

Influence Analysis of Time History Envelope Function in Seismic Safety Evaluation

Xiaosan Tao, Zhibing Gao, Hongmei Qu, Haichun Hong

Institute of Earthquake Engineering for Jiangsu Province, Nanjing
Email: txs3880@163.com

Received: May 2nd, 2014; revised: May 30th, 2014; accepted: Jun. 7th, 2014

Copyright © 2014 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

Abstract

The artificial seismic wave (normally using the earthquake acceleration time history) imitates non-stationary characteristic of seismic wave intensity via intensity envelope function, so it's of important theoretical significance and actual application value for the influence analysis of time history envelope function in seismic safety evaluation. Intensity envelope function model includes single-peak shape and multi-peaks shape. The multi-peak shape intensity envelope function model can imitate non-stationary characteristic of seismic intensity simply and neatly, which is commonly used. This article researches on analysis of seismic response of soil layer through Huojunrong Model and McGuire Model of intensity envelope function. For long-periodic structure, it is suggested that response spectrum time history envelope function values in different control cycles should be calculated first, then iteration is used separately and finally acceleration time history is gotten. Acceleration time history (resulting in this method) considers large-magnitude and long-distance potential seismic source influence, and thus does not underestimate seismic movement of long-periodic structure causing adding energy. Zero drift in seismic movement time history is also an important problem in seismic wave synthesis, and otherwise result data of structure power time history are not trustworthy. Seismic movement time history can use multinomial amendment, and also can use smooth non-singular point intensity envelope function to solve this.

Keywords

Seismic Movement Time History, Site Earthquake Response, Intensity Envelope Function, Long Period, Zero Drift

地震安全性评价中时程强度包络函数的影响分析

陶小三, 高志兵, 瞿红梅, 洪海春

江苏省地震工程研究院, 南京

Email: txs3880@163.com

收稿日期: 2014年5月2日; 修回日期: 2014年5月30日; 录用日期: 2014年6月7日

摘要

人工合成地震波(一般用地震动加速度时程)是通过强度包络函数来模拟地震波的强度非平稳特性的, 因此探讨时程强度包络函数对地震安全性评价工作的影响, 具有重要的理论意义和实际应用价值。强度包络函数模型大致分为单峰状和多峰状, 其中多峰状强度包络函数可以灵活、简洁地模拟地震波的强度非平稳特性, 被广泛应用。本文通过实例, 研究强度包络函数霍俊荣模型和Mcguire模型对土层地震反应分析的影响。对于长周期结构, 建议采取先计算反应谱不同控制周期处时程强度包络函数值, 再分别迭代最终拟合得到加速度时程, 此方法合成的加速度时程充分考虑了大震级、远距离潜在震源区的影响, 从而不会低估长周期结构的地震动输入能量。地震动时程的零线漂移也是地震波合成的一个重要问题, 否则结构动力时程分析的结果是不可靠的, 可以采用多项式修正, 也可以采用光滑无奇异点强度包络函数模型解决这一问题。

关键词

地震动时程, 场地地震反应, 包络函数, 长周期, 零线漂移

1. 引言

地震是一种破坏性大、影响广泛的地质灾害, 强烈的地震将造成各种破坏, 例如建构筑物倒塌、大坝溃决、桥梁中断、地面破裂等。研究地震对地质体或结构物的破坏作用, 对工程抗震设计具有重要的意义。随着科技水平的不断进步和提高, 现在工程建设的规模日益扩大, 单独采用振型分解反应谱法进行抗震计算已不能满足要求, 因此在重要结构抗震设计中, 规范规定需采用时程分析法进行补充计算。

我国《防震减灾法》[1]明确要求重大建设工程和可能产生严重次生灾害的工程, 必须开展地震安全性评价工作。地震波(一般用地震动加速度时程)的选取或合成是地震安全性评价工作的重要环节, 包括基岩地震动加速度时程和地表地震动加速度时程。基岩地震动加速度时程主要用于场地土层地震反应分析, 其结果是工程结构抗震设计及结构可靠性评估时需要考虑的重要地震动参数; 地表地震动加速度时程用于工程结构的动力反应分析, 直接评估结构的抗震性能, 进而优化结构的抗震设计。在进行动力反应分析时, 需要选择适合具体情况的地震动加速度时程输入。虽然, 过去的几十年中, 实际地震记录的数量已大大增加, 但其记录地点的场地条件与我们关心的工程建设场地条件可能有很大差异, 加之地震动加速度时程非常复杂, 找到一条满足需要的天然地震动加速度时程是很困难的。

