

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

رشته مهندسی عمران گرایش ژئوتکنیک

پایان نامه کارشناسی ارشد

## تخمین وقوع روانگرایی به کمک آنالیز موجک

نگارنده:

رامین کامران دیسفانی

استاد راهنما:

جناب دکتر امیر بذرافشان مقدم

شهریور ۱۳۹۶

## تشکر و قدردانی

از استاد گرانقدرم جناب آقای دکتر امیر بذرافشان مقدم صمیمانه سپاسگزارم چرا که بدون راهنمایی های بی وقفه ایشان به سرانجام رسیدن این پایان نامه بسیار مشکل می نمود.

رامین کامران دیسفانی

## تعهد نامه

اینجانب رامین کامران دیسفانی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران-ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه تخمین وقوع روانگرایی به کمک آنالیز موجک متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده ( یا بافتهای آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

### تاریخ

### امضای دانشجو

## مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است ) متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.



## چکیده:

روانگرایی خاک پدیده ای است که طی آن مقاومت خاک های دانه ای عمدتاً غیر چسبنده سست و اشباع در مدت زمانی کوتاهی تحت اثر بارهای دینامیکی نظیر زلزله به طرز چشم گیری کاهش یافته و یا حتی از بین می رود و در واقع خاک به شکل یک سیال در می آید. ارزیابی پتانسیل وقوع روانگرایی یکی از مهم ترین مسائل در هنگام احداث سازه ها بر روی سایت های مستعد زمین لرزه می باشد. بنابراین باید به تحلیل امواج ناشی از زمین لرزه در حین وقوع زلزله پرداخت. مناسب ترین و کارآمدترین روش تحلیل و تفسیر امواج زلزله، تحلیل در حوزه زمان-فرکانس می باشد. در این تحقیق ابتدا اطلاعات ثبت شده توسط شتاب نگاشت ها در تعدادی سایت روانگرا و غیر روانگرا به کمک آنالیز موجک در محیط نرم افزار MATLAB<sup>®</sup> تحلیل می شوند و سپس به کمک طیف سه بعدی زلزله به دست آمده توسط این روش، شاخصی جهت تخمین پتانسیل وقوع روانگرایی و تعیین روانگرا یا غیر روانگرا بودن یک سایت معرفی می گردد که به کمک آن می توان با داشتن تاریخچه زمانی شتاب در یک سایت، روانگرا یا غیر روانگرا بودن آن سایت را تعیین نمود. شاخص مذکور تحت عنوان شاخص I.L.D. (Index of Liquefaction Detection) در واقع بیانگر تغییرات نسبی حجمی زیر منحنی طیف سه بعدی زلزله قبل و پس از وقوع PGA می باشد و با حجم گیری به کمک انتگرال گیری حجمی (سه گانه) روی رویه سه بعدی زمین لرزه به دست می آید که محدوده ای را به عنوان مرز روانگرا یا غیر روانگرا بودن یک سایت معرفی می کند و به کمک آن ثابت می شود که برای سایت های روانگرا این مقدار بزرگتر از واحد و برای سایت های غیر روانگرا کمتر از مقدار واحد می باشد.

**واژه های کلیدی:** روانگرایی، موجک، زلزله، شناسایی وقوع روانگرایی.

## لیست مقالات مستخرج از این پایان نامه:

۱- تخمین پتانسیل وقوع روانگرایی به کمک آنالیز موجک

عنوان همایش: ششمین کنفرانس ملی و دومین کنفرانس بین المللی مصالح و سازه های نوین در مهندسی

عمران

## فهرست مطالب

صفحه

عنوان

### فصل اول: مقدمه

|                 |   |
|-----------------|---|
| ۱-۱- مقدمه..... | ۲ |
|-----------------|---|

### فصل دوم: روانگرایی، پارامترهای موثر و پیشینه مطالعات تاریخی

|                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| ۱-۲- تعریف روانگرایی.....                                                                       | ۶  |
| ۲-۲- روانگرایی و علت چگونگی وقوع آن.....                                                        | ۶  |
| ۳-۲- پارامترهای موثر در وقوع روانگرایی.....                                                     | ۸  |
| ۴-۲- استفاده از کرنش آستانه جهت تخمین زمان وقوع روانگرایی.....                                  | ۹  |
| ۵-۲- کاربرد حرکات زمین در تحلیل رفتار خاک در هنگام زمین لرزه.....                               | ۱۰ |
| ۶-۲- پارامترهای حرکتی زمین.....                                                                 | ۱۰ |
| ۱-۶-۲- پارامترهای دامنه.....                                                                    | ۱۱ |
| ۱-۱-۶-۲- شتاب ماکزیمم.....                                                                      | ۱۱ |
| ۲-۱-۶-۲- سرعت ماکزیمم.....                                                                      | ۱۲ |
| ۳-۱-۶-۲- جابجایی ماکزیمم.....                                                                   | ۱۲ |
| ۲-۶-۲- پارامترهای محتوی فرکانس.....                                                             | ۱۲ |
| ۱-۲-۶-۲- طیف حرکت زمین.....                                                                     | ۱۲ |
| ۷-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس پارامترهای حداکثری حرکت زمین.....                        | ۱۴ |
| ۸-۲- پایش روانگرایی سایت توسط اطلاعات ثبت شده لرزه ای.....                                      | ۲۳ |
| ۹-۲- رفتار گذرای غیر خطی در حین روانگرایی خاک بر اساس ارزیابی مجدد اطلاعات لرزه ای ثبت شده..... | ۳۱ |
| ۱۰-۲- پایش روانگرایی خاک از اطلاعات حرکتی ثبت شده بزرگ مقیاس زمین.....                          | ۴۲ |

### فصل سوم: مبانی، تئوری و تبدیلات موجکی

|                                               |    |
|-----------------------------------------------|----|
| ۱-۳- مبانی تئوری موجک.....                    | ۵۴ |
| ۱-۱-۳- تبدیل فوریه.....                       | ۵۴ |
| ۲-۱-۳- تبدیل فوریه زمان کوتاه (پنجره ای)..... | ۵۵ |
| ۳-۱-۳- تبدیل موجک.....                        | ۵۷ |
| ۲-۳- تئوری موجک و تبدیل موجکی.....            | ۵۹ |
| ۱-۲-۳- تبدیل موجکی پیوسته.....                | ۶۱ |
| ۱-۱-۲-۳- رابطه مقیاس و فرکانس.....            | ۶۲ |

|    |                                                      |
|----|------------------------------------------------------|
| ۶۳ | ۳-۱-۲- تبدیل معکوس موجکی پیوسته                      |
| ۶۳ | ۳-۲-۲- تبدیل گسسته موجکی                             |
| ۶۴ | ۳-۲-۱- تبدیل معکوس موجکی گسسته                       |
| ۶۴ | ۳-۳- آنالیز تاریخیچه زمانی با استفاده از تئوری موجکی |

## فصل چهارم: تحلیل سایت های روانگرا و غیر روانگرا به وسیله آنالیز موجک

|    |                                                                                    |
|----|------------------------------------------------------------------------------------|
| ۷۰ | ۴-۱- مقدمه                                                                         |
| ۷۱ | ۴-۲- اصلاح خط مبنا و اعمال فیلتر                                                   |
| ۷۲ | ۴-۳- اصلاح زمان پایه و تعیین مدت پایه                                              |
| ۷۲ | ۴-۴- چگونگی تعیین شاخص وقوع روانگرایی                                              |
| ۷۴ | ۴-۵- تعیین دامنه تغییرات شاخص ILD در سایت های روانگرا                              |
| ۷۷ | ۴-۶- تعیین دامنه تغییرات شاخص ILD در سایت های غیر روانگرا                          |
| ۷۹ | ۴-۷- بررسی تحلیلی شاخص ILD در سایت های روانگرا و غیر روانگرا                       |
| ۸۰ | ۴-۷-۱- چگونگی محاسبه و تحلیل شاخص ILD در سایت های روانگرا                          |
| ۸۰ | ۴-۷-۱-۱- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت PORT ISLAND زمین لرزه ۱۹۹۵ کوبه ژاپن           |
| ۸۲ | ۴-۷-۱-۲- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت WILD LIFE زمین لرزه ۱۹۸۷ آمریکا                |
| ۸۴ | ۴-۷-۱-۳- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت IZUMI زمین لرزه ۱۹۹۷ ژاپن                      |
| ۸۶ | ۴-۷-۲- چگونگی محاسبه و تحلیل شاخص ILD در سایت های غیر روانگرا                      |
| ۸۶ | ۴-۷-۲-۱- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت TREASURE ISLAND زلزله ۱۹۸۹ LOMA PRIETA         |
| ۸۸ | ۴-۷-۲-۲- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت NEW HALL زلزله ۱۹۹۴ NORTHRIDGE                 |
| ۹۰ | ۴-۷-۲-۳- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت BRAWLEY AIRPORT زلزله ۱۹۸۷ Super Stition Hills |
| ۹۲ | ۴-۸- تعیین محدوده شاخص ILD در سایت های روانگرا و غیر روانگرا                       |
| ۹۳ | ۴-۹- مقایسه روش به دست آمده با سایر روش های مشابه                                  |

## فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهاد ادامه کار

|    |                        |
|----|------------------------|
| ۹۶ | ۵-۱- نتیجه گیری کلی    |
| ۹۷ | ۵-۲- پیشنهاد ادامه کار |
| ۹۹ | مراجع و منابع          |

## فهرست جدول ها

| عنوان                                                                            | صفحه |
|----------------------------------------------------------------------------------|------|
| جدول ۱-۲- داده استفاده شده در مورد تحلیل تاریخچه برای ارزیابی روانگرایی [۹]..... | ۲۱   |
| جدول ۲-۲- نتایج پایش روانگرایی به وسیله روش ارائه شده در این مطالعه [۱۲].....    | ۳۰   |
| جدول ۳-۲- شتاب های حداکثر لرزه ای در امتدادهای گوناگون [۱۳].....                 | ۳۳   |
| جدول ۴-۲- کرنش برشی حداکثر طبقات گوناگون داخل خاک [۱۳].....                      | ۳۶   |
| جدول ۵-۲- شتاب های حداکثر بر حسب امتداد [۱۳].....                                | ۳۷   |
| جدول ۶-۲- اطلاعات لرزه ای ثبت شده مورد استفاده در این مطالعه [۱۴].....           | ۴۶   |
| جدول ۷-۲- رابطه بین خروجی های روش ها و سطوح مقایسه [۱۴].....                     | ۵۰   |
| جدول ۱-۴- نتایج پایش روانگرایی به وسیله شاخص ILD.....                            | ۹۲   |
| جدول ۲-۴- مقایسه شاخص های TFD RSA و ILD در تعدادی سایت روانگرا و غیرروانگرا..... | ۹۴   |

## فهرست شکل ها

| صفحه | عنوان                                                                                                                                      |
|------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۷    | شکل ۱-۲- مقدار فشار آب منفذی در خاک قبل و حین زلزله.....                                                                                   |
| ۹    | شکل ۲-۲- مراحل تشکیل روانگرایی هنگام وقوع زلزله.....                                                                                       |
| ۱۷   | شکل ۳-۲- روابط بین $\tau_{max}$ و $T_0$ در عمق های گوناگون برای $PGA = 200$ گالن (مدل ۴).....                                              |
| ۱۷   | شکل ۴-۲- روابط بین $\tau_{max}$ و $T_0$ در عمق های گوناگون برای $PGA = 200$ گالن (مدل ۲).....                                              |
| ۱۷   | شکل ۵-۲- مدل های زمین استفاده شده در تحلیل.....                                                                                            |
| ۱۸   | شکل ۶-۲- اطلاعات ثبتي حرکتی بزرگ استفاده شده در تحلیل.....                                                                                 |
| ۱۹   | شکل ۷-۲- طیف های فوریه اطلاعات ثبتي حرکتی بزرگ زمین (با عرض پنجره ۰/۸ هرتز).....                                                           |
| ۲۲   | شکل ۸-۲- محاسبه FL بر مبنای (A) روش مرسوم (کلاسیک) و (B) روش پیشنهادی مولف.....                                                            |
| ۲۳   | شکل ۹-۲- محاسبات نمونه با استفاده از روش پیشنهادی مولف برای: (A) مقادیر PGA و PGV برای هر مورد و (B) توزیع قائم تنش برشی برای هر مورد..... |
| ۲۴   | شکل ۱۰-۲- مدل دو درجه آزادی به منظور دستیابی به NFDRS: (A) قبل از روانگرایی و (B) بعد از روانگرایی... ۲۴                                   |
| ۲۷   | شکل ۱۱-۲- رابطه بین NFDRS با $\lambda$ و 1PL.....                                                                                          |
| ۲۸   | شکل ۱۲-۲- تغییر NFDRS با 1PL برای $\lambda = 0/2$ .....                                                                                    |
| ۳۳   | شکل ۱۳-۲- تغییر NFDRS با $\lambda$ برای $PL = 1/50$ .....                                                                                  |
| ۳۳   | شکل ۱۴-۲- شدت دامنه حداکثر طیف های حرکات زمین در منطقه کاواگیشی- چو (سال ۱۹۶۴ میلادی).....                                                 |
| ۳۴   | شکل ۱۵-۲- پاسخ حداکثر مولفه های شتاب.....                                                                                                  |
| ۳۴   | شکل ۱۶-۲- شرایط خاک منطقه.....                                                                                                             |
| ۳۴   | شکل ۱۷-۲- مقایسه پروفیل های شتاب در چهار تراز زمین.....                                                                                    |
| ۳۵   | شکل ۱۸-۲- طیف های فوریه غیرایستای مولفه شمال- جنوب.....                                                                                    |
| ۳۵   | شکل ۱۹-۲- طیف های فوریه غیرایستای مولفه قائم.....                                                                                          |
| ۳۶   | شکل ۲۰-۲- پروفیل های کرنش برشی.....                                                                                                        |
| ۳۷   | شکل ۲۱-۲- شرایط خاک و سرعت موج برشی.....                                                                                                   |
| ۳۹   | شکل ۲۲-۲- مقایسه طیف های فوریه غیرایستا.....                                                                                               |
| ۳۹   | شکل ۲۳-۲- مقایسه طیف های دامنه حداکثر.....                                                                                                 |
| ۴۰   | شکل ۲۴-۲- مقایسه طیف های نسبت دامنه.....                                                                                                   |
| ۴۰   | شکل ۲۵-۲- دیدگاه کلی طیف های فوریه غیرایستا در ایستگاه CHB024.....                                                                         |
| ۴۱   | شکل ۲۶-۲- دیدگاه موضعی (محلی) طیف های فوریه غیرایستا در ایستگاه CHB024.....                                                                |
| ۴۸   | شکل ۲۷-۲- پارامترهای حرکتی زمین به کار رفته در روش های پایش روانگرایی.....                                                                 |
| ۵۰   | شکل ۲۸-۲- پایش رخداد روانگرایی به وسیله روش های گوناگون.....                                                                               |
| ۵۵   | شکل ۱-۳- (الف) تبدیل فوریه، (ب) مولفه فرکانسی.....                                                                                         |

- شکل ۳-۲- تبدیل فوریه زمان کوتاه ..... ۵۶
- شکل ۳-۳- موج کوچک: (الف) برخی موجک ها، (ب) مکان و (ج) مقیاس ..... ۵۸
- شکل ۳-۴- موجک، سیگنال و تبدیل ..... ۵۸
- شکل ۳-۵- مقایسه روش های مختلف تحلیل سیگنال ها ..... ۵۹
- شکل ۳-۶- تاثیر مقیاس بر شکل تابع موجک ..... ۶۰
- شکل ۳-۷- تاثیر اثر انتقال بر یک موجک ..... ۶۰
- شکل ۳-۸- فرایند بدست آوردن ضرایب موجکی و نمودار تبدیل موجکی پیوسته آن و مقایسه طیف موجکی با طیف فوریه ..... ۶۲
- شکل ۳-۹- منحنی شتاب- زمان زلزله چی- چی سال ۱۹۹۹ تایوان (مولفه شمال- جنوب) ..... ۶۵
- شکل ۳-۱۰- طیف سه بعدی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش فوریه پنجره ای ..... ۶۶
- شکل ۳-۱۱- طیف محتوی فرکانسی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش فوریه پنجره ای ..... ۶۶
- شکل ۳-۱۲- طیف سه بعدی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش آنالیز موجک ..... ۶۷
- شکل ۳-۱۳- طیف محتوی فرکانسی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش آنالیز موجک ..... ۶۷
- شکل ۴-۱- نمودار شتاب- زمان اصلی در زلزله KOBE ژاپن ایستگاه AMAGASAKI ..... ۷۵
- شکل ۴-۲- طیف شتاب اصلاحی در زلزله KOBE ژاپن ایستگاه AMAGASAKI ..... ۷۶
- شکل ۴-۳- طیف سه بعدی زمین لرزه KOBE ژاپن ایستگاه AMAGASAKI ..... ۷۶
- شکل ۴-۴- طیف شتاب اصلی زمین لرزه ۱۹۷۸ طبس در ایستگاه دیهوک ..... ۷۸
- شکل ۴-۵- طیف شتاب اصلاحی زمین لرزه ۱۹۷۸ طبس در ایستگاه دیهوک ..... ۷۸
- شکل ۴-۶- طیف سه بعدی زمین لرزه ۱۹۷۸ طبس در ایستگاه دیهوک ..... ۷۹
- شکل ۴-۷- نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه کوبه ۱۹۹۵ ژاپن ایستگاه PORT ISLAND ..... ۸۰
- شکل ۴-۸- نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه کوبه ۱۹۹۵ ژاپن ایستگاه PORT ISLAND ..... ۸۱
- شکل ۴-۹- طیف سه بعدی زمین لرزه کوبه ۱۹۹۵ ژاپن ایستگاه PORT ISLAND به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 4.52) ..... ۸۱
- شکل ۴-۱۰- نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه SUPER STITION HILLS سال ۱۹۸۷ آمریکا ایستگاه WILD LIFE ..... ۸۲
- شکل ۴-۱۱- نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه SUPER STITION HILLS سال ۱۹۸۷ آمریکا ایستگاه WILD LIFE ..... ۸۳
- شکل ۴-۱۲- طیف سه بعدی زمین لرزه SUPER STATION HILLS سال ۱۹۸۷ آمریکا ایستگاه WILD LIFE به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 3.74) ..... ۸۳
- شکل ۴-۱۳- نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه IZUMI سال ۱۹۹۷ ژاپن ..... ۸۴
- شکل ۴-۱۴- نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه IZUMI سال ۱۹۹۷ ژاپن ..... ۸۵
- شکل ۴-۱۵- طیف سه بعدی زمین لرزه IZUMI سال ۱۹۹۷ ژاپن به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 2.00) ..... ۸۵

|                                                                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| شکل ۴-۱۶ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه LOMA PRIETA سال ۱۹۸۹ ایستگاه TREASURE ISLAND                                              | ۸۶ |
| شکل ۴-۱۷ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه LOMA PRIETA سال ۱۹۸۹ ایستگاه TREASURE ISLAND                                            | ۸۷ |
| شکل ۴-۱۸ طیف سه بعدی زمین لرزه LOMA PRIETA سال ۱۹۸۹ ایستگاه TREASURE ISLAND به دست آمده به وسیله آنالیز موجک ( $ILD = 0.17$ )        | ۸۷ |
| شکل ۴-۱۹ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه NORTHRIDGE سال ۱۹۹۴ ایستگاه NEW HALL                                                      | ۸۸ |
| شکل ۴-۲۰ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه NORTHRIDGE سال ۱۹۹۴ ایستگاه NEW HALL                                                    | ۸۹ |
| شکل ۴-۲۱ طیف سه بعدی زمین لرزه NORTHRIDGE سال ۱۹۹۴ ایستگاه NEW HALL به دست آمده به وسیله آنالیز موجک ( $ILD = 0.64$ )                | ۸۹ |
| شکل ۴-۲۲ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه SUPER STATION HILLS سال ۱۹۸۷ ایستگاه BRAWLEY AIRPORT                                      | ۹۰ |
| شکل ۴-۲۳ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه SUPER STATION HILLS سال ۱۹۸۷ ایستگاه BRAWLEY AIRPORT                                    | ۹۱ |
| شکل ۴-۲۴ طیف سه بعدی زمین لرزه SUPER STATION HILLS سال ۱۹۸۷ ایستگاه BRAWLEY AIRPORT به دست آمده به وسیله آنالیز موجک ( $ILD = 0.5$ ) | ۹۱ |





# فصل اول

## مقدمه

در حین وقوع زمین لرزه ها، خرابی عمده سازه ها به سبب ایجاد شکاف، نشست های غیرعادی یا غیریکنواخت و از دست رفتن مقاومت یا سختی زمین رخ می دهد. از بین رفتن مقاومت یا سختی زمین سبب نشست ساختمان ها، شکست سدهای خاکی، شیروانی ها و سایر مخاطرات طبیعی می شود. یکی از اصلی ترین علل وقوع این گونه خرابی ها، وقوع پدیده روانگرایی در توده خاک می باشد. این پدیده عمدتاً در خاک های متوسط تا ریز دانه اشباع غیرچسبنده رخ می دهد [۱].

روانگرایی در واقع تغییر فاز خاک های عمدتاً دانه ای از حالت جامد به حالت سیال یا روان به سبب افزایش فشار آب حفره ای و کاهش تنش مؤثر در یک زمان کوتاه به گونه ای که امکان مستهلک شدن آن وجود نداشته باشد تحت اثر القای بارهای دینامیکی همچون زلزله و انفجار به توده خاک، می باشد [۲]. نمونه هایی از تخریب ناشی از روانگرایی در حین زمین لرزه های گوناگون دیده شده است. به عنوان مثال، خرابی فاجعه آمیز سد شغیل در طی زلزله سانتا باربارا در سال ۱۹۲۵ میلادی، کج شدن ساختمان ها تا میزان ۳۰ درجه نسبت به حالت قائم در زلزله سال ۱۹۶۴ نیگاتا ژاپن و شکست سد خاکی سن فرناندو بر اثر زلزله سال ۱۹۷۱ به دلیل وقوع روانگرایی در قسمت پوسته بالادست این سد از جمله اتفاقاتی بودند که موجب تلاش بیشتر محققین در جهت شناخت پدیده روانگرایی شدند [۳].

اولین تلاش ها به منظور تشریح پدیده روانگرایی در سال ۱۹۶۳ توسط کاساگرانده بر مبنای مفهوم نسبت تخلخل بحرانی انجام شد. کاساگرانده بیان کرد که توده های ماسه ای که نسبت تخلخل بزرگتر از نسبت تخلخل بحرانی دارند تمایل به کاهش حجم در هنگام قرار گرفتن تحت ارتعاش ناشی از لرزش دارند. اگر زهکشی رخ ندهد فشار آب حفره ای افزایش می یابد. پس اگر در هر عمق از خاک تنش کل ثابت بماند و فشار آب حفره ای افزایش یابد، زمانی می رسد که تنش کل با فشار آب حفره ای معادل می شود. در این شرایط تنش مؤثر صفر شده و مقاومت برشی خاک از بین رفته و خاک به شکل سیال در می آید و روانگرایی در خاک رخ می دهد [۱].

طی چند دهه اخیر با وجود پیشرفت های قابل توجه در زمینه مسائل ژئوتکنیک، هنوز مسائل بسیاری وجود داشته که نیاز به درک عمیق تر و ابزارهای عددی پیشرفته تر برای شبیه سازی حرکات لایه های

زیرین خاک تحت اثر زلزله را دارند. یکی از این مسائل ناپایداری زمین در اثر روانگرایی است که نیاز به تحلیل و برازش امواج زلزله بر توده خاک را دارد. اگرچه از آنالیز فوریه به طور گسترده ای در تجزیه و تحلیل امواج زلزله استفاده شده است، اما به جهت عدم توانایی این روش در مشخص نمودن زمان وقوع یک فرکانس معین، این روش در امواج نامنظم کارایی ندارد. برای رفع این مشکل روش آنالیز موجک پیشنهاد شد که در سال ۱۹۹۴ میلادی برای اولین بار جهت تحلیل امواج حاصل از ارتعاشات توسط نیولند استفاده گردید. این روش از توابع پایه ای استفاده می کند که خود مقیاس شده و جابجا شده توابع موجکی مادر می باشند. مزیت این روش علاوه بر تحلیل محلی موج زلزله در این است که این روش قادر به تجزیه امواج به فرکانس های متفاوت و یا ترکیب فرکانس های متفاوت با یکدیگر می باشد. لذا انتقال و یا تحلیل های دوگانه در فضای زمان- فرکانس را امکان پذیر می سازد [۴].

در نظر گرفتن مخاطرات و زیان های اقتصادی ناشی از وقوع روانگرایی روی سازه های احداث شده بر روی زمین، این ضرورت را ایجاد می کند که قبل از احداث هرگونه سازه در یک سایت در مطالعات فاز صفر پروژه مدنظر، وقوع و یا عدم وقوع روانگرایی با در نظر گرفتن تاریخچه زمانی پارامترهای زمین لرزه همچون شتاب، سرعت و ... مورد بررسی قرار گیرد و سپس اقدام به احداث سازه های مهندسی گردد. لذا بایستی تاریخچه زمانی زلزله توسط روش هایی با دقت بالا و حداقل خطا تحلیل و سپس در مورد وقوع روانگرایی قضاوت گردد که هرچه دقت روش مورد بررسی بالاتر باشد جواب ها از اهمیت و ارزش بالاتری برخوردارند، تحلیل امواج عموماً توسط کدنویسی در محیط نرم افزار MATLAB® انجام می پذیرد و در این پروژه برنامه نویسی آنالیز موجک در محیط این نرم افزار انجام گرفته و پس از تعیین طیف سه بعدی زمین لرزه، روشی جهت تعیین روانگرا یا غیرروانگرا بودن یک سایت معرفی گردیده است.

فرایند کار در این پایان نامه بدین شکل است که ابتدا مفهوم روانگرایی و علل وقوع آن مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. سپس پارامترهای موثر در وقوع آن تشریح گردیده و در ادامه شرط آستانه وقوع روانگرایی به تفصیل بیان گردیده است. در گام بعدی موارد ذکر شده به حرکات بزرگ مقیاس زمین در هنگام زمین لرزه ارتباط داده شده است و ثابت شده است که پارامترهای مرتبط با فرکانس

کامل ترین و کارآمدترین نتایج را در بین پارامترهای حرکتی زمین در جستجوی رخداد یا عدم رخداد روانگرایی ارائه می کنند که این مسئله در مطالعات مرتبط در فصل دوم آشکار گردیده است. سپس به بیان تئوری های موجود جهت تحلیل امواج زلزله پرداخته شده و این مطلب به اثبات رسیده است که تئوری موجک کارآمدترین و دقیق ترین روش جهت تحلیل امواج فرکانسی می باشد که مبانی آن مورد بحث و بررسی قرار گرفته و صحت این مسئله توسط مطالعه نمونه ارائه شده آن در فصل سوم مورد تأیید قرار گرفته است. در فصل چهارم با فراخوانی طیف شتاب ناشی از زمین لرزه های ۷ سایت روانگرا و ۱۶ سایت غیر روانگرا در محیط نرم افزار MATLAB® پس از کدنویسی در محیط این برنامه، به تحلیل طیفی آنها توسط تئوری موجک پرداخته و پس از به دست آوردن طیف های سه بعدی از خروجی نرم افزار MATLAB® به تعیین PGA و زمان وقوع آن اقدام نموده و با در نظر گرفتن نسبت تغییرات حجمی قبل و پس از زمان وقوع PGA، به تعیین شاخصی جهت تعیین روانگرا یا غیر روانگرا بودن یک سایت پرداخته می شود. در نهایت در فصل پنجم پس از یک نتیجه گیری کلی از آنالیز امواج زلزله و تعیین روانگرا یا غیر روانگرا بودن یک سایت توسط تئوری موجک پیشنهاداتی جهت ادامه کار و ارتقاء روش پیشنهادی ارائه گردیده اند.

## **فصل دوم**

### **روانگرایی، پارامترهای موثر و پیشینه مطالعات تاریخی**

## ۲-۱- تعریف روانگرایی

روانگرایی پدیده‌ای است که طی آن مقاومت خاک در مدت زمانی کوتاه به طرز چشم‌گیری کاهش یافته و یا حتی از بین می‌رود و در واقع خاک به صورت روان در می‌آید. این پدیده بیشتر در خاک‌ها و رسوبات دانه‌ای (بیشتر ماسه‌ای) غیرچسبنده سست و اشباعی که در معرض بارهای دینامیکی قرار می‌گیرند روی می‌دهد. روانگرایی خاک در هنگام وقوع زلزله موجب از دست رفتن مقاومت یا سختی خاک می‌شود. این پدیده می‌تواند به صورت جوشش خاک و تشکیل حفره‌های خروج ماسه و گل روان در سطح زمین ظاهر شود [۵].

روان شدن خاک زیر پی در سطح وسیع می‌تواند منجر به نشست قابل ملاحظه یکنواخت و غیریکنواخت سازه‌ها، وقوع زمین لغزش، تسریع در شکست سدهای خاکی، شناور شدن ساختمان‌های سبک، شکستن لوله‌های نصب شده در زیر زمین و حرکات غیرطبیعی زمین یا سایر انواع مخاطرات ژئوتکنیکی شود. قابلیت روانگرایی خاک‌ها اغلب بستگی به پیشینه زمین‌شناسی، شرایط سازه و پی آن، چگالی خاک درجا و تنش‌های وارده بر پی دارد. با توجه به اهمیت پدیده روانگرایی به خصوص در سازه‌های بنا شده بر روی نهشته‌های ماسه‌ای تشکیل شده در محیط‌های رسوبی لازم است در مطالعات تخمین پتانسیل و زمان وقوع روانگرایی به عنوان یک عنصر کلیدی با توجه به تاریخچه زمانی و مشخصه‌های امواج لرزه‌ای ثبت شده در ناحیه مورد مطالعه مورد بحث و بررسی قرار گیرد. بدین منظور ابتدا چگونگی پدیده روانگرایی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد [۵].

## ۲-۲- روانگرایی و علت چگونگی وقوع آن

پدیده روانگرایی بیشتر به عنوان نتیجه و پیامد زلزله مطرح شده که بر اثر اعمال بارهای دینامیکی مانند ارتعاشات ناشی از زلزله، انفجارات شدید و تا حدودی ارتعاشات ناشی از سقوط وزنه‌های خیلی سنگین بر خاک پدید می‌آید. این پدیده بعد از دو زلزله مشهور و مهم سال ۱۹۶۴ آلاسکای آمریکا و نیگاتای ژاپن که در فاصله سه ماه از هم به وقوع پیوستند، بیشتر مورد توجه مهندسان ژئوتکنیک قرار گرفت.

در هنگام وقوع لرزش های شدید، ذرات سست و اشباع ماسه ساختار اولیه خود را از دست داده و تمایل به متراکم شدن و در نتیجه کاهش حجم پیدا می کنند. در صورت عدم امکان زهکشی (به علت بالا بودن سرعت بارگذاری و کمی نفوذپذیری لایه رسوبی) این تمایل به کاهش حجم منجر به افزایش فشار آب منفذی خواهد شد. با افزایش حرکت های ارتعاشی زمین، فشار آب منفذی می تواند تا مقداری مساوی با فشار کل وارده بر خاک افزایش یابد که در این صورت تنش موثر به سمت صفر میل پیدا می کند.

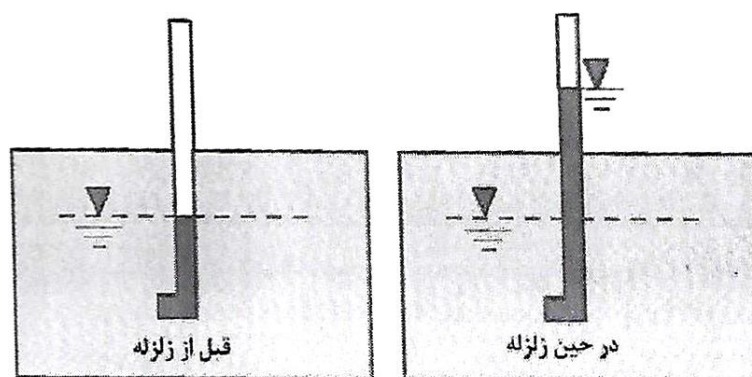
$$\sigma = \sigma' + u \quad (۱-۲)$$

$$\sigma = u \rightarrow \sigma' = 0 \quad (۲-۲)$$

در این حالت ماسه دارای هیچ گونه مقاومت برشی نخواهد بود و در نتیجه نهشته های ماسه ای حالت روان یا سیال پیدا خواهند کرد.

شکل ۱-۲ نشان دهنده تغییرات فشار آب منفذی قبل و حین وقوع زلزله می باشد که پدیده روانگرایی به سبب این تغییر ناگهانی و ایجاد اضافه فشار آب حفره ای در یک بازه زمانی کوتاه به وقوع می پیوندد.

تغییرات فشار آب منفذی خاک بر اثر زلزله



شکل ۱-۲- مقدار فشار آب منفذی در خاک قبل و حین زلزله [۵]

در خاک های مستعد روانگرایی، حالت روانگرایی در هنگام زلزله به طور عمده ناشی از اعمال تنش های برشی دوره ای یا تناوبی مربوط به لرزش های زلزله می باشد که با اعمال فشار آب منفذی و نیروی

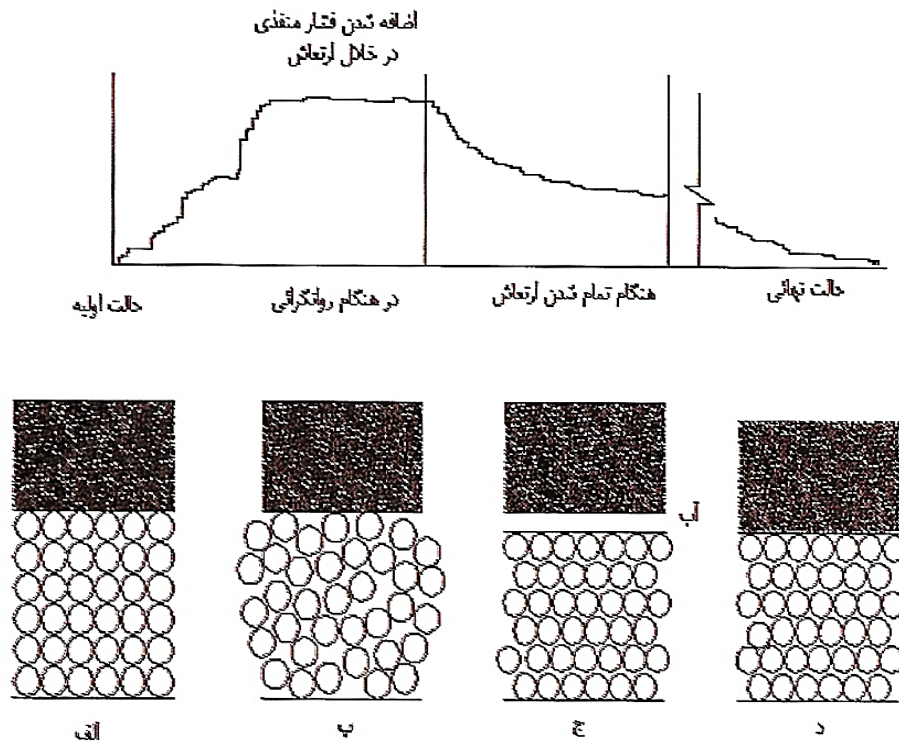


نشست در اثر انتشار امواج رو به بالای برشی منجر به پدیده بیرون زدگی و جوشش ماسه و فرونشست در رسوبات می شود [۵].

## ۲-۳- پارامترهای موثر در وقوع روانگرایی

پارامترهای متعددی در میزان پتانسیل روانگرایی خاک های ماسه ای و یا ماسه لای دار موثرند. تعدادی از مهم ترین این پارامترها عبارتند از: عدد نفوذ استاندارد، درصد مواد ریز دانه، تنش موثر، بزرگی زلزله و شتاب زلزله. امکان روانگرایی محدوده و طیفی دارد و پتانسیل روانگرایی ممکن است از مقادیر بسیار زیاد، زیاد، کم تا خیلی کم تغییر کند و از سوی دیگر پارامترهای خاک نیز در محدوده ای قابل تغییر می باشند. در خاک ماسه ای یا ترکیبی از ماسه و مقدار کمی رس قبل از اینکه زلزله و نیروهای آن از طریق تماس ذرات بتوانند منتقل شوند، ذرات خاک پایدار می باشند و این امر مقاومت برشی توده خاک را تامین می کند. هنگامی که این خاک به صورت اشباع در می آید و نیروی جانبی به واسطه زلزله یا یک بار دینامیکی دیگر ایجاد می شود توده خاک بر اثر تنش برشی رخ داده تغییر شکل یافته که در شکل ۲-۲ این مطلب نشان داده شده است [۶].

در این حالت تماس بین ذرات از بین می رود و نیروهایی که بر اثر تماس بین ذرات منتقل می شد به آب منفذی منتقل می شوند که باعث وقوع پدیده روانگرایی می شود و چون تماس ذرات خاک از بین می رود لذا مقاومت برشی حدود صفر شده و خاک روان می شود. پس از آن که آب به همراه مقداری ماسه از توده سنگ خارج می شود، تمامی ذرات دوباره برقرار و مقاومت برشی ایجاد می شود. این عمل پس از وقوع مقداری نشست صورت می گیرد. کاهش ایجاد شده در توده خاک معادل مقدار آب خارج شده می باشد که شکل ۲-۲ (د) حالت حد نهایی تحکیم یافته را نشان می دهد [۶].



شکل ۲-۲- مراحل تشکیل روانگرایی هنگام وقوع زلزله [۶]

## ۲-۴- استفاده از کرنش آستانه جهت تخمین زمان وقوع روانگرایی

برای متراکم ساختن ماسه تحت شرایط زهکشی شده باید از سطح کرنش برشی آستانه عبور کرد. به طور مشابه تحت شرایط زهکشی نشده، سطح کرنش برشی دینامیکی آستانه نیازمند افزایش است تا باعث ایجاد اضافه فشار آب حفره ای و بنابراین روانگرایی محتمل گردد. پس اگر بتوان نشان داد که کرنش برشی دینامیکی در خاک در نتیجه زلزله از یک سطح آستانه خاص تجاوز نمی کند، روانگرایی نمی تواند رخ دهد. این مسئله یک ارزیابی محافظه کارانه را به سبب این حقیقت که روانگرایی ممکن است همیشه رخ ندهد حتی اگر کرنش ها به طور قطع از سطح آستانه بگذرند، فراهم می کند [۷].

کرنش برشی حداکثر ایجاد شده توسط یک زمین لرزه می تواند از رابطه (۲-۳) به شکل زیر تخمین زده شود:

$$\gamma' = \frac{\tau_{\max(\text{modif})}}{G} = \frac{C_D[(\gamma h/g)a_{\max}]}{G} \quad (2-3)$$

در شرایطی که  $\gamma'$  کرنش برشی حداکثر و  $G$  مدول برشی می باشند یا

$$\gamma' = \frac{C_D \rho h a_{max}}{G} = \frac{C_D h a_{max}}{(G/\rho)(G/G_{max})} = \frac{C_D h a_{max}}{(G/G_{max})V_s^2} \quad (۴-۲)$$

که در آن  $V_s$  سرعت موج برشی در خاک و  $G_{max}$  مدول برشی حداکثر می‌باشد. بزرگی نسبت  $\frac{G}{G_{max}}$  می‌تواند به طور تقریبی ۰/۸ فرض شود. با تقسیم بر رابطه (۴-۲) و ترکیب آن با یک مقدار میانگین ضریب  $C_D$  داریم:

$$\gamma' = \frac{1.2 a_{max} h}{V_s^2} \quad (۵-۲)$$

به وسیله اندازه گیری  $V_s$  بر حسب عمق  $h$ ، تغییر  $\gamma'$  می‌تواند محاسبه شود. مقدار رایج کرنش آستانه در حدود ۰/۰۱ درصد می‌باشد. (دابری و همکاران، سال ۱۹۸۱). اگر بزرگی محاسبه شده از حد آستانه تجاوز نکند اطمینان در مقابل وقوع روانگرایی وجود دارد [۷].

## ۲-۵- کاربرد حرکات زمین در تحلیل رفتار خاک در هنگام زمین لرزه

برای تحلیل رفتار خاک و تعیین کرنش آستانه وقوع روانگرایی بایستی از روش های آنالیز دینامیکی استفاده نمود و از آنجا که تعیین زلزله طرح کار دشواری می‌باشد و جزئیات دقیق تکان های ناشی از زلزله های آینده قابل تعیین نمی‌باشد لذا بدین منظور از یکی از راه های زیر استفاده می‌شود:

- چندین شتاب نگاشت مختلف به عنوان ورودی سری های مختلف آنالیز به کار می‌رود.
- شتاب نگاشت واقعی که با دقت زیادی انتخاب شده است، مورد استفاده قرار می‌گیرد.
- از شتاب نگاشت هایی که به طور مصنوعی تهیه شده اند استفاده می‌شود.
- از طیف های پاسخی که از ترکیب و هموارسازی طیف زلزله های واقعی حاصل شده اند، استفاده شود [۳].

