



تفسیر استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش چهارم)

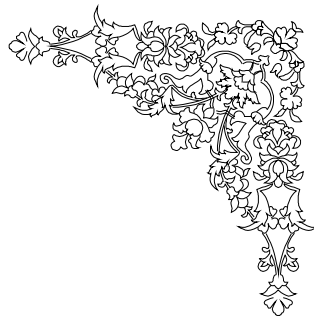
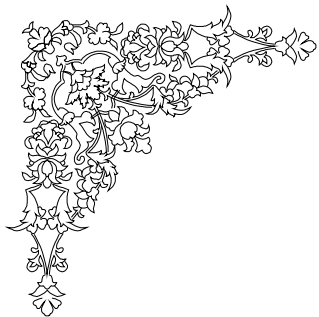
جلد اول

مبانی و مفاهیم

محمدرضا تابش پور

(عضو هیأت علمی دانشگاه صنعتی شریف)

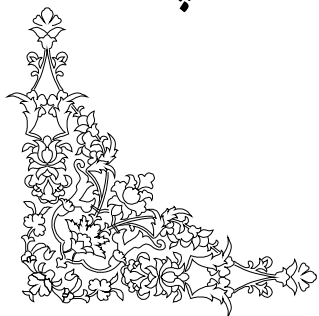




تقدیم به:

جان باحثان زلزله‌های ایران

محمد رضا تابش‌پور



فهرست مطالب

فصل ۱ کلیات و تعاریف ۱

۱.۱	لرزه‌شناسی (Seismology) ۳
۲.۱	تکتونیک (زمین ساخت) صفحه‌ای (Plate Techtonics) ۳
۳.۱	تئوری بازگشت ارتجاعی (Elastic Rebound Theory) ۵
۴.۱	امواج لرزه‌ای ۶
۵.۱	انتشار امواج ۸
۶.۱	بزرگای محلی ریشتر ۸
۷.۱	زلزله نزدیک گسل (Nearfield Earthquake) ۸
۸.۱	اثر جهت‌گیری (Directivity Effect) ۸
۹.۱	گام جهشی تغییر مکان (Fling Step) ۹
۱۰.۱	پارامترهای اساسی در مهندسی زلزله ۱۰
۱۱.۱	موضوع مهندسی زلزله ۱۲
۱۲.۱	موضوع طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله ۱۲
۱۳.۱	پریود سازه (Structural Period) ۱۲
۱۴.۱	پریود خاک (Soil Period) ۱۲
۱۵.۱	طیف بازتاب (Response Spectrom) ۱۲
۱۶.۱	اثر $P - \Delta$ ۱۳
۱۷.۱	اتصال خورجینی ۱۳
۱۸.۱	بناهای ضروری (Essential Facilities) ۱۳
۱۹.۱	برش طبقه (Story Shear) ۱۴
۲۰.۱	برش پایه (Base Shear) ۱۴
۲۱.۱	تراز پایه (Base) ۱۴
۲۲.۱	تغییر مکان نسبی طبقه (Story Drift) ۱۵
۲۳.۱	نسبت تغییر مکان طبقه (STORY DRIFT RATIO) ۱۵

دیافراگم (Diaphragm) ۱۵	۲۴.۱
دیافراگم صلب (Rigid Diaphragm) ۱۷	۲۵.۱
دیافراگم نیمه صلب (Semi-Rigid Diaphragm) ۱۷	۲۶.۱
دیافراگم انعطاف پذیر (Flexible Diaphragm) ۱۸	۲۷.۱
جمع کننده (Collector) ۱۸	۲۸.۱
مرکز سختی (Center of Rigidity) ۲۵	۲۹.۱
دیوار برشی (Shear Wall) ۲۵	۳۰.۱
روانگرایی (Liquefaction) ۲۶	۳۱.۱
طبقه (STORY) ۲۷	۳۲.۱
سختی طبقه ۲۷	۳۳.۱
حد مقاومت (STRENGTH LIMIT) ۲۷	۳۴.۱
حد تنش مجاز (ALLOWABLE STRESS LIMIT) ۲۷	۳۵.۱
مقاومت جانبی (LATERAL STRENGTH) ۲۷	۳۶.۱
مقاومت جانبی طبقه (STORY LATERAL STRENGTH) ۲۷	۳۷.۱
طبقه نرم (Soft Story) ۲۸	۳۸.۱
طبقه خیلی نرم (EXTREME SOFT STORY) ۲۸	۳۹.۱
طبقه ضعیف (Weak Story) ۲۸	۴۰.۱
طبقه خیلی ضعیف (EXTREME WEAK STORY) ۲۹	۴۱.۱
سیستم باربر جانبی (LATERAL FORCE RESISTING SYSTEM) ۲۹	۴۲.۱
سیستم دیوارهای باربر (BEARING WALL SYSTEM) ۲۹	۴۳.۱
سیستم قاب ساختمانی ساده (BUILDING FRAME SYSTEM) ۳۰	۴۴.۱
سیستم دوگانه یا ترکیبی (DUAL SYSTEM) ۳۰	۴۵.۱
سیستم مهاربندی افقی (HORIZONTAL BRACING SYSTEM) ۳۱	۴۶.۱
سیستم کنسولی (CANTILEVERD SYSTEM) ۳۲	۴۷.۱
قاب مهاربندی شده (Braced Frame) ۳۲	۴۸.۱
قاب مهاربندی شده هم محور (Concentric Braced Frame) ۳۲	۴۹.۱
قاب مهاربندی شده برون محور (ECCENTRIC BRACED FRAME) ۳۴	۵۰.۱
قاب خمشی (MOMENT RESISTING FRAME) ۳۶	۵۱.۱
قاب خمشی معمولی (ORDINARY MOMENT RESISTING FRAME) ۳۸	۵۲.۱
قاب خمشی متوسط (Intermediate Moment Resisting Frame) ۳۹	۵۳.۱
قاب خمشی ویژه (Special Moment Resisting Frame) ۳۹	۵۴.۱
قاب فضایی (SPACE FRAME) ۳۹	۵۵.۱
درجه افزونگی (REDUNDANCY FACTOR) ۴۲	۵۶.۱
دیوار پرکننده ۴۲	۵۷.۱
شکست ستون کوتاه (Short Column) ۴۳	۵۸.۱
اثر ساختگاه (Site Effect) ۴۳	۵۹.۱

۶۰.۱	آسیب سازه‌ای و آسیب عمده‌ی سازه‌ای	۴۴
۶۱.۱	قابلیت بهره‌برداری بدون وقفه	۴۵
۶۲.۱	قابلیت استفاده‌ی بدون وقفه	۴۶
۶۳.۱	ایمنی جانی	۴۶
۶۴.۱	اجزای غیرسازه‌ای	۴۹
۶۵.۱	رفتار غیرخطی	۴۹
۶۶.۱	ضریب رفتار	۴۹

فصل ۲ ملاحظات معماری ۵۱

۱.۲	مقدمه	۵۳
۲.۲	ملاحظات معماری در مهندسی زلزله	۵۳

فصل ۳ اجزای غیر سازه‌ای ۶۳

۱.۳	مقدمه	۶۵
۲.۳	نما	۶۵
۱.۲.۳	مصالح بنایی	۶۶
۲.۲.۳	پانل‌ها	۶۹
۳.۲.۳	سایر مصالح	۷۲
۳.۳	پنجره‌ها و دیوارهای پرده‌ای نما	۷۳
۴.۳	جان‌پناه‌ها و ملحقات	۷۵
۵.۳	دیوارهای تیغه‌ای	۷۷
۶.۳	سقف‌های کاذب	۷۷
۷.۳	تجهیزات مکانیکی و الکتریکی	۷۹
۸.۳	وسایل داخل ساختمان	۸۰
۹.۳	راه‌پله‌ها	۸۱

فصل ۴ ملاحظات ژئوتکنیکی ۸۵

۱.۴	مقدمه	۸۷
۲.۴	روان‌گرایی	۸۷
۳.۴	زمین لغزش	۹۵
۴.۴	شکست خاک زیر پی تحت بار زلزله و رفتار پی‌ها	۹۸
۵.۴	نشست	۱۰۰
۶.۴	اثرات ساختگاه	۱۰۳

۱.۶.۴	اندرکنش خاک و سازه ۱۰۳
۲.۶.۴	افزایش دامنهی حرکت در ساختگاه نرم ۱۰۴
۳.۶.۴	افزایش پریود حرکت و نزدیک شدن به پریود خاک (فیلتراسیون) ۱۰۶
۷.۴	شکستگی سطح زمین به علت گسیختگی گسل ۱۰۶

فصل ۵ دیافراگم سقف ۱۰۹

۱.۵	مقدمه ۱۱۱
۲.۵	رفتارشناسی دیافراگم و تغییرشکل‌های آن ۱۱۲

فصل ۶ اثر پی-دلتا ۱۲۱

۱.۶	مقدمه ۱۲۳
۲.۶	اثر پی-دلتا ۱۲۳
۳.۶	روش ساده اثر غیرخطی هندسی ۱۲۵
۴.۶	سختی هندسی ۱۲۶
۵.۶	اثر کلی سختی هندسی ۱۲۷
۶.۶	اثر سختی منفی فراتسلیم ۱۲۸
۷.۶	اثر $P-\Delta$ در خلال زلزله ۱۲۹
۸.۶	مود شکست ۱۳۰
۹.۶	افزایش جابجایی‌های بیشینه ۱۳۲
۱۰.۶	طراحی برای اثر پی-دلتا ۱۳۳
۱۱.۶	افزایش مقاومت به منظور جبران اثر پی-دلتا ۱۳۴
۱.۱۱.۶	روش عمومی ۱۳۴
۲.۱۱.۶	روش بروشک و میهین (BOROSCHEK AND MAHIN) ۱۳۵
۱۲.۶	نتایج عددی ۱۳۶
۱۳.۶	شاخص پایداری (آیین‌نامه ۲۸۰۰) ۱۴۱

فصل ۷ طیف طرح ۱۴۵

۱.۷	طیف طراحی ۱۴۷
۲.۷	هموارکردن طیف پاسخ ناشی از رکوردهای مختلف ۱۴۸
۳.۷	روابط تحلیلی برای ایجاد منحنی طیف طرح الاستیک ۱۴۸
۴.۷	ایجاد منحنی طیف طرح الاستیک بر پایه‌ی روابط تحلیلی آماری (کاهندگی) ۱۴۹
۱.۴.۷	جوینر و بور (JOYNER AND BOORE) (۱۹۸۲) ۱۴۹
۲.۴.۷	بور، جوینر و فیومال (BOORE, JOYNER AND FUMAL) (۱۹۹۷) ۱۵۰

۳.۴.۷	آبراهامسون و سیلوا (۱۹۹۷) (ABRAHAMSON AND SILVA)	۱۵۰
۵.۷	روابط تجربی ساده برای ایجاد طیف طرح الاستیک	۱۵۱
۶.۷	خصوصیات طیف طرح الاستیک نیومارک- هال	۱۵۲
۷.۷	نحوه‌ی ایجاد طیف طرح الاستیک نیومارک- هال	۱۵۵
۸.۷	مقایسه‌ی میان طیف طرح الاستیک نیومارک- هال با طیف‌های موجود در آیین‌نامه‌ها	۱۵۸
۹.۷	نکاتی پیرامون طیف طرح الاستیک نیومارک- هال	۱۵۹
۱۰.۷	تأثیر جنس خاک‌بستر بر طیف طرح الاستیک نیومارک- هال	۱۶۰
۱۱.۷	رفتار سازه‌ها در محدوده‌ی سرعت ثابت (محدوده‌ی نزولی طیف) در طیف طرح نیومارک- هال	۱۶۱
۱۲.۷	طیف‌های طراحی جدید در آیین‌نامه‌ها	۱۶۳
۱۳.۷	نکاتی پیرامون طیف طرح NEHRP (FEM-368)	۱۶۳
۱۴.۷	طیف طرح آیین‌نامه NEHRP	۱۶۶
۱۵.۷	اصلاح طیف طرح برای میرایی‌های غیر از ۵٪	۱۶۶
۱۶.۷	ایجاد طیف طرح غیرالاستیک	۱۶۸
۱۷.۷	روش نیومارک و هال در استخراج طیف غیرالاستیک	۱۶۹
۱۸.۷	تخمین جابه‌جایی	۱۷۱
۱۹.۷	ضرایب اصلاح تجربی برای طیف طرح غیرالاستیک	۱۷۱
۲۰.۷	ضریب رفتار R	۱۷۲
۲۱.۷	فرمت طیف شتاب بر حسب طیف جابه‌جایی	۱۷۴
۲۲.۷	روش تحلیل استاتیکی معادل	۱۷۴
۱.۲۲.۷	نیروی برشی پایه، V	۱۷۴

فصل ۸ زلزله نزدیک گسل ۱۸۵

۱.۸	مقدمه	۱۸۷
۲.۸	زلزله نزدیک گسل	۱۸۷
۳.۸	ویژگی‌های بارز زلزله نزدیک گسل	۱۹۳
۱.۳.۸	مؤلفه قائم	۱۹۴
۲.۳.۸	اثر فرا دیواره	۱۹۴
۳.۳.۸	گام جهشی تغییر مکان	۱۹۵
۴.۳.۸	جهت گیری	۱۹۵
۵.۳.۸	پالس سرعت	۲۰۲
۶.۳.۸	مؤلفه‌های لرزه‌ای چرخشی	۲۰۳
۴.۸	زلزله نزدیک گسل در UBC	۲۰۹
۵.۸	زلزله نزدیک گسل در آیین‌نامه نیوزلند	۲۱۲
۶.۸	زلزله نزدیک گسل در آیین‌نامه تایوان	۲۱۵
۷.۸	زلزله نزدیک گسل در آیین‌نامه ایران	۲۱۸

طیف طرح در ویرایش ۳ آیین نامه ایران	۲۱۹	۱.۷.۸
طیف طرح در ویرایش ۴ آیین نامه ایران	۲۲۱	۲.۷.۸
مقایسه طیف طرح در ویرایش ۳ و ویرایش ۴ آیین نامه ۲۸۰۰	۲۲۷	۳.۷.۸
آیین نامه برخی کشورها از لحاظ نزدیک گسل	۲۲۹	۸.۸

فصل ۹ ارتعاش و تحلیل طیفی ساختمان‌های چند طبقه ۲۳۹

مقدمه	۲۴۱	۱.۹
حل معادله‌ی تعادل دینامیکی	۲۴۱	۲.۹
تعامل مودها	۲۴۸	۳.۹
غیردرگیر بودن معادلات تعادل دینامیکی	۲۴۹	۴.۹
ارتعاش آزاد با شرایط اولیه	۲۵۲	۵.۹
تحلیل مودی سیستم میرا	۲۵۷	۶.۹
ارتعاش اجباری	۲۵۹	۷.۹
ارتعاش اجباری تحت نیروی هارمونیک	۲۶۰	۸.۹
ارتعاش اجباری تحت بار غیردائمی	۲۶۳	۹.۹
تحریک پایه	۲۶۹	۱۰.۹
تحلیل طیفی مودی (تحلیل شبه دینامیکی)	۲۸۳	۱۱.۹
جابه‌جایی بیشینه‌ی مودی	۲۸۶	۱۲.۹
برش پایه	۲۹۲	۱۳.۹
لنگر واژگونی	۲۹۲	۱۴.۹
جمع کردن نتایج حاصل از مودهای مختلف با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS)	۲۹۵	۱۵.۹
بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات	۲۹۹	۱۶.۹
بیشینه‌ی نیروی طبقه	۳۰۰	۱۷.۹
مقدار بیشینه‌ی برش طبقه	۳۰۱	۱۸.۹
مقدار بیشینه‌ی برش پایه	۳۰۱	۱۹.۹
بیشینه‌ی لنگر واژگونی	۳۰۲	۲۰.۹
مقدار بیشینه‌ی لنگر واژگونی پایه	۳۰۳	۲۱.۹
نیروهای معادل استاتیکی	۳۰۳	۲۲.۹
رابطه‌ی برش پایه و توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان	۳۰۴	۲۳.۹

