

جمهوری اسلامی ایران

آیین‌نامه طرح پلهای راه و راه آهن در برابر زلزله

نشریه شماره ۴۶۳

وزارت راه و ترابری
معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری
دفتر مطالعات فناوری و ایمنی
www.rahiran.ir

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور
معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرائی
<http://tec.mporg.ir/>

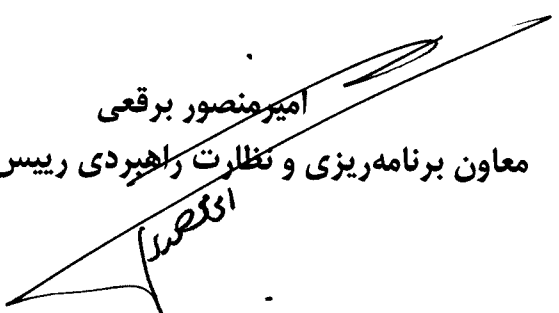
۱۳۸۷



بسمه تعالی

ریاست جمهوری

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

شماره: ۱۰۰/۹۱۸۷۶	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ: ۱۳۸۷/۱۰/۱	
موضوع: آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله	
<p>به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ، مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۴۶۳ دفتر نظام فنی اجرایی این معاونت، با عنوان «آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله» از نوع گروه اول ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۸۷/۱۲/۱ اجرا شود.</p> <p>رعایت کامل مفاد این نشریه از طرف دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر در اجرای طرح‌ها، الزامی است.</p> <p>امیرمنصور برقعی معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور</p> 	

561651

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی :

دفتر نظام فنی اجرائی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال

فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید :

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید .
- ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید .
- ۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید .
- ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید .

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود .

نشانی برای مکاتبه : تهران، میدان بهارستان خیابان صفی علیشاه ، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری ، دفتر نظام فنی اجرائی

بسمه تعالی

پیشگفتار

بهره‌گیری از ضوابط، معیارها و آیین‌نامه‌های ملی در تمامی مراحل طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی با رویکرد کاهش هزینه، زمان و ارتقاء کیفیت، از اهمیتی ویژه برخوردار بوده و در نظام فنی و اجرایی کشور، مورد تأکید جدی قرار گرفته است.

براساس مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مورد نیاز طرح‌های عمرانی می‌باشد. با توجه به تنوع و گستردگی طرح‌های عمرانی، طی سال‌های اخیر سعی شده است در تهیه و تدوین اینگونه مدارک علمی، از مراکز تحقیقاتی و توان فنی دستگاه‌های اجرایی ذیربط استفاده شود.

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری نیز در راستای وظایف و مسئولیتهای قانونی و به منظور هماهنگی و همگامی با آخرین مطالعات و تحقیقات صورت گرفته در مورد کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، با همکاری معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری و شورای عالی فنی امور زیربنایی حمل و نقل وزارت راه و ترابری اقدام به بازبینی و به‌روزرسانی نشریه شماره ۲۳۵ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (ابلاغیه شماره ۲۰۱۹۶ مورخ ۱۳۷۴/۴/۱۸ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران) نموده است که منجر به تدوین نشریه حاضر با عنوان «آیین‌نامه طرح پلهای راه و راه‌آهن در برابر زلزله» گردید.

بدینوسیله از خدمات ارزنده مدیران و کارشناسان محترم معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری، شورای عالی فنی امور زیربنایی حمل و نقل و پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری، شرکت‌های مهندسان مشاور و اساتید محترم دانشگاه‌های کشور که با راهنمایی‌های ارزنده خود در تدوین و بررسی این مجموعه مشارکت داشتند تشکر و قدردانی می‌نماید.

مهدی رحمتی

معاون نظارت راهبردی

۱۳۸۷

آیین‌نامه طرح پلهای راه و راه آهن در برابر زلزله

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
1	فصل اول - کلیات
1	1-1 هدف
1	2-1 حدود کاربرد
2	3-1 ضوابط کلی
3	1 - 4 - گروه بندی پلها بر حسب اهمیت
3	1 - 5 - گروه بندی پلها بر حسب شکل
5	فصل دوم - محاسبه نیروها و ترکیب بارها
5	1-2 کلیات
6	2-2 بار زنده
6	3-2 روش محاسبه در برابر زلزله
6	4-2 روش تحلیل استاتیکی معادل
14	2 - 5 - روش تحلیل دینامیکی پلها
19	2-6 ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها
21	فصل سوم - ضوابط خاص طراحی
21	3-1- نیروهای طراحی ستون، قاب شمع و شمع (سازه‌ای)
21	3-2- نیروهای طراحی پایه‌های دیواری
۲۱	۳-۳- طراحی اتصالات و طول نشیمنگاه
۲۵	۳-۴- ضوابط طراحی شالوده و کوله

- ۲۶ ۳-۵- اثر زلزله بر خاکریزهای پشت کوله‌ها و دیوارها.....
- ۲۹ ۳-۶- ضوابط طراحی سازه‌های فولادی
- ۲۹ ۳-۷- ضوابط طراحی بتن مسلح.....
- ۳۷ پیوست شماره ۱- درجه‌بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران.....
- ۵۵ پیوست شماره ۲- ضوابط تکمیلی روشهای تحلیل پل در برابر زلزله

فصل اول

کلیات

۱-۱- هدف

هدف از تهیه این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات با بهره‌گیری از آیین‌نامه 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 آیین‌نامه انتظار می‌رود پل‌های با اهمیت زیاد (بند ۱-۴-۱) 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 ۱-۴-۲) 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.

۱-۲- حدود کاربرد

این آیین‌نامه برای طرح و اجرای پل‌های فولادی، بتن مسلح، مختلط و بتن پیش‌تنیده به کار می‌رود.

