



جمهوری اسلامی ایران
Islamic Republic of Iran

سازمان ملی استاندارد ایران

Iranian National Standardization Organization



استاندارد ملی ایران

۱۴۶۸۴

چاپ اول

آبان ۱۳۹۱

INSO

14684

1st. Edition

Nov.2012

طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله -
آیین نامه

Road and railway bridges seismic resistant-
Code of practice

ICS:93.020

به نام خدا

آشنایی با سازمان ملی استاندارد ایران

مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱ تنها مرجع رسمی کشور است که وظیفه تعیین، تدوین و نشر استانداردهای ملی (رسمی) ایران را به عهده دارد.

نام موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب یکصد و پنجاه و دومین جلسه شورای عالی اداری مورخ ۹۰/۶/۲۹ به سازمان ملی استاندارد ایران تغییر و طی نامه شماره ۲۰۶/۳۵۸۳۸ مورخ ۹۰/۷/۲۴ جهت اجرا ابلاغ شده است.

تدوین استاندارد در حوزه های مختلف در کمیسیون های فنی مرکب از کارشناسان سازمان، صاحب نظران مراکز و مؤسسات علمی، پژوهشی، تولیدی و اقتصادی آگاه و مرتبط انجام می شود و کوششی همگام با مصالح ملی و با توجه به شرایط تولیدی، فناوری و تجاری است که از مشارکت آگاهانه و منصفانه صاحبان حق و نفع، شامل تولیدکنندگان، مصرف کنندگان، صادرکنندگان و وارد کنندگان، مراکز علمی و تخصصی، نهادها، سازمان های دولتی و غیر دولتی حاصل می شود. پیش نویس استانداردهای ملی ایران برای نظرخواهی به مراجع ذی نفع و اعضای کمیسیون های فنی مربوط ارسال می شود و پس از دریافت نظرها و پیشنهادات در کمیته ملی مرتبط با آن رشته طرح و در صورت تصویب به عنوان استاندارد ملی (رسمی) ایران چاپ و منتشر می شود.

پیش نویس استانداردهایی که مؤسسات و سازمان های علاقه مند و ذی صلاح نیز با رعایت ضوابط تعیین شده تهیه می کنند در کمیته ملی طرح و بررسی و در صورت تصویب، به عنوان استاندارد ملی ایران چاپ و منتشر می شود. بدین ترتیب، استانداردهایی ملی تلقی می شوند که بر اساس مفاد نوشته شده در استاندارد ملی ایران شماره ۵ تدوین و در کمیته ملی استاندارد مربوط که سازمان ملی استاندارد ایران تشکیل می دهد به تصویب رسیده باشد.

سازمان ملی استاندارد ایران از اعضای اصلی سازمان بین المللی استاندارد (ISO)^۱، کمیسیون بین المللی الکتروتکنیک (IEC)^۲ و سازمان بین المللی اندازه شناسی قانونی (OIML)^۳ است و به عنوان تنها رابط^۴ کمیسیون کدکس غذایی (CAC)^۵ در کشور فعالیت می کند. در تدوین استانداردهای ملی ایران ضمن توجه به شرایط کلی و نیازمندی های خاص کشور، از آخرین پیشرفت های علمی، فنی و صنعتی جهان و استانداردهای بین المللی بهره گیری می شود.

سازمان ملی استاندارد ایران می تواند با رعایت موازین پیش بینی شده در قانون، برای حمایت از مصرف کنندگان، حفظ سلامت و ایمنی فردی و عمومی، حصول اطمینان از کیفیت محصولات و ملاحظات زیست محیطی و اقتصادی، اجرای بعضی از استانداردهای ملی ایران را برای محصولات تولیدی داخل کشور و/یا اقلام وارداتی، با تصویب شورای عالی استاندارد، اجباری نماید. سازمان می تواند به منظور حفظ بازارهای بین المللی برای محصولات کشور، اجرای استاندارد کالاهای صادراتی و درجه بندی آن را اجباری نماید. همچنین برای اطمینان بخشیدن به استفاده کنندگان از خدمات سازمان ها و مؤسسات فعال در زمینه مشاوره، آموزش، بازرسی، ممیزی و صدور گواهی سیستم های مدیریت کیفیت و مدیریت زیست محیطی، آزمایشگاه ها و مراکز کالیبراسیون (واسنجی) وسایل سنجش، سازمان ملی استاندارد ایران این گونه سازمان ها و مؤسسات را بر اساس ضوابط نظام تأیید صلاحیت ایران ارزیابی می کند و در صورت احراز شرایط لازم، گواهینامه تأیید صلاحیت به آن ها اعطا و بر عملکرد آن ها نظارت می کند. ترویج دستگاه بین المللی یکاها، کالیبراسیون (واسنجی) وسایل سنجش، تعیین عیار فلزات گرانبها و انجام تحقیقات کاربردی برای ارتقای سطح استانداردهای ملی ایران از دیگر وظایف این سازمان است.

1- International Organization for Standardization

2 - International Electrotechnical Commission

3- International Organization of Legal Metrology (Organisation Internationale de Metrologie Legale)

4 - Contact point

5 - Codex Alimentarius Commission

کمیسیون فنی تدوین استاندارد

« طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله – آیین نامه »

رئیس:

شرقی ، عبدالعلی
(دکتر مهندسی عمران)

سمت و / یا نمایندگی

دانشگاه شهید بهشتی

دبیر:

نوری ،عباس
(کارشناس مهندسی معدن)

کارشناس استاندارد

اعضاء: (اسامی به ترتیب حروف الفبا)

حسینی مقدم ، علیرضا
(کارشناس ارشد مهندسی معدن)

شرکت بتن البرز

رحمتی ،علیرضا
(کارشناس ارشد مهندسی سازه)

شرکت پاکدشت بتن

سامانیان ،حمید
(کارشناس ارشد مهندسی مواد- سرامیک)

پژوهشگاه استاندارد

عباسی رزگله ،حسین
(کارشناس مهندسی مواد- سرامیک)

سازمان ملی استاندارد

عباسی رزگله ،محمد رضا
(کارشناس ارشد مهندسی عمران)

استاد دانشگاه شهید رجایی

قهری ،هما
(کارشناس ارشد شیمی محض)

پژوهشگاه استاندارد

کشاوری ،محمد
(کارشناس ارشد شیمی محض)

سازمان ملی استاندارد

گلبخش ،محمد حسین
(کارشناس مهندسی عمران)

اداره کل استاندارد استان یزد

اداره کل استاندارد استان فارس

محرری، حسن
(کارشناس مهندسی عمران)

دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

میر هادی ، بهمن
(دکتر مهندسی مواد- سرامیک)

فهرست مندرجات

صفحه	عنوان
ب	آشنایی با سازمان ملی استاندارد ایران
ج	کمیسیون فنی تدوین استاندارد
و	پیش گفتار
ز	مقدمه
۱	۱ هدف و دامنه کاربرد
۱	۲ رده‌بند ضوابط کلی
۲	۳ گروه‌بندی پل‌ها
۲	۱-۳ گروه‌بندی پل‌ها بر حسب اهمیت
۲	۱-۱-۳ گروه‌بندی پل‌ها بر حسب شکل
۳	۴ محاسبه نیروها و ترکیب بارها
۳	۱-۴ کلیات
۳	۲-۴ بار زنده
۳	۳-۴ روش محاسبه در برابر زلزله
۳	۴-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل
۱۱	۵-۴ روش تحلیل دینامیکی پل‌ها
۱۴	۶-۴ ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها
۱۵	۵ ضوابط خاص طراحی
۱۵	۱-۵ نیروهای طراحی ستون، قاب شمع و شمع (سازه‌ای)
۱۵	۲-۵ نیروهای طراحی پایه‌های دیواری
۱۵	۳-۵ طراحی اتصالات و طول نشیمن‌گاه
۱۷	۴-۵ ضوابط طراحی شالوده و کوله
۱۸	۵-۵ اثر زلزله بر خاکریزهای پشت کوله‌ها و دیوارها
۲۱	۶-۵ ضوابط طراحی سازه‌های فولادی
۲۱	۷-۵ ضوابط طراحی بتن مسلح
۲۶	پیوست الف درجه بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران
۴۳	پیوست ب ضوابط تکمیلی روش‌های تحلیل پل در برابر زلزله

پیش گفتار

استاندارد" طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله- آیین نامه "که پیش نویس آن در کمیسیون های مربوط توسط سازمان ملی استاندارد ایران تهیه و تدوین شده و در سیصد و شصت و هشتمین اجلاس کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان و مصالح و فراورده های ساختمانی مورخ ۱۳۹۰/۱۲/۲۴ مورد تصویب قرار گرفته است ، اینک به استناد بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱ ، به عنوان استاندارد ملی ایران منتشر می شود .

برای حفظ همگامی و هماهنگی با تحولات و پیشرفت های ملی و جهانی در زمینه صنایع، علوم و خدمات، استانداردهای ملی ایران در مواقع لزوم تجدید نظر خواهد شد و هر پیشنهادی که برای اصلاح و تکمیل این استانداردها ارائه شود، هنگام تجدید نظر در کمیسیون فنی مربوط مورد توجه قرار خواهد گرفت . بنابراین، باید همواره از آخرین تجدیدنظر استانداردهای ملی استفاده کرد.

منبع و مأخذی که برای تهیه این استاندارد مورد استفاده قرار گرفته به شرح زیر است:

نشریه ۴۶۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری: آیین نامه طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله، سال ۱۳۸۷

مقدمه

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه نشریه شماره ۴۶۳ تحت عنوان آیین نامه طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله، کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است.

با توجه به تغییرات ساختاری بوجود آمده در موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران و ارتقای جایگاه موسسه به سازمان ملی استاندارد ایران، حوزه استانداردسازی گسترش یافته است، در همین راستا و به منظور فراگیر نمودن حوزه کاربری نشریات و دستورالعمل‌هایی که توسط سایر سازمان‌ها انتشار یافته‌اند پذیرش آن‌ها به عنوان استاندارد ملی در دستور کار سازمان ملی استاندارد ایران قرار گرفته است. نظر به این‌که استانداردهایی ملی تلقی می‌شوند که براساس مفاد مندرج در استاندارد ملی شماره ۵ تدوین و در کمیته ملی مربوط که توسط موسسه (سازمان ملی استاندارد ایران) تشکیل می‌گردد به تصویب رسیده باشد و با همین رویکرد، این استاندارد براساس نشریه شماره ۴۶۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور تهیه شده است.

طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله - آیین نامه

۱ هدف و دامنه کاربرد

۱-۱ هدف از تدوین این استاندارد تعیین حداقل ضوابط و مقررات با بهره‌گیری از آیین نامه آشتو و حداکثر انطباق با ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، جهت طرح و اجرای پل‌ها، اعم از پل‌های راه و راه‌آهن، در مقابل اثرهای ناشی از زلزله می‌باشد. با رعایت این آیین نامه انتظار می‌رود پل‌های با اهمیت زیاد (بند ۱-۱-۳) در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط، با قابلیت بهره‌برداری بدون وقفه و در برابر زلزله‌های شدید، بدون آسیب عمده سازه‌ای قابل استفاده باشند و پل‌های با اهمیت متوسط (بند ۱-۱-۳) در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط، با حداقل خسارت سازه‌ای، قابل بهره‌برداری آتی بوده و در برابر زلزله‌های شدید بدون فرو ریختن، ایستایی خود را حفظ نمایند.

یادآوری ۱- زلزله خفیف و متوسط یا زلزله سطح بهره‌برداری، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال بیشتر از ۹۹/۵ درصد باشد و زلزله شدید یا همان زلزله طرح، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال کمتر از ۱۰ درصد باشد.

۱-۲ این آیین نامه برای طرح و اجرای پل‌های فولادی، بتن مسلح، مختلط و بتن پیش تنیده به کار می‌رود.
۱-۳ پل‌هایی که پایه‌های آن‌ها با بتن بدون آرماتور یا با مصالح بنایی ساخته می‌شوند، مشمول این آیین نامه نمی‌شوند.

۱-۴ پل‌های آبرو مدفون در خاک معمولاً نیاز به محاسبه خاصی برای زلزله ندارند.
یادآوری ۲- پل‌های آبرو مدفون به پل‌های آبرویی اطلاق می‌شود که حداقل ۶۰ سانتی‌متر خاک روی آن‌ها وجود دارد.

۲ ضوابط کلی

۲-۱ پل‌ها باید در دو امتداد عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشند و در هر یک از این دو امتداد بایستی نیروهای جانبی را به نحوی مناسب به شالوده‌ها انتقال دهند. این دو امتداد معمولاً محور طولی پل و محور عمود بر آن انتخاب می‌شوند. در مورد پل‌هایی که در پلان قوسی شکل‌اند، یکی از محورها را می‌توان راستای خطی که کوله‌ها را به هم متصل می‌کند، در نظر گرفت.

