



بسم الله الرحمن الرحيم

طراحی لرزه ای ساختمانها به روش LRFD

سازمان نظام مهندسی و کنترل ساختمان
استان ایلام

تدوین : غلامرضا رزمگیر
اسفند ۹۱

- ۱- مقدمه ای بر مبانی و اصول روش LRFD
- ۲- مقدمه ای بر طرح لرزه ای و آشنائی با مفاهیم
- ۳- طراحی اجزاء ساختمان
- ۴- آشنائی با سیستم های باربر جانبی
- ۵- طراحی دیوار برشی فولادی
- ۶- آشنائی با ضوابط طراحی لرزه ای به روش حدی
- ۷- طراحی اتصالات

حدود کاربرد

طراحی سازه‌های فولادی براساس روش حالات حدی، به‌عنوان روش دیگر طراحی، به‌موازات «طراحی به‌روش تنش‌های مجاز» شناخته می‌شود.

کاربرد این فصل در محدودهٔ ساختمان‌های با کاربری‌های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آیین‌نامهٔ اجرایی آن می‌باشد و شامل سازه‌های خاص از قبیل پل‌های جاده و راه‌آهن نیست.

مقررات مندرج در این مقررات باید توأم با معلومات و قضاوت مهندسی به‌کار رود.

هدف طراحی :

پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات به نحوی باشد که:

الف - ایمنی تأمین گردد

- تحت اثر بارهای متعارف آسیب نبیند

- تحت اثر بارهای فوق العاده فرونریزد

ب- عملکرد مطلوب داشته باشد

- کاربری در سطح بهره برداری مختل نشود.

- تغییر شکل و آسیب ها در اجزای غیر سازه ای محدود شود.

- لرزش های زمان بهره برداری موجب احساس ناامنی نشود.

ج - در طول عمر مفید پیش بینی شده کیفیت مصالح مصرفی حفظ

شده و قابلیت بهره برداری بیش از حد تقلیل پیدا نکند .

۱۰-۲-۱-۳ روش طراحی

۱۰-۲-۱-۳ روش طراحی در این فصل، طراحی در حالات حدی است. در این روش سازه طوری طراحی می‌شود که با ایمنی مشخصی، تحت هیچ‌یک از شرایط نامساعد بارگذاری به هیچ‌یک از حالات ویژه که اصطلاحاً «حالات‌های حدی» نامیده می‌شوند، نرسد.

جدول ۱۰-۲-۱-۱ حالات حدی

حالات حدی نهایی (مقاومت)	حالات حدی بهره‌برداری
۱ - حالات حدی مقاومت (مشمول بر تسلیم، گسیختگی، کمانش، تبدیل سازه به یک مکانیزم)	۱ - تغییر شکل
۲ - ناپایداری در مقابل واژگونی و تغییر مکان جانبی به حدی که شکل هندسی و در نتیجه رفتار سازه را به کلی تغییر دهد.	۲ - ارتعاش
۳ - گسیختگی به علت خستگی	۳ - خسارات قابل تعمیر به علت خستگی
۴ - تردشکنی	۴ - خوردگی و دوام

طراحی در حالات حدی نهایی

در این حالت حدی، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی طرح یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگتر یا مساوی با تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار وارد به سازه باشد:

$$\phi R_n \geq R_r$$

در رابطه فوق، R_n مقاومت نهایی اسمی عضو در مقطع مورد نظر و R_r تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار است که مقاومت مورد نیاز نیز خوانده می‌شود. ϕ را ضریب تقلیل مقاومت و ϕR_n را مقاومت نهایی طرح نامند.

ضرایب تقلیل مقاومت ϕ

در این فصل، ضرایب تقلیل مقاومت ϕ به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

$$\phi_c = 0.9 \quad (\text{برای فشار محوری})$$

$$\phi_v = 0.9 \text{ تا } 1.0 \quad (\text{برای برش})$$

$$\phi_b = 0.9 \quad (\text{برای لنگر خمشی})$$

$$\phi_t = 0.9 \quad (\text{برای تسلیم عضو کششی})$$

$$\phi_t = 0.75 \quad (\text{برای گسیختگی عضو کششی})$$

$$\phi = 0.75 \quad (\text{برای مقاومت اتکایی})$$

$$\phi_T = 0.9 \quad (\text{برای لنگر پیچشی})$$

مقایسه طراحی بر اساس تنش مجاز (ASD) و حالت حدی (LRFD)

- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
- آیین نامه فولاد آمریکا

- AISC=American Institute of Steel Construction
- طراحی به روش تنشهای مجاز
- ASD=Allowable Stress Design
- طراحی به روش حالات حدی (ضرایب بار ومقاومت)
- LRFD=Load and Resistance Factor Design

تفاوت‌های اساسی ASD و LRFD

- ترکیبات بارگذاری و ضرایب بار
- در روش تنش مجاز تصمیم‌گیری بر اساس نسبت تنش هاست و در حالات حدی بر اساس ظرفیت‌ها.
- در روش الاستیک حد تسلیم در هر نقطه آستانه تسلیم تلقی می‌گردد ولی در حالات حدی مکانیزم کلی سیستم مقاوم آستانه تسلیم محسوب می‌گردد.
- پارامترهای مقاومت متفاوت هستند.

ترکیبات بار در ASD

- $1.0D + 1.0L$
- $0.75D + 0.75L + 0.75W$
- $0.75D + 0.75L + 0.75E$

D=dead load

L=live load

W=wind load

E=earthquake load

بار مرده

بار زنده

بار جانبی باد

بار جانبی زلزله

ترکیبات بار در ASD در صورتیکه تنش های مجاز ۳۳.۳۳٪ افزایش داده شود.

1. $1.0D + 1.0L$
2. $1.0D + 1.0L + 1.0W$
3. $1.0D + 1.0L + 1.0E$

D=dead load

بار مرده

L=live load

بار زنده

W=wind load

بار جانبی باد

E=earthquake load

بار جانبی زلزله

در صورت طراحی با نرم افزار و استفاده از ترکیبات پیش فرض ضریب ۰.۷۵ اعمال نمی شود

ترکیبات بار به روش LRFD(AISC 306-05)

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + 1.6W + 0.5L$
- $1.2D \pm 1.0E + 0.5L$
- $0.9D \pm (1.6W \text{ or } 1.0E)$

D=dead load

بار مرده

L=live load

بار زنده

W=wind load

بار جانبی باد

E=earthquake load

بار جانبی زلزله

جدول ۱۰-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در ساختمان‌های متعارف در حالت حدی نهایی

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	ترکیب بار مبنا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	$\frac{1}{4}D$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{5}L$
۲	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد	$D + \frac{1}{2}L + \frac{1}{2}(E \text{ یا } W)$ $\frac{0.85}{1}D + \frac{1}{2}(E \text{ یا } W)$
۳	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	$\frac{1}{25}(D + F) + \frac{1}{5}(L + H)$ $\frac{0.85}{1}D + \frac{1}{25}F + \frac{1}{5}H$
۴	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها	$D + \frac{1}{20}L + T$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{25}T$

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.

جدول ۱۰-۲-۱-۳ ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی در حالت حدی نهایی

ترکیب بار	شرایط	ردیف
$1/25D + 1/5A$	مرده + جراثقال	۱
$1/25D + 1/5S + 1/5A$	مرده + جراثقال + برف	۲
$D + 1/2(W \text{ یا } E) + 1/2\bar{A}$	مرده + زلزله	۳

علایم A و \bar{A} در این ترکیبات عبارتند از:

A = کلیه بارهای ناشی از جراثقال شامل وزن پل‌ها، ارابه، باری که بلند می‌شود همراه با اثر ضربه در آنها.

\bar{A} = بار ناشی از وزن جراثقال به‌تنهایی شامل وزن پل‌ها و ارابه به‌اضافه درصدی از بار زنده با توجه به میزان بهره‌برداری جراثقال.

تحلیل سازه

در این فصل، روش‌های تحلیل زیر مجاز می‌باشد:

الف) تحلیل خطی

ب) تحلیل خطی با بازتوزیع محدود

پ) تحلیل غیرخطی

ت) تحلیل حدی (تحلیل پلاستیک)

ترکیب بار برای کنترل تغییر شکل در هردو روش یکسان است

- $1.0D + 1.0L$
- $1.0D + 1.0L + 1.0W$
- $1.0D + 1.0L + 1.0E$

D=dead load

بار مرده

L=live load

بار زنده

W=wind load

بار جانبی باد

E=earthquake load

بار جانبی زلزله

ضریب لاغری Slenderness Ratio

- **Compression**

$$KL/r \leq 200$$

در اعضای فشاری

- **Tension**

$$L/r \leq 300$$

در اعضای کششی

اعضای کششی Tension Members

- L/r کنترل لاغری
- f_t : Gross Area کنترل برای سطح مقطع کل
- f_t : Net Area کنترل برای سطح مقطع خالص

محدودیت‌های لاغری	۱ - ۳ - ۲ - ۱۰
مقاطع محاسباتی در اعضای کششی	۲ - ۳ - ۲ - ۱۰
مقاومت کششی طرح	۳ - ۳ - ۲ - ۱۰
اعضای کششی مرکب	۴ - ۳ - ۲ - ۱۰
اعضای کششی با اتصالات لولایی	۵ - ۳ - ۲ - ۱۰

اعضای کششی

ASD

$$f_{at} = FX/A_g \leq F_t$$

Gross Area

$$f_t = FX/A_e \leq F_t$$

Net Area

LRFD

$$P_u = FX \leq \phi_t P_n = \phi_t A_g F_y \quad \phi_t = 0.9 \text{ for Gross Area}$$

$$P_u = FX \leq \phi_t P_n = \phi_t A_e F_u \quad \phi_t = 0.75 \text{ for Net Area}$$

اعضای کششی

ASD

Gross Area $F_t = 0.6F_y$

Net Area $F_t = 0.5F_u$

LRFD

Gross Area $\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$ $\phi_t = 0.9$

Net Area $\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e$ $\phi_t = 0.75$

۱۰-۲-۳-۳ مقاومت کششی طرح

مقاومت طرح اعضای کششی مساوی $\phi_t P_n$ می باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم روی مقطع کل و گسیختگی روی مقطع خالص منظور شود.

الف) برای تسلیم کششی روی مقطع کل

$$\phi_t = 0.9$$

$$(10-2-3-3)$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

ب) برای گسیختگی کششی روی مقطع خالص

$$\phi_t = 0.75$$

$$(10-2-3-4)$$

$$P_n = F_u \cdot A_e$$

مثال طراحی اعضای کششی

$$P_D = 10000Kg$$

$$P_L = 5000Kg$$

$$ASD : P = P_D + P_L = 15000Kg$$

$$F_t = 0.6F_y = 1440kg / cm^2$$

$$A = \frac{P}{0.6F_y} = \frac{15000}{1440} = 10.42cm^2$$

$$Ratio = \frac{10.42}{9.26} = 1.125$$

$$P_D = 10000Kg$$

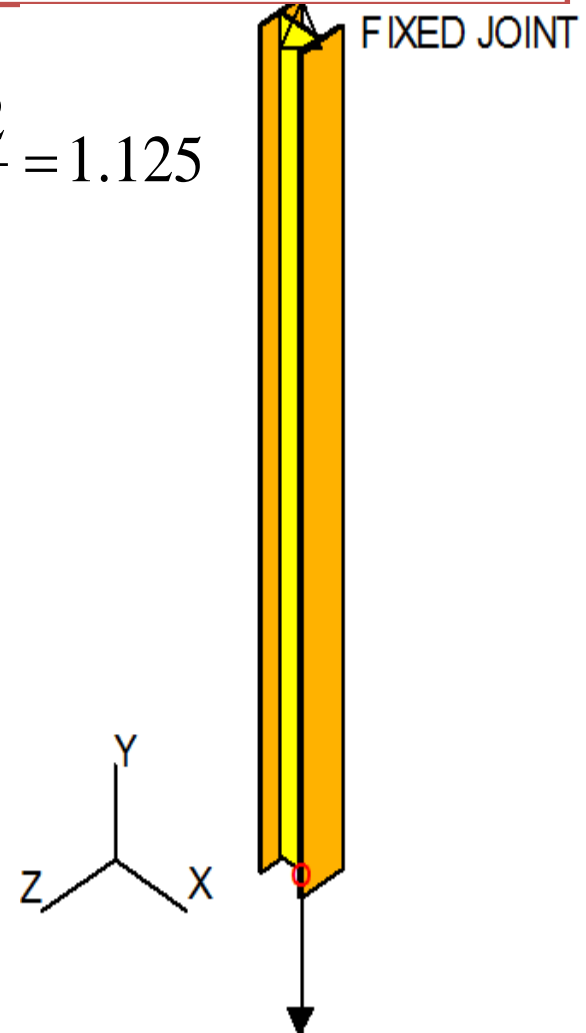
$$P_L = 5000Kg$$

$$LRFD : P_{ut} = 1.25P_D + 1.5P_L = 20000Kg$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \quad \phi_t = 0.9$$

$$F_y = 2400kg / cm^2$$

$$A = \frac{P_{ut}}{\phi_t F_y} = \frac{20000}{0.9 \times 2400} = 9.26cm^2$$



Compare ASD to LRFD

ASD $1.0D + 1.0L$

LRFD $1.25D + 1.5L$

$$0.6F_y \text{ (ASD)} \times (\underline{1.5}) = 0.9F_y \text{ (LRFD)}$$

$$0.5F_u \text{ (ASD)} \times (\underline{1.5}) = 0.75F_u \text{ (LRFD)}$$

$$\text{ASD} \times (\underline{1.5}) = \text{LRFD}$$

۱۰-۲-۴ اعضای فشاری (ستون‌ها)

این بخش به قطعات منشوری با مقطع فشرده و غیرفشرده (طبق تعریف بند ۱۰-۲-۲) تحت اثر فشار محوری در امتداد محور مرکزی عضو می‌پردازد. برای اعضای که تحت اثر مشترک فشار محوری و لنگر خمشی قرار می‌گیرند به بخش ۱۰-۲-۷ مراجعه شود. اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب، و نیمرخ‌های ساخته شده از ورق و یا ترکیبی از ورق و نیمرخ باشند.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر آرایه می‌گردد:

پایداری	۱۰-۲-۴-۱
مقاومت فشاری طرح	۱۰-۲-۴-۲
مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقطع نبشی تک	۱۰-۲-۴-۳
اعضای فشاری مرکب و ساخته شده از ورق	۱۰-۲-۴-۴

۱۰-۲-۴-۲-۱ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی

مقاومت اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقاطع فشرده و غیرفشرده غیرلاغر، براساس کمانش خمشی با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۲)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کل

F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.