*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.

۱-۲-۱- پل‌هایی که پایه‌های آنها با بتن بدون آرماتور یا با مصالح بنایی ساخته می‌شوند، مشمول این آیین‌نامه نمی‌شوند.

۲-۲-۱- پل‌های آبرو مدفون* در خاک معمولاً نیاز به محاسبه خاصی برای زلزله ندارند.

۳-۱- ضوابط کلی

۱-۳-۱- 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.

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

۳-۳-۱- عرشه پل‌های راه و راه‌آهن معمولاً از مقاومت و صلیبیت 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 براساس ضوابط خاص طراحی فصل سوم انجام می‌گیرد.

۴-۳-۱- کوله‌های پل‌ها و دیوارهای حایل باید بتوانند فشار خاک اضافی ناشی از زلزله را بر طبق بند (۳-۵) تحمل نمایند.

* پلهای آبرو مدفون به پلهای آبرویی اطلاق می‌شود که حداقل ۶۰ سانتیمتر خاک روی آنها وجود دارد.

۱-۳-۵- 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.

۱-۴- گروه‌بندی پل‌ها بر حسب اهمیت

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

۱-۴-۱- 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 راه‌آهن کشور
- ب - پل‌های راههای اتصالی به صنایع حیاتی کشور و تأسیسات مهم نظامی

۱-۴-۲- پل‌های با اهمیت متوسط

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

۱-۵- گروه‌بندی پل‌ها بر حسب شکل

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

۱-۵-۱- 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 90° باشد.
- ۳- در پل‌های متشکل از دهانه‌های ساده متوالی، زاویه قوس پل در پلان مساوی یا کمتر از 20° باشد.

۴- نسبت طول دهانه‌های متوالی کمتر از ۲ باشد.

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

۱-۵-۲- پل‌های نامنظم

این گروه شامل کلیه پل‌ها به جز مواردی که در بند (۱-۵-۱) ذکر شده‌اند، می‌باشد.

فصل دوم

محاسبه نیروها و ترکیب بارها

۲-۱- کلیات

۲-۱-۱- کلیه پل‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز موارد گفته شده در بندهای (۲-۲-۱) و (۳-۲-۱) باید طبق ضوابط این فصل محاسبه شوند.

۲-۱-۲- 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 (۲-۲-۳-۳) ارائه شده است.

۲-۱-۳- پل در دو امتداد عمود بر هم مطابق بندهای (۱-۳-۱) و (۲-۳-۱) محاسبه می‌شود. در محاسبه اثر مؤلفه افقی نیروی زلزله در هر امتداد، ۳۰٪ اثر نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن بطور همزمان بایستی اعمال گردد.

۲-۱-۴- نیروی زلزله باید در هر یک از امتدادهای پل به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

۲-۱-۵- محاسبه پل‌ها در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود.

۲-۲- بار زنده

۲-۲-۱- در محاسبه نیروی افقی زلزله، در پل‌های شهری، اعم از راه و راه‌آهن، حداقل نصف بار زنده عادی منظور می‌شود.

۲-۲-۲- در محاسبه نیروی افقی زلزله به استثنای موارد موضوع بند (۲-۲-۱)، 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.

۲-۳- روش محاسبه در برابر زلزله

۲-۳-۱- 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 (۲-۳-۲) و (۳-۳-۲) مشخص شده‌اند.

۲-۳-۲- در پل‌های منظم موضوع بند (۱-۵-۱) 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.

۲-۳-۳- در پل‌های از نوع معلق، ترکه‌ای، باسکولی و کلیه پل‌های نامنظم تحلیل دینامیکی اجباری است.

۴-۲- روش تحلیل استاتیکی معادل

۴-۲-۱- در این روش نیروی جانبی زلزله، بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان پیل و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می‌گردد. این نیرو با توجه به شکل نوسان پیل در مد اصلی و بر اساس یکی از دو روش ارائه شده در پیوست شماره ۲ در طول پیل توزیع می‌گردد.

۴-۲-۲- نیروی جانبی زلزله مؤثر بر عرشه پیل در هر یک از دو امتداد از رابطه (۲-۱) بدست می‌آید :

$$F = C.W \quad (2-1)$$

در این رابطه :

F : نیروی مؤثر بر عرشه پیل

W : وزن مرده عرشه پیل به اضافه مقداری از بار زنده روی پیل که در بخش (۲-۲) مشخص شده‌است.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۲) به دست می‌آید :

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (2-2)$$

در این رابطه :

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

B : ضریب بازتاب پیل که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می‌آید،

I : ضریب اهمیت پیل،

R : ضریب رفتار پیل،

۴-۲-۳- شتاب مبنای طرح (A) در مناطق مختلف کشور به شرح زیر تعیین می‌شود :

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

پهنه‌بندی مناطق چهارگانه فوق در پیوست شماره (۱) مشخص شده‌اند.

۲-۴-۴- 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 شکل‌های (الف و ۱-ب) تعیین می‌شود.