地震波具有明显的强度非平稳性, 其峰值、频谱和持时都有很大的差别, 人工合成地震波因其在满足需求的地震动强度、频谱及持时方面具有任意性, 而被广泛采用, 但也造成了地震波的不确定性。常用的人工合成地震波是通过强度包络函数来模拟地震波的强度非平稳特性的, 因此探讨时程强度包络函数对地震安全性评价结果的影响, 具有重要的理论意义和实际应用价值。

2. 强度包络函数模型

地震动强度包络函数, 一般来说按特征大体上可以分为三个阶段, 即开始由弱到强的上升阶段, 中

间相对平稳的强震动阶段，最后由强到弱的衰减阶段，呈现出明显的强度非平稳性。为了描述地震动强度的非平稳性，各国学者曾先后提出一些强度包络函数模型，大致可以分为两类[2]：一类是图 1 所示的抛物线单峰值，如 Goto 模型、胡聿贤和周锡元模型、Shinozuka 和 Sato 模型、Iyengar 模型等；另一类是图 2 所示的多峰值，如 Housner 和 Jennings 模型、Amin 和 Ang 模型、霍俊荣模型等。

多峰值强度包络函数形式：

$$\Psi(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{t_1}\right)^2 & 0 < t \leq t_1 \\ 1 & t_1 < t \leq t_2 \\ e^{-c(t-t_2)} & t_2 < t \leq T \end{cases} \quad (1)$$

其中： t_1 ：峰值的上升段； $t_2 - t_1$ ：峰值的平稳段； T ：持续时间； c ：峰值的衰减系数。

在模拟大震远场长持时情况时，由于平稳持续段较长，单峰状强度包络函数不能合理体现。多峰状强度包络函数具有简单、直观、物理意义明确的优点，可以灵活、简洁地模拟地震波的强度非平稳特性，因此被广泛用于工程界，日本和美国的抗震设计规范、我国现行《工程场地地震安全性评价》[3]均推荐采用这个模型。

3. 地震动加速度时程合成原理

人工合成地震动时程采用目标谱拟合法，即通过三角级数迭加法拟合地震动加速度时程，其基本思路是用一组三角级数之和构造一个近似的平稳高斯过程，然后乘以强度包络函数，以得到非平稳的地震动加速度时程。《工程场地地震安全性评价》[3]推荐方法的主要思路为：

- 1) 用反应谱与功率谱的近似转换关系，将目标反应谱转换成相应的功率谱，转换关系为：

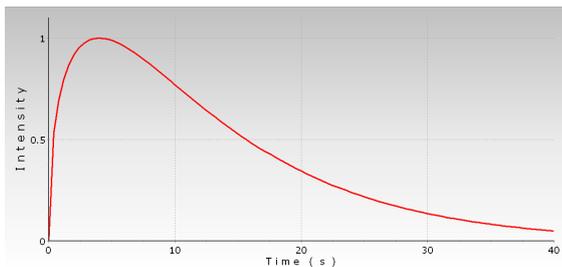


Figure 1. Unimodal intensity envelope function model

图1. 单峰状强度包络函数模型

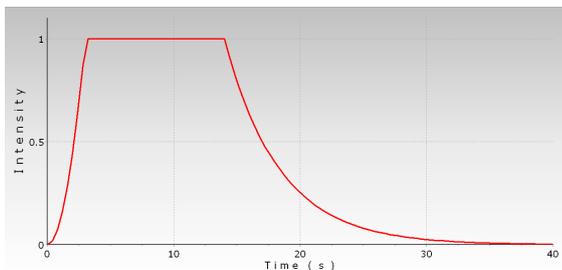


Figure 2. Multi-peak intensity envelope function model

图2. 多峰状强度包络函数模型

$$S(\omega) = \frac{\varepsilon}{\pi\omega} S_a^2(\omega) / \left\{ -\text{Ln} \left[-\frac{\pi}{\omega T} \text{Ln}(1-r) \right] \right\} \quad (2)$$