۲-۲ در پل‌هایی که پایه‌های آن‌ها در پلان نسبت به محور طولی مورب‌اند، دو امتداد عمود بر هم گفته شده در بند (۱-۳-۲) را می‌توان در راستای محور پایه‌ها و عمود بر آن راستا در نظر گرفت.

۲-۳ عرشه پل‌های راه و راه‌آهن معمولاً از مقاومت و صلبیت کافی برخوردارند، اما به عنوان دیافراگم باید بتوانند نیروهای ناشی از زلزله را به نحوی مطلوب به تکیه‌گاه‌ها منتقل نمایند. ضوابط اتصال عرشه به پایه‌ها و کوله‌ها و نیز تکیه‌گاه‌ها بر اساس ضوابط خاص طراحی بند پنجم انجام می‌گیرد.

۲-۴ کوله‌های پل‌ها و دیوارهای حایل باید بتوانند فشار خاک اضافی ناشی از زلزله را بر طبق بند ۵-۵ تحمل نمایند.

۵-۲ در صورت لزوم طراحی پل در مجاورت گسل‌های فعال، زمین‌های متشکل از خاک رس حساس و نیز زمین‌هایی که در اثر زلزله دچار روانگرایی، نشست زیاد، زمین لغزش و یا سنگ‌ریزش گردد، مطالعات ژئوتکنیکی خاص و تمهیدات فنی ویژه الزامی می‌باشد.

۳ گروه بندی پل‌ها

۱-۳ گروه بندی پل‌ها بر حسب اهمیت

در این آیین نامه، پل‌ها از نظر اهمیت به دو گروه تقسیم می‌شوند:

۱-۱-۳ پل‌های با اهمیت زیاد

این گروه شامل پل‌های زیر است:

الف پل‌های آزادراه‌ها، بزرگ‌راه‌ها، راه‌های اصلی و فرعی درجه یک و پل‌های شبکه اصلی و فرعی راه آهن کشور

ب پل‌های راه‌های اتصالی به صنایع حیاتی کشور و تأسیسات مهم نظامی

۲-۱-۳ پل‌های با اهمیت متوسط

این گروه شامل کلیه پل‌ها به جز موارد بند ۳-۴-۱ از قبیل پل‌های راه‌های فرعی درجه دو و درجه سه (روستایی) می‌باشد.

۲-۳ گروه بندی پل‌ها بر حسب شکل

در این آیین نامه، پل‌ها به لحاظ شکل به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند:

۱-۲-۳ پل‌های منظم

این گروه شامل پل‌هایی است که کلیه شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱- تعداد دهانه‌ها ۶ و یا کمتر باشد.

۲- زاویه قوس پل در پلان مساوی یا کمتر از ۹۰ درجه باشد.

۳- در پل‌های متشکل از دهانه‌های ساده متوالی، زاویه قوس پل در پلان مساوی یا کمتر از ۲۰ درجه باشد.

۴- نسبت طول دهانه‌های متوالی کمتر از ۲ باشد.

۵- نسبت سختی پایه‌های متوالی میانی کمتر از ۳ باشد.

۲-۲-۳ پل‌های نامنظم

این گروه شامل کلیه پل‌ها به جز مواردی که در بند ۳-۲-۱ ذکر شده‌اند، می‌باشد.

۴ محاسبه نیروها و ترکیب بارها

۱-۴ کلیات

- ۱-۱-۴ کلیه پل‌های موضوع این آیین نامه، بجز موارد گفته شده در بندهای ۱-۳ و ۱-۴ باید طبق ضوابط این فصل محاسبه شوند.
- ۲-۱-۴ در محاسبات فقط مؤلفه افقی نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شود و از اثر مؤلفه قائم صرف‌نظر می‌گردد. نیروی عمودی تکیه‌گاهی ناشی از زلزله افقی در بند ۵-۳-۲-۲ ارائه شده است.
- ۳-۱-۴ پل در دو امتداد عمود بر هم مطابق بندهای ۲-۱ و ۲-۲ محاسبه می‌شود. در محاسبه اثر مؤلفه افقی نیروی زلزله در هر امتداد، ۳۰ درصد اثر نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن بطور همزمان بایستی اعمال گردد.
- ۴-۱-۴ نیروی زلزله باید در هر یک از امتدادهای پل به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.
- ۵-۱-۴ محاسبه پل‌ها در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود.

۲-۴ بار زنده

- ۱-۲-۴ در محاسبه نیروی افقی زلزله، در پل‌های شهری، اعم از راه و راه آهن، حداقل نصف بار زنده عادی منظور می‌شود.
- ۲-۲-۴ در محاسبه نیروی افقی زلزله به استثنای موارد موضوع بند ۴-۲-۱ در صورتی که مقدار بار زنده کمتر از نصف بار مرده عرشه باشد، بار زنده منظور نمی‌گردد. در غیر این صورت، دو سوم مجموع بار مرده و زنده عرشه در محاسبات منظور می‌شود.

۳-۴ روش محاسبه در برابر زلزله

- ۱-۳-۴ محاسبه پل‌ها در برابر نیروی زلزله، با یکی از دو روش زیر انجام می‌گیرد:

الف روش تحلیل استاتیکی معادل

ب روش تحلیل دینامیکی

موارد کاربرد هر یک از این روش‌ها برای پل‌های منظم و غیر منظم در بندهای ۴-۳-۲ و ۴-۳-۳ مشخص شده‌اند.

- ۲-۳-۴ در پل‌های منظم موضوع بند ۳-۲-۱ که طول کل پل کمتر از ۳۰۰ متر و دارای دهانه‌های با طول کمتر از ۱۰۰ متر و پایه‌های با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر باشند، می‌توانند با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل محاسبه شوند. در غیر این صورت این پل‌ها باید به روش دینامیکی تحلیل شوند.
- ۳-۳-۴ در پل‌های از نوع معلق، ترکه‌ای، باسکولی و کلیه پل‌های نامنظم تحلیل دینامیکی اجباری است.

۴-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

- ۱-۴-۴ در این روش نیروی جانبی زلزله، بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان پل و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می‌گردد. این نیرو با توجه به شکل نوسان پل در مد اصلی و بر اساس یکی از دو روش ارائه شده در پیوست ب در طول پل توزیع می‌گردد.

۴-۴-۲ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر عرشه پل در هر یک از دو امتداد از رابطه ۱ بدست می آید:

$$F = C.W$$

رابطه ۱

که در آن:

F نیروی مؤثر بر عرشه پل؛

W وزن مرده عرشه پل به اضافه مقداری از بار زنده روی پل که در بخش ۴-۲ مشخص شده است.

C ضریب زلزله که از رابطه به دست می آید :

$$C = \frac{ABI}{R}$$

رابطه ۲

که در آن:

A ضریب شتاب مبنای طرح (نسبت شتاب طراحی به شتاب ثقل g) ؛

B ضریب بازتاب پل که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می آید؛

I ضریب اهمیت پل؛

R ضریب رفتار پل.

۴-۴-۳ شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور به شرح زیر تعیین می شود :

مقدار شتاب مبنای طرح (A)	خطر نسبی پهنه	منطقه
۰/۳۵	خیلی زیاد	۱
۰/۳۰	زیاد	۲
۰/۲۵	متوسط	۳
۰/۲۰	کم	۴

پهنه بندی مناطق چهار گانه فوق در پیوست الف مشخص شده اند.

۴-۴-۴ ضریب بازتاب پل، B

ضریب بازتاب پل بیانگر نحوه پاسخ پل به حرکت زمین است . این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی

شکل های ۱-الف و ۱-ب تعیین می شود.

$$\begin{aligned} B &= 1 + S (T / T_0) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B &= S+1 & T_0 \leq T \leq T_s \\ B &= (S+1) (T_s / T)^{\frac{2}{3}} & T \geq T_s \end{aligned}$$

رابطه ۳

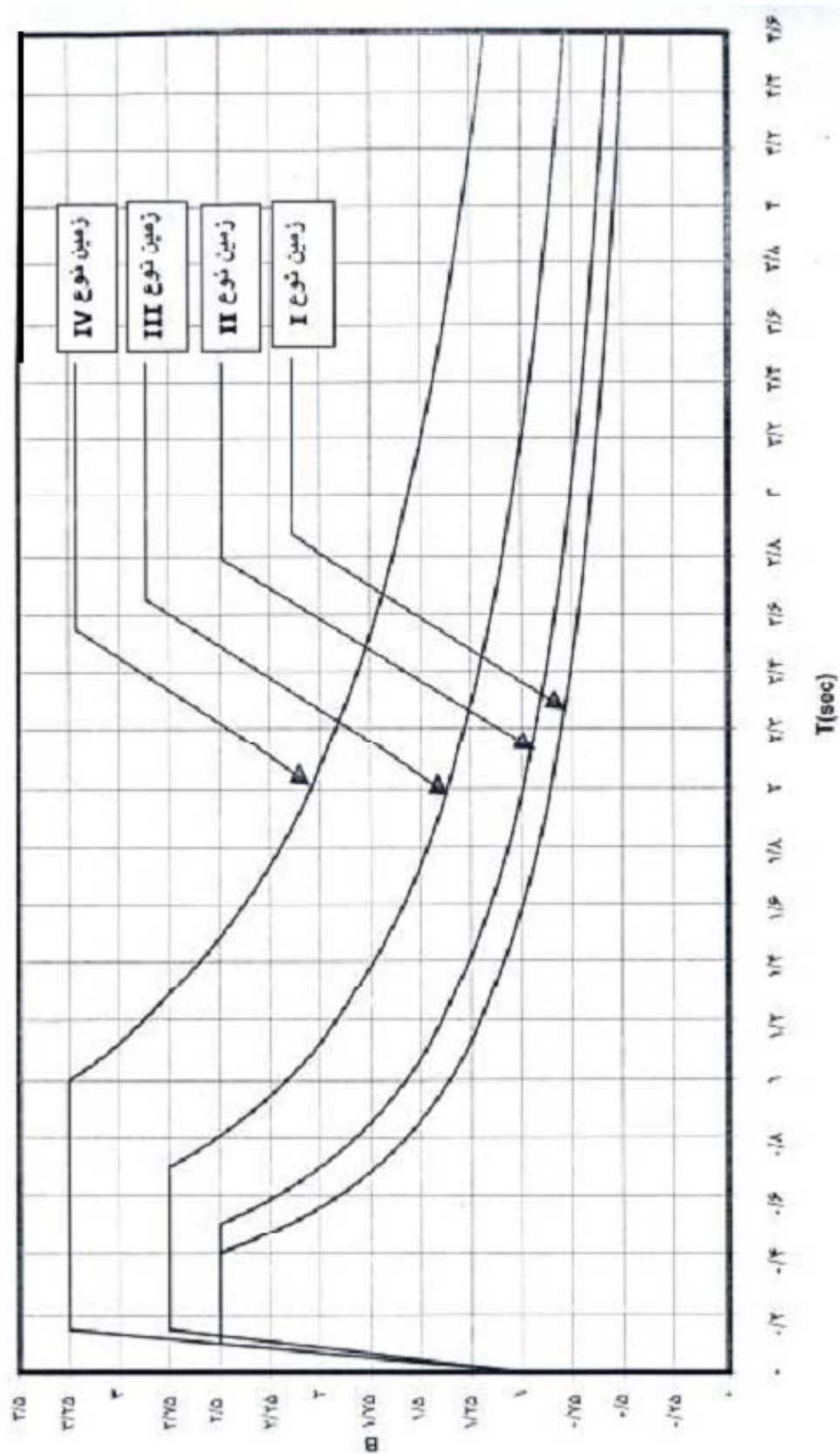
که در آن:

T زمان تناوب اصلی نوسان پل به ثانیه که طبق بند ۴-۴-۶ تعیین می شود .