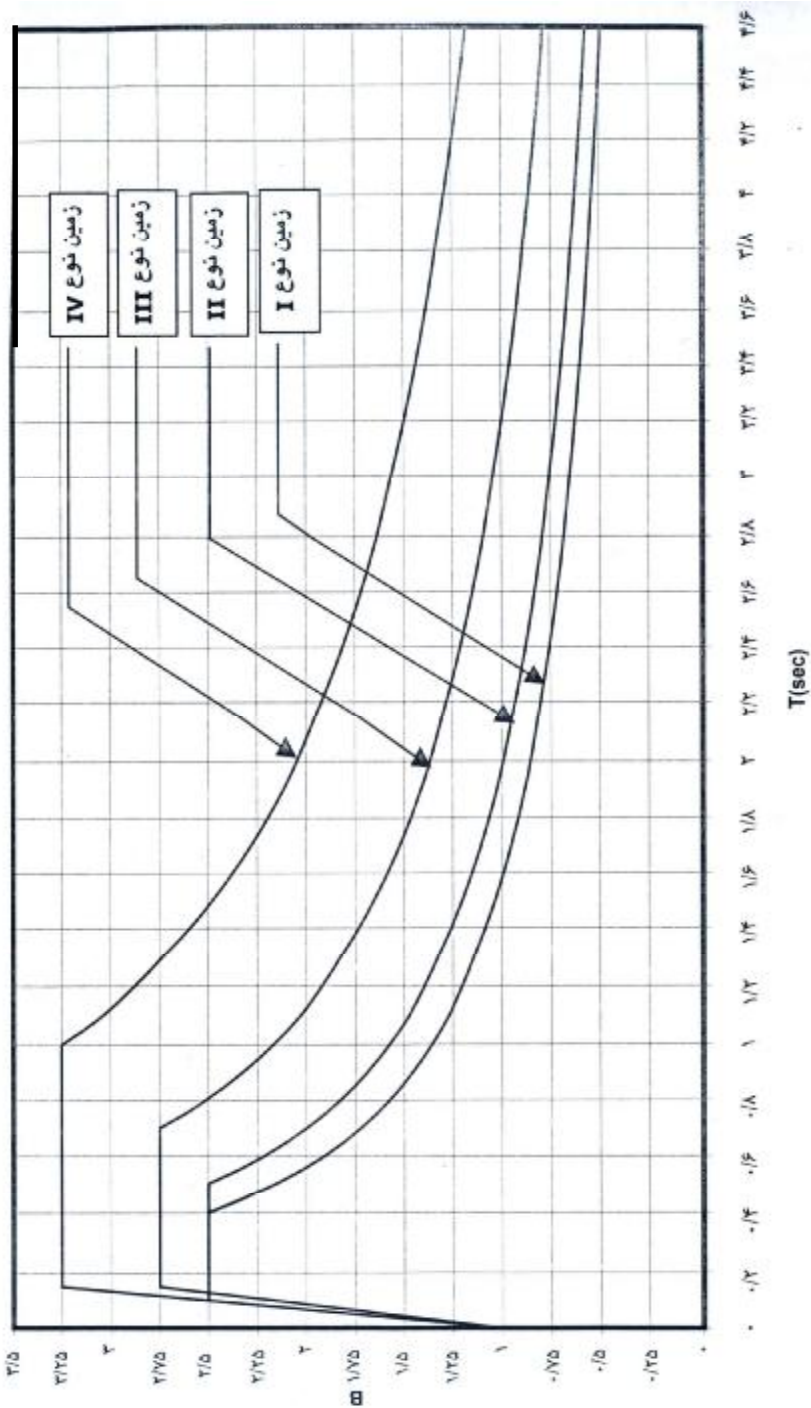
$$\begin{aligned} B &= 1 + S (T / T_0) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B &= S+1 & T_0 \leq T \leq T_S \\ B &= (S+1) (T_S / T)^3 & T \geq T_S \end{aligned} \quad (3-2)$$

در این روابط:

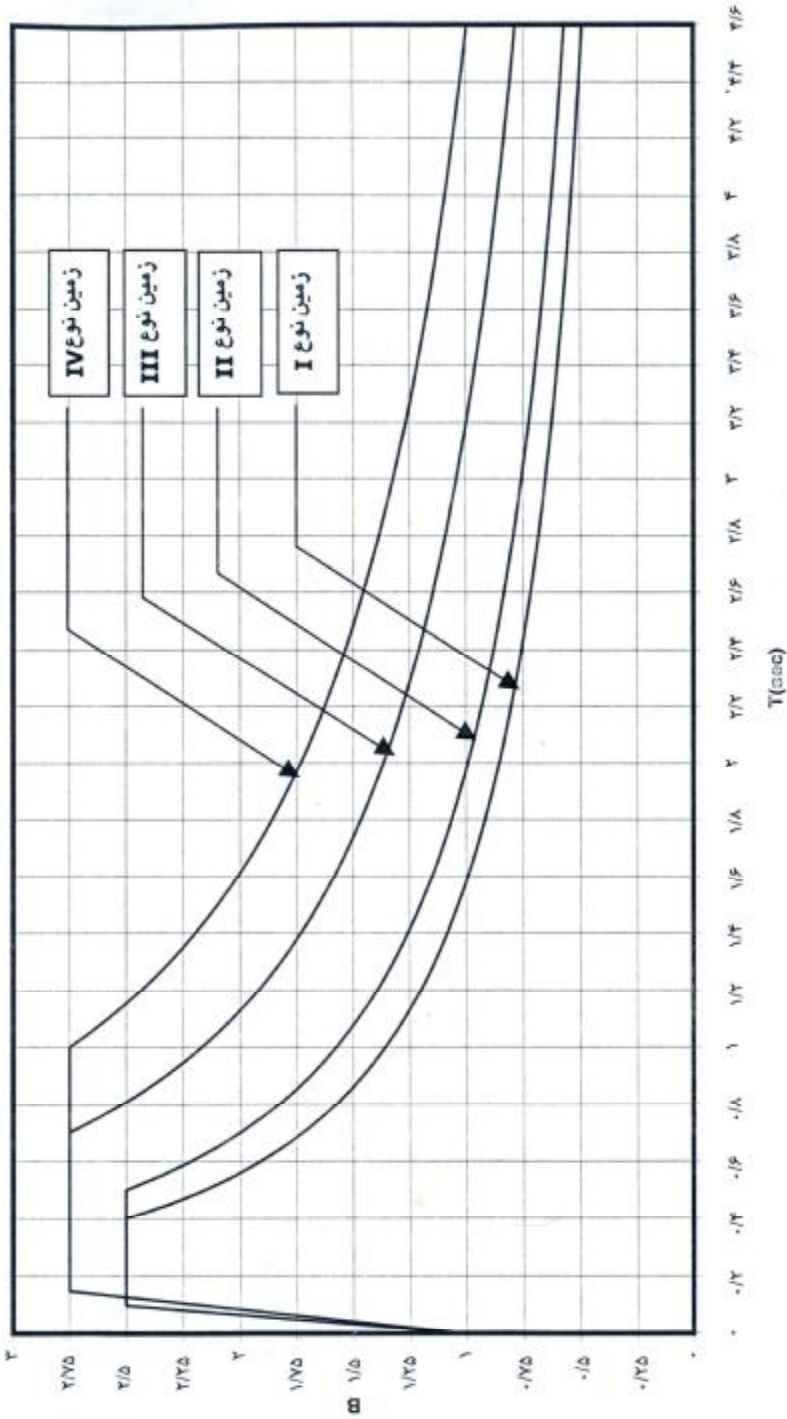
T : زمان تناوب اصلی نوسان پل به ثانیه که طبق بند ۲-۴-۶ تعیین می‌شود.
 T_0 , T_S , S_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین ساختگاه و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۱) مشخص شده‌اند.