(الف) اگر:

$$\lambda \leq \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{یا} \quad (F_e \geq 0.44 F_y)$$

در این صورت:

$$F_{cr} = \left[0.658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

(۱۰-۲-۴-۳)

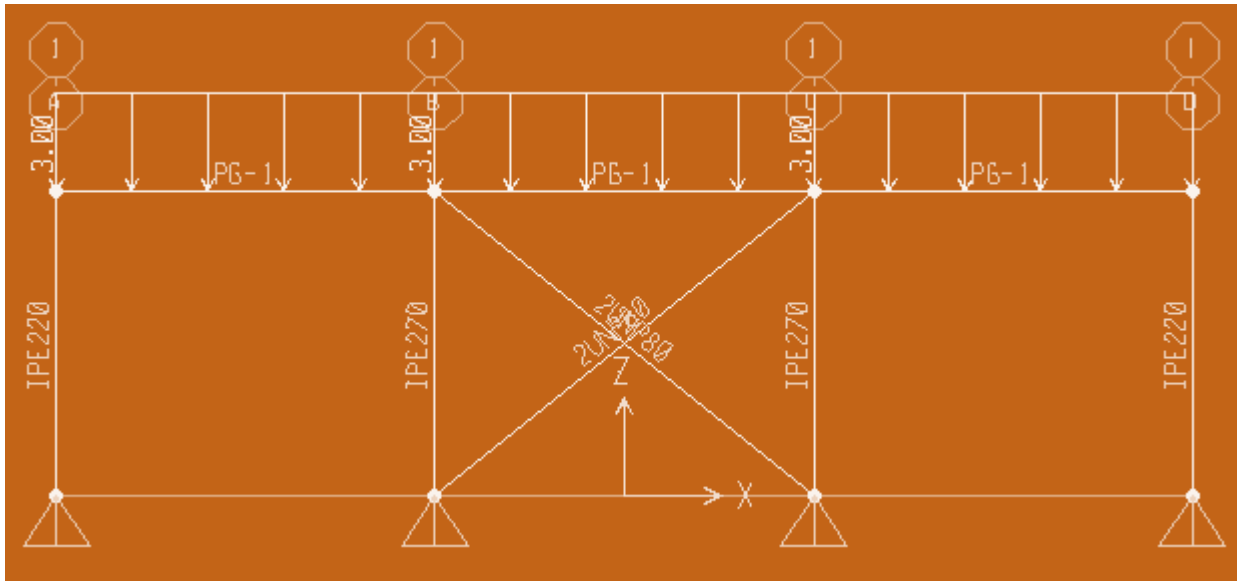
(ب) اگر:

$$\lambda > \frac{4}{\sqrt{71}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{یا} \quad (F_e < 0.44 F_y)$$

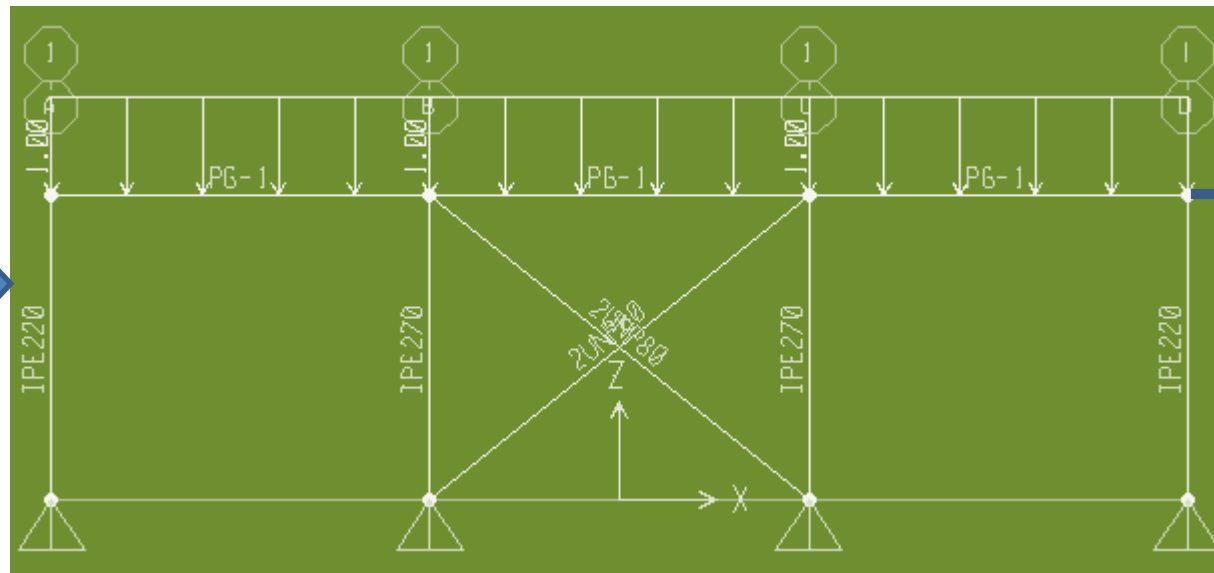
در این صورت:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (4 - 4 - 2 - 10)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$



بار مرده به شدت
۳ تن در متر طول



بار زنده به
شدت ۱ تن
در متر طول

5ton

$$C_w = \frac{ABI}{R} = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.1042$$

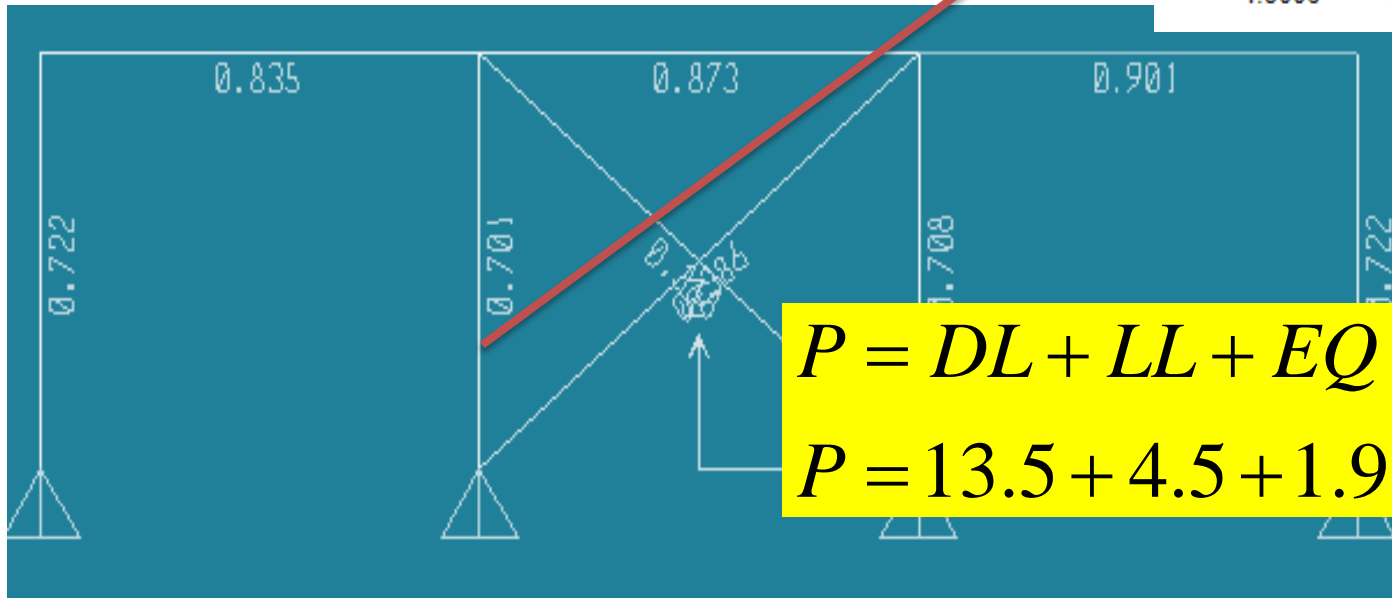
$$W_{DL} = 15 \times 3 = 45 \text{ ton}, W_{LL} = 15 \times 1 = 15 \text{ ton}$$

$$W = W_{DL} + 0.2W_{LL} = 48 \text{ ton}$$

$$V = CW = 5 \text{ ton}$$

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

P Tonf	OutputCase	Station m	Frame
-13.5038	DEAD	0.00000	2
-13.5038	DEAD	2.00000	2
-13.5038	DEAD	4.00000	2
-4.5013	LL	0.00000	2
-4.5013	LL	2.00000	2
-4.5013	LL	4.00000	2
1.9006	EQ	0.00000	2
1.9006	EQ	2.00000	2
1.9006	EQ	4.00000	2



$$P = DL + LL + EQ$$

$$P = 13.5 + 4.5 + 1.9 = 19.91 \text{ ton}$$

Property Data

Section Name

IPE270

Properties

Cross-section (axial) area	45.9	Section modulus about 3 axis	428.8889
Torsional constant	15.9	Section modulus about 2 axis	62.2222
Moment of Inertia about 3 axis	5790.	Plastic modulus about 3 axis	484.
Moment of Inertia about 2 axis	420.	Plastic modulus about 2 axis	97.
Shear area in 2 direction	17.82	Radius of Gyration about 3 axis	11.2314
Shear area in 3 direction	22.95	Radius of Gyration about 2 axis	3.025

OK

ب) اگر لاغری حداکثر $\left[\lambda = \frac{KL}{r} \right]_{\max}$ بزرگتر از C_c باشد، تنش فشاری مجاز برای مقطع

کلی عضو تحت اثر فشار محوری از رابطه $(10 - 1 - 4 - 3)$ تعیین می‌شود:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(\lambda)^2} = \frac{10.5 \times 10^5}{\lambda^2} \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[F_a = \frac{10.5 \times 10^4}{\lambda^2} \right]^* \quad (10 - 1 - 4 - 3)$$

$$\lambda_x = \frac{K.L}{r_x} = \frac{1.0 \times 400}{11.2314} = 35.61 < C_c$$

$$\lambda_y = \frac{K.L}{r_y} = \frac{1.0 \times 400}{3.025} = 132.23 > C_c$$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} = \frac{12\pi^2 2.1 \times 10^6}{23 \times 132.23^2} = 618.46 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

۱۰- ۳- ۴- ترکیب‌های بار زلزله تشدید یافته

ترکیب‌های بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله E با $\Omega_0 E$ در ترکیب‌های عادی بارها، مطابق ضوابط فصل‌های ۱۰- ۱ یا ۱۰- ۲ به دست می‌آیند. این ترکیب‌ها عبارتند از:

الف - در طراحی به روش تنش مجاز:

$$0.75 (D + L + \Omega_0 E)$$

$$0.75 (D + \Omega_0 E)$$

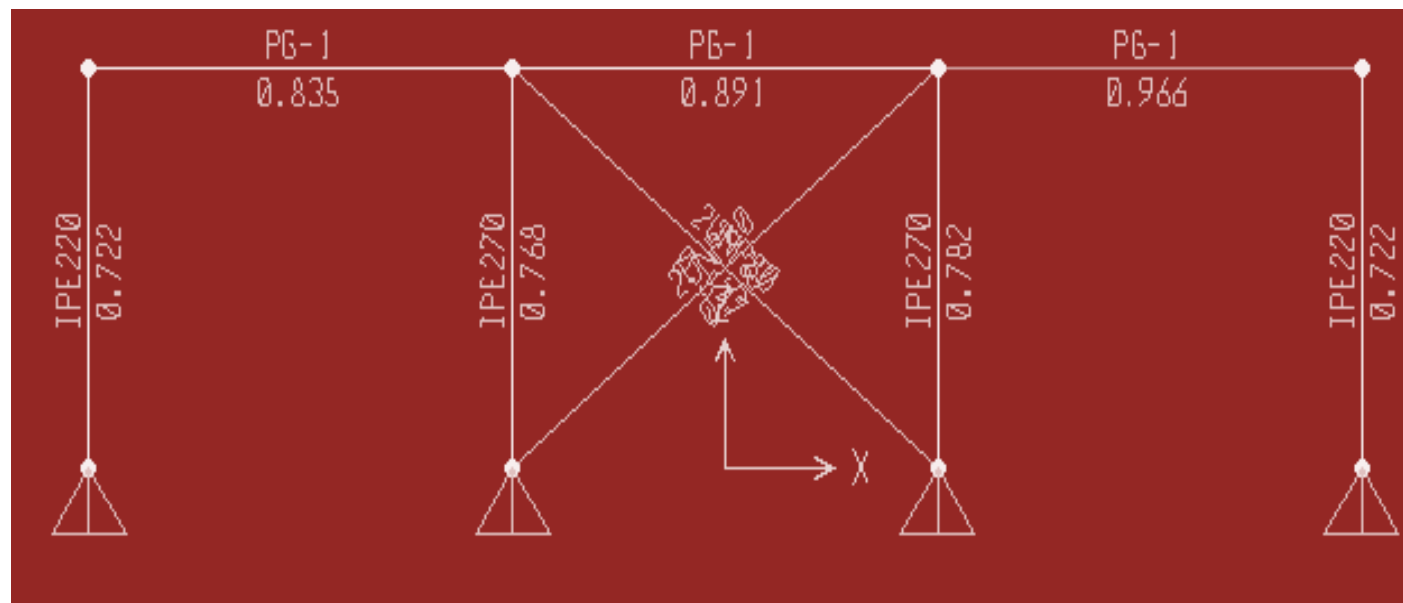
ب - در طراحی به روش حدی:

$$D + 1/2 L + 1/2 \Omega_0 E$$

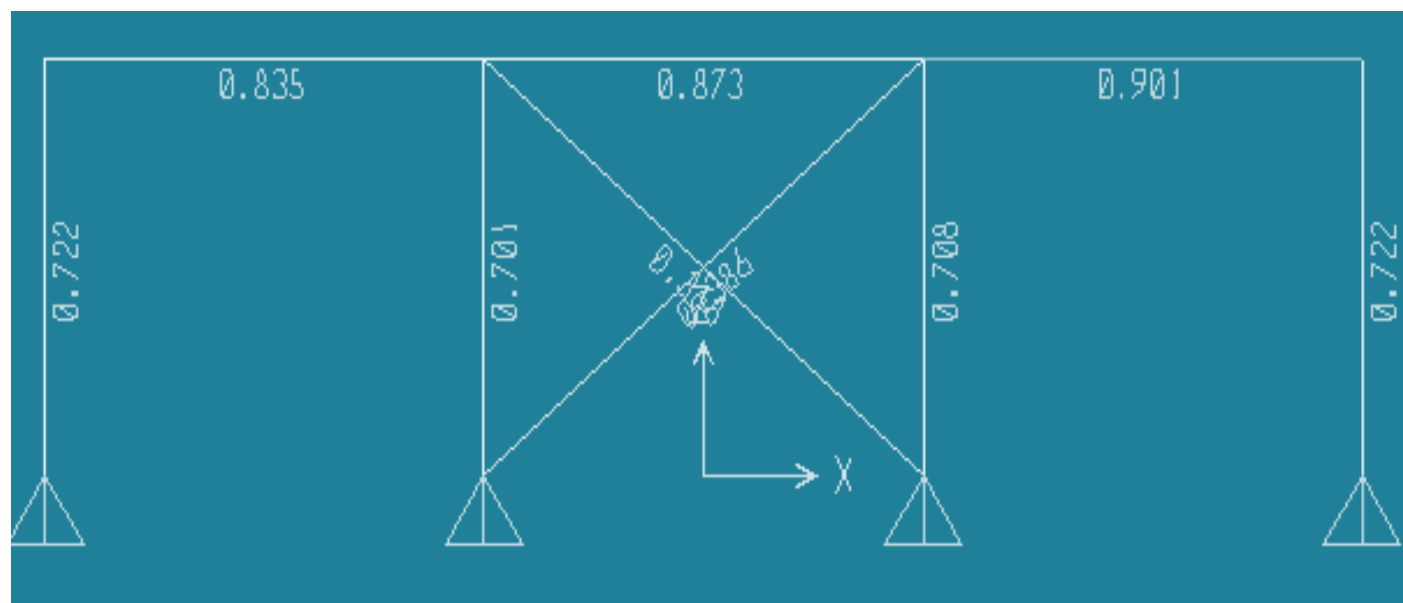
$$0.85 D + 1/2 \Omega_0 E$$

جدول ۱۰ - ۳ - ۲ ضریب اضافه مقاومت

Ω_o	سیستم باربر جانبی
۲/۸	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد
۲/۸	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط
۲/۸	قاب خمشی با شکل پذیری کم
۲	قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
۲	قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل پذیری کم
۲	قاب ساده + مهاربند واگرا و اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط
۲	قاب ساده + مهاربند واگرا بدون اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد + مهاربند واگرا با شکل پذیری زیاد
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط + مهاربند واگرا با شکل پذیری زیاد



