

جدول (۴-۵): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی-اجزای سازه‌ی فولادی

معیارهای پذیرش <sup>۲و۱</sup>					پارامترهای مدل‌سازی <sup>۲و۱</sup>			جزء/ تلاش
تغییر شکل خمیری					نسبت تنش پس‌ماند	تغییر شکل خمیری		
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضا		a	b	
CP	LS	CP	LS	IO	c			
$7 \Delta_T$	$6 \Delta_T$	$5 \Delta_T$	$3 \Delta_T$	$0.25 \Delta_T$	۱/۰	$7 \Delta_T$	$5 \Delta_T$	تیرها و ستون‌ها در کشش (به استثنای تیروستون‌های EBF)
<b>مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندی EBF)</b>								
$8.0 \Delta_C$	$7.0 \Delta_C$	$7.0 \Delta_C$	$5.0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$9 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	الف: زوج نبشی کمانش داخل صفحه
$7.0 \Delta_C$	$6.0 \Delta_C$	$6.0 \Delta_C$	$4.0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$8 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ب: زوج نبشی کمانش خارج صفحه
$8.0 \Delta_C$	$7.0 \Delta_C$	$7.0 \Delta_C$	$5.0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$8 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	پ: مقاطع Z یا I
$8.0 \Delta_C$	$7.0 \Delta_C$	$7.0 \Delta_C$	$5.0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$9 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ت: زوج ناودانی کمانش داخل صفحه
$7.0 \Delta_C$	$6.0 \Delta_C$	$6.0 \Delta_C$	$4.0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$8 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ث: زوج ناودانی کمانش خارج صفحه
$7.0 \Delta_C$	$6.0 \Delta_C$	$6.0 \Delta_C$	$4.0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$7 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ج: مقاطع تو خالی پرشده با بتن
ح: مقاطع قوطی نورد سرد								
$7 \Delta_C$	$6 \Delta_C$	$6 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۴	$7 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{750}{\sqrt{F_y}}$
$3 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$1 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$3 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								۳: $\frac{750}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
ح: مقاطع لوله‌ای شکل								
$8 \Delta_C$	$5 \Delta_C$	$6 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۴	$9 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
$3 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$1 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	۰/۲	$3 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								۳: $\frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
$13 \Delta_T$	$11 \Delta_T$	$9 \Delta_T$	$7 \Delta_T$	$0.25 \Delta_T$	۰/۸	$14 \Delta_T$	$11 \Delta_T$	مهاربند کششی (به استثنای مهاربندی‌های EBF)

۱-  $\Delta_C$  تغییر شکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.۲-  $\Delta_T$  تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهدگی مورد انتظار) می‌باشد.

ادامه‌ی جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی - اجزای سازه فولادی

