速度时程曲线

图 4-17 到 4-22 是各个模型的放大系数图。

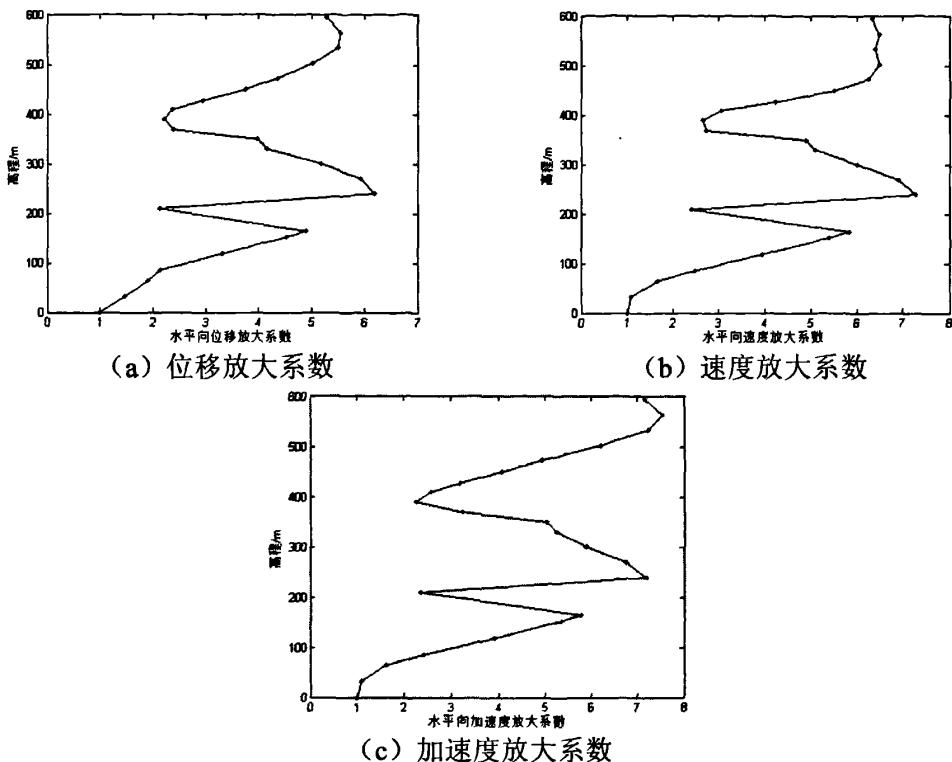


图 4-17 模型 1 位移、速度、加速度放大系数

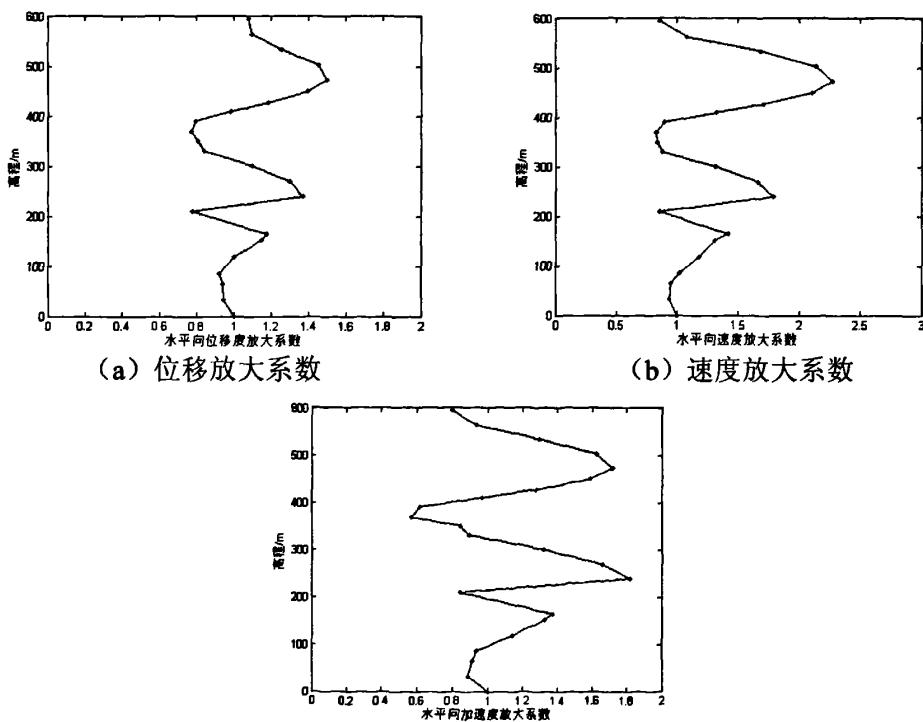


图 4-18 模型 2 位移、速度、加速度放大系数

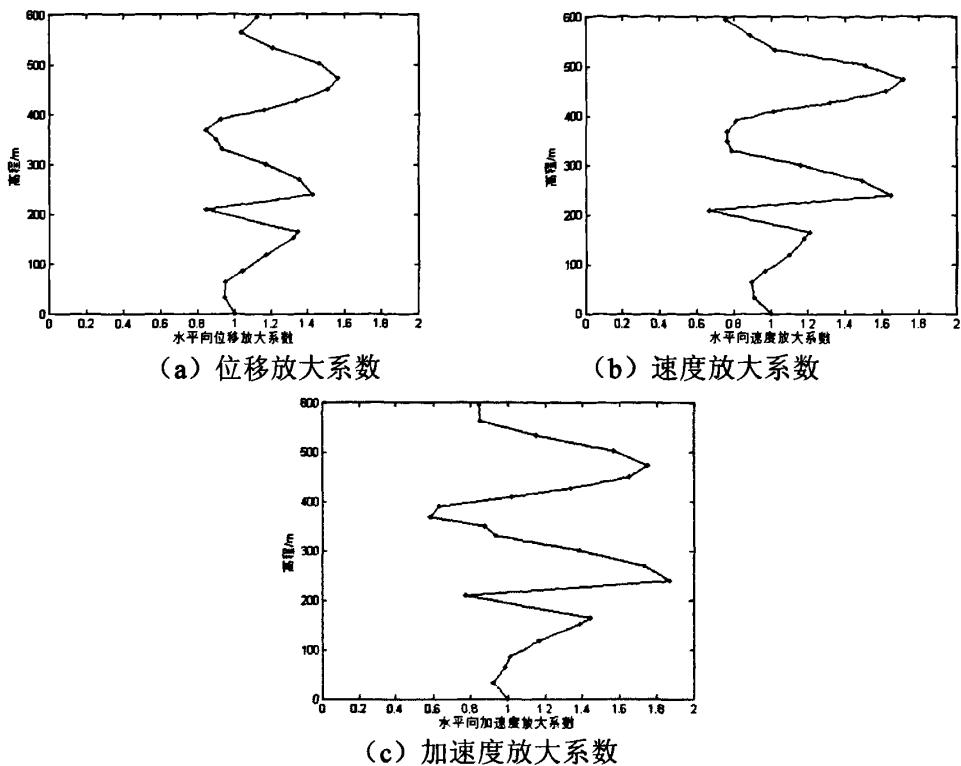


图 4-19 模型 3 位移、速度、加速度放大系数

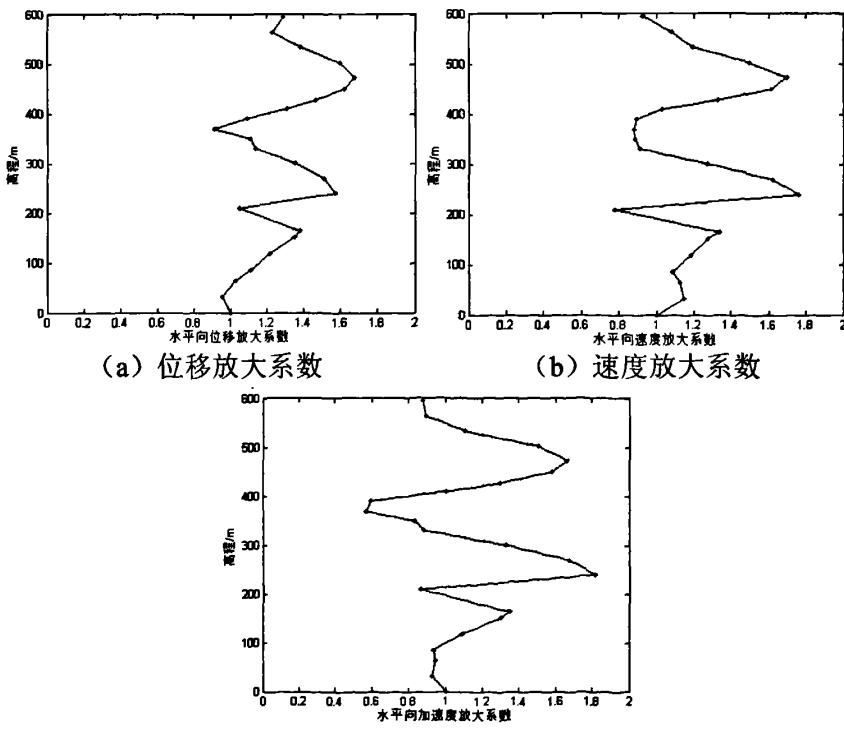


图 4-20 模型 4 位移、速度、加速度放大系数

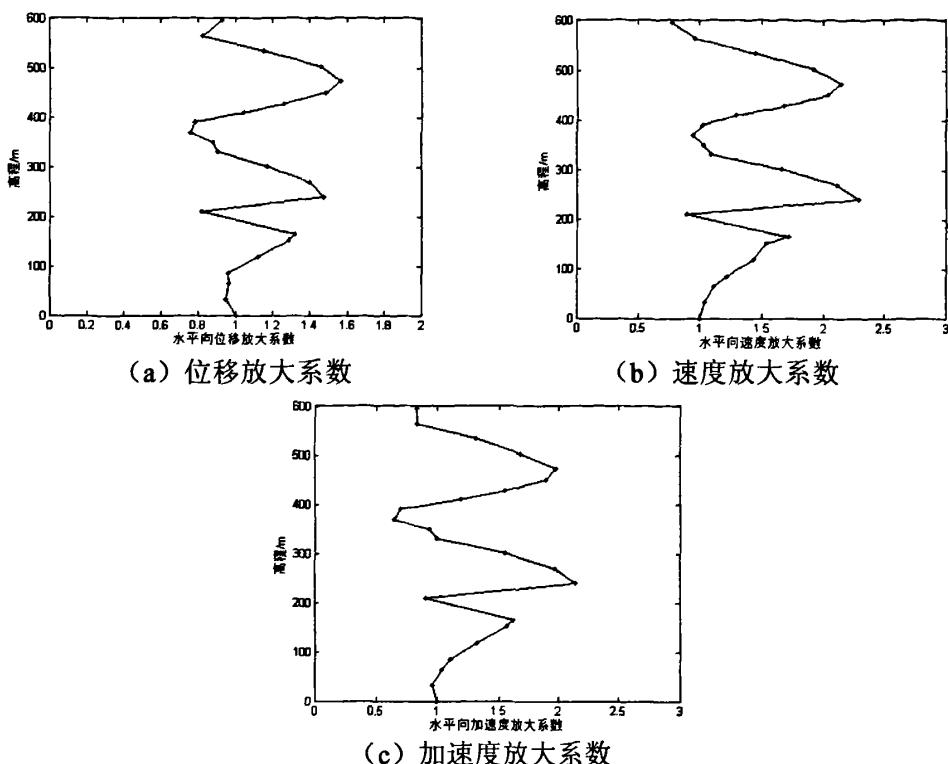


图 4-21 模型 5 位移、速度、加速度放大系数

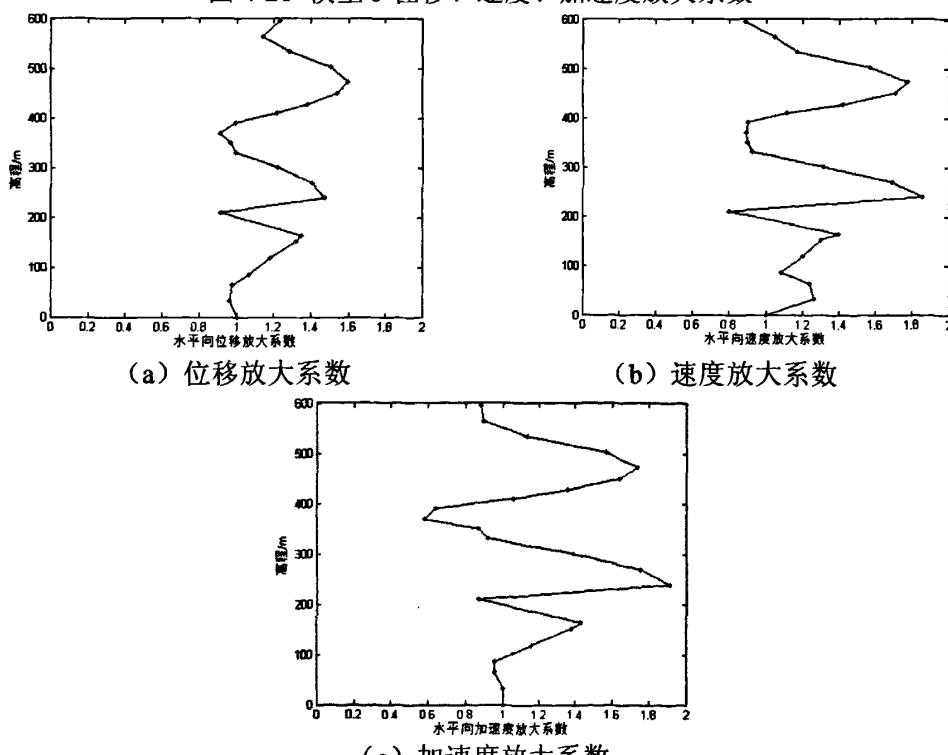


图 4-22 模型 6 位移、速度、加速度放大系数

从图中可以看出，除了模型 1 以外，其他的模型都能很好的模拟边坡在地震荷载作用下的运动。模型 1 的坡脚离边界太近，受到边界条件的影响较大。从图 4-11 可以看出导致坡脚运动的峰值在 0.6 m/s^2 附近，而边界条件对上部岩体的影响较小，所以导致放大系数较大，形成了较严重的失真。图 4-18、图 4-19、图 4-20 的放大系数几乎完全相同，不同的只是坡脚点开始运动的时间，模型 2 大概从 0.6s 开始运动。模型 3 大概从 1s 开始运动，模型 4 大概从 1.4s 开始运动，因为三个模型的深度不同，由于地震从模型底部输入，导致开始运动的时间不一样。而且后三个模型的坡脚加速度的峰值都稳定在 2 m/s^2 左右，由于动力输入的荷载峰值在 $0.2g$ ，也说明了动力荷载的输入是正确的。综合考虑计算时间与精度的平衡，本文以下讨论均基于模型 2。模型 2 如图 4-23。

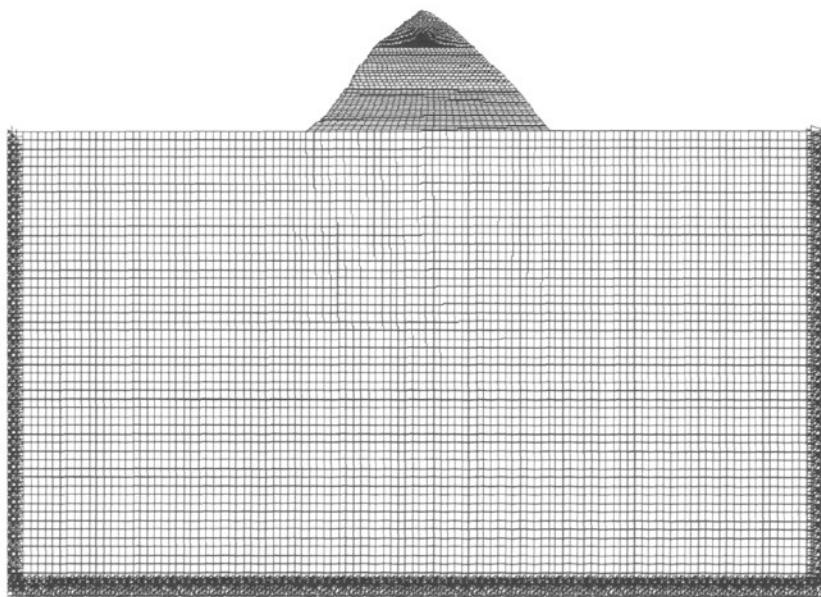


图 4-23 模型 2 的有限元网格划分图

4.6 考虑弹塑性对计算结果的影响

保持(4-14)中的参数不变化，荷载输入采取式(4-20)，其中 $A = 0.2$ ， $T = 0.2$ 采用模型 2，使用 Drucker-Prager(下文简称为 D-P)本构关系以及屈服准则，其材料参数粘聚力 $c = 1 \text{ MPa}$ ， $\varphi = 40^\circ$ 。本节计算不考虑瑞雷阻尼。

