

طراحی کف های پیش تنیده (پس کشیده)

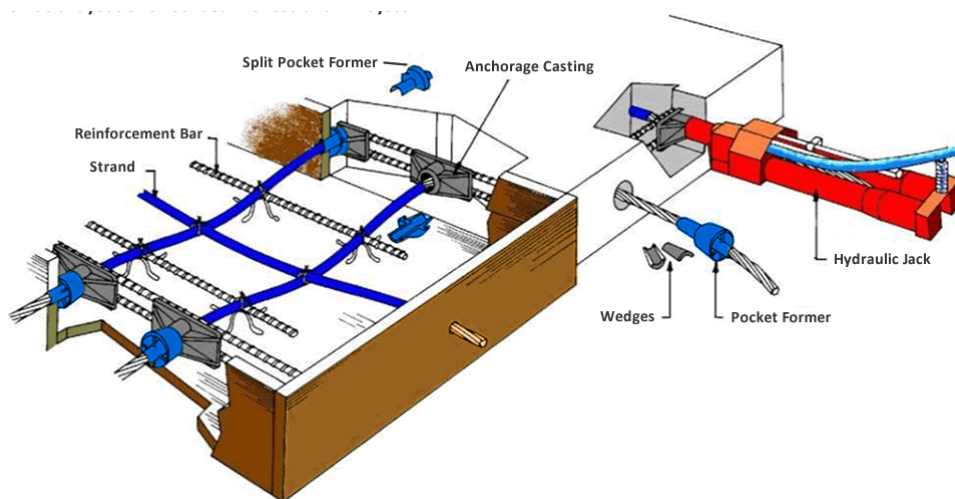
با نرم افزارهای

ETABS 2016 , SAFE 2016

مدرس؛ سیدصادق علوی

عضو سازمان نظام مهندسی ساختمان استان بوشهر

تابستان ۱۳۹۶



با همکاری



موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

پس از استقبال مناسب از دوره های حضوری و آنلاین بنده در زمینه طراحی سازه های صنعتی با همکاری گروه آموزشی ۸۰۸، تصمیم به تعریف دوره جدیدی تحت عنوان طراحی کف های پیش تنیده به کمک نرم افزار گرفته شد. امروزه به دلیل مزایای متعدد این کف ها از مقبولیت ویژه ای نزد کارفرمایان و مهندسين برخوردار شده و در اقصی نقاط کشور تقاضا برای طرح و ساخت سازه هایی با این کف ها رشد چشمگیری داشته است. به دلیل تفاوت های عمده این سازه ها به ویژه در بخش طراحی از یک سو و عدم وجود منابع جامع و دوره های آموزشی سهل الوصول تعداد طراحان این نوع سازه ها مخصوصاً در استانهای کوچک تر انگشت شمار می باشد. در حال حاضر تقریباً تنها کتاب به روز و کاربردی به قلم توانای استاد حسن باجی از نشر علم عمران می باشد. (هرچند نسخه فعلی این کتاب نیز کلیه مطالب پوشش نمی دهد). بخش زیادی از پروسه طراحی این سازه ها مشابه سازه های با دالهای تخت بتنی می باشد که در جزوه استاد مسعود حسین زاده اصل از مدرسین خوش ذوق کشور به صورت مبسوط به آن پرداخته شده و در قسمت انتهایی این جزوه نظرات کاربردی ایشان نیز مد نظر قرار خواهد گرفت. به جرأت می توان گفت بهترین منبع آموزشی نوشته استاد بیژن اعلامی شخصیت برجسته بین المللی در زمینه طرح و اجرای سازه های پیش تنیده و توسعه دهنده مجموعه نرم افزارهای ADAPT می باشد. یکی دیگر از اساتیدی که جا دارد از ایشان نام ببرم Dirk Bondy از اساتید به نام در زمینه سازه های پیش تنیده در کشور آمریکا می باشد که کتاب ایشان در زمینه مسائل پایه و همچنین طرح لرزه ای دیافراگم در سازه های پیش تنیده کم نظیر می باشد. در ادامه جا دارد تشکر ویژه ای از استاد ارجمند مهندس عبدالمهدی عباسی از طراحان حاذق استان بوشهر داشته باشم که قطعاً نام ایشان برای بسیاری از شما عزیزان آشنا می باشد. در این دوره سعی شده برآیند مطالب گفته شده در منابع فوق تا حد ممکن با بیانی ساده و به صورت کاربردی انتقال داده شود. در حال حاضر تخصصی ترین نرم افزار در زمینه طراحی سازه های پیش تنیده ADAPT BUILDER میباشد که محیط آن برای طراحی این سازه ها اختصاصی سازی شده است. پس از انتشار SAFE 12 و دنبال آن نسخه ها ۱۴ و ۱۶ یک رقابت جدی میان این ۲ نرم افزار ایجاد شده تا آنجا که بسیاری از طراحان به سمت این نرم افزار گرایش پیدا کرده اند. کمپانی محبوب CSI در سال گذشته میلادی ETABS 2016 را به بازار عرضه کرد که تقریباً تمام قابلیت های نسخه های پیشین به همراه ویژگی های SAFE را در خود جای داده است. بنابراین شما با استفاده از نسخه ETABS 2016 بدون نیاز به نرم افزار دیگری قادر خواهید بود تقریباً غالب سازه های پیش تنیده را مدلسازی و طراحی کنید. امید است مدرس بتواند در این دوره های آموخته های اندک خود را به نحو شایسته ای به شما عزیزان انتقال دهد و شاهد طرح و اجرای سازه های پیش تنیده در آینده ای نزدیک توسط شما عزیزان باشیم. نظرات ارزشمند شما همکاران گرامی در ارتقاء و بهبود کیفیت مطالب این جزوه و دوره های آتی می تواند راهگشا باشد.

ویرایش اول

تابستان ۱۳۹۶

سیدصادق علوی

Sadeghalavi@yahoo.com

در این دوره خواهید آموخت؛

انتخاب سیستم سازه ای مناسب با توجه به جمیع شرایط

تفاوت ها میان سیستم ها پیش تنیده

طراحی دستی یک مثال ساده در حد سرویس و حد نهایی

تشریح روند مدلسازی در نرم افزار

کنترل تغییر مکان

کنترل ارتعاش

کنترل برش پانچ با لحاظ ملاحظات طرح لرزه ای

کنترل برش یکطرفه

کنترل کفایت دیافراگم

کنترل صلبیت دیافراگم

توصیه های اجرایی

انواع سیستم های باربر ثقیلی در سازه های بتنی به روایت تصویر

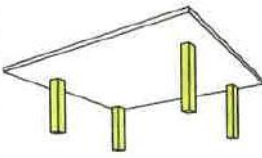
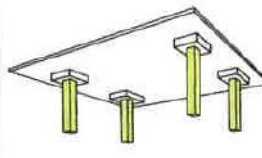
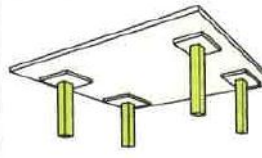
	PTS285a Punching shear limits long spans
(a) Flat plate	
	Excessive reinforcement over supports can limit the span length
(b) Flat slab with square column capitals	
	Large deflections limits the span length
(c) Flat slab with drop panels	
Samples of Two-Way Construction (part-1)	

FIGURE 4.6.1A-1a

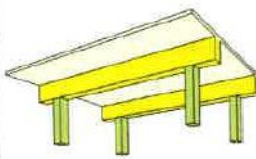
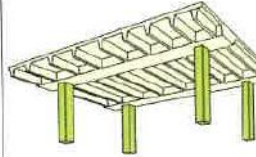
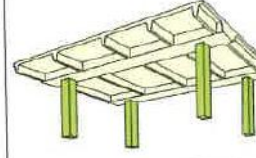
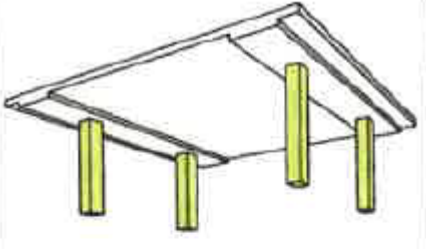
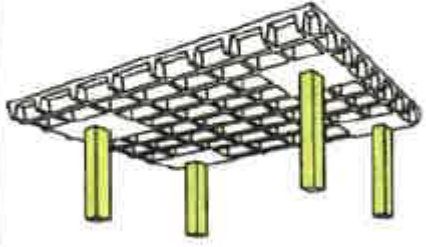
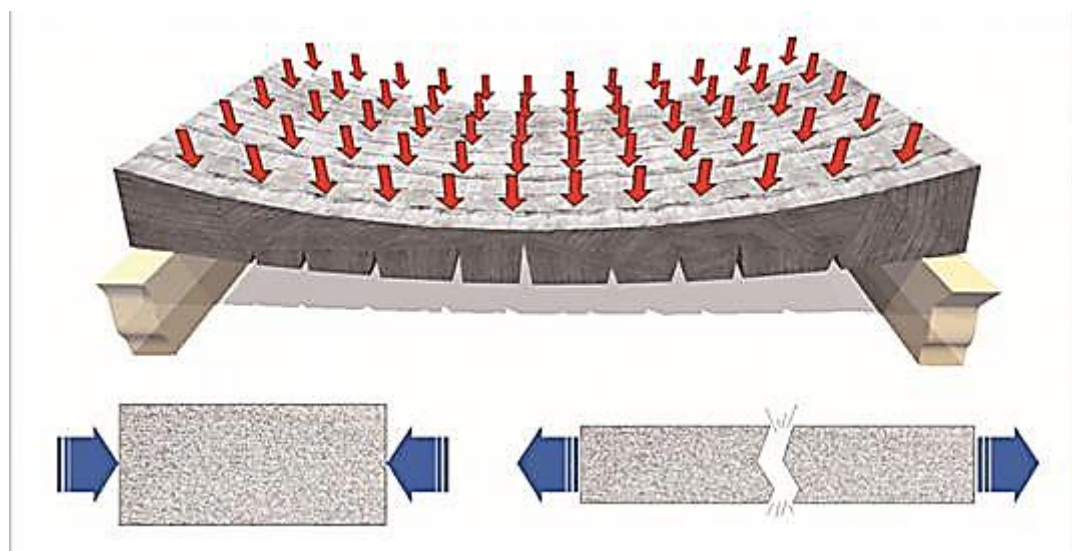
	PTS290 Suitable, where long span exceeds twice the length of short span
(a) One - way beam and slab	
	Suitable for short spans exceeding 23 ft (7m) and material to labor expensive
(b) Joist slab	
	Suitable for short spans exceeding 23 ft (7m); light live load (40 psf; 2 kN/m ²), and material to labor expensive
(c) Skip joist slab	
Samples of Beam and Slab Construction	

FIGURE 4.6.1A-1c Geometry of Common Floor System Types

	<p style="text-align: right;">PTS285b</p> <p>Suitable where ratio of spans in two directions is between 1.4 and 2</p>
<p>(d) Floor with slab band</p>	
	<p>Suitable, where material relative to labor is expensive</p>
<p>(e) Waffle slab</p>	
<p style="text-align: center;">Samples of Two-Way Construction (part-2)</p>	

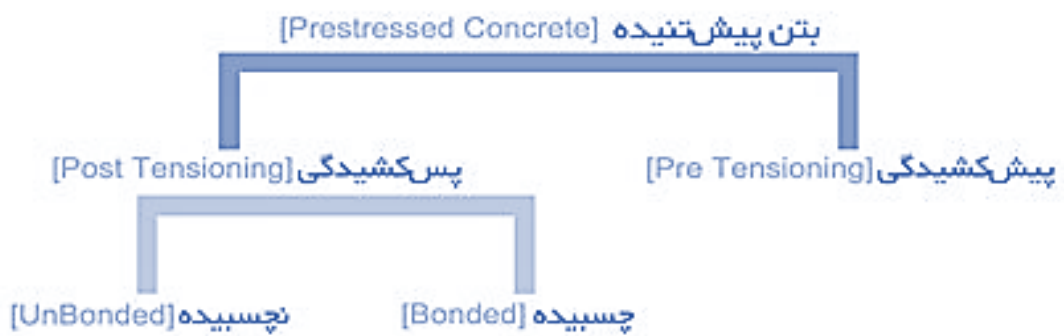
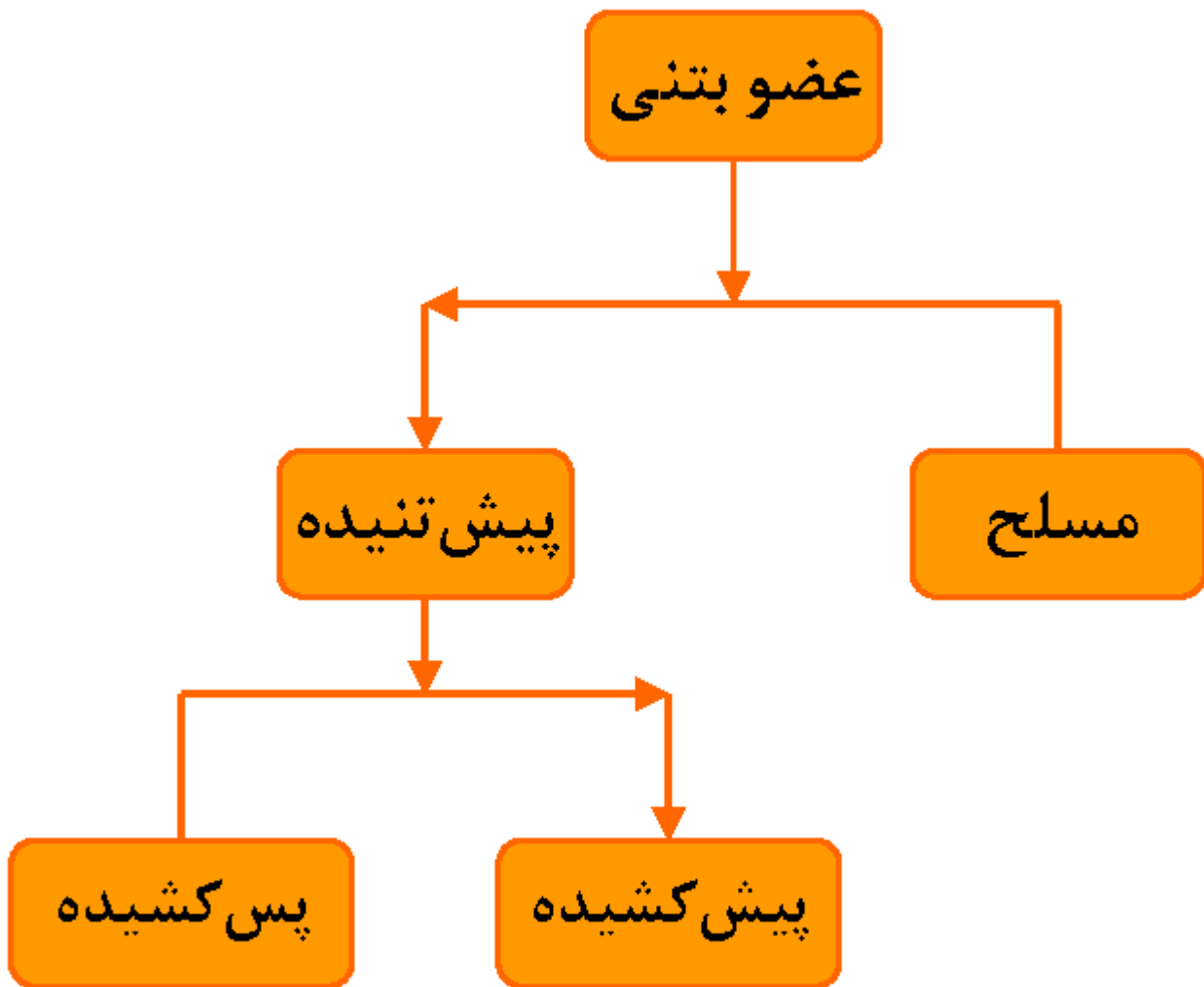
ترک خوردگی تار تحتانی یک عضو بتنی تحت اثر بارهای ثقلی



دال پیش تنیده در سازه های ساختمانی







دیاگرام مصرف فولاد پیش تنیدگی در سازه های مختلف در کشور آمریکا

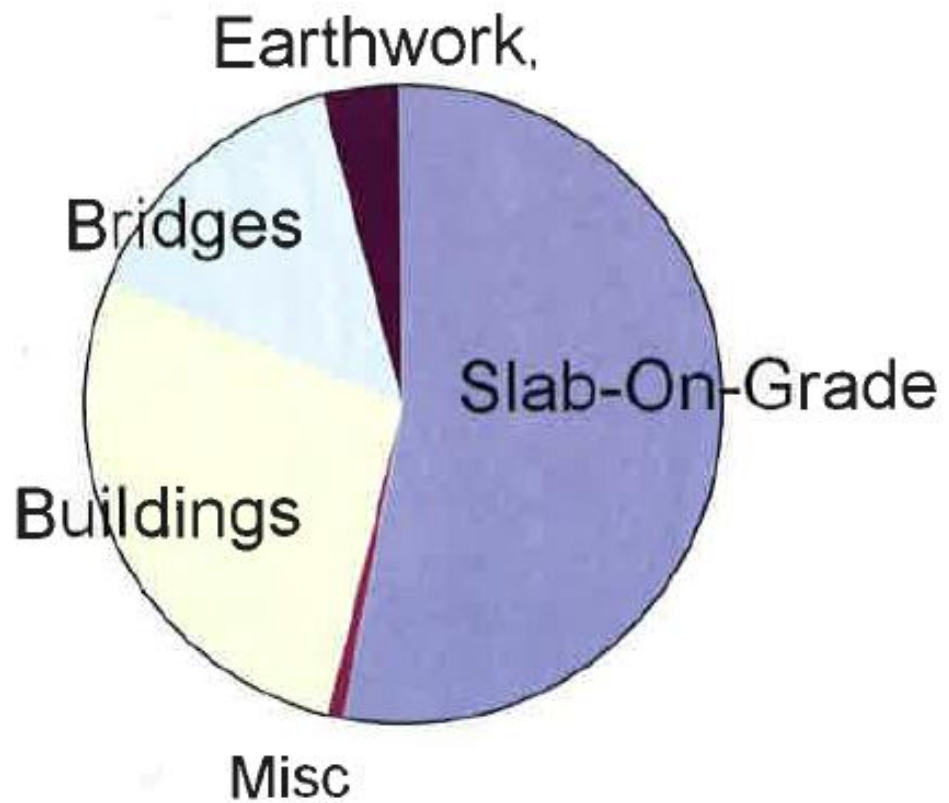


FIGURE 2.3.7-1 Typical Tonnage Breakdown of Post-Tensioning Application in the US (P376)

نمای شماتیک از اجزاء تشکیل دهنده یک سیستم پیش تنیده نچسبیده

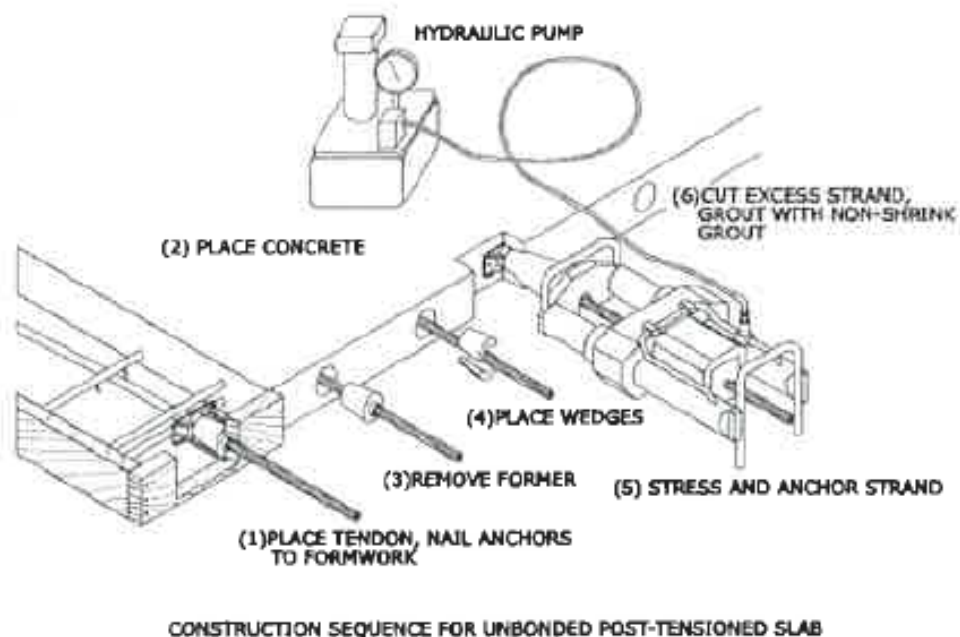
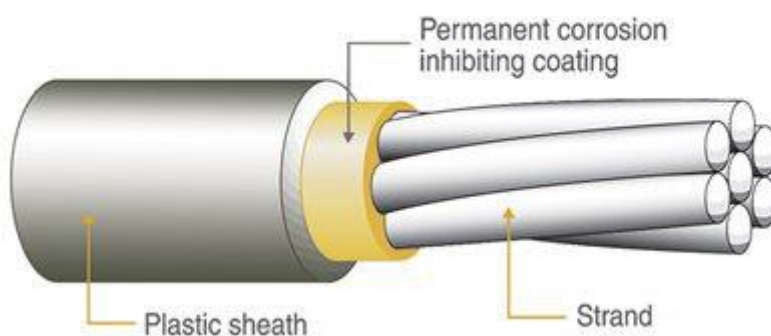


FIGURE 2.4-4 Components of an Unbonded Post-Tensioning System (P144)

نمای شماتیک از یک کابل ۷ رشته در سیستم نچسبیده



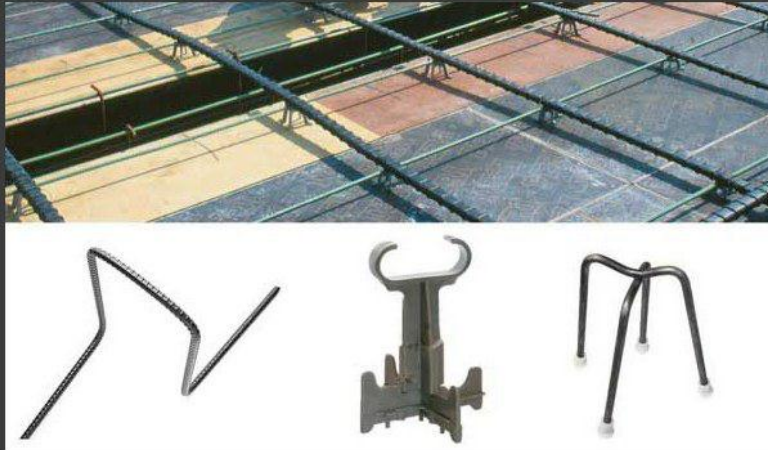
کلافی از یک کابل مورد استفاده در سیستم نچسبیده



FIGURE 2.5.1A-2 Strand Delivered to Site in Coil
(P403)

انواع chair به منظور تامین پروفیل قائم کابلها

• فاصله نگه دار یا اسپیسر: این قطعه با توجه به ارتفاع غلاف یا کابل ها از قالب کف، ارتفاع های مختلف دارد و کابل ها را چه به صورت انفرادی و چه همراه غلاف، طبق ارتفاعی که در نقشه وجود دارد، تا قبل از بتن ریزی نگهداری می کند. این قطعه بسته به ارتفاع از جنس پلاستیکی و یا فلزی ساخته می شوند.



یک نمونه جک هیدرولیک جهت ایجاد پیش تنیدگی در کابلها



FIGURE 2.4.3A-1 Equipment for Mono-Strand Stressing (P158)

روشهای مختلف جهت آرایش کابلها در پلان

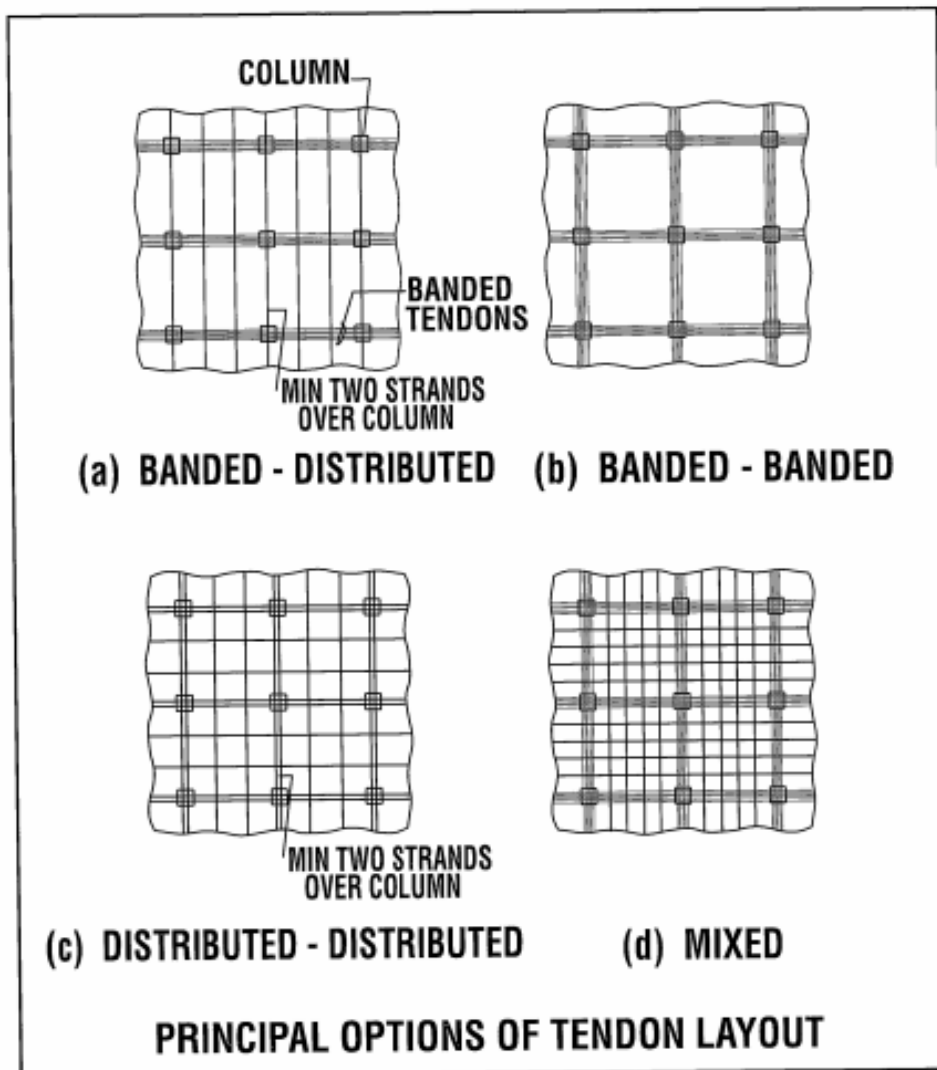
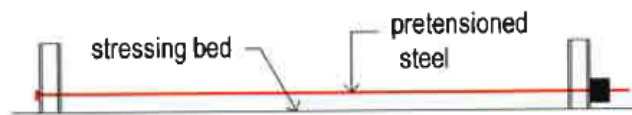


FIGURE 2.1-1

مراحل پس کشیدگی در سیستم های پس کشیده پیش ساخته

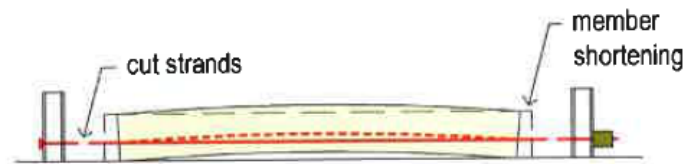
PTS197



(a) Tensioning of prestressing steel in stressing bed before casting concrete



(b) Casting of concrete around tensioned steel, $f_c = 0$



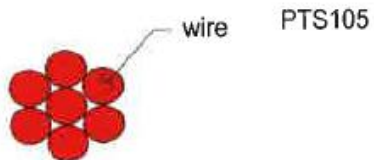
(c) Release of strands from stressing bed causing shortening of member

Basics of Pre-Tensioning Steps

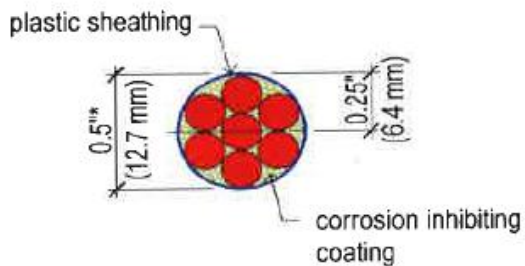
تیرچه های پیش ساخته بتنی پس کشیده



جزئیات یک نمونه کابل ۷ رشته در سیستم نچسبیده



(a) Seven wire strand



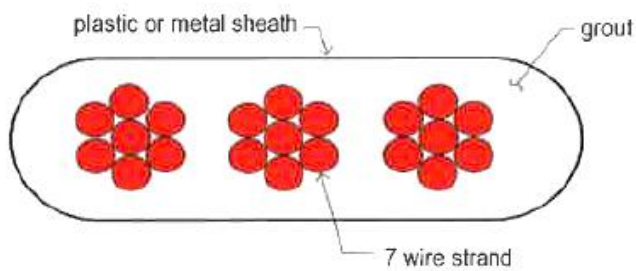
note: * nominal diameter

(b) View of tendon

Unbonded Tendon

FIGURE 2.4.1-1 Section of a Seven Wire Strand and Tendon

جزئیات قرار گیری ۳ کابل درون یک داکت در سیستم چسبیده



(b) Grouted

FIGURE 2.4.2A-1 Cross-Sectional Views of Typical Slab Tendons

چند نمونه داکت پلاستیکی مورد استفاده در سیستم چسبیده



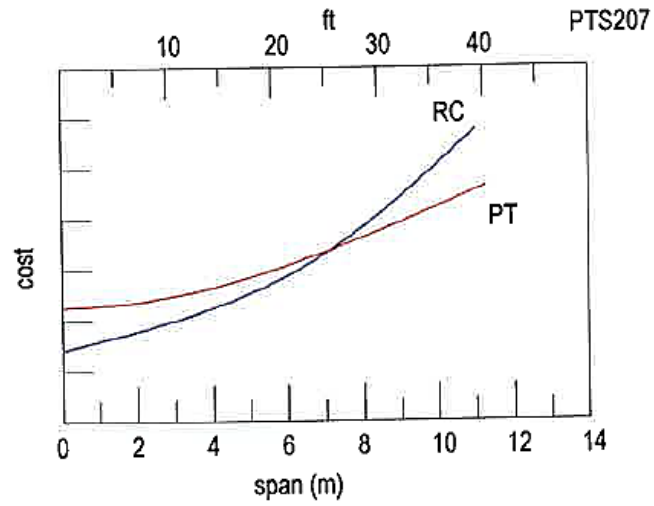
FIGURE 2.4.2A-2 View of Plastic Ducts for Slab Construction (P150)

مشخص کردن محل عبور تنداها با رنگ زیر دال پس از اجرای دال



FIGURE 2.5.3A-2 Soffit of Slab is Painted to Show the Location of Tendons (Mumbai; P206b)

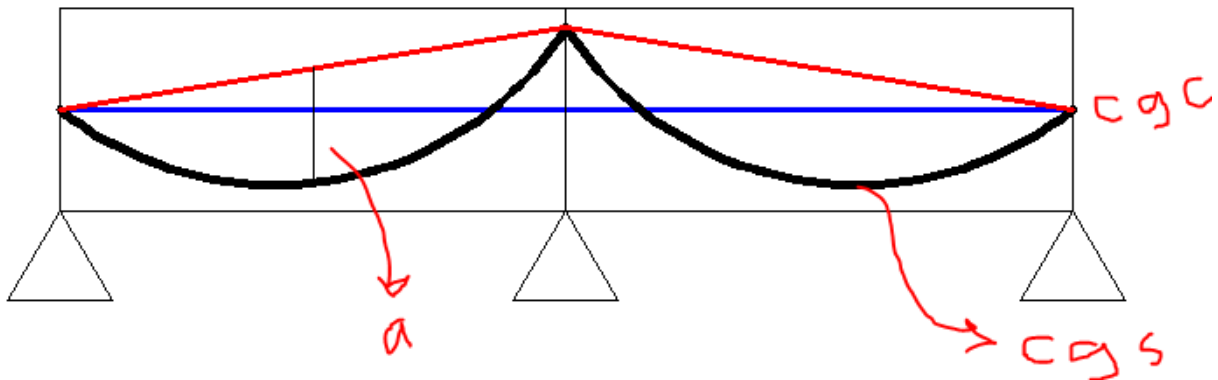
مقایسه هزینه تمام شده سیستم بتنی معمولی و پیش تنیده به نسبت دهانه



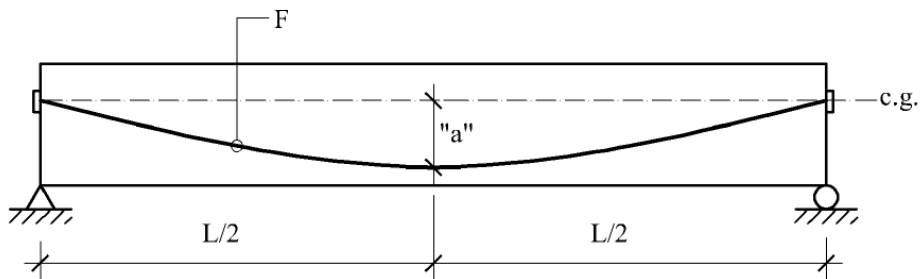
Span Versus Cost

FIGURE 2.6-1 Relationship between Construction Cost and Span for Post-Tensioned and Conventionally Reinforced Floor Systems

فلسفه پیش تنیدگی

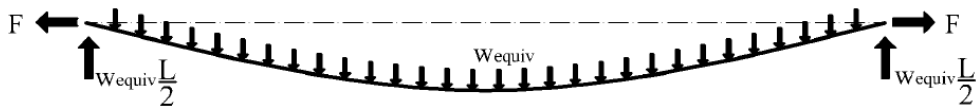


Consider the same beam with a parabolic tendon profile.



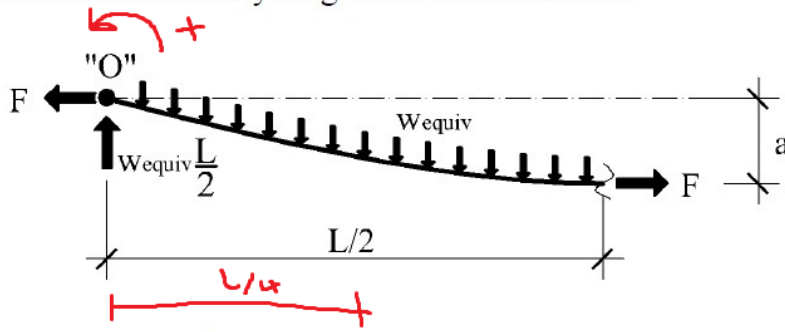
Now pull out the tendon and analyze it alone. Once again, a tendon under tension wants to straighten, but this is resisted by the stiffness of the material.

Now pull out the tendon and analyze it alone. Once again, a tendon under tension wants to straighten, but this is resisted by the stiffness of the material.



Think of this as a clothesline. An evenly distributed load (of clothes, say) creates a second order parabolic shape, referred to as a catenary. Therefore, if a tendon is to retain its parabolic shape, it must "feel" uniform loading acting upon it. No other load will create this same shape.

Now cut a free-body diagram at the centerline:



Sum moments about "O":

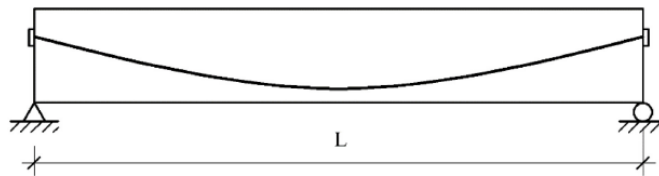
$$Fa - w_{equiv} \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{L}{4}\right) = 0$$

$$Fa = \frac{w_{equiv} L^2}{8}$$

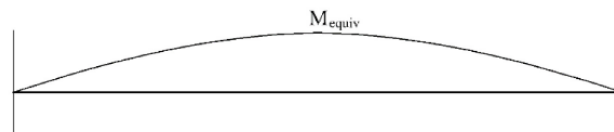
$$w_{equiv} = \frac{8Fa}{L^2}$$

Summary

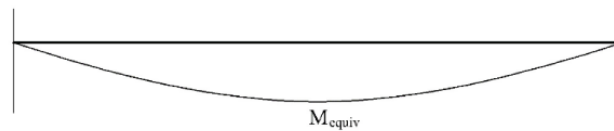
BEAM WITH NO EXTERNAL LOADS (WEIGHTLESS) AND STRESSED TENDONS



"MATERIAL ONLY" MOMENT DIAGRAM (DRAWN TO TENSION SIDE)

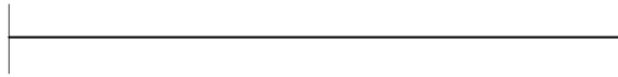


"TENDON ONLY" MOMENT DIAGRAM

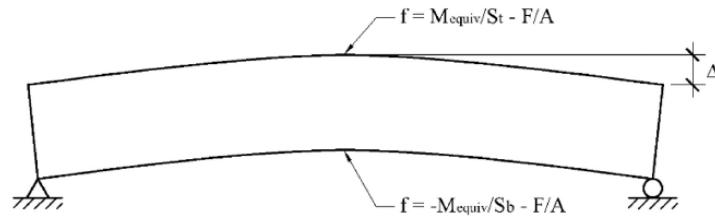


Again, M_{equiv} equals F multiplied by e , the eccentricity of the c.g.s to the c.g.c., at any point

NET SYSTEM MOMENT DIAGRAM



FINAL DEFLECTED SHAPE AND MATERIAL STRESSES



$$\Delta = \frac{5w_{equiv}L^4}{384EI}$$

A value of 60 to 80 percent is generally used as the self load balancing ratios. Typically precompression levels generally range between 0.125 to 0.275 ksi.

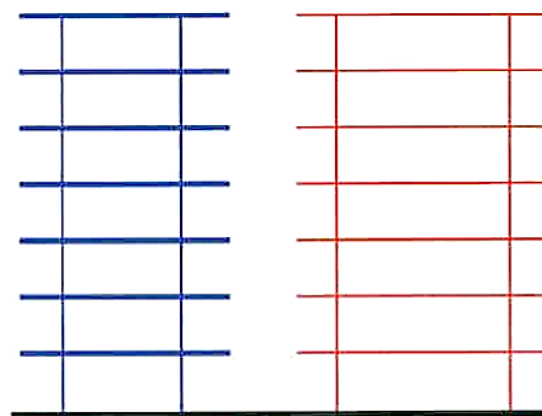
مزایای سیستم‌ها پیش‌تنیده نسبت به سازه‌های بتنی معمولی

دال نازک تر

در صورتی که دهانه از ۵ متر بیشتر باشد، دال پیش تنیده تقریباً ۳۳ درصد ضخامت کمتری نسبت به دال بتن مسلح برای بارگذاری مشابه خواهد داشت. ضخامت کمتر به معنای صرفه جویی بیشتر در مصرف بتن دال، ستونها، دیوارهای برشی و فونداسیون می باشد. به دنبال کاهش مصرف مصالح میزان تولید گازهای گلخانه ای نیز کاهش خواهد یافت. با این اوصاف به صورت تقریبی به ازاء هر ۲۰ طبقه و گاهی کمتر ارتفاع نهایی سازه به اندازه یک طبقه نسبت به سازه های مشابه کوتاه تر خواهد شد که در این صورت علاوه بر کاهش نیروی زلزله و باد، لنگر واژگونی نیز کاهش خواهد یافت.

دهانه های بلندتر

امکان ایجاد دهانه های بلندتر به کمک دالهای پیش تنیده نسبت به دالهای بتن مسلح رایج با ضخامت یکسان مهیا می باشد. این موضوع خود باعث ایجاد فضای آزاد بیشتری نیز خواهد شد. این موضوع از سوی دیگر تعداد ستونهای مورد نیاز را نیز کاهش خواهد داد.



(a) RC

(b) PT

FIGURE 2.2D-1 Conventionally Reinforced and Post-Tensioned Concrete Frames—Span and Thickness Comparison

حذف تیرها

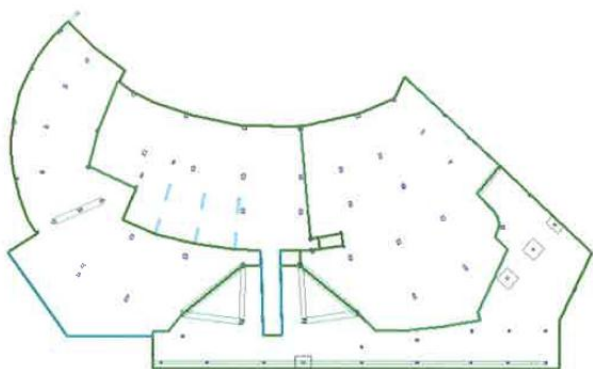
در بسیاری از موارد، پیش تنیدگی این امکان را به ما می دهد که تیرها را به طور کامل حذف کنیم. بدیهی است که استفاده از دال تخت میزان قالب بندی را کاهش می دهد. در آمریکا هزینه قالب بندی تا ۳۳ درصد هزینه کف می رسد. ساده شدن قالب بندی یک امتیاز بزرگ محسوب می شود.



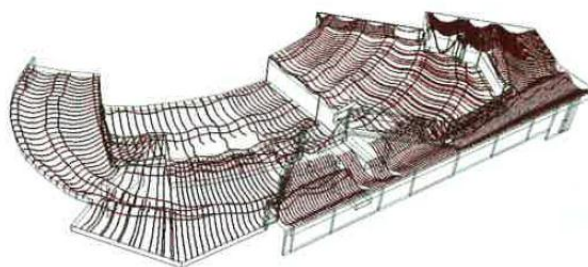
FIGURE 2.2E-1 Beamless Flat Slab Construction Using Post-Tensioning (P134)

قابلیت ستونگذاری بهتر برای پلانهای نامنظم

امروزه معماری، دهانه های بلندتر و ستونگذاری های نامنظم را طلب می کند. سیستم های پیش تنیده محدودیت های سیستم های سنتی دال بتن مسلح (مخصوصاً با وجود تیر) را نداشته و امکان ستونگذاری های دلخواه را فراهم کرده است.



(a) Plan showing irregular support layout without beams (P135a)



(b) View of tendon layout (P135b)

FIGURE 2.2F-1 Example of an Irregular Floor Geometry and Support Layout (Alta Hospital Podium, USA)

سازه سبک تر یعنی نیاز لرزه ای کمتر

یک سازه پیش تنیده تقریباً ۳۳ درصد از یک سازه بتن مسلح معمولی سبک تر میباشد. این موضوع کمک شایانی به اقتصادی شدن ستونها و به دنبال آن فونداسیون می شود. گاهی اوقات تغییر سیستم به پیش تنیده منجر به مضاعف شدن هزینه طراحی سازه خواهد شد، بنابراین بهتر این است که سازه از ابتدا برای سیستم پیش تنیده طراحی شود. در کالیفرنیا سازندگان معمولاً از بتن سبک جهت کف ها و بتن معمولی برای ستونها و دیوارها استفاده می کنند که تا ۵۰ درصد وزن سازه را کاهش خواهد داد. این موضوع در مناطق با خطر لرزه ای بالا مزیت بزرگی محسوب می شود.

توان تحمل بارهای متمرکز بیشتر

در کف های پیش تنیده می توان پروفیل کابلها را طوری تنظیم کرد تا اثر بارهای متمرکز ثقلی خنثی شود. به این صورت که در محل های مورد نظر یک خیز منفی در اثر پیش تنیدگی کابلها ایجاد شود. به

این ترتیب بر خلاف سایر سیستم ها امکان حذف ستونها در طبقه تحتانی فراهم خواهد شد. تا پیش از این برای پارکینگ ها و طبقات تحتانی تجاری این موضوع معضل بزرگی محسوب می شد.



(a) Base plate of steel columns planted on PT slab (P136a)

کاهش تغییر شکل

کف های پیش تنیده عمدتاً تغییر شکل های کوچک تر نسبت به کف های بتن مسلح معمول تحت بارهای ثقلی خواهند داشت. این مساله یکی از عوامل اصلی استقبال از سیستم های پیش تنیده در کشور آمریکا می باشد. ۲ عامل باعث کاهش تغییر شکل در این سیستم ها می شود. اولاً پیش تنیدگی باعث خنثی شدن بخش عمده ای از بارهای مرده شده که در نهایت تا حد قابل ملاحظه ای تغییر شکل تحت اثر بار مرده

کاهش خواهد یافت. ثانیاً در صورت پیش تنیدگی در تمام موارد باعث کاهش ترک خوردگی و در برخی موارد باعث حذف کامل ترک خوردگی تحت بارهای سرویس شده که این مساله نیز تا حد زیادی تغییر شکل را کاهش خواهد داد. در نهایت میتوان گفت تغییر شکلهای منجر به خرابی قابل ملاحظه تحت اثر بار ثقلی تقریباً و تحقیقاً در ارتباط با سیستم های پیش تنیده منتفی می باشد.

کاهش ترک خوردگی

استاندارد ACI-318 به دلیل محدود کردن تنش های مجاز کششی تحت اثر بارهای سرویس اجازه ترک خوردگی به بتن در سیستم دال ۲ طرفه را نمی دهد. هرچند این موضوع در استاندارد EC2 قابل پذیرش بوده و در صورت استفاده از آن طراح بایستی عرض ترک را محاسبه و محاسبات منظور نمایند. کاهش ترک خوردگی نفوذ ناپذیری بتن در برابر رطوبت کمک شایانی خواهد کرد.

ارتعاش

ارتعاش عاملی است که در ارتباط با بهره برداری بایستی مورد توجه قرار گیرد. دهانه های بلند و دال های نازک منجر به ایجاد ارتعاش غیر قابل قبول خواهند شد. کف های بتن مسلح به دلیل داشتن ضخامت کمتر و دهانه بلندتر نسبت به دالهای بتن مسلح معمول، بیشتر مستعد ارتعاش های فراتر از محدوده مجاز خواهند بود. این در حالی است که ۲ عامل منجر به کاهش ارتعاش در این کف ها خواهد شد. اولاً این دالها به دلیل ضخامت کمتر جرم کمتری دارند و در ثانی به دلیل حذف ترک ها سختی بیشتری خواهند داشت. این ۲ عامل باعث ایجاد فرکانس طبیعی بالاتری خواهند شد. به هر ترتیب در دهانه های ارتعاش دالهای پیش تنیده در دهانه های نسبتاً بزرگ زیر اثر قدم زدن بایستی کنترل گردد.

روند طراحی دال پس کشیده (نچسبیده)

افت ها

Short-term or Stressing losses - These are losses that occur during and immediately after the post-tensioning operations and are caused by friction between the tendons and the duct, elastic shortening, and seating of anchors.

Long-term losses - These types of losses happen over time and also may be referred to as time-dependent losses and include creep, shrinkage, and steel relaxation.

به طور کلی در سیستم های پیش تنیده افت ها به ۲ دسته کلی تقسیم می شوند. افت های کوتاه مدت و بلند مدت. هرچند این افت ها قابل مقایسه هستند اما با تقریب بسیار خوبی می توان از مقادیر توصیه شده استفاده نمود. مقدار افت توصیه شده برای افت کوتاه مدت ۱۰ درصد مقاومت نهایی کابلها و برای افت های بلند مدت ۵ درصد مقاومت نهایی کابلها می باشد. نرم افزارهای ETABS و SAFE نیز به صورت پیش فرض از همین مقادیر استفاده می کنند. البته کاربر می تواند با وارد نمودن پارامترهای مورد نیاز به کمک نرم افزار مقادیر دقیق افت ها را محاسبه نماید.

