civiliha.com

مجموعه
استانداردها و آیین‌نامه‌های
ساختمانی ایران

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

شماره نشر: ض-۲۵۳

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۴)

کمیته دائمی
بازنگری آیین‌نامه
طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

civiliha.com

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
وزیر

تاریخ: ۹۳/۰۸/۲۴
شماره: ٤٤٣١٣/١١٠/٠١

بسمه تعالی

به استناد ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان- مصوب ۱۳۷۴- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم) که به شرح متن پیوست توسط این وزارتخانه- مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی- بازنگری و تدوین شده و در جلسه مورخ ۱۳۹۳/۰۶/۲۳ کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه مذکور و نیز کمیته ملی استاندارد مربوط به آن مورد تأیید قرار گرفته است، تمامی ساخت‌وسازها در سراسر میهن اسلامی باید بر اساس آن انجام گیرد.

شهرداری‌ها، بخشداری‌ها، دهیاری‌ها و سایر مراجع صدور پروانه و کنترل و نظارت بر اجرای ساختمان‌ها و همچنین مالکان، کارفرمایان و مجریان ساختمان‌ها و صاحبان حرفه‌های مهندسی ساختمان می‌بایست این آیین‌نامه را رعایت و اجرا نمایند.

شایان یادآوری است که همزمان مفاد ویرایش سوم این آیین‌نامه نیز تا پایان شهریورماه سال ۱۳۹۴ معتبر خواهد بود.

این آگهی جایگزین تصویب‌نامه شماره ۱۱۳۰۹/۱۰۰/۰۲ مورخ ۸۴/۴/۱۸ می‌شود.

عباس آخوندی

فهرست مطالب

اسامی اعضای کمیته‌های بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش ۴) ... ک

اعضا و اسامی کارگروه‌های آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش ۴) ... س

تعاریف ... ش

علائم ... ذ

فصل اول: کلیات ... ۱

۱-۱ هدف ... ۱

۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی ... ۱

۱-۳ حدود کاربرد ... ۲

۱-۴ ملاحظات معماری ... ۲

۱-۵ ملاحظات کلی سازه‌ای ... ۳

۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت ... ۵

۱-۷ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی ... ۶

۱-۸ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای ... ۱۱

فصل دوم: حرکت زمین ... ۱۳

۲-۱ تعریف ... ۱۳

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A ... ۱۳

۲-۳ تعیین ضریب بازتاب ساختمان، B ... ۱۴

۲-۴ طبقه‌بندی نوع زمین ... ۱۸

۲-۵ حرکت زمین ... ۲۱

طیف طرح استاندارد ... ۲۱

طیف طرح ویژه ساختگاه ... ۲۱

تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت ... ۲۲

فصل سوم: ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ... ۲۵

۳-۱ ملاحظات کلی ... ۲۵

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه ... ۲۶

روش‌های تحلیل خطی ... ۲۷

روش‌های تحلیل غیرخطی ... ۲۷

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل ۲۷
نیروی برشی پایه، V_u ۲۷
ترازپایه ۲۹
ضریب نامعینی سازه، ρ ۲۹
زمان تناوب اصلی نوسان، T ۳۱
ضریب اهمیت ساختمان، I ۳۳
ضریب رفتار ساختمان، R_u ۳۳
ترکیب سیستم‌ها در پلان ۳۶
ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع ۳۷
توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ۳۸
توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان ۳۹
محاسبه ساختمان در برابر واژگونی ۴۰
نیروی قائم ناشی از زلزله ۴۱
ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ۴۱
اثر اندرکنش خاک و سازه ۴۲
۳-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی ۴۲
روش تحلیل طیفی ۴۳
روش تحلیل تاریخچه زمانی ۴۴
۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ۴۵
۳-۶ اثر $P-\Delta$ ۴۷
۳-۷ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده ۴۸
۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها ۴۹
۳-۹ افزایش بار جانبی در اعضای خاص ۵۱
۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ۵۱
۳-۱۱ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری ۵۱
۳-۱۲ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها ۵۳
۳-۱۳ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی ۵۳
فصل چهارم: ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ۵۷
۴-۱ کلیات ۵۷

۴-۲ نیروی زلزله ۵۸
۴-۳ تغییر مکان جانبی ۶۰
۴-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای ۶۱
۴-۵ ضوابط خاص اجزای معماری ۶۲
۴-۶ ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی ۶۵
فصل پنجم: ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیر ساختمانی ۶۷
۵-۱ کلیات ۶۷
۵-۲ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها ۶۷
۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین ۶۹
۵-۴ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر سازه‌های دیگر ۷۰
۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه‌های غیرساختمانی ۷۱
فصل ششم: الزامات ژئوتکنیکی ۷۵
۶-۱ شناسایی نوع زمین ۷۵
۶-۲ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله ۷۶
روانگرایی ۷۷
زمین لغزش ۸۰
فرونشست ۸۲
گسلش ۸۲
۶-۳ بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی ۸۳
۶-۴ دیوار نگهبان خاک ۸۴
فصل هفتم: ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی کلافدار ۸۷
۷-۱ تعریف ۸۷
۷-۲ هندسه ساختمان ۸۷
۷-۳ باز شو (در –پنجره –گنجه) ۹۷
۷-۴ مصالح ۹۹
۷-۵ انواع دیوار مصالح بنایی ۱۰۰
۷-۶ کلاف‌بندی ۱۰۶
۷-۷ سقف ۱۱۶

۷-۸ نماسازی ۱۲۶
۷-۹ خرپشته ۱۲۶
پیوست ۱: درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران ۱۲۷
پیوست ۲: راهنمای انجام تحلیل غیرخطی ۱۷۵
۱- کلیات ۱۷۷
۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه ۱۷۷
۳-تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۷۸
۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ۱۸۳
پیوست ۳: اثر $P-\Delta$ ۱۸۷
۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم ۱۸۹
۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه ۱۹۱
۳- روش استفاده از برنامه کامپیوتری ۱۹۲
پیوست ۴: دیافراگم‌ها ۱۹۳
۱- تعریف و عملکرد ۱۹۵
۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی ۱۹۶
۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری ۱۹۶
۴- تغییر شکل دیافراگم‌ها ۱۹۷
۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم‌ها ۱۹۹
۶- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها ۲۰۰
پیوست ۵: اندرکنش خاک و سازه ۲۰۳
۱- کلیات ۲۰۵
۲- روش تحلیل استاتیکی معادل ۲۰۵
۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی ۲۱۱

* تعاریف

اثر P- Δ: P-Delta Effect

اثر ثانوی بارهای قائم بر روی تلاش‌ها و تغییر مکان‌های اجزای قاب است که به علت تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه به‌وجود می‌آید.

اتصال خورجینی: Khorjini Connection

نوعی اتصال تیر به ستون است که در آن تیرها از دو سمت ستون عبور داده شده و برای ایجاد اتصال از جزئیات خاصی که در نشریه شماره۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی آورده شده، استفاده می‌گردد.

برش پایه: Base Shear

مجموع نیروهای جانبی زلزله که در ساختمان ایجاد می‌شود. این نیرو به صورت برش در تراز پایه اثر داده می‌شود.

برش طبقه: Story Shear

جمع کل نیروی جانبی زلزله که در طبقات بالاتر از تراز طبقه مورد نظر ایجاد می‌شود. این نیرو به صورت برش در طبقه به‌وجود می‌آید.

تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می‌شود در آن تراز حرکت زمین به سازه منتقل می‌گردد و سازه از این تراز به بالا دارای حرکتی مستقل از زمین است.

تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن.

جمع‌کننده: Collector

عضوی از دیافراگم است که به موازات نیروی برشی دیافراگم است و نیرو را به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده، منتقل می‌نماید.

حد مقاومت: Strength Limit

ترازی از تلاش‌هاست که در آن فولاد، در قطعات فولادی یا بتن‌آرمه، در کشش به مقاومت

تسلیم می‌رسد.در این تراز تلاش‌های واقعی با اعمال ضرائب اطمینان افزایش داده شده‌اند.

حد تنش مجاز: Allowable Stress Limit

ترازی از تلاش است که در آن نیروهای واقعی بدون اعمال ضرائب اطمینان به سازه اثر داده شده‌اند.

دیافراگم: Diaphragm

کف‌ها، بام‌ها و یا سیستم‌های مهاربندی افقی یا تقریباً افقی هستند که بار جانبی زلزله را با عملکرد میان‌صفحه‌ای به سیستم‌های قائم باربر جانبی منتقل می‌کنند.

دیوار برشی: Shear Wall

دیوار برشی دیواری است که نیروهای جانبی افقی را با عملکرد میان‌صفحه‌ای تحمل کرده و به شالوده منتقل می‌کند.

روانگرائی: Liquefaction

حالتی از زمین‌های ماسه‌ای نامتراکم اشباع شده است که در آن به علت حرکت ناشی از زلزله تعادل دانه‌ها بهم خورده و زمین با کاهش شدید مقاومت باربری و نشست زیاد روبرو می‌شود.

سختی طبقه: Story Stiffness

برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبهٔ این سختی می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقهٔ مورد نظر وارد کرد و کلیهٔ طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت.

سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به‌طور عمده و بارهای جانبی کلاً توسط دیوارها تحمل می‌شوند. به بند (۱-۸-۱) مراجعه شود.

سیستم قاب ساختمانی: Building Frame System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به‌طور عمده توسط قاب‌های فضایی، بارهای جانبی کلاً توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده تحمل می‌شوند. به بند (۱-۸-۲) مراجعه شود.

سیستم قاب خمشی: Moment Frame System

سیستمی است که در آن کلیه بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی و بارهای جانبی کلاً توسط قاب‌های خمشی تحمل می‌شوند. قاب‌های خمشی جزئی از قاب‌های فضایی هستند. به بند (۱-۸-۳) مراجعه شود.

سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

سیستمی است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی به‌طور عمده و بارهای جانبی کلاً توسط قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تحمل می‌شوند. به بند (۱-۸-۴) مراجعه شود.

سیستم کنسولی: Cantileverd System

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به صورت کنسولی تحمل می‌شوند.

شکل‌پذیری: Ductility

خصوصیتی از سازه است که در آن اعضاء در تمام یا قسمتی از طول خود، بدون تغییر قابل ملاحظه‌ای درمقاومت، قادر به قبول تغییر شکل‌های عمدتاً پلاستیک می‌باشند.

طبقه: Story

فاصله بین دو کف متوالی. کف زیرین هر طبقه به همین اسم نامیده می‌شود.

طبقه نرم: Soft Story

طبقه‌ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد.

طبقه خیلی نرم: Extreme Soft Story

طبقه‌ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۶۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۷۰٪ متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد.

طبقه ضعیف: Weak Story

طبقه‌ای است که مقاومت جانبی آن کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی آن باشد.

طبقه خیلی ضعیف: Extreme Weak Story

طبقه‌ای است که مقاومت جانبی آن کمتر از ۶۵٪ مقاومت جانبی طبقه روی آن باشد.

قاب خمشی: Moment Frame

قابی است که در آن اتصالات تیر به ستون پیوسته (گیردار) است.

قاب فضایی: Space Frame

قابی است سه بعدی که دارای اتصالات تیر به ستون ساده یا پیوسته است.

قاب مهاربندی‌شده فولادی: Steel Braced Frame

قابی است به شکل خرپای قائم از نوع همگرا و یا واگرا، که از آن برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی استفاده می‌شود.

قاب مهاربندی‌شده همگرا: Concentrically Braced Frame

قاب مهاربندی‌شده‌ای است که در آن امتداد اعضای مورب از محل تقاطع تیرها و ستون‌ها می‌گذرند. در این قاب‌ها اعضاء عمدتاً تحت فشار یا کشش قرار دارند.

قاب مهاربندی‌شده واگرا: Eccentrically Braced Frame

قاب مهاربندی‌شده‌ای است که در آن حداقل یکی از دو انتهای اعضای مورب در فاصله کمی از محل تقاطع تیر با ستون و یا تیر با عضو مورب دیگر، محور تیر را قطع می‌کند. در این قاب‌ها، تیرها علاوه بر فشار و کشش، تحت خمش و برش قرار می‌گیرند.

مرکز سختی: Center of Rigidity

مرکز سختی (صلبیت) طبقه، نقطه‌ای است که چنانچه برآیند نیروی برشی طبقه در آن نقطه وارد آید، طبقه تنها تغییر شکل جانبی انتقالی داشته باشد و هیچ‌گونه پیچش در آن مشاهده نشود.

مقاومت جانبی: Lateral Strength

ظرفیت باربری نهایی یک عضو برای تحمل نیروهای جانبی.

مقاومت جانبی طبقه: Story Lateral Strength

مجموع مقاومت جانبی اعضای طبقه

نسبت تغییرمکان طبقه: Story Drift Ratio

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

* علائم

A	شتاب مبنای طرح
A_j	ضریب بزرگ‌نمایی
B	ضریب بازتاب ساختمان
B_1	ضریب شکل طیف
B_P	ضریب بازتاب برای قطعات الحاقی
C	ضریب زلزله
C_d	ضریب بزرگنمایی تغییر مکان
D	عرض ساختمان
d	اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنائی مطابق شکل (۷-۱) فصل ۷
d_i	ضخامت لایه i خاک
e_{aj}	برون مرکزی اتفاقی طبقه j
e_{ij}	فاصله افقی مرکز سختی طبقه i و مرکز جرم تراز j
F	ضریب مورد استفاده در محاسبه ضریب زلزله در روش ساده‌شده تحلیل
F_j	نیروی جانبی در تراز j
F_p	نیروی جانبی قطعه الحاقی
F_{pi}	نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i
F_v	مؤلفه نیروی قائم زلزله
g	شتاب ثقل
H	ارتفاع کل ساختمان نسبت به تراز پایه
H_m	حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از تراز پایه
h_i	ارتفاع تراز i از تراز پایه
I	ضریب اهمیت ساختمان
L	طول ساختمان
l	اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنایی مطابق شکل (۷-۱) فصل ۷
M_i	لنگر پیچشی در طبقه i
N	ضریب اصلاح طیف
n	تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا
$N_{1(60)}$	تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح‌شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)
R_u	ضریب رفتار سازه
S	عددی که بر حسب نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی تعیین می‌شود
T	زمان تناوب اصلی نوسان سازه در جهت مورد نظر
T_s	عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود

T_o	عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود
V_u	کل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه
V_{min}	حداقل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه
$\overline{v}_s$	میانگین سرعت موج برشی لایه‌های خاک
V_{ser}	کل نیروی جانبی یا برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری
V_{si}	سرعت موج برشی لایه i خاک
W	وزن مؤثر لرزه‌ای
W_i	آن قسمت از وزن مؤثر لرزه‌ای که در تراز i واقع شده است.
w_i	وزن دیافراگم و قطعات مرتبط با آن در سطح i
W_p	بار مرده به اضافه قسمتی یا کل سربار قطعه
ρ	ضریب نامعینی سازه
Ω_0	ضریب اضافه مقاومت
Δ_M	تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح
Δ_{eu}	تغییر مکان جانبی نسبی زیر اثر زلزله طرح
Δ_a	تغییر مکان جانبی نسبی مجاز

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است، به‌طوری‌که با رعایت آن انتظار می‌رود:

۱- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمدهٔ سازه‌ای و غیر سازه‌ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.

۲- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به‌طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.

۳- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نداشته باشند، به‌طوری که بهره‌برداری از آنها امکان‌پذیر باشد.

۴- کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتراز ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر زلزله بهره‌برداری آسیبی نبینند و قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

الف-"زلزله طرح" زلزله‌ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است.

ب-"زلزله بهره‌برداری" زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است.

۱-۳ حدود کاربرد

۱-۳-۱ این آیین‌نامه برای طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، فولادی، چوبی و ساختمان‌های با مصالح بنایی به‌کار می‌رود.

۱-۳-۲ سازه‌های زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند:

سازه‌های خاص مانند سدها، پل‌ها، اسکله‌ها و سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای. در طرح این ساختمان‌ها باید ضوابط ویژه‌ای که در آیین‌نامه‌های خاص آنها تعیین می‌شود، رعایت گردد. در این ضوابط ویژه، در هر حال شتاب مبنای طرح نباید کمتر از مقدار مندرج در این آیین‌نامه در نظر گرفته شود. در مواردی که برای این ساختمان‌ها مطالعات خاص لرزه خیزی ساختگاه انجام می‌شود، نتیجه آنها می‌تواند ملاک عمل قرار گیرد، مشروط بر آنکه مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد مطابق بند (۲-۵-۱)، بدون در نظر گرفتن ضرایب اهمیت I و رفتار R_u، کمتر نباشد.

۱-۳-۳ ساختمان‌های آجری مسلح و ساختمان‌های بلوک سیمانی مسلح که در آنها از مصالح بنایی برای تحمل فشار و از میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می‌شود، مشمول ضوابط و مقررات فصل سوم این آیین‌نامه می‌شوند. طراحی این‌گونه ساختمان‌ها تا زمانی که آیین‌نامه ویژه‌ای در مورد آنها تدوین نگردیده است، باید بر اساس یکی از آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی باشد، در غیر اینصورت ضوابط کلی و مقررات مربوط به ساختمان‌های با مصالح بنایی کلافدار، مندرج در فصل هفتم این آیین‌نامه، باید در مورد این ساختمان‌ها نیز رعایت گردد.

۱-۴ ملاحظات معماری

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای

حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه وکمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۱-۴-۲ پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی‌المقدور احتراز شود.

۱-۴-۳ از احداث طره‌های بزرگ‌تر از ۱/۵ متر حتی‌المقدور احتراز شود.

۱-۴-۴ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود.

۱-۴-۵ از قرار دادن اجزای ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۱-۴-۶ با به‌کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک برای مواردی از قبیل کف‌سازی، سقف کاذب، تیغه‌بندی، نما و... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۱-۴-۷ از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حدامکان خودداری شود.

۱-۴-۸ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به‌طوری‌که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۱-۵ ملاحظات کلی سازه‌ای

۱-۵-۱ کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به‌طور یکپارچه عمل کند. در این مورد کف‌ها باید به عناصر قائم باربر، قاب‌ها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند،

به‌طوری‌که بتوانند به‌صورت یک دیافراگم عمل نموده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.

۱-۵-۲ ساختمان باید حداقل در هر دو امتداد افقی عمود بر هم و قائم قادر به تحمل نیروهای زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها انتقال نیروها به شالوده به‌طور مناسب صورت گیرد.

۱-۵-۳ عناصری که در طبقات مختلف بارهای قائم را تحمل می‌نمایند، تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۱-۵-۴ عناصری که نیروهای افقی زلزله را تحمل می‌کنند تا حد امکان به‌صورتی در نظر گرفته شوند، که انتقال نیروها به سمت شالوده به‌طور مستقیم انجام شود و عناصری که باهم کار می‌کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۱-۵-۵ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به‌صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هرطبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد باشد.

۱-۵-۶ ساختمان‌ها و اجزای آنها به نحوی طراحی گردند که شکل‌پذیری و مقاومت مناسب در آنها تأمین شده باشد.

۱-۵-۷ در ساختمان‌هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می‌شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون‌ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۱-۵-۸ اجزای غیر سازه‌ای مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مانعی برای حرکت اعضای سازه‌ای در زمان زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، اثر اندرکنش این اجزاء با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

۱-۵-۹ از ایجاد ستون‌های کوتاه، بخصوص در نورگیرهای زیرزمین‌ها، حتی‌الامکان خودداری شود.

۱-۵-۱۰ از به‌کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان ودر ارتفاع حتی‌المقدورخودداری شود.

۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

گروه۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب-ساختمان‌های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان‌ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه‌مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شوند، مانندکارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص.

گروه۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی

گروه۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیراست:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگهداری دام.

ب- ساختمان‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

۱-۷ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند"نامنظم"و در غیر این‌صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف-**نامنظمی هندسی**:در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب-**نامنظمی پیچشی**: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن ۱/۰ = A_j

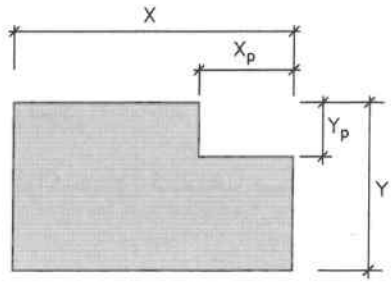
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

پ-نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یاتغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

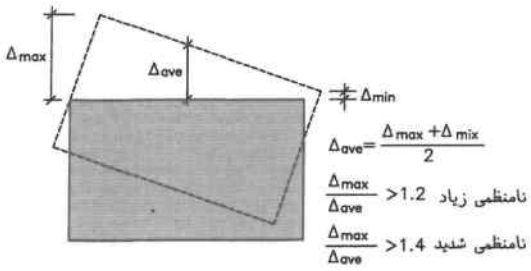
ت-نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربرجانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد .

ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.

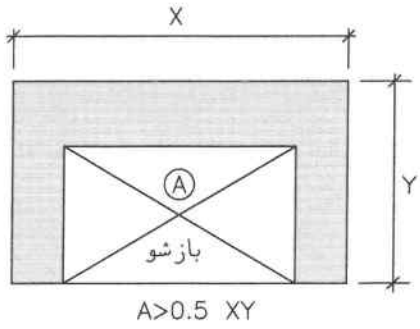


$\frac{X_p}{X} > 0.15$ & $\frac{Y_p}{Y} > 0.15$

الف – نامنظمی هندسی

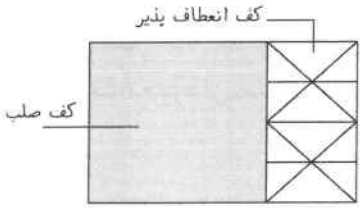


ب- نامنظمی پیچشی

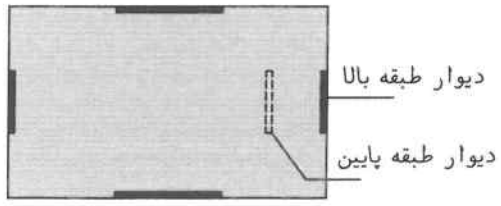


A>0.5 XY

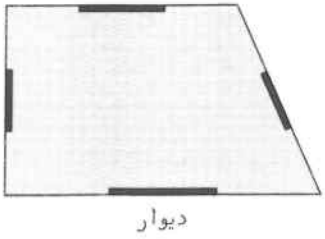
پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)



پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



ت – نامنظمی خارج از صفحه



ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

۱-۷-۲ نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.

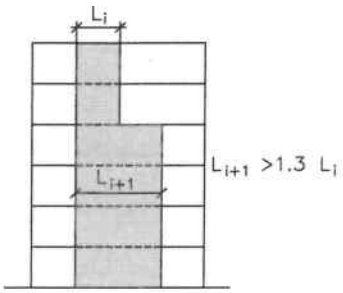
پ – نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری‌که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمترباشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود.

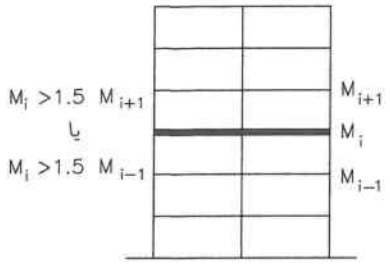
در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود.

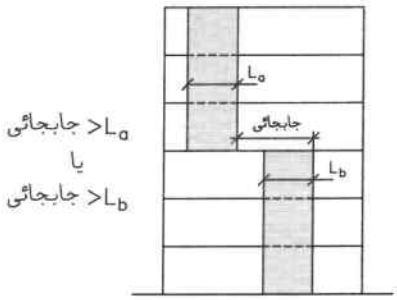
در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی‌نرم" توصیف می‌شود.



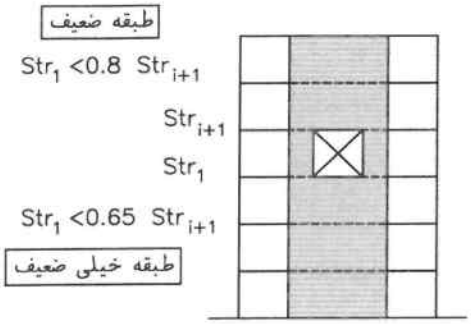
الف – نامنظمی هندسی



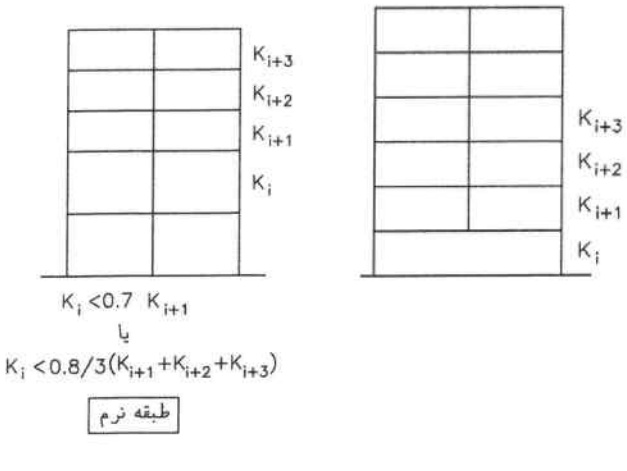
ب – نامنظمی جرمی



پ – نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ت – نامنظمی مقاومت جانبی



ث – نامنظمی سختی جانبی

۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطرنسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.

۱-۸ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای به شش گروه طبقه‌بندی می‌شوند:

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

۱-۸-۳ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب‌های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان نیز در این گروه جای دارند.

۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده را برای ۱۰۰ درصد بارجانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

۱-۸-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به‌صورت کنسولی تحمل می‌شوند.

۱-۸-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای

در این آیین‌نامه استفاده از سیستم‌های سازه‌ای، غیر از آنچه در بالا عنوان شده، به شرطی مجاز است که ویژگی‌های آنها در ارتباط با بارهای قائم و زلزله توسط یکی از آیین‌نامه‌های معتبر جهانی، به تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه رسیده باشد.

فصل دوم

حرکت زمین

۲-۱ تعریف

حرکت زمین که در تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند (۱-۲) باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا«تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب»می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای (۲-۵-۱) و (۲-۵-۲) استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند (۲-۵-۳) را ملحوظ داشت.

برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش‌های فوق، پارامترهای نسبت شتاب مبنای طرح، A، و ضریب بازتاب ساختمان، B، باید مطابق ضوابط بندهای (۲-۲) و (۲-۳) تعیین شوند.

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

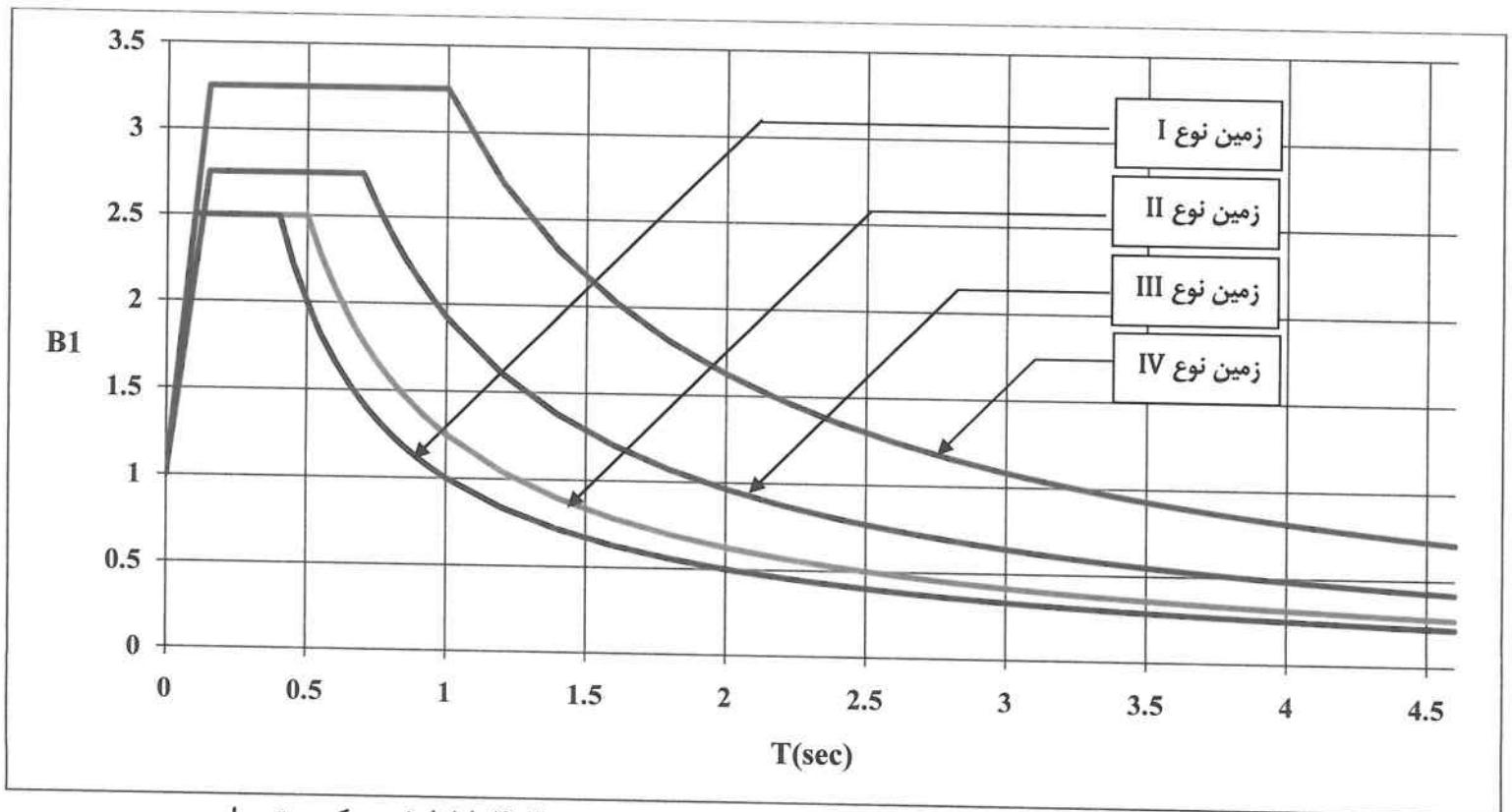
۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1، با درنظرگرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{aligned} B_1&=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0) && 0<T<T_0 \\ B_1&=S+1 && T_0<T<T_s \\ B_1&=(S+1)(T_s/T) && T>T_s \end{aligned} \qquad (۲-۲)$$

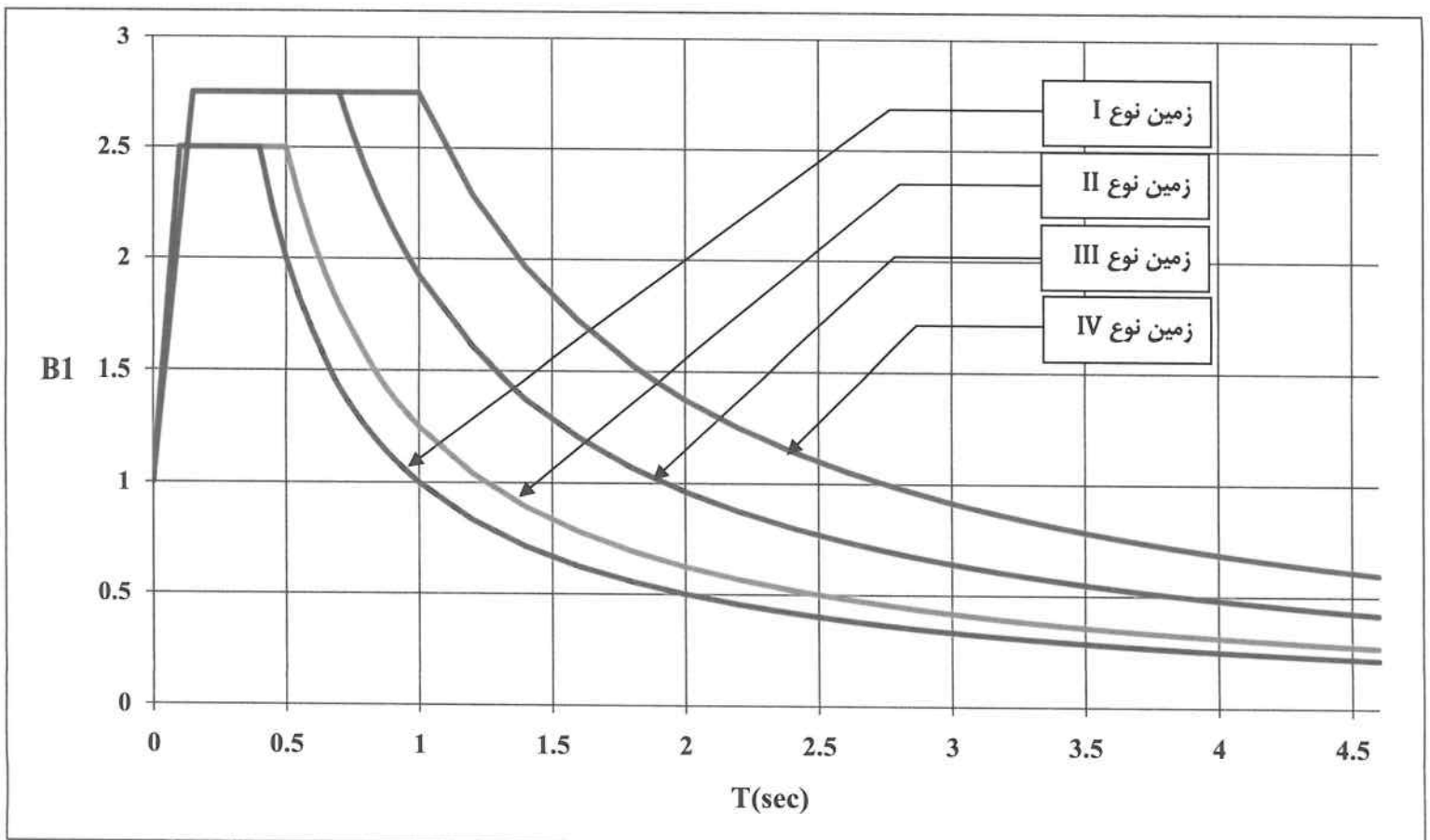
در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.

T_0، T_s، S و S_0: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۲-۴) مشخص شده‌اند.



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



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

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1 \qquad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \qquad T_s < T < 4\ \text{sec} \qquad (۳-۲)$$

$$N = 1.7 \qquad T > 4\ \text{sec}$$

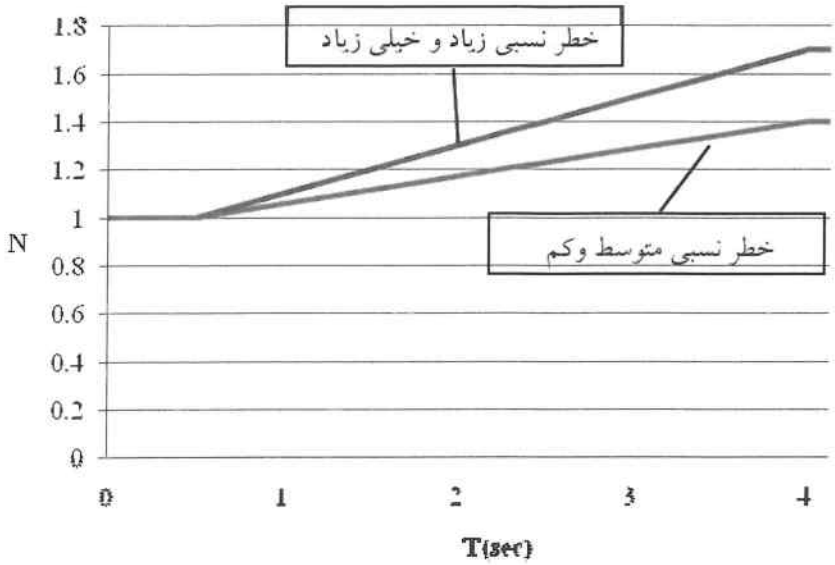
ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$$N = 1 \qquad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \qquad T_s < T < 4\ \text{sec} \qquad (۴-۲)$$

$$N = 1.4 \qquad T > 4\ \text{sec}$$

روابط فوق برای خاک نوع II در شکل (۲-۲) نشان داده شده‌اند.



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، خاک نوع II

۲-۴ طبقه‌بندی نوع زمین

۲-۴-۱ زمین‌ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۲-۳) طبقه‌بندی می‌شوند. در این جدول:

$\overline{v}_s$: متوسط سرعت موج برشی در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

$\overline{N}_{1(60)}$: متوسط $N_{1(60)}$ در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{1(60)}$: تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)

$\overline{C}_u$: متوسط C_u در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

C_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده در خاک‌های چسبنده

تعیین طبقه‌بندی نوع زمین، در این جدول، باید براساس مقدار سرعت موج برشی $\overline{v}_s$ صورت گیرد، لیکن در صورت دسترسی نداشتن به آن می‌توان در خاک‌های دانه‌ای با اندازه کوچک‌تر از شن متوسط از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\overline{N}_{1(60)}$ و در خاک‌های چسبنده از مقاومت برشی زهکشی نشده $\overline{C}_u$ استفاده نمود.

جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\overline{v}_s(m/s)$	$\overline{N}_{1(60)}$	$\overline{C}_u(kPa)$
I	**سنگ و شبه سنگ**،شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیارمحکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	>۷۵۰	-	-
II	**خاک خیلی متراکم یا سنگ سست**، شامل- شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به‌تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف ویا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	۳۷۵ -۷۵۰	>۵۰	>۲۵۰
III	**خاک متراکم تا متوسط** ، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۱۷۵ -۳۷۵	۱۵-۵۰	۷۰-۲۵۰
IV	**خاک متوسط تا نرم**، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	<۱۷۵	<۱۵	<۷۰

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، $\overline{v}_s$ می‌توان از رابطهٔ (۲-۵) یا از رابطهٔ معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\overline{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \qquad (۵-۲)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

۲-۴-۳ در مواردی که در انطباق مشخصات محل ساختگاه با انواع مندرج در جدول (۲-۳) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگ‌تری به‌دست می‌دهد، انتخاب گردد.

۲-۴-۴ در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته‌شده نباشد و داده‌های ژئوتکنیکی خصوصیاتی شبیه زمین نوع IV را در محل نشان ندهد و طبق بند (۶-۱) انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری نباشد و ساختمان مورد نظر با حداکثر چهار سقف (ارتفاع کمتر از ۱۲ متر) و سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع باشد، می‌توان زمین مورد نظر را نوع III از جدول (۲-۳) انتخاب کرد.

۲-۴-۵ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:

الف- برای ساختگاه‌هایی که دارای خصوصیاتی غیر از زمین‌های نوع I تا IV هستند. برای این نوع ساختگاه‌ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

ب- در ساختگاه‌هایی که زمین آنها متشکل از رس یا لای نرم دارای رطوبت زیاد با حداقل ضخامت ۱۰ متر و ۴۰ <PI (دامنه خمیری خاک) می‌باشد.

پ- در ساختگاه‌هایی که لایه‌های خاک با سرعت موج برشی معادل خاک‌های نوع III یا IV و ضخامت بین ۵ تا ۲۰ متر بر روی یک لایه سخت با سرعت موج برشی بیش از ۷۵۰ m/s قرار گرفته و سرعت موج برشی این لایه سخت حداقل ۳ برابر متوسط سرعت موج برشی لایه فوقانی باشد. در این مورد، درصورت عدم دسترسی به طیف طرح ویژه ساختگاه، می‌توان از طیف زمین نوع IV استفاده کرد.

۲-۴-۶ در کلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد، لازم است در مطالعات ژئوتکنیکی کنترل‌های مطرح شده در فصل ششم مدنظر قرار گیرد.

۲-۵ حرکت زمین

اثر حرکت زمین در ساختگاه به یکی از روش‌های زیر تعیین می‌شود:

۲-۵-۱ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس‌کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است و از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به‌دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

طیف طرح استاندارد را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها بجز مواردی که در بند (۲-۵-۲) عنوان شده، به‌کار برد.

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی‌که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

طیف طرح ویژه را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از آن در ساختگاه‌هایی که مطابق بند (۲-۴-۵) مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است و نیز در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند (۳-۲-۲) مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، الزامی است.