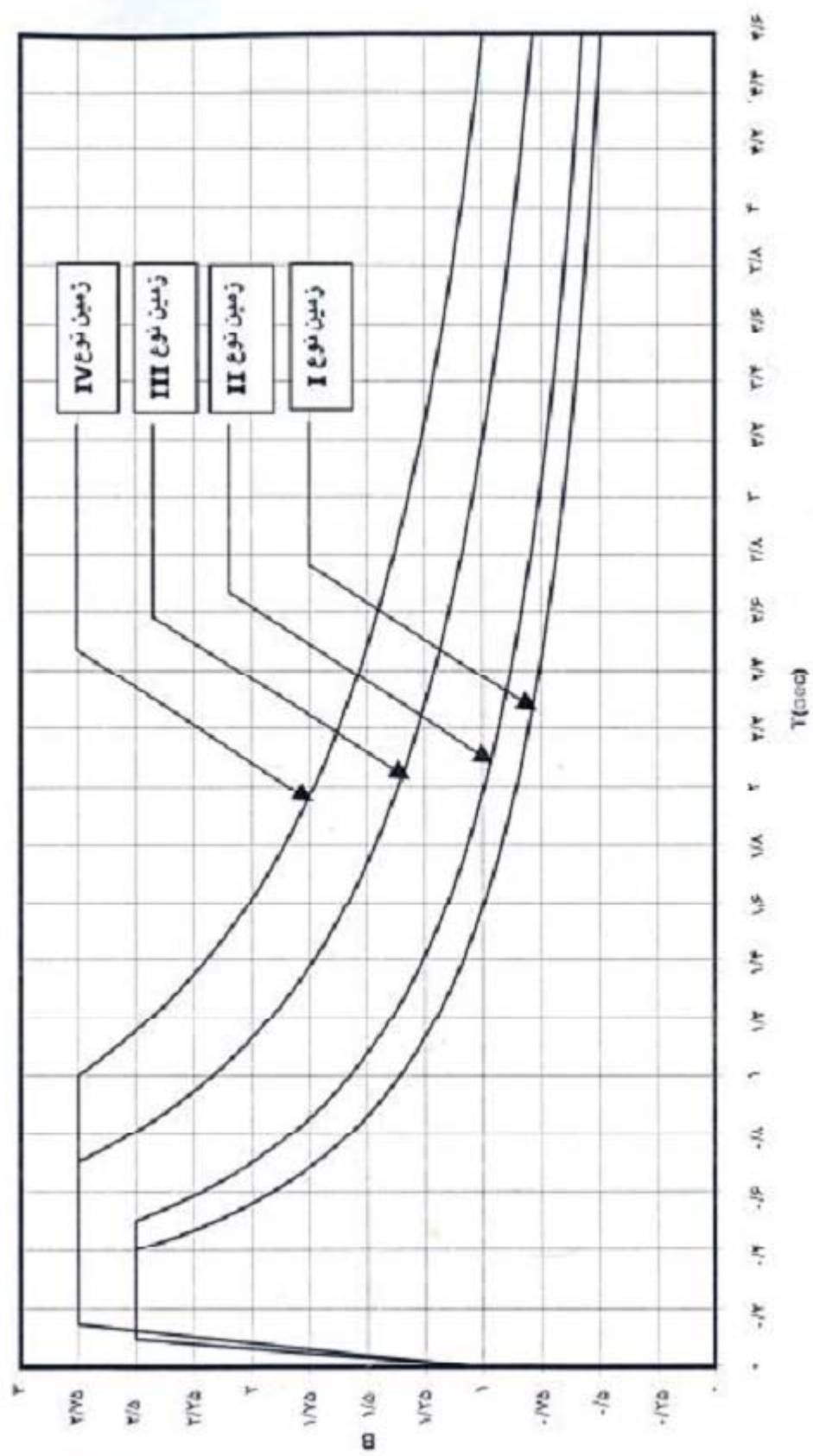
S0, TS, T0 پارامترهایی هستند که به نوع زمین ساختمانی و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول ۱ مشخص شده اند.

جدول ۱- پارامترهای مربوط به روابط ۳

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	خطر نسبی کم و متوسط	T _s	T ₀	نوع زمین
S	S			
۱/۵	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱/۵	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۷۵	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱	III
۱/۷۵	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV



شکل ۱- الف - ضریب بازتاب پل برای انواع زمینهای مندرج در بند (۲-۴-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۱-ب- ضریب بازتاب پل برای انواع زمینهای مندرج در بند (۲-۴-۴) با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

طبقه‌بندی نوع زمین از نظر نوع سنگ و خاک، موضوع بند ۴-۴-۴ به شرح جدول ۲ انجام می شود.

جدول ۲- طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف مواد متشکله	حدود تقریبی $\bar{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف - سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایس‌ها - سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر	بیشتر از ۷۵۰ $۳۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۷۵۰$
II	الف - سنگهای آذرین سست (مانند توف)، سنگهای سست رسوبی، سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که در اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده‌اند. ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر	$۳۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۷۵۰$ $۳۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۷۵۰$
III	الف - سنگهای متلاشی شده در اثر هوازدگی ب - خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	$۱۷۵ \leq \bar{V}_s < ۳۷۵$ $۱۷۵ \leq \bar{V}_s < ۳۷۵$
IV	الف - نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب - هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	کمتر از ۱۷۵

یادآوری - V_s سرعت موج برشی می‌باشد که با رعایت اثر ضخامت لایه‌ها تا فاصله ۳۰ متری عمق زمین میانگین‌گیری شده است. مثلاً اگر d_i و V_{si} به ترتیب ضخامت لایه i و سرعت موج برشی در آن لایه باشند، می‌توان از رابطه‌ای مشابه زیر V_s را محاسبه کرد:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / V_{si})}$$

که در آن مقادیر حاصل جمع در صورت و مخرج کسر برای تمام لایه‌های تا فاصله ۳۰ متری عمق از سطح زمین در نظر گرفته می‌شود.

ارقام ستون سوم به عنوان راهنما بوده و در صورتی که تشخیص نوع خاک با مشاهدات و شواهد توصیفی این جدول توسط طراح امکان پذیر نباشد، لازم است براساس آزمون‌های آزمایشگاهی یا صحرایی، V_{si} مستقیماً اندازه‌گیری و یا با توجه به روابط، تجربی معتبر از روی یکی از پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک محاسبه گردد. طبقه‌بندی نوع خاک با توجه به مقدار V_s صورت می‌پذیرد.

در صورت وجود تردید در انطباق زمین محل احداث پل با مشخصات زمین‌های مندرج در جدول ۲ باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگتری به دست می‌دهد، انتخاب شود.

۴-۴-۶ زمان تناوب اصلی نوسان پل (T) را می‌توان از رابطه ۴ بر اساس روش بار یکنواخت و یا رابطه مشابه در روش توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش (پیوست ب) محاسبه نمود.

رابطه ۴

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{Kg}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

که در آن:

K سختی جانبی پل در جهت مورد نظر است و از تقسیم نیروی جانبی فرضی وارده به عرشه پل به تغییر مکان حداکثر که در عرشه پل ایجاد می‌گردد، به دست می‌آید؛

M جرم موثر لرزه‌ای پل؛

g شتاب ثقل.

۴-۴-۷ ضریب اهمیت پل (I) با توجه به گروه بندی پل‌ها در بخش ۳-۱ تعیین به شرح زیر می‌گردد.

گروه پل	ضریب اهمیت پل (I)
گروه با اهمیت زیاد	۱/۲
گروه با اهمیت متوسط	۱/۰

۴-۴-۸ ضریب رفتار (R) که عواملی از قبیل شکل‌پذیری، سیستم سازه‌ای پل، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در پایه‌های پل را مشخص می‌کند و برحسب آنکه پایه‌ها از نوع چه سیستم سازه‌ای ساخته شوند، با رعایت تبصره ذیل جدول ۳ تعیین می‌گردد.

جدول ۳- ضریب رفتار (R)

R	اتصالات ^۴	R	زیرسازه ^۱
۰/۸	- اتصال روسازه به کوله	۲	- پایه های دیواری ^۲
۰/۸	- درز انبساط واقع در دهانه روسازه	۵	- قاب چند ستونی
	- اتصال ستونها، پایه ها یا قاب	۳	- تک ستونها
۱/۰	شمعها به تیر سرستون، تیر		- شمع ستون بتن آرمه (قاب هایی که ستونهای آنها را شمع تشکیل می دهد)
۱/۰	سرشمع (Cap Beam) یا روسازه	۳	(a) فقط شمعهای قائم
	- اتصال ستونها یا پایه ها به شالوده	۲	(b) دارای حداقل یک شمع مایل
		۵	- قاب شمعهای فولادی یا مرکب (فولاد و بتن آرمه)
		۳	(c) فقط شمعهای قائم
			(d) دارای حداقل یک شمع مایل
		نصف مقدار R که در محاسبه پایه ها به کار برده شده است	- شالوده ها، سرشمعها و شمعها ^۳
۱: ضریب R بدست آمده باید در هر دو جهت عمود بر هم به زیرسازه اعمال گردد. ۲: پایه دیواری را می توان در جهت ضعیف بصورت ستون، طراحی نمود مشروط بر اینکه کلیه ضوابط مربوط به طراحی ستونها مانند دورپیچ، زاویه خم و ... رعایت شده باشند. در چنین شرایطی می توان از ضریب R برای تک ستون در جهت ضعیف استفاده کرد. ۳: قسمتهایی از شمعها و سرشمعها که بالای تراز آب یا خاک می باشند، پایه تلقی شده و سایر قسمتهای زیر آن شالوده، سرشمع و شمع تلقی می گردند. ۴: اتصالات به سیستمهای مکانیکی اطلاق می شود که نیروهای برشی و محوری را از یک عضو به عضو دیگر سازه منتقل می کند. این وسیله عموماً شامل اتصالات خمشی نمی شود و بنابراین فقط سیستم تکیه گاهی و برش گیرها را شامل می شود.			

یادآوری- در طراحی پایه‌ها و کلیه اعضای بتن مسلح که در تحمل بارهای جانبی زلزله شرکت دارند، باید ضوابط خاص طراحی مندرج در بند پنجم این آیین نامه رعایت گردد.

۹-۴-۴ پایه‌های پل علاوه بر نیروی زلزله ناشی از وزن عرشه (بندهای ۱-۴-۴ و ۲-۴-۴)، باید نیروی زلزله ناشی از وزن خود را نیز تحمل کنند. نیروی اخیر، از حاصلضرب ضریب زلزله (که در محاسبه نیروی زلزله روسازه یا عرشه به کار رفته است) در وزن پایه‌ها به دست می‌آید.

۱۰-۴-۴ در توزیع نیروی جانبی زلزله به پایه‌ها، در صورت صلب بودن عرشه نیروی جانبی زلزله وارد به عرشه باید بین پایه‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت عدم صلبیت عرشه در توزیع نیروی جانبی باید اثر تغییر شکل‌های ایجاد شده در عرشه نیز منظور گردد.

۱۱-۴-۴ در پایه‌هایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای (موجب لنگرهای خمشی ثانویه بیش از ده درصد لنگرهای خمشی اولیه) در آنها اتفاق می‌افتد، اثر Δ -P در نظر گرفته شود.

۵-۴ روش تحلیل دینامیکی پل‌ها

در این روش‌ها نیروی جانبی زلزله با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه پل در اثر حرکت زمین ناشی از زلزله از خود نشان می‌دهد، تعیین می‌گردد.

اثرات حرکت زمین ممکن است به یکی از صورت‌های طیف بازتاب شتاب یا تاریخچه زمانی تغییرات شتاب مشخص شود و روش‌های دینامیکی شامل روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی خواهند بود که در روش تحلیل طیفی برای طیف بازتاب شتاب می‌توان از طیف طرح استاندارد طبق بند ۱-۵-۴-الف و یا از طیف طرح ویژه ساختگاه طبق بند ۱-۵-۴-ب استفاده نمود. در تحلیل دینامیکی برای مدل‌سازی سازه پل از بند ب-۱ پیوست ب می‌توان استفاده نمود.

۱-۵-۴ روش تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از تحلیل مدها)

در این روش تحلیل دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند مطابق بند ۱-۵-۴-۲ انجام می‌گیرد. حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بند ۱-۵-۴-۱ به دست می‌آید. سپس بازتاب کلی سازه از ترکیب آماری بازتاب‌های حداکثر هر مد مطابق بند ۱-۵-۴-۳ تخمین زده می‌شود.

۱-۵-۴-۱ طیف‌های طرح

طیف‌های طرح به یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

الف- طیف طرح استاندارد

این طیف، براساس ضوابط عنوان شده در بند ۴-۴-۴ که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین نامه است، از حاصلضرب مقدار ضریب بازتاب سازه (B) در مقدار شتاب مبنای طرح (A)، ضریب

اهمیت (I) و عکس ضریب رفتار ($1/R$) بدست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

ب- طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان ریسک و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه و با بکارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع پل و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آنرا مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت (I) و عکس ضریب رفتار ($1/R$) ضرب گردد. در هر صورت مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه را نباید کمتر از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد در نظر گرفت.

۴-۵-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در تحلیل طیفی در هر یک از دو امتداد متعامد، تعداد مدها باید حداقل سه برابر تعداد دهانه‌های پل و حداکثر ۲۵ مد در نظر گرفته شود.