6.2 Design Load Combinations

6.2.1 Initial Service Load Combination

The following load combination is used for checking the requirements at transfer of prestress forces, in accordance with ACI 318-08 clause 18.4.1. The prestressing forces are considered without any long-term losses for the initial service load combination check.

$$1.0D + 1.0PT \quad (\text{ACI 18.4.1})$$

6.2.2 Service Load Combination

The following load combinations are used for checking the requirements of prestress for serviceability in accordance with ACI 318-08 clauses 18.3.3, 18.4.2(b), and 18.9.3.2. It is assumed that all long-term losses have already occurred at the service stage.

$$\begin{aligned} 1.0D + 1.0PT \\ 1.0D + 1.0L + 1.0PT \end{aligned} \quad (\text{ACI 18.4.2(b)})$$

6.2.3 Long-Term Service Load Combination

The following load combinations are used for checking the requirements of prestress in accordance with ACI 318-08 clause 18.4.2(a). The permanent load for this load combination is taken as 50 percent of the live load. It is assumed that all long-term losses have already occurred at the service stage.

$$\begin{aligned} 1.0D + 1.0PT \\ 1.0D + 0.5L + 1.0PT \end{aligned} \qquad \text{(ACI 18.4.2(b))}$$

Strength Design Load Combination

The following load combinations are used for checking the requirements of prestress for strength in accordance with ACI 318-14, Chapters 8, 9, and 24.

The strength design combinations required for shear design of beams and punching shear require the full PT forces (primary and secondary). Flexural design requires only the hyperstatic (secondary) forces. The hyperstatic (secondary) forces are automatically determined by SAFE by subtracting out the primary PT moments when the flexural design is carried out.

$$1.4D + 1.0PT^* \qquad \text{(ACI Eqn. 5.3.1a)}$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5L_r + 1.0PT^* \qquad \text{(ACI Eqn.5.3.1b)}$$

$$1.2D + 1.0L + 1.6L_r + 1.0PT^* \qquad \text{(ACI Eqn.5.3.1c)}$$

Limits on Material Strength

The concrete compressive strength, f'_c , should not be less than 2500 psi (ACI 19.2.1, Table 19.2.1.1). The upper limit of the reinforcement yield strength, f_y , is taken as 80 ksi (ACI 20.2.2.4a, Table 20.2.2.4a) and the upper limit of the reinforcement shear strength, f_{yt} , is taken as 60 ksi (ACI 21.2.2.4a, Table 21.2.2.4a).

SAFE enforces the upper material strength limits for flexure and shear design of beams and slabs or for torsion design of beams. The input material strengths are taken as the upper limits if they are defined in the material properties as being greater than the limits. The user is responsible for ensuring that the minimum strength is satisfied.

Strength Reduction Factors

The strength reduction factors, ϕ , are applied on the specified strength to obtain the design strength provided by a member. The ϕ factors for flexure, shear, and torsion are as follows:

$$\phi_t = 0.90 \text{ for flexure (tension controlled)} \quad (\text{ACI 21.2.1, Table 21.2.1})$$

$$\phi_c = 0.65 \text{ for flexure (compression controlled)} \quad (\text{ACI 21.2.1, Table 21.2.1})$$

$$\phi = 0.75 \text{ for shear and torsion.} \quad (\text{ACI 21.2.1, Table 21.2.1})$$

The value of ϕ varies from compression-controlled to tension-controlled based on the maximum tensile strain in the reinforcement at the extreme edge, ϵ_t (ACI 21.2.3).

Sections are considered compression-controlled when the tensile strain in the extreme tension reinforcement is equal to or less than the compression-controlled strain limit at the time the concrete in compression reaches its assumed strain limit of $\epsilon_{c,\max}$, which is 0.003. The compression-controlled strain

limit is the tensile strain in the reinforcement at the balanced strain condition, which is taken as the yield strain of the reinforcement, (f_y/E) (ACI 21.2.2.1, Table 21.2.2).

Sections are tension-controlled when the tensile strain in the extreme tension reinforcement is equal to or greater than 0.005, just as the concrete in compression reaches its assumed strain limit of 0.003 (Table 21.2.2, Fig R21.2.26).

Sections with ϵ_t between the two limits are considered to be in a transition region between compression-controlled and tension-controlled sections (ACI 21.2.2, Table 21.2.2).

When the section is tension-controlled, ϕ_t is used. When the section is compression-controlled, ϕ_c is used. When the section is in the transition region, ϕ is linearly interpolated between the two values (ACI 21.2.2, Table 21.2.2).

The user is allowed to overwrite these values. However, caution is advised.

Serviceability Check at Initial Service Load

The stresses in the concrete immediately after prestress force transfer (before time dependent prestress losses) are checked against the following limits:

- Extreme fiber stress in compression: $0.60 f'_{ci}$ (ACI 24.5.3.1)

- Extreme fiber stress in tension: $3\sqrt{f'_{ci}}$ (ACI 24.5.3.2)

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.8\sqrt{f'_{ci}}$$

- Extreme fiber stress in tension at ends of simply supported members: $6\sqrt{f'_{ci}}$ (ACI 24.5.3.2)

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_{ci}}$$

$$1.0D + 1.0PT$$

$$(ACI 18.4.1)$$

Serviceability Checks at Service Load

The stresses in the concrete for Class U and Class T prestressed flexural members at service loads, and after all prestress losses occur, are checked against the following limits:

- Extreme fiber stress in compression due to prestress plus total load: $0.60f'_c$ (ACI 18.4.2(b))

- Extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads:

– Class U two-way slabs: $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$ (ACI 24.5.2.1)

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_c}$$

1.0D + 1.0PT
1.0D + 1.0L + 1.0PT (ACI 18.4.2(b))

Serviceability Checks at Long-Term Service Load

The stresses in the concrete for Class U and Class T prestressed flexural members at long-term service loads, and after all prestress losses occur, are checked against the same limits as for the normal service load, except for the following:

- Extreme fiber stress in compression due to prestress plus total load:

$0.45f'_c$ (ACI 24.5.4.1)

- Extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads:

– Class U two-way slabs: $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$ (ACI 24.5.2.1)

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_c}$$

1.0D + 1.0PT
1.0D + 0.5L + 1.0PT (ACI 18.4.2(b))

۹-۲۴-۶-۲ مقادیر حداکثر کشش در کابل‌ها

حداکثر مقادیر کشش در کابل‌ها در قطعات پیش تنیده به شرح زیر است.

$$f_{pi} = 0.18f_{pu} \text{ (الف) در زمان جک زدن}$$

$$f_p = 0.75f_{pu} \text{ (ب) پس از افتهای کوتاه مدت}$$

$$f_{pe} = 0.65f_{pu} \text{ (پ) پس از کلیه افتهای}$$

- At anchors and couplers after force transfer:

$$0.70f_{pu} \quad (\text{ACI 18.5.1(c)})$$

Serviceability Checks of Prestressing Steel

The program also performs checks on the tensile stresses in the prestressing steel (ACI 20.3.2.5). The permissible tensile stress checks, in all types of prestressing steel, in terms of the specified minimum tensile stress f_{pu} , and the minimum yield stress, f_y , are summarized as follows:

- Due to tendon jacking force: $\min(0.94f_{py}, 0.80f_{pu})$ (ACI 20.3.2.5.1)
- At anchors and couplers after force transfer: $0.70f_{pu}$ (ACI 20.3.2.5.1)

Slab Design

Similar to conventional design, the SAFE slab design procedure involves defining sets of strips in two mutually perpendicular directions. The locations of the strips are usually governed by the locations of the slab supports. The moments for a particular strip are recovered from the analysis and a flexural design is completed using the ultimate strength design method (ACI 318-14) for prestressed reinforced concrete as described in the following sections. To learn more about the design strips, refer to the section entitled "SAFE Design Features" in the *Key Features and Terminology* manual.

Design for Flexure

SAFE designs the slab on a strip-by-strip basis. The moments used for the design of the slab elements are the nodal reactive moments, which are obtained by multiplying the slab element stiffness matrices by the element nodal displacement vectors. Those moments will always be in static equilibrium with the applied loads, irrespective of the refinement of the finite element mesh.

The design of the slab reinforcement for a particular strip is completed at specific locations along the length of the strip. Those locations correspond to the element boundaries. Controlling reinforcement is computed on either side of those element boundaries. The slab flexural design procedure for each load combination involves the following:

- Determine factored moments for each slab strip.
- Determine the capacity of post-tensioned sections.
- Design flexural reinforcement for the strip.

These three steps are described in the subsection that follow and are repeated for every load combination. The maximum reinforcement calculated for the top and bottom of the slab within each design strip, along with the corresponding controlling load combination, is obtained and reported.

20.8.1.1 Determine Factored Moments for the Strip

For each element within the design strip, for each load combination, the program calculates the nodal reactive moments. The nodal moments are then added to get the strip moments.

20.8.1.2 Determine Capacity of Post-Tensioned Sections

Calculation of the post-tensioned section capacity is identical to that described earlier for rectangular beam sections.

20.8.1.3 Design Flexural Reinforcement for the Strip

The reinforcement computation for each slab design strip, given the bending moment, is identical to the design of rectangular beam sections described earlier (or to the flanged beam if the slab is ribbed). In some cases, at a given design section in a design strip, there may be two or more slab properties across the width of the design strip. In that case, the program automatically designs the tributary width associated with each of the slab properties separately using its tributary bending moment. The reinforcement obtained for each of the tributary widths is summed to obtain the total reinforcement for the full width of the design strip at the considered design section. This method is used when drop panels are included. Where openings occur, the slab width is adjusted accordingly.

20.8.1.3.1 Minimum and Maximum Slab Reinforcement

For one-way slab with bonded prestressed reinforcement, total quantities of A_s and A_{ps} shall be adequate to develop a factored loads at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of modulus of rupture (ACI 7.6.2.1). Currently this check is NOT performed in the program.

For one-way slab with unbounded tendons, the minimum area of bounded deformed longitudinal reinforcement, $A_{s,min}$, has the following limit (ACI 7.6.2.3):

$$A_{s,min} = 0.004A_{ct} \quad (\text{ACI 7.6.2.3})$$

where A_{ct} is the area of that part of the cross-section between the flexural tension face and the centroid of the gross-section.

For two-way prestressed slabs, a minimum area of bounded deformed longitudinal reinforcement, $A_{s,min}$, is provided in accordance with ACI section 8.6.2.3, Table 8.6.2.3.

Reinforcement is not required in positive moment areas where f_t , the extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads (after all prestress losses occurs) does not exceed $2\sqrt{f'_c}$ (ACI 8.6.2.3).

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.53\sqrt{f'_c}$$

In positive moment areas where the computed tensile stress in the concrete at service loads exceeds $2\sqrt{f'_c}$, the minimum area of bonded reinforcement is computed as:

$$A_{s,\min} = \frac{N_c}{0.5f_y}, \text{ where } f_y \leq 60 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 8.6.2.3})$$

$$60 \text{ Ksi} \cong 4135 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

In negative moment areas at column supports, the minimum area of bonded reinforcement in the top of slab in each direction is computed as:

$$A_{s,\min} = 0.00075A_{cf} \quad (\text{ACI 8.6.2.3})$$

where A_{cf} is the larger gross cross-sectional area of the slab-beam strip in the two orthogonal equivalent frames intersecting a column in a two-way slab system.

In addition, an upper limit on both the tension reinforcement and compression reinforcement has been imposed to be 0.04 times the gross cross-sectional area. Note that the requirements when $f_y > 60$ ksi currently are not handled.

where A_{cf} is the larger gross cross-sectional area of the slab-beam strips in two orthogonal equivalent frames intersecting at a column in a two-way slab.

Check for Punching Shear

The algorithm for checking punching shear is detailed in the section entitled “Slab Punching Shear Check” in the *Key Features and Terminology* manual. Only the code specific items are described in the following sections.

20.8.2.1 Critical Section for Punching Shear

The punching shear is checked on a critical section at a distance of $d/2$ from the face of the support (ACI 22.6.4.2). For rectangular columns and concentrated

loads, the critical area is taken as a rectangular area with the sides parallel to the sides of the columns or the point loads (ACI 22.6.4.3). Figure 20-4 shows the auto punching perimeters considered by SAFE for the various column shapes. The column location (i.e., interior, edge, corner) and the punching perimeter may be overwritten using the Punching Check Overwrites.

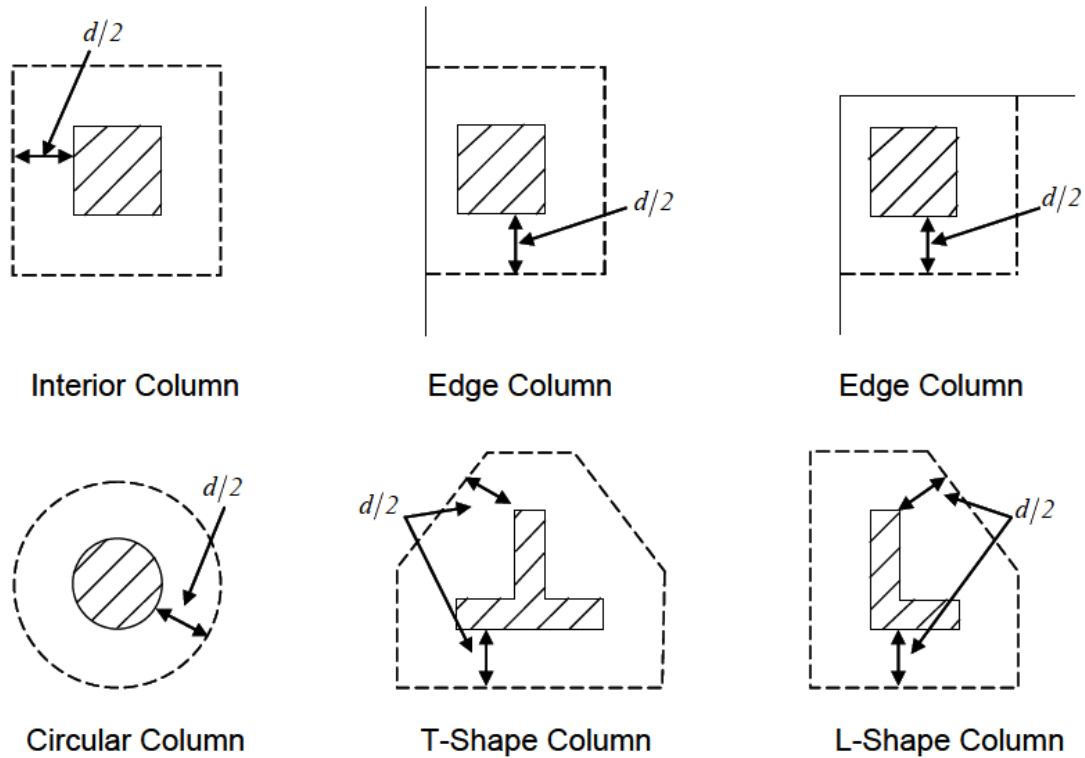


Figure 20-4 Punching Shear Perimeters

20.8.2.2 Transfer of Unbalanced Moment

The fraction of unbalanced moment transferred by flexure is taken to be $\gamma_f M_{sc}$ and the fraction of unbalanced moment transferred by eccentricity of shear is taken to be $\gamma_v M_{sc}$.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (\text{ACI 8.4.2.3})$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (\text{ACI 8.4.4.2.2})$$

For reinforced concrete slabs, γ_f is permitted to increase to the maximum modified values provided in ACI Table 8.4.2.3.4 provided that the limitations on v_{ug} and ε_t given in ACI Table 8.4.2.3.4 are satisfied .

Column Location	Span Direction	v_{ug}	ε_t	Maximum modified γ_f
Corner column	Either direction	$\leq 0.5\phi v_c$	≥ 0.004	1.0
Edge column	Perpendicular to the edge	$\leq 0.75\phi v_c$	≥ 0.004	1.0
	Parallel to the edge	$\leq 0.4\phi v_c$	≥ 0.010	$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \leq 1.0$
Interior column	Either direction	$\leq 0.4\phi v_c$	≥ 0.010	$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \leq 1.0$

where b_1 is the width of the critical section measured in the direction of the span and b_2 is the width of the critical section measured in the direction perpendicular to the span.

20.8.2.3 Determine Concrete Capacity

The concrete punching shear stress capacity of a two-way prestressed section is taken as:

$$v_c = \left(\beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + v_p \quad (\text{ACI 22.6.5.5a, 22.6.5.5b})$$

$$\beta_p = \min \left(3.5, \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1.5 \right) \right) \quad (\text{ACI 22.6.5.5a, 22.6.5.5b})$$

where, β_p is the factor used to compute v_c in prestressed slab; b_o is the perimeter of the critical section; f_{pc} is the average value of f_{pc} in the two directions; v_p is the vertical component of all effective prestress stresses crossing the critical section; and α_s is a scale factor based on the location of the critical section.

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{for interior columns,} \\ 30 & \text{for edge columns, and} \\ 20 & \text{for corner columns.} \end{cases} \quad (\text{ACI 22.6.5.3})$$

The concrete capacity v_c computed from ACI 22.6.5.5 is permitted only when the following conditions are satisfied:

- The column is farther than four times the slab thickness away from any discontinuous slab edges.
- The value of $\sqrt{f'_c}$ is taken no greater than 70 psi.
- In each direction, the value of f_{pc} is within the range:

$$125 \leq f_{pc} \leq 500 \text{ psi}$$

In thin slabs, the slope of the tendon profile is hard to control and special care should be exercised in computing v_p . In case of uncertainty between the design and as-built profile, a reduced or zero value for v_p should be used.

If the preceding three conditions are not satisfied, the concrete punching shear stress capacity of a two-way prestressed section is taken as the minimum of the following three limits:

$$v_c = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \\ 4\lambda \sqrt{f'_c} \end{array} \right. \quad (\text{ACI 22.6.5.2})$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 4\lambda \sqrt{f'_c}$$

where, β_c is the ratio of the maximum to the minimum dimensions of the critical section, b_0 is the perimeter of the critical section, and α_s is a scale factor based on the location of the critical section (ACI 22.6.5.3).

A limit is imposed on the value of $\sqrt{f'_c}$ as:

$$\sqrt{f'_c} \leq 100 \quad (\text{ACI 22.5.3.1})$$

مثال شماره ۱

مطلوب است طراحی یک دال تخت پس کشیده (دو طرفه) برای پلان شکل زیر با توجه به مشخصات داده شده.

کاربری؛ مسکونی (واقع در شهر بوشهر با شرایط محیطی شدید)

دارای پارتشین بندی غیر قابل جابجایی (بار مرده معادل ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شود).

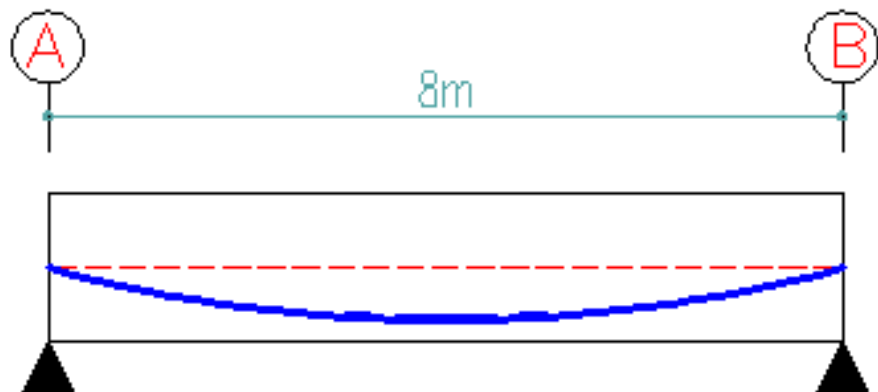
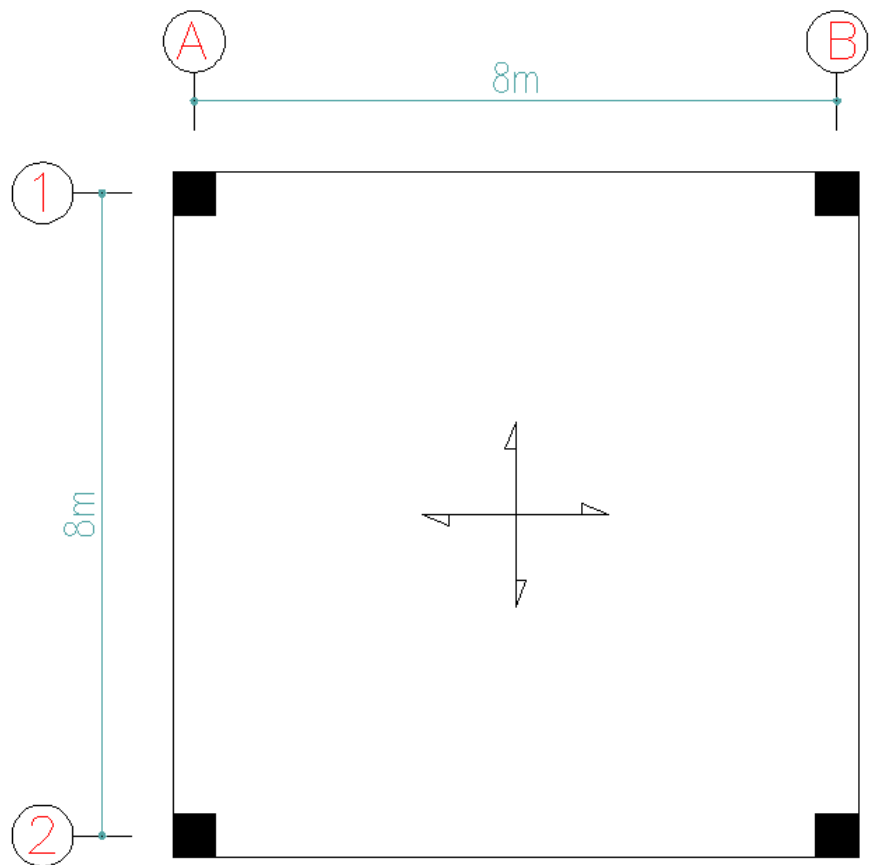
طول و عرض کلیه ستونها ۵۰ سانتیمتر میباشد.

بار مرده معادل کفسازی برابر با ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شود.

مقاومت فشاری مورد نیاز ۳۰۰ کیلوگرم سانتیمتر در نظر گرفته شود.

مقاومت فشاری بتن در زمان جک زدن برابر با ۲۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر در نظر گرفته می شود.

کابلها به قطر ۱۳ میلیمتر (از ۷ رشته به هم تابیده) با سطح مقطع ۱ سانتیمتر مربع می باشد.



Concrete Cover for Reinforcement Protection

ACI 318 Table 20.6.1.3.2 contains the concrete cover requirements necessary to protect the prestressed and non-prestressed reinforcement in cast-in-place prestressed concrete members. However, larger concrete cover may be required for fire resistance, which will be covered next. While the ACI 318 Code only requires $\frac{3}{4}$ in cover for slabs not exposed to weather, many engineers will use a 1 in cover ✓ regardless of exposure conditions to all prestressed and non-prestressed reinforcement and to headed shear studs (punching shear reinforcing at columns) in a post-tensioned slab. This also allows shot pins or drop-in anchors to be used that have an embedment of 1 in or less. Therefore in this example we will use a concrete cover of 1 in at both the top and the bottom of the slab.

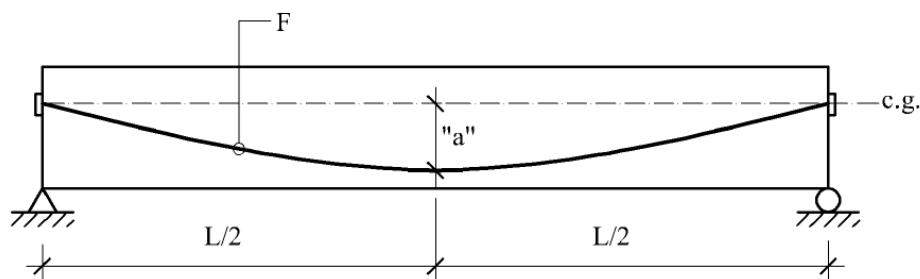
جدول ۶-۶-۹ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع شرایط محیطی				نوع قطعه
فوق العاده شدید	خیلی شدید	شدید	متوسط	
۷۵	۷۵	۵۰	۴۵	تیرها و ستونها
۶۰	۶۰	۳۰	۳۰	دال ها و تیرچه ها
۵۵	۵۵	۳۰	۲۵	دیوار ها و پوسته ها
۹۰	۹۰	۶۰	۵۰	شالوده ها

Concrete Strength

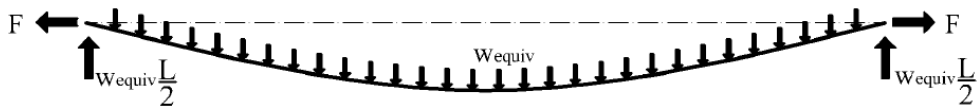
Typically the concrete subcontractor will pour a slab section (approximately 12,000 square feet in this case) on Thursday or Friday and will stress it on Monday. Many engineers specify a *minimum* concrete compressive strength for stressing of 3,000 psi and also a *maximum* time period of 72 - 96 hours or so from the placement of the concrete to the time it is stressed. The purpose for the maximum time period is to minimize the amount of shrinkage cracking that will occur before the concrete is compressed. Given this combination of minimum strength and maximum time requirements the slabs will require "high-early" strength concrete. Any mix design that achieves 3,000 psi in 3 days will easily achieve 5,000 psi in 28 days, so our design example will use a 28 day compressive strength of 5,000 psi and 3,000 psi at transfer.

Consider the same beam with a parabolic tendon profile.



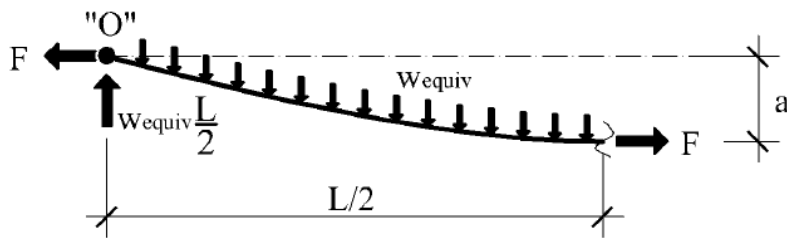
Now pull out the tendon and analyze it alone. Once again, a tendon under tension wants to straighten, but this is resisted by the stiffness of the material.

Now pull out the tendon and analyze it alone. Once again, a tendon under tension wants to straighten, but this is resisted by the stiffness of the material.



Think of this as a clothesline. An evenly distributed load (of clothes, say) creates a second order parabolic shape, referred to as a catenary. Therefore, if a tendon is to retain its parabolic shape, it must “feel” uniform loading acting upon it. No other load will create this same shape.

Now cut a free-body diagram at the centerline:



Sum moments about “O”:

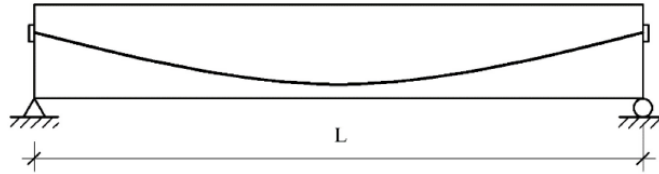
$$Fa - w_{equiv} \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{L}{4}\right) = 0$$

$$Fa = \frac{w_{equiv} L^2}{8}$$

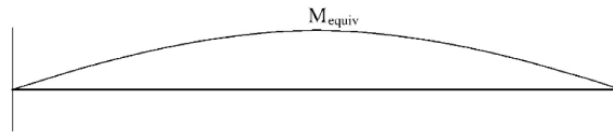
$$w_{equiv} = \frac{8Fa}{L^2}$$

Summary

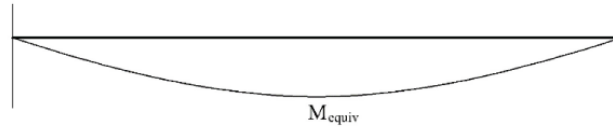
BEAM WITH NO EXTERNAL LOADS (WEIGHTLESS) AND STRESSED TENDONS



"MATERIAL ONLY" MOMENT DIAGRAM (DRAWN TO TENSION SIDE)

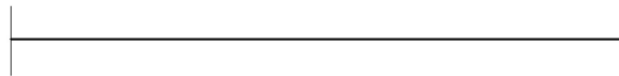


"TENDON ONLY" MOMENT DIAGRAM

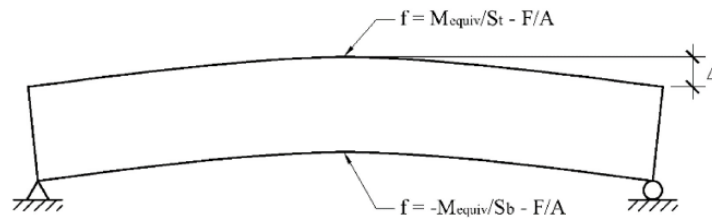


Again, M_{equiv} equals F multiplied by e , the eccentricity of the c.g.s to the c.g.c., at any point

NET SYSTEM MOMENT DIAGRAM



FINAL DEFLECTED SHAPE AND MATERIAL STRESSES



$$\Delta = \frac{5w_{equiv}L^4}{384EI}$$

A value of 60 to 80 percent is generally used as the self load balancing ratios. Typically precompression levels generally range between 0.125 to 0.275 ksi.

4.2.2 Prestressing Steel

A. Strand: seven wire; low relaxation

Guaranteed Ultimate Strength = 270 ksi; (1860 MPa)

❖ More common: nominal diameter - 0.5 in (12 to 13mm) [0.5 in; 13mm] Effective area - 0.153 in² (99 mm²)

❖ Less common: nominal diameter - 0.6 in (15mm) Effective area - 0.217 in² (140 - 150 mm²) [140 mm²]

Modulus of Elasticity = 19000 ksi (200,000 MPa)

B. Unbonded System:

Angular coefficient of friction, $\mu = 0.07$

Wobble coefficient of friction, $K = 0.0014$ rad/ft (0.0046 rad/m)

Effective force after all losses⁶ = 175 ksi (1200 MPa)

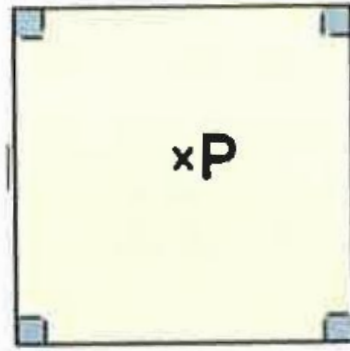
The elongations of each strand will be provided by the supplier and those are a function of the length of the strands and their material properties. A good rule of thumb is the elongation is 0.08 multiplied by the anchor to anchor length of the strands. A tendon that is 100 feet long between anchors will have an

elongation of roughly 8 inches. Per Section 26.10.2(f) of ACI 318, if the measured elongation is within 7% of the calculated value, the stress is considered acceptable. If the measured elongation is outside this limit, the contractor and engineer shall determine the cause of the discrepancy and correct it if required.

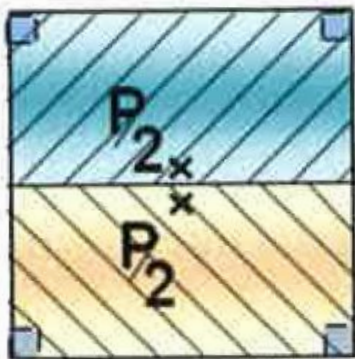
TABLE 4.3.2-1 Recommended Span/Depth Ratios (T124)

	Continuous spans		Simple spans	
	Roof	Floor	Roof	Floor
One-way solid slabs	50	45	45	40
Two-way solid slabs (supported on columns only)	45-48	40-45		
Beams	35	30	30	26

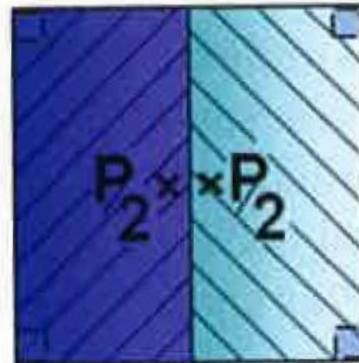
Note: The above ratios may be increased if calculations verify that deflection, camber, and vibrations are not objectionable.



(i) Plan



(ii) Plan



(iii) Plan

(b) Panel modeling with "design strips" (P507)

TABLE 4.3.2-2 Recommended Span/Depth Ratios
[TR43, 2005] (T125)

	Total imposed load		Span/depth ratio
	kN/m ²	psf	6 m < span < 13m 20' < span < 40'
Flat slab	2.5	50	40
	5	100	36
	10	200	30
Slab with drop panel*	2.5	50	44
	5	100	40
	10	200	36

* Minimum drop panel dimension span/3 on plan, extending not less than ¼ of slab thickness below soffit.

حل ؛

در اولین گام با توجه به دهانه ها و سربارهای پس از ساخت، ضخامت اولیه دال را تعیین می کنیم.

$$1.5 + 1 + 2 = 4.5 \frac{KN}{m^2} \rightarrow \frac{800}{36} \approx 22cm$$

با توجه به مطالب گفته شده در هر راستا به ۲ نوار ستونی تقسیم می گردد. (بر خلاف دالهای بتن مسلح نوار میانی نخواهیم داشت)

جهت محاسبه لنگرها و نیروهای برشی ابتدا با توجه به عرض هر نوار بار گسترده خطی معادل هر حالت بار را تعیین می کنیم.

$$Dead \rightarrow 2400 \times 0.22 \times \frac{8}{2} = 2112 \frac{Kg}{m} \downarrow$$

$$Super\ imposed\ Dead \rightarrow (150 + 100) \times \frac{8}{2} = 1000 \frac{Kg}{m} \downarrow$$

$$Live \rightarrow 200 \times \frac{8}{2} = 800 \frac{Kg}{m} \downarrow$$

همچنین بار بالانس بایستی به اندازه ای باشد که ۶۰ الی ۸۰ درصد بار مرده ناشی از دال بتنی را خشتی کند. بنابراین خواهیم داشت؛ (در این مثال ۸۰ درصد را در نظر می گیریم)

$$W_b \rightarrow 0.8 \times 2112 \approx 1690 \frac{Kg}{m} \uparrow$$

با توجه به مشخصات کابلها و مقدار افت ها نیروی پیش تنیدگی موثر ناشی از هر کابل را محاسبه می کنیم.

$$F_{pu} = 270 Ksi = 18600 \frac{Kg}{cm^2}$$

پیش از وقوع افت های بلند مدت؛

تندانها برای ۸۰ درصد ظرفیت نهایی جک زده می شوند، اما پس از برداشتن جک حدود ۱۰ درصد از این نیروی پیش تنیدگی از دست خواهد رفت (افت اولیه)، بنابراین تنش موثر پیش تنیدگی در حالت سرویس اولیه برابر خواهد شد با؛

$$f_{se} = 0.7 \times 18600 = 13020 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$13020 \frac{Kg}{cm^2} \leq \left\{ 0.75 F_{pu} = 13950 \frac{Kg}{cm^2} \right\} OK$$

با توجه به اینکه سطح مقطع هر کابل نیروی پیش تنیدگی هر کابل برابر خواهد شد با؛

$$f_{se} \times A = 13020 \times 1 = 13020 Kg$$

پس از وقوع افت های بلند مدت؛

$$f_{se} = 0.7 \times 18600 - (0.05 \times 18600)_{long\ term} = 12090 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$12090 \frac{Kg}{cm^2} \leq \left\{ 0.65 F_{pu} = 12090 \frac{Kg}{cm^2} \right\} OK$$

۹-۲۴-۶-۲ مقادیر حداکثر کشش در کابلها

حداکثر مقادیر کشش در کابلها در قطعات پیش تنیده به شرح زیر است.

$$f_{pi} = 0.8 f_{pu} \text{ (الف) در زمان جک زدن}$$

$$f_p = 0.75 f_{pu} \text{ (ب) پس از افت‌های کوتاه مدت}$$

$$f_{pe} = 0.65 f_{pu} \text{ (پ) پس از کلیه افت‌ها}$$

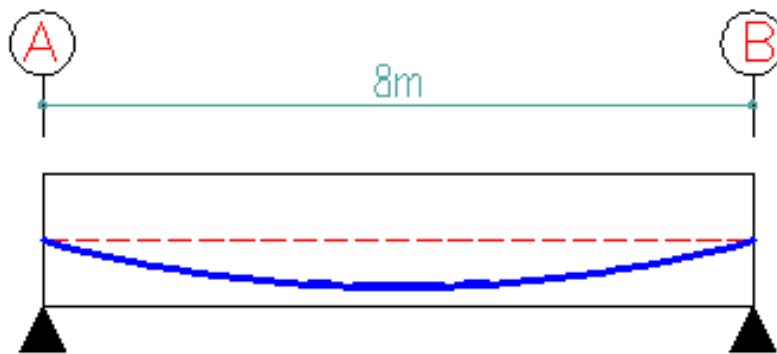
با توجه به سطح مقطع کابل ها نیروی پیش تنیدگی هر کابل برابر خواهد شد با ؛

$$f_{se} \times A = 12090 \times 1 = 12090 \text{ Kg}$$

پروفیل طولی کابل به نحوی تنظیم می شود که در ناحیه کششی بیشترین فاصله نسبت به مرکز هندسی دال ایجاد شود. با توجه شرایط محیطی پوشش روی کابل در قسمت تحتانی دال را برابر با ۳ سانتیمتر در می گیریم، بنابراین لنگر مقاوم نسبت به مرکز هندسی دال برابر خواهد شد با ؛

$$a = \frac{t_{salb}}{2} - cover = \frac{22}{2} - 3 = 9 \text{ cm}$$

البته جهت محاسبه مقدار دقیق تر a بایستی نصف ضخامت یک کابل که تقریباً برابر با ۶ میلی متر میباشد نیز بایستی در نظر گرفته شود، هر چند تفاوت چندانی در محاسبات ایجاد نخواهد کرد.



در نهایت نیروی پیش تنیدگی لازم جهت خنثی کردن کسری از بار مرده دال (در این مثال ۸۰ درصد) با توجه به مقدار افتادگی کابلها در مرکز دال برابر خواهد شد با ؛

$$P = \frac{W_b \times l^2}{8 \times a} = \frac{1690 \times 8^2}{8 \times 0.09} = 150222 \text{ Kg}$$

عدد فوق کل نیروی پیش تنیدگی است که بایستی توسط مجموعه کابلها در نوار طراحی تامین شود. با توجه به ظرفیت هر کابل تعداد کابلها تعیین می شود.

$$n = \frac{150222}{12090} = 12.42 \rightarrow use \rightarrow 12 Tendon$$

با توجه به گرد کردن تعداد کابلها نیروی پیش تنیدگی دقیق را با توجه به تعداد کابلها مجدداً تعیین می کنیم.

$$P_{actual} = 12 \times 12090 = 145080 \text{ Kg}$$

بایستی کنترل شود که میزان پیش تنیدگی ایجاد شده در سطح مقطع نوار طراحی در محدوده مجاز آیین نامه قرار دارد یا خیر، میزان تنش پیش تنیدگی بایستی بین $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{9}$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد.

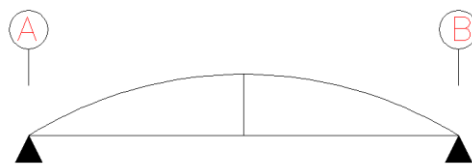
A value of 60 to 80 percent is generally used as the self load balancing ratios. Typically precompression levels generally range between 0.125 to 0.275 ksi.

$$\frac{P_{actual}}{A_{strip}} = \frac{145080}{\left(\frac{800}{2} \times 22\right)} = 16.48 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Ok}$$

Cross section Of strip $\rightarrow A_{strip} = strip \text{ width} \times t_{slab}$

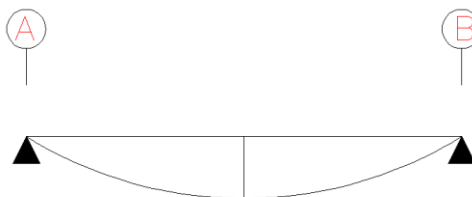
کنترل تنش ها در مقطع بتنی تحت ترکیب بار سرویس اولیه

در این مرحله بارها شامل بار مرده ناشی از دال و نیروی پیش تنیدگی میباشد.



gravity Loads

$$M_D = \frac{W_d \times l^2}{8} = \frac{2112 \times 8^2}{8} = 16896 \text{ Kg.m}$$



Balancing Loads

$$M_b = \frac{W_b \times l^2}{8} = \frac{1690 \times 8^2}{8} = 13520 \text{ Kg.m}$$

1.0D + 1.0PT

(ACI 18.4.1)

با توجه به ترکیب فوق لنگر خالص برابر خواهد شد با؛

$$M_{net} = 16896 - 13520 = 3376 \text{ Kg.m}$$

$$f_b = + \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$f_t = - \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$S_{strip} = \frac{bt^2}{6} = \frac{400 \times 22^2}{6} = 32267 \text{ cm}^3$$

برای این سطح با توجه به اینکه افت های بلند مدت رخ نداده مقدار P بایستی مجدداً محاسبه شود.

$$P_{actual} = 12 \times 13020 = 156240 \text{ Kg}$$

$$\frac{P_{actual}}{A_{strip}} = \frac{156240}{400 \times 22} = 17.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = + \frac{3376 \times 100}{32267} - 17.75 \approx -7.28 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ C} < 144 \text{ OK}$$

$$f_t = - \frac{3376 \times 100}{32267} - 17.75 = -28.2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ C} < 144 \text{ OK}$$

همانطور که ملاحظه می فرمایید، در این مرحله تمام دال تحت فشار قرار دارد. در نهایت سطح تنش موجود در تار بالا و پایین دال نبایستی از مقادیر مجاز آیین نامه فراتر رود.

Serviceability Check at Initial Service Load

The stresses in the concrete immediately after prestress force transfer (before time dependent prestress losses) are checked against the following limits:

- Extreme fiber stress in compression: $0.60 f'_{ci}$ (ACI 24.5.3.1)

$$0.6 \times 240 = 144 \text{ Kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

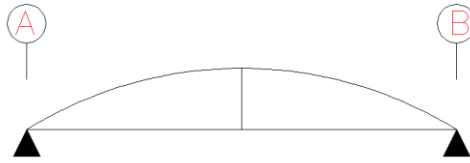
- Extreme fiber stress in tension: $3\sqrt{f'_{ci}}$ (ACI 24.5.3.2)

$$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow 0.8\sqrt{f'_{ci}} = 0.8\sqrt{240} = 12.4 \text{ Kg/cm}^2$$

- Extreme fiber stress in tension at ends of simply supported members: $6\sqrt{f'_{ci}}$ (ACI 24.5.3.2)

$$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_{ci}} = 1.6\sqrt{240} = 24.8 \text{ Kg/cm}^2$$

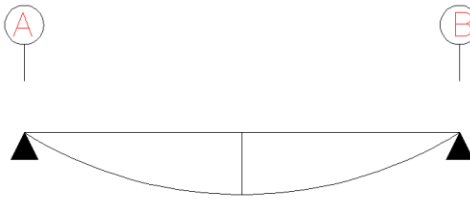
کنترل تنش ها در مقطع بتنی تحت ترکیب بار سرویس (معمولی)



gravity Loads

$$M_{D+SD} = \frac{W_{D+SD} \times l^2}{8} = \frac{(2112 + 1000) \times 8^2}{8} = 24896 \text{ Kg.m}$$

$$M_{D+SD+L} = \frac{W_{total} \times l^2}{8} = \frac{(2112 + 1000 + 800) \times 8^2}{8} = 31296 \text{ Kg.m}$$



Balancing Loads

$$M_b = \frac{W_b \times l^2}{8} = \frac{1690 \times 8^2}{8} = 13520 \text{ Kg.m}$$

1.0D + 1.0PT

1.0D + 1.0L + 1.0PT

(ACI 18.4.2(b))

با توجه به ترکیب فوق لنگر خالص برابر خواهد شد با ؛

$$M_{net1} = 24896 - 13520 = 11376 \text{ Kg.m}$$

$$M_{net2} = 31296 - 13520 = 18776 \text{ Kg.m}$$

$$f_b = + \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$f_t = - \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$S_{strip} = \frac{bt^2}{6} = \frac{400 \times 22^2}{6} = 32267 \text{ cm}^3$$

برای این سطح با توجه به اینکه افت های بلند مدت رخ داده مقدار P همان مقدار محاسبه شده در مراحل قبل است.

$$P_{actual} = 12 \times 12090 = 145080 \text{ Kg}$$

$$\frac{P_{actual}}{A_{strip}} = \frac{145080}{400 \times 22} = 16.48 \text{ Kg/cm}^2$$

برای ترکیب بار اول خواهیم داشت ؛

$$f_b = + \frac{11376 \times 100}{32267} - 16.48 \approx +18.77 \frac{Kg}{cm^2} T < 27.7 OK$$

$$f_t = - \frac{11376 \times 100}{32267} - 16.48 = -51.73 \frac{Kg}{cm^2} C < 180 OK$$

برای ترکیب بار دوم خواهیم داشت ؛

$$f_b = + \frac{18776 \times 100}{32267} - 16.48 \approx +41.7 \frac{Kg}{cm^2} T \not< 27.7 BAD$$

$$f_t = - \frac{18776 \times 100}{32267} - 16.48 = -74.66 \frac{Kg}{cm^2} C < 180 OK$$

Serviceability Checks at Service Load

The stresses in the concrete for Class U and Class T prestressed flexural members at service loads, and after all prestress losses occur, are checked against the following limits:

- Extreme fiber stress in compression due

to prestress plus total load:

$$0.60 f'_c \quad (\text{ACI 18.4.2(b)})$$

$$0.6 \times 300 = 180 \frac{Kg}{cm^2} \quad \checkmark$$

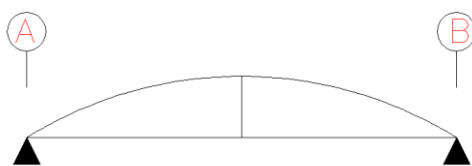
- Extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads:

– Class U two-way slabs:

$$f_t \leq 6\sqrt{f'_c} \quad (\text{ACI 24.5.2.1})$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{300} = 27.7 \frac{Kg}{cm^2} \quad \checkmark$$

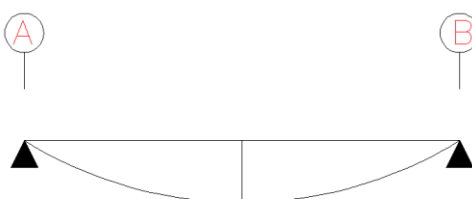
کنترل تنش ها در مقطع بتنی تحت ترکیب بار سرویس (بلند مدت)



gravity Loads

$$M_{D+SD} = \frac{W_{D+SD} \times l^2}{8} = \frac{(2112 + 1000) \times 8^2}{8} = 24896 \text{ Kg.m}$$

$$M_{D+SD+0.5L} = \frac{W_{total} \times l^2}{8} = \frac{(2112 + 1000 + 0.5 \times 800) \times 8^2}{8} = 28096 \text{ Kg.m}$$



Balancing Loads

$$M_b = \frac{W_b \times l^2}{8} = \frac{1690 \times 8^2}{8} = 13520 \text{ Kg.m}$$

1.0D + 1.0PT

1.0D + 0.5L + 1.0PT

(ACI 18.4.2(b))

European code EC2

- ❖ Total load (frequent)
1.00 DL + ψ_o LL + 1.00 PT
- ❖ Sustained load (quasi-permanent)
1.00 DL + ψ LL + 1.00 PT

TABLE 4.10.1-1 Fractions of Design Live Load to be Considered as "Sustained; Quasi-Permanent."³¹ (T113)

Occupancy	Fraction of design live load ψ
Dwellings and offices	0.3
Shopping; congested areas	0.6
Storage	0.8
Parking	0.6

در این حالت فرض میشود ۵۰ درصد بارهای زنده ماندگار خواهند بود. (البته تحت آیین نامه متحد اروپا این ضریب با توجه به کاربری کف متغیر میباشد.)

