

# تفسیر آیین نامه طراحی لرزه‌ای

## تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت

(ویرایش ۴)

معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری

اداره کل نظام فنی، اجرایی و ارزشیابی طرح‌ها

نشریه شماره ۳۸-۰

۱۴۰۱





shaghool.ir

# تفسیر آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت













پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی  
و مهندسی زلزله



وزارت نفت  
معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری



شرکت ملی نفت ایران  
مدیریت پژوهش و فناوری

# تفسیر آیین نامه طراحی لرزه‌های تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت

نشریه ۰۳۸ - ویرایش ۴

اسفندماه ۱۴۰۱



## بسمه تعالی

### شناسنامه گزارش

عنوان پروژه: به روز رسانی آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت  
شماره قرارداد: ۰۰۲-۰۸۱-۰۰۹۹-۲۴۴

مجری: محمد علی گودرزی

همکاران: عبدالرضا سروقدمقدم، حمید زعفرانی، محمد داودی، فرهاد بهنام فر، افشین کلانتری، امید بهار، حسین امام جمعه، ایرج رحیمی منجزی، حسین جهانخواه، علیرضا فیاضی.

ناظر/ ناظرین پروژه: سید رامین اسعد سجادی، بهروز عسگریان، علی بخشی.

سازمان / موسسه مجری پروژه: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

تاریخ شروع براساس قرارداد: ۱۳۹۹/۱۲/۱۵

تاریخ خاتمه براساس قرارداد: ۱۴۰۱/۱۲/۲۹

تهیه کننده گزارش: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

تاریخ ارائه گزارش: اسفندماه ۱۴۰۱

این گزارش در اجرای مفاد قرارداد پژوهشی و تحقیقاتی به شماره ۰۰۲-۰۸۱-۰۰۹۹-۲۴۴ منعقد فی‌مابین مدیریت پژوهش و فناوری شرکت ملی نفت ایران و پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تهیه شده است و هزینه‌های اجرای آن را مدیریت پژوهش و فناوری شرکت ملی نفت ایران تأمین و پرداخت نموده است.

نام و امضای ناظر/ ناظرین پروژه

علی بخشی

بهروز عسگریان

سید رامین اسعد سجادی

نام و امضای مجری پروژه

محمد علی گودرزی



## حق مالکیت و فهرست همکاران

### مجوز استفاده از مستند

این مستند توسط پژوهشگاه بین المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و برای مدیریت پژوهش و فن‌آوری شرکت ملی نفت ایران تهیه شده است .  
 تمامی حقوق این اثر متعلق به مدیریت پژوهش و فن‌آوری شرکت ملی نفت ایران است و هر گونه نسخه برداری از آن، اعم از کپی، نسخه برداری الکترونیکی و با ترجمه بخش یا تمام آن، منوط به کسب مجوزهای لازم از این مدیریت می‌باشد.

ردیف	نام و نام خانوادگی	سمت در پروژه
۱	دکتر محمد علی گودرزی	مجری پروژه - دبیر کمیته
۲	دکتر عبدالرضا سروقدمقدم	مدیر کارگروه فصول ۲ و ۴
۳	دکتر حمید زعفرانی	مدیر کارگروه فصول ۳ و ۱۵
۴	دکتر محمد داودی	مدیر کارگروه فصول ۵ و ۶
۵	دکتر فرهاد بهنام فر	مدیر کارگروه فصل ۷
۶	دکتر افشین کلاتری	مدیر کارگروه فصل ۸
۷	دکتر امید بهار	مدیر کارگروه فصول ۹ و ۱۰
۸	دکتر حسین امام جمعه	مدیر کارگروه فصل ۱۱
۹	مهندس ایرج رحیمی منجزی	مدیر کارگروه فصل ۱۲
۱۰	دکتر حسین جهانخواه	مدیر کارگروه فصول ۱۳ و ۱۶
۱۱	دکتر علیرضا فیاضی	مدیر کارگروه فصل ۱۴
۱۲	دکتر محمد حسن بازاریار	ناظران داخلی
۱۳	دکتر منصور ضیایی فر	
۱۴	دکتر بهرخ حسینی هاشمی	
۱۵	دکتر بهروز عسگریان	ناظران دانشگاهی
۱۶	دکتر علی بخشی	ناظر صنعتی
۱۷	دکتر سید رامین اسعد سجادی	
۱۸	دکتر علی طاهری	همکاران ناظر صنعتی
۱۹	مهندس امید افشاریان زاده	
۲۰	دکتر مهدی دهقانی رنایی	
۲۱	دکتر علیرضا غفوری	
۲۲	مهندس حسین صادقی مقدم	

### کارگروه فصل ترکیب بار و روشهای تحلیل:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر عبدالرضا سروقدمقدم	(مدیر کارگروه)
مهندسین مشاور پرکاله	دکتر حسین آقا بیگی	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	مهندس معصومه فرشباغ	عضو کارگروه
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر عاطفه جهان محمدی	عضو کارگروه
دانشگاه صنعتی اصفهان	دکتر فرهاد بهنام فر	عضو کارگروه

### کارگروه فصل تحلیل خطر:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر حمید زعفرانی	(مدیر کارگروه)
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر انوشیروان انصاری	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمد داودی	عضو کارگروه
دانشگاه اراک	دکتر مهدی موسوی	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر علیرضا زرین اقبال	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمد رضا سقراط	عضو کارگروه

### کارگروه فصل مخاطرات ژئوتکنیک لرزه‌ای:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمد داودی	(مدیر کارگروه)
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر فرج اله عسکری	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر یاسر جعفریان	عضو کارگروه
دانشگاه آزاد اسلامی	دکتر میثم فدایی	عضو کارگروه
مهندسین مشاور	دکتر علی لشکری	عضو کارگروه

### کارگروه فصل اندرکنش خاک و سازه:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمد داودی	(مدیر کارگروه)
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر حسین جهانخواه	عضو کارگروه
دانشگاه صنعتی اصفهان	دکتر فرهاد بهنام فر	عضو کارگروه
دانشگاه خوارزمی	دکتر علی قنبری	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	مهندس محمد رضا کشاورز	عضو کارگروه

### کارگروه فصل سازه های غیر ساختمانی:

دانشگاه صنعتی اصفهان	دکتر فرهاد بهنام فر	(مدیر کارگروه)
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمدعلی گودرزی	عضو کارگروه
مهندسین مشاور مهتاب یزد	مهندس علیرضا تفضلی اردکانی	عضو کارگروه
مهندسین مشاور انرشیمی	مهندس پریسا یزدانیان	عضو کارگروه

### کارگروه فصل اجزای غیر سازه‌ای:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر افشین کلانتری	(مدیر کارگروه)
دانشگاه صنعتی اصفهان	دکتر فرهاد بهنام فر	عضو کارگروه
مهندسین مشاور پرکاله	دکتر حسین آقا بیگی	عضو کارگروه
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	مهندس مهدی سعیدیان	عضو کارگروه

### کارگروه فصل سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای و فصل سازه‌های دارای میراگر:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر امید بهار	(مدیر کارگروه)
--	----------------	----------------



دکتر کریم لک نژادی عضو کار گروه مهندسين مشاور بوم بافت معمار

### کار گروه فصل دودکش و فلرها :

دکتر حسين امام جمعه (مدیر کار گروه) موسسه بهينه سازى طرحهاى عمرانى راهبرد  
دکتر محمد رضا نیکومنش عضو کار گروه موسسه بهينه سازى طرحهاى عمرانى راهبرد

### کار گروه فصل مخزن:

مهندس ایرج رحيمي منجری (مدیر کار گروه) شرکت ملی مناطق نفت خیز جنوب  
دکتر مهران سیدرزاقی عضو کار گروه دانشگاه آزاد اسلامی - واحد قزوین  
دکتر محمدعلی گودرزی عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر محمدابراهیم کرباسچی عضو کار گروه شرکت ملی مناطق نفت خیز جنوب

### کار گروه خطوط لوله و شبکه‌های متمرکز لوله‌ها:

دکتر حسين جهانخواه (مدیر کار گروه) پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
مهندس رضا مشعوف عضو کار گروه مهندسين مشاور فراسا  
مهندس سعید مجیدی عضو کار گروه شرکت پتروشیمی کیان  
مهندس سپهر نظری عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

### کار گروه طراحی لرزه‌ای سکوه‌های ثابت فراساحلی:

دکتر علیرضا فیاضی (مدیر کار گروه) شرکت نفت و گاز پارس  
دکتر هادی مقدم نیا عضو کار گروه شرکت مهندسی و مدیریت صف رزموند  
دکتر حسين غلامی عضو کار گروه شرکت مهندسی ساخت تأسیسات دریایی ایران  
جوادی مهدوی عضو کار گروه شرکت توسعه صنایع نفت و انرژی

### کار گروه بارگذاری سازه‌ها در برابر سونامی:

دکتر حمید زعفرانی (مدیر کار گروه) پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر افشین کلانتری عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر لیلا اعتماد سعید عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر عبدالرضا سروقدمقدم عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر نوید خیر دست عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر امین رشیدی عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر محمد مختاری عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله  
دکتر انوشیروان انصاری عضو کار گروه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

### ناظران محترم دانشگاهی ( از طرف مدیریت پژوهش و فناوری شرکت ملی نفت ایران)

دکتر بهروز عسگریان دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی  
دکتر علی بخشی دانشگاه صنعتی شریف

### ناظران محترم صنعتی ( از طرف معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری)

دکتر سید رامین اسعد سجادی (رئیس کار گروه) معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری  
دکتر علی طاهری شرکت ملی گاز ایران  
مهندس امید افشاریان زاده شرکت مهندسی و توسعه نفت  
دکتر مهدی دهقانی رنایی شرکت ملی صنایع پتروشیمی ایران  
دکتر علیرضا غفوری شرکت ملی نفت ایران



## تشکر و قدردانی

لازم است از همکاران محترم پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، اساتید محترم دانشگاهی، کارشناسان خبره و توانمند بدنه‌ی صنعت نفت و سایر اولیای امور که در تهیه و تدوین ویرایش چهارم همکاری مستمری داشته‌اند تشکر و قدردانی گردد. همچنین از تمامی مدیران آگاه و مدبر، کارشناسان، متخصصان و مهندسين مشاور خبره و توانمند، به‌خصوص آقای دکتر سجادی (نماینده‌ی محترم معاونت مهندسی، پژوهش و فناوری وزارت نفت، و مسئول گروه ناظران صنعتی)، آقای دکتر ابوالفضل مرادی (نماینده‌ی محترم دستگاه نظارت - پژوهش و فناوری، شرکت ملی نفت ایران)، آقایان دکتر بهروز عسکریان و دکتر علی بخشی (ناظران محترم دانشگاهی)، و شرکت‌های تابعه‌ی وزارت نفت و جامعه مهندسان مشاور (ناظران محترم صنعتی) که در مسیر تهیه‌ی این نسخه از آیین‌نامه با اعضای گروه اصلی همکاری نزدیک داشته و با ارائه‌ی نظرات سازنده‌ی خود باعث ارتقاء آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت - ویرایش ۴ بوده‌اند، کمال تشکر و قدردانی به عمل آید.



## فهرست مطالب

۲	تفسیر فصل دوم: ترکیب بار .....	۱
۲-۱	ملاحظات کلی .....	۲
۲-۲	ترکیب بار .....	۲
۲-۲-۱	ترکیب‌های بارگذاری در روش تنش مجاز .....	۲
۲-۲-۲	ترکیب بارگذاری ضریب‌دار در روش مقاومت .....	۴
۲-۲-۳	اثر بار ناشی از مؤلفه‌های زلزله در ترکیب‌های بارگذاری .....	۵
۲-۲-۴	ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت .....	۷
۲-۲-۵	اثر روی به بالای زلزله در طره‌های افقی .....	۷
۲-۳	حوادث غیر مترقبه .....	۸
۳	تفسیر فصل سوم: تحلیل خطر .....	۹
۳-۱	ملاحظات کلی .....	۱۰
۳-۱-۱	نمادها .....	۱۰
۳-۲	تعاریف .....	۱۰
۳-۳	گستره .....	۱۱
۳-۴	رده مطالعات ویژه ساختگاه .....	۱۱
۳-۴-۱	رده مطالعاتی الف .....	۱۱
۳-۴-۲	رده مطالعاتی ب .....	۱۱
۳-۵	سطوح خطر زلزله .....	۱۲
۳-۵-۱	سطح خطر اول (زلزله بهره‌برداري) .....	۱۲
۳-۵-۲	سطح خطر دوم (زلزله طرح) .....	۱۳
۳-۵-۳	سطح خطر سوم (زلزله نادر) .....	۱۳
۳-۶	انتخاب مدل برآورد جنبش زمین .....	۱۳
۳-۷	روش تحلیل خطر .....	۱۶
۳-۷-۱	کلیات .....	۱۶
۳-۷-۲	تحلیل خطر احتمالاتی .....	۱۷
۳-۷-۳	تحلیل خطر تعیینی .....	۱۸
۳-۷-۴	جدایش خطر لرزه‌ای .....	۱۸
۳-۷-۵	تعریف مدل چشمه‌های لرزه‌زا .....	۱۸

- ت-۳-۸ طیف طرح شتاب ..... ۲۱
- ت-۳-۸-۱ طیف طرح با خطر یکنواخت ..... ۲۱
- ت-۳-۸-۲ طیف طرح با شکل استاندارد ..... ۲۱
- ت-۳-۹ طیف ریسک مبنا ..... ۲۱
- ت-۳-۱۰ ملاحظات تحلیل پاسخ ساختگاه ..... ۲۵
- ت-۳-۱۰-۱ انتخاب شتابنگاشت برای تحلیل پاسخ ..... ۲۵
- ت-۳-۱۰-۲ محاسبه تاریخچه زمانی حرکت سطح زمین ..... ۲۵
- ت-۳-۱۰-۳ برآورد طیف در سطح زمین ..... ۲۵
- ت-۳-۱۰-۴ تهیه مدل عددی ساختگاه ..... ۲۵
- ت-۳-۱۱ ملاحظات خاص حوزه نزدیک ..... ۲۶
- ت-۳-۱۱-۱ اثرات جهت‌داری در تحلیل خطر احتمالاتی ..... ۲۶
- ت-۳-۱۲ طیف قائم زمین‌لرزه ..... ۲۷
- ت-۳-۱۳ برآورد جابجایی زمین در محل گسیختگی گسل ..... ۲۷
- ۴ تفسیر فصل چهارم: روش‌های تحلیل ..... ۲۹
- ت-۴-۱ ملاحظات کلی ..... ۳۰
- ت-۴-۲ گروه‌بندی سازه‌ها از نظر نظم کالبدی ..... ۳۳
- ت-۴-۳ ضریب اهمیت و گروه‌بندی سازه‌ها از نظر کاربری و خطرزایی ..... ۳۷
- ت-۴-۳-۱ ضوابط خاص برای ساختمان‌های گروه کاربری و خطرزایی ۱ (ساختمان‌های ضروری) ..... ۳۹
- ت-۴-۴ گروه طراحی لرزه‌ای ..... ۴۱
- ت-۴-۵ سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای ..... ۴۳
- ت-۴-۵-۱ انتخاب سیستم‌های سازه‌ای، پارامترهای لرزه‌ای و محدودیت‌ها ..... ۴۳
- ت-۴-۵-۲ ترکیب سیستم‌ها در امتدادهای مختلف ..... ۴۵
- ت-۴-۵-۳ ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد ..... ۴۶
- ت-۴-۶ سیستم‌های نوین سازه‌ای ..... ۴۷
- ت-۴-۶-۱ ملاحظات کلی ..... ۴۷
- ت-۴-۷ ضریب افزونگی  $\rho$  ..... ۴۸
- ت-۴-۸ اعمال نیروی زلزله ..... ۵۰
- ت-۴-۹ ضوابط مدل‌سازی ..... ۵۲

۵۲.....	ت-۴-۹-۱ مدل سازی سازه
۵۳.....	ت-۴-۹-۲ اثرات $P-\Delta$
۵۴.....	ت-۴-۹-۳ میانقابها و اندرکنش
۵۴.....	ت-۴-۹-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای
<b>۵۵.....</b>	<b>ت-۴-۱۰-۱۰ روش بار جانبی معادل</b>
۵۶.....	ت-۴-۱۰-۱ ملاحظات کلی
۵۶.....	ت-۴-۱۰-۲ تعیین برش پایه
۵۷.....	ت-۴-۱۰-۳ تعیین زمان تناوب اصلی
۵۸.....	ت-۴-۱۰-۴ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع
۵۹.....	ت-۴-۱۰-۵ برش طبقه
۶۰.....	ت-۴-۱۰-۶ پیچش ذاتی
۶۳.....	ت-۴-۱۰-۷ واژگونی
۶۳.....	ت-۴-۱۰-۸ تغییر مکان جانبی طبقات
۶۶.....	ت-۴-۱۰-۹ آثار مرتبه دوم (پی-دلتا)
<b>۷۰.....</b>	<b>ت-۴-۱۱-۱۱ روش تحلیل طیفی</b>
۷۰.....	ت-۴-۱۱-۱ ملاحظات کلی
۷۰.....	ت-۴-۱۱-۲ پارامترهای پاسخ مودی
۷۱.....	ت-۴-۱۱-۳ زمان‌های تناوب طبیعی و تعداد مودها
۷۱.....	ت-۴-۱۱-۴ ترکیب مودها
۷۲.....	ت-۴-۱۱-۵ اصلاح مقادیر بازتابها
۷۲.....	ت-۴-۱۱-۶ اثر پیچش
۷۳.....	ت-۴-۱۱-۷ واژگونی
۷۳.....	ت-۴-۱۱-۸ تغییر مکان جانبی طبقات
۷۳.....	ت-۴-۱۱-۹ آثار مرتبه دوم (پی-دلتا)
۷۴.....	ت-۴-۱۱-۱۰ اثرات اندرکنش خاک و سازه
۷۴.....	ت-۴-۱۱-۱۱ مدل سازی
<b>۷۴.....</b>	<b>ت-۴-۱۲-۱۲ تحلیل تاریخچه زمانی</b>
۷۴.....	ت-۴-۱۲-۱ ملاحظات کلی
۷۴.....	ت-۴-۱۲-۲ تحلیل تاریخچه زمانی خطی
۸۱.....	ت-۴-۱۲-۳ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی
<b>۸۴.....</b>	<b>ت-۴-۱۳ دیافراگم و اجزای آن</b>

- ت-۴-۱۳-۱ طراحی دیافراگم..... ۸۵
- ت-۴-۱۳-۲ طراحی اجزای جمع‌کننده نیرو..... ۸۷
- ت-۴-۱۳-۳ افزایش نیرو به دلیل نامنظمی سازه..... ۸۸
- ت-۴-۱۴ دیوار سازه‌ای..... ۸۸**
- ت-۴-۱۴-۱ طراحی در برابر نیروهای خارج از صفحه..... ۸۸
- ت-۴-۱۴-۲ مهار دیوار به دیافراگم و نیروهای وارد بر آن..... ۸۹
- ت-۴-۱۵ کنترل جابجایی افقی طبقات..... ۸۹**
- ت-۴-۱۵-۱ ضوابط تکمیلی مربوط به تغییر مکان جانبی طرح..... ۹۱
- ت-۴-۱۵-۲ درز انقطاع..... ۹۲
- ت-۴-۱۶ کنترل واژگونی..... ۹۲**
- ت-۴-۱۷ موقعیت تراز پایه..... ۹۳
- ت-۴-۱۷-۱ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند..... ۱۰۰
- ۵ تفسیر فصل پنجم: بررسی مخاطرات ژئوتکنیک لرزه‌ای..... ۱۰۳**
- ت-۵-۱ مقدمه..... ۱۰۴
- ت-۵-۲ خطر گسلش سطحی..... ۱۰۴
- ت-۵-۲-۱ مقدمه..... ۱۰۴
- ت-۵-۲-۲ رویکرد تحلیل..... ۱۰۴
- ت-۵-۳-۱ تمهیدات مهندسی کاهش اثرات گسیختگی سطحی..... ۱۰۸
- ت-۵-۳-۲ مراجع..... ۱۰۹
- ت-۵-۳ روانگرایی..... ۱۱۱**
- ت-۵-۳-۱ الزامات ارزیابی روانگرایی..... ۱۱۱
- ت-۵-۳-۲ بررسی پتانسیل روانگرایی..... ۱۱۵
- ت-۵-۳-۳ اثرات روانگرایی..... ۱۱۹
- ت-۵-۳-۴ مثال کاربردی..... ۱۲۷
- ت-۵-۳-۵ مراجع..... ۱۲۹
- ت-۵-۴ زمین لغزش..... ۱۳۱**
- ت-۵-۴-۱ مقدمه..... ۱۳۱
- ت-۵-۴-۲ رویکرد تحلیل..... ۱۳۱
- ت-۵-۴-۳ تمهیدات کاهش مخاطره..... ۱۳۴



ت-۵-۴-۴ مراجع اصلی .....	۱۳۴
<b>۶ تفسیر فصل ششم: اندرکنش خاک و سازه .....</b>	<b>۱۳۷</b>
ت-۶-۱ مقدمه .....	۱۳۸
ت-۶-۱-۱ محدوده کاربرد .....	۱۳۸
ت-۶-۱-۲ تعاریف .....	۱۳۸
<b>ت-۶-۲ تقاضای لرزه‌ای در سیستم‌های خاک-سازه .....</b>	<b>۱۳۹</b>
ت-۶-۲-۱ روش تحلیل نیروی جانبی معادل .....	۱۳۹
ت-۶-۲-۲ روش تحلیل دینامیکی خطی .....	۱۴۰
ت-۶-۲-۳ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی .....	۱۴۰
<b>ت-۶-۳ اثرات میرایی پی .....</b>	<b>۱۴۰</b>
ت-۶-۳-۱ الزامات تعیین میرایی پی .....	۱۴۱
ت-۶-۳-۲ میرایی مؤثر .....	۱۴۱
ت-۶-۳-۳ میرایی تشعشی برای فونداسیون‌های با مقطع مستطیلی .....	۱۴۱
ت-۶-۳-۴ میرایی تشعشی برای فونداسیون‌های دایروی .....	۱۴۱
ت-۶-۳-۵ میرایی خاک .....	۱۴۱
<b>ت-۶-۴ اثرات انعطاف‌پذیری پی .....</b>	<b>۱۴۱</b>
ت-۶-۴-۱ بررسی صلیب سازه پی منفرد یا گسترده .....	۱۴۱
ت-۶-۴-۲ بررسی صلیب سازه پی نواری .....	۱۴۱
ت-۶-۴-۳ سختی فنرهای معادل .....	۱۴۱
<b>ت-۶-۵ اثرات اندرکنش سختی محور شامل اثر اغتشاش میدان موج و عمق دفن شدگی .....</b>	<b>۱۴۲</b>
ت-۶-۵-۱ اثر اغتشاش میدان موج .....	۱۴۲
ت-۶-۵-۲ اثر عمق دفن شدگی .....	۱۴۲
<b>ت-۶-۶ اندرکنش خاک - سازه - سیال برای مخازن ذخیره سیالات نفتی .....</b>	<b>۱۴۳</b>
<b>۷ تفسیر فصل هفتم: سازه‌های غیر ساختمانی .....</b>	<b>۱۴۵</b>
ت-۷-۱ کلیات .....	۱۴۶
ت-۷-۱-۱ دامنه کاربرد و ضوابط کلی .....	۱۴۶
ت-۷-۱-۲ طراحی لرزه‌ای .....	۱۴۷
ت-۷-۱-۳ انتخاب روش تحلیل سازه .....	۱۴۷

۱۵۵	ت-۷-۲ ضوابط کلی طراحی
۱۵۶	ت-۷-۱-۲ انتخاب سیستم و ضرایب طراحی
۱۵۸	ت-۷-۲-۴ ملاحظات پیش‌پیش
۱۵۸	ت-۷-۲-۵ ضریب اهمیت
۱۵۹	ت-۷-۲-۶ سازه‌های غیر ساختمانی صلب
۱۵۹	ت-۷-۲-۷ وزن مؤثر لرزه‌ای
۱۵۹	ت-۷-۲-۸ زمان تناوب
۱۶۰	ت-۷-۲-۹ تغییر مکان نسبی و جابه‌جایی جانبی
۱۶۰	ت-۷-۲-۱۰ اثر $P - \Delta$
۱۶۱	ت-۷-۲-۱۱ اثر مؤلفه قائم و ترکیبات بار
۱۶۱	ت-۷-۲-۱۲ سازه‌های متصل به هم از طریق اجزای غیر سازه‌ای
۱۶۳	ت-۷-۲-۱۳ سازه نامشابه ساختمان دارای سازه نگهدارنده
۱۶۶	ت-۷-۲-۱۴ مهار
۱۶۷	ت-۷-۲-۱۵ شالوده واقع بر خاک روانگرا
۱۶۷	ت-۷-۳ ضوابط اختصاصی برای سازه‌های مشابه ساختمان
۱۶۷	ت-۷-۳-۱ قابهای نگهدارنده لوله‌ها
۱۶۸	ت-۷-۳-۲ قفسه‌های فولادی انباری
۱۷۰	ت-۷-۳-۳ سازه نگهدارنده مخازن و ظروف
۱۷۱	ت-۷-۴ ضوابط اختصاصی برای سازه‌های نامشابه ساختمان
۱۷۱	ت-۷-۴-۱ دودکش و سازه نگهدارنده آن
۱۷۳	ت-۷-۴-۲ سازه‌های سکویی بتنی مسلح برای تجهیزات چرخنده و ظروف و مخازن خط فرایند
۱۷۴	ت-۷-۴-۳ مخازن
۱۷۶	ت-۷-۴-۴ سازه‌های هیدرولیکی مستغرق در مایعات
۱۷۶	ت-۷-۴-۵ دیگهای بخار و ظروف تحت فشار
۱۷۶	ت-۷-۴-۶ ظروف ذخیره افقی با تکیه‌گاه زینی
۱۷۶	ت-۷-۴-۷ سازه‌های نگهبان خاک
۱۷۷	ت-۷-۴-۸ دیوارها یا حصارهای طره‌ای متکی بر زمین
۱۷۹	۸ تفسیر فصل هشتم: اجزای غیر سازه‌ای
۱۸۰	ت-۸-۱-۱- گستره
۱۸۴	ت-۸-۱-۲ گروه‌های طراحی لرزه‌ای

ت-۸-۱-۳- ضریب اهمیت اجزای غیر سازه‌ای .....	۱۸۴
ت-۸-۱-۴- سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی پیش ساخته .....	۱۸۵
ت-۸-۱-۵- ضوابط اختصاصی سازنده .....	۱۸۵
ت-۸-۱-۶- کاربرد ضوابط اجزای غیرسازه‌ای برای سازه‌های غیرساختمانی .....	۱۸۶
<b>ت-۸-۲- الزمات عمومی طراحی .....</b>	<b>۱۸۶</b>
ت-۸-۲-۱- مستندات اجرا .....	۱۸۶
ت-۸-۲-۲- ترکیبات بار .....	۱۸۶
ت-۸-۲-۳- ضوابط اختصاصی سیستم‌های نامتعارف .....	۱۸۷
ت-۸-۲-۴- گواهینامه لرزه‌ای برای اجزای غیرسازه‌ای خاص .....	۱۸۷
ت-۸-۲-۵- اندرکنش با سایر اجزا .....	۱۸۷
ت-۸-۲-۶- تعیین ظرفیت بر اساس آزمایش یا مشاهدات تجربی .....	۱۸۸
ت-۸-۲-۷- تعیین ظرفیت بر اساس مشاهدات تجربی .....	۱۹۰
ت-۸-۲-۸- مشخصات پاسخ لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای .....	۱۹۰
<b>ت-۸-۳- مقادیر تقاضای لرزه‌ای در اجزای غیرسازه‌ای .....</b>	<b>۱۹۲</b>
ت-۸-۳-۱- نیروهای افقی طراحی لرزه‌ای .....	۱۹۲
ت-۸-۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی .....	۱۹۶
ت-۸-۳-۳- روش اندرکنشی ساده شده .....	۱۹۷
ت-۸-۳-۴- جابجایی نسبی .....	۱۹۸
<b>ت-۸-۵- ضوابط کلی مهار .....</b>	<b>۲۰۴</b>
ت-۸-۵-۲- ضوابط طراحی مهار .....	۲۰۶
<b>ت-۸-۶- ضوابط خاص اجزای معماری .....</b>	<b>۲۰۷</b>
ت-۸-۶-۱- مقادیر نیرو و جابجایی .....	۲۰۹
ت-۸-۶-۲- ضوابط خاص طراحی برای اجزای آویخته .....	۲۱۰
ت-۸-۶-۳- تغییر شکل قائم ناشی از چرخش اتصالات .....	۲۱۰
ت-۸-۶-۴- دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن .....	۲۱۰
ت-۸-۶-۵- خمش خارج از صفحه .....	۲۱۳
ت-۸-۶-۶- سقف کاذب .....	۲۱۳
ت-۸-۶-۷- کف کاذب .....	۲۱۵
ت-۸-۶-۸- تیغه‌ی جداکننده .....	۲۱۶
ت-۸-۶-۹- نما و دیوار شیشه‌ای .....	۲۱۶
ت-۸-۶-۱۰- راه‌پله‌ها و رمپ‌های فرار .....	۲۱۸

- ت-۸-۶-۱۱-خریشته و سازه‌های روی بام..... ۲۱۹.
- ت-۸-۷- ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی ..... ۲۱۹.
- ت-۸-۷-۱ کلیات..... ۲۲۲.
- ت-۸-۷-۲-تجهیزات مکانیکی..... ۲۲۲.
- ت-۸-۷-۳- صدور گواهی‌نامه لرزه‌ای برای سیستم سرمایش، گرمایش و تهویه هوا (HVACR) ۲۲۵
- ت-۸-۷-۴- تجهیزات برقی ..... ۲۲۶.
- ت-۸-۷-۵-تکیه‌گاه تجهیزات..... ۲۲۶.
- ت-۸-۷-۶- سازه‌های تکیه‌گاه و سکوی تجهیزات ..... ۲۳۰.
- ت-۸-۷-۷-تکیه‌گاه‌های سیستم توزیع..... ۲۳۰.
- ت-۸-۷-۸-سیستم‌های توزیع..... ۲۳۰.
- ت-۸-۷-۹- سیستم‌های توزیع برق..... ۲۳۰.
- ت-۸-۷-۱۰- سیستم‌های توزیع: کانال‌ها..... ۲۳۱.
- ت-۸-۷-۱۰-لوله‌ها..... ۲۳۲.
- ت-۸-۷-۱۱-خطوط خدماتی..... ۲۳۵.
- ت-۸-۷-۱۲-بالابرها و پله‌های برقی..... ۲۳۵.
- ت-۸-۷-۱۳-سایر تجهیزات برقی و مکانیکی..... ۲۳۵.

## ۹ تفسیر فصل نهم: سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای ..... ۲۳۷.

- ت-۹-۱- کلیات ..... ۲۳۸.
- ت-۹-۲- الزامات عمومی طراحی ..... ۲۴۱.
- ت-۹-۲-۴- سامانه جداسازی ..... ۲۴۴.
- ت-۹-۲-۵- سامانه‌ی سازه‌ای ..... ۲۴۶.
- ت-۹-۲-۶- اعضای سازه‌ها و اجزای غیرسازه‌ای ..... ۲۴۹.
- ت-۹-۲-۸- خصوصیات سامانه‌ی جداسازی ..... ۲۵۱.
- ت-۹-۳- خطر لرزه‌ای ..... ۲۶۴.
- ت-۹-۳-۱- کمیته‌های پاسخ شتاب طیفی و طیف پاسخ..... ۲۶۴.
- ت-۹-۳-۲- جنبش‌های زمین برای تحلیل تاریخچه زمانی..... ۲۶۴.
- ت-۹-۴- انتخاب روش تحلیل..... ۲۶۴.
- ت-۹-۵- روش نیروی جانبی معادل..... ۲۶۵.
- ت-۹-۵-۳- کمیته جابجایی‌های جانبی موردنیاز برای طراحی..... ۲۶۶.
- ت-۹-۵-۴- کمیته نیروهای جانبی مورد نیاز برای طراحی..... ۲۶۸.

ت-۵-۹-۵ توزیع قائم نیرو	۲۷۰
ت-۵-۹-۶ محدودیت‌های تغییر مکان نسبی طبقه	۲۷۳
ت-۹-۶ روش‌های تحلیل دینامیکی	۲۷۴
ت-۹-۶-۲ مدل‌سازی	۲۷۶
ت-۹-۷ بازبینی مستقل طراحی	۲۷۷
ت-۹-۸ انجام آزمایش	۲۷۸
ت-۹-۸-۳ تعیین مشخصه‌های نیرو - تغییر مکان	۲۸۳
ت-۹-۸-۴ کفایت نمونه‌ی آزمایش	۲۸۴
ت-۹-۸-۵ آزمایش‌های تولید	۲۸۶
ت-۹-۹ مراجع	۲۸۷
<b>۱۰ تفسیر فصل دهم: سازه‌های دارای میراگر</b>	<b>۲۹۱</b>
ت-۱۰-۱ کلیات	۲۹۲
ت-۱۰-۲ الزامات کلی طراحی	۲۹۲
ت-۱۰-۲-۱ الزامات سامانه باربر لرزه‌ای و سامانه میرایی	۲۹۲
ت-۱۰-۲-۳ انتخاب روش تحلیل	۲۹۴
ت-۱۰-۳ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی	۳۰۳
ت-۱۰-۳-۲ خروج از مرکزیت تصادفی جرم	۳۰۴
ت-۱۰-۴ شرایط بار لرزه‌ای و معیارهای پذیرش برای روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی	۳۰۵
ت-۱۰-۵ بازنگری طراحی	۳۰۷
ت-۱۰-۶ آزمایش	۳۰۷
ت-۱۰-۶-۳ آزمایش‌های محصول	۳۰۸
ت-۱۰-۷ روش‌های جایگزین و معیارهای پذیرش متناظر	۳۰۹
ت-۱۰-۷-۱ روش تحلیل طیفی و ت-۱۰-۷-۲ روش نیروی جانبی معادل	۳۱۰
ت-۱۰-۷-۳ اصلاح پاسخ میرا	۳۱۳
ت-۱۰-۷-۴ شرایط بار لرزه‌ای و معیارهای پذیرش برای روش‌های تحلیل طیفی و نیروی جانبی معادل	۳۱۴
<b>۱۱ تفسیر فصل یازدهم: دودکش و فلر</b>	<b>۳۱۷</b>

ت-۱۱-۱ ملاحظات کلی	۳۱۸
ت-۱۱-۲ مدل سازی	۳۱۸
ت-۱۱-۳ روش‌های تحلیل	۳۱۸
ت-۱۱-۳-۱ روش بار جانبی معادل (روش ساده شده)	۳۱۹
ت-۱۱-۳-۲ تحلیل دینامیکی	۳۲۰
ت-۱۱-۴-۱ کنترل واژگونی	۳۲۱
ت-۱۱-۴-۲ کنترل جابجایی	۳۲۱
ت-۱۱-۴-۳ ترکیبهای بارگذاری	۳۲۱
ت-۱۱-۴-۴ ضوابط و جزئیات طراحی	۳۲۱
<b>۱۲ تفسیر فصل دوازدهم: مخزن</b>	<b>۳۲۳</b>
ت-۱۲-۱ ملاحظات کلی	۳۲۴
ت-۱۲-۱-۱ تعاریف	۳۲۴
ت-۱۲-۱-۲ نمادها	۳۲۴
ت-۱۲-۱-۳ حدود کاربرد	۳۲۴
ت-۱۲-۱-۴ اهداف عملکردی	۳۲۴
ت-۱۲-۱-۵ عوامل مؤثر	۳۲۴
ت-۱۲-۱-۶ انواع مخازن و درجه اهمیت	۳۲۵
ت-۱۲-۱-۷ درصد میرایی	۳۲۷
ت-۱۲-۱-۸ روش تحلیل	۳۲۷
ت-۱۲-۱-۹ طیف ویژه ساختگاه	۳۲۷
ت-۱۲-۱-۱۰ اندرکنش خاک-سازه	۳۲۷
ت-۱۲-۱-۱۱ روش طراحی	۳۲۷
ت-۱۲-۲ مخازن استوانه‌ای فولادی روزمینی	۳۲۸
ت-۱۲-۲-۱ زمان تناوب ارتعاش	۳۲۸
ت-۱۲-۲-۲ شتاب پاسخ طیفی	۳۲۹
ت-۱۲-۲-۳ ضریب‌های طراحی	۳۳۰
ت-۱۲-۲-۴ طراحی	۳۳۰
ت-۱۲-۲-۵ کنترل‌های طراحی	۳۳۲
ت-۱۲-۲-۶ طراحی جزئیات	۳۳۵
ت-۱۲-۳ مخازن بتنی زمینی	۳۳۶

ت-۱۲-۳-۱ مخازن با جداره‌های صلب .....	۳۳۶
ت-۱۲-۳-۲ مخازن مدور بتنی پیش‌تنیده با سیم، سیم بافته یا تاندون .....	۳۳۷
<b>ت-۱۲-۴-۱ مخازن هوایی .....</b>	<b>۳۳۷</b>
ت-۱۲-۴-۱ مقاومت و شکل‌پذیری .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۲ کلیات .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۳ جرم مؤثر .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۴ اثر پی-دلتا .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۵ انتقال نیروهای جانبی به برج نگهدارنده .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۶ سازه‌های مستعد کمانش .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۷ مخازن هوایی آب .....	۳۳۷
ت-۱۲-۴-۸ مخازن هوایی بر ستون پایه بتنی (مرکب) .....	۳۳۷
<b>ت-۱۲-۵ ظروف افقی یا تحت فشار، دیگ‌های بخار و مخازن کروی .....</b>	<b>۳۳۷</b>
<b>ت-۱۲-۶ پایداری واژگونی و لغزشی .....</b>	<b>۳۳۷</b>
<b>ت-۱۲-۷ پی مخازن .....</b>	<b>۳۳۷</b>
ت-۱۲-۷-۱ کلیات .....	۳۳۷
ت-۱۲-۷-۲ نیروهای طراحی شالوده مخزن فولادی استوانه‌ای .....	۳۳۸
ت-۱۲-۷-۳ مقابله با لغزش در مخزن فولادی با کف تخت .....	۳۴۱
ت-۱۲-۷-۴ شالوده با مصالح خاکی بدون کرسی حلقوی .....	۳۴۱
ت-۱۲-۷-۵ شالوده با مصالح خاکی با کرسی حلقوی .....	۳۴۱
ت-۱۲-۷-۶ پی گسترده بتنی برای مخزن زمینی .....	۳۴۲
<b>ت-۱۲-۸ مهارسازی ثانویه .....</b>	<b>۳۴۲</b>
ت-۱۲-۸-۱ نیاز .....	۳۴۲
ت-۱۲-۸-۲ کلیات .....	۳۴۲
ت-۱۲-۸-۳ ارتفاع آزاد سطح مایع .....	۳۴۲
<b>ت-۱۲-۹ ملاحظات دیگر .....</b>	<b>۳۴۲</b>
ت-۱۲-۹-۱ مخازن خویش‌مهار .....	۳۴۲
ت-۱۲-۹-۲ تعیین میزان بلندشدگی مخازن خویش‌مهار (غیراجباری) .....	۳۴۲
ت-۱۲-۹-۳ مخازن مدفون .....	۳۴۲
ت-۱۲-۹-۴ مخازن جداشده از پایه .....	۳۴۳
ت-۱۲-۹-۵ مخازن ورق فولادی موجدار .....	۳۴۳
ت-۱۲-۹-۶ مخازن پلاستیکی .....	۳۴۳

- ت-۱۲-۹-۷ خازن ذخیره سیالات سرد ..... ۳۴۳
- ت-۱۲-۱۰ فهرست مراجع ..... ۳۴۵
- ت-۱۲-۱۱ مثال‌های حل شده ..... ۳۴۵
- ت-۱۲-۱۱-۱ مثال ۱: مخزن خویش‌مهار ..... ۳۴۵
- ۱۳ تفسیر فصل سیزدهم: خط لوله ..... ۳۵۵**
- ت-۱۳-۱ ملاحظات کلی ..... ۳۵۶
- ت-۱۳-۲ گروه کاربری و خطرزایی ..... ۳۵۶
- ت-۱۳-۳ خط لوله مدفون ..... ۳۵۶
- ت-۱۳-۴ خط لوله‌ی روزمینی ..... ۳۵۹
- ت-۱۳-۵ خط لوله‌ی متکی بر سازه‌ی نگهدارنده ..... ۳۵۹
- ۱۴ تفسیر فصل چهاردهم: توصیه‌هایی برای طراحی لرزه‌ای سکوه‌های ثابت**
- فراساحلی ..... ۳۶۱**
- ت-۱۴-۱ کلیات ..... ۳۶۲
- ت-۱۴-۱-۱ تعاریف ..... ۳۶۲
- ت-۱۴-۲ مبانی طراحی لرزه‌ای ..... ۳۶۴
- ت-۱۴-۳ استاندارد مرجع طراحی اعضای سازه‌ای ..... ۳۶۴
- ت-۱۴-۴ زمین لرزه‌ها ..... ۳۶۴
- ت-۱۴-۵ طراحی سکوها در برابر زلزله ..... ۳۶۴
- ت-۱۴-۶ ملاحظات اولیه ..... ۳۶۵
- ت-۱۴-۶-۱ ارزیابی فعالیت لرزه‌ای ..... ۳۶۵
- ت-۱۴-۶-۲ ارزیابی در مناطق با فعالیت‌های لرزه‌ای کم ..... ۳۶۵
- ت-۱۴-۷ الزامات مقاومتی ..... ۳۶۶
- ت-۱۴-۷-۱ مبانی طراحی ..... ۳۶۶
- ت-۱۴-۷-۲ مدل سازه‌ای ..... ۳۶۶
- ت-۱۴-۷-۳ تحلیل پاسخ ..... ۳۶۸
- ت-۱۴-۷-۴ ارزیابی پاسخ سازه ..... ۳۶۹
- ت-۱۴-۸ الزامات شکل‌پذیری ..... ۳۷۱



ت-۱۴-۹-موارد تکمیلی.....	۳۷۵
ت-۱۴-۹-۱-اتصالات لوله‌ای.....	۳۷۵
ت-۱۴-۹-۲-تجهیزات و سایر ملحقات نصب شده روی عرشه.....	۳۷۶
ت-۱۴-۱۰-دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای.....	۳۷۷
ت-۱۴-۱۰-۱-کلیات.....	۳۷۷
ت-۱۴-۱۰-۲-رده‌بندی خطر لرزه‌ای.....	۳۷۹
ت-۱۴-۱۰-۳-ملزومات طراحی لرزه‌ای.....	۳۸۱
ت-۱۴-۱۰-۴-روش ساده شده طراحی لرزه‌ای.....	۳۸۱
ت-۱۴-۱۰-۵-روش تفصیلی تحلیل لرزه‌ای.....	۳۸۲
<b>۱۵ تفسیر فصل پانزدهم: بارگذاری سازه‌ها در برابر سونامی.....</b>	<b>۳۸۹</b>
ت-۱۵-۱-کلیات.....	۳۹۰
ت-۱۵-۱-۱-گروه ریسک سونامی.....	۳۹۰
ت-۱۵-۱-۲-محدوده کاربرد.....	۳۹۰
ت-۱۵-۱-۳-کنترل مضاعف.....	۳۹۰
ت-۱۵-۱-۴-تعاریف.....	۳۹۰
ت-۱۵-۱-۵-نمادها.....	۳۹۲
ت-۱۵-۲-محاسبه شدت سونامی و آب‌گرفتگی.....	۳۹۲
ت-۱۵-۲-۱-محاسبه بیشینه عمق آب‌گرفتگی و سرعت جریان در ساختگاه.....	۳۹۲
ت-۱۵-۲-۲-مراحل محاسبه بیشینه عمق آب‌گرفتگی و سرعت جریان در ساختگاه به روش انرژی.....	۳۹۳
ت-۱۵-۲-۳-مقطع طولی توپوگرافی برای محاسبات روش انرژی، بارها و اثرات سونامی.....	۳۹۵
ت-۱۵-۲-۴-ناحیه طرح سونامی (حد پیشروی).....	۳۹۵
ت-۱۵-۲-۵-ملاحظات ویژه.....	۳۹۵
ت-۱۵-۳-ضوابط طراحی سازه‌ها برای نیروها و اثرات ناشی از سونامی.....	۳۹۶
ت-۱۵-۳-۱-عملکرد سازه‌های گروه ریسک سونامی I و سازه‌های حیاتی گروه ریسک سونامی II (بند ب و پ).....	۳۹۷
ت-۱۵-۳-۲-عملکرد سازه‌های گروه ریسک سونامی II و III.....	۳۹۷
ت-۱۵-۳-۳-ارزیابی عملکرد سازه‌ای.....	۳۹۷
ت-۱۵-۳-۴-حداقل چگالی سیال برای محاسبه بارهای سونامی.....	۳۹۸
ت-۱۵-۳-۵-حداقل نسبت سطح بسته برای تعیین بار.....	۳۹۸

- ت-۱۵-۳-۶ حداقل تعداد چرخه‌های بارگذاری جریان سونامی..... ۳۹۸
- ت-۱۵-۳-۷ اثرات لرزه‌ای وارد بر شالوده پیش از رسیدن بیشینه سونامی مورد نظر ..... ۳۹۸
- ت-۱۵-۳-۸ مدل‌سازی فیزیکی جریان سونامی، بارها و اثرات آن ..... ۳۹۸
- ت-۱۵-۴ اثرات و نیروهای سونامی بر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی..... ۳۹۸**
- ت-۱۵-۴-۱ بارهای هیدرواستاتیکی ..... ۳۹۸
- ت-۱۵-۴-۲ بارهای هیدرودینامیکی ..... ۳۹۹
- ت-۱۵-۴-۳ بارهای ضربه آوار ..... ۴۰۳
- ت-۱۵-۴-۴ طراحی شالوده ..... ۴۱۴
- ت-۱۵-۴-۵ اقدامات سازه‌ای برای مقابله با بارهای سونامی ..... ۴۱۸
- ت-۱۵-۴-۶ سازه‌های پناهگیری در برابر سونامی ..... ۴۱۸
- ت-۱۵-۴-۷ سیستم‌ها و اجزای غیرسازه‌ای با اهمیت زیاد ..... ۴۱۸
- ت-۱۵-۴-۸ سازه‌های غیرساختمانی گروه ریسک سونامی ۱ و ۱۱ ..... ۴۱۸
- ۱۶ تفسیر فصل شانزدهم: شبکه‌های متمرکز لوله‌ها ..... ۴۱۹**
- ت-۱۶-۱ مقدمه ..... ۴۲۰
- ت-۱۶-۲-۶ طرح لرزه‌ای فلنج ..... ۴۲۰
- ت-۱۶-۳-۶ طرح لرزه‌ای شیرهای کنترل ..... ۴۲۰
- ت-۱۶-۴-۶ طرح لرزه‌ای اتصالات انبساطی ..... ۴۲۱
- ت-۱۶-۵-۶ طرح لرزه‌ای نازل‌ها ..... ۴۲۱

تفسیر فصل دوم

ترکیب بار

## ت-۲-۱ ملاحظات کلی

انتخاب تراز بارگذاری در حد تنش مجاز یا مقاومت بستگی به آیین‌نامه طراحی انتخابی دارد. لذا کاربر لازم است با توجه به الزامات آیین‌نامه طراحی برای ساختمان یا تاسیسات مورد نظر، نوع ترکیبات مناسب بار را طبق ضوابط این فصل انتخاب نماید. علاوه بر این کاربر لازم است برای هر نوع سازه یا تاسیسات موردنظر به فصل مربوطه نیز در این آیین‌نامه مراجعه نماید و در صورت وجود ترکیبات بار در آنجا، آن‌ها ملاک عمل خواهند بود.

ترکیب بارهای ارائه شده در این فصل از آیین‌نامه عموماً بر بارهای زلزله تأکید دارد. تعیین بارهای لرزه‌ای بر اساس فصل چهارم این آیین‌نامه انجام می‌گردد. تعیین سایر بارها مانند بار مرده، زنده و باد باید از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان یا آیین‌نامه مورد تأیید در صنعت نفت بدست آید. باید توجه داشت که ترکیبات بار داده شده در این فصل برای طراحی ساختمان‌ها و تاسیسات جدید نفت می‌باشد و این ترکیبات بار در ارزیابی ساختمان‌ها یا تاسیسات موجود که کفایت رفتار لرزه‌ای آن‌ها بررسی می‌شود متفاوت است. برای ارزیابی ساختمان‌های موجود می‌توان از ترکیبات بار داده شده در نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه استفاده کرد. در مورد ساختمان‌ها یا تاسیسات صدمه خورده در زلزله و یا نیازمند تعمیر نیز ترکیبات بار می‌تواند متفاوت باشد و باید به آیین‌نامه‌های مرتبط رجوع شود.

## ت-۲-۲ ترکیب بار

تفسیر ندارد.

## ت-۲-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در روش تنش مجاز

### ت-۲-۲-۱-۱ ترکیب بارهای پایه

طراحی باید بر اساس ترکیب باری باشد که نامطلوب‌ترین اثر را ایجاد می‌کند. گاهی اوقات این حالت در غیاب برخی از بارها یا هنگامی که بعضی بارها حداکثر ضرایب را دارا نمی‌باشند، اتفاق می‌افتد. ضرایب اطمینان در این نوع ترکیب بار اعمال نمی‌شوند به دلیل اینکه این ضرایب بستگی به فلسفه طراحی اتخاذ شده برای طراحی مشخصات مصالح دارند.

در این روش فرض می‌گردد که بارهای باد و زلزله هم‌زمان اثر نمی‌کنند.

در ترکیبات بار ۲-۷ و ۲-۱۰، ضرایب ۰/۶ برای لحاظ نمودن اثرات بلندشدگی در برابر نیروهای جانبی و کنترل پایداری سازه اعمال می‌گردد.

غیر از بارهای مرده، بیشتر بارها به طور قابل توجهی با زمان تغییر می‌کنند. هنگامی که این بارهای متغیر با بارهای مرده ترکیب می‌شوند، اثرات ترکیبی آنها نباید سبب عملکرد نامطلوب در سازه شود. با این حال هنگامی که بیش از یک بار متغیر در نظر گرفته شود، احتمال اینکه همه آنها به حداکثر مقدار خود در یک زمان برسند بسیار نامحتمل می‌باشد. به همین سبب ضرایب کاهشیه مانند ضریب ۰/۷۵ در ترکیب بارها اعمال شده است. این ضرایب تنها در بارهایی که با زمان تغییر می‌کنند، ضرب شده است.

در روش مقاومت بند ۲-۲-۲ احتمال شکست قابل قبول به طور صریح در ترکیبات بار لحاظ می‌گردد. ضرایب موجود در روش تنش مجاز با تقریب مناسبی با ترکیبات روش مقاومت معادل‌سازی می‌شوند. هنگامی که مقاومت مصالح به نرخ یا مدت بار بستگی دارد می‌توان ضرایب تنش مجاز را برای در نظر گرفتن افزایش مقاومت تحت بارهای کوتاه مدت تغییر داد.

### ت-۲-۱-۲-۲ ترکیب بارهای شامل نیروهای خود کرنشی

در صورت وجود نیروهای خودکرنشی،  $T$ ، که ناشی از کرنش‌های مستقل از نیروی خارجی مانند تغییرات دما، خطای مونتاژ، نشست و خزش می‌باشند، اثرات سازه‌ای ناشی از بار  $T$  باید همراه با سایر بارها در نظر گرفته شود. نیروهای خودکرنشی و تأثیرات آنها باید براساس ارزیابی واقع‌بینانه‌ای که محتمل‌ترین مقادیر (نه بیشترین مقدار) را شامل می‌گردد، انجام شود. محتمل‌ترین مقدار، مقداری است که در هر بازه زمانی دلخواه مورد انتظار است.

برای ارزیابی نیروهای خودکرنشی و تأثیرات آنها به همراه بارهای مرده و زنده، دو ترکیب بار زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$1.0D + 1.0T$$

ت-۱-۲

$$1.0D + 0.75(T + L)$$

ت-۲-۲

این ترکیبات بار در همه حالات کفایت ندارد و در بعضی شرایط قضاوت مهندسی لازم است. به عنوان مثال هنگامی که بارهای زنده بام یا بار برف قابل ملاحظه هستند و احتمال وقوع همزمان آنها با بارهای خودکرنشی وجود دارد، اثرات آنها باید در نظر گرفته شود. طراحی باید بر اساس ترکیب باری که نامطلوب‌ترین اثر را بر سازه اعمال می‌کند، انجام شود.

## ت ۲-۲-۲ ترکیب بارگذاری ضریب‌دار در روش مقاومت

### ت-۲-۲-۲-۱ ترکیب بارهای پایه

منظور از بارهای غیرضریب‌دار در این آیین‌نامه، بارهای اسمی هستند. فلسفه اصلی در تنظیم ترکیب بارها این است که در هر مورد علاوه بر بارهای مرده که دائمی هستند، یکی از بارهای متغیر، حداکثر مقدار خود در دوره عمر سازه را داشته باشد و در مورد سایر بارها از مقدار با احتمال زیاد وقوع در هر زمان استفاده می‌گردد. معمولاً مقدار متوسط بار به عنوان مقدار با احتمال زیاد وقوع در هر زمان در نظر گرفته می‌شود.

ترکیبات باری که در بند ۲-۲-۱ ارائه شده است، عموماً بر اساس مطالعات آماری و قابلیت اعتماد انتخاب شده است.

در طراحی‌ها هرگاه تحلیل مرتبه اول مجاز باشد، طبعاً اصل بر هم نهدی برقرار بوده و نتایج تحلیل می‌تواند با ترکیب نتایج تحلیل‌های مجزا برای هر بار و یا مستقیماً از تحلیل ترکیبات بار بدست آید. اما در صورت انجام تحلیل مرتبه دوم که در آن تغییرشکل‌های سازه بر روی نیروهای طراحی اعضا و اتصالات تأثیر گذارند، ضرایب بار باید از شروع تحلیل بر بارها اعمال شده و نتیجه نهایی در تحلیل مدل ساختمان استفاده گردد. تحلیل مرتبه دوم را می‌توان توسط نرم‌افزارهای تحلیلی ویژه که قابلیت در نظر گرفتن تغییرشکل‌ها در توزیع مقدار نیروها را دارند و یا با ضرب نتایج تحلیل مرتبه اول در ضرایبی انجام داد. در روش دوم در لنگرهای ناشی از تحلیل مرتبه اول اثر تغییرشکل‌ها لحاظ می‌شود. چون نتایج مرتبه دوم غیرخطی هستند، تحلیلی که در این حالت چه برای حالت تنش مجاز و چه برای حالت مقاومت نهایی استفاده می‌شود نیز باید مرتبه دوم باشد. در این بحث منظور از اثرات مرتبه دوم تأثیر بارها بر سازه تغییرشکل یافته است که شامل اثرات  $P - \Delta$  و  $P - \delta$  می‌باشد.

در ترکیب بارها عموماً یکی از بارها اصلی و سایر بارها، به عنوان بارهای همراه در نظر گرفته می‌شوند. در هر ترکیب بار میزان تغییرات قابل انتظار در بارهای اصلی در ضریب آن بار اصلی منعکس شده است. احتمال حضور سایر بارها همراه بارهای اصلی به صورت ضرایب آن بارها در ترکیبات اعمال شده است. ضریب یک اختصاص داده شده به بار زلزله در ترکیبات بار ۱۸ و ۱۹، بر اساس روش طراحی لرزه‌ای "سازگار با ریسک" در نظر گرفته شده است. ضریب ۰/۹ در بار مرده در ترکیبات بار شماره ۱۷ و ۱۹ به این دلیل اعمال شده است که می‌تواند منجر به طراحی بحرانی‌تر در اثر بارهای جانبی در بعضی از اعضا شود.

### ت-۲-۲-۲-۲ ترکیب بارهای شامل نیروهای خود کرنشی

در صورت وجود نیروهای خودکرنشی،  $T$ ، کرنش‌های مستقل از نیروی خارجی مانند تغییرات دما، خطای مونتاژ و نشست و خزش، اثرات سازه‌ای ناشی از بار  $T$  باید همراه با سایر بارها در نظر گرفته شود. نیروهای خودکرنشی و تأثیرات آن‌ها باید براساس ارزیابی واقع‌بینانه‌ای که محتمل‌ترین مقادیر (نه بیشترین مقدار) را شامل می‌گردد، انجام شود. محتمل‌ترین مقدار، مقداری است که در هر بازه زمانی دلخواه مورد انتظار است.

طراحی باید بر اساس ترکیب باری که نامطلوب‌ترین اثر را بر سازه اعمال می‌کند، انجام شود. در ترکیب بارهای نیروهای خودکرنشی نیاز به قضاوت مهندسی است. به عنوان مثال هنگامی که بارهای زنده بام یا بار برف قابل ملاحظه هستند و همزمان با بارهای خودکرنشی اعمال شوند، اثرات آن باید در نظر گرفته شود.

در ترکیب بار شامل نیروهای خودکرنشی و بارهای مرده در صورتی که نیروهای خودکرنشی به عنوان بار اصلی در نظر گرفته شود، ضریب بار  $1/2$  باید اعمال شود. در ترکیب بار شامل نیروهای خودکرنشی و بارهای متغیر، در صورتی که نیروهای خودکرنشی به عنوان بار همراه در نظر گرفته شود می‌توان ضریب بار را کاهش داد به شرطی که مقدار حداکثر بارهای اصلی و همراه در یک زمان اتفاق نیافتد. در هر صورت ضرایب نیروهای خودکرنشی نباید کمتر از یک باشد.

برای تعیین ظرفیت اجزای سازه‌ای در برابر نیروهای خودکرنشی دو ترکیب بار زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$1.2D + 1.2T + 0.5L$$

ت-۲-۳

$$1.2D + 1.0T + 1.6L$$

ت-۲-۴

این ترکیبات بار در همه حالات کفایت ندارد و در بعضی شرایط قضاوت مهندسی لازم است.

### ت-۲-۲-۲-۳ ترکیب بارهای شامل بارهای تعریف نشده

ترکیب بارها برای بارهایی که در این آیین‌نامه به آن‌ها اشاره نشده باید با استفاده از آیین‌نامه‌های معتبر مربوطه در نظر گرفته شود.

### ت-۲-۲-۳ اثر بار ناشی از مؤلفه‌های زلزله در ترکیب‌های بارگذاری

اثرات بارهای لرزه‌ای باید همراه سایر بارها در نظر گرفته شود. در طراحی با روش مقاومت ترکیبات بار مربوط به زلزله شامل نیروهای افقی و عمودی زلزله هستند که نحوه محاسبه آن‌ها باید بر اساس بند ۴-۸ انجام گردد.

تأثیرات بار لرزه‌ای شامل ضریب اضافه مقاومت باید با سایر بارها ترکیب گردد. در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در ترکیب بار برای تخمین حداکثر ترکیب بار لرزه‌ای برای طراحی اجزای بحرانی مانند سیستم‌های ناپیوسته، تیرهای و ستون‌های انتقالی که سیستم‌های ناپیوسته بر آن‌ها متکی هستند و جمع‌کننده‌ها، می‌باشد.

برای سازگاری با روندهای طراحی در گذشته، مقدار تنش مجاز برای ترکیب بارهای دارای ضریب اضافه مقاومت افزایش داده می‌شود.

ترکیب بار شماره ۱۸ به تلاش‌های سازه‌ای (نیروهای اعضا) به طور همزمان در برابر بارهای برف و زلزله می‌پردازد. سهم بار برف در وزن مؤثر لرزه‌ای در بند ۴-۹-۴ تعریف شده است. بار کامل برف در وزن مؤثر لرزه‌ای نیاز نیست در نظر گرفته شود.

اعضای سازه‌ای که به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می‌شوند، معمولاً به طور مستقیم برای اثرات بارهای لرزه‌ای طراحی می‌شوند. در حالی که برای اعضای که توسط طراح به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته نشده، به طور رسمی هیچ سهمی از برش پایه طراحی در نظر گرفته نمی‌شود. اینگونه اعضا که به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی لحاظ نشده‌اند باید قادر به تحمل تغییرشکل‌های سیستم ناشی از اعمال بارهای بند ۲-۲-۳ باشند.

#### ت-۲-۳-۱ اثر مؤلفه‌ی افقی زلزله

$Q_E$  اثر مؤلفه افقی زلزله می‌باشد که از پارامتر  $V$  (برای اعضای سازه‌ای) یا  $F_p$  (نیروی افقی اعضای غیرسازه‌ای) به دست می‌آید. در اعمال نیروی افقی زلزله طبق [فصل چهارم](#)، اثر همزمان نیروهای زلزله در دو راستای متعامد افقی در صورت لزوم طبق بند ۴-۸ در  $Q_E$  باید منظور شود. در صورت استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی، طبق بند ۴-۱۲-۲،  $Q_E$ ، در صورت لزوم، معرف اثر حاصل از اعمال زوج شتاب‌نگاشت بند یادشده می‌باشد.

#### ت-۲-۳-۲ اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله

ضریب بار ۲۰ درصد ( $0.2S_{DS}$ ) در ترکیب بار قائم معادل با  $0.3S_{DS} \times \frac{2}{3}$  می‌باشد که ضریب  $\frac{2}{3}$  نسبت مؤلفه قائم به مؤلفه افقی زلزله در نظر گرفته شده و ضریب  $0.3$  نشان دهنده قاعده ۳۰ درصد و ۱۰۰ درصد است که مؤلفه قائم به عنوان مؤلفه عمود بر مؤلفه افقی در نظر گرفته شده است. در مواردی که مؤلفه قائم زلزله به طور صریح در طراحی لحاظ گردد مقدار مؤلفه قائم زلزله ( $S_{av}$ ) از طیف مؤلفه قائم



زلزله به دست می‌آید. در این صورت  $S_{av}$  با مؤلفه افقی زلزله با قاعده ۱۰۰ درصد و ۳۰ درصد ترکیب می‌شود که مقدار آن برابر با  $0.3S_{av} D$  می‌باشد.

### ت-۲-۲-۳ ترکیب مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله

تفسیر ندارد.

### ت-۲-۲-۴ ترکیب بار شامل ضریب اضافه مقاومت

بعضی از اعضا باید طوری طراحی شوند که در معرض نیروی زلزله به صورت خطی یا الاستیک باقی بمانند. این اعضا باید مقاومت کافی برای اینکه الاستیک باقی بمانند را داشته باشند. نیروی طراحی این اعضا عموماً از دو طریق برآورد می‌شود:

در روش اول اثرات بار باید توسط ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  افزایش داده شود که این پارامتر به سیستم مقاوم لرزه‌ای سازه بستگی دارد.

در روش دوم مقاومت مورد انتظار سیستم بر اساس ظرفیت اعضا و مشخصات مورد انتظار مصالح بکار رفته در آن اعضا بدست می‌آید. به عنوان مثال نیروی محوری ستون‌ها در یک قاب خمشی به جای اینکه از تحلیل سازه بدست آید بر اساس نیروی محوری ستون ناشی از ایجاد مکانیزم در سیستم با در نظر گرفتن مقاومت محتمل تیرها بدست می‌آید. برای قاب‌های خمشی نیروی برشی تیر از رابطه  $2 \frac{M_{pr}}{L_h}$  بدست می‌آید، که در آن  $M_{pr}$  برابر است با مقاومت محتمل در تیر با در نظر گرفتن مشخصات مورد انتظار مصالح و سخت‌شوندگی و  $L_h$ ، فاصله بین مفاصل پلاستیک در تیر می‌باشد. هنگامی که ظرفیت اعضا به این روش محاسبه شود، مقاومت مورد انتظار اعضا نباید در ضریب کاهش مقاومت ضرب گردد. موارد دیگر شامل کمانش اعضای فشاری در مهاربندها یا کمانش جانبی-پیچشی در قاب‌های فولادی می‌باشد.

### ت-۲-۲-۵ اثر روی به بالای زلزله در طره‌های افقی

اعضای طره افقی باید برای نیروهای قائم رو به بالا که از شتاب قائم  $1/2$  برابر جاذبه بدست می‌آید، طراحی شود. این نیرو برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی ناشی از انعطاف‌پذیری قائم تیرهای طره تحت مؤلفه‌های قائم حرکت زمین می‌باشد. این الزام برای نیروهای رو به پایین در تیرهای طره اعمال نمی‌گردد و برای آن‌ها از ترکیبات بار متداول (بند ۲-۲-۱ و ۲-۲-۲) استفاده می‌شود.

## ت-۲-۳ حوادث غیر مترقبه

حوادث غیرمترقبه از شرایط بهره‌برداری یا محیطی ناشی می‌شوند که به طور متداول در طراحی ساختمان‌های معمولی و سایر سازه‌ها به صراحت در نظر گرفته نمی‌شوند. مشخصه چنین حوادثی احتمال وقوع کم و معمولاً مدت دوام محدود آن‌ها است. تعداد کمی از ساختمان‌ها در معرض چنین رویدادهایی قرار گرفته‌اند بنابراین داده‌های آماری برای آن‌ها وجود ندارد. این حوادث شامل آتش‌سوزی، انفجار ناشی از مایعات یا گازهای طبیعی قابل اشتعال، حوادث تروریستی، ضربه ناشی از تصادم وسایل نقلیه، استفاده نابجا و فرونشست بستر خاک می‌باشند. وقوع هر یک از این رویدادها احتمالاً باعث آسیب و خرابی سازه می‌شود. اگر سازه فاقد طراحی و جزئیات مناسب باشد، این خرابی‌های موضعی سبب آغاز زنجیره‌ای از خرابی‌های دیگر می‌شود که منجر به فروپاشی جزئی و کلی سازه می‌گردد. هر چند همه ساختمان‌ها به درجات متفاوتی نسبت به این حوادث آسیب‌پذیر می‌باشند، سازه‌هایی که به صورت ذاتی فاقد پیوستگی و شکل‌پذیری می‌باشند، بیشتر در معرض خطر هستند.

سیستم سازه‌ای باید به گونه‌ای طراحی شود که اگر یک حادثه غیر مترقبه رخ دهد احتمال آسیب به اندازه کافی کم شود. فلسفه طراحی در این مورد با طراحی متداول در برابر بارهای مرده، زنده، برف و باد متفاوت است و شبیه به فلسفه طراحی لرزه‌ای به جای تلاش برای جلوگیری کامل از خرابی، هدف بر محدود کردن آن خرابی‌ها متمرکز شده است.

تفسیر فصل سوم  
تحلیل خطر

### ت-۳-۱ ملاحظات کلی

بطور کلی عدم قطعیت‌های موجود در محاسبات تحلیل خطر به دو دسته تقسیم می‌شوند: عدم قطعیت تصادفی و عدم قطعیت شناختی یا اطلاعاتی.

عدم قطعیت تصادفی یا ذاتی (Aleatory uncertainty): این نوع عدم قطعیت ناشی از ویژگی ذاتی تصادفی بودن زلزله و مربوط به خصوصیات منحصر به فرد هر زلزله مثل فرآیندهای گسیختگی روی گسل، مسیر انتشار امواج و اثرات ساختگاهی می‌باشد محل زلزله آینده، عمق، بزرگای و افت تنش آن در این دسته عدم قطعیت جای دارد. در محاسبات تحلیل خطر عدم قطعیت ذاتی با در نظر گرفتن توزیع (لوگ) نرمال و میانگین و انحراف معیار  $\sigma$  (از رابطه پیش‌بینی جنبش زمین) برای سطح جنبش زمین در محاسبات لحاظ می‌شود.

عدم قطعیت شناختی یا اطلاعاتی (Epistemic uncertainty): این عدم قطعیت بیشتر ناشی از اختلاف نظر کارشناسان، انتخاب نامناسب مدل و تعیین پارامترهای آن است و می‌توان با دخیل کردن فرآیندهای نظام‌مند برای کاهش اختلاف نظرهای کارشناسی، افزایش داده‌ها و تعیین دقیق‌تر پارامترها و مدل میزان آن را کاهش داد. از جمله این نوع عدم قطعیت‌ها می‌توان به تعریف هندسه و پارامترهای لرزه‌خیزی هر منبع مانند  $\lambda$ ،  $\beta$  (یا  $a$  و  $b$ ) و  $M_{max}$  اشاره نمود. همچنین مقادیر میانه بدست آمده از مدل برآورد جنبش زمین نیز در این دسته قرار می‌گیرد.

در خصوص چشمه‌های ناحیه‌ای، عوامل مؤثر به ترتیب میزان تأثیر در عدم قطعیت به شرح زیر است: مدل‌های برآورد جنبش زمین، ضریب لرزه‌خیزی  $b$ -value، میزان لرزه‌خیزی  $a$ -value، بزرگای بیشینه و عمق. در خصوص چشمه‌های خطی (گسل‌ها)، علاوه بر مدل برآورد جنبش زمین، نقش نرخ لغزش و بزرگای بیشینه برجسته‌تر است.

امروزه، در تحلیل خطرهای استاندارد، روش درخت منطبق برای در نظر گرفتن این عدم قطعیت کاربرد وسیعی دارد.

### ت-۳-۱-۱ نمادها

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۲ تعاریف

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۳ گستره

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۴ رده مطالعات ویژه ساختگاه

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۴-۱ رده مطالعاتی الف

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۴-۲ رده مطالعاتی ب

ایده تعریف دو رده برای تحلیل خطر در سایه وجود عدم قطعیت‌های زیاد و لزوم توجه به نظرات متخصصین و سعی در ایجاد اجماع بین آنها، مطابق روند روز جاری در سطح بین‌المللی این حوزه اتخاذ شده است (NUREG-2117, Rev. 1& 2).

ارزیابی گزارش‌های رده مطالعاتی الف، توسط حداقل ۱ متخصص خبره مستقل با تخصص زلزله‌شناسی مهندسی انجام می‌گیرد. این ارزیابی تنها از طریق مطالعه گزارش مطالعات تحلیل خطر انجام می‌پذیرد و برگزاری جلسه ارزیابی ضروری نمی‌باشد.

فرآیند ارزیابی گزارش‌های رده مطالعاتی ب، شامل بررسی گزارش مطالعات تحلیل خطر و در صورت لزوم برگزاری جلسه ارزیابی با حضور حداقل ۲ کارشناس خبره مستقل با تخصص زلزله‌شناسی مهندسی است. در صورت برگزاری جلسه ارزیابی، درج نظرات کارشناسان خبره مستقل در خصوص بخش‌های مختلف گزارش تحلیل خطر در صورت جلسه الزامی است.

جدول زیر تفاوت‌های فعالیت‌ها در تحلیل خطر رده الف و ب را نشان می‌دهد

## جدول ت-۳-۱ مشخصات تحلیل خطر رده الف و ب

عنوان فعالیت	تحلیل خطر رده الف	تحلیل خطر رده ب
محاسبه ضریب ریسک‌مینا	اختیاری	اختیاری
روابط تخمین جنبش زمین در تحلیل تعیینی و احتمالاتی	۳ رابطه	۵ رابطه
انتخاب روابط تخمین جنبش زمین	استناد به ادبیات فنی معتبر	آزمون آماری+استناد به ادبیات فنی معتبر+نظرات کارشناس خبره
روش حذف پس‌لرزه	۱ روش معتبر	تحلیل حساسیت روش‌های مختلف
عدم قطعیت در مدل چشمه لرزه‌زا	اختیاری	الزامی
عدم قطعیت در مدل تکرار زمین‌لرزه (مدل لرزه‌خیزی)	اختیاری	الزامی (در خصوص چشمه نزدیک ساختگاه)
روند بررسی و تهیه گزارش	داوری توسط حداقل ۱ متخصص مستقل	داوری توسط حداقل ۲ متخصص مستقل و در صورت لزوم تشکیل جلسه
طیف قائم	استفاده از شکل طیف پیشنهادی آیین‌نامه ۰۳۸	مطالعه ویژه برای تهیه طیف قائم

## ت-۳-۵ سطوح خطر زلزله

برای تبدیل جهت بارگذاری به جهت بیشینه، از روابط تبدیل هوانگ و همکاران (۲۰۰۸)، یا شاهی و بیکر (۲۰۱۴) استفاده می‌شود. با توجه به تغییر دوره بازگشت طراحی از جنبش‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، به دو سوم جنبش زمین‌لرزه نادر، در این آیین‌نامه برای اجتناب از محافظه‌کاری بیش از حد، ضریب تبدیل جهت در زمان تناوب‌های 0.2 ثانیه و کمتر از آن (از جمله PGA)، برابر یک در نظر گرفته شده است.

## ت-۳-۵-۱ سطح خطر اول (زلزله بهره‌برداری)

تفسیر ندارد.

### ت- ۳-۵-۲ سطح خطر دوم (زلزله طرح)

استفاده از زلزله احتمالاتی با دوره بازگشت بلند (۲۴۷۵ ساله) به همراه یک پوشش تعیینی به سال ۱۹۹۷ با انتشار پیش‌استاندارد FEMA 302 باز می‌گردد. در این انتخاب از یک ضریب دو سوم نیز برای انتقال به سطح طراحی استفاده شد. این موضوع تا به امروز حفظ شده و پیش رفت داشته است، به طوری که انتظار می‌رود جای خود را با جزییات بیش‌تری در نسخه در حال انتشار ASCE 7-22 باز کند. هدف از این انتخاب، برقراری سطح یکنواختی از ایمنی لرزه‌ای در سراسر کشور است که خصوصیات لرزه‌خیزی متفاوت و بالاتبع، تفاوت میان سطح جنبش زمین لرزه ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال وجود دارد.

### ت- ۳-۵-۳ سطح خطر سوم (زلزله نادر)

این سطح خطر، معادل "بیشینه زلزله موردنظر" یا همان شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده در این آیین‌نامه است که احتمال رخداد آن در طول عمر سازه بسیار اندک است. در ایران، عموماً دوره بازگشت این سطح جنبش حدود ۲۴۷۵ سال است. پذیرش کران بالای تعیینی (یا تعیینی) در آیین‌نامه، به معنی این است که در برخی از ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک گسل‌های با فعالیت بالا، ممکن است ریسک پذیرفته شده یک درصد در ۵۰ سال، قابل حصول نباشد.

### ت- ۳-۶ انتخاب مدل برآورد جنبش زمین

بر اساس مطالعات صورت گرفته بر روی مشخصات جنبش نیرومند زمین و لرزه زمین‌ساخت ایران، بطور کلی از سه رده روابط کاهندگی زیر برای انجام تحلیل خطر می‌توان استفاده نمود (فرچپور و همکاران، ۲۰۲۱):

الف) روابط که بر اساس داده‌های محلی توسعه یافته‌اند (رده ۱)

ب) مدل‌های منطقه‌ای که بر اساس داده‌های اروپا-خاورمیانه پیشنهاد شده است (رده ۲)

ج) مدل‌هایی که بر اساس داده‌های جهانی توسعه داده شده است (رده ۳)

در جدول زیر، برخی از روابط کاهندگی برای فلات ایران به تفکیک سه رده ذکر شده در فوق، به همراه محدوده قابل استفاده برای بزرگا، فاصله و دوره تناوب ارائه شده است که پس از انجام مطالعات و آزمون‌های آماری قابلیت استفاده در مناطق مختلف را دارا می‌باشند.

## جدول ت-۳-۲ مشخصات برخی از روابط کاهندگی کاندیدا

شماره	نام رابطه	رده	منطقه توسعه	معیار فاصله*	محدوده بزرگای داده‌ها	حداکثر فاصله کاربرد	محدوده زمان تناوب
1	Zhao et al. (2006)	1&3	ژاپن، با داده‌هایی از سایر نقاط	Rjb	5.0-7.6	200 km	0-3 sec
2	Akkar et al. (2014)	2	خاورمیانه، اروپا	Rjb, Repi, Rhypo	4.0-7.6	200 km	0-4 sec
3	Abrahamson et al. (2014)	3	جهانی	Rrup	3.0-8.5	300 km	0-10 sec
4	Bindi et al. (2014)	2	خاورمیانه، اروپا	Rjb, Rhypo	4.0-7.6	300 km	0-3 sec
5	Boore et al. (2014)	3	جهانی	Rrup, Rjb	3.0-8.5	400 km	0-10 sec
6	Campbell and Bozorgnia (2014)	3	جهانی	Rrup	3.3-8.5	300 km	0-10 sec
7	Chiou and Youngs	3	جهانی	Rrup	3.5-8.5	300 km	0-10 sec
8	Farajpour et al. (2019)	1	ایران	Rrup	4.8-7.5	300 km	0-4 sec
9	Idriss	3	جهانی	Rrup	5.0-8.5	150 km	0-10 sec
10	Kale et al. (2015)	2	ایران، ترکیه	Rrup, Rjb	4.0-8	200 km	0-4 sec
13	Zafarani et al. (2018)	1	ایران	Rjb	4.0-7.3	200 km	0-4 sec

در صورت استفاده از روابط کاهندگی به غیر از روابط ارائه شده در بخش قبلی (جدول ت-۳-۲)، ملاک‌ها و معیارهای شرح داده شده در متن همراه با موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد. کاتن و همکاران (۲۰۰۵) هفت معیار زیر را برای حذف رابطه کاهندگی نامناسب و نامعتبر از گزینه‌های اولیه، پیشنهاد کرده‌اند:

- مدل مربوط به ناحیه تکتونیکی بی ربط می‌باشد.
- مدل در مجلات معتبر علمی ارائه نشده باشد.
- مستندات مدل و داده‌های مربوطه ناکافی باشد.
- مدل منسوخ شده باشد و مدل‌های جدیدتر جایگزین آن شده باشد.



- محدوده فرکانسی مدل برای اهداف مهندسی مناسب نباشد.
  - مدل یک شکل تابعی نامناسب داشته باشد.
  - روش رگرسیون یا ضرایب رگرسیون بنظر برسند که نامناسب هستند.
  - بومر و همکاران (۲۰۰۷) نیز هفت معیار پیشنهادی توسط کاتن و همکاران که در فوق اشاره گردید را بروز رسانی و بر اهمیت نکات زیر تأکید کرده‌اند.
  - داده‌ها محدوده مناسبی از بزرگا و فاصله را پوشش می‌دهند.
  - رکوردها بطور تکی برای نوفه‌های فرکانس بالا و پایین پردازش شده‌اند.
  - از زلزله و رکوردهای کافی در بانک داده‌ها برای تحمیل وابستگی بزرگا و فاصله استفاده شده است.
  - همه بزرگاها در مقیاس مناسبی هستند و معیار فاصله‌ها با سیستم فاصله موردنظر هماهنگی دارد.
  - همه پارامترها (نوع گسلش، نوع خاک) برای همه زلزله‌ها و همه رکوردها مشخص می‌باشد.
  - پاسخ‌های طیفی محدوده زمان تناوب مورد نظر را پوشش می‌دهند.
  - مدل توسعه داده شده اثرات غیرخطی مقیاس بزرگا و میرایی اثر بزرگا با فاصله را در شکل تابعی خود دارد.
  - داده‌های کافی برای بدست آوردن همه ضرایب در مدل وجود دارد.
  - آیا روش رگرسیون مورد استفاده خطای درون رخدادی و فرا رخدادی را در نظر می‌گیرد.
  - عملکرد مدل بر حسب میانه و انحراف معیار در طول محدوده‌ای از بزرگا و فاصله کنترل شود.
  - مدل و نتایج حاصله در نشریات معتبر چاپ شده و بانک داده‌های آن قابل دسترسی می‌باشد.
- روش‌های مختلف آماری برای بررسی تطابق بین مقادیر پیش بینی شده و مقادیر مشاهده شده به صورت کمی وجود دارد. اگرچه، در مواردی تعیین مناسب بودن رابطه کاهندگی از طریق مقایسه مستقیم (کیفی) بین مقادیر پیش بینی و داده‌های مشاهده شده صورت گرفته است. در رویکردی که مقایسه بصورت کمی انجام می‌شود، می‌توان از تحلیل مانده‌ها (Residual analysis) بهره جست. در این تحلیل، میزان خطای سوگیری در متوسط مانده‌ها بین مقادیر مشاهده شده و پیش بینی شده به عنوان یک سنجه برای تعیین مناسب بودن رابطه کاهندگی استفاده می‌شود. روش‌های موسوم به بیشینه تمایل، (Likelihood) LH، لگاریتم بیشینه تمایل، LLH (log-likelihood) توسط شربام و همکاران (۲۰۰۴) و (۲۰۰۹) برای تعیین مناسب بودن رابطه کاهندگی بر اساس داده‌های مشاهده شده (ثبت شده) پیشنهاد شده است. در دو روش پیشنهادی فوق الذکر، رتبه بندی روابط کاهندگی نیز می‌تواند صورت پذیرد. به

عبارت دیگر، با داشتن تعدادی روابط کاهندگی و داده‌های ثبت شده در منطقه مورد مطالعه، تحلیل‌های آماری مشخص خواهد کرد که کدام رابطه بیشترین تطابق را با داده‌های ثبت شده در ناحیه مورد مطالعه دارد. روش فاصله اقلیدسی (پیشنهادی کاله و آکار ۲۰۱۳) برای تعیین قابلیت استفاده از روابط کاهندگی طیفی پیشنهاد شده است. عموماً ترکیبی از روش‌ها مدنظر قرار می‌گیرد

### ت-۳-۷ روش تحلیل خطر

#### ت-۳-۷-۱ کلیات

در صورت عدم وجود مطالعه مختص سرعت بیشینه زمین (PGV)، در تقریب اول می‌توان از جدول زیر برای تبدیل مقادیر شتاب به سرعت بهره گرفت.

جدول ت-۳-۳ نسبت سرعت به شتاب به ازای سناریوی غالب مدنظر (حاصل از تفکیک خطر

لرزه‌ای در دوره بازگشت مدنظر)

بزرگای گشتاوری سناریوی غالب	$PGV/PGA =$ نسبت بیشینه سرعت (cm/sec) به بیشینه شتاب (g)		
	فاصله چشمه تا ساختگاه (KM)		
	۰-۲۰	۲۰-۵۰	۵۰-۱۰۰
ساختگاه نوع I			
۶/۵	۶۶	۷۶	۶۶
۷/۵	۹۷	۱۰۹	۹۷
۸/۵	۱۲۷	۱۴۰	۱۲۷
ساختگاه نوع II&III			
۶/۵	۹۴	۱۰۲	۱۰۹
۷/۵	۱۴۰	۱۲۷	۱۵۵
۸/۵	۱۸۰	۱۸۸	۱۹۳

روابط مختلفی برای تبدیل واحدهای بزرگا به بزرگای گشتاوری بر اساس داده‌های جهانی و منطقه‌ای تهیه شده است. از میان روابطی که بر اساس داده‌های جهانی تهیه شده است می‌توان به رابطه اسکوردیلیس (۲۰۰۶) اشاره نمود. از دسته روابطی که بر اساس داده‌های محلی ایران تهیه شده است روابط ارائه شده توسط شاهوار و همکاران (۲۰۱۳) می‌باشد. روابط ارائه شده توسط شاهوار و همکاران (۲۰۱۳) برای بزرگهای بیش از ۴/۰ ارائه شده است. برای تبدیل بزرگای حوادث به بزرگای گشتاوری، می‌توان فرض تساوی بزرگای گشتاوری با بزرگای محلی برای بزرگهای کمتر از ۴/۰ را به‌عنوان یک فرض معتبر و در جهت اطمینان قبول کرد.

### ت-۳-۷-۲ تحلیل خطر احتمالاتی

مقدار بزرگای بیشینه هر چشمه لرزه‌زا، با توجه به تاریخچه لرزه‌خیزی، ابعاد گسل و توجه به بزرگای بیشینه ثبت شده در نواحی تکتونیکی مشابه قابل تخمین است. در هر صورت عدم قطعیت این مقدار باید در محاسبات تحلیل خطر در نظر گرفته شود. تخمین مناسب عدم قطعیت بزرگا، حدود ۰/۲ تا ۰/۳ واحد حول میانگین حاصل از روابط تجربی نظیر ولز و کپراسمیت (۱۹۹۴) است. به جای استفاده از مقادیر بیشینه، میانگین و کمینه، در شاخه درخت منطقی می‌توان در صورتی که نرم‌افزار مورد استفاده دارای این قابلیت است، از یک توزیع یکنواخت یا نرمال برای بزرگای بیشینه هر چشمه لرزه‌زا استفاده کرد.

در صورت کفایت و در دسترس بودن تاریخچه لرزه‌خیزی غنی در یک منطقه، افزودن نیم واحد به بزرگ‌ترین زمین‌لرزه تاریخی ثبت شده، برآوردی مناسب برای حد بالای بزرگای بیشینه، است.

به دلیل اینکه زلزله‌های با بزرگای کوچک توانایی ایجاد خرابی مؤثر در سازه‌ها را ندارند، در محاسبات تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی تنها زلزله‌های با بزرگای بیشتر از ۴/۰ یا ۵/۰ در نظر گرفته می‌شوند. این کار حجم محاسبات را نیز پایین می‌آورد. بزرگای مشخصی را که بتوان گفت زلزله‌ای با آن بزرگا باعث ایجاد خسارت نمی‌شود نمی‌توان بطور دقیق مشخص کرد؛ و متأسفانه انتخاب این بزرگای حداقل می‌تواند بر نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی تأثیر بگذارد؛ اما تأثیر انتخاب مقدار آن، بیشتر در دوره بازگشت‌های کوتاه‌تر (زلزله بهره‌برداری) مشهود است. یک روش دیگر، سعی و خطا و انتخاب به نحوی است که سنجی شدت زلزله به‌دست آمده از رابطه‌ی ۲-۳ با فرض حذف آن بزرگا از مجموعه کاتالوگ و قرار دادن کوچک‌ترین بزرگای بعدی بجای آن، بیش از ۵ درصد با مقدار متناظر سنجی شدت زلزله بدون حذف آن تفاوت ننماید.

نادیده‌گرفتن مقادیر توزیع احتمالاتی (لوگ) نرمال رابطه پیش‌بینی جنبش زمین در انتگرال خطر برای مقادیر کمتر از ۳ انحراف معیار (اپسیلون برابر ۳) مجاز نیست.

منظور صحیح از صدک ۸۵ درصد که در برخی از گزارش‌های تحلیل خطر به اشتباه تحلیل خطر با لحاظ انحراف معیار یا تحلیل خطر در سطح ۸۵ درصد ذکر می‌شود، مقداری از پارامتر جنبش زمین مدنظر است که از خروجی ۸۵ درصد شاخه‌های درخت منطق، بیشتر است.

### ت-۳-۷-۳ تحلیل خطر تعیینی

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۷-۴ جدایش خطر لرزه‌ای

لازم است که بسته به کاربرد نتایج، میانگین (و در صورت نیاز میانه و مد) مقادیر بزرگا، فاصله و اپسیلون حاصل از فرآیند واهم‌افزایی ارائه شود.

### ت-۳-۷-۵ تعریف مدل چشمه‌های لرزه‌زا

اولین قدم برای تعریف چشمه‌ی لرزه‌زا، ترسیم محدوده‌ی جغرافیایی آن و برآورد بزرگا، نرخ وقوع (تعداد زلزله‌ها با بزرگای مشخص در یک سال) و سایر عدم قطعیت‌های مرتبط با زمین‌لرزه‌ی محتمل در آینده، در این چشمه است. چشمه‌های ناحیه‌ای، محدوده‌ی جغرافیایی با لرزه‌خیزی همگن هستند که غالباً برای مدل‌سازی فراوانی رُخداد زلزله‌ها، با یا بدون در نظر گرفتن شواهد تکتونیکی ساخته می‌شوند. برای ترسیم چشمه‌های ناحیه‌ای، معیارهای ذیل در نظر گرفته می‌شوند.

(۱) تنها در شرایطی که داده‌های موجود برای ارتباط دادن لرزه‌خیزی با چشمه‌های خطی کافی

نیست، تعریف چشمه‌های ناحیه‌ای، بر اساس لرزه‌خیزی مجاز است. از آنجا که برخی از گسل‌ها دارای علائم سطحی نیستند، در این صورت شواهد وقوع زمین‌لرزه‌های تاریخی و دستگامی ممکن است تنها اطلاعات در دسترس برای ترسیم چشمه‌های لرزه‌زای ناحیه‌ای باشند.

(۲) مرز چشمه‌های لرزه‌زای ناحیه‌ای باید به صورتی تنظیم شود که از تصویر سطحی گسل‌های شناخته شده پیروی نماید. یک چشمه‌ی ناحیه‌ای نباید یک سیستم گسلی را قطع نماید.

- استثنا تنها زمانی مجاز است که تفاوت مهمی (همچون تغییر شیوه‌ی گسلش، جهت‌گیری تنش یا ضخامت پوسته) وجود داشته باشد.
- (۳) یک چشمه‌ی ناحیه‌ای نباید در دو واحد تکتونیکی متمایز (همچون پوسته‌ی فعال کم عمق و ناحیه‌ی پایدار قاره‌ای) گسترش یابد. هر یک از چشمه‌های لرزه‌زای ناحیه‌ای باید دارای یک (و فقط یک) واحد زمین‌شناسی یا تکتونیکی مشخص باشند.
- (۴) چنانچه چشمه‌ی لرزه‌زای ناحیه‌ای بر اساس کاتالوگ زلزله‌های محلی ترسیم می‌شود، هندسه‌ی چشمه باید با الگوی لرزه‌خیزی سازگار باشد.
- (۵) چنانچه چشمه‌ی ناحیه‌ای بر اساس الگوی لرزه‌خیزی بالا در یک ناحیه ترسیم شود، باید ابعاد آن تا حد امکان کوچک باشد، در غیر این صورت نرخ لرزه‌خیزی زیاد در ناحیه‌ی بزرگی پخش خواهد شد و تأثیر لرزه‌خیزی کلی این چشمه کاهش خواهد یافت. به‌عنوان یک راهنما، در مواردی که یک چشمه بیش از سی درصد در ایجاد جنبش در ساختگاه مورد نظر دخیل باشد، می‌توان در حالتی که به چشمه‌های کوچک‌تر تقسیم شده نیز نتایج را بررسی کرد.
- (۶) هندسه‌ی چشمه‌ی لرزه‌زای ناحیه‌ای را می‌توان به گونه‌ای تنظیم کرد که یک زلزله‌ی به‌خصوص داخل آن قرار بگیرد، اما با استفاده از (فقط) یک زلزله نمی‌توان یک چشمه‌ی لرزه‌زای ناحیه‌ای تعریف کرد.
- (۷) اگر مختصات رومرکز زلزله نادقیق باشد، می‌توان یک زلزله‌ی خاص را به داخل یک چشمه‌ی ناحیه‌ای انتقال داد. در تعریف هندسه چشمه‌ها باید به عدم قطعیت مکانی رومرکز زمین‌لرزه‌ها در زمان مختلف توجه داشت.
- (۸) چشمه‌های لرزه‌زای ناحیه‌ای باید حجمی از پوسته‌ی لرزه‌زا را شامل شوند. از این روی، عمق رُخداد زمین‌لرزه‌ها نیز در تعریف چشمه‌های لرزه‌زای ناحیه‌ای اهمیت دارد. عمق وقوع زمین‌لرزه‌ها باید از کاتالوگ لرزه‌ای معتبر و با مشورت زلزله‌شناسان خبره به دست آید.
- (۹) چشمه‌های لرزه‌زای ناحیه‌ای فقط می‌توانند به صورت حجمی دارای همپوشانی باشند. برای مثال ممکن است چشمه‌های ناحیه‌ای پوسته‌ای با چشمه‌های زبانه‌ی فرورائشی، یا چشمه‌های لرزه‌زای عمیق همپوشانی کنند. در این صورت باید در برآورد بزرگای زلزله‌ها و نرخ وقوع آن‌ها دقت به عمل آورد تا از شمارش دوباره‌ی حوادث جلوگیری شود.
- (۱۰) برای تعریف یک چشمه‌ی لرزه‌زای ناحیه‌ای، یک تعداد حداقلی از حوادث باید وجود داشته باشد. با چشمه‌های لرزه‌زایی که لرزه‌خیزی مهمی ندارند باید به صورت لرزه‌خیزی زمینه

برخورد کرد. همواره باید یک نرخ لرزه‌خیزی حداقلی در نظر گرفته شود و نمی‌توان با اطمینان یک ناحیه را فاقد لرزه‌خیزی تصور کرد.

(۱۱) حد پایینی ناحیه‌ی لرزه‌زا باید بر اساس ارزیابی عمق پوسته، عمق ناپیوستگی موهو و/یا عمق پایین لرزه‌خیزی منطقه تعیین شود.

(۱۲) در هر چشمه‌ی لرزه‌زای ناحیه‌ای، ساز و کار کانونی باید بر اساس ساز و کار کانونی گسل‌های مهم تخصیص یابد. در غیاب گسل‌های شناخته شده و مهم، با استفاده از تحلیل کاتالوگ باید به ساز و کار غالب در هر یک از چشمه‌های ناحیه‌ای پی بُرد.

پس از جمع‌آوری اطلاعات تاریخی و دستگاهی و همگن سازی بزرگا، میزان قابلیت اعتماد و کامل بودن کاتالوگ باید مورد ارزیابی قرار گیرد. به دلیل عدم گزارش زلزله‌های کوچک در منابع تاریخی و دوره‌های آغازین داده‌های دستگاهی، حد کامل بودن (Completeness magnitude) کاتالوگ لرزه‌ای یک منطقه در همه دوره‌ها یکسان نیست. حد کامل بودن (MC) به بزرگایی اطلاق می‌گردد، که با اطمینان قابل قبول تمام زلزله‌های بزرگ‌تر یا مساوی آن در بازه زمانی مورد نظر، ثبت شده باشد. به دلایل متفاوت از جمله توسعه و پیشرفت شبکه‌های لرزه نگاری، بزرگای حد کامل بودن با زمان تغییر می‌نماید. بنابراین برآورد صحیحی از این مقدار گامی اساسی در بررسی کاتالوگ لرزه‌ای و برآورد پارامترهای لرزه‌خیزی می‌باشد. استفاده از روش‌های آماری نظیر روش نیکویی برازش (Goodness of fit) و بیشینه انحنای روش پیشنهادی استپ (Stepp, 1972) برای بررسی دوره‌های کامل بودن کاتالوگ، پیش از برآورد پارامترهای رابطه بزرگا-فراوانی الزامی است.

به شکل مرسوم، فرض می‌شود که نرخ وقوع در یک چشمه‌ی ناحیه‌ای، مستقل از زمان است و رابطه‌ی بزرگا-فراوانی از شکل نمایی (رابطه‌ی گوتنبرگ-ریشتر) پیروی می‌کند. رابطه‌ی گوتنبرگ-ریشتر:

$$\text{Log } N(M) = a - b * M$$

که در آن  $N(M)$  تعداد زمین‌لرزه‌های با بزرگای مساوی یا بیشتر از  $M$  در واحد زمان (معمولاً یک سال) است و  $a$  و  $b$  ضرایب ثابت هستند. ضریب  $a$  توانایی لرزه‌زایی یک ناحیه را نشان می‌دهد. ضریب  $b$  شیب رابطه‌ی فراوانی بزرگاست و میزان تعداد زلزله‌ها را با افزایش بزرگای آن‌ها نشان می‌دهد. کران بالا و پایین این رابطه باید منظور شود.

برای تعیین ضرایب  $a$  و  $b$  وجود حداقلی از تعداد زمین‌لرزه در هر چشمه ضروری است. حداقل تعداد زمین‌لرزه در یک چشمه برای آنکه ضریب  $b$  با خطای کمتر از  $0.25b$  تخمین زده شود، برابر ۲۵ عدد

است. در کمترین حالات، وجود حداقل ۱۰ زلزله در هر چشمه‌ی ناحیه‌ای الزامی است. برای تعیین ضرایب لرزه‌خیزی  $a$  و  $b$  (یا  $\lambda, \beta$ ) باید از روش بیشینه‌ی درست‌نمایی (Maximum likelihood) که توانایی در نظر گرفتن دوره‌های متفاوت کامل بودن کاتالوگ را داشته باشد، استفاده کرد. دو روش مورد توصیه ویکرت (۱۹۸۰) و کیجکو و سلوول (۱۹۹۰) است.

پیش از تعیین ضرایب لرزه‌خیزی  $a$  و  $b$  باید کاتالوگ زلزله‌ها را خوشه‌زدایی کرد، به نحوی که حوادث وابسته به زلزله‌های اصلی (پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌ها) از آن حذف شوند. استفاده از روش پنجره‌های زمانی-مکانی گاردنر و نوپوف (۱۹۷۴)، همراه با کنترل دستی جهت اطمینان از حذف نشدن زمین‌لرزه‌های مستقل در فواصل دورتر، و روش ریزنبرگ (۱۹۸۵)، بعنوان دو شاخه درخت منطق مناسب است.

زمین‌لرزه‌های رخ داده بین اعماق ۴۰ تا ۸۰ کیلومتر (عمق‌های گزارش شده در منابع معتبر) در منطقه مکران به‌عنوان زمین‌لرزه داخل صفحه (in-slab) فرض می‌شود.

### ت-۳-۸ طیف طرح شتاب

#### ت-۳-۸-۱ طیف طرح با خطر یکنواخت

تفسیر ندارد.

#### ت-۳-۸-۲ طیف طرح با شکل استاندارد

این متغیر تابع بزرگای زمین‌لرزه حاکم بر طرح است، با توجه به انتخاب بزرگای بین ۶/۵ تا ۷/۰ به‌عنوان زمین‌لرزه غالب در اغلب نقاط ایران، مقدار ۶ ثانیه یک انتخاب مناسب است. در ناحیه فرورانشی مکران، زمین‌لرزه غالب با بزرگای بین ۸/۰ تا ۸/۵ و مقدار ۱۶ ثانیه برای این متغیر مناسب است.

### ت-۳-۹ طیف ریسک مبنا

در صورت استفاده از روش بند ۲-۷-۱ و ۲-۷-۲، ریسکِ مبنای یک درصدی، فقط متناظر با ساختگاه مبنا، و نیز گروه اهمیت مبنا می‌باشد. با تغییر در هر یک از دو عامل اخیر، میزان خطر (منحنی خطر) متفاوت شده و به دنبال آن عدد حاصل برای ریسک نیز متفاوت خواهد شد.

گام‌های محاسباتی برای یک شتاب طیفی در طیف ریسک مبنا به صورت زیر است:

۱- منحنی شکنندگی سازه و تعیین دهک مورد نظر

با فرض رایج توزیع لوگ نرمال، شتاب‌های طیفی نظیر ظرفیت فروریزش سازه طبق رابطه زیر به دست می‌آیند:

$$F(im) = \Phi\left(\frac{\ln(im) - \ln\theta}{\beta}\right)$$

که در آن

F: تابع یا منحنی شکنندگی سازه،

im: متغیر شتاب طیفی بر حسب g،

$\Phi$ : تابع CDF توزیع استاندارد نرمال،

$\theta$ : میانه شتاب طیفی در منحنی شکنندگی،

$\beta$ : انحراف معیار لگاریتم داده‌های شکنندگی.

در سعی نخست، میانه می‌تواند هر مقدار دل‌خواهی اختیار گردد. اما در پایان گام ۴، مقدار تنظیم شده آن (مقدار هدف) که متناظر با ریسک مناسب است، به دست خواهد آمد. انحراف معیار  $\beta$  در تمام مراحل ثابت و برابر ۰/۶ در نظر گرفته می‌شود. البته طراح، بنا به سفارش کارفرما می‌تواند مقدار دقیق‌تری برای  $\beta$  تعیین و اختیار کند.

در تعیین شتاب طرح با روش ریسک‌مبنا، ظرفیت سازه به صورت احتمالاتی در نظر گرفته شده و تأثیر آن در تعیین شتاب طرح مستقیماً وارد می‌شود. این کار از طریق در نظر گرفتن یک شکل عمومی برای توزیع ظرفیت سازه انجام می‌گیرد. این شکل همان منحنی شکنندگی با توزیع لوگ‌نرمال می‌باشد. باید دقت کرد که مقدار میانه یا متوسط شکنندگی (ظرفیت) سازه، خروجی روش ریسک‌مبنا می‌باشد. این مقدار از طریق طی کردن چرخه‌های سعی و خطا مطابق با گام‌های ۱ تا ۴ به دست می‌آید. اما می‌توان از طریق انتخاب مقدار انحراف معیار منحنی شکنندگی، شکل کلی توزیع ظرفیت سازه را کنترل کرد (گام ۱).

در محاسبه دقیق  $\beta$ ، باید شتاب‌های طیفی فروریزش در زمان تناوب مود اول سازه نظیر ۴۴ شتاب‌نگاشت ارائه شده در FEMA P695 با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) محاسبه گردند. این زلزله‌ها با اعمال ضرایب مناسب شکل طیفی با لرزه‌خیزی محل سازگار می‌شوند. دیگر عدم قطعیت‌های مؤثر نیز با کمک فرض استقلال آماری بر اساس رابطه زیر در نظر گرفته می‌شوند:

$$\beta = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2}$$



که در آن:

$\beta_{RTR}$ : عدم قطعیت مربوط به برگزیدن شتاب‌نگاشت‌ها،

$\beta_{DR}$ : عدم قطعیت مربوط به حدود الزامات طراحی لرزه‌ای سازه،

$\beta_{TD}$ : عدم قطعیت مربوط به گستردگی داده‌های آماری و آزمایشگاهی،

$\beta_{MDL}$ : عدم قطعیت مربوط به مدل‌سازی سازه.

به جز  $\beta_{RTR}$ ، موارد دیگر را می‌توان مطابق با مقادیر توصیه شده از جداول FEMA-P695 برداشت کرد.

توجه: چرخه سعی و خطا را می‌توان روی نقطه میانه (صدک پنجاهم) یا هر دهک دل‌خواه دیگری از منحنی لوگ‌نرمالی، اعمال کرد. مرسوم است دهک اول را برای این مقصود (تعیین تابع چگالی احتمال) برمی‌گزینند. در این صورت تابع منحنی شکنندگی به صورت زیر در خواهد آمد:

$$F(im) = \Phi \left( \frac{\ln(im) - (\ln(IM_{10\%}) + 1.2816\beta)}{\beta} \right)$$

و تابع چگالی احتمال آن نیز برابر است با:

$$f(im) = \frac{dF(im)}{d(im)} = \frac{1}{\beta \cdot im} \cdot \phi \left( \frac{\ln(im) - (\ln(IM_{10\%}) + 1.2816\beta)}{\beta} \right)$$

با توجه شکل تابع CDF توزیع لوگ‌نرمالی، ارتباط میان دهک اول و میانه به سادگی از طریق رابطه زیر برقرار می‌گردد:

$$IM_{10\%} = \theta \cdot \exp(\beta \cdot \Phi^{-1}(0.1)) = \theta \cdot \exp(-1.2816\beta)$$

که  $IM_{10\%}$  مقدار دهک اول منحنی شکنندگی لوگ‌نرمال است.

## ۲- محاسبه منحنی خطر در ساختگاه

این گام مستقل از گام‌های دیگر می‌باشد. در این گام، نمودار منحنی خطر  $\lambda_H$  برای شتاب طیفی مورد نظر در ساختگاه در اختیار می‌باشد. برای جزییات باید به بخش تحلیل خطر لرزه‌ای رجوع کرد.

برای محاسبه دقیق انتگرال ریسک، بهتر است که منحنی خطر با دست کم ۲۰ نقطه در ساختگاه مورد نظر در دست باشد. منحنی خطر در دوره بازگشت‌هایی که در طراحی‌های مهندسی اهمیت دارند باید با دقت برآورد شوند و از درون (برون) بایی گسترده پرهیز گردد:

۳- محاسبه ریسک فروریزش در ساختگاه

نمایه یا شاخص ریسک لرزه‌ای موردنظر در این راهنما با نماد  $\lambda_f$  نشان داده می‌شود. این نمایه با کمک انتگرال پیچشی زیر موسوم به انتگرال ریسک محاسبه می‌گردد.  $\lambda$  میانگین نرخ (شمار در یکای زمان که اغلب سال است) رخداد نامطلوب موردنظر (در اینجا فروریزش) می‌باشد.

$$\lambda_f = \int_0^{\infty} \frac{dF(im)}{d(im)} \cdot \lambda_H(im) \cdot d(im)$$

در این معادله توابع  $\lambda_H$  و  $F$  از گام‌های پیش‌جانشانی می‌گردند. ضمناً نوع جنبش زمین<sup>۱</sup> می‌تواند بیشینه شتاب زمین ( $PGA$ ) یا شبه‌شتاب طیفی در پرپود مشخص،  $S_{pa}(T, \xi)$  باشد.

۴- محاسبه شتاب طیفی ریسک‌مبنا

در فرآیند تهیه طیف ریسک‌مبنا، ریسک فروریزش  $\lambda_f$  در ساختگاه و گروه اهمیت مبنا، باید دقیقاً برابر ریسک هدف یا ریسک مبنا ( $\lambda_{target}$ ) شود. ریسک هدف در این آیین‌نامه احتمال فروریزش ۱٪ در پنجاه سال در نظر گرفته می‌شود. هم‌اکنون مقدار میانه‌ی ظرفیت شکنندگی (یا دهک یکم آن) که بر اساس ریسک هدف تنظیم شده، باید از طریق تکرار انتگرال ریسک محاسبه گردد. در نهایت پاسخ با نماد  $\theta_R$  (برای میانه) و  $IM_{R,10\%}$  (برای دهک اول) نشان داده می‌شود.

در تکرار انتگرال ریسک، چنانچه چرخه سعی و خطا روی  $IM_{10\%}$  پیاده شد، توصیه می‌شود از مقدار شتاب طیفی با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله (زلزله نادر) با نماد  $IM_{2475}$ ، برای سعی اول استفاده شود.

۵- محاسبه ضریب ریسک

با پیمودن گام‌های پیش و یافتن میانه یا دهک یکم ریسک‌مبنا شده، یک منحنی کامل شکنندگی ریسک‌مبنا در اختیار خواهد بود. مجدداً می‌توان نوشت:

$$IM_{R,10\%} = \theta_R \cdot \exp(\beta \cdot \Phi^{-1}(0.1)) = \theta_R \cdot \exp(-1.2816\beta)$$

سپس می‌توان شتاب طیفی ریسک‌مبنا را به شکل ضریب ثابتی، موسوم به ضریب ریسک، از شتاب طیفی با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله، در نظر گرفت. یعنی

<sup>۱</sup> Intensity Measure Type (IMT)

$$C_{2475} = \frac{IM_{R,10\%}}{IM_{2475}}$$

که  $C_{2475}$  ضریب ریسک نسبت به خطر ۲۴۷۵ ساله خواهد بود. مقدار احتمال شرطی فروریزش در منحنی شکنندگی را با توجه به محافظه‌کاری آیین‌نامه‌ها اغلب مقدار کوچکی (در اینجا احتمال برابر با ۱۰٪) در نظر می‌گیرند. با این حال کارفرما می‌تواند دهک دیگری از شتاب طیفی ریسک‌مبنا را انتخاب کند. در این صورت شتاب ریسک‌مبنای موردنظر از رابطه زیر در دست خواهد بود:

$$IM_{R,X} = \theta_R \cdot \exp(\beta \cdot \Phi^{-1}(X))$$

که در آن  $IM_{R,X}$  شتاب طیفی ریسک‌مبنا در سطح اطمینان  $(1-X)\%$  و  $X$  عدد مورد نظر از بازه  $(0,1)$  می‌باشد.

### ت-۳-۱۰ ملاحظات تحلیل پاسخ ساختگاه

#### ت-۳-۱۰-۱ انتخاب شتابنگاشت برای تحلیل پاسخ

تفسیر ندارد.

#### ت-۳-۱۰-۲ محاسبه تاریخچه زمانی حرکت سطح زمین

تفسیر ندارد.

#### ت-۳-۱۰-۳ برآورد طیف در سطح زمین

تفسیر ندارد.

#### ت-۳-۱۰-۴ تهیه مدل عددی ساختگاه

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۱۱ ملاحظات خاص حوزه نزدیک

در صورت فقدان اطلاعات بیشتر از شیب گسل، برای گسل‌های امتدادلغز، شیب ۹۰ درجه و برای گسل‌های شیب لغز، شیب ۴۵ تا ۵۵ درجه فرض شود. برای تعیین شیب گسل با مشورت کارشناسان خبره زلزله‌شناسی، می‌توان از مطالعات محلی لرزه‌خیزی با کاتالوگ‌های دقیق استفاده کرد.

گرچه روابط کاهندگی جهانی نسل جدید میزانی از اثرات جهت‌پذیری متوسط را در بردارند، اما در صورت نیاز به لحاظ کردن اثرات خاص جهت‌پذیری ویژه ساختگاه، تمهیدات اضافه مورد نیاز است.

نرخ لغزش زمین‌شناسی، مجموع لغزش بر روی یک گسل در اثر وقوع چندین زلزله را طی یک دوره لرزه‌ای طولانی به دست می‌دهد. نرخ لغزش زمین‌شناسی در مقایسه با سایر روش‌های محاسبه‌ی نرخ لغزش (همچون اندازه‌گیری دستگامی و برآورد با استفاده از زلزله‌های تاریخی) تقریباً بهتری به دست می‌دهد، چرا که اندازه‌گیری‌های دستگامی و برآوردهای تاریخی از داده‌های یک بازه‌ی زمانی بسیار کوتاه، جهت پیشیابی در یک بازه‌ی زمانی بسیار طولانی استفاده می‌کنند. برای محاسبه‌ی نرخ فراوانی-بزرگا، داده‌های نرخ لغزش باید به گشتاور لرزه‌ای تبدیل شود. پس از تعیین مقدار گشتاور سالانه، با استفاده از یک مدل فراوانی-بزرگا، مقدار آن بین نرخ‌های وقوع زمین‌لرزه‌های با بزرگای مختلف، توزیع می‌شود. ارتباط گشتاور سالانه با مدل تکرار زمین‌لرزه‌ها را بصورت زیر برقرار کرده‌اند (اندرسون و لوکو (۱۹۸۳)).

$$\dot{M}_0 = \mu AS = \lambda_{min} \int_{M_{min}}^{M_{max}} M_0(m) f(m) dm$$

که در اینجا،  $f(m)$  مدل تکرار،  $\dot{M}_0$  نرخ گشتاور سالانه و  $M_0$  گشتاور لرزه‌ای است که بصورت زیر است  $M_0(m) = 10^{1.5m+9.05}$  در تخصیص نرخ لغزش، بر اساس مطالعات معتبر میزانی از آن را که بصورت غیرلرزه‌ای (خزشی)، یا در قالب پس‌لرزه‌ها آزاد می‌شود، می‌توان کنار گذاشت (حدود ده درصد).

### ت-۳-۱۱-۱ اثرات جهت‌داری در تحلیل خطر احتمالاتی

تفسیر ندارد.

### ت-۳-۱۲ طیف قائم زمین لرزه

بطور کلی، دو رویکرد متفاوت برای به دست آوردن طیف قائم زلزله وجود دارد. رویکرد اول بر اساس روش مستقیم تحلیل خطر احتمالاتی با استفاده از رابطه کاهندگی شتاب طیفی که برای مؤلفه قائم توسعه یافته، استوار است. از مشکلات این روش آن است که سناریوی غالب در طیف‌های افقی و قائم به زلزله‌های مختلف نسبت داده می‌شود و بنابراین انتخاب رکورد بر مبنای سناریوی غالب (برای تحلیل آبرفت و تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی) امری دشوار خواهد بود. دشواری دیگر روش مستقیم برای تولید طیف قائم محدودیت تعداد روابط کاهندگی معتبر و قابل اعتماد برای مؤلفه قائم زلزله است که در بسیاری از آن‌ها محدودیت‌هایی از جمله فاصله حداکثر، محدوده بزرگا و همچنین محدوده پریودی قابل استفاده، وجود دارد.

رویکرد دوم بر اساس استفاده از یک تابع مقیاس برای تبدیل طیف افقی حاصل از تحلیل خطر احتمالاتی به طیف قائم است. این تابع مقیاس بیانگر نسبت طیفی مؤلفه قائم به افقی شتاب زلزله می‌باشد که می‌تواند وابسته به متغیرهایی همچون بزرگا، فاصله، نوع خاک و نوع گسلش باشد. مدل نسبت‌های طیفی بر اساس برازش (رگرسیون) بر روی مقادیر مشاهده شده‌ی نسبت طیفی به دست می‌آید. توجه شود که مدل نسبت طیفی در نواحی نزدیک گسل و در پریودهای کوتاه می‌تواند مقداری بیش از یک را داشته باشد. به عبارت دیگر، مؤلفه قائم زلزله می‌تواند مقادیر بیشتری را نسبت به مؤلفه افقی دارا باشد. مدل‌های نسبت طیفی تجربی بر مبنای داده‌های جهانی (گالرک و آبراهامسون (۲۰۱۱))، اروپا و خاورمیانه (بومر و همکاران (۲۰۱۱)) و داده‌های ایران (سقراط و ضیایی فر (۲۰۱۶)، زعفرانی و همکاران، (۲۰۱۷)) موجود است. این مدل‌ها به ترتیب بر اساس داده‌های جهانی، منطقه‌ای (مدیترانه و خاورمیانه) و ایران توسعه یافته که از دیدگاه لحاظ کردن عدم قطعیت شناختی (Epistemic uncertainty) حائز اهمیت است.

### ت-۳-۱۳ برآورد جابجایی زمین در محل گسیختگی گسل

استفاده از روابط تجربی بزرگا-جابجایی گسل پیشنهادی ولز و کاپراسمیت (۱۹۹۴)، کاربرد فراوانی در برآورد جابجایی گسل دارد. باید توجه داشت که بدلیل تعداد داده اندک استفاده شده در رابطه پیشنهادی این محققین برای گسل‌های معکوس، بجای استفاده از آن، روابط جدیدتر موجود در ادبیات فنی جایگزین شده است.



تفسیر فصل چهارم  
روش‌های تحلیل

## ت-۴-۱ ملاحظات کلی

انتظار می‌رود سازه‌های طراحی شده توسط این آیین‌نامه در زلزله‌های تراز ۲ یا قوی‌تر احتمال فروریزش کمی داشته باشند اما می‌توانند آسیب‌های جدی را تجربه نمایند. هر چند ضوابط لرزه‌ای این آیین‌نامه بر اساس نیرو و بار بیان شده است، اما باید توجه داشت که

برخلاف بارهای جانبی نظیر بار باد، در زلزله بارهای خارجی به سازه اعمال نمی‌شود. بنابراین اصطلاح بارهای طراحی لرزه‌ای به عنوان وسیله‌ای برای ایجاد نیروهای داخلی به منظور تأمین سختی و مقاومت مناسب آن‌ها و تخمین تغییر مکان‌ها (البته با اعمال ضریب بزرگنمایی جابجایی) بکار گرفته شده است. فصل چهارم این آیین‌نامه به تبیین الزامات و محدودیت‌های روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌های صنعت نفت اختصاص دارد. این فصل از ۱۷ بخش تشکیل شده است که در آن‌ها مواردی نظیر روال‌های گروه‌بندی سازه‌ها از لحاظ نظم، تعیین ضریب اهمیت و مشخصات سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای آن‌ها، نحوه تعیین گروه طراحی لرزه‌ای و ضریب افزونگی (*redundancy*) داده شده است. از ویژگی‌های مهم این فصل معرفی چند سیستم نوین سازه‌ای می‌باشد. علاوه بر این روال‌های مدل‌سازی و نحوه انجام تحلیل به روش‌های بار جانبی معادل، تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی و غیر ارتجاعی نیز داده شده است. در این فصل همچنین روش‌های کنترل دیافراگم، دیوار سازه‌ای، میزان جابجایی طبقات و کنترل واژگونی مشخص شده است. نهایتاً ضوابط لازم برای اطمینان از یک مدل‌سازی مطلوب نظیر اطمینان از موقعیت تراز پایه نیز اشاره شده است.

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها شامل چهار مرحله اصلی به صورت زیر می‌باشد:

- انتخاب سیستم باربر جانبی و ثقلی متناسب با شدت حرکات زمین و بر اساس محدودیت‌های بند ۴-۵.
- پیکربندی سیستم‌ها بر اساس بندهای ۴-۲ تا ۴-۵ به نحوی که یک سیستم پیوسته، منظم و با مسیر بار کامل ایجاد نماید تا سازه به عنوان یک سیستم منسجم به حرکات زمین پاسخ دهد.
- تحلیل یک مدل ریاضی از سازه تحت نیروهای ثقلی و نیروهای جانبی ناشی از زلزله با در نظر گرفتن ضوابط مدل‌سازی بند ۴-۹ و تحلیل طبق بندهای ۴-۱۰ تا ۴-۱۲.
- طراحی اعضا و اتصالات بر اساس نیرو، سختی جانبی و طبق ترکیب بارهای ارائه شده در فصل دوم و محدودیت‌های تغییر مکانی بند ۴-۱۵



شکل ت-۴-۱، مفاهیم اصلی طراحی لرزه‌ای را نمایش داده است. در این شکل رابطه بین نیروی جانبی در برابر تغییرشکل برای یک قاب خمشی نمونه که به عنوان سیستم برابر مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته شده، نمایش داده شده است.

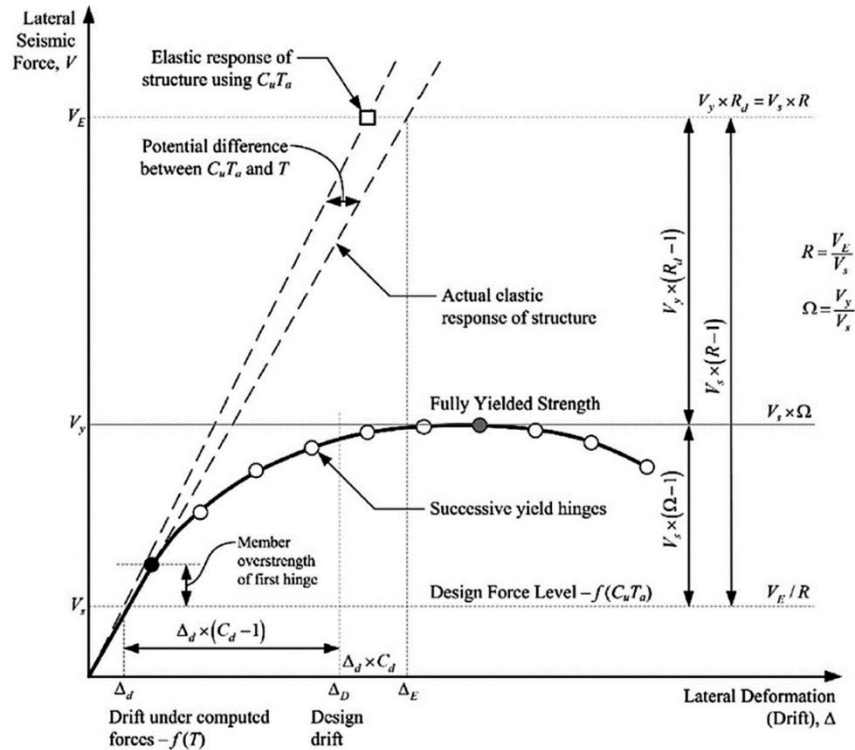


Figure C12.1-1. Inelastic force–deformation curve.

شکل ت-۴-۱: منحنی نیرو - تغییر مکان غیر ارتجاعی سازه تحت بار جانبی

اولین نقطه تسلیم قابل توجه قاب در پایین‌ترین قسمت نمودار نشان داده شده است. به دلیل قواعد و محدودیت‌های طراحی، به عنوان مثال استفاده از چندین ترکیب بار در طراحی و اینکه مقاومت مصالح از مقاومت مشخصه بیشتر می‌باشد، اعضای سازه‌ای استفاده شده نسبت به حداقل لازم دارای تراز مقاومت بالاتری هستند. بنابراین انتظار می‌رود که سیستم برابر مقاوم لرزه‌ای به اولین تسلیم قابل توجه در تراز نیروهایی بیش از نیروهای طراحی برسد. با افزایش بارگذاری جانبی، مفصل‌های پلاستیک بیشتری شکل می‌گیرند و مقاومت سازه با شیب کمتری افزایش می‌یابد (خط ممتد) تا جایی که سازه به مقاومت حداکثر خود می‌رسد که نشان‌دهنده یک سازه کاملاً تسلیم شده می‌باشد. مقاومت حداکثر به دست آمده در امتداد این منحنی، به طور قابل توجهی بالاتر از مقاومت در اولین نقطه تسلیم است و این حاشیه به

عنوان اضافه مقاومت در نظر گرفته می‌شود. نسبت این دو مقاومت با ضریب  $\Omega_0$  نشان داده شده است. علاوه بر این، این نمودار تغییرات بالقوه‌ای را نشان می‌دهد که می‌تواند در پاسخ الاستیک واقعی سیستم با در نظر گرفتن زمان تناوب اصلی آن و آنچه که با استفاده از محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای بر زمان تناوب حاصل می‌شود، وجود داشته باشد. هرچند این تغییر در طراحی سازه بر اساس مقاومت تأثیرگذار نیست ولی می‌تواند در تغییر مکان‌های سازه تأثیرگذار باشد.

اضافه مقاومت سیستمی که در بالا اشاره شد نتیجه مستقیم اضافه مقاومت اعضای تشکیل دهنده سیستم مقاوم لرزه‌ای و تا حدی تغییر توزیع نیروی جانبی ناشی از رفتار غیر ارتجاعی است. بارهای ثقلی هم به همراه دو عامل فوق در نحوه و توالی تولید مفاصل پلاستیک تأثیرگذار است. این اضافه مقاومت عضو نتیجه چندین عامل می‌باشد: اول، اضافه مقاومت مصالح (مقاومت واقعی مصالح بیشتر از مقاومت اسمی و مقاومت مشخصه مصالح در طراحی می‌باشد) می‌تواند اضافه مقاومت عضو را به طور قابل توجهی افزایش دهد. به عنوان مثال، تحقیقات اخیر نشان داده است که میانگین مقاومت تسلیم فولاد *ASTM A36* حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد بیشتر از مقاومت مشخص شده در طراحی می‌باشد. دوم، در طراحی اعضا معمولاً یک ضریب کاهش مقاومت  $\phi$  در نظر گرفته می‌شود تا احتمال کمتری را برای شکست تحت بارگذاری به وجود آورد. عموماً برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه در تحلیل‌های غیرخطی، این ضریب در رابطه بار- تغییر مکان لحاظ نمی‌شود. سوم، به دلیل اینکه طراحان معمولاً مقاطع بزرگ‌تری نسبت به آنچه که در محاسبات مورد نیاز است را انتخاب می‌کنند، این امر سبب افزایش بیشتر مقاومت سازه می‌شود. در نهایت، طراحی بسیاری از سازه‌های انعطاف‌پذیر مانند قاب‌های خمشی با محدودیت تغییر مکانی به جای مقاومت کنترل می‌شوند که سبب استفاده از مقاطع بزرگ‌تری نسبت به آنچه در طراحی مورد نیاز است، می‌شود.

نتیجه موارد فوق این خواهد شد که سازه‌ها عموماً دارای مقاومت جانبی سازه بسیار بالاتری نسبت به حداقل تعیین شده توسط آیین‌نامه هستند و اولین تسلیم سازه ممکن است در تراز بار جانبی که بین ۳۰ تا ۱۰۰ درصد بیشتر از نیروهای لرزه‌ای طراحی شده رخ دهد. در مواردی که سازه دارای جزئیات شکل‌پذیر، افزونگی و منظم باشد، تسلیم کامل سازه‌ها ممکن است در تراز بار بین ۲ تا ۴ برابر تراز نیروی طراحی شده رخ دهد.

پاسخ ارتجاعی محاسبه شده تحت نیروهای کاهش یافته توسط ضرایب رفتار باید با ضریب بزرگنمایی  $C_d$  ضرب شوند تا تغییر شکل‌های لرزه‌ای را تخمین بزنند. برای بیشتر سیستم‌های سازه‌ای ضریب  $C_d$  از ضریب رفتار ( $R$ ) کوچک‌تر است. تحقیقات نشان داده است که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی برای بسیاری

از سازه‌ها می‌تواند به طور قابل توجهی بزرگ‌تر از تغییرشکل ارتجاعی ( $\Delta_e$ ) و برای سایر سازه‌ها کمتر از  $\Delta_e$  باشد. در مواردی که ضریب  $C_d$  به طور قابل توجهی از  $R$  کمتر است، فرض می‌شود که میرایی سازه بیشتر از ۵ درصد میرایی بحرانی است.

این نمودار تأثیرات پارامترهای لرزه‌ای از قبیل  $\Omega_0$ ،  $C_d$  و  $R$  را نشان می‌دهد. مقادیر این پارامترها در جدول ۴-۵ نشان داده شده است. اعمال ضوابط این آیین‌نامه موجب می‌شود، سیستم برابر مقاوم لرزه‌ای با ویژگی‌های افزونگی حاصل شود که در آن مقاومت نهایی سیستم بالاتر از مقاومت نظیر تسلیم اول می‌باشد زیرا این ضوابط موجب می‌شود تعداد دیگری از مفاصل در سایر نقاط بحرانی سازه قبل از تشکیل مکانیزم فروریزش ایجاد شود.

کاهش نیروهای طراحی به واسطه ضریب رفتار به چندین علت می‌باشد. هنگامی که سازه شروع به تسلیم شدن می‌کند و تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی رخ می‌دهد، زمان تناوب پاسخ سازه زیاد می‌شود که منجر به کاهش تقاضای مقاومت لرزه‌ای برای بیشتر سازه‌ها می‌گردد. علاوه بر این رفتار غیر ارتجاعی منجر به اتلاف انرژی قابل توجهی (میرایی هیسترتیک) علاوه بر میرایی ذاتی سیستم می‌گردد. این دو اثر به عنوان شکل‌پذیری شناخته شده و بیانگر این مطلب می‌باشد که چرا در یک سازه با طراحی مناسب، مقاومت تسلیم کامل ( $V_y$ ) به طور قابل توجهی کمتر از ( $V_E$ ) می‌باشد.

با توجه به اینکه انتظار می‌رود اعضای اصلی سیستم مقاوم برابر لرزه‌ای تحت نیروهای زلزله تسلیم شوند، اتصالات سازه باید مقاومت بیشتری نسبت به این اعضا داشته باشند.

مسیر انتقال بار از محل اعمال بار تا تکیه‌گاه‌ها باید کامل باشد. با توجه به عدم قطعیت‌های بسیار در تعیین بزرگی و مشخصات زلزله، مصالح سیستم‌های ساختمانی و روش‌های تحلیل، وجود هر چه بیشتر افزونگی در مسیر انتقال بار سبب عملکرد مناسب‌تر رفتار لرزه‌ای سازه می‌گردد. افزونگی نقش مهمی در تعیین مقاومت ساختمان در برابر نیروهای زلزله دارد. در یک سیستم سازه‌ای بدون وجود افزونگی و تنها با اتکا بر یک مسیر انتقال بار، در صورت تخریب یک عضو، یکپارچگی از بین می‌رود و سبب فروریزش کل سازه می‌گردد. ولی در یک سازه با افزونگی بالا یک یا چند عضو سازه می‌تواند تخریب شود و همچنان سازه یکپارچگی خود را حفظ کرده باشد.

## ت-۴-۲ گروه‌بندی سازه‌ها از نظر نظم کالبدی

تجارب زلزله‌های گذشته نشان داده است که ساختمان‌های با پیکربندی نامنظم دچار خسارت‌های بیشتری نسبت به ساختمان‌های منظم شده‌اند. بنابراین در نظر گرفتن وجود عوامل نامنظمی همواره در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مورد توجه بوده است. در سازه‌های منظم رفتار غیرخطی که شامل اتلاف انرژی و

خسارت می‌شود عموماً در محدوده بزرگ‌تری از سازه پخش می‌شود در حالی که در سازه‌های نامنظم خسارات می‌تواند در اعضای خاصی متمرکز شده و باعث خرابی و فروریزش سریع سازه شود. علاوه بر این وجود برخی از انواع نامنظمی می‌تواند منجر به نیازهای لرزه‌ای غیرقابل انتظاری در سازه شده که عموماً طراحان در هنگام تعیین جزییات اعضا از آن‌ها چشم‌پوشی می‌نمایند. در نهایت روش‌های تحلیل ارتجاعی که معمولاً در طراحی سازه‌ها به کار می‌روند نمی‌توانند توزیع تقاضای لرزه‌ای در یک سازه نامنظم را به طرز مناسبی برآورد نمایند که این امر منجر به طراحی نامناسب قسمت‌هایی از سازه که از نامنظمی تأثیر می‌گیرند، می‌گردد. بنابراین با توجه به اینکه وجود نامنظمی عدم قطعیت‌های طراحی را افزایش می‌دهد این آیین‌نامه سازه‌های با پیکربندی منظم را تشویق نموده و برخی از نامنظمی‌ها را در مناطق نزدیک به گسل‌های فعال که حرکات قوی زمین و ایجاد نیازهای غیر ارتجاعی شدید در سازه محتمل است، ممنوع می‌کند. در شکل‌های ت-۴-۲ و ت-۴-۳ انواع نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

### الف) نامنظمی در ارتفاع

نامنظمی‌ها در ارتفاع، پاسخ‌ها در ترازهای مختلف را تغییر داده و بارهایی در آن ترازها ایجاد می‌کنند که می‌توانند با توزیع حاصل از روش بار جانبی معادل بسیار متفاوت باشد. نامنظمی‌های ارائه شده در جدول ۴-۱، در شکل ت-۴-۲ نمایش داده شده است.

یک ساختمان با قاب خمشی می‌تواند نامنظمی طبقه نرم داشته باشد اگر یک طبقه آن از طبقات مجاور بلندتر و در طرح به نحوی کاهش سختی طبقه جبران نشده باشد.

نامنظمی‌های ذکر شده در جدول ۴-۱ باعث می‌شود که نیروها بخصوص در اتصالات دیافراگم به اعضای باربر قائم لرزه‌ای به صورت متفاوت در روش بار جانبی معادل توزیع شود، افزایش ۲۵ درصد در نیروها به این دلیل می‌باشد. افزایش ۲۵ درصد در نیروهای دیافراگم محدود به طبقاتی می‌شود که نامنظمی در آن‌ها اتفاق افتاده است. هنگامی که نیروها با ضریب اضافه مقاومت محاسبه می‌شوند، این افزایش ضرورتی ندارد.

نامنظمی هندسی در ارتفاع (نوع ت) جدول ۴-۱ صرف‌نظر از اینکه بعد بزرگ‌تر در بالا یا پایین بعد کوچک‌تر باشد اعمال می‌شود.

جزء قائم سیستم مقاوم باربر جانبی در طبقات مجاور که نسبت به یکدیگر جابجایی در صفحه قائم داشته باشد و سبب ایجاد لنگرهای واژگونی در اجزای سازه‌ای مانند تیرها، ستون‌ها، خرپاها، دیوارها و دال‌ها می‌گردد، به عنوان نامنظمی قطع درون صفحه سیستم باربر جانبی (نوع ث) در نظر گرفته می‌شود. در ساختمان‌های با نامنظمی مقاومت جانبی - طبقه‌ی ضعیف تغییرشکل‌های غیرارتجاعی عموماً در آن طبقه ضعیف رخ خواهد داد که احتمال فروریزش ساختمان را افزایش می‌دهند.

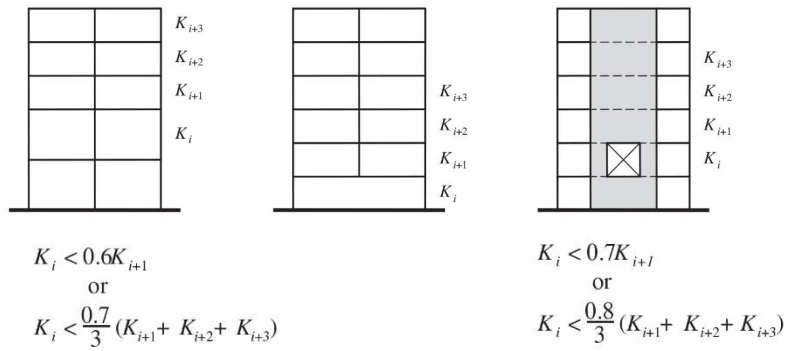
## ب) نامنظمی در پلان

یک ساختمان ممکن است شکل هندسی متقارن و بدون گوشه‌ها و بال‌ها داشته باشد اما به دلایلی نظیر نحوه توزیع جرم و قرارگیری سیستم‌های باربر جانبی، همچنان به عنوان سازه نامنظم در پلان طبقه‌بندی شود. این نامنظمی‌ها می‌توانند رخ دهند. اثرات پیچشی در زلزله حتی در مواقعی که مرکز جرم و سختی بر هم منطبق هستند نیز ممکن است اتفاق بیافتد. به عنوان مثال امواج حرکات زمین که نسبت به محورهای ساختمان به صورت مایل اعمال شوند می‌توانند اثرات پیچشی ایجاد کنند. ایجاد ترک خوردگی و جاری شدن به صورت نامتقارن نیز می‌تواند باعث پیچش شود. این اثرات می‌توانند خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و سختی را تشدید کنند. نامنظمی‌های پیچشی برای در نظر گرفتن این مورد تعریف شده است.

در مورد نامنظمی هندسی در پلان باید توجه داشت که یک ساختمان با پلان مربع یا مستطیل با بال‌های کوچک می‌تواند منظم در نظر گرفته شود ولی وجود شکستگی‌ها و بال‌های بزرگ که منجر به شکل صلیبی می‌شود می‌تواند باعث پیکربندی نامنظم شود (نامنظمی هندسی (نوع ب) جدول ۴-۲، شکل ت-۴-۳). پاسخ رفتار دینامیکی شکستگی‌ها و بال‌ها عموماً با پاسخ کل سازه متفاوت و غیر هم‌فاز است که منجر به نیروهای بزرگی به صورت موضعی می‌گردد. بنابراین پیکربندی مثلاً  $H$  شکل می‌تواند نامنظم در نظر گرفته شود حتی اگر شکستگی‌ها و بال‌ها متقارن باشند.

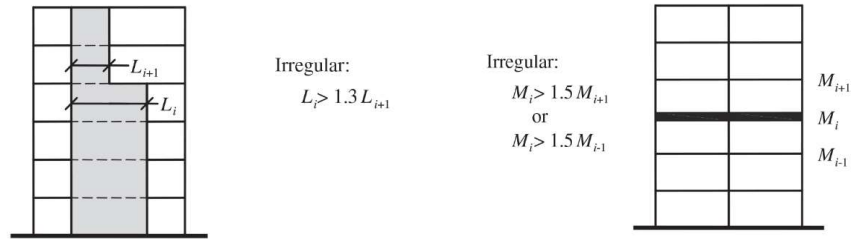
اختلاف قابل توجه در سختی دیافراگم در یک طبقه به عنوان نامنظمی در دیافراگم (نوع پ) در جدول ۴-۲ و شکل ت-۴-۳ طبقه‌بندی می‌شود زیرا ممکن است باعث تغییر در توزیع نیروهای لرزه‌ای در اعضای عمودی شوند و می‌تواند نیروهای پیچشی ایجاد کنند که در توزیع نیرو لحاظ نشده باشد. در جاهایی که در مسیر مقاومت نیروی جانبی، ناپیوستگی وجود دارد سازه نامنظم در نظر گرفته می‌شود. بحرانی‌ترین ناپیوستگی، جابجایی عناصر عمودی سیستم مقاوم لرزه‌ای در پلان است نظیر نامنظمی جابجایی خارج از صفحه (نوع ت) جدول ۴-۲ که تأثیرات بار عمودی و جانبی را بر اعضای افقی تحمیل می‌کنند که تأمین مقاومت در برابر آن‌ها دشوار است.

در مواردی که اعضای مقاوم در برابر نیروی جانبی با محورهای متعامد اصلی سیستم مقاوم لرزه‌ای موازی نیستند، روش بار جانبی معادل را نمی‌توان به طور مناسب اعمال کرد، بنابراین سازه دارای پیکربندی نامنظم از نوع نامنظمی سیستم‌های غیر موازی (نوع ث) جدول ۴-۲ در نظر گرفته می‌شود.



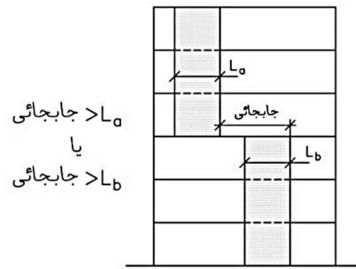
ب) نامنظمی سختی جانبی طبقه‌ی خیلی نرم

الف) نامنظمی سختی جانبی طبقه‌ی نرم

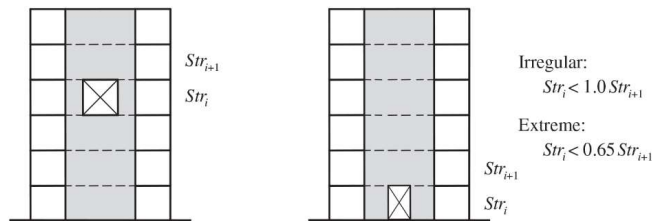


ت) نامنظمی هندسی در ارتفاع

پ) نامنظمی جرمی

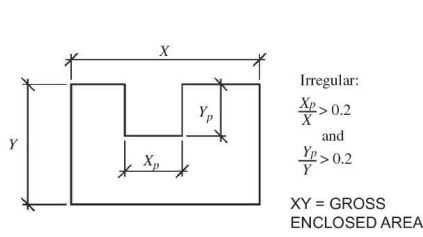


ث) نامنظمی قطع درون صفحه‌ی سیستم باربر جانبی

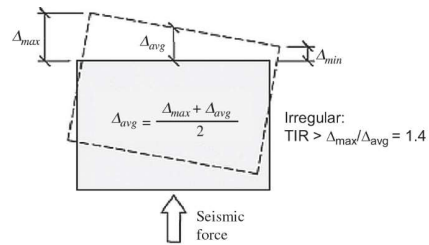


ج) نامنظمی مقاومت جانبی-طبقه‌ی ضعیف      چ) نامنظمی مقاومت جانبی-طبقه‌ی خیلی ضعیف

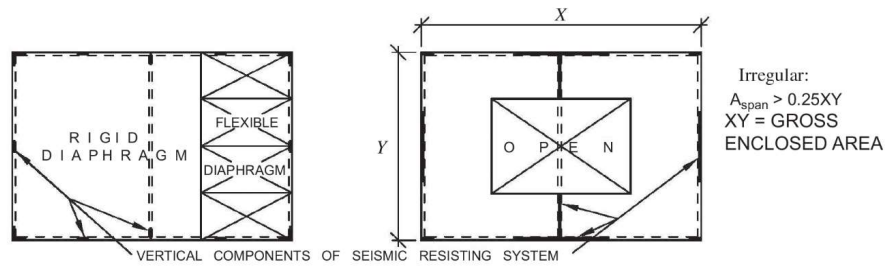
شکل ت-۴-۲: انواع نامنظمی در ارتفاع



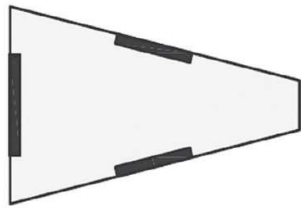
(ب) نامنظمی هندسی



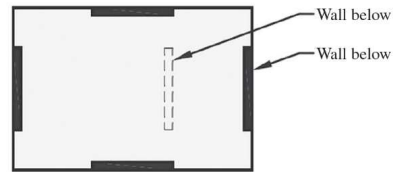
(الف) نامنظمی پیچشی



(پ) نامنظمی در دیافراگم



(ث) نامنظمی سیستم‌های غیر موازی



(ت) نامنظمی جابجایی خارج از صفحه

شکل ت-۳-۴: انواع نامنظمی در پلان

### ت-۳-۴ ضریب اهمیت و گروه‌بندی سازه‌ها از نظر کاربری و خطرزایی

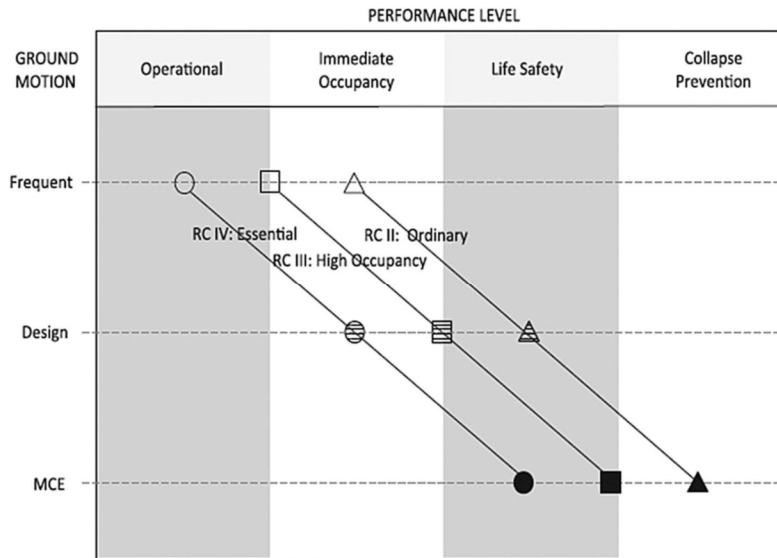
پیامدهای خسارت سازه‌ای و خرابی برای تمام گروه‌های سازه یکسان نیست. خسارات شدید به گروه خاصی از ساختمان‌ها مانند بیمارستان‌ها و ساختمان‌های ضروری به صورت نامتناسبی بر جامعه تأثیر می‌گذارد. هدف اصلی این بند بهبود تاب‌آوری و توانایی یک جامعه برای بازیابی از یک زلزله مخرب می‌باشد. هدف این بند بهبود عملکرد برای ساختمان‌هایی با شرایط زیر می‌باشد:

- ساختمان‌هایی که عملکرد آن‌ها برای کاهش تبعات زلزله بلافاصله بعد از وقوع لازم است.
- ساختمان‌هایی که احتمال خسارات فاجعه‌بار در زلزله دارند.
- ساختمان‌هایی با تعداد ساکنین زیاد یا ساکنین با توانایی کمتر از متوسط برای کمک به خود در هنگام وقوع زلزله

اساس اولیه برای طراحی لرزه‌ای طبق این آیین‌نامه این است که طراحی ساختمان‌ها به نحوی باشد که آن‌ها احتمال کم فروریزش در حوادث نادر نظیر حداکثر زلزله در نظر گرفته شده ( $MCE$ ) داشته باشد. پایه دوم طراحی آن است که احتمال وقوع خسارات تهدیدکننده جانی که عمدتاً ناشی از خرابی اعضای غیر سازه‌ای هستند در تراز زلزله طراحی (مقداری برابر  $\frac{2}{3}MCE$ ) امکان‌پذیر نباشد. با در نظر گرفتن میزان احتمال وقوع زلزله  $MCE$  در هر حال تعدادی از ساختمان‌هایی که بر اساس دو شرط فوق طراحی شده‌اند، احتمالاً خسارات قابل ملاحظه‌ای را تجربه خواهند کرد که دیگر برای استفاده و یا سکونت مناسب نمی‌باشد. تجارب زلزله‌های جهانی نشان داده است که نیاز فوری است که به افراد مجروح بلافاصله بعد از زلزله رسیدگی شود و آتش‌سوزی‌های احتمالی مهار شوند و نجات افراد از ساختمان‌های فرو ریخته و به شدت آسیب‌دیده انجام شده و تأمین پناهگاه برای افرادی که از وسایل روزمره زندگی محروم شده‌اند، صورت پذیرد. تأمین این ضروریات وقتی مقدور است که ساختمان‌هایی که در فعالیت‌های پاسخ و کاهش تبعات ناشی از زلزله مشغول هستند بتوانند به خدمت‌رسانی خود ادامه دهند. این آیین‌نامه با گروه‌بندی سازه‌ها در چهار گروه کاربری و خطرزایی و اختصاص دادن ضریب اهمیتی مناسب با کاربری و خطرزایی آن‌ها تلاش در تأمین اهداف فوق‌الذکر دارد.

شکل ت-۴-۴ نشانگر ترکیب اهداف موردنظر برای طراحی می‌باشد. محور قائم احتمال وقوع حرکات زمین را نشان می‌دهد که در آن  $MCE$  نشانگر زلزله نادر می‌باشد. محور افقی اهداف عملکردی مورد نظر برای ساختمان و الحاقات غیر سازه‌ای به آن را که از جلوگیری از فروریزش تا خدمت‌رسانی بی وقفه ادامه دارند را نشان می‌دهند. هدف مبنا تأمین عملکرد جلوگیری از فروریزش در تراز زلزله  $MCE$  برای ساختمان‌های معمولی (ساختمان‌های با گروه کاربری و خطرزایی III) است که در قسمت پایین سمت راست با مثلث توپر نشان داده شده است. این هدف همچنین تلاش دارد از خسارات تهدیدکننده زندگی در تراز زلزله طرح (در این آیین‌نامه  $\frac{2}{3}MCE$ ) جلوگیری کند (با مثلث هاشورخورده نشان داده شده است). اهداف عملکردی موردنظر برای گروه‌های کاربری و خطرزایی بالاتر یعنی I و II به ترتیب با مربع و دایره نشان داده شده‌اند. عملکرد مورد انتظار برای این ساختمان‌ها در زلزله‌های خفیف‌تر با علائم توخالی نشان داده شده است.





شکل ت-۴-۴: رابطه عملکرد مورد انتظار با گروه لرزه‌ای و تراز حرکت زمین

### ت-۴-۳-۱ ضوابط خاص برای ساختمان‌های گروه کاربری و خطرزایی I (ساختمان‌های ضروری)

در این بند ضوابط و مقررات تکمیلی، علاوه بر ضوابط فصل‌های دوم تا پنجم، برای طراحی ساختمان ضروری (گروه کاربری و خطرزایی I طبق جدول ۴-۳) در برابر آثار ناشی از زلزله ارائه می‌شود. این سازه‌ها برای دو زلزله‌ی طرح (زلزله‌ی سطح خطر ۱) و بهره‌برداری (زلزله‌ی سطح خطر ۱)، که در فصل سوم تعریف شده است، طراحی می‌شوند. ضوابط این بند شامل سازه‌های غیرساختمانی نمی‌شود و لازم است ایستایی انواع تجهیزات و اجزای غیر سازه‌ای طبق ضوابط فصل هشتم کنترل شود. در صورت استفاده از سیستم‌های جداگر لرزه‌ای یا میراگر در ساختمان، طراحی آن بر اساس فصول نهم و دهم انجام خواهد شد.

ساختمان ضروری در این آیین‌نامه شامل ساختمان‌های بند الف گروه کاربری و خطرزایی I جدول ۴-۳ می‌باشد. در این گروه، قابل استفاده بودن ساختمان پس از وقوع زلزله ضروری است و وقفه در بهره‌برداری از آن می‌تواند باعث افزایش تلفات و خسارات شود. بیمارستان و درمانگاه، ساختمان آتش‌نشانی، ساختمان تأسیسات آبرسانی، ساختمان نیروگاه و تأسیسات برق‌رسانی، ساختمان مراکز مخابرات، ساختمان مراکز کمک‌رسانی، اتاق کنترل و نظایر آن‌ها جزو ساختمان‌های ضروری محسوب می‌شوند. هر ساختمان دیگری نیز با تصویب کارفرما می‌تواند جزو ساختمان‌های ضروری قرار گیرد.

این سازه‌ها باید برای دو زلزله طرح (سطح خطر ۲) و زلزله بهره‌برداری (سطح خطر ۱) طراحی شوند. زلزله‌ی طرح، زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در دوره‌ی ۵۰ ساله در ساختگاه مورد نظر، ۱۰ درصد است (زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال). این زلزله، همان زلزله‌ی سطح خطر ۲ بند ۳-۴-۲ می‌باشد. زلزله‌ی بهره‌برداری، همان زلزله‌ی سطح خطر اول بند ۳-۴-۱ است.

انجام مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاهی برای ساختمان ضروری لازم است و طبق فصل سوم این آیین‌نامه انجام می‌شود. ساختمان با گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$ ، نباید روی ساختگاهی که امکان شکست توسط گسل فعال بر اساس مطالعات ویژه وجود دارد، ساخته شود. در شرایط استثنایی و اضطراری لازم است تبعات ایجاد تغییر شکل‌های ناشی از قرارگیری ساختمان بر روی گسل و سایر الزامات مربوطه بررسی و کنترل شود.