## ۲-۶- پارامترهای حرکتی زمین

پارامترهای حرکتی زمین اساس تشریح خصوصیات زمین به صورت فشرده و کیفی می‌باشند. پارامترهای بسیاری جهت مشخص نمودن دامنه، محتوی فرکانس و مدت حرکات نیرومند زمین پیشنهاد شده اند که برخی از آنها فقط یکی از خصوصیات فوق را توصیف می‌نمایند در حالی که برخی دیگر دو

و یا حتی سه خصوصیت را تشریح می کنند. به علت پیچیدگی حرکات زمین تعیین یک پارامتر منفرد که دقیقاً کلیه خصوصیات مهم حرکتی زمین را توصیف کند غیرممکن می باشد [۸].

## ۲-۶-۱- پارامترهای دامنه

رایج ترین روش تشریح حرکات زمین بهره گیری از تاریخچه زمانی می باشد که در آن پارامترهای حرکتی عبارت از شتاب، سرعت، جابجایی و یا تلفیقی از هر سه می باشد. معمولاً یکی از این پارامترها به صورت مستقیم اندازه گیری می شود و دیگر پارامترها با انتگرال گیری یا مشتق گیری محاسبه می شوند. تفاوت فرکانس های غالب در شتاب، سرعت و جابجایی تاریخچه زمانی، قابل تعمق است. تاریخچه زمانی شتاب، فرکانس نسبتاً بالایی را نشان می دهد. انتگرال گیری یک اثر هموار شدن و یا فیلتر شدن را ایجاد می نماید. تاریخچه زمانی سرعت، فرکانس های بالای کمتری را نسبت به تاریخچه زمانی شتاب نشان می دهد. تاریخچه زمانی جابجایی با انتگرال گیری مجدد به دست می آید که حرکات با فرکانس پائین را نشان می دهد [۸].

## ۲-۶-۱-۱- شتاب ماکزیمم

رایج ترین معیار دامنه در یک حرکت زمین شتاب افقی ماکزیمم ( $PGA$ ) می باشد.  $PGA$  برای یک مولفه حرکت، بزرگترین مقدار شتاب افقی به دست آمده از آن مولفه شتاب نگاشت است. شتاب های افقی معمولاً به جهت رابطه طبیعی آنها با نیروهای اینرسی جهت تشریح حرکات زمین استفاده می شوند. در واقع بزرگترین نیروهای دینامیکی حاصل در انواع سازه های ویژه رابطه نزدیکی با  $PGA$  دارند. در مهندسی زلزله به شتاب های قائم توجه کمتری نسبت به شتاب های افقی می شود چرا که وزن سازه های احداث شده در مقابل نیروهای دینامیکی ناشی از شتاب های قائم حاشیه اطمینان مناسبی ایجاد می کند. اگرچه شتاب ماکزیمم پارامتر مفیدی است ولی هیچ اطلاعی در خصوص محتوی فرکانس یا مدت لرزش به ما نمی دهد. لذا به داده های بیشتری جهت ارائه خصوصیات دقیق حرکت نیازمندیم [۸].

## ۲-۶-۱-۲- سرعت ماکزیمم

سرعت افقی ماکزیمم (PGV) یکی دیگر از پارامترهای مهم در تشریح دامنه حرکات زمین است. از آنجایی که سرعت حساسیت کمتری به مولفه های فرکانس بالاتر حرکات زمین دارد لذا PGV در فرکانس های متوسط جهت تشریح دقیق دامنه حرکات زمین از PGA مناسب تر است [۸].

## ۲-۶-۱-۳- جابجایی ماکزیمم

جابجایی های ماکزیمم عموماً با مولفه های حرکات یک زلزله در فرکانس پائین تر همراه است. به دلیل خطاهای پردازش علائم در فیلتر کردن و انتگرال گیری شتاب نگارها و نیز خطاهای صوتی با پیروی بزرگ اغلب تعیین دقیق آنها مشکل است. لذا جابجایی ماکزیمم نسبت به سرعت و شتاب ماکزیمم در اندازه گیری حرکات زمین کمتر متداول است [۸].

## ۲-۶-۲- پارامترهای محتوی فرکانس

پاسخ دینامیکی سازه های اثرپذیر از زمین لرزه به شدت به فرکانس بارگذاری آنها حساس است. زلزله ها بارگذاری پیچیده ای با مولفه های حرکت در یک محدوده وسیعی از فرکانس ایجاد می کنند. محتوی فرکانس نحوه توزیع دامنه حرکات زمین را در فرکانس های مختلف تشریح می نماید. چون محتوی فرکانس حرکات زلزله شدیداً تحت تاثیر اثرات آن حرکات می باشد لذا تعیین خصوصیات آن حرکت بدون در نظر گرفتن محتوی فرکانس آن امکان پذیر نیست [۸].

## ۲-۶-۲-۱- طیف حرکت زمین

هر تابع متناوب را می توان با بهره گیری از تحلیل فوریه به صورت مجموع یک سری از عبارات هارمونیک ساده با فرکانس، دامنه و فاز مختلف بیان نمود. به دلیل اینکه موج زلزله دارای فرکانس های مختلفی است وجود ابزاری که قادر به توصیف توزیع نسبی مولفه فرکانس های مختلف باشد، بسیار مفید خواهد بود. روش هایی مانند طیف فوریه، فوریه پنجره ای و آنالیز موجک تکنیک هایی هستند که امکان این کار را فراهم می سازند. آنالیز فوریه تکنیک شناخته شده ای است که ایده اصلی آن امکان جایگزینی هر تابع نامنظمی از زمان با یک سری توابع سینوسی با فرکانس، دامنه و زاویه های فاز مختلف است به

طوری که از بر هم نهی توابع سینوسی مذکور دقیقاً همان تابع اولیه نامنظم به دست می آید. تبدیل تابع نامنظم به مولفه های سینوسی ذکر شده آنالیز فوریه خوانده می شود و سری توابع سینوسی مذکور، سری فوریه نامیده می شود [۸].

با استفاده از سری فوریه یک تابع متناوب  $x(t)$  را می توان به صورت زیر نوشت:

$$x(t) = C_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sin(\omega_n t + \phi_n) \quad (۲-۶)$$

در این رابطه  $C_n$  و  $\phi_n$  به ترتیب دامنه و زاویه فاز  $n$ امین هارمونی سری فوریه می باشند. امکان بازیابی حرکت زمین با تبدیل فوریه معکوس وجود دارد. رسم تغییرات دامنه فوریه در مقابل فرکانس ( $C_n$  بر حسب  $\omega_n$ ) به طیف دامنه فوریه و رسم تغییرات زاویه فاز فوریه در مقابل فرکانس ( $\phi_n$  بر حسب  $\omega_n$ ) به طیف فاز فوریه معروف می باشد [۸].

طی سال های اخیر از آنالیز فوریه به طور گسترده ای در تجزیه و تحلیل امواج زلزله استفاده شده است اما این روش معایبی همچون نیاز به آنالیز تمام بازه زمانی وقوع زلزله جهت به دست آوردن محتوای فرکانس و عدم توانایی در مشخص نمودن زمان وقوع یک فرکانس معین را دارد. بنابراین ابزار مناسبی جهت امواج نامنظم نمی باشد. برای رفع این معایب تبدیل فوریه پنجره ای ابداع گردید که در آن تحلیل امواج در بازه زمانی که به آن پنجره گفته می شود صورت می گیرد و تحلیل موج برای این پنجره و به صورت محلی انجام می شود. اما اشکال این روش ثابت بودن عرض پنجره و غیر قابل تغییر بودن آن برای کل دامنه موج می باشد. برای حل این تحلیل موجکی ابداع گردید که از توابع پایه ای استفاده می نماید که خود مقیاس شده و جابجا شده توابع موجکی مادر می باشند. یکی از مزایای مهم این تبدیل نسبت به تبدیل فوریه، توانایی آن در تحلیل محلی و بررسی مقطع کوچکی از یک موج طولانی تر در حوزه زمان می باشد. این تحلیل قادر به نشان دادن جوهری از اطلاعات مانند تغییرات ناگهانی و ناپیوستگی در مشتقات بالاتر می باشد در حالی که در سایر تکنیک ها این توانایی وجود ندارد. علاوه بر این تبدیل موجکی قادر است بدون خطای قابل ملاحظه ای امواج را به فرکانس های متفاوت تجزیه کرده و یا فرکانس های متفاوت را با هم ترکیب کند. بنابراین قادر به انتقال یا تحلیل های دوگانه در

فضای زمان-فرکانس می‌باشد که تئوری آن به تفصیل در فصل سه مورد بحث و بررسی قرار گرفته است [۳].

## ۷-۲ - ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس پارامترهای حداکثری حرکت زمین

در بررسی انجام شده توسط آقای Rolando P. Orense [۹] در سال ۲۰۰۴ میلادی ناحیه بندی روانگرا یا غیر روانگرا بودن خاک ها به عنوان یک هدف مهم در مطالعات مرتبط با روانگرایی در نظر گرفته شده است. ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی یک فاکتور مهم جهت ارزیابی پتانسیل روانگرایی می باشد که از تقسیم نرخ مقاومت سیکلی خاک (R) به نرخ حداکثر تنش برشی دینامیکی محتمل که در طول یک زمین لرزه به توده خاک القاء می شود (L) به دست می آید.

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (7-2)$$

که اگر  $F_L < 1$  باشد روانگرایی رخ می دهد و در غیر این صورت روانگرایی رخ نخواهد داد. مقدار R را می توان از آزمایش های سه محوری زهکشی نشده دینامیکی بر روی نمونه های دست نخورده خاک یا وابستگی عدد نفوذ استاندارد و سایر پارامترها به دست آورد [۹].

به منظور محاسبه نرخ تنش برشی القایی، بیشتر آئین نامه های طراحی ژاپن از روابط [۱۰] Idriss و Seed [۱۱] استفاده می کنند که در آن نسبت تنش برشی دینامیکی گسترش یافته در یک عمق خاص زیر سطح زمین برحسب ضریب طراحی لرزه ای که خود تابعی از شتاب طراحی حداکثر زمین می باشد، بیان شده است. از آنجا که روانگرایی وابسته به سیکل های متعدد بارگذاری است آئین نامه های طراحی شتاب با فرض تکرار این مقدار در ۱۵ الی ۲۰ سیکل نوشته شده اند [۹].

روش های عملی تخمین تنش های برشی القایی توسط زمین لرزه بر مبنای مقادیر شتاب حداکثر زمین با استفاده از داده های عمدتاً به دست آمده از زلزله های Niigata ۱۹۶۴ و Nihonkai-Chubu ۱۹۸۳ که زلزله هایی با فاصله کانونی زیاد بودند به شکل گسترده ای تائید شده اند اما از آنجا که این روش ها ویژگی های فرکانسی حرکات شدید ناشی از زمین لرزه را در نظر نمی گیرند، بر روی زلزله های بزرگ مقیاس با فاصله کانونی کم که بر اساس مشخصه های با فرکانس بالا طبقه بندی می شوند به درستی

عمل نمی کنند. به جهت همین نواقص روش های دیگری جهت تخمین پتانسیل روانگرایی بر اساس سایر مولفه های حرکتی زمین معرفی شده اند [۹].

به عنوان یک روش ابداعی پیشنهادی جهت تخمین تنش های برشی القا شده توسط زمین لرزه بر مبنای پارامترهای حرکتی زمین، روشی به دست آمده از ترکیب شتاب حداکثر و سرعت حداکثر زمین توسط مولف این مطالعه پیشنهاد شده است. به کمک راهکار به دست آمده از این دو پارامتر می توان هم حرکات با فاصله کم از سطح زمین (که در آن سرعت حداکثر تعیین کننده است) و هم حرکات با فاصله زیاد از سطح زمین (که در آن شتاب حداکثر نقش تعیین کننده دارد) را در نظر گرفت. تنش های برشی به دست آمده بر مبنای سرعت و شتاب حداکثر زمین به منظور تخمین وقوع روانگرایی در توده های خاک قابل استفاده می باشند [۹].

به منظور نشان دادن اثر محتویات فرکانسی بر روی شدت تنش های برشی القایی آنالیزهای پاسخ لرزه ای بر روی پروفیل های خاک یکسان با بکار بردن ۲۹ حرکت لرزه ای ثبت شده در خلال زمین لرزه های قبلی با فرکانس های غالبی در محدوده ۰/۲۲ تا ۵/۸۵ ثانیه انجام شدند. شکل های ۲-۳ و ۴-۲ نشانگر تنش های برشی ماکزیمم در سه سطح گوناگون به ترتیب برای مدل ۲ و ۴ پروفیل های خاک می باشند. مشاهده می شود که با افزایش  $T_0$  تنش برشی ماکزیمم افزایش می یابد [۹].

در یک محیط الاستیک یکنواخت تنش برشی القایی در هر نقطه از رابطه زیر به دست می آید:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (۸-۲)$$

که در آن  $\sigma$  مدول برش،  $\rho$  دانسیته جرمی و  $u$  تغییر مکان جانبی است. با اعمال شرط مرزی تنش برشی صفر در سطح زمین و در نظر گرفتن امواج هارمونیک با فرکانس چرخشی طبیعی  $\omega$  توزیع تغییر مکان، سرعت و شتاب به شکل زیر می باشد [۹].

$$u(z, t) = A \cos \frac{\omega z}{V_s} \cdot e^{i\omega t}, u_{max} = A$$

$$\dot{u}(z, t) = i\omega A \cos \frac{\omega z}{V_s} \cdot e^{i\omega t}, v_{max} = A\omega \quad (۹-۲)$$

$$\ddot{u}(z, t) = -\omega^2 A \cos \frac{\omega z}{V_s} \cdot e^{i\omega t}, a_{max} = A\omega^2$$



که در آن  $V_s$  سرعت برشی و  $a_{max}$ ,  $v_{max}$ ,  $u_{max}$  به ترتیب تغییر مکان، سرعت و شتاب حداکثر می‌باشند. تنش برشی  $\tau$  در هر عمق دلخواه  $z$  در توده خاک همسان از معادله زیر به دست می‌آید [۹].

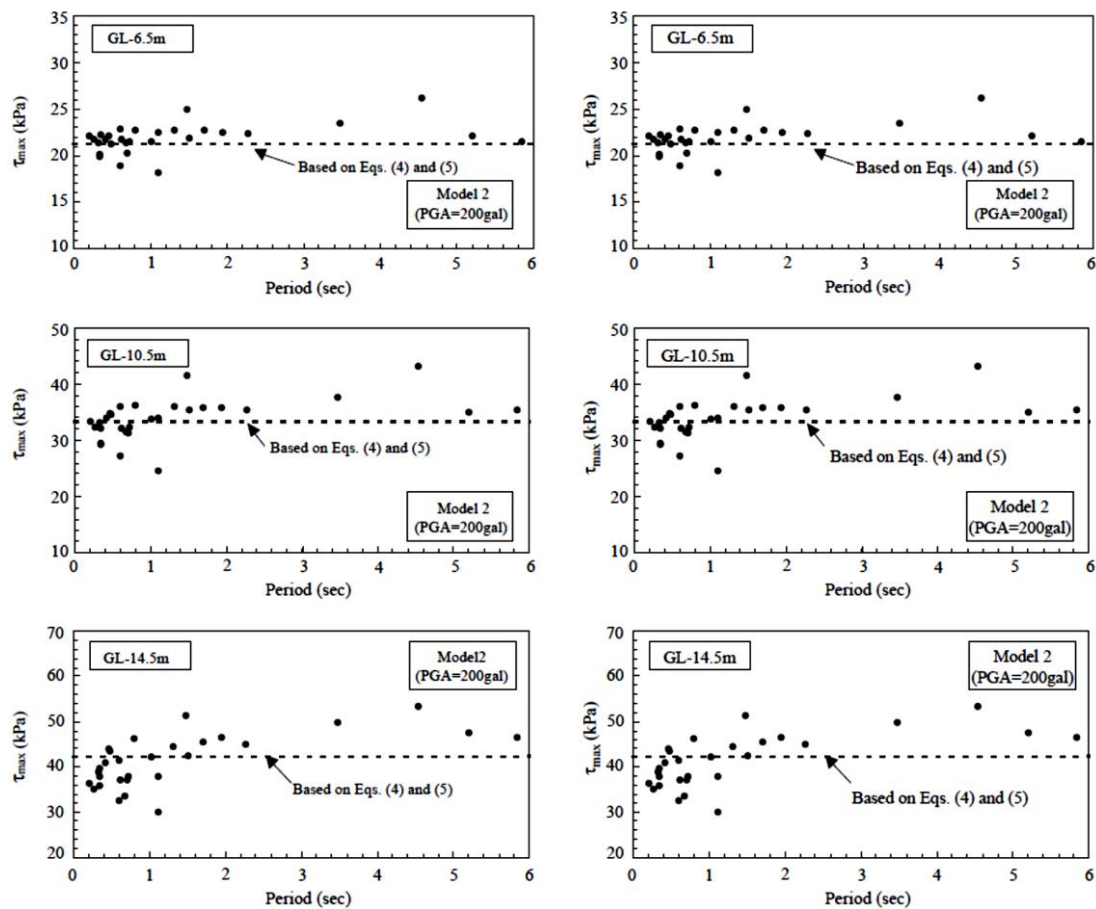
$$\tau(z, t) = \int_0^z \rho(z) \ddot{u}(z, t) dz = -a_{max} \rho \frac{V_s}{\omega} \cdot e^{i\omega t} \sin \frac{\omega z}{V_s} \quad (10-2)$$

پس بنابراین با در نظر گرفتن  $|-e^{i\omega t}| = 1$ ، تنش برشی ماکزیمم می‌تواند به صورت تابعی از شتاب حداکثر زمین (PGA)، دانسیته جرمی، سرعت موج برشی ( $V_s$ )، فرکانس طبیعی چرخشی  $\omega$  و عمق  $z$  بیان شود [۹].

$$\tau_{max} = f(PGA, \rho, V_s, \omega, z) \quad (11-2)$$

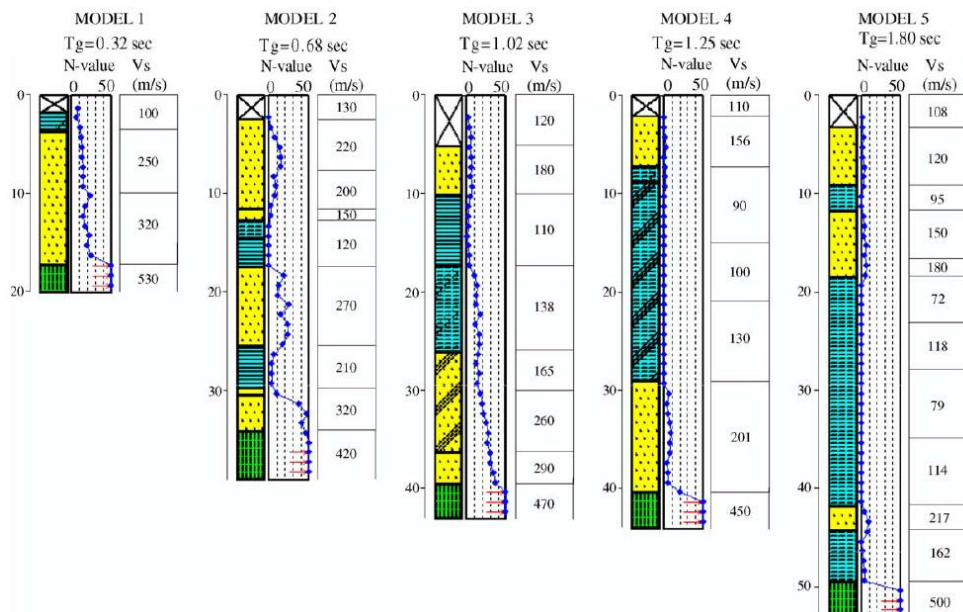
با در نظر گرفتن  $\omega = \frac{a_{max}}{v_{max}}$  برای بارگذاری هارمونیک، فشار سربار  $\sigma_v = \rho z$  و دوره تناوب اصلی زمین  $T_g = \frac{4H}{V_s}$  وقتی که  $H$  ضخامت توده خاک است و این مطلب که تنش برشی حداکثر متأثر از بزرگی زلزله ( $M$ ) و سایر فاکتورها از قبیل سرعت موج برشی ناحیه و ویژگی‌های دینامیکی خاک می‌باشند، می‌توان برای اهداف عملی تنش برشی ماکزیمم در معادله (۱۱-۲) را به شکل زیر نوشت [۹].

$$\tau_{max} = f(PGA, \sigma_v, T_g, PGA/PGV, M, z) \quad (12-2)$$



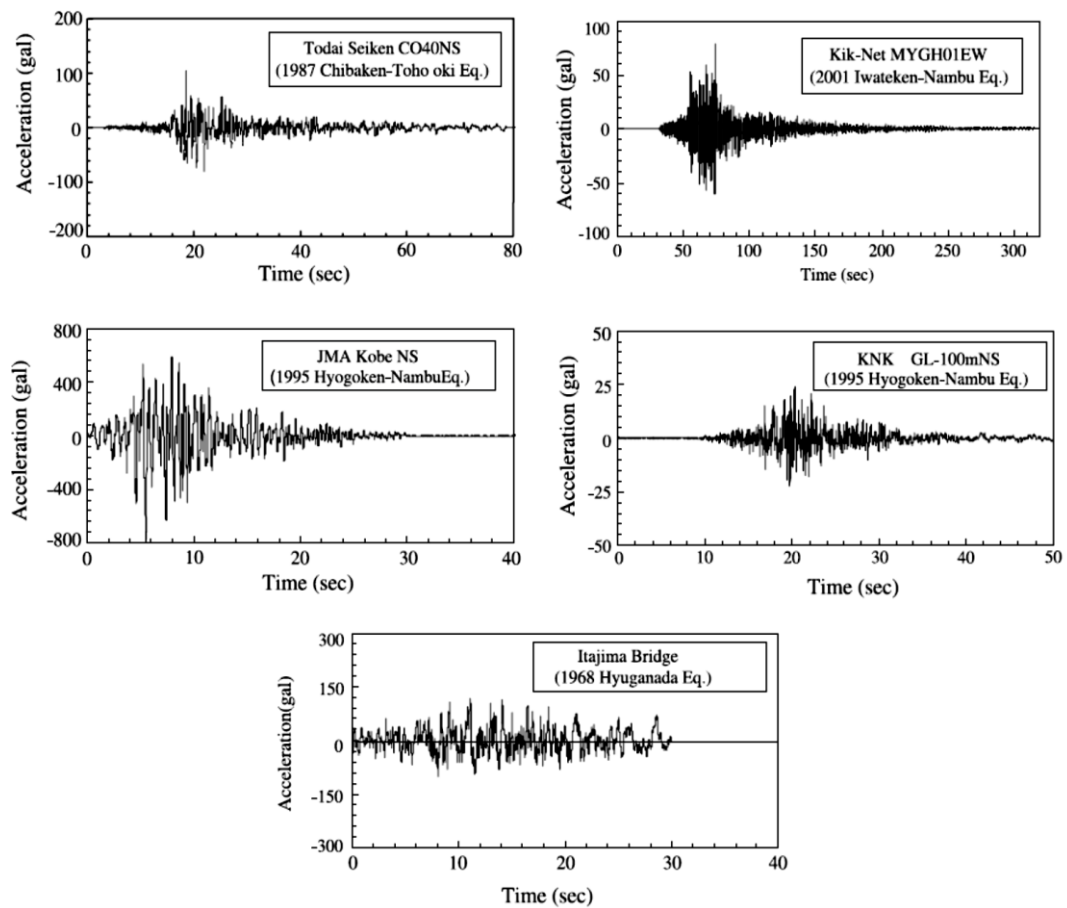
شکل ۲-۴- روابط بین  $T_0$  و  $\tau_{max}$  در عمق های گوناگون برای  $PGA = 200$  گالن (مدل ۴) [۹]

شکل ۲-۳- روابط بین  $T_0$  و  $\tau_{max}$  در عمق های گوناگون برای  $PGA = 200$  گالن (مدل ۳) [۹]

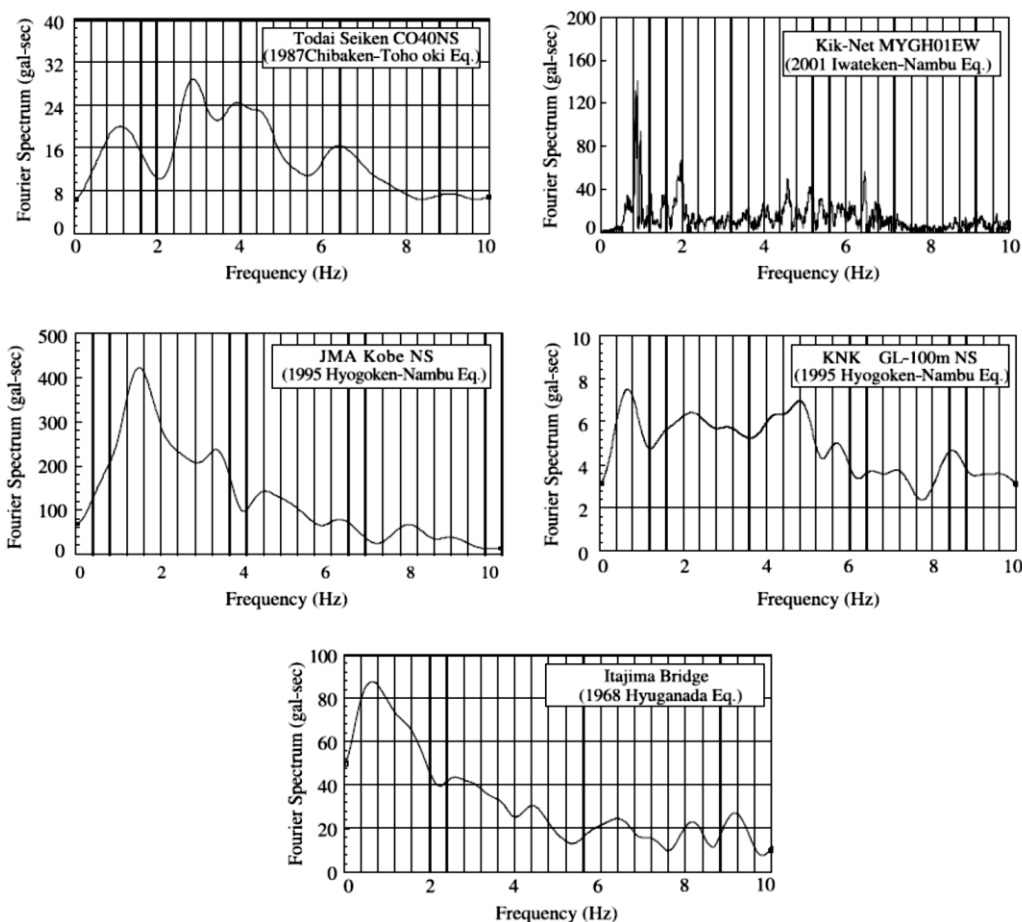


شکل ۲-۵- مدل های زمین استفاده شده در تحلیل [۹]

تاریخچه زمانی این اطلاعات ثبت شده در شکل (۶-۲) نشان داده شده اند در شرایطی که طیف های فوریه مرتبط با آنها در شکل (۷-۲) نشان داده شده اند.



شکل ۶-۲- اطلاعات ثبتی حرکتی بزرگ استفاده شده در تحلیل [۹]



شکل ۲-۷- طیف های فوریه اطلاعات ثبتی حرکتی بزرگ زمین (با عرض پنجره ۰/۸ هرتز) [۹]

تحلیل جهت تعیین بهترین عبارت جهت محاسبه تنش برشی حداکثر در هر نقطه از پروفیل خاک انجام گردید. بر مبنای تحلیل بازگشتی بهترین رابطه به دست آمده به شکل زیر می باشد [۹]:

$$\tau_{max} = r_d^* \sigma_v \frac{PGA}{g} \quad (۱۳-۲)$$

که در آن  $g$  شتاب گرانش زمین و ضریب کاهش تنش اصلاح شده  $r_d^*$  به شکل زیر می باشد.

$$\ln(r_d^*) = \left( 0.01034 + 0.00321 \frac{PGA}{PGV} \right) Z \quad (۱۴-۲)$$

که در آن ضریب همبستگی به مقدار ۰/۹ بدست می آید [۹].

در رابطه ذکر شده شتاب حداکثر زمین بر حسب سانتی متر بر مجذور ثانیه، سرعت حداکثر زمین بر

حسب سانتی متر بر ثانیه،  $Z$  بر حسب متر و  $\sigma_v$  و  $\tau_{max}$  بر حسب کیلوپاسکال می باشند. در نتیجه  $r_d^*$

بدون بعد است [۹].

رابطه به دست آمده بین تنش برشی حداکثر در هر نقطه و پارامترهای حرکتی حداکثر زمین می تواند به منظور ارزیابی نرخ تنش برشی دینامیکی  $L$  در یک عمق خاص استفاده شود یعنی:

$$L = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} = r_d^* \frac{PGA}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (2-15)$$

هنگامی که مقاومت دینامیکی  $R$  مربوط به توده خاک شناخته می شود رابطه (2-15) می تواند به منظور محاسبه اطمینان در برابر روانگرایی  $F_L$  با معادله (2-7) جایگزین شود [9].

به منظور صحت سنجی، ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر روی ۴۴ سایت در طی ۱۲ زمین لرزه که ژاپن را در سال ۲۰۰۰ میلادی و قبل از آن لرزاندند و در مکان هایی که رخداد یا عدم رخداد روانگرایی تأیید شده بودند، انجام گرفت. جزئیات داده های به دست آمده بر مبنای اطلاعات ثبتی در جدول (2-1) داده شده اند [9].

هر دو روش کلاسیک که تنها اثر شتاب را در نظر می گیرد و پیشنهادی توسط مولف که اثر توام شتاب و سرعت را در نظر می گیرد، در محاسبه  $F_L$  در هر سایت به کار گرفته شدند. برای هر دو روش میزان مقاومت دینامیکی  $R$  توده خاک تخمین زده شد. پارامترهای مهم در این روش محاسبه  $R$  عبارت از عدد نفوذ استاندارد، سایز متوسط دانه بندی، دانه بندی کلی خاک و فشار سربار موثر  $\sigma'_v$  می باشند. بنابراین در محاسبه  $F_L$  برای هر روش مقادیر مقاومت برش دینامیکی  $R$  مشابه هستند در شرایطی که نرخ تنش برشی القائی توسط زمین لرزه  $L$  در هر مورد متفاوت است [9].

جدول ۱-۲- داده استفاده شده در مورد تحلیل تاریخچه برای ارزیابی روانگرایی [۹]

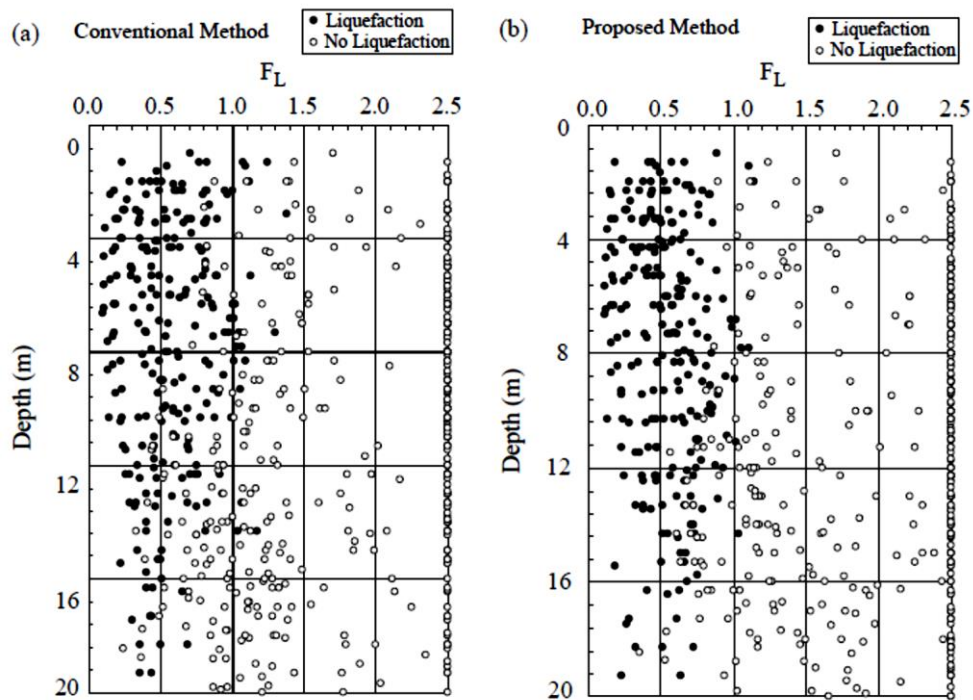
| Earthquake                             | Site name                                 | Peak value            |                 | G.W.L.<br>(GL-m) | Estimated liq.<br>depth (GL-m) |
|----------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------|-----------------|------------------|--------------------------------|
|                                        |                                           | Acceleration<br>(gal) | Velocity (kine) |                  |                                |
| 1964 Niigata Earthquake                | Kawagishicho                              | 159                   | 58.5            | 2.0              | 2.0 ~ 10.0                     |
|                                        | Shinano River site                        | 159                   | 58.5            | 0.6              | 0.6 ~ 13.0                     |
|                                        | Agano River site                          | 159                   | 58.5            | 0.9              | 0.9 ~ 7.8                      |
|                                        | Sewage tank site                          | 159                   | 58.5            | 0.4              | 0.4 ~ 6.4                      |
|                                        | Road site                                 | 159                   | 58.5            | 2.5              | 2.5 ~ 17.0                     |
|                                        | South bank of Showa bridge                | 159                   | 58.5            | 0.5              | 0.5 ~ 3.5                      |
| 1968 Tokachi-oki<br>Earthquake         | Aomori Port                               | 208                   | 40.1            | 1.1              | 1.1 ~ 13.5                     |
|                                        | Hachinohe (paper plant P2)                | 233                   | 34.8            | 1.2              | None                           |
|                                        | Hachinohe (paper plant P5)                | 233                   | 34.8            | 1.2              | None                           |
|                                        | Hachinohe (paper plant P1)                | 233                   | 34.8            | 1.2              | 1.2 ~ 4.0                      |
|                                        | Hachinohe (paper plant P4)                | 233                   | 34.8            | 1.2              | 1.2 ~ 6.0                      |
|                                        | Hachinohe (paper plant P6)                | 233                   | 34.8            | 1.0              | 1.2 ~ 6.9                      |
| 1978 Miyagiken-oki<br>Earthquake       | Ishinomaki oil tank BN2                   | 270                   | 20.9            | 0.6              | 0.6 ~ 16.8                     |
|                                        | Ishinomaki oil tank BC4 (Improved)        | 270                   | 20.9            | 1.4              | None                           |
| 1980 Chiba-Ibaraki<br>Earthquake       | Owi Island                                | 95                    | 7.4             | 1.0              | None                           |
| 1982 Urakawa-oki<br>Earthquake         | Muroran Port (Irie area)                  | 164                   | 17.4            | 1.2              | 1.2 ~ 13.8                     |
|                                        | Tokachi Port (No. 2 Wharf)                | 253                   | 13.4            | 1.3              | None                           |
| 1983 Nihonkai-Chubu<br>Earthquake      | Akita Port (Seismometer location)         | 205                   | 30.1            | 0.8              | 0.8 ~ 4.0                      |
|                                        | Akita Port (Gaiko Port)                   | 205                   | 30.1            | 1.5              | 1.5 ~ 16.0                     |
|                                        | Akita Port (Oohama No. 1 Wharf)           | 205                   | 30.1            | 0.5              | None                           |
|                                        | Akita Port (Oohama No. 3 Wharf)           | 205                   | 30.1            | 1.4              | 1.4 ~ 12                       |
|                                        | Akita Port (Nakashima No. 3 Wharf)        | 205                   | 30.1            | 1.7              | 1.7 ~ 10.5                     |
|                                        | Akita Port (West wharf)                   | 205                   | 30.1            | 1.6              | None                           |
|                                        | Aomori Port (Yukawa area)                 | 168                   | 25.6            | 1.5              | None                           |
| 1987 Chibaken Toho-oki<br>Earthquake   | Sunamachi                                 | 122                   | 10.5            | 6.2              | None                           |
| 1993 Kushiro-oki<br>Earthquake         | Kushiro Port (East Port)                  | 468                   | 64.1            | 2.3              | 2.3 ~ 7.5                      |
|                                        | Kushiro Port (West Port No. 1 Wharf)      | 468                   | 64.1            | 1.7              | 1.7 ~ 13.5                     |
|                                        | Kushiro Port (East Port Fishery<br>Wharf) | 468                   | 64.1            | 1.3              | 1.3 ~ 15.0                     |
|                                        | Kushiro Port (West Port No.2 Wharf)       | 468                   | 64.1            | 1.6              | None                           |
|                                        | Tokachi Port                              | 260                   | 17.7            | 1.6              | None                           |
|                                        |                                           |                       |                 |                  |                                |
| 1993 Hokkaido Nansei-oki<br>Earthquake | Muroran Port                              | 218                   | 12.9            | 1.8              | None                           |
|                                        | Hakodate Port (Yukawa Wharf No.4)         | 149                   | 27.5            | 2.3              | 2.3 ~ 16.2                     |
|                                        | Hakodate Port (Yukawa Wharf No.5)         | 149                   | 27.5            | 2.0              | 6.2 ~ 13.2                     |
| 1994 Hokkaido Toho-oki<br>Earthquake   | Nemuro Port (East section)                | 367                   | 27.6            | 1.3              | 2.1 ~ 8.8                      |
|                                        | Nemuro Port (Kaigancho)                   | 367                   | 27.6            | 3.1              | 5.4 ~ 11.5                     |
|                                        | Nemuro Port (East Port)                   | 269                   | 21.0            | 2.5              | 6.4 ~ 12.0                     |
|                                        | Kushiro Port (West Port)                  | 269                   | 21.0            | 3.1              | None                           |
|                                        | Kushiro Harbor (West Port)                | 269                   | 21.0            | 2.9              | None                           |
| 1995 Hyogoken Nambu<br>Earthquake      | Port Island                               | 341                   | 91.1            | 3.0              | 3.0 ~ 18.4                     |
|                                        | Kainan Port                               | 128                   | 9.7             | 2.2              | None                           |
|                                        | Takasago                                  | 198                   | 42.0            | 2.5              | None                           |
|                                        | Kobe Port                                 | 525                   | 109.0           | 1.4              | 1.4 ~ 16.5                     |
| 2000 Tottori Seibu<br>Earthquake       | Sakai Minato Fishing Port                 | 302                   | 58.0            | 1.0              | 1.0 ~ 5.0                      |
|                                        | Takeuchi apartment complex                | 302                   | 58.0            | 1.0              | 1.0 ~ 13.5                     |

مقادیر  $F_L$  محاسبه شده بر مبنای روش کلاسیک و روش پیشنهادی مولف در شکل (۸-۲) نشان داده

شده‌اند. مشاهده می‌شود که مرز جدا کننده ناحیه روانگرا و غیرروانگرا در هر دو روش در حدود  $F_L = 1$

می‌باشد که دلالت بر کارایی روش پیشنهادی مولف دارد. همچنین تعداد نقاط غیرروانگرا با  $F_L < 1$

برای روش پیشنهادی در قیاس با روش ابتکاری کمتر است [۹].



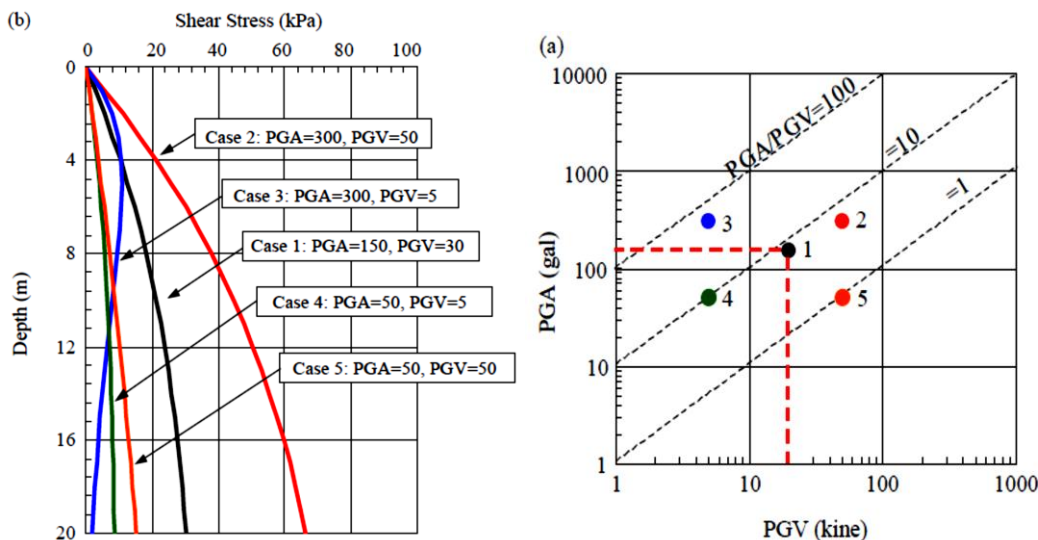
شکل ۲-۸- محاسبه  $F_L$  بر مبنای (a) روش مرسوم (کلاسیک) و (b) روش پیشنهادی مولف [۹]

به علاوه در شرایطی که روش ابتکاری نقاط بی شمار مرتبط با مقدار  $F_L$  کمتر از یک را حتی زمانی که روانگرایی در این سایت ها مشاهده نشده است نشان می دهد، روش پیشنهادی مولف تعداد کمتری از نقاط با قضاوت غیرصحیح را دارا می باشد. به علاوه اینکه حد پائین  $F_L$  برای روش پیشنهادی مولف به یک نزدیکتر است که دلالت بر این دارد که این روش تطبیق نسبتاً خوبی با مشاهدات عدم وقوع روانگرایی دارد.