با توجه به ترکیب فوق لنگر خالص برابر خواهد شد با؛

$$M_{net1} = 24896 - 13520 = 11376 \text{ Kg.m}$$

$$M_{net2} = 28096 - 13520 = 14576 \text{ Kg.m}$$

$$f_b = + \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$f_t = - \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$S_{strip} = \frac{bt^2}{6} = \frac{400 \times 22^2}{6} = 32267 \text{ cm}^3$$

برای این سطح با توجه به اینکه افت های بلند مدت رخ داده مقدار P همان مقدار محاسبه شده در مراحل قبل است.

$$P_{actual} = 12 \times 12090 = 145080 \text{ Kg}$$

$$\frac{P_{actual}}{A_{strip}} = \frac{145080}{400 \times 22} = 16.48 \text{ Kg/cm}^2$$

برای ترکیب بار اول خواهیم داشت ؛

$$f_b = + \frac{11376 \times 100}{32267} - 16.48 \approx +18.77 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} T < 27.7 \text{ OK}$$

$$f_t = - \frac{11376 \times 100}{32267} - 16.48 = -51.73 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} C < 135 \text{ OK}$$

برای ترکیب بار دوم خواهیم داشت ؛

$$f_b = + \frac{14576 \times 100}{32267} - 16.48 \approx +28 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} T \cong 27.7 \text{ OK}$$

$$f_t = - \frac{14576 \times 100}{32267} - 16.48 = -61.65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} C < 135 \text{ OK}$$

Serviceability Checks at Long-Term Service Load

The stresses in the concrete for Class U and Class T prestressed flexural members at long-term service loads, and after all prestress losses occur, are checked against the same limits as for the normal service load, except for the following:

- Extreme fiber stress in compression due to prestress plus total load:

$$0.45 f'_c \quad (\text{ACI 24.5.4.1})$$

$$0.45 \times 300 = 135 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \checkmark$$

- Extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads:

– Class U two-way slabs: $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$ (ACI 24.5.2.1)

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{300} = 27.7 \frac{Kg}{cm^2} \checkmark$$

می توان گفت در اغلب موارد پارامتر تعیین کننده در سطح سرویس، مقدار تنش در ناحیه کششی در سطح سرویس معمولی میباشد. با توجه به اینکه استاندارد ACI-318 ترک خوردگی دال بتنی ۲ طرفه در حد سرویس را مجاز نمی داند، تقریباً راهی جز افزایش ضخامت دال نخواهیم داشت. هرچند استاندارد EC-8 ترک خوردگی را مجاز دانسته و برای جبران آن استفاده از فولاد معمولی را مجاز می داند. دقت داشته باشید ترکیب آیین نامه ها به این شکل جهت پاسخ گرفتن به لحاظ فنی مورد قبول نبوده و طراح بایستی موارد این شکلی را بر اساس آیین نامه مبنا اقناع نماید.

پایان جلسه دوم

طراحی در حالت حدی نهایی

Strength Design Load Combination

The following load combinations are used for checking the requirements of prestress for strength in accordance with ACI 318-14, Chapters 8, 9, and 24.

The strength design combinations required for shear design of beams and punching shear require the full PT forces (primary and secondary). Flexural design requires only the hyperstatic (secondary) forces. The hyperstatic (secondary) forces are automatically determined by SAFE by subtracting out the primary PT moments when the flexural design is carried out.

$$1.4D + 1.0PT^* \quad (\text{ACI Eqn. 5.3.1a})$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5L_r + 1.0PT^* \quad (\text{ACI Eqn.5.3.1b})$$

$$1.2D + 1.0L + 1.6L_r + 1.0PT^* \quad (\text{ACI Eqn.5.3.1c})$$

$$M_{D+SD} = \frac{W_{D+SD} \times l^2}{8} = \frac{(2112 + 1000) \times 8^2}{8} = 24896 \text{ Kg.m}$$

$$M_L = \frac{W_L \times l^2}{8} = \frac{(800) \times 8^2}{8} = 6400 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = \frac{W_b \times l^2}{8} = \frac{1690 \times 8^2}{8} = 13520 \text{ Kg.m}$$

برای ترکیب بار دوم خواهیم داشت ؛

$$M_u = (1.2 \times 24896) + (1.6 \times 6400) - 13520 = 26595 \text{ Kg.m}$$

Slab Design

6.8.1.3.1 Minimum and Maximum Slab Reinforcement

The minimum flexural tension reinforcement required for each direction of a slab is given by the following limits (ACI 7.12.2):

$$A_{s,\min} = 0.0020 bh \text{ for } f_y = 40 \text{ ksi or } 50 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(a)})$$

$$A_{s,\min} = 0.0018 bh \text{ for } f_y = 60 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(b)})$$

$$60 \text{ Ksi} \cong 4100 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

✓ When spacing of tendons exceed 54 inches, additional bonded shrinkage and temperature reinforcement (as computed above, ACI 7.12.2.1) is required between the tendons at slab edges, extending from the slab edge for a distance equal to the tendon spacing (ACI 7.12.3.3)

In addition, an upper limit on both the tension reinforcement and compression reinforcement has been imposed to be 0.04 times the gross cross-sectional area.

مطابق متن فوق در صورتی که فاصله تندانها از ۱۳۷ سانتیمتر تجاوز کند، به آرماتورافت و حررات (مشابه دالهای بتن مسلح نیاز خواهیم داشت).

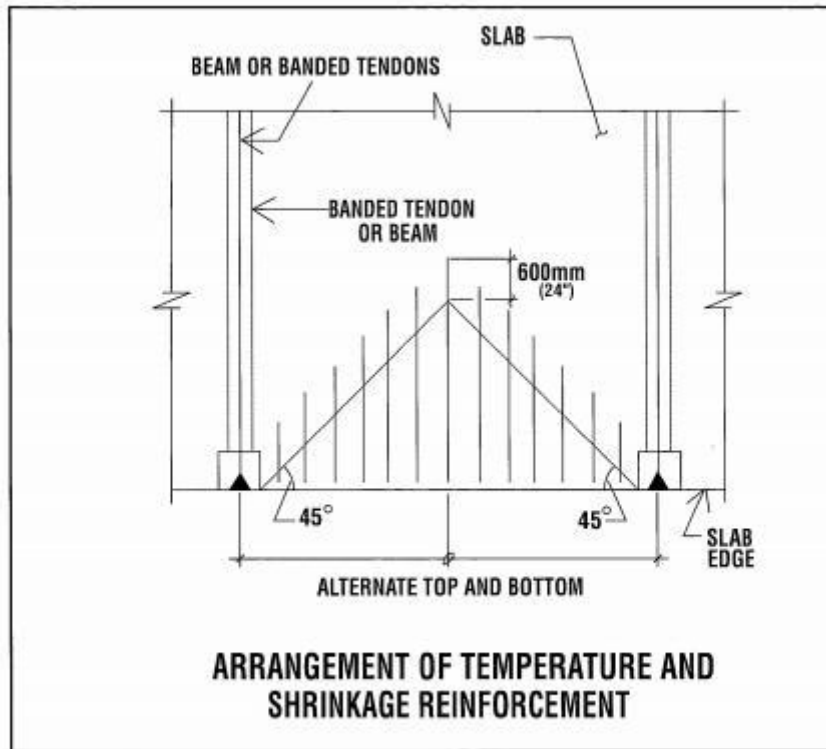


FIGURE 3.2-1

$$l_{strip} = 400\text{cm} \rightarrow \frac{l_{strip}}{n_{tendons}} = \frac{400}{12} = 33\text{ cm}$$

بنابراین به آرماتور افت و حررات نیاز نخواهیم داشت.

For two-way prestressed slabs, a minimum area of bounded deformed longitudinal reinforcement, $A_{s,min}$, is provided in accordance with ACI section 8.6.2.3, Table 8.6.2.3.

Reinforcement is not required in positive moment areas where f_t , the extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads (after all prestress losses occurs) does not exceed $2\sqrt{f'_c}$ (ACI 8.6.2.3).

$$\frac{Kg}{\text{cm}^2} \rightarrow 0.53\sqrt{f'_c}$$

طبق متن فوق در صورتی که نواحی لنگر مثبت، تنش در دورترین تار کششی تحت بارهای سرویس (پس از وقوع کلیه افتها) از مقدار یاد شده کمتر باشد لزومی به قرار دادن میلگرد نمی باشد.

$$f_t = +41.7 \frac{Kg}{\text{cm}^2}$$

$$0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{300} = 17.32 \frac{Kg}{cm^2}$$

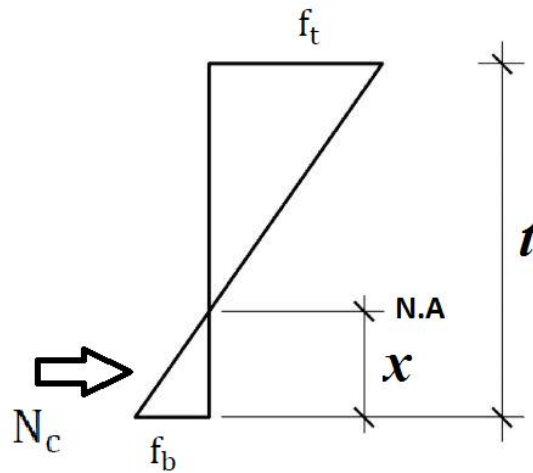
از مقایسه ۲ مقدار فوق مشخص میشود در میانه دال و در پایین که بتن تحت کشش خواهد نیاز به میلگرد خمشی حداقل مطابق آنچه در ادامه می بینید، خواهیم داشت.

In positive moment areas where the computed tensile stress in the concrete at service loads exceeds $2\sqrt{f'_c}$, the minimum area of bonded reinforcement is computed as:

$$A_{s,min} = \frac{N_c}{0.5f_y}, \text{ where } f_y \leq 60 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 8.6.2.3})$$

N_c Tension force in concrete due to unfactored dead load plus live load, lb

$$60 \text{ Ksi} \cong 4000 \frac{Kg}{cm^2}$$



Stress Distribution at Midspan

تحت بار سرویس معمولی خواهیم داشت ؛

$$f_t = -74.66 \frac{Kg}{cm^2} C$$

$$f_b = +41.7 \frac{Kg}{cm^2} T$$

$$\rightarrow x \approx 7.9 \text{ cm}$$

$$N_c = 0.5 \times (x) \times f_b \times l_{strip} = 0.5 \times 7.9 \times 41.7 \times 400 = 65886 \text{ Kg}$$

$$A_{s,min} = \frac{65886}{0.5 \times 4000} \approx 32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{use } \{16\emptyset 16\} \text{ bottom of slab}$$

ACI 318 Section 8.7.5.5.1 states "In positive moment areas, length of reinforcement shall be at least $l_n/3$ and centered in those areas."

به صورت محافظه کارانه $12db$ یا d هر کدام که بزرگتر است از هر سمت به مقدار فوق بایستی اضافه گردد. این مقدار آرماتور بایستی به صورت یکنواخت در عرض نوار طراحی توزیع شود. بنابراین فاصله این آرماتورها برابر خواهد شد با ؛

$$\frac{400}{16} = 25 \text{ cm}$$

Most engineers will specify a continuous mat (grid) of bottom rebar in a flat plate.

در صورت تجاوز نسبت دهانه به عمق از ۳۵ یک کنترل مضاعف دیگر نیز بایستی انجام شود.

Determining the Ultimate Stress in Un-Bonded (Post-Tensioned) Steel

For members with a span to depth ratio greater than 35 (one & two-way slabs):

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \text{ (Table 20.3.2.4.1)}$$

$$\leq f_{py} \text{ \& } f_{se} + 30,000 \text{ (all in psi)}$$

The same maximum reinforcement limits for bonded tendons apply to unbonded tendons (ACI 318 Table 21.2.2).

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow f_{ps} = f_{se} + 703 + \frac{f'_c}{300 \times \rho_p}$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow f_{ps} \leq f_{py}$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow f_{ps} \leq f_{se} + 2109$$

$$\rho_p = \frac{A_{Tendons}}{l_{strip} \times d} = \frac{12 \times 1}{400 \times (22 - 3 - \{0.5 \times 1.2\})} \approx 0.0016$$

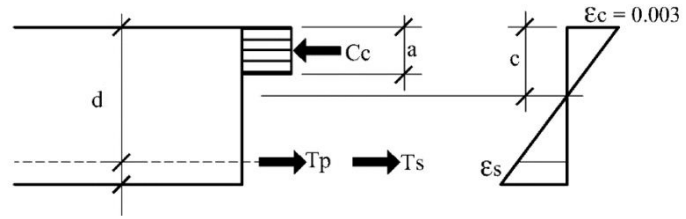
$$f_{se} = 12090 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{ps} = 12090 + 703 + \frac{300}{300 \times 0.0016} = 13418 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{se} + 2109 = 12090 + 2109 = 14199 \frac{Kg}{cm^2} \text{ OK}$$

$$f_{py} = 16750 \frac{Kg}{cm^2} \text{ OK}$$

Set Up Force and Strain Diagram



$$T_p = A_{Tendons} \times f_{ps} = 12 \times 13418 = 161016 \text{ Kg}$$

$$T_s = A_{s,min} \times F_y = 32 \times 4000 = 128000 \text{ Kg}$$

$$C_c = T_p + T_s = 161016 + 128000 = 289016 \text{ Kg}$$

$$a = \frac{C_c}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{289016}{0.85 \times 300 \times 400} \approx 2.8 \text{ cm}$$

$$C = \frac{a}{0.8} = \frac{2.8}{0.8} = 3.5 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - C}{C} \times \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_s = \frac{18 - 3.5}{3.5} \times 0.003 \approx 0.012 > 0.005 \rightarrow \text{Tension Controlled Member} \rightarrow \phi = 0.9$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times \left\{ C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 0.9 \times \left\{ 289016 \times \left(18 - \frac{2.8}{2} \right) \right\} \times 10^{-2} \\ &= 43179 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

از طرفی در حالت نهایی خواهیم داشت ؛

$$1.2D + 1.6L + 1.0PT^*$$

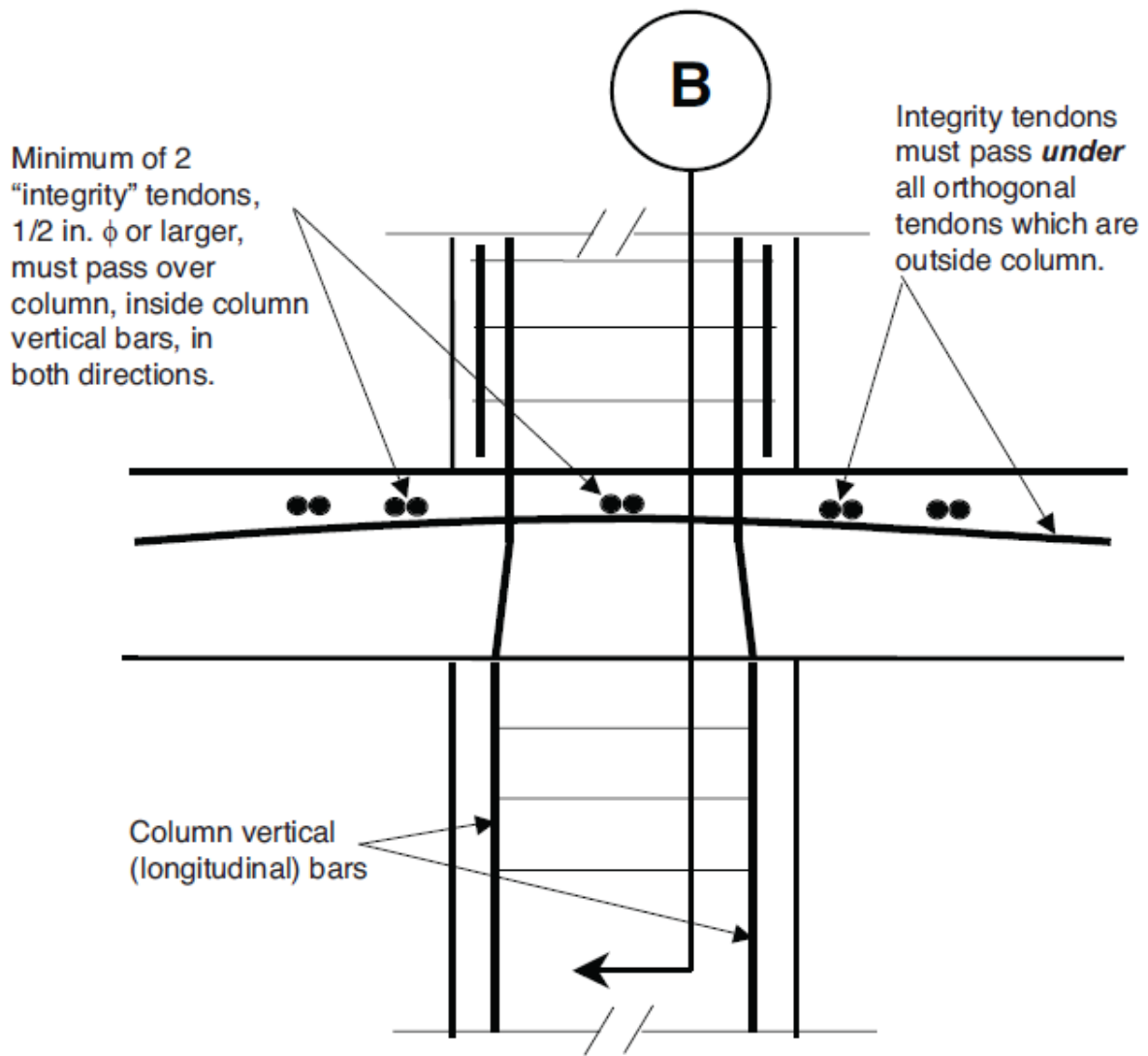
(ACI 9.2.1)

$$\begin{aligned} M_{1.2D+1.2SD+1.6L} &= \frac{W_{total} \times l^2}{8} = \frac{(1.2 \times \{2112 + 1000\} + 1.6 \times 800) \times 8^2}{8} \\ &= 40115 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

$$M_b = \frac{W_b \times l^2}{8} = \frac{1690 \times 8^2}{8} = 13520 \text{ Kg.m}$$

با توجه به ترکیب فوق لنگر خالص برابر خواهد شد با ؛

$$Mu_{net} = 40115 - 13520 = 26596 \text{ Kg.m} < 43179 \text{ Kg.m} \text{ OK}$$



*Figure 26-2A Section A at Slab/Column Joint
(Cut Through Banded Tendons)*

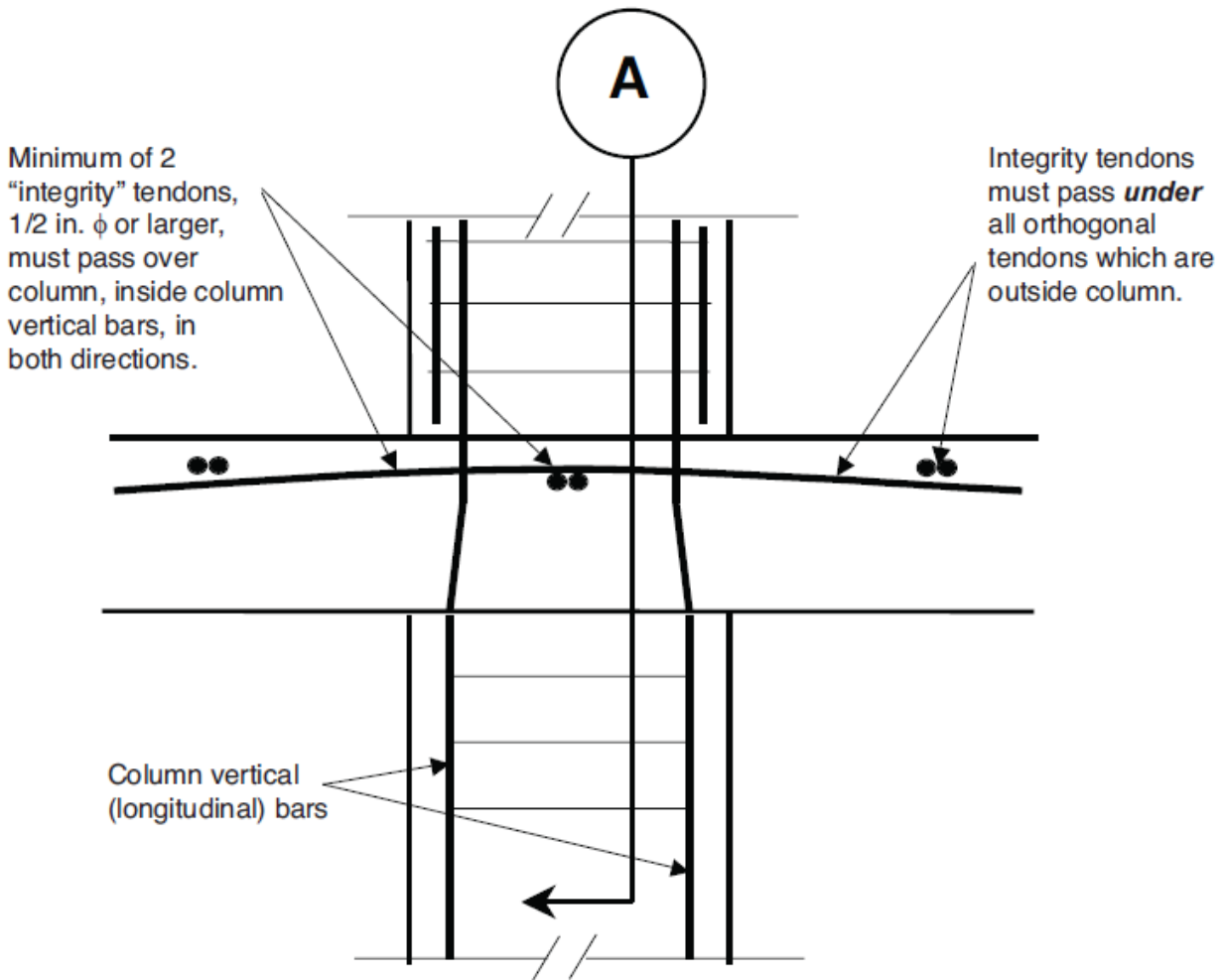


Figure 26-2B Section B at Slab/Column Joint
(Cut Through Uniform Tendons)

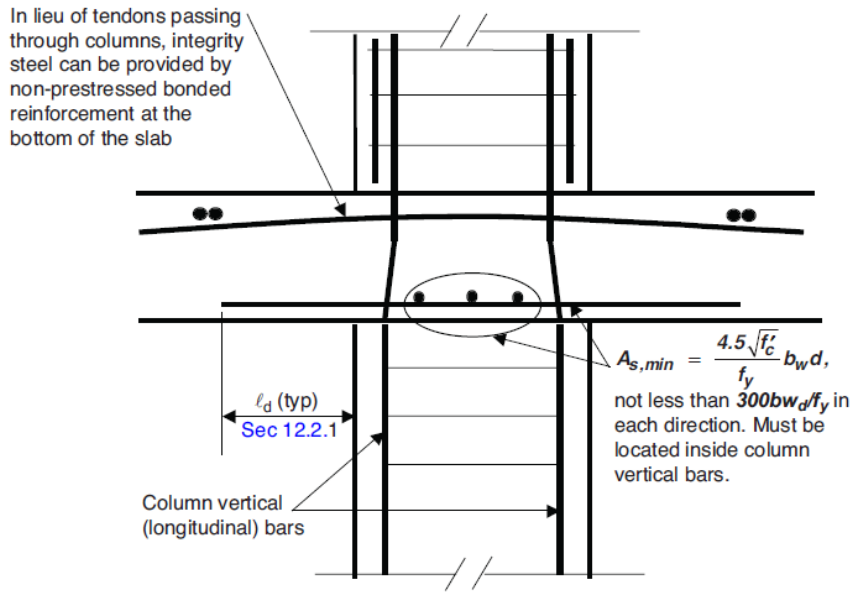


Figure 26-2C Section at Slab/Column Joint
(Showing Application of 18.12.7)

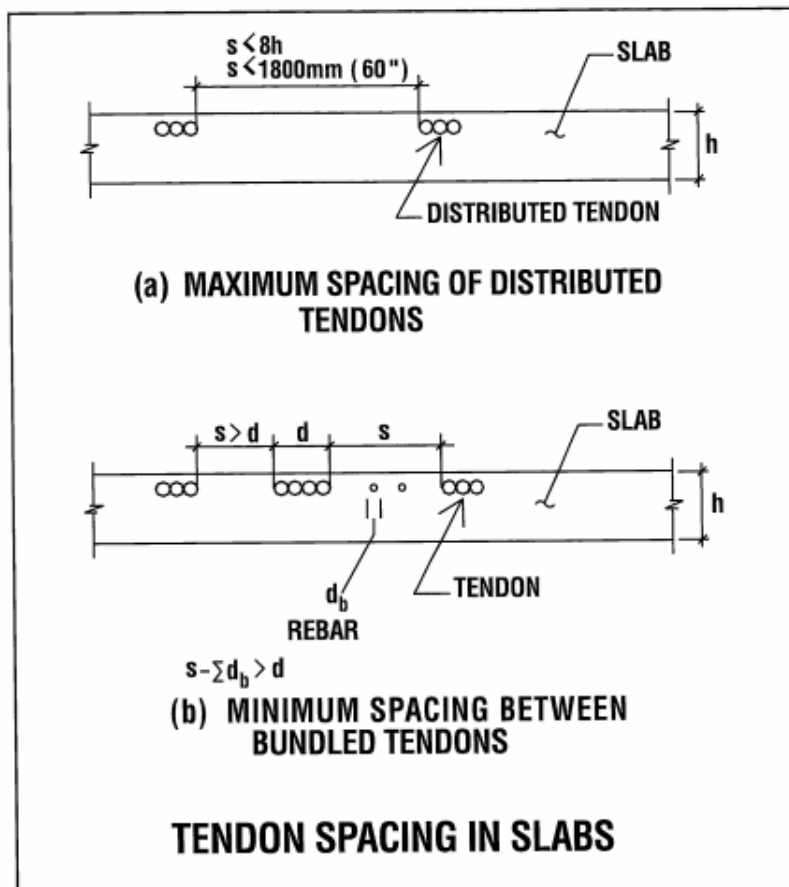


FIGURE 2.3-1

Check for Punching Shear

The algorithm for checking punching shear is detailed in the section entitled “Slab Punching Shear Check” in the *Key Features and Terminology* manual. Only the code specific items are described in the following sections.

20.8.2.1 Critical Section for Punching Shear

The punching shear is checked on a critical section at a distance of $d/2$ from the face of the support (ACI 22.6.4.2). For rectangular columns and concentrated

loads, the critical area is taken as a rectangular area with the sides parallel to the sides of the columns or the point loads (ACI 22.6.4.3). Figure 20-4 shows the auto punching perimeters considered by SAFE for the various column shapes. The column location (i.e., interior, edge, corner) and the punching perimeter may be overwritten using the Punching Check Overwrites.

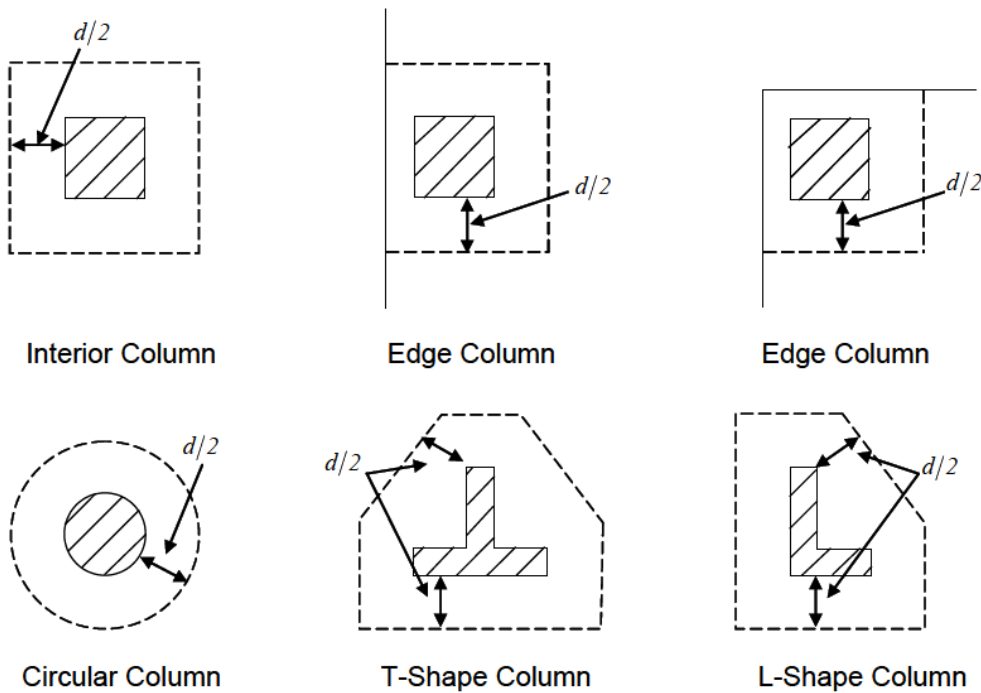


Figure 20-4 Punching Shear Perimeters

با توجه به ابعاد مقطع ستون و ضخامت کاور محیط بحرانی برای برش پانچ برابر خواهد شد با؛

$$b_o = 2 \times \left(50 - 3 + \frac{22}{2} \right) = 116 \text{ cm}$$

For reinforced concrete slabs, γ_f is permitted to increase to the maximum modified values provided in ACI Table 8.4.2.3.4 provided that the limitations on v_{ug} and ε_t given in ACI Table 8.4.2.3.4 are satisfied .

Column Location	Span Direction	v_{ug}	ε_t	Maximum modified γ_f
Corner column	Either direction	$\leq 0.5\phi v_c$	≥ 0.004	1.0

20.8.2.3 Determine Concrete Capacity

The concrete punching shear stress capacity of a two-way prestressed section is taken as:

$$v_c = \left(\beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + v_p \quad (\text{ACI 22.6.5.5a, 22.6.5.5b})$$

$$\beta_p = \min \left(3.5, \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1.5 \right) \right) \quad (\text{ACI 22.6.5.5a, 22.6.5.5b})$$

where, β_p is the factor used to compute v_c in prestressed slab; b_o is the perimeter of the critical section; f_{pc} is the average value of f_{pc} in the two directions; v_p is the vertical component of all effective prestress stresses crossing the critical section; and α_s is a scale factor based on the location of the critical section.

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{for interior columns,} \\ 30 & \text{for edge columns, and} \\ 20 & \text{for corner columns.} \end{cases} \quad (\text{ACI 22.6.5.3})$$

The concrete capacity v_c computed from ACI 22.6.5.5 is permitted only when the following conditions are satisfied:

- The column is farther than four times the slab thickness away from any discontinuous slab edges.
- The value of $\sqrt{f'_c}$ is taken no greater than 70 psi.
- In each direction, the value of f_{pc} is within the range:

$$125 \leq f_{pc} \leq 500 \text{ psi}$$

In thin slabs, the slope of the tendon profile is hard to control and special care should be exercised in computing v_p . In case of uncertainty between the design and as-built profile, a reduced or zero value for v_p should be used.

در صورتی که شرایط فوق مهیا نشود، ظرفیت برش پانچ بتن برابر با کمترین ۲ مقدار زیر بایستی در نظر گرفته شود.

If the preceding three conditions are not satisfied, the concrete punching shear stress capacity of a two-way prestressed section is taken as the minimum of the following three limits:

$$v_c = \min \begin{cases} \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \\ 4\lambda \sqrt{f'_c} \end{cases} \quad (\text{ACI 22.6.5.2})$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.25 \times \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$\beta_c = \frac{116}{116} = 1$$

where the modification factor λ for type of concrete (ACI Table 19.2.4.2) is given as

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & \text{for normal-weight concrete} \checkmark \\ 0.85 & \text{for sand - lightweight concrete} \\ 0.75 & \text{for all - lightweight concrete} \end{cases}$$

where, β_c is the ratio of the maximum to the minimum dimensions of the critical section, b_o is the perimeter of the critical section, and α_s is a scale factor based on the location of the critical section (ACI 22.6.5.3).

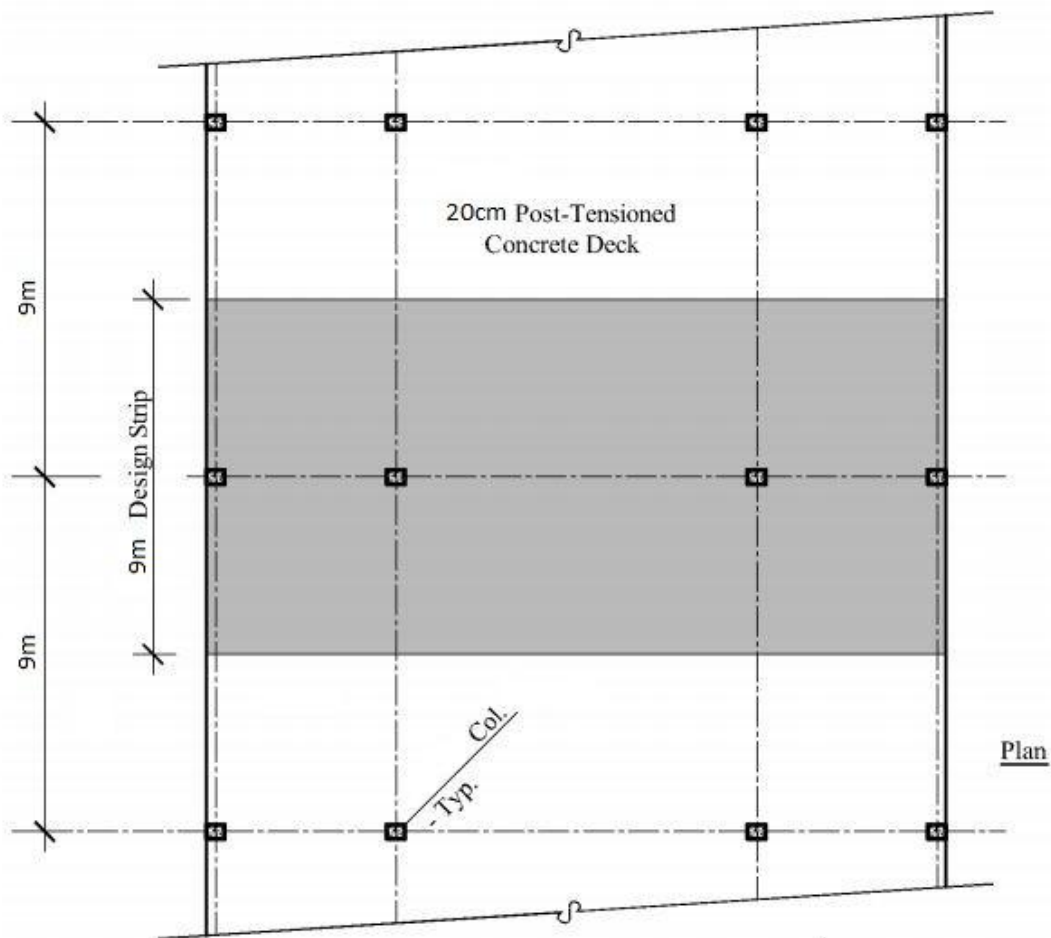
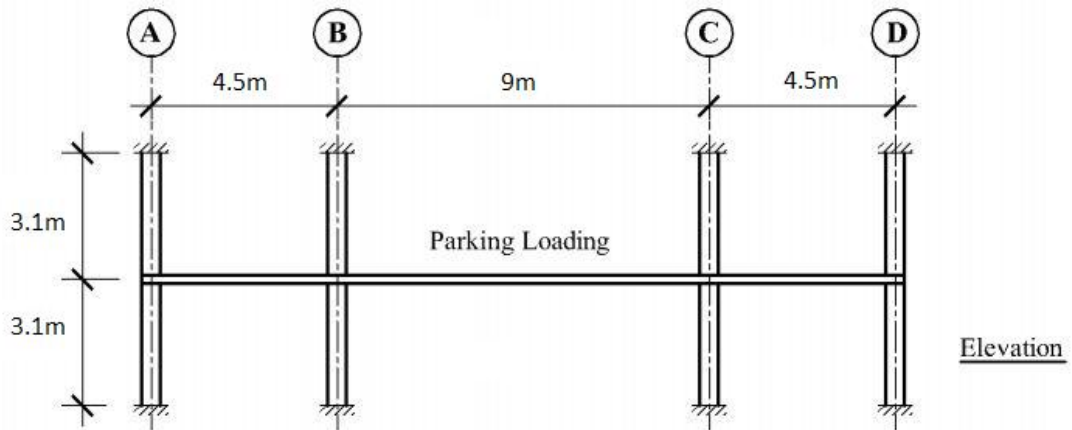
$$0.25 \times \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{300} \approx 26$$

$$1 \times \sqrt{300} \approx 17$$

$$v_c = 17 \frac{Kg}{cm^2}$$

مثال شماره ۲

مطلوب است طراحی یک دال پیش تنیده تخت برای نوار طراحی نشان داده شده در راستای X از تندانه‌های توزیع شده و در راستای عرضی از تندانه‌های دسته ای استفاده می کنیم. مجدداً یادآوری می شود که در دالهای پیش تنیده ۲ طرفه، نوارهای طراحی متفاوت از نوارهای میانی و ستونی در دالهای بتن مسلح می باشد.



بارهای وارد بر دال

بار مرده ناشی از دال ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع.

بارهای مرده پس از ساخت ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع.

بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع.

مقاومت بتن

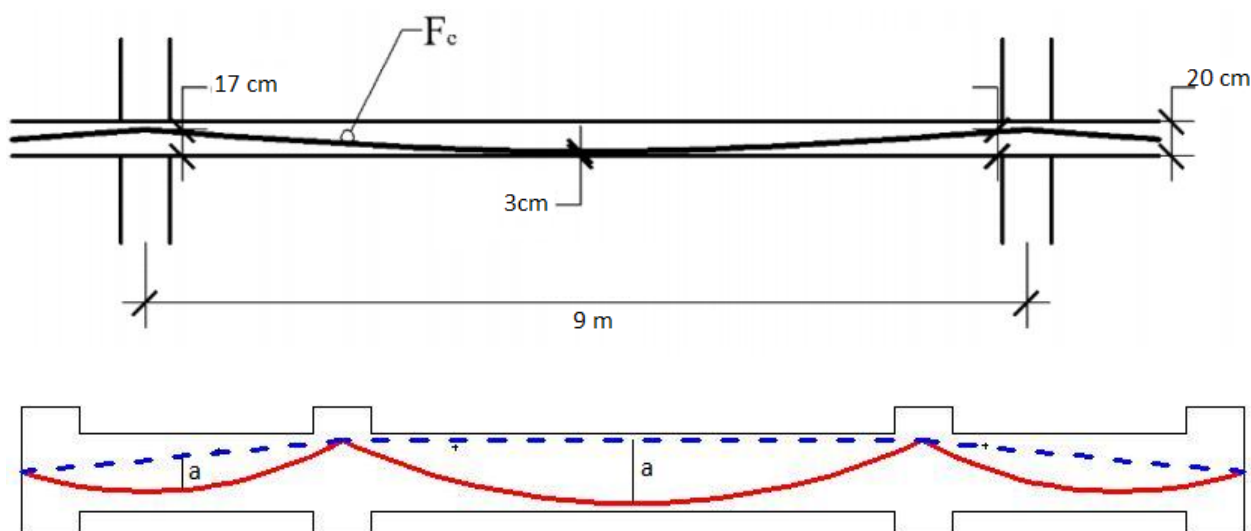
بتن مورد استفاده در دال از نوع زودگیر با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۳۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و مقاومت فشاری ۳ روزه ۲۰۵ کیلوگرم بر سانتیمتر می باشد. البته در صورت استفاده از بتن معمولی مقاومت لازم جهت جک زدن در سن ۷ الی ۱۰ روزه کسب می گردد. بایستی دقت شود که به وسیله نمونه برداری و آزمایش، مقاومت فشاری در زمان جک زدن تضمین شود.

ضخامت پوشش بتن

حداقل ضخامت توصیه شده توسط ACI318 برابر با ۲ سانتیمتر میباشد، اما به دلیل مسائل اجرایی در این مثال ضخامت کاور را برابر با ۳ سانتیمتر در نظر می گیریم.

بر آورد نیروی پیش تنیدگی و تعیین تعداد تاندانهای مورد نیاز

حداقل میزان پیش تنیدگی طبق ACI318 ۸/۶ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. حداکثر فاصله مرکز تا مرکز تاندانها در راستای توزیع شده به ۸ برابر ضخامت دال یا ۱۵۰ سانتیمتر، هر کدام که کوچکتر است محدود می شود. همچنین می خواهیم حداقل ۶۵٪ وزن ناشی از دال بتنی را در بلندترین دهانه بالانس کنیم. در صورت مبنا قرار دادن بالانس کردن در دهانه های کوتاه تر، منجر به افزایش فولادهای خمشی در دهانه بلندتر خواهد شد.



برای دهانه میانی با توجه به ضخامت کاور و قطر کابلها در بالا و پایین مقدار a برابر خواهد شد با ؛

$$a = 20 - (2 \times 3) - (2 \times 0.5 \times 1.27) \approx 13 \text{ cm}$$

$$W_b = 0.65 \times 500 = 390 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$F_e = \frac{W_b \times l^2}{8 \times a} = \frac{(390 \times 9) \times 9^2}{8 \times 0.13} = 273375 \text{ Kg}$$

$$\frac{F_e}{A} = \frac{273375}{900 \times 20} \approx 15.2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > \left\{ 8.6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}, < 18.9 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right\} OK$$

A value of 60 to 80 percent is generally used as the self load balancing ratios. Typically precompression levels generally range between 0.125 to 0.275 ksi.

با توجه به کوتاه تر بودن دهانه های کناری میزان تقعر یا افتادگی مورد نیاز کمتر میباشد.

$$a = \frac{W_b \times l^2}{8 \times F_e} = \frac{(390 \times 9) \times 4.5^2}{8 \times 253848} = 0.033 \text{ m} \approx 4 \text{ cm}$$

به این ترتیب با توجه به تشابه مثلثاتی فاصله تندانه از پایین دال برای دهانه های کناری برابر با ۶ سانتیمتر خواهد شد.

تعیین تعداد تندانه های مورد نیاز

پس از وقوع افت های بلند مدت ؛

$$f_{se} = 0.7 \times 18600 - (0.05 \times 18600)_{long \ term} = 12090 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$12090 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \cong \left\{ 0.65 F_{pu} = 12090 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right\} OK$$

با توجه به سطح مقطع کابل ها نیروی پیش تنیدگی هر کابل برابر خواهد شد با ؛

$$f_{se} \times A = 12090 \times 1 = 12090 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{273375}{12090} = 22.6 \approx 23 \rightarrow \frac{F_e}{A} = \frac{23 \times 12090}{900 \times 20} \approx 15.45 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

روش قاب معادل

جهت تحلیل دالهای پیش تنیده ۲ طرفه مرسوم ترین روش، روش قاب معادل است. در این روش دال ۲ طرفه به صورت یک قاب ۲ بعدی معادلسازی شده و تحلیل می شود. در این روش عمدتاً از روش توزیع لنگر جهت استخراج لنگرها استفاده می شود. در ادامه این روش را برای تعیین لنگرهای ناشی از بار مرده دال مورد استفاده قرار می دهیم.

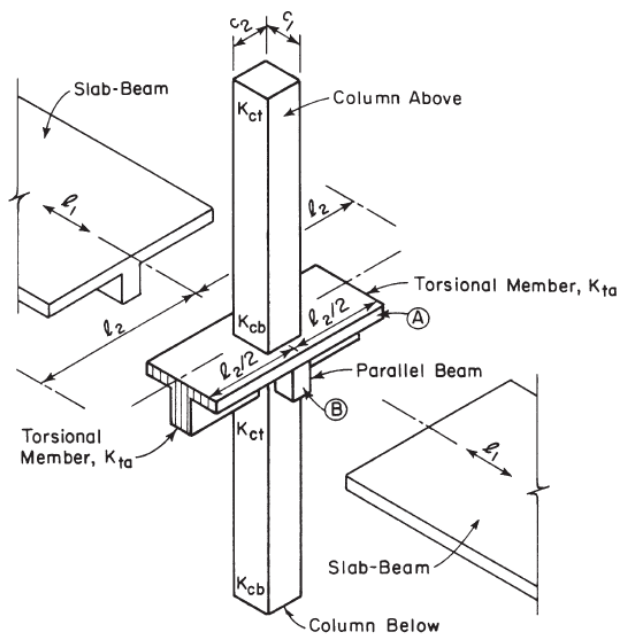
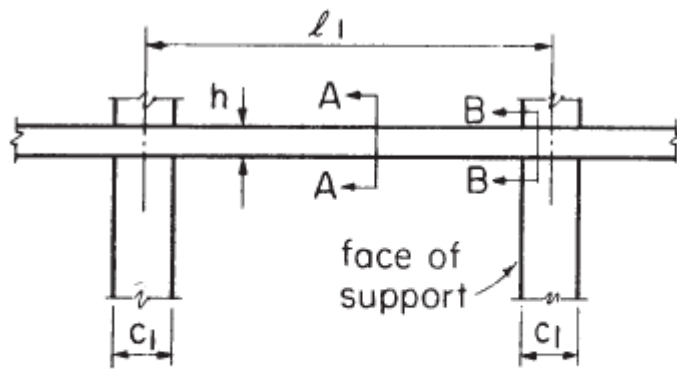
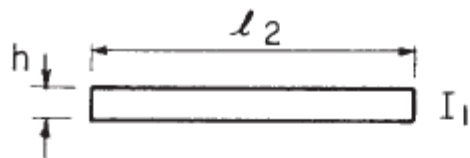


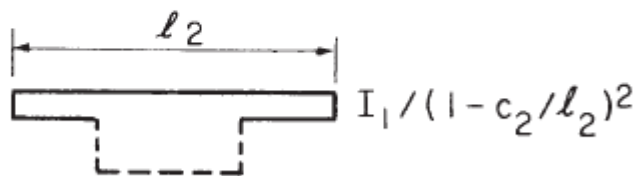
Figure 20-3 Equivalent Frame Members



Slab system without beams



Section A-A



Section B-B

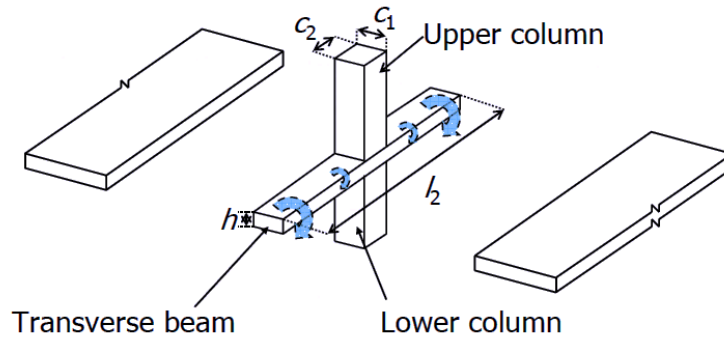


Figure 9-3.11 Isometric view of a slab-column junction

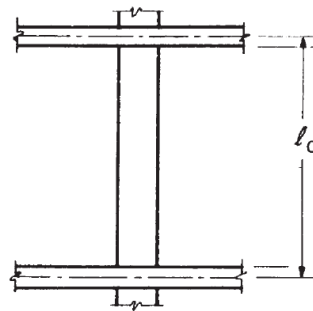
Equivalent Frame Properties

a. Column stiffness.