۴-۵-۱-۳ ترکیب اثر مدها

در روش تحلیل طیفی از آنجا که حداکثر بازتاب‌های مختلف سازه (نیروها، تلاش‌ها و یا تغییر مکان‌ها) برای مدهای مختلف در یک زلزله بطور هم زمان اتفاق نمی‌افتد، لذا لازم است با روش‌های آماری، مقدار بیشینه بازتاب‌های کلی در اعضاء مختلف سازه تخمین زده شود. این چنین روش آماری باید براساس ترکیبی از بیشینه بازتاب‌های مدهای مختلف بوده و اثرات اندرکنش احتمالی بین بازتاب‌های مختلف نزدیک به یکدیگر حاصله از مدهای مختلف را در برگیرد. یکی از روش‌های آماری ترکیب مدها با یکدیگر، روش جذر مجموع مربعات یا روش (SRSS) است. در این روش بازتاب کلی، U ، در امتداد هر درجه آزادی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{رابطه ۵}$$

در رابطه فوق u_n ، بازتاب درجه آزادی مورد نظر برای مد n بوده و N جمع تعداد مدهای تحت بررسی می‌باشد. از این روش می‌توان در مواردی استفاده نمود که زمان تناوب مدهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند به نحوی که رابطه زیر صادق باشد:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.67 \quad (T_n > T_m) \quad \text{رابطه ۶}$$

در رابطه فوق نسبت میرائی برابر ۵ درصد فرض شده و T_n و T_m به ترتیب زمان‌های تناوب طبیعی برای مدهای n و m می‌باشند.

در صورتی که رابطه فوق صادق نباشد، جواب‌های بدست آمده از ترکیب جذر مجموع مربعات قابل اعتماد نبوده و بهتر است از روش دیگری بنام ”ترکیب مربعی کامل“ یا روش (CQC)، استفاده شود. این روش قابلیت کاربرد عمومی برای اکثر حالات را دارد.

در روش ترکیب مربعی کامل، بازتاب کلی ترکیبی U از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} u_n u_m \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{رابطه ۷}$$

در رابطه فوق مقادیر u_n و u_m حداکثر بازتاب‌های سازه در درجه آزادی مورد نظر به هنگام ارتعاش به ترتیب در مدهای m و n بوده و ρ_{nm} ضریب بین مدی می‌باشد که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد. همچنین باید توجه داشت که در محاسبه U طبق رابطه بالا علامت‌های u_n و u_m باید رعایت شوند.

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad \text{رابطه ۸}$$

در رابطه فوق مقدار r از رابطه ۶ و $\xi = 0.05$ منظور می‌شود.

۴-۵-۲ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی روشی است تحلیلی برای تعیین بازتاب‌ها در هر مقطع زمانی (در مدت وقوع زلزله در سازه)، وقتی که سازه پل در تراز پایه تحت تأثیر شتاب‌های ناشی از زلزله (شتاب‌نگاشت) قرار می‌گیرد. در این روش بازتاب‌های دینامیکی سازه بصورت تابعی از زمان محاسبه می‌گردد. از این روش می‌توان برای تحلیل خطی ارتجاعی و یا تحلیل غیرخطی سازه‌ها استفاده نمود.

شتاب‌نگاشت، باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث پل در اثر زلزله باشد. بدین منظور در حالتی که تاریخچه زمانی ویژه ساختگاه موجود نباشد باید حداقل پنج زوج شتاب‌نگاشت با ویژگی‌های زیر در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد.

۱- در صورتی که شتاب‌نگاشت‌ها مربوط به زلزله‌های واقعی اتفاق افتاده در مناطق دیگر باشند، باید حتی المقدور سعی شود ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک در محل شتاب‌نگاشت با محل احداث پل مورد نظر مشابهت داشته باشند.

۲- مدت زمان حرکت شدید در شتابنگاشت ها باید زمانی حداقل برابر ۱۰ ثانیه و یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر، هر کدام که بیشتر است، باشد.

۳- زوج شتابنگاشت‌های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف- کلیه شتابنگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند . بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل g گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هریک از زوج شتابنگاشت های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

پ- طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت- طیف‌های پاسخ ترکیبی پنج زوج شتاب نگاشت، متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های تناوب $T = 0.2$ و $T = 1/5$ با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. ضریب مقیاس آنچنان تعیین شود که در این محدوده مقادیر متوسط‌ها در هیچ حالت کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. T زمان تناوب اصلی طبق بند ۴-۴-۶ محاسبه می‌گردد.

ث- ضریب مقیاس تعیین شده، باید در شتابنگاشت‌های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۶ ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها

در طراحی پل به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی (روش حالت‌های حدی) بار زلزله طبق گروه زیر با سایر بارها ترکیب می‌شود:

رابطه ۹
$$1.0(D+L+B+SF+E+EQM) = \text{گروه بارگذاری زلزله}$$

که در آن:

D بار مرده؛

L بار زنده طبق بند ۴-۲؛

B شناوری؛

SF فشار جریان آب؛

E فشار خاک؛

EQM نیروی لرزه‌ای ارتجاعی اصلاح شده با ضریب رفتار (R) مناسب.

در صورتی که محاسبه پل به روش تنش مجاز انجام می‌شود، تنش مجاز سازه‌های بتن آرمه به اندازه ۳۳ درصد و تنش مجاز سازه‌های فولادی به اندازه ۵۰ درصد قابل افزایش است.

۵ ضوابط خاص طراحی

۱-۵ نیروهای طراحی پایه‌های دیواری

نیروهای طراحی (نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر) نیروهائی هستند که از تحلیل ارتجاعی با اعمال ضرایب R به دست می‌آیند. ضوابط طراحی در هر دو جهت پایه های دیواری طبق بند ۵-۷-۳ باید رعایت گردد. در صورتی که پایه در جهت ضعیف به صورت ستون طراحی گردد، نیروهای طراحی مطابق بند ۵-۲ بوده و ضوابط بند ۵-۷ در طراحی ستون باید رعایت شود.

۲-۵ نیروهای طراحی ستون، قاب شمع و شمع (سازه‌ای)

لنگرهای طراحی با اعمال ضرایب رفتار جدول ۳ اصلاح می‌شوند ولی در تعیین نیروی محوری و نیروی برشی، ضریب رفتار برابر یک ($R=1$) باید منظور گردد.

۳-۵ طراحی اتصالات و طول نشیمن‌گاه

۱-۳-۵ در محل‌هایی که پیوستگی عرشه قطع می‌شود، مانند محل درزهای روی تکیه‌گاه‌ها و میان دهانه‌ها، باید از طریق افزایش طول تکیه‌گاه‌ها یا اتصال دو قسمت عرشه به یکدیگر با مهار کننده‌ها و یا با استفاده از ضامن‌های موثر، ترتیبی اتخاذ گردد که بر اثر حرکات ناگهانی زلزله، دو قسمت عرشه از یکدیگر و یا عرشه از روی تکیه‌گاه جدا نشده و جابجایی‌ها باعث سقوط عرشه نشود.

۲-۳-۵ نیروهای طراحی کلیه اتصالات (به جز مهارهای لرزه‌گیر افقی و عمودی) از تحلیل ارتجاعی با اعمال ضرایب R مطابق جدول ۲ به دست می‌آیند. نیروهای طراحی مهارهای لرزه‌گیر افقی و عمودی به شرح زیر می‌باشد.

۱-۲-۳-۵ مهارهای لرزه‌گیر افقی

تابلیه‌ها در محل درزهای انبساط، در محل تکیه‌گاه‌ها و میان دهانه‌ها، در صورت لزوم باید با کش‌های طولی یا ضامن‌ها بگونه‌ای مهار شوند که ضمن اجازه امکان تغییر مکان‌های نسبی در زمان بهره‌برداری، از تغییر مکان‌های زیاد ناشی از حرکات لرزه‌ای جلوگیری نماید. مهارها می‌توانند تابلیه‌های مجاور را به یکدیگر و یا آنها را به پایه متصل نمایند (از اصطکاک نمی‌توان به عنوان مهار استفاده نمود). نیروی لازم جهت طراحی این گونه مهارها را می‌توان از حاصلضرب وزن سبک‌تر دو قسمت مجاور عرشه در ضریب شتاب مبنا به دست آورد.

۲-۲-۳-۵ مهارهای عمودی

در تکیه‌گاه‌هایی که عکس العمل قائم ناشی از زلزله، در خلاف جهت عکس العمل قائم ناشی از بار مرده عرشه بوده و مقدار آن از نصف عکس العمل بار مرده تجاوز می‌کند، عرشه باید به وسیله مهار کننده‌های عمودی نگه‌داری شود. نیرویی که این مهار کننده باید تحمل کند به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- اگر $0/5 R_D \leq R_E \leq R_D$ باشد:

رابطه ۱۰

$$F_V = \cdot / \wedge R_{DS}$$

ب اگر $RE > RD$ باشد:

رابطه ۱۱

$$F_V = \cdot / \wedge (R_E - R_D)$$

رابطه ۱۲

$$F_V \geq \cdot / \wedge R_{DS}$$

در این روابط:

F_V نیروی مهار کننده عمودی؛

R_E عکس العمل قائم ناشی از نیروی جانبی زلزله؛

R_D عکس العمل قائم بار مرده عرشه؛

R_{DS} عکس العمل قائم بار مرده عرشه با فرض دوسر مفصل بودن دهانه .

۵-۳-۳ طول نشیمن گاه انتهای آزاد عرشه‌هایی که اجازه حرکت بر روی تکیه‌گاه را دارند، نباید کمتر از مقدار تعیین شده در رابطه زیر اختیار شود :

رابطه ۱۳

$$N = 600 + 5L + 10H$$

که در آن:

N طول نشیمنگاه به میلی‌متر ؛

L فاصله محل تکیه‌گاه تا محل درز انبساط بعدی یا انتهای عرشه به متر . در مورد پل‌های دارای درز انبساط بین دهانه‌ای L باید مجموع L_1 و L_2 که فاصله‌های تا درز انبساط مجاورند، باشد. برای پل‌های یک دهانه ای L برابر است با طول تابلیه این طولها در شکل ۳ نشان داده شده است.

H ارتفاع پایه به متر، که به شرح زیر تعیین می‌شود:

- در کوله‌ها H متوسط ارتفاع ستون‌هایی است که بین کوله و محل درز انبساط بعدی قرار دارند، این ارتفاع در پل‌های یک دهانه برابر صفر منظور می‌گردد.
- در پایه‌های میانی H ارتفاع ستون یا دیوار در آن پایه است .
- در درزهای میان دهانه‌ای، H متوسط ارتفاع دو ستون مجاور درز است .

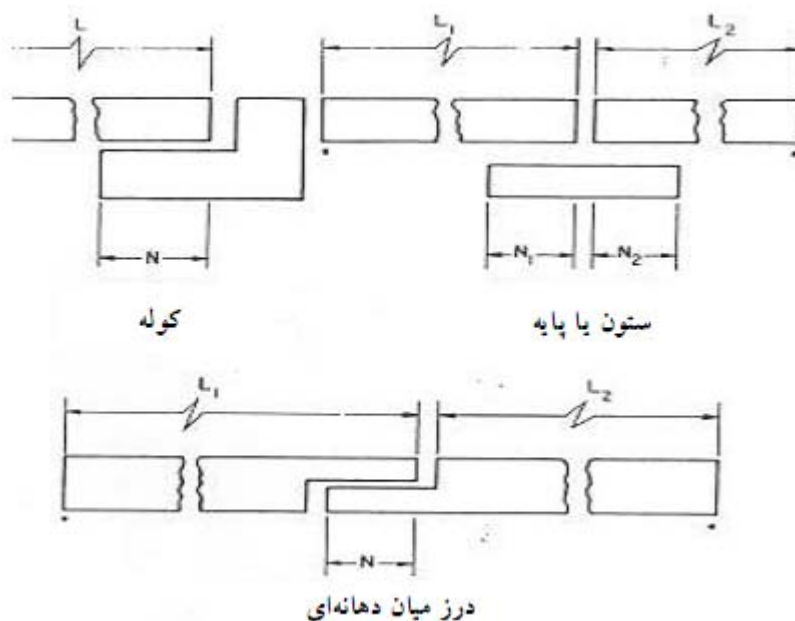
یادآوری- جهت تعیین مقدار طول نشیمن‌گاه می‌توان از محاسبه تغییر مکان‌های ناشی از نیروهای ارتجاعی نیز استفاده نمود . در محاسبه تغییر مکان‌ها لازم است اثر وسایل اتصال افقی در کل یه درزهای

انبساط روسازه‌های پل (از جمله درزهای انبساط میان دهانه) منظور شود و تاثیر عوامل زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

- پیچش تابلیه در پل‌های مورب (بیه)
 - چرخش و یا تغییر مکان جانبی شالوده‌ها
 - تغییر مکان‌های غیر هم فاز قسمت‌های مختلف پل نسبت به هم و خصوصاً در تعیین عرض تکیه-گاه‌ها در محل درزهای انبساط
 - حرکت غیر هم فاز کوله‌ها و ستون‌ها در اثر حرکت امواج زلزله
- ولی در این روش نیز طول نشیمن‌گاه N بر حسب میلی‌متر در جهت عمود بر نمای کوله یا پایه نباید از مقدار زیر کمتر باشد:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125S^2)$$

در این رابطه تعاریف پارامترهای H و L مشابه تعاریف بالا بوده و S عبارت است از زاویه تورب تکیه‌گاه بر حسب درجه که از یک خط عمود بر دهانه اندازه‌گیری می‌شود.