جدول ۱: پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

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

۲-۴-۵- طبقه‌بندی نوع زمین از نظر نوع سنگ و خاک، موضوع بند (۲-۴-۵)، به شرح جدول (۲) انجام می‌شود.

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 کنگلومرایبی ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر	بیشتر از ۷۵۰ $375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
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	$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$ $375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
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	$175 \leq \bar{V}_s < 375$ $175 \leq \bar{V}_s < 375$
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

تبصره: \bar{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 \bar{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 منخرج 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 صورتیکه تشخیص نوع خاک با مشاهدات و شواهد توصیفی این جدول توسط طراح امکان پذیر نباشد، لازم است براساس آزمایش‌های 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 \bar{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.

۲-۴-۶- زمان تناوب اصلی نوسان پل (T) را می‌توان از رابطه (۲-۴) بر اساس روش بار یکنواخت و یا رابطه مشابه در روش توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش (پیوست شماره ۲) محاسبه نمود.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{Kg}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2-4)$$

در این رابطه:

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

۲-۴-۷- ضریب اهمیت پل (I) با توجه به گروه‌بندی پل‌ها در بخش (۱-۴)، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

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

۲-۴-۸- 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، پایه‌ها یا قاب شمعها به تیر سرستون، تیر سرشمع (Cap Beam) یا روسازه	۳	- تک ستونها
۱/۰			- شمع ستون بتن آرمه (قاب‌هایی که ستونهای آنها را شمع تشکیل می‌دهد)
۱/۰		۳	(a) فقط شمعهای قائم
	- اتصال ستونها یا پایه ها به شالوده	۲	(b) دارای حداقل یک شمع مایل
			- قاب شمعهای فولادی یا مرکب (فولاد و بتن آرمه)
		۵	(c) فقط شمعهای قائم
		۳	(d) دارای حداقل یک شمع مایل
			- شالوده‌ها، سرشمعها و شمعها ^۳
		نصف مقدار R که در محاسبه پایه ها به کار برده شده است	

۱: ضریب R بدست آمده باید در هر دو جهت عمود بر هم به زیرسازه اعمال گردد.

۲: پایه دیواری را می‌توان 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 می‌توان از ضریب R برای تک ستون در جهت ضعیف استفاده کرد.

۳: قسمتهایی از شمع‌ها و سرشمعها که بالای تراز آب یا خاک می‌باشند، پایه تلقی شده و سایر قسمتهای زیر آن شالوده، سرشمع و شمع تلقی می‌گردند.

۴: اتصالات به سیستمهای مکانیکی اطلاق می‌شود که نیروهای برشی و محوری را از یک عضو به عضو دیگر سازه منتقل می‌کند. این وسیله عموماً شامل اتصالات خمشی نمی‌شود و بنابراین فقط سیستم تکیه گاهی و برش‌گیرها را شامل می‌شود.

تبصره: در طراحی پایه‌ها و کلیه اعضای بتن مسلح که در تحمل بارهای جانبی زلزله شرکت دارند، باید «ضوابط خاص طراحی» مندرج در فصل سوم این آیین‌نامه رعایت گردد.

۲-۴-۹- پایه‌های پل علاوه بر نیروی زلزله ناشی از وزن عرشه (بندهای ۲-۴-۱ و ۲-۴-۲)، 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.

۲-۴-۱۰- 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.

۲-۴-۱۱- در پایه‌هایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای (موجب لنگرهای خمشی ثانویه بیش از ده درصد لنگرهای خمشی اولیه) در آنها اتفاق می‌افتد، اثر $P-\Delta$ در نظر گرفته شود.

۲-۵- 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 (۲-۱-۵-۱-الف) و یا از طیف طرح ویژه ساختگاه طبق بند (۲-۱-۵-۱-ب) استفاده نمود. در تحلیل دینامیکی برای مدلسازی سازه پل از بند (۲-۱) پیوست ۲ می‌توان استفاده نمود.

۲-۵-۱- 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 ۲-۵-۱-۲) انجام می‌گیرد. حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بند (۲-۵-۱-۱) به دست می‌آید. سپس بازتاب کلی سازه از ترکیب آماری بازتابهای حداکثر هر مد مطابق بند (۲-۵-۱-۳) تخمین زده می‌شود.

