



ارائه شده توسط:

سایت ترجمه فا

مرجع جدیدترین مقالات ترجمه شده

از نشریات معتبر

در این حالت‌ها، تاریخچه‌ی لرزه‌ای و بررسی‌های زمین‌شناسی برای آنالیزهای خطر، بحرانی می‌شود.

2. مشخصات لرزه‌خیزی و توزیع زمانی برگشت زلزله. اطلاعات بدست آمده از داده‌ی تاریخی و مطالعات لرزه‌شناسی قدیمی که توصیف می‌کند سرعت میانگین در کدام از اندازه‌ی خاص از زلزله تجاوز خواهد کرد.

3. تعیین حرکت زمین در محل بوسیله‌ی هر اندازه از رخداد زلزله در هر منطقه‌ی منبع با استفاده از روابط میرایی حاصل شد. عدم قطعیت ذاتی در روابط پیش‌بینی نیز در نظر گرفته می‌شود.

4. ترکیبی از این عدم قطعیت برای بدست آوردن احتمال پارامتر حرکت زمین داده شده تجاوز خواهد کرد، در طول دوره‌ی زمانی داده شده. روش احتمالی، عدم قطعیت فاصله‌ی منبع تا محل و اندازه‌ی سرعت بازگشت و تنوع ویژگی‌ها در آنالیز را ترکیب می‌کند. در مناطقی که هیچ گسلی نیست براحتی شناسایی آن ممکن است به یک آنالیز آماری کلی از زلزله‌ی تاریخی در منطقه نیاز داشته باشد. جزئیات این روش فراتر از محدوده‌ای این گزارش می‌باشد.

4.3. طراحی ضوابط زلزله‌ها

هنگامی که خطر لرزه‌ای در محل مشخص می‌شود، سطح زلزله‌ی طراحی یا لرزه‌خیزی تعریف می‌شود. برای مثال، در PSHA طراح باید احتمال وقوع برای مجموعه‌ای از پارامترهای حرکت زمین را انتخاب کند. فلسفه‌ی طراحی لرزه‌خیزی کنونی برای بسیاری از امکانات مهم نیاز به دوگانگی (دو-سطح) معیارهای طراحی سطح، با سطح طراحی بالاتر، زلزله با هدف ایمنی زندگی و سطح پایینتر، زلزله برای قرار گرفتن در معرض خطر اقتصادی ایجاد می‌کند. دو سطح طراحی تعریف شده معمولاً بعنوان حداکثر زلزله‌ی طراحی (یا ارزیابی ایمنی زلزله) و طراحی عملیاتی زلزله (یا ارزیابی تابع زلزله) و در بسیاری از پروژه‌های تونل حمل و نقل اخیر، استفاده شده است. از جمله متروی لوس‌انجلس، متروی سیاتل، تونل‌های سومین لنگرگاه شاهراه مرکزی بوستون.

4.3.1. حداکثر زلزله‌ی طراحی (MDE)

حداکثر زلزله‌ی طراحی MDE در یک DSHA تعریف می‌شود بعنوان حداکثر سطح لرزش که می‌تواند در محل تجربه شود. در یک DSHA، MDE بعنوان یک رویداد با احتمال کمی از وقوع در طول حیات تسهیلات تعریف می‌شود (بعنوان مثال (3-5%). هدف طراحی MDE این است که ایمنی عمومی در طول و بعد از رویداد طراحی

حفظ بشود، به این معنی که ظرفیت ساختاری مورد نیاز تحت بارگذاری MDE باید ترکیبی از بدترین حالت از زنده، مرده و بارگذاری زلزله را در نظر بگیرد. اخیراً، برخی از صاحبان (بعنوان مثال بارت سان فرانسیسکو) شناسایی تسهیلات مورد نیازشان را بعنوان طناب نجات آغاز کرده‌اند، تا بطور عملی بعد از لرزش سطح MDE باقی بمانند.

4.3.2. طراحی عملیاتی زلزله

طراحی عملیاتی زلزله (ODE) یک رویدادی از زلزله می‌باشد که می‌تواند بطور منطقی مورد انتظار باشد تا حداقل یک مرتبه در طول عمر طراحی تسهیلات رخ دهد (بعنوان مثال یک رخداد با احتمالی از وقوع بین 40-50%). در یک آنالیز ODE بارگذاری طراحی لرزه‌خیزی به عملکرد ساختاری مورد نیاز اعضای ساختاری بستگی دارد. از آنجایی که هدف طراحی ODE این است که سیستم بطور کلی باید در طول عملیات و بعد از یک ODE ادامه یابد و تجربه‌ی کم یا هیچ خسارت، تغییر شکل‌های غیر انعطاف‌پذیر باید در یک حداقل نگهداشته شود. پاسخ تسهیلات زیرزمینی بنابراین باید در یک محدوده‌ی انعطاف‌پذیر (الاستیک) حفظ شود.

4.4. پارامترهای حرکت زمین

هنگامی که MDE و ODE تعریف می‌شوند، مجموعه‌ای از پارامترهای حرکت زمین برای مشخص کردن رویدادهای طراحی، مورد نیاز می‌شود، انتخاب این پارامترها ارتباط داده می‌شود به نوع روش آنالیز استفاده شده در طراحی. در یک نقطه‌ی ویژه در زمین یا روی یک ساختار، حرکت زمین می‌تواند بوسیله‌ی سه جزء ترجمه و سه جزء چرخشی توصیف شود هر چند جزء چرخشی نادیده گرفته می‌شود. یک جزء حرکت زمین بوسیله‌ی یک تاریخچه‌ی زمانی از شتاب، سرعت یا جابجایی با سه پارامتر مهم: دامنه، مفهوم فرکانس و مدت زمان حرکت شدید زمین مشخص می‌شود. مقادیر موثر، بعضی وقت‌ها تعریف می‌شود بعنوان سطح پایدار شده از لرزش، و بعنوان بالاترین مقادیر سومین و چهارمین پارامتر (Nuttli, 1979) محاسبه می‌شود. آسیب زلزله ارتباط داده می‌شود به ساختارهای زیرزمینی که همچنین بهتر شدن ارتباط با سرعت ذره و جابجایی نسبت به شتاب را اثبات کرده است. روابط میرایی بطور کلی برای تخمین پیک شتاب‌های سطح زمین، اما همچنین برای تخمین پیک جابجایی‌ها و سرعت‌ها، قابل دسترس هستند.

جدول 2 و 3 را می‌توان به ترتیب برای ارتباط پیک شناخته شده‌ی شتاب زمین و جابجایی در غیاب داده‌ی محل خاص، استفاده کرد.

جدول 2

نسبت پیک سرعت زمین به پیک شتاب زمین در سطح خاک و

سنگ (بعد از پاور و سایرین، 1996)

اندازه‌ی گشتاور (M_w)	نسبت پیک سرعت زمین به پیک شتاب زمین (cm/s) (g)		
	فاصله‌ی منبع تا محل (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock</i> ^a (سنگ)			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil</i> ^a (خاک سفت)			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil</i> ^a (خاک نرم)			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

(a) در این جدول، انواع رسوبات زیر محدوده‌ی سرعت موج

نمایش می‌دهند: سنگ $750\text{m/s} \leq$;

خاک سفت $200-750\text{m/s}$; و خاک نرم $200\text{m/s} \geq$ و ارتباط بین

پیک سرعت زمین و پیک شتاب زمین

برای خاک نرم کمتر مطمئن می‌باشد.