Column stiffness, including effects of “infinite” stiffness within the slab-column joint (rigid connection), may be calculated by classical methods or by simplified methods which are in close agreement. The following approximate stiffness K_c will give results within five percent of “exact” values.^{26.1}

$$K_c = 4EI/(\ell - 2h)$$

where ℓ = center-to-center column height and h = slab thickness.



Slab system
without beams

$$K_c = \frac{4E \times \left(\frac{50 \times 50^3}{12} \right)}{310 - 2 \times 20} = 7716 E$$

For exterior columns

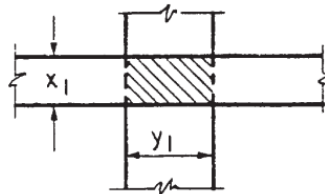
$$\Sigma K_c$$

$$\square \Sigma K_c = 2 \times K_c = 2 \times 7716 E = 15432 E$$

Stiffness of torsional members is calculated as follows:

$$C = (1 - 0.63 x/y) x^3 y / 3$$

where x is the shorter dimension of a rectangular part and y is the longer dimension of a rectangular part.



$$C = \left(1 - 0.63 \times \frac{20}{50}\right) \times \frac{20^3 \times 50}{3} = 99733 \text{ cm}^4$$

$$K_t = \frac{9CE_{cs}}{\ell_2 (1 - c_2 / \ell_2)^3}$$

$$K_t = \frac{9 \times 99733 \times E}{900 \times \left(1 - \frac{50}{900}\right)^3} = 1182 E$$

$$\Sigma K_t$$

$$\square \Sigma K_t = 2 \times K_t = 2 \times 1182 E = 2365 E$$

Exterior equivalent column stiffness (see ACI 318R-89, R13.7.4):

$$1/K_{ec} = 1/\Sigma K_t + 1/\Sigma K_c$$

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{2365} + \frac{1}{15432} \rightarrow K_{ec} = 2050$$

b. Slab-beam stiffness.

Slab stiffness, including effects of infinite stiffness within slab-column joint, can be calculated by the following approximate expression.^{26.1}

$$K_s = 4EI/(\ell_1 - c_1/2)$$

where ℓ_1 = length of span in direction of analysis measured center-to-center of supports and c_1 = column dimension in direction of ℓ_1 .

$$I = \frac{900 \times 20^3}{12} = 600000 \text{ cm}^4$$

At exterior column:

$$K_s = \frac{4E \times 600000}{450 - \frac{50}{2}} = 6400 E$$

At interior column (spans 1 & 3):

$$K_s = \frac{4E \times 600000}{450 - \frac{50}{2}} = 6400 E$$

At interior column (span 2):

$$K_{s-SPAN2} = \frac{4E \times 600000}{900 - \frac{50}{2}} = 2742 E$$

c. Distribution factors for analysis by moment distribution

Slab distribution factors:

$$D.F = \frac{K_s}{\Sigma K_s + K_{ec}}$$

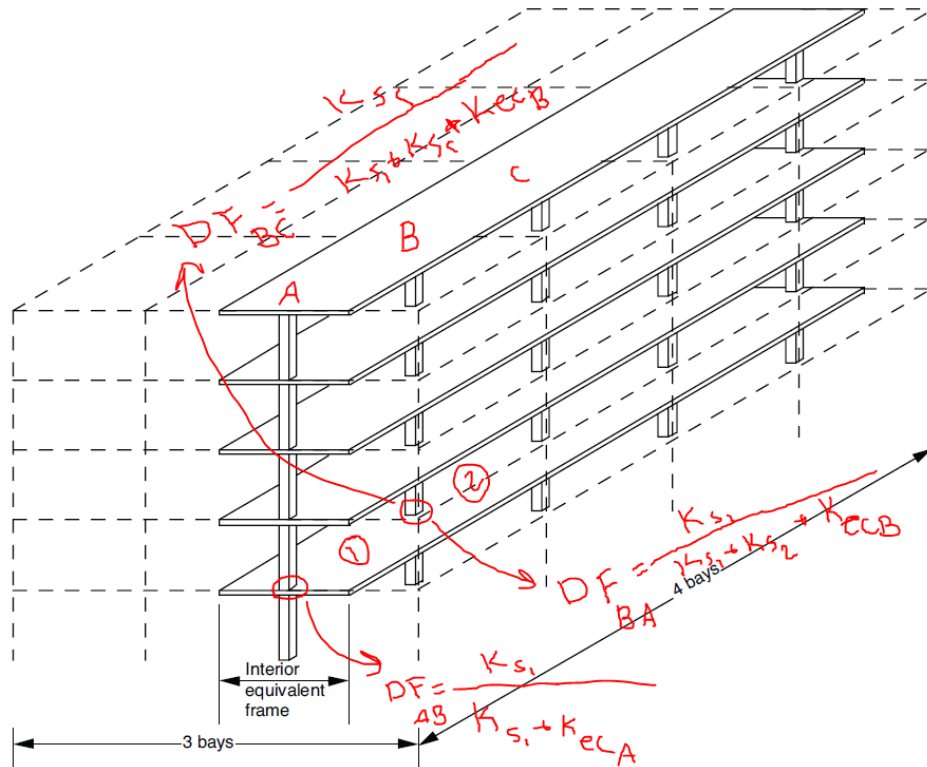


Figure 20-1 Equivalent Frames for 5-Story Building

At exterior joints

$$D.F_{AB} = \frac{6400}{6400 + 2050} \approx 0.78$$

At interior joints for spans 1 and 3

$$D.F_{BA} = \frac{6400}{6400 + 2050 + 2742} \approx 0.57$$

At interior joints for span 2

$$D.F_{BC} = \frac{2742}{6400 + 2050 + 2742} \approx 0.24$$

Since the nonprismatic section causes only very small effects on fixed-end moments and carryover factors, fixed-end moments will be calculated from $FEM = wL^2/12$ and carryover factors will be taken as $COF = 1/2$.

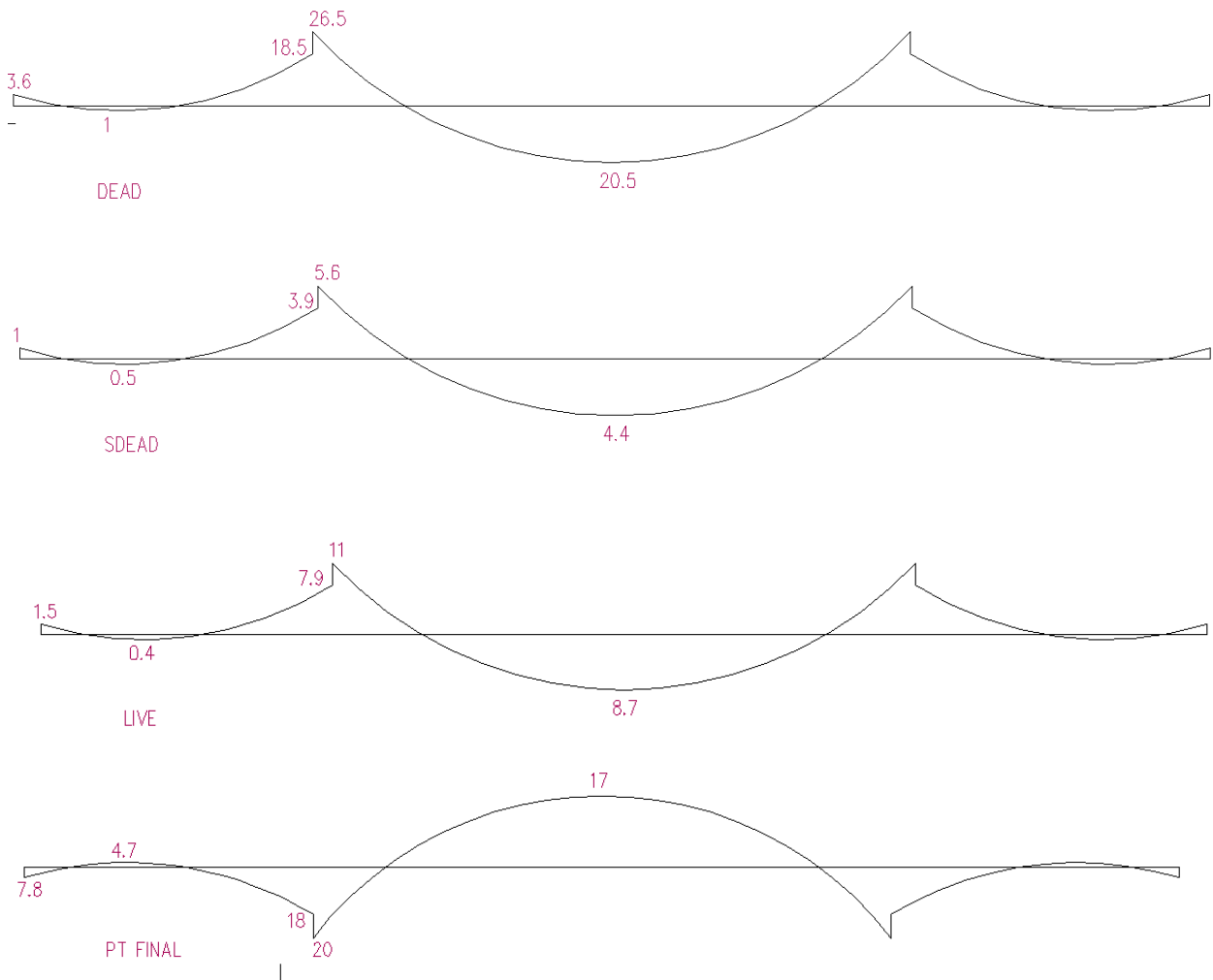
برای بار مرده ناشی از دال خواهیم داشت :

$$FEM_{1,3} = \frac{-9 \times 500 \times 4.5^2}{12} \approx -7600 \text{ Kg.m}$$

$$FEM_2 = \frac{-9 \times 500 \times 9^2}{12} \approx -30375 \text{ Kg.m}$$

joint→	AB	BA	BC
DF	0.78	0.57	0.24
FEM (T.m)	-7.6	-7.6	-30.4
Distribution	+5.9	-13	+5.4
C.O.F	+6.5	-3	-2.7
Distribution	-5.1	+0.2	-0.1
FIANL (T.m)	-0.3	-23.4	-27.8

در شکل‌های زیر دیاگرام لنگر برای هر یک از بارها (بدون ضریب) بر اساس خروجی نرم افزار ETABS را ملاحظه می‌فرمایید. (نتایج ناشی از تحلیل نرم افزار در ادامه مورد استفاده قرار خواهد گرفت)



کنترل تنش ها در مقطع بتنی تحت ترکیب بار سرویس (معمولی)

وسط دهانه میانی

$$M_{D+SD+L} = 20.5 + 4.5 + 8.7 = 33.7 \text{ T.m}$$

$$M_b = 17 \text{ T.m}$$

$$1.0D + 1.0PT$$

$$1.0D + 1.0L + 1.0PT$$

(ACI 18.4.2(b))

با توجه به ترکیب فوق لنگر خالص برابر خواهد شد با ؛

$$M_{net2} = 33.7 - 17 = 16.7 \text{ T.m}$$

$$f_b = + \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$f_t = - \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$S_{strip} = \frac{bt^2}{6} = \frac{900 \times 20^2}{6} = 60000 \text{ cm}^3$$

برای این سطح با توجه به اینکه افت های بلند مدت رخ داده خواهیم داشت ؛

$$P_{actual} = 23 \times 12090 = 278070 \text{ Kg}$$

$$\frac{P_{actual}}{A_{strip}} = \frac{278070}{900 \times 20} = 15.45 \text{ Kg/cm}^2$$

برای ترکیب بار دوم خواهیم داشت ؛

$$f_b = + \frac{16700 \times 100}{60000} - 15.45 \approx +12.38 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ T} < 29.5 \text{ OK}$$

$$f_t = - \frac{16700 \times 100}{60000} - 15.45 = -43.28 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ C} < 204 \text{ OK}$$

Serviceability Checks at Service Load

The stresses in the concrete for Class U and Class T prestressed flexural members at service loads, and after all prestress losses occur, are checked against the following limits:

- Extreme fiber stress in compression due to prestress plus total load:

$$0.60f'_c \quad (\text{ACI 18.4.2(b)})$$

$$0.6 \times 340 = 204 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \checkmark$$

- Extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads:

– Class U two-way slabs: $f_t \leq 6\sqrt{f'_c}$ (ACI 24.5.2.1)

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{340} = 29.5 \frac{Kg}{cm^2} \checkmark$$

در محل تکیه گاه های داخلی

At interior face of interior column:

Moment at column face = centerline moment + $Vc_1/3$ (see Ref. 26.2):

$$M_{D+SD+L} = -43.1 T.m$$

$$M_b = +20 T.m$$

1.0D + 1.0PT

1.0D + 1.0L + 1.0PT

(ACI 18.4.2(b))

با توجه به ترکیب فوق لنگر خالص برابر خواهد شد با ؛

$$M_{net2} = -43.1 + 20 = -23.1 T.m$$

$$\rightarrow @face\ of\ column \rightarrow M_{net2} = -23.1 + \frac{21}{3} \approx -16 T.m$$

$$f_t = + \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$f_b = - \frac{M_{net}}{S_{strip}} - \frac{P}{A}$$

$$S_{strip} = \frac{bt^2}{6} = \frac{900 \times 20^2}{6} = 60000 cm^3$$

برای این سطح با توجه به اینکه افت های بلند مدت رخ داده خواهیم داشت ؛

$$P_{actual} = 23 \times 12090 = 278070 Kg$$

$$\frac{P_{actual}}{A_{strip}} = \frac{278070}{900 \times 20} = 15.45 Kg/cm^2$$

برای ترکیب بار دوم خواهیم داشت ؛

$$f_t = + \frac{16000 \times 100}{60000} - 15.45 \approx +11.21 \frac{Kg}{cm^2} T < 29.5 OK$$

$$f_b = -\frac{16000 \times 100}{60000} - 15.45 = -42.11 \frac{Kg}{cm^2} C < 204 OK$$

پایان جلسه چهارم

Slab Design

6.8.1.3.1 Minimum and Maximum Slab Reinforcement

The minimum flexural tension reinforcement required for each direction of a slab is given by the following limits (ACI 7.12.2):

$$A_{s,min} = 0.0020 bh \text{ for } f_y = 40 \text{ ksi or } 50 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(a)})$$

$$A_{s,min} = 0.0018 bh \text{ for } f_y = 60 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(b)})$$

$$60 \text{ Ksi} \cong 4100 \frac{Kg}{cm^2}$$

✓ When spacing of tendons exceed 54 inches, additional bonded shrinkage and temperature reinforcement (as computed above, ACI 7.12.2.1) is required between the tendons at slab edges, extending from the slab edge for a distance equal to the tendon spacing (ACI 7.12.3.3)

In addition, an upper limit on both the tension reinforcement and compression reinforcement has been imposed to be 0.04 times the gross cross-sectional area.

مطابق متن فوق در صورتی که فاصله تندانها از ۱۳۷ سانتیمتر تجاوز کند، به آرماتور افت و حررات (مشابه دالهای بتن مسلح نیاز خواهیم داشت).

در صورتی که تندانها را به صورت دسته های ۳ تایی استفاده کنیم فاصله گروه تندانها از یک در عرض نوار طراحی برابر خواهد شد با ؛

$$l_{strip} = 400cm \rightarrow \frac{l_{strip}}{n_{tendons}} = \frac{900}{\left(\frac{23}{3}\right)} = 117 \text{ cm}$$

بنابراین به آرماتور افت و حررات نیاز نخواهیم داشت.

در نواحی لنگر مثبت

For two-way prestressed slabs, a minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement, $A_{s,min}$, is provided in accordance with ACI section 8.6.2.3, Table 8.6.2.3.

Reinforcement is not required in positive moment areas where f_t , the extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone at service loads (after all prestress losses occurs) does not exceed $2\sqrt{f'_c}$ (ACI 8.6.2.3).

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.53 \sqrt{f'_c}$$

طبق متن فوق در صورتی که نواحی لنگر مثبت، تنش در دورترین تار کششی تحت بارهای سرویس (پس از وقوع کلیه افتها) از مقدار یاد شده کمتر باشد لزومی به قرار دادن میلگرد نمی باشد.

$$f_b = +12.38 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{340} = 18.44 \frac{Kg}{cm^2}$$

از مقایسه ۲ مقدار فوق مشخص می شود در میانه دال و در پایین که بتن تحت کشش خواهد نیاز به میلگرد خمشی نخواهیم داشت.

در نواحی لنگر منفی

In negative moment areas at column supports, the minimum area of bonded reinforcement in the top of slab in each direction is computed as:

$$A_{s,min} = 0.00075 A_{cf} \quad (\text{ACI 8.6.2.3})$$

where A_{cf} is the larger gross cross-sectional area of the slab-beam strip in the two orthogonal equivalent frames intersecting a column in a two-way slab system.

In addition, an upper limit on both the tension reinforcement and compression reinforcement has been imposed to be 0.04 times the gross cross-sectional area. Note that the requirements when $f_y > 60$ ksi currently are not handled.

where A_{cf} is the larger gross cross-sectional area of the slab-beam strips in two orthogonal equivalent frames intersecting at a column in a two-way slab.

A_{cf} طبق فوق، بدون توجه به راستای طراحی بزرگترین مقدار در ۲ راستای اصلی می باشد.

$$A_{cf} = \max \begin{cases} x \text{ direction} \rightarrow \left(\frac{900 + 900}{2} \times 20 \right) = 18000 \text{ cm}^2 \\ y \text{ direction} \rightarrow \left(\frac{900 + 450}{2} \times 20 \right) = 13500 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

And finally, the minimum area of top bonded rebar required in both directions is:

$$A_{s,min} = 0.00075 \times 18000 = 13.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{use } 7\emptyset 16$$

ACI 318 Section 8.7.5.5.1(b) states the length requirements for the minimum bonded negative moment rebar as one-sixth the clear span, l_n , on each side of the support.

طبق متن فوق این آرماتورها بایستی از هر سمت ستون به اندازه $l_n/6$ دهانه آزاد از هر سمت امتداد داشته باشند.

Bonded reinforcement required by Eq. (18-8) shall be distributed between lines that are **1.5h** outside opposite faces of the column support. At least four bars or wires shall be provided in each direction. Spacing of bonded reinforcement shall not exceed 12 in.

همچنین حداقل تعداد آرماتورها ۴ عدد می باشد. این آرماتورها بایستی در عرضی معادل ۱/۵ برابر ضخامت دال از هر ستون در هر سمت قرار داده شوند. در ضمن فاصله مرکز تا مرکز این آرماتورها نباید از ۳۰ سانتیمتر تجاوز نماید.

$$50 + 2(1.5 \times 20) = 110 \text{ cm}$$

$$\left\{ \frac{110}{7-1} \approx 18 \text{ cm} \right\} < 30 \text{ cm OK}$$

Check Negative Moment Capacity Versus Demand Moment

در صورت تجاوز نسبت عمق دال به دهانه از ۳۵ یک کنترل مضاعف دیگر نیز بایستی انجام شود.

Determining the Ultimate Stress in Un-Bonded (Post-Tensioned) Steel

For members with a span to depth ratio greater than 35 (one & two-way slabs):

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \text{ (Table 20.3.2.4.1)}$$

$$\leq f_{py} \text{ \& } f_{se} + 30,000 \text{ (all in psi)}$$

The same maximum reinforcement limits for bonded tendons apply to unbonded tendons (ACI 318 Table 21.2.2).

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow f_{ps} = f_{se} + 703 + \frac{f'_c}{300 \times \rho_P}$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow f_{ps} \leq f_{py}$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow f_{ps} \leq f_{se} + 2109$$

$$\rho_P = \frac{A_{Tendons}}{l_{strip} \times d} = \frac{23 \times 1}{900 \times (20 - 3 - \{0.5 \times 1.2\})} \approx 0.0015$$

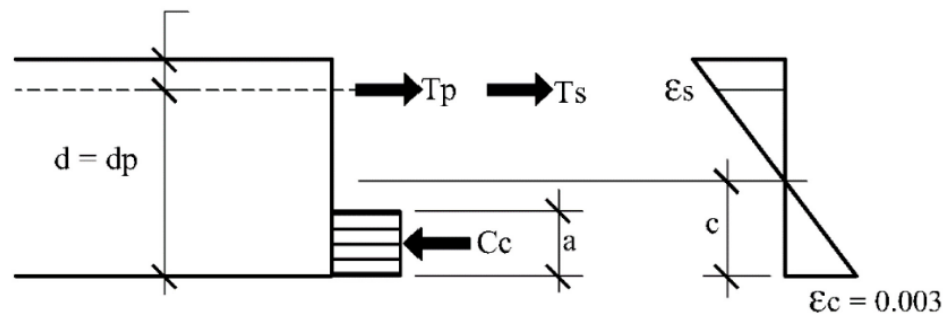
$$f_{se} = 12090 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{ps} = 12090 + 703 + \frac{340}{300 \times 0.0015} = 13548 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{se} + 2109 = 12090 + 2109 = 14199 \frac{Kg}{cm^2} \text{ OK}$$

$$f_{py} = 16750 \frac{Kg}{cm^2} \text{ OK}$$

Set Up Force and Strain Diagram



$$T_p = A_{Tendons} \times f_{ps} = 23 \times 13548 = 311604 \text{ Kg}$$

$$T_s = A_{s,min} \times F_y = 14 \times 4000 = 56000 \text{ Kg}$$

$$C_c = T_p + T_s = 311604 + 56000 = 367604 \text{ Kg}$$

$$a = \frac{C_c}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{367604}{0.85 \times 340 \times 900} \approx 1.4 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.8} = \frac{1.4}{0.8} \approx 1.8 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_s = \frac{16.5 - 1.8}{1.8} \times 0.003 \approx 0.0245 > 0.005 \rightarrow \text{Tension Controlled Member} \rightarrow \phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 0.9 \times \left\{ C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 0.9 \times \left\{ 365604 \times \left(16.5 - \frac{1.4}{2} \right) \right\} \times 10^{-2} = 57765 \text{ Kg.m}$$

2.5.6 CONCEPT OF SECONDARY MOMENTS

In a prestressed statically determinate beam, such as a single-span simply supported beam, the moment M_p due to prestress is given by the eccentricity e of prestress multiplied by the prestress P . In prestressed design, the moment $M_p = Pe$ is commonly referred to as the primary moment. In a simple beam or any other statically determinate beam, no support reactions can be induced by prestressing. No matter how much the beam is prestressed, only the internal stresses will be affected by the prestressing. The external reactions, being determined by statics, will depend on the dead and live loads, but are not affected by the prestress. Thus there are no secondary moments in a statically determinate beam. The total moment in the beam due to prestress is simply equal to the primary moment $M_0 = Pe$.

The magnitude and nature of secondary moments may be illustrated by considering a two-span, continuous, prismatic beam that is not restrained by its supports but remains in contact with them. Consider the beam is prestressed with a straight tendon with force P and eccentricity e (see Figure 2.58).

When the beam is prestressed, it bends and deflects upwards. The bending of the beam can be such that the beam will tend to deflect itself away from B. Because the beam is restrained from deflection at B, a vertical reaction must be exerted to the beam to hold it there. The induced reaction produces secondary moments in the beam. These are called secondary because they are by-products of prestressing and do not exist in a statically determinate beam. However, the term secondary is misleading because the moments are secondary in nature, but not necessarily in magnitude.

One of the principal reasons for determining the magnitude of secondary moments is because they are required in the computations of ultimate flexural strength. An elastic analysis of a prestressed beam offers no control over the failure mode or the factor of safety. To assure that prestressed members will be designed with an adequate factor of safety against failure, ACI 318-08 like its predecessors, requires that M_u , the moment due to factored service loads including secondary moments, must not exceed ϕM_n , the flexural design strength of the member. The ultimate factored moment M_u is calculated by the following load combinations:

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L + 1.0M_{sec}$$

Since the factored load combination must include the effects due to secondary moments, its determination is necessary in prestress designs.

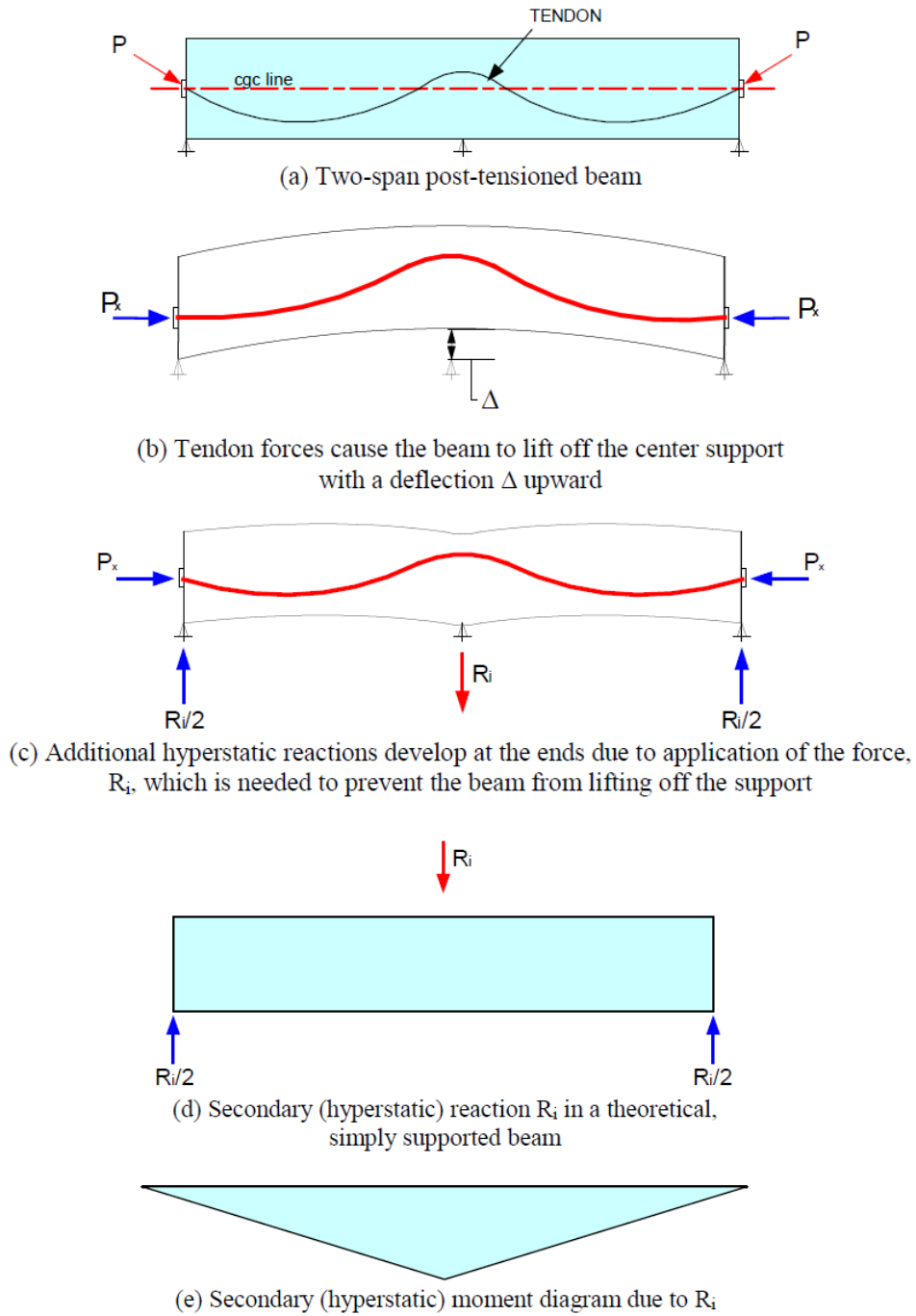
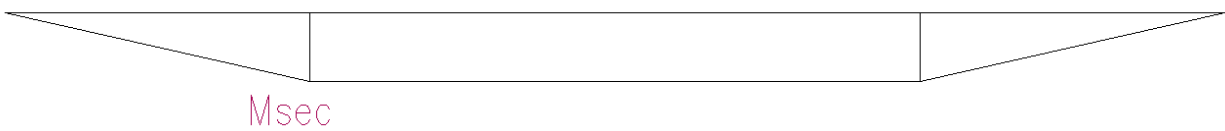


Figure 4-3 Secondary (hyperstatic) actions due to post-tensioning

Secondary (Hyperstatic) Moments 4 - 5



در اعضای نامعین یک اضافه لنگر در محل تکیه گاه های داخلی به دلیل خروج از مرکزیت تندانه ایجاد می شود. مقدار این لنگر در تکیه گاه های خارجی صفر میباشد.

$$M_1 = 278070 \times \left(\frac{20}{2} - 3 \right) \times 10^{-5} \approx 19.5$$

$$M_{bal} = +20 T.m \rightarrow M_{sec} = 20 - 19.5 = 0.5 T.m$$

$$M_u = 1.2 \times (26.5 + 5.6) + 1.6 \times 11 - 0.5 = 55.62 T.m < 57.76 T.m \text{ OK}$$

$$\phi M_n = 57.76 T.m$$

Allowable Punching Shear Stress

The allowable stress acting on the critical shear section is based upon the rather intricate requirements of ACI 318 Section 22.6.5.5. For interior columns v_c shall be permitted to be the lesser of:

$$v_c = 3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d} \quad (22.6.5.5a)$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.92\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d}$$

where $f'_c \leq 4,900$ psi and the average of f_{pc} shall not exceed 500 psi.

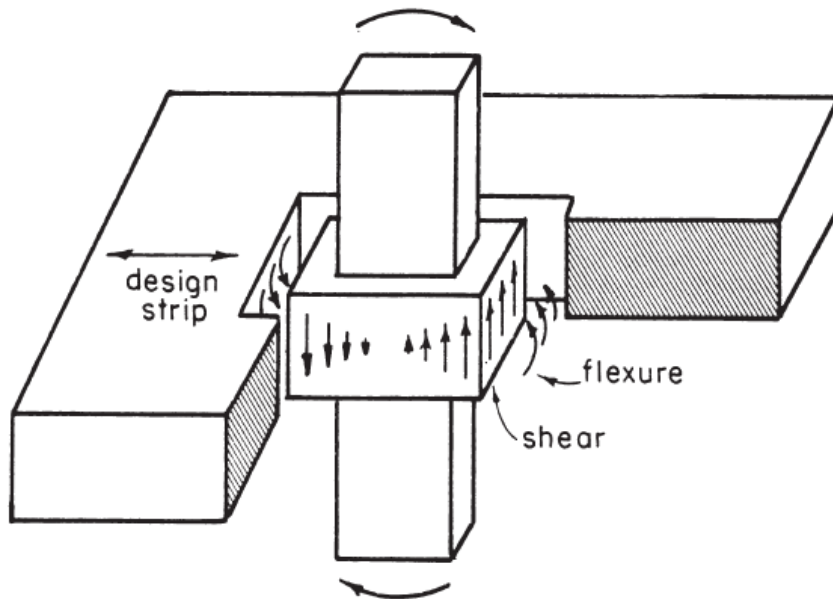
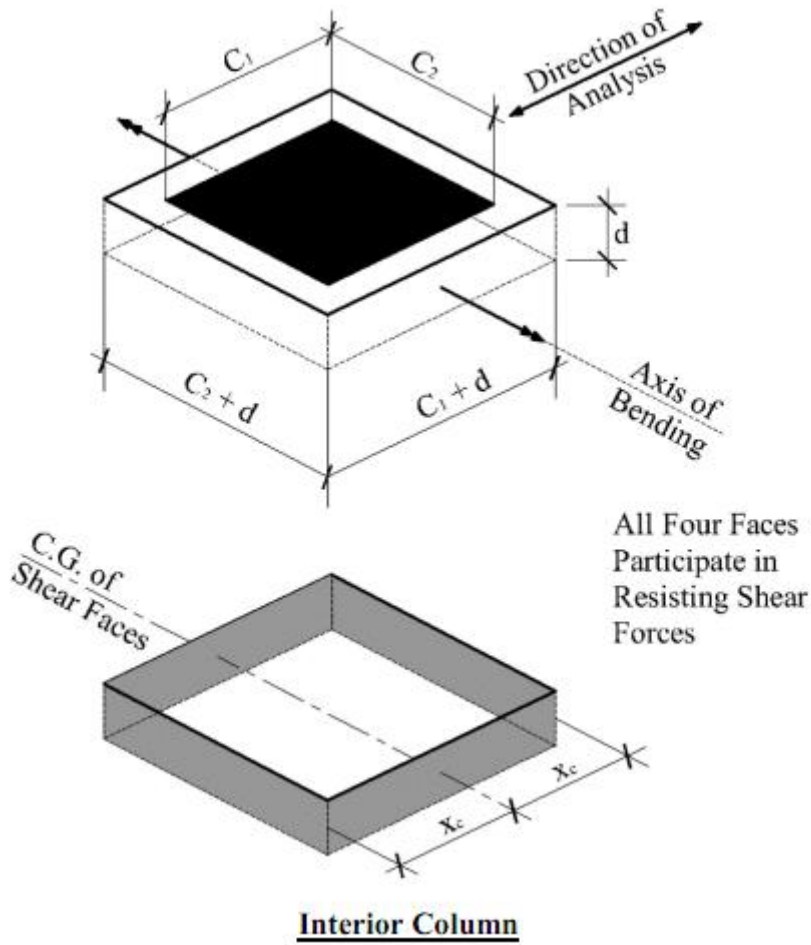


Fig. 16-9 Direct Shear and Moment Transfer

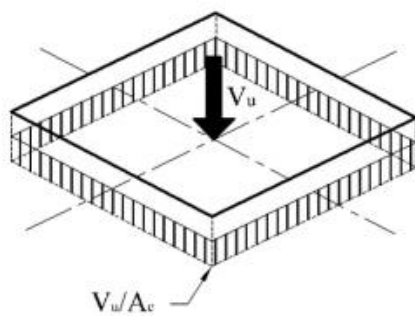


Properties for an interior column:

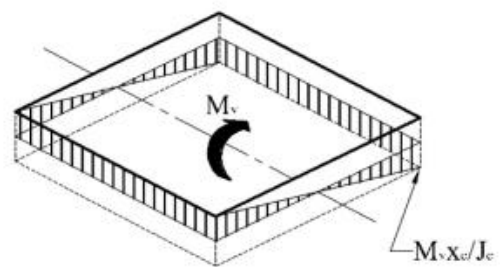
$$A_c = [2(C_1 + d) + 2(C_2 + d)]d$$

$$x_c = \frac{(C_1 + d)}{2}$$

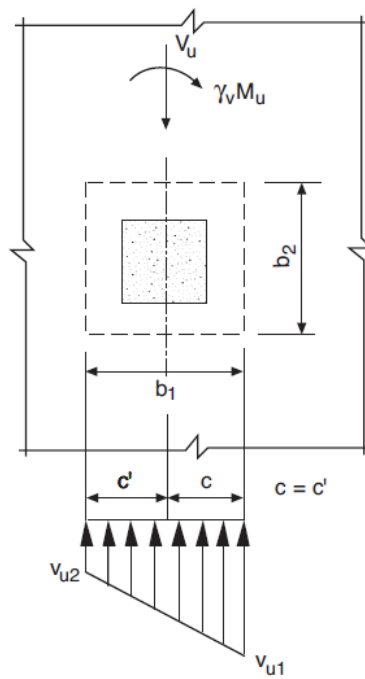
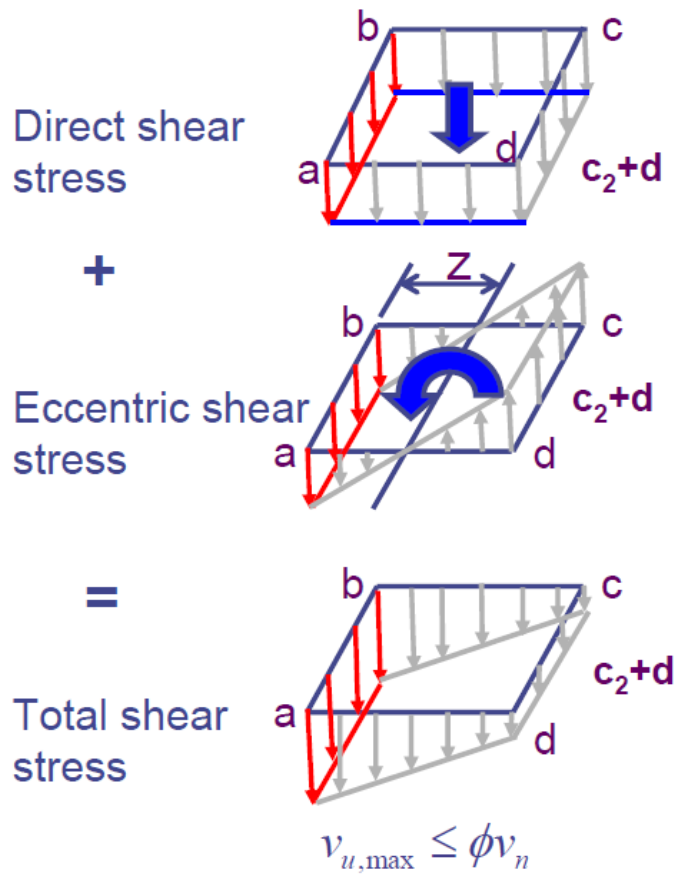
$$J_c = \frac{2(C_1 + d)^3 d}{12} + \frac{2(C_1 + d)d^3}{12} + 2d(C_2 + d)x_c^2$$



Direct Shear



Bending Shear



$$v_{u1} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J} \quad \text{Eq. (1)}$$

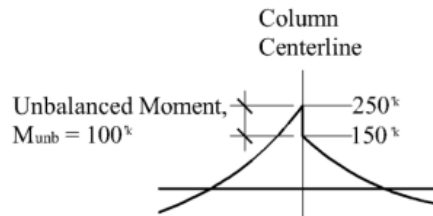
$$v_{u2} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c'}{J} \quad \text{Eq. (2)}$$

where: A_c = area of concrete section resisting shear transfer, equal to the perimeter b_o multiplied by the effective depth d

J = property of critical section analogous to polar moment of inertia of segments forming area A_c .

c and c' = distances from centroidal axis of critical section to the perimeter of the critical section in the direction of analysis

from the slab to the column, at the column centerlines, due to factored loads (the “unbalanced” moments). The unbalanced moment is the difference in centerline beam end moments on either side of the joint.



For edge columns (bending in either direction) and corner columns, v_c is found in ACI Table 22.6.5.2 and is the *smallest* of:

$$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \sqrt{f'_c}$$

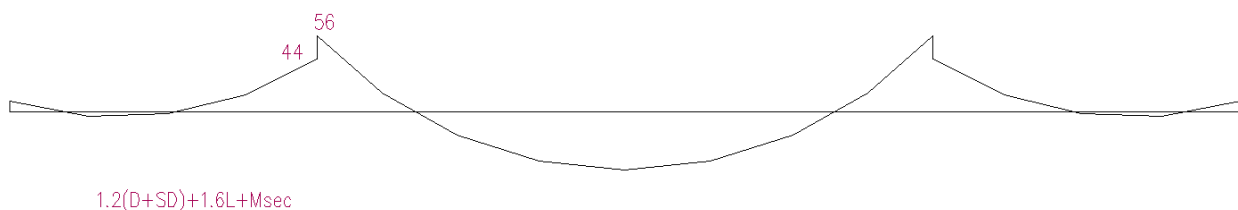
where β is the ratio of long side to short side of the column.

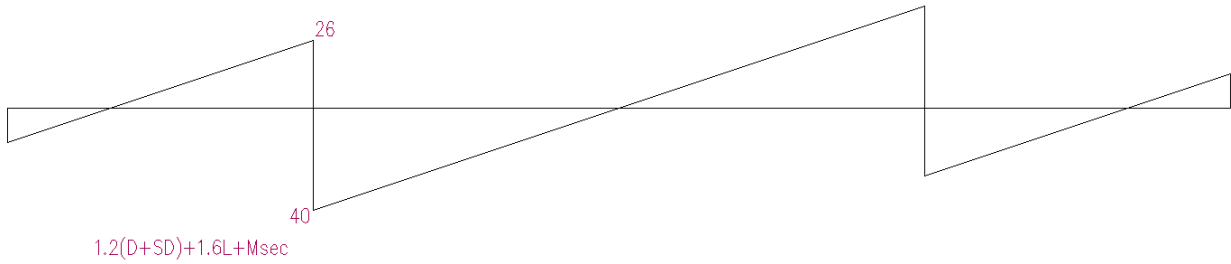
$$v_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c}$$

and

$$v_c = 4\sqrt{f'_c}$$

The factored shear force is taken from the dead and live load shear diagrams previously found. The secondary shears are very small relative to the factored dead and live load shears, so they will be considered negligible.





البته با توجه به سطح بارگیر ستونهای میانی هم می توان مقدار برش مستقیم را محاسبه نمود. (با توجه به ناچیز بودن اثر لنگر ثانویه می توان آنرا نادیده گرفت)

$$V_{ufloor} = \{1.2 \times (500 + 100) + 1.6(200)\} \times \left\{ \frac{4.5 + 9}{2} \right\} \times 9 = 63180 \text{ Kg}$$

در صورتی که وزن ستون را هم بخواهیم لحاظ کنیم خواهیم داشت ؛

$$V_{ucolumn} = 1.2 \times \{0.5^2 \times 3.1\} \times 2500 = 2325 \text{ Kg}$$

$$V_u = 63180 + 2325 = 65505 \text{ Kg} \approx 66 \text{ Ton}$$

From ACI Sections 8.4.2.3.2 & 8.4.4.2.2 the *fraction* of the total unbalanced moment which must be transferred by shear stresses on the critical section is:

$$\gamma_v = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{(b_1)}{(b_2)}}} \right]$$

Where b_1 is the dimension of the critical section in the direction of the span, and b_2 is the dimension perpendicular to the direction of the span. The *moment* transferred by shear stresses on an interior column's critical section is:

$$M_v = \gamma_v M_{unb}$$

b_1 Width of the punching critical section in the direction of bending, in

$$M_{unb} = 56 - 44 = 12 \text{ T.m}$$

$$b_1 = b_2 = C + d = 50 + 16.5 = 65.5 \text{ cm}$$

$$\gamma_v = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{2}{3}} \right\} = 0.4$$

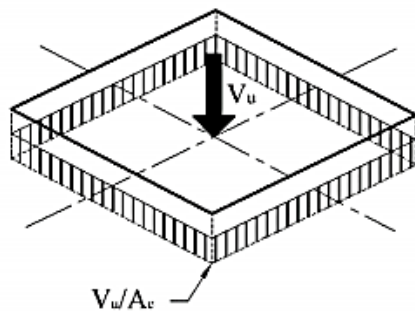
$$M_v = \gamma_v \times M_{unb} = 0.4 \times 12 = 4.8 \text{ T.m}$$

Properties for an interior column:

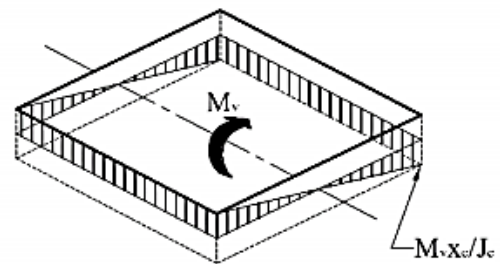
$$A_c = [2(C_1 + d) + 2(C_2 + d)]d$$

$$x_c = \frac{(C_1 + d)}{2}$$

$$J_c = \frac{2(C_1 + d)^3 d}{12} + \frac{2(C_1 + d)d^3}{12} + 2d(C_2 + d)x_c^2$$



Direct Shear



Bending Shear

$$A_c = \{2 \times (50 + 16.5) + 2 \times (50 + 16.5)\} \times 16.5 = 4324 \text{ cm}^2$$

$$X_c = \frac{50 + 16.5}{2} = 32.75 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{2 \times (50 + 16.5)^3 \times 16.5}{12} + \frac{2 \times (50 + 16.5) \times 16.5^3}{12} + \{2 \times 16.5 \times (50 + 16.5) \times 32.75^2\}$$

$$= 2396383 \text{ cm}^4$$

The maximum shear stress is found from the equation:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{unb} x_c}{J_c}$$

$$v_u = \frac{(40 + 26) \times 10^3}{4324} + \frac{5.6 \times 10^5 \times 32.75}{2396383} \approx 23 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Allowable Punching Shear Stress

The allowable stress acting on the critical shear section is based upon the rather intricate requirements of ACI 318 Section 22.6.5.5. For interior columns v_c shall be permitted to be the lesser of:

$$v_c = 3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5a)$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.92\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d}$$

تحت شروط زیر می توان ظرفیت برش پانچ را از رابطه فوق تعیین کرد، در غیر اینصورت ظرفیت برش پانچ مشابه دالهای بتن مسلح معمولی خواهد بود.

(a) No portion of the column cross section shall be closer to a discontinuous edge than four times the slab thickness;

(b) The value of $\sqrt{f'_c}$ used in Eq. (11-34) shall not be taken greater than 70 psi; and

(c) In each direction, f_{pc} shall not be less than 125 psi, nor be taken greater than 500 psi.

V_p is the shear carried through the critical transfer section by the tendons. For thin slabs, the V_p term must be carefully evaluated, as field placing practices can have a great effect on the profile of the tendons through the critical section. Conservatively, this term may be taken as zero. R11.11.2.2

✓ In a prestressed slab with distributed tendons, the V_p term in Eq. (11-34) contributes only a small amount to the shear strength; therefore, it may be conservatively taken as zero. If V_p is to be included, the tendon profile assumed in the calculations should be noted.

طبق متون فوق توصیه مقدار V_p مخصوصاً در رابطه با دالهایی که ضخامت کمی دارند برابر با صفر در نظر گرفته شود.

در این مثال صرفاً به صورت تئوریک و بر خلاف توصیه اکید آیین نامه ها، این پارامتر در نظر گرفته خواهد شد.

F_{pc} میانگین پیش تنیدگی در ۲ راستا میباشد. با فرض اینکه پیش تنیدگی در هر ۲ راستا برابر باشد، خواهیم داشت ؛

$$f_{pc} = F_e/A$$

$$F_{pc} = 15.45 \frac{Kg}{cm^2}$$

در صورتی که زاویه شیب تندانهها را برابر ۵ درجه در نظر بگیریم مولفه قائم نیروی کلیه تندانهها در نوار طراحی برابر خواهد شد با ؛

$$V_p = n \times f_{se} \times \sin 5^\circ = 23 \times 12090 \times \sin 5^\circ = 24235 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \phi v_c &= \phi \times \left(0.92\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d} \right) = 0.75 \times \left(0.92\sqrt{340} + \{0.3 \times 15.45\} + \frac{24235}{4324} \right) \\ &= 20.4 \frac{Kg}{cm^2} \end{aligned}$$

$$\left\{ v_u = 23 \frac{Kg}{cm^2} \right\} \nless \left\{ \phi v_c = 20.4 \frac{Kg}{cm^2} \right\} BAD$$

$$\frac{D}{C} = \frac{23}{20.4} \approx 1.13$$

البته نرم افزار *ETABS*، مقدار V_p را برابر با صفر در نظر می گیرد. همانطور که پیش تر اشاره شد حداقل در دالهایی با ضخامت اینچینی در عمل مقدار آن به دلیل عدم اطمینان از شکل پروفیل طولی تندانه قابل توجه نبوده و بهتر است در محاسبات در جهت اطمینان منظور نگردد.

