

وبینار بررسی ضوابط فنی و ملاحظات ایمنی در ساختمانهای جدید و موجود شهری

سازمان نظام مهندسی ساختمان  
استان آذربایجان شرقی

مسعود حسین زاده اصل  
عضو هیات علمی دانشکده عمران دانشگاه تبریز  
عضو کارگروه تحلیل استاندارد ۲۸۰۰

## فهرست مطالب

۱	نکات طراحی لرزه ای راه پله
۱	طراحی لرزه ای خرپشته
۲	بار مربوط به تیغه بندی
۴	دوره تناوب تحلیلی در امتداد $X$ و $Y$
۵	جزئیات میلگرد گذاری چشمه اتصال
۱۰	مهار یک در میان میلگردهای طولی ستون در چشمه اتصال
۱۱	طول مهار قلاب دار
۲۲	فاصله ساقها در عرض مقطع تیرها
۲۴	کنترل خیز در دهانه های بلند
۲۶	برش عمود بر صفحه دیوار حائل

**استاندارد ۲۸۰+۰۵**

**پ ۶-۱- ضوابط اجزای غیرسازه‌ای معماری**

**پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای**

**پ ۶-۱-۴-۷- راه پله‌ها**

پله‌ها برای تخلیه ساکنان پس از وقوع زلزله مورد نیاز بوده و حفظ عملکرد آنها پس از زلزله از اولویت بالایی برخوردار می‌باشد. پله‌ها به دو گروه پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشد و پله‌های فرار که جزئی از سازه اصلی ساختمان نمی‌باشد تقسیم می‌شوند.

در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه پله‌ها به قاب سازه‌ای باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن بر اثر این باربری وارد می‌شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزای راه پله شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدل‌سازی شوند. در این خصوص لازم است یکبار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربرجانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد و یکبار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن تأثیر سختی آن، سازه مورد بررسی مجدد قرار گرفته و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

در بند فوق نیز تاکید شده در صورتی که راه پله جداسازی نشود، باید دو مدل مجزا (با راه پله و بدون راه پله) ساخته شود و کفایت سازه در هر دو مدل بررسی شود.

در بند های زیر از ASCE7 توصیه به استفاده از اتصالات با امکان حرکت شده است. برای مثال می توان از اتصالات لغزشی، اتکایی استفاده نمود و یا از سوراخ های لوبیایی استفاده نمود. این توصیه ها مربوط به Egress Stairs (پله های فرار) و رمپ ها می باشد.

:ASCE7-2016

## CHAPTER 13

### SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR NONSTRUCTURAL COMPONENTS

#### 13.1 GENERAL

**13.1.3 Component Importance Factor.** All components shall be assigned a component Importance Factor as indicated in this section. The component Importance Factor,  $I_p$ , shall be taken as 1.5 if any of the following conditions apply:

1. The component is required to function for life-safety purposes after an earthquake, including fire protection sprinkler systems and egress stairways.

**13.5.10 Egress Stairs and Ramps.** Egress stairs and ramps not part of the seismic force-resisting system of the structure to which they are attached shall be detailed to accommodate the seismic relative displacements,  $D_{pl}$ , defined in Section 13.3.2 including diaphragm deformation. The net relative displacement shall be assumed to occur in any horizontal direction. Such elements shall be supported by means of positive and direct structural supports or by mechanical connections and fasteners in accordance with the following requirements:

- a. Sliding connections with slotted or oversize holes, sliding bearing supports with keeper assemblies or end stops, and connections that permit movement by deformation of metal attachments, shall accommodate a displacement  $D_{pl}$ , but not less than 0.5 in. (13 mm), without loss of vertical support or inducement of displacement-related compression forces in the stair.
- b. Sliding bearing supports without keeper assemblies or end stops shall be designed to accommodate a displacement  $1.5D_{pl}$ , but not less than 1.0 in. (25 mm) without loss of vertical support. Breakaway restraints are permitted if their failure does not lead to loss of vertical support.
- c. Metal supports shall be designed with rotation capacity to accommodate seismic relative displacements as defined in item b. The strength of such metal supports shall not be limited by bolt shear, weld fracture, or other brittle modes.
- d. All fasteners and attachments such as bolts, inserts, welds, dowels, and anchors shall be designed for the seismic design forces determined in accordance with Section 13.3.1 with  $R_p$ ,  $a_p$ , and  $\Omega_0$  as given in Table 13.5-1.

**EXCEPTION:** If sliding or ductile connections are not provided to accommodate seismic relative displacements, the stiffness and strength of the stair or ramp structure shall be included in the building structural model of Section 12.7.3, and the stair shall be designed with  $\Omega_0$  corresponding to the seismic force-resisting system but not less than  $2 - 1/2$ .

با توجه به پاراگراف آخر، در صورت عدم جداسازی راه پله:

در یک فایل مجزا (فایل دوم) راه پله و رمپ آن مدلسازی شود.

اجزای راه پله تحت ترکیب بارهای با زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0$ ) طراحی شوند. برای مثال اگر رمپ از نوع دال بتنی باشد، میلگردهای دال بتنی تحت ترکیب بارهای تشدید یافته طراحی شوند.



Design Guide 34

# Steel-Framed Stairway Design

© AISC 2018

## Chapter 3 Stairway Code Requirements

### 3.3 SERVICEABILITY REQUIREMENTS

#### 3.3.2 Seismic Relative Displacements

Stairways in structures located in seismic regions must also consider the difference in lateral movements between adjacent floors or seismic relative displacements due to earthquakes. In the direction parallel to stair stringers, the expected movement or drift may result in axial loads being resisted by the stairway members. In the direction perpendicular to stair stringers, the seismic relative displacements may cause additional horizontal flexure and shear, as well as inducing torsion at the end connections of the stair to the supporting floor system. Slip connections or sliding connections can be utilized to avoid additional forces due to the interstory drift, but these connections must be detailed to accommodate the anticipated seismic relative displacements and possible additional movement.

These elements must be created through connections with positive and direct structural support or by connections and fasteners with the following criteria:

- (a) Sliding connections incorporating a “secured element” utilizing slotted or oversize holes, sliding bearing supports with keeper assembly or end stops, and connections that permit movement by deformation of metal attachments. To ensure proper performance, this connection type must:
- Accommodate the seismic relative displacement,  $D_{pt}$ , or a minimum 0.5 in. in any horizontal direction.
  - Maintain vertical support including after seismic event.
  - No imparted compression forces due to seismic displacement of stairs.

Refer to Figures 6-18 and 6-19 for examples of this type of connection.

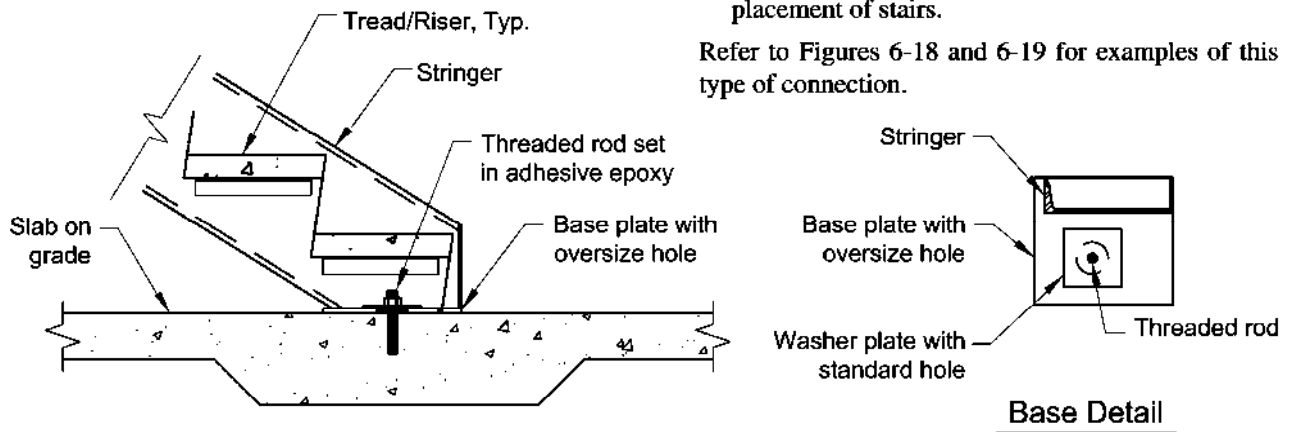


Fig. 6-18. Seismic displacement detail using sliding connection at concrete slab on grade.

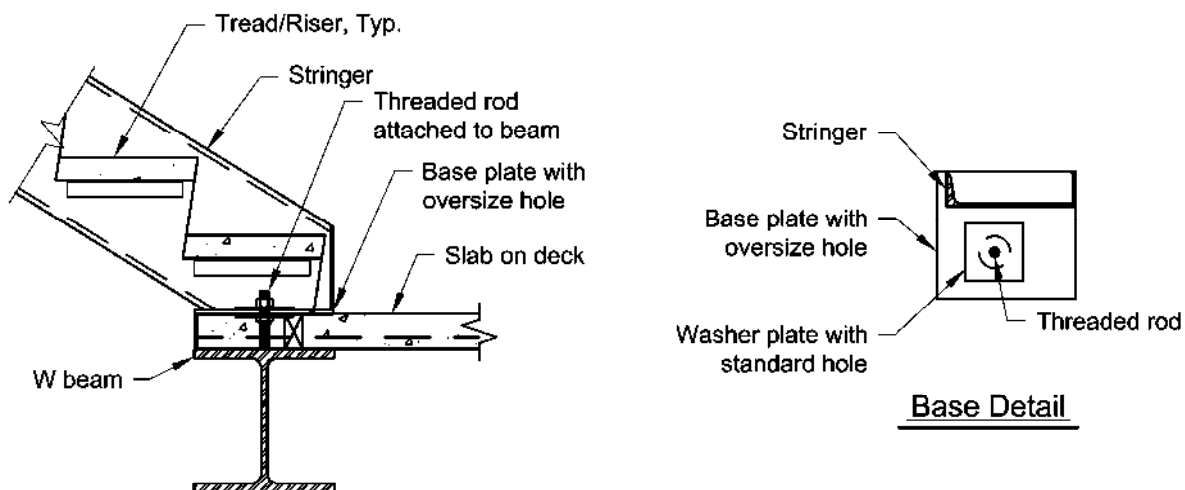


Fig. 6-19. Seismic displacement detail using sliding connection at concrete slab on deck.



## Chapter 3 Stairway Code Requirements

### 3.3 SERVICEABILITY REQUIREMENTS

#### 3.3.2 Seismic Relative Displacements

(b) Sliding connections without a “secured element” (i.e., keeper assembly or end stop). To ensure proper performance, this connection type must:

- Accommodate 1.5 times the seismic relative displacement,  $1.5D_{pl}$ , or a minimum 1.0 in. in any horizontal direction.
- Maintain vertical support, including after seismic event.

Refer to Figure 6-20 for an example of this type of connection.

(c) Supports (connections or frames) designed with rotation capacity to accommodate seismic relative displacements. To ensure proper performance, this system must:

- Accommodate 1.5 times the seismic relative displacement,  $1.5D_{pl}$ , or a minimum 1.0 in. in any horizontal direction.
- Maintain vertical support including after seismic event.
- Not be limited by brittle failure modes (i.e., bolt shear, weld rupture, or other brittle modes).

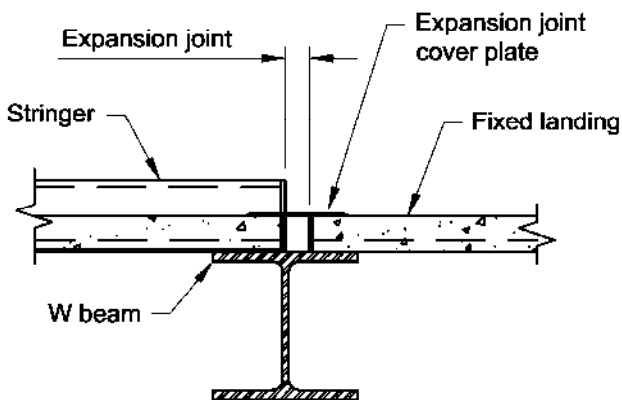


Fig. 6-20. Seismic displacement detail using expansion joint.

When sliding or ductile connections are not provided to accommodate seismic relative displacement, then the stair must be incorporated into the building structural model (refer to ASCE/SEI, Section 12.7.3) with appropriate stiffness and strength for the stairway elements. Careful analysis, design and detailing are required to ensure acceptable performance. The stair must be designed with the overstrength factor for the main structure seismic force-resisting system,  $\Omega_p$ , but not less than  $2\frac{1}{2}$ .

Stairs must also be checked for lateral displacement due to seismic forces to ensure the stair components are within

در بندهای فوق روشهایی جهت جداسازی رمپ پله (فلزی) پیشنهاد شده است و در انتها نیز تاکید شده است اگر راه پله جداسازی نشود، باید اجزای راه پله برای ترکیب بار تشدید یافته طراحی و کنترل شوند.

## 6.3 Architectural Components

### 6.3.8 Stairways

#### 6.3.8.1 Stairways

##### Typical Causes of Damage

- Stairs are primarily damaged by interstory drift, i.e., differential movement of the adjacent floors, because the stairs must accommodate the differential movement. Stair damage is more likely to occur in flexible buildings with larger interstory drift and less likely to occur in stiffer buildings.
  - When stairs are rigidly attached to both floor levels, the stair structure will try to act like a diagonal brace and could be damaged as shown in Figure 6.3.8.1-3.

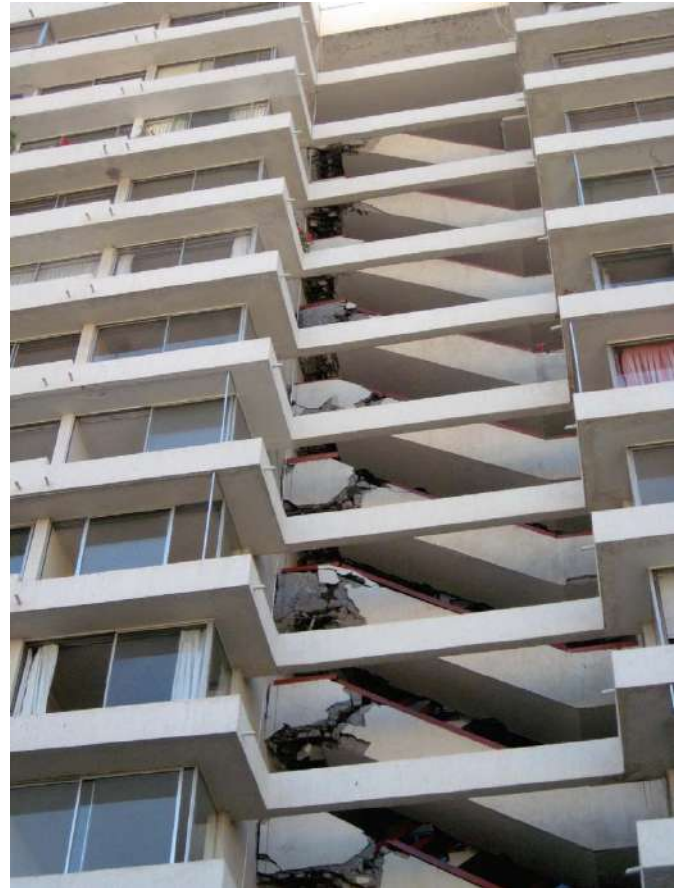


Figure 6.3.8.1-3 Stairs damaged up the full height of this apartment building in Viña del Mar in the 2010 magnitude-8.8 Chile Earthquake (Photo courtesy of Santiago Pujol, Purdue University). The stairs were rigidly attached at adjacent floors and behaved like diagonal braces although they were neither designed nor detailed to function as structural braces.

## Seismic Mitigation Considerations

- Precast connection details in Christchurch, New Zealand often featured sliding joints in "pockets" that allowed only limited movement that tended to put the stair in compression. After stairs were compressed and shortened in one direction, the bearing length was reduced for sliding in the other direction. See Figure 6.3.8.1-6. Sliding joints on stairs can also cause collapse if the bearing length is simply too small. Guidelines in New Zealand recommend providing safe movement for 1.5 x the maximum expected drift.

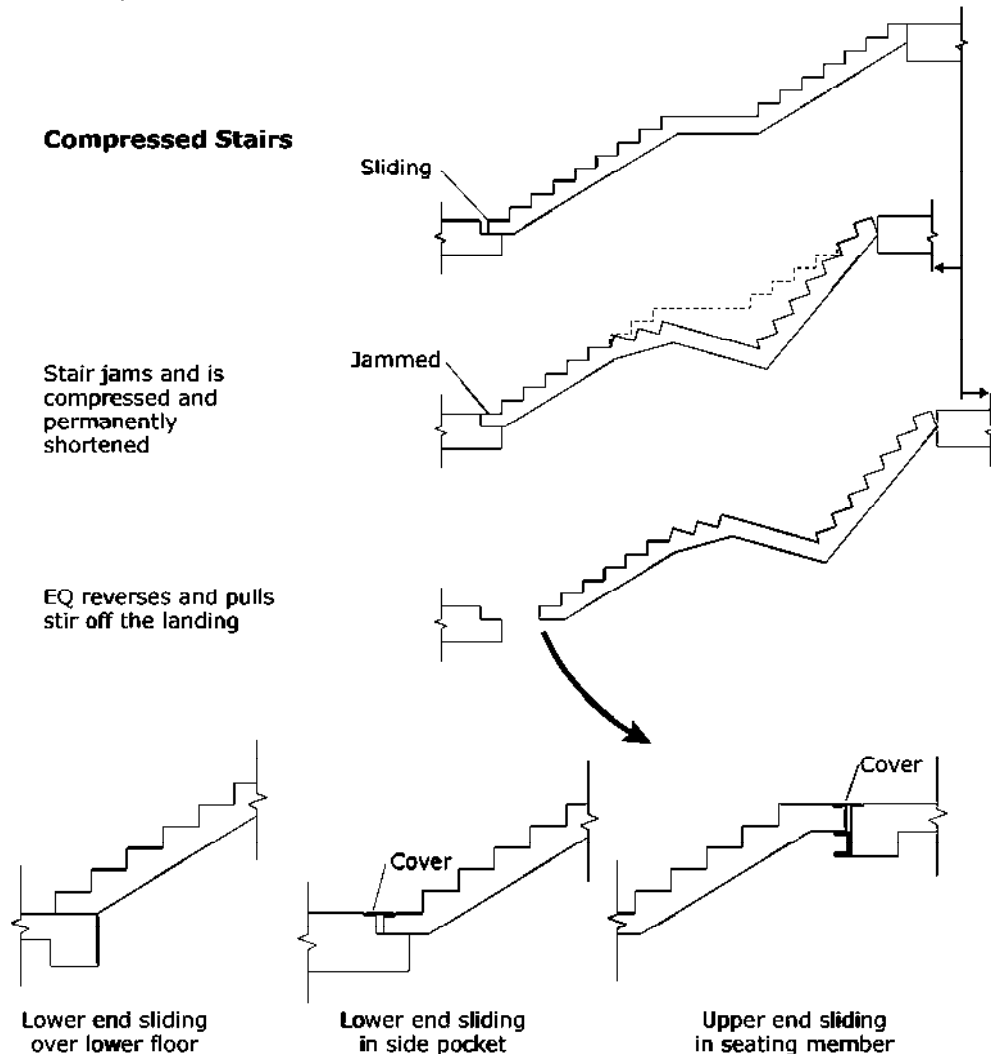


Figure 6.3.8.1-6 Figure showing how inadequate sliding surface can compress and then drop precast stair sections.

در شکل های فوق (FEMA-E74) اشاره شده است که رمپ راه پله را می توان به صورت اتکایی (اتکای رمپ بر روی دال و یا تیر بتنی) اجرا نمود. در این حالت دو حالت اجرا محتمل است:

اتکای رمپ بدون مهار انتهایی

اتکای رمپ همراه با مهار انتهایی آن

رمپ مانند مهار بند ممکن است تحت نیروی فشاری و یا کششی قرار گیرند. اگر رمپ تحت نیروی فشاری قرار گیرد و طبق حالت دوم انتهایی رمپ مهار داشته باشد، ممکن است طول آن (به دلیل تاشدگی و خرابی رمپ) کاهش یابد. در این حالت مطابق شکل فوق در برگشت (کشش) از تکیه گاه رها میشود. بنابراین طول تکیه گاه رمپ باید به اندازه کافی مهیا باشد.



## Seismic Mitigation Considerations

- In order to prevent stairs from behaving like diagonal struts between adjacent floors, the stairs should be detailed with a fixed connection at one floor and a sliding connection at the other that allows movement parallel to the direction of the stair. Movement allowance must be adequate for the maximum possible drift, or connections provided with a fail-safe mechanism to prevent gravity failure. See Figures 6.3.8.1-7 (steel) and 6.3.8.1-8 (wood).

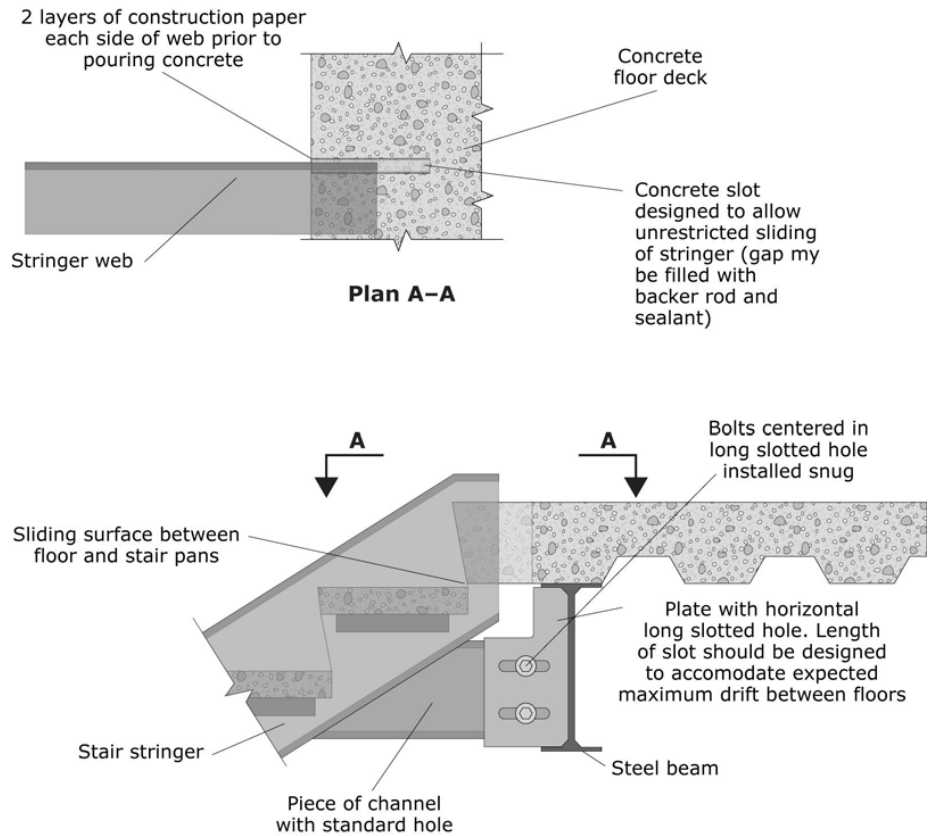


Figure 6.3.8.1-7 Example slip connection for steel stair stringer (ER).

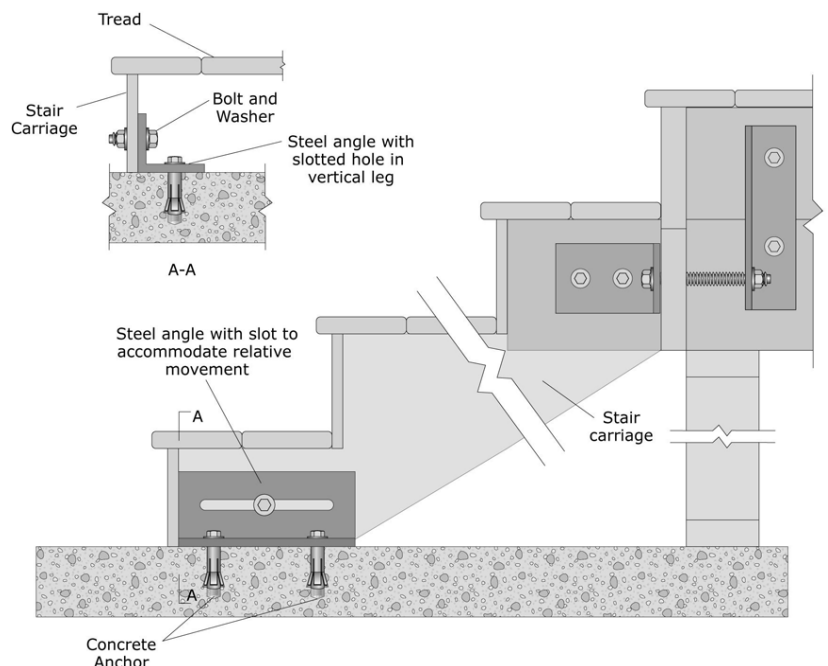
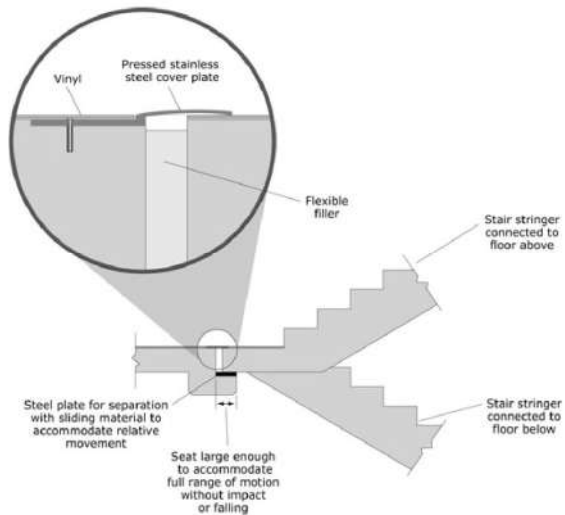


Figure 6.3.8.1-8 Example slip connection for wood stair with single run between floors (ER).

