International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

ترجمه آیین نامه طراحی لرزه‌ای پلهای کالیفرنیا

ویرایش ۱,۲

(CALTRANS)

مربوط به درس

اثر زلزله بر سازه‌های خاص

استاد :

دکتر عشقی

دکتر واثقی

مهدی وجودی

بهار ۱۳۸۲

فهرست مطالب :

۱- معرفی

۱-۱- تعریف پل استاندارد معمول

۱-۲- انواع اجزاء بیان شده در SDC

۱-۳- سیستمهای پل

۱-۴- رفتار محلی و کلی

۲- تقاضای برای اجزای سازه‌ای

۲-۱- تجسم حرکت زمین

۲-۱-۱. شتاب طیفی

۲-۱-۲. حرکت افقی زمین

۲-۱-۳. حرکت قائم زمین

۲-۱-۴. ترکیب افقی و عمودی بار

۲-۱-۵. میرائی

۲-۲- تقاضای جابجائی

۲-۲-۱. جابجائی تخمینی

۲-۲-۲. جابجائی کل سازه و جابجائی محلی عضو

۲-۲-۳. شکل پذیری جابجائی مورد نیاز

۲-۲-۴. نقاضا برای شکل پذیری هدف

۲-۳- تقاضای نیرو

۲-۳-۱. تقاضای لنگر

۲-۳-۲. تقاضای برش

۲-۳-۲-۱. تقاضای برش ستون

۲-۳-۲-۲. تقاضای برش دیوار ستونی

۲-۳-۲-۳. تقاضای برش برای اعضای محافظت شده ظرفیتی

۳- ظرفیت اجزای سازه

۳-۱- ظرفیت جابجائی اعضای بتنی شکل پذیر

۳-۱-۱. تعریف عضو شکل پذیر

۳-۱-۲. تفاوت ظرفیت عضو محلی و ظرفیت سیستم سازه‌ای کل

۳-۱-۳. ظرفیت جابجائی عضو محلی

۳-۱-۴. ظرفیت شکل پذیری جابجائی عضو محلی

۳-۱-۴-۱. حداقل ظرفیت شکل پذیری محلی

۳-۲- خصوصیات ماده‌ای برای اجزای بتنی

۳-۲-۱. خصوصیات مورد انتظار

۳-۲-۲. مدلهای غیرخطی فلز مسلح برای اعضای بتنی شکلپذیر

۳-۲-۳. فولاد مسلح کننده A۷۰۶ و A۷۰۶M

۳-۲-۴. مدل غیر خطی فولاد پیش تنیده

۳-۲-۵. مدلهای غیر خطی بتن برای اعضای بتن مسلح شکل پذیر

۳-۲-۶. ویژگیهای بتن با سیمان پرتلند با وز معمول

۳-۲-۷. دیگر خصوصیات مواد

۳-۳- ظرفیت لنگر پلاستیک برای اعضای بتن شکل پذیر

۳-۳-۱. آنالیز منحنی- لنگر

۳-۴- نیازمندیهای اجزای حفاظت شده ظرفیتی

۳-۵- حداقل مقاومت جانبی

۳-۶- طراحی لرزه‌ای برشی برای اعضای بتنی شکل پذیر

۳-۶-۱. ظرفیت برشی اسمی

۳-۶-۲. ظرفیت برشی بتن

۳-۶-۳. ظرفیت برشی بتن مسلح

۳-۶-۴. حذف شد

۳-۶-۵. حداقل و حداکثر فولادگذاری برشی برای ستونها

۳-۶-۵-۱. حداکثر فولاد برشی

۳-۶-۵-۲. حداقل فولاد برشی

۳-۶-۵-۳. حداقل فولاد قائم در قسمت مهاری

۳-۶-۶. ظرفیت برشی پایه/

۳-۶-۶-۱. ظرفیت برشی در جهت ضعیف
۳-۶-۶-۲. ظرفیت برشی در جهت قوی
۳-۶-۷. ظرفیت برشی اعضای محافظت شده ظرفیتی
۳-۷- حداکثر و حداقل فولاد گذاری طوی
۳-۷-۱. حداکثر فولادگذاری طولی
۳-۷-۲. حداقل فولادگذاری طولی
۳-۷-۳. حداکثر نسبت فولادگذاری
۳-۸- فولادگذاری جانبی اعضای شکل پذیر
۳-۸-۱. فولادگذاری جانبی در محدوده مفصل پلاستیک
۳-۸-۲. فولادگذاری جانبی ستون در منطقه مفصل پلاستیک
۳-۸-۳. فولادگذاری جانبی ستون خارج منطقه مفصل پلاستیک
۳-۸-۴. فولادگذاری جانبی دیوارهای پایه
۳-۸-۵. نیازهای فولادگذاری جانبی برای ستونهای روی شمعهای نوع ۲
۳-۸-۶. محصور شدگی جانبی برای شمعهای نوع ۲
۴- نیاز و ظرفیت
۴-۱- معیار عملکرد
۴-۱-۱. معیار جابجائی کلی
۴-۱-۲. معیار نیاز شکلپذیری
۴-۱-۳. معیار ظرفیت شکلپذیری
۴-۲- اثرات P-Δ
۴-۳- ظرایب افزایش ظرفیت
۴-۳-۱. ظرایب افزایش مقاومت ستون
۴-۳-۲. نیاز و ظرفیت سازه اصلی
۴-۳-۲-۱. ظرفیت طولی سازه اصلی
۴-۳-۲-۲. ظرفیت تیر خمشی
۴-۳-۳. ظرفیت پی
۵- تحلیل

۵-۱- نیازهای تحلیل
۵-۱-۱. اهداف تحلیل
۵-۲- روشهای تحلیلی
۵-۲-۱. تحلیل استاتیکی معادل
۵-۲-۲. تحلیل دینامیکی الاستیک
۵-۲-۳. تحلیل استاتیکی غیر الاستیک
۵-۳- تحلیل کلی سیستم سازه‌ای
۵-۴- تحلیل سیستم محلی مجزا
۵-۴-۱. تحلیل جانبی
۵-۴-۲. تحلیل طولی
۵-۵- تحلیل ساده شده
۵-۶- مشخصات مقطع موثر
۵-۶-۱. مشخصات مقطع موثر برای تحلیل لرزه‌ای
۵-۶-۲. I_{eff} برای اعضای شکلپذیر
۵-۶-۳. I_{eff} برای تیر قوطی سازه اصلی
۵-۶-۴. I_{eff} برای سایر انواع سازه اصلی
۵-۶-۵. ممان پیچشی موثر
۵-۷- مشخصات موثر عضو برای بارهای غیر لرزه‌ای
۶- لرزه‌خیزی و عملکرد پی
۶-۱- تحلیل ساختگاه
۶-۱-۱. لرزه‌خیزی و داده‌های پی
۶-۱-۲. منحنی های ARS
۶-۱-۳. منحنی‌های SDC ARS
۶-۱-۴. منحنی های ARS ویژه ساختگاه
۶-۲- طراحی پی
۶-۲-۱. عملکرد پی
۶-۲-۲. کلاس بندی خاک

۶-۲-۲-۱. خاک مناسب

۶-۲-۲-۲. خاک ضعیف

۶-۲-۲-۳. خاک حاشیه‌ای

۶-۲-۳. معیار طراحی پی

۶-۲-۳-۱. مقاومت پی

۶-۲-۳-۲. انعطاف پذیری پی

۷- طراحی

۷-۱- طرحی قاب

۷-۱-۱. سختی متعادل

۷-۱-۲. هندسه متعادل قاب

۷-۱-۳. تنظیم مشخصات دینامیکی

۷-۱-۴. ملاحظات دهانه پایانی

۷-۲- سازه اصلی

۷-۲-۱. تیرها

۷-۲-۱-۱. عرض موثر سازه

۷-۲-۲. شتاب قائم

۷-۲-۳. تیرهای پیش ساخته

۷-۲-۴. پلهای دالی

۷-۲-۵. مفاصل

۷-۲-۵-۱. عملکرد مفاصل طولی

۷-۲-۵-۲. عملکرد مفاصل جانبی

۷-۲-۵-۳. قابهای مطابق بند ۷-۱-۲

۷-۲-۵-۴. عرض نشیمنگاه مفاصل برای قابهای مطابق بند ۷-۱-۲

۷-۲-۵-۵. قابهای غیر مطابق بند ۷-۱-۲

۷-۲-۶. سخت کننده های مفاصل

۷-۲-۷. نشیمنگاه لوله‌ای

۷-۲-۸. بولتها

۷-۳- سرتیرها

۷-۳-۱. سرتیرهای کلی

۷-۳-۱-۱. عرض موثر

۷-۳-۲. سربیرهای غیر کلی

۷-۳-۲-۱. حداقل عرض نشیمنگاه

۷-۳-۳. تیرهای T شکل معکوس

۷-۳-۴. عمق سر تیر

۷-۴- طراحی اتصال سازه اصلی

۷-۴-۱. عملکرد اتصال

۷-۴-۲. مشخصات اتصال

۷-۴-۲-۱. حداقل عرض

۷-۴-۳. توصیف اتصال

۷-۴-۴. طراحی برشی اتصالات T شکل

۷-۴-۴-۱. تعریف تنش کلی

۷-۴-۴-۲. حداقل فولادگذاری برشی اتصال

۷-۴-۴-۳. فولادگذاری برشی اتصال

۷-۴-۵. اتصالات زانوئی

۷-۵- باربرها

۷-۵-۱. باربرهای الاستیک

۷-۵-۲. باربرهای لغزشی

۷-۶- ستونها و دیوارهای باربر

۷-۶-۱. ابعاد ستون

۷-۶-۲. طول تحلیلی مفصل پلاستیک

۷-۶-۳. منطقه مفصل پلاستیک

۷-۶-۴. خم های چند ستونی

۷-۶-۵. ستون

۷-۶-۵-۱. ایزوله شده افقی

۷-۶-۵-۲. فولادگذاری کم

۷-۶-۵-۳. فولادگذرای

۷-۶-۶. دیوارهای باربر

۷-۶-۷. کلید طراحی ستون

۷-۷- پی‌ها

۷-۷-۱. طراحی پی

۷-۷-۱-۱. پی‌های شمعی در خاکهای مناسب

۷-۷-۱-۲. پیهای شمعی در خاکهای ضعیف

۷-۷-۱-۲-۱. طراحی جانبی

۷-۷-۱-۲-۲. ظرفیت جانبی شمعهای با سر گیردار

۷-۷-۱-۲-۳. مقاومت پسیو خاک

۷-۷-۱-۳. پاسخ پی صلب

۷-۷-۱-۴. برش اتصال پی

۷-۷-۱-۵. عرض موثرپی برای انعطاف پذیری

۷-۷-۱-۶. تائیر ظرفیت بالای شمعها در طراحی پی

۷-۷-۲. شمعهای دیوارهای باربر

۷-۷-۲-۱. پی‌های جداگانه دیوارهای باربر

۷-۷-۳. شمعهای شفتی

۷-۷-۳-۱. نیاز برشی در شمعهای شفتی نوع یک

۷-۷-۳-۲. ظرفیت و نیاز انعطاف پذیری برای شمعهای شفتی نوع دو

۷-۷-۳-۳. قطر شمعهای شفتی

۷-۷-۳-۴. حداقل طول شمعها

۷-۷-۳-۵. شمعهای بزرگ شده

۷-۷-۴. ادامه دادن پی‌ها

۷-۸- اتصالات

۷-۸-۱. پاسخ اتصالات طولهای

۷-۸-۲. پاسخ اتصالات عرضی

۷-۸-۳. عرض اتصالات نشیمنگاهی

۷-۸-۴. کلید طراحی برشی اتصالات

۸- جزئیات لرزه‌ای

۸-۱- فولاد پیوستگی

۸-۱-۱. موقعیتهای عدم پیوستگی در اجزای شکل پذیر

۸-۱-۲. پیوستگی فولادگذاری اجزای شکل پذیر

۸-۱-۳. اعضای محافظت شده ظرفیتی در فولادگذاری پیوسته

۸-۱-۴. پیوستگی استوانه‌ای و قلابی فولادگذاری

۸-۲- توسعه فولادگذاری طولی ستون

۸-۲-۱. حداقل طول فولادگذاری برای بارهای لرزه‌ای

۸-۲-۲. مهار میلگردها در اجزای شکل پذیر

۸-۲-۳. انعطاف پذیری برای ستون

۸-۲-۴. حداکثر قطر میلگرد

۸-۲-۵. تعیین طول ستون در شفتهای نوع دو

۸-۲-۶. حداکثر فاصله برای فولادگذاری جانبی

۱- معرفی

معیار طراحی لرزه ای کالترنس (SDC) حداقل نیازهای طراحی لرزه‌ای را که برای دسترسی به اهداف عملکردی لازم می‌باشد را برای پلهای معمولی ذکر شده در Memo to Design شماره ۱-۲۰ ارائه می‌نماید.

معیار طراحی کالترنس یک جمع بندی از معیارهای طراحی لرزه‌ای جدید و سایر معیارهای طراحی لرزه‌ای موجود که در مناطق مختلف ارائه شده است می‌باشد. هدف، به‌روز آوری همه راهنماهای طراحی سازمانهای طراحی سازه‌ها بصورت دوره‌ای است که وضعیت کنونی طراحی لرزه‌ای پلها را منعکس می‌نماید. همانطور که اطلاعات در راهنماهای طراحی به ثبت رسیده است، معیار طراحی کالترنس بعنوان محلی برای تبادل نظر در مورد آخرین روشهای طراحی لرزه‌ای عمل خواهد کرد. نگارشهای پیشنهادی معیار طراحی لرزه‌ای توسط سازمان طراحی سازه‌ها (OSD) همانطور که در MTD ۲۰-۱۱ مشخص شده است مورد تجدید نظر قرار خواهد گرفت.

معیار طراحی لرزه‌ای، بر روی پلهای استاندارد معمول که در بخش ۱,۱ مشخص شده است، اعمال می‌گردد. پلهای غیر استاندارد معمول نیازمند معیارهای خاص پروژه هستند تا قسمتهای غیر استاندارد را شامل شوند. طراحان برای طراحی آنچه که مستقیما در SDC وجود ندارد به راهنمای طراحی "سازمان طراحی سازه‌ها" مراجعه نمایند.

این معیار، حداقل نیازها برای طراحی لرزه‌ای را مشخص می‌نماید. هر پل یک مجموعه واحدی از پروسه طراحی را ایجاد می‌کند. طراح باید روش مناسب و سطحی از بهسازی لازم برای طراحی و تحلیل هر پل را بر اساس مورد به مورد تشخیص دهد. طراح باید از قضاوت شخصی خود نیز در استفاده از معیار استفاده نماید. شرایط ممکن است توجه گسترده‌تر و جزئی تری را نسبت به آنچه در SDC گفته شده است را ایجاب نماید که طراح باید برای عمل مناسبتر به سایر منابع رجوع نماید. متخصصین زلزله سازمان طراحی سازه‌ها، کمیته زلزله آن سازمان و شاخه مهندسی زلزله از اداره مهندسی زلزله و طراحی (OEE&DS) برای پیشنهادات باید مورد مشورت قرار گیرد.

این سند اختصاص داده شده برای استفاده در طراحی پلها توسط و برای سازمان حمل و نقل کالیفرنیا و موقعیتهای عملی حاضر را در کالترنس منعکس می‌کند. این سند شامل مراجع ویژه و منحصر کالترنس است و ممکن است برای سایر بخشها چه سازمانی و چه خصوصی قابل استفاده نباشد.

۱-۱ تعریف یک پل استاندارد

یک سازه باید دارای تمامی شرایط زیر باشد تا به عنوان یک پل استاندارد طبقه بندی شود :

- **طول دهانه کمتر از ۳۰۰ فوت (۹۰متر)**
- **تیر و ستون و پایه ها ساخته شده با بتن با وزن معمولی**
- **اعضای افقی با اتصالات صلب، مفصلی و یا غلطکی باشند. بار برها و میراگرها به عنوان اعضای غیر استاندارد طلقی میگردد.**
- **پی ها بصورت منفرد، شمع با شمعها و یا شمعهای ریخته شده باشد.**
- **خاک مستعد روانگرایی، حرکت جانبی و یا شستگی نباشد.**

۱-۲ ا اجزایی که در SDC معرفی شده‌اند

معیار طراحی لرزه‌ای بر روی پلهای بتنی تاکید دارد. معیار طراحی لرزه ای برای پلهای فلزی بصورت جداگانه در حال تهیه است و در نسخه های بعدی SDC ضمیمه خواهد شد. موقتا، نیازها برای عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فلزی به متخصص سازه‌های فلزی و کمیته سازه فلزی ارجاع می‌گردد.

معیار طراحی لرزه‌ای برای پلهای استاندارد معمولی است که با اجزای لیست شده در جدول ۱ ساخته می‌شود.

جدول ۱

اتصال	پی	زیر سازه	سازه اصلی
دیافراگم‌های انتهایی	**پی یا شمع**	**بتن مسلح**	**بتن درجه**
تکیه گاه کوتاه	**شافت ها**	• ستون خمشی تنها	• بتن مسلح
طره بلند	• کنده شده	• ستون خمشی چندتایی	• بتن پس تنیده
	• ریخته شده	• دیوارهای پایه	**پیش ساخته**
	شمعها	• سر شمعها	• بتن مسلح
	• CISS		• بتن پیش تنیده
	• پیش ساخته		• بتن پس تنیده
	• شمع فلزی		
	• مقاطع H شکل		
	• CIDH		

۱-۳ سیستمهای پل

سیستم یک پل شامل سازه اصلی و اجزای زیر سازه میباشد. سیستم پل میتواند به عنوان ترکیبی از زیر سیستم ها نیز باشد. مثالهایی از زیر سیستم‌های پلها شامل موارد زیر است :

- **قابهای طولی که بوسیله درزهای انبساط از هم جدا شده است.**
- **تیرهای جانبی تک ستونی یا چند ستونی که بر روی پی، شمع یا شفت قرار می‌گیرد.**
- **اتصالات**

بصورت سنتی، سیستم کلی پل به عنوان سیستم کلی و تیر و ستون تنها به عنوان سیستم محلی تعریف می‌شود. بهتر است که این تعاریف را بصورت نسبی و نه به صورت مطلق تعریف کنیم. برای مثال، تحلیل قابهای پل نسبت به تحلیل ستون زیر سیستم کلی است، اما نسبت به آنالیز سیستم کل پل محلی می‌باشد.

۱-۴ رفتار محلی و کلی

واژه "محلی" وقتی برای رفتار یک جزء یا زیر سیستم تنها اطلاق می‌شود، مربوط به رفتار آن بدون اثر اجزای همسایه، زیر سیستمها و یا شرایط مرزی می‌باشد. واژه "کلی" معرف رفتار رویهم رفته جزء، زیر سیستم یا سیستم پل شامل اثر اجزای همسایه، زیر سیستمها، یا شرایط مرزی است. بخش ۲-۲-۲ را برای تمایز محلی و کلی ببینید.

۲- نیاز در اجزای سازه‌ای

۲-۱- توضیح حرکت زمین

اداره مواد و بخش مهندسی زلزله پی سازی (GEE) اطلاعات زیر را برای توصیه‌های زمین شناسی ارائه خواهد کرد.

- **پروفیل نوع خاک**
- **حداکثر شتاب سنگ بستر برای حداکثر زلزله ممکن (MCE)**
- **مقدار لنگر برای MCE**
- **طیف پاسخ شتاب (ARS)**
- **فاصله از گسل**

به بخش ۱-۳۵ Memo to Designers برای پروسه دریافت داده های اصلی مراجعه نمایید.