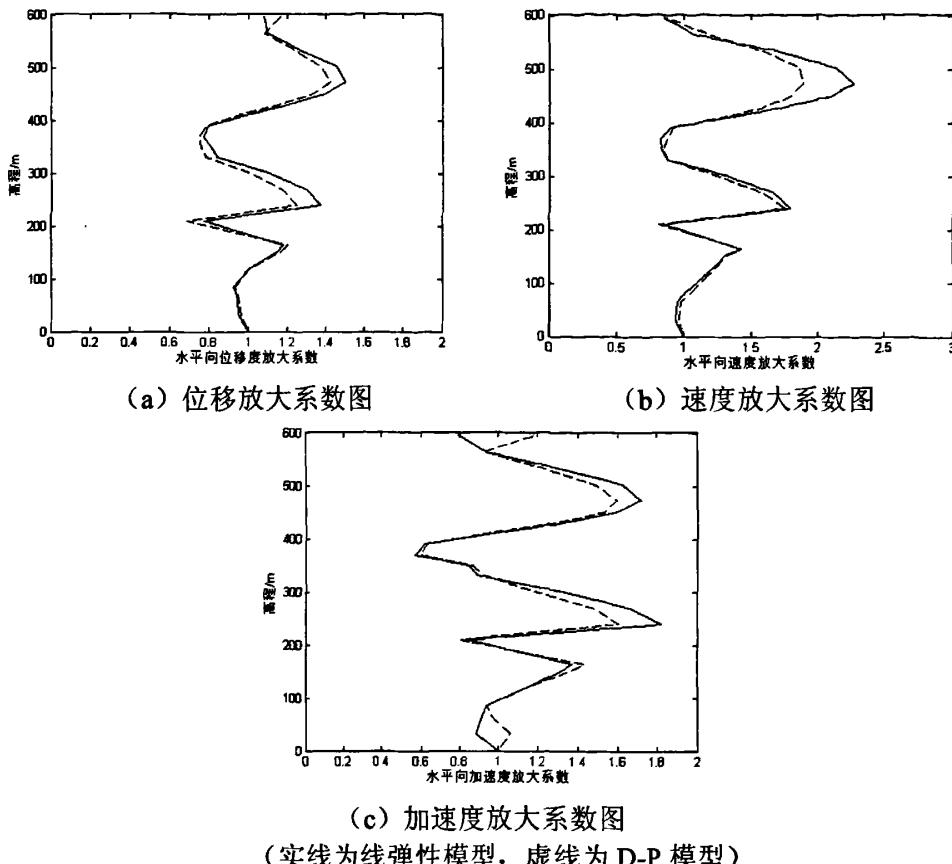


图 4-24 考虑 D-P 模型与线弹性模型的位移、速度、加速度放大系数比较
 从理论上来讲, 当位移较小时 (属弹性范围时), 按线弹性的计算结果与按 D-P 的计算结果应该是一致的。但若位移稍大时 (已部分进入塑性范围时), 两者的计算结果必然会有差别, 位移越大, 差别也会越大。所以当位移较大时, 应按 D-P 法计算结果为准。

在考虑 D-P 弹塑性本构模型与屈服准则时, 坡脚点的峰值位移、速度、加速度分别为 4.3mm 、 7.3cm/s 、 2.25m/s^2 。由图 4-24 可知, 无论材料是否考虑 D-P, 其位移、速度、加速度的放大系数分布图的分布形式在很大程度上有相似性。但当材料考虑 D-P 时, 其最大的位移、速度、加速度值稍有减小, 而其他部分的放大系数则变化很小, 材料考虑 D-P 时对放大系数的分布形式产生的影响较小。

4.7 考虑瑞雷阻尼的影响

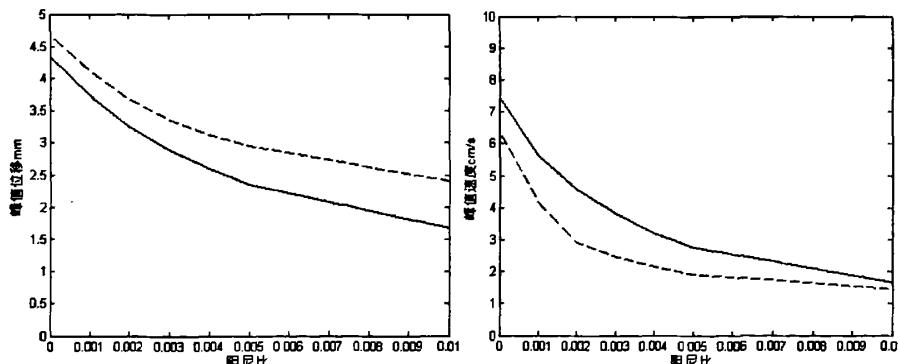
为了研究瑞雷阻尼比对边坡位移、速度、加速度放大系数的影响, 保持(4-14)

其他的参数不变，选其中的 ζ 分别为 0.001、0.002、0.003、0.004、0.005、0.01，通过模态分析计算得到模型的自振频率，并提取前 2 阶频率，从而能通过式 (4-11) 和式 (4-12) 计算出的 α 、 β 见表 4-3，在模型 2 的基础上，保持参数如 (4-14) 不变输入的力时程时程为式 (4-20)，其中 $A=0.2$ ， $T=0.2$ ，讨论瑞雷阻尼对边坡放大系数的影响规律。本节计算只考虑线弹性模型。

表 4-3 各阻尼比对应的 α 、 β 值及计算值

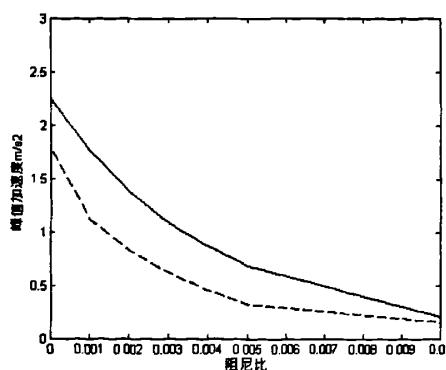
阻尼比 $\zeta/$ 计算值	坡脚 位移 (mm)	坡脚 速度 (cm/s)	坡脚 加速度 (m/s ²)	坡顶 位移 (mm)	坡顶 速度 (cm)	坡顶 加速度 (m/s ²)	α	β
0	4.34	7.47	2.25	4.68	6.39	1.79	0	0
0.001	3.73	5.63	1.76	4.12	4.17	1.12	3.6×10^{-5}	6.9×10^{-4}
0.002	3.26	4.59	1.38	3.68	3.91	0.83	7.3×10^{-5}	1.4×10^{-3}
0.003	2.89	3.81	1.08	3.35	2.47	0.62	1.1×10^{-4}	2.1×10^{-4}
0.004	2.59	3.20	0.86	3.12	2.14	0.45	1.5×10^{-4}	2.8×10^{-4}
0.005	2.35	2.76	0.68	2.95	1.92	0.32	1.8×10^{-4}	3.5×10^{-4}
0.01	1.68	1.64	0.21	2.41	1.45	0.15	3.6×10^{-4}	6.9×10^{-4}

图 4-25 为坡脚、坡顶点峰值位移、速度、加速度变化图。



(a) 坡顶、坡脚峰值位移变化图

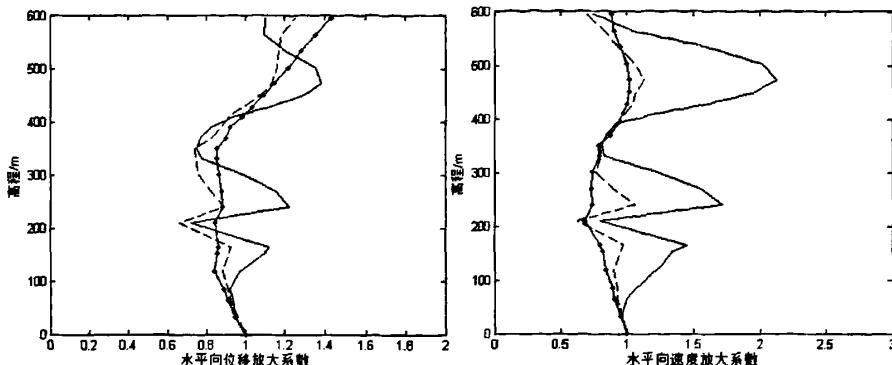
(b) 坡顶、坡脚峰值速度变化图



(c) 坡顶、坡脚峰值加速度变化图

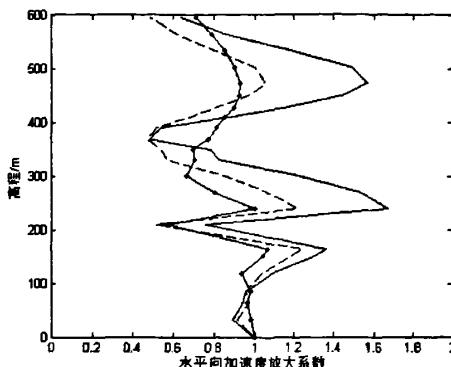
(虚线代表坡顶点，实线代表坡脚点)

图 4-25 坡顶、坡脚峰值位移、速度、加速度随阻尼比的变化图



(a)不同阻尼比的位移放大系数图

(b)不同阻尼比的速度放大系数图



(c)不同阻尼比的加速度放大系数图

(实线阻尼比 0.001, 虚线阻尼比 0.005, -L- 阻尼比 0.01)

图 4-26 不同阻尼比的位移、速度、加速度放大系数图

从图 4-25 可以看出，随着阻尼比的增大，模型坡脚点和坡顶点的位移、速度、加速度峰值呈下降趋势，说明阻尼比对动力计算的影响是巨大的，在实际工程中，应注意阻尼的取值，防止计算结果和实际情况相差很大。

从图 4-26 可以看出，在不同的阻尼比下边坡的放大系数显著不同，阻尼比越小，边坡的放大系数越大。

4.8 弹性模量对放大系数的影响

保持 (4-14) 中其他参数不变化，改变弹性模量 E 分别取为 5×10^{10} Pa (材料 1)， 1×10^{10} Pa (材料 2)， 5×10^9 Pa (材料 3)。本节计算考虑材料线弹性本构模型以及不考虑瑞雷阻尼。