4.2.2. هدف طیف پاسخ و تاریخچه‌ی زمان حرکت

رایج‌ترین روش برای پارامترهای یک طراحی حرکت زمین از طریق طیف پاسخ شتاب است که نشان دهنده‌ی پاسخ یک درجه‌ی منفرد میرا شده از سیستم آزادی برای حرکت زمین می‌باشد. هنگامی که یک طیف پاسخ هدف، انتخاب شده است، یک یا بیشتر تاریخچه‌های زمان حرکت زمین ممکن است توسعه یافته باشند که با طیف پاسخ طراحی مطابقت دارند. این تاریخچه‌های زمان می‌توانند بصورت مصنوعی یا بر اساس ثبت‌های واقعی از زلزله با ویژگی مشابه باشد. در حالی که طیف پاسخ یک ابزار مفید برای طراحی است که نباید استفاده شود اگر (1) پاسخ سیستم ساختار خاک بسیار غیر خطی باشد (2) ساختار به اندازه‌ی کافی طولانی باشد که حرکت بطور قابل ملاحظه‌ایی در امتداد طول آن متفاوت شود. در این حالت‌ها، تاریخچه‌های زمان (St. John and Zahrah, 1987) ترکیب شده با آنالیز پاسخ سایت محلی، معمولاً بسیار مفید می‌باشند.

4.4.3. عدم انطباق فضایی حرکت زمین

برای بسیاری از سازه‌های مهندسی، طولانی‌ترین ابعاد ساختاری به اندازه‌ی کافی کوچک است که حرکت زمین در یک انتها با انتهای دیگر تقریباً مشابه باشد. با این حال، برای سازه‌های طولانی مانند پل‌ها و یا تونل‌ها تفاوت حرکت زمین که ممکن است دیده شود بوسیله‌ی تفاوت بخش‌های از اثرات موجی، باید در نظر گرفته شود (Hwang and Lysmer, 1981). این عدم انسجام فضایی ممکن است یک تاثیر بسیار قابل توجهی روی پاسخ سازه داشته باشد. اینجا چهار فاکتور مهم که ممکن است باعث عدم انسجام شوند آورده شده است: (1) اثرات عبور موج؛ (2) اثر منبع طویل شده؛ (3) اثر مسیر اشعه ناشی از ناهمگونی در امتداد مسیر سفر؛ و (4) اثرات سایت خاک محلی. خواننده باید برای جزئیات این فاکتورها، به هاوونگ ولیستر (1981) مراجعه کند. ثبت حرکت زمین نشان داده است که انسجام فضایی با افزایش فاصله و فرکانس (کرامر 1996) کاهش می‌یابد. تولید تاریخچه‌ی زمان حرکت زمین با عدم انسجام فضایی مناسب، یک کار مهم است زمانی که طراح، دیفرانسیل فشارها و گسترش نیرو را در طول تونل. محاسبه می‌کند. طراح باید با یک مهندس زلزله‌شناسی به شناسایی عوامل مرتبط به کمک عدم انسجام حرکت زمین در یک سایت خاص، بپردازد. هاشاش و دیگران در 1998 نشان دادند که چطور استفاده از تاریخچه‌ی زمان با عدم انسجام فضایی

تأثیر می‌گذارد روی تخمین توسعه‌ی نیروی محوری در یک تونل و می‌تواند به فشار-کشش طولی قابل توجه و سایر اثرات منجر شوند.

جدول 3

نسبت پیک سرعت زمین به پیک شتاب زمین در سطح خاک و سنگ (بعد از پاور و سایرین، 1996)

اندازه ی گشتاور (M_w)	نسبت پیک سرعت زمین به پیک شتاب زمین (cm/s) (g)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock</i> ^a (سنگ)			
6.5	18	23	30
7.5	43	56	69
8.5	81	99	119
<i>Stiff soil</i> ^b (خاک سفت)			
6.5	35	41	48
7.5	89	99	112
8.5	165	178	191
<i>Soft soil</i> ^c (خاک نرم)			
6.5	71	74	76
7.5	178	178	178
8.5	330	320	305

(a) در این جدول، انواع رسوبات زیر محدوده‌ی سرعت موج

نمایش می‌دهند: سنگ $750\text{m/s} \leq$;

خاک سفت $200\text{m/s} - 750\text{m/s}$; و خاک نرم $200\text{m/s} \geq$ و ارتباط بین

پیک سرعت زمین و پیک شتاب زمین

برای خاک نرم کمتر مطمئن می‌باشد.

4.5. آنالیز پاسخ سایت خاص و انتشار موج

بررسی نشان داده است که بزرگترین سهم انتقال امواج برشی عرضی از زلزله، و دامنه‌ها در سطح عمودی که معمولاً یک دوم تا دو سوم، به همان بزرگی آنها در سطح افقی تخمین زده شده است. با این حال، در زلزله‌های اخیر مانند نورتریج و کوبه، اندازه‌گیری شتاب‌های عمودی معادل و بعضی زمان‌ها بزرگتر از شتاب‌های افقی بودند. سازه‌ی عمودی حرکت زمین به یک موضوع مهم در طرح‌های لرزه‌ای تبدیل شده است. بطور کلی داده‌های حرکت زمین بیش از اندازه قوی، برای ساختارهای زیرزمینی با تاسف زیاد، قابل دسترس نیستند. بنابراین توسعه‌ی طراحی حرکات زمین نیاز به ترکیب شدن اثرات میرایی وابسته به عمق دارد. روش آنالیزی عمومی استفاده می‌شود برای تکنیک‌های سایت تک بعدی، اگرچه این آنالیزها اثرات همه بجز انتشار عمودی امواج بدنه را صرف نظر می‌کنند. یک روش مورد بحث توسط اسکنبل و سایرین (1972) اعمال یک روش دکانولوشن برای یک حرکت ورودی سطح می‌باشد. دومین روش شامل اعمال حرکات زمینی در اعماق مختلف برای پیدا کردن فاکتورهای مقیاس لازم برای مطابقت با حرکات ورودی می‌باشد. هر دو این روش‌ها برای یک مجموعه‌ای از خواص خاک و حرکت زمین به منظور توسعه‌ی یک طیف حرکت زمین، تکرار می‌شوند (St. John and Zahrah, 1987). خطی، اکی‌والان خطی (SHAKE, Schnabel et al., 1972) یا غیر خطی (Hashash and Park, 2001; Borja et al., 1999, DMOD, Matasovic and Vucetic, 1995, Cyberquake, BRGM, 1998, Desra, Finn et al., 1977) روش انتشار موج معمولاً برای انتشار موج ته‌نشست‌های خاک نرم استفاده می‌شود. بطور کلی حرکات زمین با عمق کاهش می‌یابد (برای مثال چنج و سایرین، 1986). انجام یک آنالیز موج مورد نیاز می‌شود مانند دامنه و دوره‌ی انتقال حرکت زمین، چنانچه موج برشی از طریق ته‌نشست خاک نرم عبور می‌کند. در غیاب روش‌ها و داده‌های دقیق (شمارشی)، جدول 4 می‌تواند برای تعیین روابط بین حرکت زمین در عمق و سطح زمین استفاده شود.