۲-۱-۱- شتاب طیفی

متوسط شتاب طیفی افقی توسط منحنی ستاب طیفی پاسخ قابل انتخاب است. GEE یک منحنی استاندارد ARS، منحنی استاندارد ARS اصلاح شده، یا منحنی ARS ویژه ساختگاه را پیشنهاد خواهد کرد. ARSهای استاندارد برای کالیفرنیا در پیوست B موجود است. برای اطلاعات بیشتر راجع به منحنی های شتاب پاسخ طیفی اصلاح شده و ویژه ساختگاه به بخش ۲-۱-۶ مراجعه نمایید.گ

۲-۱-۲- حرکت افقی زمین

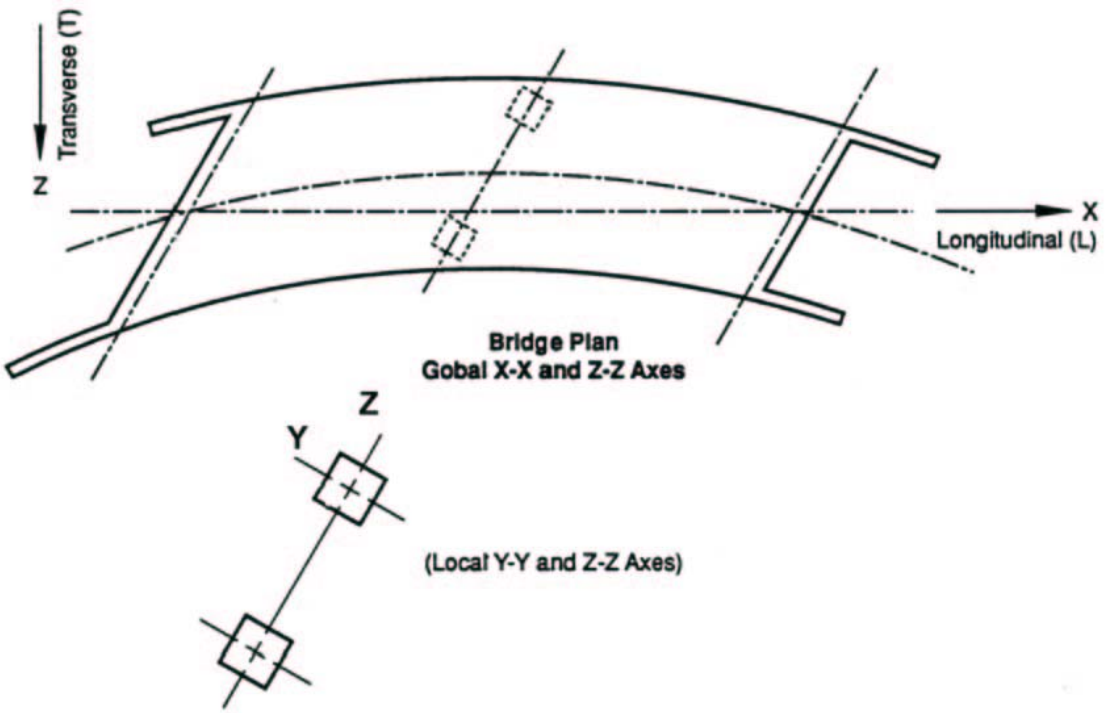
اثرات زلزله بصورت حرکت جانبی زمین توسط روشهای زیر قابل تعیین است :

روش ۱ **اعمال حرکت زمین در دو جهت عمود بر هم در جهت مجموعه‌ای از محور های کلی، که محورهای طولی به طور عمومی با خطی که دو اتصال را به هم متصل میکند مشخص می‌شود، شکل ۱-۲ را ببینید.**

مورد ۱: **ترکیب پاسخ از ۱۰۰ درصد بارگذاری جانبی با پاسخ حاصل از ۳۰ درصد بارگذاری طولی.**

مورد ۲: **ترکیب پاسخ از ۱۰۰ درصد بارگذاری طولی با پاسخ حاصل از ۳۰ درصد بارگذاری عرضی.**

روش ۲ **اعمال حرکت زمین در جهت محورهای اصلی هر کدام از اجزا به تنهایی. حرکت زمین باید به تعداد مناسب در زوایای مختلف اعمال شود تا حداکثر تغییر شکل را برای تمام اجزای بحرانی بدست آوریم.**



شکل ۱-۲ تعریف محورهای محلی - کلی

۲-۱-۳- حرکت قائم زمین

برای پلهای استاندارد معمولی که حداکثر شتاب سنگ بستر ۰,۶g و یا بیشتر می‌باشد، یک بارگذاری قائم معادل قابل اعمال بر سازه اصلی برای برآورد اثر شتاب قائم می‌باشد. سازه اصلی باید برای مقاومت در برابر نیروی قائم اعمال شده بر اساس بخش ۲-۲-۷ طراحی شود. یک روش مورد به مورد برای تعیین اثر بار قائم برای پلهای مهم و غیر استاندارد لازم است.

۲-۱-۴- ترکیب بار قائم و افقی

ترکیبی از بار قائم و افقی برای تحلیل پلهای استاندارد معمول لازم نمی‌باشد.

۲-۱-۵- میرائی

یک منحنی طیفی پاسخ شتاب با ۵ درصد میرایی برای تعیین شتابهای پلهای بتنی استاندارد معمول لازم می‌باشد. نسبت میرایی ۱۰ درصد میتواند برای پلهایی که بشدت تحت نفوذ اتلاف انرژی در اتصالات هستند و انتظار می‌رود که

مانند سیستم یک درجه آزادی رفتار نکنند استفاده شود. یک ضریب کاهش، (Rd) برای محاسبه نیاز جابجائی برای منحنی ARS با ۵ درصد میرائی قابل اعمال است.

مشخصات زیر نشانگرهای خوبی برای پیشبینی میرائی های بالاتر هستند

- طول کلی کمتر از ۳۰۰ فوت (۹۰ متر)
- سه دهانه یا کمتر
- اتصالات برای حالت بسیج کلی خاک طراحی شده باشد
- قائم یا زاویه تمایل کم (کمتر از ۲۰ درجه)
- سازه اصلی ممتد بدون مفصل و درزهای انبساط

$$R_D = \frac{1.5}{[40c+1]} + 0.5 \qquad (2.1)$$

$ARS' = (R_D)(ARS)$

c = damping ratio ($0.05 \leq c \leq 0.1$)

ARS = 5% damped ARS curve

ARS' = modified ARS curve

بهرحال، اتصالاتی که برای ترکیب طراحی شده اند (اتصالات نشیمنگاهی با دیواره پشتی)، یا به صورت انعطاف پذیر عمل کنند، ممکن است اندرکنش خاک-سازه کافی برای اعتماد به نسبت های میرائی بالاتر را ایجاد نکنند.

۲-۲- نیاز جابجائی

۲-۲-۱- جابجائی تخمینی

تخمین نیاز جابجائی کلی، Δ_D برای پلهای استاندارد معمول را میتوان با آنالیز خطی الاستیک که در بخش ۶-۵ توضیح داده شده است بدست آورد.

آنالیز استاتیکی معادل (ESA)، که در بخش ۱-۲-۵ توضیح داده می‌شود، میتواند برای تعیین Δ_D در صورتی که آنالیز دینامیکی تغییر چندانی در رفتار ایجاد نکند، مورد استفاده قرار گیرد. ESA برای پلها و قابلهای مجزا دارای مشخصات زیر مناسب می‌باشد:

- پاسخ بصورت مد اصلی لرزش با تغییر مکان جانبی یکنواخت باشد
- توزیع بار جانبی بصورت ساده باشد
- زاویه تمایل کم باشد

آنالیز دینامیکی الاستیک (EDA) که در بخش ۲-۲-۵ توضیح داده شده، باید برای تعیین Δ_D برای سایر انواع پلهای استاندارد معمول استفاده شود.

۲-۲-۲- تغییر مکان کلی سازه و تغییر مکان محلی عضو

تغییر مکان کلی سازه، Δ_D عبارتست از تغییر مکان کلی در یک مکان مشخص در سازه یا زیر سازه. تغییر مکان کلی شامل مشخصات اجزا تا شکل پذیری پی میباشد، Δ_f (که پیچش و تغییر مکان پی است)، انعطاف پذیری اعضای محافظت شده ظرفیتی مانند بنت کپ ها Δ_b، و مشخصات انعطاف پذیری پاسخ الاستیک و غیر الاستیک اعضای شکل پذیر بترتیب Δ_y و Δ_p می باشد.مدل آنالیزی برای تعیین نیاز جابجائی باید تا آنجا که می‌تواند، بیشترین مشخصات سازه‌ای و شرایط مرزی را که تغییر مکان کلی سازه را تحت تاثیر قرار میدهند را در بر داشته باشد. اثر این مشخصات در تغییر مکان کلی سازه در شکل ۲-۲ و ۳-۲ نشان داده شده است.

تغییر مکان اعضای محلی مانند یک ستون، Δ_{col} بصورت نسبتی از تغییر مکان کلی با توجه به تغییر مکان الاستیک Δ_y و تغییر مکان پلاستیک Δ_p یک عضو مجزا از نقطه حداکثر لنگر تا نقطه Contra-flexure که در شکل ۲-۲ نشان داده شده است، می‌باشد.

۲-۲-۳- نیاز شکل پذیری

نیاز شکل پذیری بوسیله اثر تغییر مکان post-elastic یک عضو اندازه گیری می‌شود. شکل پذیری بصورت ریاضی با رابطه ۲-۲ تعریف می‌شود.

$$\mu_D = \Delta_D / \Delta_{Y(i)} \qquad (2.2)$$

که در این رابطه :

Δ_D = تخمین نیاز جابجائی کلی قاب از بخش ۲-۲-۲

$\Delta_{y(i)}$ = تغییر مکان تسلیم زیر سازه از مکان اولیه تا محل تشکیل مفاصل پلاستیک (i) شکل ۳-۲ را ببینید.

۲-۲-۴- نیاز شکل پذیری هدف

مقادیر نیاز شکل پذیری هدف برای اجزای مختلف در زیر مشخص شده است. این مقادیر هدف برای نتایج آزمایشگاهی ستون طره با ابتدای گیردار که تغییر شکل کلی با جابجائی کلی ستون یکسان است اصلاح شده است. طراح باید در نظر داشته باشد که با پیچیده شدن سیستم قاب و درگیر شدن شرایط مرزی بیشتر در مدل نیاز، درصد بیشتری از تغییر مکان کلی، شکل پذیری اجزا را نسبت به اعضای شکل پذیر داخل قاب تحت تاثیر قرار خواهد داد. این اثرات بیشتر خواهد شد اگر تغییر مکانهای الاستیک در رابطه شکل پذیری که در رابطه ۲-۲ بیان گردید و شکل ۳-۲ نشان داده شد، مورد استفاده قرار گیرد. برای اینگونه سیستم ها، شامل و نه فقط محدود به، شفت های نوع یک و نوع دو، مقادیر نیاز شکلپذیری کلی که در زیر لیست شده است، ممکن است بدست نیاید.در صورتی که مقادیر مشخص تعریف نشده، مقادیر هدف ممکن است بین ۱,۵ الی ۳,۵ در نظر گرفته شود.

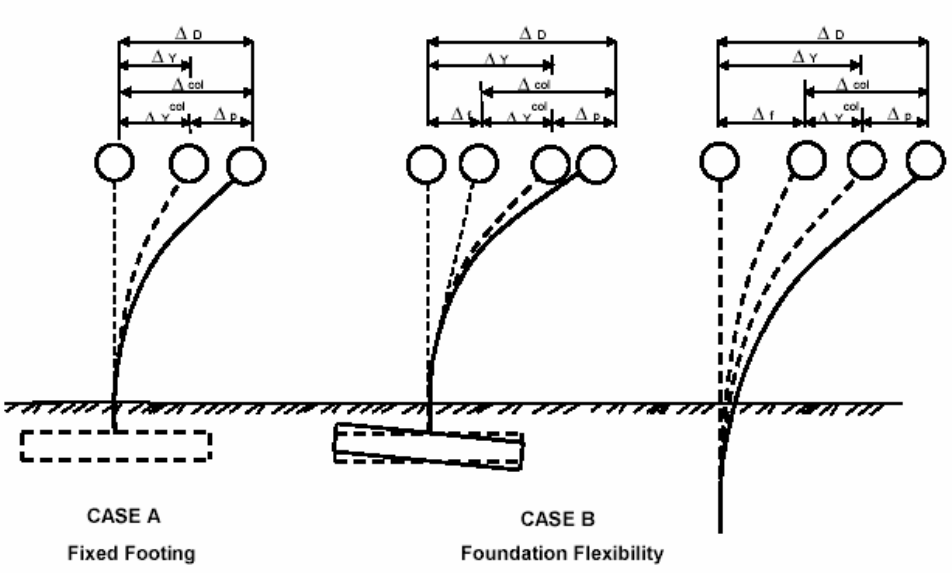
تک ستون روی پی گیردار $\mu_D \leq ۴$

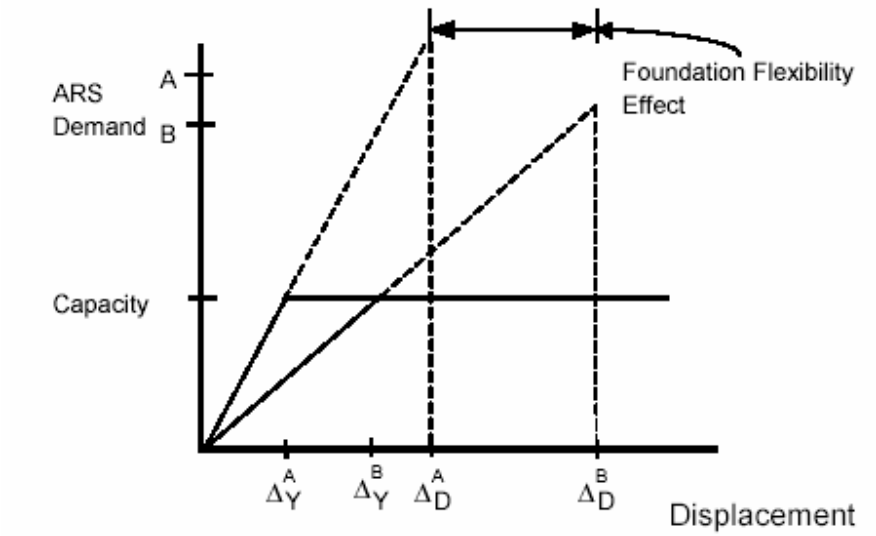
چند ستونی روی پی گیردار یا مفصلی $\mu_D \leq ۵$

دیوارهای تکیه گاهی (جهت ضعیف) روی پی گیردار یا مفصلی $\mu_D \leq ۵$

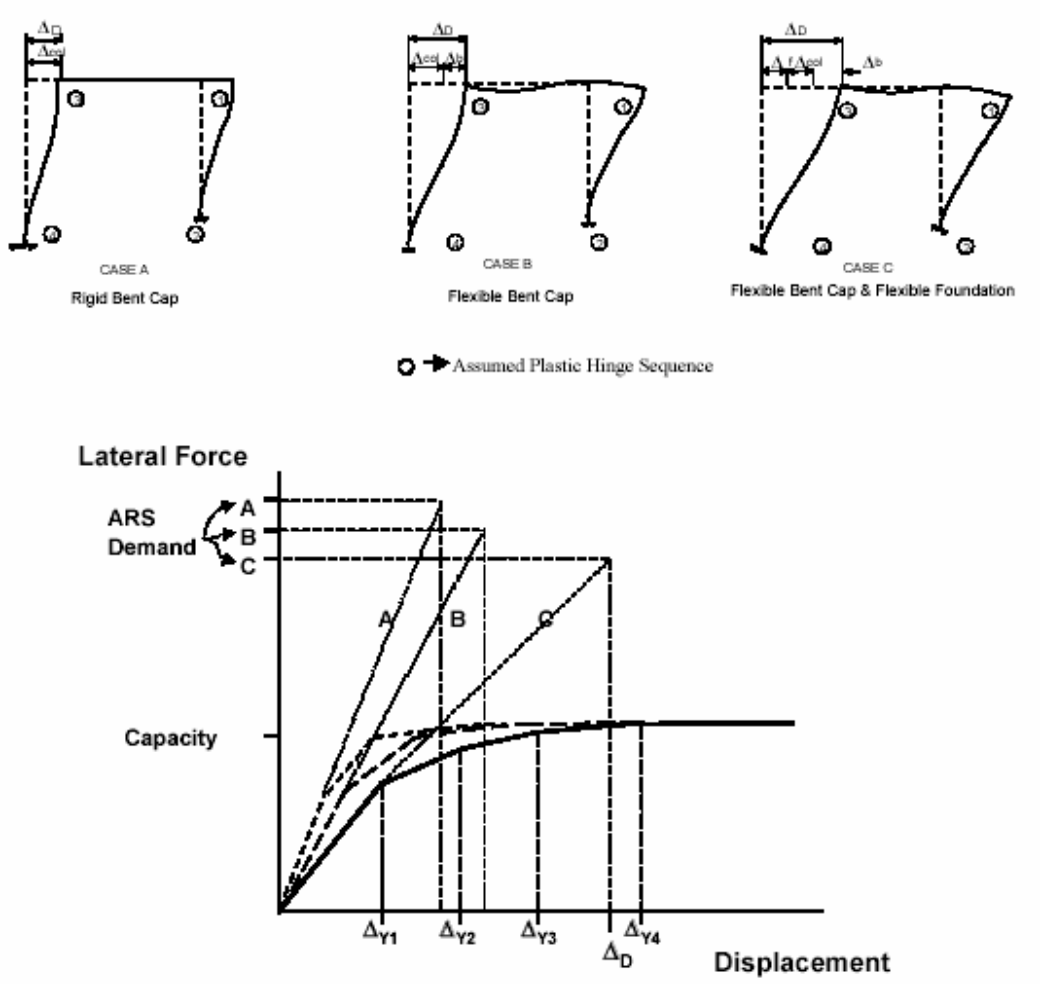
دیوارهای تکیه گاهی (جهت قوی) روی پی گیردار یا مفصلی $\mu_D \leq ۱$

مقادیر حداقل شکل پذیری بیان نشده است. هدف استفاده از مزایای سیستم‌های شکل پذیر است، به ویژه برای کاهش مقاومت مورد نیاز برای اعضای شکلپذیر و حداقل کردن نیاز سهم داده شده به اجزای کنترل شده ظرفیتی همسایه. ستونها یا دیوارهای نگهدارنده با پی‌های انعطاف پذیر بدلیل سهم پی از Δ_y طبیعتا نیاز شکلپذیری کمی خواهند داشت. حداقل مقاومت جانبی مورد نیاز در۵-۳ یا نیازهای P- Δ در بخش ۲-۴ ممکن از تعیین کننده طراحی قابها باشد که انعطاف پذیری پیها زمان پریود سازه را افزایش میدهد، جائی که ARS عموما کاهش می‌یابد.

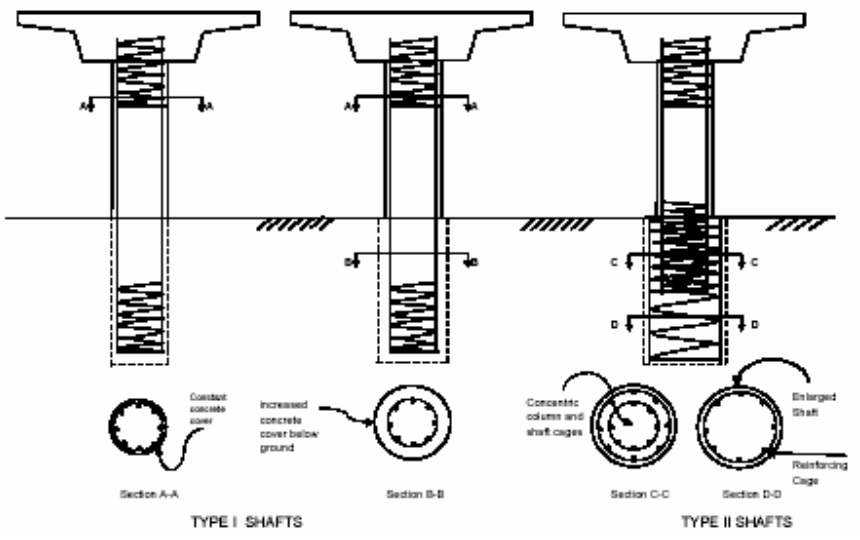




شکل ۲-۲ : اثر انعطاف پذیری پی بر روی منحنی نیرو-تغییر مکان یک تک ستون خمشی



شکل ۲-۳ : اثر تیر خمشی و انعطاف پذیری پی روی منحنی نیرو-تغییر مکان یک قاب خمشی



شفتهای نوع یک

شمعهای شفتی نوع یک بگونه‌ای طراحی شده‌اند که مفصل پلاستیک در زیر خاک در شمع ایجاد خواهد شد. پوشش بتنی و سطح مقطع فولادهای عرضی و طولی ممکن است بین ستون و شمع نوع یک تغییر کند، اما سطح مقطع محصور شده در ستون و شمع همان است. نیاز شکل پذیری کلی، μ_D برای شمع نوع یک ممکن است که کمتر یا مساوی μ_D برای ستون آن باشد.

شفتهای نوع دو

شمعهای شفتی نوع یک بگونه‌ای طراحی شده‌اند که مفصل پلاستیک بالای محل اتصال شمع و ستون اتفاق خواهد افتاد، بنابراین، باعث عملکرد غیر الاستیک برای عضو ستون خواهد شد. شمعهای نوع دو معمولا از قفص فولاد گذاری با قطری بزرگتر از ستون تشکیل شده اند. شمعهای نوع دو ممکن است بگونه‌ای طراحی شده باشند که الاستیک بمانند یعنی در $\mu_D \leq 1$. بخش ۲-۳-۷-۷ را برای نیازهای طراحی شمع نوع دو مشاهده کنید.

شکل ۲-۴ تعاریف شمعها

۲-۳- نیاز نیرو

سازه باید بگونه ای طراحی گردد که در مقابل نیروهای داخلی که بهنگام خرابی ایجاد می‌شود مقاومت نماید. حد خرابی بدین ترتیب تعریف می‌شودکه تعداد کافی مفاصل پلاستیک در سازه برای ایجاد مکانیسم های خرابی محلی یا کلی ایجاد شده باشد.

۲-۳-۱- نیاز لنگر

لنگرهای طراحی ستون باید بوسیله ظرفیت پلاستیک ایده آل سازی شده مقطع ستون، M_p^{col} که در بخش ۳-۳ تعریف می‌شود تعیین گردد. لنگر M_o^{col} مطابق بخش ۴-۳-۱، برش معادل V_o^{col} مطابق بخش ۲-۳-۲ و مشخصات توزیع لنگر سیستم سازه‌ای باید تعیین کننده لنگر طراحی برای اجزای همسایه ستون که بصورت کنترل لنگر طراحی میشوند، باشد.

۲-۳-۲- نیاز برش

۲-۳-۲-۱. نیاز برشی ستون

نیاز برشی ستون و نیاز برشی منتقل شده به اجزای همسایه باید برابر V_o^{col} مطابق با لنگر M_o^{col} باشد. طراح باید تمام موقعیتهای مفصل پلاستیک بالقوه را برای اطمینان از تعیین حداکثر برش ممکن درنظر بگیرد.

۲-۳-۲-۲. نیاز برشی دیوارهای باربر

نیاز برشی اینگونه دیوارها در جهت ضعیف، باید بصورت بیان شده در بند ۲-۳-۲-۱ تعیین شود. نیاز برشی دیوارهای باربر در جهت مقاوم وابسته به شرایط مرزی اینگونه دیوارها می‌باشد. دیوارهای باربر با شرایط انتهایی گیردار-گیردا باید برای مقاومت در برابر برش ایجاد شده توسط حداقل نیاز ARS الاستیک کاهش نیافته، و یا ۱۳۰ درصد از ظرفیت نهایی برشی پی (براساس محتملترین مشخصات ژئوتکنیکی) طراحی گردد. دیوارهای باربر با شرایط تکیه‌گاهی گیردار-مفصل باید برای حداقل مقدار نیاز ARS الاستیک کاهش نیافته و یا ۱۳۰ درصد ظرفیت برشی اتصال مفصلی و نیز ظرفیت نهایی پی طراحی گردد.