به منظور نشان دادن این مطلب که اثر توأمان شتاب حداکثر زمین و سرعت حداکثر زمین توجیه مناسبی جهت این تحقیق می باشد، پنج حالت با مقادیر شتاب حداکثر زمین و سرعت حداکثر زمین نشان داده شده در شکل ۲a-۹ در نظر گرفته شدند. حالت اول با PGA برابر با ۱۵۰ سانتی متر بر مجذور ثانیه و PGV معادل ۲۰ سانتی متر بر ثانیه به عنوان حالت مرجع که نشانگر شرایط آستانه روانگرایی می باشد در نظر گرفته شد. سایر حالات نشانگر ترکیبات گوناگون PGA و PGV می باشند [۹]. توزیع های محاسبه شده تنش های برشی ماکزیمم در شکل b ۲-۹ نشان داده شده اند. برای حالت دوم با PGA بزرگتر از ۱۵۰ سانتی متر بر مجذور ثانیه و PGV بزرگتر از ۲۰ سانتی متر بر ثانیه تنش های



برشی ماکزیمم از مقادیر القایی در حالت ۱ بزرگتر هستند و با فرض وقوع روانگرایی در مورد اول، روانگرایی در مورد دوم هم رخ خواهد داد. از سویی در دو حالت ۴ و ۵ که PGA از ۱۵۰ سانتی متر بر ثانیه کمتر است روانگرایی رخ نخواهد داد. در مورد سوم چون PGV کم است (به جز در اعماق سطحی کمتر از چهار متر) میرایی تنش برشی با عمق رخ می دهد که از وقوع روانگرایی جلوگیری می کند [۹].



شکل ۹-۲- محاسبات نمونه با استفاده از روش پیشنهادی مولف برای:

(a) مقادیر PGA و PGV برای هر مورد و (b) توزیع قائم تنش برشی برای هر مورد [۹]

نتیجه اینکه با اجرای مطالعات پارامتری با کمک تحلیل پاسخ لرزه ای یک بعدی عبارتی برای تنش برشی حداکثر القایی از اتحاد بین شتاب حداکثر زمین (PGA) و سرعت حداکثر زمین (PGV) فرمول سازی شد. از آنجا که روش کلاسیک فقط بر مبنای یک پارامتر بود اثر محتویات فرکانسی حرکات اعمالی زمین را نادیده می گرفت و در شتابهای با فرکانس بالا آسیب پذیر نشان می دهد. پس PGA به تنهایی دلالت بر پتانسیل وقوع روانگرایی نمی کند [۹].

## ۲-۸- پایش روانگرایی سایت توسط اطلاعات ثبت شده لرزه ای

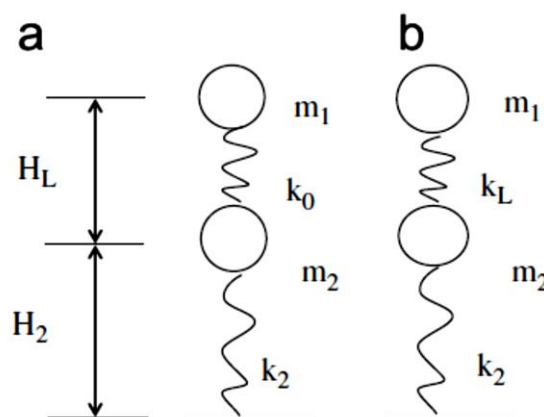
در سلسله مطالعات دیگری که توسط Xiaoming et al. [۱۲] در سال ۲۰۰۹ میلادی انجام گردیده است، با گرفتن تغییر فرکانس طبیعی افقی سایت به عنوان یک سنجش مبنایی یک مدل دو درجه آزادی به منظور شبیه سازی سایت با قابلیت روانگرایی استفاده شده است و حد پائین تر کاهش نسبی



فرکانس طبیعی افقی سایت که به سبب روانگرایی القا گردیده، نمایش داده شده است. بر این اساس، روش جهت تشخیص سریع روانگرایی سایت ها به کمک شتاب های ثبت شده سطح زمین نشان داده شده و سپس توسط اطلاعات لرزه ای ثبت شده حقیقی تصدیق شده است [۱۲].

باور عمومی بر این است که بیشترین تاثیر اساسی یک روانگرایی قابل ملاحظه بر روی پاسخ های زمین در اثر تغییر مشخصه های سایت یعنی تغییر فرکانس طبیعی سایت می باشد. ضمن اینکه کاهش صلبیت خاک که به سبب روانگرایی رخ می دهد یک پدیده منحصر به فرد در زمین لرزه ها است که از کاهش معمول سختی خاک به سبب رفتار غیرخطی دینامیکی چشم گیرتر است. همچنین کاهش محتویات فرکانسی حرکات سطح افق که در اثر کاهش سختی خاک به سبب وقوع روانگرایی نتیجه می شود بایستی از کاهش فرکانس به سبب فرآیند زمان-فرکانس غیرثابت امواج لرزه ای بزرگتر باشد. تغییر نسبی فرکانس به سبب روانگرایی به عنوان معیار قضاوت در این مقاله در نظر گرفته شده است [۱۲].

به منظور دستیابی به حد پائین تر میزان کاهش فرکانس طبیعی سایت یک مدل دو درجه آزادی (TDOF) که در شکل ۲-۱۰ نشان داده شده است به کار برده می شود. جرم اولی بیانگر لایه خاک با قابلیت روانگرایی با ضخامت  $H_L$  و جرم  $m_1$  می باشد. سختی افقی پیش از روانگرایی معادل  $K_0$  و پس از آن معادل  $K_L$  می باشد که در شکل ۲a و ۲b-۱۰ به طور مجزا نشان داده شده است. جرم دومی نشانگر لایه خاک غیرروانگرا با ضخامت  $H_2$  و جرم  $m_2$  و سختی افقی  $K_2$  می باشد. مقدار سختی  $K_2$  قبل و بعد از زمین لرزه به جهت روانگرا نشدن لایه می تواند ثابت فرض شود [۱۲].



شکل ۲-۱۰- مدل دو آزادی به منظور دستیابی به NFDRS: (a) قبل از روانگرایی و (b) بعد از روانگرایی [۱۲]

بر مبنای دینامیک خطی فرکانس طبیعی افقی برای کل مجموعه در شکل ۲-۱۰ پیش از روانگرایی به صورت زیر می‌تواند نوشته شود:

$$f_0^2 = \frac{1}{8\pi^2 m_1 m_2} [(k_0 + k_2)m_1 + k_0 m_2 - \sqrt{[(k_0 + k_2)m_1 + k_0 m_2]^2 - 4m_1 m_2 k_0 k_2}] \quad (۱۶-۲)$$

پس از وقوع روانگرایی فرکانس طبیعی افقی مجموعه می‌تواند به شکل زیر مشتق شود [۱۲].

$$f_L^2 = \frac{1}{8\pi^2 m_1 m_2} [(k_L + k_2)m_1 + k_L m_2 - \sqrt{[(k_L + k_2)m_1 + k_L m_2]^2 - 4m_1 m_2 k_L k_2}] \quad (۱۷-۲)$$

که در آن

$$k_0 = \frac{G_0}{H_L}, \quad k_2 = \frac{G_2}{H_2}, \quad k_L = \frac{G_L}{H_L} \quad (۱۸-۲)$$

$G_0$  و  $G_L$  مدول برش اولیه پیش از روانگرایی و مدول برش پس از روانگرایی برای لایه با قابلیت روانگرایی هستند و به طور مجزا  $G_2$  مدول برش لایه غیرروانگرای زیرین خاک می‌باشند [۱۲].

پس میزان کاهش فرکانس طبیعی سایت می‌تواند به صورت زیر تعریف و محاسبه گردد:

$$NFDRS = (f_0 - f_L) / f_0 \quad (۱۹-۲)$$

لازم به ذکر است که نسبت جرم لایه های خاک در مدل دو درجه آزادی می‌تواند بر اساس رابطه جرم و ضخامت (جرم، معادل حاصلضرب دانسیته در ضخامت می‌باشد) به نسبت ضخامت لایه خاک تبدیل شود و جایگزینی معادلات (۲-۱۶) الی (۲-۱۸) در معادله (۲-۱۹) منجر به معادله زیر می‌شود:

$$NFDRS = 1 - \left[ \frac{p_0 p_L \lambda + \lambda^2 + p_0 p_L - \sqrt{(p_0 p_L \lambda + \lambda^2 + p_0 p_L)^2 - 4p_0 p_L \lambda^2}}{p_0 \lambda + \lambda^2 + p_0 - \sqrt{(p_0 \lambda + \lambda^2 + p_0)^2 - 4p_0 \lambda^2}} \right] \quad (۲۰-۲)$$

در شرایطی که

$$\lambda = \frac{H_L}{H_2} \quad (۲۱-۲)$$

$$p_0 = \frac{G_0}{G_2} \quad (۲۲-۲)$$

$$p_L = \frac{G_L}{G_0} \quad (۲۳-۲)$$

در معادله (۲-۲۰) میزان کاهش فرکانس طبیعی سایت توسط سه پارامتر تعیین می‌شود. نسبت ضخامت  $\lambda$  در لایه بالایی با قابلیت روانگرایی به لایه پایینی غیرروانگرا، نسبت مدول برشی  $P_L$  قبل و

بعد از روانگرایی برای لایه خاک روانگرا و نسبت مدول برشی اولیه  $P_0$  برای لایه بالایی خاک با قابلیت روانگرایی به لایه پائینی غیرروانگرا می باشد [۱۲].

به منظور تعیین میزان  $P_0$  رابطه سرعت موج برشی خاک ها بر حسب عمق به کار برده می شود. رابطه سرعت موج برشی با عمق عموماً به صورت  $V_s = aH^b$  می باشد که پارامتر  $b$  بین ۰/۲ تا ۰/۴۵ تغییر می کند. در این بررسی نویسندگان مدول برشی در اعماق  $\frac{2}{3}H_L$  و  $\frac{2}{3}H_2$  را به عنوان مدول برشی متوسط برای لایه بالایی خاک با قابلیت روانگرایی و لایه پائینی غیرروانگرا در نظر گرفته اند [۱۲].

دانسیته هر دو لایه به جهت ساده سازی یکسان در نظر گرفته شده است. بر مبنای رابطه  $G = V_s^2 \rho$  نسبت مدول برشی  $P_0$  لایه بالایی با قابلیت روانگرایی به لایه پائینی غیرروانگرا به صورت زیر قابل بیان است.

$$p_0 = \frac{G_0}{G_2} = \left( \frac{\left(\frac{2}{3}\right)\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} \quad (24-2)$$

که با جایگزینی رابطه (۲۴-۲) در رابطه (۲۰-۲) داریم:

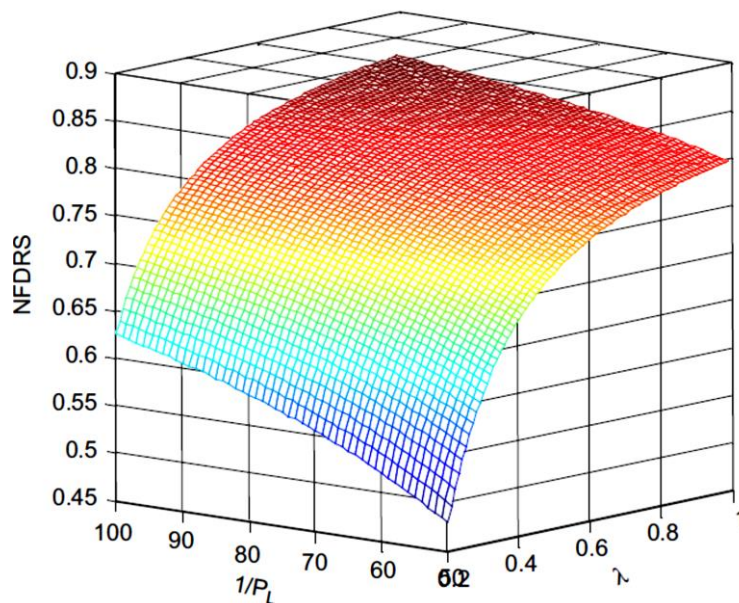
$$(25-2)$$

$$NFDRS = 1 - \left[ \frac{\left( \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} p_L \lambda + \lambda^2 + \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} p_L - \sqrt{\left( \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} p_L \lambda + \lambda^2 + \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} p_L} \right)^2 - 4 \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} p_L \lambda^2}}{\left( \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} \lambda + \lambda^2 + \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} - \sqrt{\left( \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} \lambda + \lambda^2 + \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} - 4 \left( \frac{\frac{2}{3}\lambda}{\left(\frac{2}{3}\right) + \lambda} \right)^{2b} \lambda^2} \right)^2} \right)^{1/2}} \right]$$

در کل چون تاثیر در نظر گرفتن اعمال گوناگون ناچیز است لذا میزان کاهش فرکانس طبیعی سایت توسط دو پارامتر  $\lambda$  و  $P_L$  قابل تعیین می باشد [۱۲].

شکل (۱۱-۲) نشانگر رابطه NFDRS با  $\lambda$  و  $\frac{1}{P_L}$  بر مبنای رابطه (۲۵-۲) می باشد. میزان NFDRS با افزایش  $b$  افزایش می یابد پس  $b$  می تواند به مقدار ۰/۲ در شکل (۱۱-۲) به منظور یافتن حد پائین تر NFDRS در نظر گرفته شود [۱۲].

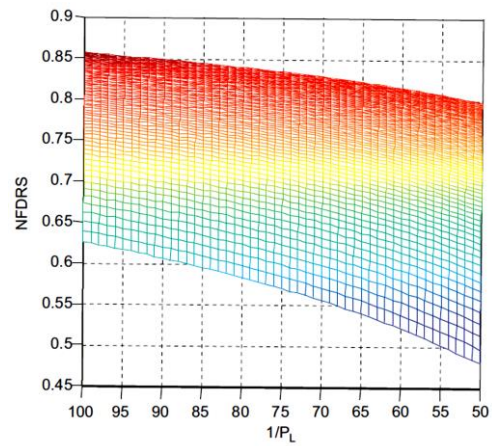
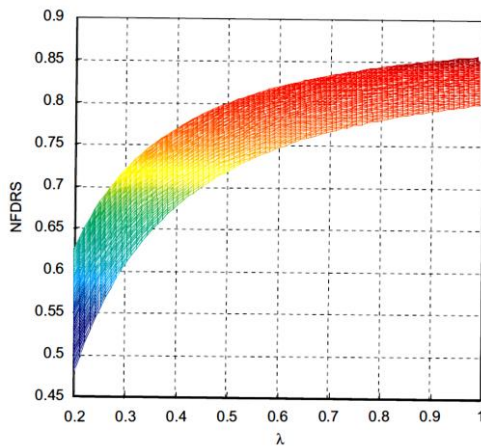
حد پائین میزان  $b$  به معنای افزایش بسیار ناچیز سرعت موج برشی با عمق می باشد. بر طبق مطالعات قبلی محدوده  $P_L$  بین  $\frac{1}{50}$  تا  $\frac{1}{300}$  بوده است. با در نظر گرفتن  $P_L$  کوچک تر که سبب NFDRS بزرگتر می شود، محدوده  $P_L$  در شکل (۱۱-۲) در محدوده  $\frac{1}{100}$  الی  $\frac{1}{50}$  در نظر گرفته می شود. مدل پیشنهادی در شکل (۱۰-۲) عمدتاً حالت شرایط خاک در عمق ۲۰ الی ۳۰ متری را شبیه سازی می کند. چرا که سرعت موج برشی متوسط تا عمق ۲۰ الی ۳۰ متر به منظور طبقه بندی نوع خاک سایت استفاده



شکل ۱۱-۲- رابطه بین NFDRS با  $\lambda$  و  $\frac{1}{P_L}$  [۱۲]

می شود و فرکانس های طبیعی سایت غالباً توسط لایه های سطحی خاک تعیین می شوند. برای نسبت ضخامت  $\lambda$  بین لایه با قابلیت روانگرایی بالایی و لایه غیرروانگرایی پایینی حد پائین  $\lambda$  در شکل (۱۱-۲) معادل ۰/۲ در نظر گرفته می شود چرا که لایه خاک روانگرا شده در شرایط حقیقی از مقداری که ممکن است در یک قضاوت مهندسی نادیده گرفته شود کم ضخامت تر است [۱۲].

علاوه بر این اشکال (۱۲-۲) و (۱۳-۲) به ترتیب نمایانگر تغییرات NFDRS با  $\frac{1}{P_L}$  برای  $\lambda=0/2$  و تغییرات NFDRS با  $\lambda$  برای  $P_L = \frac{1}{50}$  می باشند. از این دو شکل نتیجه می شود که NFDRS با افزایش  $\frac{1}{P_L}$  به طور تدریجی و با افزایش  $\lambda$  به سرعت افزایش می یابد. حد پائین تر NFDRS به ۰/۵ می رسد. بدین معنی که یک روانگرایی عظیم فرکانس طبیعی سایت را حداقل به میزان ۵۰ درصد کاهش می دهد.



شکل ۱۲-۲- تغییر NFDRS با  $\frac{1}{P_L}$  برای  $\lambda = 0.2$  [۱۰] شکل ۱۳-۲- تغییر NFDRS با  $\lambda$  برای  $P_L = 1/50$  [۱۰]

گام اساسی فرآیند شناسایی سایت روانگرا شده از شتاب های اندازه گیری شده بر روی زمین محاسبه نرخ در حال کاهش زمان- فرکانس شتاب سطح یا TFDRSA می باشد که به صورت عبارت زیر بیان می شود [۱۲].

$$TFDRSA = \frac{f_b - f_a}{f_b} \quad (2-26)$$

در شرایطی که  $f_b$  مقدار متوسط فرکانس های محاسبه شده توسط روش صفر گذر (روشی که در آن خطای ناشی از وجود اغتشاش در فرکانس های سیگنال مبنا با یک یا چند بار اندازه گیری بیش از تعداد دفعات اندازه گیری فرکانس سیگنال مبنا به وسیله تعداد عبور از صفر و تغییر علامت آن در هر مرحله سرشکن شده اند و فرکانس خروجی حداقل خطا را دارا می باشد) در محدوده سی ثانیه تاریخچه شتاب پیش از PGA با در نظر گرفتن سیکل PGA می باشد و  $f_a$  مقدار متوسط فرکانس های محاسبه شده توسط روش صفر گذر در محدوده زمان ۳۰ ثانیه تاریخچه شتاب پس از PGA می باشد. شدت شتاب های کمتر از ۱۰ درصد قابل صرف نظر می باشند و اگر PGA در این روش کمتر از ۰/۰۵ شتاب گرانش زمین باشد سایت به عنوان یک منطقه غیر روانگرا خواهد بود. برای تشخیص روانگرایی سایت فقط زمان نزدیک به شتاب حداکثر زمین در نظر گرفته می شود که در این بررسی محدوده مورد مطالعه ۳۰ ثانیه قبل و بعد از شتاب حداکثر زمین می باشد که به طور مجزا به عنوان محدوده های محاسباتی انتخاب شده اند. زمان رخداد شتاب حداکثر زمین به عنوان محدوده تقسیم مرزی در نظر گرفته می شود.

بر مبنای رابطه (۲-۲۶) مقدار TFDRSA یک شتابنگار به عنوان نقطه جدا کننده سایت‌های روانگرا از غیر روانگرا می‌باشد. مقدار کیفی TFDRSA با افزایش NFDRS افزایش می‌یابد [۱۲].

روانگرایی قابل ملاحظه در لایه خاک بایستی تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر مشخصه فرکانس طبیعی سایت ایجاد کند و این تغییر بایستی تاثیر عمیقی بر تغییر مشخصه فرکانس شتاب سطح داشته باشد. ضمن این که مقدار بحرانی TFDRSA معادل با حد پایینی NFDRS ایجاد شده به وسیله روانگرایی می‌باشد و حد پایین NFDRS به طور تقریبی توسط سیستم دو درجه آزادی ذکر شده محاسبه می‌شود که جهت شبیه سازی روانگرایی خاک به کار برده می‌شود. در نتیجه نقطه بحرانی TFDRSA یعنی مقدار ۰/۵ به عنوان مرز جداسازی سایت روانگرا از غیر روانگرا در نظر گرفته می‌شود. بنابراین اگر PGA کمتر از ۰/۵ شتاب گرانش باشد، سایت غیر روانگرا و اگر بیش از ۰/۵ شتاب گرانش زمین باشد TFDRSA توسط رابطه (۲-۲۶) محاسبه می‌شود که اگر مقدار آن از ۰/۵ بیشتر باشد رخداد روانگرایی قابل بررسی می‌باشد [۱۲].

به منظور صحت سنجی روش پیشنهادی، رفتار ۵۶ اطلاعات لرزه‌ای ثبت شده از ۱۵ زمین لرزه در سرتاسر جهان تحلیل می‌شود که شامل ۵۲ داده ثبت شده از سطح زمین در سایت‌های غیر روانگرا و ۴ اطلاعات ثبت شده سطح زمین در سایت‌های روانگرا شده می‌باشند که نتایج پایش روانگرایی در جدول (۲-۲) نمایش داده شده است که نشانگر این است که روش پیشنهادی در این مطالعه تمام سایت‌های روانگرا و غیر روانگرا را به درستی شناسایی می‌کند. در جدول (۲-۲) مشاهده می‌شود که مقدار TFDRSA برای سایت‌های غیر روانگرا در محدوده بین ۱- تا ۰/۴۵ با مقدار متوسط ۰/۱۴ می‌باشد در شرایطی که این مقدار برای سایت‌های روانگرا شده بین ۰/۵۷ تا ۰/۸۳ با مقدار متوسط ۰/۷۱ می‌باشد. بنابراین آستانه مرزی ۰/۵ در این مطالعه مستدل و قابل اطمینان می‌باشد. مطابق جدول (۲-۲) مقدار NFDRSA برای تمام سایت‌های غیر روانگرا در این مطالعه کمتر از ۰/۵ می‌باشد و TFDRSA برای آنها مقدار ۰/۱۴ است. به کمک جدول (۲-۲) مشخص می‌شود که روش پیشنهادی در این تحقیق به درستی تمامی سایت‌های روانگرا شده را مشخص می‌کند. مشاهده می‌شود که مقادیر متوسط  $f_b$  برای

سایت‌های روانگرا شده به مقادیر متوسط آن در سایت‌های غیر روانگرا به جز برای سایت‌های با خاک نرم می‌باشد اما  $f_a$  برای سایت‌های روانگرا شده نسبتاً کمتر از سایت‌های غیر روانگرا می‌باشد. در شرایطی که در سایت‌های با خاک نرم  $f_a$  مقدار کوچکی است اما  $f_b$  مقدار خیلی بزرگی نیست و در نتیجه TFDRSA در این گونه سایت‌ها از ۰/۵ کمتر است. پس می‌توان این گونه نتیجه گیری نمود که کاهش سریع در محتویات فرکانسی شتاب‌های سطحی پس از وقوع PGA یک پدیده مختص به سایت‌های روانگرا می‌باشد [۱۲].

جدول ۲-۲- نتایج پایش روانگرایی به وسیله روش ارائه شده در این مطالعه [۱۲]

| No | Earthquake                                       | Site and its classification      | Liquefaction investigation | TFDRSA | Proposed method |
|----|--------------------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|--------|-----------------|
| 1  | Niigata, Japan, 16/06/1964, $M=7.5$              | Kawagishi-cho (-)                | Y                          | 0.74   | Y               |
| 2  | Friuli, Italy, 05/05/1976, $M=6.5$               | Tolmezzo (-)                     | N                          | -0.53  | N               |
| 3  | Tabas, Iran, 16/09/1978, $M=7.4$                 | Dayhook (-)                      | N                          | 0.0001 | N               |
| 4  |                                                  | Taba (-)                         | N                          | -0.3   | N               |
| 5  | Victoria, Mexico, 09/06/1980, $M=6.4$            | Cerro Prieto (B)                 | N                          | 0.11   | N               |
| 6  |                                                  | Chihuahua (C)                    | N                          | -0.02  | N               |
| 7  | Nihonkai-Chubu, Japan, 26/05/1983, $M=7.7$       | Hachirogata (-)                  | Y                          | 0.68   | Y               |
| 8  | Superstition Hills, USA, 24/11/1987, $M=6.6$     | Brawley (C)                      | N                          | 0.14   | N               |
| 9  |                                                  | Calipatria fire station (C)      | N                          | 0.11   | N               |
| 10 |                                                  | EL Centro Imp. (C)               | N                          | 0.14   | N               |
| 11 |                                                  | Parachute test site (B)          | N                          | 0.17   | N               |
| 12 |                                                  | Plaster city (C)                 | N                          | 0.29   | N               |
| 13 |                                                  | POE road (-)                     | N                          | 0.24   | N               |
| 14 |                                                  | Superstition Mtn. (B)            | N                          | 0.03   | N               |
| 15 |                                                  | Westmorland fire station (C)     | N                          | 0.13   | N               |
| 16 |                                                  | Wildlife GL (-)                  | Y                          | 0.57   | Y               |
| 17 | Loma Prieta, USA, 18/10/1989, $M=6.9$            | Agnews state hospital (C)        | N                          | 0.17   | N               |
| 18 |                                                  | Aped2-Redwood city (D)           | N                          | 0.19   | N               |
| 19 |                                                  | Corralitos (B)                   | N                          | 0.02   | N               |
| 20 |                                                  | Gilroy array #2 (C)              | N                          | -0.38  | N               |
| 21 |                                                  | Gilroy array #6 (B)              | N                          | 0.25   | N               |
| 22 |                                                  | Halls valley (C)                 | N                          | 0.36   | N               |
| 23 |                                                  | Hallister-Smith & Pine (-)       | N                          | 0.01   | N               |
| 24 |                                                  | Richmond City Hall (C)           | N                          | 0.35   | N               |
| 25 |                                                  | SF intern airport (-)            | N                          | 0.19   | N               |
| 26 |                                                  | Treasure island (D)              | N                          | 0.28   | N               |
| 27 | Northridge, USA, 17/01/1994, $M=6.7$             | Arleta-Nordhoff fire station (C) | N                          | -0.02  | N               |
| 28 |                                                  | LA-Baldwin Hills (B)             | N                          | 0.30   | N               |
| 29 |                                                  | LA-century city (B)              | N                          | 0.17   | N               |
| 30 |                                                  | LA-hollywood storage FF (C)      | N                          | 0.31   | N               |
| 31 |                                                  | Leona valley #6 (C)              | N                          | 0.38   | N               |
| 32 |                                                  | Newhall-fire station (C)         | N                          | 0.35   | N               |
| 33 |                                                  | Old ridge route (B)              | N                          | 0.23   | N               |
| 34 |                                                  | Tarzana, Cedar Hill (-)          | N                          | 0.45   | N               |
| 35 |                                                  | Vasquez rocks park (B)           | N                          | 0.34   | N               |
| 36 | Kobe, Japan, 16/01/1995, $M=6.9$                 | Kakogawa (D)                     | N                          | 0.23   | N               |
| 37 |                                                  | KJMA (B)                         | N                          | -0.09  | N               |
| 38 |                                                  | Nishi-Akashi (D)                 | N                          | 0.20   | N               |
| 39 |                                                  | Port island (-)                  | Y                          | 0.83   | Y               |
| 40 |                                                  | Shin-Osaka (D)                   | N                          | 0.15   | N               |
| 41 |                                                  | Takatazuka (D)                   | N                          | -1.0   | N               |
| 42 |                                                  | Takatori (D)                     | N                          | 0.31   | N               |
| 43 | Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, $M=7.4$             | Ambarli (D)                      | N                          | 0.30   | N               |
| 44 |                                                  | Arcehk (B)                       | N                          | 0.17   | N               |
| 45 |                                                  | Bursa Tofas (-)                  | N                          | 0.28   | N               |
| 46 |                                                  | Duzce (C)                        | N                          | 0.29   | N               |
| 47 |                                                  | Goynuk (-)                       | N                          | 0.06   | N               |
| 48 | Chi-Chi, Taiwan, 20/09/1999, $M=7.6$             | Als (B)                          | N                          | 0.03   | N               |
| 49 |                                                  | CHY002 (D)                       | N                          | 0.18   | N               |
| 50 |                                                  | CHY006 (C)                       | N                          | 0.3    | N               |
| 51 |                                                  | CHY008 (D)                       | N                          | 0.2    | N               |
| 52 |                                                  | CHY014 (C)                       | N                          | 0.1    | N               |
| 53 |                                                  | CHY024 (C)                       | N                          | 0.04   | N               |
| 54 | Tangshan, China, 28/07/1976, $M=7.8$             | Ground (-)                       | N                          | 0.26   | N               |
| 55 | Lijiang after shake, China, 05/02/1994, $M=6.0$  | Ground (-)                       | N                          | 0.28   | N               |
| 56 | Longling after shake, China, 09/06/1997, $M=6.2$ | Ground (-)                       | N                          | 0.24   | N               |

در مجموع این گونه می‌توان نتیجه‌گیری نمود که اساسی‌ترین تاثیر وقوع روانگرایی بر روی مشخصه‌های لایه خاک و به طور آشکار کاهش سختی خاک می‌باشد و لازم است که تغییرات فرکانس طبیعی افقی سایت به عنوان یک مبنا جهت تشخیص روانگرایی خاک در نظر گرفته شود و به علاوه فرکانس طبیعی افقی سایت با وقوع روانگرایی عموماً حداقل تا ۵۰ درصد کاهش می‌یابد. مضاف بر این که نقطه بحرانی TFDRSA معیار سنجش مناسبی جهت وقوع یا عدم وقوع روانگرایی می‌باشد. همچنین تعیین رابطه کمی بین TFDRSA و NFDRS به منظور تعیین گستره و ضخامت خاک روانگرا شده به عنوان یک روش با ارزش و با اهمیت می‌باشد [۱۲].

## ۹-۲- رفتار گذرای غیر خطی در حین روانگرایی خاک بر اساس ارزیابی مجدد اطلاعات لرزه‌ای ثبت شده

در مجموعه مطالعات دیگری که توسط Kamagata, Takewaki [۱۳] در سال ۲۰۱۵ انجام پذیرفته است، اطلاعات لرزه‌ای در برگیرنده روانگرایی خاک به کمک انطباق با طیف‌های فوریه غیر ثابت تحلیل شده‌اند و مکانیزم رخداد امواج ضربه‌ای مانند اندرکنش غیر خطی بین یک ساختمان و خاک احاطه کننده آن مورد بررسی قرار گرفته است. تغییرات فرکانس غالب در طیف‌های فوریه غیر ثابت اطلاعات لرزه‌ای ثبت شده بررسی شدند و نرخ نرم شوندگی خاک زیرین تخمین زده شد. کرنش برشی در زیر زمین توسط پروفیل‌های تغییر مکان یکپارچه شده به صورت عددی محاسبه شد و نرخ زوال سختی خاک با برآزش آن بر رابطه  $G - \gamma$  ارزیابی گردید [۱۳].

در زمین لرزه سال ۲۰۱۱ Tohoku در دوردست ساحل اقیانوس آرام، موج تکانه‌ای که شامل تحرک سیکلی می‌باشد توسط طیف‌های فوریه در غیر ایستا تحلیل شد و مود ثانویه به عنوان نتیجه مکانیزم‌های رخداد موج تکانه‌ای با استفاده از اطلاعات ثبت شده لرزه‌ای ایستگاه CHB024 نمایان گردید. اولین اطلاعات لرزه‌ای تاریخی ثبت شده از روانگرایی خاک در ژاپن در خلال زلزله سال ۱۹۶۴ Niigata-ken



اندازه‌گیری شدند. طیف‌های فوریه غیر ثابت به منظور آشکارسازی مکانیزم رخداد موج تکانه‌ای مورد پذیرش قرار گرفته‌اند که از رابطه (۲۷-۲) محاسبه می‌شوند [۱۳].

$$F(\omega_i; t_j) = \int_{-\infty}^{+\infty} g(\tau, t_j) \exp[-i\omega_i \tau] d\tau \quad (27-2)$$

که در آن  $g(\tau, t_j) = \ddot{y}(\tau)$  وقتی که  $t_j - \frac{t_a}{2} \leq \tau \leq t_j + \frac{t_a}{2}$  و  $g(\tau, t_j) = 0$  در موقعی که  $\tau$  از  $t_j - \frac{t_a}{2}$  کمتر یا از  $t_j + \frac{t_a}{2}$  بیشتر باشد که در پارامتر  $t_j$  مقدار  $z$  از ۱ تا  $M$  یا همان زمان  $M$ ام می‌باشد.  $\omega_i$  برای مقادیر  $i$  از یک تا  $\frac{N}{2}$  صدق می‌کند که  $i$  همان فرکانس  $i$ ام می‌باشد.  $N$  معادل تعداد گام‌ها در آنالیز فوریه است و  $M$  یا شماره گام حرکت برابر نسبت  $\frac{T}{\Delta T}$  می‌باشد که  $T$  طول زمان ثبت اطلاعات لرزه‌ای و  $\Delta T$  فاصله زمانی حرکت می‌باشد و  $t_a$  عرض پنجره داده بر حسب ثانیه و  $\ddot{y}(\tau)$  بزرگی اطلاعات لرزه‌ای ثبتی می‌باشد [۱۳].

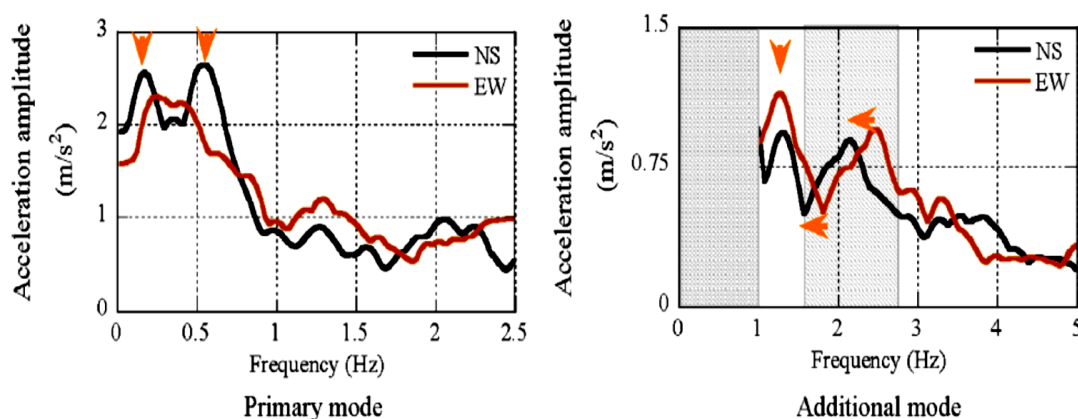
طیف با بیشترین دامنه  $F_{Max}^{Acc}(\omega_i)$  با محاسبه مقدار حداکثر  $F^{Acc}(\omega_i, t_j)$  در طی زمان به عنوان یک طیف (با دامنه حداکثر) مشتق می‌شود. نرخ میرایی سختی می‌تواند از نسبت فرکانس توسط معادله (۲۸-۲) ارزیابی شود [۱۳].

$$\text{نرخ میرایی سختی} = 1 - \left( \frac{f_s}{f_0} \right)^2 \quad (28-2)$$

که  $f_s$  فرکانس ثانویه و  $f_0$  فرکانس اصلی می‌باشند.

طیف‌های با دامنه حداکثر در خلال زمین لرزه سال ۱۹۶۴ میلادی نیگاتا-کن از دو دیدگاه کلی و موضعی در شکل (۱۴-۲) نشان داده شده‌اند که در آن طیف حداکثر دامنه مولفه‌های شمال-جنوب و شرق-غرب در یک شکل نمایش داده شده‌اند. ویژگی گذرا بودن روانگرایی می‌تواند بدین صورت نتیجه‌گیری شود که نسبت فرکانس مولفه‌های غالب ۰/۳۱ و میزان زوال سختی خاک می‌تواند در حدود ۹۰ درصد تخمین زده شود مضاف بر اینکه فرکانس غالب مولفه جهت شرق غرب از ۰/۳۹ تا ۰/۲۴ هرتز تغییر کرده است و نرخ زوال سختی خاک می‌تواند تا میزان ۶۲ درصد تخمین زده شود [۱۳].

از فرآیند لرزش عامل ایجاد روانگرایی می توان نتیجه گرفت که اولاً موج تکانه ای در پروفیل شتاب به دو برابر شکل نقطه اوج در پروفیل تغییر مکان مربوط می شود ثانیاً در نتایج تحلیل از دیدگاه کلی مولفه های غالب در محدوده فرکانس کمتر از  $0.4$  هرتز متفرق می شوند و سوم اینکه در تحلیل نتایج دیدگاه موضعی مولفه فرکانس غالب از  $0.5$  هرتز تا  $1$  هرتز در طی ثانیه هشتم تا دهم تغییر می یابد [۱۳].



شکل ۲-۱۴- شدت دامنه حداکثر طیف های حرکات زمین در منطقه کاواگیشی- چو (سال ۱۹۶۴ میلادی) [۱۳]

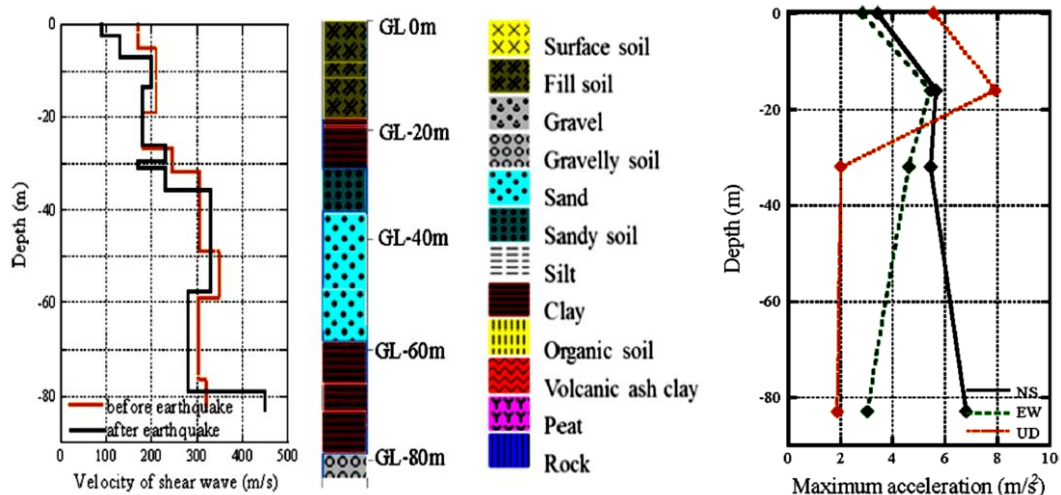
پروفیل های مقدار حداکثر پاسخ شتاب از عمق صفر تا  $83$ - متر در زمین لرزه ۱۹۹۵ کوبه ژاپن و ویژگی های خاک منطقه در اشکال (۲-۱۵) و (۲-۱۶) نشان داده شده اند. شتاب های حداکثر اطلاعات لرزه ای ثبت شده در جدول (۲-۳) نمایش داده شده اند. پروفیل های شتاب در ترازهای سطح زمین،  $16$ - متر،  $32$ - متر و  $83$ - متر در شکل (۲-۱۷) مقایسه شده اند [۱۳].

جدول ۲-۳- شتاب های حداکثر لرزه ای در امتدادهای گوناگون [۱۳]

|         | NS    | EW   | UD   |
|---------|-------|------|------|
| GL 0 m  | 3.41  | 2.84 | 5.56 |
| GL-16 m | 5.645 | 5.43 | 7.90 |
| GL-32 m | 5.44  | 4.62 | 2.00 |
| GL-83 m | 6.79  | 3.03 | 1.87 |

هرچه به سطح زمین نزدیکتر می شویم زمان رخداد مقادیر حداکثر مولفه شمال- جنوب به تاخیر می افتد. این تاخیر زمانی به سبب انتشار رو به بالای موج برشی می باشد. هیچ موج تکانه ای در پروفیل شتاب در سطح زمین رخ نمی دهد. امواج تکانه ای فقط در عمق  $16$  متری از سطح زمین رخ می دهند. شکل ۲-۱۵ نمایانگر این مسئله است که مولفه قائم پاسخ زمین لرزه در عمق  $16$  متری حالت تکانه ای دارد.

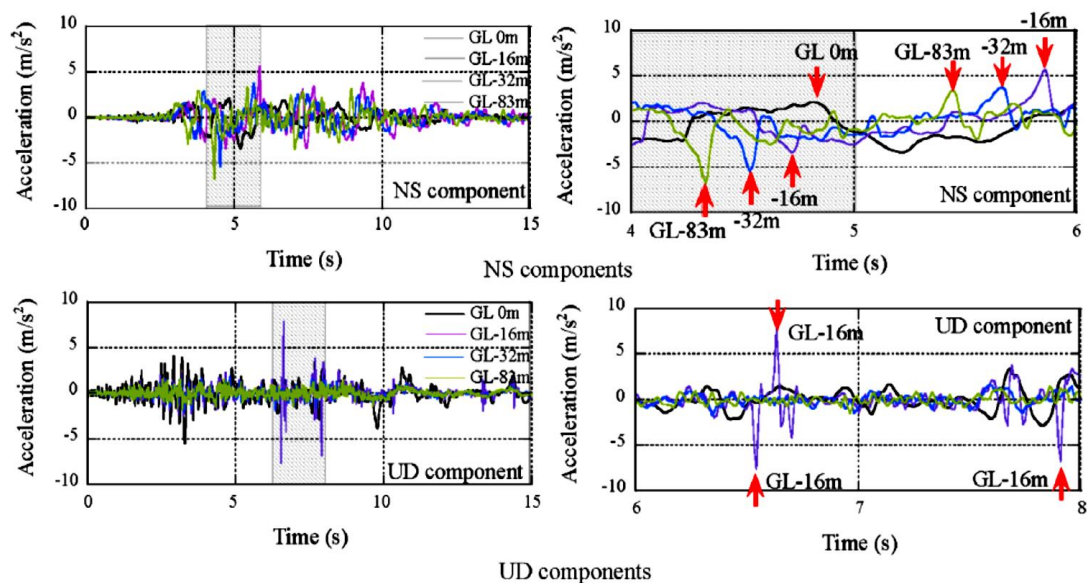
مکانیزم رخداد موج تکانه ای ممکن است به سبب تغییر شکل موضعی در مرز لایه پر شده در تراز ۲۰- متر باشد که در شرایط خاک در شکل (۲-۱۶) قابل مشاهده است.