فصل ۱۰ مقدمه‌ای بر تحلیل غیرخطی ۳۱۳

مقدمه	۳۱۵	۱.۱۰
رفتار غیرالاستیک ایده‌آل	۳۱۵	۲.۱۰
منحنی تنش-کرنش فولاد	۳۱۵	۱.۲.۱۰

۲.۲.۱۰	منحنی تنش-کرنش بتن	۳۱۸
۳.۱۰	منحنی ممان-انحناء	۳۱۹
۴.۱۰	رفتار غیرخطی در مقیاس سازه	۳۲۲
۵.۱۰	مفهوم «جابه‌جایی - یکسان (برابر)» در طرح لرزه‌ای	۳۲۳
۶.۱۰	روش ASCE 7 برای تعیین جابه‌جایی بیشینه‌ی واقعی	۳۳۱
۷.۱۰	مفهوم انرژی - یکسان (برابر)	۳۳۳
۸.۱۰	تعیین جابه‌جایی نیاز	۳۳۶
۹.۱۰	گام‌های تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی	۳۳۸
۱۰.۱۰	انواع مدل اجزاء	۳۴۰
۱.۱۰.۱۰	مدل پدیده‌شناسانه برای جزء	۳۴۰
۲.۱۰.۱۰	مدل ماکروسکوپی برای جزء	۳۴۰
۱۱.۱۰	مدل‌های چرخه‌ای و منحنی اسکلت‌بندی	۳۴۱
۱۲.۱۰	منحنی ظرفیت بر اساس ATC-40	۳۴۳
۱۳.۱۰	منحنی نیاز	۳۴۳
۱۴.۱۰	مروری بر دینامیک سیستم‌های چنددرجه‌آزادی	۳۴۴
۱۵.۱۰	تبدیل منحنی پوش اور به منحنی ظرفیت	۳۴۴
۱۶.۱۰	استخراج منحنی پوش اور	۳۴۵
۱۷.۱۰	تبدیل منحنی پوش اور به منحنی ظرفیت	۳۵۲
۱۸.۱۰	میرایی لزج معادل	۳۵۳
۱۹.۱۰	روش FEMA-356 برای تحلیل پوش اور	۳۶۴

فصل ۱۱ ضوابط IBC ۳۶۹

۱.۱۱	مقدمه	۳۷۱
۲.۱۱	بارهای لرزه‌ای (۱۶۱۵)	۳۷۱
۱.۲.۱۱	ضرایب سایت و پارامترهای طیف شتاب بیشینه زلزله ممکن، MCE (۲.۱.۱۶۱۵)	۳۷۱
۲.۲.۱۱	پارامترهای شتاب طیفی طرح (۳.۱.۱۶۱۵)	۳۷۱
۳.۲.۱۱	روند عمومی طیف پاسخ (۴.۱.۱۶۱۵)	۳۷۲
۴.۲.۱۱	دسته‌بندی ساختگاه (۵.۱.۱۶۱۵)	۳۷۳
۳.۱۱	بارهای لرزه‌ای، انتخاب معیار (۱۶۱۶)	۳۷۶
۱.۳.۱۱	معیار طراحی سازه (۱.۱۶۱۶)	۳۷۶
۲.۳.۱۱	گروه‌های استفاده لرزه‌ای و ضرایب اهمیت کاربری (۲.۱۶۱۶)	۳۷۶
۳.۳.۱۱	تعیین دسته‌ی طرح لرزه‌ای (۳.۱۶۱۶)	۳۷۷
۴.۳.۱۱	الزامات طراحی برای دسته‌ی طرح لرزه‌ای A (۴.۱۶۱۶)	۳۷۸
۵.۳.۱۱	پیکربندی ساختمان (۵.۱۶۱۶)	۳۷۹
۶.۳.۱۱	روش‌های تحلیل (۶.۱۶۱۶)	۳۸۰

۴.۱۱	بارهای لرزه‌ای، حداقل بارهای جانبی و اثرات مربوطه (۱۶۱۷)	۳۸۱
۱.۴.۱۱	اثر بار لرزه‌ای، E و E_m (۱.۱۶۱۷)	۳۸۱
۲.۴.۱۱	افزونگی (۲.۱۶۱۷)	۳۸۲
۳.۴.۱۱	محدودیت‌های تغییر شکل و جابه‌جایی نسبی (۳.۱۶۱۷)	۳۸۶
۴.۴.۱۱	روش نیروی جانبی معادل برای طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها (۴.۱۶۱۷)	۳۸۶
۵.۴.۱۱	روش ساده‌ی تحلیل برای طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها (۵.۱۶۱۷)	۳۸۶
۶.۴.۱۱	سیستم‌های باربر جانبی (۶.۱۶۱۷)	۳۸۷

فصل ۱۲ درجه افزونگی (نامعینی) ۳۸۹

۱.۱۲	مقدمه ۳۹۱
۲.۱۲	مفهوم درجه افزونگی ۳۹۱
۳.۱۲	تفاوت درجه افزونگی با ضریب فرامقاومت ۳۹۳
۴.۱۲	ضریب کاهش به‌علت نامعینی R_R ۳۹۴
۵.۱۲	رویکردهای تعریف افزونگی ۳۹۷
۶.۱۲	مروری بر کاربرد آمار و احتمال در قابلیت اعتماد ۳۹۹
۷.۱۲	مقادیر آیین‌نامه‌ای احتمال شکست سالانه ۴۰۲
۸.۱۲	بررسی چند مثال سازه‌ای ۴۰۳
۹.۱۲	جایگاه پیچش در درجه‌ی افزونگی ۴۰۶

پیوست ۴۰۷

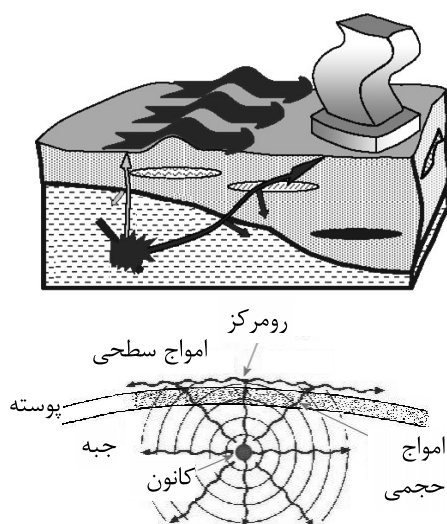
۴.۱ امواج لرزه‌ای

هنگامی که صخره‌ای می‌شکند، انرژی ذخیره شده در آن ناشی از حرکات صفحات زمین‌ساختی، به‌صورت ناگهانی آزاد می‌شود. امواج ضربه‌ای از نقطه‌کانونی به همه جهات پخش می‌شوند. این انرژی در زمین به‌صورت مختلف پخش می‌شود. (شکل ۷.۱)

امواج درونی (حجمی): موج حجمی، به نوعی از موج لرزه‌ای گفته می‌شود که در داخل زمین حرکت می‌کند برخلاف موج سطحی که نزدیک سطح زمین حرکت می‌کند. امواج P و S از نوع امواج حجمی هستند. هر کدام از این امواج زمین را به گونه‌ای خاص می‌لرزاند (شکل ۸.۱).

موج P : موج P یا موج فشرده، نوعی موج لرزه‌ای حجمی است که زمین را به‌صورت جلو و عقب در جهت و خلاف جهت حرکت موج، می‌لرزاند. امواج P از دیگر امواج لرزه‌ای سریع‌تر حرکت می‌کنند و از نوع امواج طولی هستند. ذرات در این موج هم جهت با جهت انتقال موج می‌لرزند. این امواج با سرعتی بین ۴ تا ۸ کیلومتر بر ثانیه حرکت می‌کنند. امواج P می‌توانند درون سنگ یا مایع حرکت کنند. این امواج می‌توانند به‌عنوان امواج صوتی به هوا منتقل شوند (شکل ۸.۱).

موج S : موج S یا موج برشی، نوعی موج لرزه‌ای حجمی است که زمین را به‌صورت جلو و عقب در راستای عمود بر جهت حرکت موج، می‌لرزاند. امواج S ، با سرعتی حدود نصف سرعت امواج P حرکت می‌کنند و از نوع امواج عرضی هستند. این امواج با سرعتی حدود ۲ تا ۵ کیلومتر بر ثانیه حرکت می‌کنند. امواج S برخلاف امواج P فقط درون سنگ‌ها می‌توانند حرکت کنند (شکل ۸.۱).



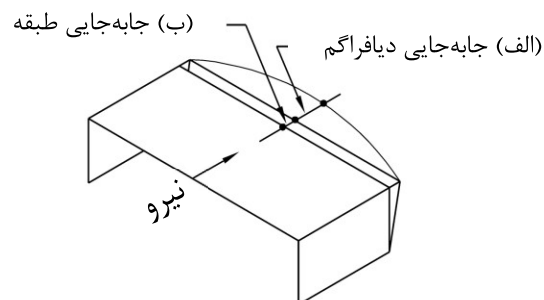
شکل ۷.۱

۲۶.۱ دیافراگم نیمه صلب (Semi-Rigid Diaphragm)

اگر تغییر شکل درون صفحه‌ای دیافراگم، بین $\frac{1}{5}$ تا $\frac{2}{5}$ برابر تغییر شکل نسبی طبقه باشد، آن گاه سقف به صورت نیمه صلب در نظر گرفته می‌شود.

۲۷.۱ دیافراگم انعطاف پذیر (Flexible Diaphragm)

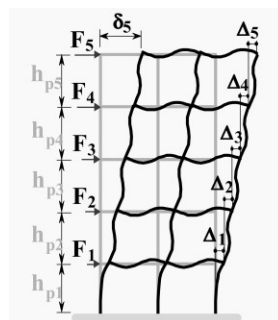
اگر تغییر شکل درون صفحه‌ای دیافراگم، از $\frac{2}{5}$ برابر تغییر شکل نسبی طبقه بیشتر باشد، آن گاه سقف به صورت انعطاف پذیر تلقی می‌شود.



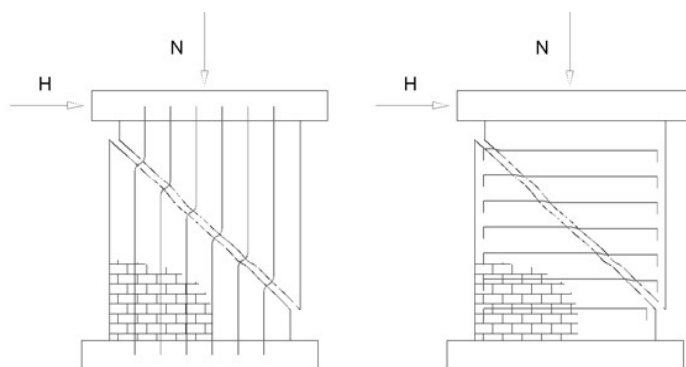
شکل ۲۶.۱ تغییر شکل درون صفحه‌ای دیافراگم (الف) و تغییر شکل نسبی طبقه (ب)

۲۸.۱ جمع کننده (Collector)

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



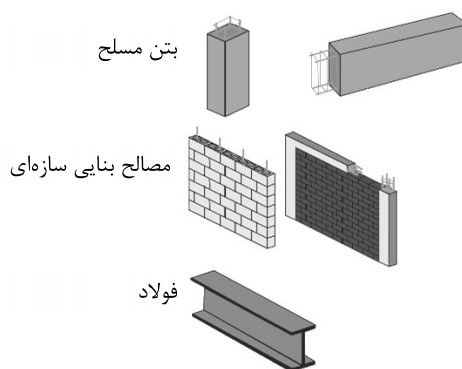
شکل ۲۸.۱ تغییر مکان نسبی طبقات: Δ_i و تغییر مکان نسبی بام: δ_5



شکل ۴۳.۱ دیوار برشی مسلح آجری

۱۱.۱ پرسش

انواع مصالح متداول در ساخت سازه‌های مقاوم در برابر زلزله چیست؟
پاسخ: به شکل ۴۴.۱ مراجعه کنید.



شکل ۴۴.۱ انواع مصالح متداول در ساخت سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

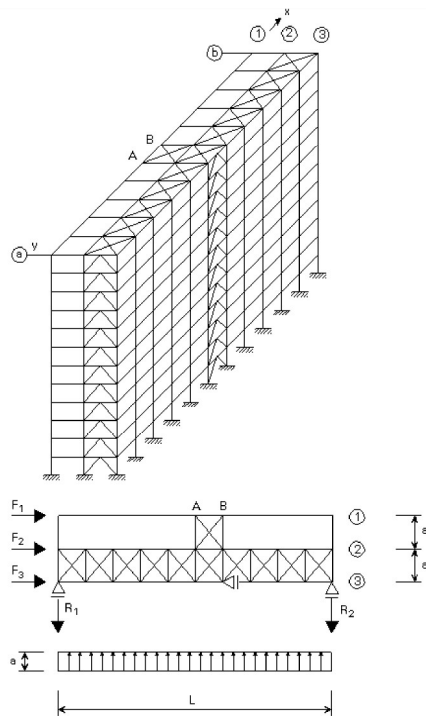
۳۱.۱ روانگرایی (Liquefaction)

حالتی از دگرگونی و تغییر مکان همراه با کاهش شدید مقاومت در زمین‌های تشکیل شده از خاک‌های ماسه‌ای نامتراکم اشباع است که بر اثر وقوع زلزله رخ می‌دهد.

پرسش ۱۳.۱

سیستم مهاربندی قائم و افقی را در یک شکل سه بعدی نشان دهید.

پاسخ: به شکل ۶۰.۱ مراجعه کنید.

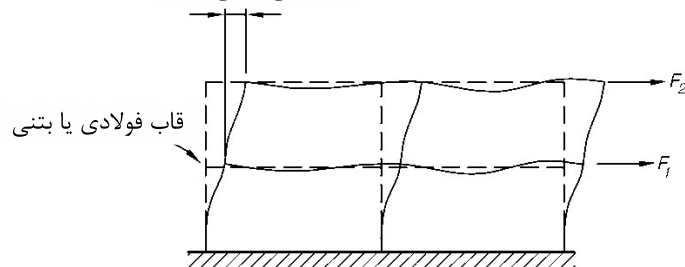


شکل ۶۰.۱ سیستم مهاربندی قائم و افقی

۵۱.۱ قاب خمشی (Moment Resisting Frame)

قاب‌ای است که در آن رفتار اعضا و اتصالات عمدتاً خمشی باشد (شکل‌های ۶۱.۱ تا ۶۵.۱).

جابه‌جایی نسبی طبقه



شکل ۶۱.۱ کنش خمشی در سیستم قاب

۶۲.۱ قابلیت استفاده‌ی بدون وقفه

در حالت قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه شرایط زیر وجود دارد (شکل ۷۶.۱).



شکل ۷۶.۱ تراز قابلیت استفاده بی‌وقفه، (Immediate Occupancy Level)

- خرابی سازه‌ای ناچیز.
- خرابی جزئی غیرسازه‌ای.
- ممکن است سازه آماده کار نباشد، هرچند ایمن است.
- کارایی برخی قسمت‌ها دچار اختلال شده است.
- هزینه‌ی تعمیر کمتر از ۱۵٪ ارزش سازه.