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه ویا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T، بیشتر از ۳/۵ ثانیه

ب- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۲-۳)، ساخته می‌شوند.

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۲-۳)، ساخته می‌شوند.

ت- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های نوع II و III ، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

۲-۵-۳ تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت

۲-۵-۳-۱ حرکت زمین در تعیین اثر زلزله بر ساختمان‌ها را می‌توان مستقیماً با منظور نمودن تغییرات شتاب با زمان در تحلیل دینامیکی سازه به‌دست آورد. استفاده از این روش در کلیه ساختمان‌ها مجاز است. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید دارای خصوصیات مندرج در بندهای زیر باشند.

۲-۵-۳-۲ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزلهٔ مختلف ثبت‌شده که دارای ویژگی‌های زیر باشند انتخاب گردند:

الف- شتاب‌نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها اثر: بزرگا، فاصله از گسل، سازوکار چشمه لرزه‌زا در نظر گرفته شده باشد.

ب- ساختگاه‌های شتاب‌نگاشت‌ها باید به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان، مشابهت داشته باشند.

پ- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، باشد. مدت زمان حرکت شدید شتاب‌نگاشت‌ها را می‌توان از روش‌های معتبر مانند روش توزیع تجمعی انرژی، تعیین کرد.

در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد.

۲-۵-۳-۳ زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل سه بعدی سازه‌ها باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف- هر زوج شتاب‌نگاشت به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب در مؤلفه‌ای که دارای بیشینه بزرگ‌تری است، برابر با شتاب ثقل g گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با منظور کردن نسبت میرائی 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- هر زوج شتاب‌نگاشت چنان مقیاس شود که برای هر پریود در محدوده ۲T / ۰ الی ۱/۵T، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها، بیش از ده درصد از ۱/۳ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. T زمان تناوب اصلی ساختمان بر طبق بند (۳-۳-۳) است.

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

در مواردی که تحلیل سازه به‌صورت دوبعدی انجام می‌شود، طیف مؤلفه بزرگ‌تر شتاب‌نگاشت باید با طیف استاندارد مقایسه گردد.

فصل سوم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۳-۱ ملاحظات کلی

۳-۱-۱ کلیه ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز آن دسته از ساختمان‌های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۳-۱-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

۳-۱-۳ بجز مؤلفه‌های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند (۳-۳-۹) ذکر شده است، باید منظور گردد.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار

دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

۳-۱-۶ مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود، باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه‌ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط در سازه‌های بتن‌آرمه رعایت اثر ترک‌خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است. اثر ترک‌خوردگی در این سازه‌ها را می‌توان مطابق بند (۳-۵-۵) برای تعیین تغییرشکل‌ها و نیز نیروهای داخلی در تحلیل سازه منظورکرد.

۳-۱-۷ نیروی جانبی زلزله، که با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه می‌گردد، در شرایط خاصی از سازه‌ها باید افزایش داده شود. در این ار تباط باید به موارد زیر توجه شود:

الف- ضریب نامعینی سازه، ρ، موضوع بند (۳-۳-۲)

ب- ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، موضوع بند (۳-۳-۱۰)

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و"تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی

غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان‌شده در بند (۳-۲-۲) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بندهای (۳-۱-۴) و (۳-۱-۵) به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود.

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \qquad (۱-۳)$$

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در"تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به‌دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۲-۳)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

R_u: ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

مقداربرش پایه، V_u، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۳-۱-۲ ترازپایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۳-۲ محدودیت‌های مربوط به ρ =1.0

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابربا ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متراز تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P-\Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدیدیافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به‌دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T= 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:
مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۳-۵)$$

درروابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی‌که وزن آن بیشتر از ۲۵درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

۳-۳-۳-۲ ساختمان‌های غیرمتعارف

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شوند که مشمول تعریف بند (۳-۳-۳-۱) نمی‌گردند، مانند ساختمان مساجد، آمفی‌تئاترها، سالن‌های ورزشی، گنبدها و... . در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با منظور داشتن ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند:

$$T = T_D$$

ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

در این روابط T_D زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی است.

۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن‌آرمه

در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن‌آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

- در تیرها $I_e = 0.5I_g$
- درستون‌ها و دیوارها $I_e = I_g$

در این روابط I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. توجه شود مقادیر فوق تنها در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان کاربرد دارد.

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول (۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه۱	۱/۴
گروه۲	۱/۲
گروه۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۳-۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیرکردن آن به‌کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۳-۳-۵-۲) تا (۳-۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به‌دست می‌دهد.

H_m: حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود.این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

C_d: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است.به بند (۳-۵) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدیدیافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۳-۳-۱۰) مراجعه شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

یادداشت‌های مربوط به جدول(۳-۴)

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه، با مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی‌که شرایط زیر موجود باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۲-۴) باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.

پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

[۳] در سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمشی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.

[۴] در این جدول قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد عنوان‌شده در آیین‌نامه بتن ایران "آبا" با عناوین معمولی،متوسط و ویژه معرفی شده‌اند.ضمناً در این سازه‌ها فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون‌ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

۳-۳-۵-۲ ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیش از H_m در جدول (۳-۴) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه الزامی است.

۳-۳-۵-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

۳-۳-۵-۴ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصراً به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده اکتفا نمود.

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین گردد.

۳-۳-۵-۶ در ساختمان‌های بتن‌آرمه که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی‌که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند (۳-۳-۵-۵) می‌شود.

۳-۳-۵-۷ قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می‌گیرند. قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می‌شوند. حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان‌هایی که در آنها تنها از قاب‌های خمشی با این نوع اتصالات استفاده می‌شود به ۳۰ متر تقلیل می‌یابد.

۳-۳-۵-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد

در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۹-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد.در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرارگیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

۳-۳-۵-۹-۲ حالت خاص

در ساختمان‌هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط زیر موجود باشد:

الف) سختی جانبی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات

فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی باشد.

نیروهای جانبی را می‌توان با استفاده از روش دو مرحله زیر تعیین نمود:

۱- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته شده و مطابق روال عادی تحلیل می‌گردد. در تعیین نیروها کلیه پارامترهای مربوط به سیستم این قسمت مورد استفاده قرار داده می‌شود.

۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد، با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیزبه سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت R_u/ρ قسمت تحتانی به R_u/ρ قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر نباید کوچک‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u، که طبق بند (۳-۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \qquad (۶-۳)$$

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i: وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5 \ Sec \qquad (۷-۳)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

۳-۳-۷ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۳-۳-۷-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۷-۲)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجادشده در کف‌ها نیز منظور شود.

۳-۳-۷-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=i}^{n}(e_{ij} + e_{aj})F_{uj} \qquad (۸-۳)$$

در این رابطه:

e_{ij}: برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj}: برون‌مرکزی اتفاقی طبقه j، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

F_{uj}: نیروی جانبی درتراز طبقه j

۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1/2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

۳-۳-۷-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۳-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به‌کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه‌ای اضافه می‌شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف-کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ-تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. درصورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_P: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به‌کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به‌کار برده می‌شود. در این اعضا، اثرهای ناشی از

بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هرحال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می‌توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.
در این موارد تغییرات لازم در تنش‌های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد.

۳-۳-۱۱ اثر اندرکنش خاک و سازه

در تحلیل سازه‌ها با روش‌های خطی، تکیه‌گاه سازه در تراز شالوده و خاک را می‌توان ثابت فرض نمود. لیکن چنانچه در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری پی سازه مد نظر باشد، لازم است اثر اندرکنش سازه و خاک زیر آن در نظر گرفته شود. در این حالت این اثرها باید با توجه به مشخصات پی و با استفاده از روش‌های معتبر مکانیک خاک در محاسبات منظور گردد.
برای سازه‌های واقع بر روی زمین‌های نوع I، II یا III، اثر اندرکنش سازه و خاک را می‌توان به روش‌های مندرج در پیوست شماره(۵) در تحلیل‌ها در نظر گرفت.
در هر حالت شالوده سازه باید به گونه‌ای طراحی شود که بتواند نیروها و تغییر شکل‌های ایجاد شده را متناسب با فرضیات تحلیل تحمل نماید.

۳-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی"اند و درکاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۳-۴-۱) و (۳-۴-۲) رعایت شوند.کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره در این روش‌ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل‌اند.
دراین روش‌ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه ρ، موضوع بند (۳-۳-۲)
- محاسبه ساختمان‌ها در برابر واژگونی موضوع بند (۳-۳-۸)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۳-۳-۹)
- ضریب اضافه مقاومت Ω_0 موضوع بند (۳-۳-۱۰)

- اثرهای اندرکنش خاک و سازه موضوع بند (۳-۳-۱۱)

۳-۴-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۴-۱-۱ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به‌دست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می‌گردد.
در این روش تحلیل، الزامات بندهای (۳-۴-۱-۲) تا (۳-۴-۱-۶) باید رعایت شود.

۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرندهٔ اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت

برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

۳-۴-۱-۵ اثر پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثر پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطهٔ بند (۳-۳-۷) منظور نمود. در مواردی که از مدل‌های سه‌بعدی برای آنالیز سازه استفاده می‌شود، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون‌مرکزی اتفاقی منظور نمود.

۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطهٔ بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

۳-۴-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی

۳-۴-۲-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه و محاسبات پاسخ مدل ریاضی ساختمان با فرض رفتارخطی انجام می‌شود. در این تحلیل نسبت میرایی را می‌توان ۵ درصد منظور کرد، مگر آنکه بتوان نشان داد مقدار دیگری برای سازه مناسب‌تر است. شتاب زمین براساس شتاب‌نگاشت‌هایی که با شرایط یاد شده در بند (۲-۵-۳) تهیه شده‌اند، تعیین می‌شود.

هر زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در آن بند هم‌زمان در دو جهت عمود بر یکدیگر، در امتدادهای اصلی سازه، به آن اثر داده می‌شوند و بازتاب‌های سازه به صورت تابعی از زمان تعیین می‌گردند. بازتاب نهایی سازه برابر با حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت مورد نظر می‌باشد.

در این روش تحلیل، می‌توان به‌جای سه زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در بند (۲-۵-۳) هفت زوج شتاب‌نگاشت با مشخصات عنوان شده در آن بند را به‌کار گرفت و مقدار متوسط بیشینه بازتاب‌های به‌دست آمده از آنها را بازتاب نهایی تلقی کرد.

۳-۴-۲-۲ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

پس از انجام تحلیل برای زوج شتاب‌نگاشت i، مقدار حداکثر برش پایه V_i، تلاش اعضاء Q_{Ei}، و جابجایی نسبی طبقات Δ_i در هر طبقه تعیین خواهد شد. در صورتی که مقدار حداکثر برش پایه حاصل از تحلیل، V_i، کمتر از مقدار برش پایه استاتیکی معادل V_u باشد، تلاش‌های اعضا، Q_{Ei} و جابجایی نسبی طبقات Δ_i، باید مجدداً در نسبت $\frac{V_u}{V_i}$ نیز ضرب شوند.

اگر سه زوج شتاب‌نگاشت برای تحلیل مورد استفاده قرار گیرد، تلاش طراحی اعضاء و جابجایی نسبی طراحی طبقات باید برابر با ماکزیمم مقادیر Q_{Ei} و Δ_i حاصل از تحلیل‌ها در نظر گرفته شوند.

اگر از حداقل ۷ شتاب‌نگاشت برای تحلیل استفاده شود، تلاش طراحی اعضاء و جابجایی نسبی طراحی طبقات را می‌توان به ترتیب برابر با مقدار متوسط مقادیر Q_{Ei} و Δ_i حاصل از تحلیل‌ها درنظر گرفت.

۳-۴-۲-۳ در این تحلیل باید برای اثر پیچش ضابطه بند (۳-۴-۱-۵)، و برای سیستم‌های دوگانه و یا ترکیبی ضابطه بند (۳-۴-۱-۶) متناسب با روش تحلیل تاریخچه زمانی رعایت گردد.

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که

در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{eu} \qquad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d= ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۱-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم

کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستون‌ها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر Δ- P نیزصرف‌نظر کرد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

۳-۵-۷ در زلزله سطح بهره‌برداری،تغییر مکان نسبی باید الزامات بند (۳-۱۱-۲) را اقناع نماید.

۳-۶ اثر Δ- P

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر Δ- P معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}\right]_i \qquad (۳-۱۲)$$

در این رابطه:

P_{ui}= مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر، در حد مقاومت

Δ_{eui}= تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی

V_{ui}= مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i

h_i= ارتفاع طبقه i

شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه (۳-۱۲) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \qquad (۱۳-۳)$$

برای منظور کردن اثر P- Δ در طراحی سازه‌ها یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به‌دست آورد و یا می‌توان از روش‌های تقریبی عنوان‌شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. همچنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۳) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به‌کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\overline{\Delta}_{ei}$ باشند.

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر P- Δ ، را می‌توان از رابطه (۳-۱۴) محاسبه کرد:

$$\overline{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1-\theta_i} \qquad (۱۴-۳)$$

۳-۷ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

در سازه‌هایی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده منظور شده باشد، سختی و مقاومت جانبی طبقات پایین‌تر از تراز پایه نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقه روی تراز پایه کمتر باشد.

در این سازه‌ها ضروری است ضوابط بند (۳-۹) در خصوص مقاومت اعضایی که در زیر تراز پایه قرار دارند و تحمل‌کننده بار اعضای باربر جانبی هستند که تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کنند، نیز رعایت شود.

۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کننده بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف‌ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر تغییرشکل‌های افقی که در آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

۳-۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم‌ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم‌ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

الف- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجادشده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بند (۳-۳-۶)، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع چوبی یا ورق‌های فلزی تقویت‌نشده بدون پوشش بتن در سازه‌های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده ممکن است در این دسته قرار گیرند.
در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می‌شود.

ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییرمکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

پ- سایر دیافراگم‌ها نیمه‌صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم‌ها، در نظر گرفته شود .

۳-۸-۲ درسازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) الزامی است.

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{p_{ui}} = (\sum_{j=1}^{n} \frac{F_{uj}}{W_j}) W_i \qquad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

F_{pui}: نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i: وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

F_{uj} و W_j: به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0/5\ AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

۳-۸-۴ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به‌دست آمده از رابطه (۳-۱۵) اضافه شود. در این موارد اثر ضریب نامعینی ρ سازه باید طبق ضوابط بند (۳-۳-۲) برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز در محاسبات منظور شود.

۳-۸-۵ تلاش‌های داخلی و نیز تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روش‌های شناخته‌شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردند. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاش‌ها و تغییرشکل‌ها را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه‌ای که بر روی تکیه‌گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. کنترل مقاومت دیافراگم‌های

بتن‌آرمه براساس ضوابط آیین‌نامه بتن ایران«آبا» و دیافراگم‌های ساخته‌شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط تعیین می‌گردد.

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۳-۸-۷ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم باربر جانبی بند (۱-۷-۲) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

۳-۹ افزایش بارجانبی در اعضای خاص

در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع" نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضا را تحمل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید یافته(Ω_0 E) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر P- Δ باید منظور گردد.

۳-۱۱ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری

۳-۱۱-۱ ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره‌برداری کنترل شوند، به‌طوری که، مطابق تعریف

بند (۱-۱-۲)، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد رفتار ارتجاعی اعضا تجاوز ننماید. برای کنترل این موضوع در طراحی به روش تنش مجاز، تنش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از ۱/۷برابر مقادیر تنش مجاز عادی تجاوز نماید. در این حالت نباید افزایش مجدد ۳۳٪ در تنش‌های مجاز صورت گیرد. در طراحی به روش حدی تلاش‌های ایجادشده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

ب- در سازه‌های بتن آرمه تلاش‌های ایجاد شده در اعضاء، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

تغییر مکان‌های نسبی ارتجاعی بهره‌برداری طبقات محدودیت بند (۳-۵-۴) را رعایت نماید.

۳-۱۱-۲ در زلزله سطح بهره‌برداری "تغییر مکان جانبی نسبی بهره‌برداری" که از تحلیل خطی سازه تحت اثر نیروی زلزله مذکور به دست می‌آید، نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه به‌کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می‌توان تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۳-۱۱-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید مشابه زلزله طرح، بند (۳-۳)، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. به این ترتیب در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه در این سطح از رابطه (۳-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$V_{ser} = \frac{1}{6} ABIW \qquad (۳-۱۶)$$

پارامترهای W, I, B, A تعاریف معمول بند (۳-۳-۱) را دارند.

۳-۱۲ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها

نیروهای زلزله که بر اساس ضوابط بندهای مختلف این فصل محاسبه می‌شوند، باید بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان با سایر بارهای وارد بر ساختمان، ترکیب شوند.

۳-۱۲-۱ در صورتی که طراحی سازه به روش تنش مجاز انجام شود، در ترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید مطابق بند (۳-۳-۱-۱) بر ضریب ۱/۴ تقسیم شوند.

در حالتی که بر طبق آیین‌نامه طراحی، نیروی زلزله باید با در نظر گرفتن اثر اضافه‌مقاومت در کنترل اجزای سازه مورد استفاده قرار گیرد، بار جانبی زلزله طرح باید پس از ضرب در ۰/۷ در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شود ولی نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در مؤلفه قائم زلزله نمی‌باشد.

۳-۱۲-۲ در صورتی که طراحی سازه بر اساس مقاومت انجام شود، درترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید با ضریب بار ۱/۰ در نظر گرفته شوند.

در حالتی که بر طبق آیین‌نامه طراحی، نیروی زلزله باید با در نظر گرفتن اثر اضافه‌مقاومت در کنترل اجزای سازه مورد استفاده قرار گیرد، بار جانبی زلزله طرح باید در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شود و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در مؤلفه قائم زلزله نمی‌باشد.

در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آیین‌نامه بتن ایران "آبا" طراحی می‌شوند، مقادیر بار زلزله باید در ضریب ۰/۸۵ ضرب شده و در ترکیبات بار مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۱۳ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی

۳-۱۳-۱ تحلیل و طراحی سازه برخی از ساختمان‌ها در برابر زلزله را می‌توان با استفاده از روش ساده شده انجام داد. موارد کاربرد این روش و جزئیات آن در بندهای زیر توضیح داده شده است. درکاربرد این روش لازم است الزامات ژئوتکنیکی فصل ششم، معماری، پیکربندی سازه‌ای و ضوابط کلی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله به شرح مندرج در بندهای (۱-۳)، (۱-۴) و (۱-۵) این استاندارد نیز مورد توجه قرار گیرد.

۳-۱۳-۲ روش ساده شده تحلیل را تنها در مورد ساختمان‌هایی که تمام شرایط زیر را دارا باشند، می‌توان به کار برد.

الف- ساختمان دارای کاربری مسکونی، اداری یا تجاری بوده و بر روی زمین‌های نوع I، II یا III واقع شده باشد.

ب- ارتفاع ساختمان از ۳ طبقه از تراز پایه بیشتر نباشد و نسبت طول به عرض آن در پلان از سه تجاوز ننماید.

پ- سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی یکی از سیستم‌های مندرج در ردیف‌های الف یا ب جدول (۳-۵) این استاندارد باشد. در این ساختمان‌ها تغییر سیستم سازه‌ای در ارتفاع بالاتر از تراز پایه نباید وجود داشته باشد.

ت- دیافراگم‌های سازه از نوع دال بتنی یکطرفه یا دو طرفه و یا تیرچه‌های فولادی یا بتنی به همراه دال بتنی باشد و مجموع سطوح بازشو در هر دیافراگم از ۲۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز نکند. بام ساختمان از این شرط مستثنا بوده و می‌تواند از نوع سبک یا شیب‌دار هم باشد.

ث- سیستم باربر جانبی یعنی دیوارهای برشی و یا دهانه‌های مهاربندی شده در هر امتداد ساختمان، حداقل در دو محور قرار گرفته باشد و هر یک از این محورها در یک طرف مرکز جرم ساختمان باشد. ضمناً امتداد محورهای مذکور با محورهای متعامد اصلی ساختمان بیشتر از 15° زاویه نداشته باشد.

ج- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

چ- ساختمان در پلان شرایط نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربرجانبی، موضوع بند (۱-۷-۱-ت) و در ارتفاع نامنظمی هندسی، جرمی و سیستم باربرجانبی موضوع بندهای (۱-۷-۲- الف، ب و پ) را دارا نباشد.

۳-۱۳-۳ در روش ساده‌شده تحلیل، نیروی جانبی ناشی از زلزله محاسبه شده و با اعمال آن به صورت استاتیکی معادل در هر امتداد ساختمان، مدل سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود. تلاش‌های حاصل در اعضا پس از ترکیب با نیروهای حاصل از سایر بارها، بر طبق آیین‌نامه‌های طراحی کنترل می‌گردد.

۳-۱۳-۳-۱ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۳-۱) محاسبه می‌شود، با این تفاوت که در این روش C، ضریب زلزله، از رابطه (۳-۱۷) به‌دست می‌آید،

$$C=\frac{ABIF}{R_u} \qquad (۱۷-۳)$$

A، I و R_u ضرایب تعریف شده در بند (۳-۳-۱) می‌باشند.

B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده‌شده برابر B=S+1 در نظر گرفته می‌شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه‌بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می‌شود.

F: ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲در نظر گرفته می‌شود.

۳-۱۳-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برش پایه که طبق بند فوق محاسبه شده است، مطابق رابطه (۳-۱۸) در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد.

$$F_i=\frac{W_i}{W}V_u \qquad (۱۸-۳)$$

در این رابطه W_i بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که به تراز طبقه i نسبت داده شده است.

۳-۱۳-۳-۳ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

با توجه به صلب بودن دیافراگم‌ها، نیروهای جانبی محاسبه شده طبق بند (۳-۱۳-۳-۲) در ترازهای مختلف در محل مرکز جرم طبقه به ساختمان اعمال شده و سازه تحلیل می‌شود. در این حالت نیروی برشی ایجادشده در طبقات به همراه اثر ناشی از پیچش ایجادشده به علت برون‌مرکزی مراکز جرم و سختی، در هر طبقه به تناسب سختی بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی توزیع می‌گردد.

در مورد بام ساختمان‌هایی که از نوع سبک یا شیب‌دار می‌باشند، نیروی جانبی باید با توجه به توزیع جرم در سقف به سازه اعمال شود و توزیع آن بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی با توجه به صلبیت نسبی دیافراگم انجام شود.

۳-۱۳-۴ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در روش ساده شده تحلیل ضروری نیست. چنانچه محاسبه این تغییرمکان به منظور کنترل اجزای غیرسازه‌ای، تعیین درز انقطاع و یا استفاده‌های محاسباتی دیگر نیاز باشد، مقدار تغییرمکان جانبی غیر خطی طرح را می‌توان ۰/۰۱ ارتفاع در نظر گرفت. البته در صورت استفاده از ضوابط بند (۳-۵)، می‌توان مقدار محاسباتی را برای منظور فوق در نظر گرفت.

۳-۱۳-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت برای کنترل اجزایی از سازه بر طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ضروری باشد، و یا سازه مشمول بند (۳-۹) این استاندارد باشد، این ضریب در روش ساده شده برابر ۲/۵ فرض می‌شود.

۳-۱۳-۶ در روش ساده‌شده، تحلیل سازه با فرض تکیه‌گاه صلب صورت می‌پذیرد. شالوده ساختمان در این روش باید به گونه‌ای طراحی شود که ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، یعنی نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی، حداقل برابر یک باشد.

۳-۱۳-۷ در روش ساده شده، اثر نیروی قائم ناشی از زلزله بر سازه باید بر اساس ضوابط بند (۳-۳-۹) این استاندارد در طراحی سازه و اجزای آن در نظر گرفته شود.

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

۴-۱ کلیات

۴-۱-۱ تعریف

اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها به اجزایی اطلاق می‌شود که به سازه اصلی متکی‌اند ولی در تحمل بار جانبی زلزله به آن کمک نمی‌کنند.اجزای معماری مانند دیوارها، نماها و سقف‌های کاذب و نیز تأسیسات مکانیکی و برقی همراه با نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها جزو این گروه محسوب می‌شوند.

۴-۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد وساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، بجز موارد عنوان شده در زیر، را شامل می‌شود:

الف- اجزای غیرسازه‌ای با وزن بیشتر از ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزه‌ای کل سازه (وزن اجزای غیرسازه‌ای و سازه نگهدارنده). این اجزاء در گروه سازه‌های غیرساختمانی قرار می‌گیرند و مشمول ضوابط فصل پنجم آیین‌نامه می‌گردند.

ب- اجزای مکانیکی و برقی با شرایط زیر:

- جزء در گروه اهمیت جزء I_P =۱/۰ موضوع بند (۴-۱-۳)، قرار داشته باشد
- اتصالات بین جزء و ملحقات آن انعطاف‌پذیر باشد.

- وزن جزء کمتر از ۱۰ کیلوگرم، و یا در مورد خطوط تأسیساتی، وزن آن کمتر از ۱۰ کیلوگرم بر متر باشد. اگر ارتفاع جزء در کف طبقه استقرارکمتر از ۱/۲ متر باشد وزن آن می‌تواند تا ۲۰۰ کیلوگرم افزایش داشته باشد.

تبصره : دیوارهای داخلی در ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از هشت، مشمول ضوابط فصل هفتم آیین‌نامه می‌گردند.

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک"ضریب اهمیت جزء I_p" خاص در نظر گرفته می‌شود.این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱/۴ و برای سایر اجزا برابر ۱/۰ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.
ب- محتوای جزء مواد خطرزا با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.
پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

۴-۲ نیروی زلزله

۴-۲-۱ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۴-۲-۱-۱) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۴-۲-۱-۲) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مربوط به سازه اصلی برابر با ۱/۰ منظور می‌شوند.

۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) \quad (۱-۴)$$

در این رابطه:

V_{pu}= نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقداربه ۱/۴ تقسیم شود.

A= شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

S+۱= ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱)

a_p= ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)

I_p= ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu}= ضریب رفتار جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲).

Z= ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

H= ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

مقدار V_{pu} در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\min) = 0.3A(1+S)I_p W_p \quad (۲-۴)$$

همچنین مقدار V_{pu} لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\max) = 1.6A(1+S)I_p W_p \quad (۳-۴)$$

۴-۲-۱-۲ روش تحلیل طیفی

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۴) محاسبه شده و بین بخش‌های مختلف آن به نسبت وزن آنها توزیع می‌گردد.

$$V_{pu} = \frac{a_i a_p W_p I_P}{R_{Pu}} A_j \quad (۴-۴)$$

در این رابطه:

a_i= شتاب در تراز "i" حاصل از تحلیل طیفی سازه با فرض ضریب رفتار و ضریب

اهمیت برابر با ۱/۰ برای سازه اصلی است. تراز i ترازی است که جزء غیرسازه‌ای در آن واقع است.

A_j = ضریب بزرگنمایی پیچشی، طبق بند (۳-۳-۷-۳)

در این روش حداقل و حداکثر مقدار V_{pu} مطابق بند (۴-۲-۱-۱) تعیین می‌شود.

۴-۲-۲ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مؤلفه قائم نیروی زلزله از رابطه (۴-۵) تعیین می‌شود.این مؤلفه باید همزمان با نیروی جانبی به جزء اثر داده شده و در ترکیب‌های بارگذاری‌های مختلف به‌کار برده شود.

$$F_{\mathrm{pu}} = 0.2\mathrm{A}(1+\mathrm{S})I_p W_p \qquad (۴-۵)$$

۴-۳ تغییر مکان جانبی

اجزای غیرسازه‌ای که در دو یا چند نقطه به سازه متکی هستند، باید قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی بین این نقاط باشند. تغییر مکان نسبی، D_p، بین دو نقطه A وB با استفاده از ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- دونقطه بر روی یک سازه قرار دارند:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{xB} \qquad (۴-۶)$$

در مواردی که از روش تحلیل طیفی برای تعیین اثر زلزله در سازه استفاده می‌شود، مقدار D_p باید برای هر مود محاسبه و نتایج به صورت آماری ترکیب گردند.

مقدار D_p لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$D_p = \frac{(h_x - h_y)\Delta_{aA}}{h_{sx}} \qquad (۴-۷)$$

ب- دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \qquad (۴-۸)$$

مقدار D_p از این رابطه لازم نیست بیشتر از مقدار رابطه (۴-۹) در نظر گرفته شود:

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sx}} \qquad (۹-۴)$$

که در آن:

D_p = تغییر مکان نسبی جانبی زلزله که جزء باید برای پذیرش آن طراحی شود.

δ_{XA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

δ_{YA} = تغییرمکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

δ_{yB} = تغییرمکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه B

h_x = ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی)

h_y = ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی)

Δ_{aA} = تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازهA

Δ_{aB} = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه B

h_{sx} = ارتفاع طبقه به‌کار رفته در تعریف تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه

۴-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای

۴-۴-۱ اجزای غیر سازه‌ای و تکیه‌گاه‌های آنها باید به‌گونه‌ای به سازه مهار شوند که بتوانند نیروهای جزء غیرسازه‌ای را به سازه منتقل کنند و تغییرشکل‌های ایجاد شده در آنها را پذیرا باشند. مسیر انتقال بار در این اجزا باید دارای مقاومت و سختی کافی بوده و محل اتصال به سازه توانایی تحمل اثر موضعی بارها را داشته باشد. استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آنها مجاز است ولی نباید از مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی استفاده شود.

نیروهای ایجاد شده در تکیه‌گاه‌ها و اتصالات آنها برابر با نیروهای خود اجزا هستند. تنها در مواردی که R_{pu} بزرگ‌تر از ۶/۰ می‌باشد باید مقدار آن به ۶/۰ کاهش داده شود.

۴-۴-۲ مهار اتصالات اجزای غیر سازه‌ای در اعضای فولادی، بتن آرمه و مصالح بنایی باید طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد و در مواردی که دستورالعمل مشخصی ارائه نشده با انجام دادن آزمایش‌های مناسبی از کافی بودن مقاومت مهارها و نیز ظرفیت تغییرشکل‌پذیری آنها اطمینان حاصل شود.

۴-۵ ضوابط خاص اجزای معماری

۴-۵-۱ کلیات

کلیه اجزای معماری، نگهدارنده‌ها و اتصالات آنها باید ضوابط این بند را رعایت کنند، مگر اینکه با زنجیر یا وسیله دیگری به سازه آویزان بوده و شرایط زیر را دارا باشند:

الف- وسیله نگهدارنده جزء قادر به تحمل وزن $1.4W_P$ هم‌زمان با بارجانبی برابر با همین مقدار در هر جهت باشد.

ب- امکان حرکت اتصال جزء در صفحه افقی به اندازه ۳۶۰ درجه باشد.

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_{pu}
۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه		
- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی	۱	۱/۵
- انواع دیگر دیوار و تیغه	۱	۲/۵
۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.	۲/۵	۲/۵
۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.	۱	۲/۵
۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن		
- دیوار و اتصال آن	۱	۲/۵
- بست‌های سیستم اتصال	۱/۲۵	۱
۵- پوشش نما		
- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها	۱	۲/۵
- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها	۱	۱/۵
۶- خرپشته (به استثنای حالتی که این بخش به‌صورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن‌صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)	۲/۵	۲/۵
۷- پله فراری که جزئی از سازه اصلی ساختمان نباشد	۱	۲/۵
۸- سقف کاذب	۱	۲/۵
۹- قفسه و کابینت	۱	۲/۵

۱۰- کف دسترسی	۱	۱/۵
۱۱- تابلو و نشان	۲/۵	۲/۵
۱۲- سایر اجزای صلب (با انعطاف‌پذیری کم)		
- اجزای با شکل‌پذیری زیاد و اتصالات آنها	۱	۳/۵
- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها	۱	۲/۵
- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها	۱	۱/۵
۱۳- سایر اجزای انعطاف‌پذیر		
- اجزای با شکل‌پذیری زیاد و اتصالات آنها	۲/۵	۳/۵
- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها	۲/۵	۲/۵
- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها	۲/۵	۱/۵

۴-۵- ۲ نیروها و تغییرمکان‌ها

کلیه اجزای معماری، نگهدارنده‌ها و اتصالات آنها باید برای نیروی عنوان‌شده در بند (۴-۲) طراحی شوند. طراحی برای تغییر مکان‌های بند (۴-۳) برای همه اجزا الزامی نیست، مگر آنکه احتمال خطر جانی در آنها وجود داشته باشد. اجزایی که در زیر قطعات سازه‌ای طره‌ای قرار دارند باید قادر به تحمل تغییر مکان‌های قائم ناشی از چرخش تکیه‌گاهشان باشند.

۴-۵- ۳ دیوارهای خارجی

دیوارهای خارجی باید علاوه بر نیروها قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی مطابق بند (۴-۳) همراه با تغییرشکل‌های ناشی از دمای محیط باشند. این دیوارها یا باید مستقیماً توسط اعضای سازه‌ای نگهداری شوند و یا به وسیله اتصالاتی با شرایط زیر به سازه متصل گردند:

الف- اتصالات قطعات نما به سازه و همچنین درز بین قطعات باید به گونه‌ای باشند که بتوانند تغییرمکان نسبی لرزه‌ای، D_P، طبق بند (۴-۳) یا ۱۵ میلی‌متر، هر کدام که بزرگ‌تر است، را پذیرا باشند.

ب- برای تأمین امکان حرکت جانبی نسبی بین دیوار و سازه باید از ادوات لغزشی مانند صفحات فولادی با سوراخ‌های لوبیایی و یا سوراخ‌های دایره‌ای با قطر

بزرگ و یا صفحات فلزی خم‌شده که دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی هستند، استفاده نمود.

پ- کلیه وسایل نگهدارنده و اتصالات آنها باید برای نیروهای بند (۴-۲) طراحی شوند. توجه شود که این نیروها در مرکز جرم جزء غیرسازه‌ای وارد می‌شود.

ت- در مواردی که اتصال دیوار به سازه توسط تسمه‌هایی در داخل بتن یا مصالح بنایی تأمین می‌شود، باید اطمینان حاصل کرد که این تسمه‌ها داخل بتن یا مصالح بنایی به طور کامل مهار می‌گردند. در این موارد مخصوصاً باید به قلوه‌کن‌شدن بتن یا مصالح بنایی توجه داشت.

ث- نماهایی که با دیوارها به‌طور چسبان اجرا می‌شوند، باید به نحو مناسبی در داخل دیوارها مهار شوند. در این موارد استفاده از ملات به تنهایی کافی نیست.

۴-۵-۴ دیوارهای داخلی-تیغه‌ها

دیوارهای داخلی یا تیغه‌های با ارتفاع بیشتر از ۱/۸ متر باید به نحو مناسبی، مانند استفاده از وادارها و...، از نظر جانبی به سازه مهار شوند.

۴-۵-۵ سقف‌های کاذب

نیروهای جانبی ایجاد شده در سقف های کاذب باید به نحو مناسبی به سقف سازه‌ای منتقل شوند. در این سقف ها رعایت الزامات زیر ضروری است:

الف- در سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ متر مربع، محاسبات مربوط به زلزله الزامی نیست.

ب- در سقف‌های کاذب با مساحت بیشتر از ۱۰۰ مترمربع، حرکت جانبی سقف با کمک مهاربندی مناسب به سقف سازه‌ای محدود شود.

پ- در سقف‌های کاذب با مساحت بیشتر از ۲۵۰ مترمربع، پیش‌بینی درزهای انقطاع لرزه‌ای و جداسازی سقف کاذب با اجرای دیوارهای داخلی تا زیر سقف سازه‌ای الزامی است، مگر آنکه با روش‌های تحلیلی بتوان نشان داد که سقف کاذب توان پذیرش جابجایی‌های لازم را دارد. در این موارد محدود کردن نسبت طول به عرض بخش‌های مختلف سقف کاذب به ۴/۰ الزامی است.

۴-۵-۶ دیوارهای شیشه‌ای نماها

دیوارهای شیشه‌ای نماها باید به نحو مناسبی به سازه اصلی متصل شوند. در این دیوارها باید علاوه بر الزامات این فصل به لحاظ نیرو و تغییر مکان، جزئیات اجرایی توصیه‌شده توسط یک استاندارد معتبر و شناخته شده که در آن ملاحظات مربوط به زلزله مورد توجه بوده، رعایت شود. در این مورد می‌توان از نشریه "دستورالعمل مقاوم‌سازی اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها" به شماره ض- ۶۲۸ چاپ سال ۱۳۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی نیز استفاده نمود.

۴-۶ ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی

ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی به یک دستورالعمل ویژه نیاز دارد که باید تهیه و تنظیم گردد. تا زمانی که این دستورالعمل تدوین نشده، این ضوابط را می‌توان، با استفاده از یک استاندارد معتبر شناخته شده تعیین نمود. در این ارتباط نشریه عنوان‌شده در بند (۴-۵-۶) می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

نام تجهیزات	a_p	R_{pu}
الف- تجهیزات برقی و مکانیکی هواکش، واحدهای تهویه مطبوع، گرم‌کننده‌ها و جعبه‌های تقسیم هوا، سایر تجهیزات مکانیکی ساخته‌شده از ورق‌های فلزی	۲/۵	۶
واحدهای تهویه مطبوع آبی، دیگ بخار، کوره، تانکر و مخزن فشار آتمسفری، چیلر، سیستم گرم‌کننده آب، مبدل حرارتی و تجهیزاتی که از مواد با قابلیت تغییرشکل زیاد ساخته شده‌اند	۱	۲/۵
موتور، توربین، پمپ و کمپورسور و مخزن تحت فشار که فاقد پایه‌های پیرامونی بوده و مستقیماً توسط شاسی به کف متصل شود.	۱	۲/۵
مخزن تحت فشاری که برروی پایه‌های پیرامونی نصب شده باشد.	۲/۵	۲/۵
آسانسور و پله برقی	۱	۲/۵
ژنراتور، باتری، موتور، مبدل و سایر تجهیزات برقی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده باشد.	۱	۲/۵
تابلو برق، مراکز کنترل موتور، و سایر تجهیزات برقی که از ورق‌های فلزی ساخته شده باشد.	۲/۵	۶
تجهیزات مخابراتی، رایانه و سیستم‌های کنترل و ابزار دقیق	۱	۲/۵

دودکش، برج خنک‌کننده و دکل نصب شده بر روی بام که در ترازی پایین‌تر از مرکز ثقل به‌طور جانبی مهار شده باشد.	۲/۵	۳
تجهیزات ذکر شده در ردیف فوق در حالتی که در ترازی بالاتر از مرکز ثقل خود به‌طور جانبی مهار شده باشد.	۱	۲/۵
سایر تجهیزات مکانیکی و برقی	۱	۱/۵
ب- سیستم و اجزای متکی بر انواع جداساز لرزه‌ای	۲/۵	۲
ج- سیستم‌های توزیع		
سیستم لوله‌کشی از مواد با قابلیت تغییرشکل زیاد که دارای اتصالات جوشی و یا لحیم‌کاری باشد.	۲/۵	۶
سیستم لوله‌کشی که با استفاده از مواد دارای قابلیت تغییر شکل متوسط یا زیاد و با استفاده از اتصالات رزوه‌ای، چسبی، کوپلینگ فشاری یا شیاری یا نظایر آن ساخته شده باشد.	۲/۵	۴/۵
سیستم لوله‌کشی که از مواد با قابلیت تغییرشکل کم نظیر چدن یا شیشه یا مواد پلاستیکی شکننده ساخته شده باشد	۲/۵	۳
کانال‌هایی که با استفاده از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد و اتصالات جوشی یا لحیم‌کاری ساخته شده باشد	۲/۵	۶
کانال‌هایی که با استفاده از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد یا متوسط و اتصالاتی غیر از جوشی یا لحیم ساخته شده باشد	۲/۵	۴
کانال‌هایی که از مواد با قابلیت تغییرشکل کم نظیر چدن یا شیشه یا مواد پلاستیکی شکننده ساخته شده باشند	۲/۵	۳
لوله‌کشی سیستم برقی، سینی کابل	۲/۵	۶
باس داکت	۱	۲/۵
لوله‌کشی فاضلاب	۱	۲/۵
نقاله‌های خط تولید غیر آدم‌رو	۲/۵	۳

فصل پنجم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی

۵-۱ کلیات

۵-۱-۱ سازه‌های غیرساختمانی به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که کاربری آنها مشابه ساختمان‌های متعارف نیست، مانند سازه‌های صنعتی، دکل‌های انتقال نیرو و ...