شکل ۲- ابعاد لازم برای تامین حداقل طول نشیمن‌گاه

۴-۵ ضوابط طراحی شالوده و کوله

۴-۵-۱ کلیات

در طراحی شالوده و کوله علاوه بر بررسی معمولی محل، خطرهای با لقوه و مقررات طراحی لرزه‌ای مربوط به ناپایداری شیب، روان‌گرایی، زهکشی، نشست خاکریز و افزایش فشار جانبی خاک نیز باید لحاظ گردد.

۵-۴-۲ طراحی شالوده

به دلیل طبیعت رفت و برگشتی و گذرا بودن بار لرزه‌ای، باید ظرفیت نهایی خاک در ترکیب بارگذاری با اعمال ضریب رفتار شالوده و شمع (جدول ۳) ملاک عمل قرار گیرد. جدائی موقت حداکثر نیمی از شمع‌های یک گروه شمع اتکایی در شالوده‌های عمیق و حداکثر نیمی از سطح تماس پی در شالوده‌های سطحی مجاز است مشروط بر اینکه خاک نسبت به بارهای متناوب حساس نبوده و مقاومت خود را از دست ندهد.

۵-۴-۲-۱ مقررات ویژه شمع

در طراحی جهت بارهای لرزه‌ای ظرفیت باربری نهایی شمع باید مورد استفاده قرار گیرد. شمع‌های بتنی باید به گونه‌ای مسلح شوند که بتوانند لنگرها، برش‌ها و بارهای محوری طراحی را تحمل کنند و مقررات ویژه زیر در مورد شمع‌های بتنی باید اعمال گردد:

۱- آرماتور طولی شمع‌های بتنی باید در پی یا سر شمع به نحوی مهار شود که $1/25$ برابر مقاومت جاری شدن آرماتور را تأمین نماید.

۲- دورپیچ: طول دورپیچ در محدوده شالوده که پتانسیل لولای خمیری دارد، از زیر سرشمع شروع می‌شود و حداقل به اندازه طولی که از دو برابر قطر شمع یا 60 سانتی‌متر کمتر نیست، ادامه می‌یابد. اگر در تحلیل پل و سیستم شمع، تشکیل لولای خمیری در سطح پایین‌تر از محدوده فوق باشد، در این صورت دورپیچ‌ها باید تا آن سطح ادامه یابد.

۳- نسبت حجمی آرماتور برای محبوس کردن بتن: نسبت حجمی آرماتور عرضی در محدوده دارای پتانسیل لولای خمیری شبیه به مقدار لازم برای ستون طبق بند ۵-۷-۲-۴ می‌باشد.

۴- شمع‌های بتن درجا: حداقل مساحت آرماتور طولی مورد نیاز در دو سوم قسمت بالایی طول شمع‌ها باید از $0.075 A_g$ سطح مقطع شمع (A_g) بیشتر و با حداقل 4 عدد میل‌گرد تأمین شود و آرماتور دورپیچ یا تنگ‌هایی به قطر 6 میلی‌متر یا بیشتر و به فاصله گام حداکثر $22/5$ سانتی‌متر (به جز در 120 سانتی‌متر بالای شمع که گام حداکثر $7/5$ سانتی‌متر و ضوابط محبوس کردن بتن طبق بند ۵-۷-۲-۴ می‌باشد، نیز باید رعایت شود.

۵-۵ اثر زلزله بر خاکریزهای پشت کوله‌ها و دیوارها

۵-۵-۱ کوله‌های آزاد

در مورد کوله‌ها و دیوارهای حایل که مانع مهمی در برابر تغییر مکان افقی آنها وجود ندارد (مانند تابل‌یه‌هایی که با تکیه‌گاه لغزنده نگهداری شده‌اند)، روش شبه استاتیک مونیونوبه/وکابه برای تعیین فشار جانبی محرک خاک در حین زلزله را می‌توان بکار برد.

بدین منظور از ضریب زلزله برابر با نصف ضریب شتاب مبنای طرح ($k_h = 0.5A$) استفاده می‌شود و می‌توان از اثرات شتاب قائم صرف‌نظر کرد. کوله‌ها باید به ابعادی طراحی شوند که به جای دوران، بلغزند و تدابیری باید اتخاذ گردد که تغییر مکان افقی $250A$ (ضریب شتاب مبنای طرح) بر حسب میلی‌متر را

بدون وارد آمدن خسارت عمده به تکیه‌گاه‌های کوله‌ها ممکن سازد . در طراحی کوله‌های فوق‌الذکر در برابر زلزله باید فشار افقی خاک حاصل از زلزله، به اضافه نیروهای حاصله از اثرات اینرسی کوله و نیروهای انتقالی از تابلیه پل در نظر گرفته شود.

برای کوله‌هایی که از حرکت افقی آنها بوسیله مهاری‌ها یا شمع‌های مایل جلوگیری می‌شود، فشار جانبی خاک با استفاده از ضریب زلزله $kh = 1.5A$ در فرمول مونونوبه/اوکابه به دست می‌آید. ضریب فشار محرک خاک K_{AE} و نیروی محرک خاک E_{AE} در حالت زلزله به روش مونونوبه اوکابه بوسیله فرمول‌های زیر تعیین می‌شود:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \quad \text{رابطه ۱۴}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{AE} \quad \text{رابطه ۱۵}$$

که در آن:

γ وزن مخصوص خاک ؛

H ارتفاع دیوار ؛

f زاویه اصطکاک داخلی ؛

d زاویه اصطکاک بین خاک و کوله ؛

k_h ضریب شتاب افقی زلزله ؛

k_v ضریب شتاب قائم زلزله ؛

1 زاویه شیب خاکریزی ؛

β زاویه شیب سطح پشت دیوار (زاویه دیوار در سطح تماس با خاک).

$$\theta = \text{Arctan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad \text{رابطه ۱۶}$$

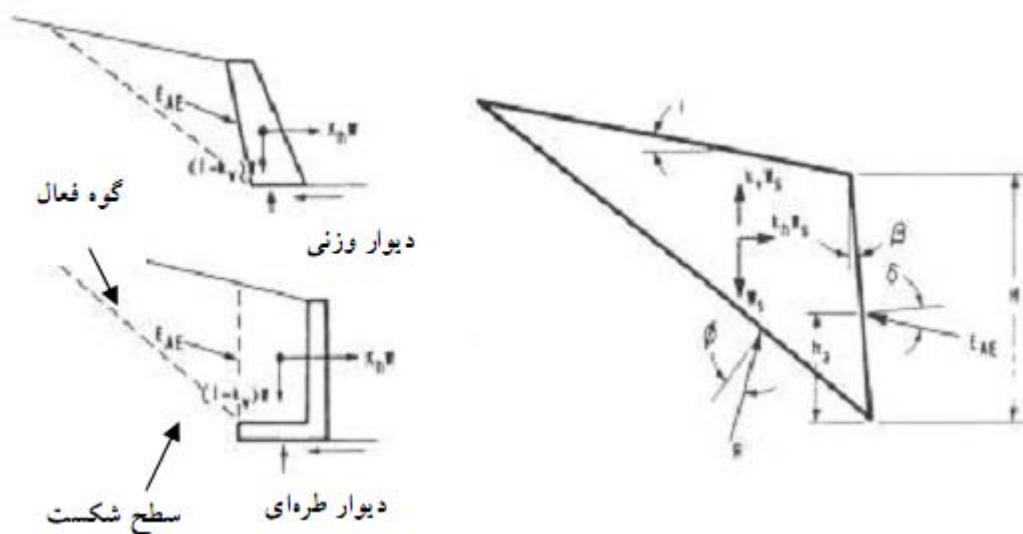
روابط نظیر در مورد ضریب فشار مقاوم خاک K_{PE} و نیروی مقاوم خاک E_{AE} در حالت زلزله به روش مونونوبه اوکابه به شرح ذیل می‌باشد:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\Gamma \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \quad \text{رابطه ۱۷}$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{PE} \quad \text{رابطه ۱۸}$$

$$\Gamma = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad \text{رابطه ۱۹}$$

محل تا ثیر بر آیند فشار خاک در حالت زلزله را می‌توان با فرض آنکه نیروی استاتیک خاک در فاصله $H/3$ از کف دیوار و نیروی دینامیکی اضافی در فاصله $0.6H$ از کف دیوار اثر نماید، محاسبه نمود. **یادآوری** - برای بسیاری از حالات می‌توان نیروی حاصله از خاک در شرایط زلزله را در نقطه اثر $h = \frac{H}{2}$ با توزیع فشار گسترده یکنواخت منظور نمود.



شکل ۳ - نمودار نیروی گوه فعال

۵-۵-۲ کوله‌های یک‌پارچه

در کوله‌های یک‌پارچه، حداکثر فشار خاک بر روی کوله را می‌توان برابر با حداکثر نیروی طولی زلزله منتقل شده از تابل به کوله در نظر گرفت. به منظور به حداقل رساندن خسارت کوله در زلزله، کوله باید چنان طراحی شود که در مقابل فشار مقاوم خاک پشت کوله مقاومت نماید که این مقدار باید از حداکثر نیروی طولی منتقل شده از تابل به کوله بیشتر باشد. هنگامی که قسمتی از نیروهای طولی زلزله با پایه-

های میانی مستهلک می‌شود، لازم است نیروی زلزله وارد بر کوله با در نظر گرفتن سختی پایه‌های میانی، کوله‌ها و خاک پشت کوله محاسبه گردد.

یادآوری- منظور از کوله‌های یکپارچه، کوله‌هایی هستند که حداقل در یک طرف با تابلیه پیوسته بوده و درزی بین کوله و تابلیه وجود نداشته و نیروهای طولی توسط فشار خاک طرفین و پایه‌های میانی گرفته میشوند.

۵-۶ ضوابط طراحی سازه‌های فولادی

۵-۶-۱ کلیات

طراحی و ساخت ستون و اتصالات فولادی طبق آیین نامه معتبر طراحی فولاد باید انجام گیرد و هر یک از دو روش طراحی تنش مجاز یا مقاومت نهایی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اگر از روش تنش مجاز استفاده شود، تنش‌های مجاز را می‌توان تا ۵۰ درصد افزایش داد.

۵-۶-۲ اثر $P-\Delta$

تنش‌های محوری و خمشی ناشی از خمش ثانویه حاصل از اثر $P-\Delta$ باید در محاسبات ملحوظ گردد.

۵-۷ ضوابط طراحی بتن مسلح

۵-۷-۱ کلیات

طراحی و ساخت ستون‌ها، پایه‌های دیواری شکل و اتصالات بتنی درجاریز، طبق آیین‌نامه معتبر طراحی بتن و مقررات این بخش باید انجام گیرد و هر یک از دو روش طراحی تنش مجاز یا مقاومت نهایی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اگر از روش تنش مجاز استفاده شود، در حالت ترکیب با زلزله، تنش‌های مجاز را می‌توان به میزان ۳۳ درصد افزایش داد.

۵-۷-۲ ضوابط طراحی ستون

مقررات این بند در طراحی ستون‌ها باید رعایت گردد. ستون عضو فشاری است که نسبت ارتفاع آزاد به بزرگترین بعد مقطع در طول ستون، بزرگتر یا مساوی ۲/۵ باشد. در عضوهای فشاری با نسبت کمتر از ۲/۵ ضوابط پایه‌های دیواری طبق بند ۵-۷-۳ بکار گرفته می‌شود. در پایه‌های دیواری در صورت رعایت کامل ضوابط ذیل در خصوص ستون می‌توان آن را در جهت ضعیف به عنوان ستون نیز طراحی نمود.

۵-۷-۲-۱ آرماتور عمودی

سطح آرماتور طولی نباید از ۰/۰۱ سطح مقطع کل ستون (A_g) کمتر و از ۰/۰۶ آن (حتی در محل وصله‌ها) بیشتر باشد. وقتی به دلایل معماری مقطع بزرگتر از آنچه مورد نیاز است، استفاده شود، می‌توان میل‌گرد را بر اساس مقطع کاهش یافته‌ای طراحی نمود که با ۰/۰۱ آرماتور بتواند بارهای وارده را تحمل نماید.

۵-۷-۲-۲ مقاومت خمشی

در تعیین مقاومت ستون، خمش دو محوری باید در نظر گرفته شود و ستون برای هر دو حالت بار محوری بیشینه و کمینه طراحی شود. در هر دو مورد ستون‌های تنگدار یا مارپیچ وقتی تنش از ۲۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن (f'_c)، در نتیجه بار محوری بیشینه ستون تجاوز می‌کند، باید ضریب کاهش مقاومت $\phi = 0.5$ استفاده شود. هنگامی که تنش حاصل از بار محوری بیشینه، بین $0.2f'_c$ و صفر است، می‌توان مقدار ϕ را بطور خطی ۰/۵ به ۰/۹ (مقدار ϕ برای خمش) افزایش داد.