۲-۳-۳- نیاز برشی برای اعضای کنترل شده ظرفیت

نیاز برشی برای اعضای کنترل ظرفیتی الاستیک باید بر اساس توزیع لنگرها و برشهای مرتبت به آنها وقتی که قاب یا سازه به حالت حد خرابی میرسد، باشد.

۳- ظرفیت اجزای سازه‌ای

۳-۱- ظرفیت جابجائی برای اعضای بتنی شکل پذیر

۳-۱-۱- تعریف عضو شکل پذیر

یک عضو شکل پذیر عضوی است که طراحی آن بگونه‌ای باشد که بصورت غیر الاستیک برای چند حلقه تغییر شکل دهد بدون اینکه در مقاومت و سختی آن تحت نیازهای تعریف شده در MCE تغییر محسوسی حاصل شود.

۳-۱-۲- تمییر ظرفیت عضو محلی و ظرفیت کلی سیستم سازه

ظرفیت جابجائی عضو محلی، Δ_c بصورت ظرفیت جابجائی عضو بر اساس انعطاف پذیری الاستیک و پلاستیک مانند بخش ۳-۱-۳ تعریف می‌شود. ظرفیت جابجائی سیستم سازه‌ای، Δ_C ظرفیت جانبی قابل اعتماد پل یا زیر سازه در حد خرابی آن می‌باشد. اعضای شکل پذیر باید مطابق نیازهای ظرفیتی بخش ۳-۱-۴-۱ باشند. معیار جابجای کلی در بخش ۴-۱-۱ بیان شده است.

۳-۱-۳- ظرفیت جابجائی اعضای محلی

ظرفیت جابجائی محلی یک عضو، بر اساس ظرفیت دورانی آن میباشد. منحنی ظرفیت باید با تحلیل M-φ مطابق بخش ۳-۳-۱ تعیین شود. ظرفیت جابجائی محلی Δ_c هر ستون، ممکن است با یک یا چند بخش طره‌ای در رابطه ۳-۱ و ۳-۵ و نیز ۳-۱a و ۳-۵a به ترتیب، ایده‌آل سازی گردد. شکلهای ۳-۱ و ۳-۲ را برای جزئیات ببینید.

$$\Delta_c = \Delta_Y^{col} + \Delta_p \tag{3.1}$$

$$\Delta_Y^{col} = \frac{L^2}{3} \times \phi_Y \tag{3.2}$$

$$\Delta_p = \theta_p \times \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \tag{3.3}$$

$$\theta_p = L_p \times \phi_p \tag{3.4}$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y \tag{3.5}$$

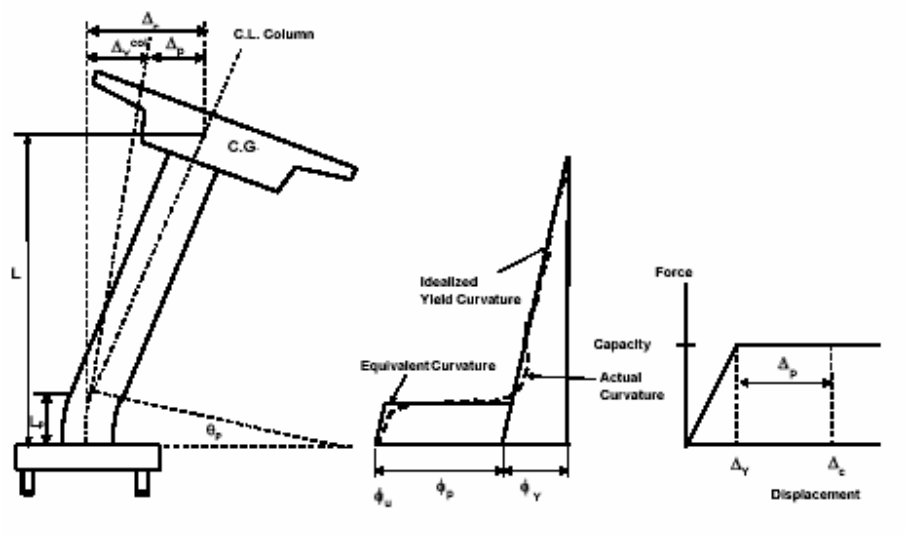
$$\Delta_{c1} = \Delta_{Y1}^{col} + \Delta_{p1} \quad , \quad \Delta_{c2} = \Delta_{Y2}^{col} + \Delta_{p2} \tag{3.1a}$$

$$\Delta_{Y1}^{col} = \frac{L_1^2}{3} \times \phi_{Y1} \quad , \quad \Delta_{Y2}^{col} = \frac{L_2^2}{3} \times \phi_{Y2} \tag{3.2a}$$

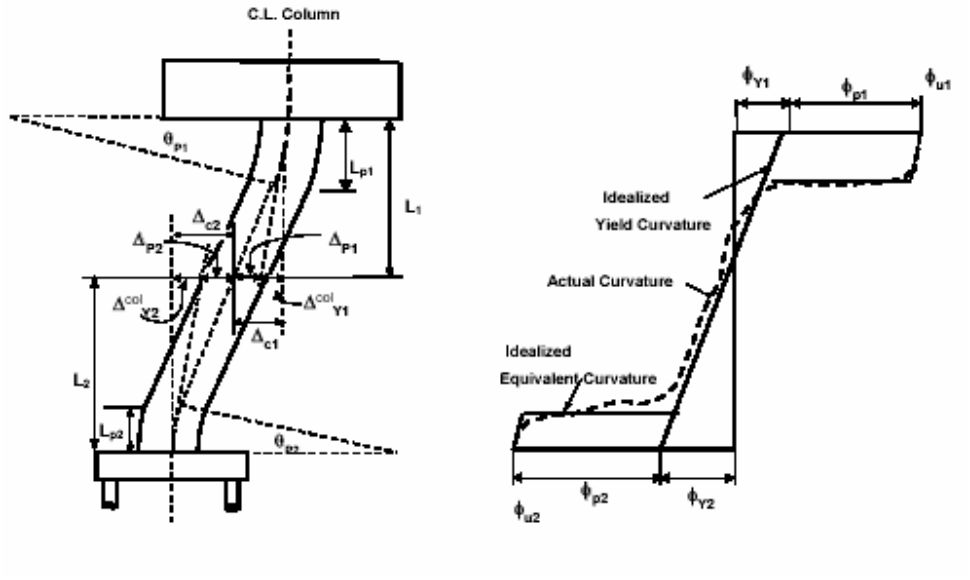
$$\Delta_{p1} = \theta_{p1} \times \left(L_1 - \frac{L_{p1}}{2} \right) \quad , \quad \Delta_{p2} = \theta_{p2} \times \left(L_2 - \frac{L_{p2}}{2} \right) \tag{3.3a}$$

$$\theta_{p1} = L_{p1} \times \phi_{p1} \quad , \quad \theta_{p2} = L_{p2} \times \phi_{p2} \tag{3.4a}$$

$$\phi_{p1} = \phi_{u1} - \phi_{Y1} \quad , \quad \phi_{p2} = \phi_{u2} - \phi_{Y2} \tag{3.5a}$$



شکل ۳-۱ ظرفیت جابجائی محلی – ستون طره با پایه گیردار



شکل ۳-۲ ظرفیت جابجائی محلی – ستون قاب شده، بصورت گیردار-گیردا

۳-۱-۴- ظرفیت شکل پذیری عضو محلی

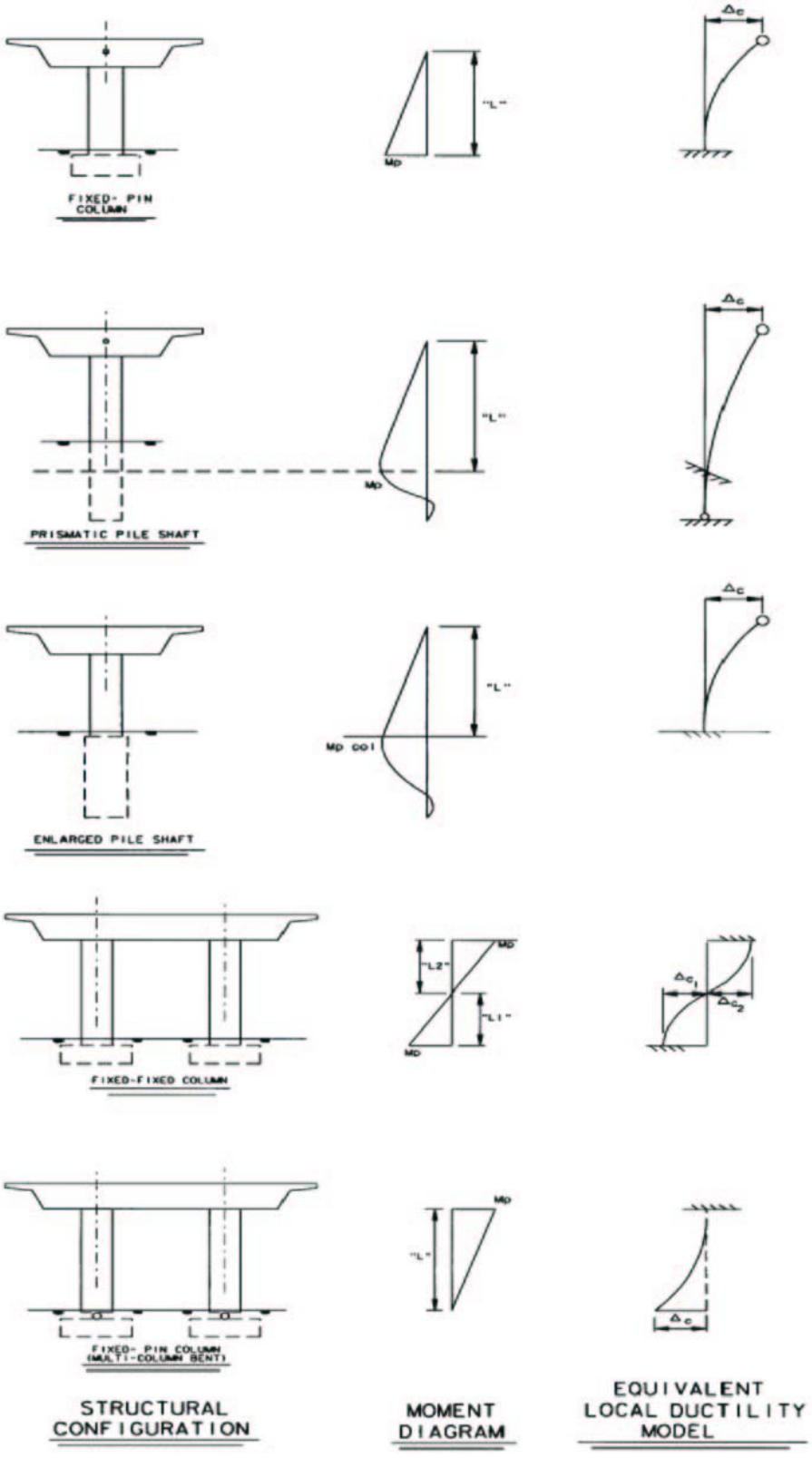
ظرفیت شکل پذیری محلی برای یک عضو مشخص با رابطه ۳-۶ مشخص می‌شود.

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_Y^{col}} \text{ for Cantilever columns,} \quad \mu_{c1} = \frac{\Delta_{c1}}{\Delta_{Y1}^{col}} \ \& \ \mu_{c2} = \frac{\Delta_{c2}}{\Delta_{Y2}^{col}} \text{ for fixed-fixed columns} \qquad (3.6)$$

۳-۱-۴-۱- ظرفیت محلی شکلپذیری حداقل

هر عضو شکل پذیر باید ظرفیت حداقل شکلپذیری برابر با در μ_c =۳ داشته باشد تا ظرفیت چرخش نسبی در مناطق مفاصل پلاستیک را بدون در نظر گرفتن نیاز جابجائی عضو را تامین نماید. ظرفیت شکل پذیری محلی باید برای یک عضو معادل تقریبی به صورت عضو طره با پایه گیردار مانند شکل ۳-۳ تعیین گردد.

دسترسی به حداقل ظرفیت شکل پذیری در μ_c =۳ برای ستونها و شمعهای نوع یک با قطرهای بزرگ D_c>۱۰ft (۳m) یا اعضای با نسبت L/D بزرگ ممکن است سخت باشد. ظرفیت شکلپذیری محلی کمتر از ۳ قابل تایید است. MTD ۲۰-۱۱ را ببینید.



شکل ۳-۳ آنالیز شکل پذیری محلی

۳-۲- مشخصات مصالح برای اجزای بتنی

۳-۲-۱- مشخصات مصالح مورد انتظار

ظرفیت اجزای بتنی برای مقاومت در برابر تمام نیازهای لرزه‌ای، بغیر از برش، باید بر اساس مشخصات محتمل مصالح برای برآورد واقعیتر از مقاومت طراحی باشد. مقاومت فشاری بتن مورد انتظار، f'_{ce} طبیعت طراحی بتن را می‌شناساند، و مقاومت مورد انتظار با افزایش عمر افزایش می‌یابد. تنش تسلیم f_y برای ASTM A۷۰۶ میتواند بین ۶۰ تا ۷۸ ksi باشد. تنش تسلیم مورد انتظار برای میلگردها f_{ye}، مقاومت مشخصه است و مقاومت عملی را بهتر از حداقل ۶۰ ksi نشان می‌دهد. احتمال تنش تسلیم کمتر از f_{ye} در اجزای اجزای شکل پذیر باعث نسبت کاهش یافته از لنگر مقاوم پلاستیک خواهد شد. احتمال اینکه تنش تسلیم از f_{ye} در اجزای الاستیک کمتر باشد، در ضریب افزایش مقاومت در بخش ۴-۳-۱ محاسبه شده است. مشخصات مورد انتظار مصالح باید فقط برای محاسبه ظرفیت بارگذاری زلزله استفاده شود. مشخصات مصالح برای سایر انواع بارگذاریها باید با مشخصات طراحی پل کالترنس همخوانی داشته باشد. ظرفیت برشی زلزله باید با مقاومت اسمی مواد در بخش ۳-۶-۱ همخوانی داشته باشد نه با مقاومت مورد انتظار مواد.

۳-۲-۲- مدل غیر خطی فولاد برای اعضای مسلح بنتی شکلپذیر

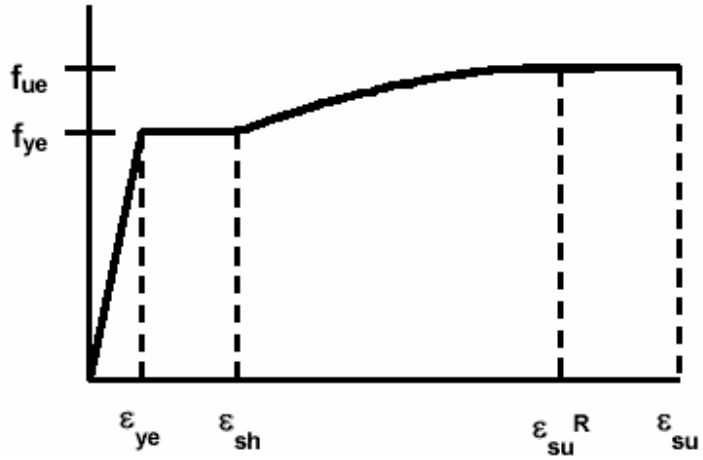
فولاد میلگردها باید با یک رابطه تنش-کرنش که در ابتدا برای قسمت الاستیک خطی است، دارای یک قسمت تسلیم و یک قسمت سخت شوندگی است مدل شود.

نقطه تسلیم باید توسط تنش مورد انتظار از فولاد f_{ye} تعیین شود. طول قسمت تسلیم باید تابعی از مقاومت فولاد و ابعاد میلگرد باشد. منحنی سخت شوندگی میتواند بصورت یک سهمی و یا رابطه غیر خطی دیگر باشد ولی بهرحال باید در کرنش کششی نهایی ε_{su} تمام شود.

۳-۲-۳- فولادگذاری A۷۰۶ / A۷۰۶M

برای فولاد A۷۰۶M / A۷۰۶، مشخصات زیر بر اساس تعداد محدودی آزمایش کشش توسط سرویس آزمایش و مهندسی مواد قابل استفاده است. طراح ممکن است که از نتایج آزمایش واقعی استفاده نماید.

Modulus of elasticity	$E_s = 29{,}000$ ksi	200,000 MPa
Specified minimum yield strength	$f_y = 60$ ksi	420 MPa
Expected yield strength	$f_{ye} = 68$ ksi	475 MPa
Specified minimum tensile strength	$f_u = 80$ ksi	550 MPa
Expected tensile strength	$f_{ue} = 95$ ksi	655 MPa
Nominal yield strain	$\varepsilon_y = 0.0021$	
Expected yield strain	$\varepsilon_{ye} = 0.0023$	
Ultimate tensile strain	$\varepsilon_{su} = \begin{cases} 0.120 & \#10\ (\#32\text{m})\ \text{bars and smaller} \\ 0.090 & \#11\ (\#36\text{m})\ \text{bars and larger} \end{cases}$	
Reduced ultimate tensile strain	$\varepsilon_{su}^{R} = \begin{cases} 0.090 & \#10\ (\#32\text{m})\ \text{bars and smaller} \\ 0.060 & \#11\ (\#36\text{m})\ \text{bars and larger} \end{cases}$	
Onset of strain hardening	$\varepsilon_{sh} = \begin{cases} 0.0150 & \#8\ (\#25\text{m})\ \text{bars} \\ 0.0125 & \#9\ (\#29\text{m})\ \text{bars} \\ 0.0115 & \#10\ \&\ \#11\ (\#32\text{m}\ \&\ \#36\text{m})\ \text{bars} \\ 0.0075 & \#14\ (\#43\text{m})\ \text{bars} \\ 0.0050 & \#18\ (\#57\text{m})\ \text{bars} \end{cases}$	



شکل ۳-۴ مدل تنش-کردنش فولاد

۳-۲-۴- مدل غیر خطی فولاد پیشتنیده

فولاد پیش تنیده باید بوسیله مدل غیر خطی تنش-کرنش ایده آل شده مدل شود. شکل ۳-۵ یک مدل تنش-کرنش ایده‌آل شده برای کلاف ۷ سیمی است. منحنی در شکل ۳-۵ قابل تقریب توسط روابط ۳-۷ تا ۳-۱۰ میباشد. برای مشخصات مصالح تنیده شده تا مقاومت های بالا ۳-۲۰ MTD را ببینید.

Essentially elastic prestress steel strain

$$\varepsilon_{ps,EE} = \begin{cases} 0.0076 & \text{for } f_u = 250\,\text{ksi} \quad (1725\,\text{MPa}) \\ 0.0086 & \text{for } f_u = 270\,\text{ksi} \quad (1860\,\text{MPa}) \end{cases}$$

Reduced ultimate prestress steel strain

$$\varepsilon^{R}_{ps,u} = 0.03$$

250 ksi (1725 MPa) Strand:

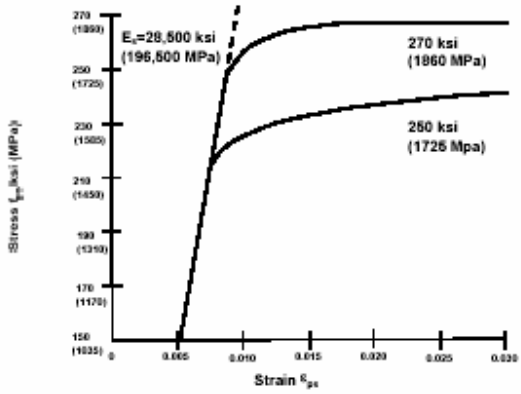
$$\varepsilon_{ps} \le 0.0076 : f_{ps} = 28{,}500 \times \varepsilon_{ps} \quad \text{(ksi)} \qquad f_{ps} = 196{,}500 \times \varepsilon_{ps} \quad \text{(MPa)} \qquad (3.7)$$

$$\varepsilon_{ps} \ge 0.0076 : f_{ps} = 250 - \frac{0.25}{\varepsilon_{ps}} \quad \text{(ksi)} \qquad f_{ps} = 1725 - \frac{1.72}{\varepsilon_{ps}} \quad \text{(MPa)} \qquad (3.8)$$

270 ksi (1860 MPa) Strand:

$$\varepsilon_{ps} \le 0.0086 : f_{ps} = 28{,}500 \times \varepsilon_{ps} \quad \text{(ksi)} \qquad f_{ps} = 196{,}500 \times \varepsilon_{ps} \quad \text{(MPa)} \qquad (3.9)$$

$$\varepsilon_{ps} \ge 0.0086 : f_{ps} = 270 - \frac{0.04}{\varepsilon_{ps} - 0.007} \quad \text{(ksi)} \qquad f_{ps} = 1860 - \frac{0.276}{\varepsilon_{ps} - 0.007} \quad \text{(MPa)} \qquad (3.10)$$



شکل ۳-۵ مدل تنش-کردنش کلاف پیش تنیده

۳-۲-۵- مدل بتن غیرخطی برای اعضای مسلح شکلپذیر

یک مدل تنش-کرنش برای بتن محصور و غیر محصور باید برای آنالیز تعیین ظرفیت محلی شکلپذیر اعضای بتنی مورد استفاده قرار گیرد. منحنی افزایشی اولیه، قابل بیان توسط یک معادله برای بتن محصور و غیر محصور است چرا که فولاد محصور هیچ

تاثیری بر مقادیر کرنش ندارد. وقتی منحنی به مقاومت فشاری بتن غیر محصور رسید، تنش غیر محصور شروع به کاهش میکند تا در تراز کرنش شکست ε_{sp} به صفر میرسد که معمولا ε_{sp} = ۰,۰۰۵ در نظر گرفته می‌شود. مدل بتن محصور باید افزایش یابد تا مقاومت فشاری محصور f'_{cc} حاصل شود. این قسمت بوسیله یک منحنی کاهشی وابسته به مشخصات فولاد محصور ادامه می‌یابد. کرنش نهایی ε_{cu} باید نقطه‌ای باشد که تعادل انرژی کرنشی بین بتن و فولاد محصور شده بدست آید. معمولترین مدل، مدل موهر برای بتن محصور شده در شکل ۳-۶ نمایش داده شده است.