برای ساختمان ضروری، انجام مطالعات مکانیک خاک طبق ضوابط فصل پنجم الزامی می‌باشد. برای ساختمان گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$  در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک طبق ضوابط فصل پنجم توصیه می‌شود.

تشخیص نامنظمی در ارتفاع طبق جدول ۱-۴ و نامنظمی در پلان طبق جدول ۲-۴ انجام می‌شود. در صورتی که ساختمان نامنظم باشد، تحلیل باید به صورت سه‌بعدی انجام پذیرد. در ساختمان بلندتر از یک طبقه از تراز پایه، استفاده از سیستم با نامنظمی پیچشی، با نامنظمی در سختی جانبی-طبقه خیلی نرم (ردیف ب جدول ۱-۴) و با نامنظمی مقاومت جانبی-طبقه خیلی ضعیف (ردیف چ از جدول ۱-۴) ممنوع می‌باشد.

در ساختمان مشمول این فصل، از سیستم سازه‌ای طبق جدول ۴-۵ می‌بایست استفاده نمود به شرطی که واژه "غیرمجاز" در جلوی ردیف آن در هیچ یک از گروه‌های طراحی لرزه‌ای درج نشده باشد. برای تحلیل ساختمان ضروری، می‌توان از روش بار جانبی معادل (بند ۴-۱۰) با رعایت محدودیت‌های بند ۴-۱۰-۱، روش تحلیل طیفی (بند ۴-۱۱) و یا روش تحلیل تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۲) استفاده کرد.

می‌توان با یکی از روش‌های غیرخطی شامل استاتیکی (پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰) یا تاریخچه زمانی (بند ۴-۱۰-۳) ساختمان را کنترل نمود.

ساختمان ضروری باید برای زلزله‌ی بهره‌برداری (سطح خطر اول طبق بند ۳-۴-۱) نیز کنترل شود، به طوری که در مقابل ترکیب بار زلزله‌ی بهره‌برداری به همراه سایر بارهای سطح خدمت، بدون ضریب بار، رفتار ارتجاعی داشته باشد. بدین منظور، در ساختمان‌های فولادی تنش‌های اعضا نباید از حد جاری شدن فولاد تجاوز کند. در ساختمان‌های بتن مسلح، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، نیروهای

داخلی‌های اعضا نباید از مقاومت اسمی نظیر بیشتر شود. اثر  $P-\Delta$  در افزایش نیروهای داخلی مشابه بند ۴-۹-۲ در نظر گرفته می‌شود.

برش پایه در زلزله بهره‌برداری،  $V_{ser}$ ، برای استفاده در روش بار جانبی معادل از رابطه ت-۴-۱ بدست می‌آید:

$$V_{ser} = S_{a_{ser}}IW$$

ت-۴-۱

که در آن:

$S_{a_{ser}}$  شتاب طیفی زلزله‌ی بهره‌برداری (برحسب  $g$ ) حاصل از مطالعه‌ی ویژه‌ی ساختگاه (فصل سوم)

$W$ : وزن مؤثر لرزه‌ای طبق بند ۴-۹-۴

## ت-۴-۴ گروه طراحی لرزه‌ای

لازم به یادآوری است که گروه‌های طراحی لرزه‌ای در ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ با نام‌های SDC-1 تا SDC-3 مشخص شده‌اند که ضوابط لازم از SDC-1 به SDC-3 سختگیرانه‌تر می‌شود. در استاندارد ASCE7-2022 گروه‌های طراحی لرزه‌ای با نام‌های A تا F مشخص شده‌اند که ضوابط لازم از A به F سختگیرانه‌تر می‌شود.

هدف از تعیین گروه‌های طراحی لرزه‌ای این است که هر چه سطح خطر زلزله و تبعات فروریزش بیشتر شود، روش‌های پیچیده و هزینه‌بر برای طراحی سازه باید مورد استفاده قرار گیرد. استفاده اصلی از مفهوم گروه طراحی لرزه‌ای در تعیین اعمال یا عدم اعمال ضوابط خاصی می‌باشند. برخی از این ضوابط قابل مقیاس کردن هستند. به عنوان مثال شدت زلزله برای گروه‌های طراحی ۱ از گروه طراحی ۳ با مقیاس خاصی بیشتر می‌باشد. ولی در مورد برخی ضوابط اعمال یا عدم اعمال آن‌ها در گروه‌های طراحی لرزه‌ای متفاوت است. مثلاً محدودیت‌ها در بحث‌های مربوط به طبقه نرم یا طبقه ضعیف در برخی گروه‌های طراحی لرزه‌ای اعمال می‌شود. به عنوان مثال مهار لرزه‌ای اعضای غیر سازه‌ای یا بازرسی‌های جوش برای گروه طراحی لرزه‌ای خاصی مورد نیاز می‌باشد، یا محدودیت‌های ارتفاعی برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف برای هر گروه طراحی لرزه‌ای متفاوت می‌باشد.

گروه‌های طراحی لرزه‌ای ساختمان به نوع کاربری و عملکرد آن بستگی دارد. همچنین نوع ساختگاه بر تعیین گروه‌های لرزه‌ای نیز تأثیرگذار می‌باشد.

به غیر از گروه طراحی لرزه‌ای III، گروه‌های طراحی لرزه‌ای همچنین به گروه‌های کاربری و خطرزایی هم بستگی دارند. برای یک سطح معینی از شدت زلزله، گروه طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های با گروه کاربری و خطرزایی نوع I از سازه‌های با گروه کاربری و خطرزایی نوع IV بالاتر می‌باشد.

مقادیر داده شده در جداول این آیین‌نامه در تراز زلزله طرح تعیین شده است که  $\frac{2}{3}$  سطح بزرگ‌ترین زلزله محتمل (MCE) می‌باشد. در زلزله با سطح (MCE) سازه‌های با گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$  نباید زلزله‌ای را تجربه کنند که سبب آسیب جدی اجزا سازه‌ای می‌شود در حالیکه زلزله MCE برای گروه‌های طراحی لرزه‌ای  $D_3$  می‌توانند سازه‌های آسیب‌پذیر را حتی تخریب کنند. ضوابط متناظر با گروه طراحی لرزه‌ای  $D_3$  عموماً شامل چند ضابطه برای اطمینان از تأمین انسجام ساختمان می‌باشد. در حالی که ضوابط متناظر با گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$  سختگیرانه‌تر بوده و شامل تجارب حاصل از زلزله‌های گذشته، مدل‌های تحلیلی و تحقیقات آزمایشگاهی می‌باشد.

شاید بهتر باشد که در تعیین گروه طراحی لرزه‌ای اثر زمان تناوب ساختمان نیز لحاظ شود ولی فعلاً از این امر صرف‌نظر شده است، به این علت که فرمول‌های تجربی که مبنای تخمین زمان تناوب ساختمان می‌باشند عموماً برای محافظه‌کاری در تخمین برش پایه زمان تناوب را دست پایین برآورد می‌کنند که در عمل زمان تناوب ساختمان می‌تواند بیشتر باشد. لذا برای پرهیز از خطا در طبقه‌بندی گروه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها تأثیر زمان تناوب فعلاً در نظر گرفته نشده است.

ماهیت حرکات زمین در چند کیلومتری یک گسل می‌تواند با حرکات دورتر متفاوت باشد. به عنوان مثال بعضی از حرکات حوزه نزدیک گسل، دارای پالس‌های قوی سرعت هستند که با اثر جهت‌گیری زلزله (Directivity) مرتبط می‌باشند. این اثرات خصوصاً برای سازه‌های نامنظم، حتی اگر با اعمال کلیه جزئیات لازم ساخته شده باشند هم می‌تواند مخرب باشد. ساختمان‌های معمولی با درجه اهمیت III همانطوری که در جدول ۴-۴ نشان داده شده است، می‌توانند در گروه طراحی لرزه‌ای  $D_2$  یا  $D_3$  باشند. ضوابط قرارگیری یک ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$  یا  $D_2$  به نحوی تنظیم شده است که ساختمان‌های واقع در ساختگاه‌های نزدیک گسل تبعات ویژه این‌گونه زلزله‌ها را تحمل نمایند. از آنجاییکه اثرات ناشی از زلزله‌های حوزه نزدیک گسل بیشتر بر پارامتر شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه نسبت به پارامتر شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه مؤثر است، لذا در جدول ۴-۴ از مقدار پارامتر  $S_1$  به عنوان شاخص وجود اثرات حوزه نزدیک استفاده شده است. بنابراین همانطور که در جدول ۴-۴ مشخص است، ساختمان‌های با درجه اهمیت III و با مقدار پارامتر شتاب طیفی نظیر زلزله نادر در زمان تناوب یک ثانیه بیشتر از  $0/6$  ثانیه در گروه طراحی لرزه‌ای  $D_2$  قرار گرفته است و برای مقادیر کمتر این پارامتر شتاب طیفی ساختمان با درجه اهمیت III در گروه طراحی لرزه‌ای  $D_3$  قرار می‌گیرد. معیارهای طراحی اضافی برای سازه‌های با گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$  و  $D_2$  به طور خاص برای ارائه عملکرد قابل قبول تحت این حرکات زمین حوزه نزدیک گسل بسیار شدید در نظر گرفته شده است.

یک علت اصلی برای ایجاد مفهوم گروه طراحی لرزه‌ای، ساده‌سازی اعمال مقررات برای ساختمان‌هایی می‌باشد که در یک منطقه با پهنه‌بندی خطر زلزله و شرایط خاک یکسان قرار دارند. هدف آن است که مستقل از نوع سازه مقررات یکنواختی در انتخاب سیستم‌های باربر جانبی، الزامات بازرسی و آزمایش، الزامات طراحی لرزه‌ای برای اعضای غیر سازه‌ای و نظایر آن‌ها بر اساس قرارگیری در یک گروه طراحی لرزه‌ای وضع گردد.

## ت-۴-۵ سیستم‌های سازه‌ای و ضرایب لرزه‌ای

در این بخش، ضوابط مربوط به انتخاب سیستم‌های سازه‌ای، تعیین پارامترهای لرزه‌ای آن‌ها شامل ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی ارائه شده است. علاوه بر این محدودیت‌های استفاده از هر سیستم سازه‌ای در پهنه‌بندی‌های مختلف لرزه‌ای و محدودیت‌های ارتفاعی آن‌ها مشخص شده است. نحوه ترکیب قابل قبول سیستم‌های متفاوت سازه‌ای در یک امتداد ساختمان یا در امتدادهای مختلف و نیز استفاده از سیستم‌های متفاوت در ارتفاع‌های متفاوت یک ساختمان بیان شده‌اند و روش‌های تحلیلی مناسب برای این موارد داده شده است.

### ت-۴-۵-۱ انتخاب سیستم‌های سازه‌ای، پارامترهای لرزه‌ای و محدودیت‌ها

سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای بر اساس جدول ۴-۵ طبقه‌بندی می‌شوند. ضریب رفتار  $R$  برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف بر اساس تجربیات مشاهده شده در زلزله‌های پیشین، توانایی اتلاف انرژی بدون تخریب جدی و مقدار میرایی موجود در سیستم هنگامی که تحت پاسخ غیر الاستیک قرار می‌گیرد، تعیین می‌شود. علاوه بر ضریب رفتار،  $R$ ، پارامترهای دیگری مانند ضریب اضافه مقاومت،  $\Omega_0$  و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی،  $C_h$ ، نیز در این جدول مورد توجه قرار گرفته‌اند. این پارامترها، ضرایب طراحی لرزه‌ای نامیده می‌شوند.

محدودیت‌های ارتفاعی سال‌ها است که در استانداردها و مقررات مشخص شده‌اند. محدودیت‌های درج شده در جدول ۴-۵ نیز بر اساس این محدودیت‌ها تعیین و با قضاوت مهندسی به روز شده‌اند. ارتفاع یک سیستم سازه‌ای می‌تواند در عملکرد لرزه‌ای آن مؤثر باشد، به عنوان مثال ارتفاع سیستم‌های دیوار برشی بتن آرمه هم‌بند باید حداقل ۱۸ متر باشد تا از اتلاف قابل ملاحظه انرژی توسط تیرهای هم‌بند اطمینان حاصل شود.

در سازه‌های با دیوار باربر، به جای ستون‌های باربر، دیوارها بخش عمده‌ای از بار ثقلی (مرده و زنده) را حمل می‌کنند. دیوارها همچنین سختی و مقاومت داخل صفحه را برای مقاومت در برابر بارهای باد و

زلزله و سایر بارهای جانبی تأمین می‌کنند. در برخی از موارد خرابی‌های عمودی یا همان مهاربندی برای افزایش سختی جانبی استفاده می‌شوند. به طور کلی عدم وجود افزونگی برای تحمل بار ثقلی و جانبی، سبب می‌شود که مقدار  $R$  نسبت به سایر سیستم‌ها در سیستم دیوار باربر کمتر باشد.

در سیستم قاب ساختمانی بارهای ثقلی عمدتاً توسط قاب‌هایی تحمل می‌شود که به جای دیوارهای باربر بر ستون‌ها متکی است. قسمتی از بار ثقلی می‌تواند توسط دیوارهای باربر برده شود اما این قسمت باید درصد نسبتاً کمی از بار ثقلی کف یا بام را شامل شود. مقاومت جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌گردد. دیوارهای قاب سبک (نظیر LSF) با پانل‌های برشی را می‌توان در ساختمان‌های چوبی یا ساختمان‌های با قاب‌های فولادی به کار برد. با اینکه سیستم‌های باربر ثقلی برای تأمین مقاومت جانبی لازم نمی‌باشند، اکثر سیستم‌های باربر ثقلی در باربری جانبی نیز مشارکت می‌کنند که مشارکت سیستم باربر ثقلی منجر به تأمین مقاومت جانبی اضافه می‌گردد، این مشارکت باعث افزایش کارایی و عملکرد لرزه‌ای ساختمان خواهد بود به شرطی که اعضا و اتصالات آن ساختمان قادر به تحمل تنش‌ها و تغییرشکل‌ها باشند.

در سیستم قاب خمشی مقاومت جانبی توسط اتصالات خمشی بین تیرها و ستون‌ها تأمین می‌شود. در جدول ۴-۵ قاب‌های خمشی به سه گروه معمولی، متوسط و ویژه دسته‌بندی شده‌اند. در گروه‌های طراحی لرزه‌ای بالا انتظار می‌رود حرکات زمین تقاضاهای غیرخطی زیادی را ایجاد کند بنابراین قاب‌های خمشی ویژه برای پاسخ شکل‌پذیر باید طراحی شده و جزئیات اتصالات نیز باید به دقت طراحی شوند. در گروه‌های طراحی لرزه‌ای پایین، اضافه مقاومت ذاتی در طراحی عمومی سازه‌ها به گونه‌ای هستند که نیازهای غیرارتجاعی تا حدودی کاهش یافته و سیستم‌های سازه‌ای با شکل‌پذیری پایین‌تر نیز مورد قبول می‌باشند. از آنجاییکه قاب‌های خمشی معمولی شکل‌پذیری و چقرمگی زیادی ندارند، مقدار پایین‌تری از  $R$  به آن‌ها نسبت داده می‌شود.

مقادیر  $R$ ،  $\Omega_0$  و  $C_d$  برای سیستم‌های مختلط نظیر این مقادیر در سیستم‌های مشابه فولادی و بتنی می‌باشد. استفاده از مقادیر درج شده در جدول به شرطی مجاز است که الزامات طراحی و جزئیات سیستم‌های مختلط در آیین‌نامه‌های معتبر رعایت شده باشد.

در سیستم‌های دوگانه، قاب فضایی متشکل از تیرها و ستون‌ها مقاومت لازم برای بارهای ثقلی را فراهم می‌کند. مقاومت جانبی اصلی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده و مقاومت جانبی ثانویه توسط قاب‌های خمشی که الزامات آیین‌نامه‌ای را رعایت کرده‌اند، تأمین می‌شود. قابل توجه اینکه در استاندارد ۲۸۰۰ توصیه شده است که در سیستم دوگانه کمتر از نصف بارهای قائم آن طبقه توسط دیوارهای برشی تحمل شده و بقیه بارهای ثقلی توسط قاب‌های فضایی و سایر عناصر باربر قائم حمل

شوند. قاب خمشی در سیستم دوگانه باید به تنهایی قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروهای لرزه‌ای باشد. در یک سیستم دوگانه اگر قاب متشکل از تیر و ستون یا دال و ستون فاقد جزییات شکل‌پذیری ویژه باشد، آن قاب نمی‌تواند به عنوان یک پشتیبان قابل اتکا برای زیر-سیستم دیوار برشی عمل کند لذا در جدول ۴-۵ سیستم دوگانه با قاب خمشی معمولی وجود ندارد. ضمناً برای ساختمان‌های صنعت نفت استفاده از قاب‌های خمشی متوسط هم مجاز دانسته نشده است.

در سیستم‌های ستون طره‌ای، پایداری سازه توسط یک یا چند ستون با تکیه‌گاه‌های گیردار تأمین می‌شود که به عنوان سازه یک درجه آزاد عمل می‌کنند. سیستم‌های طره‌ای حالت خاصی از قاب‌های خمشی هستند با این تفاوت که آن‌ها دارای آن سطح از افزونگی و اضافه مقاومت قاب‌های خمشی نیستند چون در قاب خمشی عموماً به دلیل تشکیل متوالی مفاصل پلاستیک افزونگی و اضافه مقاومت ایجاد می‌شود. در قاب‌های خمشی باید چندین مفصل پلاستیک در اعضای آن تشکیل شده تا مکانیزم ایجاد شود، درحالی‌که مفاصل پلاستیک در سیستم‌های ستون طره تنها در پایه ستون‌ها ایجاد می‌شوند. در نتیجه اضافه مقاومت آن‌ها تنها به اضافه مقاومت مصالح و محافظه کاری طراحی محدود می‌گردد. ساخت سازه‌هایی با ستون طره‌ای با استفاده از هر یک از سیستم‌هایی که می‌تواند قاب خمشی ایجاد نماید مجاز است، از جمله قاب‌های فولادی معمولی و ویژه، قاب‌های بتنی معمولی، متوسط و ویژه و قاب‌های چوبی. محدودیت‌های سیستم ستون طره‌ای باید بر اساس نوع جزییات قاب خمشی باشد اما ارتفاع آن به ۱۰/۵ متر محدود می‌گردد. مقدار ضریب رفتار  $R$  برای سیستم‌های ستون طره‌ای از تقسیم مقادیر  $R$  برای قاب خمشی متناظر بر ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  بدست می‌آید که نباید کمتر از ۱ و یا بزرگ‌تر از ۲/۵ باشد. علاوه بر این به دلیل عدم وجود تسلیم متوالی در این سیستم مقدار  $C_H$  برابر با  $R$  در نظر گرفته می‌شود زیرا میرایی در این سیستم‌ها پایین بوده و تغییرشکل‌های غیرخطی غیرالاستیک از تغییرشکل‌های الاستیک کمتر نیستند.

#### ت-۴-۵-۲ ترکیب سیستم‌ها در امتدادهای مختلف

سیستم‌های باربر لرزه‌ای مختلفی می‌تواند در هر یک از دو محور عمودی سازه استفاده شود، به شرطی که مقادیر مربوطه  $R$ ،  $\Omega_0$  و  $C_H$  متناظر آنها در هر جهت استفاده شود. بسته به ترکیب انتخاب شده برای سیستم‌ها در دو راستا محدودیت‌های یکی از آن دو ممکن است بر کل ساختمان حاکم شود. مثلاً حد مجاز ارتفاع ساختمان کمترین مقدار حاصل از سیستم‌ها در دو راستا می‌باشد.

### ت-۴-۵-۳ ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد

به طور کلی وقتی در یک امتداد ساختمان در محورها و یا ترازهای مختلف سیستم‌های باربر جانبی متفاوتی به کار گرفته شده باشند، عموماً سختگیرانه‌ترین مقادیر طراحی لرزه‌ای ( $R$ ،  $\Omega_0$  و  $C_d$ ) نظیر آن سیستم‌ها برای کل ساختمان در آن جهت استفاده می‌شود. مثلاً اگر در یک جهت قاب مهاربندی فولادی همگرای معمولی با ضریب رفتار ۳/۲۵ و قاب مهاربندی فولادی واگرا با ضریب رفتار ۸ استفاده شده باشد، ضریب رفتار طراحی می‌تواند برابر ۳/۲۵ برای کل ساختمان در آن جهت اختیار شود. فلسفه استفاده از سختگیرانه‌ترین مقادیر طراحی لرزه‌ای سیستم‌های بکار گرفته شده در یک امتداد برای کل ساختمان در آن امتداد، آن است که از اختلاط سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مثلاً در ارتفاع به نحوی که باعث تمرکز تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در طبقات پایینی ساختمان شود، جلوگیری گردد.

### ت-۴-۵-۳-۱ ترکیب سیستم‌های مختلف در ارتفاع در یک امتداد

ضوابط این بند حالاتی از موارد تحت پوشش بند ۴-۵-۳ را توضیح می‌دهد که یکی از دو مورد زیر اتفاق افتاده باشد:

الف- مقدار  $R$  برای سیستم باربر جانبی تحتانی کمتر از مقدار این پارامتر برای سیستم فوقانی باشد.  
ب- مقدار  $R$  برای سیستم باربر جانبی فوقانی کمتر از مقدار این پارامتر برای سیستم تحتانی باشد.  
فلسفه در نظر گرفتن این دو حالت به این دلیل می‌باشد که تمامی احتمالات ترکیب سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در ارتفاع در یک جهت را در نظر بگیرد. برای سازه‌هایی که از سه یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای در یک جهت استفاده شده است، الزامات بند ۴-۵-۳-۱ باید برای هر جفت از سیستم‌های مجاور اعمال شود.

### ت-۴-۵-۳-۲ روش تحلیل دو بخشی برای ترکیب سیستم‌های مختلف در ارتفاع در یک امتداد

روش تحلیل دو بخشی به شرطی مجاز است که سختی بخش پایینی سازه حداقل ۱۰ برابر سختی بخش بالایی سازه باشد. علاوه بر این زمان تناوب کل سازه از ۱/۱ برابر زمان تناوب بخش بالایی هنگامی که به صورت یک سازه‌ی مستقل با تکیه‌گاه صلب در نظر گرفته شده، بیشتر نباشد. یک مثال از این‌گونه سازه‌ها سکوه‌های بتنی هستند که زیر سازه‌های فولادی یا چوبی قرار گرفته‌اند. بخش بالایی سازه باید جداگانه بر اساس نیروهای لرزه‌ای و تغییرمکان‌ها با استفاده از ضریب‌های  $R$ ،  $\Omega_0$ ،  $C_d$  و  $\rho$  همان بخش بالایی تحلیل گردد.



نیروهای لرزه‌ای ناشی از بارهای افقی (مانند برش و لنگر) وارده به پایه بخش بالایی ساختمان باید در هنگام تحلیل مستقل بخش پایین ساختمان، در قسمت فوقانی بخش پایینی با نسبت  $R_u/\rho$  بخش بالایی به  $R_u/\rho$  بخش پایینی (که کمتر از ۱ نباشد) اعمال شود. نیروهای دیگر بخش بالایی (شامل نیروهای ثقلی و نیروهای لرزه‌ای که از بارهای لرزه‌ای قائم منتج می‌شوند) مستقیماً بدون اعمال هیچ ضریب اصلاحی به بخش پایینی اعمال می‌شود. بخش پایینی که حالا شامل نیروهای لرزه‌ای از بخش بالایی است، با استفاده از ضرایب  $R$ ،  $\Omega_0$ ،  $C_d$  و  $\rho$  همان بخش پایینی تحلیل می‌شود.

مورد ۴ در این بند مربوط به محدودیت‌های ارتفاعی سیستم فوقانی سازه می‌شود و منظور ارتفاع کل سازه نیست.

#### ت-۴-۵-۳ ترکیب سیستم‌های مختلف در پلان در یک امتداد

تقریباً برای همه موارد در طراحی باید کمترین ضریب  $R_u$  سیستم باربر جانبی مختلف که در یک امتداد قرار گرفته‌اند، برای کل ساختمان در آن امتداد استفاده شود. این ضابطه بیانگر این موضوع است که انتظار می‌رود کل سازه تغییر مکان یکسانی در یک جهت تجربه نماید و بنابراین رفتار توسط سیستم با کمترین شکل‌پذیری کنترل خواهد شد. البته برای ساخت و ساز قاب سبک یا در حالتی که دیافراگم انعطاف‌پذیر باشد می‌توان از ضریب رفتار مستقلی برای هر سیستم استفاده کرد.

#### ت-۴-۶ سیستم‌های نوین سازه‌ای

##### ت-۴-۶-۱ ملاحظات کلی

طراحی لرزه‌ای بر دو بعد تأمین ایمنی و ملاحظات اقتصادی استوار است. به طور سنتی تأمین ایمنی اولویت اول بوده است. با توجه به عملکرد قابل قبول سازه‌های طراحی شده طبق آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از دید تأمین ایمنی، توجه به ملاحظات اقتصادی و برقراری عملکرد سازه در کوتاه‌ترین مدت و با کم‌ترین هزینه بعد از زلزله مورد توجه قرار گرفته است. با توجه به اهمیت تأمین کاربری بی‌وقفه سازه‌های صنعت نفت، به‌کارگیری سیستم‌های سازه‌ای که تعمیرپذیر بوده و کمترین اختلال را در عملکرد تأسیسات صنعت نفت در بحران‌ها ایجاد کند، طبعاً اهمیت مضاعفی خواهد داشت.

## ت-۴-۷ ضریب افزونگی $\rho$

ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آن‌ها دارای نامعینی و افزونگی کافی نیست، باید برای نیروی جانبی بیشتری طراحی شوند. برای این منظور، در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان، نیروی زلزله آن امتداد باید در ضریب  $\rho$  ضرب شود. در این ویرایش آیین‌نامه این ضریب می‌تواند ۱ یا  $1/3$  باشد. ضریب  $\rho$  می‌تواند در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان، متفاوت در نظر گرفته شود. تأثیر ضریب افزونگی عملاً معادل کاهش ضریب رفتار (R) می‌باشد که برای سازه‌های با افزونگی کمتر، ضریب رفتار (R) کمتری لحاظ شود تا سبب افزایش تقاضای لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها شود. روال کنترل تبعات وجود یا عدم وجود افزونگی لازم در این بخش تأکید بر این دو امر دارد که آیا کمبود افزونگی می‌تواند باعث از دست رفتن بیش از حد مقاومت برش طبقه یا افزایش TIR گردد که هر کدام از این دو امر می‌توانند منجر به شکست سازه شوند.

دو شرط برای تعیین ضریب افزونگی وجود دارد. در حالتی که هیچ یک از شرط‌ها برآورده نشود ضریب  $\rho$  برابر  $1/3$  در نظر گرفته می‌شود. تحقیقات اخیر نشان داده است که برای سازه‌هایی با نامنظمی پیچشی با مقدار  $TIR > 1.4$  در هر دو جهت متعامد یا سازه‌هایی که تمام مقاومت جانبی آن‌ها در یک سمت مرکز جرم ساختمان واقع شده است، ضریب  $\rho$  باید  $1/3$  باشد تا احتمال فروریزش ساختمان مشابه با ساختمان‌های مطلوب به دست آید. افزونگی فقط برای طبقاتی بررسی می‌شود که در برابر قسمت قابل توجهی از برش پایه مقاومت می‌کند. عدد  $35\%$  از مطالعات و تحقیقات اخیر به دست آمده است. این تحقیقات نشان داده است که طبقاتی با برش طبقه حداقل  $35\%$  برش پایه، عموماً شامل تمام طبقات ساختمان‌های کم ارتفاع (۵ تا ۶ طبقه) و حدود  $87\%$  از طبقات ساختمان‌های بلند است. هدف از این محدودیت این است که طبقات بالای اکثر ساختمان‌ها و طبقات فوقانی ساختمان‌های بلند را از کنترل الزامات افزونگی حذف کند. این روش فقط در موردی اعمال می‌شود که اجزای مقاوم باربر جانبی در دو طرف مرکز جرم قرار گرفته باشند. مطالعات دیگری نشان داده است که در مواردی که اجزای مقاوم باربر جانبی در یک سمت مرکز جرم واقع شده باشند، باید ضریب  $\rho$  برابر با  $1/3$  باشد تا احتمال فروریزش مشابه با سازه‌های با پیکربندی دارای افزونگی مناسب به دست آید. باید توجه داشت که ممکن است پیکربندی‌هایی که راستای مقاومت جانبی در یک سمت مرکز جرم قرار دارد هم بتوانند در شرایطی الزامات جدول ۴-۶ را از جمله محدودیت TIR را برآورده سازد. این امر مثلاً می‌تواند در ساختمان‌های دارای دیوار برشی که نسبت ابعاد دیوارها باعث حذف دیوار طبق جدول ۴-۶ نشود اتفاق بیافتد.

در شرط اول ذکر شده در این بند باید یک جزء مقاوم باربر جانبی یا اتصال آن حذف شود تا تأثیر آن بر باقی ماده سازه مشخص شود. اگر حذف یک به یک اجزا منجر به کاهش بیش از ۳۵٪ در مقاومت جانبی طبقه یا ایجاد  $TIR > 1.4$  نشود، می‌توان ضریب  $\rho$  را ۱ در نظر گرفت. مهندس طراح می‌تواند پس از حذف این اجزا اطمینان حاصل نماید که مسیر بار جانبی مناسبی برای توزیع مجدد نیروها برای اجزای باقی مانده وجود دارد و این کنترل بر قابلیت اعتماد رفتار مناسب‌تر سازه می‌افزاید، ولی باید توجه کرد این مورد توسط آیین‌نامه الزامی نیست و تنها در این بررسی مقاومت جانبی طبقه باید بسیار دقیق محاسبه شود. هدف از این بررسی آن است که آیا حذف یک جزء، تغییر قابل ملاحظه‌ای بر روی مقاومت کل سازه و عملکرد پیچشی آن دارد یا خیر. اگر مقدار شاخص TIR زیاد باشد، مقدار ضریب  $\rho$  باید  $1/3$  در نظر گرفته شود. مجدداً تأکید می‌شود که در این بند بررسی افزونگی برای از دست دادن مقاومت طبقه با حذف یک عضو یا اتصال بدون در نظر گرفتن اینکه آیا سازه باقی مانده ظرفیت کافی برای توزیع مجدد بار جانبی را دارد انجام می‌شود. به عبارت دیگر بررسی حذف المان به این معنی است که تأثیر آن در افت مقاومت طبقه و ایجاد نامنظمی پیچشی بررسی شود و نیازی نیست سازه برای از دست رفتن کامل عضو بازطراحی شود.

جدول ۴-۶ الزامات حذف اجزا یا اتصالات را بر اساس نوع سیستم مقاوم باربر جانبی تشریح می‌کند. حذف دیوارهای برشی طویل با نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۱ برای ارزیابی افزونگی مورد نیاز نیست. اگر تمام اجزای مقاوم باربر جانبی در جهت در نظر گرفته شده از چنین دیوارهای طویل و چاق تشکیل شده باشد، می‌توان ضریب افزونگی را ۱ در نظر گرفت. برای دیوارهای برشی لاغر، با طول کم و با نسبت ارتفاع به طول بیشتر از ۱، شرط بررسی حذف دیوارها باید انجام شود. در این کنترل کل طول دیوار بین دهانه‌ها یا بازشوها مطابق شکل ۴-۲ باید حذف شود.

سیستم‌های مقاوم باربر لرزه‌ای که در این جدول نیستند مانند سیستم‌های تیر هم‌بند، نیاز به شرط حذف شدن ندارند. هر چند برای سیستم‌های ویژه‌ای که اجزای آن‌ها شبیه اجزای ذکر شده در جدول باشند، آن اجزا باید طبق جدول و ضوابط این بند حذف شوند.

دیافراگم‌ها نیز نیاز به حذف ندارند، هر چند در برخی از پیکربندی‌های خاص، حذف یک راستا از اجزای باربر جانبی می‌تواند منجر به این گردد که دیافراگم (یا جمع‌کننده‌ها) ظرفیت لازم را بعد از حذف جزء نداشته باشد. در این گونه موارد بهتر است طراح این مورد را در طراحی ساختمان در نظر بگیرد، مجدداً تأکید می‌شود که این امر جزء الزامات این بند نمی‌باشد.

شرط دوم ذکر شده در این بند مربوط به شرایطی است که در آن سازه منظم است و پیکربندی مشخصی از اجزای مقاوم برابر لرزه‌ای دارد که بر آن اساس می‌توان ضریب  $\rho$  را ۱ در نظر گرفت. مطالعات اخیر بر روی سیستم‌های قاب خمشی و قاب مهاربندی بر عملکرد مناسب این بند صحه گذاشته است.

## ت-۴-۸ اعمال نیروی زلزله

نیروهای زلزله که به سازه به صورت شتاب‌های زمین اعمال می‌شوند، می‌توانند در هر جهتی نسبت به راستاهای عمود ساختمان اعمال شوند. علاوه بر مؤلفه قائم شتاب زمین طبق بند ۲-۲-۳، شتاب افقی را نیز باید به صورت دو مؤلفه عمود بر هم افقی در طراحی در نظر گرفت. بنابراین انتظار می‌رود که اثرات زلزله در دو راستای افقی سازه نیز هم‌زمان ایجاد شود. در این آیین‌نامه سازه‌ها برای بحرانی‌ترین اثرات زلزله ناشی از اعمال نیروهای زلزله در هر راستای ممکن افقی طراحی می‌شوند. انتظار می‌رود روش‌های ساده داده شده در این بخش نیاز فوق را برآورده نماید. برای اعضای سازه‌ای افقی نظیر تیرها و دال‌ها در نظر گرفتن هم‌زمان اثرات دو جهت افقی متعامد می‌تواند تأثیر ناچیزی داشته باشد. بنابراین معمولاً اعمال جداگانه نیروهای افقی برای طراحی آن‌ها کفایت می‌کند. ولی در نظر گرفتن اثرات دو جهته زلزله در طراحی آن دسته از اعضای قائم در سیستم مقاوم لرزه‌ای که در هر دو جهت افقی مشارکت دارند، می‌تواند مؤثر باشد.

برای سازه‌هایی که دارای سیستم برابر لرزه‌ای در دو جهت عمود بر هم می‌باشند، عموماً بحرانی‌ترین اثرات بارگذاری با در نظر گرفتن دو جهت عمود که منطبق بر محورهای اصلی سازه می‌باشند به دست می‌آید. در مورد سازه‌هایی که سیستم‌های برابر لرزه‌ای آن‌ها ناموازی یا غیرعمود بر هم می‌باشند، لازم می‌شود چند جفت محور عمود بر هم برای تشخیص بحرانی‌ترین اثرات بارگذاری بررسی شوند. عموماً می‌توان نیروهای زلزله را در دو جهت عمود که معمولاً دو محور اصلی سازه می‌باشند، اعمال نمود. همان‌طور که در ابتدای بند ۴-۸ توضیح داده شده است در خیلی موارد نیازی نیست که این بارگذاری‌ها هم‌زمان اعمال شوند. این استقلال در اعمال بارهای لرزه‌ای هم برای سازه‌هایی که در آن‌ها اعضای قائم سیستم برابر لرزه‌ای از بار وارده در جهت عمود تأثیر نمی‌گیرند و هم برای سازه‌های واقع در پهنه‌های با خطر لرزه‌ای کمتر کفایت دارد.

در حالت کلی برای دو حالات مشخص شده در انتهای بند ۴-۸، یعنی ستون‌ها و دیوارهایی که بین دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌بر جانبی مشترک می‌باشند (با محدودیت‌های اشاره شده در آنجا) یا سازه‌های دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی یا نامنظمی سیستم‌های غیرموازی، بار زلزله باید در راستایی که بحرانی‌ترین اثر برای هر عضو در سازه یا شالوده ایجاد می‌کند، اعمال شود. از آنجاییکه این

روش می‌تواند منجر به تعداد زیادی تحلیل در راستاهای مختلف گردد، به عنوان یک جایگزین، ترکیب اثرات متعامد به روش زیر می‌تواند استفاده شود.

در روش ترکیب جهات متعامد اثرات ۱۰۰٪ بار لرزه‌ای در یک جهت با ۳۰٪ اثرات بار زلزله در جهت عمود بر آن ترکیب می‌شوند. این روش در مقابل روش‌های دیگری که در ادبیات فنی پیشنهاد شده بودند نظیر قاعده ۱۰۰٪/۴۰٪+ یا قاعده ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) یا استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی خطی، مقبولیت و کاربرد بیشتری دارد.

به طور کلی تعداد ۱۶ ترکیب بار به شرح زیر برای در نظر گرفتن اثرات دو راستای زلزله و لحاظ کردن پیچش اتفاقی لازم می‌شود.

$$Q_E = \pm Q_{EX+AT} \pm 0.3Q_{EY} \quad \text{ت-۴-۲}$$

$$Q_E = \pm Q_{EX-AT} \pm 0.3Q_{EY} \quad \text{ت-۴-۳}$$

$$Q_E = \pm Q_{EY+AT} \pm 0.3Q_{EX} \quad \text{ت-۴-۴}$$

$$Q_E = \pm Q_{EY-AT} \pm 0.3Q_{EX} \quad \text{ت-۴-۵}$$

$Q_{EX}$ : اثرات بار زلزله در جهت  $x$  در مرکز جرم می‌باشد.

$Q_{EY}$ : اثرات بار زلزله در جهت  $y$  در مرکز جرم می‌باشد.

$AT$ : اثرات پیچش تصادفی

در صورت نیاز و بنا به مورد اثرات حداکثر نیروهای لرزه‌ای ( $Q_E$ ) از ترکیب بارهای متعامد باید با ضریب افزونگی  $\rho$  یا ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  اصلاح شود. اثرات نیروهای لرزه‌ای قائم ( $E_v$ ) باید مطابق با بند ۲-۲-۳-۲ محاسبه شود. برای تعیین تغییرمکان طبقه نیز ترکیب بارهای ارائه شده در فوق استفاده می‌شود. اگر چه در این آیین‌نامه اثرات نیروی اعمال شده به طور مستقل در هر جفت جهت متعامد (برای تخمین اثرات بارگذاری هم‌زمان) ترکیب می‌شود، ولی پیچش تصادفی لازم نیست در جهت با نیروی کمتر در نظر گرفته شود. گاهی اوقات هنگام استفاده از یک مدل سه بعدی برای تحلیل که شامل اعمال پیچش تصادفی با تغییر محل مرکز جرم باشد، عملاً بخاطر اینکه در مدل اعمال پیچش تصادفی هم در راستای بار کوچک‌تر و هم در راستای بار بزرگ‌تر انجام می‌شود، منجر به ۳۲ ترکیب بار خواهد شد.

اگر در ترکیب اثرات زلزله در دو راستا نیروی زلزله در هر دو راستا مساوی فرض شود، به قاعده ۱۰۰٪ و ۴۰٪ به عنوان تقریبی از روش  $SRSS$  منجر می‌شود. اما در واقعیت یکی از مؤلفه‌های رکوردهای زلزله کوچک‌تر از رکورد در راستای عمود بر آن می‌باشد و استفاده از رکورد قوی‌تر در هر دو راستا که منجر به ۱۰۰٪ و ۴۰٪ می‌شود، محافظه‌کارانه می‌باشد. بنابراین قاعده ۱۰۰٪ و ۳۰٪ به عنوان یک روش اصلاح

شده از قاعده ۱۰۰٪ و ۴۰٪ می‌باشد که بر اساس مؤلفه‌های غیر مساوی حرکت زمین در دو راستای متعامد حاصل شده است. البته باید توجه داشت که روش *SRSS* یک جایگزین معتبر برای قاعده ۱۰۰٪ و ۳۰٪ می‌باشد که از نظر تنوری روش صحیحی برای ترکیب کردن نتایج متعامد تحلیل طیفی است. روش استفاده از ترکیب دو جهته اثرات زلزله در یک مدل سه بعدی سازه به روش *CQC3* (ترکیب مربعی کامل) شبیه روش *SRSS* می‌باشد با این تفاوت که اجازه می‌دهد مؤلفه‌های نامساوی حرکت زمین در دو جهت متعامد در نظر گرفته شود، که در آن مؤلفه‌های قوی و ضعیف حول مدل سازه چرخانده شده به طوری که هر جهت مورد توجه قرار گیرد. هنگامی که مؤلفه‌ها برابر هستند روش *CQC3* به روش *SRSS* ساده می‌شود. باید توجه داشت که روش‌های فوق تا حدی منجر به برآورد برش پایه بزرگ‌تر از ۱۰۰٪ برش پایه موردنظر در طراحی می‌شوند. به عنوان مثال در روش *SRSS* منجر به ۱۴۱٪ برش پایه مورد نیاز می‌شود و بنابراین ممکن است برای اجزایی که در همه جهات مقاومت می‌کنند، مانند شمع‌ها در شالوده‌های گسترده تقاضاهای مناسبی را فراهم نکند. چنین اجزایی می‌توانند نسبت به جهت بارگذاری حساس نباشند و بنابراین به هیچ روش ترکیبی نیاز نداشته باشند. همچنین استفاده از روش *SRSS* برای تخمین تغییرمکان‌های نسبی طبقات اغلب محافظه‌کارانه است.

در صورتی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، شالوده‌ها و اتصالات پی، اجزای پی و سطح مشترک خاک و سازه (فشار خاک) نیز باید برای ترکیبات متعامد بار زلزله طراحی شوند:

الف- در مورد جزء مقاوم باربر جانبی که بر روی آن شالوده قرار دارد، لازم است برای ترکیبات متعامد طراحی شود.

ب- شالوده تکیه‌گاه چندین جزء مقاوم باربر لرزه‌ای در جهات مختلف است که در یک صفحه نباشند.

## ت-۴-۹- ضوابط مدل‌سازی

### ت-۴-۹-۱ مدل‌سازی سازه

محاسبه تغییرمکان‌های نسبی طبقات و نیروهای طراحی در اعضا معمولاً بدون داشتن یک مدل مناسب از سازه امکان‌پذیر نمی‌باشد. البته در موارد خاصی استفاده از مدل‌های بسیار ساده نظیر دیافراگم آزاد سازه به شرطی که در آن خصوصیات سختی و مقاومت لحاظ شده باشند هم ممکن است کفایت کند. هر چند تحلیل سازه با استفاده از یک مدل دوبعدی در مواردی نظیر سازه‌های با دیافراگم نرم می‌تواند به نتایج مناسبی منجر شود، با توجه به اهمیت سازه‌های صنعت نفت و سهولت مدل‌سازی سه‌بعدی در نرم‌افزارهای رایج، تحلیل به استفاده از مدل‌های سه بعدی محدود شده است، مگر در شرایط ویژه با

رعایت محدودیت‌های اشاره شده در بند ۴-۹-۱. واقع‌گرایانه‌ترین مدل سازه‌ای، مدل سه بعدی است که در آن همه عوامل تأثیرگذار بر سختی ساختمان لحاظ شده باشد، سیستم خاک و شالوده مدل شده و اثرات پی دلتا نیز در نظر گرفته شود. علاوه بر این در یک مدل واقع‌گرایانه باید امکان رفتار غیرخطی غیرارتجاعی در همه قسمت‌های سازه-شالوده-خاک دیده شده باشد. توسعه چنین مدل تحلیلی می‌تواند بسیار زمان‌بر باشد و به‌ندرت چنین مدل‌سازی در تحلیل‌های آیین‌نامه‌ای به کار گرفته می‌شود. به‌جای انجام تحلیل غیرخطی اثرات غیرارتجاعی به صورت غیرمستقیم با کمک مفاهیم ضریب رفتار ( $R$ ) و بزرگنمایی تغییرمکان جانبی ( $C_d$ ) در روش‌های تحلیل خطی اعمال می‌شود.

در حالت کلی مدل سه‌بعدی سازه که در روش بار جانبی معادل استفاده می‌شود با مدلی که در روش تحلیل طیفی یا روش تحلیل تاریخچه زمانی خطی به کار می‌رود مشابه است. تنها باید توجه داشت که در روش‌های تحلیل طیفی یا روش تحلیل تاریخچه زمانی خطی، مدل‌سازی واقع‌گرایانه جرم سازه‌ای اهمیت زیادی دارد. در روش تحلیل طیفی معمولاً میرایی معادل ۵ درصد میرایی بحرانی در تحلیل‌ها لحاظ می‌شود اما در روش تحلیل تاریخچه زمانی خطی مدل‌سازی صریح میرایی ذاتی سازه نیز لازم است. تأثیر تغییرشکل‌های چشمه اتصال بر میزان انعطاف‌پذیری قاب‌های خمشی فولادی واقعیتی شناخته شده است. برای سازه‌های ارتجاعی روش مرسوم که طول اعضا را از محور اتصال تا محور اتصال در نظر می‌گیرد و به این نحو تأثیر انعطاف‌پذیری چشمه اتصال را در مدل با افزایش طول تیر لحاظ می‌کند، روشی منطقی است اما همیشه منجر به نتایج محافظه‌کارانه نمی‌شود. فرض استفاده از مدل صلب چشمه اتصال در انتهای اعضا نباید به کار گرفته شود زیرا این روش همیشه باعث تخمین دست‌بالایی از سختی جانبی قاب‌های خمشی فولادی می‌شود. فرض مدل نیمه صلب چشمه اتصال در موارد خاصی توجیه دارد مثلاً وقتی که چشمه اتصال با ورق‌های مضاعف تقویت شده باشد.

در شرایطی در نظر گرفتن اثرات دال در سختی تیرها معقول می‌باشد. باید دقت شود که این اثرات تنها در قسمت‌هایی که دال در فشار قرار دارد در نظر گرفته شود.

در سازه‌های بتن مسلح در نظر گرفتن اثرات ترک‌های محوری، خمشی و برشی در مدل‌سازی سختی مؤثر اعضای سازه‌ای مهم می‌باشد. در برآورد سختی مؤثر برای اعضا باید مواردی نظیر تراز نیروهای وارده به عضو و فرم هندسی آن در نظر گرفته شود.

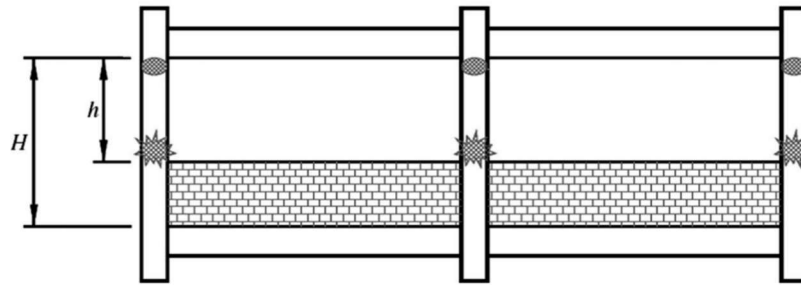
## ت-۴-۹-۲ اثرات $P-\Delta$

برای اطلاعات بیشتر می‌توان به بند ۴-۱۰-۹ و تفسیر بند ۴-۱۰-۹ در راهنما مراجعه نمود.

### ت-۴-۹-۳ میانقاب‌ها و اندرکنش

همانطور که در متن آیین‌نامه اشاره شده است ترجیح بر این است که اجرای میانقاب‌ها به نحوی باشد که از لحاظ سازه‌ای در حین زلزله اجازه حرکت به اعضای قاب بدهد و از قاب جداسازی شده باشد. البته اجرای جداسازی باید به نحوی باشد که پایداری عمود بر صفحه میانقاب به طور کامل تأمین شده و احتمال فروریزش و بروز آسیب جانی نداشته باشد.

الزامات مربوط به اندرکنش جهت جلوگیری از خرابی‌های غیرمنتظره در اعضای قاب خمشی در نظر گرفته شده است. به عنوان مثال پدیده ستون کوتاه می‌تواند سبب ایجاد مود شکست نامطلوب برشی در ستون‌ها شود. از آنجاییکه میانقاب بنایی بسیار سخت‌تر از ستون‌ها می‌باشد، مفاصل پلاستیک به جای بالا و پایین ستون‌ها در بالای میانقاب و بالای ستون رخ می‌دهد که این پدیده باعث می‌شود نیروی برشی در ستون‌ها به نسبت ارتفاع طبقه (H) به ارتفاع بازشو (h) افزایش یافته و سبب ایجاد مود شکست برشی غیرشکل‌پذیر در ستون‌ها گردد (شکل ت-۴-۵).



شکل ت-۴-۵: مثالی از ایجاد مود شکست نامطلوب ناشی از اندرکنش میانقاب بنایی با قاب خمشی بتنی که در طراحی ملحوظ نشده است.

### ت-۴-۹-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای

در هنگام وقوع زلزله تنها قسمتی از وزن سازه و محتویات آن که قویاً به سازه متصل شده است به عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای باید در نظر گرفته شود. بنابراین نباید تمام بارهایی مانند مبلمان، تجهیزات که به سازه متصل نیستند و ساکنین به عنوان وزن لرزه‌ای در نظر گرفته شود. با این حال انواع خاصی از بارهای زنده مانند بارهای انبارها یا کتابخانه‌ها یا سایر بارهایی که در تولید نیروهای اینرسی مشارکت عمده‌تری دارند باید با درصد بیشتری در نظر گرفته شوند. حداقل ۲۰ درصد از بار زنده مصالحی که بر روی کف‌های بالاتر از تراز پایه قرار دارند باید به عنوان وزن لرزه‌ای در نظر گرفته شوند. نمونه‌هایی از



کاربری‌های مربوط به بار زنده که با بارهای انباری مرتبط هستند و باید درصد بیشتری برایشان لحاظ شود شامل انبارها، فروشگاه‌های عمده فروشی که عملکرد آن‌ها مانند انبار است، اتاق‌ها و انبارهای کتاب پشت کتابخانه، اتاق کامپیوتر و بایگانی می‌باشد.

به طور کلی هر تجهیز ثابتی که سهم قابل توجهی در بار ثقلی طراحی دارد یا به نحوی به عنوان جزئی از بار مرده یا زنده در نقشه‌های ساختمان مشخص شده است، باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای لحاظ شود. حتی اگر وزن تجهیزات ثابت به عنوان بار زنده ثقلی لحاظ شده باشد باید مقدار منطقی از این بار زنده در وزن مؤثر لرزه‌ای نیز دیده شود.

سیالات و مواد حجمی مانند آب در استخر و مخازن مایعات باید به عنوان وزن لرزه‌ای در نظر گرفته شود مگر اینکه اثر سیال به صراحت در تجزیه و تحلیل در نظر گرفته شود. تغییرات در بارهای سیال و مرکز جرم هنگامی که نوسانات شدیدی در طول زمان انتظار می‌رود باید در نظر گرفته شود. در مورد مخازن مایعات نیروهای لرزه‌ای حاصل از اندرکنش سیال و سازه مطابق فصل ۱۲ محاسبه می‌گردد.

موارد زیر هم به عنوان وزن لرزه‌ای مؤثر در نظر گرفته می‌شوند:

الف) تمامی تجهیزات ثابت مانند واحدهای تهویه مطبوع، تجهیزات آسانسور و سیستم‌های مکانیکی  
ب) تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده با وزن بیشتر از ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع (۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع)  
ج) ۲۰ درصد از بار برف

د) وزن محوطه سازی و تزیینات در ساختمان

به دلیل اینکه وقوع حداکثر بار برف و حداکثر بار زلزله به طور همزمان بسیار غیرمحمتمل می‌باشد و علاوه بر آن برف سبک کاملاً به همراه سقف ارتعاش نمی‌کند، نیازی نیست تمامی بار برف در وزن لرزه‌ای مؤثر در نظر گرفته شود.

## ت-۴-۱۰ روش بار جانبی معادل

روش بار جانبی معادل روالی ساده برای در نظر گرفتن اثرات پاسخ‌های غیرارتجاعی دینامیکی در تحلیل استاتیکی خطی می‌باشد. روش بار جانبی معادل ۳ گام دارد:

۱- تعیین برش پایه

۲- توزیع برش پایه محاسبه شده در ارتفاع سازه

۳- توزیع برش پایه در پلان و عرض سازه

از فرض‌های ساده‌کننده در هر یک از ۳ گام فوق برای کاربردی کردن روش استفاده می‌شود. طبقاً برای درک بهتر این فرضیات می‌توان به کتب و مراجع دینامیک سازه که بر کاربردهای لرزه‌ای تأکید دارند مراجعه کرد.

#### ت-۴-۱۰-۱ ملاحظات کلی

در بند ب منظور از سازه با سیستم قاب سبک فولادی، سیستم‌هایی است که در کشور به نام  $LSF$  معروف می‌باشند. سازه  $LSF$  از مقاطع فولادی جدار نازک باز تشکیل شده که این مقاطع با انجام عملیات نورد سرد روی مقاطع نازک فلزی ساخته می‌شوند.

#### ت-۴-۱۰-۲ تعیین برش پایه

با در نظر گرفتن سازه به عنوان یک سیستم یک درجه آزاد با ۱۰۰ درصد مشارکت جرمی در مود اصلی برش پایه از معادله ۴-۲ که از حاصل ضرب وزن لرزه‌ای مؤثر ( $W$ ) در شتاب معادل وابسته به زمان تناوب، نوع خاک، ضریب رفتار و ضریب اهمیت به دست می‌آید. این ضرایب برای در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی و بهبود عملکرد برای سازه‌های با اهمیت زیاد و سازه‌های ضروری ارائه شده است.

#### ت-۴-۱۰-۲-۱ حداقل برش پایه

دو رابطه ۴-۳ و ۴-۴، بیانگر حداقل مقادیر مجاز برای برش پایه طراحی می‌باشد. رابطه ۴-۳ برای حداقل برش پایه طراحی معمولاً در پهنه‌های دور از گسل حاکم می‌شود. استفاده از این رابطه منجر به مقاومتی در حدود ۳ درصد وزن سازه خواهد شد. هر چند کاربرد این رابطه به ۹ دهه گذشته بر می‌گردد ولی مطالعات جدید نیز نشان می‌دهند که استفاده از این رابطه به همراه سایر ضوابط آیین‌نامه منجر به مقاومت فروریزش مناسبی برای سازه‌های با زمان تناوب زیاد می‌گردد.

رابطه ۴-۴ برای حداقل برش پایه طراحی معمولاً در پهنه‌های نزدیک به گسل (که اثر خود را در مقدار  $S_1$  نشان می‌دهد) حاکم می‌شود. زیرا اثرات پالس‌گونه در زلزله‌های نزدیک گسل می‌توانند باعث افزایش نیازهای لرزه‌ای در سازه‌های با زمان تناوب زیاد شوند.

#### ت-۴-۱۰-۲-۲ حداکثر برش پایه

رابطه ۴-۵ نشانگر قسمت سرعت ثابت طیف بوده و وقتی حاکم می‌شود که  $T_S < T \leq T_L$  باشد. در این قسمت از طیف ضریب زلزله به طور معکوس متناسب با زمان تناوب بوده و شبه سرعت (شبه شتاب

تقسیم بر فرکانس زاویه‌ای ( $\omega$ ) ثابت می‌باشد. پارامتر  $T_L$  مرز گذر از قسمت سرعت ثابت به تغییرمکان ثابت طیف را نشان می‌دهد.

رابطه ۴-۶ نشانگر قسمت تغییرمکان ثابت طیف می‌باشد و وقتی حاکم می‌شود که  $T > T_L$  باشد. در آیین‌نامه‌های فعلی جهانی رابطه ۴-۶ تنها بر سازه‌های با زمان تناوب زیاد حاکم می‌شود. اما بعد از زلزله سال ۲۰۱۰ شیلی با بزرگی ۸/۸ توجه زیادی به مقدار  $T_L$  در مطالعات شده است. زیرا آن زلزله نشان داد که در پهنه‌هایی که زلزله‌های در محدوده فرورانش (subduction zone) رخ می‌دهند مقدار  $T_L$  می‌تواند خیلی کمتر بوده و لذا رابطه ۴-۶ برای برخی از سازه‌های با زمان تناوب کوتاه‌تر نیز حاکم شود.

### ت-۴-۱۰-۳ تعیین زمان تناوب اصلی

زمان تناوب اصلی،  $T$ ، برای یک سازه الاستیک برای تعیین برش پایه طراحی،  $V_u$ ، و ضریب  $k$  برای توزیع برش پایه در طول ارتفاع سازه استفاده می‌شود.

زمان تناوب را می‌توان با استفاده از مدل ریاضی سازه محاسبه کرد. این نوع تحلیل با استفاده از نرم‌افزارهای موجود انجام می‌شود که تمام اثرات تغییرشکل (مانند خمشی، برشی و محوری) را در بر می‌گیرد و تأثیر بار ثقلی بر سختی سازه را محاسبه می‌کند. با این حال، برای بسیاری از سازه‌ها، اندازه اولیه اعضای سازه در ابتدای طراحی مشخص نیست. برای طراحی اولیه و همچنین مواردی که از تحلیل‌های پیچیده استفاده نمی‌شود، این آیین‌نامه فرمول‌هایی را برای محاسبه زمان تناوب تجربی،  $T$  ارائه می‌کند. این زمان تناوب‌ها تخمین‌های کران پایین را برای انواع سازه‌های مختلف نشان می‌دهند. تعیین زمان تناوب بر اساس سازه با پایه گیردار محاسبه می‌شود. به این معنا که پایه‌ای که در آن اثرات لرزهای به سازه منتقل می‌شود، در سه جهت افقی، عمودی و چرخشی گیردار است. مدل‌سازی پایه ستون (مفصل یا گیردار) برای سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی لرزهای قابی شکل، تابعی از پیکربندی قاب، جزئیات آن و صلبیت پی (خاک) است. انعطاف‌پذیری خاک ممکن است برای محاسبه زمان تناوب در نظر گرفته شود (معمولاً با فرض شالوده صلب). مهندس طراح باید به سختی فنرهای خطی معادل خاک که برای نشان دادن خصوصیات تغییرشکل خاک در پایه استفاده می‌شود توجه داشته باشد. گاهی اوقات برای در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری خاک، ستون‌ها به صورت مفصلی در سازه‌های قاب خمشی مدل می‌گردند.

ممکن است مود اصلی سازه‌های با آرایش پیچیده اجزا با مشارکت پاسخ پیچشی سیستم همراه باشد که جرم در هر دو جهت افقی (متعامد) به طور همزمان شرکت می‌کند. طراح باید به این مشارکت توجه داشته باشد و تشخیص دهد که زمان تناوب مورد استفاده برای محاسبه برش پایه طراحی باید با حالتی

همراه باشد که بیشترین مشارکت جرم را در جهت مورد نظر دارد. اغلب در این شرایط این زمان تناوب‌ها به یکدیگر نزدیک هستند. در بیشتر حالاتی که مود پیچشی مود اصلی سازه است و زمان تناوب آن فاصله قابل توجهی با زمان تناوب مود انتقالی اصلی سازه دارد، نشان دهنده یک سیستم سازه نامناسب یا خطا در مدل‌سازی می‌باشد. باید توجه داشت که زمان تناوب اصلی مورد استفاده برای تعیین برش پایه طراحی،  $V_u$ ، از زمان تناوب تجربی اصلی،  $T$ ، ضریب ضریب کرانه بالای زمان تناوب محاسباتی  $C_{Tu}$  ارائه شده در جدول ۴-۹ تجاوز نکند. این محدودیت زمان تناوب از تعیین برش پایه کم غیرمعمول برای طراحی سازه‌ای که از نظر تحلیلی بیش از حد انعطاف‌پذیر است جلوگیری می‌کند.

استفاده از ضریب  $C_{Tu}$  در افزایش زمان تناوب تجربی به دو منظور است. اول اینکه از محافظه‌کاری زیاد فرمول محاسبه زمان تناوب تجربی بکاهد. دوم در نظر گرفتن این حقیقت که فرمول‌های زمان تناوب تجربی بیشتر با سازه‌های موجود در مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد تنظیم شده‌اند. سختی یک سازه احتمالاً در مناطق با خطر نسبی کمتر، کاهش خواهد داشت و ضریب  $C_{Tu}$  این اثر کاهش سختی و افزایش زمان تناوب را مدل‌سازی می‌کند. البته باید توجه داشت در صورتی که زمان تناوب حاصل از حاصل ضرب ضریب  $C_{Tu}$  در زمان تناوب تجربی سازه از زمان تناوب محاسباتی بیشتر باشد، زمان تناوب محاسباتی ملاک کار خواهد بود.

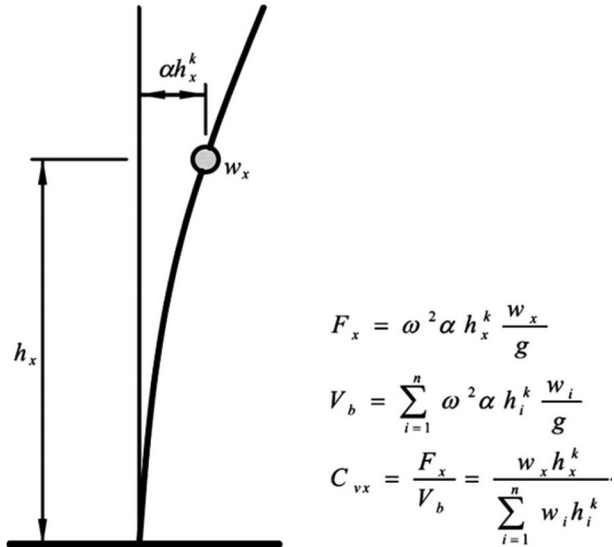
#### ت-۴-۱۰-۴ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

رابطه ۴-۱۲ برای توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه بر اساس شکل مود اول ساده شده شکل ت-۴-۶ به دست آمده است. در این شکل  $F_x$  نیروی اینرسی در تراز  $x$  را نشان می‌دهد که از حاصل ضرب شتاب مطلق در تراز  $x$  در جرم آن تراز حاصل شده است. برش پایه جمع نیروهای اینرسی بوده و رابطه ۴-۱۲ نسبت نیروی زلزله در تراز  $x$ ،  $F_x$ ، به جمع نیروهای جانبی زلزله که همان برش پایه  $V_u$  باشد را نشان می‌دهد.

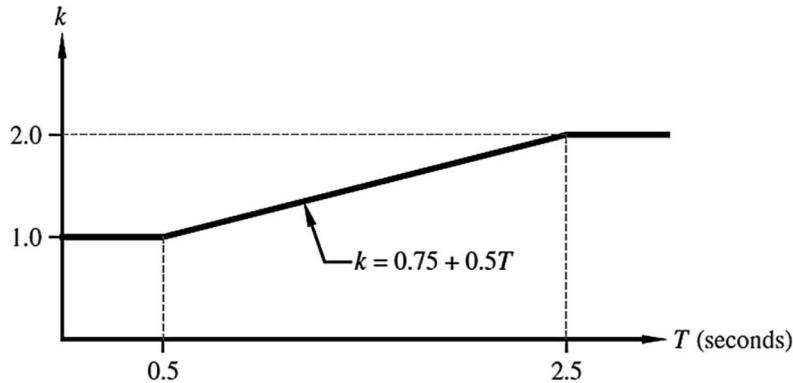
شکل ت-۴-۶ شمای تغییر شکل یافته سازه را نمایش می‌دهد که تابعی از توان  $k$  می‌باشد. توان  $k$  نیز مرتبط با مقدار زمان تناوب اصلی سازه است. تغییرات  $k$  نسبت به زمان تناوب در شکل ت-۴-۷ نشان داده شده است. هدف توان  $k$  لحاظ کردن تقریبی اثر مودهای بالاتر می‌باشد. اثرات مودهای بالاتر بطور کلی در سازه‌های با زمان تناوب بالاتر دارای اهمیت می‌باشد.

البته شکل مود اول واقعی یک سازه تابعی از نوع سیستم باربر جانبی آن می‌باشد که این امر در معادلات فوق در نظر گرفته نشده است. علاوه بر این چون مقدار زمان تناوب به مقدار حاصل ضرب  $C_{Tu}$  در  $T$  محدود شده است شکل مود فرض شده در شکل ت-۴-۶ می‌تواند با شکل مودی که متناظر است با

زمان تناوب تجربی سازه متفاوت باشد. باید توجه داشت که توزیع نیروهای حاصل از رابطه ۴-۱۲ نشانگر توزیع نیروی اینرسی در ارتفاع سازه در یک لحظه زمانی نمی‌باشد بلکه هدف تقریب توزیع نیروها در ارتفاع به نحوی است که منجر به پوش نتایج حاصل از تحلیل‌های دقیق‌تر شود.



شکل ت-۴-۶: مفهوم ارتفاع معادل و نحوه تخمین توزیع نیروی زلزله در ارتفاع



شکل ت-۴-۷: تغییرات \$k\$ نسبت به زمان تناوب

ت-۴-۱۰-۵ برش طبقه

تفسیر ندارد

## ت-۴-۱۰-۶ پیچش ذاتی

در تحلیل سازه با روش بار جانبی معادل توزیع افقی نیروهای جانبی در یک طبقه به اعضای مقاوم در برابر زلزله در آن طبقه، نوع آرایش هندسی، سختی و مقاومت جانبی اعضای قائم و به شکل و انعطاف‌پذیری دیافراگم بستگی دارد. از آنجاییکه انتظار می‌رود برخی از اعضای سیستم مقاوم در برابر زلزله رفتار غیرخطی داشته باشند، توزیع نیروها در اجزای سازه‌ای به مقاومت اعضای تسلیم شده و توالی تسلیم آن‌ها نیز بستگی دارد. چنین اثراتی را نمی‌توان با تحلیل‌های استاتیکی خطی محاسبه کرد. از طرفی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از نظر محاسباتی بیش از حد پیچیده است که عموماً نمی‌توان از آن‌ها در طراحی بیشتر المان‌ها استفاده کرد. از این‌رو روش‌های تقریبی برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در توزیع افقی در تحلیل استاتیکی خطی استفاده می‌شود که نیاز به استفاده از آن‌ها در تحلیل دینامیکی خطی کمتر می‌باشد.

پاسخ پیچشی سازه هنگام زلزله یکی از نگرانی‌های موجود در رابطه با توزیع نیروی افقی جانبی می‌باشد. در این آیین‌نامه لنگر پیچشی ذاتی برای هر سازه‌ای که دیافراگم‌های آن نرم نیستند باید ارزیابی شود. اگر چه این موضوع در درجه اول برای سازه‌های نامنظم پیچشی مطرح می‌باشد، این رفتار پیچشی حتی در سازه‌های متقارن در پلان و با سیستم مقاوم لرزه‌ای منظم نیز مشاهده شده است. این رفتار پیچشی در سازه‌های منظم عموماً به دلیل لنگر پیچشی تصادفی است که از خروج از مرکزیت بین مرکز سختی و جرم ناشی از عدم قطعیت در تعیین توزیع جرم و سختی سازه و مؤلفه‌های پیچشی زلزله که به طور مشخص در آیین‌نامه‌ها دیده نشده حاصل شده است. در نتیجه لنگر پیچشی تصادفی می‌تواند بر هر سازه‌ای بخصوص سازه‌های نامنظم پیچشی تأثیر بگذارد. در این آیین‌نامه لنگر پیچشی تصادفی برای هر سازه باید در نظر گرفته شود و تشدید دینامیکی پیچش برای سازه‌های نامنظم باید به‌طور جداگانه لحاظ شود.

در سازه‌های با دیافراگم صلب توزیع جرم در طبقات به صورت یک جرم متمرکز در مرکز جرم آن طبقه می‌تواند مدل شود که این مرکز جرم برآیند نیروهای اینرسی در آن طبقه می‌باشد. این مدل‌سازی دیافراگم تحلیل سازه را با کاهش درجات آزادی در دو جهت اصلی سازه به سه درجه آزادی، دو درجه افقی و یک درجه دورانی حول محور قائم، ساده می‌کند. به طور مشابه برآیند سختی اعضای سازه‌ای که سختی جانبی را در یک طبقه ایجاد می‌کنند نیز می‌تواند به عنوان مرکز صلبیت مدل شود.

تعیین دقیق مرکز صلبیت برای ساختمان‌های چند طبقه دشوار است چرا که مرکز سختی برای یک طبقه خاص به پیکربندی اعضای مقاوم در برابر زلزله در بالا و پایین آن طبقه بستگی دارد و ممکن است

به توزیع بار نیز وابسته باشد. علاوه بر این موقعیت مرکز صلبیت نسبت به مرکز سختی به رفتار غیرخطی سازه حساس‌تر است. اگر مرکز جرم یک طبقه بر مرکز سختی آن منطبق نباشد یک لنگر پیچشی به علت خروج از مرکزیت بین برآیند نیروهای لرزه‌ای و مرکز صلبیت ایجاد می‌شود. علاوه بر این لنگر پیچشی ذاتی، لنگر پیچشی تصادفی نیز طبق بند ۴-۱۰-۶-۱ باید در تحلیل‌ها لحاظ شود.

اصول مشابهی را می‌توان برای مدل‌سازی دیافراگم‌های نیمه صلب که صریحاً سختی درون صفحه‌ای دیافراگم را مدل‌سازی می‌کند اعمال کرد با این تفاوت که تغییر شکل دیافراگم نیز باید در محاسبه توزیع نیروهای لرزه‌ای حاصل و لنگر پیچشی ذاتی لحاظ شود. این پیچش ذاتی در دیافراگم‌های صلب و هم نیمه صلب به صورت اتوماتیک در تحلیل‌های سه بعدی لحاظ می‌گردد.

#### ت-۴-۱۰-۶-۱ پیچش تصادفی

عموماً محل مرکز جرم و مرکز صلبیت در طبقات یا بام را نمی‌توان با دقت بسیار زیاد برآورد کرد زیرا در طراحی، در ساخت و هنگام بارگذاری و استفاده از یک ساختمان تغییراتی نسبت به آنچه در ابتدا فرض شده صورت می‌پذیرد. برای در نظر گرفتن این عدم قطعیت و عدم دقت، در این آیین‌نامه از فرض خروج از مرکزیتی حداقل برابر ۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود به جهت بارگذاری که به خروج از مرکزیت سازه‌ای استاتیکی ناشی از فاصله بین مرکز جرم و مرکز صلبیت اضافه می‌شود، استفاده شده است. در حالاتی که پلان طبقات سازه غیر مستطیلی و یا از لحاظ هندسی پیچیده باشد، خروج از مرکزیت تصادفی با در نظر گرفتن طول دیافراگم عمود بر جهت بارگذاری تعیین می‌شود.

یک رویکرد برای اعمال اثرات خروج از مرکزیت تصادفی، جابجایی مرکز جرم از هر طرف از محل محاسبه شده آن و اعمال نیروی جانبی در محل جابه‌جا شده به عنوان یک بار لرزه‌ای می‌باشد. عموماً فرض این‌که جابجایی مرکز جرم در همه طبقات به طور همزمان و در یک جهت اتفاق می‌افتد محافظه‌کارانه است. بیشتر نرم‌افزارها به صورت اتوماتیک این جابجایی را در تحلیل‌های سه بعدی اعمال می‌کنند. همچنین این لنگر پیچشی می‌تواند به صورت دستی به عنوان یک بار جداگانه اعمال شود و به ترکیب بارهای موجود اضافه گردد. در تحلیل‌های دو بعدی لنگر پیچشی تصادفی متناسب با سختی جانبی سیستم لرزه‌ای و فاصله آن از مرکز صلبیت توزیع می‌شود. جابجایی مرکز جرم در تحلیل استاتیکی بر مشخصات دینامیکی سازه تأثیری نمی‌گذارد در حالی که در تحلیل دینامیکی جابجایی مرکز جرم سبب تغییر توزیع جرم و ممان اینرسی جرمی می‌شود که مشخصات دینامیکی سازه را تغییر می‌دهد. بحث‌های صورت گرفته در فوق تنها برای دیافراگم صلب کاربرد دارد. برای دیافراگم نیمه صلب می‌توان از رویکردی مشابه روش ذکر شده در فوق استفاده نمود با این تفاوت که لنگر پیچشی تصادفی مستقلاً توسط نیروها

و لنگرهای متمرکز که در گره‌های سطح دیافراگم توزیع شده‌اند، اعمال می‌شوند. اندازه نیروهای متمرکز به حساسیت دیافراگم به تغییر شکل درون صفحه بستگی دارد. با تغییر دیافراگم نیمه‌صلب به سمت دیافراگم نرم، یا به عبارت دیگر با کاهش سختی درون صفحه‌ای دیافراگم، نیروهای متمرکز اشاره شده در گره‌های سطح دیافراگم بطور متناسب کاهش می‌یابند.

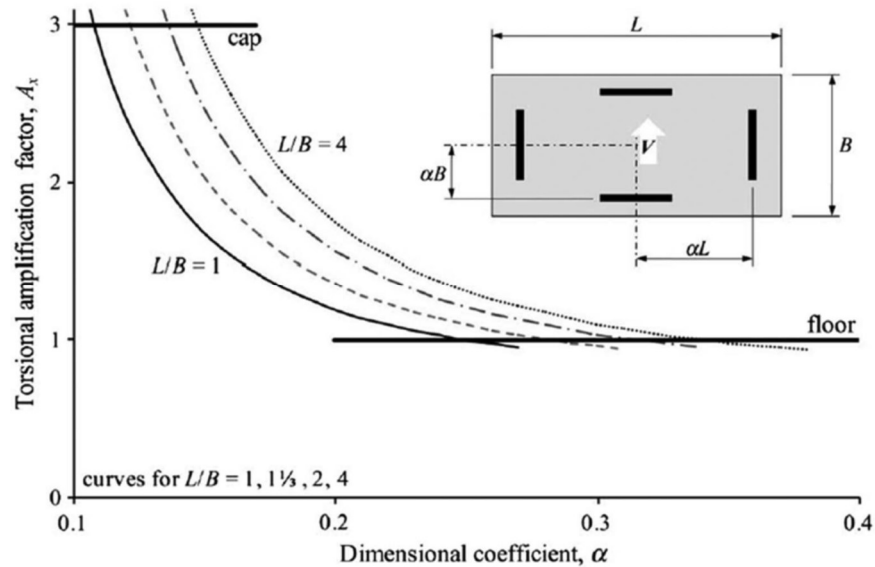
در مورد سازه‌های نامنظم پیچشی که مود پیچشی، مود حاکم رفتاری آن‌ها می‌باشد، بیشتر از سایر سازه‌ها به بزرگنمایی دینامیکی لنگر پیچشی اتفاقی حساس می‌باشند. در نتیجه فرض حداقل ۵ درصد به عنوان لنگر پیچشی تصادفی می‌تواند فرض بسیار دست پایین باشد. برای ساختمان‌های نامنظم پیچشی در آیین‌نامه ضریب بزرگنمایی برای لنگر پیچشی در طراحی به روش استاتیکی خطی و همچنین در کنترل تغییر مکان نسبی لحاظ می‌شود.

پیچش تصادفی منجر به نیروهایی می‌شود که با نیروهای حاصل از اعمال برش طبقه و پیچش ذاتی ترکیب می‌شود. تمام اعضای سازه باید برای حداکثر اثرات حالات پیچش تصادفی مثبت، پیچش تصادفی منفی و بدون پیچش تصادفی طراحی شوند. در مواردی که در نظر گرفتن نیروهای زلزله به طور همزمان در هر دو جهت متعامد الزامی باشد، می‌توان ۵ درصد خروج از مرکزیت را در یکی از دو امتداد که بیشترین اثر را دارد اعمال نمود و نیازی نیست که به طور همزمان در دو جهت اعمال شود. تحقیقات اخیر نشان داده است که اثرات پیچش تصادفی در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۲ و ۳ که نامنظمی پیچشی نداشته باشند، تعیین‌کننده نبوده و می‌توان از آن صرف‌نظر کرد.

#### ت-۴-۱۰-۶-۲ تشدید دینامیکی پیچشی

رابطه ۴-۱۵ به این دلیل پیشنهاد شده است تا مهندسین به طراحی ساختمان‌هایی با سختی پیچشی مناسب ترغیب شوند. شکل ت-۴-۸، اثرات این رابطه را برای یک ساختمان مستطیل شکل منظم با نسبت ابعادی  $(L/B)$  متفاوت نشان می‌دهد که اعضای مقاوم باربر لرزه‌ای در فاصله‌های مختلفی نسبت به مرکز جرم  $(\alpha)$  در هر امتداد قرار گرفته‌اند. این سازه در جهت کوتاه با خروج از مرکزیتی برابر با  $0.05L$  بارگذاری شده است. همانطور که در شکل نشان داده شده است برای مقادیر  $\alpha < 0.25$ ، ضریب بزرگنمایی پیچشی  $(A_x)$  از یک بزرگ‌تر است که این ضریب برای  $\alpha = 0.11$  تا مقدار حداکثر ۳ افزایش می‌یابد.





شکل ت-۴-۸: تأثیر نسبت ابعاد و محل برآیند سیستم‌های باربر جانبی بر ضریب بزرگنمایی پیچش

#### ت-۴-۱۰-۷ واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصل ضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده سازه است. لنگر مقاوم در برابر واژگونی، از مجموع حاصل ضرب بارهای ثقلی در فاصله آن‌ها از لبه خارجی شالوده بدست می‌آید. در محاسبه لنگر مقاوم، بار ثقلی تعادل، شامل وزن مؤثر لرزه‌ای سازه که برای تعیین نیروی جانبی به کار رفته است و نیز وزن شالوده و خاک روی آن است. سازه و شالوده باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

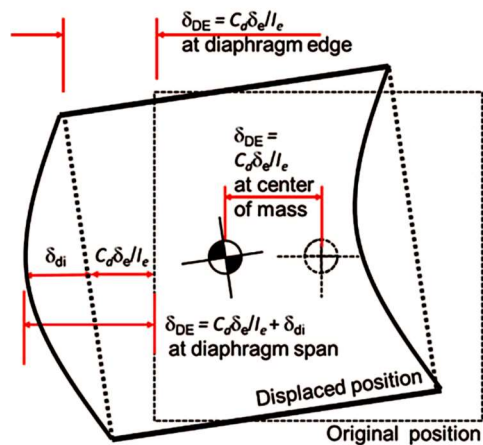
#### ت-۴-۱۰-۸ تغییرمکان جانبی طبقات

تغییرمکان جانبی طرح طبقات از اعمال زلزله طرح به سازه حاصل می‌شود. از مقدار محاسبه شده تغییرمکان زلزله طرح در تعیین درز انقطاع لازم و یا بررسی سازگاری تغییرشکل‌ها استفاده می‌شود. مقدار این تغییرمکان در محل عضو مورد بررسی محاسبه می‌گردد. بنابراین تغییرمکان زلزله طرح در هر نقطه از سازه که موردنظر باشد به طور جداگانه محاسبه می‌گردد. همانطور که بیان شد این تغییرمکان زلزله طرح برای محاسبه درز انقطاع طبق بند ۴-۱۵-۲، سازگاری تغییرشکل‌ها در طراحی اجزای سازه‌ای

که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند طبق بند ۴-۱۸ و اعضای غیرسازه‌ای (بند ۸-۳-۴) به کار می‌رود.

#### ت-۴-۱۰-۱-۸ تغییر مکان جانبی طرح و تغییر مکان جانبی نسبی طرح

در محاسبه تغییر مکان زلزله طرح باید تغییر شکل و چرخش دیافراگم دیده شود چرا که کنترل جابجایی در مرکز جرم به طور قابل توجهی تغییر شکل‌ها در گوشه‌ها و اطراف ساختمان و در مکان‌هایی که دیافراگم غیرصلب دور از اعضای مقاوم در برابر نیروی زلزله است را دست کم می‌گیرد (شکل ت-۴-۹). در این شکل تغییر شکل دیافراگم با  $\delta_{di}$  نشان داده شده است. این تغییر شکل مربوط به زلزله طرح می‌باشد که می‌تواند ارتجاعی یا غیرارتجاعی در نظر گرفته شود. در صورتی که تغییر شکل‌های دیافراگم غیرارتجاعی باشد، این تغییر شکل باید توسط روش‌های منطقی به دست آید (مثلاً از ضریب بزرگنمایی  $(C_d/I)$  استفاده شود).

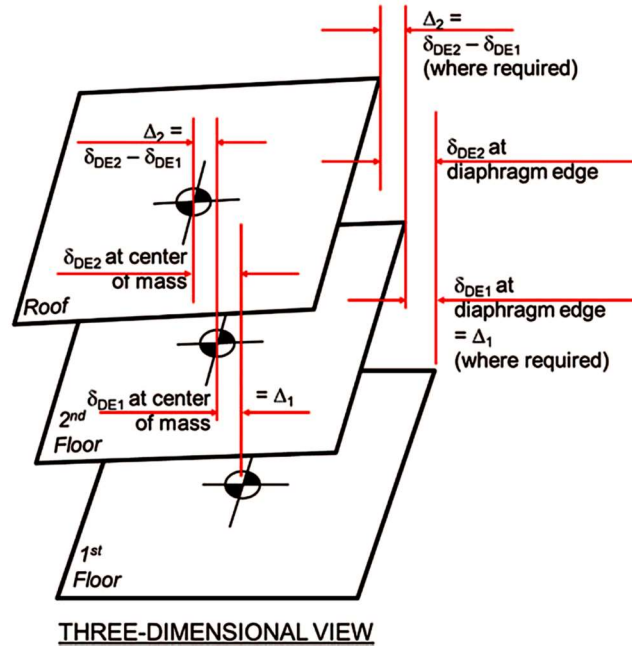


شکل ت-۴-۹: تفاوت محاسبه تغییر مکان جانبی در مرکز جرم و در لبه‌های ساختمان دارای

#### نامنظمی پیچشی

تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه،  $\Delta_{eu}$ ، بر مبنای اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی کلی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه با استفاده از یکی از روش‌های تحلیل خطی محاسبه می‌شود. لیکن در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی، محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه باید بر مبنای بیشترین اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی گره‌های قرار گرفته در یک امتداد قائم در کف‌های بالا و پایین آن طبقه، که در محل محورهای کناری سازه قرار دارند، انجام شود. در محاسبه  $\Delta_{eu}$  طبقات باید آثار  $P - \Delta$ ، مطابق بند ۴-۱۰-۹ در نظر گرفته شود. برای ساختمان‌های با دیافراگم نرم از تغییر مکان دیافراگم می‌توان صرف نظر کرد.

شکل ت-۴-۱۰ تغییرمکان نسبی جانبی طبقات از مرکز جرم تا گوشه‌های دیافراگم را نشان داده است. همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود برای محاسبه تغییرمکان نسبی طبقات نیاز نیست که تغییرشکل دیافراگم در نظر گرفته شود.

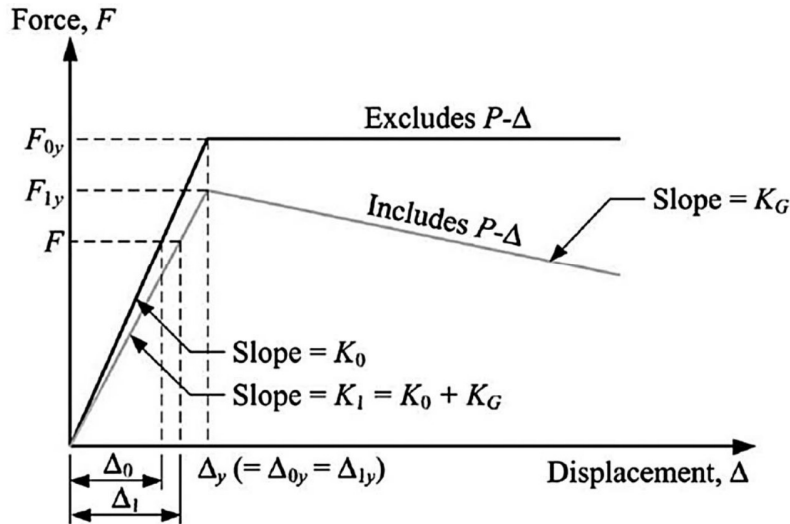


شکل ت-۴-۱۰: نحوه محاسبه تغییرمکان نسبی در مرکز جرم و در لبه‌های ساختمان

همانطور که در تبصره انتهای بند ۴-۱۰-۸-۱ اشاره شده است بطور کلی در محاسبه تغییرمکان سازه الزامات روش بار جانبی معادل اعمال می‌شود بجز دو محدودیت زمان تناوب و برش پایه حداقل، به نحوی که در آن تبصره بیان شده است. در این آیین‌نامه برای جلوگیری از برآورد دست پایین نیروهای طراحی، حدی برای مقدار حداکثر زمان تناوب تعیین شده است. از طرف دیگر اگر بارهای جانبی که در برآورد تغییرمکان‌ها به کار می‌روند با نیروهای نظیر زمان تناوب سازه متفاوت باشند تغییرمکان‌های سازه دست بالا برآورد می‌شوند. برای لحاظ کردن این امر در پاسخ دینامیکی، این آیین‌نامه اجازه می‌دهد نیروهایی که در تعیین تغییرمکان‌ها به کار می‌روند بر اساس زمان تناوب اصلی سازه بدون اعمال محدودیت (کرانه بالای زمان تناوب) بدست آیند. لازم به تأکید است که در مورد برش پایه حداقل رابطه ۳-۴ که بیانگر شرط حداقل مقاومت لازم برای سیستم سازه می‌باشد، نیاز نیست در کنترل تغییرمکان در نظر گرفته شود اما رابطه ۴-۴ باید در مواردی که لازم است در نظر گرفته شود، زیرا این رابطه اثر افزایش طیف پاسخ ناشی از اثرات حوزه نزدیک را در محدوده زمان‌های تناوب زیاد اعمال می‌کند.

## ت-۴-۱۰-۹ آثار مرتبه دوم (پی-دلتا)

شکل ت-۴-۱۱، نمودار نیرو تغییرمکان را برای یک سازه یک درجه آزاد نشان می‌دهد. هنگامی که بالای این سازه به صورت جانبی ( $\Delta$ ) حرکت می‌کند، بار ثقلی ( $P$ ) که توسط سازه تحمل می‌شود با سازه حرکت نموده و سبب ایجاد لنگر واژگونی برابر با  $P \times \Delta$  می‌شود که باید توسط سازه تحمل شود. این پدیده، اثر  $P - \Delta$  نامیده می‌شود. این اثر همچنین به پاسخ جانبی سازه که با نیروی جانبی ( $F$ ) اعمال شده است نیز تأثیر می‌گذارد.



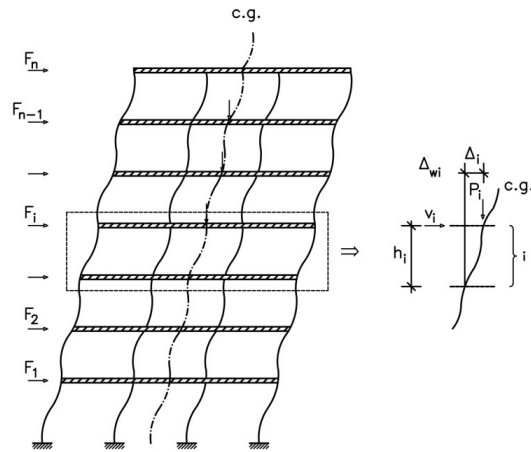
شکل ت-۴-۱۱: تأثیر پدیده  $P - \Delta$  بر کاهش سختی جانبی سازه

رفتار سازه بدون در نظر گرفتن اثر  $P - \Delta$  با رنگ مشکی و با شیب  $k_0$  و مقاومت جانبی تسلیم مرتبه اول  $F_{0y}$  نشان داده شده است. رفتار سازه با در نظر گرفتن اثر  $P - \Delta$  با رنگ خاکستری و پارامترهای  $F_{1y}$  و  $k_1$  نشان داده شده است. سختی هندسی سازه ( $K_G$ ) برابر با تقسیم بار ثقلی ( $P$ ) بر ارتفاع طبقه ( $h_i$ ) می‌باشد. پارامتر ( $K_G$ ) جهت نشان دادن تغییر در پاسخ جانبی سازه با کاهش سختی ارتجاعی ( $K_0$ ) نشان داده شده است. پارامتر ( $K_G$ ) هنگامی که نیروهای ثقلی سبب نیروی فشاری در سازه می‌شوند منفی است. با توجه به اینکه رفتار نشان داده شده در این شکل هر دو مربوط به یک سازه می‌باشند، تغییرمکان تسلیم سازه برای هر دو حالت با هم برابر است ( $\Delta_{0y} = \Delta_{1y} = \Delta$ ).

دو نتیجه‌ای که از این شکل می‌توان گرفت عبارت‌اند از:

- افزایش مقاومت و سختی مورد نیاز سیستم مقاوم در برابر زلزله که در آن اثرات  $P - \Delta$  بر رفتار سازه تأثیر می‌گذارد باید در طراحی لحاظ شود.
- اثرات  $P - \Delta$  می‌تواند باعث شود که سختی سازه پس از تسلیم منفی شده و سبب ناپایداری در سازه شود. هنگامی که سختی پس از تسلیم سازه منفی می‌شود تقاضای تغییر مکان دینامیکی سازه به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.

شکل ت-۴-۱۲ اثرات  $P - \Delta$  را در سازه‌های چند طبقه نشان می‌دهد. اثر  $P - \Delta$  در هر طبقه به دلیل برون‌محوری بارهای ثقلی طبقات بالای طبقه  $i$  (طبقه مورد نظر) که با نیروی  $P_i$  (یا  $P$ ) نشان داده شده است ایجاد می‌گردند. در صورتی که تغییر مکان جانبی طبقه  $i$  در اثر نیروهای جانبی زلزله،  $\Delta$  باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه، لنگری که مقدار آن برابر با حاصل ضرب  $P$  و  $\Delta$  است، اضافه می‌گردد. در این راهنما اثر  $P - \Delta$  در یک ساختمان متقارن بررسی می‌شود، هر چند تعمیم همین بحث می‌تواند ساختمان‌های غیر متقارن (همراه با پیچش) را نیز در برگیرد.



شکل ت-۴-۱۲: تغییر شکل‌های جانبی سازه در اثر وارد شدن نیروهای جانبی به آن

با تعریف پارامترها به شرح زیر:

$$M_i = \text{لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه } i$$

$$\Delta_{wi} = \text{تغییر مکان نسبی اولیه طبقه } i$$

$$V_i = \text{مجموع نیروی برش وارد در طبقه } i$$

$$P_i = \text{مجموع بارهای مرده و زنده مربوط در طبقات } i \text{ تا } n$$

$$h_i = \text{ارتفاع طبقه } i$$

$C.g.$  = مرکز جرم

لنگر ثانویه وارد به طبقه  $i$  بر اثر پدیده  $P-\Delta$  برابر است با:

$$\Delta M_i = P_i \Delta w_i \quad \text{ت-۴-۶}$$

لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه  $i$  برابر است با:

$$M_i = V_i h_i \quad \text{ت-۴-۷}$$

برش اضافه در حالت رفتار ارتجاعی طبقه  $i$  بر اثر  $P-\Delta$  در طبقه برابر است با:

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{P_i \Delta w_i}{h_i} \quad \text{ت-۴-۸}$$

نسبت  $\Delta M_i$  ایجاد شده بر اثر  $P-\Delta$  به لنگر اولیه بر اثر برش،  $M_i$ ، شاخص پایداری طبقه نامیده شده و با علامت  $\theta_i$  نشان داده می‌شود:

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = \left( \frac{P \Delta w}{V h} \right)_i \quad \text{ت-۴-۹}$$

اهمیت اثر  $P-\Delta$  بر اساس مقدار شاخص پایداری تعیین می‌شود. اگر مقدار این شاخص از  $\theta_{max}$  مطابق رابطه زیر بیشتر باشد، سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدیدنظر گردد.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{ت-۴-۱۰}$$

در صورتی که مقدار شاخص پایداری طبقه کمتر از ۱۰ درصد باشد، اثر  $P-\Delta$  در طبقه مورد نظر قابل توجه نیست.

در صورتی که  $0.1 < \theta_i < \theta_{max}$  باشد باید نیروها و تلاش‌های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد.

مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta w_i = M_i (1 + \theta_i) \quad \text{ت-۴-۱۱}$$

از طرف دیگر لنگر اضافی  $\Delta M_i$  خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه  $i$  می‌نماید که این تغییر مکان نیز به نوبه خود اثر  $P-\Delta$  و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌نماید. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i (1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 \dots) \quad \text{ت-۴-۱۲}$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز برابر با  $\frac{1}{1-\theta_i}$  است و خواهیم داشت:

$$M_{ip\Delta} = M_i \left( \frac{1}{1-\theta_i} \right) \quad \text{ت-۴-۱۳}$$

در سازه‌های تحت اثر زلزله، به دلیل رفتار غیر ارتجاعی سازه، تغییر مکان طبقات که از محاسبات ارتجاعی سازه در برابر بارهای جانبی زلزله مطابق ضوابط این آیین‌نامه به دست می‌آید،  $\bar{\Delta}_{eui}$  مطابق رابطه (ت-۴-۱۴-الف)، نمایانگر تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی طبقه در یک زلزله شدید نیست. تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی در این آیین‌نامه از رابطه (ت-۴-۱۴-ب) برآورد می‌شود:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1-\theta_i} \quad \text{ت-۴-۱۴-الف}$$

$$\Delta_{Mi} = C_d \bar{\Delta}_{eui} \quad \text{ت-۴-۱۴-ب}$$

بنابراین برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقات، تغییر مکان به دست آمده از رابطه (ت-۴-۱۴-ب) با مقادیر مجاز این آیین‌نامه مقایسه می‌گردد.

در محاسبه مقدار برش معادل طبقه با منظور نمودن اثر  $P-\Delta$ ، یعنی  $V_{ip\Delta}$ ، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$V_{ip\Delta} = V_i \left( \frac{1}{1-\theta_i} \right) \quad \text{ت-۴-۱۵}$$

### روش استفاده از برنامه‌های کامپیوتری

برنامه‌های کامپیوتری متعددی وجود دارند که در آن‌ها اثرهای  $P-\Delta$  به شکل‌های مختلف منظور می‌گردند. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش انجام تحلیل  $P-\Delta$  برای استفاده‌کننده کاملاً معلوم و مشخص باشد.

از طرف دیگر مقدار تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح در برنامه‌های تحلیل خطی تعیین نمی‌گردد. بنابراین برای تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح باید تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل خطی با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  را نیز با ضریب  $C_d$  افزایش داد.

در 7-22 ASCE 7-12-8-7 مطالب بیشتری موجود است.

## ت-۴-۱۱ روش تحلیل طیفی

### ت-۴-۱۱-۱ ملاحظات کلی

در روش تحلیل طیفی سازه به چند سیستم یک درجه آزاد تجزیه می‌شود که هر قسمت دارای شکل مود و زمان تناوب خاص خود می‌باشد. تعداد مودها برابر با تعداد درجات آزادی جرمی سازه می‌باشد. بنابراین تعداد مودها را می‌توان با حذف کردن درجات آزادی جرمی کاهش داد. به عنوان مثال صلب نمودن دیافراگم طبقات جهت کاهش تعداد درجات آزادی جرمی به یک، برای هر طبقه برای مدل‌های صفحه‌ای و به سه، برای هر طبقه (دو افقی و یک پیچشی) برای مدل‌های سه بعدی استفاده می‌شود. با این حال هنگامی که سختی سیستم‌های قائم مقاوم در برابر زلزله در جهت جانبی اختلاف قابل توجهی داشته باشند، فرض دیافراگم صلب باید با دقت انجام گیرد چرا که تغییر شکل‌های درون صفحه‌ای نسبتاً کوچک در دیافراگم می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر توزیع نیروها داشته باشد. برای هر جهت مورد نظر، پاسخ‌های هر مود از طیف پاسخ به همراه شکل مودی و ضریب مشارکت مودی در همان جهت بدست می‌آید. به دلیل اینکه در تحلیل طیفی جهت و علامت (مثبت یا منفی) و زمان وقوع حداکثر شتاب مشخص نیست، روش دقیقی برای ترکیب پاسخ‌های مدال وجود ندارد. با این حال توسط ترکیب آماری پاسخ‌های مدال برآوردهای نسبتاً دقیقی از مؤلفه‌های نیرو و تغییر مکان سازه بدست می‌آید. از دست دادن علائم برای مقادیر محاسبه شده منجر به مشکلاتی در تفسیر نیروهای بدست آمده می‌شود که در آن اثرات لرزه‌ای با اثرات ثقلی ترکیب شده و نیروهایی را تولید می‌کند که در تعادل نیستند و ترسیم سازه تغییر شکل یافته را غیرممکن می‌سازد.

### ت-۴-۱۱-۲ پارامترهای پاسخ مودی

طیف پاسخ طراحی نماینده تحلیل خطی سازه است. طیف غیرخطی از تقسیم مقادیر طیف طراحی خطی بر ضریب رفتار ( $R_u$ )، که لحاظ کننده رفتار غیرارتجاعی سازه است و حاصل ضرب آن در ضریب اهمیت ( $I$ )، به منظور تأمین مقاومت جانبی اضافی برای ارتقای عملکرد سازه‌های مهم، بدست می‌آید. تغییر مکانی که از تحلیل طیفی به دست می‌آید باید در ضریب  $C_d/I$  ضرب شده تا تغییر شکل غیرخطی سازه به دست آید.



### ت-۴-۱۱-۳ زمان‌های تناوب طبیعی و تعداد مودها

انگیزه اصلی در کاربرد روش تحلیل طیفی تخمین دقیقتری از توزیع نیروهای اعضا و تغییرمکان‌های ارتجاعی سازه به کمک مدل‌سازی مناسب توزیع جرم و سختی می‌باشد. معمولاً اگر حداقل ۹۰ درصد جرم مودی در پاسخ شرکت نماید، توزیع تغییرمکان‌ها و نیروهای حاصل برای مقاصد طراحی کفایت دارد. مقیاس کردن مورد نیاز بخش ۴-۱۱-۵ بزرگی کلی مقادیر طراحی را کنترل می‌کند تا مشارکت ناقص جرم نتایج غیر محافظه‌کارانه ایجاد نکند. عموماً برای تأمین مودهای لازم برای شرط ۹۰ درصد مشارکت جرم مودی به تعداد کمی از مودهای سازه نیاز است.

به‌طور کلی ضوابط لازم می‌دارد که در تحلیل طیفی تمام مودهای ارتعاشی مستقل تعیین شود، ولی به مودهایی که با زمان تناوب کمتر از ۰/۰۵ ثانیه هستند، اجازه می‌دهد که در مجموع به عنوان یک مود صلب با زمان تناوب ۰/۰۵ ثانیه در نظر گرفته شوند. عموماً مودهای مؤثر در طراحی ساختمان دارای زمان تناوب بیشتر از ۰/۰۵ ثانیه هستند و زلزله انرژی کمتری در زمان تناوب‌های کمتر از ۰/۰۵ ثانیه دارد. بنابراین تنها پاسخ صلب از زمان تناوب‌های کمتر از ۰/۰۵ ثانیه انتظار می‌رود. برای جلوگیری از دست کم گرفتن نیروهای طراحی زلزله، جرم باقیمانده با زمان تناوب‌های کمتر از ۰/۰۵ ثانیه باید در تحلیل گنجانده شود.

روش جایگزین استفاده از تعداد مود به نحوی که ۹۰ درصد جرم را در هر راستای عمودی پوشش دهد، روشی نسبتاً قدیمی بوده که سال‌ها مورد استفاده قرار گرفته است و هنوز هم برای اکثر سازه‌های ساختمانی که جرم مودی قابل ملاحظه‌ای در محدوده زمان تناوب کوتاه ندارد، مناسب است.

### ت-۴-۱۱-۴ ترکیب مودها

اکثر برنامه‌های کامپیوتری قابلیت ترکیب مودها به هر دو روش SRSS یا CQC را دارند. کاربرد این دو روش در مورد سازه‌های صفحه‌ای یا در مواردی که در روش CQC مقدار میرایی نظیر بین مودی برابر صفر باشد، به نتایج یکسانی منجر می‌گردد. میرایی مودال مشخص شده برای هر مود در روش CQC باید برابر مقداری از میرایی که در استخراج طیف پاسخ طراحی به کار رفته است باشد. این مقدار نسبت میرایی عموماً برابر ۰/۰۵ می‌باشد.

روش‌های SRSS یا CQC برای اعمال بار در یک جهت و در یک زمان به کار می‌روند. در صورتی که نیاز به در نظر گرفتن همزمان اثرات بار در دو جهت باشد، نتایج حاصل از بارگذاری در یک جهت را می‌توان با ۳۰ درصد نتایج بارگذاری در جهت عمود بر آن ترکیب نمود.

زمانی می‌توان از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) استفاده کرد که زمان تناوب مودهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده، از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند به نحوی که رابطه ت-۴-۱۶ صادق باشد:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.67 \quad (T_n > T_m) \quad \text{ت-۴-۱۶}$$

در روابط فوق نسبت میرایی برابر ۵ درصد فرض شده و  $T_m$  و  $T_n$  به ترتیب زمان‌های تناوب طبیعی برای مودهای  $m$  و  $n$  می‌باشند.

#### ت-۴-۱۱-۵ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

نتایج حاصل از تحلیل طیفی ممکن است به دلایل زیر با نتایج تحلیل بار جانبی معادل متفاوت باشد. الف) زمان تناوب محاسبه شده از تحلیل، از زمان تناوب تجربی در نظر گرفته شده از روش بار جانبی معادل کمتر باشد.

ب) پاسخ سازه با یک مود مشخص نمی‌شود.

پ) نیروی برشی حاصل از روش بار جانبی معادل با فرض ۱۰۰ درصد مشارکت جرم در مود اول در نظر گرفته می‌شود که نتایج دست بالا می‌باشد.

تحقیقات اخیر نشان داده است که طراحی سازه بر اساس روش بار جانبی معادل تخمین بهتری از رفتار سازه هنگام فروریزش نسبت به روش تحلیل طیفی دارد که در آن ۱۵ درصد کاهش در برش پایه هم در نظر گرفته شده باشد.

تغییر مکان طراحی به دست آمده از تحلیل طیفی هنگامی با نسبت برش پایه به دست آمده از روش بار جانبی معادل اصلاح می‌شود که نیروی برشی به دست آمده از تحلیل طیفی از برش پایه روش بار جانبی معادل طبق رابطه ۴-۲ کمتر باشد. به دلیل اینکه مدل سازه در تحلیل طیفی انعطاف‌پذیر می‌باشد تغییر مکان‌های به دست آمده دست بالا بوده و نیازی به اصلاح ندارند.

#### ت-۴-۱۱-۱۶ اثر پیچش

قبلاً دو روش برای در نظر گرفتن اثر پیچش در تحلیل طیفی مجاز شمرده می‌شد که عبارت بودند از روش اول با اعمال یک لنگر پیچشی تصادفی استاتیکی ( $M_{1a}$ ) و جمع نتایج آن با نتایج تحلیل طیفی و روش دوم اینکه در یک مدل سه‌بعدی مرکز جرم طبقه به اندازه برون مرکزیت اتفاقی جابجا گردد. اما مطالعات جدیدتر نشان داده است که روش دوم یعنی همان جابجا کردن محل مرکز جرم در مدل می‌تواند عملاً به کاهش اثرات پیچش تصادفی در بعضی ساختمان‌ها که مود اول آن‌ها با پیچش کنترل می‌شود، منجر گردد. در این حالت سازه طراحی شده در مقایسه با سازه‌هایی که در آنها روش اول یعنی

اعمال یک لنگر پیچشی تصادفی استاتیکی و جمع نتایج آن با نتایج تحلیل طیفی به کار رفته است، می‌تواند مقاومت به مراتب کمتری در برابر فروریزش داشته باشد. علت آن است که در سازه‌های با نامنظمی پیچشی، پاسخ پیچشی می‌تواند مستقل از پاسخ انتقالی باشد و چون در روال مقیاس‌سازی روش طیفی فقط پاسخ انتقالی در نظر گرفته می‌شود، اثرات پیچش به طور مناسبی در نتایج لحاظ نمی‌گردد. به همین دلیل روش دوم برای سازه‌های با نسبت نامنظمی پیچشی (TIR) کمتر از  $1/6$  مجاز است.

بنابراین در تحلیل به روش طیفی اگر اثر پیچش تصادفی با جابجا کردن مرکز جرم طبقه اعمال گردد نیازی به در نظر گرفتن ضریب تشدید پیچش تصادفی  $A_z$ ، (طبق بند ۴-۱۰-۶-۲) نیست. البته این روش تنها برای سازه‌های با نسبت نامنظمی پیچشی (TIR) کمتر از  $1/6$  مجاز است. اگر در روش طیفی اثر پیچش تصادفی به صورت یک بارگذاری استاتیکی و با اعمال لنگر پیچشی تصادفی استاتیکی،  $M_{Ia}$ ، اعمال شود به دلیل اینکه این روش یک تخمین استاتیکی است نیاز به اصلاح پیچش تصادفی بر اساس بند ۴-۱۰-۶-۲ می‌باشد.

تحلیل طیفی منجر به پاسخ‌های مثبت می‌شود که ارزیابی پاسخ پیچشی را محدود می‌کند. به این معنی که محاسبات تغییر مکان میانگین و حداکثر طبقه در برآورد نامنظمی پیچشی و ضریب تشدید پیچش تصادفی  $A_z$ ، با دشواری روبرو است. یک روش برای حل مشکل آن است که مقدار میانگین و حداکثر تغییر مکان طبقه در هر مود در راستای مورد نظر محاسبه و سپس نسبت نامنظمی پیچشی TIR و ضریب تشدید پیچش تصادفی  $A_z$ ، با روش‌های ترکیبی (ترجیحاً با روش CQC) محاسبه گردد.

#### ت-۴-۱۱-۷ واژگونی

تفسیر ندارد.

#### ت-۴-۱۱-۸ تغییر مکان جانبی طبقات

تفسیر ندارد.

#### ت-۴-۱۱-۹ آثار مرتبه دوم (پی-دلتا)

تفسیر ندارد.

## ت-۴-۱۱-۱۰ اثرات اندرکنش خاک و سازه

تفسیر ندارد.

## ت-۴-۱۱-۱۱ مدل سازی

تفسیر ندارد.

## ت-۴-۱۲ تحلیل تاریخچه زمانی

### ت-۴-۱۲-۱ ملاحظات کلی

تحلیل تاریخچه زمانی در بند ۴-۱۲ به عنوان روش جایگزین تحلیل طیفی در نظر گرفته می‌شود زیرا در این روش علامت پاسخ‌ها نظیر مثبت یا منفی بودن لنگرهای خمشی یا علامت نیروهای محوری در مهاربندها، حفظ می‌شود. در حالی که این علائم در حین اعمال ترکیب پاسخ‌ها به روش SRSS یا CQC همواره به صورت مثبت حاصل می‌شوند.

لازم به توجه است که نظیر روش بار جانبی معادل و روش تحلیل طیفی، تحلیل تاریخچه زمانی نیز در اینجا به عنوان پایه طراحی سازه مدنظر می‌باشد و هدف از استفاده از این روش پیش‌بینی رفتار سازه در یک رکورد زلزله نمی‌باشد. بنابراین به جای روش مقیاس‌سازی دامنه حرکات زمین در این بخش از مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به روش انطباق طیفی استفاده شده است.

### ت-۴-۱۲-۲ تحلیل تاریخچه زمانی خطی

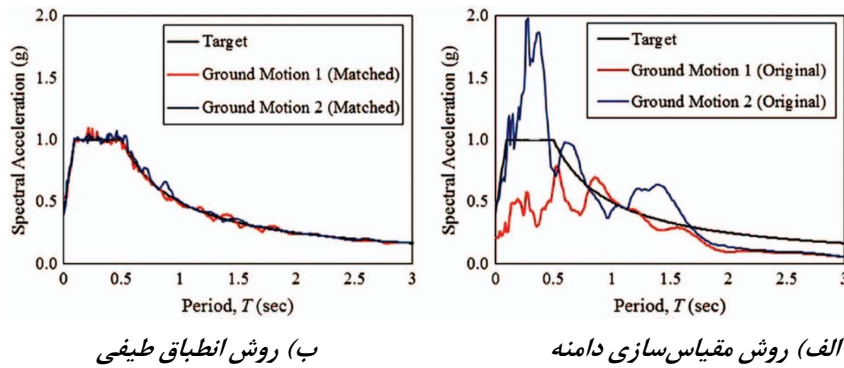
تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی می‌تواند به روش جمع آثار مودهای مختلف یا با استفاده از روش انتگرال‌گیری مستقیم معادلات حرکت انجام پذیرد. روش تحلیل تاریخچه زمانی خطی نیاز به داشتن حداقل ۳ مجموعه حرکات زمین که هر یک شامل دو مؤلفه عمود بر هم است، دارد. این حرکات زمین به نحوی تنظیم می‌گردد که طیف پاسخ حرکات تصحیح شده با دقت مناسب منطبق بر طیف پاسخ مورد نظر باشد. هدف از این امر آن است که عملاً حداکثر پاسخ هر مود برابر با مقدار مستخرج از طیف پاسخ مورد نظر باشد. با این شیوه تنها تفاوت روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی، به نحوی که در بند ۴-۱۲-۲ با مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به روش انطباق طیفی به‌کار گرفته می‌شود، با روش تحلیل طیفی آن است که در روش تحلیل طیفی پاسخ‌ها توسط روش‌های ترکیب آماری نظیر SRSS یا CQC

به دست می‌آیند، در حالی که در روش تحلیل تاریخیچه زمانی ارتجاعی، پاسخ‌ها با جمع مستقیم پاسخ‌های زمانی مودی یا حل همزمان مجموعه معادلات حرکت انجام می‌شود.

### ت-۴-۱۲-۲-۱ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به روش انطباق طیفی

روش انطباق طیفی یک روال مقیاس‌سازی غیر یکنواخت یک رکورد واقعی یا مصنوعی حرکت زمین می‌باشد به نحوی که طیف پاسخ شبه شتاب با دقت مناسبی بر یک طیف هدف منطبق شود. در اکثر موارد طیف هدف همان طیفی است که برای مقیاس کردن رکوردهای واقعی حرکت زمین به کار رفته است. روش انطباق طیفی با روش مقیاس‌سازی دامنه متفاوت است زیرا در روش مقیاس‌سازی دامنه ضریب مقیاس یکسانی به کل رکورد حرکت زمین اعمال می‌گردد (شکل ت-۴-۱۳-الف). مزیت مهم روش انطباق طیفی این است که برای تخمین قابل قبولی از متوسط پاسخ، تعداد رکوردهای حرکت زمین کمتری در مقایسه با روش مقیاس‌سازی دامنه مورد نیاز می‌باشد. در شکل ت-۴-۱۳-ب طیف پاسخ دو رکورد حرکت زمین که به روش انطباق طیفی مقیاس شده‌اند دیده می‌شود. در این شکل طیف پاسخ همان دو رکورد حرکت زمین در وضعیت اولیه و قبل از اعمال روش انطباق طیفی نشان داده شده‌اند. لازم به ذکر است که در هر دو مورد رکوردهای حرکت زمین به نحوی نرمالایز شده‌اند که در زمان تناوب  $1/1$  ثانیه بر طیف پاسخ هدف منطبق باشد. مشخص است که دو رکورد وقتی به روش مقیاس‌سازی دامنه تغییر داده شده‌اند می‌توانند به پاسخ‌های کاملاً متفاوتی منجر شوند در حالی که تحلیل با دو رکوردی که به روش انطباق طیفی تغییر داده شده‌اند، مشابه خواهند بود. البته باید توجه داشت حتی در حالت بکارگیری روش انطباق طیفی میزان تفاوت در پاسخ‌ها ناشی از کاربرد رکوردهای منطبق شده با طیف آنقدر هست که نیاز به استفاده از بیش از یک رکورد در انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی داشته باشد.

تجربیات مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها نشان داده است که اگر زمان تناوب انطباقی از یک دامنه‌ای فراتر رود مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها بهتر و راحت‌تر صورت می‌گیرد به همین دلیل دامنه انطباق شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید به گونه‌ای مقیاس شوند که طیف شبه شتاب هر مؤلفه زمین‌لرزه در فاصله زمان تناوبی  $0.8T_{lower}$  تا  $1.2T_{upper}$  بر طیف طرح منطبق شود. انطباق خوب هنگامی است که میانگین عددی طیف شتاب‌نگاشت‌ها از رکوردهای انطباق داده شده در هر جهت بیش از ۱۰ درصد بالا یا پایین طیف طراحی قرار نگیرد.



شکل ت-۴-۱۳: مقایسه طیف پاسخ با روش انطباق طیفی و روش مقیاس‌سازی دامنه

یکی از مزایای روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعي این است که تحلیل بارهای ثقلی و بارهای لرزه‌ای می‌تواند به صورت جداگانه انجام شده و بر اساس بند ۴-۸ با یکدیگر ترکیب شود. در تحلیل تاریخچه زمانی لازم است که برای هر رکورد زلزله پاسخ در هر جهت به صورت جداگانه محاسبه گردد. این الزام نیازمند اعمال مقیاس متفاوت در دو جهت عمود بر هم می‌باشد. از آنجاییکه تحلیل‌ها باید با و بدون در نظر گرفتن پیش‌تصادفی بر روی هر رکورد زلزله باشد، در مجموع ۱۸ تحلیل دینامیکی مورد نیاز است (برای هر رکورد زلزله یک تحلیل در هر جهت و بدون در نظر گرفتن پیش‌تصادفی، دو تحلیل در هر جهت با در نظر گرفتن پیش‌تصادفی. این شش حالت برای سه رکورد زلزله به ۱۸ تحلیل می‌انجامد).

#### ت-۴-۱۲-۲-۲ اصلاح مقادیر بازتاب و تعیین مقادیر طراحی

#### ت-۴-۱۲-۲-۲-۱ تعیین برش پایه حداکثر ارتجاعي و غیرارتجاعي

تحلیل دینامیکی انجام گرفته توسط انطباق طیفی یک تحلیل ارتجاعي می‌باشد و بنابراین نتایج باید اصلاح شده تا پاسخ غیرارتجاعي تخمین زده شود.

#### ت-۴-۱۲-۲-۲-۲ تعیین ضریب مقیاس برش پایه

برای کمیت‌های نیرویی، برش پایه محاسبه شده از تحلیل دینامیکی نباید کمتر از برش محاسبه شده از روش بار جانبی معادل باشد. ضرایب  $\eta_x$  و  $\eta_y$  در بند ۴-۱۲-۲-۲-۲ برای این منظور استفاده شده است.

## ت-۴-۱۲-۲-۳-۲ محاسبه تلاش‌های ترکیبی

نیروهای محاسبه شده باید در ضریب اهمیت (I) ضرب شده و بر ضریب رفتار ( $R_u$ ) تقسیم شود. این اصلاح با موارد ذکر شده در بند ۳-۲-۲-۱۲-۴ منجر به تعیین پاسخ غیرارتجاعی می‌شود.

## ت-۴-۱۲-۲-۲-۴ محاسبه تغییر مکان جانبی ترکیبی

برای کمیت‌های تغییر مکانی، نیازی نیست که نتایج حاصل با روش بار جانبی معادل اصلاح شوند ولی پاسخ‌ها باید در ضریب  $C_d/R$  در جهت‌های مورد نظر ضرب گردد. موارد ذکر شده در بند ۴-۲-۲-۱۲-۴ منجر به تعیین پاسخ غیرارتجاعی می‌شود.

اگرچه پیچش تصادفی برای تعیین حداکثر برش پایه الاستیک، که فقط برای مقیاس کردن برش پایه مورد نیاز استفاده می‌شود، لازم نیست، اما برای همه آنالیزهایی که برای تعیین جابجایی‌های طراحی و نیروهای عضو استفاده می‌شوند، لازم است.

## ت-۴-۱۲-۲-۲-۵ تعیین مقادیر تلاش‌های طراحی

نیروهای طراحی عموماً پوش نتایج محاسبه شده از تحلیل می‌باشند. به عنوان مثال برای یک مهار بند نیروهای طراحی بر مبنای حداکثر کشش و حداکثر نیروی فشاری حاصل از تحلیل باید محاسبه شود. برای تیر ستون پوش نیروی محوری و پوش لنگرهای خمشی باید محاسبه شوند ولی لزوماً در یک زمان اتفاق نمی‌افتند و بنابراین کنترل ظرفیت عضو با این مقادیر منطقی نمی‌باشد. ترجیح داده می‌شود که تاریخچه پاسخ نیروهای محوری و لنگر خمشی به دست آید و نمودار اندرکنشی در بدترین حالت برای عضو محاسبه شود. اگر تمام نقاط تاریخچه نیرو در داخل نمودار واقع شود طراحی قابل قبول خواهد بود. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان تاریخچه نسبت تقاضا به ظرفیت را محاسبه نمود و طراحی را با پوش این مقادیر انجام داد.

## ت-۴-۱۲-۲-۲-۶ تعیین مقادیر تغییر مکان‌های جانبی نسبی

در محاسبه تغییر مکان‌های جانبی نسبی به روش تحلیل تاریخچه زمانی طبعاً باید مقدار تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه در هر لحظه از تفاوت تغییر مکان تراز بالا و پایین طبقه مورد نظر در همان لحظه محاسبه شود و تفاوت بیشینه تغییر مکان دو تراز منجر به تخمین نادرست خواهد شد. در روش تحلیل تاریخچه زمانی اگر از حداقل تعداد شتاب‌نگاشت یعنی سه زوج استفاده شده باشد، مقادیر بیشینه تغییر مکان‌های جانبی ملاک کنترل تغییر مکان جانبی نسبی مجاز می‌باشند و اگر از هفت یا تعداد بیشتری زوج شتاب‌نگاشت استفاده شود، به جای مقادیر بیشینه از مقادیر متوسط بیشینه حاصل از آن

شتاب‌نگاشت‌ها برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی مجاز استفاده می‌شود. با توجه به اینکه گاهی در میان بیشینه تغییر مکان‌های نسبی ممکن است یک شتاب‌نگاشت خاص منجر به پاسخ‌هایی غیر متعارف شده باشد، توصیه می‌شود حتی المقدور تعداد شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده بیش از هفت باشد تا با در نظر گرفتن مقدار متوسط به جای بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی، تخمین‌های واقع‌گرایانه‌تری حاصل گردد.

#### ت-۴-۱۲-۲-۳ تعداد مودها

تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی معمولاً به دو روش کلی انجام می‌شود. روش اول یا همان روش مستقیم با انتگرال‌گیری از معادلات حرکت، پاسخ‌های سازه را در طول زمان محاسبه می‌کند. روش دوم از اعتبار اصل برهم نهی نتایج تحلیل‌ها در محدوده رفتار ارتجاعی استفاده نموده و پاسخ‌های لحظه‌ای هر مود سازه را به طور مستقل در طول زمان محاسبه و از برهم نهی نتایج حاصل از تعداد مود مورد نظر در هر لحظه پاسخ‌های سازه را برآورد می‌نماید. گاهی برای تأکید، این روش دوم به نام تاریخچه زمانی ارتجاعی مودال نامیده می‌شود. در روش تاریخچه زمانی ارتجاعی مودال مقادیر پاسخ‌ها به تعداد مودهای در نظر گرفته شده وابسته می‌باشد. تعداد مودها برای تحلیل تاریخچه زمانی در بند ۴-۱۱-۳ هم توضیح داده شده است.

در صورتی که از روش تاریخچه زمانی ارتجاعی مودال استفاده شود، عموماً تعدادی مود در نظر گرفته می‌شود. در ادبیات فنی قبلاً چنین مرسوم بود که تعداد مودها برای تحلیل به صورتی تعیین می‌شد که حداقل ۹۰ درصد جرم مؤثر در پاسخ هر جهت مشارکت نماید. یک روش جایگزین که مشارکت ۱۰۰ درصد از جرم مؤثر سازه را در نظر می‌گیرد، لحاظ تمامی مودهای با زمان تناوب کمتر از ۰/۰۵ ثانیه به صورت یک مود حرکت صلب با زمان تناوب ۰/۰۵ ثانیه است.

به عنوان یک مثال از شرایط ذکر شده در بالا، می‌توان مدل‌سازی ارتجاعی خطوط لوله در یک مجتمع پتروشیمی را مدنظر گرفت که برای حصول به ۹۰ درصد جرم مؤثر نیاز به ملحوظ کردن بیشتر از ۵ هزار مود در تحلیل بود. در حالیکه، اگر تنها مودهای با زمان تناوب بیشتر یا برابر ۰/۰۵ ثانیه در نظر گرفته می‌شد، تحلیل با ۸۰ مود کفایت می‌کرد. البته در مواردی که حصول جرم مؤثر مورد نظر تنها با در نظر گرفتن تعداد بسیار زیادی از مودها امکان‌پذیر است، گاهی استفاده از بردارهای ریتز به جای بردارهای ویژه می‌تواند منجر به کاهش قابل ملاحظه مودها شود. روش دیگری که برای در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر با لحاظ تعداد کمتری مود موجود است، روش تصحیح استاتیکی نام دارد. در روش تصحیح استاتیکی پاسخ مودهای بالاتر به جای تحلیل دینامیکی با تحلیل استاتیکی برآورد می‌شود. روش



اشاره شده در بندهای ۴-۱۱-۳ و ۴-۱۲-۲-۳ که مبتنی بر جایگزینی همه موده‌های با زمان تناوب کمتر از ۰/۰۵ ثانیه سازه با یک مود حرکت صلب، در حقیقت اعمال همان روش تصحیح استاتیکی می‌باشد.

#### ت-۴-۱۲-۲-۴ میرایی

هنگامی که از روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی مودال استفاده شود، با توجه به اینکه طیف طراحی بر مبنای ۵ درصد میرایی می‌باشد، میرایی نیز برابر با ۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. هنگامی که از روش تاریخچه زمانی مستقیم استفاده می‌شود، می‌توان از ماتریس میرایی که میرایی یکنواخت برای همه مودها ایجاد می‌کند، استفاده کرد. اما این روش مرسوم نیست و عموماً از ماتریس میرایی که با سختی و جرم متناسب است (به عنوان مثال میرایی رایلی) استفاده می‌شود. در این حالت نسبت میرایی تنها در دو زمان تناوب محاسبه شده و در زمان‌های تناوب دیگر متناسب با جرم و سختی بدست در نظر گرفته می‌شود. در زمان‌های تناوب متناظر با موده‌های بالاتر ممکن است مقادیر نسبت میرایی نظیر زیاد بوده و عملاً باعث حذف اثرات موده‌های بالاتر در تحلیل گردد. برای کنترل کردن این خطا باید میرایی در تمام مودها (تا زمان تناوب  $T_{lower}$ ) کمتر یا مساوی ۵ درصد در نظر گرفته شود.

#### ت-۴-۱۲-۲-۵ اثر پیچش تصادفی

مدل‌سازی در تحلیل تاریخچه زمانی باید به صورت سه بعدی صورت پذیرد تا اثرات پیچش ذاتی و تصادفی در نتایج لحاظ شود. در مورد پیچش تصادفی لازم نیست اعمال ۵ درصد جابجایی در محل مرکز جرم در هر دو راستای عمود هم‌زمان اعمال شود. اعمال پیچش تصادفی از طریق جابجایی مرکز جرم باعث می‌شود علائم پاسخ‌ها مثل مثبت یا منفی بودن لنگرهای خمشی و فشاری یا کششی بودن نیروهای محوری در مهاربندها به درستی اعمال شود. عملاً پنج مدل ریاضی از سازه نیاز خواهد بود که چهار مدل برای اعمال جابجایی مرکز جرم در دو راستا نیاز می‌باشد و در مدل پنجم فقط پیچش ذاتی وجود دارد و پیچش تصادفی مدل نمی‌شود. مدل پنجم بدون اثرات پیچش تصادفی برای اصلاح کردن بازتاب‌ها و تعیین مقادیر طراحی طبق بند ۴-۱۲-۲-۲ مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر چند که در الزامات روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی بیان نشده است اما مقایسه مشخصات مودی سازه نظیر زمان‌های تناوب و شکل مودها در دو حالت با و بدون اعمال پیچش تصادفی می‌تواند شاخصی از حساسیت نتایج سازه به پیچش تصادفی باشد.

روش تغییر دادن محل مرکز جرم برای اعمال اثرات پیچش تصادفی در روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی برای سازه‌هایی که مقدار پارامتر  $TIR$  در آن‌ها زیاد است، باید با احتیاط به کار برده شود. البته

طبق نتایج مطالعات جدیدتر توصیه شده که در این گونه موارد روش تغییر محل مرکز جرم برای هر دو روش تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی ارتجاعی بهتر است ممنوع شود. لذا فعلاً استفاده از روش تغییر دادن محل مرکز جرم در تحلیل طیفی برای سازه‌های دارای نامنظمی در پلان با نسبت نامنظمی پیچشی ( $TIR$ ) بیشتر از  $1/6$  ممنوع شده است. در این حالت اثر پیچش تصادفی باید با روش بار جانبی معادل اعمال شود. در این حالت بارهای جانبی باید با یک خروج از مرکزیت برابر  $0.05 A$  برابر بعد سازه در جهت عمود بر بار (یعنی همان مقدار پیچش تصادفی استاتیکی) اعمال گردد. با اینکه علل ممنوعیت استفاده از روش تغییر محل مرکز جرم در سازه‌های با نامنظمی پیچشی با مقادیر بزرگ  $TIR$  چه در روش‌های تحلیل طیفی و چه در تحلیل تاریخچه زمانی مشابه می‌باشد اما ممنوعیت اشاره شده فعلاً به روش تحلیل تاریخچه زمانی بسط داده نشده است.

استفاده از روش پیچش تصادفی استاتیکی در روش تحلیل طیفی مشکل خاصی ایجاد نمی‌کند. با اینحال استفاده از روش پیچش تصادفی استاتیکی در روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی، باعث می‌شود برخی از مزایای این روش تحلیل از قبیل حفظ علامت نیروها و تغییر شکل‌ها، امکان ارزیابی اثرات اندرکنش نیرو-لنگر با در نظر گرفتن پاسخ‌های همزمان نه فقط حداکثر و امکان ارزیابی حداکثر شتاب‌ها در محاسبه طیف طبقه، حذف گردد. با توجه به این موارد، اعمال روش پیچش تصادفی استاتیکی، در تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی منطقی نبوده و توصیه نمی‌شود. بنابراین تنها چاره ممنوعیت استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی برای سازه‌های با نامنظمی پیچشی با مقادیر بزرگ  $TIR$  می‌باشد. ولی چون این ممنوعیت هنوز در آیین‌نامه اعمال نشده است لازم است طراح به تبعات احتمالی اعمال روش تغییر محل مرکز جرم در تحلیل تاریخچه زمانی ارتجاعی توجه داشته باشد.

#### ت-۴-۱۲-۲-۶ آثار مرتبه دوم (پی-دلتا)

برای در نظر گرفتن اثرات  $P - \Delta$  نیاز به تحلیل خطی است تا بتوان شاخص پایداری را طبق رابطه ۴-۱۸ بدست آورد. معمولاً مدل ریاضی که برای محاسبه  $\Delta$  استفاده می‌شود اثرات  $P - \Delta$  را در نظر نمی‌گیرد. بند ۴-۱۰-۹ روشی را برای کنترل  $\theta_{max}$  هنگامی که اثرات  $P - \Delta$  به صو مستقیم در مدل لحاظ شده است، ارائه می‌کند. در تحلیل دینامیکی اصلاح نتایج حاصل از تحلیل بدون اثرات  $P - \Delta$  به تحلیل با اثرات  $P - \Delta$  منطقی نیست. به دلیل اینکه بیشتر نرم‌افزارهای رایج در تحلیل‌های دینامیکی خطی اثرات  $P - \Delta$  را در نظر نمی‌گیرند، لذا توصیه می‌شود در تمامی تحلیل‌ها حتی اگر شاخص پایداری در هر طبقه کمتر از  $0.1$  باشد این اثر در نظر گرفته شود. در نظر گرفتن اثرات  $P - \Delta$  سبب افزایش زمان

تناوب سازه شده که این زمان تناوب باید برای تعیین محدوده زمان تناوب‌هایی که برای تطابق طیف در انتخاب تعداد مودها لحاظ می‌شوند، استفاده شود.

هر چند اثرات  $P - \Delta$  اساساً یک پدیده غیرخطی است (سختی به جابجایی و جابجایی به سختی بستگی دارد)، اما اغلب توسط یک ماتریس سختی هندسی ثابت که از نیروهای اعضا حاصل از تحلیل با بار ثقلی اولیه ایجاد شده، به صورت خطی معادل‌سازی می‌شود. این روش هم برای تحلیل تاریخچه زمانی مدال و هم برای روش تحلیل تاریخچه زمانی مستقیم کاربرد دارد. هنگامی که مصالح به صورت ارتجاعی باقی می‌مانند این روش از دقت کافی برخوردار است. هنگامی که از روش انتگرال‌گیری مستقیم استفاده می‌شود، پاسخ دقیق‌تر را می‌توان را با روش سعی و خطا در بروزسانی مکرر سختی هندسی در هر گام زمانی یا با روش‌های تکراری حل معادلات تغییر مکانی بدست آورد. در هر صورت باید به یاد داشت که تحلیل غیرخطی است اما بخاطر آنکه خواص مصالح خطی باقی می‌ماند، به صورت تحلیل خطی در نظر گرفته می‌شود.

#### ت-۴-۱۲-۲-۷ واژگونی

تفسیر ندارد.

#### ت-۴-۱۲-۳ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

توصیه می‌شود علاوه بر موارد اشاره شده در متن و راهنمای این آیین‌نامه نکات تکمیلی در فصل شانزدهم ASCE7-22 و تفسیر آن نیز مورد توجه قرار گیرد.

#### ت-۴-۱۲-۳-۱ ضوابط کلی

در این روش تحلیل دینامیکی سازه با اعمال شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ سازه با فرض رفتار فرا ارتجاعی، انجام می‌شود. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. استفاده از فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه به ویژگی‌های خاک و در نظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه نیز مجاز است.

#### ت-۴-۱۲-۳-۲ پارامترهای بازتاب زلزله‌ی طرح

شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل یازده زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی یازده زلزله مختلف ثبت‌شده که دارای

ویژگی‌های مذکور در فصل سوم این آیین‌نامه باشند، انتخاب گردند. در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آن‌ها استفاده کرد. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده باید به روش مذکور در بند ۴-۱۲-۲-۱ این آیین‌نامه به مقیاس درآورده شوند. لیکن در این محاسبات، طیف طرح باید طیف طرح استاندارد تعریف شده در فصل سوم بدون اعمال عکس ضریب رفتار ( $\frac{1}{R_u}$ ) در نظر گرفته شود.

ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییر شکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای می‌تواند بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییر شکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد، نباید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد: الف) دو سوم تغییر شکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد و ب) دو سوم تغییر شکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییر شکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد، کافی است شرط (ب) برآورده شود. علاوه بر شروط فوق تغییر مکان جانبی نسبی طبقات حاصل از تحلیل غیرخطی نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر مذکور در جدول ۴-۱۰ بیشتر شود.

#### ت-۴-۱۲-۳ آثار مرتبه دوم (پی-دلتا)

در این تحلیل، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. ضمناً لازم است در هنگام اثر زلزله بارهای ثقلی نیز اعمال شود. اثر  $P-\Delta$  نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود. به ت-۴-۱۰-۹ رجوع شود.

#### ت-۴-۱۲-۳ اثر پیچش

وجود پیچش در سازه توزیع آسیب‌ها را بخصوص در تحلیل دینامیکی غیرخطی تغییر می‌دهد، بنابراین مدل‌سازی آن بسیار مهم است. معمولاً اثرات پیچش ذاتی به طور اتوماتیک در تحلیل با در نظر گرفتن توزیع جرم و سختی در سازه لحاظ می‌شود ولی لحاظ نمودن اثرات پیچش تصادفی نیاز به تمهیدات ویژه دارد. هرچند تغییر محل مرکز جرم در سازه باعث تغییر در مشخصات دینامیکی و پاسخ‌های آن سازه می‌گردد، این آیین‌نامه اعمال اثرات پیچش تصادفی را از طریق تغییر محل مرکز جرم مجاز دانسته است. لذا وقتی نامنظمی در پلان از نوع پیچشی طبق جدول ۴-۲ در سازه‌ای وجود داشته باشد، در مدل‌سازی لازم است دو مدل جداگانه برای سازه که در هر کدام محل مرکز جرم در راستای عمود بر

اعمال رکورد زلزله به اندازه ۵ درصد بعد سازه در آن راستا در هر یک از دو جهت جداگانه تغییر مکان داده شده باشد، در نظر گرفته شوند. ضمناً نیاز به اعمال همزمان خروج از مرکزیت تصادفی در دو راستای عمود بر هم سازه نمی‌باشد.

ضوابط پیچش تصادفی برای اولین بار در آیین‌نامه‌ها برای بررسی ساختمان‌هایی اعمال شده‌اند که پیچش ذاتی نداشتند. نمونه‌های رایج از این نوع پیکربندی ساختمان‌ها، ساختمان‌های با هسته صلیبی یا هسته I شکل هستند. در واقع خیلی موارد می‌توانند باعث شوند که ساختمان رفتار پیچشی از خود نشان دهد که بسیاری از موارد ذکر شده عموماً در مدل تحلیلی وارد نمی‌شوند. بنابراین رویکرد پیچش تصادفی به این دلیل اعمال شده است که اطمینان حاصل شود که سازه دارای حداقل تراز مقاومتی در برابر پیچش تصادفی تحت نیروهای لرزه‌ای می‌باشد. پیچش تصادفی همچنین به عنوان یک کنترل اضافی برای ایجاد اطمینان بیشتر از پایداری پیچشی سازه عمل می‌کند. هنگامی که پیچش ذاتی در ساختمان وجود ندارد، پیچش تصادفی یک مرحله مهم در فرآیند طراحی است. زیرا تغییر مکان اعمالی در مرکز جرم ساختمان یک روش ساده برای تأمین مقاومت در برابر نیروهای پیچشی است. اعمال پیچش تصادفی برای کنترل نامنظمی در پلان در سازه‌های منظم و انعطاف‌پذیر مهم می‌باشد. هنگامی که در ساختمان پیچش ذاتی وجود دارد، پیچش تصادفی اضافی آنقدر مهم نمی‌باشد (هر چند در این آیین‌نامه مورد نیاز است) زیرا مدل ساختمان به طور طبیعی دچار پیچش شده و لذا پاسخ‌ها ناشی از پیچش عموماً خود را نشان داده‌اند و نیازی به نیروی پیچش اضافی نمی‌باشد که سازه را وادار به پیچش نماید. با این حال ساختمان‌هایی که دارای نامنظمی پیچشی می‌باشند، اعمال پیچش تصادفی در تحلیل غیرخطی طبق این آیین‌نامه برای کمک به مشخص شدن ناپایداری پیچشی بالقوه سازه الزامی است.

#### ت-۴-۱۲-۳-۵ بازنگری طراحی

سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- شتابنگاشت‌های به‌کار گرفته شده در تحلیل

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی

پ- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل

#### ت-۴-۱۲-۳-۶ کنترل تغییر مکان

تفسیر ندارد.

## ت-۴-۱۲-۳-۷ کنترل واژگونی

تفسیر ندارد.

## ت-۴-۱۳ دیافراگم و اجزای آن

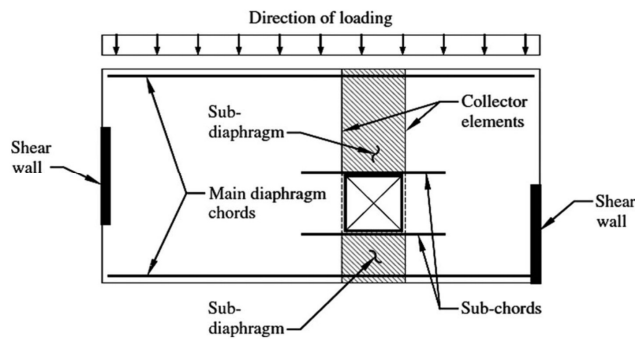
معمولاً در طراحی لرزه‌ای دو جنبه در مورد دیافراگم‌ها حائز اهمیت است. اول نقش دیافراگم در توزیع نیروی زلزله بین اجزای باربر جانبی، که در این راستا تشخیص صلب بودن، نیمه صلب بودن یا نرم بودن دیافراگم لازم است، این مهم در بند ۴-۱۳ تشریح شده است. دوم اطمینان از میزان مقاومت لازم برای دیافراگم و اجزای آن که در این راستا نحوه محاسبه بار طراحی برای دیافراگم و اجزا باید مشخص گردد، این امر در بند ۴-۱۳-۱ تشریح شده است.

دیافراگم‌ها عموماً به عنوان تیر عمیق یا خرپا رفتار می‌کنند تا نیروهای جانبی را بین سیستم باربر لرزه‌ای توزیع کنند. دیافراگم‌ها عموماً با تیروورق مقایسه می‌شوند که در آن عرشه به عنوان جان تیر جهت مقاومت در برابر برش و اجزای مرزی (تیرهای لبه) به عنوان بال تیر برای مقاومت در برابر کشش و فشار ناشی از خمش در نظر گرفته می‌شوند. به مانند طراحی تیروورق‌ها تیرهای لبه (بال تیر) باید به طور مناسبی به بدنه دیافراگم (جان تیر) متصل شوند تا از جدا شدن این دو عضو جلوگیری کرده و کل سیستم دیافراگم و تیر لبه به عنوان یک سیستم یکپارچه و منسجم عمل نمایند. دیافراگم‌ها می‌توانند صلب، نیمه صلب و یا نرم باشند که توزیع نیروها بر اساس رفتار دیافراگم در بند ۴-۱۳ بیان شده است. هنگامی که توزیع جانبی نیروها به دست می‌آید دیاگرام‌های خمشی و برشی جهت محاسبه برش دیافراگم و نیروهای جمع‌کننده استفاده می‌شوند.

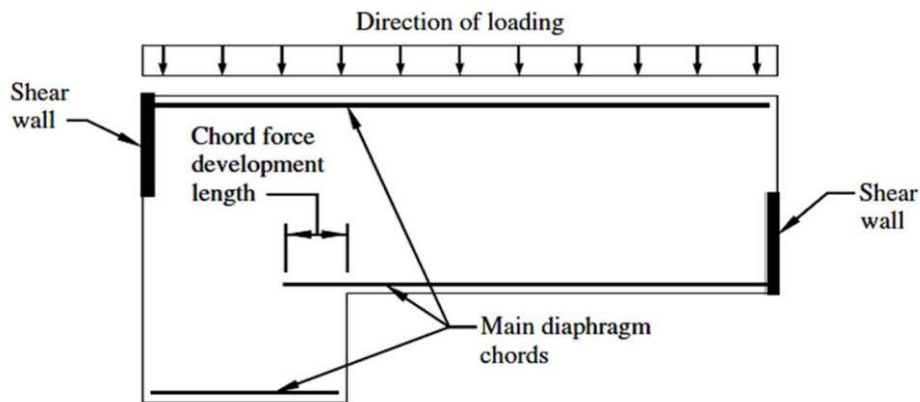
اطراف بازشوها در دیافراگم نیاز به تقویت موضعی (استفاده از جمع‌کننده و تیر لبه موضعی) دارد تا بتوانند در برابر نیروهای تیر لبه در بدنه دیافراگم در بالا و پایین بازشو مقاومت کرده و نیروهای برشی را در جایی که عمق دیافراگم کاهش پیدا می‌کند، انتقال دهند (شکل ت-۴-۱۴).

طبق شکل ت-۴-۱۵ آرماتورهای تیر لبه در محل کنج‌های تو رفته باید به اندازه کافی در دیافراگم ادامه پیدا کنند تا امکان انتقال مطمئن نیروهای تیر لبه به صورت نیروی برشی در دیافراگم ایجاد گردد. باید به پیوستگی اعضای تیر لبه در دیافراگم‌هایی که در آن‌ها عمق دیافراگم یکسان نیست، توجه شود. اغلب در دیافراگم‌های چوبی یا عرشه فولادی خود اعضای قاب که به عنوان اعضای منسجم‌کننده به کار می‌روند، می‌توانند نقش تیرهای لبه و جمع‌کننده‌های موضعی را در محل ناپیوستگی‌ها نیز داشته باشند.

این اعضای منسجم‌کننده اغلب برای انتقال نیروهای خارج از صفحه دیوارها به دیافراگم اصلی، وقتی که دیافراگم خود ظرفیت لازم برای تحمل نیروهای مهار را نداشته باشد نیز به کار می‌رود.



شکل ت-۴-۱۴: بازشو در دیافراگم‌ها



شکل ت-۴-۱۵: دیافراگم‌های دارای کنج تورفته و شکستگی در پلان

دیافراگم، تیر لبه و اعضای تقویت‌کننده جمع‌کننده باید به اندازه کافی از لبه بازشوها امتداد و گسترش یابند تا نیروی محوری از طریق انتقال برشی منتقل شود. طول گسترش یافته مورد نیاز از تقسیم نیروی محوری در جزء-جمع‌کننده بر ظرفیت برشی (نیرو بر واحد طول) دیافراگم اصلی محاسبه می‌شود.

### ت-۴-۱۳-۱ طراحی دیافراگم

دیافراگم‌ها باید به نحوی طراحی شوند که قادر به تحمل نیروهای اینرسی ناشی از زلزله و نیز نیروهای انتقالی بین دیافراگم و اعضای قائم سیستم باربر جانبی باشد. منظور از نیروهای اینرسی زلزله‌ای

هستند که در تراز دیافراگم در آن ایجاد شده‌اند در حالی که نیروهای انتقالی در محل‌های دیگری غیر از تراز دیافراگم مورد نظر تولید شده‌اند. نیروهای انتقالی بین اعضای قائم سیستم باربر جانبی در شرایطی مانند جابجایی محل سیستم باربر جانبی روی دیافراگم و یا تفاوت در سختی بین اعضای متصل به یک دیافراگم مشترک ایجاد می‌شوند. در این شرایط دیافراگم نقش تکمیل کننده مسیر انتقال بار را بر عهده خواهد داشت. یک مثال در این مورد می‌تواند ناشی از نامنظمی جابجایی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی باشد که در این حالت دیافراگم باید بار را بین دو قسمت سیستم جابه‌جا شده منتقل نماید. علت دیگر ایجاد نیروهای انتقالی ناشی از تفاوت سختی بین اعضای متصل شده به یک دیافراگم مشترک می‌باشد. در این حالت تأمین سازگاری تغییر شکل‌ها توسط دیافراگم بین اعضای با سختی‌های متفاوت می‌تواند باعث ایجاد نیروهای سازگاری در جسم دیافراگم گردد. مثالی در این زمینه، وجود سیستم دیوار برشی همراه با قاب مهاربندی در سیستم‌های سازه‌ای دوگانه می‌باشد. در سیستم‌های دوگانه اگر دیوار برشی و قاب مهاربندی در دو محور جداگانه ساختمان قرار داشته باشند، به علت تفاوت سختی این دو سیستم و اینکه دیافراگم باید بین آن‌ها سازگاری تغییر مکان ایجاد کند باعث ایجاد نیروهای انتقالی در بدنه و جسم دیافراگم می‌شود. مثال دیگری از نیروهای انتقالی در حالت وجود اندرکنش دیافراگم با قیدهای خارجی می‌باشد نظیر اندرکنش دیافراگم با اعضای جمع‌کننده. همان مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  (یا ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$ ، در مواردی که لازم باشد) که در طراحی لرزه‌ای اعضای مقاوم در برابر بار جانبی به کار می‌رود، باید به نیروهای انتقالی نیز اعمال شود تا مسیر انتقال بار کامل باشد.

سطح جرم نظیر هر دیافراگم به طور محافظه‌کارانه‌ای برابر با وزن هر طبقه می‌باشد. هر چند تنها جرم‌های جانبی که به طور مستقیم نیروهای دیافراگم را تولید می‌کنند باید در محاسبه این وزن در نظر گرفته شوند. جرم‌های جانبی که نیروهای جانبی آن‌ها از دیافراگم عبور نمی‌کند (مانند وزن دیوارهایی که موازی با جهت نیروهای جانبی هستند و نیروهای درون صفحه خود را تحمل می‌کنند) نیازی نیست که در نظر گرفته شوند. سطح جرم نظیر دیافراگم در هر جهت عمود بر هم می‌تواند متفاوت باشد. نیروهای زلزله ناشی از روابط ۴-۲۲ تا ۴-۲۴ معمولاً بزرگ‌تر از نیروهایی هستند که در طراحی اعضای قائم سیستم باربر جانبی به دست می‌آید. به طور مشخص روش بار جانبی معادل به نحوی توسعه داده شده است که پوش نیازهای برشی را نتیجه دهد که لزوماً منجر به پوش حداکثر شتاب‌های طبقه نخواهد شد. این روند برای انعکاس بزرگنمایی دینامیکی حرکات افقی طبقات و بام نسبت به سیستم باربر جانبی که در زلزله‌ها مشاهده شده، طراحی شده است. نیروهای انتقالی عموماً مستقل از شتاب جرم دیافراگم می‌باشد لذا مقدار آن‌ها از روابط ۴-۲۲ تا ۴-۲۴ تأثیر نمی‌پذیرد. توجه شود که هر چند رابطه ۴-۲۴



حد بالایی برای مقادیر رابطه ۴-۲۲ تعیین می‌کند، اما اگر نیروهای طراحی حاصل از تحلیل سازه بیشتر باشند، این رابطه مقادیر آن نیروها را محدود نمی‌نماید.

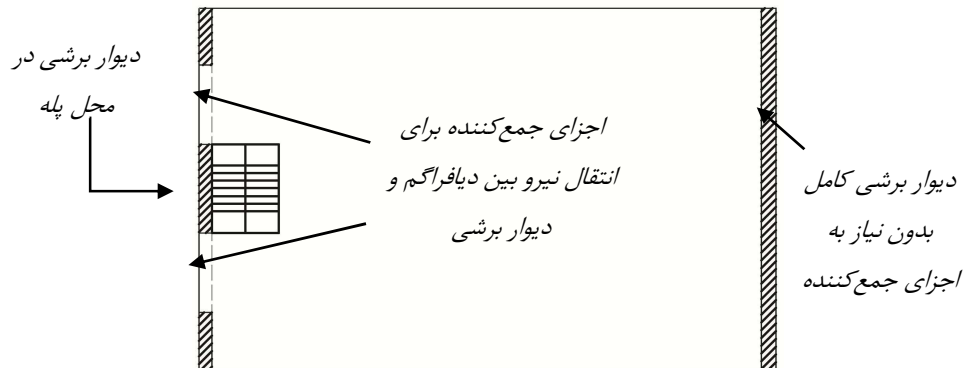
تمامی دیافراگم‌های در معرض نیروهای اینرسی ناشی از سطح جرم نظیر دیافراگم هستند. هنگامی که سختی جانبی نسبی اعضای باربر قائم از طبقه‌ای به طبقه دیگر تغییر می‌کند یا سیستم مقاوم باربر لرزه‌ای جابجایی خارج از صفحه دارند، نیروهای جانبی در اجزای باربر قائم باید توسط دیافراگم انتقال یابد تا یک مسیر بار کامل بین اعضای قائم در بالا و پایین دیافراگم حاصل گردد. این نیروهای انتقالی به همراه نیروهای اینرسی می‌تواند به نسبت بزرگ باشد. برای سازه‌های با نامنظمی جابه‌جایی خارج از صفحه، مقدار نیروهای انتقالی تا حد زیادی به اضافه مقاومت در اعضای قائم جابجا شده در سیستم باربر لرزه‌ای بستگی دارد. بنابراین نیروهای انتقالی ناشی از این جابجایی باید توسط ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  سیستم مقاوم لرزه‌ای افزایش یابد. این نیروی انتقالی افزایش یافته باید با نیروهای اینرسی برای طراحی این قسمت از دیافراگم جمع شود. نیروهای انتقالی می‌تواند حتی در دیافراگم‌های سازه‌های منظم ایجاد شود. در این حالت طراحی دیافراگم‌ها با این‌گونه نیروهای انتقالی برابر با مجموع نیروهای انتقالی غیر افزایش یافته و نیروهای اینرسی می‌باشد.