۵-۱-۲ سازه‌های غیرساختمانی به لحاظ باربری جانبی به دو گروه تقسیم می‌شوند:

الف- سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربرآنها مشابه یکی از سیستم‌های سازه‌های ساختمانی است.

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربرآنها مطابق بند الف نباشد. به تعدادی از این سازه‌ها در جدول (۵-۲) اشاره شده است. این سازه‌ها ممکن است متکی به زمین یا سازه‌های دیگر باشند.

۵-۱-۳ نیروهای زلزله مؤثر بر سازه‌های غیرساختمانی عمدتاً با استفاده از ضوابط فصل سوم آیین‌نامه تعیین می‌شوند. تنها در بعضی موارد الزامات دیگری جایگزین شده‌اند که در این فصل عنوان می‌گردند.

۵-۲ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۵-۲-۱ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل

سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۵-۲-۲) تا ۵(-۲-۱۰) آورده شده است.

۵-۲-۲ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از ۰/۵ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۵-۲-۳ زمان تناوب نوسان اصلی سازه، T

در این سازه‌ها زمان تناوب نوسان اصلی سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه گردد. استفاده از روابط تجربی بند (۳-۳-۳) مجاز نمی‌باشد.

۵-۲-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای، W

وزن مؤثر لرزه‌ای در این نوع ساختمان‌ها شامل وزن‌های زیرند:

الف- بارهای مرده ناشی از وزن اجزای سازه و تجهیزات صنعتی

ب- حداقل ۴۰ درصد بار زنده کف‌ها

پ-وزن محتویات در زمان بهره‌برداری

در مواردی که در شرایط استثنایی محتویات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا می‌کند، وزن اضافی نباید در محاسبه W اثر داده شود.

در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه W منظور نمود.

۵-۲-۵ پارامترهای نیروی جانبی

در این سازه‌ها پارامترهای R_u، Ω_0، C_d و $\mathrm{H_m}$ با استفاده از جدول (۵-۱) تعیین می‌شود.

۵-۲-۶ حداقل نیروی جانبی، برش پایه

برش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{\mathrm{u_{min}}} = 0.12\ \mathrm{AIW} \qquad (۱-۵)$$

۵-۲-۷ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از

۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3\,A(S+1)W \qquad (۲-۵)$$

توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳-۶) صورت می‌گیرد.

۵-۲-۸ تغییرمکان‌های جانبی

در این سازه‌ها رعایت تغییرمکان جانبی نسبی موضوع بند (۳-۵) ضرورتی ندارد، اما باید اطمینان حاصل شود که این تغییرمکان‌ها اثری بر پایداری کل سازه یا اثری نامطلوب بر روی اجزای غیرسازه‌ای متصل به آنها نمی‌گذارد.

۵-۲-۹ اثر P-Δ

درمواردی که اثر ناشی از P-Δ بیشتر از ۱۰ درصد تلاش‌های موجود دراعضای سازه است، باید آنها را در محاسبات منظور نمود و چنانچه این اثر از ۳۳ درصد فراتر رود، احتمال ناپایداری در سازه زیاد است و باید سختی جانبی آن افزایش داده شود.

۵-۲-۱۰ نیروی جانبی در موارد خاص

در مواردی که مدارک مرجع یک سازه خاص مبانی ویژه‌ای برای محاسبه نیروی جانبی زلزله توصیه می‌کند، می‌توان آنها را به‌کار برد، مشروط بر اینکه الزامات زیر رعایت گردند:

الف- پارامترهای مربوط به حرکت زمین کمتر از مقادیر عنوان شده در فصل دوم این آیین‌نامه نباشد.

ب- نیروی جانبی عنوان شده کمتر از ۸۰ درصد مقدار نیروی جانبی این آیین‌نامه، بدون درنظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، و کمتر از ۷۰ درصد مقدار نیروی جانبی این آیین‌نامه، با درنظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نباشد.

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین

۵-۳-۱ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۵-۲) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌گردند.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به‌دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

$$V_{u_{min}} = 0.09\ W \qquad (۳-۵)$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u_{min}} = 1.6AIW/R_u \qquad (۴-۵)$$

۵-۴ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی برسازه‌های دیگر

۵-۴-۱ درمواردی که وزن این سازه‌ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه‌های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه‌ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین‌نامه می‌گردد.

۵-۴-۲ درمواردی که وزن این سازه‌ها بیشتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیرساختمانی به‌اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، کل سازه باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. نیروی جانبی باید با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

الف- در شرایطی که سازه ساختمانی شرایط صلب بودن را مطابق تعریف بند (۵-۲-۷) دارا باشد، اثر آن را در مدل کل سازه می‌توان به‌صورت توزیع جرم مناسب آن در نظر گرفت. سازه نگهدارنده باید برای پارامترهای خود مطابق فصل سوم یا چهارم (هرکدام مناسب‌تر است) تحلیل و طراحی شود. سازه غیرساختمانی باید بر اساس ضوابط اجزای غیرسازه‌ای فصل چهارم تعیین شده و در آن به جای R_p مقدار R_u از جدول (۵-۲) و مقدار a_p برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

ب- در مواردی که سازه غیر ساختمانی صلب نباشد، کل سازه، سازه‌های غیرساختمانی به همراه سازه نگهدارنده آن، باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. ضریب رفتار این سازه باید کمترین دو مقدار R_u برای سازه نگهدارنده از جدول (۵-۱) و سازه غیرساختمانی از جدول (۵-۲) اختیار گردد. سازه غیرساختمانی و اتصالات آن برای نیروهای حاصل از تحلیل کل سازه طراحی می‌گردد.

۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه‌های غیرساختمانی

نظر به تنوع گسترده‌ای که سازه‌های غیرساختمانی در صنایع مختلف دارند، نیاز به دستورالعمل‌های ویژه دارند که باید به تدریج تهیه و تدوین گردند. تعدادی از این دستورالعمل‌ها تاکنون تهیه شده و تعدادی نیز در دست تهیه می‌باشد. از جمله این نشریات می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف- "نیروی جانبی زلزله مؤثر در مخازن زمینی و زیرزمینی" نشریه شماره ۱۲۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی

ب- نشریه شماره ۳۸ شرکت نفت با عنوان "آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت"

جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی		R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی		۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی		۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز		۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)		۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی	فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
		متوسط	۵	۳	۴	۵۰
		متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
		معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
		معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰

	بتن‌آرمه	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
		متوسط	۵	۳	۴/۵	۳۵
		متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲	۲/۵	۵۰
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۱	۱	۱	بدون محدودیت
		معمولی (با محدودیت ارتفاع)	۳	۳	۲/۵	۱۵
		معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۱	۱	۱	۳۰
قفسه‌های خود ایستای فولادی			۴	۲	۳/۵	بدون محدودیت

[۱] برای سازه نگهدارنده لوله‌ها "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است.

[۲] برای "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است. در صورتی که اتصالات خمشی که در محل انجام می‌شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع "پایپ رک‌ها" می‌تواند ۳۰ متر باشد.

تبصره- "پایپ رک‌ها" از نوع سازه‌های مشابه ساختمان محسوب می‌شوند. در این سازه‌ها نباید از اصطکاک لوله‌ها، ناشی از بارهای ثقلی، برای مقابله با نیروی زلزله استفاده کرد.

جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی‌نشده یا مهاربندی‌شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش‌شده	با پایه زین‌شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	بدون محدودیت
دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی		۳	۲	۳	
تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین- جوش‌شده فولادی، بتن‌آرمه یا بتن پیش‌تنیده		۳	۲	۲/۵	
برج‌های خرپایی طره‌ای یا مهارشده توسط کابل- دودکش‌های مهارشده توسط کابل		۳	۲	۲/۵	
برج‌های خنک‌کن	بتن آرمه یا فولادی	۳/۵	۲	۳	
برج‌های مخابراتی	قابی یا خرپای فولادی یا بتنی	۳	۱/۵	۳	
	دیرک- فولادی یا بتنی	۱/۵	۱/۵	۱/۵	
سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود		۲/۵	۲/۵	۲/۵	
سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است		۲	۲	۲	
تابلوها و علائم		۳/۵	۲	۳	
سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق		۲/۵	۲/۵	۲/۵	

فصل ششم

الزامات ژئوتکنیکی

۶-۱ شناسایی نوع زمین

لازمه طراحی هر سازه‌ای که بر روی زمین (خاک) قرار می‌گیرد، شناخت کافی از شرایط زیرسطحی و خصوصیات لایه‌های زمین زیر آن است. این شناخت با روش‌های زیر به‌دست می‌آید:

- مطالعه نقشه‌های زمین‌شناسی منطقه
- کسب اطلاعات فنی و پی‌سازی از وضعیت سازه‌های موجود،
- کسب اطلاعات ژئوتکنیکی از برش‌های موجود در لایه‌های خاک (چاه‌ها، خاکبرداری‌ها و ترانشه‌های موجود)
- اخذ گزارش مطالعات ژئوتکنیکی مرتبط با دو ساختمان در طرفین زمین مورد نظر که با فاصله کمی از آن قرار گرفته‌اند.
- انجام مطالعات ژئوتکنیکی خاص در زمین مورد نظر، متناسب با اهمیت ساختمان و ارتفاع آن

کسب حداقل شناخت از لایه‌های زمین ضروری می‌باشد، لکن درجه شناخت مورد نیاز، متناسب با اهمیت ساختمان و شرایط ژئوتکنیکی محل تعیین می‌گردد.

برای ساختمان‌های با اهمیت کم و آن دسته از ساختمان‌های با اهمیت متوسط که تا ۴ سقف و یا حداکثر ۱۲ متر از روی شالوده ارتفاع دارند، درصورتی‌که سطح اشغال آنها از ۳۰۰ متر مربع تجاوز ننماید، با مطالعه نقشه‌های زمین‌شناسی (چنانچه موجود باشد) و بررسی نحوه ساخت ساختمان‌های مجاور و گزارش ژئوتکنیکی آنها، بررسی مقاطع موجود (مثل

گودبرداری‌ها یا برش موجود در پل‌های نزدیک ساختمان مذکور) می‌توان در مورد لایه‌های خاک توسط یک متخصص با تجربه اظهار نظر نمود. بدیهی است، در این مورد چنانچه شواهدی از وجود نوع زمین غیر از زمین‌های نوع I و II و III و IV جدول (۲-۳) در محل وجود داشته باشد، انجام مطالعات ژئوتکنیکی در زمین مورد نظر، الزامی است.

برای سایر ساختمان‌های با اهمیت متوسط (بیش از ۴ سقف، یا ارتفاع از روی شالوده بیش از ۱۲ متر، و یا سطح اشغال بیش از ۳۰۰ متر مربع) و همچنین ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد، انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری می‌باشد.

در هر حالت چنانچه ساختمان مورد نظر (با هر درجه اهمیت و هر تعداد سقف) به‌صورت انبوه‌سازی یا شهرک‌سازی باشد، لازم است مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر انجام شود.

چنانچه در مراحل ساخت ساختمان نیاز به گودبرداری، ایجاد دیوار حائل و یا شیب تند باشد و یا مشخصات ژئوتکنیکی لایه زیر سطحی منجر به نشست زیاد، لغزش، سنگ‌ریزش یا روانگرایی گردد، و همچنین چنانچه خاک خاصیت فروریزشی و یا تورم داشته باشد و یا سطح آب زیرزمینی بالا باشد، لازم است مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر انجام شود.

مطالعات ژئوتکنیکی شامل حفاری (ماشینی یا دستی)، نمونه‌گیری دست‌خورده و دست‌نخورده، آزمایش‌های درجا نظیر آزمایش نفوذ استاندارد و دانسیته برجا، آزمایش‌های فیزیکی و مکانیکی بر روی خاک به‌دست آمده در آزمایشگاه و تجزیه و تحلیل نتایج و نتیجه‌گیری در مورد وضعیت ژئوتکنیکی زمین مورد نظر می‌باشد. بدیهی است کلیه عملیات فوق باید بر اساس استانداردهای موجود و با دقت کافی انجام شود و در مورد بعضی نتایج مانند نفوذ استاندارد تصحیحات لازم اعمال گردد.

برای زمین‌هایی که مطالعات ژئوتکنیکی (شامل نفوذ استاندارد، نمونه‌گیری وآزمایش‌های آزمایشگاهی) کافی تشخیص داده نشود، لازم است علاوه بر مطالعات ژئوتکنیکی، مطالعات ژئوفیزیکی نیز به‌منظور تعیین سرعت موج برشی (V_S) در لایه‌های مختلف خاک انجام شود.

۶-۲ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله

ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله می‌تواند شامل روانگرایی، گسترش جانبی،

زمین‌لغزش، فرونشست و گسلش مطابق ضوابط بندهای (۶-۲-۱) تا (۶-۲-۴) باشد.

۶-۲-۱ روانگرایی

کاهش مقاومت و یا سختی برشی خاک به‌دلیل افزایش فشار آب منفذی ناشی از زلزله در خاک‌های ماسه‌ای اشباع که باعث ایجاد تغییر شکل‌های دائمی مهم یا ایجاد شرایطی نزدیک به تنش مؤثر صفر در خاک می‌شود، به عنوان روانگرایی شناخته می‌شود.

زمین‌هایی که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند، مستعد روانگرایی تشخیص داده می‌شوند و لازم است مطالعه خاص آن زمین انجام شود:

الف- سابقه روانگرایی در آنها وجود داشته باشد.

ب- زمین‌هایی که از نوع خاک ماسه‌ای با تراکم کم، اعم از تمیز، یا رس‌دار با مقدار رس کمتر از ۲۰ درصد، یا دارای لای و یا شن بوده و تراز سطح آب زیرزمینی در آنها نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر باشد.

ج- منحنی دانه‌بندی خاک داخل محدوده مستعد روانگرایی باشد.

در مواردی که لایه خاک مورد نظر دارای حداقل یکی از موارد زیر باشد، می‌توان از بررسی وقوع روانگرایی صرف‌نظر کرد.

الف- ماسه محتوی بیش از ۲۰ درصد رس با $PI > ۲۰$

ب- ماسه محتوی بیش از ۳۵ درصد لای و به‌طور هم‌زمان $N_{1(60)} > ۲۰$

ج- ماسه تمیز با $N_{1(60)} > ۳۰$

ضمناً در مواقعی که خاک ماسه‌ای و اشباع در عمقی بیش از ۲۰ متر از سطح زمین قرار دارد، فقط برای ساختمان‌های با شالوده سطحی می‌توان از ارزیابی استعداد روانگرایی صرف‌نظر کرد.

۶-۲-۱-۱ ارزیابی استعداد روانگرایی

به‌منظور ارزیابی استعداد روانگرایی لازم است مقادیر نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) محاسبه و مقایسه شود.

این مقایسه باید با تعیین ضریب اطمینان در برابر روانگرایی (F_l) به‌دست آید.

$$F_l = \frac{CRR}{CSR} \qquad (۱-۶)$$

نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) ناشی از زلزله در لایه‌های خاک طبق روابط موجود در آیین‌نامه‌های ملی و درصورت موجود نبودن از آیین‌نامه‌های معتبر شناخته شده به‌دست می‌آید.
نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) برحسب نظر طراح و شرایط پروژه با استفاده از آزمایش‌های نفوذ استاندارد، نفوذ مخروطی، سرعت موج برشی و بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های ملی یا بین‌المللی معتبر محاسبه می‌گردد.
چنانچه ضریب اطمینان به‌دست آمده کمتر از یک باشد، خاک مستعد روانگرایی است و اثر آن ممکن است موجب ناپایداری پی و سازه متکی بر آن شود. به این دلیل بایستی ایمنی مناسب پی به‌وسیله روش مناسب بهسازی زمین یا انتقال بار به‌وسیله پی‌های عمیق به زیر لایه روانگرا تأمین گردد. در صورتی‌که F_l بین ۱ و ۱/۲۵ باشد نشست ناشی از زلزله در زمین را باید محاسبه و در طراحی منظور نمود.

۶-۲-۱-۲ گسترش جانبی

در زمین‌های مستعد روانگرایی که دارای شیب ملایم بوده و یا دارای یک وجه آزاد نظیر زمین‌های منتهی به کانال‌های زهکش، نهرها و رودخانه‌ها و یا ساحل دریا باشند، احتمال وقوع گسترش جانبی وجود دارد. گسترش جانبی می‌تواند موجب جابجایی‌های بزرگ در زمین گردد. جهت ارزیابی استعداد و مقدار جابجایی ناشی از گسترش جانبی می‌توان حداقل از یکی از سه رویکرد تحلیلی، تجربی و یا عددی استفاده نمود.
طراحی لرزه‌ای پی برای مقاومت در برابر گسترش جانبی باید به‌گونه‌ای انجام شود که جابجایی افقی در بالای پی و یا تنش‌های ناشی از آن از مقادیر مجاز مربوط به هر سازه فراتر نرود. علاوه بر طراحی مقاوم پی ساختمان، طراحی پی باید به‌گونه‌ای باشد که ساختمان از نظر کلی نیز ایمن باشد. برای این منظور طراحی لرزه‌ای سازه و پی مربوط باید در سه حالت زیر انجام شود و نتایجی که بزرگ‌ترین اثر را مشخص می‌کند، در طراحی پی و سازه اعمال شود:

حالتی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد

حالتی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد.

حالتی که فرض می‌شود هیچ‌کدام از روانگرایی و گسترش جانبی اتفاق نخواهد افتاد. در این صورت بایستی در طراحی‌ها یا از طیف طراحی برای خاک نوع IV و یا از طیف حاصل از مطالعات ویژه ساختگاهی بدون در نظر گرفتن وقوع روانگرایی استفاده نمود.

در حالاتی که اثر گسترش جانبی، در طراحی پی‌های سطحی و عمیق در نظر گرفته می‌شود، برای مطالعه عملکرد لرزه‌ای پی، اثر آن باید به‌صورت یک فشار افقی منظور گردد. بدیهی است که در این حالت نیازی به اضافه نمودن نیروی اینرسی دینامیکی افقی زلزله ناشی از وزن سازه به نیروهای افقی ناشی از گسترش جانبی برای طراحی بخش‌های زیرزمینی سازه نیست.

۶-۲-۱-۳ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی

برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی می‌توان سه راهکار را در نظر گرفت: الف) تمهیدات سازه‌ای، ب) تمهیدات ژئوتکنیکی و پ) تغییر محل ساختگاه.

۶-۲-۱-۳-۱ تمهیدات سازه‌ای

مؤثرترین تمهید سازه‌ای برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی استفاده از پی عمیق است. در طراحی پی‌های عمیق جهت جلوگیری از خسارات ناشی از روانگرایی باید درنظر داشت که طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار می‌گیرد، فاقد مقاومت اصطکاکی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، فاقد ظرفیت باربری نوک می‌باشد. در صورتی که خاک محل در معرض روانگرایی بوده و پتانسیل گسترش جانبی نیز داشته باشد، در طراحی پی عمیق باید نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی را نیز در نظر گرفت.

اگرچه استفاده از پی‌های گسترده می‌تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و وقوع تلفات جانی جلوگیری کند، ممکن است موجب کج‌شدگی یا واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی به سازه وارد نماید. در مکان‌های دارای پتانسیل روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی‌های تکی یا باسکولی (کلاف‌های لنگربر) به هیچ وجه توصیه نمی‌شود.

۶-۲-۱-۳-۲ تمهیدات ژئوتکنیکی

به طور کلی روش‌های کاهش مخاطرات روانگرایی، برای ساختگاه‌های دارای پتانسیل گسترش جانبی نیز قابل استفاده است. تمهیدات ژئوتکنیکی برای جلوگیری از روانگرایی خاک‌های ناپایدار می‌تواند شامل خاک‌برداری و جایگزین کردن خاک و یا تحکیم خاک در محل به کمک تراکم دینامیکی، ویبراتورها، شمع‌کوبی، تزریق تحکیمی، تسلیح خاک، تزریق شیمیایی و نصب زهکش گردد. قبل از استفاده از هر یک از روش‌های پایدارسازی

خاک، برنامه‌ریزی و طراحی دقیقی مورد نیاز است.

در مورد گسترش جانبی، در صورت امکان می‌توان خارج از محدوده اجرای سازه از روش‌های مناسب فوق نظیر تراکم دینامیکی یا کوبیدن شمع‌های فداشونده بهره گرفت تا مانع گسترش جانبی توده لغزنده خاک روانگرا و رسیدن آن به محدوده سازه مورد نظر گردد.

۶-۲-۱-۳-۳ تغییر محل ساختگاه

در صورتی‌که از نظر فنی و اقتصادی امکان تغییر محل ساختگاه وجود داشته باشد، می‌توان از این راه‌حل برای پرهیز از خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی استفاده نمود.

۶-۲-۲ زمین‌لغزش

ارزیابی زمین لغزش باید بر اساس برآورد میزان و خطر وقوع آن با استفاده ازمطالعات ژئوتکنیک و شناسایی نوع زمین‌لغزش احتمالی، صورت گیرد. برای احداث ساختمان در بالا، پایین یا روی شیب، هرگونه خاک‌برداری و یا خاک‌ریزی بر روی آن باید همراه با تحلیل و بررسی پایداری شیب در شرایط زلزله باشد. در صورت نیاز با استفاده از مطالعات ویژه شامل بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی، ژئوفیزیکی، حفر گمانه با تعداد و عمق مناسب، آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی و تحلیل پایداری شیب، تمهیدات لازم برای پایدارسازی شیب وجلوگیری از وقوع زمین‌لغزش تأمین گردد. در صورت احداث ساختمان در بالا یا روی شیب، ظرفیت باربری پی و پایداری موضعی شیب نیز باید تأمین گردد. جهت انتخاب ساختگاه در مناطق شیب‌دار باید توجه ویژه‌ای به شرایط نامطلوب زیر در خصوص پایداری شیب‌ها معطوف شود.

۱-ریخت‌شناسی مناطق لغزشی یا مستعد لغزش شامل توپوگرافی سطحی ناهموار، شیب‌های ناپایدار و مناطقی که در اطراف آن تغییرات شیب قابل توجه وجود دارد؛

۲-وجود قله‌ها و خط‌الرأس‌ها، لبه‌های پرتگاه و کناره‌های رودخانه و سواحل در معرض فرسایش و خاک‌ریزهای متراکم‌نشده؛

۳- وجود لایه‌های ضعیف در پنجه شیب‌ها؛

۴- افزایش شیب دامنه‌های موجود، ایجاد شیب‌های جدید و هرگونه خاک‌برداری از پنجه شیب‌ها؛

۵- شیب‌های واقع در مناطق دارای رطوبت و بارندگی زیاد،

۶- وجود دامنه‌های سنگی با ناپیوستگی‌های ممتد و نامطلوبی که شیبی کمتر از شیب دامنه دارند.

۶-۲-۲-۱ ارزیابی پایداری شیب‌ها به منظور بررسی استعداد زمین لغزش

در مواردی که توپوگرافی سطحی و لایه‌بندی خاک نامنظمی شدید نداشته باشد، پاسخ زمین‌های شیب‌دار به زلزله طرح می‌تواند با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی ساده‌شده محاسبه گردد. در غیر این صورت باید از روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر المان محدود یا مدل بلوک صلب لغزنده و دیگر روش‌ها استفاده گردد. در آنالیز شبه‌استاتیکی، نیروهای اینرسی لرزه‌ای طرح که بر توده خاک وارد می‌شوند، باید محاسبه گردند.

$$F_H = k_h W_s \qquad (۶-۲)$$

$$k_h = 0.5 A \qquad (۶-۳)$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق جدول (۲-۱)

F_H: نیروی افقی ناشی از زلزله

k_h: ضریب مؤلفه افقی زلزله

W_s : وزن توده لغزشی

اثر مؤلفه قائم زلزله بجز در شرایط خاص نظیر میدان نزدیک درنظر گرفته نمی‌شود.

در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی، پارامترهای مقاومت برشی خاک در صورت نیاز باید با توجه به کاهش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در کرنش‌های بزرگ و یا افزایش فشار آب حفره‌ای ناشی از زلزله انتخاب گردد. استفاده از پارامترهای مقاومتی کرنش بزرگ خاک برای ساختگاه‌هایی که قبلاً دچار لغزش شده و احتمال فعالیت مجدد آنها توسط زلزله وجود دارد، ضروری است. تحلیل شبه استاتیکی باید برای بحرانی‌ترین سطح لغزش انجام گیرد.

طراح باید با توجه به دقت روش تحلیل و طراحی، تعداد و کیفیت نوع آزمایش‌های ژئوتکنیکی و دقت در شناخت لایه‌های زمین، و دقت انتخاب ضریب زلزله مؤثر، ضریب اطمینان مناسب را انتخاب کند.

چنانچه نتایج تحلیل پایداری شیب نشان‌دهنده ناپایداری باشد، لازم است از روش‌های مناسب و متداول پایدارسازی شیب‌ها استفاده شود.

۶-۲-۳ فرونشست

در صورتی که ساختگاه مورد نظر بر روی گشودگی‌های زیرزمینی بزرگ نظیر غارهای کارستیک، مغارهای نیروگاه‌ها و ایستگاه‌های مترو، معادن و تونل‌هایی با دهانه بزرگ قرار داشته باشد، احتمال فرو ریزش سقف این فضاهای زیرزمینی بر اثر زلزله وجود دارد و موجب فرونشست زمین و آسیب رسیدن به سازه خواهد شد. در صورت وجود چنین بازشدگی‌های زیرزمینی در زیر سازه باید مطالعات خاص برای اطمینان از ایمنی سازه انجام شود و در صورت لزوم، تمهیدات لازم برای جلوگیری از آسیب‌دیدن سازه ناشی از فرونشست زمین در نظر گرفته شود. حفرات زیر سطحی که امکان ناپایداری آنها در اثر زلزله وجود دارد، می‌توانند با یکی از موارد زیر مرتبط باشند:

- قنات‌ها
- حفرات و فضاهای زیرزمینی شامل ایستگاه‌های مترو، تونل‌های کم‌عمق، معادن زیرزمینی، چاه‌ها و کوره‌های فاضلاب و نظایر آنها
- حفرات و غارهای زیرزمینی طبیعی
- حفرات به‌وجود آمده ناشی از آب‌شستگی دانه‌های خاک بر اثر ترکیدگی لوله‌های آب، نفوذ آب‌های سطحی و نظایر آن

۶-۲-۳-۱ شناسایی حفرات زیرسطحی

برای شناسایی حفرات زیرسطحی می‌توان از روش‌های شناسایی مختلف از جمله حفر گمانه و یا روش‌های ژئوفیزیکی استفاده کرد. شناسایی قنات‌های فعال و تونل‌های تأسیسات شهری باید بر اساس مدارک موجود انجام گیرد. تعیین نوع خاک و عمق قرارگیری و قطر حفره زیرسطحی به منظور بررسی پایداری آن الزامی است.

۶-۲-۴ گسلش

۶-۲-۵ جابجایی ناشی از گسلش در سطح زمین می‌تواند موجب آسیب به سازه‌ها گردد، در پهنه‌های گسلی به ویژه گسل‌های اصلی، اجتناب از ساخت ساختمان به‌ویژه ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد اکیداً توصیه می‌شود. از این رو، لازم است کلیه سازندگان بنا در این پهنه‌ها پیش از ساخت اقدام به شناسایی گسلش سطحی کرده و در صورتی که زمین‌شناس، گسلش سطحی با جابه‌جایی عمده‌ای را تشخیص داد، ضوابط

مربوط به پهنه‌های با جابه‌جایی عمده بر اساس آیین‌نامه‌های ملی یا بین‌المللی معتبر مصوب رعایت گردد.

کاربری زمین‌های شهری حتی‌الامکان باید به نحوی انجام شود که محدوده‌های پهنه‌های گسلی به‌ویژه گسل‌های اصلی به کاربری‌های کم‌خطر و یا کم تراکم نظیر فضای سبز، معابر، فضاهای ورزشی و تفریحی با سازه‌های سبک اختصاص یابد.

در پهنه گسل‌های اصلی با جابجایی عمده، احداث ساختمان با اهمیت بسیار زیاد ممنوع است و در مابقی پهنه‌ها احداث آنها با انجام مطالعات و اعمال تمهیدات ویژه مجاز می‌باشد. همچنین در پهنه گسل‌های اصلی با جابجایی عمده احداث ساختمان با اهمیت زیاد صرفاً با انجام مطالعات ویژه و اعمال تمهیدات ویژه مجاز می‌باشد.

پهنه‌های گسلی دربرگیرنده تغییر شکل‌های عمده در محدوده اطراف گسل‌ها می‌باشد که برای گسل‌های اصلی، پهنه گسل‌های اصلی نام‌گذاری می‌شوند.

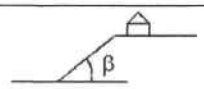
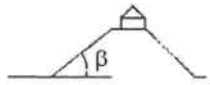
گسل‌های اصلی، گسل‌هایی هستند که طول آنها بیش از ده کیلومتر است.

در صورتی‌که در پهنه‌های گسل‌های اصلی، در مواردی جابه‌جایی عمده وجود داشته باشد، این محدوده با نام پهنه با جابه‌جایی عمده تعریف می‌شود.

۶-۳ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای در بررسی پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر شیب‌ها یا نزدیک آنها باید از طریق ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی (S_T) برای شیب‌های با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و با زاویهٔ میانگین بیش از 15° صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیب‌ها ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در مقدار K_h ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۶-۲) ارائه گردیده است. این ضریب بزرگ‌نمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد.

جدول ۶-۲ ضرایب بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

S_T	میانگین زاویه شیب (β)	شکل شیب
≥۱/۲	>۱۵	
≥۱/۲	۱۵ تا ۳۰	
≥۱/۴	>۳۰	

S_T: ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی

β: میانگین زاویه شیب

K_h: ضریب زلزله طرح

در مواردی که در این استاندارد مطالعات ویژه شرایط ساختگاهی الزامی است، اثر توپوگرافی نیز باید به‌صورت تحلیلی و دقیق‌تر بررسی شود.

۶-۴ دیوار نگهبان خاک

برای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان زیر زمین اطراف ساختمان‌ها و دیوارهای نگهبان اطراف ساختمان در این استاندارد می‌توان از روش شبه‌استاتیکی با انتخاب ضریب زلزله مناسب استفاده نمود.

ضریب فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوار نگهبان مجاور سازه‌ها با توجه به نحوه اتصال و تغییرشکل‌پذیری سازه‌ها، باید به‌صورت یکی از حالات زیر تعیین گردد:

الف- دیوار نگهبان کاملاً متصل به سازه، و بدون قابلیت جابجایی،

ب- دیوار نگهبان کاملاً مجزا از سازه و با قابلیت جابجایی جهت فعال‌شدن فشار خاک پشت دیوار،

ج- بخشی از دیوار در زیر تراز پایه به‌صورت متصل به سازه و بخشی از آن مجزا و با قابلیت جابجایی است.

این شرایط معمولاً در زمین‌های شیب‌دار و یا ساختمان‌هایی که وجوه مقابل آن

نمی‌توانند به‌طور متقابل و متعادل در زیر تراز پایه قرار گیرند، پیش می‌آید. دراین صورت بخش پایین‌تر از تراز پایه براساس بند الف و بخش فوقانی آن مطابق بند ب فوق طراحی می‌گردند. درصورتی‌که بنا به عللی بخش فوقانی که نمی‌تواند با دیوار مقابل خود در ساختمان فشار متقابل و متعادل را داشته باشد، کاملاً متصل به سازه ساخته شود، فشار خاک وارده بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله مطابق بند الف محاسبه خواهد شد.

فصل هفتم

ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی کلاف‌دار

۷-۱- تعریف

ساختمان با مصالح بنایی کلاف‌دار، که از این پس به اختصار ساختمان بنایی نامیده می‌شود، ساختمانی است که با آجر، بلوک سیمانی و یا سنگ ساخته شود و در آن تمام یا قسمتی از بارهای قائم و تمامی بار جانبی در هر دو امتداد اصلی ساختمان توسط دیوارهای با مصالح بنایی غیرمسلح تحمل می‌شود. وجود میلگردهای انسجام‌بخش، دیوار را مسلح نمی‌کند. ساختمانی که در آن بار جانبی در یک امتداد توسط دیوارهای با مصالح بنایی و در امتداد دیگر توسط عناصری غیر از دیوار تحمل می‌شود، ساختمان مختلط است و در ردیف ساختمان‌های با مصالح بنایی قرار نمی‌گیرد. رعایت کلیه ضوابط این فصل برای تمام مناطق با خطرهای نسبی مختلف الزامی است.

ساختمان‌های بنایی غیر مسلح به دو دسته تقسیم می‌شوند:

۱- ساختمان بنایی دارای کلاف‌های افقی و قائم

۲- ساختمان بنایی دارای میلگردهای انسجام‌بخش

۷-۲ هندسه ساختمان

۷-۲-۱ ارتفاع و تعداد طبقه‌های مجاز

رعایت کلیه شرایط و محدودیت‌های زیر برای ارتفاع و تعداد طبقه ساختمان‌های مشمول این فصل الزامی است.

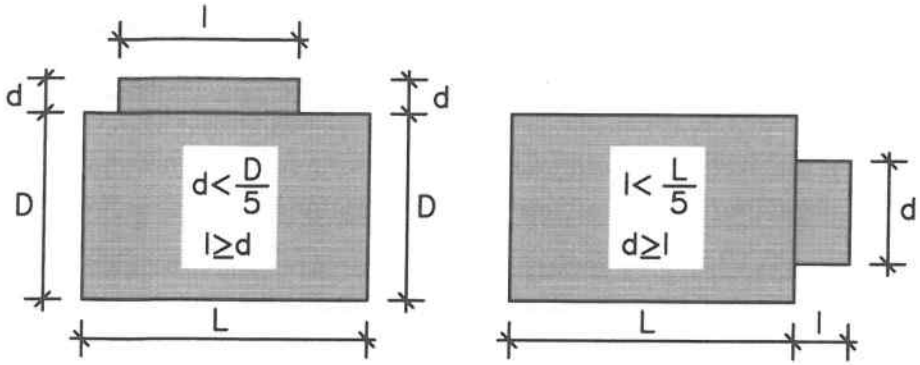
۱- حداکثر تعداد طبقات ساختمان بنایی، بدون احتساب زیرزمین، دو طبقه است.

۲- تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز کند.
۳- ارتفاع طبقه، از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف، نباید از ۴ متر بیشتر باشد.
۴- اگر ارتفاع طبقه از ۴ متر بیشتر باشد، علاوه بر کلاف‌بندی مطابق بند (۷-۹-۱)، باید یک کلاف افقی اضافی در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین دیوارها تعبیه شود. در صورت اخیر می‌توان ارتفاع طبقه را تا حداکثر ۶ متر افزایش داد.
۵- زیرزمین طبقه‌ای است که تراز روی سقف آن نسبت به متوسط تراز زمین مجاور از ۱/۵ متر بیشتر نباشد. به‌علاوه، حداکثر مقدار اختلاف تراز سقف زیرزمین با تراز زمین در پایین‌دست ساختمان نباید از ۲ متر تجاوز کند، در غیر این صورت این طبقه نیز به عنوان یک طبقه منظور می‌شود.
۶- حداکثر تعداد طبقات زیرزمین یک طبقه است.

۷-۲-۲ پلان ساختمان

۷-۲-۲-۱ محدودیت‌های پلان

به طور کلی پلان ساختمان بنایی درهردو امتداد، باید شرایط زیر را برای تحمل یکنواخت نیروهای افقی ناشی از زلزله برآورده نماید.
۱- پلان ساختمان نسبت به هر دو محور اصلی، قرینه یا نزدیک به قرینه باشد.
۲- طول ساختمان نباید از سه برابر عرض آن تجاوز کند.
۳- ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان، بدون تعبیه درز انقطاع، به مقادیری که در شکل (۷-۱) مشخص شده است، محدود باشد.
چنانچه در شکل (۷-۱-الف) $l<L/5$ و یا در شکل (۷-۱-ب) $d<D/5$ باشد، این قسمت‌ها پیش‌آمدگی تلقی نمی‌شود. در این صورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد، مشروط بر آنکه قرینه بودن پلان ساختمان به طور نامناسبی تغییر نکند.



الف) پیش‌آمدگی در امتداد طول ساختمان ب) پیش‌آمدگی در امتداد عرض ساختمان

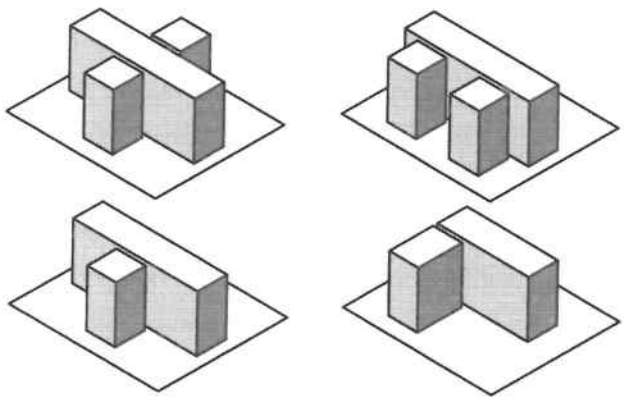
شکل۷-۱ ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان

۷-۲-۲-۲ درز انقطاع

اگر پلان ساختمان واجد شرایط زیر باشد، باید با ایجاد درز انقطاع مطابق بند (۱-۶-۳) ساختمان را به قطعات مناسب‌تر مانند شکل (۷-۲) تقسیم کرد، به طوری که هر قطعه واجد شرایط بند (۷-۲-۲-۱) شود. در این صورت ادامه درزهای انقطاع در شالوده ساختمان الزامی نیست.

۱- نسبت طول به عرض پلان ساختمان بیشتر از ۳ باشد.

۲- پلان ساختمان نامتقارن بوده و یا دارای پیش‌آمدگی‌هایی بیش از مقادیر مندرج در زیربند۳ از بند (۷-۲-۲-۱) باشد.



شکل ۷-۲ تقسیم ساختمان به قطعات مناسب با ایجاد درز انقطاع

۷-۲-۳ مقطع قائم ساختمان

ساختمان‌های مشمول این فصل نباید در مقاطع قائم دارای پیش‌آمدگی باشند، ولی در شرایطی که پیش‌آمدگی در مقاطع قائم اجتناب‌ناپذیر است، باید ضوابط زیر رعایت شود:

۱- طول جلو آمده طره در بالکن‌های سه طرف باز از ۱/۲۰ متر و در بالکن‌های دو طرف باز از ۱/۵۰ متر بیشتر نباشد.

۲- این طره‌ها باید به خوبی در سقف طبقه مهار شوند.