همانطور که ملاحظه می کنید ظرفیت بتن به تنهایی برای مقابله با برش پانچ کافی نبوده و بایستی راهکار مناسبی جهت افزایش ظرفیت برشی دال در محل اتصال به ستون اتخاذ گردد.

خاموت برشی

✓ Integral Beams with Vertical Stirrups

The bent bar shear reinforcement is not expensive, but may lead to troublesome congestion of reinforcement in the column-slab joint region. Shear reinforcement using vertical stirrups in integral beams avoids much of this difficulty.

The first critical section for shear design in the slab is taken at $d/2$ from the column face, as usual, and the stirrups if needed are extended outward from the column in four direction for the typical interior case, until the concrete alone can carry the shear, with $V_c = 4\sqrt{f'_c} b_0 d$ (or $2\sqrt{f'_c} b_0 d$ in WSD) at the second critical section.

Within the region adjacent to the column, where shear resistance is provided by a combination of concrete and steel, the nominal shear strength V_n must not exceed $6\sqrt{f'_c} b_0 d$ according to ACI Code (or $3\sqrt{f'_c} b_0 d$ in WSD). In this region, the concrete contribution is reduced to $V_c = 2\sqrt{f'_c} b_0 d$ (or $1.1\sqrt{f'_c} b_0 d$ in WSD).

The second critical section crosses each integral beam at a distance $d/2$ measured outward from the last stirrup and is located so that its perimeter b_0 is a minimum for the typical case, defined by 45° lines between the integral beams.

روابط فوق بر اساس *psi* میباشد.

البته بایستی دقت داشته باشید در صورت استفاده از فولاد جهت افزایش ظرفیت برش پانچ، ظرفیت برشی ناشی از بتن نبایستی بیش از $V_c = 0.52\sqrt{f'_c} \times b_0 d$ در حالت حدی در نظر گرفته شود. همچنین مجموع مقاومت برشی اسمی بتن و فولاد نبایستی بیش از $1.57\sqrt{f'_c} \times b_0 d$ در نظر گرفته شود. همچنین اثر پیش تنیدگی در بتن نیز باید نادیده گرفته شود.

11.11.3 — Shear reinforcement consisting of bars or wires and single- or multiple-leg stirrups shall be permitted in slabs and footings with d greater than or equal to 6 in., but not less than 16 times the shear reinforcement bar diameter. Shear reinforcement shall be in accordance with 11.11.3.1 through **11.11.3.4**.

طبق *ACI 318* تحت شرایط زیر مجاز به استفاده از خاموت برشی جهت افزایش ظرفیت برش پانچ میباشیم.

$$\begin{cases} d \geq 15cm \\ d \geq 16d_b \rightarrow 16 \times 1 = 16 cm \end{cases}$$

Given V_u , V_c , and V_{max} , the required shear reinforcement is calculated as follows, where, ϕ , the strength reduction factor, is 0.75 (ACI 9.3.2.3).

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{ys} d} \quad (\text{ACI 11.4.7.1, 11.4.7.2})$$

- If $V_u > \phi V_{max}$, a failure condition is declared. (ACI 11.11.3.2)
- If V_u exceeds the maximum permitted value of ϕV_{max} , the concrete section should be increased in size.

$$V_c = \left\{ 0.52 \sqrt{f'_c} \times b_0 d \right\}$$

$$V_c = \{ 0.52 \sqrt{340} \} \times 4324 = 41459 \text{ Kg}$$

$$V_{max} = 1.57 \sqrt{f'_c} \times b_0 d = 124380 \text{ Kg}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{ys} \times d}$$

$$V_u = v_u \times A_c = 23 \times 4324 = 99452 \text{ Kg}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{99452 - 0.75 \times 41459}{0.75 \times 3000 \times 16.5} = 1.84 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

در صورتی که $s=d/2$ باشد خواهیم داشت ؛

$$A_v = 1.84 \times \frac{16.5}{2} \approx 15 \text{ cm}^2$$

where A_v is total area of shear reinforcement required on the four sides of the column (see Fig. 16-5).

طبق متن فوق خاموت به دست آمده کل خاموت برای ۴ سمت ستون می باشد (برای ستون میانی)، بنابراین برای یک سمت ستون خواهیم داشت ؛

با فرض استفاده از ۲ خاموت بسته در هر ردیف (۲ ساق به ازاء هر خاموت بسته) خواهیم داشت ؛

$$A_{v(\text{per side})} = \frac{15}{4} \approx 3.75 \text{ cm}^2 \rightarrow d_b = \sqrt{\frac{4 \times A_{v(\text{per side})}}{\pi \times \text{legs}}}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{4 \times 3.75}{\pi \times 4}} = 1.09 \approx 10 \text{ mm}$$

Determine distance from sides of column where stirrups may be terminated (see Fig. 16-5).

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\leq \phi 2\lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

For square column (see sketch below),

همچنین تعداد خاموتها بایستی تا آنجا ادامه یابد که بتن به تنهایی بتواند در برابر برش موجود مقابله کند.

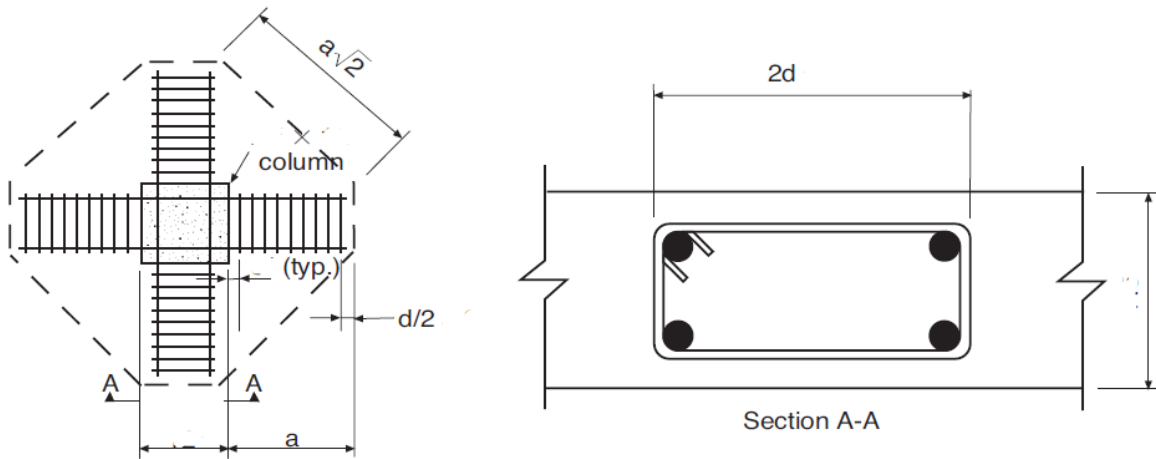
$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow V_u \leq \phi \left\{ 0.52 \sqrt{f'_c} \times b_o d \right\}$$

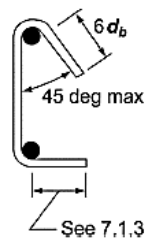
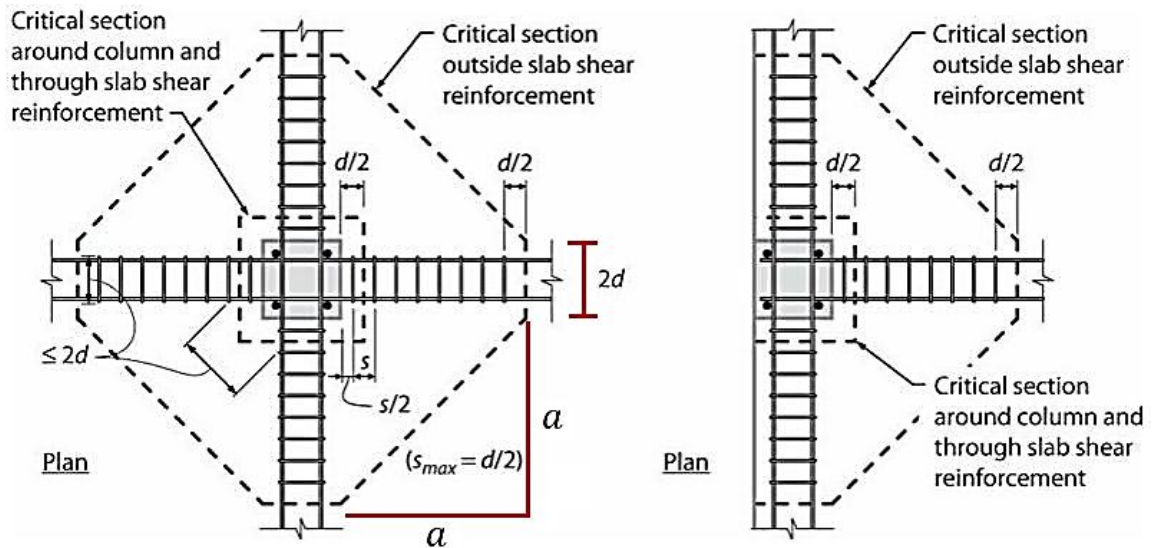
For square column (see sketch below),

$$b_o = 4 \times (C_1 + \sqrt{2}a) = 4 \times (50 + \sqrt{2}a) = 200 + 4\sqrt{2}a$$

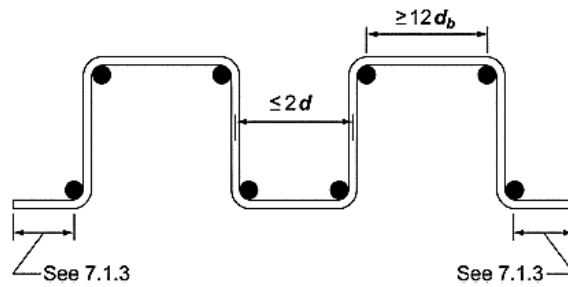
$$0.75 \times \left\{ 0.52 \sqrt{340} \times (4 \times 50 + 4\sqrt{2}a) \times 16.5 \right\} = 99452 \rightarrow a \approx 113 \text{ cm}$$

$$n_s = \frac{a - \frac{3d}{4}}{S} + 1 = \frac{113 - \frac{3 \times 16.5}{4}}{8.75} + 1 \approx 12$$

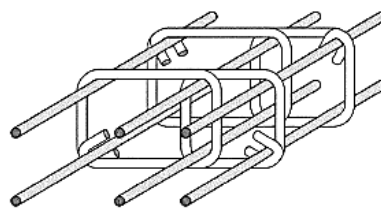




(a) single-leg stirrup or bar



(b) multiple-leg stirrup or bar



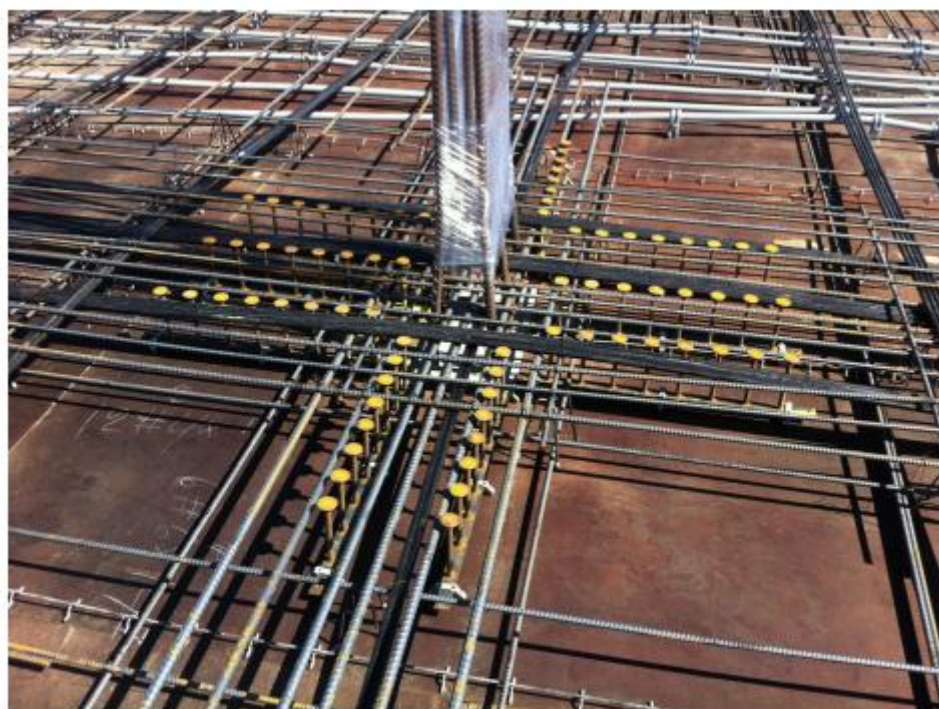
(c) closed stirrups

Fig. R11.11.3(a)-(c): Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.

Shearheads: Shearheads are fabricated from structural steel sections that project from the column into the slab along principal framing directions. Shearheads are seldom used in modern construction. See ACI 318 for additional details.

Shear studs: Headed shear stud reinforcement, placed perpendicular to the plane of the slab, is widely used in modern construction. Shear studs are usually prefabricated as a *stud rail*, where a number of studs are attached to a single plate, anchoring one end of the stud, while the opposite end is anchored with individual anchorage plates attached to the studs (Figure 10.16). Effective anchorage is provided by a head with an area equal to 10 times the cross-sectional area of the stud (Dilger and Ghali, 1981; Megally and Ghali, 1994). The overall height of the shear stud assembly should not be less than the thickness of the slab minus the sum of (1) the concrete cover on the top flexural reinforcement; (2) the concrete cover on the base rail; and (3) one-half the bar diameter of the flexural tension reinforcement.

گلمیخ ها معمولاً در ۲ نوع 0.5 inch و 3/8 inch موجود میباشند.



Shear Studs at Interior Column

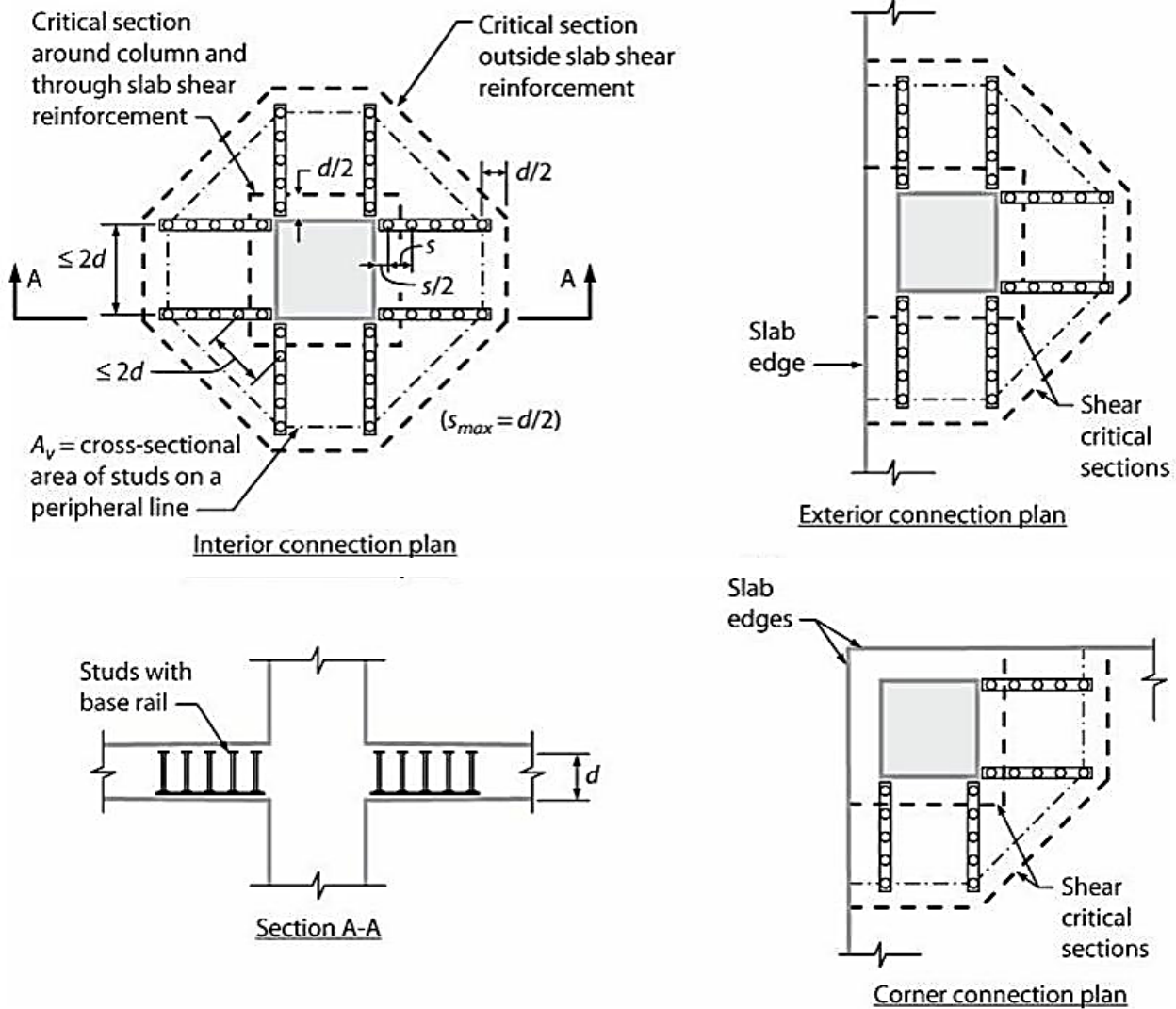


FIGURE 10.16 Typical arrangements of headed shear stud reinforcement and critical sections. (After ACI 318, 2014, and ACI 352.1, 2011, courtesy of American Concrete Institute.)

R3.5.5 — The configuration of the studs for headed shear stud reinforcement differs from the configuration of the headed-type shear studs prescribed in Section 7 of AWS D1.1 and referenced for use in Appendix D of this Code (Fig. R3.5.5). Ratios of the head to shank cross-sectional areas of the AWS D1.1 studs range from about 2.5 to 4. In contrast, ASTM A1044 requires the area of the head of headed shear reinforcement studs to be at least 10 times the area of the shank. Thus, according to 3.5.5.1, the AWS D1.1 headed studs are not suitable for use as headed shear stud reinforcement. The base rail, where provided, anchors one end of the studs; ASTM A1044 specifies material width and thickness of the base rail that are sufficient to provide the required anchorage without yielding for stud shank diameters of 0.375, 0.500, 0.625, and 0.750 in. In ASTM A1044, the minimum specified yield strength of headed shear studs is 51,000 psi.

$$51000 \text{ psi} \approx 3500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

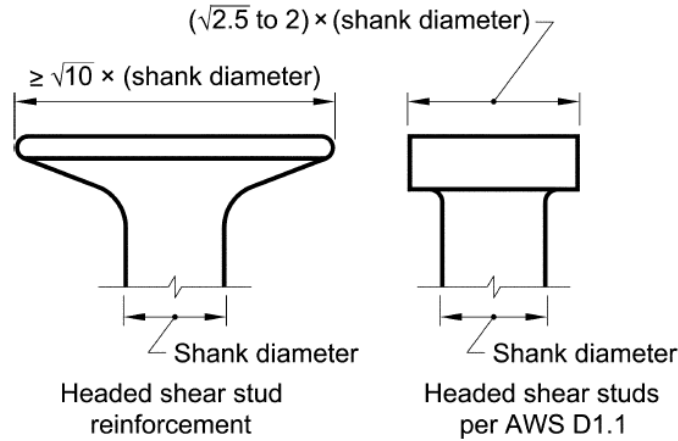


Fig. R3.5.5—Configurations of stud heads.

6.8.3.1 Determine Concrete Shear Capacity

The concrete punching shear stress capacity of a two-way prestressed section with punching shear reinforcement is as previously determined, but limited to:

$$v_c \leq \phi 3 \lambda \sqrt{f'_c} \text{ for shear studs} \quad (\text{ACI 11.11.5.1})$$

متن زیر از کتاب استاد *Dirk Bondy* میباشد. بر خلاف *ACI 318* توصیه شده در جهت اطمینان مقدار فوق به شرح زیر کاهش یابد. بنابراین شما به عنوان طراح مختار هستید که این موضوع را لحاظ کنید یا خیر.

Determine the Maximum Capacity of the Reinforced Section if Shear Studs are Used

According to ACI 318 Sections 22.6.6.1 & 22.6.6.2, v_c and v_n shall not exceed $3\sqrt{f'_c}$ and $8\sqrt{f'_c}$, respectively. However, most ICC ESR reports for headed shear stud reinforcing limit these values to $1.5\sqrt{f'_c}$ and $6.5\sqrt{f'_c}$, respectively. Therefore, this book will limit the total capacity, v_n , to $6.5\sqrt{f'_c}$ to be consistent with the ICC ESR reports.

به هر ترتیب طبق *ACI 318* خواهیم داشت ؛

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow V_u \leq \phi V_n \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \times b_0 d$$

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow V_c \leq 0.8 \sqrt{f'_c} \times b_0 d$$

$$2.1 \sqrt{f'_c} \times b_0 d = 2.1 \sqrt{340} \times 4324 = 167434 \text{ Kg} > (V_u = 99452 \text{ Kg}) \text{ OK}$$

Determine shear strength provided by concrete

$$V_c = 0.8 \sqrt{f'_c} \times b_0 d = 0.8 \sqrt{340} \times 4324 = 63784 \text{ Kg}$$

Design shear reinforcement in accordance with 11.4

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

تعیین تعداد ریل ها

Design Shear Stud Reinforcing

Determine Number of Rails Required

ACI 318 Section 8.7.7.1.2 mandates that the maximum spacing of rails not exceed $2d$.

Since the width of the rails will be 1.25 in., the minimum number of rails required on the COL face is determined by:

بنابراین تعداد ریل ها در هر سمت ستون با توجه به عرض مقطع ستون برابر خواهد شد با ؛

$$n_{Rail} = \frac{(C_1 - \{1.25 \times 2.54\})}{2d} + 1$$

$$n_{Rail} = \frac{(50 - \{1.25 \times 2.54\})}{2 \times 16.5} + 1 = 2.4 \rightarrow \text{use 3 Rails on each side}$$

بنابراین در مجموع برای ۴ وجه ستون به ۱۲ ریل نیاز خواهیم داشت.

تعیین تعداد گلمیخ ها بر روی هر ریل

حداکثر فاصله مجاز گلمیخ ها $0.75d$ میباشد.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} \times d}$$

$$V_u = v_u \times A_c = 23 \times 4324 = 99452 \text{ Kg}$$

مجموع سطح مقطع گل میخ ها در یک ریل برابر خواهد شد با ؛

$$A_v = \frac{(0.75 \times 16.5) \times (99452 - 0.75 \times 63784)}{(0.75 \times 3500 \times 16.5)} = 14.74 \text{ cm}^2$$

در صورت استفاده از ۸ گلمیخ با قطر ۱۰ میلی متر خواهیم داشت ؛

$$A_v = n_{stud} \times A_{stud} = 8 \times 0.78 = 6.24 < 10.4 \text{ BAD}$$

در صورت استفاده ۱۲ گلمیخ با قطر ۱۲/۵ میلی متر خواهیم داشت ؛

$$A_v = n_{stud} \times A_{stud} = 12 \times 1.266 = 15.9 > 14.74 \text{ OK}$$

همچنین تعداد گلمیخ ها باید به نحوی انتخاب شود که رابطه زیر برقرار شود.

$$V_u \leq \phi \left\{ 0.52 \sqrt{f'_c} \times b_0 d \right\}$$

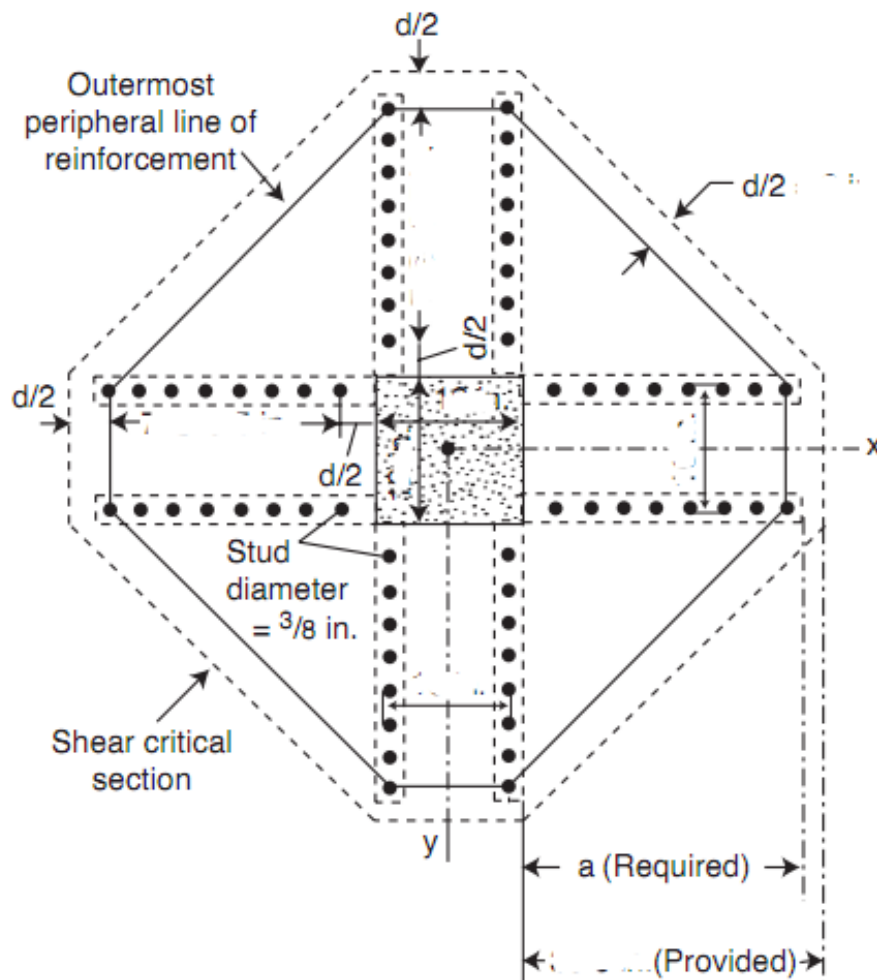
For square column (see sketch below),

$$b_0 = 4 \times (C_1 + \sqrt{2}a) = 4 \times (50 + \sqrt{2}a) = 200 + 4\sqrt{2}a$$

$$0.75 \times \left\{ 0.52 \sqrt{340} \times (200 + 4\sqrt{2}a) \times 16.5 \right\} = 99452 \rightarrow a \approx 113 \text{ cm}$$

$$n_s = \frac{a - \frac{3d}{4}}{s} + 1 = \frac{113 - \frac{3 \times 16.5}{4}}{0.75 \times 16} + 1 \approx 8.8 \rightarrow \text{use 9 studs per Rail}$$

بنابراین تعداد ۱۲ گلمیخ بر روی هر ریل مناسب بوده و از همین تعداد استفاده می کنیم.



کتیبه و سر ستون

به جز راه حل های ذکر شده می توان از کتیبه و سر ستون نیز به جای استفاده از فولاد جهت افزایش ظرفیت برش پانچ محل اتصال تیر به ستون استفاده نمود. کتیبه در واقع بخشی از دال بوده که دارای ضخامت بیشتری می باشد. سر ستون بخشی از ستون می باشد که عریض تر بوده و باعث می شود مقداری محیط بحرانی برش پانچ در آن صورت افزایش یابد. نرم افزار *ETABS 2016* قادر به مدلسازی کتیبه بوده اما فاقد قابلیت مدلسازی سر ستون می باشد. بنابراین در صورت نیاز می توان از نرم افزار *SAFE 12* یا بالاتر جهت مدلسازی سرستون استفاده نمود. در صورت استفاده از کتیبه و سر ستون تحلیل قاب معادل اندکی متفاوت از آنچه پیش تر گفت شد خواهد بود.

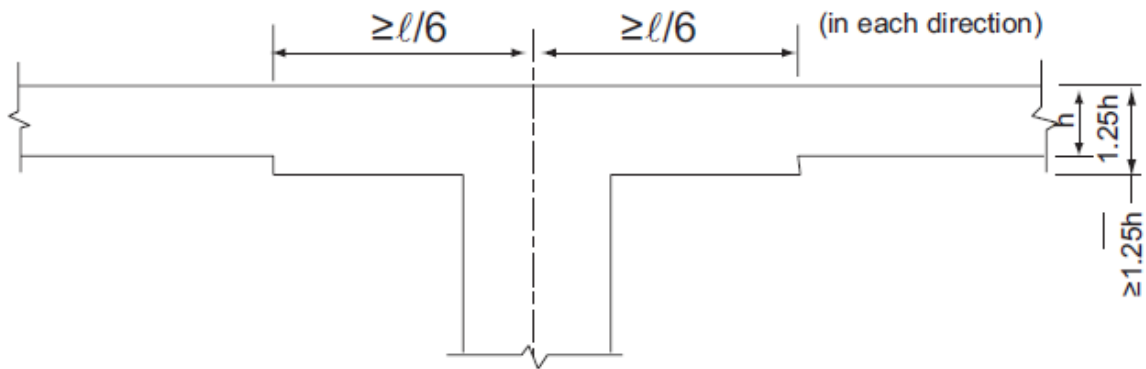


Figure 18-2 Drop Panel Details (13.2.5)

در صورت استفاده از کتیبه ۲ محیط بحرانی مطابق شکل زیر خواهیم داشت.

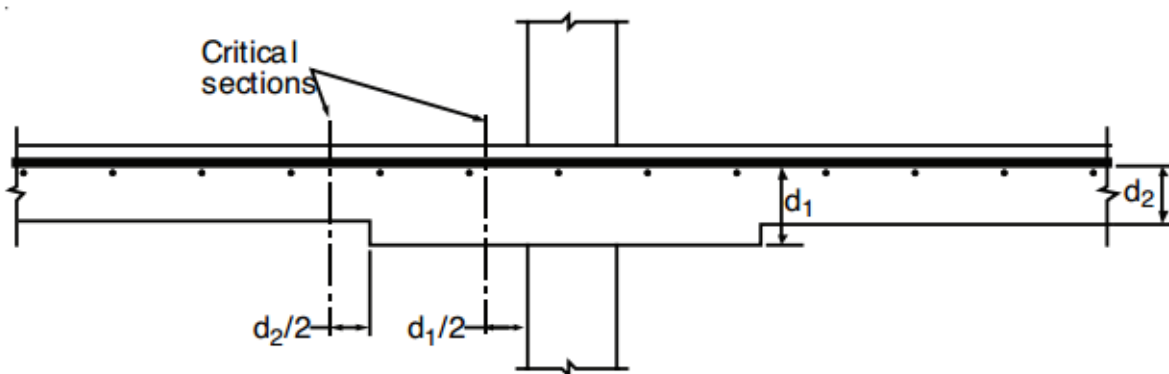
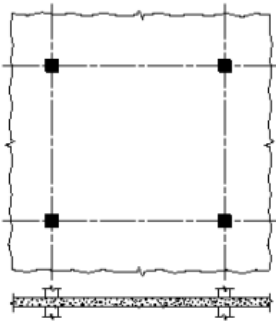


Figure 18-11 Critical Shear-Transfer Sections for Flat Slabs

Column-Supported Slabs: Flat Plates and Flat Slabs

Concrete slabs are often carried directly by columns without the use of beams or girders.



Such slabs are described as *Flat Plates* [Fig. 2.1(a)] and are commonly used where spans are not large and not particularly heavy.

A very similar construction *Flat Slab* [Fig. 2.1(b)] is also beamless but incorporates a thickened slab region in the vicinity of columns (called *Drop Panels*) and often employs flared up column tops (*Column Capitals*). Both are devices to reduce stresses due to shear and negative bending around the columns.

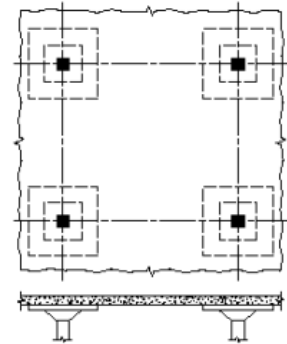


Fig. 2.1: Typical flat slab structural forms (a) Flat Plate, (b) Flat Slab with Drop Panel and Column Capital [Nilson]

شکل زیر پروفیل طولی تندانها در یک دال دارای کتیبه را نشان می دهد.

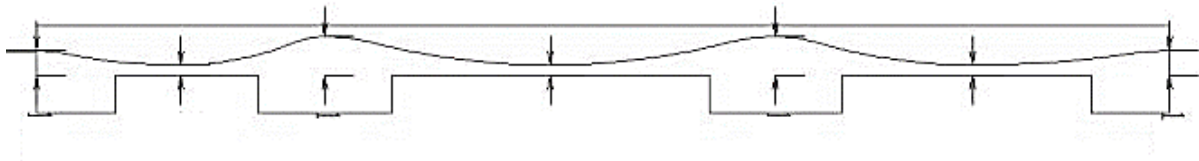


FIGURE S7-5 ELEVATION OF A TYPICAL BANDED TENDON

Analysis for wide-beam action considers the slab to act as a wide beam spanning between columns. The critical section extends in a plane across the entire width of the slab and is taken at a distance d from the face of the support (11.11.1.1); see Fig. 16-1. In this case, the provisions of 11.1 through 11.4, must be satisfied. Except for long, narrow slabs, this type of shear is seldom a critical factor in design, as the shear force is usually well below the shear capacity of the concrete. However, it must be checked to ensure that shear strength is not exceeded.

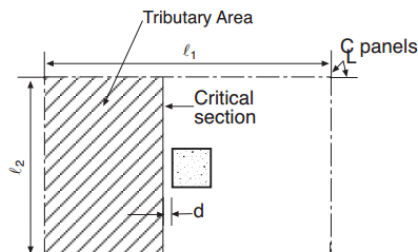


Fig. 16-1 Tributary Area and Critical Section for Wide-Beam Shear

$$l_2 = b_w$$

a. Wide-Beam Action Shear.

Investigation of wide-beam action shear strength is made at the critical section at a distance d from face of column support.

11.1.3.1

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$\phi = 0.75$$

$\lambda = 1$ (normal weight concrete)

✓ Wide-beam action will rarely control the shear strength of two-way slab systems.

در صورتی که مقدار برش در مقطع بحرانی برش یکطرفه را در نوار طراحی برابر با ۳۶ تن در نظر بگیریم خواهیم داشت ؛

$$\phi \times V_c = 0.75 \times 0.52\sqrt{340} \times 900 \times 16.5 = 106790 \text{ Kg} > 36000 \text{ Kg OK}$$

نوع المان کف و ضرایب ترک خوردگی دال

Property/Stiffness Modifier	Value
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.5
Bending m22 Direction	0.5
Bending m12 Direction	0.5
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

جهت طراحی دال در حالت نهایی (تعیین آرماتورهای خمشی و کنترل برش پانچ) نوع دال از المان shell و با ضریب ترک خوردگی ۰/۵ (بر خلاف دال های بتن مسلح که ۰/۲۵ می باشد) در نظر گرفته می شود. مجدداً یادآوری می شود برای کنترل های حد سرویس (کنترل تنش ها، کنترل خیز و کنترل ارتعاش) نباید ضرایب ترک خوردگی اعمال گردد و کنترل بر روی مقطع کل انجام می گیرد.

پایان جلسه پنجم

کنترل خیز و ارتعاش در کف های پس کشیده (روش پروفیسور اعلامی)

حداکثر نسبت طول به ضخامت دالهای بتن مسلح

TABLE 2.5
Minimum Thickness of Slabs Without Interior Beams

Yield Strength, f_y , psi ^b	Without Drop Panels ^a ✓			With Drop Panels ^a		
	Exterior Panels		Interior Panels	Exterior Panels		
	Without Edge Beams	With Edge Beams ^c		Without Edge Beams	With Edge Beams ^c	Interior Panels
40,000	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
✓ 60,000	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
75,000	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

Source: ACI 318-08, Table 9.5c.

^a Drop panel is defined in 13.3.7.1 and 13.3.7.2.

^b For values of reinforcement yield strength between the values given in the table, minimum thickness shall be determined by linear interpolation.

^c Slabs with beams between columns along exterior edges. The value of α for the edge beam shall not be less than 0.8.

حداکثر نسبت طول به ضخامت دالهای پس کشیده

TABLE 2.6
Approximate Span Depth Ratios for Posttensioned Systems

Floor System	Simple Spans	Continuous Spans	Cantilever Spans
One-way solid slabs	48–48	42–50	14–16
✓ Two-way flat slabs	36–45	40–48	13–15 ✓
Wide band beams	26–30	30–35	10–12
One-way joists	20–28	24–30	8–10
Beams	18–22	20–25	7–8
Girders	14–20	16–24	5–8

Note: The values are intended as a preliminary guide for the design of building floors subjected to a uniformly distributed superimposed live load of 50–100 psf (2394–4788 Pa). For the final design, it is necessary to investigate for possible effects of camber, deflections, vibrations, and damping. The designer should verify that adequate clearance exists for proper placement of posttensioning anchors.

برخی از طراحان اعتقاد دارند، برای دالهای طره بایستی نسبت طول به ضخامت را مشابه دالهای بتن مسلح معمولی در نظر گرفت، اما برای کنترل خیز همچنان می توان اثر پیش تنیدگی را لحاظ نمود.

رابطه ای دیگر جهت تعیین حداقل ضخامت دال پس کشیده

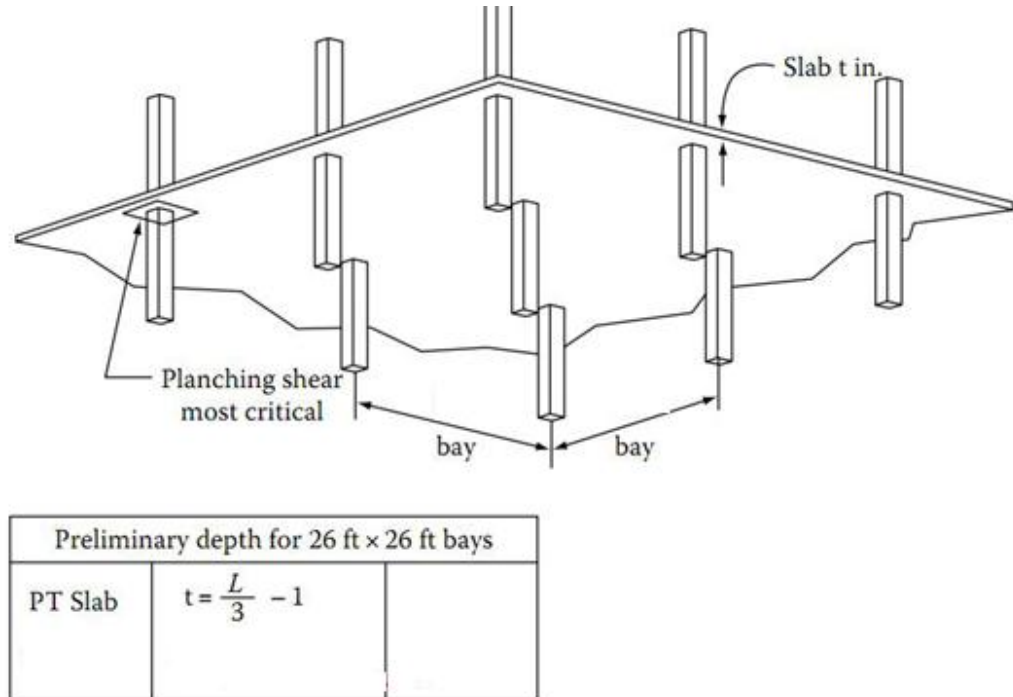


FIGURE 2.115 Posttensioned flat plate.

همانطور که در قسمت های ابتدایی جزوه اشاره شد در دالهای ۲ طرفه پیش تنیده بر اساس استاندارد *ACI 318* طراحی به گونه ای انجام می پذیرد که تحت اثر بارهای سرویس در دال ترک ایجاد نمی شود. بنابراین بر خلاف دالهای بتن مسلح معمولی با استفاده از یک تحلیل خطی می توان خیز بلند مدت دال را محاسبه نمود.

نظر استاد *Bondy* در ارتباط با کنترل خیز در دالهای پس کشیده

Deflection Check

Post-tensioning, when designed correctly, effectively eliminates significant deflections. This is particularly true when the service stresses are kept below the cracking modulus of concrete of $7.5\sqrt{f'_c}$ since the gross moment of inertia, I_g , is used at all locations. Never once in the millions of square feet that have been designed by Seneca Structural Engineering, Inc. has a single beam, one-way slab or two-way slab been controlled by deflections. This is why we have given deflections very little attention in this book.

روش پیشنهادی پروفیسور اعلامی جهت کنترل خیز دالهای پس کشیده

7.5 Deflection Check

❖ Long-term Deflection

Multiplier factor assumed for effects of creep and shrinkage on long-term deflection = 2^{38}

بنابراین کافی است خیز را بر اساس مجموع بارهای مرده، زنده و بار بالانس محاسبه نموده و جهت تبدیل آن به خیز بلند مدت از رابطه زیر استفاده نمود. ضریب C که در واقع ضریب مربوط به افت و خزش میباشد، که مقدار آن برابر با ۲ توصیه شده است.

- ❖ For **visual impact** use total deflection
 - **Span/240**
 - Use camber, if necessary
- ❖ **Total** deflection subsequent to installation of members that are likely to **be damaged**
 - **Span/360**
- ❖ **Immediate** deflection due to **live load**
 - **Span/480**
- ❖ **Long-term** deflection magnifier 2. This brings the total long-term deflection to 3,

در صورت عدم پیش خیز، تغییر مکان مجاز بلند مدت به $L/360$ محدود می گردد.

$$D + \psi L + PT \rightarrow \{\Delta_{long\ term} = (1 + C) \times \Delta_{linear}\} \leq \frac{L}{240}$$

$$LIVE \rightarrow \Delta_{linear} \leq \frac{L}{480}$$

بر اساس استاندارد **ACI, IBC** درصد بار زنده ماندگار تقریباً برای کلیه کف ها ۳۰ درصد در نظر گرفته شده است. در حالیکه بر اساس استاندارد **EC** با توجه به کاربری کف این ضریب متفاوت بوده که توصیه می شود در جهت اطمینان ضریب مربوط به بار زنده از جدول زیر استخراج گردد.

TABLE 4.10.1-1 Fractions of Design Live Load to be Considered as "Sustained; Quasi-Permanent."³¹ (T113)

Occupancy	Fraction of design live load ψ
Dwellings and offices	0.3
Shopping; congested areas	0.6
Storage	0.8
Parking	0.6

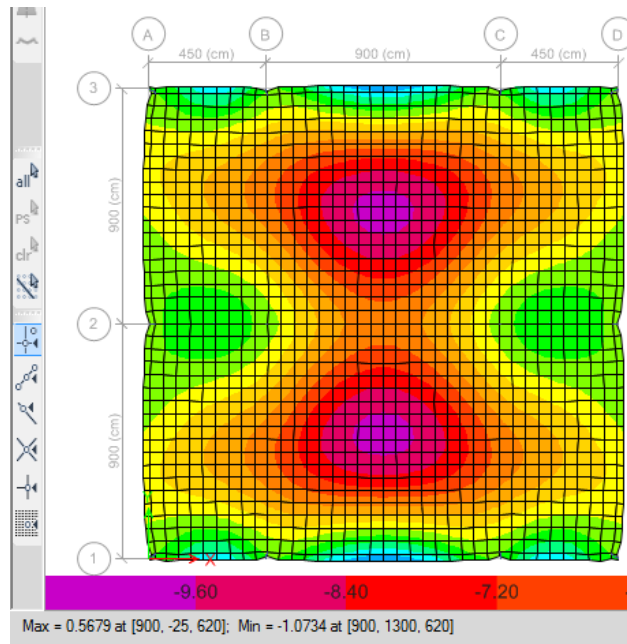
متن زیر اشاره می دارد، تحت اثر بارهای معمول و در صورت رعایت نسبت طول به دهانه توصیه شده توسط **ACI** 318 غالباً مساله خیز در ارتباط با دالهای پس کشیده تعیین کننده نخواهد بود

Deflection does not generally govern the design for members dimensioned within the limits of the recommended values in ACI 318 and balanced within the recommended range, and when subject to loading common in building construction. For such cases, deflections are practically always within the permissible code values.

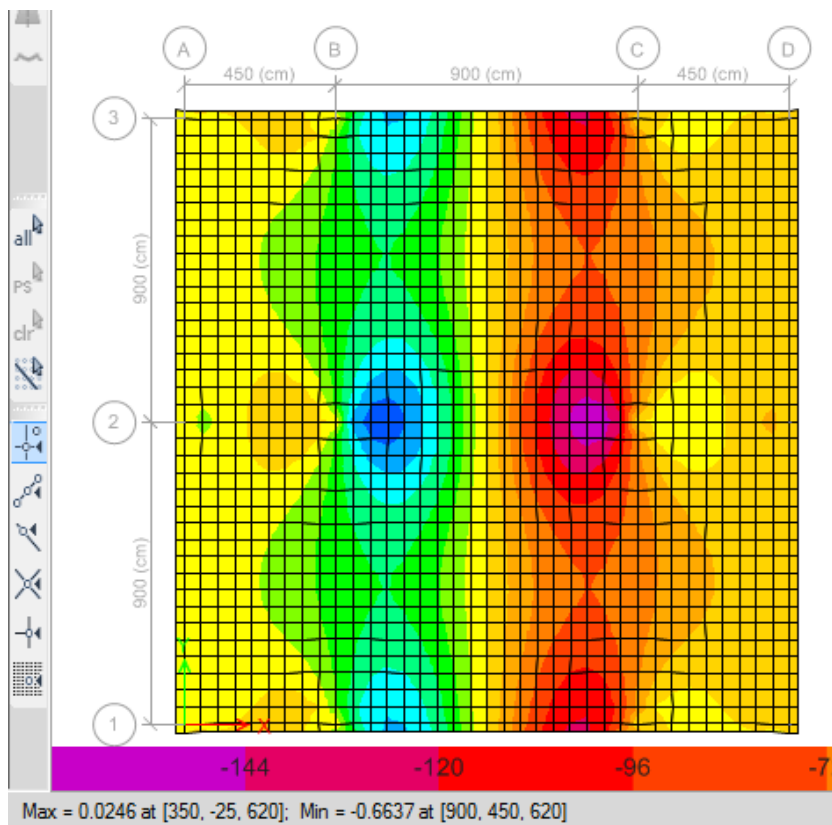
✓ 9.5.4.1 — For flexural members designed in accordance with provisions of Chapter 18, immediate deflection shall be computed by usual methods or formulas for elastic deflections, and the moment of inertia of the gross concrete section, I_g , shall be permitted to be used for Class U flexural members, as defined in 18.3.3.

9.5.4.2 — For Class C and Class T flexural members, as defined in 18.3.3, deflection calculations shall be based on a cracked transformed section analysis. It shall be permitted to base computations on a bilinear moment-deflection relationship, or an effective moment of inertia, I_e , as defined by Eq. (9-8).