荷载的输入采取 (4-19) 式，其中荷载幅值 $A = 0.2$ ，周期 $T = 0.2$ 。

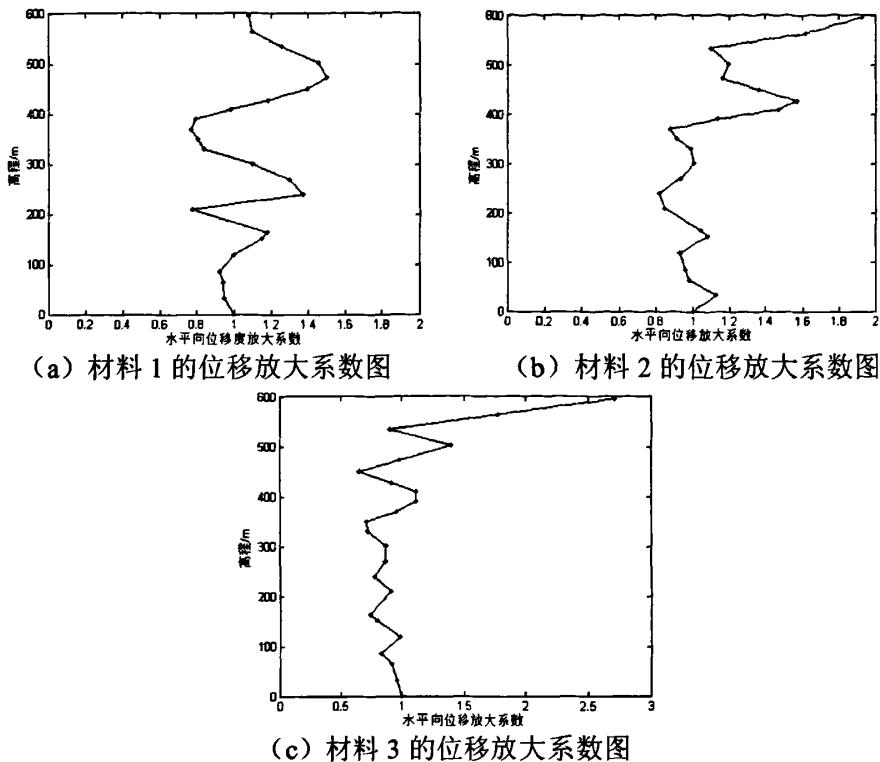


图 4-27 弹性模量不同时的位移放大系数图

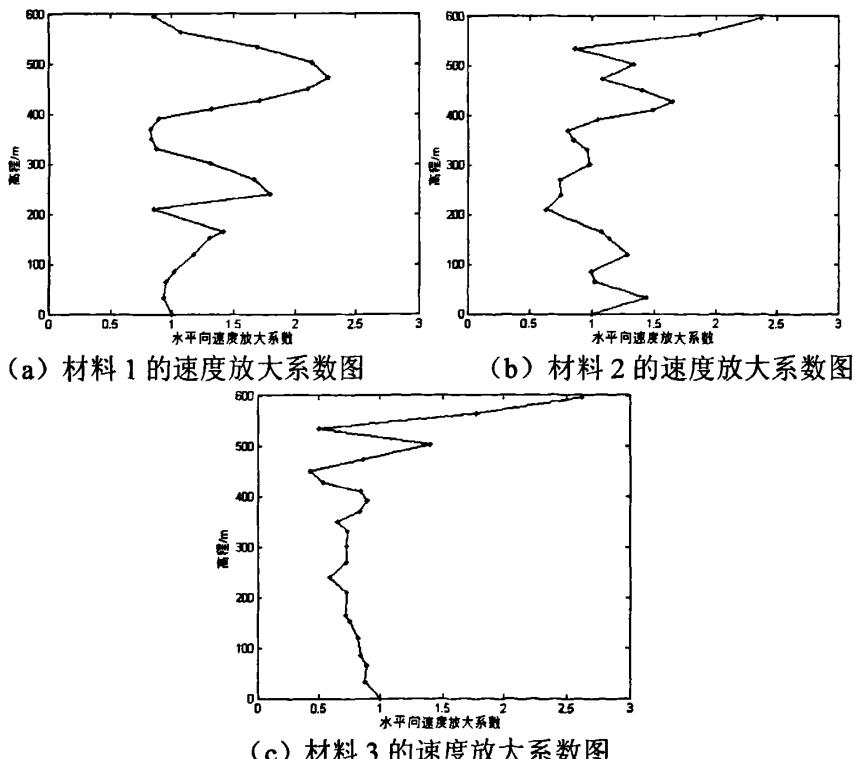


图 4-28 弹性模量不同时的速度放大系数图

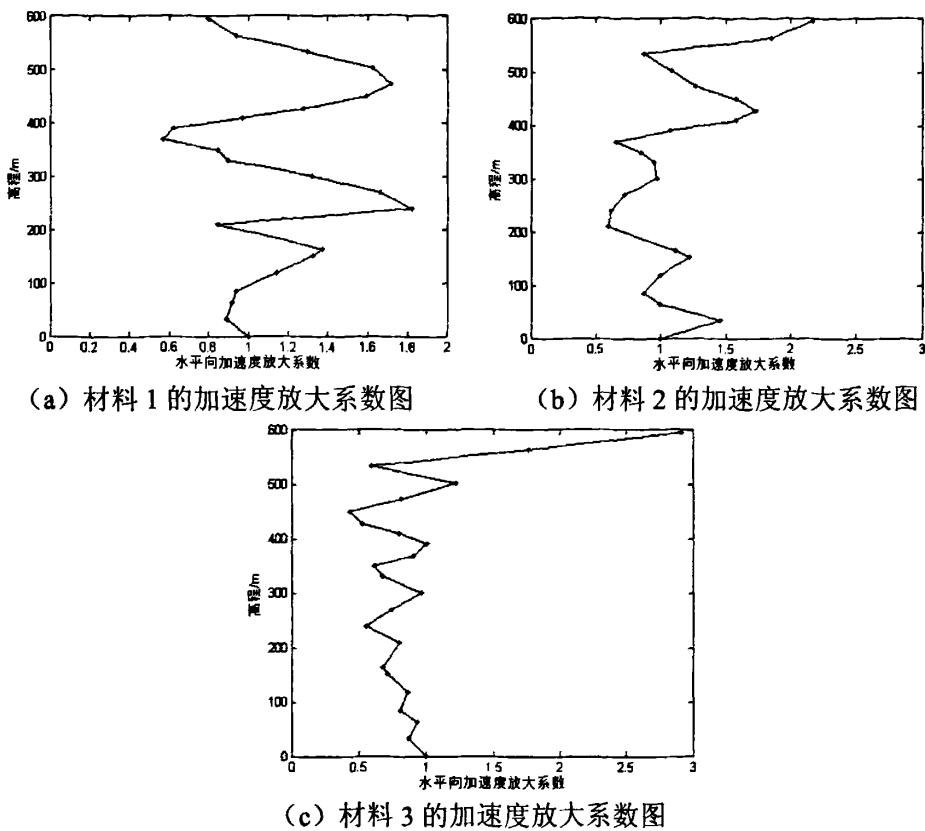


图 4-29 弹性模量不同时的加速度放大系数图

在弹性模量不同时，坡脚点的峰值变化较大。在弹性模型分别为 1×10^{10} Pa、 5×10^9 Pa 时 (5×10^{10} Pa 时坡脚点的峰值位移、速度、加速度参看表 4-3 中的模型 2)，对应的坡脚点的峰值位移、速度、加速度分别为 4.5mm、9.1cm/s、 2.5 m/s^2 和 4.7 mm、10.7 cm/s、 2.92 m/s^2 。从图 4-27 可以看出，随着弹性模量的减小，放大系数的节律性变化增加，位移最大放大系数从材料 1 的 1.6 增加到材料 2 的 1.9，再到材料 3 的 2.7，呈明显的放大趋势。从图 4-28 中可以看出速度放大系数有同样的节律性变化。从图 4-29 中可以看出加速度放大系数从材料 1 的 1.8 增加到材料 2 的 2.2，再到材料 3 的 2.9，随着弹性模量的减小，加速度放大系数也呈明显的放大趋势。

4.9 动力输入参数对边坡动力响应的影响

4.9.1 动力输入的持续时间对边坡动力响应的影响

动力计算的持续时间对边坡动力响应的影响体现在波动传播的过程中。对

于尺寸较大的边坡，如果动力反应的计算持时太短，波动未能传播到边坡顶部，边坡内部波场分布没有达到稳定，这时得到的边坡动力反应规律就不能真正反映边坡的动力反应规律。

振动的持续时间不同，使得能量的耗损积累不同，从而影响地震反应。一般选择持续时间 t 的原则是：

- (1) 保证选择的持续时间内包含地震记录最强部分；
- (2) 当对结构进行罕遇地震反应分析时，持续时间尽可能地选短些；当分析地震作用下结构的耗能过程时，则 t 应选得长些；
- (3) 尽量选择足够长的持续时间，一般建议取 $t \geq 10T$ (T 为结构基本周期)。

从上节的讨论可以发现，对于不同模型坡脚点开始振动的时间不同。对于模型 1 坡脚点开始运动的时间大约为 0.3s，模型 2 坡脚点开始运动的时间大约为 0.7s，模型 3 坡脚点开始运动的时间大约为 1.1s，模型 4 坡脚点开始运动的时间大约为 1.5s。

图 4-30 为模型 2 坡顶点的位移、速度、加速度时程图，从图中可以看出位移、速度、加速度大概从 0.7 秒开始运动，大概在 1.6s 时运动趋于稳定。对于这个边坡，在这样的输入条件下，动力持时的选取不得小于 1.6s。

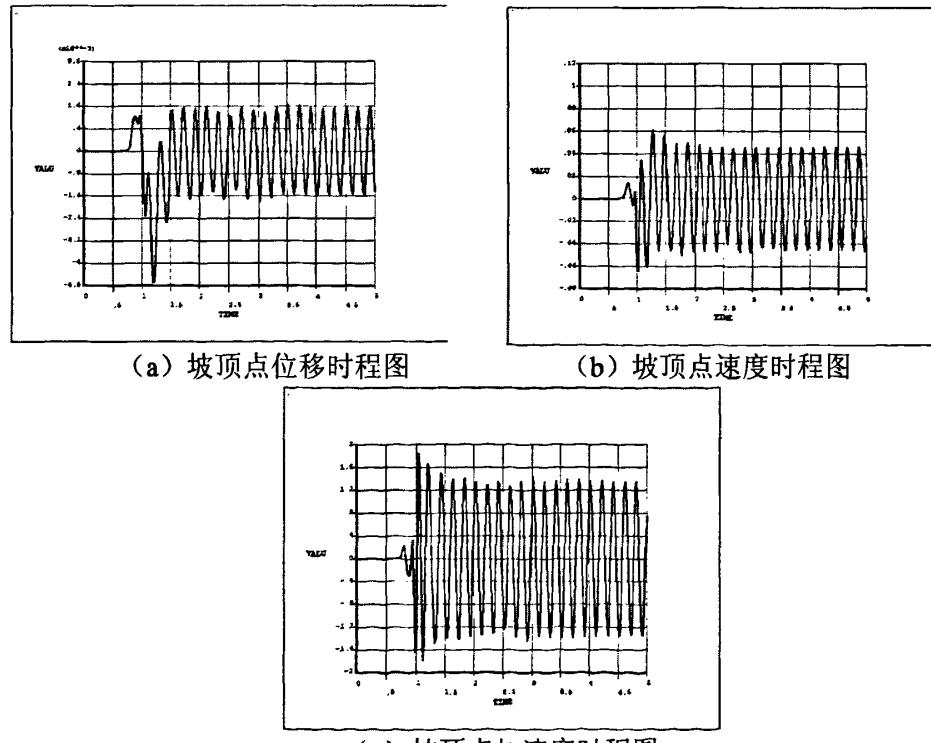


图 4-30 模型 2 坡顶点的位移、速度、加速度时程图

4.9.2 动力输入的振幅对边坡动力响应的影响

为了讨论动力输入的振幅对边坡动力反应的影响，保持参数如(4-14)不变输入的力时程时程为式(4-20)，分别取 $A=0.2$ (振幅1)和 $A=0.22$ (振幅2)来考虑输入荷载的振幅对边坡动力反应的影响。本节计算不考虑瑞雷阻尼。

在只考虑材料线弹性的条件下，计算得到振幅1和振幅2的边坡位移、速度、加速度放大系数如下：

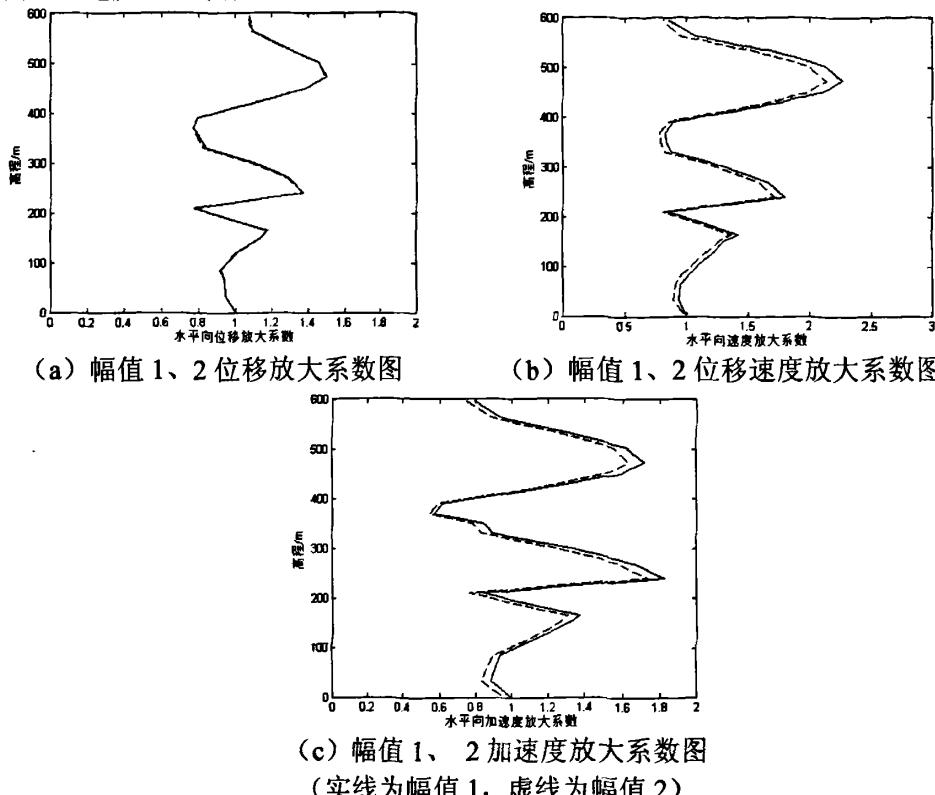


图 4-31 幅值 1 和幅值 2 的边坡位移、速度、加速度放大系数图（线弹性模型）

幅值2坡脚的位移、速度、加速度分别为 4.8mm 、 8.7cm/s 、 2.47m/s^2 。从图4-31中可以看出，在只考虑材料线弹性的条件下，动力输入的振幅只是导致边坡动力反应的位移、速度、加速度的绝对量值成倍数放大，放大的倍数和振幅的放大倍数相等，但它们的分布形式却没有改变，也就是说它们的位移放大系数、速度放大系数，加速度放大系数几乎没有变化。这说明在弹性条件下，相同的边坡，其位移、速度、加速度动力反应的绝对量值随动力输入的振幅增大而增大，并呈明显的线性关系，但是它不会改变它们在边坡剖面上的分布形式，也就是说边坡动力反应的位移放大系数、速度放大系数，加速度放大系数的分布形状不受动力输入的振幅的影响，但三量的幅值随荷载幅值的增大而线性增大。

在考虑材料D-P弹塑性本构关系以及屈服准则时，参数选取参考4.6节，计算得到振幅1和振幅2的边坡位移、速度、加速度放大系数如下：

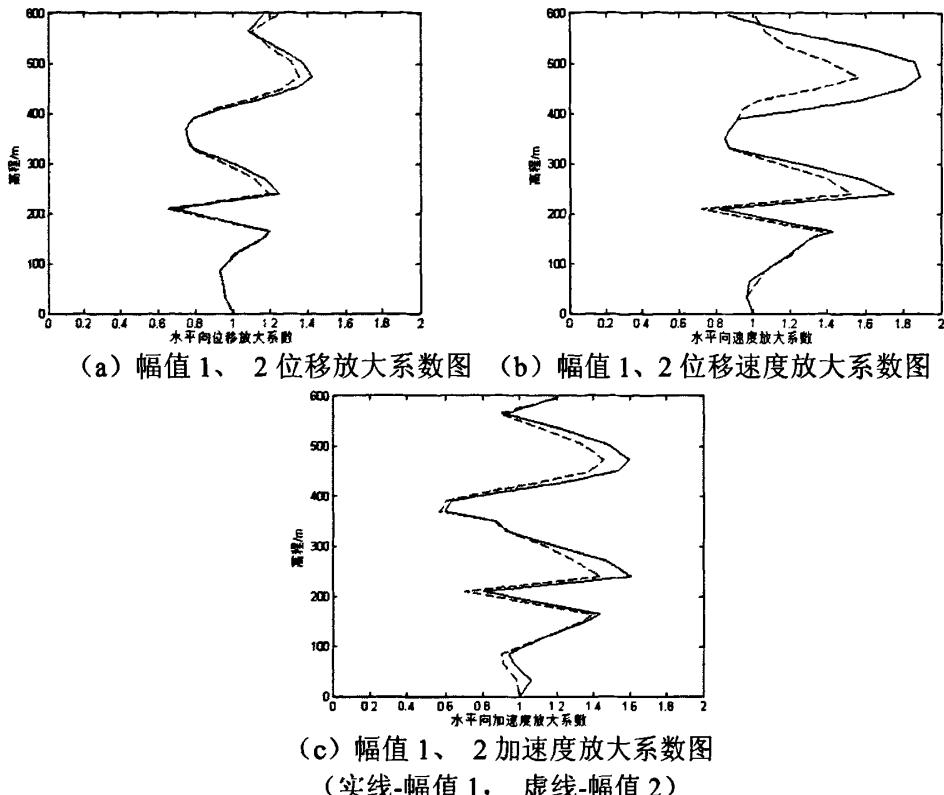


图 4-32 幅值 1 和幅值 2 的边坡位移、速度、加速度放大系数图 (D-P 模型)

幅值 2 坡脚位移、速度、加速度分别为 4.8mm 、 8.5cm/s 、 2.59m/s^2 。从图 4-32 可以看出：当材料考虑 D-P 时，其对位移放大系数影响较小，对速度和加速度有较显著的影响。这主要是因为当材料考虑 D-P 时，随着坡脚的位移、速度、加速度的增加，坡面点没有随着坡脚呈相同比例的增加，增加的幅度较坡脚点的小，导致当材料考虑 D-P 时，位移、速度、加速度的放大系数有所减小，但对放大系数的分布形式影响较小。

4.9.3 动力输入的频率对边坡动力响应的影响

为了讨论动力输入的频率对边坡动力反应的影响，保持参数如 (4-14) 不变输入的力时程为式 (4-20)，保持其他参数不变的条件下， $A=0.2$ ，取动力输入的周期 T (频率的倒数) 变化范围为 0.2s (周期 1)、 0.4s (周期 2)、 0.6s (周期 3)，来考察动力输入的频率对于边坡动力反应规律的影响。本节计算考虑材料线弹性本构模型以及不考虑瑞雷阻尼。