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل‌سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی <sup>۱۴</sup>		کلیه‌ی اعضا		c	b	
CP	LS	CP	LS	IO				
								ورق انتهایی پیچ‌شده
۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۲۸	۰/۰۱۰	۰/۸	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	الف: تسلیم ورق انتهایی
۰/۰۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰	۰/۰۰۸	۰/۸	۰/۰۲۴	۰/۰۱۸	ب: تسلیم پیچ‌ها
۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۸	۰/۰۱۸	۰/۰۱۲	پ: تسلیم جوش
								تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین <sup>۹</sup>
۰/۰۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰	۰/۰۰۵	۰/۸	۰/۰۳۵	۰/۰۱۸	الف: شکست دال مسلح
۰/۰۳۵	۰/۰۲۵	۰/۰۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۰۸	۰/۴	۰/۰۴۲	۰/۰۳۶	ب: تسلیم موضعی بال و لهدگی جان ستون
۰/۰۳۵	۰/۰۲۵	۰/۰۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۰۸	۰/۲	۰/۰۴۲	۰/۰۳۶	پ: تسلیم بال پایینی نبشی
۰/۰۱۸	۰/۰۱۳	۰/۰۱۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۵	۰/۸	۰/۰۲۲	۰/۰۱۵	ت: تسلیم کششی پیچ و پرچ در بال ستون
۰/۰۲۳	۰/۰۱۸	۰/۰۱۸	۰/۰۱۳	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۲	ث: تسلیم برشی اتصالات بال تیر
۰/۱۵-	۰/۱۱۲۵-	----	----	۰/۰۰۷۳-	۰/۲	۰/۱۵-	۰/۰۲۹-	اتصال برشی با دال <sup>۸</sup>
۰/۰۰۰۱۴ d <sub>bg</sub>	۰/۰۰۰۱۱ d <sub>bg</sub>			۰/۰۰۰۰۴ d		۰/۰۰۰۱۴ d <sub>bg</sub>	۰/۰۰۰۰۸ d <sub>bg</sub>	
۰/۱۵-	۰/۱۱۲۵-	----	----	۰/۰۳۷۵-	۰/۲	۰/۱۵-	۰/۱۵-	اتصال برشی بدون دال <sup>۸</sup>
۰/۰۰۰۱۴ d <sub>bg</sub>	۰/۰۰۰۱۱ d <sub>bg</sub>			۰/۰۰۰۳۵ d		۰/۰۰۰۱۴ d <sub>bg</sub>	۰/۰۰۰۱۴ d <sub>bg</sub>	
								تیر پیوند EBF <sup>۱۰، ۱۱</sup>
۰/۱۶	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۰۵	۰/۸	۰/۱۷	۰/۱۵	الف: $e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$
مشابه با مقادیر در تیرها								ب: $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
۱۵ θ <sub>y</sub>	۱۳ θ <sub>y</sub>	۱۳ θ <sub>y</sub>	۱۰ θ <sub>y</sub>	۰/۵ θ <sub>y</sub>	۰/۷	۱۶ θ <sub>y</sub>	۱۴ θ <sub>y</sub>	دیوارهای برشی فولادی <sup>۱۳</sup>

۱- ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهارشده می‌توانند براساس ماکزیم نیروی متحمل در اعضای متصل شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا

مربع شکل نسبت  $\frac{b_f}{2t_f}$  با نسبت  $\frac{b}{t}$  و عدد ۴۲۰ با عدد ۹۲۰ و همچنین عدد ۵۴۵ با عدد ۱۵۹۰ جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت  $\frac{h}{t_w}$  نیز حذف شود.

۲- ستون‌های با نسبت  $\frac{P}{P_{CL}} > 0.5$  کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.

$$۳- \text{چرخش خمیری} = 10(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y$$

$$۴- \text{چرخش خمیری} = 15(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y$$

$$۵- \text{چرخش خمیری} = 7(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y$$

$$۶- \text{چرخش خمیری} = 12(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y$$

**Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components**

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
	a	b		IO	Primary		Secondary	
			LS		CP	LS	CP	
<b>Beams—flexure</b>								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 <sub>y</sub>	110 <sub>y</sub>	0.6	10 <sub>y</sub>	60 <sub>y</sub>	80 <sub>y</sub>	90 <sub>y</sub>	110 <sub>y</sub>
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 <sub>y</sub>	60 <sub>y</sub>	0.2	0.250 <sub>y</sub>	20 <sub>y</sub>	30 <sub>y</sub>	30 <sub>y</sub>	40 <sub>y</sub>
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							
<b>Columns—flexure<sup>2,7</sup></b>								
For $P/P_{CL} < 0.20$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 <sub>y</sub>	110 <sub>y</sub>	0.6	10 <sub>y</sub>	60 <sub>y</sub>	80 <sub>y</sub>	90 <sub>y</sub>	110 <sub>y</sub>
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 <sub>y</sub>	60 <sub>y</sub>	0.2	0.250 <sub>y</sub>	20 <sub>y</sub>	30 <sub>y</sub>	30 <sub>y</sub>	40 <sub>y</sub>
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

**Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components (continued)**

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
	a	b		IO	Primary		Secondary	
			LS		CP	LS	CP	
For $0.2 < P/P_{CL} < 0.50$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	__ <sup>3</sup>	__ <sup>4</sup>	0.2	0.25 $\theta_y$	__ <sup>5</sup>	__ <sup>3</sup>	__ <sup>6</sup>	__ <sup>4</sup>
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 $\theta_y$	1.5 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	0.5 $\theta_y$	0.8 $\theta_y$	1.2 $\theta_y$	1.2 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							
<b>Column Panel Zones</b>	12 $\theta_y$	12 $\theta_y$	1.0	1 $\theta_y$	8 $\theta_y$	11 $\theta_y$	12 $\theta_y$	12 $\theta_y$
<b>Fully Restrained Moment Connections<sup>13</sup></b>								
WUF <sup>12</sup>	0.051-0.0013d	0.043-0.0006d	0.2	0.0128-0.0003d	0.0337-0.0009d	0.0284-0.0004d	0.0323-0.0005d	0.043-0.0006d
Bottom haunch in WUF with slab	0.026	0.036	0.2	0.0065	0.0172	0.0238	0.0270	0.036
Bottom haunch in WUF without slab	0.018	0.023	0.2	0.0045	0.0119	0.0152	0.0180	0.023
Welded cover plate in WUF <sup>12</sup>	0.056-0.0011d	0.056-0.0011d	0.2	0.0140-0.0003d	0.0319-0.0006d	0.0426-0.0008d	0.0420-0.0008d	0.056-0.0011d
Improved WUF-bolted web <sup>12</sup>	0.021-0.0003d	0.050-0.0006d	0.2	0.0053-0.0001d	0.0139-0.0002d	0.0210-0.0003d	0.0375-0.0005d	0.050-0.0006d
Improved WUF-welded web	0.041	0.054	0.2	0.0103	0.0312	0.0410	0.0410	0.054
Free flange <sup>12</sup>	0.067-0.0012d	0.094-0.0016d	0.2	0.0168-0.0003d	0.0509-0.0009d	0.0670-0.0012d	0.0705-0.0012d	0.094-0.0016d
Reduced beam section <sup>12</sup>	0.050-0.0003d	0.070-0.0003d	0.2	0.0125-0.0001d	0.0380-0.0002d	0.0500-0.0003d	0.0525-0.0002d	0.07-0.0003d
Welded flange plates								
a. Flange plate net section	0.03	0.06	0.2	0.0075	0.0228	0.0300	0.0450	0.06
b. Other limit states	force-controlled							
Welded bottom haunch	0.027	0.047	0.2	0.0068	0.0205	0.0270	0.0353	0.047
Welded top and bottom haunches	0.028	0.048	0.2	0.0070	0.0213	0.0280	0.0360	0.048
Welded cover-plated flanges	0.031	0.031	0.2	0.0078	0.0177	0.0236	0.0233	0.031

### ۳-۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید به محدودیت‌های اشاره شده در بخش (۳-۲) توجه شود. فرضیات اساسی در این روش عبارتند از:

۱- رفتار مصالح خطی است؛

۲- بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است؛

۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر با ضریبی از وزن ساختمان است.

در این روش، نیروی جانبی ناشی از زلزله به گونه‌ای انتخاب می‌شود که برش پایه‌ی حاصل از آن برابر نیروی برش مطابق رابطه (۳-۶) شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله‌ی سطح خطر موردنظر پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارد شده، سازه به‌طور خطی رفتار کند، نیروهای به‌دست‌آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش‌بینی شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (۳-۴-۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌شود.

### ۳-۳-۱-۱- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

زمان تناوب اصلی نوسان باید به یکی از دو روش زیر برآورد شود:

۱- استفاده از روش‌های تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می‌باشد؛

۲- استفاده از روش‌های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه‌گیری‌های انجام شده در ساختمان‌های موجود می‌باشد.