# Stair Mitigation



Seismic Design and Performance of Nonstructural Elements

October/November 2011

# Stair Mitigation



Slotted holes to accommodate interstory drift



Seismic Design and Performance of Nonstructural Elements

October/November 2011

## Damage to Stairs

People being lowered through the windows in the 17-storey Forsyth Barr building due to failure of the stairs in the February 2011 earthquake



Hotel Grand Chancellor's stairwells also disintegrated into rubble

مقاله زیر مربوط به بررسی رفتار رمپ های راه پله با دال بتنی می باشد که بخش هایی از آنرا مفید دانستم.  
 در این مقاله به تغییر ضوابط لرزه ای آیین نامه چین پس از زلزله ۲۰۰۸ اشاره می کند.

# Seismic Performance of Reinforced-Concrete Stairways during the 2008 Wenchuan Earthquake

Bixiong Li<sup>1</sup> and Khalid M. Mosalam, Ph.D., P.E., M.ASCE<sup>2</sup>

JOURNAL OF PERFORMANCE OF CONSTRUCTED FACILITIES © ASCE / NOVEMBER/DECEMBER 2013

## Stairway Structural Design and Analysis

Stairways are usually designed to be integrated rigidly with the main structure; therefore, the stairways strongly interact with the main structure during earthquakes. According to the Chinese seismic code (MOHURD of the People's Republic of China 2001) before 2008, structural analyses of the main structures were carried out without the stairways and earthquake actions were not considered in the structural analyses of the stairways in all types of buildings. RC stairways typically were designed for gravity loads as one continuous, folded, inclined slab or as a monolithic slab-and-beam system supported at the landing. A provision stating that "seismic analysis on the main structure should be carried out including the stair components," was added to the revised Chinese seismic code (MOHURD of the People's Republic of China 2008) after the 2008 Wenchuan earthquake.

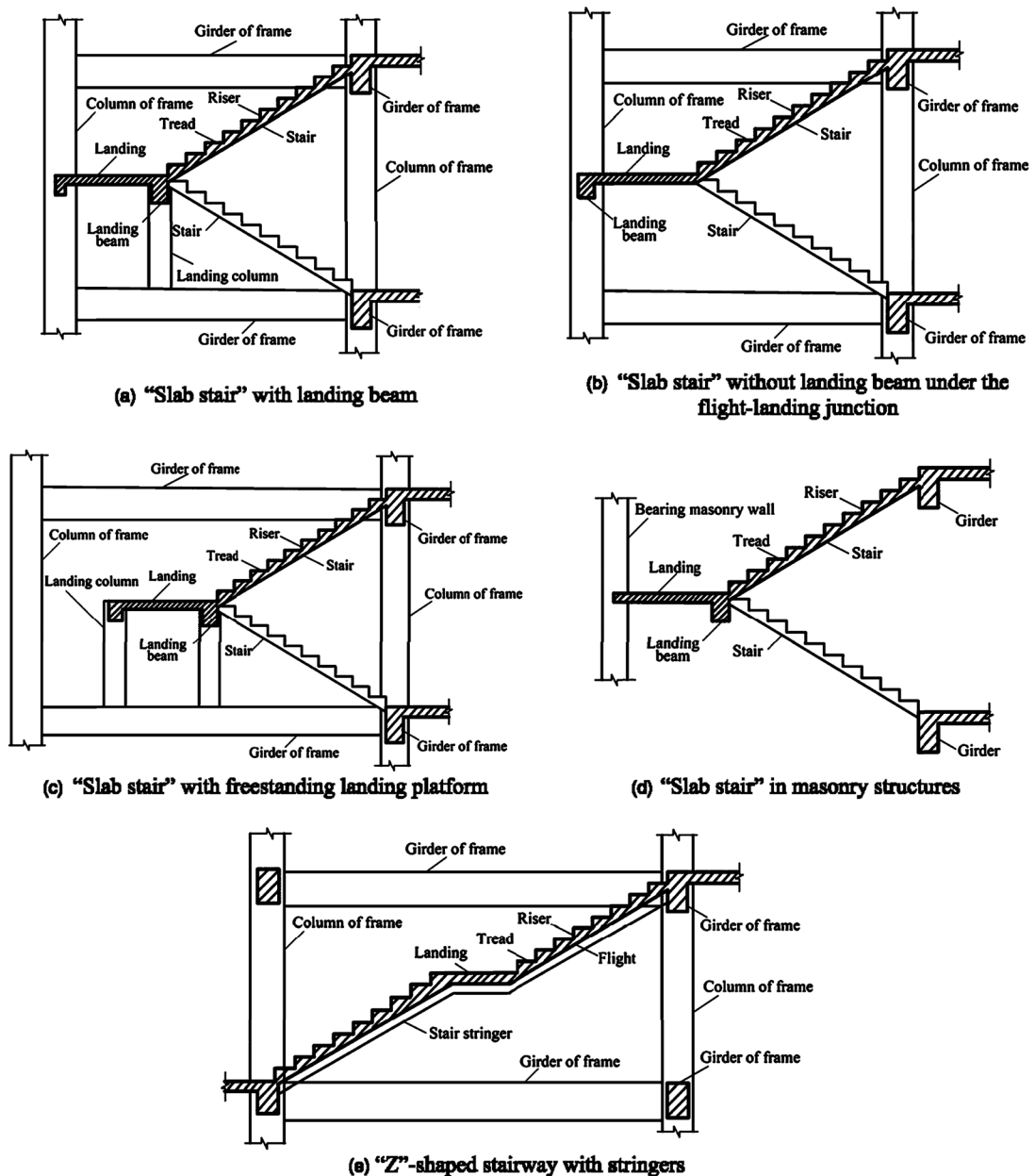


Fig. 1. Typical stairway configurations in Wenchuan earthquake area: (a) slab stair with landing beam; (b) slab stair without landing beam under the flight-landing junction; (c) slab stair with freestanding landing platform; (d) slab stair in masonry structures; (e) Z-shaped stairway with stringers



(a) Shear cracks on two sides of the landing beam



(b) Damage to two sides of the landing beam



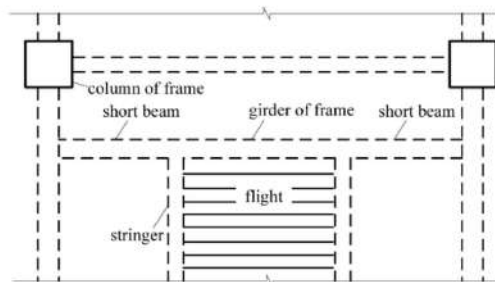
(c) Vertical cracks on two sides of landing beam



(d) Bi-directional shear cracks on "short beam"



(e) Unidirectional shear cracking on "short beam"



(f) Structural plan leading to short beams

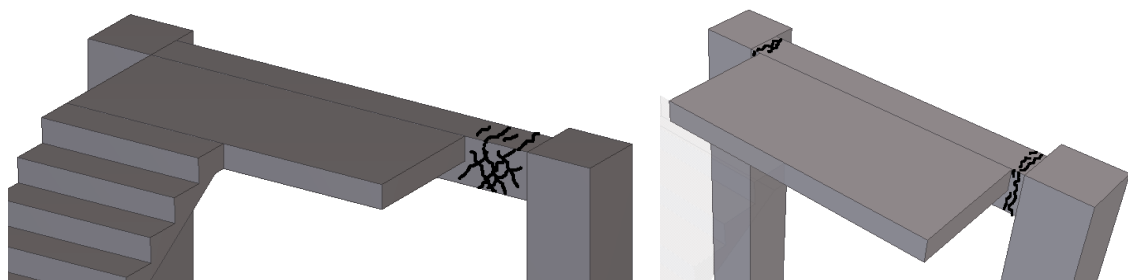
**Fig. 3.** Damage to short beams: (a) shear cracks on two sides of the landing beam; (b) damage to two sides of the landing beam; (c) vertical cracks on two sides of the landing beam; (d) bidirectional shear cracks on short beam; (e) unidirectional shear cracking on short beam; (f) structural plan leading to short beams

In some cases, shear failures concentrated at the two ends of the landing beam, as shown in Figs. 2(c) and 3(a and b). Vertical cracks at the two ends of the landing beam were detected [Fig. 3(c)]. This type of damage is attributed to insufficient anchorage length of reinforcing bars in the joints.

In some cases, short beams were formed in the main structure owing to the layout of the stairway components, such as the beams in Figs. 3(d and e).

Inclined stringers provided vertical and horizontal restraints to the beams at the intermediate location of the stringers leading to short beams. No cracks were observed in other beams of this floor away from the stairway (i.e., the cracks that developed in the beams supporting the stairway were owing to the effect of the stairway itself).

به دو شکل زیر توجه کنید. این دو شکل اهمیت مدل‌سازی رمپ پله و بررسی برش در تیرهای نگهدارنده رمپ را نشان می‌دهد. این برش تنها زمانی آشکار می‌شود که رمپ پله در مدل ایتیس ترسیم و سپس برش تیر بررسی شود.





### ***Damage to Beam-Column Joints Adjacent to Stairways***

As mentioned previously, a stairway cast monolithically with the structural frame behaves as a truss, and, because of its rigidity, it attracts large lateral forces. Because of earthquake loads, shear force and torsion concentrate at the beam-column joints of the three-dimensional configuration of the stairway. The beam-column joints around the stairway were damaged more severely than those in other parts of the main structures [Figs. 4(a and b)].



(a) Concrete spalling in slab-column joint



(b) Failure of joints

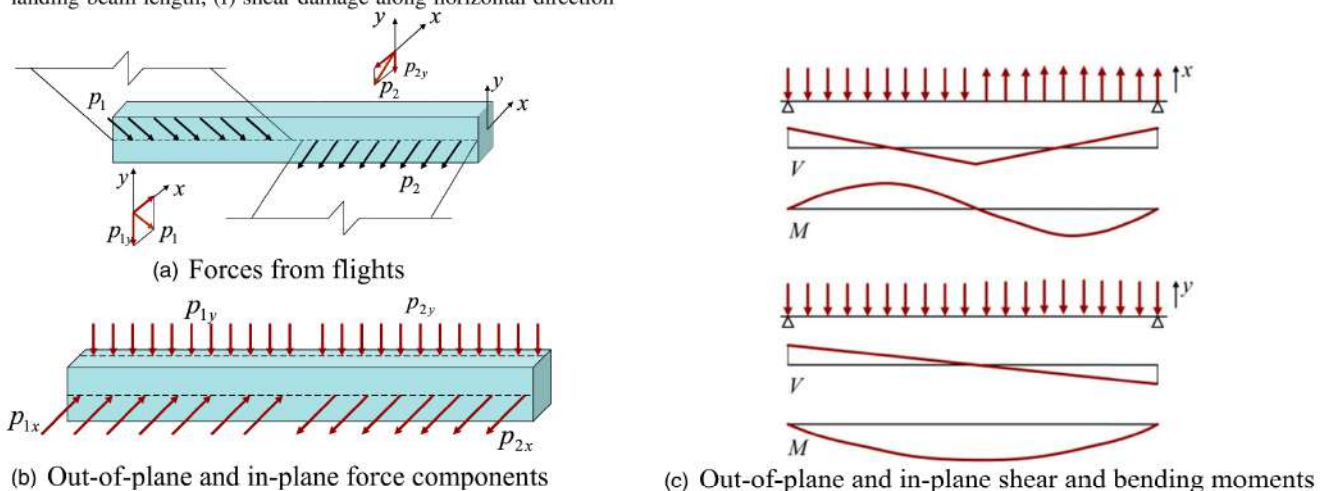
**Fig. 4.** Damage to beam slab-column joints: (a) concrete spalling in slab-column joint; (b) failure of joints

## Damage to Landing Beams or Slabs

Damaged landing beams generally failed in shear at their midspan where the two flights intersecting at the landing beam separated. Fig. 9(a) shows a platform that was broken into two parts where dislocation of about 6 cm in the horizontal direction occurred between the two parts during the earthquake. Fig. 9(b) shows shear damage in the middle of the landing beams where inclined shear cracks can be observed. This type of damage was widespread in the epicenter region of the Wenchuan earthquake. Fig. 9(c) shows shear damage with visible flexural deformation of the landing beam. In some cases, concrete damage started from the bottom face of the landing beam midspan due to horizontal forces caused by the truss behavior of the stairway [Fig. 9(d)]. Spreading of damage and concrete cover spalling of the landing beam along the whole beam length, because of a combination of straining actions, are shown in Fig. 9(e). Observed widely in masonry structures with reinforced-concrete stairways, horizontal shear cracking occurred in the landing beam and spread to the landing slab or along the junction between the landing beam and the landing slab, especially when the landing beam was weak [Fig. 9(f)].



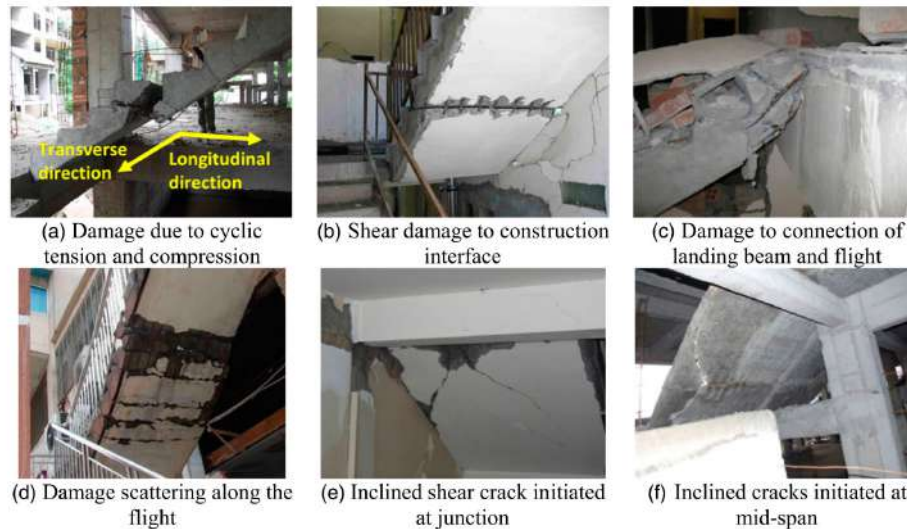
**Fig. 9.** Observed failure of landing beams: (a) 6-cm horizontal displacement in a platform and a landing beam; (b) shear cracking in a landing beam; (c) shear damage and flexure deformation of a landing beam; (d) damage at bottom face of landing beam midspan; (e) significant damage along the whole landing beam length; (f) shear damage along horizontal direction



**Fig. 10.** Interaction between flights and landing beam causing midspan shear failures: (a) forces from flights; (b) out-of-plane and in-plane force components; (c) out-of-plane and in-plane shear and bending moments

## Damage to Stair Flights

Stair flights were vulnerable to seismic actions. Various types of damage were induced by unanticipated stresses in the inclined flights or at the connections to the landing beams. Figs. 12(a–i) show several types of damage due to tension and compression generated by the complex diagonal truss action of the stairway.



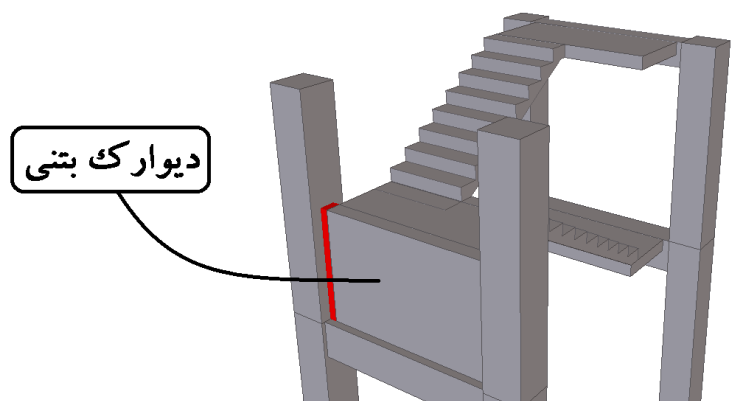
**Fig. 12.** Damage to stair flights: (a) damage due to cyclic tension and compression; (b) shear damage to construction interface; (c) damage to connection of landing beam and flight; (d) damage scattering along the flight; (e) inclined shear crack initiated at junction; (f) inclined cracks initiated at midspan

## Concluding Remarks

Based on the field observations of the seismic performance of various types of RC structures and stairway systems during the 2008 Wenchuan earthquake, the following remarks can be made:

1. The stairways interacted with the primary structure and unanticipated responses that were not considered during the design stage occurred. Damage observed in main structures was due to interactions with stairways and in stairways due to high stiffness and corresponding high force demand, with insufficient strength due to inadequate design.
2. Primary structures have been affected by (a) the formation of short columns because of landings connected at midheight, resulting in brittle shear failure; (b) the formation of short beams because of geometric configurations of stairway components, leading to a significant increase in shear stresses; (c) the formation of high local stresses in the beam-column joints of stairways; and (d) shear cracking of structural enclosure walls.
3. Damage to stairway components included the (a) failure of brittle enclosure materials; (b) cracking of concrete or buckling of reinforcing bars at the middle of the stair flights; (c) shear damage at the horizontal construction joint interfaces; (d) cracking and spalling of concrete cover at the stair flight-landing junction; (e) formation of high local stresses in the landing slab of L-shaped stairways; (f) existence of high local stresses at the middle of landing beams where the two separate connecting flights meet; and (g) disruption of building services due to collapsed stairway.
4. A better understanding of stairway damage mechanisms requires detailed information about the performance of stairways during moderate and strong earthquake shaking. According to the identified response and damage mechanisms, a methodology for the evaluation of stairway contribution to structural response in terms of both overall and local responses should be developed. Eventually, this would lead to the establishment of standard details and designs for various stairway design strategies in codes and specifications. Therefore, better designs of stairways will survive forces and motions from future earthquake shaking.

در ادامه بحث یک سری مدلسازی رمپ پله در نرم افزار انجام دادن که نتایج آنها را جهت آشنایی همکاران قرار میدهم.  
راه پله دو رمپ متصل به دیوارک بتنی



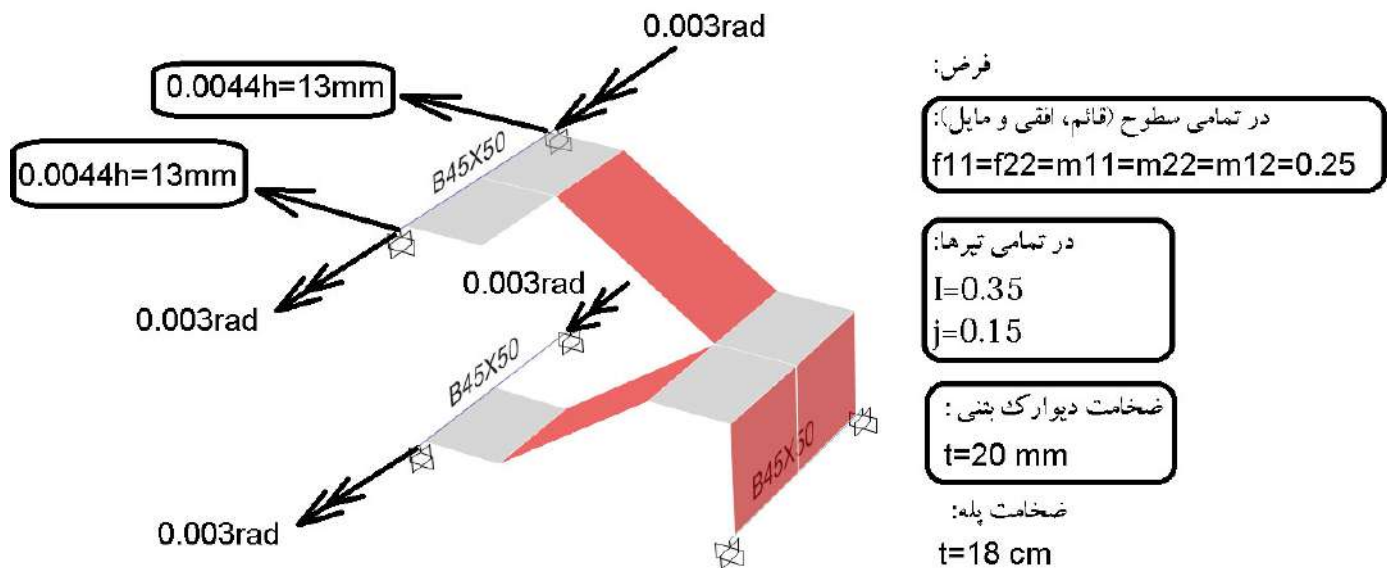
مطابق شکل زیر مدل یک طبقه از راه پله با سختی نشان داده شده مدلسازی گردید.  
بار مرده کف سازی و نیز زنده به ترتیب برابر

$$Dead_{\text{کف سازی}} = 300 \frac{kg}{m^2}$$

$$Live = 500 \frac{kg}{m^2}$$

$$E = 13 \text{ mm}$$

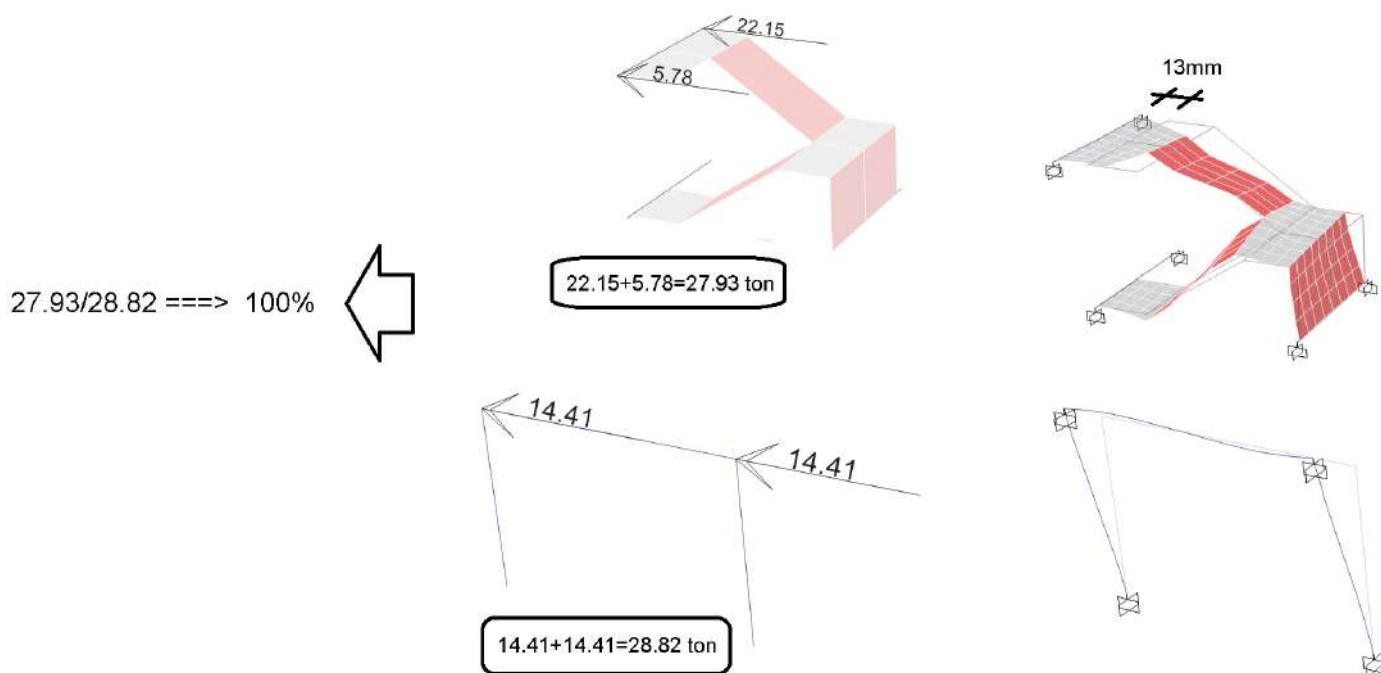
در یک سازه بتنی هفت طبقه دورانها و تغییرمکانها در طبقه ای که دریفت سازه حداکثر مقدار خود را داشت، تغییرمکانها و دوران سازه را استخراج کردم و به رمپ مدلسازی شده اعمال کردم. شکل زیر تغییرمکانهای اعمال شده را نشان میدهد.