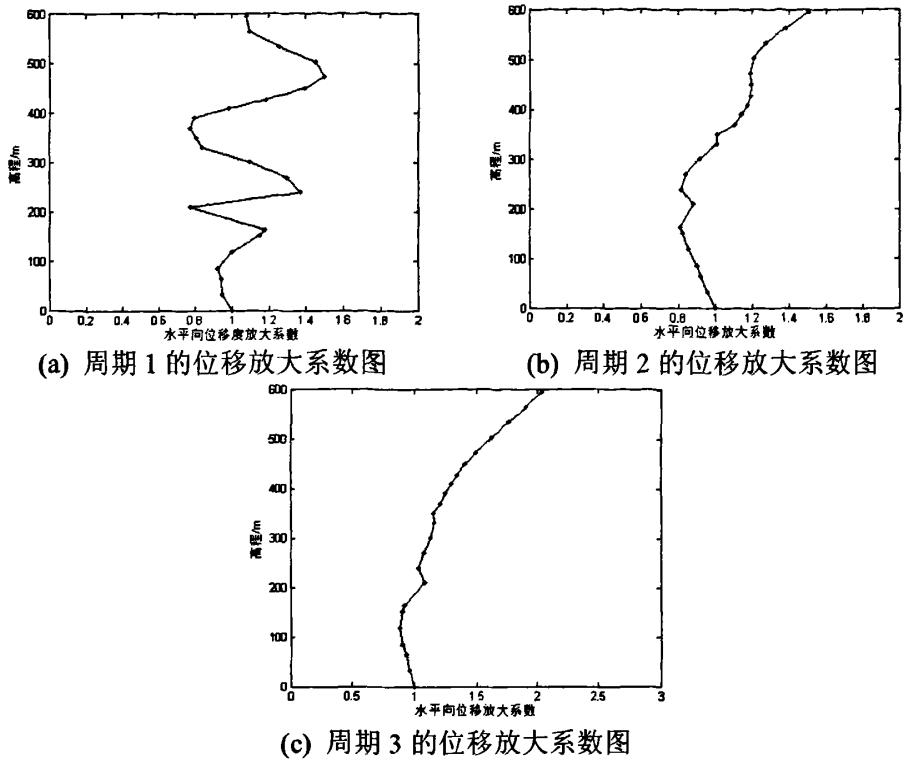


图 4-33 周期 1, 2, 3 的位移放大系数图

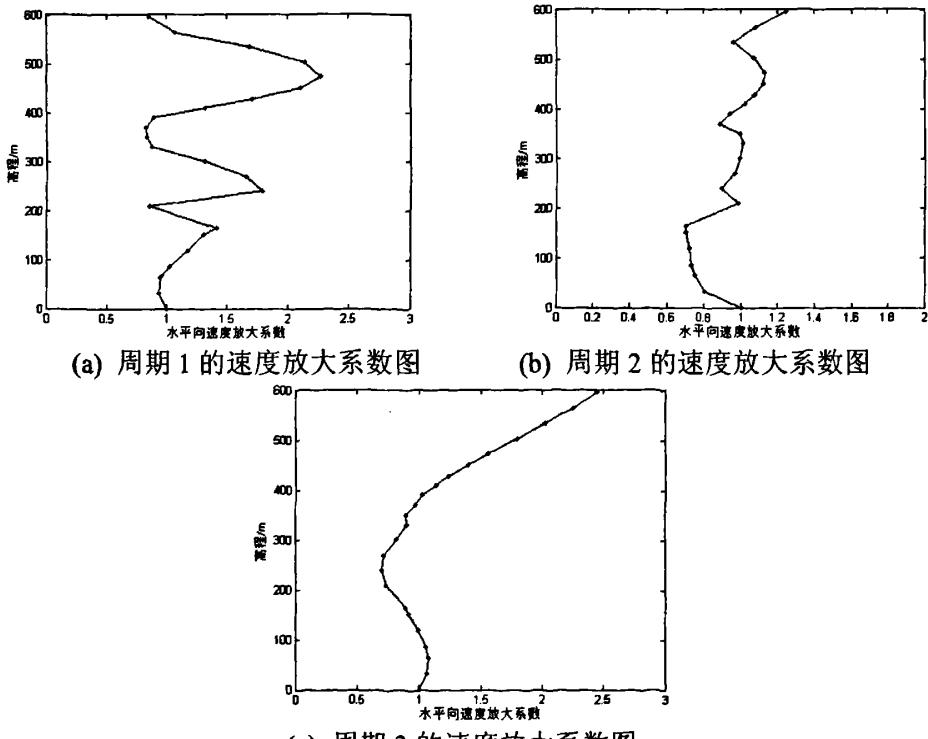


图 4-34 周期 1, 2, 3 的速度放大系数图

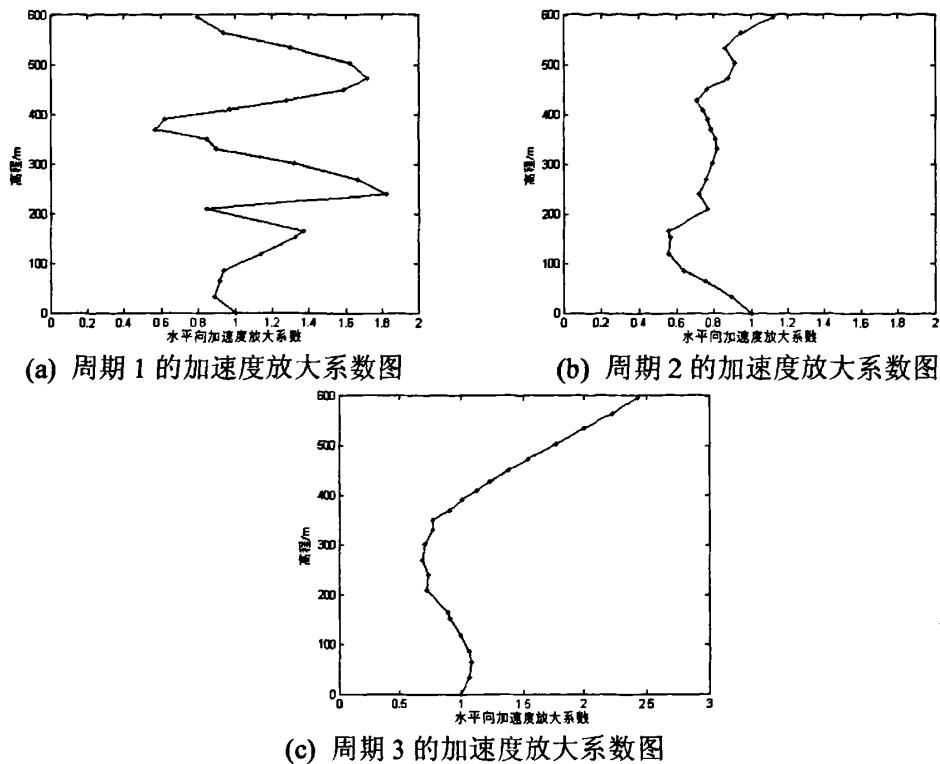


图 4-35 周期 1, 2, 3 的加速度放大系数图

周期 2 和周期 3 坡脚的位移、速度、加速度峰值分别为 16mm、18cm/s、 3.4 m/s^2 和 28mm、24cm/s、 2.53 m/s^2 。从图 4-33 到图 4-35 可以看出：动力输入周期 T 对边坡动力反应的规律性的影响是显著的，它严重影响着边坡中的位移、速度、加速度的分布形式。位移、速度、加速度的放大系数分布形式随着动力荷载周期的变化，其节律性也显著变化。

第 5 章 西南某岩质高边坡动力响应分析

5.1 引言

DG 水电站位于四川省西部大渡河中游石棉县境内，坝址距下游石棉县城约 40km，距成昆铁路汉源火车站约 130km，距上游泸定县城约 72km。坝址左岸有省道 S211 线（泸定—石棉公路）相通，交通较为方便。

DG 水电站是大渡河干流近期开发的大型水电工程之一，坝址处控制流域面积达 6.27 万 km²，占全流域的 81%，多年平均流量 1010 m³/s，电站正常蓄水位 1130m，最大坝高 210m，总库容 7.42 亿 m³，电站装机容量 2600MW。

5.2 区域地质条件

DG 水电站位于川滇南北向构造带北段，为南北向与北西向、北东向等多组构造的交汇复合部位。大地构造部位属扬子准地台西部二级构造单元康滇地轴范畴，其西侧以锦屏山—小金河断裂、磨西断裂为界与雅江冒地槽褶皱带相邻，东面及东北面以金坪断裂、二郎山断裂为界分别与上扬子台褶带和龙门山台缘褶断带相连。在具体构造部位上，DG 水电站坝址区和库首段即处于由磨西断裂、大渡河断裂和金坪断裂所切割的黄草山断块上。

根据《中国地震动参数区划图(GB18306-2001)》，DG 水电站工程场地 50 年超越概率 10% 的地震动峰值加速度为 0.2g，接近 0.3g 界线，相应的地震基本烈度为Ⅷ度。根据中国地震局地质研究所、中国地震局地球物理研究所、四川省地震局工程地震研究院 2004 年 10 月提出的《大渡河 DG 水电站工程场地地震安全性评价报告》，经国家地震安全性评定委员会审定，中国地震局批复（中震函[2004]253 号文），DG 水电站坝址 50 年超越概率 10% 基岩水平向峰值加速度为 0.251g，相应地震基本烈度为Ⅷ度；100 年超越概率 2% 基岩水平向峰值加速度为 0.557g。

5.3 坝址工程地质条件

5.3.1. 地形地貌

坝址区两岸山体雄厚，谷坡陡峻，基岩裸露，自然坡度一般 $40^{\circ}\sim65^{\circ}$ ，相对高差一般在 600m 以上，左岸海流沟、右岸铜槽沟为较大的支沟，海流沟口以上大渡河河谷呈“V”形峡谷，向下游河谷相对宽缓。

坝址区河谷呈“Ω”形嵌入河曲形态，河流流向由和平沟上游的近 EW 向，转为 SW $26^{\circ}\sim47^{\circ}$ 通过坝址，在铜槽沟口大渡河以一约 135° 的大转弯向东流，海流沟口以下急转向南流。枯水期河水位 952.6m，水面宽 40m~70m，水深 7m~11m，正常蓄水位 1130m 时谷宽 380m。

两岸零星发育 I、II 级阶地，I 级阶地拔河高度 8m~15m，为基座—堆积阶地；II 级阶地拔河高度 20m~30m，为基座阶地。

5.3.2 地层岩性

坝区基岩以澄江期花岗岩类为主。其中灰白色、微红色黑云二长花岗岩 (γ_2^{4-1}) 分布在坝址区，以中粒结构为主；肉红色正长花岗岩 (γ_{k2}^{4-4}) 具中细粒结构，主要分布在坝址上游桃坪至铜槽沟以西一带。此外，尚有辉绿岩脉 (β)、花岗细晶岩脉 (γ_L)、闪长岩脉 (δ) 等各类脉岩穿插发育于花岗岩中，尤以辉绿岩脉分布较多，它们与围岩接触关系主要有焊接式接触、裂隙式接触和断层式接触三种类型。脉岩出露宽度一般 0.5m~10m，最大宽度达 26m，其中宽度大于 2m 或较破碎的辉绿岩脉共计 170 条，宽度大于 5m 的辉绿岩脉约 53 条，主要为陡倾角，宽度大于 5m 的花岗细晶岩脉有 5 条，闪长岩脉 1 条。霏细斑岩脉厚度一般 0.02m~0.05m，主要沿中、缓倾角裂隙侵入。

坝址区基岩在气液交代变质作用下发生蚀变，其主要蚀变类型有钠黝帘石化、绿泥石—绢云母化、绿帘石化、钾长石化和硅化等五种，一般情况下，钠黝帘石化、绿泥石—绢云母化及绿帘石化的岩石具有吸水性偏高、抗风化能力降低的特点，从而降低了岩体的质量；而钾长石化和硅化的岩石具有更好的抗风化能力，因此，对岩体质量无不利影响。此外，岩体尚存在风化蚀变现象，长石类矿物蚀变后常呈高岭土化、绢云母化，黑云母则风化蚀变为绿泥石、蛭石，从而进一步降低了岩体的质量。

坝址区第四系松散堆积物主要有冲积、洪积、崩坡积等。崩坡积层主要分布两岸 1250m 高程以上，以及铜槽沟、和平沟两侧，在海流沟以下两岸广泛分布；铜槽沟、海流沟有洪积物分布，在铜槽沟 1020m 高程以上沿沟底发育泥石流；冲积层分布于 I、II 级阶地及谷底河床部位，河床覆盖层为含漂（块）卵砾石层，一般厚 8m~10m。两岸缆机一带崩坡积堆积的含块碎砾石夹土，一般

厚 10m~20m。

5.3.3 地质构造

坝址位于黄草山断块西缘，西距大渡河断裂 4km、磨西断裂 4.5km，东距金坪断裂 21km；坝区无区域断裂切割，构造型式以沿脉岩发育的挤压破碎带、断层和节理裂隙为特征。

坝区断层主要有三组，即近 SN 向、NNW 向和 NNE 向，多沿辉绿岩岩脉发育（约 68%），断层破碎带宽多在 0.1m~3m 之间，由糜棱岩、角砾岩等组成。

坝址区节理裂隙主要发育有 6 组：① 近 $SN/E \angle 60^\circ \sim 80^\circ$ ，② $N10^\circ \sim 30^\circ W/SW \angle 65^\circ \sim 75^\circ$ ，③ $N15^\circ \sim 30^\circ E/NW \angle 60^\circ \sim 70^\circ$ ，④ 近 EW/N （或 S） $\angle 70^\circ \sim 85^\circ$ ，⑤ $N0^\circ \sim 35^\circ E/SE \angle 35^\circ \sim 50^\circ$ ，⑥ 缓倾角裂隙，上下游、左右岸产状变化较大，左岸主要为 $N60^\circ \sim 90^\circ W/SW \angle 5^\circ \sim 18^\circ$ 、近 $SN/E \angle 17^\circ \sim 26^\circ$ ，右岸主要为 $N0^\circ \sim 40^\circ E/SE \angle 6^\circ \sim 25^\circ$ 、 $N45^\circ \sim 76^\circ W/SW \angle 2^\circ \sim 5^\circ$ 。

5.3.4 岩体风化卸荷特征

坝区岩体的风化与岩性及构造的关系密切。灰白色、微红色黑云二长花岗岩 (γ_2^{41}) 因矿物结晶颗粒较粗大，以中粒结构为主，抗风化能力较弱的黑云母含量 $>3\%$ ，岩石风化较强；肉红色正长花岗岩 (γ_{k2}^{44}) 主要为中、细粒结构，风化相对较弱；辉绿岩等岩脉因岩石致密，总体属细、微粒结构，抗风化能力强，风化微弱；而当沿岩脉发育有断层的部位，风化又较强。此外，岩体尚存在风化蚀变现象，长石类矿物蚀变后常呈高岭土化、绢云母化，黑云母则风化蚀变为绿泥石、蛭石，从而进一步降低了岩体的质量。

根据 DG 岩体风化的特点，经深入分析和研究，可将岸坡岩体由表向内划分为全风化带、强风化带、弱风化带、微风化—新鲜岩体，其中弱风化带可进一步划分为弱风化上段、弱风化下段。据勘探揭示，坝区岩体风化的水平、垂直分带性明显，具有总体随高程降低而逐渐减弱的规律，且受微地形、岩性及构造等影响具一定程度的不均一性特点。① 1200m 高程以上，全风化带水平深度一般 20m~40m；强风化水平深度一般 40m~60m；弱风化上段水平深度 $>90m$ ，未揭穿；弱风化下段勘探未揭露。② 1200m~1080m 高程间，无全风化岩体，强风化水平深度一般 10m~20m，最深达 43.6m；弱风化上段水平深度一般 40m~80m，最深达 104.2m；弱风化下段水平深度一般 60m~90m，最深达 135m。

坝址区河谷深切，谷坡陡峻，地应力较高，岸坡岩体向河谷临空方向卸荷

较为强烈。据勘探平洞揭露，岩体卸荷作用主要沿已有结构面进行。根据坝址区卸荷发育程度，可划分出强、弱卸荷带。岸坡岩体卸荷在垂直空间上，卸荷深度有总体随高程的降低而明显减弱的趋势，且受微地形、岩性及构造等影响具一定程度的不均一性特点。^①1200m 高程以上，强卸荷水平深度一般 40m~100m；弱卸荷水平深度大于 150m。^②1200m~1080m 高程间，强卸荷水平深度一般 8m~40m，最深达 70m；弱卸荷水平深度一般 50m~90m。

5.3.5 水文地质条件

坝址区地下水类型按赋存条件可分为基岩裂隙水和第四系松散堆积层孔隙潜水两种类型。基岩裂隙水按其埋藏条件可进一步分为基岩裂隙潜水、基岩裂隙承压水。

坝址区岩体为块状花岗岩，透水性主要受节理裂隙发育程度、卸荷以及风化等因素的影响。坝址两岸钻孔压水试验资料表明，在垂直方向上，岩体透水性具有随埋深增大而减弱的趋势。基岩面以下 70m~110m 的表浅部岩体透水率达 10~100Lu，为中等透水；透水率 $q=3\sim10Lu$ 的弱偏中等透水岩体垂直埋深为 70m~110m 以下；透水率 $q=1\sim3Lu$ 的弱偏微透水岩体垂直埋深为 130m~190m 以下。

5.3.6 岩体地应力特征

DG 水电站位于川滇南北向构造带北段，为南北向与北西向、北东向等多组构造的交汇复合部位。大地构造部位属扬子准台地西部二级构造单元康滇地轴范畴，坝区处于由磨西断裂、大渡河断裂和金坪断裂所切割的黄草山断块西侧边缘。坝区河谷深切呈“Ω”形嵌入河曲形态，其新构造运动总体表现为以整体间歇性强烈抬升为主，区域构造应力场作用方向表现为 NWW~SEE 向挤压。已有测试成果表明，DG 坝区应力场是构造应力和自重应力叠加的应力场，而构造应力是坝区特别是左岸应力场的主要组成部分。