9.5.4.3 — Additional long-term deflection of prestressed concrete members shall be computed taking into account stresses in concrete and steel under sustained load and including effects of creep and shrinkage of concrete and relaxation of steel.



$$D + 0.3L + PT \rightarrow \{\Delta_{long\ term} = (1 + 2) \times 1.073\} = 3.22\ cm < \left\{ \frac{900}{240} = 3.75\ cm \right\} OK$$



$$LIVE \rightarrow \Delta_{linear} = 0.66\ cm \leq \left\{ \frac{900}{480} = 1.875\ cm \right\} OK$$

Design of Post-Tensioned Slabs for Vibrations

What are the causes of vibration ?

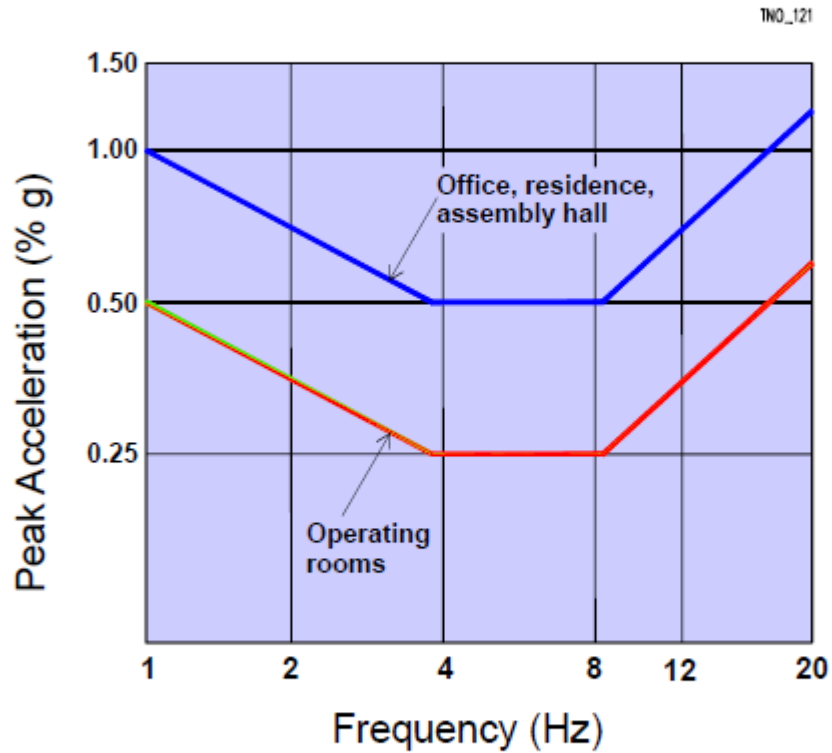
- ❖ Most common cause is “**foot drop**” (heel drop) occupants;
- ❖ Dynamic impact from **rolling** object.

What are the allowable limits of vibration?

- ❖ **Perception** of vibration depends on:
 - **Frequency** (cycles per second, **Hz**); and
 - **Peak acceleration** (expressed as percentage of gravitational acceleration %g)
- ❖ Consensus is that humans are most **sensitive** to vibration for frequencies **between 4 to 8 Hz**.
- ❖ Higher accelerations can be tolerated at higher or lower frequencies.

What are the allowable limits of vibration?

- Frequency (Hz); and
- Peak acceleration



Threshold of Human Sensitivity to Vertical Vibration (ATC)

ATC = Applied Technology Council

How to evaluate the vibration acceptability of a floor?

6 steps for complete evaluation

- Step 1 - Determine **natural frequencies** (Hz)
- Step 2 – Select **exciting force** of vibration
- Step 3 - Select **floor type**
- Step 4 – Calculate the **weight of vibrating panel**
- Step 5 – Calculate **peak acceleration**
- Step 6 - **Evaluate** the floor

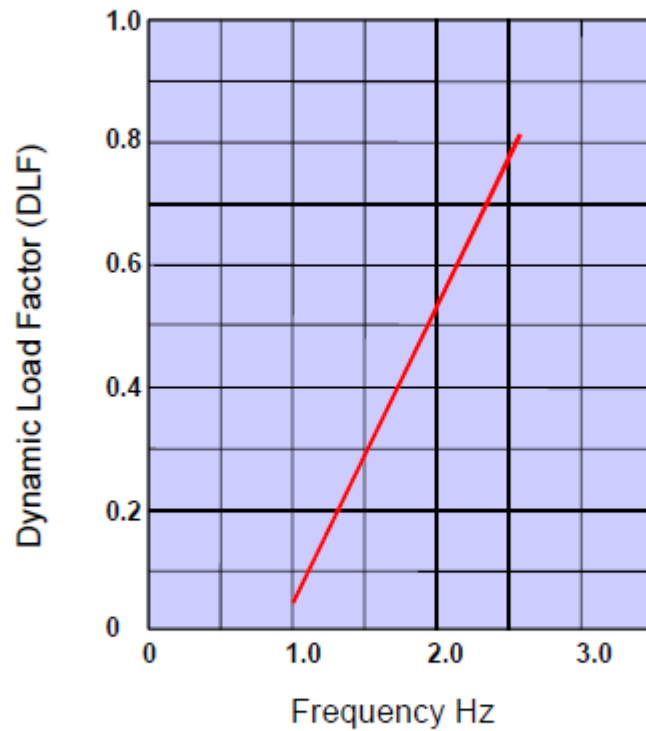
Step 1 - Determine **natural frequencies** (Hz)

- ❖ Use Finite Element Method with **plate elements**, or empirical formulas
- ❖ For specific areas, such as a lab or operating room, determine the “**dominant**” frequencies of the location of interest.

Step 2 - Select exciting force of vibration

- ❖ Use the following graph to determine the exciting force

TNO_125



Dynamic Load Factor for First Harmonic of Walking Force

$$\text{Exciting force} = \text{DLF} * (\text{Weight of Person})$$

Step 3 - Select floor type

- ❖ Refer to the table to select damping factor (β);
in most cases 0.03 applies
- ❖ The recommended values vary from 2-3% for bare concrete floors to 5-8% for furnished rooms with partitions extending full height.

RECOMMENDED DAMPING FACTORS FOR VARIOUS OCCUPANCIES

Occupancy	Damping factor β
Bare concrete floor	0.02
Furnished, low partition	0.03
Furnished, full height partition	0.05
Shopping malls	0.02

Step 4 – Calculate **weight** of target **panel** (W)

❖ Include superimposed load that follows the vibration (stones; tiles)

Step 5 – Calculate **Peak Acceleration** (a_p/g)

❖ Use an empirical relationship, such as the one below for footfall

$$\frac{a_p}{g} \leq \frac{P_0 e^{-0.35f_n}}{\beta W} \quad (1)$$

a_p = peak acceleration;

g = gravitational acceleration [32.2 ft/sec²; 9.81 m/sec²];

P_0 = constant force representing the walking force (from Step 2 and weight of walking person);

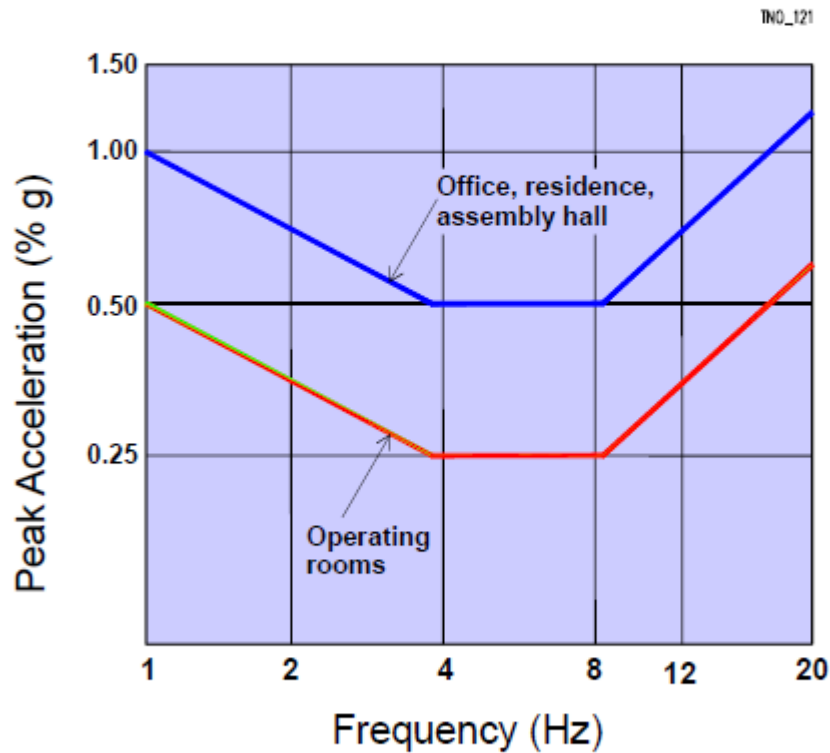
β = modal damping ratio, from previous table

W = effective weight of the panel and the superimposed load; and

f_n = first natural frequency (Hz).

Step 6 – Evaluate the floor

- ❖ Use natural frequency from Step 1; and
- ❖ Peak ground acceleration (a_o/g) from Step 5; and
- ❖ Chart below from ATC to determine acceptability



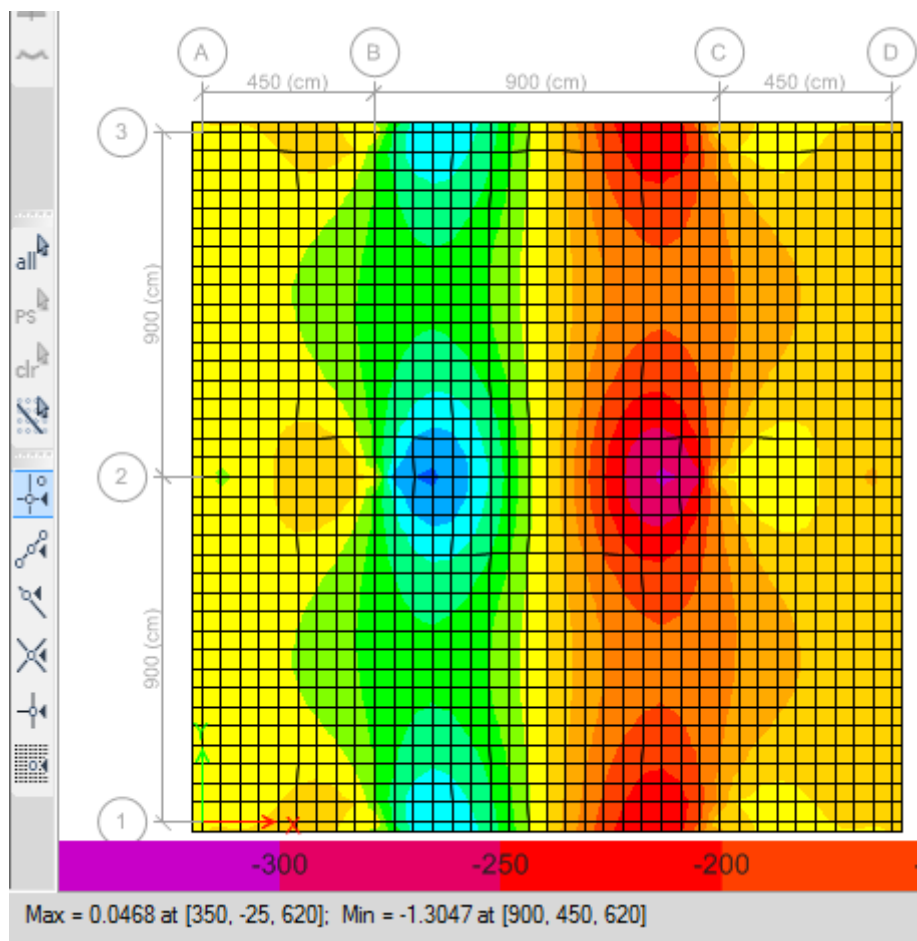
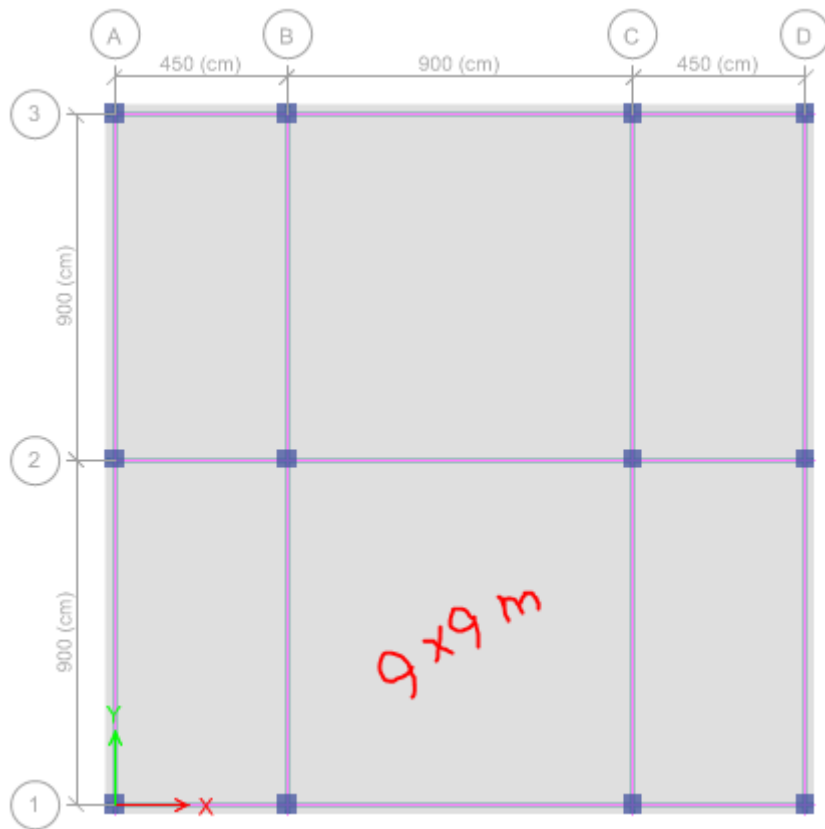
Threshold of Human Sensitivity to Vertical Vibration (ATC)

Numerical Example

Given

- ❖ Concrete floor system
- ❖ Slab thickness
- ❖ Superimposed DL
- ❖ Concrete f'_c
- ❖ Modulus of Elasticity $1.2 E_c$

E = dynamic modulus of elasticity [1.25 static E
in psi; MPa];



تعیین فرکانس طبیعی کف بر اساس مود اول ارتعاش با روش تقریبی

$$(f)_{Hz} = \left(\frac{18}{\sqrt{\Delta_{self\ weight}}_{mm}} \right) = \frac{18}{\sqrt{10 \times 1.3}} \approx 5\ Hz$$

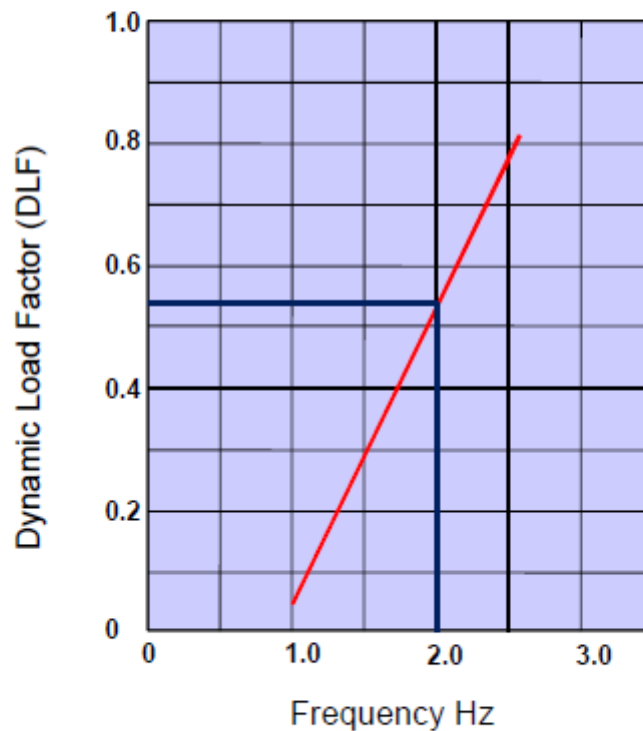
Step 2 - Select **exciting force** of vibration

- ❖ Weight of person 150 lb (667 N)
- ❖ Walking speed: 2 steps per second
- ❖ From the chart:

$$DLF = 0.53$$

$$P_o = 0.53 * 150 = 79.5\ lb\ (354\ N)$$

TNO_125



Dynamic Load Factor for First Harmonic of Walking Force

در مرحله دوم فرض می کنیم شخصی با وزن تقریبی ۶۷ کیلوگرم با سرعتی معادل ۲ گام در ثانیه بر روی کف قدم میزند. بنابراین با امتداد یک خط قائم تا آنجا که خط مایل قرمز رنگ را قطع می کنید ضریب دینامیکی بار مشخص شده و به این ترتیب شدت بار دینامیکی ناشی از قدم زدن فرد را تعیین می کنیم.

Step 3 - Select floor type



Office furnished; low partitions

From below select (β) -

From table

Occupancy	Damping factor β
Bare concrete floor	0.02
Furnished, low partition	0.03
Furnished, full height partition	0.05 ✓
Shopping malls	0.02

در مرحله سوم ضریب بتا را با توجه وضعیت کفسازی، کاربری، مبلمان و نوع پارتیشن ها انتخاب می کنیم.

Step 4 – Calculate weight of target panel (W)

- ❖ Dimensions of panel as shown below
- ❖ Mortar, stone, firmly attached to floor 20 psf (1 kN/m²)
- ❖ Concrete weight: 150 pcf; (25 kN/m³)

The total weight of the panel W is :

در مرحله چهارم کل بار مرده پانل مورد نظر را محاسبه می کنیم.

$$W = (9 \times 9) \times (500 + 100) = 48600 \text{ Kg} \approx 486 \text{ KN}$$

Step 5 – Calculate Peak Acceleration (a_p/g)

- ❖ Use an empirical relationship, such as the one below for footfall

$$\frac{a_p}{g} \leq \frac{P_0 e^{-0.35f_n}}{\beta W}$$

a_p = peak acceleration;

g = gravitational acceleration [32.2 ft/sec²; 9.81 m/sec²];

P_0 (step 2)

β = damping ratio (step 3)

W (step 4)

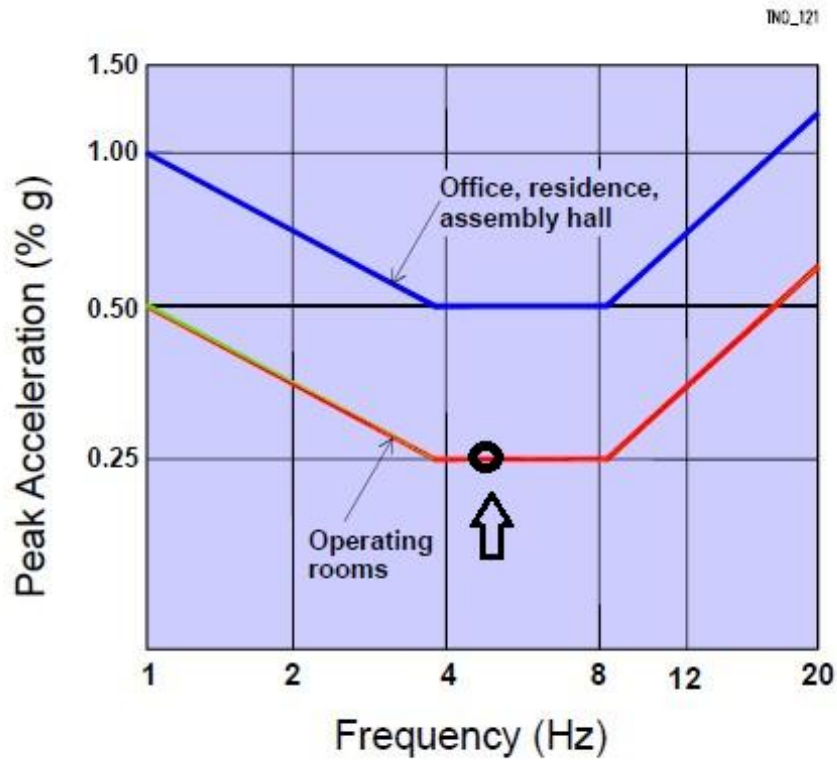
f_n = first natural frequency (Hz) (step 1)

$$\frac{a_p}{g} = \frac{0.354 \times 2.72^{(-0.35 \times 5)}}{0.05 \times 486} = 0.0025 = 0.25\%$$

Peak ground acceleration (a_p) is calculated to be **0.25% of gravitational acceleration (g)**

Step 6 – Evaluate the floor

- ❖ Use natural frequency from Step 1; and
- ❖ Peak ground acceleration (a_g/g) from Step 5; and
- ❖ Chart below from ATC to determine acceptability



Threshold of Human Sensitivity to Vertical Vibration (ATC)

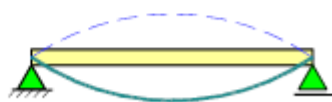
The target panel is acceptable for office and residential occupancies, but not for hospital operating room

DETERMINATION OF NATURAL FREQUENCIES

Shape of first Natural Frequency Mode

- ❖ The first mode of vibration is affine to that of a single panel simply supported plate. The shape is **not analogous to the deflected profile under selfweight**

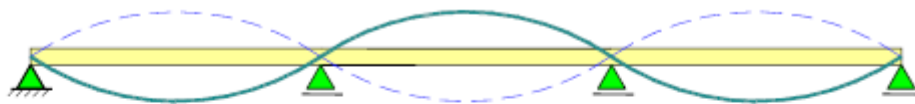
TNO_122



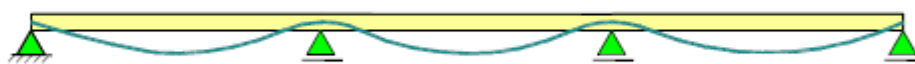
(a) Simple support



(b) Fixed



(c) Continuous spans



(d) Deflection self weight

First Mode Shapes and Deflection of Simple and Continuous Spans

The parameters for the Table are:

$$f = \frac{c}{a^2} \phi$$

Where

$$c = \sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \times \frac{g}{q}}$$

f = first natural frequency [Hz];

a = span length in X-direction;

E = dynamic modulus of elasticity [1.25 static E in psi; MPa];

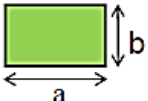
h = slab thickness [in; mm];

ν = Poisson's ratio [0.2];

g = gravitational acceleration [32.2 ft/sec² ; 9810 mm/sec²]; and

q = weight per unit surface area of the slab.

FIRST NATURAL FREQUENCY CONSTANT ϕ

Case	Boundary Conditions	Constant ϕ
1		$\phi = 1.57(1+\gamma^2)$

— rigidly supported, rotationally free

a span length in x-direction

b span l length in y-direction

γ a/b

$$c = \sqrt{\frac{D}{m}} = \sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \times \frac{g}{q}}$$

$$\phi = 1.57(1+\gamma^2)$$

$$f_n = (c / a^2) \phi \quad (\text{frequency of first mode})$$

$$E_{st} = 29,000 \text{ MPa}$$

$$= 4287 \text{ ksi , using ACI-318}$$

$$\text{Assume } E_{dyn} = 1.2 E_{st} = 1.2^* E_{st}$$

$$\gamma = \frac{9}{9} = 1$$

$$\varphi = 1.57(1 + 1^2) = 3.14$$

$$C = \sqrt{\frac{1.2 \times 29000 \times 200^3}{12(1 - 0.2^2)} \times \frac{9810}{6 \times 10^{-3}}} = 1.94 \times 10^8 \text{ mm}^2/\text{sec}$$

$$q = \frac{5000 + 1000}{10^6} = \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_n = \frac{C}{a^2} \times \varphi = \frac{1.94 \times 10^8}{9000^2} \times 3.14 = 7.55 \text{ Hz}$$

بنابراین اگر فرکانس جدید را جایگزین رقم قبلی کنیم، خواهیم داشت ؛

$$\frac{a_p}{g} = \frac{0.354 \times 2.72^{(-0.35 \times 7.55)}}{0.05 \times 486} = 0.001 = 0.1\%$$

در اینصورت میزان ارتعاش کاهش یافته و به نتایج دست پایین تری خواهیم رسید.

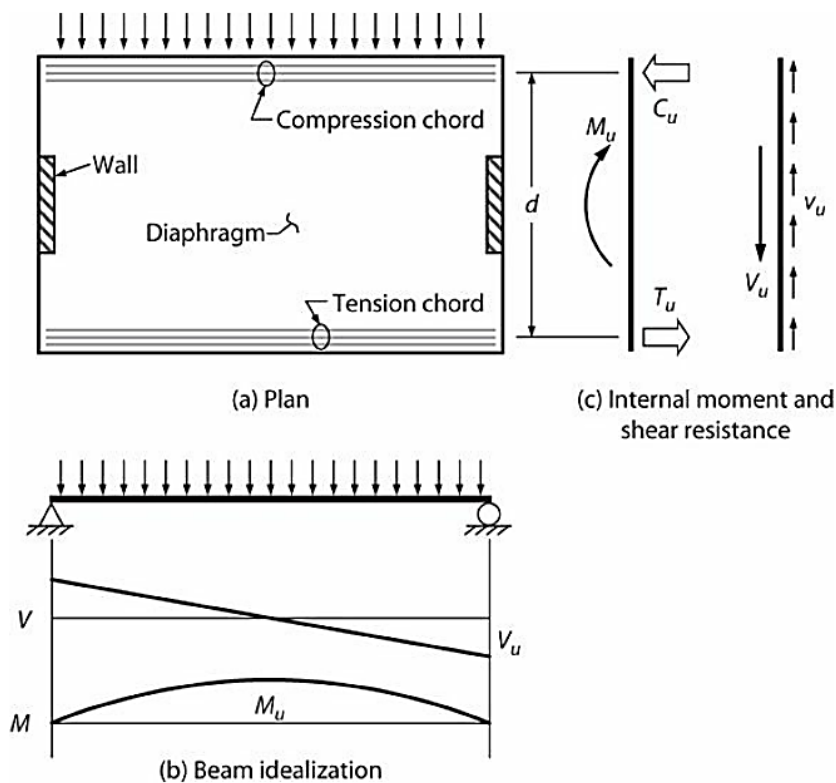
پایان جلسه ششم

طراحی لرزه ای دیافراگم

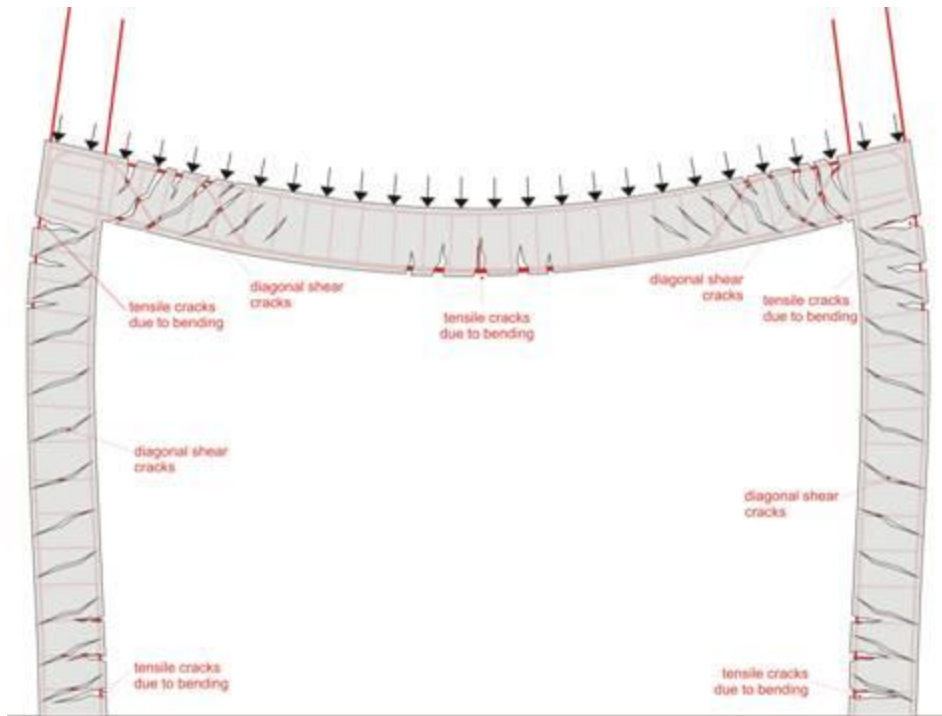
15.3 Diaphragm Components

Different parts of a diaphragm include the diaphragm slab, chords, collectors (also known as drag struts or distributors), and connections to the vertical elements. These different parts can be identified by considering the load path in a simple diaphragm.

Figure 15.3 illustrates a simplified model of how a diaphragm resists in-plane loads. (See Section 15.5.2 for additional diaphragm models.) In this illustration, a solid rectangular diaphragm spans between two end walls and resists uniformly distributed in-plane lateral loading. We can idealize the diaphragm as a simply supported beam spanning between two supports, with reactions and shear and moment diagrams as shown (Figure 15.3b). Bending moment M_u can be resisted by a tension (T_u) and compression (C_u) couple (Figure 15.3c). The components at the diaphragm boundary acting in tension and compression are known as the *tension chord* and the *compression chord*, respectively.



دیافراگم را می توان به یک تیر بتنی تشبیه نمود که تحت بار گسترده قرار دارد. در این تیر دیوارهای برشی نقش تکیه گاه را ایفا می کنند و با توجه به تجمع برش در محل دیوارها بایستی کفایت دیافراگم در برابر این برش کنترل شود. همچنین در میانه تیر و در تار کششی در صورت لزوم باید فولادهای کششی قرار داده شود.



If the diaphragm moment is resisted by tension and compression chords at the boundaries of the diaphragm as shown in Figure 15.3a, then equilibrium requires that the diaphragm shear be distributed uniformly along the depth of the diaphragm as shown in Figure 15.3c. If the shear is uniformly distributed, tension and compression elements called *collectors* are required to “collect” this shear and transmit it to the walls. A collector can transmit all of its forces into the ends of the walls as shown on the right side of Figure 15.4a, or the collector can be spread into the adjacent slab as shown on the left side of Figure 15.4a. Section 15.5.3 discusses the effective width of a collector spread into a slab.

Figure 15.4b illustrates how the collector tension and compression forces are determined. Starting at a free end, the tension or compression force increases linearly as shear is transferred uniformly into the collector. If it is assumed that the collector force is transferred to the wall uniformly along its length, then the collector force variation is as shown along bc.

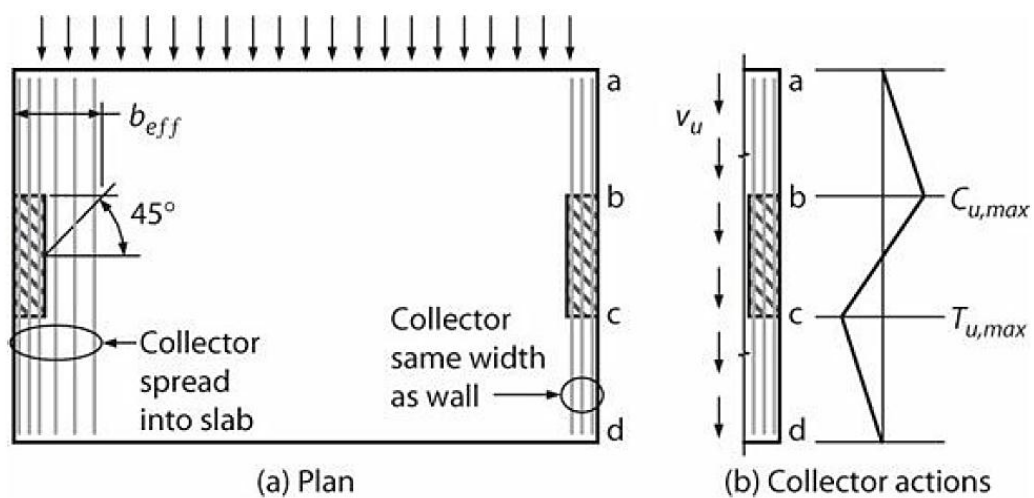


FIGURE 15.4 Collectors.

مثال طراحی دیوارگرم

شکل نشان داده شده مربوط به یک ساختمان ۳ طبقه با کاربری مسکونی میباشد.

ساختمان در شهر بوشهر واقع شده است.

طول ساختمان ۲۲ متر و عرض آن ۱۸ متر میباشد.

ضخامت کلیه دیوارهای برشی ۳۰ سانتیمتر میباشد.

ارتفاع کلیه طبقات برابر با ۳ متر میباشد.

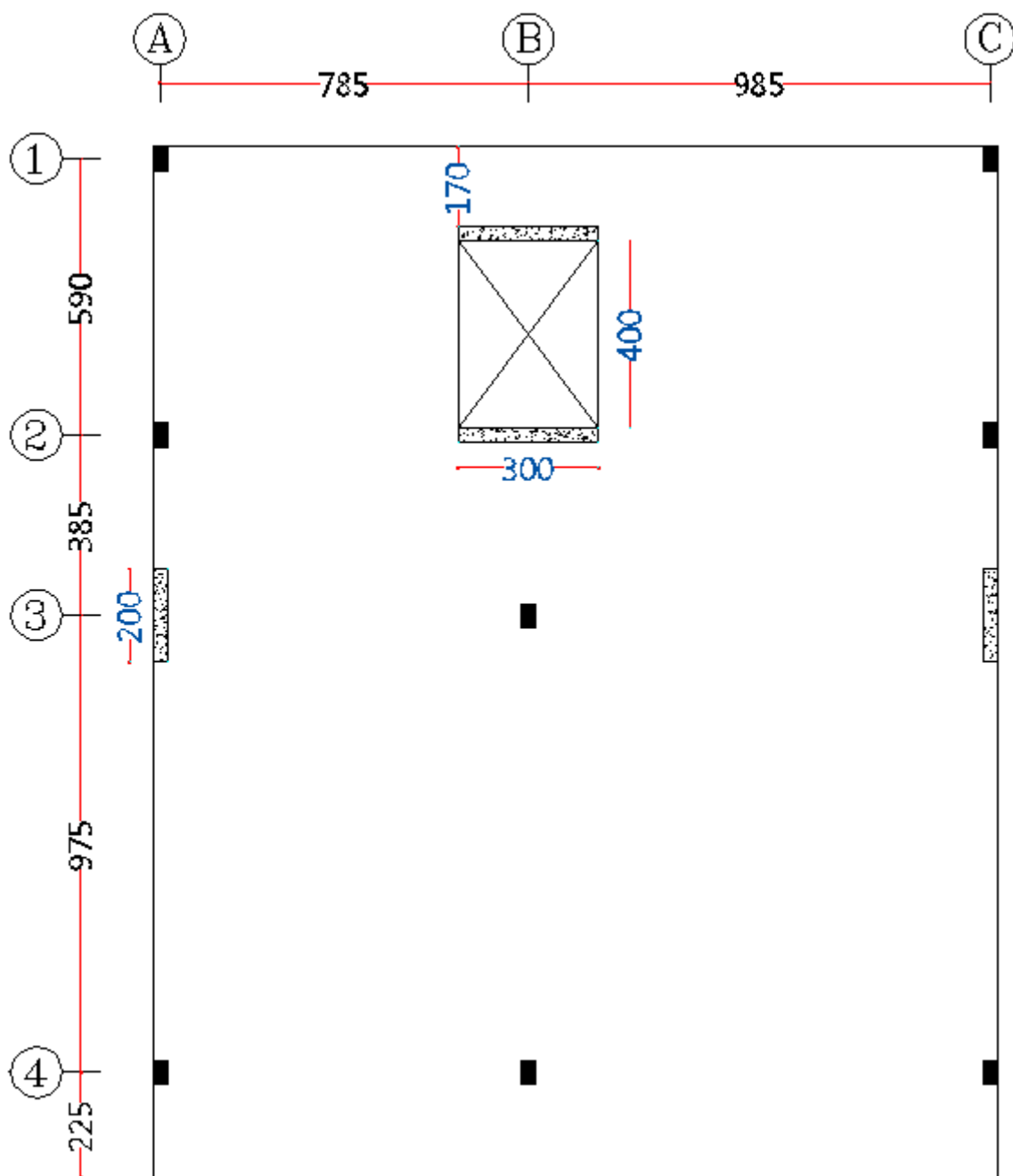
سربار مرده پس از ساخت برای کلیه طبقات ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع میباشد.

بار زنده بام برابر با ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع میباشد.

بار زنده طبقات برابر با ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع میباشد.

ضخامت دال بتنی سقف برابر با ۱۸ سانتیمتر میباشد.

بار مرده دیوارهای پیرامونی برای طبقات برابر با ۶۰۰ کیلوگرم بر متر و برای بام ۲۰۰ کیلوگرم بر متر میباشد.



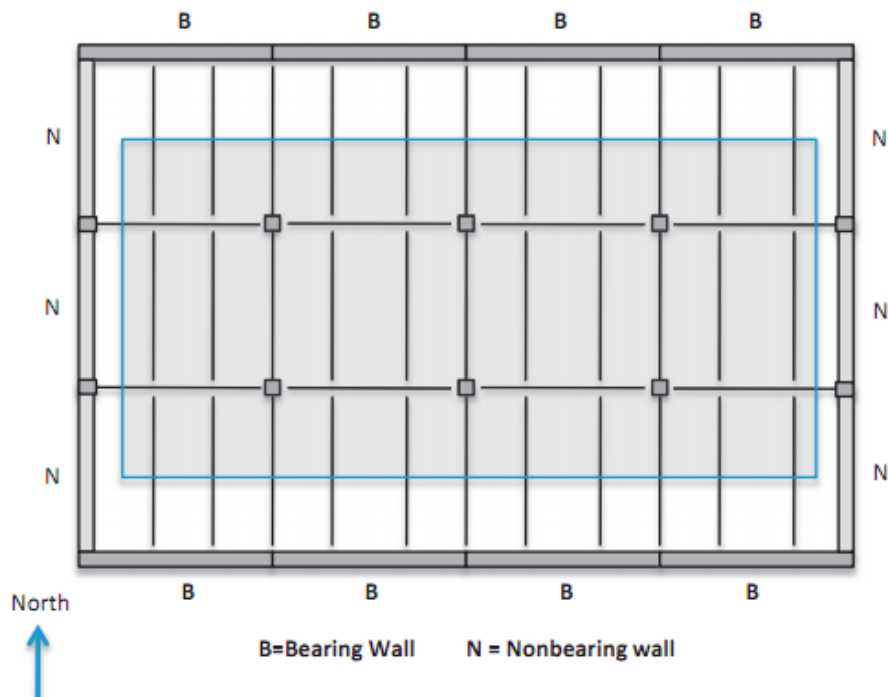
کف	ارتفاع طبقه (متر)	مساحت مفید (مترمربع)	ارتفاع از تراز پایه (متر)	وزن موثر لرزه ای (تن)
۳	۳	۳۸۴	۹	۲۹۰
۲	۳	۳۸۴	۶	۳۰۷
۱	۳	۳۸۴	۳	۳۰۷
جمع				۹۰۴

Bearing Wall Systems

Section 11.2 defines bearing wall systems (under the definition for “wall”) as systems in which bearing walls support all or major parts of the vertical load. Presumably, a major portion would be more than 50% of the total vertical load. Bearing walls are defined as (1) a “metal or wood stud wall that supports more than 100lb/linear ft of vertical load in addition to its own weight,” or (2) a “concrete or masonry wall that supports more than 200lb/linear ft of vertical load in addition to its own weight.” Given this definition, the likelihood is that most structural walls would be classified as bearing walls.

Consider the system shown in Fig. G7-2. This system, one story high, has precast concrete walls around the perimeter. The roof framing consists of steel interior tube columns and steel beams and joists. There are also steel columns between the walls on the east and west faces of the building, and these columns support the steel beams. The walls on the north and south side of the building, designated by “B,” are clearly bearing walls. The walls on the east and west faces would be classified as bearing walls if the loading delivered into these walls by the roof deck were to exceed 200lb/linear ft. For the purpose of this example, the tributary loading is assumed to be less than 200lb/linear ft, and these walls are not designated as bearing walls.

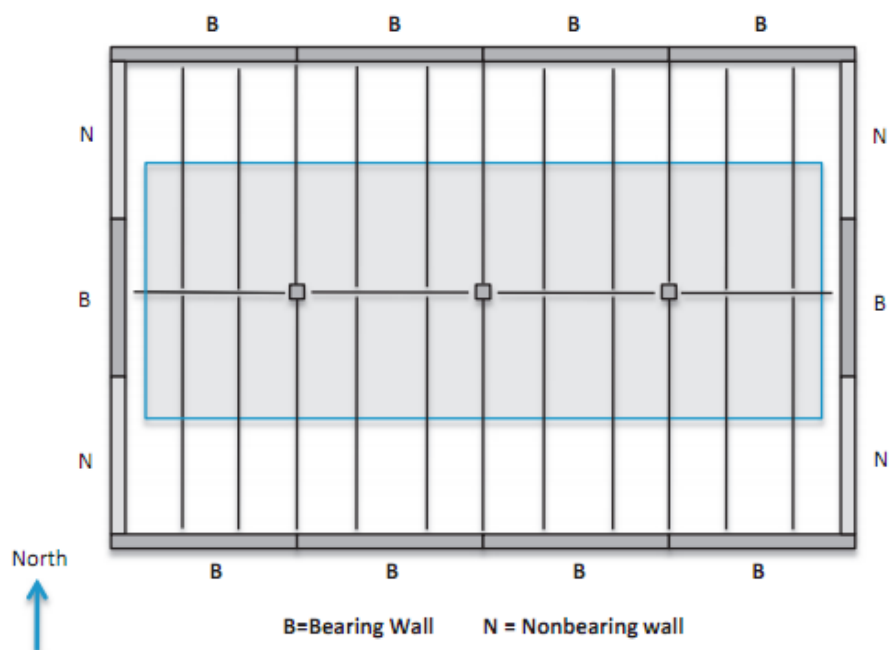
Fig. G7-2
Concrete shear wall system, scheme 1: not a bearing wall system



In Fig. G7-3, the system is changed such that there is only one line of columns in the interior and the center walls on the east and west side of the building support reactions from the steel girder. Hence, these walls become bearing walls. The shaded region, representing the tributary vertical load carried by the columns, is slightly more than 50% of the total area, so the system would still be classified as a building frame system.

If the steel columns were removed in their entirety and the joists spanned the full width of the building, as shown in Fig. G7-4, the building would be classified as a bearing wall system for loads acting in the east–west

Fig. G7-3
Concrete shear wall system, scheme 2: not a bearing wall system



به طور خلاصه در صورتی که بیش از ۵۰ درصد بارهای ثقلی توسط دیوارهای برشی تحمل شود، سیستم دیوار باربر و در صورتی که بیش از ۵۰ درصد بارهای ثقلی توسط ستونهای متصل به دال تحمل شود، سیستم قاب ساختمانی همراه با دیوار خواهد بود.

۲-۸-۳ در سازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۲-۷-۳-۳) و (۳-۷-۳-۳) الزامی است.

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۱۵-۳) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\sum_{j=1}^n \frac{F_{uj}}{W_j} \right) W_i \quad (15-3)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۱-۱-۳-۳)

F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۶-۳-۳)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

۶-۸-۳ ✓ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۷-۸-۳ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم پاربر جانبی بند (۲-۷-۱) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

۱-۳-۳ نیروهای جانبی زلزله

۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه V_u

C: ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (2-3)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۲۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کماتش تاب	
۱۵	۲/۵	۲	۲/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

✓ تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با $1/2$ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با $1/0$ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با $1/0$ منظور شود:

✓ الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

✓ ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75}$$

(۳-۵)

۶-۳-۳. توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۶-۳)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست آورده می‌شود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۷-۳)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/0$ و $2/0$ در نظر گرفته شود.

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.165 \rightarrow V_u = 0.165 \times 904 \approx 150 \text{ TON}$$

کف	h_i	W_i	$W_i h_i$	$\sum W_j h_j$	F_{ui}
۳	۹	۲۹۰	۲۶۱۰	۵۳۷۳	۷۳
۲	۶	۳۰۷	۱۸۴۲	۵۳۷۳	۵۱
۱	۳	۳۰۷	۹۲۱	۵۳۷۳	۲۶
جمع			۵۳۷۳		۱۵۰

در نهایت نیروی برشی وارد بر دیافراگم طبقات برابر خواهد شد با ؛

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\sum_{j=1}^n \frac{F_{uj}}{W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۱-۳)

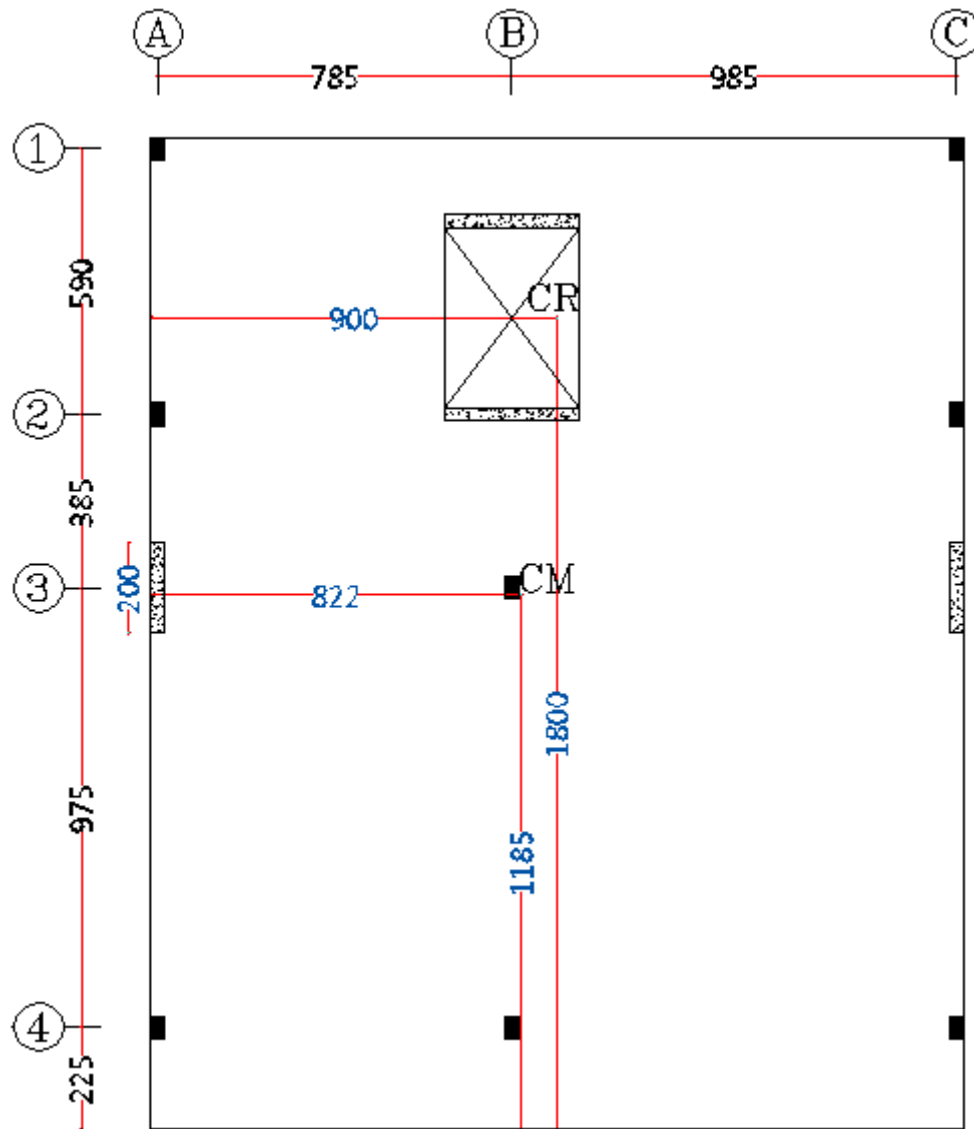
F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

کف	F_{ui}	W_i	F_{pui}	$0.5AIW_i$	AIW_i	$\rightarrow F_{pui}(\text{ton})$
۳	۷۳	۲۹۰	$\frac{73}{290} \times 290 = 73$	۴۴	۸۷	۷۳
۲	۵۱	۳۰۷	$\frac{73 + 51}{290 + 307} \times 307 = 63$	۴۶	۹۲	۶۳
۱	۲۶	۳۰۷	$\frac{73 + 51 + 26}{290 + 307 + 307} \times 307 = 51$	۴۶	۹۲	۵۱
جمع	۱۵۰	۹۰۴	محاسباتی	حداقل	حداکثر	مؤثر

ASCE 7 Section 12.8.4.2 discusses the requirements of a 5% dimensional shift of the center of mass (the “accidental torsion”) in either direction perpendicular to the seismic loading. While this requirement applies to the design of the vertical seismic system, it does not and cannot apply to the individual diaphragm designs. In order to properly determine the shears and bending moments in the diaphragm the applied resultant load and location must coincide with the distributed loads that are applied to the diaphragm. If they do not agree, statics will not be satisfied and the diaphragm shears and bending moments will not close properly.