۵-۷-۲-۳ برش ستون و آرماتور عرضی

در نواحی انتهایی ستون، وقتی میانگین تنش فشاری در هسته مرکزی ستون، از صفر تا $0.1f'_c$ افزایش می‌یابد، مقدار V_c به طور خطی از صفر تا مقدار حداکثر آن افزایش می‌یابد. ناحیه انتهایی ستون ناحیه‌ای در محل اتصال ستون به سر ستون یا تابلیه و محل اتصال ستون و شالوده می‌باشد که حداقل طول آن باید بزرگترین هر سه مقدار زیر باشد:

الف - بزرگترین بعد سطح مقطع ستون

ب- یک ششم ارتفاع مؤثر ستون

ج- ۴۵ سانتی‌متر

ناحیه انتهایی بالای شمع ستون‌ها همانند ستون تعیین می‌گردد، لیکن ناحیه انتهایی پایینی از سه برابر قطر شمع پایین‌تر از نقطه گیرداری تا یک برابر قطر شمع (یا حداقل ۴۵ سانتی‌متر) بالای سطح خاک در نظر گرفته می‌شود.

۵-۷-۲-۴ آرماتور عرضی محبوس کردن (قنداق) بتن در لولاهای خمیری

هسته مرکزی ستون‌ها، شمع ستون‌ها و شمع‌های درجا، در نقاط محتمل لولای خمیری باید با آرماتور عرضی محبوس شوند. آرماتور تعیین شده طبق این بند و آرماتور برشی مورد نیاز بدست آمده از بند قبل، هر کدام که بیشتر است مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

مقاومت حد جاری شدن آرماتور عرضی نباید از مقاومت حد جاری شدن آرماتور طولی بیشتر باشد. نسبت حجمی آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته (ρ_s) برای ستون‌های گرد بیشترین یکی از دو مقدار زیر می‌باشد:

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

رابطه ۲۰

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{رابطه ۲۱}$$

مساحت آرماتورهای خاموت (A_{sh}) برای ستونهای چهارگوش، بیشترین یکی از دو مقدار زیر است:

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad \text{رابطه ۲۲}$$

$$A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{رابطه ۲۳}$$

در روابط فوق:

a فاصله عمودی خاموت‌ها به میلی‌متر و حداکثر ۱۰۰ میلی‌متر است؛
 A_c مساحت هسته مرکزی بتن (مساحت مقطع بتن با کسر پوشش) به میلی‌متر مربع؛
 A_g مساحت کل مقطع ستون به میلی‌متر مربع؛
 A_{sh} مساحت آرماتورهای خاموت به میلی‌متر مربع؛
 f'_c مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)؛
 f_{yh} مقاومت مشخصه خاموت یا آرماتور مارپیچ بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)؛
 h_c بعد هسته مرکزی ستون به میلی‌متر در جهت مورد نظر بر حسب میلی‌متر؛
 ρ_s نسبت حجمی آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته مرکزی بتن.

۵-۷-۲-۵ فاصله آرماتورهای عرضی برای محبوس کردن بتن

در نواحی انتهایی ستون و شمع ستون‌ها، تعریف شده طبق بند ۵-۷-۲-۳ که احتمال تشکیل لولای خمیری می‌رود، جهت تعیین فاصله آرماتورهای دورگیری عرضی برای محصور کردن بتن، رعایت ضوابط زیر نیز الزامی است:

الف - حداکثر فاصله آرماتورها از یکدیگر نباید از ۲۵ درصد کوچکترین بعد عضو یا ۱۰ سانتی‌متر، بیشتر باشد.

ب - در نواحی که از آرماتور عرضی برای محصور کردن بتن استفاده می‌شود، هم‌پوشانی آرماتور دورپیچ مجاز نیست و برای اتصال آرماتور دورپیچ در این نواحی باید از جوش (با رعایت کامل ضوابط) استفاده نمود. در موارد خاص عدم امکان اجرای جوش و با تایید قبلی، هم‌پوشانی آرماتور دورپیچ، فقط در صورتی مجاز است که زاویه خمیدگی قلاب از ۱۳۵ درجه بیشتر بوده و به طول حداقل ۱۵ برابر قطر دورپیچ و یا ۲۵ سانتی‌متر، هرکدام که بزرگتر است، در داخل هسته مرکزی بتن ادامه داده شود.

۵-۷-۲-۶ وصله آرماتور طولی

وصله با رعایت الزامات طراحی فقط در محدوده میانی ستون (خارج از محدوده‌های یک چهارم کناری ستون) مجاز است و طول وصله باید حداقل ۴۰ سانتی‌متر یا ۶۰ برابر قطر میل‌گرد، هر کدام بیشتر است، باشد. حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در طول وصله آرماتورهای طولی ۱۰ سانتی‌متر یا ۲۵ درصد کوچکترین بعد عضو، هر کدام کوچکتر است، می‌باشد.

وصله‌های جوشی یا وصله‌های مکانیکی مورد تأیید می‌توانند در وصله‌گذاری استفاده شوند مشروط براینکه وصله‌ها هیچ‌گاه در دو آرماتور مجاور در یک لایه آرماتور طولی، در یک مقطع، استفاده نشوند و فاصله بین وصله‌های دو آرماتور مجاور در دو مقطع که در راستای محور طولی ستون اندازه‌گیری می‌شود، باید بیش از ۶۰ سانتی‌متر باشد.

۵-۷-۳ ضوابط طراحی پایه‌های دیواری

ضوابط این بند، در مورد طراحی پایه‌های دیواری در جهت قوی کاربرد دارد. پایه‌های دیواری در جهت ضعیف می‌تواند همانند ستون طراحی گردد و از ضریب رفتار R ستون در آن جهت استفاده شود. اگر پایه، در جهت ضعیف، همانند ستون طراحی نشود، محدودیت‌های تنش برشی این بند اعمال می‌گردد. حداقل نسبت آرماتور افقی (ρ_h) و قائم (ρ_n) در هر پایه دیواری نباید از ۰/۰۰۲۵ کمتر باشد. فاصله آرماتور، چه افقی و چه قائم، نباید از ۴۵ سانتی‌متر تجاوز نماید و توزیع آن باید یکنواخت باشد.

(ρ_h) نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن

(ρ_h) نسبت سطح مقطع آرماتور برشی قائم به مساحت کل مقطع افقی بتن

تنش برشی نهایی، v_u ، در پایه دیواری برحسب نیوتن، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$v_u = 0.16\sqrt{f'_c} + 0.007\rho_h f_y \quad \text{رابطه ۲۴}$$

f'_c مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)؛

f_y مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)؛

تنش برشی نهایی نباید از $0.67\sqrt{f'_c}$ تجاوز نماید. آرماتورهای برشی باید در دو سفره و با توزیع یکنواخت استفاده شوند و مقدار (ρ_h) مساوی (ρ_h) اختیار گردد. وصله‌ها در آرماتور برشی افقی و قائم، چه در یک سفره و چه در دو سفره باید به صورت یک در میان قرار داده شوند.

۵-۷-۴ اتصالات ستون

منظور از اتصال ستون، ادامه قائم مقطع ستون به درون عضو مجاور می‌باشد. در محاسبه طول مهاری فولادهای طولی، تنش تسلیم فولاد باید به میزان ۲۵ درصد افزایش یابد.

آرماتور عرضی ستون باید در طولی مساوی ۵۰ درصد بعد بیشینه ستون و حداقل ۴۰ سانتی‌متر، از سطح اتصال ستون به داخل عضو مجاور، ادامه پیدا کند. تنش برشی نهایی در محل اتصالات ستون‌ها، در هر جهت نباید از $0.96\sqrt{f_c}$ بیشتر باشد.

۵-۷-۵ درزهای اجرایی در ستون‌ها و پایه‌های دیواری

در صورتی که نیروی برشی در یک درز اجرایی صرفاً با عمل میل‌گردهای انتظار و اصطکاک روی سطح زبر شده بتن تحمل می‌شود، کل نیروی برشی نهایی در محل درز اصطکاک روی سطح زبر شده بتن تحمل می‌شود، کل نیروی برشی نهایی در محل درز اجرایی نباید از V_z برحسب نیوتن، که از رابطه زیر بدست می‌آید، تجاوز نماید:

$$V_j = 0.85(0.045 A_{vf} f_y + 3.34 P_n) \quad \text{رابطه ۲۵}$$

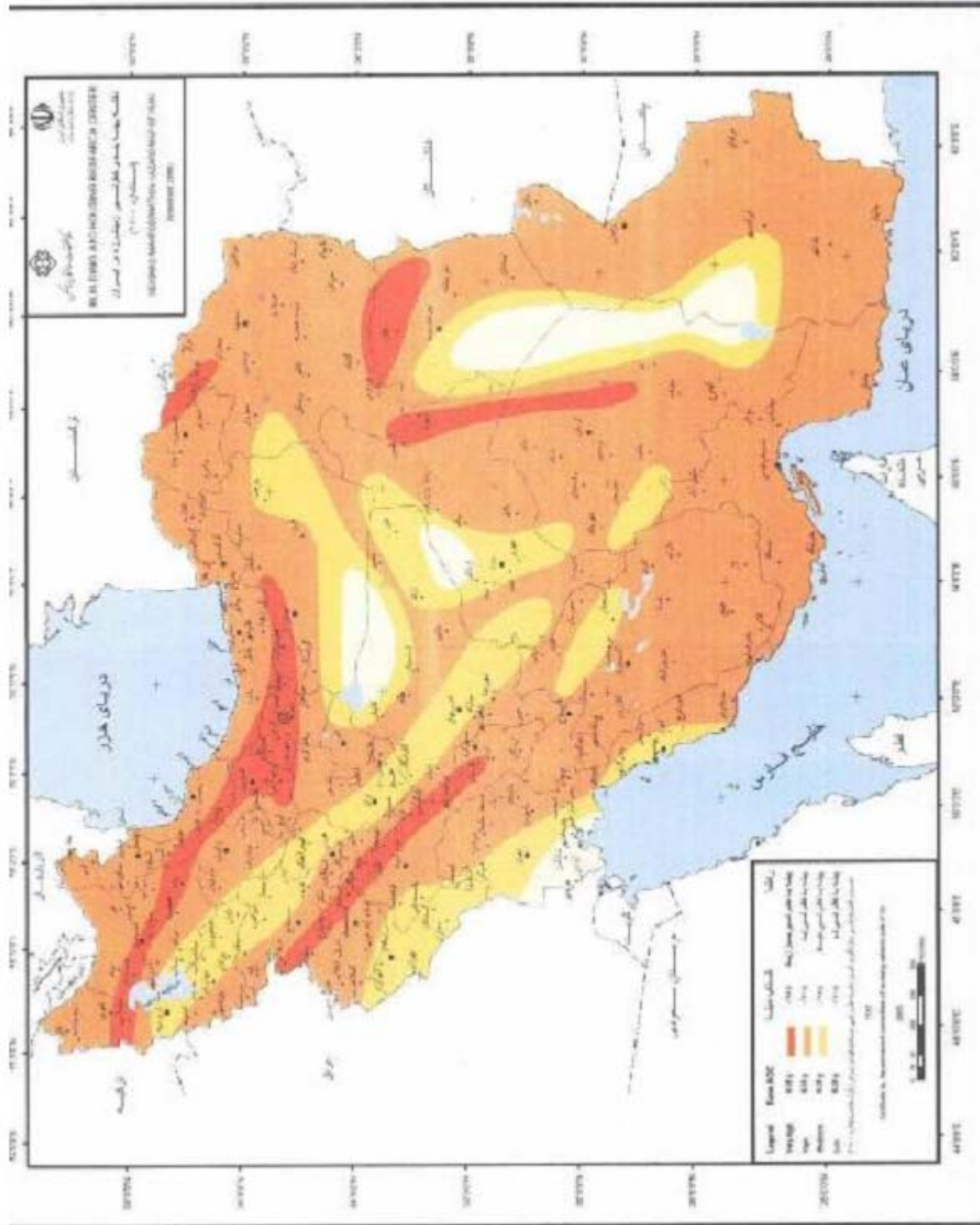
که در آن:

A_{vf} کل سطح مقطع آرماتور که از درز اجرایی عبور می‌کند بر حسب میلی‌متر مربع ؛
 f_y مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)؛
 P_n حداقل بارمحوری ستون یا پایه دیواری بر حسب نیوتن.