۲-۵-۱-۱- طیف‌های طرح

طیف‌های طرح به یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

الف- طیف طرح استاندارد

این طیف، براساس ضوابط عنوان شده در بند ۲-۴-۴ که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است، از حاصلضرب مقدار ضریب بازتاب سازه (B) در مقدار شتاب مبنای طرح (A)، ضریب اهمیت (I) و عکس ضریب رفتار ($\frac{1}{R}$) 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 صورتیکه 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 ($\frac{1}{R}$) ضرب گردد. در هر صورت مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه را نباید کمتر از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد در نظر گرفت.

۲-۵-۱-۲- 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.

۲-۵-۱-۳- 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 هم‌زمان 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 بر گیرد. 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:

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5-2)$$

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:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.67 \quad (T_n > T_m) \quad (6-2)$$

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.

* Square Root of Sum of Squares

در صورتیکه 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:

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} u_n u_m \right)^{\frac{1}{2}} \quad (۷-۲)$$

در رابطه فوق مقادیر u_m و u_n حداکثر بازتابهای سازه در درجه آزادی مورد نظر به هنگام ارتعاش به ترتیب در مدهای n و m 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_m و u_n باید رعایت شوند.

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (۸-۲)$$

در رابطه فوق مقدار r از رابطه (۶-۲) و $\xi = 0.05$ منظور می‌شود.

۲-۵-۲- 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.

* Complete Quadratic Combination

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

۱) در صورتیکه شتابنگاشت‌ها مربوط به زلزله‌های واقعی اتفاق افتاده در مناطق دیگر باشند، باید حتی‌المقدور سعی شود ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک در محل شتابنگاشت با محل احداث پل مورد نظر مشابه داشته باشند.

۲) مدت زمان حرکت شدید در شتابنگاشت‌ها 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 هر یک از زوج شتابنگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

پ- طیف‌های پاسخ هر زوج شتابنگاشت 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 شتاب‌نگاشت، متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های تناوب $0.2T$ و $1.5T$ 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 (۲-۴-۶) محاسبه می‌گردد.

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

۶۲- 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:

$$(۹-۲) \quad 1.0(D+L+B+SF+E+EQM) = \text{گروه بارگذاری زلزله}$$

که در آن:

D: بار مرده

L: بار زنده طبق بند (۲-۲)

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 بتن‌آرمه به اندازه ۳۳ درصد و تنش مجاز سازه‌های فولادی به اندازه ۵۰ درصد قابل افزایش است.

فصل سوم

ضوابط خاص طراحی

۳-۱- 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 پایه‌های دیواری طبق بند (۳-۷-۳) باید رعایت گردد. در صورتی که پایه در جهت ضعیف به صورت ستون طراحی گردد، نیروهای طراحی مطابق بند (۳-۲) بوده و ضوابط بند (۳-۷) در طراحی ستون باید رعایت شود.

۳-۲- 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.

۳-۳- طراحی اتصالات و طول نشیمنگاه

۳-۱-۳- 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 مهارکننده‌ها 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.

۳-۳-۲- 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.

۳-۳-۲-۱- مهارهای لرزه‌گیر افقی

تابلیه‌ها در محل درزهای انبساط، در محل تکیه‌گاهها و میان‌دهانه‌ها، 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.

۳-۳-۲-۲- مهارهای عمودی

در تکیه‌گاههایی که عکس‌العمل قائم ناشی از زلزله، در خلاف جهت عکس‌العمل قائم ناشی از بار مرده عرشه بوده و مقدار آن از نصف عکس‌العمل 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:

$$F_V = 0.1 R_{DS} \quad (1-3)$$

ب - اگر $R_E > R_D$ باشد:

$$F_V = 1/2(R_E - R_D) \quad (2-3)$$

$$F_V \geq 0/1R_{DS} \quad (3-3)$$

در این روابط:

F_V : نیروی مهار کننده عمودی،

R_E : عکس‌العمل قائم ناشی از نیروی جانبی زلزله،

R_D : عکس‌العمل قائم بار مرده عرشه،

R_{DS} : عکس‌العمل قائم بار مرده عرشه با فرض دوسر مفصل بودن دهانه.

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

$$N = 600 + 5L + 10H \quad (3-4)$$

در این رابطه:

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 دهانه‌ای L برابر است با طول تابلیه. این طولها در شکل ۳-۱ 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 میان‌دهانه‌ای، H متوسط ارتفاع دو ستون مجاور درز است.

تبصره: جهت تعیین مقدار طول نشیمنگاه می‌توان از محاسبه تغییر مکانهای ناشی از

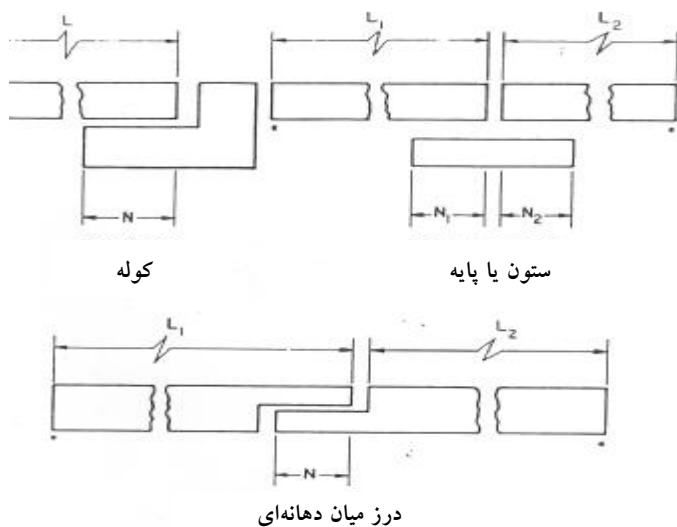
نیروهای ارتجاعی نیز استفاده نمود. در محاسبه تغییر مکانها لازم است اثر وسایل اتصال

افقی در کلیه 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 تکیه‌گاهها در محل درزهای انبساط
 - حرکت غیر هم فازکوله‌ها 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 ۳-۱: ابعاد لازم برای تامین حداقل طول نشیمنگاه

۳-۴- ضوابط طراحی شالوده و کوله

۳-۴-۱- کلیات

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

۳-۴-۲- 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 شماره 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.