表 5-1 岩体物理力学参数建议值表

岩级 干密度 ρ g/cm^3	湿抗压 强度 Rb MPa	允许承载力 (R) MPa	变形模量		泊松比		抗剪断强度 (岩体)		抗剪断强度 (岩体)		整体稳定 坡比 c' MPa	
			水平 E ₀ GPa	铅直 E ₀ GPa	μ	f	c'	f	c	MPa		
						MPa		MPa		MPa		
II	2.65	70~80	5	18~25	15~22	0.25	1.3	2.0	0.9	0	1.2	1.3
III ₁	2.62	40~60	3	9~11	6~8	0.27	1.2	1.5	0.75	0	1.0	1.0
III ₂	2.62	40~60	2.5	6~9	4~6	0.30	1.0	1.0	0.65	0	0.9	0.8
IV	2.58	20~40	1	2.5~3.5	1.0~1.5	0.35	0.8	0.7	0.6	0	0.85	0.7
V ₀	2.45	<15	0.35~0.5	0.25~0.5 (//)	0.2~0.3 (⊥)	>0.35	0.5	0.2	0.34	0	0.50	0.2
V ₁	2.21	<10	0.35~0.5	0.2	>0.35	0.4	0.175	0.30	0	0.40	0.175	1: 1~1: 1.25

表 5-2 结构面物理力学参数建议值表

性状类型 类型	亚类	结构面特征	代表性结构面			抗剪断强度 f MPa	抗剪强度 c' MPa	抗剪强度 f MPa	抗剪强度 c MPa
			/	/	/				
刚性 结构面	A1	闭合	面平直粗糙，微—新，结合紧密，强度较高	微—新岩体内无蚀变的硬质节理裂隙（缓倾角裂隙）		0.7	0.2	0.6	0
	A2	蚀变	面平直粗糙，微—新，结合紧密，面附绿泥石、绿帘石等构造蚀变矿物，强度中等	微—新岩体内构造蚀变的硬质节理裂隙		0.6	0.1	0.5	0
	A3	张开	面平直粗糙，弱风化下段，无充填，无胶结	弱风化下段岩体中较松弛的硬质节理裂隙		0.5	0	0.4	0
软弱 结构面	B1	岩块岩屑型	面平直一起伏，粗糙，充填岩块、岩屑，无胶结	①风化带内的倒荷裂隙；②断层破碎带；③破碎的辉绿岩脉		0.5	0.1	0.4	0
	B2	泥型	面平直一起伏，稍粗糙，充填岩块、岩屑，局部夹泥，面附泥膜，无胶结	①风化带内岩屑充填的倒荷裂隙；②断层破碎带；③破碎的辉绿岩脉		0.35	0.05	0.3	0
	B3	泥夹岩屑型	面平直一起伏，光滑，充填岩块、岩屑，泥连续分布，无胶结	泥断层破碎带		0.3	0.02	0.25	0

5.4 模型的建立

以河中心与剖面的交点为原点, 建立右边坡模型, 坡高取 595 米, 宽 4065m、深 2200m, 把岩层划分为 V₁、V₀、IV、III、II 级岩性, 如图 5-1 所示, 模型大小选取同第 4 章中的模型 2。边界采用粘弹性边界。

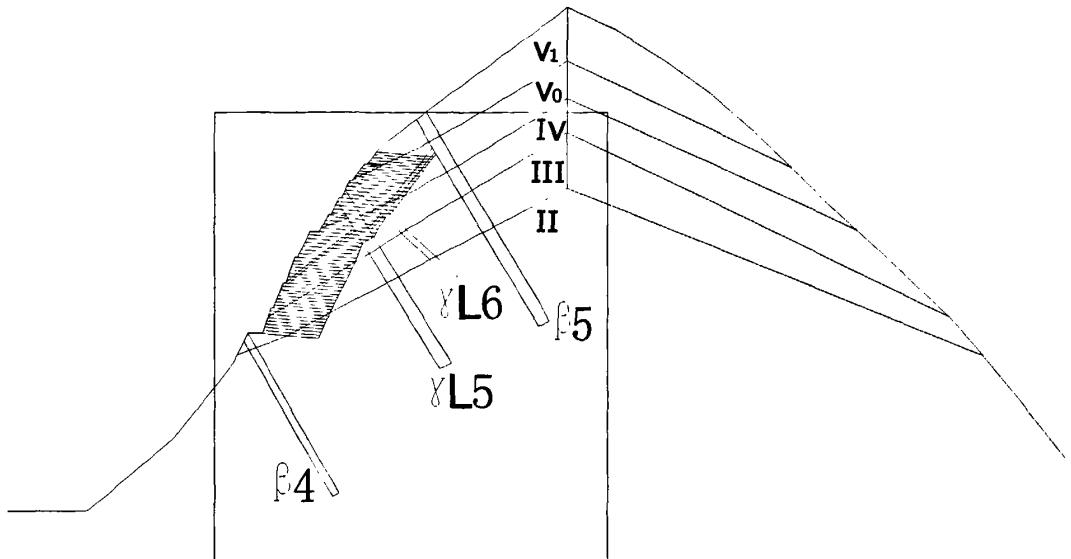


图 5-1 边坡地质概况图

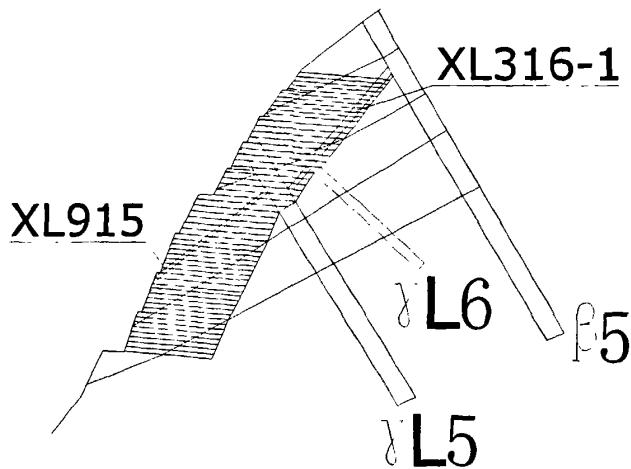


图 5-2 边坡地质详细图

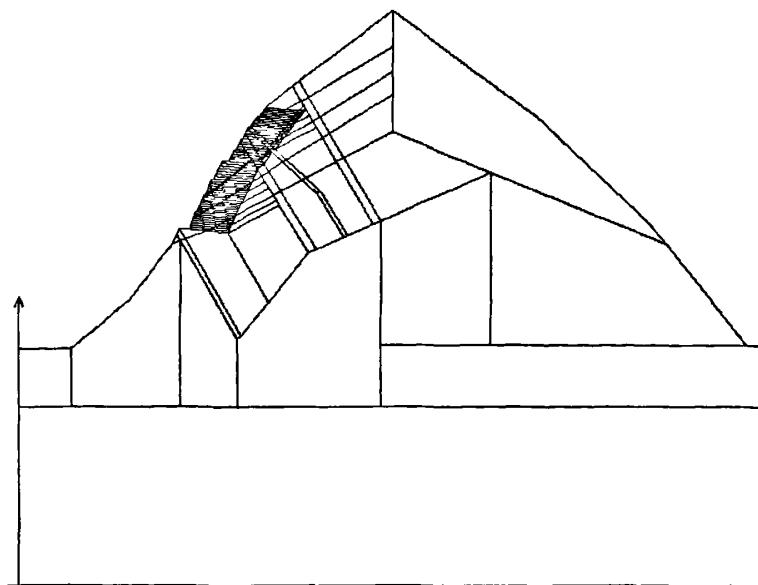


图 5-3 ANSYS 建模图

本次计算采用平面有限元建模，采取平面应变计算方式，计算模型尽可能的模拟了计算范围内的地质情况，以期符合客观实际。计算内容包括对边坡内的主要节理裂隙、断层、辉绿岩接触蚀变带以及它们所处的地质环境等进行模拟，主要包括有岩脉 $\beta 8$ 、 $\beta 43$ 、 $\beta 62$ 、 $\beta 85$ 、 $\beta 4$ 、 $\gamma L5$ 、 $\gamma L6$ 、 $\beta 5$ ，卸荷裂隙 XL915、XL316-1。

5.5 材料参数选取

计算所需地质、地形、材料参数主要由勘察设计研究院及相关资料^[76]提供。计算中各种材料所采用的参数见表 5-3，其中考虑到动荷载下岩体抗剪强度会提高，V 类岩体 c ， φ 值有所提高，岩体动弹性模量 E_d 由岩体声波资料利用公式(5-1)换算得到：

$$E_d = C_p^2 \frac{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (5-1)$$

式中： C_p 为声波速度； ρ 为密度； ν 为泊松比。

表 5-3 岩体物理力学参数取值表

岩体 级别	抗剪断强度		变形 模量 E (GPa)	泊松 比 ν	密度 ρ (kg/m ³)	纵波 波速 C_p	动弹性 模量 E_d (GPa)
	c (MPa)	f					
岩体 V ₁	0.4	0.6($\varphi=30.96^\circ$)	0.2	0.36	2200	2200	7.06
岩体 V ₀	0.5	0.7($\varphi=34.99^\circ$)	0.3	0.355	2480	2543	9.77
岩体 IV	0.7	0.8($\varphi=38.66^\circ$)	2	0.35	2580	3032	14.78
岩体 III	1.5	1.2($\varphi=50.19^\circ$)	8	0.3	2620	4609	34.72
岩体 II	2	1.3($\varphi=52.43^\circ$)	20	0.25	2650	5600	69.25

表 5-4 结构面物理力学参数取值表

岩体级别	抗剪断强度		泊松 比 ν	密度 ρ (kg/m ³)	动弹性模量 E_d (GPa)
	c (MPa)	f			
$\beta 4$ 在 III 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.28	2620	31.25
$\beta 4$ 在 II 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.26	2650	62.33
$\gamma L5$ 在 V ₀ 中	0.25	0.6($\varphi=30.9^\circ$)	0.38	2480	8.59
$\gamma L5$ 在 IV 中	0.25	0.6($\varphi=30.9^\circ$)	0.36	2580	13.30
$\gamma L5$ 在 III 中	0.25	0.6($\varphi=30.9^\circ$)	0.28	2620	31.25
$\gamma L5$ 在 II 中	0.25	0.6($\varphi=30.9^\circ$)	0.26	2650	62.33
$\gamma L6$ 在 V ₀ 中	0.3	0.7($\varphi=35.5^\circ$)	0.39	2480	8.59
$\gamma L6$ 在 IV 中	0.3	0.7($\varphi=35.5^\circ$)	0.36	2580	13.30
$\gamma L6$ 在 III 中	0.3	0.7($\varphi=35.5^\circ$)	0.28	2620	31.25
$\gamma L6$ 在 II 中	0.3	0.7($\varphi=35.5^\circ$)	0.26	2650	62.33
$\beta 5$ 在 V ₁ 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.39	2200	3.37
$\beta 5$ 在 V ₀ 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.38	2480	8.59
$\beta 5$ 在 IV 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.36	2580	13.30
$\beta 5$ 在 III 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.28	2620	31.25
$\beta 5$ 在 II 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.26	2650	62.33
*XL915	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.36	2620	13.30
*XL316-1 在 V ₀ 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.38	2200	6.35
*XL316-1 在 IV 中	0.35	0.75($\varphi=36.6^\circ$)	0.38	2480	8.59

注：*卸荷裂隙的抗剪强度指标为对应于连通率 50%时的取值。

为了简化计算，假设锚杆锚固区的加固体的粘聚力 c 、内摩擦角 φ 按照提高

20%的标准设置^[7]，动弹性模量值也提高 20%、泊松比减小 20%、其余参数不变，且假设只对 IV 及其以上的岩体有加固作用。其中 $\gamma L5$ 、 $\gamma L6$ 有部分岩体在锚固区内，XL915 和 XL316-1 全部都在锚固区内，这些部分的强度均提高 20%。

表 5-5 加固区岩体力学参数表

被加固岩体	c (MPa)	ϕ (°)	泊松比 ν	动弹性模量 E_d (GPa)
V_1 被加固部分	0.48	37.15	0.29	8.47
V_0 被加固部分	0.6	41.99	0.28	11.72
IV 被加固部分	0.84	46.39	0.28	17.74
$\gamma L5$ 在 V_0 中加固的部分	0.3	37.08	0.30	10.3
$\gamma L5$ 在 IV 中加固的部分	0.3	37.08	0.29	15.96
$\gamma L6$ 在 V_0 中加固的部分	0.36	42.60	0.31	10.3
$\gamma L6$ 在 IV 中加固的部分	0.36	42.60	0.29	15.96
XL915 被加固后的部分	0.42	43.92	0.29	15.96
XL316-1 在 V_0 中被加固的部分	0.42	43.92	0.30	7.62
XL316-1 在 IV 中被加固的部分	0.42	43.92	0.30	10.31

5.6 地震荷载的选取与输入

本次计算选取 EL-Centro 波，时间间隔为 0.02 秒，最大波峰出现在 2.44 秒，峰值为 2.9099 m/s^2 ；最大波谷出现 2.04 秒，峰值为 -3.1882 m/s^2 ，波形如下：

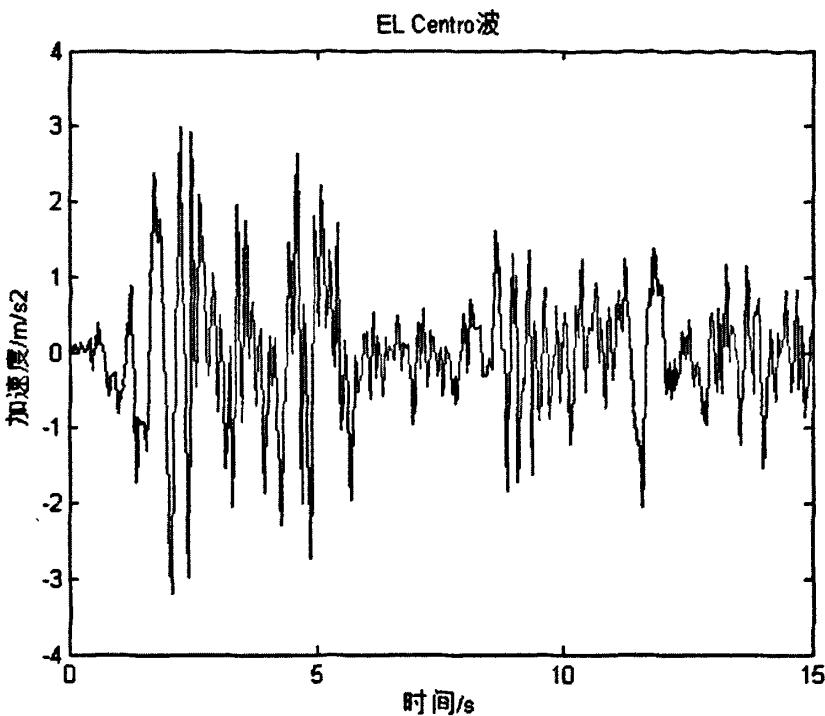


图 5-4 EL-Centro 波形图

在选用地震波时，应全面考虑地震动三要素，并根据情况加以调整。地震动强度（振幅）包括加速度峰值、速度峰值及位移峰值，对一般结构常用的是直接输入地震反应方程的加速度曲线。在抗震分析中以地震过程中加速度最大值（峰值）的大小作为标准。对选用的地震记录加速度峰值应按适当的比例放大或缩小，使峰值加速度相当于设防烈度相应的多遇地震与罕遇地震时的加速度峰值。

调整公式如下：

$$\dot{a}(t) = \frac{\dot{a}_{\max}'}{a_{\max}} a(t) \quad (5-2)$$

式中： $\dot{a}'(t)$ ， a'_{\max} 为调整后地震加速度曲线及峰值，调整后的加速度峰值，根据抗震设计规范^[78]取值； $a(t)$ ， a_{\max} 为原记录中的地震加速度曲线及峰值。

表 5-6 地震波加速度峰值(g)

设防等级	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.035	0.070	0.140
设防烈度	0.107	0.215	0.429
罕遇地震	0.220	0.400	0.620

EL Centro 波的最大峰值加速度为 0.3188g，根据公式(5-2)，可以把 EL Centro 折算成需要输入的荷载。另外考虑荷载的持时应取到包含最大峰值且考虑到节