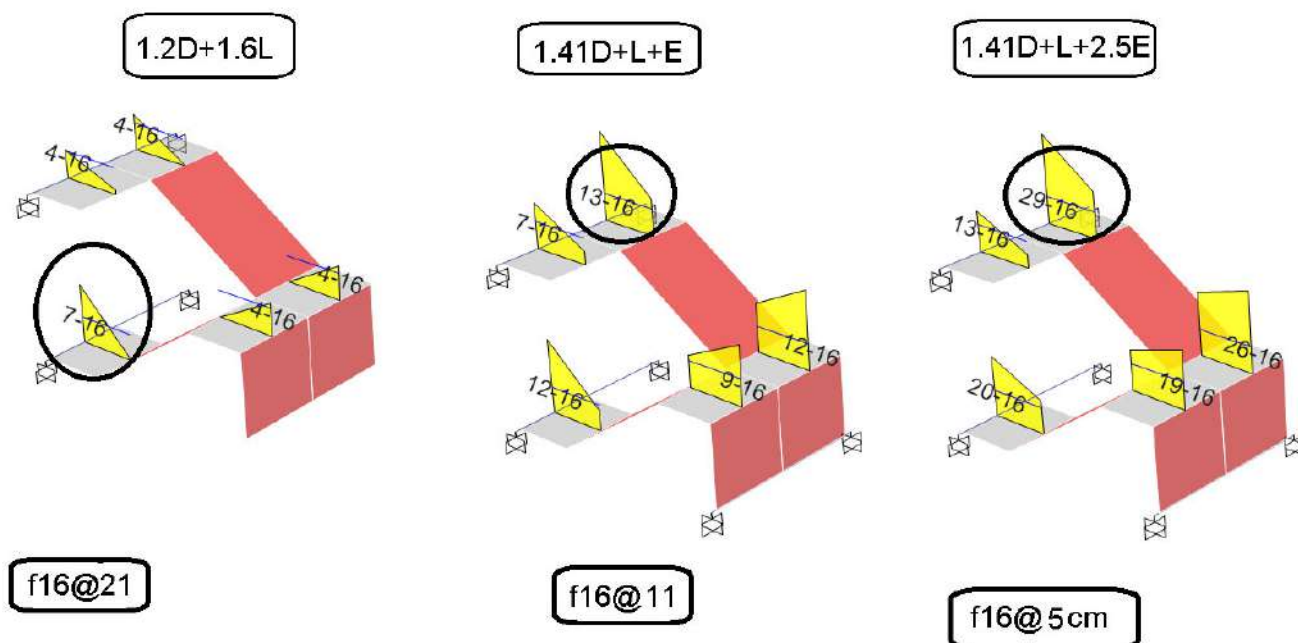
با فرض اینکه در طبقه جابجایی نسبی "خطی" برابر با  $h = \frac{0.02}{4.5} \times 3m = 0.0044 \times 3m = 13 \text{ mm}$  ایجاد شود، نیروی وارد بر راه پله و قاب یک دهانه مطابق شکل زیر خواهد بود.

شکل زیر نشان میدهد اگر جابجایی یکسان به یک رمپ پله اعمال شود و همان جابجایی به یک قاب متعارف (ستون 50x50 و تیر 40x50) اعمال شود، نیروی وارد بر آنها تقریباً با هم برابر خواهد بود. در هر دو مدل حدود ۲۸ تن نیرو اعمال شده است (البته برای رمپ با مشخصات ارائه شده در صفحه قبل)

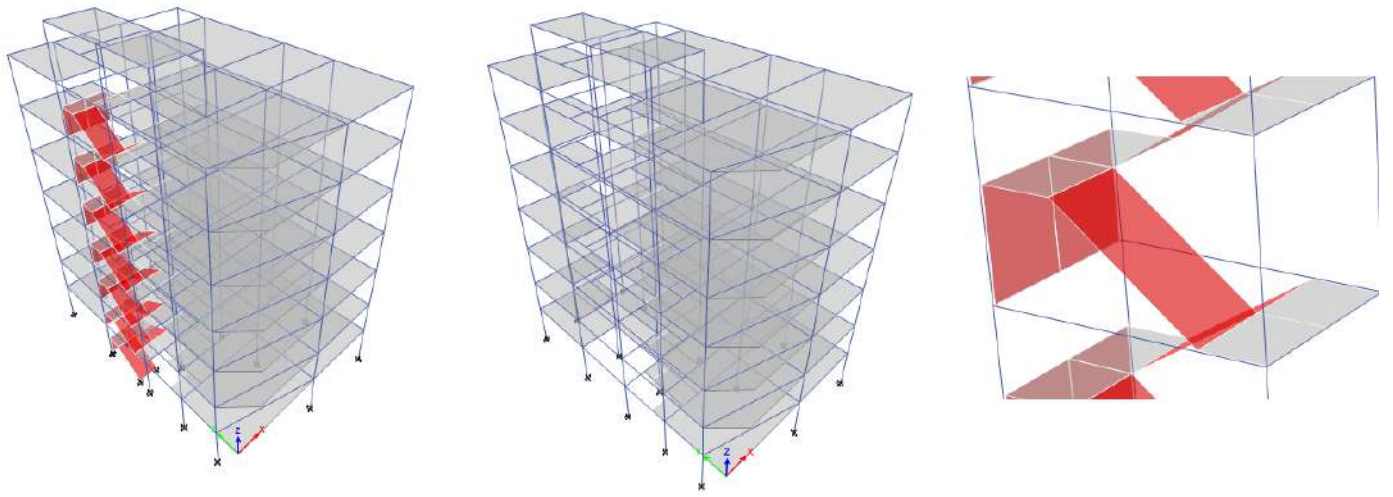


پس نتیجه میشود رمپ پله در این حالت تقریباً معادل یک دهانه قاب خمشی سختی دارد. بنابراین برای مثال اگر پلان یک سازه ای در یک راستا دارای ۱۰ دهانه قاب خمشی باشد، پس از مدل کردن رمپ پله سختی آن به اندازه یک دهانه افزایش میابد (حدود ۱۰ درصد)

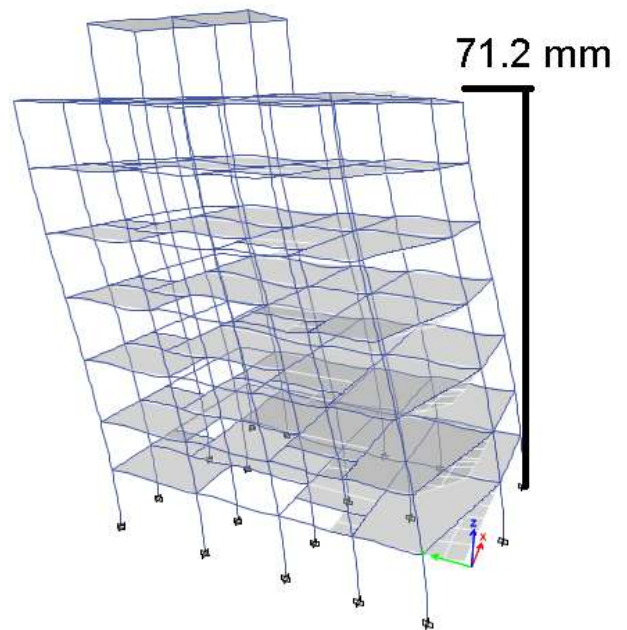
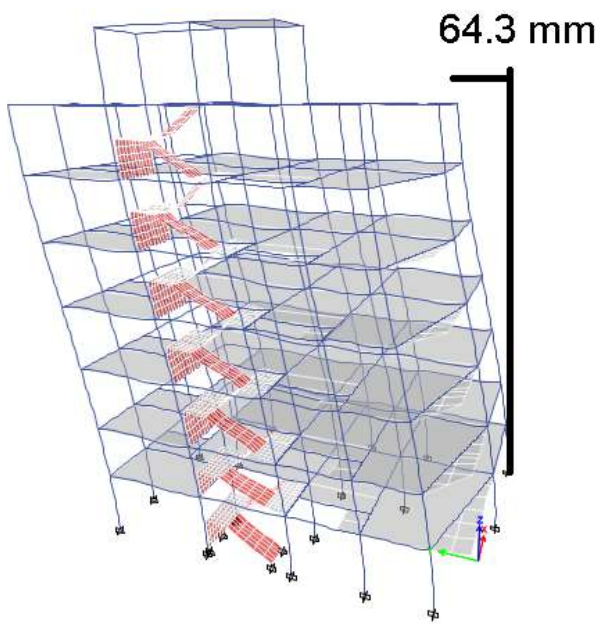
نتایج طراحی خمشی دالها تحت اثر ترکیب بارهای مختلف به صورت زیر می باشد. در حالت سوم (ترکیب بار تشدید یافته) میلگرد خمشی دال بتنی پله حدود  $\phi 15 @ 5 \text{ cm}$  بدست میاید که حجم بسیار بالایی می باشد و در ساخت و ساز رایج چنین حجمی از میلگرد در رمپ پله استفاده نمیشود.



مطابق شکل های زیر دو مدل (با راه پله و بدون راه پله) ساختیم. مقایسه نتایج نشان میدهد که سختی سازه حدود ۱۰ درصد تغییر می کند. و بنابراین اثر آن ناچیز نبوده و نمی توان از مدلسازی راه پله صرف نظر کرد.

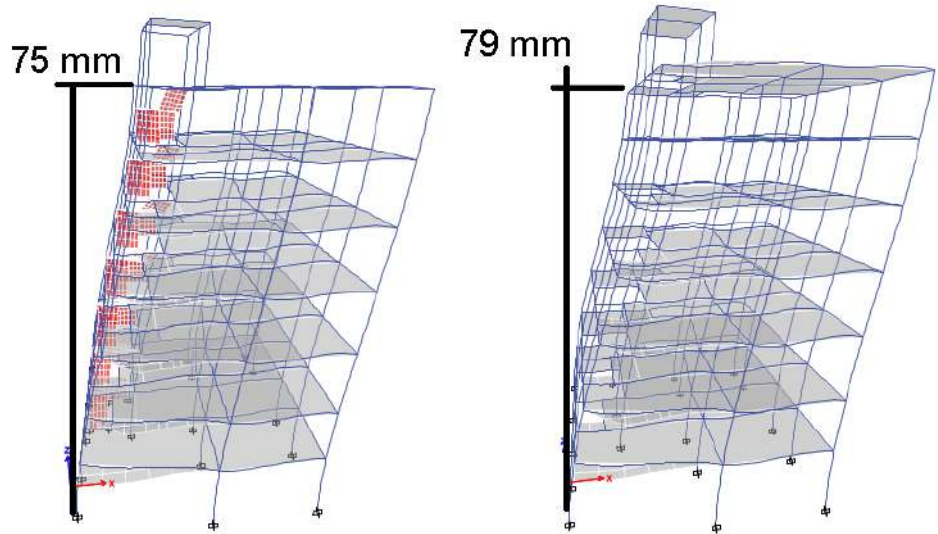


10% کاهش در جابجایی سازه

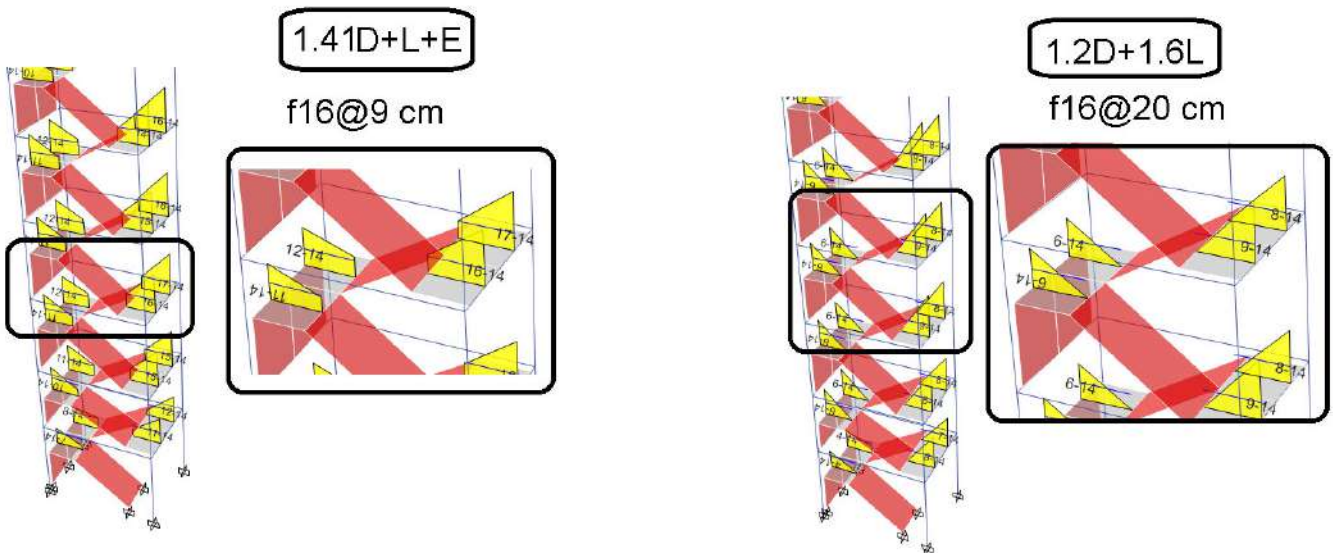


در شکل زیر سختی سازه در راستای عمود بر رمپ پله مقایسه شده است.

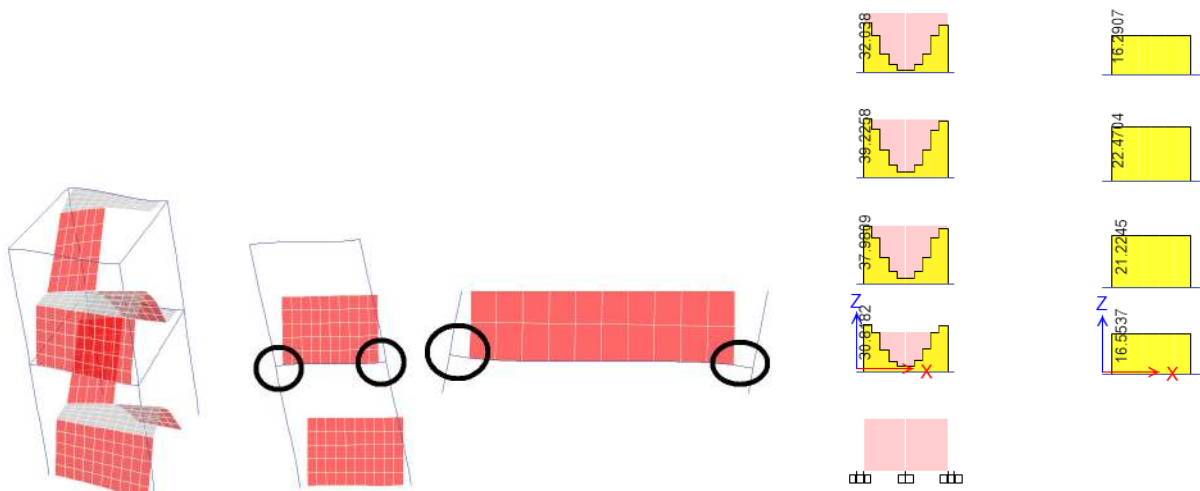
5% کاهش در جابجایی سازه



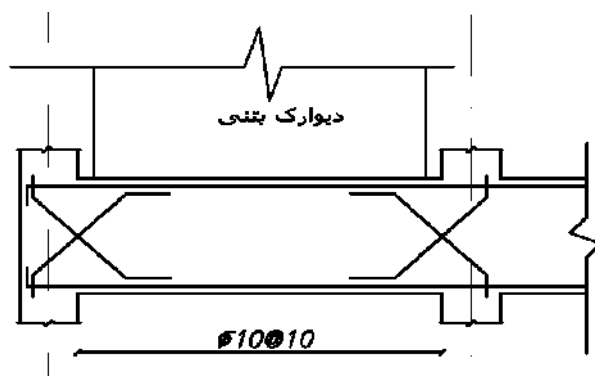
تاثیر رمپ راه پله در این مورد مدل ناچیز نبوده و بنابراین توصیه می شود در این موارد طراح اثر مدلسازی راه پله را منظور کند.



شکل زیر برش در تیر حمل کننده دیوارک برشی را نشان میدهد. برش ناشی از زلزله در این تیر به طور قابل ملاحظه ای افزایش یافته. به طوریکه در تیر بدون دیوار برشی برش حداکثر ناشی از زلزله برابر 22 ton و در همان تیر همراه با دیوار برش به 39 ton افزایش میابد.



با توجه به اینکه راستای ترک برشی به دلیل وجود دیوارک بتنی، تقریباً قائم خواهد بود، توصیه میشود آرماتور برش اصطکاک مطابق شکل زیر بر اساس نیروی برشی تیر محاسبه شود.

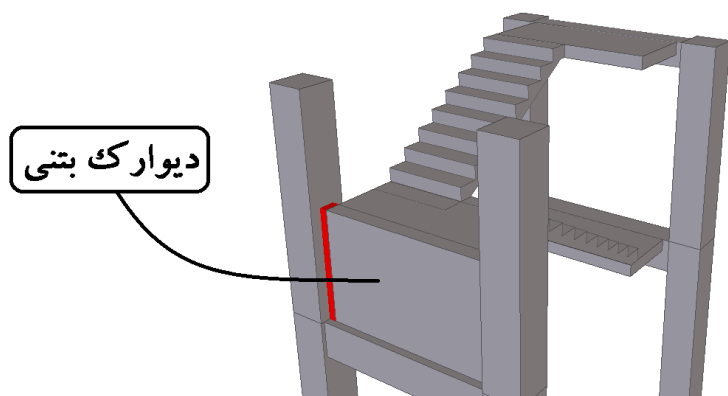


نکات مهم طرح:

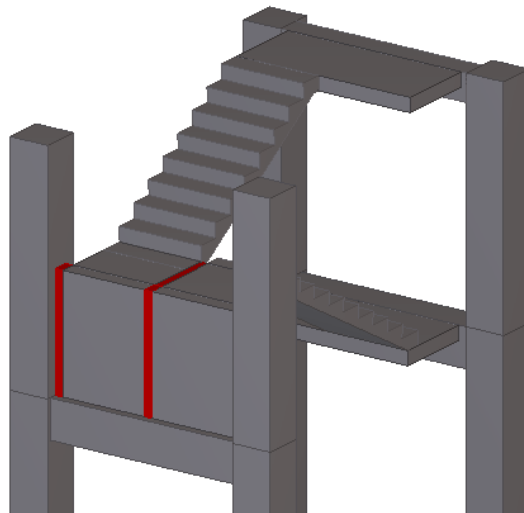
اثر راه پله باید در مدلسازی منظور شود.

افزایش چشم گیر در میلگردهای خمشی رمپ پله

اثر برش در تیر تحمل کننده دیوارک باید منظور شود و در صورت نیاز از آرماتور برش اصطکاک استفاده شود.

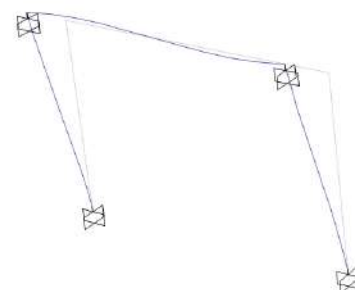
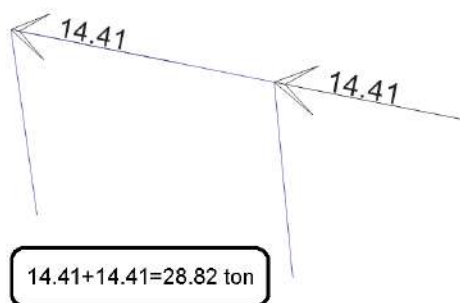
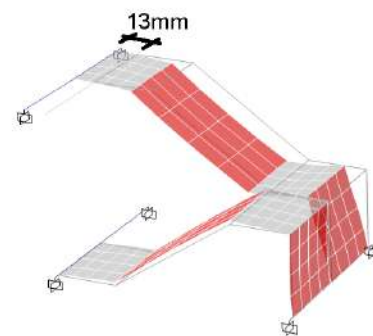
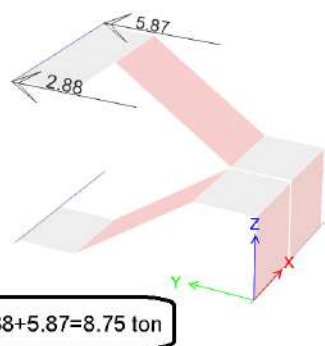


جهت کاهش اثر اندرکنش پله با قاب می توان مطابق شکل زیر مابین دو رمپ درزی به اندازه 0.01 ارتفاع طبقه (حدود 3 cm) قرار داد.



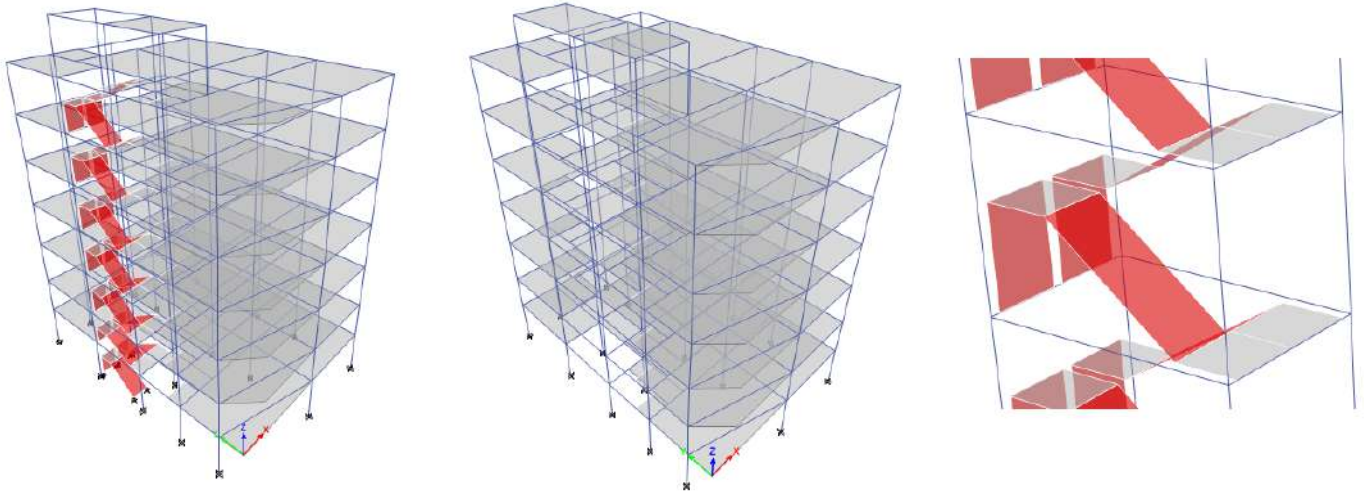
با فرض اینکه در طبقه جابجایی نسبی "خطی" برابر با  $h = \frac{0.02}{4.5} \times 3m = 0.0044 \times 3m = 13 \text{ mm}$  ایجاد شود، نیروی وارد بر راه پله و قاب یک دهانه مطابق شکل زیر خواهد بود:

$8.75/28.82 \implies 30\%$

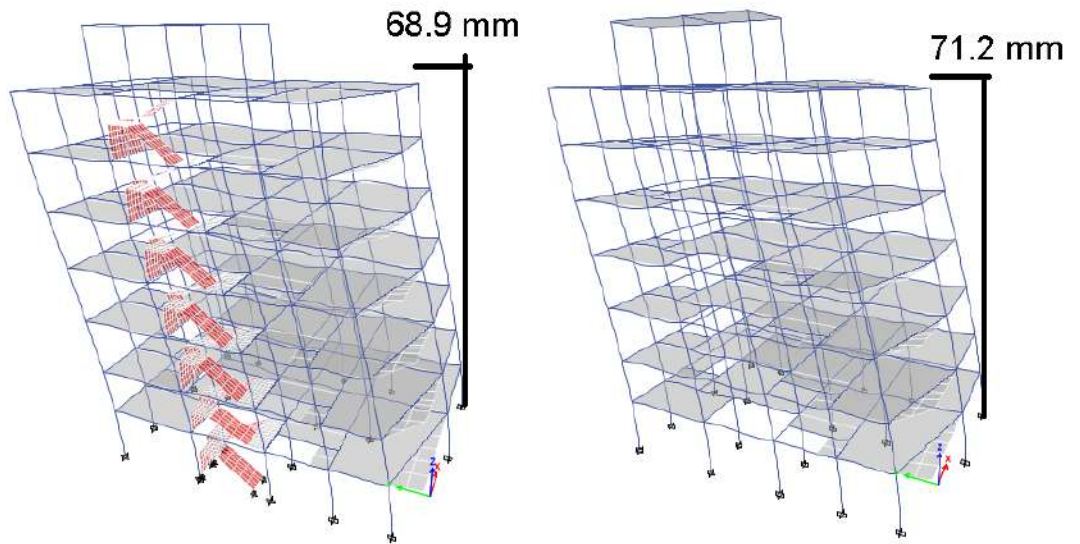




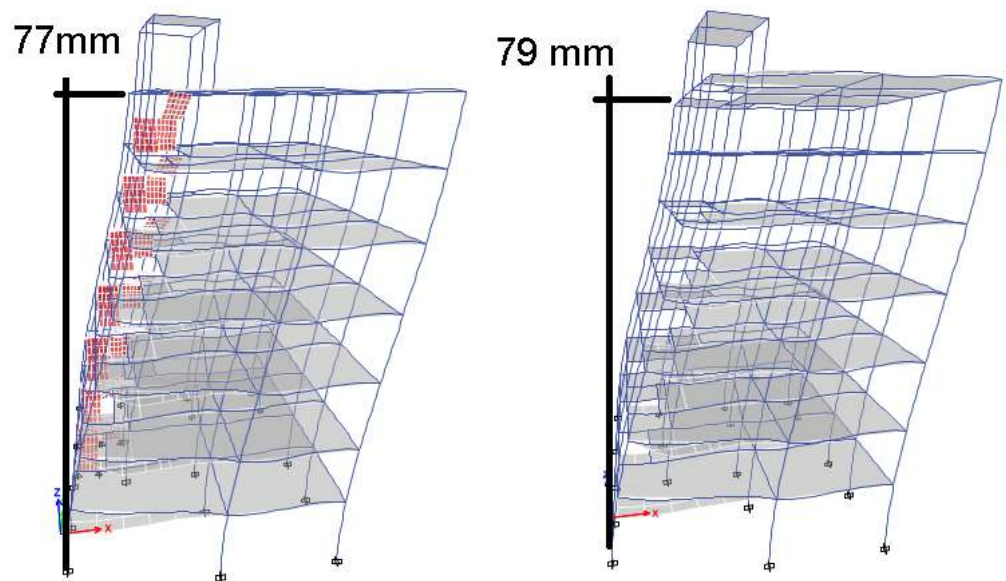
نتایج طراحی خمشی دالها تحت اثر ترکیب بارهای مختلف به صورت زیر می باشد.