### ت-۴-۱۳-۲ طراحی اجزای جمع‌کننده نیرو

در شکل ت-۴-۱۶، دیافراگم و اجزای جمع‌کننده نیرو نمایش داده شده است. در حالتی که سیستم باربر جانبی نظیر دیوار برشی نشان داده شده در سمت راست این شکل، در طول قابل ملاحظه‌ای با دیافراگم در ارتباط باشند، ممکن است به علت پخش مناسب نیروهای جانبی منتقل شده از دیافراگم به دیوار برشی تراز تنش‌ها از مقدار مجاز کمتر بوده و نیاز به اجزای جمع‌کننده نیروی مستقلی نباشد. اما همانطور که در سمت چپ شکل ت-۴-۱۶ مشاهده می‌شود، اگر سیستم باربر جانبی نظیر دیوار برشی در طول کمی با دیافراگم در ارتباط باشد، ممکن است انتقال نیروی اینرسی از دیافراگم به دیوار برشی در طول کم، منجر به تنش‌های برشی بیشتر از تنش قابل تحمل دیافراگم شده و نیاز به اجزای جمع‌کننده نیرو برای تأمین انتقال مناسب نیرو بین دیافراگم و دیوار برشی باشد. در فلسفه طراحی لرزه‌ای متداول، اجزای جمع‌کننده نیرو در دیافراگم نباید دچار آسیب و تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی گردد. عموماً اطمینان از اینکه رفتار غیرارتجاعی محدود به اعضای شکل‌پذیر گردد و اینکه این رفتار در مورد اعضای با رفتار ترد نظیر اجزای جمع‌کننده نیرو رخ ندهد، از طریق اعمال ضریب اضافه مقاومت در نیروهای طراحی این‌گونه اعضا صورت می‌گیرد.

### ت-۴-۱۳-۳ افزایش نیرو به دلیل نامنظمی سازه

در بند ۴-۱۳-۳ افزایش ۲۵ درصدی نیروهای طراحی اجزای دیافراگم در ساختمان‌هایی که واجد برخی از نامنظمی‌ها می‌باشند، تشریح شده است. موارد ذکر شده عموماً حالاتی هستند که می‌توانند باعث تمرکز نیروی انتقالی بین دیافراگم و جمع‌کننده یا سیستم باربر جانبی شوند. نامنظمی‌های اشاره شده عبارت‌اند از نامنظمی در ارتفاع نوع ث (جدول ۴-۱) و نامنظمی در پلان نوع الف تا ت (جدول ۴-۲).



شکل ت-۴-۱۶: اجزای جمع‌کننده‌ی نیرو

### ت-۴-۱۴ دیوار سازه‌ای

وجود انسجام در ساختمان نه تنها به لحاظ طراحی لرزه‌ای بلکه برای تأمین رفتار مناسب ساختمان در برابر باد، سیل، انفجار، خرابی پیش‌رونده و حتی آسیب‌ها و خطرات متداول‌تر نظیر نشست فونداسیون، حائز اهمیت بسیار است. در بند ۴-۱۴ به‌طور مشخص تأمین انسجام ساختمان از طریق اتصال مناسب دیوار به دیافراگم مورد توجه قرار گرفته است.

### ت-۴-۱۴-۱ طراحی در برابر نیروهای خارج از صفحه

معمولاً انتظار از اتصال دیوار تأمین مقاومت لازم است. اما به‌دلیل عواملی نظیر جمع‌شدگی مصالح، تغییرات دما و حرکات فونداسیون لازم است که اتصالات دیوار در کنار تأمین مقاومت، دارای مقداری شکل‌پذیری نیز باشند تا آن‌ها را قادر به پذیرا بودن این حرکات نماید. در مورد دیوارهای غیرسازه‌ای هر چند معمولاً عوامل اشاره شده در بالا موضوعیت ندارند، در فصل اجزای غیرسازه‌ای ضوابطی برای آن‌ها نیز مقرر شده است.

## ت-۴-۱۴-۲ مهار دیوار به دیافراگم و نیروهای وارد بر آن

در زلزله‌ها و طوفان‌ها جدا شدن دیوارهای سنگین از سقف‌ها که منجر به فروریزش دیوارها و سقف در دهانه آسیب دیده می‌شود، بسیار مرسوم است. علت این امر معمولاً بخاطر بزرگنمایی دینامیکی حرکات زمین توسط سیستم قائم ساختمان و بزرگنمایی دینامیکی جداگانه به علت وجود دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر می‌باشد. نیروهای مهار به شرح بند ۴-۱۴-۲ در طول سال‌ها توسعه داده شده‌اند تا مانع از این‌گونه خرابی‌ها شود. عموماً مقادیر حاصل با فرض دیافراگم صلب برای سازه‌های تحت تأثیر حرکات قوی زمین، معقول هستند. هدف تخمین مناسبی از پاسخ دینامیکی اتصال دیوار به دیافراگم با لحاظ کردن رفتار غیرارتجاعی در سیستم اصلی ساختمان است که از دیوار و رفتار خارج از صفحه آن و ادوات مهار حمایت می‌کند. به طور کلی تأمین چنین رفتار شکل‌پذیر در مهار به تنهایی قابل تأمین نیست بلکه عموماً از رفتار غیرارتجاعی در قسمت‌های دیگر ساختمان مثلاً در سیستم باربر جانبی آن، در دیافراگم یا در رفتار خارج از صفحه دیوارها تأمین می‌شود. کرانه پایین قرار داده شده برای نیروهای مهار از این دیدگاه ناشی شده است که در ترازهای پایین‌تر حرکات زمین، انتظار رفتار غیرارتجاعی کمتری در سیستم می‌رود که می‌تواند منجر به افزایش نیرو در مهار شود.

در مورد مهارهای دیوار به سقفی غیر از بام، در صورتی که تمام دیافراگم‌ها نرم نباشند، مقدار حاصل از رابطه ۴-۲۵ را می‌توان با ضریب  $(1+2z/h)/3$  کاهش داد که در این رابطه  $z$  ارتفاع مهار از تراز پایه سازه و  $h$  ارتفاع بام از تراز پایه ساختمان می‌باشد. هنگامی که سیستم سقف ساختمان بر دیوارهای مهار شده عمود نباشد، ضوابطی لازم است تا از انتقال مؤلفه‌های کششی و لغزشی نیروهای مهار به دیافراگم اطمینان حاصل شود. هنگامی که یک دیوار بالاتر از اتصال خود به سقف سازه به صورت طره‌ای ادامه پیدا کرده باشد، ضریب کاهش براساس ارتفاع یعنی رابطه  $(1+2z/h)/3$  ممکن است منجر به نیروی اتصال کمتر از حد مناسب شود. در چنین حالتی استفاده از ضریب کاهش یک ممکن است مناسب‌تر باشد.

## ت-۴-۱۵ کنترل جابجایی افقی طبقات

همانطور که در این آیین‌نامه مشخص شده است، منظور از عبارت جابجایی یا تغییرمکان افقی  $\delta$ ، تغییرمکان مطلق هر نقطه از سازه نسبت به پایه می‌باشد. در حالی که عبارت جابجایی افقی نسبی  $\Delta$  تفاوت تغییرمکان‌ها در ارتفاع یک طبقه یا به عبارت دیگر تغییرمکان نسبی یک کف نسبت به کف زیرین در سازه می‌باشد. در محاسبه جابجایی افقی نسبی به طور کلی اثرات پیچش نیز لحاظ می‌شود. این

اثرات باعث تغییرمکان اضافه کف طبقات در جهت افقی می‌شود. ضوابط مربوط به نحوه در نظر گرفتن اثرات پیچش در تبصره ۱ بند ۴-۱۵-۱ مشخص شده است.

از آنجاییکه در محاسبه برش پایه طراحی مقدار برش بر ضریب رفتار  $R_{II}$  تقسیم شده است با ضرب کردن تغییرمکان‌های به دست آمده تحت برش پایه  $V$  در ضریب بزرگنمایی تغییرمکان‌ها،  $C_d$ ، به طور تقریبی اثرات این کاهش برش پایه در میزان تغییرمکان‌های نسبی غیرارتجاعی، دیده می‌شود.

محدود کردن نسبت جابجایی افقی نسبی به مقادیر مجاز به دلایل مختلفی صورت می‌گیرد: مهمترین این دلایل اطمینان از عملکرد سازه‌ای اعضا در رفتار غیر ارتجاعی و پایداری سازه و علاوه بر آن محدود کردن میزان خسارات به اعضای غیرسازه‌ای برای کاهش خطرات جانی است. تغییرمکان نسبی یک شاخص کلی و مستقیم از میزان تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و پایداری سازه می‌باشد. اما باید توجه داشت که این شاخص خیلی دقیق نیست. تحت تغییرمکان‌های جانبی کوچک هم اثرات مرتبه دو ناشی از  $\Delta - P$  ایجاد می‌شود. ولی اگر تغییرمکان‌ها ناچیز باشند، معمولاً تنش‌های ثانویه ایجاد شده در محدوده مجاز می‌باشد. به طور کلی حدود مجاز داده شده برای نسبت جابجایی افقی نسبی در جدول ۴-۱۰، تلاش می‌کند به طور غیر مستقیم عملکرد سازه را کنترل نماید.

کنترل جابجایی افقی نسبی باعث می‌شود میزان آسیب وارده به جداکننده‌ها، دیواره‌های آسانسورها و راه‌پله‌ها، شیشه‌ها و سایر اعضای غیر سازه‌ای شکننده، در حین زلزله کنترل شوند. هنوز این مقادیر مجاز برای نسبت جابجایی افقی به طور مناسبی ملاحظات اقتصادی را نظیر مقایسه هزینه‌های احتمالی آینده برای تعمیر یا هزینه صرف شده در زمان حال برای کنترل تغییرمکان‌ها، دربر نگرفته است. مقادیر نسبت جابجایی افقی مجاز جدول ۴-۱۰ بیانگر اجماع کمیته‌های تدوین آیین‌نامه برای ایمنی جانی و کنترل خسارت می‌باشد. از آنجاییکه انتظار می‌رود تغییرمکان‌های ایجاد شده در سازه‌ها حین زلزله شامل اثرات غیر ارتجاعی نیز باشند، احتمال وقوع خسارات سازه‌ای هم در تراز زلزله طراحی متصور است. این امر در مقادیر داده شده برای جابجایی افقی نسبی مجاز طبقه  $\Delta_a$  در جدول ۴-۱۰ مشهود است. مثلاً مقدار  $0.20$  که برای دیگر سازه‌ها در این جدول ارائه شده است، نشانگر نسبت جابجایی مجاز حدوداً  $10$  برابر آنچه برای جابجایی نسبی تحت بار باد مجاز شمرده شده است، می‌باشد. اگر تغییرشکل‌هایی به مراتب بزرگ‌تر از  $\Delta_a$  به طور متناوب در سازه اتفاق بیافتد، انتظار می‌رود میزان سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای در سیستم باربر جانبی به قدری کاهش یابد که ایمنی و پایداری سازه به خطر افتد. برای تأمین عملکرد سازه‌ای بهتر برای سازه‌های گروه کاربری و خطرزایی I، II و III معمولاً میزان نسبت جابجایی افقی مجاز آن‌ها به مقادیری کوچک‌تر از مقادیر نظیر در گروه کاربری و خطرزایی IV محدود

شده‌اند. باید توجه داشت که حتی این مقادیر مجاز کاهش یافته نیز هنوز بزرگ‌تر از مقادیر نسبت جابجایی افقی که باعث خسارت در اکثر اعضای غیرسازه‌ای می‌شود، می‌باشد. بنابراین، هرچند انتظار می‌رود عملکرد سازه‌های گروه کاربری و خطرزایی I، II و III به دلیل این محدودیت جابجایی افقی نسبی ادامه پیدا کند با این حال در تراز زلزله طراحی حتی در این سازه‌ها انتظار خسارت قابل ملاحظه‌ای می‌رود.

در جدول ۴-۱۰ برای سازه‌های ۴ طبقه و کمتر تا حدی مقادیر مجاز نسبت جابجایی افقی نسبی بزرگ‌تر می‌باشد. البته این افزایش با این فرض است که در سازه‌های مورد نظر دیوارهای داخلی، تیغه‌بندی‌ها و سقف‌ها برای پذیرا بودن تغییرمکان نسبی طبقات طراحی شده باشند.

همانطور که در پاراگراف قبل اشاره شد محدودیت‌های آسانتر، مستلزم آن است که دیوارهای داخلی، پارتیشن‌ها و سقف‌ها به گونه‌ای طراحی شوند که تغییرمکان‌های نسبی طبقه را پذیرا باشند تا آسیب به این اجزا محدود شود که در غیر این صورت لازم نیست تغییرمکان‌های طبقه مطابق فصل هشتم (اجزای غیرسازه‌ای) رعایت شوند. ضوابط پیشین که نیاز دارد دیوارهای خارجی تغییرمکان‌های نسبی کمتری را پذیرا باشند، حذف شده‌اند. به این دلیل که در فصل اجزای غیرسازه‌ای این ضوابط در نظر گرفته شده است. مقادیر نسبت جابجایی افقی نسبی مجاز در جدول ۴-۱۰ باید برای هر طبقه کنترل شود. برای برخی سازه‌ها اعمال ضوابط مقاومتی خود به خود باعث تأمین ضوابط جابجایی افقی نسبی مجاز طبقه نیز می‌گردد ولی برای بسیاری دیگری از سازه‌ها نظیر قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی بلند و باریک یا قاب‌های مهاربندی شده اغلب ملاحظات کنترل جابجایی افقی نسبی حاکم بر طرح می‌گردد. در مورد سازه‌های میان مرتبه، معمولاً اگر مقادیر پاسخ‌های شتاب در طیف طراحی بزرگ باشد، کنترل تغییرمکان نسبی بر طراحی آن سازه حاکم می‌شود.

#### ت-۴-۱۵-۱ ضوابط تکمیلی مربوط به تغییرمکان جانبی طرح

در محاسبه تغییرمکان جانبی دو مورد در آیین‌نامه اشاره شده است که می‌تواند سختگیری در کنترل تغییرمکان را کاهش دهد. یک مورد رفع محدودیت اعمالی بر زمان تناوب سازه است منجر به کاهش برش پایه می‌شود و دوم برای کنترل تغییرمکان نیاز به کنترل برش پایه حداقل را منتفی می‌نماید. تعدیل بند ۴-۱۰-۳ و رابطه ۴-۳ به شرحی که در بند ۴-۱۵-۱ اشاره شده است، موجب می‌شود برای طیف وسیعی از سازه‌ها کنترل تغییرمکان‌های نسبی در طراحی جوابگو باشد.

تبصره ۱ در بند ۴-۱۵-۱ فقط برای سازه‌های دارای نامنظمی پیچشی در پلان کنترل تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر در نقاط مختلف طبقه را الزامی نموده است و در مورد سایر سازه‌ها کنترل تغییرمکان جانبی نسبی در محل مرکز جرم طبقات مجاور را مجاز دانسته است.

### ت-۴-۱۵-۲ درز انقطاع

این بند به اثرات برخورد ساختمان‌های مجاور حین زلزله می‌پردازد. وجود درز انقطاع به منظور اجازه دادن به پاسخ لرزه‌ای مستقل ساختمان‌های مجاور هم می‌باشد. اصولاً درز انقطاع به طور مؤثری سبب حذف اثرات نامنظمی و ایجاد نیروهای اضافی بین بخش‌های ساختمان با مشخصات دینامیکی متفاوت می‌شود. این بند لازم می‌داند که فاصله مناسب برای جلوگیری از آسیب در اثر برخورد ساختمان‌ها در نظر گرفته شود. پیشنهاد می‌شود که این فاصله با استفاده از روش جذر مجموع مربعات ( $SRSS$ ) تغییرشکل‌های جانبی دو ساختمان مجاور محاسبه شود. طبعاً در این روش فرض می‌شود که در مجاورت ساختمان در دست طراحی، ساختمانی موجود است. این روش ترکیبی، تغییرشکل‌های دو ساختمان را به عنوان متغیرهای مستقل خطی در نظر می‌گیرد. تغییرشکل‌های استفاده شده، تغییرمکان‌های مورد انتظار هستند (به عنوان مثال حداکثر تغییرشکل غیرخطی با لحاظ اثرات پیچش و تغییرشکل دیافراگم). هر چه جابجایی‌ها با ارتفاع افزایش یابد، مقدار درز انقطاع نیز باید افزایش یابد. اگر اثرات ضربه مخرب نباشد، می‌توان این درزها را کاهش داد. اگر در مجاورت ساختمان در دست طراحی هنوز ساختمانی موجود نباشد و از مشخصات ساختمانی که در آینده قرار است ساخته شود نیز اطلاعی نباشد، میزان درز انقطاع تا مرز زمین با ساختمان مجاور ( $\delta_M$ ) در نظر گرفته می‌شود.

برای ساختمان‌های با دیوار برشی و دیافراگم صلب که تغییر مکان آن‌ها به راحتی تخمین زده نمی‌شود، به عنوان یک روش تخمینی در تفسیر آیین‌نامه  $ASCE7-22$  پیشنهاد شده است که درز انقطاع حداقل ۲۵ میلی‌متر به علاوه ۱۳ میلی‌متر برای هر ۳ متر ارتفاع بالای ۶ متر در نظر گرفته شود.

### ت-۴-۱۶ کنترل واژگونی

اثرات واژگونی بر روی اجزای باربر جانبی مقاوم از جمع حاصل‌ضرب نیروی لرزه‌ای جانبی ( $F_x$ ) در ارتفاعی برابر تراز پایه تا تراز که اجزای باربر جانبی نیروی ( $F_x$ ) را به اجزای قائم منتقل می‌کنند، در همه طبقات بدست می‌آید. هر جزء باربر جانبی مقاوم بر اساس سختی نسبی خود نسبت به تمام اجزای باربر جانبی مقاوم در برابر واژگونی مقاومت می‌کنند. نیروهای لرزه‌ای مورد استفاده در کنترل واژگونی، نیروهایی هستند که از روش بار جانبی معادل یا از تحلیل دینامیکی ساختمان به دست آمده‌اند. بارهای

مرده عموماً در برابر نیروهای واژگونی مقاومت می‌کنند که گاهی می‌توانند با بارهای زنده نیز مطابق فصل دوم تلفیق شوند.

## ت-۴-۱۷ موقعیت تراز پایه

تراز پایه، تراز است که انتقال حرکت لرزه‌ای افقی زمین به سازه در آن تراز لحاظ می‌شود. عوامل زیر بر محل تراز پایه تأثیرگذارند:

- محل سطح زمین نسبت به تراز طبقات
- شرایط خاک در مجاورت ساختمان
- بازشوها در دیوارهای زیرزمین
- محل و سختی سیستم مقاوم برابر لرزه‌ای
- محل و چگونگی درزهای انقطاع
- عمق زیرزمین
- چگونگی اتکای دیوارهای زیرزمین (حائل)
- نزدیکی ساختمان‌های مجاور
- شیب زمین

برای ساختمانی‌هایی که روی خاک‌های مناسب بنا شده‌اند تراز پایه معمولاً نزدیک تراز زمین است. برای ساختمان‌های بدون زیرزمین تراز پایه نزدیک به تراز سقف طبقه همکف می‌باشد. در ادامه، نحوه‌ی تأثیر عوامل بالا در تعیین تراز پایه ارائه شده است.

### تراز پایه با توجه به شرایط خاک مجاور

در ساختمان بدون زیرزمین، تراز پایه روی شالوده در نظر گرفته می‌شود. در مواردی که اعضای باربر قائم در ترازهای متفاوت بر روی شالوده، سر شمع و یا شالوده‌ی دیواری محیطی قرار می‌گیرد، تراز پایه روی پایین‌ترین تراز اجزای نگهدارنده اعضای قائم برابر لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود.

در ساختمان با زیرزمین واقع روی زمین مسطح که دارای دیوار حائل یکپارچه با سیستم سازه‌ای است، تراز پایه روی اولین سقف غیر نرم پایین‌تر از سطح زمین در نظر گرفته می‌شود (شکل ت-۴-۱۷)، به شرطی که اطمینان از وجود خاک مناسب در کل ارتفاع دیوار حائل یکپارچه با سازه، در طول عمر ساختمان، وجود داشته باشد. منظور از خاک مناسب، خاکی است که سخت باشد (از نوع IV بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ نباشد و عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) لایه‌های آن کمتر از ۲۰ نباشد)،

تحت زلزله‌ی نادر قابلیت روانگرایی نداشته باشد، از جنس رس سریع یا به شدت حساس نباشد و دارای چسبندگی کافی باشد.

در بعضی از موارد، می‌توان تراز پایه را در تراز دیافراگم غیر نرم اولین طبقه‌ی بالاتر از سطح زمین در نظر گرفت. به منظور اینکه تراز پایه در بالای سطح زمین قرار داده شود، باید دیوارهای سازه‌ای سخت در تمام پیرامون ساختمان از پی تا تراز پایه قرار داشته باشد و نیز شرایط بند ۴-۵-۳-۲ (روش تحلیل دو بخشی) برقرار باشد. همچنین در این حالت ارتفاع تراز پایه از سطح زمین نباید بیشتر از نصف ارتفاع طبقه زیر آن در نظر گرفته شود (شکل ت-۴-۱۸).

### تراز پایه با توجه به سختی دیوارهای زیرزمین و اعضای قائم لرزه‌بر

در حالتی که تراز پایه نزدیکترین تراز به سطح زمین در نظر گرفته می‌شود، سختی جانبی دیوارهای زیرزمین باید به میزان قابل توجهی بیشتر از سختی جانبی سیستم لرزه‌ای باشد. یکی از حالتی که ممکن است در آن سختی دیوار زیرزمین امتداد یافته تا بالای تراز زمین ناکافی تلقی گردد، وجود بازشوهای متعدد در این دیوارها می‌باشد (شکل ت-۴-۱۹). در مواردی که سختی دیوارها ناکافی است، تراز پایه باید نزدیکترین تراز دیافراگم غیر نرم پایین‌تر از سطح زمین در نظر گرفته شود. اگر تمامی اعضای سیستم باربر جانبی روی دیوارهای زیرزمین قرار داشته و این دیوارها دارای بازشوهای زیادی باشند، انتخاب تراز پایه در تراز کف پایین‌ترین بازشو مناسب است. حالت دیگری که سختی دیوارهای زیرزمین می‌تواند ناکافی تلقی گردد، زمانی است که سیستم باربر جانبی به صورت دیوارهای برشی بتنی طولی به طور سرتاسری در تمام ارتفاع و طول ساختمان وجود داشته باشد (شکل ت-۴-۲۰). در این حالت محل مناسب برای تراز پایه، تراز روی شالوده دیوارهای زیرزمین می‌باشد. اگر سازه و دیوار حائل مستقل و بدون اتصال به یکدیگر باشند، تراز پایه بر روی شالوده در نظر گرفته می‌شود.

در مواردی که محل تراز پایه پایین‌تر از تراز زمین تعیین گردد، وزن قسمت‌هایی از ساختمان که در بالای تراز پایه ولی زیر سطح زمین هستند نیز باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای لحاظ شوند. در حالتی که از روش بار جانبی معادل استفاده می‌شود، در نظر گرفتن وزن ساختمان در قسمت بین تراز پایه تا تراز زمین گاهی موجب افزایش نامتناسب نیروها در ترازهای فوقانی ساختمان می‌گردد. در صورت مجاز بودن استفاده از روش تحلیل دو بخشی طبق بند ۴-۵-۳-۲ و استفاده از تحلیل دینامیکی برای تعیین توزیع بار در ارتفاع ساختمان، مقادیر آن نیروهای نامتناسب کاهش می‌یابد. اگر از تحلیل دینامیکی استفاده شود ممکن است نیاز شود برای لحاظ کردن میزان لازم از جرم، تعداد مود بیشتری در نظر گرفته شود مگر اینکه خاک به صورت فتر مدل‌سازی شده باشد. مدل‌سازی خاک با فتر عموماً باعث



کاهش نیروهای لرزه‌ای در ترازهای فوقانی ساختمان می‌گردد. هنگامی که طبقات بالاتر نسبت به طبقات پایین‌تر نرم‌تر باشند، مثل ساختمان یک برج که طبقات پایین‌تر آن وسعت و سختی بیشتری دارند، پاسخ دینامیکی سازه به نحوی است که سهم نیروی برشی از مود اول کمتر از مودهای بالاتر می‌باشد. شرایط دیگری نیز می‌تواند باعث شوند که محل تراز پایه در یک ساختمان دارای طبقات زیرزمین قرار گرفته بر زمین مسطح، در تراز زیر تراز زمین تعیین گردد. نمونه‌هایی از این شرایط عبارت‌اند از:

- ساختمان‌های دارای درز انقطاع که در همه طبقات از جمله طبقات نزدیک و زیر تراز زمین ادامه داشته باشد.
- ساختمان‌هایی که دیافراگم‌های کف طبقات نزدیک در زیر تراز زمین به دیوارهای حائل متصل نباشند.
- ساختمان‌هایی که دیافراگم‌های طبقات نزدیک به تراز زمین، نرم باشد.
- ساختمان‌هایی که در مجاورت و یا نزدیکی سایر ساختمان‌ها قرار دارد.

### تراز پایه با توجه به محل و توزیع درز انقطاع

در ساختمان با درز انقطاع امتداد یافته در سراسر ارتفاع، در ترازهای زیر سطح زمین، سازه‌های جدا شده توسط درز انقطاع در تمام اطراف به خاک متکی نخواهد بود. در این حالت تراز پایه را نمی‌توان بالاتر از پایین‌ترین نقطه درز انقطاع در نظر گرفت. در صورتیکه تنها یک درز انقطاع میانی در ساختمان وجود داشته باشد، تراز پایه را می‌توان در نزدیک تراز سطح زمین در نظر گرفت مشروط بر آنکه خاک تمام اطراف ساختمان در ارتفاع زیر زمین سخت بوده، دیافراگم‌های زیر تراز پایه صلب باشند. وجود خاک سخت در اطراف ساختمان سبب انتقال بارهای لرزه‌ای از دیوارها به خاک و بالعکس می‌گردد. این انتقال نیرو از طریق اتکایی و اصطکاک بین خاک و دیوار انجام می‌گیرد. در صورت سخت نبودن خاک مجاور، اصطکاک بین خاک و دیوار به حدی نخواهد بود که بتواند حرکت ساختمان در جهت عمود بر درز را مهار نماید.

برای ساختمان با سطح اشغال وسیع، درزهای انقطاع ممکن است در دو امتداد ساختمان گسترش یابند و یا در یک امتداد، چندین درز موازی وجود داشته باشد. برای هر بلوکی از این ساختمان که اختلاف قابل توجهی بین مرکز سختی در ترازهای زیر سطح زمین با ترازهای بالای سطح زمین وجود داشته باشد، این امر می‌تواند سبب وقوع پاسخ‌های پیچشی گردد. برای چنین ساختمان‌هایی تراز پایه ترجیحاً باید در تراز روی شالوده‌های زیرزمین و یا بالاترین تراز دال زیرزمینی که درز انقطاع تا آنجا امتداد نیافته باشد در نظر گرفته شود.

اگر دیافراگم‌های کف‌ها به دیوارهای حائل متصل نباشند، ممکن است لازم باشد تراز پایه به طور قابل ملاحظه‌ای پایین‌تر از تراز زمین و در تراز فونداسیون فرض شود. مثالی از این گونه ساختمان‌ها سازه‌های دارای دیافراگم‌های پس‌تنیده می‌باشند که دیوارهای حائل در خاک پشت خود مهار شده باشند. در چنین سازه‌هایی دال‌ها به دیوارها متصل نیستند تا امکان حرکت نسبی بین آن‌ها وجود داشته باشد، در حالات دیگری ممکن است از اتصالات نرم برای این منظور استفاده شده باشد. به هر حال، اگر نیروهای برشی بین دیوار و کف قرار گرفته در تراز زمین یا زیرزمین انتقال پیدا نکند، محل تراز پایه وابسته به این است که آیا نیروهای لرزه‌ای از طریق اتکای دیافراگم‌های کف‌ها بر دیوارهای حائل و نیز از طریق دیوارهای حائل به خاک مجاور منتقل می‌شوند یا نه. لازم است دیافراگم‌های کف که بر دیوارهای حائل اتکا دارند، تنش‌های فشاری را که نیروهای لرزه‌ای در آن ایجاد می‌کنند بتوانند بدون کماتش تحمل نمایند. اگر در یکی از این ساختمان‌ها از درز لرزه‌ای (درز انقطاع) یا انبساط استفاده شده باشد در این حالت حتماً تراز پایه باید در تراز فونداسیون یا تراز زیر تراز زمین که در آن درز تمام شده باشد، اختیار شود.

اگر دیافراگم واقع در تراز زمین نرم بوده و فاقد مقاومت فشاری قابل ملاحظه باشد، تراز پایه ساختمان باید پایین‌تر از تراز زمین در نظر گرفته شود. این شرایط معمولاً در بسیاری از ساختمان‌های موجود رایج است. در مورد ساختمان‌های جدید که در آن‌ها از دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر استفاده شده باشد باید طراحی دیافراگم به نحوی انجام پذیرد که واجد مقاومت فشاری لازم برای جلوگیری از آسیب‌های محتمل باشد.

#### تراز پایه با توجه به ساختمان مجاور

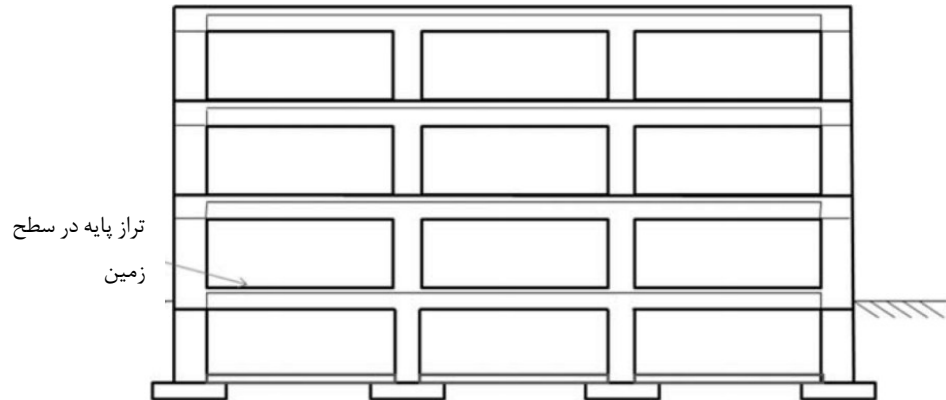
در صورتیکه ساختمان‌هایی با زیرزمین در یک یا چند سمت ساختمان وجود داشته باشند، ممکن است لازم باشد تراز پایه ساختمان مورد نظر در تراز زیرزمین ساختمان مجاور در نظر گرفته شود. هر چه ساختمان مجاور به ساختمان مورد نظر نزدیک‌تر باشند، احتمال اینکه تراز پایه زیر تراز زمین قرار گیرد بیشتر خواهد شد.

#### تراز پایه با توجه به شیب سطح زمین

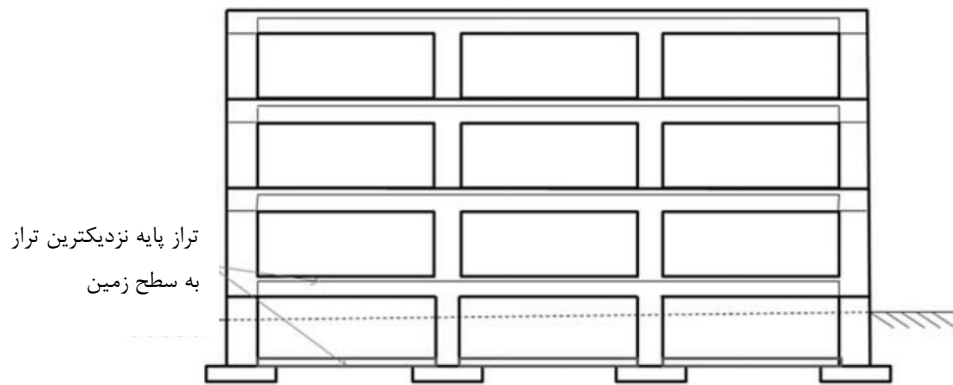
بسیاری از ملاحظات فوق که در خصوص زمین‌های هموار ارائه شد، برای زمین شیبدار نیز قابل استفاده می‌باشد. به عنوان نمونه در زمین‌های شیب‌داری که خاک اطراف ساختمان با دیوارهای حائل مستقل از سازه نگهداری شود، تراز پایه در تراز نزدیک به سطح زمین در وجهی از ساختمان است که در تراز پایین‌تری قرار دارد. فرض تراز پایه بر روی شالوده نیز قابل قبول است (شکل ت-۴-۲۱).

در ساختمانی که دیوار حائل، جزء سیستم سازه‌ای باربر جانبی است (شکل ت-۴-۲۲ و ت-۴-۲۳) توصیه می‌شود تراز پایه با توجه به پایین‌ترین سطح زمین اطراف ساختمان تعیین شود. در این گونه سازه‌ها اغلب سیستم باربر جانبی واقع در زیر بالاترین تراز زمین بسیار سخت‌تر از سیستم‌های فوقانی می‌باشد و وزن لرزه‌ای در ترازهای نزدیک یا زیر بالاترین تراز زمین بیشتر از وزن لرزه‌ای ترازهای فوقانی می‌باشد. توصیه می‌شود از روش تحلیل دو بخشی بار جانبی معادل طبق بند ۴-۵-۳-۲ برای این ساختمان‌ها استفاده شود.

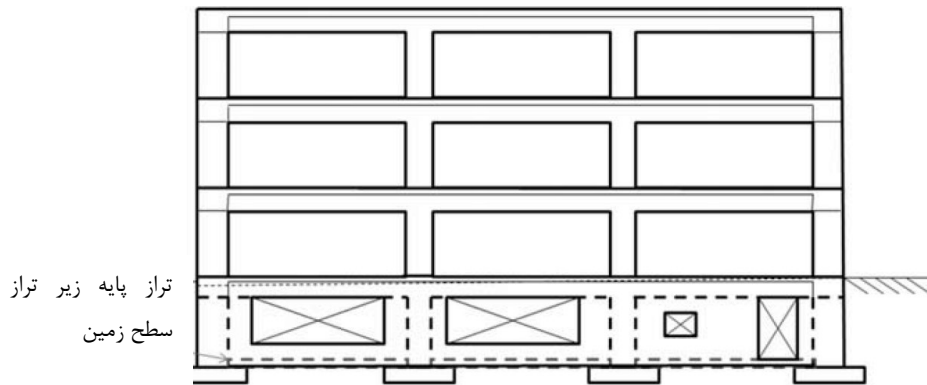
اگر شیب سایت ملایم بوده به نحوی که تفاوت تراز زمین کمتر از ارتفاع یک طبقه باشد، اغلب دیوارهای سخت تا تراز نزدیک به بالاترین تراز زمین ادامه پیدا می‌کند و سیستم‌های باربر جانبی بالای تراز زمین بسیار نرم‌تر از سیستم‌های زیر زمین می‌باشند. اگر دیوارهای سخت تا بالاترین تراز زمین در همه وجوه ساختمان ادامه داشته باشند، فرض تراز پایه در نزدیک‌ترین تراز کف نسبت به بالاترین تراز زمین مناسب می‌باشد. اگر دیوارهای سخت تا بالاترین تراز زمین در همه وجوه ساختمان ادامه پیدا نکرده باشند، تراز پایه را می‌توان در تراز کف طبقه‌ای که به پایین‌ترین تراز زمین نزدیک است، اختیار کرد. اگر همچنان در تعیین محل تراز پایه شبهه وجود داشته باشد، به طور محافظه‌کارانه می‌توان تراز پایه را در پایین‌ترین تراز فرض کرد.



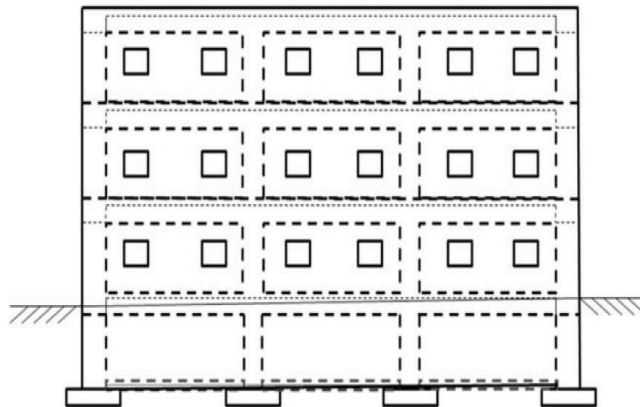
شکل ت-۴-۱۷: ساختمان دارای زیرزمین



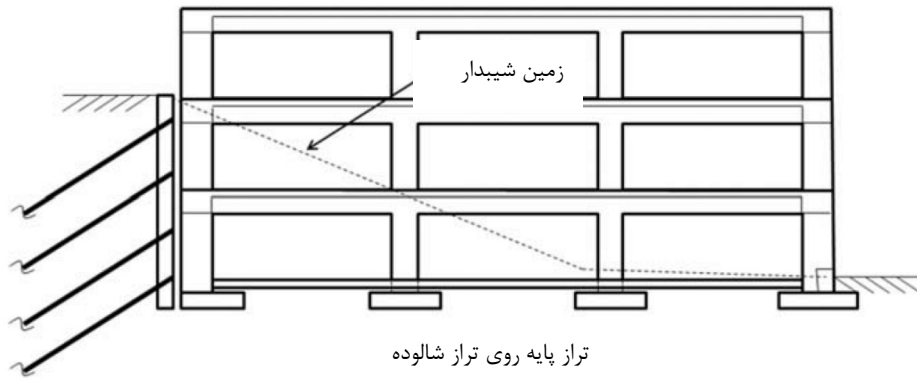
شکل ت-۴-۱۸: ساختمان دارای زیرزمین و با سطح زمین بین زیرزمین و طبقه هم‌کف



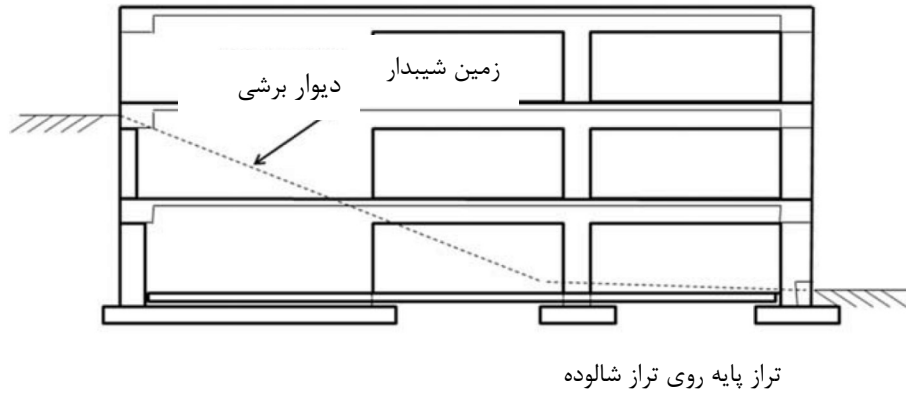
شکل ت-۴-۱۹: ساختمان دارای باز شو در دیوار حائل



شکل ت-۴-۲۰: ساختمان با دیوار حائل سرتاسری ناپیوسته با سیستم سازه‌ای



شکل ت-۴-۲۱: ساختمان با دیوارهای حائل طره‌ای یا مهار شده، ناپیوسته با سیستم سازه‌ای



شکل ت-۴-۲۲: ساختمان با دیوار برشی که فشار جانبی خاک را نیز تحمل می‌کند.



شکل ت-۴-۲۳: ساختمان با دیوار حائلی که به سیستم سازه‌ای متصل و پیوسته است.

## ت-۴-۱۷-۱ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند

در مورد اجزای سازه‌ای که تنها در باربری ثقلی در نظر گرفته می‌شوند، باید از ظرفیت آن‌ها در پذیرا بودن اثرات ناشی از تغییر شکل‌های سازه اطمینان حاصل شود. این اثرات مرتبه دو عموماً ناشی از پدیده  $P - \Delta$  می‌باشد که باید در برآورد نیروهای طراحی این اعضا لحاظ شوند.

در مناطق با خطر زلزله بالا، طراحان معمولاً ضوابط شکل‌پذیری را برای اجزایی که جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای هستند، رعایت می‌کنند ولی معمولاً از اعمال چنین جزئیاتی برای اجزای سازه‌ای که فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند، غفلت می‌کنند. در حالی که این اجزا باید همان تغییر شکل‌های جانبی که سیستم مقاوم باربر جانبی تحمل می‌کند را بتوانند پذیرا باشند. حتی در مواردی اجزایی که قرار نیست در برابر بارهای لرزه‌ای مقاومت کنند و برای چنین جزئیاتی نیز طراحی نشده‌اند، می‌توانند عملاً در پاسخ لرزه‌ای سازه شرکت کنند و در نتیجه آسیب جدی ببینند. این بند از طراح می‌خواهد که با تأمین جزئیات شکل‌پذیری متناسب با اجزای سازه در برابر نیروهای جانبی تحت زلزله طرح ( $\delta_{DE}$ ) و تغییر مکان نسبی طبقات، رفتاری مناسب برای اعضای ثقلی فراهم نماید. این شرط ممکن است با اعمال جزئیات شکل‌پذیری در اعضای باربر ثقلی مشابه آنچه در اعضای سیستم مقاوم باربر لرزه‌ای استفاده می‌شوند، یا با فراهم کردن مقاومت کافی در آن اعضا، یا با ایجاد سختی کافی در کل سازه برای کاهش تقاضای لرزه‌ای در آن اجزا انجام شود.

زلزله‌های پیشین نشان داده است که درصد بسیاری از اجزای سیستم باربر ثقلی که برای بار لرزه‌ای طراحی نشده‌اند، مانند ستون‌ها و دیوارهای باربر، در برابر زلزله آسیب جدی دیده و سبب فروریزش کل سازه شده‌اند.

این بند به‌جای تکیه بر نظر طراح در افزایش سختی عضو موردنظر، صراحتاً الزام کرده است که سازه به‌گونه‌ای طراحی شود که سختی اجزای سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله به حدی باشد که نیرو در اجزای باربر ثقلی که در بارهای جانبی مشارکت نمی‌کنند کاهش یابد. همچنین این بند ضوابطی را مقرر می‌دارد که طراح برش را در طراحی اجزایی که جز سیستم باربر جانبی نیستند نیز لحاظ نماید، چرا که شکست‌های برشی ناگهانی در زلزله‌ها عموماً فاجعه‌بار بوده است.

تبصره موردنظر برای تشویق استفاده از جزئیات شکل‌پذیری متوسط یا شکل‌پذیری ویژه برای تیرها و ستون‌هایی است که بخشی از سیستم باربر مقاوم لرزه‌ای نیستند. در ازای این جزئیات مناسب، این

تیرها و ستون‌ها را می‌توان به‌جای طراحی برای تغییرشکل‌های بزرگنمایی شده، برای تحمل نیروهای برشی و خمشی ناشی از تغییرشکل‌های بزرگنمایی نشده، طراحی نمود. این رویکرد طراحی، مشاهدات و شواهد تجربی را منعکس می‌کند که اجزای سازه‌ای با جزییات لرزه‌ای مناسب می‌توانند بدون از دست دادن ظرفیت باربری ثقلی قابل توجه، تغییرشکل‌های بزرگ غیرخطی را تحمل کنند.





تفسیر فصل پنجم  
بررسی مخاطرات ژئوتکنیک  
لرزه‌ای

## ت-۵-۱ مقدمه

مطالب فصل حاضر به عنوان راهنمای فصل پنجم در مبحث مخاطرات ژئوتکنیک لرزه‌ای تنظیم شده است تا ضمن تشریح مطالب این فصل، استفاده عملی از مطالب این آیین‌نامه در رویکرد تحلیل و روش‌های کاهش خطر هر کدام از مخاطرات گسلش سطحی، روانگرایی و ناپایداری شیب را تسهیل نماید.

## ت-۵-۲ خطر گسلش سطحی

### ت-۵-۲-۱ مقدمه

مهمترین اصل در پیشگیری از آسیب‌های وارده ناشی از پدیده گسلش سطحی، فاصله گرفتن از نقاطی است که این پدیده در گذشته اتفاق افتاده یا گمان می‌رود در آینده تحت تأثیر این موضوع قرار گیرند. اگرچه پرهیز از ساخت و ساز در مجاورت گسل‌های فعال یک توصیه مناسب در کاهش خسارات مالی و جانی به نظر می‌رسد، اما در عمل می‌توان گفت که در برخی موارد اجتناب از این کار با محدودیت‌هایی همراه خواهد بود. به عنوان مثال با توجه به خطی بودن خطوط لوله انتقال و طول زیاد آن‌ها، احتمال عبور از پهنه‌های گسلی بسیار جدی است. همچنین، با بالا رفتن ارزش زمین در بیشتر مناطق کشور، اجتناب از ساخت و ساز در مجاورت گسل‌ها و رها نمودن زمین‌ها برای دست اندرکاران امر بسیار مشکل است. بنابراین، آیین‌نامه‌های دنیا حدودی را مشخص می‌نمایند تا یک حداقل فاصله از پهنه‌های گسلی وجود داشته باشد. همچنین، روش‌هایی وجود دارد که با استفاده از آن‌ها بتوان خط اثر گسلش را منحرف نموده یا اعوجاج سازه‌ها را ناشی از برخورد گسلش سطحی کاهش داد. البته لازم به ذکر است در سالهای اخیر در زمینه لحاظ کردن تمهیدات مهندسی برای سازه‌های در معرض گسلش سطحی، تحقیقات زیادی در داخل و خارج از کشور صورت گرفته است، ولی اغلب هنوز وارد استانداردهای بین‌المللی نشده است. در این آیین‌نامه سعی گردیده علاوه بر موارد اشاره شده در استانداردهای معتبر داخلی و خارجی، راهکارهای مختصر اولیه نیز بیان گردد.

### ت-۵-۲-۲ رویکرد تحلیل

ارزیابی استعداد خطر گسلش سطحی در یک ساختگاه در چارچوب مراحل کلی ذیل صورت می‌پذیرد:

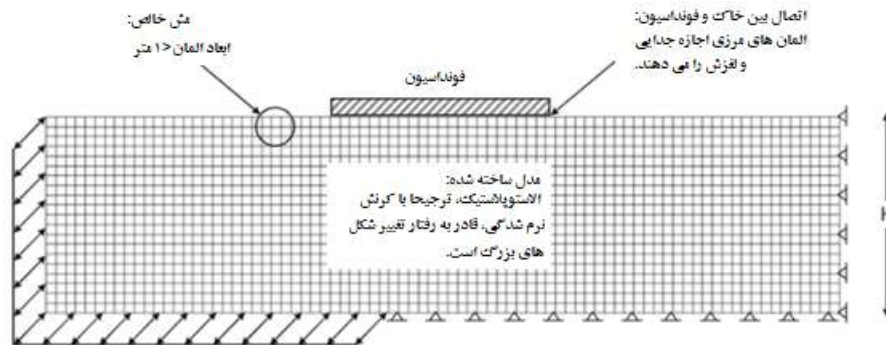
- (۱) ملاحظات مربوط به نوع و اهمیت سازه
- (۲) برآورد تغییر مکان گسلش در پی سنگ:

ارزیابی خطر گسلش سطحی در محل مشخص، عموماً بر پایه مفاهیم گسیختگی‌های اخیر و دوره بازگشت در امتداد گسل موجود برآورد می‌شود. جابجایی‌هایی ناشی از تغییر مکان گسل که از کسری از سانتی‌متر تا چندین متر متغیر است، ممکن است در امتداد آثار گسل‌های فعال رخ دهند. بزرگای جابجایی از امتداد لغز افقی تا شیب لغزش عمودی تا بسیاری از ترکیبات این اجزا متغیر است. جهت بررسی و تعیین فعالیت‌های گسل‌های منطقه بایستی به قسمت ۳-۱۳ همین آیین‌نامه مراجعه کرد و جهت تعیین مقدار جابجایی پایه جهت مطالعات بایستی از فرایندهای احتمالاتی و تعیینی ذکر شده در فصل سوم استفاده نمود.

۳) نحوه محاسبه جابجایی بر روی آبرفت در حالت میدان آزاد و با حضور فونداسیون:

پس از تعیین مقدار جابجایی پایه در گسل و با توجه به شیب گسل با ضخامت آبرفت و عمق آن می‌توان مقدار جابجایی رسیده به سطح زمین و یا تراز فونداسیون را تعیین نمود. در این خصوص مدل‌های عددی که به صورت شبه استاتیکی مسئله گسلش را مدل می‌کنند، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. همچنین در خصوص محل گسل و شیب و مقدار جابجایی پایه در صورت لزوم می‌توان مطالعات پارامتری انجام داد.

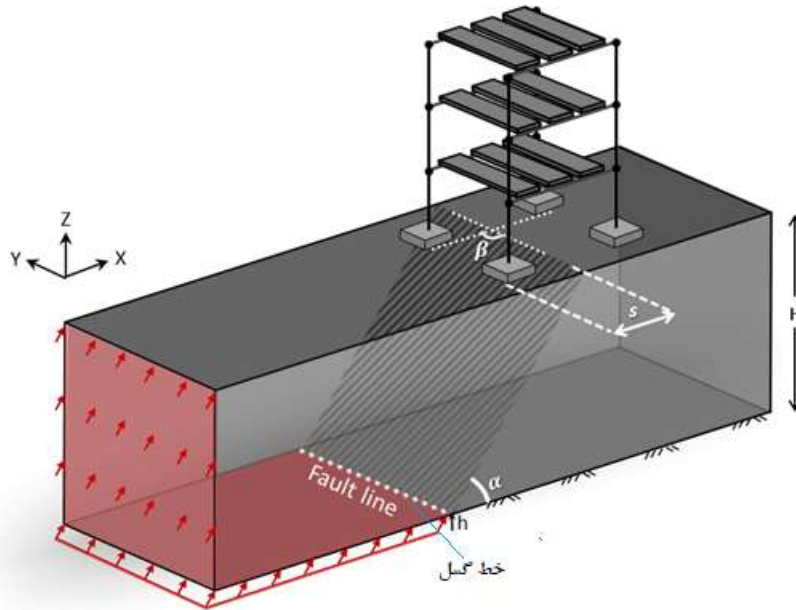
در شکل ت-۵-۱ نمایی از شرایط مرزی، مشخصات مش، مدل رفتاری مناسب و نحوه مدل‌سازی فونداسیون و المان مرز نشان داده شده است. این شکل بر اساس فرض شرایط کرنش صفحه‌ای ارائه شده است که در صورت وجود شرایط سه بعدی باید مدل سه بعدی خاک و سازه مورد استفاده قرار گیرد (مرجع ۴ معرفی شده در بند ت-۵-۲-۴). نحوه مدل‌سازی گسلش در گسل‌های شیب لغز به این شکل است که به مرز افقی و قائم جابجایی بصورت شبه استاتیکی اعمال می‌گردد و در سایر نقاط مرزی خاک در فرو دیواره (Footwall) بایستی تکیه‌گاه مفصلی در کف و تکیه‌گاه غلتکی در مرز قائم قرار داد.



شکل ت-۵-۱: نحوه مدل‌سازی گسلش شیب لغز با توجه به مرزها، مدل رفتاری، المان اینترفیس

بین فونداسیون و خاک

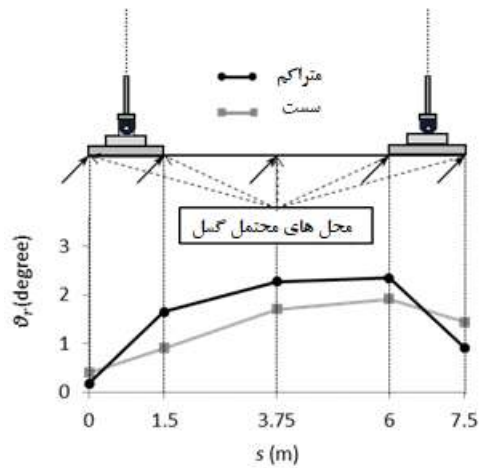
در شکل ت-۵-۲ نحوه مدل‌سازی سه بعدی مسئله گسلش سطحی و سازه و شرایط مرزی آن نشان داده شده است. در این مدل‌سازی شرایط مرزی، محل گسل و نحوه مدل‌سازی المان‌های سازه‌ای نشان داده شده است.



شکل ت-۵-۲: مدل‌سازی سه بعدی سازه با توجه به موقعیت گسل، ضخامت آبرفت و نوع سازه

لازم به ذکر است که در این نحوه مدل‌سازی می‌توان دقت مدل‌سازی اجزای سازه‌ای را برحسب دقت مورد نیاز انتخاب کرد. برای مطالعه بیشتر بایستی به مراجع معتبر در خصوص نحوه مدل‌سازی اجزای فلزی و یا بتنی سازه‌ها مراجعه نمود.

با توجه به اینکه موقعیت دقیق رخنمون گسل نسبت به فونداسیون در اغلب موارد مشخص نمی‌باشد لازم است تا با انجام مطالعات پارامتری بر روی گسل شامل محل رخنمون، زاویه گسل و مقدار جابجایی پایه، مقادیر مهم در سازه شامل چرخش سازه، لنگر و برش در ستون‌ها و تیرها و اضافه لنگر در فونداسیون و بررسی امکان جدایش فونداسیون از زمین بررسی گردد. در شکل ت-۵-۳ نمایی از مطالعات پارامتری انجام شده بر روی موقعیت گسل بر روی دوران سازه نشان داده شده است. از این رو پس از رسم نمودار هر کمیت مهم مانند چرخش سازه، لنگر در المان‌های تیر و ستون و یا اتصالات آن، می‌توان به مقدار ماکزیمم آن نسبت به تمامی محل‌های محتمل وقوع گسل دست یافت و بر اساس آن طراحی را انجام داد. لازم به ذکر است که این اعداد بایستی برای هر مسئله خاص بطور جداگانه بدست آید.



شکل ت-۵-۳: نحوه اعمال جابجایی در نقاط مختلف فاصله نسبت به سازه و برآورد پاسخ در هر حالت

۴- محدوده امن ساخت و ساز set back:

در خصوص محدوده امن ساخت و ساز با توجه به پیچیدگی‌های مسئله از قبیل موقعیت دقیق گسل در عمق و شیب آن، مشخصات آبرفت و اثر آن بر مسیر گسلش و همچنین اثر سیستم سازه-فونداسیون و سختی و سرپار آن بر این مسیر، اختلاف نظر وجود دارد. در مناطقی که اطلاعات زمین شناسی خوبی از قبیل موقعیت گسل، شیب و ... وجود دارد می‌توان مقادیر کمتری را برای محدوده امن در نظر گرفت و برای مناطق با پیچیدگی‌های زمین شناسی، محدوده ایمن بزرگتری را انتخاب کرد. گسل شیب لغز، با حرکت نرمال یا معکوس، معمولاً شکستگی‌های متعدد گسترده و نامنظمی در منطقه ایجاد می‌نماید. این شکستگی‌ها غالباً به سمت فرا دیواره بوده و فرو دیواره کمتر آسیب دیده است. به طور کلی، در خصوص فاصله امن ساخت و ساز، مطالعات و تحلیل‌های زمین شناسی بایستی مورد توجه قرار گیرد. در عمل، طراحی سازه‌ای برای تحمل بیش از چندین سانتی‌متر جابجایی ناشی از گسلش ممکن است از نظر اقتصادی هزینه‌بر و حتی غیر اقتصادی باشد. با این حال، برخی از ساختمان‌ها با پایه‌های قوی، چندین اینچ یا حتی فوت گسیختگی سطحی را بدون آسیب به سازه تحمل کرده یا منحرف کرده‌اند (Youd, 1989; Kelson et al., 2001). پی‌های گسترده و یا نواری مناسب به خوبی تقویت شده از این جمله می‌باشند. اما پی‌های عمیق مانند شمع‌ها و یا پی‌های کیسونی گزینه‌های مناسبی نمی‌باشند. کمیته استاندارد اروپا (۲۰۰۶) برای حالت‌های مختلف گسل و فاصله از خط اثر آن‌ها مقادیر جدول زیر را ارائه نموده است.

## جدول ت-۵-۱ فاصله امن ساخت و ساز در محدوده گسل بر اساس استاندارد اروپا-۲۰۰۶

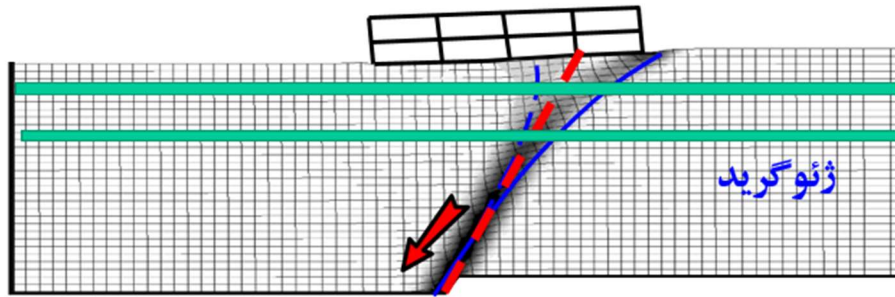
نوع گسل	فاصله در Foot wall	فاصله در Hanging wall
امتداد لغز	۳۰ متر	۳۰ متر
نرمال	$30 + 1/5H$	۳۰
معکوس	$30 + 2/0H$	۳۰
H ضخامت لایه خاک بالای سنگ بستر است.		

این مقادیر می‌تواند بعنوان حدس اولیه مورد استفاده قرار گیرد. همانطور که در بالا ذکر شد، در نهایت می‌توان با توجه به اطلاعات اولیه موجود و با استفاده از مطالعات پارامتریک عددی، محدوده امن ساخت و ساز را تعیین نمود. در خصوص مطالعات پارامتریک موقعیت گسل توضیحاتی در بند قبل ارائه گردید.

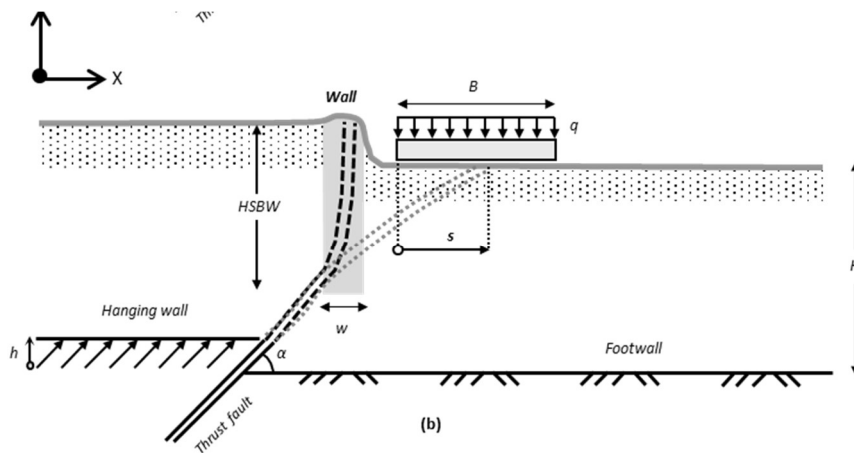
## ت-۵-۲-۳ تمهیدات مهندسی کاهش اثرات گسیختگی سطحی

در حوزه تمهیدات مهندسی برای کاهش خطر گسل سطحی چهار ایده کلی مطرح می‌باشد:

- افزایش سربار برای منحرف کردن مسیر گسلش
  - افزایش سطحی فونداسیون سطحی و اجتناب از هر گونه پی عمیق
  - پخش کردن مسیر گسلش با استفاده از خاک انعطاف‌پذیر و یا استفاده از المان مسلح کننده نظیر ژئوگرید برای گسلش های نرمال
  - منحرف کردن مسیر گسلش با استفاده از ایده‌هایی نظیر دیوار بنتونیتی
- در شکل ت-۵-۴ کلیت ایده استفاده از ژئوگرید برای پخش مسیر گسلش نرمال نشان داده شده است. همانطور که بعنوان نمونه در شکل ت-۵-۵ دیده می‌شود استفاده از ژئوگرید باعث کاهش کرنش سطحی می‌گردد.
- در شکل ت-۵-۵ ایده استفاده از دیوار بنتونیتی برای انحراف مسیر گسلش به نمایش گذاشته شده است. با استفاده از این دیوار نرم، مسیر گسلش به جای برخورد به فونداسیون در درون دیوار منتشر می‌گردد و سازه می‌تواند جایجایی بسیار کمتری را تجربه نماید.
- نحوه طراحی این دیوار در فلوچارت شکل ت-۵-۶ به نمایش گذاشته شده است تا بتوان دیوار با ضخامت و عمق و مشخصات مقاومتی مناسب نسبت به خاک اطراف طراحی نمود.



شکل ت-۴-۵: استفاده از ژئوگرید در گسلش نرمال که می‌تواند باعث کاهش جابجایی در سطح و پخش شدن باند برشی گردد.



شکل ت-۵-۵: ایده استفاده از دیوار بنتونیتی برای انحراف مسیر گسلش

ت-۵-۲-۴ مراجع

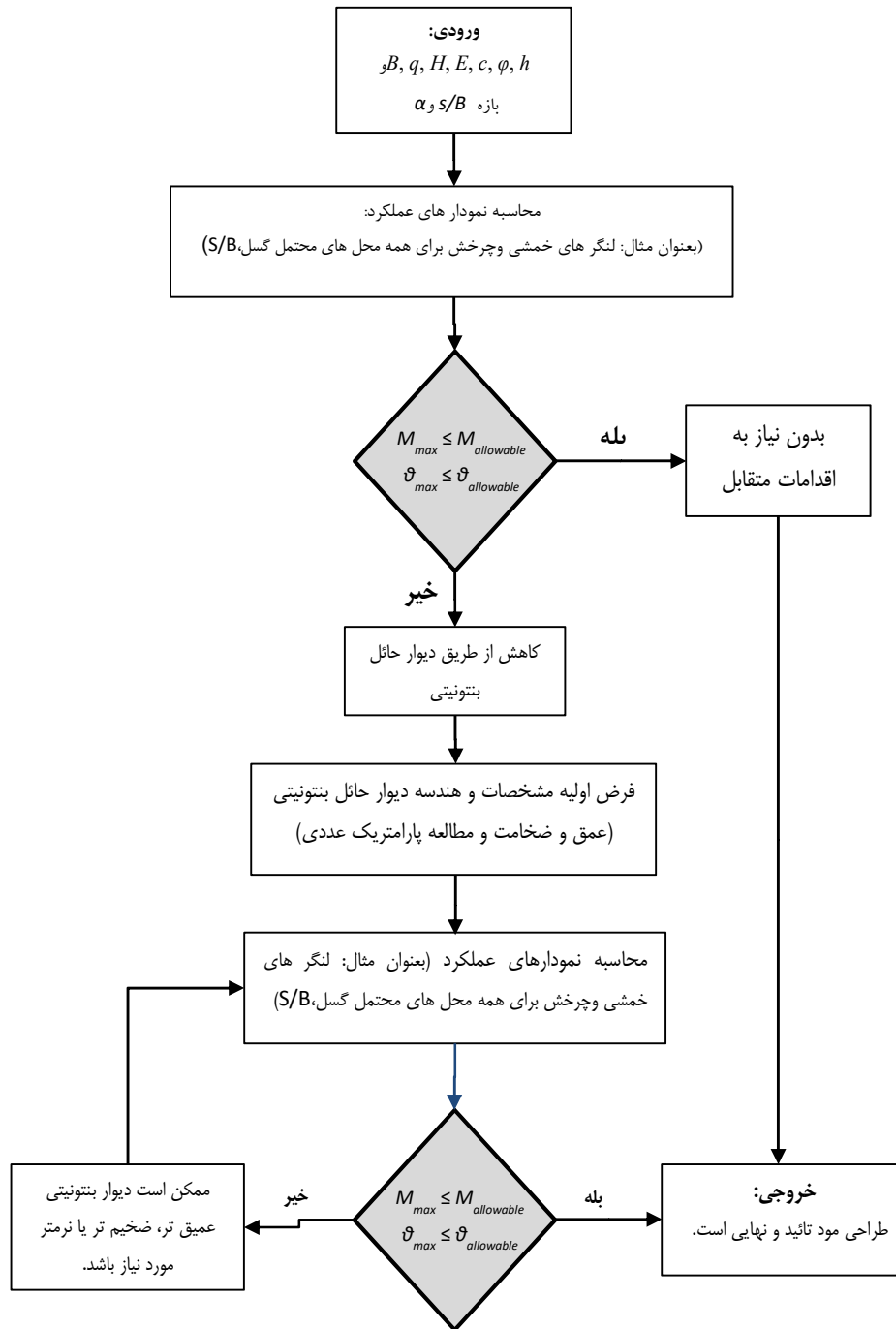
ASCE 7-22 (2022): Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

FEMA P-750 (2009): NEHRP Recommended Seismic Provisions.

Eurocode 8: Seismic design of buildings, worked examples. Publications Office of the European Union.

3-story building subjected to reverse faulting analysis experiments, M.Fadaee, K Hashemi, F. Farzaneganpour, I. Anastopoulos, G. Gazetas, (2020), Soil Dynamics & Earthquake engineering.

Mitigation of reverse faulting deformation using a soil bentonite wall, Fadaee, Meysam; Ezzatyazdi, Pedram; Anastopoulos, Ioannis; Gazetas, George. (2020), Soil Dynamics & Earthquake engineering



شکل ت-۵-۶: فلوجارت خلاصه روند طراحی دیوار حائل بتن‌نیتی جهت کاهش اثرات گسلش



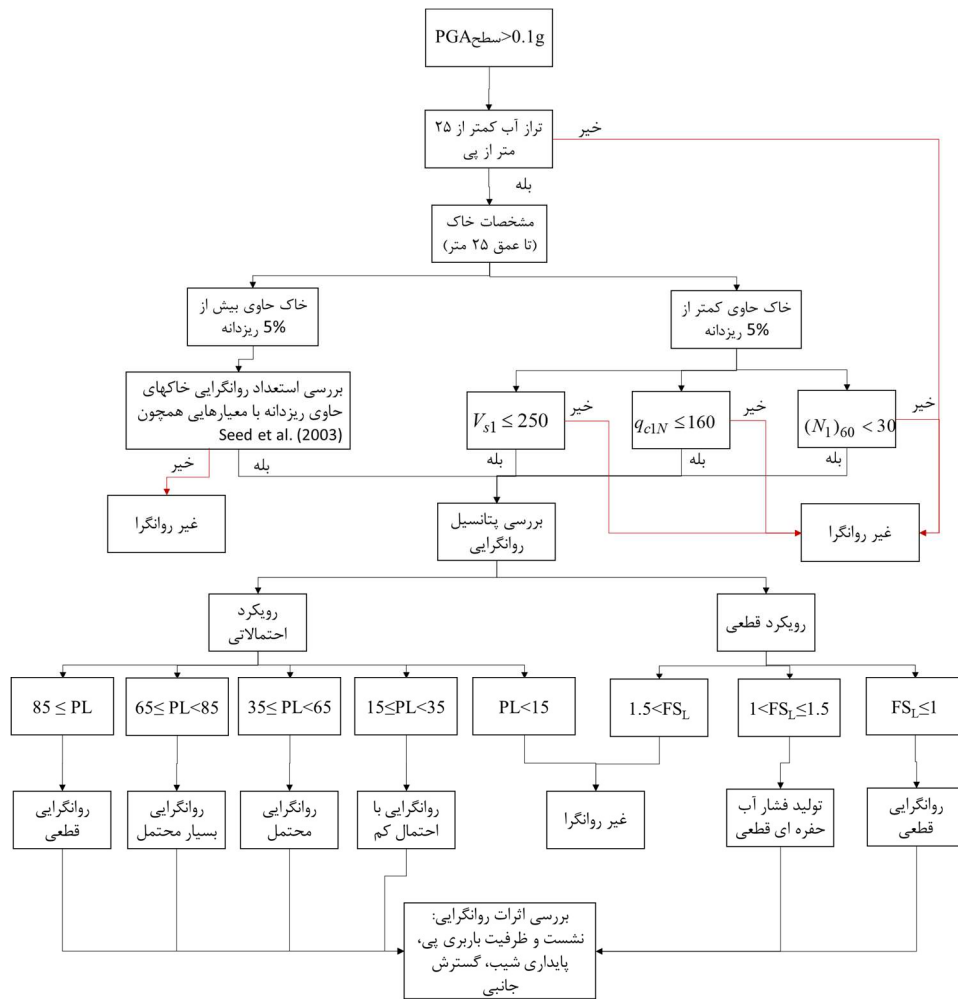
## ت ۳-۵ روانگرایی

در مرحله اول ارزیابی روانگرایی در یک ساختمان نیاز به بررسی الزامات ارزیابی روانگرایی می‌باشد که مطابق بند ۱-۴-۵ نشریه ۰۳۸ بررسی می‌شود. الزامات روانگرایی بر اساس نواحی لرزه‌ای (بند ۱-۴-۵-۱) و مشخصات آب زیرزمینی و ژئوتکنیکی ساختمان (بند ۱-۴-۵-۲) بررسی شده و در صورت تأمین شرایط و مستعد بودن، در گام بعدی پتانسیل روانگرایی محاسبه خواهد شد. در شکل ت-۵-۷ روند ارزیابی روانگرایی نشان داده شده است. شایان ذکر است در ساختمان‌های تشکیل شده از خاک‌های دانه‌ای اشباع با تراکم سست تا خیلی سست در حالتی که سطح PGA کمتر از 0.1g باشد نیز استعداد روانگرایی باید بررسی شود.

### ت-۳-۵-۱ الزامات ارزیابی روانگرایی

#### ت-۳-۵-۱-۱ سطح لرزه‌ای

سطح لرزه‌ای بر اساس تخمین مقدار بیشینه شتاب سطح زمین (سطح PGA) بر اساس معیارهای بیان شده در فصل سوم این آیین‌نامه تعیین می‌شود. در صورتیکه مقدار محاسبه شده سطح PGA کمتر از 0.1g باشد، می‌توان از ارزیابی روانگرایی صرف نظر کرد. هرچند باید به این نکته توجه نمود در صورتیکه ساختمان از خاک‌های دانه‌ای اشباع با تراکم سست تا خیلی سست (کمتر از ۴۰ درصد) تشکیل شده باشد، حتی در ساختمان‌هایی با شتاب کمتر از 0.1g نیز نیاز است استعداد روانگرایی خاک مطابق

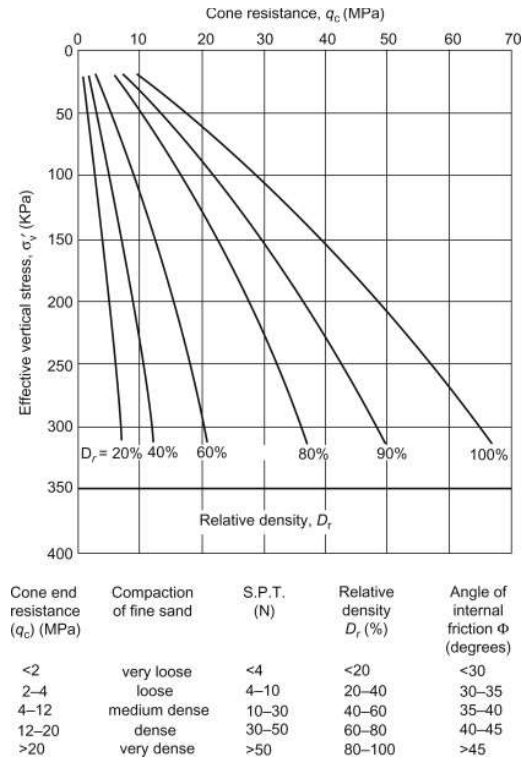


شکل ت-۵-۷: روند ارزیابی روانگرایی

بند ۴-۵-۱-۱ مورد بررسی قرار گیرد. تراکم خاک را می‌توان بر اساس همبستگی‌های معتبر ارائه شده در این زمینه همانند همبستگی ارائه شده در شکل ت-۵-۸ محاسبه نمود.

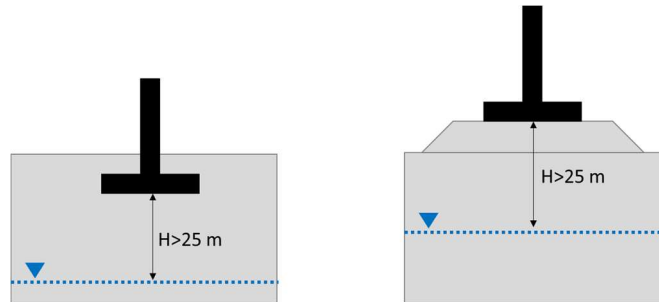
### ت-۵-۳-۱-۲ استعداد روانگرایی خاک

در صورت تأمین شرایط لرزه‌ای بیان شده بند ۴-۵-۱-۱ نیاز است که استعداد روانگرایی در مرحله دوم مورد بررسی قرار گیرد. استعداد روانگرایی به ترتیب توسط سه معیار تراز آب، عمق خاک و مشخصات خاک مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل ت-۵-۸: همبستگی بین تراکم نسبی و نتایج آزمایش SPT و CPT (Bayliss et al., 2012)

معیار تراز آب زیرزمینی: در ابتدا نیاز است عمق سطح آب زیرزمینی در شرایط فعلی و گذشته و همچنین تراز آب زیرزمینی در آینده با توجه به تغییرات فصلی مشخص شود. سپس با توجه به موقعیت و تراز احداث پی سازه نسبت به تراز آب زیرزمینی، معیار آب زیرزمینی بررسی شود. اگر تراز آب زیرزمینی (مطابق آنچه در شکل ت-۵-۹ نشان داده شده است) در فاصله‌ای بیش از ۲۵ متر از تراز نهایی پروژه قرار گرفته باشد، خاک مستعد روانگرایی نمی‌باشد.



شکل ت-۵-۹: فاصله‌ی تراز آب زیرزمینی از پی سازه

**معیار عمق:** لازم است ارزیابی‌های روانگرایی تا عمق ۲۵ متر از تراز نهایی پروژه (استقرار پی) انجام شود. در صورتیکه در این حدفاصل خاک مستعد روانگرایی نباشد، نیاز به بررسی‌های بیشتر نیست.

**مشخصات خاک:** لازم است مشخصات لایه‌های خاک بر اساس معیار عمق و تا تراز ۲۵ متری مورد بررسی قرار گیرد. در صورت احراز یکی از شرایط ذیل برای لایه‌های خاک نیاز به بررسی بیشتر برای ارزیابی روانگرایی نمی‌باشد و در واقع آن لایه‌های خاک مستعد تولید فشار آب حفره‌ای اضافی و روانگرایی نیستند:

- در خاک‌های حاوی کمتر از ۵ درصد ریزدانه در صورت انجام آزمایش SPT، عدد SPT اصلاح شده برای سربار، بیش از ۳۰ باشد ( $N_{1,60} > 30$ ) و یا در صورت انجام آزمایش CPT، مقاومت نوک نرمال شده بیش از ۱۶۰ باشد ( $q_{c1N} > 160$ ).
- سرعت موج برشی نرمال شده در لایه بیش از ۲۵۰ متر بر ثانیه باشد ( $V_s1 > 250$ ). توجه شود که سرعت موج برشی متوسط ۳۰ متر ابتدایی خاک که در تحلیل آبرفت استفاده می‌شود ملاک نمی‌باشد. در واقع ممکن است سرعت موج برشی متوسط ۳۰ متر بیش از ۲۵۰ متر بر ثانیه باشد ولی لایه‌هایی با سرعت موج برشی کمتر از این محدوده وجود داشته باشند که باید مورد بررسی قرار گیرند.
- در صورت مواجهه با خاک‌های ریزدانه که به صورت تنها یا به صورت مخلوط شده با خاک‌های درشت دانه قرار دارند، باید معیارهای معتبر توصیه شده برای ارزیابی استعداد روانگرایی این خاک‌ها در ابتدا استفاده شده تا استعداد روانگرایی این لایه‌ها مشخص شود. در این روش‌ها مشخصات اندیسی خاک همانند شاخص خمیری استفاده می‌شود و با یک غربالگری مستعد یا مستعد نبودن لایه‌ی خاک تشخیص داده می‌شود. در واقع لایه‌های خاک حاوی ریزدانه که در اثر بارهای دینامیکی توانایی تولید فشار آب حفره‌ای اضافی را نداشته باشند مستعد روانگرایی نبوده و وارد مرحله‌ی بعدی ارزیابی (یعنی ارزیابی پتانسیل روانگرایی) به منظور تخمین ضریب اطمینان یا احتمال روانگرایی نمی‌شوند. از جمله‌ی این روش‌ها می‌توان به روش‌های (Seed et al (2003) و Boulanger and Idriss (2006) اشاره نمود. به طور مثال بر اساس روش (Seed et al (2003) در صورتیکه شاخص خمیری (PI) کمتر از ۲۰٪ و حد روانی (LL) کمتر از ۴۷٪ و درصد رطوبت (wc) بیش از ۸۵ درصد LL باشد، خاک در ناحیه انتقالی بین روانگرا و غیر روانگرایی قرار می‌گیرند و نیاز به بررسی‌های بیشتر دارند. هر چند که توصیه می‌شود پتانسیل روانگرایی در آن‌ها بررسی شود. همچنین در صورتیکه شاخص خمیری (PI)

کمتر از ۱۲٪ و حد روانی (LL) کمتر از ۳۷٪ و درصد رطوبت (wc) بیش از ۸۰ درصد LL باشد، خاک مستعد روانگرایی است.

### ت-۵-۳-۲ بررسی پتانسیل روانگرایی

#### ت-۵-۳-۲-۱- ضریب اطمینان روانگرایی

پتانسیل روانگرایی به روش تنش برشی ساده شده با استفاده از ضریب اطمینان روانگرایی ( $FS_L$ ) محاسبه می‌شود که از رابطه ت-۵-۲ بدست می‌آید:

$$FS_L = \left( \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \cdot K_\sigma \quad \text{ت-۵-۲}$$

#### نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR)

این نسبت را می‌توان بر اساس رابطه ت-۵-۳ محاسبه نمود:

$$CSR = \frac{\tau_{ave}}{\sigma_{v0}} = 0.65 \frac{PGA_{سطح}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} r_d \quad \text{ت-۵-۳}$$

که  $\tau_{ave}$  تنش متوسط معادل زلزله،  $\sigma_{v0}$  تنش کل در وسط لایه خاک،  $\sigma'_{v0}$  تنش مؤثر در وسط لایه خاک و  $r_d$  ضریب کاهش عمق می‌باشد. مقدار  $r_d$  را می‌توان بر اساس روابط پیشنهاد شده توسط NCEER (2001) همانند رابطه ت-۵-۴ محاسبه نمود:

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad \text{for } z \leq 9.15\text{m} \quad \text{ت-۵-۴}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{for } 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m}$$

که  $z$  عمق مورد بررسی از تراز سطح زمین است. روابط بسیاری برای تخمین پارامتر اصلاح عمق وجود دارد که توصیه می‌شود از چندین روش استفاده شده و مقادیر متوسط استفاده شود.

نکته: در طرح‌های مهم و در صورت نیاز می‌توان بجای استفاده از رابطه ت-۵-۳، از تحلیل پاسخ ساختگاه به روش خطی معادل (equivalent linear) یا روش‌های غیرخطی با استفاده از حداقل ۷ جفت شتاب‌نگاشت برای تعیین نسبت تنش برشی در عمق استفاده نمود. در صورت انجام تحلیل پاسخ

ساختگاه، مقادیر  $\tau_{ave}$  در وسط هر لایه با استفاده از رابطه ت-۵-۵ محاسبه می‌شود:

$$\tau_{ave} = 0.65 \tau_{max} \quad \text{ت-۵-۵}$$

که  $\tau_{max}$  بیشینه تنش برشی بدست آمده از تاریخچه تنش برشی دینامیکی در وسط هر لایه است.

ضریب مقیاس بزرگا (MSF): در صورتیکه مقدار بزرگای زلزله محتمل متفاوت از ۷/۵ باشد، نیاز است که بزرگا بر اساس روابط ارائه شده در منابع معتبر همچون (NCEER (2001 مطابق رابطه ت-۵-۶ اصلاح شود:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad \text{ت-۵-۶}$$

که  $M_w$  بزرگای گشتاوری زلزله محتمل با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال می‌باشد که از فصل تحلیل خطر زلزله (فصل دوم) در همین آیین‌نامه به دست می‌آید.

ضریب اصلاح تنش  $K_\sigma$  را می‌توان بر اساس روابط و نمودارهای گزارش شده در منابع معتبر همچون نشریه ۵۲۵ محاسبه نمود. همچنین بر اساس پیشنهاد (NCEER (2001 این ضریب به شرح رابطه ت-۵-۷ قابل محاسبه می‌باشد:

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad \text{ت-۵-۷}$$

برای خاک‌هایی با تراکم نسبی ۴۰-۶۰ درصد، مقدار  $f$  بین ۰/۷-۰/۸ و برای تراکم نسبی ۶۰-۸۰ درصد مقدار  $f$  بین ۰/۶-۰/۷ و  $P_a$  فشار اتمسفر می‌باشد که برابر با ۱۰۰ kPa است.

#### نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک

نسبت مقاومت برشی تناوبی معادل خاک در بزرگای ۷/۵ ( $CRR_{7.5}$ ) بر پایه مشاهدات تجربی بر اساس نتایج آزمایش‌های صحرایی شامل آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)، آزمایش نفوذ مخروطی (CPT) و آزمایش تعیین سرعت موج برشی (Vs) محاسبه می‌شود. جزئیات محاسبات این پارامتر در مراجع معتبر از جمله نشریه ۵۲۵ و (NCEER (2001 ارائه شده است. بر اساس پیشنهاد (NCEER (2001 با استفاده از عدد SPT می‌توان بر اساس رابطه ت-۵-۸ نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک را محاسبه نمود:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{(10N_{1,60} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad \text{ت-۵-۸}$$

که  $N_{1,60}$  تعداد ضربات SPT است که نسبت به فشار سربار و نسبت انرژی چکش ۶۰ درصد همپایه شده است.

همچنین روابط مختلفی برای محاسبه  $CRR_{7.5}$  در صورت وجود سرعت موج برشی خاک نیز ارائه شده است که به طور مثال می‌توان بر اساس پیشنهاد (NCEER (2001 از رابطه ت-۵-۹ در این خصوص استفاده نمود:

$$CRR_{7.5} = 0.022 \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad \text{ت-۵-۹}$$

که

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v_0}} \right)^{0.25} \quad \text{ت-۵-۱۰}$$

که  $V_{s1}$ : سرعت موج برشی اصلاح شده نسبت به تنش سربار مؤثر،  $V_s$  سرعت موج برشی در عمق مورد بررسی،  $P_a$ : فشار اتمسفر،  $\sigma'_{v_0}$ : تنش مؤثر قائم اولیه و پارامتر  $V_{s1}^*$  مرز ناحیه روانگرا شده و نشده می‌باشد. مقدار  $V_{s1}^*$  بسته به مقدار ریزدانه می‌تواند متفاوت باشد و به صورت کلی در صورت عدم وجود ریزدانه می‌توان مقدار آن را ۲۵۰ متر بر ثانیه فرض کرد.

تذکره: برای تخمین نسبت مقاومت سیکلی در ساختمان‌هایی که خاک‌های ریزدانه همانند رس و لای به صورت تنها و یا مخلوط شده با خاک‌های دانه‌ای وجود دارند، در صورتیکه بر اساس غربالگری انجام شده در مرحله‌ی استعداد روانگرایی، مستعد تشخیص داده شده باشند، باید از روابطی استفاده شود که در آن‌ها عدد SPT یا مقاومت نوک مخروط  $q_c$  برای اثر ریزدانه اصلاح شده باشند. در چنین حالاتی، بجای  $N_{1,60}$  و  $q_{c1}$  به ترتیب از  $(N_{1,60})_{cs}$  و  $(q_{c1})_{cs}$  استفاده می‌شود که در واقع مقاومت‌های برجای خاک برای اثر ریزدانه اصلاح شده و تبدیل به مقاومت‌های برجای معادل ماسه‌ی تمیز می‌شوند. به عنوان مثال روابط ت-۵-۱۱ و ت-۵-۱۲ بر اساس پیشنهاد (NCEER (2001)، نسبت مقاومت برشی را بر اساس مقاومت‌های اصلاح شده برای ریزدانه ارائه می‌دهند:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_{1,60})_{cs}} + \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_{1,60})_{cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad \text{ت-۵-۱۱}$$

و

$$CRR_{7.5} = 0.833 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05 \quad \text{if } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad \text{ت-۵-۱۲}$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{if } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$$

که در این روابط  $(N_{1,60})_{cs}$  و  $(q_{c1})_{cs}$  با استفاده از روابط ت-۵-۱۳ و ت-۵-۱۴ بدست می‌آیند:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad \text{ت-۵-۱۳}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{for FC} \leq 5\% \\ e^{\frac{1.76-190}{FC^2}} & \text{for } 5\% < \text{FC} < 35\% \\ 5 & \text{for FC} \geq 35\% \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{for FC} \leq 5\% \\ 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} & \text{for } 5\% < \text{FC} < 35\% \\ 1.2 & \text{for FC} \geq 35\% \end{cases}$$

$$(q_{c1})_{cs} = K_c q_{c1} \quad \text{ت-۵-۱۴}$$

$$K_c = \begin{cases} 1 & \text{for } I_c \leq 1.64 \\ -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{for } I_c > 1.64 \end{cases}$$

که FC درصد ریزدانه و  $I_c$  شاخص نوع رفتار خاک می‌باشد.

#### ت-۵-۳-۲-۲-۲ رویکرد قطعی

در رویکرد قطعی ملاک تصمیم‌گیری بر اساس ضریب اطمینان روانگرایی می‌باشد (بند ۵-۴-۲-۱). پس از محاسبه ضریب اطمینان در هر لایه خاک (لایه‌های یک متری)، در صورتیکه ضریب اطمینان کمتر از ۱ باشد، روانگرایی قطعی است و لایه خاک پتانسیل روانگرایی و بروز سطحی را دارا بوده و به دلیل بروز اثرات روانگرایی ساختگاه نیاز به بهسازی دارد. چنانچه ضریب اطمینان بین ۱ تا ۱/۵ باشد لایه خاک پتانسیل تولید فشار آب حفره‌ای را دارد به همین دلیل نیاز است اثرات روانگرایی مطابق با بند ۵-۴-۳ به صورت مجزا مورد بررسی قرار گیرند و در محاسبات مربوط به تغییرمکان و ظرفیت باربری ضرایب کاهش مقاومت روانگرایی لحاظ شوند. در صورتیکه ضریب اطمینان بزرگ‌تر از ۱/۵ باشد، لایه خاک غیرروانگرا است و نیازی به ارزیابی اثرات روانگرایی نمی‌باشد.

#### ت-۵-۳-۳-۲-۳ رویکرد احتمالاتی

به دلیل عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای خاک، روابط تجربی موجود و همچنین پارامترهای لرزه‌ای، روش‌های احتمالاتی در مقایسه با روش‌های قطعی می‌توانند قضاوت مناسب‌تری از شرایط روانگرایی ساختگاه فراهم کنند. احتمال وقوع روانگرایی (PL) را می‌توان با استفاده از روابط احتمالاتی معتبر ارائه شده همچون رابطه ت-۵-۱۵ که توسط Juang et al. (2002) ارائه شده است، محاسبه نمود:



$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS_L}{A}\right)^B} \quad \text{ت-۵-۱۵}$$

که مقدار  $FS_L$  بر اساس بند ۵-۴-۲-۱ محاسبه می‌شود و مقادیر  $A$  و  $B$  بر اساس روش آزمایش مورد استفاده در تخمین CRR مطابق با جدول ت-۵-۲ در نظر گرفت. در صورتیکه مقدار  $PL$  کمتر از ۱۵ درصد باشد، احتمال وقوع روانگرایی وجود ندارد. اگر  $PL$  بین ۱۵-۳۵ درصد باشد، احتمال روانگرایی کم، اگر بین ۳۵-۶۵ درصد باشد، روانگرایی محتمل، اگر بین ۶۵-۸۵ درصد باشد، روانگرایی بسیار محتمل و اگر بیش از ۸۵ درصد باشد به طور قطع روانگرایی رخ خواهد داد. همانطور که در شکل ت-۵-۱۰ نشان داده شد، در صورتیکه احتمال وقوع روانگرایی بیش از ۱۵ درصد باشد، لازم است که اثرات روانگرایی مورد توجه قرار گیرد و در صورتیکه این احتمال کمتر از ۱۵ درصد باشد، لایه خاک غیر روانگرا می‌باشد.

توجه شود که روابط مختلف دیگری نیز برای تخمین احتمال روانگرایی وجود دارند که از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به روابط ارائه شده توسط Cetin et al. (2004) بر اساس SPT و روابط Moss et al. (2006) بر اساس CPT اشاره نمود.

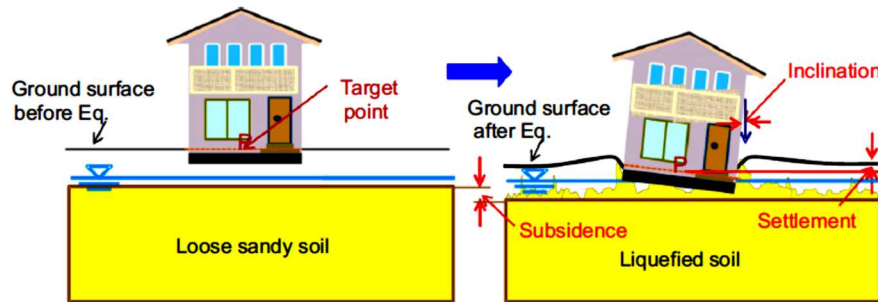
جدول ت-۵-۲ مقادیر پیشنهادی ضرایب  $A$  و  $B$

B	A	آزمایش
3.5	0.8	SPT
3.3	1	CPT
3.4	0.73	Vs

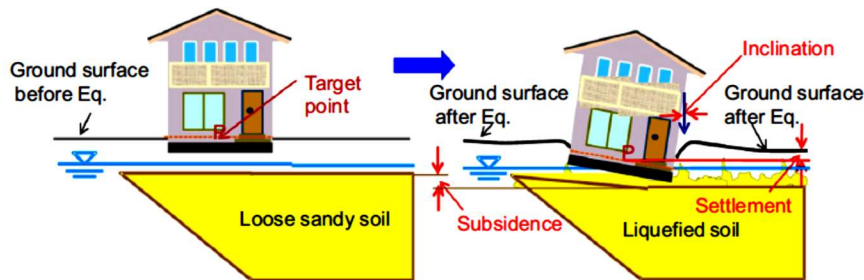
### ت-۵-۳-۳ اثرات روانگرایی

وقوع روانگرایی در لایه‌های خاک زیرین یک سازه لزوماً به مفهوم الزام برای بهسازی خاک نیست. الزام برای بهسازی، بستگی به وسعت روانگرایی (Liquefaction extent) در لایه‌های زیرین، وزن و اهمیت سازه دارد. بنابراین بررسی بسیار دقیقی در این مرحله باید انجام شود تا طرح‌های عمرانی به لحاظ ایمنی و از سویی دیگر از جنبه‌های اقتصادی به صورت بهینه‌ای طراحی شوند. در شکل ت-۵-۱۰ ساز و کارهای مشاهده شده برای اثرات روانگرایی بر روسازه در طی زلزله Great East 2011 ژاپن نشان داده شده است (Yasuda 2014). در بخش اول این شکل، سازه بر روی زمین افقی با لایه‌ی روانگرایی متقارن واقع شده است که در صورت روانگرایی بستر، نشست‌های حجمی و برشی ایجاد شده باید بررسی شوند. در بخش دوم، ضخامت لایه‌ی روانگرا متغیر است و از این رو انتظار می‌رود که نشست‌های نامتقارن در سازه ایجاد

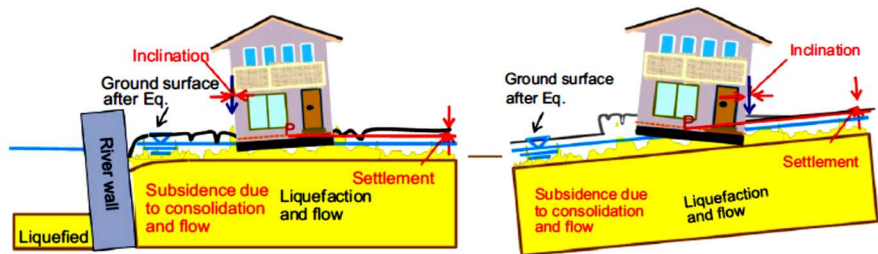
شود. در بخش سوم و چهارم، دو حالت زمین شیب‌دار و دیوار حایل نشان داده شده است که نشان از ایجاد اثرات روانگرایی از نوع گسترش جانبی دارد. بنابراین بررسی اثرات روانگرایی برای روسازه که می‌تواند انواع مختلفی از سازه‌های پتروشیمی (همانند پی سطحی و خط لوله) را شامل شود موضوع مهم و در عین حال متنوعی است که این تنوع می‌تواند بر پیچیدگی تحلیل و تصمیم‌گیری برای بهسازی بیفزاید.



(1) Thickness of liquefied layer is uniform in flat land



(2) Thickness of liquefied layer is non-uniform in flat land



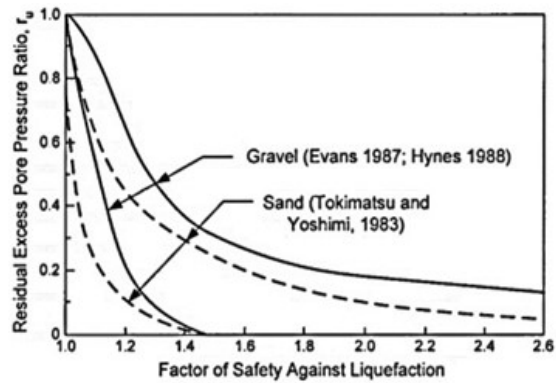
(3) Ground behind river wall

(4) Sloping ground

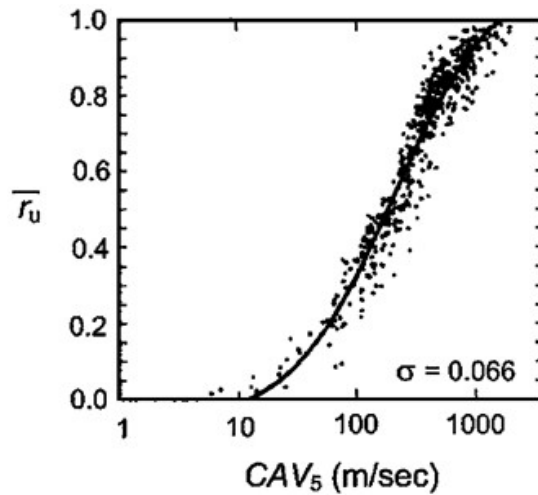
شکل ت-۵-۱۰: انواع گسیختگی‌های مشاهده شده در پی‌های سطحی مستقر بر لایه‌ی خاک روانگرا در طی زلزله Great East ژاپن در سال ۲۰۱۱ (Yasuda 2014)

تولید فشار آب حفره‌ای یکی از مهمترین عوامل در بحث ارزیابی اثرات روانگرایی می‌باشد که با استفاده از روش‌های عددی و همچنین تجربی تخمین زده می‌شود. در شکل ت-۵-۱۱ الف مقادیر نسبت فشار

آب حفره‌ای بر حسب ضریب اطمینان که توسط محققین مختلف ارائه شده، نشان داده شده است. با استفاده از این نمودارها و بر اساس ضریب اطمینان محاسبه شده در بخش ۵-۴-۲ می‌توان نسبت فشار



الف



ب

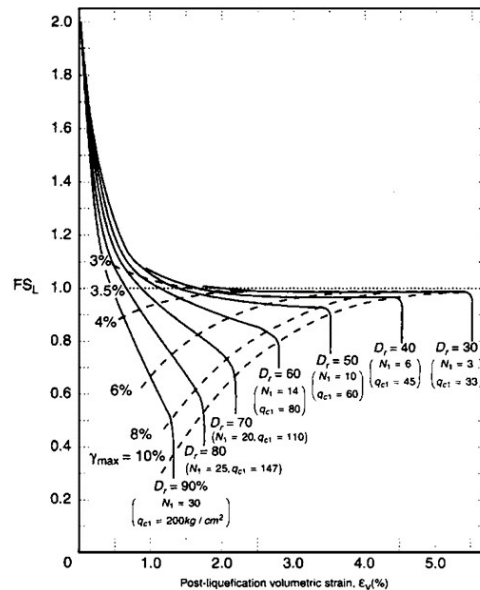
شکل ت-۵-۱۱: تغییرات نسبت اضافه فشار آب تولید شده در برابر (الف) تغییرات ضریب اطمینان روانگرایی (ب) تغییرات سرعت مطلق تجمعی (بزرگ‌تر از ۵ سانتی متر بر ثانیه) موج ورودی (Kramer and Mitchell, 2006)

آب حفره‌ای را تخمین زد که بر اساس تغییرات ضریب اطمینان مقادیر آن نیز تغییر می‌کند. منظور از نسبت فشار آب، نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از زلزله به تنش مؤثر اولیه قائم است. مطابق شکل، به طور مثال حد پایین ضریب اطمینان بر اساس Tokimatsu and Yoshimi (1983) برای شروع تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک ماسه‌ای ۱/۵ می‌باشد. در هر صورت، برای ضرایب اطمینان

روانگرایی بالاتر از ۱/۵، پتانسیل تولید فشار آب حفره‌ای کم بوده و در حالت بیشینه می‌تواند به ۰/۳ تنش مؤثر اولیه برسد. در سال‌های اخیر، مطالعاتی در خصوص ارتباط بین پارامترهای موج لرزه‌ای و تولید فشار آب حفره‌ای در لایه‌های خاک انجام شده است (مانند Kramer and Mitchell, 2006; Jafarian and Lashgari, 2017). در شکل ت-۵-۱۱-ب تغییرات مقادیر نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی تولید شده بر حسب تغییرات سرعت مطلق تجمعی موج ورودی (CAV5)، نشان داده شده است. با استفاده از این نمودار و روابط ارائه شده می‌توان نسبت فشار آب حفره‌ای را پیش‌بینی نمود. بر اساس روابط کاهندگی ارائه شده برای CAV می‌توان مقدار CAV را برای منطقه مورد مطالعه بدست آورد.

### ت-۵-۳-۳-۱ نشست سطح زمین

برای زمین‌های میدان آزاد (بدون حضور سازه) تخمین نشست ناشی از روانگرایی می‌تواند با استفاده از روش‌های کرنش حجمی مانند و Tokimatsu and Seed (1987) محاسبه می‌شود که در شکل ت-۵-۱۲ به عنوان نمونه، معیار Ishihara and Yoshimine (1992) نشان داده شده است. توجه شود که این روش‌ها بر اساس نتایج آزمایش‌های سیکلی بر روی نمونه‌های خاک در شرایط سه محوری یا برش ساده‌ی سیکلی بدست آمده‌اند و صرفاً می‌توانند نشست‌های ناشی از زوال فشار آب حفره‌ای را پیش‌بینی کنند.



شکل ت-۵-۱۲: رابطه میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش حجمی پس از روانگرایی

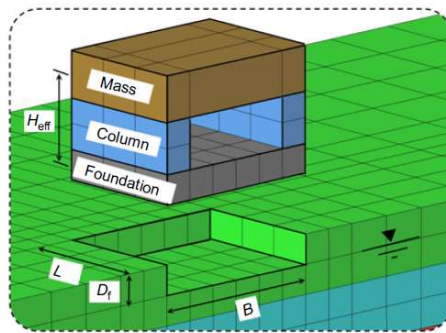
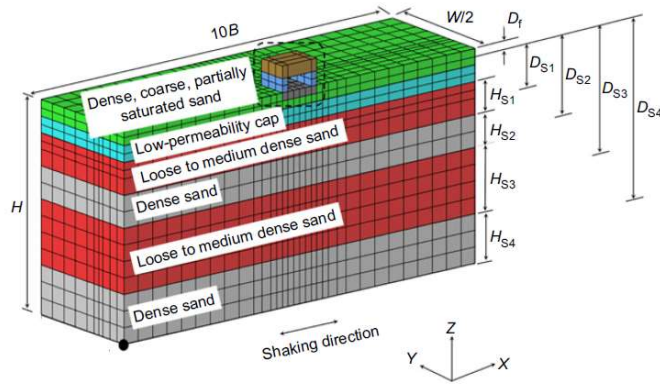
(Ishihara and Yoshimine, 1992)

در صورت استقرار سازه بر روی زمین، نشست حاصل، ترکیبی از نشست حجمی خاک و نشست برشی وارده از سوی روسازه خواهد بود. مطالعات مدل‌سازی فیزیکی و مشاهدات میدانی نشان داده است که تجمیع نشست‌های حجمی و برشی، نشست‌هایی را بدست می‌دهد که به مراتب بزرگ‌تر از آنچه که توسط معیارهای نشست حجمی خاک پیش بینی می‌شود هستند. این نشست‌ها می‌تواند بر اساس روش‌های عددی و روابط نیمه تجربی ارائه شده در این زمینه مانند Bullock et al. (2019) پیش بینی شود. به عنوان مثال بر اساس پیشنهاد Bullock et al. (2019) نشست یک پی واقع بر خاک روانگرا (بر حسب میلی‌متر) را می‌توان با استفاده از روابط زیر تخمین زد:

$$\ln(S) = f_{so} + f_{fnd} + f_{st} + s_0 \ln(CAV) \quad \text{ت-۵-۱۶}$$

که در رابطه‌ی فوق  $CAV$  سرعت مطلق تجمعی موج زلزله،  $S$  میزان نشست پی بر حسب میلی‌متر و  $f_{so}$  و  $f_{fnd}$  و  $f_{st}$  توابعی هستند که در مطالعه‌ی فوق‌الذکر بر حسب مشخصات خاک، پی و سازه تعریف شده‌اند و  $s_0$  مقدار ثابت مدل ارائه شده است. شکل ت-۵-۱۳ نماهایی از مدل‌های عددی استفاده شده در آن مطالعه برای دستیابی به مدل احتمالاتی فوق‌الذکر مشاهده می‌شود.

برای طرح‌های مهم عمرانی که با حضور سازه (اعم از پی‌های سطحی و عمیق، خطوط لوله و تونل) همراه هستند، استفاده از روش‌های عددی که شامل مدل‌های رفتاری پیشرفته می‌شوند توصیه می‌شود، چرا که روابط تجربی موجود برای زمین‌های میدان آزاد تنها نشست‌های حاصل از کرنش‌های حجمی را لحاظ می‌کنند. از سویی دیگر روابط تجربی موجود برای پیش بینی نشست پی‌های سطحی (به عنوان مثال Liu and Dobry (1997) پراکندگی زیادی را نشان می‌دهند. بنابراین برای بررسی نشست‌های ناشی از روانگرایی در حضور روسازه، استفاده از روش‌های عددی با مدل‌های رفتاری پیشرفته که قابلیت مدل‌سازی حلقه‌های هیستریزس خاک در شرایط سیکلی زهکشی نشده را دارا می‌باشند توصیه می‌شود.



شکل ت-۵-۱۳: نمایی شماتیک از مدل‌سازی عددی برای تخمین نشست سازه واقع بر خاک روانگرا  
(Bullock et al. 2019)

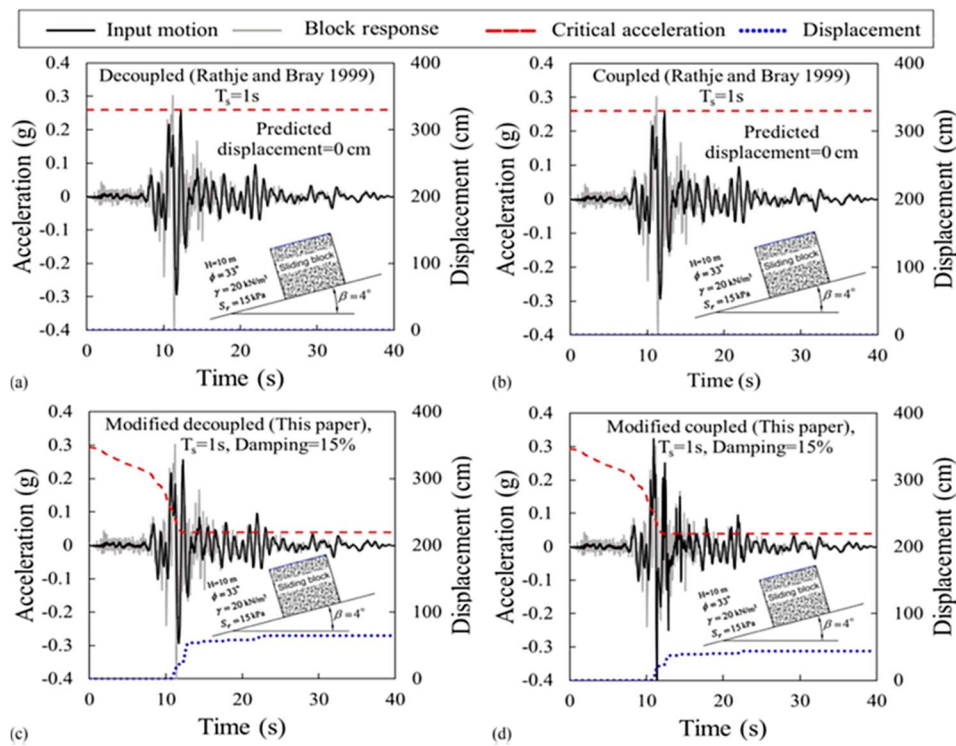
### ت-۵-۳-۳-۳- گسترش جانبی و گسیختگی جریانی

روش‌های تجربی و تحلیلی جهت تخمین تغییر مکان ناشی از گسترش جانبی توسط محققین پیشنهاد شده است. از جمله روش‌های تجربی که استفاده گسترده‌ای بین مهندسين دارد، می‌توان به روش‌های پیشنهادی (Baziar et al. (1992) و Youd et al. (2002) اشاره نمود. رابطه پیشنهادی (Youd et al. (2002) برای یک وجه آزاد به شرح زیر می‌باشد:

$$\log D = -16.713 + 1.532M - 1.406 \log(R + 10^{0.89M - 5.64}) - 0.012R + 0.592 \log W + 0.54 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{50,15} + 0.1mm)$$

ت-۵-۱۷

که در رابطه فوق  $D$  تغییرمکان بر حسب متر،  $M$  بزرگای گشتاوری،  $R$  نزدیک‌ترین فاصله تا منبع انرژی لرزه‌ای (km)،  $W$  نسبت وجه آزاد بر حسب درصد،  $T_{15}$  ضخامت تجمعی لایه‌های با عدد SPT کمتر از ۱۵،  $F_{15}$  درصد ریزدانه و  $D_{50,15}$  اندازه‌ی متوسط ذرات برای مصالح دانه‌ای قرار گرفته در لایه‌های خاک تشکیل دهنده  $T_{15}$  است. مدل‌های دیگری بر اساس روش‌های تحلیلی همچون روش بلوک لغزنده برای پیش‌بینی تغییرمکان جانبی ارائه شده است که در این روش‌ها تولید فشار آب حفره‌ای در پیش‌بینی تغییرمکان لحاظ شده است. از جمله این مدل‌ها می‌توان به مدل Lashgari et al. (2020) و Jafarian and Lashgari (2017) اشاره نمود. شکل ت-۵-۱۴ تأثیر تولید فشار آب حفره‌ای بر روی تغییرمکان ماندگار محاسبه شده توسط روش‌های بلوک لغزنده در یک شیب فرضی را نشان داده شده است. در این تحلیل ضریب گسیختگی توسط Jafarian and Lashgari (2017) با در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای اصلاح شده است.



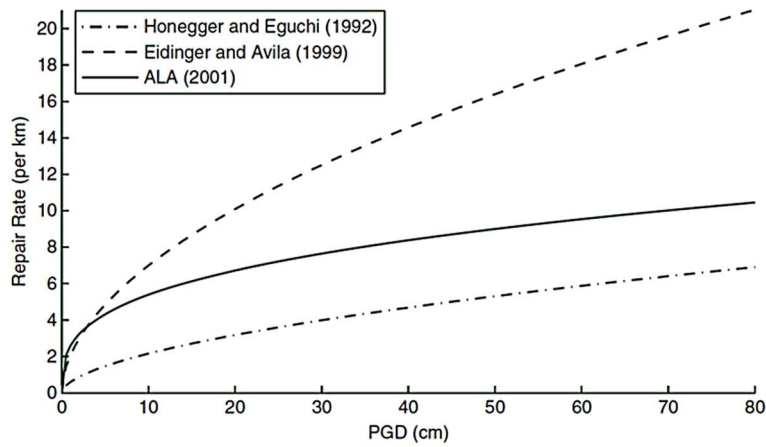
شکل ت-۵-۱۴: مقایسه نتایج روش‌های بلوک لغزنده با روش اصلاح شده Jafarian and Lashgari (2017)

در بررسی اثرات روانگرایی به ویژه بحث گسترش جانبی و گسیختگی جریان‌ی نیاز است به شریان حیاتی از جمله خطوط لوله مورد بررسی دقیق قرار گیرند. آسیب پذیری خطوط لوله در طی یک زلزله در

دو بخش و در طی انتشار امواج و همچنین تغییر مکان سطح زمین به صورت جداگانه بررسی می‌شوند. به همین دلیل نیاز است در مناطقی که گسترش جانبی و گسیختگی جریان‌ی مطرح است، اثر تغییر مکان ایجاد شده بر روی خطوط لوله به طور ویژه بررسی شود. در این زمینه روابط و روش‌های مناسبی توسط محققان ارائه شده است که می‌توان به روش‌هایی همانند O'Rourke and Deyoe (2004) و Gehl (2013) اشاره نمود. در این زمینه منحنی‌های آسیب پذیری خطوط لوله بر اساس نرخ تعمیر (repair rate, RR) بر حسب تغییر مکان سطح زمین همانند شکل ت-۵-۱۵ ارائه شده است که با استفاده از تغییر مکان محاسبه شده گسترش جانبی، می‌توان نرخ تعمیر را پیش بینی نمود.

به عنوان جمع بندی بررسی اثرات روانگرایی بر سازه‌های مجاور، توصیه می‌شود که به علت پیچیدگی موضوع از روش‌های مختلف تجربی، نیمه تجربی و عددی در حد امکان بهره گرفته شود و در نهایت با قضاوت مهندسی تصمیم سازی مناسب برای بهسازی یا عدم آن اتخاذ شود. بدیهی است در صورت تصمیم بر بهسازی خاک بستر، لازم است تا طراحی مناسبی اعم از نوع روش بهسازی و وسعت ناحیه‌ی بهسازی شده ارائه شود. در پروژه‌ها و سازه‌های مهم استفاده از روش‌های عددی در کنار آزمایش‌های سیکلی خاک (برای کالیبراسیون مدل عددی) توصیه می‌شود. از جمله مدل‌های رفتاری که در شبیه‌سازی عددی برای ارزیابی روانگرایی استفاده می‌شود می‌توان به مدل‌های PM4SAND، SANISAND، UBCSAND و PDMY02 اشاره نمود. بدیهی است مدل استفاده شده برای تحلیل اثرات روانگرایی باید توانایی شبیه‌سازی رفتار خاک در حالت سیکلی و زهکشی نشده را داشته باشد. برای استفاده از روش‌های عددی پیشرفته، کالیبراسیون پارامترهای مدل رفتاری باید با دقت بسیاری انجام شود که به این منظور نیاز است آزمایش‌های مونوتونیک و سیکلی همانند سه محوری یا برش ساده بر روی نمونه‌های دست نخورده یا بازسازی شده‌ی خاک محل انجام شود. سپس می‌توان با کالیبراسیون پارامترهای مدل رفتاری مورد نظر، به شبیه‌سازی مسئله‌ی مقدار مرزی مورد نظر در پروژه‌های پتروشیمی همانند خطوط لوله، پی‌های سطحی، پی‌های عمیق، دیوار ساحلی و ... پرداخت و تغییرشکل‌های ناشی از روانگرایی بر سازه‌های مجاور را بررسی نمود.





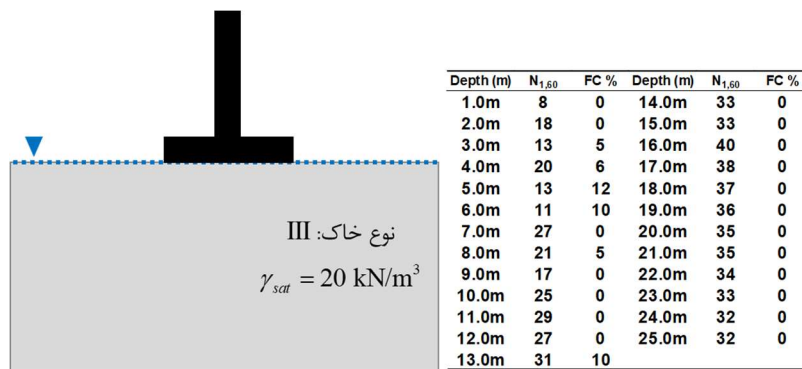
شکل ت-۵-۱۵: مقایسه سه رابطه پیشنهادی پیش بینی نرخ تعمیر خطوط لوله بر حسب تغییر مکان سطح زمین (Gehl (2013)

### ت-۵-۳-۴ مثال کاربردی

بر اساس مطالعات ژئوتکنیک انجام شده، ساختگاه یک منطقه ماسه‌ای و از نوع III و تراز آب زیرزمینی در تراز سطح زمین می‌باشد. نتایج آزمایش SPT، مشخصات لایه‌های خاک و شرایط پروژه در شکل ت-۵-۱۶ نشان داده شده است. نتایج تحلیل خطر برای منطقه مورد مطالعه نشان می‌دهد که مقدار  $PGA=0.4g$  و بزرگای زلزله محتمل برابر با ۷ می‌باشد. با توجه با این شرایط، ضریب تبدیل بر اساس جدول ت-۵-۱ برابر با ۱/۱ و بیشینه شتاب سطح زمین برابر است با:

$$PGA_{\text{سطح}} = F_{PGA} \cdot PGA = 1.1 \cdot 0.4 = 0.44g \quad \text{ت-۵-۱۸}$$

با توجه به آنکه بیشینه شتاب سطح زمین بزرگ‌تر از ۰/۱ است، بنابراین ساختگاه در ناحیه لرزه‌ای روانگرایی قرار دارد و نیاز است استعداد روانگرایی مورد بررسی قرار گیرد. همانطور که شکل ت-۵-۱۶ نشان می‌دهد، تراز نهایی پروژه در سطح زمین است و همچنین با توجه به تراز آب زیرزمینی، مطابق با معیار تراز آب زیرزمینی (بند ۵-۴-۱-۲)، شرط وجود آب فراهم می‌باشد. همچنین بر اساس معیار عمق نیاز است تا عمق ۲۵ متری از تراز نهایی پروژه، مشخصات لایه‌های خاک مورد بررسی قرار گیرد.



شکل ت-۵-۱۶: محاسبه ضریب اطمینان روانگرایی برای یک ساختگاه

بر اساس بند ۵-۴-۱-۲، اعماق ۱-۳ متر، ۷-۱۲ متر دارای درصد ریزدانه کمتر از ۵ درصد هستند و به دلیل آنکه N1,60 کوچک‌تر از ۳۰ است، مستعد روانگرایی هستند. همچنین اعماق ۴-۶ متر بر اساس معیار ریزدانه به دلیل PI کمتر از ۲۰ درصد مستعد هستند. سایر اعماق استعداد روانگرایی را دارا نمی‌باشند؛ بنابراین نیاز است در اعماق مستعد، پتانسیل روانگرایی مورد بررسی قرار گیرد. با استفاده از روابط بند ۵-۴-۲ ضریب اطمینان روانگرایی بر اساس رویکرد قطعی و همچنین احتمال روانگرایی محاسبه شده و در شکل ت-۵-۱۷ نشان داده شده است. همانطور که شکل ت-۵-۱۷ نشان می‌دهد، تا عمق ۱۲ متری، ضریب اطمینان کمتر از ۱ است، بنابراین بر اساس رویکرد قطعی، وقوع روانگرایی در این اعماق قطعی است و پس از ۱۲ متر به دلیل آنکه ضریب اطمینان بیشتر از ۱/۵ است، لایه‌های خاک در این اعماق غیرروانگرا هستند. بنابراین با توجه به احتمال وقوع روانگرایی، نیاز است برای سطح زمین تا عمق ۱۲ متری اثرات روانگرایی بر روسازه مورد بررسی قرار گیرد.

### اثرات روانگرایی

اثرات روانگرایی برای مثال فعلی که یک زمین مسطح با حضور پی را نشان می‌دهد تنها شامل ارزیابی ظرفیت باربری و نشست پی در شرایط روانگرایی خاک است. لازم است با روش‌های موجود بررسی شود که روانگرایی خاک تا چه مقداری ظرفیت باربری پی را کاهش می‌دهد و آیا ظرفیت باربری کاهش یافته توانایی تحمل تنش‌های وارده از روسازه را دارد؟ همچنین نشست پی بر اثر روانگرا شدن لایه‌های خاک زیرین بررسی می‌شود و با نشست مجاز خاک مقایسه می‌شود. این نشست‌ها شامل نشست‌های حاصل از کرنش‌های حجمی و برشی خاک می‌باشند.

Depth (m)	$N_{1,60}$	FC %	استعداد $\sigma'_v, \text{kg/cm}^2$	$r_d$	$CSR_{eq}$	$\alpha$	$\beta$	$(N_{1,60})_{cs}$	CRR,7.5	$K_\sigma$	$FS_L$	رویکرد احتمالی (PL (%))	رویکرد احتمالی		
1.0m	8	0	مستند روانگرایی	0.10	0.99	0.57	0.00	1	8	0.09	1.00	0.20	99	روانگرایی قطعی	
2.0m	18	0		0.20	0.99	0.56	0.00	1	18	0.19	1.00	0.40	92		
3.0m	13	5		0.30	0.98	0.56	0.00	1	13	0.14	1.00	0.30	97		
4.0m	20	6		0.40	0.97	0.56	0.03	1	20	0.22	1.00	0.47	87		
5.0m	13	12		0.50	0.97	0.55	1.55	1	15	0.16	1.00	0.35	95		
6.0m	11	10		0.60	0.96	0.55	0.87	1	12	0.13	1.00	0.29	97		
7.0m	27	0		0.70	0.95	0.54	0.00	1	27	0.35	1.00	0.76	55		محتمل
8.0m	21	5		0.80	0.94	0.54	0.00	1	21	0.23	1.00	0.52	82		بسیار محتمل
9.0m	17	0		0.90	0.92	0.53	0.00	1	17	0.18	1.00	0.41	92		روانگرایی قطعی
10.0m	25	0		1.00	0.90	0.52	0.00	1	25	0.29	1.00	0.67	65		بسیار محتمل
11.0m	29	0		1.10	0.88	0.50	0.00	1	29	0.39	0.99	0.92	38		محتمل
12.0m	27	0		1.20	0.86	0.49	0.00	1	27	0.35	0.99	0.84	46		محتمل
13.0m	31	10	غیر مستند											غیر روانگرا	
14.0m	33	0													
15.0m	33	0													
16.0m	40	0													
17.0m	38	0													
18.0m	37	0													
19.0m	36	0													
20.0m	35	0													
21.0m	35	0													
22.0m	34	0													
23.0m	33	0													
24.0m	32	0													
25.0m	32	0													

شکل ت-۵-۱۷: محاسبه پتانسیل روانگرایی برای ساختگاه مورد مطالعه

## ت-۵-۳-۵ مراجع

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2014). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Andrus, R.D. and Stokoe, K.H. II. (1997), "Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity", Proceeding of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Ctr. for Earthquake Engineering, State University of New York at Buffalo, pp. 89-128.
- Bayliss, C. R., Bayliss, C., & Hardy, B. (2012). Transmission and distribution electrical engineering. Elsevier.
- Baziar, M. H. (1992). Engineering evaluation of permanent ground deformations due to seismically-induced liquefaction. Technical Report NCEER-92-0007, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 132(11), 1413-1426.

- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(9), 1165-1177.
- Bullock, Z., Karimi, Z., Dashti, S., Porter, K., Liel, A. B., & Franke, K. W. (2019). A physics-informed semi-empirical probabilistic model for the settlement of shallow-founded structures on liquefiable ground. *Géotechnique*, 69(5), 406-419.
- Gehl, P., Desramaut, N., Réveillère, A., & Modaresi, H. (2014). Fragility functions of gas and oil networks. In *SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk* (pp. 187-220). Springer, Dordrecht.
- Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and foundations*, 32(1), 173-188.
- Jafarian, Y., & Lashgari, A. (2017). Seismic sliding analysis of sandy slopes subjected to pore-water pressure buildup. *International Journal of Geomechanics*, 17(11), 04017106.
- Juang, C. H., Jiang, T., & Andrus, R. D. (2002). Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(7), 580-589.
- Kavazanjian, E. (2011). *LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations: Reference Manual*. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute.
- Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006). Ground motion intensity measures for liquefaction hazard evaluation. *Earthquake Spectra*, 22(2), 413-438.
- Liu L., Dobry R. (1997), Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand J. Geotech. Geoenviron. Eng., 123 (6) (1997), pp. 557-567, 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997) 123:6(557)
- Newmark, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.
- O'Rourke, M., & Deyoe, E. (2004). Seismic damage to segmented buried pipe. *Earthquake Spectra*, 20(4), 1167-1183.
- Seed, H. B. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake engineering research insititue*.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations division*, 97(9), 1249-1273.
- Tokimatsu, K., & Seed, H. B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of geotechnical engineering*, 113(8), 861-878.
- Wang, W. (1979). Some findings in soil liquefaction. *Earthquake Engineering Department, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*.
- Youd, T. L., Hansen, C. M., & Bartlett, S. F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12), 1007-1017.
- معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور. راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روش‌های کاهش مخاطرات آن، نشریه ۵۲۵ (۱۳۹۱).

## ت-۵-۴ زمین لغزش

### ت-۵-۴-۱ مقدمه

زمین لغزش ممکن است در اشکالی مختلف نظیر ریزش سنگ، ناپایداری شیب‌ها و جریان گل بوقوع بپیوندد. زمین لغزش‌ها در محیط‌های مختلفی رخ می‌دهند که ممکن است دارای شیب‌های زیاد یا کم باشند، از رشته‌کوه‌ها گرفته تا صخره‌های ساحلی یا حتی زیر آب، که در این صورت به آن لغزش‌های زیردریایی می‌گویند. نیروی وزن، نیروی محرکه اصلی برای وقوع زمین لغزش است، اما عوامل دیگری نیز می‌توانند بر پایداری شیب تأثیر بگذارند. در بسیاری از موارد، زمین لغزش توسط یک رویداد خاص (مانند بارندگی شدید، زلزله، قطع شیب برای ساخت جاده و بسیاری موارد دیگر) ایجاد می‌شود. وقوع زلزله یکی از عوامل بسیار مهم در وقوع زمین لغزه‌ها و ناپایداری شیب‌ها می‌باشد.

شیب‌هایی که در شرایط استاتیکی نزدیک به آستانه ناپایداری قرار دارند، به احتمال زیاد در زمان وقوع زلزله ناپایدار و نتیجتاً عملکرد لرزه‌ای تأسیسات واقع بر آن‌ها دچار مشکل می‌شود. رانش زمین ممکن است با تخریب مستقیم تأسیسات، منجر به آسیب سازه شود. باید در نظر داشت که منشأ زمین لغزش و خرابی مستحذات در یک ساختگاه ممکن است خارج از محل آن ساختگاه باشد. به همین دلیل، ارزیابی مخاطرات ناشی از رانش زمین باید مناطق مجاور ساختگاه را نیز شامل شود.

علاوه بر ارزیابی اثرات لغزش زمین که مستقیماً سازه‌ها و تجهیزات را متأثر می‌کند، اثرات ریزش سنگ یا واریزه‌های سست از شیب‌های مجاور نیز باید با استفاده از روش‌های تأیید شده ارزیابی شود (FEMA 356, (2000)).

### ت-۵-۴-۲ رویکرد تحلیل

با توجه به هزینه و زمان بالای تحلیل و همچنین هزینه سنگین لحاظ کردن تمهیدات کاهش خطر زمین لغزه، لازم است استعداد وقوع زمین لغزه در یک ساختگاه با دقت کافی بررسی شود تا لزوم انجام مطالعات و سطح تحلیلیها با دقت مناسب تعیین گردد.

نکاتی که در ادامه خواهد آمد، ممکن است در ارزیابی اولیه خطر احتمالی زمین لغزش مفید باشد. توجه به این نکته ضروری است که برخی از این ویژگی‌ها می‌تواند به دلایلی غیر از رانش زمین، مانند تورم خاک، مربوط باشد.

مشاهداتی که ممکن است نشانه وقوع احتمالی لغزش باشد عبارتند از (Highland, L. M., & (2008):  
(Bobrowsky, P. T. (2008):

- ایجاد چشمه‌ها، نشت آب‌ها و خاک‌های مرطوب یا اشباع شده بر روی دامنه یا پایین دست شیب‌ها و در مناطقی که قبلاً خشک بوده است
- مشاهده ترک‌ها و شکاف‌ها در برف، یخ، خاک یا سنگ روی سطح یا بالادست شیب‌ها
- پیاده‌روها یا دال‌هایی که در نزدیکی شیب از سازه‌ها جدا و جابجا شده‌اند.
- حصارهایی که زمانی صاف و در یک خط مستقیم بوده و یا شکلی خاص داشته و اکنون شکل اولیه را ندارند.
- بالآمدگی یا تغییرات غیرمعمول ارتفاعی در زمین، روسازی‌ها، مسیرها یا پیاده‌روها
- کج شدن تیرهای تلفن، درختان، دیوارهای حایل و حصارها.
- کج شدن یا ترک خوردن بیش از حد دال‌های بتنی ساخته شده بر سطح زمین و فونداسیون‌ها
- شکستگی لوله‌های آب و سایر تجهیزات زیرزمینی.
- افزایش یا کاهش سریع سطح آب، احتمالاً با تغییر رنگ آن (وجود خاک در آب که باعث کدر شدن آن شده باشد).
- اشکال در باز و بسته کردن درها و پنجره‌ها که مبین تغییر شکل دیوارها و چارچوب درها و پنجره‌ها باشد
- جاده‌ها یا مسیرهای غرق شده در آب یا پایین افتاده.
- بعنوان یک توصیه کلی، نسبت شیب پایدار متداول برای شرایط مختلف خاک / سنگ در جدول ت-۵-۳ ارائه شده است ((Surya, P. (2019)).
- بزرگی زلزله، یکی از عوامل مؤثر در وقوع زمین لغزه در زمان زلزله است. در یک مطالعه بر روی ۳۰۰ زلزله در آمریکا ملاحظه شد که کوچکترین زلزله‌ای که موجب زمین لغزه گردیده، دارای بزرگای محلی حدود ۴ بوده است. اندازه‌های حداقل زلزله برای ایجاد انواع مختلف زمین لغزه مطابق جدول ت-۵-۴ تخمین زده شده است ((Kramer, S. L. (1996)).
- روش‌های معمول تحلیل پایداری شیب‌ها، شامل دو گروه روش‌های تعادل حدی و کاربرد تکنیک‌های عددی نظیر اجزای محدود است. تکنیک‌های عددی نظیر اجزای محدود زمانی مورد استفاده قرار می‌گیرند که ارزیابی رفتار دینامیکی و تغییر شکل‌ها مدنظر باشد.

جدول ت-۵-۳ شیب پایدار متداول برای شرایط مختلف خاک / سنگ (Surya, P. (2019))

وضعیت خاک / سنگ	نسبت شیب (افقی به عمودی)
اغلب سنگ	$\frac{1}{4}$ به ۱ تا $\frac{1}{2}$ به ۱
خاک‌های دارای سمنتاسیون بسیار خوب	$\frac{1}{4}$ به ۱ تا $\frac{1}{2}$ به ۱
بیشتر خاک‌های تشکیل شده در محل	$\frac{3}{4}$ به ۱ تا ۱ به ۱
سنگ‌های دارای درزه‌های زیاد	۱ به ۱ تا $\frac{1}{2}$ به ۱
خاک‌های درشت دانه سست	$\frac{1}{2}$ به ۱
خاک‌های حاوی رس زیاد	۲ به ۱ تا ۳ به ۱
مناطق غنی از خاک رس نرم یا مناطق مرطوب شده بدلیل تراوش	۲ به ۱ تا ۳ به ۱
غالب خاکریزها	۲ به ۱ تا $\frac{1}{2}$ به ۱
سنگریزه‌ای حاوی سنگ‌های گوشه‌دار	$\frac{1}{2}$ به ۱
ترانشه‌ها یا خاکریزهای با ارتفاع کم (کمتر از ۲ تا ۳ متر)	۲ به ۱ یا کمتر

جدول ت-۴-۵: حداقل بزرگای زلزله برای ایجاد انواع مختلف زمین لغزه (Kramer, S. L. (1996))

توصیف	M <sub>L</sub>
سنگ افست، لغزش سنگی، ریزش خاکی، لغزش به هم ریخته خاکی	۴
لغزشهای چرخشی خاکی، لغزش بلوکهای خاکی	۴/۵
لغزش چرخشی سنگی، لغزش بلوکهای سنگی، جریان آهسته توده خاکی، تغییر شکل جانبی خاک، جریان سریع خاکی و لغزش شیروانی‌های اشباع	۵
بهمن سنگ	۶
بهمن خاک	۶/۵

روش رایج تحلیل لرزه‌ای به روش تعادل حدی، روش شبه استاتیکی است. در تحلیل‌های شبه استاتیکی از ضریب شتاب لرزه‌ای افقی تقریباً برابر با نصف حداکثر شتاب افقی زمین در ساختگاه (با توجه به سطح عملکرد انتخاب شده) استفاده می‌شود. شیب‌های های با ضریب اطمینان بزرگ‌تر از یک در این تحلیل، پایدار در نظر گرفته می‌شوند و نیازی به بررسی بیشتر ندارند.

در روش شبه استاتیکی، جز در شرایط خاص مانند زلزله میدان نزدیک، می‌توان مؤلفه عمودی زلزله را به دلیل تأثیر کم آن حذف کرد.

اگر طراح مجبور باشد که یک سازه بسیار حساس را در بالای یک شیب طراحی کند، اگرچه این طراحی مطمئناً قابل توصیه نیست، ممکن است برای جلوگیری از تغییر مکان‌های دائمی ناشی از زلزله از ضریب

شبه استاتیکی بالاتر، حتی برابر با حداکثر شتاب سطح زمین استفاده کند (Acun, B. (Ed.). (2012)).  
به جای این کار، می‌توان از تحلیل سه بعدی برای ارزیابی دقیق‌تر جابجایی‌ها استفاده کرد.

### ت-۵-۴-۳ تمهیدات کاهش مخاطره

اگر عملکرد تاسیسات و ساختمان‌ها بر اثر تغییر مکان محاسبه شده از رانش زمین، الزامات سطح عملکرد انتخاب شده در هنگام زلزله را تأمین نکند، باید برای دستیابی به عملکرد قابل قبول، یک یا چند اقدام زیر انجام شود (FEMA 356. (2000)) :

- ۱) تغییر هندسه شیب
- ۲) زهکشی
- ۳) شمع زدن
- ۴) بهبود و اصلاح شیب با اجزای سازه‌ای:
  - أ) دیوارهای حائل وزنی
  - ب) میخکوبی
  - ج) دیوارهای خاک مسلح
  - د) ایجاد موانع یا حصار برای جلوگیری از ریزش خاک یا سقوط سنگ
  - ه) تقویت ساختمان‌ها جهت مقاومت در برابر تغییر شکل
  - و) اتصال پی‌ها با استفاده از تیر
  - ز) استفاده یا تقویت دیوارهای برشی
- ۱- اصلاح/جایگزینی خاک:
  - أ) تزریق
  - ب) تراکم

پایش شیب، یکی از روش‌های پیش‌بینی و جلوگیری از وقوع زمین لغزش‌ها می‌باشد. فناوری کنونی این امکان را برای مهندسان فراهم نموده تا حرکت زمین پایش شود و مناطقی که بیشتر مستعد زمین لغزش هستند تعیین گردد.

### ت-۵-۴-۴ مراجع اصلی

Acun, B. (Ed.). (2012). Eurocode 8: Seismic design of buildings, worked examples. Publications Office of the European Union.



Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (Eds.). (2004). *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. CRC press.

FEMA 356. (2000). American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*.

Gerath, R., Jakob, M., Mitchell, P., VanDine, D., Finn, L., Gillespie, D. & Wallis, D. (2006). Guidelines for legislated landslide assessments for proposed residential development in British Columbia. Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia, Vancouver, BC.

Highland, L. M., & Bobrowsky, P. T. (2008). *The landslide handbook*. United States Geological Survey (USGS).

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.

Surya, P. (2019). *Landslide Preparedness Guidelines for Safety of Buildings on Slopes*; published by National Institute of Disaster Management, Ministry of Home Affairs, Government of India. New Delhi-110001. India, 80.

Task Committee on Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities of ASCE. (2011, January). *Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities*. American Society of Civil Engineers.

Yang, X. G., Wang, Y., & Hu, Z. B. (2018). A comparative study of pseudo-static slope stability analysis using different design codes. *Water Science and Engineering*, 11(4), 310-317



تفسیر فصل ششم  
اندرکنش خاک و سازه

## ت-۶-۱ مقدمه

این پیوست به منظور شفاف سازی بندهای ارائه شده در فصل ۶ آیین‌نامه ارائه شده است. در این بخش تلاش شده است از تکرار و ترجمه صرف مطالب ارائه شده در آیین‌نامه‌های مرجع کمی فاصله گرفته شود و به صورت اجمال برخی از بندهای فصل ۶ شفاف سازی شود.

## ت-۶-۱-۱ محدوده کاربرد

با توجه به عدم قطعیت موجود در پارامترهای خاک، پیشنهاد شده که ضرایب سختی خاک یکبار ۲ برابر و بار دیگر نصف سختی برآورد شده از آزمایشات لحاظ شود و حالت بحرانی مبنای طرح قرار گیرد. با توجه به این نکته که در برخی موارد آزمایشات بومی انجام شده در کشور ممکن است با تقریبی خارج از محدوده فوق مقادیر پارامترها را ارائه دهند، با نظر کارفرما و استدلال‌های فنی بازه فوق قابل افزایش است. از موارد دیگری که می‌تواند تغییرات قابل ملاحظه در سختی خاک ایجاد نماید، عدم تماس کامل فونداسیون با محیط اطراف به واسطه روش ساخت است. این فاصله می‌تواند سختی فنرهای جایگزین خاک را تغییر دهد. همچنین امکان تغییر در تحریک ورودی نیز وجود دارد. توصیه می‌شود با نظارت مناسب بر روش ساخت، از ایجاد شرایط پیچیده اندرکنش خاک - سازه مانند حالت اخیر اجتناب شود. الزام در نظر گرفتن اندرکنش خاک سازه برای سازه‌های که نسبت  $h/(v_s T)$  بزرگ‌تر از ۰/۱ باشد برای سازه‌های متداول و نه سازه‌های صنعتی است. توجه شود که نگاه آیین‌نامه عموماً بر آثار کاهش اثر اندرکنش خاک سازه متمرکز است. لیکن در برخی موارد ممکن است آثار افزایشی نیز وجود داشته باشد. توجه شود در صورت استفاده از رویکردهای خطی، کنترل عدم لغزش فونداسیون بر روی بستر انجام شود. در صورت وجود لغزش، بواسطه ورود به حوزه غیرخطی، اعتبار تحلیل‌های خطی محل سؤال خواهد بود. این مسئله خصوصاً در حالتیکه فونداسیون‌ها یکپارچه نباشند ممکن است منجر به جابجایی لغزشی فونداسیون‌ها نسبت به یکدیگر شده و افزایش نیازهای لرزه‌ای را به همراه داشته باشد.

## ت-۶-۱-۲ تعاریف

پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها معمولاً تابع دو مقوله تحریک ورودی و مشخصات سیستم است. اندرکنش خاک سازه می‌تواند هر دو مقوله را دستخوش تغییر نماید. تغییرات تحریک ورودی به سیستم به واسطه اندرکنش خاک سازه تحت عنوان اندرکنش "سختی محور" و تغییرات پیوند و میرایی سیستم ناشی از انعطاف‌پذیری بستر تحت عنوان "اندرکنش جرم محور" مورد بررسی قرار می‌گیرد. در بررسی اندرکنش

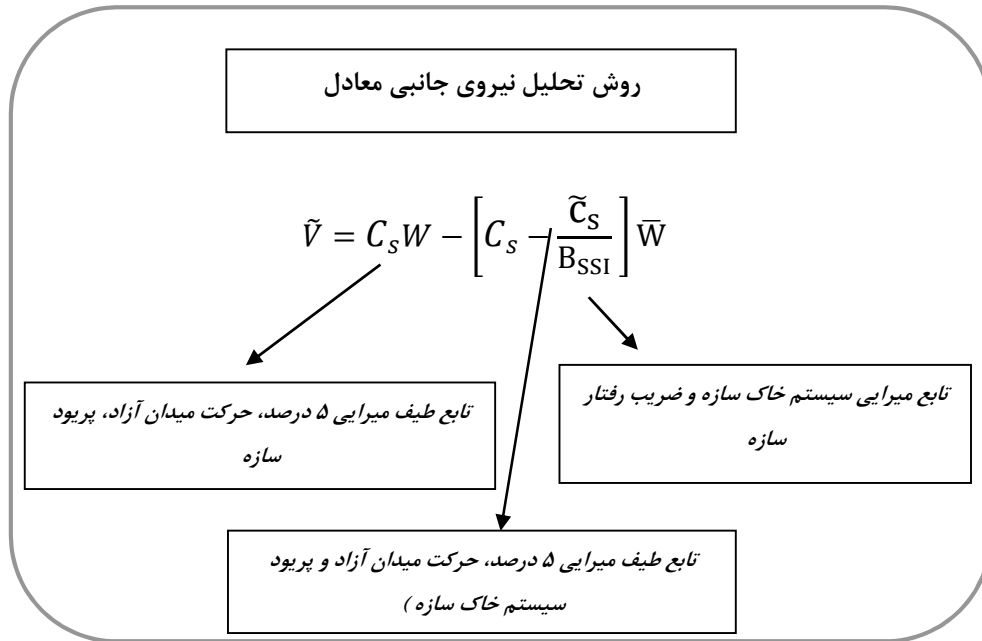
سختی محور، اثر گذر موج و اثر مغشوش بودن مورد توجه آیین‌نامه فرار گرفته است. لیکن اثر گذر موج تنها در زمان وجود عمق دفن لحاظ شده است.

## ت-۶-۲ تقاضای لرزه‌ای در سیستم‌های خاک-سازه

(تفسیر ندارد)

### ت-۶-۲-۱ روش تحلیل نیروی جانبی معادل

وابستگی برخی پارامترهای مهم در محاسبه برش پایه کاهش یافته سیستم خاک سازه در تصویر پ-۶-۱ نمایش داده شده است.



شکل پ-۶-۱ وابستگی ضرایب تعیین‌کننده برش پایه در روش تحلیل نیروی جانبی معادل به پارامترهای دینامیکی سازه، سیستم خاک سازه و تحریک ورودی میدان آزاد

همانطور که در رابطه ۶-۴ آیین‌نامه دیده می‌شود، ضریب اصلاح طیف پاسخ زلزله،  $B_{SSI}$  علاوه بر میرایی سیستم خاک سازه به ضریب رفتار سازه،  $R_u$ ، نیز مرتبط شده است. بدین صورت که با افزایش  $R_u$  مقدار  $B_{SSI}$  کاهش می‌یابد و در نتیجه کاهش کمتری در برش پایه طرح مجاز شمرده می‌شود. دلیل این امر

کاهش میرایی تشعشعی سیستم خاک سازه در حالت ورود سازه به ناحیه پلاستیک است. در این حالت دیگر نمی‌توان کاهش طیف پاسخ به‌واسطه میرایی تشعشعی را به میزان حالتی که سازه در محدوده خطی است، در نظر گرفت و این کاهش نیاز به تقلیل دارد. این مسئله دلیل کاهش BSSI به‌واسطه افزایش  $R_u$  می‌باشد.

### ت ۲-۲-۶ روش تحلیل دینامیکی خطی

در ویرایش‌های پیشین آیین‌نامه ASCE7-22، که مرجع این آیین‌نامه است، کاهش برش پایه ناشی از اندرکنش خاک سازه تنها برای مود اول پیشنهاد شده است. از این رو توصیه می‌شود در صورت استفاده از تحلیل مودال، کاهش تنها برای مود اول لحاظ شده و برش پایه سایر مودها مشمول کاهش نشوند. یکی از دلایل این امر، کاهش چشمگیر لاغری مودهای بالاتر نسبت به مود اول است که منجر به کاهش اثرگذاری اندرکنش خاک سازه در برش پایه متناظر آن مودها می‌شود.

### ت ۱-۲-۲-۶-۱ طیف پاسخ طراحی اصلاح شده برای سیستم خاک-سازه

تفسیر ندارد

### ت ۲-۲-۲-۶-۲ طیف پاسخ ویژه ساختگاه اصلاح شده برای سیستم خاک-سازه

تفسیر ندارد

### ت ۳-۲-۶-۳ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در این بخش چنانچه تحریک مورد استفاده در مدل در ترازهای مختلف دیوار حائل به صورت ثابت و برابر حرکت میدان آزاد سطح زمین فرض شود، استفاده از ضرایب کاهش اندرکنش سختی محور جهت تصحیح حرکت میدان آزاد مجاز است. لیکن چنانچه در مدل تغییرات حرکت میدان آزاد در عمق دفن دیوار حائل لحاظ نشود و یا حرکت میدان آزاد مورد استفاده بجای سطح زمین مربوط به زیر پی باشد استفاده از ضرایب کاهش مذکور مجاز نخواهد بود.

### ت ۳-۶-۳ اثرات میرایی پی

تفسیر ندارد

ت-۶-۳-۱ الزامات تعیین میرایی پی

تفسیر ندارد

ت-۶-۳-۲ میرایی مؤثر

تفسیر ندارد

ت-۶-۳-۳ میرایی تشعشعی برای فونداسیون‌های با مقطع مستطیلی

تفسیر ندارد

ت-۶-۳-۴ میرایی تشعشعی برای فونداسیون‌های دایروی

تفسیر ندارد

ت-۶-۳-۵ میرایی خاک

تفسیر ندارد

ت-۶-۴ اثرات انعطاف پذیری پی

تفسیر ندارد

ت-۶-۴-۱ بررسی صلبیت سازه پی منفرد یا گسترده

تفسیر ندارد

ت-۶-۴-۲ بررسی صلبیت سازه پی نواری

تفسیر ندارد

ت-۶-۴-۳ سختی فنرهای معادل

تفسیر ندارد

ت-۶-۴-۳-۱ پی صلب-روش مجزا

تفسیر ندارد

**ت-۶-۴-۳-۲ پی صلب - روش توأم**

در استفاده از فنرهای متمرکز بخش ۶-۴-۳-۱، دسترسی مستقیمی به لنگرها و برش‌های ایجاد شده در فونداسیون وجود ندارد. در این بخش تلاش می‌شود فنرهایی به صورت گسترده انتخاب شوند که هم به صورت جمعی رفتاری معادل فنرهای متمرکز بخش قبل داشته باشند و هم بدلیل گستردگی در سطح، امکان محاسبه نیروهای ایجاد شده در مقاطع فونداسیون را بوجود آورند. از این رو سختی فنرهای قائم مربوط به گره‌های مختلف تنها از توزیع سختی فنر قائم ارائه شده در بخش ۶-۴-۳-۱ و متناسب با سطح هر گره، محاسبه می‌شوند. قرار دادن این فنرها، مقداری سختی دورانی نیز برای فونداسیون ایجاد می‌کند. در گام بعد جهت همخوانی سختی جمعی دورانی فونداسیون با سختی دورانی ارائه شده در بنده ۶-۴-۳-۱، تفاضل سختی مذکور با سختی دورانی ناشی از فنرهای قائم محاسبه شده و میان گره‌ها توزیع می‌شود. برای فونداسیون‌های مستطیلی این نوع توزیع امکان مدل‌سازی توأم سختی‌های دورانی دو جهت به همراه فنرهای قائم را به صورت هم‌زمان فراهم می‌نماید.

**ت-۶-۴-۳-۳ پی انعطاف‌پذیر**

تفسیر ندارد

**ت-۶-۵ اثرات اندرکنش سختی محور شامل اثر اغتشاش میدان موج****و عمق دفن شدگی**

تفسیر ندارد

**ت-۶-۵-۱ اثر اغتشاش میدان موج**

تفسیر ندارد

**ت-۶-۵-۲ اثر عمق دفن شدگی**

تفسیر ندارد



## ت-۶-۶ اندرکنش خاک - سازه - سیال برای مخازن ذخیره سیالات

نفی

تفسیر ندارد



تفسیر فصل هفتم  
سازه‌های غیر ساختمانی

## ت-۷-۱ کلیات

### ت-۷-۱-۱ دامنه کاربرد و ضوابط کلی

آیین‌نامه‌های ساختمانی به‌طور سنتی حداقل معیارها برای طراحی سازه‌های غیر ساختمانی را تأمین نموده‌اند و سازگاری این سازه‌ها با آیین‌نامه‌های ساختمانی اغلب جزو ضروریات مقررات ساختمانی قلمداد شده است. با اینحال ضوابط موجود در نشریات مرجع صنعتی اغلب متفاوت از ضوابط آیین‌نامه‌های ساختمانی است، برخی مواقع لازم است نشریات صنعتی دستکاری شده و در مواردی باید آیین‌نامه‌های ساختمانی اصلاح شوند. حتی مهندسین طراح حرفه‌ای سازه هم در همه حال ممکن است از همه نشریات متنوع مورد استفاده در صنعت آگاه نبوده و ندانند که این نشریات برای طراحی کافی هستند یا خیر. یکی از مقاصد فصل ۷ این آیین‌نامه پیوند زدن بین آیین‌نامه‌های ساختمانی و نشریات مرجع صنعتی با توجه به فاصله موجود بین آنهاست.

تفاوت‌های رویکرد در آیین‌نامه‌های ساختمان‌ها و ضوابط نشریات صنعتی در طراحی برج‌های آب با پایه‌های متعدد (شکل ت-۷-۱) مثال روشنی از این ناسازگاری است. طبق تجارب قبلی طراحی چنین برج‌هایی مطابق با استانداردهای تخصصی و روش‌های مرسوم در صنعت عملکرد خوبی از خود نشان داده است. تفاوت این استانداردها و روش‌های اجرا با رویکرد آیین‌نامه‌های ساختمانی از آن جهت است که استفاده از میله‌های فقط کششی و پیش بارگذاری میله‌های تکیه‌گاهی در هنگام نصب در آنها مجاز بوده و نیروهای اتصالات در آنها بزرگنمایی نمی‌شوند.

هدف از تدوین فصل ۷ آن است که بتوان نشریات مرجع صنعتی را با در نظر گرفتن مشخصات حرکت زمین، چنانچه در این آیین‌نامه مقرر شده است، بکار برد. برخی سازه‌های غیر ساختمانی مشابه با ساختمان‌ها بوده و می‌توانند با استفاده از بخش‌های مربوطه در این آیین‌نامه مستقیماً طراحی شوند، در حالی که سایر سازه‌های غیر ساختمانی نیازمند تحلیل‌های ویژه مخصوص به سازه‌ی غیر ساختمانی هستند.

سازه‌های ساختمانی، پل‌های وسایط نقلیه، برج‌های انتقال نیرو، سازه‌های هیدرولیکی (مثلاً سدها)، خطوط خدماتی مدفون و ملحقات آنها و راکتورهای هسته‌ای در چارچوب ضوابط سازه‌های غیر ساختمانی قرار نمی‌گیرند. ساختمان‌های صنعتی را می‌توان طبق فصل ۴ با استفاده از ضوابط فصل ۷ برای سازه‌های غیر ساختمانی دارای سیستم سازه‌ای مشابه با ساختمان‌ها طراحی کرد، به شرطی که موارد مشخص ذکر شده در بخش ۴-۱ برآورده شوند. سازه‌های مستثنی شده یا تحت پوشش سایر

نشریات طراحی شناخته شده قرار می‌گیرند (مثلاً برج‌های انتقال نیرو و پل‌های وسایط نقلیه)، یا تحت چارچوب قانونی مقررات ساختمانی قرار ندارند (مثلاً راکتورهای هسته‌ای و سدها) و یا نیازمند ملاحظات فنی هستند که خارج از دیدگاه این آئین‌نامه قرار دارد (مثلاً خطوط خدماتی مدفون و ملحقات آن‌ها).