约计算机时，截取折算后的 EL 波的前 15 秒作为本次地震荷载的输入。

在布置检测点时考虑了感兴趣的点比如坡脚、断层带、潜在滑体前缘等，先将坡面上 30 个检测点的位置坐标列于表 5-4 中。

表 5-7 各检测点位置高程一览表

检测点号	高程/m	检测点号	高程/m	检测点号	高程/m
1(坡脚)	0	11	286.70	21	400.29
2	42.50	12	300.00	22	410.00
3	85.00	13	316.70	23	417.09
4	124.69	14	330.00	24	426.57
5	184.22	15	341.14	25	446.18
6	210.00	16	350.00	26	462.53
7	226.97	17	361.22	27	496.91
8	240.00	18	370.00	28	527.88
9	256.70	19	380.03	29	553.70
10	270.00	20	390.00	30	595.00

5.7 数值模拟结果分析

取折算后峰值为 $0.1g$ 的 EL 波，采用粘弹性边界，不考虑阻尼，考虑材料的线弹性本构关系，可以得到图 5-5 到图 5-7。其中横坐标为时间 (s)，纵坐标分别为位移 (m)、速度 (m/s)、加速度 (m/s^2)。

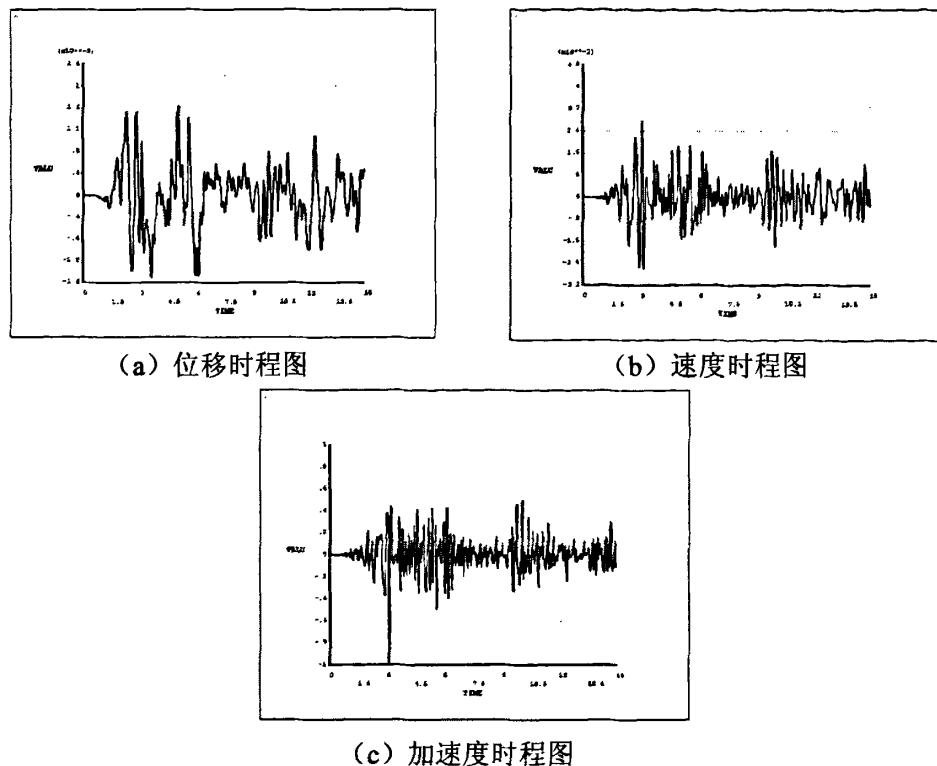


图 5-5 坡脚位移、速度、加速度时程图

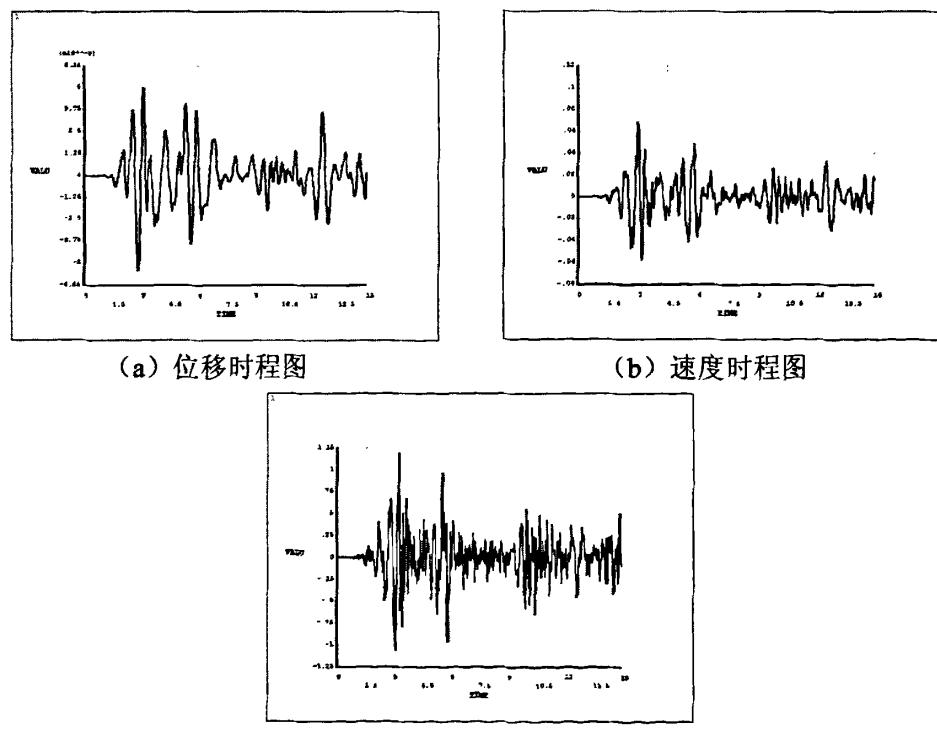


图 5-6 坡顶点位移、速度、加速度时程图

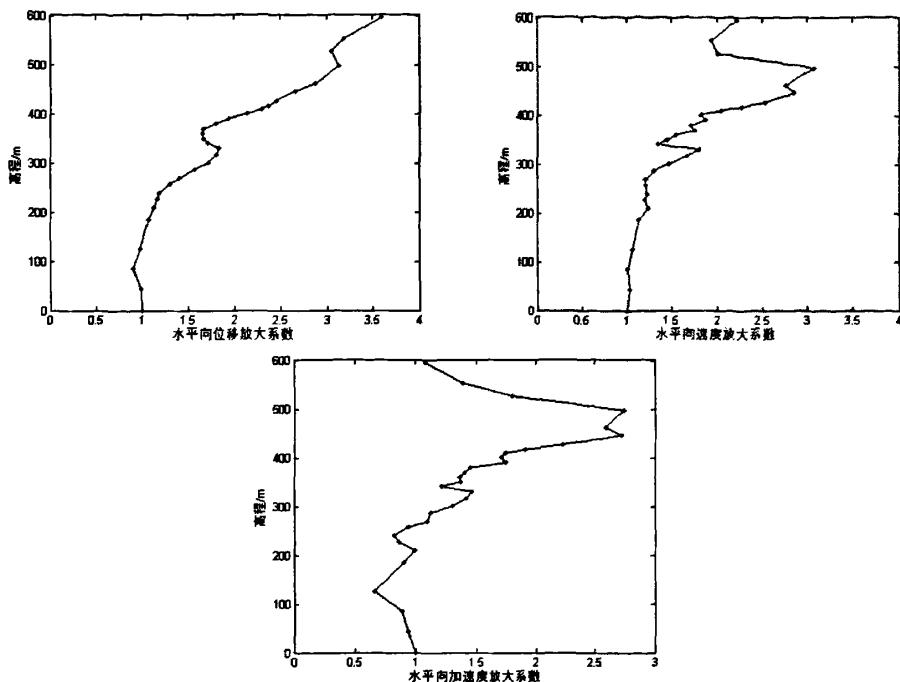


图 5-7 位移、速度、加速度放大系数图

取折算后峰值为 $0.1g$ 的 EL 波，考虑 D-P 本构关系与屈服准则，采用粘弹性边界，不考虑阻尼，可以得到图 5-8 到图 5-10。

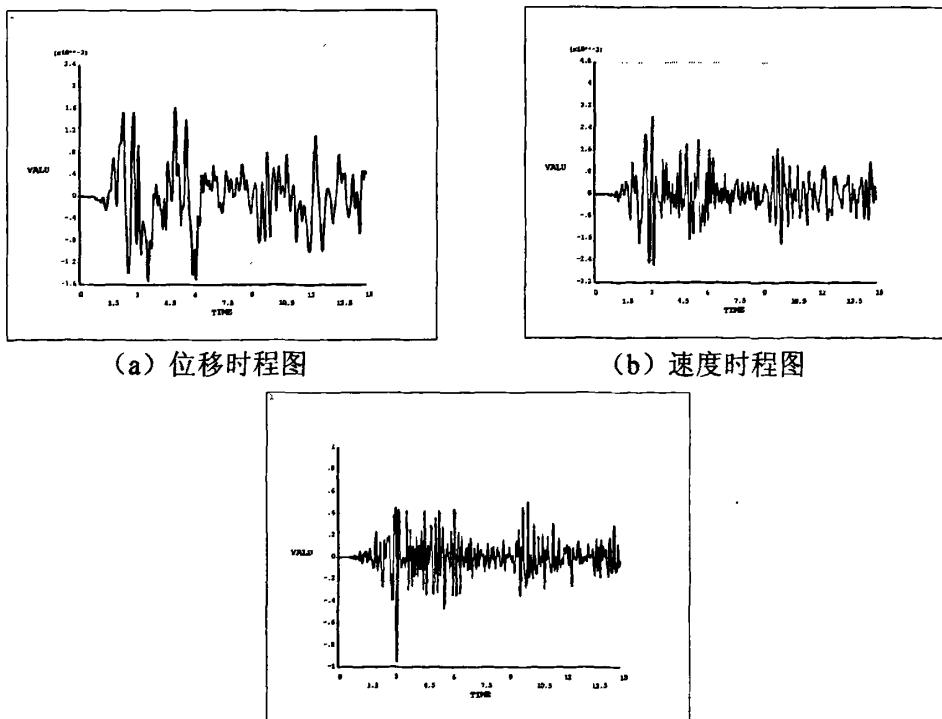


图 5-8 坡脚点位移、速度、加速度时程图

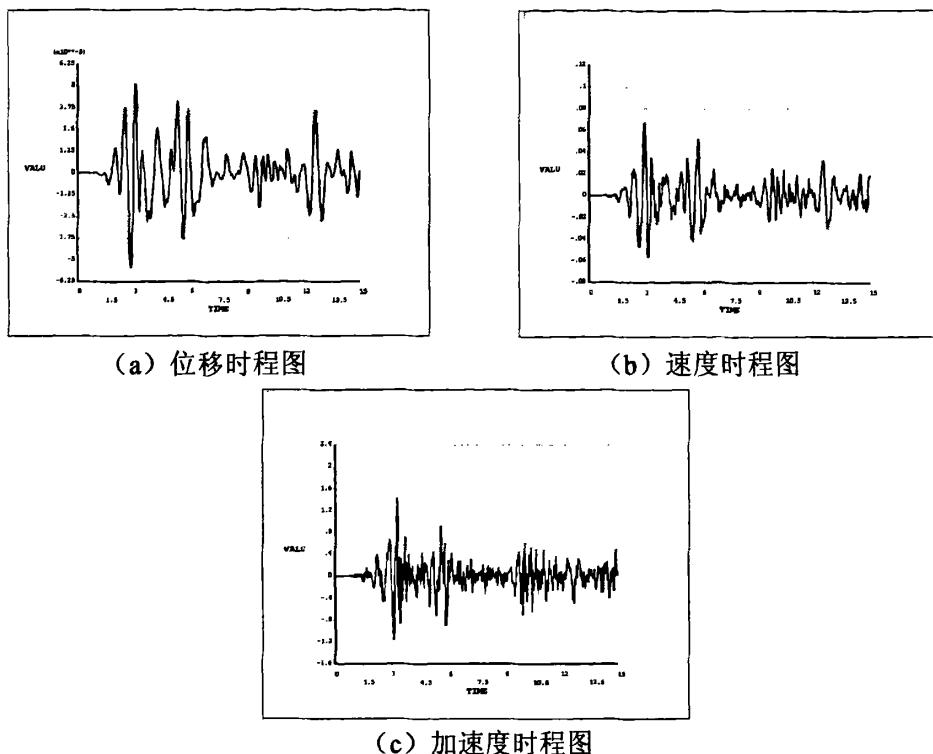


图 5-9 坡顶点位移、速度、加速度时程图

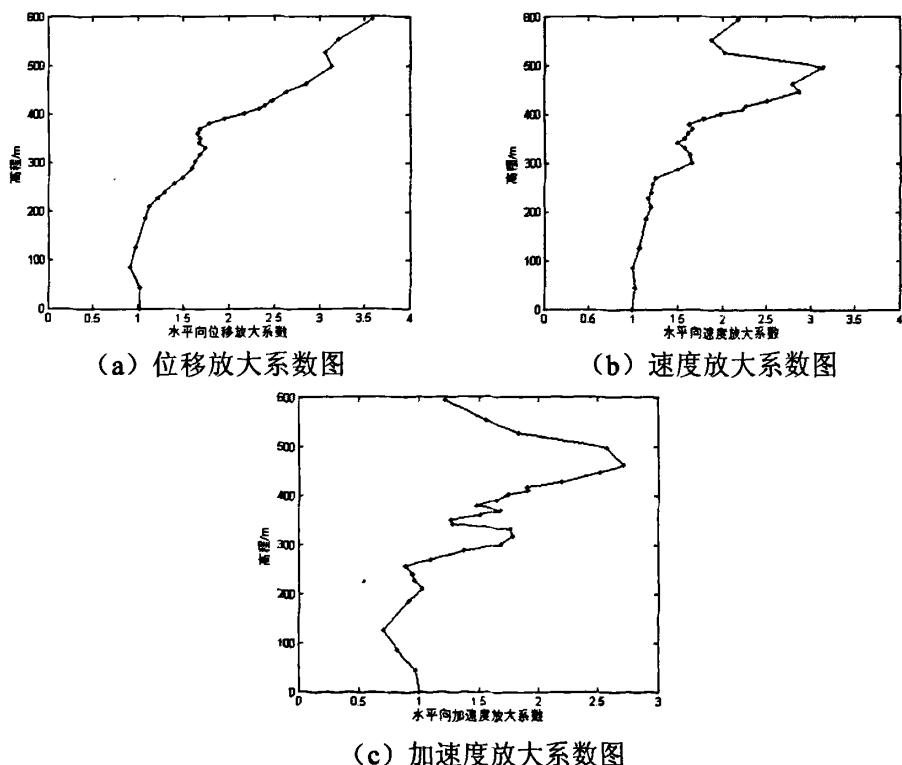
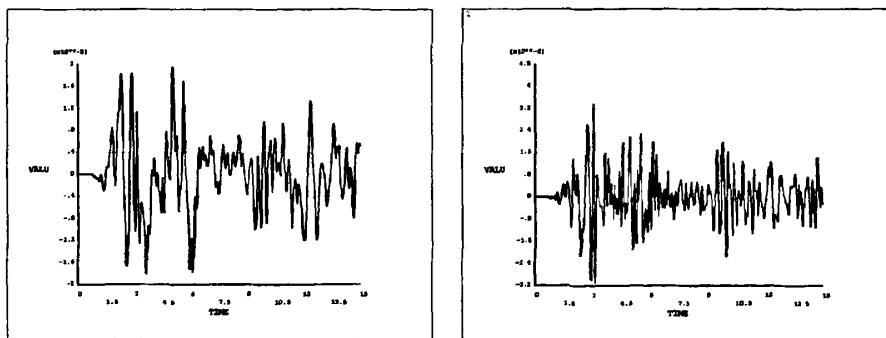