5. ارزیابی پاسخ زمین به لرزش

ارزیابی پاسخ زمین به لرزش می‌تواند به دو گروه تقسیم شود: (1) گروه گسل (2) گروه لرزش و تغییر شکل، این گزارش بر روی گروه لرزش و تغییر شکل متمرکز می‌شود که فرض می‌شود زمین تحت جابجایی دائمی بزرگ قرار نمی‌گیرد.

5.1. گروه گسل

گسل زمین بعنوان یک نتیجه از لرزش لرزه‌ای زمین شامل آبگونه‌سازی، بی‌ثباتی شیب و جابجایی گسل می‌باشد. گسل زمین به ویژه در مدخل تونل‌ها و تونل‌های کم عمق شایع می‌باشند. بررسی طراحی ویژه برای مواردی که گسل زمین در گیر می‌شود، مورد نیاز است که در بخش 8 توضیح داده می‌شود.

5.1.1. آبگونه‌سازی

آبگونه‌سازی یک اصطلاح به همراه یک میزبان متفاوت اما پدیده‌ی مرتبط شده می‌باشد.

جدول 4

نسبت حرکت زمین در عمق به حرکت در سطح (بعد از پاور و سایرین، 1996)

عمق تونل (m)	نسبت حرکت زمین در عمق تونل به حرکت در سطح زمین
≤ 6	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
> 30	0.7

پدیده‌ها با افزایش فشار آب حفره و کاهش کشش‌های موثر در خاک‌های چسبندگی اشباع شده، همراه شدند. افزایش فشار منفذی می‌تواند منجر به تولید سنگ جوش‌ها، از دست دادن مقاومت برشی و گسترش جانبی و شکست شیب شود. پدیده‌ها در ماسه‌ی نسبتاً شل و ته‌نشست‌های خاک‌ریزی مصنوعی شایع‌تر هستند. تونل واقع شده در زیر جدول آب‌های زیرزمینی، در ته‌نشست‌های قابل تبدیل به مایع می‌تواند تجربه کنند (a) افزایش فشار جانبی (b) از دست

دادن مقاومت منفعل جانبی (c) شناور یا غرق شدن در خاک مایع شده، (d) جابجایی جانبی اگر زمین گسترش جانبی را تجربه کند، و (e) استقرار دائمی و فشرده سازی و شکست تنش پس از اتلاف فشار منافذ و تثبیت خاک

5.1.2. ناپایداری شیب

رانس زمین یک نتیجه از لرزش زمین است که یک پدیده‌ی شایع می‌باشد. رانس زمین در عرض یک تونل می‌تواند منجر به جابجایی‌های برشی متمرکز و فروپاشی مقطع عرضی شود. پتانسیل رانس زمین بیشترین مقدار است وقتی یک توده‌ی رانس زمین که از قبل وجود دارد، تونل را قطع می‌کند. خطر رانس زمین در بخش‌های یک تونل تراز و مدخل‌های تونل بیشترین مقدار می‌باشد. همچنین توجه ویژه‌ای باید صورت بپذیرد اگر مدخل بعنوان یک دیوار نگهدارنده عمل کند (St. John and Zahrah, 1987). در طول 21 سپتامبر 1999 زلزله‌ی چی‌چی در تایوان بدلیل بی‌ثباتی شیب در مدخل تونل بسیار متداول بود مانند شکل 4.

5.1.3. جابجایی گسل

یک ساختار زیرزمینی ممکن است مجبور به ساخته شدن در عرض یک منطقه گسل شود چنانچه معمولاً جلوگیری از گسل عرضی فعال، ممکن نیست. در این شرایط ساختارهای زیرزمینی باید جابجایی گسل مورد انتظار را، تحمل کنند و تنها اجازه به تخریب جزئی دهند.

5.2. لرزش و تغییر شکل زمین

عدم وجود گسل زمین منجر به تغییر شکل دائمی بزرگ، طراحی انتقالات کانون برای تغییر شکل زمین گذرا ناشی از عبور موج لرزه‌ای می‌شود. تغییر شکل می‌تواند کاملاً پیچیده باشد به دلیل واکنش موج‌های لرزه‌ای با ته‌نشست‌های نرم وابسته به سطح و تولید موج‌های سطح. به منظور طراحی مهندسی، این حالت‌های تغییر شکل پیچیده به حالت‌های اولیه‌شان ساده می‌شوند. سازه‌های زیرزمینی را می‌توان فرض کرد که دستخوش سه حالت اولیه از تغییر شکل در طول لرزش لرزه‌ای قرار می‌گیرند: (1) فشرده‌سازی-گسترش؛ (2) خم‌شدگی طولی؛ و (3) بیضی‌شدگی/دندان‌دارشدگی (شکل 6). ساده‌ترین روش برای بررسی وجود دارد که شامل یک فشرده‌سازی انتشار موج موازی با محور حفاری زیرزمینی می‌باشد. این حالت نشان داده می‌شود در شکل جایی که موج، فشرده‌گی طولی القای و تنش را نشان داده

است. حالت ساختار زیرزمینی در معرض یک موج انتشاری محوری کمی پیچیده‌تر است زیرا در این حالت مقداری برهمکنش بین ساختار و زمین خواهد بود. این واکنش مهم‌تر می‌شود اگر زمین نرم باشد و انتقال تنش برشی بین زمین و سطح بوسیله‌ی سطح مشترک نیروی برشی محدود می‌شود. برای حالتی از موج، انتشار طبیعی یا عرضی نسبت به محور تونل، فشار تغییر شکل برشی بخش عرضی، القا می‌کند که بیضی‌شدگی یا دندان‌دار شدگی نامیده می‌شود. در حالت کلی‌تر، موج ممکن است انحنایی در ساختار، القا شدگی مناطق متناوبی از فشردگی و تنش در طول تونل، القا کند. ساختاری مانند پرتو از پوشش تونل، سپس تنش و فشردگی را تجربه خواهد کرد.

6. معیارهای بارگذاری طراحی لرزه‌ایی

با توجه به اهداف عملکرد بخش MDE ترکیب بارگذاری لرزه‌ایی با استفاده از روش طراحی فاکتور بار توصیه می‌شود که در ادامه به شرح آن می‌پردازیم:

6.1.1. برای برش-و-پوشش ساختار تونل

$$U=D+L+E1+E2+EQ \quad (1)$$

که U = ظرفیت استحکام ساختاری مورد نیاز، D = اثرات ناشی از بارهای مرده‌ی اجزای ساختاری، L = اثرات ناشی از بارهای زنده، $E1$ = اثرات ناشی از بارهای عمودی زمین و آب، $E2$ = اثرات ناشی از بارهای افقی زمین و آب، EQ = اثرات ناشی از طراحی حرکت زلزله

6.1.2. برای پوشش تونل (دایری‌ایی) سوراخ شده یا کنده شده

$$U=D+L+EX+H+EQ \quad (2)$$

که U, D, L و EQ مانند تعریف در معادله‌ی (1) می‌باشند، EX = اثرات بارهای استاتیکی (ساکن) ناشی از حفاری (برای مثال O'Rourke, 1984)، H = اثرات ناشی از فشار آب هیدروستاتیک.