۶۳.۱ ایمنی جانی

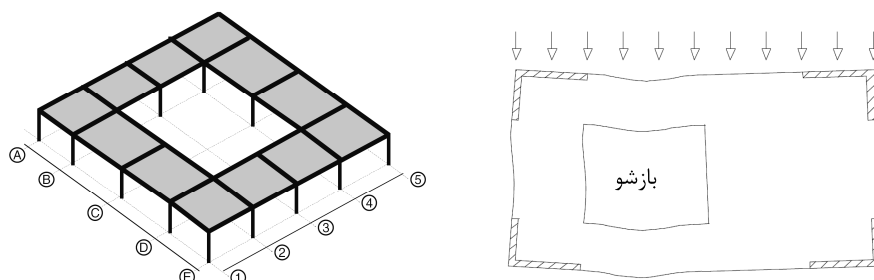
در تراز ایمنی جانی شرایط زیر وجود دارد (شکل ۷۷.۱).

- خرابی جزئی سازه‌ای.
- خرابی غیرسازه‌ای.
- سازه برای استفاده مناسب نیست.
- تلفات جانی ندارد.
- کارایی برخی قسمت‌ها دچار اختلال شده است.
- سازه به آستانه‌ی فروریزش نرسیده است.

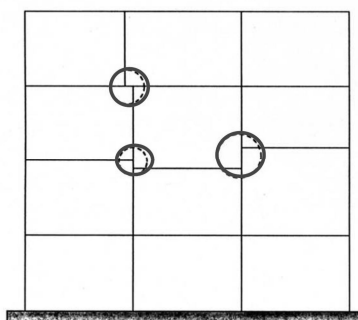
باید از قرار دادن بار سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ جلوگیری کرد. زیرا در هنگام زلزله باعث تغییر شکل‌های بزرگی می‌شود و اثرات دینامیکی زلزله منجر به تخریب عضو خواهد شد.

سبک‌سازی ساختمان از اهمیت بسیار زیادی در مهندسی زلزله برخوردار است. از آن‌جا که نیروهای زلزله متناسب با شتاب طبقه و جرم آن است، در نتیجه با سبک‌سازی، نیروی وارده به سازه نیز کاهش می‌یابد. بهتر است با به کارگیری مصالح سازه‌ای با مقاومت زیاد و شکل‌پذیری مناسب و مصالح غیرسازه‌ای سبک، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

باید از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حد امکان خودداری شود. این عمل باعث ایجاد ستون‌های با ارتفاع کوتاه می‌شود و به علت سختی زیاد این ستون‌ها، توزیع نیروی جانبی در قسمت‌های مختلف سازه دچار تغییرات اساسی می‌شود. در خصوص سازه‌های بتنی، وجود این ستون‌های کوتاه باعث شکست برشی می‌شود که ترد و خطرناک است (شکل ۸.۲).



شکل ۷.۲ بازشو بزرگ در سقف



شکل ۸.۲ ایجاد ستون کوتاه در سازه‌ی بتنی

دارای نازک‌کاری است، تقریباً در هر کشوری متداول است. در کشورهای پیشرفته‌تر، نماهایی از قبیل پانل‌های سیمان مسلح فایبرگلاس (GFRC)، ورق‌های تیتانیوم و دیوارهای نمای تمام شیشه‌ای قابل مشاهده هستند. سه دسته از نماها با نام‌های مصالح بنایی، پانل‌ها و سایر مصالح در قسمت‌های زیر مورد توجه قرار می‌گیرند.

۱.۲.۳ مصالح بنایی

ملاحظات لرزه‌ای نمای بنایی مشابه دیوارهای پرکننده است اما با پیچیدگی کم‌تر. اگرچه دیوارهای بنایی خارجی ممکن است، در بین ستون‌ها قرار نگیرند و طبق تعریف، دیوار پرکننده نباشند، اما آن‌ها در برخی از ویژگی‌های لرزه‌ای نامطلوب مشترک هستند. بنابراین، دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای باید از سازه‌ی اصلی جدا شوند مگر این‌که دیوارهای برشی (یا سیستم مهاربندی) بسیار سخت در مقابل نیروهای جانبی مقاومت کنند. راهبرد جداسازی دیوار از سازه صدمات احتمالی وارده به سازه‌ی اصلی به علت برهم‌کنش با دیوار را رفع می‌کند و نیز در دیوارها ترک قطری ایجاد نمی‌شود (شکل ۱.۳ و ۲.۳). یک درز انقطاع عمودی در گوشه‌های دیوار لازم است تا خسارت در آن نواحی است کنترل شود (شکل ۳.۳).



شکل ۱.۳

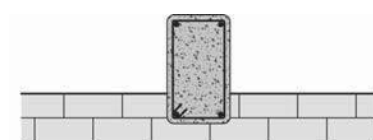
پوشش (نما) جدا نشده‌ی بنایی که به‌علت جابه‌جایی زیاد در قاب انعطاف‌پذیر فولادی دچار خرابی شده است (مکزیکوسیتی، ۱۹۸۵).



شکل ۲.۳

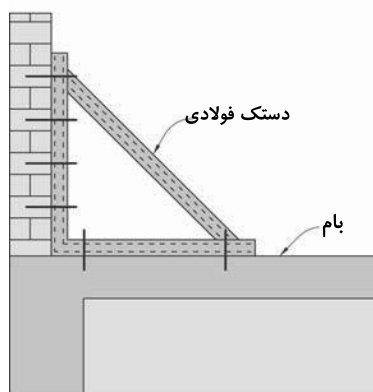
ریزش دیوار پیرامونی (کالیفرنیا، ۱۹۸۳).

ملحقات ممکن است به صورت اشکال متنوعی مانند علائم، سایبان‌ها، قرنیزها، ستون‌های زینتی و سایر اجزای متصل به سطح بیرونی ساختمان باشد. در هر حالت، ملحقات باید با مهار مناسبی به سازه متصل باشند. مقاومت کلاف بستگی به شدت نیروی اینرسی افقی دارد که به ملحقات وارد می‌شود و این نیرو با وزن ملحقات، ارتفاع محل نصب و خواص دینامیکی ملحقات و ساختمان، ارتباط دارد (شکل ۱۹.۳).



الف: پلان

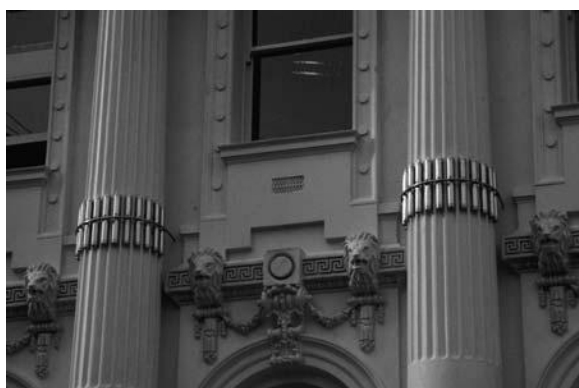
(ستون بتنی به عنوان تکیه گاه)



ب: نما (مهار فولادی)

شکل ۱۸.۳

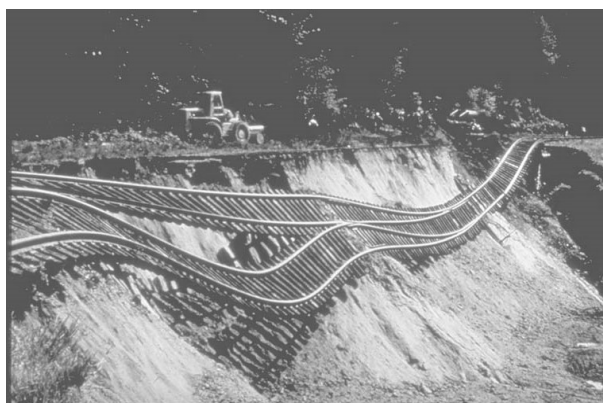
مهار جان پناه برای شکست
خارج از صفحه توسط پایه و
دستک در فواصل معین (مثلاً هر
۳ متر)



شکل ۱۹.۳

ستون‌های غیرمسطح توسط
فولاد و میله‌هایی قائم به طبقه
اول متصل شده‌اند (رستوران،
ولینگتون)

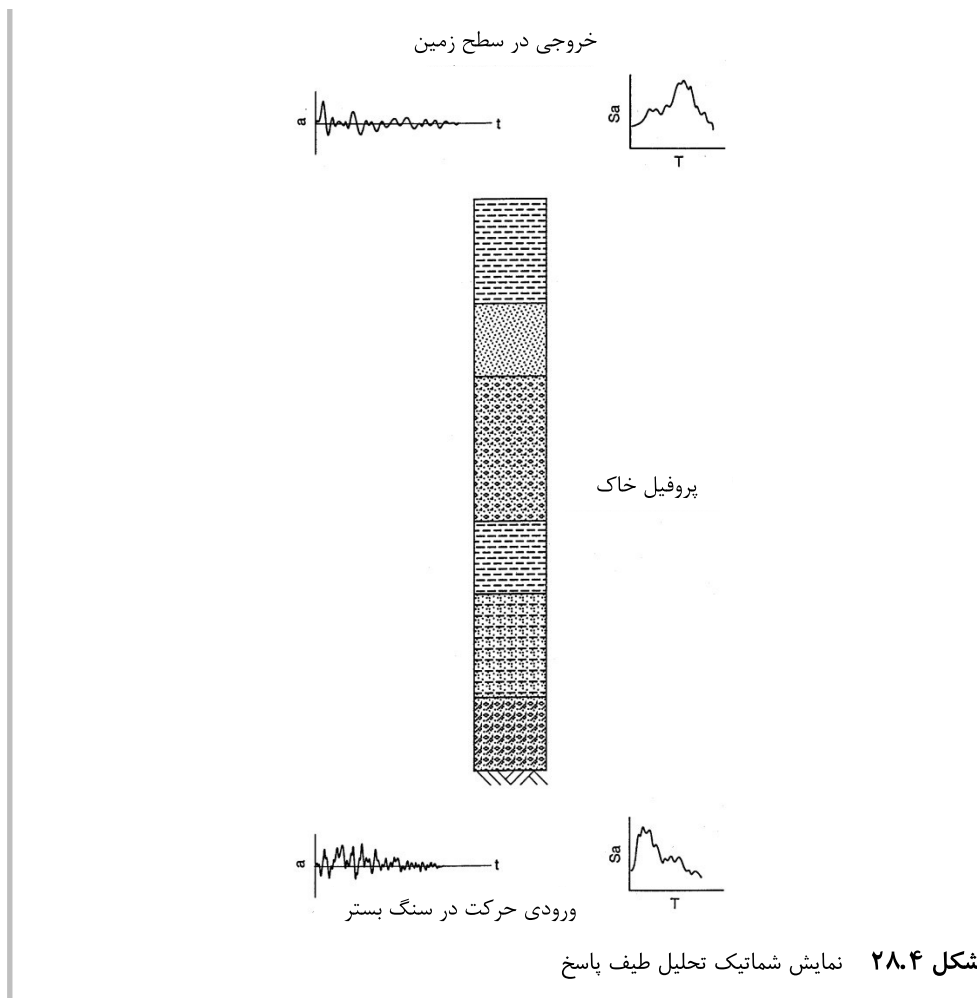
ایمنی رعایت نشود. سازه واقع بر روی سطحی که دچار زمین لغزش می‌شود (یا در پای آن قرار دارد) متحمل خسارات قابل ملاحظه‌ای می‌شود. در شکل ۱۱.۴ تخریب مسیر راه‌آهن بر اثر زمین لغزش مشاهده می‌شود (زلزله با بزرگی ۶/۶، واشنگتن، ۱۹۶۵).



شکل ۱۱.۴ زمین لغزش



شکل ۱۲.۴ ناپایداری شیب (نیگاتا، ژاپن، ۲۰۰۴)



۳.۶.۴ افزایش پریود حرکت و نزدیک شدن به پریود خاک (فیلتراسیون)

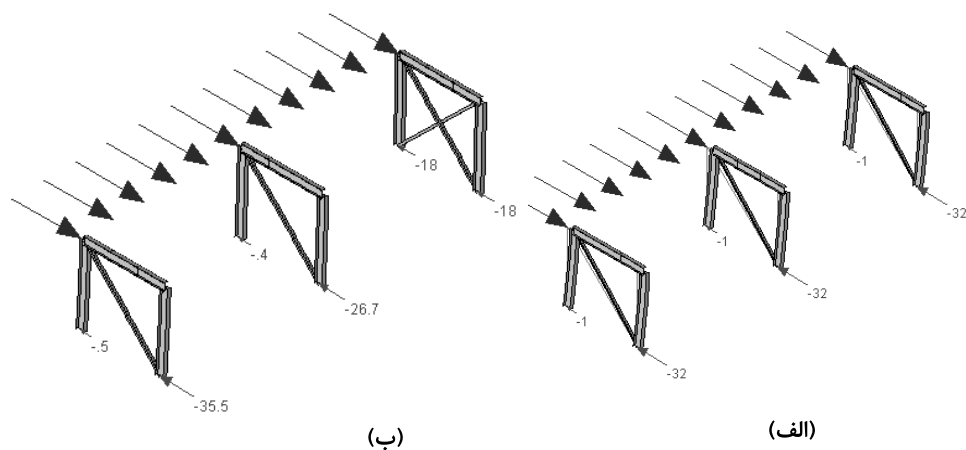
هنگام عبور حرکت زمین، فرکانس‌هایی که به فرکانس سیستم خاک نزدیک باشد، تشدید می‌شود و سایر فرکانس‌ها تضعیف می‌شود.

۷.۴ شکستگی سطح زمین به علت گسیختگی گسل

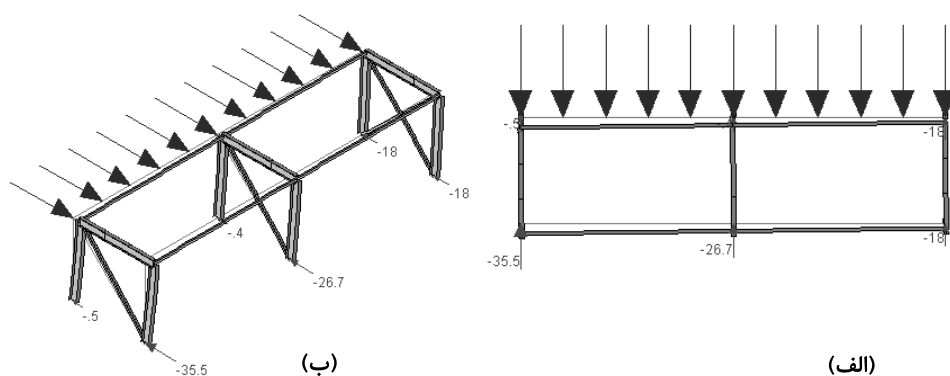
در سازه‌هایی که بر روی گسل واقع هستند، گسیختگی گسل می‌تواند منجر به خسارات سهمگینی شود. همچنین تونل‌ها، در صورت قرارگیری در مسیر گسل، ممکن است صدمات قابل توجهی

در (شکل ۱۱.۵) اگر سختی قاب کناری در حالت (ب) دو برابر هر یک از قاب‌های دیگر باشد نحوه‌ی توزیع بار جانبی بسیار تغییر خواهد کرد. ملاحظه می‌شود که برای تحمل پیچش ناشی از این عدم تقارن، باربری قاب سمت چپ نسبت به حالت (الف) تغییر کرده است. مشاهده می‌شود که یک نتیجه‌ی غیرمنتظره ایجاد شده است:

افزایش سختی قاب در یک انتها، باعث افزایش نیروها در انتهای دیگر می‌شود. افزایش سختی غیرمتقارن باعث جابه‌جایی مرکز سختی نسبت به مرکز جرم می‌شود و پیچش ایجاد می‌کند. در نتیجه، دیگر جابه‌جایی قاب‌ها یکسان نخواهد بود.