### ت-۱-۷-۲ طراحی لرزه‌ای

سازه‌های غیرساختمانی و سازه‌های ساختمانی از نقطه نظر اهداف طراحی و عملکرد مورد انتظار مشترکات فراوانی دارند، ولی در عین حال تفاوت‌های مهمی نیز دارند. از این رو در فصل ۷ هر جا لازم بوده به سایر بخش‌های این آئین‌نامه استناد شده و در صورت لزوم ضوابط ویژه‌ای به آن اضافه شده است. دو نوع سازه‌ی غیر ساختمانی موجود است: نوعی که سیستم سازه‌ی آن مشابه ساختمان‌ها بوده و نوعی که سیستم سازه‌ی آن مشابه ساختمان‌ها نیست. ضوابط مشخص برای این دو حالت به ترتیب در بخش‌های ۵-۷ و ۶-۷ ذکر شده است.

### ت-۱-۷-۳ انتخاب روش تحلیل سازه

سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها طبق همان چارچوب تحلیلی سازه‌های ساختمانی بررسی می‌شوند. سازه‌های غیرساختمانی نامشابه ساختمان‌ها، تحت محدودیت‌های دیگری قرار دارند که در نشریات مرجع مربوطه ذکر شده است.

بسیاری از سازه‌های غیرساختمانی حمل‌کننده‌ی اجزای انعطاف‌پذیر مانند قاب تکیه‌گاهی لوله‌ها (شکل ت-۷-۲) و سکوه‌های تکیه‌گاهی عموماً به‌اندازه‌ی کافی صلب نیستند که بتوانند نیروهای لرزه‌ای را بین قاب‌های تکیه‌گاهی توزیع نمایند.

سازه‌های غیرساختمانی که اجزای بسیار سخت یا صلب را حمل می‌کنند، مانند مولدهای توربین بخار (STG) و مولدهای بازیافت حرارتی (HRS) (شکل ت-۷-۳)، تجهیزات متکی، کانال‌ها و سایر تجهیزات (بسته به اینکه چگونه به سازه متصل‌اند) را می‌توان برای توزیع نیروهای زلزله بین قاب‌های تکیه‌گاهی صلب در نظر گرفت. در نظر گرفتن اثرات پیچش ممکن است در چنین وضعیتی لازم باشد.

در بخش ۴-۱۰-۱ ضوابط روش‌های تحلیل لرزه‌ای برای سازه‌های ساختمانی بر پایه‌ی گروه کاربری و خطرزایی؛ زمان تناوب اصلی،  $T$ ؛ و وجود نامنظمی‌های مشخص افقی و قائم در سیستم سازه ارائه شده است. هر جا زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر یا مساوی  $3/5T_S$  باشد (که  $T_S = S_{D1} / S_{DS}$ )، استفاده از روش نیروی جانبی معادل (ELF) مجاز نیست. این ضابطه بر پایه‌ی این واقعیت استوار است که برخلاف ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی پایین‌تر که پاسخ مود اول بر رفتار آن‌ها حاکم است، در ساختمان‌های

با زمان تناوب مود اول بزرگ‌تر یا مساوی  $3/5T_s$ ، موده‌های بالاتر مشارکت بیشتری در پاسخ دارند. در ساختمان‌هایی که الگوهای تغییرشکلی خمشی دارند (مانند سیستم‌های دیوار برشی یا قاب خمشی لاغر)، فرکانس مود دوم حداقل  $3/5$  برابر مود اول است. بنابراین؛ جا زمان تناوب اصلی از  $3/5T_s$  بیشتر شود، موده‌های بالاتر مشارکت بیشتری در واکنش کل خواهند داشت چرا که در محدوده‌ی اوج طیف طرح قرار می‌گیرند.

به این ترتیب می‌توان گفت که به کارگیری تحلیل دینامیکی (طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی) هنگامی برای طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان لازم است که زمان تناوب مود اول آن‌ها بزرگ‌تر از  $3/5T_s$  است. در مقابل، روش تحلیل ELF برای سازه‌های غیرساختمانی که به صورت سیستم یک درجه آزاد رفتار می‌کنند، کافی است.

توصیه‌های ارائه شده برای سازه‌های غیر ساختمانی در این بخش باید همراه با قضاوت و تجربه‌ی مهندس طراح بکار رود. در اینجا به مهندس طراح آزادی عمل قابل توجهی برای انتخاب روش تحلیلی مناسب در مورد سازه‌های غیر ساختمانی داده شده است.

**سازه‌های مشابه ساختمان.** بخش ۴-۱۰-۱ برای انتخاب روش تحلیل در مورد سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان به کار می‌رود، اما همانگونه که در توضیحات سه حالت زیر ذکر شده، باید تناسب رفتار سازه مورد بررسی با روش بکار رفته به درستی در نظر گرفته شود.

**۱- نامنظمی‌ها.** در بخش ۴-۱۰-۱ برای سازه‌هایی که نامنظمی‌های افقی یا قائم مشخصی دارند، انجام تحلیل دینامیکی لازم دانسته شده است. برخی از این نامنظمی‌های ساختمانی (که در بخش ۴-۲ تعریف شده‌اند) برای سازه‌های غیرساختمانی نیز قابل بیان می‌باشند. نامنظمی‌های قائم طبقه‌ی ضعیف یا نرم (انواع الف، ب، ج و چ از جدول ۴-۱) می‌توانند در سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان نیز رخ دهد. سایر نامنظمی‌های قائم و افقی که ممکن است مربوط یا نامربوط به این سازه‌ها باشند به شرح زیر می‌باشند:

(الف) نامنظمی‌های افقی انواع ۱-الف و ۱-ب بر انتخاب روش تحلیل مؤثرند، اما این نامنظمی‌ها فقط وقتی قابل اعمال‌اند که دیافراگم‌ها صلب یا نیمه صلب باشند. این در حالی است که برخی سازه‌های غیر ساختمانی مشابه ساختمان اصولاً فاقد دیافراگم بوده یا دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر دارند.



شکل ت-۷-۲ قاب فولادی  
تکیه‌گاهی لوله‌ها



شکل ت-۷-۱ برج آب فولادی متکی بر چندین پایه



شکل ت-۷-۳ مولدهای بخاری با بازیافت حرارت

(ب) نامنظمی در ارتفاع. این نوع نامنظمی به تفاوت زیاد در بعد افقی سیستم باربر لرزه‌ای در طبقات متوالی مربوط است. در این حالت توزیع سختی حاصل از این چیدمان می‌تواند به شکلی از مود اصلی بینجامد که متفاوت با فرضیات تدوین روش نیروی جانبی معادل فرض شده است. از آنجایی که در اینجا تمرکز بر توزیع سختی است، تنها بعد افقی سیستم باربر لرزه‌ای و نه کل سازه مهم است.

**۲- چیدمان جرم‌های متکی.** حتی وقتی یک سازه‌ی غیر ساختمانی ظاهری مشابه ساختمان دارد، ممکن است به دلیل نحوه اتصال جرم‌های آن به سازه، شبیه به ساختمان‌ها عمل نکند. برای مثال، پاسخ سازه‌های غیر ساختمانی با ظروف آویزان را به دلیل وجود موده‌های آونگی مربوط به جرم قابل توجه اجزای آویزان، نمی‌توان به طور قابل اعتمادی با استفاده از روش نیروی جانبی معادل تعیین نمود. موده‌های آونگی حاصله با اینکه به طور بالقوه برش طبقات و برش پایه را کاهش می‌دهند، اما ممکن است باعث وقوع تغییر شکل‌های بزرگ آونگی در اجزای آویزان شده و چیدمان و جزئیات لوله‌های متصل شده را بطور قابل توجه تحت تأثیر قرار دهند. در چنین حالاتی استفاده از تحلیل دینامیکی با در نظر گرفتن احتمال وقوع نیروهای ضربه‌ای ناشی از عدم فاصله آزاد کافی بین اجزای آویزان قویاً توصیه می‌شود.

**۳- صلبیت نسبی تیرها.** اگر تیرها نسبت به ستون‌ها (در قاب‌های خمشی) یا نسبت به مهاربندها (در قاب‌های مهاربندی شده) انعطاف‌پذیر باشند، پاسخ بدست آمده از روش نیروی جانبی معادل می‌تواند غیر محافظه‌کارانه باشد. این تخمین دست پایین پاسخ به دلیل موده‌های بالاتر نظیر خمش تیرها است که سهم بیشتری در پاسخ کل خواهند داشت (حتی اگر پاسخ مود اول در زمان تناوبی کمتر از  $3/5T_s$  روی دهد). این حالت از انعطاف‌پذیری تیرها به ویژه در سازه‌های غیر ساختمانی که فاقد طبقاتی مشابه ساختمان‌های عادی هستند، دیده می‌شود. بنابراین پیشنهاد می‌شود در سازه‌های غیر ساختمانی مشابه ساختمان که تیرهای انعطاف‌پذیر، از تحلیل دینامیکی استفاده شود.

**سازه‌های نامشابه ساختمان.** روش نیروی جانبی معادل (استاتیکی) بر پایه‌ی فرض رفتار دینامیکی معمول ساختمان است که با رفتار بسیاری از سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان متفاوت است. برای انتخاب روش تحلیل دینامیکی مناسب یا توزیع مناسب نیروهای جانبی در تحلیل استاتیکی باید نکات زیر در نظر گرفته شود:

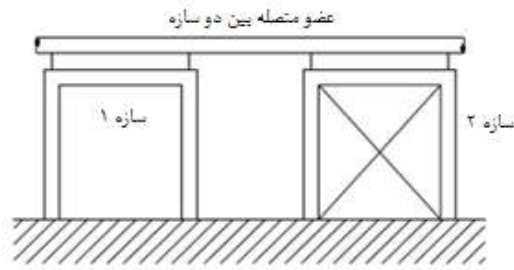
۱- هندسه‌ی سازه. واکنش دینامیکی سازه‌های غیر ساختمانی با تکیه‌گاه گیردار و توزیع نسبتاً یکنواخت جرم و سختی مانند ظروف قائم و دودکش‌های متکی بر زمین را می‌توان به طور مناسب با یک مدل طره‌ای (ساختمان برشی) نشان داد. برای این سازه‌ها استفاده از روش نیروی جانبی معادل ذکر شده در



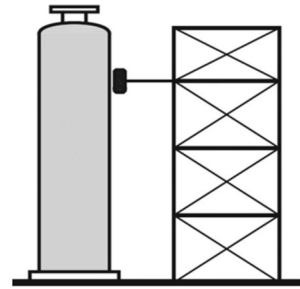
آئین‌نامه مناسب است. در این روش پاسخ دینامیکی با فرض اینکه مود اول غالب باشد محاسبه می‌گردد. در چنین حالتی لازم است شکل مود اول را برای توزیع نیروهای دینامیکی شناسایی نمود (مثلاً با استفاده از روش ریلی ریتز یا سایر روش‌های موجود در ادبیات فنی). برای برخی از سازه‌ها مانند مخازن با نسبت ارتفاع به قطر کم که جامدات دانه‌ای را ذخیره می‌سازند، فرض توزیع یکنواخت نیروها محافظه‌کارانه است. استفاده از تحلیل دینامیکی برای سازه‌هایی که دارای توزیع یکنواخت جرم و سختی نبوده و شکل مود اول آن‌ها نیز به سادگی قابل تعیین نیست، توصیه می‌شود.

۲- تعداد تکیه‌گاه‌های جانبی. مدل‌های طره‌ای برای سازه‌های با چندین تکیه‌گاه مناسب نیستند. شکل ت-۷-۴ (الف) یک سازه‌ی قابی مهاربندی شده‌ی غیر ساختمانی را نشان می‌دهد که تکیه‌گاه افقی غیر یکنواختی را برای یک قطعه از تجهیزات فراهم می‌نماید. در چنین حالتی تحلیل باید در بردارنده‌ی اثرات تداخل دینامیکی بین این دو بخش باشد. در چنین سازه‌هایی می‌توان نوعی روش نیروی جانبی معادل که به تعداد نقاط تکیه‌گاهی وابسته است را استفاده کرد. برای مثال، اغلب مجموعه اعضای متشکل از تیرها را می‌توان با روش بار جانبی معادل تحلیل کرد. در مورد سازه‌های غیر ساختمانی مجاور هم که توسط اجزای غیر سازه‌ای به یکدیگر متصل شده‌اند، مانند شکل ت-۷-۴ (ب)، ممکن است انجام یک تحلیل دینامیکی ترکیبی لازم باشد که در بخش ۷-۲-۱۲ ذکر شده است.

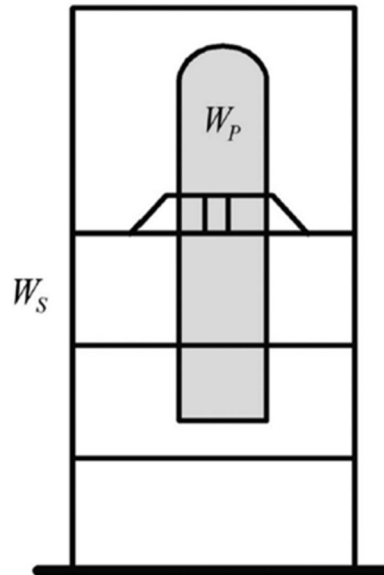
۳- روش بار مرده‌ی متکی. برخی سازه‌های غیر ساختمانی (مانند دیگ‌های بخار نیروگاهی) در بالای خود متکی‌اند. این موارد را می‌توان به صورت آونگی با توزیع جرم یکنواخت ایده آل سازی نمود. در مقابل، یک سکوی آویزان را می‌توان به صورت یک آونگ معمول با جرم متمرکز در نظر گرفت. در هر دو حال این نوع سازه‌های غیر ساختمانی را می‌توان به طور مناسبی با استفاده از روش نیروی جانبی معادل با محاسبه‌ی زمان تناوب و شکل مود آن‌ها تحلیل کرد. شکل ت-۷-۵ نشان‌دهنده‌ی یک سازه‌ی غیر ساختمانی حاوی یک قطعه تجهیز متکی در میانه‌ی خود با  $W_p$  بزرگ‌تر از  $(W_s + W_p) / 2$  است. در چنین حالتی باید همبستگی دو سیستم با لحاظ کردن جرم تجهیز و انعطاف‌پذیری موضعی تکیه‌گاه، در تحلیل در نظر گرفته شود. هر جا تکیه‌گاه در نزدیکی موقعیت قائم مرکز جرم سازه‌ی غیر ساختمانی است، استفاده از تحلیل دینامیکی توصیه می‌گردد.



شکل ت-۴-۷ (ب) سازه‌های غیر ساختمانی مجاور هم که توسط اجزای غیر سازه‌ای به یکدیگر متصل‌اند



شکل ت-۴-۷ (الف) وجود چند تکیه‌گاه جانبی



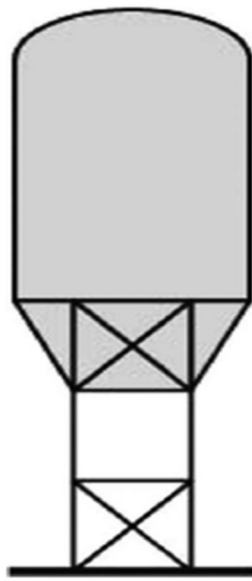
شکل ت-۵-۷ تکیه‌گاه غیر معمول برای بار مرده

۴- نامنظمی‌های پیچشی. سازه‌هایی که در آن‌ها زمان تناوب اصلی، مربوط به واکنش پیچشی بوده یا در آن‌ها موده‌های با مشارکت جرمی قابل توجه دارای مؤلفه‌ی پیچشی غالب هستند نیز ممکن است دارای توزیع نیروی اینرسی کاملاً متفاوت با آنچه توسط روش نیروی جانبی معادل پیش‌بینی شده، باشند. در چنین حالتی بایستی تحلیل دینامیکی مورد نظر قرار گیرد. شکل ت-۶-۷ یکی از چنین حالاتی را نشان می‌دهد که در آن یک ظرف قائم به ظرف ثانویه‌ای متصل شده و  $W_2$  بزرگ‌تر از  $0.2(W_1 + W_2)$  می‌باشد.

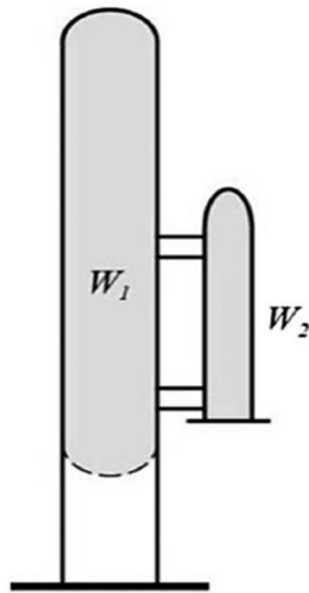
۵- نامنظمی‌های سختی و مقاومت. درست مانند سازه‌های غیر ساختمانی مشابه ساختمانی، تغییرات ناگهانی در توزیع سختی یا مقاومت در یک سازه‌ی غیر ساختمانی نامشابه ساختمانی می‌تواند به نیروهای اینرسی کاملاً متفاوتی با آنچه در روش نیروی جانبی معادل در نظر گرفته می‌شود، بینجامد. شکل ت-۷-۷ نشان‌دهنده‌ی یکی از این موارد است. برای سازه‌هایی که چنین وضعیتی دارند باید از روش‌های تحلیل دینامیکی استفاده شود. در این آئین‌نامه حتی برای انجام تحلیل دینامیکی نیز توصیه‌ای برای نحوه مدل‌سازی نشده است. مدل مناسب ممکن است دارای تعداد کمی درجات آزادی تا ده‌ها هزار درجه‌ی آزادی باشد. نکته‌ی مهم آن است که مدل مورد استفاده جنبه‌های مهم پاسخ دینامیکی را در برگیرد، آن‌چنان‌که توزیع حاصله برای نیروهای جانبی برای طراحی معتبر باشد. مهندس طراح مسئولیت تعیین این امر را دارد که تحلیل دینامیکی لازم است یا خیر و اگر چنین است میزان جزئی‌نگری لازم برای پرداختن مناسب به عملکرد لرزه‌ای چگونه خواهد بود.

۶- واکنش همبسته. هر جا وزن سازه‌ی متکی در مقایسه با سازه‌ی تکیه‌گاهی بزرگ باشد، واکنش ترکیبی سیستم می‌تواند به نحو قابل توجهی تحت تأثیر انعطاف‌پذیری سازه‌ی غیر ساختمانی متکی قرار گیرد. در چنین حالتی تحلیل دینامیکی سیستم به طور همبسته توصیه می‌گردد. مثال‌هایی از چنین سازه‌هایی در شکل ت-۷-۸ (الف و ب) نشان داده شده است. شکل ت-۷-۸ (الف) نشان‌دهنده‌ی یک سازه‌ی غیر ساختمانی انعطاف‌پذیر است که در آن  $W_p$  بزرگ‌تر از  $0.2(W_s + W_p)$  می‌باشد و بر یک سازه‌ی نسبتاً انعطاف‌پذیر تکیه نموده است. در اینجا انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه و اتصالات بایستی در نظر گرفته شود. شکل ت-۷-۸ (ب) نشان‌دهنده‌ی تجهیزاتی است که یک لوله‌ی جدار ضخیم با قطر بزرگ به آن متصل شده و بر یک سازه‌ی انعطاف‌پذیر تکیه دارد. این سازه‌ها بایستی به صورت یک سیستم همبسته شامل لوله مدل گردند.

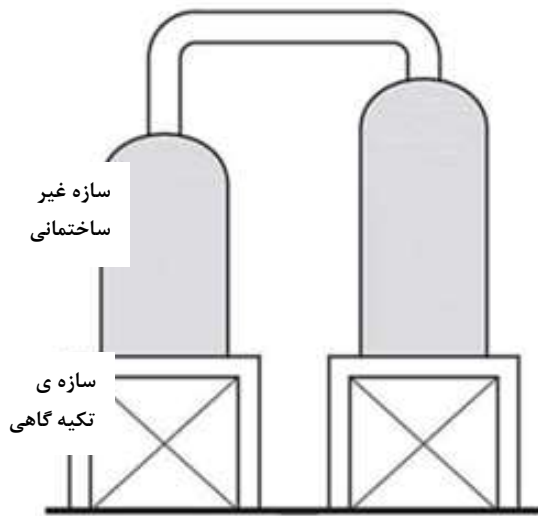
استثنائاتی که در ASCE 7-16 مقیاس نکردن برش پایه و تغییر مکان‌های نسبی حاصله در هنگام استفاده از روش تحلیل مودی برای سازه‌های طره‌ای با جرم گسترده را مجاز دانسته است، در ASCE 7-22 حذف شده است. حذف این استثنائات به دلیل آن بوده که روش تحلیل طیفی (MRSA) بدون مقیاس کردن، پیش‌بینی مناسبی از برش طبقه، لنگر واژگونی و تغییر مکان نسبی طبقه در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل ELF نداشته است. مقیاس کردن برش پایه و تغییر مکان نسبی تعیین شده توسط روش تحلیل مودی برای سازه‌های طره‌ای با جرم گسترده، به منظور پیروی از قواعد بخش ۴-۱۱ انجام می‌گیرد.



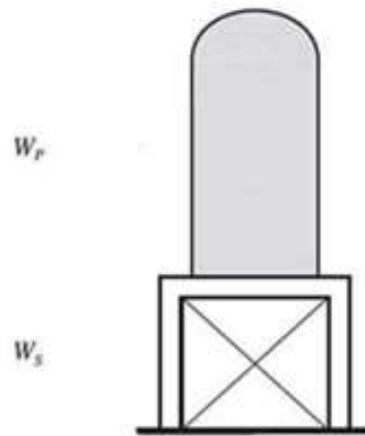
شکل ت-۷-۷ نامنظمی طبقه‌ی نرم



شکل ت-۷-۶ نامنظمی پیچشی



(ب)



(الف)

شکل ت-۷-۸ سیستم‌های همبسته

## ت-۷-۲ ضوابط کلی طراحی

در این بخش ضرایب پایه و نیروهای کمینه‌ی طراحی برای تعیین بارهای طراحی لرزه‌ای، محدودیت‌های ارتفاعی و ممنوعیت‌ها در سازه‌های غیر ساختمانی تعریف شده است. مشابه با سازه‌های ساختمانی، فرض می‌شود که گام اول در تعیین نیروهای طراحی، مشخص کردن برش پایه‌ی طرح برای سازه می‌باشد. دو نوع سازه‌ی غیر ساختمانی وجود دارند: سازه‌های دارای سیستم‌های سازه‌ای مشابه با ساختمان و سیستم‌های سازه‌ای نامشابه با ساختمان. ضوابط ویژه‌ی این دو حالت به ترتیب در بخش‌های ۷-۵ و ۷-۶ بیان شده است.

جدول ۷-۱ ضریب رفتار،  $R_{II}$ ، برای سازه‌های غیر ساختمانی مشابه با ساختمان را ارائه می‌کند. همچنین، جدول ۷-۲ ضریب رفتار سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه با ساختمان را بیان نموده است. هر ضریب رفتار دارای ضوابط طراحی و تعیین جزئیات مخصوص به خود برای تضمین شکل‌پذیری لازم متناظر با خود است (مثلاً طبق فصل ۳ مبحث نهم). برخی سازه‌ها مانند قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها به دلیل عدم استقرار افراد و نبود دیوار یا فضاها بهره‌برداری، شباهتی به ساختمان‌های متعارف ندارند. از سوی دیگر، این سازه‌ها دارای سیستم‌های باربر جانبی مرکب از قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های خمشی مشابه با یک ساختمان متعارف هستند. بنابراین قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها، سازه‌های غیر ساختمانی مشابه با ساختمان در نظر گرفته می‌شوند. ضریب رفتار یک قاب تکیه‌گاهی لوله بایستی از جدول ۷-۱ با توجه به سیستم باربر جانبی مربوطه برگرفته شده و قاب‌های خمشی یا قاب‌های مهاربندی شده‌ی مورد استفاده باید کلیه‌ی ضوابط طراحی و جزئیات مربوط به ضریب رفتار انتخاب شده را برآورده سازند (رجوع شود به بخش ۷-۵-۲، "قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها").

اغلب سازه‌های تأسیسات توزیع برق، مانند سازه‌های تکیه‌گاهی مولد بخار بازیافت حرارتی (HRSG)، ستون پایه‌های توربین بخار، سازه‌های تکیه‌گاهی دیگ‌های بخار زغال سنگی، قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها، سازه‌های هوا دهنده و سازه‌های تکیه‌گاهی کانال‌ها نیروهای جانبی را با استفاده از سیستم‌های قابی مشابه ساختمان مانند قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی شده، یا سیستم‌های ستون طره‌ای تحمل می‌کنند. بنابراین، ضریب رفتار آن‌ها باید از جدول ۷-۱ انتخاب شده و کلیه‌ی ضوابط طراحی و جزئیات نظیر ضریب رفتار انتخاب شده نیز باید برآورده شود.

در بسیاری از سازه‌های غیر ساختمانی مانند مخازن با کف مسطح، سیلوها و دودکش‌ها از قاب‌های مهاربندی شده یا قاب‌های خمشی مشابه با مواردی که در ساختمان‌ها یافت می‌شود برای تحمل بار

زلزله استفاده نمی‌شود. این سازه‌ها ضریب رفتار منحصر به فرد خود را دارند که از جدول ۷-۲ قابل استخراج است.

برای سازه‌های غیر ساختمانی با سیستم‌های جانبی مرکب از سیستم‌های قابی مشابه ساختمان، مانند قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی شده یا سیستم‌های ستون طره‌ای، مناسب نیست که از برون‌یابی موارد ذکر شده در جدول ۷-۲ استفاده شود، چرا که به ضرایب رفتاری منجر می‌شود که به طور نامناسبی بزرگ‌اند و به این ترتیب برخی ضوابط تعیین جزئیات نیز حذف می‌گردند. پس از انتخاب ضریب رفتار از جداول، می‌توان به راهنمایی تکمیلی در بخش ۷-۳ مراجعه نمود.

### ت-۷-۱-۲ انتخاب سیستم و ضرایب طراحی

جداول جداگانه‌ی در این بخش ضرایب پایه، ضوابط تعیین جزئیات مربوطه، محدودیت‌های ارتفاعی و ممنوعیت‌ها برای هر دو نوع سازه‌های غیر ساختمانی بطور جداگانه ارائه می‌کند. در مورد سازه‌های غیر ساختمانی مشابه ساختمان، بارهای طراحی لرزه‌ای با استفاده از همان روش مورد استفاده برای ساختمان‌ها که در فصل ۴ مشخص شده تعیین می‌شوند، با دو استثنا: زمان تناوب اصلی مطابق با بخش ۷-۲-۸ تعیین می‌شود و جدول ۷-۱-۱ گزینه‌های اضافی برای سیستم‌های سازه‌ای مربوطه را فراهم می‌سازد. روش‌های تحلیل مجاز برای سازه‌های غیر ساختمانی در بخش ۷-۱-۳ ذکر شده است. در جدول ۷-۱ ضرایب لرزه‌ای، ممنوعیت‌های سیستمی و محدودیت‌های ارتفاعی برای تعدادی از سازه‌های غیر ساختمانی مشابه با ساختمان بیان شده است. مقادیر  $R_{II}$ ،  $\Omega_0$  و  $C_d$ ، مراجع ضوابط تعیین جزئیات و محدودیت‌های ارتفاعی سیستم‌های سازه‌ای، مشابه با موارد ذکر شده در جدول ۴-۵ برای همان سیستم‌ها به جز قاب‌های خمشی معمولی تعریف می‌شود. در فصل ۴ از محدوده‌های ارتفاعی بالاتری برای سیستم‌های سازه‌ای با قاب خمشی معمولی در مورد سیستم‌های ساختمانی فولادی استفاده شده در حالی که در فصل ۷ این مورد برای قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها با اتصالات خمشی ورق انتهایی پیچی ذکر شده است. این گونه قضاوت شده که عملکرد لرزه‌ای قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها مشابه با سازه‌های ساختمانی فلزی با اتصالات خمشی با ورق انتهایی پیچی می‌باشد، در نتیجه محدودیت‌های ارتفاعی مشابه با ویرایش‌های قبلی قرار داده شده است.

جدول ۷-۱ همچنین محدودیت‌های کمتری را در مورد ارتفاع مجاز به دلیل عملکرد خوب مشاهده شده در زلزله‌های قبلی و مقادیر  $R_{II}$  کوچک‌تری را ذکر کرده است. در مورد برخی گزینه‌ها استفاده از جزئیات لرزه‌ای در صورت استفاده از مقادیر بسیار پایین برای  $R_{II}$  (و در نتیجه نیروهای طراحی لرزه‌ای بزرگ)

لازم دانسته نشده است. توسعه این رویکرد به سایر سیستم‌های سازه‌ای عنوان پژوهش‌های آتی با استفاده از روش ارائه شده در FEMA P695 (۲۰۰۹) است.

در مورد سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان، بارهای طراحی لرزه‌ای مشابه با فصل ۴ تعیین می‌شوند، با سه استثنا: زمان تناوب اصلی مطابق با بخش ۷-۲-۸ تعیین شده، کمینه‌ی بارها در بخش ۷-۲-۲ ارائه گشته و ضرایب لرزه‌ای مواردی هستند که در جدول ۷-۲ ذکر شده‌اند.

برخی از مقادیر جدول ۷-۲ مانند آنچه برای مخازن هوایی، ظروف و قیف‌ها آورده شده، ممکن است متناقض یا گیج کننده به نظر برسد. یکی از زیر مجموعه‌های این گروه مخازن متکی بر ساق‌های با یا بدون مهاربندی است. این زیرمجموعه شامل سازه‌هایی است که بر ستون‌هایی یکپارچه با پوسته‌ی جسم متکی هستند (مانند یک مخزن هوایی آب). استفاده از مهاربندهای فقط کششی برای چنین سازه‌ای مجاز دانسته شده است. اگر مخزن یا ظرف متکی بر قاب‌هایی مشابه ساختمان‌ها باشد، این قاب‌ها باید مطابق با کلیه‌ی محدودیت‌هایی که به طور معمول به قاب‌های ساختمانی اعمال می‌شوند طراحی گردند.

بخش ۷-۳ ضوابطی را برای سازه‌های غیر ساختمانی متکی بر قاب‌های مشابه ساختمان فراهم می‌سازد. از ویرایش ۲۰۰۵ از ASCE 7 به جدول نظیر ۷-۲ مقداری برای "مخازن یا ظروف متکی بر برج‌های سازه‌ای مشابه ساختمان" اضافه شده است. تحت شرایط به‌خصوصی پاورقی مربوط به این خانه از جدول با ضوابط بخش ۷-۳ تعارض پیدا می‌کند. اگر وزن سازه‌ی غیر ساختمانی در مقایسه با وزن سازه نسبتاً کوچک بوده (کمتر از ۲۵ درصد از وزن سازه) یا سازه‌ی غیر ساختمانی صلب باشد، سازه‌ی غیر ساختمانی متکی را می‌توان مانند یک جز غیر سازه‌ای محسوب نموده و مقادیر ضرایب لرزه‌ای سازه‌ی تکیه‌گاهی را از جدول ۷-۱ برگرفت. در چنین شرایطی مقدار حذف شده‌ی جدول صحیح است. با این حال، اگر وزن سازه‌ی غیر ساختمانی متکی کوچک نبوده و سازه‌ی غیر ساختمانی انعطاف‌پذیر باشد (که معمولاً نیز همینطور است به ویژه وقتی انعطاف‌پذیری قائم و گهواره‌ای تیرهای تکیه‌گاهی کف در نظر گرفته شود)، محافظه‌کارانه‌ترین ضرایب لرزه‌ای منظور می‌گردند.

در مورد سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان، جدول ۷-۲ مقدار مناسبی را برای سایر سازه‌های خود اتکا، مخازن یا ظروفی که در ردیف‌های جدول ۷-۲ یا یک آئین‌نامه‌ی مرجع دیگر ذکر نشده، ارائه نموده است. سازه‌های غیر ساختمانی خارج از چارچوب فصل ۷ که ممکن است تحت پوشش ضوابط دیگر باشند از ضابطه بخش ۴-۱ معاف شده‌اند.

### ت-۷-۲-۴ ملاحظات پیچش

ضوابط پیچش تصادفی بخش ۴-۱۰-۶-۱ اساساً برای استفاده در سازه‌های ساختمانی تنظیم شده‌اند. عوامل اولیه‌ی مشارکت‌کننده در پیچش تصادفی عبارت‌اند از قرارگیری عمده سیستم‌های باربر جانبی در نزدیکی مرکز سازه به جای محیط آن، تمرکز نامناسب نیازهای غیر ارتجاعی در اجزای به‌خصوص سیستم، اثرات اجزای غیر سازه‌ای، عدم قطعیت مشخصات سختی سازه و تغییرات حرکت ورودی افقی زمین (و مؤلفه‌های چرخشی حرکت زمین) در سازه‌های طویل. سیستم‌های ذاتاً مقاوم به پیچش که مقدار  $R_u$  آن‌ها کوچک‌تر یا مساوی  $3/5$  است از اعمال پیچش تصادفی در این بخش معاف شده‌اند و انتظار نمی‌رود که نیازهای غیر ارتجاعی آن‌ها در حدی باشند که لازم باشد ملاحظه‌ی اضافی پیچش تصادفی در مورد آن‌ها اعمال شود. به علاوه، سازه‌های غیر ساختمانی به ندرت دارای اجزای غیر ساختمانی مهمی هستند که به طور صریح در طراحی آن‌ها در نظر گرفته نشده باشد و عموماً دارای خصوصیات جرم و سختی واضحی هستند. در این سازه‌ها سیستم‌های باربر جانبی اغلب در محیط سازه واقع شده‌اند. این ضابطه که مرکز صلبیت محاسباتی در هر دیافراگم بیشتر از ۵ درصد بعد پلان دیافراگم در هر راستا از مرکز محاسباتی جرم دیافراگم فاصله داشته باشد می‌تواند از انتخاب چیدمان‌هایی از سیستم باربر جانبی که به اشتباه از پیچش تصادفی معاف شده‌اند، جلوگیری کند. تغییرات مکانی حرکت زمین بایستی در طراحی سازه‌های با طول زیاد در نظر گرفته شود. اگر تغییرات مهمی بین وزن سازه در حالت پر و خالی وجود داشته باشد، پیچش ذاتی ناشی از این تغییرات بایستی در طراحی سازه لحاظ گردد. اگر توزیع غیر یکنواختی از جرم در سیلوها یا کندوهای ذخیره‌کننده‌ی توده‌ی مصالح به دلیل وجود نقاط متعددی در بدنه برای پر و خالی کردن مواد، قیف‌های متعدد، جریان غیر یکنواخت در خروجی‌ها، رفتار توده‌ی مصالح، یا سایر ملاحظات بهره‌برداری وجود داشته باشد، پیچش ذاتی ناشی از این شرایط نیز بایستی در طراحی سیلو یا کندو در نظر گرفته شود.

### ت-۷-۲-۵ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت یک سازه‌ی غیر ساختمانی بر پایه‌ی رده‌ی خطرپذیری تعریف شده در فصل ۴ یا در آیین‌نامه ساختمانی مورد استفاده در کنار این آیین‌نامه می‌باشد. در برخی حالات آیین‌نامه‌های مرجع ضریب اهمیت بالاتری را ارائه کرده‌اند که در این حالت ضریب اهمیت بالاتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر ضریب اهمیت بر پایه‌ی تحلیل خطر و قابلیت بهره‌برداری (HAZOP) مطابق با فصل ۴ مساوی یک فرض شود، بنابر بند ب بخش اول جدول ۴-۳ لازم است بدترین سناریوها (رهاشدگی آنی محتویات یک



ظرف یا سیستم لوله‌کشی) برای این سیستم‌ها در نظر گرفته شود. مهندسین مشاور انجام دهنده‌ی تحلیل خطرپذیری HAZOP اغلب چنین فرض‌هایی نمی‌کنند و در نتیجه طراح متخصص باید همراه با این مشاور گزارش HAZOP را مرور کرده و مطمئن شود که چنین فرضیاتی برای تأیید سازگاری ضریب اهمیت انجام شده است. کارفرمایان ممکن است از این مطلع نباشند که مشاورین HAZOP به طور معمول بدترین سناریوی رهاشدگی آنی را در نظر نمی‌گیرند، بلکه تمایل به تمرکز بر سایر سناریوهای محتمل‌تر مربوط به رهاشدگی محدود دارند، مانند آنچه پیرو ایجاد سوراخی با مساحتی به کوچکی مثلاً ۱۰۰۰ میلی‌متر مربع در یک مخزن یا ظرف رخ می‌دهد.

### ت-۷-۲-۶ سازه‌های غیر ساختمانی صلب

مرز صلبیت (دارا بودن زمان تناوب طبیعی کمتر از ۰/۰۶ S) بر اساس قضاوت انتخاب شده است. اعتقاد بر این است که محتوای انرژی حرکت زمین در زلزله برای زمان تناوب کمتر از ۰/۰۶ ثانیه بسیار کم بوده و در نتیجه احتمال پاسخ بزرگنمایی شده ساختمان ناچیز است. همچنین بعید است که زمان تناوب اول و دوم هیچ ساختمانی کمتر از این مقدار باشد. بنابراین احتمال بروز رفتار تشدید یا بزرگنمایی بیش از حد برای تجهیزات با زمان تناوب کمتر از ۰/۰۶ S بسیار کم خواهد بود. در جهت اطمینان، در تحلیل برای تعیین زمان تناوب چنین سازه‌ای، بهتر است اثر انعطاف‌پذیری خاک تکیه‌گاهی نیز به حساب آورده شود.

### ت-۷-۲-۷ وزن مؤثر لرزه‌ای

همان گونه که برای ساختمان‌ها عمل می‌شود، وزن لرزه‌ای باید دربردارنده‌ی وزن بهره‌برداری طرح تجهیزات دائم نیز باشد.

### ت-۷-۲-۸ زمان تناوب

یک تفاوت مهم سازه‌های ساختمانی و سازه‌های غیر ساختمانی آن است که فرمول‌های زمان تناوب تجربی و محدودیت‌های بخش ۳-۱۰-۴ ممکن است برای سازه‌های غیر ساختمانی قابل استفاده نباشند. به جای محاسبه‌ی زمان تناوب سازه‌ی غیر ساختمانی به منظور تعیین نیروهای جانبی زلزله، می‌توان بطور محافظه‌کارانه  $T = T_s$  فرض کرده و بزرگ‌ترین نیروهای جانبی طراحی را استخراج کرد. زمان تناوب اصلی را می‌توان بسادگی در اغلب برنامه‌های تحلیل رایانه‌ای محاسبه و استخراج کرد.

## ت-۷-۲-۹ تغییر مکان نسبی و جابه‌جایی جانبی

برخلاف ساختمان‌ها، سازه‌های غیرساختمانی دارای محدودیت‌های صریحی برای تغییر مکان نسبی نمی‌باشند. به بیان ساده تغییر مکان نسبی در سازه‌های غیر ساختمانی باید به اندازه‌ای محدود شود که اثرات منفی بر پایداری سازه و تجهیزات متصله یا امتداد یافته بین سازه‌ها و عناصری مانند راه‌پله‌ها و لوله‌ها نداشته باشد.

تغییر مکان نسبی، جابه‌جایی و میزان انقطاع سازه در سازه‌ی غیر ساختمانی با استفاده از ترکیبات بار ضریب دار طراحی به روش مقاومت محاسبه می‌شود که در نتیجه با تعریف بار زلزله و تعریف ضریب  $C_d$  سازگار باشد. این فلسفه هماهنگ با ضوابط تغییر مکان نسبی، جابه‌جایی و میزان انقطاع سازه برای ساختمان‌های تعریف شده در فصل ۴ می‌باشد.

## ت-۷-۲-۱۰ اثر $P - \Delta$

اثرات  $P - \Delta$  برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان، نسبت به سازه‌های غیرساختمانی نامشابه ساختمان، به طور متفاوتی ارزیابی می‌گردد. برای سازه‌های غیر ساختمانی مشابه با ساختمان از همان ضوابط مورد استفاده برای ساختمان‌ها طبق بخش ۹-۱۰-۴ باید استفاده شود. اما برای سازه‌های غیرساختمانی نامشابه ساختمان، رویکرد بسیار محافظه‌کارانه‌تری برای تحلیل  $P - \Delta$  در نظر گرفته می‌شود. بسیاری از سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان به صورت سازه‌های طره‌ای با جرم گسترده یا سازه‌های آونگی وارونه می‌باشند که برای آن‌ها کماتش صفحه و پوسته، شکل اصلی گسیختگی می‌باشد. بنابراین اثرات  $P - \Delta$  بر پایه‌ی تغییر مکان‌های تعیین شده توسط تحلیل ارتجاعی ضریب  $C_d / I_e$ ، یعنی تغییر مکان غیر ارتجاعی مورد انتظار، تعیین می‌شوند. مثالی از یک سازه‌ی غیر ساختمانی نامشابه با ساختمان که در آن در نظر گرفتن  $P - \Delta$  برای عملکرد و پایداری سازه حیاتی است، یک مخزن آب هوایی با ستون-پایه‌ی تک می‌باشد. AWWA D100 (۲۰۰۶a) از این رویکرد برای طراحی لرزه‌ای مخازن آب هوایی فولادی با ستون-پایه‌ی تک استفاده می‌نماید. مثال‌هایی از سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان که در آن‌ها اثر  $P - \Delta$  روی عملکرد یا پایداری سازه حیاتی نیست، مخازن و دودکش‌های کوچک و بزرگ با کف مسطح متکی بر زمین می‌باشند (که در آن‌ها هیچ تجهیزاتی که وزن آن در بالای سازه وارد شود وجود ندارد). نمی‌توان فهرست مشخصی از سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان که در آن‌ها  $P - \Delta$  برای عملکرد یا پایداری سازه بحرانی نیست ارائه کرد زیرا با تغییر

در چیدمان اعضای باربر در بسیاری از این سازه‌ها ممکن است اثر  $P - \Delta$  در پاسخ سازه تأثیرگذار شود. معمولاً با متصل کردن جرم‌های بزرگی در نزدیکی بالای سازه).

### ت-۷-۲-۱۱ اثر مؤلفه قائم و ترکیبات بار

در گذشته آیین‌نامه راهنمایی جداگانه خاصی برای طراحی در برابر مؤلفه قائم حرکت زمین ارائه نمی‌کرد، زیرا بدلیل وجود حاشیه‌ی قابل توجه در برابر بارهای مرده و زنده، مقاومت پنهان کافی در جهت قائم در این ساختمان‌ها وجود داشت. اما این موضوع لزوماً در مورد سازه‌های غیر ساختمانی صادق نیست. بسیاری از سازه‌های غیر ساختمانی به حرکات قائم حساس بوده و دارای مزیت مقاومت پنهانی که در ساختمان‌ها موجود است نمی‌باشند. مثال‌هایی از چنین سازه‌هایی عبارت است از مخازن و ظروف نگهداری مایعات و جامدات دانه‌ای، سازه‌های آویزان (مانند دیگ‌های بخار) و سازه‌های غیر ساختمانی دارای طره‌های افقی. به جای اعمال اثر مؤلفه قائم حرکت زمین به طور سنتی با شتاب  $0.2S_{DS}$ ، طراحی چنین سازه‌هایی لازم است با استفاده از بخش‌های ۴-۸ و ۲-۲-۳-۲ انجام شود.

### ت-۷-۲-۱۲ سازه‌های متصل به هم از طریق اجزای غیر سازه‌ای

در ویرایش جاری این نشریه، ضوابط تحلیل همبسته برای سازه‌های مجاور هم که توسط اجزای غیر سازه‌ای به یکدیگر متصل هستند اضافه شده است. چنین وضعیتی به طور معمول در سازه‌های صنعتی رخ می‌دهد، مانند سازه‌ی تکیه‌گاهی لوله‌ها و سازه‌های دربردارنده‌ی تجهیزات. تا پیش از این ویرایش از آیین‌نامه، راهنمایی اندکی در مورد طراحی سازه‌های مجاور هم که توسط اجزای غیر سازه‌ای به یکدیگر متصل‌اند ارائه شده بود. مطالعه وی و مجیا (۲۰۱۹) تحلیل جداگانه بر اساس زمان تناوب‌های سازه‌های متصل شده و سختی اجزای متصل‌کننده‌ی آن‌ها را پیشنهاد کرده است. استفاده از زمان‌های تناوب اصلی در مطالعه حاجیان و الیسون (۱۹۸۶) نیز بیان شده است.

اجزای غیرسازه‌ای امتداد یافته بین سازه‌ها که دارای سختی کمی در راستای بار زلزله در مقایسه با سختی سازه‌ی غیر ساختمانی و سازه‌های مجاور و متصل به آن باشند، زمان تناوب‌های سیستم سازه‌های متصل را به طرز قابل توجهی تغییر نمی‌دهند. بنابراین، هنگامی که سختی جزء متصل‌کننده در راستای حرکت در مقایسه با سازه‌ی غیر ساختمانی و سازه‌ی متصل به آن اندک باشد، سازه‌های مجاور هم را می‌توان بدون نیاز به در نظر گرفتن ویژگی‌های سازه‌ای اجزای غیر سازه‌ای، مستقلاً طراحی نمود. سینی‌های کابل برق، لوله‌های کوچک و سکوه‌های سبک مثال‌هایی از اجزای غیر سازه‌ای هستند که می‌توانند در مقایسه با سازه‌های تکیه‌گاهی خود انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شوند، اگرچه این اجزا بایستی

برای تحمل تغییر مکان نسبی سازه‌ی غیر ساختمانی و سازه‌ی متصل به آن طراحی کردند. اعضای متداول تکیه‌گاهی سکوها با سختی محوری قابل توجه، برای کمینه کردن میزان انتقال بار زلزله در راستای حرکت، دارای اتصالات لوبیایی یا لغزشی در یک انتهای خود هستند. مقصود دیگر این ضابطه، تشویق به استفاده از جزئیات و ابزارهای خاص مانند ورق‌های لغزشی و درزهای انبساط می‌باشد که به منظور کاهش سختی جزء متصله در راستای حرکت به کار می‌رود.

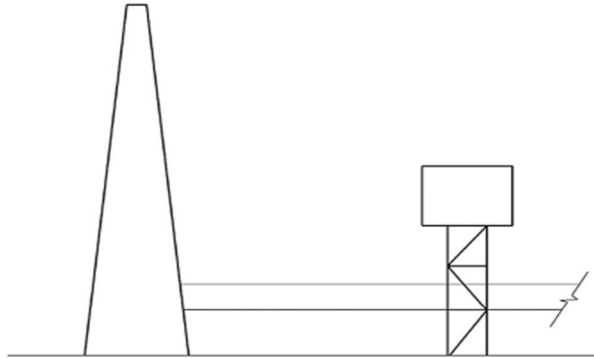
با افزایش سختی جزء غیر سازه‌ای اتصال‌دهنده، اثرات همبستگی چشمگیرتر شده و زمان تناوب سازه در حالت ترکیبی بر پاسخ لرزه‌ای حاکم می‌شود. وقتی سازه‌هایی با ویژگی‌های دینامیکی مشابه در راستای حرکت توسط اعضای سخت به یکدیگر متصل می‌شوند، زمان تناوب اصلی سیستم ترکیبی، بین زمان تناوب‌های سازه‌ها در حالت تحلیل مستقل قرار می‌گیرد. در نتیجه، سازه‌های متصل به هم با ویژگی‌های دینامیکی مشابه در راستای حرکت، تمایل به رفتار مشابه با حالتی دارند که توسط اعضای سخت به یکدیگر متصل شده، به شرطی که حرکت زمین در زیر هر دو سازه به قدر کافی یکنواخت باشد. لوله‌های بزرگ، کانال‌های جدار ضخیم و اجزای مکانیکی بزرگ مثال‌هایی از اجزای غیر سازه‌ای هستند که می‌توانند نسبت به سازه‌های تکیه‌گاهی صلب در نظر گرفته شوند.

با توجه به ماهیت پیچیده‌ی سازه‌های با نامنظمی افقی و قائم مانند آنچه در شکل ت-۷-۴ نشان داده شده است، نامنظمی‌های یک یا هر دو سازه متصل شده می‌تواند به عدم دقت در تعیین مقدار و توزیع نیروهای جانبی منجر شود. مهندس طراح باید بداند که در چنین وضعیت‌هایی زمینه اندکی برای کاربرد استثنائات مدل‌سازی توأم ذکر شده در این بخش وجود داشته و وی مسئول احتساب رفتار ترکیبی سازه‌های متصل می‌باشد.

این استثنائات تنها مربوط به سازه‌های با نامنظمی جرمی و سختی در ارتفاع و زمان تناوب‌های اصلی مشابه است. شکل ت-۷-۹ (دودکش متصل به یک مخزن متکی از طریق یک کانال بزرگ) مثالی که در آن استثنائات مزبور صادق نیستند را نشان می‌دهد. سازه‌ی تکیه‌گاهی مخزن دارای هر دو نامنظمی جرمی و طبقه‌ی نرم است (مانند شکل ت-۷-۷). اتصال کانال به تکیه‌گاه مخزن نیز یک نامنظمی اضافی سختی در سازه ایجاد می‌نماید. طراحی سازه‌های نشان داده شده در شکل ت-۷-۹ نیازمند تحلیل همبسته می‌باشد.

بسته به چگونگی اتصال اجزای غیر سازه‌ای به سازه‌های تکیه‌گاهی، این اجزا می‌توانند صلبیت کافی برای باز توزیع نیروهای لرزه‌ای بین آن‌ها را داشته باشند. صلبیت اجزای متصل شده بین سازه‌ها و هرگونه اندرکنش احتمالی ناشی از حرکت غیر هم فاز بین آن‌ها می‌تواند به نیروها و تغییر مکان‌های مهمی منجر شود. طراحی اجزای غیر سازه‌ای برای این نیازهای لرزه‌ای نیازمند محاسبه و تعیین دقیق

نیروها و تغییر مکان‌های نسبی عمل‌کننده بر اجزای غیر سازه‌ای در هر راستا در اثر حرکت غیر هم‌فاز سازه‌ها است. این کار باید سازگار با فرضیات مورد استفاده در تعریف سختی مؤثر جزء در راستای حرکت باشد. طراحی چنین اجزایی و مهارهای آن‌ها باید با در نظر گرفتن ضوابط ارائه شده در بخش ۸-۳-۴ باشد، فارغ از اینکه سازه‌های متصله با توجه به استثنائات بخش ۷-۲-۱۲ به طور مستقل تحلیل شده‌اند یا خیر.

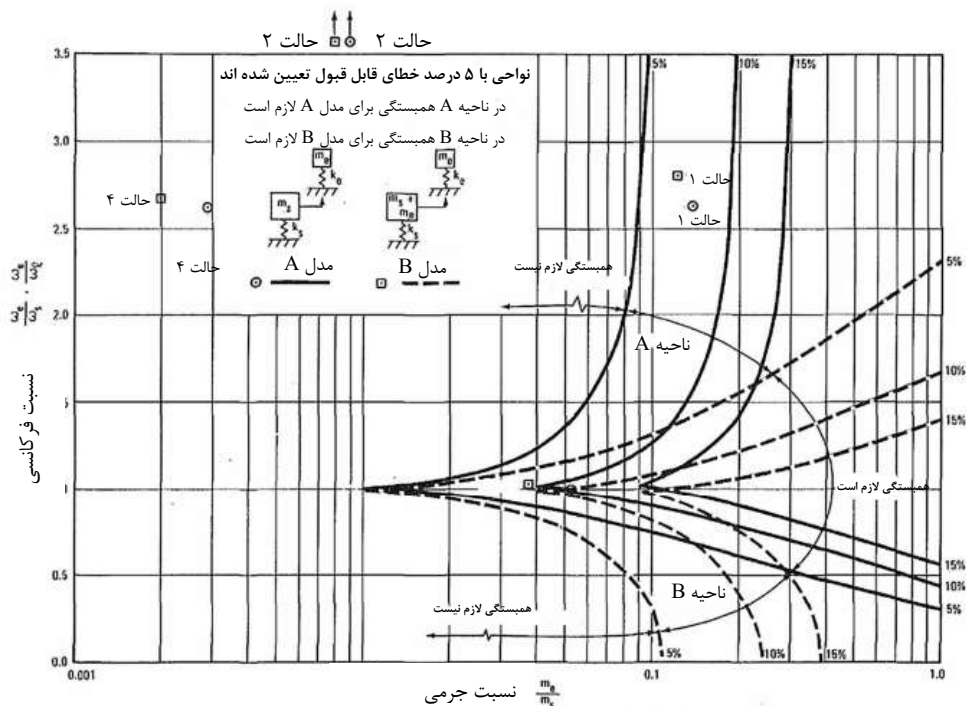


شکل ت-۷-۹ دودکش متصل به برج توسط یک کانال بزرگ

### ت-۷-۲-۱۳ سازه نامشابه ساختمانی دارای سازه نگهدارنده

مواردی وجود دارد که در آن‌ها سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمانی بر سایر سازه‌ها یا به طور خاص بر سازه‌های غیر ساختمانی متکی هستند. این بخش مشخص می‌نماید که چگونه بارهای طراحی لرزه‌ای در این سازه‌ها تعیین شده و چه جزئیاتی باید در طراحی آن‌ها رعایت شود. در بسیاری از موارد، وزن سازه‌ی غیر ساختمانی متکی در مقایسه با وزن سازه‌ی تکیه‌گاهی نسبتاً کوچک بوده طوری که سازه‌ی غیر ساختمانی متکی اثر نسبتاً کمی بر واکنش غیرخطی لرزه‌ای کلی سازه‌ی اصلی در حین وقوع حرکات زلزله‌ی طرح دارد. می‌توان چنین سازه‌هایی را مانند اجزای غیر سازه‌ای مورد بررسی قرار داد و از ضوابط فصل ۸ برای طراحی آن‌ها استفاده کرد. معیار نسبت وزن جزء ثانویه به کل وزن برابر ۲۰ درصد یا کمتر در ابتدا در پی مطالعه‌ی حاجیان و الیسون (۱۹۸۶) مطرح و اضافه شد. شکل ت-۷-۱۰ نشان‌دهنده‌ی معیارهای همبستگی است که توسط حاجیان و الیسون (۱۹۸۶) پیشنهاد شده است. آن دسته از ترکیبات نسبت فرکانسی و جرمی که در سمت چپ منحنی قرار می‌گیرند معاف از تحلیل همبسته می‌باشند. نسبت مرزی اولیه ۲۵ درصد که اکنون به ۲۰ درصد اصلاح شده است، توسط کمیته‌ی زلزله‌شناسی SEAOC به ضوابط آئین‌نامه‌ی یکنواخت ساختمانی در ۱۹۸۸ اضافه شد (ICBO 1988).

پیشنهاد اولیه بر پایه‌ی ملاحظه‌ی نسبت وزن جزء ثانویه با یک نقطه‌ی اتصال به وزن سازه‌ی تکیه‌گاهی بود به نحوی که در آن چند اتصال نزدیک به هم را می‌توان با یک نقطه‌ی اتصال معادل بیان نمود.



شکل ت-۷-۱۰ معیارهای همبستگی

در ASCE 7-02 وزن  $W$  برای در بر گرفتن وزن کل تجهیز و سازه‌ی تکیه‌گاهی اصلاح گردید، اما حد ۲۵ درصد بدون تغییر باقی ماند. ASCE 7-22 این نسبت مرزی را کاهش داده و به ۲۰ درصد اصلاح نموده تا به نحو بهتری با مطالعه‌ی اصلی (حاجیان و الیسون، ۱۹۸۶) هماهنگ گردد. مطالعات تحلیلی که با فرض سازه‌های خطی ارتجاعی اولیه و ثانویه صورت گرفته است، حتی نسبت وزنی کمتری نیز نتیجه می‌دهد، اما قضاوت کمیته‌ی زلزله‌شناسی SEAOC این بوده که در هر مورد که سازه‌های اولیه و ثانویه رفتار غیرخطی نشان می‌دهند نسبت ۲۰ درصد مقدار مناسب‌تری است چرا که این اتفاق اثرات تشدید و اندرکنش را کاهش خواهد داد. بنابراین، از یک خط قائم که در ابتدا در نسبت جرمی ۲۵ درصد تعریف شده بود اما اکنون به ۲۰ درصد اصلاح شده، به جای منحنی نشان داده شده در شکل ت-۷-۱۰ برای تعیین مرز نیاز به تحلیل همبسته استفاده شد. نسبت ۲۰ درصد همچنین در برگیرنده‌ی ۱۵ درصد خطای رواداری نسبت به فرکانس نیز می‌باشد. در حالاتی که یک سازه‌ی غیر ساختمانی (یا جزء غیر سازه‌ای) بر سازه‌ی دیگری تکیه دارد، ممکن است تحلیل کل سیستم به صورت یک مدل یکپارچه

مناسب باشد. در چنین حالاتی مقصود آن است که بارهای طراحی لرزه‌ای و ضوابط جزئیات، پیرو بخش ۷-۲ تعیین گردند. جائیکه چند سازه‌ی غیر ساختمانی بزرگ مانند وسل‌ها، بر یک سازه غیر ساختمانی اصلی متکی هستند و وزن جداگانه هر کدام از حد ۲۰ درصد بیشتر نبوده اما وزن ترکیبی آن‌ها از این حد بیشتر است، توصیه می‌شود که از روش تحلیل ترکیبی و رویکرد طراحی بخش ۷-۲ استفاده شود. همچنین توصیه می‌شود که در چنین حالاتی تحلیل دینامیکی به کار رود چرا که روش نیروی جانبی معادل ممکن است برخی جنبه‌های مهم پاسخ را در بعضی اعضای سازه‌ی تکیه‌گاهی روشن ننماید. هر جا وزن سازه‌ی غیر ساختمانی متکی از حد ۲۰ درصد بیشتر نبوده ولی از تحلیل ترکیبی استفاده شود، بایستی از روال زیر برای تعیین نیروی  $F_p$  وارد بر سازه‌ی غیر ساختمانی متکی بر پایه‌ی معادله‌ی ۸-۱ استفاده گردد:

۱- از تحلیل مودی مطابق با بخش ۴-۱۱ با رعایت محدودیت‌های بخش ۷-۱-۳ استفاده شود.

۲- در مورد جزء متکی در تراز  $i$  شتاب در آن تراز مساوی  $a_i$  در نظر گرفته شود که برابر است با برش کل درست در زیر تراز  $i$  تقسیم بر وزن لرزه‌ای از تراز  $i$  به بالا.

۳- در گام بعد مقدار ارتجاعی ضریب نیروی برشی جزء بایستی تعیین شود که مساوی است با نیروی برشی حاصل از تحلیل مودی در نقطه اتصال جزء به سازه تقسیم بر وزن جزء. این مقدار برابر با  $a_i \left[ \frac{a}{R_{P0}} \right]$  در نظر گرفته می‌شود.

۴- مقدار حاصله برای  $a_i \left[ \frac{a}{R_{P0}} \right]$  بایستی در معادله‌ی ۸-۱ به کار برده شود. مقدار  $F_p$  حاصله نباید از حدود بالا و پایین ذکر شده به ترتیب در معادلات ۸-۲ و ۸-۳ فراتر رود.

هر جا وزن سازه‌ی متکی در مقایسه با وزن سازه‌ی تکیه‌گاهی نسبتاً بزرگ باشد، می‌تواند بر واکنش کلی تأثیر مهمی بگذارد. قبلاً آئین‌نامه دو رویکرد تحلیلی بسته به صلبیت سازه‌ی غیر ساختمانی پیش رو می‌گذاشت. تعیین اینکه چه چیزی صلب یا انعطاف‌پذیر در نظر گرفته می‌شود بر پایه‌ی همان معیارهای مورد استفاده در اجزای غیر سازه‌ای است. تعداد کمی سازه غیر ساختمانی با وزنی بزرگ‌تر یا مساوی ۲۰ درصد وزن کل سیستم، صلب هستند. بنابراین حالتی که در آن سازه‌ی غیر ساختمانی متکی، صلب است از آئین‌نامه حذف گردید. به جای آن استثنائاتی اضافه شد که معیارهای همبستگی جدیدی را برای سازه‌های غیر ساختمانی به قدر کافی متفاوت با هم ارائه می‌نماید (یعنی مواردی که در آن زمان تناوب اصلی سازه‌ی تکیه‌گاهی، شامل وزن سازه‌ی غیر ساختمانی، به قدر کافی در مقایسه با سازه‌ی غیر ساختمانی کوچک یا بزرگ می‌باشد). این معیارها در پی مطالعات انجام شده توسط حاجیان و الیسون (۱۹۸۶) با آستانه‌های تفاوت مشخص پیشنهاد شده توسط وی و مجیا (۲۰۱۹) برقرار گردید. معیارهای

مزبور هماهنگ با روش‌های جاری در طراحی لرزه‌ای سازه‌های صنعتی مانند ظروف قائم فولادی متکی بر سکوه‌های بتنی می‌باشد که در آن، زمان تناوب اصلی سازه‌ی بتنی با در نظر گرفتن وزن ظرف فولادی محاسبه شده و سازه بدون دانستن ویژگی‌های سازه‌ای ظرف متکی طراحی می‌گردد. هرگاه زمان تناوب اصلی سازه‌ی غیر ساختمانی بزرگ‌تر از دو برابر سازه‌ی تکیه‌گاهی باشد، در این آیین‌نامه مجاز دانسته شده که سازه‌ی غیر ساختمانی به صورت متصل به یک تکیه‌گاه صلب مدل گردد.

مدل ترکیبی سازه‌ی تکیه‌گاهی و سازه‌ی غیر ساختمانی متکی اکنون در کلیه‌ی حالات، با استثنائات ذکر شده در بخش ۷-۲-۱۳، به کار گرفته می‌شود. بارها و جزئیات طراحی بر پایه‌ی مقدار کوچک‌تر  $R_u$  بین سازه‌ی غیر ساختمانی متکی و سازه‌ی تکیه‌گاهی تعیین می‌گردد. استفاده از مقدار کوچک‌تر  $R_u$  بر پایه‌ی قواعد ترکیب در ارتفاع طبق ردیف ۲ از بخش ۴-۵-۳ می‌باشد.

اگرچه به طور مشخص در بخش ۷-۲-۱۳ ذکر نشده، اما استفاده از رویکرد دیگر نیز مجاز است. می‌توان تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سیستم ترکیبی را مطابق با فصل ۴ به انجام رساند و نتایج حاصله را برای طراحی هر دو سازه غیر ساختمانی متکی و تکیه‌گاهی به کار برد. این گزینه بایستی در جایی در نظر گرفته شود که رویکردهای تحلیلی استاتیکی و دینامیکی ارتجاعی مشکوک به دقت ناکافی برای تخمین واکنش لرزه‌ای باشند (مثلاً در مورد دیگ‌های بخار آویزان). این گزینه باید با احتیاط فراوان مورد استفاده قرار گیرد زیرا مدل‌سازی و تفسیر نتایج مربوطه نیاز به قضاوت مهندسی گسترده‌ای دارد. به دلیل این حساسیت، در فصل ۴ در این حالت کنترل طراحی توسط فرد مستقل لازم دانسته شده است.

### ت-۷-۲-۱۴ مهار

بسیاری از سازه‌های غیر ساختمانی بر رفتار شکل‌پذیر میل‌مهارها برای دستیابی به سطح ضریب رفتار  $R_u$  انتخاب شده برای سازه، متکی می‌باشند. سازه‌های غیر ساختمانی عموماً تکیه بیشتری بر مهار برای تأمین شکل‌پذیری سیستم دارند. ضوابط تکمیلی بخش ۷-۲-۱۴ فراهم آورنده‌ی ظرفیت شکل‌پذیری اضافی برای مهارها برای تأمین ضرایب رفتار اختصاص داده شده به این سیستم‌ها می‌باشد. اضافه کردن بخش ۷-۲-۱۴ به منظور پرداختن به مهارها در سازه‌های غیر ساختمانی به طور سازگار با ساختمان‌ها انجام شده است.

ASTM F1554 (۲۰۲۰) دارای ضابطه‌ای است که سازگار با ضابطه‌ی مهارها در فصل ۷ نمی‌باشد. بخش ۶-۴ از ASTM F1554 مجاز دانسته که در صورت نیاز، مهارهای جوش‌پذیر رده‌ی ۵۵ می‌توانند بدون تأیید مهندس طراح مربوطه با مهارهای رده‌ی ۳۶ جایگزین شوند. همانطور که گفته شد، بسیاری از



سازه‌های غیر ساختمانی بر قابلیت مهارها برای تسلیم کششی به منظور دستیابی به سطح انتخابی برای مقدار ضریب رفتار  $R_{II}$  سازه، متکی می‌باشند. به همین دلیل، میل مهار با نقطه‌ی تسلیم بالاتر نمی‌توانند بدون تأیید مهندس طراح، جایگزین یک میل مهار با نقطه‌ی تسلیم پایین‌تر شوند. به جز مواقعی که مهارها مانند مهارهای فولادی شکل‌پذیر مطابق بخش ۹-۱۸-۴ مبحث نهم تعیین و طراحی شده و یا طرح میل مهار بر اساس ترکیبات بار زلزله تشدید یافته طبق بخش ۷-۲-۱۴ این فصل صورت گرفته، این آئین‌نامه تأمین شکل‌پذیری توسط میل‌مهارهای سازه را ممنوع نمی‌سازد. در چنین حالتی میل مهارهای منطبق بر ASTM F1554 باید برای نیروهای طراحی مربوطه طرح گردند.

### ت-۷-۲-۱۵ شالوده واقع بر خاک روانگرا

در فصل ۵ مجاز دانسته شده که از شالوده‌های سطحی روی خاک‌های با قابلیت روانگرایی با رعایت محدودیت‌هایی استفاده شود. بسیاری از سازه‌های غیر ساختمانی به نشست زیاد شالوده حساس می‌باشند. این حساسیت به دلیل محدودیت‌های اعمال شده بر لوله‌ها و تجهیزات متصله و حساسیت سازه‌های پوسته‌ای به کمانش می‌باشد. بنابراین در موارد استقرار این سازه‌ها روی شالوده‌های سطحی واقع بر خاک روانگرا در عمق باید نشان داده شود که شالوده، سازه‌ی غیرساختمانی نامشابه ساختمان، و سیستم‌های متصله را می‌توان برای وضعیت کاهش مقاومت خاک، نشست‌های حاصل از گسترش جانبی و نشست‌های کل و نامساوی ناشی از حرکات زمین در زلزله‌ی  $MCE_G$  طراحی نمود.

### ت-۷-۳ ضوابط اختصاصی برای سازه‌های مشابه ساختمان

اگرچه سازه‌های غیر ساختمانی مشخص رفتار مشابهی با سازه‌های ساختمانی نشان می‌دهند، عملکرد و نحوه‌ی استفاده از آن‌ها متفاوت است. بخش ۷-۳ آئین‌نامه به این تفاوت‌ها می‌پردازد.

### ت-۷-۳-۱ قابهای نگهدارنده لوله‌ها

قاب‌های تکیه‌گاهی آزاد لوله‌ها که در تراز یا زیر سطح زمین تکیه کرده‌اند و سیستم قابی آن‌ها مشابه با سیستم‌های ساختمانی است، مطابق با بخش‌های ۴-۱۰، ۴-۱۱ و ۷-۲ طراحی می‌شوند. قاب‌های تکیه‌گاهی تک ستونی لوله‌ها که بارهای جانبی را تحمل می‌کنند باید به مانند آونگ‌های وارونه طراحی گردند.

بر پایه‌ی عملکرد خوبی که در زلزله‌های قبلی مشاهده شده، جدول ۷-۱ گزینه‌ی استفاده از مقادیر کوچک‌تری از  $R_{II}$  و محدودیت‌های ارتفاعی با سخت‌گیری کمتر را برای سیستم‌های سازه‌ای متداول در

قاب‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها ارائه نموده است. تبادل مقدار  $R_{II}$  با محدودیت ارتفاعی تصدیق کننده‌ی آن است که ابعاد اعضای برخی سازه‌های غیر ساختمانی با ضرایب باری متفاوت با بارهای سنتی تعیین شده و به سازه‌هایی منجر گردیده که بسیار قوی‌تر از آنچه برای بارگذاری لرزه‌ای لازم است، می‌باشند. بنابراین، نیاز شکل‌پذیری این سازه‌ها عموماً بسیار کمتر از یک ساختمان متناظر می‌باشد. مقصود، دستیابی به عملکرد سازه‌ای یکسان با وجود ارتفاع بیشتر است. این گزینه در اغلب مواقع به دلیل هزینه‌ی نسبی مصالح و عوامل ساختمانی اقتصادی است. مقادیر کوچک‌تر  $R_{II}$  و محدودیت‌های کمتر بر ارتفاع مجاز در جدول ۷-۱ به سازه‌های غیر ساختمانی مشابه با ساختمان اعمال می‌شود؛ این موارد را نمی‌توان بر سازه‌های ساختمانی اعمال نمود. جدول ت-۷-۱ نشان دهنده‌ی مقادیر  $R_{II}$  و محدودیت‌های ارتفاعی برای یک قاب خمشی معمولی فولادی (OMF) به عنوان قاب تکیه‌گاهی لوله به ارتفاع ۲۱ متر می‌باشد.

### جدول ت-۷-۱: مثال انتخاب مقدار $R_{II}$ برای قاب خمشی معمولی فولادی به عنوان

#### تکیه‌گاه لوله

گروه طراحی لرزه‌ای	$R_{II}$	جدول مربوطه	سیستم	ضوابط جزئیات لرزه‌ای
D <sub>3</sub> یا D <sub>2</sub>	۲/۵	۱-۷	OMF فولادی با مجاز دانستن افزایش ارتفاع	فصل ۳ از مبحث دهم
همه گروه‌ها	۱	۱-۷	OMF فولادی با ارتفاع نامحدود	فصل ۳ از مبحث دهم

توجه: OMF= قاب خمشی معمولی

### ت-۷-۳-۲ قفسه‌های فولادی انباری

در این فصل دو رویکرد برای طراحی قفسه‌های فولادی ذخیره مواد ارائه گشته است. اصلاحات مربوطه در ضوابط انجمن سازندگان قفسه (RMI) ایالات متحده که در ضوابط تفصیلی ANSI/RMI MH 16.1 (RMI 2012) ذکر گردیده، بازتاب دهنده‌ی توصیه‌های FEMA 460 (۲۰۰۵) می‌باشد. این توصیه‌ها در پاسخ به این نگرانی است که قفسه‌های بلند ذخیره‌ی مواد می‌توانند خطر لرزه‌ای بالاتری را نسبت به قفسه‌های کوتاه‌تر متداول ایجاد نمایند. برای فراهم نمودن ایمنی اضافی مناسب در محیط‌های در دسترس عموم، ضریب اهمیت ۱/۵ انتخاب شده است. محتویات قفسه‌های ذخیره، اگرچه خارج از چارچوب این آیین‌نامه است، می‌توانند تهدید جدی برای جان افراد در صورت سقوط از قفسه‌ها در زلزله ایجاد نمایند. توصیه می‌شود که از قیدهایی برای جلوگیری از سقوط اشیاء از قفسه‌ها در حین تکان‌های شدید زمین استفاده گردد (شکل ت-۷-۱).

مقادیر  $R_u$ ،  $C_d$  و  $\Omega_0$  اضافه شده به جدول ت-۷-۱ برای قفسه‌های فولادی طره‌ای ذخیره‌ی مواد مستقیماً از جدول ۲-۷-۲-۲-۳-۱) از ANSI/RMI MH 16.3 برگرفته شده‌اند. کلیه‌ی سیستم‌ها در جدول ۲-۷-۲-۲-۳-۱) از ANSI/RMI MH 16.3، سیستم‌های معمولی می‌باشند. در گروه‌های طراحی لرزه‌ای موضوع این نشریه، مقادیر موجود در جدول مزبور برای  $R_u$ ،  $\Omega_0$  و  $C_d$  نظیر مقادیر جدول ت-۷-۱ برای سیستم‌های معمولی است که در آن‌ها افزایش ارتفاع مجاز قابل قبول دانسته شده و محدودیت ارتفاعی در مورد آن‌ها اعمال نمی‌شود. سیستم‌های فولادی گرم نورد شده باید دارای جزئیات مربوطه در فصل ۳ مبحث دهم باشند. در مورد سیستم‌های فولادی سرد نورد شده، مقادیر جدول ۲-۷-۲-۲-۳-۱) در ANSI/RMI MH 16.3 (RMI 2016) برای  $R_u$ ،  $\Omega_0$  و  $C_d$  نظیر مقادیر جدول ت-۷-۱ برای سیستم‌های معمولی با ارتفاع نامحدود هستند. رعایت جزئیات لرزه‌ای برای سیستم‌های فولادی سرد نورد شده لازم نیست.



شکل ت-۷-۱۱ کالاهای محصور شده با توری



شکل ت-۷-۱۲ مثال‌هایی از برج‌های سازه‌ای که با مخزن متکی یکپارچه نیستند

### ت-۷-۳-۳ سازه نگهدارنده مخازن و ظروف

ضوابط این بخش در مورد برج‌های سازه‌ای اعمال می‌شود که با مخزن متکی یکپارچه نیستند. مخازن آب هوایی که طبق AWWA D100 طراحی شده‌اند در حیطه‌ی این بخش قرار نمی‌گیرند. هر جا پوسته‌ی مخزن یا ظرف به عنوان بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای برج تکیه‌گاهی عمل کند، برج سازه‌ای تکیه‌گاهی با مخزن یا ظرف، یکپارچه در نظر گرفته می‌شود.

مثال‌هایی از برج‌های سازه‌ای که با مخزن متکی یکپارچه نیستند در شکل ت-۷-۱۲ نشان داده شده است. شکل ت-۷-۱۳ نیز مثال‌هایی از برج‌های سازه‌ای را نشان می‌دهد که با مخزن متکی یکپارچه‌اند. علاوه بر اینها مثال‌هایی از برج‌های سازه‌ای که با مخزن متکی یکپارچه‌اند، شامل مخزن آب هوایی متکی بر ستون و طراحی شده طبق AWWA D100 و مخازن کروی مایعات و گازها متکی بر ستون و طراحی شده طبق آیین‌نامه‌ی دیگ‌های بخار و ظروف تحت فشار، در بخش VIII از ASME(2007) آورده شده‌اند.



شکل ت-۷-۱۳ مثال‌هایی از برج‌های سازه‌ای که با مخزن متکی یکپارچه‌اند

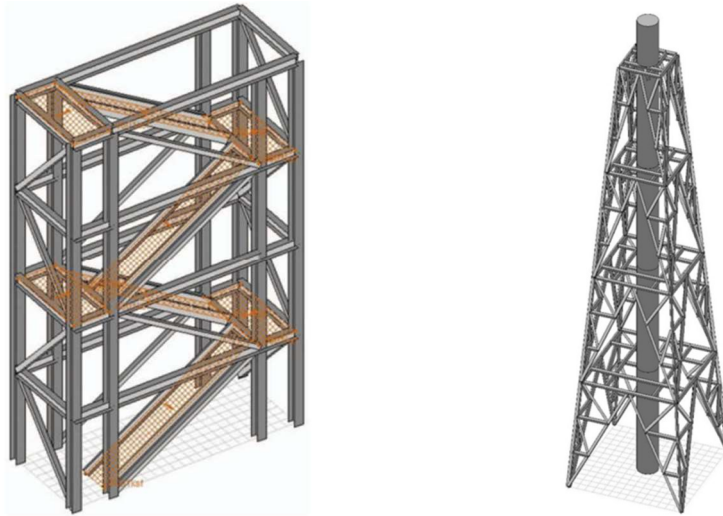
### ت-۷-۴ ضوابط اختصاصی برای سازه‌های نامشابه ساختمان

سازه‌های غیر ساختمانی نامشابه ساختمان رفتاری کاملاً متفاوت با سازه‌های ساختمانی از خود نشان می‌دهند. اغلب این نوع سازه‌ها نشریات مرجعی دارند که به عملکرد و رفتار منحصر به فرد سازه‌ی آن‌ها می‌پردازد.

### ت-۷-۴-۱ دودکش و سازه نگهدارنده آن

در جدول ۷-۲، برای برج‌های خرپایی و دودکش‌های مهارشده‌ی کوچک و بزرگ، ضریب رفتار برابر  $R_{II} = 3$  داده شده و سایر پارامترها و الزامات تعیین جزئیات مربوطه ارائه شده است. این الزامات در سازه‌های خرپایی شبکه‌ای (نامشابه با ساختمان) مانند دودکش‌ها یا تجهیزات برقی مشابه با یک برج مخابراتی که نسبتاً سبک وزن بوده و تجهیزات نسبتاً سبکی را حمل می‌کنند کاربرد دارند. (شکل ت-۷-۱۴).

برای سازه‌های غیر ساختمانی مشابه ساختمان، ضریب رفتار  $R_{II}$  و سایر پارامترها و جزئیات طبق جدول ۷-۱ است. یک برج راه‌پله‌ی بلند و باز با ستون‌های قائم و تیرهای افقی و مهاربندهای قطری در راستای قائم مثالی از این سازه‌ها است که یک سیستم سازه‌ای قابل مقایسه با آنچه در سازه‌های ساختمانی یافت می‌شود، دارد (شکل ت-۷-۱۵). برای برج پله‌ای شبیه به این، باید به جای جدول ت-۷-۲ از جدول ت-۷-۱ استفاده شود.



شکل ت-۷-۱۴ برج خرابایی رایج به عنوان تکیه‌گاه یک دودکش  
 شکل ت-۷-۱۵ برج پله‌ی متداول برای دسترسی خارجی با سیستم سازه‌ی مشابه ساختمان‌ها

در طراحی دودکش‌های بزرگ و کوچک عموماً ملاحظات بار باد حاکم است. استثنائات این قاعده‌ی کلی شامل محلهایی با لرزه‌خیزی بالا، دودکش‌های دارای جرم‌های بزرگ در ارتفاع و دودکش‌های با هندسه‌ی غیر معمول می‌باشد. ضروری است که اثر بارهای لرزه‌ای در همه جا به جز مناطق با زلزله‌خیزی کم بررسی گردد. توصیه می‌شود که جزئیات ویژه‌ی لرزه‌ای لازم در سایر بخش‌های این آئین‌نامه برای کاربرد در دودکش‌های کوچک و بزرگ نیز مورد نظر قرار گیرد.

دودکش‌های بتنی معمولاً شکل‌پذیری پایینی داشته و عملکرد آن‌ها به دلیل کاهش مقاومت و از دست رفتن محصور شدگی آرماتور قائم در نواحی اطراف بازشوهایشان، بحرانی است. مواردی از فروریزش دودکش‌ها در اثر زلزله در سالهای اخیر مشاهده شده (مثلاً در ترکیه در ۱۹۹۹) و خرابی آن‌ها به مشکلات مقاومت و جزئیات مورد استفاده ربط داده شده است (کلیک و سزن ۲۰۰۳). به همین دلیل مقدار سنتی  $R_{II}=3$ ، در ASCE 7-05 برای دودکش‌های بتنی به ۲ کاهش داده شد و ضوابط جزئیات در مورد بازشوها به نسخه‌ی ۲۰۱۰ این آئین‌نامه اضافه گردید.

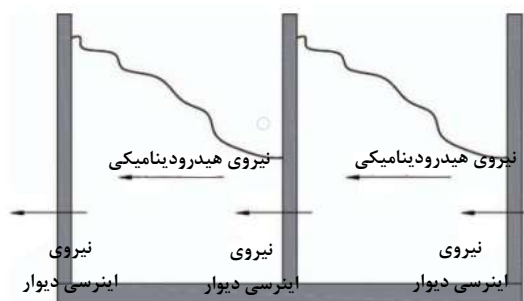


شکل ت-۷-۱۷ سازه‌ی تکیه‌گاهی

فولادی لوله‌ای متداول برای

سیستم‌های مولد توربین بادی

ساحلی



شکل ت-۷-۱۶ نیروهای دیواره

دودکش‌های فولادی مهار شده عموماً وزن کمی دارند. در نتیجه، عموماً بار باد بر بارهای طراحی ناشی از حوادث طبیعی حاکم است. در برخی حالات بر دودکش‌های بلند پالایشگاهی یا سایر مواردی که در آن جرم‌های مرتفعی در نزدیکی رأس دودکش قرار دارند، بار زلزله حاکم می‌باشد. با اینکه در فصل ۶ تروتسکی (۱۹۹۰) به طور مشخص به بار زلزله پرداخته نشده، روش مناسبی در آن برای تحلیل تحت نیروهای جانبی علاوه بر ضوابط موجود در (2011) ASME STS-1 ارائه گردیده است.

### ت-۷-۴-۲ سازه‌های سکویی بتنی مسلح برای تجهیزات چرخنده و ظروف و

#### مخازن خط فرایند

یک سازه‌ی سکویی معمول به طور اسمی  $7/5$  تا  $15$  متر در بالای شالوده‌ی گسترده‌ی خود قرار دارد. این سازه معمولاً به عنوان تکیه‌گاه تجهیزات چرخنده‌ی هوایی در تأسیسات صنعتی سنگین به کار می‌رود که مثالی از آن‌ها موتورها، توربین‌ها، مولدها، کمپرسورها، پمپ‌ها، هواکش‌ها و مخازن فرایند در تأسیسات پتروشیمی می‌باشند. آرایش هندسی یک سازه‌ی سکویی معمولاً با ضوابط بهره‌برداری تجهیزات سنگینی که حمل می‌کند، تعیین می‌گردد. تجهیزات چرخنده می‌توانند بر سازه‌ی تکیه‌گاهی بارهای ناشی از چرخش یا ضربه وارد نمایند. به طور مشابه، برخی از ظروف یا مخازن هوایی فرایند،

مانند مخازن کک در تأسیسات پتروشیمی، در معرض ارتعاشات تصادفی و نیروهای ضربه‌ای می‌باشند. به همین دلیل، سازه‌های سکویی بتنی معمولاً طوری طراحی می‌شوند که جرم قابل توجه و سختی بالا داشته باشند تا پاسخ دینامیکی تولید شده توسط تجهیز متکی کنترل گردد.

سازه‌های سکویی بتنی مسلح در اصل به صورت سازه‌های قاب خمشی هستند که در آن‌ها ستون‌ها با انحنای مضاعف مشابه با پایه‌های پل تحت بارهای جانبی خم می‌شوند.

ضریب  $R_{II}$  برای سازه‌ای که دارای هیچ گونه جزئیات لرزه‌ای نیست ( $R_{II}=1/5$ ) بدلیل رفتار نزدیک به خطی در زلزله‌ی طرح است که از مقاومت اضافه آن ناشی می‌شود. تحت زلزله‌ی  $MCE_R$  میزان تسلیم و سخت شوندگی کرنش زیاد نخواهد بود. هر جا ستون کافی برای باز توزیع قابل توجه وجود داشته باشد این ضریب افزایش داده می‌شود. برای سازه‌های سکویی که برآورده کننده ضوابط فصل ۲۰ از مبحث نهم برای قاب‌های خمشی معمولی یا متوسط (بخش ۹-۲۰-۳ یا ۹-۲۰-۵) هستند، ضریب  $R_{II}$  مقداری کاهش داده می‌شود تا شرایط لازم برای تعمیم محدوده‌ی کاربرد قواعد جزئیات مربوطه به طراحی برای زلزله شدیدتر از آنچه که مبنای اصلی طراحی این سیستم‌هاست فراهم گردد.

در عمل بسیار مشکل است که سازه‌های سکویی بتنی مسلح با جزئیات سازگار با قاب‌های خمشی ویژه به‌خصوص ضابطه‌ی "ستون قوی/تیر ضعیف" (بخش ۹-۲۰-۶ از مبحث نهم) طراحی گردند. با توجه به اینکه سازه‌های سکویی برای بهره‌برداری بی وقفه از تجهیزات چرخنده و ظروف تحت فشار با سختی و جرم بالا طراحی می‌شوند، معمولاً ابعاد اعضای آن‌ها بسیار بزرگ‌تر از اندازه‌ی لازم برای تحمل بار زلزله می‌باشد.

### ت-۷-۴-۳ مخازن

#### ت-۷-۴-۳-۱ کلیات

روش‌های طراحی لرزه‌ای مخازن که در حال حاضر در تعدادی از نشریات مرجع پذیرفته شده و به کار می‌رود از مطالعات تحلیلی اولیه‌ی تنی چند از محققین شامل جیکوبسون ۱۹۴۹، هاوونر ۱۹۶۳، ولتسوس ۱۹۷۴، هارون و هاوونر ۱۹۸۱ و سایرین تکامل یافته است. رویکردهای مورد استفاده برای طراحی مخازن ذخیره با کف مسطح و محفظه‌های نگهداری مایعات بر پایه‌ی مطالعه‌ی هاوونر (وزارت انرژی ایالات متحده ۱۹۶۳) و وزنیاک و میکال (۱۹۷۸) می‌باشد. نشریات مرجع برای مخازن و ظروف، دارای ضوابط بخصوصی برای تضمین عدم وقوع گسیختگی فاجعه بار سازه‌ی اصلی بر پایه‌ی رفتار



مشاهده شده در وقایع لرزه‌ای از دهه ۱۹۳۰ به بعد می‌باشد. روش‌های تحلیل دیگری نیز با استفاده از مدل پوسته‌ای انعطاف‌پذیر پیشنهاد شده‌اند، اما در حال حاضر خارج از چارچوب این آئین‌نامه می‌باشند.

### ت-۷-۴-۳-۲ مخازن کروی

رجوع شود به تفسیر بخش ۷-۴-۷، دیگ‌های بخار و ظروف تحت فشار.

### ت-۳-۴-۳-۳ مخازن کمکی

این بخش بازتاب دهنده‌ی این قضاوت مهندسی است که طراحی کلیه‌ی محفظه‌های سیل گیر در حالت کاملاً پر و تعیین ابعاد کلیه‌ی محفظه‌های سیل گیر برای ارتفاع مایع متلاطم در وضعیت پر تحت حرکت بیشینه زلزله‌ی ممکن  $MCE_R$ ، بیش از حد محافظه‌کارانه است.

طراحی یک حوضچه‌ی سیل گیر در حالت پر تحت زلزله‌ی  $MCE_R$  با فرض گسیختگی محفظه‌ی اصلی و وقوع یک پس‌لرزه‌ی قوی انجام می‌شود. چنین پس‌لرزه‌های مهمی (به همان بزرگی زلزله‌ی  $MCE_R$ ) نادر بوده و در همه جا روی نمی‌دهند. اگرچه طراحی صریح برای پس‌لرزه‌ها جزو ضوابط این آئین‌نامه نیست، برای حفظ ایمنی باید محفظه‌ی ثانویه در حالت پر تحت پس‌لرزه طراحی شود. استفاده از دو-سوم زلزله‌ی  $MCE_R$  به عنوان بزرگای پس‌لرزه‌ی طرح با قانون Bath سازگار است که طبق آن بیشینه‌ی مورد انتظار بزرگای پس‌لرزه را می‌توان مساوی  $1/2$  واحد مقیاس پایین‌تر از بزرگای زلزله اصلی فرض کرد.

برنامه‌ی ارزیابی و مدیریت خطرپذیری برای تعیین این مطلب به کار می‌رود که محفظه‌ی ثانویه باید به صورت پر و برای  $MCE_R$  طراحی گردد یا خیر. تصمیم به طراحی محفظه‌ی ثانویه برای این حالت بحرانی بایستی بر پایه‌ی احتمال وقوع یک پس‌لرزه‌ی مهم در محل مورد نظر باشد، با این ملاحظه که سطح خطر در اثر رها شدن مواد خطرناک از محفظه‌ی ثانویه برای عموم در نظر گرفته شود.

سیستم‌های محفظه‌ی ثانویه باید طوری طراحی شوند که با تأمین ارتفاع آزاد لازم برای تلاطم مایع، از رها شدن مایع و به خطر افتادن عموم در اثر انتشار مواد خطرناک و یا آسیب‌دیدگی و شستگی شالوده سازه‌های مجاور در اثر خروج مایع، ممانعت شود.

معادله‌ی ۱۵-۶-۱ در ASCE 7-10 (2010) اصلاح گشته و به رابطه‌ی نظری دقیق‌تری برای تعیین ارتفاع تلاطم مایع به جای مقدار گرد شده‌ی معرفی شده در ASCE 7-05 تغییر کرده است. مقدار گرد شده تا حدی برای احتساب اثر جهت بیشینه‌ی پاسخ در نظر گرفته شده بود. با تغییر تعریف حرکت زمین در ASCE 7-10 جهت بیشینه‌ی واکنش در آن احتساب شده و دیگر لازم نیست که این اثر با گرد کردن ضریب نظری ارتفاع مایع متلاطم به بالا منظور شود.

### ت-۷-۴-۴ سازه‌های هیدرولیکی مستغرق در مایعات

متداول‌ترین سازه‌های هیدرولیکی ویژه، دیواره‌های وافلی و موج گیرهای مورد استفاده در مخازن تصفیه‌ی آب و فاضلاب می‌باشد. از آن جا که بازشوهایی در دیواره‌های این مخازن وجود دارد، در حین بهره‌برداری عادی، تراز مایع در هر دو سمت دیواره یکسان بوده و منجر به بروز برآیند افقی در نیروها نمی‌شود. اما تلاطم در حین وقوع زلزله می‌تواند نیروهای بزرگی را روی دیوار مانند آنچه در شکل ت-۷-۱۶ نشان داده شده وارد نماید. این دیوارها ممکن است گسیخته شوند مگر اینکه به طور مناسبی برای تحمل نیروهای دینامیکی مایع طراحی شده باشند.

### ت-۷-۴-۵ دیگ‌های بخار و ظروف تحت فشار

سیستم تکیه‌گاهی دیگ‌های بخار و ظروف تحت فشار باید برای نیروها و تغییر مکان‌های لرزه‌ای ارائه شده در این آیین‌نامه طراحی گردد. این طراحی باید شامل ملاحظه تکیه‌گاه، اتصال تکیه‌گاه به ظرف (حتی اگر "یکپارچه" باشد) و بدنه خود ظرف باشد که تحت تنش‌های موضعی اعمال شده توسط اتصال به تکیه‌گاه است.

### ت-۷-۴-۶ ظروف ذخیره افقی با تکیه‌گاه زینی

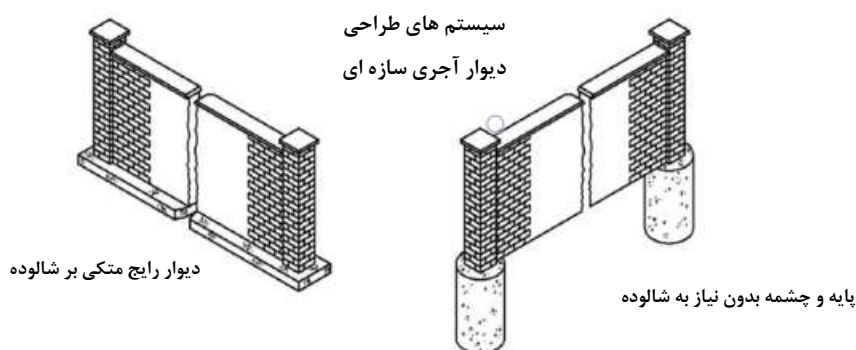
در گذشته فرض بر این بود که یک ظرف افقی با تکیه‌گاهی زینی (و محتویات آن) مانند یک سازه صلب (با زمان تناوب  $T$  کمتر از  $0.06$  s) رفتار می‌کند. برای این شرایط، نیروهای لرزه‌ای با استفاده از ضوابط بخش ۷-۲-۶ تعیین می‌گردند. برای ظروف بزرگ افقی با تکیه‌گاه زینی (نسبت طول به قطر ۶ یا بزرگ‌تر)، این فرض می‌تواند غیر محافظه‌کارانه باشد. به همین دلیل، بخش ۷-۴-۸ لازم می‌دارد که زمان تناوب طبیعی با فرض اینکه این ظرف مانند یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده عمل می‌کند، تعیین شود.

### ت-۷-۴-۷ سازه‌های نگهبان خاک

فصل ۵ ارائه‌کننده‌ی رویکردهای مورد استفاده‌ی رایج برای طراحی دیوارهای غیر تسلیم شونده و تسلیم شونده تحت خمش، واژگونی و لغزش با احتساب تغییرات نوع خاک، اهمیت و لرزه‌خیزی محل می‌باشد.

### ت-۷-۴-۸ دیوارها یا حصارهای طره‌ای متکی بر زمین

دیوارها و حصارهای طره‌ای متکی بر زمین عموماً از مصالح بنایی، بتن، چوب، یا ترکیبی از مصالح شامل فولاد ساخته می‌شوند. چنین دیوارهایی اغلب به عنوان موانع صوتی یا برای محدود کردن دسترسی به بخش‌های مسکونی به کار می‌روند. دیوارها و حصارهای طره‌ای متکی بر زمین شامل دیوارهای متکی بر پی نواری و پایه و سیستم‌های چشمه/پهنه و دیوارهای چشمه‌ای هستند (شکل ت-۷-۱۸) که در جهت جانبی در راستای عمود بر صفحه در بالای سطح زمین بدون تکیه‌گاه می‌باشند. مثالی از یک دیوار طره‌ای بنایی متکی بر زمین در شکل ت-۷-۱۹ نشان داده شده است. بسیاری از دیوارها و حصارهای طره‌ای متکی بر زمین با طراحی نامناسب که از مصالح بنایی یا بتن ساخته شده بوده‌اند در حین زلزله دچار مشکلاتی شده و گسیخته شده‌اند. نمونه‌هایی از آن در بخش ۶-۳-۹-۱ از FEMA E-74 (2012) آورده شده است.



شکل ت-۷-۱۸ سیستم‌های متداول دیوار طره‌ای که تحت ضوابط بخش ۷-۴-۳ قرار می‌گیرند



شکل ت-۷-۱۹ دیوار طره‌ای بنایی متداول متکی بر زمین

ضوابط دیوارها و حصارهای طره‌ای متکی بر زمین با ارتفاع بیشتر از ۱/۸ متر در ویرایش‌های قبلی آیین‌نامه یکنواخت ساختمانی شامل نسخه ۱۹۹۷ آن موجود بود (ICBO 1997). وقتی آیین‌نامه‌ی بین‌المللی ساختمانی تدوین شد این ضوابط به‌طور اتفاقی حذف گردیده و در ASCE 7 گنجانده نشدند. از سوی دیگر، دیوارها با هر ارتفاعی باید به خوبی طراحی شوند. حد ارتفاعی ۱/۸ متر از آیین‌نامه یکنواخت ساختمانی ۱۹۹۷ باقی مانده که حداقل ارتفاعی که در آن این ضوابط قابل اعمال هستند را نشان می‌دهد، چرا که دیوارهای کوتاه‌تر از ۱/۸ متر منبع خطر قابل توجهی برای جان افراد پنداشته نمی‌شوند.

پارامترهای طراحی لرزه‌ای انتخاب شده برای این سیستم بر پایه‌ی مقادیر داده شده در جدول ۷-۲ برای "سایر سازه‌های خود ایستا، مخازن، یا ظروف اشاره نشده در بالا یا در استانداردهای مرجع که مشابه ساختمان‌ها نمی‌باشند" هستند. به جز با این ملاحظه که سازه یک دیوار طره‌ای است، کلیه محدودیت‌های ارتفاعی به "بدون محدودیت (NL)" تغییر داده شده است. دیوارهای طره‌ای تحت پوشش این ضوابط می‌توانند از هر نوع مصالح یا ترکیبی از مصالح باشند؛ بنابراین مقدار  $R_{II}$  نسبتاً پایینی در نظر گرفته شده تا اثر ترکیبات مصالح مورد توجه قرار گیرد. به علاوه، پشت‌بندهای به کار گرفته شده در بسیاری از این سیستم‌های دیواری اساساً ستون‌های طره‌ای معمولی می‌باشند. ستون‌های طره‌ای معمولی در ASCE 7 فارغ از نوع مصالح مورد استفاده،  $R_{II}$  پایینی دارند.

زیرکمیته‌ی لرزه‌ای ASCE 7 تصمیم گرفت که دیوار یا حصار خود ایستای متکی بر زمین، یک سازه‌ی غیرساختمانی نامشابه ساختمان قلمداد شده و به جای اجزای غیرسازه‌ای، تابع ضوابط سازه‌های غیرساختمانی قرار گیرد.

تفسیر فصل هشتم  
اجزای غیرسازه‌ای

## ت-۸-۱-۱- گستره

این فصل از آیین‌نامه به ارائه‌ی ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای در تاسیسات صنعت نفت پرداخته است. آیین‌نامه‌ی حاضر مؤلفه‌های موجود در تاسیسات صنعت نفت برای طراحی را در سه بخش تقسیم نموده است:

- ساختمان‌های ضروری (موضوع فصل ۶ آیین‌نامه)
- سازه‌های غیرساختمانی (موضوع فصول ۷، ۱۱، ۱۲ و ۱۴)
- اجزای غیرسازه‌ای (موضوع فصل ۸ در آیین‌نامه)

علاوه بر اجزای غیرسازه‌ای، گروهی از سازه‌های غیرساختمانی نیز که بر روی یک سازه‌ی نگهدارنده نصب شده و مشخصات مندرج در فصل ۸ آیین‌نامه را دارند نیز بر اساس ضوابط فصل ۸ بارگذاری و طراحی می‌شوند. همانگونه که در متن این بند از آیین‌نامه آورده شده، اجزای غیرسازه‌ای اجزایی هستند که در مسیر بارهای ثقلی یا جانبی در سیستم سازه‌ای قرار ندارند و در عین حال با توجه به نسبت جرمی تعیین شده، اثر قابل توجهی در رفتار دینامیکی سازه در زمان وقوع زلزله ایجاد نمی‌کنند. این اجزا شامل اجزای معلق یا متصل هستند که ممکن است در حین زلزله به صورت جزئی یا کامل از سازه جدا شده، لغزیده، واژگون شده، فروریخته یا از شرایط خدمت‌رسانی خارج شوند. در این آیین‌نامه اجزای غیرسازه‌ای در سه گروه اجزای معماری، تجهیزات مکانیکی و تجهیزات برقی دسته‌بندی شده‌اند. تاسیسات فرایند در صنعت نفت مانند آنچه نمونه‌ای از آن در شکل ت-۸-۱ ارائه شده، با توجه به ماهیت آن، متشکل از تجهیزات، دستگاه‌ها و ماشین‌آلاتی هستند که با اتصال به هم و ایجاد یک زنجیره‌ی تولید، مأموریت پالایش نفت خام و تولید محصولات متنوع را بر عهده دارد. به این ترتیب هر یک از این تجهیزات که معمولاً بر روی ساختمان‌ها یا سازه‌های نگهدارنده یا پایه‌هایی قرار می‌گیرند به عنوان یک جزء غیرسازه‌ای مورد توجه مهندس طراح قرار خواهند داشت. وقوع آسیب در هر یک از این اجزا در زنجیره تولید در کنار آسیب‌های فیزیکی به خود جزء، زنجیره‌ی تولید را متوقف و خسارت‌های ثانویه قابل توجهی به همراه خواهد داشت.

عوامل مهمی که بر عملکرد لرزه‌ای این اجزا تأثیر می‌گذارد شامل وزن اجزا، چگونگی اتصال آن‌ها به سازه، مودهای آسیب در آن‌ها (به عنوان مثال شیشه‌ها) و موقعیت قرارگیری آن‌ها (به عنوان مثال بالای ورودی یا خروجی، گذرگاه عمومی، یا یک سازه مجاور کوتاه‌تر) می‌باشد. عدم توجه به ضوابط طراحی و عدم شناخت رفتار این اجزا با افزایش آسیب در آن‌ها همراه است.



شکل ت-۸-۱ نمونه‌ای از اجزای غیرسازه‌ای در تأسیسات صنعت نفت- کمپرسور هوا

اجزای معماری مانند جان‌پناه‌ها، قرنیزها، سایبان‌ها، شیشه‌ها، عناصر تزئینی بزرگ و نمای ساختمان‌ها نیز در این آیین‌نامه مورد توجه قرار دارند. آسیب در این اجزا، علاوه بر خطرات جانی احتمالی ناشی از سقوط، آسیب‌های ثانویه ناشی از برخورد آن‌ها با تجهیزات موجود در اطراف و آسیب به فرایند تولید را به همراه دارد.

شکل‌های ت-۸-۲- الف و ب مواردی از آسیب وارده به اجزای غیرسازه‌ای در تأسیسات نفتی را در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهند.

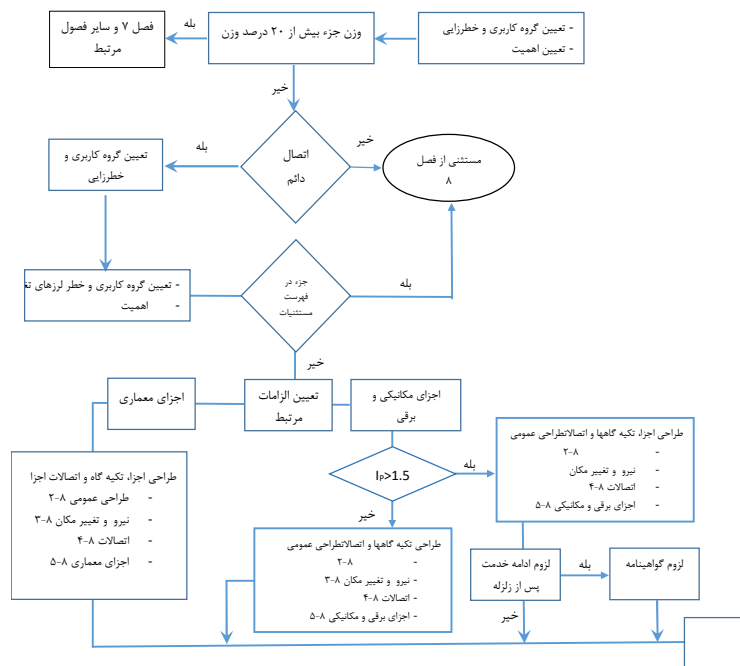
طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای نباید ملاحظات شرایط بهره‌برداری این اجزا را تحت تأثیر قرار دهد. به عنوان مثال، وجود امکان انبساط حرارتی در سیستم‌های لوله‌کشی تحت فشار اغلب از ملاحظات حیاتی طراحی است و مهاربندی لرزه‌ای این سیستم‌ها نباید مانع جابجایی‌های حرارتی شود. به ویژه، طراحی سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی برای بارهای لرزه‌ای نباید عملکرد، دوام یا ایمنی کلی طرح را به خطر بیندازد. این امر مستلزم هماهنگی تخصص‌های مختلف در گروه‌های طراحی و اجرا می‌باشد.



شکل ت-۸-۲ آسیب‌های لرزه‌ای به اجزای غیرسازه‌ای یک سایت پتروشیمی، آوریل ۲۰۱۱ استان فوکوشیما، کشور ژاپن، الف) آسیب اتصال لوله در بخش فوقانی یک مخزن، ب) جداشدگی لوله و شیرهای کنترل

روند انجام مطالعات طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای در روندنمای شکل ت-۸-۳ ارائه شده است:

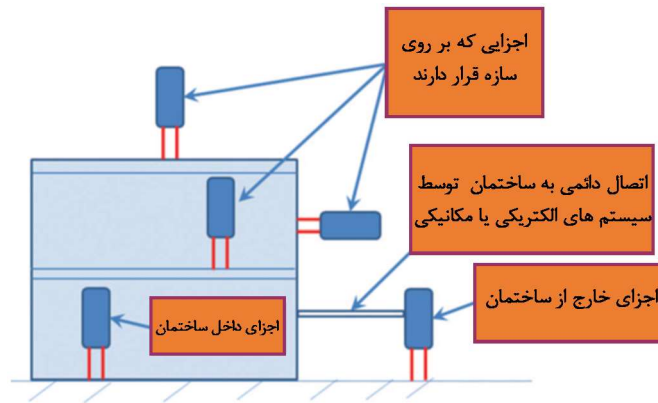




شکل ت ۳-۸- روندنمای طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای مطابق با فصل ۸ آیین‌نامه

با توجه به اهمیت ادامه خدمت‌رسانی تأسیسات نفتی، در مورد اجزای غیرسازه‌ای عملکرد بالاتری نسبت به آنچه که توسط آیین‌نامه ساختمانی توصیه می‌شود، باید در نظر گرفته شود. به عنوان مثال، برای دستیابی به عملکرد خدمت‌رسانی بی وقفه یک سیستم لوله‌کشی، علاوه بر جلوگیری از شکست یا ایجاد نشت، باید از عملکرد ناخواسته شیرها یا سایر اجزای واقع در امتداد خط لوله جلوگیری شود. همچنین برای تجهیزات حاوی مواد خطرناک عملکرد بالاتری لازم است. این اجزا باید طوری طراحی شوند که از انتشار کنترل نشده مواد خطرناک جلوگیری شود.

الزامات طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای در مورد خود جزء غیر سازه‌ای و تکیه‌گاهها و ملحقات آن، صرف نظر از اینکه جزء در داخل یا خارج از سازه قرار داشته باشد یا به یک ساختمان یا سازه غیرساختمانی متکی باشد، اعمال می‌شود. شکل ت-۸-۴ وضعیت‌های مختلف قرارگیری محتمل اجزای غیرسازه‌ای نسبت به سازه را نمایش می‌دهد. اجزایی که در بیرون از سازه قرار دارند، باید توسط یک سیستم مکانیکی یا الکتریکی به سازه متصل باشند تا جزئی از سازه محسوب گردند. آن دسته از اجزا که فاقد چنین اتصالاتی هستند، سازه‌های غیرساختمانی در نظر گرفته می‌شوند. اجزای معماری مسیرهای خروج از ساختمان که خارج از سازه قرار گرفته باشند نیز، حتی در صورت مجزا بودن از سازه اصلی، نیاز به طراحی لرزه‌ای دارند.



شکل ت-۸-۴ وضعیت‌های قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای نسبت به سازه

### ت-۸-۱-۲ گروه‌های طراحی لرزه‌ای

گروه طراحی لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای اصولاً با گروه طراحی لرزه‌ای سازه‌ای که به آن اختصاص دارد یکسان است. برای اجزایی که در سازه‌ای جدا از سازه‌ای که به آن خدمت‌رسانی می‌کنند قرار دارند، باید گروه طراحی لرزه‌ای بالاتر بین دو سازه اختصاص داده شود.

### ت-۸-۱-۳ ضریب اهمیت اجزای غیر سازه‌ای

انتظارات عملکردی اجزای غیرسازه‌ای اغلب بر اساس الزامات عملکردی سازه‌ای که به آن متکی هستند، تعریف می‌شود. اگرچه هنوز اهداف عملکردی خاصی برای طراحی اجزای غیرسازه‌ای در آیین‌نامه‌های طراحی تعریف نشده، با این حال ضریب اهمیت ( $I_p$ ) بر سطوح عملکرد برای موارد خاص دلالت دارد. برای اجزای غیرسازه‌ای غیر بحرانی یعنی آن دسته از اجزای غیر سازه‌ای که دارای ضریب اهمیت  $1/0$  هستند، سطوح آسیب زیر برای سطوح مختلف شدت زلزله پیش‌بینی می‌شود:

- ۱- سطح زلزله خفیف: آسیب‌های جزئی که به عملکرد لطمه‌ای نزنند.
- ۲- سطح زلزله متوسط: آسیب‌هایی که ممکن است به عملکرد سیستم لطمه بزنند.
- ۳- سطح زلزله طرح: آسیب عمده به تجهیزات وارد شده اما از سقوط خطرناک آن‌ها جلوگیری می‌شود. از دست رفتن عملکرد نیز محتمل است.

انتظار می‌رود اجزای با ضریب اهمیت  $1/5$  در اثر زلزله در جای خود باقی بمانند، آسیب محدودی را تحمل کنند و در صورت لزوم، پس از زلزله به خدمت‌رسانی ادامه دهند. این اجزا را می‌توان در سازه‌هایی

قرار داد که دارای اهمیت خیلی زیاد نباشند. به عنوان مثال، ضریب اهمیت سیستم لوله‌کشی آب‌فشان<sup>۲</sup> آتش‌نشانی در تمام سازه‌ها، ۱/۵ می‌باشد زیرا این سیستم‌های ضروری باید پس از زلزله به درستی عمل کنند. به راه‌پله‌های خروج اضطراری نیز ضریب اهمیت ۱/۵ اختصاص داده شده، اگرچه در بسیاری از موارد، طراحی این راه‌پله‌ها بجای نیروی اینرسی حاصل از شتاب، توسط جابجایی‌های نسبی کنترل می‌شود.

برای سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد، پس از زلزله طرح سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه مورد انتظار است. از این رو، اجزای غیرسازه‌ای حیاتی در چنین سازه‌هایی با ضریب اهمیت ۱/۵ طراحی می‌شوند. این الزام در اغلب این اجزا اعمال می‌شود زیرا آسیب دیدن اجزای آسیب‌پذیر ممکن است عملکرد پس از زلزله سازه را مختل کند، حتی اگر این اجزا مستقیماً تهدیدکننده ایمنی جانی نباشند. بایستی توجه نمود که برخی از سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد تنها به دلیل اینکه حاوی مواد خطرناکی هستند با این درجه از اهمیت رده بندی شده‌اند.

### ت-۸-۱-۴ سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی پیش ساخته

سیستم‌های مدولار مکانیکی و الکتریکی بزرگ پیش ساخته به جز در مواردی که دارای گواهینامه تأیید لرزه‌ای باشند باید براساس ضوابط سازه‌های غیرساختمانی طراحی شوند. در صورتی که این سیستم‌ها دارای گواهینامه یاد شده نباشند، طراحی اجزای غیرسازه‌ای موجود در آن‌ها باید براساس فصل ۸ این آیین‌نامه انجام گیرد. البته اگر این قطعات مطابق بخش ۴-۱-۸-۴ پیش تأیید شده باشند، نیاز به طراحی مجدد سازه یا اجزای غیرسازه‌ای آن‌ها نخواهد بود. لازم به توجه است که تجهیزات پایه‌دار (skid-mounted) یا تجهیزات منفرد بزرگ مانند هوارسانها، برج‌های خنک‌کننده، سرماسازها و ظروف جوشان در این رده قرار نمی‌گیرند.

### ت-۸-۱-۵ ضوابط اختصاصی سازنده

هرگاه برای طراحی جزء غیر سازه‌ای ضوابطی اختصاصی از طرف کارخانه سازنده اعلام شده باشد، آن ضوابط باید در طراحی لرزه‌ای جزء رعایت گردد.

<sup>۲</sup> sprinkler

## ت-۸-۱-۶- کاربرد ضوابط اجزای غیرسازه‌ای برای سازه‌های غیرساختمانی

مشخصات برخی از تجهیزات، مانند برج‌های خنک کننده و ظروف جوشان، می‌تواند در مدل‌های مختلف بسیار متغیر باشد؛ به عبارت دیگر این تجهیزات می‌توانند خیلی کوچک تا خیلی بزرگ باشند. به همین دلیل و با توجه به ضابطه حدی معرفی شده در متن این فصل، تجهیزات با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن ساختمان (سازه نگهدارنده) در رده اجزای غیرسازه‌ای و تجهیزات با وزن بیشتر در رده سازه‌های غیرساختمانی قرار خواهند گرفت. بر این اساس، مثلاً ضرایب طراحی لرزه‌ای برج‌های خنک کننده هم در این فصل و هم در فصل سازه‌های غیرساختمانی ارائه شده است.

## ت-۸-۲- الزامات عمومی طراحی

### ت-۸-۲-۱- مستندات اجرا

در مواردی که طبق این آیین‌نامه، طراحی لرزه‌ای یک جزء غیرسازه‌ای لازم است، باید مدارک ساختمانی مورد نیاز برای تعیین نحوه ساخت و نصب آن‌ها تولید گردد. این اسناد متعاقباً بازرسی و انجام آزمایش‌ها لازم برای کنترل کیفیت اجرا را تسهیل خواهد نمود.

یکی از چالش‌های مهم، اجزای غیرسازه‌ای بزرگ (مانند چیلرهای پشت بام) هستند که ساخت و نصب آن‌ها شامل تأمین کنندگان متعددی است. در این موارد، مهم است که الزامات طراحی لرزه‌ای و مستندات اجرایی مورد استفاده تأمین کنندگان مختلف توسط طراح واجد صلاحیت تهیه شود.

اطلاعات اجرایی مورد نیاز برای نصب قطعات شامل ابعاد تجهیز، جانمایی نقاط اتصال و وزن بهره‌برداری می‌باشد. به عنوان نمونه، هنگامی که یک جزء دارای صفحه اتصالی است که به یک دال بتنی توسط مهارهای پیچی بازشونده متصل می‌شود، باید در نقشه جزییات، جنس و ضخامت صفحه اتصال، قطر سوراخ پیچ‌ها در صفحه و اندازه و طول مدفون میل مهار مشخص شده باشد. اگر صفحه پس از تسطیح بالاتر از دال قرار گیرد، در مستندات اجرا باید حداکثر فاصله مجاز بین صفحه و دال نیز مشخص گردد.

### ت-۸-۲-۲- ترکیبات بار

مشابه تأسیسات مختلف صنعت نفت، اجزای غیرسازه‌ای نیز ممکن است بر اساس روش تنش مجاز یا تنش نهایی طراحی شوند و ضرایب بار مربوطه باید بر اساس روش طراحی انتخاب گردند.

### ت-۸-۲-۳- ضوابط اختصاصی سیستم‌های نامتعارف

ضوابط سیستم‌هایی که ضرایب طراحی لرزه‌ای آن‌ها در جداول این فصل ارائه نشده است باید با انجام آزمایش یا تحلیل مناسب تعیین شود. آزمایشگاه‌های ذیصلاح پیشنهادی می‌بایست به تأیید کارفرما رسانده شوند.

### ت-۸-۲-۴- گواهینامه لرزه‌ای برای اجزای غیرسازه‌ای خاص

گواهینامه لرزه‌ای باید بر اساس مفاد بند ۴-۲-۸ بسته به نوع جزء که در این بند مشخص شده، به کمک نتایج آزمایش‌ها یا تحلیل فراهم شود. جزء غیرسازه‌ای باید عملکرد لرزه‌ای مورد انتظار این آیین‌نامه را در این آزمایش‌ها برآورده نماید. آزمایش باید به گونه‌ای انجام شود که ظرفیت لرزه‌ای اجزا و تکیه‌گاه‌ها و اتصالات‌شان بر اساس ضوابط آزمایش میز لرزان طبق بند ۶-۲-۸، تعیین گردد و اطمینان حاصل شود ظرفیت لرزه‌ای این اجزا برابر یا بیشتر از تقاضای لرزه‌ای تعیین شده در بند ۳-۸ است. تجهیزات فعال نیز باید بر اساس همین آزمایش‌ها تأیید شوند مگر این‌که بتوان نشان داد جزء به‌طور ذاتی در مقایسه با اجزای تأیید شده لرزه‌ای مشابه، دارای استحکام کافی می‌باشد. تجهیزات فعال شامل موارد زیر هستند:

- تجهیزات مکانیکی (مانند سیستم تهویه یا لوله‌کشی)،
- تجهیزات الکتریکی (اجزای شبکه توزیع برق)،
- سیستم برق اضطراری و
- سیستم‌های اطفاء حریق

صدور گواهی لرزه‌ای برای تجهیزات حاوی مواد خطرناک، حتی اگر در جدول ۲-۸ فهرست نشده‌اند نیز الزامی است.

تبصره: تجهیزات و اجزایی که وزن آن‌ها کمتر از ۱۰ کیلوگرم بوده و با رعایت ضوابط بخش ۵-۸ به‌طور مستقیم بر روی سازه مهار و نصب شده‌اند و روی دیگر تجهیزات و اجزا قرار ندارند، از گواهینامه لرزه‌ای خاص معاف هستند.

### ت-۸-۲-۵- اندرکنش با سایر اجزا

اگرچه اجزای غیرسازه‌ای موجود در جداول ۲-۸ و ۳-۸ به‌طور جداگانه فهرست شده‌اند، با این وجود در زمان کار به شکل قابل توجهی با اجزای مجاور خود دارای اندرکنش هستند که باید در نظر گرفته شود.

اندرکنش با سایر اجزا به دلیل اثر متقابل اجزا و سیستم‌ها رخ می‌دهد. حتی اجزای مهار شده نیز می‌توانند تا حدی جابجا شوند و جابجایی بخش‌های واقع بین مهارهای جانبی متوالی می‌تواند در مورد سیستم‌های توزیع مانند سیستم‌های لوله‌کشی و کابل کشی و سینی‌ها و سایر سیستم‌های گسترده در طول قابل توجه باشد. هدف این است که در طراحی هر دو پارامتر «جابجایی نسبی بین نقاط تکیه‌گاهی (در قسمت ۸-۳-۴)» و «جابجایی خود اجزای مکانیکی و برقی» در نظر گرفته شود.

در این محاسبات، احتمال وقوع ضربه بین اجزایی که در تماس یا نزدیک به سایر اجزای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای هستند، باید در نظر گرفته شود. باید تعیین شود که اثر این چنین ضربه‌ای قابل توجه است یا خیر. در صورت لزوم، باید تمهیداتی برای جلوگیری از وقوع ضربه بین اجزا پیش بینی شود مگر اینکه اجزاء از مصالح انعطاف‌پذیر مقاوم به ضربه ساخته شده باشند. انتظار می‌رود با استفاده از پوشش‌های محافظ، اجزایی نظیر اجزای مکانیکی و برقی انعطاف‌پذیر و بسیاری از اجزای شکننده‌تر در مقابل محدوده وسیعی از بارهای ضربه‌ای، به استثنای بارهای خیلی شدید، دوام بیاورند. برای تأمین عملکرد مناسب لرزه‌ای، انعطاف‌پذیری و شکل‌پذیری اتصالات تجهیزات متصل به سیستم‌های توزیع، ضروری است.

ممکن است به دلیل جابجایی اجزا و سیستم‌ها در بخش‌های واقع بین نقاط اتصال به تکیه‌گاه، خرابی پیرو رخ دهد. به عنوان مثال، در مورد سقف کاذب، جابجایی جانبی بیش از حد ممکن است آبفشانهای بیرون زده از سقف را دچار شکستگی کند. اگر سر آبپاش بیرون آمده از یک خط انشعاب با قطر کوچک از یک سقف کاذب صلب عبور کرده باشد نیز ممکن است خسارت مشابهی ایجاد شود. در این شرایط حتی اگر خط انشعاب خود به خوبی مهار شده باشد، باز هم ممکن است لوله بین نقاط اتصال تکیه‌گاهی، جابجایی جانبی قابل توجهی داشته و بر سایر اجزا یا سیستم‌ها اثر منفی بگذارد. در حالتی که یک سیستم انتقال انعطاف‌پذیر به یک جزء مهاربندی شده یا صلب متصل می‌شود نیز ممکن است اتفاق مشابهی رخ دهد.

در مواردی که خرابی یک جزء غیرسازه‌ای می‌تواند بر عملکرد یک جزء غیرسازه‌ای حیاتی در مجاورت آن، مانند یک ژنراتور برق اضطراری، اثر منفی بگذارد، توجه ویژه به طراحی مناسب آن لازم است.

### ت-۸-۲-۶- تعیین ظرفیت بر اساس آزمایش یا مشاهدات تجربی

انجام آزمایش روشی جایگزین برای تأیید کفایت لرزه‌ای تجهیزات با اندازه کوچک تا متوسط است. مهندس طراح باید در این بخش به ظرفیت‌های آزمایشگاهی موجود برای طراحی چیدمان آزمایش، شیوه‌نامه انجام آزمایش و جزییات لازم توجه کافی داشته باشد. فرایند ایجاد یا شیوه‌نامه آزمایش و کفایت سنجی (Qualification) باید حداقل شامل موارد زیر باشد:

- ۱) شرح اینکه چگونه شیوه‌ی آزمایش مورد نظر ضوابط مربوطه الزامات این پروژه خاص و ضوابط مرتبط آیین‌نامه را برآورده می‌سازد؛
- ۲) تعریف حرکت لرزه‌ای ورودی به تکیه‌گاه به نحوی که طیف پاسخ آن با طیف طرح ساختگاه مطابقت داشته یا از آن قوی‌تر باشد.
- ۳) احتساب بزرگنمایی دینامیکی ناشی از نصب تجهیزات در ترازهای بالاتر از سطح زمین (در نظر گرفتن خصوصیات دینامیکی واقعی سازه تکیه‌گاهی اصلی مجاز است، اما لازم نیست).
- ۴) تعریف نحوه به دست آوردن تقاضای ورودی به میز لرزه
- ۵) تعریف و تعیین معیار پذیرش یا رد برای صلاحیت لرزه‌ای بر مبنای ضریب اهمیت جزء در تطابق با آیین‌نامه و هدف طراحی مورد نظر در پروژه
- ۶) توسعه معیارهایی که می‌تواند برای منطقی کردن الزامات پیکربندی دستگاه آزمایش برای خطوط تولید تجهیزات بسیار متغیر استفاده شود.
- ۷) شیوه‌ی انجام آزمایش (نوع آزمایش (تغییر مکان یا نیرو)، دامنه، تعداد سیکل‌های بارگذاری، ...)
- ۸) محتوای گزارش خروجی

برای کمک به طراح در ارزیابی میزان انطباق گواهی صادر شده توسط سازنده با شاخص‌های مورد نظر، توصیه می‌شود که گواهی‌ها شامل موارد زیر باشند:

- ۱) خانواده یا گروه محصول تحت پوشش.
- ۲) آیین‌نامه‌های ساختمانی و استانداردهایی که گواهی در مورد انطباق با آن‌ها صادر شده است
- ۳) استاندارد مرجع برای انجام آزمایش
- ۴) هدف عملکرد و ضریب اهمیت مربوط ( $I_p = 1.0$  یا  $I_p = 1.5$ ).
- ۵) تقاضای لرزه‌ای که جزء برای تحمل آن تأیید شده است، شامل مقادیر مبتنی بر روابط آیین‌نامه و/یا پارامترهای طراحی استاندارد مورد استفاده برای محاسبه تقاضای لرزه‌ای (مانند مقادیر استفاده شده برای  $a$ ،  $a_n$  و نوع خاک محل).
- ۶) محدودیت‌های نصب، در صورت وجود (در تراز پایه، طبقه، یا بام).

دستورالعمل ICC-ES AC156 برای انجام آزمایش‌های سنجش کفایت لرزه‌ای تجهیزات بر مبنای معیارهای مورد نظر قابل استفاده است.

## ت-۸-۲-۷- تعیین ظرفیت بر اساس مشاهدات تجربی

تأیید کفایت لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای، با بررسی عملکرد اجزای مشابه در زمین لرزه‌های گذشته یک روش متعارف است. برای این منظور از بانک‌های اطلاعاتی حاوی مشخصات تاریخیچه زمانی یا بیشینه مقادیر حرکت قوی زمین و میزان آسیب‌ها و مشخصات رفتاری مشاهده شده برای جزء مورد نظر استفاده می‌شود. در حال حاضر این بانک‌های داده در ایران در حد کفایت توسعه داده نشده‌اند و فعالیت‌های مشترک بین پژوهشگران با متخصصان صنعت در زمان وقوع زلزله در محل تاسیسات صنعت نفت است که نقش مهمی در به دست آوردن این اطلاعات مهم و به کارگیری آن‌ها در مطالعات طراحی و ارزیابی تاسیسات نفت دارد. ظرفیت لرزه‌ای جزء مورد نظر بر اساس برآوردهای تقاضا (به عنوان مثال، نیرو یا جابجایی) که اجزای موجود در پایگاه داده تجربه کرده‌اند، درون‌یابی یا برون‌یابی می‌شود. استفاده معتبر از داده‌های تجربی مستلزم رعایت قوانینی است که به ویژگی‌های فیزیکی، طبقه‌بندی و استانداردهای سازنده و یافته‌های حاصل از آزمایش، تجزیه و تحلیل و اجماع نظر کارشناسان می‌پردازد. چهار معیار برای تأیید کفایت لرزه‌ای در مقایسه با مشاهدات تجربی به شرح زیر است:

- ۱) مقایسه ظرفیت لرزه‌ای با تقاضا؛
- ۲) ملاحظات به کارگیری مشاهدات تجربی به دست آمده از پایگاه‌های داده آسیب‌های لرزه‌ای
- ۳) ارزیابی مهار جانبی
- ۴) ارزیابی اندرکنش لرزه‌ای

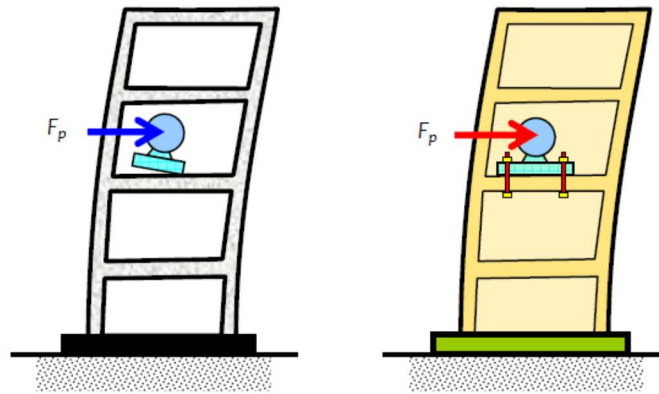
داده‌های تجربی باید با دقت مورد استفاده قرار گیرند، زیرا طراحی و ساخت قطعات ممکن است در سال‌های گذشته تغییرات قابل توجهی داشته باشد. استفاده از این روش همچنین به دلیل نادر بودن نسبی شتابنگارهای لرزه‌ای دستگاهی ثبت شده برای تجهیزات مربوطه، محدود شده است.

## ت-۸-۲-۸- مشخصات پاسخ لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای

مطابق شکل ت-۸-۵ اجزای غیرسازه‌ای در تاسیسات تحت مطالعه با دو اثر شتاب جانبی و تغییر شکل‌های جانبی مواجه می‌شوند. نیروی اینرسی ناشی از شتاب جانبی به‌طور خاص برای اجزای غیرسازه‌ای که جرم زیادی دارند و بلند و باریک (لاغر) هستند، اهمیت بیشتری دارد. این نیرو مطابق شکل به مشخصات سازه‌ای سازه‌ی نگهدارنده، موقعیت ارتفاعی جزء نسبت به تراز پایه و مشخصات اتصال جزء با سازه‌ی نگهدارنده بستگی خواهد داشت. کلیه این عوامل در رابطه‌ی شماره ۸-۱ در این فصل از آیین‌نامه منعکس شده است.



در حالی که تغییر شکل برای اجزای غیرسازه‌ای طویل که در بیش از یک نقطه به یک، دو یا چند سازه مجاور هم متصل شده‌اند، دارای اهمیت بیشتری است، باز هم پاسخ این اجزا بر اساس رفتار و مشخصات دینامیکی آن‌ها توسط یک یا هر دو اثر کنترل می‌شود. حساسیت توأم به شتاب و تغییر شکل برای بعضی از اجزای غیرسازه‌ای که همه مشخصات فوق یعنی وزن زیاد، بلندی، باریکی و اتصالات چندگانه را دارند، دارای اهمیت است. این دسته از اجزای غیرسازه‌ای در محدوده بین کف تا سقف یک یا چند طبقه یا بین دو سازه‌ی مجاور قرار می‌گیرند. این اجزا شامل دیوارهای جداکننده، دیوارهای باربر، راه‌پله‌ها، درها و پنجره‌ها، سیستم‌های لوله‌کشی و پل‌های ارتباطی بین دو سازه هستند که می‌توانند در اثر تغییر مکان‌های نسبی لرزه‌ای دچار آسیب شوند.



شکل ت-۸-۵ بار ناشی از شتاب و شرایط پاسخ جزء غیرسازه‌ای

برای اهداف عملکردی بالاتر مانند حالت اجزای با اهمیت زیاد در مناطق با لرزه‌خیزی بیشتر، معیارهای مربوط به محدود کردن تغییر مکان جانبی طبقه برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به تغییر شکل ممکن است بر طراحی سیستم سازه اصلی حاکم شود. علاوه بر در نظر گرفتن اثرات تغییر مکان جانبی سازه اصلی، باید توجه داشت که اجزا و سیستم‌های مختلف هم در زمان زلزله روی یکدیگر اثر منفی نگذارند چون این امر در گذشته موجب خسارات گسترده‌ای شده است. با حفظ فاصله کافی بین سازه تکیه‌گاهی و سیستم‌های انعطاف‌پذیر می‌توان از اندرکنش نامطلوب بین اجزا جلوگیری نمود. همچنین باید اتصالات انعطاف‌پذیری بین اجزای صلب یا مهار شده و اجزایی که به صورت انعطاف‌پذیر نصب شده‌اند یا جابجایی آزادانه دارند، فراهم گردد. در نهایت، اجزای حساس به تغییر شکل و اتصالات آن‌ها باید طوری طراحی شوند که در برابر نیروهای اینرسی خودشان که ناشی از زلزله است نیز مقاومت نمایند.

## ت-۸-۳- مقادیر تقاضای لرزه‌ای در اجزای غیرسازه‌ای

مقادیر تقاضای لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای، همانطور که در این بخش تعریف شده، شامل شتاب و جابجایی نسبی وارده است. اثر شتاب وارده با نیروهای استاتیکی معادل بیان می‌شود و جابجایی نسبی وارده مستقیماً بر اساس مقادیر جابجایی واقعی محاسباتی سازه یا حداکثر تغییرمکانهای نسبی مجاز آن تعیین می‌شود.

## ت-۸-۳-۱- نیروهای افقی طراحی لرزه‌ای

نیروی طراحی لرزه‌ای یک جزء به وزن آن، ضریب اهمیت، شدت زلزله، سیستم مقاوم لرزه‌ای و ویژگی‌های دینامیکی سازه تکیه‌گاهی، موقعیت ارتفاعی جزء در سازه تکیه‌گاهی و مشخصه‌های دینامیکی شامل مقاومت و شکل‌پذیری جزء غیرسازه‌ای و تکیه‌گاه آن بستگی دارد.

نیروهای بیان شده در این بخش از آیین‌نامه بازتاب‌دهنده خصوصیات دینامیکی و ساختاری اجزای غیرسازه‌ای است. در نتیجه‌ی این ویژگی‌ها، نیروهای مورد استفاده برای تضمین یکپارچگی اجزا و طراحی اتصالات آن‌ها به سازه تکیه‌گاهی معمولاً بزرگ‌تر از نیروهای مورد استفاده برای طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای تکیه‌گاهی آن‌ها می‌باشد.

برخی از ویژگی‌های مطلوب سازه‌ها (مانند شکل‌پذیری، چقرمگی و افزونگی) نیروهای جانبی طراحی را به شدت کاهش می‌دهند. برخی از اجزای غیرسازه‌ای فاقد این ویژگی‌ها هستند. بنابراین، نسبت نیروی جانبی طراحی به وزن برای اجزای غیرسازه‌ای عموماً بزرگ‌تر از همین نسبت برای سازه‌هاست. معادلات تعیین نیروها و تغییرمکان‌های لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای در متن آیین‌نامه در این بخش شامل ویژگی‌های کلیدی زیر می‌باشند:

- نسبت حداکثر شتاب طبقه (PFA) به حداکثر شتاب زمین (PGA):

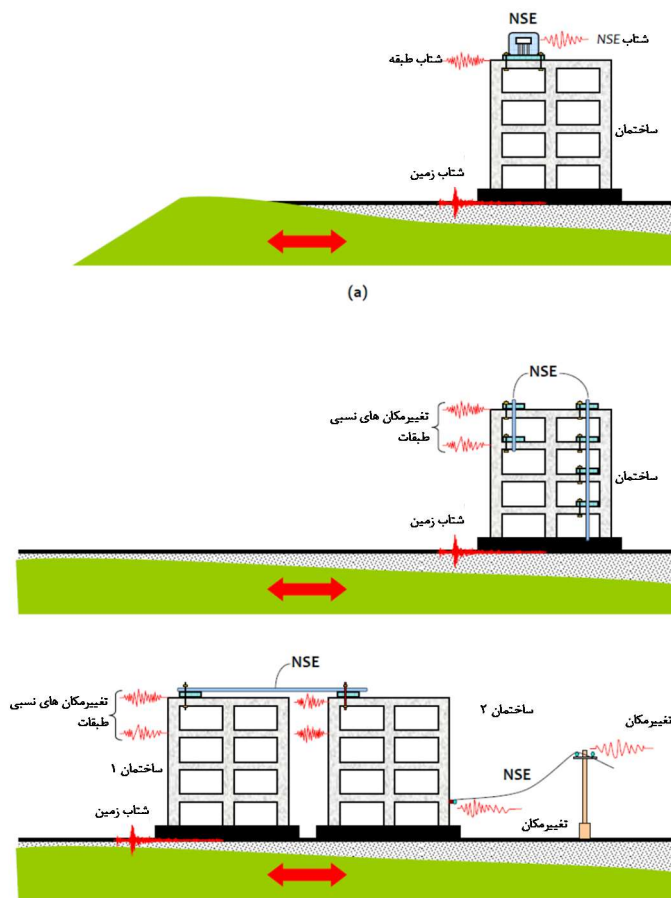
این نسبت بر اساس بررسی دقیق شتابنگاشت‌های ثبت شده در طبقات ساختمان‌های ابزار گذاری شده به دست آمده و در رابطه ۸-۱ اعمال شده است که به زمان تناوب ساختمان نیز بستگی دارد.

- شکل‌پذیری ساختمان.

افزایش شکل‌پذیری ساختمان به طور کلی منجر به کاهش پاسخ اجزای غیرسازه‌ای می‌شود. این امر توسط متغیر  $R_b$  اعمال می‌شود. معادله تعیین  $R_b$  بر اساس یک مجموعه مطالعات موردی روی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مختلف با تعداد طبقات و اضافه مقاومت متفاوت ارائه شده است.

## جدول ت-۸-۱ دسته‌بندی اجزای غیرسازه‌ای متداول در تأسیسات صنعت نفت بر اساس رفتار لرزه‌ای

گواهی‌نامه لرزه‌ای خاص	حساسیت		اجزای غیرسازه‌ای
	شتاب-تغییر مکان	شتاب	
موردنیاز		بله	تجهیزات تهویه مطبوع: دیگ‌های بخار، مخازن، چیلرها HVACR
موردنیاز		بله	اجزایی با محتویات خطرناک
موردنیاز		بله	دیزل ژنراتور و سامانه برق اضطراری
موردنیاز		بله	مرکز کنترل موتور، تابلو برق
موردنیاز		بله	پست برق
موردنیاز		بله	پنل‌های هشدار دهنده آب‌پاش و آتش
موردنیاز		بله	پنل‌های الکترونیکی کنترل و سویچ‌های برق
موردنیاز		بله	فن‌های کنترل دود و هواکش
		بله	مخازن ذخیره‌سازی و آب گرمکن‌ها
		بله	آنتن و پنل‌های خورشیدی
		بله	دودکش‌ها و جان‌پناه‌ها
		بله	سایه‌بان‌ها
		بله	سیلندرهای گاز
		بله	پمپ‌های آب
		بله	UPS و باتری‌ها
		بله	وسایل: مانیتورها، تلویزیون، شستشو
	بله	بله	لوله‌کشی، کابل‌ها، داکت‌ها (داخل و بیرون)
	بله	بله	آسانسور
	بله	بله	سیستم لوله‌کشی داخلی
	بله	بله	سیستم‌های لعاب سازه‌ای خارجی
	بله	بله	پارتیشن‌های داخلی
	بله	بله	درپ‌ها و پنجره‌ها
	بله	بله	شیشه‌های بزرگ با چهارچوب
	بله	بله	سیستم سقف کاذب



شکل ت-۸-۶ اجزای سازه‌ای در زمان زلزله تحت اثر دو نوع تقاضای لرزه‌ای قرار می‌گیرد. (۱) شتاب جانبی (۲) تغییرمکان جانبی

• نسبت حداکثر شتاب جزء غیرسازه‌ای (PCA) به حداکثر شتاب طبقه (PFA).  
 رابطه بین PCA و PFA که به عنوان  $a$  در معادله ۸-۱ تعریف شده، تحت تأثیر چندین پارامتر از جمله نسبت زمان تناوب جزء به زمان تناوب سازه تکیه‌گاهی و شکل‌پذیری جزء قرار دارد. هنگامی که مقادیر زمان تناوب سازه و جزء نزدیک به هم هستند، پاسخ جزء به دلیل اثر تشدید افزایش می‌یابد. از طرف دیگر، هنگامی که شکل‌پذیری جزء زیاد باشد، می‌توان مقاومت آن را برای کاستن از پاسخ لرزه‌ای کاهش داد. این اثرات توسط دو عامل در چهارچوب معادله پیشنهادی منظور شده است. اولین عامل، بررسی این احتمال است که پاسخ جزء در ترکیب با پاسخ لرزه‌ای ساختمان تشدید خواهد شد یا خیر. هرگاه نسبت زمان تناوب جزء به زمان تناوب سازه نسبتاً کوچک یا نسبتاً بزرگ باشد، تشدید محتمل نیست

و  $a$  برابر  $1/0$  در نظر گرفته می‌شود. در حالتی که نسبت مقادیر زمان تناوب مزبور به  $1/0$  نزدیک‌تر باشد، تشدید محتمل است و  $a$  برای در نظر گرفتن اثر آن افزایش داده می‌شود. عامل دوم دسته بندی اجزا بر اساس شکل‌پذیری آن‌ها (کم، متوسط یا زیاد) برای حالاتی است که در آن‌ها تشدید محتمل است. مقادیر  $a$  برای اجزای با شکل‌پذیری کم بیشتر از مقادیر آن برای اجزای با شکل‌پذیری زیاد است. مقادیر ارائه شده برای  $a$  بر اساس مطالعات موردی به دست آمده‌اند که مقدار اوج آن‌ها برای منظور کردن احتمال هم‌پوشانی بین مقادیر زمان تناوب جزء و سازه تکیه‌گاهی، قدری کاهش داده شده است.

• مقاومت جزء.

مانند سیستم سازه ساختمان، جزء و اتصالات آن به سازه معمولاً دارای مقداری اضافه مقاومت هستند. این موضوع توسط متغیر  $R_{po}$  در نظر گرفته می‌شود و به کاهش نیروی طراحی لازم کمک می‌کند.

• تجهیزات متکی بر زمین در مقابل تجهیزات متکی بر سازه

بزرگنمایی نسبت  $P_{CA}/P_{FA}$  هنگامی که نسبت پریود جزء به پریود ساختمان به سمت واحد می‌رود، از فیلتر باند باریک پاسخ ویژگی‌های دینامیکی ساختمان نشأت می‌گیرد. اجزایی که متکی بر زمین‌اند، دچار تقویت دینامیکی ناشی از انعطاف‌پذیری خود جزء می‌شوند اما این بزرگنمایی بر اساس دینامیک سازه‌ها عموماً کمتر از چیزی است که در ساختمان رخ می‌دهد. با توجه به اینکه بین این دو مورد تفاوت‌های نظری و عددی وجود دارد، تصمیم گرفته شد که این دو از یکدیگر متمایز شوند.

ت-۸-۳-۱-۱ ضریب بزرگنمایی با ارتفاع،  $a_h$

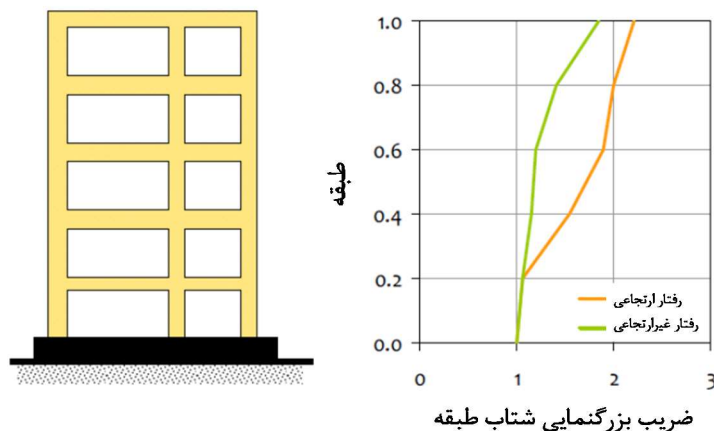
به طور متعارف پاسخ شتاب سازه با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد (شکل ت-۸-۷). در حالی که زمان تناوب تجربی معمولاً کوچک‌تر از زمان تناوب واقعی سازه است، زمان تناوب تحلیلی می‌تواند از آن بزرگ‌تر باشد؛ بنابراین، استفاده از زمان تناوب تحلیلی بخش ۷-۲-۳ به جای زمان تناوب تجربی برای محاسبه اجزای متکی بر سازه‌های ساختمانی ممکن است غیرمحافظة‌کارانه بوده و مجاز نیست. در ساختمان‌ها، سیستم باربر ثقیل، دیوارهای جداکننده و نمای ساختمان همگی در راستای کاهش زمان تناوب اصلی سازه عمل می‌کنند که منجر به افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای بر اجزای غیرسازه‌ای می‌شود. به همین دلیل، وقتی هدف محاسبه نیروی وارد بر اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها در نظر گرفته شده، استفاده از زمان تناوب تجربی ساختمان گزینه مناسب‌تری است. سازه‌های غیرساختمانی معمولاً فاقد دیوار جداکننده و نما هستند و سیستم باربر ثقیل نیز وسعت کمتری دارد. به همین دلیل، استفاده از زمان تناوب سازه‌ی تنها، گزینه مناسبی در اینگونه سازه‌ها خواهد بود.

### ۸-۳-۱-۲ ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری سازه، $R_b$

این بند متن راهنما ندارد.

### ت-۸-۳-۱-۳ ضریب بازتاب جزء، $a$

این بند متن راهنما ندارد.



شکل ت-۸-۷ بزرگنمایی شتاب طبقه با افزایش ارتفاع

### ۸-۳-۱-۴ ضریب مقاومت جزء غیرسازه‌ای، $R_{po}$

این بند متن راهنما ندارد.

### ت-۸-۳-۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی

هنگامی که از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای طراحی سازه استفاده می‌شود، چند گزینه برای محاسبه تقاضای لرزه‌ای در اجزای غیرسازه‌ای متکی بر آن وجود دارد. در این حال نیروها را می‌توان با استفاده از معادله اصلی، معادله ۸-۱ تعیین کرد یا از روش‌های پیچیده‌تری استفاده کرد که برای طراحی سازه در فصل‌های ۴، ۹ و ۱۰ استفاده شده است. حداقل تعداد شتابنگاشت‌های مورد استفاده برای طراحی سازه بسته به مورد متفاوت است. هدف این است که از کل مجموعه شتابنگاشت‌های مورد استفاده در طراحی سازه، برای تعیین نیروهای وارد بر اجزای غیرسازه‌ای نیز استفاده شود.

در برخی موارد، یک سازه ممکن است با استفاده از روش‌های استاتیکی معادل یا طیفی تحلیل شود اما مطلوب باشد که نیروهای وارد بر اجزای غیرسازه‌ای با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تعیین

شوند. در چنین حالتی، حداقل باید از هفت زوج شتابنگاشت استفاده شود. از سوی دیگر، با اینکه در سازه‌های با نامنظمی پیچشی ممکن است بعضی از نقاط پلان پاسخ پیچشی شدیدی را تجربه کنند، با توجه به پیچیدگی موضوع، اثر آن فعلاً وارد آیین‌نامه نشده است.

#### ت-۸-۳-۱-۵- نیروی لرزه‌ای قائم

این بند راهنما ندارد.

#### ت-۸-۳-۱-۶- نیروهای غیر لرزه‌ای

این بند راهنما ندارد.

#### ت-۸-۳-۳- روش اندرکنشی ساده شده

این بند راهنما ندارد.

#### ت-۸-۳-۳-۱- نیروی جانبی معادل

این بند راهنما ندارد.

#### ت-۸-۳-۳-۲- ضریب بزرگنمایی اصلاح شده

این بند راهنما ندارد.

#### ت-۸-۳-۳-۳- زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای

از زمان تناوب جزء غیرسازه‌ای برای طبقه‌بندی آن به عنوان صلب ( $T \leq 0.06$  ثانیه) یا انعطاف‌پذیر ( $T > 0.06$  ثانیه) استفاده می‌شود. تعیین زمان تناوب اصلی یک جزء معماری، مکانیکی یا برقی با استفاده از روش‌های تحلیلی یا آزمایشگاهی اغلب دشوار است و اگر به دقت انجام نشود، ممکن است نتایج نادرستی به همراه داشته باشد. در مورد تجهیزات مکانیکی و برقی، انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها و اتصالات اجزا معمولاً بر پاسخ جزء و زمان تناوب آن حاکم است و در تعیین تحلیلی زمان تناوب جزء باید این عوامل مهم ایجاد انعطاف‌پذیری در نظر گرفته شوند.

هرگاه از آزمایش استفاده می‌شود، باید مود غالب ارتعاشی جزء برانگیخته و پاسخ در این حالت ثبت شود. به طور کلی مود اصلی ارتعاش برای اجزای مکانیکی و برقی را نمی‌توان از طریق آزمایش‌های محیطی که فقط پاسخ ناشی از ارتعاشات محیطی را اندازه‌گیری می‌کنند به دست آورد. از روش‌های

متداول جستجوی فرکانس تشدید می‌توان برای شناسایی مود(های) غالب ارتعاش یک جزء استفاده نمود.

بسیاری از اجزای مکانیکی دارای زمان تناوب اصلی کمتر از  $0/06$  ثانیه هستند که در نتیجه صلب در نظر گرفته می‌شوند. پمپ‌های افقی، ژنراتورها، کمپرسورهای هوا و دمنده‌های موتوری گریز از مرکز نمونه‌هایی از تجهیزات صلب هستند. انواع دیگر تجهیزات مکانیکی، در حالی که نسبتاً صلب‌اند، دارای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر (تا حدود  $0/13$  ثانیه) هستند که در نتیجه به عنوان صلب طبقه‌بندی نمی‌شوند. به عنوان مثال می‌توان به فن‌های محوری تسمه‌ای و پره‌ای<sup>۳</sup>، بخاری‌ها، هواگیرها، چیلرها، بویلرها، مبدل‌های حرارتی، فیلترها و تبخیر کننده‌ها<sup>۴</sup> اشاره کرد. هرگاه این تجهیزات روی جداساز ارتعاشی نصب شوند، زمان تناوب اصلی آن‌ها به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. جعبه‌های تجهیزات برقی با توجه به وزن وارده و نحوه توزیع آن و سختی مجموعه محفظه، انعطاف‌پذیری پایه محفظه و مسیر بار تا نقاط اتصال به تکیه‌گاه، می‌توانند زمان تناوب اصلی از  $0/06$  تا  $0/3$  ثانیه داشته باشند. تجهیزات مرکزی بلند و باریک کنترل موتورها و تابلوهای برق در محدوده‌ی بالایی این بازه قرار می‌گیرند. تابلوهای ولتاژ پایین و متوسط، ترانسفورماتورها، شارژرهای باتری، معکوس کننده‌ها و جعبه‌ها و قفسه‌های ابزار دقیق معمولاً زمان تناوب‌هایی از  $0/1$  تا  $0/2$  ثانیه دارند.

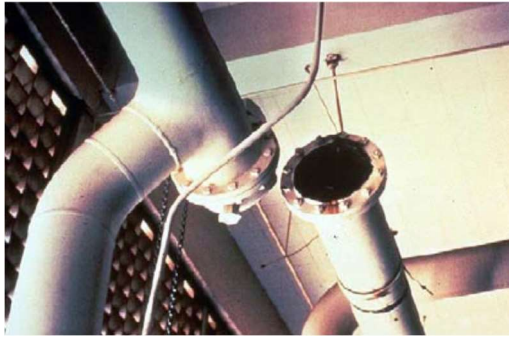
### ت-۸-۳-۴-جابجایی نسبی

معادلات این بخش برای طراحی اجزای غیرسازه‌ای که تحت تأثیر تغییرشکل‌ها یا جابجایی نسبی در سازه قرار می‌گیرند، ارائه شده است. سیستم‌های لوله‌کشی، رایزرها و اجزایی که بین چند سازه‌ی نگهدارنده قرار دارند، راه‌پله‌ها، اجزای آب‌فشان، پنجره‌ها و سایر اجزای متصل به یک سازه در ترازهای مختلف یا متصل به چند سازه از جمله‌ی این موارد هستند. نمونه‌ای از این موارد در شکل ت-۸-۸-ب نشان داده شده است. همچنین شکل ت-۸-۹ روند نمای برآورد تقاضای لرزه‌ای در لوله در سازه است. شکل شماره ت-۸-۱۰ نیز در همین راستا شرایط رفتار لرزه‌ای نسبی سازه و داکت‌ها یا رایزرها یا مسیرهای قائم لوله‌ها را نمایش می‌دهد. شکل ت-۸-۱۱ نیز روندنمای محاسبه تقاضای لرزه‌ای در رایزرها می‌باشد.