طبق متن فوق (به گفته استاد Bondy) خروج از مرکزیت تصادفی برای طراحی دیافراگم وضعیت نداشته و صرفاً برای اعضای مقاوم قائم بایستی مد نظر قرار گیرد.



توجه ؛ در سیستم های ستون-دال+دیوار برشی در طرح دیافراگم از سختی ستونها صرف نظر می شود.

Determine Direct Forces

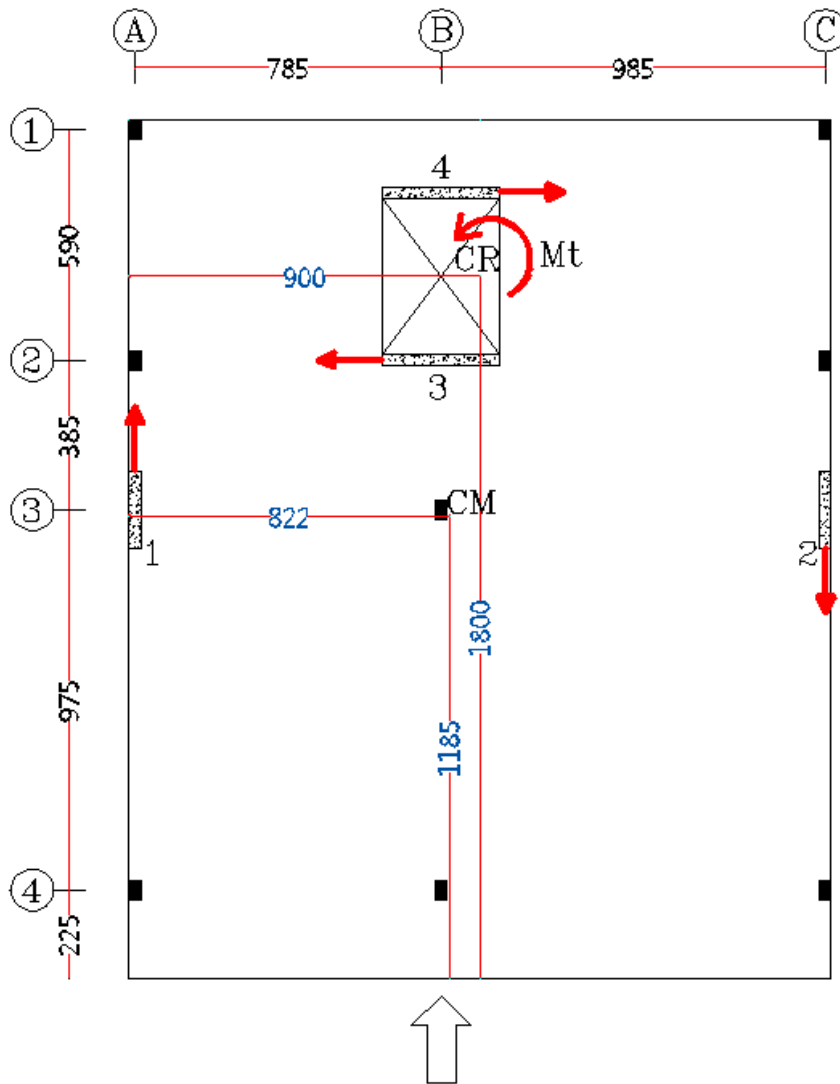
The direct force, F_D is determined strictly by the rigidity of the walls (or frames) in the direction of loading assuming no rotation of the diaphragm. The rigidity of the perpendicular lateral system is not included in the calculation of direct forces.

$$F_{Di} = \frac{R_i}{\sum R} (F_p)$$

با توجه به اینکه سختی دیوارهای هر امتداد کاملاً مشابه است، سهم برش مستقیم دیوارها برابر خواهد بود.

برای سومین کف، و در امتداد شمالی-جنوب خواهیم داشت ؛

$$F_{D1} = F_{D2} = \frac{73}{2} = 36.5 \text{ TON}$$



Determine the Rotational Forces

The force in any wall due to the torsional moment (pure rotation of the diaphragm) includes all of the walls in the system and is found from:

$$F_{Ri} = M_t \left[\frac{R_i d_i}{\sum R_i d_i^2} \right]$$

Where:

M_t = Torsional moment

$= F_p(X_{CR} - X_{CG})$

R_i = Rigidity of wall "i"

d_i = Perpendicular distance between the center of rigidity and wall "i"

$$M_t = 73 \times (9 - 8.22) \approx 57 T.m$$

سختی نسبی دیوارهای شمالی-جنوبی

$$R_1 = R_2 = 1$$

$$R_3 = R_4 = \left(\frac{3}{2}\right)^3 = 3.375$$

دیوار	R_i	d_i (m)	$R_i \times d_i$	$R_i \times d_i^2$	M_t	F_{Ri}
۱	1	9	9	81	57	2.5
۲	1	9	9	81	57	2.5
۳	3.375	2	6.75	13.5	57	2
۴	3.375	2	6.75	13.5	57	2
			جمع	189		

Final Total Forces on Diaphragm

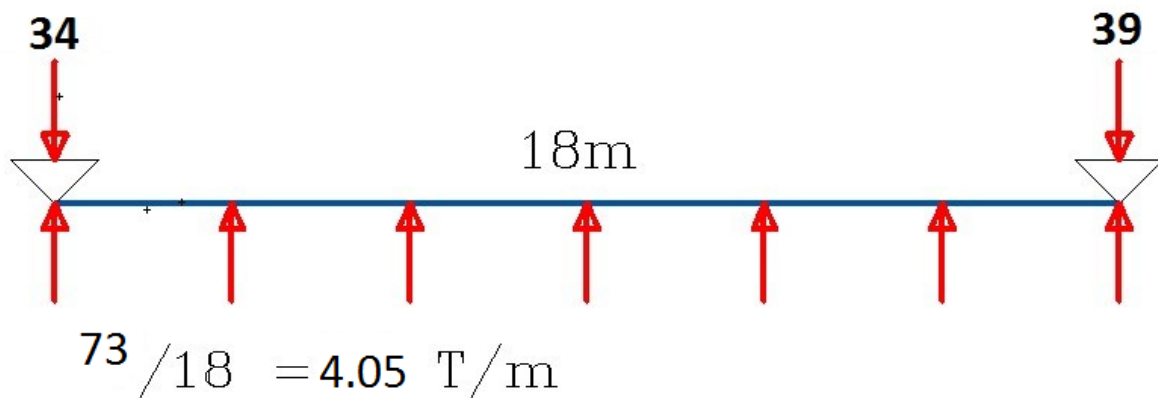
در نهایت سهم هر یک از دیوارهای سومین کف از زلزله Ey برابر خواهد شد با ؛

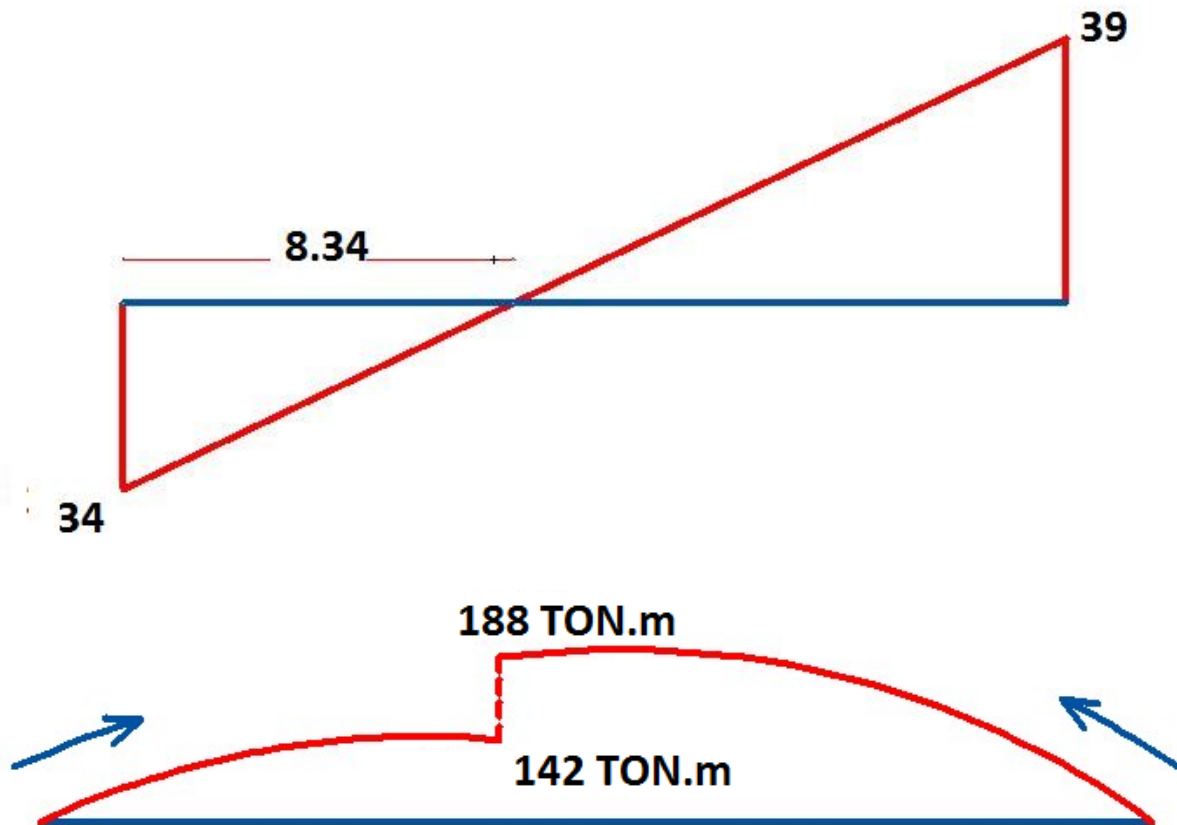
$$F_1 = -36.5 + 2.5 = -34 \text{ TON}$$

$$F_2 = -36.5 - 2.5 = -39 \text{ TON}$$

$$F_3 = 0 - 2 = -2 \text{ TON}$$

$$F_4 = 0 - 2 = -2 \text{ TON}$$





21.11.7 — Reinforcement

21.11.7.1 — The minimum reinforcement ratio for structural diaphragms shall be in conformance with [7.12](#). Except for post-tensioned slabs, reinforcement spacing each way in floor or roof systems shall not exceed 18 in. Where welded wire reinforcement is used as the distributed reinforcement to resist shear in topping slabs placed over precast floor and roof elements, the wires parallel to the span of the precast elements shall be spaced not less than 10 in. on center. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed uniformly across the shear plane.

If this were a non-prestressed diaphragm we would now determine the concrete shear capacity and determine whether or not we needed collector (drag) reinforcement to each N/S wall. Then we would determine the chord forces and supplement the diaphragm with non-prestressed chord reinforcement.

However, because this is a prestressed concrete diaphragm the approach is different. ACI 318 Section 12.5.1.4 states that “Precompression from unbonded tendons shall be permitted to resist diaphragm design forces...” We must first determine the useable precompression force available for resisting earthquake effects.

21.11.7.2 — Bonded tendons used as reinforcement to resist collector forces or diaphragm shear or flexural tension shall be proportioned such that the stress due to design earthquake forces does not exceed 60,000 psi. Precompression from unbonded tendons shall be permitted to resist diaphragm design forces if a seismic load path is provided.

Collector/Drag Design

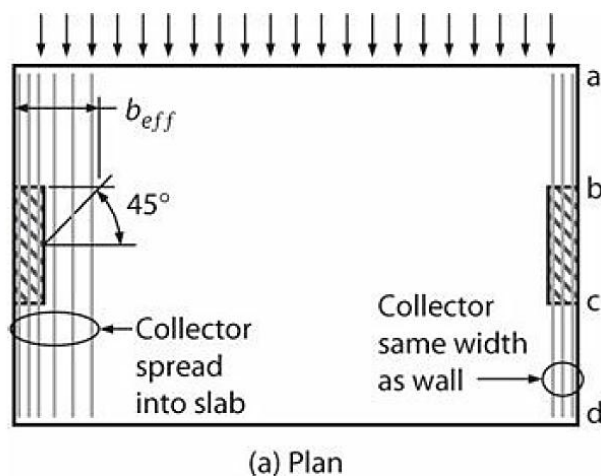


FIGURE 15.4 Collectors.

Determine the Diaphragm Shear Capacity

In this example we will assume a diaphragm 28 day concrete compressive strength

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi = 0.75$$

According to ACI 318 the shear strength of concrete in diaphragms is $(2)\sqrt{f'_c}A_{cv}$.

- ✓ where, A_{cv} is the net area of the concrete section bounded by the slab thickness and length of the wall, a_c is the ratio of the width to length of the diaphragm segments, which in this case is equal to effective slab width to the length of the wall, and ρ_n is the ratio of distributed shear reinforcement perpendicular to the wall.
- ✓ Special attention must be given to A_{cv} when the vertical seismic force-resisting member is not continuously connected to the diaphragm. For example, for an exterior wall that is 25 ft long, but is located adjacent to a 10 ft wide stair opening, then the length used in calculating the shear area is 15 ft.

$$B_{\text{EFFECTIVE}} = t_{\text{WALL}} + n \cdot \left(\frac{L_{\text{WALL}}}{2} \right)$$

where, n is the number of sides that slab exists adjacent to the collector.

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.52\sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

$$\langle A_{cv} = t_{slab} \times \{L_{wall}\} \rangle cm^2$$

$$V_c = (0.52\sqrt{340} \times 18 \times 200) \times 10^{-3} \approx 35 \text{ TON}$$

ASCE 7 Section 12.10.2.1 requires that collectors be designed with the overstrength, Ω_0 , requirement of Section 12.4.3.2, which is 2.5 for building frame systems with special reinforced concrete shearwalls.

$$F_{\text{Collector}} = \Omega_0 \times \{V_u - \phi V_c\}$$

$$F_{\text{Collector}} = 2.5 \times (39 - 0.75 \times 35) \approx 13 \text{ TON}$$

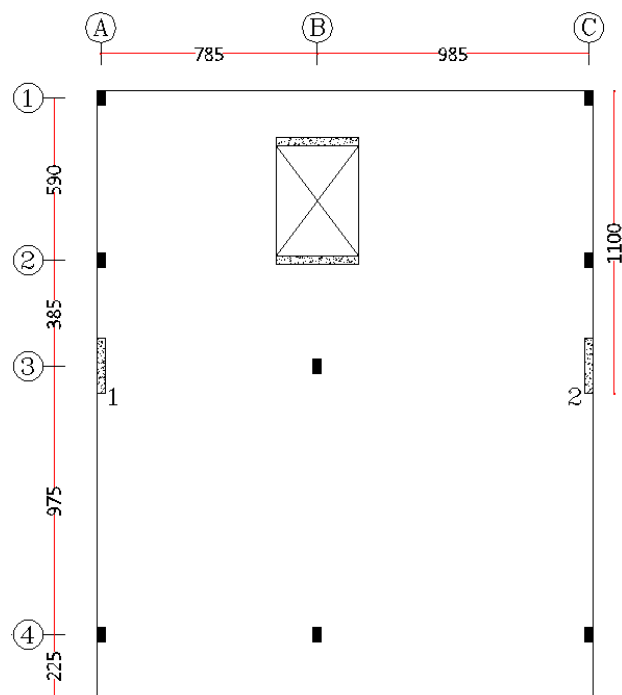
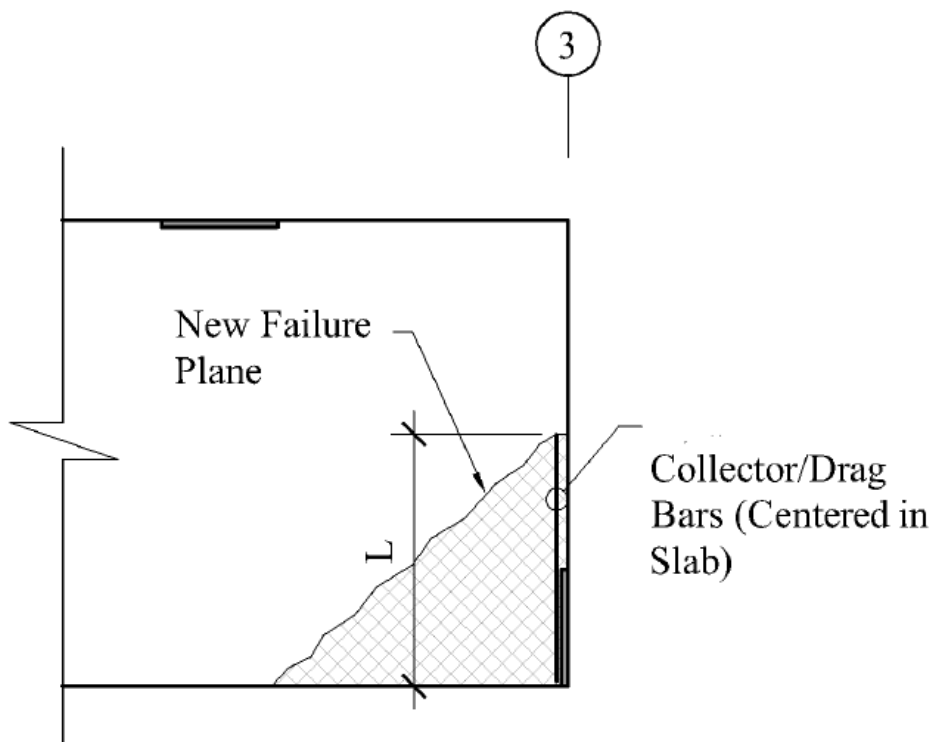
$$A_{s(\text{req'd})} = \frac{F_{\text{Collector}}}{\phi(60\text{ksi})}$$

$$\phi = 0.75$$

$$A_s = \frac{13000}{0.75 \times 4000} = 4.33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{use } 3\phi 14$$

آرماتورهای جمع کننده بایستی تا جایی امتداد پیدا کنند که بدون حضور آنها بتن به تنهایی توان مقابله با نیروی برشی را داشته باشد.

$$0.75 \times (0.52\sqrt{340} \times 18 \times L) \times 10^{-3} = 35 \text{ TON} \rightarrow L \approx 270 \text{ cm}$$



21.11.3 — Seismic load path

21.11.3.1 — All diaphragms and their connections shall be proportioned and detailed to provide for a complete transfer of forces to collector elements and to the vertical elements of the seismic-force-resisting system.

21.11.3.2 — Elements of a structural diaphragm system that are subjected primarily to axial forces and used to transfer diaphragm shear or flexural forces around openings or other discontinuities, shall comply with the requirements for collectors in 21.11.7.5 and 21.11.7.6.

R21.11.3 — Seismic load path

R21.11.3.2 — Section 21.11.3.2 applies to strut-like elements that often are present around openings, diaphragm edges, or other discontinuities in diaphragms. Figure R21.11.3.2 shows an example. Such elements can be subjected to earthquake axial forces in combination with bending and shear from earthquake or gravity loads.

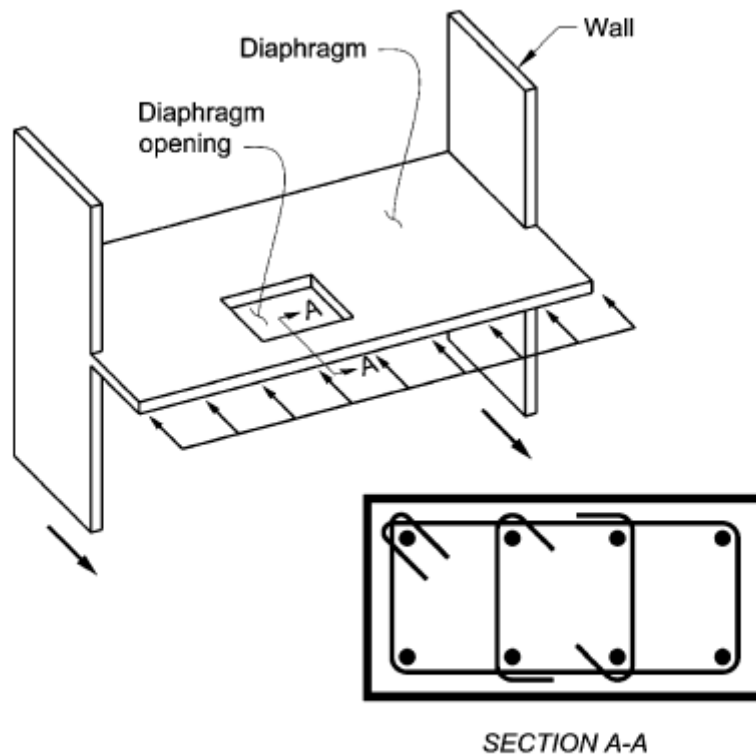


Fig. R21.11.3.2—Example of diaphragm subject to the requirements of 21.11.3.2 and showing an element having confinement as required by 21.11.7.5.

Chord Design

$$S = \frac{L_{parallel(diaphragm)} \times t_{slab}^2}{6} = \frac{2200 \times 18^2}{6} = 118800 \text{ cm}^3$$

$$f_t = \frac{M_{max}}{S} = \frac{188 \times 10^5}{118800} \approx 158 \frac{Kg}{cm^2}$$

The maximum allowable bending stress in the diaphragm is typically taken as the rupture stress of $7.5\sqrt{f'_c}$, or:

$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 1.95\sqrt{f'_c}$$

$$1.95\sqrt{340} \approx 36 \frac{Kg}{cm^2} \neq 158$$

$$T_{chord} \approx \frac{M}{0.95D}$$

$$T_{chord} = \frac{188 \times 10^5}{0.95 \times 2200} = 8995 \text{ Kg}$$

$$A_{s(chord)} = \frac{T_{chord}}{\phi F_y}$$

$$A_{s(chord)} = \frac{8995}{0.9 \times 4000} = 2.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{use } 2\emptyset 14$$

این آرماتورها در راستای عمود بر امتداد نیرو و در انتهای کششی دیافراگم قرار داده می شوند.

Typically the chord reinforcement is placed within the middle third of the slab or beam thickness, so as to minimize interference with slab or beam longitudinal reinforcement and reduce contributions to slab and beam flexural strength.

همچنین به طور معمول این آرماتورها در یک سوم میانی دال یا تیر قرار داده می شود تا تداخلی با سایر آرماتورها ایجاد نشود.

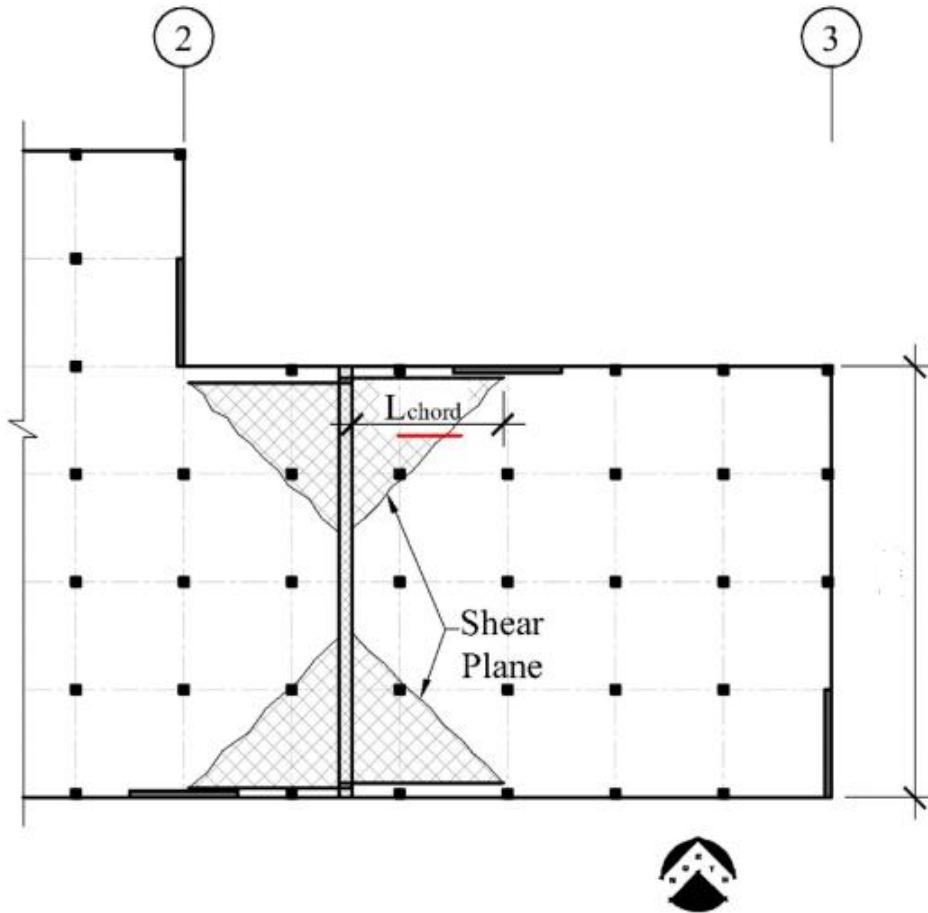
Determine the Required Length of the Chord Bars

To determine the required length of the chord bars, we again need to rely upon the diaphragm shear capacity. We found this to be V_n previously.

$$L_{chord} = \frac{T_{chord}}{\phi V_n}$$

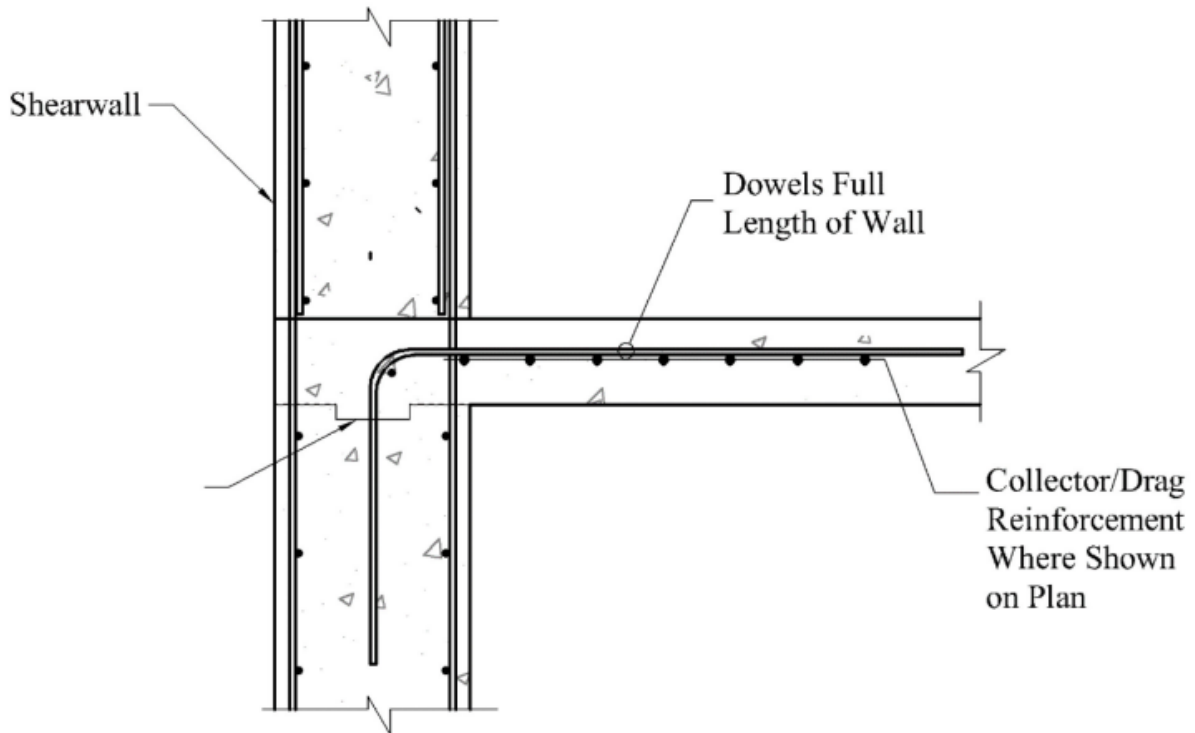
$$V_n = \left(0.52\sqrt{340} \times 18 \times (100cm) \right) \times 10^{-3} \approx 17.5 \frac{TON}{m}$$

$$L_{chord} = \frac{8995}{0.75 \times 17500} \approx 0.7 \text{ m}$$



Design the Slab to Wall Dowels

The last step in the diaphragm design process is to connect the diaphragm to the seismic system through dowels. The diaphragm itself has now been designed and reinforced to maintain its integrity during a seismic event, but there is not a complete load path until it is adequately connected to the vertical seismic resisting system.



Diaphragm to Shearwall Connection

Notice that the collector reinforcement and diaphragm shear capacity itself “drags” the load into the compression zone of the diaphragm corresponding to each shearwall, but the diaphragm is not connected across the cold joint of the shearwall without shear-friction dowels. While there are vertical shearwall reinforcement bars crossing this same cold joint, those are being used as flexural wall reinforcing so relying on them to also connect the diaphragm would be double counting them. The vertical shearwall bars also only pass through the deck, as opposed to extending out into the deck, so their adequacy to work as dowels is also suspect.

It is our opinion that the overstrength factor, Ω_o , does not apply to the design of the shearwall dowels, even when a collector is required to “drag” a portion of the load into the compression zone adjacent to the wall. Our reasoning is that the dowel connection to a concrete shearwall is continuous along the entire length of the wall and includes multiple pieces of reinforcement. In steel or wood structures a collector is attached to the seismic element (frame or shearwall, etc.) at a discrete location through hardware such as bolts or straps. The loss of this single connection would be devastating to the seismic load path in these structures, and therefore the overstrength factor should apply at those conditions. However, most building officials have agreed with our reasoning regarding concrete shearwalls and have not required the dowel design to include the overstrength factor.

According to ACI 318 Section 22.9.4.2 the area of shear friction required to transfer the diaphragm reaction into the wall is:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

Where $\mu = 1.0$ for normal weight concrete placed against roughened normal weight concrete.

11.6.4.3 — The coefficient of friction μ in Eq. (11-25) and Eq. (11-26) shall be taken as:

Concrete placed monolithically	1.4λ
Concrete placed against hardened concrete with surface intentionally roughened as specified in 11.6.9	1.0λ
Concrete placed against hardened concrete not intentionally roughened	0.6λ
Concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or by reinforcing bars (see 11.6.10)	0.7λ

where $\lambda = 1.0$ for normalweight concrete and 0.75 for all lightweight concrete. Otherwise, λ shall be determined based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregates as specified in 8.6.1, but shall not exceed 0.85.

$$A_{vf} = \frac{39000}{0.75 \times 4000 \times (0.6 \times 1)} \approx 21.66 \text{ cm}^2$$

با توجه به طول ۲ متری دیوار در صورت استفاده از آرماتور نمره ۱۶ خواهیم داشت ؛

$$\frac{21.66}{2} \approx 11 \rightarrow \text{use } 11\phi 16$$

$$\frac{200}{11 - 1} \approx 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm OK}$$

حداقل آرماتور برش اصطکاکی آرماتور نمره ۱۲ به فاصله هر ۳۰ سانتیمتر پیشنهاد شده است. برخی از طراحان بر این باور هستند که قرار دادن همین مقدار آرماتور کافی بوده و لزومی به انجام محاسبات نمی باشد.

5.2 Transfer Forces

Forces acting between a diaphragm and a vertical element of the seismic force-resisting system usually can be extracted from finite element analysis programs. Where the diaphragm is modeled as semi-rigid, section cuts can be made through groups of elements to determine forces acting on the group. Where the diaphragm is modeled as rigid, section cuts through the diaphragm cannot be used. Instead, section cuts can be made in the vertical element above and below the diaphragm, and the transfer force is the force required to equilibrate the vertical element forces (**Figure 5-1**). This method works for semi-rigid diaphragms, as well, although section cuts through the diaphragm elements and nodes of interest usually are more direct. Forces obtained by these procedures include the sum of transfer forces and inertial forces; individual values for transfer and inertial forces can only be estimated in many cases.

پایان جلسه هفتم

12.3.1 Diaphragm Flexibility. The structural analysis shall consider the relative stiffnesses of diaphragms and the vertical elements of the seismic force-resisting system. Unless a diaphragm can be idealized as either flexible or rigid in accordance with Sections 12.3.1.1, 12.3.1.2, or 12.3.1.3, the structural analysis shall explicitly include consideration of the stiffness of the diaphragm (i.e., semirigid modeling assumption).

12.3.1.1 Flexible Diaphragm Condition. Diaphragms constructed of untopped steel decking or wood structural panels are permitted to be idealized as flexible in structures in which the vertical elements are steel or composite steel and concrete braced frames, or concrete, masonry, steel, or composite shear walls. Diaphragms of wood structural panels or untopped steel decks in one- and two-family residential buildings of light-frame construction shall also be permitted to be idealized as flexible.

✓ **12.3.1.2 Rigid Diaphragm Condition.** Diaphragms of concrete slabs or concrete filled metal deck with span-to-depth ratios of

3 or less in structures that have no horizontal irregularities are permitted to be idealized as rigid.

12.3.1.3 Calculated Flexible Diaphragm Condition. Diaphragms not satisfying the conditions of Sections 12.3.1.1 or 12.3.1.2 are permitted to be idealized as flexible where the computed maximum in-plane deflection of the diaphragm under lateral load is more than two times the average story drift of adjoining vertical elements of the seismic force-resisting system of the associated story under equivalent tributary lateral load as shown in Fig. 12.3-1. The loadings used for this calculation shall be those prescribed by Section 12.8.

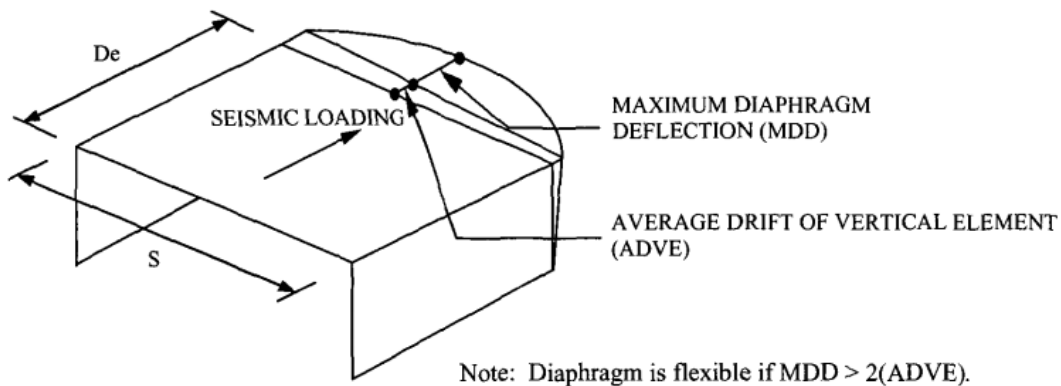


FIGURE 12.3-1 FLEXIBLE DIAPHRAGM

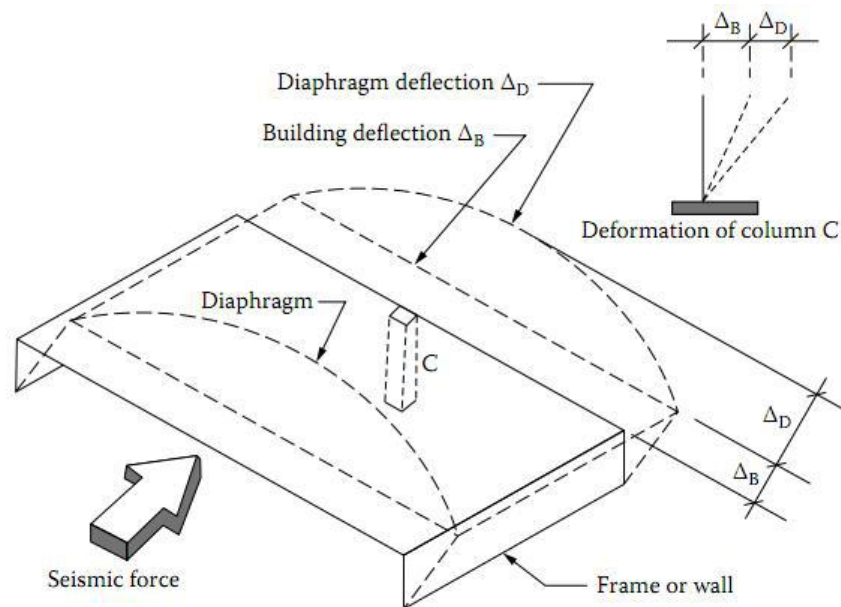
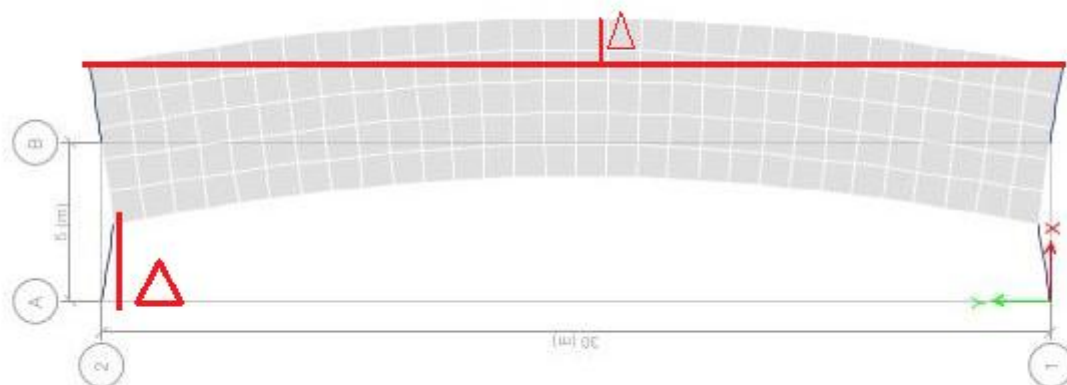


FIGURE 5.40 Column deformation for use in compatibility considerations. Deformation of column = building deflection Δ_B + diaphragm deflection Δ_D . (Adapted from SEAOC Blue Book, 1999 edition.)



۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کننده بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف‌ها را به عناصر قائم‌بازبر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر تغییرشکل‌های افقی که در آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم‌ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم‌ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

الف- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجادشده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بند (۳-۳-۶)، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع چوبی یا ورق‌های فلزی تقویت‌نشده بدون پوشش بتن در سازه‌های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده ممکن است در این دسته قرار گیرند.

در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می‌شود.

ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

پ- سایر دیافراگم‌ها نیمه‌صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم‌ها، در نظر گرفته شود.

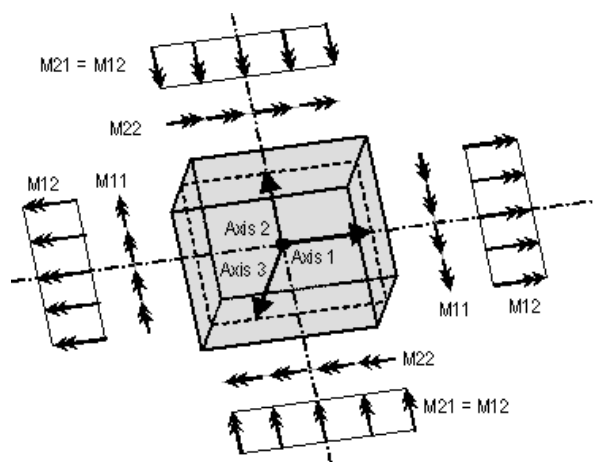
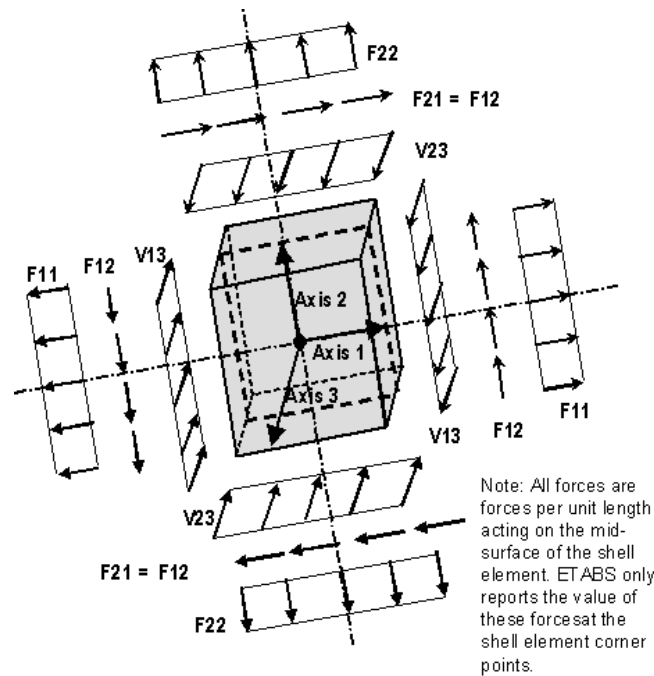
۳-۸-۲ ✓ در سازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) الزامی است.

۳-۸-۳ ✓ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

5.5 Displacement Compatibility for Flexible Diaphragms

Flexible diaphragms will experience in-plane displacements due to inertial loading in addition to the drift experienced by the vertical elements of the seismic force-resisting system. This

is discussed in ASCE 7 § 12.3. Components not designated as part of the seismic force-resisting system, such as gravity beams and columns, walls bending out-of-plane, slab-column and slab-wall connections, and cladding attachments should be evaluated for displacement compatibility based upon the additional displacement of the diaphragm. In some cases, it may be appropriate to include critical elements of the gravity system in the building lateral model to explicitly evaluate forces developed due to displacement compatibility.



الزامات لرزه ای اتصال ستون به دال

علاوه بر کنترل برش پانچ تحت اثر بارهای ثقلی یک کنترل اضافی به شرح زیر برای اتصال ستون به دال بایستی انجام شود و در نهایت بیشینه آرماتور مورد نیاز در ۲ حالت تامین شود. هرچند توصیه شده در هر صورت در جهت اطمینان این مقدار آرماتور حداقل قرار داده شود.

21.13.6 — For slab-column connections of two-way slabs without beams, slab shear reinforcement satisfying the requirements of 11.11.3 and 11.11.5 and providing V_s not less than $3.5\sqrt{f'_c} b_o d$ shall extend at least four times the slab thickness from the face of the support, unless either (a) or (b) is satisfied:

(a) The requirements of 11.11.7 using the design shear V_{ug} and the induced moment transferred between the slab and column under the design displacement;

(b) The design story drift ratio does not exceed the larger of 0.005 and $[0.035 - 0.05(V_{ug}/\phi V_c)]$.

$$(c) \quad V_c = 4\lambda\sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-33)$$

11.11.2.2 — At columns of two-way prestressed slabs and footings that meet the requirements of 18.9.3

$$V_c = (\beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_o d + V_p \quad (11-34)$$

Allowable Punching Shear Stress

The allowable stress acting on the critical shear section is based upon the rather intricate requirements of ACI 318 Section 22.6.5.5. For interior columns v_c shall be permitted to be the lesser of:

$$v_c = 3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5a)$$

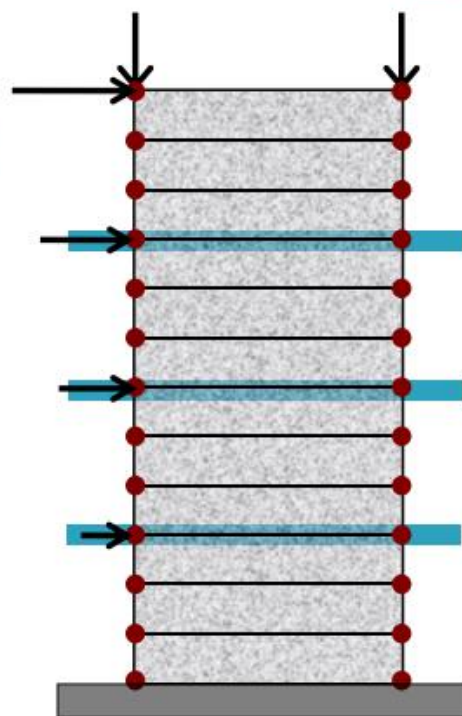
$$\frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.92\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d}$$

Estimating design story drift ratio (Δ) for lateral systems



- ▶ Lateral stiffness (linear model)
 - Shell-type “plate” element (ETABS)
 - ACI 318-08, S8.8 and 10.10

Members		Ultimate state
Beams		$0.35E_cI_g$
Columns		$0.70E_cI_g$
Walls	Uncracked	$0.70E_cI_g$
	Cracked	$0.35E_cI_g$

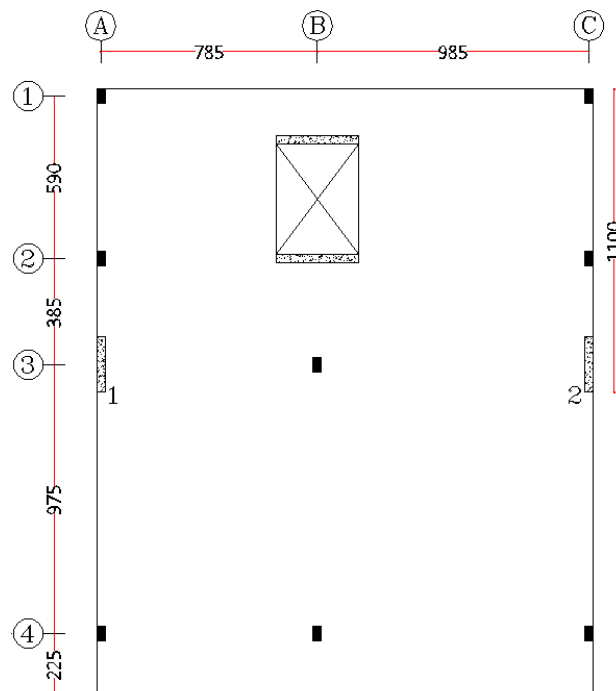
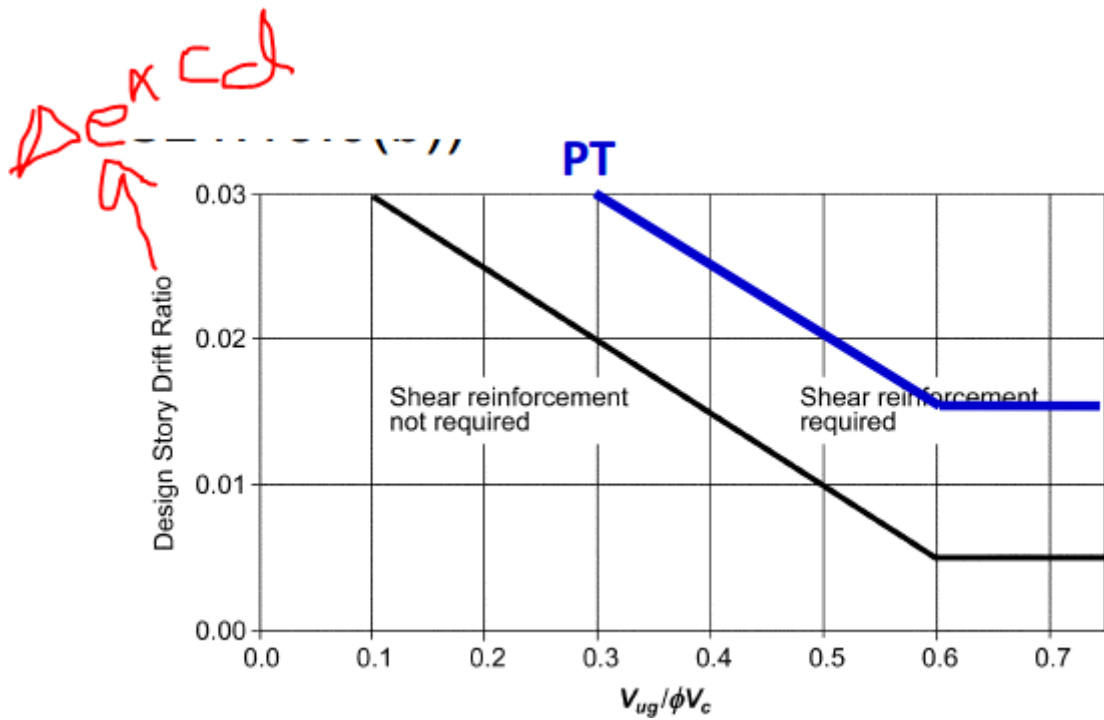


Design story drift ratio shall be taken as the larger of the design story drift ratios of the adjacent stories above and below the slab-column connection. V_c is defined in 11.11.2. V_{ug} is the factored shear force on the slab critical section for two-way action, calculated for the load combination $1.2D + 1.0L + 0.2S$.