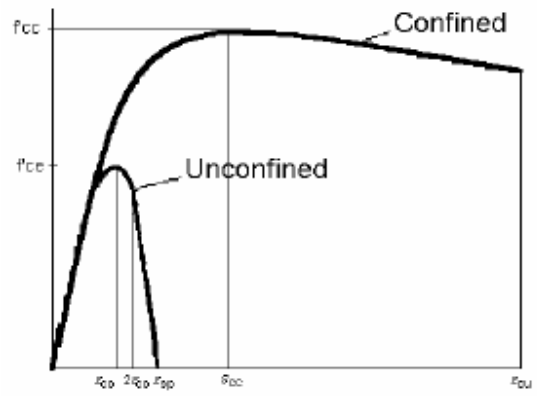
۳-۲-۶- مشخصات سیمان پرتلند با وزن معمول

Modulus of Elasticity $E_c = 33\times w^{1.5}\times\sqrt{f'_c}$ (psi), $E_c = 0.043\times w^{1.5}\times\sqrt{f'_c}$ (MPa) (3.11)

Where w = unit weight of concrete is in lb/ft^3 and kg/m^3, respectively. For w = 143.96 lb/ft^3 and 2286.05 kg/m^3, Equation 3.11 results in the form presented in other Caltrans documents.

Shear Modulus	$G_c = \frac{E_c}{2\times(1+\nu_c)}$	(3.12)
Poisson's Ratio	$\nu_c = 0.2$	
Expected concrete compressive strength the greater of:	$f'_{ce} = \begin{cases} 1.3\times f'_c \\ \text{or} \\ 5000\ \text{(psi)} \quad 34.5\ \text{(MPa)} \end{cases}$	(3.13)
Unconfined concrete compressive strain at the maximum compressive stress	$\varepsilon_{co} = 0.002$	
Ultimate unconfined compression (spalling) strain	$\varepsilon_{sp} = 0.005$	
Confined compressive strain	$\varepsilon_{cc} = *$	
Ultimate compression strain for confined concrete	$\varepsilon_{cu} = *$	

* Defined by the constitutive stress strain model for confined concrete, see Figure 3.6.



شکل ۳-۶ مدل تنش-کرنش بتن

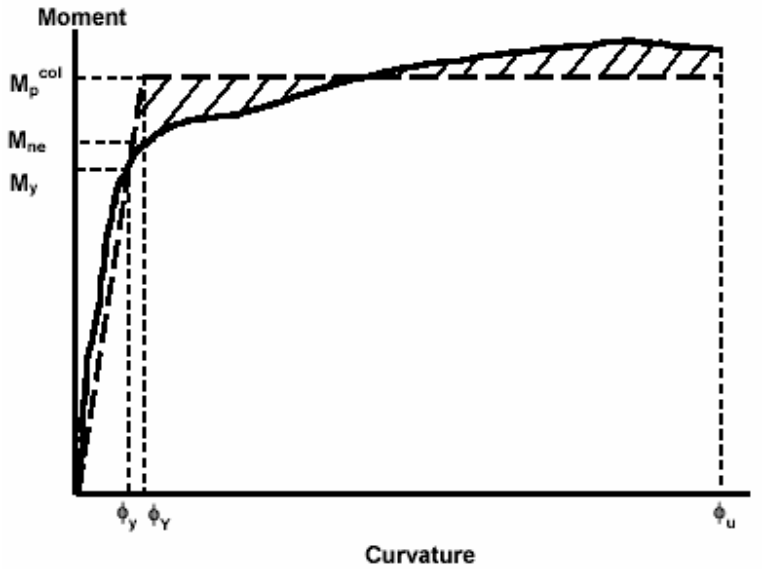
۳-۲-۷- مشخصات سایر مواد

رفتارهای غیر خطی باید به مکانهای از پیش تعیین شده محدود شود. اگر اجزای غیر استاندارد برای رفتار شکل پذیر طراحی شده باشند، پل به عنوان غیر استاندارد طبقه بندی می‌شود. مشخصات مصالح و روابط تنش-کرنش برای اجزای غیر استاندارد باید در معیار طراحی پروژه ضمیمه شود.

۳-۳- لنگر پلاستیک ظرفیت برای اعضای شکلپذیر بتنی

۳-۳-۱- آنالیر لنگر- انحنا

ظرفیت لنگر پلاستیک اعضای بتنی شکل پذیر باید توسط آنالیز $M-\varphi$ بر اساس مشخصات مورد انتظار تعیین گردد.



شکل ۳-۷ منحنی لنگر-انحنا

۳-۴- نیازهای اجزای کنترل شده ظرفیت

اجزای بتنی کنترل شده ظرفیت مانند پی‌ها، شمعهای نوع ۲، تیرهای خمشی، اتصالات، و سازه اصلی باید انعطاف پذیر طراحی شوند تا زمانی که ستون به ظرفیت نهایی خود می‌رسد اساسا الاستیک بمانند. ظرفیت خمشی مورد انتظار اسمی M_{ne} برای اجزای بتنی کنترل ظرفیت هم بوسیله روش $M\text{-}\varphi$ و هم روش طراحی مقاومت تعیین می‌شود، حداقل نیازها برای رفتار الاستیک است. بدلیل توجهات اقتصادی هیچ ضریب ایمنی لازم نیست. مشخصات مورد انتظار مصالح باید فقط برای استفاده در اجزای انعطاف پذیر برای مقابله با بارهای زلزله می‌باشد. مشخصات مصالح مورد استفاده برای آنالیز سایر بارگذاریها، باید با راهنماهای طراحی کالترنس باشد.

۳-۵- حداقل مقاومت جانبی

هر ستون باید حداقل ظرفیت انعطاف پذیری را برای مقابله با نیروی جانبی $۰,۱*P_{dl}$ داشته باشد. که P_{dl} بار مرده ای است که به مرکز جرم سازه اصلی وارد می‌شود.

۳-۶- طراحی لرزه‌ای برشی برای اعضای بتنی شکل پذیر

۳-۶-۱- ظرفیت اسمی برشی

نیاز برشی لرزه‌ای باید بر اساس برش افزایش یافته V_o در ارتباط با لنگر افزایش یافته M_o در بخش ۳-۴ تعیین شود. ظرفیت برشی برای اعضای بتنی شکل پذیر باید بر اساس مقاومت اسمی مصالح باشد.

$$\phi V_n \geq V_o \qquad \phi = 0.85 \tag{3.14}$$

$$V_n = V_c + V_s \tag{3.15}$$

۳-۶-۲- ظرفیت برشی بتن

ظرفیت برشی بتن برای اعضایی که برای شکلپذیری طراحی شده‌اند، باید اثرات انعطاف‌پذیری و بار محوری را مطابق آنچه در رابطه ۳-۱۶ تا ۳-۲۱ میباشد درنظر بگیرد.

$$V_c = v_c \times A_e \tag{3.16}$$

$$A_e = 0.8 \times A_g \tag{3.17}$$

- Inside the plastic hinge zone

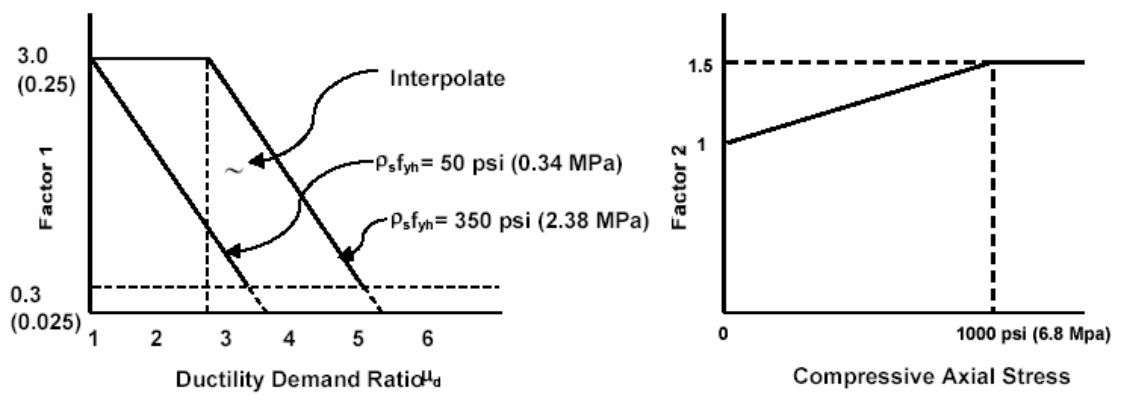
$$v_c = \begin{cases} \text{Factor 1} \times \text{Factor 2} \times \sqrt{f'_c} \leq 4\sqrt{f'_c} & \text{(psi)} \\ \text{Factor 1} \times \text{Factor 2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c} & \text{(MPa)} \end{cases} \tag{3.18}$$

- Outside the plastic hinge zone

$$v_c = \begin{cases} 3 \times \text{Factor 2} \times \sqrt{f'_c} \leq 4\sqrt{f'_c} & \text{(psi)} \\ 0.25 \times \text{Factor 2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c} & \text{(MPa)} \end{cases} \tag{3.19}$$

$$\text{Factor 1} = \begin{cases} 0.3 \leq \dfrac{\rho_s f_{yh}}{150} + 3.67 - \mu_d < 3 & \text{(psi)} \\ 0.025 \leq \dfrac{\rho_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_d < 0.25 & \text{(MPa)} \end{cases} \tag{3.20}$$

$$\text{Factor 2} = \begin{cases} 1 + \dfrac{P_c}{2000 \times A_g} < 1.5 & \text{(psi)} \\ 1 + \dfrac{P_c}{13.8 \times A_g} < 1.5 & \text{(MPa)} \end{cases} \tag{3.21}$$



شکل ۳-۸ فاکتورهای برش بتن

نیاز شکل پذیری کلی μ_D باید در تعیین فاکتور ۱ مورد استفاده قرار گیرد که سهم زیادی را در جابجائی کلی ایفا میکند و مربوط است به جابجائی ستون یا دیوار باربر. در همه موارد دیگر نیاز شکل پذیری محلی μ_D باید در فاکتور یک مربوط به معادله برش مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۶-۳- ظرفیت برشی میلگردها

برای مقطع دایروی محصور شده :

$$V_s = \left(\frac{A_v\ f_{yh}\ D'}{s}\right), \quad \text{where } A_v = n * \left(\frac{\pi}{2}\right) * A_b \qquad (3.22)$$

n : تعداد استوانه های درگیر جداگانه

برای دیوارهای باربر (در جهت ضعیف)

$$V_s = \left(\frac{A_v\ f_{yh}\ D'}{s}\right) \qquad (3.23)$$

A_v = Total area of the shear reinforcement.

روش دیگر برای بدست آوردن ظرفیت برشی اعضایی که برای شکل پذیری طراحی می‌شوند باید بر اساس روش ارائه شده در MTD ۲۰-۱۱ باشد.

۳-۶-۴- حذف گردید

۳-۶-۵- حداکثر و حداقل میلگردگذاری برشی برای ستونها

۳-۶-۵-۱. حداکثر فولادگذاری برشی

مقدار مقاومت برشی V_s که توسط فولادگذاری تامین می‌شود، نباید بزرگتر از مقادیر زیر باشد :

$$8\times\sqrt{f'_c}A_e \quad (\text{psi}) \qquad 0.67\times\sqrt{f'_c}A_e \quad (\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}) \qquad (3.24)$$

۳-۶-۵-۲. حداقل فولادگذاری برشی

سطح مقطع فولادگذاری برشی در ستونها باید از سطح لازم در معادله ۳-۲۵ بزرگتر باشد. سطح فولاد گذاری برشی برای هر هسته مجزا در ستونها که توسط میلگردهای استوانه‌ای یا حلقه‌ای محصور شده است باید از مقادیر ارائه شده در رابطه ۳-۲۵ بزرگتر باشد :

$$A_v \geq 0.025\times\frac{D's}{f_{yh}} \quad (\text{in}^2) \qquad A_v \geq 0.17\times\frac{D's}{f_{yh}} \quad (\text{mm}^2) \qquad (3.25)$$

۳-۶-۵-۳- حداقل فولادگذای قائم در قسمت مهاری

میلگردهای طولی در قسمت مهاری ستون، باید حداکثر فاصله ۸ اینچ را داشته باشد و نیازی نیست که در پای ستون و یا تیر خمشی مهارگشته باشد مگر اینکه برای ظرفیت انعطاف پذیری ستون نیاز باشد. اندازه میلگرد طولی در قسمت مهاری ستون باید بر اساس میلگردهای خارج قسمت مهاری بصورت زیر تعیین شود:

Size of rebars used outside the interlocking portion	Size of rebars required inside the interlocking portion
#10	#6
#11	#8
#14	#9
#18	#11

۳-۶-۶- ظرفیت برشی دیوارهای باربر

۳-۶-۶-۱- ظرفیت برشی در جهت ضعیف

ظرفیت برشی برای دیوارهای باربر در جهت ضعیف باید بر اساس بخش ۳-۶-۲ و ۳-۶-۳ طراحی گردد.

۳-۶-۶-۲- ظرفیت برشی در جهت قوی

ظرفیت برشی دیوارهای باربر در جهت قوی باید در مقابل حداکثر نیاز برشی مشخص شده در بخش ۲-۳-۲-۲ مقاومت نماید.

$$\phi V_n^{pw} > V_u^{pw} \qquad (3.26)$$

$$\phi = 0.85$$

مطالعه دیوارهای برشی اسکوات نشان داده است که تنشهای بزرگ برشی به همراه ظرفیت خمشی دیوار ممکن است باعث خرابی لغزشی بر اساس خرابی بتن در پای دیوار گردد. ضخامت دیوار باربر باید بگونه‌ای انتخاب شود که نتش برشی معادی ۳-۲۷ را ارضا نماید.

$$\frac{V_n^{pw}}{0.8\times A_g} < 8\times\sqrt{f_c'} \quad \text{(psi)} \qquad \frac{V_n^{pw}}{0.8\times A_g} < 0.67\times\sqrt{f_c'} \quad \text{(MPa)} \qquad (3.27)$$

۳-۶-۷- ظرفیت برشی اعضای کنترل ظرفیتی

ظرفیت برشی اعضای الاستیک باید بر اساس بخش ۸-۱۶-۶ آیین نامه BDS با استفاده از مشخصات اسمی بدست آید.

۳-۷- حداکثر و حداقل فولادگذاری طولی

۳-۷-۱- حداکثر فولادگذاری طولی

سطح مقطع فولادگذاری طولی برای اعضای فشاری نباید از مقدار مشخص شده در بخش ۳-۲۸ بیشتر شود.

$$0.04\times A_g \qquad (3.28)$$

۳-۷-۲- حداقل فولادگذاری طولی

حداقل سطح مقطع فولادگذاری طولی برای اعضای فشاری نباید از مقدار مشخص شده در معادله ۳-۲۹ و ۳-۳۰ بیشتر شود.

$$0.01\times A_g \qquad \text{Columns} \qquad (3.29)$$

$$0.005\times A_g \qquad \text{Pier Walls} \qquad (3.30)$$

۳-۷-۳- حداکثر نسبت فولادگذاری

طراح باید مطمئن باشد که اعضایی که باید الاستیک بمانند (که سازه اصلی، تیرهای خمشی، پی ها، شمعها هستند) باید از یک مد خرابی شکل پذیر تبعیت کنند. نسبت فولادگذاری ρ باید نیازهای بخش ۸-۱۶-۳ آیین نامه BDS برای اعضای بتنی و بخش ۹-۱۹ را برای اعضای بتنی پیش تنیده ارضا نماید.

۳-۸- فولادگذاری جانبی اعضای شکل پذیر

۳-۸-۱- فولاد گذاری جانبی در طول محاسباتی مفصل پلاستیک

حجم فولادگذاری جانبی، بوسیله نسبت حجمی ρ_s تعیین میگردد که باید به گونه‌ای باشد که در طول مفصل پلاستیک رفتار ستون یا دیوار باربر را بر اساس بخش ۴-۱ تضمین نماید. ρ_s برای ستونها با هسته دایروی با معادله ۳-۳۱ داده می‌شود:

$$\rho_s = \frac{4A_b}{D's} \qquad (3.31)$$

۳-۸-۲- فولادگذاری جانبی ستون در منطقه مفصل پلاستیک

فولاد گذاری جانبی مورد نیاز در داخل منطقه مفصل پلاستیک باید نیازهای بخش ۳-۸-۱ ، نیازهای برشی بیان شده در بخش ۳-۶-۳ و فاصله گذاری بخش ۸-۲-۵ را ارضا نماید.

۳-۸-۳- فولادگذای جانبی ستون در خارج منطقه مفصل پلاستیک

مقدار فولاد گذاری جانبی ستون در خارج از منطقه مفصل پلاستیک، نباید کمتر از ۵۰ درصد مقدار مشخص شده در بخش ۳-۸-۲ بوده و برابر نیازهای برشی مشخص شده در بخش ۳-۶-۳ باشد.

۳-۸-۴- فولادگذاری جانبی دیوارهای باربر

محصور شدگی جانبی دیوارهای باربر باید بوسیله گره های ضربدری تامین شود. کل مقطع گره‌های ضربدی، A_{sh} مورد نیاز در داخل انتهاهای مفاصل پلاستیک دیوارهای باربر باید بر اساس بزرگترین مقدار فولاد مورد نیاز در بخش ۳-۸-۲ و یا بخش ۸-۱۸-۲-۳-۲ تا ۸-۱۸-۲-۳-۴ آیین نامه BDS باشد. فولادگذاری جانبی دیوارهای باربر خارج از این ناحیه باید بر اساس بخش ۸-۱۸-۲-۳ باشد.

۳-۸-۵- فولادگذاری جانبی برای ستونهایی که روی شمع‌های نوع دو قرار دارند

نسبت حجمی فولادگذاری جانبی برای ستونهایی که روی شمعهای نوع ۲ قرار دارند باید بر اساس موارد مشخص شده در بخش ۳-۸-۱ و ۳-۸-۲ باشد. اگر شمع نوع ۲ بزرگ باشد، حداقل ۵۰ درصد فولادگذاری محصور کننده در پای ستون باید روی طول قفس ستون قرار گیرد. طول مورد نیاز برای فرو رفتگی قفس ستون در داخل شفت در بخش ۸-۲-۴ بیان گردیده است.

۳-۸-۶- محصور شدگی جانبی برای شمعهای نوع ۲

حداقل نسبت حجمی محصور شدگی جانبی در شمع های بزرگ شده نوع ۲ باید ۵۰ درصد نسبت حجمی مورد نیاز در پای ستون و باید در طول قفس شمع تا نقطه ای قفس ستون تمام میشود قرار گیرد.

۴- نیاز و ظرفیت

۴-۱- عیار عملکرد

۴-۱-۱- معیار جابجائی کلی

هر پل و یا قاب باید معادله ۴-۱ را ارضا نماید. که در آن Δ_D جابجائی در طول محور محلی اصلی از یک عضو شکلپذیر که توسط تغییر شکلهای لرزه ای اعمال شده بر سیستم سازه مطابق بخش ۲-۱-۲ ایجاد شده است.

$$\Delta_D < \Delta_C \qquad (4.1)$$

Where:

Δ_D Is the displacement generated from the global analysis, the stand-alone analysis, or the larger of the two if both types of analyses are necessary.

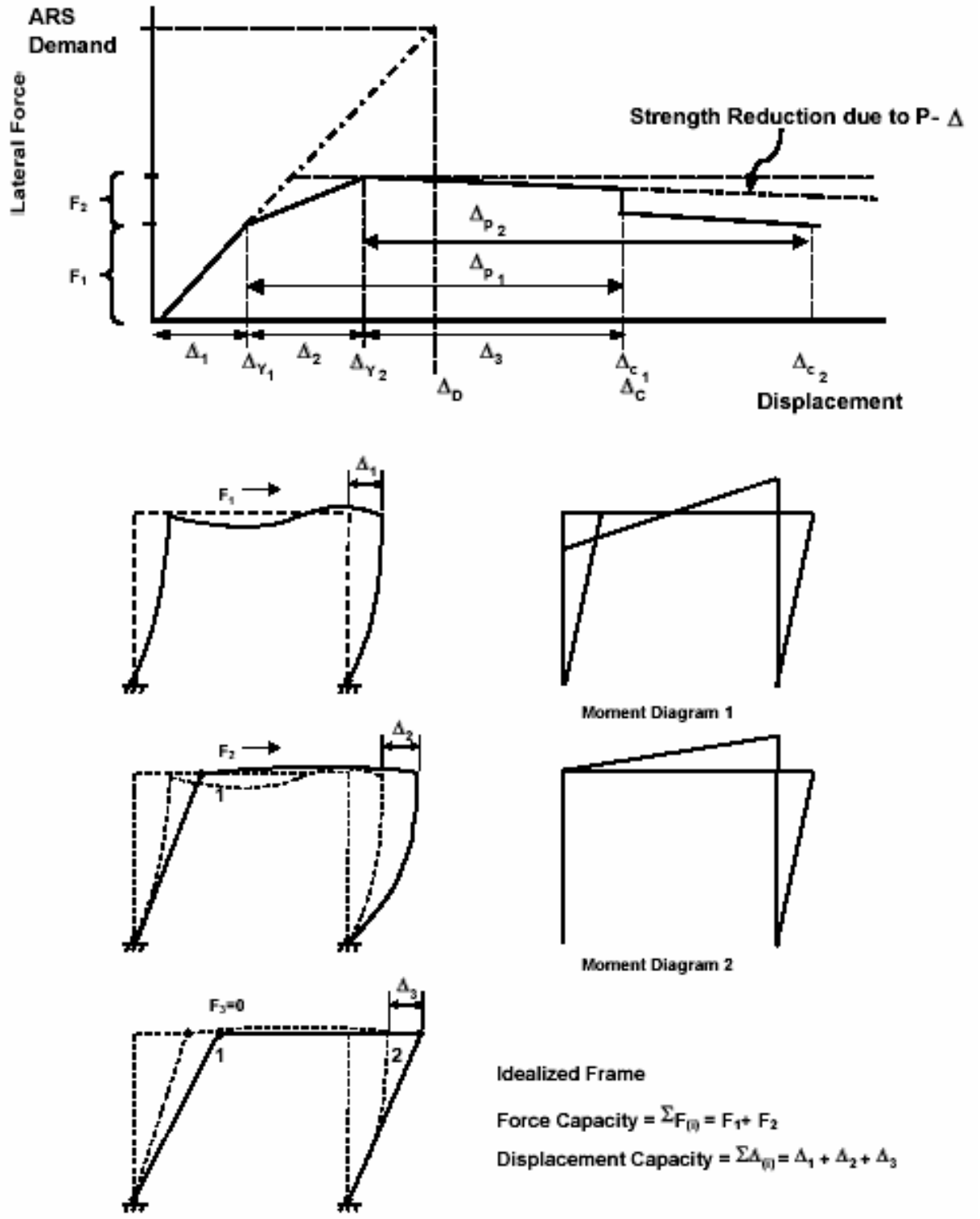
Δ_C The frame displacement when any plastic hinge reaches its ultimate capacity, see Figure 4.1.