<sup>۳</sup> belt-driven and vane axial fans,

<sup>۴</sup> evaporators





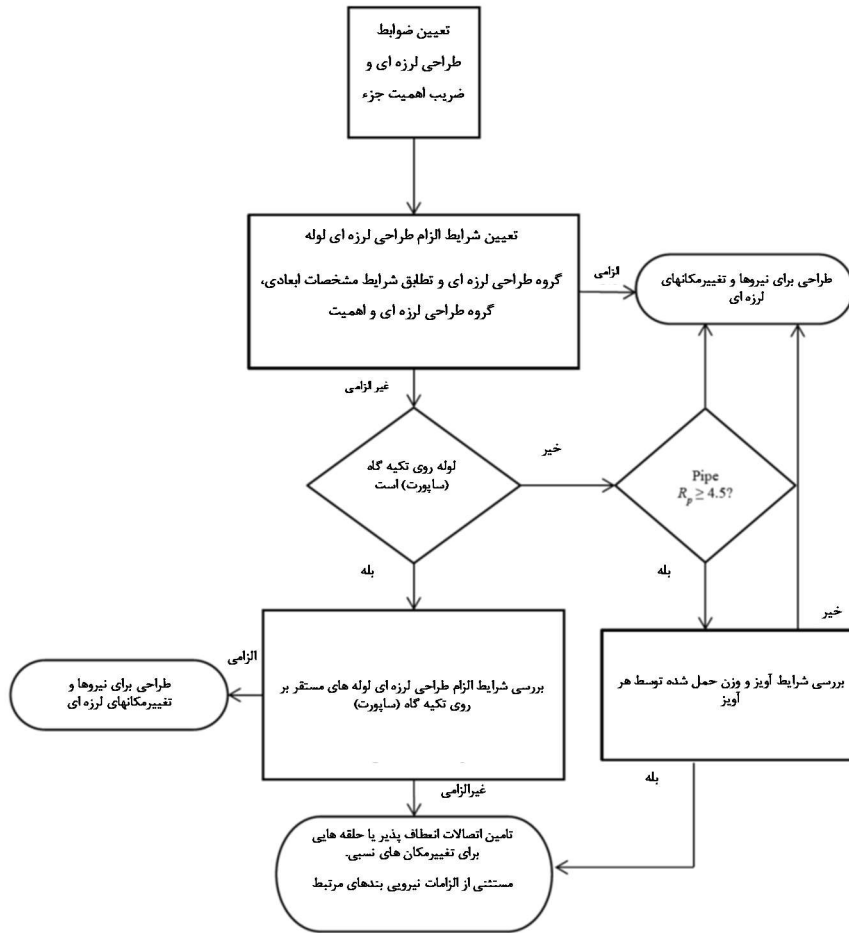
شکل ت-۸-۸ الف: امتداد لوله در ارتفاع و پلان سازه که به دلیل وجود حرمت نسبی احتمالی در زمان زلزله باید در طراحی مدنظر قرار گیرند (پالایشگاه تهران). ب) آسیب در لوله‌کشی در زلزله بوژ هندوستان

برای هر حالت دو معادله ارائه شده است. از معادلات ۸-۱۷ و ۸-۱۹ مقادیر جابجایی سازه بدون در نظر گرفتن اثر ضریب رفتار ( $R$ ) تعیین می‌شود. از آنجا که ممکن است مقادیر جابجایی واقعی در هنگام طراحی یا سفارش یک جزء مشخص نباشند، در معادلات ۸-۱۸ و ۸-۲۰ کران بالای جابجایی بر اساس محدودیت‌های جابجایی نسبی سازه ارائه شده است. استفاده از معادلات کران بالای طراحی، تهیه به موقع اجزا را تسهیل می‌کند، اما ممکن است منجر به طراحی محافظه‌کارانه و پرهزینه شود.

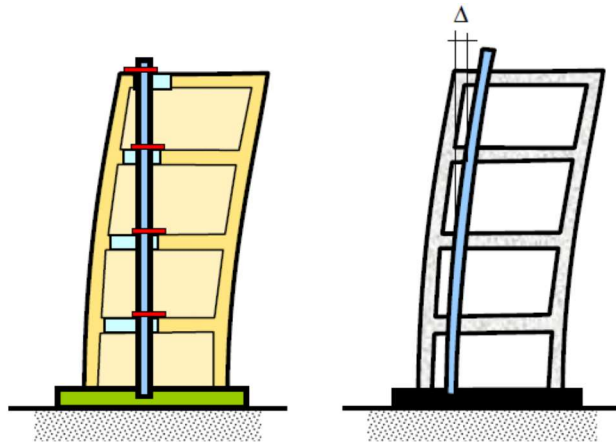
مقدار جابجایی‌های نسبی لرزه‌ای، برابر با جابجایی محاسبه شده،  $D_p$ ، ضرب در ضریب اهمیت،  $I_p$  در نظر گرفته می‌شود، زیرا جابجایی ارتجاعی از معادلات ۸-۱۷ تا ۸-۲۰ به دست آمده که در آن اثر ضریب اهمیت برای انطباق با فلسفه تعیین تغییر مکان طراحی حذف شده است.

در این آیین‌نامه به جز برای شیشه‌ها، معیارهای پذیرش صریحی برای اثرات جابجایی‌های نسبی لرزه‌ای ارائه نشده است. مشروط بر آن که سایر اهداف عملکردی تعریف شده در این فصل محقق شده باشد، میزان آسیب وارده به اجزای غیرسازه‌ای در اثر جابجایی نسبی قابل قبول تلقی می‌شود.

طراحی برخی از اجزای غیرسازه‌ای که به صورت عمودی در سازه قرار گرفته‌اند، در هنگامی که تکیه‌گاه‌های آن‌ها واقع بر دیافراگم‌های افقی نباشند می‌تواند پیچیده باشد.



شکل ت-۸-۹ روند محاسبه تقاضای لوله‌ای بر لوله در سازه



شکل ت-۸-۱۰ در طراحی رایزرها در ساختمان‌های نگهدارنده باید الف) برای جابجایی نسبی در سازه طراحی شده و ظرفیت کافی داشته باشند یا ب) جزییات فنی لازم برای آزادسازی تغییرشکل سازه و عدم انتقال آن به رایزر این بخش در نظر گرفته شود.

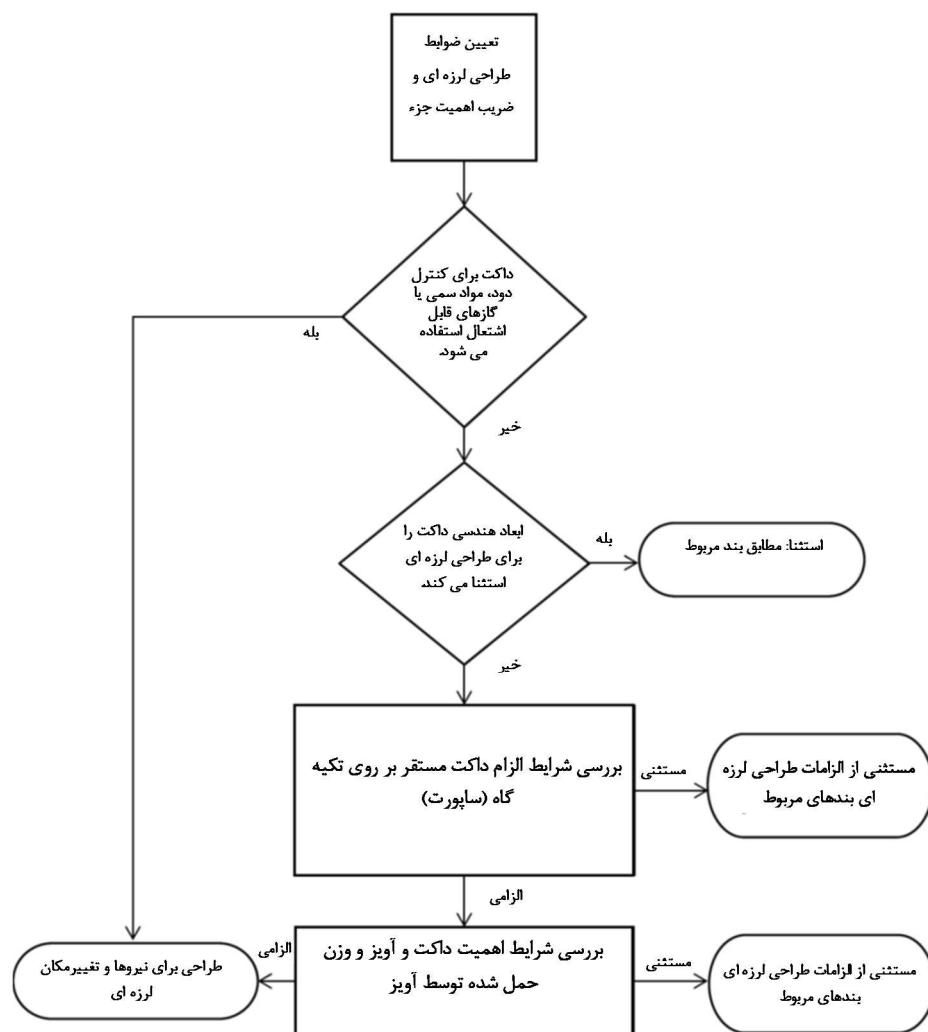
به عنوان مثال، یک سیستم نمای شیشه‌ای که توسط تیرهای کمربندی بتنی پیش‌ساخته نگه داشته می‌شود، باید به گونه‌ای طراحی شود که با جابجایی نسبی کامل طبقه سازگار باشد، حتی اگر ارتفاع سیستم شیشه‌کاری تنها کسری از ارتفاع کف تا کف سازه باشد. تیرهای کمربندی پیش‌ساخته نسبت به سیستم نمای شیشه‌ای به صورت صلب عمل می‌کنند و بنابراین کل جابجایی نسبی باید توسط مهار شیشه، اتصال بین تیرهای کمربندی پیش‌ساخته و شیشه‌ها یا ترکیبی از این دو تحمل شود.

#### ت-۸-۳-۴-۱- تغییر مکان نسبی در یک سازه

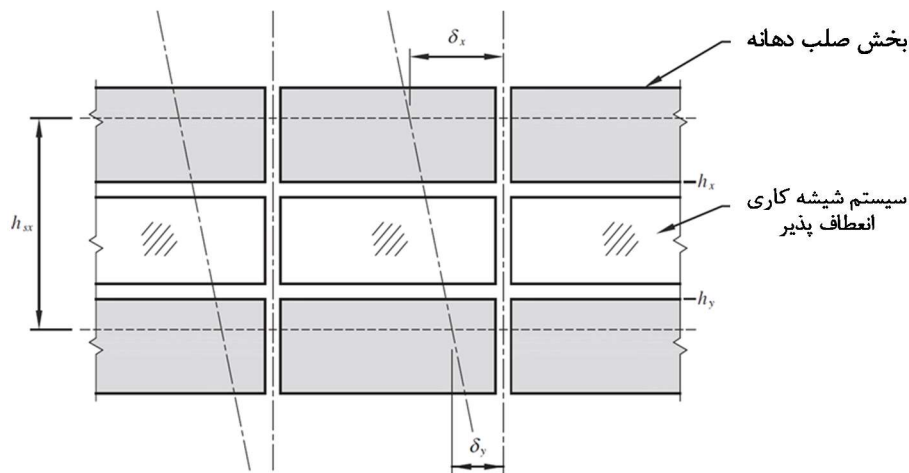
جابجایی نسبی لرزه‌ای می‌تواند اجزا یا سیستم‌ها را در معرض تقاضای لرزه‌ای فراتر از ظرفیت آن‌ها قرار دهد. احتمال اندرکنش در اثر جابجایی اجزا (به ویژه برای سیستم‌های توزیع) و اثرات ضربه ناشی از آن نیز باید در طراحی در نظر گرفته شود (به بخش ۸-۲-۵ مراجعه گردد). این اثر متقابل ممکن است بر الزامات فاصله بین اجزا یا بین اجزا و سازه اطراف حاکم شود. در مواردی که نتوان فاصله آزاد کافی ایجاد کرد، باید به شکل‌پذیری و مقاومت اجزاء در تکیه‌گاه‌ها و ملحقات مربوطه توجه کرد تا قادر به تحمل ضربه احتمالی باشند.

در مواردی مانند سیستم‌های توزیع مکانیکی و برقی، دیوارهای جداکننده، راه‌پله‌ها، نمای شیشه‌ای و موارد مشابه که اجزای غیرسازه‌ای به جای یک تراز مشخص در بین ترازهای مختلف در سازه بر آن متکی هستند، باید به این مهم توجه کرد که ارتفاعی که در امتداد آن باید تقاضای جابجایی، ( $D_p$ )،

تحمل شود ممکن است از ارتفاع طبقه (h<sub>SK</sub>) کمتر باشد. به عنوان مثال، در شکل ت-۸-۱۲ یک سیستم نمای شیشه‌ای نشان داده شده که توسط تیرهای کمربندی بتنی پیش‌ساخته صلب مهار گردیده است.



شکل ت-۸-۱۱ روندنمای محاسبه تقاضای لرزه‌ای در سیستم‌های داکت



شکل ت-۸-۱۲ بروز جابجایی طرح در کمتر از ارتفاع یک طبقه

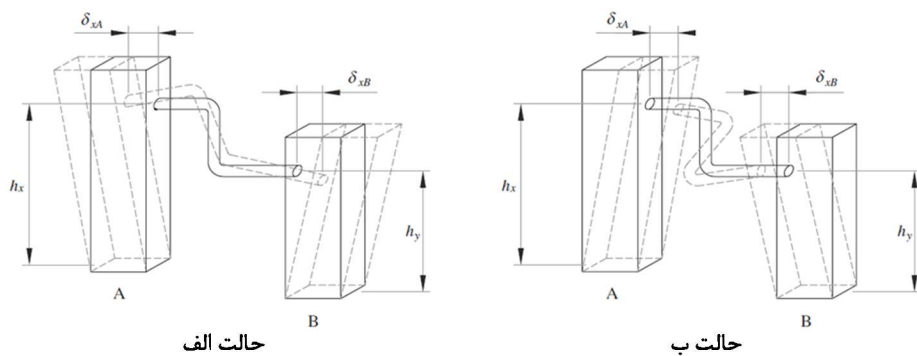
سیستم نمای شیشه‌ای ممکن است در معرض جابجایی نسبی کامل طبقه،  $(D_p)$  قرار گیرد، اگرچه ارتفاع آن،  $(h_x - h_y)$ ، تنها کسری از ارتفاع طبقه باشد. جابجایی نسبی طراحی باید توسط مهاربند قسمت شیشه‌کاری شده یا اتصال بین تیر کمربندی پیش‌ساخته و نما یا ترکیبی از این دو تحمل شود. جابجایی‌های مورد نیاز مشابهی در قسمت‌هایی که لوله‌ها، کانال‌ها یا معابری که به کف یا سقف بالایی مهار می‌شوند، رخ می‌دهد. این وضعیت در اجسام صلب و بلندی که به زمین متصل می‌شوند نیز موجود است.

برای اجزای شکل‌پذیر، مانند لوله‌های فولادی ساخته شده با اتصالات جوشی، جابجایی‌های نسبی لرزه‌ای بین نقاط تکیه‌گاه می‌تواند مهم‌تر از نیروهای اینرسی باشد. در سیستم لوله‌کشی شکل‌پذیر، جابجایی نسبی می‌تواند با تسلیم شدن موضعی در اثر انباشته شدن کرنش‌ها در سطوحی بسیار پایین‌تر از تراز خرابی سیستم تحمل گردد.

با این حال، برای اجزایی که با استفاده از مصالح با انعطاف‌پذیری کمتر ساخته می‌شوند، بجای اتکا بر تسلیم موضعی برای جلوگیری از آسیب‌های غیر قابل قبول، این جابجایی‌های نسبی باید توسط اتصالات انعطاف‌پذیر تحمل شوند.

#### ت-۸-۳-۴-۲- تغییر مکان بین سازه‌ها

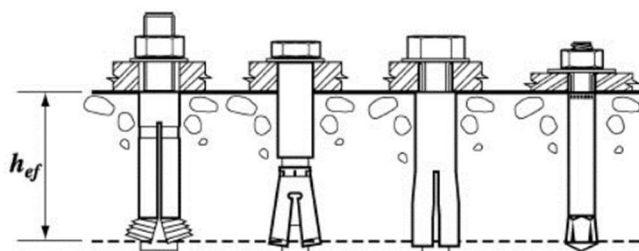
همانطور که در شکل ت-۸-۱۳ نشان داده شده، یک جزء یا سیستم متصل به دو سازه باید ظرفیت تحمل تغییر شکل افقی در هر امتداد را داشته باشد.



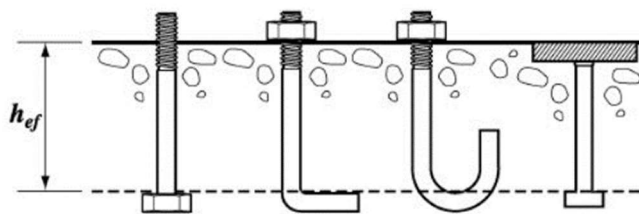
شکل ت-۸-۱۳ جایابی بین سازه‌ها

### ت-۸-۵- ضوابط کلی مهار

مهاری داخل بتن بر اساس زمان نصب به مهاری نصب شده پیش از بتن‌ریزی و پس از بتن‌ریزی تقسیم می‌شوند. این دو گروه به طور شده در شکل ت-۸-۱۴ نمایش داده شده‌اند:



الف: مهاری نصب شده پس از بتن‌ریزی

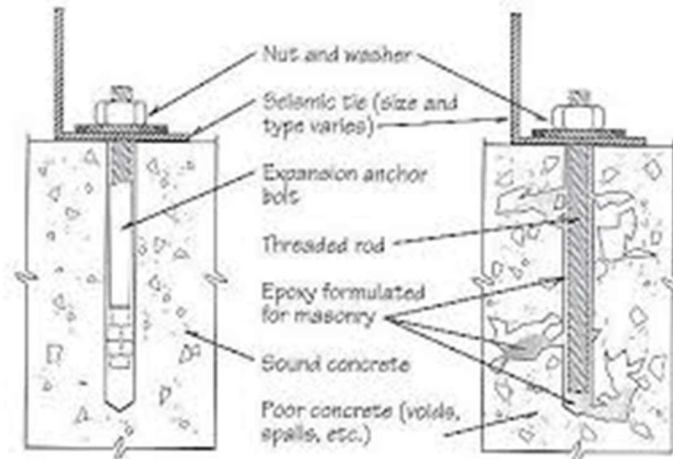


ب: مهاری نصب شده با بتن درجا

شکل ت-۸-۱۴ انواع مهاری فولادی در بتن بر اساس زمان نصب (الف) پس از بتن‌ریزی (ب) در

زمان بتن‌ریزی

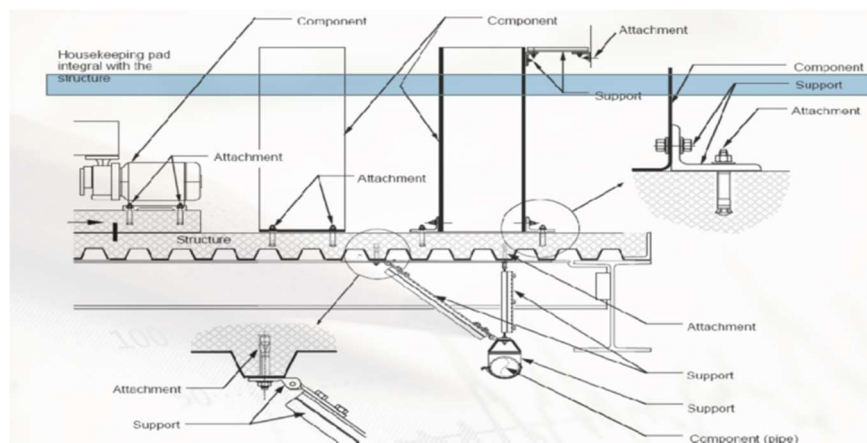
به جز مواردی که در بخش ۸-۱-۱ یا ۸-۶-۵ مستثنی شده است، اجزا باید به سازه متصل شوند و مشخصات تمام تکیه‌گاه‌ها و ملحقات مورد نیاز اتصال باید در اسناد و مدارک اجرایی به تفصیل ذکر شوند. برای برآوردن تقاضا در مسیر بار در این بخش، اطلاعات دقیق ارائه شده در بخش ۸-۲-۱ باید در طول مرحله طراحی به متخصص طراحی که مسئول طراحی سازه نگهدارنده است منتقل شود.



مهارهای انبساطی

مهارهای چسبی

شکل ت-۸-۱۵: انواع مهار پیچی



شکل ت-۸-۱۶: انواع شرایط مهار

مسیر بار شامل دال‌ها و لبه‌های نگهدارنده تجهیزات است که باید به اندازه کافی تقویت شده و به طور کششی به سازه نگهدارنده متصل شوند. از آنجا که ممکن است تا زمانی که اجزای غیرسازه‌ای سفارش

داده نشده باشند، مقدار و مکان دقیق بارهای وارد شده بر سازه مشخص نباشد، طراحی اولیه اعضای سازه‌ی نگهدارنده باید بر اساس مفروضات محافظه‌کارانه باشد. پس از مشخص شدن اندازه و مکان نهایی بارهای طراحی، طراحی عناصر سازه‌نگهدارنده باید تأیید شود. برای سهولت استفاده از پانل‌های خورشیدی سقفی پایه‌دار در سیستم‌های سقفی که الزامات بخش ۸-۶-۱۱ را برآورده می‌کنند، در مواردی که اتصال کششی دشوار است، بطور محدود استثنا در نظر گرفته شده است. اسناد و مدارک طراحی باید جزئیاتی را با اطلاعات کافی ارائه کنند تا بتوانند انطباق با این مفاد را تأیید کنند.

پارامترهایی نظیر  $W_p$ ،  $R_b$ ،  $R_{po}$ ،  $a$  و  $S_{DS}$  باید مورد توجه باشد. جزئیات اتصال در صورت لزوم شامل ابعاد و مشخصات مصالح، مصالح اتصال، بعد جوش، اندازه پیچ و نوع مصالح برای اتصالات فولاد به فولاد، انواع مهار نصب شده پس از اجرا ساختمان، قطر، جانمایی، الزامات نصب، قطر پیچ اتصالات، ضخامت قطعات اتصال، انواع بست‌های چوبی و حداقل الزامات برای وزن مخصوص مواد پایه باشد.

نیروهای طراحی لرزه‌ای با استفاده از مفاد بخش ۸-۳-۱ تعیین می‌شوند. برای مقادیر دقیق‌تر بارها یا مقاومت‌ها باید از استانداردهای مرجع خاص استفاده شود. به عنوان مثال، برای ضوابط خاص مربوط به طراحی لرزه‌ای مهار در بتن، به بخش طراحی مهار مندرج در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان، مراجعه شود. اجزای مهارنشده اغلب در اثر حرکات زلزله حرکت گهواره‌ای و یا لغزشی دارند. از آنجا که این رفتار ممکن است عواقب جدی غیر قابل پیش بینی داشته و ممکن است با وقوع حرکات عمودی زمین نیز تشدید شود، مهار کششی برای هر جزء باید در نظر گرفته شود.

وزن لرزه‌ای مؤثر مورد استفاده در طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای باید وزن اجزایی که به آن سیستم تکیه دارند را نیز دربر گیرد. برای برآوردن الزامات مسیر بار این بخش، تقاضای موضعی ایجاد شده توسط جزء نیز باید در نظر گرفته شود.

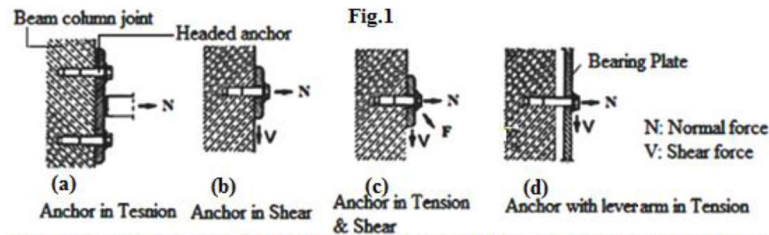
کنترل ظرفیت اعضا و اتصالات سازه در مسیر بار باید به صورت عضو به عضو برای ترکیبی از بارهای مرده و زنده، بهره‌برداری و لرزه‌ای با بکارگیری بارهای افقی و قائم مطابق بند ۸-۳-۱ صورت پذیرد.

### ت-۸-۵-۲- ضوابط طراحی مهار

طراحی لرزه‌ای میل مهار به گونه‌ای انجام می‌شود که در مقابل اضافه بار به صورت شکل‌پذیر رفتار کرده و نیز ضعیف‌ترین حلقه در مسیر بار نباشد. به همین دلیل، برای طراحی میل مهار مدفون در بتن یا مصالح بنایی، از نیروهای لرزه‌ای تشدید یافته استفاده می‌گردد. در هر حال، از این نیروهای تشدید یافته



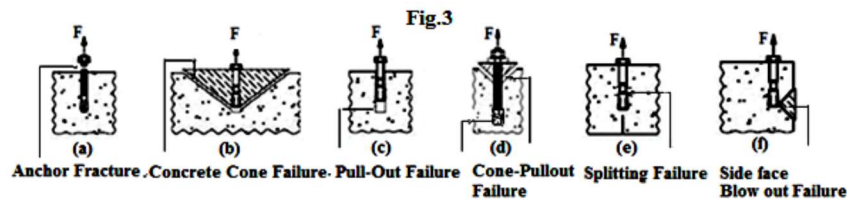
باید برای هر مهار دیگری نیز که در معرض شکست ترد قرار دارد استفاده نمود. نیروهای لرزه‌ای بر روی انواع مختلف مهار در شکل ت-۸-۱۷ نمایش داده شده است.



شکل ت-۸-۱۷ نیروهای لرزه‌ای بر روی انواع مختلف مهار

حالت‌های شکست مهار تحت کشش مستقیم مطابق شکل ت-۸-۱۸ عبارت‌اند از:

- شکست مهار
- شکست مخروطی مقطع بتن
- شکست در اثر بیرون کشیدگی مستقیم مهار (Pullout)
- شکست در اثر بیرون کشیدگی مخروطی مهار (Cone-Pullout)
- شکست مقطع جانبی مجاور مهار

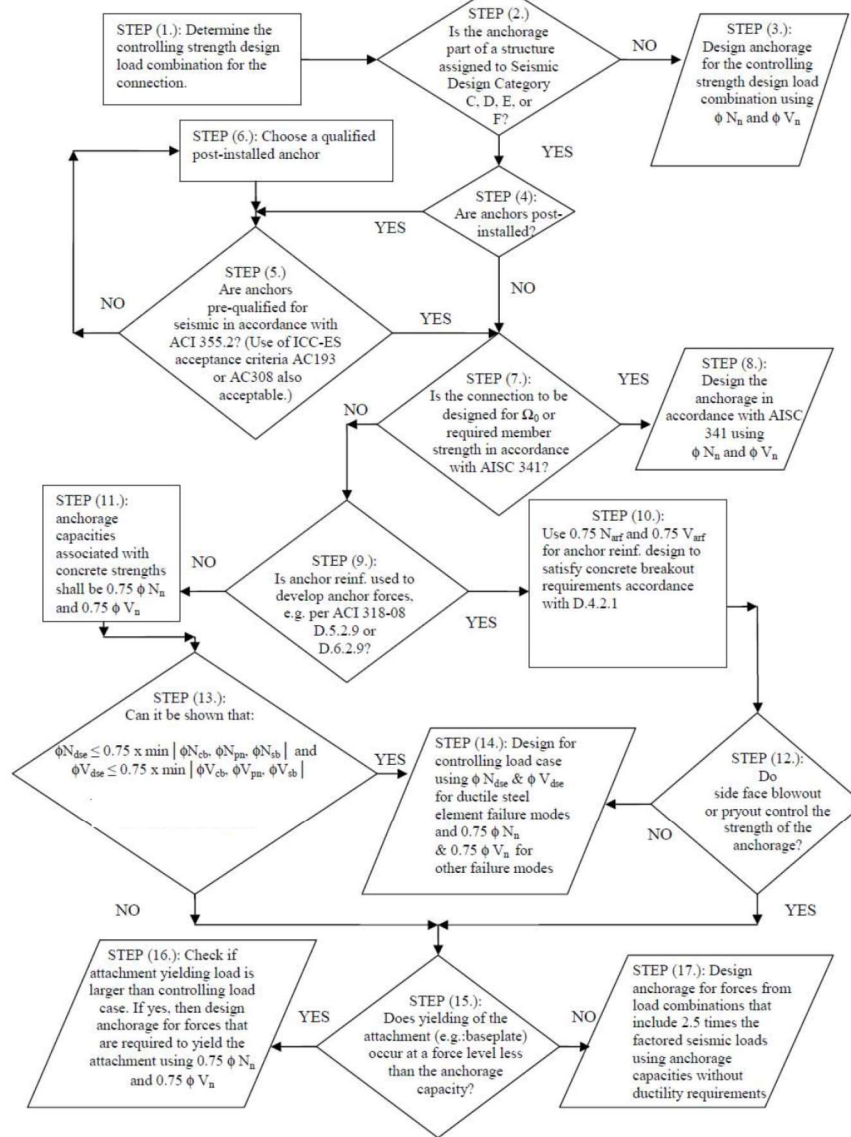


شکل ت-۸-۱۸ حالت‌های شکست مهار تحت کشش مستقیم

## ت-۸-۶- ضوابط خاص اجزای معماری

اجزایی که فروریزش یا آسیب آن‌ها در طول زلزله می‌تواند منجر به مسدود شدن راه خروج شود (شامل دیوارهای اطراف پله‌ها و راهروها، نما، قرنیزها، تابلوها، دیوارهای جداکننده سنگین، سقف‌ها، سایبان‌ها، وسایل روشنایی و قطعات وسایل تزئینی بالای خروجی ساختمان یا محدوده مسیرهای فرار اضطراری) باید به طور ویژه مورد توجه قرار گیرند. مسیرهای خروج شامل راهروهای میانی، درها، ورودی‌ها، راهروها، پله‌های خروج اضطراری خارج ساختمان و سایر راه‌پله‌ها، رمپ‌ها، خروجی‌های کنترل شده و مسیرهای تردد در محوطه‌ها است.

**APPENDIX 1: Anchorage Seismic Design Flow Chart**



**Subscript key:**

- arf anchor reinforcement
- dse ductile steel element

شکل ت-۸-۱۹ روندنمای طراحی مهار اجزای غیرسازه‌ای

برای برخی از اجزای معماری، مانند عناصر نمای خارجی، نیروهای طراحی باد ممکن است از نیروی محاسبه شده برای زلزله فراتر رود. با این وجود، ممکن است همچنان الزامات جزئیات لرزه‌ای بر طراحی کلی سازه حاکم باشد. این امکان باید در مراحل اولیه طراحی سازه مورد بررسی قرار گیرد.

برای سازه‌های گروه کاربری و خطرزایی ۱ تا ۳، الزامات بخش ۸-۵ برای کاهش آسیب به دارایی‌ها و خطرات ایمنی جانی در اثر از دست رفتن پایداری یا یکپارچگی اجزای معماری در نظر گرفته شده است. هنگامی که این اجزا در معرض ارتعاش لرزه‌ای قرار می‌گیرند، ممکن است خطر سقوط مستقیم (در مورد جان‌پناه‌ها، نماهای بیرونی و شیشه‌ها) برای ساکنان ساختمان یا افراد خارج از ساختمان ایجاد کنند. از طرف دیگر، آسیب یا جابجایی اجزای داخلی (مانند جداگرها و سیستم‌های سقفی در محل خروجی‌ها و راه‌پله‌ها) ممکن است راه‌های فرار را مسدود کنند.

برای سازه‌های گروه کاربری و خطرزایی ۴، اختلال بالقوه عملکرد اصلی ناشی از خرابی جزء نیز باید در نظر گرفته شود. برای اجزای معماری، اتصال و مهار معمولاً مهم‌ترین دغدغه‌های مربوط به عملکرد لرزه‌ای آن‌ها می‌باشند. در مورد اجزای مکانیکی و الکتریکی، نگرانی اصلی اغلب مربوط به از دست رفتن عملکرد این اجزا است.

هرگاه الزامات تجویزی برآورده شده باشند لزومی به رعایت ضوابط نیرو و جابجایی فصل ۱۳ برای اجزای معماری آویخته وجود ندارد. به عنوان مثال، برخورد یک جزء تزئینی معماری معلق با یک کانال فلزی ممکن است فقط به سوراخ شدگی کانال بینجامد، بدون اینکه خطر جدی ایجاد کند (با فرض اینکه جزء تزئینی سالم بماند). مراجعه به بخش ۸-۱-۵ به طراح این امکان را می‌دهد که چنین پیامدهایی را در تنظیم رویکرد طراحی در نظر بگیرد.

اجزای غیرسازه‌ای متکی بر زنجیر یا آویخته از سازه به هر نحو دیگر، از الزامات مهاربندی جانبی مستثنی هستند، مشروط بر اینکه به گونه‌ای طراحی شده باشند که در اثر حرکت لرزه‌ای به خود یا هر جزء دیگر آسیب وارد نکنند.

### ت-۸-۶-۱ مقادیر نیرو و جابجایی

دیوارهای جداگر و شیشه‌های داخلی و خارجی باید جابجایی نسبی طبقات را بدون فروریزش تحمل کنند به نحوی که خطری از نظر ایمنی جانی ایجاد نگردد. قضاوت مهندسی باید برای ارزیابی خطرات بالقوه برای ایمنی جانی و احتمال آسیب تهدید کننده جان افراد به کار گرفته شود. استفاده از جزئیات ویژه برای کنترل تغییرشکل نسبی صفحات گچی معمولی یا جداگرهای قابل جابجایی مقرون به صرفه به

نظر نمی‌رسد و در مقابل، آسیب دیدگی این قطعات خطر اندکی برای ایمنی جانی ایجاد می‌کند. آسیب این جداگرها در سطوح تغییرشکل نسبی کمی رخ می‌دهد اما تعمیر آن‌ها ارزان است. در صورتی که لازم باشد دیوارهای غیرسازه‌ای مقاوم در برابر آتش و جداگرهای دارای درجه‌بندی حریق پس از یک زلزله شدید بدون آسیب باقی بمانند، باید جزئیات خاصی که تأمین کننده جدایش از سازه مجاور یا سازه دربرگیرنده آن‌ها به ازای تغییرشکلی معادل با تغییرشکل نسبی محاسباتی است، تأمین شوند. تغییرشکل نسبی داخل صفحه بین سازه و دیوار مجاز است. همچنین، پیش بینی تمهیداتی برای مهارسازی دیوار در امتداد خارج از صفحه لازم است. این ملاحظات به ویژه برای قاب‌های خمشی فولادی و بتنی که در معرض تغییرشکل نسبی بیشتری قرار دارند مهم است. در قاب‌های با سختی بیشتر مانند قاب‌های دارای دیوار برشی، این ضعف کمتر محتمل خواهد بود. در زلزله‌های گذشته، تغییرمکان قائم نسبی بین طره‌های افقی در طبقات مجاور هم (مانند دال‌های طره‌ای کف‌ها) مشاهده شده است. امکان وقوع این اثرات باید در طراحی دیوارهای خارجی منظور گردد.

### ت-۸-۶-۲- ضوابط خاص طراحی برای اجزای آویخته

این بند متن راهنما ندارد.

### ت-۸-۶-۳- تغییر شکل قائم ناشی از چرخش اتصالات

این بند متن راهنما ندارد.

### ت-۸-۶-۴- دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن

پانل‌های دیواری غیر باربر که به سازه متصل شده و آن را محصور می‌کنند باید به گونه‌ای طراحی شوند که در برابر نیروهای لرزه‌ای (اینرسی)، نیروهای باد و نیروهای گرانش مقاومت نموده و حرکات سازه ناشی از نیروهای جانبی و تغییر دما را تحمل کنند. اتصالات باید امکان حرکت را در پانل دیواری ناشی از تغییرات حرارتی و رطوبتی فراهم نمایند و طوری طراحی شوند که در صورت تسلیم شدن، ظرفیت تحمل بار آن‌ها کاهش قابل ملاحظه‌ای نیابد. هنگامی که بار باد حاکم است، به طور معمول اتصالات و پانل‌ها باید برای امکان جابجایی به میزان حداقل دو برابر مقدار تغییرشکل نسبی طبقه ناشی از بارهای باد با دوره بازگشت متناسب با محل طراحی شوند.

طراحی برای دربرگرفتن جابجایی نسبی لرزه‌ای اغلب چالش بزرگ‌تری نسبت به طراحی برای مقاومت است. جابجایی نسبی طبقات ممکن است به ۵۰ میلی‌متر یا بیشتر برسد. مقصود از فاصله اندازی بین

پانل‌های مجاور، محدود کردن برخورد و کج شدگی یا آسیب ناشی از آن در همه حال به جز هنگام بروز بدترین واکنش‌های ساختمان است.

در ردیف ۱ بخش ۸-۵-۳، فاصله اندازی دست کم به میزان ۱۵ میلی‌متر لازم دانسته شده است. برای رعایت جزئیات اجرایی اتصال و ظاهر قابل قبول، بیشینه این جداسازی معمولاً به حدود ۲۰ میلی‌متر محدود می‌شود. رواداریهای ساخت و اجرا، هم برای اجزای دیوار و هم سازه نگهدارنده آن، باید در تعیین ابعاد طراحی درزها و جزئیات اتصال در نظر گرفته شود.

عناصر نما که اغلب در راستای صفحه خود سخت هستند، باید به نحوی جداسازی شوند تا مقید نشده و با جابجایی نسبی سازه‌ی نگهدارنده تحت بار قرار نگیرند. به کارگیری اتصالات با سوراخ لوبیایی می‌تواند این جداسازی را ایجاد کند، اما اتصالات با میله‌های بلند که امکان خم شدن دارند هم بدون نیاز به نصب دقیق، رفتار مطلوبی را حاصل می‌نمایند. این میله‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که کشش و فشار را علاوه بر تنش‌های خمشی تحمل کرده و در مقابل شکست ترد ناشی از خستگی کم دامنه نیز مقاوم باشند.

پانل‌های دیواری کف تا سقفی معمولاً در پایین به صورت صلب به نزدیکترین اعضای سازه‌ای کف طبقه متصل شده و با آن حرکت می‌کنند ولی در محل اتصالات بالایی خود از سازه جدا می‌شوند. پانل‌ها همچنین می‌توانند در امتداد قائم به اتصالات بالایی خود متکی بوده و در پایین دارای اتصالاتی با جداسازی باشند. مزیت این پیکربندی آن است که آسیب دیدگی اتصال جداسازی شده کمتر منجر به جدا شدن کامل پانل می‌شود، زیرا تمایل به چرخیدن به سوی درون سازه و نه بیرون آن دارد.

برای به حداقل رساندن اثرات تغییرشکل‌های حرارتی و خزش روی پانل‌های معماری نما، جزئیات سیستم‌های اتصال به نحوی تنظیم می‌شود که از نظر استاتیکی معین باشند. از آنجا که سیستم‌های نگهدارنده حاصل اغلب فاقد افزونگی هستند (که پیامدهای شکست یک اتصال را تشدید می‌کند)، بست‌ها باید برای نیروهای تشدید یافته طراحی شده و اعضای اتصال انعطاف‌پذیر باشند. در این شرایط، هدف آن است که بست‌های شکننده‌تر اساساً در محدوده ارتجاعی باقی مانده و رفتار غیرارتجاعی به اعضای اتصال محدود گردد. برای دستیابی به این هدف، ضرایب ارائه شده در جدول برای طراحی به نحوی تنظیم شده‌اند که نیروی طراحی بست در حدود ۲/۵ برابر نیروهای اعضای متصل شده (connecting members) باشد.

قاب جداره‌های نمای شیشه‌ای با قابلیت تغییر شکل محدود، مانند سیستم‌های آلومینیومی، عموماً سبک بوده و می‌توانند بدون جدا شدن از سازه تغییرشکل‌های بزرگی را تحمل کنند. با این حال، باید در طراحی این عناصر دقت شود تا اجزای با قابلیت تغییرشکل کم، مانند پانل‌های شیشه‌ای که ممکن است

در سیستم موجود باشند، با به کارگیری جزییات مناسبی بتوانند تغییر شکل‌های مورد انتظار را بدون شکست تحمل کنند.

در جدول ۸-۲، نماکاری مانند نمای آجر یا چوب به عنوان اجزای با قابلیت تغییر شکل محدود یا کم طبقه‌بندی شده‌اند. قطعات نما با قابلیت تغییر شکل محدود، مانند رویه‌های از جنس وینیل، خطر کمی ایجاد می‌کنند. قطعات نما با قابلیت تغییر شکل کم، مانند آجر، کاشی و سرامیک به نحوه عملکرد پوشش زیرکاری بسیار حساس هستند. اعوجاج زیاد در لایه زیرکاری باعث آسیب دیدگی نما شده که ممکن است حتی به جدا شدن آن از سازه نیز منجر شود. خطر ناشی از این اتفاق به اندازه و وزن قطعاتی که ممکن است جدا شوند و به ارتفاع سقوط قطعات بستگی دارد.

جدا شدن بخش‌های بزرگ نما می‌تواند خطر جانی قابل توجهی داشته باشد. چنین آسیبی را می‌توان با جداسازی نما از جابجایی سازه نگهدارنده کاهش داد. در سازه‌های دارای سیستم‌های انعطاف‌پذیر مقاوم در برابر نیروی جانبی، مانند قاب‌های خمشی و قاب‌های با مهاربندهای کمانش‌تاب، رویکردهای مورد استفاده در طراحی پانل‌های دیواری غیرباربر برای دربرگرفتن جابجایی نسبی طبقه، باید برای نما نیز اعمال شود.

در این شرایط توجه به محدودیت نسبت طول به قطر برای اطمینان از عملکرد مناسب اتصال لازم است. آزمایش‌های میز لرزه در مقیاس کامل نشان داده که اتصالات لغزنده زمانی که میله‌ی اتصال کوتاه است عملکرد خوبی دارند. کاربرد میله‌های بلندتر در اتصالات لغزنده در صورت ایجاد خمش و پیچش قابل توجه در میله، ممکن است منجر به شکست ترد شود. برای میله‌هایی که با خمش جابجایی نسبی را تحمل می‌کنند، به کارگیری طول بیشتر سبب کاهش نیاز به خمش غیرارتجاعی شده و به عملکرد بهتری می‌انجامد. از آنجایی که میل مهارهای مورد استفاده تحت لغزش و خمش ممکن است دچار رفتار غیرارتجاعی شوند، استفاده از فولاد نرمه به بهبود ظرفیت شکل‌پذیری خواهد انجامید.

میله‌های رزوه شده تحت خمش به طور طبیعی دارای دندان‌هایی (رزوه‌ها) هستند که برای بروز خستگی باید مورد توجه قرار گیرند. در صورت کاربرد در شرایط بروز شدت لرزه‌ای بالا ممکن است تقاضای خمشی زیاد و خستگی چرخه‌ای (low cycle fatigue) در این میله‌ها مشاهده گردد. میله‌های رزوه‌ای سرد نورد شده دارای شکل‌پذیری بسیار کمتری هستند. از سایر پیکربندی‌ها و مصالح اتصال نیز می‌توان استفاده کرد، در صورتی که دارای شرایط استاندارد متناظر ملی یا بین‌المللی باشند.

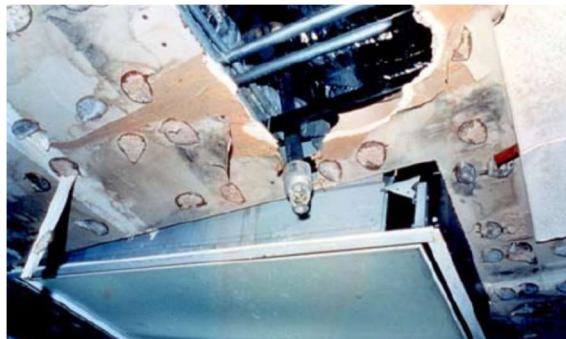
اندیس I در پارامتر  $D_{PI}$  بازتابی از لزوم توجه به ضریب اهمیت زلزله می‌باشد. در اتصالات باید تمهیداتی برای دربرگرفتن رواداری‌های اجرایی در نظر گرفته شده تا ظرفیت لازم برای اتصال حفظ گردد.

### ت-۸-۶-۵-خمش خارج از صفحه

اثرات اعمال نیروهای لرزه‌ای خارج از صفحه بر دیوارهای غیرسازه‌ای، از جمله تغییر شکل‌های حاصل، باید در نظر گرفته شود. هرگاه از مواد با مقاومت کم یا شکننده استفاده شود، حداکثر تغییرشکل قابل قبول به نسبت مشخصی از طول دهانه محدود می‌گردد. هدف این است که از خرابی خارج از صفحه مصالح سنگین (مانند آجر یا بلوک) یا نمای دیوار (مانند سنگ یا کاشی) جلوگیری شود.

### ت-۸-۶-۶-سقف کاذب

سیستم‌های سقف کاذب از طیف وسیعی از مصالح ساختمانی با ویژگی‌های متفاوت ساخته می‌شوند. برخی از سیستم‌ها (مانند صفحات گچی پیش‌ساخته که به اعضای معلق پیچ یا میخ شده) نسبتاً همگن هستند و باید به عنوان دیافراگمی با قاب‌بندی سبک، با استفاده از نیروهای بخش ۸-۳ و ضوابط ویژه مربوط به هر نوع مصالح در این آیین نامه یا استانداردهای مورد تایید صنعت نفت کشور طراحی شوند. برخی دیگر از این سیستم‌ها از اجزای جداگانه‌ای تشکیل شده‌اند که در یک سیستم معلق قرار داشته و موضوع بحث این بخش هستند. عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های سقفی با قطعات پانلی یا قطعات ضد صدا، به وضعیت تکیه‌گاه شبکه خود و به پانل‌های مجزا در دیوارها یا در محل درزهای انبساط، یکپارچه بودن شبکه و مجموعه پانل‌ها، برهمکنش با سایر سیستم‌ها (مانند آب‌فشان‌های آتش نشانی) و نحوه تأمین تکیه‌گاه برای سایر اجزای غیر سازه‌ای (مانند تجهیزات روشنایی و سیستم‌های HVACR) بستگی دارد. مشکلات عملکردی مشاهده شده شامل جابجا شدن پانل‌ها به دلیل برخورد با دیوارها و نیز آسیب ناشی از آب گرفتگی به دلیل برهمکنش با آب‌فشان‌های آتش نشانی بوده که گاهی مطابق شکل ت-۸-۲۰-الف منجر به از دست رفتن قابلیت خدمت‌رسانی آن‌ها شده است.



شکل ت-۸-۲۰-الف-آسیب به آب‌فشان‌ها در زلزله بوژ هندوستان



شکل ت-۸-۲۰-ب نمونه‌ای از مهار سقف کاذب با مهارهای کششی جانبی (مفتولی) به صورت مورب  
(تصویر اضافه شده در متن راهنما نیست)

سقف‌های کاذب توری گچی به دلیل جرم بالا و احتمال آسیب بیشتر از الزامات این بخش مستثنی نیستند. با این حال، ضوابط لرزه‌ای تجویزی بخش ۸-۵-۵ و ASTM E580 برای صفحات آکوستیک سقفی و سایر قطعات سقفی، از جمله لزوم استفاده از اتصالات میله‌ای فشاری، به دلیل رفتار نظیر یک دیافراگم پیوسته با جرم بیشتر، به طور مستقیم برای این سیستم‌ها قابل اجرا نیستند. به این ترتیب، مطابق شکل ت-۸-۲۰-ب، برای این نوع از سقف‌ها نیاز به توجه بیشتری در طراحی و تعیین جزئیات اجرایی (به ویژه برای اتصال مفتول آویز به سازه و اتصال اعضای منتقل‌کننده بار سقف، اتصال کانال‌های متقاطع به اعضای منتقل‌کننده بار سقف و اتصال نبشی‌ها به کانال‌های متقاطع) وجود دارد. همچنین باید به اتصال پایه‌های روشنایی و سایر قطعات مربوط به سازه سقف توجه شود. در طراحی مهارها باید به حرکات افقی و عمودی سقف توجه داشت.

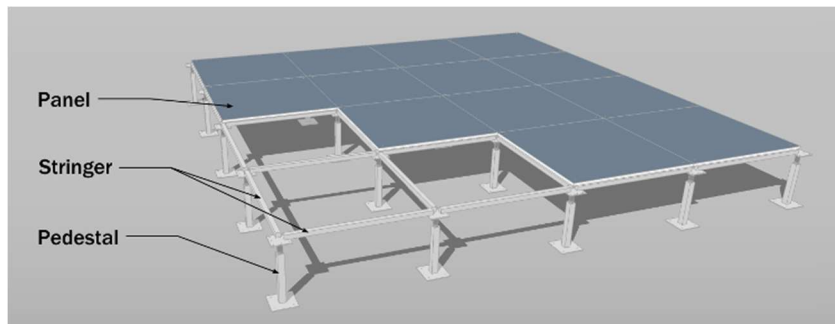
عملکرد سیستم‌های سقفی تحت تأثیر جانمایی مهاربندهای لرزه‌ای و وسایل روشنایی و بارهای وارده است. آزمایش‌های دینامیکی نشان داده که مهارهای کششی جانبی (مفتولی)، حتی با پایه‌های فشاری عمودی، ممکن است به دلیل صاف شدگی حلقه‌های انتهایی نتوانند به اندازه کافی حرکت جانبی سیستم سقف را محدود کنند. مشکلات اجرایی شامل کشیده نبودن یا حذف مفتول‌های مهاربندی به دلیل وجود یک مانع است. آزمایش‌های دیگر نشان داده‌اند که سیستم‌های بدون مهار نیز می‌توانند عملکرد مناسبی داشته باشند در صورتی که فاصله آزاد لازم برای ایجاد جابجایی‌های مورد انتظار پیش‌بینی شده باشد.



## ت-۸-۶-۷- کف کاذب

در زلزله‌های گذشته و در آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای، برخی از سیستم‌های معمول کف کاذب رفتاری شکننده داشته و پس از تسلیم یا شکست اتصالات بحرانی، ظرفیت کمی از خود نشان داده‌اند. آزمایش نشان می‌دهد که قطعات پانلی مهار نشده کف ممکن است از شبکه نگهدارنده بیرون بزنند، مگر اینکه به طور مکانیکی به ستونک‌ها یا کش‌های پیرامونی خود متصل شوند. این وضعیت باید به ویژه در مسیرهای خروج مورد توجه باشد.

برای سیستم‌های دارای کش‌های پیرامونی، روال پذیرفته شده، محاسبه نیروی لرزه‌ای  $F_p$  برای کل سیستم کف کاذب در یک فضای پارتیشن بندی شده و سپس توزیع این نیرو بین مهاربندها و پایه‌ها می‌باشد. برای سیستم‌های بدون کش‌های پیرامونی، مسیر بار لرزه‌ای باید به طور مشخص تعیین شود.



شکل ت-۸-۱ توصیف پایه و کش‌های پیرامونی در کف‌های کاذب

اثرات واژگونی، پایه‌های جداگانه را در معرض بارهای قائمی بیش از وزن  $W_p$  که برای تعیین نیروی زلزله،  $F_p$  استفاده شده قرار می‌دهد. استفاده از بار قائم طراحی به طور همزمان با نیروی زلزله طراحی برای طراحی میل‌مهارها، طراحی ستونک‌ها در برابر خمش و طراحی جوش ستونک به صفحه کف ستون غیرمحافظه‌کارانه است.

کلاهک‌های "لغزشی" که به طور مکانیکی به محور ستونک محکم نشده و در نتیجه قادر به انتقال کشش نیستند، احتمالاً نمی‌توانند لنگر واژگونی ایجاد شده توسط تجهیزات متصل به پانل‌های کفی مجاور را به ستونک منتقل کنند.

هر عضو در مسیر بار زلزله باید برای جلوگیری از شکل‌گیری شکست ترد ظرفیت جذب انرژی داشته باشد. همچنین از حالت‌های خرابی کمانشی نیز باید جلوگیری شود. برای کف‌های کاذب ویژه که در مقابل شکست ترد و کمانش طراحی شده‌اند، استفاده از نیروی لرزه‌ای کمتر مجاز است.

**ت-۸-۶-۷-۱- کف کاذب ویژه**

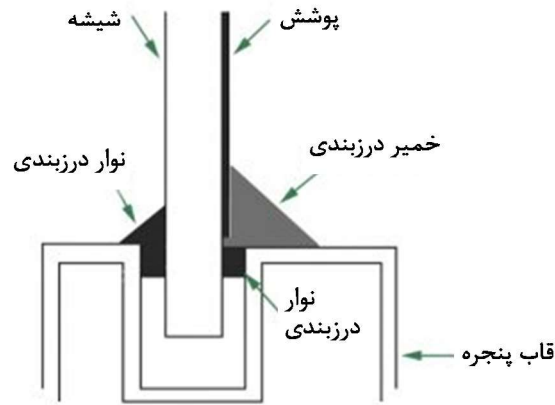
اگر مشخصات طراحی مطابق با الزامات بخش ۸-۵-۶-۲ انتخاب شود، کف کاذب یک "کف کاذب ویژه" خواهد بود. کف کاذب ویژه دارای ویژگی‌های سازه‌ای خاصی است که عملکرد و قابلیت اطمینان سیستم کف را تحت بارگذاری لرزه‌ای بهبود می‌بخشد. در طراحی این نوع کف‌ها توجه خاصی بر تعریف یک مسیر بار مهندسی و محاسبه شده برای انتقال نیروهای لرزه‌ای برشی و واژگونی می‌شود. کف‌های کاذب ویژه برای نیروهای جانبی کوچک‌تری طراحی شده و استفاده از آن‌ها در تأسیساتی با اهداف عملکرد غیرسازه‌ای بالاتر، مانند اتاق‌های کنترل تأسیسات صنعت نفت، توصیه می‌شود.

**ت-۸-۶-۸- تیغه‌ی جداکننده**

تیغه‌های جداکننده مشمول این آیین‌نامه باید دارای مهار جانبی مستقلی باشند. برخی از این تیغه‌ها به گونه‌ای طراحی شده‌اند که به صورت قائم از کف تا یک سیستم سقف کاذب را پوشش دهند. از این رو، سیستم سقف باید به نحوی طراحی شود که برای بالای تیغه، تکیه‌گاه جانبی فراهم کند. به طور استثناء، مهاربندی تیغه‌های جداکننده‌ی سبک (صفحات گچی) هر جا بار وارده فراتر از کمینه بار جانبی تیغه نباشد، لازم نیست. تجربه نشان داده تیغه‌هایی که حداقل بار به آن‌ها وارد می‌شود را می‌توان بدون آسیب به سقف مهار کرد.

**ت-۸-۶-۹- نما و دیوار شیشه‌ای**

شیشه معمولاً از طریق یک کشوی عایق‌بندی شده به قاب سیستم پنجره متصل می‌شود. نوع شیشه‌کاری بر اساس نوع عایق‌بندی به دو گروه خشک و تر تقسیم می‌شود. گروهی که برای عایق‌بندی از نوارهای آماده استفاده گردد، به عنوان سیستم پنجره مکانیکی یا شیشه‌کاری خشک شناخته می‌شود. در شیشه‌کاری تر، شیشه با یک درزگیر سیلیکونی سازه‌ای به قاب سیستم پنجره محکم شده و عایق‌بندی می‌شود. روش اخیر به سیستم پنجره با شیشه‌کاری تر موسوم است.



شکل ت-۸-۲۲ شیشه‌کاری با خمیر و نوار درزبندی (تر)

بارهای وارده به شیشه از طریق اتصال چسبیده درزگیر به قاب شیشه منتقل می‌شود. برای طراحی این سیستم و جزییات آن می‌توان به ASTM C1401 برای شیشه‌هایی با زاویه میل حداکثر ۱۵ درجه نسبت قائم مراجعه نمود. برای زاویه میل بیشتر، مراجعه به ضوابط تکمیلی آیین‌نامه‌های ساختمانی برای شیشه‌های مایل و آسمان‌نماها لازم است.

عملکرد شیشه در زمان زلزله به چهار حالت زیر تقسیم می‌شود:

- ۱- شیشه داخل قاب خود نشکسته باقی می‌ماند.
  - ۲- شیشه ترک خورده اما در قاب خود باقی مانده و به ایفای نقش خود به عنوان مانعی در برابر جریان هوا ادامه می‌دهد.
  - ۳- شیشه خرد می‌شود اما به صورتی خطرناک در قاب خود باقی می‌ماند به گونه‌ای که هر لحظه امکان ریزش آن وجود دارد.
  - ۴- شیشه به صورت یک تکه یا خرد شده از قاب خود به بیرون می‌ریزد.
- حالت‌های ۱ و ۲ پاسخگوی اهداف عملکردی استفاده بدون وقفه و ایمنی جانی می‌باشند. اگرچه در حالت دوم شیشه ترک می‌خورد، اما تعویض سریع آن لازم نیست.
- در حالات ۳ و ۴ امکان فراهم‌آوری شرایط خدمت‌رسانی بی‌وقفه وجود ندارد و وضعیت ایمنی جانی برای آن‌ها به مشخصات شکست شیشه و همچنین ارتفاعی که می‌توانند از آن سقوط کنند بستگی دارد. شیشه‌های نشکن (سکوریت) به قطعات متعددی به اندازه سنگریزه خرد شده و به صورت خوشه‌ای از قاب خود به بیرون می‌ریزند. این خوشه‌های شیشه‌ای شکسته، هنگام سقوط از ارتفاع محدود برای انسان نسبتاً بی‌خطر هستند، اما زمانی که از ارتفاع زیاد سقوط کنند می‌توانند مخاطره‌آمیز باشند.

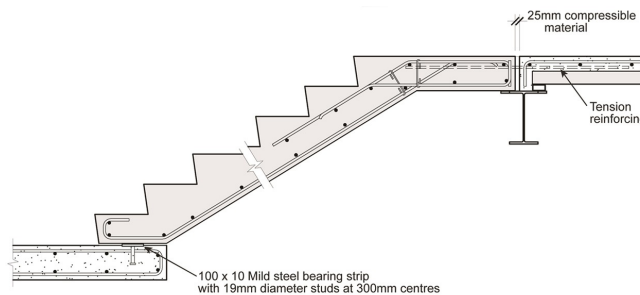
## ت-۸-۶-۱۰-راه‌پله‌ها و رمپ‌های فرار

با توجه به ماهیت حیاتی مسیر خروج برای ایمنی جانی، توجه ویژه به ظرفیت راه‌پله خروجی برای تحمل جابجایی نسبی ساختمان ضروری است. طراحی و ساخت اتصالات لغزشی در پله‌های فولادی معمولی پیچیده است. استفاده از اتصالات شکل‌پذیر که قادر به تحمل جابجایی نسبی وارده بدون از دست دادن ظرفیت باربری قائم هستند، غالباً ارجح است. در چنین مواردی، باید شکل‌پذیری کافی در اتصالات برای تحمل چرخه‌های بارگذاری متعدد در حداکثر دامنه جابجایی نسبی پیش‌بینی‌شده فراهم شود.



شکل ت-۸-۲۳ اتصال راه‌پله فولادی

اگر کل طول لغزش اتصالات لغزشی فاقد مهار ایمن برای کنترل جابجایی نسبی لازم باشد، برای جلوگیری از شکست سیستم یا سقوط آن در شرایطی که مقدار تقاضای جابجایی از مقدار مربوط در سطح طراحی بیشتر می‌شود، طول بیشتری برای تکیه‌گاه لازم است. در مواردی که راه‌پله به صورت صلب به سازه متصل می‌شود، باید در مدل سازه منظور شده و نیروهای حاصل باید با در نظر گرفتن اثر اضافه مقاومت در طراحی پله در طراحی نظر گرفته شوند.



شکل ت-۸-۲۴ مثال جزئیات اتصال راه‌پله بتن آرمه

این ضوابط در مورد سیستم پلکان خروج اضطراری و رمپ‌هایی که با سازه ساختمان به طور یکپارچه ساخته شده‌اند اعمال نمی‌شود، زیرا فرض بر این است که مقاومت لرزه‌ای این سیستم‌ها در طراحی کلی ساختمان مورد توجه قرار گرفته است. مثال‌هایی از این دست شامل راه‌پله‌ها و رمپ‌های با بتن‌ریزی یکپارچه با ساختمان، سیستم‌های پله‌های چوبی سبک و فلزی سرد نورد شده در ساختمان‌های مسکونی چند واحدی و پله‌های بنایی با اجرای یکپارچه با سازه است.

### ت-۸-۶-۱۱-خرپشته و سازه‌های روی بام

این بند متن راهنما ندارد.

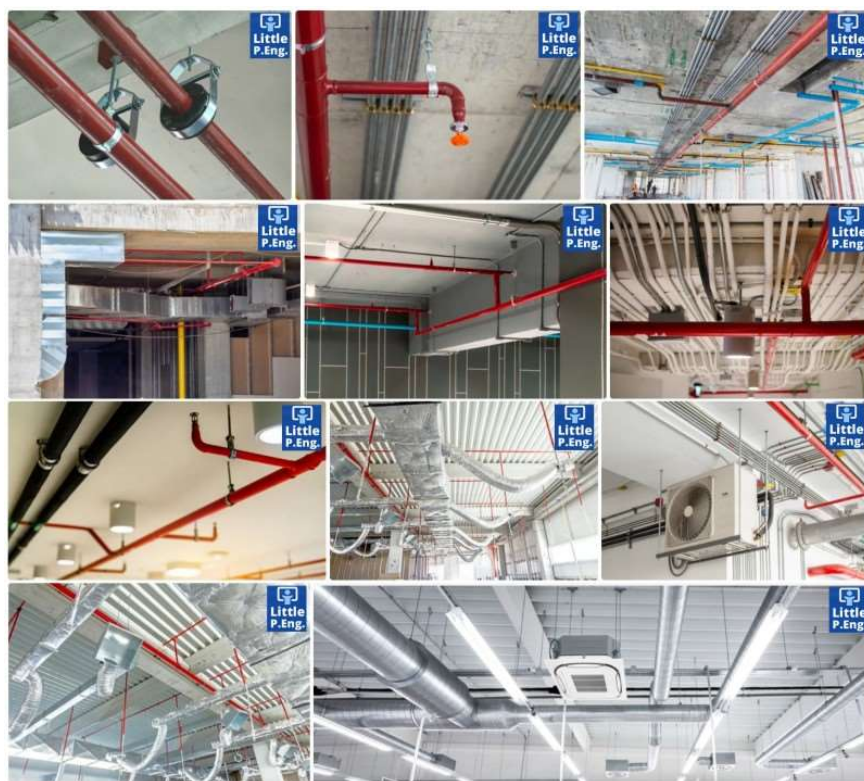
### ت-۸-۶-۱۱-۱-سیستم‌های باربر لرزه‌ای برای سازه‌های روی بام

این بند متن راهنما ندارد.

### ت-۸-۷-ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی

این ضوابط، با تمرکز بر طراحی تکیه‌گاه‌ها و اتصالات اجزای مربوط در نظر گرفته شده‌اند تا خطر جانی در اثر از دست رفتن پایداری یا پیوستگی سازه‌ای اجزا را کاهش دهد. با اینکه رعایت این ضوابط قابلیت اطمینان عملکرد صحیح اجزا را افزایش می‌دهد، اما به طور مستقیم به خدمت‌رسانی و عملکرد آن‌ها مربوط نمی‌شود. در بخش ۸-۱-۴ روش‌هایی برای کنترل لرزه‌ای اجزای حیاتی که خدمت‌رسانی آن‌ها جنبه حیاتی دارد، ارائه شده است.

به طور سنتی، اجزای مکانیکی فاقد عناصر چرخشی یا رفت و برگشتی (مانند مخازن و مبدل‌های حرارتی) به طور مستقیم به سازه متصل می‌شوند. اجزای مکانیکی و الکتریکی با عناصر چرخشی یا رفت و برگشتی اغلب توسط جداگرهای ارتعاش (از طریق رفتار برشی لاستیک، فنر یا بالشتک هوا) از سازه جداسازی می‌شوند. تجهیزات مکانیکی سنگین (مانند ظروف جوشان بزرگ) ممکن است به هیچ صورتی مهار نشوند. غیر از ژنراتورها که معمولاً برای کاهش دامنه ارتعاشات جداسازی می‌شوند، سایر تجهیزات الکتریکی معمولاً به صورت صلب مهار می‌گردند (به عنوان مثال دنده سوئیچ‌ها و مراکز کنترل موتورهای الکتریکی).



شکل ت-۸-۲۵ نمونه‌هایی از اجزای مکانیکی و برقی

در طراحی اجزای مکانیکی و الکتریکی بر اساس میزان خطرزایی جزء مطابق جدول ت-۸-۲ دو سطح متمایز ایمنی در برابر زلزله در نظر گرفته می‌شود.

- سطح ایمنی معمول، برای اجزایی که خرابی آن‌ها در اثر زلزله خطر قابل توجهی ندارد. در این مورد، طراحی تکیه‌گاه‌ها و اتصالات اجزا به سازه برای جلوگیری از خطرات جانی ضروری است.
- سطح ایمنی بالاتر، برای قطعه یا اجزایی که باید پس از زلزله‌ی طرح به نحو قابل قبول خدمت‌رسانی کنند. چنین اجزایی به‌عنوان اجزای غیرسازه‌ای خاص ممکن است لازم باشد الزامات ویژه گواهینامه لرزه‌ای موضوع بخش ۸-۱-۴ را برآورده سازند.

## جدول ت-۸-۲ گروه‌بندی اجزای مکانیکی و برقی برای ملاحظات طراحی لرزه‌ای

ملاحظات	سطح ایمنی	نوع جزء
طراحی تکیه‌گاه‌ها و اتصالات اجزا به سازه برای جلوگیری از خطرات جانی ضروری است.	سطح ایمنی معمول	اجزایی که خرابی آن‌ها در اثر زلزله خطر قابل توجهی ندارد
ممکن است لازم باشد الزامات ویژه گواهینامه لرزه‌ای موضوع بخش ۸-۱-۴ را برآورده سازند.	سطح ایمنی بالاتر	قطعه یا اجزایی که باید پس از زلزله‌ی طرح به نحو قابل قبول خدمت‌رسانی کنند (اجزای غیرسازه‌ای خاص)

لازم نیست کلیه تجهیزات یا اجزای آن‌ها برای نیروی ناشی از زلزله طراحی شوند. در جایی که  $I_p$  برابر با ۱/۰ در نظر گرفته شده، آسیب یا حتی فروریزش یک قطعه یا بخشی از یک جزء تا زمانی که خطر جانی نداشته باشد، این الزامات را نقض نمی‌کند.

نگهداشتن یا مهار یک قطعه در مقابل سقوط، شکستن یا واژگون شدن خود یا اجزای آن با استفاده از ضربه‌گیر، مهاربند، گیره، گوه‌ها، اتصال یا مهار شکاف‌دار برای برآورده کردن این الزامات اغلب قابل قبول است، اگرچه ممکن است خود قطعه خسارت ببیند.

برای برآورده سازی مقصود این الزامات، قضاوت مهندسی لازم است. نکته کلیدی میزان ایجاد خطر جانی است. به عنوان مثال تا زمانی که با پیش بینی مهار مناسب از جابجایی قابل توجه دستگاه هواساز - که در گروه ضروری قرار نداشته و کمتر از ۱/۲ متر ارتفاع دارد و به کف اتاق هواسازها پیچ شده - جلوگیری می‌شود، تهدید جانی مطرح نیست. در این مثال، طراحی لرزه‌ای خود هواساز لزومی ندارد. در مقابل، مخزنی به ارتفاع ۳ متر واقع بر پایه‌های بلند ۱/۸ متری از نبشی که روی بام مشرف به خروجی ساختمان نصب شده، قابلیت ایجاد خطر دارد. هدف از این الزامات این است که تکیه‌گاه‌ها و اتصالات (پایه‌های مخزن، اتصالات پایه‌ها به بام و اتصالات مخزن به پایه‌ها) و احتمالاً خود مخزن، برای مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای طراحی شوند. از طرف دیگر، مهار مخزن توسط کابل مهاربند می‌تواند قابل قبول باشد. هدف این آیین‌نامه الزام طراحی لرزه‌ای شفت، باکت‌ها، میل لنگ، پیستون، پروانه، یاتاقان، کلید، چرخ دنده، محفظه‌ی بدون فشار و موارد مشابه نیست. در مواردی که احتمال خطر جانی وجود دارد، طراحی باید به تکیه‌گاه‌های تجهیزات، از جمله صفحه کف ستون، مهارها، پایه‌های نگهدارنده، آویزها، مهاربندها و رابط‌ها معطوف گردد.

بسیاری از اجزای مکانیکی و الکتریکی در تأسیسات نفتی شامل ترکیب پیچیده‌ای از قطعات لازم در یک فرایند هستند. چنین تجهیزاتی معمولاً دارای کاتالوگ سازنده بوده و اغلب بصورت تجربی (با آزمون

و خطا) برای بارهای بهره‌برداری و حمل و نقل طراحی می‌شوند. ویژگی چنین تجهیزاتی این است که ممکن است ذاتاً مستحکم باشند. اصطلاح "مستحکم" به نحوه‌ای از ساخت و ساز اشاره می‌کند که در آن چنین تجهیزاتی قادر خواهند بود حرکات شدید را بدون از دست دادن قابل توجه عملکرد تحمل نمایند. معمولاً یک طراح متخصص با تجربه باید بتواند وجود چنین استحکامی را تأیید نماید. از نتایج ارزیابی استحکام تجهیزات ممکن است در تعیین روش و گستره طراحی لرزه‌ای و یا تعیین کیفیت استفاده نمود.

### ت-۸-۷-۱ کلیات

الزامات تقاضای لرزه‌ای اجزا مبتنی بر ویژگی‌های سازه‌ای آن‌ها شامل انعطاف‌پذیری (یا صلبیت) و استحکام جزء است. جدول ۸-۳ ضرایب لرزه‌ای اجزا را بر اساس قضاوت مهندسی طراح در مورد شکل‌پذیری جزء، مقاومت و احتمال بروز تشدید پاسخ ارائه می‌دهد. ویژگی‌های سیستم اتصال که مهار لرزه‌ای را فراهم می‌کند نیز ممکن است بر تقاضای لرزه‌ای تأثیر بگذارد.

مقادیر ضرایب اجزا و سیستم‌ها در جدول ۸-۳ به نحوی گروه‌بندی و توصیف شده‌اند که استفاده از آن‌ها آشکارا امکان‌پذیر باشد. اجزاء به سه گروه کلی و در هر گروه با توجه به نوع اجرا یا رفتار لرزه‌ای مورد انتظار هر یک به دسته‌های بیشتری طبقه‌بندی می‌شوند. به عنوان مثال، اجزای مکانیکی شامل اجزای "مربوط به هوا" (مانند فن‌ها و هواسازها) هستند که می‌توانند دچار تشدید دینامیکی شوند اما سبک و دارای قابلیت تغییر شکل هستند. همچنین، اجزای "مربوط به رطوبت" که عموماً حاوی مایعات هستند (مانند دیگ‌ها و چیلرها) و اغلب صلب‌تر و تا حدودی شکل‌پذیرند و اجزای مستحکم (مانند موتورها، توربین‌ها و پمپ‌ها) که برای بارهای عملیاتی بسیار سنگین ساخته می‌شوند، در صورت مهار مناسب عموماً در زلزله عملکرد خوبی دارند.

### ت-۸-۷-۲ تجهیزات مکانیکی

اکثر تجهیزات مکانیکی و الکتریکی ذاتاً مستحکم بوده و بصورت مناسب به سازه متصل هستند. از این رو در زلزله‌های گذشته در برابر شتاب وارده اغلب عملکرد خوبی داشته‌اند. با این حال اجزای خطی که مطابق شکل ت-۸-۲۶ تحت تأثیر تغییر شکل‌های نسبی داخل یک ساختمان، یا بین دو ساختمان مجاور و یا بین جزء مجاور به ساختمان با ساختمان قرار می‌گیرند، باید برای این اثرات بررسی شوند.



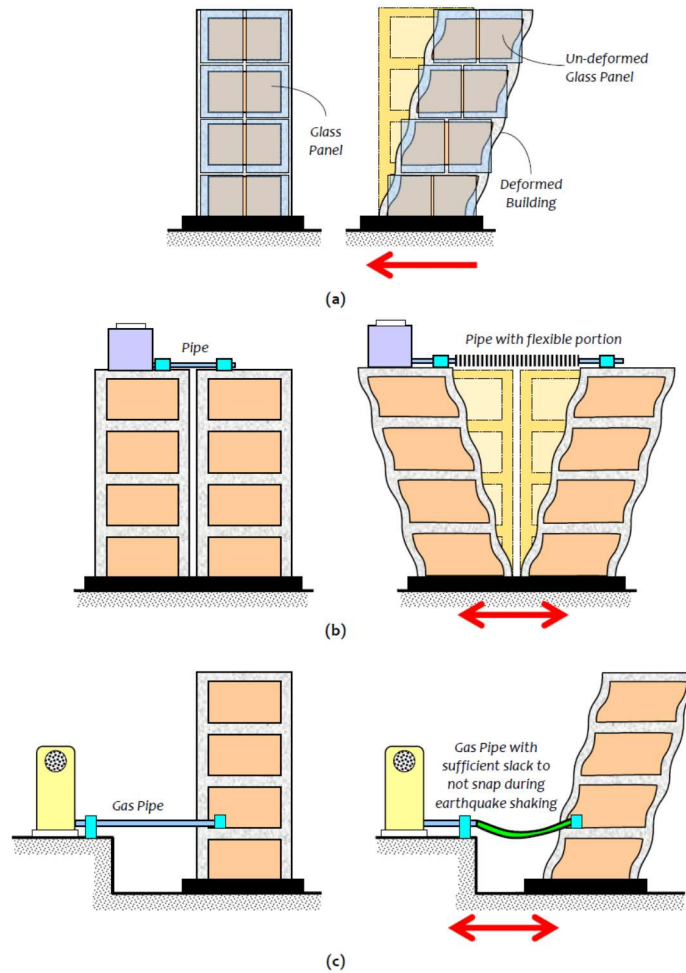


Figure 2.6: Displacement-sensitive NSEs: Spanning between (a) SEs running across height of a building, (b) SEs on two portions of a building across a construction joint, and (c) SE on a building and the ground

### شکل ت-۸-۲۶ اجزای حساس به تغییر مکان در سازه

از آنجا که بارهای بهره‌برداری و حمل و نقلی که تجهیزات برای آنها طراحی شده‌اند معمولاً بزرگ‌تر از بارهای ناشی از زلزله است، الزامات این قسمت برای مقابله با اثرات شتاب لرزه‌ای به طور عمده بر مهار تجهیزات و اتصالات متمرکز است. با این حال اجزای غیرسازه‌ای خاص که باید بتوانند پس از زلزله به خدمت‌رسانی ادامه دهند و یا مواد قابل اشتعال یا خطرناک را در خود نگه می‌دارند، باید خود برای نیروهای زلزله طراحی شده و یا واجد شرایط تحمل بارهای لرزه‌ای طبق بند ۸-۱-۴ باشند.

با رعایت اقدامات زیر، می‌توان قابلیت خدمت‌رسانی پس از زلزله را افزایش داد:

۱. قطعات داخلی، قطعات فرعی و نقاط اتصال الکتریکی دارای اتصالات کافی برای احتراز از قرارگرفتن در معرض حرکات نسبی یا برخورد با سایر قطعات داخلی یا محفظه تجهیزات باشند.
  ۲. دستگاه‌هایی مانند موتورها، ژنراتورها و سایر اجزایی از این دست که از نظر عملکردی به وسیله یک شفت یا سازوکار در حال کار به تجهیزات مکانیکی متصل می‌شوند، دارای اتصالات سازه‌ای کافی یا تکیه‌گاه معمولی با صلبیت مناسب باشند به طوری که از ایجاد مانع برای شفت در حال کار جلوگیری شود.
  ۳. هر گونه جزء شکننده (مانند سرامیک یا سایر اجزای غیرشکل‌پذیر) در مسیر بار زلزله به طور خاص ارزیابی شود.
  ۴. جعبه‌های برق مجاور هم به یکدیگر پیچ شوند و از برخورد جعبه‌ها به اعضای سازه مجاور جلوگیری شود.
- اجزایی که ممکن است خود آسیب دیده یا به اجزای دیگر آسیب برسانند و به نقاط متعددی در یک سازه متصل می‌شوند باید به گونه‌ای طراحی شوند که جابجایی‌های نسبی لرزه‌ای را تحمل کنند. چنین اجزایی شامل کانال‌های برق، سینی کابل، مجاری، ریل‌های آسانسور و سیستم‌های لوله‌کشی می‌باشد. همانطور که در بخش ت-۸-۳-۴-۱ گفته شد، در صورتی که کل جابجایی لازم برای طبقه در کسری از ارتفاع آن متمرکز شود، رعایت ملاحظات ویژه‌ای در طراحی لازم است.
- ضرایب طراحی خنک‌کننده‌های هوا (که معمولاً به عنوان فن‌های پره‌دار افقی (Fin fans) شناخته می‌شوند) با پایه‌های تکیه‌گاهی یکپارچه، از جدول ۸-۳ از دستورالعمل ارزیابی لرزه‌ای و طراحی تاسیسات پتروشیمی (ASCE 2011) برگرفته شده است. مقادیر ضرایب طراحی ذکر شده برای "فن" در جدول ۸-۳ برای فن‌های پره‌ای افقی با پایه‌های یکپارچه با تکیه‌گاه در نظر گرفته نشده است (این ضرایب در مواردی اعمال می‌شوند که فن‌های پره‌ای افقی روی پایه‌های یکپارچه با تکیه‌گاه قرار ندارند). همانطور که در دستورالعمل ارزیابی لرزه‌ای و طراحی تاسیسات پتروشیمی، ویرایش دوم (ASCE 2011) آورده شده، فن‌های پره‌ای افقی با پایه‌های یکپارچه با تکیه‌گاه در زلزله‌های گذشته، مانند زلزله ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ شیلی، عملکرد خوبی نداشته‌اند.
- به طور معمول، فن‌های پره‌ای افقی روی قاب لوله‌ها قرار دارند. وقتی که این اجزا روی زانویی قرار دارند، پیکربندی آن‌ها مانند قرارگیری یک جرم نسبتاً صلب بر روی پایه‌های انعطاف‌پذیر بر روی قاب لوله است که می‌تواند منجر به نیاز لرزه‌ای قابل توجهی شود. در این شرایط، پایه‌های تکیه‌گاهی باید در هر دو امتداد مهار شوند. از مهاربند زانویی باید در این امر اجتناب کرد. مهاربندی در صفحه قائم باید به ستون‌ها در محل اتصال تیر و ستون متصل گردد.



شکل ت-۸-۲۷ فن‌های افقی بر روی تکیه‌گاه‌های یکپارچه

در مواردی که از نظر هندسی عملی باشد، می‌توان از مهاربندی شورون استفاده کرد. در صورت امکان، توصیه می‌شود که فن‌های پره‌ای افقی بدون استفاده از پایه‌های پیوسته تأمین شده توسط فروشنده طراحی شده و مستقیماً روی فولاد سازه‌ای قاب لوله قرار داده شوند. در چنین مواردی باید از ضرایب طراحی فن‌ها استفاده گردد.

صرف نظر از اینکه فروشنده فن پره‌ای افقی یا پیمانکار قطعات فولادی تکیه‌گاهی را تأمین می‌کند، جزئیات لرزه‌ای قطعات فولاد سازه‌ای که مستقیماً به عنوان تکیه‌گاه خنک‌کن‌ها به کار می‌روند باید برای سطحی مشابه با آنچه برای فولاد سازه‌ای قاب لوله لازم است طراحی شوند.

اجزای مکانیکی با جزئیات اجرایی مشابه فن‌های پره‌ای افقی (نظیر مبدل‌های حرارتی خنک‌شونده با هوا، واحدهای متراکم‌کننده، خنک‌کن‌های خشک و رادیاتورها)، به دلیل رفتار همسان، مشابه آن‌ها گروه‌بندی می‌شوند.

ت-۸-۷-۳- صدور گواهی‌نامه لرزه‌ای برای سیستم سرمایش، گرمایش و تهویه

هوا (HVACR)

اجزای غیرسازه‌ای خاص آن دسته از اجزای غیرسازه‌ای با  $I_p = 1.5$  در گروه کاربری و خطرزایی D2 و D3 هستند که مطابق این فصل از آیین‌نامه نیاز به طراحی لرزه‌ای دارند. برای تجهیزات مکانیکی و الکتریکی

فعالی که باید پس از زلزله طراحی همچنان عملیاتی و در حال خدمت‌رسانی باقی بماند، گواهی‌نامه ویژه‌ای توسط سازنده لازم است. تجهیزات لرزه‌ای تعیین‌شده «فعال» زیرمجموعه‌ای محدود از "سیستم‌های لرزه‌ای تعیین‌شده" بوده که دارای قطعاتی هستند که می‌چرخند، به صورت مکانیکی حرکت می‌کنند یا در حین کار انرژی می‌گیرند. به جز برخی موارد استثنا (به عنوان مثال، موتورهای آسانسور)، تجربه نشان می‌دهد که اجزای مکانیکی و الکتریکی "فعالی" که دارای موتورهای الکتریکی با قدرت بیش از ۱۰ اسب بخار (۷/۴ کیلووات) یا دارای ظرفیت تبادل حرارتی بیشتر از MBH200 هستند، بعید است که از نیاز به انجام آزمایشهای میز لرزه مستثنا باشند. قطعات با قدرت موتور یا ظرفیت تبادل حرارتی کمتر به طور کلی اجزای فعال کوچک و مستحکم در نظر گرفته می‌شوند. استثناهای این قانون ممکن است برای موارد خاص مناسب باشد، مانند موتورهای آسانسوری که اسب بخار بیشتری دارند اما به تجربه ثابت شده که مستحکم هستند. انجام تحلیل هنوز برای اطمینان از یکپارچگی ساختاری اجزای غیرفعال مورد نیاز است. به عنوان مثال، در مورد یک کندانسور ۱۵ تنی تحلیل مسیر بار بین فن کندانسور و سیم پیچ به اتصال سازه ساختمان نیاز است. ارائه گواهی‌نامه ویژه توسط سازنده برای حفظ مهار پس از وقوع زلزله طراحی برای اجزای دارای مواد خطرناک و  $I_p = 1.5$  در بند ۸-۲-۴ در این فصل مورد نیاز است. گواهی‌نامه ویژه باید بر اساس شیوه‌نامه آزمایش با میز لرزش، مطابق با ضوابط ملی یا بین‌المللی مانند ICC-ES ACI56 که مورد تایید کارفرما رسیده باشد، یا بر اساس داده‌های تجربی تأیید شود، مگر اینکه بتوان نشان داد که قطعه ذاتاً مستحکم است. تجربه و مشاهده زلزله‌های گذشته نشان داده که بیشتر تجهیزات فعال ذاتاً مستحکم هستند.

#### ت-۸-۷-۴ - تجهیزات برقی

این بند راهنما ندارد.

#### ت-۸-۷-۵ - تکیه‌گاه تجهیزات

هدف این بخش، طراحی لرزه‌ای تکیه‌گاه‌های اجزای مکانیکی و الکتریکی برای جلوگیری از لغزش، سقوط، واژگونی یا سایر حرکتی است که می‌تواند ایمنی جانی را به خطر اندازد. در این آیین‌نامه تکیه‌گاه‌های اجزا از اتصالات اجزا متمایز می‌شوند تا بر این نکته تأکید شود که تکیه‌گاه‌ها حتی اگر توسط سازنده‌ی قطعات مکانیکی یا الکتریکی ساخته شده باشند، باز هم نیاز به طراحی لرزه‌ای دارند. در واقع، این ضرورت صرف نظر از اینکه جزء مکانیکی یا الکتریکی خود برای بارهای لرزه‌ای طراحی شده باشد یا خیر، باید لحاظ شود.

ضوابط این آیین‌نامه طراحی جداگانه تکیه‌گاه تجهیزات پیچیده‌تر (شامل سازه و سکوه‌های تکیه‌گاهی تجهیزات) و تکیه‌گاه‌های سیستم‌های توزیع را لازم می‌داند. ضرایب طراحی برای تکیه‌گاه تجهیزات به جای نوع تجهیزات یا سیستم نگهداشته شده، بر اساس ماهیت سیستم مقاوم لرزه‌ای تکیه‌گاه انتخاب می‌شوند. سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای سازه‌ها و سکوه‌های تکیه‌گاهی را می‌توان از فصل ۶ و ۷ با توجه به محدودیت‌های سیستمی و الزامات مربوط به جزئیات برای سیستم انتخاب شده، تعیین نمود.

نیروی طراحی لرزه‌ای در بخش ۸-۳ با استفاده از ضرایب طراحی به دست آمده از جدول ۸-۳ تعیین می‌شود. مقادیر این ضرایب طراحی به مقدار R که در فصل ۷ یا فصل ۶ برای سیستم موردنظر انتخاب شده، بستگی دارد. در فصل ۷ استفاده از سیستم‌های باربر با شکل‌پذیری کمتر در مناطق با لرزه‌خیزی بالا مجاز دانسته شده، اما این مسئله منجر به نیروهای جانبی بزرگ‌تری می‌شود. گزینه‌ای نیز برای استفاده از سیستم باربر تعریف‌نشده در تکیه‌گاه ارائه شده است. همچنین ضوابط ویژه‌ای برای سازه‌های تکیه‌گاهی تجهیزات یا سکوه‌های متکی بر یک سازه ساختمانی یا غیرساختمانی وجود دارد که در آن‌ها احتمال بروز تشدید کم ارزیابی می‌شود.

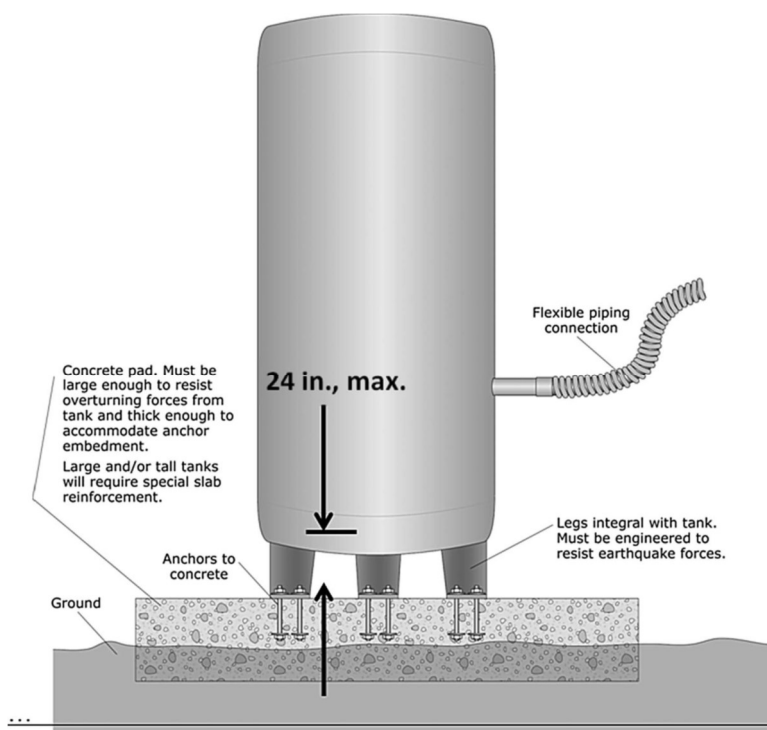
تکیه‌گاه‌های تجهیزات به سه گروه طبقه‌بندی می‌شوند:

- تکیه‌گاه‌های یکپارچه تکیه‌گاه‌هایی هستند که به طور مستقیم به جزء و به نقطه اتصال به سازه یا شالوده متصل می‌باشند. در این شرایط جزء غیرسازه‌ای به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی عمل می‌کند. به عنوان مثال می‌توان به تکیه‌گاه‌های پوسته‌ای، دامنی، زینی و پایه‌های کوتاه اشاره کرد. یک نمونه از این تکیه‌گاه در شکل ت-۸-۲۸ نشان داده شده است. تکیه‌گاه‌های یکپارچه برای نیروی طراحی لرزه‌ای خود جزء طراحی می‌شوند.

ضرایب طراحی یک جزء بر اساس ماهیت جزء تعیین می‌شود. زمانی که ماهیت تجهیزات و تکیه‌گاه‌ها به طور قابل توجهی متفاوت باشد، ممکن است استفاده از یک ضریب طراحی مشترک برای هر دو به طراحی غیر محافظه‌کارانه منجر شود. در دستورالعمل ASCE7-22، با قضاوت و تجربه کارشناسی کارگروه مسئول، محدودیت طول ۶۱۰ میلی‌متر برای پایه‌ها تعیین شده است. در طولی بیش از این احتمالاً تکیه‌گاه (پایه) دیگر مشابه جزء رفتار نخواهد کرد. حتی اگر ضریب اهمیت جزء،  $I_p$  برابر با ۱/۰ باشد و طراحی لرزه‌ای خود جزء مورد نیاز نباشد، تکیه‌گاه‌های یکپارچه باید مطابق بخش ۸-۶-۴ طراحی شوند.

- سازه‌ها و سکوه‌های تکیه‌گاهی تجهیزات که مانند قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی شده، پوسته‌ها یا پایه‌های بلندتر از ۶۱۰ میلی‌متر که متشکل از اعضای سازه‌ای هستند و تکیه‌گاه بخشی از تجهیزات یا سیستم را فراهم می‌کنند. ویژگی‌های سازه‌ای تکیه‌گاه تجهیزات ممکن است به نحو قابل توجهی بر

پاسخ جزء غیرسازه‌ای تأثیر گذارد. مثالی از این دست در شکل ت-۸-۲۹ نشان داده شده است. در این مثال، یک جزء با تکیه‌گاه پیوسته خود از سازه تکیه‌گاهی تجهیزات آویخته شده است. برای تعیین ابعاد تکیه‌گاه یکپارچه از نیروی طراحی جانبی جزء استفاده می‌شود و برای محاسبه نیروی طراحی لرزه‌ای سازه‌ی تکیه‌گاهی تجهیزات، روش متفاوتی ارائه شده است. سکوه‌های تکیه‌گاهی تجهیزات سازه‌هایی هستند که چندین جزء یا سیستم غیرسازه‌ای را حمل می‌کنند. یک مثال در این مورد در شکل ت-۸-۳۰ نشان داده شده است. نیروهای طراحی لرزه‌ای سکوه‌های تکیه‌گاهی تجهیزات و اجزای نصب شده روی آن‌ها بصورت مجزا محاسبه می‌شود.

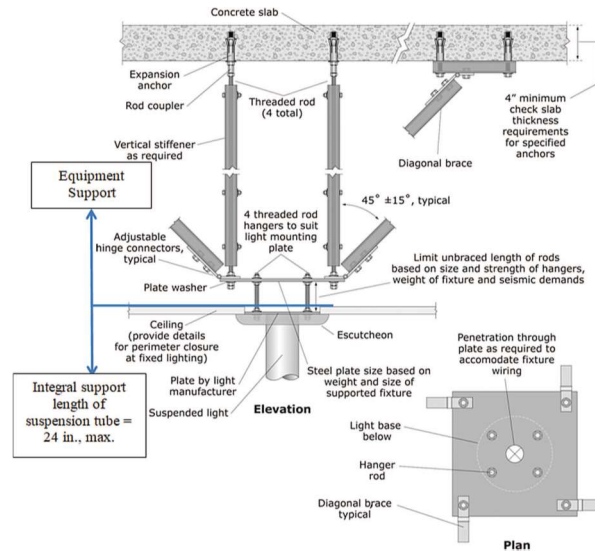


شکل ت-۸-۲۸ نمونه‌ای از اجزای غیرسازه‌ای با تکیه‌گاه یکپارچه

Figure C13.6.4.1. Example of a nonstructural component with integral equipment supports.

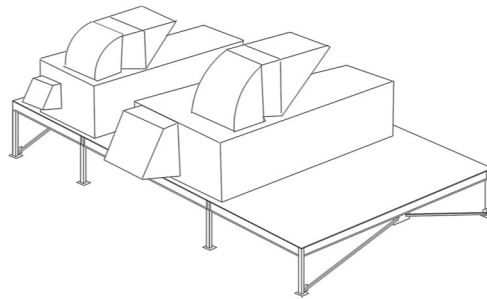
Source: FEMA E-74 (2015).

Note: 1 in. = 25 mm



شکل ت-۸-۲۹. Example of an equipment support structure for a heavy light fixture

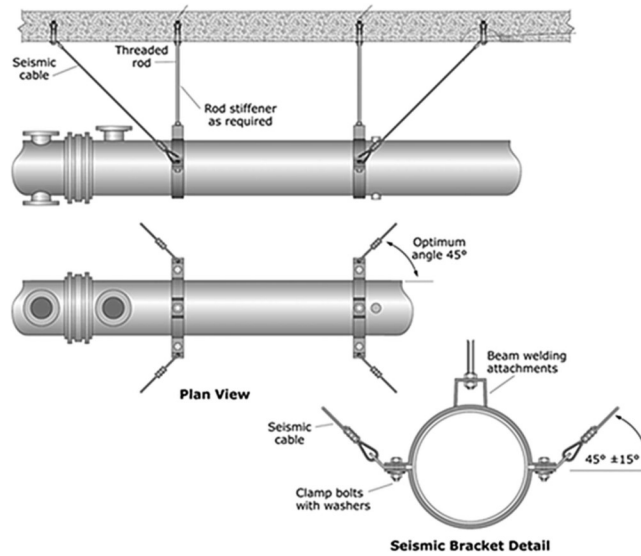
Note: 1 in. = 25 mm. Source: FEMA E-74 (2015). fixture.



شکل ت-۸-۳۰. نمونه‌ای برای سکوی تکیه‌گاهی برای اجزای مکانیکی در تأسیسات نفت

[FEMA E-74 (2015)]

• تکیه‌گاه‌های سیستم توزیع شامل اعضای معلق و مهاربندی و همچنین اتصالات آن‌ها هستند که تکیه‌گاه‌های قائم و جانبی سیستم‌های توزیع را فراهم می‌کنند. این عناصر همچنین شامل تکیه‌گاه‌های طره‌ای قائم برای سیستم‌های توزیع هستند که به جای معلق بودن در زیر یک سقف، روی آن نگهداشته می‌شوند، مانند قاب لوله. نمونه‌ای از تکیه‌گاه‌های سیستم توزیع برای یک سیستم معلق در زیر یک سقف در شکل ت-۸-۳۱ نشان داده شده است. محاسبه نیروی طراحی لرزه‌ای به طور جداگانه برای تکیه‌گاه سیستم توزیع و خود سیستم انجام می‌شود.



شکل ت-۸-۳۱ مثالی از تکیه‌گاه سیستم لوله

Figure C13.6.4.4. Example of a distribution system support for piping. Source: FEMA E-74 (2015)

ت-۸-۷-۶- سازه‌های تکیه‌گاه و سکوی تجهیزات

ت-۸-۷-۷- تکیه‌گاه‌های سیستم توزیع

ت-۸-۷-۸- سیستم‌های توزیع

ت-۸-۷-۹- سیستم‌های توزیع برق

سیستم‌های برق در بسیاری از زلزله‌ها دچار آسیب‌های قابل توجه شده‌اند. شکل ت-۸-۳۲ یک نمونه از این آسیب‌ها در زلزله بوژ یا گجرات هندوستان در سال ۲۰۰۱ میلادی را نشان می‌دهد. اصطلاح مجرای انتقال در استانداردهای مختلف با بیانی تا حدودی متفاوت تعریف شده است. این عبارت در اینجا شامل کلیه سیستم‌های توزیع برق، از جمله کانال، سینی کابل و مسیرهای روباز و روبسته می‌باشد. تجربه نشان داده که محدودیت اندازه ۶۴ میلی‌متر در اتصالات انعطاف‌پذیر برای دربرگرفتن جابه‌جایی نسبی لرزه‌ای بین قطعات تجهیزات متصل شده مناسب است، زیرا مسیرهای کوچک‌تر معمولاً دارای انعطاف‌پذیری لازم برای سازگاری با چنین جابه‌جایی هستند.





شکل ت-۸-۳۲ آسیب در تجهیزات برقی در زلزله بوژ هندوستان در سال ۲۰۰۱

### ت-۸-۷-۱۰- سیستم‌های توزیع: کانال‌ها

تجربه زلزله‌های گذشته نشان داده که سیستم‌های کانال تهویه مستحکم بوده و در برابر لرزش‌های قوی زمین عملکرد خوبی دارند و مهاربندی در محدود کردن آسیب به سیستم‌های کانال تهویه مؤثر بوده است. آسیب‌های معمولی فقط بر عملکرد این سیستم تأثیر می‌گذارند و آسیب یا فروپاشی عمده نامتداول بوده است. بنابراین، شیوه‌های نصب موجود در استانداردهای صنعتی برای اکثر این تأسیسات کافی می‌باشد. خسارت مورد انتظار در اثر زلزله محدود به باز شدن درزهای کانال و پارگی است. از اتصالاتی که مستعد خرابی‌های ترد هستند، به ویژه میله‌های آویز که در معرض چرخه‌های تنش خمشی با دامنه بزرگ هستند، باید اجتناب شود.

به سیستم‌های کانالی که حاوی مواد خطرناک هستند یا باید در حین و پس از زلزله خدمت‌رسانی خود را حفظ کنند، مقدار ضریب اهمیت  $I_p$  برابر با ۱/۵ اختصاص داده می‌شود. این سیستم‌ها به تحلیل مهندسی دقیق برای اطمینان از کفایت شرایط برای عدم نشی نیاز دارند.

اجزای سبک‌تر موجود در مسیر جریان را می‌توان به عنوان بخشی از سیستم کلی کانال، برای مقاومت در برابر نیروهای بخش ۸-۳ طراحی نمود. در این حالت کانال متصل به جزء صراحتاً برای نیروهای ایجاد شده توسط جزء طراحی می‌شود.

در مواردی که اجزای در مسیر جریان دارای جرم بیشتر هستند، برای جلوگیری از آسیب در اتصالات،

جزء باید به طور مستقل از کانال مهار شود. در لوله‌کشی بدون مهاربندی به اجزای موجود در مسیر جریان مانند کویل‌های گرمایش مجدد، صرفنظر از وزن جزء باید الزامات کاربرد اتصالات انعطاف پذیر اعمال شود.

### ت-۸-۷-۱۰-لوله‌ها

به دلیل وجود افزونگی معمول در مهارهای سیستم لوله‌کشی، گزارشی مستند مبنی بر فروریزش کامل سیستم‌های لوله‌کشی در زلزله‌های پیشین به ندرت یافت می‌شود. با این حال، نشت لوله ناشی از جابجایی بیش از حد یا تنش بیش از حد، اغلب منجر به آسیب‌های مهم و در برخی موارد از دست دادن قابلیت خدمت‌رسانی تاسیسات می‌شود.

وقوع نشتی در سیال معمولاً در محل‌های ناپیوستگی مانند رزوه‌ها، شیرها، اتصالات پیچ‌دار، ناپیوستگی‌های هندسی، یا در موقعیت‌هایی که ترک‌های اولیه وجود دارد، مانند پنجه یا ریشه جوش یا لحیم کاری رخ می‌دهد. استانداردها و دستورالعمل‌های ملی متعدد ساختمانی و صنعتی به طیف گسترده‌ای از مواد و کاربردهای سیستم لوله‌کشی می‌پردازد. ساخت و ساز مطابق با استانداردهای ملی ذکر شده در این مقررات معمولاً در محدود کردن آسیب به سیستم‌های لوله‌کشی و جلوگیری از خروج سیال مؤثر است.

طراحی لرزه‌ای مطابق با بخش ۸-۷-۱۱ به طور کلی تضمین می‌کند که لوله‌کشی در اثر نیروهای لرزه‌ای مؤثر دچار شکست نمی‌شوند، اما ممکن است تخمین نادرست از جابجایی‌های لرزه‌ای منجر به برخورد لوله‌ها با اجزای سازه‌ای، مکانیکی یا الکتریکی مجاور آن‌ها شود. توصیه می‌شود در مناطق مرزی و کناری که وقوع ضربه ممکن است، لوله‌ها با صفحات محافظ، محافظت شوند، عایق کاری لوله‌ها نیز در برخی موارد می‌تواند برای محافظت لوله در برابر آسیب ضربه مفید باشد. سیستم‌های لوله‌کشی معمولاً برای مهار فشار طراحی می‌شوند و لوله‌هایی که با ضربه ایمنی ۳ یا بیشتر در برابر شکست ناشی از فشار (پارگی) طراحی می‌شوند، احتمالاً به اندازه کافی قوی هستند تا در مقابل ضربه‌ی برخورد با سازه‌ها، تجهیزات و سایر لوله‌های مجاور آسیب نبینند، به ویژه اگر لوله‌کشی عایق شده باشد. لوله‌هایی که ضخامت دیواره‌ای کمتر از وزن استاندارد دارند احتمالاً به ارزیابی اثرات ضربه به صورت موضعی بر روی دیواره لوله نیاز خواهند داشت. این لوله‌ها همچنین ممکن است به ابزارهایی برای محافظت از دیواره نیازمند باشند.

معمولاً ترجیح داده می‌شود که جزییات اجرایی در لوله‌کشی به نحوی باشد که بتواند جابجایی‌های نسبی لرزه‌ای بین اولین تکیه‌گاه لرزه‌ای در بالادست یا پایین‌دست اتصالات و سایر اجزاء دارای تکیه‌گاه لرزه‌ای

یا لوله‌ی تجمیع کننده (headers) را تحمل کند. این شرایط ترجیحاً با استفاده از انعطاف‌پذیری لوله یا در مواردی که انعطاف‌پذیری لوله امکان‌پذیر نباشد، بوسیله تکیه‌گاه‌های انعطاف‌پذیر حاصل می‌شود. لوله‌هایی که جزئیات اجرایی لازم برای انطباق با جابجایی‌های نسبی لرزه‌ای را ندارند، باید برای اجتناب از شکست در لوله، دارای اتصالاتی باشند که در عضو اتصال یا در جزء یا لوله‌ی تجمیع کننده، انعطاف‌پذیری کافی داشته باشند. گزینه استفاده از یک عضو اتصال انعطاف‌پذیر، به دلیل نیاز به تعمیر و نگهداری بیشتر، برای اطمینان از ادامه عملکرد صحیح عضو انعطاف‌پذیر، کمتر مورد توجه است.

کوپلینگ‌های شیاردار، اتصالات توپی، اتصالات فشاری و اشتر ارتجاعی، سایر اتصالات از نوع مفصلی، اتصالات انبساطی و شلنگ فلزی انعطاف‌پذیر در بسیاری از سیستم‌های لوله‌کشی استفاده می‌شوند و می‌توانند ظرفیت طراحی دورانی و تغییرشکل جانبی اتصالات لوله را افزایش دهند.

اتصالات کوپلینگ شیاردار در دو دسته صلب و انعطاف‌پذیر طبقه‌بندی می‌شوند. اتصالات شیاردار انعطاف‌پذیر ظرفیت چرخش آزاد محدودی دارند. ظرفیت چرخش آزاد حداکثر زاویه مفصلی است که در آن اتصال اساساً به صورت یک اتصال مفصلی با سختی محدود یا ناچیز رفتار می‌کند. ظرفیت چرخشی باقی مانده‌ی اتصال به رفتار مرسوم اتصال مرتبط است و مقادیر تقاضای نیروی طراحی در اتصال با روش‌های سنتی تعیین می‌شود.

کوپلینگ‌های صلب معمولاً برای کاربردهای فشار قوی استفاده می‌شوند و عموماً صلب‌تر از لوله فرض می‌شوند. از طرف دیگر، کوپلینگ صلب ممکن است رفتار سختی چرخشی دوخطی با سختی چرخشی اولیه متأثر از شیوه نصب داشته باشد.

مقدار انعطاف‌پذیری کوپلینگ به ویژه برای کوپلینگ‌های صلب به صورت گسترده‌ای در محصولات تولیدکنندگان مختلف متفاوت است. اطلاعات تولیدکننده ممکن است در دسترس باشد. رویه‌های صنعت برای تعیین انعطاف‌پذیری کوپلینگ در حال حاضر در دسترس نیست. با این حال، برخی از راهنمایی‌ها برای کوپلینگ‌ها ممکن است در ضوابط مربوط به لوله‌کشی آیفشان آتش‌نشانی یافت شود که در آن کوپلینگ‌های شیاردار بر اساس الزامات خاص در حرکت زاویه‌ای به عنوان صلب یا انعطاف‌پذیر طبقه‌بندی می‌شوند. در بخش ۳،۵،۴ از NFPA (2007)، کوپلینگ‌های انعطاف‌پذیر به شرح زیر تعریف شده‌اند:

کوپلینگ یا اتصال ذکر شده در فهرست امکان جابجایی محوری، چرخش و حداقل یک درجه حرکت زاویه‌ای لوله را بدون ایجاد آسیب به لوله فراهم می‌کند. برای قطر لوله (۲۰۰ میلی‌متر) و بزرگ‌تر، حرکت زاویه‌ای باید کمتر از ۱ درجه باشد اما کمتر از ۰/۵ درجه نباشد.

کوپلینگ‌هایی که بر این اساس انعطاف‌پذیر هستند، در FM Global (2007) یا UL (2004) ذکر شده‌اند. آزمایش اجزای لوله‌کشی نشان می‌دهد که ظرفیت شکل‌پذیری اتصالات لوله‌کشی فولاد کربنی

رزوه‌دار و اتصالات شیاردار انعطاف‌پذیر بین ۱/۴ تا ۳/۰ است که نشان‌دهنده تنش مؤثر تشدید در حدود ۲/۵ است. این نوع اتصالات به عنوان شکل‌پذیری محدود طبقه بندی می‌شوند.

تنش‌های مجاز برای لوله‌های ساخته شده با مواد انعطاف‌پذیر (موادی با انعطاف‌پذیری زیاد) که مطابق با استانداردهای اجرایی یا شناخته‌شده طراحی نشده‌اند، می‌تواند مطابق با استانداردهای لوله‌کشی صنعتی و فولاد سازه‌ای برای لوله‌کشی با جنس مشابه تعیین شود.

تنش‌های مجاز برای لوله‌های ساخته شده با مواد با انعطاف‌پذیری کم که مطابق با استانداردهای قابل اجرا یا طراحی شناخته شده طراحی نشده‌اند، می‌تواند مطابق با استانداردهای ASME برای لوله‌کشی با جنس مشابه تعیین شود.

برای مواد معمول لوله‌کشی، تنش‌های لوله ممکن است پارامتر حاکم در تعیین فاصله آویز و سایر تکیه‌گاه‌ها نباشد، بلکه ملاحظات دیگری مانند ظرفیت آویز و سایر اتصالات سازه، محدودیت در جابجایی‌های جانبی بین آویزها و سایر تکیه‌گاه‌ها برای جلوگیری از اثر ضربه، نیاز به محدود کردن شکم‌دادگی لوله بین آویزها برای جلوگیری از تجمع گازهای متراکم و بارهای روی تجهیزات متصل، ممکن است بر طراحی حاکم باشد. با این وجود، جداول دهانه لرزه‌ای بر اساس تنش‌ها و جابجایی‌های مجاز در لوله، می‌تواند راهنمای مفیدی برای ساخت تکیه‌گاه لرزه‌ای باشد.

بارهای ناشی از فشار و دما در سیستم‌های لوله‌کشی نیز باید به همراه بارهای اینرسی لرزه‌ای در نظر گرفته شوند. پتانسیل دمای پایین محیط و دمای عملیاتی پایین‌تر از محیط را باید در تعیین مصالح و جنس سیستم لوله‌کشی دارای تغییرشکل‌پذیری (انعطاف‌پذیری) بالا یا پایین در نظر گرفت.

اغلب ممکن است برای فولادها (به ویژه مواد فهرست شده ASME که در دماهای بالا کار می‌کنند)، مس و آلیاژهای مس و آلومینیوم تغییرشکل‌پذیری بالا در نظر گرفته شود. برای هر نوع مصالح یا جنس لوله‌کشی که رفتار شکننده‌ای از خود نشان می‌دهد، مانند شیشه، سرامیک و بسیاری از پلاستیک‌ها، باید تغییرشکل‌پذیری پایینی در نظر گرفته شود.

لوله‌کشی باید به گونه‌ای طراحی شود که جابجایی‌های نسبی بین اولین تکیه‌گاه لوله‌کشی که صلب است و اتصالات به تجهیزات یا هدرهای لوله که اغلب به عنوان مهار فرض می‌شوند را تحمل کند.

بدون در نظر گرفتن چنین طراحی نیز، تجهیزات یا اتصال هدر می‌توانند به گونه‌ای طراحی شوند که انعطاف‌پذیری کافی برای جلوگیری از خرابی داشته باشد. در مشخصات فنی چنین اتصالات منعطفی باید لزوم نگهداری و تعمیر اتصال در نظر گرفته شود.

توصیه می‌شود سیستم لوله‌کشی نهایی نصب شده به ویژه برای لوله‌هایی با اندازه اسمی بزرگ‌تر از ۱۵ سانتی‌متر، لوله‌کشی با فشار بالا، لوله‌کشی که در دمای بالاتر از محیط کار می‌کنند و لوله‌های حاوی

مواد خطرناک توسط یک طراح متخصص مجرب و آشنا به طراحی لرزه‌ای بررسی شود. ممکن است بر اساس عملکرد و پیچیدگی سیستم لوله‌کشی و همچنین عملکرد مورد انتظار تأسیسات انجام پیمایش مورد نیاز باشد. پیمایش علاوه بر بررسی محل مهار لرزه‌ای و امتداد و اتصال به سازه، امکان بررسی رعایت جداسازی مورد نیاز بین لوله‌کشی و سازه‌ها، تجهیزات و سایر لوله‌های مجاور در شرایط ساخته شده را فراهم می‌کند.

### ت-۸-۷-۱۱- خطوط خدماتی

برای تأسیسات ضروری (رده ریسک IV)، منابع کمکی مکانیکی و الکتریکی در محل توصیه می‌شود. در نقاطی که خطوط تأسیسات از خط اتصال سازه‌های مجاور و مستقل عبور می‌کنند، جزئیات فنی باید مطابق جایجایی نسبی محاسبه شده بر اساس بخش ۸-۳-۴ و C<sub>h</sub> در بخش ۷-۲-۲ ارائه شود. همانگونه که در بخش ۸-۱-۵ مشخص شده، لوله‌کشی غیرضروری که در صورت پارگی لوله و خرابی آن می‌تواند به تأسیسات اساسی (essential facilities) آسیب برساند، نیز باید به عنوان اجزای غیرسازه‌ای خاص در نظر گرفته شده و نیاز به طراحی مناسب لرزه‌ای دارند.

### ت-۸-۷-۱۲- بالابرها و پله‌های برقی

آیین‌نامه ایمنی ASME برای بهبود پاسخ لرزه‌ای آسانسورها و پله‌های برقی (A17.1، ۲۰۰۷) الزامات زیادی اتخاذ کرده است. این تغییرات برای افزایش نیروی مورد نیاز آسانسورها به منظور سازگاری با استاندارد است.

### ت-۸-۷-۱۳- سایر تجهیزات برقی و مکانیکی

مشخصات مصالح مندرج در بند ۲ این بخش مشابه موارد مجاز در ضوابط و آیین‌نامه‌های معتبر ملی یا بین‌المللی مانند ASME Boiler and Pressure Vessel Code (2010a) بوده و نشان دهنده ضریب ایمنی بالای لازم در برابر بارهای لرزه‌ای، بهره‌برداری و محیطی است.

### ت-۸-۸-۹-۲- تکیه‌گاه‌های سیستم توزیع

این بند متن راهنما ندارد.



تفسیر فصل نهم

سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای

## ت-۹-۱ کلیات

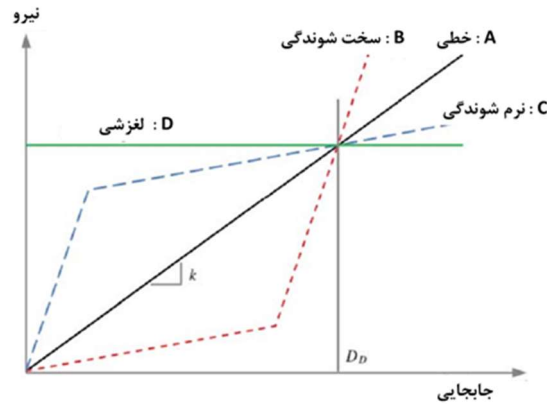
جداسازی لرزه‌ای که به دلیل استفاده‌ی متداول از آن در پایه‌ی سازه‌های ساختمانی به عنوان جداسازی پایه نیز شناخته می‌شود، اساساً یک روش طراحی برای تفکیک نمودن پاسخ سازه از مؤلفه‌های افقی جنبش‌های بالقوه آسیب‌زای زمین است. این جداسازی می‌تواند منجر به پاسخی شود که به طور قابل ملاحظه‌ای کوچک‌تر از پاسخ متعارف همان ساختمان با پایه‌ی ثابت باشد. طی چند دهه‌ی گذشته، آسیب‌های قابل‌توجه ساختمان‌ها و زیرساخت‌ها در زلزله‌های بزرگ منجر به رشد سریع فن‌آوری جداسازی لرزه‌ای و توسعه‌ی دستورالعمل‌های خاص برای طراحی و ساخت ساختمان‌ها و پل‌های جداسازی لرزه‌ای، و در کنار آن توسعه‌ی روش‌های آزمایش استاندارد دستگاه‌های جداسازی در سراسر جهان شده است.

ویرایش چهارم فصل ۹ آیین‌نامه ۰۳۸ صنعت نفت، برگرفته از فصل ۱۷، ویرایش ۲۰۲۲ استاندارد ASCE 7، شامل تغییرات قابل‌توجهی نسبت به ویرایش‌های پیشین است که تلاش دارد فرآیند طراحی و اجرای جداسازی لرزه‌ای را تسهیل نموده، در نتیجه باعث ترویج گسترده‌ی استفاده از این فناوری شود. این آیین‌نامه به جای پرداختن به یک روش خاص برای جداسازی لرزه‌ای، الزامات طراحی عمومی قابل اجرا برای دامنه‌ی گسترده‌ای از سامانه‌های جداسازی لرزه‌ای را ارائه می‌دهد. از آنجا که الزامات طراحی عمومی است، انجام آزمایش بر روی دستگاه‌های سامانه جداسازی، برای تأیید پارامترهای مهندسی مورد استفاده در طراحی و راستی‌آزمایی کلی سامانه جداسازی، الزامی است. استفاده از سامانه‌های جداسازی که کفایت آن‌ها با آزمایش اثبات نشده، ممنوع است.

به طور کلی، یک سامانه‌ی قابل‌پذیرش (الف) در هنگام قرار گرفتن در موقعیت متناظر با جابجایی‌های طراحی، پایداری جانبی و قائم خود را حفظ می‌کند، (ب) نیروی بازگرداننده‌ی ذاتی دارد که با افزایش جابجایی، مقاومت آن افزایش می‌یابد، (پ) تحت بارهای چرخه‌ای تکرارشونده، دچار افت قابل‌توجهی نمی‌شود و (ت) دارای کمیت‌های مهندسی قابل اندازه‌گیری (مانند خصوصیات نیرو- تغییرشکل و میرایی) است.

رفتار نیروی جانبی- جابجایی سامانه‌های جداسازی را می‌توان در چهار گروه دسته‌بندی نمود، که در آن تمام منحنی‌های ایده‌آل شده دارای جابجایی طراحی یکسان،  $D_D$ ، است، شکل ت-۹-۱. یک سامانه جداسازی خطی (منحنی A) دارای زمان تناوب مؤثر ثابتی است که مستقل از مقدار تقاضای جابجایی بوده و در آن نیروی ایجاد شده در روسازه مستقیماً متناسب با جابجایی سامانه‌ی جداسازی است. یک سامانه جداسازی سخت‌شونده (منحنی B) در ابتدا دارای سختی جانبی اولیه‌ی کم (معادل





شکل ت-۹-۱ روابط ایده‌آل شده‌ی نیرو- تغییرشکل برای سامانه‌های جداسازی (برای سادگی، اثرات سختی سامانه مه‌ار در برابر باد نشان داده نشده است).

زمان تناوب مؤثر طولانی) است که به دنبال آن در تقاضاهای جابجایی بیشتر، سختی ثانویه‌ی به نسبت بالا یا زمان تناوب مؤثر کوتاه‌تری دارد. در مواردی که جابجایی‌ها از جابجایی طراحی فراتر رود، این سامانه در مقایسه با یک سامانه‌ی خطی معادل با جابجایی طراحی برابر، در حالی که دارای تقاضای تغییرمکانی کمتری است، روسازه را در معرض افزایش تقاضای نیرو قرار می‌دهد، شکل ت-۹-۱. یک سامانه‌ی جداسازی نرم‌شونده (منحنی C) در ابتدا دارای سختی اولیه‌ی به نسبت زیادی (زمان تناوب مؤثر کوتاه) است، که به دنبال آن در جابجایی‌های بیشتر، سختی ثانویه‌ی به نسبت کم یا زمان تناوب مؤثر بلندتری دارد. در مواردی که جابجایی‌ها از جابجایی طراحی فراتر می‌رود، این سامانه نسبت به یک سامانه‌ی خطی معادل با جابجایی طراحی برابر، در حالی که دارای تقاضای جابجایی بیشتری است، روسازه را در معرض کاهش تقاضای نیرو قرار می‌دهد. پاسخ یک سامانه‌ی جداسازی کاملاً لغزشی بدون قابلیت‌های نیروی بازگردانی جانبی (منحنی D) توسط نیروهای اصطکاک بوجود آمده در سطح لغزش کنترل می‌شود. با افزایش جابجایی‌ها، زمان تناوب مؤثر بلندتر می‌شود، در حالی که بارهای وارده به روسازه ثابت باقی می‌ماند. برای چنین سامانه‌هایی، ممکن است جابجایی کل در چرخه‌های تکرارشونده‌ی زلزله که وابستگی بسیار زیادی به خصوصیات جنبش زمین دارد، از جابجایی طراحی،  $D_D$  فراتر رود. از آنجایی که این سامانه‌ها با افزایش جابجایی، مقاومت فزاینده‌ای ندارد که عامل بازگرداندن سازه به موقعیت اولیه و جلوگیری از فروریزش سازه گردد، روش‌های استاندارد را نمی‌توان برای آن به کار برد و از این رو، استفاده از چنین سامانه‌هایی منع شده است.

فصل ۹ جابجایی‌های طراحی جداساز، نیروهای برشی برای طراحی سازه و سایر الزامات خاص برای

سازه‌های جداسازی لرزه‌ای را، تنها بر پایه‌ی زلزله‌ی نادر استوار می‌کند. تمامی الزامات دیگر طراحی، از جمله بارها (غیر از بار لرزه‌ای)، ترکیب بارها، نیروها و تنش‌های مجاز و توزیع برش افقی، همانند سازه‌های معمولی با پایه‌ی ثابت است. تغییرات اصلی الزامات طراحی در این ویرایش شامل موارد زیر است:

\* روش محاسبه‌ی نیروهای برش پایه‌ی طراحی الاستیک، با استفاده از مجموعه‌ی سازگاری از خصوصیات کران بالا و کران پایین برای مقادیر سختی و جابجایی، از رویداد زلزله‌ی طرح به رویداد زلزله‌ی نادر اصلاح شده است. این اصلاح، فرآیند تحلیل و طراحی را ساده می‌کند و تمرکز فقط بر رویداد زلزله‌ی نادر قرار می‌گیرد؛

\* محدودیت‌ها و معیارهای مجاز برای استفاده از روش نیروی جانبی معادل (ELF) ساده‌تر شده است. این اصلاح، نیاز به انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی پیچیده و پرهزینه‌ی محاسباتی برای طراحی روسازه و سامانه‌ی جداسازی را برای بسیاری از سازه‌های جداسازی شده به حداقل می‌رساند؛  
\* در فرآیند طراحی دستگاه‌های متعارف جداسازی می‌توان از خصوصیات اسمی که توسط سازندگان بر اساس آزمایش نمونه‌ی اولیه‌ی پیشین تعیین کرده‌اند، استفاده نمود؛

\* این خصوصیات اسمی برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های پاسخ و دستیابی به خصوصیات کران بالا و کران پایین سامانه‌ی جداسازی در فرآیند طراحی، با بهره‌گیری از مفهوم ضریب لاند، پایه‌ریزی شده است؛

\* در روش طراحی با نیروی جانبی معادل، روش جدیدی برای توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع ارائه شده است؛

\* در هنگام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، رویکرد ساده شده‌ای برای اعمال ۵٪ خروج از مرکزیت تصادفی جرم ارائه شده است؛

\* برای بررسی دقیق پروژه‌ی جداسازی لرزه‌ای، تعداد مورد نیاز داوران ارزیابی طرح به یک نفر کاهش داده شده است. همچنین، نیازی نیست این داوران ارزیابی طرح، در آزمایش‌های نمونه اولیه نیز شرکت داشته باشند؛ و

\* برای تخمین جابجایی‌های پسماند دائمی، یک روش محاسباتی ارائه شده است. جابجایی پسماند می‌تواند در هنگام استفاده از جداسازهای لرزه‌ای که زمان تناوب‌های به نسبت طولانی، سطوح تسلیم/اصطکاک بالا و جابجایی‌های تسلیم کوچک دارد، در دامنه‌ی وسیعی از شدت‌های لرزه‌ای رخ بدهد.

## ت-۹-۲ الزامات عمومی طراحی

در یک کاربرد جداساز لرزه‌ای ایده‌آل، جابجایی جانبی سازه به جای تغییرشکل داخلی روسازه‌ی فوقانی، ابتدا از طریق جابجایی جانبی زیاد یا تغییرشکل سامانه‌ی جداسازی انجام می‌پذیرد. بر این اساس، سامانه‌ی باربر جانبی روسازه در بالای سامانه‌ی جداسازی به گونه‌ای طراحی می‌شود که دارای سختی و مقاومت کافی برای جلوگیری از وقوع جابجایی‌های بزرگ غیرالاستیک در روسازه گردد. بنابراین، این آیین‌نامه حاوی معیارهایی است که پاسخ غیرالاستیک روسازه را محدود می‌کند. اگرچه کنترل آسیب هدف صریح این آیین‌نامه نیست، طراحی برای محدود کردن پاسخ غیرالاستیک سامانه‌ی سازه‌ای مستقیماً سطح آسیبی که می‌توانست در طول زلزله رخ دهد را کاهش می‌دهد. به طور کلی، از سازه‌های جداسازی شده‌ای که مطابق با آیین‌نامه طراحی می‌شود، انتظار می‌رود:

۱. مقاومت لازم در برابر سطوح کم و متوسط جنبش‌های زمین‌لرزه را بدون وارد آمدن آسیب به

اعضای سازه‌ای، اجزای غیرسازه‌ای، یا محتویات ساختمان دارا باشد؛ و

۲. مقاومت لازم در برابر سطوح شدید جنبش‌های زمین‌لرزه را بدون فروپاشی سامانه‌ی جداسازی،

بدون وارد آمدن آسیب قابل توجه به اعضای سازه‌ای، بدون وارد آمدن آسیب گسترده به اجزای

غیرسازه‌ای، یا ایجاد اختلال عمده در کارکرد تأسیسات ساختمان داشته باشد.

انتظار می‌رود که سازه‌های جداسازی شده در هنگام زلزله‌های متوسط و شدید، نسبت به سازه‌های با پایه‌ی ثابت عملکرد بهتری داشته باشد. در جدول ت-۹-۱ عملکرد مورد انتظار از سازه‌های جداسازی شده و دارای پایه‌ی ثابت که مطابق با این آیین‌نامه طراحی شده، با یکدیگر مقایسه شده است. عملکرد واقعی یک سازه‌ی جداسازی شده با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و محاسبه‌ی تقاضای تغییرمکان‌های نسبی بین‌طبقه‌ای و شتاب کف طبقات برای مجموعه‌ای از جنبش‌های زمین تعیین می‌گردد. این نتایج می‌تواند با استفاده از روش‌شناسی FEMA P-58 (FEMA 2012)، مهندسی زلزله‌ی مبتنی بر عملکرد (PBEE)، یا شبیه‌سازی‌های بزرگ مقیاس برای هزینه‌های مستقیم و غیرمستقیم با استفاده از نرم‌افزار HAZUS (FEMA 1999) برای محاسبه‌ی هزینه‌های تعمیر سازه پس از زلزله مورد استفاده قرار گیرد. ارزیابی ارتقاء عملکرد لرزه‌ای در هنگام استفاده از جداسازی لرزه‌ای می‌تواند میزان تأثیرگذاری بر شتاب کف طبقات و همچنین تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای را نیز در برگیرد، چرا که این موارد، کمیت‌های کلیدی مهندسی است که بر آسیب‌های تجهیزات مکانیکی، الکتریکی، لوله‌کشی (MEP)، سقف‌ها و تیغه‌های داخلی و محتویات ساختمان تأثیر می‌گذارد.

**جدول ت-۹-۱ عملکرد مورد انتظار در مقابل زلزله‌های خفیف، متوسط و شدید**

شدت جنبش زمین			معیار عملکرد
شدید	متوسط	خفیف	
I و F	I و F	I و F	ایمنی جانی: انتظار وقوع صدمات جدی یا مرگ نمی‌رود
I	I و F	I و F	آسیب سازه‌ای: انتظار وقوع آسیب مؤثر سازه‌ای نمی‌رود
I	I	I و F	آسیب غیرسازه‌ای: انتظار وقوع آسیب مؤثر در اعضای غیرسازه‌ای یا به محتویات نمی‌رود

F معرف سازه با پایه‌ی ثابت و I معرف سازه‌ی جداسازی شده

از دست دادن عملکرد یا توقف در کارکرد ساختمان در جدول ت-۹-۱ منظور نشده است. تا زمانی که در یک تاسیسات متعارف با پایه‌ی ثابت، آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای قابل توجهی بوجود نیامده باشد که سبب عدم استفاده از ساختمان یا دسترسی محدود به آن شود، انتظار نداریم سازه عملکرد خود را از دست بدهد. در مواردی، حتی در تاسیساتی که آسیب سازه‌ای ندیده یا آسیب جزئی دیده است، وارد آمدن آسیب به اجزاء غیرسازه‌ای حیاتی یا محتویات آنها می‌تواند منجر به از دست رفتن عملکرد آن تاسیسات گردد. انتظار می‌رود جداسازی لرزه‌ای که مطابق با این مقررات طراحی می‌شود، آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای را کاهش داده و از تاسیسات در برابر از دست دادن عملکرد محافظت نماید. زمان تعمیر مورد نیاز برای بازسازی سازه پس از زلزله را نیز می‌توان از طریق ارزیابی مهندسی زلزله‌ی مبتنی بر عملکرد FEMA P-58 تعیین نمود.

آسیب‌های سازه‌ای یا غیرسازه‌ای مشاهده شده در ساختمان‌های با پایه‌ی ثابت، ناشی از زلزله‌های متوسط و بزرگ در سراسر جهان، معمولاً ناشی از تحریک جانبی جنبش‌های شدید زمین‌لرزه بوده است، نه حاصل از شتاب قائم آن‌ها. روش‌های طراحی ثقلی برای سازه‌های معمولی منجر به مقاطع و ابعاد سازه‌ای با ضریب‌های ایمنی به نسبت بالا برای مقاومت لرزه‌ای می‌شود. بنابراین، طبق مقررات فعلی آئین نامه، برای ساختمان‌های دارای پایه‌ی ثابت (یا جداسازی شده)، به جای استفاده‌ی مستقیم از جنبش‌های قائم زمین در فرآیند طراحی، از عبارت  $E_v$ ، یعنی مولفه‌ی زلزله‌ی قائم، که ضریبی از بار ثقلی طراحی،  $D$  است، استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که برای جداسازی لرزه‌ای، عبارت  $0.12S_{MS}$  مربوط به زلزله‌ی نادر جایگزین رابطه‌ی مربوط به زلزله‌ی طرح در فصل بارگذاری شده است. با این حال، مشابه ساختمان‌های با پایه‌ی ثابت، در نظر گرفتن تحریک افقی جنبش زمین به تنهایی ممکن است پاسخ شتاب طبقات و سایر اجزای ساختمان را دست پایین برآورد نماید. این امکان وجود دارد که بخش‌هایی از سازه‌های با پایه‌ی ثابت و جداسازی شده، مانند تیرهای دهانه بلند، وجود ناپیوستگی در انتقال بارهای

قائم، یا اعضای طره‌ای با ابعاد بزرگ، نسبت به جنبش قائم زمین حساس بوده و دچار بزرگنمایی نامطلوب پاسخ سازه‌ای شود. برخی اجزای متعارف غیرسازه‌ای، مانند سامانه‌های سقف کاذب آکوستیک، نیز به ویژه در برابر ترکیب اثرات جنبش قائم و افقی زمین لرزه آسیب‌پذیر است. ممکن است برای اطمینان از کارآیی مناسب این اجزاء ساختمان در مقابل اثرات بار قائم زلزله، نیاز به بررسی‌های بیشتری باشد. علاوه بر این، جداسازهای دارای سطح باربری ثقلی به نسبت کوچک، و جداسازهای قرار گرفته در زیر ستون‌هایی که عضوی از سامانه‌ی باربر جانبی است، به طور بالقوه مستعد قرار گرفتن در معرض نیروهای برکنش خالص یا جابه‌جایی‌های ناشی از ترکیب شتاب‌های بزرگ جنبش قائم زمین و واژگونی کلی سازه است. ممکن است این برکنش یا کشش بوجود آمده در دستگاه جداساز باعث ایجاد نیروهای ضربه‌ای بزرگ در زیرسازه شود و عاملی برای به خطر انداختن پایداری دستگاه جداساز یا ایجاد گسیختگی در آن‌ها شود. همچنین، سازه‌های جداسازی شده از پایه که در نزدیکی گسلی با مشخصه‌های خاص با توان بالقوه‌ی ایجاد شتاب‌های قائم قابل‌توجه قرار دارند (برای نمونه، فرادیواره‌ی گسل‌های معکوس و معکوس/مایل) آسیب‌پذیرتر بوده و به همین دلیل، ممکن است نیاز به بررسی تحریک جنبش قائم زمین نیز داشته باشد.

به دلیل همبسته بودن بالقوه‌ی پاسخ افقی و قائم سازه‌ی ساختمان، شتاب قائم زمین می‌تواند بر رفتار راستای افقی سامانه‌های جداسازی وابسته به بار محوری تأثیرگذار باشد. طیف‌های قائم کف طبقات و تقاضای بار محوری در دستگاه‌های جداسازی و ستون‌ها، همان‌طور که در بند ت-۹-۲-۴-۶ بحث شده است، کمیت‌هایی از پاسخ ساختمان است که انتظار می‌رود از تحریک قائم تأثیر بپذیرد. همچنین در ساختمان‌های جداسازی شده‌ای که میان رفتار افقی و قائم آن‌ها همبستگی قابل‌توجهی وجود دارد، انتظار می‌رود در فرکانس مودهای همبسته‌ای که با جنبش‌های قائم همخوانی پیدا می‌کند، شتاب‌های افقی بیشتری در ساختمان ایجاد شود. اگر بنا باشد، اثرات شتاب جنبش قائم زمین بر روی پاسخ ساختمان مورد بررسی قرار گیرد، یکی از روش‌های تحلیل زیر پیشنهاد می‌شود:

- تحلیل طیفی با استفاده از طیف افقی و قائم (که رو به بالا و رو به پایین در نظر گرفته شود).
- تحلیل طیفی با استفاده از یک طیف قائم که با نتایج تحلیل طیفی افقی، با استفاده از قانون ترکیب‌های متعامد ۱۰۰٪ - ۳۰٪ - ۳۰٪ ترکیب شده باشد.
- تحلیل تاریخچه‌ی زمانی به صورت سه بعدی با منظور نمودن صریح نگاشت‌های شتاب جنبش قائم زمین، مطابق توصیه‌های بند ت-۹-۳-۳.
- تحلیل تاریخچه‌ی زمانی افقی مطابق با مفاد بند ت-۹-۳-۳، با در نظر گرفتن دو شرایط کرانه‌ای بار ثقلی اولیه، مطابق بند ۹-۲-۷-۱. توجه شود که در این تحلیل، خصوصیات مؤثر جداسازهای

وابسته به بار محوری، از تغییرات حاصل در تقاضاهای برش پایه و جابجایی تأثیر می‌پذیرد.

مدل سازه‌ای در این تحلیل‌ها باید توانایی در نظر گرفتن اثرات پاسخ قائم و مشارکت جرمی مودهای قائم را داشته باشد و تمامی توصیه‌های مدل‌سازی در بند ت-۹-۶-۲ در آن رعایت شده باشد.

### ت-۹-۲-۴ سامانه جداسازی

#### ت-۹-۲-۴-۱ شرایط محیطی

شرایط محیطی که ممکن است تأثیر منفی بر عملکرد سامانه‌ی جداسازی داشته باشد باید به طور کامل مورد بررسی قرار گیرد. الزامات خاص برای ملاحظات زیست محیطی در جداسازها در بند جدید ۹-۲-۸ ارائه شده است. بر خلاف مصالح متعارفی که خصوصیات آن‌ها با زمان تغییر چندانی نمی‌کند، مواد مورد استفاده در جداسازهای لرزه‌ای به طور معمول در معرض اثرات قابل توجه عمر بالا در طول عمر سازه‌ی ساختمان قرار دارد. از آنجایی که گام‌های آزمایش در بند ۹-۸ اثرات عمر بالا، آلودگی، زوال برگشت‌پذیر (افت موقت خصوصیات مکانیکی به دلیل چرخه‌های مکرر)، دما، اثرات سرعت و سایش را در نظر نمی‌گیرد، طراح باید با انجام تحلیل صریح، این اثرات را در نظر بگیرد. رویکرد منظور نمودن این اثرات، همان‌طور که در بخش ۹-۲-۸-۴ مشخص شده، شامل استفاده از ضریب‌های اصلاح خصوصیات است.

#### ت-۹-۲-۴-۲ نیروهای باد

جابجایی جانبی ناشی از بارهای باد در عمق ناحیه‌ی جداسازی باید به مقداری مشابه با مقدار مورد نیاز برای سایر طبقات روسازه محدود شود.

#### ت-۹-۲-۴-۳ مقابله با آتش

در مواردی که ممکن است آتش بر عملکرد جانبی سامانه‌ی جداسازی تأثیر منفی داشته باشد، باید از سامانه محافظت شود تا ظرفیت باربری ثقیلی و پایداری مورد نیاز برای سایر اعضای روسازه که متکی به سامانه‌ی جداسازی است، فراهم باشد.

#### ت-۹-۲-۴-۴ نیروی جانبی بازگرداننده

الزامات نیروی بازگرداننده تلاش دارد، جابجایی‌های پسماند در سامانه‌ی جداسازی در هر رویداد زلزله را محدود کند، تا سازه‌ی جداسازی شده بتواند در مقابل پس‌لرزه‌ها و زلزله‌های آینده ایستادگی لازم را داشته باشد. در بند ت-۹-۲-۶، به ظرفیت بالقوه‌ی جابجایی‌های پسماند پرداخته شده است.

### ت-۹-۲-۴-۵ مه‌ار جابجایی

استفاده از یک قید جابجایی برای محدود کردن جابجایی‌های فراتر از جابجایی طراحی اصلاً توصیه نمی‌شود. در جایی که از یک سامانه‌ی قید جابجایی استفاده می‌شود، لازم است تا تحلیل تاریخچه‌ی زمانی صریح پاسخ غیرخطی سازه‌ی جداسازی شده برای سطح زلزله‌ی نادر با استفاده از مفاد فصل ۳ برای منظور نمودن اثرات احتمالی درگیر شدن قید جابجایی انجام پذیرد.

### ت-۹-۲-۴-۶ پایداری در برابر بارهای قائم

بارهای قائم مورد استفاده برای ارزیابی پایداری یک دستگاه جداساز مشخص باید بر اساس مقادیر کرانه‌ی بار مرده، بار زنده و تقاضای بیشینه در سطح زلزله‌ی نادر محاسبه شود. از آنجایی که بارهای زلزله در طبیعت رفت و برگشتی است، اوج بار زلزله باید با مقادیر کرانه‌ای بار مرده و زنده به نحوی ترکیب شود که بیشینه نیروی رو به پایین و بیشینه نیروی رو به بالا را بر روی هر دستگاه جداساز ایجاد کند. پایداری هر دستگاه جداساز باید برای این دو کران بار قائم در جابجایی بیشینه‌ی سامانه‌ی جداسازی در زلزله‌ی نادر مورد تأیید قرار گیرد. علاوه بر این، لازم است تا پایداری تمام اعضای سامانه‌ی جداسازی، برای سطوح جنبش زمین در زلزله‌ی نادر، از طریق آزمایش یا اقدامات معادل آن نشان داده شود. این کار می‌تواند با یک تحلیل استاتیکی غیرخطی، شامل سامانه‌ی جداسازی، تا رسیدن کل سامانه‌ی سازه‌ای به جابجایی پاسخ در زلزله‌ی نادر انجام شده و نشان داده شود که پایداری جانبی و قائم برقرار است. به عنوان روشی دیگر، پایداری سازه را می‌توان با انجام یک تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت جنبش‌های زلزله‌ی نادر بررسی نمود که در آن ضریب‌های کاهش غیرالاستیک و ظرفیت‌های قابل پذیرش مشابه زلزله‌ی طرح تعیین شده باشد، با این تفاوت که برای مقاومت‌های اعضا و اتصال، از مقاومت اسمی آن‌ها با ضریب مقاومت،  $\phi$ ، برابر ۱/۰ استفاده شود.

تحریک جنبش قائم زمین بر روی مقادیر کرانه‌ای بارهای محوری وارد بر دستگاه جداساز، و بررسی‌های طراحی برای پایداری قائم، تأثیر می‌گذارد. زمانی که مطابق بند ت-۹-۲، شتاب قائم قابل توجهی پیش‌بینی می‌شود، برای جزء E در ترکیب‌های بارگذاری، از بیشینه مقدار  $E_V$  پیشنهادی آیین‌نامه یا ضریب بزرگنمایی دینامیکی حاصل از تحلیل، استفاده شود.

### ت-۹-۲-۴-۷ واژگونی

هدف از این الزامات، جلوگیری از واژگونی کلی سازه‌ای و ممانعت از افزایش تنش در اعضا به دلیل برکنش موضعی است. تا زمانی که سامانه‌ی جداسازی از اجزاء اتصال خود که برای تأمین مقاومت افقی

طراحی شده، جدا نشده باشد، اثرات برکنش جداسازی قابل قبول تلقی می‌گردد. اجزاء اتصال مورد استفاده در سامانه‌های متعارف جداسازی، ظرفیت کششی ندارد، شرایطی که باید در محاسبات تحلیل و طراحی در نظر گرفته شود. مواردی که از ظرفیت کششی یک دستگاه جداساز برای مقاومت در برابر نیروهای برکنش استفاده می‌شود، طراحی و آزمایش باید مطابق با بندهای ۹-۲-۴-۶ و ۹-۲-۸-۵ انجام شود، تا کفایت سامانه برای مقاومت در برابر نیروهای کششی در بیشینه جابجایی کل نشان داده شود.

#### ت-۹-۲-۴-۸ بازبینی و جایگزینی

اگرچه اکثر سامانه‌های جداسازی پس از وقوع زلزله نیاز به تعویض ندارد، باید دسترسی برای بازرسی، تعمیر و تعویض فراهم باشد. در برخی موارد (بند ۹-۲-۶) ممکن است نیاز باشد تا سامانه به موقعیت اولیه بازگردانده شود. سامانه‌ی جداسازی باید به صورت دوره‌ای و همچنین پس از وقوع زلزله‌های مهم بازرسی شود و هر عضو آسیب‌دیده باید تعمیر یا جایگزین شود.

#### ت-۹-۲-۴-۹ کنترل کیفیت

یک برنامه‌ی آزمایش و بازرسی هم برای ساخت و هم برای نصب دستگاه‌های جداساز ضروری است. به دلیل پیشرفت سریع فناوری جداسازی لرزه‌ای، ارجاع به استانداردهای خاص برای آزمایش و بازرسی برای برخی سامانه‌ها دشوار است، در حالی که مرجع دادن برای برخی از سامانه‌ها مانند دستگاه جداساز لاستیکی که باید از الزامات ASTM D4014 پیروی کند (ASTM 2012)، امکان‌پذیر است. البته هنوز باید برای سایر سامانه‌های جداسازی، استانداردهای مشابهی توسعه داده شود. لازم است به منظور تأیید کیفیت ساخت، روش‌های بازرسی ویژه و آزمایش بار برای هر پروژه توسعه داده شود. ممکن است بسته به نوع سامانه جداسازی، الزامات مورد استفاده متفاوت باشد. در حال حاضر، الزامات خاص برای آزمایش کنترل کیفیت در بند ۹-۲-۸-۵ ارائه شده است.

#### ت-۹-۲-۵ سامانه‌ی سازه‌ای

##### ت-۹-۲-۵-۲ کمینه فاصله‌های آزاد ساختمان

لازم است کمینه فاصله‌ی آزادی بین سازه‌ی جداسازی شده و سایر سازه‌ها یا موانع سخت اطراف وجود داشته باشد تا امکان حرکت افقی نامحدود روسازه در تمام جهات در طول یک رویداد زلزله فراهم شود. مقدار فاصله‌ی آزاد باید بر اساس جابجایی طراحی کل سامانه‌ی جداسازی، بیشینه جابجایی جانبی روسازه در بالای جداسازها و تغییرشکل جانبی سازه‌های مجاور تعیین شود.



## ت-۹-۲-۵-۴ قاب‌های فولادی معمولی با مهاربند هم‌گرا

در بند ۹-۵-۴-۲ این آیین‌نامه به صراحت بیان شده است که تنها سامانه‌های مقاوم در برابر زلزله‌ای که برای کاربرد در ساختمان‌های با پایه‌ی ثابت مجاز شناخته شده است، می‌تواند در ساختمان‌های جداسازی شده‌ی لرزه‌ای نیز مورد استفاده قرار گیرد. جدول ۴-۵ ارتفاع قاب‌های فولادی معمولی با مهاربند هم‌گرا (OCBF) را برای ساختمان‌های چند طبقه با پایه‌ی ثابت در گروه‌های طراحی لرزه‌ای  $D_2$  و  $D_3$  به ۱۰ متر محدود نموده و کاربرد آن‌ها را برای ساختمان‌های اختصاص داده شده به گروه طراحی لرزه‌ای  $D_1$  مجاز نمی‌داند. اما بند ۹-۲-۵-۴ استفاده از این قاب‌ها در ساختمان‌های جداسازی لرزه‌ای شده تا ارتفاع ۵۰ متر در گروه طراحی لرزه‌ای  $D_3$  را مجاز می‌داند، مشروط بر اینکه الزامات ویژه‌ی برای طراحی منظور شود. این الزامات ویژه شامل موارد زیر است: ساختمان باید در سطح زلزله‌ی طرح، الاستیک باقی بماند (یعنی  $R_f = 1/0$ )، فاصله‌ی آزاد برای جابجایی ساختمان،  $D_{TM}$ ، ۲۰٪ افزایش یابد و طراحی قاب مهاربند هم‌گرا بر اساس الزامات بخش F1.7 از AISC 341 انجام شود.

جداسازی لرزه‌ای این مزیت را دارد که بیشتر جابجایی‌های زمین‌لرزه را در خود جای داده و اجازه دهد تا سامانه‌ی باربر جانبی اساساً الاستیک باقی بماند. محدودیت‌های فصل ۹ در مورد سامانه‌ی باربر جانبی، ضریب رفتار (ضریب کاهش نیروی غیرالاستیک) را به مقدار ۲ یا کمتر محدود می‌کند تا اطمینان حاصل نماید که رفتار روسازه اساساً الاستیک باقی می‌ماند.

استفاده از یک سازه‌ی فولادی OCBF که در مقایسه با سازه‌های ویژه صرفه‌جویی قابل توجهی در هزینه‌ها دارد، این مزیت را دارد که با ایجاد یک روسازه‌ی سخت، تقاضای تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای را کاهش می‌دهد. این ویژگی برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به تغییرمکان نسبی طبقه بسیار مناسب است. از دهه‌ی ۱۹۸۰ که جداسازی لرزه‌ای برای اولین بار معرفی شد، در بسیاری از (و شاید در اکثر) ساختمان‌های تأسیسات اصلی جدید که جداسازی لرزه‌ای شده، از سازه‌های فولادی OCBF استفاده شده است. ارتفاع برخی از این ساختمان‌ها به ۴۰ متر می‌رسد. تغییر ارتفاع مجاز این سازه‌ها در بند ۹-۲-۵-۴، مشروط بر رعایت الزامات ویژه‌ی افزون‌تر است. کارگروه نهم از کمیته‌ی لرزه‌ای AISC، ارتفاع بیشینه‌ی این سازه‌ها را در کاربردهای ساختمانی تا ارتفاع ۵۰ متر در مناطق با خصوصیات لرزه‌ای بالا مورد مطالعه قرار داد. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که الزامات مربوط به جزئیات افزوده‌ی F1.7 از نشریه‌ی AISC 341 ضروری است.

نگرانی‌هایی وجود دارد که اگر جنبش‌های زمین از مقدار زلزله‌ی نادر فراتر رود و باعث برخورد سامانه‌ی جداسازی با دیواره‌ی خندق اطراف شود، ممکن است سازه‌ی فولادی OCBF در معرض خطر فروپاشی

غیرقابل پیش‌بینی قرار گیرد. در FEMA P-695 (FEMA 2009) مطالعه‌ی کاملی بر روی سازه‌های فولادی OCBF انجام نشده است. فقط در سال ۲۰۱۵، یک مورد مطالعه‌ی محافظه‌کارانه برای سازه‌ی فولادی OCBF طراحی شده با  $R_I = 1/0$  که بر روی سامانه‌ی جداسازی قرار گرفته، انجام شده است (Masroor and Mosqueda, 2015). این مطالعه نشان داد، ریسک فروریزش قابل قبول (یعنی، ۱۰٪ ریسک فروریزش در مقابل جنبش‌های مشخص زمین در زلزله‌ی نادر) در صورتی به دست می‌آید که ۱۵٪ تا ۲۰٪ جابجایی بزرگ‌تر برای جداساز فراهم باشد. در این مطالعه، ظرفیت اضافه‌ی اتصالاتی که بارهای ثقلی را منتقل می‌کند، یا تأثیر سامانه‌های کف عرشه فلزی که با بتن پر شده است بر ظرفیت فروریزش مورد بررسی قرار نگرفته است. حتی اگر هیچ الزامی برای در نظر گرفتن جنبش‌های زمین، فراتر از ریسک‌مبنای زلزله‌ی نادر در طراحی وجود نداشته باشد، تصمیم این کمیته اعمال محافظه‌کاری بیشتر با افزایش ۲۰٪ در فاصله‌ی آزاد خندق اطراف بوده است. ممکن است مطالعات بیشتر P-695 نشان دهد که ضریب ۱/۲ اضافی برای ظرفیت جابجایی مورد نیاز نیست.

#### ت-۹-۲-۵-۵ اتصالات سامانه جداسازی

این بخش به اتصالات اعضای سازه‌ای می‌پردازد که جداسازها را به یکدیگر متصل می‌کند. سامانه‌ی جداسازی از دستگاه‌های جداساز، اعضای اتصال‌دهنده و اتصالات تشکیل شده است. اعضای اتصال‌دهنده به طور معمول بلافاصله در بالای جداسازها قرار دارد. با این حال، راه‌های زیادی برای ارائه‌ی این قاب‌بندی وجود دارد، و این بخش به معنای حذف انواع دیگر سامانه‌ها نیست. توجه به این نکته ضروری است که اعضا و اتصالات سامانه جداسازی برای نیروهای سطح  $V_b$  طراحی شده، در حالی که اعضای بلافاصله بالای سامانه‌ی جداسازی برای نیروهای سطح  $V_s$  طراحی می‌شود. اگرچه جزئیات شکل‌پذیری برای اتصالات در سامانه‌ی جداسازی مورد نیاز نیست، و این اعضا به گونه‌ای طراحی می‌شود که با نیروهای سطح  $V_b$  با  $R = 1/0$  الاستیک باقی بماند. اما در برخی موارد، ممکن است عاقلانه‌تر باشد که برای محافظت در برابر بارهای پیش‌بینی نشده، در صورت امکان جزئیات شکل‌پذیری در این اتصالات رعایت گردد. رعایت این جزئیات، پیش از این با فراهم کردن جزئیات طراحی اتصال به صورت اتصالاتی شبیه آنکه برای یک سامانه مقاوم لرزه‌ای در جدول ۴-۵ ارائه شده، برای مقادیر گشتاور و مقاومت برشی فراتر از الزامات حداقل آیین‌نامه انجام شده است. راه‌های دستیابی به این امر شامل اعمال ضریب افزایشی برای نیروهای طراحی این اتصالات، یا ایجاد اتصالاتی با مقاومت گشتاوری و برشی است که قادر باشد مقاومت خمشی پلاستیک مورد انتظار در تیر را مشابه با الزامات AISC 341 یا ACI 318 برای قاب‌های خمشی معمولی (OMF) تحمل کند.