其中： $S(\omega)$ 为功率谱； $S_a(\omega)$ 为目标反应谱； ε 为阻尼比； T 为持续时间； r 为反应超越概率。

2) 用三角级数叠加法，生成零均值的平稳高斯过程。

$$X(t) = \sum_{i=0}^n A_i \cos(\omega_i t + \varphi_i) \quad (3)$$

其中： $A_i = [4S(\omega_i)\Delta\omega]^{0.5}$ ，初相位 φ_i 为 $[0-2\pi]$ 均匀分布的随机变量。

3) 将平稳时程乘以非平稳强度包络函数式(1)，得到非平稳的加速度时程。

$$a(t) = \Psi(t) \cdot X(t) \quad (4)$$

由于式(2)表示的反应谱与功率谱的关系是近似关系，所以按初始时程 $a(t)$ 计算出来的反应谱一般只近似于目标谱，符合的程度也是概率平均的。为了提高拟合精度，还需要进行迭代调整。通用的方法是按式(5)调整式(3)中的傅氏幅值谱。

$$A^{i+1}(\omega_k) = \frac{S_a^T(\omega_j)}{S_a(\omega_j)} A^i(\omega_k) \quad N_{1j} < k \leq N_{2j} \quad (5)$$

式中 $A^i(\omega_k)$ 和 $A^{i+1}(\omega_k)$ 分别为第 i 和 $i+1$ 次迭代的结果， $S_a^T(\omega_j)$ 和 $S_a(\omega_j)$ 为第 j 个控制点的目标谱和计算反应谱。采用上述方式对幅值谱调整仅局限在控制频率 ω_j 附近的 $N_{1j}-N_{2j}$ 个傅里叶分量。对幅值谱进行多次迭代修正，即可使其反应谱向目标谱逼近。

4. 土层地震反应分析

土层地震反应分析是在已知的土层剖面、土层波速和基岩地震动入射波条件下，研究地表的地震动特征，是地震安全性评价的关键环节。本文以江苏某两个邻近工程场地为例，研究强度包络函数参数变化对场地地震效应的影响。场地土层的岩性和剪切波速等资料见表1和表2。

4.1. 基岩时程强度包络函数

王恒知等[4]研究认为： t_1 、 t_2 和 c 不同时，所拟合的地震动时程对土层地震反应结果有较大影响，其影响程度与土层结构关系密切。宋斌华等[5]根据目标地震反应谱，合成地震动峰值和持时均相同，但 t_1 、 t_2 和 c 不相同的一系列人工地震波，用动力时程分析方法验算一个6层框架结构，计算结果表明，强度包络函数是影响结构地震反应的重要因素。由此可见，强度包络函数对地质体或结构的地震反应都有较大影响。现研究霍俊荣模型和Mcguire模型对土层地震反应的影响。

1) 霍俊荣模型

强度包络函数见式(1)，该式中的参数上升段长 t_1 、平稳段长 $t_s = t_2 - t_1$ 、下降系数 c 均是震级 M 和震中距 R 函数，其经验关系为：

$$Lg_Y = C_0 + C_{1M} + C_2 \lg(R + R_0) + \varepsilon \quad (6)$$

Y 可为 t_1 、 t_s 和 c ，式中的系数由表3给出。假定 $\psi(t_3) = K$ 时，地震终止，则可确定 $t_3 = t_2 - \text{Ln}k/c$ 。

对概率法危险性分析来说，场地各超越概率的地震动可由不同震级 M 的地震在与之相配的震中距 R 上发生而产生。地震动、震级和震中距应由衰减关系来制约，例如，峰值加速度PGA和震级 M 、震中距 R 的关系应满足基岩地震动峰值加速度和反应谱衰减关系式。显然，指定的峰值加速度可由不同的震级-震中距组合产生。表4给出了本工程场地自由基岩面水平向地震动加速度时程强度包络函数。