شکل ۱۱.۵ ایجاد پیچش و اثر آن بر توزیع نیروها



شکل ۱۲.۵ پلان مربوط به حالت ایجاد پیچش

در شکل (۶.۶) اثر $P-\Delta$ برای سازه با فنر چرخشی غیرخطی در پای ستون مشاهده می‌شود. از تعادل ممان پای ستون می‌توان نوشت:

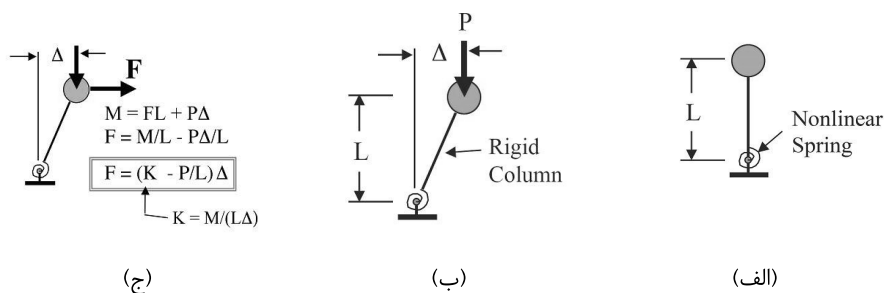
$$M = FL + P\Delta \quad (۲.۶)$$

$$F = \frac{M - P\Delta}{L} \quad (۳.۶)$$

در نتیجه مقدار نیروی جانبی مربوط به اثر $P-\Delta$ برابر است با:

$$F = \left(K - \frac{P}{L}\right)\Delta \quad (۴.۶)$$

این امر به معنای آن است که مقدار سختی از K به $K - \frac{P}{L}$ تقلیل یافته است.



شکل ۶.۶ اثر $P-\Delta$ و نیروی معادل در سیستم دارای فنر چرخشی غیرخطی، الف: مدل سازه، ب: شکل تغییرشکل یافته، ج: تعادل

۴.۶ سختی هندسی

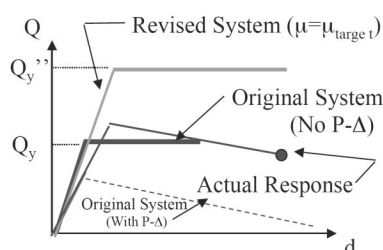
برای یک سیستم الاستیک با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ می‌توان نوشت:

$$F = K_{elastic}\Delta - \frac{P}{L}\Delta = (K_{elastic} - K_{geometric})\Delta \quad (۵.۶)$$

یعنی به علت اثر $P-\Delta$ و در نظر گرفتن هندسه تغییر شکل یافته، مقدار سختی تقلیل می‌یابد. مقدار سختی برآیند سیستم به صورت حاصل جمع سختی الاستیک $K_{elastic}$ و سختی هندسی $-K_{geometric}$ می‌باشد. این دو سختی و برآیند آنها در شکل (۷.۶) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که سختی هندسی $-K_{geometric}$ در تمام مدتی که سازه در محدوده خطی و غیرخطی قرار دارد، مقدار ثابتی می‌باشد. $K_{tan\,gent}$ به صورت سختی مماسی لحظه ای بر منحنی نیرو-تغییر مکان تعریف می‌شود. به عنوان مثال در حالت رفتار الاستیک-کاملاً پلاستیک، پس از وارد شدن سازه از رفتار خطی به غیرخطی مقدار سختی مماسی به سمت صفر میل می‌کند و شیب

$$d_{\max} = \beta(\mu d_y) = \beta d_{\text{elastic}} = \beta d_{\text{elastic}}^* \quad (21.6)$$

در شکل (۲۲.۶) این روند نشان داده شده است. منحنی های نیرو- تغییر مکان سیستم اولیه بدون اثر $P-\Delta$ و سیستم اولیه با اثر $P-\Delta$ و همچنین منحنی اصلاح شده با شکل پذیری یکسان بدون اثر $P-\Delta$ که پس از لحاظ کردن اثر $P-\Delta$ دارای همان شکل پذیری می باشد، ملاحظه می گردد.



شکل ۲۲.۶ روش بروشک و میهین در لحاظ اثر $P-\Delta$

توجه شود که در شکل فوق مقدار جابجایی بیشینه سیستم اولیه بدون اثر $P-\Delta$ و سیستم مقاوم شده با اثر $P-\Delta$ برابر نمی باشد، ولی این دو سیستم معادل یکدیگر فرض می شوند. چنین به نظر می رسد که افزایش مقاومت راه کارآمدی برای حل مشکل اثر $P-\Delta$ نمی باشد. بلکه افزایش سختی دارای تأثیر بیشتری در کاهش اثر $P-\Delta$ می باشد.

۱۲.۶ نتایج عددی

مطابق بحث قبلی می توان گفت:

$$Q_y'' = \beta Q_y$$

که در آن β از رابطه زیر تعیین می شود:

$$\beta = a \left[\frac{\alpha + 1}{\alpha - 1} \right]^{\frac{1}{c}} \left(\frac{R}{T^c} \right)^b \quad (22.6)$$

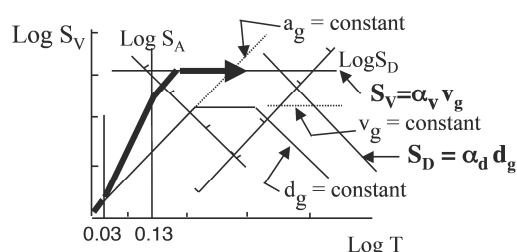
مقادیر a ، b و c مطابق جدول زیر می باشد:

کاهنده سختی	الاستیک-کاملاً پلاستیک	
۰/۸۵	۰/۸۵	a
۰/۱۷	۰/۲۵	b
۲	۱	c

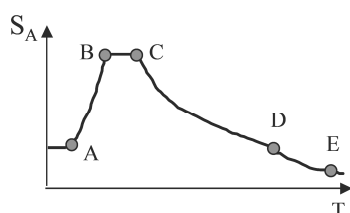
جدول ۱۰.۷ ضرایب بزرگ‌نمایی α_d ، α_v و α_a برای ایجاد طیف طراحی خطی

Damping %	Median Structural Response Amplification Factors			Median plus one σ Response Amplification Factors		
	α_d	α_v	α_a	α_d	α_v	α_a
1	1.82	2.31	3.21	2.73	3.38	4.38
2	1.63	2.03	2.74	2.42	2.92	3.66
5	1.39	1.65	2.12	2.01	2.30	2.71
10	1.20	1.37	1.64	1.69	1.84	1.99
20	1.01	1.08	1.17	1.38	1.37	1.26

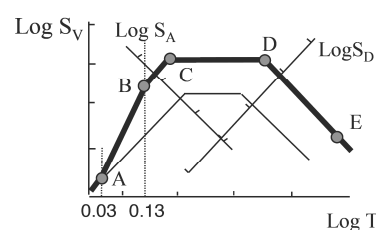
۷. رسم خط معرف محدوده‌ی جابه‌جایی ثابت با مقدار $S_D = \alpha_d d_g = \alpha_d D_{g,max}$ برای محدوده‌ی پریودهای زیاد (شکل ۱۳.۷).



شکل ۱۳.۷ معرفی محدوده‌ی جابه‌جایی ثابت و محدوده‌ی انتقالی جابه‌جایی در طیف طراحی سه‌جانبه



شکل ۱۵.۷ طیف طرح شتاب نیومارک - هال



شکل ۱۴.۷ طیف طرح سه‌گانه‌ی نیومارک - هال

۸. مساوی قرار دادن جابه‌جایی طیفی با بیشینه‌ی جابه‌جایی زمین ($S_D = d_g = D_{g,max}$) در پریودهای بسیار زیاد (شکل ۱۳.۷).

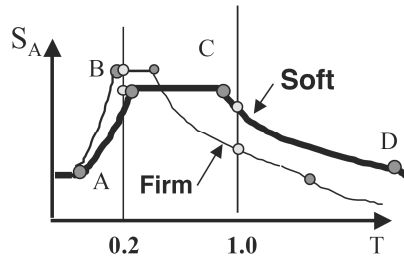
۹. رسم ناحیه‌ی انتقالی طیفی بین محدوده‌های ذکرشده در بندهای ۷ و ۸ (شکل ۱۳.۷).

(شکل ۱۴.۷) طیف طرح سه‌گانه نیومارک - هال حاصل به روش فوق را همراه با نقاط گوشه‌ی آن نشان می‌دهد. خطوط پایه معرف بیشینه‌ی پارامترهای حرکت زمین نیز در شکل نشان داده شده است. طیف شتاب حاصل از این طیف سه‌گانه، همراه با نقاط گوشه‌ی اصلی که معرف بازه‌های



۱۴.۷ طیف طرح آیین‌نامه NEHRP

با توجه به پارامترهای تعریف‌شده در بخش قبل برای ساخت طیف طراحی ابتدا باید پریودهای گوشه



شکل ۲۲.۷ طیف حاصل در آیین‌نامه‌ی NEHRP را برای دو نوع خاک نرم و سخت

تعیین شوند. برای تعیین پریودهای گوشه، مطابق با (شکل ۲۳.۷)، از رابطه‌های زیر استفاده می‌شود:

$$T_o = \frac{0.5 S_{D1}}{S_{DS}} \quad (38.7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (39.7)$$

برش پایه نیز از رابطه‌ی آشنای زیر به‌دست می‌آید:

$$V = C_s W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} < \frac{S_{D1}}{\left(\frac{TR}{I}\right)} \quad (40.7)$$

ضریب C_s نباید از $\frac{0.44 S_{DS}}{I}$ کمتر باشد. برای خاک‌های نوع E و F این ضریب نباید از $\frac{0.5 S_{D1}}{(T/I)}$ کمتر باشد. لازم به ذکر است که برای پریودهای بیشتر از ۴ ثانیه رابطه‌ی زیر برای طیف طرح استفاده می‌شود:

$$S_a = \frac{4 S_{D1}}{T^2} \quad \text{for} \quad T > 4 \text{ sec} \quad (41.7)$$

۱۵.۷ اصلاح طیف طرح برای میرایی‌های غیر از ۵٪

طیف‌های تهیه‌شده از روش‌های آماری و یا آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای متفاوت بر مبنای ضریب

$$(AB)_{\max} = \max \{0.25 \times 3.25, 0.35 \times 2.75\} = 0.9625$$

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

$$C_{\min} = \min \left\{ \frac{(AB)_{\min} I_{\min}}{R_{\max}}, 0.1 A_{\min} I_{\min} \right\} =$$

$$\min \left\{ \frac{(0.2 \times 2.5) \times 0.8}{11}, 0.1 \times 0.2 \times 0.8 \right\} = \min \{0.036, 0.016\} = 0.016$$

ویرایش سوم:

$$C_{\min} = \min \left\{ \frac{(AB)_{\min} I_{\min}}{R_{\max}}, 0.12 A_{\min} I_{\min} \right\} =$$

$$\min \left\{ \frac{(0.2 \times 2.5) \times 0.8}{7.5}, 0.12 \times 0.2 \times 0.8 \right\} = \min \{0.053, 0.0192\} = 0.0192$$

ویرایش چهارم:

پرسش ۵.۷

با تعریف فرکانس زاویه‌ای $\omega = \frac{2\pi}{T}$ آنگاه مقدار ضریب بازتاب B را در معادله (۲-۳) استاندارد ۲۸۰۰ بر حسب ω بیان نمایید.

پاسخ:

$$B = 1 + S \left(\frac{2\pi}{\omega T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s \omega}{2\pi} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T \geq T_s$$

مسئله ۱.۷

با تعریف شتاب طیفی $S_a = A \times B$ مقدار آنرا برای $A = 0.35$ و زمین نوع II بر حسب ω بیان و ترسیم نمایید.

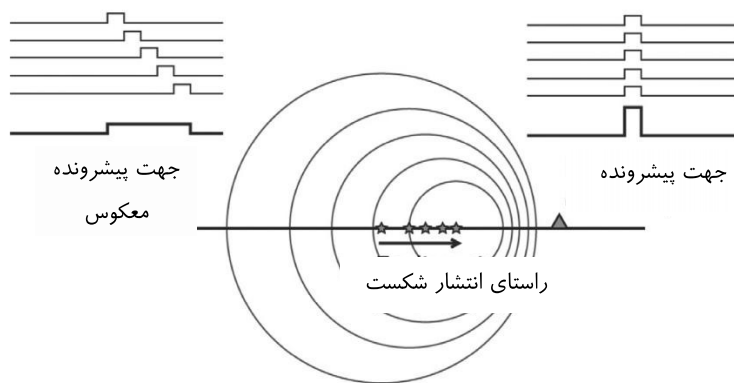
حل:

$$S_a = 0.35 \left[1 + 1.5 \times \left(\frac{2\pi}{0.1 \times \omega} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq 0.1$$

$$S_a = 0.35 \times 2.5 \quad 0.1 \leq T \leq 0.5$$

$$S_a = 0.35 \left[2.5 \times \left(\frac{0.5 \times \omega}{2\pi} \right)^{2/3} \right] \quad T \geq 0.5$$

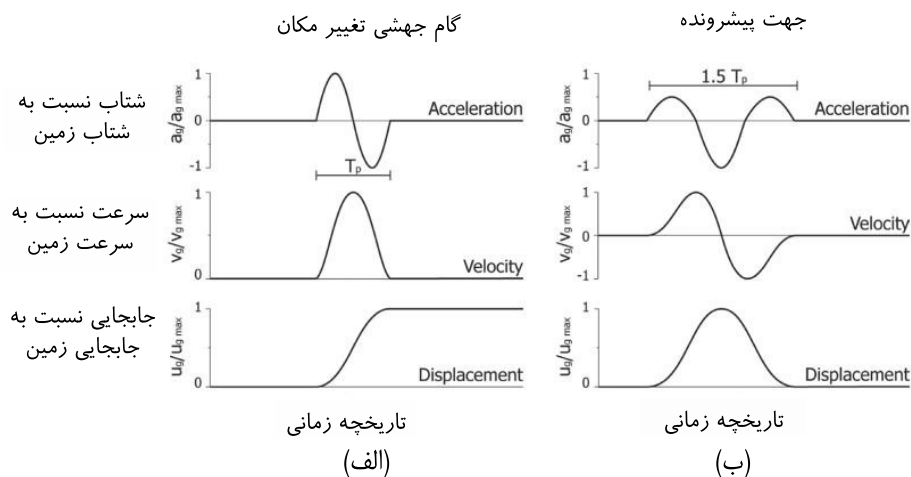
در آن جا جهت گیری پیش‌رونده و اگر از ساختگاه دور شود به آن جهت گیری پس‌رونده می‌گویند این دو اثر در شکل زیر مشاهده می‌شود. ضمناً اثر جهت گیری منجر به پالس سینوسی سرعت می‌شود توجه شود که در زلزله حوزه نزدیک، ساختگاه به گسل نزدیک است ولی از نقطه شروع شکست فاصله زیادی دارد. اثر جهت‌پذیری در دو امتداد موازی و عمود بر گسل، مقادیر متفاوتی دارد. مشخصاً می‌توان گفت که در هر دو مورد امتداد-لغز و شیب-لغز، مولفه عمود بر گسل، بیشتر است.