شکل ۲-۱۶- شرایط خاک منطقه [۱۳]

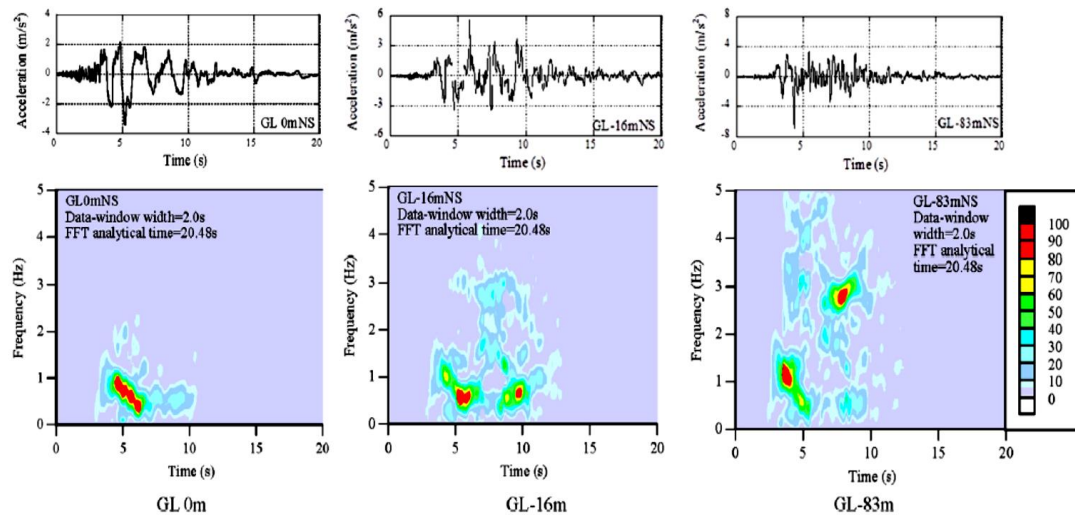
شکل ۲-۱۵- پاسخ حداکثر مولفه های شتاب [۱۳]

شکل (۲-۱۷) نشانگر نمودار تغییرات شتاب بر حسب زمان مولفه های شمال جنوب و قائم در اعماق مختلف در دو حالت کل زمان زمین لرزه و پنجره زمانی ۲ ثانیه ای در محدوده زمانی ۲ ثانیه در اطراف PGA می باشد که پروفیل های شتاب در ترازهای سطح زمین، ۱۶- متر، ۳۲- متر و ۸۳- متر با یکدیگر مقایسه شده اند.

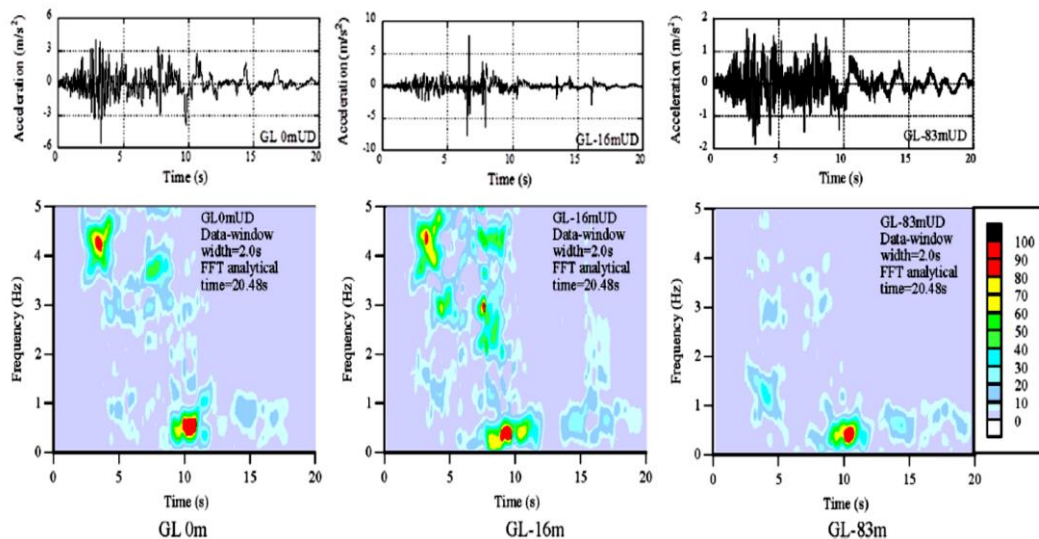


شکل ۲-۱۷- مقایسه پروفیل های شتاب در چهار تراز زمین [۱۳]

طیف‌های فوریه پنجره‌ای مربوط به اطلاعات لرزه‌ای ثبتی شکل (۲-۱۷) توام با پروفیل شتاب در اعماق سطح زمین، ۱۶- متر و ۸۳- متر مربوط به مولفه‌های شمال- جنوب و قائم به ترتیب در اشکال (۲-۱۸) و (۲-۱۹) نشان داده شده‌اند [۱۳].



شکل ۲-۱۸- طیف های فوریه غیرایستای مولفه شمال- جنوب [۱۳]



شکل ۲-۱۹- طیف های فوریه غیرایستای مولفه قائم [۱۳]

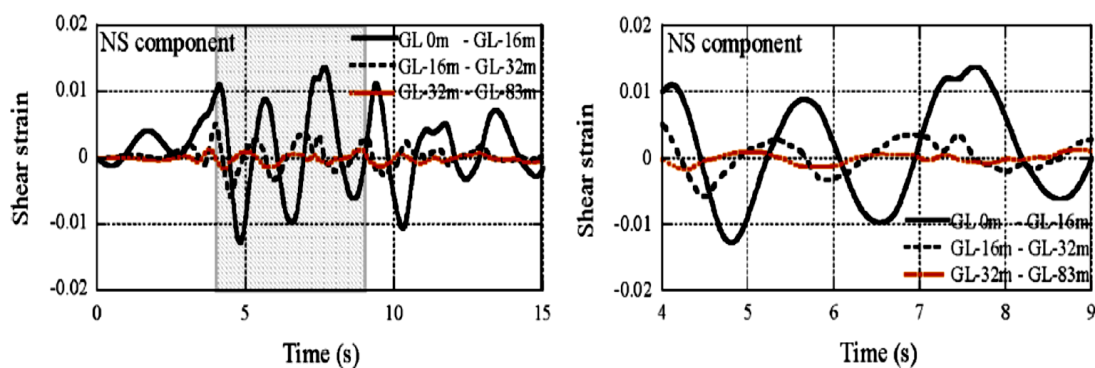
مقاطع کرنش برشی به مانند تنش های مقاطع تغییر مکان درون طبقه ای به وسیله فاصله نسبی از نقاط دید مجاور محاسبه می شوند (شکل ۲-۲۰). مقاطع کرنش برشی از ثانیه چهارم تا نهم به منظور

ارزیابی دامنه و حالت آن در راستای عمق بزرگنمایی شده است. با نزدیکی به سطح زمین دامنه افزایش می یابد و تاخیر در فاز ایجاد می شود [۱۳].

مقادیر حداکثر کرنش برشی در جدول (۲-۴) لیست شده اند. مقدار حداکثر کرنش برشی ۰/۰۱۳۸ در مولفه شمال- جنوب در محدوده تراز صفر تا ۱۶- متر می باشد. نرخ زوال سختی خاک از سطح زمین تا تراز ۱۶- متر به میزان ۹۰ درصد سختی اولیه تخمین زده می شود که با مقدار محاسبه شده به وسیله تغییر فرکانسی فرکانس غالب منطبق است [۱۱].

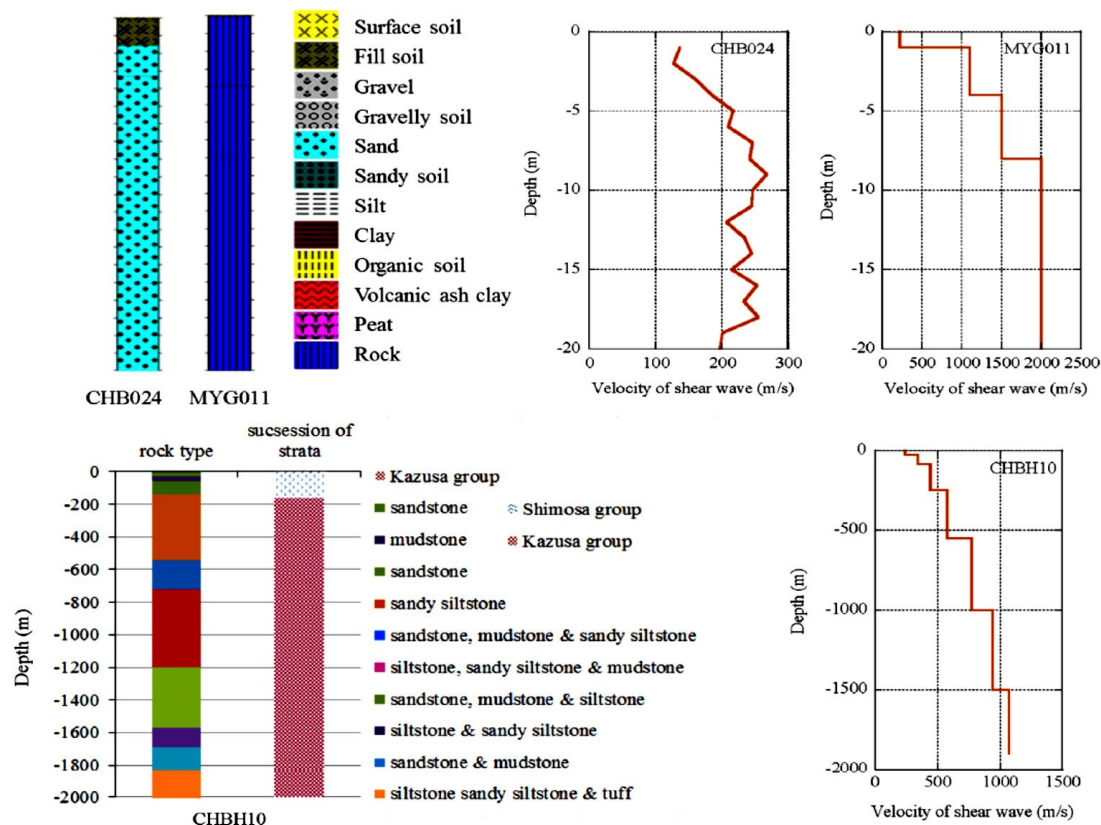
جدول ۲-۴- کرنش برشی حداکثر طبقات گوناگون داخل خاک [۱۳]

| Depth        | NS     | EW     | UD     |
|--------------|--------|--------|--------|
| GL 0 m-16 m  | 0.0138 | 0.0104 | 0.0070 |
| GL-16 m-32 m | 0.0058 | 0.0050 | 0.0035 |
| GL-32 m-83 m | 0.0017 | 0.0020 | 0.0002 |



شکل ۲-۲۰- پروفیل های کرنش برشی [۱۳]

در قسمت بعد تخریب ناشی از روانگرایی در ناحیه خلیج چیا مورد بررسی قرار می گیرد. در این مطالعه اطلاعات لرزه ای ایستگاه CH024 (ایناژ) که در آن امواج تکانه ای منفرد پس از زمین لرزه اصلی مشاهده شدند، بررسی می شوند. گمانه ای به عمق ۱۹۳۵ متر حفر گردید و به کمک آن مشخصات و شرایط لایه خاک ناحیه مشخص گردید و اطلاعات لرزه ای به دست آمده از آن به منظور ارزیابی بزرگی و دامنه پارامترها استفاده شدند (شکل ۲-۲۱) [۱۱].



شکل ۲-۲۱- شرایط خاک و سرعت موج برشی [۱۳]

ایستگاه اندازه گیری MYG011 (اوشیکا) در نزدیکی کانون زمین لرزه با فاصله ۳۸ کیلومتر واقع شده است و شرایط زیر زمین ایستگاه MYG011 سنگ سخت با سرعت موج برشی بیش از ۱۰۰۰ متر بر ثانیه می باشد. شتاب های حداکثر پس لرزه از مقدار شتاب زمین لرزه اصلی (جدول ۲-۵) بزرگتر می باشند. از سویی شتاب های حداکثر زمین لرزه اصلی ده مرتبه بزرگتر از مقدار شتاب پس لرزه در ایستگاه لرزه نگاری CHBH10 (گمانه) می باشند [۱۳].

جدول ۲-۵- شتاب های حداکثر بر حسب امتداد [۱۳]

|          | Mainshock |       |       | Aftershock |        |       | Ratio of maximum value |       |        |
|----------|-----------|-------|-------|------------|--------|-------|------------------------|-------|--------|
|          | NS        | EW    | UD    | NS         | EW     | UD    | NS                     | EW    | UD     |
| MYG011   | 9.210     | 6.882 | 2.539 | 13.288     | 13.562 | 3.016 | 0.693                  | 0.507 | 0.842  |
| CHB024   | 2.321     | 2.033 | 0.856 | 0.218      | 0.216  | 0.105 | 10.660                 | 9.424 | 8.140  |
| CHBH10-S | 1.065     | 1.314 | 0.884 | 0.165      | 0.208  | 0.101 | 6.521                  | 6.317 | 8.737  |
| CHBH10-B | 0.412     | 0.369 | 0.272 | 0.035      | 0.038  | 0.027 | 11.909                 | 9.671 | 10.032 |

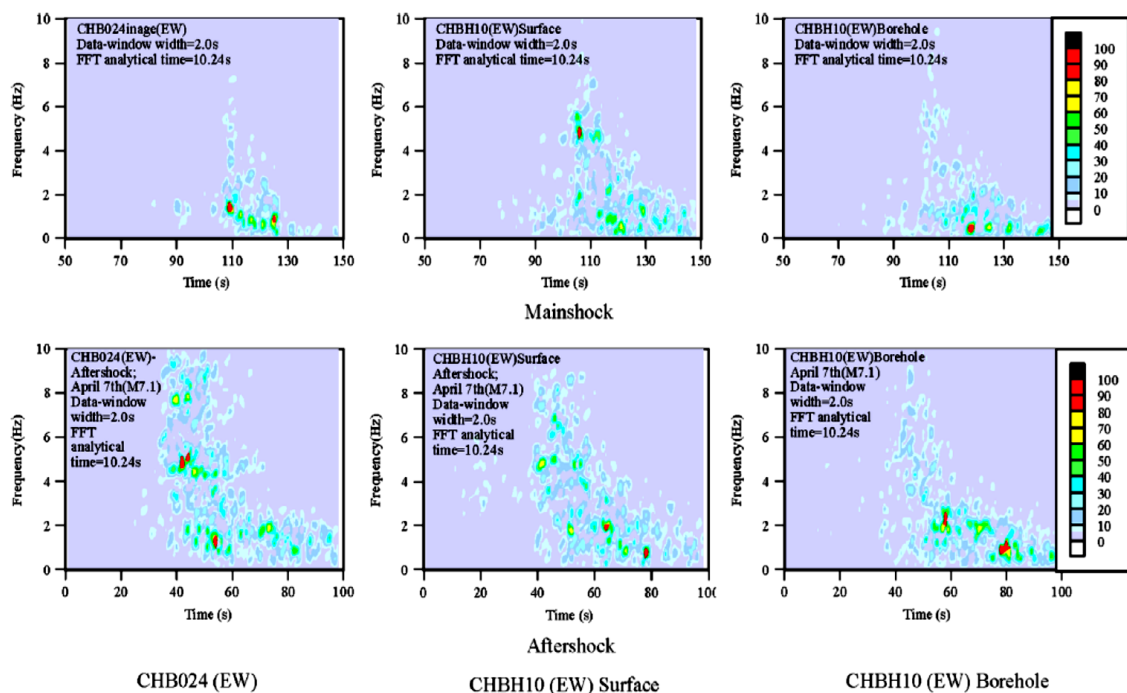
مقاطع اطلاعات لرزه ای ثبتی در ایستگاه گمانه (CHBH10) به وضوح با مقادیر ایستگاه MYG011 متفاوت است چرا که در پس لرزه ایستگاه CHBH10 تفاوت در زمان دریافت امواج اولیه و ثانویه حدود ۴۰ ثانیه است که به سبب فاصله زیاد از کانون زلزله می باشد. از طرفی زمان رخداد لرزش اصلی صد ثانیه است که به سبب تفاوت سرعت در هر فرکانس می باشد. مضاف بر اینکه این گونه استنباط می شود که موج منتشره ای که از کانون زمین لرزه می گذرد سبب تفاوت فاحشی در مشخصه های گسترش موج می شود. با کاهش فرکانس زمان دریافت موج به تاخیر می افتد. این ویژگی سبب تلفیق لرزش های اولیه و ثانویه در زمین لرزه اصلی در ایستگاه گمانه CHBH10 می شود [۱۳].

سه موج لرزه ای مولفه شرق- غرب به وسیله طیف های فوریه ناپایدار در شکل (۲-۲۲) تحلیل می شوند و طیف های با دامنه حداکثر در شکل (۲-۲۳) نشان داده شده اند. زمان تحلیل از ثانیه ۵۰ تا ۱۵۰ لرزش اصلی و صفر تا ۱۰۰ ثانیه پس لرزه می باشد و محدوده فرکانس تحلیل از صفر تا ۱۰ هرتز می باشد. ویژگی مولفه غالب این است که محدوده پراکندگی پس لرزه از لرزش اصلی گسترده تر است و زمان رخداد مولفه های غالب با کم شدن فرکانس بیشتر می شود. همچنین مولفه های غالب لرزش اصلی در محدوده فرکانس پائین تر متمرکز شده اند. فاکتورهای مربوط به توسعه لرزش در سطح زمین محل گمانه شرایط خاک در مسیر انتشار و لرزش رخ داده در گسل می باشند و در محل ایستگاه CH024 مربوط به روانگرایی می شود. نهایتاً اینکه وقوع روانگرایی یکی از علل اصلی شدت یافتن اطلاعات لرزه ای ثبتی می باشد [۱۳].

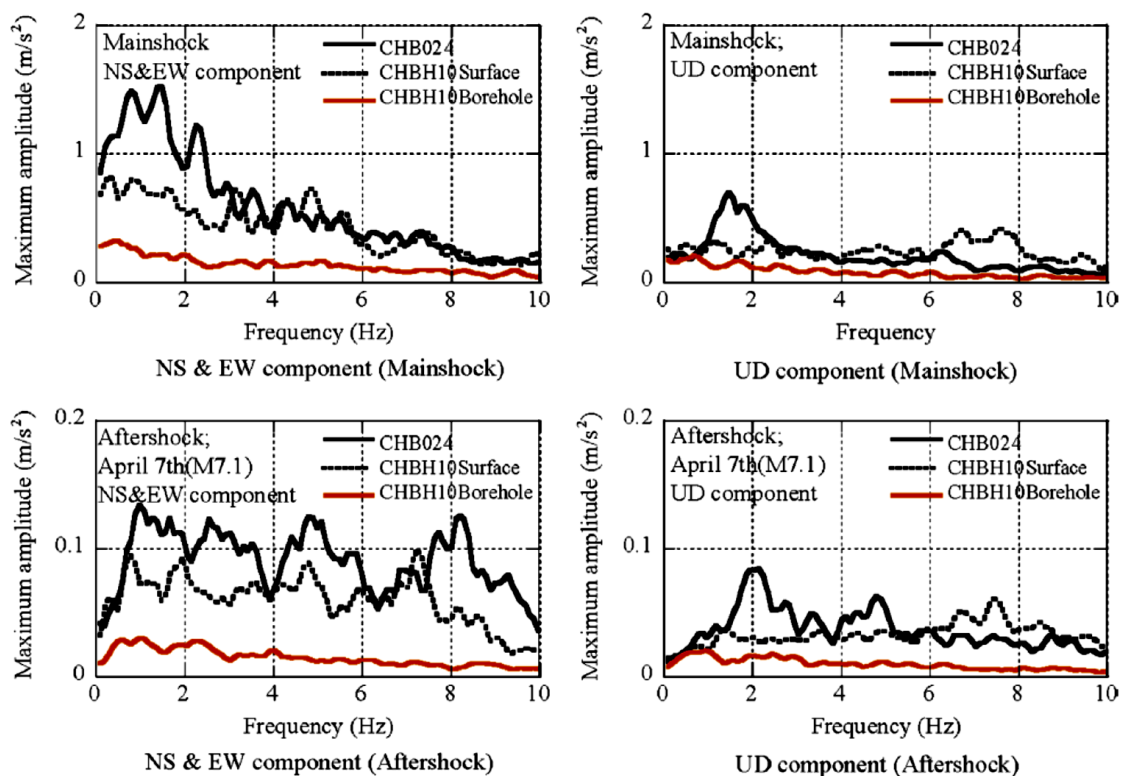
نرخ افزایش از رابطه زیر تعیین می شود که در شکل (۲-۲۴) نمایش داده شده است:

$$A_R(\omega_i) = \frac{(F_{max}^{ACC}(\omega_i))}{(F_{max}^{ACC}(\omega_i)_{\text{گمانه}})} \quad (2-29)$$



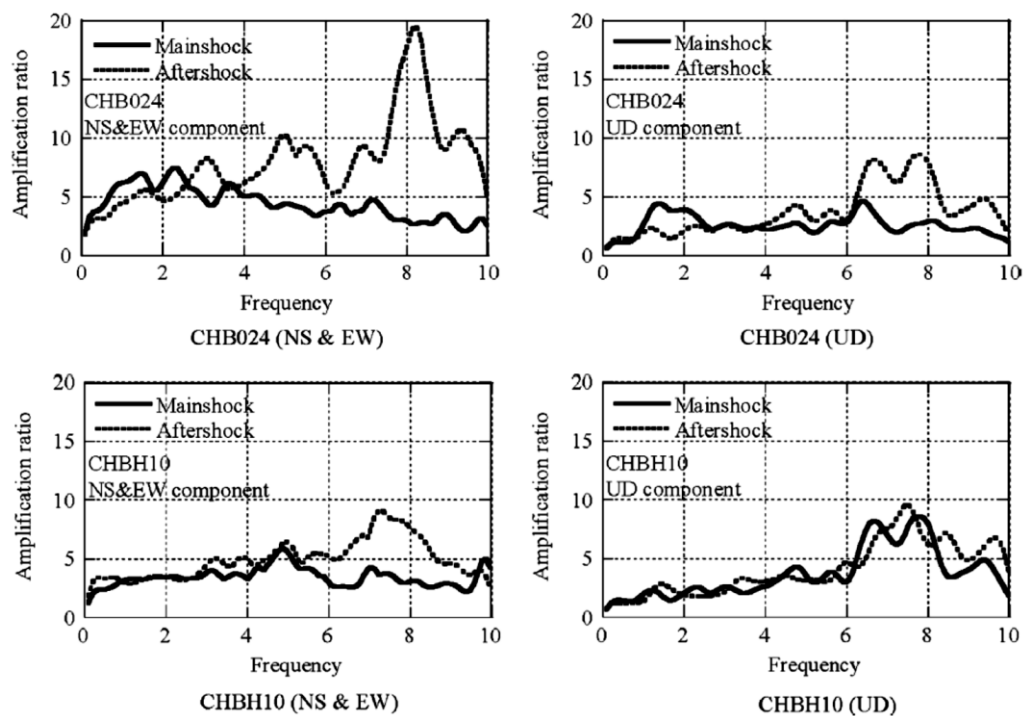


شکل ۲-۲۲- مقایسه طیف های فوریه غیرایستا [۱۳]



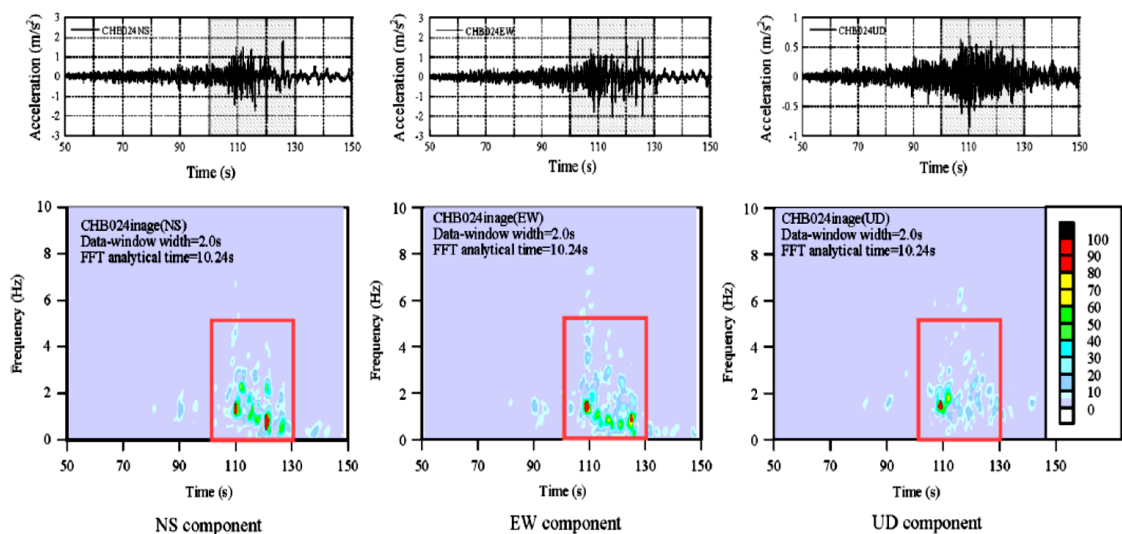
شکل ۲-۲۳- مقایسه طیف های دامنه حداکثر [۱۳]





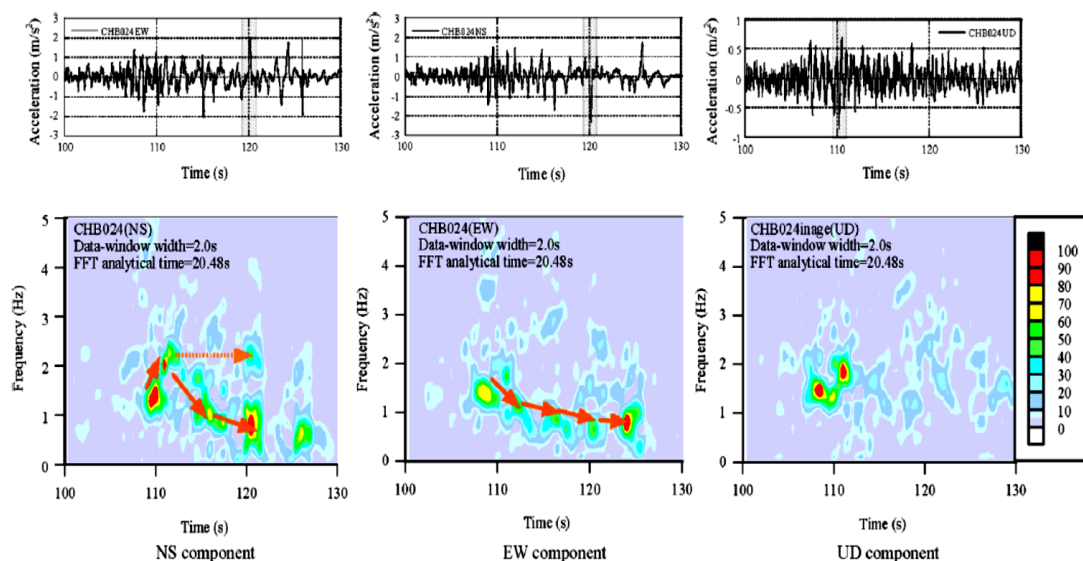
شکل ۲-۲۴- مقایسه طیف های نسبت دامنه [۱۳]

در بحث تحلیل موج تکانه ای به وسیله طیف های فوریه غیرایستا، اطلاعات لرزه ای ایستگاه CH024 از ثانیه ۵۰ تا ۱۵۰ توسط طیف های فوریه غیرایستا به منظور ارزیابی ویژگی مولفه های غالب با فرکانس نمونه ۰/۰۹۸ هرتز تحلیل می شوند (شکل ۲-۲۵). مولفه های غالب در محدوده زمان ۱۰۰ تا ۱۳۰ ثانیه پراکنده شده اند که در آن موج تکانه ای پس از لرزش اصلی اتفاق افتاد [۱۳].



شکل ۲-۲۵- دیدگاه کلی طیف های فوریه غیرایستا در ایستگاه CHB024 [۱۳]

به منظور ارزیابی مکانیزم رخداد موج ضربه ای طیف های فوریه ناپایدار با فرکانس نمونه ۰/۰۴۹ هرتز در محدوده زمانی ۱۰۰ تا ۱۳۰ ثانیه تحلیل شدند که در شکل (۲-۲۶) نشان داده شده است. در این اشکال نسبت نرم شوندگی به میزان ۰/۳۴۸ تخمین زده شد و نرخ زوال سختی خاک به کمک معادله ۲ به میزان ۸۸ درصد ارزیابی گردید [۱۳].



شکل ۲-۲۶- دیدگاه موضعی (محلی) طیف های فوریه غیرایستا در ایستگاه CHB024 [۱۳]

نتیجه گیری کلی اینکه در زلزله سال ۱۹۶۴ ژاپن پس از ارزیابی کاهش فرکانس به کمک طیف فوریه غیر ایستا نرخ زوال سختی خاک در حدود ۹۰ درصد تخمین زده شد. از طرفی در زمین لرزه سال ۱۹۹۵ کوبه ژاپن پس از محاسبه پروفیل های کرنش برش به وسیله تغییر مکان نسبی زیر زمین، به کمک رابطه مدول برشی- کرنش برشی نرخ زوال سختی خاک ۹۰ درصد تخمین زده شد که با روش تخمین تغییر فرکانس منطبق است. از سوی دیگر در زلزله سال ۲۰۱۱ تفاوت بین پروفیل های شتاب دو ایستگاه MYG011 و CHBH10 به سبب ویژگی انتشار مولفه های غالب می باشد مضاف بر اینکه موج تکانه ای پس از لرزش اصلی که پدیده تحرک تناوبی نامیده می شود نشان داد که موج ضربه ای به سبب مود ثانویه اتفاق افتاد [۱۳].

## ۲-۱۰- پایش روانگرایی خاک از اطلاعات حرکتی ثبت شده بزرگ مقیاس زمین

در سلسله بررسی های دیگری که توسط Kostadinov, Yamazaki [۱۴] در سال ۲۰۰۱ در انستیتو علوم صنعتی دانشگاه توکیو انجام شده است، ابتدا با مرور روش های موجود جهت پایش روانگرایی به وسیله اطلاعات لرزه ای ثبتی به آزمایش میزان اثر پارامترهای گوناگون حرکتی زمین که در روش های تخمین روانگرایی به کار برده می شوند و دلالت بر رخداد این پدیده دارند پرداخته و روشی جهت پایش روانگرایی که به طور همزمان محتویات فرکانس لحظه ای شتاب های افقی و قائم زمین را تحلیل می کند، پیشنهاد می شود. سپس عملکرد روش پیشنهادی با سایر روش ها مقایسه می شود. یکی از روش های موجود روش Suzuki است که دو مؤلفه شتاب افقی را پردازش می کند و قضاوت درباره وقوع یا عدم وقوع روانگرایی را به انجام می رساند که بر اساس پارامترهای زیر انجام می شود [۱۴].

(۱) شتاب حداکثر افقی زمین یا PGA که بر اساس مطالعات Seed and Idriss وقوع روانگرایی در PGA بیشتر از صد متر بر مجذور ثانیه محتمل است.

(۲) حداکثر شدت طیف یا SI که از رابطه زیر تعریف می شود:

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, \xi) dT \quad (30-2)$$

در شرایطی که  $S_v$  طیف پاسخ سرعت نسبی یک سیستم یک درجه آزادی برای نسبت میرایی  $\xi$  معادل با ۲۰ درصد مقدار بحرانی می باشد و  $T$  دوره تناوب غیر میرای ارتعاش است. بر طبق مطالعات Towata et al. وقتی SI در سطح زمین از ۱۳ سانتی متر بر ثانیه کمتر باشد روانگرایی در محل رخ نمی دهد [۱۴].

(۳) تغییر مکان افقی حداکثر زمین ( $D_c$ ) که طبق نظریه پیشنهادی Towata et al. از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$D_c = \frac{2(SI)^2}{PGA} \quad (31-2)$$

که در اینجا  $D_c$  تغییر مکان به سبب ارتعاش هم ساز یا هارمونیک می باشد و نشانگر تغییر مکان دائمی خاک روانگرا شده نیست. در سایت های روانگرا شده مقدار این پارامتر نسبتاً بزرگ است.

۴) دوره تناوب گذرا از مبدا  $(T_{z,a})$  که به صورت زیر تعریف می شود.

$$T_{z,a} = \frac{2T}{n} \quad (32-2)$$

که  $T$  فاصله زمانی و  $n$  تعداد شتاب گذرا از مبدا می باشد. پریود گذرا از مبدا در پنجره های زمانی به طول ۱۰ ثانیه با گام زمانی یک ثانیه در فاصله زمانی رخداد شتاب حداکثر و ده ثانیه پس از آن محاسبه می شود. سپس بزرگترین مقدار دو میان ده مقدار شناسایی و در نهایت  $T_{z,a}$  توسط دو پریود حداکثر دو مولفه شتاب افقی بیشینه تعیین می شود. اگر  $PGA$  بزرگتر یا مساوی ۱۰۰ سانتی متر بر مجذور ثانیه،  $SI_{max}$  بزرگتر یا مساوی ۲۰ سانتی متر بر ثانیه،  $D_c$  بزرگتر یا مساوی ۱۰ سانتی متر و  $2T_{z,a}$  بزرگتر یا مساوی ۲ ثانیه باشند وقوع روانگرایی مورد بررسی قرار می گیرد [۱۴].

یکی دیگر از روش های موجود در روش Miyajima است که در آن سه مولفه یک شتابنگار تحلیل می شود. این روش ۴ پارامتر زیر را ارزیابی می کند:

- ۱) نرخ حداکثر دامنه شتاب قائم به دامنه شتاب افقی  $(A_{v,max}/A_{H,max})$ . مشخص شده است که در سایت های روانگرا شده حداکثر این نسبت پس از وقوع  $PGA$  بزرگتر از ۲ رخ می دهد.
- ۲) نسبت قسمت با فرکانس کم به تمام ناحیه طیف دامنه فوریه  $(R_L)$  که دلالت بر میزان تحرک با فرکانس پائین در مولفه های شتاب افقی دارد و  $R_L$  متوسط دو نسبت مرتبط با دو مولفه افقی می باشد.

- ۳) فرکانس غالب میانگین گیری شده  $(F_{p,a})$  که به صورت متوسط گیری از دو مقدار میانگین مرتبط با هر مولفه شتاب افقی تعیین می شود که در سایت های روانگرا شده از یک هرتز تجاوز نمی کند.

- ۴) حداکثر نرخ کاهش فرکانس غالب  $(\Delta F_{p,max})$  که به صورت متوسط دو نرخ کاهش مرتبط با دو مولفه افقی تعریف می شود.

رخداد روانگرایی با یک سیستم امتیازدهی قضاوت می شود. اگر نسبت  $A_{v,max}/A_{H,max}$  بزرگتر یا مساوی ۲ باشد یک امتیاز،  $R_L$  بزرگتر یا مساوی ۰/۲۵ معادل یک امتیاز،  $F_{p,a}$  کوچکتر یا مساوی یک

هرتز و  $\Delta F_{p,max}$  کوچکتر از یک هرتز بر ثانیه معادل یک امتیاز و در نهایت  $F_{p,a}$  بزرگتر یا مساوی یک هرتز و  $\Delta F_{p,max}$  کوچکتر از یک هرتز بر ثانیه معادل ۰/۵ امتیاز می باشد. اگر مجموع امتیازات از ۲ کمتر باشد احتمال روانگرایی کم، اگر از ۲ بزرگتر و از ۳ کوچکتر باشد احتمال وقوع روانگرایی زیاد و در صورتی که معادل ۳ باشد احتمال رخداد روانگرایی خیلی زیاد قضاوت می شود [۱۴].

در روش دیگری که توسط Ozaki و Takada پیشنهاد گردیده است، دو مولفه شتاب افقی پردازش می شوند. در این روش پارامتر  $R_I$  یا نسبت شدت آریاس تاریخچه زمانی شتاب فیلتر شده به فیلتر نشده می باشد که شدت آریاس  $I_{xx}$  به صورت زیر تعریف می شود [۱۴].

$$I_{xx} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_0} a_x^2(t) dt \quad (۳۳-۲)$$

در شرایطی که  $a_x(t)$  تاریخچه زمانی شتاب زمین در راستای محور  $x$ ،  $T_0$  مدت زمان رخداد آن،  $g$  ثابت شتاب ثقلی و  $t$  بر زمان دلالت دارد. فیلتر مورد استفاده در این روش فیلتر کوتاه گذر با فرکانس قطع یک هرتز می باشد. حال اگر  $R_I$  از ۰/۳ کمتر باشد روانگرایی رخ نمی دهد اگر بزرگتر یا مساوی ۰/۳ و کوچکتر از ۰/۶ باشد روانگرایی محتمل و اگر بزرگتر یا مساوی ۰/۶ و کوچکتر یا مساوی یک باشد روانگرایی رخ می دهد [۱۴].

در مطالعه حاضر بر روی اطلاعات ثبتي نواحی با PGA بزرگتر از ۱۵۰ سانتی متر بر مجذور ثانیه و PGV بزرگتر از ۱۵ سانتی متر بر ثانیه تمرکز شده است. همچنین سایت هایی که اطلاعاتشان ثبت شده است بر حسب رخداد روانگرایی به سبب یک زمین لرزه خاص به سه دسته تقسیم می شوند:

(۱) سایت های روانگرا شده

(۲) سایت های مشکوک به روانگرایی تا عمق ۵۰ متر

(۳) سایت های روانگرا نشده تا عمق ۵۰ متر

مجموعه داده ها شامل ۷۴ سایت بدون هیچ ساخت و ساز، ۶ نقطه پست و عمیق و ۳ زمین دارای ساخت و ساز از اطلاعات ثبتي زمین لرزه های ژاپن، آمریکا و مکزیک می باشد [۱۴].

اطلاعات لرزه ای در این بررسی به چهار دسته طبقه بندی شده اند: دسته اول سایت های روانگرا شده نواحی خالی از ساخت و ساز یا LF، دسته دوم سایت های روانگرا شده نواحی دارای سازه با LS، دسته سوم نواحی بدون ساخت و ساز مشوک به روانگرایی و دسته چهارم سایت های غیرروانگرا در نواحی بدون ساخت و ساز یا NF می باشند. جدول (۲-۶) نشانگر کلیه مجموع اطلاعات ثبتی و مقادیر PGV و PGA مرتبط می باشد [۱۴].

عموماً پارامترهای حرکتی زمین به ۴ گروه طبقه بندی می شوند: دامنه، فرکانس، انرژی و زمان رخداد. شکل (۲-۲۷) نشانگر پارامترهای استفاده شده در روش های پایش روانگرایی بر حسب پارامترهای ذکر شده می باشد. مشخص می شود که طول زمان رخداد حرکات زمین در وقوع روانگرایی موثر است ولی عامل تعیین کننده نمی باشد. میزان توانایی پارامترهای حرکتی زمین در روش های قضاوت درباره وقوع روانگرایی در هر دو نوع سایت روانگرا و غیر روانگرا شده توسط مجموعه ای از داده ها تحلیل می شوند از تحلیل مشخص می شود که پارامترهای مرتبط با فرکانس کارآمدترین در بین سه گروه از پارامترهای حرکتی زمین که در جستجوی رخداد روانگرایی به کار می روند، می باشند. پارامترهای فرکانس همواره با پارامترهای دامنه یا انرژی ترکیب می شوند که شدت لرزش زمین را که به بزرگی تنش های ناشی از روانگرایی در خاک مرتبط می شود اندازه گیری می کنند [۱۴].