3% کاهش در جابجایی سازه

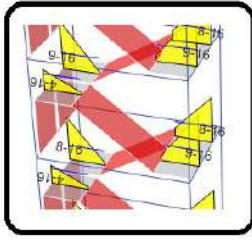
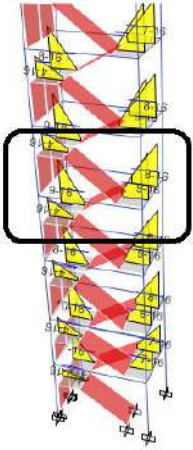


3% کاهش در جابجایی سازه



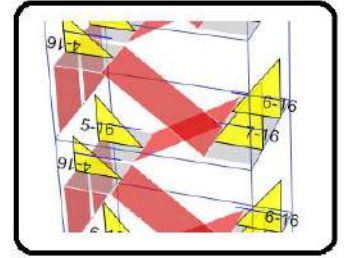
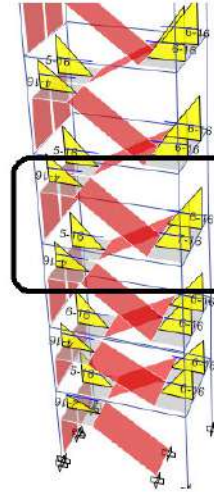
1.41D+L+E

f16@15 cm



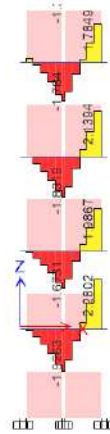
1.2D+1.6L

f16@20 cm

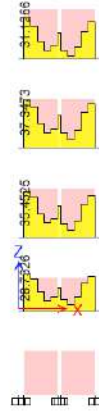


برش و پیچش تیر زیر دیوارک برشی

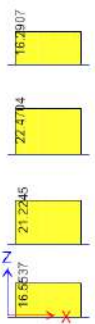
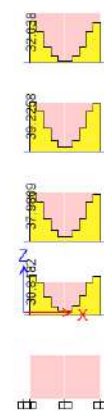
Torsion



V



V



نکات مهم طرح:

اثر راه پله باید در مدلسازی منظور شود.

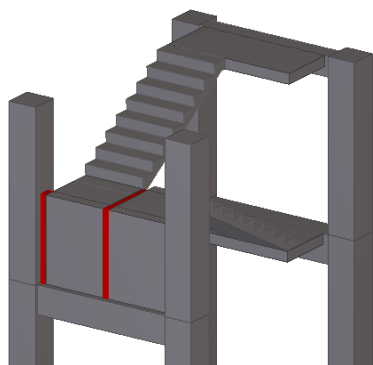
برش قابل توجه در انتهای تیر تحمل کننده دیوارک

برش قابل توجه در وسط تیر تحمل کننده دیوارک

پیچش در تیر

میلگردهای رمپ بر اساس ترکیب بارهای شامل زلزله و از نرم افزار استخراج شود.

کاهش میلگرد های خمشی دال نسبت به طرح قبلی



نقطه ضعف این طرح تغییر مکان نسبی بین رمپ ها می باشد

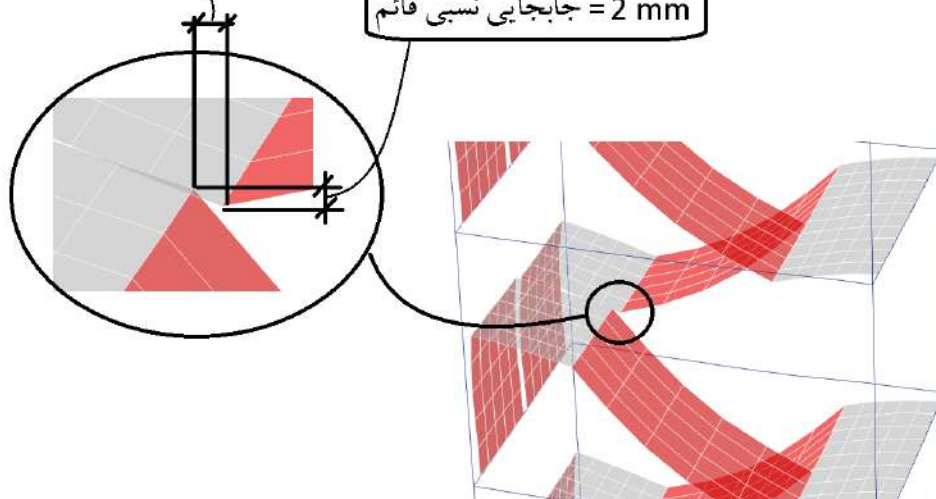
باید با قرار دادن درز مناسب مانع از آسیب به سفید کاری شد.

نقطه ضعف این طرح برش و پیچش قابل توجه در تیر نگهدارنده دیوارک

می باشد.

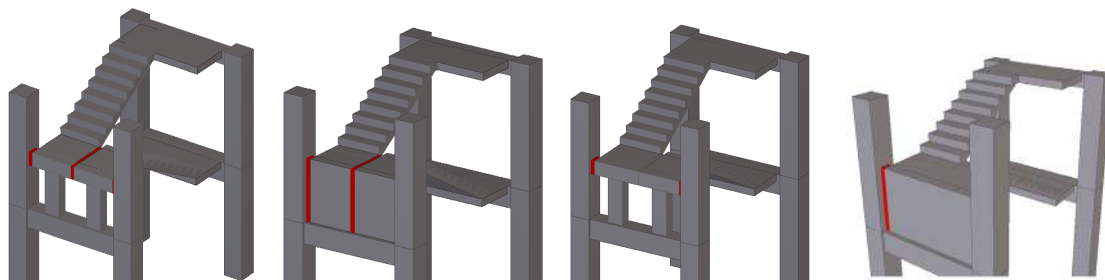
جابجایی نسبی افقی = 1 mm

جابجایی نسبی قائم = 2 mm

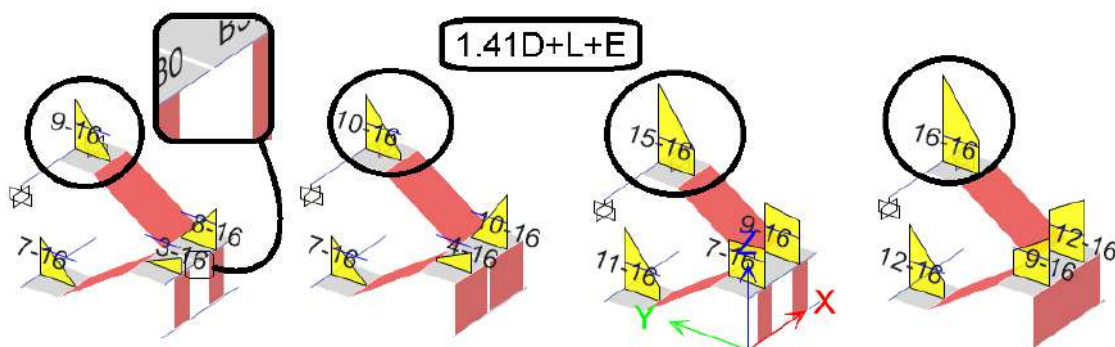
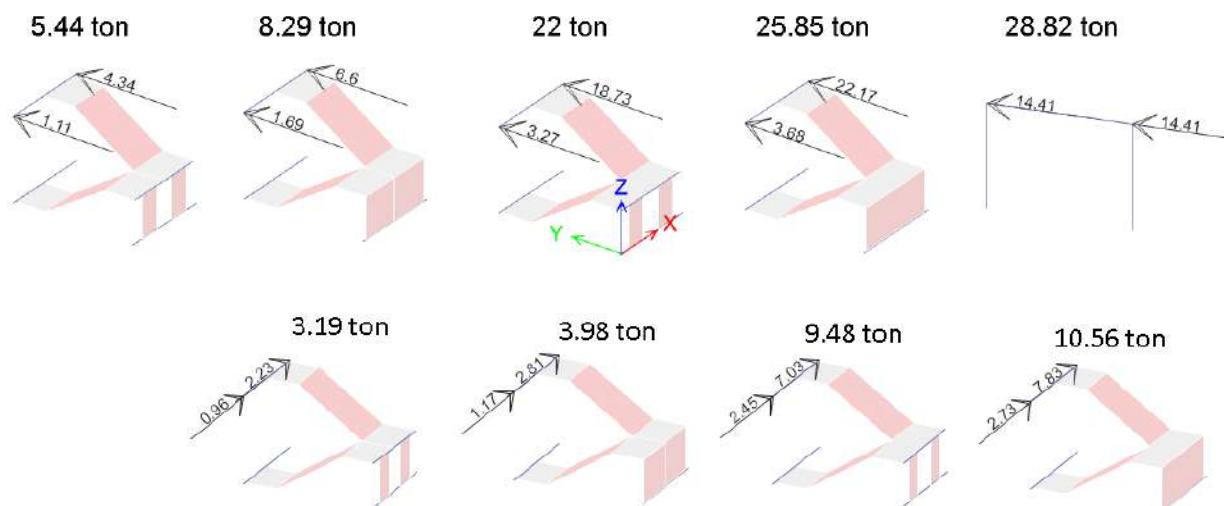
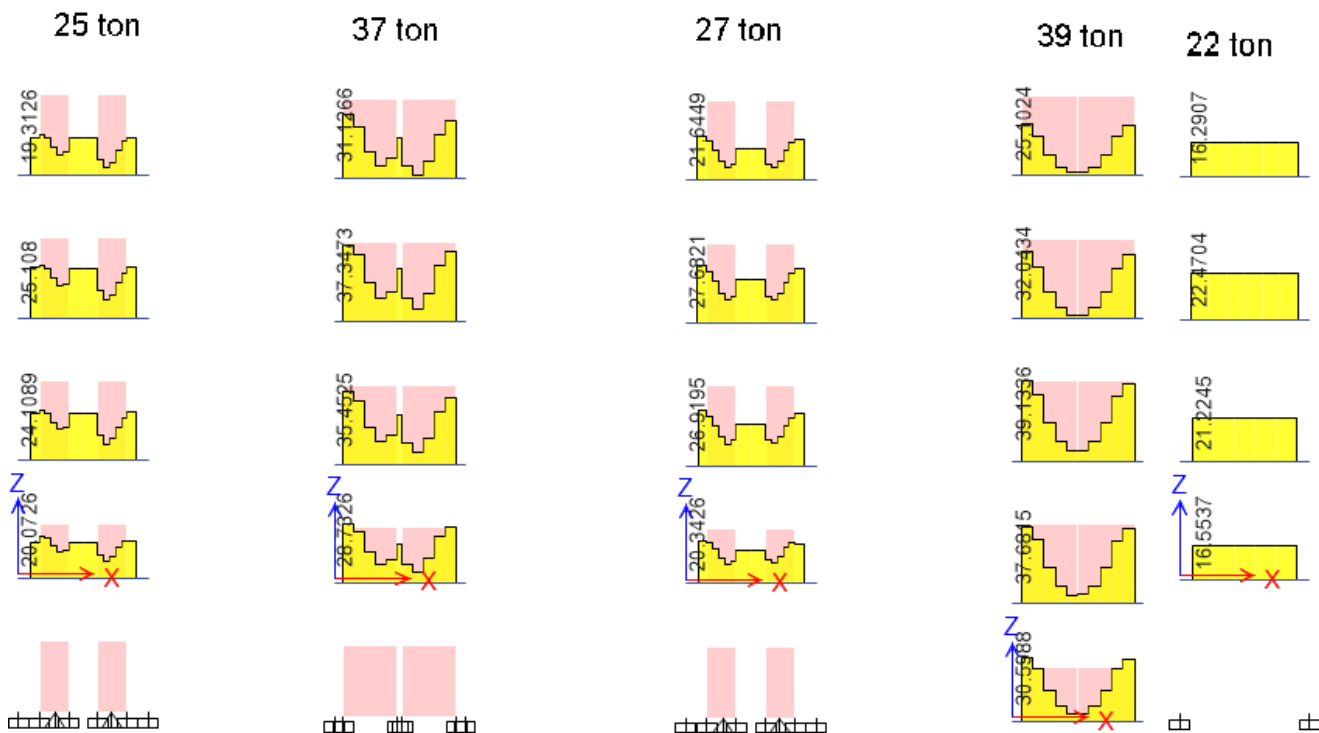


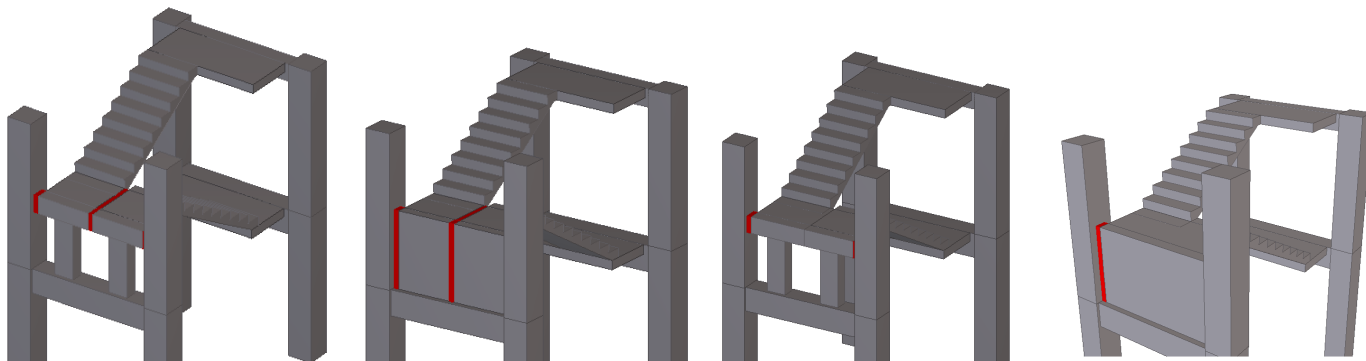


در شکلهای زیر انواع مدل‌های ساخت راه پله مقایسه شده اند.



نمودارهای زیر حداکثر برش ایجاد شده در تیرهای تراز طبقه را نشان دهد. آخرین ستون سمت راست مربوط به مدلی است که در آن راه پله مدل نشده است.

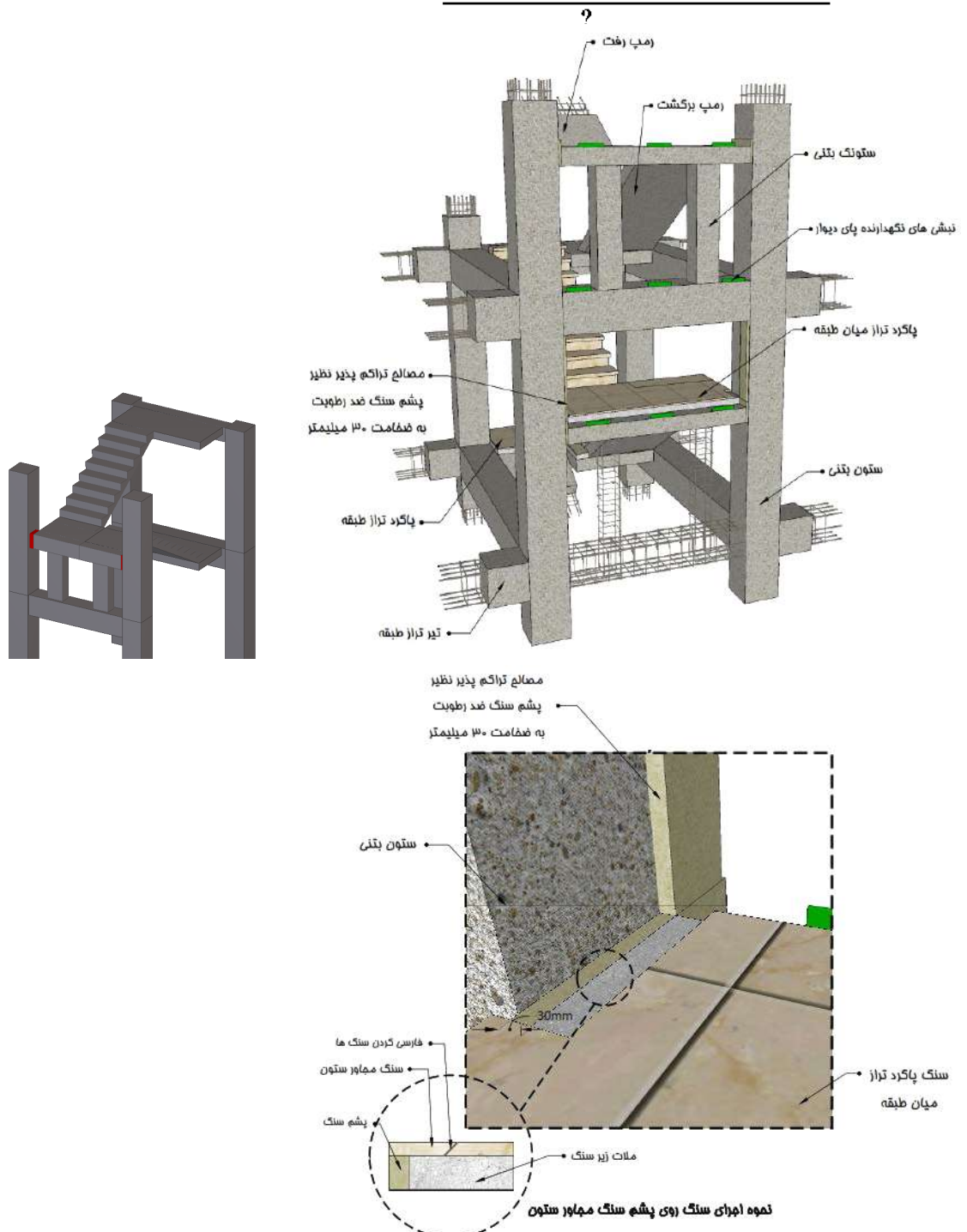




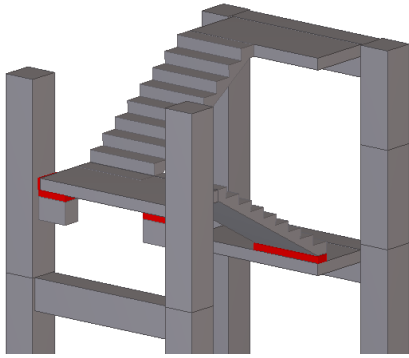
0.387	0.417	0.262	0.378	0.812	0.306	0.708	0.213
0.960	0.290	207.0	0.890	690.1	0.383	807.0	

## دیتایل‌های پیشنهادی در پیوست مبحث ششم

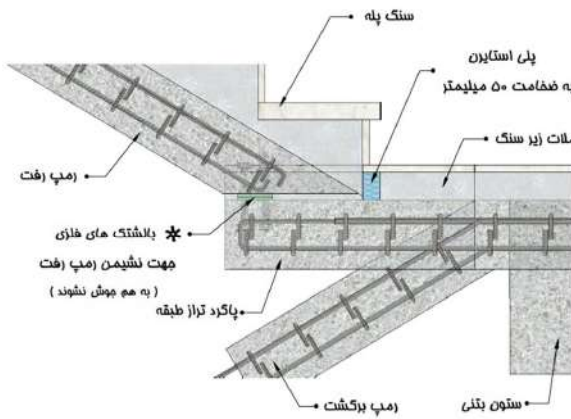
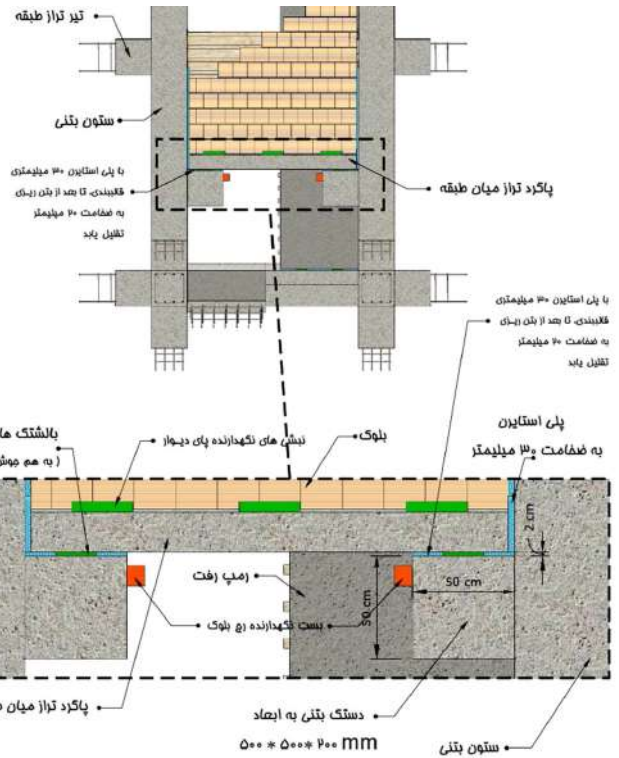
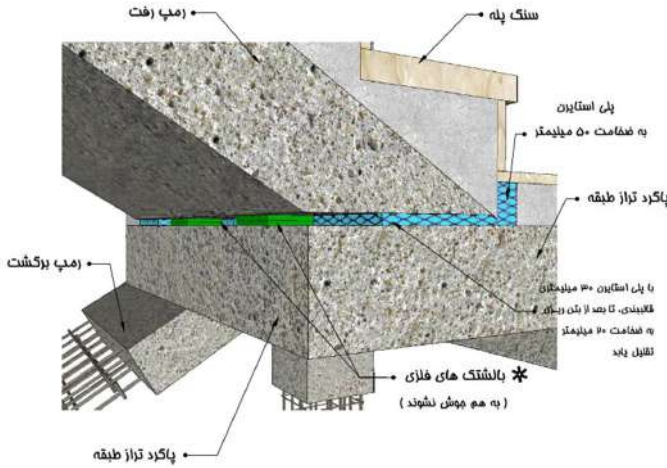
در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه‌پله‌ها به قاب سازه‌ای باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن بر اثر این باربری وارد می‌شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزای راه‌پله شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدل‌سازی شوند. در این خصوص لازم است یکبار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربرجانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد و یکبار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن تأثیر سختی آن، سازه مورد بررسی مجدداً قرار گرفته و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند. باید توجه شود در سازه‌های بتنی اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود. جهت جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه می‌توان بجای اجرای تیر نیم طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روی آن دو ستونک اجرا کرد. سپس بر روی این ستونک‌ها تیری اجرا می‌شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف فاصله ای حداقل به اندازه ۰.۰۶ ارتفاع طبقه دارد. نهایتاً دال پله و پاگردها در تراز نیم طبقه به این تیر قرار گرفته بر روی ستونک‌ها متصل می‌شوند. لازم به ذکر است تیر نشیمن قرار گرفته در تراز نیم طبقه که ستونک‌ها بر روی آن قرار دارند بایستی تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی شود. اعمال ضریب کاهش سختی پیچشی بر روی این تیر مجاز نیست (شکل پ-۳۸-۶).



شکل پ-۳۸-۶- اجرای پاگرد راه پله بر روی ستونک جهت جلوگیری از ایجاد ستون کوتاه



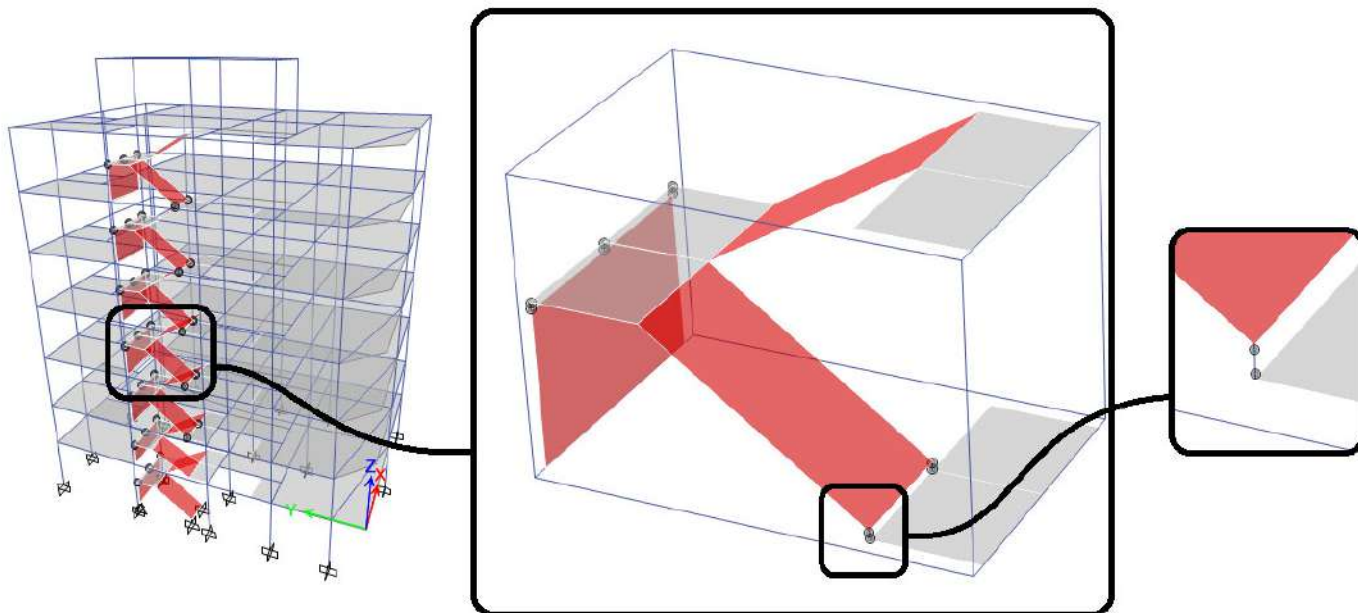
یک روش دیگر برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن مطابق جزئیات ارائه شده در شکل‌های پ-۶ تا پ-۳۹ و پ-۴۰ تا پ-۴۶ در تراز پاگرد میان طبقه و تراز پاگرد پایین هر طبقه می‌باشد. براساس این جزئیات از ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود (حداقل پهنای دستک بتنی برابر ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد). رمپ راه پله فقط در تراز پاگرد طبقه از طریق بالشتک فلزی بر روی دال پاگرد می‌نشینند و اتصال رمپ و دال پاگرد در تراز میان طبقه به صورت ییوسته اجرا می‌شود. این بالشتک‌های فلزی باید در داخل هسته بتنی مهار شده باشند.