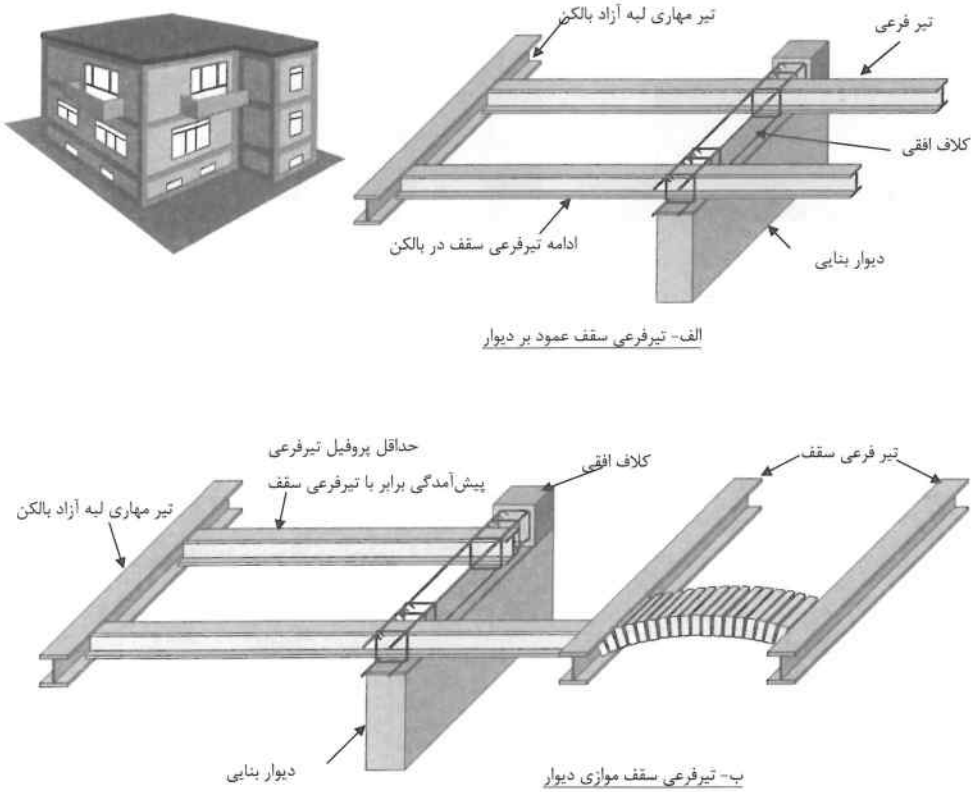
۳- پیش‌آمدگی ساختمان در مقطع قائم به طوری که طبقه بالا به صورت طره جلوتر از طبقه پایین باشد، فقط در موارد زیر مجاز است:

الف- طول جلو آمده طره از یک متر بیشتر نباشد؛

ب- دیوارهای سازه‌ای قسمت پیش‌آمده نباید بار سقف یا دیوار فوقانی را تحمل کنند. چنانچه بارهای ثقلی ناشی از وزن دیوارهای قسمت پیش‌آمده، باید به ناگزیر توسط سقف یا کف پیش‌آمده منتقل شود، لازم است از طره‌هایی که به نحو مناسبی در کلاف‌های افقی همان تراز مهارشده‌اند، برای تحمل این بارها استفاده شود (شکل ۷-۳).

پ- دیوارهای قسمت پیش‌آمده به وسیله کلاف‌های قائم فولادی و یا بتن‌آرمه با اتصال مناسب و مطمئن نگهداشته شوند و دو سر کلاف‌ها در عناصر سازه‌ای کف و سقف مهار شوند.

ت- کلاف‌بندی مربوط به دیوارهای قسمت پیش‌آمدگی باید به نحوی انجام شود که اولاً هر کلاف حداکثر ۲ متر از دیوار را نگهدارد، ثانیاً دو طرف پنجره‌های با عرض بیشتر از ۲ متر نیز دارای کلاف باشد. حداقل مقطع و آرماتوربندی این کلاف‌های قائم باید، مانند کلاف‌های قائم ساختمان، مطابق بندهای (۷-۹-۲-۱) و (۷-۹-۲-۲) باشد.

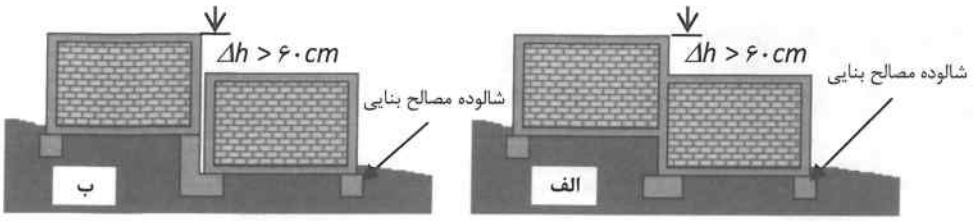


شکل۷-۳ نمونه‌ای از نحوه مهارکردن تیر بالکن یا پیش‌آمدگی در کلاف افقی وسقف

۷-۲-۴ اختلاف تراز

از اختلاف تراز در یک طبقه ساختمان باید حتی‌الامکان پرهیز شود. در صورت وجود اختلاف تراز بیش از ۶۰ سانتی‌متر باید دیوارهای حد فاصل دو قسمتی که اختلاف تراز دارند با کلاف‌بندی اضافی مناسب تقویت شوند و یا اینکه دو قسمت ساختمان به وسیله درز انقطاع از یکدیگر جدا شوند (شکل۷-۴).

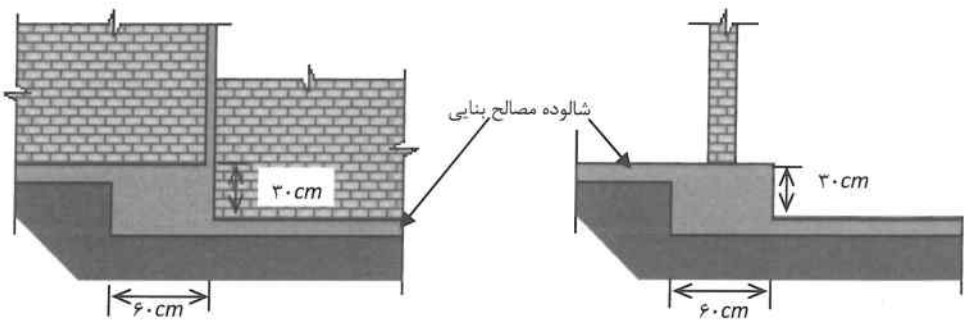
رعایت اندازه مجاز بازشوها در تمام دیوارها مطابق با بند (۷-۳) الزامی است. بین دوقسمت از درز انقطاع باید مطابق شکل (۷-۴-الف) ناحیه فوقانی پر شود و ضوابط بازشوها در قسمت زیرین رعایت شود..



شکل۷-۴ رعایت ضوابط مربوط به زمین دارای شیب طبیعی

۷-۲-۵ شالوده‌ها

شالوده‌ها باید حتی‌المقدور در یک تراز افقی ساخته شوند. در صورتی که به علت شیب زمین یا علل دیگر احداث شالوده در یک تراز مسیر نباشد، باید هر قسمت آن در یک تراز افقی و با محدودیت‌های شکل (۷-۵) اجرا شود.



شکل۷-۵ رعایت ضوابط مربوط به زمین دارای شیب طبیعی

اگر از کلاف‌های افقی به عنوان شالوده استفاده شود، باید کلاف‌های افقی بر روی کرسی‌چینی با مصالح بنایی مانند شکل‌های (۷-۶) و (۷-۷) اجرا شود. در این حالت رعایت موارد زیر الزامی است:

۱- عرض کرسی‌چینی زیر دیوار یا کلاف افقی نباید از ضخامت دیوار یا عرض کلاف افقی به اضافه ۱۰ سانتی‌متر کمتر باشد.

۲- عرض کرسی‌چینی بر روی بتن مگر یا شفته آهک تسطیح، نباید از مقادیر جدول (۷-۱) کمتر باشد.

۳- کرسی‌چینی سنگی یا آجری را می‌توان به صورت پله‌ای (با نسبت ۱ به ۲) یا غیرپله‌ای ساخت.

۴- میزان بیرون‌زدگی هر پله زیرین نسبت به پله روی آن نباید از ارتفاع پله زیرین بیشتر باشد.

۵- ارتفاع شالوده مصالح بنایی (h) نباید ازمقادیر جدول (۷-۱) منهای عرض کلاف افقی کمتر باشد. برای مقدار مقاومت بین مقادیر جدول (۷-۱) می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

جدول۷-۱ مقدار عرض کرسی‌چینی بر روی بتن تسطیح یا شفته‌آهک تسطیح

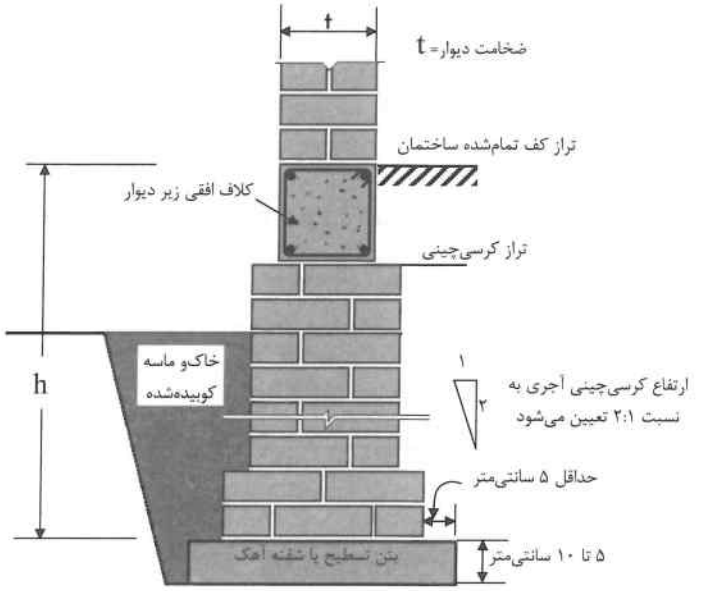
نوع خاک محل ساخت	تعداد طبقات		
	۱	۲	۳
	عرض کرسی‌چینی مصالح بنایی (سانتی‌متر)		
خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها در حدود ۲ تا ۲/۵ کیلوگرم برسانتی‌متر مربع باشد.	۳۰	۴۰	۶۰
خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.	۳۵	۵۰	۷۰
خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها بیش از ۱ و کمتر از ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.	۴۰	۷۰	۱۰۰
خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها در حدود ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.	۵۰	۱۰۰	۱۵۰

اگر دیوار مصالح بنایی مستقیماً روی شالوده مصالح بنایی (آجری یا سنگی) قرار داده شود، باید کلاف قائم را به نحو مناسبی مانند موارد شکل (۷-۸) در داخل کرسی‌چینی مهار کرد.

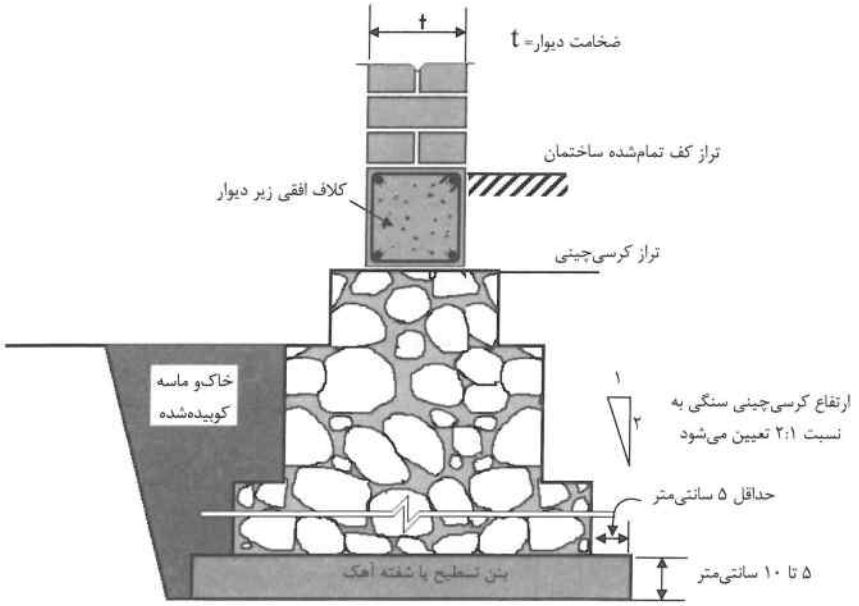
۱- اگر کلاف قائم بتن‌آرمه باشد، با خم کردن میلگردهای طولی در درون کرسی‌چینی، مانند شکل (۷-۸- الف).

۲- اگرکلاف قائم فولادی باشد، با جوش دادن میلگردهای [شکل به انتهای کلاف قائم، مانند شکل (۷-۸- ب).

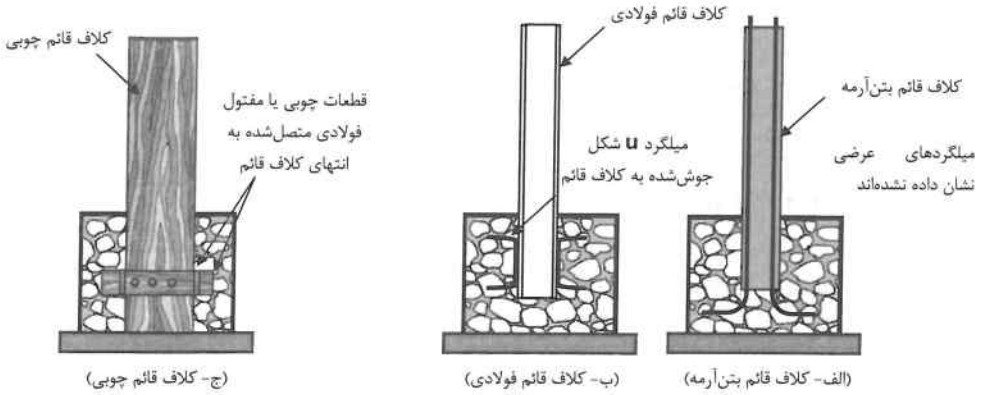
۳- اگرکلاف قائم چوبی باشد، با متصل کردن مفتول‌های فولادی یا قطعه‌های چوبی، مانند شکل (۷-۸- ج).



شکل۷-۶ شالوده متشکل از مجموع کلاف افقی زیر دیوار و کرسی‌چینی آجرچینی



شکل۷-۷ شالوده متشکل از مجموع کلاف افقی زیر دیوار و کرسی‌چینی سنگی



شکل۷-۸ جزئیات مهار کلاف قائم در شالوده مصالح بنایی

به جای استفاده از کلاف افقی با کرسی‌چینی مصالح بنایی می‌توان از شالوده بتن‌آرمه با رعایت شرایط مندرج در جدول (۷-۲) استفاده کرد.

در این حالت رعایت موارد زیر الزامی است:

۱- مقاومت مشخصه بتن مورد استفاده در شالوده باید حداقل ۲۰ مگاپاسکال باشد.

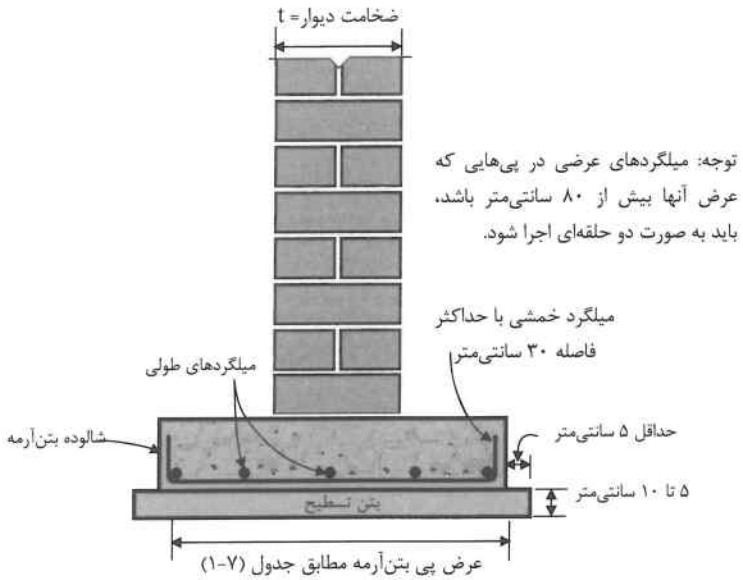
۲- مقاومت تسلیم میلگرد مورد استفاده در شالوده باید حداقل ۲۴۰ مگاپاسکال باشد.

۳- فولاد عرضی باید به میزان فولاد خمشی در نظر گرفته شود.

۴- بتن مگر زیر شالوده با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر بیشتر از عرض شالوده و حداقل ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر باشد.

جدول ۷-۲ شرایط استفاده از شالوده بتن‌آرمه در زیر دیوار

نوع خاک محل ساخت	تعداد طبقات		
	۱	۲	۳
	فولاد خمشی مورد نیاز شالوده در هر سفره		
خاک‌هایی که مقاومت آنها در حدود ۲ تا ۲/۵ کیلوگرم برسانتی‌متر مربع باشد.	۲ Φ۱۰	۲ Φ۱۲	۳ Φ۱۲
خاک‌هایی که مقاومت آنها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.	۳ Φ۱۰	۳ Φ۱۲	۳ Φ۱۲
خاک‌هایی که مقاومت آنها بیش از۱ و کمتر از ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.	۳ Φ۱۲	۴ Φ۱۲	۴ Φ۱۲
خاک‌هایی که مقاومت آنها در حدود ۱کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.	۳ Φ۱۲	۴ Φ۱۴	۶ Φ۱۴



شکل۷- ۹ شالوده بتن‌آرمه مورد نیاز در زیر دیوار مصالح بنایی

۷-۳ بازشو (در- پنجره-گنجه)

در ساختمان‌های بنایی به طور کلی باید از احداث بازشوهای وسیع احتراز شود و حتی‌المقدور بازشوها در قسمت مرکزی دیوار قرار گیرند.

رعایت همه محدودیت‌های ذیل برای هر دیوار سازه‌ای (مطابق تعریف بند ۷-۴-۱) الزامی است:

الف) مجموع سطح بازشوها نباید از یک‌سوم سطح آن دیوار بیشتر باشد.

ب) مجموع طول بازشوها نباید از یک‌دوم طول دیوار بیشتر باشد.

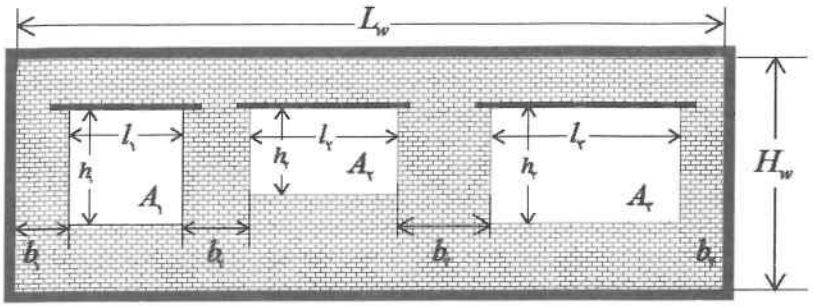
پ) فاصله اولین بازشو از ابتدای طول دیوار نباید از دوسوم ارتفاع بازشو یا ۷۵ سانتی‌متر کمتر باشد، مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.

ت) فاصله افقی دو بازشو از دوسوم ارتفاع کوچک‌ترین بازشو مجاور خود کمتر نبوده و از یک‌ششم مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد. در غیر این صورت، جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن‌را به عنوان دیوار سازه‌ای به حساب آورد و نعل درگاه روی بازشوها باید به صورت یکسره با دهانه‌ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه طول جرز بین آنها و ۲۰ سانتی‌متر اضافه در هر طرف منظور شود.

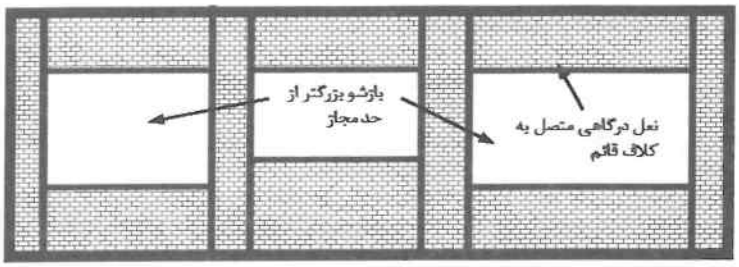
ج) هیچ‌یک از ابعاد بازشو نباید از ۲/۵ متر بیشتر باشد. در غیر این صورت باید طرفین بازشو را با تعبیه کلاف‌های قائم، که به کلاف‌های افقی بالا و پایین آن طبقه متصل می‌شوند، و همچنین با مهار نعل درگاه بازشو در کلاف‌های قائم طرفین تقویت کرد. حداقل مشخصات و ابعاد کلاف‌های قائم باید متناسب با شرایط جدول (۷-۳) تعبیه شوند.

جدول ۷-۳ مشخصات کلاف‌های قائم در اطراف بازشوهای بزرگ‌تر از ۲/۵ متر

مشخصات کلاف قائم در اطراف بازشوها	
مقطع کلاف (سانتی‌متر)	۱۰ × ۲۰
میلگردهای طولی کلاف	۲ Φ۱۰
میلگردهای عرضی کلاف	Φ۸ @ ۲۰cm c/c



در صورت عدم تحقق شرایط فوق

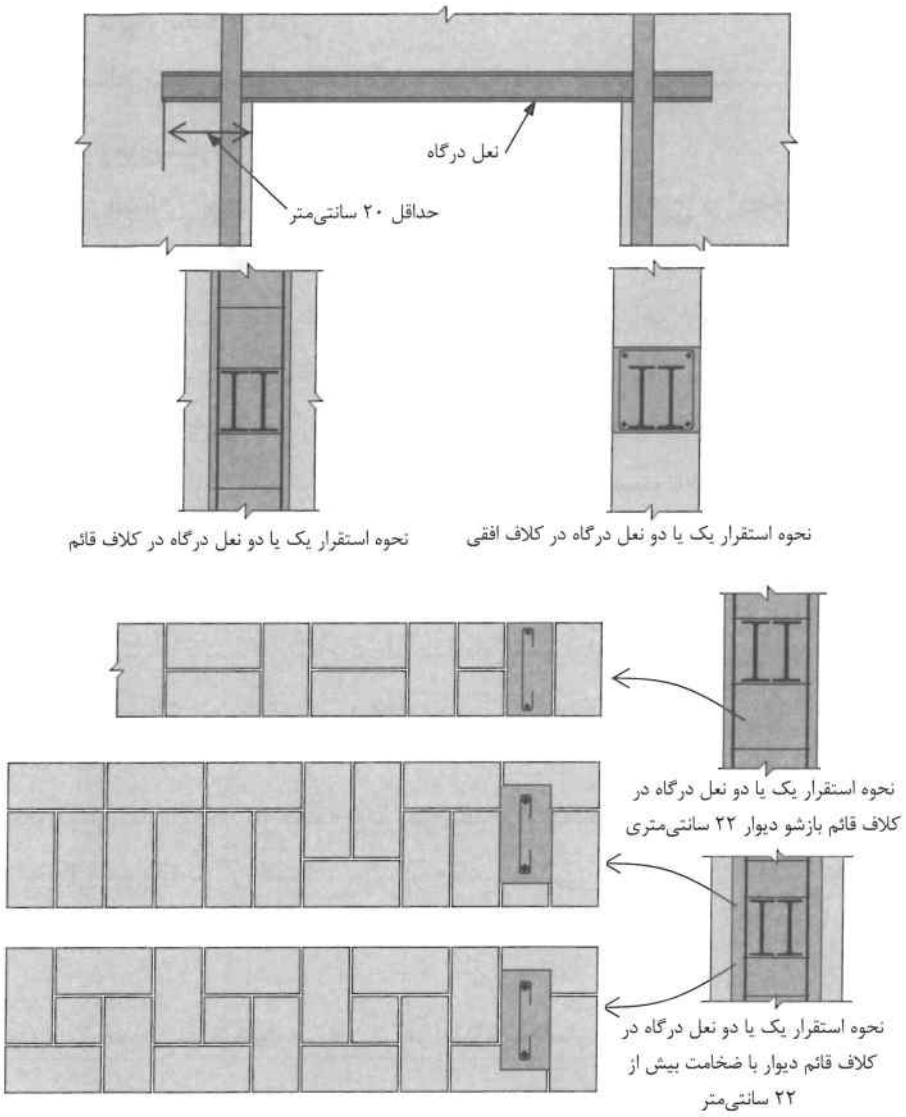


$$A_1+A_2+A_3 \le \frac{1}{3}(L_w \times H_w) \qquad l_1+l_2+l_3 \le \frac{1}{2}L_w$$

$$b_1 \ge \frac{2}{3}h_1 \text{ ، } \ge 75cm \qquad b_3 \ge \frac{2}{3}h_2 \text{ ، } \ge \frac{1}{6}(l_2+l_3) \qquad h_i \le 2/5m$$

$$b_2 \ge \frac{2}{3}h_1 \text{ ، } \ge \frac{1}{6}(l_1+l_2) \qquad b_4 \ge \frac{2}{3}h_3 \text{ ، } \ge 75cm \qquad l_i \le 2/5m$$

شکل ۷-۱۰ ضوابط مربوط به بازشوها در دیوارهای سازه‌ای ساختمان بنایی



شکل ۷-۱۱ جزئیات مربوط به نحوه استقرار نعل درگاه در کلاف افقی و قائم

۷-۴ مصالح

موارد زیر برای کلیه مصالح مصرفی و اجزای آنها باید مطابق با فصل دوم مبحث هشتم و مبحث پنجم مقررات ملی ساختمان باشد.

۷-۵ انواع دیوار مصالح بنایی

دیوارهای مصالح بنایی به دو نوع سازه‌ای و غیرسازه‌ای تقسیم می‌شوند.

۷-۵-۱ دیوارهای سازه‌ای

دیوار سازه‌ای دیواری است که برای تحمل بار قائم یا قائم و جانبی در ساختمان در نظر گرفته می‌شود و باید شرایط زیر را دارا باشد.

۱- حداکثر طول مجاز محصور بین دو کلاف قائم از کل طول هر دیوارسازه‌ای، نباید از ۵ متر یا ۳۰برابر ضخامت آن بیشتر باشد.

۳- ارتفاع دیوار سازه‌ای برابر با ارتفاع طبقه مطابق با بند (۷-۲-۱) می‌باشد.

۴- مقدار دیوارهای سازه‌ای در هر طبقه و در هر امتداد برابر است با نسبت مساحت مقطع افقی دیوارها درامتداد مورد نظر به مساحت زیربنای آن طبقه. آن بخش از دیوار که در بالا و پایین بازشوها قرار دارد، نباید در محاسبه مقدار دیوار منظور شود (شکل۷-۱۲).

۵- حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع دیوار سازه‌ای نباید از $^1/_{15}$ کمتر باشد. درهرحال ضخامت دیوار سازه‌ای در طبقه اول و دوم نباید از ۲۲ سانتی‌متر و در زیر زمین از ۳۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

۶- مقدار دیوار سازه‌ای در هر طبقه و در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان نسبت به کل دیوارها در آن امتداد، نباید از مقادیر مندرج در جدول (۷-۳) و متناظر با خطر نسبی منطقه کمتر باشد.

جدول ۷-۳ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطرنسبی

نوع و تعداد طبقات		خطر نسبی مناطق					
		خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد			خطرنسبی کم و متوسط		
		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
ساختمان آجری	یک طبقه	٪۶	٪۴	–	٪۵	٪۳	–
	دو طبقه	٪۸	٪۶	٪۴	٪۶	٪۵	٪۳
ساختمان با بلوک سیمانی	یک طبقه	٪۱۰	٪۶	–	٪۸	٪۵	–
	دو طبقه	٪۱۲	٪۱۰	٪۶	٪۹	٪۸	٪۵
ساختمان سنگی	یک طبقه	٪۶	٪۵	–	٪۵	٪۴	–
	دو طبقه	٪۸	٪۸	٪۵	٪۶	٪۶	٪۴

۷-۵-۲ اجرای دیوارسازه‌ای

۱- در ساختمان بنائی استفاده از ملات گل و یا گل آهک مجاز نیست.

۲- برای اجرای دیوار سنگی و دیوار بلوک سیمانی باید از ملات ماسه‌سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات استفاده شود.

۳- برای اجرای دیوار می‌توان از ملات ماسه‌سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب یا ملات باتارد (ملات ماسه-آهک-سیمان) با ۱۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۲۵ کیلوگرم آهک در متر مکعب ملات نیز استفاده کرد.

۴- برای اجرای جان پناه بام و بالکن و قسمت طره‌ای دودکش‌ها باید منحصراً از ملات ماسه‌سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات استفاده شود.

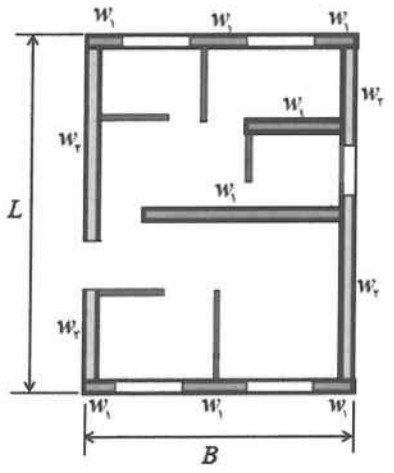
۵- ملات ماسه‌سیمان باید حداکثر در مدت یک ساعت پس از تهیه، مصرف شود.

۶- آجر مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و دوام مناسب باشد و قبل از استفاده مطابق بند (۷-۱۰-۶) زنجاب شود.

۷- بلوک سیمانی مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و دوام مناسب باشد و قبل از استفاده مطابق بند (۷-۱۰-۶) زنجاب شود.

۸- سنگ مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و دوام مناسب باشد.

۹- فولاد مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای حدجاری شدن مشخص باشد.



$$b_{min} = \frac{1}{6} l$$

$$l \leq 5m \text{ یا } 30t$$

$$D_{wx} = \frac{\sum w_{1x}}{L \times B}$$

$$D_{wy} = \frac{\sum w_{2y}}{L \times B}$$

شکل۷-۱۲ نحوه محاسبه مقدار دیوارهای سازه‌ای در هر امتداد

۷-۵-۲-۲ چیدن دیوار

۱- برای ساخت دیوار با سنگی که به شکل مکعب مستطیل، یا آجر یا بلوک سیمانی است، نباید بندهای قائم در یک راستا قرار گیرد.

۲- درزهای قائم «هرز ملات» باید کاملاً با ملات پر شود.

۳- برای اجرای دیوار با سنگ لاشه، لازم است سنگ لاشه‌ها با قفل و بست مجاورهم قرار گرفته و بین آنها کاملاً با ملات پر شود.

۴- اگر دیوارچینی به‌طور همزمان میسر نباشد، می‌توان قسمت‌هایی را به‌صورت «لاریز» ساخت و قسمت‌های بعدی را روی لاریز بنا کرد.

۵- دیوارهای سازه‌ای به‌هم پیوسته یا متقاطع (درگوشه‌های ساختمان) باید به‌طور همزمان و در یک تراز چیده و در یک سطح بالا آورده شود.

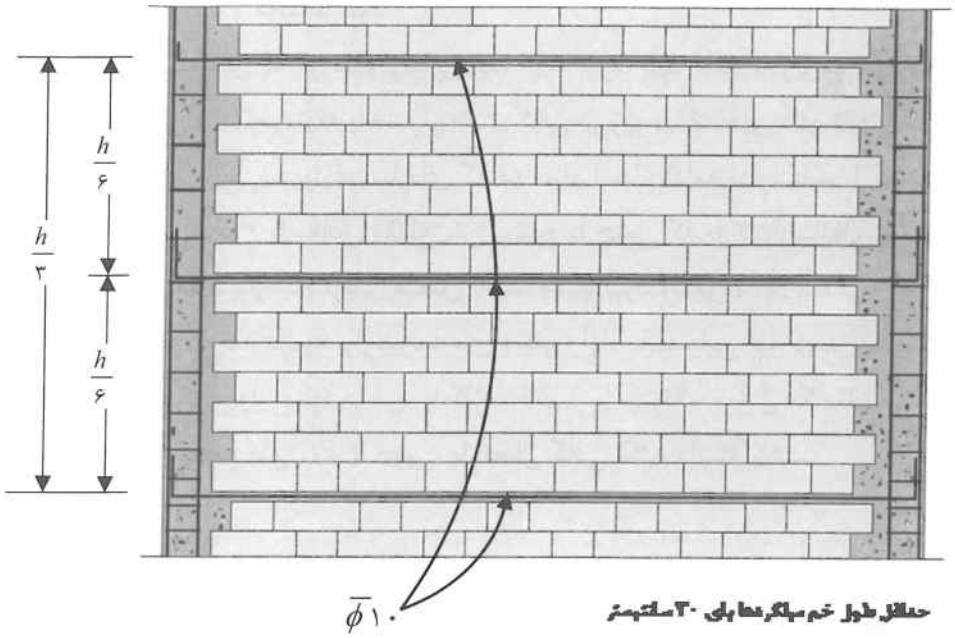
۶- دندانه‌دار کردن دیوار سازه‌ای (هشت‌گیر) که معمولاً برای اتصال دیوارها یا برای ساختن دیوارهای طویل به‌کار می‌رود، مجاز نیست.

۷-۵-۲-۳ میلگرد میانی

در ناحیه یک سوم میانیِ ارتفاع هر دیوار سازه‌ای که دهانه آن ۳ تا ۵ متر باشد، باید حداقل سه میلگرد به قطر ۱۰ میلی‌متر با شرایط زیر در درزهای افقی به‌صورت سرتاسری تا محل کلاف‌های قائم امتداد داده شود و در داخل آنها مهار گردد (شکل۷-۱۳):

۱- یک میلگرد در وسط ارتفاع

۲- دو میلگرد به فاصله یک ششم ارتفاع دیوار یکی بالا و یکی پایین میلگرد وسط



شکل ۷-۱۳ نحوه تعبیه میلگردهای ناحیه یک سوم میانی ارتفاع دیوار(h) و اتصال به کلاف قائم

۷-۵-۳ دیوارغیرسازه‌ای

دیوار غیرسازه‌ای دیواری است که برای جداکردن فضای داخلی ساختمان به عنوان تیغه یا جداگر به‌کار برده می‌شود. این دیوار سهمی در تحمل بارهای قائم ندارد و باید با استفاده از عناصر کمکی مطابق با سایر شرایط این بند، بار جانبی ناشی از وزن خود را تحمل کند.

دیوارغیرسازه‌ای باید شرایط زیر را دارا باشد:

۱- حداکثر طول مجاز هر دیوار غیرسازه‌ای بین دو کلاف قائم، نباید از ۶ متر یا ۴۰ برابر ضخامت آن دیوار بیشتر باشد (شکل ۷-۱۴).

۲- حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع دیوار غیرسازه‌ای نباید از $^{1}/_{30}$ کمتر باشد. در صورت استفاده از آجر، حداقل ضخامت دیوار غیرسازه‌ای باید برابر با عرض آجر باشد.

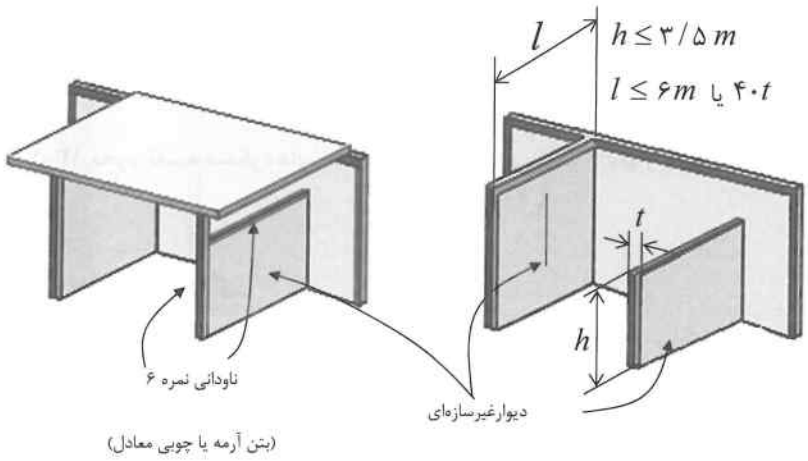
۳- حداکثر ارتفاع دیوارغیرسازه‌ای از تراز کف ۳/۵ متر است. در صورت تجاوز از این مقدار باید دیوار غیرسازه‌ای با تعبیه عناصر افقی و قائم مانند زیر بند ۵ زیر به طور

مناسبی مقید و محدود شود.

۴- دیوار غیرسازه‌ای که در تمام ارتفاع طبقه ادامه دارد، باید کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شود، یعنی رگ آخر تیغه با فشار و ملات کافی در زیر سقف جای داده (مُهر) شود.

۵- لبه فوقانی (افقی) دیوارغیرسازه‌ای که در تمام ارتفاع ادامه ندارد باید با کلاف فولادی یا ناودانی نمره ۶ یا معادل مقطع بتن مسلح یا چوبی که به دیوارسازه‌ای یا کلاف‌های احاطه‌کننده دیوارغیرسازه‌ای متصل باشد، مقید شود (شکل۷-۱۴).

۶- در صورتی‌که لبه قائم دیوارغیرسازه‌ای (تیغه) آزاد باشد، این لبه باید به یک تیغه دیگر، یا یک دیوار عمود بر آن، یا کلاف قائم و یا ستونک معادل یک ناودانی فولادی نمره ۶ یا مقطع بتن‌آرمه یا چوبی، با اتصال کافی تکیه داشته باشد.

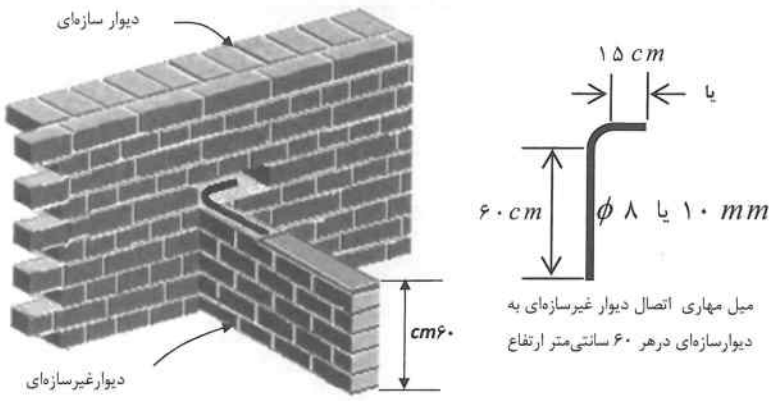


شکل ۷-۱۴ جزئیات دیوارهای غیر سازه‌ای

۷- دیوار غیرسازه‌ای متکی به دیوار سازه‌ای باید به‌طور هم‌زمان یا به صورت لاریز یا به صورت هشتگیر چیده شود. چنانچه دیوارغیرسازه‌ای بعد از احداث دیوارسازه‌ای و بدون اتصال به آن ساخته شود، باید در محل تقاطع به نحو مناسبی به دیوارسازه‌ای متصل و محکم شود. در این حالت دیوار سازه‌ای در صورت دارا بودن سایر شرایط فوق می‌تواند به عنوان نگهدارنده برای دیوارغیرسازه‌ای محسوب شود. در صورتی که اتصال کافی بین دیوار غیرسازه‌ای و دیوار سازه‌ای وجود نداشته باشد، لبه کناری دیوار

غیرسازه‌ای آزاد تلقی شده و باید طبق شرایط مندرج در زیر بند ۶، عنصر قائم در لبه آن تعبیه شود. دو دیوارغیرسازه‌ای عمود بر هم نیز باید با یکدیگر قفل و بست شوند.

۸- هشت‌گیر را می‌توان منحصراً برای اتصال دیوارهای غیرسازه‌ای به‌کار گرفت، مشروط بر آنکه درزهای بالا و پایین آجرچینی بعدی در محل هشتگیر کاملاً با ملات پرشود. برای درگیر کردن دیوار غیرسازه‌ای به دیوار سازه‌ای می توان از میل‌های مهاری با مشخصات ارائه شده در شکل (۷-۱۵) استفاده کرد.



شکل ۷-۱۵ نحوه قفل و بست دیوار غیرسازه‌ای به دیوار سازه‌ای

۷-۵-۴ جان‌پناه

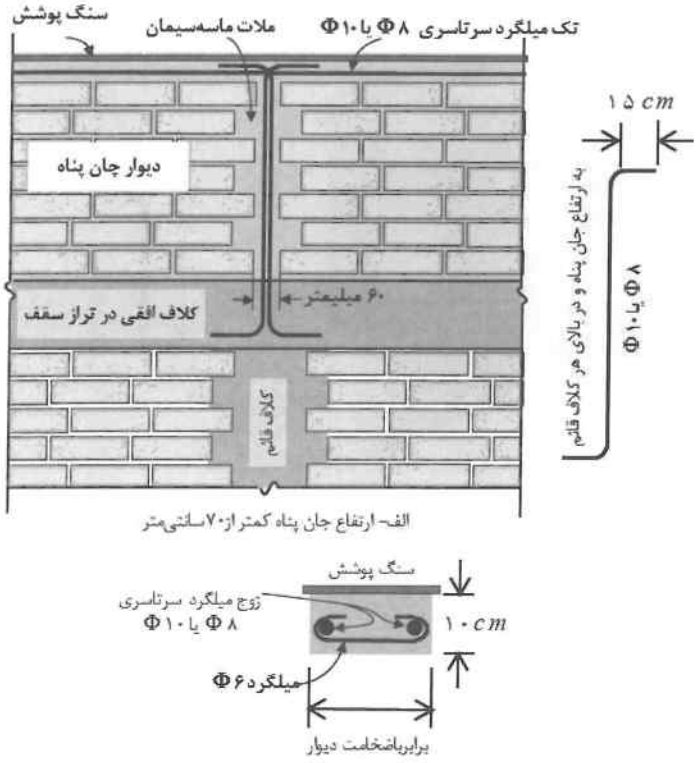
ارتفاع جان‌پناه اطراف بام و بالکن‌ها از کف تمام شده، در صورتی که ضخامت دیوار آن ۱۰ و یا ۲۰ سانتی‌متر باشد، نباید به ترتیب از ۵۰ و ۷۰ سانتی‌متر تجاوز کند و باید مطابق شکل (۷-۱۶) و در فواصل پنج متر از یکدیگر مهارشود. در صورتی که ارتفاع جان‌پناه از ۷۰ سانتی‌متر بیشتر باشد، باید کلاف‌های قائم تا بالای جان‌پناه ادامه یافته و بر روی جان‌پناه کلاف افقی به ارتفاع ۱۰سانتی‌متر و با دو میلگرد افقی تعبیه شود.