پیوست الف

(الزامی)

درجه بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران



ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
آ-						
۱	آبادان	خوزستان			×	
۲	آباده	فارس		×		
۳	آب گرم (اوج)	قزوین		×		
۴	آبیک	قزوین	×			
۵	آستارا	گیلان		×		
۶	آستانه	گیلان		×		
۷	آستانه	مرکزی			×	
۸	آشتیان	مرکزی		×		
۹	آشخانه	خراسان		×		
۱۰	آغاچاری	خوزستان		×		
۱۱	آق قلعه	گلستان		×		
۱۲	آلاشت	مازندران		×		
۱۳	آمل	مازندران		×		
الف-						
۱	ابهر	زنجان		×		
۲	ابركوه	یزد			×	
۳	اراک	مرکزی			×	
۴	ارسنجان	فارس			×	
۵	اردبیل	اردبیل		×		
۶	اردستان	اصفهان		×		
۷	اردکان	یزد			×	
۸	اردل	چهار محال بختیاری		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۹	ارومیه	آذربایجان غربی			×
۱۰	اسفراین	خراسان		×	
۱۱	اسلام آباد غرب	کرمانشاه		×	
۱۲	اشتهارد	تهران	×		
۱۳	اصفهان	اصفهان		×	
۱۴	اقلید	فارس		×	
۱۵	الیگودرز	لرستان	×		
۱۶	امیدیه	خوزستان		×	
۱۷	انار	کرمان		×	
۱۸	انارک	اصفهان			×
۱۹	اندیمشک	خوزستان		×	
۲۰	اهر	آذربایجان شرقی		×	
۲۱	اهر	بوشهر		×	
۲۲	اهواز	خوزستان			×
۲۳	ایذه	خوزستان		×	
۲۴	ایران شهر	سیستان و بلوچستان		×	
۲۵	ایلام	ایلام			×
۲۶	ایوانکی	سمنان		×	
ب-					
۱	بابل	مازندران		×	
۲	بابلسر	مازندران		×	
۳	باجگیران	خراسان	×		
۴	بادرود	اصفهان			×

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۵	باغملک	خوزستان		×	
۶	بافت	کرمان		×	
۷	بافق	یزد		×	
۸	بانه	کردستان		×	
۹	بجستان	خراسان		×	
۱۰	بجنورد	خراسان		×	
۱۱	بردسیر	کرمان		×	
۱۲	برازجان	بوشهر		×	
۱۳	بروجرد	لرستان	×		
۱۴	بروجن	چهارمحال و بختیاری		×	
۱۵	بزمان	سیستان و بلوچستان			×
۱۶	بستان	خوزستان			×
۱۷	بستان آباد	آذربایجان شرقی	×		
۱۸	بستک	هرمزگان		×	
۱۹	بسطام	سمنان		×	
۲۰	بشروئه	خراسان		×	
۲۱	بم	کرمان		×	
۲۲	بمپور	سیستان و بلوچستان			×
۲۳	بندر امام خمینی	خوزستان			×
۲۴	بندر انزلی	گیلان		×	
۲۵	بندر ترکمن	گلستان		×	
۲۶	بندر خمیر	هرمزگان		×	
۲۷	بندر دیلم	بوشهر			×
۲۸	بندر عباس	هرمزگان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
۲۹	بندرگز	گلستان		×		
۳۰	بندرلنگه	هرمزگان		×		
۳۱	بوئین زهرا	قزوین	×			
۳۲	بوشهر	بوشهر			×	
۳۳	بهباد	یزد		×		
۳۴	بهبهان	خوزستان		×		
۳۵	بهشهر	مازندران		×		
۳۶	بیارجمند	سمنان		×		
۳۷	بیجار	کردستان			×	
۳۸	بیرجند	خراسان		×		
پ-						
۱	پارس آباد	اردبیل		×		
۲	پل دختر	لرستان			×	
۳	پل سفید	مازندران		×		
۴	پلور	مازندران	×			
۵	پیرانشهر	آذربایجان غربی		×		
ت-						
۱	تاکستان	زنجان	×			
۲	تایباد	خراسان		×		
۳	تبریز	آذربایجان شرقی	×			
۴	تربت جام	خراسان		×		
۵	تربت حیدریه	خراسان		×		
۶	ترود	سمنان		×		
۷	تفت	یزد			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۸	تفرش	مرکزی		x	
۹	تکاب	آذربایجان غربی			x
۱۰	تنکابن	مازندران		x	
۱۱	تویسرکان	همدان		x	
۱۲	تهران	تهران	x		
۱۳	تیران	اصفهان		x	
ج-۳					
۱	جاجرم	خراسان		x	
۲	جاسک	هرمزگان		x	
۳	جالرق	سیستان و بلوچستان		x	
۴	جغتای	خراسان		x	
۵	جلفا	آذربایجان شرقی		x	
۶	جالق	سیستان و بلوچستان		x	
۷	جندق	یزد		x	
۸	جوانرود	کرمانشاه		x	
۹	جهرم	فارس		x	
۱۰	جیرفت	کرمان		x	
۱۱	جیرنده	گیلان	x		
ج-۴					
۱	چابکسر	گیلان		x	
۲	چادگان	اصفهان		x	
۳	چالوس	مازندران		x	
۴	چابهار	سیستان و بلوچستان		x	
۵	چارک	هرمزگان		x	
۶	چناران	خراسان		x	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
ح-۲						
۱	حاجی آباد	هرمزگان		×		
۲	حمیدیه	خوزستان			×	
خ-۳						
۱	خارک	بوشهر			×	
۲	خاش	سیستان و بلوچستان		×		
۳	خاوران	فارس		×		
۴	خرامه	فارس		×		
۵	خرم آباد	لرستان		×		
۶	خرم دره	زنجان		×		
۷	خرمشهر	خوزستان			×	
۸	خلخال	اردبیل		×		
۹	خمین	مرکزی			×	
۱۰	خنج	فارس		×		
۱۱	خواف	خراسان		×		
۱۲	خوانسار	اصفهان			×	
۱۳	خور	یزد			×	
۱۴	خوی	آذربایجان غربی		×		
د-۴						
۱	داراب	فارس		×		
۲	داران	اصفهان		×		
۳	دامغان	سمنان		×		
۴	درگز	خراسان		×		
۵	درود	لرستان	×			
۶	درویه	خراسان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۷	دره شهر	ایلام			×
۸	دزفول	خوزستان		×	
۹	دشت بیاض	خراسان	×		
۱۰	دلیجان	مرکزی		×	
۱۱	دماوند	تهران	×		
۱۲	دوگنبدان	کهگیلویه و بویراحمد		×	
۱۳	ده بید	فارس		×	
۱۴	دهاقان	اصفهان		×	
۱۵	دهک	سیستان و بلوچستان		×	
۱۶	دهلران	ایلام			×
۱۷	دیپوک	خراسان	×		
-ر					
۱	رامسر	مازندران		×	
۲	رامشیر	خوزستان			×
۳	راور	کرمان		×	
۴	راین	کرمان		×	
۵	رباط	خراسان	×		
۶	رباط پشت بادام	یزد			×
۷	رزن	همدان			×
۸	رضوانشهر	گیلان		×	
۹	رشت	گیلان		×	
۱۰	رشتخوار	خراسان		×	
۱۱	رفسنجان	کرمان		×	
۱۲	روانسر	کرمانشاه		×	
۱۳	رودبار	گیلان	×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۱۴	رودسر	گیلان		×	
۱۵	رودهن	تهران	×		
۱۶	ری	تهران	×		
ز-					
۱	زابل	سیستان و بلوچستان		×	
۲	زابلی	سیستان و بلوچستان		×	
۳	زاهدان	سیستان و بلوچستان		×	
۴	زرند	کرمان		×	
۵	زنجان	زنجان		×	
۶	زواره	اصفهان			×
۷	زهک	سیستان و بلوچستان		×	
س-					
۱	ساری	مازندران		×	
۲	ساقند	یزد			×
۳	ساوه	مرکزی		×	
۴	سبزآباد	کرمان		×	
۵	سبزوار	خراسان		×	
۶	سپیدان(اردکان)	فارس		×	
۷	سده	خراسان		×	
۸	سراب	آذربایجان شرقی		×	
۹	سراوان	سیستان و بلوچستان		×	
۱۰	سرایان	خراسان	×		
۱۱	سرباز	سیستان و بلوچستان		×	
۱۲	سرپل ذهاب	کرمانشاه		×	
۱۳	سرچشمه	کرمان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
۱۴	سرخس	خراسان		×		
۱۵	سقز	کردستان		×		
۱۶	سلطانیه	زنجان		×		
۱۷	سلفچگان	قم		×		
۱۸	سلماس	آذربایجان غربی	×			
۱۹	سمنان	سمنان		×		
۲۰	سمیرم	اصفهان		×		
۲۱	سنقر	کرمانشاه		×		
۲۲	سنگان	خراسان		×		
۲۳	سنندج	کردستان		×		
۲۴	سوسنگرد	خوزستان			×	
۲۵	سوران	سیستان و بلوچستان		×		
۲۶	سوریان	فارس		×		
۲۷	سیرجان	کرمان			×	
۲۸	سیرج	کرمان	×			
۲۹	سی سخت	کهگیلویه و بویراحمد		×		
۳۰	سیه چشمه	آذربایجان غربی		×		
ش-۱						
۱	شادگان	خوزستان			×	
۲	شازند	مرکزی			×	
۳	شاندیز	خراسان		×		
۴	شاهرود	سمنان		×		
۵	شاهین دژ	آذربایجان غربی			×	
۶	شلمزار	چهارمحال بختیاری		×		
۷	شوش	خوزستان			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۸	شوشتر	خوزستان		x	
۹	شهداد	کرمان	x		
۱۰	شهربابک	کرمان		x	
۱۱	شهرکرد	چهارمحال بختیاری		x	
۱۲	شهمیرزاد	سمنان	x		
۱۳	شیراز	فارس		x	
۱۴	شیروان	خراسان	x		
ص -					
۱	صالح آباد	خراسان		x	
ط -					
۱	طاهری	بوشهر			x
۲	طبس	خراسان	x		
ع -					
۱	عباس آباد	سمنان		x	
۲	عسلویه	بوشهر			x
۳	عقده	یزد			x
۴	علمده	مازندران		x	
۵	علویجه	اصفهان			x
۶	علی آباد (گرگان)	گلستان		x	
ف -					
۱	فارسان	چهارمحال بختیاری	x		
۲	فاروج	خراسان	x		
۳	فراشبند	فارس		x	
۴	فردوس	خراسان	x		
۵	فریدون شهر	اصفهان	x		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۶	فریدون کتار	مازندران		×	
۷	فریمان	خراسان		×	
۸	فnoj	سیستان و بلوچستان		×	
۹	فسا	فارس		×	
۱۰	فشم	تهران	×		
۱۱	فیروزآباد	فارس		×	
۱۲	فیروزآباد	اردبیل	×		
۱۳	فیروزکوه	تهران	×		
ق-۱					
۱	قائم شهر	مازندران		×	
۲	قائن	خراسان	×		
۳	قادرآباد	فارس			×
۴	قروه	کردستان			×
۵	قره ضیاء الدین	آذربایجان غربی		×	
۶	قزوین	قزوین	×		
۷	قشم	هرمزگان		×	
۸	قصر شیرین	کرمانشاه		×	
۹	قصرقند	سیستان و بلوچستان		×	
۱۰	قم	قم		×	
۱۱	قمشه	اصفهان			×
۱۲	قمصر	اصفهان		×	
۱۳	قوچان	خراسان	×		
۱۴	قیار	زنجان		×	
۱۵	قیر	فارس		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
ک-						
۱	کاخک	خراسان	×			
۲	کازرون	فارس		×		
۳	کاشان	اصفهان		×		
۴	کاشمر	خراسان		×		
۵	کامیاران	کردستان	×			
۶	کبو تر آهنگ	همدان			×	
۷	کرج	تهران	×			
۸	کرمان	کرمان		×		
۹	کرمانشاه	کرمانشاه		×		
۱۰	کرد	کرمانشاه		×		
۱۱	کلاچای	گیلان		×		
۱۲	کمیجان	مرکزی			×	
۱۳	کنارک	سیستان و بلوچستان		×		
۱۴	کنگان	بوشهر			×	
۱۵	کنگاور	کرمانشاه	×			
۱۶	کوار	فارس		×		
۱۷	کوشک نصرت	قم	×			
۱۸	کوهبنان	کرمان		×		
۱۹	کوهپایه	اصفهان			×	
۲۰	کوهدشت	لرستان		×		
۲۱	کوهرنگ	چهارمحال بختیاری	×			
۲۲	کوهک	سیستان و بلوچستان		×		
۲۳	کهک	قم		×		
۲۴	کهنوج	کرمان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۲۵	کیانشهر	کرمان		×	
۲۶	کیش	هرمزگان		×	
گ-					
۱	گاوبندی	هرمزگان		×	
۲	گچساران	کهگیلویه و بویراحمد		×	
۳	گراش	فارس		×	
۴	گرگان	گلستان		×	
۵	گرمسار	سمنان		×	
۶	گرمی	اردبیل		×	
۷	گل آرا	اصفهان		×	
۸	گلباف	کرمان	×		
۹	گلپایگان	اصفهان			×
۱۰	گناباد	خراسان	×		
۱۱	گناوه	بوشهر			×
۱۲	گنبد کاووس	گلستان		×	
۱۳	گواتر	سیستان و بلوچستان		×	
۱۴	گیفان	خراسان	×		
۱۵	گیلان غرب	کرمانشاه		×	
۱۶	گیوی	اردبیل		×	
ل-					
۱	لار	فارس		×	
۲	لاوان	هرمزگان		×	
۳	لاهیجان	گیلان		×	
۴	لردگان	چهارمحال بختیاری		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
م-۲						
۱	ماسوله	گیلان		×		
۲	ماکو	آذربایجان غربی		×		
۳	ماهشهر	خوزستان			×	
۴	ماهان	کرمان		×		
۵	محلات	مرکزی			×	
۶	محمودآباد	مازندران		×		
۷	مراغه	آذربایجان شرقی			×	
۸	مراوه تپه	گلستان		×		
۹	مردآباد	تهران	×			
۱۰	مرزن آباد	مازندران		×		
۱۱	مرند	آذربایجان شرقی		×		
۱۲	مروودشت	فارس			×	
۱۳	مروست	یزد		×		
۱۴	مریوان	کردستان	×			
۱۵	مسجد سلیمان	خوزستان		×		
۱۶	مشکین شهر	اردبیل		×		
۱۷	مشهد	خراسان		×		
۱۸	ملاثانی	خوزستان			×	
۱۹	ملایر	همدان		×		
۲۰	منجیل	گیلان	×			
۲۱	موسیان	ایلام			×	
۲۲	مهاباد	آذربایجان غربی			×	
۲۳	مهدی شهر	سمنان	×			
۲۴	مهران	ایلام			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۲۵	مهریز	یزد			×
۲۶	میاندوآب	آذربایجان غربی			×
۲۷	میانه	آذربایجان شرقی	×		
۲۸	میرجاوه	سیستان و بلوچستان		×	
۲۹	مینودشت	گلستان		×	
۳۰	میمه	اصفهان		×	
۳۱	میناب	هرمزگان		×	
ن-۱					
۱	نائین	اصفهان		×	
۲	ناغان	چهارمحال بختیاری		×	
۳	نایبند	خراسان	×		
۴	نجف آباد	اصفهان			×
۵	نصرت آباد	سیستان و بلوچستان		×	
۶	نطنز	اصفهان		×	
۷	نقده	آذربایجان غربی		×	
۸	نوسود	کرمانشاه	×		
۹	نوشهر	مازندران		×	
۱۰	نور	مازندران		×	
۱۱	نورآباد (ممسنی)	فارس		×	
۱۲	نهاوند	همدان	×		
۱۳	نهبندان	خراسان		×	
۱۴	نیریز	فارس		×	
۱۵	نیشابور	خراسان		×	
۱۶	نیک شهر	سیستان و بلوچستان		×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم	
و -						
۱	ورامین	تهران	×			
۲	ورنه	اصفهان			×	
ه -						
۱	هرات	یزد		×		
۲	هشپر	گیلان		×		
۳	هشتگرد	تهران	×			
۴	هفتگل	خوزستان		×		
۵	همدان	همدان		×		
۶	هندیجان	خوزستان			×	
۷	هویزه	خوزستان			×	
ی -						
۱	ياسوج	کهگیلویه و بویراحمد		×		
۲	یزد	یزد			×	