۳-۴-۲-۱- 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 (anchor) 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 ۶۰ 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 (۳-۷-۲-۴) می باشد.

۴) شمعهای بتن درجا: حداقل مساحت آرماتور طولی مورد نیاز در $\frac{2}{3}$ قسمت بالایی طول شمعها باید از 0.075 سطح مقطع شمع (A_g) بیشتر و با حداقل ۴ عدد میلگرد تامین شود و آرماتور دورپیچ یا تنگهایی به قطر ۶ 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 (۳-۷-۲-۴)) می باشد، نیز باید رعایت شود.

۳-۵- اثر زلزله بر خاگریزهای پشت کوله‌ها و دیوارها

۳-۵-۱- 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 مونتونوبه/اوکابه* 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 صرف نظر کرد. کوله‌ها باید به ابعادی

*کوله باید آزاد بوده و بتواند به مقدار کافی تغییر مکان دهد به طوری که مقاومت خاک کاملاً بسیج شده یا به عبارت دیگر فشار محرک خاک k_h تامین شود. خاک پشت کوله بدون چسبندگی و با زاویه اصطکاک داخلی ϕ می‌باشد. حدود مقادیر دوران دیوار که باعث بسیج شدن فشار محرک و مقاوم خاک می‌شود در جدول ذیل آمده است:

دوران دیوار $(\frac{\Delta}{H})$		نوع خاک
فشار مقاوم	فشار محرک	
۰/۰۲۰	۰/۰۰۱	دانه‌ای متراکم
۰/۰۶۰	۰/۰۰۴	دانه‌ای غیر متراکم

طراحی شوند که به جای دوران، بلغزند و تدابیری باید اتخاذ گردد که تغییر مکان افقی 250A (A 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 مهارها یا شمعهای مایل جلوگیری می‌شود، فشار جانبی خاک با استفاده از ضریب زلزله $k_h = 1.5A$ 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:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \quad (5-3)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{AE} \quad (6-3)$$

γ : وزن مخصوص خاک

H : ارتفاع دیوار

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی

δ : زاویه اصطکاک بین خاک و کوله

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

k_h : ضریب شتاب افقی زلزله

k_v : ضریب شتاب قائم زلزله

l : زاویه شیب خاکریزی

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

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad (7-3)$$

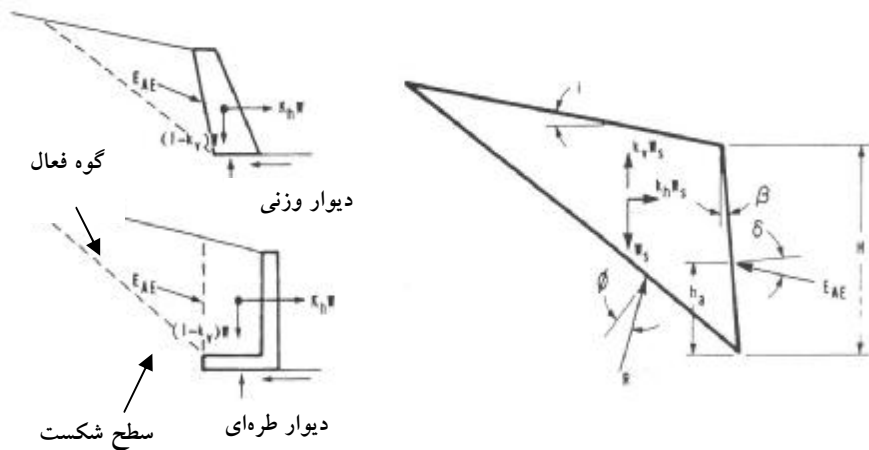
روابط نظیر در مورد ضریب فشار مقاوم خاک K_{PE} و نیروی مقاوم خاک E_{AE} در حالت زلزله به روش مونونوبه/اوکابه به شرح ذیل می باشد:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\Gamma \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \quad (8-3)$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{PE} \quad (9-3)$$

$$\Gamma = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad (10-3)$$

محل تاثیر برآیند فشار خاک در حالت زلزله را می توان با فرض آنکه نیروی استاتیک خاک در فاصله $\frac{H}{3}$ از کف دیوار و نیروی دینامیکی اضافی در فاصله $0.6H$ از کف دیوار اثر نماید، محاسبه نمود*.



شکل ۳-۲: نمودار نیروی گوه فعال

* برای بسیاری از حالات می توان نیروی حاصله از خاک در شرایط زلزله را در نقطه اثر $h = \frac{H}{2}$ و با توزیع فشار گسترده بکنواخت منظور نمود.

۳-۵-۲- کوله‌های یکپارچه*

در کوله‌های یکپارچه، حداکثر فشار خاک بر روی کوله را می‌توان برابر با حداکثر نیروی طولی زلزله منتقل شده از تابلیه 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 تابلیه به کوله بیشتر باشد. هنگامی که قسمتی از نیروهای طولی زلزله با پایه‌های میانی مستهلک می‌شود، لازم است نیروی زلزله وارد بر کوله با در نظر گرفتن سختی پایه‌های میانی، کوله‌ها و خاک پشت کوله محاسبه گردد.