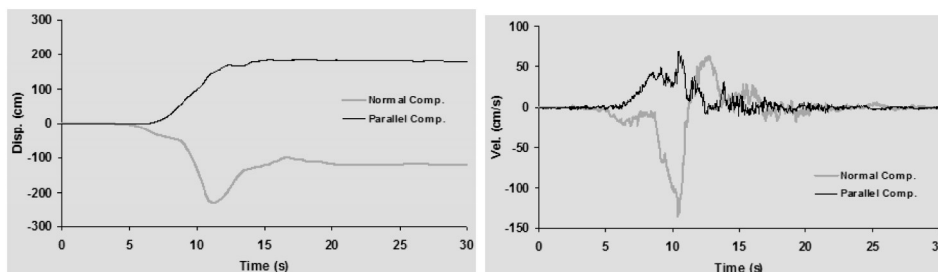
شکل ۹.۸ اثر جهت‌گیری در زلزله حوزه نزدیک [۵۲]

پرسش ۱۵.۸

تاریخچه شتاب، سرعت و جابجایی زمین ناشی از دو اثر گام جهشی تغییر مکان و جهت‌گیری را مقایسه کنید؟ پاسخ:



شکل ۱۰.۸ تاریخچه پاسخ زمین ناشی از دو اثر گام جهشی تغییر مکان و جهت‌گیری [۵۲]



الف- تاریخچه زمانی سرعت زلزله لندرز برای دو مولفه عمود و موازی با گسل، ثبت شده در ایستگاه
ب- تاریخچه زمانی جابجایی زلزله لندرز برای دو مولفه عمود و موازی با گسل، ثبت شده در ایستگاه لوکرن.

شکل ۲۳.۸ مقایسه مولفه‌های عمود و موازی گسل برای زلزله لندرز

پرسش ۲۹.۸

تحریک زلزله حوزه نزدیک را از نظر محتوای فرکانسی بررسی کنید؟

پاسخ: به هنگام ایجاد یک شکست در گسل، موج‌های مختلفی با فرکانس‌ها و دامنه‌های متفاوت از منبع منتشر می‌شوند. این امواج در تمام جهات از منبع دور شده و با فاصله گرفتن از آن تعدادی از آنها میرا می‌شوند. تاثیر این میرایی بر فرکانس‌های بالا بیشتر بوده و موجب می‌شود رکوردهای ثبت شده در فواصل دور از گسل در تمام فرکانس‌ها از لحاظ دامنه کاهش محسوس‌تری داشته، ولی این کاهش در فرکانس‌های بالا بسیار بیشتر مشاهده شود. برای مقایسه، طیف فوریه سه رکورد زلزله مورگان هیل (۱۹۸۴) در شکل ۲۴.۸ ارائه شده است. ایستگاه اندرسون در ناحیه نزدیک گسل با جهت‌گیری پیشرونده و ایستگاه هالز والی در نزدیکی گسل و در محدوده با جهت‌گیری پسرونده قرار گرفته است. رکورد ثبت شده در ایستگاه هیوارد نیز در فاصله ۵۸ کیلومتری از گسل قرار داشته و نمایان گر ناحیه دور از گسل می‌باشد. همانگونه که مشاهده می‌شود هر دو رکورد ثبت شده در ناحیه نزدیک گسل (اندلسون و هالز والی) به سبب داشتن فاصله تقریباً مساوی تا محل انتشار، دارای دامنه بسیار بالاتری نسبت به رکورد ثبت شده دور از گسل (هیوارد) می‌باشند، ضمناً مشاهده می‌شود که محتوای فرکانسی از موقعیت هندسی ایستگاه نسبت به منبع مستقل بوده و فقط متأثر از فاصله است. برای مشاهده تاثیر فاصله بر میرا شدن بیشتر فرکانس‌های بالا، شکل کوچک، با مشاهده نمودار نرمال شده رکورد ایستگاه اندرسون و هیوارد در شکل ۲۴.۸ اثر تاثیر فاصله بر میرا شدن فرکانس‌های بالا مشاهده می‌شود. چنانکه دیده می‌شود فرکانس‌های بالاتر از ۱۰ هرتز (۱/۰ ثانیه) در رکورد هیوارد به سبب فاصله زیاد تا منبع انتشار موج به شدت میرا شده‌اند [۵۴].

ب- روش طراحی دوتراز که در این روش اثرات نزدیک گسل در سطح طراحی اولیه نیروی پایه در نظر گرفته نمی‌شود ولی یک ظرفیت مازاد برای محدود کردن ظرفیت نهایی سازه‌های طرح شده لازم است تا ظرفیت نهایی بر نیاز لرزه‌ای ایجاد شده توسط اثرات حرکات زمین نزدیک گسل فزونی داشته باشد. در این آیین‌نامه نیاز لرزه‌ای الاستیک با شتاب پاسخ طیف طراحی S_{aD} بیان می‌شود که بر اساس آنالیز خطی با احتمال ۱۰٪ فراگذشت در ۵۰ سال می‌باشد. شتاب طرح ریزی شده طیف پاسخ برای میرایی ۵٪ را در پریودهای کوتاه با $S_S^M(g)$ و در پریود یک ثانیه با $S_1^M(g)$ نشان می‌دهند، که مقادیر آن بر اساس نقشه‌های خطر لرزه‌ای برای هر منطقه باید تعیین شود. برای راحتی این آیین‌نامه کل مناطق را به ۴ دسته تقسیم می‌کند و مقادیر S_S^D و S_1^D را برای سطوح خطر N_a و ۱۰/۵۰ در جدول ۱۲.۸ نشان می‌دهد.

جدول ۱۲.۸ مقادیر شتاب طرح ریزی شده طیف پاسخ

۰/۵۰	۰/۶۰	۰/۷۰	۰/۸۰	$S_S^D(g)$	۲ درصد در ۵۰ سال
۰/۳۰	۰/۳۵	۰/۴۰	۰/۴۵	$S_1^D(g)$	
۰/۷۰	۰/۸۰	۰/۹۰	۱/۰۰	$S_S^M(g)$	۱۰ درصد در ۵۰ سال
۰/۴۰	۰/۴۵	۰/۵۰	۰/۵۵	$S_1^M(g)$	

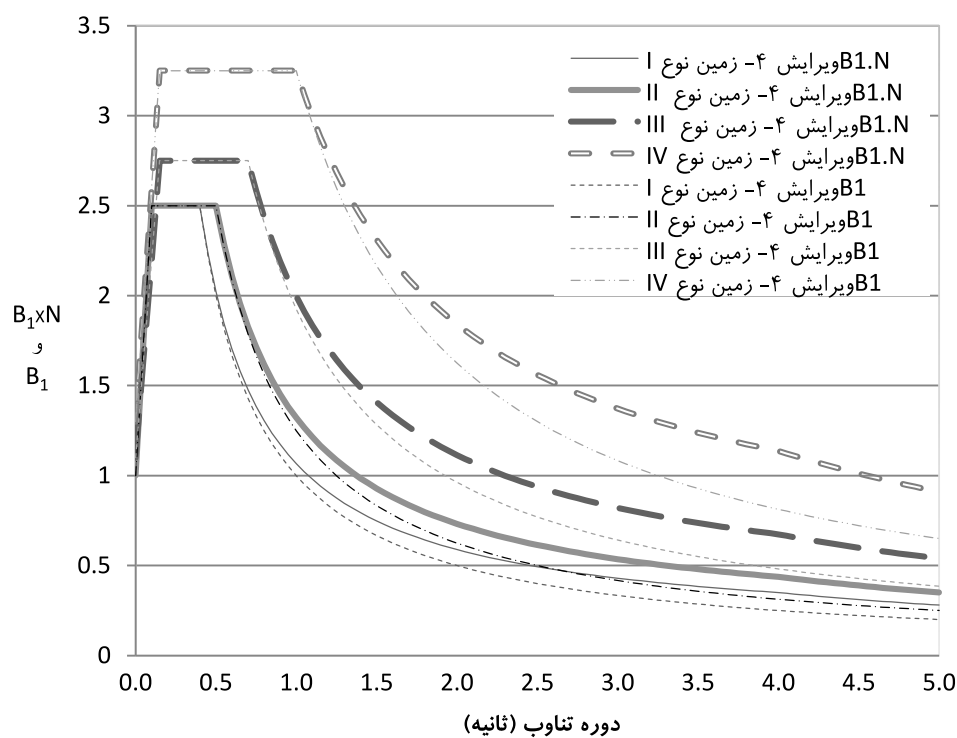
به منظور سازگار کردن شتاب پاسخ طیفی با خاک محل از ضرایب ساختگاه بر اساس رابطه (۴.۸) و جدول ۱۳.۸ استفاده می‌نماییم.

$$S_{DS} = F_a S_S^D, \quad S_{D1} = F_v S_1^D \quad (۴.۸)$$

جدول ۱۳.۸ مقادیر ضرایب ساختگاه

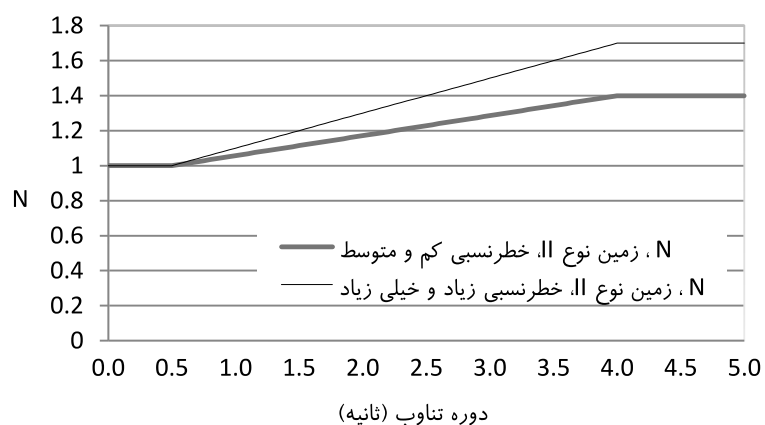
مقادیر F_a					مقادیر F_v					دسته‌بندی خاک محل
$S_s \leq 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$	$S_1 \leq 0.3$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.5$	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	خاک سخت
۱/۲	۱/۲	۱/۱	۱/۱	۱/۰	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۲	۱/۲	خاک معمولی
۱/۴	۱/۳	۱/۲	۱/۲	۱/۱	۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۵	۱/۴	خاک نرم

منحنی شتاب طیفی با استفاده از رابطه (۵.۸) تعیین می‌شود که به صورت شماتیک در شکل ۲۹.۸ ترسیم شده است.



شکل ۴۱.۸ ضریب شکل طیف طرح با و بدون ضریب اصلاح طیف برای زمین‌های با خطر نسبی کم و متوسط

در ادامه ضریب اصلاح برای زمین‌های نوع ۲ با خطر نسبی کم و متوسط و خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد مقایسه شده است.



شکل ۴۲.۸ ضریب اصلاح برای زمین‌های نوع ۲

- [۳۷] F. M. Silvia Mazzoni, (2006) Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al., "OpenSees Command Language Manual," pp. 1-465, 19 July.
- [۳۸] م. حسینی وه. کنارنگی، کاربرد نرم افزار Opensees در مدل سازی و تحلیل سازه ها. نشر آزاده، ۱۳۹۲.
- [۳۹] "PEER. Open System for Earthquake Engineering Simulation (Opensees)." Version 2.4.0 Berkeley: Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ of California, vol. <http://opensees.berkeley.edu/>. 2005.
- [۴۰] FEMA-P695, "Seismic Performance Factor," ed. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY: Washington, D.C., 2009 ,pp. 1-421.
- [۴۱] PEER, (2006a.) "PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center,"
- [۴۲] "آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله " استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش چهارم، ۱۳۸۴
- [۴۳] Bozorgnia Y., Niazi M. and Campbell K.W.; 1995: Characteristics of free field vertical ground motion during the Northridge earthquake. Earthquake Spectra, 11, 515-525.
- [۴۴] Li S. and Xie L.-L.; 2007: Progress and trend on near-field problems in civil engineering. Acta Seismologica Sinica English edition, 20, 105-114.
- [۴۵] Somerville P.G.; 2005: Engineering characterization of near-fault ground motions. In: Proceedings of 2005 NZSEE Conference, Wairakei, NZ, 2005.
- [۴۶] Chioccarelli E.; 2010: Design earthquakes for PBEE in far-field and near-source conditions. PhD Thesis, Dipartimento di ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Italy, available at: <http://www.dist.unina.it/doc/tesidott/PhD2010.Chioccarelli.pdf>.
- [۴۷] Kalkan E. and Kunnath S.K.; 2006: Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. Earthquake Spectra, 22, 367-390.
- [۴۸] Guidotti R.; 2012: Near-field earthquake ground motion rotations and relevance on civil engineering structures. PhD thesis, Department of Structural Engineering Doctoral School in Structural, Earthquake and Geotechnical Engineering, XXIV Cycle.
- [۴۹] Trifunac M.D.; 2009: The role of strong motion rotations in the response of structures near earthquake faults. Soil Dyn. Earthq. Eng., 29, 382-393.
- [۵۰] Shabestari K.T. and Yamazaki F.; 2003: Near-fault spatial variation in strong ground motion due to rupture directivity and hanging wall

$$\begin{vmatrix} k - \omega_r^2 m & -k & 0 \\ -k & 2k - \omega_r^2 2m & -k \\ 0 & -k & 2k - \omega_r^2 2m \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3^{(r)} \\ \phi_2^{(r)} \\ \phi_1^{(r)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

معادله‌ی ماتریسی بالا را می‌توان به‌صورت زیر بازنویسی کرد:

$$\begin{aligned} (k - \omega_r^2 m) \phi_3^{(r)} - k \phi_2^{(r)} &= 0 \\ -k \phi_3^{(r)} + (2k - \omega_r^2 2m) \phi_2^{(r)} - k \phi_1^{(r)} &= 0 \\ -k \phi_2^{(r)} + (2k - \omega_r^2 2m) \phi_1^{(r)} &= 0 \end{aligned}$$

از معادله‌ی سوم داریم:

$$\frac{\phi_2^{(r)}}{\phi_1^{(r)}} = \frac{2k - \omega_r^2 2m}{k}$$

با جای‌گذاری نسبت فوق در معادله‌ی دوم داریم:

$$\frac{\phi_3^{(r)}}{\phi_1^{(r)}} = \frac{(2k - \omega_r^2 2m)^2}{k^2} - 1$$

اکنون هر یک از مقادیر ω_r را در دو معادله‌ی حاصل جای‌گذاری می‌کنیم:

	ω_1^2	ω_2^2	ω_3^2
$\frac{\phi_2}{\phi_1}$	1.732	0	-1.732
$\frac{\phi_3}{\phi_1}$	2	-1	2

با در نظر گرفتن مقدار واحد برای مؤلفه‌ی مربوط به طبقه‌ی اول داریم:

$$\{\phi^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 2 \\ 1.732 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \{\phi^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \{\phi^{(3)}\} = \begin{Bmatrix} 2 \\ -1.732 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

شکل هندسی بردارهای مودی به‌صورت زیر است:

ب- اکنون فرض کنید جابجایی اولیه مطابق شکل مود اول و بدون سرعت اولیه است:

$$\{U_0\} = \begin{Bmatrix} U_3(0) \\ U_2(0) \\ U_1(0) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2 \\ \sqrt{3} \\ 1 \end{Bmatrix}$$

مقادیر ثابت b_i را می‌توان از معادله‌ی زیر به‌دست آورد:

$$\begin{aligned} \{B\} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{Bmatrix} &= \frac{1}{\sqrt{m}} \begin{bmatrix} 0.5774 & 0.5000 & 0.2887 \\ -0.5774 & 0 & 0.5774 \\ 0.5774 & -0.5000 & 0.2887 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & 2m & 0 \\ 0 & 0 & 2m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 2 \\ \sqrt{3} \\ 1 \end{Bmatrix} \\ &= \sqrt{m} \begin{Bmatrix} 2\sqrt{3} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

و بردار پاسخ به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} U_3 \\ U_2 \\ U_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.5774 \\ 0.5000 \\ 0.2887 \end{Bmatrix} 2\sqrt{3} \cos \omega_1 t = \begin{Bmatrix} 2 \\ \sqrt{3} \\ 1 \end{Bmatrix} \cos \omega_1 t$$

همان‌طور که مشاهده می‌شود فقط شکل مود اول در پاسخ وجود دارد.