Table 1. Soil data of site 1 (III class)
表 1. 场地 1 土层资料(III 类场地)

层号	岩土名称及性状	层厚(m)	密度(kg/m ³)	Vs(m/s)
1	填土, 稍密	0.5	1.85	120
2	粉质粘土, 可塑	4.3	1.99	130
3	粉土夹粉砂, 中密	7.7	1.88	168
4	粉砂, 密实,	2.0	1.89	212
5	淤泥质粉质粘土, 流塑	2.0	1.80	202
6	粉质粘土, 可塑	4.1	2.00	262
7	粘土, 硬塑	2.4	2.00	299
8	粉质粘土, 可塑	6.0	1.94	274
9	粉质粘土, 软塑	10.8	1.91	292
10	粉质粘土, 可塑	3.7	1.94	361
11	粘土, 硬塑	6.1	2.01	410
12	粉质粘土, 可塑	3.4	1.92	408
13	粘土, 硬塑	9.0	2.00	446
14	粘土, 硬塑	8.8	2.00	478
15	粉土夹粉砂, 很湿, 中密	2.2	1.91	459
16	粉砂, 密实	4.0	1.88	491
17	计算基底(基岩)		2.20	515

Table 2. Soil data of site 2 (II class)
表 2. 场地 2 土层资料(II 类场地)

层号	岩土名称及性状	层厚(m)	密度(g/cm ³)	Vs(m/s)
1	填土, 松散,	0.5	1.85	150
2	粉质粘土, 软可塑,	4.5	1.90	195
3	粉质粘土, 硬可塑,	7.5	1.95	235
4	粉质粘土, 软可塑,	6.0	1.90	220
5	粉质粘土, 硬可塑,	5.0	1.96	318
6	计算基底(基岩)		2.10	548

Table 3. Bed rock time history intensity envelope function $\psi(t)$ constant ratio
表 3. 基岩时程强度包络函数 $\psi(t)$ 常数的回归系数

参数 Y	C_0	C_1	C_2	R_0	标准差 ε
t_1	-1.074	0	1.005	10	0.31
t_s	-2.268	0.3262	0.5815	10	0.16
c	1.941	-0.2817	-0.5670	10	0.10

Table 4. Parameter of horizontal seismic time history intensity envelope function in project site
表 4. 工程场地地震动水平向时程强度包络函数

超越概率	$t_1(s)$	$t_2(s)$	c
50 年 63%	4.5	14.5	0.182
50 年 10%	3.0	14.7	0.164
50 年 2%	2.7	18.7	0.126

2) Mcguire 模型

$$\ln Td = 0.19 + 0.15M + 0.35 \ln R \quad (90\% \text{ 能量持时}, Td = t_2 - t_1) \quad (7)$$

考虑到对本工程场地地震危险性分析影响较大的潜在震源的震级上限和离开场址的距离, 采用 Mcguire 等人提出的统计公式, 综合研究确定本工程场地基岩水平向地震动加速度时程的强度包络函数 (表 5)。

4.2. 土层地震反应计算

在确定土层的物理性质参数之后, 再采用合成的基岩地震动加速度时程进行土层地震反应分析。考虑到不同样本地震动时程输入结果的离散性, 利用霍俊荣模型和 Mcguire 模型, 在三个概率水准下分别合成 3 条基岩地震动时程进行计算, 图 3 和图 4 为两个场地地表加速度反应谱曲线图。

由图 3 和图 4 可知, 在各概率水准下, 每个场地的 6 条地表加速度反应谱曲线拟合很好, 这充分说明, 在不考虑基岩反应谱长周期的情况下, 基岩地震动加速度时程强度包络函数霍俊荣模型和 Mcguire 模型对土层地震反应分析的影响是一致的。

5. 长周期地震动加速度时程合成

为了让结构在地震波作用下充分完成响应过程, 一般要求基岩地震动加速度时程所拟合的目标反应谱最大周期至少为结构基本周期的 2 倍, 持时为结构基本周期的 5~10 倍; 地表地震动加速度时程的持时为结构基本周期的 5 倍左右。时间短了不能使结构充分振动起来, 时间太长则会增加计算时间。在地震