۳-۶- ضوابط طراحی سازه‌های فولادی

۳-۶-۱- کلیات

طراحی و ساخت ستون و اتصالات فولادی طبق آیین‌نامه 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.

۳-۶-۲- اثر $P-\Delta$

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

۳-۷- ضوابط طراحی بتن مسلح

۳-۷-۱- 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

* 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.

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.

۳-۷-۲- 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 ۳-۷-۳ 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.

۳-۷-۲-۱- 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.

۳-۷-۲-۲- 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 ماریپچ 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 $f'_c/20$ و صفر است، می‌توان مقدار ϕ را بطور خطی، از ۰/۵ به ۰/۹ (مقدار ϕ برای خمش) افزایش داد.

۳-۷-۲-۳- برش ستون و آرماتور عرضی

در نواحی انتهایی ستون، وقتی میانگین تنش فشاری در هسته مرکزی ستون، از صفر تا $f_c/10$ افزایش می یابد، مقدار V_c به طور خطی از صفر تا مقدار حداکثر آن افزایش می یابد.

ناحیه انتهایی ستون ناحیه ای در محل اتصال ستون به سر ستون یا تابلیه و محل اتصال ستون و شالوده می باشد که حداقل طول آن باید بزرگترین هر سه مقدار زیر باشد:

الف - بزرگترین بعد سطح مقطع ستون

ب - $\frac{1}{6}$ ارتفاع مؤثر ستون

ج - ۴۵ سانتیمتر

ناحیه انتهایی بالای شمع ستونها همانند ستون تعیین می گردد، لیکن ناحیه انتهایی پایینی از سه برابر قطر شمع پایین تر از نقطه گیرداری* تا یک برابر قطر شمع (یا حداقل ۴۵ سانتیمتر) بالای سطح خاک در نظر گرفته می شود.

۳-۷-۲-۴- 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 ماریچ به حجم کل هسته (ρ_s) برای ستونهای گرد، بیشترین یکی از دو مقدار زیر می باشد:

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (11-3)$$

*Fixity

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (۱۲-۳)$$

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

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (۱۳-۳)$$

$$A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (۱۴-۳)$$

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

۳-۷-۲-۵- فاصله آرماتورهای عرضی برای مجبوس کردن بتن

در نواحی انتهایی ستون و شمع ستونها، تعریف شده طبق بند (۳-۷-۲-۳) که

احتمال تشکیل لولای خمیری می رود، 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.

۳-۷-۲-۶- وصله آرماتور طولی

وصله با رعایت الزامات طراحی فقط در محدوده میانی ستون (خارج از محدوده‌های $\frac{1}{4}$ 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 بر اینکه 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.

۳-۷-۳- 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 ۰/۰۲۵ 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_n : 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:

$$v_u = 0.16\sqrt{f'_c} + 0.007\rho_h f_y \quad (15-3)$$

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 $0.16\sqrt{f'_c}$ تجاوز نماید. آرماتورهای برشی باید در دو سفره و با توزیع یکنواخت استفاده شوند و مقدار ρ_n 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.

۳-۷-۴- اتصالات ستون

منظور از اتصال ستون، ادامه قائم مقطع ستون به درون عضو مجاور می‌باشد. در محاسبه طول مهارای 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 $0.16\sqrt{f'_c}$ بیشتر باشد.

۳-۷-۵- 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_j برحسب نیوتن، که از رابطه زیر بدست می‌آید، تجاوز نماید:

$$V_j = 0.85(0.045 A_{vf} f_y + 3.34 P_n) \quad (۱۶-۳)$$

که در آن:

A_{vf} : کل سطح مقطع آرماتور که از درز اجرایی عبور می‌کند بر حسب میلیمتر مربع

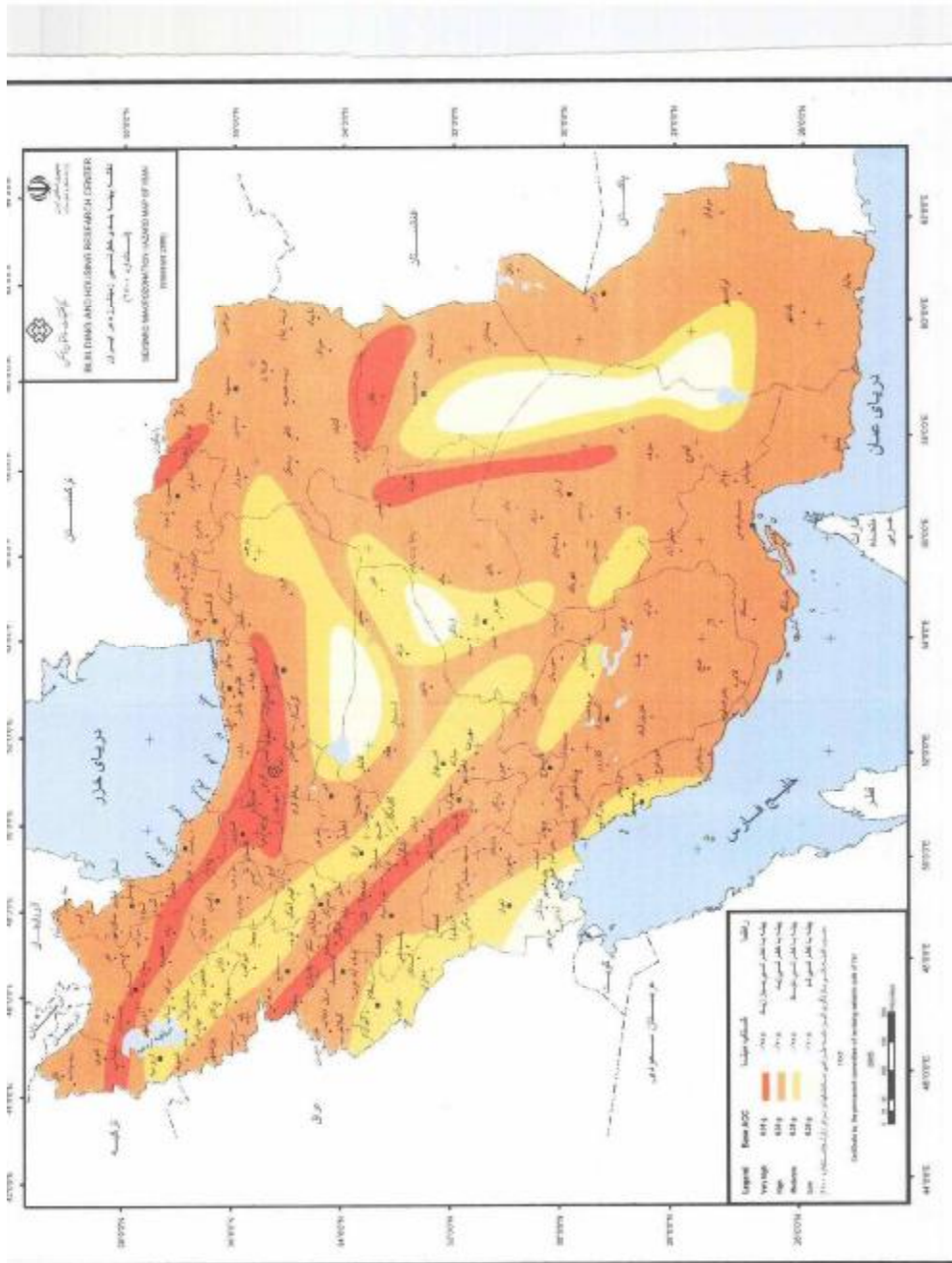
f_y : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