۴-۱-۲- معیار نیاز شکل پذیری

کل سیستم سازه‌ای به همراه هرکدام از زیر سازه های آن باید نیاز شکل پذیری بیان شده در بخش ۲-۲-۴ را ارضا نماید.

۴-۱-۳- معیار ظرفیت شکلپذیری

همه اعضای شکل پذیر در یک پل باید ظرفیت شکل پذیری مورد نیاز بیان شده در بخش ۳-۱-۴-۱ را ارضا نماید.



شکل ۴-۱ رابطه کلی نیرو - تغییر مکان

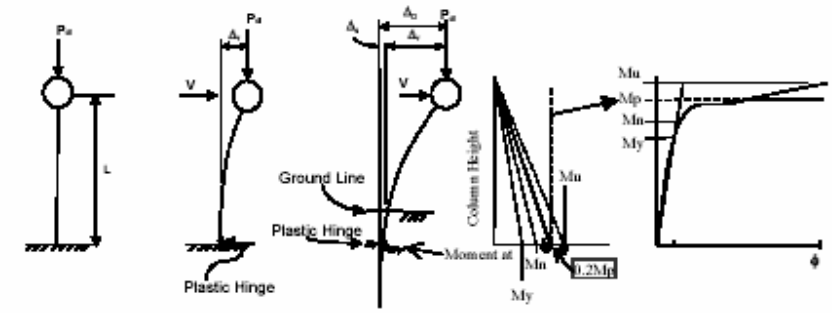
۴-۲- اثرات P-Δ

اثر دینامیکی بارهای ثقلی که از طریق جابجائی جانبی عمل میکنند، باید در طراحی اعمال گردد. مقادیر جابجائی های مربوط به اثرات P-Δ تنها بوسیله تحلیل غیر خطی time-history قابل تعیین است. در این گونه تحلیلها، معادله ۴-۳ برای تعیین حد کلی برای جابجائی جانبی ستون تحت اثر بار محوری که طبق نیازهای شکل پذیری بخش ۲-۲-۴ میباشد، قابل استفاده است. اگر معادله ۴-۳ ارضا شود، اثرات P-Δ قابل صرفنظر کردن است.

$$P_{dl} \times \Delta_r \le 0.20 \times M_p^{col} \qquad (4.3)$$

Where: Δ_r = The relative lateral offset between the point of contra-flexure and the base of the plastic hinge. For Type I pile shafts $\Delta_r = \Delta_D - \Delta_s$

Δ_s = The pile shaft displacement at the point of maximum moment



شکل ۴-۲ اثرات P-Δ بر روی ستونهای پل

۴-۳- ضریب افزایش مقاومت اجزا

۴-۳-۱- ضریب افزایش مقاومت ستون

برای تعیین نیاز بار اعضای الاستیک، ضریب بزرگنمائی ۲۰ درصدی باید به ظرفیت لنگرپلاستیک ستون اضافه گردد تا :

- **تغییرات مقاومت مصالح بین ستون و اعضای کناری**
- **ظرفیت لنگر ستون بزرگتر از ظرفیت لنگر پلاستیک ایده آل شده.**

$$M_o^{col} = 1.2 \times M_p^{col} \qquad (4.4)$$

۴-۳-۲- نیاز و ظرفیت سازه اصلی/تیر خمشی

ظرفیت اسمی طولی سازه اصلی و جانبی تیر خمشی باید تضمین کند که ستون به حد بعد از حالت الاستیک خود رسیده است، قبل از اینکه سازه اصلی و یا تیر خمشی به مقاومت اسمی مورد انتظار خود برسد. مقاومت سازه اصلی نباید بر روی ستون مفصل شده کنار آن موثر فرض شود. به طور جانبی، نیازهای مشابهی برای تیر خمشی مورد نیاز است.

هر نیاز لنگر که بوسیله نیروی مرده یا اثرات ثانویه پیش تنیدگی ایجاد شود، باید روی کل قاب پخش شود. ضرایب پخش باید بر اساس مشخصات مقطع ترک خورده باشد. لنگر زلزله ستون، بیان کننده مقدار لنگر ایجاد شده بوسیله زلزله است، زمانی که با لنگر بار مرده ستون و اثرات ثانویه لنگر پیش تنیدگی همراه می‌شود، با ظرفیت افزایش یافته ستون برابر خواهد بود. شکل ۴-۳ را ببینید.

$$M_{ne}^{\sup(R)} \geq \sum M_{dl}^{R} + M_{p/s}^{R} + M_{eq}^{R} \qquad (4.5)$$

$$M_{ne}^{\sup(L)} \geq \sum M_{dl}^{L} + M_{p/s}^{L} + M_{eq}^{L} \qquad (4.6)$$

$$M_{o}^{col} = M_{dl}^{col} + M_{p/s}^{col} + M_{eq}^{col} \qquad (4.7)$$

$$M_{eq}^{R} + M_{eq}^{L} + M_{eq}^{col} + \left(V_{o}^{col} \times D_{c.g.}\right) = 0 \qquad (4.8)$$

Where:

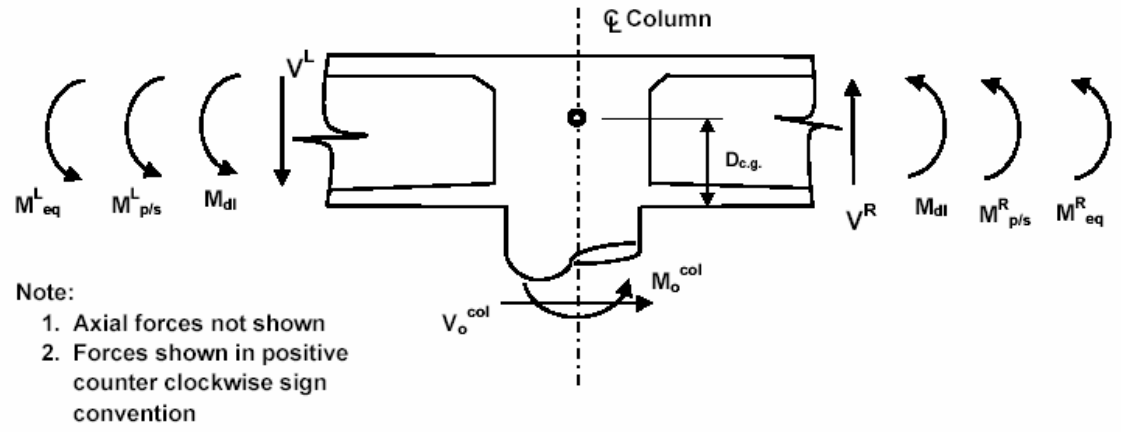
$M_{ne}^{\sup R,L}$ = Expected nominal moment capacity of the adjacent left or right superstructure span

M_{dl} = Dead load plus added dead load moment (unfactored)

$M_{p/s}$ = Secondary effective prestress moment (after losses have occurred)

M_{eq}^{col} = The column moment when coupled with any existing dead load and/or secondary prestress moment will equal the column's overstrength moment capacity

$M_{eq}^{R,L}$ = The portion of M_{eq}^{col} and $V_{o}^{col} \times D_{c.g.}$ (moment induced by the overstrength shear) distributed to the left or right adjacent superstructure span



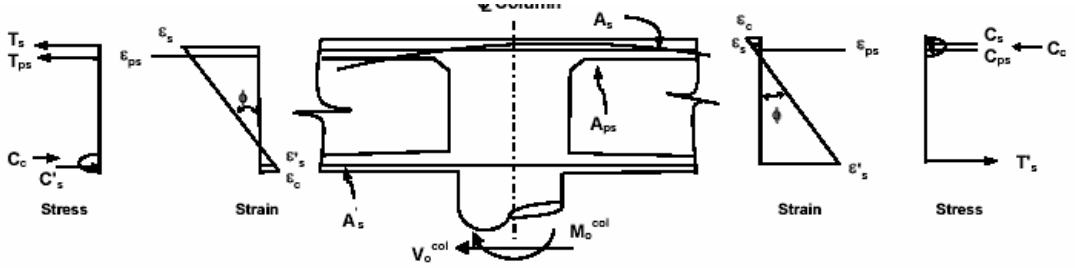
شکل ۴-۳ نیاز سازه اصلی ایجاد شده توسز لنگر افزایش یافته ستون

۴-۳-۲-۱- ظرفیت طولی سازه اصلی

فولادگذاری میتواند به عرشه اضافه شود، A_s و یا به طاق A'_s تا ظرفیت لنگر سازه اصلی افزایش یابد. شکل ۴-۴ را ببینید. با فاصله گرفتن از تیر خمشی، عرض موثر سازه اصلی افزایش و نیاز لنگر کاهش می‌یابد بخش ۷-۲-۱-۱ را ببینید.

۴-۳-۲-۲- ظرفیت تیر خمشی

عرض موثر برای محاسبه ظرفیت تیر خمشی در بخش ۷-۳-۱-۱ بیان گردید. فولاد گذاری مورد نیاز برای افزایش مقاومت باید در پشت اتصال ستون توسعه یابد. بریدن فولادگذاری تیر خمشی منع شده است، بدلیل اینکه تغییر کوچک در ظرفیت مفصل پلاستیک ممکن است تغییرات بزرگی را در توزیع لنگر در طول عرشه بدلیل تغییر زیاد لنگر ایجاد کند.



شکل ۴-۴

۴-۳-۳- ظرفیت پی

پی باید مقاومت کافی برای اطمینان از اینکه ستون قبل از اینکه پی به ظرفیت اسمی مورد انتظارش برسد از حالت الاستیک خارج گردیده است را دارا باشد، برای اطلاعات اضافی در مورد عملکرد پی به بخش ۶-۲ مراجعه نمایید.

۵- تحلیل

۵-۱- نیازهای تحلیل

۵-۱-۱- هدف تحلیل

هدف از تحلیل لرزه‌ای بدست آوردن نیازهای تغییر شکل و نیرو و ظرفیت برای سیستم سازه‌ای و هرکدام از اجزا به صورت جداگانه است. تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی خطی الاستیک، ابزار آنالیزی مناسبی برای تخمین نیازهای جابجائی برای پلهای استاندارد معمول است. تحلیل استاتیکی غیر الاستیک، ابزار تحلیلی مناسبی برای تعیین ظرفیت پلهای استاندارد معمول است.

۵-۲- روشهای آنالیز

۵-۲-۱- تحلیل استاتیکی معادل (ESA)

تحلیل استاتیکی معادل قابل استفاده برای تخمین نیازهای جابجائی برای سازه‌هایی که استفاده از تحلیل دینامیکی، تغییر چندانی در رفتار پل نداشته باشد. روش تحلیل استاتیکی معادل برای سازه‌ها یا قابهای تکی با دهانه‌های یکسان و توزیع سختی مساوی.

بارگذاری زلزله باید بصورت نیروی معادل استاتیکی افقی بر قابهای منفرد اعمال شود. کل نیروی اعمال شده باید مساوی حاصل ضرب ARS و وزن باشد. نیروی افقی باید مرکز جرم قائم سازه اصلی اعمال شود و به صورت افقی به نسبت توزیع جرم توزیع شود.

۵-۲-۲- تحلیل دینامیکی الاستیک (EDA)

تحلیل دینامیکی الاستیک باید برای تخمین نیازهای جابجائی برای سازه‌هایی که روش تحلیل استاتیکی معادل تخمین درستی از رفتار دینامیکی را بدست نمی‌دهد. یک تحلیل الاستیک چند مودی طیفی برای تعیین پاسخ طیفی باید انجام شود. تعداد درجات آزادی و تعداد مودها مورد توجه در تحلیل باید برای دخیل کردن حداقل ۹۰ درصد از جرم در جهت طولی و عرضی کافی

باشد. حداقل سه المان در ستون و چهار المان در تیر باید در مدل الاستیک خطی مورد استفاده قرار گیرد.

در تحلیل دینامیکی الاستیک بر اساس شتاب طراحی طیفی ممکن است تنش در بعضی از اجزا از حد الاستیک آنها افزایش یابد. پاسخ چنین تنشهایی نشان دهنده رفتار غیر خطی است. مهندس باید در نظر داشته باشد که مقادیر نیرو در این روش ممکن است به اندازه قابل توجهی از مقادیر واقعی تفاوت داشته باشد. منابع پاسخ غیر خطی که در تحلیل دینامیکی استاتیکی در نظر گرفته نشده است، شامل اثرات خاک کناری، تسلیم اجزای سازه‌ای، باز و بسته شدن درزهای انبساط و رفتار اتصالات باشد. نتایج مدل تخلیل دینامیکی الاستیک، باید با روش ترکیب کامل مربعی (CQC) ترکیب شوند.

تحلیل چند قابی باید شامل حداقل دو قاب مرزی و یا یک قاب و یک اتصال پشت قاب باشد. شکل ۵-۱ را ببینید.

۵-۲-۳- تحلیل استاتیکی غیر الاستیک (ISA)

تحلیل استاتیکی غیر الاستیک، معمولا به نام Push over معروف است باید برای تعیین جابجائی ظرفیت مطمئن یک سازه یا قاب زمانی که به پایداری حدی خود میرسد بکار رود. این روش باید با استفاده از مشخصات مورد انتظار مواد مدل شده استفاده شود. تحلیل استاتیکی غیر الاستیک یه روش تحلیل خطی گام به گام است که رفتار غیر خطی کلی اجزا را شامل می‌شود به همراه اثرات خاک، با کشیدن آنها به صورت جانبی تا رفتار پلاستیک حاصل شود. هر گام قاب را به صورت جانبی می‌کشد، تا زمانیکه مکانیسم خرابی ایجاد گردد. برای اینکه مدل تحلیلی عمل بازتوزیع داخلی را در صورت وارد شدن اجزا به مرحله غیر الاستیک را در نظر میگیرد، تحلیل استاتیکی غیر الاستیک رفتار واقعی‌تری را نسبت به روشهای تحلیل الاستیک بدست میدهد.

۵-۳- تحلیل کلی سیستم سازه‌ای

تحلیل سیستم سازه‌ای تا کلی وقتی مورد نیاز است که لازم باشد که پاسخ کل سیستم پل را بدست آوریم. سیستم‌های پل با هندسه غیر معمول، مخصوصا در پلهای قوسی و پلهای مایل، درزهای انبساط عرضی چندتایی، اجزای سازه‌ای وزین، و پی‌های واقع روی خاکهای سست ممکن است پاسخ‌های لرزه‌ای ایجاد کند که لزوما نمیتوان آنها را در تحلیل جداگانه زیر سازه‌ها بدست آورد.

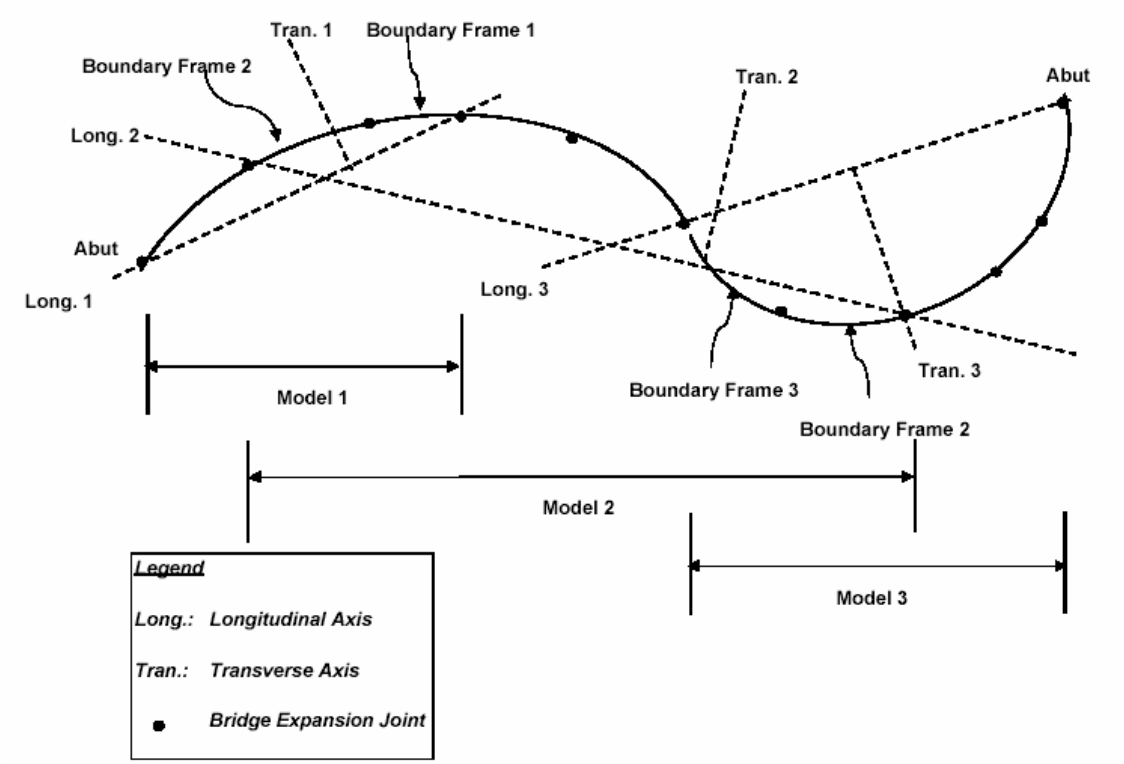
دو روش آنالیز کلی برای تعیین پاسخ غیر خطی پل مورد نیاز است چرا که این سازه‌ها در کشش و فشار رفتارهای متفاوتی دارند.

در مدل کششی، اتصالات سازه‌کلی به صورت طولی از هم جدا می‌شوند و با اجزای خرپایی که به هم متصل هستند، عمل **restrain** ها را انجام می‌دهند. در مدل فشاری، همه اعضای خرپایی غیر فعال هستند و اعضای سازه کلی به صورت طولی درگیرهستند تا مدهای پاسخ سازه را تشکیل دهند.
شکل هندسی سازه، بیان خواهد کرد که آیا هر دو مدل کششی و فشاری لازم است. سازه‌هایی با انحنای سازه‌اصلی زیاد، ممکن است مدلهای اضافه تری را نیز لازم داشته باشند که مشخصات مدلهای کششی و فشاری را باهم ترکیب کند.

پلهای چند قابی بلند باید با مدلهای الاستیک زیادی تحلیل شوند. یک مدل چند دهانه ساده ممکن است که واقعی نباشد چرا که نمیتواند حرکت غیر همفاز بین قابها را وارد محاسبه نماید و نیز ممکن است که تعداد نقاط کافی برای مدهای دینامیکی قابل توجه را نداشته باشد.

هم مدل چندقابی باید محدود به پنج قاب به همراه قاب مرزی و یا اتصال در هر انتهای مدل باشد. مدلهای همسایه باید حداقل در یک قاب قابل استفاده، همپوشانی داشته باشند. شکل ۵-۱ را ببینید.

قابهای مرزی مقداری پیوستگی را بین مدلهای همسایه ایجاد می‌کنند، اما باید نامعینی ها در نظر گرفته شود و اثر تحلیلی آنها حذف گردد. یک فنر بدون جرم باید انتهای ساکن قاب مرزی متصل شود تا سختی باقی سازه را نشان دهد. قضاوت مهندسی باید وقتی که تغییر شکلهای حاصل بین مجموعه‌های مختلف قابها با هم ترکیب می‌شوند بکار برده شود، چرا که روش قاب مرزی، کاملا با پیوستگی سازه همخوانی ندارد.



شکل ۵-۱ تکنیک مدل سازی EDA

۵-۴- تحلیل محلی

آنالیز تکی مقاومت و ظرفیت شکل پذیری یک قاب تنها، تیر یا ستون را نشان می‌دهد. این روش آنالیز باید در دوجهت عرضی و طولی انجام شود. هر قاب باید همه نیازهای SDC را در شرایط تکی ارضا نماید.