جدول ۶-۲- اطلاعات لرزه ای ثبت شده مورد استفاده در این مطالعه [۱۴]

| No. | Site                                                                        | PGA                        |                            |                            |                                       | PGV<br>Vector<br>sum<br>(cm/s) | Record<br>type* | Lique-<br>faction | Reference<br>for<br>lique-<br>faction |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-----------------|-------------------|---------------------------------------|
|     |                                                                             | EW<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | NS<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | UD<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | Vector<br>sum<br>(cm/s <sup>2</sup> ) |                                |                 |                   |                                       |
| 1   | <i>Niigata Earthquake 16/06/1964</i><br>Kawagishi-cho                       | 170.86                     | 128.92                     | 55.84                      | 186.06                                | 65.1                           | S               | LIQ               | [19]                                  |
| 2   | <i>Tokachi-Oki Earthquake 11/05/1968</i><br>Aomori Harbor                   | 196.53                     | 227.31                     | 156.38                     | 275.91                                | 39.9                           | F               | LIQ               | [20]                                  |
| 3   | Hachinohe Harbor                                                            | 206.21                     | 311.73                     | 135.45                     | 312.76                                | 39.1                           | F               | NON               |                                       |
| 4   | Muroran Harbor                                                              | 155.35                     | 221.50                     | 113.36                     | 229.62                                | 35.7                           | F               | NON               |                                       |
| 5   | <i>Miyagiken-Oki Earthquake 12/06/1978</i><br>Shiogama Harbor               | 288.17                     | 314.33                     | 213.86                     | 316.12                                | 53.6                           | F               | NON               |                                       |
| 6   | <i>Nihonkai-Chibu Earthquake 26/05/1983</i><br>Akita-S                      | 205.45                     | 190.09                     | 40.93                      | 222.42                                | 37.4                           | F               | NON               | [21]                                  |
| 7   | Hachirogata                                                                 | 144.36                     | 165.51                     | 131.84                     | 177.36                                | 72.9                           | F               | LIQ               |                                       |
| 8   | <i>Michoacan, Mexico Earthquake 19/09/1985</i><br>C. de Abastos Frigorifico | 94.62                      | 80.53                      | 27.24                      | 109.68                                | 38.3                           | F               | NON               |                                       |
| 9   | Caleta de Campo                                                             | 138.49                     | 137.84                     | 88.35                      | 140.14                                | 20.7                           | F               | NON               |                                       |
| 10  | SC&T                                                                        | 167.92                     | 97.97                      | 36.64                      | 187.61                                | 63.6                           | F               | NON               |                                       |
| 11  | Tacubaya, D.F.                                                              | 33.23                      | 34.40                      | 19.16                      | 36.97                                 | 10.4                           | F               | NON               |                                       |
| 12  | Tlahuac Bombas                                                              | 106.67                     | 135.88                     | 23.98                      | 137.90                                | 68.6                           | F               | NON               |                                       |
| 13  | <i>Superstition Hills Earthquake 24/11/1987</i><br>Wildlife GL              | 179.52                     | 201.15                     | 414.81                     | 206.60                                | 30.6                           | F               | LIQ               | [22]                                  |
| 14  | Wildlife GL -7.5                                                            | 103.29                     | 168.63                     | 99.67                      | 175.52                                | 22.0                           | D               | NON               |                                       |
| 15  | <i>Chibaken-Toho-Oki Earthquake 17/12/1987</i><br>Chiba Array, IIS          | 213.60                     | 327.06                     | 124.77                     | 329.33                                | 15.5                           | F               | NON               |                                       |
| 16  | Katsuura (KT552), NIED                                                      | 189.38                     | 209.04                     | 131.88                     | 257.34                                | 25.4                           | F               | NON               |                                       |
| 17  | Kisarazu (KT521), NIED                                                      | 357.44                     | 384.35                     | 62.05                      | 403.56                                | 30.9                           | F               | NON               |                                       |
| 18  | Mobara, Stokogyo                                                            | 419.72                     | 361.87                     | 132.18                     | 475.65                                | 35.3                           | F               | NON               |                                       |
| 19  | Narashino, Takenaka ED                                                      | 151.87                     | 242.63                     | 97.21                      | 242.63                                | 9.1                            | F               | NON               |                                       |
| 20  | <i>Loma Prieta Earthquake 18/10/1989</i><br>Agnew, Agnews State Hospital    | 157.57                     | 163.08                     | 82.25                      | 178.44                                | 31.6                           | F               | NON               |                                       |
| 21  | Capitola, Fire Station                                                      | 390.79                     | 462.92                     | 500.05                     | 541.69                                | 41.1                           | F               | NON               |                                       |
| 22  | Corralitos, Eureka Canyon Rd.                                               | 469.38                     | 617.70                     | 431.06                     | 634.07                                | 56.6                           | F               | NON               |                                       |
| 23  | Emeryville, 6363 Christie Ave                                               | 254.69                     | 210.33                     | 58.52                      | 255.53                                | 45.2                           | F               | NON               |                                       |
| 24  | Foster City, Redwood Shores                                                 | 277.61                     | 252.63                     | 100.99                     | 297.60                                | 46.9                           | F               | NON               |                                       |
| 25  | Gilroy #1, Gavilan College                                                  | 433.62                     | 426.61                     | 206.36                     | 436.07                                | 39.2                           | F               | NON               |                                       |
| 26  | Hollister, South St and Pine Drive                                          | 174.55                     | 361.90                     | 193.21                     | 364.93                                | 62.5                           | F               | NON               |                                       |
| 27  | Santa Cruz, UCSC/Lick Lab.                                                  | 401.54                     | 433.12                     | 324.57                     | 491.95                                | 22.1                           | F               | NON               |                                       |
| 28  | Saratoga, Aloha Ave.                                                        | 316.19                     | 494.45                     | 353.35                     | 497.30                                | 56.3                           | F               | NON               |                                       |
| 29  | SF, International Airport                                                   | 325.80                     | 230.77                     | 63.31                      | 378.08                                | 34.3                           | F               | NON               |                                       |
| 30  | SF, Presidio                                                                | 194.87                     | 97.91                      | 56.22                      | 195.59                                | 34.4                           | F               | NON               |                                       |
| 31  | Treasure Island                                                             | 155.85                     | 97.94                      | 15.86                      | 158.72                                | 34.3                           | F               | SUS               | [23]                                  |
| 32  | <i>Kushiro-Oki Earthquake 15/01/1993</i><br>Hanasaki-F                      | 158.37                     | 146.92                     | 93.29                      | 169.96                                | 9.7                            | F               | NON               |                                       |
| 33  | Kushiro, JMA                                                                | 919.13                     | 814.72                     | 465.33                     | 1024.07                               | 71.2                           | F               | NON               |                                       |
| 34  | Kushiro-G                                                                   | 343.93                     | 467.78                     | 342.40                     | 467.82                                | 62.1                           | F               | SUS               | [24]                                  |
| 35  | Kushiro-GB                                                                  | 264.58                     | 204.43                     | 109.54                     | 280.85                                | 19.5                           | D               | NON               |                                       |
| 36  | Nemuro, JMA                                                                 | 215.73                     | 195.88                     | 85.63                      | 216.10                                | 12.8                           | F               | NON               |                                       |
| 37  | Tokachi-M                                                                   | 319.51                     | 406.38                     | 223.65                     | 408.76                                | 19.3                           | F               | NON               |                                       |
| 38  | Urakawa, JMA                                                                | 264.68                     | 224.43                     | 65.12                      | 281.82                                | 29.4                           | F               | NON               |                                       |
| 39  | Urakawa-S                                                                   | 170.22                     | 317.14                     | 87.87                      | 322.09                                | 21.2                           | F               | NON               |                                       |
| 40  | <i>Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake 12/07/1993</i><br>Hakodate-F              | 115.14                     | 118.28                     | 61.53                      | 144.85                                | 33.2                           | F               | NON               |                                       |
| 41  | Hakodate-FB                                                                 | 59.75                      | 71.00                      | 45.87                      | 71.01                                 | 16.4                           | D               | NON               |                                       |
| 42  | Hakodate-M                                                                  | 148.80                     | 145.42                     | 87.25                      | 151.79                                | 32.4                           | F               | NON               |                                       |
| 43  | Suttsu, JMA                                                                 | 202.18                     | 215.97                     | 50.98                      | 216.65                                | 16.0                           | F               | NON               |                                       |
| 44  | <i>Northridge Earthquake 17/01/1994</i><br>LA, Bell Postal Facility, Ground | 154.20                     | 260.35                     | 81.64                      | 272.63                                | 17.4                           | F               | NON               |                                       |
| 45  | LA, Griffith Observatory                                                    | 291.10                     | 163.78                     | 142.92                     | 291.94                                | 28.5                           | F               | NON               |                                       |



ادامه جدول ۲-۶- اطلاعات لرزه ای ثبت شده مورد استفاده در این مطالعه [۱۴]

| No.                                                 | Site                             | PGA                        |                            |                            |                                    | PGV   | Record type* | Liquefaction | Reference for liquefaction |
|-----------------------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------------|-------|--------------|--------------|----------------------------|
|                                                     |                                  | EW<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | NS<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | UD<br>(cm/s <sup>2</sup> ) | Vector sum<br>(cm/s <sup>2</sup> ) |       |              |              |                            |
| 46                                                  | LA, Sepulveda Canyon, Ground     | 462.06                     | 257.63                     | 150.34                     | 470.11                             | 28.3  | F            | NON          |                            |
| 47                                                  | LA, Wadsworth VA Hosp., South    | 297.95                     | 382.94                     | 144.96                     | 471.31                             | 39.2  | F            | NON          |                            |
| 48                                                  | Newhall, LA County Fire Station  | 571.62                     | 578.19                     | 537.35                     | 731.84                             | 119.1 | F            | NON          |                            |
| 49                                                  | Pasadena, 535 South Wilson Ave.  | 141.08                     | 161.41                     | 102.63                     | 161.80                             | 10.9  | F            | NON          |                            |
| 50                                                  | Tarzana, Cedar Hill Nursery      | 1744.53                    | 970.74                     | 1027.51                    | 1965.20                            | 114.7 | F            | NON          |                            |
| 51                                                  | Topanga, Fire Station, Ground    | 193.65                     | 326.52                     | 201.17                     | 358.81                             | 17.7  | F            | NON          |                            |
| 52                                                  | Santa Monica City Hall, Ground   | 865.97                     | 362.62                     | 227.67                     | 866.34                             | 41.7  | F            | NON          |                            |
| 53                                                  | Sylmar County Hospital           | 592.64                     | 826.76                     | 524.99                     | 827.35                             | 131.2 | F            | NON          |                            |
| <i>Hokkaido-Toho-Oki Earthquake 04/10/1994</i>      |                                  |                            |                            |                            |                                    |       |              |              |                            |
| 54                                                  | Kushiro, JMA                     | 473.38                     | 454.96                     | 192.92                     | 561.31                             | 37.6  | F            | NON          |                            |
| 55                                                  | Nemuro, JMA                      | 330.33                     | 369.05                     | 183.48                     | 414.02                             | 31.4  | F            | NON          |                            |
| 56                                                  | Tomakomai, JMA                   | 81.13                      | 102.80                     | 30.09                      | 105.45                             | 10.4  | F            | NON          |                            |
| 57                                                  | Urakawa, JMA                     | 144.48                     | 114.82                     | 38.90                      | 181.06                             | 15.4  | F            | NON          |                            |
| <i>Sanriku-Haruka-Oki Earthquake 28/12/1994</i>     |                                  |                            |                            |                            |                                    |       |              |              |                            |
| 58                                                  | Hachinohe, JMA                   | 488.39                     | 602.31                     | 94.11                      | 673.32                             | 31.9  | F            | NON          |                            |
| <i>Hyogoken-Nanbu Earthquake 17/01/1995</i>         |                                  |                            |                            |                            |                                    |       |              |              |                            |
| 59                                                  | Amagasaki Bridge GR-2            | 293.90                     | 264.64                     | 324.02                     | 340.68                             | 57.4  | F            | SUS          | †                          |
| 60                                                  | Amagasaki-G                      | 498.51                     | 324.24                     | 310.32                     | 499.56                             | 61.5  | F            | LIQ          | [25]                       |
| 61                                                  | Amagasaki No.3 P.P., KE          | 353.62                     | 226.63                     | 373.38                     | 366.00                             | 58.9  | F            | LIQ          | [26]                       |
| 62                                                  | Gen. Tech. Research Inst. GL, KE | 647.50                     | 298.60                     | 205.04                     | 687.51                             | 58.1  | F            | NON          |                            |
| 63                                                  | Higashi-Kobe Bridge              | 280.72                     | 327.31                     | 394.84                     | 411.52                             | 99.2  | F            | LIQ          | [27]                       |
| 64                                                  | Inagawa GR-1, PWRI               | 417.26                     | 421.56                     | 361.35                     | 467.95                             | 41.1  | F            | NON          |                            |
| 65                                                  | Kobe, JMA                        | 617.34                     | 818.01                     | 332.24                     | 847.88                             | 105.3 | F            | NON          |                            |
| 66                                                  | Kobe-Dai8-G                      | 389.58                     | 686.09                     | 341.32                     | 726.63                             | 189.4 | S            | LIQ          | [28]                       |
| 67                                                  | Kobe-JI-S                        | 229.73                     | 524.78                     | 445.87                     | 583.30                             | 110.9 | F            | LIQ          | [29]                       |
| 68                                                  | Kobe University, CEORCA          | 307.69                     | 276.06                     | 454.37                     | 324.24                             | 57.2  | F            | NON          |                            |
| 69                                                  | JR Nishi Akashi Station          | 454.75                     | 473.70                     | 380.14                     | 506.99                             | 47.8  | F            | NON          |                            |
| 70                                                  | Port Island GL                   | 284.34                     | 341.22                     | 555.91                     | 426.54                             | 103.2 | F            | LIQ          | [30]                       |
| 71                                                  | Port Island GL-16                | 543.19                     | 564.88                     | 789.59                     | 636.79                             | 88.4  | D            | LIQ          | [31]                       |
| 72                                                  | Port Island GL-32                | 461.72                     | 543.59                     | 200.00                     | 713.22                             | 85.0  | D            | SUS          | [31]                       |
| 73                                                  | Port Island GL-83                | 302.59                     | 678.78                     | 186.69                     | 723.22                             | 72.9  | D            | NON          |                            |
| 74                                                  | Rokko Island City, B3, B1F       | 195.59                     | 319.56                     | 507.75                     | 386.03                             | 74.8  | S            | SUS          | [29]                       |
| 75                                                  | Shin Kobe S.S., KE               | 584.25                     | 510.73                     | 495.33                     | 688.11                             | 102.6 | F            | NON          |                            |
| 76                                                  | Tadaoka, CEORCA                  | 190.99                     | 290.01                     | 129.19                     | 293.16                             | 24.7  | F            | NON          |                            |
| 77                                                  | JR Takarazuka Station            | 683.63                     | 600.94                     | 418.20                     | 690.44                             | 97.6  | F            | NON          |                            |
| 78                                                  | JR Takatori Station              | 656.98                     | 605.55                     | 279.31                     | 742.74                             | 156.8 | F            | SUS          | [29]                       |
| 79                                                  | Yotsubashi GR-1, PWRI            | 329.60                     | 251.63                     | 223.06                     | 362.33                             | 30.5  | F            | NON          |                            |
| <i>Kagoshimaken-Hokuseibu Earthquake 13/05/1997</i> |                                  |                            |                            |                            |                                    |       |              |              |                            |
| 80                                                  | Akune (KGS004)                   | 124.98                     | 155.81                     | 99.67                      | 173.46                             | 18.5  | F            | NON          |                            |
| 81                                                  | Miyanojoh (KGS005)               | 901.05                     | 902.10                     | 287.59                     | 976.57                             | 46.8  | F            | NON          |                            |
| 82                                                  | Ohkuchi (KGS003)                 | 176.32                     | 172.08                     | 63.94                      | 187.45                             | 10.3  | F            | NON          |                            |
| 83                                                  | Sendai (KGS007)                  | 317.53                     | 300.46                     | 149.39                     | 340.30                             | 32.2  | F            | NON          |                            |

\* S — Structure, F — Free field, D — downhole,

\*\* LIQ — liquefied, SUS — suspicious, NON — non-liquefied.

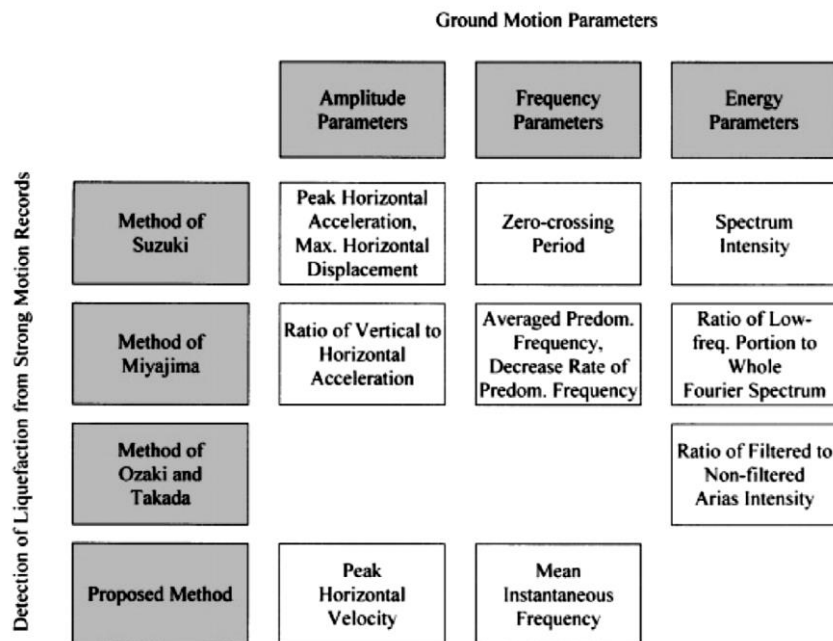
† Contacted PWRI.

از آنجا که امواج لرزه ای عموماً از یک امتداد قائم در نزدیک به سطح زمین می رسند بنابراین پیشنهاد

می شود که تحلیل رفتار فرکانس لرزه ای هر دو شتاب افقی و قائم به طور همزمان انجام شود. اینکه

امواج فرکانس در طول زمان تغییر می کنند موضوع تحلیل زمان- فرکانس می باشد [۱۴].





شکل ۲-۲۷- پارامترهای حرکتی زمین به کار رفته در روش های پایش روانگرایی [۱۴]

در این مطالعه فرکانس آنی متوسط (MIF) به صورت زیر تعریف می شود:

$$MIF(t) = \frac{\int f P(t,f) df}{\int P(t,f) df} \quad (۳۴-۲)$$

که  $P(t, f)$  نمایشگر فرکانس- زمان تاریخچه زمانی شتاب،  $t$  زمان و  $f$  فرکانس می باشد. به منظور نمایش فرکانس- زمان از (طیف نگار) تبدیل فوریه پنجره ای استفاده می شود. به عبارتی دیگر فرکانس متوسط طیف انرژی پنجره در حال حرکت محاسبه می شود. به دلیل اینکه این پارامتر یک متوسط وزنی تمام فرکانس های حاضر در یک لحظه می باشد، MIF قادر به تعیین کمی تناوب فرکانس در اطلاعات ثبتي شتاب زمین از سایت های روانگرا شده می باشد. در محاسبه فوریه پنجره ای یک پنجره ۲۵۶ نقطه ای برای شتاب های ثبتي با افزایش زمانی ۰/۰۱ ثانیه فراهم شده است. با محاسبه MIF لحظه هایی از زمان مشخص می شود که مولفه های افقی شتاب با مقدار نسبتاً پائین و مولفه قائم شتاب با مقدار نسبتاً بالا را دارا می باشند. مدت زمان رخداد این حالت به عنوان یک عامل دال بر روانگرایی خاک در نظر گرفته می شود. مقادیر حدی MIF به شیوه عملی تعیین می شوند. فرکانس حدی برای شتاب قائم بر روی ۳ هرتز تنظیم می شود. به منظور تفاوت گذاشتن بین سایت های روانگرا شده از

سایت های مشکوک به روانگرایی فرض شده است که افت فرکانس در سایت های روانگرا شده بیش از سایت های مشکوک به روانگرایی است و دو حد  $\frac{2}{3}$  هرتز برای شتاب افقی سایت های روانگرا و ۱ هرتز برای سایت های مشکوک به روانگرایی معرفی می شوند. حداقل زمان کل طول کشیدن MIF با مقدار پائین در مولفه شتاب افقی و MIF با مقدار بالا در مولفه قائم بر روی ۰/۱ ثانیه تنظیم می شود [۱۴]. همچنین در این روش علاوه بر MIF، سرعت افقی حداکثر زمین (PGV) به کار برده می شود. در این روش از اتحاد PGV و MIF می توان درباره رخداد روانگرایی به صورت زیر قضاوت نمود:

(۱) اگر PGV بزرگتر یا مساوی ۱۰ سانتی متر بر ثانیه باشد و کل زمان رخداد دو شرط MIF افقی کوچکتر یا مساوی  $\frac{2}{3}$  هرتز و MIF قائم بزرگتر یا مساوی ۳ هرتز را در بیش از ۰/۱ ثانیه ارضاء کند، روانگرایی به وقوع می پیوندد.

(۲) اگر PGV بزرگتر یا مساوی ۱۰ سانتی متر بر ثانیه و تمام زمان وقوع دو شرط MIF افقی کوچکتر یا مساوی ۱ هرتز و MIF قائم بزرگتر یا مساوی ۳ هرتز در ۰/۱ ثانیه یا بیشتر ارضاء کند، سایت مشکوک به روانگرایی می باشد.

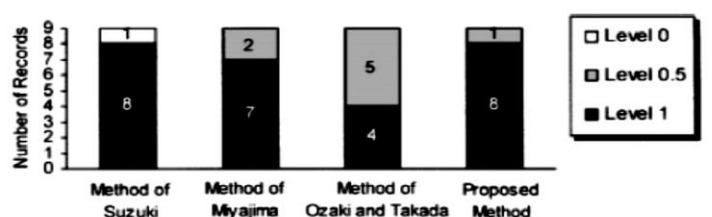
(۳) اگر شرایط بالا ارضاء نشد روانگرایی رخ نمی دهد.

به منظور مقایسه روش های گوناگون پایش روانگرایی، سطوح یکسانی از وقوع روانگرایی فرض می شوند که به عنوان Level 1، Level 0.5 و Level 0 نامگذاری می شوند. رابطه بین این سطوح و روش های پایش روانگرایی در جدول (۲-۷) به نمایش در آمده اند. نتایج مشاهدات هر اطلاعات ثبتی و روش مورد استفاده در شکل (۲-۲۸) نتیجه گیری شده اند. در شکل ۲۸-۲a قضاوت در مورد سایت های روانگرا شده در محیط های آزاد و در شکل های ۲۸-۲b، ۲۸-۲c و ۲۸-۲d به ترتیب قضاوت درباره سایت های روانگرا شده در محیط های دارای ساخت و ساز، سایت های مشکوک به روانگرایی در مناطق آزاد و سایت های غیرروانگرا در مناطق آزاد می باشند [۱۴].

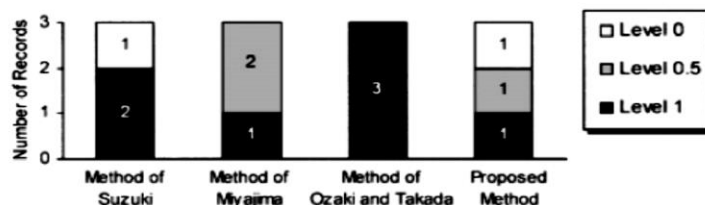
جدول ۲-۷- رابطه بین خروجی های روش ها و سطوح مقایسه [۱۴]

|           | Method of Suzuki | Method of Miyajima                     | Method of Ozaki and Takada | Proposed Method        |
|-----------|------------------|----------------------------------------|----------------------------|------------------------|
| Level 0   | No liquefaction  | Low possibility for liquefaction       | No liquefaction            | No liquefaction        |
| Level 0.5 | —                | High possibility for liquefaction      | Possible liquefaction      | Liquefaction suspicion |
| Level 1   | Liquefaction     | Very high possibility for liquefaction | Liquefaction               | Liquefaction           |

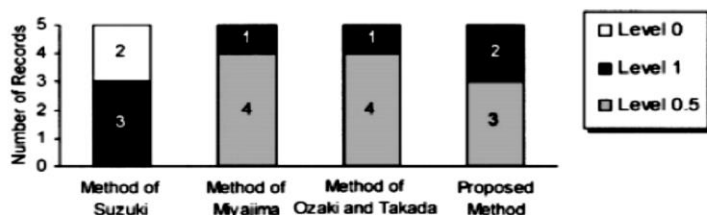
نتیجه گیری کلی از این مطالعه این است که روش پیشنهادی کارایی بیشتری در شناسایی سایت های عاری از ساخت و ساز دارد و به مانند روش Miyajima و روش Ozaki و Takada به خوبی تمامی سایت های روانگرا شده و مشکوک به روانگرایی در مناطق عاری از ساخت و ساز را شناسایی می کند [۱۴].



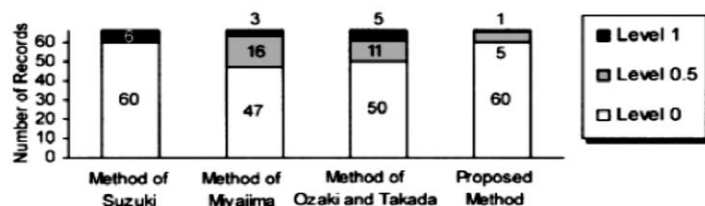
(a) Detection of liquefied-site free-field records



(b) Detection of liquefied-site structure records



(c) Detection of suspicious-site free-field records



شکل ۲-۲۸- پایش رخداد روانگرایی به وسیله روش های گوناگون [۱۴]

به علاوه روش پیشنهادی حدود ۹۰ درصد سایت های غیر روانگرا در نواحی آزاد را به مانند روش Suzuki شناسایی می کند. از سویی، بهترین پارامترهای حرکتی زمین جهت پایش روانگرایی از اطلاعات لرزه ای پارامترهای مرتبط با فرکانس هستند که وابسته به زمان می باشند. تغییر فرکانس در شتاب افقی زمین اصلی ترین دلیل بر وقوع روانگرایی است. پارامترهای مربوط به دامنه توانایی های شناخت متفاوتی را نشان می دهند ولی به عنوان یک قسمت مهم از روش های شناسایی روانگرایی به منظور تعیین شدت حرکات لرزه ای زمین کارآیی دارند. پارامترهای مربوط به انرژی هم بایستی به دقت به کار برده شوند چرا که منعکس کننده مشخصه های متعدد حرکت زمین هستند و اثر یک پارامتر می تواند اثر پارامتر دیگری را کم رنگ کند [۱۴].



## **فصل سوم**

### **مبانی، تئوری و تبدیلات موجکی**

### ۳-۱- مبانی تئوری موجک

انتقال سیگنال در حالت کلی از یک مبنا به مبنای دیگر به هر منظور که باشد به روش های مختلف امکان پذیر است. یکی از این روش ها تبدیل سیگنال زمان مبنا به فرکانس مبناست که در فصل قبل اشاره گردید و به تبدیل فوریه معروف است. روش های دیگر روش های فوریه پنجره ای و روش آنالیز موجک می باشند که روش آنالیز موجک مد نظر این پایان نامه است و در ادامه فصل به تفصیل به تاریخچه و تئوری آن پرداخته خواهد شد [۱۵].

#### ۳-۱-۱- تبدیل فوریه

در قرن نوزدهم (سال ۱۸۲۲) ریاضی دان فرانسوی جوزف فوریه نشان داد که هر تابع متناوب می تواند به صورت جمع بی نهایتی از توابع متناوب نمایی مختلط بیان شود. سال ها پس از آن فوریه این خاصیت فوق العاده (متناوب) توابع را کشف کرد. در سال ۱۹۶۵ یک الگوریتم تازه که تبدیل فوریه پنجره ای نامیده شد، توسعه یافت و بدین ترتیب تبدیل فوریه بیشتر عمومیت پیدا کرد [۱۵].

تبدیل فوریه یک سیگنال را به توابع نمایی مختلط و با فرکانس های مختلف تجزیه می کند و از نظر ریاضی به صورت زیر تعریف می شود:

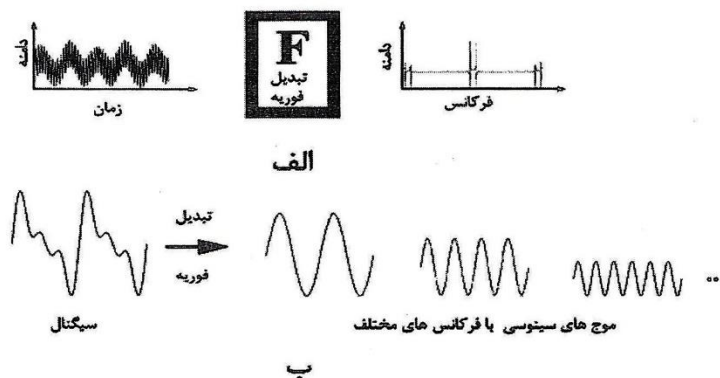
$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-j\omega t} dt \quad (۱-۳)$$

$$F(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(\omega)e^{-j\omega t} d\omega \quad (۲-۳)$$

در این معادله  $t$  زمان،  $\omega$  فرکانس زاویه ای ( $\omega = 2\pi f$ ) و  $f(t)$  سیگنال موردنظر است. توجه کنید که  $f(t)$  سیگنال در دامنه فرکانسی است. معادله (۱-۳) تبدیل فوریه تابع  $f(t)$  و معادله (۲-۳) معکوس تبدیل فوریه تابع  $f(t)$  می باشد. به  $f(t)$  سیگنال خام و به  $f(\omega)$  سیگنال پردازش شده می گوئیم.

تبدیل فوریه یک تبدیل برگشت پذیر می باشد به این معنی که می توان از سیگنال خام و پردازش شده (تبدیل شده) دیگری را بدست آورد. با وجود این در هر لحظه تنها یکی از آنها در دسترس هست یعنی اطلاعات فرکانس در سیگنال دامنه- زمان وجود ندارد و اطلاعات زمانی در سیگنال تبدیل شده قابل دسترس نیست. همان طور که ذکر شد تبدیل فوریه اطلاعات فرکانس را بدست می دهد بدین معنی

که چه مقدار از هر فرکانس در سیگنال وجود دارد اما از اینکه در چه زمانی این اجزا فرکانسی وجود دارند اطلاعاتی به ما نمی دهند. این اطلاعات هنگامی که سیگنال یک سیگنال ساکن باشد لازم نیستند. سیگنال هایی که فرکانس آنها با زمان تغییر نکند سیگنال ساکن نامیده می شوند. در این حالت نیازی نیست که بدانیم در چه زمانهایی اجزاء فرکانس وجود دارد زیرا همه اجزاء فرکانسی در همه زمان ها وجود دارند. اما زمانی که سیگنال غیرساکن باشد اطلاعات زمانی اهمیت پیدا می کند. شکل (۱-۳ الف) شمایی از تبدیل سیگنال را توسط تبدیل فوریه نشان می دهد. در شکل (۱-۳ ب) مولفه های فرکانسی سیگنال نمایش داده شده است [۱۵].



شکل ۱-۳- الف) تبدیل فوریه، ب) مولفه فرکانسی [۱۵]

### ۳-۱-۲- تبدیل فوریه زمان کوتاه (پنجره ای)

اشکال تبدیل فوریه این بود که برای سیگنال های غیرساکن نمی توانست اطلاعات زمانی را بدست دهد برای رفع این اشکال سیگنال غیرساکن را به بخش های کوچکتری تجزیه می کنیم که فرض می شود هر بخش آن ساکن است. این کار با استفاده از یک تابع پنجره با عرض انتخاب شده انجام می شود که با سیگنال جابجا شده و در آن ضرب می شود تا سیگنال های ساکن کوچک بدست آیند. سپس تبدیل فوریه به هر یک از این تکه های کوچک اعمال می شود تا تبدیل فوریه کوتاه سیگنال بدست آید. بدین ترتیب تعریف ریاضی این تبدیل عبارت است از:

$$F(\omega, s) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)g(t-s)e^{-j\omega x}dt \quad (3-3)$$



که در آن  $g(t)$  تابع پنجره می باشد [۱۳].

برخلاف تبدیل فوری که تنها تابعی از فرکانس است تبدیل فوری زمان کوتاه تابعی از زمان و فرکانس می باشد. بنابراین نمایش آن در سه بعد است. شمایی از این تبدیل در شکل (۲-۳) نشان داده شده است [۱۵].



شکل ۲-۳- تبدیل فوری زمان کوتاه [۱۳]

حال می توان گفت چه فرکانسی در چه زمانی در سیگنال حضور دارد. اطلاعات حاصل از این تبدیل دقتی محدود دارند که با اندازه پنجره ارتباط مستقیم دارد [۱۵].

نکته مهم در تبدیل فوری زمان کوتاه عرض پنجره ای می باشد که به کار می رود. هرچه پنجره باریکتر در نظر گرفته شود دقت زمانی بهتر خواهد بود و در نتیجه فرض ساکن بودن سیگنال در این پنجره دقیق تر خواهد بود و برعکس در صورتیکه عرض پنجره به بی نهایت میل کند این تبدیل به تبدیل فوری تبدیل می شود بنابراین بایستی به نوعی اندازه پنجره مزبور نیز متغیر باشد و این ایده به تبدیل موجک منجر شد [۱۵].

مشکل تبدیل فوری زمان کوتاه به اصل عدم قطعیت هایزنبرگ باز می گردد که بیان می کند که غیرممکن است فرکانس دقیق و زمان دقیق روی دادن یک سیگنال را دانست اما می توان دریافت که چه محدوده فرکانسی در چه محدوده زمانی وجود دارد. این مسئله در مورد دقت پیش می آید که مقایسه بین دقت زمانی و دقت فرکانسی است. برای فرض سیگنال ساکن اگر پنجره باریک باشد نتیجه پایین در فرکانس است. اگر پهنای پنجره افزایش یابد دقت فرکانس بهبود می یابد اما دقت زمانی کاهش می یابد. همچنین انتخاب پنجره ممکن است شرط ساکن بودن سیگنال در این پنجره را نفی کند. در

نتیجه بسته به نوع کاربرد یک توافقی روی اندازه پنجره باید ایجاد شود. هنگامی که یک تابع پنجره در نظر گرفته می شود دقت های زمانی و فرکانسی برای همه فرکانس ها و همه زمان ها ثابت می شود. برای حل این مشکل تبدیل دیگری وجود دارد که به تبدیل موجک معروف است. این تبدیل برخلاف تبدیل فوریه زمان کوتاه که همه فرکانس ها را با دقت یکسان (پنجره هم عرض) مورد مطالعه قرار می دهد، سیگنال را با فرکانس های مختلف در دقت های مختلف مورد بررسی قرار می دهد. یعنی پنجره های کوتاه در فرکانس های بالا و پنجره های بلند در فرکانس های پایین را در نظر می گیرد. نتیجه این کار یک تحلیل چند دقتی است که به وسیله آن سیگنال با دقت های متفاوت در فرکانس های مختلف تحلیل می شود. یعنی هر دوی دقت فرکانسی و دقت زمانی در صفحه زمان - فرکانس تغییر می کنند بدون آنکه اصل هایزنبرگ نفی گردد [۱۵].

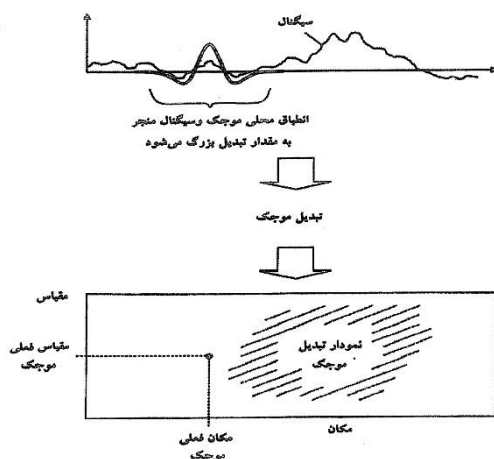
در تبدیل موجک با افزایش فرکانس دقت زمانی افزایش می یابد همچنین با کاهش فرکانس دقت فرکانسی نیز افزایش می یابد. بنابراین یک جزء فرکانسی بالا می تواند در زمان دقیق تر نسبت به جز فرکانسی پایین مشخص گردد و یک جز فرکانسی پایین در فرکانس دقیق تر از یک جز فرکانسی بالا مشخص می گردد [۱۵].

### ۳-۱-۳- تبدیل موجک

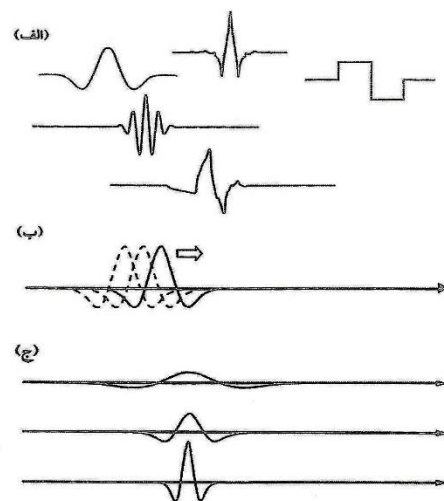
تجزیه و تحلیل تبدیل موجک توابع موج مانند کوچکی را استفاده می کند که به عنوان موجک ها شناخته می شوند. در حقیقت، تابع موج مانند محلی یک توصیف صحیح تری از موجک است. شکل (۳-۳) (الف) نمونه هایی از موجک ها را که معمولاً در عمل استفاده می شوند را نشان می دهد. موجک ها برای تبدیل سیگنال تحت بررسی به نمایش های دیگر استفاده می شود که اطلاعات سیگنال را در یک فرم مفیدتری ارائه می دهند. این تبدیل سیگنال به عنوان تبدیل موجک شناخته می شود. موجک می تواند به دو طریق کنترل شود: یا می تواند به مکان های مختلف بر روی سیگنال حرکت داده شود (شکل ۳-۳ (ب)) و یا می تواند کشیده یا منقبض شود (شکل ۳-۳ (ج)). شکل (۳-۴) طرحی از تبدیل موجک را نشان می دهد که اساساً انطباق محلی موجک با سیگنال را کمی سازی می کند. اگر موجک

شکل سیگنال را به خوبی در یک مقیاس و مکان خاص انطباق دهد، همانطور که این موضوع، در بالای شکل (۳-۲) اتفاق افتاده است، بنابراین یک مقدار تبدیل بزرگ به دست می آید [۱۵].

به هر حال، اگر موجک سیگنال به خوبی قرین و منطبق بر هم نباشند، یک مقدار پایین از تبدیل بدست می آید. مقدار تبدیل سپس در صفحه تبدیل دوبعدی نشان داده شده در پایین شکل (۳-۴) (مشخص شده با نقطه سیاه) واقع می شود. تبدیل در مکان های مختلف سیگنال و برای مقیاس های مختلف موجک محاسبه می شود بدین گونه صفحه تبدیل را پر می کند. این در مد و اسلوب پیوسته هموار برای تبدیل موجک پیوسته (CWT) یا در گام های گسسته برای تبدیل موجک گسسته (DWT) انجام می گیرد [۱۵].

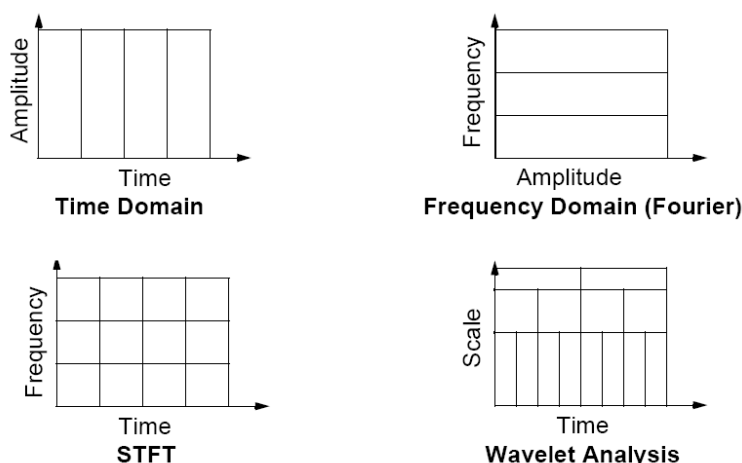


شکل ۳-۴- موجک، سیگنال و تبدیل [۱۵]



شکل ۳-۳- موج کوچک: (الف) برخی موجک ها، (ب) مکان و (ج) مقیاس [۱۵]

آنالیز موجکی توانایی نشان دادن جزئیاتی را دارد که بقیه روشها آن را در نظر نگرفته و یا حذف می کنند (نظیر نقاط تفکیک، ناپیوستگی در مشتقات مرتبه بالا و ...). شکل (۳-۵) تفاوت روش های مطرح شده را به طور ساده نشان می دهد. همان گونه که در شکل ۳-۵ ملاحظه می گردد در آنالیز موجکی، عرض پنجره تحلیل در محور زمان و محور فرکانس متغیر بوده و می تواند مقادیر مختلفی داشته باشد در حالیکه در آنالیز فوریه پنجره ای، پنجره فوق ثابت بوده و تغییر نمی نماید [۱۵].