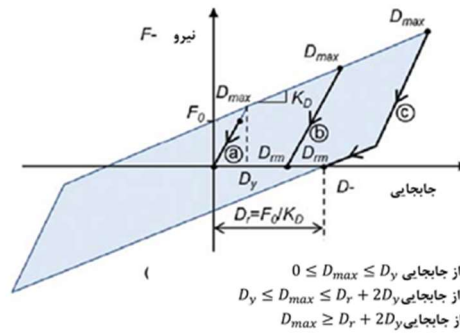
## ت-۹-۲-۶ اعضای سازه‌ها و اجزای غیرسازه‌ای

برای انطباق یافتن با اختلاف حرکت‌های افقی و قائم بین ساختمان جداسازی شده و زمین، وسایل اتصال انعطاف‌پذیری مورد نیاز است. علاوه بر این، اعضای صلبی که با تراز جداسازی تلاقی دارد (مانند پله‌ها، چاهک آسانسور و دیوارها) باید دارای جزئیاتی باشد که بدون تخطی از الزامات ایمنی جانی، خود را با بیشینه جابجایی کل تطبیق دهد.

اثر بخشی و عملکرد دستگاه‌های مختلف جداسازی در سازه‌های ساختمانی از طریق مطالعات تجربی و تحلیلی بسیار متعدد تحت تعداد بسیار زیادی از تحریک‌های جنبش زمین ارزیابی شده است (کلی و همکاران، ۱۹۸۰؛ کلی و هودر، ۱۹۸۱؛ کلی و چالوب، ۱۹۹۰؛ زایاس و همکاران، ۱۹۸۷؛ کنستانتینو و همکاران، ۱۹۹۹؛ وارن و ویتاکر، ۲۰۰۶؛ باکل و همکاران، ۲۰۰۲؛ کلی و کنستانتینیدیس، ۲۰۱۱). برنامه‌های آزمایشی موجود در این مطالعات به طور معمول شامل نمونه‌های آزمایشی با مقیاس کاهش‌یافته است که با دقت نسبتاً بالایی در شرایط آزمایشگاهی ساخته شده است. این مطالعات در ابتدا بر روی دستگاه‌های جداساز الاستومری متمرکز بود، اما در سال‌های اخیر، توجه به دستگاه‌های جداساز آونگ اصطکاکی با یک یا چند تقعر معطوف شده است. این سامانه‌ها، گزینه‌ی زمان تناوب بلندتر برای دستگاه جداساز را فراهم می‌کند.

آزمایش‌های میز لرزان در مقیاس کامل (رایان و همکاران، ۲۰۱۲) و مطالعات تحلیلی (کاتساراس، ۲۰۰۸) نشان داده است که در سامانه‌های جداسازی موجود در این مطالعات، ترکیب زمان تناوب‌های بلندتر، سطوح تسلیم یا اصطکاک به نسبت بالا و جابجایی‌های تسلیم کوچک، منجر به وقوع جابجایی‌های پسماند پس از زلزله می‌شود. در این مطالعات، برای سازه‌های ساختمانی جداسازی شده با زمان تناوب ۴ ثانیه یا بیشتر و سطح تسلیم در محدوده ۸ تا ۱۵ درصد وزن سازه، جابجایی‌های پسماند از ۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر اندازه‌گیری و محاسبه شد. این جابجایی دائمی می‌تواند بر قابلیت خدمت‌رسانی سازه تأثیر گذاشته و احتمالاً عملکرد اعضای تلاقی‌کننده با سطح جداسازی را به خطر اندازد (مانند عناصر حفاظتی در برابر آتش، پوشش‌های عایق، جزئیات مسیرهای خروجی/ورودی، آسانسورها و اتصالات سامانه‌های لوله‌کشی اصلی). از آنجا که ممکن است بازگرداندن سامانه‌های جداسازی جدید به موقعیت اولیه امکان‌پذیر نباشد، باید شرایط وفق‌پذیری سازه‌های جداسازی شده با چنین خصوصیتی با این جابجایی‌های دائمی به تفصیل مورد بررسی قرار گیرد.

گزارش کاتساراس (۲۰۰۸) بر اساس یک مطالعه تحلیلی و پارامتری گسترده، توصیه‌هایی را برای تخمین جابجایی پسماند دائمی در هر سامانه‌ی جداسازی ارائه می‌دهد. جابجایی‌های پسماند اندازه‌گیری شده در آزمون‌های مقیاس کامل (رایان و همکاران، ۲۰۱۲) تا حد قابل‌قبولی با این روش که در آن از یک سامانه‌ی جداسازی دوخطی ایده‌آل استفاده می‌شود، قابل پیش‌بینی است، شکل ت-۹-۲. سه متغیری که بر جابجایی پسماند تأثیر می‌گذارد، عبارت‌اند از: زمان تناوب جداسازی شده (بر اساس سختی شیب دوم  $K_D$ )، سطح تسلیم یا اصطکاک ( $F_0$ ) و جابجایی تسلیم ( $D_Y$ ).



شکل ت-۹-۲ تعاریف جابجایی پسماند استاتیکی،  $D_M$ ، برای یک سامانه هیسترتیک دوخطی

روش تخمین جابجایی پسماند دائمی،  $D_{rd}$  (رابطه ت-۹-۱)، تابعی از جابجایی تسلیم سامانه،  $D_Y$ ، و جابجایی پسماند استاتیکی،  $D_r = F_0/K_D$  و  $D_{rm}$  است.  $D_{rm}$  بر اساس جدول ت-۹-۲ تابعی از جابجایی بیشینه ناشی از زلزله،  $D_{max}$ ، است. برای بسیاری از کاربردها،  $D_{rm}$  به طور معمول برابر با  $D_r$  است.

$$D_{rd} = \frac{0.87 D_{rm}}{\left(1 + 4.3 \frac{D_{rm}}{D_r}\right) \left(1 + 31.7 \frac{D_Y}{D_r}\right)} \quad \text{ت-۹-۱}$$

جدول ت-۹-۲ مقادیر جابجایی پسماند استاتیکی،  $D_{rm}$

جابجایی باقیمانده استاتیکی، $D_{rm}$	محدوده حداکثر جابجایی، $D_{max}$
0	$0 \leq D_{max} \leq D_Y$
$D_r(D_{max} - D_Y)/(D_r + D_Y)$	$D_Y \leq D_{max} < D_r + 2D_Y$
$D_r$	$D_r + 2D_Y \leq D_{max}$

بنابراین، یک فرآیند دو مرحله‌ای ساده برای تخمین جابجایی پسماند دائمی،  $D_{rd}$ ، وجود دارد:

- جابجایی پسماند استاتیکی،  $D_r$  بر اساس زمان تناوب جداسازی شده با استفاده از سختی شیب دوم،  $K_D$  و سطوح تسلیم یا اصطکاک محاسبه می‌شود. جدول ت-۹-۳ مقادیر  $D_r$  را برای بازه‌ای از زمان تناوب‌های بین ۲/۵ تا ۲۰ ثانیه و دامنه‌ای از سطوح تسلیم یا اصطکاک از ۰.۳W تا

۰/۱۵W ارائه می‌دهد.

- با استفاده از مقدار  $D_r$  محاسبه شده برای سامانه‌ی جداسازی و جابجایی تسلیم سامانه،  $D_y$  می‌توان از رابطه ت-۹-۱ و جداول ت-۹-۴ و ت-۹-۵، جابجایی پسماند دائمی  $D_{rd}$  را برای جابجایی‌های بیشینه ناشی از زلزله ( $D_{max}$ ) به ترتیب برای مقدار ۲۵۰ میلی‌متر و ۵۰۰ میلی‌متر به دست آورد.

جدول ت-۹-۳ مقادیر جابجایی پسماند استاتیک،  $D_r(mm)$ ، برای زمان تناوب‌های مختلف

جداسازی شده،  $T(s)$ ، و سطوح تسلیم یا اصطکاک،  $F_0$ .

$T(s)$	$F_0$				
	0.03	0.06	0.09	0.12	0.15
2.5	1.8	3.6	5.3	7.1	8.9
2.8	2.4	4.7	7.1	9.5	11.9
3.5	3.6	7.1	10.7	14.2	17.8
4	4.7	9.5	14.2	19	23.7
5	7.2	14.5	21.7	28.9	36.1
5.6	9.2	18.5	27.7	37	46.2
6	10.7	21.3	32	42.7	53.3
7	14.2	28.4	42.7	56.9	71.1
8	18.7	37.4	56.2	74.9	93.6
9	23.7	47.4	71.1	94.8	118.5
20.1	118.5	237	355.5	474	592.5

مقادیر پرنگ در خانه‌هایی از جداول ت-۹-۴ و ت-۹-۵، مربوط به جابجایی‌های پسماند دائمی بیش از ۵۰ میلی‌متر است. توجه داشته باشید که برای جابجایی‌های تسلیم تقریباً ۵۰ میلی‌متر، جابجایی‌های پسماند برای اکثر سامانه‌های جداسازی رخ نمی‌دهد.

### ت-۹-۲-۸ خصوصیات سامانه‌ی جداسازی

در این بند، منابع اصلی ایجاد تغییر در خصوصیات مکانیکی سامانه‌ی جداسازی در طول عمر سازه که به واسطه‌ی عمر بالا و اثرات محیطی به وجود می‌آید، تعریف و ترکیب می‌شود. این تغییرات به دلیل رواداری‌های مشخصه‌های ساخت مجاز دانسته شده و در آزمایش نمونه‌ی اولیه اندازه‌گیری می‌شود. مقادیر کران بالا و کران پایین برای رفتار اجزای سامانه‌ی جداسازی (برای نمونه، برای استفاده در رویکردهای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی) و مقادیر بیشینه و کمینه‌ی سختی و میرایی مؤثر سامانه‌ی جداسازی بر اساس این مقادیر کرانه‌ای (برای نمونه، برای استفاده در روش نیروی جانبی معادل) در این بند تدوین شده است. مقدار ضریب‌های اصلاح خصیصه، از یک محصول به محصول دیگر متفاوت است

و نمی‌توان از یک نگاه جامع در راهنماها و دستورالعمل‌ها، مقادیر مشخصی برای آن‌ها تعیین نمود. مقادیر متعارف "پیش فرض" برای سامانه‌های متداولی که مورد استفاده قرار می‌گیرد، در زیر ارائه شده است. مهندس طراح و ارزیاب طرح وظیفه دارند، بر اساس مشخصه‌های پروژه و نوع خاص محصول، مقادیر مناسبی برای این ضریب‌ها تعیین نمایند.

جدول ت-۹-۴ جابجایی پسماند دائمی،  $D_{rd}$ ، برای جابجایی بیشینه ناشی از زلزله،  $D_{max}$ ، ۲۵۰ میلی-متر

$D_r$ (cm)	$D_y$ (cm)							
	0.01	0.03	0.05	0.51	0.99	1.50	2.49	5.00
10.16	1.60	1.52	1.42	0.64	0.41	0.28	0.18	0.10
20.07	3.25	3.18	3.07	1.85	1.27	0.99	0.66	0.36
30.23	4.72	4.67	4.55	3.10	2.29	1.80	1.27	0.69
40.13	<b>5.89</b>	<b>5.84</b>	<b>5.72</b>	4.24	3.28	2.64	1.91	1.09
50.29	<b>6.91</b>	<b>6.86</b>	<b>6.76</b>	<b>5.26</b>	4.19	3.48	2.57	1.50
60.20	<b>7.82</b>	<b>7.77</b>	<b>7.67</b>	<b>6.17</b>	<b>5.05</b>	4.27	3.23	1.93
70.36	<b>8.61</b>	<b>8.56</b>	<b>8.48</b>	<b>6.99</b>	<b>5.84</b>	<b>5.00</b>	3.84	2.34
80.26	<b>9.35</b>	<b>9.30</b>	<b>9.19</b>	<b>7.75</b>	<b>6.58</b>	<b>5.69</b>	4.45	2.77
90.42	<b>9.98</b>	<b>9.93</b>	<b>9.83</b>	<b>8.43</b>	<b>7.24</b>	<b>6.32</b>	<b>5.00</b>	3.18
100.33	<b>10.57</b>	<b>10.52</b>	<b>10.44</b>	<b>9.04</b>	<b>7.85</b>	<b>6.93</b>	<b>5.56</b>	3.58

مقادیر پررنگ نشانگر مقادیر  $D_{rd}$ ، ۵ سانتیمتر و بیشتر است

جدول ت-۹-۵ جابجایی‌های پسماند دائمی،  $D_{rd}$ ، برای جابجایی بیشینه ناشی از زلزله،  $D_{max}$ ، ۵۰۰ میلی-متر

$D_r$ (cm)	$D_y$ (cm)							
	0.01	0.03	0.05	0.51	0.99	1.50	2.49	5.00
10.16	1.60	1.52	1.42	0.64	0.41	0.28	0.18	0.10
20.07	3.25	3.18	3.07	1.85	1.27	0.99	0.66	0.38
30.23	4.90	4.83	4.70	3.25	2.41	1.93	1.37	0.79
40.13	<b>6.55</b>	<b>6.48</b>	<b>6.35</b>	4.72	3.68	3.02	2.21	1.32
50.29	<b>8.20</b>	<b>8.13</b>	<b>8.00</b>	<b>6.27</b>	<b>5.03</b>	4.19	3.15	1.91
60.20	<b>9.53</b>	<b>9.45</b>	<b>9.32</b>	<b>7.54</b>	<b>6.22</b>	<b>5.28</b>	4.04	2.51
70.36	<b>10.72</b>	<b>10.67</b>	<b>10.54</b>	<b>8.76</b>	<b>7.37</b>	<b>6.35</b>	4.95	3.15
80.26	<b>11.86</b>	<b>11.79</b>	<b>11.68</b>	<b>9.91</b>	<b>8.46</b>	<b>7.37</b>	<b>5.84</b>	3.81
90.42	<b>12.90</b>	<b>12.85</b>	<b>12.75</b>	<b>10.97</b>	<b>9.50</b>	<b>8.38</b>	<b>6.73</b>	4.47
100.33	<b>13.89</b>	<b>13.84</b>	<b>13.74</b>	<b>11.99</b>	<b>10.49</b>	<b>9.32</b>	<b>7.59</b>	<b>5.13</b>

مقادیر پررنگ نشانگر مقادیر  $D_{rd}$ ، ۵ سانتیمتر و بیشتر است

در این بند، همچنین مفهوم مقادیر کرانه‌ای (کران بالا و کران پایین) برای رفتار اجزای سامانه‌ی جداسازی، از طریق موارد زیر تصحیح می‌گردد:

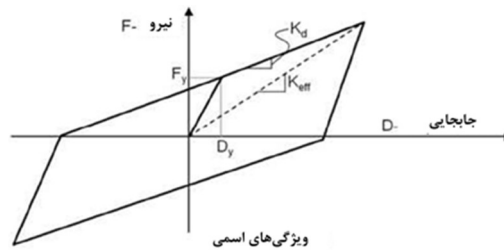
۱) تغییرات ناشی از رواداری‌های ساخت، عمر بالا و اثرات محیطی به طور صریح منظور شده است

و

۲) ساده‌سازی طراحی برای در نظر گرفتن مقادیر کرانه‌ای رفتار وابسته به دامنه، فقط بر پایه‌ی جنبش‌های زمین در زلزله‌ی نادر است.

### ت-۹-۲-۸-۲ خصوصیات اسمی دستگاه جداساز

به طور معمول، خصوصیات اسمی طراحی توسط سازندگان جداساز ارائه می‌شود که از دقت معقولی برخوردار است و می‌تواند با آزمایش‌های نمونه‌ی اولیه در مراحل طراحی و ساخت مورد تأیید قرار گیرد. این خصوصیات اسمی باید از آزمایش‌های پیشین نمونه‌ی اولیه که مطابق بند ۹-۸-۲ انجام شده، تعیین شده باشد؛ شکل ت-۹-۳ را ببینید.



شکل ت-۹-۳ نمونه خصوصیات اسمی نیرو - تغییر شکل یک سامانه‌ی دوخطی

### ت-۹-۲-۸-۳ کرانه خصوصیات اجزای سامانه‌ی جداسازی

روش تعیین مقادیر کران پایین و کران بالا برای خصوصیات اصلی مکانیکی جداساز بر اساس ضریب‌های اصلاح خصیصه، اولین بار توسط کنستانتینو و همکاران (۱۹۹۹) ارائه شد. پس از آن، کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) بر اساس آخرین دانش موجود از رفتار طولانی مدت جداسازها، این مقادیر را مورد تجدیدنظر قرار دادند. در روش ارائه شده، از ضریب‌های اصلاح خصیصه برای تنظیم خصوصیات اسمی جداساز برای در نظر گرفتن مواردی مانند تنوع طبیعی خصوصیات، اثر گرمایش در حین جنبش‌های چرخه‌ای، اثرات ناشی از عمر بالا، آلودگی، دمای محیطی و مدت زمان قرار گرفتن در معرض آن دما و تاریخچه‌ی تحت بار بودن استفاده می‌شود. خصوصیات اسمی مکانیکی، باید از آزمایش بر روی نمونه‌ی اولیه (یا نمونه‌ی شاخص) جداسازهایی که پیش از این آزمایش نشده، در دمای متعارف و تحت بارگذاری دینامیکی، به دست آید. همچنین، در این روش، ضریب‌های اصلاح خصیصه برای در نظر گرفتن شرایط غیرمتعارف، یعنی وقوع هم‌زمان چندین رویداد با احتمال وقوع پایین (مانند زلزله‌ی بیشینه، عمر بالا و دمای پایین) نیز تصحیح می‌شود. این کار با استفاده از ایجاد تغییر در ضریب‌های تنظیم خصیصه انجام

می‌شود. انتخاب این ضریب‌ها به میزان تأثیرگذاری سازه‌ای که تحلیل می‌شود نیز بستگی دارد. برای نمونه، دامنه‌ی مقادیر ضریب تنظیم از ۰/۶۶ برای یک سازه‌ی متعارف تا ۱/۰ برای یک سازه‌ی حیاتی می‌تواند تغییر داده شود. در این آیین‌نامه، پیش‌فرض ضریب تنظیم خصیصه، مقدار ۰/۷۵ است. با این حال، کارشناس طراح ذیصلاح ممکن است بر اساس میزان تأثیرگذاری سازه (برای نمونه، مرکز مراقبت‌های پزشکی یا مرکز عملیات اضطراری) یا بر اساس تعداد حوادث حدی بررسی شده برای تعیین ضریب خصیصه، مقدار ۱/۰ را انتخاب کند. برای مثال، اگر فقط عمر بالا مورد نظر باشد، مقدار واحد برای ضریب تنظیم خصیصه مناسب است.

نمونه‌هایی از کاربرد در تحلیل و طراحی پل‌ها را می‌توان در مرجع کنستانتینو و همکاران (۲۰۱۱) یافت. این مثال‌ها می‌تواند به عنوان راهنمای استفاده از این روش، در این آیین‌نامه عمل کند. همچنین، کنستانتینو و همکاران (۲۰۱۱) بر اساس این فرض که ممکن است داده‌های آزمایش نمونه‌ی اولیه در دسترس نباشد، روش‌هایی را نیز برای تخمین خصوصیات اسمی جداسازهای لاستیکی هسته سربی و آونگ اصطکاکی ارائه دادند. برای تخمین دامنه‌ی خصوصیات، از اطلاعات آزمایش‌های در دسترس استفاده شد که تمامی آن‌ها برای نشان دادن تأثیرات گرمایش انتخاب شده بود. چنین داده‌هایی برای مواردی مانند جنبش‌های با سرعت بالا و هسته‌ی سربی با ابعاد بزرگ یا مقادیر بالای اصطکاک مناسب است.

مقادیر توصیه شده برای رواداری مشخصات، نسبت به خصوصیات میانگین تمامی جداسازهای با یک اندازه‌ی مشخص، به طور معمول در محدوده‌ی  $\pm 10\%$  تا  $\pm 15\%$  است. برای مقدار  $\pm 10\%$  رواداری مشخصات برای ضریب‌های متناظر لاند، مقادیر  $\lambda_{(spec, max)}$  و  $\lambda_{(spec, min)}$  به ترتیب برابر  $1/10$  و  $0/9$  خواهد بود. به طور معمول، تغییر در خصوصیات یک دستگاه جداساز مستقل، بیشتر از میزان رواداری بر روی خصوصیات میانگین تمامی دستگاه‌های جداساز با یک اندازه‌ی مشخص، طبق بند ۹-۲-۸-۴، است. توصیه می‌شود هنگام تعیین مقادیر رواداری، با سازنده‌ی جداساز مشورت شود.

الزامات طراحی سامانه‌ی جداسازی با منظور نمودن شرایط محیطی شامل اثرات عمر بالا، خزش، خستگی و دماهای ناشی از کارکرد، در بند ۹-۲-۸-۴ آورده شده است. ضریب‌های مستقل عمر بالا و محیطی در هم ضرب شده و بر اساس این فرض که همه‌ی مقادیر بیشینه به طور هم‌زمان رخ نمی‌دهد، در بخشی از ضریب لاند عدد یک به ۰/۷۵ کاهش داده شده است. به عنوان بخشی از فرآیند طراحی، مهم است که اثر تغییرات ناشی از تولید جداساز را نیز در خصوصیات اسمی منظور نماییم. در بند بعدی، ضریب‌های اصلاح خصیصه مربوط به فرآیند تولید، یا مقادیر پیش‌فرض در هنگام در دسترس نبودن اطلاعات مختص سازنده، تعیین می‌شود. این ضریب‌ها برای تعیین بیشینه و کمینه‌ی خصوصیات جداسازها (بند ۹-۲-۹-



۸-۵)، به منظور کاربرد در روند تحلیل و طراحی، با ضریب‌های اصلاح خصیصه (بند ۹-۲-۸-۴) ترکیب می‌شود.

مقادیر لاندای آزمایش،  $\lambda_{(test,max)}$  و  $\lambda_{(test,min)}$ ، از آزمایش نمونه‌ی اولیه تعیین می‌شود و باید محدوددهی تغییر و افت در خصوصیات دستگاه جداساز ناشی از سرعت حرکت، اثرات گرم شدگی و زوال برگشت‌پذیر طی آزمایش مورد ۲ بند ۹-۲-۸-۲ را پوشش دهد. کارشناس طراح ذیصلاح باید مشخص نماید که این آزمایش مانند مورد ۲ (الف) به صورت شبه استاتیکی انجام شود یا مانند مورد ۲ (ب) به صورت دینامیکی. هنگامی که آزمایش به صورت شبه استاتیکی انجام می‌شود، اثر دینامیکی باید با تنظیم مناسب مقادیر لاندای آزمایش، در تحلیل و طراحی منظور گردد. آزمایش مورد ۳ بند ۹-۲-۸-۲، مشابه مورد ۲، برای تعیین خصوصیات مهم است. از طریق این آزمایش بر روی نمونه‌های با مقیاس کامل، طی سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشت بارگذاری دینامیکی (در زمان تناوب مؤثر  $T_M$ ) در جابجایی بیشینه،  $D_M$ ، مقادیر لاندای آزمایش،  $\lambda_{(test,max)}$  و  $\lambda_{(test,min)}$  تعیین می‌شود. این آزمایش، اثرات ناشی از جنبش‌های سرعت بالا را منظور می‌کند. برای تعیین مقادیر کران بالا و کران پایین برای  $K_d$ ، باید آزمایش‌های  $0.167D_M$  و  $1/0 D_M$  از مورد ۲ بند ۹-۲-۸-۲ نیز پوشش داده شود. به این ترتیب، مقادیر لاندای آزمایش، اثر گرمایش و زوال ناشی از حرکت رفت و برگشتی را در بر می‌گیرد. همان‌طور که در بند ۹-۲-۸-۲ تعریف شده، خصیصه‌ی اسمی مورد نظر، به عنوان میانگین به دست آمده از سه چرخه‌ی بارگذاری است.  $\lambda_{(test,max)}$  باید از تقسیم مقدار خصیصه در چرخه‌ی اول به مقدار خصیصه اسمی تعیین شود.  $\lambda_{(test,min)}$  باید از نسبت مقدار خصیصه در یک چرخه‌ی شاخص که توسط کارشناس طراح ذیصلاح تعیین شده، به مقدار خصیصه اسمی تعیین شود. شماره‌ی این چرخه‌ی شاخص که به صورت پیش‌فرض چرخه‌ی سوم است، باید بر اساس عملکرد قابل پذیرش سامانه‌ی جداسازی در شرایط خطر لرزه‌ای محل مورد نظر تعیین گردد. انتقادات و راهنمایی‌هایی در مک‌ویتی و کنستانتینو (۲۰۱۵) ارائه شده است.

#### ت-۹-۲-۸-۴ ضریب‌های اصلاح خصیصه

از ضریب‌های لاندا برای ایجاد مدل‌های ریاضی با مقادیر بیشینه و کمینه برای انجام تحلیل استفاده می‌شود. ساده‌ترین شکل آن، روش استاتیک خطی است که برای تعیین مقدار کمینه‌ی برش پایه و تغییرمکان طراحی مورد نیاز سامانه مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدل‌های ریاضی پیچیده‌تر، به صراحت برای منظور نمودن تغییر در خصوصیات مختلف به کار می‌رود (برای نمونه، سرعت، بار محوری، جابجایی دو جهته و دمای لحظه‌ای). در این حالت، اثر تجمعی ضریب‌های لاندا کاهش می‌یابد (ضریب ترکیبی لاندا به ۱/۰ نزدیک‌تر می‌شود). با این حال، احتمالاً تعدادی از این اثرات، مانند رواداری مشخصه‌ها و

عمر بالا، همیشه بالاتر از آنچه باقی خواهد ماند، چرا که نمی‌توان آن‌ها را در مدل‌های ریاضی منظور نمود. ضریب‌های پیش‌فرض لاندا، برای جداسازهایی با تولیدکنندگان ناشناس که داده‌های آزمایش صلاحیت ندارند، در جدول ت-۹-۶ ارائه شده است. ضریب‌های پیش‌فرض لاندا در جدول ت-۹-۷ برای انواع متداول جداسازهای ساخته شده توسط تولیدکنندگان با کیفیت ارائه شده است. توجه شود که در این جدول هیچ مقداری برای ضریب‌های اصلاح خصیصه‌ی مربوط به سختی واقعی ( $K_{di}$ ) جداسازهای لغزشی ارائه نشده است. فرض بر این است که جداسازهای لغزشی، تخت یا کروی، با دقت بالای کافی تولید می‌شود به طوری که مشخصه‌های سختی واقعی آن‌ها معلوم است.

کارشناس طراح ذیصلاح می‌تواند بر پایه‌ی اطلاعات به دست آمده از آزمایش نمونه‌ی اولیه یا بر اساس نداشتن تجربه‌ی کار با تولیدکنندگان ناشناس، برای ضریب‌های اصلاح خصیصه‌ی مربوط به سختی واقعی جداسازهای لغزشی، مقادیری غیر از ۱/۰ تعیین نماید. همچنین توجه شود که در این جدول، مقادیر ضریب‌های اصلاح خصیصه به طور تقریبی، عدم قطعیت مصالح و روش‌های تولید جداساز را در نظر می‌گیرد. این مقادیر با فرض عدم وجود اطلاعات آزمایش یا داشتن اطلاعات ناقص آزمایشی و تولیدکنندگان ناشناس، ارائه شده است. به عنوان مثال، مقادیر جدول ت-۹-۶ برای جداسازهای لغزشی با فرض مصالح نامشخص با عدم قطعیت بالا در تعیین مقدار ضریب اصطکاک برای سطح تماس لغزشی پیشنهاد شده است. همچنین، اطلاعات پیش‌فرض برای لاستیک جداسازهای لاستیکی، داشتن عمر بالا و مقدار قابل توجه زوال برگشت‌پذیر است. علاوه بر این، برای جداسازهای لاستیکی با هسته‌ی سربی، اطلاعات درون جدول با پیش‌فرض عدم قطعیت بالا در مقدار مقاومت مؤثر اولین تسلیم سرب (پیش از هرگونه تأثیر ناشی از گرمایش در اثر رفتار هیسترتیک) تعیین شده است.

بر این اساس، دامنه‌ی قابل‌توجهی برای مقادیر کران بالا و کران پایین ضریب‌های اصلاح خصیصه وجود دارد. با این حال، این مقادیر نیز باید با احتیاط مورد استفاده قرار گیرد، زیرا سازندگان با کیفیت پایین، ممکن است از مصالح و فرآیندهای ساخت و جوش اکسیژنی استفاده نمایند که حتی به تغییرات بزرگ‌تر خصیصه منجر گردد. برای تعیین ضریب‌های اصلاح خصیصه، انجام آزمایش دقیق کیفیت مصالح و روش‌های ساخت توسط یک سازنده‌ی با کیفیت، و انجام آزمایش دینامیکی نمونه‌های اولیه با ابعاد کامل، در کنار انجام آزمایش کنترل کیفیت در مقدار بارها و جابجایی‌های مختص پروژه، ترجیح داده می‌شود. این اطلاعات که از آزمایش‌های انجام شده بر روی جداسازهای هم‌اندازه به دست آمده، نسبت به مقادیر پیش‌فرض از اولویت بالاتری برخوردار است.

برای تعیین ضریب‌های لاندا و آزمایش‌های نمونه اولیه برای جداسازهای لاستیکی، موارد زیر می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد: اندرکنش محوری-برشی، تغییرشکل دو جهته، تاریخچه‌ی بار شامل اثرات



ادامه جدول ت-۹-۶ پیش‌فرض ضریب‌های کرانه بالا و کرانه پایین برای تولیدکنندگان ناشناس

متغیر	سطح تماس روغن کاری نشده، $\mu$ یا $Q_d$	سطح تماس مایع روغن کاری شده، $\mu$ یا $Q_d$	لاستیک با میرایی پایین مسطح، $K$	جداساز لاستیکی سربی، (LRB)، $K_d$	جداساز لاستیکی سربی، (LRB)، $Q_d$	جداساز لاستیکی با میرایی بالا، (HDR)، $K_d$	جداساز لاستیکی با میرایی بالا، (HDR)، $Q_d$
نمونه برای ضریب‌های آزمایش							
اثرات تمامی چرخه‌ای، کرانه بالا	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۵	۱/۳
اثرات تمامی چرخه‌ای، کرانه پایین	۰/۷	۰/۷	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹
نمونه برای کرانه بالا، $\lambda_{(test,max)}$	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۳	۱/۵	۱/۳
نمونه برای کرانه پایین، $\lambda_{(test,min)}$	۰/۷	۰/۷	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹
$\lambda_{(PM,max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ac,max)} - 1)))$	۱/۸۵	۲/۷۸	۱/۵۹	۱/۵۹	۱/۵۹	۱/۹۵	۱/۵۹
$\lambda_{(PM,min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ac,min)})))$	۰/۷	۰/۷	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹	۰/۹
ضریب لاندا برای رواداری مشخصات، $\lambda_{(spec,max)}$	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵
ضریب لاندا برای رواداری مشخصات، $\lambda_{(spec,min)}$	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵
ضریب ویژگی طراحی کران بالا	۲/۱۲	۳/۱۲	۱/۸۳	۱/۸۳	۱/۸۳	۲/۲۴	۱/۸۳
ضریب ویژگی طراحی کران پایین	۰/۶	۰/۶	۰/۷۷	۰/۷۷	۰/۷۷	۰/۷۷	۰/۷۷
ضریب پیش‌فرض ویژگی طراحی کران بالا	۲/۱	۳/۱۲	۱/۸	۱/۸	۱/۸	۲/۲	۱/۸
ضریب پیش‌فرض ویژگی طراحی کران پایین	۰/۶	۰/۶	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

توجه شود که  $\lambda_{PM}$  مقدار لاندا برای اثرات محیطی و آزمایش است.



ادامه جدول ت-۹-۷ پیش‌فرض ضریب‌های کرانه بالا و کرانه پایین برای تولیدکنندگان با کیفیت

متغیر	PTFE روغن کاری نشده، $\mu$	PTFE روغن- کاری شده، $\mu$	چرخنده یا لغزنده، $K_2$	جداسازهای لاستیکی مسطح، $K$	جداساز لاستیکی سری (LRB) $K_2$	جداساز لاستیکی سری (LRB) $Q_d$	جداساز لاستیکی با میرایی بالا (HRB) $Q_d$	جداساز لاستیکی با میرایی بالا (HRB) $K_d$
نمونه برای ضریب‌های آزمایش								
اثرات تمامی چرخه‌ای، کرانه بالا	۱/۲	۱/۳	۱/۰	۱/۰۳	۱/۰۳	۱/۳	۱/۵	۱/۳
اثرات تمامی چرخه‌ای، کرانه پایین	۰/۹۵	۰/۹۵	۱/۰	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵
نمونه برای کرانه بالا، $\lambda_{(test,max)}$	۱/۲	۱/۳	۱/۰	۱/۰۳	۱/۰۳	۱/۳	۱/۵	۱/۳
نمونه برای کرانه پایین، $\lambda_{(test,min)}$	۰/۹۵	۰/۹۵	۱/۰	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵
$\lambda_{(PM,max)} =$ $(1+(0.75*($ $\lambda_{(ac,max)}-1)))$	۱/۳۹	۱/۹۳	۱/۰	۱/۱۱	۱/۱۱	۱/۳	۱/۷۳	۱/۵
$\lambda_{(PM,min)} =$ $(1-(0.75*(1-$ $\lambda_{(ac,min)})))$	۰/۹۵	۰/۹۵	۱/۰	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵
ضریب لاندا برای رواداری مشخصات، $\lambda_{(spec,max)}$	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۰	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵	۱/۱۵
ضریب لاندا برای رواداری مشخصات، $\lambda_{(spec,min)}$	۰/۸۵	۰/۸۵	۱/۰	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۵
ضریب ویژگی طراحی کران بالا	۱/۶	۲/۲۲	۱/۰	۱/۲۷	۱/۲۷	۱/۵	۱/۹۸	۱/۷۲
ضریب ویژگی طراحی کران پایین	۰/۸۱	۰/۸۱	۱/۰	۰/۸۳	۰/۸۳	۰/۸۱	۰/۸۱	۰/۸۱
ضریب پیش‌فرض ویژگی طراحی کران بالا	۱/۶	۲/۲۵	۱/۰	۱/۳	۱/۳	۱/۵	۲	۱/۷
ضریب پیش‌فرض ویژگی طراحی کران پایین	۰/۸	۰/۸	۱/۰	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

توجه شود که  $\lambda_{PM}$  مقدار لاندا برای اثرات محیطی و آزمایش است.

در روند تعیین مقادیر حدی خصوصیات مکانیکی جداسازها، نکات ذیل گنجانده شده که باید مورد نظر قرار گیرد:

(۱) ممکن است اثرات گرمایشی (هیسترتیک یا اصطکاکی) بر اساس یک نظریه‌ی منطقی منظور گردد (برای نمونه، کالپاکی‌دیس و کنستانتینو، ۲۰۰۸، ۲۰۰۹؛ کالپاکی‌دیس و همکاران، ۲۰۱۰) که در آن صورت فقط لازم است اثرات عدم قطعیت در مقادیر اسمی خصیصه‌ها، عمر بالا، زوال برگشت‌پذیر و آلودگی مورد توجه قرار گیرد. همین مورد درباره‌ی جداسازهای لاستیکی با هسته‌ی سربی که در آن از سرب با خلوص بالا و خصوصیات ترمومکانیکی شناخته شده استفاده می‌شود نیز درست است. برای جداسازهای لغزشی، ترکیبات سطح لغزش بر روی رابطه‌ی اصطکاک با دما تأثیر می‌گذارد و به همین دلیل تنها با استفاده از فرضیه نمی‌توان اثرات گرمایشی را پیش‌بینی کرد. علاوه بر این، ممکن است گرمای تولید شده در حین جنبش با سرعت بالا، بر مقاومت پیوند صفحات رابط تأثیر بگذارد. با توجه به اینکه تعداد بی‌شماری صفحات رابط لغزشی وجود دارد (این صفحات به طور معمول اختصاصی است) که در آن‌ها اثرات گرمایشی جداسازهای لغزشی به طور مستقیم به فشار وارده و سرعت جنبش بستگی دارد، در کنار این مسئله که ابعاد جداساز در اثرات گرمایشی تأثیرگذار است (کنستانتینو و همکاران، ۲۰۰۷)، انجام آزمایش دینامیکی نمونه اولیه با مقیاس کامل برای جداسازهای لغزشی دارای اهمیت بسیار بالایی است.

(۲) اثرات گرمایش برای جداسازهای لغزشی و هسته‌ی سربی در جداسازهای لاستیکی با هسته سربی، مهم است. اثرات گرمایش برای جداسازهای لاستیکی دارای میرایی کم یا زیاد مهم نیست و نیازی نیست تا در نظر گرفته شود. دلیل این امر در کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) تشریح شده که بر اساس فرضیه و شواهد تجربی، افزایش دما در جداسازهای لاستیکی در حین حرکت چرخه‌ای (حدود یک درجه سانتی‌گراد در هر چرخه) آنقدر کوچک است که تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر خصوصیات مکانیکی آن‌ها نمی‌گذارد. در جداسازهای لاستیکی ساده، انجام آزمایش نمونه اولیه و محصول تولید شده در ابعاد کامل، تحت بارها و جابجایی‌های مورد انتظار، حتی اگر آزمایش به صورت شبه استاتیکی انجام شود، برای تشخیص کیفیت ضعیف مصالح و پیوند ضعیف مصالح کافی می‌باشد.

(۳) زوال برگشت‌پذیر و بازیابی خصوصیات لاستیک دست‌نخورده (برای جزئیات بیشتر به کنستانتینو و همکاران، ۲۰۰۷ مراجعه کنید) به ترکیبات لاستیک، اندازه‌ی جداساز، فرآیند جوش اکسیژن و تجربه‌ی تولیدکننده بستگی دارد. همچنین، مشاهده شده است که اثرات زوال برگشت‌پذیر برای لاستیک با مدول برشی پایین بارزتر است و اینکه ظرفیت میرایی

لاستیک اثر کمی دارد. همچنین مشاهده شده است، که فقط تعداد اندکی از تولیدکنندگان قادر به تولید لاستیک با مدول پایین بدون اثرات قابل ملاحظه‌ی زوال برگشت‌پذیر هستند، در حالی که اکثریت تولیدکنندگان قادر به انجام این کار نیستند. بنابراین توصیه می‌گردد که تولیدکننده باید اطلاعات مربوط به رفتار لاستیک در شرایط دست‌نخورده را ارائه دهد (نمونه قبلاً آزمایش نشده باشد و آزمایش بلافاصله پس از جوش اکسیژن هم نباشد) تا ضریب‌های اصلاح خصیصه برای زوال برگشت‌پذیر قابل محاسبه باشد. این ضریب به عنوان نسبت سختی مؤثر در چرخه اول به سختی مؤثر در چرخه سوم تعریف می‌شود. این نسبت به طور متعارف در یک مقدار شاخص از کرنش برشی لاستیک (برای نمونه، ۰.۱۰۰) محاسبه می‌شود. مشاهده شده است که این ضریب برای لاستیک‌های با مدول برشی کمتر یا برابر  $0.45 \text{ MPa}$  می‌تواند به مقدار ۲/۰ و حتی بیشتر از آن هم برسد. همچنین مشاهده شده است که تعدادی از تولیدکنندگان می‌توانند لاستیکی با مدول برشی  $0.45 \text{ MPa}$  و ضریب زوال برگشت‌پذیر حدود ۱/۲ یا کمتر تولید نمایند. به همین دلیل ترجیح داده می‌شود که این ضریب برای هر پروژه از طریق آزمایش تعیین شود، یا اینکه از مصالحی استفاده شود که در پروژه‌های گذشته تأیید کیفیت را داشته است.

(۴) در جداسازهای لاستیکی، در صورتی که زوال برگشت‌پذیر جزئی باشد، عمر بالا نیز اثرات ناچیزی دارد (به طور معمول، در طول عمر سازه افزایش سختی و مقاومت در حدود ۱۰٪ تا ۳۰٪). اعتقاد بر این است که زوال برگشت‌پذیر بیشتر نتیجه‌ی جوش اکسیژن ناقص است که در این صورت، همان‌طور که فرآیندهای شیمیایی در لاستیک با گذشت زمان ادامه می‌یابد زوال برگشت‌پذیر با عمر بالا همراه خواهد شد. تولیدکنندگان کم‌تجربه ممکن است از طریق جوش اکسیژن ناقص، لاستیک‌های دارای مدول برشی پایین تولید نمایند که در این صورت باید به اثرات عمر بالای قابل‌توجهی منجر گردد.

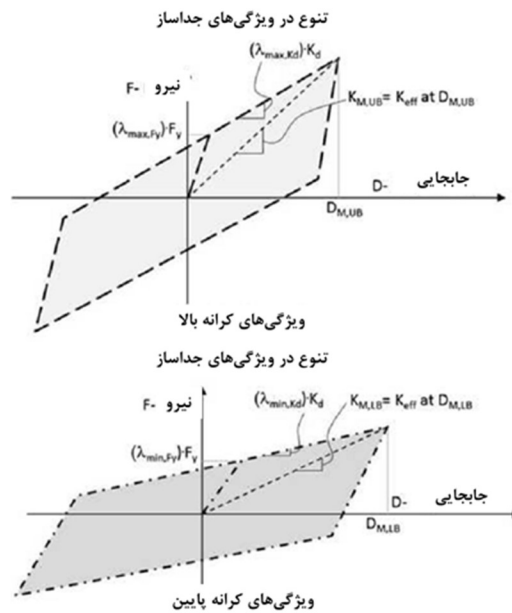
(۵) در جداسازهای لغزشی، عمر بالا به ترکیبات سطح رابط لغزشی بستگی دارد. حتی در صورت عدم وجود خوردگی، نگرانی‌های مهمی در مورد رابط‌های دوفلزی وجود دارد (کنستانتینو و همکاران، ۲۰۰۷)، بنابراین باید به ضریب‌های اصلاح خصیصه آن، مقادیر بزرگی اختصاص داد، یا به سادگی آن‌ها را کنار گذاشت. همچنین، رابط‌های روان‌کاری شده، برای ضریب‌های اصلاح خصیصه‌ی عمر بالا و آلودگی، مقادیر بزرگ‌تری را به خود اختصاص می‌دهد. طراح می‌تواند بسته به شرایط کارکردی و محیط قرارگیری، برای مقادیر دقیق به کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) مراجعه نماید. توجه شود که منظور از روان‌کاری، روان‌کاری با مایع است که به طور معمول یا به طور مستقیم در سطح تماس یا درون گودی‌ها به کار برده می‌شود. روان‌کاری با



مواد جامد که به صورت گرافیت، یا مواد مشابه در ساختار سطح پوشش‌ها ادغام شده و به عنوان سطح تماس لغزشی در تماس با فولاد ضد زنگ قرار می‌گیرد، مشکلات تجربه شده با روان‌کاری با مایع را ندارد.

### ت-۹-۲-۸-۵ کران بالا و کران پایین رفتار نیرو-تغییر مکان اجزای سامانه‌ی جداسازی

بیان کران بالا و کران پایین هر نوع از اجزاء سامانه‌ی جداسازی باید با استفاده از ضریب‌های لاندا در بند ۴-۸-۲-۹ تعیین گردد. یک نمونه از چرخه‌ی نیرو-تغییر شکل دو خطی در شکل ت-۹-۳ نشان داده شده است. در شکل ت-۹-۴، کران بالا و کران پایین ضریب‌های لاندا در قسمت بالا و پایین بر روی خصوصیات اسمی سطح تسلیم یا اصطکاک و بر روی شیب دوم یا دوخطی منحنی نیرو-جابجایی جانبی، اعمال شده است، تا مقادیر کران بالا و کران پایین برای اجزاء سامانه‌ی جداسازی محاسبه شود. مهم است که به نام‌گذاری نشان داده شده در شکل ت-۹-۴ توجه شود. سختی مؤثر و میرایی مؤثر برای خصوصیات کران بالا و کران پایین در  $D_M$  مربوطه محاسبه می‌شود. سپس بیشینه و کمینه سختی مؤثر و میرایی مؤثر از این روابط نیرو-جابجایی جانبی، برای کران بالا و کران پایین در بند ۶-۸-۲-۹ توسعه داده می‌شود.



شکل ت-۹-۴ مثالی از خواص کران بالا و کران پایین یک سامانه دوخطی نیرو-تغییر شکل

## ت-۹-۳ خطر لرزه‌ای

### ت-۹-۳-۱ کمیت‌های پاسخ شتاب طیفی و طیف پاسخ

در روش نیروی جانبی معادل از کمیت‌های پاسخ شتاب طیفی در زلزله‌ی نادر برای زمان تناوب‌های کوتاه ( $SMS$ ) و ۱ ثانیه ( $SMI$ ) استفاده می‌شود. این کمیت‌ها مستقیماً برای طراحی یا محاسبه‌ی مقادیر کمینه جابجایی جانبی و نیرو برای روش‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. طیف زلزله‌ی نادر برای تحلیل طیفی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

### ت-۹-۳-۲ جنبش‌های زمین برای تحلیل تاریخچه زمانی

توسعه‌ی طیف هدف و جنبش زمین برای سازه‌های جداسازی لرزه‌ای شده که با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی طراحی شده است، عموماً از همان الزامات طراحی سازه‌های پایه ثابت با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی پیروی می‌کند. با این حال، محدوده‌ی زمان تناوب مورد علاقه برای سازه‌های جداسازی لرزه‌ای شده در مقابل سازه‌های پایه‌ی ثابت متفاوت است. محدوده‌ی مورد علاقه برای کران پایین زمان تناوب تعریف شده در این آیین‌نامه، هنگامی که برای تخمین جابجایی سامانه‌ی جداسازی و برش پایه ساختمان مناسب است، ممکن است به اندازه کافی کم نباشد تا مودهای بالاتر پاسخ که تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی طیف‌های کف طبقات دارد را نیز شامل شود. در جایی که هدف از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، محاسبه طیف کف باشد (به عنوان مثال، برای تعیین تقاضای اجزای غیرسازه‌ای)، ممکن است لازم باشد محدوده‌ی کران پایین دوره‌ی تناوب مورد نظر را کاهش دهیم تا مودهای بالاتر را نیز در بر گیرد. سایر بخش‌های فصل تحلیل خطر که به طور خاص به آن‌ها اشاره نشده است، در مورد سازه‌های جداسازی لرزه‌ای شده اعمال نمی‌شود.

### ت-۹-۴ انتخاب روش تحلیل

سه روش تحلیل مختلف برای تعیین بارهای لرزه‌ای طراحی موجود است: روش نیروی جانبی معادل ( $ELF$ )، روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی. در روش نیروی جانبی معادل، برای تعیین بیشترین جابجایی جانبی و نیروهای طراحی به عنوان تابعی از شتاب طیفی و زمان تناوب و میرایی سازه‌ی جداسازی شده (مشابه سازه‌های متعارف با پایه‌ی ثابت)، از روابط ساده‌ای که تقاضای نیروی جانبی را در هر تراز سازه‌ی ساختمان محاسبه می‌کند، استفاده می‌شود. مقررات این بخش حتی اجازه می‌دهد برای سازه‌های جداسازی شده‌ای که رفتار غالب آن‌ها با یک تک مود ارتعاش انتقالی قابل بیان

است و روسازه‌ی آن‌ها به گونه‌ای طراحی شده که حتی در برابر جنبش‌های زمین در زلزله‌ی نادر نیز اساساً الاستیک باقی می‌ماند (تقاضای شکل‌پذیری و رفتار غیرالاستیک محدود دارد) نیز از روش نیروی جانبی معادل استفاده شود. در حال حاضر، استفاده از روش نیروی جانبی معادل برای طراحی سازه‌های جداسازی شده در تمامی مکان‌ها (به جز ساختگاه رده‌ی  $D_1$ ) مجاز است، مشروط بر اینکه روسازه (مطابق بند ۹-۲-۲) منظم باشد، فاصله‌ی مناسب میان زمان تناوب روسازه با پایه‌ی ثابت ( $T$ ) و زمان تناوب سازه‌ی جداسازی شده ( $T_{min}$ ) وجود داشته باشد و معیارهای متعارف "پیش‌بینی‌پذیری پاسخ" توسط سامانه‌ی جداسازی که توسط سامانه‌های جداسازی متعارف و پرکاربرد این شرایط قابل احراز است، نیز برآورده گردد. الزامات طراحی برای سامانه‌ی سازه‌ای بر اساس نیروها و تغییرمکان نسبی طبقات ناشی از زلزله‌ی نادر، با استفاده از مجموعه‌ای سازگار از خصوصیات کران بالا و کران پایین سامانه‌ی جداسازی، همان‌طور که در بند ت-۹-۵ بیان شده است، تعیین می‌گردد.

سامانه‌ی جداسازی - شامل تمام اتصالات، اعضای سازه‌ی پشتیبان و مرز جداسازی - باید برای ۱۰۰٪ تقاضای زلزله‌ی نادر طراحی (و آزمایش) شود. در حال حاضر، اعضای سازه‌ای قرار گرفته در بالای سامانه‌ی جداسازی به گونه‌ای طراحی می‌شود که اساساً در سطح زلزله‌ی نادر الاستیک باقی بماند. یک سازه‌ی مشابه با پایه‌ی ثابت باید برای بارهای سطح زلزله‌ی طرح (دو-سوم زلزله‌ی نادر) با ضریب رفتار بین ۶ تا ۸ طراحی شود، در حالی که همین سازه در صورت جداسازی در تقاضای زلزله‌ی نادر با ضریب رفتار حداکثر ۲ طراحی می‌شود.

## ت-۹-۵ روش نیروی جانبی معادل

جابجایی‌های جانبی ارائه‌شده در این بخش تقریباً بیشترین جابجایی‌های ناشی از زلزله برای یک سامانه‌ی خطی-الاستیک تک درجه آزاد، با زمان تناوب  $T$  و نسبت میرایی مؤثر  $\beta$  است. رابطه‌ی ۹-۵ برای زلزله‌ی نادر بیشترین جابجایی را در مرکز جرم سامانه‌ی جداسازی تعیین می‌کند. در این رابطه، شرایط شتاب طیفی مربوط به زمان تناوب جداسازی شده بر این فرض استوار است که در زمان تناوب‌های بلند، طیف پاسخ به صورت  $1/T$  کاهش می‌یابد. این یک فرض محافظه‌کارانه است و مشابه چیزی است که برای طراحی یک سازه‌ی متعارف با پایه‌ی ثابت دارای زمان تناوب  $T_M$  لازم است. ضریب اصلاح میرایی،  $B$ ، هنگامی که ضریب میرایی مؤثر سامانه‌ی جداسازی، بزرگ‌تر (یا کوچک‌تر) از ۵ درصد میرایی بحرانی باشد، برای کاهش (یا افزایش) تقاضای جابجایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقایسه مقادیر به‌دست‌آمده از رابطه ۹-۵ و مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی در کرچر و همکاران (۱۹۸۸) و کنستانتینو و همکاران (۱۹۹۳) ارائه شده است.

روابط در روش نیروی جانبی معادل، کمینه مقادیر جابجایی‌های جانبی و نیروهای مورد نیاز برای طراحی سامانه‌ی جداسازی را فقط بر اساس نیازهای سطح زلزله‌ی نادر تعیین می‌کند. محاسبات باید به طور جداگانه برای خصوصیات کران بالا و کران پایین سامانه‌ی جداسازی انجام شود و از مقادیر بحرانی‌تر برای طراحی استفاده گردد. خصوصیات کران بالا به طور معمول، اما نه همیشه، منجر به بیشینه جابجایی کوچک‌تر ( $D_M$ )، نسبت میرایی بیشتر ( $\beta_M$ ) و نیروهای جانبی بالاتر ( $V_S, V_{st}, V_b$ ) و  $K$  می‌شود.

بند ۹-۲-۸ مقادیر کرانه‌ای زمان تناوب مؤثر، سختی و میرایی سامانه‌ی جداسازی را به رفتار جانبی نیرو-جابجایی کران بالا و کران پایین دستگاه‌های جداسازی مربوط می‌کند.

### ت-۹-۵-۳ کمینه جابجایی‌های جانبی موردنیاز برای طراحی

#### ت-۹-۵-۳-۱ جابجایی بیشینه

مفاد این بند، جابجایی بیشینه را برای طراحی فقط برای سطح زلزله‌ی نادر برحسب پاسخ شتاب طیفی، یعنی  $S_{MI}$ ، در مقدار  $T$  مناسب تعریف می‌کند. علاوه بر این، جابجایی بیشینه ( $D_M$ ) و ضریب اصلاح میرایی ( $B_M$ ) به طور جداگانه باید برای خصوصیات کران بالا و کران پایین سامانه‌ی جداسازی تعیین شود. این محاسبات از لحاظ نظری صحیح‌تر است، اما محافظه‌کاری قابل توجه موجود در طراحی به روش نیروی جانبی معادل روسازه را کاهش می‌دهد. این کاهش در محافظه‌کاری طراحی روسازه، با جایگزینی جنبش‌های زمین در سطح زلزله‌ی نادر به جای زلزله‌ی طرح، به عنوان مبنایی برای محاسبه‌ی نیروهای طراحی روسازه جبران می‌شود.

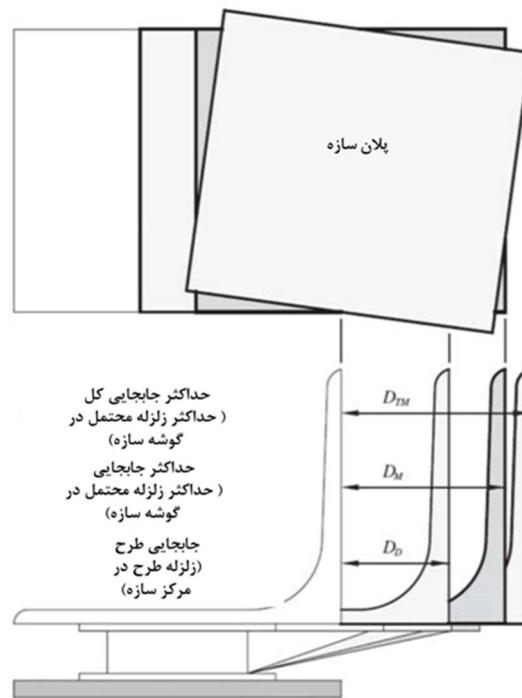
#### ت-۹-۵-۳-۲ زمان تناوب مؤثر در جابجایی بیشینه

مفاد این بند منعکس‌کننده‌ی طراحی فقط مبتنی بر زلزله‌ی نادر است. زمان تناوب مؤثر  $T_M$  نیز به طور جداگانه برای خصوصیات کران بالا و کران پایین سامانه‌ی جداسازی تعیین می‌شود.

#### ت-۹-۵-۳-۳ جابجایی بیشینه‌ی کل

مفاد این بند منعکس‌کننده‌ی طراحی فقط مبتنی بر زلزله‌ی نادر است. علاوه بر این، رابطه‌ی محاسبه‌ی جابجایی بیشینه‌ی کل در سطح زلزله‌ی نادر (انتقالی و پیچشی) به گونه‌ای ارائه شده است تا تشویقی برای پیکربندی سامانه‌های جداسازی شده‌ای باشد که در برابر پیچش مقاوم است. در یک سازه‌ی جداسازی شده‌ی لرزه‌ای، پیکربندی سامانه‌ی جداسازی باید به گونه‌ای باشد که خروج از مرکزیت بین مرکز جرم روسازه و مرکز صلبیت سامانه‌ی جداسازی کمینه گردد تا اثرات پیچش بر روی جابجایی

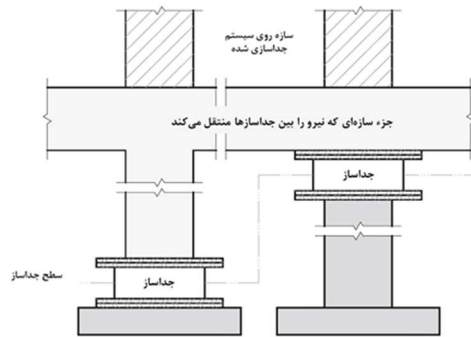
دستگاه‌های جداساز کاهش یابد. برای سازه‌های متعارف، رواداری خروج از مرکزیت تصادفی باید برای هر دو راستای افقی در نظر گرفته شود. در شکل ت-۹-۵، اصطلاحات استفاده شده در آیین‌نامه نشان داده شده است. به جای تحلیل‌های دقیق‌تر، رابطه ۹-۷، یک عبارت ساده برای تخمین پاسخ ناشی از پیچش ارائه می‌دهد. اگر خروج از مرکزیت ۵٪ بعد بیشینه‌ی پلان سازه باشد، جزء افزوده‌ی جابجایی ناشی از پیچش، جابجایی طراحی را در گوشه‌ی سازه حدود ۱۵٪ (برای یک پلان کاملاً مربعی) تا ۳۰٪ (برای یک پلان مستطیلی بلند) افزایش می‌دهد. این جابجایی‌های پیچشی برای سازه‌هایی محاسبه شده که سامانه‌ی جداسازی در آن دارای توزیع سختی یکنواخت در پلان است. سامانه‌های جداسازی که دارای سختی متمرکز در محیط پیرامونی باشد، یا دارای سامانه‌های لغزشی متعارفی باشد که اثرات خروج از مرکزیت جرم را کمینه می‌کند، منجر به جابجایی‌های پیچشی کوچک‌تری می‌شود. این آیین‌نامه، در صورت وجود توجیه مناسب، اجازه می‌دهد تا مقدار  $D_{TM}$  تا حد  $1/15 D_M$  کاهش یابد.



شکل ت-۹-۵ اصطلاحات و تعاریف مربوط به جابجایی

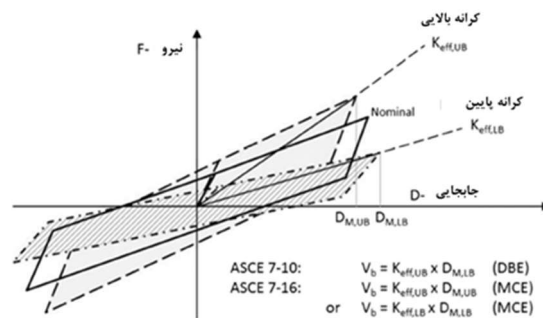
### ت-۹-۵-۴ کمینه نیروهای جانبی مورد نیاز برای طراحی

در شکل ت-۹-۶ اصطلاحات و تعاریف مربوط به اعضای قرار گرفته در زیر و بالای تراز سامانه‌ی جداسازی نشان داده شده است. رابطه ۹-۹ بیشترین مقدار برش لرزه‌ای الاستیک را (بدون کاهش برای پاسخ شکل‌پذیر) برای طراحی تمامی اعضای سازه‌ای در تراز سامانه‌ی جداسازی یا در زیر این تراز مشخص می‌کند. رابطه ۹-۱۱ بیشترین برش لرزه‌ای الاستیک را برای طراحی اعضای سازه‌ای بالای تراز سامانه جداسازی مشخص می‌کند. برای سازه‌هایی که قابلیت تغییر شکل غیرالاستیک قابل ملاحظه‌ای دارد، این معادله شامل یک ضریب کاهش مؤثر  $R_f = (3R)/8$ ، و نه بیشتر از ۲ است. این ضریب، اساساً رفتار الاستیک روسازه‌ی قرار گرفته در بالای دستگاه‌های جداساز را تضمین می‌کند.



شکل ت-۹-۶ اصطلاحات و تعاریف سامانه‌ی جداسازی

در این آیین‌نامه، مقدار برش پایه‌ی الاستیک برای طراحی، از رویداد زلزله‌ی نادر با مجموعه‌ای سازگار از خصوصیات سختی کران بالا و کران پایین، همان‌طور که در رابطه ۹-۹ و شکل ت-۹-۷ نشان داده شده است، محاسبه می‌شود.



شکل ت-۹-۷ خصوصیات هیسترتیک دوخطی اسمی، کران بالا و کران پایین برای یک دستگاه جداساز متعارف

### ت-۹-۵-۴-۱ سامانه‌ی جداسازی و اعضای سازه‌ای قرار گرفته در زیر تراز پایه

مفاد این بند منعکس کننده‌ی طراحی فقط مبتنی بر زلزله‌ی نادر است. یک عبارت در این بند وجود دارد تا روشن شود که برای تعیین نیروهای واژگونی در سامانه‌ی جداسازی باید از بارهای جانبی کاهش نیافته استفاده شود.

### ت-۹-۵-۴-۲ اعضای سازه‌ای قرار گرفته بالاتر از تراز پایه

مفاد این بند منعکس کننده‌ی طراحی فقط مبتنی بر زلزله‌ی نادر و ارائه‌ی مفهوم جدید "تراز پایه" به عنوان اولین طبقه‌ی بلافاصله قرار گرفته در بالای سامانه جداسازی است. در این بند یک استثنا اضافه شده تا مقادیر  $R_I$  بتواند از حد فعلی  $2/0$  فراتر رود، مشروط بر اینکه مقاومت روسازه، به دست آمده از تحلیل بارافزون، در مقدار تغییرمکان نسبی طبقه ناشی از زلزله‌ی نادر یا تغییرمکان نسبی طبقه برابر با  $0.15h_{sx}$  (به اندازه‌ی  $10\%$ ) بیش‌تر از نیروی بیشینه در تراز جداسازی در زلزله‌ی نادر ( $V_b$ ) باشد. این استثنا مستقیماً به مقاومت مورد نیاز و محدودیت‌های مربوط به جابجایی غیرالاستیک در تقاضاهای زلزله‌ی نادر اشاره دارد.

برای محاسبه‌ی نیروهای جانبی وارده بر اعضای بالاتر از تراز پایه، رابطه ۹-۱۱ برحسب وزن لرزه‌ای کاهش یافته (وزن لرزه‌ای بدون وزن تراز پایه)، و نسبت میرایی مؤثر سامانه‌ی جداسازی، بر اساس کار یورک و رایان (۲۰۰۸) تعریف شده است. در این رابطه، فرض بر این است که تراز پایه بلافاصله در بالای تراز جداسازی (در فاصله‌ای کمتر از ۹۰ سانتی‌متر بالاتر از دستگاه‌های جداسازی) قرار دارد. زمانی که تراز پایه بلافاصله بالای تراز جداسازی قرار نداشته باشد (برای نمونه، هیچ دال کفی بلافاصله در بالای دستگاه‌های جداسازی وجود نداشته باشد)، وزن لرزه‌ای کامل سازه‌ی بالای تراز جداسازی (کاهش نیافته) در رابطه ۹-۱۱ به طور محافظه‌کارانه‌ی نیروهای جانبی وارده به اعضای بالاتر از تراز پایه را تعیین می‌کند.

### ت-۹-۵-۴-۳ محدودیت‌های $V_s$

مفاد این بند منعکس کننده‌ی طراحی فقط مبتنی بر زلزله‌ی نادر است. در بند ۹-۵-۴-۳، محدودیت‌های  $V_s$  برای شفاف‌سازی در مورد مقدار نیروی لازم برای فعال شدن کامل سامانه جداسازی است که مبتنی بر مقدار بیشتر حاصل از خصوصیات نیرو-تغییرشکل سامانه‌ی جداسازی یا  $1/5$  برابر خصوصیات اسمی است. محدودیت‌های دیگر عبارت‌اند از (الف) سطح تسلیم یا اصطکاک برای فعال شدن کامل سامانه‌ی جداسازی و (ب) ظرفیت نهایی یک سامانه‌ی مهار در برابر باد که این موارد برای این در نظر گرفته شده

تا در زمان اعمال بار جانبی قابل توجه، منهدم شده و روسازه را آزاد نماید تا روسازه بتواند حرکت جانبی داشته باشد. این محدودیت‌ها لازم است تا در روسازه، قبل از موعد فعال شدن سامانه‌ی جداسازی و جابجایی قابل توجه آن، تسلیم اتفاق نیفتد.

### ت-۹-۵-۵ توزیع قائم نیرو

مفاد این بخش برای توزیع دقیق‌تر برش پایه در ارتفاع با در نظر گرفتن زمان تناوب روسازه و نسبت میرایی مؤثر سامانه‌ی جداسازی اصلاح شده است. در روش معرفی شده برای توزیع قائم نیروها، در ابتدا مقدار نیرو در تراز پایه که بلافاصله در بالای سطح تراز جداسازی قرار گرفته، محاسبه می‌شود. سپس بقیه‌ی برش پایه بین ترازهای بالاتر توزیع می‌گردد. به عبارت بهتر، جرم "دال پایه" در بالای جداسازها، در توزیع قائم نیروها منظور نمی‌شود.

رابطه‌ی پیشنهادی برای توزیع نیروی قائم، بر اساس مطالعات تحلیلی یورک و رایان (۲۰۰۸) شکل گرفته است. پیش‌بینی تئوری خطی جداسازی پایه، توزیع یکنواخت برش پایه در ارتفاع ساختمان است، در حالی که در روش‌های پیشین، با افزایش ارتفاع، توزیع نیروهای جانبی معادل به صورت خطی افزایش می‌یافت. توزیع یکنواخت با شکل مود اول یک ساختمان جداسازی شده و توزیع خطی با شکل مود اول یک ساختمان با پایه‌ی ثابت سازگار است. با این حال، توزیع خطی ممکن است برای یک سازه‌ی ساختمانی جداسازی شده، به ویژه برای ساختمان‌های یک یا دو طبقه با جرم سنگین پایه نسبت به بام، بیش از حد محافظه‌کارانه باشد. اصلی که در مطالعه‌ی یورک و رایان (۲۰۰۸) دنبال می‌شد، توسعه‌ی دو رابطه‌ی مستقل بود: یکی برای پیش‌بینی برش پایه‌ی روسازه،  $V_{St}$ ، نسبت به مقدار برش پایه در تراز جداسازی،  $V_b$ ، و دیگری برای توزیع  $V_{St}$  در ارتفاع ساختمان. اعمال کاهش  $V_{St}$  نسبت به  $V_b$  به این دلیل اجازه داده شد، تا نیروهای اینرسی قابل توجه در تراز پایه، که اغلب به دلیل وجود جرم نامتناسب در تراز پایه می‌تواند تقویت نیز شود، در طراحی منظور گردد. در این مطالعه همچنین فرض شده بود که توزیع برش پایه‌ی روسازه در ارتفاع ساختمان به صورت توانی از ارتفاع آن تراز باشد (یعنی نیروی جانبی متناسب است با عبارت  $w_x h_x^k$  که در آن  $w_x$  مقدار وزن و  $h_x$  مقدار ارتفاع تا سطح  $x$  است). در این رابطه،  $k=0$  یک توزیع یکنواخت است و  $k=1$  یک توزیع خطی است. صفحه‌ی مرجع برای تعیین ارتفاع، تراز جداسازی منظور شد که در زیر دال تراز پایه قرار دارد.

بسیار دشوار است که برای طراحی سامانه‌ی جداسازی و سازه بتوان از قبل نسبت به بحرانی بودن پاسخ سامانه‌ی جداسازی با خصوصیات کران بالا یا کران پایین نظر قطعی ارائه نمود. این امکان وجود دارد و حتی محتمل است که توزیع مربوط به خصوصیات سامانه جداسازی با کران بالا بر طراحی یک بخش از



سازه حاکم باشد و توزیع کران پایین بر قسمت دیگر آن. برای نمونه، پاسخ سامانه جداسازی با خصوصیات کران پایین ممکن است جابجایی بزرگ‌تر،  $D_M$ ، نسبت میرایی کوچک‌تر،  $\beta_M$ ، و همچنین برش پایه‌ی بزرگ‌تری،  $V_b$ ، ایجاد کند. این تفاوت می‌تواند منجر به توزیع نیروی قائمی شود که حاکم بر رفتار طبقات پایین ساختمان است. در مقابل، خصوصیات مربوط به کران بالا، با جابجایی کوچک‌تر،  $D_M$ ، اما نسبت میرایی بیشتر،  $\beta_M$ ، ممکن است طراحی قسمت بالای سازه را کنترل نماید، حتی اگر برش پایه،  $V_b$ ، کوچک‌تری داشته باشد. اتخاذ رویکرد پیشنهادی یورک و رایان (۲۰۰۸) اجازه می‌دهد تا روش نیروی جانبی معادل، قابل تعمیم به رده‌ی وسیع‌تری از ساختمان‌ها باشد. در این مطالعه نشان داده شده است که استفاده از روش پیشنهادی فعلی برای سامانه‌هایی با سطوح میرایی کم تا متوسط همراه با روسازه‌های سخت کاملاً محافظه‌کارانه است، اما در مقابل، برای سامانه‌های با میرایی زیاد یا سامانه‌هایی با روسازه‌های به نسبت انعطاف‌پذیر غیرمحافظه‌کارانه است.

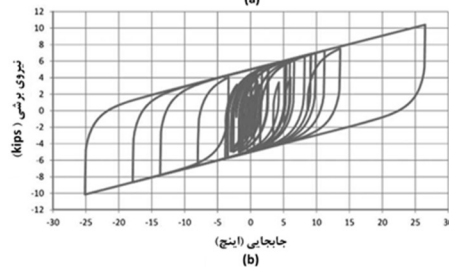
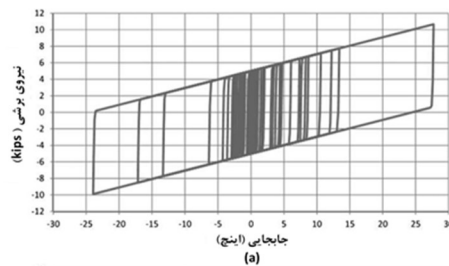
هنگام محاسبه‌ی توزیع نیروی قائم با استفاده از روش نیروی خطی معادل، مقررات فعلی سامانه‌های جداسازی را بر اساس شکل چرخه‌ی هیستریزیس آن‌ها به دو دسته‌ی کلی تقسیم می‌کند. سامانه‌هایی که بین پاسخ پیش از تسلیم و پاسخ پس از تسلیم آن‌ها یک جهش ناگهانی وجود دارد (یا پاسخ پیش از لغزش و پس از لغزش برای سامانه‌های اصطکاک‌ی)، به عنوان "دوخطی تند" توصیف می‌شود و مشخص شده است که به طور معمول شتاب‌ها و نیروهای روسازه‌ی بالاتری دارد. سامانه‌هایی با انتقال تدریجی یا چند مرحله‌ای بین پاسخ پیش از تسلیم و پاسخ پس از تسلیم به عنوان "دوخطی ملایم" توصیف می‌شود و مشاهده شده که حداقل برای سامانه‌های تاریخی با مقادیر مقاومت یا اصطکاک پذیرفته‌شده (نیروی اسمی سامانه‌ی جداسازی در جابجایی صفر،  $F_0$ ، بین  $0.3W$  تا  $0.7W$ )، شتاب‌ها و نیروهای روسازه‌ی به نسبت کمتری دارند. این محدودیت قابل قبول می‌باشد چرا که برای سامانه‌های جداسازی با سطوح مقاومتی که به طور قابل توجهی بیرون دامنه‌ی بالایی این محدوده قرار می‌گیرد، این احتمال وجود دارد که دارای خصوصیات کران بالایی باشد که محدودیت‌های بند ۹-۴-۱ را برآورده نمی‌سازد، مگر اینکه سختی پس از تسلیم یا سطح خطر زلزله بسیار بالا باشد. همچنین هنگام استفاده از روابط برای ارزیابی عملکرد سامانه‌های جداسازی در سطوح خطر پایین‌تر باید دقت شود، زیرا میرایی معادل می‌تواند به مقادیری فراتر از محدوده‌ی کاربردی کار اصلی افزایش یابد. شرح اضافی از دو نوع چرخه‌ی هیستریزیس در جدول ت-۹-۸ ارائه شده است. نمونه‌ای از یک چرخه‌ی نظری برای هر نوع سامانه در شکل ت-۹-۸ نشان داده شده است.

جدول ت-۹-۸ مقایسه‌ی سامانه‌های جداسازی "دوخطی تند" و "دوخطی ملایم"

نوع سامانه و عبارت معادله*	مشخصه‌های انتقال از پیش از تسلیم به پس از تسلیم	رفتار چرخه‌ای پیش از تغییر شکل تسلیم یا لغزش	نمونه‌ای از شکل چرخه‌ی هیستریزیس	سامانه‌های نمونه
دوخطی تند (1-3.5β <sub>M</sub> )	وجود جهش ناگهانی در پاسخ پیش از تسلیم و پاسخ پس از تسلیم	اساساً الاستیک خطی با ظرفیت کم استهلاک انرژی	شکل ت-۹-۸ (a)	- جداسازهای لغزنده‌ی مسطح با پشتیبان مانع سخت در برابر حرکت، - FPS های یک تقعر، - FPS های دو تقعر با ضریب اصطکاک یکسان در بالا و پایین سطح تماس.
دوخطی ملایم (1-2.5β <sub>M</sub> )	وجود انتقال تدریجی یا چند مرحله‌ای در پاسخ پیش از تسلیم و پاسخ پس از تسلیم	استهلاک انرژی ناشی از تسلیم یا در مرحله‌ی لغزش کم دامنه‌ی اولیه	شکل ت-۹-۸ (b)	- جداسازهای لاستیکی و میراگرهای ویسکوز، - FPS های با سه تقعر، - جداساز لاستیکی با میرایی بالا، - جداساز هسته سربی، - جداساز لاستیکی با پشتیبان جداساز لغزنده.

\* عبارت معادله نشانگر توان نمایی در رابطه ۹-۱۵ است.

\*\* منظور از FPS دستگاه یا سامانه‌ی جداساز اصطکاکی است.



شکل ت-۹-۸ نمونه‌ای از چرخه‌های هیستریزیس یک سامانه‌ی جداسازی

برای در نظر گرفتن مقادیر افزایش شتاب و نیرو در روش نیروی خطی معادل، لازم است تا نسبت  $V_{st}/V_b$  در رابطه ۹-۱۱ و ضریب توزیع نیروی قائم  $k$  در رابطه ۹-۱۵ افزایش یابد. در نتیجه، لازم است برای سامانه‌ای با رفتار "دوخطی تند" از توان متفاوتی در معادله ۹-۱۱ استفاده گردد. تفاوت مشابهی در ضریب  $k$  در رابطه ۹-۱۵ نیز مشاهده شد، اما این یافته‌ها به اندازه کافی توسعه نیافته بود تا در مفاد آیین‌نامه گنجانده شود، از این رو برای هر دو نوع سامانه، مقدار محافظه‌کارانه‌تر سامانه‌های "دو خطی تند" به کار گرفته شد.

استثنا بند ۹-۵-۵ برای هر بار که طرح تغییر می‌کند، ابزاری است برای پرداختن به موضوعی که در ساختمان‌های یک و دو طبقه در یک پروژه‌ی خاص با آن مواجهیم و ساده‌سازی طراحی سازه‌های جداسازی لرزه‌ای شده با حذف تحلیل‌های زمان‌بر و پیچیده‌ی تاریخچه زمانی مدل سه بعدی کامل ساختمان. در ابتدای پروژه، یک تحلیل تاریخچه زمانی از یک مدل ساختمانی ساده شده (به عنوان مثال، یک مدل تیر-ستون بر روی جداسازها) برای ایجاد توزیع نیروی اینرسی برای پروژه به دست می‌آید. سپس تحلیل مدل سه بعدی ساختمان را می‌توان با استفاده از تکنیک‌های ساده‌ی تحلیل استاتیکی انجام داد.

در استفاده از روش نیروی خطی معادل (بند ۹-۴-۱) و روش تحلیل طیفی (بند ۹-۴-۲-۱) برخی محدودیت‌های اضافه‌تر بیان شده است. مورد ۷(الف) در بند ۹-۴-۱ به کمینه نیروی بازگرداندن مورد نیاز اشاره دارد که به طور مؤثری سختی پس از تسلیم را به  $K_d > F_o/D_M$  و همچنین نسبت میرایی مؤثر را برای یک سامانه‌ی دوخطی به ۳۲ درصد محدود می‌کند. موارد ۲ و ۳ در بند ۹-۴-۱ محدودیت‌های زمان تناوب مؤثر،  $T_M$ ، کوچک‌تر یا مساوی  $4/5$  ثانیه و نسبت میرایی مؤثر،  $\beta_M$ ، کوچک‌تر یا مساوی  $0.30$  را به صراحت بیان می‌کند.

### ت-۹-۵-۶ محدودیت‌های تغییرمکان نسبی طبقه

از آنجا که برای سازه‌های با پایه‌ی ثابت، جابجایی‌های محاسبه‌شده برای بارهای جانبی کاهش‌یافته با  $R$ ، پیش از بررسی مقدار تغییرمکان نسبی در  $C_d$  ضرب می‌شود، محدودیت‌های تغییرمکان نسبی طبقه بر کمیت  $C_d/R$  تقسیم می‌شود. عبارت  $C_d$  در سراسر آیین‌نامه برای سازه‌های با پایه‌ی ثابت برای تقریب نسبت پاسخ واقعی زلزله به پاسخ محاسبه شده برای نیروهای کاهش یافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به طور کلی،  $C_d$  بین  $0.5$  تا  $0.8$  برابر مقدار  $R$  است.

برای سازه‌های جداسازی شده، پیش از بررسی تغییرمکان نسبی طبقه، از ضریب  $R_I$  هم برای کاهش بارهای جانبی و هم برای افزایش جابجایی‌ها (محاسبه شده برای بارهای جانبی کاهش‌یافته) استفاده

می‌شود. تعادل میان محدودیت‌های تغییر مکان نسبی طبقه برای سازه‌های با پایه‌ی ثابت و سازه‌های جداسازی شده، هنگامی که برای هر کدام از سازه‌ها از ضریب  $R$  مربوطه‌ی خود استفاده شود، برقرار خواهد بود. توجه شود که به طور معمول محدودیت‌های تغییر مکان نسبی طبقه برای سازه‌های جداسازی شده، محافظه‌کارانه‌تر از سازه‌های متعارف با پایه‌ی ثابت است، حتی در مواردی که سازه‌های با پایه‌ی ثابت به رده‌ی ریسک IV اختصاص دارد. بیشینه تغییر مکان نسبی مجاز طبقه برای طراحی سازه‌های جداسازی شده برای تمامی رده‌های ریسک، ثابت است.

## ت-۹-۶ روش‌های تحلیل دینامیکی

در این بخش، الزامات و محدودیت‌های روش‌های دینامیکی تعیین می‌شود. مطابق با روش‌های تحلیل شرح داده شده در این بند مطالعه‌ی کامل‌تر و دقیق‌تری، سازگار با کمینه الزامات بند ۹-۵، می‌تواند انجام پذیرد. دلایل انجام یک مطالعه‌ی کامل‌تر عبارت است از:

- (۱) اهمیت ساختمان.
- (۲) نیاز به بررسی تعامل احتمالی سازه-سامانه‌ی جداسازی هنگامی که زمان تناوب ساختمان با پایه‌ی ثابت بیشتر از یک سوم زمان تناوب جداسازی شده باشد.
- (۳) نیاز به مدل‌سازی صریح مشخصات تغییرشکلی سامانه‌ی باربر جانبی در هنگامی که سازه‌ی بالاتر از سامانه‌ی جداسازی نامنظم است.
- (۴) تمایل به استفاده از داده‌های جنبش زمین ویژه‌ی ساختگاه، به خصوص برای خاک‌های بسیار نرم یا مستعد روان‌گرایی (رده‌ی ساختگاه  $D_1$ ) یا برای سازه‌های قرار گرفته در موقعیتی که  $S_1$  بزرگ‌تر از  $0.6$  دارد.
- (۵) تمایل به مدل‌سازی صریح مشخصات تغییرشکلی سامانه‌ی جداسازی. این نکته به ویژه برای سامانه‌هایی مهم است که مشخصات میرایی آن‌ها به جای وابستگی به سرعت، وابسته به دامنه است، زیرا تعیین مقدار مناسب میرایی ویسکوز معادل برای این سامانه‌ها دشوار است.

هنگامی که تحلیل تاریخچه‌ی زمانی به عنوان مبنای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد، جایجایی طراحی سامانه‌ی جداسازی و نیروهای طراحی اعضای روسازه بر اساس میانگین یازده زوج جنبش زمین که هر کدام انتخاب شده و مطابق بند ۹-۳-۲ مقیاس می‌گردد، تعیین می‌شود. در صورتی که سازه دارای پیکربندی منظم باشد، مقررات اجازه‌ی کاهش  $10\%$  در مقدار  $V_b$  برای قسمت زیر سامانه‌ی جداسازی و کاهش  $20\%$  در  $V_b$  را برای سازه‌ی بالای دستگاه‌های جداسازی را مجاز می‌داند. اگر تحلیل دینامیکی انجام می‌شود، کاهش جایجایی نباید بیشتر از  $20\%$  باشد.

به منظور اجتناب از انجام تعداد زیادی از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی که شامل مجموعه‌ای از جنبش‌های زمین، خصوصیات کران بالا و کران پایین جداساز و انتخاب پنج موقعیت یا بیشتر برای مرکز جرم می‌شود، این مقررات اجازه می‌دهد که نتایج تحلیل مرکز جرم مقیاس شده و برای محاسبه‌ی اثرات خروج از مرکزیت جرم در ربع‌های مختلف ساختمان مورد استفاده قرار گیرد. روش زیر یک روش توصیه شده برای ایجاد ضریب‌های بزرگنمایی مناسب برای تغییرشکل‌ها و نیروها برای استفاده در کنار تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مرکز جرم (NRHAS) است که اثرات پیچش تصادفی را منظور می‌کند. استفاده از سایر ضریب‌های بزرگنمایی که با الگویی منطقی توسعه داده شده نیز مجاز است. بحرانی‌ترین جهت‌ها برای انتقال مرکز جرم محاسبه شده، جهتی است که خروج از مرکزیت تصادفی در هر طبقه بر مقدار خروج از مرکزیت ذاتی در هر راستای متعامد بیافزاید. برای هر یک از این دو موقعیت جرم خارج از مرکز، و با خصوصیات کران پایین دستگاه جداساز، مجموعه تحلیل‌های NRHA باید اجرا شده و نتایج مطابق با بند ۹-۳-۶-۴ پردازش شود. حالت‌های تحلیل در جدول ت-۹-۹ تعریف شده است.

جدول ت-۹-۹ حالت‌های تحلیل برای تعیین ضریب‌های بزرگنمایی

حالت	خصوصیات جداساز	خروج از مرکزیت تصادفی
۱	کرانه پایین	ندارد
۲ الف	کرانه پایین	در راستای x دارد
۲ ب	کرانه پایین	در راستای y دارد

سپس، نتایج حاصل از تحلیل موارد ۲ الف و ۲ ب با نتایج مورد ۱ مقایسه می‌شود. ضریب‌های بزرگنمایی زیر (از نسبت پاسخ مورد ۲ الف یا ۲ ب به پاسخ مورد ۱) محاسبه می‌شود:

- ۱) بزرگنمایی جابجایی دستگاه جداساز در موقعیت پلان با بزرگ‌ترین جابجایی جداساز؛
- ۲) بزرگنمایی تغییرمکان نسبی طبقه در سازه در موقعیت پلان با بالاترین تغییرمکان نسبی طبقه، پوش روی تمامی طبقات؛
- ۳) بزرگنمایی نیروهای برشی هر طبقه در قابی که بیشینه تغییرمکان نسبی را دارد.

بزرگ‌ترین دو مقدار عددی حاصل (بدون احتساب علامت) برای جابجایی دستگاه جداساز باید به عنوان ضریب بزرگنمایی جابجایی مورد استفاده قرار گیرد؛ بزرگ‌ترین دو مقدار عددی حاصل (بدون احتساب علامت) برای تغییرمکان نسبی طبقه باید به عنوان ضریب بزرگنمایی تغییرشکل مورد استفاده قرار گیرد؛ بزرگ‌ترین دو مقدار عددی حاصل (بدون احتساب علامت) برای نیرو باید به عنوان ضریب بزرگنمایی

نیرو مورد استفاده قرار گیرد. هنگامی که ضریب‌های بزرگنمایی تعیین شد، اثرات خروج از مرکزیت تصادفی باید به شرح زیر در نظر گرفته شود: باید روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی فقط برای مورد خروج از مرکزیت ذاتی جرم، با در نظر گرفتن هر دو خصوصیات کران بالا و کران پایین جداساز انجام شود. برای هر تغییر خصیصه‌ی دستگاه جداساز، مقادیر پاسخ باید مطابق با بند ۹-۶-۳-۴ محاسبه شود. پیش از استفاده در ارزیابی یا طراحی، باید تمامی نتایج به دست آمده برای جابجایی‌های دستگاه جداساز با ضریب بزرگنمایی جابجایی افزایش یابد، تمامی نتایج به دست آمده برای مقادیر پاسخ تغییرشکلی باید با ضریب بزرگنمایی تغییرشکل افزایش یابد و تمامی نتایج به دست آمده برای مقادیر نیرویی باید با ضریب بزرگنمایی نیرو افزایش یابد.

روش مقیاس‌سازی نتایج تحلیل دینامیکی نسبت به روش نیروی جانبی معادل که در بند ۹-۶-۴-۳ ارائه شده و مبنای کمینه‌ی مقادیر در نظر گرفته شده، برای تحلیل طیفی در مقابل تحلیل تاریخچه‌ی زمانی اندکی متفاوت است. دلیل این تفاوت، نیاز یکسان‌سازی مبنای مقایسه بین کمیت‌های پاسخ دینامیکی و مقادیر روش نیروی جانبی معادل، به عنوان کمینه است (که مبتنی بر راستای بیشینه است). هنگامی که تحلیل طیفی انجام می‌شود، جابجایی جداساز، برش پایه و برش طبقه در هر کف که برای مقایسه با مقادیر کمینه‌ی مبتنی بر نیروی جانبی معادل استفاده می‌شود، از قبل منطبق بر یک تک راستای بیشینه است. از این رو، نیازی به استفاده از قانون جمع برداری ترکیب به نسبت ۱۰۰٪ به ۳۰٪ راستاها (همان‌گونه که در بند ۹-۶-۳-۳ ارائه شده است) ندارد. با این حال، توجه شود، حتی زمانی که در مقیاس‌سازی نتایج تحلیل طیفی به مقادیر مبنای کمینه، روش نیروی جانبی معادل در بند ۹-۶-۴-۳، نیازی به استفاده از قانون ترکیب نسبت ۱۰۰٪ به ۳۰٪ راستاها نباشد، این قانون ترکیب ۱۰۰٪ به ۳۰٪، هم‌چنان برای طراحی روسازه بر اساس روش طیفی، طبق بند ۹-۶-۳-۳، مورد نیاز است.

هنگامی که تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی انجام می‌شود، برای هر جنبش زمین، جابجایی جداساز و برش پایه بر اساس بیشینه مقدار مجموع برداری دو مؤلفه‌ی متعامد (جابجایی یا برش پایه) در هر گام زمانی محاسبه می‌شود. سپس میانگین بیشینه مقادیر محاسبه شده‌ی برداری جابجایی و برش پایه میان تمامی جنبش‌های زمین برای مقایسه با مقادیر کمینه‌ی مبتنی بر نیروی جانبی معادل، در بند ۹-۶-۴-۳، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

## ت-۹-۶-۲ مدل‌سازی

محاسبه‌ی پاسخ قائم یک سازه‌ی ساختمان با درجه بالایی از اطمینان می‌تواند کاری چالش برانگیز

باشد. با این وجود، زمانی که قرار است فرآیند تحلیل یا طراحی سازه‌ی یک ساختمان جداسازی شده شامل اثرات جنبش‌های قائم نیز باشد، توصیه‌های مدل‌سازی زیر ارائه می‌شود:

- ۱) جرم قائم: تمام تیرها، ستون‌ها، دیوارهای برشی و دال‌های کف باید در مدل تعریف شود و جرم قائم باید به طور مناسب در هر کجای طبقه که لازم است، توزیع شود.
- ۲) خصوصیات پی: از آنجا که تحریک افقی و قائم جنبش زمین می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر پاسخ ساختمان بگذارد، باید در روند تحلیل، دامنه‌ای از خصوصیات خاک و میرایی پی در نظر گرفته شود.
- ۳) اثرات اندرکنش خاک-پی-سازه: ترکیب میرایی پی، عمق پی و دال پایه می‌تواند باعث شود جنبش‌های قائم وارده به پای سازه نسبت به جنبش‌های قائم میدان آزاد تغییر کند.
- ۴) درجات آزادی: برای ثبت اثرات قائم، لازم است درجات آزادی اضافه‌تری (برای نمونه، گره‌های در امتداد دهانه‌ی تیر یا دال) به مدل افزوده گردد.
- ۵) کاهش گام زمانی: از آنجایی که اغلب تحریک جنبش قائم زمین و پاسخ ساختمان در فرکانس‌های بالاتر از تحریک و پاسخ جانبی رخ می‌دهد، زمانی که جنبش قائم منظور می‌گردد، ممکن است برای تحلیل به یک گام زمانی کوچک‌تر نیاز باشد.

## ت-۹-۷ بازبینی مستقل طراحی

در این مقررات، اجازه داده شده است که یک بازرس بتواند طراحی سامانه‌ی جداسازی را ارزیابی کند. این بازرس باید یک کارشناس طراح ذیصلاح باشد و اگر مهندس سازه‌ی طراح یک شخص حقیقی بوده، لازم است مالک اطمینان حاصل نماید که در تیم بازبینی حتماً یک مهندس سازه وجود داشته باشد. برای سازه‌های مهم‌تر، این احتمال وجود دارد که گروه بازبینی طراحی از دو یا سه گروه مستقل تشکیل شده باشد، اما برای بسیاری از سازه‌های جداسازی شده، یک بازرس باتجربه دارای دانش جامع، کافی بنظر می‌رسد. اگر سازنده‌ای کم تجربه یا ناشناخته برای تأمین دستگاه‌های جداسازی انتخاب شود، ممکن است مالک ساختمان از بازرس بخواهد تا در آزمایش نمونه‌های اولیه شرکت داشته باشد.

این آیین‌نامه الزام دارد که کارشناسان طراح ذیصلاح که کار بازبینی طراحی را انجام می‌دهند، مستقل از گروه طراحان و دیگر پیمانکاران پروژه باشند. بازرس یا گروه بازبینی باید شامل افرادی باشد که در یک یا چند جنبه از طراحی، تحلیل و اجرای سامانه‌های جداسازی لرزه‌ای تخصص ویژه داشته باشند. بازرس یا گروه بازبینی باید قبل از تدوین معیارهای طراحی (شامل معیارهای زمین لرزه ویژه‌ی ساختگاه) و موارد طراحی سامانه‌ی جداسازی معرفی شده باشند. علاوه بر این، گروه بازبینی باید به تمامی اطلاعات

مربوطه دسترسی کامل داشته و از همکاری گروه طراحی جامع و سازمان‌های نظارتی درگیر در پروژه برخوردار باشد.

## ت-۹-۸ انجام آزمایش

برای تعیین جابجایی‌ها و نیروهای طراحی با استفاده از این آیین‌نامه، فرض شده است که مشخصات تغییرشکلی سامانه‌ی جداسازی قبلاً با انجام آزمایش‌های جامع تعریف شده است. در صورتی که داده‌های آزمایش جامع برای یک سامانه در دسترس نباشد، ممکن است پس از تکمیل آزمایش‌ها، انجام تغییرات اساسی طراحی در سازه ضروری باشد. این تغییر ناشی از تغییر در خصوصیات فرض شده برای طراحی سامانه‌ی جداسازی و مقادیری است که در آزمایش‌ها به دست آمده است. بنابراین، توصیه می‌شود در صورتی که از یک سازنده‌ی مشخص، داده‌های کافی از آزمایش نمونه اولیه‌ی در دسترس نباشد، آزمایش‌های نمونه اولیه‌ی سامانه‌ی جداسازی در مراحل اولیه طراحی انجام شود. به این ترتیب، تعیین جابجایی‌های طراحی و نیروها بر اساس مشخصات تغییرشکلی سامانه‌ی جداسازی که پیش از این از طریق آزمایش‌های صلاحیت جامع و آزمایش نمونه اولیه به دست آمده است، انجام می‌پذیرد. تغییر در خصوصیات دستگاه جداساز با استفاده از ضریب‌های اصلاح خصوصیات که تغییرات مورد انتظار در خصوصیات جداساز و سامانه‌ی جداسازی را نسبت به مقادیر اسمی منظور می‌کند، مورد بررسی قرار می‌گیرد. در عمل بسیار محتمل است که از داده‌های آزمایش نمونه‌ی اولیه گذشته، برای توسعه‌ی مقادیر اسمی تخمینی و ضریب‌های لاندای مربوطه برای استفاده در فرآیند طراحی، مطابق بند ۹-۸-۲-۴، استفاده شده باشد.

هنگامی که آزمایش نمونه‌ی اولیه مطابق با بند ۹-۸-۲ انجام شود، از آن برای بررسی و تأیید خصوصیات اسمی فرض شده و ضریب‌های اصلاح خصوصیات استفاده شده در طراحی، بهره گرفته می‌شود. در مواردی که آزمایش نمونه اولیه‌ی خاص پروژه انجام نمی‌شود، می‌تواند زیرمجموعه‌ای از بررسی‌های شرح داده شده در زیر بر روی خصوصیات آزمایشی دستگاه جداساز و سامانه‌ی جداسازی با استفاده از داده‌های برنامه‌ی آزمایش کنترل کیفیت، شرح داده شده در بند ۹-۸-۵، انجام پذیرد.

## ت-۹-۸-۲-۲ توالی و چرخه‌ها

در بند ۹-۸-۲-۲ روشی تشریح شده که در آن خصوصیات کمینه و بیشینه‌ی جداساز برای تحلیل و طراحی با استفاده از ضریب‌های تغییر خصوصیات یا لاندا (λ) برای منظور کردن اثراتی مانند دامنه‌ی تغییر مشخصات، افت در چرخه‌های متوالی و عمر بالا، تدوین شده است. بر این اساس تحلیل سازه دو



بار انجام می‌شود و پوش کمیت‌های حاصل برای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای کمیت‌ها و روش‌های طراحی مبتنی بر نیرو، پیاده‌سازی این الزامات به نسبت ساده است، زیرا به طور معمول یکی از این در مورد حاکم خواهد بود، که اصولاً اما نه همیشه، کران بالا حاکم است. با این حال، برای اجزای وابسته به هر دو کمیت نیرو و تغییرشکل، (برای نمونه، جداسازها)، برای هر آزمایش مورد نیاز، دو مجموعه از مقادیر بار محوری و جابجایی وجود دارد. به طور معمول، خصوصیات کران پایین منجر به جابجایی‌های بزرگ‌تر و بارهای محوری کوچک‌تر می‌شود، در حالی که خصوصیات کران بالا معمولاً منجر به جابجایی‌های کوچک‌تر و بارهای محوری بزرگ‌تر می‌شود. برای اجتناب از الزام به انجام مجموعه‌ی کامل از آزمایش‌های تکراری برای شرایط کران پایین و کران بالا، در بند ۹-۸-۲-۲ خواسته شده تا پوش نتایج مورد استفاده قرار گیرد. به عبارت دیگر، از یک مورد تقاضاهای محوری بزرگ‌تر و از مورد دیگر جابجایی‌های بزرگ‌تر با هم ترکیب شود. در واقع این تقاضاها و جابجایی‌ها به طور هم‌زمان رخ نمی‌دهد، از این رو فرآیند استفاده از پوش مقادیر روشی محافظه‌کارانه است. به طور معمول، فرآیند پوش منجر به بارهای محوری آزمایش متناظر با خصوصیات بیشینه و جابجایی‌های متناظر با خصوصیات کمینه می‌شود. از این رو، نتایج آزمایشی که با استفاده از تقاضاهای پوش تعیین شده، ممکن است به صراحت با خصوصیات طراحی یا نتایج حاصل از تحلیل جداگانه‌ی خصوصیات بیشینه و کمینه مرتبط نباشد. با این حال، از آنجا که تقاضاهای آزمایش محدوده‌ی عملکرد پروژه را در بر می‌گیرد، کارشناس طراح ذیصلاح می‌تواند با بهره‌گیری از فلسفه‌ی مشابه آنچه در اینجا بنا شد، از آن‌ها برای تعیین خصوصیات مناسب برای هر دو تحلیل خطی و غیرخطی استفاده کند.

دو پروتکل آزمایش قابل جایگزینی در بند ۹-۸-۲-۲ گنجانده شده است. آزمایش سنتی سه چرخه‌ی متوالی برای سازگاری با مقررات گذشته در بند ۲(الف) حفظ شده است. این آزمایش‌ها را می‌توان به صورت دینامیکی انجام داد، اما اغلب متناسب با توان تجهیزات آزمایشی سازندگان، با سرعت پایین انجام شده است. توالی تست جایگزین ارائه شده در مورد ۲(ب) برای آزمایش چرخه‌ای دینامیکی در مقیاس کامل مناسب‌تر است. جابجایی آزمایش مورد ۳ در  $D_{M1}$  انجام می‌شود که تأکیدی بر تمرکز مقررات، فقط بر رویداد زلزله‌ی نادر است. از آنجا که این آزمایش برای هر دو توالی آزمایش ۲(الف) و ۲(ب) مشترک است، برای تعیین خصوصیات حائز اهمیت است. زمانی که دستگاه‌های جداسازی نیز جزو اعضای انتقال بار محوری باشد، که معمولاً هم همینطور است، این تنها آزمایشی است که باید در بارهای محوری مختلف تکرار شود. این تغییر برای منظور نمودن این انتقاد ایجاد شد که توالی کل آزمایش در مقررات گذشته نشانگر انرژی ورودی معادل بسیاری از رویدادهای پشت سر هم در زلزله‌ی نادر بود، و اینکه در

صورت وجود مقررات خنک‌سازی و بازیابی دستگاه جداساز، برنامه‌های آزمایش نمونه‌ی اولیه نمی‌توانست در زمان معقولی تکمیل شود.

بنابراین برنامه فعلی آزمایش بیشتر منعکس‌کننده‌ی آزمایش حداقل مورد نیاز آیین‌نامه است. ممکن است کارشناس طراح ذیصلاح یا سازنده‌ی جداساز بخواهند آزمایش‌های بیشتری نسبت به آنچه در اینجا ارائه شده است را برای توصیف دقیق‌تر جداساز برای دامنه‌ی وسیع‌تری از بارهای محوری و جابجایی‌ها انجام دهند. برای نمونه، ممکن است آزمایش دینامیکی مورد ۲(ب)، پس از تکمیل توالی مورد نیاز آیین‌نامه، مجدداً برای بارهای محوری اضافه‌تری نیز تکرار شود.

اگر زمان خنک‌سازی کافی بین آزمایش‌های متوالی در نظر گرفته نشود، اثرات گرما می‌تواند برای برخی از سامانه‌ها قابل توجه و گمراه‌کننده باشد. در نتیجه، در توالی آزمایش ۴، تنها پنج چرخه‌ی آزمایش دینامیکی پیوسته مورد نیاز است، زیرا این محدودیت برای اکثر تجهیزات آزمایشی وجود دارد. اثرات چرخه‌ی اول یا زوال برگشت‌پذیر مشاهده شده در برخی جداسازها ممکن است با گذشت زمان بهبود یابد، بنابراین انجام آزمایش‌های متوالی ممکن است منجر به برآورد دست پایین این اثرات شود. برای اطلاعات افزون‌تر به کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) و کالپاکیدیس و کنستانتینو (۲۰۰۸) مراجعه شود. می‌توان تأثیر این رفتار را با استفاده از تعریف ضریب‌های لاندای چرخه‌ای که به نسبت از مراحل اولیه‌ی آزمایش به دست آمده باشد، پیش از اینکه این اثرات تأثیرگذار گردد، کاهش داد.

#### ت-۹-۸-۲-۳ آزمایش دینامیکی

مفاد این بند بیان می‌کند که چه زمانی آزمایش دینامیکی مورد نیاز است. بسیاری از انواع دستگاه‌های جداسازی متداول، وابستگی به سرعت را نشان می‌دهد. با این حال، انجام این آزمایش می‌تواند گران باشد و تنها توسط تعداد محدودی از امکانات آزمایشگاهی قابل انجام است. هدف این نیست که آزمایش دینامیکی دستگاه‌های جداساز برای هر پروژه‌ای انجام شود. برای مشخص کردن عملکرد چرخه‌ای دستگاه جداساز، به‌ویژه، تغییر در خصوصیات دستگاه جداساز در طول آزمایش (یعنی نسبت به مقدار متوسط آزمایش)، باید داده‌های آزمایش دینامیکی کافی در دسترس باشد. بنابراین، برای تعیین مقادیر  $\lambda_{(test,max)}$  و  $\lambda_{(test,min)}$  مورد استفاده در بند ۹-۲-۴، باید آزمایش دینامیکی انجام شود، زیرا که این مقادیر معمولاً از داده‌های آزمون سرعت آهسته مقادیر دست پایینی به دست می‌آید.

اگر قرار است نمونه اولیه خاص پروژه یا آزمایش محصول با سرعت آهسته انجام شود، از آزمایش دینامیکی می‌توان برای تعیین اثرات سرعت و گرمایش بر روی مقادیر میانگین آزمایش  $E_{loop}$  و  $K_d$ ،  $K_{eff}$  استفاده نمود. این عوامل را می‌توان به عنوان مجموعه‌ای جداگانه از ضریب‌های تصحیح سرعت در نظر

گرفت که بر روی مقادیر میانگین آزمایش اعمال می‌شود، یا می‌توان آن‌ها را در خود مقادیر  $\lambda_{(test,min)}$  و  $\lambda_{(test,max)}$  ادغام نمود. همچنین ممکن است بتوان مدل ریاضی جداساز را برای مثال، برای منظور نمودن وابستگی اندک یا کامل به سرعت جداساز، اصلاح کرد. برای نمونه می‌توان به تغییر سطح تسلیم هسته‌ی سربی دستگاه جداسازی لاستیکی هسته سربی (LRB) اشاره نمود.

اگر آزمایش نمونه اولیه‌ی خاص پروژه انجام شود، ممکن است برای شناخت محدودیت‌های ظرفیت تجهیزات آزمایشی نیاز به تنظیم توالی آزمایش باشد، این مفهوم اکنون به صراحت در بند ۹-۸-۲-۲ مشخص شده است. به عنوان مثال، آزمایش‌هایی که در آن به طور هم‌زمان بیشینه سرعت و بیشینه جابجایی ترکیب شده، ممکن است فراتر از ظرفیت تجهیزات آزمایش بوده و همچنین ممکن است منعکس کننده‌ی خصوصیات جنبش‌های زلزله نباشد. ممکن است برای تعیین بیشینه سرعت مورد انتظار مطابق با سطوح مختلف تغییرشکل آزمایش و تعیین مقادیر مناسب برای آزمایش‌ها، بررسی دقیق‌تری از نتایج تحلیل مورد نیاز باشد. برای اطلاعات بیشتر به کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) رجوع شود.

#### ت-۹-۸-۲-۴ دستگاه‌های جداساز وابسته به بار دو جهته

تمامی انواع جداسازها تا حدی به بار دو جهته وابستگی دارد. مدل‌های ریاضی مورد استفاده در تحلیل سازه‌ها برای نوع خاص جداساز مورد بررسی، ممکن است شامل برخی یا تمامی مشخصه‌های بار دو جهته باشد. درغیراین‌صورت، ممکن است لازم باشد برای بررسی تأثیر تقاضاهای بارگذاری دو جهته‌ی مورد انتظار بر نتایج پاسخ نیرو-تغییرشکل دستگاه جداساز، داده‌های آزمایش نمونه اولیه، مورد بازبینی دقیق قرار گیرد. استفاده از ضریب‌های لاند (۸) به عنوان یک رویکرد کرانه‌ای، یکی از روش‌های پرداختن به اثرات بار دو جهته است که نمی‌توان آن را به آسانی در مدل ریاضی جداساز گنجانند. انجام آزمایش بارگذاری دو جهته‌ی جداساز پیچیده است و تنها تعداد کمی از تجهیزات آزمایشی قادر به انجام این آزمایش می‌باشد. آزمایش متعارف بار دو جهته‌ی خاص پروژه تا به امروز برای پروژه‌های جداسازی تکمیل شده، انجام نشده است. کارشناس طراح ذیصلاح می‌تواند در مقایسه با برآوردن الزامات داده‌های آزمایشی که در بندهای ۹-۸-۲-۲ و ۹-۸-۲-۵ درباره‌ی نوع و ابعاد مشابه ارائه شده، با انجام آزمایش‌های خاص پروژه، الزامات مشابهت با محدودیت کمتری در نظر گیرد. برای اطلاعات بیشتر به کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) رجوع شود.

## ت-۹-۸-۲-۵- کمینه و کمینه بار قائم

استثناء ارائه شده در این بند اجازه می‌دهد که آزمایش‌ها دو بار انجام شود، یک بار برای تقاضای ناشی از خصوصیات کران بالا و یک بار با خصوصیات کران پایین. از آنجا که در این گزینه، دستگاه جداساز به شرایط ظرفیت نهایی خود نزدیکتر است، ممکن است ترجیح داده شود که این آزمایش‌های دستگاه جداساز در *DTM* انجام شود.

## ت-۹-۸-۲-۷- آزمایش دستگاه‌های جداساز مشابه

در بند ۹-۸-۲-۷ محدودیت‌های ویژه‌ی مربوط به پذیرش اطلاعات حاصل از آزمایش دستگاه‌های جداساز مشابه ارائه شده است. برای پذیرش اطلاعات حاصل از آزمایش دینامیکی، محدوده‌ی وسیع‌تری مجاز دانسته شده است.

(۱) اطلاعات آزمایشی ارائه شده باید نشانگر توانایی تولیدکنندگان در تولید موفقیت‌آمیز

دستگاه‌های جداسازی باشد که از نظر اندازه و ابعاد متناظر، قابل مقایسه با نمونه‌های اولیه‌ی پروژه باشد، و نیز نشانگر توانایی تولیدکنندگان در آزمایش این دستگاه‌های جداسازی تحت تقاضای نیرو و جابجایی برابر یا قابل مقایسه با موارد مورد نیاز برای پروژه باشد.

(۲) ترجیح داده می‌شود که اطلاعات آزمایشی ارائه شده که برای جلب رضایت کارشناس طراح ذیصلاح و بازبینی طراحی مورد نیاز است، تا حد امکان شامل انواع مختلف دستگاه جداساز و تنوع برنامه‌های آزمایشی باشد. با این وجود، ممکن است در مواردی ضروری باشد که برای برآوردن یک خصیصه از برنامه‌ی آزمایش نمونه اولیه‌ی پروژه، اطلاعات دستگاه جداساز (الف)، و برای خصیصه‌ی دیگری، اطلاعات دستگاه جداساز (ب) مورد بررسی قرار گیرد.

(۳) ممکن است برای انواع پیچیده‌تر آزمایش، در مقایسه با آزمایش‌هایی که به موارد پایه‌ای مانند تعیین مشخصه‌های اسمی کارکردی دستگاه جداساز می‌پردازد، ضروری باشد که تنوع گسترده‌تری از ابعاد دستگاه جداساز یا تقاضاهای آزمایش، قابل قبول تلقی گردد، (برای نمونه، آزمایش مورد نیاز برای مشخص نمودن میزان وابستگی دستگاه جداساز به سرعت بارگذاری، بند ۹-۸-۲-۳ و تعیین میزان وابستگی به بار دو جهته، بند ۹-۸-۲-۴).

(۴) انتظار نمی‌رود که کارشناس طراح ذیصلاح کلیه‌ی روش‌های کنترل کیفیت را به دقت بررسی کند تا مشخص نماید که آیا در ساخت دستگاه‌های جداسازی پیشنهادی از روش‌ها و مصالح به اندازه‌ی کافی مشابه استفاده شده است یا خیر. در عوض، این مسئولیت سازنده است که

در صورت وجود تفاوت‌های به خصوص، آن‌ها را ترجیحاً از طریق مستندات قابل پیگیری کنترل کیفیت، مستند نموده و تأثیرگذار نبودن این تفاوت‌ها را با سند و مدرک ثابت نماید.

(۵) در برخی موارد، ممکن است سازنده تمایلی به افشای اطلاعات اختصاصی در مورد روش‌های ساخت جداساز، مصالح یا روش‌های کنترل کیفیت خود نداشته باشد. این نگرانی‌ها ممکن است با توافق‌نامه‌های محرمانه یا ابزارهای دیگر برای محدود کردن توزیع و انتشار مطالب حساس کاهش یابد یا نیابد. اما صرف‌نظر از این موضوع، باید توجه داشت که پذیرش نهایی اطلاعات آزمایش واحدهای مشابه، تنها به تشخیص کارشناس طراح ذیصلاح و بازبین طراحی است و نه سازنده.

(۶) هنگامی که در موقعیت بررسی پیشنهاد‌های رقابتی، معیار انتخاب مناسب، وابسته به موفقیت یک تأمین‌کننده برای حذف نیاز به ساخت و آزمایش نمونه اولیه جداسازهای خاص پروژه گردد، مشابهت می‌تواند مشکل ساز شود. این الزام را می‌توان با تعیین معیار پذیرش اطلاعات مشابهت قبل از ارائه پیشنهاد قرارداد، یا با گنجاندن مفاد پذیرش مشابهت با جزئیات بیشتر از آنچه در اینجا ارائه شده است، در اسناد مناقصه، برطرف نمود.

برای اطلاعات بیشتر به کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) و شنتون (۱۹۹۶) رجوع شود.

### ت-۹-۸-۳ تعیین مشخصه‌های نیرو - تغییر مکان

روش تعیین سختی مؤثر جداساز و نسبت میرایی مؤثر به ترتیب در روابط ۹-۱۷ و ۹-۱۸ مشخص شده است. مسیر صریحی برای ایجاد سختی مؤثر و نسبت میرایی مؤثر برای هر چرخه از آزمایش ارائه شده است. همچنین روشی برای برازش یک چرخه‌ی دوخطی به یک چرخه‌ی مشخص از آزمایش، یا به یک چرخه‌ی میانگین آزمایش، برای تعیین سختی پس از تسلیم،  $K_d$  ارائه شده است. این فرآیند می‌تواند به شیوه‌های مختلفی انجام پذیرد، اما باید دقت شود که چرخه‌ی دوخطی باید با سختی مؤثر و انرژی تلف شده در هر چرخه از آزمایش مطابقت داشته باشد. هنگامی که  $K_d$  تعیین شد، سایر خصوصیات چرخه‌ی دوخطی (برای نمونه،  $f_i, f_j$ ) همگی از مدل دوخطی پیروی می‌کند.

بسته به نوع جداساز و میزان پیچیدگی چرخه هیستریزس دستگاه جداساز که برای تحلیل انتخاب شده، کمیت‌های افزون‌تری، مانند ضریب‌های مختلف اصطکاک، مقادیر سختی مماسی، یا خصوصیات چرخه‌ی سه‌خطی، نیز می‌تواند محاسبه شود. این کمیت‌ها برای توسعه‌ی یک مدل ریاضی از رفتار هیسترتیک حاصل از آزمایش دستگاه جداساز مورد استفاده قرار می‌گیرد، به طوری که بتواند تا حد امکان به آن نزدیک بوده و پاسخ مشاهده شده در یک چرخه‌ی مشخص از آزمایش را بازسازی نماید. این مدل باید

مطابقت بسیار نزدیکی با سختی مؤثر و نسبت میرایی مؤثر داشته و به نسبت کمیت‌های افزون‌تر، باید تناسب بصری خوبی با چرخه‌ی هیستریزس داشته باشد. مدل ریاضی چرخه، بسته به میزان تغییرات در محدوده‌ی  $\lambda_{(spec,min)}$  و  $\lambda_{(spec,max)}$ ، کمینه باید انطباق مناسبی با سختی مؤثر و سطح چرخه‌ی آزمایش ارائه دهد.

داده‌های اولین چرخه‌ی (یا نیم چرخه‌ی) آزمایش معمولاً نشان دهنده‌ی رفتار چرخه‌ی کامل نیست و معمولاً توسط سازندگان در طول پردازش داده‌ها کنار گذاشته می‌شود. یک چرخه‌ی اضافی (یا نیم چرخه) در پایان اضافه می‌شود تا تعداد چرخه‌های آزمایشی مورد نیاز را فراهم کند تا اطلاعات از آن‌ها استخراج شود. با این حال، اولین چرخه‌ی آزمایش اغلب هنگام ایجاد خصوصیات کران بالای جداساز مهم است و باید هنگام تعیین ضریب‌های  $\lambda_{(test,min)}$  و  $\lambda_{(test,max)}$  منظور شود. باید توجه داشت که شکل چرخه‌ی آزمایش می‌تواند با شکل چرخه‌های مقیاس کامل به‌ویژه برای سامانه‌های جداساز چند مرحله‌ای مانند سامانه‌ی آونگ اصطکاکی با تقعر دو یا سه‌گانه، متفاوت باشد. شاید لازم باشد برای آن پارامترهای هیستریزس متفاوتی نسبت به پارامترهای توصیف شده توسط مدل دوخطی در شکل ۹-۱ مورد استفاده قرار گیرد. مقررات، استفاده از روش‌های مختلف برای برازش چرخه، مانند برازش خط مستقیم  $K_d$  به طور مستقیم به منحنی هیستریزس که تا  $D_M$  گسترش می‌یابد و سپس تعیین  $K_I$  برای مطابقت با  $E_{Loop}$ ، یا به عنوان روشی دیگر تعریف  $D_y$  و  $F_y$  با برازش بصری و سپس تعیین  $K_d$  برای مطابقت با  $E_{Loop}$  را مجاز می‌داند.

سختی مؤثر و نسبت میرایی مؤثر در تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل طیفی خطی مورد نیاز است. این حال، حتی اگر تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شود، این کمیت‌ها هم‌چنان برای بررسی کمینه جابجایی‌های جانبی و نیروهای جانبی به ترتیب در بندهای ۹-۵-۳ و ۹-۵-۴ مورد نیاز است.

### ت-۹-۸-۴ کفایت نمونه‌ی آزمایش

برای هر نوع جداساز، سختی مؤثر و نسبت میرایی مؤثر برای یک بار محوری مشخص آزمایشی، مقدار جابجایی آزمایش و چرخه‌های آزمایش مطابق با بند ۹-۸-۳ تعیین می‌شود. در توالی آزمایش دینامیکی در مورد ۲(الف) از بند ۹-۸-۲-۲، در هر گام از جابجایی آزمایش، دو چرخه وجود دارد؛ و برای دنباله‌ی متعارف سرعت-آهسته، سه چرخه وجود دارد. اما در طول یک چرخه‌ی کامل بارگذاری، بار محوری وارده بر روی جداساز مشخصی که بخشی از یک سامانه‌ی جداسازی لرزه‌ای است، تغییر می‌کند. فرض بر این است که محدوده‌ی تغییرات مورد نیاز، با ترکیب بارهای آزمایشی مورد نیاز در بند ۹-۲-۴-۶ در نظر گرفته شده است و فرض بر این است که خصوصیات مناسب برای انجام تحلیل‌ها از میانگین

خصوصیات حاصل از سه بار محوری به دست می‌آید. برای چنین ارزیابی، آزمایش مورد (۳) در بند ۹-۸-۲-۲ بسیار با اهمیت تلقی می‌گردد، چرا که یک آزمایش سه‌چرخه‌ای است که در هر سه بار محوری انجام می‌شود، و از این نظر مشابه هر دو آزمایش توالی دینامیکی و سرعت-آهسته است. علاوه بر این، از آنجا که تمامی دستگاه‌های جداسازی که بخشی از یک سامانه محسوب می‌شود، باید تحت بارگذاری کلی چرخه‌ای افقی یکسانی قرار گیرد، به نظر می‌آید که تجمیع خصوصیات لرزه‌ای تمامی اعضای سامانه‌ی جداسازی، به ترتیب گام‌های زیر مناسب باشد:

(۱) میانگین‌گیری از نتایج آزمایش در سه بار محوری آزمایشی برای یک دستگاه جداساز مشخص و در یک چرخه‌ی بارگذاری معین. همچنین، تعیین ضریب لاندای مربوطه برای هر نوع جداساز.

(۲) محاسبه‌ی مجموع خصوصیات کل دستگاه‌های جداساز برای هر چرخه‌ی بارگذاری با توجه به تعداد دستگاه‌های جداساز از هر نوع.

(۳) تعیین مقادیر بیشینه و کمینه‌ی سختی مؤثر کل سامانه و مقادیر مربوطه‌ی میرایی مؤثر در طول سه چرخه‌ی مورد نیاز آزمایش. همچنین، محاسبه‌ی ضریب‌های لاندای آزمایش برای کل سامانه‌ی جداسازی. از این فرآیند دو مجموعه ضریب‌های لاندای آزمایشی به دست می‌آید، ضریب‌های کاربردی برای دستگاه‌های جداسازی مستقل که در (۱) تعیین می‌شود و ضریب‌های کاربردی برای خصوصیات کلی سامانه‌ی جداسازی که در (۳) تعیین می‌شود. به طور کلی، ضریب‌های لاندای آزمایشی برای آزمایش‌های دستگاه جداساز مستقل، مشابه ضریب‌های مربوط به هر نوع جداساز است، که آن هم مشابه مقدار برای کل سامانه‌ی جداسازی است. اگر چنین باشد، ساده‌تر این خواهد بود که برای منظور نمودن مقادیر پوش معقول، ضریب‌های لاندای فرض شده برای طراحی، برای تمامی انواع دستگاه‌های جداسازی قابل کاربرد باشد.

با این حال، اگر ضریب‌های لاندای آزمایشی که از آزمایش نمونه اولیه‌ی خاص پروژه به دست آمده به طور قابل‌توجهی با مواردی که در طراحی فرض شده، تفاوت داشته باشد، شاید بهتر این باشد که خصوصیات سامانه به گونه‌ای که در بالا توضیح داده شد، ساخته شود. چرا که ممکن است مقادیر بالای غیرمنتظره برای ضریب‌های لاندای آزمایشی در یک نوع دستگاه جداساز با مقادیر پایین‌تر از مقادیر فرض‌شده‌ی برای ضریب‌های لاندای آزمایشی در نوع دیگری از دستگاه جداساز جبران گردد. در این شرایط، ممکن است نتایج آزمایش نمونه اولیه، مشروط بر اینکه رفتار پیچشی سامانه به طور

قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر قرار نمی‌گیرد، و اتصال دستگاه جداساز و اعضای مجاور بتواند هر گونه افزایش در تقاضای نیروی موضعی را تحمل نماید، قابل قبول در نظر گرفته شود.

همچنین توجه شود که زیرمجموعه‌ای از خصوصیات سامانه‌ی جداسازی می‌تواند از انجام آزمایش ارزیابی کیفیت و آزمایش کنترل کیفیت (محصول) تعیین گردد. این آزمایش معمولاً در یک بار محوری مطابق با میانگین بار محوری  $0.5L + D$  برای نوع جداساز و در جابجایی برابر با  $0.167DM$  انجام می‌شود. به خاطر داشته باشید خصوصیات دستگاه جداساز با هدف تعیین مقادیر اسمی سه چرخه‌ای، که از طریق انطباق با مقدار میانگین آزمایش برآورد شده، ممکن است دقیقاً با مقدار میانگین آزمایش سه بار محوری حاصل از انجام آزمایش محصول در متوسط بار مرده مطابقت نداشته باشد. این نتیجه به طور معمول در مورد مقادیر سختی مؤثر و نسبت میرایی مؤثر دستگاه‌های جداساز اصطکاک‌ی قابل مشاهده است، زیرا میانگین سه بار محوری آزمایشی مورد نیاز در بند ۹-۸-۲ دقیقاً با آنچه در هنگام تحلیل جانبی در دستگاه جداساز وجود دارد (بار لرزه‌ای، معمولاً یک برابر بار مرده)، مطابقت ندارد. در این مورد، ممکن است نیاز به تنظیم نمودن بیشتر خصوصیات باشد. یک بار که سختی مؤثر و نسبت میرایی مؤثر حاصل از آزمایش سامانه جداسازی مشخص شد، این مقادیر با مقادیر فرض شده برای طراحی در بند ۹-۲-۸-۴ که با مقادیر اسمی و مقادیر  $\lambda_{(test,min)}$  و  $\lambda_{(test,max)}$  تعریف شده است، مقایسه می‌شود.

در عمل، برای ایجاد روابط لازم برای تعریف وابستگی خصوصیات جداساز به مواردی مانند بار محوری یا سرعت، ممکن است به جای انجام آزمایش‌های نمونه اولیه برای استفاده مستقیم در تحلیل، ساده‌تر باشد که از داده‌های آزمایش نمونه اولیه یا داده‌های آزمایش‌های قابل قبول گذشته‌ی دستگاه‌های مشابه (به بند ۹-۸-۲-۷ مراجعه شود) استفاده گردد. اگر روابطی برای کمیت‌های کاربردی چرخه‌ی هیستریزس مانند نیروی تسلیم، نسبت اصطکاک، سختی اولیه و سختی پس از تسلیم ایجاد شود، می‌توان از آن‌ها برای تولید دستگاه جداساز و نسبت‌های سختی مؤثر و میرایی مؤثر سامانه‌ی جداسازی برای محدوده‌ی عملیاتی مورد نظر در پروژه استفاده نمود.

### ت-۹-۸-۵ آزمایش‌های تولید

تمامی دستگاه‌های جداساز تولید شده باید در ترکیب فشار و برش آزمایش شود. هر دو دسته آزمایش شبه استاتیکی و دینامیکی برای تمامی انواع دستگاه‌های جداسازی مورد پذیرش است. اگر از یک آزمایش شبه استاتیکی استفاده شود، باید در غالب بخشی از آزمایش‌های نمونه اولیه انجام شود. مسئولیت تعریف چارچوب برنامه‌ی آزمایش کنترل کیفیت، در مشخصات پروژه بر عهده‌ی کارشناس طراح ذیصلاح است. کارشناس طراح ذیصلاح، در خصوص دامنه‌ی تغییرات قابل قبول برای خصوصیات



اندازه‌گیری شده‌ی دستگاه‌های جداساز تولید شده تصمیم می‌گیرد. تمامی دستگاه‌های جداسازی از یک نوع و اندازه باید در ترکیب فشار و برش آزمایش شود و تغییرات مجاز میانگین باید در دامنه‌ی رواداری مشخص در بند ۹-۲-۸-۴ (به طور متعارف،  $\pm 10\%$  یا  $\pm 15\%$ ) قرار گیرد. برای دستگاه‌های جداساز مستقل، ممکن است تغییرات گسترده‌تر ( $\pm 15\%$  یا  $\pm 20\%$ ) نسبت به خصوصیات طراحی اسمی مجاز محسوب گردد. برای مثال، میانگین مقاومت مشخصه،  $Q$ ، برای تمامی دستگاه‌های جداساز آزمایش شده نسبت به مقدار مشخص شده‌ی  $Q$  می‌تواند تغییراتی تا سقف  $10\%$  داشته باشد، اما مقاومت مشخصه برای هر دستگاه جداساز مستقل نسبت به مقدار مشخص شده‌ی  $Q$  تا  $15\%$  مجاز است. محدوده‌ی مجاز دیگری که به طور متعارف برای انحراف از خصوصیات مشخص شده مجاز شناخته شده است، تغییر  $\pm 15\%$  برای مقدار میانگین تمام دستگاه‌های جداساز آزمایش شده و  $\pm 20\%$  برای هر دستگاه جداساز مستقل است.

آزمایش تراکم و برش ترکیبی جداسازها، مرتبط‌ترین خصوصیات دستگاه جداساز کامل را نشان داده و به کارشناس طراح ذیصلاح اجازه می‌دهد سازگار بودن رفتار بار- تغییرشکل دستگاه‌های جداساز تولید شده را با فرضیات طراحی سازه‌ای مورد بازبینی و تأیید قرار دهد. اگرچه اغلب آزمایش‌های نیرو- تغییرشکل قائم در برنامه‌های آزمایش کنترل کیفیت گنجانده می‌شود، اما به طور معمول اطلاعات این آزمایش از ارزش زیادی برخوردار نیست. توجه اصلی باید به هزینه کلی داده شود و اثرات ناشی از اجرای انواع چندگانه‌ی آزمایش‌های کنترل کیفیت برنامه‌ریزی گردد، و فقط آن دسته از آزمایش‌ها که مستقیماً مربوط به بازبینی و تأیید خصوصیات طراحی دستگاه‌های جداسازی است، تعیین گردد. در مواردی که آزمایش نمونه اولیه‌ی خاص پروژه مطابق با بند ۹-۸-۲ انجام نمی‌شود، باید برنامه آزمایش تولید، عملکرد هر نوع واحد جداساز را برای اثرات تغییر خصوصیات از بند ۹-۲-۸-۴ ارزیابی کند.

## ت-۹-۹ مراجع

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (1990). Guide specifications for seismic isolation design. AASHTO, Washington, DC.

AASHTO. (1999). Guide specifications for seismic isolation design. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AISC (2022) (American Institute of Steel Construction). "Seismic provisions for structural steel buildings." AISC 341, Chicago.

ASCE. (2007). "Seismic rehabilitation of existing buildings." ASCE 41-06, ASCE, Reston, VA.

ASTM International. (2012). "Standard specification for plain and steellaminated elastomeric bearings for bridges." D4014. ASTM International, West Conshohocken, PA.

- Buckle, I. G., Nagarajaiah, S., Ferrel, K. (2002). "Stability of elastomeric isolation bearings: Experimental study." ASCE J. Struct. Eng. 128, 3—11.
- Constantinou, M. C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., and Ecker Lay, R. A. (2011). "LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators." Report No. MCEER-11-0004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Constantinou, M. C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., and Wolff, E. D. (1999). "Property modification factors for seismic isolation bearings." MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kalpakidis, Y., Fenz, D. M., and Warn, G. P. (2007). "Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading." MCEER-07-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Constantinou, M. C., Winters, C. W., and Theodossiou, D. (1993). "Evaluation of SEAOC and UBC analysis procedures. Part 2: Flexible superstructure." In Proc., Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC Report 17-1. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- FEMA (Federal Emergency Management Agency). (1999). "HAZUS software." Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2003). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2009a). "Quantification of building seismic performance factors." P-695. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2009b). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2012). "Seismic performance assessment of buildings." P-58. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- ICBO (International Council of Building Officials). (1991). Uniform Building Code, Whither, CA.
- Kalpakidis, I. V., and Constantinou, M. C. (2008). "Effects of heating and load history on the behavior of lead-rubber bearings," MCEER-08-0027, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Kalpakidis, I. V., and Constantinou, M. C. (2009). "Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. I: Theory." J. Struct. Eng., 135(12), 1440-1449.
- Kalpakidis, I. V., Constantinou, M. C., and Whittaker, A. S. (2010). "Modeling strength degradation in lead-rubber bearings under earthquake shaking," Earthq. Eng. Struct. Dyn. 39(13), 1533-1549.
- Katsaras, A. (2008). "Evaluation of current code requirements for displacement restoring capability of seismic isolation systems and proposals for revisions." Project No. GOCE-CT-2003-505488, LessLoss Project cofounded by European Commission with 6th Framework.
- Kelly, J. M., and Chaloub, M. S. (1990). "Earthquake simulator testing of a combined sliding bearing and rubber bearing isolation system." Report No. UCB/EERC-87/04, University of California, Berkeley.

- Kelly, J. M., and Hodder, S. B. (1981). "Experimental study of lead and elastomeric dampers for base isolation systems." Report No. UCB/EERC- 81/16, University of California, Berkeley.
- Kelly, J. M., and Konstantinidis, D. A. (2011). History of multi-layered rubber bearings. John Wiley and Sons, New York.
- Kelly, J. M., Skinner, M. S., Beucke, K. E. (1980). "Experimental testing of an energy absorbing seismic isolation system." Report No. UCB/EERC-80/ 35, University of California, Berkeley.
- Kircher, C. A., Lashkari, B., Mayes, R. L., and Kelly, T. E. (1988). "Evaluation of nonlinear response in seismically isolated buildings." In Proc., Symposium on Seismic, Shock and Vibration Isolation, ASME Pressure Vessels and Piping Conference, New York.
- Masroor, A., and Mosqueda, G. (2015). "Assessing the Collapse Probability of Base-Isolated Buildings Considering Pounding to Moat Walls Using the FEMA P695 Methodology." Earthq. Spectra 31(4), 2069-2086.
- McVitty, W., and Constantinou, M.C. (2015). "Property Modifications factors for Seismic Isolators: Design guidance for buildings." MCEER Report No. 000-2015.
- NIST (National Institute of Standards and Technology). (2011). Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses, GCR 11-917-15, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Ryan, K. L., Coria, C. B., Dao, N. D., (2012). "Large scale earthquake simulation for hybrid lead rubber isolation system designed with consideration for nuclear seismicity." U.S. Nuclear Regulatory Commission CCEER 13-09.
- Shenton, H. W., III., (1996). Guidelines for pre-qualification, prototype, and quality control testing of seismic isolation systems, NISTIR 5800.
- York, K., and Ryan, K. (2008). "Distribution of lateral forces in base-isolated buildings considering isolation system nonlinearity." J. Earthq. Eng., 12, 1185-1204.
- Zayas, V., Low, S., and Mahin, S. (1987). "The FPS earthquake resisting system." Report No. UCB/EERC-87-01; University of California, Berkeley.



تفسیر فصل دهم  
سازه‌های دارای میراگر

## ت-۱۰-۱ کلیات

الزامات این فصل برای همه‌ی انواع سامانه‌های میرایی، از جمله دستگاه‌های میرایی وابسته به جابجایی مانند سامانه‌های هیسترتیک یا اصطکاکی و دستگاه‌های میرایی وابسته به سرعت مانند سامانه‌های ویسکوز یا ویسکوالاستیک کاربرد دارد (سونگ و دارگوش، ۱۹۹۷، کنستانتینو و همکاران، ۱۹۹۸، هانسون و سونگ، ۲۰۰۱). هدف اولیه‌ی این الزامات دستیابی به عملکردی مشابه با یک سازه‌ی دارای سامانه‌ی متعارف مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای است، اما از همین روش‌ها می‌توان برای دستیابی به عملکردهای بالاتر نیز بهره برد.

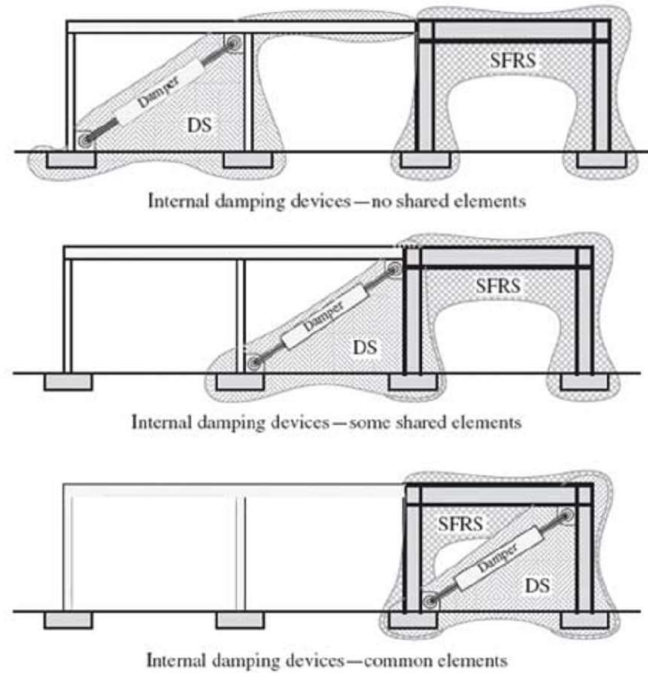
سامانه‌ی میرایی (Damping System, DS) جدا از سامانه‌ی مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (Seismic Forcd-resisting System, SFRS) تعریف شده، اما این دو سامانه می‌توانند اعضای مشترک نیز داشته باشد. همان‌گونه که در شکل ت-۱۰-۱ نشان داده شده، سامانه‌ی میرایی می‌تواند درون یا بیرون سازه‌ی باربر جانبی باشد و می‌تواند دارای اعضای مستقل، نیمه مشترک یا کاملاً مشترک با سامانه‌ی باربر جانبی باشد. عناصر مشترک سامانه‌ی میرایی و سامانه‌ی باربر جانبی برای ترکیبی از بارهای هر دو سامانه طراحی می‌شود. هنگامی که هیچ عضوی در هر دو سامانه‌ی میرایی و سامانه‌ی باربر جانبی مشترکی نباشد، لازم است نیروهای میراگر جمع‌آوری شده و به اعضای سامانه‌ی باربر جانبی منتقل گردد.

## ت-۱۰-۲ الزامات کلی طراحی

### ت-۱۰-۲-۱ الزامات سامانه باربر لرزه‌ای و سامانه میرایی

سازه‌های دارای سامانه میرایی حتماً باید سامانه‌ی باربر جانبی که مسیر انتقال بار آن کامل باشد، داشته باشد. در طراحی این سامانه‌ی باربر جانبی حتماً باید تمام محدودیت‌های بیان شده در آیین‌نامه در مورد ارتفاع، رده‌ی طراحی لرزه‌ای، افزونگی و تمامی جزئیات مشخص شده برای آن سامانه‌ی باربر جانبی خاص رعایت شده باشد. سامانه‌ی باربر جانبی باید به گونه‌ای طراحی شود که بدون سامانه‌ی میرایی (مشابه اینکه کلیه‌ی دستگاه‌های میرایی از سازه جدا شده) کمینه ۷۵٪ مقاومت لازم برای سازه‌ی بدون سامانه‌ی میرایی که همان سامانه‌ی باربر جانبی را دارد، داشته باشد. در صورتی که سازه نامنظمی افقی یا قائم دارد، این کمینه ظرفیت سامانه‌ی باربر جانبی باید ۱۰۰٪ گردد. اما سامانه‌های میرایی، صرفنظر

از اینکه سازه منظم یا منظم باشد، می‌تواند برای برآوردن محدودیت‌های جابجایی نسبی طبقه مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ت-۱۰-۱ حالت‌های پیکربندی میان دو سامانه‌ی میرایی (DS) و سامانه‌ی مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای (SFRS).

طراحی سامانه‌ی باربر جانبی برای کمینه ۷۵٪ مقاومت لازم برای سازه‌ای بدون سامانه‌ی میرایی، برای زمانی که سامانه‌ی میرایی درست کار نکند، ایمنی سازه را فراهم می‌کند و در عین حال سامانه‌ی مرکبی بوجود می‌آورد که سختی و مقاومت کافی برای داشتن پاسخ کنترل شده‌ی جابجایی جانبی را دارد. تحلیل و طراحی سامانه‌ی باربر جانبی تحت برش پایه،  $V_{min}$ ، از رابطه ۱۰-۱ یا ۱۰-۲، یا در صورت اعمال استثنا، تحت برش پایه‌ی کاهش نیافته،  $V$ ، بر اساس مدلی از سامانه‌ی باربر جانبی که سامانه‌ی میرایی از آن حذف شده، انجام می‌شود.

#### ت-۱۰-۲-۱-۲ سامانه‌ی میرایی

سامانه‌ی میرایی باید برای تغییرشکل‌ها و نیروهای حقیقی (کاهش نیافته‌ی) زلزله‌ی نادر (مانند بیشترین نیروی تولید شده در دستگاه‌های میرایی) طراحی شود. برای برخی از قسمت‌های سامانه‌ی میرایی (مانند اتصالات یا اعضای قابی که دستگاه‌های میرایی در آن قرار دارد)، به استثنای خود دستگاه‌های میرایی،





با این حال، استثنائاً روش تحلیل طیفی (RS) و روش نیروی جانبی معادل (ELF) می‌تواند برای طراحی سازه‌هایی با سامانه‌های میرایی که دارای پیکربندی معین و سایر معیارهای محدودکننده هستند (به عنوان مثال، وجود کمینه دو دستگاه میرایی در پیکربندی هر طبقه برای مقابله با پیچش) استفاده شود. روش‌های تحلیل سازه‌های دارای میرایی مبتنی است بر خصوصیات بارافزون غیرخطی استاتیکی سازه و محاسبه بیشینه پاسخ‌ها با استفاده از سختی مؤثر (سکانتی) و خواص میرایی مؤثر مود اول (بارافزون) در راستای مورد نظر. این مفاهیم در فصل ۹ برای توصیف خواص نیرو-تغییرشکل سامانه‌های جداسازی استفاده می‌شود، که برای منظور نمودن صریح اثرات تقاضای شکل‌پذیری (پاسخ پس از تسلیم) و پاسخ مودهای بالاتر سازه‌های دارای میراگر اصلاح شده است. مشابه سازه‌های متعارف، عموماً در سازه‌های دارای میرایی نیز تحت لرزش‌های شدید زمین، تسلیم اتفاق می‌افتد و عملکرد آن‌ها به شدت می‌تواند تحت تأثیر پاسخ مودهای بالاتر قرار گیرد.

روش تحلیل طیفی و روش نیروی جانبی معادل که در فصل ۱۰ ارائه شده دارای چندین ساده‌سازی و محدودیت است که به شرح زیر بیان شده است:

۱. یک سازه‌ی چند درجه آزاد دارای سامانه‌ی میرایی را می‌توان با استفاده از روش‌های تفکیک مودی به سامانه‌های یک درجه آزاد معادل تبدیل نمود. در این روش فرض شده که سازوکار فروپاشی سازه، یک سازوکار یک درجه آزاد است به طوری که می‌توان توزیع تغییرمکان نسبی طبقه در ارتفاع را به طور منطقی با استفاده از شکل مود اول یا شکل دیگری، مانند یک مثلث معکوس، تخمین زد. چنین روش‌هایی به طور جدی برای ساختمان‌های تسلیم شونده یا ساختمان‌هایی که میرایی غیرمتناسب دارد، اعمال نمی‌شود.

۲. پاسخ یک سامانه‌ی غیرالاستیک می‌تواند با استفاده از خصوصیات خطی معادل و یک طیف پاسخ با میرایی ۵٪ تخمین زده شود. طیف میرایی بیشتر از ۵٪ را می‌توان با استفاده از ضرایب میرایی ایجاد نمود و نیروهای وابسته به سرعت را می‌توان با استفاده از شبه‌سرعت و اطلاعات مودی یا با اعمال ضریب‌های تصحیح شبه‌سرعت محاسبه کرد.

۳. پاسخ غیرخطی سازه را می‌توان با رابطه هیسترتیک دوخطی که سختی پس از تسلیم آن صفر است، نشان داد (رفتار الاستوپلاستیک).

۴. مقاومت تسلیم سازه را می‌توان با انجام تحلیل پلاستیک ساده یا با استفاده از کمینه برش پایه‌ی لرزه‌ای و مقادیر  $R$ ،  $\Omega_0$  و  $C_d$  تخمین زد.

۵. مودهای بالاتر باید در روش نیروی جانبی معادل در نظر گرفته شود تا اثرات آن در نیروهای وابسته به سرعت اعمال گردد. این الزام در روش مودهای باقیمانده منعکس می‌شود.

در نشریه‌ی FEMA-440 (2005) مروری بر روش‌های ساده‌شده برای تحلیل سازه‌های تسلیم‌شونده ارائه شده است. اثرات ترکیبی ساده‌سازی‌های ذکر شده در بالا توسط رامیرز و همکاران (۲۰۰۱) و پاولو و کنستانتینو (۲۰۰۴)، بر اساس مطالعه‌ی ساختمان‌های سه و شش طبقه‌ی دارای سامانه‌ی میرایی گزارش شده که با روش‌های پیشنهادی آیین‌نامه طراحی شده است. روش تحلیل طیفی و روش نیروی جانبی معادل آیین‌نامه، پیش‌بینی‌های محافظه‌کارانه‌ای از جابجایی نسبی طبقه، نیروهای میراگر و کنش‌های اعضا ارائه می‌دهد که در مقایسه با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از دقت قابل‌قبولی برخوردار است. انتظار می‌رود سازه‌های دارای سامانه‌های میرایی که مطابق با آیین‌نامه طراحی می‌شود، عملکرد سازه‌ای مناسبی کمینه به خوبی سازه‌های بدون سامانه‌ی میرایی داشته باشد. پاولو و کنستانتینو (۲۰۰۶) گزارش می‌دهند که سازه‌هایی با سامانه‌ی میرایی، که مطابق با آیین‌نامه طراحی شده است، مزایای کاهش پاسخ سامانه‌ی ثانویه را دارد، که البته این مزیت محدود به سامانه‌های با میرایی ویسکوز افزوده می‌شود.

#### ت-۱۰-۲-۴-۱ طراحی دستگاه میرایی

دستگاه‌های میرایی ممکن است بر اساس اصول مختلفی کار کند و ممکن است از موادی استفاده کند که بر عملکرد کوتاه‌مدت و بلندمدت آن‌ها تأثیرگذار باشد. این تفسیر با ارائه‌ی راهنمایی در مورد رفتار برخی از این دستگاه‌ها، به دنبال زبان واحدی برای دادن مشاوره به مهندس طراح است تا بتواند درباره‌ی مقادیر کران بالا و کران پایین خصوصیات مکانیکی دستگاه‌ها که برای تحلیل و طراحی به آن نیاز دارد، تصمیم‌گیری کند.

می‌توان دستگاه‌های میرایی که کاربرد پیدا کرده یا توان بالقوه‌ی کاربرد یافتن را دارد، به صورت زیر دسته‌بندی نمود:

۱. میراگرهای سیال ویسکوز (یا میراگرهای روغنی) که بر اساس اصل عبور سیال (به طور معمول شکل‌های خاصی از روغن) از روزنه کار می‌کنند (Constantinou et al. 2007). این دستگاه‌ها به طور معمول بسیار مهندسی‌شده و با دقت ساخته می‌شود به طوری که خصوصیات آن‌ها در یک دامنه‌ی محدود شناخته شده قرار دارد. به این معنی که وقتی این دستگاه‌ها آزمایش می‌شود، تغییرپذیری قابل مشاهده در خصوصیات آن اندک است. مسئله گرم شدن این دستگاه‌ها می‌تواند تأثیرات قابل توجهی داشته باشد (Makris et al. 1998). این مسئله می‌تواند با استفاده از مخزن انبساط یا با استفاده از مصالحی با خواص انبساط حرارتی متفاوت به طوری که اندازه‌ی روزنه به طور خودکار با دماهای متفاوت

تنظیم شود، کاهش داده شده یا حذف شد. با این حال، رفتار درازمدت آن‌ها می‌تواند تحت تأثیر مشکلات بالقوه‌ی مختلفی قرار گیرد:

(الف) دستگاه‌هایی که از مخزن انباشت استفاده می‌کند، دریچه‌هایی دارد که ممکن است در طول زمان، بسته به کیفیت ساخت و تاریخچه‌ی عملکرد، خراب شود. هیچگاه نمی‌توان دریافت که یک دریچه چه زمانی ممکن است خراب می‌شود.

(ب) سیال درون دستگاه توسط آب‌بندی بین بدنه و پیستون متحرک دستگاه حفظ می‌شود، که ممکن است در نتیجه‌ی سایش ناشی از جابجایی تجمعی بیش از حد یا ضعف در ساخت نشأت پیدا کند. جابجایی تجمعی بیش از حد، به ندرت برای ساختمان‌ها مشکل‌ساز می‌شود. هنگام نشأت از قسمت آب‌بندی شده، بسته به کاهش فشار داخلی دستگاه، توان خروجی آن کاهش می‌یابد. توصیه می‌شود، در تعیین مقادیر کران پایین ضریب‌های اصلاح خصیصه، نشأت احتمالی روغن در نظر گرفته نشود (چون امکان دانستن آن وجود ندارد)، بلکه به جای آن یک برنامه‌ی بازرسی دوره‌ای و نگهداری توسط سازنده توصیه می‌شود تا مشکلات شناسایی شده و اصلاحات لازم انجام پذیرد.

(پ) روزنه‌ها قطر بسیار کوچکی دارد و به همین دلیل ممکن است به دلایل زیر دچار گرفتگی شود: استفاده از روغن ناخالص، آلوده شدن روغن توسط ذرات لاستیکی مورد استفاده در آب‌بندی سیال در دستگاه‌های دارای کیفیت ساخت پایین، یا آلوده شدن روغن توسط ذرات فلزی ناشی از خوردگی داخلی یا به دلیل کاویتاسیون ناشی از روغن زمانی که از مواد با کیفیت پایین استفاده می‌شود. به طور معمول، از لاستیک نباید در آب‌بندی استفاده شود و قطعات باید به جای جوشکاری رزوه شود یا به صورت پس کشیده متصل گردد. روزنه‌های با قطر بزرگ‌تر ارجح است.

۲. دستگاه‌های جامد یا سیال ویسکوالاستیک. این دستگاه‌ها بر اساس اصل برش در سیالات با ویسکوزیته‌ی بالا یا جامدات ویسکوالاستیک کار می‌کند. خصوصیات این سیالات ویسکوز و جامدات ویسکوالاستیک وابستگی شدیدی به فرکانس و دما دارد. این اثرات باید با انجام آزمایش صلاحیت ارزیابی شود. رفتار دراز مدت این دستگاه‌ها بر اساس رفتار سیال یا جامد مورد استفاده در آن‌ها که انتظار می‌رود هر دو با گذشت زمان سفت‌تر شود، تعیین می‌گردد. مهندس طراح باید از تأمین‌کننده‌ی دستگاه، اطلاعات متناظر با عمر طولانی (سالخوردگی) مواد را بر حسب مشاهدات واقعی در طول زمان بخواهد. استفاده از اطلاعات مبتنی بر سرعت بخشیدن به گذر عمر مناسب نیست و نباید مورد استفاده قرار گیرد (Constantinou et al. 2007).

۳. دستگاه‌های تسلیم‌شونده‌ی فلزی. دستگاه‌های تسلیم‌شونده‌ی فولادی معمولاً از فولاد با خصوصیات تسلیم مشخص در یک دامنه‌ی تغییرات کوچک، ساخته می‌شود. با این وجود، دامنه‌ی مقادیر مقاومت تسلیم می‌تواند با انجام آزمایش‌های ساده‌ی مصالح تعیین گردد. همچنین برای تأیید اطلاعات به دست آمده از آزمایش کشش ساده، لازم است تعدادی از دستگاه‌های میرایی آزمایش شود. از آنجا که خوردگی فقط ممکن است کاهش مختصری در خواص هندسی فولاد به وجود آورد، گذر عمر کمترین دغدغه را ایجاد می‌کند. با یک برنامه بازرسی و نگهداری می‌توان دغدغه‌ی گذر عمر را مرتفع ساخت.

۴. دستگاه‌های اصطکاکی. دستگاه‌های اصطکاکی بر اساس اصل صفحات لغزشی از پیش بارگذاری شده کار می‌کند. برای چنین دستگاه‌هایی دو مسئله وجود دارد:

(الف) ممکن است پیش بارگذاری در طول زمان به دلیل وقوع خزش در مواد سطح لغزشی یا وقوع خزش در تنظیمات پیش بارگذاری، یا سایش در سطح لغزشی ناشی از حرکت قابل توجه مرتبط با بار سرویس یا یک جنبش لرزه‌ای سرعت بالا، کاهش یابد. امکان ندارد که از مقدار پیش بارگذاری در طول عمر سازه آگاه بود، اما هنگامی که از پیچ و مهره‌های پر مقاومت استفاده می‌شود و از مصالح با مقاومت بالا و سایش اندک برای سطح لغزش استفاده می‌شود، خسارت می‌تواند کمینه شود.