۵-۴-۱- آنالیز جانبی تکی

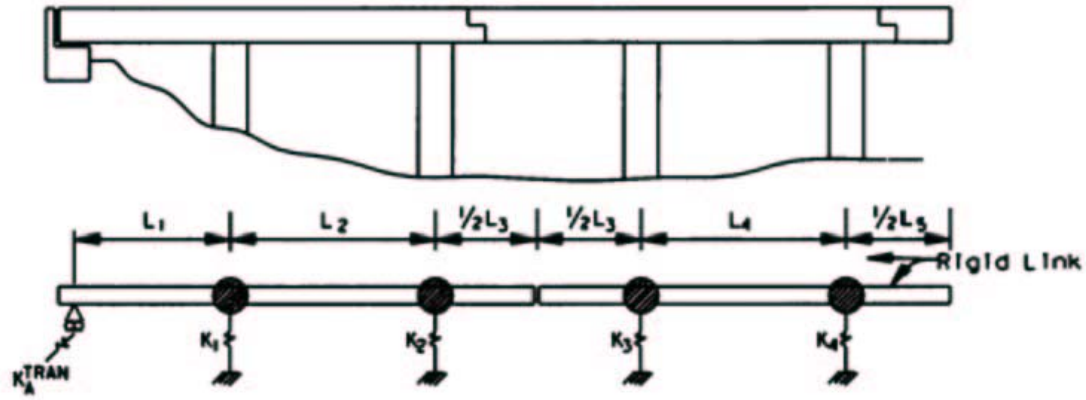
مدلهای قاب جانبی تکی، باید شامل وزن متمرکز در ستون باشد. فاصله مفاصل باید به صورت المان صلب با نصف وزن متمرکز در ستون همسایه مدل شوند. شکل ۵-۲ را ببینید. آنالیز جانبی قابهای انتهایی، باید یک تخمین واقعی از سختی اتصال به همراه عملکرد مورد انتظار از اتصال را شامل باشد. نیاز تغییر مکان جانبی در هم تیر از قاب باید شامل اثر پیچش سازه صلب حول مرکز سختی قاب باشد.

۵-۴-۲- تحلیل طولی تکلی

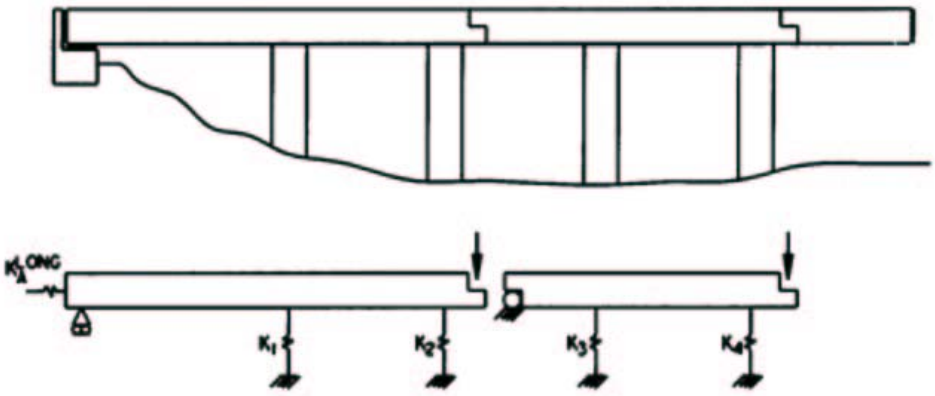
مدلهای قاب طولی تکی باید شامل جهت کوتاه مفاصل با یک بار مرده متمرکز و کل جهت طولانی مفاصل غلتکی باشد، شکل ۵-۲ را ببینید. عموما از سختی اتصال در مدل طولی تکی برای سازه های با بیش از دو قاب، یا با طول کلی بیش از ۳۰۰ فوت (۹۰ متر) یا انحنای در صفحه، صرفنظر میشود.

۵-۵- تحلیل ساده شده

یک قاب دو بعدی صفحه‌ای در تحلیل "Push over" از یک تیر و یا قاب، قابل ساده سازی به مدل ستون است در صورتی که این عمل باعث از بین رفتن دقت در تخمین نیازهای جابجانی یا ظرفیت جابجائی نشود. اثر واژگونی در بارگذاری محوری ستون و ظرفیت اعضای درگیر باید در مدل ساده شده مدنظر قرار گیرد. ساده سازی مدلهای نیاز و ظرفیت در صورتی که سازه سختی ها و زمان تناوب ارائه شده در بخش ۷-۱-۱ و ۷-۱-۲ را ارضا ننماید مجاز نیست.



Transverse Stand - Alone Model



Longitudinal Stand - Alone Model

شکل ۵-۲ تحلیل تکی

۵-۶- مشخصات مقطع موثر

۵-۶-۱- مشخصات مقطع موثر برای تحلیل لرزه‌ای

تحلیل الاستیک یک رابطه خطی بین سختی و مقاومت را بدست می‌دهد. اعضای بتنی قبل از رسیدن به حد تسلیم خود پاسخ غیر خطی نشان می‌دهند.

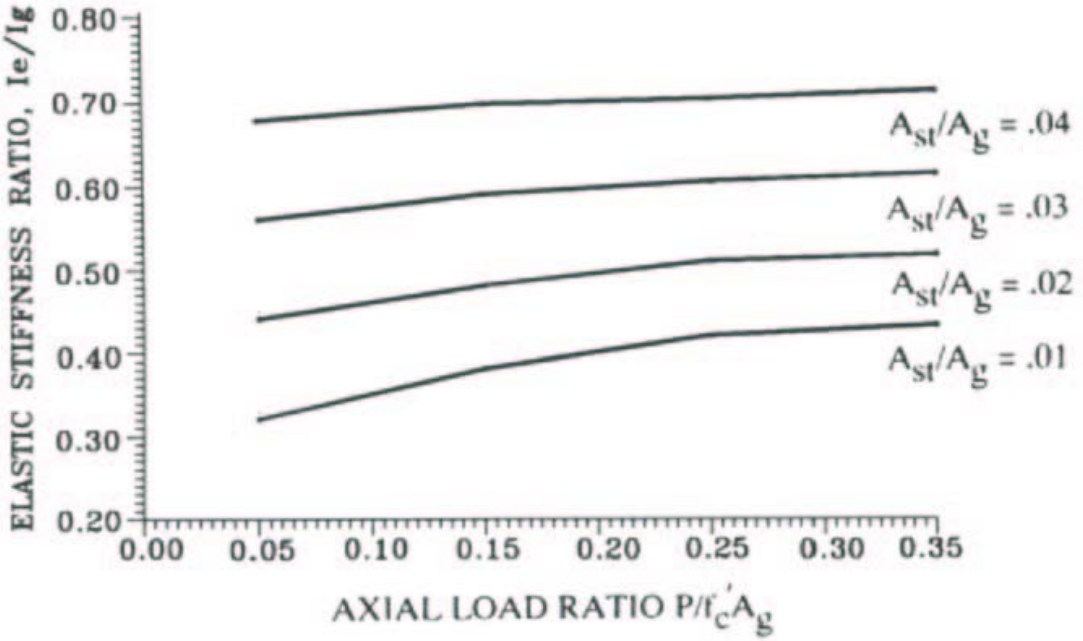
مشخصات مقطع، صلبیت انعطاف پذیری E_cI و صلبیت پیچشی G_cI، باید ترکهای ایجاد شده قبل از اینکه حد نهایی ایجاد شود را منعکس نمایند.

۵-۶-۱-۱- I_{eff} برای اعضای شکل پذیر

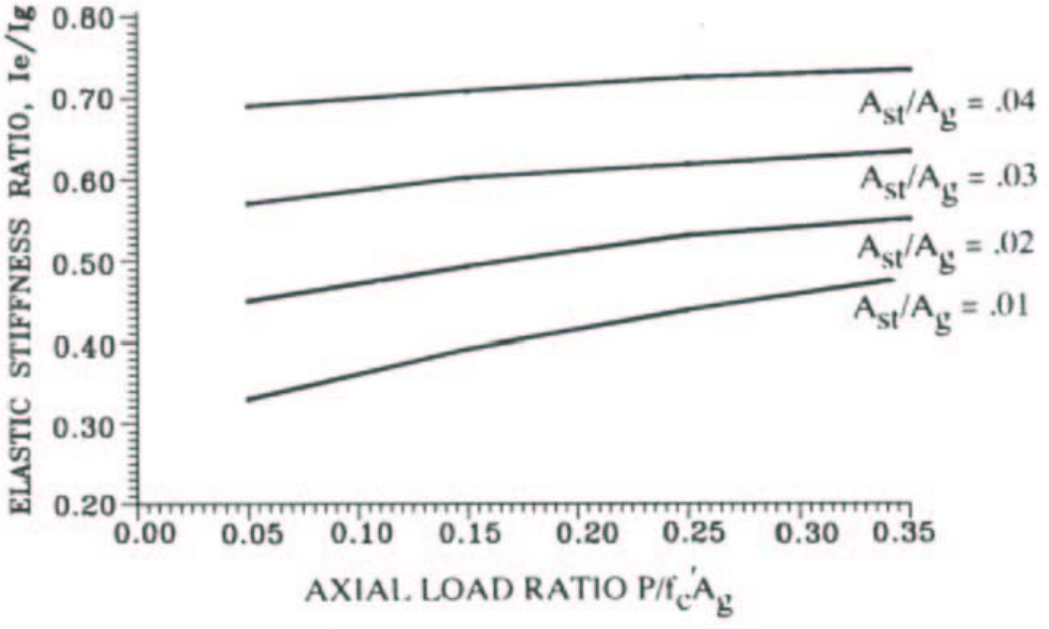
سختی انعطاف پذیری ترک خورده I_{eff} باید موقع مدل سازی اعضای شکل پذیر مورد استفاده قرار گیرد. I_{eff} توسط شکل ۵-۳ و یا شیب اولیه منحنی لنگر-انحنا بین ابتدا و نقطه‌ای که اولین میلگرد تسلیم می‌شود که در معادله ۵-۱ بیان شده، قابل تخمین است.

$$E_c \times I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \qquad (5.1)$$

M_y = Moment capacity of the section at first yield of the reinforcing steel.



a) Circular Sections



b) Rectangular Sections

شکل ۵-۳ سختی موثر مقطع بتن مسلح ترک خورده

۵-۶-۱-۲- I_{eff} برای سازه‌های اصلی با تیر قوطی

I_{eff} در تیرهای سازه‌های اصلی، به توسعه ترک و اثر ترک بر سختی اعضا وابسته است.

I_{eff} برای مقاطع تیر قوطی بتنی بین ۰۵۰. و ۰۷۵. برابر I_g قابل تخمین است. مرز پایینی نشان دهنده مقطع با فولادگذاری اندک و مرز بالائی، نشان دهنده مقاطع با فولادگذاری بالاست.

محل فولاد پیش تنیده مرکزی است و جهت خمش اثر زیادی بر نحوه تاثیر ترک بر سختی اعضای پیش تنیده دارد. تحلیل الاستیک چند مودی از در نظر گرفتن تغییرات سختی که در اثر تغییر لنگر حاصل می‌شود، عاجز است. بنابراین، هیچ کاهش سختی برای تیرهای پیش تنیده بتنی با مقاطع قوطی پیشنهاد نمی‌شود.

۵-۶-۱-۳- I_{eff} برای سایر انواع سازه‌ها

کاهش تا I_g برای تیرهای قوطی شکل، برای سایر انواع سازه ها و تیرها نیز قابل استفاده است. تخمین I_{eff} بر اساس تحلیل لنگر-انحنا میتواند در تیرهای با فولادگذاری کم و اعضای پیش تنیده مناسب باشد.

۵-۶-۲- ممان پیچشی موثر

کاهش در ممان پیچشی برای سازه اصلی پلهای استاندارد معمول که مطابق بند ۱-۱ باشند و انحنای داخل صفحه زیادی نداشته باشند لازم نیست.

سختی پیچشی اعضای بتنی پس از اولین ترک قابل کاهش فراوان است. لنگر پیچشی برای ستونها باید بر اساس معادله ۵-۲ کاهش یابد :

$$J_{eff} = 0.2 \times J_g \qquad (5.2)$$

۵-۷- مشخصات موثر عضو برای بارهای غیر لرزه‌ای

بارهای حاصل از دما و کاهش طول که با استفاده از مشخصات مقطع کلی محاسبه می‌شود، ممکن است کنترل کننده اندازه و ظرفیت مقاومتی ستون باشد. در این حالت، نیروهای دما و کاهش طول باید بر اساس ممان ماند موثر ستونها دوباره محاسبه شود.

۶- لرزه‌خیزی و عملکرد پی

۶-۱- آنالیز ساختگاه

۶-۱-۱- لرزه‌خیزی و داده‌های پی

مهندس ژئوتکنیک باید اطلاعات زیر را تهیه نماید. MTD ۱-۳۵ را برای اطلاعات بیشتر در مورد داده های مورد نیاز برای پی ببینید.

- لرزه‌خیزی
  - فاصله از گسل
  - بزرگای زلزله
  - حداکثر شتاب سنگ بستر
  - نوع پروفیل خاک
- پتانسیل روانگرائی
- سختی پی یا پارامترهای مورد نیاز خاک برای تعیین مشخصات نیرو-تغییر مکان برای پی (در صورت لزوم)

۶-۱-۲- منحنیهای ARS

مهندسی ژئوتکنیک ساختگاه هر پل را آنالیز خواهد کرد و یکی از موارد زیر را پیشنهاد خواهد داد، یک منحنی SDC ARS استاندارد با ۵ درصد میرائی، یک منحنی SDC ARS اصلاح شده و یا منحنی ARS ویژه ساختگاه. آخرین توصیه‌ها برای طراحی لرزه‌ای باید در پایان گزارش پی سازی ضمیمه گردد.

۶-۱-۲-۱- منحنی های استاندارد ARS

برای طراحی اولیه، قبل از دریافت توصیه‌های مهندس ژئوتکنیک، یک منحنی استاندارد SDC ARS به همراه حداکثر شتاب سنگ از نقشه خطر سال ۱۹۹۶ کالترنس قابل استفاده است. منحنی های استاندارد SDC ARS در پیوست B ضمیمه هستند. اگر منحنیهای استاندارد SDC ARS

در طول طراحی اولیه مورد استفاده قرار گیرند، باید برای پلهای با زمان تناوب زیاد و پلهای نزدیک گسل بصورت زیر اصلاح شوند:

برای طراحی اولیه سازه‌های در فاصله ۱۰ مایل (۱۵ کیلومتر) دز گسل فعال، شتاب طیفی بر روی منحنی SDC ARS باید به صورت زیر افزایش یابد :

- افزایش شتاب طیفی برای زمان تناوب کوچکتر از ۰,۵ ثانیه لازم نیست.
- شتاب طیفی برای زمان تناوب بالاتر از ۰,۵ ثانیه باید ۲۰ درصد افزایش یابد.
- شتاب طیفی برای زمان تناوب بین ۰,۵ تا ۱ ثانیه باید با روش درون‌یابی خطی تعیین گردد.

برای طراحی اولیه سازه‌هایی با زمان تناوب بالاتر از ۱,۵ ثانیه بر روی خاکهای عمیق مقادیر روی منحنی ARS استاندارد باید بدین صورت افزایش یابد:

- افزایش شتاب طیفی برای زمان تناوب کوچکتر از ۰,۵ ثانیه لازم نیست.
- شتاب طیفی برای زمان تناوب بالاتر از ۱,۵ ثانیه باید ۲۰ درصد افزایش یابد.
- شتاب طیفی برای زمان تناوب بین ۰,۵ تا ۱,۵ ثانیه باید با روش درون‌یابی خطی تعیین گردد.

۶-۱-۲-۲- منحنیهای ARS ویژه ساختگاه

GEE تعیین خواهد کرد که آیا منحنی ARS ویژه ساختگاه لازم است یا نه. طیف پاسخ ویژه ساختگاه، بصورت معمول وقتی که پلی در همسایگی یک گسل مهم و یا روی خاک نرم با قابلیت روانگرا شدن قرار گرفته و نیز بزرگای لنگری تخمینی زلزله بزرگتر از ۶,۵ است، مورد نیاز می‌باشد.

حرکت سنگ و پروفیل خاک میتواند در طول پلهای طویل بسیار متغیر باشد. در مورد پلهای با طول بیش از ۱۰۰۰ فوت (۳۰۰ متر) در مورد آنالیز احتمال حرکت غیر همگن زمین و اثر پروفیلهای مختلف خاک در طول پل، با GEE مشورت شود.

۶-۲- عملکرد پی

۶-۲-۱- عملکرد پی

- پی پلها باید بگونه‌ای طراحی شده باشد که در مقابل بارگذاری لرزه‌ای مطابق انچه که در ۱-۲۰ MTD بیان شده، پاسخ دهد.
- ظرفیت پیها و هرکدام از اجزای جداگانه آن برای مقاومت در برابر نیازهای زلزله MCE باید بر اساس ظرفیت نهایی خاک و سازه باشد.

۶-۲-۲- طبقه بندی خاک

خاک نگهدارنده و اطراف پی، به همراه اجزای سازه‌های و بارگذاری لرزه‌ای ورودی، تعیین کننده پاسخ دینامیکی پی می‌باشد. عموما، پاسخ خاک اثر زیادی بر روی پاسخ کلی پی دارد. بنابراین، میتوانیم پاسخ پی را بر اساس کیفیت خاک اطراف آن طبقه‌بندی نماییم. خاک میتواند به عنوان خاک مناسب، ضعیف یا متوسط مطابق آنچه که در بند ۶-۲-۳ (A) (B) (C) بحث شده، طبقه بندی شود.

۶-۲-۲-۱- خاک مناسب

پی که توسط خاک مناسب محاط شده است، برای مقابله با نیروهای حاصل از بزرگترین زلزله حادث مناسب است، در صورتی که تغییر مکانها اندک باشد. پی ها در خاک مناسب میتوانند با استفاده از یک مدل ساده بر اساس فرضیات مشاهده شده در پاسخ این گونه پی ها به هنگام زلزله‌های گذشته، طراحی و تحلیل شوند. مشخصات مناسب که نشان دهنده امکان عملکرد مناسب پی می‌باشد عبارتند از:

- آزمایش نفوذ استاندارد N=۲۰
- آزمایش نفوذ استاندارد (حد پایین) N=۳۰
- مقاومت برشی زهکشی نشده Su> ۱۵۰۰ psf
- سرعت موج برشی Vs > ۶۰۰ ft/sec
- پتانسیل روانگرائی پائین.

۶-۲-۲-۲- خاک ضخیف

خاک ضعیف عموما بدین ترتیب طبقه‌بندی می‌شود که نفوذ استاندارد آن N<۱۰ باشد. وجود خاک ضعیف، باعث طبقه بندی پل به عنوان پل غیر استاندارد می‌گردد، لذا نیازمند معیارهای طرای ویژه پروژه است که بر اساس پدیده اندرکنش خاک و سازه (SSI) می‌باشد. مکانیسم SSI که باید در معیار پروژه عنوان شود، شامل فشار خاک ناشی از جابجائی جانبی زمین، نشست دینامیکی و تاثیر انعطافپذیری پی بر پاسخ کل سازه می‌باشد. فرضیاتی که آنالیز عملکرد پی را در خاک مناسب ساده می‌سازد، در خاکهای ضعیف بدلیل توزیع جانبی و قائم نیرو-تغییر مکان تاثیر زیادی بر پاسخ پی و پاسخ کل پل دارد.

۶-۲-۲-۳- خاک متوسط

خاک حاشه‌ای به خاکی اطلاق می‌شود که به وضوح قابل طبقه بندی به عنوان خاک مناسب و خاک ضعیف نیست. روش عمل برای پلهای واقع بر خاکهای حاشه‌ای، به صورت پروژه به پروژه انجام خواهد شد. اگر خاکی به عنوان حاشیه‌ای طبقه بندی شود، مهنس پل و مهندس پی، باید با هم نوع مناسب پی را انتخاب نمایند و اثر SSI را تشخیص داده و معیارهای آنالیز مورد نیاز را برای گرفتن پاسخ دینامیکی معقول از پی تعیین نمایند.

۶-۲-۳- معیار طراحی پی

۶-۲-۳-۱- مقاومت پی

همه پی ها باید برای مقاومت در برابر مفصل پلاستیک ظرفیت مقاومت افزایش یافته ستون یا دیوار باربر طراحی شوند. M_0 در بخش ۴-۳-۱ مرتبط با برش پلاستیک V_0 تعریف شده. بخش ۷-۷ را برای راهنمایی‌های بیشتر در طراحی پی ببنید.

۶-۲-۳-۲- انعطاف پذیری پی

تحلیل نیاز و ظرفیت باید سختی مورد انتظار پی را اگر پل به تغییرات سختی پیچشی، افقی و قائم حساس باش، در نظر بگیرد.

۷- طراحی

۷-۱- طراحی قاب

بهترین راه برای افزایش پاسخ سازه به هنگام حمله زلزله در مود اصلی تحریک آن معادل کردن سختی و توزیع جرم می‌باشد. ناهماهنگی در هندسه، باعث افزایش پاسخ غیر خطی پیچیده سازه می‌شود که بدرستی قابل پیشبینی با مدل الاستیک یا مدل غیر الاستیک استاتیک نمیباشد.

۷-۱-۱- تعادل سختی

بشدت توصیه می‌شود که نسبت سختی موثر بین دو دهنه در یک قاب یا بین دو ستون در هر دهنه، مطابق معادله ۷-۱ باشد. بشدت توصیه می‌شود که نسبت سختی موثر بین دهانه‌های همسایه در هر قاب یا ستونهای همسایه در هر دهنه معادله ۷-۲ را ارضا کند. هر افزایش در جرم سازه اصلی در جهت طول قاب باید به همراه افزایش معقول در سختی ستون باشد. برای تغییر عرض قاب جرم ساپورت شده بوسیله هر تیر یا ستون باید شامل سختی مشخص شده در معادله ۷-۱ و ۷-۲ باشد. تکنیک تحلیلی ساده شده برای محاسبه ظرفیت قاب در بخش ۵-۵ توضیح داده شد فقط مجاز به ارضای ۷-۱a و ۷-۲a و یا ۷-۱b و ۷-۲b میباشد.