با ترکیب بار
تشدید یافته



$$C_U = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1}{(6 / 1.4)} = 0.1458$$

$$W_{DL} = 15 \times 3 = 45ton, W_{LL} = 15 \times 1 = 15ton$$

$$W = W_{DL} + 0.2W_{LL} = 48ton$$

$$V = C_u W = 7ton$$

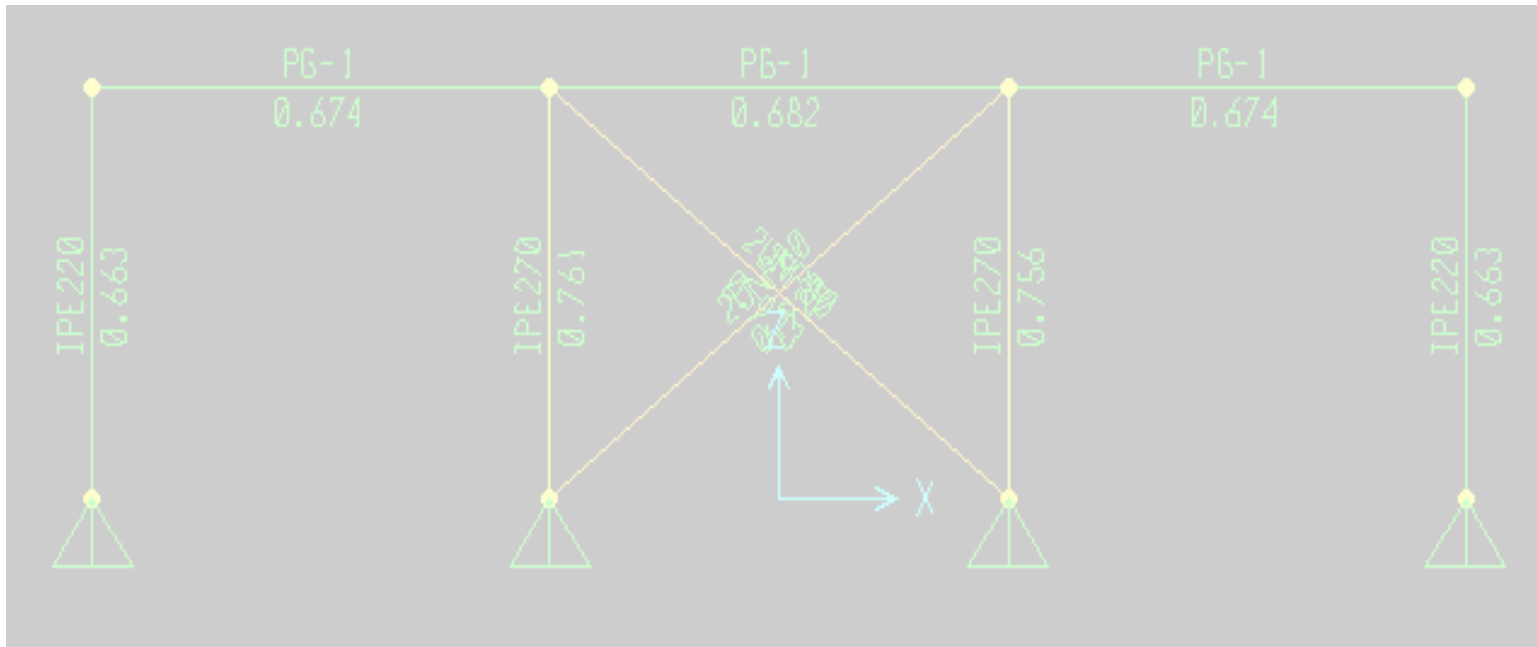


Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

P Tonf	CaseType	OutputCase	Station m	Frame
-13.5038	LinStatic	DEAD	0.00000	2
-13.5038	LinStatic	DEAD	2.00000	2
-13.5038	LinStatic	DEAD	4.00000	2
-4.5013	LinStatic	LL	0.00000	2
-4.5013	LinStatic	LL	2.00000	2
-4.5013	LinStatic	LL	4.00000	2
4.8397	LinStatic	EQ	0.00000	2
4.8397	LinStatic	EQ	2.00000	2
4.8397	LinStatic	EQ	4.00000	2

$$P_U = DL + 1.2LL + 2.4EQ$$

$$P_U = 13.5 + 1.2 \times 4.5 + 2.4 \times 4.84$$

$$P_U = 30.516 \text{ ton}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$Ratio = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{30.516}{0.9 \times 47.139} = 0.719$$

$$\lambda_x = \frac{K.L}{r_x} = \frac{1.0 \times 400}{11.2314} = 35.61 < C_c, \lambda_y = \frac{K.L}{r_y} = \frac{1.0 \times 400}{3.025} = 132.23 > C_c$$

$$\lambda \leq \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{or} \quad (F_e \geq 0.44 F_y)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{132.23^2} = 1184$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{1185}} \right] 2400 = 1027 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A_g = 45.9 \text{ cm}^2, P_n = 1027 \times 45.9 = 47139 \text{ Kg}$$

Frame	:	2
X Mid	:	-250.000
Y Mid	:	0.000
Z Mid	:	200.000
Length	:	400.000
Loc	:	400.000
Design Sect:	IPE270	
Design Type:	Column	
Frame Type :	Special Concentrically Braced Frame	
Sect Class :	Seismic	
Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3	
RLLF	: 1.000	
Area	:	45.900
IMajor	:	5790.000
IMinor	:	420.000
Ixy	:	0.000
SMajor	:	428.889
SMinor	:	62.222
ZMajor	:	484.000
ZMinor	:	97.000
rMajor	:	11.231
rMinor	:	3.025
E	:	2100000.000
Fy	:	2400.000
AUMajor:	:	17.820
AUMinor:	:	22.950
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS		
Location	Pu	Mu33
400.000	-30520.684	0.000
		Mu22
		0.000
		Uu2
		0.000
		Uu3
		0.000
		Tu
		0.000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO		
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio
(H1-1a)	0.761	= 0.761
		+ MMajor Ratio
		+ 0.000
		+ MMinor Ratio
		+ 0.000
		Ratio Limit
		0.950
		Status Check
		OK
AXIAL FORCE DESIGN		
	Pu	phi*Pnc
	Force	Capacity
Axial	-30520.684	40122.889
		phi*Pnt
		Capacity
		99144.000

جزئیات طراحی اعضای فشاری به روش LRFD

Design of Compression Members

طراحی ستونها دارای یک روند سعی و خطا بوده و شامل گامهای زیر است:

1. ارزیابی شرایط انتهایی و تکیه گاهی برای تعیین K

2. فرض مقداری برای تنش طراحی $\phi_c F_{cr}$

• با فرض KL/r بین 40 تا 60 برای ستون های متوسطی بطول 3 تا 4.5 متر

• برای اعضای مهاربندی با بارگذاری سبک، ضرایب لاغری بزرگی در حد 100 یا بیشتر ممکن است تخمین زده شود.

3. تعیین $A_g \geq P_u / \phi_c F_{cr}$

4. مقطعی انتخاب شود که نیاز سطح مقطع را ارضا نماید،

5. محاسبه مقدار $\phi_c F_{cr} A_g$ برای مقطع انتخابی،

6. تجدیدنظر در مقطع انتخابی در صورت لزوم (تکرار روند فوق با مقدار F_{cr} مقطع انتخابی مزبور به عنوان مقداری برای گام 2)،

7. کنترل کمانش، موضعی،

۱۰- ۳- ۶- ۱ مقاومت ستون‌ها

ستون‌ها باید علاوه بر تأمین الزامات فصول ۱۰- ۱ یا ۱۰- ۲، در مواردی که بار محوری آنها بدون منظور کردن ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته، از حد تعیین شده در زیر تجاوز نماید، ضوابط بندهای (الف) و (ب) را ارضا نمایند.

- در طرحی به‌روش تنش مجاز

$$f_a / F_a > 0.4$$

- در طراحی به‌روش حالات حدی

$$P_u / \phi_c P_n > 0.4$$

به‌علاوه ستون‌ها باید شرایط ویژه عنوان شده برای آنها در هریک از سیستم‌های بندهای ۱۰- ۳- ۸- ۱ یا ۱۰- ۳- ۸- ۲ را رعایت نمایند.

الف - ظرفیت بار محوری ستون در فشار یا کشش، بدون در نظر گرفتن لنگر خمشی وارد بر آن، نباید کمتر از بار محوری تعیین شده در ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته باشد. در این ترکیب رابطه بار محوری به صورت زیر نوشته می شود:

۱ - در طراحی به روش تنش مجاز

- در فشار محوری:

$$0.75P_D + 0.75P_L + 0.75\Omega_o P_E \leq F_a \cdot A \quad (10-3-2)$$

- در کشش محوری:

$$0.75P_D + 0.75\Omega_o P_E \leq 0.6F_y \cdot A \quad (10-3-3)$$

۲ - در طراحی به روش حالات حدی

- در فشار محوری:

$$P_D + 1/2 P_L + 1/2 \Omega_o P_E \leq \phi_c \cdot P_{nc} \quad (10-3-4)$$

- در کشش محوری:

$$0.85P_D + 1/2 \Omega_o P_E \leq \phi_t \cdot P_{nt} \quad (10-3-5)$$

، ، ،

الف - وصله ستونها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده باشند. به‌علاوه این وصله‌ها باید شرایط ویژه عنوان شده برای آنها در هریک از سیستم‌های بندهای ۱۰ - ۳ - ۸ - ۱ یا ۱۰ - ۳ - ۸ - ۲ را رعایت نمایند.

ب - در ستون‌هایی که در ترکیبات بارگذاری عادی و یا ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته تحت اثر کشش قرار می‌گیرند، باید وصله هر بال آنها قادر به تحمل $0.5 F_{ye} A_f$ در طراحی به‌روش حالات حدی، و $0.6 \times 0.5 F_{ye} A_f$ در طراحی به‌روش تنش مجاز، باشد. A_f سطح مقطع بال ستون کوچکتر است.

۱۰ - ۳ - ۲ عبارات و اصطلاحات

سیستم برابر جانبی لرزه‌ای: مجموعه‌ای از اعضای سازه، که در مقابل نیروی جانبی ناشی از زلزله مقاومت می‌کنند.

قاب خمشی معمولی: قاب خمشی است که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آنچنان جزییاتی است که تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی اندکی را، در برابر زلزله طرح از خود نشان می‌دهد.

قاب خمشی متوسط: قاب خمشی است که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آنچنان جزییاتی است که تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را، در برابر زلزله طرح از خود نشان می‌دهد.

قاب خمشی ویژه: قاب خمشی است که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آنچنان جزییاتی است که تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را، در برابر زلزله طرح از خود نشان می‌دهد.

سیستم مهاربند: یک سیستم خرپایی متشکل از مهاربندهای همگرا و یا واگراست که وظیفه اصلی آن، تحمل نیروهای جانبی وارد به سازه می باشد.

گره: محل برخورد دو یا چند عضو به یکدیگر است.

اتصال: مجموعه اجزایی که دو و یا چند عضو را به هم متصل می نمایند.

چشمه اتصال: ناحیه ای از جان یا جان های ستون است که بین امتداد بال های بالایی و پایینی تیرهای دو وجه ستون و بال های ستون محصور می باشد.

ورق مضاعف: ورقه ای که برای تقویت جان ستون به موازات آن در چشمه اتصال به کار می رود.

ورق پیوستگی: ورقه ای است در راستای بال های تیر که وظیفه آن تأمین پیوستگی مسیر انتقال بار در ناحیه اتصال تیر به ستون می باشد.

۱۰- ۳- ۷ سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل به آنها پرداخته می‌شود، عبارتند از:

۱. قاب‌های خمشی در سه رده:

- قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد یا ویژه
- قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط
- قاب خمشی با شکل‌پذیری کم

۲. مهاربندی‌های همگرا در دو رده:

- مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری زیاد
- مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری کم

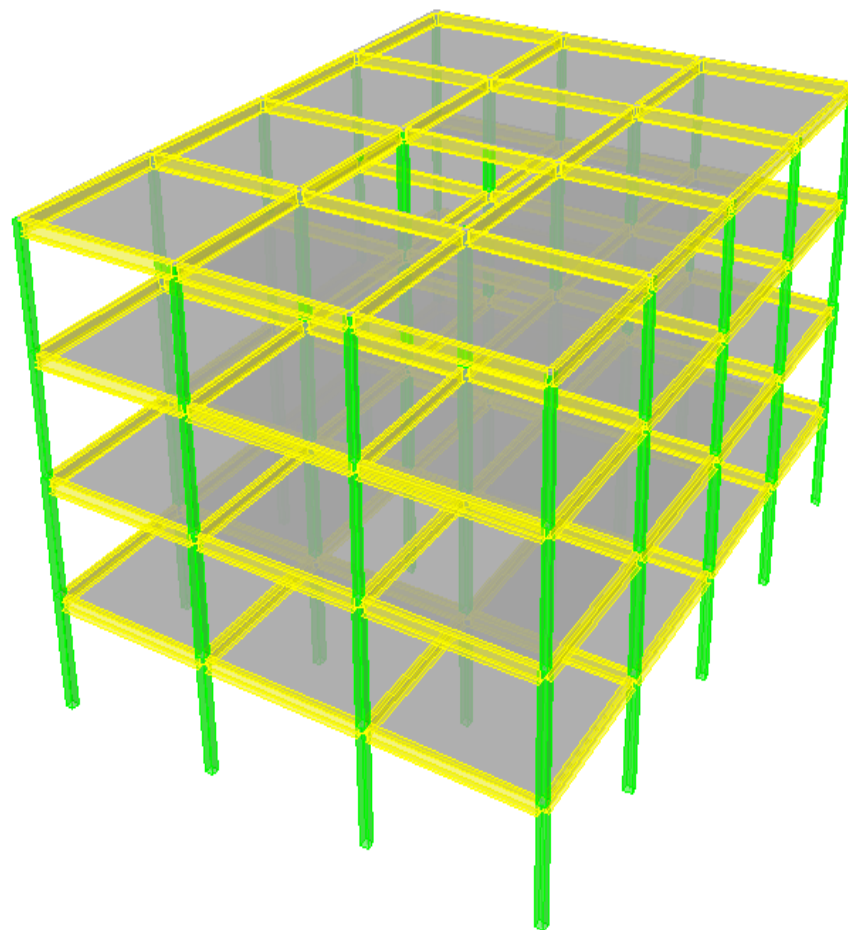
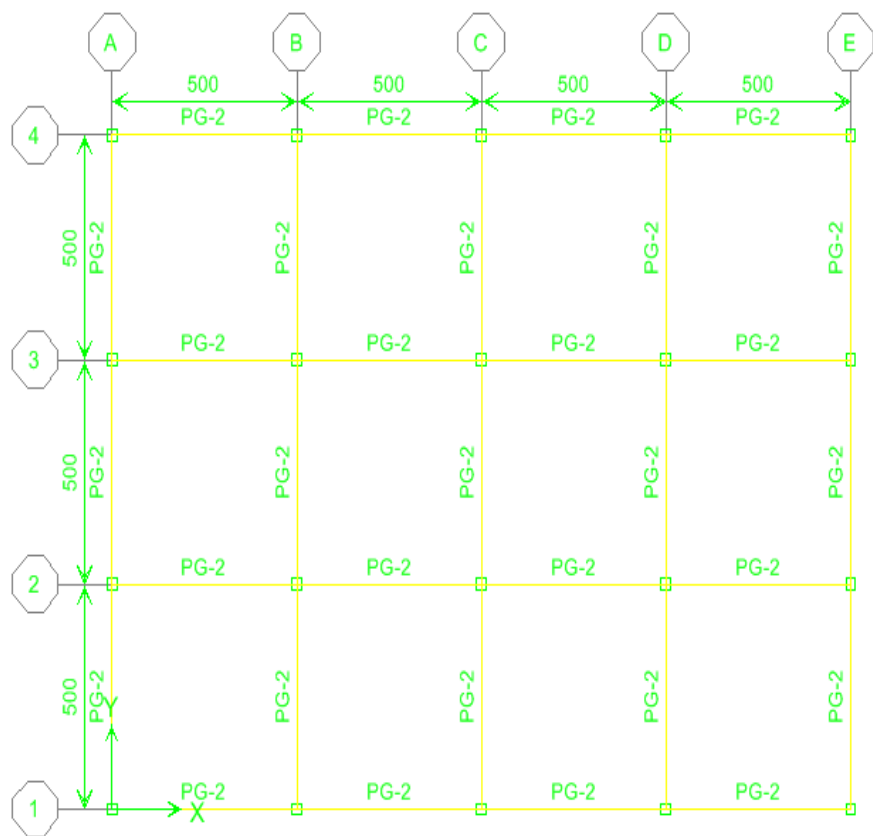
۳. مهاربندی‌های واگرا در دو رده:

- مهاربندی واگرا با شکل‌پذیری زیاد
- مهاربندی واگرا با شکل‌پذیری کم

۴. سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با

مهاربندی‌های همگرا یا واگرا.