۷-۵-۵ بادگیر

بادگیر ساخته شده با مصالح بنایی و اجزای مشابه نباید از کف بام، بلندتر از ۱/۵ متر باشد. در صورتی که ارتفاع بادگیر از این مقدار تجاوز کند باید به وسیله عناصر قائم فولادی یا بتن‌آرمه به نحو مناسبی تقویت و در کف بام گیردار شود.

۷-۵-۶ دودکش

با توجه به مصالح ساخت دودکش (لوله‌های سیمانی سبک و مشابه آن) که یکپارچه از طبقات پایین تا بام ادامه می‌یابد، باید دودکش در ارتفاعی برابر با ارتفاع جان‌پناه به روش مناسبی (مثلاً آجرچینی در اطراف آن) مهار شود. ساخت دودکش با مصالح بنایی مجاز نیست.



شکل ۷-۱۶ جزئیات مهار جان‌پناه

۷-۶ کلاف‌بندی

برای تمام ساختمان‌های بنایی اعم از آجری، بلوک سیمانی و یا سنگی (یک، دو و سه طبقه)، حداکثر طول و ارتفاع هر دیوار سازه‌ای محصور در کلاف‌های افقی و قائم به ترتیب ۵ و ۴ متر است. در صورتی که طول و ارتفاع بیش از مقادیر فوق باشد، باید کلاف‌های اضافی (افقی و قائم) به ترتیبی که در بندهای (۷-۶-۱) و (۷-۶-۲) بیان

می‌شود، در دیوار تعبیه شود.

۷-۶-۱ کلاف‌بندی افقی

۷-۶-۱-۱ برای کلیه دیوارهای سازه‌ای باید کلاف‌های افقی باشرایط زیر و در ترازهای تعیین‌شده، ساخته شود. فاصله کلاف‌های افقی در همه ترازها نباید از ۴ متر بیشتر باشد.

الف) تراز روی شالوده یا شالوده

کلاف پایین‌ترین تراز (روی شالوده) باید با بتن مسلح ساخته شود، به‌طوری‌که:

۱- عرض مقطع آن از ضخامت دیوار و یا ۲۵ سانتی‌متر کمتر نباشد.

۲- ارتفاع مقطع آن از $\frac{۲}{۳}$ ضخامت دیوار و یا ۲۵ سانتی‌متر کمتر نباشد.

ب) تراز روی دیواردر هر طبقه

کلاف تراز روی دیوار می‌تواند از بتن‌آرمه یا از پروفیل‌های فولادی معادل تیرآهن نمره ۱۰ ساخته شود و باید شرایط زیر را دارا باشد:

۱- چنانچه کلاف سقف با بتن آرمه ساخته شود، عرض آن باید با ضخامت دیوار برابر باشد.

۲- اگر ضخامت دیوارخارجی بیش از ۲۰سانتی‌متر است، برای امکان نماسازی، می‌توان عرض کلاف را ۲۰ سانتی‌متر اختیار کرد.

۳- در هر حال اختلاف عرض کلاف با ضخامت دیوار نباید از ۱۲ سانتی‌متر بیشتر باشد.

۴- ارتفاع کلاف نباید از ۲۰ سانتی‌متر کمتر باشد.

۵- اگر به‌جای کلاف بتن‌آرمه از تیرآهن نمره۱۰، یا پروفیل‌های فولادی معادل، استفاده شود، باید کلاف فولادی به‌خوبی به سقف متصل شود. همچنین این کلاف باید به نحوی مناسب با کلاف قائم یا دیوار (مثلاً ملات با حداقل ضخامت ۵ سانتی‌متر) متصل و پایدار شود.

۶- چنانچه سقف از تاوه تخت بتن‌آرمه درجا ساخته شود، نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز سقف نیست.

۷-۶-۱-۲ میلگردکلاف افقی بتن‌آرمه

۱- میلگردهای طولی در کلاف افقی بتن‌آرمه باید از نوع آجدار و حداقل قطر ۱۰ میلی‌متر باشد.

۲- استفاده از میلگرد ساده فقط برای مناطق با خطر نسبی متوسط و کم مجاز است و

در این صورت باید انتهای میلگردهای ساده در محل وصله‌ها و در انتهای میلگردها به قلاب ۱۸۰ درجه ختم شود.

۳- میلگردهای طولی باید حداقل ۴ عدد باشند و در گوشه‌ها قرار گیرند.

۴- اگر عرض کلاف از ۳۵ سانتی‌متر تجاوز کند، تعداد میلگردهای طولی باید به ۶ عدد و یا بیشتر افزایش یابد، به‌طوری‌که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتی‌متر بیشتر نباشد.

۵- میلگردهای طولی باید با تنگ‌هایی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر به یکدیگر با قلاب ۱۸۰ درجه بسته شوند.

۶- حداکثر فاصله افقی تنگ‌ها از یکدیگر باید مساوی ارتفاع کلاف و یا ۲۵ سانتی‌متر (هر کدام کمتراست) باشد.

۷- حداکثر فاصله تنگ‌ها در ۴۵ سانتی‌متری از بر هر کلاف قائم که به آن ناحیه بحرانی گفته می‌شود، باید به ۱۵ سانتی‌متر کاهش یابد.

۸- در ناحیه بحرانی و در محل اتصال کلاف‌ها به یکدیگر، نباید وصله میلگرد قرار داشته باشد. وصله میلگردها باید در یک‌سوم میانی کلاف تعبیه شود.

۹- پوشش بتنی میلگردها نباید برای کلاف زیر دیوارها از ۵ سانتی‌متر و برای کلاف روی دیوار از ۲/۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

۷-۶-۱-۳ اتصال کلاف‌های افقی

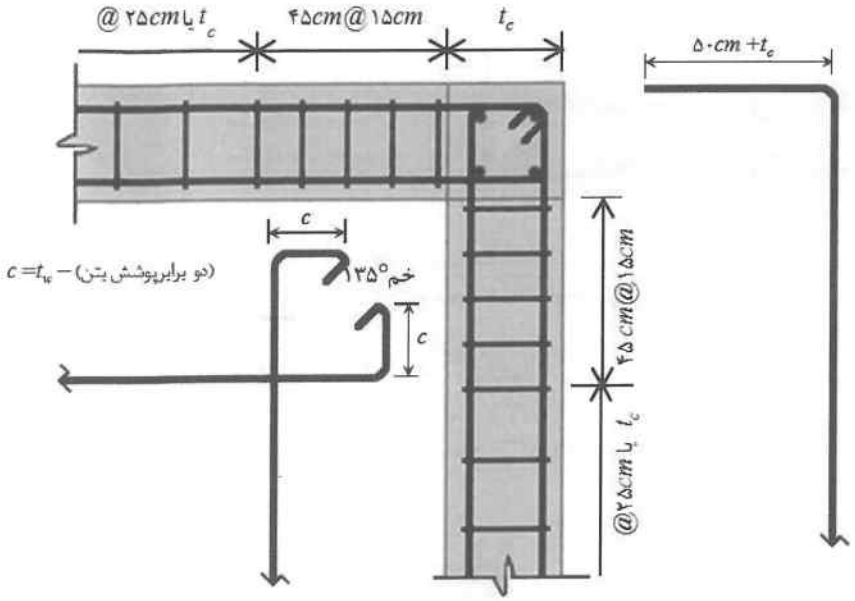
۱- در هر تراز، اضلاع مختلف کلاف‌ها باید به‌یکدیگر متصل شوند تا ساختمان دارای کلاف‌بندی یکپارچه و به هم پیوسته‌ای باشد.

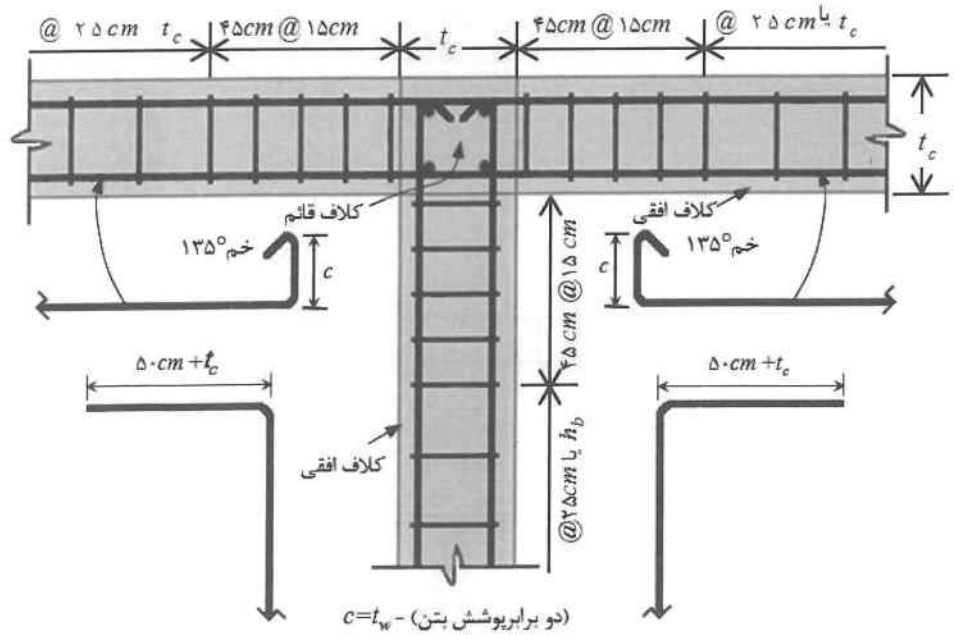
۲- میلگردهای محل تلاقی اضلاع کلاف (به‌ویژه برای کلاف روی دیوار) باید به‌نحوی تنظیم شود که اتصال کلاف‌ها به‌خوبی تأمین گردد (شکل۷-۱۷).

۳- کلاف روی دیوار نباید در هیچ جا منقطع باشد.

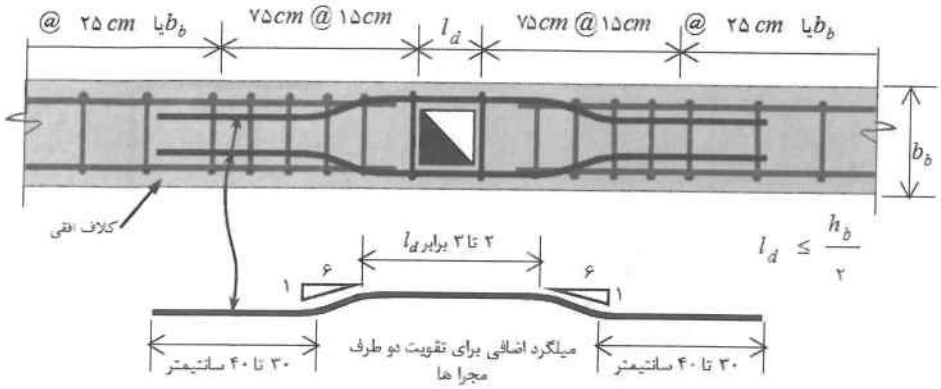
۴- درصورتی‌که مجاری دودکش، تهویه و نظایر آنها با کلاف افقی تلاقی کند، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور داده شود و قطر یا عرض این مجاری نبایداز نصف عرض کلاف بیشتر باشد (شکل۷-۱۸).

۷-۶-۱-۴ درصورتی‌که ساختمان بنایی دارای ستون‌های فولادی و یا بتن‌آرمه نیز باشد این ستون‌ها باید به‌نحوی مناسب در بالا به عناصر سقف و یا کلاف روی دیوار و در پایین به کلاف زیر دیوار متصل شوند (شکل‌های ۷-۱۹ و ۷-۲۰).

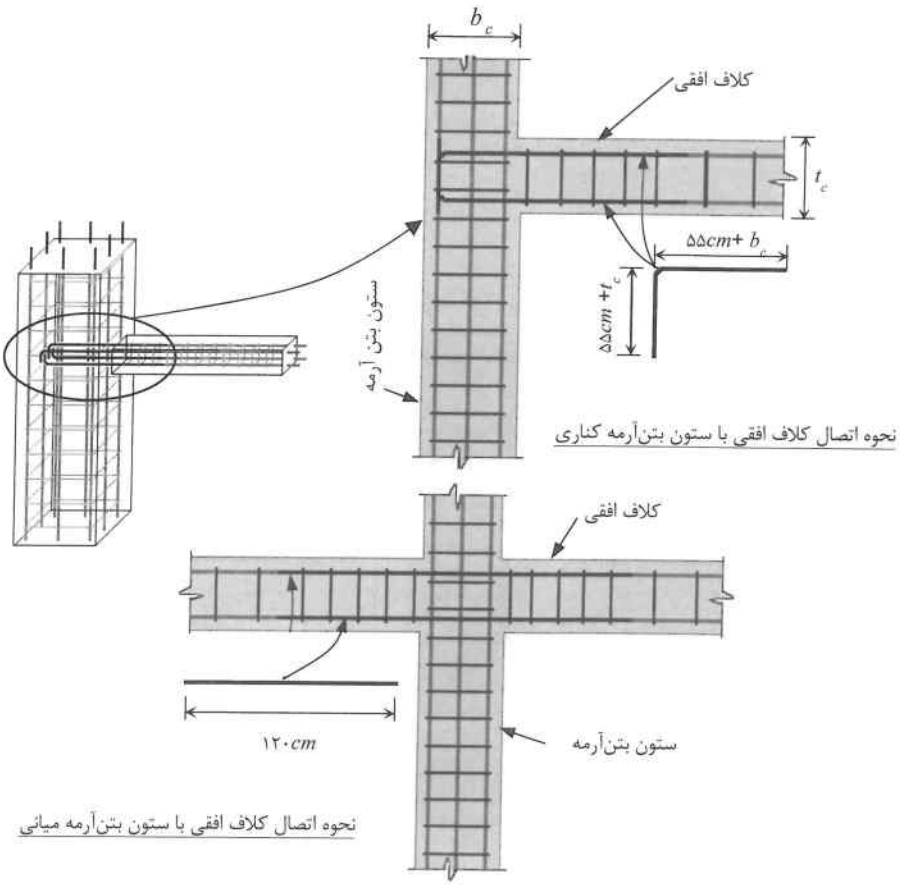




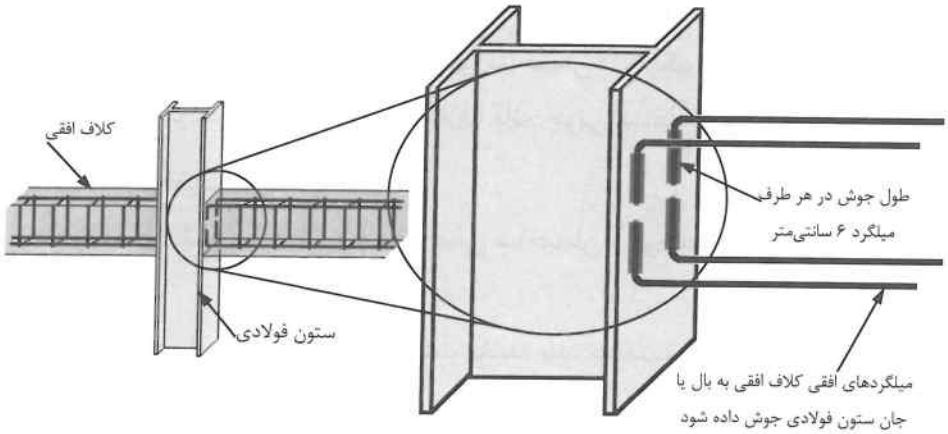
شکل ۷-۱۷ جزئیات میلگردگذاری برای اتصال دو کلاف افقی باکلاف قائم



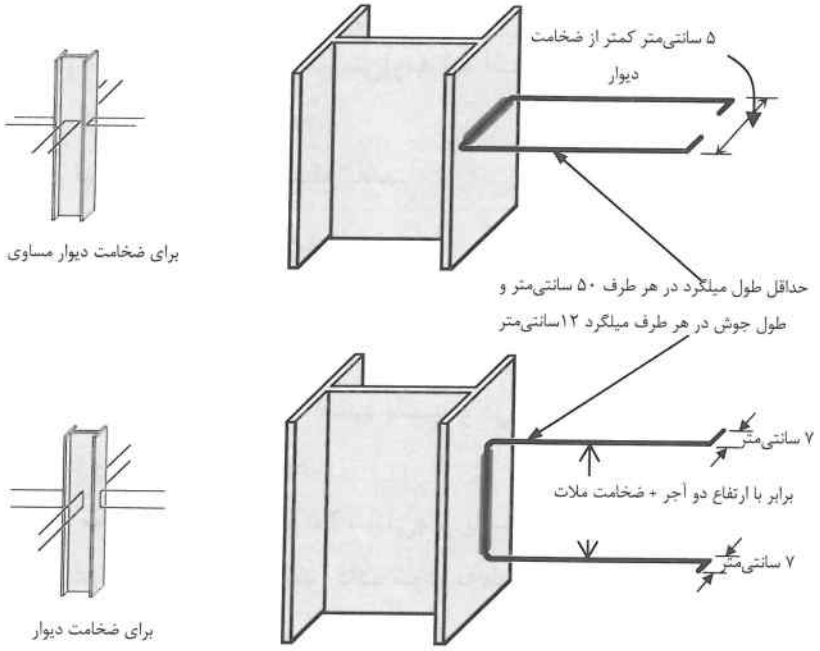
شکل ۷-۱۸ پلان جزئیات میلگردگذاری اطراف مجاری (دودکش و تهویه) عبور داده شده از کلاف افقی



شکل ۷-۱۹ جزئیات میلگردگذاری برای اتصال کلاف افقی به ستون بتن‌آرمه



الف- نحوه اتصال کلاف افقی به ستون فولادی



ب- نحوه اتصال ستون فولادی (یا کلاف فولادی) به دیوار آجری

شکل ۷-۲۰ جزئیات اتصال کلاف‌ها به ستون فولادی و دیوار آجری

۷-۶-۲ کلاف‌بندی قائم

کلیه دیوارهای سازه‌ای منتهی به کلاف‌های قائم، باید با رعایت شرایط مربوط به هر یک از موقعیت‌های این بند ساخته شود. برای ساختمان‌های یک طبقه واقع در مناطق با خطر نسبی متوسط و کم می‌توان از کلاف قائم چوبی استفاده کرد.

۷-۶-۲-۱ موقعیت کلاف‌های قائم

۱- کلاف‌های قائم باید در گوشه‌های اصلی ساختمان و ترجیحاً در نقاط تقاطع دیوارها اجرا شوند.

۲- اگر طول دیوارسازه‌ای از ۵ متر بیشتر باشد، باید با تعبیه کلاف‌های قائم طول دیوار را محدود کرد.

۳- اگر انتهای دیوار سازه‌ای آزاد باشد، باید با تعبیه کلاف قائم آنرا مقید ساخت.

۴- فاصله آزاد بین کلاف‌های قائم نباید از ۵ متر تجاوز کند.

۵- در اطراف بازشوها باید در صورت نیاز مطابق بند (۷-۳-۱) کلاف قائم اجرا شود.

۶- هیچ یک از ابعاد مقطع کلاف قائم بتن‌آرمه (به استثنای کلاف قائم اطراف بازشوها) نباید کمتر از ۲۰ سانتی‌متر باشد.

۷- کلاف قائم نباید در هیچ جا منقطع باشد.

۷-۶-۲-۲ میلگردکلاف قائم بتن‌آرمه

۱- میلگردهای اصلی در کلاف‌های قائم بتن‌آرمه باید از نوع آجدار و با حداقل قطر ۱۰ میلی‌متر باشد. استفاده از میلگرد ساده برای کلاف‌های قائم مجاز نیست.

۲- میلگردهای اصلی باید حداقل ۴ عدد باشند و در گوشه‌ها قرار داده شوند و انتهای آنها به نحوی مناسب مهار شود.

۳- اگر عرض مقطع کلاف برابر با ۳۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، تعداد میلگردهای طولی باید به ۶ عدد و یا بیشتر افزایش داده شود، به‌طوری‌که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتی‌متر بیشتر نباشد.

۴- میلگردهای اصلی باید با تنگ‌هایی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر به یکدیگر بسته شود.

۵- حداکثر فاصله قائم تنگ‌ها از یکدیگر باید مساوی عرض مقطع کلاف و یا ۲۵ سانتی‌متر (هر کدام کمتراست) باشد.

۶- حداکثر فاصله تنگ‌ها در ناحیه بحرانی باید به ۱۵ سانتی‌متر کاهش یابد.

۷- طول ناحیه بحرانی در کلاف قائم از بر داخلی کلاف افقی محاسبه شده و برابر با بزرگ‌ترین مقادیر زیر است:

الف- یک‌پنجم فاصله محور تا محور کلاف‌های افقی بالا و پایین دیوار بنایی

ب- دو برابر ضخامت کلاف قائم در راستای عمود بر دیوار

۸- در ناحیه بحرانی و در محل اتصال کلاف‌ها به یکدیگر نباید وصله میلگرد قرار گیرد، بلکه وصله میلگردها باید در یک‌سوم میانی ارتفاع کلاف تعبیه شود.

۹- میلگردهای اصلی کلاف قائم باید با حداقل طول مهاری ۴۰ سانتی‌متر در انتها به زاویه ۹۰ درجه ختم و در کلاف افقی در ترازسقف مهار شود (شکل۷-۲۱).

۱۰- آرماتورهای اصلی کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۴۰ سانتی‌متر به صورت قائم و ۲۰ سانتی‌متر با خم ۹۰ درجه در داخل شالوده مهار شود (شکل۷-۲۲).

۱۱- پوشش بتن اطراف میلگردهای طولی نباید از ۲/۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

۷-۶-۲-۳ نحوه اجرای کلاف قائم بتن‌آرمه

اجرای کلاف‌های قائم بتن آرمه باید همزمان با اجرای دیوار سازه‌ای و به صورت یکپارچه مانند شکل (۷-۲۲) انجام شود. اگر کلاف قائم با دیوار همزمان اجرا نشود، رعایت موارد زیر الزامی است:

الف- اجرای دیوار و باز گذاشتن محل کلاف به صورت کنگره‌ای

ب- میلگردگذاری و تأمین همپوشانی با میلگردهای انتظار

پ- نصب مرحله‌ای قالب بیرونی به ارتفاع ۷۰ سانتی‌متر از پایین به بالا

ت- ملات‌ریزی مرحله‌ای و ویبره‌کردن برای حصول اطمینان از جاگیری ملات در تمام فضاهای خالی

۷-۶-۲-۴ کلاف‌های قائم معادل

به جای کلاف قائم بتنی می‌توان از کلاف فولادی یا چوبی به شرح زیر استفاده کرد.

۷-۶-۲-۴-۱ کلاف‌های قائم فولادی

۱- کلاف فولادی را می‌توان از تیرآهن نمره ۱۰ و یا پروفیل فولادی با سطح مقطع معادل آن ساخت، مشروط بر آن که اتصال کلاف فولادی با دیوار به وسیله

میلگردهای افقی به خوبی تأمین شود (شکل۷-۲۰-ب).

۲- چنانچه پروفیل‌های فولادی در و پنجره، معادل تیرآهن نمره ۱۰ باشد و به‌خوبی در کلاف افقی و سقف مهارشده باشد، می‌توان آن‌را به عنوان کلاف قائم در نظر گرفت.

۷-۶-۲-۴-۲ کلاف‌های قائم چوبی

۱- برای ساختمان‌های یک طبقه در مناطق با خطر نسبی متوسط یا کم، می‌توان به جای کلاف بتن‌آرمه از پایه یا ستون چوبی با حداقل مقطع ۵۰ سانتی‌متر مربع استفاده کرد. کوچک‌ترین بعدکلاف چوبی باید حداقل ۵ سانتی‌مترباشد. کلاف چوبی باید عاری از ترک، شکاف و اعوجاج باشد.

۲- کلاف چوبی باید به خوبی در کلاف‌های افقی تراز سقف و زیر دیوار و داخل شالوده مهارشود.

۷-۶-۲-۵ میلگردگذاری معادل

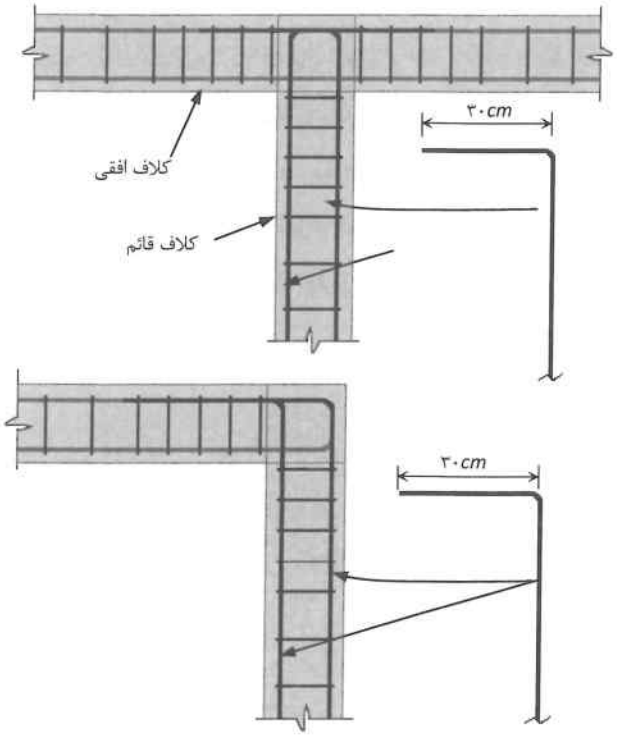
به جای کلاف‌های قائم می‌توان میلگردهایی را مطابق با شرایط زیر و در محل‌های تعیین‌شده در دیوارهای سازه‌ای توزیع کرد (شکل ۷-۲۳):

۱- میلگردهای قائم از نوع آجدار با قطر ۱۰ میلی‌متر و با فاصله حداقل۶۰ و حداکثر ۱۲۰ سانتی‌متر تعبیه شود.

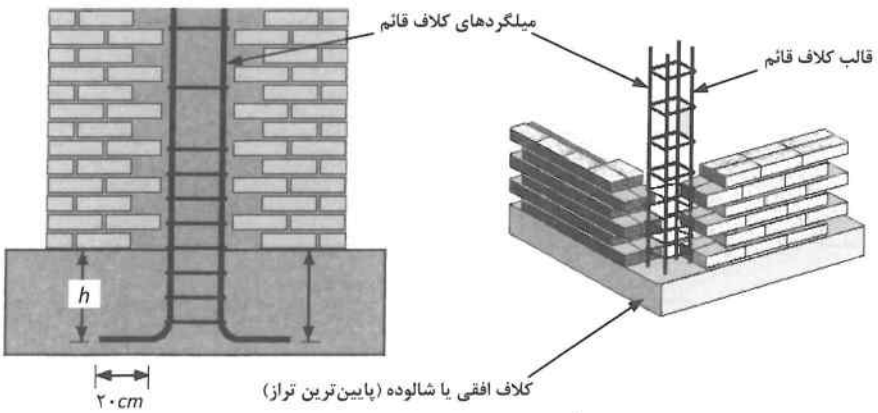
۲- میلگردهای قائم باید با میلگردهای‌افقی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر و در فاصله‌های حداکثر ۲۵ سانتی‌متر به یکدیگر بسته شود.

۳- برای هر میلگرد قائم باید فضایی با حداقل ۶ سانتی‌متر در هرضلع ایجاد شود که همزمان با چیدن دیوار با ملات پر شود.

۴- میلگردهای قائم باید در کلاف‌های افقی بالا و پایین با خم ۹۰ درجه و حداقل ۴۰ سانتی‌متر مهار شود.



شکل ۷-۲۱ جزئیات مهار کردن میلگرد اصلی کلاف قائم در کلاف افقی



شکل ۷-۲۲ مهار میلگرد کلاف قائم در کلاف افقی یا شالوده

۷-۶-۲-۶ اتصال کلاف‌های قائم

۱- در هر تراز و در کلیه نقاط تقاطع، کلاف‌های قائم و افقی باید به‌یکدیگر متصل شوند تا ساختمان کلاف‌بندی‌شده مانند یک سامانه سه بعدی یکپارچه و به‌هم پیوسته عمل کند.

۲- کلاف‌های قائم وافقی باید در تمام نقاط تقاطع به‌یکدیگر متصل شوند به‌طوری‌که میلگردهای طولی آنها در تمام طول نقاط تقاطع ادامه یابد.

۳- در نقاط تقاطع کلاف‌های افقی و قائم، وقتی کلاف قائم ادامه نمی‌یابد، میلگردهای اصلی کلاف قائم باید متناسب با عمق کلاف در داخل کلاف افقی مهار شود (شکل۷-۲۲).

۴- درصورتی‌که مجاری دودکش، تهویه، کانال کولر و نظایر آنها با کلاف قائم تلاقی کند، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور داده شود. به‌علاوه قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض مقطع کلاف بیشتر باشد (شکل ۷-۲۴).

۷-۶-۳ کلاف‌بندی دیوارهای مثلثی شکل

اگر بر روی دیوارهای انتهایی ساختمان‌بنایی، که سقف آن خرپا یا شیروانی است، خرپا نباشد، باید قسمت مثلثی شکل این دیوارها با کلاف‌بندی به شرح زیر تقویت گردد (شکل۷-۲۵):

۱- در قاعده قسمت مثلثی شکل دیوار انتهایی به محاذات کلاف زیر تکیه‌گاه خرپاها، کلاف افقی مطابق بند (۷-۶-۱) تعبیه و به‌یکدیگر متصل شود.

۲- سطح فوقانی دیوار مثلثی شکل با کلاف پوشانده شود، به‌طوری‌که سطح بالای کلاف موازی صفحه پوشش و سطح زیرین آن پلکانی باشد.

۵- بین دو کلاف پایین و بالای قسمت مثلثی شکل دیوار، کلاف‌های قائم حداکثر به فاصله ۵ متر مطابق بند (۷-۶-۲) تعبیه و در کلاف‌های تحتانی و فوقانی مهار شود.

۷-۷ سقف

سقف ساختمان بنایی باید یکپارچه بوده و در برابر نیروهای ناشی از زلزله از تکیه‌گاه خود جدا نشود.

۷-۷-۱ انواع سقف

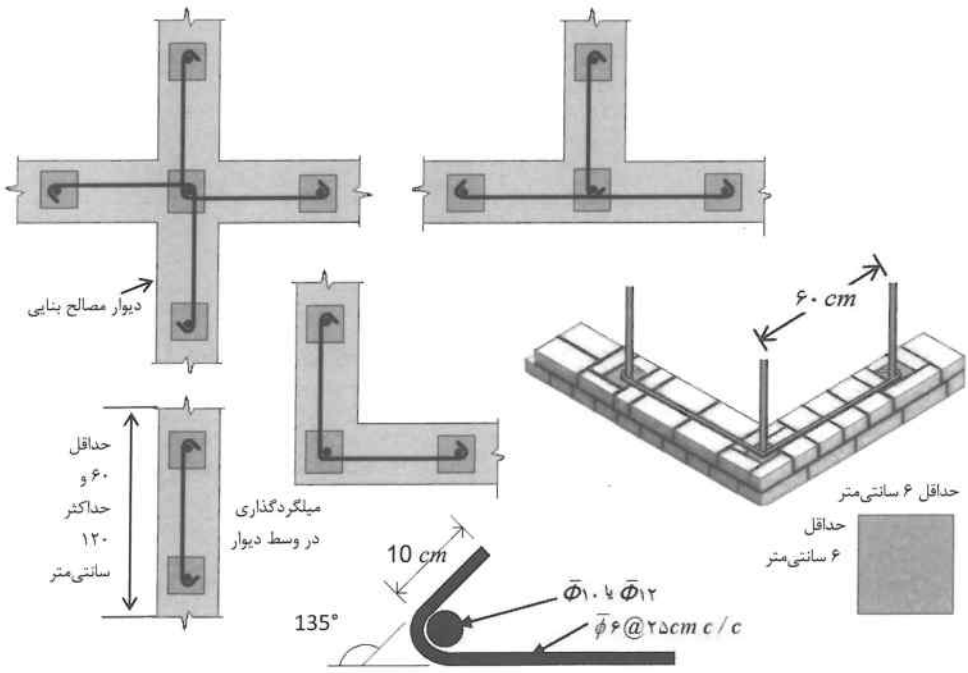
سقف‌های مجاز و متداول برای ساختمان بنایی می‌توانند به صورت تخت، شیب‌دار یا قوسی با استفاده از طاق ضربی، تیرچه بلوک و چوبی اجرا شود.

۷-۷-۲ مصالح سقف

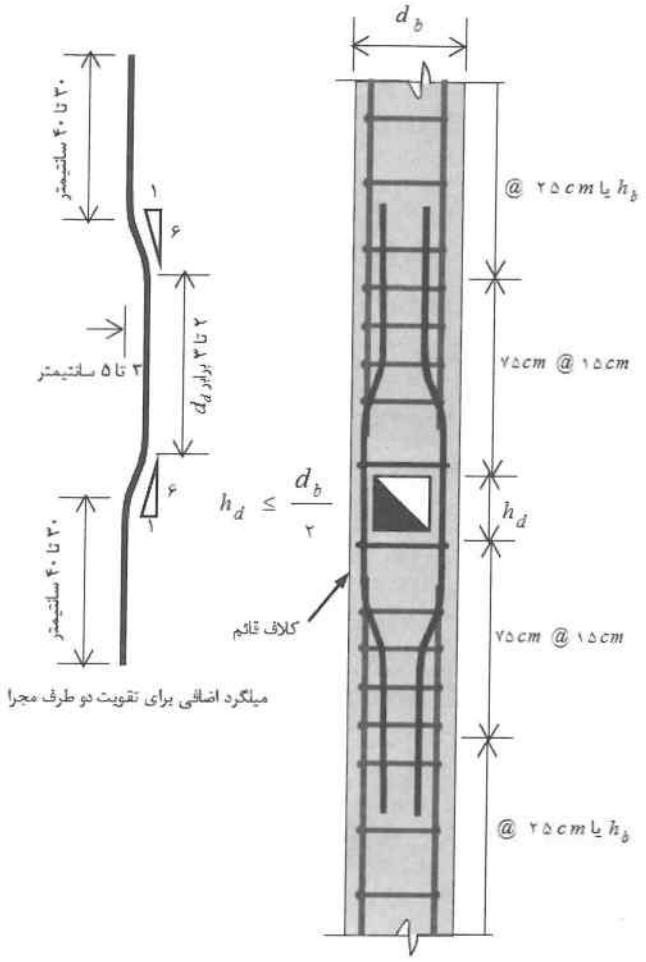
۱- مصالح مصرفی سقف باید مطابق با فصل پنجم مقررات ملی ساختمان باشد.

۲- کاربرد چوب به‌عنوان عنصر باربر سقف در صورتی مجاز است که پوشش سقف از نوع سبک نظیر تخته- ورق آهن یا صفحات موجدار فلزی باشد و در این‌صورت برای کلاف‌بندی سقف نیز می‌توان از چوب استفاده کرد.

۳- سقف چوبی با پوشش حصیر و نی با گِل و یا شفته آهک و یا طاق خشتی مجاز نیست.



شکل ۷-۲۳ جزئیات میلگردهای قائم و افقی در سامانه میلگردگذاری معادل



شکل ۷-۲۴ میلگردگذاری اطراف مجاری (دودکش و تهویه) عبور داده‌شده از کلاف قائم

۷-۷-۳ اتصال سقف به تکیه‌گاه

عناصر سقف (تیر و تیرچه اعم از فولادی، بتنی و چوبی) و یا دال بتنی باید در تکیه‌گاه‌ها به‌نحو مطمئنی به عناصر زیر سری (تیر حمال، کلاف افقی، جرزها و ستون‌ها) متصل شوند، تا نیروهای زلزله بدون جابجا شدن سقف به دیوارها انتقال یابد. به این منظور رعایت ضوابط زیر الزامی است:

۱- اگر سقف به تیر حمال تکیه دارد، باید اجزای اصلی سقف به تیرحمال به خوبی متصل شود و تیرحمال نیز به کلاف روی دیوار مهار شود.

۲- اگر سقف طاق ضربی بر روی دیوار قرار می‌گیرد، باید تیرآهن‌های سقف در داخل کلاف افقی به‌خوبی مهار شود. برای این منظور می‌توان به یکی از روش‌های زیر اقدام کرد (شکل۷-۲۶):

الف) اگر کلاف افقی بتن‌آرمه باشد، باید تیرآهن‌های سقف به صفحات فولادی، که از قبل روی کلاف و به‌وسیله میلگرد داخل آن مهار شده، متصل شوند.

ب) اگر کلاف افقی فولادی باشد، باید تیرآهن‌های سقف به آنها متصل شوند.

پ) طول تکیه‌گاه تیرآهن‌های سقف طاق ضربی نباید از ارتفاع تیر یا از ۲۰سانتی‌متر کمتر باشد.

۳- اگر سقف ساختمان بنایی دال بتنی پیش‌ساخته باشد، باید به یکی از روش‌های زیر اتصال سقف به کلاف‌های افقی تأمین شود:

الف) دال پیش‌ساخته در کلاف افقی بتن‌آرمه مهار شود.

ب) دال پیش‌ساخته با مهار مناسب بر روی کلاف افقی بتن‌آرمه قرار داده شود.

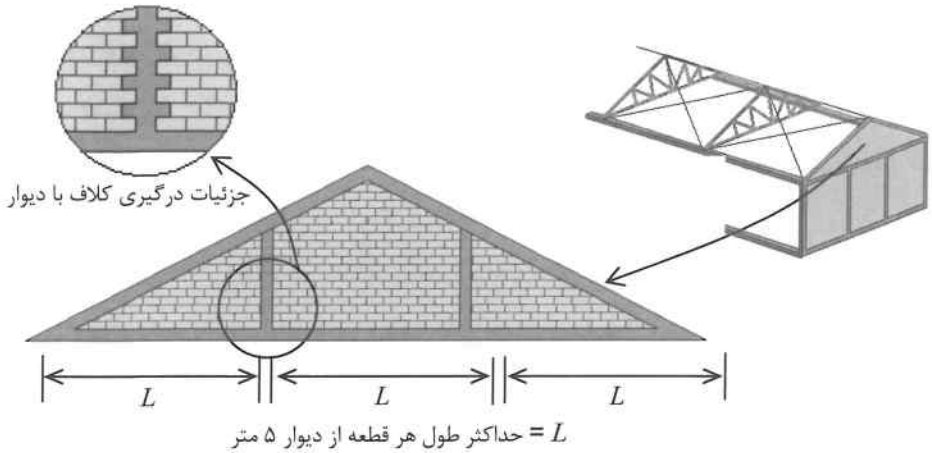
۴- سقف‌های تیرچه-بلوک باید به‌خوبی به کلاف افقی مهار شده و بتن‌ریزی تیرچه‌ها و کلاف هم‌زمان انجام شود.

۵- برای سقف‌های بتن‌آرمه درجا باید طول تکیه‌گاه سقف به صورت زیر باشد:

الف) اگر ضخامت دیوار ۲۰ سانتی‌متر است، طول تکیه‌گاه نباید از ۱۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

ب) اگر ضخامت دیوار بیشتر از ۲۰سانتی‌متر است، حداقل طول تکیه‌گاه باید ۱۵سانتی‌متر یا ضخامت دیوار منهای ۱۲سانتی‌متر هرکدام بیشتر است، باشد.

۶- عناصر سازه‌ای راه‌پله باید در پاگردهایی که هم‌سطح ساختمان هستند، در کلاف‌بندی افقی سقف مهار شوند.