شکل ۳-۵- مقایسه روش های مختلف تحلیل سیگنال ها [۱۵]

## ۳-۲- تئوری موجک و تبدیل موجکی

همانگونه که از اسم موجک ( $\psi$ ) مشخص است موجک، موجی کوتاه بوده که طول موثر محدودی داشته و متوسط مقدارش در آن طول برابر صفر است، به عبارت دیگر [۱۶]:

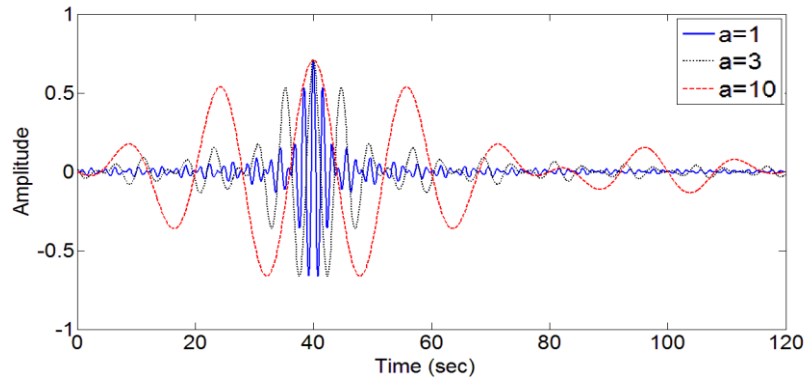
$$\int \psi(t) dt = 0 \quad (۳-۴)$$

چنانچه تابعی مانند  $\psi(t)$  موجک مادر نامیده شود خانواده موجکی حاصل از این موجک مادر را با  $\psi_{a,b}(t)$  نشان می دهند که این دسته توابع، مقیاس یافته و انتقال یافته موجک مادر می باشند و از طریق رابطه زیر بدست می آیند [۱۶]:

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (۳-۵)$$

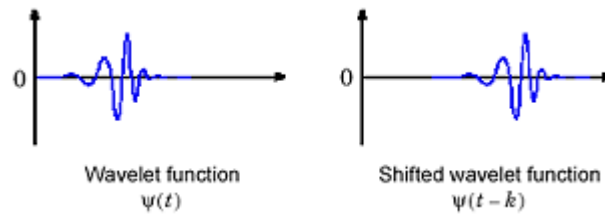
$a$  پارامتر مقیاس بوده که با فرکانس نسبت عکس دارد و  $b$  پارامتر تغییرمکان بوده و از جنس زمان می باشد. همانطور که قبلاً اشاره شد تبدیل موجکی ارائه دهنده زمان-مقیاس می باشد. مقیاس به طور ساده به معنای کشیده شدن یا فشرده شدن موجک می باشد. شکل ۳-۶ نحوه تاثیر پارامتر مقیاس را بر روی شکل موجک نشان می دهد. ملاحظه می شود که با کم شدن مقدار مقیاس، شکل تابع موجک فشرده تر می گردد. همانگونه که در نقشه ها مقیاس بزرگ متناظر با نشان ندادن جزئیات کلی است، در اینجا نیز مقیاس بزرگ متناظر با نشان ندادن جزئیات موج، و مقیاس کوچک متناظر با نشان دادن جزئیات موج است. بطور مشابه در تحلیل فرکانسی، فرکانس پائین (مقیاس بزرگ) متناظر با اطلاعات

کلی موج می باشد که معمولاً اندازه موج داخلی است. در حالیکه فرکانس های بالا متناظر با جزئیات موج می باشد که معمولاً در یک زمان کوتاه به طول می انجامد [۱۶].



شکل ۳-۶ تاثیر مقیاس بر شکل تابع موجک [۱۶]

انتقال موجک بطور ساده به مفهوم به تأخیر انداختن یا جلو انداختن موجک است که با پارامتر  $b$  نشان داده می شود. نحوه انتقال تابع  $\psi(t)$  در شکل (۳-۷) نشان داده شده است [۱۶].



شکل ۳-۷ تاثیر اثر انتقال بر یک موجک [۱۶]

تابع موجک مادر خود توسط تابع دیگری به نام تابع مقیاس بدست می آید. تابع مقیاس را با  $\phi(t)$  نشان می دهند و این توابع نیز مشابه موجک ها خانواده توابع مقیاس را با استفاده از پارامتر های مقیاس و جابه جایی بصورت زیر تشکیل می دهند [۱۶]:

$$\phi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \phi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (۳-۶)$$

دو نوع تبدیل موجکی وجود دارد:

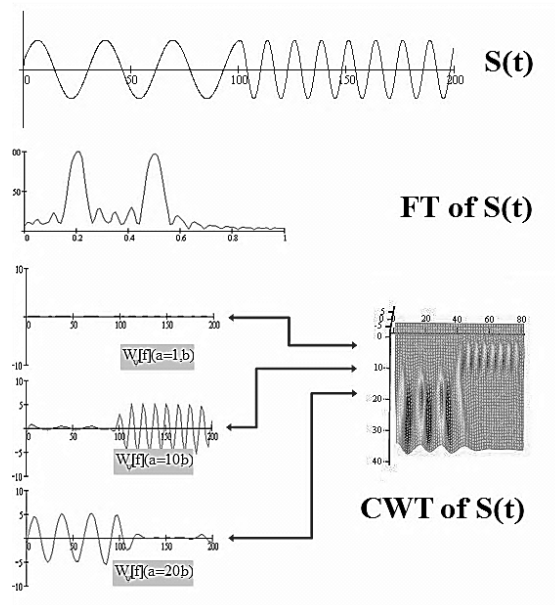
- تبدیل پیوسته موجکی
- تبدیل گسسته موجکی

### ۳-۲-۱- تبدیل موجکی پیوسته

تبدیل پیوسته موجکی سیگنالی مانند  $S(t)$  با رابطه زیر بیان می شود:

$$W_{\psi} S(a,b) = \int_{-\infty}^{\infty} S(t) \overline{\psi_{a,b}(t)} dt \quad (7-3)$$

که در آن علامت - نشان دهنده مزدوج مختلط است. در محاسبه ضرایب موجکی پیوسته بایستی به نکاتی توجه داشت. در مرحله انتخاب موجک بایستی یکی از انواع موجک های موجود را با توجه به مساله و سیگنال مورد نظر انتخاب نمود. سپس برای مقیاس مقداری مانند  $a = a_0$  فرض شده و تحلیل از زمان  $t = 0$  شروع می گردد. به کمک رابطه (۳-۶) مقدار موجک در نقطه  $a$  و  $b$  محاسبه شده و با جایگذاری  $\psi_{a,b}(t)$  در انتگرال (۷-۳) ضریب موجکی پیوسته در زمان صفر و  $a = a_0$  بدست می آید. سپس تابع موجک در مقیاس  $a = a_0$  به سمت راست حرکت داده شده و بوسیله پارامتر  $b$  به موقعیت  $t = b$  انتقال یافته و رابطه CWT مجددا محاسبه می گردد. این روند تا رسیدن به انتهای موج تکرار می شود تا یک ردیف از انتقال روی صفحه زمان - مقیاس، برای مقیاس  $a = a_0$  بدست آید. سپس به مقدار  $a$ ، مقدار کوچکی اضافه شده و محاسبات فوق برای مقیاس جدید مجددا انجام می شود. باید توجه داشت که این انتقال پیوسته بوده و می بایست پارامترهای  $a$  و  $b$  به صورت پیوسته افزایش یابند. با اتمام روند فوق، شکلی همانند شکل (۳-۸) به دست می آید که در آن محور  $x$  ها زمان، محور  $y$  ها مقیاس و نقاط  $(x,y)$  مقدار ضرایب تبدیل موجکی را نشان می دهد. همانگونه که ملاحظه می شود طیف تبدیل موجکی، بر خلاف طیف فوری، محتوای فرکانسی سیگنال  $S(t)$  را همراه با اطلاعات زمانی مربوط به هر فرکانس ارائه می نماید. اگر در موج مولفه فرکانسی متناظر با مقیاس  $a$  وجود داشته باشد، حاصل CWT عدد بزرگی خواهد بود و بالعکس، چنانچه در موج، مولفه فرکانسی متناظر با مقدار  $a$  وجود نداشته باشد، حاصل CWT عددی کوچک و یا صفر خواهد شد. همچنین اگر مقدار CWT در مقیاس معینی برای همه زمانها، مقادیر نسبتا بزرگی باشد، نشان دهنده آن است که فرکانس متناظر با مقیاس فوق در کل زمان موج وجود دارد [۱۶].



شکل ۳-۸- فرایند بدست آوردن ضرایب موجکی و نمودار تبدیل موجکی پیوسته آن و مقایسه طیف موجکی با طیف فوریه [۱۶]

### ۳-۲-۱- رابطه مقیاس و فرکانس

همانگونه که ذکر گردید چنانچه مقدار مقیاس کوچک باشد موجک فشرده شده و با جزئیات موج و نقاط دارای تغییرات سریع بهتر منطبق می شود که این نقاط متناظر با فرکانس های بالا می باشند. لذا مقیاس با فرکانس نسبت عکس دارد [۱۶].

به دلیل آن که تحلیل موجکی از پارامترهای زمان و مقیاس استفاده می نماید لذا برای نمایش نتایج در فضای زمان-فرکانس، باید رابطه بین مقیاس و فرکانس برای موجک های محاسبه شده تعیین گردد. یک روش آن است که موجک را به یک موج سینوسی با فرکانس مرکزی  $f_c$  مرتبط ساخته و با استفاده از مقدار  $f_c$ ، رابطه مقیاس و فرکانس از رابطه زیر به دست می آید [۱۶]:

$$freq (Hz) = \frac{f_c}{a \Delta t} \quad (3-8)$$

که در آن  $freq$  فرکانس مرتبط با مقیاس  $a$  بوده و  $\Delta t$  بازه زمانی نمونه گیری می باشد. بنابراین هر موجک رابطه مقیاس-فرکانس متفاوتی نسبت به موجک های دیگر دارد و این رابطه برای هر موجک باید به طور جداگانه محاسبه شود [۱۶].

### ۳-۲-۱-۲- تبدیل معکوس موجکی پیوسته

در روش تبدیل موجکی می توان موج اولیه را مجدداً از طریق ضرایب CWT بدست آورد که این فرایند اصطلاحاً تبدیل معکوس موجکی پیوسته نامیده می شود. رابطه بازسازی موج اصلی به صورت زیر می باشد [۱۴]:

$$S(t) = \frac{1}{C_\psi} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} [W_\psi S(a,b)] \psi_{a,b}(t) da db \quad (۹-۳)$$

که در آن  $C_\psi$  شرط پذیرش نامیده شده و با رابطه زیر بیان می شود:

$$C_\psi = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{|\hat{\psi}(\omega)|^2}{|\omega|} d\omega < \infty \quad (۱۰-۳)$$

که در آن عملگر  $\wedge$ ، عملگر تبدیل فوریه است. شرط پذیرش بیان می نماید که در تمامی موجک ها باید

$$\hat{\psi}(0) = 0 \text{ برقرار باشد. با توجه به رابطه } \hat{\psi}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) e^{-i\omega t} dt \text{ می توان رابطه } \hat{\psi}(0) = \int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) dt = 0$$

را برقرار دانست. این رابطه بیان می کند که سطح زیر منحنی تابع موجک در فضای زمان باید برابر صفر بوده یا به عبارت دیگر مقدار متوسط تابع موجک در دامنه خودش برابر صفر باشد [۱۶].

### ۳-۲-۲- تبدیل گسسته موجکی

همانگونه که ذکر شد در تبدیل موجکی پیوسته، پارامترهای انتقال و مقیاس به صورت پیوسته تغییر می کنند و میزان تغییرات آنها در هر مرحله بسیار کوچک است. این موضوع در مسائلی که نیاز به ارائه جزئیات زیادی ندارد باعث افزایش محاسبات کامپیوتری می شود. چنانچه در تبدیل موجکی، مقادیر  $a$  و  $b$  بصورت گسسته در نظر گرفته شوند، نوع دیگری از تبدیل موجکی به نام تبدیل گسسته موجکی بدست می آید [۱۶].

در مقیاس های بالا (فرکانسهای پائین)، نرخ نمونه برداری از نقاط منحنی زمان را می توان مطابق قاعده نایکوئیست کاهش داد و حجم محاسبات را کم نمود. نمونه برداری نایکوئیست، حداقل نرخ نمونه برداری مجاز از موج پیوسته است بطوریکه موج فوق قابل بازسازی باشد که خود برابر است با دو برابر بزرگترین



فرکانس موجود در سیگنال. اگر نرخ نمونه برداری از منحنی زمان-مقیاس، در مقیاس  $a_1$  برابر  $f_1$  باشد، این منحنی را می توان با نرخ نمونه گیری  $f_2$  در مقیاس  $a_2$  که  $a_2 < a_1 \approx f_2 < f_1$  می باشد، ساده نمود. نسبت واقعی بین  $f_1$  و  $f_2$  از روابط زیر بدست می آید [۱۶]:

$$f_2 = \frac{a_1}{a_2} f_1 \quad (۱۱-۳)$$

در تبدیل گسسته موجکی مقیاس ها بصورت توان هایی از یک مقیاس اولیه تعریف می شوند و پارامتر انتقال ضربی از مقیاس خواهد بود [۱۶]:

$$a = a_0^j, b = ka_0^j \quad (j \in \mathbb{Z}) \quad (۱۲-۳)$$

با جایگذاری مقادیر رابطه (۱۲-۳) در رابطه (۵-۳) و رابطه (۷-۳)، تابع موجک و ضرایب موجکی در حالت گسسته بصورت زیر به دست می آیند [۱۶]:

$$\psi_{j,k} = a_0^{-j/2} \psi(a_0^{-j}t - k) \quad (۱۳-۳)$$

$$W_\psi S(j,k) = \int_{-\infty}^{\infty} S(t) \overline{\psi_{j,k}(t)} dt \quad (۱۴-۳)$$

### ۳-۲-۱- تبدیل معکوس موجکی گسسته

روش تبدیل گسسته موجکی نیز همانند تبدیل پیوسته موجکی معکوس پذیر بوده و از روی ضرایب گسسته موجکی می توان موج اصلی را مطابق رابطه زیر بازسازی کرد [۱۶]:

$$S(t) = C_\psi \sum_j \sum_k W_\psi S(k,j) \psi_{j,k}(t) \quad (۱۵-۳)$$

### ۳-۳- آنالیز تاریخچه زمانی با استفاده از تئوری موجکی

در بررسی مرتبط با این موضوع که توسط آقایان بذرافشان مقدم و باقری پور [۴] در سال ۲۰۰۸ انجام شده است، ابتدا به معرفی روش های تحلیلی پرداخته شده است که عبارتند از:

(۱) روش تبدیل فوریه (FT)

(۲) روش فوریه پنجره ای (STFT)

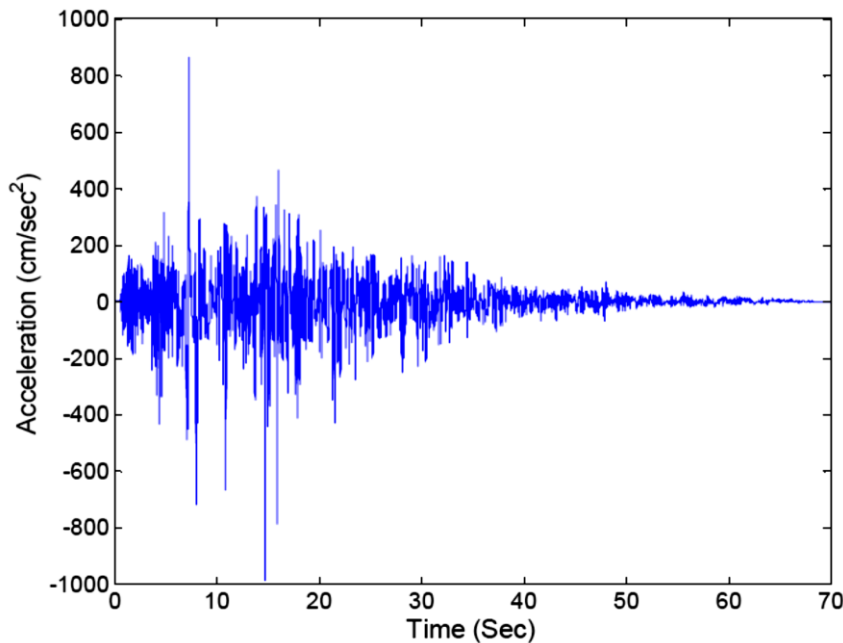
(۳) روش تبدیل موجکی (WT)

در میان موجک‌های مادر گوناگون موجک LP برای تحلیل امواج زلزله جواب‌های مناسبی می‌دهد و در این مطالعه از این موجک استفاده شده است که معادله ریاضی آن به صورت زیر می‌باشد:

$$\Psi = \frac{1}{\pi} \frac{\sin(2\pi t') - \sin(\pi t')}{t'} \quad (۳-۱۶)$$

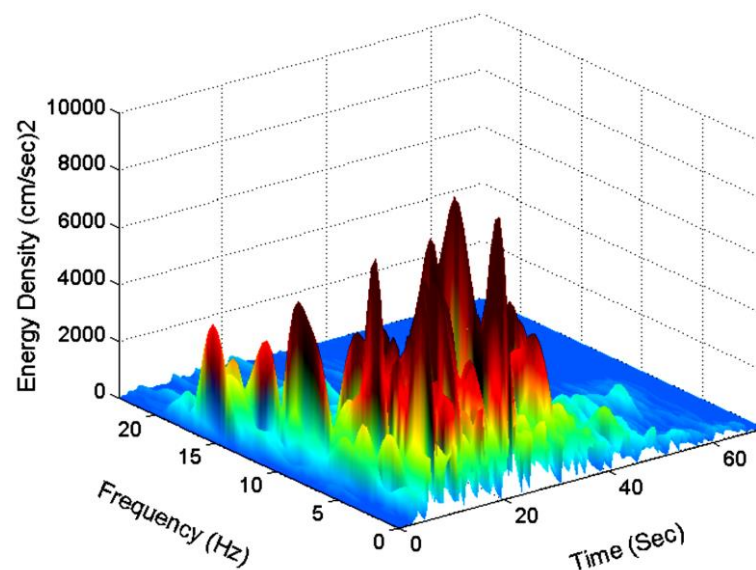
که در آن  $t' = \frac{t-b}{a}$  می‌باشد.

در این مطالعه از امواج زلزله Chi-Chi سال ۱۹۹۹ تایوان استفاده شده است که منحنی تاریخچه زمانی آن در شکل (۳-۹) نشان داده شده است [۴].

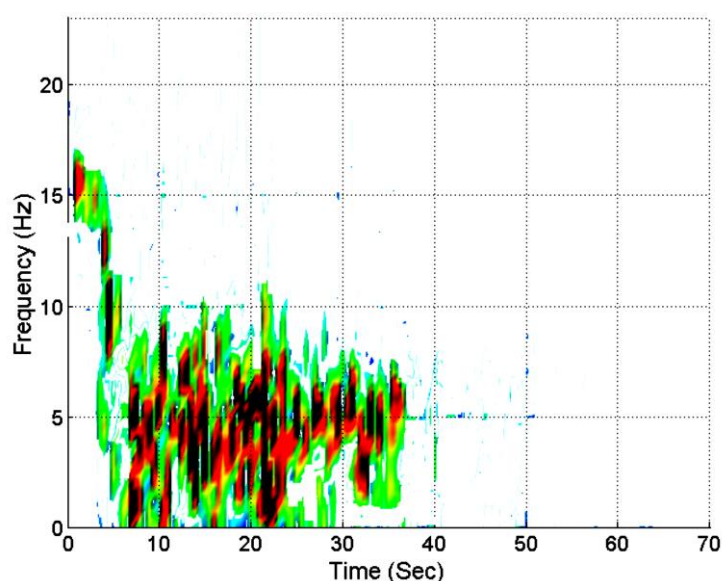


شکل ۳-۹- منحنی شتاب- زمان زلزله چی- چی سال ۱۹۹۹ تایوان (مولفه شمال- جنوب) [۴]

در شکل (۳-۱۰) تغییرات چگالی انرژی در حوزه زمان- فرکانس با استفاده از روش فوریه پنجره‌ای نشان داده شده است. در این شکل تغییرات چگالی برای زمان و فرکانس‌های مختلف به صورت سه بعدی قابل مشاهده است. در شکل (۳-۱۱) نمای دوبعدی این نمودار در صفحه زمان- فرکانس نشان داده شده است [۴].



شکل ۳-۱۰- طیف سه بعدی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش فوریه پنجره ای [۴]

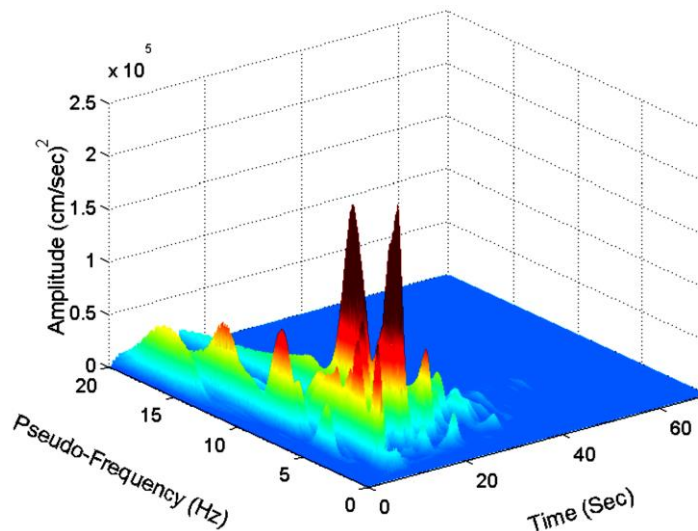


شکل ۳-۱۱- طیف محتوی فرکانسی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش فوریه پنجره ای [۴]

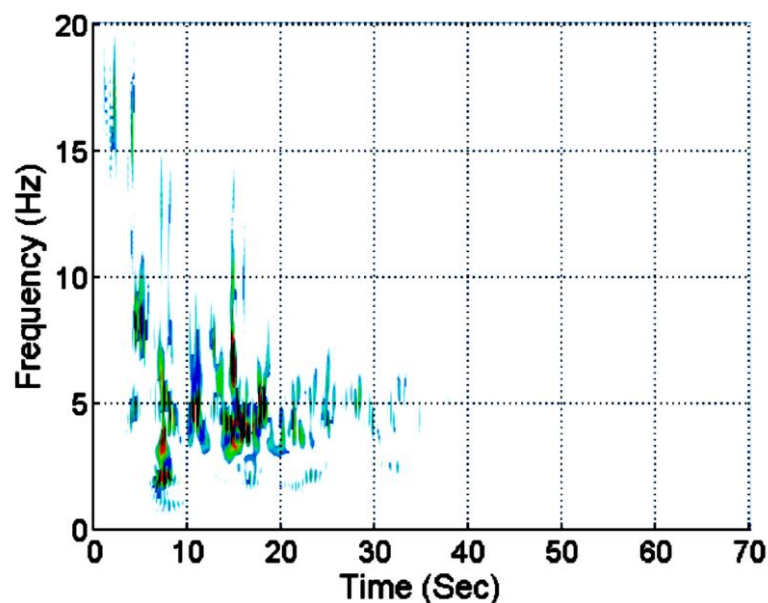
در این دو شکل مشخص می شود که تا ثانیه ۵ تنها فرکانس ۱۵ هرتز و در ثانیه ۵ فرکانس های ۷/۵ هرتز و ۱۳ هرتز غالب می باشند. از ثانیه ۷ تا ۳۶ فرکانس ها حول ۵ هرتز پخش شده اند و این پراکندگی از ۰/۰۵ هرتز تا ۹ هرتز متغیر می باشد [۴].

در شکل (۳-۱۲) توزیع چگالی انرژی در حوزه زمان- فرکانس برای روش موجک آورده شده است و شکل (۳-۱۳) این نمودار را به صورت دوبعدی نشان می دهد. این دو شکل نتایجی مشابه روش های

قبلی ارائه می کنند اما این اشکال واضح تر بوده و تفسیر نتایج به کمک آنها راحت تر می باشد. ضمن اینکه انرژی های غیرواقعی در نمودارهای آنالیز موجک ظاهر نمی شود و در نتیجه از به دست آمدن مقادیر محتوای فرکانسی اشتباه جلوگیری می شود [۴].



شکل ۳-۱۲ - طیف سه بعدی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش آنالیز موجک [۴]



شکل ۳-۱۳ - طیف محتوای فرکانسی زلزله چی- چی تایوان با استفاده از روش آنالیز موجک [۴]

نتیجه کلی اینکه روش آنالیز موجک در مقایسه با سایر روش های جواب های بهتر و واضح تری به دست می دهد. همچنین در روش فوریه پنجره ای به سختی می توان فرکانس های غالب را در زمان های مختلف شناسایی نمود و نتایج حاصله پراکندگی زیادی از خود نشان می دهند [۴].



## **فصل چهارم**

### **تحلیل سایت های روانگرا و غیر روانگرا به وسیله آنالیز موجک**

ارزیابی کمی احتمال شروع روانگرایی اولین گام ضروری برای اغلب پروژه های مرتبط با پتانسیل روانگرایی لرزه ای می باشد. دو روش کلی جهت تعیین روانگرا یا غیرروانگرا بودن یک سایت وجود دارد: (۱) استفاده از آزمایشات آزمایشگاهی نمونه های دست نخورده و (۲) استفاده از روابط تجربی و تعیین شاخصی جهت تعیین روانگرا یا غیرروانگرا بودن یک سایت تحت اثر طیف شتاب مربوط به زلزله رخ داده در آن سایت مورد بررسی [۱۷].

از آنجا که نمونه های آزمایشگاهی در معرض دست خوردگی و تغییرخواص هم در هنگام نمونه گیری و هم در هنگام تحکیم مجدد را دارند، لذا باید به دنبال روشی بود که در آن بر حسب تاریخچه زمانی شتاب و سوابق لرزه ای منطقه قبل از احداث هرگونه سازه ای قادر به تعیین روانگرا یا غیر روانگرا بودن خاک آن منطقه بود. چرا که ساخت هرگونه سازه ای بدون در نظر ملاحظات ژئوتکنیکی منطقه و تنها با لحاظ نمودن مقاوم سازی آن سازه مورد احداث در برابر زمین لرزه ممکن است سبب مخاطراتی از قبیل واژگونی و نشست غیریکنواخت سازه و در نتیجه تخریب آن و ضرر و زیان اقتصادی هنگفت گردد. مطلب اساسی این است که تحلیل طیف زمین لرزه بایستی به گونه ای انجام پذیرد که بتوان با دقت بالایی به تفسیر و تعبیر رفتار زمین در حین زمین لرزه پرداخت. بنابراین بایستی از تحلیل های موضعی استفاده کرد چرا که از یک طرف برای بررسی رخداد یا عدم رخداد روانگرایی نیاز به آنالیز تمام بازه زمانی وقوع زلزله نمی باشد و بررسی محدوده زمانی مشخص در اطراف زمان رخداد شتاب حداکثر زمین (PGA) کفایت می کند و از سوی دیگر چون بایستی به بررسی دقیق رفتار زمین با توجه به طیف شتاب پرداخت پس بنابراین باید قادر بود که طول بازه های زمانی مورد بررسی در طیف شتاب را تغییر داد که آنالیز مویک جهت بررسی موضعی طیف شتاب مناسب ترین انتخاب جهت تحلیل شتابنگاشت زمین لرزه می باشد.

لازم به ذکر است که در تاریخچه زمانی شتاب هم بر حسب میزان تغییرات شتاب و مقدار شتاب نگاشته شده در پایان زلزله بایستی تغییراتی در زمان پایه و خط مبنا بر حسب ضرورت به وجود آورد.

## ۴-۲- اصلاح خط مبنا و اعمال فیلتر

یکی از نکات مهم در تحلیل تاریخچه زمانی شتاب که باعث واقعی تر شدن جواب ها می شود، حذف جابجایی های قابل توجه و غیر منطقی به دست آمده از دو بار انتگرال گیری تاریخچه زمانی شتاب از حرکت ورودی، اصلاح خط مبنا و اعمال فیلتر می باشد که این کار به کمک نرم افزارهای ژئوتکنیک لرزه ای مانند SEISMOSIGNAL® و DEEPSOIL® انجام می پذیرد.

اصلاح خط مبنا در SEISMOSIGNAL® متشکل از: (۱) تعیین چند جمله ای که دارای بهترین برازش به مقادیر تاریخچه زمانی شتاب با استفاده از روش مجذور مربعات (آنالیز رگرسیونی) بوده و (۲) کم کردن مقادیر واقعی شتاب از مقادیر متناظر آن ها که از روابط رگرسیونی به دست آمده است، می باشد. چند جمله ای برازش داده شده حداکثر می تواند از درجه سوم باشد [۱۸].

فیلتر کردن برای حذف فرکانس های ناخواسته از سیگنال یا حرکت ورودی مورد استفاده قرار می گیرد. فیلتر اعمالی باید به گونه ای باشد که امکان تعیین یک محدوده فرکانس را داشته باشد و فرکانس هایی از حرکت که خارج از این محدوده باشند، حذف گردند. برای بسیاری از مقاصد عملی توصیه می شود که کاربر از فیلتر Bandpass (که به طور پیش فرض در محدوده فرکانسی ۰٫۱ تا ۲۵ هرتز است) استفاده کند.

از مهم ترین علل اصلاح خط مبنا می توان به حذف نویزها و صداهای اضافی ناشی از ابزارهای ثبت حرکت و امواج محیط پیرامونی شتاب نگارها یا سرعت نگارها و حذف فرکانس های بسیار پایین که منجر به صفر نشدن تاریخچه زمانی زلزله در پایان زلزله می شود، اشاره نمود.

اصلاح خط مبنا در نرم افزار DEEPSOIL® برای رکوردهایی انجام می شود که قسمت انتهایی تاریخچه زمانی جابجایی آنها غیر صفر باشد و لذا این گونه رکوردها نیاز به اصلاح و تصحیح شدن دارند. پس از اعمال اصلاح خط مبنا در این نرم افزار، تاریخچه های زمانی تصحیح شده محاسبه شده و به کاربر نمایش داده می شوند. لازم به ذکر است که طیف پاسخ حرکت باید به دقت توسط کاربر بررسی شود تا اطمینان حاصل گردد که پرونده اصلاح خط مبنا تغییرات زیادی در حرکت ورودی



ایجاد نکرده باشد. چرا که در صورتی که تغییرات در طیف پاسخ زیاد باشد، مشخص می گردد که عوامل خارجی مانند نویزها و غیره تأثیر چندانی بر شتاب نگارها و سرعت نگارها نداشته اند و اصلاح خط مبنا نیاز نمی باشد و باید از همان حرکت ورودی اصلی استفاده شود [۱۹].

#### ۴-۳- اصلاح زمان پایه و تعیین مدت پایه

عموماً یک شتاب نگاشت زلزله شامل تمام شتاب ها از زمان شروع تا زمانی که حرکات زمین به سطح اولیه خود باز می گردد، می شود. اما از دیدگاه کاربری مهندسی تنها بخش حرکات نیرومند یک شتاب نگاشت مورد توجه است. روندهای گوناگونی جهت ارزیابی مدت حرکات نیرومند یک شتاب نگاشت تدوین شده است. مدت پایه (Bolt, ۱۹۶۹) [۲۰] به عنوان زمان میان اولین و آخرین تجاوز از یک مقدار شتاب آستانه تعریف می شود. از آنجایی که مدت پایه به صورت ضمنی منعکس کننده مقاومت لرزشی می باشد، استفاده از این پارامتر در مقاصد مهندسی زلزله بسیار متداول می باشد.

مدت حرکات نیرومند با بهره گیری از تفسیر شتاب نگاشت زلزله های با بزرگی های مختلف بررسی می شود. Chang و Krinitzky (۱۹۷۷) [۲۱] بر مبنای شتاب آستانه  $0.05g$  مدت های پایه را برای ساختگاه های خاکی و سنگی در فواصل کانونی کوتاه (کمتر از ۱۰ کیلومتر) محاسبه نموده اند بدین صورت که اولین تجاوز از شتاب معادل  $0.05g$  به عنوان ابتدای مدت پایه و آخرین تجاوز از مقدار مذکور به عنوان انتهای مدت پایه تعریف می شود [۲۲] و بررسی شتاب نگاشت زمین لرزه (با ثابت نگه داشتن زمان) از این نقطه شروع می شود.

#### ۴-۴- چگونگی تعیین شاخص وقوع روانگرایی

جهت تعیین وقوع یا عدم وقوع روانگرایی در یک سایت بایستی در نظر داشت که روانگرایی لزوماً در هنگام وقوع شتاب حداکثر زمین (PGA) رخ نمی دهد ولی این رخداد در یک محدوده زمانی بسیار نزدیک به زمان وقوع شتاب حداکثر زمانی به وقوع می پیوندد. پس بنابراین بایستی شاخصی را معرفی کرد که در آن طیف سه بعدی زمین لرزه که از آنالیز موجک یا سایر روش های تحلیلی مانند فوریه پنجره ای به دست می آید را به دو قسمت قبل و بعد از زمان وقوع شتاب حداکثر زمین (tPGA) تقسیم

بندی کرده و پس از بررسی طیف سه بعدی زلزله مورد نظر در حوزه های زمان، فرکانس و چگالی انرژی نسبت به تعیین وقوع یا عدم وقوع روانگرایی در سایت مورد بررسی اقدام نمود. با در نظر گرفتن مباحث ریاضی می توان این گونه استنباط نمود که نسبت تغییرات قبل و بعد از وقوع زمان شتاب حداکثر زمین به رفتار طیف سه بعدی زمین لرزه پیش از وقوع زمان شتاب حداکثر مناسب ترین و معقول ترین گزینه می باشد چرا که بیانگر حجم تغییرات چگالی انرژی در حوزه زمان- فرکانس نسبت به حالت اولیه یا همان تغییرات طیف سه بعدی پیش از زمان وقوع و پس از زمان وقوع نسبت به رفتار آغازین طیف سه بعدی (پیش از وقوع PGA) می باشد.

جهت این امر بایستی یک شاخص مناسب که اثر توأم زمان، فرکانس و چگالی انرژی در آن دیده شده باشد را تعریف نمود که مناسب ترین حالت حجم گیری از رویه طیف سه بعدی زمین لرزه می باشد و با داشتن معادله رویه و تفکیک رویه به دو قسمت قبل و بعد از زمان وقوع شتاب حداکثر زمین، حجم هر قسمت را محاسبه نمود که این کار به کمک انتگرال گیری حجمی انجام می پذیرد که در آن محدوده فرکانس و چگالی انرژی از مقدار کمینه تا مقدار بیشینه آن و زمان از ابتدای ثبت اولین شتاب تا لحظه وقوع شتاب حداکثر زمین (PGA) و از لحظه وقوع شتاب مذکور تا زمان پایان ثبت زلزله می باشد. می توان اندیس پیشنهادی پایش روانگرایی جهت تعیین بررسی رخداد یا عدم رخداد روانگرایی (Index of Liquefaction Detection) یا همان ILD را در یک سایت مورد بررسی به صورت رابطه (۱-۴) بیان نمود:

$$ILD = \frac{|\text{Volume (before PGA)} - \text{Volume (after PGA)}|}{\text{Volume (before PGA)}} \quad (1-4)$$

که در آن Volume (before PGA) حجم طیف سه بعدی زمین لرزه به دست آمده از آنالیز موجک قبل از وقوع PGA و Volume (after PGA) حجم طیف مذکور پس از وقوع PGA می باشد. حاصل میزان این تغییرات حجمی بر حجم رویه قبل از وقوع PGA نشانگر شاخص ILD می باشد. عملیات حجم گیری روی طیف سه بعدی زمین لرزه در محیط نرم افزار MATLAB® به کمک انتگرال گیری سه گانه یا همان انتگرال گیری حجمی روی طیف زلزله انجام می پذیرد، بدین شکل که کران

انتگرال گیری برای فرکانس و چگالی انرژی روی تمام دامنه ها و برای زمان بر حسب زمان وقوع PGA از زمان اولین ثبت رکورد زلزله تا tPGA و از tPGA تا پایان زمین لرزه می باشد.

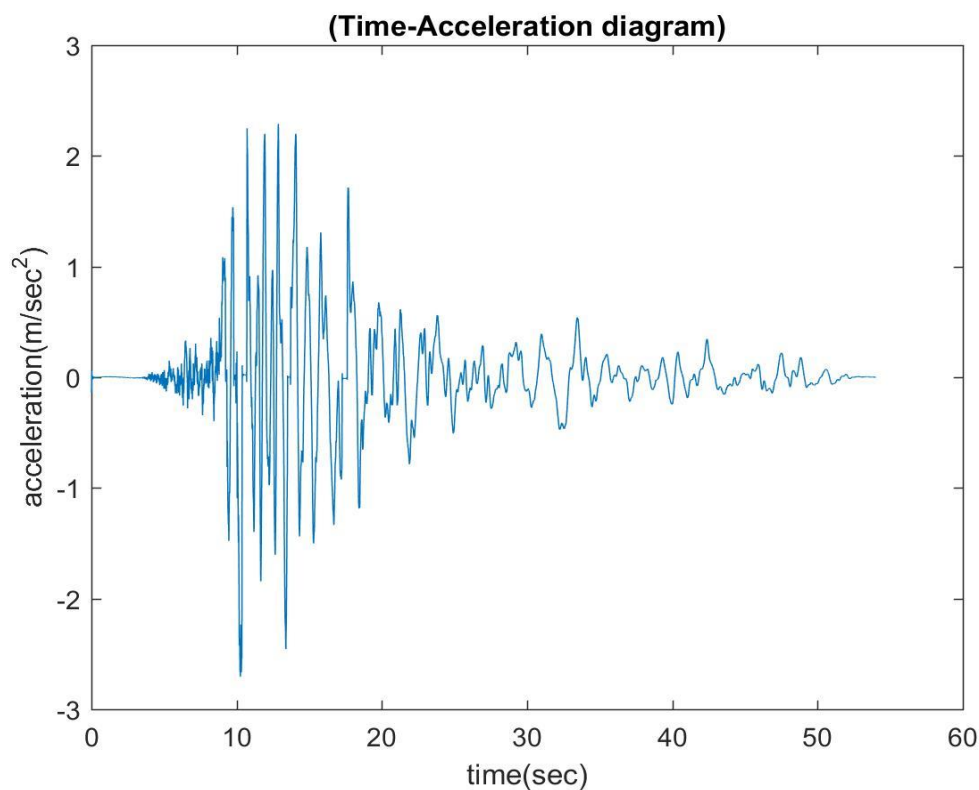
پس از معرفی شاخص بایستی به تعیین دامنه تغییرات آن در سایت های روانگرا یا غیرروانگرا پرداخت. به منظور تعیین هرچه دقیق تر استعداد یک سایت نسبت به وقوع یا عدم وقوع روانگرایی می بایست اطلاعات شتاب نگار تعداد زیادی سایت روانگرا و غیرروانگرا را فراخوانی و پس از اعمال تبدیل مویک بر روی آن نسبت به اخذ طیف سه بعدی زمین لرزه مورد بررسی اقدام نمود و سپس مطابق با رابطه شاخص ILD نسبت به تعیین محدود تغییرات این شاخص در سایت های روانگرا و غیرروانگرا اقدام نمود.

#### ۴-۵- تعیین دامنه تغییرات شاخص ILD در سایت های روانگرا

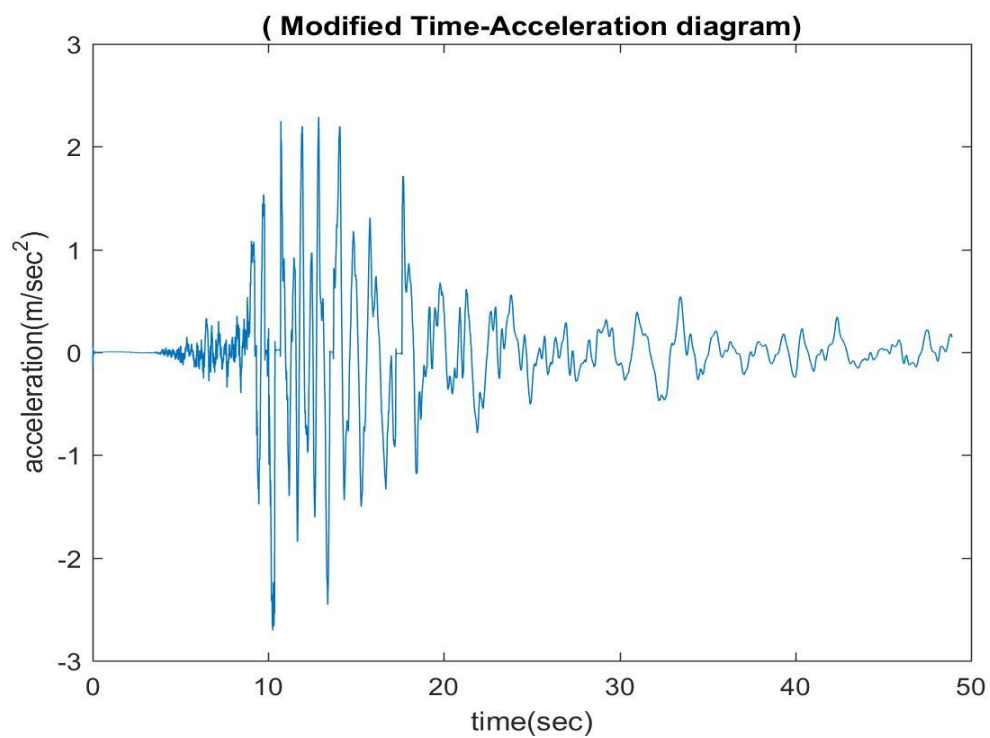
به منظور تعیین دامنه تغییرات شاخص ILD در سایت های روانگرا و تفسیر آن ابتدا می بایست تعدادی سایت روانگرا را فراخوانی نمود که این امر به کمک اطلاعات شتابنگاشت های موجود در سایت های مرکز تحقیقات مهندسی زلزله دانشگاه برکلی ایالت کالیفرنیا آمریکا (PEER) [۲۳] و شبکه های لرزه نگاری Kyoshin network (K-NET) و Kiban Kyoshin network (Kik-NET) [۲۴] کشور ژاپن میسر گردیده است. سایت های روانگرای انتخاب شده عمدتاً مربوط به کشورهای ژاپن و نواحی خاصی از آمریکا می باشند چرا که روانگرایی بیشتر در نواحی ای که تراز آب به سطح زمین نزدیک تر است، رخ می دهد. روانگرایی در این سایت ها در خلال زمین لرزه های ۱۹۹۵ Kobe ژاپن، ۱۹۸۷ در superstation hills آمریکا و Miyanojoh ژاپن در ماه های مارس و می ۱۹۹۷ میلادی رخ داده است.