Framing Type	References
SMF (Special Moment Frame)	AISC SEISMIC 9
IMF (Intermediate Moment Frame)	AISC SEISMIC 10
OMF (Ordinary Moment Frame)	AISC SEISMIC 11
STMF (Special Truss Moment Frame)	AISC SEISMIC 12
SCBF (Special Concentrically Moment Frame)	AISC SEISMIC 13
OCBF (Ordinary Concentrically Moment Frame)	AISC SEISMIC 14
EBF (Eccentrically Moment Frame)	AISC SEISMIC 15
BRBF (Buckling Restrained Moment Frame)	AISC SEISMIC 16
SPSW (Special Plate Shear Wall)	AISC SEISMIC 17



طراحی به روش تنش مجار

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

با توجه به زمین محل اجرا از نوع II: $A = 0.35 \text{ g}$

$$T_0 = 0.1 \quad T_s = 0.5 \quad S = 1.5 \quad R_w = 7$$

$$T_{x,y} = 0.08 H^{\frac{3}{4}} \text{ sec} = 0.08 \times 12^{0.75} = 0.516 \times 1.25 = 0.645 \text{ sec}$$

$$T > T_s \Rightarrow B = (s + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = (1 + 1.5) \left(\frac{0.5}{0.645} \right)^{0.67} = 2.11$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.11 \times 1}{7} = 0.1055$$

Box/Tube Section

Section Name C-2500X20

Properties: Property Modifiers: Material: STEEL

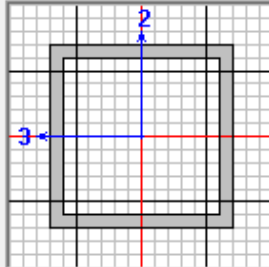
Dimensions:

Outside depth (t3) 25.

Outside width (t2) 25.

Flange thickness (tf) 2.

Web thickness (tw) 2.

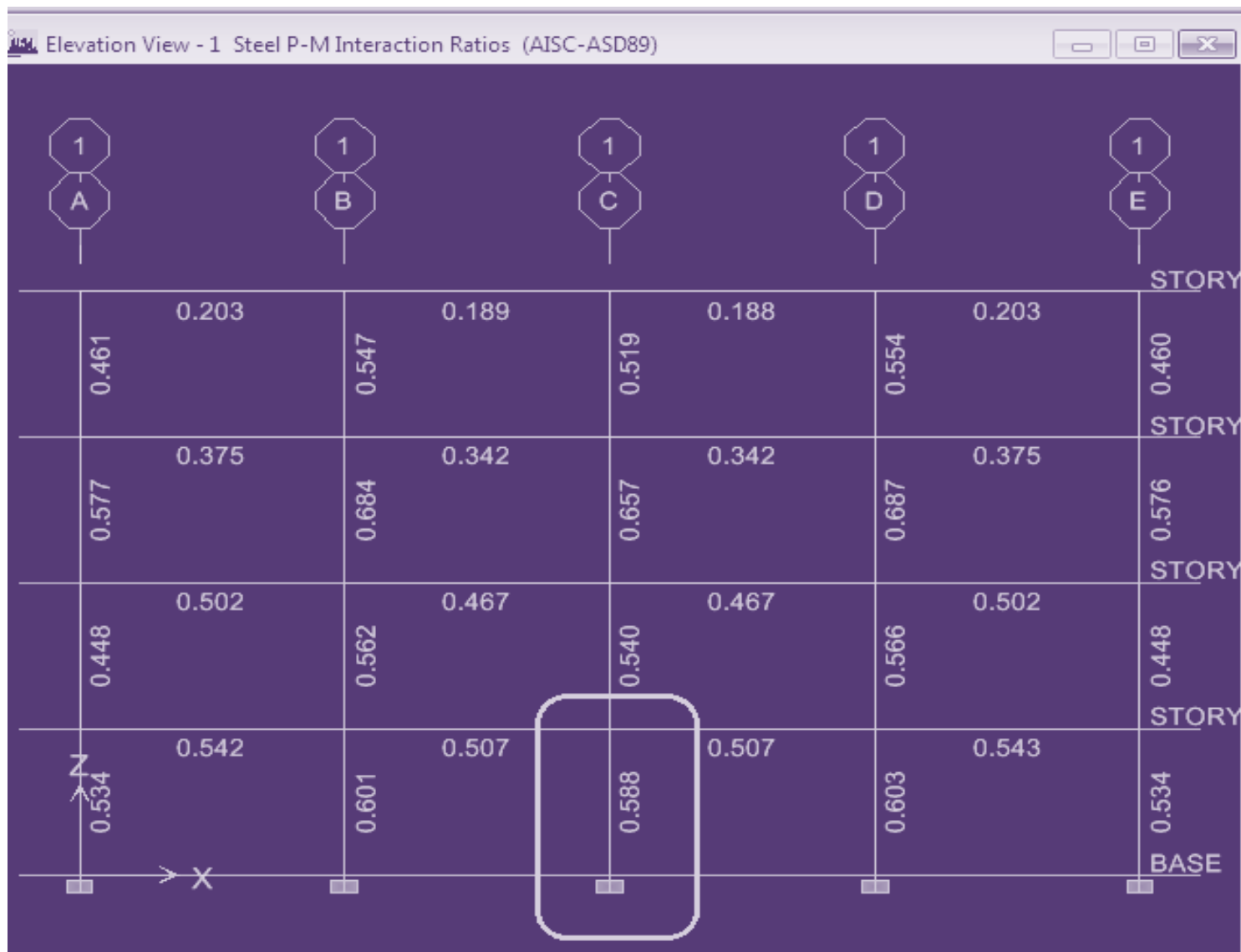


Property Data

Section Name C-2500X20

Properties:

Cross-section (axial) area	184.	Section modulus about 3 axis	1307.6267
Torsional constant	24334.	Section modulus about 2 axis	1307.6267
Moment of Inertia about 3 axis	16345.3333	Plastic modulus about 3 axis	1591.
Moment of Inertia about 2 axis	16345.3333	Plastic modulus about 2 axis	1591.
Shear area in 2 direction	100.	Radius of Gyration about 3 axis	9.4251
Shear area in 3 direction	100.	Radius of Gyration about 2 axis	9.4251



۱۰-۱-۴-۲ تنش‌های مجاز

الف) در اعضای تحت اثر فشار محوری، که اجزای مقطع آن محدودیت‌های جدول ۱۰-۱-۲ را برآورده می‌نمایند، اگر لاغری حداکثر $\left(\lambda = \frac{KL}{r}\right)_{\max}$ آن کمتر از مقدار C_c باشد، تنش مجاز از رابطه (۱۰-۱-۴-۲) تعیین می‌شود:

$$F_a = \frac{1}{F.S.} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^2 \right] F_y \quad (10-1-4-2)$$

$$F.S. = 1/67 + 0/375 \left(\frac{\lambda}{C_c} \right) - 0/125 \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^2$$

که در آن:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{F_y}} \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[C_c = \frac{2055}{\sqrt{F_y}} \right]^*$$

ب) اگر لاغری حداکثر $\left[\lambda = \frac{KL}{r}\right]_{\max}$ بزرگتر از C_c باشد، تنش فشاری مجاز برای مقطع کلی عضو تحت اثر فشار محوری از رابطه (۱۰-۱-۴-۳) تعیین می‌شود:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(\lambda)^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda^2} \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[F_a = \frac{105 \times 10^4}{\lambda^2} \right]^* \quad (10-1-4-3)$$

$$\lambda_{x,y} = \frac{K.L}{r} = \frac{1.398 \times 300}{9.4251} = 44.5$$

$$F.S. = 1.787$$

$$F_a = 1266 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

AISC-ASD89 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-cm (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: C6 Station Loc: 0.000 Section ID: C-200X20
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=300.000
 A=184.000 i22=16345.333 i33=16345.333
 s22=1307.627 s33=1307.627 r22=9.425 r33=9.425
 E=2038902.000 fy=2400.000
 RLLF=0.703

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.588 = 0.152 + 0.404 + 0.032

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo DSTLS3	-53744.764	1115731.930	-88618.216	5962.419	-912.021

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-2)

	fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Axial	292.091	1261.787	1440.000							
Major Bending	853.250	1584.000	6690.794	67.770	1584.000	5323.905	0.850	1.398	0.890	2.253
Minor Bending							0.850	1.568	0.890	

SHEAR DESIGN

fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio
		347 307

$$\lambda_{x,y} = \frac{K.L}{r} = \frac{1.398 \times 300}{9.4251} = 44.5$$

$$F.S = 1.787$$

$$F_a = 1266 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

طراحی به روش حالات حدی

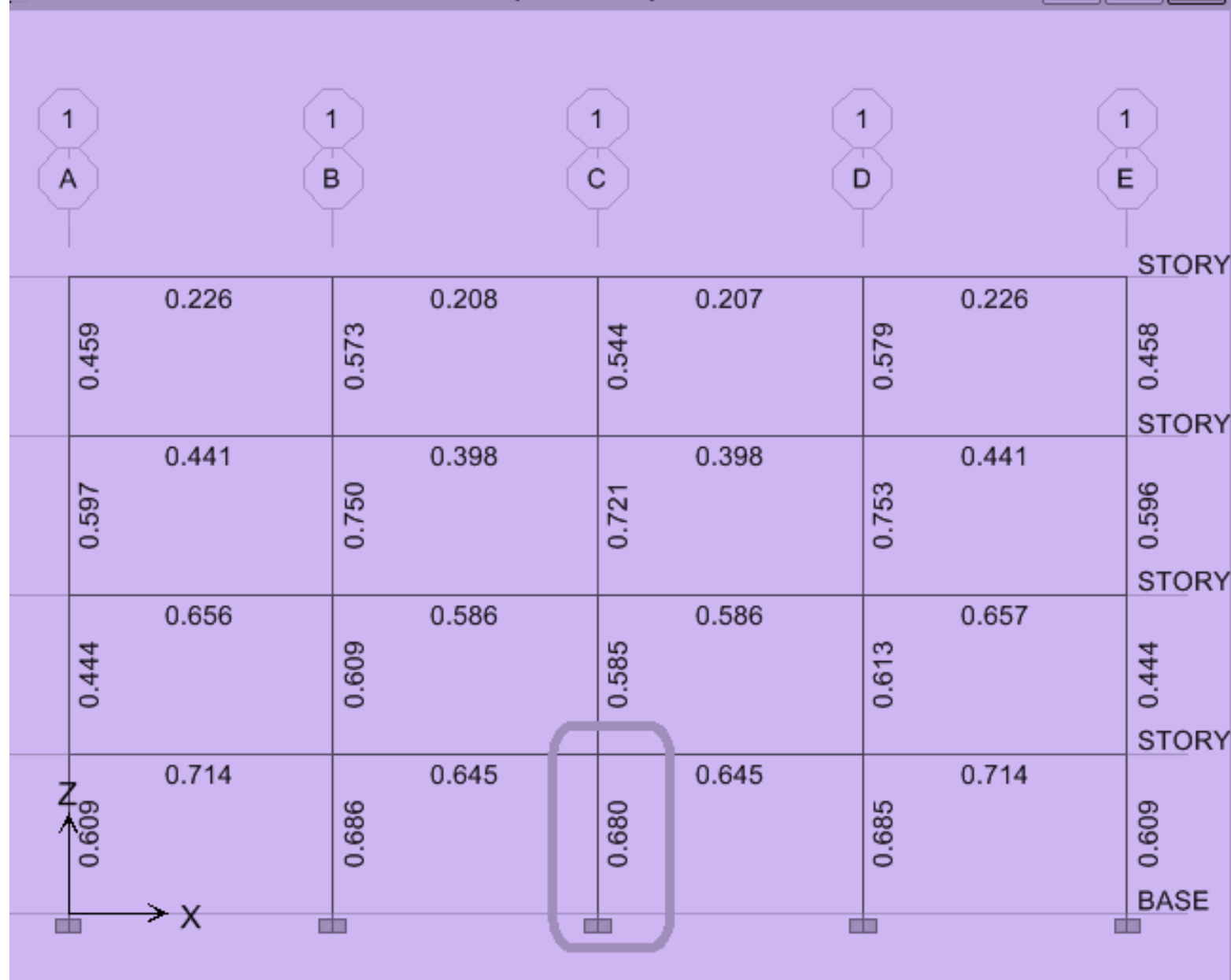
با توجه به زمین محل اجرا از نوع II: $A = 0.35 \text{ g}$

$$T_0 = 0.1 \quad T_s = 0.5 \quad S = 1.5 \quad R_u = \frac{R_w}{1.4} = \frac{7}{1.4} = 5$$

$$T_{x,y} = 0.08 H^{\frac{3}{4}} \text{ sec} = 0.08 \times 12^{0.75} = 0.516 \times 1.25 = 0.645 \text{ sec}$$

$$T > T_s \Rightarrow B = (s + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = (1 + 1.5) \left(\frac{0.5}{0.645} \right)^{0.67} = 2.11$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.11 \times 1}{5} = 0.1477$$



AISC-LRFD99 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-cm (Summary for Combo and Station)

Level: STORY1 Element: C6 Station Loc: 0.000 Section ID: C-200X20

Element Type: Special Moment Frame Classification: Seismic

L=300.000

A=184.000 i22=16345.333 i33=16345.333 z22=1591.000 z33=1591.000

s22=1307.627 s33=1307.627 r22=9.425 r33=9.425

E=2038902.000 fy=2400.000 Ry=1.300

RLLF=0.703

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.680 = 0.215 + 0.000 + 0.464

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo	COMB6 -73239.373	3023.335	-1794436.196	15.757	-8978.599

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

	Pu Load	phi*Pnc Strength	phi*Pnt Strength
Axial	73239.373	340169.221	397440.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	3023.335	3436560.000	0.443	1.000	1.000	1.398	0.890	2.154
Minor Bending	1794436.196	3436560.000	0.466	1.000	1.000	1.568	0.890	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	Phi*Vn Strength	Stress Ratio
Major Shear	15.757	129600.000	0.000
Minor Shear	8978.599	129600.000	0.069

$$\lambda_{x,y} = \frac{K.L}{r} = \frac{1.398 \times 300}{9.425} = 44.4 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_2^2} = \frac{3.14^2 \times 2038902}{44.4^2} = 10208$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = 2174$$

$$P_{nc} = \phi_c F_{cr} A = 0.9 \times 2174 \times 184 = 360014$$

$$Ratio = \frac{P_U}{P_n} = \frac{101770}{360014} = 0.283$$

$$P_{nt} = \phi_t F_y A = 0.9 \times 2400 \times 184 = 397440$$

طراحی برای خمش

Bending Stresses

تنشهای خمشی

■ لنگری که در اثر آن کل مقطع جاری شده و مفصل خمیری تشکیل می شود لنگر خمیری Plastic Moment ، M_p ، نامیده می شود:

$$M_p = Z F_y$$

Z = Plastic Section Modulus = اساس مقطع خمیری

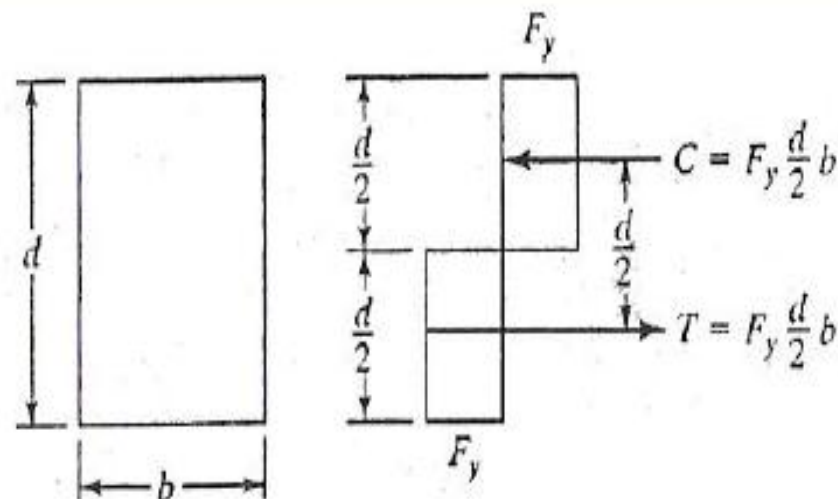
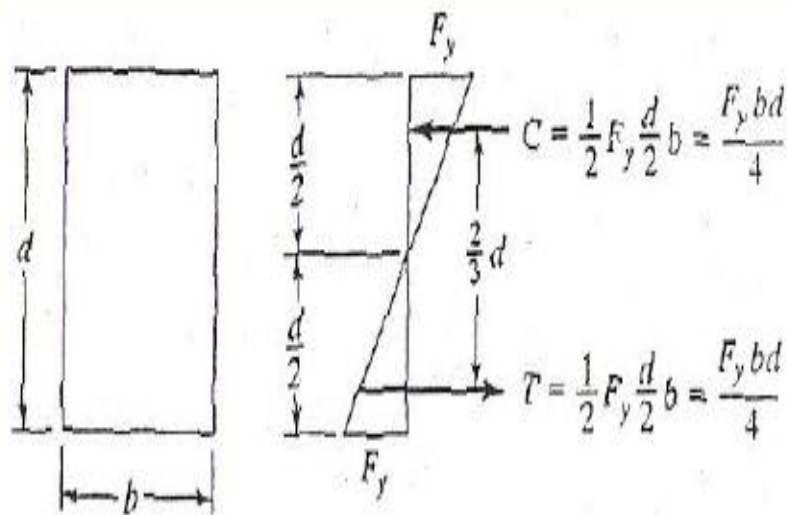
■ نسبت لنگر خمیری به لنگر تسلیم، ضریب شکل Shape Factor نامیده می شود:

$$M_p / M_y = Z F_y / S F_y = Z / S$$

■ ضریب شکل برای مقطع مستطیلی برابر با 1.5 است.