در روش تجربی زمان تناوب اصلی نوسان برحسب ثابتهای برای ساختمان با سیستم سازه‌ای مختلف از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$T = \alpha H^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (۵-۳)$$

که در آن  $H$  ارتفاع ساختمان برحسب متر و  $\alpha$  ضریبی است که برحسب نوع سیستم سازه‌ای ساختمان به شرح زیر انتخاب می‌شود:

$\alpha = ۰/۰۸$	قاب خمشی فولادی
$\alpha = ۰/۰۷$	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای غیرمقارب
$\alpha = ۰/۰۷$	قاب خمشی بتنی
$\alpha = ۰/۰۵$	سایر سیستم‌های سازه‌ای (به جز ساختمان‌های بنایی)

### ۳-۳-۱-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله ( $V$ ) به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان ( $W$ ) محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۶-۳)$$

که در آن:

$W$ : وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده‌ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (۲-۲) استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد؛

$S_a$ : شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی  $T$  است که براساس بخش (۱-۶) این دستورالعمل تعیین می‌شود؛

$C_1$ : ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم است که به یکی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

۱- با استفاده از روابط (۱۵-۳) و (۱۶-۳) با جایگزینی برش پایه‌ی نظیر حد رفتار ارتجاعی سازه به جای  $V_Y$ .

۲- با استفاده از رابطه‌ی (۷-۳) در صورتی که نسبت مقاومت  $R$  مطابق رابطه‌ی (۱۶-۳) معلوم نباشد.

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad (۷-۳)$$

در این رابطه  $T$  زمان تناوب اصلی سازه است و  $T_s$  زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس بند (۲-۴-۳) استاندارد ۲۸۰۰ ایران به‌دست می‌آید.

در هر صورت مقدار  $C_1$  نباید از ۱ کم‌تر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود.

$C_2$ : اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها وارد می‌کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود.

$C_3$ : برای اعمال اثرات  $P - \Delta$  با رفتار غیرخطی مصالح، بر تغییرمکان‌ها بوده و از روابط (۸-۳) یا (۹-۳) محاسبه می‌شود.

$$\theta < 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0 \quad (۸-۳)$$

$$\theta > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + 5 \frac{\theta - 0.1}{T} \quad (۹-۳)$$

در این رابطه،  $\theta$  بزرگ‌ترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است که با استفاده از بند (۳-۲-۵) و با سعی و خطا تعیین می‌شود و  $C_m$  برای اعمال اثر مودهای بالاتر بوده و مطابق جدول (۱-۳) تعیین می‌شود.

جدول (۱-۳): مقادیر ضریب  $C_m$

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای متقارب یا غیرمتقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش‌تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

### ۳-۳-۱-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان برحسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات عبارت است از:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۱۰-۳)$$

که در آن  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی  $i$ -ام،  $W_i$  وزن طبقه‌ی  $i$ -ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه‌ی  $i$ -ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد

۲۸۰۰ ایران است و مقدار  $k$  برابر است با:

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۱۱-۳)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه  $[T \leq 0.5]$  مقدار  $k$  برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه  $[T \geq 2.5]$  مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می‌شود.

### ۳-۱-۳-۳- توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۰) برآورد می‌شود باید برحسب توزیع وزن در آن طبقه و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی توزیع شود.

### ۳-۱-۳-۳- دیافراگم

دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی  $F_{pi}$  مطابق رابطه‌ی (۳-۱۲) طراحی شوند.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i \quad (۱۲-۳)$$

که در آن  $F_j$  و  $W_j$  مطابق بند (۳-۱-۳-۳) تعریف می‌شوند. و  $W_i$  وزن دیافراگم مطابق تعریف در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای طبقه‌ی مورد نظر می‌باشد. در دیافراگم‌های نرم نیروی اینرسی متناسب با تغییر شکل جانبی دیافراگم توزیع می‌شود. علاوه بر نیروی اینرسی، دیافراگم‌ها باید برای نیروی اضافی ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی سازه در تراز دیافراگم نیز طراحی شوند. توزیع این نیروها در دیافراگم باید از طریق تحلیل مدل مناسب برای دیافراگم انجام گیرد. دیافراگم‌هایی که تحت نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی قرار می‌گیرند «کنترل‌شونده توسط نیرو» محسوب می‌شوند. اما سایر دیافراگم‌ها مطابق فصل‌های ۵ یا ۶ برحسب مورد «کنترل‌شونده توسط نیرو یا تغییر شکل» محسوب می‌شوند.