(ب) ضریب اصطکاک در سطح لغزش می‌تواند به طور قابل توجهی در طول زمان تغییر کند. مهندس طراح برای آشنایی بیشتر با طبیعت اصطکاک و رفتار کوتاه‌مدت و بلندمدت برخی از سطوح تماس می‌تواند به مرجع کنستانتینو و همکاران (۲۰۰۷) مراجعه نماید. به طور کلی، نتایج قابل اعتماد و قابل پیش‌بینی در اصطکاک طولانی مدت فقط زمانی قابل دستیابی است که سطح رابط لغزشی تشکیل شده از یک فلز بسیار صیقلی (معمولاً فولاد ضد زنگ) در تماس با یک ماده‌ی نرم‌تر غیرفلزی که تحت فشار بالا و شرایط محصورشدگی قرار گرفته باشد، به طوری که خزش در مدت زمان کوتاهی کامل شود. با این حال، چنین سطح لغزشی منجر به اصطکاک کم می‌شود (و به همین دلیل معمولاً در جداسازهای لغزشی مورد استفاده قرار می‌گیرد). مهندس طراح برای چنین مواردی به فصل ۹ و تفسیر مربوطه ارجاع داده می‌شود. اصطکاک بالای مطلوب (از نقطه نظر عملکردی) می‌تواند با استفاده از سطوح لغزشی فلز با فلز به دست آید. اما از آنجا که برخی از این سطوح لغزشی باعث خوردگی فزاینده و شدید می‌شود، کاملاً غیرقابل اعتماد بوده و هرگز نباید از آن‌ها استفاده کرد (British Standards Institute 1983). برخی دیگر از سطوح تماس دوفلزی هنگامی که با یکدیگر در تماس بدون حرکت باشد، تمایل به تشکیل محلول‌های جامد یا ترکیبات بین فلزی دارد.

این تمایل منجر به جوش سرد (چسبندگی بسیار زیاد یا اصطکاک بسیار زیاد) می‌شود. این مصالح به وسیله‌ی نمودارهای سازگاری قابل شناسایی است (Rabinowicz 1995). نمودارهای اصلی رابینوویچ زوج فلزات را با عنوان ناسازگار (چسبندگی کم) تا سازگار و یکسان (چسبندگی زیاد) دسته‌بندی می‌کند. بر اساس این خصوصیات، فلزات یکسان و بیشتر سطوح تماس دو فلزی نباید به عنوان سطح تماس لغزشی مورد استفاده قرار گیرد. با کنار گذاشتن سطوح مشترکی که شامل سرب (بسیار نرم)، مولیبدن، نقره و طلا (بسیار گران) است، فقط سطوح تماس قلع-کروم، کادمیوم-آلومینیوم و مس-کروم احتمالاً چسبندگی پایینی دارد. از این میان، سطح تماس قلع-کروم دارای مشکلات خوردگی فزاینده است و نباید مورد استفاده قرار گیرد (British Standards Institute 1983). بر این اساس، تنها سطوح تماس دو فلزی کادمیوم-آلومینیوم و مس-کروم می‌تواند مفید باشد. مصالح موجود در این سطوح تماس دارای سفتی مشابهی است به طوری که انتظار می‌رود اثرات مربوط به خزش مهم باشد که این منجر به افزایش سطح تماس واقعی و افزایش نیروی اصطکاک در طول زمان می‌شود (Constantinou et al. 2007). از این افزایش نیروی اصطکاک می‌توان نتیجه گرفت که نیروی اصطکاک در تمامی سطوح تماس دو فلزی در طول زمان دچار تغییر قابل توجهی می‌شود که قابل پیش‌بینی نیست و به همین دلیل استفاده از این نوع سطوح تماس مجاز نمی‌باشد.

۵. دستگاه‌های اکستروژن سرب. این دستگاه‌ها بر اساس اصل اعمال فشار برای عبور دادن سرب از درون یک روزنه کار می‌کند. رفتار این دستگاه به سرعت بارگذاری و دما بستگی دارد و به دلیل اثرات ناشی از گرم‌شدگی، نیروی خروجی آن با افزایش تعداد چرخه‌های رفت و برگشتی کاهش می‌یابد. این اثرات را می‌توان با انجام آزمایش اندازه‌گیری نمود تا خواص اسمی و ضریب‌های اصلاح خصیصه تعیین گردد. در طول عمر دستگاه، در صورت آسیب‌دیدن آب‌بندی دستگاه، امکان نشت سرب در حین کار وجود دارد، که البته انتظار نمی‌رود تأثیر چندانی بر عملکرد دستگاه داشته باشد. می‌توان با استفاده از فن‌آوری‌های آب‌بندی کارآمد و شناخته شده، مانع نشت سرب شد و برای تأیید از آزمایش صلاحیت استفاده نمود (Skinner et al. 1993).

کارشناس طراح ذیصلاح باید دمای محیط و محدوده‌ی دمای طراحی را تعریف کند. دمای محیط به عنوان دمای معمولی در حین کار دستگاه میرایی تعریف می‌شود. برای دستگاه‌های نصب شده در فضاهای داخلی، این دما ممکن است ۲۱ درجه‌ی سانتیگراد در نظر گرفته شود و محدوده‌ی دمای طراحی می‌تواند توسط مهندس مکانیک پروژه تعیین شود. برای دستگاه‌هایی که در معرض تغییرات دمای بیرون نصب می‌شود، دمای محیط می‌تواند به عنوان دمای میانگین سالانه در محل در نظر گرفته شود و محدوده‌ی

دمای طراحی می‌تواند به عنوان کمینه و بیشینه‌ی دمای سالانه منظور گردد. از آنجا که محدوده‌ی دمای طراحی به طور ضمنی از طریق ضریب‌های  $\lambda$  مرتبط با دما با تحلیل سازه در مقابل زلزله‌ی نادر مرتبط است، حتماً باید مقادیر بیشینه و کمینه‌ی دما در طول عمر طراحی سازه در نظر گرفته شود.

#### ت-۱۰-۲-۴-۴ خصوصیات اسمی طراحی

خصوصیات اسمی طراحی معمولاً توسط سازندگان دستگاه ارائه می‌شود که بر اساس برنامه‌های آزمایش نمونه اولیه‌های پیشین به دست آمده و به طور منطقی دقیق است. برای تأیید این خصوصیات اسمی، می‌توان در طول مراحل طراحی یا در فاز ساخت پروژه، از طریق انجام آزمایش‌های نمونه اولیه‌ی پروژه اقدام نمود.

#### ت-۱۰-۲-۴-۵ کمینه‌ی خصوصیات میراگر

*رواداری تغییر مشخصات مربوط به خصوصیات طراحی اسمی*

به عنوان بخشی از فرآیند طراحی، مهم است که تغییر خصوصیات میراگر تولید شده نسبت به خواص اسمی آن تشخیص داده شود. این تفاوت ناشی از تنوع در تولید است. مقادیر توصیه شده برای رواداری تغییر مشخصات نسبت به خصوصیات متوسط همه‌ی دستگاه‌ها با یک نوع و اندازه‌ی معین، معمولاً در محدوده‌ی  $\pm 10\%$  تا  $\pm 15\%$  است. برای رواداری مشخصات با  $\pm 10\%$ ، ضریب‌های  $\lambda$ ،  $\lambda_{(spec, max)} = 1/1$  و  $\lambda_{(spec, min)} = 0/9$  خواهد بود. ممکن است تغییر در خصوصیات یک دستگاه مستقل بیشتر از رواداری خصوصیات مربوط به تمامی دستگاه‌های از یک نوع و اندازه‌ی معین باشد. توصیه می‌شود هنگام تعیین مقادیر رواداری، با سازنده دستگاه مشورت شود.

*ضرایب تغییر خصیصه ( $\lambda$ ) و خصوصیات بیشینه و کمینه‌ی میراگر*

بخش ۱۰-۲-۴-۵ مستلزم آن است که تحلیل و طراحی دستگاه‌های میراگر با در نظر گرفتن شرایط محیطی؛ از جمله: اثرات عمر طولانی، خزش، خستگی و دمای عملیاتی انجام پذیرد. ضریب‌های عمر طولانی و عوامل محیطی در هم ضرب شده و سپس قسمتی از ضریب  $\lambda$  حاصل ( $\lambda_{ac}$ ) با ضریب کاهش  $0/75$  در رابطه ظاهر می‌شود. این کاهش بر اساس این فرض استوار است که همه مقادیر بیشینه یا کمینه عمر طولانی و عوامل محیطی به طور هم‌زمان اتفاق نمی‌افتد.

هنگامی که به دلیل اثرات مربوط به آزمایش، نتایج آزمایش‌های نمونه اولیه با ویژگی‌های طراحی اسمی متفاوت باشد، لازم است رفتار دستگاه بر اساس ویژگی‌های آزمایش تعیین گردد. رفتار متفاوت با خصوصیات طراحی اسمی می‌تواند از اثرات سرعت، اثرات چرخه‌ی اول و هر اثر دیگر آزمایشی ناشی

شده باشد. این رفتار از طریق ضریب  $\lambda$  آزمایش ( $\lambda_{test}$ )، که حاصل ضرب تمامی اثرات جداگانه‌ی آزمایش است، در نظر گرفته می‌شود.

ضریب‌های مشخصات ( $\lambda_{spec}$ )، محیطی ( $\lambda_{ae}$ ) و آزمایش ( $\lambda_{test}$ ) برای تعیین خصوصیات بیشینه ( $\lambda_{max}$ ) و کمینه ( $\lambda_{min}$ ) میراگر، مطابق با روابط ۱۰-۳-الف و ۱۰-۳-ب، از هر نوع و هر ابعاد برای استفاده در مدل ریاضی سازه‌ی دارای میراگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. این ضریب‌ها به طور معمول بر روی هر کمیتی که در بیان ریاضی دستگاه نقش دارد، اعمال می‌شود.

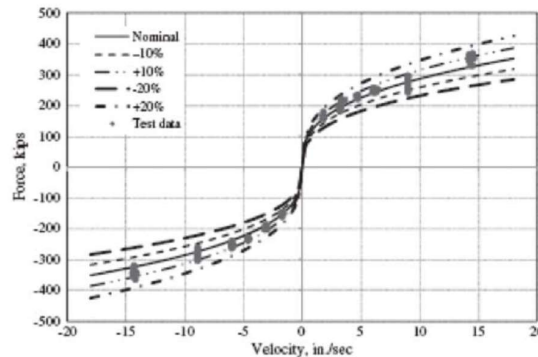
لازم به ذکر است، می‌توان به طور مستقیم از مدل‌های ریاضی پیچیده‌تر برای منظور نمودن اثرات تغییر در خصوصیات مختلف (برای نمونه، سرعت و دما) استفاده نمود. در چنین مواردی، اثر تجمعی ضریب‌های  $\lambda$  کاهش می‌یابد (به ۱/۰ نزدیک‌تر می‌شود)، چرا که برخی از رفتارهای متعارف سهمیم در  $\lambda_{min}$  و  $\lambda_{max}$  به صراحت در مدل وجود دارد. احتمالاً باز هم برخی از اثرات، مانند رواداری مشخصات و عمر طولانی، که نمی‌تواند در مدل‌های ریاضی در نظر گرفته شود، باقی خواهد ماند.

### مثال

اطلاعات حاصل از آزمایش نمونه اولیه، که در بند ۱۰-۶-۲ تعریف شده، برای تعیین ضریب‌های  $\lambda$  و مقادیر بیشینه و کمینه‌ی مورد استفاده در تحلیل و طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. رابطه‌ی اسمی نیرو - سرعت (برحسب واحد کیلو پوند و اینچ) برای میراگر سیال ویسکوز به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$F = C \operatorname{sgn}(V) |V|^\alpha = 128 \operatorname{sgn}(v) |V|^{0.38}$$

در شکل ت-۱۰-۲، منحنی با خط پر رابطه‌ی اسمی نیرو - سرعت را نشان می‌دهد.



شکل ت-۱۰-۲ رابطه نیرو-سرعت برای یک میراگر ویسکوز غیرخطی

آزمایش‌های نمونه اولیه‌ی میراگر مطابق با شرایط زیر انجام شد:

- تمامی آزمایش‌های مربوط به مشخصات نیرو-سرعت در دمای محیط، یعنی ۲۱ درجه‌ی سانتی‌گراد انجام شده است،
- ۱۰ چرخه‌ی کامل در دامنه‌های مختلف انجام شد،
- آزمایش‌های دما، سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی با سرعت‌های مختلف در دماهای زیر انجام شده است:
  - ۴ درجه‌ی سانتی‌گراد،
  - ۲۱ درجه‌ی سانتی‌گراد،
  - ۳۸ درجه‌ی سانتی‌گراد.

اطلاعات آزمایش‌های نمونه اولیه برای هر چرخه (بیشینه و منفی) به صورت نقطه‌هایی در شکل ت-۱۰-۲ نشان داده شده است.

همچنین در شکل ت-۱۰-۲، برای این میراگر تغییرات نسبت به مقادیر اسمی در روابط نیرو - سرعت نشان داده شده است. این روابط با تغییر مقدار ثابت میراگر (C) به دست می‌آید. هیچ تغییری برای توان سرعت،  $\alpha$ ، در نظر گرفته نشده است. در شکل نشان داده شده است که:

- یک جفت منحنی مربوط به رابطه‌ی اسمی رفتار میراگر که با ۱۰٪ افزایش یا کاهش در مقدار C محاسبه شده است. این منحنی‌ها مربوط به ضریب‌های  $\lambda$  آزمایش، تعریف شده در بند ۱۰-۲-۵-۴، می‌باشد:  $\lambda_{(test,max)} = 1/1$  و  $\lambda_{(test,min)} = 0/9$

برای این دستگاه‌های خاص، تغییر در خصوصیات ناشی از عمر طولانی و عوامل محیطی  $\pm 5\%$  ( $\lambda_{(ae, max)} = 1/0.5$ ،  $\lambda_{(ae, min)} = 0/9.5$ ) در نظر گرفته می‌شود و رواداری مشخصات روی  $\pm 5\%$  ( $\lambda_{(spec, max)} = 1/0.5$ ،  $\lambda_{(spec, min)} = 0/9.5$ ) تنظیم می‌شود. این مقادیر باید در ارتباط با سازنده‌ی دستگاه بر اساس تاریخچه‌ی اطلاعات آزمایش تولید میراگر و تجربه‌ی آن‌ها در مورد عمر طولانی و سایر اثرات زیست‌محیطی ایجاد شود. استفاده از این مقادیر در روابط ۱۰-۳-الف و ۱۰-۳-ب منجر به  $\lambda_{max} = 1/20$  و  $\lambda_{min} = 0/82$  می‌شود. این مقادیر کمینه الزامات بند ۱۰-۲-۴-۵ مربوط به تغییرات را برآورده می‌سازد که به  $\lambda_{max} = 1/2$  و  $\lambda_{min} = 0/8$  گرد می‌شود.

- یک جفت منحنی متناظر با مقادیر تجمعی بیشینه و کمینه‌ی  $\lambda$  (که برای منظور نمودن اثرات آزمایش، رواداری مشخصات و سایر عوامل ذکر شده در بند ۱۰-۲-۴-۵ محاسبه شده) برای افزایش یا کاهش مقدار اسمی C تا ۲۰٪ ترسیم شده است.



برای این مثال، تحلیل با خصوصیات بیشینه و کمینه‌ی میراگر باید به ترتیب با استفاده از مقادیر اسمی ۸۰٪ و ۱۲۰٪ برای C انجام شود. تحلیل با خصوصیات بیشینه‌ی میراگر به طور معمول نیروهای میراگر بزرگ‌تری ایجاد می‌کند که برای طراحی اعضا و اتصالات مورد استفاده قرار می‌گیرد، در حالی که تحلیل با خصوصیات کمینه‌ی میراگر به طور معمول اتلاف کل انرژی کمتر و در نتیجه جابجایی‌های نسبی طبقه‌ی بزرگ‌تری ایجاد می‌کند.

### ت-۱۰-۲-۴-۶ افزونگی سامانه میرایی

این بند تلاش دارد تا افزونگی سامانه‌ی میرایی در طبقات ساختمان از حد مشخصی کاهش پیدا نکند. کمینه باید چهار دستگاه میرایی در دو راستای اصلی، با کمینه دو دستگاه در هر راستا که در دو طرف مرکز سختی ساختمان برای کنترل پاسخ پیچشی قرار داده شده است، وجود داشته باشد. در مواردی که افزونگی سامانه‌ی میرایی کم‌تر از مقادیر در این تعریف باشد، همه‌ی دستگاه‌های میرایی در تمامی طبقه‌ها باید قابلیت تحمل جابجایی‌های افزوده (با نیروهای متناظر آن) و سرعت‌های افزوده (با جابجایی‌ها و نیروهای متناظر آن) نسبت به سامانه‌ی با افزونگی کافی را داشته باشد. این جریمه ۱۳۰٪ منظور شده است.

### ت-۱۰-۳ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

آن دسته از اعضای سامانه‌ی باربر جانبی و سامانه‌ی میراگر که اساساً در زلزله‌ی نادر به صورت الاستیک پاسخ می‌دهند (بر اساس محدودیت مقاومت انتظاری ۱/۵ برابر که با  $\phi = 1$  محاسبه شده است)، مجاز به مدل‌سازی الاستیک هستند. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ارائه‌شده در مراجع معتبر مانند ASCE 41، با تعیین اهداف عملکردی تعریف‌شده در این فصل برای برآوردن الزامات این بند قابل قبول تلقی می‌گردد.

بخش سخت‌افزاری تمام دستگاه‌های میرایی (برای نمونه، پوسته‌ی سیلندر یک دستگاه پیستونی) و اتصالات بین دستگاه‌های میرایی و باقی اعضای سازه باید در زلزله‌ی نادر الاستیک باقی بماند (به بند ۱۰-۲-۱-۱ مراجعه شود). رفتار غیرخطی سایر اعضای سامانه‌ی باربر جانبی و سامانه‌ی میرایی باید بر اساس اطلاعات آزمایشی مدل‌سازی شده و نباید فراتر از تغییرشکل‌های آزمایش شده تعمیم داده شود. در صورت برخورد با رفتاری فراتر از این دامنه، باید اثرات نزول تدریجی مقاومت و سختی منظور گردد. با این حال، رفتار غیرخطی در سامانه‌ی میرایی نباید به حدی باشد که عملکرد آن را مختل نماید.

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در هر دو سطح جنبش زمین، زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی نادر انجام می‌شود. خروج از مرکزیت تصادفی در زلزله‌ی نادر منظور می‌گردد، اما از آنجا که در گام کنترل طراحی سامانه‌ی باربر جانبی در بند ۱۰-۲-۱ خروج از مرکزیت تصادفی در نظر گرفته می‌شود، در سطح بررسی زلزله‌ی طرح نیازی به منظور نمودن خروج از مرکزیت تصادفی نیست. با این حال، برای کنترل مجدد تمامی اعضای سامانه‌ی باربر جانبی با استفاده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در سطح زلزله‌ی طرح، باید از مدل ترکیبی سامانه‌ی باربر جانبی و سامانه‌ی میرایی استفاده شود، چرا که در بررسی‌های بند ۱۰-۲-۱ رفتار سازه‌ی بدون سامانه‌ی میرایی کنترل می‌گردد. این الزام در بند ۱۰-۴-۱ تعریف شده است. سامانه‌ی میرایی، طبق تعریف بند ۱۰-۴-۲، بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های زلزله‌ی نادر طراحی و ارزیابی می‌شود.

### ت-۱۰-۳-۲ خروج از مرکزیت تصادفی جرم

به منظور اجتناب از انجام تعداد بسیار زیاد تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی که شامل مجموعه‌ی جنبش‌های زمین، خصوصیات کران بالا و کران پایین میراگر و پنج موقعیت یا بیشتر برای مرکز جرم است، در این بند استثنائاً اجازه داده شده است تا برای محاسبه‌ی اثرات خروج از مرکزیت جرم در ربع‌های مختلف ساختمان، از مقیاس نمودن نتایج تحلیل مرکز جرم استفاده شود. روش زیر، یکی از روش‌های پیشنهادی برای تولید ضریب‌های بزرگنمایی مناسب برای تغییرشکل‌ها و نیروها، برای منظور نمودن اثرات خروج از مرکزیت تصادفی، با استفاده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی مرکز جرم است. استفاده از سایر ضریب‌های بزرگنمایی که به طور منطقی توسعه یافته، با توجه به این مسئله که ممکن است جابجایی مصنوعی مرکز جرم به گونه‌ای خصوصیات دینامیکی سازه‌ی تحلیل شده را تغییر دهد که شاید منجر به تناقض کاهش پاسخ پیچشی با افزایش گریز از مرکز تصادفی شود، مجاز و مورد قبول است (Basu, et al., 2014).

بحرانی‌ترین راسها برای حرکت دادن مرکز جرم محاسباتی در هر راستای متعام در هر طبقه آنهایی است که گریز از مرکزیت تصادفی به خروج از مرکزیت ذاتی بیافزاید. برای هر یک از این دو موقعیت جرم خارج از مرکز و استفاده از خصوصیات کمینه‌ی میراگر، تحلیل تحت مجموعه‌ی جنبش‌های زلزله‌ی نادر انجام شده و نتایج مطابق با بند ۱۰-۳-۳ پردازش شود. حالت‌های تحلیل در جدول ت-۱۰-۱ تعریف شده است.

## جدول ت-۱۰-۱ حالت‌های تحلیل برای تعیین ضریب‌های بزرگنمایی

حالت	خصوصیات میراگر	خروج از مرکزیت تصادفی
۱	کمینه	ندارد
۲ الف	کمینه	فقط در راستای X دارد
۲ ب	کمینه	فقط در راستای Y دارد

سپس نتایج تحلیل در حالت‌های ۲ الف و ۲ ب به نوبت با نتایج حالت ۱ مقایسه می‌گردد. ضریب‌های بزرگنمایی به شرح ذیل (از نسبت پاسخ حالت ۲ الف یا ۲ ب به پاسخ حالت ۱) محاسبه می‌گردد:

(الف) بزرگنمایی جابجایی نسبی طبقه در موقعیت پلان طبقه‌ای که بیشترین جابجایی نسبی طبقه را دارد، برای تمام طبقات اعمال می‌گردد؛

(ب) بزرگنمایی نیروهای برش در محور قاب در هر طبقه، برای قاب دارای بیشینه جابجایی نسبی طبقه.

بزرگ‌ترین مقدار از دو مقدار عددی حاصل برای جابجایی نسبی طبقه به عنوان ضریب بزرگنمایی تغییرشکل استفاده شود و بزرگ‌ترین مقدار از دو مقدار عددی حاصل برای نیرو به عنوان ضریب بزرگنمایی نیرو مورد استفاده قرار گیرد. پس از تعیین ضریب‌های بزرگنمایی، اثرات خروج از مرکزیت تصادفی به شرح ذیل در نظر گرفته می‌شود. روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با در نظر گرفتن هر دو خصوصیات بیشینه و کمینه‌ی میراگر، فقط برای حالت خروج از مرکزیت ذاتی جرم اجرا می‌شود. برای هر ضریب تغییر خصیصه‌ی میراگر، مقادیر پاسخ مطابق با بند ۱۰-۳-۳ محاسبه می‌شود. پیش از استفاده از پاسخ‌های حاصل برای مراحل ارزیابی یا طراحی سازه، می‌بایست تمام کمیت‌های پاسخ تغییرشکلی حاصل، توسط ضریب بزرگنمایی تغییرشکل افزایش داده شود و تمام مقادیر نیرویی حاصل، توسط ضریب بزرگنمایی نیرو افزایش یابد.

## ت-۱۰-۴ شرایط بار لرزه‌ای و معیارهای پذیرش برای روش تحلیل

## تاریخچه زمانی غیرخطی

## ت-۱۰-۴-۱ سامانه‌ی باربر لرزه‌ای

تمامی اعضای سامانه‌ی باربر جانبی برای دو حالت کنترل می‌شود. اول، الزامات برش پایه‌ی کمینه در بند ۱۰-۲-۱ برای سامانه‌ی باربر جانبی (با حذف سامانه میرایی) کنترل می‌شود. دوم، باید از

تقاضاهای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در زلزله‌ی طرح (برای مدل ترکیبی سامانه‌ی باربر جانبی و سامانه‌ی میرایی)، برای کنترل مجدد تمامی اعضای سامانه‌ی باربر جانبی استفاده شود. سه مقدار حدی برای جابجایی‌های نسبی تحلیلی محاسبه شده برای طبقات تحت زلزله‌ی نادر وجود دارد. در این آیین‌نامه مقادیر مجاز برای جابجایی‌های نسبی طبقات برای انواع سازه‌ها مشخص شده است. این مقادیر حدی متناسب با روش‌های تحلیل آیین‌نامه تدوین شده است. از آنجایی که طراحی آیین‌نامه به طور ضمنی مبتنی بر شدت زلزله‌ی طرح است، جابجایی‌های نسبی پیشنهادی برای طبقه نیز می‌تواند برای استفاده در تحلیل انجام شده در این سطح نیز در نظر گرفته شود.

(۱) محدودیت ۳٪: برای اکثر سازه‌های متعارف، مقدار مجاز جابجایی نسبی طبقه برای زلزله‌ی طرح  $(\Delta_d/h)$ ، ۲٪ است. از آنجا که در بسیاری از موارد، نسبت شدت زلزله‌ی نادر به زلزله‌ی طرح، ضریب ۱/۵ است، نسبت جابجایی نسبی مجاز طبقه ۳٪  $(\frac{2}{5} \times 1/5)$  می‌شود.

(۲) ضریب ۱/۹: هنگامی که از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود، آیین‌نامه اجازه می‌دهد تا جابجایی نسبی طبقه در زلزله‌ی طرح که از تحلیل به دست آمده به ۱۲۵٪ محدودیت‌های زلزله‌ی طرح در این آیین‌نامه ارتقاء داده شود. بنابراین، برای زلزله‌ی نادر این ضریب به ۱/۹ (تقریباً برابر با  $1/25 \times 1/5$ ) تبدیل می‌شود.

(۳) ضریب  $(1/5R/C_d)$ : جابجایی  $\delta_x$  از ضرب مقادیر حاصل از تحلیل در ضریب بزرگنمایی  $(C_d)$  به دست می‌آید. از آنجا که این ضریب برای زلزله‌ی طرح ارائه شده است، برای تبدیل به زلزله‌ی نادر از ضریب افزایش ۱/۵ استفاده شده است.

مثال: قاب‌های پنج طبقه‌ی فولادی ویژه در رده‌ی ریسک I یا II

- جابجایی نسبی مجاز طبقه برای سازه‌های متعارف، ۲٪.
- جابجایی نسبی مجاز برای سازه‌های دارای میراگر تحت زلزله‌ی نادر، کوچک‌ترین مقدار از مقادیر زیر است:

- ۳٪.
- $2\% \times 1/9 = 3/8\%$ .
- $2\% \times (1/5,5) \times 1/5 = 4/4\%$

- ۳٪ کنترل کننده خواهد بود؛ بنابراین تمامی جابجایی‌های نسبی طبقه در زلزله‌ی نادر باید کمتر یا مساوی ۳٪ باشد.

## ت-۱۰-۵ بازنگری طراحی

بازنگری مستقل طراحی بسیاری از سازه‌های دارای میرایی می‌بایست توسط حداقل یک کارشناس طراح ذیصلاح که تجربه‌ی کافی در این زمینه دارد، انجام پذیرد. با این حال، توصیه می‌گردد برای پروژه‌هایی که شامل سازه‌های مهم یا حیاتی است، از یک پانل بازنگری طراحی، متشکل از دو یا سه کارشناس طراحی ذیصلاح با تجربه‌ی مناسب استفاده شود.

## ت-۱۰-۶ آزمایش

### ت-۱۰-۶-۱-۱ آزمایش‌های صلاحیت

ضریب‌های اصلاح خصیصه برای تعیین کرانه‌های خصوصیات مکانیکی دستگاه‌های میرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این ضریب‌ها به خود دستگاه و تولیدکننده‌ی آن وابستگی تام دارد و از طریق انجام آزمایش‌های لازم بر روی دستگاه‌های پیشنهاد شده برای ساخت، با اندازه‌ی فیزیکی و ساختار داخلی (برای نمونه؛ مشخصات روزه‌ها و نحوه‌ی آب‌بندی میراگرهای سیال ویسکوز) و نیز پاسخ نیرو-سرعت-جابجایی مورد استفاده در طراحی، به دست می‌آید. اگر برای آزمون صلاحیت از دستگاه‌های میرایی کوچک‌تر از مقیاس کامل استفاده شود، لازم است از اصول مقیاس‌گذاری و مشابهت در ادبیات فنی که برای دستگاه‌های حفاظت لرزه‌ای بررسی و پذیرفته شده است، برای تفسیر داده‌های آزمایش استفاده گردد.

### ت-۱۰-۶-۲-۲ توالی و چرخه‌های آزمایش

استفاده از مقدار  $1/(1/5T_1)$  برای فرکانس آزمایش، بر اساس نرم‌شدن سامانه‌ی ترکیبی باربر جانبی و سامانه‌ی میراگر با احتساب شکل‌پذیری تقریبی ۲ برای سامانه، پیشنهاد شده است. آزمایش ۲(ت) در بند ۱۰-۶-۲-۲ تضمین می‌کند که میراگر نمونه اولیه با بیشینه نیروی به دست آمده از تحلیل، آزمایش می‌شود.

لازم به ذکر است که دستگاه‌های وابسته به سرعت (برای نمونه، آن دسته از دستگاه‌هایی که رفتار آن‌ها با  $F = C_v^a$  مشخص می‌شود) قرار نیست به عنوان وابسته به فرکانس در رده‌ی ۴ این بند دسته‌بندی گردد.

### ت-۱۰-۶-۲-۳ آزمایش دستگاه‌های مشابه

برای اینکه بتوان از داده‌های آزمایش نمونه اولیه‌ی موجود برای برآوردن الزامات بند ۱۰-۶-۲ استفاده نمود، باید شرایط این بند رعایت گردد. ضروری است روش‌های تولید و کنترل کیفیت یکسانی برای نمونه اولیه‌ی موجود و دستگاه‌های میرایی تولیدی خاص پروژه مورد استفاده قرار گیرد. تفسیر دقیق موارد مربوط به "مشابهت ویژگی‌های ابعادی، ساختار داخلی و فشارهای داخلی استاتیکی و دینامیکی" و همچنین "مشابهت نیروها و دامنه‌ی جابجایی‌های پیشینه" به کارشناس طراح ذیصلاح و گروه بازنگری طراحی واگذار شده است. با این حال، تغییر بیش از حدود  $\pm 20\%$  در این خصوصیات از دستگاه نمونه اولیه‌ی پیشین نسبت به مقادیر خاص پروژه باید مورد توجه ویژه قرار گیرد.

### ت-۱۰-۶-۲-۴ تعیین مشخصه‌های نیرو-سرعت-جابجایی

هنگام تعیین خصوصیات اسمی (مورد ۲) برای آن دسته از دستگاه‌های میرایی که خصوصیات آزمایش چرخه‌ی اول آن‌ها به طور قابل توجهی با خصوصیات میانگین سه چرخه‌ی اول متفاوت است، لازم است یک چرخه‌ی دیگر (چرخه‌ی چهارم) به آزمایش اضافه گردد و خصوصیات اسمی از میانگین مقادیر اطلاعات چرخه‌ی دوم تا چهارم به دست آید. در این مورد، اثر خصوصیات چرخه‌ی اول باید به صراحت مورد توجه قرار گرفته و در محاسبه‌ی ضریب  $\lambda_{max}$  منظور گردد. لازم به ذکر است، اگر روش مندی ارائه شده در بندهای ۱۰-۲-۴ و ۱۰-۲-۴-۵ برای تعیین ضرایب تغییر خصوصیات به تداوم اعمال گردد، مقادیر خصوصیات پیشینه و کمینه‌ی طراحی روابط ۱۰-۴-الف و ۱۰-۴-ب، صرف‌نظر از اینکه میانگین خصوصیات از چرخه‌های ۱ الی ۳ یا چرخه‌های ۲ الی ۴ به دست آمده باشد، به مقادیر یکسانی منتهی خواهد شد.

### ت-۱۰-۶-۳ آزمایش‌های محصول

بر اساس مشخصات پروژه، کارشناس طراح ذیصلاح مسئول تعریف محدوده‌ی برنامه‌ی آزمایش تولید میراگر، از جمله تعیین تغییرات مجاز در میانگین خصوصیات اندازه‌گیری شده‌ی دستگاه‌های میرایی تولید شده است. کارشناس طراح ذیصلاح باید در مورد تغییرات قابل قبول خصوصیات میراگر در هر پروژه به طور جداگانه تصمیم‌گیری نماید. این محدوده باید با رواداری مشخصات از بند ۱۰-۲-۴-۵ مطابقت داشته باشد. آیین‌نامه ایجاب می‌کند که تمامی دستگاه‌های تولیدی از یک نوع و اندازه‌ی معین آزمایش شود.

ممکن است به هر دستگاه، به طور مستقل اجازه داده شود تا تغییرات گسترده‌تری (به طور معمول  $\pm 15\%$  یا  $\pm 20\%$ ) را نسبت به خصوصیات اسمی طراحی تجربه کند. برای نمونه، برای دستگاهی که رفتار آن با رابطه‌ی  $F = C_v^a$  مشخص شده، ممکن است میانگین نیروی مجاز برای تمامی دستگاه‌های آزمایش شده در یک سرعت مشخص، مقداری کمتر از  $\pm 10\%$  باشد، در حالی که مقدار تغییرات نیرو در هر دستگاه مستقل در یک سرعت مشخص، می‌تواند تا  $\pm 15\%$  نیز مجاز شناخته شود.

آزمایش چرخه‌ای دینامیکی تولید (به استثنای تعداد سه چرخه در مقابل پنج چرخه) با یکی از آزمایش‌های نمونه اولیه‌ی بند ۱۰-۶-۲-۲ یکسان است، به طوری که امکان مقایسه‌ی مستقیم میان خصوصیات میراگر تولیدشده و نمونه اولیه وجود دارد.

استثنای مطرح شده در این قسمت برای پوشش دادن آن دسته از دستگاه‌هایی است که در روند آزمایش تولید دچار تسلیم یا آسیب می‌شود. هدف این است که آزمایش تولید بر روی تمامی دستگاه‌های نوع پیستونی به طور  $100\%$  انجام شود، زیرا که بدون انجام آزمایش، نمی‌توان برآورده شدن الزامات مشخصات پروژه را برای آن‌ها نشان داد. برای انواع دیگر دستگاه‌های میرایی، که می‌توان با روش‌های دیگر (مثلاً از طریق آزمایش مصالح و برنامه‌ی کنترل کیفیت ساخت) خصوصیات آن‌ها را با مشخصات پروژه مطابقت داد، نیازی به انجام آزمایش چرخه‌ای دینامیکی تمامی  $100\%$  دستگاه‌ها نیست. با این حال، در این مورد، برای اطمینان از کیفیت دستگاه‌های تولیدشده، کارشناس طراح ذیصلاح باید برنامه‌ی آزمایش تولید جایگزینی پیشنهاد نماید. چنین برنامه‌ای به طور معمول بر مواردی مانند روش‌های کنترل کیفیت ساخت (یکسان بین نمونه اولیه و دستگاه‌های تولیدشده)، آزمایش مصالح نمونه‌ها از یک دوره‌ی تولید، روش‌های جوشکاری و کنترل ابعادی تمرکز داشته باشد. با این حال، کمینه باید یک دستگاه تولیدشده در دامنه‌ی جابجایی معادل  $0.67$  برابر مقدار زلزله‌ی نادر با فرکانس  $1/(1/5T_1)$  آزمایش شود، مگر اینکه برنامه‌ی کامل آزمایش نمونه اولیه‌ی خاص پروژه بر روی یک دستگاه با مشخصات یکسان انجام شده باشد. اگر چنین آزمایشی منجر به رفتار غیرالاستیک در دستگاه شود، یا دستگاه آسیب ببیند، نمی‌توان از آن دستگاه برای ساخت استفاده نمود.

## ت-۱۰-۷ روش‌های جایگزین و معیارهای پذیرش متناظر

این بند فقط برای مواردی اعمال می‌شود که روش‌های تحلیل طیفی و روش نیروی جانبی معادل قابل پیاده‌سازی باشد.

## ت-۱۰-۷-۱ روش تحلیل طیفی و ت-۱۰-۷-۲ روش نیروی جانبی معادل

### میرایی مؤثر

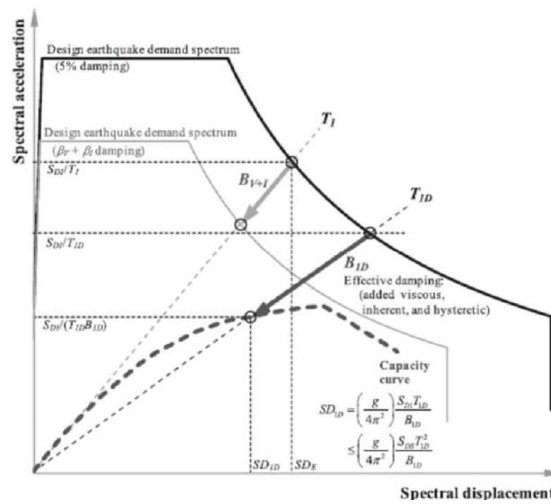
در آیین‌نامه، پاسخ کاهش یافته‌ی یک سازه با سامانه میرایی برای یک مود مورد نظر، با ضریب میرایی،  $B$ ، متناظر با نسبت میرایی مؤثر،  $\beta$ ، مشخص می‌شود. این رویکرد همان روشی است که برای سازه‌های جداسازی شده مورد استفاده قرار می‌گیرد. مانند جداسازی، میرایی مؤثر مود اصلی سازه‌ی دارای میراگر بر اساس خصوصیات غیرخطی نیرو- تغییرشکل سازه تعیین می‌گردد. در هنگام کار با روش‌های تحلیل خطی، خصوصیات غیرخطی سازه از طریق ضریب اضافه مقاومت،  $\Omega_0$  و دیگر عبارات‌ها مورد اشاره قرار می‌گیرد.

در شکل ت-۱۰-۳ مقدار کاهش در پاسخ زلزله‌ی طرح مود اصلی ناشی از افزایش میرایی مؤثر (که با ضریب  $B_{ID}$  بیان شده) نمایش داده شده است. منحنی ظرفیت، ترسیمی از رفتار غیرخطی مود اصلی در مختصات شتاب-جابجایی طیفی است. کاهش ناشی از میرایی در زمان تناوب مؤثر مود اصلی ارتعاش (بر اساس سختی سکانتی) اعمال می‌شود.

به طور کلی، میرایی مؤثر ترکیبی از سه جزء است:

- ۱) میرایی ذاتی ( $\beta_I$ ) - میرایی ذاتی سازه در لحظه‌ی تسلیم یا در نزدیکی آن، بدون منظور نمودن میرایی ویسکوز افزوده (به طور معمول برای سامانه‌های سازه‌ای بدون میراگر ۲٪ تا ۵٪ میرایی بحرانی فرض می‌شود).
- ۲) میرایی هیسترتیک ( $\beta_H$ ) - میرایی هیسترتیک پس از تسلیم سامانه‌ی باربر جانبی و اعضای سامانه‌ی میرایی در دامنه‌ی مورد نظر (در لحظه‌ی تسلیم و قبل از آن ۰٪ میرایی بحرانی منظور می‌شود).
- ۳) میرایی ویسکوز افزوده ( $\beta_V$ ) - جزء ویسکوز سامانه‌ی میرایی (برای سامانه‌های میرایی هیسترتیک یا مبتنی بر اصطکاک ۰٪ میرایی بحرانی منظور می‌شود).





شکل ت-۱۰-۳ کاهش تقاضای طراحی ناشی از میرایی مؤثر

هر دو میرایی هیسترتیک و میرایی ویسکوز افزوده به دامنه وابسته است و سهم نسبی مشارکت آن‌ها در میرایی مؤثر کل با مقدار دامنه‌ی پاسخ پس از تسلیم سازه تغییر می‌کند. برای نمونه، افزودن میراگر به سازه، جابجایی پس از تسلیم سازه را کاهش می‌دهد و در نتیجه، میزان میرایی هیسترتیک ناشی از سامانه‌ی برابر جانبی کاهش می‌یابد. اگر جابجایی سازه تا نقطه‌ی تسلیم کاهش یابد، بخش هیسترتیک میرایی مؤثر صفر شده و میرایی مؤثر برابر خواهد شد با میرایی ذاتی به اضافه‌ی میرایی ویسکوز افزوده. اگر سامانه‌ی میرایی وجود نداشته باشد (مانند یک سازه معمولی)، میرایی مؤثر برابر با میرایی ذاتی است.

### روش‌های تحلیل خطی

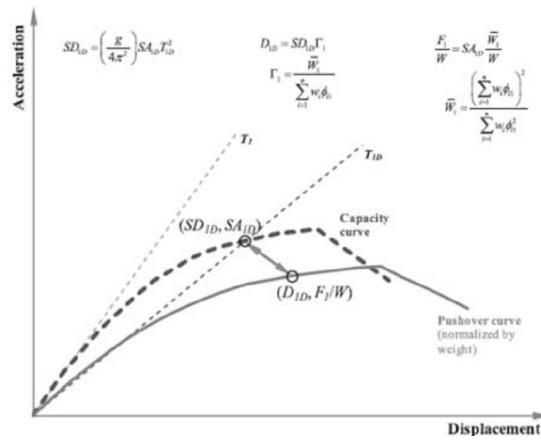
در این قسمت، جابجایی‌ها، سرعت‌ها و نیروهای ناشی از زلزله‌ی طرح بر اساس شتاب طیفی زلزله‌ی طرح و خصوصیات مودی تعیین می‌شود. برای تحلیل نیروی جانبی معادل، پاسخ بر اساس دو مود تعریف می‌شود: مود اصلی و باقی مودها. از باقی مودها برای تقریب اثرات ترکیبی مودهای بالاتر سازه استفاده می‌شود. اگرچه به طور معمول اثر مودهای بالاتر در محاسبه‌ی جابجایی نسبی طبقه از اهمیت بالایی برخوردار نیست، اما می‌تواند نقش مهمی در میزان سرعت طبقه داشته و به تبع آن، برای طراحی دستگاه‌های میرایی وابسته به سرعت بسیار مهم باشد. در تحلیل طیفی، مودهای بالاتر به صراحت مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

برای هر دو روش نیروی جانبی معادل و روش تحلیل طیفی، پاسخ مود اصلی در راستای مورد نظر بر اساس خصوصیات غیرخطی (تحلیل بارافزون) فرضی سازه استوار است. خصوصیات غیرخطی (تحلیل بارافزون) که برحسب برش پایه و جابجایی سقف بیان می‌شود، با ظرفیت ساختمان مرتبط بوده و با استفاده از مشارکت

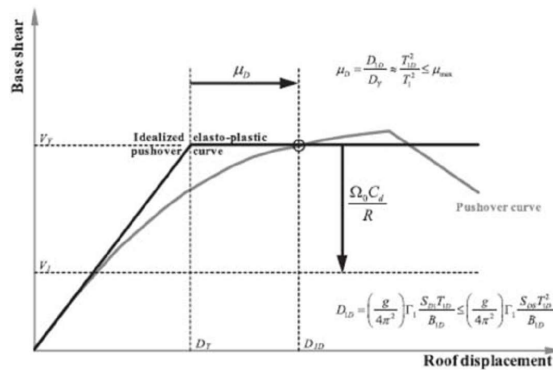
جرمی و سایر کمیت‌های مود اصلی برحسب دامنه‌ی طیفی نشان داده شده در شکل ت-۱۰-۴ بیان می‌شود. مفاهیم و عوامل دیگر نشان داده شده در شکل ت-۱۰-۴ همان مواردی است که در فصل ۹، ASCE 41 تعریف شده و به بهسازی لرزه‌ای سازه‌های دارای دستگاه میرایی می‌پردازد.

در مواردی که از روش‌های تحلیل خطی استفاده می‌شود، شکل منحنی بارافزون مود اصلی مشخص نیست، به همین دلیل یک شکل الاستوپلاستیک ایده‌آل، مانند شکل ت-۱۰-۵، فرض می‌شود. منحنی بارافزون ایده‌آل نقطه‌ی مشترک با منحنی بارافزون واقعی را در جابجایی زلزله‌ی طرح،  $D_{1D}$ ، مشخص می‌نماید. تقاضای شکل‌پذیری کلی ناشی از زلزله‌ی طرح،  $\mu_{1D}$ ، از منحنی ایده‌آل به دست می‌آید، که به عنوان نسبت جابجایی طراحی،  $D_{1D}$ ، به جابجایی تسلیم،  $D_Y$  تعریف می‌شود. این ضریب شکل‌پذیری برای محاسبه‌ی کمیت‌های مختلف طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد و نباید از ظرفیت شکل‌پذیری سامانه‌ی باربر جانبی،  $\mu_{max}$ ، که با استفاده از کمیت‌های پاسخ سازه‌ای متعارف محاسبه می‌شود، فراتر رود. نمونه‌های طراحی که با استفاده از روش‌های تحلیل خطی انجام شده هم‌خوانی خوبی با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی داشته است (Ramirez et al. 2001).

اعضای سامانه‌ی میرایی برای نیروهای مود اصلی در زلزله‌ی طرح مطابق با مقدار برش پایه‌ی  $V_Y$  طراحی می‌شود (به استثنای اینکه طراحی دستگاه‌های میرایی و آزمایش نمونه‌های اولیه برای پاسخ در برابر زلزله‌ی نادر انجام می‌شود). اعضای سامانه‌ی باربر جانبی برای برش پایه‌ی کاهش یافته‌ی مود اصلی،  $V_1$ ، طراحی می‌شود، که در آن کاهش نیرو به ضریب اضافه مقاومت سامانه (که با  $\Omega_0$  نشان داده می‌شود) ضربدر  $C_d/R$  برای تحلیل الاستیک (جایی که مقاومت بارافزون واقعی مشخص نیست)، بستگی دارد. کاهش با استفاده از نسبت  $C_d/R$  لازم است چرا که آیین‌نامه مقادیری برای  $C_d$  ارائه می‌دهد که کوچک‌تر از  $R$  است. جایی که مقدار دو پارامتر یکسان باشد و نسبت میرایی سازه ۵٪ میرایی بحرانی در شرایط الاستیک، نیازی به تنظیم این کمیت‌ها نیست. از آنجایی که روش تحلیل بر محاسبه‌ی جابجایی‌های نسبی واقعی طبقه و جابجایی‌های واقعی دستگاه میرایی استوار است (به جای اینکه جابجایی‌ها برای شرایط الاستیک در برش پایه‌ی کاهش یافته محاسبه شود و سپس در  $C_d$  ضرب شود)، نیاز به تنظیم وجود دارد. از آنجا که جابجایی‌های نسبی واقعی طبقه محاسبه می‌شود، حدود مجاز جابجایی نسبی طبقه برای سازه قبل از استفاده در ضریب  $R/C_d$  ضرب می‌شود.



شکل ت-۱۰-۴ منحنی‌های بارافزون و ظرفیت



شکل ت-۱۰-۵ منحنی‌های بارافزون و ظرفیت

### ت-۱۰-۷-۳ اصلاح پاسخ میرا

مقادیر ضریب میرایی،  $B$ ، در جدول ۱۰-۱ برای طراحی سازه‌های دارای میراگر مشابه با مقادیر جدول ۹-۱ برای سازه‌های جداسازی شده در سطوح نسبت‌های میرایی تا ۲۰٪ است. اما مقادیر جدول ۱۰-۱ بر اساس نتایج ارائه شده توسط رامیرز و همکاران (Ramirez et al. 2001) به سطوح میرایی بالاتری توسعه داده شده است. در جدول ت-۱۰-۲ مقادیر ضریب میرایی ارائه شده در اسناد، آیین‌نامه‌ها، استانداردها و منابع مختلف مقایسه شده است. در FEMA 440 (۲۰۰۵) و یوروکد ۸ (۲۰۰۵) روابطی برای تعیین ضریب میرایی،  $B$ ، ارائه شده است، در حالی که سایر اسناد، مقادیر را در قالب جدول ارائه می‌دهد.

## جدول ت-۱۰-۲ مقادیر ضریب میرایی، B

Eurocode 8 (۲۰۰۵)	FEMA 440 (۲۰۰۵)	جدول ۱-۹ و آشتو (۲۰۱۳)	نسبت میرایی مؤثر، $\beta$ (%)
۰/۸	۰/۸	۰/۸	۲
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۵
۱/۲	۱/۲	۱/۲	۱۰
۱/۶	۱/۵	۱/۵	۲۰
۱/۹	۱/۸	۱/۷	۳۰
۲/۱	۲/۱	۱/۹	۴۰
۲/۳	۲/۴	۲/۰	۵۰

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta)} : ۴۴۰ \text{ رابطه فیما}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.05 + \beta}{0.10}} : ۸ \text{ رابطه یوروکد}$$

## ت-۱۰-۷-۳-۲ میرایی مؤثر

میرایی مؤثر با این فرض محاسبه می‌شود که سامانه‌ی سازه‌ای رفتار هیسترتیک کاملاً دوخطی دارد که با تقاضای شکل‌پذیری مؤثر،  $\mu$ ، مشخص می‌گردد (Ramirez et al. 2001). میرایی مؤثر با استفاده از ضریب تنظیم حلقه‌ی پسماند،  $q_H$ ، که نسبت مساحت واقعی حلقه‌ی پسماند به مساحت حلقه‌ی هیستریزیس با فرض کاملاً دوخطی است، اصلاح می‌شود. به طور کلی، مقادیر این ضریب کمتر از واحد است. رابطه ۱۰-۵۳ تخمین ساده‌ای از این ضریب ارائه می‌دهد. این رابطه به درستی روند در حوزه‌ی شتاب ثابت طیف پاسخ را پیش‌بینی می‌کند و اعتقاد بر این است که برای سازه‌های انعطاف‌پذیر نیز مقدار محافظه‌کارانه‌ای به دست دهد.

## ت-۱۰-۷-۴ شرایط بار لرزه‌ای و معیارهای پذیرش برای روش‌های تحلیل طیفی و نیروی جانبی معادل

## ت-۱۰-۷-۴-۵ شرایط بار لرزه‌ای و ترکیب پاسخ‌های مودی

نیروهای طراحی لرزه‌ای در اعضای سامانه‌ی میرایی در سه مرحله‌ی مجزا محاسبه می‌شود: بیشینه جابجایی، بیشینه سرعت و بیشینه شتاب. لازم است هر سه مرحله برای سازه‌های دارای سامانه‌ی میرایی

وابسته به سرعت مورد بررسی قرار گیرد. برای سامانه‌های میرایی وابسته به جابجایی، مرحله‌های اول و سوم یکسان است، در حالی که مرحله دوم تأثیرگذار نیست.

ضرایب نیرو  $C_{mFD}$  و  $C_{mFV}$  برای ترکیب اثرات ناشی از نیروهای محاسبه شده در مرحله‌ی بیشینه جابجایی و بیشینه سرعت برای به دست آوردن نیروها در بیشینه شتاب مورد استفاده قرار می‌گیرد. ضریب‌ها به صورت جدولی بر اساس عبارات تحلیلی ارائه شده است (Ramirez et al. 2001) و رفتار ویسکوز غیرخطی و رفتار سامانه سازه‌ای غیرالاستیک را در نظر می‌گیرد.

## REFERENCES

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2010). *Guide specifications for seismic isolation design*, Washington, DC.
- ASCE. (2014), "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings." *ASCE/SEI 41-13*, Reston, VA.
- Basu, D., Constantinou, M. C., and Whittaker, A. S. (2014). "An equivalent accidental eccentricity to account for the effects of torsional ground motion on structures." *Eng. Structures*, 69, 1-11.
- British Standards Institution. (1983). *Commentary on corrosion at bimetallic contacts and its alleviation*, PD6484:1979, London.
- California Buildings Standards Commission (CBC). (2013). *California building code*. Sacramento, CA.
- Constantinou, M. C., Soong, T. T., and Dargush, G. F. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit, Monograph 1*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, State University of New York, Buffalo.
- Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kalpakidis, Y., Fenz, D. M., and Warn, G. P. (2007). "Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading." *Report No. MCEER-07-0012*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- European Committee for Standardization (Eurocode 8). (2005). "Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges." *Eurocode 8*, European Committee for Standardization.
- FEMA (Federal Emergency Management Agency). (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures." *FEMA 440*, FEMA, Washington, DC.
- Hanson, R. D., and Soong, T. T. (2001). "Seismic design with supplemental energy dissipation devices." *MNO-8*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- Makris, N., Roussos, Y., Whittaker, A. S., and Kelly, J. M. (1998). "Viscous heating of fluid dampers. II: Large-amplitude motions." *J. Eng. Mech.*, 124(11), 1217-1223.
- Pavlou, E., and Constantinou, M. C. (2004). "Response of elastic and inelastic structures with damping systems to near-field and soft-soil ground motions." *Engrg. Struct.* 26, 1217-1230.
- Pavlou, E., and Constantinou, M. C. (2006). "Response of nonstructural components in

structures with damping systems.” *J. Struct. Engineering*, 132(7), 1108–1117.

Rabinowicz, E. (1995). *Friction and wear of materials*, John Wiley & Sons, New York.

Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Whittaker, A., Johnson, M., Gomez, J. D., et al. (2001). “Development and evaluation of simplified procedures of analysis and design for structures with passive energy dissipation systems.” *Technical Report MCEER-00-0010*, Revision 1, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, State University of New York, Buffalo.

Skinner, R. I., Robinson, W. H., and McVerry, G. H. (1993). *An introduction to seismic isolation*, John Wiley & Sons, Chichester, UK.

Soong, T. T., and Dargush, G. F. (1997). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*, Wiley, London.

#### OTHER REFERENCES (NOT CITED)

Miyamoto, H. K., Gilani, A. S. J., Wada, A., and Ariyaratana, C. (2011). “Identifying the collapse hazard of steel special moment-frame buildings with viscous dampers using the FEMA P-695 methodology.” *Earthquake Spectra*, 27(4), 1147–1168.

Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1969). “Seismic design criteria for nuclear reactor facilities.” In *Proc., 4th World Conference in Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.

Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Gomez, J., Whittaker, A. S., and Chrysostomou, C. Z. (2002a). “Evaluation of simplified methods of analysis of yielding structures with damping systems.” *Earthquake Spectra*, 18(3), 501–530.

Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kircher, C. A., and Chrysostomou, C. Z. (2002b). “Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems.” *Earthquake Spectra*, 18(3), 531–547.

Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kircher, C. A., Johnson, M. W., and Chrysostomou, C. Z. (2003). “Validation of 2000 NEHRP provisions equivalent lateral force and modal analysis procedures for buildings with damping systems.” *Earthquake Spectra*, 19(4), 981–999.

SEAOC (Structural Engineers Association of California). (2013). *2012 IBC SEAOC structural/seismic design manual Volume 5: Examples for seismically isolated buildings and buildings with supplemental damping*, Sacramento, CA.

Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Ramirez, O. M., Johnson, M. W., and Chrysostomou, C. Z. (2003). “Equivalent lateral force and modal analysis procedures of the 2000 NEHRP provisions for buildings with damping systems.” *Earthquake Spectra*, 19(4), 959–980.

تفسیر فصل یازدهم

دودکش و فلر

## ت-۱۱-۱ ملاحظات کلی

ضوابط این فصل شامل دودکش‌ها و فلرهای خود ایستای متکی به پایه و همچنین دودکش‌ها و فلرهای دارای سیستم مهار جانبی همچون کابل یا قاب نگهدارنده یا سازه‌های خرابایی است. سازه‌هایی همچون برج‌های تخلیه شامل این فصل نمی‌گردند. دودکش‌ها و فلرها از بتن مسلح، فولاد یا دیگر مصالح مناسب ساخته می‌شوند و دارای دو بخش اصلی هستند:

- ۱- پوسته دودکش یا فلر که عملکرد سازه‌ای داشته و به همراه مهار جانبی و یا سازه متصل به آن، کلیه بارهای وارده از قبیل مرده، زنده، زلزله و باد را تحمل می‌کند.
  - ۲- پوشش داخلی دودکش که عملکرد سازه‌ای نداشته و به منظور ایجاد لایه‌ی محافظ در مقابل حرارت‌های زیاد، فرسایش و خوردگی برای پوسته‌ی دودکش عمل می‌کند.
- ارتفاع و قطر فوقانی دودکش یا فلر بر اساس سرعت خروج و پخش گاز، با توجه به ضوابط محیط زیست تعیین می‌شود. انتخاب قطر تحتانی و ضخامت پوسته و طراحی شالوده بر اساس ضوابط این فصل انجام می‌شود.

## ت-۱۱-۲ مدل سازی

مدل سازی دودکش یا فلر خود ایستا می‌تواند به دو روش زیر انجام می‌شود:

- ۱- مدل سازی با استفاده از روش اجزای محدود
  - ۲- مدل سازی به صورت طره
- که روش اول دقیق تر بوده و امکان در نظر گرفتن اثر اندرکنش پوسته و پوشش داخلی در آن وجود دارد.

## ت-۱۱-۳ روش‌های تحلیل

در صورت عدم وجود مطالعات دقیق میدانی، طیف پاسخ مؤلفه دورانی زلزله را می‌توان با استفاده از روابط زیر تعیین نمود:

$$R_x^{\theta}(T) = 1.7\pi S_a(T) / v_s T \quad \text{ت-۱۱-۱}$$

$$R_y^{\theta}(T) = 1.7\pi S_a(T) / v_s T \quad \text{ت-۱۱-۲}$$

$$R_z^{\theta}(T) = 2.0\pi S_a(T) / v_s T \quad \text{ت-۱۱-۳}$$

که در این روابط



$R_x^\theta$ ،  $R_y^\theta$  و  $R_z^\theta$  به ترتیب طیف پاسخ دورانی حول محورهای  $x$ ،  $y$  و  $z$  بر حسب  $(\text{rad/s}^2)$

$S_a(T)$  طیف پاسخ الاستیک مؤلفه افقی سازه  $(\text{m/s}^2)$

$V_s$  سرعت موج برشی متوسط در ۳۰ متر فوقانی پروفیل خاک  $(\text{m/s})$ . در صورت عدم وجود مطالعات دقیق میدانی، می‌توان بر حسب نوع خاک محل از مقادیر جدول ت-۱۱-۱ استفاده نمود.

جدول ت-۱۱-۱ مقدار پیش فرض سرعت موج برشی

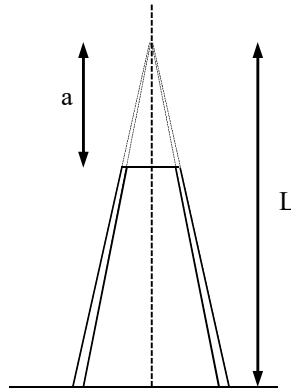
نوع زمین	سرعت موج برشی $V_s$ (m/s)
I	۸۰۰
II	۵۸۰
III	۲۷۰
IV	۱۵۰

ت-۱۱-۳-۱ روش بار جانبی معادل (روش ساده شده)

تفسیر ندارد.

ت-۱۱-۳-۱-۱ روش پایه

مقادیر  $a$  و  $L$  در جدول ۲-۱۱ مطابق با شکل ت-۱۱-۱ تعیین می‌شوند. مقدار  $a/L$  در دودکش یا فلر استوانه‌ای برابر با یک است.



شکل ت-۱۱-۱ پارامترهای هندسی دودکش یا فلر خود ایستا

## ت-۱۱-۳-۱-۲ توزیع نیروی برشی و لنگر خمشی

مقادیر عددی ضرایب توزیع نیروی برشی و گشتاور خمشی با استفاده از جدول ۱۱-۴ بر حسب نسبت ارتفاع نقاط مختلف به ارتفاع کل دودکش یا فلر به صورت جدول ت-۱۱-۲ است.

جدول ت-۱۱-۲ مقادیر ضرایب توزیع نیروی برشی و گشتاور خمشی

x/h	D <sub>m</sub>		D <sub>v</sub>	
	پایه گیردار	شالوده شمع	پایه گیردار	شالوده شمع
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.09	0.11	0.28	0.14
0.10	0.13	0.16	0.42	0.19
0.20	0.18	0.22	0.64	0.26
0.30	0.22	0.28	0.83	0.31
0.40	0.27	0.33	1.00	0.35
0.50	0.32	0.38	1.00	0.40
0.60	0.39	0.45	1.00	0.46
0.70	0.48	0.54	1.00	0.54
0.80	0.60	0.65	1.00	0.65
0.90	0.77	0.80	1.00	0.80
0.95	0.88	0.89	1.00	0.89
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

## ت-۱۱-۳-۲ تحلیل دینامیکی

در صورت در نظر گرفتن اثر میرایی المان‌های غیر سازه‌ای در کاهش انرژی لرزه‌ای، مقادیر میرایی را می‌توان عدد بزرگ‌تری در نظر گرفت. با توجه به وابستگی نسبت میرایی به دامنه تغییر شکل، به طور کلی مقادیر حد پایین نسبت میرایی برای محدود کردن خرابی لرزه‌ای مناسب می‌باشند در حالی که مقادیر حد بالای میرایی برای طراحی لرزه‌ای مناسب می‌باشند. محدوده نسبت میرایی پوشش‌های غیر سازه‌ای را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت.

پوشش سرامیکی: 0.05-0.015

پوشش آجری: 0.10-0.03

پوشش فولادی: 0.04-0.01

پوشش FRP: 0.03-0.015

### ت-۱۱-۴-۱ کنترل واژگونی

تفسیر ندارد.

### ت-۱۱-۴-۲ کنترل جابجایی

تفسیر ندارد.

### ت-۱۱-۴-۳ ترکیب‌های بارگذاری

تفسیر ندارد.

### ت-۱۱-۴-۴ ضوابط و جزئیات طراحی

رعایت ضوابط بند ۱-۴-۴-۱۱ برای دودکش یا فلر بتن مسلح یا پیش تنیده اعم از خود ایستا یا مهار شده یا مستقر بر پدستال یا پایه ساق‌دار الزامی است.  
در دودکش‌ها یا فلرهای بتن مسلح یا پیش تنیده با جزئیات ویژه ضوابط ACI318 و ACI307 باید رعایت گردد.  
در دودکش‌ها یا فلرهای فولادی علاوه بر ضوابط بند ۱-۴-۴-۱۱ ضوابط ASME STS-1 نیز باید رعایت شود.



تفسیر فصل دوازدهم

مخزن

## ت-۱۲-۱ ملاحظات کلی

تفاوت رفتار دینامیکی مخازن با ساختمان‌ها و سازه‌های غیر ساختمانی متعارف، تدوین الزامات ویژه برای تحلیل و طراحی آن‌ها را اجتناب‌ناپذیر می‌کند. مخازن رایج را بر اساس جنس مصالح (فولادی، بتنی، غیرفلزی)، شکل (استوانه‌ای، کروی، مستطیلی)، شرایط تکیه‌گاهی، ثابت یا شناور بودن سقف، نوع و مشخصات فرآیندی محتویات مخزن،... دسته‌بندی می‌کنند. برای فراگیر بودن، این آیین‌نامه کوشیده است الزامات تحلیل و طراحی لرزه‌ای انواع مخازن را پوشش دهد. در صنعت نفت، مخازن ذخیره استوانه‌ای فولادی جوشی روزمینی از دیرباز و به شکل گسترده مورد استفاده قرار گرفته‌اند و به همین دلیل در این آیین‌نامه الزامات آن‌ها به تفصیل مد نظر قرار گرفته است. در موضوعاتی مثل مخازن بتنی ذخیره آب که در آیین‌نامه ملی کنونی به آن پرداخته شده، از ارائه الزامات موازی خودداری و به مراجع موجود استناد شده است.

### ت-۱۲-۱-۱ تعاریف

### ت-۱۲-۱-۲ نمادها

### ت-۱۲-۱-۳ حدود کاربرد

### ت-۱۲-۱-۴ اهداف عملکردی

### ت-۱۲-۱-۵ عوامل مؤثر

#### ت-۱۲-۱-۵-۱ شکل مخزن

#### ت-۱۲-۱-۵-۲ قائم بودن جداره

#### ت-۱۲-۱-۵-۳ مصالح بدنه

#### ت-۱۲-۱-۵-۴ تراز کف مخزن

#### ت-۱۲-۱-۵-۴-۱ مخزن زمینی

#### ت-۱۲-۱-۵-۴-۲ مخزن هوایی

#### ت-۱۲-۱-۵-۴-۳ مخزن مدفون

### ت-۱۲-۱-۵-۵-مهاردگی کف

کف مخزن ممکن است با استفاده از ادوات مکانیکی به تکیه‌گاه مهار شده باشد که در این حالت آن را مخزن مهارشده می‌نامند و یا ممکن است انتقال نیروها به شکل مستقیم از کف به تکیه‌گاه صورت پذیرد که در این حالت مخزن را خویش‌مهار می‌نامند.

### ت-۱۲-۱-۵-۶-سقف ثابت یا شناور

### ت-۱۲-۱-۵-۷-تراز مایع

## ت-۱۲-۱-۶-انواع مخازن و درجه اهمیت

مخازن را بر پایه کاربری و خطری که متوجه عموم می‌کنند رده‌بندی می‌کنند. صاحب‌کار یا بهره‌بردار می‌تواند بسته به خط مشی مدیریت ریسک خود، رده بالاتری را به مخزن اختصاص دهد. رده بالاتر موجب افزایش ضریب اهمیت می‌شود که به نوبه خود در تعیین نیروهای زلزله نقش ایفا می‌کند و به شکل غیرمستقیم در عملکرد مورد انتظار از مخزن تأثیر می‌گذارد. انتخاب رده لرزه‌ای به عهده صاحب‌کار یا کارشناسی است که با اهداف مدیریت ریسک، محیط زیست پیرامون و تمهیدات مقابله و مهار سرریزها آشناست.

رده پیش‌فرض برای مخازن رده معمولی است. مخازنی ضروری محسوب می‌شوند که حفظ محتوا یا قابل استفاده بودن آن‌ها بلافاصله پس از وقوع زلزله یا برای حفظ جان یا سلامت عموم الزامی است. خرابی این نوع مخازن ممکن است باعث تلفات قابل توجه انسانی یا آثار زیان‌بار زیست‌محیطی شود. مخازن حاوی مواد شیمیایی سمی بی‌ثبات یا قابل انفجار، سیالات با اشتعال‌پذیری زیاد و آب آتش‌نشانی، همچنین مخازنی که خرابی آن‌ها ممکن است باعث توقف طولانی تولید شود، در این رده هستند.

مخازن سرویس‌دهنده به تأسیسات زیر ضروری محسوب می‌شوند مگر آنکه منابع جایگزین یا موازی وجود داشته باشند: ایستگاه‌های آتش‌نشانی، امداد و نجات، پلیس، بیمارستان‌ها و اورژانس‌ها؛ ایستگاه‌های مولد نیرو یا تأسیساتی که وظیفه سرویس‌دهی پشتیبان در شرایط اضطراری را به تأسیسات رده ضروری به عهده دارند؛ مراکز مخابراتی ضروری؛ سازه‌های حاوی مواد سمی یا منفجره به مقداری که برای عموم خطرناک و فاقد تمهیدات مهارکننده ثانویه برای جلوگیری از آثار انتشار مواد باشند؛ تأسیسات تولید، توزیع یا تصفیه آب که برای حفظ فشار آب آتش‌نشانی در نواحی شهری و عمومی، ضروری باشند. مخازن ذخیره نفت در پایانه‌ها، تأسیسات ذخیره گاز در خطوط لوله و دیگر محوطه‌های صنعتی تنها با اقامه دلایل کافی، در رده تأسیسات ضروری قرار می‌گیرند.

مخازن با اهمیت زیاد، مخازنی هستند که بهتر است پس از رویداد زلزله به منظور رفاه حال مردم به سرویس‌دهی ادامه دهند یا مخازن نگهداری موادی که در صورت انتشار، عموم را با تهدید خطر متوسط روبرو کنند و فاقد تمهیدات مهارکننده ثانویه باشند. برای مثال مخازن سرویس‌دهنده به تاسیسات زیر را می‌توان در رده با اهمیت زیاد قرار داد مگر آنکه منابع جایگزین یا موازی وجود داشته باشند: ایستگاه‌های مولد نیرو یا سایر تاسیسات خدماتی عمومی که در دسته ضروری قرار نمی‌گیرند اما تداوم فعالیت آن‌ها مورد نیاز است و تاسیسات تصفیه آب و فاضلاب که برای تصفیه اولیه و گندزدایی آب آشامیدنی مورد نیاز هستند.

آسیب ناشی از زلزله طرح در مخازن با اهمیت زیاد باید محدود شده و لازم است در فاصله زمانی کوتاهی پس از زلزله، امکان بازگرداندن آن‌ها به شرایط بهره‌برداری وجود داشته باشد. این رده از مخازن، تاسیساتی مهم هستند که تنها برای تعمیر به مدت محدود می‌توان آن‌ها را از خدمت معاف کرد. مخازن حاوی مواد شیمیایی سمی با ثبات و سیالات با اشتعال‌پذیری کم در این رده هستند.

رده معمولی، رایج‌ترین نوع مخزن است. برای مثال مخازن سرویس‌دهنده به تاسیسات زیر را می‌توان در رده معمولی قرار داد مگر آنکه منابع جایگزین یا موازی وجود داشته باشند: مخازن ذخیره در پایانه‌ها یا محوطه‌های صنعتی که از دسترس عموم منفک شده و مجهز به تمهیدات ثانویه مهار سرریز هستند؛ مخازن ذخیره که فاقد تمهیدات ثانویه مهار سرریز هستند اما به قدری از دسترس عموم خارج هستند که خطر آن‌ها ناچیز است.

مخازن به طور معمول برای ذخیره مواد خروجی از خطوط تولید و یا نگهداری مواد مورد نیاز به عنوان ورودی برخی از خطوط تولید بکار می‌روند. در صورتی که خطوط تولید مورد نظر از نظر گروه کاربری و خطرزایی، درجه اهمیت بالاتر از مخزن (بر اساس محتویات) داشته باشند و آسیب‌دیدگی مخزن عملکرد آن‌ها را مختل کند، لازم است درجه اهمیت مخزن با درجه اهمیت خط تولید مورد نظر یکسان در نظر گرفته شود.



ت-۱۲-۱-۷ درصد میرایی

ت-۱۲-۱-۸ روش تحلیل

ت-۱۲-۱-۸-۱ ترکیب مودها

ت-۱۲-۱-۸-۲ اثر مؤلفه قائم

ت-۱۲-۱-۸-۳ روش محاسبه و توزیع بار جانبی

در طراحی مخازن مایعات باید اثر مؤلفه‌های حرکت سخت و موج بر مخزن، پی و سایر ملحقات آن در نظر گرفته شود. مؤلفه حرکت سخت (تکانه‌ای) عبارت است از پاسخ سقف و جداره مخزن و بخشی از محتویات که به همراه جداره مخزن حرکت می‌کند، نسبت به حرکت افقی زمین که در محدوده فرکانس بالای طیف پاسخ قرار می‌گیرد. مؤلفه حرکت موج (متلاطم) عبارت است از پاسخ محتویات در نخستین مود حرکت متلاطم که در محدوده فرکانس پایین طیف قرار می‌گیرد.

ت-۱۲-۱-۹ طیف ویژه ساختگاه

ت-۱۲-۱-۱۰ اندرکنش خاک-سازه

ت-۱۲-۱-۱۱ روش طراحی

ت-۱۲-۱-۱۱-۱ ترکیب بارهای طراحی

ت-۱۲-۱-۱۱-۲ اتصالات

ت-۱۲-۱-۱۱-۳ میل‌مهارها

ت-۱۲-۱-۱۱-۴ لوله‌کشی و سایر اجزای متصل

ت-۱۲-۱-۱۱-۵ ارتفاع آزاد (تلاطم)

ت-۱۲-۱-۱۱-۶ پایداری لغزشی

سابقه‌ای از لغزیدن مخازن فولادی متکی بر زمین روی پی در حالت پر از مایع، موجود نیست ولی بعضی مخازن مهار نشده، خالی یا مخازن فاقد کف فولادی مخصوص نگهداری مواد دانه‌ای تحت اثر زلزله دچار

لغزش جانبی شده‌اند که در اغلب مواقع با موفقیت به موقعیت اولیه خود بازگردانده شده‌اند. مقاومت در برابر لغزش از اصطکاک بین کف فولادی و بالشتک ماسه‌ای که زیر کف ایجاد می‌کنند، ناشی می‌شود. از آنجا که کف مخازن معمولاً شیب‌دار (به شکل شعاعی رو به بالا به سمت مرکز) بوده و از قطعات ورق که در محل درزها روی هم افتاده و با جوش گوشه به هم متصل‌اند، ساخته می‌شود (و در نتیجه سطحی ناصاف دارد)، در نظر گرفتن ضریب اصطکاک ۰/۷ روی بتن محافظه‌کارانه محسوب می‌شود. به همین دلیل مقدار  $\tan 30^\circ$  (با تقریب ۰/۵۷۷) برای ماسه مورد استفاده قرار می‌گیرد. زاویه  $30^\circ$  درجه زاویه اصطکاک داخلی ماسه را نشان می‌دهد و استفاده از آن در طراحی محافظه‌کارانه است. بار قائم خالص برابر است با وزن مخزن و محتویات آن منهای اثر مؤلفه قائم زلزله. در سال‌های اخیر جلوگیری از آلوده شدن خاک در اثر خوردگی و نشست از کف مخزن به یک مسئله مهم تبدیل شده است. بدین علت از ورقه‌های عایق نفوذبند روی پی استفاده می‌کنند. در این حالت ممکن است لغزش روی ورقه عایق رخ دهد. اگر ورقه عایق به طور کامل درون کرسی حلقوی بتنی جای بگیرد، ورقه عایق دیگر محل صفحه بحرانی لغزش نخواهد بود. اگر ورقه عایق روی یک پی خاکی یا بالاتر یا زیر یک پی بتنی نصب شود، بررسی مسئله لغزش الزامی است. توصیه می‌شود ضریب اطمینان در برابر لغزش کمتر از ۱/۵ نباشد.

ت-۱۲-۱-۱۱-۷ انتقال برش موضعی

ت-۱۲-۱-۱۱-۸ تعمیر، اصلاح یا بازسازی

## ت-۱۲-۲ مخازن استوانه‌ای فولادی روزمینی

ت-۱۲-۲-۱ زمان تناوب ارتعاش

ت-۱۲-۲-۱-۱ زمان تناوب مود حرکت غیرمواج (سخت، تکانه‌ای)

درباره روش پیشنهادی محاسبه ضخامت یکنواخت معادل به (Malhotra et al (2000) مراجعه کنید.

ت-۱۲-۲-۱-۲ زمان تناوب مود حرکت مواج

تقریباً در تمامی موارد زمان تناوب اصلی سازه مخزن همراه با مایع سخت (جرم سخت) به گونه‌ای است که شتاب طیفی نظیر آن برابر با  $S_{DS}$  می‌گردد. از این رو در عمل به جز در موارد خاص، برای محاسبه ضریب زلزله بخش سخت مخزن، نیازی به محاسبه زمان تناوب آن نیست و می‌توان به صورت مستقیم شتاب طیفی بخش سخت مخزن و مایع را برابر با  $S_{DS}$  در نظر گرفت.

زمان تناوب بخش موج مایع به طور معمول بزرگ‌تر از ۱ ثانیه است و بسته به ابعاد مخزن و ارتفاع مایع می‌تواند بزرگ‌تر از ۵ ثانیه نیز باشد. برای محاسبه زمان تناوب بخش موج می‌توان به جای رابطه ۱۲-۸ از رابطه ت-۱۲-۱ راهنما نیز استفاده نمود.

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{D}{2}} \quad \text{ت-۱۲-۱}$$

که در آن  $C_c$  ضریب محاسبه زمان تناوب بر حسب  $(s/\sqrt{m})$  که بر اساس  $H/D$  از جدول ت-۱۲-۱ به دست می‌آید.

برای مخزن مستطیل شکل، ضریب  $3/68$  در رابطه ۱۲-۹ با  $3/16$  جایگزین شود.

جدول ت-۱۲-۱ ضریب  $C_c$  برای محاسبه زمان تناوب مود حرکت موج مایع

H/D	۰٫۱۵	۰٫۲۵	۰٫۳۵	۰٫۵	۰٫۷۵	۱٫۰	۱٫۲۵	۱٫۵
$C_c$	۲٫۰۹	۱٫۷۴	۱٫۶۰	۱٫۵۲	۱٫۴۸	۱٫۴۸	۱٫۴۸	۱٫۴۸

### ت-۱۲-۲-۲ شتاب پاسخ طیفی

ت-۱۲-۲-۲-۱ ضریب زلزله جرم سخت

ت-۱۲-۲-۲-۲ ضریب زلزله جرم موج

نسبت میرایی بخش موج مایع  $0/5\%$  است. بر این اساس لازم است در محاسبه ضریب زلزله نظیر بخش موج از شتاب طیفی با نسبت میرایی  $0/5\%$  استفاده شود. در رابطه ۱۲-۷ فرض بر این است که از طیف با نسبت میرایی ۵ درصد استفاده می‌شود. به همین منظور ضریب  $1/5$  در رابطه ۱۲-۷ به منظور اصلاح شتاب طیفی با نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. از آنجا که در محاسبه ضریب زلزله بخش موج، استفاده از طیف با نسبت میرایی  $0/5\%$  در اولویت قرار دارد، در صورت دسترسی به چنین طیفی می‌توان از رابطه ۱۲-۷ با حذف ضریب اصلاح  $1/5$  استفاده نمود.

## ت-۱۲-۲-۳ ضریب‌های طراحی

ت-۱۲-۲-۳-۱ ضریب زلزله

ت-۱۲-۲-۳-۲ ضریب رفتار

ت-۱۲-۲-۳-۳ ضریب اهمیت

## ت-۱۲-۲-۴ طراحی

در این آیین‌نامه از روش جذر مجموع مربعات برای ترکیب تلاش‌های لرزه‌ای بخش سخت و موج استفاده می‌شود. پژوهش‌ها نشان می‌دهد با وجود اینکه این روش بدترین حالت محتمل بارگذاری را نشان نمی‌دهد اما از لحاظ تطابق با شرایط واقعی در مقایسه با جمع مستقیم قدرمطلق تلاش‌های لرزه‌ای بخش سخت و موج مناسب‌تر است. علت این امر فاصله قابل توجه زمان تناوب بخش سخت و موج با یکدیگر است. به بیان دیگر فرض همزمانی بیشترین پاسخ بخش سخت و موج در طول یک زلزله واقعی محافظه‌کارانه است.

## ت-۱۲-۲-۴-۱ نیروهای طراحی

ت-۱۲-۲-۴-۲ وزن مؤثر مایع سخت و مایع موج

ت-۱۲-۲-۴-۳ نقطه اثر نیروهای جانبی مؤثر

ت-۱۲-۲-۴-۴ نقطه اثر نیروها برای تعیین لنگر واژگونی کرسی حلقوی

ت-۱۲-۲-۴-۵ نقطه اثر نیروها برای تعیین لنگر واژگونی تاوهای

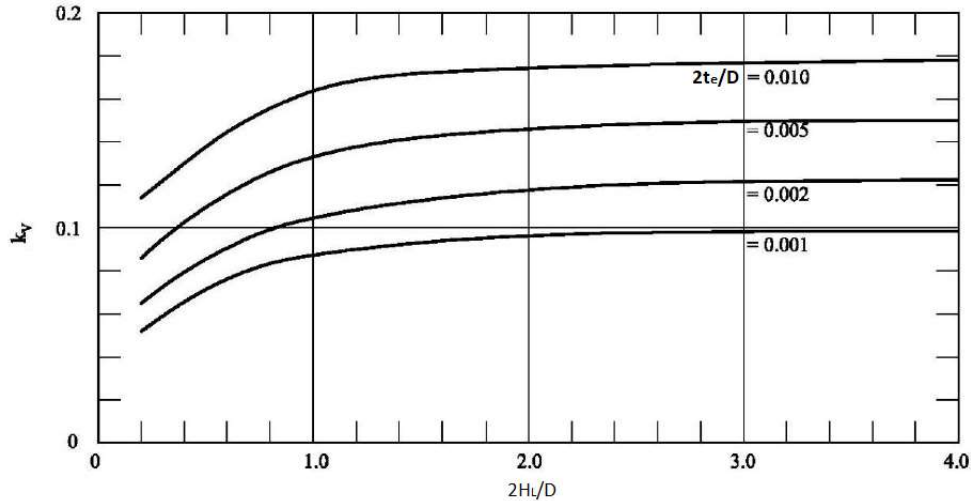
## ت-۱۲-۲-۴-۶ مؤلفه قائم زلزله

در صورت وجود طیف طراحی برای مؤلفه قائم زلزله می‌توان با استفاده از زمان تناوب مود ارتعاش قائم مخزن نگهدارنده مایع، ضریب زلزله مؤلفه قائم زلزله را محاسبه نمود. در غیر این صورت می‌توان مقدار ضریب مؤلفه قائم زلزله را مستقیم از رابطه ت-۱۲-۲ محاسبه نمود.

$$T_v = \frac{5.61\pi H}{k_v} \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

ت-۱۲-۲

که در آن  $k_v$  ضریب زمان تناوب مود ارتعاش قائم مخزن نگهدارنده مایع است که از ل ت-۱۲-۱ قابل محاسبه است.



شکل ت-۱۲-۱ ضریب زمان تناوب مود قائم مخزن نگهدارنده مایع

در صورت وجود طیف طراحی مؤلفه قائم زلزله، ضریب زلزله در راستای قائم، از رابطه ت-۱۲-۳ به دست می‌آید:

$$A_v = \frac{S_{av} I}{R_v} \quad \text{ت-۱۲-۳}$$

ضریب رفتار مخزن برای ارتعاش تحت تأثیر مؤلفه قائم زلزله،  $R_v$  را می‌توان برابر با ۲ در نظر گرفت. مؤلفه قائم زلزله در دو جهت رو به بالا و یا رو به پایین عمل می‌نماید. در نبود طیف طراحی مناسب برای مؤلفه قائم زلزله می‌توان به طور مستقیم از رابطه تقریبی ۱۲-۲۲ برای محاسبه ضریب مؤلفه قائم زلزله استفاده کرد.

#### ت-۱۲-۲-۴-۷ نیروهای حلقوی هیدرودینامیکی در جداره مخزن

برای شناخت و توضیح بیشتر درباره روابط روش یک‌فوتی که یکی از روش‌های محاسبه ضخامت جداره در مخازن فولادی است به (Azzuni & Guzey (2015) مراجعه کنید.

در رابطه ۱۲-۲۶ که مؤلفه‌های افقی (مواج و غیرمواج) را با مؤلفه قائم ترکیب می‌کند، احتمالاً مؤلفه قائم بیشترین سهم را خواهد داشت. باید توجه کرد که در محاسبه مؤلفه‌های افقی، ضریب رفتار ( $R_{wi}$ ) و اعمال شده اما در محاسبه مؤلفه قائم، اعمال نشده است (برابر یک فرض شده است). اعمال ضریب رفتار بزرگ‌تر از یک برای مؤلفه قائم که توأم با مود خرابی کمانش است، توجیه ندارد، اما در عین حال به کار بردن تنش حلقوی کششی ناشی از مود ارتعاشی «تنفس» مخزن در حالت الاستیک کامل برای

طراحی صحیح نیست. لذا مقدار مؤلفه قائم در این رابطه به شکل محافظه‌کارانه بر ۲/۵ تقسیم شده است. اگر مقدار  $R_{wi}$  از ۲/۵ کمتر باشد، باید آن را به جای عدد ۲/۵ گذاشت.

#### ت-۱۲-۲-۴-۸ لنگر واژگونی

توزیع نیروی جانبی مربوط به قسمت‌های جامد مخزن نظیر سقف ثابت، کف و جداره، متناسب با توزیع جرم هر قسمت است.

لنگر ناشی از جرم مایع سخت در تراز مورد نظر را می‌توان با فرض توزیع ذوزنقه‌ای نیروی جانبی  $A_i W_i$  در ارتفاع کل مایع به دست آورد، به نحوی که برآیند آن در ارتفاع  $h_i$  قرار گیرد.

لنگر واژگونی حاصل از جرم مایع مواج در تراز مورد نظر را می‌توان با فرض توزیع ذوزنقه‌ای نیروی جانبی  $A_e W_e$  در ارتفاع کل مایع، به نحوی که برآیند آن در ارتفاع  $h_e$  قرار گیرد، بدست آورد.

#### ت-۱۲-۲-۴-۹ اندرکنش خاک-سازه

#### ت-۱۲-۲-۵ کنترل‌های طراحی

##### ت-۱۲-۲-۵-۱ مهار کردن کف

##### ت-۱۲-۲-۵-۱-۱ مخزن خویش‌مهار

##### ت-۱۲-۲-۵-۱-۱-۱-۱ نسبت مهارشدگی

##### ت-۱۲-۲-۵-۱-۱-۲ الزامات صفحه حلقوی زیر جداره

##### ت-۱۲-۲-۵-۱-۱-۳ الزامات جوشکاری صفحه حلقوی زیر جداره

##### ت-۱۲-۲-۵-۱-۲ مخزن با مهار مکانیکی

##### ت-۱۲-۲-۵-۲ حداکثر تنش فشاری قائم در جداره

##### ت-۱۲-۲-۵-۲-۱ مخزن خویش‌مهار

##### ت-۱۲-۲-۵-۲-۲ مخزن مهارشده با مهار مکانیکی

نیروی لرزه‌ای مهار مکانیکی در واحد طول جداره (در کشش)، با استفاده از رابطه ت-۱۲-۴ محاسبه می‌شود:

$$W_{As} = \frac{4M_{rw}}{\pi D^2} + 0.4A_v W_t \quad \text{ت-۱۲-۴}$$

در روش تنش مجاز، نیروی طراحی مهار مکانیکی در واحد طول جداره بر حسب N/m برابر است با بزرگ‌ترین مقدار حاصل از دو ترکیب بار ت-۱۲-۵ که به ترتیب بیانگر ترکیب بار شامل بار زلزله و ترکیب بار شامل بار زلزله و فشار بهره‌برداری مخزن هستند.

$$w_{Aa} = 0.75(w_{As} - w_t) \quad \text{ت-۱۲-۵(الف)}$$

$$w_{Aa} = 0.75 \left[ \frac{4M_{trw}}{\pi D^2} + (F_P P_i - 80t_r) \frac{D}{4} \right] - 0.75w_{tr}(1 - 0.4A_v) \quad \text{ت-۱۲-۵(ب)}$$

که در آن‌ها:

$F_P$ : نسبت فشار بهره‌برداری به فشار طراحی

$P_i$ : فشار داخلی طراحی مخزن بر حسب Pa

$t_r$ : ضخامت ورق سقف مخزن بر حسب mm

$w_{tr}$ : وزن در واحد طول محیط جداره که از جداره مخزن به کف وارد می‌شود (شامل وزن جداره بدون لحاظ کردن وزن سقف ثابت) (N/m).

در صورت استفاده از میل‌مهار (یا تسمه مهار) به تعداد  $n_A$  با فواصل یکسان به صورت محیطی، مقدار نیروی هر مهار از رابطه ت-۱۲-۶ قابل محاسبه است:

$$P_{Aa} = w_{Aa} \frac{\pi D}{n_A} \quad \text{ت-۱۲-۶}$$

در صورت استفاده از روش تنش مجاز، مقدار تنش مجاز ابزار مهار (شامل میل‌مهار یا تسمه مهار) و جداره در محل اتصال به لایه تحتانی جداره نباید از ۸۰٪ تنش تسلیم بیشتر در نظر گرفته شود. ادوات اتصال میل‌مهار به مخزن و شالوده برای نیروی تسلیم میل‌مهار یا تسمه مهار (برابر با حاصل ضرب سطح مقطع عین ساخت مهار در تنش تسلیم مشخصه حداقل) یا  $1.5\Omega_0 P_{Aa}$ ، هر کدام کمتر باشد (در روش تنش مجاز) طرح خواهند شد.  $\Omega_0$  ضریب اضافه مقاومت است که در مخازن استوانه‌ای فولادی اعم از خویش‌مهار یا با مهار مکانیکی برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود. اثر افزایش مقطع مهار، جهت مقابله با خوردگی یا سایر عوامل، باید در طراحی قطعات اتصال و مهار میل‌مهار در شالوده در نظر گرفته شود. در حالت  $0.785 < J \leq 1.54$ ، مخزن دارای برکنش خواهد بود ولی همچنان پایدار است، به شرط آنکه تنش فشاری در جداره مخزن از حد مجاز بیشتر نشود. مقدار تنش قائم فشاری کل در جداره در روش تنش مجاز را می‌توان از رابطه ت-۱۲-۷ به دست آورد:

$$\sigma_{c,Total} = 0.75\sigma_c + 0.75 \cdot \frac{W_t}{1000t_s} \quad \text{ت-۱۲-۷}$$

در روابط فوق  $t_s$  ضخامت پایین‌ترین لایه جداره بدون احتساب خوردگی مجاز است (mm).

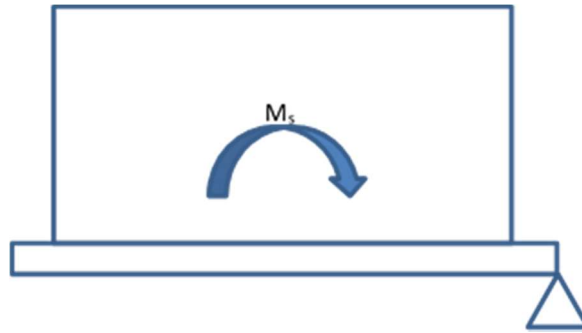
#### ت-۱۲-۲-۵-۳ تنش مجاز فشاری قائم جداره

فشار داخلی می‌تواند موجب افزایش ظرفیت جداره مخزن در برابر کمانش شود. پژوهش‌های اخیر نشان داده است که می‌توان از ظرفیت اضافی ناشی از فشار داخلی، علاوه بر بارهای موقت باد و زلزله برای تحمل بارهای دائمی نیز بهره گرفت.

#### ت-۱۲-۲-۵-۳ پی (شالوده)

در صورت طراحی شالوده به روش مقاومت، باید فشار وارد بر واحد طول پی حلقوی را با اعمال ضرایب بار مربوط در ترکیب‌های بار روش مقاومت طبق فصل دوم، محاسبه کرد.

در مخازن دارای مهار مکانیکی ممکن است کل مجموعه مخزن و شالوده دچار واژگونی گردد. بر این اساس لازم است کل این مجموعه در برابر واژگونی کنترل گردد. برای این منظور می‌توان نسبت لنگر مقاوم به واژگونی را برای دوران صلب نسبت به پاشنه شالوده محاسبه نمود. برای جلوگیری از واژگونی مجموعه مخزن و شالوده لازم است این نسبت بزرگ‌تر یا برابر با ۲ در نظر گرفته شود. این مدل به صورت شماتیک در شکل ت-۱۲-۲۲ نشان داده شده است. توجه به این نکته لازم است که این مدل بیانگر رفتار واقعی مخزن-شالوده در زمان زلزله نیست اما برای کنترل پایداری این مجموعه مناسب است.



شکل ت-۱۲-۲ مدل مورد نظر برای بررسی پایداری کلی مخزن-شالوده در برابر واژگونی



**ت-۱۲-۲-۵-۴ تنش حلقوی مجاز**

ضریب کیفیت اتصال در مواردی که آزمایش پرتونگاری انجام شود برابر ۱ و در غیر این صورت برابر ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

**ت-۱۲-۲-۶ طراحی جزئیات****ت-۱۲-۲-۶-۱ تکیه‌گاه جداره**

در مخازن دارای مهار مکانیکی حداقل ۶ مهار برای مخزن در نظر گرفته خواهد شد. فاصله مهارها نباید از ۳ متر تجاوز کند. در مخازن با قطر کمتر از ۱۵ متر، مقدار حداکثر فاصله مهارها ۱/۸ متر خواهد بود. اگر از میل مهار استفاده شود، قطر آن پس از کسر اضافه ضخامت منظور شده برای خوردگی حداقل ۲۵ میلیمتر خواهد بود. در صورت استفاده از تسمه‌مهار، تسمه باید از فولاد ساختمانی با حداقل ۶ میلیمتر ضخامت باشد. علاوه بر آن حداقل ۱/۵ میلیمتر ضخامت اضافی برای خوردگی در هر سطح باید برای تسمه منظور شود. طول ناحیه غیرمدفون تسمه در بتن حداقل ۷۵ و حداکثر ۳۰۰ میلیمتر است. در هر حال مهار مکانیکی باید بر اساس بند ۱۲-۲-۵-۱-۲ طراحی شود.

**ت-۱۲-۲-۶-۲ ارتفاع آزاد سطح مایع****ت-۱۲-۲-۶-۳ انعطاف پذیری لوله‌کشی**

نبود انعطاف‌پذیری کافی در سامانه لوله‌های متصل به مخزن به عنوان یکی از عوامل آسیب دیدگی در مخازن در اثر زلزله شناخته می‌شود. طراحان سامانه لوله ممکن است در جریان تغییر مکان‌های محتمل در مخزن در اثر زلزله نباشند و از این رو تمهیدات لازم برای مقابله با آن را نیندیشند. چنین شرایطی می‌تواند به آسیب دیدگی جداره مخزن و یا لوله بینجامد. با اینکه جداره مخزن در راستای محوری سختی بالایی دارد در راستای شعاعی در مقایسه با لوله چندان سخت نیست. از این رو طراحان لوله نباید مخزن را به عنوان نقطه اتکا برای لوله فرض نمایند، مگر اینکه آثار ناشی از آن در طراحی جداره لحاظ شود. هرچند این گونه مشکلات در مخازن دارای مهار مکانیکی کمتر به چشم می‌خورد اما ایجاد مهار مکانیکی برای پرهیز از این گونه مسائل باید به عنوان آخرین گزینه مطرح شود. علت این امر هزینه بالای اجرای مهار مکانیکی در مقایسه با تأمین شکل‌پذیری لازم در لوله‌ها برای تحمل تغییر مکان‌های محتمل مخزن است.

برخی از طراحان از اتصال لوله در کف مخزن خارج از ناحیه با پتانسیل بلندشدگی استفاده می‌کنند. این گونه اتصالات نیز به لغزش مخزن حساس هستند و در صورت وقوع لغزش می‌توانند موجب آسیب دیدگی ورق کف یا لوله شوند.

ت-۱۲-۲-۶-۳-۱ روش تخمین ظرفیت بلندشدگی کف

ت-۱۲-۲-۶-۴ اتصالات

ت-۱۲-۲-۶-۵ اجزای داخلی

عملکرد مخازن در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که تیر نگهدارنده سقف ثابت در برخی از مخازن دچار کماتش شده‌اند. چنین آسیبی به تمایل مخزن به تغییرشکل در مقطع افقی از شکل دایره‌ای به بیضی شکل نسبت داده شده است. به منظور جلوگیری از چنین آسیبی لازم است تیر در محل اتصال به جداره دارای قابلیت لغزش باشد و یا نیروی محوری تصادفی در طراحی تیر در نظر گرفته شود.

ت-۱۲-۲-۶-۶ پایداری لغزشی

ت-۱۲-۲-۶-۷ انتقال برش موضعی

ت-۱۲-۲-۶-۸ اتصال به سازه مجاور

ت-۱۲-۳ مخازن بتنی زمینی

ت-۱۲-۳-۱ مخازن با جداره‌های صلب

از آنجا که ضابطه شماره ۱۲۳ با سابقه طولانی خود میان مهندسان طراح ایرانی شناخته شده و جافتاده است، رویکرد این آیین‌نامه نیز استناد به همان ضابطه در حدود کاربرد آن است. آیین‌نامه ACI 350.3-06 اثر انعطاف‌پذیری جداره مخزن را در محاسبه زمان تناوب ارتعاش طبیعی مود حرکت تکانه‌ای (غیرمواج) وارد کرده است. علاوه بر این با توجه به اینکه این زمان تناوب عموماً در ناحیه کمتر از  $0.3$  ثانیه قرار می‌گیرد، اجازه داده است تا بدون محاسبه زمان تناوب، از مقدار حداکثر ضریب بازتاب در طیف طرح استفاده شود. ضابطه ۱۲۳ در راستای ساده‌سازی، همین رویکرد را اختیار کرده است. به طور کلی هیچ کدام از این دو آیین‌نامه اثر انعطاف‌پذیری جداره‌ها را به شکل صریح مد نظر قرار نداده است.

ت-۱۲-۳-۲ مخازن مدور بتنی پیش‌تنیده با سیم، سیم بافته یا تاندون

ت-۱۲-۴-۱ مخازن هوایی

ت-۱۲-۴-۱ مقاومت و شکل‌پذیری

ت-۱۲-۴-۲ کلیات

ت-۱۲-۴-۳ جرم مؤثر

ت-۱۲-۴-۴ اثر پی-دلتا

ت-۱۲-۴-۵ انتقال نیروهای جانبی به برج نگهدارنده

ت-۱۲-۴-۶ سازه‌های مستعد کمانش

مود خرابی حاکم در سازه‌های پوسته‌ای تحت بارهای زیاد ممکن است کمانش موضعی یا کلی ستون پایه یا دامنواره در اثر بار زلزله باشد. مثال این سازه‌ها، مخازن آب متکی بر ستون پایه، ظروف فرآیندی متکی بر دامنواره یا برج‌های تک‌عضوی مشابه است.

ت-۱۲-۴-۷ مخازن هوایی آب

ت-۱۲-۴-۸ مخازن هوایی بر ستون پایه بتنی (مرکب)

ت-۱۲-۵ ظروف افقی یا تحت فشار، دیگ‌های بخار و مخازن کروی

ت-۱۲-۶ پایداری واژگونی و لغزشی

ت-۱۲-۷ پی مخازن

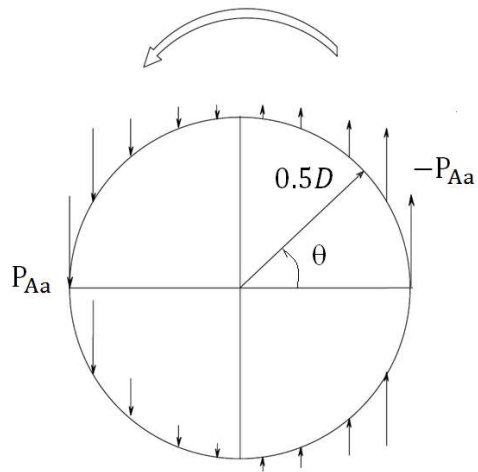
ت-۱۲-۷-۱ کلیات

انواع پی‌های رایج برای مخازن ذخیره متکی بر زمین به شرح زیر است:

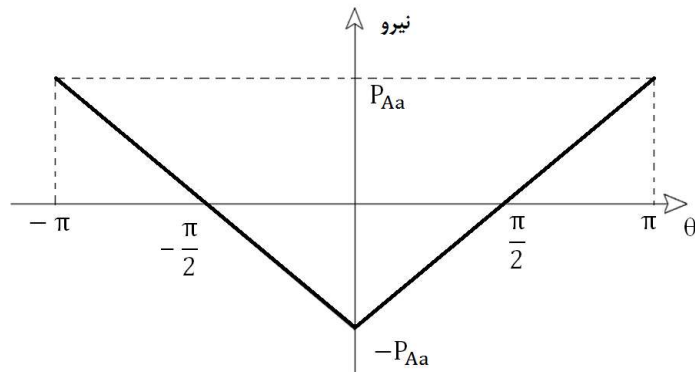
- (الف) مخزن متکی بر کرسی حلقوی بتن‌آرمه. در این حالت صفحه حلقوی پیرامون کف مخزن روی کرسی حلقوی تکیه دارد. اگر مخزن مهارشده باشد، میل‌مهارها در کرسی حلقوی جای داده می‌شوند.
- (ب) مخزن متکی بر دال بتن‌آرمه. در این حالت تمام کف مخزن روی یک دال یکپارچه بتن‌آرمه تکیه می‌کند و دال بتنی ممکن است روی خاک بستر یا روی شمع استوار باشد.
- (پ) مخزن متکی بر پی خاکی داخل کرسی حلقوی بتن‌آرمه. در این حالت ابعاد کرسی حلقوی به گونه‌ای است که بیرون از محدوده کف مخزن قرار می‌گیرد؛ کرسی حلقوی، خاک زیر کف مخزن را در برابر رانش جانبی مهار می‌کند.
- (ت) مخزن متکی بر پی خاکی. در این حالت کف مخزن روی یک خاکریز که از مصالح خاکی دانه‌بندی‌شده ساخته می‌شود تکیه می‌کند.
- (ث) مخزن متکی بر پی خاکی با سپر حلقوی فولادی. در این حالت مخزن روی پی خاکی استوار است ولی در پیرامون آن یک سپر حلقوی متشکل از سپرهای فولادی کوبیده شده ایجاد می‌شود که به شکل مشابه با کرسی حلقوی بتنی در مقابل رانش جانبی خاک مقاومت می‌کند.

### ت-۱۲-۷-۲ نیروهای طراحی شالوده مخزن فولادی استوانه‌ای

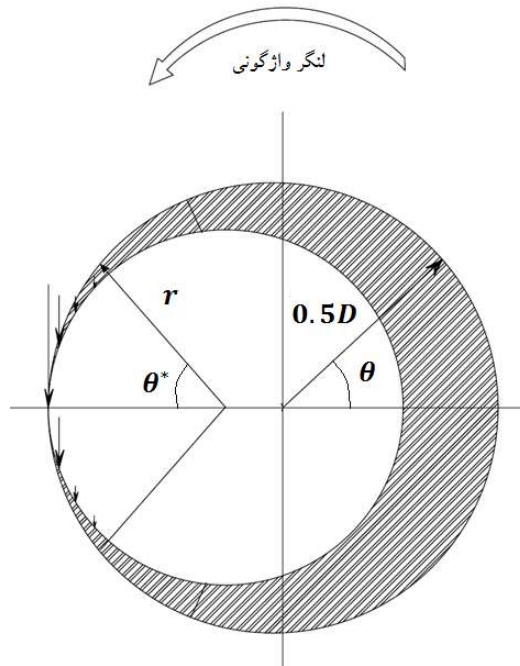
توزیع نیروهای فشاری و کششی محوری در لبه ورق جداره در محل اتصال به ورق کف، ناشی از لنگر واژگونی مطابق شکل ت-۱۲-۳ تا شکل ت-۱۲-۶ است. در مخازن خویش‌مهار، مقدار زاویه  $\theta^*$  در بند ۱۲-۹-۲ تعریف شده است. با توجه به عدم اتصال ورق کف به فونداسیون در حالت مخزن خویش‌مهار، نیروهای کششی انتقالی به فونداسیون در ناحیه بلند شده صفر است. این مزیت می‌تواند باعث کاهش تنش‌های وارده به خاک بستر فونداسیون شود.



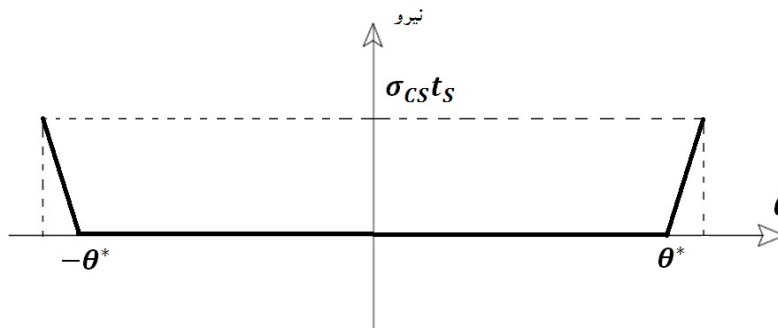
شکل ت-۱۲-۳ توزیع نیروهای فشاری و کششی محوری در لبه ورق جداره در محل اتصال به ورق کف، ناشی از لنگر واژگونی، مخزن مهارشده



شکل ت-۱۲-۴ توزیع نیروهای فشاری و کششی محوری در لبه ورق جداره در محل اتصال به ورق کف، ناشی از لنگر واژگونی، مخزن مهارشده



شکل ت-۱۲-۵ توزیع نیروهای فشاری و کششی محوری در لبه ورق جداره در محل اتصال به ورق کف، ناشی از لنگر واژگونی، مخزن خویش‌مه‌ار



شکل ت-۱۲-۶ توزیع نیروهای فشاری و کششی محوری در لبه ورق جداره در محل اتصال به ورق کف، ناشی از لنگر واژگونی، مخزن خویش‌مه‌ار

### ت-۱۲-۷-۳ مقابله با لغزش در مخزن فولادی با کف تخت

### ت-۱۲-۷-۴ شالوده با مصالح خاکی بدون کرسی حلقوی

بدین منظور می‌توان سنگ شکسته را همراه با شن و ماسه متراکم شده به کار برد.

### ت-۱۲-۷-۵ شالوده با مصالح خاکی با کرسی حلقوی

برای مخزن بزرگ یا با جداره بلند که در آن وزن انتقال یافته از جداره زیاد است، از شالوده با مصالح خاکی با کرسی حلقوی می‌توان استفاده کرد. شالوده با کرسی حلقوی اغلب بتنی بوده ولی برای مخازن کوچک از مصالح سنگی نیز استفاده می‌شود. نشست نسبی زیاد می‌تواند تنش‌های زیادی در محل اتصال ورق کف به ورق جداره ایجاد کند. در کرسی حلقوی بتنی، تعیین مقدار میلگرد بر اساس طراحی پی بتنی انجام می‌شود. تأمین حداقل فولاد حرارتی نیز ضروری است. به دلیل فشار وارده از مخزن بر مصالح محصور در داخل کرسی حلقوی، فشار شعاعی از داخل به خارج به دیواره‌ی حلقوی وارد خواهد شد. این فشار که کرسی حلقوی باید آن را تحمل کند، حداقل پنجاه درصد فشار قائم در نظر گرفته می‌شود.

در اغلب موارد لنگر واژگونی حاصل از زلزله طبق رابطه ۱۲-۲۳ موجب می‌شود که عرض مورد نیاز دیواره‌ی حلقوی، در مقایسه با مقدار محاسباتی بر اساس بار قائم، افزایش یابد. این افزایش عرض کرسی حلقوی می‌تواند رفتار نامطلوبی از نظر افزایش نشست نسبی در کف مخزن تحت اثر بار قائم ایجاد کند. بدین منظور لازم است اثر این افزایش عرض در رفتار پی تحت بارهای قائم بررسی و راه‌حل‌های مناسب اجرایی با توجه به شرایطی زمین محل، پیش‌بینی شود.

ت-۱۲-۷-۶ پی گسترده بتنی برای مخزن زمینی

ت-۱۲-۸ مهارسازی ثانویه

ت-۱۲-۸-۱ نیاز

ت-۱۲-۸-۲ کلیات

ت-۱۲-۸-۳ ارتفاع آزاد سطح مایع

ت-۱۲-۹ ملاحظات دیگر

ت-۱۲-۹-۱ مخازن خویش‌مه‌ار

ت-۱۲-۹-۱-۱ بارگذاری

ت-۱۲-۹-۱-۲ مدل‌سازی

ت-۱۲-۹-۲ تعیین میزان بلندشدگی مخازن خویش‌مه‌ار (غیراجباری)

ت-۱۲-۹-۲-۱ روش تقریبی

ت-۱۲-۹-۲-۲ روش تحلیلی

ت-۱۲-۹-۲-۳ کنترل مقدار حداکثر بلندشدگی

ت-۱۲-۹-۲-۳-۱ کنترل چرخش مجاز پلاستیک محل اتصال جداره به کف مخزن در حین بلندشدگی

ت-۱۲-۹-۲-۳-۲ کنترل حداقل و حداکثر ضخامت ورق جداره مخزن

ت-۱۲-۹-۲-۳-۳ کنترل حداکثر بلندشدگی

ت-۱۲-۹-۳ مخازن مدفون

ت-۱۲-۹-۳-۱ فشار استاتیکی خاک اطراف جداره مخزن

ت-۱۲-۹-۳-۲ اضافه فشار دینامیکی خاک پشت دیوارهای پیرامونی



## ت-۱۲-۹-۴ مخازن جداشده از پایه

## ت-۱۲-۹-۵ مخازن ورق فولادی موجدار

## ت-۱۲-۹-۶ مخازن پلاستیکی

## ت-۱۲-۹-۷ خازن ذخیره سیالات سرد

## ت-۱۲-۹-۷-۱ کلیات

سیالات سرد به محصولاتی اطلاق می‌شود که در دما و فشار محیط در حالت گاز هستند و برای ذخیره در حالت مایع می‌بایست تا دمای زیر ۵ درجه سلسیوس (۴۰ درجه فارنهایت) سرد شوند. انواع مختلفی از پیکربندی برای ساخت مخازن ذخیره سیالات سرد به کار می‌رود که در حالت کلی از دو مخزن تودرتو تشکیل و بسته به مشخصات و قابلیت‌های دو مخزن از هم متمایز می‌شوند:

- **مهار تک‌لایه.** مخزن درونی از یک جداره فقط مایع بند و مخزن بیرونی از یک جداره فقط بخار بند تشکیل می‌شود. همچنین ممکن است تنها یک مخزن با جداره توأمأ مایع بند و بخار بند به کار رود. در صورت سرریز از مخزن درونی، مخزن بیرونی قابلیت نگهداری مایعات را ندارد ولی یک دیواره سرریز بند در محوطه مخزن احداث می‌شود.
  - **مهار دولایه.** مخزن درونی، خود یک سیستم مهار تک‌لایه است که همزمان مایع بند و بخار بند است. مخزن بیرونی فقط مایع بند است.
  - **مهار کامل.** در این پیکربندی، هر دو مخزن درونی و بیرونی همزمان مایع بند و بخار بند هستند.
- سقف مخزن بیرونی عموماً گنبدی است ولی سقف مخزن درونی ممکن است گنبدی و یا تخت و آویخته به سقف مخزن بیرونی باشد.
- سطوحی که در تماس با سیال سرد قرار می‌گیرند می‌بایست از جنس فلز مقاوم به دمای پایین یا بتن مخصوص طبق استاندارد ACI 376 ساخته شوند.

## ت-۱۲-۹-۷-۲ سطوح زلزله و اهداف عملکردی سیستم مخزن

اگرچه کنترل طراحی سایر مخازن به جز برای زلزله سطح خطر دوم (زلزله طرح) الزامی نیست، ولی سیستم‌های مخزن سیالات سرد باید برای مقابله با سه سطح زلزله طراحی شوند.

- زلزله سطح عملیات. خرابی‌های جزئی که نیازمند تعمیر باشند ممکن است رخ دهد ولی سیستم مخزن باید بتواند چند رویداد زلزله را در این سطح بدون آسیب عمده تحمل کند.
- زلزله سطح خاموشی ایمن. ممکن است خرابی مخزن درونی در این حالت تعمیرپذیر نباشد و نشست جزئی رخ دهد ولی مخزن محتویات خود را نگاه می‌دارد. انتظار می‌رود این زلزله یک بار در عمر مفید طراحی مخزن روی دهد.
- زلزله سطح پس‌لرزه. انتظار می‌رود مخزن دوم قادر باشد چند پس‌لرزه را صرفاً با آسیب و نشستی جزئی تحمل کند.

#### ت-۱۲-۹-۷-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

#### ت-۱۲-۹-۷-۴ ضریب رفتار

#### ت-۱۲-۹-۷-۵ تنش‌های مجاز

مخازن ذخیره گاز مایع در دمای ۱۹۸- درجه سلسیوس یا بالاتر طبق پیوست Q از API 620 و مخازن با دمای عملیاتی ۵۱- تا ۵ درجه سلسیوس طبق پیوست R از API 620، طراحی می‌شوند.

#### ت-۱۲-۹-۷-۶ صفحه حلقوی زیر جداره

#### ت-۱۲-۹-۷-۷ پایداری لغزشی

#### ت-۱۲-۹-۷-۸ بار عایقکاری

#### ت-۱۲-۹-۷-۹ بارهای اضافی بام

#### ت-۱۲-۹-۷-۱۰ الزامات طراحی سطوح عملکرد

#### ت-۱۲-۹-۷-۱۱ زلزله سطح عملیات

#### ت-۱۲-۹-۷-۱۲ زلزله سطح خاموشی ایمن

#### ت-۱۲-۹-۷-۱۳ زلزله سطح پس‌لرزه

#### ت-۱۲-۹-۷-۱۴ جداسازی پایه

## ت-۱۲-۱۰ فهرست مراجع

## ت-۱۲-۱۱ مثال‌های حل شده

## ت-۱۲-۱۱-۱-۱ مثال ۱: مخزن خویش‌مه‌ار

مطلوب است تعیین مقدار بلندشدگی ورق کف مخزن ذیل با فرض طیف پاسخ ویژه ساختگاه مطابق شکل ت-۱۲-۷.

## مشخصات مخزن

$H$ : ۱۵ متر

$D$ : ۴۰ متر

$G$ : ۰/۸

$W_p$ : ۱۴۷۸۵۶۰۰۰ نیوتن (وزن سیال)

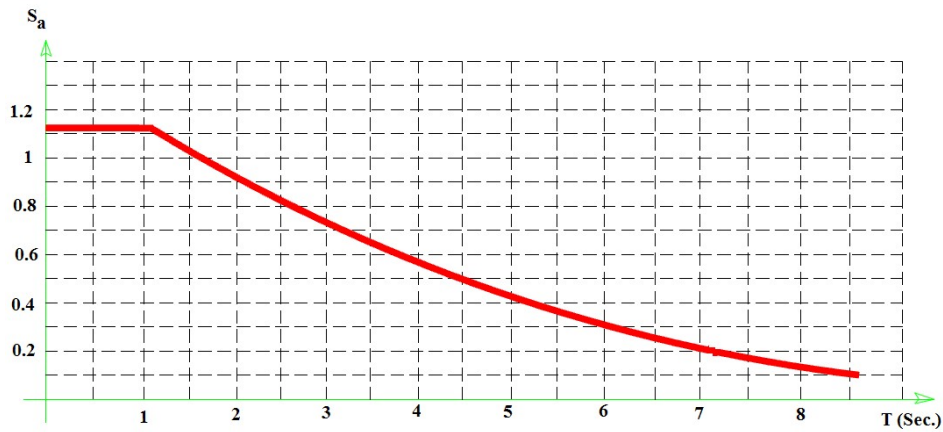
$W_s$ : ۱۸۵۸۰۱۷ نیوتن (وزن جداره)

$W_r$ : ۱۱۶۱۲۶۰ نیوتن (وزن سقف)

$W_{rs}$ : ۹۴۲ نیوتن بر متر (وزن سقف بر روی جداره)

$W_f$ : ۱۱۶۱۲۶۰ نیوتن (وزن ورق کف)

$t_s$ : ۱۲ میلی‌متر (ضخامت ورق پائین جداره)



شکل ت-۱۲-۷ طیف پاسخ ویژه ساختگاه

$t_b$ : ۱۲ میلی‌متر (ضخامت ورق کف)

$F_y$ : ۲۳۵ مگاپاسکال (تنش تسلیم ورق کف)

$\nu$ : ۰/۳ (نسبت پواسن)

$h_g$ : ۶/۷۵ متر (ارتفاع مرکز ثقل جداره و سیال از زمین که با توجه به ساده نمودن مسئله ۴۵ درصد

ارتفاع سیال در نظر گرفته شده است.)

$h_r$ : ۱۶ متر (ارتفاع سقف از زمین- با فرض یک متر فضای خالی روی سیال تا تراز سقف)

$I$ : 1 (فرض شده است)

$R_{wi}$ : 3.5

$R_{wc}$ : 2

حل مسئله:

الف- تعیین مقدار نیروهای جانبی:

مقدار نیروی برشی ناشی از اثر زلزله به صورت جذر مجموع مربعات نیروی حاصل از جرم سخت و موج

مطابق رابطه ۱۲-۱۳ در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس مقدار نیروی برشی عبارت است از:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

لنگر واژگونی در تراز پائین جداره مطابق رابطه ۱۲-۲۸ عبارت است از:

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i(W_i h_i + W_c h_c + W_r h_r)]^2 + [A_c(W_c h_c)]^2}$$

مشخصات جرم سخت:

$W_i$ ، جرم سخت

$$\frac{D}{H} = 2.66 \geq 1.33$$

با استفاده از رابطه ۱۲-۱۶(الف):

$$W_i = \frac{\tanh(0.866 \frac{D}{H})}{0.866 \frac{D}{H}} W_p = 0.4375 \times 147856000 = 64687000 N$$

مقدار  $h_i$  مطابق رابطه ۱۲-۱۸ آئین‌نامه به دست می‌آید. با توجه به اینکه نسبت قطر به ارتفاع سیال

برابر یک است رابطه محاسبه  $h_i$  مطابق ذیل است:

$$h_i = 0.366H = 5.49 m$$

$A_i$  شتاب مبنای طیفی است و بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_i = \frac{S_a I}{R_i}$$

$$(A_i)_{min} = \begin{cases} 0.01 & S_1 < 0.6 \\ \frac{0.5S_1 I}{R_i} & S_1 \geq 0.6 \end{cases}$$

که در این رابطه  $S_a$  شتاب طیفی طرح بر اساس میرایی ۵ درصد و زمان تناوب جرم سخت است که از شکل ت-۱۲-۷ به دست می‌آید. بدین منظور ابتدا باید زمان تناوب نوسانی جرم سخت محاسبه شود که رابطه آن در زیر آمده است:

$$T_i = C_i H \sqrt{\frac{D\rho}{2t_e E_t}} = 0.0382 \text{ Seconds}$$

$C_i$  بر اساس جدول ۲-۱۲ تعیین می‌شود و برای این مسئله برابر ۶/۹۷ است. مقدار  $S_a$  بر اساس طیف پاسخ که در شکل ت-۱۲-۷ ارائه شده برابر با ۱/۱۷ به دست می‌آید و مقدار  $A_i$  مطابق رابطه ذیل محاسبه می‌شود.

$$A_i = \frac{S_a I}{R_i} = 0.33 \text{ g}$$

تعیین متغیرهای جرم موج:

$$W_c = 0.23 \frac{D}{H_L} \tanh\left(\frac{3.67 H_L}{D}\right) W_p = 0.5625 \times 147856000 = 83169000 \text{ N}$$

مشخصات جرم موج

$$A_c = \frac{1.5S_a I}{R_c}$$

که در این رابطه  $S_a$  شتاب طیفی طرح بر اساس میرایی ۵ درصد و زمان تناوب جرم موج است و بر اساس شکل ت-۱۲-۷ محاسبه می‌شود.

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{D}{2}}$$

$C_c$  بر اساس جدول ت-۱۲-۱ تعیین می‌شود و برای این مسئله برابر ۱/۶ است و بنابراین مقدار  $T_c$  برابر با ۷/۱۵ ثانیه محاسبه می‌شود.

بر اساس شکل ت-۱۲-۷ مقدار  $S_a$  برابر با ۰/۲ ثانیه به دست می‌آید و  $A_c$  مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_c = 0.15 \text{ g}$$

مقدار  $h_c$ ، بازوی نیروی جانبی جرم موج مطابق رابطه ۱۲-۱۴ آئین‌نامه محاسبه می‌گردد:

$$h_c = \left[ 1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H = 0.566 \times 15 = 8.49 \text{ m}$$

ب- تعیین برش پایه و لنگر واژگونی ناشی از زلزله:

بخش ناشی از جرم سخت:

$$V_i = A_i(W_s + W_r + W_f + W_i) = 23021480 \text{ N}$$

$$A_i = 0.33 \text{ g}$$

$$W_s = 1858017 \text{ N}$$

$$W_r = 1161260 \text{ N}$$

$$W_f = 1161260 \text{ N}$$

$$W_i = 64687000 \text{ N}$$

بخش ناشی از جرم مواج:

$$V_c = A_c W_c = 12475377 \text{ N}$$

$$A_c = 0.15 \text{ g}$$

$$W_c = 83169180 \text{ N}$$

مقدار نیروی برشی برابر است با:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = 1161260 \text{ N}$$

کنترل برش مقاوم در محل تماس کف مخزن با فونداسیون:

$\mu_f$  که ضریب اصطکاک است در این رابطه  $0.56$  فرض شده است.

$$V_s = \mu_f(W_s + W_r + W_f + W_p)(1 - 0.4A_v) = 77171476 >$$

$$1161260 \text{ N Okay}$$

$$W_s = 1858017 \text{ N}$$

$$W_r = 1161260 \text{ N}$$

$$W_f = 1161260 \text{ N}$$

$$W_p = 147856320 \text{ N}$$

$$A_v = 0.2 S_{DS} I = 0.2 \times 1.17 \times 1 = 0.234$$

ج) محاسبه لنگر واژگونی:

مطابق رابطه ۱۲-۲۸ آیین‌نامه محاسبه می‌شود:

$$A_i = 0.33 \text{ g}$$

$$W_i = 64687140 \text{ N}$$

$$h_i = 5.5 \text{ m}$$

$$W_s = 1858017 \text{ N}$$

$$h_s = 6.75 \text{ m}$$

$$W_r = 1161260 \text{ N}$$

$$h_r = 16 \text{ m}$$

$$A_c = 0.15 \text{ g}$$

$$W_c = 83169180 \text{ N}$$

$$h_c = 8.49 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_{rw} = 167002904 \text{ N.m}$$

$$A_v = 0.2 S_{DS} I = 0.2 \times 1.17 \times 1 = 0.234$$

رابطه محاسبه شاخص پایداری به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 [w_t(1 - 0.4A_v) + w_a]} = \frac{167002904 \text{ (N.m)}}{(40 \text{ m})^2 [24038(1 - 0.234) + 63087]} = 1.28 < 1.54$$

$$w_a = 99t_a \sqrt{F_y H G_e} \leq 201.1 HDG_e \rightarrow w_a = 63087 \text{ N/m}$$

$$w_t = \left[ \frac{W_s}{\pi D} + w_{rs} \right] = 24038 \text{ N/m}$$

بر این اساس مخزن بدون مهار شدگی به کف پایدار است.

#### د محاسبه مقدار بلندشدگی

در این بخش محاسبه مقدار بلندشدگی بر اساس دو روش تحلیلی و فرمول تقریبی ارائه و کنترل مقدار حداکثر بلندشدگی نیز بر اساس آئین‌نامه انجام می‌شود. در این بخش فرض شده کف مخزن بر روی خاک کوبیده شده قرار گرفته است. در حالتی که فونداسیون یکپارچه بتنی زیر مخزن قرار گیرد مقدار بلندشدگی کاهش خواهد یافت.

#### د-۱ روش تحلیلی

محاسبه مقدار  $T$ :

مطابق بند ۱۲-۹-۲-۲ آئین‌نامه، الگوریتم تکراری تعریف شده شامل مراحل زیر می‌باشند:

لنگر واژگونی با علامت  $M_{rw}$  تعریف می‌شود و لنگر مقاوم با علامت  $M_R$ ، خواهیم داشت:

$$M_R = 0.5W_{su} kD + W_{pu} (0.5D - r)$$

$W_P$ : وزن سیال درون مخزن

$W_{pu}$ : وزنی از سیال که بر روی دایره‌ای به شعاع  $r$  قرار گرفته است (به عبارت دیگر وزن بخشی از

سیال که با زمین با واسطه ورق کف در تماس است)

$$W_{su} = W_P + W_r + W_s - W_a$$

عکس العمل در ورق کف

$\theta^*$ : نصف زاویه کمائی از ورق کف که با فونداسیون پس از بلندشدگی در تماس است.

0.5kD: فاصله بین برآیند نیروی فشاری وارده به ورق کف تا مرکز مخزن

$r$ : شعاع دایره‌ای از کف مخزن که پس از بلندشدگی با زمین در تماس است.

لنگر مقاوم  $M_R$  مطابق مراحل زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau = \frac{2r}{D} \text{ حدس اول: حدس } \tau = \frac{2r}{D}$$

در حدس اولیه نموداری که در شکل ت-۱۲-۸ نمایش داده شده مفید است. بدین منظور ابتدا می‌بایست مقدار  $\frac{2M_{rw}}{(DW_p)}$  محاسبه شود. برای این مسئله این مقدار عبارت است از  $\frac{2 \cdot 167002904 (N.m)}{40 (m) \cdot 147856000 (N)} = 0.0565$  بر اساس شکل ت-۱۲-۸ مقدار  $\tau = 0.9435$  به دست می‌آید.

گام دوم: محاسبه  $\theta^*$  مطابق رابطه زیر:

$$\theta^* = \arctan\left(\frac{\tau}{1-\tau}\right) = \arctan\left(\frac{0.9435}{1-0.9435}\right) = 1.51 \text{ radian}$$

گام سوم: محاسبه  $k$  مطابق رابطه زیر:

$$k = \frac{2}{\theta^{*2}} (1 - \cos \theta^*) = 0.82$$

گام سوم: محاسبه  $M_R$  مطابق رابطه زیر:

$$M_R = 0.5DW_p \left( k \left( 1 + \frac{W_s + W_{rs}}{W_p} \right) + (1-k)\tau^2 - \tau^3 \right) = 465918546 \text{ N.m}$$

$$M_R/M_{rw} = 2.79 \text{ نسبت}$$

تکرار مرحله دوم:

$$\tau = \frac{2r}{D} \text{ حدس اول: حدس } \tau = \frac{2r}{D}$$

بدین منظور ابتدا می‌بایست مقدار  $\frac{2M_R}{(DW_p)}$  محاسبه شود. برای این مسئله این مقدار عبارت است از

$$\tau = 0.84 \text{ که بر اساس شکل ت-۱۲-۸ داریم: } \frac{2 \cdot 465918546 (N.m)}{40 (m) \cdot 147856000 (N)} = 0.158$$

گام دوم: محاسبه  $\theta^*$  مطابق رابطه زیر:

$$\theta^* = \arctan\left(\frac{\tau}{1-\tau}\right) = \arctan\left(\frac{0.84}{1-0.84}\right) = 1.38 \text{ radian}$$

گام سوم: محاسبه  $k$  مطابق رابطه زیر:

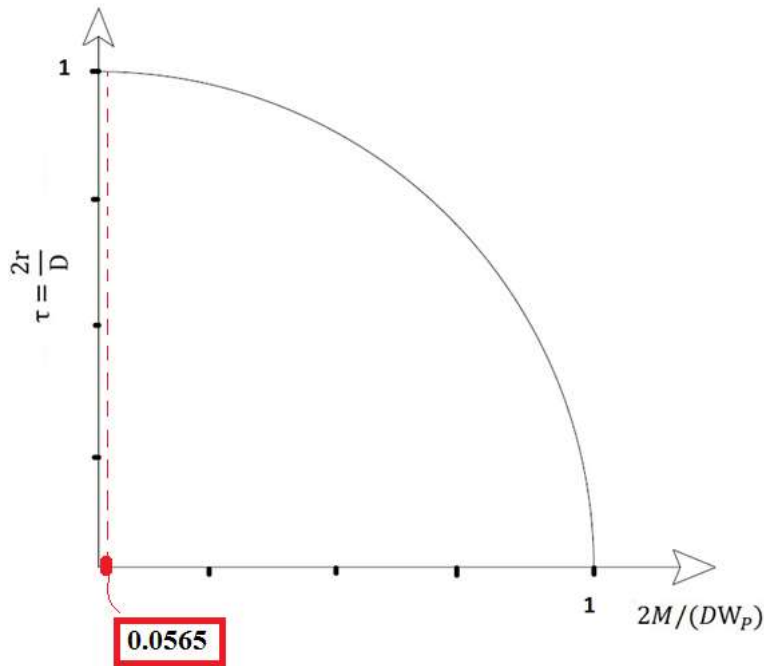
$$k = \frac{2}{\theta^{*2}} (1 - \cos \theta^*) = 0.85$$

گام سوم: محاسبه  $M_R$  مطابق رابطه زیر:

$$M_R = 0.5DW_p \left( k \left( 1 + \frac{W_s + W_{rs}}{W_p} \right) + (1-k)\tau^2 - \tau^3 \right) = 1125648735$$

$$M_R/M_{rw} = 6.74 \text{ نسبت}$$





شکل ت-۱۲-۸ این نمودار به صورت راهنمایی برای حدس اولیه مقدار  $\tau$  ارائه شده است

تکرار مرحله سوم:

$$\text{گام اول - حدس } \tau = \frac{2r}{D}$$

در تکرار دوم ملاحظه شد که با استفاده از شکل ت-۱۲-۸ و افزایش مقدار  $\tau$ ، جوابها به سمت واگرایی پیش رفت. این بار مقداری کمتر از تکرار مرحله اول فرض شده و  $\tau = 0.99$  به عنوان مقدار شروع در نظر گرفته می‌شود.

گام دوم - محاسبه  $\theta^*$  مطابق رابطه زیر:

$$\theta^* = \arctan\left(\frac{\tau}{1-\tau}\right) = \arctan\left(\frac{0.99}{1-0.99}\right) = 1.56 \text{ radian}$$

گام سوم: محاسبه  $k$  مطابق رابطه زیر:

$$k = \frac{2}{\theta^{*2}}(1 - \cos \theta^*) = 0.81$$

گام سوم: محاسبه  $M_R$  مطابق رابطه زیر:

$$M_R = 0.5DW_p \left( k \left( 1 + \frac{W_s + W_{rs}}{W_p} \right) + (1 - k)\tau^2 - \tau^3 \right) = 125895069 \text{ N.m}$$

$$\text{نسبت } M_R/M_{rw} = 0.75$$

با ادامه تکرارها مقدار  $\tau = 0.979$  با نسبت  $\frac{M_R}{M_{rw}} = 1.25$  به عنوان جواب تعیین می‌شود.

مقدار بلندشدگی مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$y_u = \frac{1}{C} \left[ \frac{F_y t_b'^2}{6N_X'} + \frac{p_0' L}{N_X'} \left[ \frac{L}{2} - \left( \frac{\bar{E} t_b'^3}{12N_X'} \right)^{0.5} \right] \right]$$

که در این رابطه مقدار طول ناحیه بلندشدگی برابر  $L_b$  و مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$L = D(1 - \tau)$$

که مقدار آن برابر است با

$$40 \times (1 - 0.979) = 0.84 \text{ m}$$

C: سختی فونداسیون که برای فونداسیون صلب برابر یک و برای فونداسیون انعطاف‌پذیر ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود.

توضیح: فونداسیون یکپارچه بتنی مسلح به عنوان صلب و خاک کوبیده شده (با یا بدون لایه بتن مگر روی آن) به عنوان انعطاف‌پذیر محسوب می‌شود.  
در این مثال  $C = 0.5$  در نظر گرفته شده است.

$$N_x = t_b f_{rb}$$

که در این مسئله

$$12(\text{mm}) \times 53.75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1603 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

که در این رابطه  $f_{rb}$  تنش شعاعی در ورق کف است که در رابطه زیر تعریف شده است.

$$f_{rb} = \frac{1}{t_b} \left[ \frac{2\bar{E} t_b p_0^2 (0.5D)^2 (1-\tau)^2}{3} \right]^{\frac{1}{3}} = 133.567 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

که در این رابطه  $\bar{E}$  مطابق رابطه زیر است:

$$\bar{E} = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{2 \times 10^5}{1 - 0.3^2} = 2.19 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$H \times G = p_0$ : فشار هیدرواستاتیک بر کف مخزن است که برابر است با:

$$H \times G = 15 \times 0.8 \times 0.010 = 0.118 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

به منظور استفاده از این رابطه می‌بایست ابتدا پارامترهای زیر جایگزین شوند:

$$p_0' = p_0 * 10^6$$

$$N_X' = N_X * 10^3$$

$$t_b' = t_b * 10^{-3}$$

$$y_u = \frac{1}{C} \left[ \frac{F_y t_b'^2}{6N_X'} + \frac{p_0' L}{N_X'} \left[ \frac{L}{2} - \left( \frac{\bar{E} t_b'^3}{12N_X'} \right)^{0.5} \right] \right] = 34.485 \text{ mm}$$

بر اساس روش تحلیلی مقدار بلندشدگی حداکثر ۳۴/۴۸۵ میلیمتر و طول ناحیه بلند شده نیز برابر با ۸۴۰ میلیمتر به دست آمده است.

## د-۲ روش تقریبی:

مطابق رابطه ۱۲-۴۴ حداکثر مقدار تخمین بلندشدگی عبارت است از:

$$y_u = \frac{12.1F_y L^2}{t_b} = \frac{12.1 \times 235 \times 1.2^2}{14.28} = 252 \text{ mm}$$

حداکثر طول بلندشدگی ورق کف (عرض صفحه حلقوی ورق کف مخزن):

$$L = 0.01723 t_a \sqrt{\frac{F_y}{(H_L G_e)}} \leq 0.35D \rightarrow 0.915 \text{ m} \leq 1.4 \text{ m} \rightarrow L = 0.915 \text{ m}$$

بر اساس روش تقریبی مقدار بلندشدگی حداکثر ۲۵۲ میلیمتر و طول ناحیه بلند شده نیز معادل با ۹۱۵ میلیمتر به دست آمده است.

مقدار عرض ورق حلقوی کف برابر با حداکثر  $L$  در رابطه تحلیلی و تقریبی در نظر گرفته می‌شود که در این مثال ۹۱۵ میلیمتر است. حداکثر مقدار بلندشدگی نیز برابر حداکثر مقدار  $y_u$  از رابطه تحلیلی و تقریبی است. به شرط ارضا نمودن شروط بند ۱۲-۹-۲-۳ مقدار حداکثر  $y_u$  به طور مشروط برابر است با ۲۵۲ میلیمتر خواهد شد.

## د-۳ کنترل مقدار حداکثر بلندشدگی

کنترل ۱: کنترل مقدار چرخش پلاستیک اتصال ورق کف به دیواره

$$\theta_p = \left( \frac{2y_u}{1000L} - \frac{y_u}{1000 \times D} \right) \leq 0.20$$

که در این رابطه  $L$  عرض صفحه حلقوی است که در این مثال ۹۱۵ میلیمتر است.

$$\theta_p = \left( \frac{2 \times 252 \text{ mm}}{915 \text{ mm}} - \frac{252 \text{ mm}}{40000 \text{ mm}} \right) = 0.54 \leq 0.20 \text{ No Good}$$

این به معنی این موضوع است که چرخش محل اتصال ورق کف به دیواره بیش از حد مجاز خواهد بود و می‌بایست با افزایش ضخامت ورق کف، مانع این موضوع شد.

کنترل ۲: حداکثر مقدار بلندشدگی:

$$0.001Y_u \left( \frac{H_L}{2} + 0.001y_u \right) \leq \frac{(0.5D)^2}{2}$$

$$252 \times 10^{-3} \text{ m} \times \left( \frac{15 \text{ m}}{2} + 252 \times 10^{-3} \text{ m} \right) = 1.95 \leq 200 \text{ OK}$$

کنترل ۳:

به منظور رعایت مسائل اجرائی و ساخت مخازن، حداکثر ضخامت ورق کف ۴۰ میلیمتر تعیین می‌شود. مطابق جدول ۱۲-۷ حداقل ضخامت ورق کف مخزن ۸ میلیمتر است که در این طرح رعایت شده است. بررسی افزایش ضخامت ورق کف مخزن:

با افزایش ضخامت ورق کف به ۲۵ میلیمتر مقدار چرخش پلاستیک به صورت زیر به دست می‌آید. لازم به ذکر است که حداکثر بلندشدگی با افزایش ضخامت ورق کف مطابق محاسبات انجام شده به ۹۵ میلیمتر کاهش می‌یابد.

$$\theta_p = \left( \frac{2 \times 95 \text{ mm}}{915 \text{ mm}} - \frac{95 \text{ mm}}{40000 \text{ mm}} \right) \cong 0.20 \leq 0.20$$

تفسیر فصل سیزدهم

خط لوله

## ت-۱۳-۱ ملاحظات کلی

سیستم خط لوله باید به گونه‌ای طراحی و ساخته شود که بتواند توانایی تأمین انرژی صنایع و نیاز منازل مسکونی را، حتی در صورت آسیب‌های محلی قابل توجه ناشی از زلزله‌های با شدت بالا، تا حد امکان حفظ کند. همچنین هنگام طراحی سیستم خط لوله و در زمان تعیین مکان خط لوله لازم است با توجه به اندازه جمعیتی که در معرض تأثیر گسیختگی خط لوله قرار دارند و آسیب زیست محیطی احتمالی ناشی از گسیختگی خط لوله، سطح ریسک قابل قبولی در نظر گرفته شود. ضرایب اهمیتی که در جدول ۱-۱۳ در نظر گرفته شده‌اند پوشش دهنده نیازهای فوق می‌باشند.

لازم به ذکر است، این بخش تنها در بر گیرنده بخشی از مخاطرات لرزه‌ای خطوط لوله بوده و مواردی از جمله سونامی و نشست زمین بدلیل تراکم خاک تحت زمین لرزه، مورد بررسی قرار نمی‌گیرد.

## ت-۱۳-۲ گروه کاربری و خطرزایی

طبقه‌بندی خط لوله برای مشخص کردن سطح عملکرد لرزه‌ای مورد نیاز برای سیستم است. از آنجایی که طبقه‌بندی ارائه شده در اینجا توصیفی است، قضاوت مهندسی باید در طبقه‌بندی یک خط لوله اعمال شود. لیکن در مورد سطح فشار داخلی، برای خطوط لوله نفت و گاز، می‌توان به دسته‌بندی زیر مراجعه نمود:

فشار بالا:  $P \geq 10 \text{ kgf/cm}^2$

فشار متوسط:  $3 < P < 10 \text{ kgf/cm}^2$

فشار کم:  $P \leq 3 \text{ kgf/cm}^2$

## ت-۱۳-۳ خط لوله مدفون

لازم است موارد زیر به صورت عمومی در مورد خطوط لوله رعایت شود:

- ادوات اتصال لوله‌های فولادی در مناطق لرزه‌خیز، شکل‌پذیر باشد.
- اثرات خوردگی در مناطق لرزه‌خیز با جدیت بیشتری پایش شود. خوردگی می‌تواند آسیب‌پذیری خطوط را در برابر زلزله به شدت افزایش دهد.
- پوشش اتصالات خطوط قطعه‌ای در مناطق لرزه‌خیز باید انعطاف‌پذیر باشد، مانند پوشش آسفالتی یا پلی‌اتیلن و از پوشش‌های ترد مانند پوشش سیمانی اجتناب شود. زیرا خوردشدگی پوشش‌های ترد

شرایط خوردگی خطوط را در اتصالات فراهم می‌آورد و سیستم به سمت آسیب‌پذیری چشمگیر هدایت می‌شود.

- در مناطق لرزه‌خیز، ظرفیت جذب جابجایی در اتصالات لوله‌های قطعه‌ای باید بیش از لوله‌های پیوسته باشد.

- بر خلاف شبکه‌های متمرکز لوله‌ها که در آن‌ها تأکید بر هدایت مفاصل پلاستیک به خم‌هاست، در لوله‌های زیرزمینی باید تلاش شود که تسلیم شدگی احتمالی در خم‌ها رخ ندهد. در این راستا، مطابق جدول ۱۳-۳، کرنش مجاز خم‌ها به مقدار ۱٪ محدود شده است. این عدد برای خط مستقیم ۳٪ است.

- در مناطقی که احتمال جابجایی‌های ماندگار ناشی از زمین‌لغزش، گسلش یا روانگرایی وجود دارد، لازم است شیرهای قطع در فواصل کمتری مورد استفاده قرار گیرد. همچنین هر تمهید طراحی که در سیستم انعطاف‌پذیری بیشتر ایجاد نماید و یا جابجایی ماندگار را تقلیل دهد، مطلوب خواهد بود. استفاده از اتصالات انعطاف‌پذیر، کاهش اصطکاک میان لوله و محیط اطراف و پایدارسازی زمین نمونه‌ای از این نوع تمهیدات محسوب می‌شوند.

- باید توجه شود که ضمن ایجاد انعطاف‌پذیری کافی برای خطوط مدفون، از ناپایداری در اثر از دست رفتن تکیه‌گاه نیز جلوگیری شود. بطور مثال در خاک‌های مستعد روانگرایی باید حتی‌الامکان سعی شود تا با تراکم خاک یا استفاده از سازه‌های نگهدار جهت جلوگیری از حرکت بیش از حد لوله و یا عبور لوله از زیر ناحیه روانگرا، مخاطرات کاهش یابد. همچنین اگر لوله با فاصله بالای سطح آب زیرزمینی احداث شود اثرات شناوری ناشی از روانگرایی به حداقل خواهد رسید.

- در نواحی مستعد روانگرایی گسترده، با قرار دادن لوله در حفاظ‌های بتنی، یا احداث خاکریز در فواصل مختلف روی خط و یا ایجاد تکیه‌گاه در فواصل نزدیک (حدود ۱۵۰ متر) می‌توان در جهت بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم اقدام نمود. باید دقت شود در تمهیداتی که منجر به افزایش قیود می‌شود، انعطاف‌پذیری سیستم بیش از حد محدود نگردد.

- وجود خم خط لوله در ناحیه زمین لغزش، منجر به تمرکز خرابی‌ها در آن ناحیه می‌شود. از این رو حتی‌الامکان از احداث خم در نواحی مستعد جابجایی ماندگار لرزه‌ای احتراز شود.

- در خطوط لوله قطعه‌ای، جابجایی‌های ماندگار زمین عمدتاً اتصالات را هدف قرار می‌دهند. از این رو نواحی مذکور باید برای تحمل کل جابجایی ماندگار طرح شوند.

- در نواحی مستعد گسلش سطحی باید تلاش شود، تحت جابجایی ماندگار احتمالی، فشار طولی در لوله به حداقل برسد. همچنین مطلوب است که شکل‌پذیری خط لوله در این مناطق افزایش یابد و

نیز از تغییر مقاطع ناگهانی که منجر به تمرکز تنش می‌شود پرهیز گردد. خطوط در این مناطق باید حتی‌الامکان مستقیم بوده و از قرار دادن خم‌ها، زانویی‌ها، فلنج‌ها و تکیه‌گاه‌های اتصال به زمین در این مناطق احتراز شود. هرچه اتصال گیردار خط لوله به زمین در این مناطق در فواصل بیشتری انجام شود لوله توان تحمل جابجایی‌های بیشتری را خواهد داشت.

- در نواحی مستعد گسلش توصیه می‌شود پوشش‌های سخت و صیقلی کم اصطکاک برای لوله‌ها انتخاب و لوله در اعماق کمتری دفن شود تا از نیروهای مقاوم خاک بر لوله کاسته شود. چنانچه جابجایی گسل بسیار زیاد تخمین زده می‌شود، پیشنهاد می‌شود لوله به صورت روزمینی احداث شده و از نشیمن‌های لغزنده برای افزایش ظرفیت تحمل جابجایی خط استفاده شود. چنانچه لوله در معرض تهدید گسلش در زلزله بوده و همزمان ملاحظات باربری تکیه‌گاه تحت سرویس ایجاب کند که تعداد تکیه‌گاه‌ها و نوع اتصال آن‌ها مقیدتر باشد، می‌توان از قیدها و تکیه‌گاه‌های دو مرحله‌ای استفاده کرد. در این تکیه‌گاه‌ها، تحت بار سرویس قیود بسیار بیشتر است. لیکن به محض این که نیرو در هر یک از قیود از مقداری معین بیشتر شود، قید آزاد می‌شود و اجازه تحمیل نیروی بیش از حد به خط را نخواهد داد.

- در نواحی مستعد گسلش، فرض بر آن است که در لوله‌های قطعه‌ای تغییر مکان‌ها در اتصالات متمرکز می‌شوند و از این رو عمده تغییر شکل‌ها باید توسط اتصالات تحمل شود. بنابراین پیشنهاد شده است که در تحلیل این نوع خطوط، اتصالات به صورت مفصلی و غیر ممان گیر در نظر گرفته شوند تا بیشترین تغییر مکان‌ها در آن‌ها متمرکز شده و برآورد دست بالایی از تغییر مکان‌ها در اتصالات حاصل گردد.

- در نواحی مستعد گسلش امتداد لغز و شیب‌لغز نسبت‌های ابعادی مختلفی برای ترانشه‌های حاوی لوله‌ها پیشنهاد شده است. در این ترانشه‌ها مصالح با دانه‌بندی مناسب اطراف لوله‌ها را پر می‌کنند و در فواصل قابل ملاحظه در هر طرف خط فرضی گسل (حدود ۳۰۰ متر از هر طرف) از ایجاد اتصال گیردار لوله به زمین اجتناب می‌شود.

- اثرات امواج زلزله معمولاً برای لوله‌های پیوسته فولادی با جوش مناسب مخاطره چشمگیری ایجاد نمی‌کند. لیکن در همین خطوط نیز زمانی که خط از مرز دو خاک با سختی‌های بسیار متفاوت عبور می‌کند، امواج زلزله می‌توانند مخاطرات مهمی ایجاد کنند. همچنین در مناطقی که لوله وارد جعبه محتوی شیر کنترل می‌شود، موقعیت‌هایی که لوله به ایستگاه پمپاژ نزدیک یا در آن قرار دارد، محل اتصالات T شکل و نیز محل‌های اتصالات غیر جوشی یا اتصال به شیر کنترل، مناطقی که خوردگی وجود دارد و نیز لوله‌های چدنی قدیمی با اتصالات زنگوله‌ای، امواج زلزله پتانسیل ایجاد مخاطرات



جدی دارند. از این رو نیاز است در مکان‌های مورد اشاره اثرات امواج لرزه‌ای با دقت مورد بررسی قرار گیرد.

- با کاهش اصطکاک میان لوله و خاک پیرامونی، اثرات مخرب امواج زلزله کاهش می‌یابد. این مسئله در رابطه ۱۱-۱۳ با قرار دادن حد بالای کرنش تحمیلی از امواج زلزله به لوله و وابسته کردن آن به حداکثر نیروی اصطکاک میان خاک و لوله دیده شده است.

- در شکل ۱۳-۸ نمودارهای نیرو-تغییر مکان فنرهای پیشنهادی خاک جهت قرارگیری اطراف لوله در مدل پیشنهاد شده است. در این شکل، در بخش تغییر شکل‌های خطی، رفتار ایده‌آل با خط توپر و رفتار تقریبی مورد استفاده در مدل با خط-چین نمایش داده شده است. به عبارتی فنرهای مورد استفاده رفتار الاستوپلاستیک داشته که در بخش میانی نمودارها کاملاً خطی فرض می‌شوند و در حدود کشش و فشار نیروهای تسلیم جداگانه‌ای برای آن‌ها ارائه شده است.

### ت-۱۳-۴ خط لوله‌ی روزمینی

تفسیر ندارد

### ت-۱۳-۵ خط لوله‌ی متکی بر سازه‌ی نگهدارنده

تفسیر ندارد



تفسیر فصل چهاردهم  
توصیه‌هایی برای طراحی لرزه‌ای  
سکوه‌های ثابت فراساحلی

## ت-۱۴-۱ کلیات

سکوه‌های ثابت دریایی واقع در مناطق فعال لرزه‌ای باید به گونه‌ای طراحی شوند که در برابر زلزله مقاوم باشند. همانند بسیاری از انواع دیگر تاسیسات، طراحی سکوه‌های دریایی برای جلوگیری از هرگونه آسیب در برابر شدیدترین زلزله از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نیست.

بر این اساس، الزاماتی به منظور ایجاد مقاومت در برابر زلزله‌های متوسط (زمین‌لرزه سطح مقاومت که احتمال عدم تجاوز از آن در طول عمر سکو مقداری منطقی است)، بدون آسیب‌های سازه‌ای قابل توجه در نظر گرفته شده است. در صورت وقوع زلزله نادر (زمین‌لرزه سطح شکل پذیری) وقوع آسیب سازه‌ای محتمل است، بنابراین الزاماتی برای جلوگیری از فروپاشی سکو پیش‌بینی شده است.

الزامات مقاومتی برای برآوردن هدف اول یعنی ایجاد مقاومت در برابر زلزله‌های متوسط بدون آسیب سازه‌ای قابل توجه، ارائه شده است. مشخصات زمین‌لرزه مورد استفاده برای طراحی بر اساس الزامات مقاومتی باید مطابق آنچه که در بند ۱۴-۱۰ توصیه شده است، تعیین شود. طراحی برای برآوردن الزامات مقاومتی نیز باید به گونه‌ای انجام شود که تنش در اعضای سازه از حد تسلیم یا کمانش تجاوز نکند.

نیروهای زلزله در سازه‌ها از حرکت زمین ناشی می‌شود و شدت نیروها در سکو نیز به سختی سازه و فونداسیون بستگی دارد. بر خلاف بسیاری از نیروهای محیطی، به طور کلی با کم شدن سختی سازه به دلیل تسلیم غیرالاستیک یا کمانش اجزای سازه‌ای یا فونداسیون، نیروهای ناشی از زلزله کاهش می‌یابند. چنانچه این کنش غیرالاستیک موجب ناپایداری تحت اثر بارهای ثقلی نگردد، می‌توان انتظار داشت که سازه بدون فروپاشی، شدت لرزش بزرگ‌تری را نسبت به آنچه که در تسلیم اولیه اتفاق می‌افتد، تحمل کند.