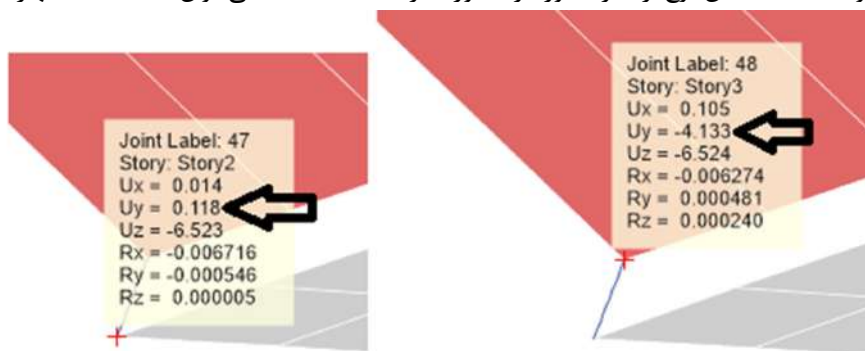
\* در صورتیکه عرض رمپ پله بیشتر از ۱۲۰۰ میلیمتر باشد، تعداد بالشتک های فلزی در سه ردیف اجرا می‌شوند



در دیتایل‌های پیشنهادی پیوست ششم مبحث ششم یکی از روش‌های جداسازی رمپ بتنی پله ارائه شده است (صفحات قبل). تنها نگرانی که از دیتایل پیشنهاد شده ممکن است ایجاد شود، ترک خوردگی‌ها و آسیب‌های موضعی وارده به سفید کاری رمپ راه پله میباشد. در یک مدل سازی پس از مدلسازی رمپ پله به صورت اتکایی مطابق شکل زیر، تغییر شکل نسبی رمپ را تحت اثر وزن خود وزن و نیز اثر خزش بررسی کردم.



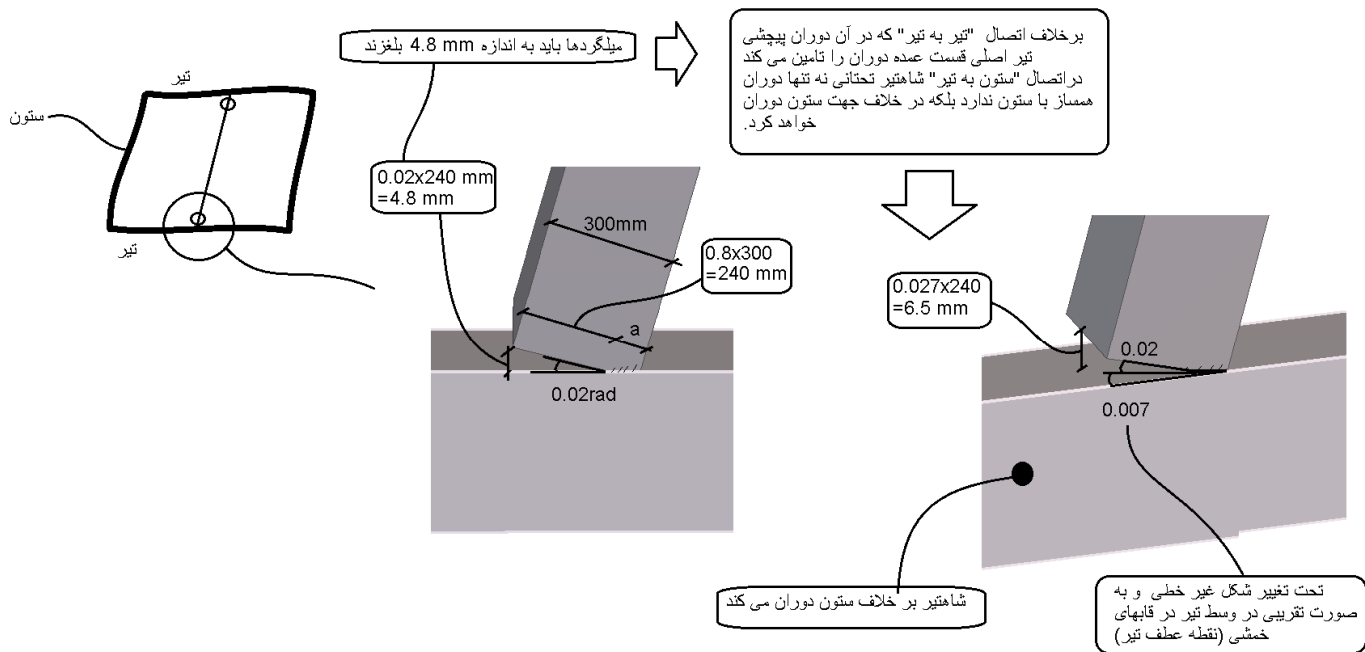
مطابق شکل زیر تغییر مکان نسبی رمپ تحت بار مرده حدود 4 mm می باشد. با توجه به اینکه سفید کاری پس از اجرای رمپ انجام میشود، خوشبختانه این تغییر مکان احساس نخواهد شد. مقدار خزش حدود دو برابر مقدار فوق (2\*4=8 mm) خواهد بود. عمده مقدار خزش نیز در ۳ ماهه اول رخ می دهد که احتمالاً سفید کاری آنرا تجربه نخواهد کرد. بنابراین تغییر مکان نسبی که سفید کاری آنرا احساس خواهد کرد، حدود 4mm خواهد بود. به نظر نمی رسد این مقدار از تغییر مکان نسبی آسیب خاصی به سفید کاری وارد کند. با توجه به اینکه این نوع از اجرا هنوز در کشور تجربه نشده است، نمی توان با قاطعیت اظهار نظر کرد.



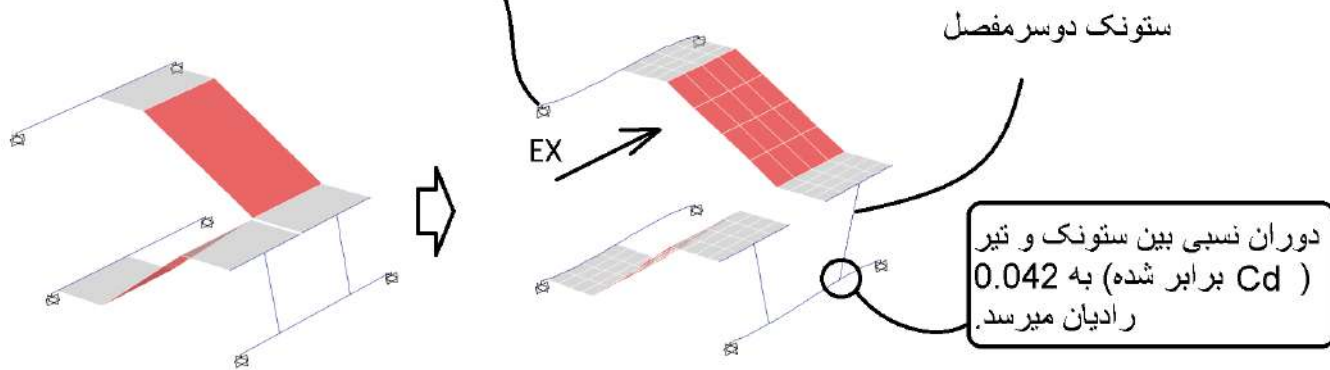
جابجایی نسبی رمپ روی دال تحت بار مرده (بدون خزش):

$$4.133 + 0.118 = 4.2 \text{ mm}$$

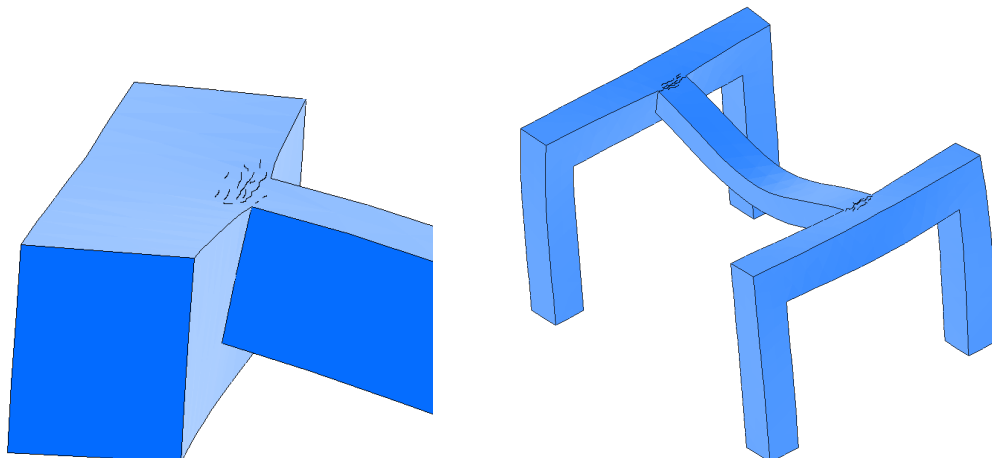
یکی از موارد مهمی که مطرح است، استفاده از ستونک بتنی می باشد. برخی از همکاران ستونک بتنی را به صورت مفصل در نظر میگیرند. فرض استفاده از اتصال مفصلی در مورد ستونک همراه با ابهام هست و توصیه نمی شود (نظر شخصی). در شکلهای زیر نشان داده ام که در ستونکها هنگام زلزله تقاضای دوران در محل اتصال ستون به تیر بالا بوده و به همین جهت فرض مفصل برای آن توصیه نمی شود.



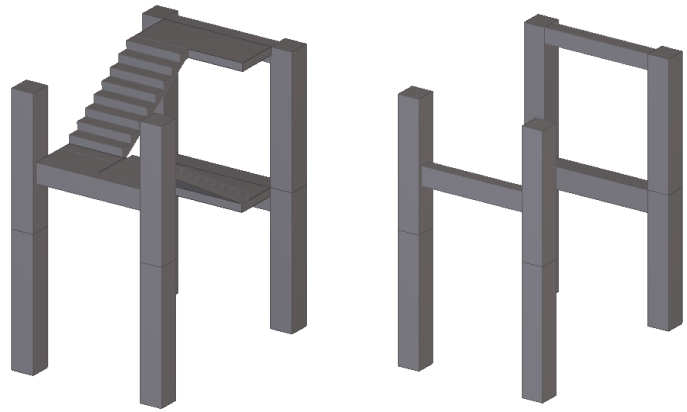
به تمامی تکیه گاهها "تغییر مکان" و "دوران" شبیه سازی شده در قاب اعمال شده



در حالیکه مطابق شکل زیر در اتصال تیر به تیر، به علت دوران پیچشی شاهتیر، تقاضای دوران در اتصال کمتر می باشد و در حقیقت شاهتیر با تیر فرعی همساز بوده و همراه با تیر فرعی دوران کرده و بخشی از تقاضای دوران را از طریق ترکهای خمشی و پیچشی تامین میکند. گرچه حتی در این حالت نیز توصیه می شود اتصال مفصل فرض نشود.



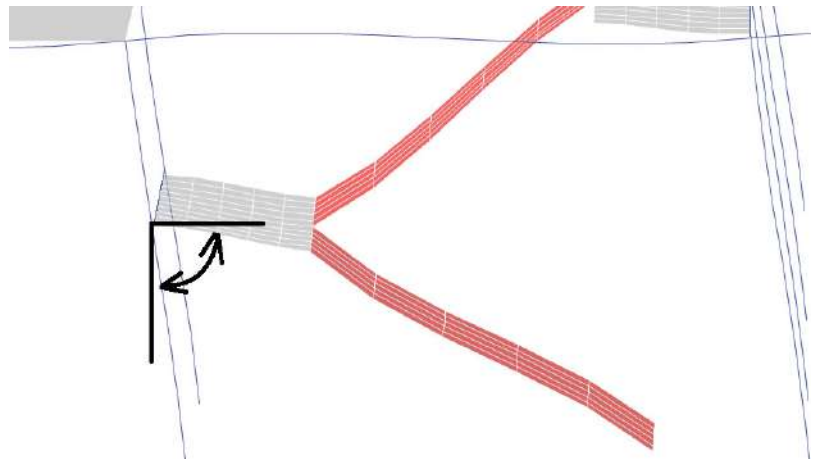
در شکلها و مدل‌های زیر تاثیر رمپ راه پله در مدل‌های با تیر میان طبقه را بررسی کرده ام.

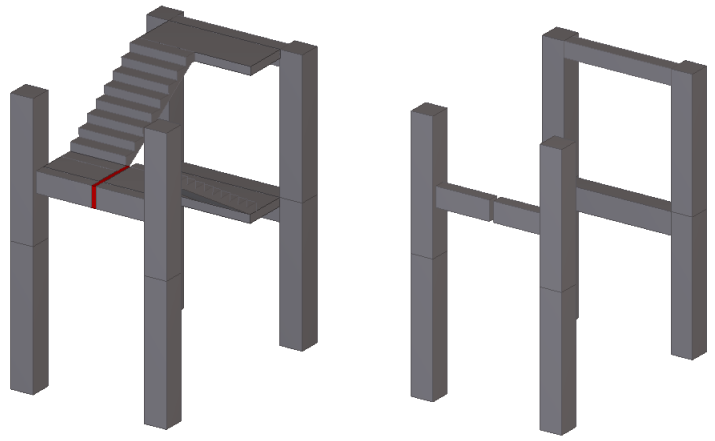


میزان کاهش در سختی سازه پس از مدلسازی رمپ پله  
8% افزایش سختی در راستای طولی رمپ  
3% افزایش سختی در راستای عرضی رمپ

نکته مهم:

ایجاد پیچش قابل توجه در تیر میان طبقه تحت زلزله

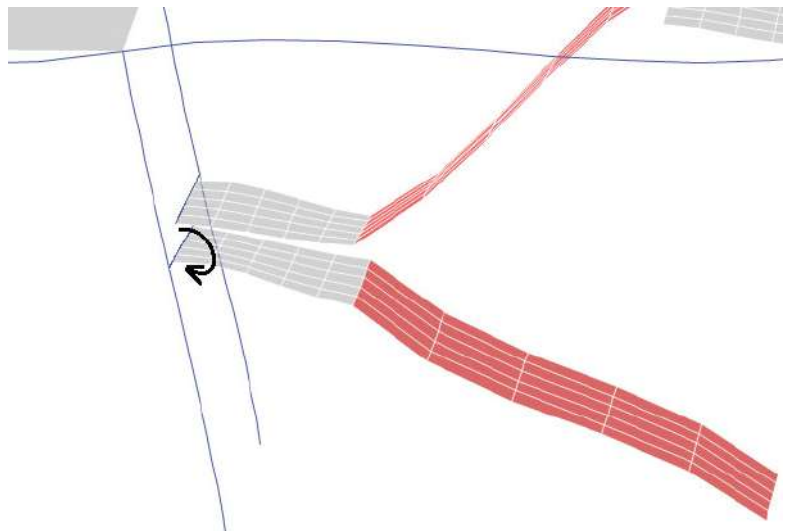




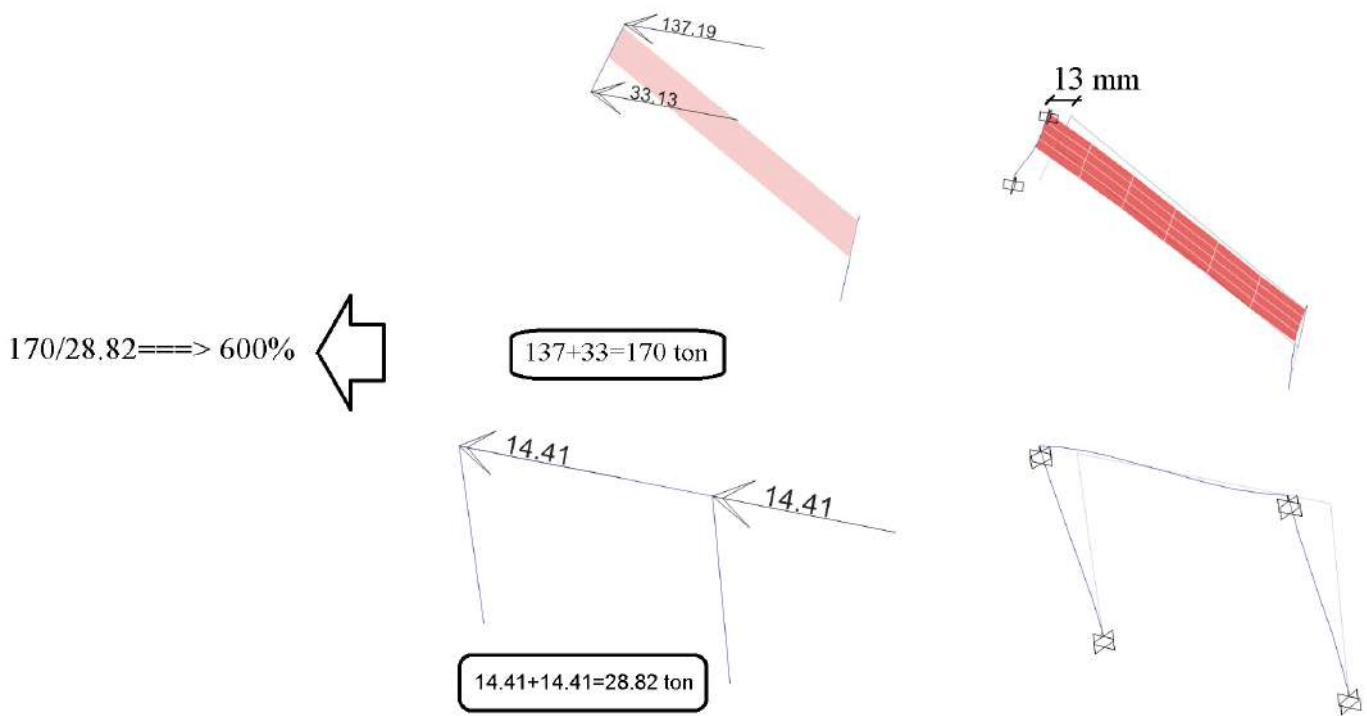
میزان کاهش در سختی سازه پس از مدلسازی رمپ پله  
 9% افزایش سختی در راستای طولی رمپ  
 3% افزایش سختی در راستای عرضی رمپ

نکته مهم:

ایجاد پیچش قابل توجه در تیر میان طبقه تحت زلزله

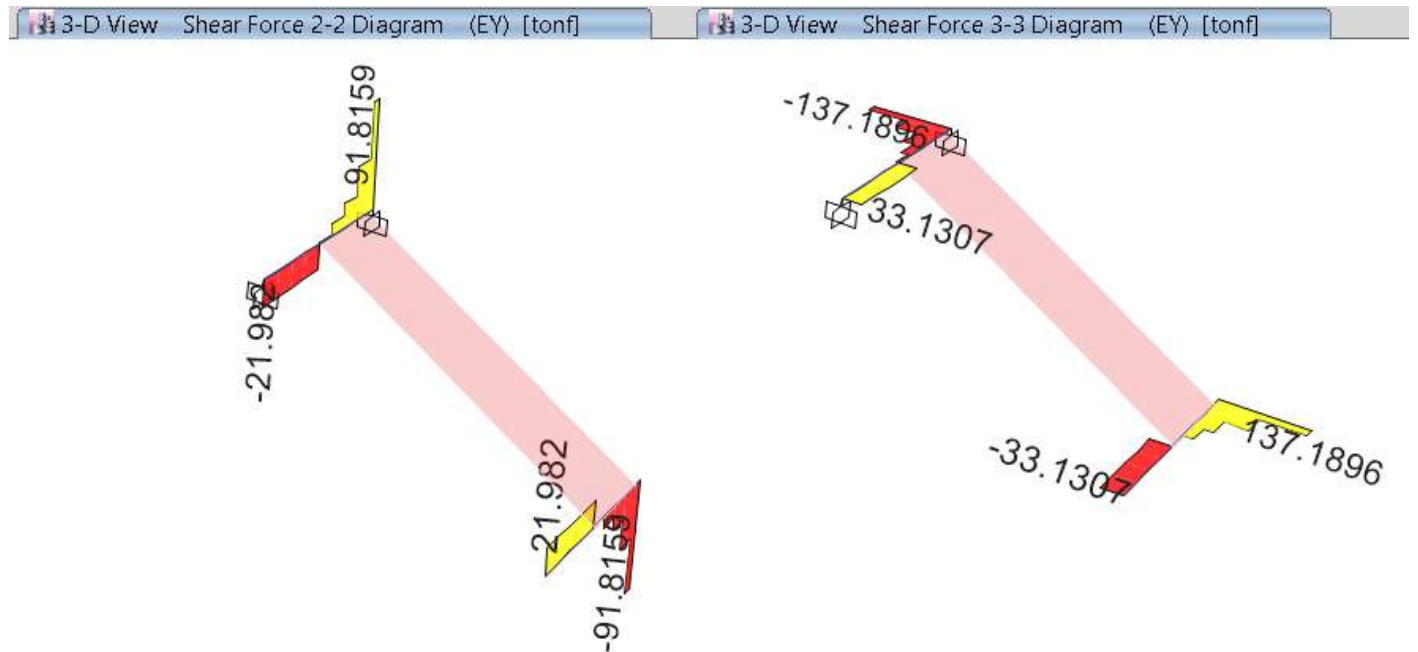




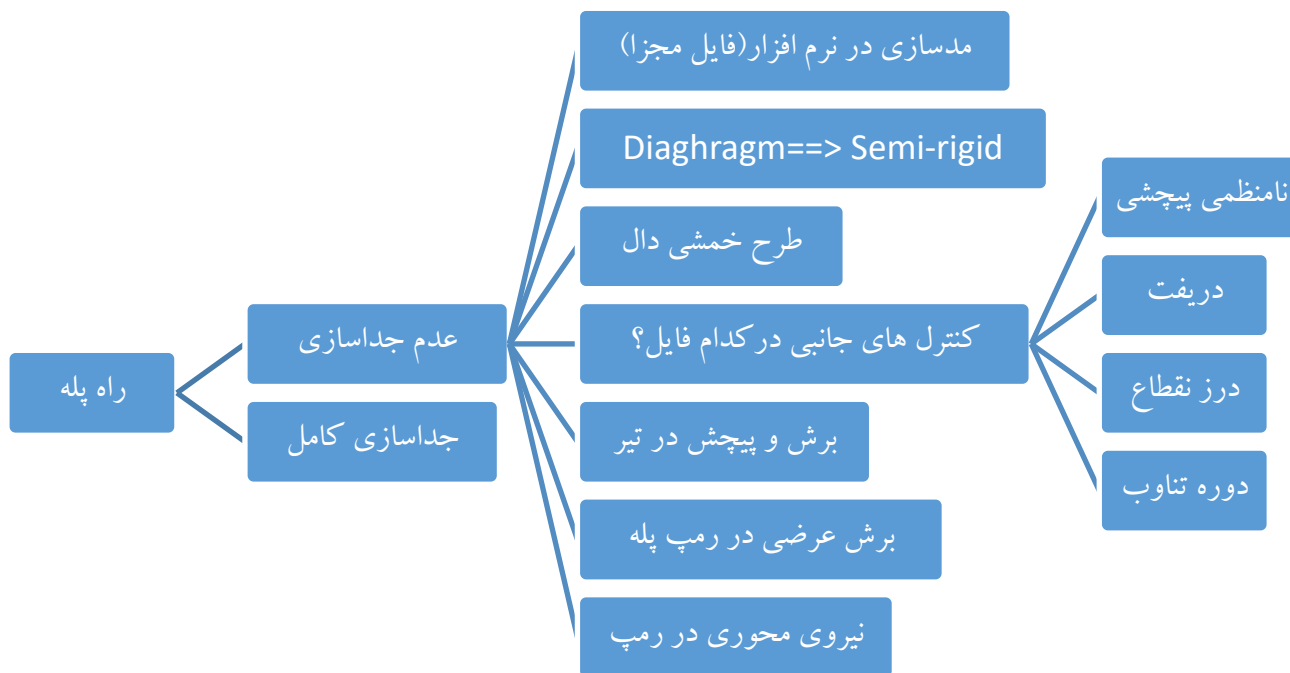


در رمپ فوق تحت زلزله عمده نیرو محوری می باشد و میلگردهای طولی رمپ برای اندرکنش خمش (ناشی از بار ثقلی) و نیروی محوری (ناشی از زلزله) طراحی شوند.

برش افقی قابل توجهی در تیر تحمل کننده رمپ ایجاد میشود:



در فلوجارت زیر موارد مهمی که طراح باید (در صورت عدم جداسازی راه پله) مد نظر داشته باشد را به نمایش گذاشته ام. در رابطه با کنترل دریافت، نامنظمی پیچشی، ... توصیه بنده این است که این موارد کماکان مانند سابق در مدل بدون راه پله کنترل شوند.