The Plastic Modulus

اساس مقطع خمیری



$$M_p = M_n = T \frac{d}{2} = C \frac{d}{2} = (F_y b d / 2) (\frac{d}{2}) = F_y b d^2 / 4$$

$$M_p = F_y Z = \text{اساس مقطع خمیری} \times \text{تنش تسلیم}$$

$$Z = b d^2 / 4$$

اساس مقطع خمیری، Z ، برابر با جمع لنگر سطح، سطوح تحت کشش و فشار حول تار خنثی است.

تنها در صورتی که مقطع شکل متقارنی داشته باشد محل تار خنثی در محدوده خمیری بر محل تار خنثی در محدوده ارتجاعی منطبق خواهد بود.

در تعیین محل تار خنثی در محدوده خمیری باید به این نکته توجه شود که سطح تحت فشار باید با سطح تحت کشش برابر باشد.

ضریب شکل (shape factor) برای مقطع مستطیلی برابر است با:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S} = \frac{Z}{S} = \frac{bd^2 / 4}{bd^2 / 6} = 1.5$$

ضریب شکل برای دیگر انواع مقاطع را نیز میتوان براساس روش فوق تعیین کرد. برای مقاطع دایره ای شکل مقدار آن 1.7 و برای مقاطع I شکل بین 1.1 تا 1.2 خواهد بود.

طراحی برای خمش

ردیف	حالت	پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت			
			مقاطع فشرده λ_p		مقاطع غیر فشرده λ_f	
			تنش مجاز	حالت حدی	تنش مجاز	حالت حدی
۱- بال‌های تیر نورد شده I در خمش	$\frac{b}{t}$	$\frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.12$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.24$	$\frac{795}{\sqrt{F_y}} = 16.22$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.48$	
جان‌قطعات تحت اثر فشار حاصل از خمش	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{5365}{\sqrt{F_y}} = 109.51$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.22$	$\frac{6370}{\sqrt{F_y}} = 130.02$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 168.61$	

Flexural Members

ASD

$$f_b = M/S_z \leq F_b$$

ASD

$$F_b = 0.66F_y$$

LRFD

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Where $\phi_b = 0.9$

طراحی برای خمش

Flexural Members

عوامل موثر بر مقاومت خمشی تیرها:

- شکل مقطع
- فشرده بودن یا نبودن مقطع
- چگونگی اتکای جانبی
- محور خمش
- چگونگی انحنای تیر
- مقاومت پیچشی مقطع

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

When
$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l / r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

When $\sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l / r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

When $\frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(l / r_T)^2} \leq 0.6 F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

ASD

For any value of l/r_T

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{ld / A_f} \leq 0.6F_y$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

$$\phi \times M_n \geq M_r$$

1. Yielding of Flanges
2. LTB, Lateral-Torsional Buckling
3. FLB, Flange Local Buckling

$$M_n = F_y \cdot Z_x \quad \text{b Local Buckling}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

LTB

For

$$L_b < L_p$$

کنترل نیاز نیست.

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

LTB

For $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

Where:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J.c}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \times \frac{S_x h_0}{J.c} \right)^2}}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

Flexural Members Noncompact Section

LRFD

For
Where:

LTB

$$L_p < L_b < L_r$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

LRFD

For

LTB

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J \cdot c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

طراحی برای خمش – مقاطع غیر فشرده

ASD

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

$$M_1 < M_2$$

If M_{\max} between M_1 and M_2 , $C_b = 1.0$

LRFD

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

M_A = absolute value of moment at quarter point

M_B = absolute value of moment at centerline

M_C = absolute value of moment at three – quarter point

طراحی برای برش

Design for Shear

$$\textbf{ASD} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$$

$$f_v = FY/A_w \leq F_v = 0.4F_y$$

$$\textbf{LRFD} \quad h / t_w \leq 2.45 \sqrt{E / F_{yw}}$$

$$V_u = FY \leq \phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w \cdot C_v$$

Where $\phi_v = 0.9$

$$C_{v=1}$$

طراحی برای برش

Design for Shear

ASD

$$\frac{h}{t_w} > \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$$
$$f_v = F_y/A_v \leq F_v = \frac{F_y}{2.89}(C_v) \leq 0.4F_y$$

LRFD

$$1.1\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 1.37\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$$

$$V_u = F_y \leq \phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w C_v$$

$$C_v = \frac{1.1\sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

طراحی برای برش

Design for Shear

LRFD $3.07\sqrt{E / F_{yw}} < h / t_w \leq 260$

$$V_u = FV \leq \phi_v V_n = \phi_v A_w \left[\frac{4.52E}{(h / t_w)^2} \right]$$

Where $\phi_v = 0.9$

اعضای ترکیبی خمش و محوری

Combined Forces

ASD

$$f_a/F_a > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right)F_{by}} + \frac{C_{mz}f_{bz}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ez}}\right)F_{bz}} \leq 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1.0$$

LRFD

$$P_u/\phi P_n \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{nz}} \right) \leq 1.0$$

اعضای ترکیبی خمش و محوری

Combined Forces

ASD

$$f_a/F_a \leq 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1.0$$

LRFD

$$P_u/\phi P_n < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{nz}} \right) \leq 1.0$$

اعضای ترکیبی خمش و محوری

۱۰-۲-۷-۲ اعضا با مقطعی با یک و یا دو محور تقارن تحت

اثر توأم فشار محوری و خمش

اثر توأم فشار محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای دو محور

تقارن و یا یک محور تقارن با محدودیت $0/9 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0/1$ (بند ۱۰-۲-۵-۱۲-۴ ج که در

آن I_y ممان اینرسی مقطع کل و I_{yc} ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف y

می باشد)، براساس روابط (۱۰-۲-۷-۱۴) و (۱۰-۲-۷-۱۵) تعیین می گردد.

اعضای ترکیبی خمشی و محوری

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ باشد :

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (14-7-2-10)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$ باشد :

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (15-7-2-10)$$

که در آن:

P_r = مقاومت فشاری مورد نیاز

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع (مطابق بخش ۱۰-۲-۴)

ϕ_c = ضریب مقاومت در فشار، مساوی ۰/۹

اعضای ترکیبی خمش و محوری

M_{rx} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) در حول محور x (محور قوی)

M_{ry} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور y (محور ضعیف)

M_{nx} = مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۵) حول محور x (محور قوی)

M_{ny} = مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۵) حول محور y (محور ضعیف)

ϕ_b = ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۹

اعضای ترکیبی خمش و کشش

۱۰- ۲- ۷- ۳ اعضا با مقطعی با یک و یا دو محور تقارن تحت

اثر توأم کشش محوری و خمش

اثر توأم کشش محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای یک و یا دو محور تقارن براساس روابط (۱۰- ۲- ۷- ۱۶) و (۱۰- ۲- ۷- ۱۵) تعیین می‌گردد:

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_t P_n} \geq 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_t P_n} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (10-2-7-16)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_t P_n} < 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (10-2-7-17)$$

اعضای ترکیبی خمش و کشش

که در آن:

$$P_r = \text{مقاومت کششی مورد نیاز}$$

$$P_n = \text{مقاومت کششی اسمی (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۳)}$$

$$\phi_t = \text{ضریب مقاومت در کشش، (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۳)}$$

$$M_{rx} = \text{مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور x (محور قوی)}$$

$$M_{ry} = \text{مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور y (محور ضعیف)}$$

$$M_{nx} = \text{مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۵) حول محور x (محور قوی)}$$

$$M_{ny} = \text{مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۵) حول محور y (محور ضعیف)}$$

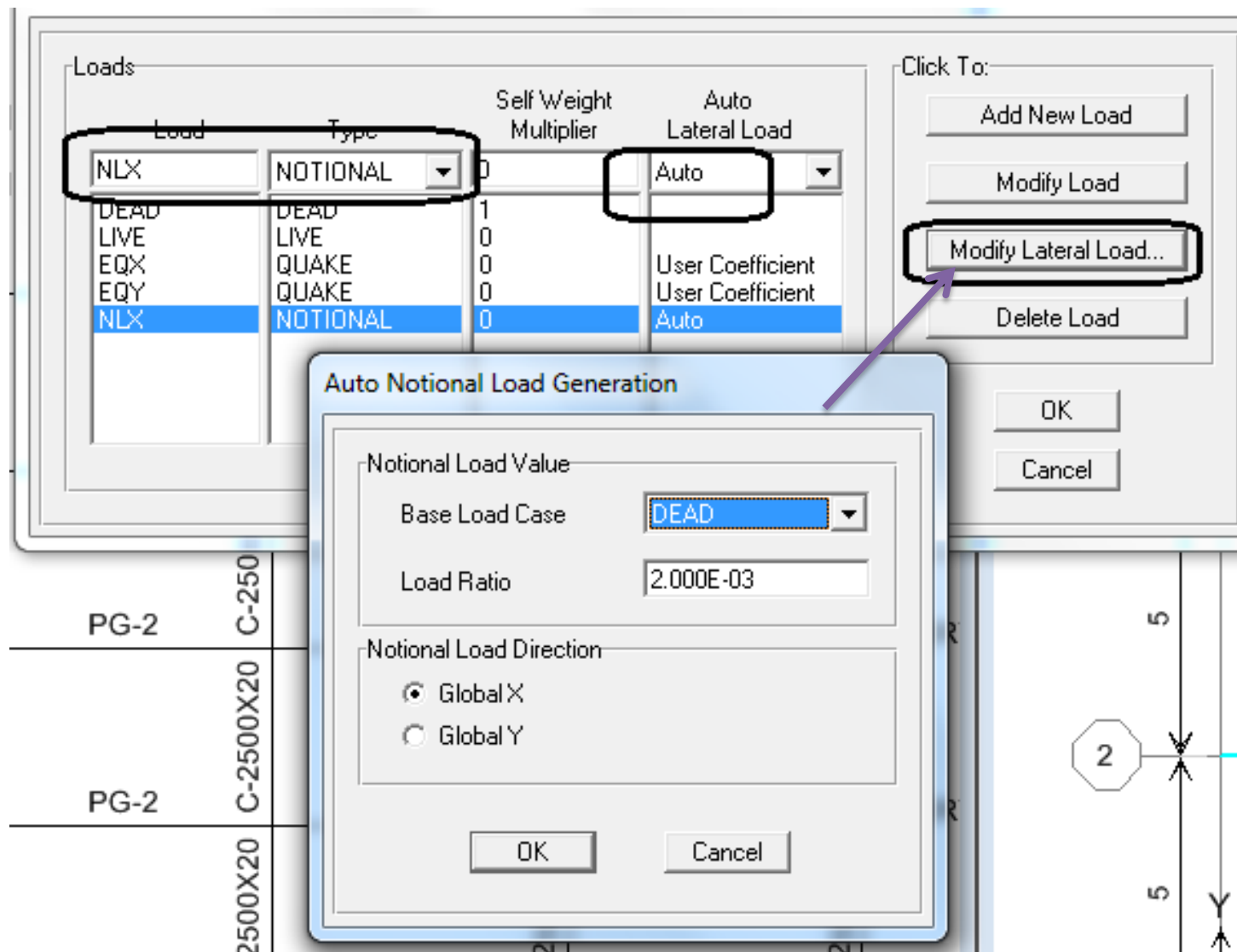
$$\phi_b = \text{ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۹}$$

۱۰-۲-۷-۱-۵ طراحی اعضا با لحاظ کردن آثار مرتبه دوم

در طراحی اعضا بر پایه تحلیل ارتجاعی مرتبه دوم باید نکات زیر در نظر گرفته شود:

۱. مقاومت مورد نیاز اعضا باید براساس یکی از بندهای (۱۰-۲-۷-۱-۳) و (۱۰-۲-۷-۱-۴) محاسبه شود.

۲. در کلیه ترکیبات بارگذاری که فقط شامل بارهای ثقی هستند، باید یک نیروی جانبی حداقل معادل $0.002Y_i$ در تراز طبقات اعمال شود، که در آن Y_i بار ثقی ضریبدار اعمال شده در تراز i می باشد. این بار جانبی باید در دو امتداد اصلی ساختمان و به طور مجزا در نظر گرفته شود. اعمال این نیروی جانبی برای ملحوظ کردن خطاهای اجرایی است.



Define Static Load Case Names

Loads

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
NLY	NOTIONAL	0	Auto
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	
EQX	QUAKE	0	User Coefficient
EQY	QUAKE	0	User Coefficient
NLX	NOTIONAL	0	Auto
NLY	NOTIONAL	0	Auto

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

Auto Notional Load Generation

Notional Load Value

Base Load Case

DEAD

Load Ratio

2.000E-03

Notional Load Direction

☐ Global X

☒ Global Y

OK

Cancel

۱۰- ۲- ۱۱- ۴ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

تیرها و شاهتیرهایی که کفها و سقفهای ساختمانی را تحمل می کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهتیرهایی که سقفهای نازک کاری شده را تحمل می کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییرمکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $\frac{1}{240}$ طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

تیرها و شاهتیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها)

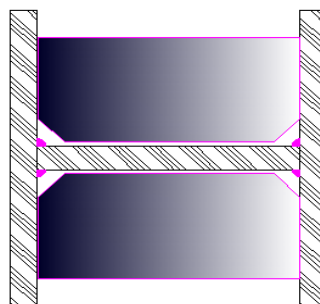
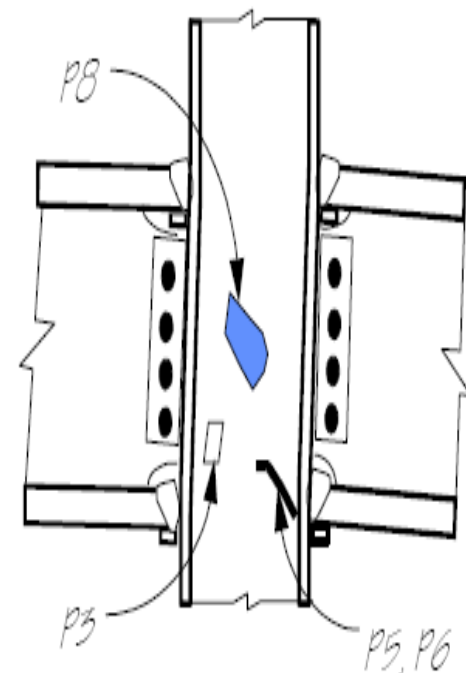
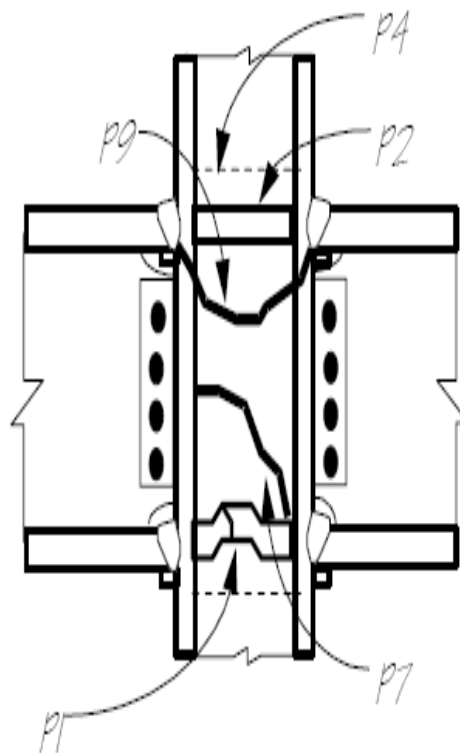
محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع به دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ نباید از $\frac{1}{۲۰}$ کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به مرکز تکیه گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این فرکانس باید از حد احساس بشری کمتر باشد*.