Table 5. Parameter of horizontal seismic time history intensity envelope function in project site
表 5. 工程场地地震动水平向时程强度包络函数

超越概率	$t_1(s)$	$t_2(s)$	c
50 年 63%	2	12	0.26
50 年 10%	2	14	0.24
50 年 2%	2	15	0.23

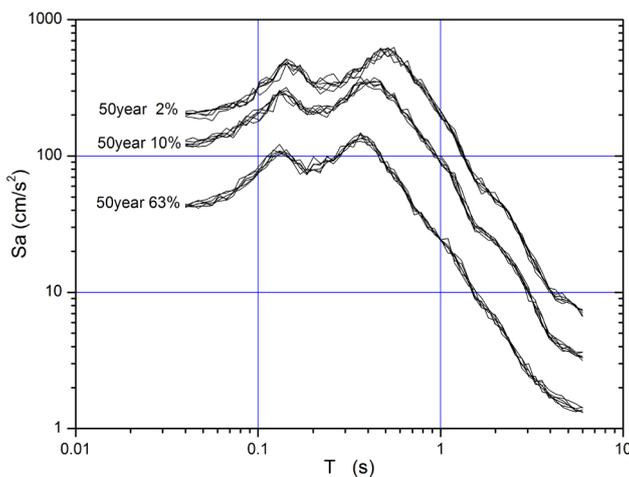


Figure 3. Ground surface acceleration response spectrum curve chart in the site 1

图 3. 场地 1 地表加速度反应谱曲线图

安全性评价工作中,在进行地震危险性分析计算时,采用一致概率反应谱法,其对反应谱最短控制周期处的谱值起控制作用的通常是距离场点较近且震级上限较小的潜在震源区,其对应的等效震级和等效距离所确定的上升段 t_1 较小、平稳段 t_2 较小、下降段 c 较大,利用这样的强度包络函数合成的人工地震动时程,将会严重低估重要的长周期结构(如大跨度桥梁、大型储液罐、高层建筑等)的地震动输入能量,致使动力反应分析结果偏于不安全。

对于长周期结构,在合成地震动时程时,强度包络函数依然采用霍俊荣模型,但需计算反应谱不同控制周期处时程强度包络函数值,再分别迭代最终拟合得到加速度时程。例如表 6 所示,先迭代生成反应谱控制周期 0 s 处 $a_1(t)$ 和 15 s 处 $a_2(t)$,令 $a(t) = a_1(t) + a_2(t)$,再迭代拟合得到最终的加速度时程。同时,表 6 也显示,反应谱不同控制周期处时程强度包络函数值差别很大,采用此种方法合成的加速度时程充分考虑了大震级、远距离潜在震源区的影响,从而不再低估长周期结构的地震动输入能量。无论是土层地震反应,还是结构动力反应分析,必须重视时程强度包络函数,才能合成正确的长周期地震动加速度时程,进而促进结构具有良好的抗震能力,最大程度地减轻地震灾害。

6. 地震动时程零线漂移

人造地震波是地震安全性评价工作的重要环节,尽管目前计算方法很多,但大多局限于对加速度时程的研究,而对速度和位移时程研究较少,这是不全面的。事实上,对于确定的地质体、结构体,地震动速度时程决定了地震动应力的大小,位移时程与地质体或结构屈服后的塑性永久位移有直接的关系。

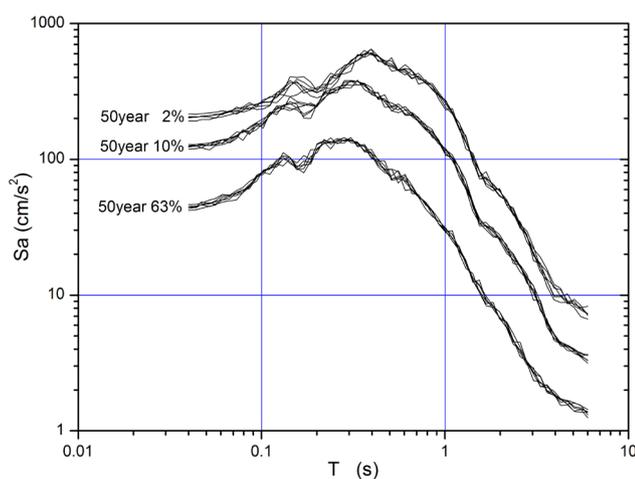


Figure 4. Ground surface acceleration response spectrum curve chart in the site 2