به طور تحلیلی نشان داده شده است که سکوه‌های دریایی فولادی که مطابق با الزامات مقاومتی طراحی شده‌اند و به خوبی پیکربندی و تناسب لازم را مطابق شرایط اعلام شده در بند ۱۴-۸ دارند، می‌توانند در برابر زلزله‌های نادر (زمین‌لرزه سطح شکل پذیری) بدون فروپاشی مقاومت کنند. برای این نوع سازه‌ها دستورالعمل‌های خاصی برای پیکربندی سازه و تناسب اعضا ارائه می‌شود تا از تأمین شکل‌پذیری لازم اطمینان حاصل شود. همچنین برای این دسته از سازه‌ها بررسی الزامات شکل‌پذیری ضروری نیست. در مواردی که این الزامات لحاظ نشده باشد، ضوابط تحلیل سازه‌ها برای زلزله سطح شکل‌پذیری باید رعایت شود.

## ت-۱۴-۱-۱ تعاریف

در این بخش تعاریف برخی از اصطلاحات مهندسی زلزله مورد استفاده در متن ارائه شده است.

**منطقه لرزه‌ای ساختگاه:** شاخصی که برای بیان زمین لرزه مورد انتظار در یک موقعیت مشخص در فراساحل استفاده می‌شود. اگرچه تنها یک پارامتر نمی‌تواند توصیف کامل انرژی مخرب یک زمین لرزه را نشان دهد، اما منطقه لرزه‌ای ساختگاه یک شاخص معنی‌دار از میزان فعالیت لرزه‌ای یک منطقه مشخص است.

**زمین لرزه (حرکت زمین):** حرکت ارتعاشی زمین ناشی از یک زلزله که در هر نقطه، منحصرأ بر حسب تاریخچه‌های زمانی شتاب، سرعت یا تغییر مکان (جابجایی) توصیف می‌شود.

**طیف پاسخ:** طیف پاسخ، پاسخ بیشینه مجموعه‌ای از نوسانگرهای تک درجه آزادی با زمان تناوب طبیعی متفاوت اما درجه میرایی یکسان به زمین لرزه را نشان می‌دهد. در واقع طیف پاسخ یک زمین لرزه مشخص، توصیف آن زمین لرزه بر حسب پاسخ بیشینه سازه‌های ساده (تک درجه آزادی) به تاریخچه زمانی شتاب آن زمین لرزه است. در صورتی که این پاسخ با مجموعه‌ای از خطوط هموار شده مانند شکل طیف ارائه شده در فصل سوم نشان داده شود، طیف پاسخ هموار نامیده می‌شود.

**تاریخچه زمانی:** یک سابقه ثبت شده پیوسته (رکورد) از زمین لرزه یا پاسخ به آن در طول زمان است.

**پهنه پیرامونی:** توده خاکی که حرکات زمین لرزه را به سازه منتقل می‌کند، تکیه‌گاه سازه در مواجهه با زمین لرزه است و تحت تأثیر حرکات سازه قرار می‌گیرد. خاک پیرامونی می‌تواند با المان‌های جانبی و عمودی مجزا که ویژگی‌های بار-تغییر شکل و اندرکنش مستقیم خاک-شمع را بازتولید می‌کنند، مدل‌سازی شود. در مدل‌سازی خاک پهنه پیرامونی، باید به رفتار دینامیکی و چرخه‌ای سیستم خاک-شمع و اثرات گروه شمع توجه شود.

**پهنه آزاد:** توده خاک در مجاورت سکو که چندان تحت تأثیر حرکات سکو قرار نمی‌گیرد. هنگام مدل‌سازی پهنه آزاد، باید رفتار دینامیکی و چرخه‌ای خاک و استهلاك انرژی هیسترتیک و تشعشی را در نظر گرفت. توده خاک را می‌توان با استفاده از روش اجزا محدود یا معادل‌سازی‌های ساده مدل‌سازی کرد.

**رده‌بندی خطر لرزه‌ای:** رده‌بندی در نظر گرفته شده در بخش ۱۴-۱۰ که بر اساس منطقه لرزه‌ای ساختگاه و همچنین سطح اهمیت سازه (L-1, L-2 یا L-3) قواعد و الزامات طراحی لرزه‌ای را تعیین می‌کند.

## ت-۱۴-۲ مبانی طراحی لرزه‌ای

معیارهای طراحی شامل توصیف بارگذاری محیطی و الزاماتی برای اطمینان از عملکرد مناسب سازه است. هدف از تعیین معیارهای طراحی این است که به طراح اجازه دهد تا با استفاده از روش‌های تحلیلی نسبتاً ساده و واقع‌گرایانه به مقاومت و شکل‌پذیری قابل قبول برای سازه دست یابد. بارگذاری محیطی معمولاً بر حسب طیف‌های پاسخ هموار و/یا مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله که نماینده زلزله طراحی ساختگاه هستند، مشخص می‌شود.

## ت-۱۴-۳ استاندارد مرجع طراحی اعضای سازه‌ای

تفسیری ارائه نشده است.

## ت-۱۴-۴ زمین لرزه‌ها

تفسیری ارائه نشده است.

## ت-۱۴-۵ طراحی سکوها در برابر زلزله

با توجه به اینکه سکوها باید الزامات مقاومتی و شکل‌پذیری خاصی را برآورده کنند، دو سطح از شدت زمین لرزه باید در طراحی در نظر گرفته شود:

زمین‌لرزه سطح مقاومت: زمین‌لرزه‌ای که احتمال فراگذشت از آن در طول عمر سکو مقداری منطقی باشد. در نظر گرفتن اثرات عدم قطعیت‌ها در تخمین زمین‌لرزه و تفاوت بین الزامات عملکردی در برابر زلزله که متفاوت از الزامات عملکردی در برابر موج است، موجب می‌شود که دوره بازگشت زمین‌لرزه سطح مقاومت، طولانی‌تر از دوره بازگشت موج طراحی باشد. منظور از الزامات عملکردی مجموعه‌ای از معیارهای طراحی است که برای دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر در مقابل زلزله یا موج در نظر گرفته می‌شود.

زمین‌لرزه سطح شکل‌پذیری: زمین‌لرزه ناشی از زلزله نادر که با توجه به شرایط محیطی موقعیت لرزه خیز می‌تواند دوره بازگشت تا چند هزار ساله داشته باشد.

در زمین‌لرزه سطح مقاومت، طراحی سازه به صورت ارتجاعی انجام می‌شود. با تعیین مشخصات زمین لرزه سطح شکل‌پذیری، ضرورت تحلیل سازه برای زمین‌لرزه سطح شکل‌پذیری، بررسی و در صورت لزوم، تحلیل انجام می‌شود.

## ت-۱۴-۶ ملاحظات اولیه

### ت-۱۴-۶-۱ ارزیابی فعالیت لرزه‌ای

مطالعات ویژه ساختگاه چارچوبی را برای استفاده از داده‌ها و نظریه‌ها برای تخمین مشخصات زمین‌لرزه‌ها در ساختگاه مورد نظر ارائه می‌دهد. این فرآیند شامل ترکیبی از اطلاعات است که به طیف وسیعی از مهارت‌های حرفه‌ای و قضاوت مهندسی نیاز دارد. در انجام مطالعات ویژه ساختگاه برای دستیابی به معیارهای طراحی منطقی و قابل دفاع، مراحل مشروح فصل سوم باید به طور جامع، کامل و دقیق در نظر گرفته شود. توضیحاتی در خصوص تولید تاریخچه‌های زمانی و طیف ویژه ساختگاه در بخش ۱۴-۱۰ ارائه شده است. جنبه‌های عملکردی معیارهای طراحی شامل دستورالعمل‌هایی برای مدل‌سازی، تحلیل پاسخ و ارزیابی پاسخ با لحاظ تنش‌های مجاز و ضرایب ایمنی است. همه معیارهای طراحی باید به صورت یکپارچه در نظر گرفته شوند تا از طراحی سازگار و قابل اعتماد، اطمینان حاصل شود. مطالعات ویژه ساختگاه باید به عنوان مبنایی برای تولید ویژگی‌های زمین‌لرزه طراحی، به ویژه برای مناطق با لرزه‌خیزی بالا و یا در هر موقعیتی که پیش‌بینی می‌شود بارگذاری زلزله به طور قابل توجهی بر طراحی سازه اثرگذار است، در نظر گرفته شود. مطالعه ویژه ساختگاه، ابزار اولیه‌ای است که می‌تواند مشخصات و ویژگی‌های محلی زمین‌لرزه را به طور مستقیم در معیارهای طراحی لحاظ نماید.

### ت-۱۴-۶-۲ ارزیابی در مناطق با فعالیت‌های لرزه‌ای کم

در مناطقی با فعالیت لرزه‌ای کم، معمولاً به جای بار زلزله، طوفان یا سایر بارهای محیطی حاکم بر طراحی سکو هستند. برای مناطقی که شتاب افقی زلزله سطح مقاومت کمتر از  $0.05g$  است، نیازی به انجام تحلیل زلزله نیست، زیرا طراحی برای بارگذاری محیطی به غیر از زلزله، مقاومت کافی را در برابر اثرات بالقوه مناطق فعال لرزه‌ای ایجاد می‌کند.

برای مناطقی که شتاب افقی زلزله سطح مقاومت در محدوده  $0.05g$  تا  $0.1g$  است، در صورتی که الزامات مقاومتی (بند ۱۴-۷) به جای زلزله سطح مقاومت برای زلزله سطح شکل‌پذیری رعایت شود، کلیه الزامات زلزله به جز موارد مربوط به ملحقات عرشه را می‌توان برآورده شده در نظر گرفت. در این حالت، ملحقات عرشه باید برای زلزله سطح مقاومت مطابق با ۱۴-۹-۲ طراحی شوند، اما از الزامات شکل‌پذیری (بند ۱۴-۸) صرف‌نظر می‌شود. همچنین اتصالات لوله‌ای باید برای تنش‌های مجاز مشخص شده در ۱۴-۷ بر اساس بارهای محاسبه شده اتصال به جای ظرفیت کششی یا بار کماتش فشاری عضو، طراحی شوند.

## ت-۱۴-۷ الزامات مقاومتی

### ت-۱۴-۷-۱ مبانی طراحی

استفاده از یکی از دو روش تحلیل زیر برای طراحی لرزه‌ای سطح مقاومت در سازه‌ها مجاز است:

(الف) روش تحلیل طیف پاسخ،

(ب) روش تحلیل تاریخچه زمانی.

در هر دو روش، تحریکات پایه باید از سه مؤلفه تشکیل شوند - دو مؤلفه افقی متعامد و یک مؤلفه عمودی. مقادیر منطقی از میرایی سازگار با سطوح تغییر شکل زلزله سطح مقاومت نیز باید در محاسبات در نظر گرفته شود. در این خصوص می‌توان به استاندارد ISO 19902 مراجعه نمود. استفاده از مقادیری بجز ضوابط بند ۱۴-۷-۲ برای اثرات ناشی از میرایی هیدرودینامیک یا تغییر شکل خاک، در صورت اثبات بر اساس مطالعات خاص، مجاز خواهد بود. شالوده شمعی می‌تواند با فنرهای الاستیک معادل و در صورت لزوم، جرم و عناصر میرایی مدل شود. اثرات اندرکنش فنرها و وابستگی به زمان تناوب، ممکن است قابل توجه باشد و در صورت لزوم باید در نظر گرفته شود. مقادیر سختی و میرایی شالوده معادل باید با تغییر شکل خاک ناشی از زلزله سطح مقاومت سازگار باشد.

### ت-۱۴-۷-۲ مدل سازه‌ای

برای انجام تحلیل ملاحظات مختلفی در مدل‌سازی سازه‌ای باید در نظر گرفته شود. جزئیات لازم جهت مدل‌سازی در نشریات مختلف<sup>۵</sup> ارائه شده است.

زمین لرزه‌ای که در مطالعه ویژه ساختگاه گزارش می‌شود، معمولاً حرکت "میدان آزاد" را در ساختگاه پیش از نصب سکو (در حالتی که سکویی وجود ندارد)، نشان می‌دهد. جهت تأمین سازگاری مدل‌سازی، در مدل ریاضی مورد استفاده در ارزیابی پاسخ سکو باید تمام عناصر مهم جرم، سختی و خواص استهلاک انرژی برای اجزای سازه و شالوده شمعی و همچنین جنبه‌های مهم اندرکنش بین شمع و خاک اطراف آن در نظر گرفته شود.

هنگامی که تفاوت قابل توجهی در خاک‌های نزدیک سر شمع و خاک‌های امتداد شمع در عمق وجود دارد، برای طراحی دقیق شمع‌ها لازم است تغییر حرکت "میدان آزاد" در عمق، در مدل‌سازی شالوده

<sup>۵</sup> به عنوان مثال می‌توان به Nair (۱۹) اشاره نمود

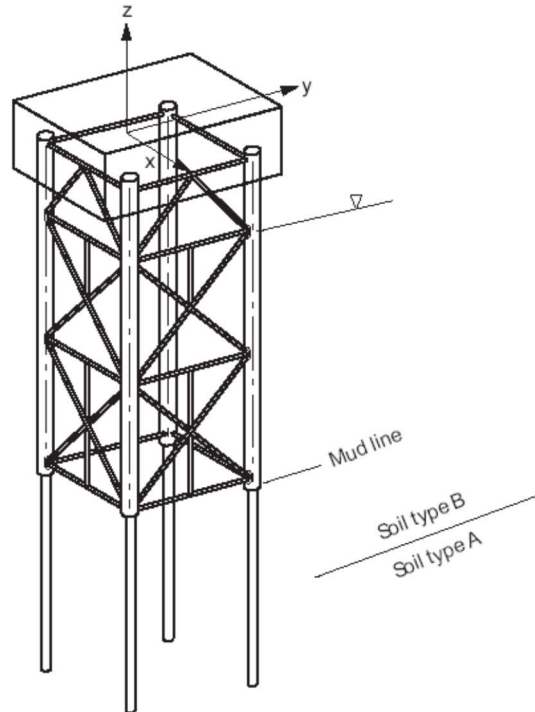


شمعی نظر گرفته شود. برای ارزیابی سیستم کلی سازه-شمع، یک تقریب قابل قبول این است که فرض شود رفتار جانبی شمع با حرکات افقی زمین در خاک نزدیک سطح و رفتار محوری شمع با حرکات قائم در خاک عمیق‌تر مرتبط است. (شکل ت-۱۴-۱)

استفاده از رویکرد طیف پاسخ مستلزم آن است که میرایی برای هر مود شناسایی شود. در بند ۱۴-۷-۲، نسبت میرایی مودال برابر پنج درصد میرایی بحرانی برای استفاده در همه حالت‌ها در نظر گرفته شده است. هر گاه اطلاعات دقیق‌تری وجود داشته باشد، می‌توان نسبت میرایی دیگری را استفاده نمود. در صورتی که میرایی برابر  $\eta$  (درصد)، استفاده شود (برای حالت میرایی یکسان برای همه مودها یا متفاوت برای هر مود) مقادیر نظیر طیف ۵٪ (منحنی‌های موجود) را می‌توان در ضریب  $D$  ضرب نمود.

$$D = \frac{-\ln(\eta/100)}{\ln(20)}$$

این ضریب  $D$  برای مقادیر میرایی بین ۲ تا ۱۰ درصد مناسب است.



شکل ت-۱۴-۱ نمای کلی یک سکوی ثابت دریایی

## ت-۱۴-۷-۳ تحلیل پاسخ

در تحلیل طیفی، پاسخ‌ها در سه جهت متعامد به گونه‌ای ترکیب می‌شوند که همبستگی بین مودهای ارتعاشی در نظر گرفته شود. پس از آنکه پاسخ هر جهت به طور جداگانه محاسبه شد، پاسخ کلی ناشی از اثر هر سه جهت زلزله با استفاده از روش جذر مجموع مربعات ترکیب می‌شود. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان پاسخ هر سه جهت را با این فرض که پاسخ یک جهت در حداکثر مقدار خود است و پاسخ دو جهت دیگر در ۴۰٪ از مقادیر حداکثر خود هستند، به صورت خطی ترکیب کرد. در این روش علامت پاسخ هر جهت باید به نحوی انتخاب شود که ترکیب پاسخ‌ها حداکثر شود.

در صورت استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی، حداقل ۴ مجموعه رکورد تاریخچه زمانی برای ثبت تصادفی بودن زلزله در نظر گرفته می‌شود. رکوردهای تاریخچه زمانی زلزله باید به گونه‌ای انتخاب شوند که حائز شاخصه‌های زلزله سطح مقاومت باشند. اجزای سازه‌ای در هر گام زمانی کنترل شده و نسبت تنش حداکثر در طی هر رکورد تاریخچه زمانی برای ارزیابی عملکرد اجزای سازه بررسی می‌شود. اگر میانه حداکثرهای نسبت تنش کمتر از ۱/۰ باشد، طراحی لرزه‌ای سطح مقاومت رضایت بخش است. در صورت استفاده از کمتر از ۷ مجموعه رکورد برای محاسبات، باید ضریب ۱/۰۵ به میانه اعمال شود.

به منظور انجام طراحی و مطالعات اولیه، طیف پاسخ را می‌توان با استفاده از نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای، رده‌بندی خطر و ضرایب ساختگاه و همچنین ضریب ظرفیت ذخیره لرزه‌ای،  $C_r$ ، به دست آورد.

اگر طراحی با روش تحلیل تاریخچه زمانی انجام شود، تاریخچه‌های زمانی استفاده شده در هر جهت متعامد باید همانطور که پیشتر ذکر شد مقیاس بندی شوند و به گونه‌ای ایجاد یا اصلاح شوند که طیف پاسخ نرمال شده با میرایی بحرانی ۵ درصد آن‌ها در محدوده دوره تناوب مورد نظر به طور منطقی با طیف طراحی مطابقت داشته باشد.

مقاومت جانبی و محوری خاک یک سیستم شالوده شمعی معمولاً در ترازهای مختلف در طول شمع ایجاد می‌شود. بنابراین، مؤلفه افقی طیف زمین‌لرزه یا تاریخچه زمانی برای خاک نزدیک به سطح با حرکت جانبی شمع مرتبط است و ممکن است با مؤلفه قائم طیف زمین‌لرزه یا تاریخچه زمانی مرتبط با حرکت محوری شمع در عمق متفاوت باشد.

انتخاب معیارهای زلزله ممکن است تحت تأثیر شرایط محیطی دریا باشد. اثر این اندرکنش، در حالتی که شرایط محیطی دریایی و زلزله هر دو شدید باشند قابل توجه خواهد بود و به دو صورت می‌تواند رخ دهد: اول، در مواجهه با دو شرایط محیطی شدید، ملاحظات طراحی هر یک باید بالاتر از سطحی باشد که در صورت وقوع فقط یکی از آن‌ها برای تأمین سطح ایمنی مشخصی کفایت می‌کند. اثر دوم به این

دلیل رخ می‌دهد که نیروهای ناشی از زلزله در یک سکو تا حدودی متناسب با سختی سیستم سازه و شمع است. بنابراین، افزایش سختی سازه و شمع برای مقاومت در برابر نیروهای محیطی دریایی منجر به افزایش نیروهای ناشی از یک زلزله با سطح مشخص می‌شود. در حالی که در اکثر سکوه‌های دریایی تغییر زمان تناوب طبیعی در اثر افزایش سختی منجر به در نظر گرفتن نیروهای طراحی بالاتر برای تأمین الزامات مقاومت می‌شود، تغییر در پاسخ نهایی غیرخطی سیستم را نمی‌توان بدون انجام تحلیل مجدد، تعیین نمود.

مطابق با بخش ۱۴-۷-۳ پیشنهاد می‌شود که برای ارزیابی پاسخ طراحی، ترکیب پاسخ‌های موده‌های مختلف به روش ترکیب کامل درجه دوم<sup>۶</sup> انجام شود. این روش، همبستگی بین پاسخ‌های موده‌های با فاصله نزدیک را در نظر می‌گیرد. سایر روش‌های ترکیب پاسخ‌ها نیز ممکن است برای ارزیابی پاسخ طراحی مناسب باشند. برای تعیین قاعده مناسب ترکیب مودها برای نوع خاصی از سازه‌ها یا اعضا می‌توان پاسخ‌های سازه را برای تعدادی تحلیل تاریخچه زمانی با پاسخ‌های سازه به روش طیفی مقایسه نمود. تعیین متغیر مناسب پاسخ در استفاده از روش طیفی حائز اهمیت است. این متغیر لزوماً نیروی اعضا نیست که مستقیماً با معیارهایی نظیر تنش مجاز مرتبط باشد.

برای به دست آوردن نمایش مناسبی از پاسخ سازه، لازم نیست مودهایی با فرکانس‌های بالاتر از شتاب زمان تناوب صفر<sup>۷</sup>، در نظر گرفته شوند، مشروط بر اینکه پاسخ صلب جرم‌های محاسبه نشده، تعیین شود و به صورت جبری با پاسخ سازه ترکیب شود. شتاب زمان تناوب صفر در واقع شتاب طیف پاسخ در محدوده صلب طیف (معمولاً بالای ۳۳ هرتز) و متناظر با حداکثر شتاب رکورد تاریخچه زمانی است. بارهای زنده واقعی در تحلیل زلزله، باید به صورت درصدی از بارهای زنده که برای طراحی عرشه‌ها در حالت درجا به کار برده می‌شوند، در نظر گرفته شوند.

### ت-۱۴-۷-۴ ارزیابی پاسخ سازه

در روش تحلیل طیفی، پاسخ مورد نظر برای هر حالت باید به طور جداگانه محاسبه شود و سپس پاسخ‌های مودال با استفاده از یک روش مناسب ترکیب شوند. به عنوان مثال، واکنش‌های انتهایی اعضا در هر مود محاسبه و برای به دست آوردن نیروی کلی ناشی از زلزله با یکدیگر ترکیب می‌شوند.

<sup>۶</sup> Complete Quadratic Combinations (CQC)

<sup>۷</sup> Zero Period Acceleration (ZPA)

لازم به ذکر است که برای ستون‌ها ترکیب مقادیر مودال نسبت‌های تنش واقعی به تنش مجاز به دلیل عبارت تشدید لنگر در ارزیابی تنش مجاز AISC محافظه کارانه نخواهد بود.

نیروی کل طراحی برای هر عضو از ترکیب نیروهای ناشی از زلزله همراه با نیروهای ثقلی، شناوری و بار هیدرواستاتیکی به دست می‌آید. در ترکیب نیروهای عضو ناشی از زلزله با نیروهای استاتیکی (نیروهای ثقلی، شناوری و بار هیدرواستاتیکی) باید ماهیت چرخه‌ای (رفت و برگشتی) نیروهای زلزله در نظر گرفته شود. به طور کلی، علامت نیروهای مربوط به زلزله بر روی یک عضو باید به گونه‌ای انتخاب شود که با ترکیب نیروهای استاتیکی محافظه کارانه‌ترین شرایط حاصل شود. با این حال، با ارائه استدلال‌های منطقی در مورد رفتار مورد انتظار اعضا مانند نوع انحنای می‌توان برخی از محافظه‌کاری‌های بی دلیل را کاهش داد.

در طراحی اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروهای ناشی از زلزله، باید به نیروهای اینرسی ناشی از ارتعاش موضعی هر یک از اعضا نیز توجه شود.

برای تأمین الزامات مقاومت، تنش‌های مجاز پایه می‌تواند ۷۰ درصد افزایش یابد. این تمهیدات اجازه می‌دهد تسلیم جزئی در اعضا اتفاق بیفتد اما منجر به آسیب قابل توجهی در سازه نگردد.

با توجه به اینکه ضریب افزایش تنش  $1/7$  در محدوده ضرایب ایمنی AISC برای اعضای تحت بارهای محوری و خمشی قرار دارد ( $1/(2/3)=1.52$  تا  $1/(23/12)=1.92$ )، تسلیم برخی اعضا تحت اثر خمش رخ می‌دهد. همچنین وقتی تنش مجاز AISC در  $1/7$  ضرب می‌شود، تنش برشی مجاز معادل  $0.68$  تنش تسلیم می‌شود که ۱۸ درصد بیش از معیار تسلیم فون میزس است. با این حال اضافه تنش مذکور در برش توسط سخت شدگی کرنشی جبران می‌شود.

برای ترکیب بار زلزله و فشار هیدرواستاتیکی، ضرایب ایمنی کمانش موضعی به شرح زیر پیشنهاد می‌شود:

- کشش محوری برابر با  $1/0$
- فشار محوری برابر با  $1/0$  تا  $1/2$
- فشار حلقوی برابر با  $1/2$

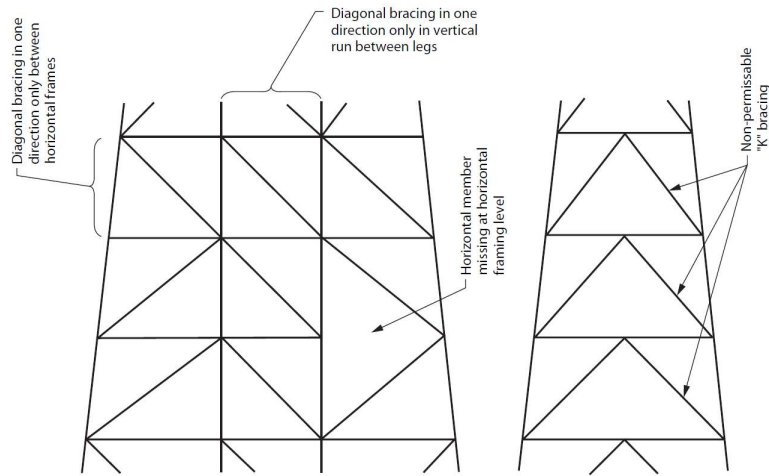
این ضرایب تقریباً برابر با ضرایبی هستند که در تنش‌های مجاز اعضای لوله‌ای رویه پیشنهادی API RP-2A با تقسیم بر  $1/7$  محاسبه می‌شود.

## ت-۱۴-۸ الزامات شکل‌پذیری

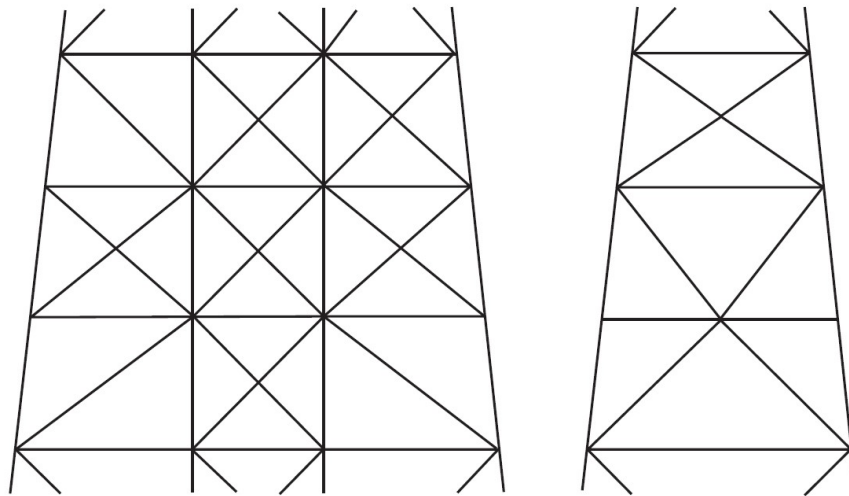
در نواحی با شدت لرزه‌خیزی بالا، پاسخ سکو به زلزله نادر می‌تواند منجر به بروز رفتار غیرخطی گردد و امکان وقوع آسیب سازه‌ای نیز وجود دارد. تمهیدات بخش ۱۴-۸ برای اطمینان از پایداری سیستم‌های سازه-فنداسیون طراحی شده در چنین مناطقی هنگام وقوع زلزله نادر، پیشنهاد شده است. دستیابی به این امر مستلزم ایجاد افزونگی کافی و جلوگیری از بروز تغییرات ناگهانی در سختی قائم در پیکربندی سازه است، به نحوی که امکان باز توزیع بار و وقوع تغییر شکل غیرالاستیک قبل از فروپاشی سیستم وجود داشته باشد. کفایت شکل‌پذیری را می‌توان با رعایت ملزومات طراحی که در ادامه توضیح داده شده است تأمین نمود و یا در صورت نیاز با انجام تحلیل غیرخطی تأیید کرد.

در سال‌های اخیر تجربیات قابل توجهی در تحلیل عملکرد سیستم‌های متداول سازه-شمع تحت اثر بیش بارگذاری (بار افزون بر بار طراحی) به دست آمده است. چنین سیستم‌هایی سازه‌هایی از نوع جاکت با ۸ پایه یا بیشتر هستند که توسط شمع در خاک‌های مناسب که مقاومت موضعی و کاهش سختی آن‌ها تحت بارگذاری شدید چرخه‌ای به طور قابل توجهی یکپارچگی کلی شالوده سکو را به خطر نمی‌اندازد، مهار شده‌اند. این سازه‌ها در مناطقی قرار دارند که نسبت شدت زلزله سطح شکل‌پذیری به زلزله سطح مقاومت تقریباً برابر ۲ است. بر اساس این تجربیات، دستورالعمل‌های طراحی ۱۴-۸ ایجاد شده است. اجرای این دستورالعمل‌ها در طراحی سازه‌های مشابه، کفایت شکل‌پذیری را تحت شرایط بیش بارگذاری تضمین می‌کند. تجزیه و تحلیل صریح عملکرد بیش‌بارگذاری چنین سازه‌هایی برای دسته‌بندی‌های کم خطر لرزه‌ای ضروری نیست.

دستورالعمل‌ها شامل تمهیداتی برای پیکربندی و تناسب اعضا در قاب‌های عمودی است. هدف از آن‌ها اطمینان از باز توزیع نیروهای برشی افقی در قاب‌های عمودی پس از وقوع کمانش در مهاربندی‌های مورب و بهبود رفتار پس‌کمانشی مهاربندهای مورب و اعضای غیر لوله‌ای در محل اتصالات است. این تمهیدات شکل‌پذیری سازه را تحت بارگذاری چرخه‌ای جانبی محیطی شدید بهبود می‌بخشد. در شکل ت-۱۴-۲ نمونه‌هایی از پیکربندی قاب عمودی که در آن‌ها دستورالعمل‌ها برآورده نشده، نشان داده شده است. نمونه‌هایی از پیکربندی‌هایی که دستورالعمل‌ها را برآورده می‌کنند نیز در شکل ت-۱۴-۳ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که دو قاب مهاربندی شده "K" شکل در دو قاب قائم مجاور که یک پانل "X" شکل را تشکیل می‌دهند، دستورالعمل‌ها را برآورده می‌کنند.



شکل ت-۱۴-۲ پیکربندی قاب عمودی که در آن‌ها دستورالعمل‌ها برآورده نشده



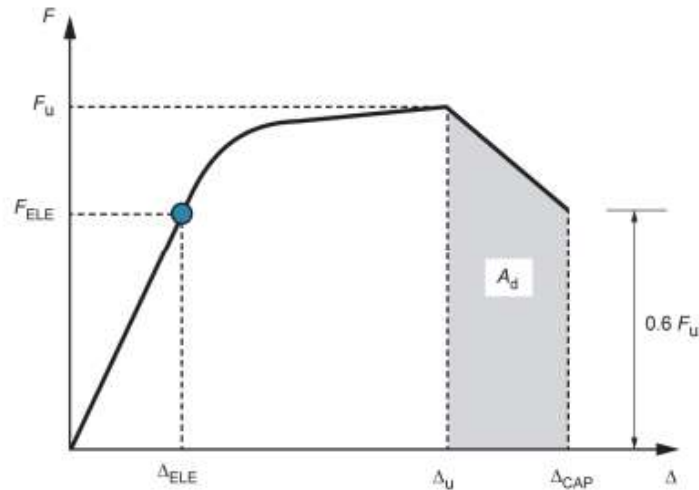
شکل ت-۱۴-۳ پیکربندی قاب عمودی که در آن‌ها دستورالعمل‌ها برآورده شده

هدف از تحلیل پوش آور استاتیکی این است که اطمینان حاصل شود ضریب ظرفیت ذخیره لرزه‌ای ( $C_r$ ) سازه طراحی شده، بیشتر از برآورد اولیه در آغاز طراحی است. نیروهای مورد استفاده در تحلیل پوش آور استاتیکی باید با الگوی نیروهای لرزه‌ای ناشی از زلزله سطح شکل‌پذیری بر روی سازه و شالوده شمعی تطابق داشته باشد. الگوهای اعمال نیرو در تحلیل پوش آور به گونه‌ای انتخاب می‌شود که با توزیع برش و گشتاور حاصل از تحلیل طیفی زلزله سطح شکل‌پذیری در امتداد ارتفاع سازه تطابق داشته باشد.

برای شناسایی ضعیف‌ترین جهت سازه، تحلیل پوش آور باید در چندین جهت و با الگوهای به شرح ذیل به سازه اعمال شود:

- الگوی نیروهای لرزه‌ای همسو با محور طولی سازه؛
- الگوی نیروهای لرزه‌ای همسو با محور عرضی سازه؛
- الگوی نیروهای لرزه‌ای همسو با یک یا چند محور قطری سازه.

جهت(های) قطری به‌خصوص با توجه به عملکرد شالوده ممکن است ضعیف‌ترین جهت(ها) باشد. تسلیم شدن اعضا یا شمع‌های سازه نباید به ازای نیروهای کلی کمتر یا مساوی با زلزله سطح مقاومت رخ دهد (شکل ت-۴-۱۴ را ببینید). ضریب ظرفیت ذخیره لرزه‌ای را می‌توان از منحنی نیرو - تغییر شکل کلی زلزله که از یک تحلیل پوش آور استاتیکی به دست می‌آید (به عنوان مثال برش پایه در مقابل جابجایی عرشه) تخمین زد (شکل ت-۴-۱۴ را ببینید).



شکل ت-۴-۱۴ منحنی نیرو-تغییر شکل لرزه‌ای

ضریب ظرفیت ذخیره لرزه‌ای طبق رابطه  $C_r = C_{sr} C_{dr}$  محاسبه می‌شود که در آن  $C_{sr}$  ضریب مربوط به روند افزایش مقاومت کلی ناشی از تغییر شکل است که از منحنی نیرو-تغییر شکل و به صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$C_{sr} = \Delta_u / \Delta_{SLE} \quad \text{ت-۱۴-۱}$$

که در آن  $\Delta_u$  تغییر شکل متناظر با  $F_u$ ، بیشترین نیرویی که پس از دستیابی به آن در منحنی نیرو-تغییر شکل، شیب منحنی منفی می‌شود. (شکل ت-۴-۱۴)

$\Delta_{SLE}$  نیز تغییر شکل متناظر با نیروی زلزله سطح مقاومت است.

$C_{dr}$  ضریب متناظر با روند کاهشی در منحنی نیرو-تغییر شکل است. این ضریب معیاری برای بیان ظرفیت استهلاک انرژی سازه فراتر از نیروی نهایی لرزه‌ای ( $F_{II}$ ) و تغییر شکل متناظر با آن است.  $C_{dr}$  به صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$C_{dr} = \sqrt{1 + \frac{A_d}{F_{II}\Delta_u}} \quad \text{ت-۱۴-۲}$$

که در آن

$A_d$  مساحت زیر منحنی نیرو-تغییر شکل است که از  $\Delta_u$  شروع می‌شود و به  $\Delta_{CAP}$ ، ظرفیت تغییر شکل سازه ختم می‌شود.

مقدار ظرفیت تغییر شکل ( $\Delta_{CAP}$ ) در تحلیل پوش‌آور استاتیکی غیرخطی باید به میزان تغییر شکل متناظر با نقطه‌ای که نیروی کلی به میزان  $F_{II}$  ۶۰٪ کاهش می‌یابد، در نظر گرفته شود.

در روش پیشنهاد شده فوق برای تعیین  $C_r$  فرض می‌گردد که دلایل اصلی کاهش مقاومت کلی به درستی در مدل تحلیل پوش‌آور استاتیکی در نظر گرفته شده‌اند، به عنوان مثال، کاهش مقاومت خاک، کماتش اعضای فشاری و کماتش موضعی اعضا به دلیل چرخش در انتهای اعضا (کاهش ظرفیت لنگر پلاستیک). در روشی دیگر،  $\Delta_{II}$  باید به عنوان تغییر شکل متناظر با نقطه‌ای که شیب منحنی نیرو-تغییر شکل به ۵٪ شیب الاستیک اولیه کاهش می‌یابد، در نظر گرفته شود و همچنین  $C_{dr}$  باید برابر با ۱/۰ لحاظ شود. برای حصول اطمینان از محافظه کار بودن فرآیند طراحی لرزه‌ای، کمترین مقدار  $C_r$  تعیین شده از دو روش فوق، باید مورد استفاده قرار گیرد.

شرایط الزام انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی در طول یک زلزله سطح شکل‌پذیری، در بخش ۱۴-۱۰ تعریف شده است.

به منظور اثبات عملکرد مطلوب این سیستم‌ها تحت اثر بیش بارگذاری (بار افزون بر بار طراحی)، لازم است معیارهای عملکرد مناسب تعیین شود و مدل‌های مناسب برای سکو و شمع‌ها ایجاد گردد. به علاوه تحلیل‌ها نیز با استفاده از روشی انجام گیرد که به شکلی منطقی پاسخ مورد انتظار از سکو و شمع‌های آن را در برابر زلزله سطح شکل‌پذیری منعکس نماید.

تاریخچه زمانی زمین‌لرزه‌هایی که معرف زلزله سطح شکل‌پذیری در ساختگاه هستند، باید از تحلیل خطر لرزه‌ای ویژه ساختگاه و با استفاده از مفاد فصل سوم ایجاد شود. پایداری مجموعه سازه - شالوده تحت اثر بارهای ناشی از این زلزله باید تأمین گردد. مجموعه سازه - شالوده زمانی ناپایدار در نظر گرفته می‌شود که تغییر شکل‌ها به قدری بزرگ شوند که مجموعه تحت بارهای ثقیلی دچار فروریزش گردد.



رفتار پس از تسلیم و پس کمانشی اعضای سازه‌ای در معرض بیش‌بارگذاری تحت اثر بار چرخه‌ای باید مدل شود. برای اعضای که ظرفیت خمشی قابل توجهی در آن‌ها مورد نیاز است، اندرکنش بین بار محوری و ظرفیت خمشی باید در نظر گرفته شود (به عنوان مثال، تیرهای عرشه، پایه‌های جاکت و شمع‌ها). شکل‌پذیری و افت مشخصات اعضای لوله‌ای تحت تأثیر بارگذاری چرخه‌ای به شدت به نسبت  $D/t$  و لاغری اعضا وابسته است. با اجرای دستورالعمل‌های طراحی عمومی ارائه شده در بند ۱۴-۸ می‌توان شکل‌پذیری قابل توجهی را در سازه ایجاد کرد. در مدل‌سازی شمع‌ها باید اثرات بار چرخه‌ای، نرخ کرنش، اثر فشار آب منفذی بر مقاومت و سختی خاک‌های اطراف آن‌ها و مکانیسم‌های استهلاک در نظر گرفته شود.

مشاور طراحی باید بینش کاملی نسبت به عملکرد سازه و شمع‌ها در برابر زلزله سطح شکل‌پذیری داشته باشد. برای سکوه‌ای با رده خطر لرزه‌ای بالا مطابق با دسته‌بندی خطر لرزه‌ای تعریف شده در بند ۱۴-۱۰-۲، روش تحلیل تاریخچه زمانی توصیه می‌شود. لازم است پاسخ سازه-شمع تحت اثر مجموعه‌های متعددی از تاریخچه‌های زمانی زمین لرزه تعیین شود. این مجموعه‌ها باید به خوبی شدت، محتوای فرکانسی، فاز و مدت زمان زمین لرزه مورد انتظار را برای ساختگاه پوشش دهند. لازم است حداقل چهار مجموعه تاریخچه زمانی زمین لرزه برای انجام تحلیل‌ها در نظر گرفته شود. برای تکمیل نتایج تحلیل تاریخچه زمانی، می‌توان از روش‌های تحلیلی ساده‌تر نیز استفاده کرد.

## ت-۱۴-۹ موارد تکمیلی

### ت-۱۴-۹-۱ اتصالات لوله‌ای

اتصالات، متناسب با ظرفیت تسلیم یا کمانش اعضای اتصال به گونه‌ای طراحی می‌شوند که از شکست زودهنگام در آنها (پیش از عضو) جلوگیری شده و شکل‌پذیری کلی سازه تأمین شود. در صورتی که مقاومت اتصال بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی که زلزله سطح شکل‌پذیری را شبیه‌سازی می‌کند، تأیید شود، می‌توان از کنترل الزام یاد شده صرف‌نظر کرد.

قطعه اتصال<sup>۸</sup> مهاربندی‌ها به پایه‌های جاکت می‌بایست برای ظرفیت تسلیم مهاربندهای اصلی مورب و بار کمانشی مهاربندهای اصلی افقی طراحی شود. معمولاً در تحلیل الاستیک، نیروهای کوچکی در مهاربندهای افقی ایجاد می‌شوند، اما این اعضاء لازم است پس از کمانش مهاربندهای اصلی مورب، نیروی

<sup>۸</sup> Joint Can

فشاری قابل توجهی را برای جلوگیری از " گسیختگی"<sup>۹</sup> سازه تحمل کنند. برای اجتناب از ضخامت بیش از حد قطعه اتصال می‌توان از یک قطعه مخروطی شکل<sup>۱۰</sup> برای اتصال مهاربند استفاده کرده و یا اثرات مفید همپوشانی اعضا در محل اتصال را در نظر گرفت. همچنین می‌توان از گروت (بین شمع و پایه جاکت) استفاده کرد.

### ت-۱۴-۹-۲ تجهیزات و سایر ملحقات نصب شده روی عرشه

روش استخراج نیروهای طراحی لرزه‌ای برای ملحقات عرشه به ویژگی‌های دینامیکی و پیچیدگی سازه قاب آن‌ها وابسته است. در این خصوص دو گزینه برای تحلیل وجود دارد.

اول، شرایط تکیه‌گاهی و مهار جانبی مناسب در عمده تجهیزات و لوله‌کشی‌های عرشه، سختی لازم را به گونه‌ای فراهم می‌کنند که بتوان قاب تکیه‌گاه<sup>۱۱</sup>، قاب مهار جانبی<sup>۱۲</sup> و مهارها<sup>۱۳</sup> را با استفاده از نیروهای استاتیکی حاصل از شتاب‌های حداکثر وارد بر عرشه که از تحلیل زلزله سطح مقاومت به دست آمده، طراحی کرد.

برای اطمینان از اینکه ملحقات<sup>۱۴</sup> مورد نظر سختی لازم برای برآوردن معیار یاد شده را دارند، زمان‌های تناوب طبیعی آن‌ها باید عددی نسبتاً کم در بخش «مسطح» طیف پاسخ لرزه‌ای تراز عرشه باشد. به علاوه، قاب‌های محلی واقع در طبقات سکو که تکیه‌گاه‌های تجهیزات را فراهم می‌کنند باید به اندازه کافی صلب باشند تا موجب تشدید دینامیکی نشوند. در انتخاب مقادیر شتاب جانبی طراحی، باید به افزایش پاسخ در گوشه‌های عرشه ناشی از پاسخ پیچشی سکو توجه کرد.

دوم، در مورد تجهیزات با انعطاف‌پذیری<sup>۱۵</sup> بیشتر- مانند سازه‌های حفاری و سرویس‌دهی چاه، فلر بوم‌ها، جرثقیل‌ها، کنسول‌های عرشه، مخازن با ارتفاع بلند، مخازن با تراز نا ثابت سیال آزاد، رایزرهای با دهانه آزاد طولانی و لوله‌های منعطف، قایق‌های نجات و اندرکنش سازه سر چاه/ منیفولد - باید ملاحظات لازم برای بارهای اضافی حاصل از تشدید دینامیکی و/یا جابجایی‌های نسبی در تحلیل‌های پیوسته یا ناپیوسته در نظر گرفته شود.

<sup>۹</sup> Unzipping

<sup>۱۰</sup> Cone

<sup>۱۱</sup> Support Framing

<sup>۱۲</sup> Lateral Restraint Framing

<sup>۱۳</sup> Anchorage

<sup>۱۴</sup> Appurtenance

<sup>۱۵</sup> compliant equipment

تحلیل‌های ناپیوسته با استفاده از طیف‌های تراز کف عرشه احتمالاً بارهای طراحی بزرگ‌تری را نسبت به تحلیل‌های پیوسته بر روی تجهیزات ایجاد می‌کنند. این موضوع به ویژه در مورد اجزای دارای جرم بیشتر که زمان‌های تناوب طبیعی نزدیک به زمان تناوب طبیعی سکو دارند، مصداق بیشتری دارد. در صورت استفاده از تحلیل‌های پیوسته برای اجزای نسبتاً صلبی که به صورت ساده مدل‌سازی شده‌اند، باید توجه کرد که شتاب‌های طراحی که از رویه ترکیب مودال به دست می‌آیند، کمتر از شتاب‌های حداکثر عرشه نباشند.

انجام بازرسی‌های میدانی در سکوه‌های موجود واقع در مناطق لرزه‌خیز توسط متخصصین مجرب تجهیزات و لوله‌کشی نقش مهمی در شناسایی شرایط تکیه‌گاهی و مهار تجهیزاتی دارد که باید بر اساس تجربه و/یا محاسبات ارتقا یابند. تطبیق دادن بارگذاری‌ها و/یا جابجایی‌های نسبی، افزودن یا حذف مهارهای ساده و/یا شرایط تکیه‌گاهی در این اجزا، عملکرد آن‌ها را در هنگام مواجهه با زلزله به طور قابل ملاحظه‌ای بهبود می‌بخشد. این امر به ویژه برای اجزای حیاتی مانند لوله‌ها و مخازن حاوی مواد خطرناک، قفسه‌های باتری اضطراری، تجهیزات کنترل فرآیند و غیره مهم است. نتیجه آخرین تحقیقات انجام شده در زمینه مطالعه رفتار سکوه‌های دریایی در برابر حرکات لرزه‌ای نشان داده است که اگر الزامات مقاومتی و شکل‌پذیری در طراحی سکوها و به ویژه در اتصالات در نظر گرفته شود و جزئیات اجرایی و ملاحظات آیین‌نامه‌ای نیز در جوشکاری اتصالات لحاظ گردد، می‌توان بهترین عملکرد را از رفتار سکوه‌های ثابت دریایی در هنگام وقوع زلزله انتظار داشت.

## ت-۱۴-۱۰ دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای

### ت-۱۴-۱۰-۱ کلیات

بررسی الزامات دو سطح طراحی برای زلزله، ناشی از درجه بالای تصادفی بودن رویدادهای لرزه‌ای و نقش عدم قطعیت‌ها در محاسبات نیروهای لرزه‌ای است. توجه صرف به عامل مقاومت در طراحی‌های لرزه‌ای با شدت زلزله نادر و عدم در نظر گرفتن ظرفیت سازه در اتلاف انرژی و تحمل جابجایی‌های غیرالاستیک بزرگ، غیراقتصادی خواهد بود.

سازه طراحی شده برای سطح مقاومت به دلیل برخورداری از حاشیه ایمنی صریح و ضمنی در روابط طراحی و همچنین ظرفیت در برابر تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگ، دارای یک حاشیه ایمنی محسوس برای زلزله‌های شدیدتر است. به منظور اجتناب از تکرار بخش‌هایی از فرآیند طراحی و اطمینان از اینکه بررسی سطح شکل‌پذیری نشان دهنده یک طراحی قابل قبول است، نسبت شتاب‌های طیف سطح

شکل‌پذیری به سطح مقاومت طوری تنظیم می‌شود که اهداف عملکردی هر یک از سطوح با احتمال بالایی تحقق پیدا کند. روش‌های طراحی لرزه‌ای در این آیین‌نامه به تعادل بین معیارهای طراحی سطح شکل‌پذیری و مقاومت می‌پردازد.

### زلزله سطح مقاومت

طراحی لرزه‌ای یک سازه فراساحلی عمدتاً در تحت زلزله سطح مقاومت انجام می‌شود که در آن ابعاد اجزای سازه بر اساس روابط طراحی در آیین‌نامه‌های مربوطه<sup>۱۶</sup> تعیین می‌شود. در توسعه روش طراحی برای زلزله سطح مقاومت، دو هدف در نظر گرفته می‌شود:

الف) روش طراحی زلزله سطح مقاومت و معیارهای طراحی مربوطه باید اطمینان دهد که سازه مقاومت کافی در برابر زلزله‌ای با این شدت را بدون آسیب یا با آسیب کم داراست.  
ب) روش طراحی زلزله سطح مقاومت و معیارهای طراحی آن منجر به طراحی سازه‌ای می‌شود که به احتمال زیاد با معیارهای عملکرد زلزله سطح شکل‌پذیری (۱۴-۸ را ببینید) با حداقل تغییرات مطابقت دارد.

هدف اول به عنوان یک هدف اقتصادی در نظر گرفته می‌شود که از نیاز به تعمیرات مکرر جلوگیری می‌کند، در حالی که هدف دوم ملزومات طراحی ایمن را برآورده می‌کند.

در بیشتر موارد، شتاب طیفی پارامتر کنترل‌کننده در طراحی سازه‌های دریایی است. در این موارد، رویه طراحی زلزله سطح مقاومت ممکن است بر حسب طیف‌های طراحی لرزه‌ای یا رکوردهای شتاب (تاریخچه زمانی) تعیین شود.

رکوردهای زمین‌لرزه برای تحلیل تاریخچه زمانی به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که نشان‌دهنده خطر زمین‌لرزه سطح مقاومت در ساختگاه باشند. به دنبال یک تحلیل خطر احتمالاتی لرزه‌ای، رویدادهای غالب زلزله سطح مقاومت از طریق رویه‌ای موسوم به یکپارچه‌سازی شناسایی می‌شوند. در روش جداسازی، سهم گسل‌های مختلف و مناطق لرزه‌خیز در احتمال تجاوز از یک شتاب طیفی مشخص تعیین می‌شود. زلزله سطح مقاومت حاکم بر اساس بالاترین سهم مشارکت تعیین می‌شود.

با توجه به بزرگی و فاصله زمین‌لرزه‌های سطح مقاومت، رکوردهای زلزله برای تحلیل تاریخچه زمانی را می‌توان از کاتالوگ رویدادهای تاریخی انتخاب کرد. هر رکورد زلزله متشکل از سه مجموعه از تاریخچه‌های زمانی سه محوری شامل دو مؤلفه افقی متعامد و یک مؤلفه قائم حرکت زمین است. در انتخاب رکوردهای زمین‌لرزه، باید موقعیت زمین‌ساختی (مثلاً سبک گسلش) و شرایط ساختگاه (مثلاً

<sup>۱۶</sup> از آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های دریایی می‌توان به ISO 19902, API RP 2A اشاره نمود.

سختی سنگ زیرین) آنها با ساختار ساختگاه مطابقت داده شود. در صورت انطباق رکوردها به لحاظ بزرگی و فاصله رویداد هدف، باز هم لازم است طیف پاسخ آنها با طیف پاسخ زلزله سطح مقاومت مقیاس شود. یکی از گزینه‌ها مقیاس بندی ساده رکورد است. به طوری که طیف پاسخ میانگین ناشی از دو مؤلفه افقی با طیف پاسخ افقی زلزله سطح مقاومت در زمان تناوب غالب سیستم سازه‌ای/ شالوده مطابقت داشته باشد.

### زلزله سطح شکل‌پذیری

بررسی طراحی زلزله سطح شکل‌پذیری به منظور اطمینان از برآورده شدن اهداف ایمنی و توانایی سازه در برابر زلزله‌های نادر با شدت غیر عادی بدون آسیب جانی یا آسیب زیست‌محیطی عمده انجام می‌شود. به منظور اطمینان از اینکه طراحی زلزله سطح شکل‌پذیری با هدف ایمنی سازگار است، روش طراحی و معیارهای طراحی مربوطه، ملاحظات تصادفی بودن (عدم قطعیت‌های نوع اول) را در رویدادهای لرزه‌ای و کاهندگی امواج لرزه‌ای، نیروهای لرزه‌ای و مقاومت سازه در نظر می‌گیرند. علاوه بر این، عدم قطعیت‌های شناختی (عدم قطعیت‌های نوع دوم) مرتبط با مدل‌سازی لرزه‌ای زمین ساخت نیز در نظر گرفته می‌شود. برای مثال، عدم قطعیت‌های نوع دوم عموماً در مدل تحلیل خطر احتمالاتی لرزه‌ای گنجانده می‌شود.

انتخاب رکوردهای زلزله برای تحلیل تاریخچه زمانی سطح شکل‌پذیری و مقیاس بندی این رکوردها از روش‌هایی که برای طراحی زلزله سطح مقاومت ذکر شده است، پیروی می‌کند. بطور معمول در نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای، مرزهای جداکننده مناطق فراساحلی با توجه به شتاب‌های طیفی مختلف برای نقشه‌های زمان تناوب ۱ ثانیه ( $S_a=1.0$ ) و ۰/۲ ثانیه ( $S_a=0.2$ ) یکسان هستند. با این حال، مشخص شده است که در مکان‌های خاص، مطالعات ویژه می‌تواند تخمین‌هایی از شتاب‌های طیفی ۱۰۰۰ ساله ارائه کند که به طور قابل توجهی بیشتر از این مقادیر هستند. اگر در یک ناحیه، نسبت به شتاب‌های طیفی ارائه شده در نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای عدم اطمینان وجود داشته باشد، تحلیل خطر احتمالاتی لرزه‌ای ویژه ساختگاه باید انجام شود.

### ت-۱۴-۱۰-۲ رده‌بندی خطر لرزه‌ای

برای مطالعه رفتار یک سازه فراساحلی در برابر رویدادهای لرزه‌ای از شتاب طیفی افقی در زمان تناوب ۱ ثانیه با دوره بازگشت ۱۰۰۰ ساله استفاده می‌شود. جدول ۲-۱۴ منطقه لرزه‌ای ساختگاه را به عنوان تابعی از این شتاب طیفی نشان می‌دهد. از آنجایی که شتاب طیفی پاسخ یک نوسانگر یک درجه آزادی

است، بیش از سایر پارامترها مانند شتاب حداکثر زمین (PGA) یا سرعت حداکثر زمین، نشان‌دهنده رفتار لرزه‌ای است. زمان تناوب  $1/0$  ثانیه به عنوان یک ملاک در تحلیل خطر لرزه‌ای انتخاب شده است. در بسیاری از مناطق، مقادیر شتاب طیفی  $1/0$  ثانیه با دوره بازگشت  $1000$  ساله و شتاب حداکثر زمین (PGA) با دوره بازگشت  $1000$  ساله، تطابق قابل توجهی دارند. این تطابق به درک بهتر کاربرانی که با حداکثر شتاب زمین آشنایی بیشتری دارند، کمک می‌کند.

رویه به کار گرفته شده در این استاندارد با روش‌های پیشین که در آن‌ها بصورت مستقیم دوره‌های بازگشت مشخصی را برای رویدادهای طراحی پیشنهاد می‌کردند، متفاوت است. در اینجا، دوره بازگشت رویداد زلزله سطح شکل‌پذیری به طور غیرمستقیم از احتمال شکست هدف و نتایج یک تحلیل خطر احتمالاتی لرزه‌ای ویژه ساختگاه (در صورت وجود) تعیین می‌شود. دوره بازگشت زلزله سطح مقاومت نیز به نوبه خود، با در نظر گرفتن ظرفیت تغییر شکل‌های بزرگ که به صورت ذاتی در یک سازه وجود دارد، از رویداد زلزله سطح شکل‌پذیری تعیین می‌شود.

روش پیشنهادی برای طراحی لرزه‌ای از احتمال شکست سالیانه هدف سیستم ( $P_f$ ) به عنوان نقطه شروع استفاده می‌کند. این رویکرد با آیین‌نامه‌های طراحی حالات حدی بار و ضریب مقاومت (LRFD) متفاوت است که در آن احتمال هدف شکست به سطح مؤلفه اختصاص داده می‌شود. هر دو روش عملکرد لرزه‌ای ساده شده و تفصیلی مبتنی بر این مفهوم هستند که طراحی برای زلزله سطح شکل‌پذیری باید احتمال شکست سالانه هدف سیستم سازه‌ای را برآورده سازد. احتمالات سالانه هدف توصیه شده در جدول ۱۴-۳ با زتاب دهنده تجربه صنعت در طراحی سازه‌های دریایی در مناطق فعال لرزه‌ای هستند. احتمالات متفاوت از موارد پیشنهاد شده در جدول ۱۴-۳ ممکن است برای انواع خاصی از سازه‌های دریایی در مناطق خاص توصیه شود.

در روش طراحی لرزه‌ای تفصیلی، طراح می‌تواند از مقادیر احتمال شکست سالیانه هدف  $P_f$  که متفاوت از مقادیر ذکر شده در جدول ۱۴-۳ هستند، استفاده کند.

در روش طراحی لرزه‌ای ساده شده، طراح به صراحت از احتمال شکست سالیانه هدف  $P_f$  استفاده نمی‌کند، با این حال این روش برای برآورده کردن احتمالات سالانه هدف که در جدول ۱۴-۳ ذکر شده است کالیبره شده است. بنابراین، روش ساده شده عملکرد لرزه‌ای تنها در صورتی قابل اجرا است که طراح احتمالات هدف مندرج در جدول ۱۴-۳ را بپذیرد.

### ت-۱۴-۱۰-۳ ملزومات طراحی لرزه‌ای

شدت و مشخصات زمین‌لرزه‌ی مورد استفاده برای طراحی یک سازه فراساحل را می‌توان با استفاده از روش ساده شده طراحی لرزه‌ای یا روش تفصیلی تحلیل لرزه‌ای تعیین کرد. در روش ساده شده می‌توان از نقشه‌های پهنه بندی لرزه‌ای، یا نتایج تحلیل خطر احتمالاتی لرزه‌ای ویژه ساختگاه استفاده کرد؛ روش تفصیلی تحلیل لرزه‌ای نیز نیازمند یک تحلیل خطر ویژه ساختگاه است که در بند ۱۴-۱۰-۵ توضیح داده شده است. در هر دو روش، دوره بازگشت زلزله سطح مقاومت و زلزله سطح شکل‌پذیری با استفاده از احتمال فراگذشت سالانه و با استفاده از رابطه ت-۱۴-۳ تخمین زده می‌شود.

### ت-۱۴-۱۰-۴ روش ساده شده طراحی لرزه‌ای

#### ت-۱۴-۱۰-۴-۱ طبقه‌بندی خاک و شکل طیفی

مقادیر ارائه شده در فصل سوم برای ضرایب ساختگاه  $F_a$  و  $F_v$  بیانگر حرکات نزدیک به کف دریا هستند. برای شالوده‌های متشکل از شمع‌های عمیق، حرکات ورودی افقی و عمودی مؤثر برای تحلیل دینامیکی در عمق پایین‌تری رخ می‌دهد.

بنابراین، حرکات مؤثر می‌تواند به طور قابل توجهی کمتر از موارد ذکر شده در فصل سوم باشد. برای شالوده‌های متشکل از شمع‌های عمیق، ضرایب ساختگاه  $F_a$  و  $F_v$  مطابق با جدول ۱۴-۶ توصیه شده است. مقادیر ارائه شده در این جدول مستقل از شدت حرکت هستند.

#### ت-۱۴-۱۰-۴-۲ دستورالعمل استخراج طیف طراحی

این روش شامل گام‌ها و بررسی‌های مرتبط برای اطمینان از برآورده شدن اهداف رویه‌های طراحی است. روش ساده شده طراحی لرزه‌ای با شبیه‌سازی روش تفصیلی و با استفاده از طیف وسیعی از پارامترهای ورودی و میانگین‌گیری مناسب نتایج بدست می‌آید. نکات اصلی در زیر به اختصار بیان می‌شود.

در روش ساده شده طراحی لرزه‌ای، به جای انجام تحلیل خطر احتمالاتی لرزه‌ای (PSHA)، طراحی بر اساس شتاب‌های طیفی با دوره بازگشت ۱۰۰۰ سال، که می‌تواند از نقشه‌های پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای کلی استخراج گردد، انجام می‌پذیرد. برای تعیین طیف شتاب زلزله سطح شکل‌پذیری، دو مرحله لازم است:

- شتاب طیفی از دوره بازگشت ۱۰۰۰ ساله به دوره بازگشت  $1/P_f$  تغییر می‌کند تا با احتمال شکست هدف مطابقت داشته باشد.

- ضریب تصحیح  $C_c$ ، به شتاب طیفی مربوط به دوره بازگشت  $1/P_f$  اعمال می‌شود (برای جزئیات به بند ۱۴-۱۰-۵ مراجعه کنید).

ضریب تصحیح  $C_c$  برای در نظرگیری عدم قطعیت‌هایی است که در منحنی خطر لرزه‌ای ثبت نشده است و می‌تواند قابلیت اطمینان یک سازه فراساحل را تحت تأثیر قرار دهد. به عنوان مثال می‌توان به عدم قطعیت در مقاومت سازه‌ای در برابر زلزله اشاره کرد. در توسعه روش ساده شده طراحی لرزه‌ای، این دو مرحله با استفاده از احتمالات هدف ارائه شده در جدول ۱۴-۳ و طیف وسیعی از شیب‌های منحنی‌های خطر لرزه‌ای در نظر گرفته شده‌اند. با استفاده از این نتایج، ضریب مقیاس زلزله سطح شکل پذیری،  $N_{DLE}$ ، محاسبه می‌شود که اثرات هر دو مرحله فوق را در نظر می‌گیرد. این ضرایب مقیاس در جدول ۱۴-۷ ارائه شده است. بنابراین طراح باید توجه داشته باشد که ضرایب مقیاس ذکر شده در جدول ۱۴-۷ با احتمالات هدف مندرج در جدول ۱۴-۳ مطابقت دارند.

در روش ساده شده طراحی لرزه‌ای، طراح بطور مستقیم حداقل دوره بازگشت زلزله سطح مقاومت (SLE) توصیه شده در جدول ۱۴-۱۰ را بررسی نمی‌کند. در این روش، دوره بازگشت زلزله سطح مقاومت برای احتمالات هدف مندرج در جدول ۱۴-۳، بصورت دامنه‌ای از شیب‌های منحنی خطر لرزه‌ای و طیفی بر اساس مقادیر  $C_F$  شبیه سازی شده است. سپس دوره‌های بازگشت بدست آمده برای زلزله سطح مقاومت با حداقل مقادیر فهرست شده در جدول ۱۴-۱۰ مقایسه می‌گردد تا اطمینان حاصل شود که آن‌ها از دوره‌های بازگشت حداقل فهرست شده در جدول ۱۴-۱۰ بالاتر هستند. بر اساس این نتایج، حداکثر مقادیر مجاز  $C_r$  عبارت‌اند از:

- ۲/۸ برای سازه‌های با سطح اهمیت L1.

- ۲/۰ برای سازه‌های با سطح اهمیت L3.

## ت-۱۴-۱۰-۵ روش تفصیلی تحلیل لرزه‌ای

### ت-۱۴-۱۰-۵-۱ ارزیابی خطر لرزه‌ای ویژه ساختگاه

مراحل مختلف تحلیل خطر احتمالاتی زلزله به صورت شماتیک در شکل ت-۱۴-۵ نشان داده شده است. در یک رویکرد احتمالاتی، زمین لرزه‌ها در ساختگاه با توجه به احتمال وقوع برای بزرگ‌های مختلف ناشی از همه منابع بالقوه‌ای که می‌توانند ساختگاه را تحت تأثیر قرار دهند، برآورد می‌شوند (شکل ت-۱۴-۵-الف). همچنین عدم قطعیت‌ها در کاهندگی امواج زلزله از چشمه لرزه‌زا به سمت ساختگاه در نظر گرفته می‌شود (شکل ت-۱۴-۵-ب). با تجمیع احتمالات هر یک از منابع مختلف، احتمال فراگذشت سالانه



کل برای یک سطح معین از حداکثر شتاب زمین (PGA) یا شتاب طیفی مشخص می‌گردد (شکل ت-۱۴-۵-ج). منحنی احتمال فراگذشت نسبت به پاسخ سیستم یک درجه آزادی (به عنوان مثال شتاب طیفی، سرعت طیفی یا جابجایی طیفی) "منحنی خطر" نامیده می‌شود. پاسخ طیفی با زمان تناوب طبیعی سیستم تغییر می‌کند، بنابراین مجموعه‌ای از منحنی‌های خطر برای مقادیر زمان تناوب‌های مختلف بدست می‌آید (شکل ۵ ج).

نتایج حاصل از تحلیل خطر احتمالاتی برای استخراج طیف خطر یکنواخت استفاده می‌شود (شکل ت-۱۴-۵-د). در این طیف، همه نقاط دارای احتمال فراگذشت سالانه یکسان هستند. رابطه بین دوره بازگشت یک طیف خطر یکنواخت و احتمال فراگذشت سالانه هدف ( $P_e$ ) به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$T_{\text{return}} = 1/P_e \quad \text{ت-۱۴-۳}$$

که در آن  $T_{\text{return}}$  دوره بازگشت به سال است.

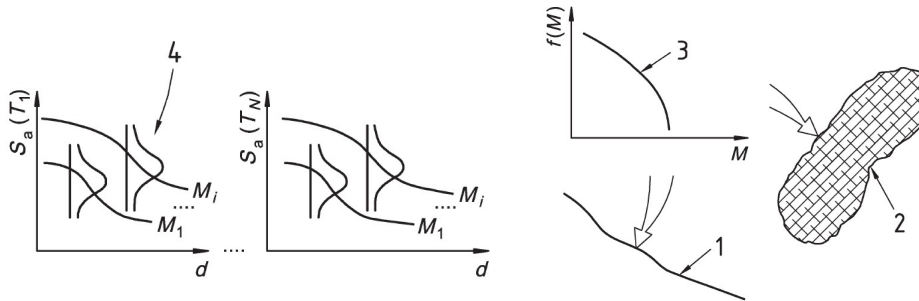
از آنجایی که تحلیل خطر احتمالاتی زلزله یک رویکرد مبتنی بر احتمال است، در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در تعریف پارامترهای ورودی مانند حداکثر بزرگا برای یک چشمه لرزه‌زای معین، رابطه کاهندگی و مرزهای جغرافیایی که موقعیت چشمه لرزه‌زا را تعیین می‌کنند، دارای اهمیت است.

نتایج حاصل از تحلیل خطر احتمالاتی، مجموعه‌ای از منحنی‌های خطر است که هر یک مربوط به شتاب طیفی یک زمان تناوب طبیعی مشخص مانند  $T_1$ ،  $T_2$ ،  $T_N$ ... است (شکل ت-۱۴-۵-ج). به دلیل عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای ورودی تحلیل خطر احتمالاتی، هر یک از این منحنی‌های خطر دارای یک حد بالا و پایین (باند) عدم قطعیت هستند. برای ایجاد یک طیف با خطر یکنواخت و با احتمال فراگذشت  $P_e$  (شکل ت-۱۴-۵-د)، باید از میانگین (یا مقدار مورد انتظار) هر منحنی خطر استفاده شود. تمام ارجاعات به منحنی خطر در بخش ۱۴-۱۰-۵ به میانگین منحنی خطر اشاره دارد.

### ت-۱۴-۱۰-۵-۲ رویه طراحی لرزه‌ای

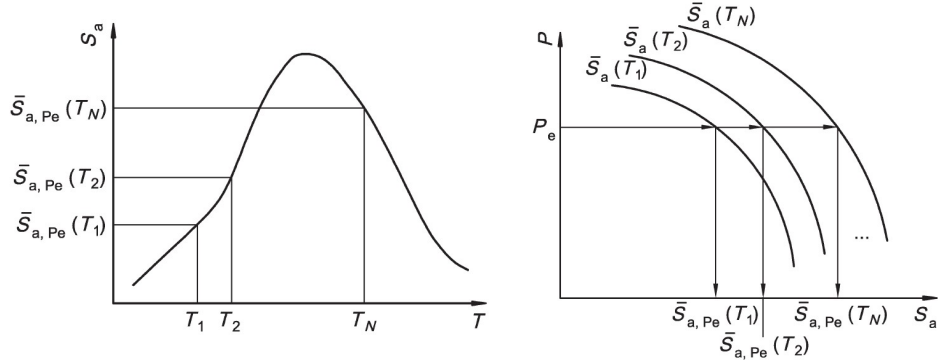
با فرض احتمال شکست سالانه هدف برابر با  $P_f$ ، احتمال سالانه وقوع زلزله سطح شکل‌پذیری باید کمتر از  $P_f$  بوده و دوره بازگشت مربوط به این رویداد نیز باید بیشتر از  $1/P_f$  باشد. این افزایش دوره بازگشت برای پوشش تصادفی بودن و عدم قطعیت‌ها در نیروی زلزله و مقاومت سازه است. این عدم قطعیت‌ها در منحنی خطر لرزه‌ای ثبت نمی‌شوند و همواره احتمال شکست را افزایش می‌دهند. افزایش دوره بازگشت زلزله سطح شکل‌پذیری عمدتاً به دو عامل زیر بستگی دارد:

- اهمیت نسبی این عدم قطعیت‌های افزوده (بیان شده توسط انحراف معیار لگاریتمی،  $\sigma_{LR}$ ).
- شیب منحنی خطر لرزه‌ای در  $P_f$ ،  $(a_R)$ .



ب) تعیین منحنی‌های کاهندگی برای شتاب‌های طیفی در زمان‌های تناوب طبیعی مختلف

الف) تعیین هندسه و موقعیت و لرزه‌خیزی منابع زلزله



د) با استفاده از ج، ساخت طیف خطر یکنواخت شتاب‌های طیفی متوسط برای سطح معین احتمال فراگذشت سالانه

ج) توسعه منحنی‌های خطر لرزه‌ای برای شتاب‌های طیفی در هر زمان تناوب طبیعی و احتمال فراگذشت سالانه هدف و تعیین شتاب‌های طیفی خطر یکنواخت (با استفاده از الف و ب)

تواتر	$f(M)$	منبع خطی (گسل)	1
زمان تناوب طبیعی سیستم یک درجه آزادی	$T_i$	منبع گسترده	2
شتاب طیفی سیستم یک درجه آزادی با زمان تناوب طبیعی $T_i$	$S_a(T_i)$	تواتر تجمعی سالانه بزرگای $M$	3
فاصله از منبع	$d$	عدم قطعیت‌های کاهندگی	4
احتمال فراگذشت سالانه	$P$	بزرگا	$M$
شتاب طیفی متوسط برای سیستم یک درجه آزادی با زمان تناوب طبیعی $T_i$ با احتمال فراگذشت سالانه هدف	$S_{a, Pe}(T_i)$	سطح معین احتمال فراگذشت سالانه	$P_e$

شکل ت-۱۴-۵ رویه تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی

روش ارائه شده در این آیین‌نامه برای محاسبه ضریب تصحیح شتاب طیفی ( $C_c$ )، احتمال شکست  $P_f$  را برای سازه‌ای که مطابق با الزامات زلزله سطح شکل‌پذیری طراحی شده است، تضمین می‌کند. در روش تفصیلی طراحی لرزه‌ای، با داشتن طیف شتاب در زمان تناوب مود غالب سازه، ضریب تصحیح بر روی شتاب طیفی با احتمال فراگذشت برابر با  $P_f$  اعمال می‌شود. جدول ت-۱۴-۱ ضریب تصحیح را به عنوان تابعی از  $\sigma_{LR}$  و شیب منحنی خطر لرزه‌ای ( $a_R$ ) نشان می‌دهد. مقدار  $\sigma_{LR} = 0.3$  برای در نظرگیری عدم قطعیت‌هایی که در منحنی خطر لرزه‌ای ثبت نشده‌اند، انتخاب می‌گردد. مقادیر جدول ت-۱۴-۱ برای ضریب تصحیح  $C_c$  بر مبنای مقادیر ارائه شده در جدول ۱۴-۹ است. در موارد خاصی که محاسبه نیروی لرزه‌ای یا مقاومت سازه دارای عدم قطعیت بیشتری است، مقادیر بالاتری از ضریب تصحیح  $C_c$  باید در نظر گرفته شود. همچنین برای اجزای سازه‌ای با عدم قطعیت بیشتر ضرایب اصلاحی متناسب را می‌توان استخراج و اعمال کرد.

جدول ت-۱۴-۱ ضرایب تصحیح برای شتاب طیفی زلزله سطح شکل‌پذیری

Value of $\sigma_{LR}$	$a_R$				
	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.2	1.08	1.07	1.05	1.04	1.04
0.3	1.20	1.16	1.12	1.10	1.09
0.4	1.35	1.28	1.20	1.18	1.16

جدول ت-۱۴-۲ ضرایب تصحیح برای  $P_f$ 

دوره بازگشت زلزله سطح شکل‌پذیری	ضریب اصلاح $P_f$	$a_R$
۵۳۰۰	۲/۱۲	۱/۷۵
۴۰۰۰	۱/۵۹	۲
۳۳۰۰	۱/۳۳	۲/۵
۳۱۰۰	۱/۲۲	۳
۳۰۰۰	۱/۱۹	۳/۵

با استفاده از ضرایب تصحیح شتاب طیفی توصیه شده در جدول ۱۴-۹ یا جدول ت-۱۴-۱، شتاب طیفی زلزله سطح شکل‌پذیری محاسبه می‌شود. همچنین روش ارائه شده در این آیین‌نامه این امکان را ایجاد می‌نماید که به جای ضرایب تصحیح اعمال شده بر روی شتاب طیفی، ضرایب بر روی احتمالات سالانه شکست  $P_f$  اعمال گردد. جدول ت-۱۴-۲ ضرایب تصحیح محاسبه شده روی  $P_f$  را به صورت تابعی از شیب منحنی خطر لرزه‌ای برای  $\sigma_{LR} = 0.3$  نشان می‌دهد. همچنین در جدول ت-۱۴-۲ (آخرین ستون)

دوره‌های بازگشت زلزله سطح شکل‌پذیری مورد نیاز برای سازه‌های با سطح اهمیت L1 با فرض احتمال خرابی سالانه قابل قبول ۱/۲۵۰۰ نشان داده شده است.

در هر دو روش طراحی لرزه‌ای ساده شده و تفصیلی، دوره بازگشت زلزله سطح مقاومت به گونه‌ای تعیین می‌شود که تعادلی بین طراحی‌های SLE و DLE وجود داشته باشد. با داشتن این تعادل، سازه‌ای که برای زلزله سطح مقاومت طراحی شده است، با احتمال بالایی امکان برآوردن تقاضای زلزله سطح شکل‌پذیری را دارا است. این معیار طراحی پرهزینه را کاهش می‌دهد و هدف ایمنی زلزله سطح شکل‌پذیری را برآورده می‌سازد.

به منظور تعیین رویداد طراحی زلزله سطح مقاومت، شتاب طیفی زلزله سطح شکل‌پذیری توسط ضریب ظرفیت ذخیره لرزه‌ای ( $C_T$ ) کاهش می‌یابد که نشان دهنده حاشیه ایمنی موجود برای رویدادهای فراتر از زلزله مقاومت است. حاشیه ایمنی زلزله سطح مقاومت به دلیل موارد زیر است:

- ضرایب اطمینان که به صورت مستقیم در طراحی اجزای سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد.  
- ضرایب اطمینان ضمنی در طراحی اجزای سازه به عنوان مثال تفاوت بین مقاومت اسمی و واقعی مصالح،

- استحکام و افزونگی سیستم سازه‌ای

- توانایی سیستم سازه‌ای برای تحمل تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگ

از آنجا که ضریب ظرفیت ذخیره لرزه‌ای،  $C_T$ ، باید قبل از انجام طراحی لرزه‌ای تعیین شود، ضرایب اطمینان اشاره شده باید با استفاده از دانش عمومی مصالح مصرفی، فرآیند طراحی و پیکربندی سازه برآورد شود. برای سکوه‌های ثابت فولادی، حاشیه ایمنی بین DLE و SLE می‌تواند بین ۱/۱ تا ۲/۸ باشد. مقادیر پایین‌تر  $C_T$  مربوط به سازه‌های بدون افزونگی و دارای شکل‌پذیری کم یا بدون شکل‌پذیری است، در حالی که مقادیر بالاتر مربوط به طرح‌های با افزونگی بالا و شکل‌پذیر است.

در روش تفصیلی طراحی لرزه‌ای، طراح می‌تواند هر مقدار  $C_T$  را تا زمانی که یک تحلیل DLE انجام می‌شود برای اطمینان از اینکه طرح با الزامات DLE مطابقت دارد یا از آن فراتر می‌رود، فرض کند. تخمین بالای  $C_T$  می‌تواند منجر به تغییرات عمده در نتیجه بررسی طراحی DLE و در نتیجه چرخه‌های طراحی پرهزینه شود. از سوی دیگر، تخمین پایین  $C_T$  می‌تواند منجر به طراحی محافظه‌کارانه (پرهزینه) شود که به راحتی با بررسی طراحی DLE مطابقت دارد.

الزاماتی که در جدول ۱۴-۱۰ برای حداقل دوره بازگشت زلزله سطح مقاومت ذکر شده است، اطمینان حاصل می‌کند که طراحی با هدف اقتصادی زلزله سطح مقاومت مطابقت دارد و سازه در طول رویدادهای لرزه‌ای که با تناوب بیشتر رخ می‌دهند مستعد آسیب نیست. حداقل الزامات جدول ۱۴-۱۰ همچنین به

طور ضمنی به هدف ایمنی طراحی مطابق با الزامات زلزله سطح شکل‌پذیری می‌پردازد. این الزامات در مناطقی که شیب منحنی خطر لرزه‌ای  $a_R$  کم است، می‌تواند تعیین کننده شود.



تفسیر فصل پانزدهم  
بارگذاری سازه‌ها در برابر سونامی

## ت-۱۵-۱ کلیات

سونامی‌ها امواج آبی با طول موج بسیار بلند و دوره تناوب بلند هستند که بر اثر آشفتگی‌های عظیم بر روی بستر دریا و یا بر روی سطح آب تولید می‌شوند. زمین‌لرزه‌های زیر آب عامل اصلی تقریباً ۸۰ درصد سونامی‌ها در سراسر جهان هستند. بنابراین در این فصل تنها سونامی حاصل از زمین لرزه مد نظر قرار گرفته است. با توجه به پیشینه رخداد سونامی در منطقه مکران و فرآیند فرورانش این منطقه، پهنه‌بندی سونامی در ویرایش فعلی آیین‌نامه تنها برای این ناحیه ارائه شده است.

### ت-۱۵-۱-۱ گروه ریسک سونامی

#### ت-۱۵-۱-۲ محدوده کاربرد

توصیه می‌شود برای ساختمان‌ها و سازه‌های گروه ریسک سونامی III که در محدوده طرح سونامی واقع می‌شوند طراحی سازه با در نظر گرفتن اثرات سونامی باشد. همچنین توصیه می‌شود این ساختمان‌ها با ارتفاعی بیش از ۲۰ متر طراحی شوند.

#### ت-۱۵-۱-۳ کنترل مضاعف

در صورت استفاده از روش تحلیل ویژه ساختگاه، کنترل مضاعف نتایج توسط یک گروه مستقل از کارشناسانی با تخصص لرزه‌زمین‌ساخت، زلزله‌شناسی، تحلیل خطر و مدل‌سازی عددی انتشار امواج سونامی، ضروری است.

برای ساختمان‌ها و سازه‌های گروه ریسک سونامی I، مدارک و گزارش‌های طراحی باید توسط گروه متخصص مستقل مورد تأیید کارفرما، بررسی شده و گزارش تطابق آن با ضوابط موجود، از جمله این فصل از آیین‌نامه ۰۳۸، به کارفرما ارائه شود.

#### ت-۱۵-۱-۴ تعاریف

مراجع و نگاشته‌های مرتبط با خطر سونامی در کشور چندان گسترده نبوده و آشنایی مهندسان و متخصصان به این حوزه در مقایسه با سایر حوزه‌های مرتبط با برآورد میزان خطر و طراحی ساختمان‌ها، کمتر است. دامنه‌ی پژوهش‌های ملی در این زمینه نیز محدود بوده و مراجع چندانی برای تدوین دستورالعمل ملی در این زمینه در دسترس نیست. بر این اساس، دستورالعمل حاضر، تدوین گشته است.



با هدف یکنواختی و مشخص بودن منظور این دستورالعمل از هر یک از واژه‌های به کار رفته، در جدول ت-۱۵-۱ معادل انگلیسی لغات کاربردی در این دستورالعمل ارائه شده است.

### جدول ت-۱۵-۱ فهرست معادل انگلیسی واژه‌های فنی

معادل فارسی	معادل انگلیسی
آب‌شستگی موضعی	LOCAL SCOUR
آب‌شستگی پایه	PILE SCOUR
آب‌شستگی پنجه	TOE SCOUR
آب‌شستگی جریان پایدار	SUSTAINED FLOW SCOUR
آب‌شستگی ناشی از سقوط آب	PLUNGING SCOUR
آب‌شستگی هدایت‌شده	CHANNELIZED SCOUR
آب‌شستگی روانگرایی	LIQUEFACTION SCOUR
اجزای سازه‌ای	STRUCTURAL COMPONENT
اجزای سازه‌ای اصلی	PRIMARY STRUCTURAL COMPONENT
اجزای سازه‌ای فرعی	SECONDARY STRUCTURAL COMPONENT
اجزا و سیستم‌های غیرسازه‌ای با اهمیت زیاد	DESIGNATED NONSTRUCTURAL COMPONENTS AND SYSTEMS
بالاروی	RUNUP
بیشینه سونامی موردنظر	MAXIMUM CONSIDERED TSUNAMI
پارامترهای طراحی سونامی	DESIGN TSUNAMI PARAMETERS
تأسیسات حیاتی	CRITICAL FACILITY
تجهیزات یا سیستم‌های حیاتی	CRITICAL EQUIPMENT OR CRITICAL SYSTEMS
تراز آب‌گرفتگی	INUNDATION ELEVATION
تراز بالاروی	RUNUP ELEVATION
تراز مبنای دریا	REFERENCE SEA LEVEL
تغییر نسبی سطح دریا	RELATIVE SEA LEVEL CHANGE
دامنه سونامی	TSUNAMI AMPLITUDE
دیوار فروریزی سونامی	TSUNAMI BREAKAWAY WALL
سازه باز	OPEN STRUCTURE
سازه پناه‌گیری عمودی سونامی	TSUNAMI VERTICAL EVACUATION REFUGE STRUCTURE
سازه‌های حیاتی غیر ساختمانی	NONBUILDING CRITICAL FACILITY STRUCTURE
سطح عملکرد سازه‌ای "آستانه فروریزش"	COLLAPSE PREVENTION STRUCTURAL PERFORMANCE LEVEL
سطح عملکرد سازه‌ای "آسیب کنترل شده"	DAMAGE CONTROL STRUCTURAL PERFORMANCE LEVEL

SAFETY STRUCTURAL LIFE PERFORMANCE LEVEL	سطح عملکرد سازه‌ای "ایمنی جانی".
IMMEDIATE OCCUPANCY STRUCTURAL PERFORMANCE LEVEL	سطح عملکرد سازه‌ای "خدمت‌رسانی بی وقفه"
MOMENTUM FLUX	شار مومنتم
GRADE PLANE	صفحه تراز
FROUDE NUMBER, $F_r$	عدد فرود، $F_r$
INUNDATION DEPTH	عمق آب‌گرفتگی
GENERAL EROSION	فرسایش کلی
TSUNAMI RISK CATEGORY	گروه ریسک سونامی
INUNDATION LIMIT	محدوده آب‌گرفتگی یا پیشروی
BATHYMETRIC PROFILE	مقطع توپوگرافی بستر دریا
TOPOGRAPHIC TRANSECT	مقطع طولی توپوگرافی
TSUNAMI DESIGN ZONE	ناحیه طرح سونامی
PORE PRESSURE SOFTENING	نرم شدگی ناشی از فشار منفذی
CLOSURE RATIO (OF INUNDATED PROJECTED AREA)	نسبت سطح بسته
TSUNAMI DESIGN ZONE MAP	نقشه پهنه بندی خطر سونامی

## ت-۱۵-۱-۵ نمادها

## ت-۱۵-۲ محاسبه شدت سونامی و آب‌گرفتگی

### ت-۱۵-۲-۱ محاسبه بیشینه عمق آب‌گرفتگی و سرعت جریان در ساختگاه

بیشینه عمق آب‌گرفتگی و سرعت جریان آب در ساختگاه مورد نظر از دو روش قابل حصول است: روش اول: روش انرژی است که بصورت تقریب یک‌بعدی، سرعت و عمق آب‌گرفتگی در محل ساختگاه را از روی اطلاعات ورودی در خط ساحلی محاسبه می‌کند. اطلاعات ورودی در خط ساحلی، نتایج ارزیابی احتمالاتی خطر سونامی در سواحل مکران است. این ارزیابی بیانگر ارتفاع آب در خط ساحلی برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است که بعد از قضاوت کارشناسی، برای پهنه بندی سطوح خطر در سواحل مکران، پیشنهاد شده است. این نتایج نسبت به تراز میانگین سطح آب دریا محاسبه شده است. قابل ذکر است در برآورد این مقادیر، تغییر شکل اولیه سطح زمین (فرو رفتگی و بالا آمدگی) به علت زلزله مولد سونامی نیز در نظر گرفته شده است.

روش دوم، تحلیل خطر احتمالاتی آب‌گرفتگی سونامی ویژه ساختگاه است که با مدل‌سازی عددی (حداقل دو بعدی) پیشروی آب در ساحل با استفاده از ورودی در خط ساحلی یا فاصله‌ای از آن، یا با کمک مدل‌سازی سناریوهای محتمل سونامی (در چهارچوب قضیه احتمال کل) شبیه‌سازی می‌کند. برای این مدل‌سازی عددی لازم است اطلاعات عمق‌سنجی نزدیک ساحل و اطلاعات توپوگرافی ساحل برای ساختگاه مورد نظر از دقت بالایی برخوردار باشد. در صورت استفاده از روش تحلیل احتمالاتی سونامی، نیاز است که عدم قطعیت‌های ناشی از بزرگای زلزله، مدل تکرار زلزله، بیشینه بزرگا، موقعیت گسل، عمق گسل، گسل شاخه‌ای، لغزش غیر یکنواخت گسل، میزان جفت‌شدگی و رفتار یکپارچه و یا غیر یکپارچه مکران شرقی و غربی در قالب سناریوهای متعددی در نظر گرفته شود. در مقابل تحلیل آب‌گرفتگی را می‌توان با استفاده از ورودی‌های ارتفاع و سرعت موج در ساحل (پهنه بندی آیین‌نامه) با مدل‌سازی عددی انجام داد. در اینصورت نیازی به در نظرگیری عدم قطعیت‌های فوق نیست.

## ت-۱۵-۲-۲ مراحل محاسبه بیشینه عمق آب‌گرفتگی و سرعت جریان در ساختگاه به روش انرژی

میزان عمق آب‌گرفتگی ( $h$ ) (ارتفاع آب از سطح زمین) در نقطه  $i+1$  در طول مسیر پیشروی موج (از سمت ساحل به سمت حد نهایی پیشروی موج) از رابطه ت-۱۵-۱ به دست می‌آید.

$$\left( z + h + \frac{U^2}{2g} \right)_{i+1} = \left( z + h + \frac{U^2}{2g} \right)_i - \left( \frac{U^2 n^2 \Delta x}{h^{4/3}} \right)_i \quad \text{ت-۱۵-۱}$$

که  $z$  ارتفاع زمین،  $h$  ارتفاع آب از سطح زمین،  $U$  سرعت افقی امواج،  $g$  شتاب جاذبه،  $F_r$  عدد فرود و  $n$  ضریب مانینگ است. همچنین میزان  $\left( z + h + \frac{U^2}{2g} \right)_i$  برابر مقدار انرژی کل در نقطه  $i$  ام ( $E_i$ ) و

مقدار  $\left( \frac{U^2 n^2 \Delta x}{h^{4/3}} \right)_i = S_i \Delta x_i$  برابر مقدار اتلاف انرژی در اثر اصطکاک بین دو نقطه متوالی  $i$  و  $i+1$  است.

برای محاسبه سرعت افقی جریان در هر نقطه از رابطه ت-۱۵-۲ استفاده می‌شود.

$$U = F_r \sqrt{gh} \quad \text{ت-۱۵-۲}$$

با جایگذاری رابطه ت-۱۵-۲ در رابطه ت-۱۵-۱ می‌توان نوشت:

$$\left( z + h + \frac{1}{2} F_r^2 h \right)_{i+1} = \left( z + h + \frac{1}{2} F_r^2 h \right)_i - \left( \frac{g F_r^2 n^2 \Delta x}{h^{1/3}} \right)_i \quad \text{ت-۱۵-۳}$$

همچنین به منظور یافتن شیب غالب بستر دریا در نزدیکی ساحل برای تشخیص نوع جریان، می‌توان برای مثال فاصله کانتور عمق ۵۰ متر تا خط ساحل در نقطه مورد نظر را به دست آورده و شیب متوسط را بصورت (فاصله/۵۰) محاسبه کرد.

### روش گام به گام انرژی:

۱- در نظر گرفتن سه مقطع طولی توپوگرافی مطابق بخش ۱۵-۲-۳ که از خط ساحلی تا محل ساختگاه مورد نظر و سپس تا حدود انتهایی پیشروی امواج ادامه یابد. این مقاطع طولی به صورت زوج مرتب‌های  $(x, z)$  تعریف می‌شوند که در آن  $x$  فاصله از ساحل و  $z$  تراز سطح زمین است. فاصله دو نقطه متوالی نباید از ۳۰ متر بیشتر شود. برای هر کدام از این سه مقطع طولی توپوگرافی مراحل بعدی باید انجام شود.

۲- بدست آوردن ارتفاع آب در خط ساحلی مطابق پیوست یک

۳- ضریب مانینگ در هر قطعه مقطع طولی در نظر گرفته می‌شود (مطابق جدول ۱۵-۱).

۴-  $X_R$  محاسبه می‌شود (توسط روش جستجوی شبکه‌ای)

۵- برای هر نقطه مقطع طولی، عدد فرود مطابق رابطه ۱۵-۳ محاسبه می‌شود.

۶- روش انرژی از سمت خط ساحل شروع می‌شود.

$$h_i = h_0$$

$$z_i = z_0 = 0$$

$$U_i = U_0 = \sqrt{gh_0}$$

۷- میزان هد انرژی کل محاسبه می‌شود.

$$E_i = h_i + z_i + \frac{U_i^2}{2g}$$

۸- میزان  $s$  به عنوان شیب اتلاف انرژی اصطکاکی محاسبه می‌شود.

$$s_i = \frac{(U_i n_i)^2}{h_i^{4/3}}$$

۹- میزان هد انرژی گام بعد  $E_{i+1}$  محاسبه می‌شود.

$$E_{i+1} = E_i - s_i \Delta x$$

۱۰- میزان  $h_{i+1}$  با توجه به رابطه ۱۵-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_{i+1} = \frac{E_{i+1} - z_{i+1}}{1 + \frac{1}{2}(F_r)_{i+1}^2}$$

۱۱- از روی  $h_{i+1}$ ، میزان  $U_{i+1}$  مطابق رابطه ۱۵-۲ محاسبه می‌شود.

۱۲- برای تمام  $i$  ها، محاسبات گام ۷ تا ۱۱ به طرف محل سازه مورد نظر ادامه می‌یابد تا در محل ساختگاه عمق آب‌گرفتگی بیشینه و سرعت موج بیشینه محاسبه شود. سرعت بیشینه جریان آب در محل ساختگاه نباید از مقدار مینیمم  $3 \text{ (m/s)}$  کمتر در نظر گرفته شود و لازم نیست از مقدار کمینه دو عدد  $15 \text{ (m/s)}$  و  $\sqrt{1.5(gh_{\max})}$  بیشتر در نظر گرفته شود (در روش خط انرژی حد  $\sqrt{1.5(gh_{\max})}$  تعیین کننده نیست، چرا که ماکزیمم ضریب  $\alpha$  در عدد فرود برابر  $1/3$  است و بنابراین سرعت بیشینه جریان آب در محل ساختگاه از روش انرژی همواره کمتر از  $\sqrt{1.5(gh_{\max})}$  خواهد بود).

۱۳- عمق آب‌گرفتگی بیشینه و سرعت موج بیشینه در محل ساختگاه برای هر سه مقطع طولی توپوگرافی با استفاده از روش انرژی محاسبه می‌گردد و نتایج بیشینه به عنوان نتایج نهایی در محل ساختگاه در نظر گرفته می‌شود.

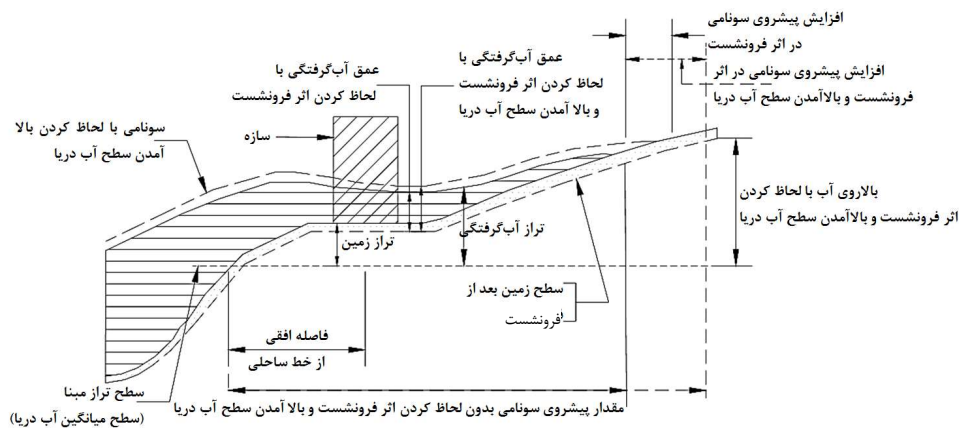
ت-۱۵-۲-۳ مقطع طولی توپوگرافی برای محاسبات روش انرژی، بارها و اثرات

سونامی

ت-۱۵-۲-۴ ناحیه طرح سونامی (حد پیشروی)

ت-۱۵-۲-۵ ملاحظات ویژه

فرونشست زمین ناشی از فرورانش گسل مسبب سونامی، جذر و مد و تغییر تراز آب دریا (به دلیل عوامل محلی یا جهانی نظیر ذوب شدن یخ‌های قطبی بر اثر گرمایش زمین) مطابق شکل ت-۱۵-۱ باعث افزایش اثرات سونامی می‌شوند.



شکل ت-۱۵-۱ نمایش اثرات تغییرات تراز آب دریا و فرونشست زمین بر روی سونامی

ت-۱۵-۲-۵-۱ فرونشست زمین ناشی از فرورانش گسل مسبب سونامی

ت-۱۵-۲-۵-۲ جذر و مد

ت-۱۵-۲-۵-۳ تغییر تراز آب دریا

### ت-۱۵-۳ ضوابط طراحی سازه‌ها برای نیروها و اثرات ناشی از سونامی

محاسبات سازه‌ها و تاسیسات صنعت نفت برای نیروها و اثرات سونامی بر اساس مطالب این بخش و مطابق مراحل زیر انجام می‌گیرد:

- گروه ریسک سونامی سازه مورد نظر تعیین می‌گردد؛
- ضریب اهمیت سونامی برای سازه مورد نظر بر اساس گروه ریسک سونامی آن تعیین می‌گردد؛
- سپس سطح عملکرد (هدف) سازه مورد نظر در برابر سونامی با توجه به گروه ریسک سونامی مشخص خواهد شد؛
- در گام بعد، نیروها و اثرات وارد بر سازه ناشی از وقوع سونامی مورد انتظار محاسبه می‌شود. این نیروها و اثرات شامل نیروهای هیدرواستاتیکی، هیدرودینامیکی، اثر ضربه و اثرات جریان سونامی بر شالوده از جمله آب‌شستگی است؛
- عملکرد سازه تحت اثر هر یک از حالت‌های بارگذاری بر اساس معیارهای پذیرش تعیین شده در این بند کنترل خواهد شد.

لازم است سطوح عملکرد پیشنهادی برای بارها و اثرات ناشی از سونامی در تبادل نظر با کارفرما توسط مهندس طراح تعیین شوند. سطوح عملکرد مورد انتظار بر اساس اهمیت و ریسک موجود در ساختمان و تجهیزات داخل آن قابل تعریف هستند.

این بخش معیارهای ارزیابی عملکرد سازه را برای کاربرد در طراحی ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای سونامی تعریف می‌کند. در این بخش پس از تعریف حالت‌های بارگذاری، ضرایب اهمیت و ترکیب بار، دو معیار پذیرش برای ارزیابی عملکرد سازه ارائه می‌شود.

### ت-۱۵-۳-۱ عملکرد سازه‌های گروه ریسک سونامی I و سازه‌های حیاتی گروه ریسک سونامی II (بند ب و پ)

### ت-۱۵-۳-۲ عملکرد سازه‌های گروه ریسک سونامی II و III

### ت-۱۵-۳-۳ ارزیابی عملکرد سازه‌ای

### ت-۱۵-۳-۳-۱ حالت‌های بارگذاری ناشی از آب‌گرفتگی

در نظر گرفتن سه حالت بارگذاری ذکر شده در این قسمت به عنوان حداقل ضوابط برای تمامی سازه‌های در محدوده طرح سونامی اجباری است. حالت‌های بارگذاری دیگری نیز ممکن است لازم باشد، تا بسته به عمق جریان مناسب برای ارزیابی بارگذاری خاص، در نظر گرفته شود.

#### - حالت بارگذاری ۱

برای جلوگیری از برکنش یا واژگونی سازه ناشی از اثرات شناوری در نظر گرفته شده است. اعمال این بار بر سازه‌های باز-طبق تعریف- که به راحتی آب می‌تواند از آن‌ها عبور کند، الزامی نیست.

ساختمان‌های باز به سازه‌ای اطلاق می‌شود که در آن، بخش قرار گرفته در عمق آب‌گرفتگی دارای نسبت سطح بسته بیش از ۲۰ درصد نبوده و بخش بسته شده آن نیز شامل دیوارهای کاذب (فروریزی در اثر بارهای جانبی خاص)، یا دیوار جداکننده داخلی یا اجزائی که مانع عبور و خروج آوار و خرابی‌هایی که توسط آب جابجا می‌شوند، نباشد. نظیر سازه‌های نگهدارنده فاقد دیوار.

**تبصره:** در موارد زیر نیازی به در نظر گرفتن این حالت بارگذاری نیست:

- ساختمان‌هایی که شرایط خاک زیر شالوده یا نوع شالوده و طراحی سازه مانع از ایجاد و افزایش فشار هیدرواستاتیکی مخرب در زیر شالوده یا پایین‌ترین دال می‌شوند، مانند سازه‌ای که دال طبقه همکف

آن عملکرد مجزا از ستون‌ها دارد. در این حالت فشار هیدرواستاتیکی زیر دال منجر به برکنش در آن می‌شود اما این اثر بر یکپارچگی سازه اثری نخواهد داشت.

ت-۱۵-۳-۳-۲ ضرایب اهمیت سونامی

ت-۱۵-۳-۳-۳ حالت‌های ترکیب بار

ت-۱۵-۳-۳-۴ معیارهای پذیرش برای سیستم باربر جانبی

ت-۱۵-۳-۳-۵ معیارهای پذیرش اعضای سازه‌ای بر اساس مقاومت طرح عضو

ت-۱۵-۳-۴ حداقل چگالی سیال برای محاسبه بارهای سونامی

ت-۱۵-۳-۵ حداقل نسبت سطح بسته برای تعیین بار

ت-۱۵-۳-۶ حداقل تعداد چرخه‌های بارگذاری جریان سونامی

ت-۱۵-۳-۷ اثرات لرزه‌ای وارد بر شالوده پیش از رسیدن بیشینه سونامی مورد

نظر

ت-۱۵-۳-۸ مدل‌سازی فیزیکی جریان سونامی، بارها و اثرات آن

ت-۱۵-۴ اثرات و نیروهای سونامی بر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی

بار هیدرواستاتیکی باری است که یک مایع در حالت سکون به اجسام مجاور وارد می‌کند، در حالی که بار هیدرودینامیکی باری است که از حرکت یک مایع نسبت به اجسام مجاور ایجاد می‌شود.

ت-۱۵-۴-۱ بارهای هیدرواستاتیکی

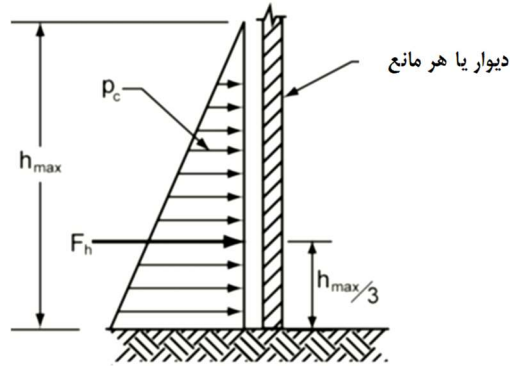
ت-۱۵-۴-۱-۱ نیروی برکنش ناشی از غوطه‌وری

تمام اجسام غوطه‌ور در آب، نیروی بالابرنده‌ای برابر با وزن آب جابجا شده توسط جسم، تجربه می‌کنند. برای ساختمان‌هایی که در معرض سونامی قرار دارند، این امر به ویژه زمانی که دیوارهای سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای مانع از ورود آب به فضای بسته در ساختمان می‌شوند، اهمیت پیدا می‌کند.



## ت-۱۵-۴-۱-۲ بار هیدرواستاتیکی افقی نامتعادل

موقعیت این نیرو مطابق شکل ت-۱۵-۲ با توجه به توزیع مثلثی فشار ناشی از سیال تعیین می‌گردد. در این شکل به صورت ساده این نیرو و نحوه اثر آن را نشان داده شده است. در صورتی که جریان از روی دیوار سرریز کند،  $h_{max}$  با ارتفاع دیوار جایگزین می‌شود.



شکل ت-۱۵-۲ توزیع فشار هیدرواستاتیکی عامل بر یک دیوار قائم بر مسیر سونامی و نحوه اثر نیروی برآیند آن

## ت-۱۵-۴-۱-۳ سربار آب باقیمانده بر روی طبقات و دیوارها

پس از فرونشست آب سونامی، ممکن است آبی که در سطح طبقات جمع شده در صورت وجود دیوارها یا تیرهای پیرامونی از محل تخلیه نشود. این امر باعث ایجاد سربار اضافی بر دال طبقات می‌شود که ممکن است از ظرفیت باربری طبقه فراتر رود.

## ت-۱۵-۴-۱-۴ فشار سربار هیدرواستاتیکی بر شالوده

در طی افزایش و کاهش ارتفاع سونامی، ممکن است ترازهای متفاوت آب در دو سمت یک دیوار، ساختمان یا سازه به وجود آید. تفاوت حاصل از فشار سربار هیدرواستاتیک بر شالوده باید در طراحی آن مورد توجه قرار گیرد.

## ت-۱۵-۴-۲ بارهای هیدرودینامیکی

در زمان عبور جریان سیال، به اشیاء و موانع موجود در مسیر عبور، بارهای هیدرودینامیکی وارد می‌شود.

امواج سونامی در ورود و پیشروی در خشکی، ممکن است شکل یک موج با سرعت خیزش<sup>۱۷</sup> زیاد یا یک موج شکسته را به خود گرفته و تهدیدی برای سازه‌های در مسیر خود باشند (شکل ت-۱۵-۳). هر دو حالت در این بخش مورد توجه هستند. بارهای هیدرودینامیکی همانند آنچه در شکل ت-۱۵-۴ نمایش داده شده، امکان ایجاد آسیب قابل توجه در سازه‌های واقع در مسیر سونامی را دارند. از آنجا که امواج سونامی دور از ساحل دچار شکست می‌شوند، در بررسی بارهای هیدرودینامیکی ناشی از جریان سونامی، اثرات بار ناشی از شکست موج مورد توجه قرار نمی‌گیرند. سیستم باربر جانبی سازه و همه اعضای سازه‌ای زیر تراز آب‌گرفتگی باید مطابق بندهای ۱-۲-۴-۱۵ و ۲-۲-۴-۱۵ برای بارهای هیدرودینامیکی طراحی شوند. همه دیوارها و دال‌ها نیز باید برای کلیه بارهای مربوط که در بند ۳-۲-۴-۱۵ معرفی شده‌اند طراحی شوند.

### ت-۱۵-۴-۱-۲ فشار استاتیکی جانبی یکنواخت معادل (روش ساده شده)

استفاده از یک روش ساده ولی محافظه‌کارانه برای کنترل ترکیب اثرات بارهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی سونامی بر سیستم سازه‌ای مجاز است. به این منظور، در این بخش رابطه‌ای ساده با فرض فشاری با توزیع یکنواخت بر سازه ارائه می‌شود. این رابطه مبتنی بر این فرض است که کلیه ضوابط محافظه‌کارانه مندرج در سایر بخش‌های این راهنما به طور همزمان بر روی یک ساختمان مکعبی شکل و بدون هرگونه بازو اعمال می‌گردد.



شکل ت-۱۵-۳ اهمیت توجه به بارهای هیدرودینامیکی در سونامی

<sup>۱۷</sup> Rising

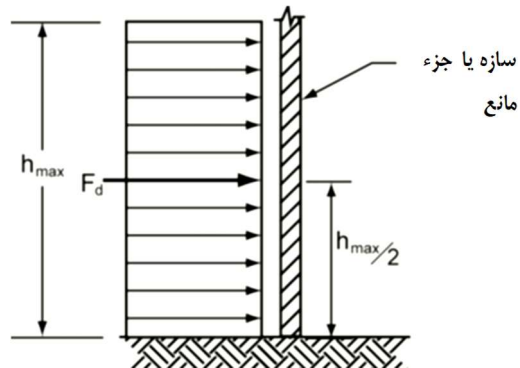


شکل ت-۱۵-۴ اهمیت توجه به بارهای هیدرودینامیکی در سونامی

ت-۱۵-۴-۲-۲ روش دقیق برآورد نیروهای جانبی هیدرودینامیکی

ت-۱۵-۴-۲-۲-۱ نیروی رانش کلی بر ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها

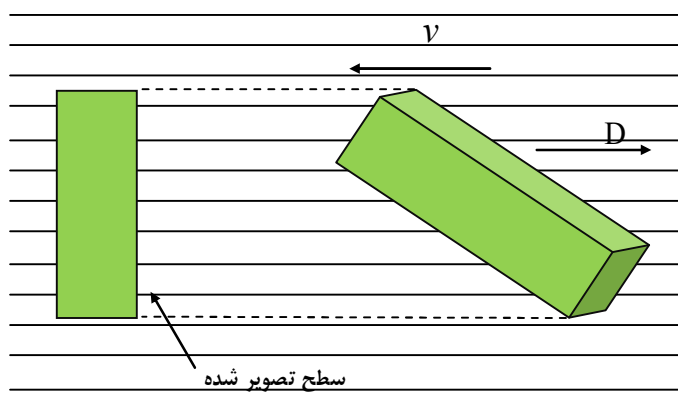
نحوه توزیع این فشار، نیروی برآیند آن و نقطه اثر برآیند آن در شکل ت-۱۵-۵ نمایش داده شده است.



شکل ت-۱۵-۵ توزیع فشار هیدرودینامیکی و نقطه اثر نیروی برآیند آن

ت-۱۵-۴-۲-۲-۲ نیروهای رانشی وارد بر اعضا

شکل ت-۱۵-۶ پارامتر A را به طور نمادین و کلی، توصیف می‌کند.



شکل ت-۱۵-۶ معرفی پارامتر  $A$  به عنوان تصویر سطح در مسیر جریان

اعضای سازه‌ای که بخشی از سیستم باربر جانبی هستند ممکن است علاوه بر سهم خود از بار کلی اعمالی مندرج در بند ۱۵-۴-۲-۲-۱، فشار موضعی توزیع شده بر روی خود ناشی از عبور جریان را که در بند حاضر مورد توجه قرار گرفته است نیز تحمل نمایند.

ت-۱۵-۴-۲-۲-۳ بارهای سونامی بر اعضای سازه‌ای قائم

ت-۱۵-۴-۲-۲-۴ بار هیدرودینامیکی وارد بر دیوارهای دارای بازشو

ت-۱۵-۴-۲-۲-۵ بار هیدرودینامیکی وارد بر دیوارهای دارای زاویه نسبت به امتداد جریان

ت-۱۵-۴-۲-۲-۶ بارهای وارد بر خطوط لوله افقی روی سطح زمین

ت-۱۵-۴-۲-۲-۱ بارهای هیدرواستاتیکی وارد بر خطوط لوله افقی روی سطح زمین

ت-۱۵-۴-۲-۲-۲ اثر آوار بر خطوط لوله افقی روی سطح زمین

ت-۱۵-۴-۲-۳ فشارهای هیدرودینامیکی وارد بر دال‌ها

ت-۱۵-۴-۲-۱ فشار ناشی از توقف جریان

دیوارها و دال‌ها در فضاهایی از ساختمان که تحت فشار ناشی از تغییر مسیر و توقف جریان هستند، باید برای مقاومت در برابر فشار حاصل از رابطه ت-۱۵-۴ کنترل شوند:

$$P_p = \frac{1}{2} \rho_s I_{tsu} u^2 \quad \text{ت-۱۵-۴}$$

در این رابطه  $u$  سرعت بیشینه جریان آزاد در آن محل و در حالت بارگذاری موردنظر است.

## ت-۱۵-۴-۲-۳ نیروی برکنش در دال‌های افقی

دال‌ها و سایر اعضای افقی باید برای مقاومت در برابر نیروی برکنش، مطابق موارد زیر طراحی شوند.

## ت-۱۵-۴-۲-۳ دال‌های مستغرق در جریان ورودی سونامی

دال‌های افقی که در طی آب‌گرفتگی سونامی مستغرق می‌شوند، باید برای حداقل فشار برکنش یک کیلو پاسکال (۱kPa) که به زیر دال اعمال می‌گردد، طراحی شوند. این فشار برکنش یک حالت بارگذاری اضافه نسبت به هرگونه اثرات غوطه‌وری مندرج در بند ۴-۳-۳-۱ است.

## ت-۱۵-۴-۲-۴ دال‌های روی سطوح شیبدار

دال‌های افقی در ارتفاع که روی زمین شیبدار قرار دارند، در صورتی که جریان به زیر آنها برسد، تحت اثر فشار هیدرودینامیکی رو به بالا قرار می‌گیرند.

به دلیل شیب زمین، جریان دارای مؤلفه قائم با سرعت  $u_v = u_{\max} \tan \phi$  است که در آن،  $\phi$  مقدار میانگین شیب زمین زیر دال است. در صورتی که  $\phi > 10^\circ$  باشد، دال مورد نظر باید برای فشار  $P_u$  در زیر دال مطابق رابطه ت-۱۵-۵ طراحی شود:

$$P_u = 1.5 I_{tsu} \rho_s u_v^2 \quad \text{ت-۱۵-۵}$$

## ت-۱۵-۴-۳ بارهای ضربه آوار

جریان سونامی حجم عظیمی از آوار را حمل می‌کند. هر آنچه که در مسیر عبور جریان سونامی در عمق آب‌گرفتگی امکان شناور شدن داشته و مقاومت کافی در برابر جریان سونامی نداشته باشد به صورت آوار حمل می‌شود. درختان، تیرهای چوبی برق و خودروها از جمله این آوار هستند (شکل ت-۱۵-۷). اگر جریان سونامی به اندازه کافی قوی باشد برخی از آوار غیر شناور مانند تخته‌سنگ‌ها یا قطعات بتنی را نیز جابجا و حمل می‌نماید.



ب



الف

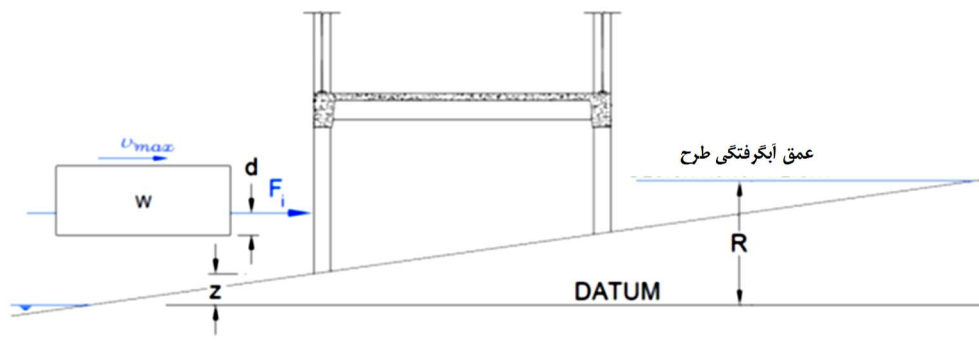
شکل ت-۱۵-۷ جریان سونامی آنچه امکان شناور شدن را بیابد منتقل می‌کند، این اشیا امکان برخورد با ساختمان‌ها را دارند.

ضربه ناشی از برخورد اجسام بزرگ شناور در آب (مانند خودروها، کشتی‌ها و قایق‌ها، کانتینرهای حمل بار، درختان، قطعات ساختمانی و ...) یکی از پیامدهای مهم سونامی بوده که باعث آسیب‌های شدید به ساختمان‌ها می‌شود. مطابق روابط فیزیک ضربه، میزان بار ناشی از ضربه آوار شناور در سیال با جرم آوار، سرعت آوار شناور و مدت زمان لازم برای رساندن آوار به حالت سکون متناسب است. آوار و نخاله‌های شناور در آب علاوه بر اثر ضربه باعث تغییر ویژگی‌های سیال از جمله چسبندگی یا چگالی آن می‌شوند. این تغییر خود اثرات بارهای هیدرواستاتیکی یا هیدرودینامیکی را تغییر می‌دهد. اثر دیگر آوار و اجسام شناور در آب، محبوس کردن بازشوهای موجود در ساختمان است. آوار و نخاله‌های با ابعاد بزرگ اغلب در زمان عبور از میان بازشوی دیوارها در میان آن با مانع روبرو شده و متوقف می‌شوند. این امر باعث می‌گردد تا سطح مؤثر دیوار در مقابل سیال افزایش یافته و نیروی جانبی را افزایش دهد.

اثر ضربه آوار بر ساختمان، که بطور شماتیک در شکل ت-۱۵-۸ نمایش داده شده، بر اساس موقعیت سازه و مبتنی بر پتانسیل آواری که در اطراف ساختمان وجود داشته و انتظار می‌رود در طی سونامی به

محل ساختمان برسد، تعیین می‌شود. برای این ارزیابی، اعضای پیرامونی سازه ساختمان که در امتداد عمود بر امتداد جریان هستند مورد توجه ویژه قرار دارند، زیرا بیشترین احتمال برخورد با آوار را داشته و از بین رفتن آن‌ها ممکن است باعث از بین رفتن ظرفیت باربری قائم ساختمان شود.

"سرعت برخورد" پارامتر اصلی برآورد نیروی ناشی از برخورد اجسام و اشیا است. این پارامتر برابر با سرعت جریان در نظر گرفته می‌شود. موقعیت ضربه ناشی از برخورد آوار بر عضو به نحوی در نظر گرفته می‌شود که بدترین حالت برش و لنگر خمشی بر اساس عمق آب‌گرفتگی و سرعت جریان حاصل گردد. کانتینرهای دربسته حتی اگر دارای بار باشند، به سادگی شناور می‌شوند. بنابراین برای سازه‌های نزدیک به محدوده انبار کانتینرها باید اثر ضربه کانتینر نیز مورد بررسی قرار گیرد.



شکل ت-۱۵-۸ نمایش شرایط برخورد آوار به ساختمان

در محدوده نزدیک بنادر یا اسکله‌های بارگیری یا پهلوگیری، در زمان سونامی علاوه بر کانتینرها امکان برخورد قایق، کشتی یا بارها با ساختمان نیز وجود دارد. با توجه به کم بودن احتمال برخورد این موارد به ساختمان و غیراقتصادی بودن تأمین مقاومت برای ساختمان در برابر این ضربه، این بار صرفاً برای ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد یا ساختمان‌های گروه ریسک سونامی I در نظر گرفته می‌شود.

به علاوه لازم نیست این بارها با سایر بارهای مربوط به سونامی که در سایر بخش‌ها معرفی و محاسبه شدند، ترکیب گردد.

همچنین، تنها در صورتی که حداقل عمق آب‌گرفتگی سونامی از یک متر بیشتر باشد، اثرات برخورد آوار با ساختمان باید در نظر گرفته شود.

## ت-۱۵-۴-۳-۱ روش ساده و جایگزین محاسبه بار آوار

## ت-۱۵-۴-۳-۱-۱ بار ضربه ناشی از برخورد تیرهای چوبی

ضربه آوار به سازه یک بار دینامیکی است که اغلب در مدت زمانی کوتاه رخ می‌دهد. در دینامیک سازه این پدیده با کمک مدل ریاضی بار ضربه یا بار با الگوی نیم سینوسی (نیمی از یک چرخه کامل بار هارمونیک سینوسی) شبیه‌سازی شده و اثرات آن بر روی سازه تحلیل می‌شود. در این فرایند نیروی حداکثر اعمال شده به سازه با فرض رفتار ارتجاعی، به بیشینه سرعت برخورد،  $u_{\max}$  سختی مؤثر آوار یا سختی جانبی سازه‌ای که آوار به آن برخورد کرده،  $k$  و جرم آوار،  $m_d$  بستگی دارد. مقدار اسمی این نیرو،  $F_{ni}$ ، از رابطه ت-۱۵-۶ قابل محاسبه است:

$$F_{ni} = u_{\max} \sqrt{km_d} \quad \text{ت-۱۵-۶}$$

با توجه به ضرایب اهمیت و امتداد برخورد آوار به سازه، بار ضربه به سازه باید از رابطه ت-۱۵-۷ محاسبه شود:

$$F_i = F_{ni} C_0 I_{tsu} \quad \text{ت-۱۵-۷}$$

در این رابطه  $C_0$  ضریب امتداد برخورد آوار است که برابر  $0/۶۵$  در نظر گرفته می‌شود و  $I_{tsu}$  ضریب اهمیت مطابق جدول ۱۵-۳ است. تیرهای چوبی شناور در جریان سونامی یکی از موارد آوار سونامی هستند که اثرات قابل توجهی بر سازه‌ها دارند (شکل ت-۱۵-۹).

در محاسبه نیروی ضربه در رابطه ت-۱۵-۷، فرض بر آن است که تیرهای چوبی به صورت طولی با ساختمان برخورد نمایند. بنابراین سختی موردنظر برابر با سختی محوری یک عضو یا  $k = \frac{EA}{L}$  خواهد بود. در این رابطه  $E$  مدول الاستیسیته محوری تیر،  $A$  سطح مقطع و  $L$  طول تیر است. مقدار حداقل وزن  $۴۵۰ \text{ kg}$  و حداقل سختی  $۶۱۰۰ \frac{KN}{m}$  باید برای تیر چوبی در محاسبات در نظر گرفته شود.

با فرض رفتار ارتجاعی در برخورد، طول مدت ضربه (مدت تداوم) از رابطه ت-۱۵-۸ محاسبه می‌شود:

$$t_d = \frac{2m_d u_{\max}}{F_{ni}} \quad \text{ت-۱۵-۸}$$





شکل ت-۱۵-۹ برخورد تیرهای چوبی آوار در سونامی به ساختمان

اثرات دینامیکی بار ضربه  $F_i$  را می‌توان به روش استاتیکی معادل نیز محاسبه کرد. این کار با در نظر گرفتن یک ضریب بزرگنمایی که در بار ضربه، ضرب می‌شود صورت می‌گیرد. ضریب بزرگنمایی  $R_{max}$  طبق جدول ت-۱۵-۲ با توجه به نسبت مدت زمان ضربه به دوره تناوب طبیعی عضو سازه در معرض ضربه تعیین می‌شود.

#### ت-۱۵-۴-۳-۱-۲ ضربه ناشی از خودروها

خودروهای عبوری در همه جا وجود دارند و در زمان وقوع سونامی به سادگی در مسیر جریان شناور شده و منتقل می‌شوند. برای در نظر گرفتن اثر ضربه خودرو به سازه، این پیش‌فرض که عمق آب‌گرفتگی برای شناور شدن خودرو کافی است، لازم است. حداقل عمق آب‌گرفتگی جهت شناور شدن خودروها در حدود ۱/۰ متر است.

در نظر گرفتن اثر ضربه خودرو بر اعضای سازه‌ای قائم در هر نقطه بالاتر از ۱/۰ متر از سطح زمین تا ارتفاع حداکثر آب‌گرفتگی لازم خواهد بود.

نیروی ضربه برابر با ۱۳۰ kN بوده که این مقدار باید در ضریب اهمیت  $I_{tsu}$  نیز ضرب شود.

جدول ت-۱۵-۲ نسبت پاسخ دینامیکی برای بارهای ضربه  $R_{max}$ 

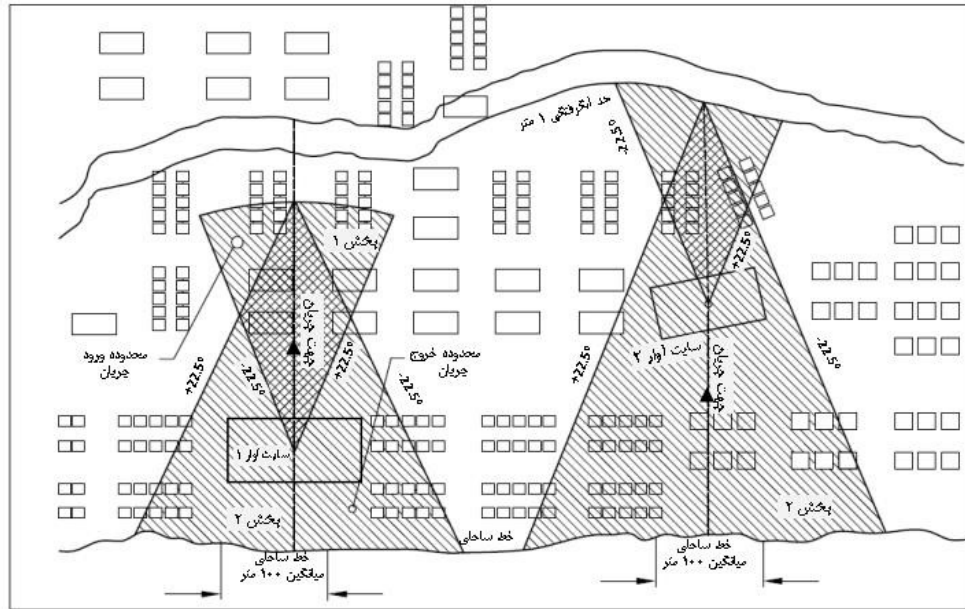
نسبت مدت زمان ضربه به دوره تناوب طبیعی عضو سازه در معرض $R_{max}$ (نسبت پاسخ)	ضربه
۰/۰	۰
۰/۱	۰/۴
۰/۲	۰/۸
۰/۳	۱/۱
۰/۴	۱/۴
۰/۵	۱/۵
۰/۶	۱/۷
۰/۷	۱/۸
۰/۹	۱/۸
۱/۰	۱/۷
۱/۱	۱/۷
۱/۲	۱/۶
۱/۳	۱/۶
$\geq ۱/۴$	۱/۵

## ت-۱۵-۴-۳-۱-۳ ضربه ناشی از قطعات سنگی غلتان و قطعات بتنی

بار ضربه ناشی از قطعات سنگی غلتان را می‌توان به کمک روش ساده استاتیکی برآورد نمود. به این منظور فرض می‌شود قطعه سنگی به وزن  $۲۳۰۰\text{kg}$  با بیشینه سرعت حرکت  $۴\text{ m/s}$  در محدوده‌ی آب‌گرفتنی با عمق بیش از  $۲$  متر در حال غلتیدن است. همچنین ضریب بزرگنمایی دینامیکی برابر  $۲$  برای نیرو در نظر گرفته شده است. در این حالت مقدار نیرو برابر با  $۳۶\text{ kN}$  خواهد بود. این نیرو باید در ضریب  $I_{tsu}$  نیز ضرب گردد. فرض می‌شود سنگ غلتان در ارتفاع  $۰/۶\text{ m}$  از سطح زمین به اعضای قائم سازه‌ای برخورد می‌کند.

## ت-۱۵-۴-۳-۱-۴ تحلیل خطر برخورد کانتینر، کشتی و بارج به ساختمان

پیش از محاسبه میزان بار ضربه ناشی از این موارد لازم است احتمال خطر برخورد آن‌ها با ساختمان ارزیابی و تحلیل شود. به این منظور محدوده‌ی محتمل خطر ضربه آوار باید مطابق شکل ت-۱۵-۱۰



شکل ت-۱۵-۱۰ توصیف نحوه برآورد محدوده خطر برخورد آوار شناور در سونامی

فرض بر این است که این عوامل ضربه از یک منشأ نقطه‌ای به حرکت در می‌آیند و محدوده‌ی در معرض خطر بر این اساس تعیین می‌شود. با این فرض ممکن است لازم باشد انبارهای بزرگ کانتینر یا بنادر را به چندین نقطه به عنوان منشأ تقسیم نمود که هر یک محدوده‌ی خطر خود را ایجاد می‌نماید. به عنوان مثال یک بندر که در طول زیادی از ساحل گسترش یافته را می‌توان به چند بخش (منشأ) تقسیم نمود. ایده‌ی اصلی این رویکرد، یافتن قطاعی  $45^\circ$  با مساحتی  $50$  برابر مساحت سطح پلان این نوع آوار است به گونه‌ای که آوار به محض پخش شدن، تراکم متوسط حدود  $2$  درصد داشته باشد. ریسک برخورد این آوار در مسیر بازگشت جریان به ساحل هم با چرخاندن  $180$  درجه‌ای قطاع دایره‌ای  $45^\circ$  بررسی می‌شود. منطقه‌ای که در محدوده هر دو قطاع وجود دارد محدوده‌ای است که خطر برخورد آوار شامل کانتینر، کشتی و بارج را باید در آن در نظر گرفت.

ساختمان‌های مقاوم در برابر سونامی، توپوگرافی یا جغرافیای منطقه و عمق آب‌گرفتگی ناکافی ممکن است باعث محدود شدن انتقال آوار در سونامی شوند. به عنوان مثال در بنداری که کانتینرها در محدوده‌ای بین دریا و حلقه‌ای از ساختمان‌های فولادی و بتن‌آرمه انبار شده‌اند، امکان پخش شدن و انتقال آن‌ها به مناطق دیگر در زمان سونامی وجود نخواهد داشت مگر آن که ارتفاع سونامی از ساختمان‌ها فراتر رود.

اگر ساختمان در محدوده خطر ضربه آوار قرار گرفته باشد، باید اثر ضربه ناشی از برخورد کانتینر حمل بار، کشتی یا بارج هر کدام لازم باشد، بر اساس بند ت-۱۵-۴-۳-۱ و ت-۱۵-۴-۳-۱-۶ محاسبه شود.

در این رویکرد مساحت پلان محدوده‌ی تجمع آوار موردنظر در محل منشأ تعیین می‌شود. برای کانتینرها این مقدار برابر با حاصل ضرب تعداد کانتینرها در مساحت یک کانتینر است. این عدد برای بارج و کشتی هم به همین ترتیب محاسبه می‌گردد. به این منظور ابعاد بارج و کشتی استاندارد بر اساس اسکله یا بندرگاه و سایر معیارها، مطابق ضوابط مورد تأیید سازمان بنادر و دریانوردی تعیین می‌شود. سپس مرکز جغرافیایی سطح پلان باید تعیین گردد.

جهت جریان به روش بند ۱۵-۲-۳ تعیین می‌شود و مطابق شکل ت-۱۵-۱۰ خطوط  $\pm 22/5^\circ$  از خط مرکزی در جهت جریان به سمت خشکی رسم می‌شوند. شعاع این قطاع دایره‌ای به نحوی در نظر گرفته می‌شود که مساحت آن ۵۰ برابر مساحت منطقه منشأ آوار گردد یا تراکم آوار موردنظر پس از انتقال و پخش شدن در این منطقه حدود ۲ درصد باشد. حد نهایی آب‌گرفتگی بر اساس ضوابط فصل سوم، برآورد خواهد شد.

اگر توپوگرافی منطقه عوارضی مانند تپه داشته باشد، که مانع جریان آب در این قطاع  $45^\circ$  شود، جهت قطاع به نحوی چرخانده می‌شود تا حضور این عوارض را در نظر گیرد.

به علاوه این قطاع تحت شرایط زیر محدود و کوتاه‌تر می‌شود:

الف) قطاع لازم نیست بیشتر از عمق آبگرفتی ۱/۰ متر ادامه یابد (در محدوده آب‌گرفتگی محاسبه شده طبق روش خط انرژی بند ۱۵-۲-۲)؛

ب) حضور ساختمان‌های فولادی و بتنی باعث محدود شدن این قطاع می‌شود.

ساختمان‌ها بسته به اینکه در قطاع جریان به سمت خشکی یا قطاع جریان به سمت ساحل یا بخش مشترک دو قطاع قرار داشته باشند برای آن‌ها ضربه کانتینر در همان جهت یا در دو جهت در نظر گرفته می‌شود.

#### ت-۱۵-۴-۳-۱-۵ ضربه ناشی از کانتینرهای حمل بار

معادلات مقدار بار و مدت تداوم ضربه، در برخورد تیرهای چوبی به اعضای سازه در بند ت-۱۵-۴-۳-۱ توضیح داده شد. نیرو و مدت تداوم بار ضربه که در روابط ت-۱۵-۷ و ت-۱۵-۸ معرفی شده‌اند برای محاسبه اثر ضربه طولی توسط گوشه کانتینر به سازه نیز معتبر است. پارامتر  $ma$  در رابطه یاد شده جرم کانتینر خالی است. باید فرض شود برخورد از یک گوشه پایین کانتینر اتفاق می‌افتد.

سختی کانتینر  $k = \frac{EA}{L}$  بوده که E مدول الاستیسیته ریل کف کانتینر است. A سطح مقطع ریل تحتانی و L طول ریل کف کانتینر است. مقادیر حداقل وزن و سختی در جدول ت-۱۵-۳ نمایش داده شده است. اثر امتداد بار  $C_0$  برای کانتینرهای حمل بار برابر با ۰/۶۵ در نظر گرفته می‌شود. نیروی اسمی ضربه طراحی  $F_{ni}$  (رابطه ت-۱۵-۶) برای کانتینرهای حمل بار لازم نیست از ۱۰۰۰ kN بیشتر در نظر گرفته شود. برای کانتینرهای حمل بار خالی، مدت تداوم بار ضربه برای ضربه الاستیک باید از رابطه ت-۱۵-۸ محاسبه شود. برای کانتینرهای بارگیری شده، مدت تداوم ضربه از رابطه ت-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.

$$t_d = \frac{(m_d + m_{contents})u_{max}}{F_{ni}} \quad \text{ت-۱۵-۹}$$

در این رابطه  $m_{contents}$  برابر با ۵۰٪ ظرفیت بار کانتینر در نظر گرفته می‌شود. حداقل مقادیر  $m_d + m_{contents}$  در جدول ت-۱۵-۳ ارائه شده‌اند. در صورت وجود ضوابط فنی متفاوت با این جدول که مورد تأیید سازمان بنادر و دریانوردی باشد، آن ضوابط جایگزین مقادیر این جدول می‌گردد.

#### جدول ت-۱۵-۳ وزن و سختی آوار کانتینرهای حمل بار شناور در آب

نوع آوار	وزن	سختی آوار (k)
کانتینر حمل استاندارد ۲۰ فوت (۶/۱ متر) در امتداد طولی	خالی: ۲۲۷۰ kg بارگیری شده: ۱۳۱۵۰ kg	۴۲۹۰۰ kN/m
کانتینر حمل استاندارد ۴۰ فوت (۱۲/۲ متر) در امتداد طولی	خالی: ۳۸۱۰ kg بارگیری شده: ۱۷۲۴۰ kg	۲۹۸۰۰ kN/m

برای تحلیل استاتیکی معادل، باید نیروی ضربه در ضریب بزرگنمایی دینامیکی  $R_{max}$  ضرب شود. مقادیر این ضریب در جدول ت-۱۵-۲ تعریف شده است. برای مقادیر مابین اعداد ارائه شده در جدول از میانمایی خطی استفاده شود. برای دیوار فرض می‌شود بار ضربه در محل مرکز دیوار (در امتداد افقی) اعمال شده و می‌توان دوره تناوب طبیعی را بر اساس یک ستون معادل با عرض یک دوم دهانه قائم دیوار تعیین نمود.

آزمایش‌ها نشان می‌دهد جرم محتویات کانتینر تا زمانی که این محتویات به صورت صلب به قاب سازه کانتینر وصل نشده باشد، تأثیر قابل توجهی بر مقدار بار ضربه ندارد، هر چند می‌تواند مدت تداوم بار ضربه را تا حدی افزایش دهد. بنابراین، برای محاسبه مقدار بار ضربه، جرم کانتینر خالی در روابط ت-۱۵-۶ و ت-۱۵-۸ در نظر گرفته می‌شود.

رابطه ت-۱۵-۹ الزاماً بر اساس برخورد پلاستیک ناشی از تغییرشکل پلاستیک کانتینر به دست آمده است. این بدان معنی است که کانتینر پس از برخورد به عضو سازه‌ای چسبیده و از آن جدا نمی‌شود و بر نمی‌گردد.

کانتینرهای حمل بار بر اساس طول، ارتفاع و عرض دسته‌بندی شده‌اند و وزن و جزییات سازه‌ای آن‌ها ممکن است بر اساس نحوه ساخت تفاوت داشته باشد. مقدار وزن و سختی ارائه شده جدول ت-۱۵-۳، مقادیر تقریبی برای بیشتر کانتینرهای حمل بار دارای استاندارد *ISO* است. در این جدول وزن بارگیری شده با فرض ۵۰٪ بارگیری کانتینر محاسبه شده است. بنابراین جرم محاسبه شده بر اساس این ارقام را می‌توان بطور مستقیم در معادله ت-۱۵-۹ به جای  $m_d+m_{contents}$  استفاده نمود. بدیهی است در صورت وجود استاندارد ملی یا ضوابط مورد تأیید سازمان بنادر و دریانوردی در این زمینه، این ضوابط باید مورد استفاده قرار گیرند.

#### ت-۱۵-۴-۳-۱ اثر ضربه آوار غیرمتعارف

در صورتی که ارتفاع موج سونامی و عمق آب‌گرفتگی بسیار زیاد باشد، امکان انتقال اجسام و اشیاء غیرمتعارف مانند آنچه در شکل ت-۱۵-۱۱ مشاهده می‌شود، به محدوده خشکی وجود خواهد داشت. در این شرایط لازم است بر اساس شرایط آب‌گرفتگی راجع به اشیاء نامتعارف منتقل شده به خشکی، بررسی انجام گرفته و نتایج در محاسبات اعمال شود.

بر این اساس، اگر بیشینه عمق آب‌گرفتگی از ۳/۷ متر فراتر رود، در نظر گرفتن ضربه غیرعادی ناشی از یک کشتی با تناژ وزن مرده بیشینه و با عمق آبخور کمتر از عمق آب‌گرفتگی که در محدوده خطر شناسایی شده قرار داشته باشد در طراحی منظور خواهد شد. وزن کشتی برای این شرایط  $40000\text{ kg}$  یا بیشتر خواهد بود.

اثر این بار برای تأسیسات بحرانی در رده ریسک سونامی II و ساختمان‌ها و سازه‌های با ریسک سونامی I در نظر گرفته می‌شود.

این بار در هر نقطه از پای سازه تا ارتفاع ۱/۳ برابر عمق آب‌گرفتگی به علاوه ارتفاع عرشه کشتی اعمال می‌گردد. مقدار بار از ت-۱۵-۷ بر اساس سختی المان سازه‌ای که برخورد به آن صورت می‌گیرد و وزنی برابر با وزن کشتی سبک (*LWT*) به علاوه ۳۰ درصد از تناژ وزن مرده (*DWT*) به دست می‌آید.



شکل ت-۱۵-۱۱ امکان انتقال اشیای غیرمتعارف در زمانی که ارتفاع موج یا عمق آب‌گرفتگی سونامی بسیار زیاد باشد وجود دارد

اندازه کشتی مورد نظر در محاسبات بر اساس محتمل‌ترین اندازه در بندر یا لنگرگاه در محدوده خطر سونامی تعیین می‌شود. مسئولان بندر یا لنگرگاه می‌توانند در مورد اندازه کشتی و عمق آب‌خور کشتی اطلاعات لازم را در اختیار قرار دهند.

در محاسبه بار ضربه، فرض می‌شود سختی کشتی از سختی عضو سازه‌ای موردنظر بیشتر است. ممکن است تأمین ظرفیت موردنیاز برای عضو سازه‌ای بر اساس نیروی محاسبه شده غیر اقتصادی گردد. در

این شرایط می‌توان فرض کرد عضو موردنظر دچار شکست شده باشد. در این صورت لازم است اثر خرابی پیش‌رونده در سازه ناشی از آسیب عضوی که برخورد با آن صورت گرفته مطالعه و ارزیابی شود.

### ت-۱۵-۴-۴ طراحی شالوده

جریان سونامی به دو شکل اصلی بر شالوده ساختمان تأثیر گذاشته و به آن آسیب می‌رساند:

- آب‌شستگی یا فرسایش؛

- تغییر فشار آب منفذی در خاک.

شرایط بستر، شالوده و سازه در هر یک از این دو حالت متفاوت بوده و نحوه‌ی برخورد با موضوع در هر حالت به مشخصات و محدوده‌ی اثر پدیده بستگی خواهد داشت. نیروها و اثرات مبنای طراحی شالوده‌ها و موانع ویژه سونامی در بند ۱۵-۴-۴-۴ ارائه شده است. شالوده باید ظرفیت حمل بارهای حاصل از ترکیب بارهای معرفی شده در بند ۱۵-۳-۳-۱ را داشته باشد. همچنین شالوده باید قادر به تحمل تغییرمکان‌های تعریف شده در بند ۱۵-۴-۴-۴-۵ باشد.

در طراحی شالوده و سازه‌ها از نظر عمق قرارگیری و ظرفیت، باید اثرات فرسایش کلی و آب‌شستگی در نظر گرفته شود.

### ت-۱۵-۴-۴-۱ آب‌شستگی یا فرسایش

جریان سونامی به دلیل عبور با سرعت کافی یا سقوط از روی اجسام مانع در مقابل خود، باعث جابجایی مصالح خاکی اطراف شالوده و ایجاد حفره در زیر یا اطراف آن می‌شود. این امر باعث کاهش ظرفیت باربری شالوده می‌شود.

انجام محاسبات لازم برای برآورد شدت اثرات آب‌شستگی در محدوده‌ی ساختمان‌های مهم، ساختمان‌های پناهگیری، ساختمان‌ها و تاسیسات بند ب و پ از گروه ریسک سونامی II برای حفظ عملکرد آن‌ها در زمان وقوع سونامی ضروری است. بر اساس ویژگی‌های آب‌شستگی و نوع جریان سیال عامل آب‌شستگی، سه سازوکار آب‌شستگی موضعی، آب‌شستگی ناشی از سرریز سیال و آب‌شستگی هدایت شده در زمان رویداد سونامی مشاهده شده است.

این سه سازوکار به شرح زیر توصیف می‌شوند:



### ت-الف) آب‌شستگی موضعی

این سازوکار مطابق شکل ت-۱۵-۱۲ با یک حفره نسبتاً عمیق در مجاورت یا زیر سازه مشاهده می‌شود. این شرایط معمولاً زمانی اتفاق می‌افتد که هدایت جریان سونامی در اطراف یک المان در شالوده یا زیر سازه باعث ایجاد جریان برشی دائم در آن محل و انتقال بخش قابل توجهی از خاک آن ناحیه شود. نرم‌شدگی ناشی از فشار آب منفذی نیز ممکن است باعث افزایش عمق آب‌شستگی موضعی گردد.



شکل ت-۱۵-۱۲ تصاویری از آب‌شستگی موضعی

### ت-ب) آب‌شستگی ناشی از سرریز سیال

این حالت از آب‌شستگی مانند شکل ت-۱۵-۱۳ در زمان سرریز سیال از روی سازه در پای آن ایجاد می‌گردد. سیال پس از سقوط با سرعت به رویه خاک مقابل دیوار برخورد کرده و سطح آب‌شستگی را افزایش می‌دهد.

### ت-پ) آب‌شستگی هدایت شده

این حالت از آب‌شستگی که در شکل ت-۱۵-۱۴ نیز مشاهده می‌شود، زمانی روی می‌دهد که جریان سیال به منطقه‌ای متمرکز هدایت می‌شود. خطوط قائم آب‌شستگی اغلب در اثر وقوع این حالت در طول یک مانع برای عبور سیال شکل می‌گیرند.

این حالت از آب‌شستگی با جریان حجم بسیار زیادی از آب و انرژی هیدرودینامیکی در مقیاس بزرگ همراه است که در آن جریان پیشرو یا برگشتی سونامی به عبور از یک مسیر مشخص و نسبتاً طولانی مقید می‌گردد. این حالت از آب‌شستگی ممکن است در سطح مناطق آزاد، کانال‌های موجود یا مجاورت جاده‌های ساحلی شکل گیرد.



شکل ت-۱۳-۱۵ نمونه‌ای از آب‌شستگی ناشی از سرریز سیال از روی دیوار مانع سونامی و آب‌شستگی هدایت شده



شکل ت-۱۴-۱۵ نمونه‌ای از آب‌شستگی هدایت شده

#### ت-۱۵-۴-۴-۲ تغییر فشار منفذی در خاک

فشار منفذی خاک در اثر شکل‌گیری ناگهانی موج سونامی افزایش می‌یابد. این افزایش فشار منفذی باعث کاهش ظرفیت باربری پی می‌شود.

ت-۱۵-۴-۴-۳ ضرایب مقاومت برای تحلیل پایداری شالوده

ت-۱۵-۴-۴-۴ نیروها و اثرات ناشی از سونامی بر شالوده

ت-۱۵-۴-۴-۴-۱ نیروهای برکنش

ت-۱۵-۴-۴-۴-۲ کاهش مقاومت

ت-۱۵-۴-۴-۴-۳ فرسایش عمومی

در تحلیل فرسایش عمومی باید بهبود وضعیت ناشی از نرم‌شدگی فشار منفذی در اثر سونامی را در نظر گرفت.

در صورتی که ساختگاه از جنس سنگ و غیرقابل فرسایش در اثر آب باشد، به گونه‌ای که مانع آب‌شستگی در اثر جریان آب با سرعتی تا ۹ متر بر ثانیه گردد، نیازی به انجام تحلیل فرسایش عمومی نخواهد بود.

ت-۱۵-۴-۴-۴-۴ آب‌شستگی

دو حالت آب‌شستگی در این راهنما مورد توجه قرار می‌گیرد:

الف) آب‌شستگی در اثر عبور جریان پایدار؛

ب) آب‌شستگی در اثر سقوط آب از روی مانع.

در هر یک از دو حالت آب‌شستگی، شدت اثرات و نحوه‌ی برآورد این اثرات متفاوت است.

ت-۱۵-۴-۴-۴-۴-۱ آب‌شستگی جریان پایدار

ت-۱۵-۴-۴-۴-۴-۲ آب‌شستگی ناشی از سقوط سیال

ت-۱۵-۴-۴-۴-۵ تغییر مکان‌ها

تغییر مکان‌های قائم و افقی اعضای شالوده و تغییر مکان شیب‌ها باید با استفاده از تحلیل‌های تجربی یا الاستوپلاستیک یا روش‌های عددی که در مراجع معتبر ارائه شده‌اند و با اعمال نیروهای ناشی از سونامی که در بند ۴-۴-۱۵ تعیین شده‌اند در کنار سایر بارهای ژئوتکنیکی و شالوده که در مباحث مقررات ملی ساختمان ایران به ویژه مبحث ۷ ارائه شده‌اند، محاسبه شوند.

ت-۱۵-۴-۵ اقدامات سازه‌ای برای مقابله با بارهای سونامی

ت-۱۵-۴-۵-۱ سازه‌های باز

ت-۱۵-۴-۵-۲ دیوارها و سازه‌های مانع سونامی

ت-۱۵-۴-۵-۳ جانمایی در محل

ت-۱۵-۴-۶ سازه‌های پناهگیری در برابر سونامی

ت-۱۵-۴-۶-۱ حداقل تراز و عمق آب‌گرفتگی

ت-۱۵-۴-۶-۲ بار زنده ناشی از پناهگیری

ت-۱۵-۴-۶-۳ ضربه سقوط سازه‌های مجاور

ت-۱۵-۴-۶-۴ اطلاعات موجود در اسناد ساخت

ت-۱۵-۴-۷ سیستم‌ها و اجزای غیرسازه‌ای با اهمیت زیاد

ت-۱۵-۴-۸ سازه‌های غیرساختمانی گروه ریسک سونامی I و II

ت-۱۵-۴-۸-۱ الزامات سازه‌های غیرساختمانی گروه ریسک سونامی I

ت-۱۵-۴-۸-۲ الزامات سازه‌های غیرساختمانی گروه ریسک سونامی II

تفسیر فصل شانزدهم  
شبکه‌های متمرکز لوله‌ها

## ت-۱۶-۱ مقدمه

چنانچه این ضابطه رعایت شود، در رخدادهای لرزه‌ای احتمالی که قدرتی بیش از زلزله طرح داشته باشند، تغییر شکل پلاستیک به نقاطی از پیش تعیین شده که ظرفیت شکل‌پذیری بیشتری نسبت به سایر نواحی دارند، محدود می‌شود. پیاده‌سازی این ضابطه اولاً خرابی‌های احتمالی را به نقاطی از پیش تعیین شده هدایت کرده و شناسایی و ترمیم آن‌ها را بسیار تسهیل می‌کند، ثانیاً به واسطه شکل‌پذیری قابل ملاحظه نواحی مذکور، منجر به تقلیل قابل ملاحظه نیروهای تحمیلی لرزه‌ای می‌شود. اگرچه این فصل ناظر به شبکه‌های روزمینی لوله‌هاست، لیکن بار دیگر تأکید می‌شود که فلسفه طراحی فوق مختص لوله‌های روزمینی است و در مورد لوله‌های زیرزمینی نباید استفاده شود.

## ت-۱۶-۲ طرح لرزه‌ای فلنج

از آیین‌نامه‌های قابل استفاده در این بخش جهت محاسبه تنش‌های تحمیلی شعاعی، مماسی و طولی و نیز اخذ تنش‌های مجاز می‌توان به JIS B2205 اشاره کرد.

## ت-۱۶-۳ طرح لرزه‌ای شیرهای کنترل

معمولاً مشخصات شیرهای کنترل، اتصالات انبساطی و فلنج‌های مورد نیاز، با توجه به شرایط کارکرد حین بهره‌برداری، به سازنده اعلام می‌شود و سازنده با توجه به مشخصات درخواستی، اجزای الحاقی مورد نیاز را در اختیار خریدار می‌گذارد. از آنجایی که ضوابط طرح لرزه‌ای می‌تواند بر تنش‌های وارد بر ادوات الحاقی فوق و در نتیجه کفایت عملکردی آن‌ها اثر بگذارد، لازم است طراح با توجه به لرزه‌خیزی منطقه و موقعیت قرارگیری شیرهای کنترل، سطح شتاب آن‌ها را محاسبه و در مشخصات مورد نیاز جهت خرید درج نماید. تولید کننده شیر کنترل موظف است کفایت شیر کنترل را برای سطح شتاب درخواستی تضمین نماید. همچنین لازم است در مورد اتصالات انبساطی، توان تحمل تغییر شکل‌ها با احتساب تغییر مکان‌های لرزه‌ای، به سازنده اعلام شود. لازم به ذکر است پیشنهاد می‌شود طراح محل قرارگیری شیرهای کنترل و فلنج‌ها را حتی‌الامکان و با توجه به سایر محدودیت‌های عملکردی، به گونه‌ای تعیین کند که کمترین اثر را از نیروهای لرزه‌ای بپذیرد.

## ت-۱۶-۶-۴ طرح لرزه‌ای اتصالات انبساطی

از آیین‌نامه‌های قابل استفاده در این بخش در محاسبه تنش تحمیلی به اتصال می‌توان به JIS B 2352 اشاره کرد.

## ت-۱۶-۶-۵ طرح لرزه‌ای نازل‌ها

مرجع محاسبه سه مؤلفه نیرو و سه مؤلفه لنگر اعمال شده بر نازل و نیز مرجع اخذ تنش مجاز (ASME VIII، Division 1، Appendix 4) است.