6.1.3. نظرات در ترکیب بارگذاری MDE

(1) اولین ساختار باید با ظرفیت استحکام کافی تحت شرایط بارگذاری ساکن (استاتیک) طراحی شود.

2) ساختار سپس باید در عبارتی از شکل پذیری، تغییر شکل مجاز خود در برابر حداکثر تغییر شکل تحمیل شده توسط زلزله بررسی شود و همچنین استحکام باید بررسی شود وقتی اثرات زلزله، EQ، مورد بررسی قرار می‌گیرد. اصطلاح، EQ برای طراحی ساختار سطح قراردادی، اثرات اینرسی اولیه روی ساختار را منعکس می‌کند. برای سازه‌های تونل، اثر زلزله آنقدر توسط نیرو یا فشار اداره نمی‌شود اما ترجیحا توسط تغییر شکل تحمیل شده توسط زمین اداره می‌شود. (3) در بررسی ظرفیت استحکام، اثرات بارگذاری زلزله باید در عبارتی از ممان و نیروهای داخلی بیان شود، که می‌تواند بر طبق تغییر شکل های پوشش اعمال شده توسط زمین اطراف، محاسبه شود. اگر معیارهای استحکام بیان شده توسط معادله‌های 1 و 2 بر پایه‌ی آنالیز الاستیک (کششی) رضایت بخش باشد، هیچ مقررات بیشتری تحت MDE مورد نیاز نمی‌شود. بطور کلی معیارهای استحکام می‌تواند براحتی برآورده شود وقتی شدت بارگذاری زلزله پایین (یعنی در مناطق در معرض لرزه‌ی کم) و یا زمین بسیار سفت باشد. (4) اگر استحکام خمشی پوشش ساختار، با استفاده از آنالیز الاستیک (کششی) و معادله‌ی 1 یا 2، بیش از حد یافت شود (برای مثال در اتصالات خاص از برش-و-پوشش چارچوب تونل) یکی از دو روش طراحی است که باید دنبال شود: شکل‌پذیری کافی (با استفاده از روش‌های تشریحی مناسب) در مکان‌های مناسبی از ساختار، برای تطبیق نمودن تغییر شکل‌های تحمیل شده توسط زمین، فراهم می‌شود (معادله‌ی 1 یا 2 را ببینید). هدف این است که استحکام ساختاری بعنوان یک نتیجه از تغییر شکل‌های بدون کشش تنزل نکند و آسیب بتواند در یک سطح قابل قبولی کنترل شود. بطور کلی شکل‌پذیری بیشتر، با کاهش بیشتر در فاکتورهای زلزله (عبارت EQ) فراهم می‌شود. بعنوان قانون انگشت شصت، فاکتور کاهش نیرو می‌توان معادل با شکل‌پذیری (فاکتور) فراهم شده، فرض شود. این فاکتور کاهش با تعریف فاکتور اصلاحی پاسخ استفاده شده در قانون طراحی پل، مشابه است (AASHTO, 1991). توجه داشته باشید، با این حال، چون یک تغییر شکل برشی غیر کششی ممکن است در تخریب استحکام حاصل شود، آن معمولا باید بوسیله‌ی فراهم کردن استحکام برشی کافی در اعضای ساختار به ویژه در چارچوب مستطیل برش-و-پوشش، جلوگیری شود. استفاده از فاکتورهای پوششی برای فاکتورهای برشی ممکن نیست مناسب باشد.

2. آنالیز مجدد پاسخ ساختار بوسیله‌ی فرض تشکیل لولاهای پلاستیکی در مفاصل که در عمل غیرکششی، کشیده می‌شوند. بر اساس آنالیز لولای پلاستیکی یک توزیع مجدد از ممان و نیروهای داخلی، نتیجه خواهد شد. اگر لولاهای پلاستیکی جدید، توسعه یابند، بر اساس نتایج آنالیز دوباره اجرا شده بوسیله‌ی ترکیب لولاهای جدید (یعنی یک روش تکراری) تا زمانی که احتمالاً همه‌ی پتانسیل لولاهای پلاستیکی حساب شوند. جزئیات مناسب در لولاها سپس انجام می‌شود برای فراهم کردن شکل‌پذیری کافی. طراحی ساختار در عبارات استحکام (معادله‌ی 1 و 2) می‌تواند بر اساس نتایج آنالیز لولای پلاستیکی مورد نیاز شود. بعنوان بحث ابتدایی‌تر، پایداری کلی ساختار در طول و بعد از MDE باید حفظ شود. درک این که ساختارها همچنین باید ظرفیت کافی (بعلاوه‌ی اثرات زلزله) برای حمل بارهای الاستیک (ساکن) داشته باشند (مانند H و $D, L, E1, E2$) حالات بالقوه‌ی ناپایدار، بدلیل توسعه‌ی لولاهای پلاستیکی (یا نواحی تغییر شکل غیر کششی)، باید شناسایی و جلوگیری شوند (Monsees and Merritt, 1991).

برای سازه‌های تونل برش-و-پوشش، ارزیابی ظرفیت با استفاده از معادله‌ی 1، باید عدم قطعیت در ارتباط با بارهای $E1$ و $E2$ و بدترین ترکیب آنها را، در نظر بگیرید. برای تونل دایره‌ای استخراج شده معادله‌ی 2 در نظر گرفتن شباهت، باید به بارهای EX و H داده شود.

در بسیاری از موارد عدم وجود بار زنده، L ممکن است یک شرایط بحرانی‌تری را ارائه دهد نسبت به وقتی که بار زنده‌ی کامل مورد نظر می‌باشد. بنابراین، یک بار زنده معادل صفر همچنین باید در بررسی ظرفیت استحکام ساختار، با استفاده از معادله‌ی 1 و 2 استفاده شود.

6.2. بارگذاری طراحی عملیاتی زلزله، ODE

برای ODE (بخش 4.3.2)، ترکیب بارگذاری طراحی لرزه‌ای بستگی به عملکرد مورد نیاز اعضای ساختار دارد. بطور کلی اگر اعضای ساختار آزمایش کمی هستند برای هیچ آسیبی در طول رویداد سطح پایین‌تر ODE، تغییر شکل غیر کششی در اعضای ساختار باید پایین نگه داشته شود. معیارهای بارگذاری زیر، بر اساس طراحی فاکتور بار، توصیه می‌شود:

6.2.1. برای ساختار تونل برش-و-پوشش

$$U=1.05D+1.3L+\beta_1(E1+E2)+1.3EQ \quad (3)$$

که U و $D, L, E1, E2, EQ$ هستند آنچه تعریف شده در معادله ی 1 و $1.05=\beta_1$ می باشد اگر بارهای بینهایت برای $E1$ و $E2$ فرض شود با عدم قطعیت کم، در غیر این صورت $1.3=\beta_1$ می شود.

برای پوشش تونل (دایره ایی) استخراج شده و یا کنده شده

$$U=1.05D+1.3L+\beta_2(EX+H)+1.3EQ \quad (4)$$

که U و $D, L, E1, E2, EQ$ هستند آنچه تعریف شده در معادله ی 1 و $1.05=\beta_2$ می باشد اگر بارهای بینهایت برای EX و H فرض شود با عدم قطعیت کم، در غیر این صورت $1.3=\beta_2$ می شود برای EX تنها چنانچه H خوب تعریف شود.