## ۲ طراحی لرزه ای خرپشته

آیا اعمال نیروی زلزله در تراز طبقه خرپشته لازم است؟

با توجه به تعریف ارائه شده برای H در بند زیر برخی از مهندسين چنین استنباط می کنند که اگر وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، لازم نیست جزو طبقات محسوب شود و بنابراین لازم نیست نیروی زلزله در تراز طبقه خرپشته اعمال شود. آیا چنین استنباطی صحیح است؟

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان های متعارف

ساختمان های متعارف به ساختمان هایی اطلاق می شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان ها زمان تناوب اصلی نوسان را می توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (3-3)$$

- در قاب های بتن آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (4-3)$$

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

ب- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب های فولادی، از رابطه (۳-۳)  
پ- برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (5-3)$$

در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام های شیب دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تیسره- در این ساختمان ها، در کلیه موارد، می توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

## ۳ بار مربوط به تیغه بندی

آیا بار تیغه بندی جزو بارهای مرده محسوب می شود یا زنده؟

مبحث ششم (ویرایش ۹۸):

## ۳-۶ بار مرده

## ۳-۳-۶ وزن تیغه‌ها و دیوارها

کلیه تیغه‌ها و دیوارها با وزن هر مترمربع سطح بیش از یک کیلونیوتن بر مترمربع به عنوان بار مرده در محاسبات منظور می‌شوند. در صورتی که هر مترمربع تیغه یا دیوار بین ۱ تا ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، بار معادل تیغه را می‌توان به صورت بار گسترده یکنواخت بر مساحت کف اعمال نمود. وزن معادل بار مرده تیغه‌ها که بر مساحت هر فضا اعمال می‌شود از تقسیم وزن کل تیغه‌ها بر مساحت فضای موردنظر به دست می‌آید. اما در هر صورت نباید کمتر از یک کیلو نیوتون بر مترمربع منظور شود. چنانچه وزن تیغه با دیوار بیشتر از ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد لازم است بار مرده تیغه یا دیوار در محل واقعی خود اعمال شود. وزن سایر جداکننده‌های سبک مطابق ضوابط بند ۲-۲-۵-۶ در محاسبات منظور می‌شود.

## ۵-۶ بار زنده

## ۲-۲-۵-۶ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هر مترمربع ۱ کیلونیوتن بر مترمربع. یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند. در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از ۰/۴ کیلونیوتن بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد بر کف را باید حداقل ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفت. در سایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها بر کف را نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بار مرده اضافه شوند.

استثناء: اگر حداقل بار زنده،  $L_0$ ، از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده‌ها نیست.

$$0 \frac{kN}{m^2} \leq w < 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( 0.5 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \left( \frac{w \times A1}{A2} \right) \end{array} \right. \quad \text{از نوع بار زنده}$$

$$0.4 \frac{kN}{m^2} \leq w \leq 1 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( 1 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \left( \frac{w \times A1}{A2} \right) \end{array} \right. \quad \text{از نوع بار زنده}$$

$$1 \frac{kN}{m^2} < w < 2 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( 1 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \left( \frac{w \times A1}{A2} \right) \end{array} \right. \quad \text{از نوع بار مرده}$$

$$2 \frac{kN}{m^2} < w \quad \rightarrow \quad \left( \text{مانند دیوارهای پیرامونی سازه} \right)$$

وزن متر مربع سطح تیغه های متعارف در سازه های مسکونی در ایران بین  $1 \frac{kN}{m^2}$  الی  $2 \frac{kN}{m^2}$  می باشد. در این حالت بار تیغه بندی باید از نوع مرده در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که در شرایط متعارف در مبحث ششم ویرایش قبلی (ویرایش ۹۲) بار تیغه بندی از نوع زنده محسوب میشد.

در این صورت نیازی به تعریف بار تیغه بندی به صورت مجزا در قسمت تعریف بارها نمی باشد و می توان اثر تیغه بندی را همراه با بار مرده کف سازی به کف ها اعمال کرد. برای مثال اگر بار مرده کف سازی  $2 \frac{kN}{m^2}$  باشد و بار تیغه بندی  $1 \frac{kN}{m^2}$  باشد، می توان در مجموع به اندازه  $3 \frac{kN}{m^2}$  بار مرده به کف وارد کرد.

توجه: در مبحث ششم جدید، استثنا مربوط به عدم اعمال بار تیغه بندی برای کاربری های با بار بیش از  $4 \frac{kN}{m^2}$  تنها مربوط به زمانی است که تیغه ها از نوع زنده باشند. در مواردی که بار تیغه بندی از نوع مرده باشد، این استثنا قابل استفاده نیست.



## ۴ دوره تناوب تحلیلی در امتداد X و Y

در محاسبه دوره تناوب تحلیلی در صورتی که نتایج تحلیل دینامیکی مطابق جدول زیر باشد، جهت محاسبه زلزله استاتیکی راستای X و Y مقدار پریود چقدر باید منظور شود؟

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1.976207	77.7388	0.0059	0.0000	77.7388	0.0059	0.0000	0.008
2	0.770620	0.4501	14.0870	0.0000	78.1889	14.0929	0.0000	19.487
3	0.652464	10.8769	0.7752	0.0000	89.0659	14.8681	0.0000	1.040
4	0.548398	0.0234	58.4172	0.0000	89.0892	73.2853	0.0000	78.568
5	0.359554	4.4790	0.0022	0.0000	93.5682	73.2875	0.0000	0.005
6	0.285376	0.0040	0.4769	0.0000	93.5722	73.7644	0.0000	0.066
7	0.254923	0.0615	2.3809	0.0000	93.6337	76.1453	0.0000	0.102
8	0.238339	2.2834	0.1634	0.0000	95.9171	76.3087	0.0000	0.010
9	0.195673	0.0710	12.8025	0.0000	95.9881	89.1112	0.0000	0.545
10	0.187723	0.9576	0.5358	0.0000	96.9457	89.6470	0.0000	0.018
11	0.153980	1.3514	0.0019	0.0000	98.2971	89.6489	0.0000	0.000
12	0.149028	0.0094	0.3152	0.0000	98.3065	89.9641	0.0000	0.009
13	0.124662	0.9050	0.0121	0.0000	99.2115	89.9762	0.0000	0.000
14	0.116186	0.0004	5.8359	0.0000	99.2120	95.8121	0.0000	0.038
15	0.106091	0.6335	0.0030	0.0000	99.8455	95.8151	0.0000	0.000
16	0.100585	0.0693	0.0343	0.0000	99.9147	95.8494	0.0000	0.000
17	0.079103	0.0001	2.1446	0.0000	99.9149	97.9939	0.0000	0.003
18	0.076563	0.0067	0.1237	0.0000	99.9215	98.1176	0.0000	0.000
19	0.069925	0.0000	0.0200	0.0000	99.9215	98.1376	0.0000	0.092
20	0.069622	0.0000	0.0472	0.0000	99.9227	98.2848	0.0000	0.000

برای محاسبه نیروی زلزله EX باید از پریود مد اول (1.97) و برای محاسبه زلزله EY باید در شکل فوق از دوره تناوب مد چهارم (0.54) استفاده نماییم.

در محاسبه نیروی زلزله باید از "زمان تناوب اصلی" سازه استفاده شود. در مدل سه بعدی فوق "زمان تناوب اصلی" در راستای Y برابر 0.54 Sec می باشد. متن زیر مربوط به ASCE7-2016 می باشد. مطابق متن زیر در فضای سه بعدی در هر راستای حرکتی یک مد اصلی داریم. در شکلی که شما ارسال کرده اید "مد اصلی سازه در راستای Y" مد چهارم سازه می باشد.

**12.8.2 Period Determination.** The fundamental period of the structure,  $T$ , in the direction under consideration shall be established using the structural properties and deformational characteristics of the resisting elements in a properly substantiated analysis.

هنگام همپایه سازی زلزله دینامیکی با زلزله استاتیکی نیز به این موضوع اشاره شده است:

#### CHAPTER 12

#### SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES

#### 12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS

##### 12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis

**12.9.1.4 Scaling Design Values of Combined Response.** A base shear ( $V$ ) shall be calculated in each of the two orthogonal horizontal directions using the calculated fundamental period of the structure  $T$  in each direction and the procedures of Section 12.8.

## ۵ جزئیات میلگرد گذاری چشمه اتصال

مهار قلاب انتهایی تیر داخل هسته ستون با شکل پذیری متوسط و ویژه

مطابق بند زیر میلگردهای انتهایی تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه که در داخل ستون قلاب میشود، باید در داخل هسته محصور ستون مهار شود.

## ۹-۲۰-۵-۴ ناحیهی اتصال تیر به ستون در قابهای متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیهی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه

دورتر هسته‌ی ناحیهی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند

۹-۲۰-۶-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

## ۹-۲۰-۶-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۱ طول گیرایی میلگردها،  $l_{dh}$ ، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده

از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر

اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (9-20-11)$$

۹-۲۰-۶-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی

دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیهی اتصال باشد.

در ACI-318-19 نیز همین ضابطه مطرح شده است.

## 18.4—Intermediate moment frames

18.4.4.3 Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

## 18.8.5 Development length of bars in tension

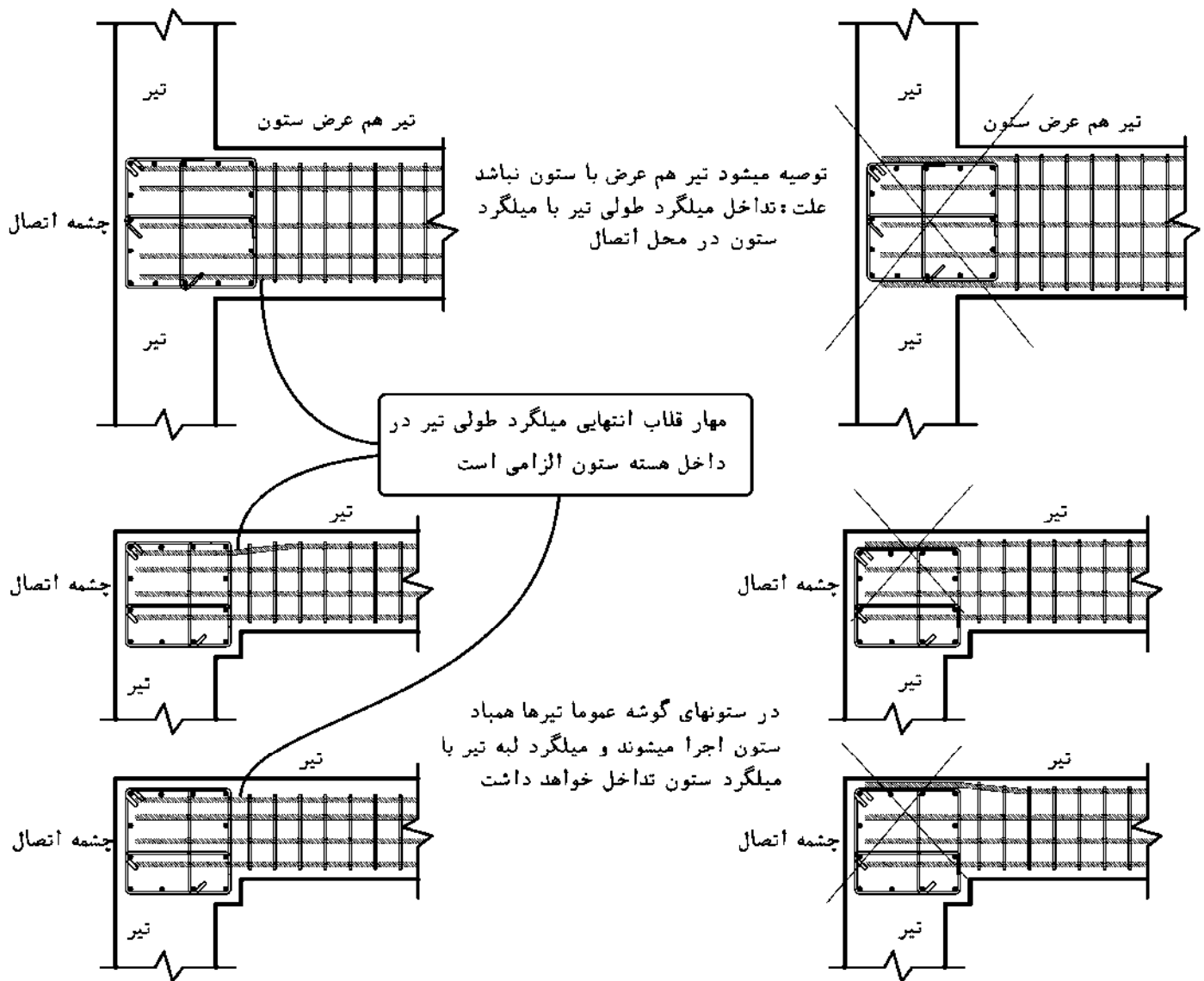
18.8.5.1 For bar sizes No. 10 through No. 36 terminating in a standard hook,  $l_{dh}$  shall be calculated by Eq. (18.8.5.1), but  $l_{dh}$  shall be at least the greater of  $8d_b$  and 150 mm for normalweight concrete and at least the greater of  $10d_b$  and 190 mm for lightweight concrete.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

The value of  $\lambda$  shall be 0.75 for concrete containing lightweight aggregate and 1.0 otherwise.

The hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary element, with the hook bent into the joint.

توجه: الزام فوق تنها شامل میلگردهایی میشود که در ناحیه اتصال تیر به ستون قطع میشود و میلگرد قطع شده به صورت قلابدار باشد.



با توجه به بند آیین نامه در صفحه قبلی در مورد تیرهایی که عرض آنها بیشتر از عرض ستون میباشد، با مشکل مواجه خواهیم شد. عملاً برای تامین ضابطه فوق عرض ستونهای کناری سازه (که میلگرد تیر خاتمه میابد و قلاب میشود) نباید کمتر از عرض تیری باشد که به ستون منتهی میشود. در این حالت طراح میتواند از ستونهای کتابی جهت تامین این بند استفاده کند به طوری که تمامی میلگردهای طولی تیر بتوانند داخل هسته ستون قلاب شوند.

توجه شود که در ACI-318 (2014) این ضابطه برای قابهای خمشی متوسط الزامی نبود و این ضابطه جدیداً در ACI-318 (2019) (و به طبع آن به مبحث نهم ویرایش ۹۹) اضافه شده است.

این ضابطه (الزام به مهار میلگرد قلابدار تیر در داخل هسته ستون) در مراجع قدیمی مانند ACI-352 (2010) نیز الزامی نبود.

هنگام تنظیم و ترسیم میلگردهای طولی تیر بهتر است تداخل میلگردها در محل تقاطع تیرها با ستونها با دقت بیشتری بررسی شود. میلگرد ستونها در محیط بیرونی مقطع ستون قرار دارند و در نتیجه مسیر عبور میلگردهای طولی تیر در داخل اتصال محدود خواهد شد. اگر در طراحی از ابعاد تیر و ستون بزرگ با میلگرد کمتر (به جای تیر و ستون کوچک با تراکم میلگرد بیشتر) استفاده شود، ابعاد چشمه اتصال بزرگ خواهد بود. در این حالت علاوه بر اینکه در کنترل ضابطه برش چشمه اتصال مشکل کمتری خواهیم داشت، تراکم میلگردها نیز در چشمه اتصال کاهش خواهد یافت و قرار گیری و عبور میلگردها از چشمه اتصال با مشکل کمتری مواجه خواهد بود. زمانی که تیرها هم عرض ستون باشند، و یا در تیرهای کناری ساختمان که لبه تیر همباد ستون اجرا می شود، میلگرد کناری تیر با میلگردهای قائم ستونها تداخل خواهند داشت.

به عنوان راه حل اول می توان می توان مطابق شکل سمت چپ، میلگرد تیر را با شیب ملایم به داخل هسته ستون هدایت کرد. اگرچه ایجاد خم (ملایم) در میلگرد طولی تیر در نزدیکی اتصال منع آیین نامه ای ندارد ولی باید توجه داشت علاوه بر مشکل شدن اجرا، یک خروج از محوریت در نیروی کششی میلگرد طولی تیر ایجاد خواهد شد که می تواند بر رفتار لرزه ای اتصال تاثیر منفی داشته باشد. همچنین در این حالت ممکن است در گوشه خاموت های تیر، آرماتور طولی به خوبی جای نگیرد. بنابراین خاموتهای نزدیک به اتصال در تیر باید تنگ تر بسته شوند تا میلگردهای طولی را در بر گیرند. همچنین بهتر است در اجرای خم این خاموتها توجه شود. طول خم 135 درجه خاموت باید به حدی باشد که بتواند میلگردهای طولی تیر را به خوبی در برگیرد.

به عنوان راه حل دوم می توان مطابق شکل سمت راست، در گوشه خاموتها از میلگردهای طولی اضافی با طول محدود استفاده کرد. سایز این میلگردها باید کوچک باشد تا موجب افزایش مقاومت تیر نسبت به ستون نشود.



یک راه حل موثر و مطلوب این است که عرض تیر حداقل ۵ سانتیمتر از هر طرف کمتر از عرض ستون باشد تا میلگرد تیر با میلگرد طولی ستون تداخل نداشته باشد.



عبور میلگردهای طولی تیر از خارج از هسته ستون در رابطه با عبور میلگردهای طولی تیر ها از خارج از هسته ستون برای قابهای خمشی ویژه الزاماتی قید شده است. در مورد قاب خمشی متوسط چنین الزاماتی بیان نشده است ولی توصیه میشود در هر حال رعایت شود.

### ۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قابهای ویژه

۹-۲۰-۶-۳-۳ در تیرهایی که آرماتور طولی آنها از داخل هسته‌ی محصور شده‌ی ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی که آرماتورها توسط تیر دیگری محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتورهای طولی که در خارج از هسته‌ی ستون قرار دارند، از آرماتورهای عرضی که از ستون عبور کنند با فاصله‌ای مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۲، و نیز با رعایت بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ و ۹-۲۰-۶-۳-۲ استفاده شود.

۹-۲۰-۶-۳-۲ دورگیرها در تیر و فاصله‌ی آنها از یک دیگر، باید دارای شرایط (الف) تا (پ) زیر باشند:

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲۱ باشد.

ب- فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر نباید بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز میلگرد طولی جلدی) و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

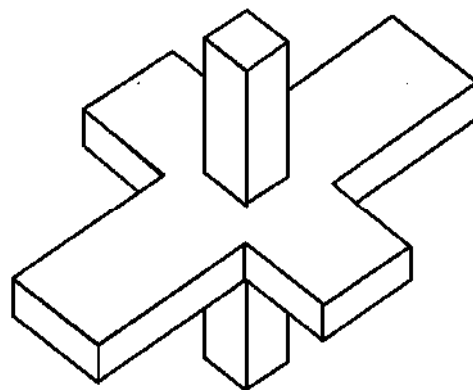
پ- فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲۱ باشد. فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه‌گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۳ ضروری هستند، نیازی به تکیه‌گاه عرضی نیست.

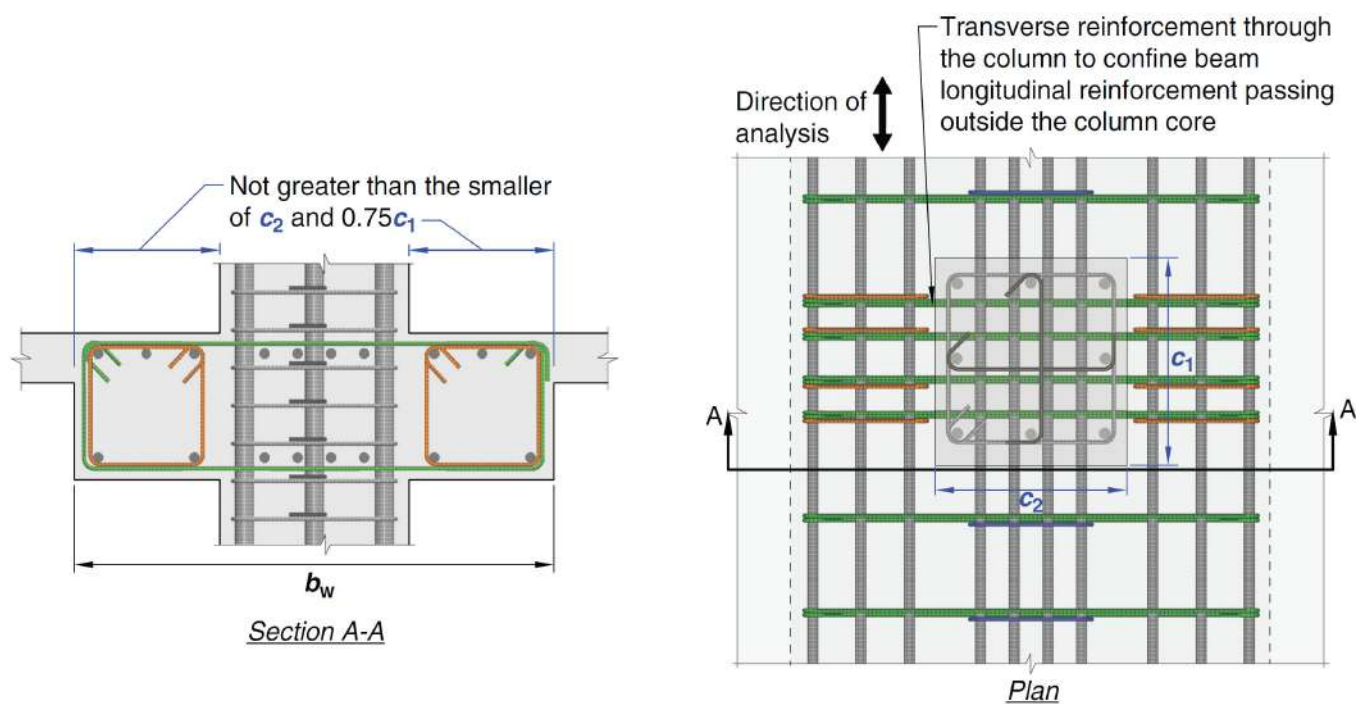
۹-۲۰-۶-۳-۶ دورگیر در تیرها را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای باشد، و میلگرد دیگر به شکل سنجاقی که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه‌ی سنجاقی‌های متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود. چنانچه میلگردهای طولی که توسط سنجاقی نگه‌داری شده‌اند، در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه‌ی سنجاقی‌ها را می‌توان در آن سمت دال قرار داد.

مطابق شکل زیر در مواردی که تیرها عریض تر از ستون هستند، بخشی از میلگردهای تیر به ناچار از خارج از هسته ستون عبور خواهد کرد. در این موارد باید به نکات زیر توجه شود:

اگر اتصال مطابق شکل زیر توسط "تیرهای عرضی" عمود بر راستای تیر اصلی محصور شده باشد، در این صورت نیاز به آرماتور خاصی در محل اتصال نخواهد بود.



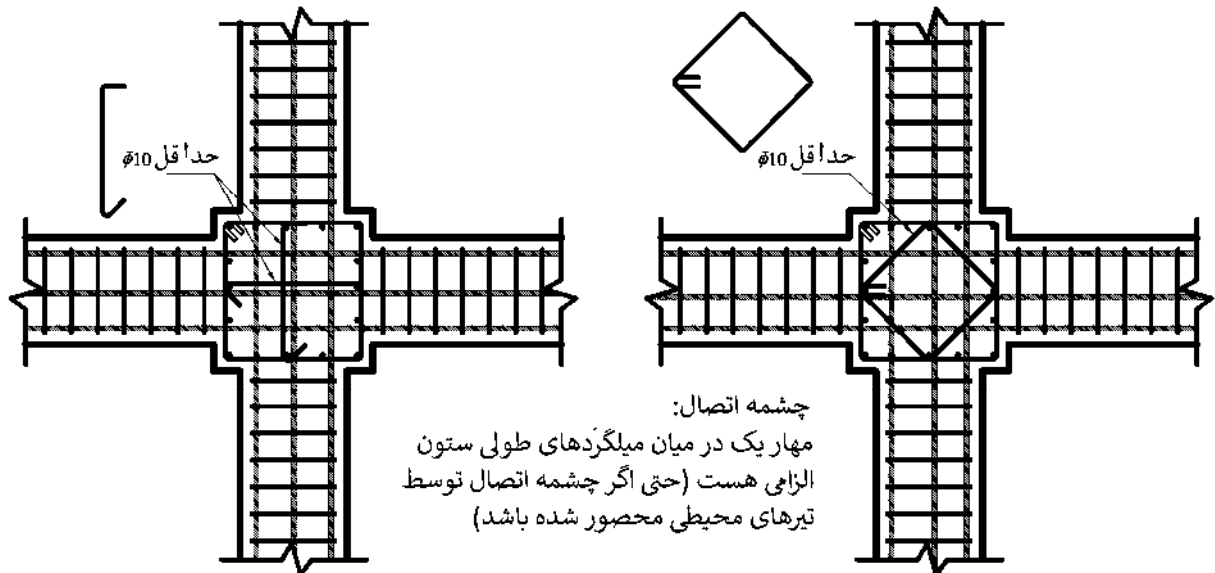
در صورتی که در راستای عرضی تیر نداشته باشیم (مثلا دال داشته باشیم) مطابق شکل زیر بخشی از میلگردهای طولی تیر که در خارج از هسته ستون قرار میگیرند باید توسط آرماتورهای عرضی مهار شوند.



**Fig. R18.6.2**—Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.



۶ مهاریک در میان میلگردهای طولی ستون در چشمه اتصال



چشمه اتصال:  
مهاریک در میان میلگردهای طولی ستون  
الزامی هست (حتی اگر چشمه اتصال توسط  
تیرهای محیطی محصور شده باشد)

۹-۱۶-۳ جزئیات میلگرد گذاری ناحیه‌ی اتصال

۹-۱۶-۱-۳ میلگرد عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۹-۱۶-۳-۱-۱ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون باید بندهای ۹-۱۶-۳-۱-۲ تا ۹-۱۶-۳-۱-۴ رعایت شوند؛ مگر آن که شرایط زیر محقق شود:

الف- ناحیه‌ی اتصال از همه طرف با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ محصور شده باشد.

ب- ناحیه‌ی اتصال بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه‌ای نباشد.