Constant Width Frames		Variable Width Frames	
$k_i^e / k_j^e \geq 0.5$	(7.1a)	$\dfrac{k_i^e / m_i}{k_j^e / m_j} \geq 0.5$	(7.1b)
$k_i^e / k_j^e \geq 0.75$	(7.2a)	$\dfrac{k_i^e / m_i}{k_j^e / m_j} \geq 0.75$	(7.2b)

k_i^e = The smaller effective bent or column stiffness m_i = Tributary mass of column or bent i

k_j^e = The larger effective bent or column stiffness m_j = Tributary mass of column or bent j

توجهات زیر باید به هنگام محاسبه سختی موثر مورد نظر قرار گیرد: اثرات قاب، شرایط انتهایی، ارتفاع ستون، درصد فولادگذاری طولی و جانبی ستون، قطر ستون و انعطاف پذیری ستون.برخی از مواردی که در معادله ۷-۱ و ۷-۲ در نظر گرفته نشده، شامل :

- **خرابی افزایش یافته در اعضای سخت تر**
- **توزیع غیر معادل در پاسخ غیر الاستیک در سازه**
- **پیچش افزایش یافته در ستون ایجاد شده توسط پیچش جسم صلب سازه اصلی**

۷-۱-۲- هندسه تعادل قاب

بشدت توصیه می‌شود که نسبت پریود اصلی لرزش برای قابهای همسایه در جهت طولی و عرضی رابطه ۷-۳ را ارضا نماید.

$$T_i / T_j \geq 0.7 \qquad (7.3)$$

T_i = Natural period of the less flexible frame

T_j = Natural period of the more flexible frame

نتایج در نظر نگرفتن نیازهای پریود اصلی رابطه ۷-۳ احتمال بسیار بالایی را در پاسخ خارج از صفحه بالاتر بین قابهای همسایه را ایجاد میکند که باعث افزایش برخورد و سایش بین قابها در درزهای انبساط می‌گردد.

۷-۱-۳- تنظیم مشخصات دینامیکی

تکنیکهای لیست شده در زیر، باید برای تنظیم پریود اصلی ارتعاش و یا سختی برای ارضای روابط ۷-۱ و ۷-۲ و ۷-۳ باید مورد نظر قرار گیرد. به Memo to Designer ۶-۱ برای اطلاعات بیشتر جهت بهینه سازی عملکرد قابهای پل مراجعه نمایید.

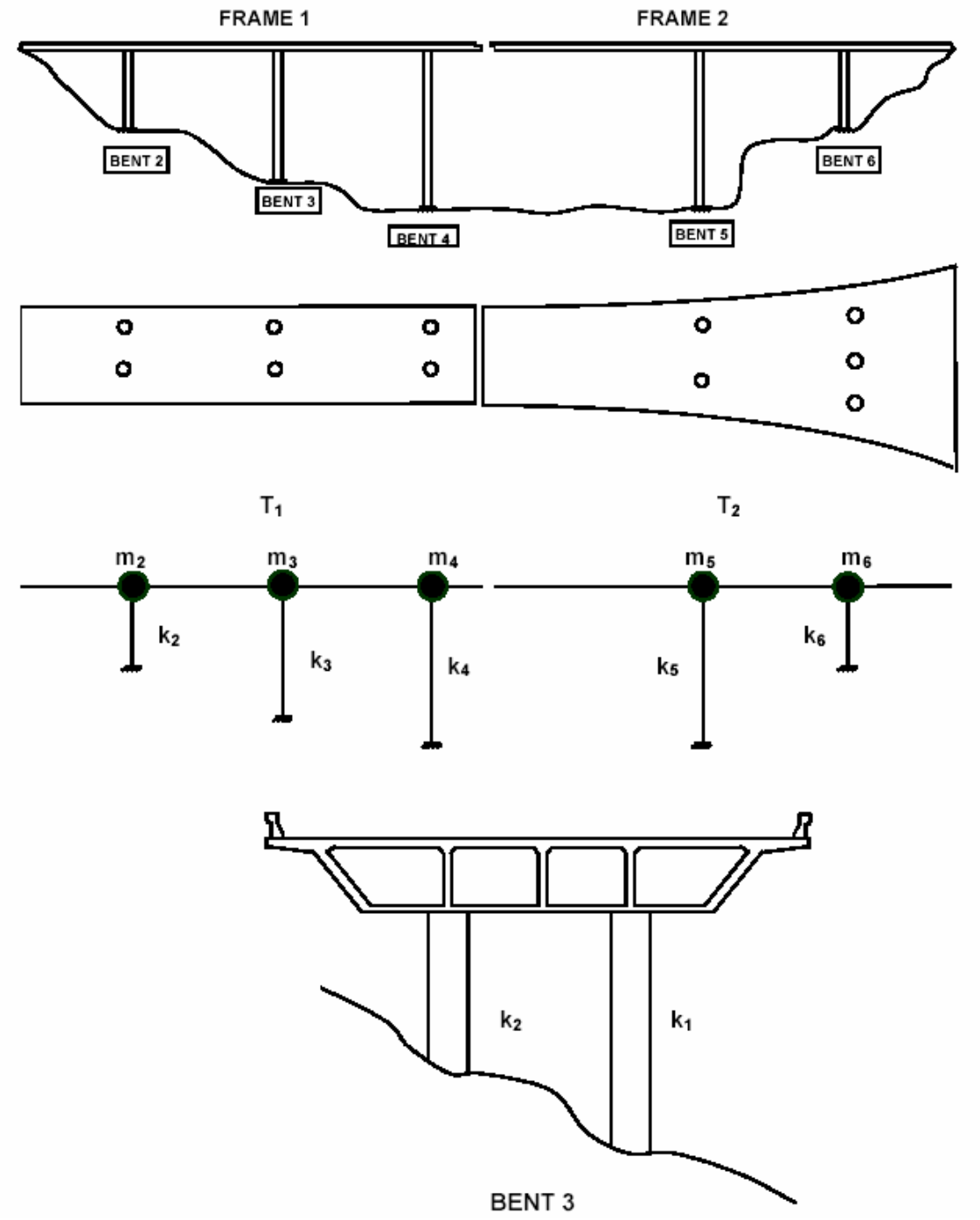
- **شمعهای بزرگ**
- **طول موثر ستونها را تنظیم نمایید**
- **اصلاح و گیرداری**

- **کاهش یا بازتوزیع جرم سازه**
- **تغییر مقطع ستون و نسبت فولادگذاری طولی**
- **اضافه کردن یا جابجاکردن ستونها**
- **اصلاح لایه مفاصل یا درزهای انبساط**
- **استفاده از ایزوله کننده ها یا میراگرها**

تعیین با دقت نیازهای شکلپیذیری محلی و ظرفیتها در صورتی که مشخصات پروژه باعث می‌شود که ارضای نیازهای پریود و سختی سازه در معادلات ۷-۱ و ۷-۲ و ۷-۳ امکان پذیر نباشد.

۷-۱-۴- ملاحظات قاب انتهایی

نفوذ سازه اصلی در سختی جانبی ستون کنار پایه، مخصوصا وقتی که نیاز برشی محاسبه می‌شود، باید درنظر گرفته شود.



شکل ۷-۱ سختی متعادل

۷-۲- سازه اصلی

۷-۲-۱- تیرها

۷-۲-۱-۱- عرض موثر سازه اصلی

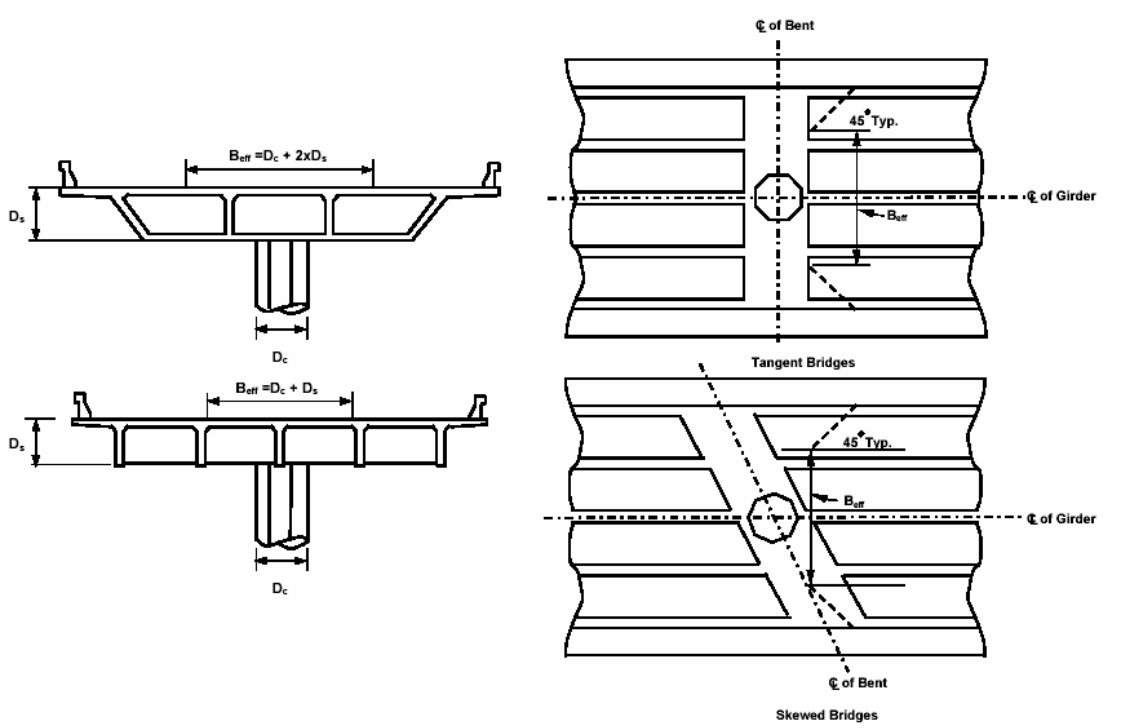
عرض موثر سازه اصلی در مقابل لنگر طولی زلزله مقاومت میکند از رابطه ۷-۴ بدست می‌آید. عرض موثر برای سازه‌های باز طاقی (مانند تیر های T شکل و ترهای I) کاهش می‌یابد بدلیل اینکه آنها مقاومت کمتری را برای پیچش تیر نشان میدهند. عرض موثر سازه اصلی قابل افزایش در زاویه ۴۵ درجه است که از تیر خمشی دور می‌شوی تا کل مقطع موثر شود. در پلهای مایل، عرض موثر باید به صورت تصویر قائم به تیرها جائی که خط مرکز تیر سطح تیر را قطع میکند افزایش می‌یابد. شکل ۷-۲ را ببینید.

$$B_{eff} = \begin{cases} D_c + 2 \times D_s & \text{Box girders \& solid superstructures} \\ D_c + D_s & \text{Open soffit superstructures} \end{cases} \qquad (7.4)$$

عرض اضافی سازه اصلی میتواند موثر فرض شود اگر طراح ظرفیت پیچشی تیر را برای توزیع نیازهای پیچشی در پس عرض موثر بیان شده در رابطه ۷-۴ را چک کرده باشد.

اگر عرض موثر نتواند فولاد کافی برای ارضاء نیازهای مقاومت افزایش یافته را در خود جا دهد، کارهای زیر قابل انجام است :

- افزایش ضخامت طاق یا دالهای عرشه
- افزایش مقاومت مقطع با تعریض ستون
- ؟؟؟
- اضافه کردن ستونها



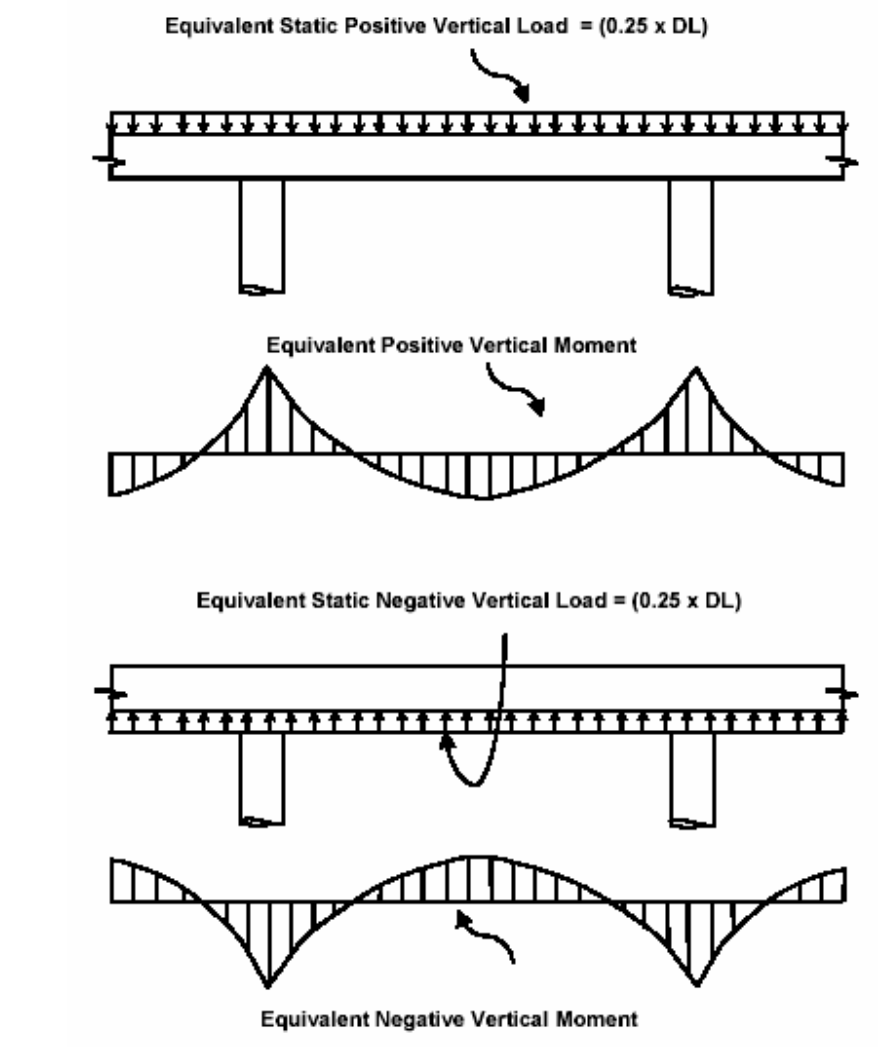
شکل ۷-۲ عرض موثر سازه

۷-۲-۲- شتاب قائم

اگر شتاب قائم مورد توجه قرار گیرد، تحلیل جداگانه‌ای از ظرفیت اسمی سازه باید بر اساس نیروی یکنواخت قائم اعمال شده برابر با ۲۵ درصد نیروی مرده به سمت بالا و پایین باید انجام شود (شکل ۷-۳). سازه اصلی در اتصال نشیمنگاهی، فرض می‌شود در جهت قائم مفصل شده است، بالا و پائین. ظرفیت انعطاف پذیری سازه اصلی باید بر اساس فولادگذاری ملایم توزیع شده بصورت مساوی در دالهای بالا و پایین باشد. اثر اولیه و ثانویه بار مرده پیش تنیدگی قابل صرفنظر است. فولاد پیوستگی باید در تراز سرویس بر اساس بخش ۸-۱-۳ به هم پیوسته باشند.

فولادگذاری طولی در تیرها، اگر شتاب قائم مورد نظر قرار گیرد در بخش ۲-۱، باید توانایی مقاومت در برابر ۱۲۵ درصد برش بار مرده در صفحه

خمشی بوسیله اصطکاک برشی را داشته باشد. فولادگذاری توسعه یافته کناری باید پیوسته بماند تا حداقل ۲٫۵Ds بعد از صفحه خمشی.



شکل ۷-۳ بارها و لنگرهای قائم معادل استاتیکی

۷-۲-۳- تیرهای پیش ساخته

تیرهای پیش ساخته باید بگونه‌ای طراحی گردد که به هنگام مقاومت در برابر لنگرها و برشهای افزایش یافته الاستیک باقی بماند. تحقیقات اخیر تایید کرده‌است که تیرهای پیوسته پیش ساخته با جزئیات ستونها/سازههای اصلی به طور موثر در مقابل نیروهای لرزه‌ای مقاومت می‌کنند. این نوع سیستم به عنوان غیر استاندارد در نظر گرفته می‌شود تا زمانیکه جزئیات و روشها کاملا مورد قبول باشد.

۷-۲-۴- پلهای دالی

پلهای دالی باید بگونه‌ای طراحی گردد که با نیازهای مقاومت و شکل پذیری مشخص شده در SDC هماهنگ باشد.

۷-۲-۵-۴- مفاصل نشیمنگاهی برای قابهای مطابق بند ۷-۱-۲

عرض کافی برای نشستن مفاصل نشیمنگاهی باید برای جادادن حرکات مربوط به تغییر دمایی پیشبینی شده، کاهش طول پیش تنیدگی، خزش، آبرفتگی، و سایر نیازهای جابجائیهای طولی مربوط به زلزله بین دو قاب که توسط رابطه ۷-۶ محاسبه می‌شود، موجود باشد. عرض نشیمنگاه باید نسبت به خط المرکز قائم باشد و باید با رابطه ۷-۵ محاسبه شود ولی نباید از ۲۴ این کمتر باشد.

$$N \geq \begin{cases} \left(\Delta_{p/s} + \Delta_{cr+sh} + \Delta_{temp} + \Delta_{eq} + 4\right) & \text{(in)} \\ \left(\Delta_{p/s} + \Delta_{cr+sh} + \Delta_{temp} + \Delta_{eq} + 100\right) & \text{(mm)} \end{cases} \qquad (7.5)$$

N = Minimum seat width normal to the centerline of bearing

$\Delta_{p/s}$ = Displacement attributed to pre-stress shortening

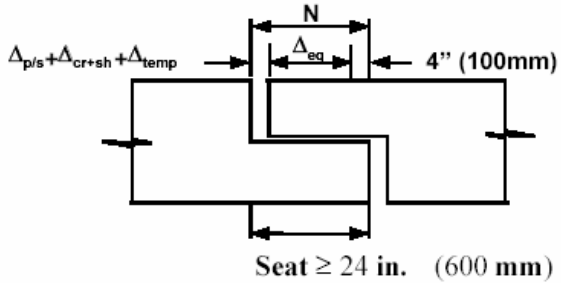
Δ_{cr+sh} = Displacement attributed to creep and shrinkage

Δ_{temp} = Displacement attributed to thermal expansion and contraction

Δ_{eq} = Relative earthquake displacement demand

$$\Delta_{eq} = \sqrt{\left(\Delta_D^1\right)^2 + \left(\Delta_D^2\right)^2} \qquad (7.6)$$

$\Delta_D^{(i)}$ = The larger earthquake displacement demand for each frame calculated by the global or stand-alone analysis



شکل ۷-۴ عرض نشیمنگاه مورد نیاز

۷-۳- تیرهای خمشی

۷-۳-۱- تیرهای کلی

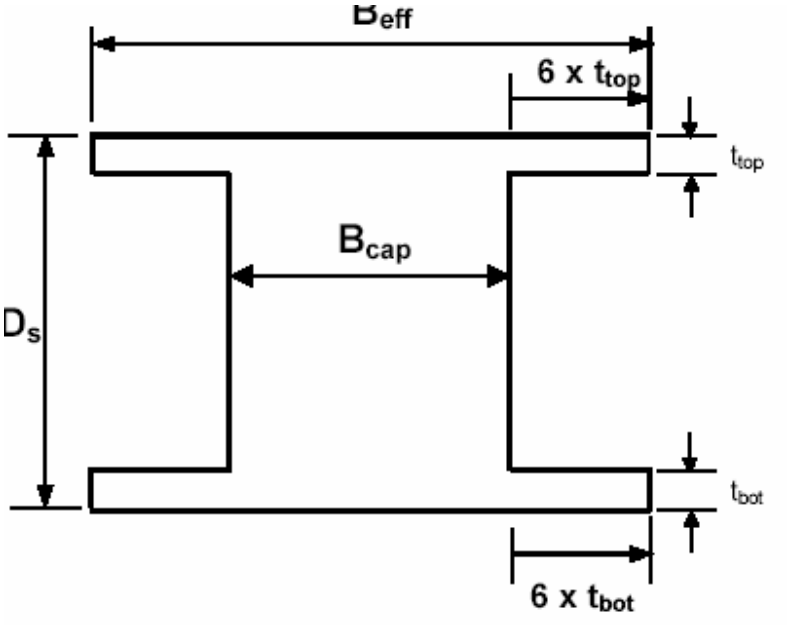
تیرهای خمشی میانی فرض می‌شوند اگر آنها تیر خارجی را در بیرون به پایان برسانند و با سیستم تیر به هنگام بارگذاری دینامیکی یکی عمل کنند.

۷-۳-۱-۱- عرض موثر تیر

عرض تیر میانی باید مقاومت کافی برای مقاومت در برابر انعطاف پذیری مورد نیاز از مفاصل پلاستیک در ستونها باید با رابطه ۷-۷ محاسبه شود. (شکل ۷-۵ را ببینید)

$$B_{eff} = B_{cap} + (12 \times t) \qquad (7.7)$$

t = Thickness of the top or bottom slab



شکل ۷-۵ عرض موثر تیر

۷-۳-۲- تیرهای خمشی غیر کلی

اعضای سازه اصلی که روی تیرهای غیر کلی قرار میگیرند، باید بصورت ساده بر روی تیر خمشی یا دهانه آن بصورت پیوسته با جزئیات جدا کننده مانند صفحه الاستومتریک یا باربرهای ایزوله بین تیر خمشی و سازه اصلی قرار گیرد. تیرهای غیر میانی، باید نیازهای SDC برای قابها در جهت جانبی را ارضا کنند.

۷-۳-۲-۱- حداقل عرض نشیمنگاه

عرض نشیمنگاه در این تیرها باید به اندازه‌ای باشد که از افتادن جلوگیری نماید. حداقل عرض نشیمنگاه برای تیرهای غیر کلی باید با رابطه ۷-۵ بدست آید. ابزار پیوستگی، مانند سخت کننده های صلب یا صفحات جان ممکن است برای اطمینان از عدم افتادن استفاده شود.