فاکتورهای بار استفاده شده در این دو معادله موضوع بسیاری از بحث ها بوده است. انتخاب نهایی بستگی به عملکرد مورد نیاز پروژه ی خاص دارد. برای مثال فاکتور 1.3 برای پروژه ی شاهراه مرکزی (I-93)/تونل (I-93) (پروژه ی شاهراه مرکزی، Bechtel/Parsons Brinckerhoff, 1992).

6.2.3. توصیه برای بارگذاری ترکیبات ODM

- (1) ساختار باید ابتدا با ظرفیت استحکام کافی تحت شرایط بارگذاری استاتیک (ساکن) طراحی شود.
- (2) برای ساختارهای تونل برش-و-پوشش ارزیابی ظرفیت با استفاده از معادله ی 3 باید عدم قطعیت همراه با بارهای $E1$ و $E2$ و ترکیب بدترین آنها را باید در نظر بگیرید. برای تونل های دایره ایی استخراج شده (معادله ی 4) در نظر گرفتن شباهت برای بارهای H و EX باید داده شود.
- (3) وقتی بارهای بینهایت برای طراحی استفاده می شود، یک فاکتور بار کوچکتر برای پرهیز از قرارداد غیر ضروری توصیه می شود. توجه کنید یک بار بینهایت ممکن است یک بار حداکثر یا یک فاکتور بار حداقل وابسته به حالت بحرانی تر، ترکیب های بارگذاری، باشد. از معادله ی 4 بعنوان یک مثال استفاده می کنیم. برای یک پوشش تونل دایره ایی، آن بسیار محتمل است که شرایط بحرانی تر اتفاق می افتد وقتی حداکثر بارگذاری حفاری، EX ، با حداقل فشار آب هیدروستاتیکی، H ، ترکیب می شود (مگر اینکه EX نامتقارن باشد). برای یک تونل برش-و-پوشش شرایط لرزه ایی

بحرانی تر ممکن است اغلب یافت شود وقتی حداکثر فشار زمین جانبی، $E2$ ، با حداقل بار زمین عمودی، $E1$ ، ترکیب می‌شود. اگر یک ضریب فشار زمین جانبی زیاد فرض شود، در محاسبه‌ی $E2$ فاکتور بار کوچکتر $\beta_1=1.05$ باید استفاده شود

توزیع مجدد ممان‌ها (برای مثال ACI 318, 1999) برای چارچوب‌های سفت برش-و-پوشش، برای نائل شدن به طراحی موثرتر، توصیه می‌شود.

اگر معیارهای استحکام بیان شده توسط معادله‌ی 3 یا 4 بتواند بر اساس آنالیز ساختاری کششی رضایت‌بخش باشد، هیچ مقررات بیشتری تحت ODE مورد نیاز نیستند.

اگر استحکام موجی ساختار، با استفاده از آنالیز کششی و معادله‌ی 3 یا 4 برای متجاوز شدن، یافت شود ساختار باید (برای شکل‌پذیری خود) برای مطمئن شدن از اینکه نتایج تغییر شکل غیر کششی، اگر باشد، کوچک هستند. اگر لازم باشد باید ساختار برای اطمینان از اهداف عملکرد در نظر گرفته شده، در طول ODE مجدداً طراحی شود. شرایط بار مرده‌ی صفر ($L=0$) باید در معادله‌ی 3 و 4 ارزیابی شود.

7. پاسخ ساختار زیرزمینی به تغییر شکل زمین

در این بخش، عبارت EQ نیاز به یک شناخت از تغییر شکل القاء شده بوسیله‌ی امواج لرزه‌ای در زمین و برهمکنش ساختار زیرزمینی با زمین دارد. این بخش روش‌های استفاده شده برای تخمین زدن تغییر شکل‌ها و نیروهای متناظر با سه حالت تغییر شکل (فشرده‌گی-گسترش، خمیدگی طولی و بیضی شدگی/دنداندار کردن) که در بخش 5.2 حضور داشت، می‌باشد. یک خلاصه‌ی مختصری از روش‌های طراحی در جدول 6 فراهم شده است.

7.1. روش تغییر شکل میدان آزاد

عبارت تغییر شکل میدان آزاد، کشش‌های زیرزمینی را که بوسیله‌ی امواج لرزه‌ای ناشی شده است در غیاب ساختارها یا حفاری‌ها، توصیف می‌کند. این تغییر شکل از برهمکنش بین ساختار زیرزمینی و اطراف زمین صرف نظر می‌کند اما می‌تواند یک تخمین مرتبه‌ی اول از تغییر شکل پیش‌بینی شده‌ی ساختار را فراهم کند. یک طراح ممکن

است اعمال این تغییر شکل‌ها را بطور مستقیم روی ساختار انتخاب کند. این روش ممکن است تغییر شکل را بسته به سختی ساختار وابسته به زمین، زیاد یا کم برآورد کند.

7.1.1 راه‌حل‌های کششی شکل محصور

ساده شده‌ی راه‌حل‌های شکل محصور برای توسعه‌ی تخمین‌های ابتدایی کشش‌ها و تغییر شکل‌ها در یک تونل مفید می‌باشد. این روش‌های ساده شده فرض می‌کند میدان امواج لرزه‌ای، می‌شود صفحه‌ی امواج، با دامنه‌های یکسان در تمام محل‌ها در طول تونل که تنها تفاوت در زمان رسیدنشان است. پراکندگی امواج و انتشار امواج سه بعدی پیچیده، که می‌توانند منجر شود به تفاوت دامنه‌های موج‌ها در طول تونل، صرف نظر می‌شوند، اگرچه عدم تطابق حرکت زمین (بخش 4.4.3) تمایل به افزایش کشش و فشار در طول جهت طولی دارد. نتایج آنالیز بر پایه‌ی مفروضات صفحه‌ی موج باید با احتیاط تفسیر شود. (پاور و سایرین، 1968).

نیومارک (1968) و کامیل (1969) یک روش ساده شده برای محاسبه‌ی کشش‌های زمین میدان-آزاد ناشی شده از انتشار موج هارمونیک (هماهنگ) در یک زاویه‌ی تلاقی داده شده، در یک محیط هموزن (همگن)، الاستیک (کششی) و ایزوتروپیک (همگرایی)، پیشنهاد کردند (شکل 9). زاویه‌ی تلاقی بحرانی‌تر حاصل از حداکثر کشش، معمولاً بعنوان یک اندازه‌گیری ایمنی در برابر عدم قطعیت زلزله، مفید می‌باشد. روش نیومارک یک مرتبه‌ای از تخمین مقدار کشش-های موج-القا شده را فراهم می‌کند در حالی که نیاز به ورودی کم، آن را بعنوان وسیله‌ی طراحی اولیه و هم بررسی طرح روش مفید می‌سازد (ونگ، 1993).

جان و زهران (1987) از روش نیومارک برای توسعه‌ی راه‌حلی برای میدان-آزاد محوری و مقدار انحنای کشش ناشی از فشرده‌سازی موج‌هی ریلی و برشی، استفاده کردند. راه‌حل‌ها برای همه‌ی سه نوع موج در جدول 5 نشان داده شده است، اگرچه موج‌های S-معمولاً با پیک شتاب‌های ذره و سرعت همراه می‌شوند (پاور و سایرین، 1996). موج‌های لرزه‌ای ناشی از کشش در شکل 10 نشان داده شده است. معمولاً تعیین نوع موجی که بر طرح چیره شده است، مشکل است. کشش‌های تهیه شده توسط موج ریلی تمایل به کنترل، تنها برای ساختار کم عمق و در محل‌هایی دور از منبع دارد (ونگ، 1993).