ج- بردار جابه‌جایی اولیه به‌صورت زیر است:

$$\{U_0\} = \begin{Bmatrix} U_3(0) \\ U_2(0) \\ U_1(0) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

مقادیر ثابت b_i را می‌توان از معادله‌ی زیر به‌دست آورد:

$$\begin{aligned} \{B\} &= [\Phi]^T [M] \{U_0\} \\ \{B\} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{Bmatrix} &= \frac{1}{\sqrt{m}} \begin{bmatrix} 0.5774 & 0.5000 & 0.2887 \\ -0.5774 & 0 & 0.5774 \\ 0.5774 & -0.5000 & 0.2887 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & 2m & 0 \\ 0 & 0 & 2m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \\ &= \sqrt{m} \begin{Bmatrix} 0 \\ \sqrt{3} \\ 0 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

با استفاده از تبدیل مختصات:

$$\{U\} = [\Phi]\{\eta\} \quad \{\ddot{U}\} = [\Phi]\{\ddot{\eta}\}$$

می‌توان معادلات غیردرگیر مربوط به درجات آزادی مختلف را به صورت زیر نوشت:

$$\ddot{\eta}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{\eta}_1 + \omega_1^2\eta_1 = 5.7582q(t)$$

$$\ddot{\eta}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{\eta}_2 + \omega_2^2\eta_2 = 3.6870q(t)$$

$$\ddot{\eta}_3 + 2\xi_3\omega_3\dot{\eta}_3 + \omega_3^2\eta_3 = 0.77879q(t)$$

$$\ddot{\eta}_4 + 2\xi_4\omega_4\dot{\eta}_4 + \omega_4^2\eta_4 = 1.1801q(t)$$

در این معادلات مقدار ضریب میرایی برابر ۲٪ است ($\xi_i = 0.02$). چهار معادله‌ی فوق را می‌توان با روش‌های عددی مختلفی از جمله روش بتا-نیومارک حل کرد. پاسخ مربوط به ۲/۵ ثانیه پس از اعمال تحریک در شکل ۷.۹ نشان داده شده است.

در جدول زیر مقادیر پاسخ برای زمان بین صفر تا ۰/۴ ثانیه نشان داده شده است.

t (s)	η_1 (m)	η_2 (m)	η_3 (m)	η_4 (m)
0.0000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0.0234	0.000607	0.000392	0.000074	0.000097
0.0468	0.004810	0.002748	0.000425	0.000419
0.0702	0.015963	0.007780	0.000846	0.000563
0.0937	0.036972	0.014603	0.001025	0.000656
0.1000	0.044673	0.016511	0.001037	0.000724
0.1234	0.080485	0.022223	0.001025	0.000891
0.1468	0.125033	0.022946	0.000840	0.000548
0.1702	0.174003	0.017556	0.000657	0.000481
0.1937	0.222849	0.008559	0.000613	0.000648
0.2171	0.267077	0.000513	0.000612	0.000357
0.2405	0.302516	-0.002488	0.000491	0.000249
0.2639	0.325557	0.000139	0.000300	0.000406
0.2873	0.333435	0.005794	0.000206	0.000170
0.3107	0.324369	0.010167	0.000200	0.000022
0.4000	0.135337	-0.009842	-0.000213	-0.000097

Mode	α_i	α_i^2	% M_{tot}	% M_{tot} <i>accumulated</i>
1	34.970	1222.901	79.62%	79.62%
2	13.540	183.332	11.93%	91.55%
3	8.2331	67.784	4.41%	95.96%
4	6.0279	36.336	2.37%	98.33%
5	4.4695	19.976	1.30%	99.63%
6	2.3861	5.693	0.37%	100.00%

اکنون با در نظر گرفتن رابطه‌ی $\{U\} = [\Phi]\{\eta\}$ و $\{\ddot{U}\} = [\Phi]\{\ddot{\eta}\}$ و پیش‌ضرب کردن معادله‌ی دینامیکی تعادل حرکت در ماتریس $[\Phi]^T$ داریم:

$$\ddot{\eta}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{\eta}_1 + \omega_1^2\eta_1 = -34.970\ddot{x}_0$$

$$\ddot{\eta}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{\eta}_2 + \omega_2^2\eta_2 = -13.540\ddot{x}_0$$

$$\ddot{\eta}_3 + 2\xi_3\omega_3\dot{\eta}_3 + \omega_3^2\eta_3 = -8.2331\ddot{x}_0$$

$$\ddot{\eta}_4 + 2\xi_4\omega_4\dot{\eta}_4 + \omega_4^2\eta_4 = -6.0279\ddot{x}_0$$

$$\ddot{\eta}_5 + 2\xi_5\omega_5\dot{\eta}_5 + \omega_5^2\eta_5 = -4.4695\ddot{x}_0$$

$$\ddot{\eta}_6 + 2\xi_6\omega_6\dot{\eta}_6 + \omega_6^2\eta_6 = -2.3861\ddot{x}_0$$

در شش معادله‌ی فوق مقدار ضریب میرایی برابر ۵٪ میرایی بحرانی است ($\xi_i = 0.05$). پاسخ هر یک از معادلات غیردرگیر بالا را می‌توان با استفاده از روش عددی مناسبی نظیر روش بتا- نیومارک تعیین کرد. در شکل ۱۱.۹ پاسخ‌های مربوط به ۱۰ ثانیه از حرکت نشان داده شده است.

جدول ۱۰.۹ مقادیر متناظر با پریودها از روی طیف

Mode	T_i (s)	$S_d(T_i, \xi_i)$ (m)
1	1.16	0.116
2	0.36	0.0218
3	0.20	0.00674
4	0.13	0.00285
5	0.092	0.00113
6	0.075	0.000720

با این اطلاعات می‌توان جابه‌جایی بیشینه در هر مود را مطابق جدول ۲۰.۹ تعیین کرد.

جدول ۲۰.۹ مقادیر جابه‌جایی بیشینه برای درجات آزادی غیردرگیر

Mode	α_i	$S_d(T_i, \xi_i)$ (m)	$(\eta_i)_{\max} = \alpha_i \times S_d(T_i, \xi_i)$ (m)
1	34.970	0.116	4.0495
2	13.540	0.0218	0.29571
3	8.233	0.00674	0.055458
4	6.028	0.00285	0.017155
5	4.469	0.00113	0.0050639
6	2.386	0.000710	0.0017170

۱۲.۹ جابه‌جایی بیشینه‌ی مودی

جابه‌جایی بیشینه برای هر مود از معادله‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$\{U_{\text{mod}}^{(i)}\} = \{\phi^{(i)}\} (\eta_i)_{\max}$$

با قرار دادن مقادیر $(\eta_i)_{\max}$ بر روی قطر یک ماتریس به نام $[H_{\text{mod}}]$ می‌توان رابطه‌ی بالا را به شکل زیر بازنویسی کرد:

$$[U_{\text{mod}}] = [\Phi][H_{\text{mod}}] = \left[\left\{ U_{\text{mod}}^{(1)} \right\} \left| \left\{ U_{\text{mod}}^{(2)} \right\} \right| \dots \left| \left\{ U_{\text{mod}}^{(n)} \right\} \right]$$

که:

سپس با استفاده از روش SRSS می‌توان مقدار بیشینه‌ی جابه‌جایی جانبی برای طبقه‌ی j را به‌صورت زیر محاسبه کرد:

$$U_j^{SRSS} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (U_j^{(i)})^2} = \sqrt{(U_j^{(1)})^2 + (U_j^{(2)})^2 + \dots + (U_j^{(m)})^2} \quad (۱۱۲-۹)$$

۲.۱۵.۹ بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقه

با استفاده از جابه‌جایی طیفی مودی بیشینه، برای مثال برای طبقه‌ی j و مود i ، $U_j^{(i)}$ ، مقدار جابه‌جایی نسبی طبقه‌ی j را می‌توان به‌صورت زیر تعیین کرد:

$$\Delta_j^{(i)} = U_{j+1}^{(i)} - U_j^{(i)} \quad (۱۱۳-۹)$$

سپس با استفاده از روش SRSS می‌توان مقدار بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقه‌ی j را محاسبه کرد:

$$\Delta_j^{SRSS} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (\Delta_j^{(i)})^2} = \sqrt{(\Delta_j^{(1)})^2 + (\Delta_j^{(2)})^2 + \dots + (\Delta_j^{(m)})^2} \quad (۱۱۴-۹)$$

نکته‌ی مهم این است که در محاسبه‌ی جابه‌جایی نسبی بیشینه‌ی طبقه از جابه‌جایی بیشینه‌ی محاسبه‌شده در رابطه‌ی (۱۱۲-۹) استفاده نمی‌شود، بلکه از مقدار جابه‌جایی‌های محاسبه‌شده قبل از برآیندگیری به روش SRSS استفاده می‌شود. زیرا در صورت استفاده از مقادیر به‌دست‌آمده از رابطه‌ی (۱۱۲-۹)، با توجه به این که این مقادیر همواره مثبت هستند، در نتیجه ممکن است مقدار جابه‌جایی نسبی طبقات، دست‌پایین تخمین زده شوند.

۳.۱۵.۹ بیشینه‌ی برش طبقه

با استفاده از معادله‌ی (۱۱۰-۹) نیروهای طیفی مودی بیشینه برای طبقه‌ی k و مود i ، $F_k^{(i)}$ ، به‌دست می‌آیند. سپس می‌توان برش طبقه‌ی طیفی مودی را برای مود i و طبقه‌ی j به‌صورت زیر محاسبه کرد:

$$V_j^{(i)} = \sum_{k=j}^p F_k^{(i)} \quad (۱۱۵-۹)$$

سپس با استفاده از روش SRSS مقدار بیشینه‌ی برش طبقه برابر است با:

$$V_j^{SRSS} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (V_j^{(i)})^2} = \sqrt{(V_j^{(1)})^2 + (V_j^{(2)})^2 + \dots + (V_j^{(m)})^2} \quad (۱۱۶-۹)$$

$$V_{\max}^{(i)} = \{\mathbf{1}\}^T \{F_{\max}^{(i)}\} = [M] \{\ddot{U}_{\max}^{(i)}\} = \{\mathbf{1}\}^T [M] \{\phi^{(i)}\} \alpha_i S_a(T_i, \xi_i) \quad (۱۳۶-۹)$$

معادله‌ی (۱۳۶-۹) را می‌توان به‌صورت زیر بازنویسی کرد:

$$V_{\max}^{(i)} = \{\mathbf{1}\}^T [M] \{\phi^{(i)}\} \alpha_i S_a(T_i, \xi_i) = \left[\sum_{j=1}^p (m_j \phi_j^{(i)}) \right] \alpha_i S_a(T_i, \xi_i) \quad (۱۳۷-۹)$$

با جای‌گذاری α_i از معادله‌ی (۱۲۹-۹) در معادله‌ی (۱۳۷-۹) رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$V_{\max}^{(i)} = \frac{\left[\sum_{j=1}^p (m_j \phi_j^{(i)}) \right]^2}{\sum_{j=1}^p \left[(m_j \phi_j^{(i)})^2 \right]} \cdot S_a(T_i, \xi_i) = m_{ef}^{(i)} S_a(T_i, \xi_i) \quad (۱۳۸-۹)$$

$m_{ef}^{(i)}$ جرم مؤثر مودی برای مود i است.

اکنون مود اول ارتعاش سازه یعنی مود اصلی را با جزئیات بیشتری مورد بررسی قرار می‌دهیم. برای ساختمان دوبعدی می‌توان گفت مؤلفه‌ی j از مود اول یعنی جابه‌جایی مودی طبقه‌ی j به‌صورت زیر است:

$$\phi_j^{(1)} = (h_j)^k \quad (۱۳۹-۹)$$

که h_j ارتفاع طبقه j از تراز پی و k وابسته به انعطاف‌پذیری سازه است. هرچه سازه انعطاف‌پذیرتر و بلندتر باشد مقدار k از ۱ به ۲ میل می‌کند. شکل ۲۱.۹ جرم مؤثر مودی را برای یک ساختمان منظم دارای p طبقه نشان می‌دهد. جرم هر طبقه برابر m و ارتفاع طبقات یکسان است. در جدول ۱۰.۹ بر اساس روابط موجود در شکل ۲۱.۹ سهم مود اول ساختمان‌های با ارتفاع مختلف و به ازای مقادیر مختلف k نشان داده شده است. در این جدول مقدار جرم کل M_{tot} برابر mp است. مطابق جدول ۱۰.۹ مشاهده می‌شود که سهم مود اول در حالتی که $k=1$ است (سازه‌ی برشی، مود اول غالب است) در مقایسه‌ی با حالت $k=2$ (سازه‌ی خمشی، مودهای بالاتر هم اثر دارند) مقدار بیشتری است. برای حالتی که طبقه‌ی اول بسیار نرم باشد (نظیر حالت سازه‌ی دارای عایق لرزه‌ای پایه) تمام اثر ارتعاشی در مود اول است.

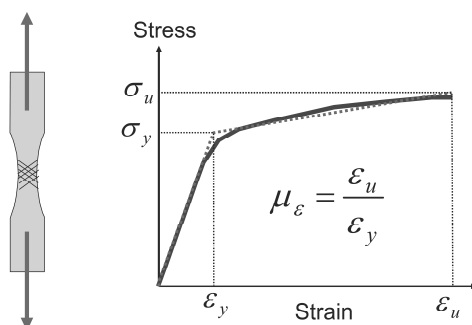
در روش استاتیکی معادل تقریب‌های زیر در مقایسه با تحلیل دینامیکی وجود دارد:

الف- فقط مود اول ارتعاش در نظر گرفته می‌شود.

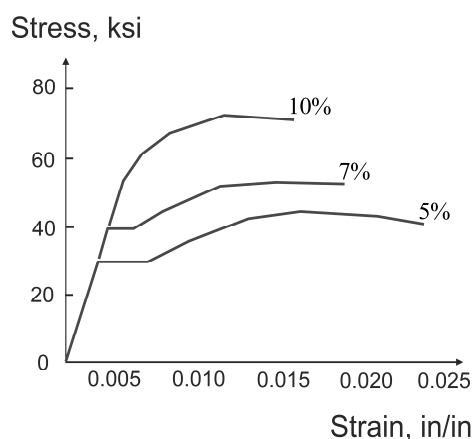
ب- سهم جرم مؤثر مودی در مود اول برابر تمام جرم سازه فرض می‌شود.

ج- پریود اصلی و شکل مودی به‌صورت تقریبی و بر اساس روابط تجربی است.

برحسب میزان کرن، فولاد دارای منحنی‌های مختلف تنش-کرنش است. با افزایش درصد کرن، مطابق شکل ۲.۱۰ مقاومت فولاد افزایش و شکل‌پذیری آن کاهش می‌یابد.