P_n : حداقل بارمحوری ستون یا پایه دیواری بر حسب نیوتن

* dowel action

پیوست 1

درجه بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

پیوست 2

ضوابط تکمیلی روشهای تحلیل پل در برابر زلزله

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 (۲-۳-۲) و (۲-۳-۳)

این آیین‌نامه می‌باشد.

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.

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:

$$K = \frac{p_0 L}{v_{smax}}$$

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

L : طول کل پل

$v_s \max$: 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 ۲-۲ می‌باشد.

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

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

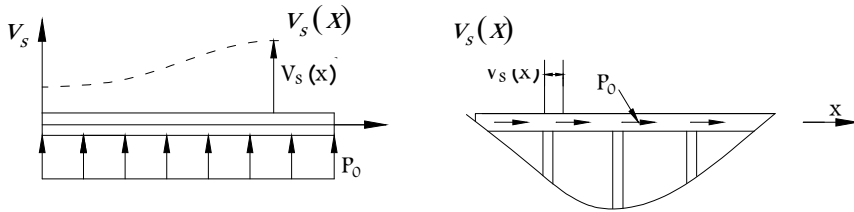
گام چهارم - نیروی زلزله استاتیکی معادل P_e از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

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

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 ۱: عرشه پل که تحت تاثیر بارگذاری طولی و عرضی قرار دارد

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 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 می باشد.

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

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

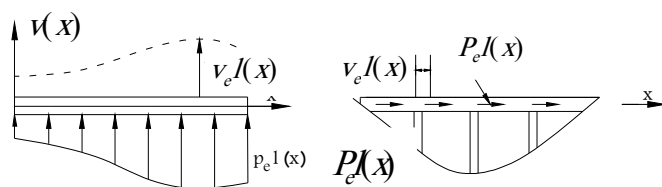
گام چهارم - بار استاتیکی معادل زلزله $p_e(x)$ از رابطه زیر محاسبه می شود:

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

C : ضریب زلزله که از رابطه ۲-۲ بند (۲-۴-۲) به دست می آید.

$p_e(x)$: 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 ۲ بر پل تأثیر داده شود و نیروی اعضاء و تغییر مکانها به واسطه آن تعیین می گردد.



شکل ۲: عرشه پل که تحت تاثیر بارگذاری طولی و عرضی معادل زلزله قرار دارد

۳- روش تحلیل دینامیکی

اصولاً روش تحلیل دینامیکی چند مدی برای پل های غیر منظم از لحاظ هندسی به کار می رود که در مدهای ارتعاش، در هر سه راستا به صورت هم بسته با همدیگر عمل

می‌کنند. این هم‌بستگی 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 هم‌بستگی 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.

۳-۱- روسازه‌ها

روسازه‌ها باید به صورت سه بعدی با گره‌هایی مدل شوند که محل این گره‌ها علاوه بر نقاط انتهایی دهانه‌ها، حداقل در $\frac{1}{4}$ 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.

۳-۲- زیرسازه‌ها

ستونها و پایه‌های میانی نیز مانند اعضای قابهای فضایی باید مدل‌سازی شوند. برای ستونهای سخت و کوتاه که طول آنها کمتر از $\frac{1}{3}$ طول کوچکترین دهانه مجاور آنهاست، نیازی به در نظر گرفتن گره‌های میانی نمی‌باشد. ستونهای بلند و انعطاف‌پذیر باید با گره‌های میانی در $\frac{1}{3}$ 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 مدل‌سازی نمود.

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.

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 ۲-۲ این آیین‌نامه می‌باشد.

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی- فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی <http://tec.mporg.ir> قابل دستیابی می‌باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

Islamic Republic of Iran

Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code

NO: 463

**Office of Deputy for Strategic Supervision
Bureau of Technical Execution System
<http://tec.mporg.ir>**

**Ministry of Roads and
Transportation
Deputy of Training; Research and
Information Technology
www.rahiran.ir**

2008/1387