ترکیب تغییر شکل‌های محوری و خمیده می‌تواند توسط رفتار کردن تونل بعنوان یک پرتوی کشسان، حاصل شود. با استفاده از تئوری پرتو، کشش‌های محوری میدان-آزاد کلی، (ϵ^{ab}) بوسیله‌ی ترکیب کشش‌های طولی تولید شده توسط تغییر شکل‌های محوری و خمیده، یافت می‌شود (پاور و سایرین 1996):

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad (5)$$

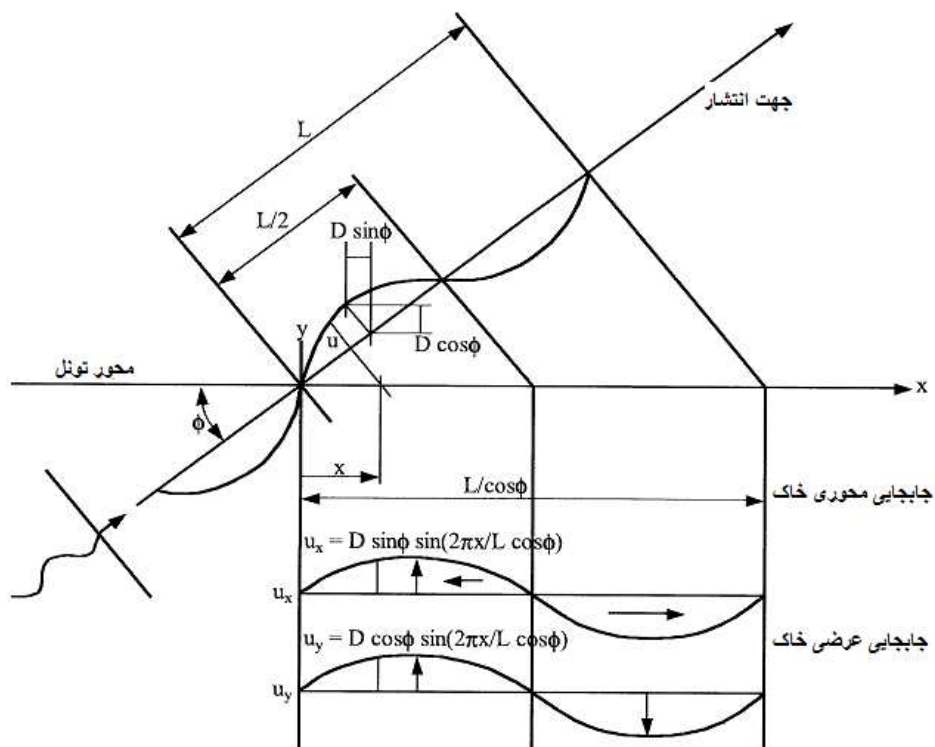
برای موج‌ها P-موج‌ها (6)

برای موج‌ها S-

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi \right]$$

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad (7)$$

برای موج‌های رایلی (سازه‌ی تراکمی)



شکل 9. موج هماهنگ (هارمونیک) ساده و تونل (بعد از ونگ، 1993)

جایی که:

r : شعاع تونل دایره‌ایی یا نصف ارتفاع تونل مستطیلی

a_P : پیک (اوج) شتاب ذره، همراه با موج P :

a_S : پیک (اوج) شتاب ذره، همراه با موج S

a_R : پیک (اوج) شتاب ذره، همراه موج رابلی

Φ : زاویه‌ی تقاطع موج نسبت به محور تونل

v_1 : نسبت پویسن مواد پوشش تونل

V_P : پیک (اوج) سرعت ذره همراه با موج P

C_P : سرعت ظاهری انتشار موج P

V_S : پیک (اوج) سرعت ذره همراه با موج S

C_S : سرعت ظاهری انتشار موج S

V_R : پیک (اوج) سرعت ذره همراه با موج رابلی

C_R : سرعت ظاهری انتشار موج رابلی

آنچنان که شعاع تونل افزایش می‌یابد، سهم تغییر شکل خمیده برای کشش محوری افزایش می‌یابد، با این حال محاسبه با استفاده از معادله‌های میدان-آزاد در جدول 5 نشان می‌دهد که اجزاء خمیده‌ی کشش، در حالت کلی، نسبتاً کوچکتر از کشش‌های محوری برای تونل‌های تحت بارگذاری لرزه‌ای، می‌باشد. طبیعت دایره‌ایی کشش‌های محوری همچنین باید توجه شود- اگرچه یک پوشش تونل ممکن است در تنش، شکافته شود، این شکاف معمولاً، بدلیل طبیعت دایره‌ایی موج‌های متقاطع گذرا است. فولاد محکم در پوشش، این شکاف‌ها را مسدود خواهد کرد در پایان لرزش فراهم شده در آن محلی که هیچ تغییر شکل زمین پایدار نیست (فولاد حاصل نشده است). حتی پوشش سیمان غیرمحکم در نظر گرفته می‌شود کافی تا زمانی که شکاف کوچک، توزیع یکنواخت، و اثرات ناسازگاری روی عملکرد پوشش ندارد (ونگ، 1993). باید توجه شود که سرعت‌های موج- P و S استفاده شده در این معادلات ممکن است به انتشار موج لرزه‌ایی آنها نزدیکتر شود، از طریق صخره‌های عمیق نسبت به خاک‌های کم عمق یا صخره در تونل ممکن

است بر اساس داده‌ی آبروهامسون (1985، 1992، 1995) قرار گرفته باشد. سرعت موج-S ظاهری در محدوده‌ی 2-4 km/s قرار می‌گیرد در حالی که سرعت موج-P در محدوده‌ی 4-8 km/s قرار می‌گیرد (پاور و سایرین، 1996).

7.1.2. تغییر شکل بیضی‌شدگی، تونل‌های دایره‌ای

تغییر شکل‌های بیضی‌شدگی وقتی گسترش می‌یابد که موج‌ها عمود بر محور تونل، انتشار می‌یابند بنابراین برای جهت عرضی طراحی شده است (معمولا تحت دو بعد، شرایط‌های کشش-صفحه). مطالعات پیشنهاد کرده است که با وجودی که بیضی‌شدگی ممکن است ناشی از توسعه‌ی انتشار موج‌ها بصورت افقی یا مورب باشد، انتشار عمودی موج‌های برشی، حالت‌های شایع بارگذاری زلزله می‌باشند که باعث این نوع از تغییر شکل (بیضی‌شدگی) می‌شوند (ونگ، 1993).