مشاهده می شود که پس از این تغییرات با محاسبه حجم رویه در دو بازه زمانی قبل و پس از زمان رخداد شتاب حداکثر زمین در یک سایت روانگرا، تغییرات چشمگیری در حجم محصور رویه پس از زمان وقوع شتاب حداکثر زمین داریم. میزان شاخص ILD در این سایت های روانگرا شده مؤید این مطلب است چرا که مقدار آن از ۱/۶۹ در سایت Miyanojoh در خلال زمین لرزه ماه مارس سال

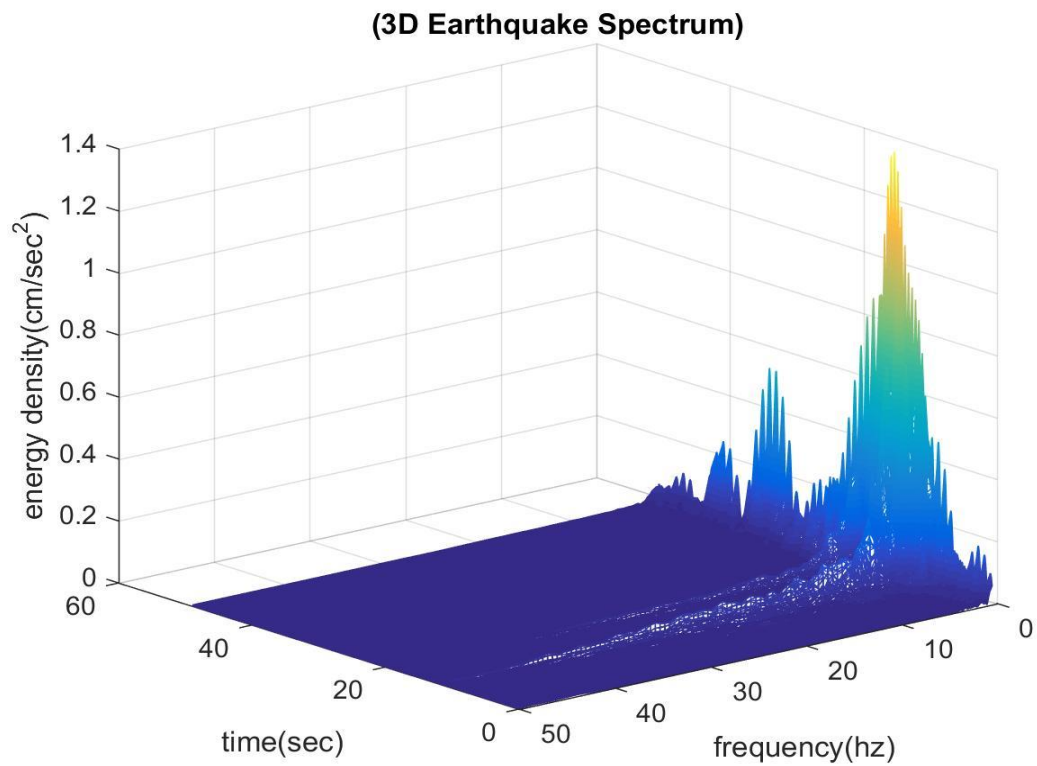
۱۹۹۷ میلادی تا ۸/۸۰ در ایستگاه Amagasaki در خلال زمین لرزه ژانویه ۱۹۹۵ کوبه ژاپن متغیر است که این مطلب به خودی خود بیانگر تغییرات گسترده در میزان حجم رویه طیف سه بعدی زمین لرزه های مرتبط با این رخداد های روانگرایی می باشد. اشکال ۱-۴ و ۲-۴ به ترتیب نشانگر طیف شتاب اصلی و اصلاحی و زمین لرزه ۱۹۹۵ کوبه ژاپن در سایت Amagasaki و شکل ۳-۴ نشان دهنده طیف سه بعدی زمین لرزه مذکور می باشد. تغییرات رویه پس از زمان وقوع شتاب حداکثر زمین در زمان ۱۰/۲۶ ثانیه از زمان شروع ثبت زلزله ای که کل زمان ثبت آن ۴۸/۹ ثانیه است نشانگر تغییر حجم گسترده در رویه و بالنتیجه تغییرات عظیم در شاخص ILD می باشد.



شکل ۱-۴- نمودار شتاب- زمان اصلی در زلزله KOBه ژاپن ایستگاه Amagasaki  
 $(t(PGA)=10.26 \text{ sec})$



شکل ۴-۲- طیف شتاب اصلاحی در زلزله KOBه ژاپن ایستگاه Amagasaki  
 $(t(PGA)=10/26 \text{ sec})$



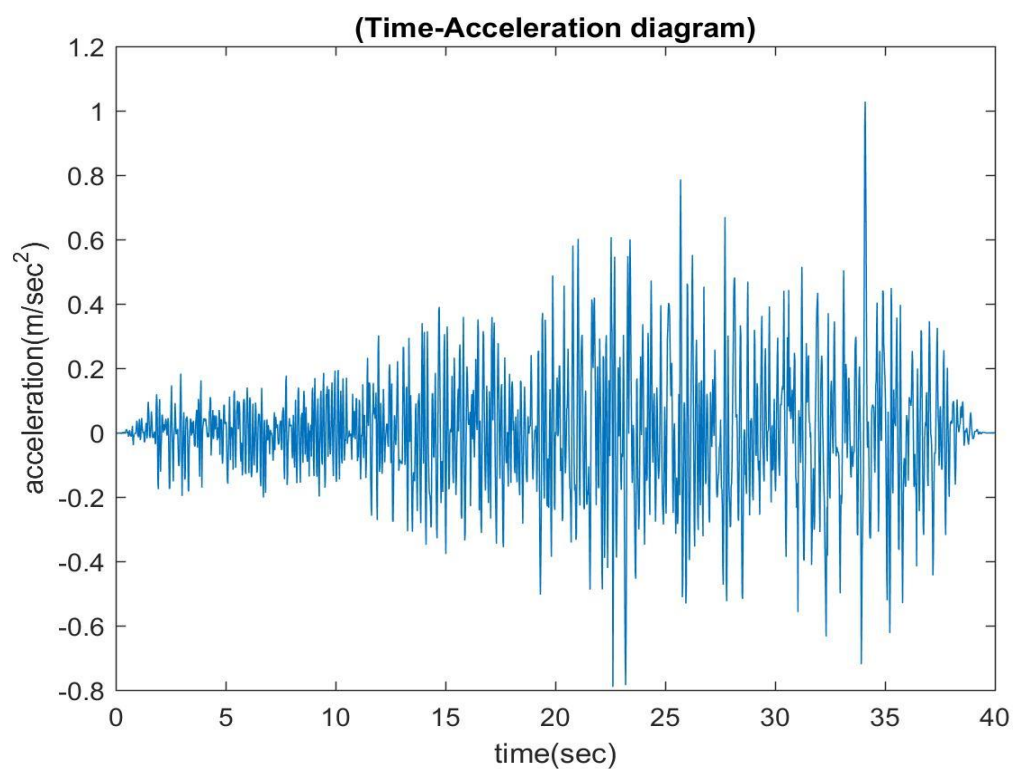
شکل ۴-۳- طیف سه بعدی زمین لرزه KOBه ژاپن ایستگاه Amagasaki  
 $(t(PGA)=10/26 \text{ sec})$

#### ۴-۶- تعیین دامنه تغییرات شاخص ILD در سایت های غیر روانگرا

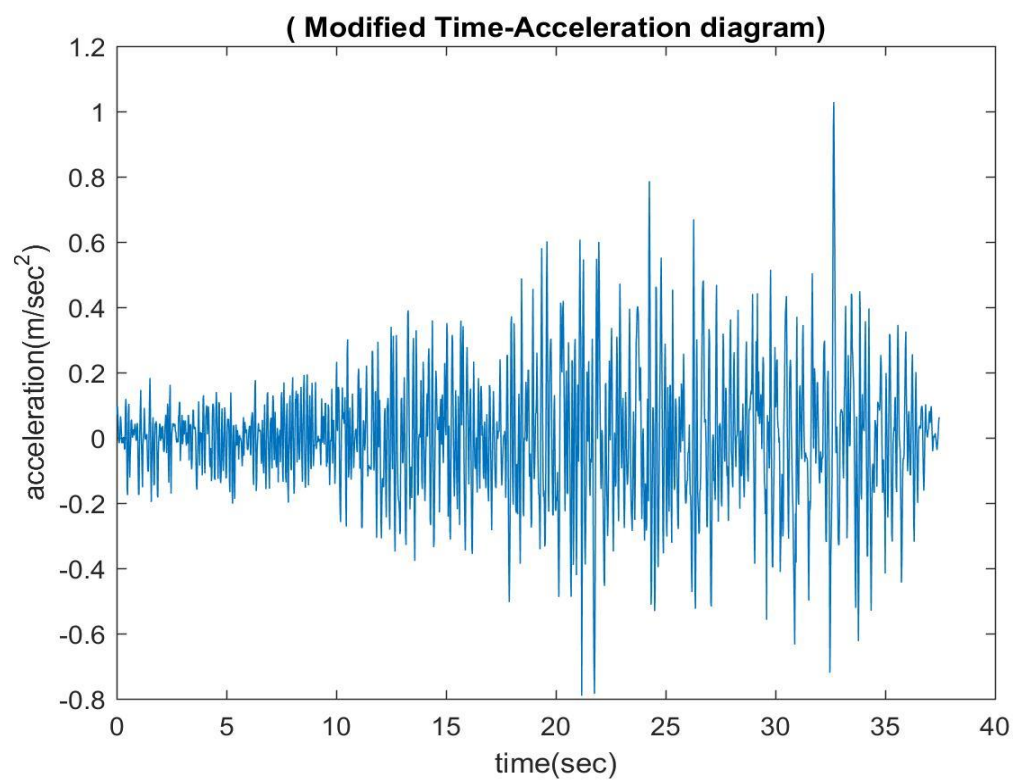
جهت مشخص نمودن دامنه تغییرات شاخص ILD در سایت های غیرروانگرا همانند سایت های روانگرا بایستی اطلاعات لرزه ای ثبت شده تعدادی سایت غیرروانگرا را فراخوانی نمود که این امر به کمک اطلاعات ثبتی در سایت های ذکر شده در بخش ۴-۳ محقق می شود. سایت های غیر روانگرای انتخاب شده مربوط به زمین لرزه های ۱۹۹۷ قائن، ۱۹۷۸ طبس، ۲۰۰۳ بم، ۱۹۹۰ رودبار منجیل و ۲۰۰۵ زرنند کرمان در ایران و همچنین زمین لرزه های superstition hills در سال ۱۹۸۷، Victoria مکزیک در سال ۱۹۸۰، North ridge در سال ۱۹۹۴، Gazli در سال ۱۹۸۴، Lomapieta در سال ۱۹۸۹ و Cape Mendocino در سال ۱۹۹۲ میلادی می باشند.

مشاهده می شود که در این ۱۶ سایت غیرروانگرا شاخص ILD از مقدار ۰/۰۲ در زمین لرزه ویکتوریا در سال ۱۹۸۰ میلادی در مکزیک تا مقدار ۰/۸۵ در زمین لرزه ۱۹۷۸ طبس در ایستگاه دیهوک تغییر می کند که این مسئله خود بیانگر تغییرات ناچیز حجمی طیف سه بعدی زمین لرزه پس از زمان وقوع شتاب حداکثر زمین می باشد.

اشکال ۴-۴ و ۴-۵ دلالت بر طیف های شتاب اصلی و اصلاحی زمین لرزه ۱۹۷۸ طبس در ایران در ایستگاه دیهوک دارند که طیف اصلاحی هم در اینجا به مانند سایت های غیرروانگرا با در نظر گرفتن بازه زمانی اولین شتاب معادل PGA ۰/۶ قبل از رخداد PGA و آخرین زمان معادل PGA ۰/۶ پس از وقوع PGA شکل گرفته است.

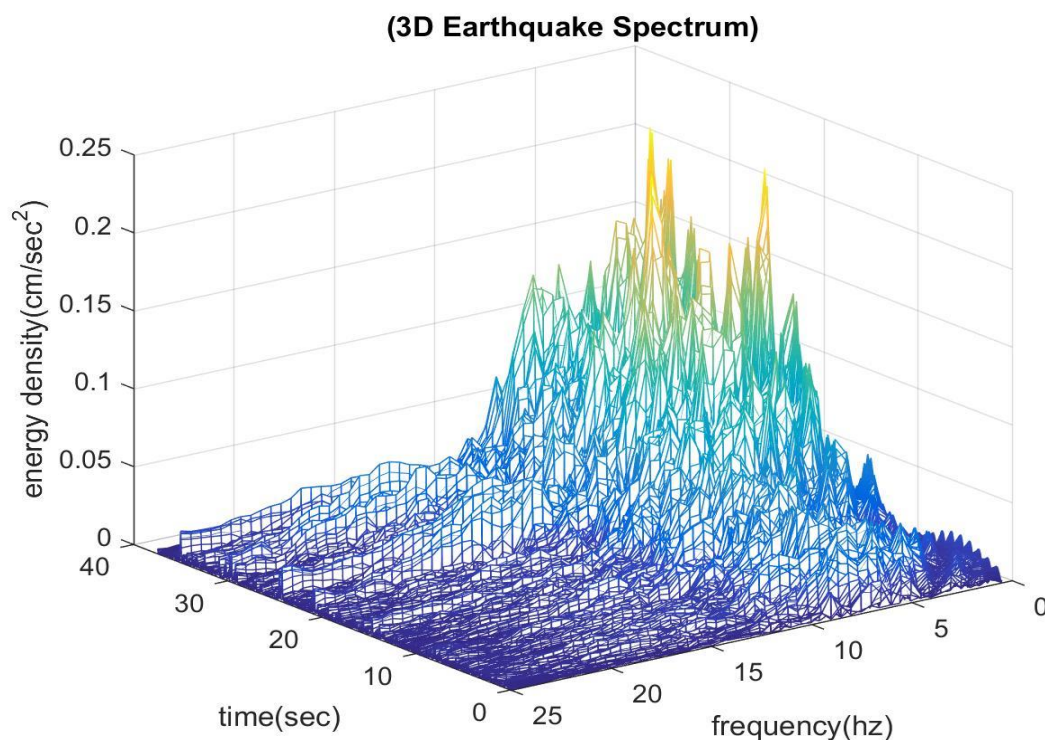


شکل ۴-۴- طیف شتاب اصلی زمین لرزه ۱۹۷۸ طیس در ایستگاه دیهوک  
( $t(PGA)=32/66$  sec)



شکل ۴-۵- طیف شتاب اصلاحی زمین لرزه ۱۹۷۸ طیس در ایستگاه دیهوک  
( $t(PGA)=32/66$  sec)

شکل ۴-۶ نشان دهنده طیف سه بعدی زمین لرزه دیهوک طبس می باشد. مشاهده می شود که در طی زمان ثبت ۳۸/۷۳ ثانیه از زمین لرزه ای که شتاب حداکثر آن در زمان ۳۲/۶۶ ثانیه رخ می دهد، با وجود مقادیر بسیار زیاد چگالی انرژی هیچ گونه تغییری در این مقادیر و در نتیجه در حجم رویه قبل و پس از زمان وقوع PGA مشاهده نمی گردد که این خود حاکی از تغییرات ناچیز در دامنه چگالی انرژی و عدم وقوع تغییرات چشمگیر در توده خاک می باشد.



شکل ۴-۶ طیف سه بعدی زمین لرزه ۱۹۷۸ طبس در ایستگاه دیهوک  
( $t(PGA)=32/66 \text{ sec}$ )

#### ۴-۷- بررسی تحلیلی شاخص ILD در سایت های روانگرا و غیرروانگرا

به منظور تعیین شاخص ILD در یک سایت مورد بررسی، بایستی میزان تغییرات حجم رویه زلزله سایت مذکور را قبل و پس از وقوع PGA به کمک انتگرال گیری حجمی محاسبه و بر حجم رویه زلزله قبل از وقوع PGA تقسیم نمود اما در مقام مقایسه، نمودارهای شتاب- زمان اصلی و شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله ۳ سایت روانگرا و ۳ سایت غیر روانگرا به صورت عینی در ادامه



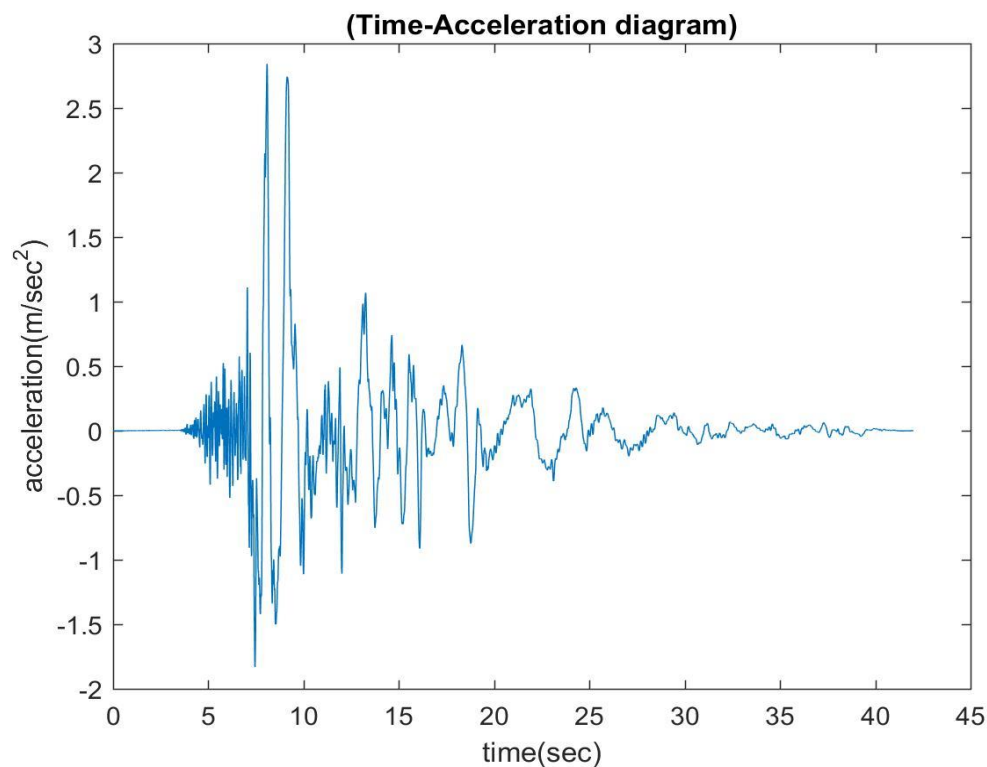
نشان داده شده اند و نتایج مورد بحث و بررسی قرار می گیرند. در هر مرحله به کمک رابطه ۴-۱ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA شاخص شناسایی وقوع روانگرایی تعیین می شود.

#### ۴-۷-۱- چگونگی محاسبه و تحلیل شاخص ILD در سایت های روانگرا

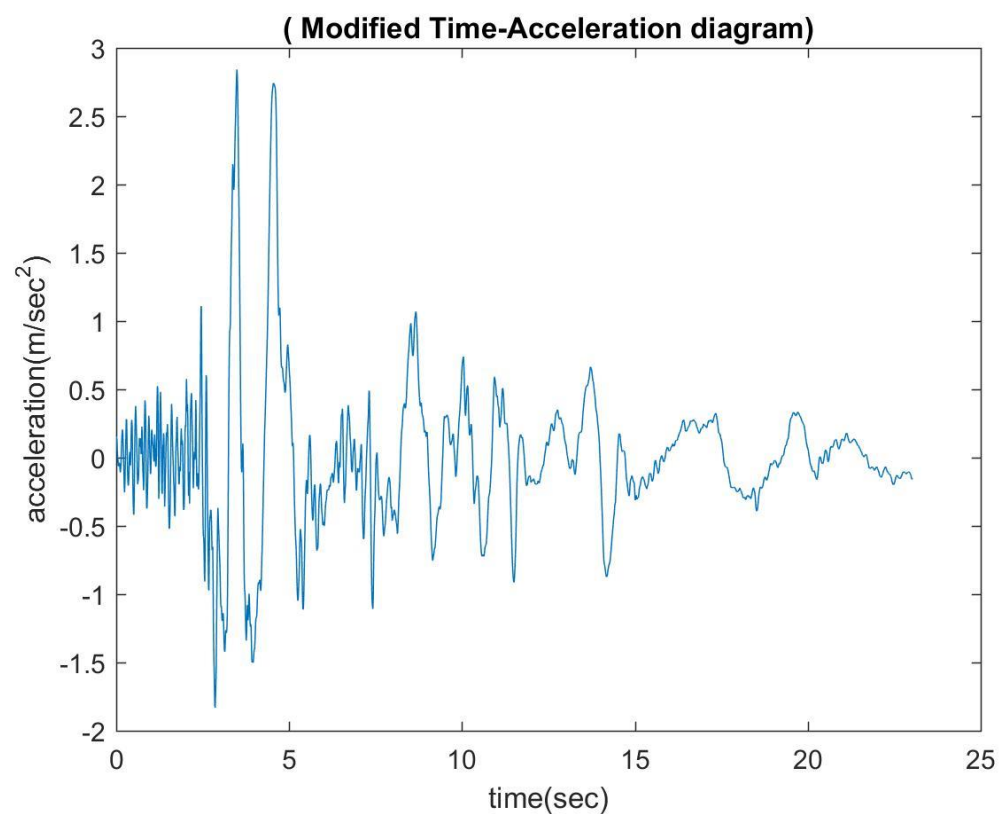
به منظور محاسبه شاخص مذکور، ۳ سایت روانگرایی Port Island در زمین لرزه کوبه در سال ۱۹۹۵ میلادی در ژاپن، Wild Life در زلزله Super station hills در نوامبر ۱۹۸۷ در کشور آمریکا و Izumi در زلزله ماه مارس ۱۹۹۷ میلادی کشور ژاپن به عنوان نمونه مورد بررسی قرار می گیرند.

#### ۴-۷-۱-۱- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت Port Island زمین لرزه ۱۹۹۵ کوبه ژاپن

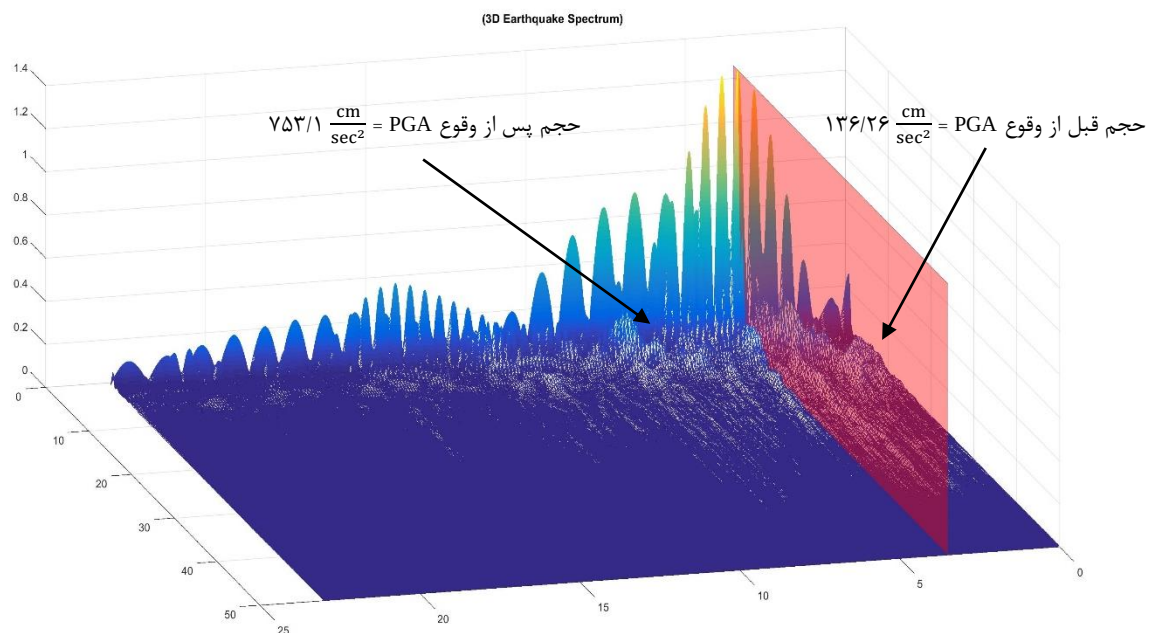
اشکال ۴-۷ الی ۴-۹ به ترتیب نشانگر نمودار شتاب- زمان اصلی، شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله می باشند که احجام قبل و پس از وقوع PGA با مرور دادن صفحه ای در زمان tPGA از یکدیگر تفکیک شده اند و حجم هر قسمت بر روی شکل به صورت مجزا نشان داده شده است.



شکل ۴-۷ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه کوبه ۱۹۹۵ ژاپن ایستگاه Port Island



شکل ۴-۸ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه کوبه ۱۹۹۵ ژاپن ایستگاه Port Island



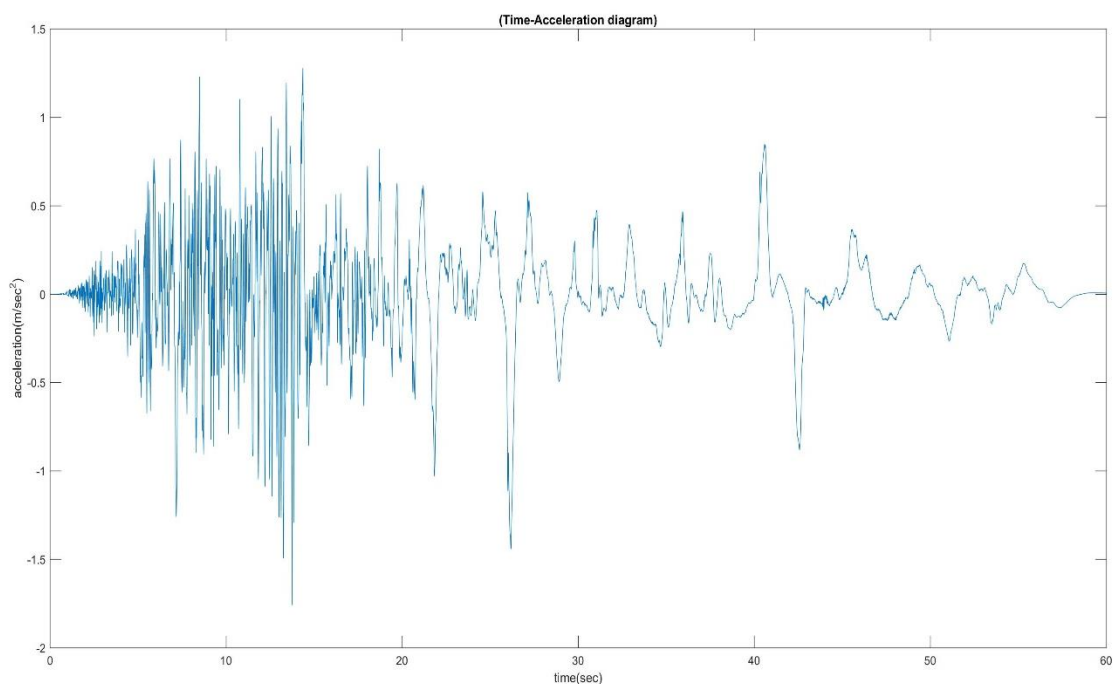
شکل ۴-۹ طیف سه بعدی زمین لرزه کوبه ۱۹۹۵ ژاپن ایستگاه Port Island به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 4.52)

به کمک رابطه ۴-۱ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA داریم:

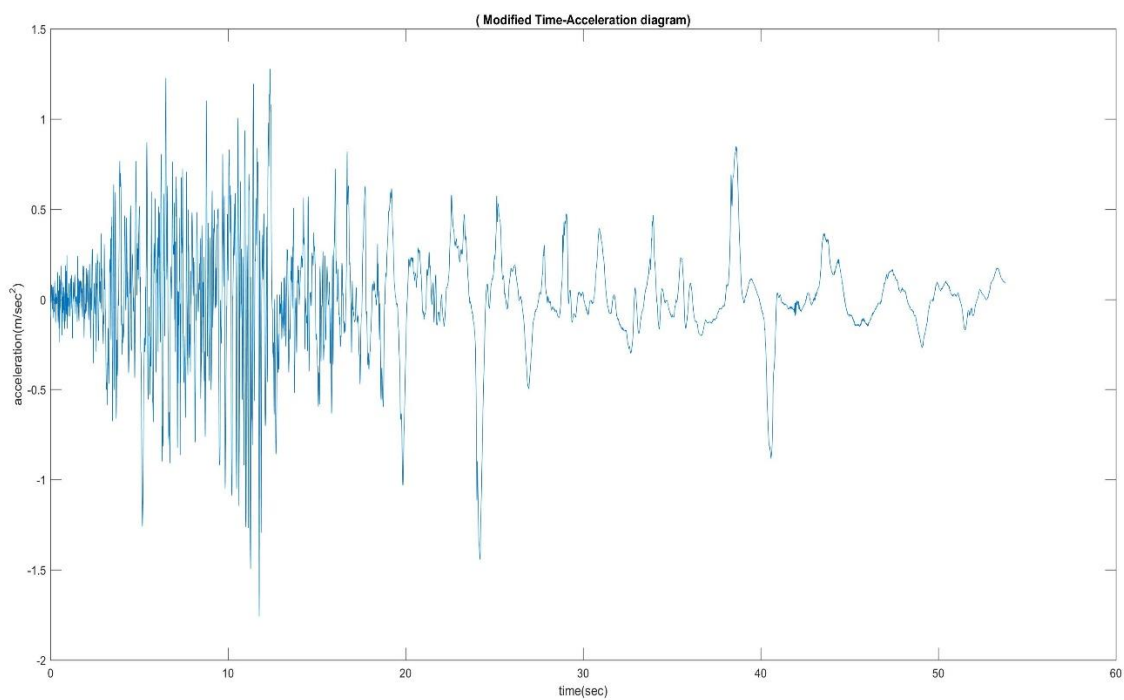
$$ILD = \frac{|753.1 - 136.26|}{136.26} = 4.52$$

#### ۴-۷-۱-۲- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت Wild Life زمین لرزه ۱۹۸۷ آمریکا

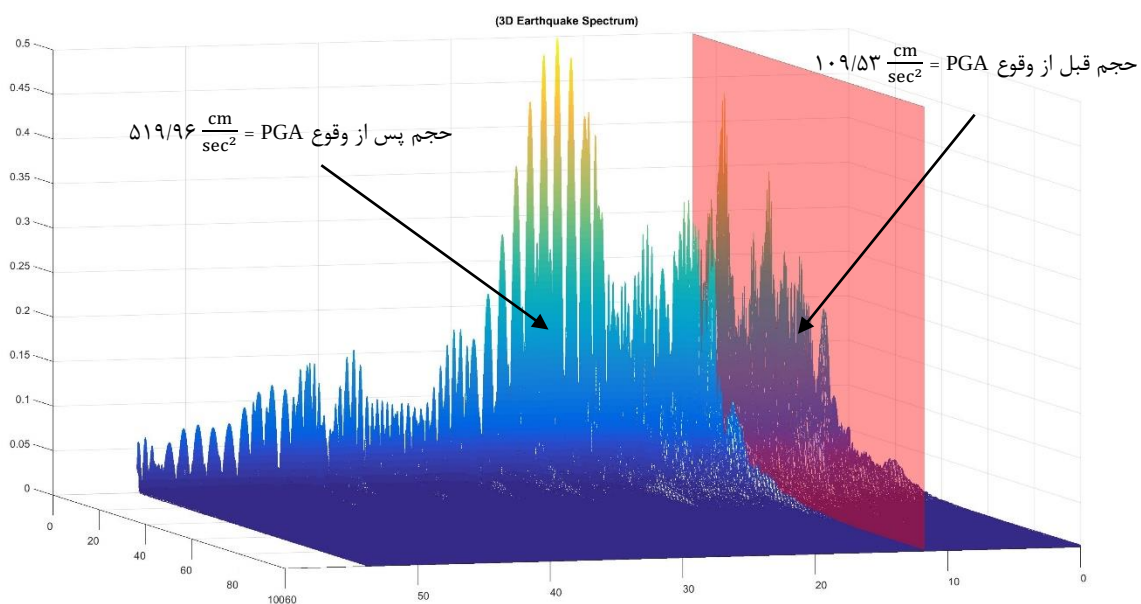
اشکال ۴-۱۰ الی ۴-۱۲ به ترتیب نشانگر نمودار شتاب- زمان اصلی، شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله می باشند که احجام قبل و پس از وقوع PGA با مرور دادن صفحه ای در زمان tPGA از یکدیگر تفکیک شده اند و حجم هر قسمت بر روی شکل به صورت مجزا نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۰ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه Super stition hills سال ۱۹۸۷ آمریکا ایستگاه Wild Life



شکل ۴-۱۱ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه Super stition hills سال ۱۹۸۷ آمریکا ایستگاه Wild Life



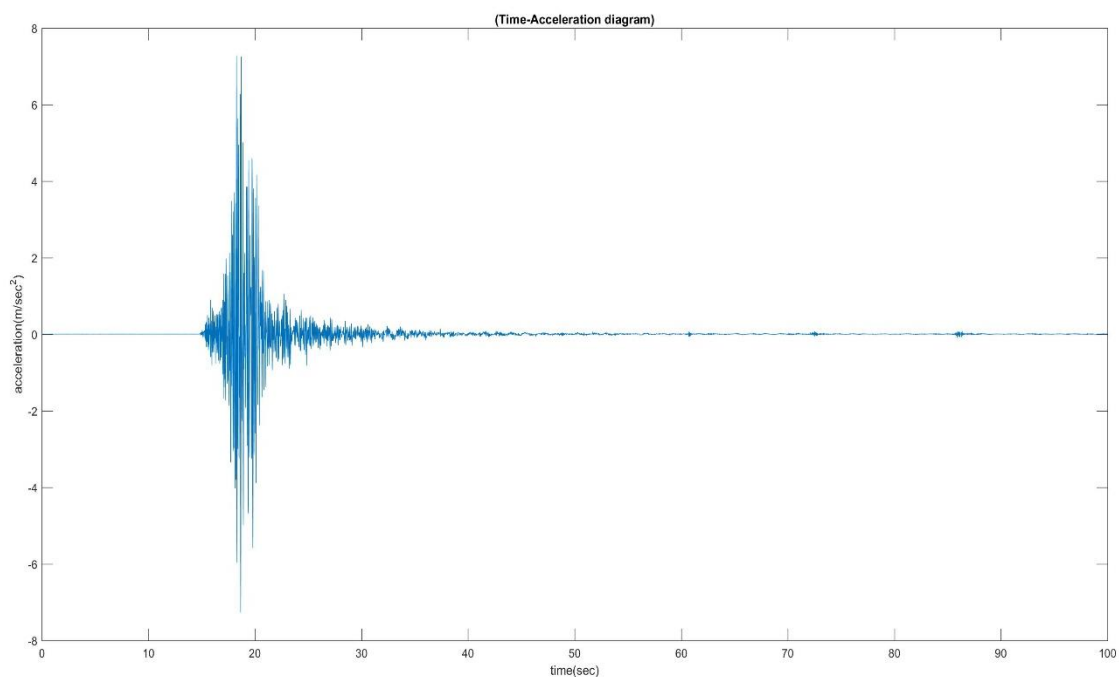
شکل ۴-۱۲ طیف سه بعدی زمین لرزه Super station hills سال ۱۹۸۷ آمریکا ایستگاه Wild Life  
به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 3.74)

به کمک رابطه ۱-۴ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA داریم:

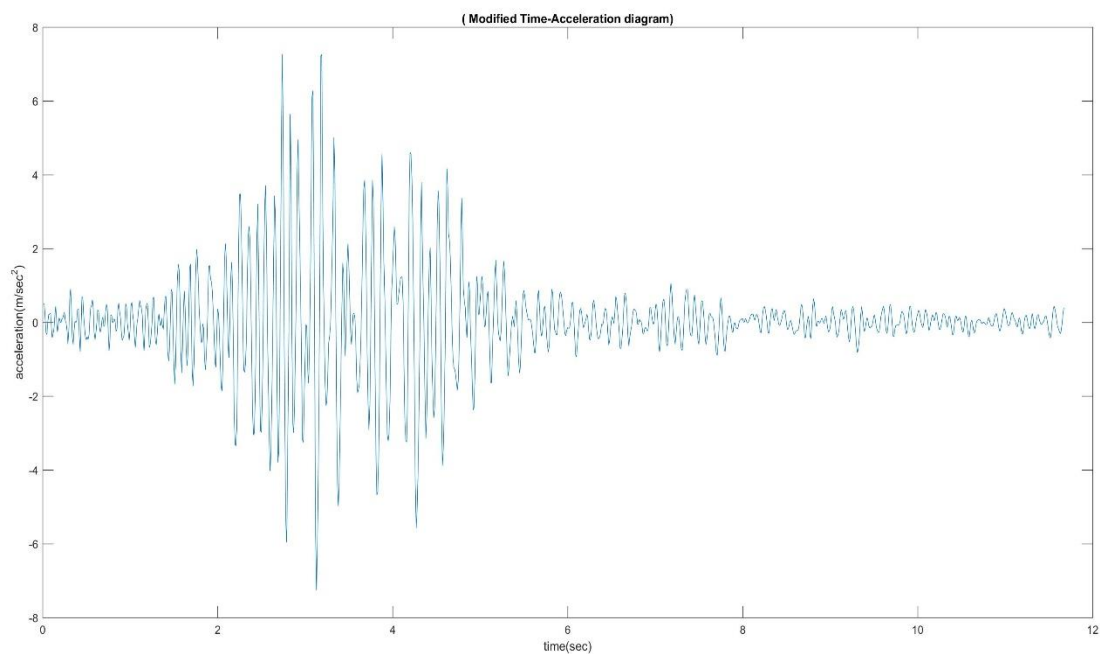
$$ILD = \frac{|519.96 - 109.53|}{109.53} = 3.74$$

#### ۴-۷-۱-۳- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت Izumi زمین لرزه ۱۹۹۷ ژاپن

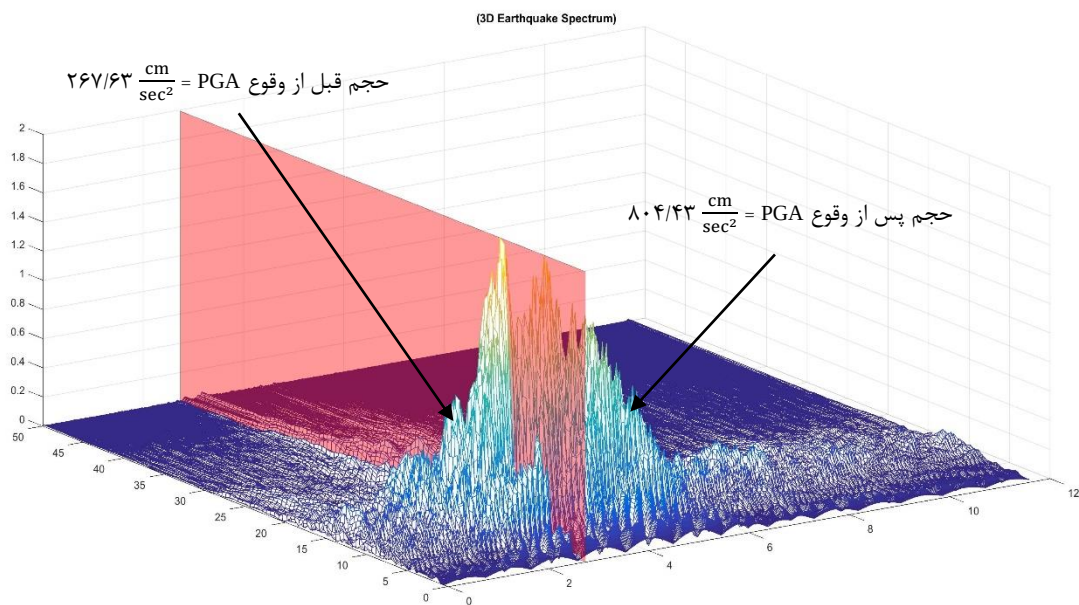
اشکال ۱۳-۴ الی ۱۵-۴ به ترتیب نشانگر نمودار شتاب- زمان اصلی، شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله می باشند که احجام قبل و پس از وقوع PGA با مرور دادن صفحه ای در زمان tPGA از یکدیگر تفکیک شده اند و حجم هر قسمت بر روی شکل به صورت مجزا نشان داده شده است.