شکل۷-۲۵ کلاف‌بندی دیوار انتهایی زیر سقف‌های شیبدار

۷-۷-۴ انسجام سقف

برای حفظ انسجام و عملکرد یکپارچه سقف باید نکات زیر رعایت شود:

۷-۷-۴-۱ سقف طاق ضربی

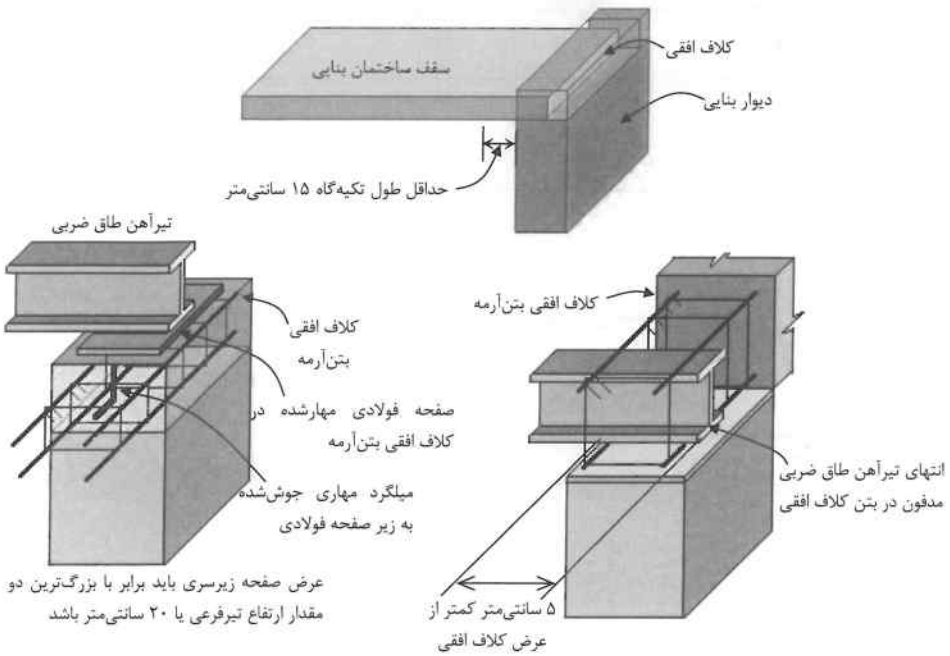
۱- فاصله بین تیرآهن‌ها از یک متر تجاوز نکند.

۲- تیر آهن‌ها باید به‌گونه‌ای مناسب به کلاف افقی، مطابق زیر بند۲ از بند (۷-۷-۳)، متصل گردند.

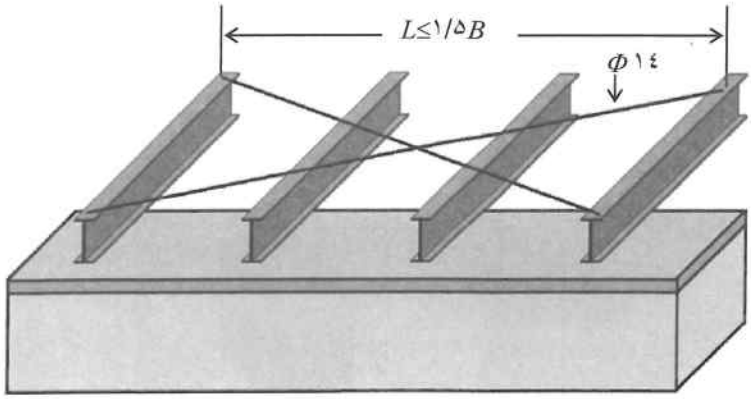
۳- تیرآهن‌ها باید به‌وسیله میلگرد و یا تسمه فولادی (در بالا یا پایین) به‌صورت ضربدری به‌یکدیگر بسته شوند، به‌طوری‌که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱/۵ برابر عرض آن نباشد، ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ متر مربع تجاوز نکند (شکل۷-۲۷).

۴- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه شود. این تکیه‌گاه می‌تواند با قرار دادن یک پروفیل فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود و یا با جاسازی در کلاف بتنی تأمین شود. چنانچه این تکیه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها و یا تسمه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیر آهن سقف متصل گردد (شکل ۷-۲۸).

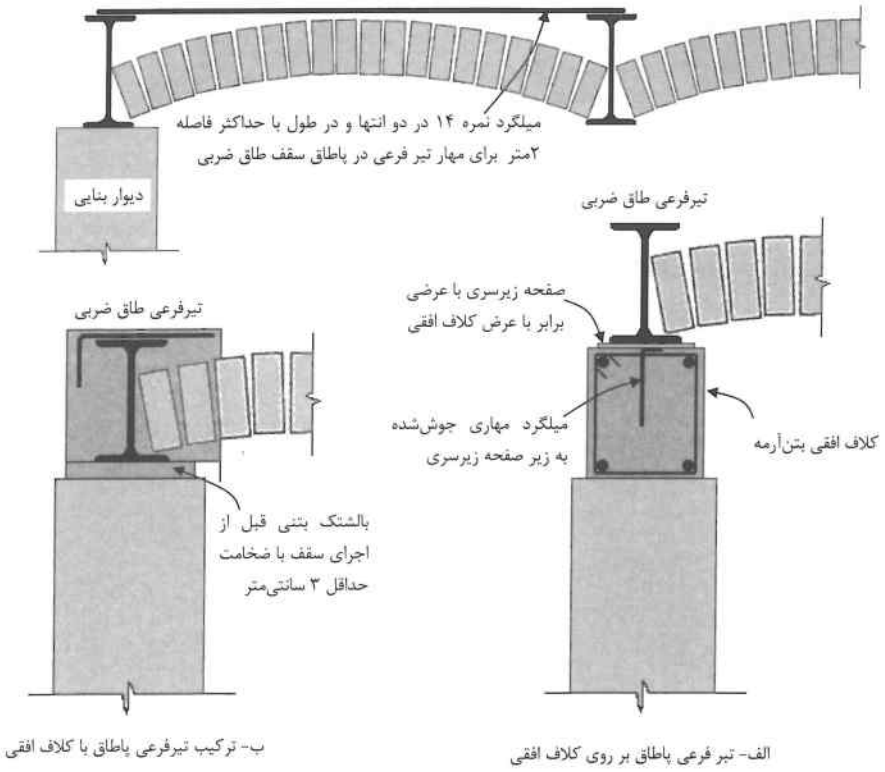
۵-حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به‌کار می‌رود، میلگرد ۱۴ میلی‌متر و یا تسمه معادل آن می‌باشد.



شکل ۷-۲۶ نمونه‌های اتصال تیرآهن سقف طاق ضربی به کلاف افقی بتن‌آرمه



شکل۷-۲۷ نحوه منسجم کردن تیرآهن‌های سقف طاق ضربی



شکل۷-۲۸ جزئیات مربوط به نحوه منسجم کردن تیرآهن‌های سقف طاق ضربی

۷-۷-۴-۲ سقف تیرچه بلوک

الف) تیرچه‌ها به نحو مناسبی به کلاف‌های افقی مطابق زیربند۴ از بند (۷-۷-۳) متصل شوند.

ب) ضخامت بتن پوشش روی بلوک‌ها باید حداقل ۵ سانتی‌متر باشد و میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر ۶میلی‌متر به فواصل حداکثر ۲۵سانتی‌متر در جهت عمود بر تیرچه‌ها قرار داده شود.

پ) در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از ۴متر، تیرچه‌ها به‌وسیله کلاف عرضی، که عرض مقطع آن حداقل ۱۰سانتی‌متر باشد، به‌هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰میلی‌متر، یکی در بالا و دیگری در پایین مقطع کلاف باشد (شکل۷-۲۹).

ت) در صورت وجود طره در سقف، در بالای تیرچه بر روی تکیه‌گاه میلگردهایی حداقل به اندازه میلگردهای پایین به طول مهار ۱/۵متر پیش‌بینی گردد.

۷-۷-۴-۳ خرپاها

دراجرای خرپاها رعایت موارد زیر الزامی است:

الف) با تعبیه مهاربندهای مورب (درصفحه قائم) و افقی مناسب، بین خرپاها انسجام سقف تأمین شود (شکل۷-۳۰).

ب) اضلاع مختلف خرپای چوبی در نقاط اتصال به‌یکدیگر با پیچ و مهره و یا اسکوپ‌های فولادی کاملاً به‌هم محکم شوند (میخ‌کردن ساده این اضلاع به‌یکدیگر کافی نیست).

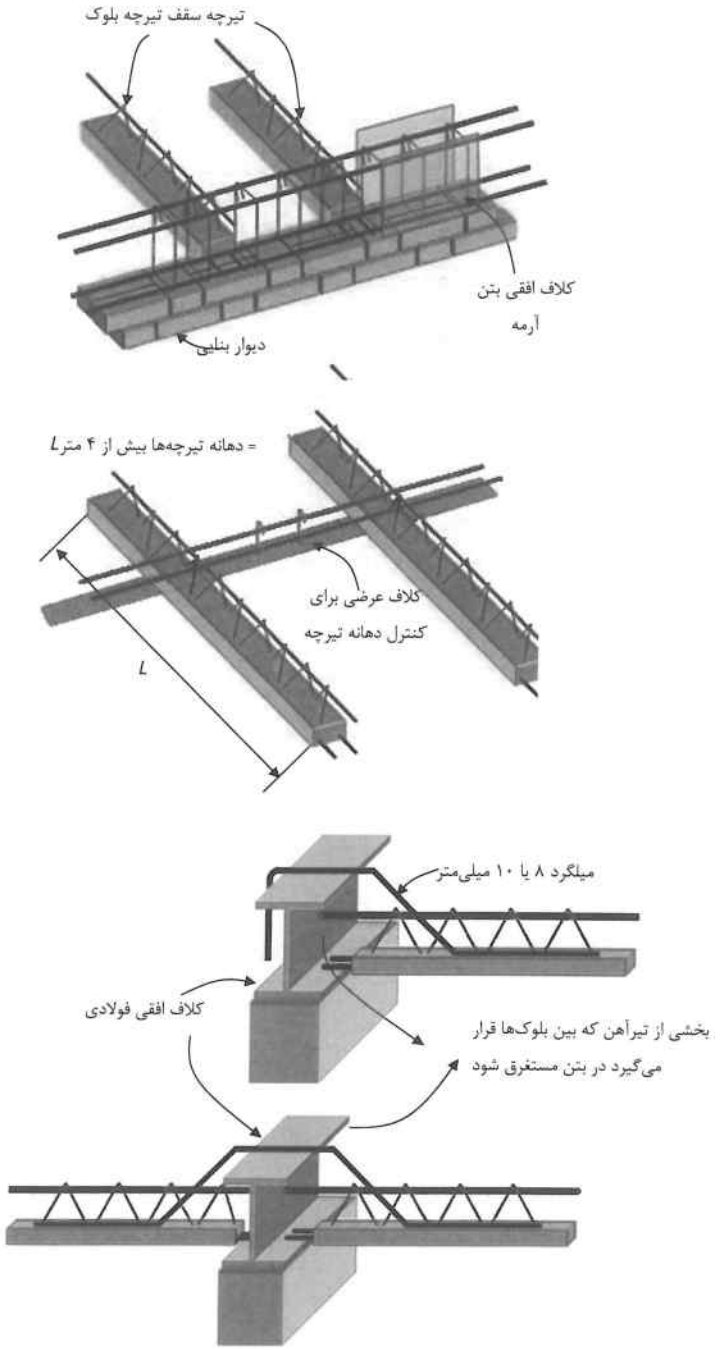
پ) در سقف‌های مسطح شیب‌دار چنانچه سقف به‌صورت خرپا نباشد، عناصر مناسبی برای مقابله با رانش سقف تعبیه شود.

۷-۷-۵ سقف کاذب

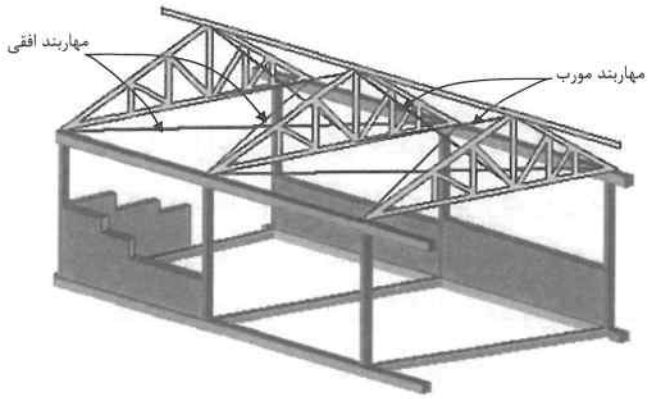
دراجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:

۱- سقف کاذب باید حتی‌المقدور با مصالح سبک ساخته شود و قاب‌بندی آن به‌نحوی مناسب به سقف، اسکلت و یا کلاف‌بندی ساختمان متصل گردد تا ضربه تکان‌های ناشی از زلزله موجب خرابی دیوارهای مجاور نشود.

۲- سقف‌های کاذب باید به نحو مناسبی به سازهٔ اصلی ساختمان، سقف‌ها، کلاف‌ها و دیوارهای باربر، متصل شوند، به‌طوری‌که علاوه بر وزن آنها نیروی جانبی ایجاد شده در آنها به نحو مناسبی، نظیر استفاده از مهاربند موضعی، به سازهٔ اصلی منتقل گردد.



شکل۷-۲۹ نحوه اتصال تیرچه‌های سقف به کلاف افقی بتنی و فولادی



شکل۷-۳۰ تعبیه مهاربندهای قائم و افقی در خرپاها

۷-۷-۶ سقف‌های قوسی

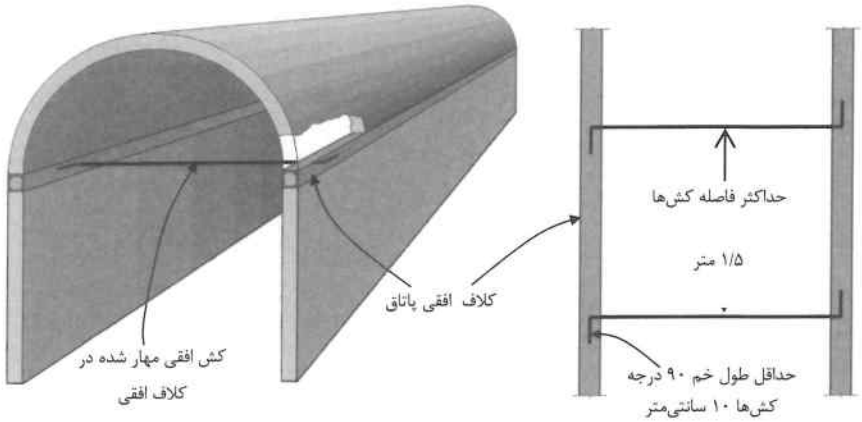
در صورت تحقق شرایط زیر می‌توان از سقف‌های قوسی استفاده کرد:

۱- نیروی رانش به حداقل رسانده شود.

۲- دیوارها به‌خوبی مهار شده و نیروی رانش را تحمل کنند.

۳- کلاف سراسری به محاذات پاطاق تعبیه شود و سقف قوسی به‌نحوی مناسب بر روی آن قرار گیرد.

۴- کلاف پاطاق سقف‌های قوسی استوانه‌ای به وسیله کش‌های فولادی مهارشده در آنها به یکدیگر متصل شوند. فاصله کش‌ها نباید از ۱/۵ متر بیشتر باشد و حداقل سطح مقطع کش ۳ سانتی‌متر مربع باشد (شکل ۷-۳۱).



شکل۷-۳۱ تعبیه مهاربندهای افقی در طاق‌های قوسی استوانه‌ای

۷-۸ نماسازی

۷-۸-۱ نمای آجری

۱- اگر آجر نما به‌طور همزمان با آجر پشت کار چیده می‌شود، باید ضخامت این دو نوع آجر یکسان و یا تقریباً یکسان باشد تا بتوان آنها را در هر رگ روی یک لایه ملات چید.

۲- اگر آجر نما پس از احداث دیوار پشت کار چیده شود، باید با مهار کردن مفتول‌های فلزی در داخل ملات پشت کار و قرار دادن سر آزاد این مفتول‌ها در ملات آجر نما، این دو قسمت آجرکاری به‌هم متصل شوند. فاصله این مفتول‌ها در هر یک از جهات افقی و قائم نباید از ۵۰ سانتی‌متر بیشتر شود.

۷-۸-۲ نمای سنگی

۱- نماسازی با سنگ غیرپلاک که قطعات سنگ به‌صورت افقی روی‌هم چیده می‌شود باید مطابق نماسازی با آجر، در بند (۷-۸-۱) باشد.

۲- درصورتی‌که سنگ‌ها به‌صورت پلاک به‌طور قائم نصب شوند، باید با تعبیه اسکوپ و یا مهار مناسب دیگری از جدا شدن و فروریختن آنها در هنگام زلزله جلوگیری شود.

۷-۹ خرپشته

احداث خرپشته باید با رعایت شرایط زیر انجام شود:

۱- درصورتی‌که سطح زیربنای خرپشته بیش از ۲۵ درصد سطح زیر بنای طبقه زیرخود باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه محسوب می‌شود و ضوابط بند (۷-۲-۱) در مورد آن باید رعایت گردد.

۲- حداکثر ارتفاع خرپشته از تراز طبقه زیر خود ۳ متر است و رعایت ضوابط مربوط به کلاف‌بندی افقی و قائم و سایر ضوابط این فصل در مورد جزئیات اجرایی آن الزامی است.