جدول 5

بعد از (St. John and Zahrah, 1987) خمینی و کشش ناشی از موج‌های سطح و بدنه

نوع موج	کشش طولی	کشش طبیعی (برمال)	کشش برشی	میزان خمینی
موج P	$\epsilon_l = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2C_p}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{max}} = 0.385 \frac{a_p}{C_p^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
موج S	$\epsilon_l = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_s}{C_s^2}$ for $\phi = 0^\circ$
موج رابلی جزء تراکمی	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
جزء برشی		$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

$$\text{نسبت بویسن و ضربیب دینامیک یک ناهمبست خاک که از سرعت‌های انتشار موج‌های S و P در محیط کشسان (الاستیک) می‌توانند محاسبه شوند} \quad v_m = \frac{1}{2} \frac{(C_p/C_s)^2 - 2}{(C_p/C_s)^2 - 1} \text{ or } C_p$$

$$\text{به ترتیب } G_m = \rho C_s^2, \text{ و } E_m = \rho C_p^2 \frac{(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)}{(1 - \nu_m)}; \text{ و } C_s = \sqrt{\frac{2(1 - \nu_m)}{(1 - \nu_m)}} C_p$$

جدول 6

روش‌های طراحی دنداندار (رکینگ) لرزه‌ای

روش‌ها	مزیت‌ها	معایب‌ها	کاربرد
--------	---------	----------	--------

<p>روش‌های فشارزمین پویا(دینامیک)</p>	<p>1)استفاده شد با دلایل منطقی در گذشته 2)پارامترهای حداقل مورد نیاز 3)بعنوان اقدامات ایمنی در برابر بارگذاری لرزه‌ایی</p>	<p>1)فقدان پایه‌ی نظری شدید 2)نتیجه شدن در تغییر شکل‌های دنداندار شدن(رکینگ) 3)استفاده‌ی محدود شده برای انواع خاص از ویژگی‌های زمین</p>	<p>برای تونل‌های با حداقل ضخامت پوشش خاک</p>
<p>روش تغییر شکل دندان- دار کردن(رکینگ) میدان-آزاد</p>	<p>1)محافظه‌کار برای ساختار تونل سفت‌تر از زمین 2)نسبتا آسان برای فرمول‌بندی کردن 3)استفاده شد با دلایل منطقی در گذشته</p>	<p>1)غیر محافظه‌کار برای ساختار تونل انعطاف‌پذیر 2)بطور کلی محافظه‌کار برای ساختارهای تونل، بطور قابل توجهی سفت‌تر از زمین 3) کمترین دقت با شرایط‌های زمینی بسیار متغیر</p>	<p>برای ساختارهای تونل با سفتی مشابه با زمین</p>
<p>آنالیز عناصر-متناهی برهمکنش ساختار-خاک</p>	<p>1)بهترین نماینده‌ی ساختار-خاک 2)بهترین صحت در تعیین پاسخ ساختار</p>	<p>1)نیازهای پیچیده و صرف زمان برای تجزیه و تحلیل کامپیوتر</p>	<p>همه‌ی شرایط</p>

	<p>(3) قادر به حل مشکلات همراه هندسه‌ی تونل پیچیده و شرایط زمین</p>	<p>(2) عدم قطعیت پارامتر- های ورودی لرزه‌ایی طراحی ممکن است چند برابر عدم قطعیت آنالیز (تجزیه و تحلیل) باشد</p>	
<p>مدل آنالیز چارچوب ساده شده</p>	<p>(1) تقریب خوب برهمکنش ساختار-خاک</p> <p>(2) نسبتا آسان برای فرمول‌بندی</p> <p>(3) صحت منطقی در تعیین پاسخ ساختار</p>	<p>(1) کمترین دقت با زمین بسیار متغیر</p>	<p>همه‌ی شرایط بجز برای پروفایل‌های (برش عمودی) زمین زیرسطحی فشرده شده</p>

کج‌شکلی‌های برشی زمین می‌تواند در دو روش، چنانچه نشان‌داده شده در شکل 11 تعریف شود. در زمین غیر منفذی حداکثر کشش قطری تنها تابعی از حداکثر کشش برش میدان-آزاد، می‌باشد:

(8)

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2}$$

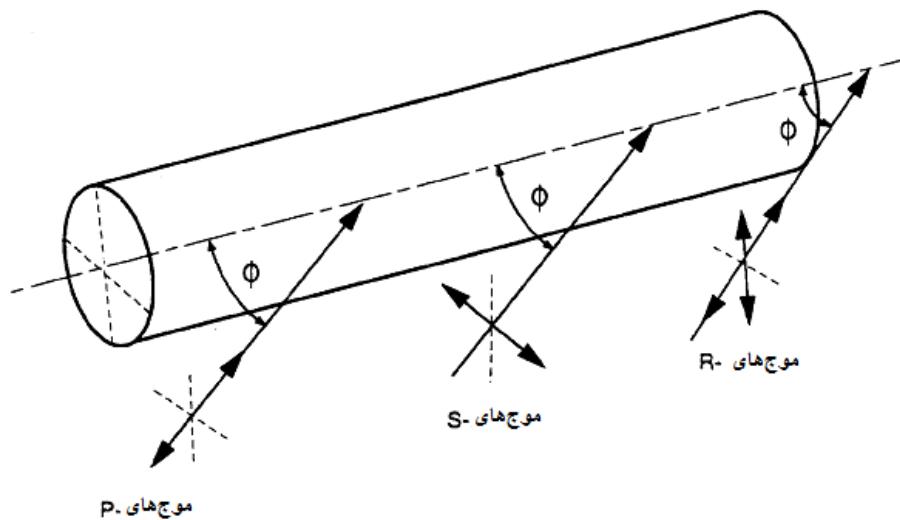
کشش قطری در یک زمین منفذی بیشتر از نسبت پویشن محیط می‌باشد:

(9)

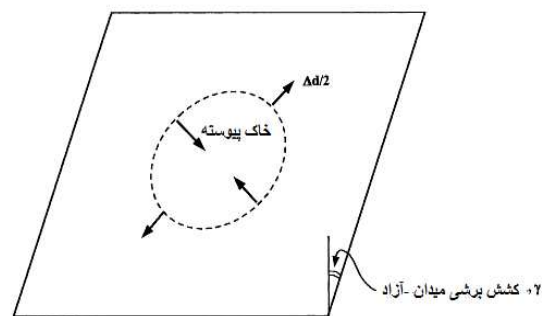
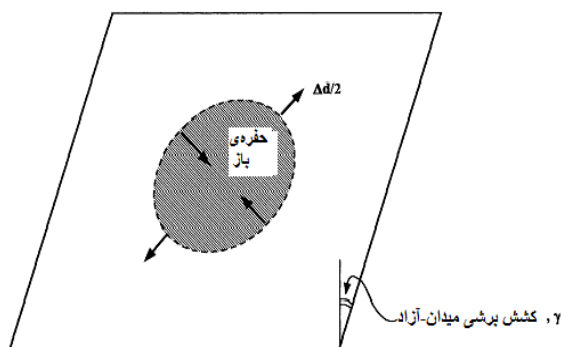
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max}(1 - \nu_m).$$

هر دوی این معادلات، غیاب پوشش و بنابراین صرف نظر از برهمکنش زمین-تونل را فرض می کنند. در میدان آزاد، زمین منفذی یک کج شکلی بیشتری را نسبت به زمین غیر منفذی، گاهی توسط یک فاکتوری از 2 و 3 ایجاد خواهد کرد. این یک معیار کج شکلی منطقی برای یک پوشش با سفتی کمتر نسبت به خاک اطراف، فراهم می کند، در حالی که معادله‌ی تغییر شکل غیر منفذی زمانی مناسب خواهد بود که سفتی پوشش برابر محیط باشد. یک پوشش بزرگ نسبتاً سفت، باید کج شکلی‌هایی حتی کمتر از آنهایی که داده شده توسط معادله‌ی (8)، تجربه کند (وَنگ،