图 5-10 位移、速度、加速度放大系数

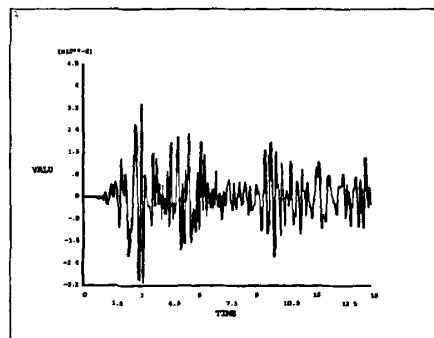
通过图 5-5 到图 5-7 可以看出：在线弹性条件下，坡脚点的位移峰值约为 1.5mm，速度峰值 2.6 cm/s，峰值加速度约为 0.98 m/s^2 ，加速度值出现在 3.1 秒左右，与输入的地震荷载的最大峰值出现的时间和输入的地震荷载的峰值是相吻合的。位移的最大放大系数大约为 3.6，速度的最大放大系数约为 3.3，加速度的最大放大系数约为 2.7。位移、速度、加速度放大系数在高度为 280m 以下时变化不大，当高度大于 280m 时急剧的增加。速度、加速度的最大放大系数出现在高度 500m 左右，最大的速度和加速度峰值分别为 8cm/s、 2.69 m/s^2 。而位移的最大放大系数出现在坡顶，其位移约为 5.4mm。

通过图 5-8 到图 5-10 可以看出：考虑弹塑性 D-P 模型条件下位移时程、速度时程和加速度时程与线弹性条件下有很大程度的相似性，且放大系数也相差很小，这与第 4 章所述是一致的。

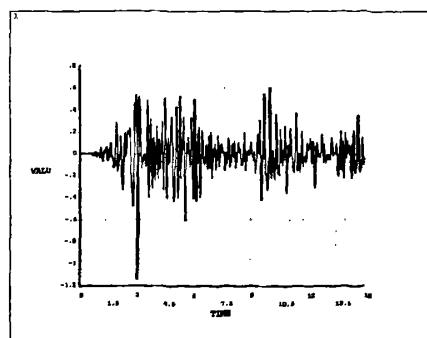
选取折算后峰值为 $0.12g$ 的 EL 波，采用粘弹性边界，不考虑阻尼，考虑 D-P 本构关系与屈服准则，可以得到图 5-9 到图 5-11。



(a) 位移时程图

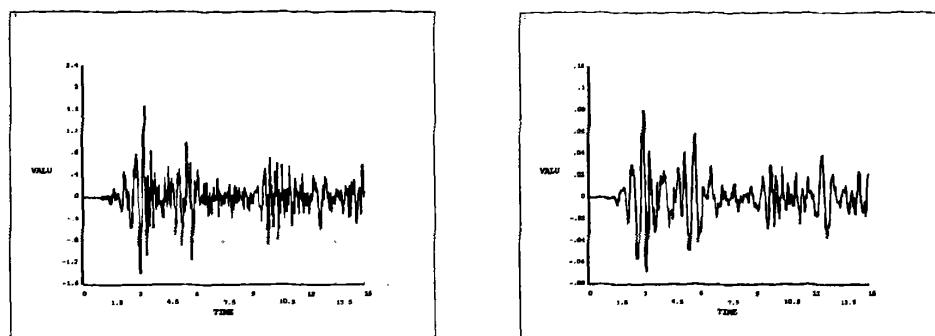


(b) 速度时程图



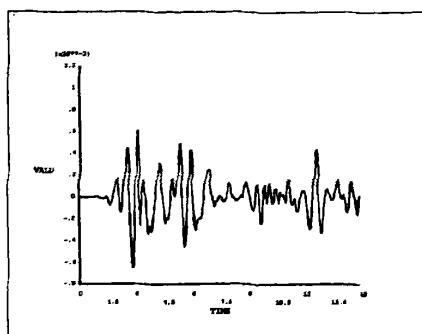
(c) 加速度时程图

图 5-9 坡脚点位移、速度、加速度时程图



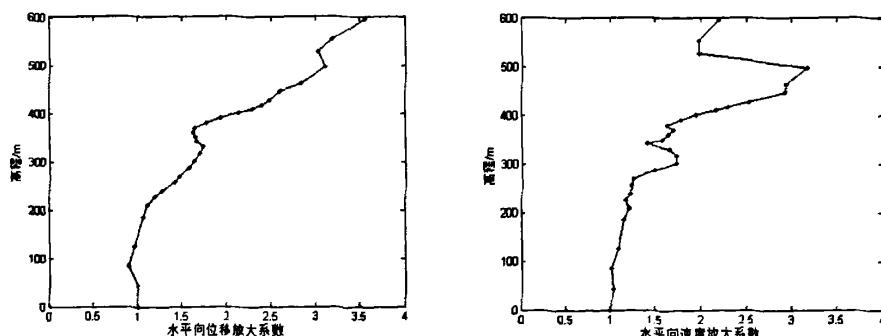
(a) 位移时程图

(b) 速度时程图

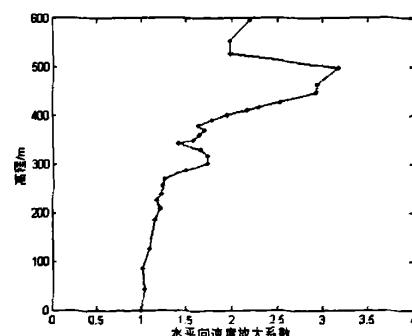


(c) 加速度时程图

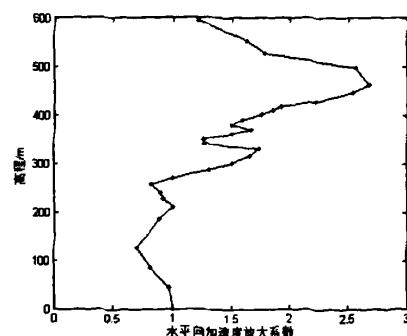
图 5-10 坡顶点位移、速度、加速度时程图



(a) 位移放大系数图



(b) 速度放大系数图

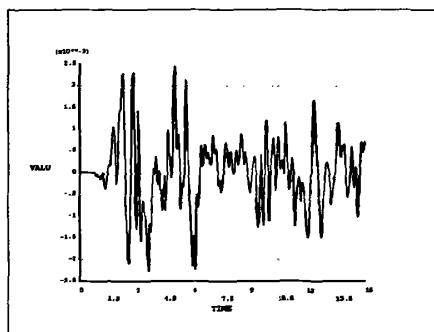


(c) 加速度放大系数图

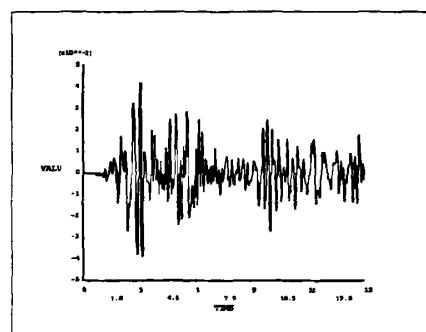
图 5-11 位移、速度、加速度放大系数

从图 5-9 到图 5-11 可以看出：在 $0.12g$ 的峰值荷载作用下，坡脚点位移、速度、加速度峰值分别为 1.8mm 、 3.1cm/s 、 1.15m/s^2 ，且时程与 $0.1g$ 情形下的很相似，只是峰值成比例的放大，各个放大系数图与 $0.1g$ 情形下的几乎一样，说明整个边坡随着荷载峰值的增加，各点的位移、速度、加速度都在成比例的增加，整个边坡都在弹性的范围内运动，没有出现塑性。

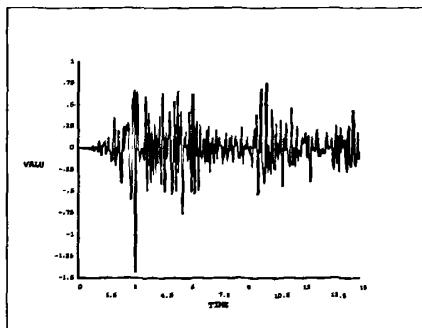
当把荷载的峰值调整到 $0.15g$ 后，在 $\gamma L5$ 、 $\gamma L6$ 以及 $\beta 5$ 的下部裂隙尖点处岩体出现塑性现象，导致计算无法收敛。这可能是由于网格的划分及应力集中而产生了塑性，但这些区域并非这次分析中着重考虑的地方，实际岩体对局部应力集中有很强的应力调整和松弛能力，所以对表 5-4 中的参数，调整 $\gamma L5$ 、 $\gamma L6$ 以及 $\beta 5$ 的粘聚力 c ，其他参数保持不变，以保证塑性区域不会出现在 $\gamma L5$ 、 $\gamma L6$ 以及 $\beta 5$ 的下部区域。并重新计算峰值 $0.15g$ 的 EL 波，可得到图 5-12 到图 5-14，及坡脚、坡顶的位移、速度、加速度时程图以及放大系数图。



(a) 坡脚位移时程图

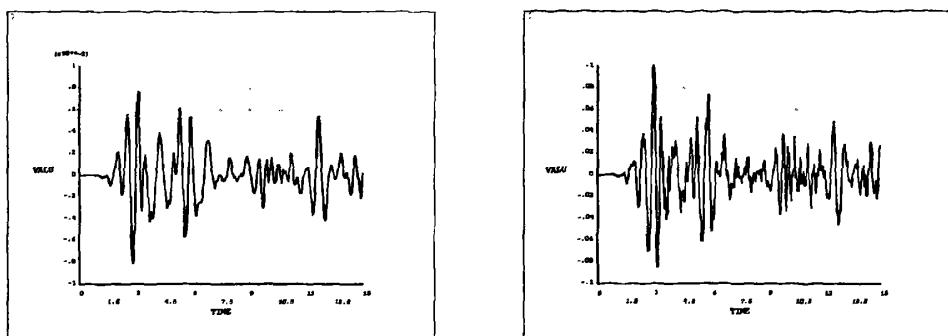


(b) 坡脚速度时程图



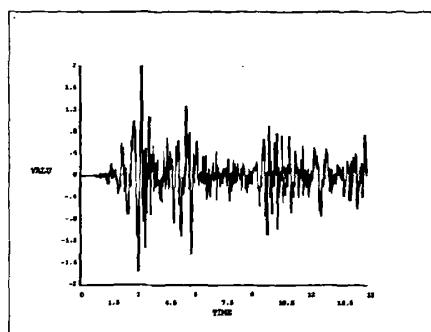
(c) 坡脚加速度时程图

图 5-12 坡脚点位移、速度、加速度时程图



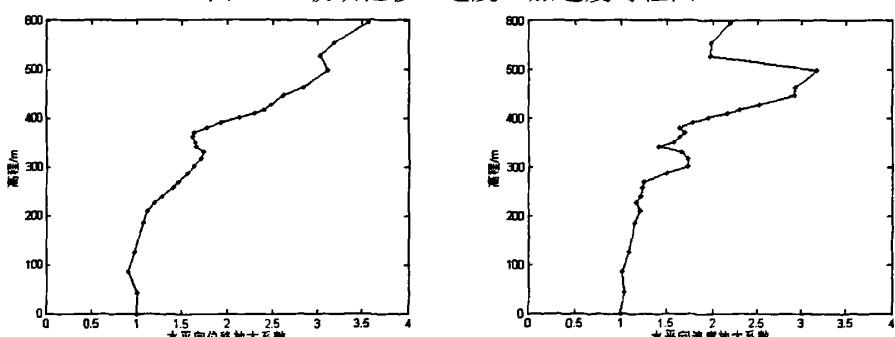
(a) 坡顶位移时程图

(b) 坡顶速度时程图



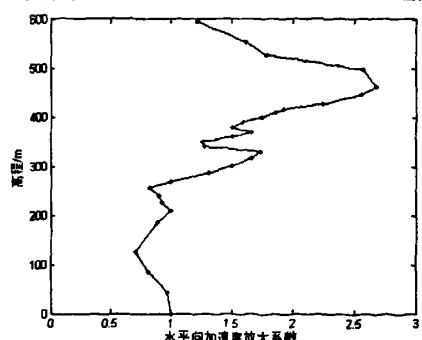
(c) 坡顶加速度时程图

图 5-13 坡顶位移、速度、加速度时程图



(a) 位移放大系数图

(b) 速度放大系数图



(c) 加速度放大系数图

图 5-14 位移、速度、加速度放大系数图

从图 5-12 到 5-14 可以看出：0.15g 情形下坡脚点的位移、速度、加速度峰值分别为 2.3mm、3.8cm/s、 1.43 m/s^2 ，且时程图与 0.1g 情形下的很相似，在调整了部分岩体参数后，计算得以收敛。整个边坡还是处于弹性状态下，各量的放大系数与 0.1g 情形下的几乎没有变化。

把荷载峰值提高到 0.2g，在 XL316-1 的上部区域出现塑性，导致大位移，然后导致整个区域都出现大位移，致使程序无法收敛，可以判断边坡可能失稳。下面截取几个点的位移时程图来说明，XL316-1 上部点（检测点 1），高度为 415m，距离坡面的水平距离为 71m。跟检测点 1 相同高度的坡面点（检测点 2），XL316-1 的下部点（检测点 3），画出这几个点的位移时程见图 5-15。

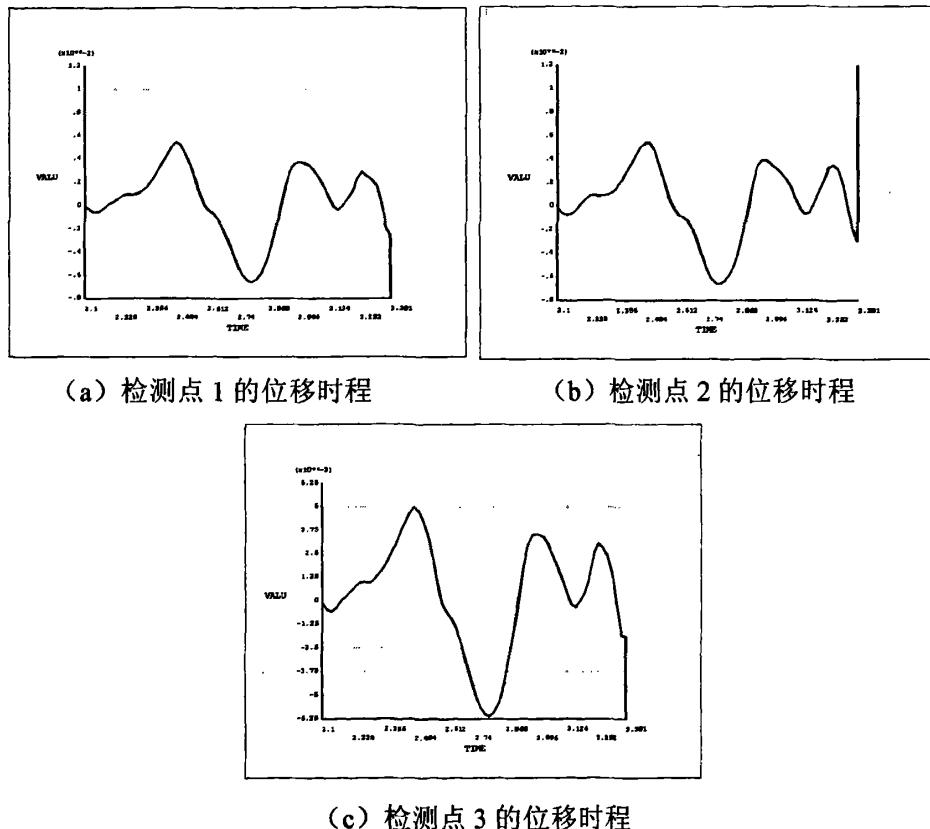


图 5-15 各个检测点的位移时程

这几个点都是在 3.1s 左右全部进入大变形，说明这几个点包含的区域整体产生大变形，判定该边坡可能失稳。可能失稳的区域位于整个 XL316-1 卸荷裂隙以外的坡面岩体。

岩质高边坡动力响应及三量的放大系数规律等可为工程边坡动力稳定性分析提供一系列重要的基础数据，也是拟静力法边坡稳定性分析的基础及其可靠性依据，对工程边坡的动力稳定性分析与评价具有重要意义。

第6章 结论与展望

6.1 主要结论

本文总结了边坡动力问题的研究现状，着重从工程地质方面分析了地震作用下边坡稳定性的影响因素，对有限元方法分析步骤及动力方程求解方法进行了总结和分析，采用动力有限元方法对边坡的动力响应规律进行研究，特别是探讨了岩质高边坡在水平动荷载及地震荷载作用下动力响应的加速度、速度、位移三量放大系数分布的规律和特点。主要开展了以下工作：

(1) 在总结前人研究成果的基础上，将地震作用下边坡稳定性的影响因素归纳为边坡所处的地质背景、边坡的岩体结构类型和地层岩性组合、边坡的地形地貌条件以及边坡的水文地质条件等方面，并讨论了边坡的工程地质模型以及动力失稳机制。