### ۳-۳-۲- تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می‌تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی انجام شود. فرضیات خاص این روش در محدوده‌ی رفتار خطی عبارتند از:

۱- رفتار سازه را می‌توان به صورت ترکیب خطی از حالت‌های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود.

۲- زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است.

در این روش، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله‌ی سطح‌خطر مورد نظر در ضرایبی مطابق بند (۳-۲-۳-۴) ضرب می‌شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگ‌تر از نیروهای قابل تحمل در سازه برآورد می‌شوند. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (۳-۴-۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌شود. محدودیت‌های استفاده از این روش در بخش (۳-۲) این دستورالعمل آمده است.

جدول (۵-۳): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی - اجزای سازه‌ی فولادی

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل‌سازی			جزء/ تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی <sup>۱۴</sup>		کلیه‌ی اعضا		c	b	
CP	LS	CP	LS	IO				
<b>تیرها - در خمش</b>								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	۰/۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰/۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل					ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$			
<b>ستون‌ها - در خمش<sup>۱۵</sup></b>								
برای $P/P_{CL} \leq 0.15$								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	۰/۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰/۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل					ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$			
برای $0.15 < P/P_{CL} \leq 0.50$								
_____	_____	_____	_____	$0.25\theta_y$	۰/۲	_____	_____	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$1/2\theta_y$	$1/2\theta_y$	$1/8\theta_y$	$1/5\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰/۲	$1/5\theta_y$	$\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل					ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$			
$12\theta_y$	$12\theta_y$	$11\theta_y$	$8\theta_y$	$\theta_y$	۱/۰	$12\theta_y$	$12\theta_y$	<b>چشمه‌ی اتصال</b>
<b>اتصالات صلب<sup>۱۶</sup></b>								
۰/۰۴۳-	۰/۰۳۲۳-	۰/۰۲۸۴-	۰/۰۳۲۷-	۰/۰۱۲۸-	۰/۲	۰/۰۴۳-	۰/۰۵۱-	اتصال مستقیم <sup>۸</sup>
۰/۰۰۰۲۴d	۰/۰۰۰۲d	۰/۰۰۰۱۶d	۰/۰۰۰۳۵d	۰/۰۰۰۱۲d		۰/۰۰۰۲۴d	۰/۰۰۰۵۱d	
۰/۰۳۶	۰/۰۲۷۰	۰/۰۲۳۸	۰/۰۱۷۲	۰/۰۰۶۵	۰/۲	۰/۰۳۶	۰/۰۲۶	ماهیچه جوش شده به اتصال مستقیم با دال
۰/۰۲۳	۰/۰۱۸۰	۰/۰۱۵۲	۰/۰۱۱۹	۰/۰۰۴۵	۰/۲	۰/۰۲۳	۰/۰۱۸	ماهیچه جوش شده به اتصال مستقیم بدون دال
۰/۰۵۰-	۰/۰۴۲-	۰/۰۴۲۶-	۰/۰۳۱۹-	۰/۰۱۴۰-	۰/۲	۰/۰۵۶-	۰/۰۵۶-	ورق جوش شده با اتصال مستقیم <sup>۸</sup>
۰/۰۰۰۴۳d	۰/۰۰۰۳۱d	۰/۰۰۰۳۱d	۰/۰۰۰۲۴d	۰/۰۰۰۱۲d		۰/۰۰۰۴۳d	۰/۰۰۰۴۳d	
۰/۰۵۰-	۰/۰۲۷۵-	۰/۰۲۱۰-	۰/۰۱۳۹-	۰/۰۰۵۳-	۰/۲	۰/۰۵۰-	۰/۰۲۱-	اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان پیچ شده <sup>۸</sup>
۰/۰۰۰۲۴d	۰/۰۰۰۲d	۰/۰۰۰۱۲d	۰/۰۰۰۰۸d	۰/۰۰۰۰۴d		۰/۰۰۰۲۴d	۰/۰۰۰۱۲d	
۰/۰۵۴	۰/۰۴۱۰	۰/۰۴۱۰	۰/۰۳۱۲	۰/۰۱۰۳	۰/۲	۰/۰۵۴	۰/۰۴۱	اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان جوش شده