پیوست ۱

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱	آب بر	زنجان				*
۲	آب پخش	بوشهر			*	
۳	آباد	بوشهر			*	
۴	آبادان	خوزستان	*			
۵	آباده	فارس			*	
۶	آباده طشک	فارس		*		
۷	آبدان	بوشهر			*	
۸	آبدانان	ایلام		*		
۹	آبرم	قزوین			*	
۱۰	آبسرد	تهران				*
۱۱	آبگرم	قزوین			*	
۱۲	آبی بیگلو	اردبیل			*	
۱۳	آبیک	قزوین				*
۱۴	آجین	همدان			*	
۱۵	آذرشهر	آذربایجان شرقی			*	
۱۶	آران	کرمانشاه				*
۱۷	آرمرده	کردستان				*
۱۸	آرو	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۹	آزادشهر	گلستان			*	
۲۰	آستارا	گیلان			*	
۲۱	آستانه	سمنان				*
۲۲	آستانه اشرفیه	گیلان			*	
۲۳	آسمان آباد	ایلام		*		
۲۴	آشتیان	مرکزی			*	
۲۵	آشخانه	خراسان شمالی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۶	آغاجاری	خوزستان			*	
۲۷	آق بند	گلستان			*	
۲۸	آق قلا	گلستان			*	
۲۹	آقا بابا	قزوین				*
۳۰	آلاشت	مازندران			*	
۳۱	آلولک	قزوین				*
۳۲	آمل	مازندران			*	
۳۳	آمند	آذربایجان شرقی				*
۳۴	آواجیق	آذربایجان غربی				*
۳۵	آوج	قزوین			*	
۳۶	آورگان	چهارمحال و بختیاری				*
الف						
۳۷	ابارق	کرمان			*	
۳۸	ابر	سمنان			*	
۳۹	ابرسج	سمنان			*	
۴۰	ابرکوه	یزد		*		
۴۱	ابریشم	اصفهان		*		
۴۲	ابوزید آباد	اصفهان		*		
۴۳	ابوموسی (بوم سوز)	هرمزگان		*		
۴۴	ابهر	زنجان			*	
۴۵	ابیانه	اصفهان			*	
۴۶	احمدی	هرمزگان			*	
۴۷	اختیارآباد	کرمان				*
۴۸	اراک	مرکزی		*		
۴۹	اران وبیدل	اصفهان			*	
۵۰	ارجمند	تهران				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵۱	اردبیل	اردبیل			*	
۵۲	اردستان	اصفهان			*	
۵۳	اردکان	یزد		*		
۵۴	اردکان	فارس			*	
۵۵	اردل	چهارمحال و بختیاری				*
۵۶	ارزوئیه	کرمان			*	
۵۷	ارسنجان	فارس		*		
۵۸	ارکواز ملک شاهی	ایلام		*		
۵۹	ارمغان خانه	زنجان			*	
۶۰	ارمنیجان	کرمانشاه				*
۶۱	اروست	مازندران			*	
۶۲	ارومیه	آذربایجان غربی			*	
۶۳	اروند کنار	خوزستان	*			
۶۴	ازنا	لرستان				*
۶۵	ازندریان	همدان			*	
۶۶	استهبان	فارس			*	
۶۷	اسدآباد	همدان			*	
۶۸	اسدیه	خراسان جنوبی			*	
۶۹	اسطلخ پشت	مازندران			*	
۷۰	اسفراین	خراسان شمالی			*	
۷۱	اسفرجان	اصفهان			*	
۷۲	اسفورین	قزوین				*
۷۳	اسفندان	مرکزی		*		
۷۴	اسکو	آذربایجان شرقی			*	
۷۵	اسلام آباد	فارس			*	
۷۶	اسلام آباد	اردبیل			*	
۷۷	اسلام آباد	کرمان				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷۸	اسلام آباد غرب	کرمانشاه			*	
۷۹	اسلامشهر	تهران				*
۸۰	اسلامیه	خراسان جنوبی				*
۸۱	اشترینان	لرستان				*
۸۲	اشتهارد	تهران				*
۸۳	اشکذر	یزد		*		
۸۴	اشکنان	فارس			*	
۸۵	اشنویه	آذربایجان غربی			*	
۸۶	اصفهان	اصفهان		*		
۸۷	اصلاندوز	اردبیل			*	
۸۸	افین	خراسان جنوبی				*
۸۹	اقبالیه	قزوین				*
۹۰	اقلید	فارس			*	
۹۱	الارد	تهران				*
۹۲	الشتر	لرستان			*	
۹۳	الوان	خوزستان		*		
۹۴	الوند	قزوین				*
۹۵	الهایی	خوزستان		*		
۹۶	الیگودرز	لرستان			*	
۹۷	امام تقی	خراسان رضوی			*	
۹۸	امام قلی	خراسان رضوی				*
۹۹	املش	یلان			*	
۱۰۰	امیدیه	خوزستان			*	
۱۰۱	امیر آباد	سمنان				*
۱۰۲	امیرکلا	مازندران			*	
۱۰۳	انابد	خراسان رضوی			*	
۱۰۴	انار	کرمان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۰۵	انارک	اصفهان		*		
۱۰۶	انبارآلوم	گلستان			*	
۱۰۷	اند آباد	زنجان			*	
۱۰۸	اندوهجرد	کرمان				*
۱۰۹	اندیشه	تهران				*
۱۱۰	اندیمشک	خوزستان			*	
۱۱۱	اودلو	اردبیل			*	
۱۱۲	اوز	فارس			*	
۱۱۳	اهر	آذربایجان شرقی			*	
۱۱۴	اهرم	بوشهر			*	
۱۱۵	اهواز	خوزستان		*		
۱۱۶	ایج	فارس			*	
۱۱۷	ایذه	خوزستان			*	
۱۱۸	ایرانشهر	سیستان و بلوچستان			*	
۱۱۹	ایزد خواست	فارس			*	
۱۲۰	ایزدشهر	مازندران			*	
۱۲۱	ایسک	خراسان جنوبی				*
۱۲۲	ایلام	ایلام		*		
۱۲۳	ایلخچی	آذربایجان شرقی			*	
۱۲۴	ایلخی	آذربایجان شرقی			*	
۱۲۵	ایمانشهر	اصفهان		*		
۱۲۶	اینچه برون	گلستان			*	
۱۲۷	ایوان	ایلام		*		
۱۲۸	ایوانکی	سمنان			*	
ب						
۱	باب انار	فارس			*	
۲	باباحیدر	چهارمحال و بختیاری				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳	باباکلان	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۴	بابامنیر	فارس			*	
۵	بابتنگل	کرمان				*
۶	بابل	مازندران			*	
۷	بابلسر	مازندران			*	
۸	باخزر	خراسان رضوی			*	
۹	بادرود	اصفهان		*		
۱۰	بازرگان	آذربایجان غربی				*
۱۱	باسمنج	آذربایجان شرقی				*
۱۲	باشت	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۳	باغ بهادران	اصفهان			*	
۱۴	باغ ملک	خوزستان			*	
۱۵	باغچه جلیل	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۶	باغستان	خراسان رضوی				*
۱۷	باغملک	خوزستان			*	
۱۸	باغین	کرمان			*	
۱۹	بافت	کرمان			*	
۲۰	بافتان	سیستان و بلوچستان			*	
۲۱	بافق	یزد			*	
۲۲	باقرشهر	تهران				*
۲۳	بالا ده	فارس			*	
۲۴	بالو	آذربایجان غربی			*	
۲۵	بان مزاران	کرمانشاه			*	
۲۶	بانه	کردستان				*
۲۷	بایجان	مازندران				*
۲۸	بایگان	فارس			*	
۲۹	بجستان	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۰	بجنورد	خراسان شمالی			*	
۳۱	بخشایش	آذربایجان شرقی			*	
۳۲	بدره	ایلام		*		
۳۳	برازجان	بوشهر			*	
۳۴	بردخون	بوشهر			*	
۳۵	بردسکن	خراسان رضوی			*	
۳۶	بردسیر	کرمان			*	
۳۷	برغان	تهران				*
۳۸	برف انبار	اصفهان			*	
۳۹	بروات	کرمان			*	
۴۰	بروجرد	لرستان				*
۴۱	بروجرد	لرستان				*
۴۲	بروجن	چهارمحال و بختیاری			*	
۴۳	بزمان	سیستان و بلوچستان		*		
۴۴	بستان	خوزستان		*		
۴۵	بستان آباد	آذربایجان شرقی				*
۴۶	بستک	هرمزگان			*	
۴۷	بسطام	سمنان			*	
۴۸	بسک آباد	خراسان جنوبی				*
۴۹	بشرویه	خراسان جنوبی			*	
۵۰	بشکان	یزد				*
۵۱	بک کندی	قزوین			*	
۵۲	بلداجی	چهارمحال و بختیاری			*	
۵۳	بلده	مازندران			*	
۵۴	بلورد	کرمان		*		
۵۵	بم	کرمان			*	
۵۶	بمپور	سیستان و بلوچستان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵۷	بن	چهارمحال و بختیاری			*	
۵۸	بناب	آذربایجان شرقی		*		
۵۹	بنارویه	فارس			*	
۶۰	بنت	سیستان و بلوچستان			*	
۶۱	بند	آذربایجان غربی			*	
۶۲	بندر امام خمینی	خوزستان	*			
۶۳	بندر ترکمن	گلستان			*	
۶۴	بندر جاسک	هرمزگان			*	
۶۵	بندر دیر	بوشهر			*	
۶۶	بندر دیلم	بوشهر			*	
۶۷	بندر عباس	هرمزگان			*	
۶۸	بندر کنان	بوشهر			*	
۶۹	بندر گناوه	بوشهر			*	
۷۰	بندر مقام	بوشهر			*	
۷۱	بندر انزلی	گیلان			*	
۷۲	بندر ترکمن	گلستان			*	
۷۳	بندرچارک	هرمزگان			*	
۷۴	بندر خمیر	هرمزگان			*	
۷۵	بندر دیر	بوشهر			*	
۷۶	بندر دیلم	بوشهر			*	
۷۷	بندرریگ	بوشهر			*	
۷۸	بندر طاهری	بوشهر			*	
۷۹	بندر عسلویه	بوشهر			*	
۸۰	بندر کیاشهر	گیلان			*	
۸۱	بندرگز	گلستان			*	
۸۲	بندرگناوه	بوشهر			*	
۸۳	بندر لنگه	هرمزگان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۸۴	بندر ماهشهر	خوزستان	*			
۸۵	بندرمقام	هرمزگان			*	
۸۶	بنک	بوشهر			*	
۸۷	بنیاباد	خراسان رضوی				*
۸۸	بوئین زهرا	قزوین				*
۸۹	بوئین سفلی	کردستان			*	
۹۰	بوئین ومیاندشت	اصفهان			*	
۹۱	بوانات	فارس			*	
۹۲	بوشکان	بوشهر			*	
۹۳	بوشهر	بوشهر			*	
۹۴	بوغدا کندی	زنجان			*	
۹۵	بوکان	آذربایجان غربی		*		
۹۶	بوگر	چهارمحال و بختیاری			*	
۹۷	بوم سوز (ابوموسی)	هرمزگان		*		
۹۸	بومهن	تهران				*
۹۹	بهاآباد	کرمان				*
۱۰۰	بهاباد	یزد				*
۱۰۱	بهادران	یزد		*		
۱۰۲	بهار	همدان			*	
۱۰۳	بهار	همدان			*	
۱۰۴	بهارانشهر	اصفهان		*		
۱۰۵	بهارستان	اصفهان		*		
۱۰۶	بهبهان	خوزستان			*	
۱۰۷	بهرستان	فارس			*	
۱۰۸	بهشهر	مازندران			*	
۱۰۹	بهمئی	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۱۰	بهمن	فارس			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۱۱	بهنمیر	مازندران			*	
۱۱۲	بیارجمند	سمنان		*		
۱۱۳	بیاض	کرمان			*	
۱۱۴	بیجار	کردستان		*		
۱۱۵	بیدستان	قزوین				*
۱۱۶	بیرجند	خراسان			*	
۱۱۷	بیرم	فارس			*	
۱۱۸	بیستون	کرمانشاه			*	
۱۱۹	بیشه دراز	ایلام		*		
۱۲۰	بیله سوار	اردبیل			*	
	پ					
۱	پاتاوه	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۲	پارس آباد	اردبیل			*	
۳	پارسیان	هرمزگان			*	
۴	پاریز	کرمان			*	
۵	پاکدشت	تهران			*	
۶	پاوه	کرمانشاه			*	
۷	پردیس	تهران				*
۸	پرندک	مرکزی			*	
۹	پشت رود	کرمان			*	
۱۰	پل سفید	مازندران			*	
۱۱	پلان	سیستان و بلوچستان			*	
۱۲	پلدختر	لرستان		*		
۱۳	پلدشت	آذربایجان غربی			*	
۱۴	پلور	مازندران				*
۱۵	پول	مازندران			*	
۱۶	پهله	ایلام		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۷	پیرانشهر	آذربایجان غربی				*
۱۸	پیربکران	اصفهان		*		
۱۹	پیشوا	تهران			*	
۲۰	پیشین	سیستان و بلوچستان			*	
	ت					
۱	تازه آباد	کرمانشاه			*	
۲	تازه شهر	آذربایجان غربی				*
۳	تازه کندی	اردبیل			*	
۴	تاکستان	قزوین			*	
۵	تالش	گیلان			*	
۶	تایباد	خراسان رضوی			*	
۷	تبریز	آذربایجان شرقی				*
۸	تخت	هرمزگان			*	
۹	تربت جام	خراسان رضوی			*	
۱۰	تربت حیدریه	خراسان رضوی			*	
۱۱	ترکمنچای	آذربایجان شرقی				*
۱۲	ترود	سمنان			*	
۱۳	تسوج	آذربایجان شرقی				*
۱۴	تشان	خوزستان			*	
۱۵	تفت	یزد		*		
۱۶	تفرش	مرکزی			*	
۱۷	تکاب	آذربایجان غربی		*		
۱۸	تلگرد	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۹	تمبان	هرمزگان			*	
۲۰	تنب بزرگ	هرمزگان			*	
۲۱	تنب بزرگ	هرمزگان			*	
۲۲	تنب کوچک	هرمزگان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۳	تنکابن	مازندران			*	
۲۴	تنگ ارم	بوشهر			*	
۲۵	توشک آبسرد	لرستان				*
۲۶	تویسرکان	همدان			*	
۲۷	تویه	سمنان				*
۲۸	تهران	تهران				*
۲۹	تیران	اصفهان		*		
۳۰	تیغدر	خراسان جنوبی			*	
۳۱	تیکمه داش	آذربایجان شرقی				*
	ث					
۱	ثلاث باباجانی	کرمانشاه			*	
	ج					
۱	جاجرم	خراسان شمالی			*	
۲	جاسک	هرمزگان			*	
۳	جالق	سیستان و بلوچستان			*	
۴	جام	سمنان			*	
۵	جاورسیان	مرکزی		*		
۶	جعفرآباد	اردبیل			*	
۷	جعفریه	قم			*	
۸	جغتای	خراسان رضوی			*	
۹	جفتان	مرکزی			*	
۱۰	جلفا	آذربایجان شرقی			*	
۱۱	جم	بوشهر			*	
۱۲	جناح	هرمزگان			*	
۱۳	جنت شهر	فارس			*	
۱۴	جندق	اصفهان			*	
۱۵	جنگل	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۶	جواد آباد	تهران			*	
۱۷	جوانرود	کرمانشاه			*	
۱۸	جورقان	همدان			*	
۱۹	جوزم	کرمان			*	
۲۰	جوشان	کرمان				*
۲۱	جوشقان استرک	اصفهان			*	
۲۲	جوشقان وکامو	اصفهان			*	
۲۳	جونقان	چهارمحال و بختیاری				*
۲۴	جووکان	فارس			*	
۲۵	جویبار	مازندران			*	
۲۶	جویم	فارس			*	
۲۷	جهرم	فارس			*	
۲۸	جیرفت	کرمان			*	
۲۹	جیرنده	گیلان				*
چ						
۱	چابکسر	گیلان			*	
۲	چابهار	سیستان و بلوچستان			*	
۳	چادگان	اصفهان			*	
۴	چالان چولان	لرستان				*
۵	چالوس	مازندران			*	
۶	چاه مسلم	هرمزگان			*	
۷	چترود	کرمان				*
۸	چترود	کرمان				*
۹	چرام	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۰	چرمهین	اصفهان			*	
۱۱	چرمهین	اصفهان			*	
۱۲	چشمه سبز	کرمان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۳	چغادک	بوشهر			*	
۱۴	چغلوندی	لرستان			*	
۱۵	چکنه	خراسان رضوی			*	
۱۶	چلگرد	چهارمحال و بختیاری				*
۱۷	چمران	خوزستان	*			
۱۸	چمستان	مازندران			*	
۱۹	چمشک	لرستان			*	
۲۰	چمن بید	خراسان شمالی			*	
۲۱	چمن گلی	چهارمحال و بختیاری			*	
۲۲	چنار	خراسان رضوی			*	
۲۳	چنار	کرمانشاه			*	
۲۴	چناران	خراسان رضوی			*	
۲۵	چناران	خراسان رضوی			*	
۲۶	چناره	کردستان			*	
۲۷	چندآب	سمنان			*	
۲۸	چنگوره	قزوین			*	
۲۹	چوار	ایلام		*		
۳۰	چوبر	گیلان			*	
۳۱	چوپانان	اصفهان		*		
۳۲	چهار باغ	گلستان			*	
۳۳	چهاردانگه	تهران				*
۳۴	چهل ذرعی	بوشهر			*	
۳۵	چهل قز	تهران				*
ح						
۱	حاجی آباد	هرمزگان			*	
۲	حاجی آباد	فارس			*	
۳	حاجی آباد	خراسان جنوبی				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴	حبیب آباد	اصفهان		*		
۵	حتکن	کرمان				*
۶	حر	خوزستان		*		
۷	حرجند	کرمان				*
۸	حسن آباد	تهران			*	
۹	حسن کیف	مازندران			*	
۱۰	حسن لنگی	هرمزگان			*	
۱۱	حسینیه علیا	خوزستان			*	
۱۲	حصن	کرمان			*	
۱۳	حصه	اصفهان		*		
۱۴	حلب	زنجان			*	
۱۵	حمیدیا	یزد		*		
۱۶	حمیدیه	خوزستان		*		
۱۷	حمیل	کرمانشاه			*	
۱۸	حنا	اصفهان			*	
۱۹	حویق	گیلان			*	
	خ					
۱	خارک	بوشهر			*	
۲	خارکو	بوشهر			*	
۳	خارک	بوشهر		*		
۴	خاش	سیستان و بلوچستان			*	
۵	خان ببین	گلستان			*	
۶	خان زینان	فارس			*	
۷	خانوک	کرمان				*
۸	خاوران	فارس			*	
۹	خاورشهر	تهران				*
۱۰	خدابنده	زنجان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۱	خرامه	فارس			*	
۱۲	خرم آباد	لرستان			*	
۱۳	خرم آباد	مازندران			*	
۱۴	خرم دره	زنجان			*	
۱۵	خرمدشت	قزوین			*	
۱۶	خرمشهر	خوزستان	*			
۱۷	خرو	خراسان رضوی			*	
۱۸	خروانق	آذربایجان شرقی			*	
۱۹	خسروآباد	کردستان		*		
۲۰	خسروشهر	آذربایجان شرقی			*	
۲۱	خشت	فارس			*	
۲۲	خشکبیجار	گیلان			*	
۲۳	خضری	خراسان جنوبی				*
۲۴	خفر	اصفهان			*	
۲۵	خلخال	اردبیل			*	
۲۶	خلیل آباد	خراسان رضوی			*	
۲۷	خلیل شهر	مازندران			*	
۲۸	خمام	گیلان			*	
۲۹	خمین	مرکزی		*		
۳۰	خمینی شهر	اصفهان		*		
۳۱	خنج	فارس			*	
۳۲	خنداب	مرکزی		*		
۳۳	خواجه	آذربایجان شرقی			*	
۳۴	خواجه عسگر	کرمان			*	
۳۵	خواف	خراسان رضوی			*	
۳۶	خوانسار	اصفهان		*		
۳۷	خور	اصفهان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۸	خور	فارس			*	
۳۹	خوراسان	اصفهان		*		
۴۰	خورزوق	اصفهان		*		
۴۱	خورموج	بوشهر			*	
۴۲	خوسف	خراسان جنوبی		*		
۴۳	خوی	آذربایجان غربی				*
	د					
۱	داراب	فارس			*	
۲	داران	اصفهان			*	
۳	داریان	فارس			*	
۴	دالکی	بوشهر			*	
۵	دالین	فارس			*	
۶	دامغان	سمنان				*
۷	دانسفهان	قزوین				*
۸	داودآباد	مرکزی		*		
۹	داوران	کرمان			*	
۱۰	درام	زنجان				*
۱۱	درب آستانه	لرستان				*
۱۲	دربهشت	کرمان			*	
۱۳	درخت توت	خراسان رضوی			*	
۱۴	درخزینه	خوزستان			*	
۱۵	درود	خراسان رضوی			*	
۱۶	درزوساییان	فارس			*	
۱۷	درسجین	زنجان			*	
۱۸	درگز	خراسان رضوی			*	
۱۹	درمره	لرستان			*	
۲۰	درود	لرستان				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۱	درونه	خراسان			*	
۲۲	درویش آباد	خوزستان		*		
۲۳	دره اسبر	لرستان				*
۲۴	دره شهر	ایلام		*		
۲۵	دزآب	خوزستان			*	
۲۶	دزج	کردستان			*	
۲۷	دزفول	خوزستان			*	
۲۸	دستگرد	چهارمحال و بختیاری				*
۲۹	دشت خاک	کرمان				*
۳۰	دشت عباس	ایلام		*		
۳۱	دگاگا	کردستان				*
۳۲	دلبران	کردستان		*		
۳۳	دلند	گلستان			*	
۳۴	دلوار	بوشهر			*	
۳۵	دلیجان	مرکزی			*	
۳۶	دماوند	تهران				*
۳۷	دمیرچی	آذربایجان شرقی			*	
۳۸	دو آب	مازندران			*	
۳۹	دوبران	فارس			*	
۴۰	دوراهان	چهارمحال و بختیاری			*	
۴۱	دورود	لرستان				*
۴۲	دوزال	آذربایجان شرقی			*	
۴۳	دوست محمد	سیستان و بلوچستان			*	
۴۴	دوگنبدان	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۴۵	دولت آباد	اصفهان		*		
۴۶	دولت آباد	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴۷	ده جلال	زنجان			*	
۴۸	دهاقان	اصفهان			*	
۴۹	دهبارز	هرمزگان			*	
۵۰	دهج	کرمان		*		
۵۱	دهدز	خوزستان			*	
۵۲	دهدشت	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۵۳	دهشیر	یزد			*	
۵۴	دهق	اصفهان		*		
۵۵	دهکاء	گیلان			*	
۵۶	دهگلان	کردستان			*	
۵۷	دهلان	کردستان			*	
۵۸	دهلران	ایلام		*		
۵۹	دیباج	سمنان			*	
۶۰	دیزج	سمنان			*	
۶۱	دیزین	تهران				*
۶۲	دیزیه	اصفهان			*	
۶۳	دیلمان	گیلان			*	
۶۴	دینور	کرمانشاه				*
۶۵	دیواندره	کردستان		*		
۶۶	دیهوک	یزد				*
ذ						
۱	ذرات	فارس			*	
ر						
۱	رئیس کلا	مازندران			*	
۲	رابر	کرمان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳	رادکان	خراسان رضوی			*	
۴	راز	خراسان شمالی				*
۵	رازقان	مرکزی			*	
۶	رازی	آذربایجان غربی				*
۷	راسک	سیستان و بلوچستان			*	
۸	رامسر	مازندران			*	
۹	رامشیر	خوزستان		*		
۱۰	رامهرمز	خوزستان			*	
۱۱	رامیان	گلستان			*	
۱۲	راور	کرمان			*	
۱۳	راوه	مرکزی			*	
۱۴	راین	کرمان			*	
۱۵	رباط پشت بادام	یزد			*	
۱۶	رباط کریم	تهران			*	
۱۷	ربط	آذربایجان غربی				*
۱۸	رحیم آباد	گیلان			*	
۱۹	رزجرد	قزوین				*
۲۰	رزن	همدان			*	
۲۱	رستاق	فارس			*	
۲۲	رستم آباد	قزوین				*
۲۳	رستمکلا	مازندران			*	
۲۴	رستمی	بوشهر			*	
۲۵	رشت	گیلان			*	
۲۶	رشتخوار	خراسان رضوی			*	
۲۷	رشکان	آذربایجان غربی			*	
۲۸	رضوان	هرمزگان			*	
۲۹	رضوان	سمنان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۰	رضوانشهر	گیلان			*	
۳۱	رضی	اردبیل			*	
۳۲	رفسنجان	کرمان			*	
۳۳	رمقان	فارس			*	
۳۴	روانسر	کرمانشاه			*	
۳۵	رودان	هرمزگان			*	
۳۶	رودبار	کرمان			*	
۳۷	رودبار	گیلان				*
۳۸	رودسر	گیلان			*	
۳۹	رودشور	تهران			*	
۴۰	رودهن	تهران				*
۴۱	روستای ازنا	لرستان				*
۴۲	روستای سونک	چهارمحال و بختیاری			*	
۴۳	رونیز	فارس			*	
۴۴	رویان	مازندران			*	
۴۵	ری	تهران				*
۴۶	ریچی	فارس			*	
۴۷	ریز	بوشهر			*	
۴۸	ریگان	کرمان		*		
۴۹	ریوش	خراسان رضوی			*	
	ز					
۱	زابل	سیستان و بلوچستان			*	
۲	زابلی	سیستان و بلوچستان			*	
۳	زار	یزد		*		
۴	زارم	لرستان				*
۵	زاویه	مرکزی			*	
۶	زاهد شهر	فارس			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷	زاهدان	سیستان و بلوچستان			*	
۸	زاینده رود	اصفهان			*	
۹	زرقان	فارس			*	
۱۰	زرند	کرمان				*
۱۱	زرین آباد	زنجان			*	
۱۲	زرین شهر	اصفهان			*	
۱۳	زفره	اصفهان			*	
۱۴	زمان آباد	سمنان		*		
۱۵	زنجان	زنجان			*	
۱۶	زنجیران	فارس			*	
۱۷	زنجیره	آذربایجان شرقی				*
۱۸	زنوز	آذربایجان شرقی			*	
۱۹	زنی آباد	کرمان				*
۲۰	زوارک	قزوین				*
۲۱	زواره	اصفهان			*	
۲۲	زهک	سیستان و بلوچستان			*	
۲۳	زیارت علی	هرمزگان			*	
۲۴	زیاز	گیلان			*	
۲۵	زیبا شهر	قزوین				*
۲۶	زیدآباد	کرمان		*		
۲۷	زیرآب	مازندران			*	
۲۸	زیوه	اردبیل			*	
س						
۱	ساری	مازندران			*	
۲	ساغند	یزد			*	
۳	سامان	چهارمحال و بختیاری			*	
۴	سامن	همدان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵	ساوه	مرکزی			*	
۶	سبزگز	سیستان و بلوچستان			*	
۷	سبزوار	خراسان رضوی			*	
۸	سپیدان	فارس			*	
۹	سپیددشت	لرستان			*	
۱۰	سجاس	زنجان			*	
۱۱	سده	خراسان جنوبی			*	
۱۲	سده	فارس		*		
۱۳	سده لنجان	اصفهان			*	
۱۴	سرآبله	ایلام		*		
۱۵	سراب	آذربایجان شرقی			*	
۱۶	سراب نیلوفر	کرمانشاه			*	
۱۷	سراوان	سیستان و بلوچستان			*	
۱۸	سرایان	خراسان جنوبی				*
۱۹	سرباز	سیستان و بلوچستان			*	
۲۰	سربندان	تهران				*
۲۱	سربندر	خوزستان	*			
۲۲	سربیشه	خراسان جنوبی			*	
۲۳	سرپل ذهاب	کرمانشاه			*	
۲۴	سرچشمه	آذربایجان غربی				*
۲۵	سرخرود	مازندران			*	
۲۶	سرخس	خراسان رضوی			*	
۲۷	سرخنکلاته	گلستان			*	
۲۸	سرخون	چهارمحال و بختیاری			*	
۲۹	سرخه	سمنان			*	
۳۰	سردرود	آذربایجان شرقی				*
۳۱	سردشت	خوزستان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۲	سردشت	آذربایجان غربی				*
۳۳	سردشت زیدون	خوزستان			*	
۳۴	سرعین	اردبیل			*	
۳۵	سرگز احمدی	هرمزگان			*	
۳۶	سرو	آذربایجان غربی			*	
۳۷	سروآباد	کردستان				*
۳۸	سروستان	فارس			*	
۳۹	سریش آباد	کردستان		*		
۴۰	سعادت آباد	کرمان			*	
۴۱	سعادت شهر	فارس		*		
۴۲	سعدآباد	بوشهر			*	
۴۳	سعیدآباد	تهران				*
۴۴	سفید دشت	چهارمحال وبختیاری			*	
۴۵	سفید شهر	اصفهان			*	
۴۶	سفیدابه	سیستان و بلوچستان			*	
۴۷	سقز	کردستان			*	
۴۸	سلامی	خراسان رضوی			*	
۴۹	سلطان آباد	خوزستان			*	
۵۰	سلطان آباد	زنجان			*	
۵۱	سلطان آباد	خراسان رضوی			*	
۵۲	سلطانیه	زنجان			*	
۵۳	سلفچگان	قم			*	
۵۴	سلماس	آذربایجان غربی				*
۵۵	سلمان شهر	مازندران			*	
۵۶	سمنان	سمنان			*	
۵۷	سمیرم	اصفهان			*	
۵۸	سنجان	مرکزی		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵۹	سنر	گیلان			*	
۶۰	سنقر	کرمانشاه			*	
۶۱	سنگان	خراسان رضوی			*	
۶۲	سنندج	کردستان			*	
۶۳	سودجان	چهارمحال وبختیاری				*
۶۴	سوران	سیستان و بلوچستان			*	
۶۵	سورشجان	چهارمحال و بختیاری				*
۶۶	سورک	مازندران			*	
۶۷	سوریان	فارس			*	
۶۸	سوزا	هرمزگان			*	
۶۹	سوسنگرد	خوزستان		*		
۷۰	سوق	کهگیلویه وبویراحمد			*	
۷۱	سولقان	تهران				*
۷۲	سومار	کرمانشاه		*		
۷۳	سویره	خوزستان		*		
۷۴	سه قلعه	خراسان جنوبی			*	
۷۵	سیری	هرمزگان		*		
۷۶	سی سخت	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۷۷	سیاه بیشه	مازندران				*
۷۸	سیاهکل	گیلان			*	
۷۹	سیاهو	هرمزگان			*	
۸۰	سیب سوران	سیستان و بلوچستان			*	
۸۱	سید تاج الدین	آذربایجان غربی				*
۸۲	سید کلاء	مازندران			*	
۸۳	سیدان	فارس		*		
۸۴	سیرجان	کرمان		*		
۸۵	سیرچ	کرمان				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۸۶	سیردان	قزوین			*	
۸۷	سیس	آذربایجان شرقی				*
۸۸	سیف آباد	فارس			*	
۸۹	سیلاب	آذربایجان غربی				*
۹۰	سیلوانا	آذربایجان غربی			*	
۹۱	سیمین شهر	گلستان			*	
۹۲	سیوند	فارس		*		
۹۳	سیه چشمه	آذربایجان غربی				*
ش						
۱	شادگان	خوزستان	*			
۲	شازند	مرکزی		*		
۳	شال	قزوین				*
۴	شاندیز	خراسان رضوی			*	
۵	شاه زید	مازندران			*	
۶	شاهدشهر	تهران				*
۷	شاهدیه	یزد		*		
۸	شاهرخت	خراسان جنوبی				*
۹	شاهرود	سمنان			*	
۱۰	شاهین دژ	آذربایجان غربی		*		
۱۱	شاهین شهر	اصفهان			*	
۱۲	شبانکاره	بوشهر			*	
۱۳	شبستر	آذربایجان شرقی				*
۱۴	شربیان	آذربایجان شرقی				*
۱۵	شرفخانه	آذربایجان شرقی				*
۱۶	شریف آباد	تهران			*	
۱۷	ششده	فارس			*	
۱۸	شعبه	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۹	شفت	گیلان			*	
۲۰	شلمان	گیلان			*	
۲۱	شلمزار	چهارمحال و بختیاری				*
۲۲	شمیل	هرمزگان			*	
۲۳	شنبه	بوشهر			*	
۲۴	شنداباد	آذربایجان شرقی				*
۲۵	شوش	خوزستان		*		
۲۶	شوشتر	خوزستان			*	
۲۷	شوط	آذربایجان غربی			*	
۲۸	شوقان	خراسان شمالی			*	
۲۹	شول	بوشهر			*	
۳۰	شول آباد	لرستان			*	
۳۱	شویشه	کردستان			*	
۳۲	شهداد	کرمان				*
۳۳	شهر بابک	کرمان			*	
۳۴	شهر جدید پرند	تهران			*	
۳۵	شهرضا	اصفهان			*	
۳۶	شهرکرد	چهارمحال و بختیاری			*	
۳۷	شهریار	تهران				*
۳۸	شهمیرزاد	سمنان				*
۳۹	شیبان	خوزستان		*		
۴۰	شیراز	فارس			*	
۴۱	شیران	اردبیل			*	
۴۲	شیرگاه	مازندران			*	
۴۳	شیروان	خراسان شمالی				*
۴۴	شیرین سو	همدان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
ص						
۱	صائین	زنجان			*	
۲	صائین قلعه	زنجان			*	
۳	صالح آباد	ایلام		*		
۴	صالح آباد	خراسان رضوی			*	
۵	صالح آباد	همدان			*	
۶	صالح آباد	تهران				*
۷	صباشهر	تهران				*
۸	صحنه	کرمانشاه				*
۹	صغاد	فارس			*	
۱۰	صفادشت	تهران				*
۱۱	صفاشهر	فارس			*	
۱۲	صفی آباد	خراسان شمالی			*	
۱۳	صوغان	کرمان			*	
۱۴	صوفیان	آذربایجان شرقی				*
۱۵	صومعه سرا	گیلان			*	
۱۶	صیدون	خوزستان			*	
ض						
۱	ضیاء آباد	قزوین			*	
ط						
۱	طاقانک	چهارمحال و بختیاری				*
۲	طالب قشلاقی	اردبیل			*	
۳	طالخونه	اصفهان			*	
۴	طالقان	تهران				*
۵	طبس	خراسان رضوی			*	
۶	طبس	یزد				*
۷	طبل	هرمزگان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۸	طرز	کرمان				*
۹	طرق	خراسان رضوی			*	
۱۰	طرقبه	خراسان رضوی			*	
۱۱	طرود	سمنان			*	
۱۲	طزره	سمنان				*
	ع					
۱	عالی حسینی	بوشهر			*	
۲	عباس آباد	سمنان			*	
۳	عباس آباد	مازندران			*	
۴	عبدالخان	خوزستان		*		
۵	عجب شیر	آذربایجان شرقی			*	
۶	عشق آباد	یزد			*	
۷	عضدیه	مرکزی			*	
۸	عظیم آباد	خراسان رضوی			*	
۹	عقدا	یزد			*	
۱۰	علمدارگرگر	آذربایجان شرقی			*	
۱۱	علویجه	اصفهان		*		
۱۲	علی آباد	فارس			*	
۱۳	علی آباد	گلستان			*	
۱۴	عماده ده	فارس			*	
۱۵	عنبرآباد	کرمان			*	
۱۶	عنبران	اردبیل			*	
	غ					
۱	غنی آباد	تهران				*
۲	غیاث آباد	سمنان			*	
۳	غیزانیه	خوزستان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
ف						
۱	فارسان	چهارمحال و بختیاری				*
۲	فارسیان	گلستان			*	
۳	فارغان	هرمزگان			*	
۴	فارمد	خراسان رضوی			*	
۵	فاروج	خراسان شمالی				*
۶	فارور بزرگ	هرمزگان			*	
۷	فارور کوچک	هرمزگان			*	
۸	فاریاب	بوشهر			*	
۹	فاریاب	کرمان			*	
۱۰	فاضل آباد	گلستان			*	
۱۱	فامنین	همدان		*		
۱۲	فتح آباد	خراسان جنوبی				*
۱۳	فتح آباد	فارس			*	
۱۴	فداغ	فارس			*	
۱۵	فدک	خراسان رضوی			*	
۱۶	فرادنبه	چهارمحال و بختیاری			*	
۱۷	فراشبند	فارس			*	
۱۸	فرخ شهر	چهارمحال و بختیاری			*	
۱۹	فردوس	خراسان جنوبی				*
۲۰	فردوسیه	تهران				*
۲۱	فردیس	تهران				*
۲۲	فرمهین	مرکزی		*		
۲۳	فرودگاه امام خمینی	تهران			*	
۲۴	فرومد	سمنان			*	
۲۵	فرون آباد	تهران				*
۲۶	فرهادرد	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۷	فریدون شهر	اصفهان			*	
۲۸	فریدون کنار	مازندران			*	
۲۹	فریمان	خراسان			*	
۳۰	فسا	فارس			*	
۳۱	فشم	تهران				*
۳۲	فلاورجان	اصفهان		*		
۳۳	فنوج	سیستان و بلوچستان			*	
۳۴	فورک	فارس			*	
۳۵	فولادشهر	اصفهان			*	
۳۶	فومن	گیلان			*	
۳۷	فهرج	کرمان		*		
۳۸	فیرورق	آذربایجان غربی				*
۳۹	فیروزآباد	اردبیل				*
۴۰	فیروزآباد	فارس			*	
۴۱	فیروزآباد	مازندران			*	
۴۲	فیروزان	همدان				*
۴۳	فیروزکوه	تهران				*
۴۴	فیروزه	خراسان رضوی			*	
۴۵	فیض آباد	خراسان رضوی			*	
۴۶	فین	هرمزگان			*	
ق						
۱	قائم شهر	مازندران			*	
۲	قائمیه	فارس			*	
۳	قائن	خراسان جنوبی				*
۴	قادر آباد	فارس		*		
۵	قاسم آباد	خراسان رضوی			*	
۶	قپان علیا	گلستان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷	قدس	تهران				*
۸	قرچک	تهران			*	
۹	قروه	کردستان		*		
۱۰	قروه در جزین	همدان			*	
۱۱	قره آغاج	آذربایجان شرقی			*	
۱۲	قره ضیاالدین	آذربایجان غربی			*	
۱۳	قره قشلاق	آذربایجان غربی				*
۱۴	قزل حصار	تهران				*
۱۵	قزلر	گلستان			*	
۱۶	قزلقان	خراسان شمالی				*
۱۷	قزوین	قزوین				*
۱۸	قسطین لار	قزوین				*
۱۹	قشم	هرمزگان			*	
۲۰	قصرشیرین	کرمانشاه			*	
۲۱	قصرقمشه	فارس			*	
۲۲	قصرقند	سیستان و بلوچستان			*	
۲۳	قطب آباد	کرمان			*	
۲۴	قطروئیه	فارس			*	
۲۵	قطور	آذربایجان غربی				*
۲۶	قلعه تل	خوزستان			*	
۲۷	قلعه چنعان	خوزستان		*		
۲۸	قلعه خیابان	خراسان رضوی			*	
۲۹	قلعه شوکت	سمنان			*	
۳۰	قلعه گنج	کرمان			*	
۳۱	قلعه نو	تهران			*	
۳۲	قلعه نو خراقان	سمنان			*	
۳۳	قم	قم			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۴	قمصر	اصفهان			*	
۳۵	قنوات	قم			*	
۳۶	قوچان	خراسان رضوی				*
۳۷	قوشچی	آذربایجان غربی			*	
۳۸	قهاوند	همدان		*		
۳۹	قهدریجان	اصفهان		*		
۴۰	قهورد	همدان		*		
۴۱	قیدار	زنجان			*	
۴۲	قیر	فارس			*	
۴۳	قیروکارزین	فارس			*	
	ک					
۱	کندر	خراسان رضوی			*	
۲	کنگاور	کرمانشاه				*
۳	کیش	هرمزگان			*	
۴	کیانشهر	کرمان				*
۵	کاخک	خراسان رضوی				*
۶	کاریز	خراسان رضوی			*	
۷	کازرون	فارس			*	
۸	کاشان	اصفهان			*	
۹	کاشمر	خراسان رضوی			*	
۱۰	کاکان	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۱	کاکی	بوشهر			*	
۱۲	کامیاران	کردستان				*
۱۳	کانی سور	کردستان				*
۱۴	کبودر آهنگ	همدان		*		
۱۵	کتالم وسادات شهر	مازندران			*	
۱۶	کدکن	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۷	کرج	تهران				*
۱۸	کردکوی	گلستان			*	
۱۹	کرکوند	اصفهان			*	
۲۰	کرمان	کرمان				*
۲۱	کرمانشاه	کرمانشاه			*	
۲۲	کرند	کرمانشاه			*	
۲۳	کرند	گلستان			*	
۲۴	کره بس	فارس			*	
۲۵	کرهرود	مرکزی		*		
۲۶	کریق	اردبیل			*	
۲۷	کشکسرای	آذربایجان شرقی				*
۲۸	کشکویه	کرمان			*	
۲۹	کفترک	فارس			*	
۳۰	کلات	خراسان رضوی			*	
۳۱	کلات اعلم	خراسان جنوبی				*
۳۲	کلات نادری	خراسان			*	
۳۳	کلاته خیج	سمنان			*	
۳۴	کلاچای	گیلان			*	
۳۵	کلار آباد	مازندران			*	
۳۶	کلاردشت	مازندران			*	
۳۷	کلاله	گلستان			*	
۳۸	کلوانس	آذربایجان غربی				*
۳۹	کلوانق	آذربایجان شرقی			*	
۴۰	کلور	اردبیل				*
۴۱	کلیبر	آذربایجان شرقی			*	
۴۲	کلیساکندی	آذربایجان غربی				*
۴۳	کلیشادوسورجان	اصفهان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴۴	کمال شهر	تهران				*
۴۵	کمه	اصفهان			*	
۴۶	کمیجان	مرکزی		*		
۴۷	کمیجان	مرکزی		*		
۴۸	کنارتخته	فارس			*	
۴۹	کنارک	سیستان و بلوچستان			*	
۵۰	کندر	تهران				*
۵۱	کنگ	هرمزان			*	
۵۲	کنگان	بوشهر			*	
۵۳	کنگاور	کرمانشاه				*
۵۴	کوار	فارس			*	
۵۵	کوانه	کردستان				*
۵۶	کوپر	آذربایجان غربی				*
۵۷	کوره	فارس			*	
۵۸	کوزه رش	آذربایجان غربی				*
۵۹	کوشک	اصفهان		*		
۶۰	کوشک علیا	کرمان			*	
۶۱	کوشک نصرت	قم			*	
۶۲	کوچصفهان	گیلان			*	
۶۳	کولی	خراسان جنوبی				*
۶۴	کومله	گیلان			*	
۶۵	کوهبنان	کرمان				*
۶۶	کوهپایه	اصفهان		*		
۶۷	کوهدشت	لرستان		*		
۶۸	کوهرنگ	چهارمحال و بختیاری				*
۶۹	کوهسار	تهران				*
۷۰	کوهک	سیستان و بلوچستان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷۱	کهرویه	اصفهان			*	
۷۲	کهریز	آذربایجان غربی			*	
۷۳	کهریز سنگ	اصفهان		*		
۷۴	کهریزک	تهران				*
۷۵	کهک	قم			*	
۷۶	کهک	قزوین				*
۷۷	کهنوج	کرمان			*	
۷۸	کهنوش	همدان			*	
۷۹	کهنه جلگه	خراسان شمالی			*	
۸۰	کهورستان	هرمزگان			*	
۸۱	کیاسر	مازندران			*	
۸۲	کیاشهر	گیلان			*	
۸۳	کیاکلا	مازندران			*	
۸۴	کیان	چهارمحال وبختیاری			*	
۸۵	کیانشهر	کرمان				*
۸۶	کیش	هرمزگان			*	
۸۷	کیلان	تهران				*
	گ					
۱	گازران	قم			*	
۲	گالیکش	گلستان			*	
۳	گاوبندی	هرمزگان			*	
۴	گتاب	مازندران			*	
۵	گتوند	خوزستان			*	
۶	گچسر	تهران				*
۷	گراش	فارس			*	
۸	گرجی سفلی	خراسان رضوی			*	
۹	گرگان	گلستان			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۰	گرماب	خراسان جنوبی				*
۱۱	گرماب	زنجان		*		
۱۲	گرمابدر	تهران				*
۱۳	گرمخان	خراسان شمالی				*
۱۴	گرمدره	تهران				*
۱۵	گرمسار	سمنان			*	
۱۶	گرمی	اردبیل			*	
۱۷	گزنک	مازندران				*
۱۸	گشت	سیستان و بلوچستان			*	
۱۹	گشت	گیلان			*	
۲۰	گل تپه	همدان		*		
۲۱	گلباف	کرمان				*
۲۲	گلپایگان	اصفهان		*		
۲۳	گلستان	تهران				*
۲۴	گلشهر	اصفهان		*		
۲۵	گمیش تپه	گلستان			*	
۲۶	گمیشان	گلستان			*	
۲۷	گناباد	خراسان رضوی			*	
۲۸	گنبد	همدان			*	
۲۹	گنبدکاووس	گلستان			*	
۳۰	گنبدلی	خراسان رضوی			*	
۳۱	گندمان	چهارمحال و بختیاری			*	
۳۲	گنگچین	آذربایجان غربی			*	
۳۳	گواتر	سیستان و بلوچستان			*	
۳۴	گورناگان	سیستان و بلوچستان			*	
۳۵	گوگان	آذربایجان شرقی			*	
۳۶	گوگد	اصفهان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۷	گوهران	هرمزگان			*	
۳۸	گویم	فارس			*	
۳۹	گهواره	کرمانشاه			*	
۴۰	گیان	همدان				*
۴۱	گیسک	کرمان				*
۴۲	گیفان	خراسان شمالی				*
۴۳	گیلانغرب	کرمانشاه			*	
۴۴	گیلوان	زنجان				*
۴۵	گیوی	اردبیل			*	
	ل					
۱	لائین نو	خراسان رضوی			*	
۲	لار	فارس			*	
۳	لارک	هرمزگان			*	
۴	لاسجرد	سمنان			*	
۵	لالجین	همدان		*		
۶	لاله زار	کرمان			*	
۷	لالی	خوزستان			*	
۸	لامرد	فارس			*	
۹	لاوان	هرمزگان			*	
۱۰	لاهرود	اردبیل			*	
۱۱	لاهیجان	گیلان			*	
۱۲	لایان	اصفهان		*		
۱۳	لردگان	چهارمحال و بختیاری			*	
۱۴	لنجاب	کرمانشاه				*
۱۵	لنده	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۱۶	لنگرود	گیلان			*	
۱۷	لواسان	تهران				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۸	لوشان	گیلان				*
۱۹	لومار	ایلام		*		
۲۰	لوندویل	گیلان			*	
۲۱	لیقوان	آذربایجان شرقی			*	
۲۲	لیکک	کهگیلویه و بویراحمد			*	
م						
۱	مارگون	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۲	ماسال	گیلان			*	
۳	ماسور	لرستان			*	
۴	ماسوله	گیلان				*
۵	ماکو	آذربایجان غربی				*
۶	مامونیه	مرکزی			*	
۷	ماه‌نشان	زنجان			*	
۸	ماهان	کرمان				*
۹	ماهدشت	تهران				*
۱۰	ماهیدشت	کرمانشاه			*	
۱۱	مأمون	لرستان			*	
۱۲	مبارکه	اصفهان			*	
۱۳	مجن	سمنان				*
۱۴	مجیدآباد	اردبیل			*	
۱۵	محلات	مرکزی		*		
۱۶	محمدآباد مسکون	کرمان			*	
۱۷	محمد شهر	تهران				*
۱۸	محمدآباد	مازندران			*	
۱۹	محمدآباد	سیستان و بلوچستان			*	
۲۰	محمدآباد	کرمان		*		
۲۱	محمدیار	آذربایجان غربی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۲	محمدیه	قزوین				*
۲۳	محمودآباد	مازندران			*	
۲۴	محمودآباد نمونه	قزوین				*
۲۵	مرادلو	اردبیل			*	
۲۶	مراغه	آذربایجان شرقی		*		
۲۷	مراوه تپه	گلستان			*	
۲۸	مرجقل	گیلان			*	
۲۹	مردآباد	تهران				*
۳۰	مردان	اصفهان			*	
۳۱	مرزداران	خراسان رضوی			*	
۳۲	مرزن آباد	مازندران			*	
۳۳	مرک	خراسان جنوبی			*	
۳۴	مرند	آذربایجان شرقی			*	
۳۵	مرودشت	فارس			*	
۳۶	مروست	یزد			*	
۳۷	مروست	یزد			*	
۳۸	مریانج	همدان			*	
۳۹	مریوان	کردستان				*
۴۰	مس سرچشمه	کرمان			*	
۴۱	مسجدسلیمان	خوزستان			*	
۴۲	مشاء	تهران				*
۴۳	مشکات	اصفهان			*	
۴۴	مشکین دشت	تهران				*
۴۵	مشکین شهر	اردبیل			*	
۴۶	مشمپا	زنجان			*	
۴۷	مشهد	خراسان رضوی			*	
۴۸	مشهدریزه	خراسان رضوی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴۹	مصیر	اصفهان				*
۵۰	مصیری	فارس			*	
۵۱	معلم کلایه	قزوین				*
۵۲	معلمان	سمنان			*	
۵۳	معمولان	لرستان			*	
۵۴	ملااسماعیل	یزد			*	
۵۵	ملاثانی	خوزستان		*		
۵۶	ملارد	تهران				*
۵۷	ملاشیه یک	خوزستان		*		
۵۸	ملایر	همدان			*	
۵۹	ملکان	آذربایجان شرقی		*		
۶۰	ممقان	آذربایجان شرقی			*	
۶۱	منجیل	گیلان				*
۶۲	منظریه	اصفهان			*	
۶۳	منوجان	کرمان			*	
۶۴	مود	خراسان جنوبی			*	
۶۵	موسویه	خراسان جنوبی			*	
۶۶	موسیان	ایلام		*		
۶۷	مهاباد	آذربایجان غربی			*	
۶۸	مهاجران	مرکزی		*		
۶۹	مهارلو	فارس			*	
۷۰	مهدی شهر	سمنان				*
۷۱	مهر	فارس			*	
۷۲	مهران	ایلام		*		
۷۳	مهربان	آذربایجان شرقی			*	
۷۴	مهردشت	یزد			*	
۷۵	مهریز	یزد		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷۶	میامی	سمنان			*	
۷۷	میاندوآب	آذربایجان غربی		*		
۷۸	میانرود	خوزستان			*	
۷۹	میانه	آذربایجان شرقی				*
۸۰	میبد	یزد		*		
۸۱	میچ	کرمان			*	
۸۲	میرجاوه	سیستان و بلوچستان			*	
۸۳	میلاجرد	مرکزی		*		
۸۴	میمند	فارس			*	
۸۵	میمند	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۸۶	میمون دره	زنجان			*	
۸۸	میناب	هرمزگان			*	
۸۹	مینودشت	گلستان			*	
	ن					
۱	نائین	اصفهان			*	
۲	ناحیه	مازندران				*
۳	ناغان	چهارمحال و بختیاری				*
۴	ناوه	خراسان شمالی				*
۵	نای‌بند	یزد			*	
۶	نایی‌سر	کردستان			*	
۷	نجف آباد	اصفهان		*		
۸	نجف شهر	کرمان		*		
۹	نخل تقی	بوشهر			*	
۱۰	نخل ناخدا	هرمزگان			*	
۱۱	نراق	مرکزی			*	
۱۲	نرگس‌زار	فارس			*	
۱۳	نسیم شهر	تهران				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۴	نشتیفان	خراسان رضوی			*	
۱۵	نصرآباد	خراسان رضوی			*	
۱۶	نصرآباد	اصفهان		*		
۱۷	نصرت آباد	سیستان و بلوچستان			*	
۱۸	نطنز	اصفهان			*	
۱۹	نظرآباد	تهران				*
۲۰	نعیم آباد	سمنان				*
۲۱	نفت سفید	خوزستان			*	
۲۲	نقاب	خراسان رضوی			*	
۲۳	نقده	آذربایجان غربی			*	
۲۴	نقده	آذربایجان غربی			*	
۲۵	نکاء	مازندران			*	
۲۶	نگین شهر	گلستان			*	
۲۷	نلاس	آذربایجان غربی				*
۲۸	نمین	اردبیل			*	
۲۹	نوکنده	گلستان			*	
۳۰	نوبران	مرکزی			*	
۳۱	نودژ	کرمان			*	
۳۲	نوده	خراسان رضوی			*	
۳۳	نوذرآباد	مازندران			*	
۳۴	نور	مازندران			*	
۳۵	نورآباد	لرستان				*
۳۶	نورآباد ممسنی	فارس			*	
۳۷	نوسود	کرمانشاه			*	
۳۸	نوش آباد	اصفهان			*	
۳۹	نوشهر	مازندران			*	
۴۰	نوشین	آذربایجان غربی			*	

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴۱	نوکان	کرمانشاه			*	
۴۲	نهاوند	قزوین			*	
۴۳	نهاوند	همدان				*
۴۴	نهبندان	خراسان جنوبی			*	
۴۵	نهند	آذربایجان شرقی			*	
۴۶	نیارق	اردبیل			*	
۴۷	نیر	اردبیل			*	
۴۸	نیریز	فارس			*	
۴۹	نیشابور	خراسان رضوی			*	
۵۰	نیک شهر	سیستان و بلوچستان			*	
۵۱	نیکوئیه	قزوین			*	
۵۲	نیل شهر	خراسان رضوی			*	
۵۳	نیمور	مرکزی		*		
	و					
۱	واریش	تهران				*
۲	وانا	مازندران				*
۳	وحدتیه	بوشهر			*	
۴	وحیدیه	تهران				*
۵	ورامین	تهران			*	
۶	ورزقان	آذربایجان شرقی			*	
۷	ورزنه	اصفهان		*		
۸	ورنامخواست	اصفهان			*	
۹	وشنوه	قم			*	
۱۰	وندیک	خراسان جنوبی				*
۱۱	وهن‌آباد	تهران			*	
۱۲	ویره	تهران				*
۱۳	ویس	خوزستان		*		

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵						
۱	هادی‌شهر	آذربایجان شرقی			*	
۲	هاشم آباد	هرمزگان			*	
۳	هجدک	کرمان				*
۴	هجیب	قزوین				*
۵	هرات	یزد			*	
۶	هرسین	کرمانشاه			*	
۷	هرمز	هرمزگان			*	
۸	هرند	اصفهان		*		
۹	هریس	آذربایجان شرقی			*	
۱۰	هشتجین	اردبیل				*
۱۱	هشترود	آذربایجان شرقی			*	
۱۲	هشتگرد	تهران				*
۱۳	هفتگل	خوزستان			*	
۱۴	هفشجان	چهارمحال و بختیاری				*
۱۵	هل آباد	اردبیل			*	
۱۶	همدان	همدان			*	
۱۷	هندورابی	هرمزگان			*	
۱۸	هندیجان	خوزستان		*		
۱۹	هنگام	فارس			*	
۲۰	هنگام	هرمزگان			*	
۲۱	هوراند	آذربایجان شرقی			*	
۲۲	هویزه	خوزستان		*		
۲۳	هیدج	زنجان			*	
۲۴	هیر	اردبیل			*	
۲۵	هینمان	کرمان				*

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
ی						
۱	یاسوج	کهگیلویه و بویراحمد			*	
۲	یامی	آذربایجان شرقی			*	
۳	یانه سر	مازندران			*	
۴	یزد	یزد		*		
۵	یزدان شهر	کرمان			*	
۶	یکان کهریز	آذربایجان شرقی			*	

پیوست ۲

راهنمای انجام تحلیل‌های غیرخطی

۱- کلیات

تحلیل غیرخطی سازه‌ها در برابر زلزله به دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بند ۳) و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (بند ۴) قابل انجام می‌باشند. روش‌های تحلیل غیرخطی برای تخمین سازوکارها (مکانیزم‌های) خمیری موردانتظار، توزیع آسیب‌های وارده و ارزیابی عملکرد سازه قابل استفاده می‌باشند.

۱-۱ برای انجام تحلیل غیرخطی باید مدل به‌کارگرفته شده در تحلیل‌های خطی با در نظر گرفتن مقاومت اعضا و رفتار فرا ارتجاعی آنها ارتقا یابد.

۱-۲ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می‌باید بار ثقلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به مدل سازه اعمال گردد.

تبصره: ترکیب بارهای ثقلی عبارت از $1/2D+L$ و $0/9D$ می‌باشند که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گسترده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا ۵۰٪ مجاز است.

۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه

۲-۱ مشخصات غیرخطی اعضای سازه در مدلسازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری با داده‌های آزمایشگاهی و یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد.

۲-۲ رابطه نیرو-تغییرشکل اعضا را می‌توان حداقل به‌صورت دو خطی در نظر گرفت. سختی ارتجاعی در ساختمان‌های بتن‌آرمه و بنایی براساس مقاطع ترک‌خورده در نظر گرفته می‌شود. در اعضای شکل‌پذیر که انتظار می‌رود رفتار غیرخطی داشته باشند، سختی ارتجاعی در مدلسازی دو خطی، سختی سکانت تا نقطه جاری شدن محسوب می‌شود. در منحنی رفتاری اعضا می‌توان سختی بعد از جاری شدن را صفر اختیار نمود. استفاده از رابطه سه خطی نیرو-تغییرشکل که اثر سختی قبل و بعد از ترک‌خوردگی را در نظر می‌گیرد مجاز می‌باشد. استفاده از روابط داده شده در "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" (نشریه ۳۶۰) نیز مجاز است.

۲-۳ در اعضایی که در آنها زوال مقاومت انتظار می‌رود، باید این رفتار در رابطه نیرو-تغییرشکل آن اعضا در نظر گرفته شود. درصورتی‌که از روابط نشریه ۳۶۰ برای توصیف رابطه نیرو-تغییر شکل اعضا استفاده شود، شرایط این بند لحاظ‌شده تلقی می‌گردد.

۲-۴ مقاومت اعضا براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات مصالح محاسبه می‌شود. مشخصات میانگین مصالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصه مصالح (کرانه پایین) به‌دست می‌آیند.

۲-۵ در تعیین روابط نیرو-تغییرشکل برای اعضای سازه اثر نیروهای محوری ناشی از بارهای ثقلی باید در نظر گرفته شوند.

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

۳-۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی یک سازه با اعمال بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی رانشی انجام می‌شود. اثر $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود. از این روش می‌توان برای ارزیابی عملکرد سازه در تغییرمکان هدف (بند ۳-۷) ونیز محاسبه مقدار ضریب اضافه مقاومت سازه استفاده کرد.

۳-۲ از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی می‌توان استفاده نمود که در آنها اثر مودهای بالا عمده نباشد. برای تعیین این موضوع ضروری است سازه ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده ودر بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. درصورتی‌که نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگ‌تر است، این امر به معنی عمده بودن اثر مودهای بالای سازه است.

۳-۳ در این روش تأثیر زلزله باید در هر دو جهت مثبت و منفی در هر امتداد اصلی به ساختمان اعمال گردد و بحرانی‌ترین مقادیر تلاش‌ها و تغییرشکل‌های ایجادشده ملاک طراحی و کنترل اعضا قرار گیرد.

۳-۴ در مورد ساختمان‌های منظم می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد، مگر آن دسته از ساختمان‌ها که باید ضوابط بند (۳-۵) در مورد آنها رعایت شود.

۳-۵ در مورد ساختمان‌های نامنظم باید از مدل‌های سه‌بعدی در تحلیل استفاده کرد. آثار دو مؤلفه افقی زلزله نیز باید ملحوظ گردد. برای در نظر گرفتن این آثار در مورد این ساختمان‌ها و نیز آن دسته از ساختمان‌های منظم که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشد، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰ ٪ تغییرمکان در امتداد عمود برآن درنظرگرفته شود.

۳-۶ توزیع‌های بار جانبی

۳-۶-۱ حداقل دو توزیع بار جانبی به شرح زیر در تحلیل باید اعمال گردد،

الف- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند،

ب- توزیع بار یکنواخت که عبارت است از توزیعی متناسب با جرم بدون توجه به ارتفاع هر طبقه.

۳-۶-۲ بارهای جانبی باید در محل جرم‌ها در مدل اعمال گردند. در ساختمان‌های دارای دیافراگم‌های صلب این بارها می‌تواند در مرکز جرم کف‌ها اعمال شود. تأثیر خروج از مرکزیت اتفاقی نیز باید اعمال گردد.

۳-۷ منحنی ظرفیت

۳-۷-۱ منحنی ظرفیت یعنی رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییرمکانی معادل ۱۵۰٪ تغییرمکان هدف تعیین گردد.

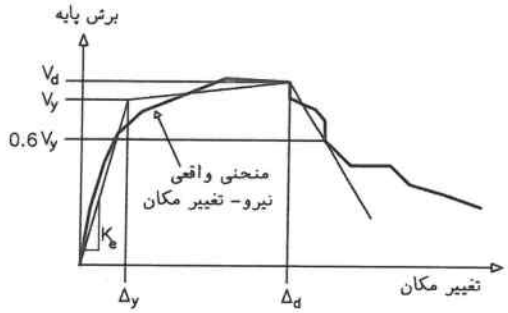
۳-۷-۲ مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل اختیار گردد. بام خرپشته را نباید به‌عنوان نقطهٔ کنترل در نظر گرفت.

۳-۷-۳ منحنی ظرفیت باید تبدیل به منحنی چندخطی گردد تا برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه V_y و تغییرمکان نظیر آن Δ_y تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر T_e استفاده شود.

۴-۷-۳ چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل (پ-۲-۱) به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر K_e رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر K_e برابر سختی سکانت محاسبه‌شده در برش پایه نظیر ۶۰٪ برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه V_y در منحنی ظرفیت است. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_y نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.

خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه (Δ_d و V_d) باشد. (Δ_d و V_d) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییرمکان هدف یا در تغییرمکان نظیر برش پایه حداکثر، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.

خط سوم نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهای شیب مثبت در منحنی ظرفیت (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به ۶۰٪ پایه جاری‌شدن مؤثر سازه نزول می‌کند، می‌گذرد.



شکل پ ۲-۱ چندخطی کردن منحنی ظرفیت

۳-۸ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان

زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، T_e با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

که در آن T_i (بر حسب ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتجاعی است، که با تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی به دست می‌آید، K_i سختی جانبی ارتجاعی سازه (شیب خط مماس بر

منحنی ظرفیت سازه در مبدأ) در جهت موردنظر و K_e سختی جانبی مؤثر سازه در جهت موردنظر می‌باشد (شکل پ-۲- ا).

۳-۹ ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی در سازه به برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک می‌باشد. در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی برابر برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه V_y فرض می‌شود. در این روش برای تعیین ضریب اضافه‌مقاومت، باید کمترین ضریب حاصل از دو توزیع بار جانبی، اختیار شود.