شکل ۱۳-۴ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه Izumi سال ۱۹۹۷ ژاپن



شکل ۴-۱۴ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه Izumi سال ۱۹۹۷ ژاپن



شکل ۴-۱۵ طیف سه بعدی زمین لرزه Izumi سال ۱۹۹۷ ژاپن به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 2.00)

به کمک رابطه ۴-۱ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA داریم:

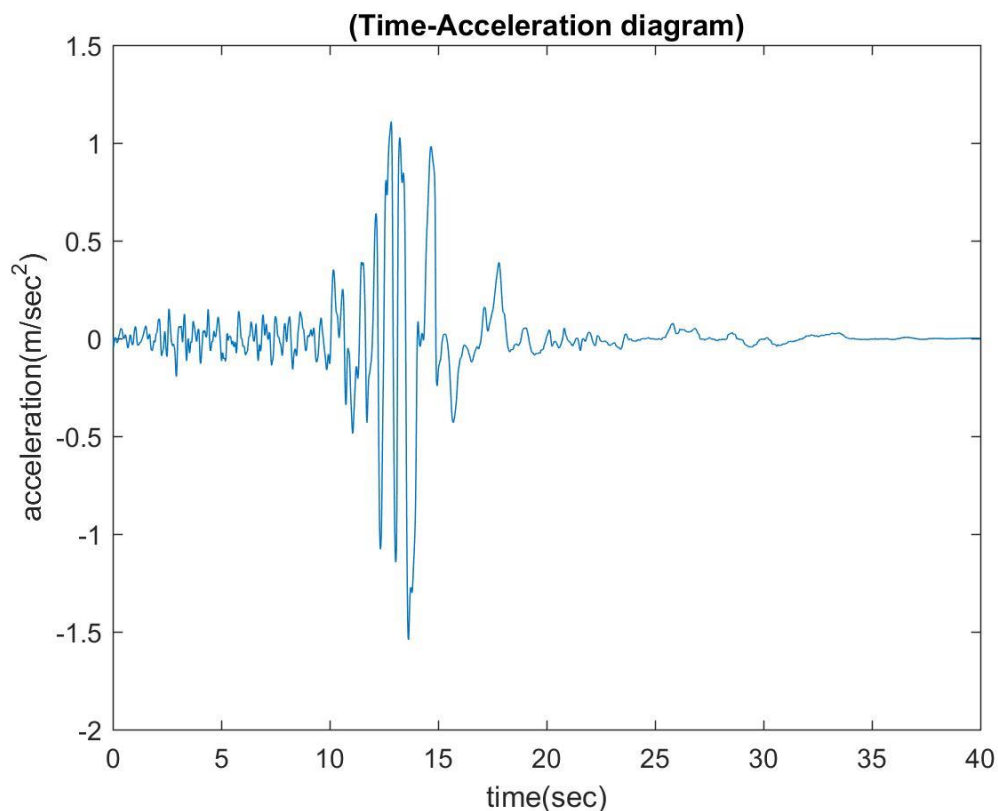
$$ILD = \frac{|804.43 - 267.63|}{267.63} = 2.00$$

#### ۴-۷-۲- چگونگی محاسبه و تحلیل شاخص ILD در سایت های غیر روانگرا

به منظور محاسبه شاخص مذکور، ۳ سایت غیر روانگرای Treasure Island در زمین لرزه Loma Prieta در سال ۱۹۸۹ میلادی، New Hall در زلزله Northridge در سال ۱۹۹۴ و Brawley Airport در زلزله Super station hills سال ۱۹۸۷ میلادی کشور آمریکا به عنوان نمونه مورد بررسی قرار می گیرند.

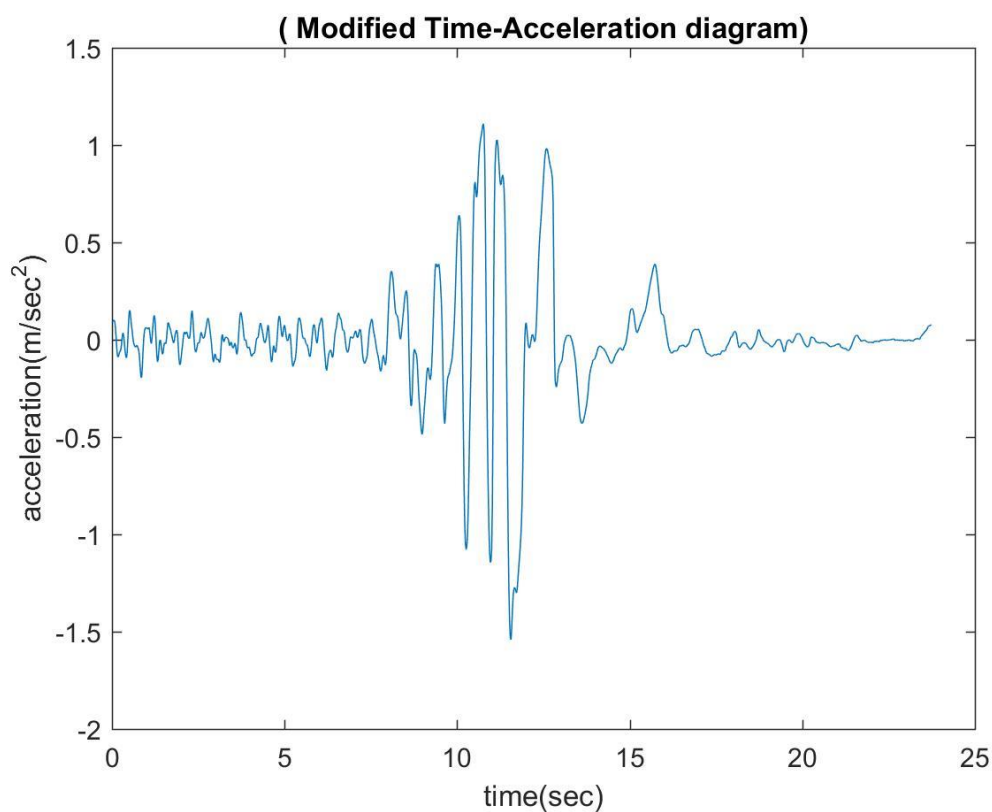
#### ۴-۷-۲-۱- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت Treasure Island زلزله ۱۹۸۹ Loma Prieta

اشکال ۴-۱۶ الی ۴-۱۸ به ترتیب نشانگر نمودار شتاب- زمان اصلی، شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله می باشند که احجام قبل و پس از وقوع PGA با مرور دادن صفحه ای در زمان tPGA از یکدیگر تفکیک شده اند و حجم هر قسمت بر روی شکل به صورت مجزا نشان داده شده است.

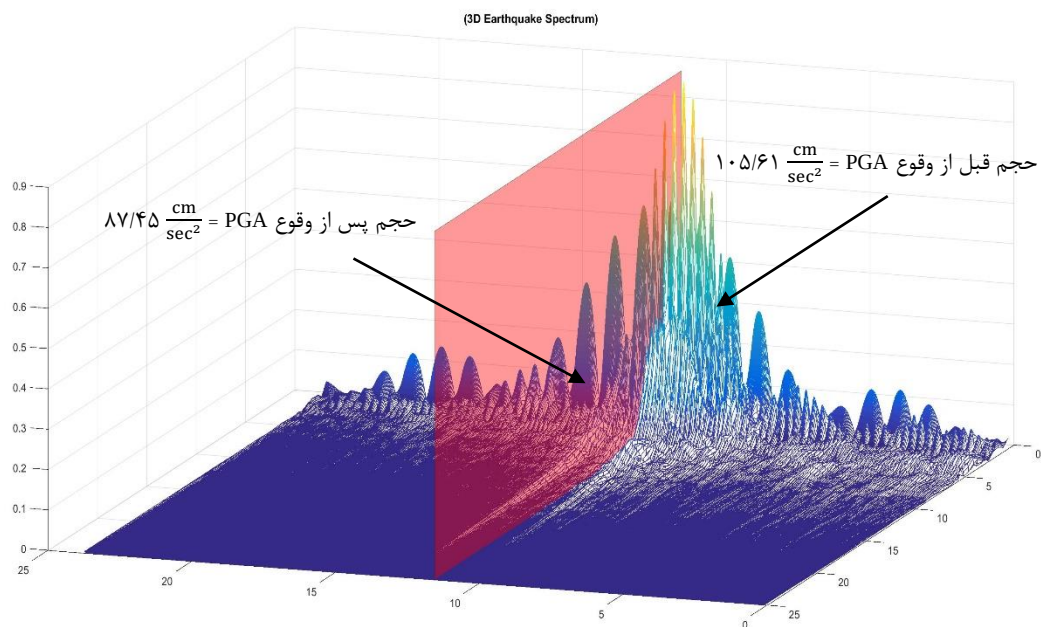


شکل ۴-۱۶ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه Loma Prieta سال ۱۹۸۹ ایستگاه Treasure Island





شکل ۴-۱۷ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه Loma Prieta سال ۱۹۸۹ ایستگاه Treasure Island



شکل ۴-۱۸ طیف سه بعدی زمین لرزه Loma Prieta سال ۱۹۸۹ ایستگاه Treasure Island  
به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 0.17)

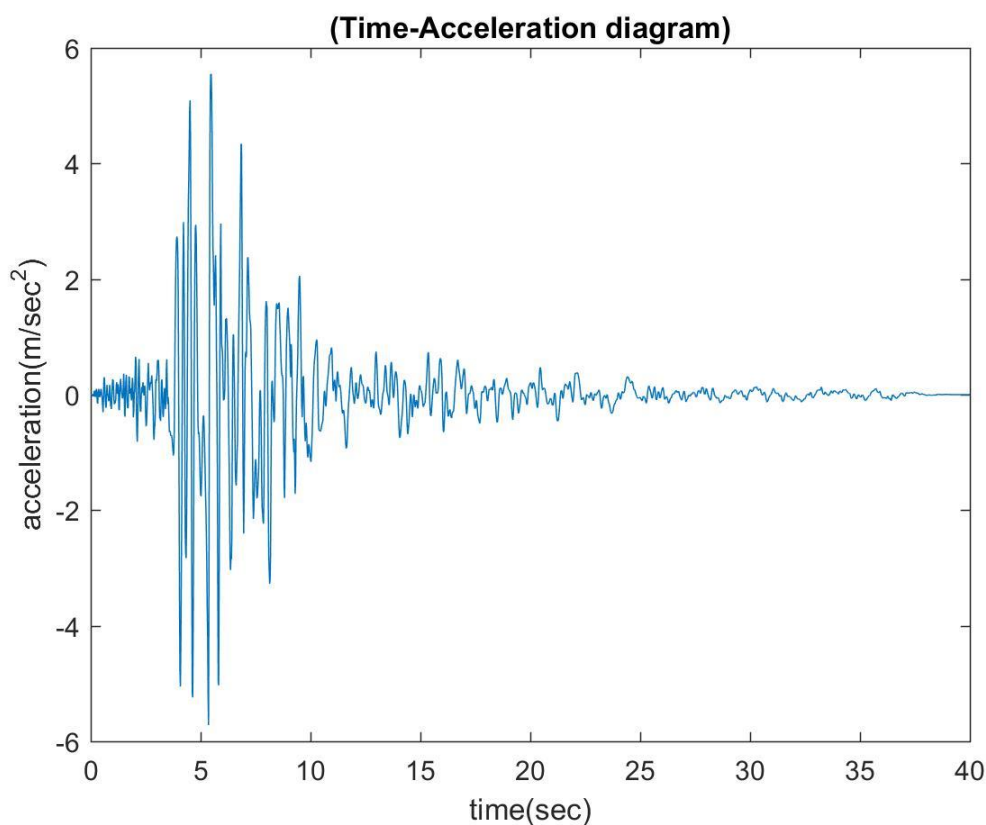


به کمک رابطه ۱-۴ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA داریم:

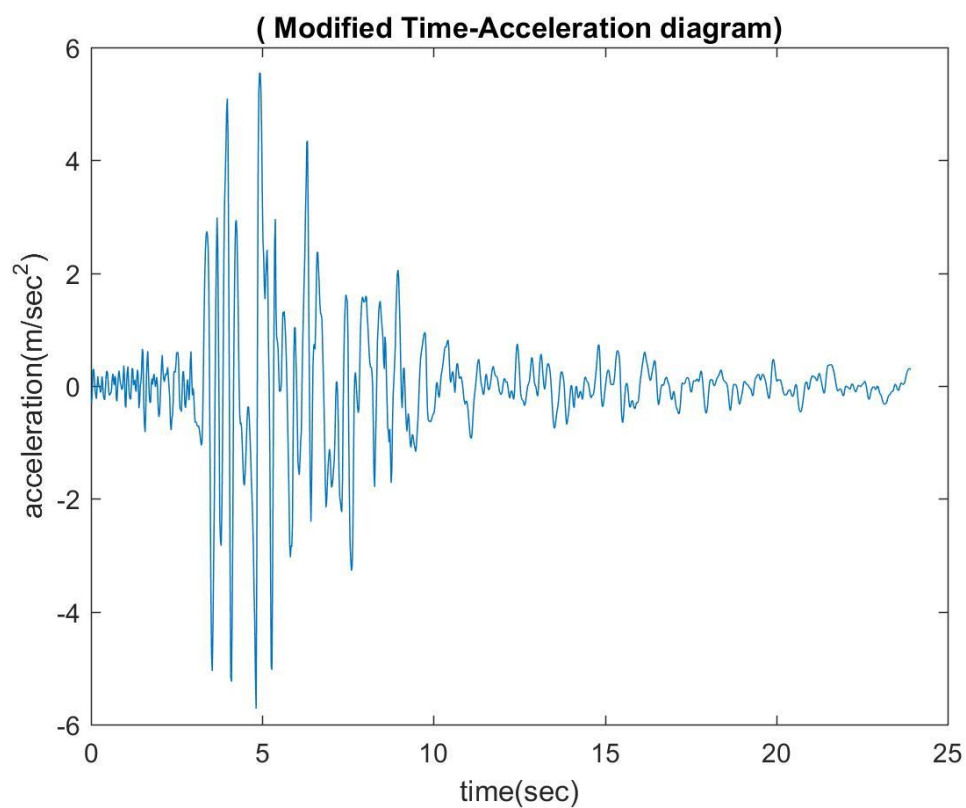
$$ILD = \frac{|87.45 - 105.61|}{105.61} = 0.17$$

#### ۴-۷-۲- محاسبه شاخص I.L.D. در سایت New Hall زلزله ۱۹۹۴ Northridge

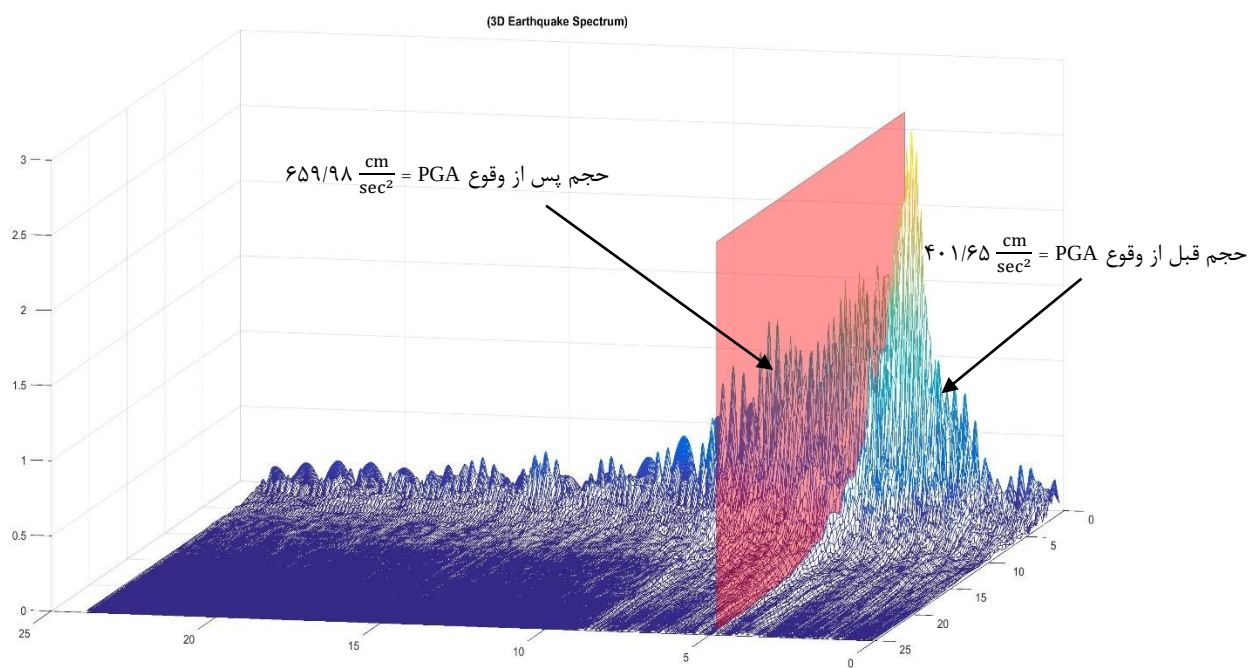
اشکال ۱۹-۴ الی ۲۱-۴ به ترتیب نشانگر نمودار شتاب- زمان اصلی، شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله می باشند که احجام قبل و پس از وقوع PGA با مرور دادن صفحه ای در زمان tPGA از یکدیگر تفکیک شده اند و حجم هر قسمت بر روی شکل به صورت مجزا نشان داده شده است.



شکل ۱۹-۴ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه Northridge سال ۱۹۹۴ ایستگاه New Hall



شکل ۴-۲۰ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه Northridge سال ۱۹۹۴ ایستگاه New Hall



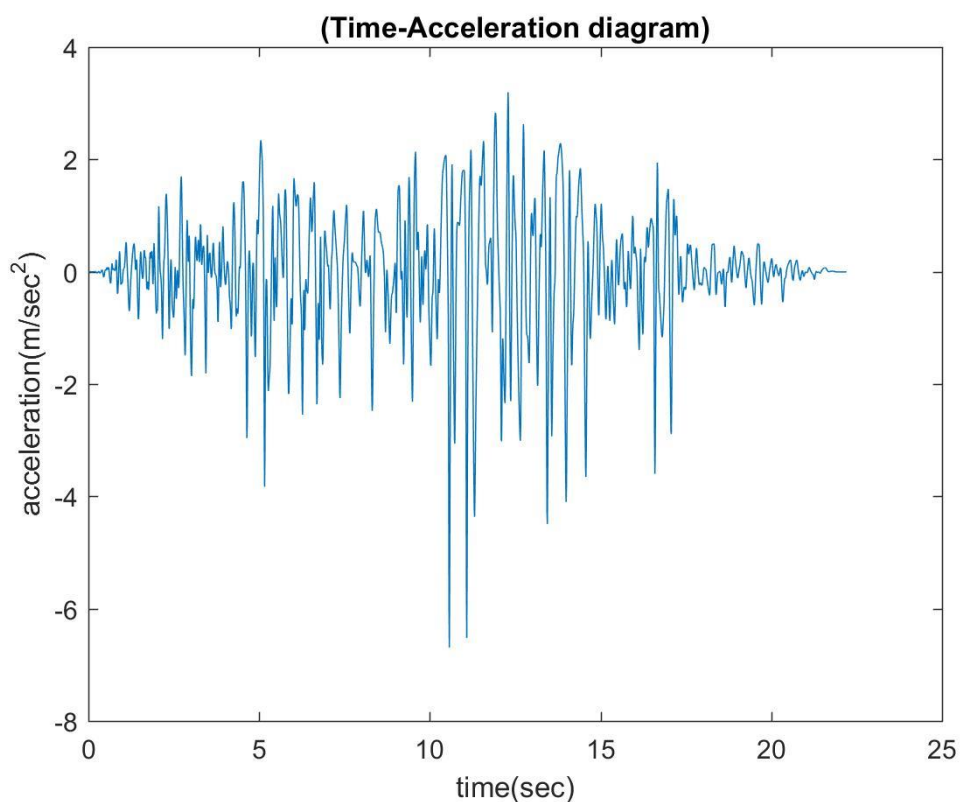
شکل ۴-۲۱ طیف سه بعدی زمین لرزه Northridge سال ۱۹۹۴ ایستگاه New Hall  
به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 0.64)

به کمک رابطه ۱-۴ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA داریم:

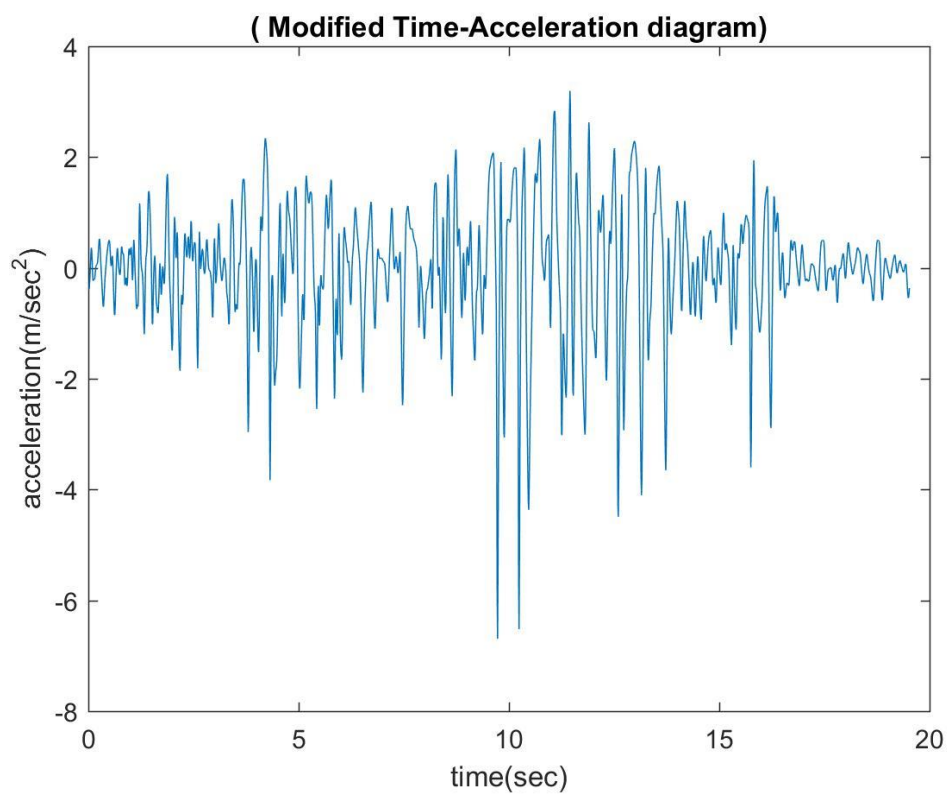
$$ILD = \frac{|659.98 - 401.65|}{401.65} = 0.64$$

۳-۲-۷-۴ - محاسبه شاخص I.L.D. در سایت Brawley Airport زلزله ۱۹۸۷ Super station hills

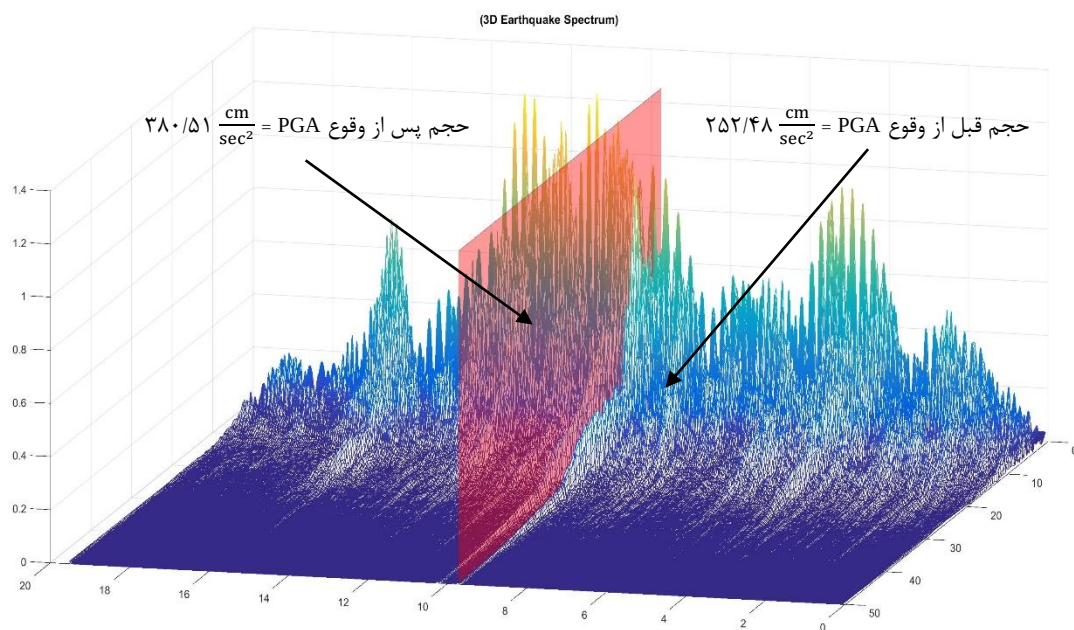
اشکال ۲۲-۴ الی ۲۴-۴ به ترتیب نشانگر نمودار شتاب- زمان اصلی، شتاب- زمان اصلاحی و طیف سه بعدی زلزله می باشند که احجام قبل و پس از وقوع PGA با مرور دادن صفحه ای در زمان tPGA از یکدیگر تفکیک شده اند و حجم هر قسمت بر روی شکل به صورت مجزا نشان داده شده است.



شکل ۲۲-۴ نمودار شتاب - زمان اصلی زمین لرزه Super station hills سال ۱۹۸۷ ایستگاه Brawley Airport



شکل ۴-۲۳ نمودار شتاب - زمان اصلاحی زمین لرزه Super stition hills سال ۱۹۸۷ ایستگاه Brawley Airport



شکل ۴-۲۴ طیف سه بعدی زمین لرزه Super stition hills سال ۱۹۸۷ ایستگاه Brawley Airport  
به دست آمده به وسیله آنالیز موجک (ILD = 0.5)

به کمک رابطه ۴-۱ و با در نظر گرفتن حجم قبل و پس از وقوع PGA داریم:

$$ILD = \frac{|380.51 - 252.48|}{252.48} = 0.5$$

#### ۴-۸- تعیین محدوده شاخص ILD در سایت های روانگرا و غیرروانگرا

جدول ۴-۱ نشانگر نتایج پایش روانگرایی در ۲۳ سایت روانگرا و غیرروانگرا می باشد که نشان دهنده تغییرات شاخص ILD از ۰/۰۲ تا ۰/۸۵ در سایت های غیرروانگرا می باشد و این به معنای تغییرات ناچیز در چگالی انرژی و در نتیجه تغییر مکان های کوچک در توده خاک می باشد که گواه این مطلب است که نشست ها و تغییر شکل های در حد وقوع رخداد روانگرایی در آن به وقوع نپیوسته است.

جدول ۴-۱- نتایج پایش روانگرایی به وسیله شاخص ILD

| ردیف | نام زلزله                    | نام سایت                        | روانگرا یا<br>غیرروانگرا* | شاخص ILD |
|------|------------------------------|---------------------------------|---------------------------|----------|
| ۱    | Cape Mendocino April 1992    | Petrolia                        | NL                        | ۰,۵۵     |
| ۲    | Northridge January 1994      | Topanga                         | NL                        | ۰,۳۵     |
| ۳    | Loma Prieta October 1989     | Treasure Island                 | NL                        | ۰,۱۷     |
| ۴    | Loma Prieta October 1989     | Yerba Buena                     | NL                        | ۰,۶۶     |
| ۵    | Rudbar June 1990             | Manjil                          | NL                        | ۰,۰۴     |
| ۶    | Gazli March 1984             | Bukhara                         | NL                        | ۰,۴۵     |
| ۷    | Super stition hills Nov 1987 | Salton Sea Wild Life<br>Refugee | NL                        | ۰,۴۳     |
| ۸    | Zarand Feb 2005              | Zarand                          | NL                        | ۰,۵۵     |
| ۹    | Bam December 2003            | Andoohjerd                      | NL                        | ۰,۴۵     |
| ۱۰   | Northridge January 1994      | New hall                        | NL                        | ۰,۶۴     |
| ۱۱   | Victoria Sep 1980            | Victoria Hospital               | NL                        | ۰,۰۲     |
| ۱۲   | Tabas Sep 1978               | Bajestan                        | NL                        | ۰,۷۲     |
| ۱۳   | Tabas Sep 1978               | Boshrooyeh                      | NL                        | ۰,۸۲     |
| ۱۴   | Tabas Sep 1978               | Dayhook                         | NL                        | ۰,۸۵     |
| ۱۵   | Super stition hills Nov 1987 | Brawley Airport                 | NL                        | ۰,۵۰     |
| ۱۶   | Ghaen May 1997               | Khezri                          | NL                        | ۰,۰۹     |
| ۱۷   | Kobe Jan 1995                | Port Island                     | L                         | ۴,۵۲     |
| ۱۸   | Kobe Jan 1995                | Amagasaki                       | L                         | ۸,۸۰     |
| ۱۹   | Kobe Jan 1995                | Higushi-Kobe                    | L                         | ۲,۱۲     |
| ۲۰   | Super stition hills Nov 1987 | Wild Life                       | L                         | ۳,۷۴     |
| ۲۱   | Izumi March 1997             | Izumi                           | L                         | ۲,۰۰     |
| ۲۲   | Miyanojoh March 1997         | Miyanojoh                       | L                         | ۱,۶۹     |
| ۲۳   | Miyanojoh May 1997           | Miyanojoh                       | L                         | ۱,۹۲     |

\* L = روانگرا؛ NL = غیرروانگرا

همچنین در این جدول دامنه تغییرات سایت های روانگرا از مقدار ۱/۶۹ در سایت Miyanojoh ژاپن تا مقدار ۸/۸ در سایت Amagasaki در زمین لرزه ۱۹۹۵ کوبه ژاپن تغییر کرده است که دلالت بر تغییرات شدید چگالی انرژی پس از وقوع PGA دارد که بیان کننده تغییرات عظیم در توده خاک همچون نشست و تغییر مکان های بزرگ مقیاس می باشد و این مسئله نشان دهنده وقوع روانگرایی در توده خاک این سایت ها می باشد.

#### ۴-۹- مقایسه روش به دست آمده با سایر روش های مشابه

در فصل دوم روابطی جهت تعیین روانگرا یا غیرروانگرا بودن یک سایت تحت وقوع زمین لرزه با در نظر گرفتن تاریخچه زمانی شتاب معرفی گردیدند.

در بخش (۲-۸) رابطه TFDRSA جهت تعیین روانگرا یا غیرروانگرا بودن یک سایت معرفی گردید که در ۰/۵ به عنوان حد مرزی این شاخص جهت این امر معین شد.

شباهت این رابطه با شاخص ILD این بود که شتاب های بیش از ۰/۰۵ شتاب گرانش زمین را به عنوان شتاب های مورد محاسبه در نظر گرفته اند و در هر دو پژوهش روانگرا بودن یک سایت به سبب تغییرات ناگهانی یکی در محتویات فرکانسی و دیگری تغییرات ناگهانی چگالی انرژی می باشند که چون تغییرات چگالی انرژی در شتاب های بزرگتر از ۰/۰۵ شتاب گرانش زمین در کل بازه زمین لرزه رخ می دهد و محتویات فرکانسی را هم شامل می شود لذا دامنه تغییرات حجمی بیشتری دارد و مقدار دامنه تغییرات این شاخص از TFDRSA بیشتر است.

جدول (۴-۲) مقایسه ای بین میزان شاخص های مذکور در تعدادی سایت مشترک مورد بررسی انجام داده است.

جدول ۴-۲- مقایسه شاخص های TFDRSA و ILD در تعدادی سایت روانگرا و غیرروانگرا

| ردیف | نام زلزله                    | نام سایت        | روانگرا | غیرروانگرا | TFDRSA | ILD  |
|------|------------------------------|-----------------|---------|------------|--------|------|
| ۱    | Loma Prieta October 1989     | Treasure Island |         | ✓          | ۰,۲۸   | ۰,۱۷ |
| ۲    | Northridge January 1994      | New hall        |         | ✓          | ۰,۳۵   | ۰,۶۴ |
| ۳    | Super stition hills Nov 1987 | Brawley Airport |         | ✓          | ۰,۱۴   | ۰,۵  |
| ۴    | Kobe Jan 1995                | Port Island     | ✓       |            | ۰,۸۳   | ۴,۵۲ |
| ۵    | Super stition hills Nov 1987 | Wild Life       | ✓       |            | ۰,۵۷   | ۳,۷۴ |

م. مشاهده می گردد که در سایت های روانگرا شاخص ILD مقدار بسیار بیشتری نسبت به شاخص TFDRSA دارد، لذا این گونه می توان نتیجه گیری نمود که هرچه محتویات زلزله بیشتری (اعم از محتویات فرکانسی، چگالی انرژی و ...) در شاخص مورد استفاده لحاظ شوند دامنه تغییرات آن شاخص بیشتر و با بزرگی زلزله و وقوع روانگرایی در یک سایت مقدار آن شاخص به شدت افزایش می یابد.

## **فصل پنجم**

### **نتیجه گیری و پیشنهاد ادامه کار**



## ۵-۱- نتیجه گیری کلی

از آنجا که پدیده هایی همچون روانگرایی سبب تغییر شکل های غیرخطی و در نتیجه تغییر ساختار توده خاک عمدتاً ما سه ای می گردد، لذا شاهد تغییرات و سيع در دامنه امواج پس از وقوع روانگرایی می باشیم و این تغییرات و سيع در طيف سه بعدی زمین لرزه پس از وقوع شتاب حداکثر به وضوح قابل ملاحظه است.

در این پایان نامه شاخصی جهت شنا سایی وقوع یا عدم وقوع روانگرایی در یک سایت مورد مطالعه معرفی گردید و با سایر شاخص های معرفی شده توسط محققان قبلی در حوزه زمان-فرکانس، مقایسه گردید. در روش پیشنهادی حجم زیر رویه طيف سه بعدی زمان-فرکانس زلزله مورد بررسی به کمک انتگرال گیری حجمی (سه گانه) قبل و پس از زمان وقوع PGA در محیط نرم افزار MATLAB® محاسبه شده و شاخصی برابر با تغییرات این حجم تقسیم بر حجم رویه قبل از وقوع PGA تعریف گردید (شاخص I.L.D).

با توجه به آنالیزهای انجام شده نتایج زیر به دست آمده است:

۱) در سایت های غیر روانگرا تغییرات حجم زیر منحنی قبل و بعد از زمان وقوع PGA ناچیز می باشد.

۲) با توجه به ناچیز بودن تغییرات حجم زیر منحنی، شاخص I.L.D برای سایت های غیرروانگرا کوچکتر از یک می باشد.

۳) در سایت های روانگرا تغییرات حجم زیر منحنی بعد از زمان وقوع PGA نسبت به قبل از زمان رخداد آن بسیار بزرگتر و چشمگیرتر می باشد.

۴) با توجه به بزرگ بودن و چشمگیر بودن تغییرات حجم زیر منحنی پس از زمان وقوع PGA در سایت های روانگرا، شاخص I.L.D در سایت های روانگرا نسبت به سایت های غیرروانگرا مقداری بزرگتر می باشد و مشاهده گردید که این مقدار در سایت های مختلف روانگرا از یک بزرگتر می باشد.

## ۵-۲- پیشنهاد ادامه کار

با توجه به ماهیت آنالیز موجک و کاربرد روزافزون آن در تحلیل های تاریخچه زمانی پیشنهاد می شود که با تحلیل طیف های سرعت و تغییر مکان و در صورت نیاز اصلاح آنها در طی زمان ثبت زمین لرزه نسبت به تعیین روشی جهت تلفیق اثر سه پارامتر تغییر مکان، سرعت و شتاب به منظور به دست آوردن منطقی ترین و کم خطاترین روش تحلیل امواج استفاده نمود. البته مهم ترین اصل در این حالت ترکیب اثر این سه پارامتر است چرا که واحدهای آنها متفاوت است. از سوی دیگر بایستی به این مطلب توجه داشت که پاسخ توده خاک به امواج زمین لرزه سبب میرایی امواج و تغییر در مشخصه های فیزیکی و مکانیکی آنها می شود بنابراین پیشنهاد می شود پس از بررسی چگونگی انتشار این امواج به تحلیل دقیق تر آنها پرداخت چرا که رفتار بستر سنگی و توده خاک بر نوع انتشار و ارتعاش امواج اثر می گذارد و این گونه بررسی ها کمک به کاهش خطا و واقعی تر شدن جواب ها می کنند.



## مراجع و منابع

- [1] Das Braja. M. and Ramana, G. V. (2011), "Principles of Soil Dynamics", Second Edition., Cengage Learning Press, pp. 398.
- [2] Marcuson WF(1978),"Definition of terms related to liquefaction", Geotech Eng Div, ASCE, 104, pp.197-200.
- [۳] بازیار محمد حسن و قناد زینب، "دینامیک خاک"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت، ایران، تهران، صص ۳۰۶-۳۱۲.
- [۴] بذرافشان مقدم، امیر و باقری پور، محمد حسین، "آنالیز تاریخیچه زمانی با استفاده از تئوری موجکی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، اردیبهشت ۱۳۸۷، دانشگاه تهران.
- [۵] رحیمی حسن و عباسی نادر، "مهندسی ژئوتکنیک خاک های مشکل آفرین"، انتشارات دانشگاه تهران، تهران، صص ۲۳۶ - ۲۳۳.
- [۶] وثوقی فر حمیدرضا و عدل پرور محمدرضا، "مبانی مقاوم سازی سازه های کوتاه در ایران"، انتشارات دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران جنوب، تهران، صص ۵۷-۵۹.
- [۷] میر محمد حسینی سید مجدالدین و سقایی حسن، "رفتار لرزه ای خاک ها"، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی امیرکبیر، تهران، ص ۳۳۱.
- [۸] میر محمد حسینی سید مجدالدین و عارف پور بابک، "مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای"، انتشارات پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، صص ۹۹-۹۲.
- [9] P.Orense Rolando, (2004), "Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, pp. 225-240.
- [10] Idriss IM., "An update to seed-idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential"(1999), publication no.FHWA-RD., pp99-165.
- [11] Seed. HB. and Idriss IM., "simplified procedure for evaluating liquefaction potential", Journal of soil mechanics and foundation engineering,1971,97(9), pp1249-1273.
- [12] Yuan Xiaoming, Sun Rui, Chen Longwei, Tang Fuhui, (2010), "A method for detecting site liquefaction by seismic records", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, pp. 270-279.
- [13] Kamagata S., Takewaki I., (2015), "Non-linear transient behavior during soil liquefaction based on re-evaluation of seismic records", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 71, pp. 163-184.

[14] Kostadinov Mladen V., Yamazaki Fumio, (2001), "Detection of soil liquefaction from strong motion records", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, pp. 173-193.

[۱۵] هزارخانی اردشیر و شکوه سلجوقی بشیر، "موجک ها در هوش محاسباتی (جلد اول)"، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی امیرکبیر، تهران، صص ۳۶۲-۳۵۳.

[۱۶] بذرافشان مقدم امیر، (۱۳۹۱)، رساله اخذ درجه دکتری: "بهینه سازی تحلیل لرزه ای پاسخ زمین با استفاده از توابع موجکی انطباق پذیر جدید و روش HFTD ماتریسی"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان، صص ۴۱-۳۵.

[۱۷] نورزاد علی و جلال مصطفی، "روانگرایی خاک یافته ها و دست آوردهای نوین"، انتشارات دانشگاه صنعت آب و برق، تهران، صص ۲۰-۱۹.

[۱۸] فروغی سینا، شمسی حسین و میرحسینی فرسیما، "آموزش گام به گام نرم افزارهای ژئوتکنیک لرزه ای"، انتشارات سیمای دانش، تهران، ص ۳۴

[۱۹] فروغی سینا، شمسی حسین و میرحسینی فرسیما، "آموزش گام به گام نرم افزارهای ژئوتکنیک لرزه ای"، انتشارات سیمای دانش، تهران، صص ۱۶۹-۱۶۸

[20] Bolt. B.A.(1969), "Duration of strong motion", Proceedings of the 4<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, pp.1304-1315.

[21] Krinitszky. E.L. and Chang, F.K.(1977), "State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States: specifying peak motions for design earthquakes", Miscellaneous paper S-73-1, Report 7, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station.

[۲۲] میر محمد حسینی سید مجدالدین و عارف پور بابک، "مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای"، انتشارات پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، صص ۱۱۵-۱۱۲.

[23] [www.ngawest2.berkley.edu/spectras](http://www.ngawest2.berkley.edu/spectras).

[24] [www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/special/special\\_e.html](http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/special/special_e.html)



## **Abstract**

Soil liquefaction is a phenomenon in which the shear strength of granular cohesionless soils will reduce or even vanish in a very short time under effect of dynamic loads such as earthquake or blast and the soil changes from a solid to a liquefied state. Detection of liquefaction occurrence is one of the most important factors when a structure is constructed on a ground which is suspected to soil liquefaction or subjected to intensive dynamic loads such as earthquakes. Therefore, it is needed to analyze earthquake waves during an earthquake happening. The most appropriate method for analyzing earthquake waves is the time- frequency analysis.

In this thesis, the recorded accelerations of earthquakes in many liquefied and non-liquefied sites were analyzed by wavelet transfer using MATLAB<sup>®</sup> program and three-dimensional wavelet spectrum of each earthquake was determined. An index was defined and assigned which demonstrates whether the site is liquefied or non-liquefied. This index names Index of Liquefaction Detection (I.L.D.), shows the rational volume oscillations of 3D earthquake spectrum before and after PGA occurrence and can be reached by the estimation of volume under earthquake 3D spectrum which determines ranges for both liquefied and non-liquefied sites and indicates that it is less than one for non-liquefied sites whereas it is more than one for liquefied sites.

**Key words:** Soil liquefaction, wavelet transfer, earthquake, detection of liquefaction occurrence.







**Shahrood University of Technology**

**Faculty of Civil Engineering**

**MSc Thesis in Geotechnics Engineering**

# **Detection of liquefaction occurrence using wavelet analysis**

By:

Ramin Kamran Disfani

Supervisor:

Dr Amir Bazr Afshan Moghaddam

September 2017