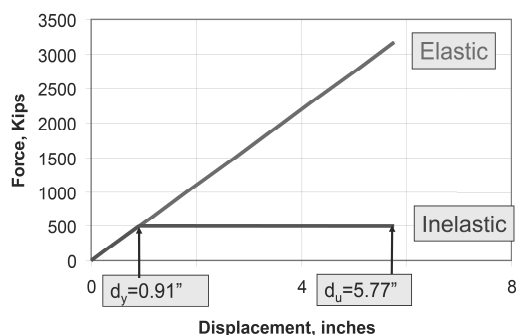


شکل ۲.۱۰
منحنی تنش-کرنش فولاد و
رفتار ایده‌آل دوخطی



شکل ۲.۱۰
اثر میزان کرن در منحنی‌های
مختلف تنش-کرنش فولاد

از آن‌جا که اعضای سازه در زلزله‌های شدید وارد ناحیه‌ی غیرالاستیک می‌شوند، باید منحنی تنش-کرنش مصالح مختلف را تحت بار سیکلی در آزمایشگاه به‌دست آورد. در شکل ۳.۱۰ رفتار چرخه‌ای مصالح فولادی در کرنش‌های مختلف نشان داده شده است. می‌دانیم که باربرداری با شیب E (مدول یانگ) انجام می‌شود. چنان‌که در شکل دیده می‌شود، وقتی از فولاد در کشش باربرداری می‌شود و فولاد وارد ناحیه‌ی فشاری می‌شود، ورود به ناحیه‌ی تسلیم در مقداری کمتر از تنش تسلیم σ_y به‌صورت غیرخطی رخ می‌دهد. این پدیده موسوم به اثر بوشینگر است.



شکل ۱۷.۱۰ ایده‌ی جابه‌جایی- برابر در تخمین جابه‌جایی غیرالاستیک یک سیستم

نشان داده شده است. شکل‌پذیری نیاز برابر است با:

$$\frac{5.77in}{0.91in} = 6.34$$

$$\frac{14.4cm}{2.27cm} = 6.34$$

با استفاده از طیف پاسخ، مقدار نیروی الاستیک نیاز (F_E) را تخمین می‌زنیم. به شکل ۱۸.۱۰ مراجعه شود. سپس ظرفیت شکل‌پذیری (μ) را تعیین می‌کنیم و با توجه به این دو مقدار، نیروی طراحی F_I را به‌دست می‌آوریم:

$$F_I = \frac{F_E}{\mu} \quad (۷.۱۰)$$

اکنون می‌توان جابه‌جایی کاهش‌یافته (الاستیک) d_R را تعیین کرد و با ضرب آن در μ مقدار جابه‌جایی غیرالاستیک d_I را به‌دست آورد. در فرآیند طراحی باید این مقدار را با جابه‌جایی مجاز d_i مقایسه کرد. آیین‌نامه‌های ساختمانی، این امکان را فراهم کرده‌اند که برای تعیین شکل‌پذیری نیاز، از تحلیل الاستیک بر اساس نیروهای کاهش‌یافته استفاده شود. استفاده از نیروهای کاهش‌یافته باعث می‌شود که جابه‌جایی نیاز به‌صورت دست‌پایین تخمین زده شود. بنابراین جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل الاستیک مربوط به نیروی کاهش‌یافته را باید در ضریبی وابسته به شکل‌پذیری ضرب کرد تا جابه‌جایی غیرالاستیک به‌دست آید. *ASCE 7* از طیف الاستیک استفاده می‌کند و با تقسیم شبه‌شتاب بر ضریب رفتار R ، نیروی طراحی کاهش‌یافته را به‌دست می‌دهد. ضریب کاهش R موارد زیر را در برمی‌گیرد:

- شکل‌پذیری
- فرامقاومت
- میرایی (اگر غیر از ۵٪ باشد).
- درجه‌ی افزونگی (*Redundancy*) سازه
- عملکرد سیستم‌های مشابه در زلزله‌های گذشته

۸.۱۰ تعیین جابه‌جایی نیاز

معمولاً در مهندسی زلزله، این تفکر وجود دارد که مقاومت یک پارامتر اساسی است. افزایش مقاومت باعث کاهش شکل‌پذیری نیاز می‌شود. در تحلیل سازه به منظور طراحی بر اساس عملکرد، تأکید اصلی بر تعیین تغییرشکل‌های نیاز، است. زیرا این اطمینان وجود دارد که سازه وارد محدوده‌ی غیرالاستیک می‌شود و در نتیجه نیروی بیشینه با مقاومت سازه برابر است. بنابراین نمی‌توان از تحلیل‌های زیر استفاده کرد:

- تحلیل استاتیکی خطی
- تحلیل دینامیکی خطی طیف پاسخ مدی
- تحلیل دینامیکی خطی تاریخچه‌ی پاسخ مدی
- تحلیل خطی تاریخچه‌ی زمانی دینامیکی

تحلیل پوش‌آور به علت در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح، در این‌جا قابل استفاده خواهد بود. همچنین می‌توان از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی استفاده کرد.

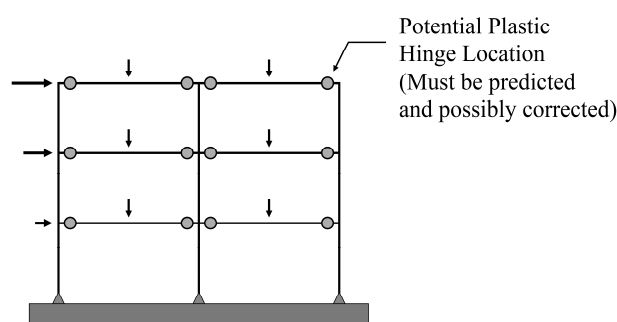
NEHRP 2003 شامل طراحی بر اساس عملکرد نیست؛ بنابراین هیچ دستورالعملی در خصوص تحلیل غیرخطی ندارد. با وجود این در فصل ۵ آن به تحلیل غیرخطی بر اساس *FEMA 273* اشاره شده است. بر اساس *FEMA 368*، مطابق جدول ۳.۱۰، محدودیت‌هایی در استفاده از روش‌های مختلف تحلیل وجود دارد. T_s برابر است با:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (۱۴.۱۰)$$

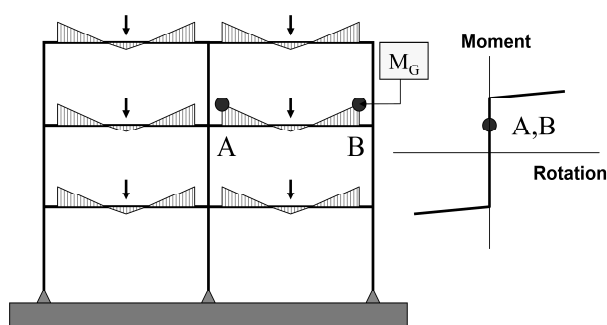
FEMA 350 برای طراحی بر اساس عملکرد تهیه شده است و محدودیت‌های مشخصی برای تحلیل غیرخطی دارد. محدودیت‌های *FEMA 350* نیز به صورت جدول ۴.۱۰ است. قسمت بالای جدول ($T \leq T_s$) برای سازه‌های کوتاه و قسمت پایین آن برای سازه‌های بلند ($T > T_s$) است.

در شکل ۴۷.۱۰ به طور شماتیک بارهای ثقیلی و جانبی بر روی یک سازه و نقاطی که پتانسیل ایجاد مفصل پلاستیک را دارند، نشان داده شده است. مراحل گام به گام تحلیل پوش اور به صورت زیر است:

۱. ایجاد مدل سازه،
 ۲. وارد کردن بار ثقیلی و تعیین جابه جایی و نیروهای اعضاء تحت آن بار،
 ۳. اعمال بار جانبی تا جایی که یک تسلیم اتفاق افتد.
 ۴. تعیین جابه جایی و نیروی اعضاء در این لحظه،
 ۵. اصلاح سختی سازه برای نشان دادن تسلیم؛
- اکنون باید به گام سوم رفت و تا رسیدن به بار یا جابه جایی مورد نظر، تحلیل را ادامه داد. اولین گام در تحلیل پوش اور، وارد کردن بارهای ثقیلی است. بسیار بعید است که تحت این بار، سازه تسلیم شود. البته بار ثقیلی در نحوه و محل ایجاد مفاصل پلاستیک و ترتیب و توالی آن تحت



شکل ۴۷.۱۰ نمایش بارهای ثقیلی و جانبی بر روی یک سازه و نقاطی که پتانسیل ایجاد مفصل پلاستیک را دارند.

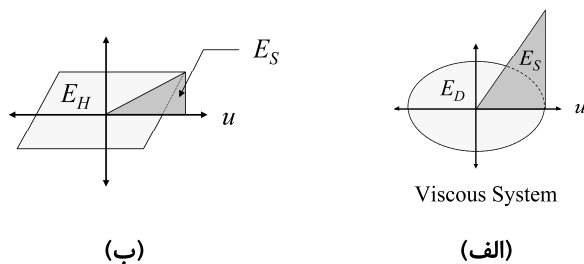


Moments plotted on tension side.

بار ثقیلی و ممان ناشی از آن

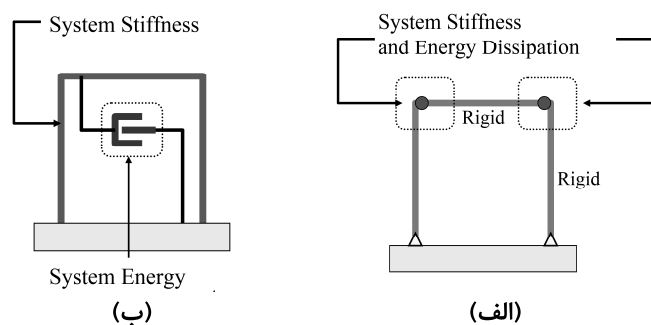
شکل ۴۸.۱۰

در شکل ۶۶.۱۰ (الف) سیستم واقعی نشان داده شده است که در آن تسلیم ایجاد می‌شود. همچنین سیستم لزج معادل آن در شکل ۶۶.۱۰ (ب) مشاهده می‌شود.



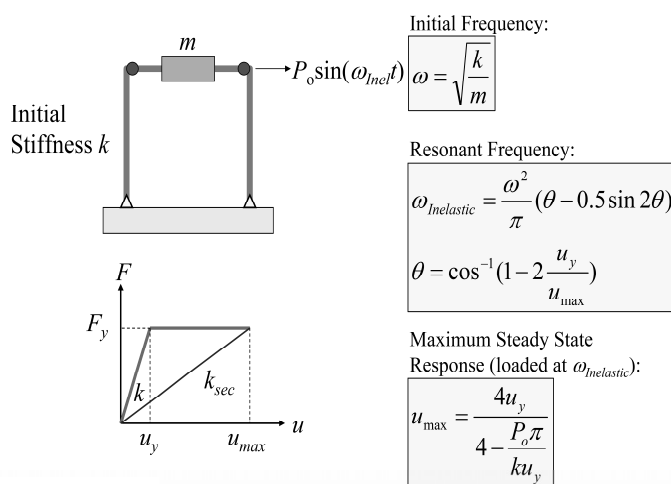
انرژی میرایی (الف) و چرخه‌ای (ب)

شکل ۶۵.۱۰



سیستم واقعی تسلیم‌شونده (الف) و سیستم معادل لزج (ب)

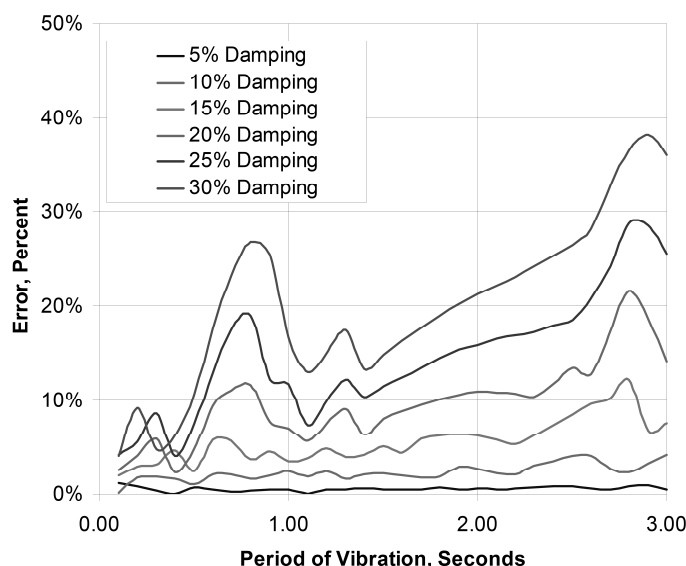
شکل ۶۶.۱۰



سیستم تسلیم‌شونده شکل ۶۷.۱۰

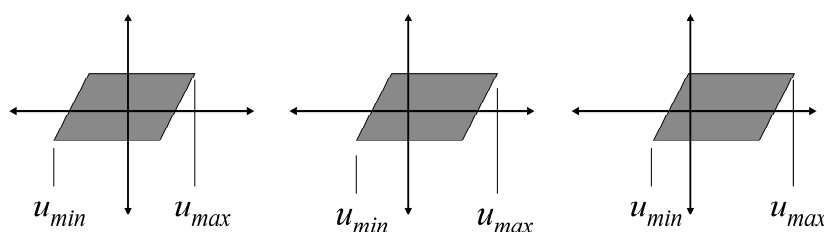
وجود دارد. در شکل ۸۱.۱۰ خطای مربوط به تفاوت شبه‌شتاب با شتاب واقعی برای میرایی‌های مختلف نشان داده شده است.

یکی از نکات مهم در خصوص تحلیل پوش‌آور این است که هرچند به روش ساده‌ای رفتار چرخه‌ای را در نظر می‌گیرد، ولی مطابق شکل ۸۲.۱۰، در یک انرژی چرخه‌ای یکسان ممکن است مقادیر جابه‌جایی بیشینه با یک‌دیگر تفاوت زیادی داشته باشند. به این ترتیب هرچند هر سه شکل دارای میرایی لزج معادل هستند، ولی ممکن است در تخمین جابه‌جایی بیشینه، خطای زیادی موجود باشد. در صورت استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی این مشکل حل می‌شود. برای بهبود روش پوش‌آور می‌توان کارهای زیر را انجام داد:



خطای مربوط به تفاوت شبه‌شتاب با شتاب واقعی برای میرایی‌های مختلف

شکل ۸۱.۱۰



رفتار چرخه‌ای یکسان با جابه‌جایی بیشینه‌ی معادل

شکل ۸۲.۱۰

۳.۱۱ بارهای لرزه‌ای، انتخاب معیار (۱۶۱۶)

۱.۳.۱۱ معیار طراحی سازه (۱.۱۶۱۶)

هر سازه باید مطابق دسته‌بندی لرزه‌ای ارائه‌شده در بند «۳.۱۶۱۶» طراحی شود. بدون توجه به روش مورد استفاده در طراحی سازه، برای ارزیابی لغزش، واژگونی و باربری خاک در اندرکنش خاک-سازه می‌توان از روش تنش مجاز استفاده کرد، به شرط آن که بند «۳.۱۶۰۵» مورد عمل قرار گرفته باشد. هنگام استفاده از روش طرح تنش مجاز برای پی‌ها، مقدار $0.2 S_{DS}$ در معادلات (۵۰.۱۶)، (۵۱.۱۶)، (۵۲.۱۶) و (۵۳.۱۶) یا معادلات (۱.۷.۲.۵.۹)، (۲.۷.۲.۵.۹)، (۱.۱.۷.۲.۵.۹) و (۲.۱.۷.۲.۵.۹) از ASCE-7 را می‌توان مساوی صفر قرار داد. هنگامی که ترکیبات بار مربوط به بند «۲.۳.۱۶۰۵» لحاظ می‌شوند، افزایش یک‌سوم تنش‌های مجاز خاک را در تمام ترکیب بارهای شامل بار باد و زلزله می‌توان انجام داد.