۷-۳-۳- تیرهای T معکوس

بصورت تاریخی، تیرهای تی شکل معکوس یک اتصال لنگر مثبت مستقیم بین تیرها و تیرهای بالائی را ایجاد می‌کنند. این گونه طراحی ممکن است پاسخ لرزی‌ای طولی مناسبی ایجاد نکند. اتصال باید برای مقاومت ستون با ظرفیت افزایش یافته و مطابق نیازهای بخش ۴-۳-۱ و ۴-۳-۲ و ۷-۲-۲ انجام گردد.

۷-۳-۴- عمق سرتیر خمشی

هر گونه تلاشی باید برای ایجاد عمق کافی برای ایجاد ستون مسلح بدون قلاب انجام پذیرد. بخش ۸-۲ را برای مهار فولادگذاری ستون در سرتیر ببینید.

۷-۴- طراحی اتصالات سازه اصلی

۷-۴-۱- عملکرد اتصال

اتصالات مقاوم در برابر لنگر بین سازه اصلی و ستون باید برای قطع کردن حداکثر نیروهای ایجاد شده طراحی گردد هنگامی که ستون به ظرفیت نهایی M_o^{col} با در نظر گرفتن اثرات برش افزایش یافته V_o^{col}.

۷-۴-۲- مشخصات اتصال

همه اتصالات مقاوم در برابر لنگر سازه‌ها و ستونها باید بگونه‌ای باشد که تنش اصلی معادلات ۷-۸ و ۷-۹ را ارضا نماید. بخش ۷-۴-۴-۱ را برای تعیین عددی تنش اصلی ببینید.

Principal compression: $p_c \le 0.25 \times f'_c$ (7.8)

Principal tension: $p_t \le 12 \times \sqrt{f'_c}$ (psi) $p_t \le 1.0 \times \sqrt{f'_c}$ (MPa) (7.9)

۷-۴-۲-۱- حداقل عرض سرتیر

حداقل عرض مورد نیاز برای انتقال مناسب و صحیح برش در معادله ۷-۱۰ مشخص شده است. عرض بیشتر ممکن است برای ایجاد لایه فشاری خارج از اتصال برای قطرهای بزرگتر مورد نیاز است.

$B_{cap} = D_c + 2$ (ft) $B_{cap} = D_c + 600$ (mm) (7.10)

۷-۴-۳- توضیح اتصال

اتصالات زیر به عنوان اتصالات T در تحلیل برشی اتصالات مورد نظر قرار می‌گیرد:

- اتصالات داخلی کلی از چند ستون در جهت جانبی
- همه اتصالات ستونها/سازه‌های اصلی در جهت طولی
- اتصالات ستونهای خارجی برای تیرهای قوطی سازه اصلی اگر سر تیر بعد از اتصال به اندازه کافی برای ایجاد فولادگذاری طولی ادامه یابد.

۷-۴-۴- طراحی برشی اتصالات T شکل

۷-۴-۴-۱- تعیین تنش اصلی

تعیین تنش اصلی کششی و فشاری در یک اتصال به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$p_t = \frac{(f_h + f_v)}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2}\right)^2 + v_{jv}^2} \qquad (7.11)^{11}$$

$$p_c = \frac{(f_h + f_v)}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2}\right)^2 + v_{jv}^2} \qquad (7.12)$$

$$v_{jv} = T_c \Big/ A_{jv} \qquad (7.13)$$

$$A_{jv} = l_{ac} \times B_{cap} \qquad (7.14)^{12}$$

$$f_v = \frac{P_c}{A_{jh}} \qquad (7.15)$$

$$A_{jh} = (D_c + D_s) \times B_{cap} \qquad (7.16)$$

$$f_h = \frac{P_b}{B_{cap} \times D_s} \qquad (7.17)$$

Where:

A_{jh} = The effective horizontal joint area

A_{jv} = The effective vertical joint area

B_{cap} = Bent cap width

D_c = Cross–sectional dimension of column in the direction of bending

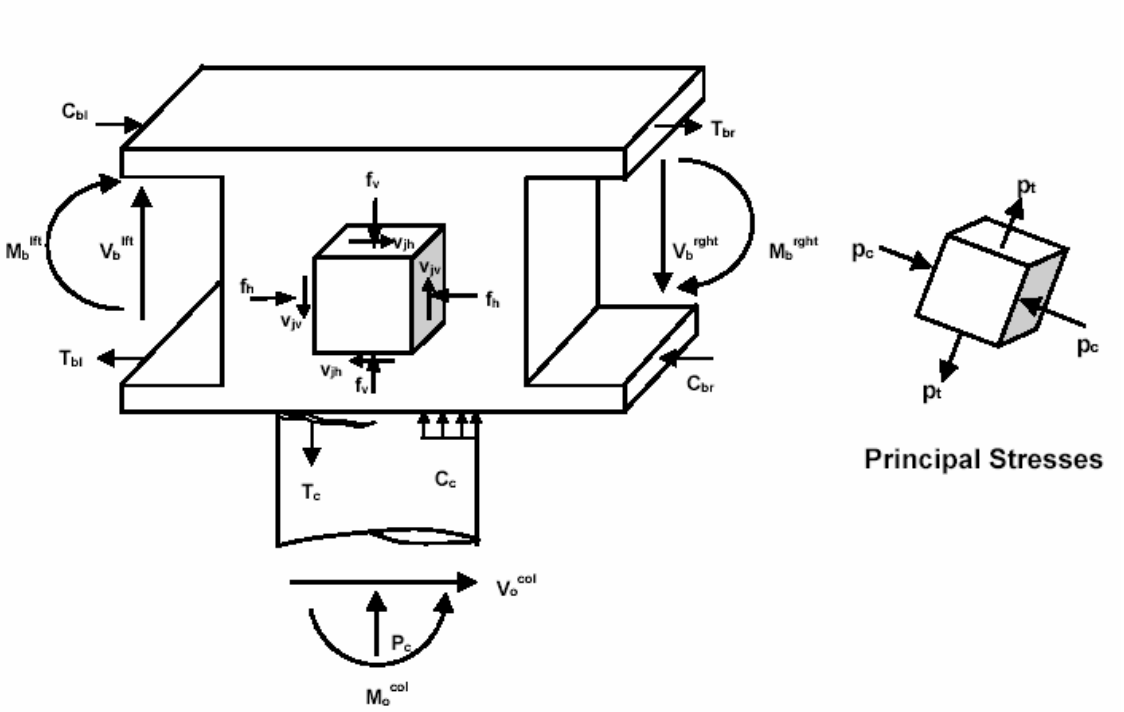
D_s = Depth of superstructure at the bent cap

l_{ac} = Length of column reinforcement embedded into the bent cap

P_c = The column axial force including the effects of overturning

P_b = The beam axial force at the center of the joint including prestressing

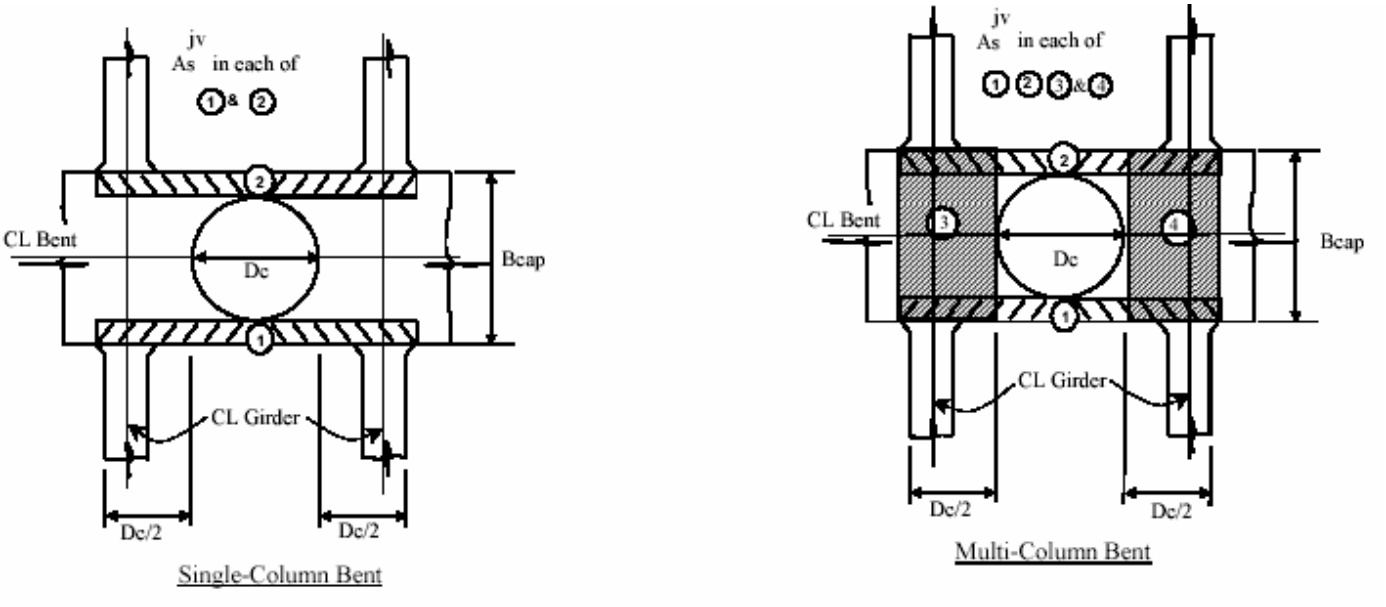
T_c = The column tensile force defined as M_o^{col}/h, where h is the distance from c.g. of tensile force to c.g. of compressive force on the section, or alternatively T_c may be obtained from the moment-curvature analysis of the cross section.



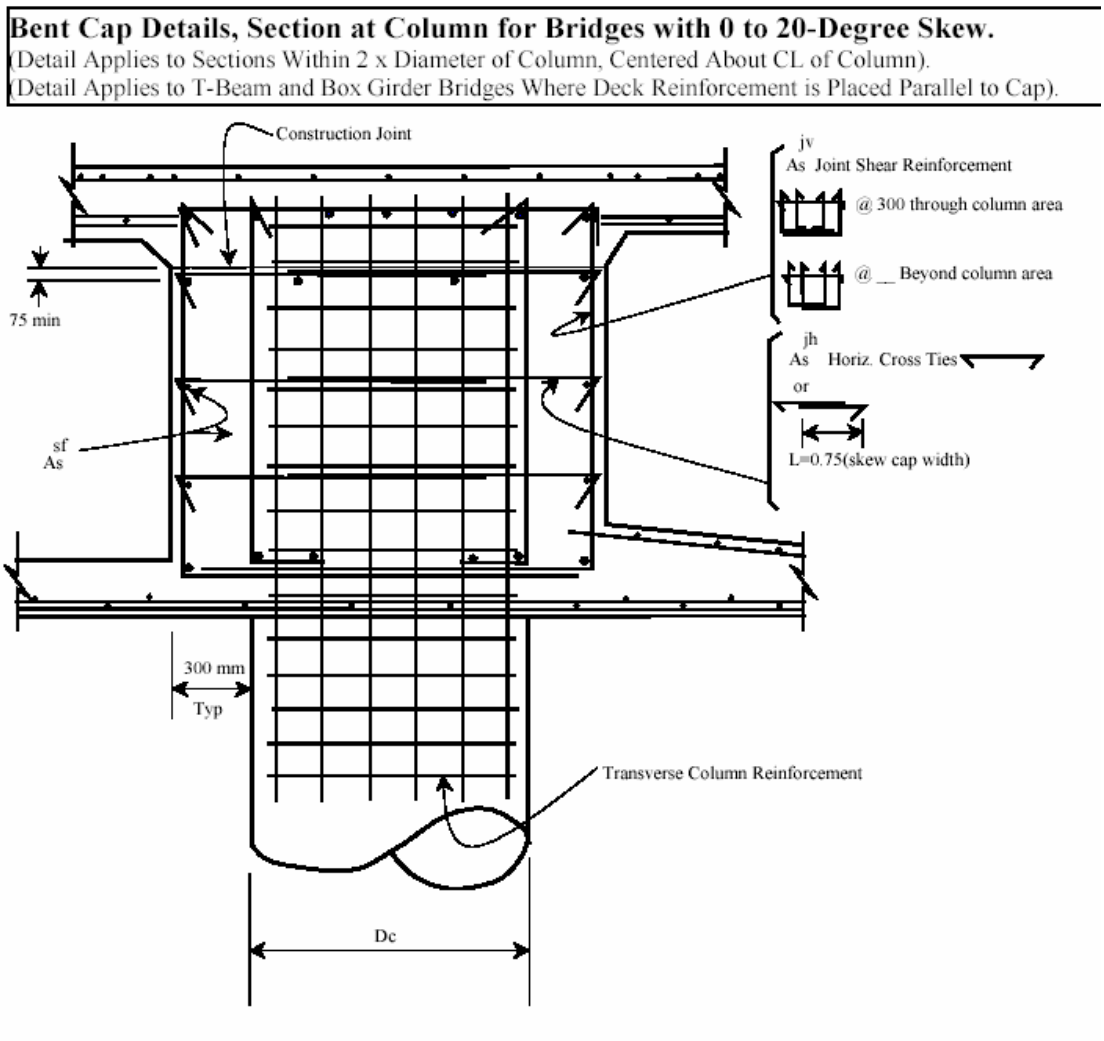
شکل ۷-۶ تنش برشی اتصال در اتصالات T شکل

۷-۴-۵- اتصالات زانوئی

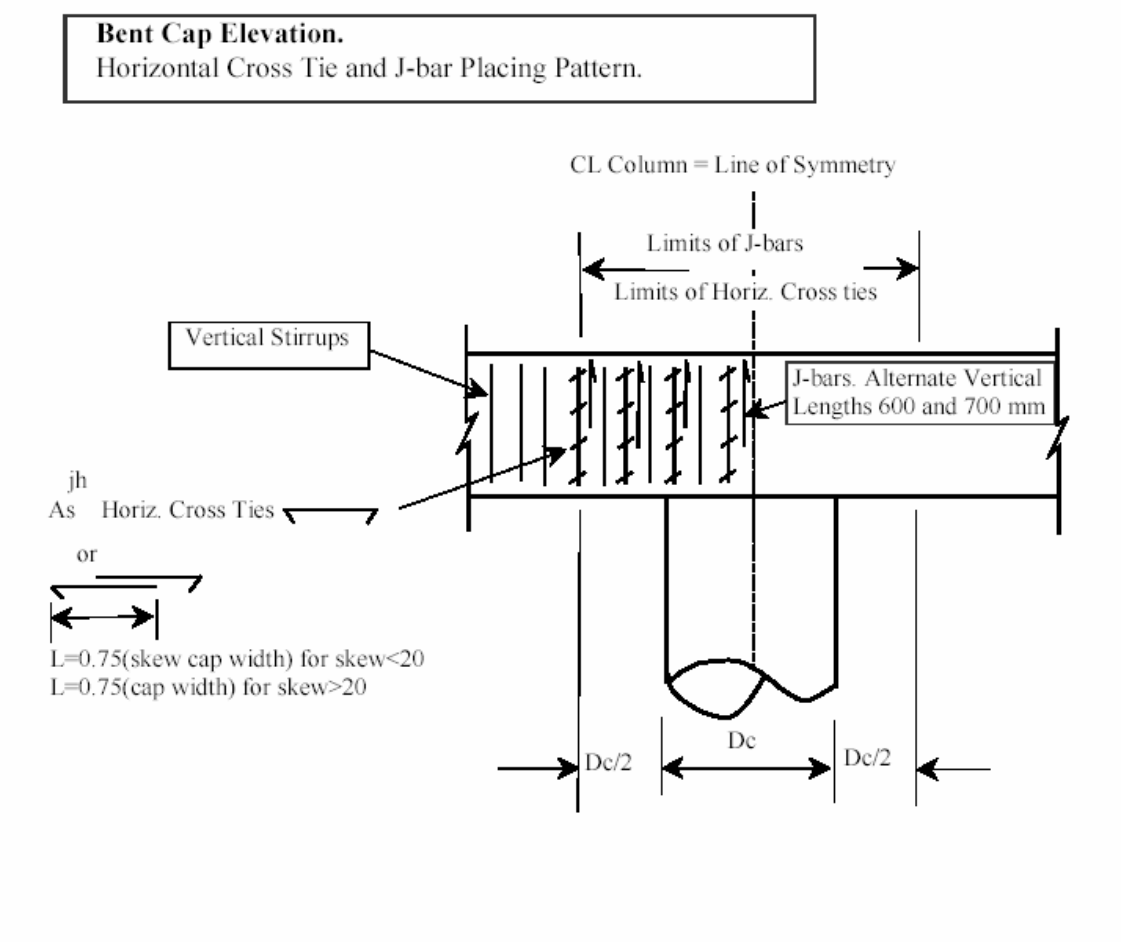
اتصالات زانوئی با اتصالات T شکل متفاوت هستند برای اینکه پاسخ آنها با جهت لنگر (باز شدگی یا بستگی) اعمال شده بر اتصال تغییر میکند. اتثالات زانوئی نیازمند جزئیات فولادگذاری ویژه هستند که به عنوان غیر استاندارد فرض می‌شوند و باید در مشخصات طراحی لرزه‌ای سازه مورد توجه قرار گیرند.



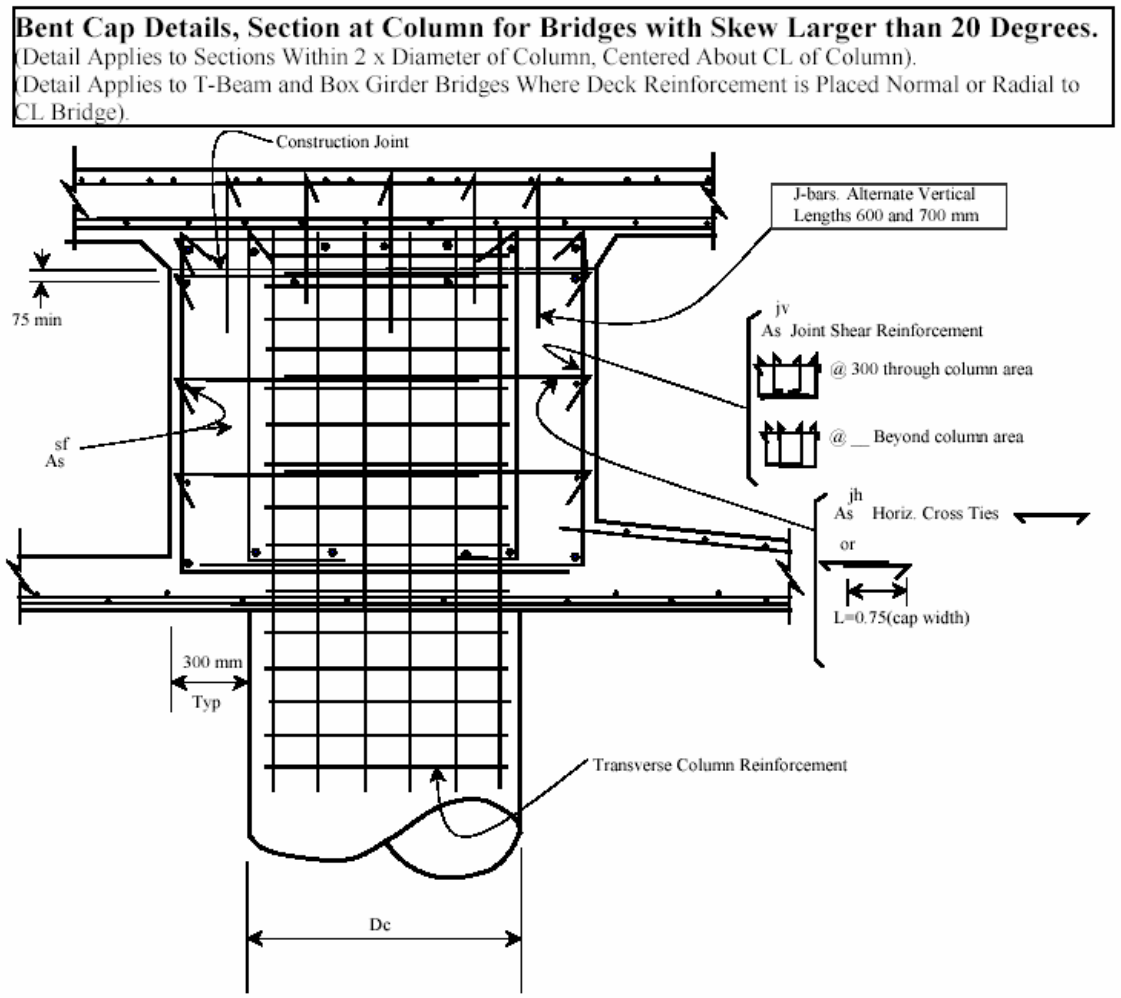
شکل ۷-۷ محل فولادگذاری قائم اتصال



شکل ۷-۸ جزئیات فولادگذاری برشی اتصال



شکل ۷-۹ محل فولادگذاری برشی افقی اتصال



شکل ۷-۱۰ فولادگذاری برشی اضافی در اتصالات برای پلهای مایل

۸- جزئیات لرزه‌ای

۸-۱- پیوستگی در فولادگذاری

۸-۱-۱- مناطق عدم پیوستگی در اجزای شکل پذیر

پیوستگی فولادگذاری انعطاف پذیری در مناطق بحرانی از اعضای شکل پذیر مناز نیست. مناطق عدم پیوستگی باید بزرگتر باشد از : طول مفصل پلاستیک که در رابطه ۷-۶-۳ یا نسبت ستون که نیاز لنگر بیشتر از My. منطقه عدم پیوستگی باید کاملا در نقشه های محلهای ستونهای گیرداری مشخص شده باشد.

۸-۱-۲- پیوستگی فولادگذاری در اجزای شکلپذیر و اجزایی که خرابی در آنها مورد قبول است

پیوستگی در فولادگذاری در اجزای شکل پذیر خارج از منطقه "عدم پیوستگی" باید با عملکرد پیوستگی نهایی در بخش ۲۰-۹ آیین نامه Memo to Designer هماهنگی داشته باشد.