(1993)



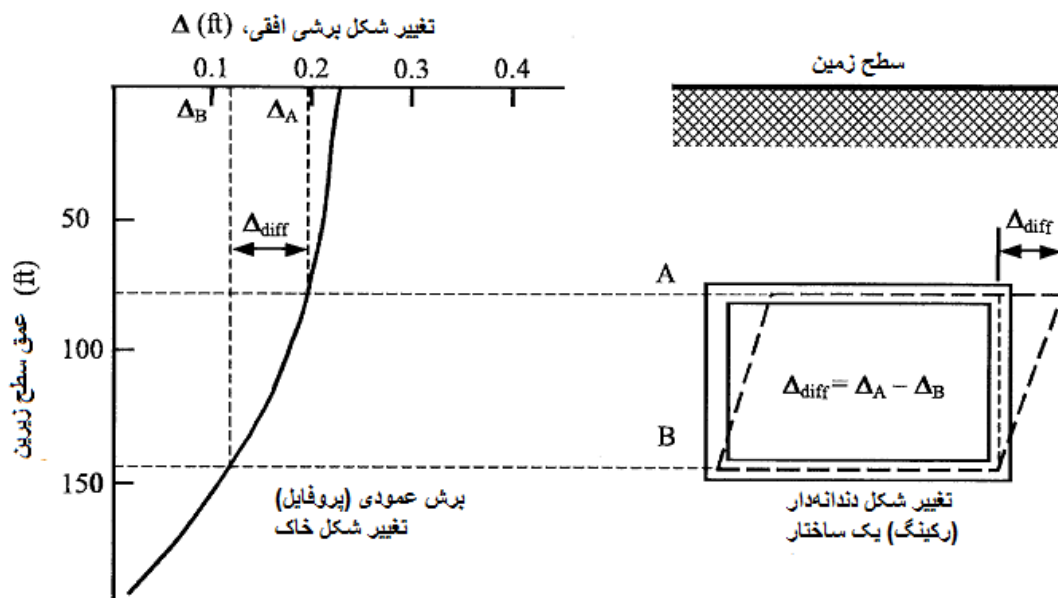
شکل 10. موج‌های لرزه‌ای ناشی از کشش‌های خمیده و محوری طولی (یاور و سایرین، 1996).



شکل 11. کج‌شکلی برشی میدان-آزاد زمین منفذی و غیر منفذی، شکل دایره‌ای (بعد از ونگ، 1993).

7.1.3 تغییر شکل دندان‌دار (رکینگ) تونل‌های مستطیلی

هنگام کج‌شکلی برشی در طول یک زلزله، ساختار جعبه‌ی مستطیل تحت تغییر شکل‌های دندان‌دار (رکینگ) قرار خواهد گرفت (شکل 12). تغییر شکل‌های دندان‌دار (رکینگ) می‌توانند از کشش‌های برشی در خاک محاسبه شوند مانند آنچه که در جدول 5 داده شده است.



شکل 12. تغییر شکل دندان‌دار (رکینگ) میدان-آزاد نوعی متحمل شده روی یک چارچوب مستطیلی دفن شده (بعد از ونگ، 1993).

7.1.4 آنالیز عددی (تحلیل) عددی

آنالیز عددی برای تخمین تغییر شکل‌های برشی میدان-آزاد مورد نیاز می‌باشد، به ویژه اگر استریتی‌گرافی (چینه-شناسی) محل متغیر باشد. بسیاری از برنامه‌های کامپیوتری قابل دسترس برای چنین آنالیزهایی وجود دارند، مانند برنامه‌های انتشار موج 1-D لیست شده در بخش 4.5 بعلاوه فلاش (FLUSH) (لیسمر و سایرین، 1975) و لینوس (LINOS) (باردیت، 1991). بیشتر برنامه‌های مدل زمین‌شناسی محل مانند سیستم دارای لایه‌ی افقی و استنتاج یک راه‌حل با استفاده از تئوری انتشار موج تک بعدی (اسکمبل و سایرین، 1972) می‌باشد. ناوارو (1992) محاسبات

عددی برای تغییر شکل‌ها و فشارهای زمین ارائه کرد مانند نتیجه‌ی بدنه‌ی موج (برش و فشرده‌سازی) بعلاوه سطح موج‌ها (رایلی و لاو). نتیجه‌ی تغییر شکل برشی میدان-آزاد سپس می‌تواند با یک توزیع کشش برشی یا برش عمودی (پروفایل) توزیع کشش برشی با عمق بیان شود.

7.1.5 کاربرد روش تغییر شکل میدان آزاد

روش تغییر شکل دندانه‌دار (رکینگ) میدان آزاد در پروژه‌های بسیار مهم، شامل بخش‌ها و تونل‌های بارت سان-فرانسیسکو (کوپسل، 1969) و متروی لوس‌انجلس (مریت و مورسس، 1991) استفاده می‌شود. کوپسل دریافت که، در بیشتر حالات اگر ساختار بتواند کج‌شکلی‌های خاک میدان-آزاد را بصورت کشسان (الاستیک) جذب کند هیچ مقررات لرزه‌ای لازم نمی‌شود. مونسس و مریت (1991) بیشتر مشخص کردند که اتصالات کشیده شده درون لولاهای پلاستیکی، زیر زلزله‌ی طراحی حداکثر (MDE) می‌توانند مجاز شوند، در صورتیکه هیچ ترکیبات لولاهای پلاستیکی، تشکیل نمی‌شود که توانست منجر به فروپاشی مکانیسم شود، چنانچه در شکل 13 مشاهده کردید. روش تغییر شکل میدان-آزاد یک وسیله‌ی طراحی راحت و موثر است زمانی که کج‌شکلی زمینیت تحریک شده بطور لرزه‌ایی کم باشد (شدت لرزش کم، زمین بسیار سفت، یا ساختاری که انعطاف‌پذیرتر از محیط اطراف است). به هر حال، در بسیاری از حالات، بخصوص در خاک‌هی نرم، روش بطور کلی طراحی‌های محافظه‌کار را حاصل می‌کند زیرا کج‌شکلی زمین میدان-آزاد در خاک‌های نرم بطور کلی بزرگ هستند. برای مثال، ساختار جهبه‌ی مستطلی در خاک‌های نرم بطور نوعی طراحی می‌شوند با پیکربندی‌های سفت بارهای استاتیک (ساکن) مقاومت و بنابراین،



این مقاله، از سری مقالات ترجمه شده رایگان سایت ترجمه فا میباشد که با فرمت PDF در اختیار شما عزیزان قرار گرفته است. در صورت تمایل میتوانید با کلیک بر روی دکمه های زیر از سایر مقالات نیز استفاده نمایید:

لیست مقالات ترجمه شده ✓

لیست مقالات ترجمه شده رایگان ✓

لیست جدیدترین مقالات انگلیسی ISI ✓

سایت ترجمه فا ؛ مرجع جدیدترین مقالات ترجمه شده از نشریات معتبر خارجی