پ- ناحیه‌ی اتصال جزئی از یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای با شکل‌پذیری کم باشد.

۹-۱۶-۳-۱-۲ در میلگردهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون، باید از تنگ‌ها طبق بند ۹-۲۱-۶-۲، دورپیچ‌ها طبق بند ۹-۲۱-۶-۳ یا دورگیرها طبق بند ۹-۲۱-۶-۴ استفاده نمود.

۹-۲۱-۶-۲ تنگ‌ها

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلی متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی متر.

ب- قطر ۱۲ میلی متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگ‌های مستطیلی باید شرایط زیر را تامین کنند.

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه‌ی مقطع، و سایر میلگردهای طولی به صورت یک در میان، باید توسط خم با زاویه‌ی کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله‌ی آزاد بیش از ۱۵۰ میلی متر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی، با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

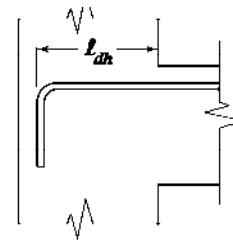
ت- استفاده از مجموعه‌ی میلگردهای سر دار به عنوان تنگ مجاز نیست.

۷ طول مهار قلاب دار

۳-۳-۲۱-۹ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

$$l_{ah} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \quad (3-21-9)$$

جدول ۵-۲۱-۹ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش



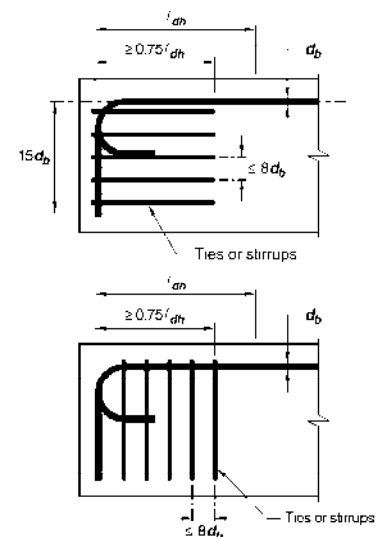
مقدار ضریب	شرایط	ضریب اصلاح
۱/۲	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی	$\psi_e$ ضریب پوشش
۱/۰	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	
۱/۰	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{th} \geq 0.40 A_{ts}$ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	$\psi_r$ ضریب آرماتور محصور کننده
۱/۶	برای سایر موارد	
۱/۰	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	$\psi_o$ ضریب محل مهار
۱/۲۵	برای سایر موارد	
$f'_c/105 + 0.6$	برای بتن با مقاومت کمتر از ۴۲ مگاپاسکال	$\psi_c$ ضریب مقاومت بتن
۱/۰	برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	

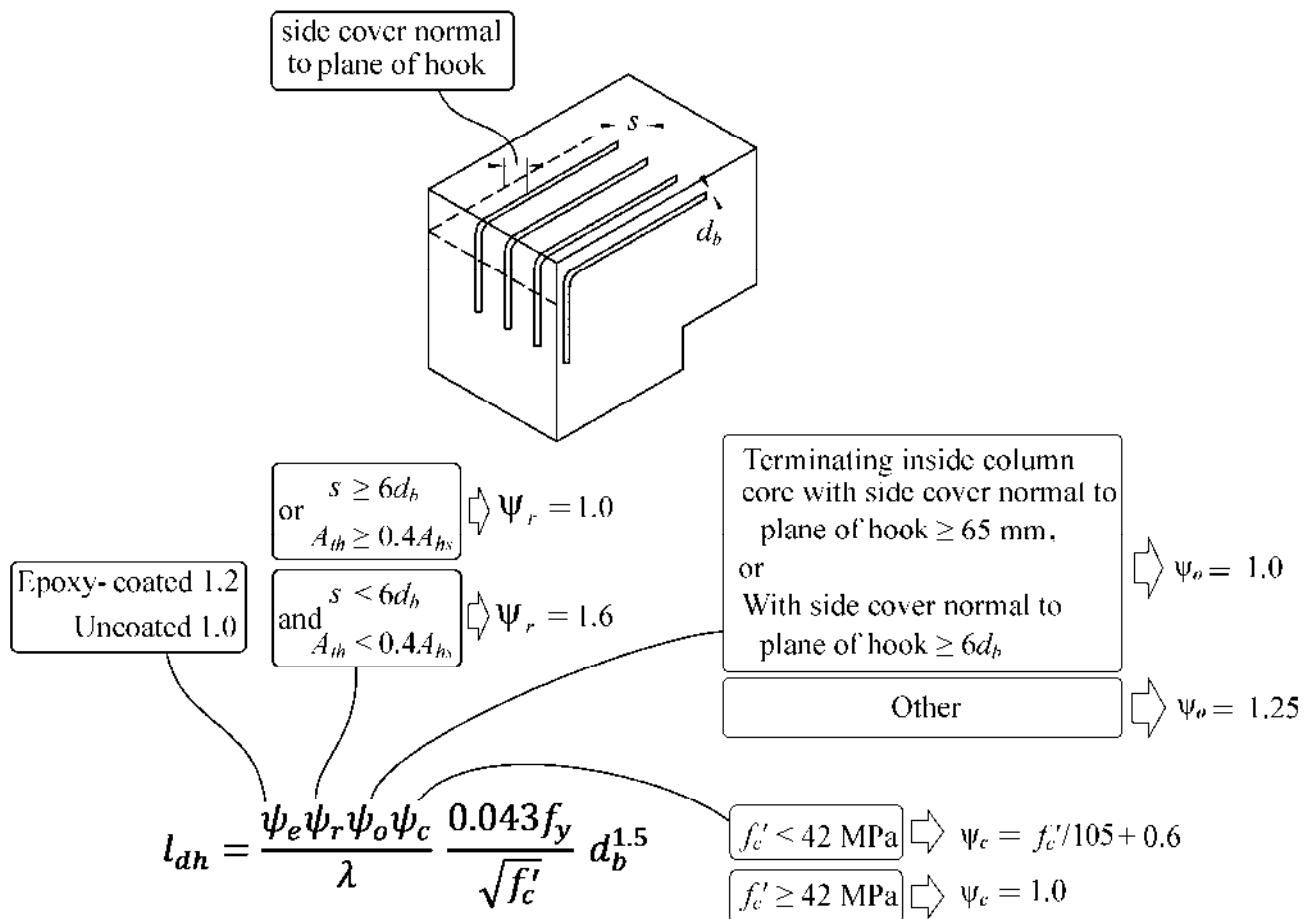
$A_{th}$  مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و  $A_{ts}$  در ۳-۳-۲۱-۹ تعریف شده است.

۳-۳-۳-۲۱-۹ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب،  $A_{th}$  که حداقل طولی معادل  $0.75 l_{dh}$  از انتهای خم را در امتداد  $l_{dh}$  محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول  $l_{dh}$  با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول  $l_{dh}$  با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کمتر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.





روابط مربوط به محاسبه طول مهار میلگرد کششی با قلاب تغییر کرده است. از جمله ضریب جدید  $\psi_r$  معرفی شده است که تاثیر قابل توجهی بر نتایج خواهد داشت. این ضریب در برخی موارد برابر ۱ و در برخی موارد دیگر برابر ۱.۶ بدست می آید. در جدول زیر بسته به اینکه مقدار ضریب  $\psi_r$  برابر ۱ بدست آید یا ۱.۶، مقادیر مختلف طول مهار نمایش داده شده است.

طول مهار میلگرد کششی قلابدار- لرزه ای

مطابق بند زیر علاوه بر طول مهار قلاب دار تحت کشش، میلگردهای تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه باید برای طول مهار کشی قلابدار لرزه ای نیز پاسخگو باشند. بنابراین علاوه بر رابطه ارائه شده در صفحات قبل، رابطه بند زیر نیز باید کنترل گردد.

#### ۴-۵-۲۰-۹ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۳-۴-۵-۲۰-۹ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۵-۵-۶-۲۰-۹ و برای فشار مطابق بند ۸-۳-۲۱-۹ محاسبه شود.

#### ۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردهای کششی

۱-۵-۵-۶-۲۰-۹ طول گیرایی میلگردها،  $l_{dh}$  که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۱۱-۲۰-۹) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (11-20-9)$$

۲-۵-۵-۶-۲۰-۹ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه‌ی اتصال باشد.

طول مهار فشاری

مطابق بند زیر علاوه بر طول مهار قلاب دار تحت کشش، میلگردهای تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه باید برای طول مهار در فشار نیز پاسخگو باشند.

۹-۲۰-۴-۵ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۴-۵-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۹-۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار،  $l_{dc}$  نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$l_{dc} = \max\left\{\frac{\psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 f_y \psi_r d_b\right\} \quad \text{الف-}$$

ب- ۲۰۰ میلی متر.

در این روابط ضریب محصور شدگی  $\psi_r$ ، برای محصور شدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلی متر و گام کمتر از ۱۰۰ میلی متر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلی متر و فواصل کمتر از ۱۰۰ میلی متر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کمتر از ۱۰۰ میلی متر، برابر با ۰/۷۵؛ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

مثال:

بتن C20

فولاد S400

میلگرد طولی تیر  $\phi 20$

در چشمه اتصال از دورگیر با فواصل 100mm استفاده نشده است

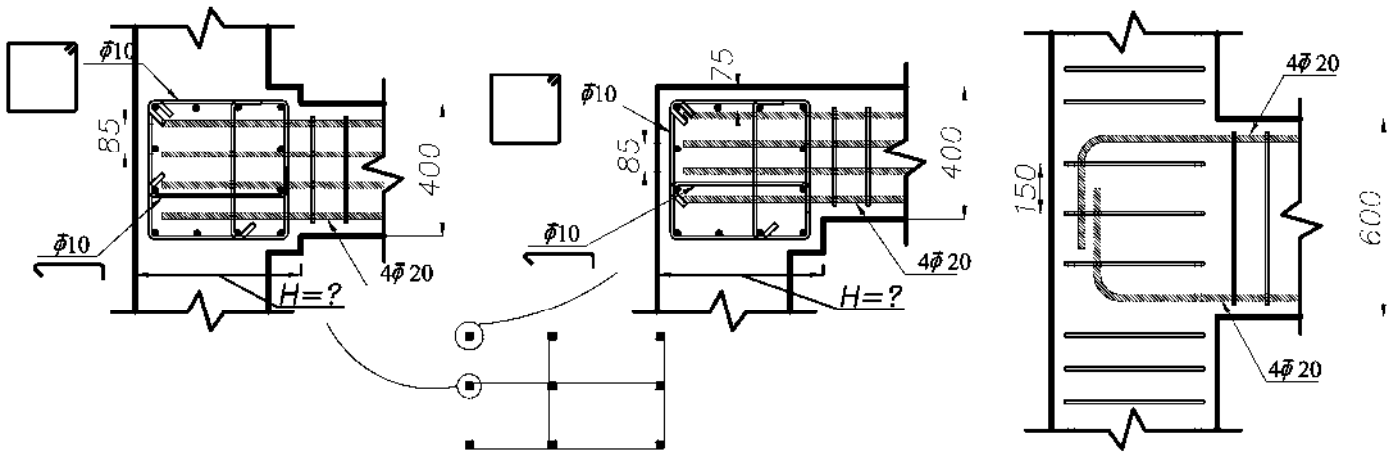
حداقل بعد ستون در قاب خمشی متوسط جهت تامین طول مهار فشاری میلگرد تیر؟

$$\text{حداقل بعد ستون} = l_{dc} + 50mm = \text{Max} \left( \frac{1 \times 0.24 \times 400}{\sqrt{20}} \right) \times 20 + 50 = 21.46 \times 20 + 50 = 479 \text{ mm}$$

با توجه به بندهای صفحات قبل، طول مهار میلگرد قلابدار میلگرد تیر در داخل ستونهای قابهای خمشی متوسط و ویژه به شرح زیر قابل محاسبه است:

$$\text{طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm \right) \end{array} \right.$$

مثال ۱: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \rightarrow \Psi_o = 1$$

پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$150 \leq 8 \times 20 = 160\ mm \quad OK$$

در طول قلاب ۲ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق  $\phi 10$  میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 2(3\phi 10) = 2(3\pi \times 5^2) = 471\ mm^2 \\ A_{hs} &= 4\phi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \\ s &= 85\ mm \nlessgtr 6d_b = 120\ mm \end{aligned} \right\} A_{th} \nlessgtr 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 440\ mm$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 20 = 331\ mm$$

لرزه ای

محاسبه طول مهار فشاری:

$$l_{dc} = \text{Max} \left( \begin{array}{l} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{array} \right) = \text{Max} \left( \begin{array}{l} 1 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 20 \\ 1 \times 0.043 \times 400 \times 20 \end{array} \right) = 21.46 \times 20 = 429\ mm$$

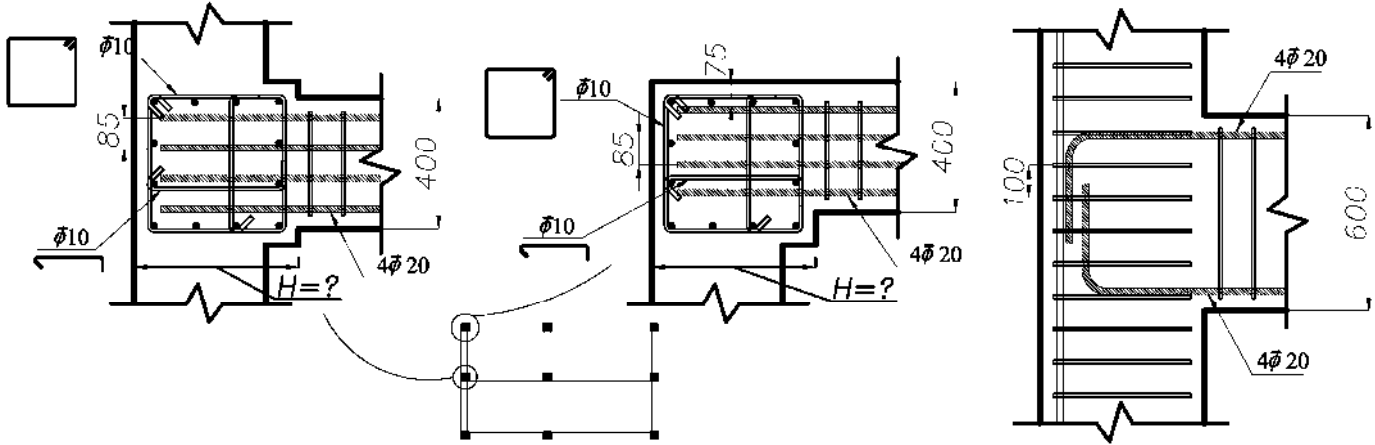
$$\left. \begin{array}{l} \text{طول مهار میگرد قلابدار} \\ \text{در اتصال تیر به ستون} \\ \text{قابهای خمشی متوسط و ویژه} \end{array} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c \cdot 0.043 \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 440\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 331\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r \cdot 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200\ mm \right) = 429\ mm \end{array} \right\} = 440\ mm$$

با فرض اینکه پوشش انتهایی قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید 440+50=490 mm باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر

500 mm انتخاب شود.

مثال ۲:

بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \rightarrow \Psi_o = 1$$

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 20 = 160\ mm \quad OK$$

در طول قلاب 3 تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای 3 ساق  $\phi 10$  میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 3(3\phi 10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} &= 4\phi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{aligned} \right\} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$s = 85\ mm \geq 6d_b = 120\ mm$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 275\ mm$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$لرزه\ ای \quad l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 20 = 331\ mm$$

محاسبه طول مهار فشاری:

$$l_{dc} = \text{Max} \left( \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \right) = \text{Ma} = \left( \begin{array}{l} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 20 \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \times 20 \end{array} \right) = 16.1 \times 20 = 322\ mm$$

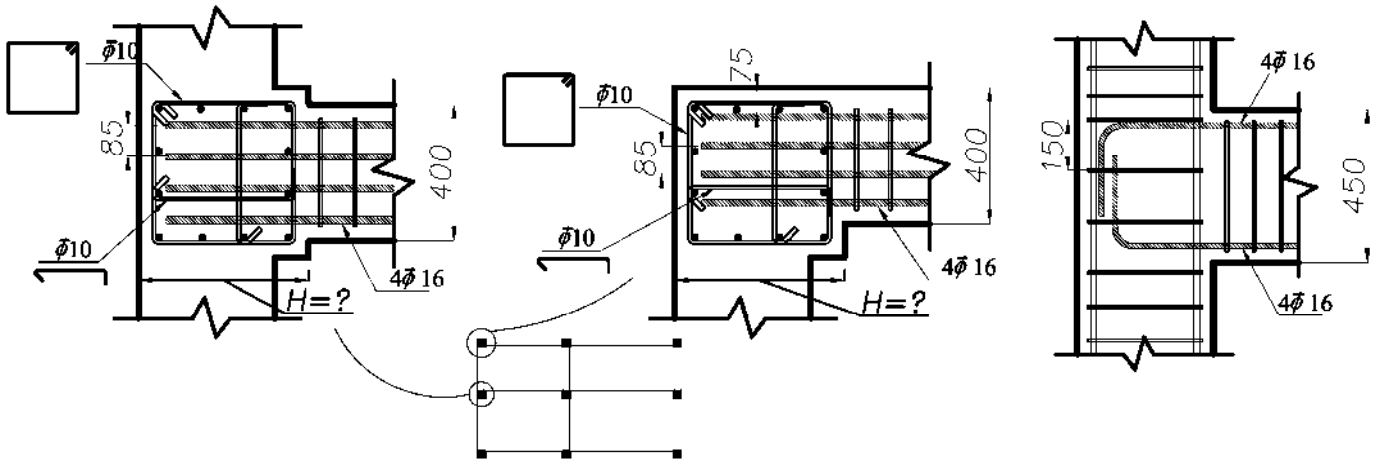
$$\left. \begin{array}{l} \text{طول مهار میگرد قلابدار} \\ \text{در اتصال تیر به ستون} \\ \text{قابهای خمشی متوسط و ویژه} \end{array} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c \cdot 0.043 \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 275\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 331\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r \cdot 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200\ mm \right) = 322\ mm \end{array} \right\} = 331\ mm$$

با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید  $331 + 50 = 381\ mm$  باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر

400 mm انتخاب شود.



مثال ۳: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \rightarrow \Psi_0 = 1$$

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$150 \leq 8 \times 16 = 128\ mm \quad N.G$$

فواصل میلگردهای عرضی بیش از 8 برابر قطر میلگرد تیر میباشد و بنابراین تنها در صورتی که فاصله مرکز تا مرکز میلگردها در داخل اتصال بیش از 6db باشد، ضریب  $\Psi_r$  برابر یک خواهد بود. در غیر این صورت ضریب  $\Psi_r$  برابر 1.6 خواهد بود.

$$s = 85\ mm \neq 6d_b = 96\ mm \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 16^{1.5} = 314.7\ mm$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$l_{dh} = \frac{f_y}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 16 = 265\ mm \quad \text{لرزه ای}$$

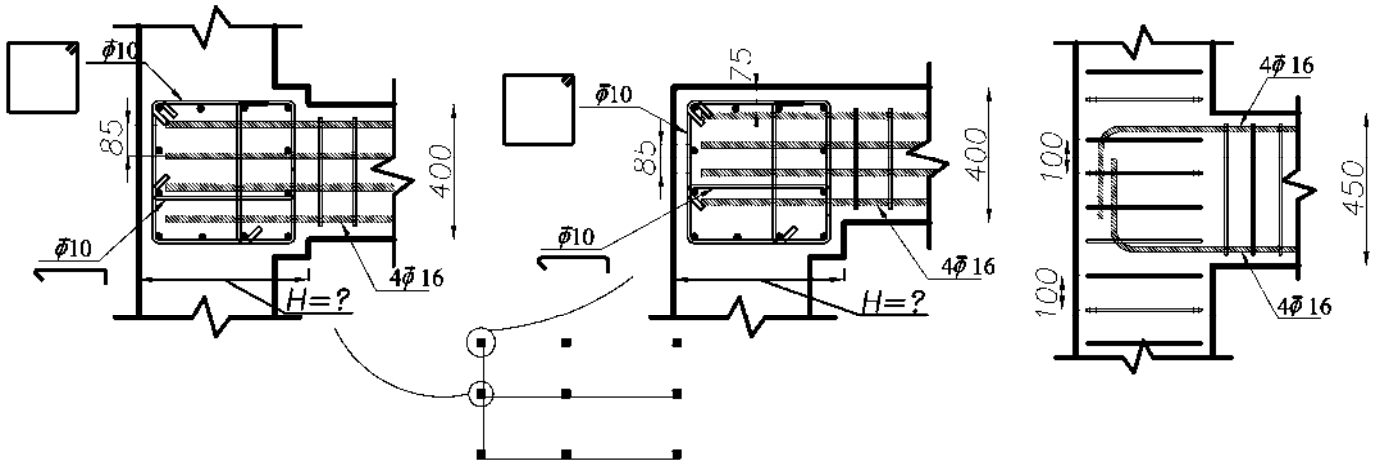
محاسبه طول مهار فشاری:

$$l_{dc} = \text{Max} \left( \begin{array}{l} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{array} \right) = \text{Max} \left( \begin{array}{l} 1 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 16 \\ 1 \times 0.043 \times 400 \times 16 \end{array} \right) = 21.46 \times 16 = 343.5\ mm$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{طول مهار میگرد قلابدار} \\ \text{در اتصال تیر به ستون} \\ \text{قاب خمشی متوسط و ویژه} \end{array} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c 0.043 \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 314.7\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 265\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200 \right) = 343.5\ mm \end{array} \right\} = 343.5\ mm$$

با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید  $343.5 + 50 = 393.5\ mm$  باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر 400 mm انتخاب شود.

مثال ۴: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \rightarrow \Psi_o = 1$$

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 16 = 128\ mm \quad OK$$

در طول قلاب 3 تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای 3 ساق  $\phi 10$  میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 3(3\phi 10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} &= 4\phi 16 = 4 \times 201 = 804\ mm^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 320\ mm^2 \end{aligned} \right\} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$s = 85\ mm \neq 6d_b = 96\ mm$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 16^{1.5} = 196.7\ mm$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 16 = 265\ mm$$

لرزه ای

محاسبه طول مهار فشاری:

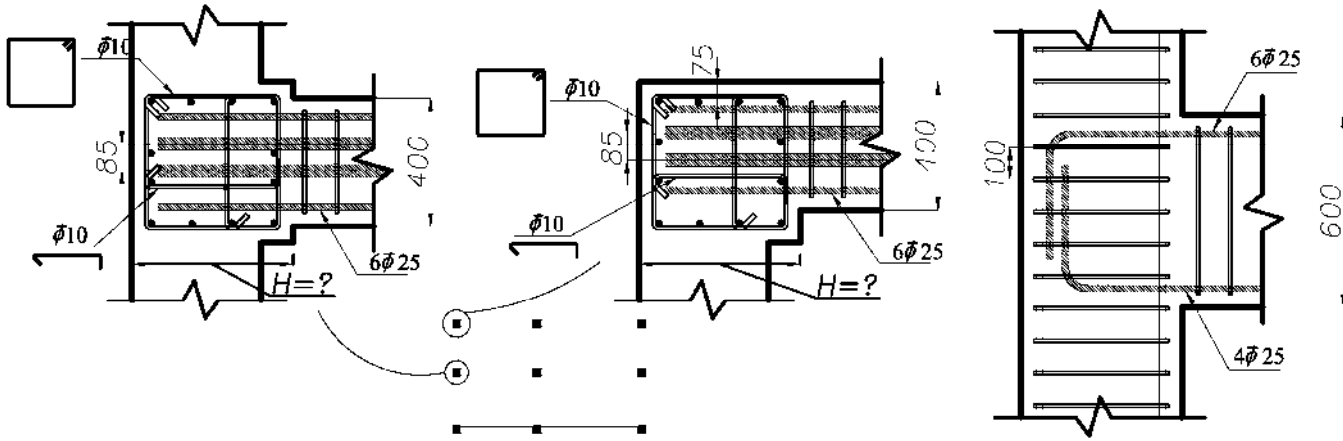
$$l_{dc} = \text{Max} \left( \begin{array}{l} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{array} \right) = \text{Max} \left( \begin{array}{l} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 16 \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \times 16 \end{array} \right) = 16.1 \times 16 = 257.5\ mm$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{طول مهار میگرد قلابدار} \\ \text{در اتصال تیر به ستون} \\ \text{قاب خمشی متوسط و ویژه} \end{array} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c \cdot 0.043 \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 196.7\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 265\ mm \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r \cdot 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200 \right) = 257.5\ mm \end{array} \right\} = 265\ mm$$

با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید 265+50=315 mm باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر

350 mm انتخاب شود.