图 4. 场地 2 地表加速度反应谱曲线图

Table 6. Time history envelope function constant calculated by equivalent magnitude and equivalent epicentral distance according to response spectrum in different control period
表 6. 某工程由反应谱不同控制周期处的等效震级和等效震中距计算出的时程包络函数

超越概率	0.0 s 处等效地震			15.0 s 处等效地震		
	t_1	t_2	c	t_1	t_2	c
50 年 63%	3.0	10.0	0.50	10.0	40.0	0.20
50 年 10%	3.0	12.0	0.40	10.0	60.0	0.10
50 年 5%	3.0	14.0	0.30	10.0	70.0	0.10

因此在地震动合成过程中，忽视对速度和位移时程的研究是不合理的。

通过三角级数迭加法拟合地震动加速度时程时发现，速度时程和位移时程会出现漂移现象，如图 5，位移时程向某一方向漂移，漂移最大值为 77.9 cm，这对位移时程计算产生很大的影响，与实际情况差别很大，因此我们需要对加速度时程进行零线修正。经过零线修正，加速度时程几乎没有变化，但位移时程回归正常(图 6)，用这样的位移时程进行动力分析才是可靠的。加速度时程发生零线漂移的原因是多方面的，段小甘等研究认为：加速度时程经过两次积分获得位移时程，误差累积放大，导致位移时程朝一个方向漂移，可谓差之毫厘，失之千里，最简单的零线修正是多项式修正，用加速度、速度和位移均以零结束为条件求解常数。范留明等[6]研究认为：造成这种计算误差的原因是由于强度包络函数存在不光滑的奇异点，利用光滑无奇异点强度包络函数模型可以很好地解决这一问题。

7. 小结

1) 强度包络函数模型大致分为单峰状和多峰状，其中多峰状强度包络函数可以灵活、简洁地模拟地震波的强度非平稳特性，从而被广泛应用。在不考虑基岩反应谱长周期的情况下，基岩地震动加速度时

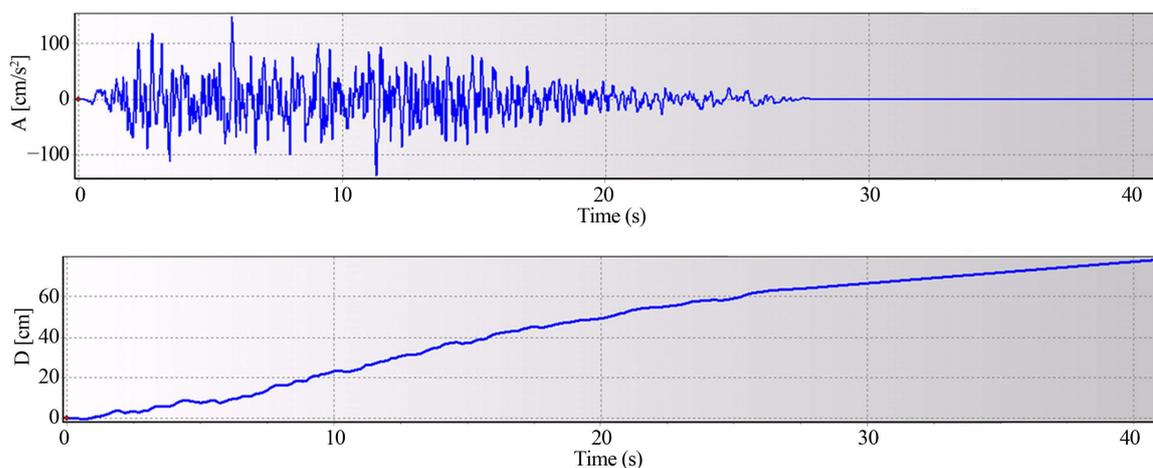


Figure 5. Acceleration time history and distance time history without zero correction