۲.۳.۱۱ گروه‌های استفاده لرزه‌ای و ضرایب اهمیت کاربری (۲.۱۶۱۶)

هر سازه باید بر حسب کاربری در یکی از گروه‌های لرزه‌ای زیر قرار گیرد. متناظر با هر یک از این گروه‌ها ضریب اهمیت I_E مطابق جدول (۵.۱۶۰۴) تعریف می‌شود.

۱.۲.۳.۱۱ گروه لرزه‌ای I (۱.۲.۱۶۱۶)

تمام سازه‌هایی که در گروه II و III قرار ندارند.

۲.۲.۳.۱۱ گروه لرزه‌ای II (۲.۲.۱۶۱۶)

سازه‌هایی که انحام آن‌ها باعث ایجاد مخاطرات عمومی به‌علت کاربری شده است یا مطابق جدول (۵-۱۶۰۴) هستند یا توسط مراجع رسمی جزء این گروه فرض می‌شوند.

۳.۲.۳.۱۱ گروه لرزه‌ای III (۳.۲.۱۶۱۶)

سازه‌هایی که دارای امکانات و تسهیلات اساسی هستند که در هنگام زلزله و پس از آن باید کارایی داشته باشند یا محتوی مواد خطرناک مطابق جدول (۵-۱۶۰۴) هستند و یا مراجع رسمی آن ساختمان را جزء این گروه قرار دهند.

نکته: اگر بهره‌برداری از یک سازه‌ی گروه III منوط به سازه‌ی مجاور باشد، سازه‌ی مجاور باید الزامات گروه III را برآورده کند.

۱. هنگام محاسبه‌ی جابه‌جایی‌ها برای تقویت دینامیکی پیش‌مطابق بند «۲.۵.۵.۹» از ASCE-7.
 ۲. هنگام محاسبه‌ی تغییرشکل‌ها، جابه‌جایی‌های نسبی و نیروهای برش لرزه‌ای مربوط به بندهای «۱.۷.۵.۵.۹» و «۲.۷.۵.۵.۹» از ASCE-7.
 ۳. برای محاسبات طراحی مورد نیاز در بندهای «۱۶۲۰»، «۱۶۲۱» یا «۱۶۲۲».
- برای سازه‌هایی که دارای سیستم ترکیبی در ارتفاع هستند، مقدار ρ برای هر کدام از سیستم‌های باربر جانبی به‌طور مستقل محاسبه می‌شود. مقدار ضریب افزونگی در قسمت پایینی سازه نباید از مقدار زیر کمتر باشد:

$$\rho_L = \frac{R_L \rho_u}{R_u}$$

که در آن ρ_L ضریب افزونگی قسمت پایین، R_L ضریب رفتار قسمت پایین، ρ_u ضریب افزونگی قسمت فوقانی و R_u ضریب رفتار قسمت فوقانی است.

۳.۴.۱۱ محدودیت‌های تغییرشکل و جابه‌جایی نسبی (۳.۱۶۱۷)

ضوابط مربوطه در بند «۸.۲.۵.۹» از ASCE-7 ارائه شده است.

تبصره:

سازه‌های طراحی‌شده با استفاده از روش تحلیل ساده در بند «۵.۱۶۱۷» باید ضوابط بند «۱.۳.۱۶۱۷» را برآورده کنند.

۱.۳.۴.۱۱ محدودیت‌های تغییرشکل و جابه‌جایی نسبی (۱.۳.۱۶۱۷) (برای

استفاده در روش ساده‌ی تحلیل مطابق بند «۵.۱۶۱۷»)

جابه‌جایی نسبی طبقه (Δ) که بر اساس بند «۴.۵.۱۶۱۷» تعیین شده است، نباید از مقدار مجاز Δ_a ، جدول (۱.۳.۱۶۱۷)، بیشتر باشد. ساختمان‌ها نباید از محدودیت‌های ارائه‌شده در بند «۱.۶.۱۶۱۶» تجاوز کنند.

۴.۴.۱۱ روش نیروی جانبی معادل برای طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها

(۴.۱۶۱۷)

باید ضوابط بند «۵.۵.۹» از ACSE-7 مورد استفاده قرار گیرد.

۵.۴.۱۱ روش ساده‌ی تحلیل برای طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها (۵.۱۶۱۷)

برای آشنایی با محدودیت‌های استفاده از این روش به بند «۱۶۱۶-۶-۱» مراجعه کنید.

جدول ۱۰۱۲ ضریب مربوط به نامعینی R_R

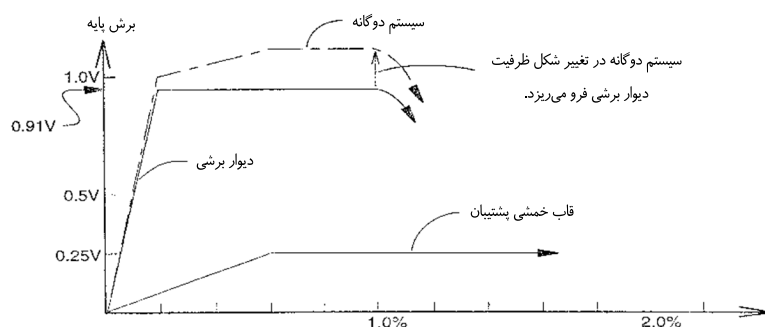
R_R	تعداد خطوط قاب لرزه‌بر
۰/۷۱	۲
۰/۸۶	۳
۱	۴

برای نشان دادن اهمیت نحوه‌ی توزیع سختی و مقاومت در بین خطوط قاب‌های لرزه‌بر قائم در یک سیستم قابی نامعین مطابق شکل ۸۱۲ منحنی برش پایه بر حسب جابه‌جایی بام را برای سه نوع سیستم قاب خمشی، دیوار برشی و سیستم ترکیبی (دوگانه) در نظر بگیرید. NEHRP-1991 بیان می‌کند که قاب خمشی در سیستم دوگانه باید قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ نیروهای طراحی باشد. نیروی برشی کل مربوط به مجموع مقاومت قاب خمشی و دیوار برشی است. در این جا فرض می‌شود که سختی دیوارهای برشی ۱۰ برابر سختی قاب‌های خمشی است. مقادیر برش پایه طراحی برای دیوارها و قاب‌های خمشی به ترتیب برابر ۲۵٪ و ۹۱٪ برش طرح سیستم هستند. با فرض این که دیوارهای برشی در نسبت جابه‌جایی ۲/۰٪ تسلیم می‌شوند و در نسبت جابه‌جایی ۱٪ فرو می‌ریزند، با توجه به شکل ۸۱۲ می‌توان گفت که قاب خمشی در مقاومت جانبی و اتلاف انرژی سهم چندانی ندارد. برای این که قاب خمشی در تحمل بارهای جانبی سهم قابل ملاحظه‌ای داشته باشد باید سختی و مقاومت آن‌ها در حدود مقادیر مربوط به دیوارهای برشی باشد. در نتیجه قاب‌های خمشی در کنار دیوارهای برشی، در سیستم‌های دوگانه به عنوان نامعینی محسوب نمی‌شوند. اکنون با داشتن سه ضریب زیر می‌توان ضریب رفتار R را بدست آورد.

R_s : که به صورت نسبت مقاومت تسلیم به نیروی طرح تعریف می‌شود (V_y / V_{des}) .

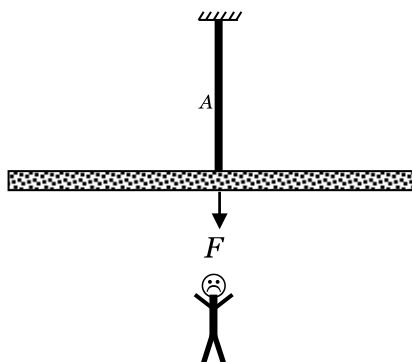
R_u : که به صورت نسبت جابه‌جایی ارتجاعی (الاستیک) به جابه‌جایی غیرارتجاعی (مقاومت جانبی) تعریف می‌شود.

R_e : اگر میرایی سازه مساوی ۵٪ نباشد مطابق جدول زیر محاسبه می‌شود.



شکل ۸۰۱۲ منحنی برش پایه برای قاب، دیوار برشی و سیستم دوگانه (ترکیبی)

بدیهی است که اگر سیستم تک عضوی برای همان نیروی مشابه سیستم پنج عضوی طراحی شود، قابلیت اعتماد کمتری دارد.



اکنون با معلوم بودن $\beta = ۴/۲۶$ می‌توان ضریب اطمینان متناظر را تعیین کرد:

$$\beta = ۴/۲۶ = \frac{\lambda - 1}{۰/۱ \times \sqrt{\lambda^2 + 1}} \Rightarrow \lambda = ?$$

$$(۴/۲۶ \times ۰/۱)^2 (\lambda^2 + 1) = (\lambda - 1)^2$$

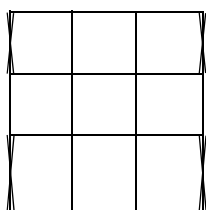
$$۰/۴۲۶^2 (\lambda^2 + 1) - \lambda^2 + 2\lambda - 1 = 0 \Rightarrow ۰/۱۸۱\lambda^2 - \lambda^2 + 2\lambda + ۰/۱۸۱ - 1 = 0$$

$$-۰/۸۱۹\lambda^2 + 2\lambda - ۰/۸۱۹ = 0$$

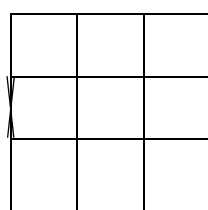
$$\frac{-2 \pm \sqrt{4 - 4 \times ۰/۸۱۹^2}}{2 \times (-۰/۸۱۹)} \Rightarrow \lambda = ۱/۹۲ \xrightarrow{+۱/۵۷} \rho = ۱/۲۲$$

۹.۱۲ جایگاه پیچش در درجه‌ی افزونگی

یکی از نکات مهم در خصوص درجه‌ی افزونگی، پیچش سازه در صورت حذف برخی اعضای لرزه‌بر است. مثلاً در شکل ۱۷.۱۲ (الف) حذف یکی از دهانه‌های بادبندی باعث پیچش شدید در سازه می‌شود در حالی که در شکل ۱۷.۱۲ (ب)، با شکست یکی از دهانه‌های بادبندی، هرچند پیچش ایجاد می‌شود ولی شدت آن کمتر است.



(ب)



(الف)

شکل ۱۷.۱۲ دو پلان متفاوت در چیدمان بادبندی



Fig Indonesia 1 Basic Seismic Coefficient

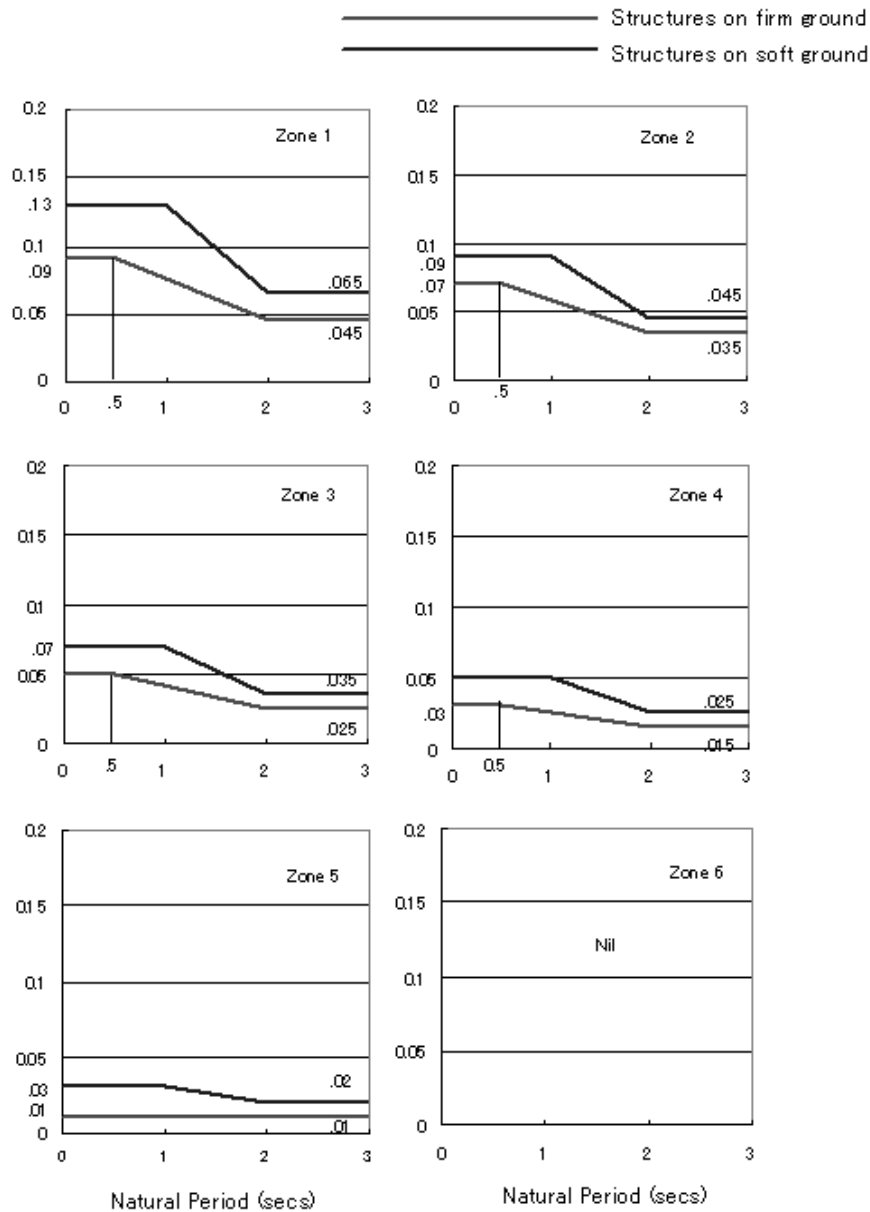




Table United States 1

Table ASCE 7- 1 - Site Coefficients F_a and F_v

Site Class	values of F_a					values of F_v				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

* site specific geotechnical evaluation required

Table United States 1(a)

Table ASCE 7- 1(a) - Site Classification

Site Class	shear wave velocity in top 100 ft (30 m)	average standard penetration resistance in top 100 ft (30 m)	average undrained shear strength in top 100 ft (30 m)
	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$	$\bar{s}_u$
A - hard rock	> 5000 ft/s (> 1500 m/s)	not applicable	not applicable
B - rock	2500 to 5000 ft/s (760 to 1500 m/s)	not applicable	not applicable
C - very dense soil and soft rock	1200 to 2500 ft/s (370 to 760 m/s)	> 50	> 2000 psf (>100 kPa)
D - stiff soil	600 to 1200 ft/s (180 to 370 m/s)	15 to 50	1000 to 2000 psf (50 to 100 kPa)
E - soil	< 600 ft/s (< 180 m/s)	< 15	< 1000 psf (< 50 kPa)
	any soil profile having more than 10 ft (3 m) of soil having the following characteristics: plasticity index $PI > 20$ moisture content $w \geq 40\%$ undrained shear strength, $\bar{s}_u < 500$ psf (25 kPa)		
F - soils requiring site specific evaluation	soils vulnerable to failure or collapse peats and/or highly organic clays very high plasticity clays very thick soft/medium clays		