مثال ۵: بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید ( $H=?$ )



محاسبه قطر معادل:

$$2\phi 25 = 2 \times 491 = 982 \text{ mm}^2 = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow d = 35.3 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:  $side\ cover = 75 \text{ mm} > 65 \text{ mm} \rightarrow \Psi_o = 1$

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm} \quad OK$$

در طول قلاب 4 تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای 3 ساق  $\phi 10$  میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 4(3\phi 10) = 4(3\pi \times 5^2) = 942 \text{ mm}^2 \\ A_{hs} &= 6\phi 25 = 6 \times 491 = 2946 \text{ mm}^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 1178 \text{ mm}^2 \\ s &= 85 \text{ mm} \neq 6d_b = 6 \times 35.3 = 211.8 \text{ mm} \end{aligned} \right\} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{25}} 25^{1.5} = 583 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{25}} 25 = 370 \text{ mm}$$

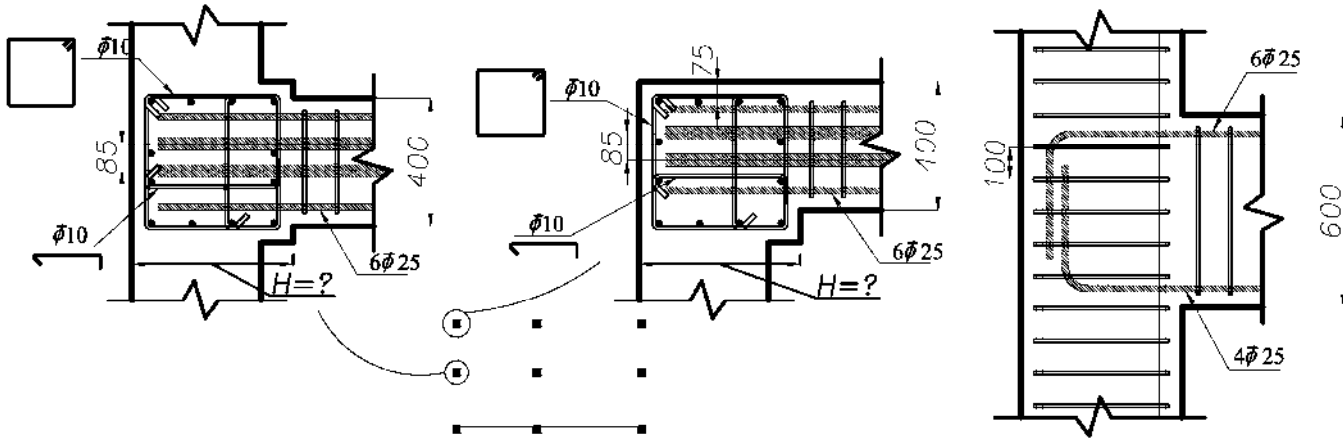
محاسبه طول مهار فشاری:

$$l_{dc} = \text{Max} \left( \begin{array}{l} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{array} \right) = \text{Max} \left( \begin{array}{l} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{25}} \times 25 \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \times 25 \end{array} \right) = 14.4 \times 20 = 360 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{طول مهار میگرد قلابدار} \\ \text{در اتصال تیر به ستون} \\ \text{قابهای خمشی متوسط و ویژه} \end{array} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c \cdot 0.043 \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 583 \text{ mm} \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 370 \text{ mm} \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r \cdot 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200 \text{ mm} \right) = 360 \text{ mm} \end{array} \right\} = 583 \text{ mm}$$

با فرض اینکه پوشش انتهایی قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید  $583 + 50 = 633 \text{ mm}$  باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر 650 mm انتخاب شود.

مثال ۶: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید ( $H=?$ )



محاسبه قطر معادل:

$$2\phi 25 = 2 \times 491 = 982 \text{ mm}^2 = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow d = 35.3 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:  $side\ cover = 75 \text{ mm} > 65 \text{ mm} \rightarrow \Psi_o = 1$

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm} \quad OK$$

در طول قلاب 4 تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای 3 ساق  $\phi 10$  میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 4(3\phi 10) = 4(3\pi \times 5^2) = 942 \text{ mm}^2 \\ A_{hs} &= 6\phi 25 = 6 \times 491 = 2946 \text{ mm}^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 1178 \text{ mm}^2 \\ s &= 85 \text{ mm} \neq 6d_b = 6 \times 35.3 = 211.8 \text{ mm} \end{aligned} \right\} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 25^{1.5} = 615 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 25 = 414 \text{ mm}$$

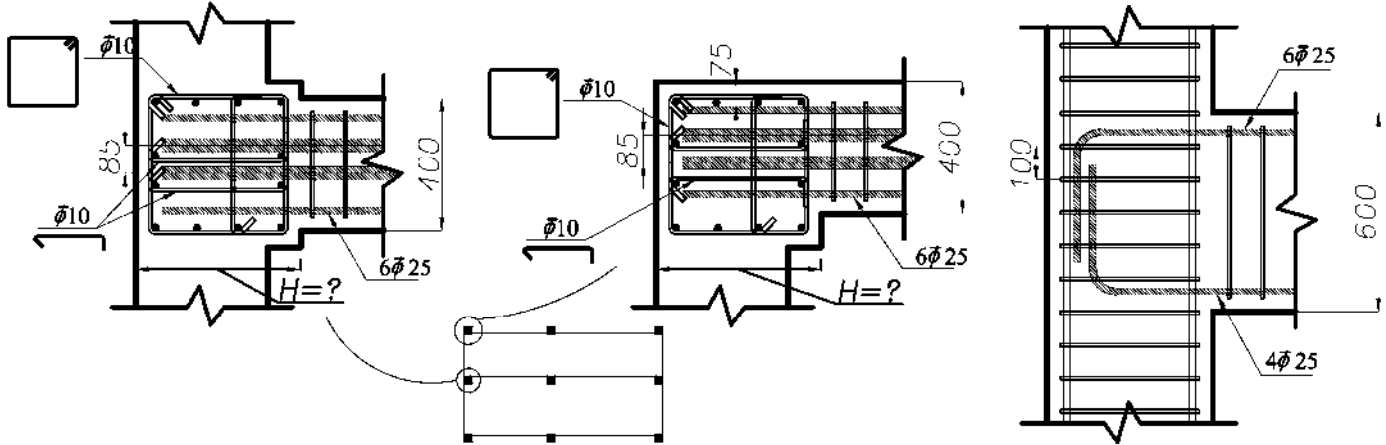
محاسبه طول مهار فشاری:

$$l_{dc} = \text{Max} \left( \begin{array}{l} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{array} \right) = \text{Max} \left( \begin{array}{l} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 25 \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \times 25 \end{array} \right) = 16.1 \times 20 = 402.5 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{طول مهار میگرد قلابدار} \\ \text{در اتصال تیر به ستون} \\ \text{قاب خمشی متوسط و ویژه} \end{array} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c \cdot 0.043 \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 615 \text{ mm} \\ \text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 414 \text{ mm} \\ \text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r \cdot 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200 \right) = 402.5 \text{ mm} \end{array} \right\} = 615 \text{ mm}$$

با فرض اینکه پوشش انتهایی قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید  $615 + 50 = 665 \text{ mm}$  باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر 700 mm انتخاب شود.

مثال ۷: بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید ( $H=?$ )



محاسبه قطر معادل:

$$2\phi 25 = 2 \times 491 = 982 \text{ mm}^2 = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow d = 35.3 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:  $side\ cover = 75 \text{ mm} > 65 \text{ mm} \rightarrow \Psi_0 = 1$

کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب  $\Psi_r$ :

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب  $\Psi_r$  موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 25 = 200 \text{ mm} \quad OK$$

در طول قلاب 4 تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای 4 ساق  $\phi 10$  میباشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} A_{th} &= 4(4\phi 10) = 4(4\pi \times 5^2) = 1256 \text{ mm}^2 \\ A_{hs} &= 6\phi 25 = 6 \times 491 = 2946 \text{ mm}^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 1178 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\} A_{th} > 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$s = 85 \text{ mm} \geq 6d_b = 6 \times 35.3 = 211.8 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{25}} 25^{1.5} = 364 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{25}} 25 = 370 \text{ mm}$$

محاسبه طول مهار فشاری:

$$l_{dc} = \text{Max} \left( \begin{aligned} &\Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ &\Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{aligned} \right) = \text{Max} \left( \begin{aligned} &0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 25 \\ &0.75 \times 0.043 \times 400 \times 25 \end{aligned} \right) = 14.4 \times 25 = 360 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} &\left( \frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \right) = 364 \text{ mm} \\ &\text{Max} \left( \left( \frac{f_y}{5.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), 8d_b \right) = 370 \text{ mm} \\ &\text{Max} \left( \left( \frac{\Psi_r \cdot 0.24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200 \right) = 360 \text{ mm} \end{aligned} \right\} = 370 \text{ mm}$$

با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید  $370 + 50 = 420 \text{ mm}$  باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر 450 mm انتخاب شود.

در شکل زیر یک جدول ساده شده جهت کنترل طول مهار قلاب دار ارائه کردم. توضیحات لازم را میتوانید از طریق مشاهده یک ویدیوی که برای این منظور تهیه کرده ام ملاحظه نمایید:

<https://t.me/hoseinzadehasl/1581>

- مثال ۱: اگر قطر میلگرد طولی تیر  $\phi 20$  باشد، با فرض بتن  $C20$  و میلگرد  $S400$  و در صورتی که در چشمه اتصال از دورگیرهای با فاصله  $10\text{ cm}$  استفاده نشده باشد، حداقل بعد ستون چقدر خواهد بود؟  
 پاسخ: حداقل بعد ستون کناری متصل به این تیر باید حداقل  $50\text{ cm}$  باشد.
- مثال ۲: اگر قطر میلگرد طولی تیر  $\phi 20$  باشد، با فرض بتن  $C20$  و میلگرد  $S400$  و در صورتی که در چشمه اتصال از دورگیرهای با فاصله  $10\text{ cm}$  استفاده شده باشد، حداقل بعد ستون چقدر خواهد بود؟  
 پاسخ: بسته به اینکه ضریب  $\Psi_r$  برابر  $1$  بدست آید یا  $1.6$  حداقل بعد ستون کناری متصل به این تیر باید حداقل  $40\text{ cm}$  و یا  $50\text{ cm}$  باشد.
- مثال ۳: اگر قطر میلگرد طولی تیر  $\phi 25$  باشد، با فرض بتن  $C20$  و میلگرد  $S400$  حداقل بعد ستون چقدر خواهد بود؟  
 پاسخ: بسته به شرایط حداقل بعد ستون کناری متصل به این تیر  $50\text{ cm}$  الی  $70\text{ cm}$  می باشد.

حداقل بعد ستونهای کناری S400-C25				
میلگرد طولی تیر	در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر $10\text{ cm}$ داریم		در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر $10\text{ cm}$ نداریم	
	$(\Psi_r = 1)$	$(\Psi_r = 1.6)$	$(\Psi_r = 1)$	$(\Psi_r = 1.6)$
$\phi 8$	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
$\phi 10$	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
$\phi 12$	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm
$\phi 14$	30 cm	30 cm	35 cm	35 cm
$\phi 16$	30 cm	35 cm	40 cm	40 cm
$\phi 18$	35 cm	45 cm	40 cm	45 cm
$\phi 20$	35 cm	50 cm	45 cm	50 cm
$\phi 22$	40 cm	55 cm	50 cm	55 cm
$\phi 25$	45 cm	65 cm	55 cm	65 cm
$\phi 28$	50 cm	75 cm	60 cm	75 cm
$\phi 32$	60 cm	90 cm	70 cm	90 cm

حداقل بعد ستونهای کناری S400-C20				
میلگرد طولی تیر	در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر $10\text{ cm}$ داریم		در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر $10\text{ cm}$ نداریم	
	$(\Psi_r = 1)$	$(\Psi_r = 1.6)$	$(\Psi_r = 1)$	$(\Psi_r = 1.6)$
$\phi 8$	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
$\phi 10$	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm
$\phi 12$	25 cm	30 cm	35 cm	35 cm
$\phi 14$	30 cm	35 cm	40 cm	35 cm
$\phi 16$	35 cm	40 cm	40 cm	40 cm
$\phi 18$	35 cm	45 cm	45 cm	45 cm
$\phi 20$	40 cm	50 cm	50 cm	50 cm
$\phi 22$	45 cm	60 cm	55 cm	60 cm
$\phi 25$	50 cm	70 cm	60 cm	70 cm
$\phi 28$	55 cm	80 cm	70 cm	80 cm
$\phi 32$	65 cm	95 cm	75 cm	95 cm

توجه: در صورتی که تعداد میلگردهای طولی تیر (کل میلگردها شامل سراسری و تقویتی) اندک باشد به طوریکه فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای طولی تیر حداقل  $6$  برابر قطر میلگرد طولی باشد، ضریب  $\Psi_r = 1$  خواهد بود و نیازی به استفاده از جدول زیر نخواهد بود. برای مثال اگر در یک تیر بتنی با عرض  $b=400\text{ mm}$  میلگرد طولی تیر  $3\phi 20$  باشد، فاصله مرکز تا مرکز میلگردها حدودا  $14\text{ cm}$  خواهد بود که بیش از  $6d_b = 12\text{ cm}$  میباشد و در این حالت  $\Psi_r = 1$  خواهد بود.

حداکثر مساحت میلگرد طولی تیر زمانی که $\Psi_r = 1$		تنگ ناحیه اتصال	
$\phi 18$	$\phi 20$ $\phi 22$	$\phi 25$ $\phi 28$	
18 cm <sup>2</sup>		24 cm <sup>2</sup>	$\phi 10@100$
20 cm <sup>2</sup>		27 cm <sup>2</sup>	$\phi 10@100$
24 cm <sup>2</sup>		31 cm <sup>2</sup>	$\phi 10@100$
25 cm <sup>2</sup>		34 cm <sup>2</sup>	$\phi 12@100$
29 cm <sup>2</sup>		38 cm <sup>2</sup>	$\phi 12@100$
34 cm <sup>2</sup>		45 cm <sup>2</sup>	$\phi 12@100$



۸ فاصله ساقها در عرض مقطع تیرها

طبق مبحث نهم ویرایش پنجم در تیرهایی که برش بالایی دارند فاصله عرضی ساقها حداکثر  $d/2$  و در تیرهایی که برش پایینی دارند برابر  $d$  باید در نظر گرفته شود.

۹-۱۱-۶ جزئیات آرماتور گذاری

۹-۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری

۹-۱۱-۶-۵-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی  $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$

باشد، حداکثر فاصله افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار  $d/2$  و ۶۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله ساقها در عرض مقطع نباید از کمترین

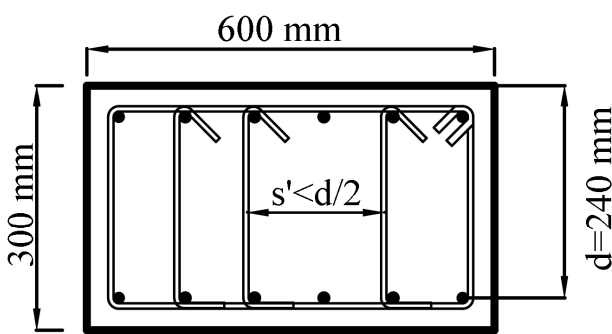
مقدار  $d$  و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر  $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$  باشد، حداکثر فاصله بین

آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کمترین مقدار  $d/4$  و ۳۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و

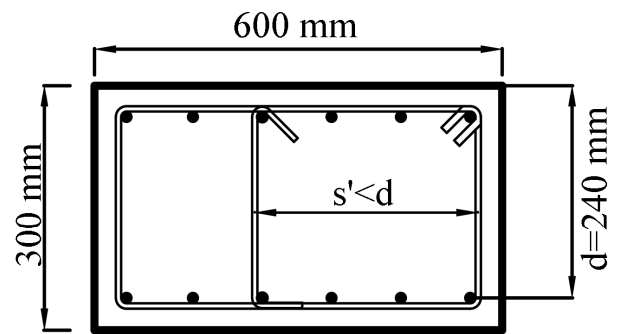
حداکثر فاصله ساقها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار  $d/2$  و ۳۰۰ میلی متر بیشتر

باشد.

در تیرهای کنابی (ارتفاع کم و عرض زیاد) باید توجه داشت که احتمالاً نیاز به سنجاق های میانی در مقطع خواهیم داشت. برای مثال در تیر شکل زیر اگر برش تیر بالا باشد ( $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ) باید فواصل سنجاق های عرضی مطابق شکل سمت چپ حداکثر  $d/2=120$  mm باشد. اگر برش تیر پایین باشد، مطابق شکل سمت راست تنها به یک سنجاق نیاز خواهد بود.



$$V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$$



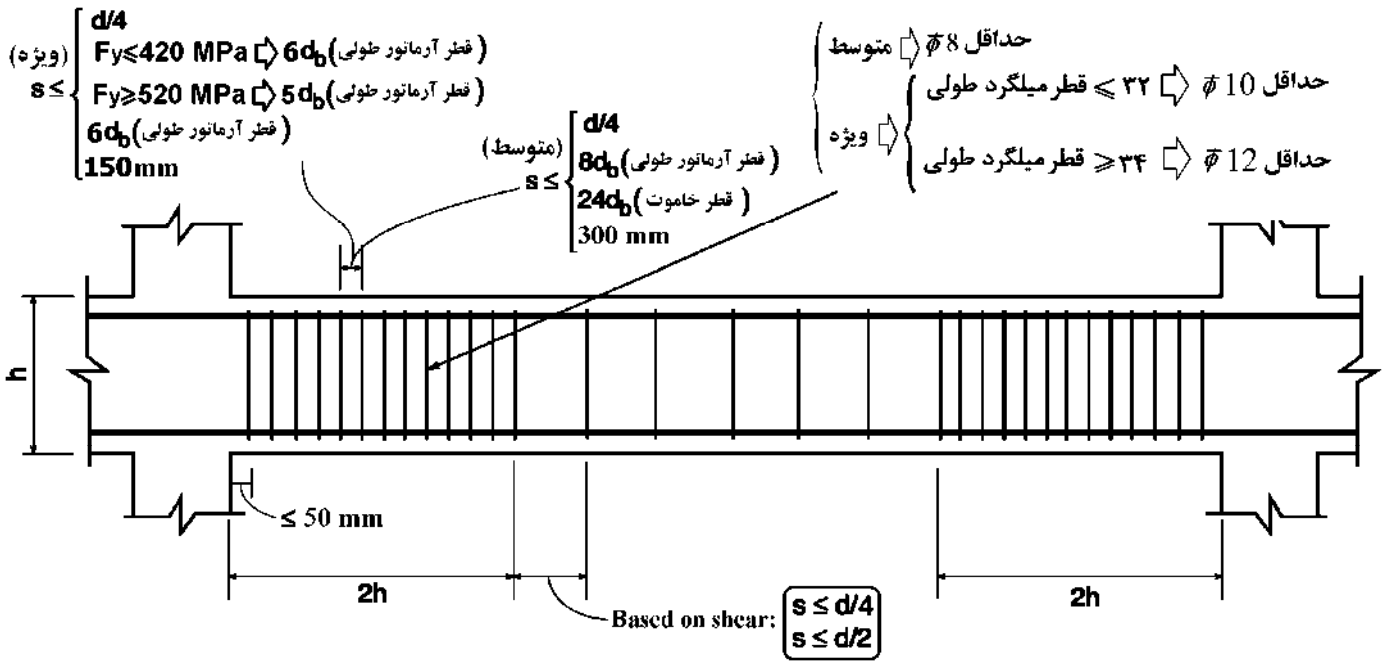
$$V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$$

توجه شود که در تیرهایی با ارتفاع کم (مانند شکل فوق) در صورتی که تیر جزئی از قاب خمشی (متوسط یا ویژه) باشد، فاصله میلگردهای عرضی در طول تیر در دو انتهای تیر (ناحیه بحرانی تیر) حداکثر  $d/4$  باید باشد که برای شکل فوق برابر  $s < \frac{d}{4} = 60$  mm خواهد بود. همچنین در نقاطی از تیر که برش تیر بالا باشد ( $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ) نیز این فاصله باید حفظ شود.

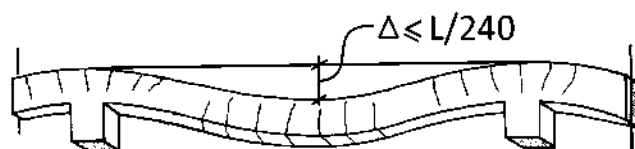
توجه شود که اگر برش تیر بالا باشد ( $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ) فاصله عرضی  $s' < \frac{d}{2}$  و فاصله طولی  $s < \frac{d}{4}$  باید رعایت شود. در تیرهای با عمق کم (مانند تیر شکل بالا) قرار دادن این حجم از آرماتور عرضی با تراکم بالا به لحاظ اجرایی شاید مشکل ساز باشد و بنابراین توصیه میشود تا حد امکان از این نوع تیرها (حداقل در مواردی که برش آنها بالا هست) اجتناب شود.

فواصل تنگ ها در تیرهای قاب خمشی متوسط و ویژه

خلاصه روابط آیین نامه در رابطه با محدودیت فواصل میلگرد ها در تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه را در شکل زیر میتوانید مشاهده نمایید:



## ۹ کنترل خیز در دهانه های بلند



کنترل خیز تیرها، دالهای یکطرفه و یا دالهای دو طرفه (غیر پیش تنیده) در آیین نامه به دو صورت می تواند انجام می شود:

- ۱- محاسبه مستقیم خیز و کنترل آن با مقادیر مجاز
- ۲- کنترل ضخامت اعضا بر اساس جداول آیین نامه

## کنترل حداقل ارتفاع تیر

- توجه: کنترل ارتفاع تیر برای مواردی که تیرها به قطعات غیر سازه ای مانند تیغه ها متصل هستند (چه تیغه از زیر سقف متصل باشد و چه از روی سقف روی آن قرار گیرد) مجاز نیست. بنابراین در اکثر موارد نمی توان از جدول زیر استفاده نمود.
- توجه: استفاده از جدول زیر در سازه های غیر متعارف مجاز نیست. در مواردی که طول دهانه به صورت غیر متعارف بلند باشد، باید از روش محاسبه دقیق استفاده نمود.

## ۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

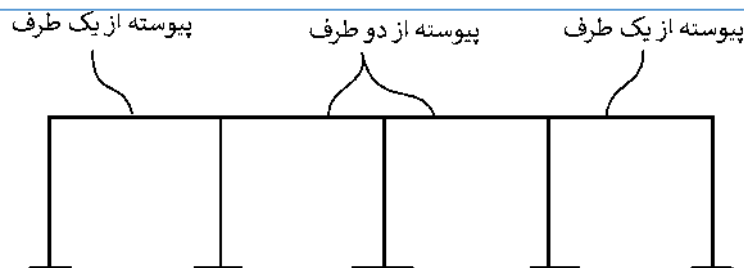
۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان های متعارف و تحت بارگذاری های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش تر است، محاسبه ی خیز (افتادگی) الزامی نمی باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه ای مانند تیغه ها متصل نباشند و یا آن ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن ها خسارتی ایجاد نکند.

## جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه گاه های ساده	تکیه گاه های پیوسته از یک طرف	تکیه گاه های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره:  $l$  در جدول طول دهانه ی تیر و یا طول آزاد کنسول است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۱ و ۹-۱۱-۲-۶-۲ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب  $(0.4 + f_y / 700)$  ضرب شوند.



## محاسبه و کنترل خیز بر اساس سختی معادل

یکی از مواردی که در محاسبه خیز باید منظور شود، اثر ترک خوردگی اعضا هست. در مبحث نهم ویرایش پنجم، اجازه داده شده که به جای محاسبه دقیق ممان اینرسی موثر سازه از مقدار تقریبی استفاده شود. به بند زیر توجه کنید:

## مبحث نهم ویرایش ۹۹

۲-۲-۶-۶-۹ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. همچنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی  $I/4$  برابر مقدار  $I$  که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار  $I$  در هر حال نباید بزرگ‌تر از  $I_g$  در نظر گرفته شود.

- با توجه به بند فوق میتوان "خیز آنی" این تیرها را تحت بارهای سرویس با فرض ضریب سختی خمشی  $0.5 = 1.4 \times 0.35$  برای تیرها استخراج کرد. بدین منظور میتوان از مدل اصلی طراحی که در آن ضریب سختی خمشی تیرها 0.35 هست، یک save as گرفته و ضریب سختی تیرها را به 0.5 افزایش داد. سپس ترکیب بار مورد نظر را ساخته و خیز را تحت ترکیب بار دلخواه از نرم افزار استخراج کرد. برای نمونه یک ترکیب بار پیشنهادی (محافظه کارانه) برای تیرها میتواند به شکل زیر باشد:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_{\text{انی}} = (\Delta_D + \Delta_L) \\ \Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_D + 0.25\Delta_L \\ \lambda = 2 \end{array} \right\} \Delta_{\text{total}} = (\Delta_{\text{انی}}) + \lambda \Delta_{\text{بار دائمی}} = 3\Delta_D + 1.5\Delta_L$$

- رابطه فوق محافظه کارانه میباشد.
- در رابطه فوق می‌توان خیز آنی مربوط به بخشی از بارها که قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اتفاق می‌افتد را از خیز کل کم کرد.
- در رابطه فوق در جهت اطمینان از میلگرد فشاری و تاثیر آن بر ضریب خزش ( $\lambda$ ) صرف نظر شده است.
- مقدار خیز تیر تحت ترکیب بار فوق باید کمتر از مقدار مجاز آیین نامه ( $L/240$  و یا  $L/480$  بسته به مورد) باشد.
- خیز ناشی از بارهای زنده را نیز میتوان به همین ترتیب کنترل کرد.

۹-۸-۴-۴ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن،  $V_c$ 

۹-۸-۴-۴-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد،  $V_c$  را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب) محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری،  $N_u$ ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left( 0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-الف)$$

$$V_c = \left( 0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-ب)$$

۹-۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،  $V_c$ ،  $A_v < A_{v,min}$  از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left( 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۳)$$

که  $\lambda_s$  ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

۹-۸-۴-۴-۳ در رابطه‌های (۹-۸-۱۲) و (۹-۸-۱۳)، بار محوری  $N_u$  در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین مقدار  $\frac{N_u}{6A_g}$  نباید بیش از  $0.05f'_c$  منظور شود.

۹-۸-۴-۴-۴  $V_c$  نباید بزرگ‌تر از  $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ ، و یا کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود.

۹-۸-۴-۴-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه،  $\lambda_s$ ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (۹-۸-۱۴)$$

۹-۸-۴-۸-۱ اگر هیچ کدام از رابطه‌های (۹-۸-۱۰) برآورده نشود، لازم است رابطه‌ی زیر تامین گردد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (۹-۸-۱۱)$$