پ) انتقال و نوسان جانبی در سازه های فولادی

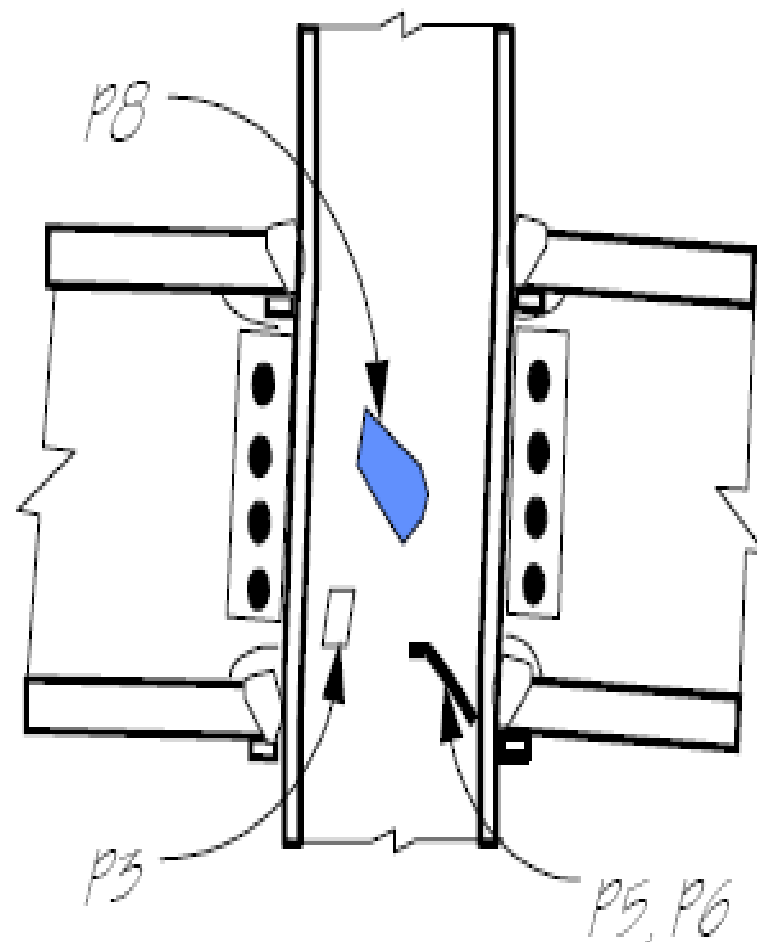
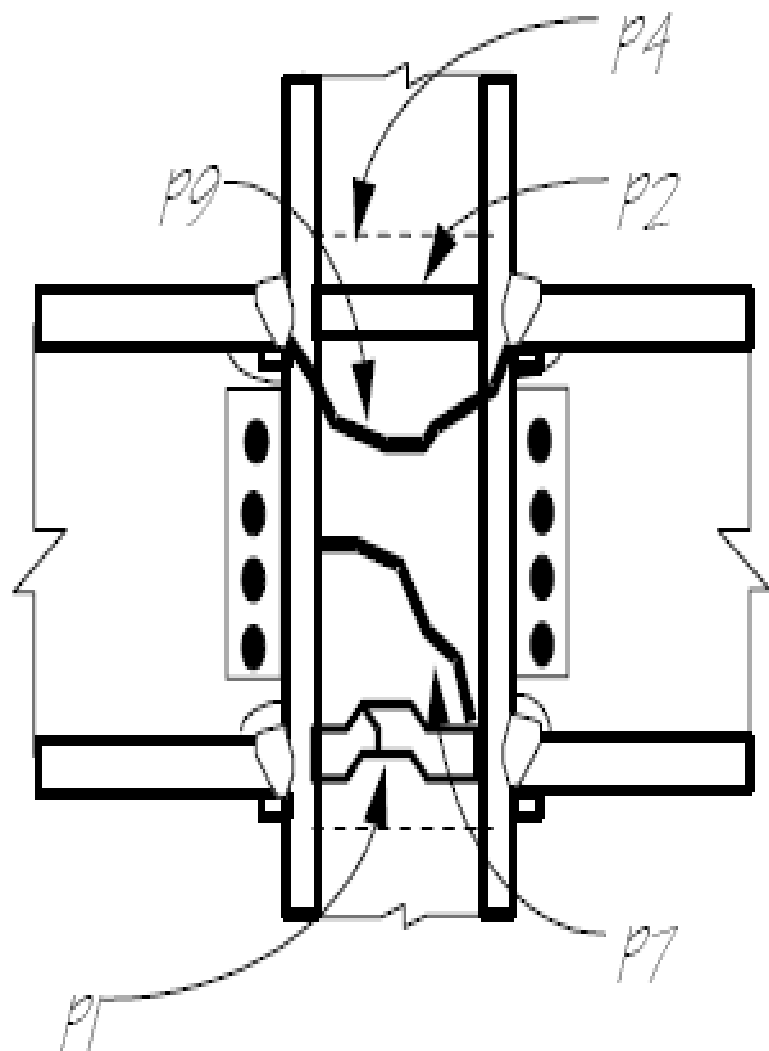
سازه فولادی باید سختی و صلبیت کافی داشته باشد و تغییر مکان جانبی آن در مقابل اثر باد یا زلزله محدودیت های آیین نامه های مربوطه را برآورده سازد.

Types of Panel Zone Damage

Type	Description
P1	شکست و کمانش ورق پیوستگی
P2	تخریب جوش ورق پیوستگی
P3	تسلیم و تغییر شکل ورق جان
P4	تخریب ورق مضاعف
P5	ترک خوردگی ورق جان
P6	ترک خوردگی ورق جان
P7	ترک خوردگی کامل ورق جان یا ورق مضاعف
P8	کمانش جان
P9	پارگی ستون

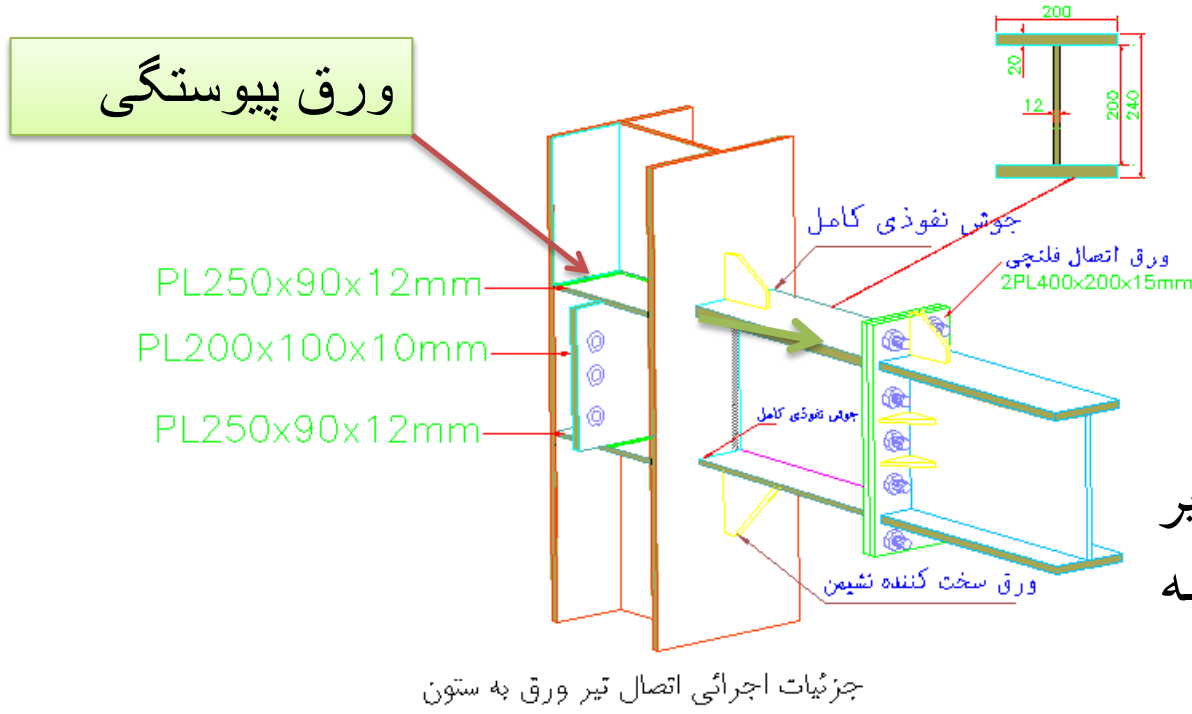


FEMA 351
حالات خرابی
چشمه اتصال



نکات ویژه در اتصالات گیردار:

- برای مقابله با خمش موضعی در بال ستون در مقابل بال کششی تیر از ورق پیوستگی مطابق شکل زیر استفاده می گردد.



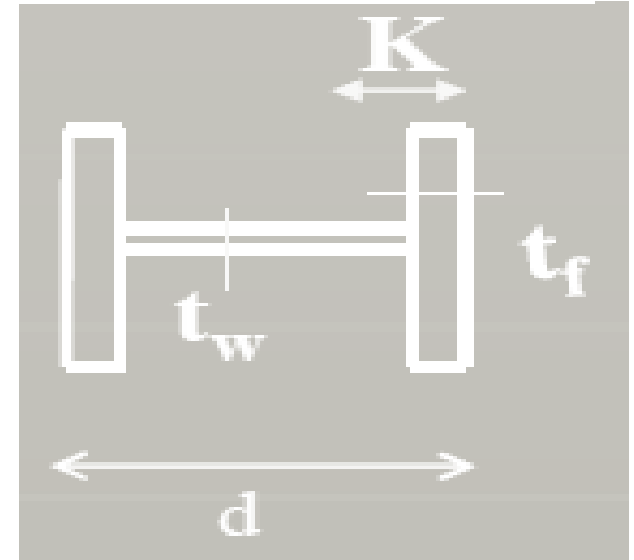
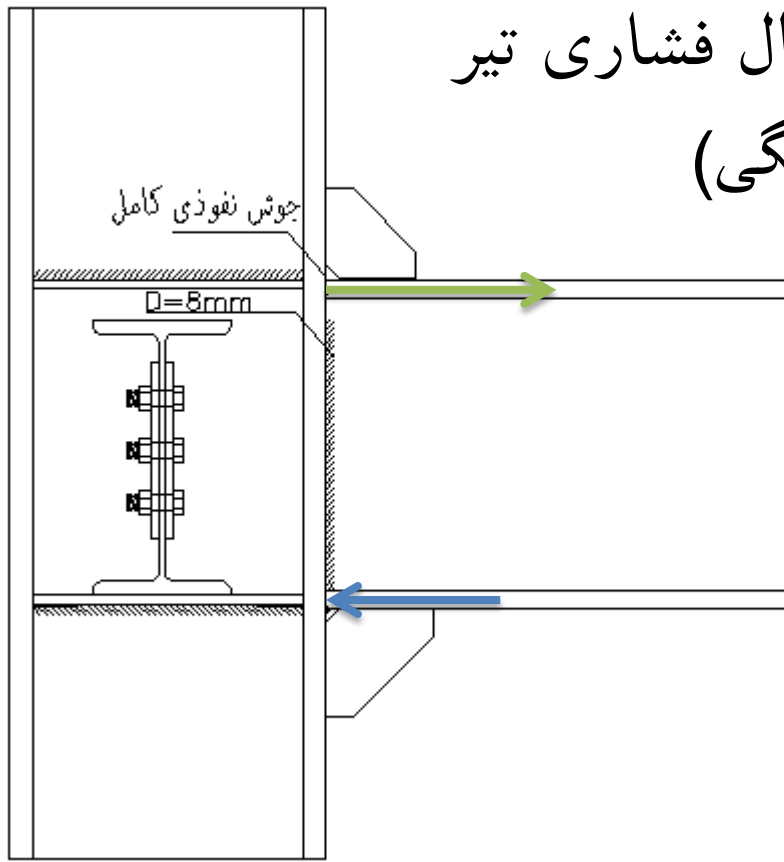
در صورتیکه رابطه زیر
برقرار باشد، نیازی به
ورق پیوستگی است:

$$\phi \times R_n \leq R_r \quad \phi = 0.9$$

$$R_n = 6.25 \times t_f^2 \times F_{yf}$$

سازمان نظام مهندسی و کنترل ساختمان استا

لهیدگی جان ستون در مقابل بال فشاری تیر (شرط نیاز به ورق پیوستگی)

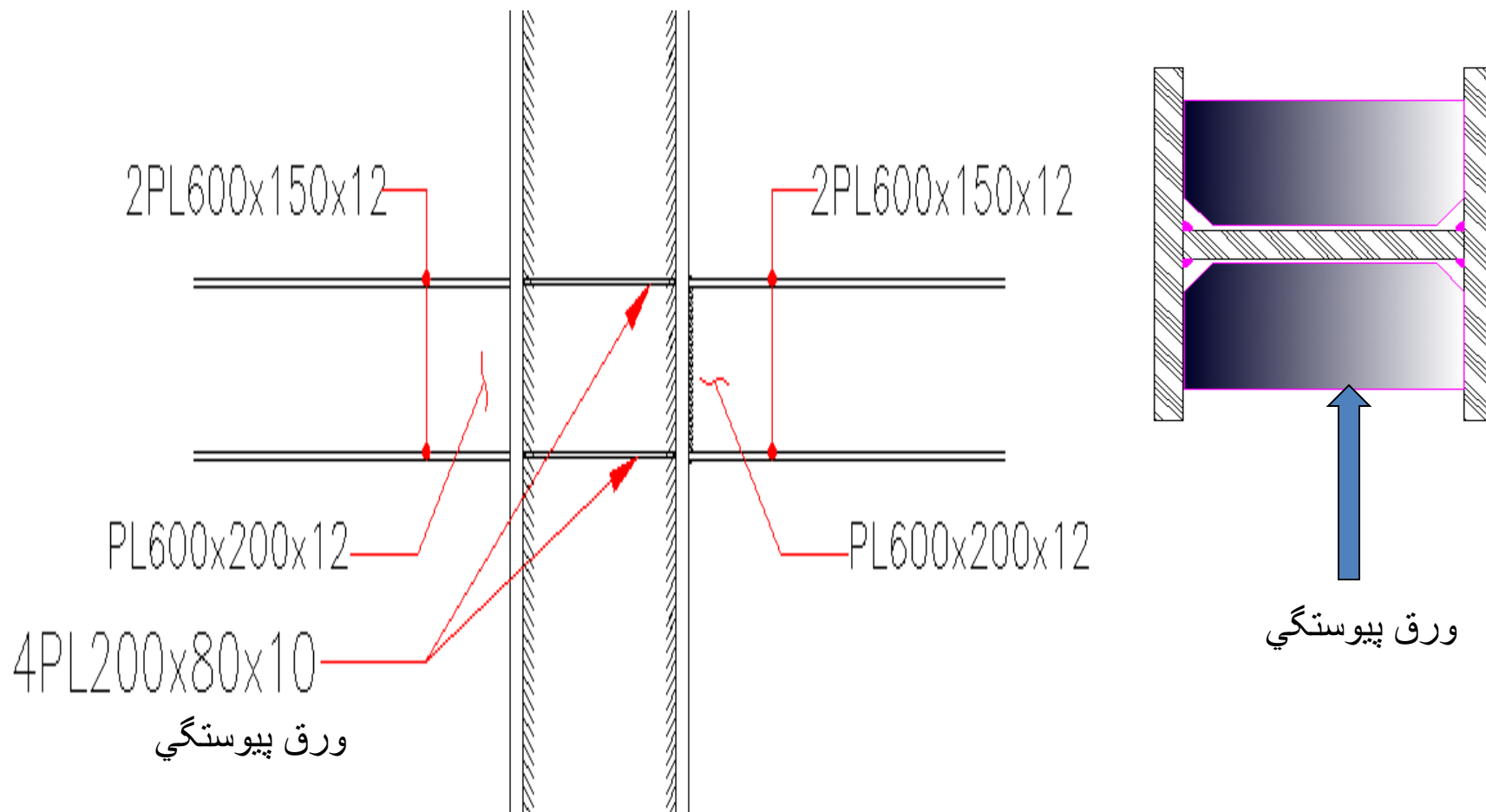


در صورتیکه رابطه زیر برقرار باشد ، نیازی به ورق پیوستگی است:

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \leq R_r$$

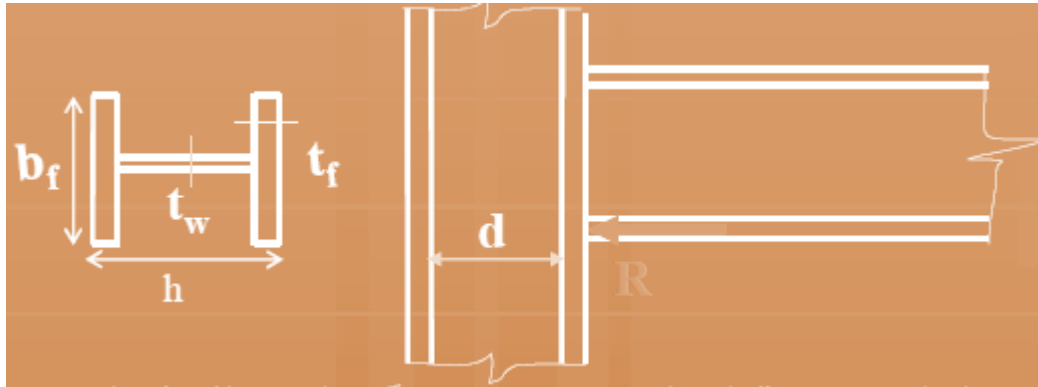


نکات ویژه در اتصالات قاب خمشی



اجرای ورق های پیوستگی در اتصالات خمشی الزامی است.

کمانش جانبی جان ستون در مقابل بال فشاری تیر:
(شرط نیاز به ورق پیوستگی)



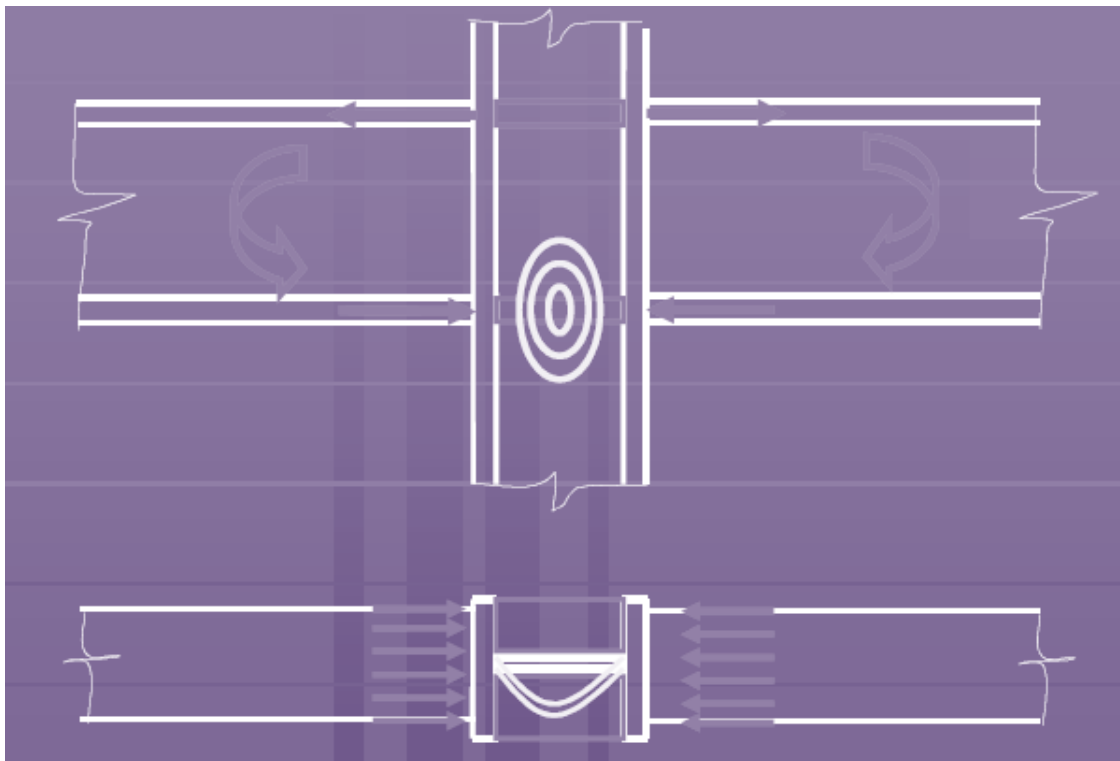
در صورتیکه رابطه زیر برقرار باشد، بسته به نگهداری بال فشاری در مقابل دوران زاویه ای، نیاز به ورق پیوستگی است.

$$\phi R_n = 0.85 \times \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \leq R_r$$

$$\phi R_n = 0.85 \times \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \leq R_r$$

یا

کمانش فشاری در جان ستون در مقابل زوج بال فشاری تیرها

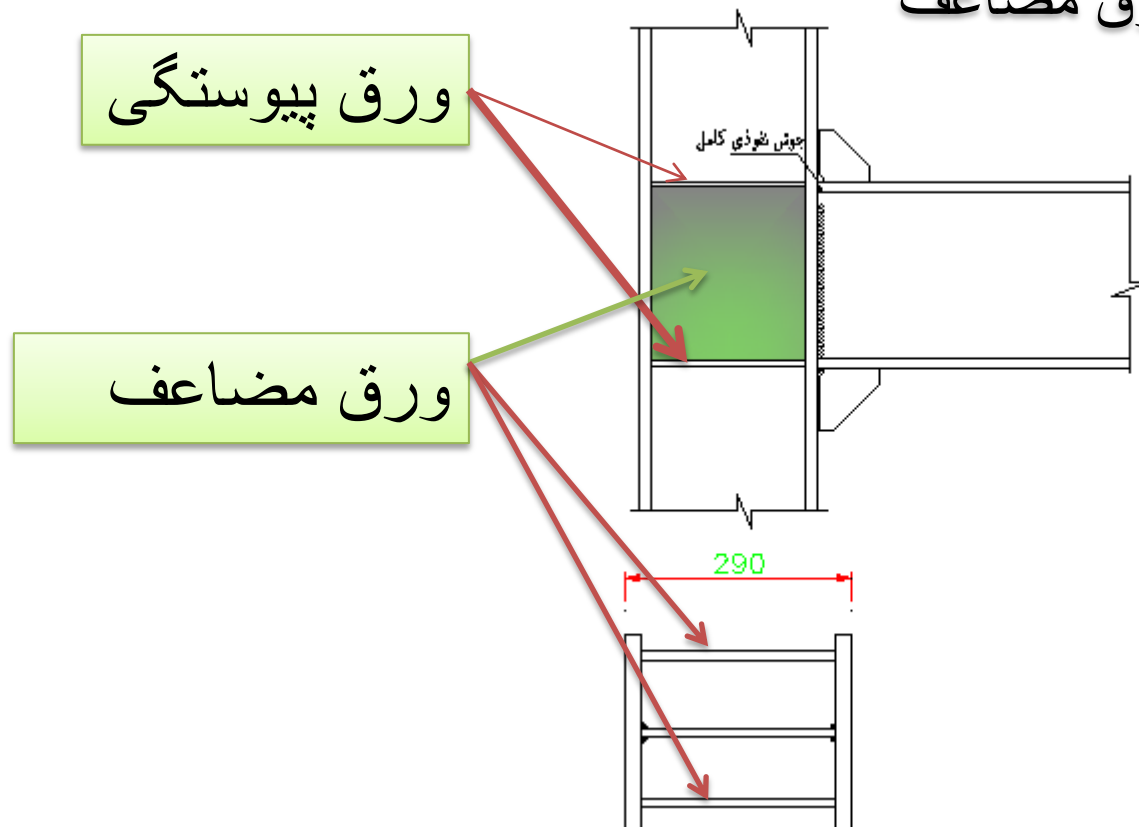


در صورتیکه رابطه زیر برقرار باشد، نیازی به ورق پیوستگی نیست

$$\phi R_n = 0.9 \times \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \leq R_r$$

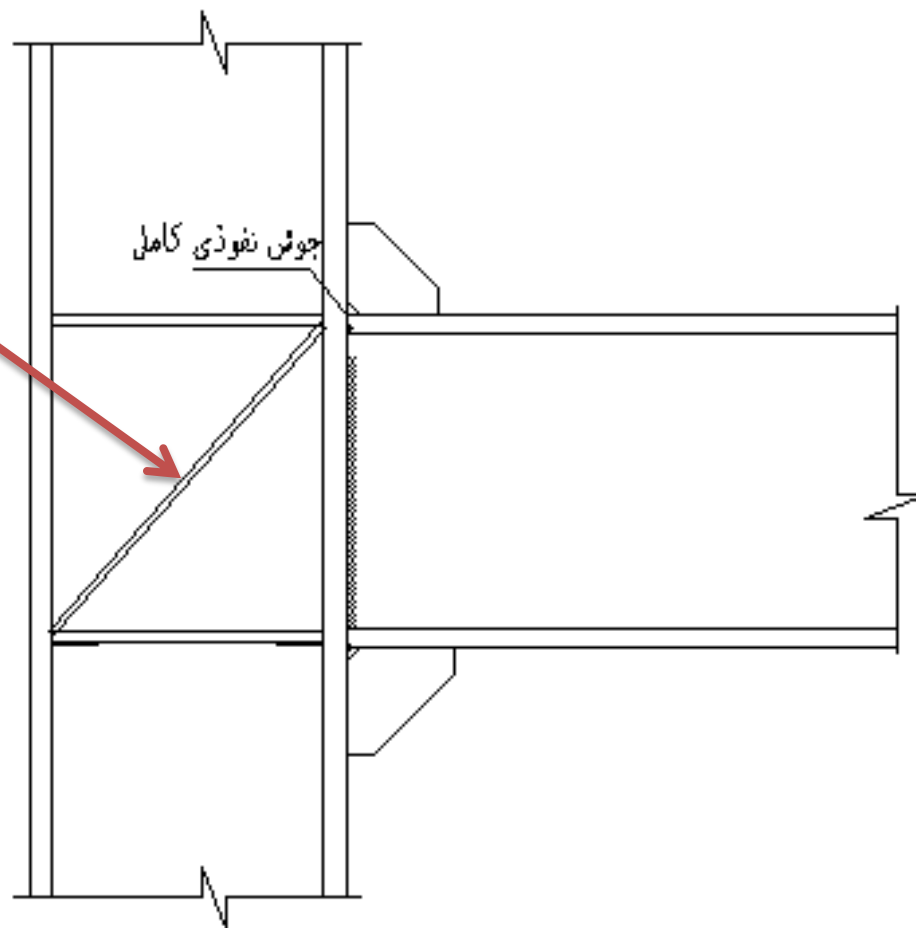
تسلیم و کمانش برشی در چشمه اتصال

راه حل اول: استفاده از ورق مضاعف



تسلیم و کمانش برشی در چشمه اتصال

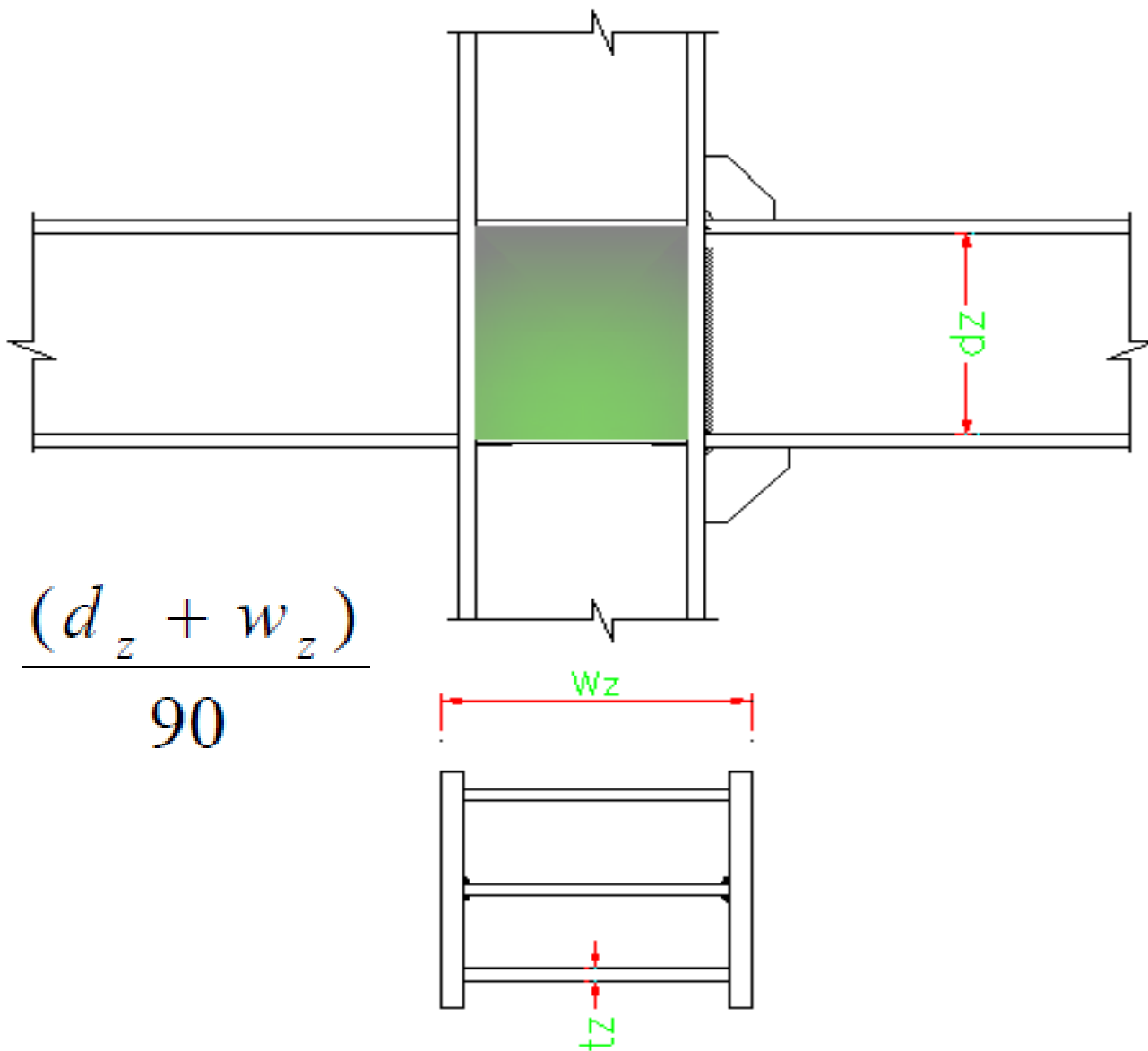
راه حل دوم: استفاده از ورق قطری جان



طراحی ورقهای مضاعف در چشمه اتصال

- در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، لازم است ورق مضاعف یا سخت کننده قطری دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومتها تعبیه شود.
- ضخامت هر یک از ورق های واقع در چشمه اتصال، شامل جان یا جان های ستون و ورق های تقویت باید رابطه مقابل را برآورده نمایند.