پیوست ب

(الزامی)

ضوابط تکمیلی روش‌های تحلیل پل در برابر زلزله

ب-۱ کلیات

دو روش کلی تحلیل به شرح ذیل در این آیین‌نامه مشخص شده است:

- روش تحلیل استاتیکی معادل

- روش تحلیل دینامیکی

ضوابط کاربرد هر یک از این روش‌ها بر طبق مندرجات بندهای ۲-۳-۴ و ۲-۳-۴ این آیین‌نامه می‌باشد.

ب-۲ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش‌ها نیروی جانبی زلزله بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان پل و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می‌گردد که روش‌های توزیع نیروی زلزله شامل روش "بار یکنواخت" و روش "توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش" است.

ب-۲-۱ روش بار یکنواخت

روش بار یکنواخت برای حرکات زلزله در دو جهت طولی و عرضی استفاده می‌شود. این روش جهت تخمین اثرات بارهای زلزله پل‌های منظم که عمدتاً در مد اصلی ارتعاش پاسخ می‌دهند، مناسب است. علی‌رغم این‌که تغییر مکان‌ها و نیروی اعضا در این روش با دقت کافی محاسبه می‌گردند ولی نیروی برشی در کوله‌ها معمولاً بیشتر تخمین زده می‌شود. مراحل انجام محاسبه به شرح ذیل اختیار می‌شود:

گام اول- تغییر مکان‌های استاتیکی $V_s(x)$ در اثر بار فرضی یکنواخت p_0 طبق شکل‌های ۱ و ۲ محاسبه می‌شود. باریک‌نواخت $w(x)$ در سراسر پل تأثیر داده می‌شود. واحد آن نیرو بر طول می‌باشد که آن را می‌توان برابر با یک در نظر گرفت.

گام دوم- سختی جانبی پل K و وزن کل W از روابط زیر بدست می‌آید:

$$K = \frac{p_0 L}{V_{s \max}}$$

$$W = \int w(x) dx$$

که در آن‌ها:

L طول کل پل؛

$\max V_s(x)$ بیشینه $V_s(x)$ بر حسب واحد طول؛

$w(x)$ وزن واحد طول که شامل بار مرده عرشه، ملحقات آن و قسمت‌های مؤثر بار مرده زیرسازه و بار زنده طبق بند ۲-۴ می‌باشد.

گام سوم- زمان تناوب پل (T) با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

گام چهارم - نیروی زلزله استاتیکی معادل P_e از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

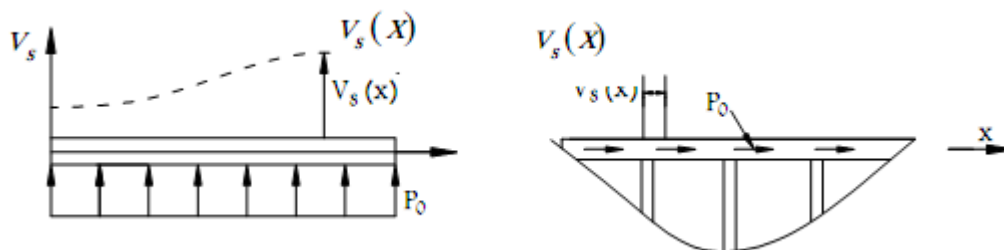
$$p_e = \frac{CW}{L}$$

C ضریب زلزله که از روش تحلیل استاتیکی معادل به دست می‌آید.

p_e بار زلزله یکنواخت در واحد طول پل که جهت حصول مد اولیه ارتعاش پل اعمال می‌شود.

گام پنجم - محاسبه تغییر مکان‌ها و نیروهای اعضاء برای استفاده در طراحی که با اعمال P_e بر سازه و

انجام تحلیل مجدد با استفاده از نسبت $\frac{P_E}{P_0}$ و انجام تحلیل اولیه صورت می‌گیرد.



شکل ب-۱- عرشه پل که تحت تاثیر بارگذاری طولی و عرضی قرار دارد

ب-۲-۲ روش توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش

این روش تحلیل طیفی برای حرکات زلزله در دو جهت طولی و عرضی استفاده می‌شود.

گام اول - تغییر مکان‌های استاتیکی $v_s(x)$ را با فرض بار یکنواخت p_0 طبق شکل ب-۱ محاسبه و در تمام طول پل تأثیر داده می‌شود. واحد آن، نیرو بر واحد طول می‌باشد که می‌تواند برابر با یک اختیار شود. جابجایی استاتیکی $v_s(x)$ همان واحد طول را دارد.

گام دوم- پارامترهای α و β و γ با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$\alpha = \int v_s(x) dx$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx$$

$w(x)$ بار مرده واحد طول پل شامل عرشه و زیرسازه در مقطع x واحد نیرو بر واحد طول.
 واحد پارامترهای α و β و γ به ترتیب برحسب مربع واحد طول، واحد طول در واحد نیرو و مربع واحد طول در واحد نیرو می‌باشد.

گام سوم - زمان تناوب اصلی پل (T) با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}}$$

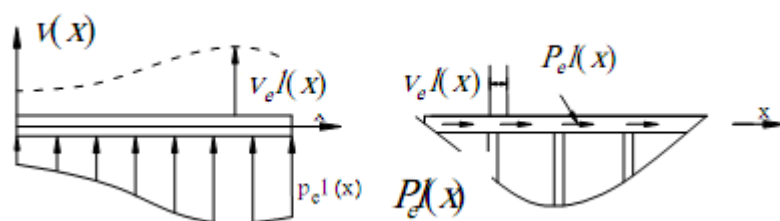
گام چهارم - بار استاتیکی معادل زلزله $p_e(x)$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$p_e(x) = \frac{\beta C}{\gamma} w(x) v_s(x)$$

C ضریب زلزله که از رابطه ۲ به دست می‌آید.

$p_e(x)$ توزیع نیروی معادل استاتیکی وارد بر پل در مقطع x برحسب واحد نیرو بر واحد طول.

گام پنجم - نیروی $p_e(x)$ مطابق با شکل ب-۲ بر پل تأثیر داده شود و نیروی اعضاء و تغییر مکان‌ها به واسطه آن تعیین می‌گردد.



شکل ب-۲ - عرشه پل که تحت تأثیر بارگذاری طولی و عرضی معادل زلزله قرار دارد

ب-۳ روش تحلیل دینامیکی

اصولاً روش تحلیل دینامیکی چند مدی برای پل‌های غیر منظم از لحاظ هندسی به کار می‌رود که در مدهای ارتعاش، در هر سه راستا به صورت هم بسته با همدیگر عمل می‌کنند. این هم بستگی موجب می‌شود که مدهای ارتعاش در دو راستای طولی و عرضی از هم مستقل نباشند و در نتیجه پاسخ کلی سازه ناشی از چندین مد ارتعاش آن خواهد بود. با استفاده از برنامه کامپیوتری با قابلیت تحلیل دینامیکی سه بعدی خطی، می‌توان اثرات این همبستگی و تأثیرات چند مد ارتعاش را در پاسخ نهایی سازه تعیین کرد. هرگونه حرکت در تکیه‌گاه‌ها در هر یک از دو جهت افقی، به دلیل هم بستگی ذکر شده، باعث ایجاد نیروهایی در هر دو امتداد محورهای اصلی هر عضو می‌شود. در پل‌های قوسی در پلان، حرکت طولی را می‌توان در جهت راستایی که دو سر کوله‌ها را وصل می‌کند فرض نموده و در این صورت حرکات عرضی باید در جهت عمود بر آن راستا، منظور شود.

ب-۳-۱ روسازه‌ها

روسازه‌ها باید به صورت سه بعدی با گره‌هایی مدل شوند که محل این گره‌ها علاوه بر نقاط انتهایی دهانه‌ها، حداقل در یک چهارم دهانه‌ها نیز باشد. هرگونه عدم پیوستگی (از قبیل درزهای انبساط) باید در مدل منظور شود. توزیع مناسب جرم در گره‌ها با دقت کافی صورت گیرد. اثر مهارهای لرزه‌گیر در محل درزهای انبساط را می‌توان با افزودن یک یا چند عضو سازه‌ای با مشخصات ارتجاعی خطی که دارای سختی معادل با مهارها باشند، مدلسازی نمود.

ب-۳-۲ زیرسازه‌ها

ستون‌ها و پایه‌های میانی نیز مانند اعضای قاب‌های فضایی باید مدل سازی شوند. برای ستون‌های سخت و کوتاه که طول آنها کمتر از یک سوم طول کوچکترین دهانه مجاور آنهاست، نیازی به در نظر گرفتن گره‌های میانی نمی‌باشد. ستون‌های بلند و انعطاف پذیر باید با گره‌های میانی در یک سوم طول علاوه بر گره‌های انتهایی مدل شوند. در مدل باید اثر خروج از مرکزیت روسازه در پایه‌ها منظور شود. اندرکنش خاک و زیرسازه را می‌توان به کمک فنرهای با سختی خطی معادل مدل سازی نمود.

ب-۳-۳ شکل مدها و دوره تناوب

شکل مدها و دوره تناوب مورد نیاز پل در هر راستای مورد نظر با استفاده از روش‌های شناخته شده با در نظر گرفتن عناصر سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله با تکیه‌گاه‌های گیردار و سختی‌های ارتجاعی محاسبه می‌گردد.

ب-۳-۴ مدل ریاضی

پل مورد نظر باید به صورت سه بعدی با اتصالات و گره‌هایی که به طور واقع بینانه، سختی و اثرات اینرسی سازه را نشان می‌دهند، مدل شود. هر اتصال یا گره باید شش درجه آزادی داشته باشد که سه درجه تغییر مکان انتقالی و سه درجه تغییر مکان دورانی می‌باشد. جرم سازه باید به صورت متمرکز و با حداقل سه درجه آزادی انتقالی در نظر گرفته می‌شود. جرم سازه شامل جرم روسازه و ملحقات آن و قسمت‌های موثر زیرسازه بوده و بار زنده طبق بند ۴-۲ این آیین نامه می‌باشد.