۳-۱۰ تغییرمکان هدف

مقدار تغییرمکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش‌های معتبر محاسبه شود. این مقدار را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان برای امتداد موردنظر، g شتاب ثقل و Sa شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است.

ضریب C_0 با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{1,i}^2}$$

که در آن w_i و $\phi_{1,i}$ به ترتیب وزن مؤثر لرزه‌ای و مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز i می‌باشند. $\phi_{1,r}$ نیز مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز نقطه کنترل می‌باشد.

ضریب C_1 از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + [R_d - 1]\frac{T_s}{T_e}\right]}{R_d}$$

در این رابطه T_s پارامتر نوع زمین است که از جدول (۲-۳) در فصل ۲ این استاندارد به‌دست می‌آید و R_d نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y / W}$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e و W وزن مؤثر لرزه‌ای است. مقدار شتاب طیفی برای زلزله طرح برابر ABI برطبق فصل ۲ این استاندارد است.

۳-۱۱ اثر پیچش

در مورد ساختمان‌های «انعطاف‌پذیر پیچشی» که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توانند موجب تخمین کمتر از واقع تغییرمکان‌ها در سمت سخت (مقاوم) ساختمان گردند. در مورد چنین ساختمان‌هایی تغییرمکان‌های سمت سخت (مقاوم) آنها باید در مقایسه با ساختمان‌های متعادل پیچشی افزایش یابد. درصورتی‌که از ضریب بزرگنمایی برای تغییرمکان‌های سمت سخت (مقاوم) استفاده گردد، شرایط مورد نظر این بند را می‌توان اقناع‌شده فرض نمود. این ضریب بزرگنمایی می‌تواند از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان به‌دست آید.

۳-۱۲ معیارهای پذیرش

۳-۱۲-۱ طراحی سازه باید به‌نحوی انجام شده باشد که مقاومت سازه در نقطه رسیدن به تغییرمکانی معادل ۱۲۵ درصد تغییرمکان هدف، کمتر از برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه V_y نباشد.

۳-۱۲-۲ حداکثر تغییرمکان نسبی سازه در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ۱۲۰٪ مقادیر مجاز معرفی شده در بند (۲-۵-۳) این استاندارد باشد.

۳-۱۲-۳ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه‌مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی در تغییرمکان هدف را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. درصورتی‌که این تلاش‌ها از

ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

۳-۱۲-۴ ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد نباید بیشتر ازهر یک از مقادیر زیر باشد: الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد، و ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد کافیست شرط (ب) برآورده شود. به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی نیز برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

۳-۱۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه‌مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

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

ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل.

۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

۴-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی سازه که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است، انجام می‌شود. مدل مذکور عمدتاً باید با توجه به ضوابط بندهای ۱و ۲ پیوست حاضر تهیه شده باشد. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. استفاده از فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظر فیت باربری پی با توجه به ویژگی‌های خاک و درنظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه نیز مجاز است.

۴-۲ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به

مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت‌شده که دارای ویژگی‌های مذکور در بند (۲-۵-۳-۱) این استاندارد باشند، انتخاب گردند. در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده باید به روش مذکور در بند (۲-۵-۳-۲) این استاندارد به مقیاس درآورده شوند. لیکن در این محاسبات، طیف طرح باید طیف طرح استاندارد تعریف شده در بند (۲-۴-۱-۲) بدون اعمال عکس ضریب رفتار ($1/R_u$) در نظر گرفته شود.

۴-۳ ترکیب اثر زلزله با بارهای ثقلی

در این تحلیل، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. ضمناً لازم است در هنگام اثر زلزله بارهای ثقلی نیز مطابق بند ۱ این پیوست به مدل سازه اعمال شود. اثر $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود.

تبصره: در مورد ساختمان‌های منظمی که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف نباشند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد. در این حالت شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده باید شرایط مذکور در بند (۴-۲) را دارا باشند، لیکن در مقیاس نمودن آنها دیگر نیازی به تهیه طیف جذر مجموع مربعات زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید با مقایسه طیف پاسخ آنها با طیف طرح مقیاس شوند.

۴-۴ پارامترهای بازتاب سازه

در تحلیل تاریخچه زمانی بازتاب نهایی سازه شامل تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، تغییر شکل اعضا و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در هر لحظه برابر با حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه می‌باشد.

در این روش تحلیل، در صورت استفاده از حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت می‌توان مقدار متوسط بازتاب‌های به‌دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

۴-۴-۱ مقاومت اعضا

در این روش کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از

تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. درصورتی‌که این تلاش‌ها از ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

۴-۴-۲ تغییر شکل اعضا

ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدلهای مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد، نباید بیشتر ازهر یک از مقادیر زیر باشد: الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد، و ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد، کافیست شرط (ب) برآورده شود. به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

۴-۴-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات حاصل از تحلیل غیر خطی نباید از ۱۲۰٪ مقدار مجاز معرفی شده در بند (۲-۵-۳) این استاندارد تجاوز نماید.

۴-۵ سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

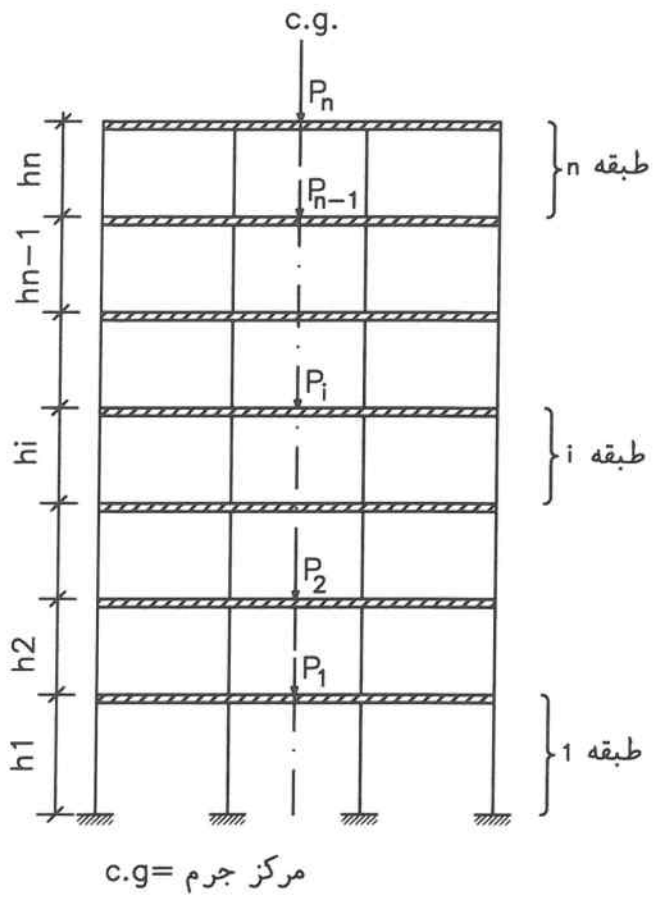
الف- شتابنگاشت‌های به‌کار گرفته شده در تحلیل،

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

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

پیوست ۳

اثر P–Δ

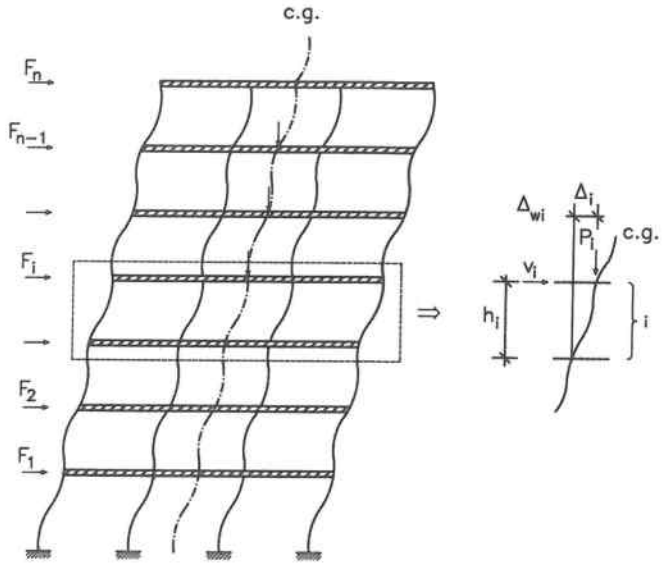


شکل پ۳-۱ سازه چند طبقه تحت اثر بارهای قائم

۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم

اثر P-Δ در هر طبقه به دلیل برون‌محوری بارهای ثقلی طبقات بالای طبقه i (طبقه مورد نظر) که نیروی P_i (یا P) نامیده می‌شود، ایجاد می‌گردند. درصورتی‌که تغییر مکان جانبی طبقه i در اثر نیروهای جانبی زلزله، Δ باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه، لنگری که مقدار آن برابر با حاصلضرب P و Δ است، اضافه می‌گردد. شکل (پ-۳-۱) حالت تغییرشکل نیافته یک ساختمان n طبقه و شکل (پ-۳-۲) حالت تغییر شکل‌یافته همان ساختمان در اثر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. در این پیوست اثر P-Δ در یک ساختمان

متقارن بررسی می‌شود، هر چند تعمیم همین بحث می‌تواند ساختمان‌های غیر متقارن (همراه با پیچش) را نیز دربرگیرد.



شکل پ-۳-۲ تغییر شکل‌های جانبی در اثر وارد شدن نیروهای جانبی

M_i= لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه i

Δ_{wi} = تغییر مکان نسبی اولیه طبقه i

V_i= مجموع نیروی برش وارد در طبقه i

P_i = مجموع بارهای مرده و زنده مربوط در طبقات i تا n

h_i= ارتفاع طبقه i

c.g.= مرکز جرم

لنگر ثانویه وارد به طبقه i بر اثر پدیدهٔ P-Δ برابر است با:

$$\Delta M_i = P_i \Delta_{wi} \qquad (۱)$$

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

$$M_i = V_i h_i \qquad (۲)$$

برش اضافه در حالت رفتار ارتجاعی طبقه بر اثرPΔ در طبقه i برابر است با:

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{p_i \Delta_{wi}}{h_i} \qquad (۳)$$

نسبت ΔM_i ایجاد شده بر اثر P-Δ به لنگر اولیه بر اثر برش، M_i، شاخص پایداری طبقه نامیده شده و با علامت θ_i نشان داده می‌شود:

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = (\frac{p\Delta_w}{Vh})_i \qquad (۴)$$

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

$$\theta_{max} = \frac{۰/۶۵}{C_d} \leq ۰/۲۵ \qquad (۵)$$

درصورتی‌که مقدار شاخص پایداری طبقه کمتر از ۱۰ درصد باشد، اثر P-Δ در طبقه مورد نظر قابل اهمیت نیست.

درصورتی‌که $۰/۱<\theta_i<\theta_{max}$ باشد باید نیروها و تلاش‌های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد.

۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه

مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta_{wi} = M_i\,(1+\theta_i) \qquad (۶)$$

از طرف دیگر لنگر اضافی ΔM_i خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه i می‌نماید که این تغییر مکان نیز به‌نوبه خود اثر P-Δ و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌نماید. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i\,(1+\theta_i+\theta_i^2+\theta_i^3\ldots) \qquad (۷)$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز برابر با $\frac{۱}{۱-\theta_i}$ است و خواهیم داشت:

$$M_{ip\Delta} = M_i(\frac{1}{1-\theta_i}) \quad (۸)$$

در سازه‌های تحت اثر زلزله، به‌دلیل رفتار غیر ارتجاعی سازه، تغییر مکان طبقات که از محاسبات ارتجاعی سازه در برابر بارهای جانبی زلزله مطابق ضوابط بندهای (۳-۳) و (۳-۴) آیین‌نامه به‌دست می‌آید، نمایانگر تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی طبقه در یک زلزله شدید نیست. تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی در این آیین‌نامه از رابطه (۹- ب) برآورد می‌شود:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1-\theta_i} \quad (۹\text{- الف})$$

$$\Delta_{Mi} = C_d \Delta_{eui} \quad (۹\text{- ب})$$

بنابراین برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقات، تغییر مکان به‌دست‌آمده از رابطه (۹-ب) با مقادیر مجاز، بند (۳-۶-۳) آیین‌نامه مقایسه می‌گردد.

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

$$V_{ip\Delta} = V_i(\frac{۱}{۱-\theta_i}) \quad (۱۰)$$

۳- روش استفاده از برنامه‌های کامپیوتری

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

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

پیوست ۴

دیافراگم‌ها

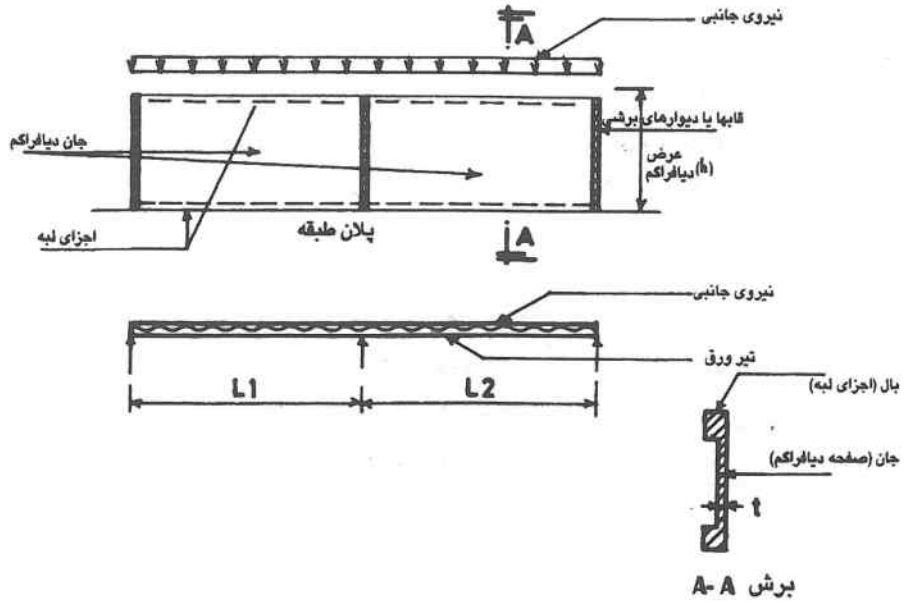
۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم»گفته می‌شود. در ساختمان‌های متعارف دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی و یا با شیب کم) می‌باشند. در چنین ساختمان‌هایی دیافراگم‌ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم‌زمان بر عهده دارند. در ساختمان‌های صنعتی به‌طور کلی بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب‌ها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می‌گردند.

برای سهولت دیافراگم را می‌توان مشابه یک تیر ورق تصور نمود که بر روی تکیه‌گاه‌هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می‌باشند (قاب‌ها و دیوارهای برشی) واقع شده است (شکل پ-۴-۱).

جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بال‌های آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می‌شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم‌ها (h) به دهانه آنها (L_1 یا L_2) معمولاً این اجزا به‌عنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر تیغه باید علاوه بر اثرهای تغییر شکل‌های خمشی، اثرهای تغییر شکل‌های برشی نیز منظور گردد.

دیافراگم‌ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلبیت مناسب همراه با مقاومت کافی بوده و طوری با سایر قطعات سازه درگیر شده باشند که سازه و دیافراگم هنگام زلزله یکپارچه باقی بمانند.



شکل پ-۴-۱ نمونه‌ای از دیافراگم

۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

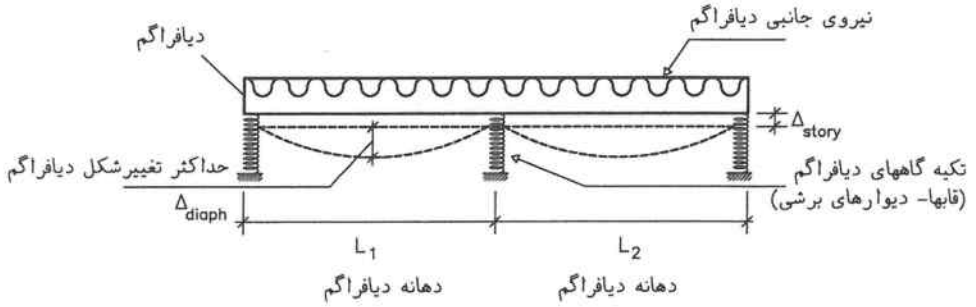
دیافراگم‌ها ممکن است از کف‌های ساخته‌شده از بتن‌آرمه درجا ریخته‌شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن‌آرمه مناسب رویه)، ورق‌های ساده یا موجدار فلزی، ورق‌های موجدار فلزی با بتن‌آرمه رویه به‌صورت مرکب، کف‌های چوبی، کف‌های ساخته‌شده از قطعات بتن پیش‌ساخته همراه با بتن رویه، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش‌ساخته با اتصالات خشک و یا تر با یکدیگر و بدون بتن رویه، طاق‌های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند.

همچنین دیافراگم‌ها می‌توانند شامل مهاربندی‌های افقی که از اجزای فولادی و یا بتنی ساخته شده‌اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط استفاده می‌گردد.

۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند

تکیه‌گاه‌های دیافراگم (تیر ورق) عمل می‌نمایند. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها (تلاش‌ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه‌بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در وقت در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به‌هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می‌باشند، مطلوب‌تر است از روش‌های ساده‌شده استفاده شود. شکل (پ-۴-۲) وضعیت تغییر مکان و تغییر شکل کلی تیر تیغه (دیافراگم) و تکیه‌گاه‌های آن (قاب‌ها و دیوارهای برشی) را نشان می‌دهد.



شکل پ-۴-۲

بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم‌ها با توجه به نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ به سه دسته نرم، نیمه‌صلب وصلب تقسیم می‌شوند.

Δ_{story} = تغییر مکان نسبی

Δ_{diaph} = حداکثر تغییر شکل دیافراگم

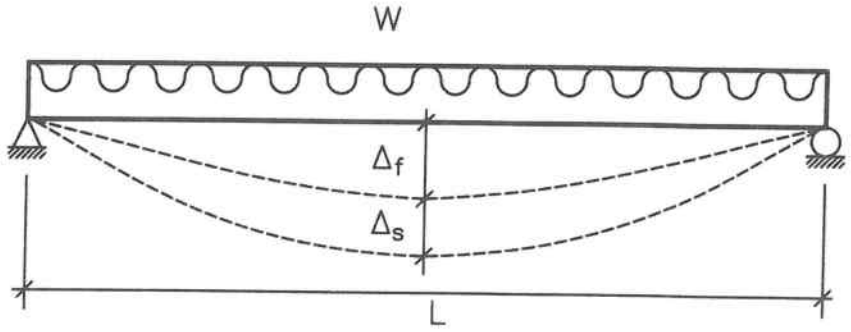
۴- تغییر شکل دیافراگم‌ها

با توجه به اینکه متداول‌ترین نوع دیافراگم در ایران دیافراگم‌های بتن‌آرمه هستند، در ادامه، روش تعیین صلبیت این‌گونه دیافراگم‌ها مورد بحث قرار می‌گیرد.

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، تغییر شکل کلی هر دیافراگم (Δ_{story}) تحت اثر بارهای جانبی وارد بر آن از دو قسمت تغییر شکل خمشی (Δ_f) و تغییر شکل برشی (Δ_s) تشکیل می‌گردد.

$$\Delta_{story} = \Delta_f + \Delta_s$$

در تیرهای معمولی (غیر تیغه) مقدار تغییر شکل‌های برشی جزئی بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود، لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل‌های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل‌های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلاً در تیرساده شکل (پ-۴-۳) مقدار حداکثر Δ_f را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:



شکل پ-۴-۳

$$\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$$

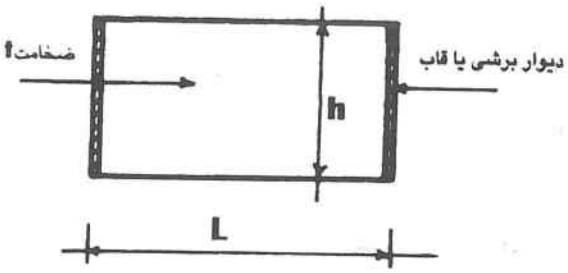
w = بار گسترده یکنواخت

E= مدول ارتجاعی ماده

I= گشتاور ماند مقطع

در دیافراگم‌های با ضخامت ثابت برای محاسبه I معمولاً کل مقطع دیافراگم منظور می‌گردد. مثلاً در شکل (پ-۴-۴) مقدار I برابر است با:

$$I = \frac{th^3}{12}$$



شکل پ-۴-۴

تغییر شکل برشی دیافراگم‌ها (Δ_s) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود، از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L^2}{8AG}$$

α: ضریب فرم

A: سطح مقطع کل دیافراگم

G: مدول برشی بتن

w: بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق G برابر با ۰/۴ مقدار مدول ارتجاعی بتن بر اساس آیین‌نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب α ضریبی است که برای دال‌های بتنی برابر با ۱/۵۰ منظور می‌شود.
در سایر انواع دیافراگم‌ها مانند دیافراگم‌های ساخته‌شده از ورق‌های موجدار با بتن رویه یا دیافراگم‌های چوبی، هر چند اصول محاسبات تغییر شکل دیافراگم مطابق روش فوق است، لیکن باید بر اساس اصول مکانیک جامدات و مقاومت مصالح و رعایت شرایط سازگاری، محاسبات تغییر شکل دیافراگم انجام شود.

۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم‌ها

در تحلیل دیافراگم‌های چند دهانه برای تعیین نوع دیافراگم از نظر صلبیت، راه حل محافظه‌کارانه، منظور نمودن کل دیافراگم به صورت چند دهانه ساده می‌باشد. بررسی اجمالی یک دیافراگم، بحرانی‌ترین دهانه‌های آن را به وضوح مشخص می نماید. کنترل

صلبیت دیافراگم می‌تواند فقط برای دهانه‌های بحرانی دیافراگم‌های صلب و بر اساس بارگذاری مطابق بند (۳-۳-۶) انجام شود. در صورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و عدم صلبیت آن در یک دهانه ممکن است نیاز به تحلیل جامع کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد.

از طرف دیگر، در صورتی که کل سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل شده باشد، می‌توان مجموع دیافراگم را به صورت یک تیر ممتد چند دهانه بر روی تکیه‌گاه‌های صلب و با منظور نمودن سختی‌های خمشی (گشتاور ماند) متفاوت و سطوح مقطع برشی مؤثر متفاوت در دهانه‌های مختلف و قسمت‌های مختلف هر دو دهانه تحلیل نمود. بر این اساس تغییر مکان‌های حداکثر دهانه‌های مختلف را با تغییر مکان‌های مجاز هر طبقه مقایسه نموده و صلبیت دیافراگم را تأیید نمود. کنترل تغییر شکل‌های هر دیافراگم باید در امتداد هر دو محور اصلی دیافراگم انجام گیرد.

از طرف دیگر برای تعیین تلاش‌های داخلی هر دیافراگم بعد از تعیین میزان صلبیت آن باید نیروهای طراحی مطابق بند (۳-۸-۳) آیین‌نامه ملاک عمل قرار گیرد. توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم بار بر جانبی) با رعایت بند (۳-۳-۷-۱) آیین‌نامه صورت می‌گیرد. در صورت صلبیت دیافراگم، این توزیع به نسبت سختی جانبی هر کدام از تکیه‌گاه‌ها (دیوار برشی، قاب، مهاربند و ...) انجام می‌شود. برای تعیین نسبت سختی جانبی عناصر قائم می‌توان تغییر مکان واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرده و در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باشند از نسبت نیروهای برشی ایجاد شده در عناصر قائم بار بر جانبی آن طبقه استفاده کرد.

۶- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها

ضخامت حداقل دیافراگم‌های بتنی و یا بتن رویه دیافراگم‌های ساخته‌شده از ورق و یا قطعات پیش‌ساخته نباید از ۵ سانتی‌متر کمتر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش‌های داخلی دیافراگم و ضوابط آیین‌نامه بتن ایران انجام گردد. این کنترل به‌خصوص باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن دیافراگم می‌توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. به‌طور کلی توصیه می‌گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم‌ها به حداقل ممکن

محدود گردد. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه‌ای یا غیرسازه‌ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل دیافراگم در محل اتصال باشند.

همچنین اتصالات دیافراگم با دیوارهای برشی و یا قاب‌های خمشی باید به نحوی طراحی شوند که کل نیروهای وارده را تحمل نمایند.

کلیه نیروها و تلاش‌هایی که برای طراحی دیافراگم‌ها به‌کار می‌روند باید بر اساس نحوه بارگذاری مطابق بند (۳-۸) آیین‌نامه محاسبه شده باشند.

نیروی جانبی که باید برای طراحی دیافراگم منظور شود، شامل نیروی اینرسی ایجاد شده در اثر وزن خود دیافراگم و همچنین وزن قطعات سازه‌ای و غیرسازه‌ای متصل به آن می‌باشد. علاوه بر آن دیافراگم‌ها باید نیروهای جانبی سازه‌های باربر جانبی را که در محل دیافراگم جابجا یا قطع شده‌اند تحمل نمایند.

پیوست ۵

اندرکنش خاک و سازه

مقدمه

اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه می‌تواند بر نیروهای وارد بر سازه و عملکرد سازه‌ای آن مؤثر باشد. درصورتی‌که سازه دارای پی گسترده یا عمیق بوده و در عمقی از سطح زمین قرار گیرد و ابعاد ساختمان و پی آن به حدی باشد که انتشار و بازگشت موج زلزله از بدنه سازه به داخل خاک، با توجه به سختی نسبی سازه و خاک پی امکان‌پذیر باشد، می‌توان با استفاده از روش‌های مناسب، اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه را در نظر گرفت. در غیر این‌صورت و در ساختمان‌های معمولی و با ابعاد متداول که عمق زیرزمین آنها نیز از دو طبقه تجاوز نمی‌نماید، لزومی به در نظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه نیست. یادآوری می‌شود که در تحلیل‌های معمول سازه‌ای به هنگام اعمال زلزله به دلیل تناوبی بودن نیروی زلزله ممکن است در لحظات کوتاهی بخش سازه‌ای پی از خاک زیر آن جدا شود و مجدداً به خاک متکی گردد. چنین جدایی مادامی که مقدار آن کم بوده و موجب ناپایداری کل سازه بر اثر واژگونی و یا ناپایداری ژئوتکنیکی لرزه‌ای پی (نظیر روانگرایی و یا نشست غیرمجاز) نگردد، بلامانع است و نیازی به استفاده از تمهیداتی نظیر پی عمیق برای اتصال دائم خاک و بخش سازه‌ای پی در حین بارگذاری زلزله نمی‌باشد.

۱- کلیات

چنانچه در نظر باشد اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه لحاظ شود، پیوست حاضر می‌تواند به عنوان یک روش قابل قبول مورد استفاده قرارگیرد تا نیروهای ناشی از زلزله و تغییرشکل‌های ایجاد شده در سازه محاسبه شود. روش حاضر زمانی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد که در هنگام مدلسازی و تحلیل سازه از فرض تکیه‌گاه ثابت استفاده شده باشد و سازه بر روی زمین‌های نوع I، II یا III قرار گرفته باشد. به عبارت دیگر، چنانچه در مدلسازی سازه اثر انعطاف‌پذیری پی صریحاً و با استفاده از روش‌های معتبر مکانیک خاک لحاظ شده باشد، استفاده از روش حاضر مجاز نیست.

۲- روش تحلیل استاتیکی معادل

۲-۱ نیروی برشی پایه

نیروی برشی پایه، V_u، محاسبه‌شده بر طبق بند (۳-۳-۱) آیین‌نامه در این روش تحلیل می‌تواند بر طبق رابطه زیر کاهش یابد و برابر V_{eu} اختیار گردد.

$$V_{eu} = V_u - \Delta V_u \qquad (۱)$$

در این رابطه مقدار کاهش نیروی برشی (ΔV) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta V_u = \left[C - \overline{C}\left(\frac{0.05}{\beta_e}\right)^{0.4} \right] \overline{W} \le 0.15 V_u \qquad (۲)$$

در رابطه فوق:

C= ضریب زلزله است که با استفاده از رابطه (۳-۲) آیین‌نامه و با فرض زمان تناوب T در حالت سازه دارای تکیه‌گاه ثابت محاسبه می‌شود.

$\overline{C}$ = ضریب زلزله که با استفاده از رابطه (۳-۲) این استاندارد و با فرض زمان تناوب مؤثر T_e محاسبه می‌شود. T_e برطبق ضوابط بند (۲-۲) این پیوست محاسبه می‌شود.

β_e = در صد میرایی بحرانی مؤثر برای سیستم سازه و پی که برطبق ضوابط بند (۲-۳) این پیوست محاسبه می‌شود.

$\overline{W}$ = وزن مؤثر لرزه‌ای در محاسبات اندرکنش که برابر W ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود. در مورد سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم متمرکز در یک تراز هستند، $\overline{W}$ برابر W می‌باشد.

۲-۲ زمان تناوب مؤثر سازه

زمان تناوب اصلی مؤثر سازه با در نظر گرفتن اثر انرکنش خاک و سازه، T_e، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T_e = T\sqrt{1 + \frac{\overline{K}}{K_y}\left(1 + \frac{K_y \overline{h}^2}{K_\theta}\right)} \qquad (۳)$$

در این رابطه :

T= زمان تناوب اصلی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت است که بر اساس بند (۳-۳-۶) آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

$\overline{K}$ = سختی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت که از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\overline{K} = 4\pi^2\left(\frac{\overline{W}}{gT^2}\right) \qquad (۴)$$

$\bar{h}$ =ارتفاع مؤثر سازه که برابر۰/۷ ارتفاع کل سازه در نظر گرفته می‌شود. در خصوص سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم متمرکز در یک تراز هستند، ارتفاع مؤثر برابر ارتفاع سازه در آن تراز می‌باشد.

K_θ= سختی حرکت گهواره‌ای پی

K_y= سختی حرکت جانبی پی

g= شتاب ثقل

سختی‌های حرکت جانبی و گهواره‌ای پی K_y و K_θ می‌باید بر اساس اصول مهندسی پی و با در نظر گرفتن مشخصات خاک سازگار با سطح کرنش تحت اثر زلزله طراحی محاسبه شود.

در حالتی که سازه بر روی پی سطحی گسترده در نزدیکی سطح زمین قرارگرفته باشد و یا در عمقی مدفون باشد که تماس دیوار های جانبی با خاک در هنگام زلزله طرح را نتوان مؤثر در نظر گرفت، به جای استفاده از رابطه ۳ می‌توان زمان تناوب را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$T_e = T\sqrt{1+\frac{25\alpha r_a \bar{h}}{V_s^{\,2}T^2}\left(1+\frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^{\,3}}\right)} \qquad (۵)$$

در این رابطه:

α = شاخص نسبت جرم سازه به خاک است که از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\alpha = \frac{\overline{W}}{\gamma A_0 \bar{h}}$$

γ = متوسط وزن مخصوص خاک

r_a و r_m= ابعاد مشخصه پی که به ترتیب زیر تعریف می‌شود:

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$

A_0= مساحت باربر پی

I_0= ممان اینرسی سطح باربر پی حول محور افقی است که از مرکز سطح پی عبور کند و عمود بر امتدادی باشد که سازه در دست تحلیل است.

V_s= سرعت موج برشی در خاک سازگار با سطح کرنش تحت اثر زلزله طراحی

α_θ = ضریب اصلاح سختی دینامیکی پی برای حرکت گهواره‌ای که از جدول (پ-۵-۱) به‌دست می‌آید.

جدول پ-۵-۱

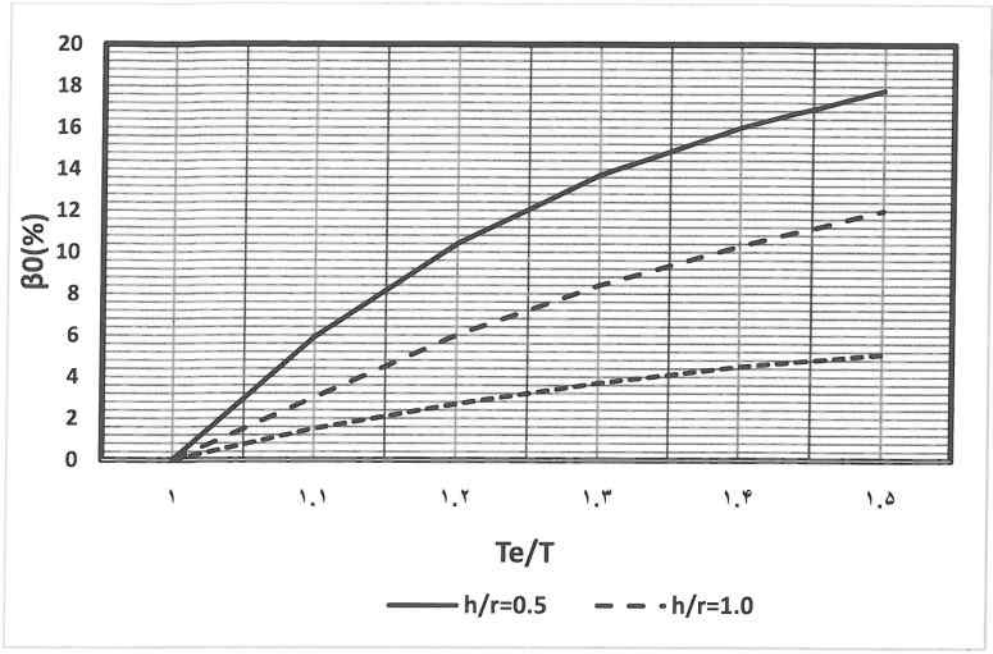
نسبت r_m/V_sT	نسبت α_θ
< 0.05	۱/۰
۰/۱۵	۰/۸۵
۰/۳۵	۰/۷
۰/۵	۰/۶

۲-۳ میرایی مؤثر

میرایی مؤثر سیستم سازه -پی از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\beta_e = \beta_0 + \frac{0.05}{(\frac{T_e}{T})^3} \qquad (۶)$$

در این رابطه β_0 نسبت میرایی پی است که از شکل (پ-۵-۱) به‌دست می‌آید:



شکل پ-۵-۱ نسبت میرایی پی

در شکل (پ-۵-۱) r بعد مشخصه پی است که در حالتی که $\frac{\bar{h}}{L_0} \leq 0.5$ باشد، برابر r_a و در حالتی که $\frac{\bar{h}}{L_0} \geq 1.0$ باشد، برابر r_m می‌باشد (L_0 طول شالوده در امتدادی است که سازه مورد تحلیل قرار می گیرد). برای مقادیر $\frac{\bar{h}}{L_0}$ بین ۰/۵ و یک، r از طریق درون‌یابی‌خطی به‌دست می‌آید).

در حالتی که $\frac{\bar{h}}{r} \prec 0.5$ باشد، β_0 برابر با مقادیر متناظر با همین نسبت ابعادی و در حالتی که $\frac{\bar{h}}{r} \succ 2.0$ باشد، β_0 برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود.

استثنا: در مورد سازه‌هایی که بر روی پی‌های شمعی نقطه‌ای قرار گرفته‌اند یا آنها که خاک زیر شالوده متشکل از یک لایه خاک نرم است که بر روی یک خاک بسیار سخت‌تر قرارگرفته‌اند، به‌طوری‌که یک تغییر سختی ناگهانی در خاک وجود دارد، در حالتی که

$\frac{4D_s}{V_sT_e} \prec 1$ باشد، در رابطه ۴ باید به جای β_0 از پارامتر β_0' که از رابطه زیر به‌دست می‌آید، استفاده شود (D_S ضخامت لایه خاک نرم است).

$$\beta_0' = (\frac{4D_s}{V_sT_e})^2 \beta_0$$

در هر حال مقدار محاسبه‌شده β_e نباید از ۰/۰۵ کمتر و از ۰/۲ بیشتر در نظر گرفته شود.

۲-۴ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نیروی برشی کاهش‌یافته با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه، باید به صورت مشابه با سازه با تکیه‌گاه ثابت و با استفاده از رابطه (۳-۶) این استاندارد در ارتفاع ساختمان توزیع شود.

۲-۵ سایر اثرهای اندرکنش خاک و سازه

مقادیر نیروی برشی، لنگر واژگونی و اثر پیچش حول محور قائم ساختمان بر اساس نیروی برشی کاهش‌یافته که دراین بخش ارائه شدند، مانند ساختمان‌های دارای تکیه‌گاه ثابت، محاسبه می‌شوند.

تغییرمکان جانبی ساختمان درترازهای مختلف، با توجه به اثر اندرکنش خاک و سازه، باید از رابطه زیر محاسبه شود.

$$\overline{\delta}_x = \frac{V_{eu}}{V_u}\left[\frac{M_{0u}h_x}{K\theta} + \delta_x\right] \qquad (۷)$$

در این رابطه:

M_{0u}= لنگر واژگونی در پایه ساختمان در حالت تکیه‌گاه ثابت

h_x= ارتفاع تراز مورد نظر از تراز پایه

δ_x = تغییر مکان جانبی ساختمان که با اعمال نیروی برشی کاهش نیافته در حالت تکیه‌گاه ثابت به‌دست آمده است.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (بند ۳-۵ این استاندارد) و اثر $p-\Delta$ باید با توجه به تغییر مکان جانبی اصلاح‌شده به روش فوق انجام شود.

۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی

برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک سازه در تحلیل دینامیکی طیفی در هریک از امتدادهای اصلی افقی ساختمان موارد زیر باید رعایت شود.

۳-۱ مقادیر نیروی برشی پایه مودی

مقدار نیروی برشی پایه مود اول می‌تواند بر طبق رابطه (۸) کاهش یابد.

$$V_{e1} = V_{1u} - \Delta V_{1u} \qquad (۸)$$

مقدار ΔV_{1u} از رابطه (۲) با درنظر گرفتن وزن مؤثر لرزه‌ای مود اول، $\overline{W}_1$ به جای $\overline{W}$ به‌دست می‌آید. برای استفاده از رابطه‌های (۲) و (۳)، زمان تناوب مود اول سازه در همان امتداد اصلی افقی T_1 ملاک عمل بوده و در محاسبه ارتفاع مؤثر $\bar{h}$ از رابطه (۹) استفاده می‌شود:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \varphi_{i1} h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \varphi_{i1}} \qquad (۹)$$

در این رابطه :

W_i = وزن طبقه i

h_i= ارتفاع تراز i از تراز پایه

φ_{i1}= دامنه تغییر مکان جانبی تراز i در ارتعاش در مود اول که از درایه مربوطه در بردار شکل مود اول به دست می‌آید.

n= تعداد طبقات

برای محاسبه نسبت میرایی مؤثر و ضریب α نیز باید از مقادیر فوق‌الذکر $\overline{W}$ و $\bar{h}$ و T استفاده شود.

کاهش در مقادیر نیروی برشی پایه سایر مودهای ارتعاشی سازه مجاز نبوده و حداکثر مقدار کاهش نیروی برشی مود اول ΔV_1 نیز برابرV_1 ۰/۱۵ می‌باشد.

۳-۲ سایر اثرهای مودی

مقادیر نیروی جانبی، نیروی برشی و لنگر واژگونی در طبقات مختلف بر اساس مقدار کاهش‌یافته نیروی برشی پایه در مود اول و به صورت مشابه با ساختمان‌های دارای تکیه‌گاه ثابت محاسبه می‌شود. در مودهای دیگر ارتعاشی، کاهش اعمال نمی‌شود.

تغییر مکان جانبی ساختمان نیز در مود اول با توجه به اثر اندرکنش خاک وسازه از طریق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\overline{\delta}x_1 = \frac{V_{e1u}}{V_{1u}}\left[\frac{M_{01u}h_x}{K_\theta} + \delta_{x1}\right] \qquad (۱۰)$$

پارامترهای رابطه (۱۰) مشابه رابطه (۷) و با در نظر گرفتن پارامترهای متناظر با مود اول محاسبه می‌شود.

۳-۳ مقادیر مورد استفاده در طراحی

مقادیر نیروی برشی، لنگر، تغییر مکان جانبی و تغییر مکان جانبی نسبی مورد استفاده در طراحی باید با استفاده از ترکیب مناسب جذر مجموع مربعات یا ترکیب مربعات کامل پاسخ‌های مودهای مختلف محاسبه شود.