The load factor on the live load, L , shall be permitted to be reduced to 0.5 except for garages, areas occupied as places of public assembly, and all areas where L is greater than 100 lb/ft².

$$w_u = 1.2w_D + 0.5w_L$$

نسبت برش موجود تحت ترکیب فوق به ظرفیت برشی اتصال دال به ستون و مقدار تغییر مکان نسبی طراحی بایستی به گونه ای باشد که سمت چپ منحنی زیر واقع شود. در غیر اینصورت نیاز به حداقل آرماتور برشی طبق آنچه پیش تر گفته شد خواهیم داشت.



برای ستون B3 با توجه به سطح بارگیر ستون خواهیم داشت ؛

$$V_u = \{1.2(500 + 100) + 0.5(200)\} \times \left(\frac{7.85 + 9.85}{2} \times \frac{3.85 + 9.75}{2} \right) \approx 46767 \text{ Kg}$$

$$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow V_c = 1.04 \sqrt{f'_c} \times b_0 d$$

در صورتی که میانگین پیش تنیدگی را ۱۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع فرض کنیم خواهیم داشت ؛

$$V_n = \{0.92\sqrt{340} + 0.3 \times 15 \times\} 2 \times (30 + 15.5 + 50 + 15.5) \times 15.5 = 73857 \text{ Kg}$$

در صورتی که تغییر مکان نسبی طرح برابر با ۰/۰۳۳ در نظر گرفته شود خواهیم داشت ؛

$$0.035 - 0.05 \left(\frac{46767}{0.6 \times 73857} \right) = -0.017 \rightarrow use \ 0.015 < 0.033$$

بنابراین نیاز به حداقل آرماتور نیاز خواهیم داشت.

$$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow V_s = 0.91 \sqrt{f'_c} \times b_0 d$$

$$\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow V_s = 0.91 \sqrt{340} \times 2 \times (30 + 15.5 + 50 + 15.5) \times 15.5 = 57737 \text{ Kg}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{\phi f_{ys} \times d}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{57737}{0.75 \times 3000 \times 15.5} = 1.65 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

در صورتی که $S=d/2$ باشد خواهیم داشت ؛

$$A_v = 1.65 \times \frac{15.5}{2} \approx 12.78 \text{ cm}^2$$

where A_v is total area of shear reinforcement required on the four sides of the column (see Fig. 16-5).

طبق متن فوق خاموت به دست آمده کل خاموت برای ۴ سمت ستون می باشد (برای ستون میانی)، بنابراین برای یک سمت ستون خواهیم داشت ؛

با فرض استفاده از ۲ خاموت بسته در هر ردیف (۲ ساق به ازاء هر خاموت بسته) خواهیم داشت ؛

$$A_{v(\text{per side})} = \frac{12.78}{4} \approx 3.2 \text{ cm}^2 \rightarrow d_b = \sqrt{\frac{4 \times A_{v(\text{per side})}}{\pi \times \text{legs}}}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{4 \times 3.2}{\pi \times 4}} = 1 \text{ cm} \approx 10 \text{ mm}$$

- As per ACI 352R
 - $(A_v f_y) / (s b_o) \geq 3.5 \sqrt{f'_c}$
 - $s \leq d/2$
 - First line at $s/2$
from the column
 - Extend at least $3h$
(note: $4h$ for RC)
 - and so forth..

همچنین خاموتها بایستی به اندازه ۳ برابر ضخامت دال از بر ستون امتداد پیدا کنند. بنابراین خواهیم داشت ؛

$$n_s = \frac{3 \times 18}{0.5 \times 15.5} + 1 \approx 8$$

بنابراین در هر سمت ستون به ۸ ردیف خاموت نیاز خواهیم داشت.

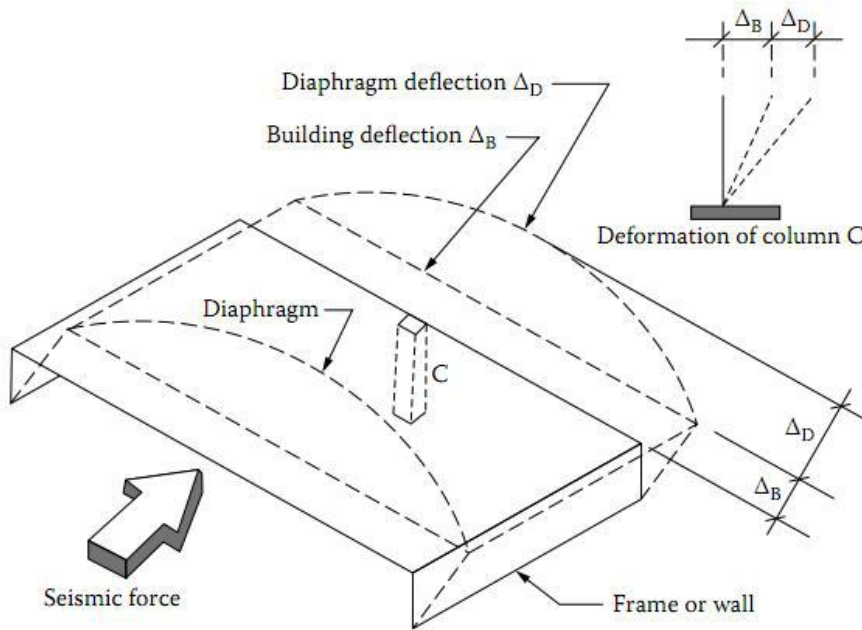


FIGURE 5.40 Column deformation for use in compatibility considerations. Deformation of column = building deflection Δ_B + diaphragm deflection Δ_D . (Adapted from SEAOC Blue Book, 1999 edition.)

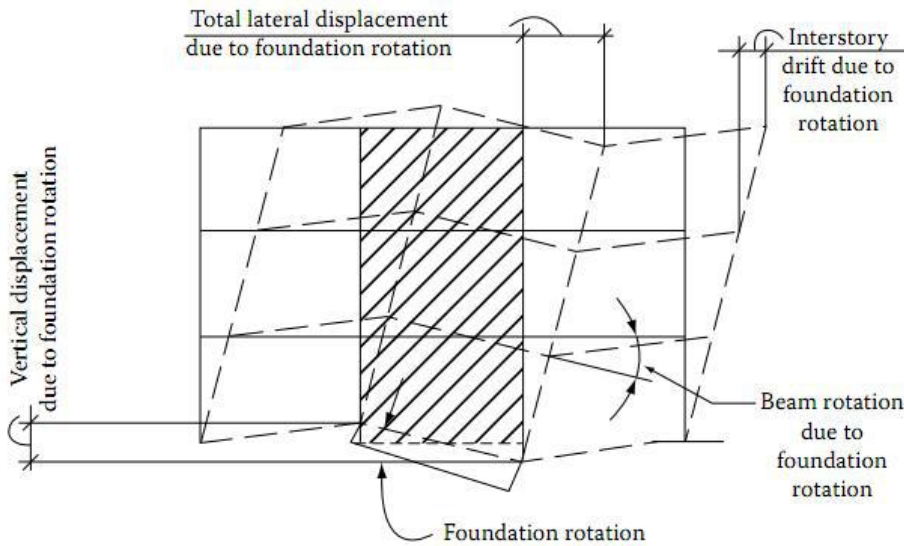


FIGURE 5.41 Deformation compatibility consideration of foundation flexibility. (Adapted from SEAOC Blue Book, 1999 edition.)

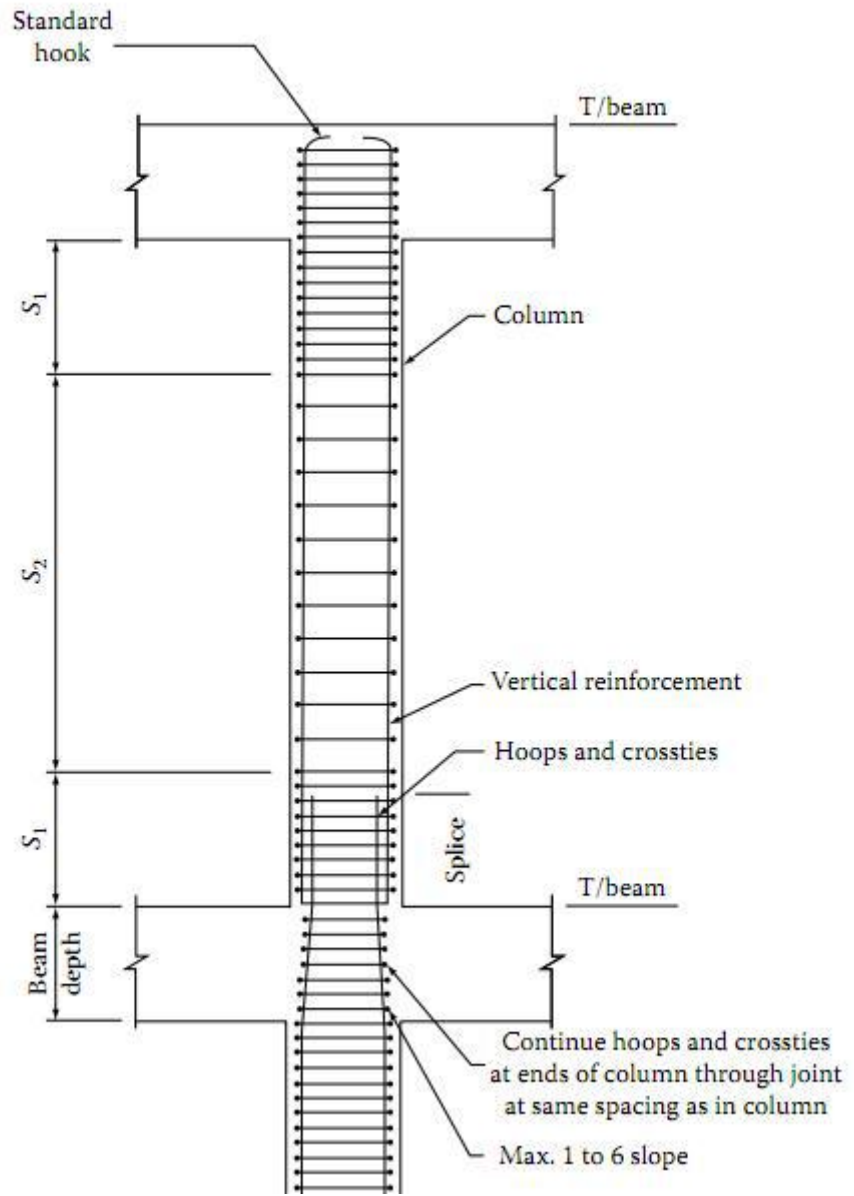


FIGURE 6.47 SDC C: Frame columns and, SDC D, E, or F: Gravity columns, that is, columns not designed as part of a lateral system in which: (1) Induced moment or shear due to deformation compatibility exceeds design moment or shear. (2) Induced moments and shears to deformation compatibility are not calculated.

- “Minimum cover” replaced with “specified cover.”
 - Transverse reinforcement to confine structural integrity reinforcement in perimeter beams.
 - Redistribution column slenderness provisions.
 - Introduction of “shear cap” and differentiation with “drop panel.”
 - Limits of depths of beams and hollow core units exempted from the requirement for minimum shear reinforcement.
 - Steel fiber–reinforced concrete as an alternative to minimum shear reinforcement.
 - Modified limit on shear friction strength for monolithically placed concrete and concrete placed against intentionally roughened concrete.
 - Development length of headed deformed bars.
 - ✓ • Modified design provisions for slender wall panels.
 - ✓ • Structural integrity steel in two-way unbonded posttensioned slab systems. ✓
-
- Modified load factors for required test load.
 - New design requirements for SDCs.
 - Alternative reinforcement scheme for coupling beams.
 - Increased design yield strength for confinement reinforcement to help reduce congestion.
 - Revisions to boundary element confinement requirements.

14.5.5 Slab-Column Framing

The primary concerns for slab-column framing are punching shear failure and progressive collapse due to punching at multiple connections. To address these concerns, ACI 318 has provisions for shear reinforcement and for structural integrity reinforcement, as described next.

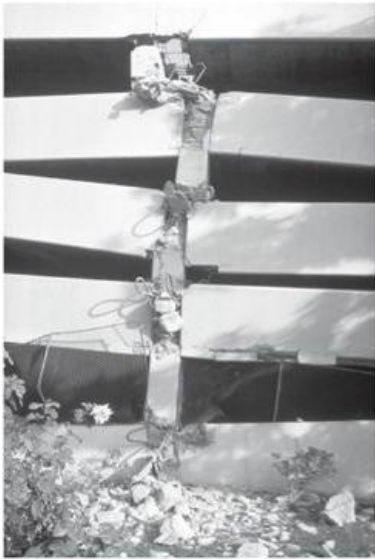
Shear Reinforcement

Chapter 10 described how the drift capacity of a slab-column connection without shear reinforcement is sensitive to the magnitude of the vertical shear being supported by the connection. ACI 318 approximates the relation between the drift ratio capacity and the gravity shear using the bilinear relation shown in Figure 14.10. If a connection has combined shear and story drift ratio falling below the bilinear relation given in Figure 14.10, shear reinforcement is not required. Otherwise, shear reinforcement is required. For this purpose, the story drift ratio is taken as the larger of the story drift ratios of the adjacent stories above and below the slab-column connection. Gravity shear stress v_{ug} is the factored nominal shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment about the slab critical section (i.e., $v_{ug} = V_{ug}/b_o d$). The quantity v_c is the shear stress capacity of the critical section attributable to concrete (i.e., $v_c = V_c/b_o d$, where V_c is defined in Chapter 10), and $\lambda = 0.75$. This requirement should be checked at critical sections adjacent to columns, capitals, drop panels, and drop capitals. Note that ACI 352.1 (2011) recommends reducing the term V_c by factor $C_v = 0.75$ for Type 2 connections (those required to sustain gravity loads under earthquake-induced inelastic deformations).

14.2.3 Performance of Gravity Framing in Past Earthquakes

Gravity framing in many buildings has performed well in past earthquakes. The present discussion, however, focuses on observed failures, as these illustrate design deficiencies for which particular attention may be required. Such failures were especially noted following the 1994 Northridge, California earthquake.¹ Four Northridge earthquake examples are presented here. An additional example from the 2010 Chile earthquake illustrates damage to slab-wall framing.

The Kaiser West Los Angeles parking garage was a five-story, cast-in-place, post-tensioned concrete structure (Corley et al., 1996). The lateral system comprised shear walls at the east and west ends and perimeter moment frames along the north and south perimeter. The failure is thought to have initiated in the interior gravity columns, which had widely spaced hoops. As these columns lost vertical load-carrying capacity, the floors collapsed pulling the exterior walls of the structure inward. Figure 14.2 illustrates an exterior gravity column failure and the overall building collapse.



(a) Column failure



(b) Aerial photograph of collapsed building

FIGURE 14.2 Damage and collapse of the Kaiser parking garage in the 1994 Northridge earthquake. (Left photograph by R. Reitherman, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley. Right photograph used with permission from Earthquake Engineering Research Institute.)

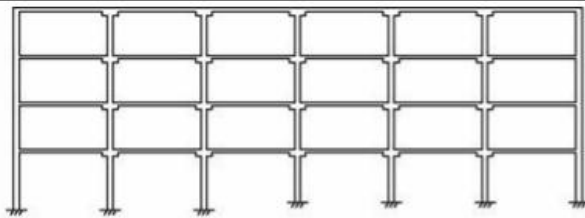
The California State University, Northridge south parking garage was a three-story structure (Corley et al., 1996). The lateral system comprised perimeter special moment frames. Interior columns had widely spaced transverse reinforcement, and sustained axial failures under combined lateral and vertical loads. Similar to the Kaiser parking garage, axial failure of the interior columns led to floor collapses that pulled the exterior frames of the structure inward. Figure 11.25 illustrates interior column and overall structure failures.

Bullock's department store was a three-story building (Youssef et al., 1996). The structural system consisted of a two-way concrete joist (waffle) floor system with column drop panels and cast-in-place concrete columns. It had been retrofitted with discontinuous shear walls. The failure included punching of the slab-column connections, leading to extensive collapse of the floor system (Figure 14.3). There was no evidence of slab reinforcement through the columns at the punched locations.

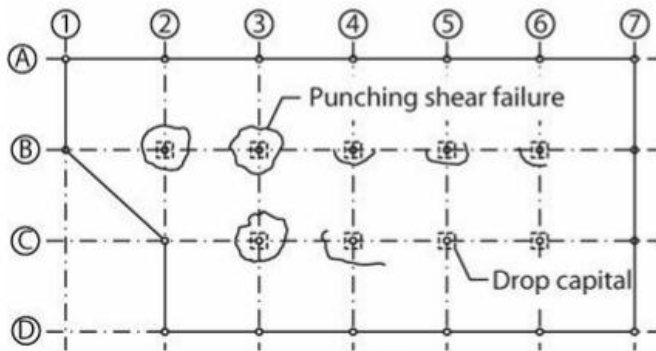


FIGURE 14.3 Damage and partial collapse of Bullock's department store in 1994 Northridge earthquake. (Used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.)

The Four Seasons office building had a four-story, cast-in-place structure (Sabol, 1996). The lateral system comprised perimeter moment frames. The interior framing was an unbonded post-tensioned flat-plate with drop capitals supported on columns. Several interior slab-column connections experienced punching failures, but the building did not collapse. Figure 14.4 illustrates the framing system and observed damage.



(a) Elevation (penthouse not shown)



(b) Plan



(c) Punching shear failure

FIGURE 14.4 Damage to unbonded post-tensioned slab-column frame in 1994 Northridge earthquake. (After Sabol, 1996.)

Several shear wall buildings experienced damage to floor slabs during the 2010 Chile earthquake. Figure 14.5 shows a typical example in which the floor slab acted as a coupling element between walls that were separated by door openings or hallways. Typical damage included flexural cracking and, in some cases, slab punching around the wall boundary elements.



FIGURE 14.5 Punching shear failure of a slab acting as a coupling element between two structural walls, 2010 Chile earthquake. View upward toward ceiling showing wall boundary and damaged slab.

14.3 Principles for Design of Gravity Framing

The main concern for gravity framing is damage that leads to the loss of the gravity-load-carrying capacity of the framing. Thus, the following principles should be foremost in gravity framing design:

1. Control deformation demands on gravity framing.
2. Confine column sections where yielding is expected.
3. Avoid shear and axial failures.

The following subsections provide additional details.

14.3.1 Control Deformation Demands

Gravity systems are rarely a problem in buildings with good drift control. For example, low-rise buildings with ample structural walls and stiff diaphragms generally have small lateral drifts and thereby protect gravity framing from damage. Buildings braced by frames and buildings with flexible diaphragms may have relatively larger lateral drifts that can result in damage to the gravity framing. High-rise buildings with structural walls also are susceptible to drift-induced damage, especially in upper stories where rigid-body rotations of the walls can result in relatively large story drift. Interferences with nonstructural components such as stairs or infill walls or with structural components such as inclined ramps should be accounted for in determining the drift demand and capacity.

14.3.2 Confine Column Sections Where Yielding Is Expected

Where the design deformation demands are high and the columns are weaker than the beams, inelastic flexural response of the columns should be anticipated. Such columns should be confined by closely spaced, well-configured transverse reinforcement that enables the development of ductile plastic hinges. Column confinement is especially important for columns having axial force near or above the balanced point. Where column longitudinal bars are lap-spliced immediately above the floor, transverse reinforcement should also be provided to improve lap splice performance.

14.3.3 Avoid Shear and Axial Failures

Shear failure of columns can result in relatively brittle behavior, possibly including axial failure, especially where transverse reinforcement is light and axial loads are high. Good practice is to provide transverse reinforcement that is sufficient to resist the shear corresponding to development of probable moment strengths in the columns or in the members framing into the columns.

Shear failure of beams generally is less critical than shear failure of columns. Nonetheless, the provided shear strength should not be less than the shear that is induced when the gravity framing is subjected to expected lateral displacements.

Where slab-column framing is used, slab shear reinforcement should be provided unless the expected lateral drifts and vertical connection shears are low. The slab-column connection should be

detailed with slab bottom reinforcement passing through the column cage. In the event that shear failure occurs, this reinforcement can suspend the floor slab from the column, thereby avoiding progressive collapse that cascades from one connection to others.

14.4 Analysis Guidance

14.4.1 Analysis Procedure

If a building is conceptualized as having gravity framing elements that are distinct from the lateral-force-resisting elements, then the usual approach for design is to develop an analysis model in which lateral resistance is provided only by the seismic-force-resisting system, with no lateral resistance from the gravity framing elements. Reactive mass of the entire building, however, including the mass associated with the gravity framing, must be represented in the model. Gravity loads tributary to the lateral-force-resisting system are assigned to that system. Additionally, where P -delta effects are significant, the P -delta effects associated with the gravity framing should be included. Usually, this can be done by introducing a “leaning column” that has no lateral resistance but that supports the gravity loads that are tributary to the gravity-framing system (Figure 14.6). As the structural model sways, the leaning column will develop P -delta moments that will increase the lateral forces applied to the lateral-force-resisting system.

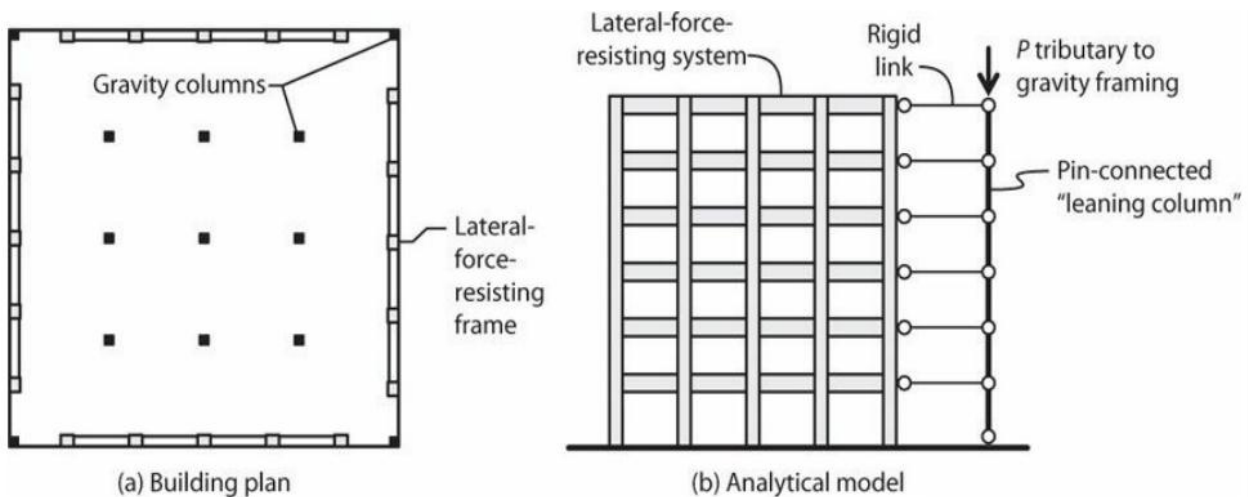


FIGURE 14.6 Planar analytical model for building braced by perimeter frames.

The preceding approach applies to buildings designed by prescriptive provisions of some building codes, including ASCE 7 (2010). As described in Chapter 11 of this text, the basic procedures of ASCE 7 use a linear-elastic model that represents the effective stiffness of the seismic-force-resisting system deformed to near the yield point. Effects of nonlinear response are represented in part by using a series of factors, including R , C_d , I_e , and Ω_0 . Using those procedures, the design displacements are the displacements from an equivalent elastic analysis (using un-reduced forces) multiplied by $C_d I_e / R$. As discussed in Chapter 11, this book recommends that $C_d I_e / R$ not be taken less than 1.0. See additional discussion in Chapter 11.

Where performance-based designs are adopted, the analytical model usually considers nonlinear

force-displacement relations of components and materials. In some approaches, only the lateral-force-resisting system is represented in the analytical model, with a leaning column to represent P -delta effects of the gravity-framing system. In other approaches (e.g., TBI, 2010), both the lateral system and the gravity-framing system are included in the analytical model. This latter approach generally produces a better analytical representation of the overall building behavior. It also allows for force and deformation demands on the gravity system to be obtained directly from the overall structural analysis model.

If the gravity framing is not included in the analytical model of the building framing system, then an additional analysis step is required to identify the effects of the lateral displacements on the gravity framing. For this purpose, an analytical model of the gravity framing is developed and subjected to lateral displacements obtained from the seismic analysis of the lateral system. ASCE 7 and ACI 318 require that the structural integrity of the gravity system be checked only at displacements corresponding to the Design Earthquake (DE) shaking level. Preferably, however, the gravity framing should be checked at lateral displacements corresponding to the Maximum Considered Earthquake (MCE) shaking level, or approximately 1.5 times DE displacements.

Regardless of the approach taken, the analytical model should conservatively bound the expected displacement amplitudes that will be imposed on the gravity framing, and should include, as appropriate, the effects of concrete cracking, foundation flexibility, and deformation of floor and roof diaphragms.

MCE or Maximum Considered Earthquake defines the peak horizontal accelerations with 2% probability of exceedance in 50 years. DBE or Design Basis earthquake (DBE) defines the peak horizontal accelerations with 10% probability of exceedance in 50 years. Determining MCE & DBE is part of the routine *probabilistic seismic hazard analysis* of the site.

For strategic installations, a site specific response spectrum is developed for soft soil sites after taking into account the soil-building interaction. The site specific MCE spectrum is developed by following the strict procedure. Once MCE is obtained, the DBE is taken as 2/3 times the MCE.

14.5 Design Guidance

14.5.1 Design Actions

Components of the gravity-framing system should be designed to support gravity loads and any other loads as the framing is subjected to expected lateral displacements. According to ACI 318, members not designated as part of the seismic-force-resisting system are to be evaluated for gravity load combinations of $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$ or $0.9D$, whichever controls, acting simultaneously with the design displacement, δ_u . The load factor on the live load, L , is permitted to be reduced to 0.5 except for garages, areas occupied as places of public assembly, and all areas where L is greater than 100 psf (4.8 kPa).

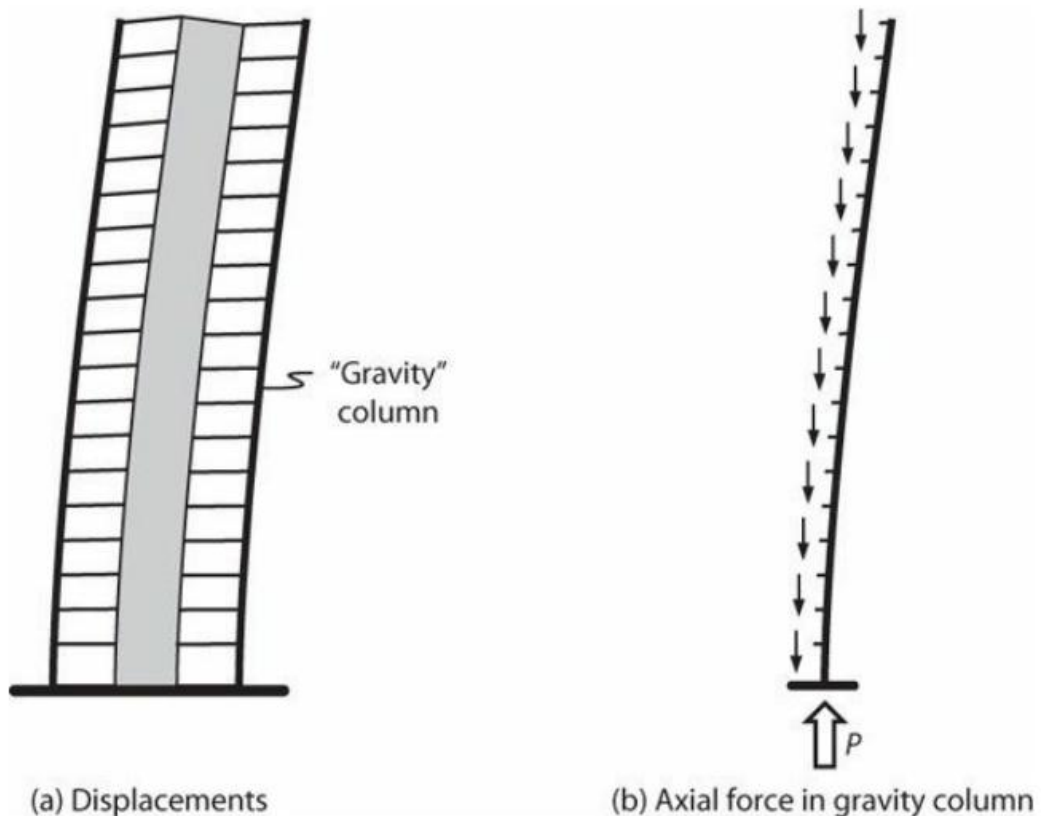


FIGURE 14.7 Axial force in gravity column due to overturning actions in tall building.

corresponding to the DE. The gravity system, however, should be capable of supporting applied loads under maximum expected displacements. This book recommends checking gravity framing under displacements due to MCE effects, which under ASCE 7 provisions are approximately 1.5 times the DE displacements.

14.5.2 Columns

According to ACI 318, the requirements for cast-in-place columns (and beams) depend on the magnitude of moments and shears induced in those members when subjected to the design displacement δ_u . Where the induced moments and shears do not exceed the design moment and shear strengths (M_n and V_n), the requirements given in Figure 14.8a apply. Where the induced moments or shears exceed the corresponding design strengths, the requirements given in Figure 14.8b apply. If the effects of δ_u are not checked explicitly, then the design is to be based on the assumption that induced moments and shears exceed the design moment and shear strengths, such that the requirements given in Figure 14.8b apply.

- Longitudinal reinforcement satisfies $0.01 \leq A_{st}/A_g \leq 0.06$.
- Transverse reinforcement is spirals, circular hoops, or rectilinear hoops and crossties, designed to resist shear corresponding to M_{pr} .
- Rectilinear hoops and crossties engage at least corner and alternate longitudinal bars, with no unsupported bar more than 6 in (150 mm) clear from a supported bar, and with spacing of supported bars h_x within cross section not exceeding 14 in (350 mm) on center. Where $P_u \geq 0.3A_g f'_c$ or $f'_c \geq 10,000$ psi (70 MPa), every longitudinal bar around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, with h_x not exceeding 8 in (200 mm).

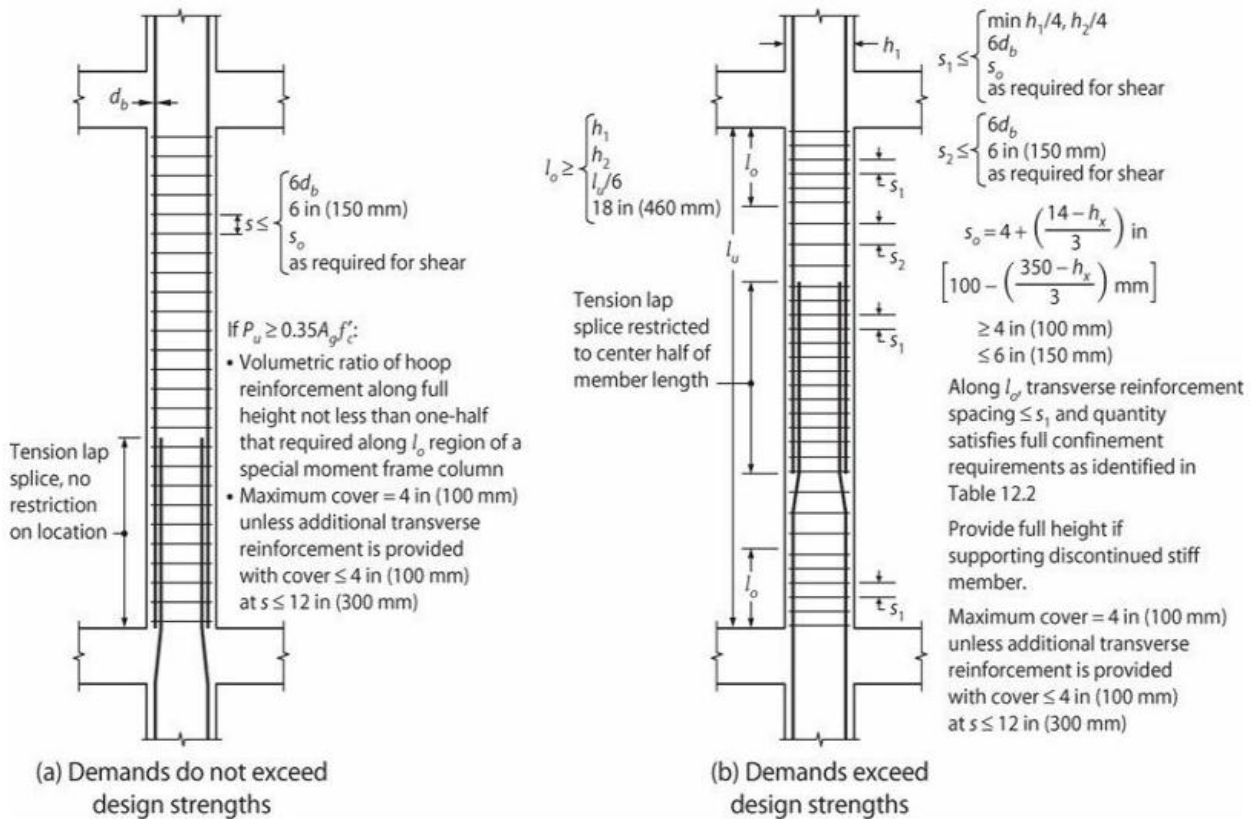


FIGURE 14.8 Requirements for columns not part of the seismic-force-resisting system. *Note:* If effects of displacements on demands are not calculated, then (b) applies.

Regardless of the magnitude of induced moments and shears, ACI 318 requires that columns be designed to have shear strength satisfying $V_n \geq V_e$. Nominal shear strength V_n is calculated in accordance with procedures for columns of special moment frames, that is, $V_n = V_s + V_c$, with $V_c = 0$ along length l_o if both (a) the earthquake-induced shear force represents one-half or more of the maximum required shear strength, and (b) the factored axial compressive force including earthquake effects is less than $A_g f'_c / 20$. Shear force V_e is determined using the maximum probable moment strengths M_{pr} at the ends of the column associated with the range of axial forces acting on the column. Alternatively, the column shear need not exceed the shear associated with development of probable moment strengths M_{pr} in the beams or slabs framing into the joints. The requirement to design for M_{pr} is due to the potentially high consequences of column shear failure and the low confidence in code-based design displacements. Where improved estimates of lateral displacements provide a high degree of confidence that column shear failure will not occur, it may be reasonable to relax the requirements.

Note that the permitted location of lap splices depends on the anticipated column demands. Where demands are relatively low, lap splices are designed as tension splices and can be located anywhere along the member length. Where demands are higher, lap splices are designed as tension splices and must be located within the middle half of the column length. The intent is to avoid a lap splice in the potential plastic hinge region. ACI 318 is unclear about the definition of column length, and a common interpretation is that column length refers to floor-to-floor height rather than clear height. Some engineers interpret the ACI 318 provision as requiring that the splice be centered at the mid-height, but be permitted to extend outside the middle half of the column length if necessary to accommodate the required lap splice length. Given that the end of the column is confined by closely spaced transverse reinforcement, and that the moment strength of the column is not being relied on for seismic resistance, this practice seems reasonable and should be permitted for gravity columns. The same allowance should not apply to columns designated as part of the seismic-force-resisting system.

Where demand forces exceed design strengths, some additional requirements apply. Materials (including concrete, reinforcement, welded splices, and mechanical splices) should conform to minimum requirements for special moment frames. Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, should have full confinement (as described in Figure 14.8b) over their full height at all levels beneath the discontinuity if the factored axial compressive force in the column, related to earthquake effect, exceeds $A_g f'_c / 4$ (or $A_g f'_c / 10$ where design forces have been amplified to account for overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system).

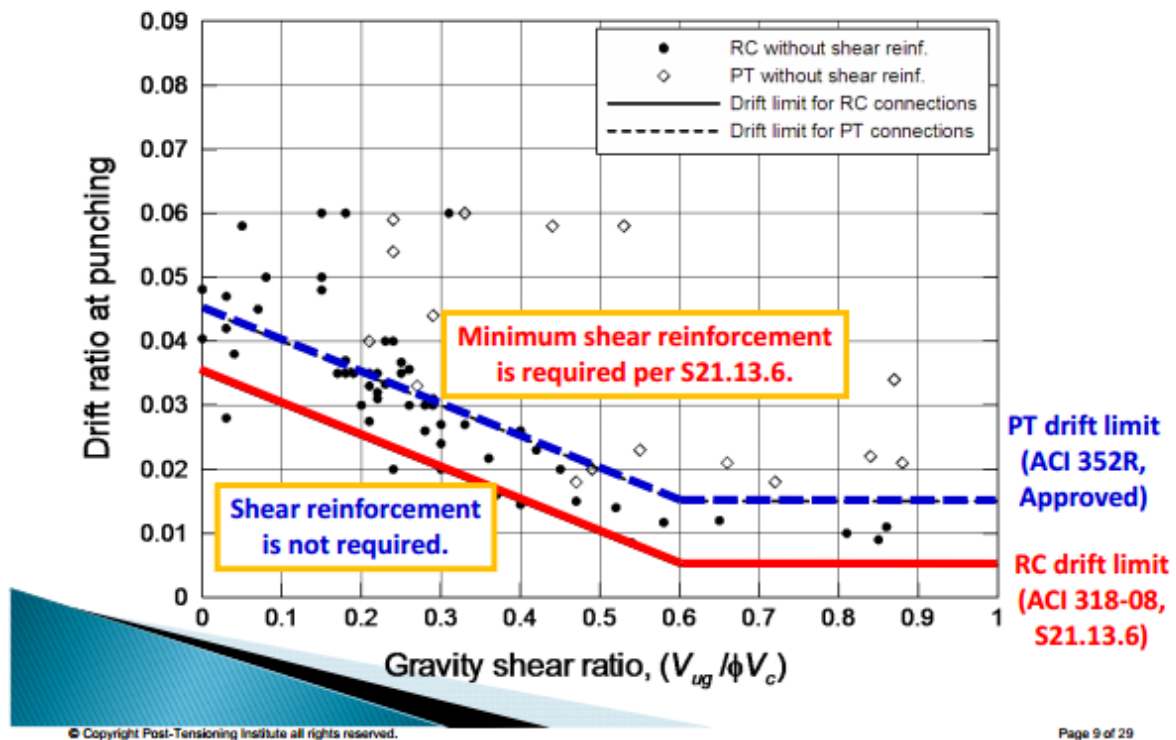
14.5.5 Slab-Column Framing

The primary concerns for slab-column framing are punching shear failure and progressive collapse due to punching at multiple connections. To address these concerns, ACI 318 has provisions for shear reinforcement and for structural integrity reinforcement, as described next.

Shear Reinforcement

Chapter 10 described how the drift capacity of a slab-column connection without shear reinforcement is sensitive to the magnitude of the vertical shear being supported by the connection. ACI 318 approximates the relation between the drift ratio capacity and the gravity shear using the bilinear relation shown in Figure 14.10. If a connection has combined shear and story drift ratio falling below the bilinear relation given in Figure 14.10, shear reinforcement is not required. Otherwise, shear reinforcement is required. For this purpose, the story drift ratio is taken as the larger of the story drift ratios of the adjacent stories above and below the slab-column connection. Gravity shear stress v_{ug} is the factored nominal shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment about the slab critical section (i.e., $v_{ug} = V_{ug}/b_o d$). The quantity v_c is the shear stress capacity of the critical section attributable to concrete (i.e., $v_c = V_c/b_o d$, where V_c is defined in Chapter 10), and $\lambda = 0.75$. This requirement should be checked at critical sections adjacent to columns, capitals, drop panels, and drop capitals. Note that ACI 352.1 (2011) recommends reducing the term V_c by factor $C_v = 0.75$ for Type 2 connections (those required to sustain gravity loads under earthquake-induced inelastic deformations).

Non-participating PT two-way slabs



جهت طراحی ستونهای غیر باربر جانبی ۲ ایجاد می کنیم.

مدل اول

بدون لحاظ اثر سختی خمشی ستونهای غیر باربر جانبی

(طراحی المانهای باربر جانبی مثل دیوارهای برشی و اجزای تشکیل دهنده قاب خمشی در صورت وجود بر اساس این مدل انجام می گیرد.)

مدل دوم

با لحاظ سختی خمشی ستونهای غیر باربر جانبی

جهت طراحی ستونهای غیر باربر جانبی، نیروی زلزله طبقات بایستی به وسیله رابطه زیر اصلاح شوند. در صورتی که هر کدام از این ستونها پاسخگوی تلاش ناشی از این نیروها نباشند بایستی مانند یک ستون ویژه خاموت گذاری شوند. طبیعتاً در هر صورت این ستونها بایستی برای بارهای زلزله معمولی جوابگو باشند. همچنین طراح می تواند بدون انجام این کنترل ستونها را به صورت ویژه خاموت گذاری نماید.

$$(F_2)_{final} = \frac{\Delta_1}{\Delta_2 \times C_d} \times F_2$$

Deformation compatibility for columns



Ties @ 18" spacing (1971 San Fernando EQ)



Spiral @ 3" pitch (1971 San Fernando EQ)



Lateral systems and Non-participating PT slab-column frames



Kang and Wallace (2005)

- ▶ PT frames: not to resist lateral loads in **high seismic regions**
- ▶ Lateral systems (SMRF or walls) designed for all lateral load resistance and stiffness
- ▶ Deformation compatibility should be met for PT connections & frames

© Copyright Post-Tensioning Institute all rights reserved.

Page 8 of 28

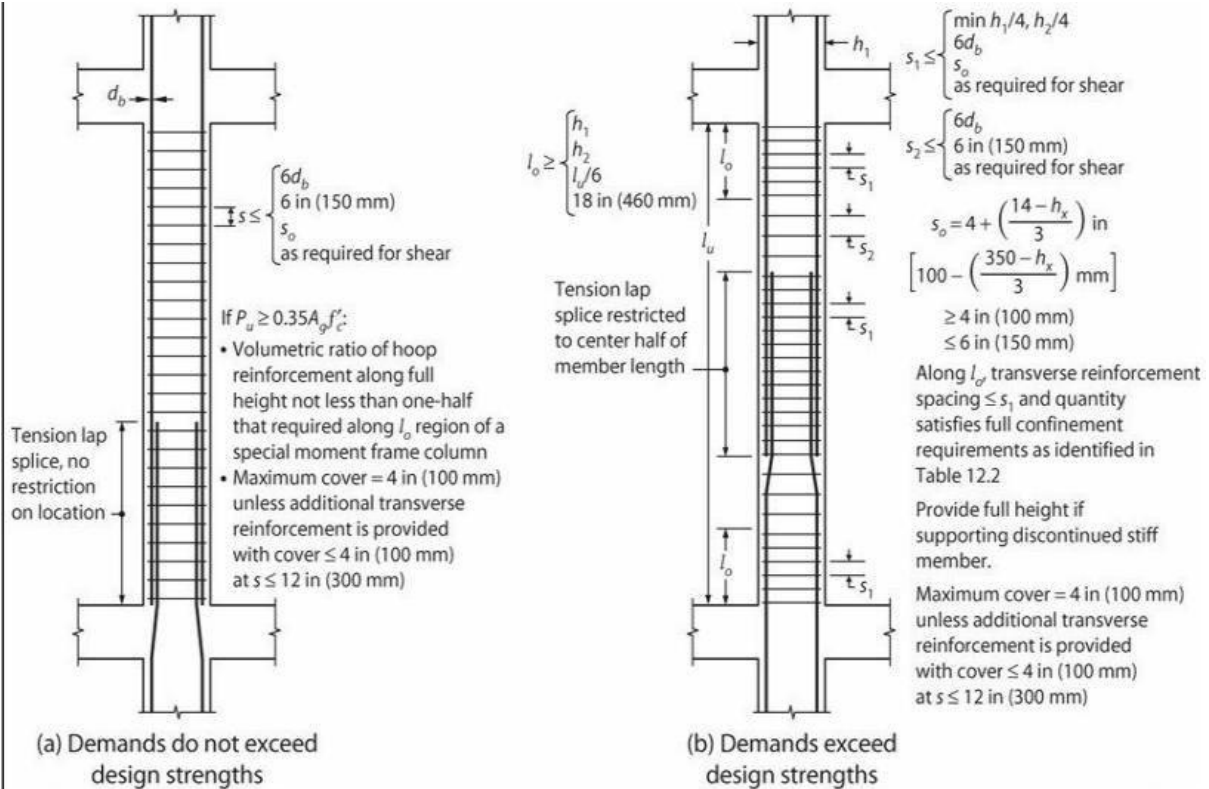


FIGURE 14.8 Requirements for columns not part of the seismic-force-resisting system. Note: If effects of displacements on demands are not calculated, then (b) applies.