(2) 进行了边坡动力有限元方法分析步骤及动力方程求解方法的总结和分析，讨论了动力方程及计算方法、非线性动力方程及计算方法、边坡动力分析中所采用的单元、D-P 弹塑性本构关系与屈服准则等。利用有限元程序 ANSYS 中的 APDL 技术，通过编程，成功实现弹簧单元模拟动荷载条件下的岩质边坡边界条件，减小岩体的动力计算范围，提高计算精度。

(3) 探讨了粘弹性边界单元、动力方程中瑞雷阻尼、岩体材料弹性模量等对边坡动力有限元计算结果的影响规律。研究了：①边界的设置对计算结果的影响，得出了当选取合适的粘弹性边界参数，边界的远近设置达到一定范围后，其边界对计算结果的影响很小。②瑞雷阻尼对计算结果的影响，得出了瑞雷阻尼对计算结果影响显著。③随着阻尼比的增大，模型坡脚点和坡顶点的位移、速度、加速度峰值呈下降趋势，且在不同的阻尼比下边坡的放大系数显著不同，阻尼比越小，边坡的放大系数越大。④D-P 弹塑性本构关系与屈服准则对计算结果的影响，得出了当材料考虑 D-P 弹塑性本构关系与屈服准则时，边坡的位移、速度、加速度放大系数会比线弹性条件下的减小。⑤岩体材料的弹性模量越小，边坡的位移、速度、加速度放大系数越大，且弹性模量对边坡放大系数的分布形式有显著的影响。⑥荷载的持时、幅值以及频率对边坡放大系数都有一定的影响。动力荷载的持时必须大于某一特定值，即当整个边坡全部运动起来的最长时间。动力荷载的幅值对放大系数影响较小，但当材料考虑 D-P 时，其放大系数会减小。动力输入周期 T 与边坡动力反应规律密切相关，可能对边

坡的位移、速度、加速度的分布形式产生较大影响。

(4) 结合工程实际,采用 EL-Centro 地震波荷载记录,对西南某岩质高边坡动力响应规律进行了分析与讨论,得出了对工程实际十分有益的结论。①采取粘弹性弹簧单元,选取合理的边界参数可以较好的模拟岩质边坡的动力响应问题,并可以节约计算时间,提高计算效率。②当材料考虑 D-P 模型时,其放大系数可能会稍微减小,当位移不很大时,考虑材料 D-P 模型时对放大系数分布形式的影响很小。③对 EL-Centro 地震波进行成比例折减,分别取基岩加速度峰值为 0.1g、0.12g、0.15g 和 0.2g。当取 0.1g 和 0.12g 时,边坡整体处于弹性状态,位移、速度、加速度时程与荷载的增加比例相同,放大系数很接近。当取 0.15g 时,边坡小部分区域(坡体内反倾向裂隙尖端)进入塑性,但这小部分区域不是本次分析的重点,调整该区域材料参数后顺利计算出结果,从位移、速度、加速度时程图看出边坡仍然处于弹性状态,放大系数也改变很小。当取 0.2g 后,在整条卸荷裂隙带处进入塑性状态,建议采取更有效的加固。

6.2 展望

岩质高边坡动力响应分析中尚要进一步研究的工作有:

(1) 岩质高边坡的分析模型的进一步研究。主要涉及边界条件和三维分析问题,对岩质高边坡进行平面分析是一种简化的分析方法,实际上的边坡都是三维空间问题,应进一步分析三维岩质高边坡。

(2) 在动力荷载作用下的岩质高边坡阻尼的选取还需进一步研究。如何取得合适阻尼比才能真实的模拟岩质高边坡的动力响应还需进一步研究。

(3) 如何采用更合适的应力应变关系曲线与屈服准则来模拟动力学中的岩体还需深入研究。

(4) 本文没有考虑地下水,特别是孔隙水对岩质高边坡的影响。下一步的研究中,需把地下水的影响考虑进来。

参考文献

- [1] 祁生文,伍法权等. 岩质边坡动力反应分析. 北京: 科学出版社, 2007
- [2] 张倬元,王士天,王兰生. 工程地质分析原理. 北京: 地质出版社, 1993
- [3] 顾功序,林庭煌,时振梁. 中国地震目录. 北京: 地震出版社, 1983
- [4] 铁道部科学研究院西北研究所. 滑坡文集. 北京: 科学出版社, 1988
- [5] 丁彦慧. 中国西部地区地震预测方法研究.[硕士学位论文]. 北京: 中国地质大学, 1977
- [6] 张咸龚,王思敬,张倬元. 中国工程地质学. 北京: 地质出版社, 2000
- [7] 陈祖煜. 土质边坡稳定性分析-原理·方法·程序. 北京: 中国水利水电出版社, 2003
- [8] 陈祖煜等. 岩质边坡稳定分析-原理·方法·程序. 北京: 中国水利水电出版社, 2005
- [9] Keightley W O. Vibration tests of structure. Earthquake Engineering Research Laboratory. Caltech, Pasadena, 1963
- [10] Keightley W O. Vibrational characteristics of an earth dam. Bull Seism Soc Am, 1966, 56(6): 1207~1226
- [11] Okamoto S et al. On the dynamic behavior of an earth dam during earthquake. Proc, 4 World Conf Earth Engrg, Santiago, 1969
- [12] Mononobe H A, Takata A, Matumura M. Seismic stability of the earth dam. In: Section and Congress on Large Dams, Washington, 1936, 435~442
- [13] Hatanaka M. 3-Dimensional consideration on the vibration of earth dams. J Jap Soc Civ Engrs, 1952, 6(7): 10~37
- [14] Hatanaka M. Fundamental consideration on the earthquake resistant properties of the earth dams, Bull. Disaster Prevention Research Inst, 1955, 4 (11) : 23~31
- [15] Ambraseys N N. On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance. Bull Seism Soc Am, 1960, 50(1): 45~56
- [16] Ambraseys N N. The seismic stability of earth dams, In: proc. 2 World conf. on Earth. Tokyo, Gakujutsu Bunken Fukya-kai, II, 1960, 1345~1363
- [17] Gazetas G. Seismic response of earth dams some recent developments. Soil Dyn Earthq Engrg, 1987, 6(1): 3~47
- [18] Gazetas G, Dakoulas P. Seismic analysis and design of rockfill dams-State of the art. Soil Dyn Earthq Engrg, 1992, 11(1): 27~61
- [19] Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique, 1965, 15(2): 139~390
- [20] Kramer S L, Smith M W. Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. J Geotech Engrg ASCE, 1997 , 123(7): 635~644
- [21] Seed H B. Consideration in the earthquake design of earth and rockfill dams. Geotechnique, 1979, 29(3): 215~263
- [22] Seed H B. Stability of earth and rockfill dams during strong earthquakes. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Paper GL, 1973, 27(2): 13~79

- [23] Castro G. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. J Geotech Engrg ASCE, 101, 1975, GT6: 551~569
- [24] Castro G, Poulos S J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. J Geotech Engrg ASCE, 103, 1977, GT6: 501~516
- [25] Dobry R et al. Liquefaction evaluation of earth dams-a new approach. Proc 8 World Conf Earthq Engrg San Francisco.1984, III, 33~340
- [26] Poulos S J, Castro G, France J W. Procedure for liquefaction evaluation. J Geotech Engrg ASCE ,1985, 111(6): 772~792
- [27] Gazetas G. Seismic response of earth dams some recent developments. Soil Dyn Earthq Engrg. 1987, 6(1): 3~47
- [28] Yegian M K, Lahlaif, A M. Dynamic interface shear strength properties of geomembranes and geotextiles. J Geotech Engrg ASCE. 1992, 118(5): 760~779
- [29] Yegian M K, Harb J N. Slip displacements of geosynthetic systems under dynamic excitation .In: Yegian M K and fin W D L eds. Earthq. design and performance of solid waste landfills, San Diego, California, ASCE Geotechnical Special Publication,1995, (54), 212~236
- [30] Halatchev R V. Probabilistic stability analysis of embankment and slopes. Proceeding of the 11 international conf on ground control in mining, 1992, 432~437
- [31] Al-homond A S, Tahtamoni W W. Reliability analysis of three dimensional dynamic slope stability and earthq induced permanent displacement. Soil Dyn and earthq engrg, 2000, 19(2): 91~114
- [32] 徐志英,周健. 奥罗维尔土坝三维简化动力分析. 岩土工程学报, 1996, 18(7): 82~87
- [33] 黄茂松, 钱建固. 土坝动力应变局部化与渐进破坏的自适应有限元分析. 岩土工程学报, 2001, 23(3): 306~310
- [34] 黄建梁, 王威中. 坡体地震稳定性的动态分析. 地震工程与工程震动, 1997, 17(4): 113~122
- [35] 王家鼎. 强震作用下低角度黄土斜坡滑移的复合机理研究. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 445~449
- [36] 薄景山,徐国栋,景立平. 土边坡地震反应及其动力稳定性分析. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 116~120
- [37] 孔宪京,韩国城. 土石坝与地基地震反应分析的波动-剪切梁法. 大连理工大学学报, 1994, 34(2): 173~179
- [38] Kramer S L, Smith M W. Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. J Geotech Engrg ASCE, 1997 , 123(7): 635~644
- [39] Singh S, Murphy B. Evaluation of the stability of sanitary landfills.Geotechnics of waste fills-theory and practice. ASTM STP 1070, ASTM, West Conshohochen. 1990, 240~258
- [40] Kavazanjian E. SASW testing at solid waste landfill facilities.In: Proc NSF Workshop on seismic Des of Solid Waste Landfills, Univ of Southern Calif, Los Angeles, Calif, 1993
- [41] Bove J A. Direct shear friction testing for geosynthetics in waste containment.Philadelphia, PA, ASTM, 1990, 241~256

- [42] Seed H B, Martin G R. The seismic coefficient in earth dam design. *J Geotech Engrg ASCE*, 1966, SM3: 25~28
- [43] Kavazanjian E. Hazard analysis of a large regional landfill. *Earthq. design and performance of solid waste landfills. Geotechnical Special Publication*, ASCE, New York, N. Y.1995, (54): 119~141
- [44] 王思敬,张菊明. 边坡岩体滑动稳定性的初步探讨. *地质科学*. 1982, (2): 162~170
- [45] 王思敬,薛守义. 岩体边坡楔形体动力学分析. *地质科学*. 1992, (2): 177~182
- [46] 王存玉. 地震条件下二滩水库岸坡稳定性研究. 北京: 科学出版社, 1987
- [47] 祁生文. 边坡动力响应及应用研究: [博士学位论文]. 北京,中国科学院地质与地球物理研究所, 2002.
- [48] 薛守义. 岩体边坡动力稳定性研究: [博士学位论文]. 北京: 中国科学院地质研究所, 1989.
- [49] Ling H I, Cheng A D. Rock sliding induced by seismic force. *International Journal of Rock Mechanics and mining Sciences*. 1997, 34(6): 1021~1029
- [50] Kumsar H, Aydan O, Ulusay R. Dynamic and static stability assessment of rock slopes. *J Geotech Engrg ASCE*. 2000, 123(7): 635~644
- [51] 龚晓南. 土工计算机分析. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [52] Clough R W, Chopra A K. Earthquake stress analysis in earth dams. *J Engrg Mech, ASCE* 92, 1966, EM2: 197~211
- [53] 吴世明. 土动力学. 北京: 中国建筑出版社, 2001
- [54] Martin G A. Iration characteristics of three dimensional solids with application to earth dams, PHD thesis, Montana State University, 1969
- [55] Petrovski J, Paskalov T, Jorukovski D. Dynamic full scale test of an earth dams. *Geotechnique*, 1974, 4(2): 193~206
- [56] Culldall P A. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. *ISRM*, Nancy, 1971, II, 129~136
- [57] Lysmer J, Kahlemeyer. Finite dynamic model for infinite media. *J Eng Mech*, 1969, 13 (2) : 859~877
- [58] White W S. Unifined Boudary for finite dynamic models. *J Engrg Mech*, 1977, 103 (1) : 949~964
- [59] Lysmer J, Waas G. Shear waves in plane infinite structure. *J Eng Mech ASCE*, 1972, 98(EM1): 85~105
- [60] 廖振鹏. 论结构物的竖向地震输入. *地震工程与工程振动*, 1983, 3(2), 74~88
- [61] 祁生文等. 地震边坡稳定性的工程地质分析. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(16): 2792~2797
- [62] 奚同珍. 滑坡预测预报的基础及我国主要滑坡岩组特征的确定. *地球科学*, 1985, 10(1): 9~19
- [63] 孙玉科. 边坡岩土稳定性分析. 北京: 科学出版社, 1987
- [64] 祁生文,伍法权等. 岩质边坡动力反应分析. 北京: 科学出版社, 2007
- [65] 孙广忠. 岩体结构力学. 北京: 科学出版社, 1988
- [66] 胡广韬. 滑坡动力学. 北京: 地质出版社, 1995

- [67] 王换定,吴德伦. 有限单元法及计算程序. 北京: 中国建筑工业出版社, 1977
- [68] 姚环,郑振,简文彬,沈骅,秦刚. 公路岩质高边坡稳定性的综合评价研究. 岩土工程学报, 2006, 28(05): 558~563
- [69] 陈昌富, 彭振斌. 高陡边坡稳定性分析与计算方法. 西部探矿工程, 1995, 16(04): 143~152
- [70] 邵国建, 卓家寿, 章青. 岩体稳定性分析与评判准则研究. 岩石力学与工程学报, 2003, 27(05): 423~428
- [71] M. Singh. Strength and Deformational Behaviour of a Jointed Rock Mass .Rock Mechanics and Rock Engineering, 2002, 35 (1): 45~64
- [72] 廖振鹏. 工程波动理论导论(第二版). 北京: 科学出版社, 2002
- [73] 廖振鹏. 近场波动数值模拟. 力学进展, 1997, 27(2): 193-212
- [74] Livermore Software Technology Corporation LS.DYNA Theoretical Manual[R].California, 1998
- [75] 刘晶波,谷音,杜义欣. 一致粘弹性人工边界及粘弹性边界单元.岩土工程学报, 2006, 28(9): 1070-1075
- [76] 中国水电集团成都勘察设计院. DG 边坡岩体稳定性分析研究报告. 2008.
- [77] 覃正刚. 高强预应力锚杆的锚固机理及时效性分析: [硕士学位论文].北京,中国科学院武汉岩土力学研究所, 2007.
- [78] GB50267-97, 核电厂抗震设计规范. 北京: 中华人民共和国国家标准, 1997

致 谢

本文是在胡春林教授悉心指导下完成的，胡老师渊博的知识、严谨治学态度、忘我的工作精神，使我受到不断的鞭策，激励我永远奋发向上，使我终生受益。老师的言传身教对我未来的人生道路将产生深远的影响，言谢之词，已显苍白！三年来，胡老师无论在学业上还是生活上均提供了极大的帮助和关照，愿在此向胡老师表达深深的敬意和诚挚的感谢！

在武汉理工大学学习和完成论文期间，得到夏元友教授、张季如教授、李新平教授、管昌生教授、程康教授、谢全敏教授、孙吉主教授、祝文化副教授、王协群副教授、申翊副教授、张光辉副教授、芮瑞博士等各位老师的热切关心和帮助，在此一并致以诚挚的谢意。

感谢武汉理工大学岩土工程研究生陈中学、李小榜、胡谋鹏、高波、鲁志强、孟凡刚、熊伟芬、丁保艳、施戈亮、李奇敏、陈振中，结构工程研究生高景辉、李健群等师兄弟们的帮助。大家朝夕相处，情同手足！

感谢母亲和亲人朋友们，是你们对我一贯的奉献、默默的支持，才使我得以走到今天。感谢我的母亲，读书以来当我在生活上和学习上遇到困难和烦恼时，始终支持我和鼓励我。

谨以此文献给关心我、帮助我的亲人和朋友们。

万 洪

2009-5-29

附录

发表的论文

- [1] 万洪,胡春林. 地震荷载作用下岩质边坡稳定性分析. 建材世界, 2009, (3), 已录用

在读研究生期间参加科研项目和项目来源

- [1] 大渡河 DG 坝肩边坡开挖卸荷岩体稳定性分析, DG 水电开发有限公司
2008.2-2009.12
- [2] 渝湘高速隧道监控量测与分析, 湖北神龙勘察院, 2007.7-2008.4