图 5. 没有零线修正的加速度时程和位移时程

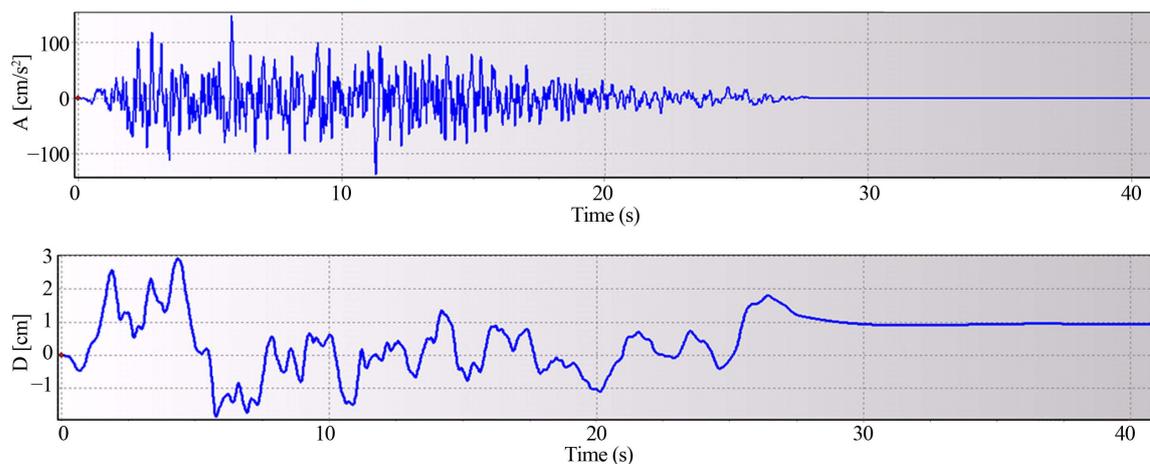


Figure 6. Acceleration time history and distance time history after zero correction

图 6. 经过零线修正后的加速度时程和位移时程

程强度包络函数霍俊荣模型和 Mcguire 模型对土层地震反应分析的影响基本是一致的。

2) 强度包络函数对地质体或结构的地震反应有较大影响。国内工程应用中常使用强度包络函数霍俊荣模型, 其采用的数据主要是美国西部地区的模拟式强震记录。模拟式记录存在大量的丢头现象, 且有较强背景噪音。随着数字式强震记录的增加, 需要对地震动时程强度包络函数衰减关系开展进一步的研究。

3) 对于长周期结构, 如果不能正确运用强度包络函数, 将会严重低估重要的长周期结构的地震动输入能量, 致使动力反应分析结果偏于不安全。在合成地震动时程时, 可先计算反应谱不同控制周期处时程强度包络函数值, 再迭代拟合得到最终加速度时程。

4) 现在对加速度时程的研究较多, 而对速度和位移时程研究较少, 这是不全面的, 也是不合理的。在合成速度时程和位移时程时, 必须注意零线漂移, 否则结构动力时程分析的结果是不可靠的。可以采用多项式修正, 也可以采用光滑无奇异点强度包络函数模型解决这一问题。

参考文献 (References)

- [1] 中华人民共和国第十一届全国人民代表大会常务委员会 (2008) 中华人民共和国防震减灾法.
- [2] 霍俊荣, 胡聿贤, 冯启民 (1991) 地面运动时程强度包络函数的研究. *地震工程与工程振动*, **1**, 1-12.
- [3] 中国地震局 (2012) 工程场地地震安全性评价 GB17741-2005.
- [4] 王恒知, 石玉成 (2009) 人工拟合地震动时程参数对场地反应的影响分析. *西北地震学报*, **2**, 126-130.
- [5] 宋斌华, 唐毅 (2013) 地震波峰值包络曲线对结构地震反应的影响. *山西建筑*, **10**, 24-25.
- [6] 范留明, 李宁, 黄润秋 (2003) 人造地震动合成中的位移误差分析. *工程地质学报*, **1**, 79-84.