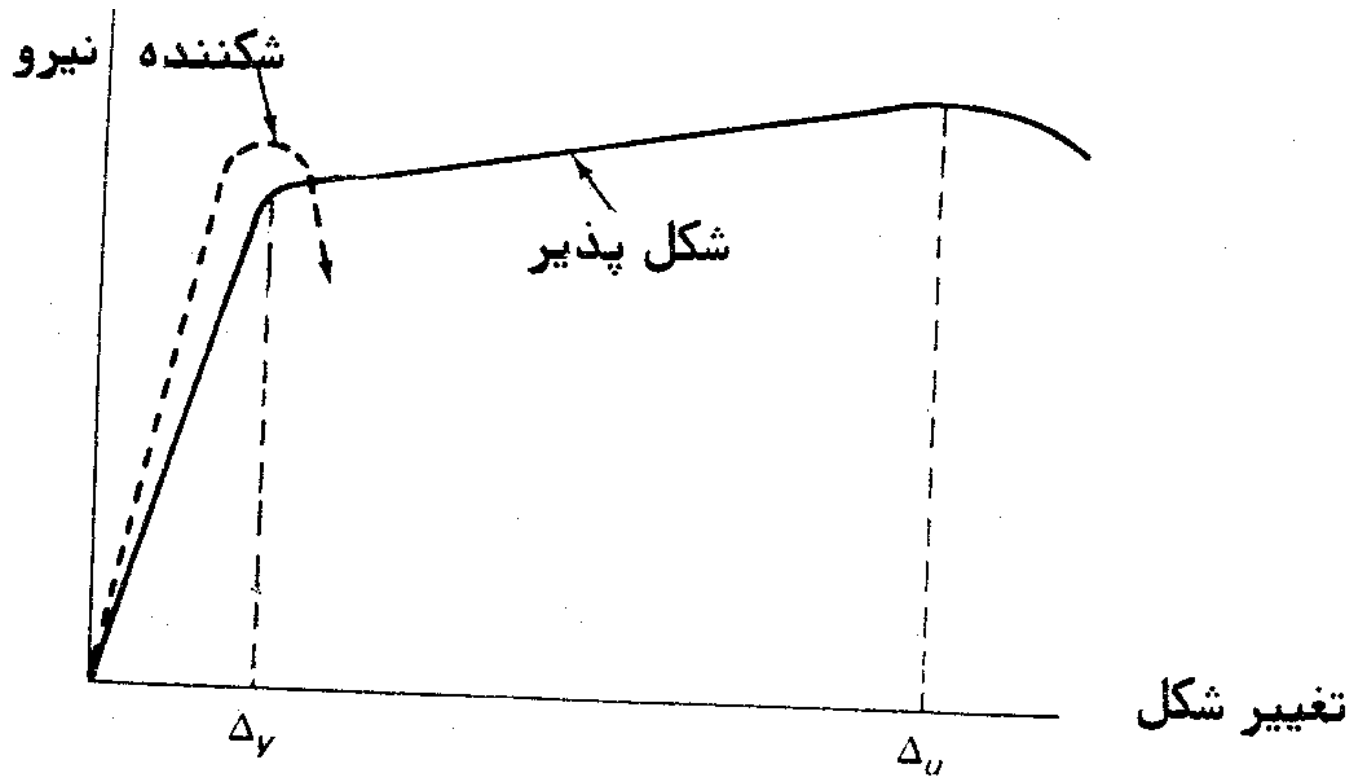
$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90}$$



$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90}$$

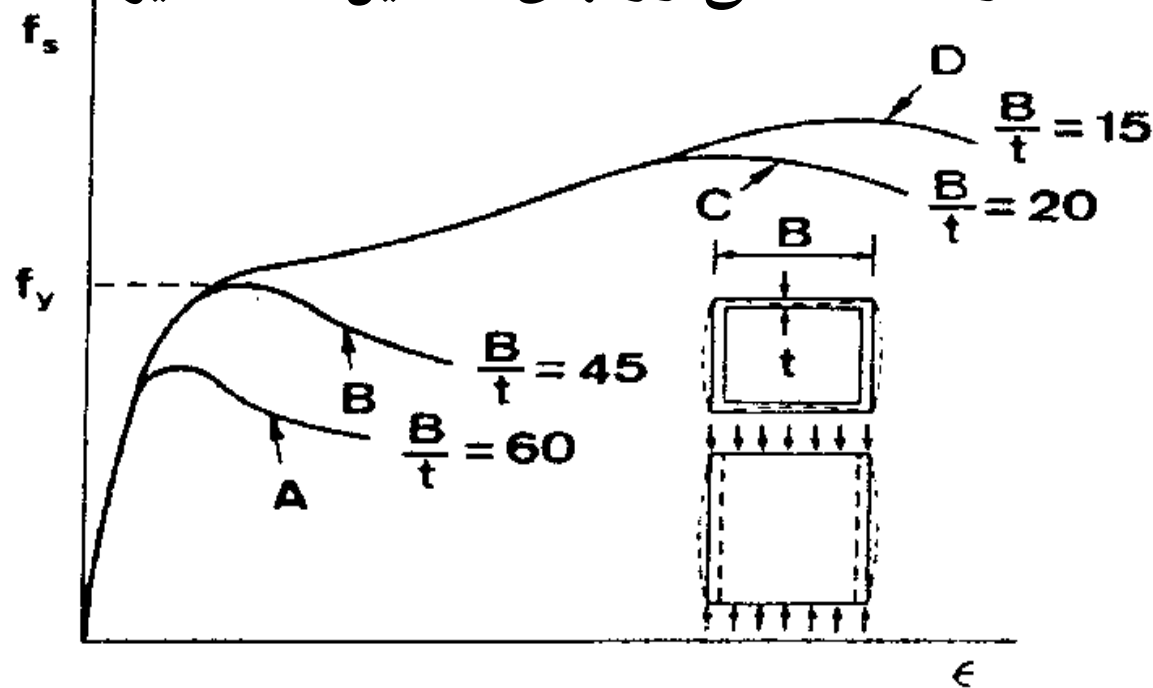
عوامل موثر بر شکل پذیری تیرها

- نوع فولاد



عوامل موثر بر شکل پذیری تیرها

- مقاومت کمانشی ورقهای تشکیل دهنده تیر



شکل ۳۵.۶ کمانش موضعی قوطیهای جدار نازک

کاهش نسبت B/t باعث افزایش شکل پذیری می شود.

دلایل استفاده از ضریب اطمینان در طراحی:

- الف - عدم قطعیت در بارگذاری
- ب - عدم شناخت صحیح از رفتار مصالح
- ج - مشکلات اجرایی
- د - ساده سازی در فرمولهای تحلیل و طراحی

روشهای اعمال ضریب اطمینان در طراحی

- روش افزایش بار (روش مقاومت نهائی) - آئین نامه قدیم **ACI**
- روش کاهش مقاومت (روش تنش مجاز یا **ASD**)
- روش افزایش بار و کاهش مقاومت **LRFD**

حالت‌های حدی طراحی:

- حالت حدی نهائی (شامل اهداف ایمنی)

- حالت حدی بهره برداری (شامل اهداف بهره برداری و پایداری)

اعمال ضریب اطمینان:

ضریب اطمینان در طراحی با اعمال ضریب بار R_r و کاهش مقاومت با ϕ اعمال می گردد.

$$\phi R_n \geq R_r$$

کنترل برای حالت حدی بهره برداری:

ضرایب بار مساوی یک در نظر گرفته می شود.

ضریب اطمینان در طراحی لرزه ای:
در طراحی لرزه ای، به دلایل اقتصادی، ضریب اطمینان در
هنگام طراحی در نظر گرفته نمی شود.

منابع :

- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
- طراحی به روش حالات حدی – دکتر موسی محمودی صاحبی
- آیین نامه فولاد AISC306-05

1- General Comparison between AISC LRFD and ASD, Hamid Zand, GT STRUDL Users Group Las Vegas, Nevada, June 22-25, 2005

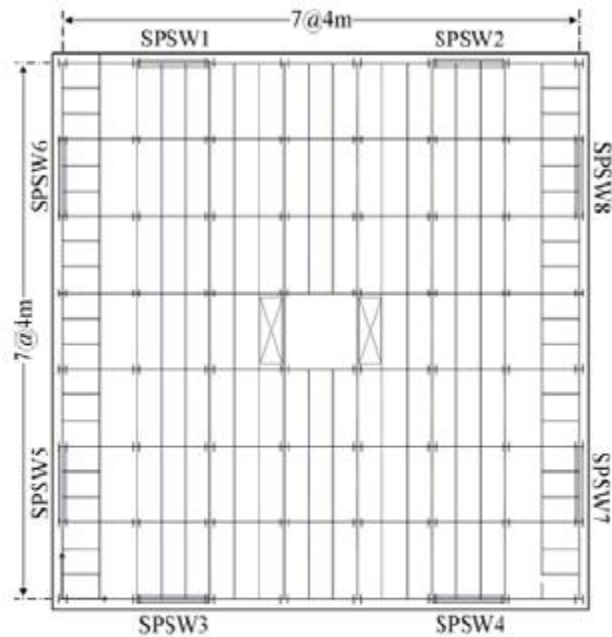


Figure 1: Plan of all buildings

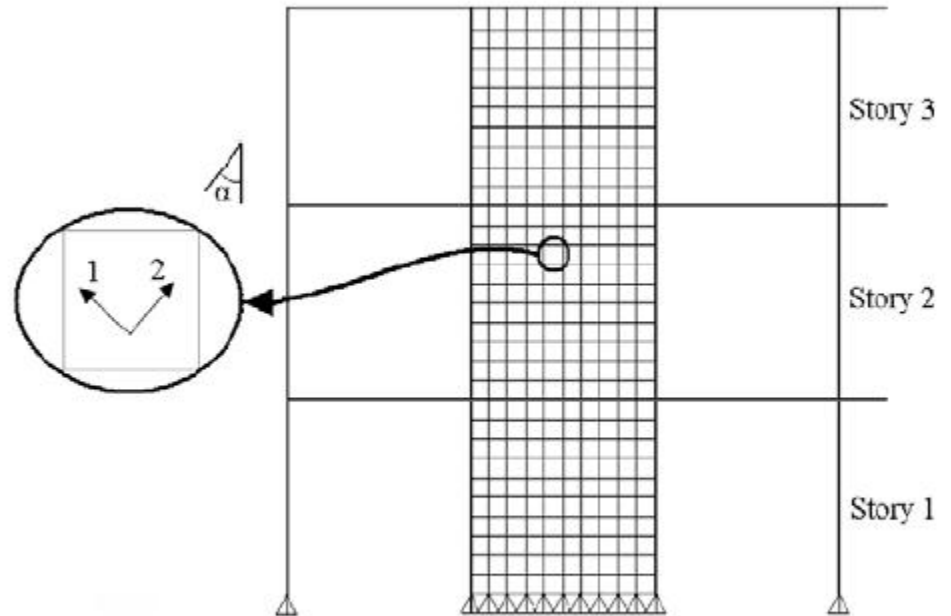


Figure 2: Orthotropic membrane model of SPSW

$$\phi V_n = 0.90(0.42)F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (1)$$

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (2)$$

$$I_c \geq 0.00307 t_w h^4 / L \quad (3)$$

$$w_u = R_y F_y (t_i - t_{i+1}) \cos^2 \alpha \quad (4)$$

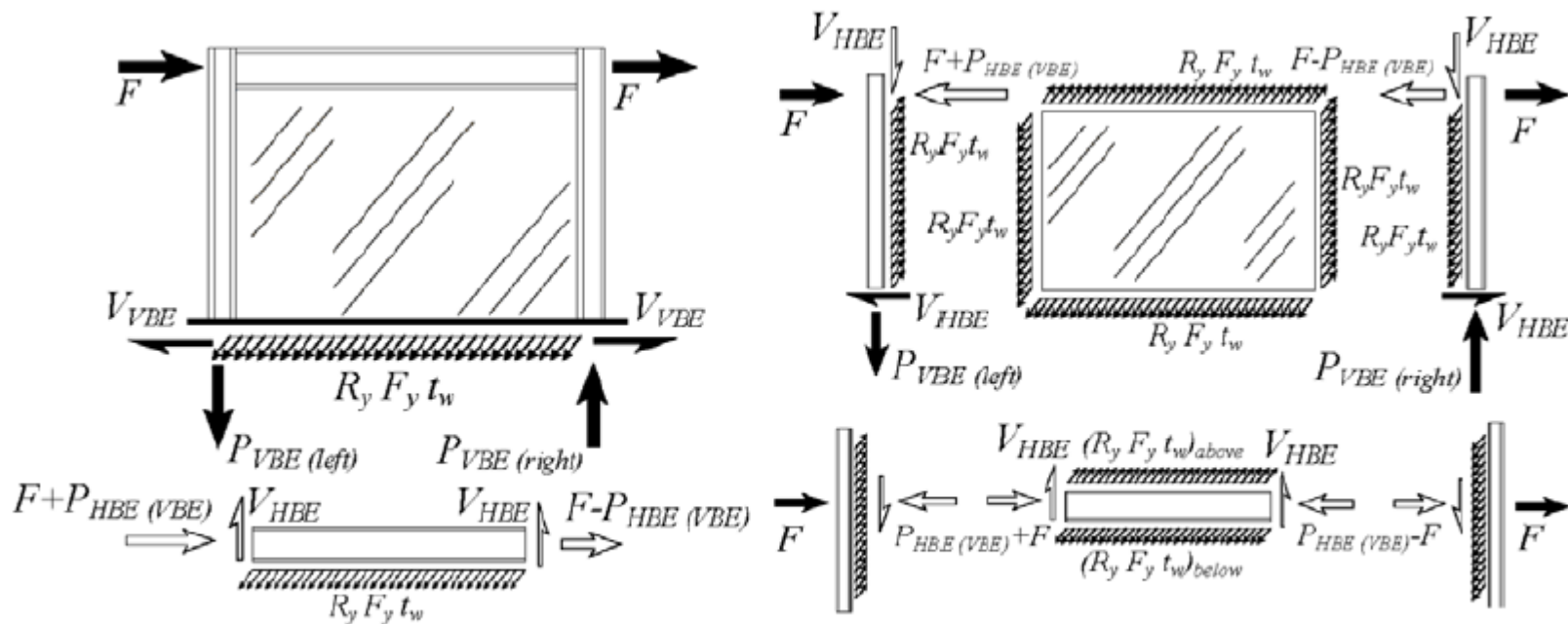


Figure 3: Applied forces on SPSW (Ericksen and Sabelli 2008)

$$M_u = \frac{w_u L_h^2}{8} + P_u^* \left[\frac{L}{3} - \frac{d_c}{2} - \frac{d_b}{2} \right] \quad (5)$$

Where P_u^* is the secondary beams force; d_b and d_c are beam and column height, respectively; and L_h is the distance between plastic hinge locations in the beam and is equal to $L_h = L - 2S_h$ and $S_h = 1/2(d_c + d_b)$.

Axial force in beam is calculated as follows:

$$P_u = P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)} \quad (6)$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \quad (7)$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y [t_i \sin(2\alpha_i) - t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L_{cf} \quad (8)$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_u^* + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf} \quad (9)$$

$$M_{pr} = 1.1R_y F_y Z_x \quad (10)$$

Where w_g is the gravity distributed load applied on beam and M_{pr} is the flexural strength in plastic hinge. M_{pr} can be reduced considering the axial force of the beam at beam-to-column connection (Sabelli and Bruneau 2006). To calculate the reduced value of M_{pr} , one should refer to chapter H of AISC 2005b.

2.5. VBE design

Axial force of column is as follows:

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_u \quad (11)$$

The first term in the above equation, represents the effect of axial force due to web plates. The second term is the total shear forces caused by the earthquake in all the beams above the considered column. Therefore, the equation 11 can be rewritten as follows: