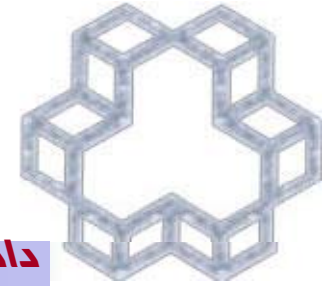


فصل دوم

مباحث پيشرفته در طراحی پيرس

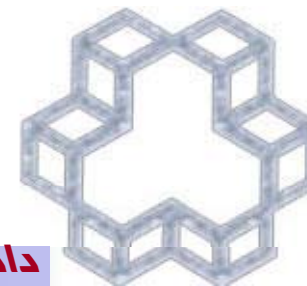
جزوه بتن پیشرفته

کردآوری : دکتر سید بهرام بهشتی

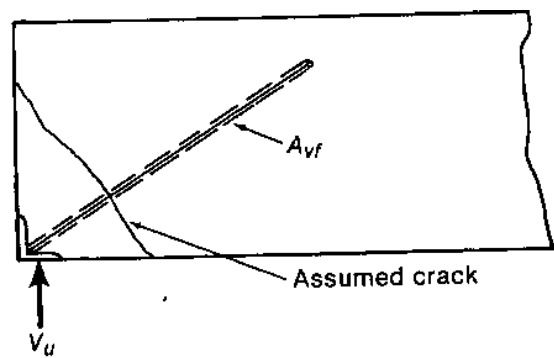


قسمت اول

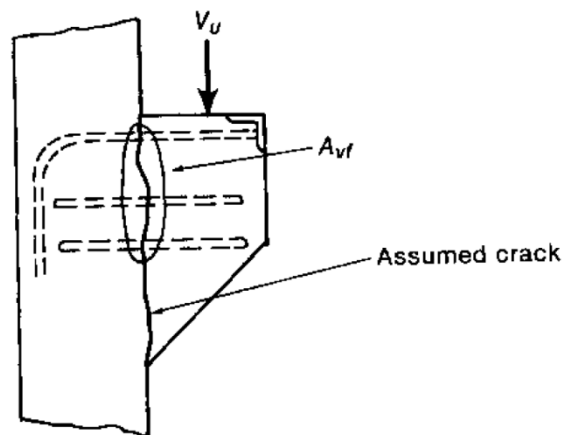
برش اصطکاکی



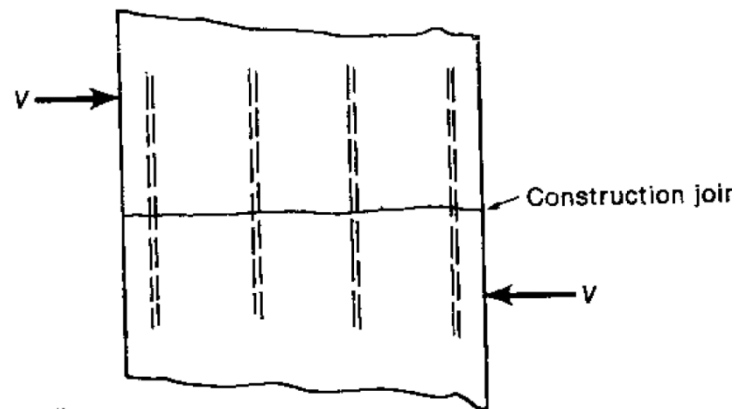
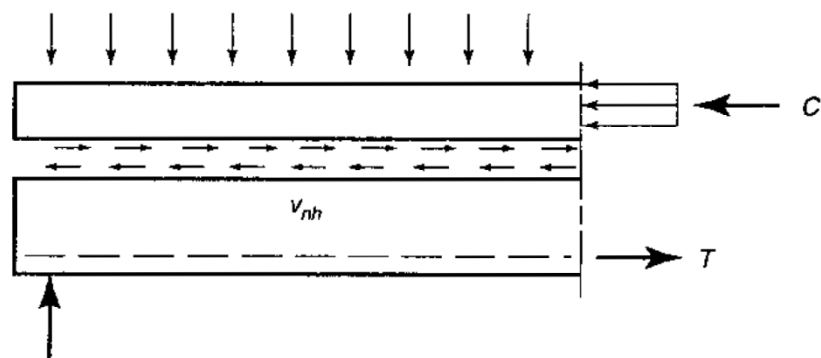
این فصل اختصاص دارد به مقاومت برشی بین اعضاء و یا قسمت هایی از اعضاء که نسبت به یکدیگر حرکت میکنند.

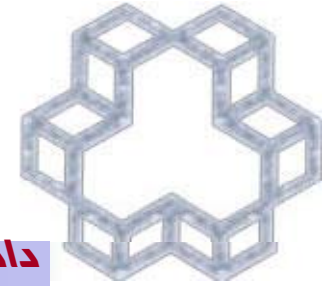


Precast beam bearing.



(b) Corbel

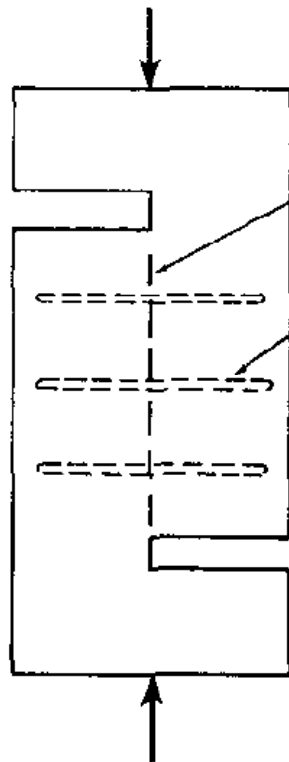




آزمایش Mattock

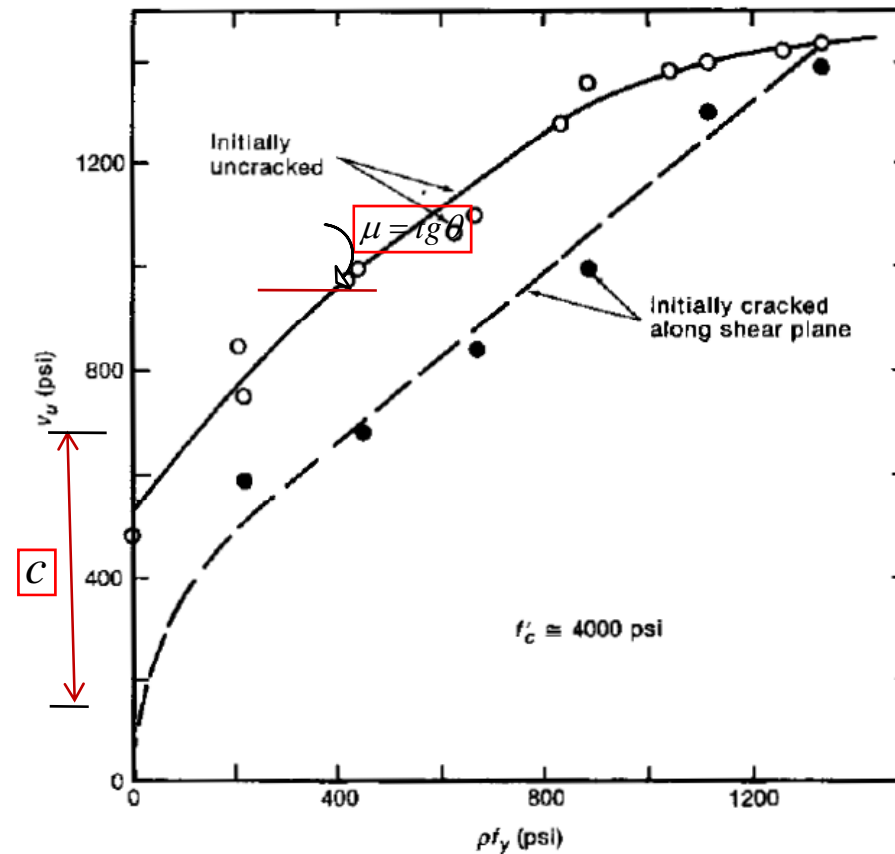
بطور قابل ملاحظه ای مقاومت بالاتری برای مقاطع ترک نخورده نسبت به مقاطع ترک خورده بدست می آید
 برای مقادیر بالای ρf_y هر دو منحنی به یک حد از V_u میرسند.

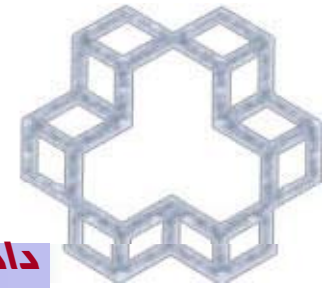
$$V_n = C + \mu \sigma$$



صفحه برش

فولاد عرضی





برش اصطکاکی

وقتی یک نیروی برشی به یک سطح ترک خورده ابتدایی یا به سطحی که لایه ای از بتن بر روی لایه ای دیگر از بتن سخت شده قرار گرفته، وارد میشود، حرکت لایه ها نسبت به هم باعث جدایی بین سطح ها میشود (در شکل a نشان داده شده است) اگر میلگردهایی عمود بر سطح ترک خورده وجود داشته باشد هنگام جدایی سطح، کشیده میشوند و بنابراین تنش وارده بصورت کششی عمل میکند. برای اینکه نیروها در حالت تعادل باشند یک نیروی فشاری مورد نیاز است (در شکل b نشان داده شده است) برش در عرض ترک بصورت زیر منتقل میشود:

۱. اصطکاک ناشی از تنش فشاری. ۲. بوسیله قفل و بست های ناشی از بیرون زدگی بین سنگدانه ها در سطح های ترک خورده. اگر میلگرد های عرضی بر صفحه برش عمود باشند، **Mattock** رابطه زیر را برای تعیین مقاومت برشی یک سطح ترک خورده پیشنهاد کرده است:

$$V_n = 0.8A_{vf} f_y + A_c K_1$$

AC: قسمتی از مقطع بتنی که در برابر انتقال

نیروی برشی مقاومت میکند (mm^2)

$K_1 = 2.8 MPa$: برای بتن با وزن نرمال

$K_1 = 1.4 MPa$: برای تمامی بتن های سبک

وزن

$K_1 = 1.7 MPa$: برای بتن با شن و ماسه سبک

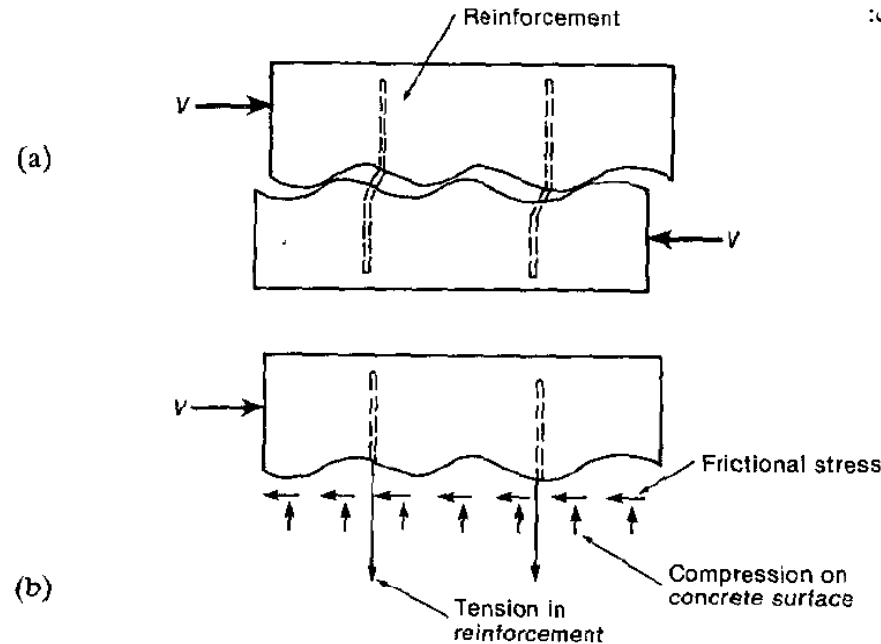
وزن

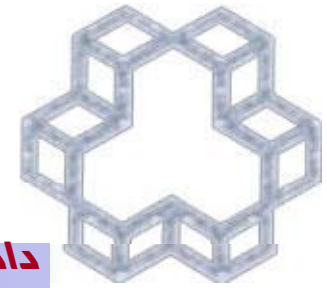
این مقادیر K_1 هم برای قالب بتنی که بصورت

یکپارچه ساخته میشود و هم بتنی که در برابر

بتن سخت شده با یک سطح زبر ساخته شده بکار

میرود.





الزامات طراحی در ACI:

الزامات طراحی را برای حالت های زیر در نظر گرفته است:

هنگامیکه انتقال برش را در طول یک صفحه در نظر بگیریم (برای مثال بعنوان یک ترک بالقوه, یک رابط بین مواد غیر همسان, یا یک رابط بین دو قالب بتنی در زمان های مختلف)

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \implies A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

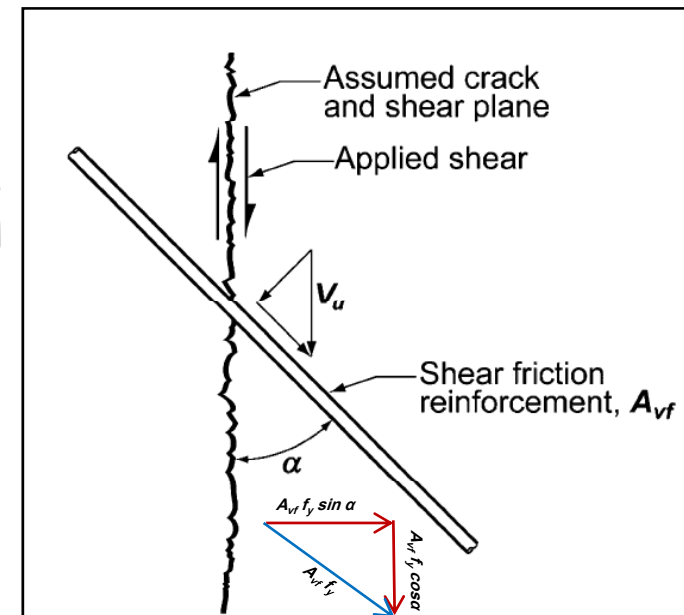
زمانیکه میلگردهای برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل هستند (بعنوان مثال در جائیکه نیروهای برشی, تنش کششی در میلگردهای اصطکاکی برشی ایجاد میکنند)

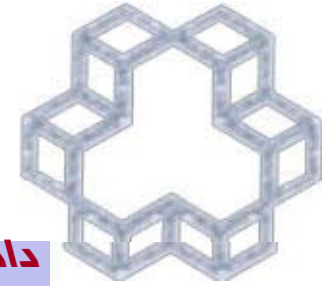
V_n باید با رابطه زیر محاسبه شود

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

α : زاویه بین میلگردهای برشی اصطکاکی و صفحه برش

The value of f_y used for design of shear friction reinforcement shall not exceed 420 MPa.





فصل ۹ ACI:

مقاومت و کارایی مورد نیاز

$\phi = 0.75$

$$U = 1.4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

W = wind

F = loads due to weight and pressures of fluids

E = load effects of earthquake

S = snow load

D = dead loads

L = live loads

Lr = roof live load

H = loads due to weight and pressure of soil,

T = cumulative effect of temperature, creep,

shrinkage, differential settlement, and shrinkage-compensating concrete

ACI APPENDIX C

بارگذاری جایگزین و ضرائب کاهش مقاومت

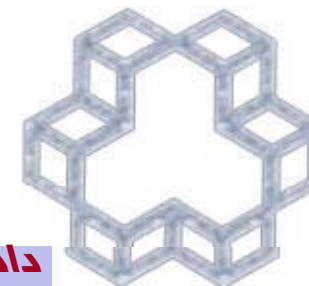
$\phi = 0.85$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + (1.6W \text{ or } 1.0E)$$

$$U = 0.9D + (1.6W \text{ or } 1.0E)$$

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$



ضریب اصطکاک است که طبق روابط زیر بدست می آید:

ضریب اصطکاک μ از روابط زیر محاسبه میشود:

بتن بصورت یکپارچه ریخته شود..... 1.4λ

بتن در مقابل بتن سخت شده قرار دارد

سطح بتن ناصاف باشد..... 1.0λ

بتن در مقابل بتن سخت شده قرار دارد

بتن صاف باشد..... 0.6λ

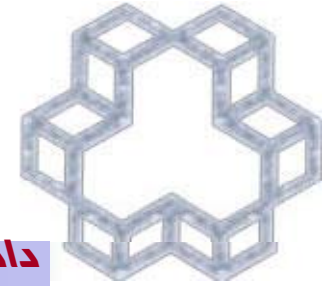
بتنی که توسط میلگردهای تقویتی

فولاد ساختمانی نورد شده مهار شده است..... 0.7λ

$\lambda = 1.0$ برای بتن سبک

$\lambda = 0.75$ برای تمامی بتن های سبک

علاوه بر این λ باید با محاسبه نسبت حجمی سنگدانه های بتن سبک و نرمال محاسبه شود و نباید از 0.85 بیشتر شود.



نیروی کششی و فشاری پایدار:

اگر نیروهای کششی N_u در عرض صفحه برش وارد شوند باید با میلگردهای کششی در حالت تعادل باشند.

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y}$$

A_n : علاوه بر میلگردهای برش اصطکاکی

نیروهای فشاری دائمی در عرض ترک C_u , بطور مستقیم با نیروی $A_v f_y$ جمع میشود.

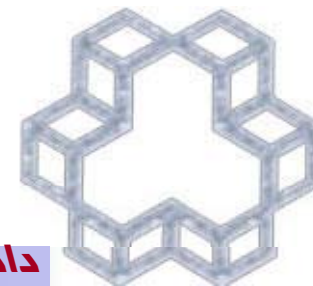
$$V_n = (A_v f_y + C_u) \mu$$

نکته:

V_n نباید از کمترین مقادیر $0.2fc'Ac$, $5.5Ac$, تجاوز کند
 AC مساحت مقطع بتنی که در برابر انتقال نیروی برشی مقاومت میکند

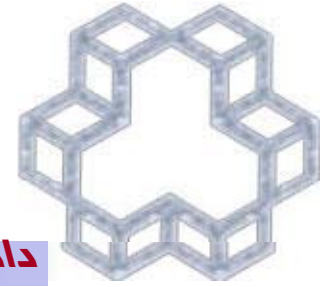
نکته:

فقط میلگردهایی که تنش کششی ناشی از حرکت کشویی به آنها وارد میشود در $A_v f_y$ محاسبه میشوند.
میلگردهایی که مایل هستند، تنش فشاری به آنها وارد میشود و در نتیجه پیچ میخورند و سطوح ترک خورده را از هم جدا میکند و در نتیجه برش اصطکاکی را کاهش میدهد.

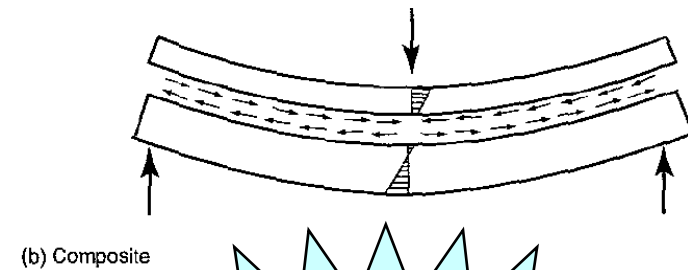
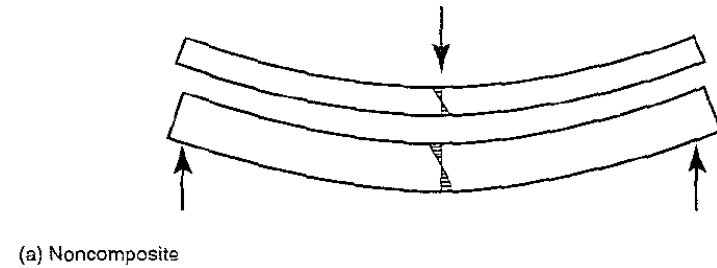


قسمت دوم

پژوهای مرکب



تیرهای پیش ساخته یا تیرهای فولادی غالباً دارای یک دال در بالای خود هستند و در طراحی فرض میشود که بصورت یکپارچه عمل میکنند، چنین ترکیبی از تیر و دال به تیر کامپوزیت موسوم است. در اینجا تنها به تیرهای کامپوزیت پرداخته میشود یعنی تیر بتنی پیش ساخته است یا بتن دیگر زودتر ریخته میشود.



اگرچه مکانیزم برش افقی و برش اصطکاکی مشابه هستند (اگر یکسان نباشند)، تفاوت قابل ملاحظه ای بین آنها وجود دارد. فرمول برش اصطکاکی فقط برای صفحات برشی نسبتاً کوتاه معتبر میباشد (با طول چند فوت) ولی در جائیکه ماکزیم تنش محلی وجود دارد مقاومت برشی بالایی برای ناحیه های انتقال برش بزرگ میدهد. برای مقادیر کم $\rho_v f_y$ غیر محافظه کارانه میباشد.

ACI دو روش برای محاسبه تنش برشی افقی پیشنهاد میکند:

$$\phi V_{nh} \geq V_u$$

$$v_n = V_n / b_v d.$$

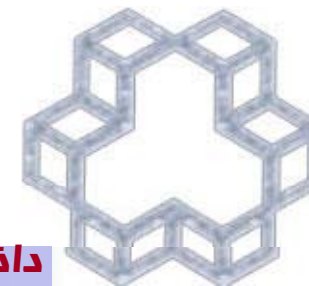
$$v_{nh} = \frac{V_u / \phi}{b_v d}$$

نیروی برشی افقی V_{nh}

فرمول بالا بر این اساس است که در یک المان بر روی جان تیر

آزمایشات نشان میدهد که مقاومت نهایی یک تیر کامپوزیت، چه در حالتیکه عضو در لبه باشد یا نباشد، یکسان میباشد.

به همین دلیل **ACI** در قسمت ۱۷.۲.۴ اجازه میدهد که محاسبات مقاومت تنها با توجه به کل عضو انجام شود.



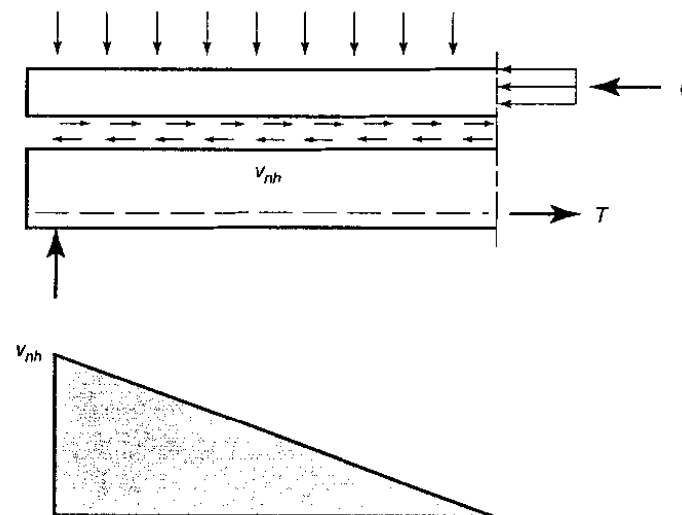
۲. برش افقی با توجه به تغییرات نیروی فشاری یا کششی دال در هر قسمتی از طول آن محاسبه میشود.

در وسط دهانه نیرو در ناحیه فشاری C میباشد (همانطور که در شکل سمت راست نشان داده شده است)

کل این نیرو در بالای سطح مشترک عمل میکند، در انتهای تیر نیرو بر روی بال صفر میباشد.

بنابراین نیروی برشی افقی که در طول سطح مشترک بین وسط دهانه و تکیه گاه منتقل میشود، برابر است با:

$$V_{nh} = C$$



زمانیکه **tie**ها برای مقاومت در برابر برش افقی محاسبه شده از معادله بالا بکار گرفته شده اند، توزیع آنها باید بطور تقریبی بازتاب نیروی برشی در عضو باشد.

این موضوع بیان میکند که تنش های برشی افقی باید از فرمول زیر محاسبه شوند:

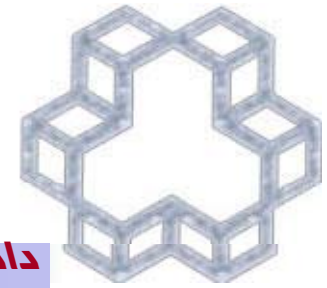
$$v_{nh} = \frac{KV_{nh}}{A_c}$$

AC: سطح تماس

K: ضریبی که توزیع نیروهای برشی در طول عضو را نشان میدهد، **K** برابر است با برش در نقطه ای که بوسیله برش متوسط تقسیم شده است.

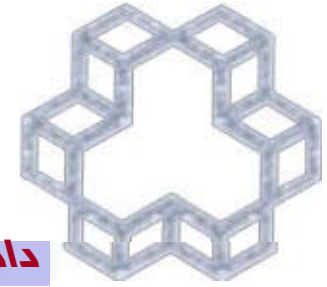
برای تیر بالا **K** از ۲ در انتهای تیر تا صفر در وسط دهانه تغییر میکند.

بنابراین توزیع تنش های برشی افقی مانند آنچه در شکل نشان داده شده میباشد، برای یک نیروی برشی ثابت **K** برابر با یک میباشد.



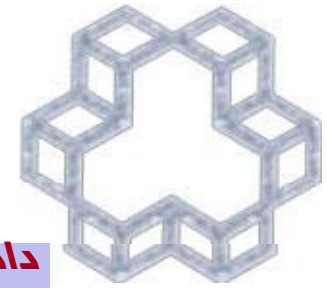
هر دو روش نتایج یکسانی میدهند.
محدودیت های روش ACI برای V_{nh} در جدول زیر نشان داده شده است.

Contact Surfaces	Ties	V_{nh}
Intentionally roughened	None	$0.6b_v d$
Not roughened	Minimum from 17.6	$0.6b_v d$
Intentionally roughened	$A_v f_y$	$\left(1.8 + \frac{0.6 A_{vh} f_y}{b_w s} \right) \lambda b_v d$ <p style="text-align: center;"><i>but not more than $3.5b_v d$</i></p>



قسمت سوم

روش عدد فشاری و کششی



مقدمه

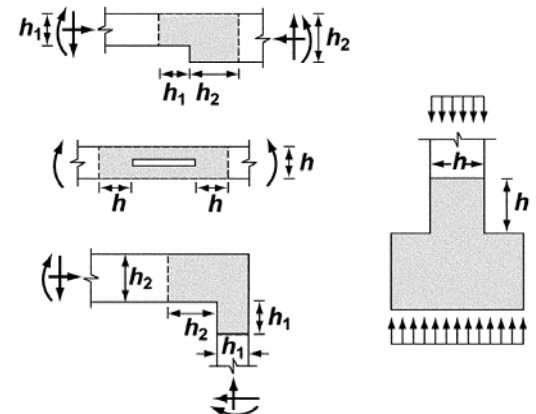
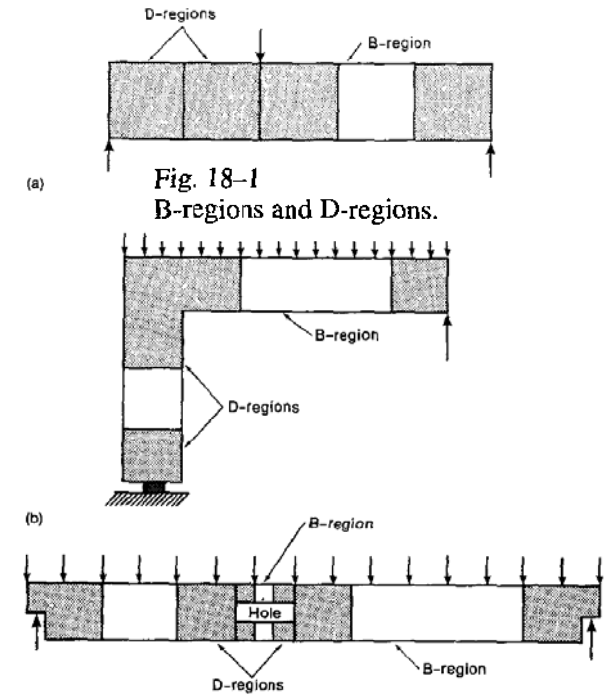
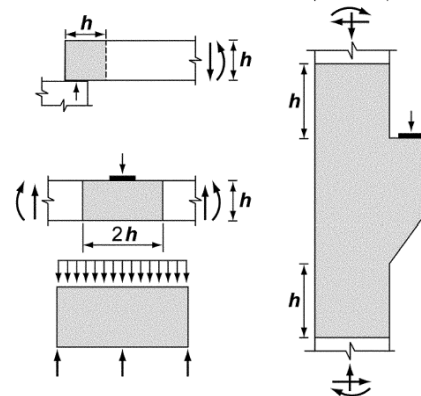
اعضای سازه ای به قسمت هایی که ناحیه B (B-region) نامیده میشوند (در این ناحیه تئوری های تیر بکار گرفته میشود و کرنش خطی میباشد) و قسمت های دیگری که ناحیه های غیر پیوسته (D region) (مجاور ناپیوستگی) در حالیکه تئوری های تیر بکار گرفته نمیشود) نامیده میشوند، تقسیم میشوند.

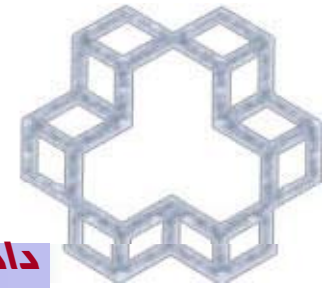
در ناحیه های D قسمت اعظمی از بار توسط نیروهای صفحه ای تحمل میشوند. مثال هایی از D regions ناحیه های نزدیک بارگذاری متمرکز و عکس العمل های تکیه گاهی، کوربل ها، تیرهای عمیق، گره ها، dapped ends، تغییرات ناگهانی در عرض مقطع، سوراخ ها و دیگر ناپیوستگی ها میباشد.

قانون St.Venant بیان میکند که تأثیر موضعی یک اختلال، در حد اندازه عمق عضو از نقطه اختلال از بین میرود.

بر پایه این فرض D regions به اندازه عمق عضو از هر طرف در محل ناپیوستگی گسترش پیدا میکند.

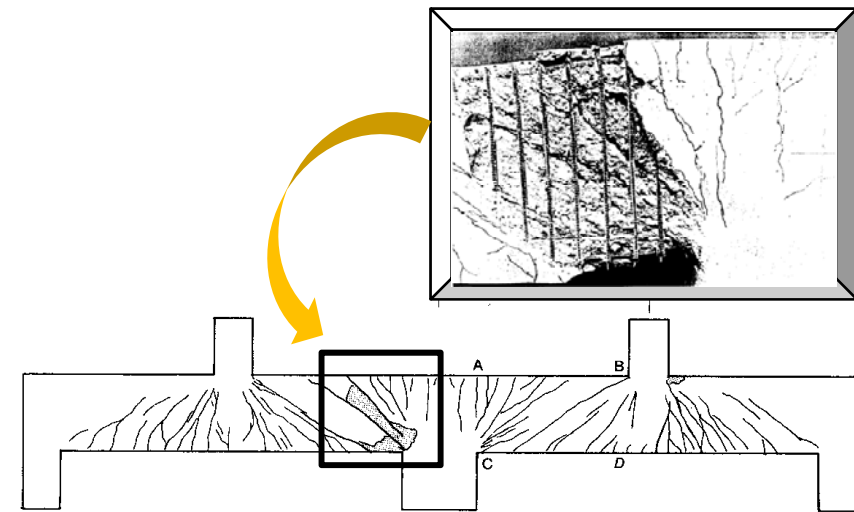
شکل ۱۸-۱ ناحیه های D و B را در چند عضو سازه ای نشان میدهد.



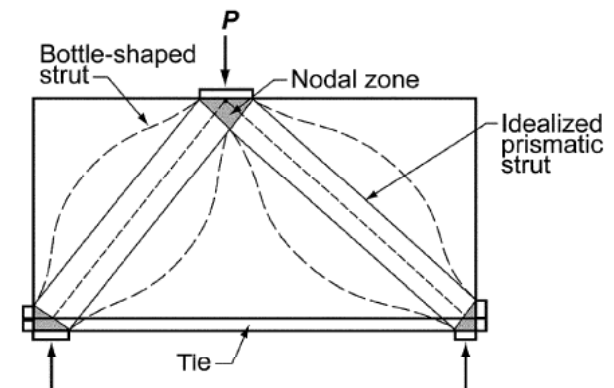


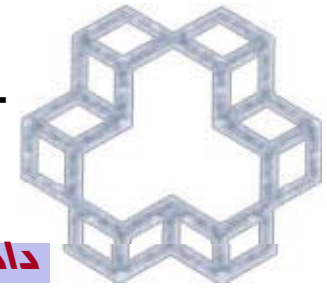
رفتار D-regions

قبل از وقوع ترک یک رشته تنش الاستیک وجود دارد که با آنالیز استاتیکی تعیین میشود (مثل یک آنالیز اجزای محدود) ترک در این رشته تنش ها اختلال ایجاد میکند و سبب یک جهت گیری مجدد مهم از نیروهای داخلی میشود. بعد از ترک نیروهای داخلی با استفاده از مدل Strut & Tie میشوند (شامل Strut های فشاری بتن, Tie های کششی فولادی و گره هایی که بعنوان نواحی گرهی شناخته میشوند).



اگر استرات های فشاری در نواحی انتهایی شان باریکتر از نواحی وسط باشند, ممکن است به ترک های طولی منجر شود. از طرف دیگر استرات های با میلگرد عرضی برای مهار ترک نیروی بیشتری تحمل میکنند و با وقوع ترک های طولی میشکنند, همانطور که در شکل بالا نشان داده شده است. هم چنین با تسلیم Tie های کششی یا شکست نواحی گرهی شکست ممکن است اتفاق بیفتد. اغلب اوقات, شکست با تسلیم Tie های کششی که تمایل به شکل پذیری بیشتری دارند آغاز میشود.





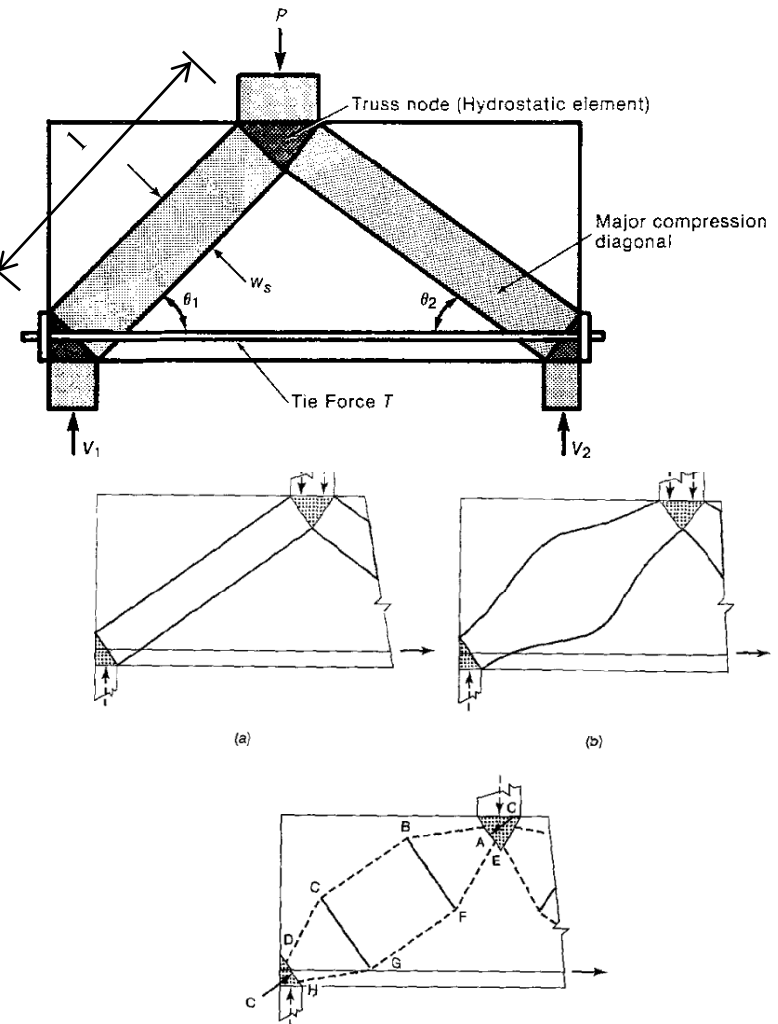
استرات های فشاری

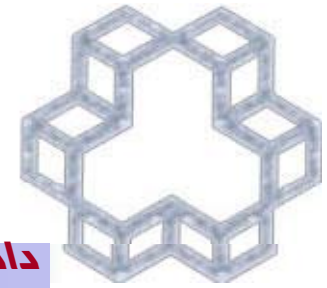
در یک مدل **Strut & Tie** استراتها نشان دهنده تارهای تنش فشاری بتن با غالب بودن فشار در جهت استرات میباشند. در حالت مطلوب استراتها به شکل منشوری یا بطور یکنواخت باریک شونده میباشند اما اغلب مقطع عرضی در طول استرات تغییر میکند (همانطور که در شکل ۱۸-۵-b نشان داده شده است).

به دلیل پهن تر بودن استرات در نواحی میانی نسبت به نواحی انتهایی، مطلوب میباشند استرات هایی که در پهنای تغییر میکنند بطوری شکل باشند (همانطور که در شکل ۱۸-۵-b نشان داده شده است). یا از مدل خرپایی موضعی استفاده کنیم. (مانند آنچه در شکل ۱۸-۵-c نشان داده شده است).

توزیع نیروهای فشاری برای کشش های عرضی که سبب ترک طولی در استرات میشود، اگر استرات میلگرد عرضی نداشته باشد ممکن است در صورت وقوع این ترک به شکست منجر شود ولی اگر میلگردهای عرضی کافی فراهم شود استرات با به شکست میرسد.

در مدل های **Strut & Tie** استراتهای فشاری با خط چین در طول محور طولی آنها نشان داده میشوند.





شکست استرات به علت ترک های طولی

۱۸-۶-a انتهای یک استرات بطری شکل رانشان میدهد، پهنای تکیه گاه با a و ضخامت استرات با t نامگذاری میشود و در وسط دهانه، استرات طول مؤثر b_{ef} را دارد.

فرض میشود که ناحیه بطری شکل در انتهای استرات گسترش پیدا میکند (تقریباً ۱.۵ برابر b_{ef} از انتهای استرات)، در مثال ها $b_{ef} = 1/3$ در نظر گرفته میشود،

۱: طول استرات (فاصله گره ها)

برای استرات های کوتاه b_{ef} نباید کمتر از a باشد.

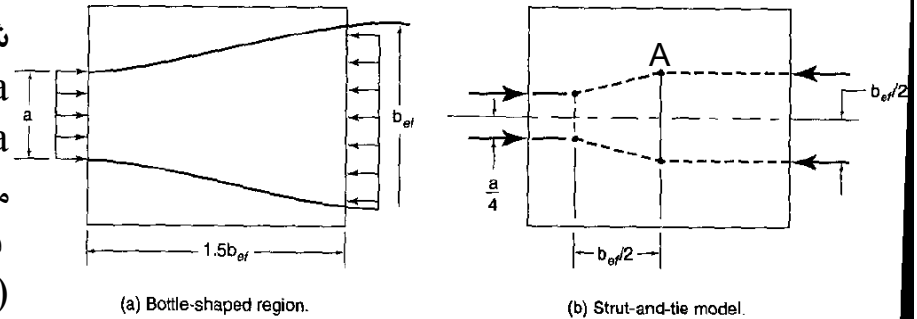
فرض میکنیم که در استرات های بطری شکل در هر انتها $b_{ef} = a + 1/6$ (که نباید از پهنای ناحیه گره ای بیشتر باشد).

شکل ۱۸-۶-b یک مدل **Strut & Tie** برای ناحیه بطری شکل را نشان میدهد.

بر طبق فرضیات فاصله طولی استرات مورب برابر با $b_{ef}/2$ میباشد. نیروی کششی عرضی T در یک انتهای استرات برابر است با:

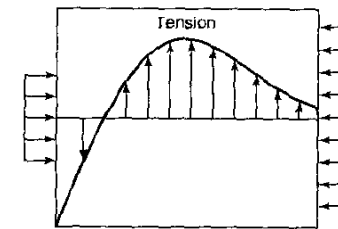
$$T = \frac{C}{2} \left(\frac{b_{ef}/4 - a/4}{b_{ef}/2} \right)$$

$$T = \frac{C}{4} \left(1 - \frac{a}{b_{ef}} \right)$$



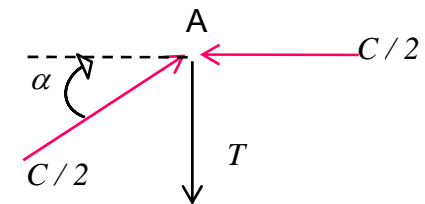
(a) Bottle-shaped region.

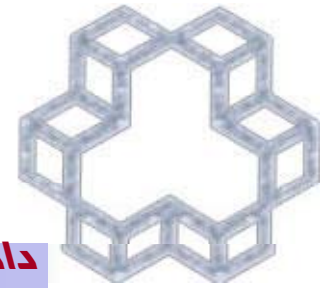
(b) Strut-and-tie model.



(c) Transverse tensions and compressions.

Fig. 18-6
Cracking of compression struts.





ماکزیمم نیرو در یک استرات مسلح نشده در یک دیوار، مثل عضوی در یک تیر عمیق (در شکل ۵-۸-۱) که با ترکی در استرات همراه است از معادله ۲-۱۸ بدست می آید.
در این معادله فرض میشود که نیروهای فشاری تنها در یک جهت امتداد میابند.
اگر ناحیه تکیه گاهی در پهنای عضو گسترش پیدا نکند، تنش های کششی عرضی در طول استرات وجود خواهد داشت که به میلگردهایی در ضخامت استرات به مانند شکل ۷-۱۸ نیاز میباشد.

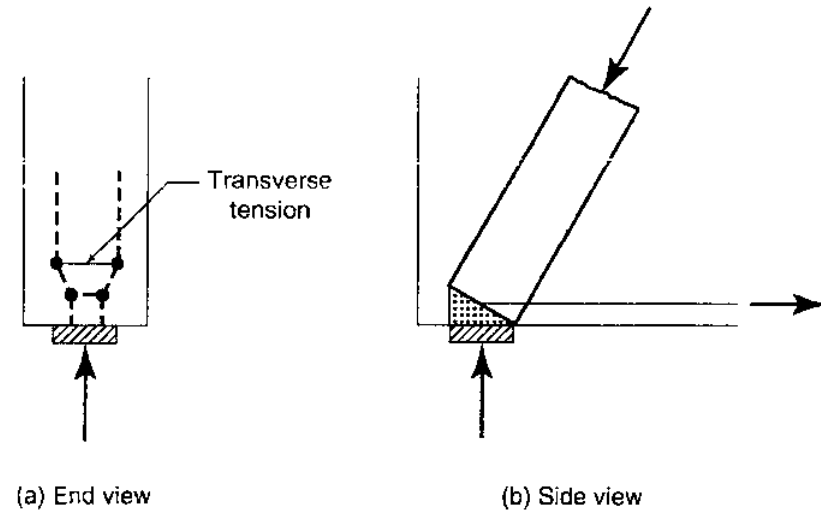


Fig. 18-7
Transverse spread of forces through the thickness of a compression strut.

A.2.6 طراحی Strut & Tie و ناحیه های گرهی بر پایه رابطه زیر انجام میشود:

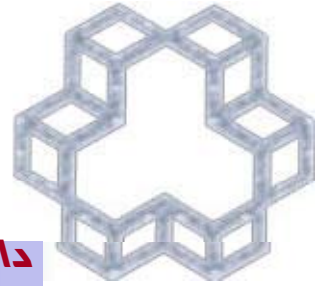
$$\phi F_n \geq F_u \quad (A-1)$$

F_u : نیروی وارده در طول استرات یا در ناحیه گرهی.

F_n : مقاومت اسمی استرات یا ناحیه گرهی و ϕ از ضمیمه 9.3.2.6 تعیین میشود.

9.3.2.6

مدل های Strut & Tie (ضمیمه A) و Strut ها و Tie ها و نواحی گرهی و سطوح تکیه گاهی درچنین مدل هایی.....0.75



مقاومت استرات ها:

A.3.1 مقاومت اسمی فشاری یک استرات بدون میلگردهای طولی (F_{ns}) باید کوچکتر از

مقدار زیر در دو انتهای استرات باشد.

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (A-2)$$

Strut: مساحت مقطع عرضی یک انتهای A_{cs}

f_{ce} : مقدار کوچکتر (a), (b)

(a) مقاومت مؤثر فشاری بتن در استرات (در قسمت A.3.2 داده شده است)

(b) مقاومت مؤثر فشاری بتن (در قسمت A.5.2 داده شده است)

A.3.2 مقاومت مؤثر فشاری بتن f_{ce} در یک استرات باید با کمک رابطه زیر محاسبه شود

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (A-3)$$

A.3.2.1 برای یک استرات با مقطع ثابت در طول آن $\beta_s = 1.0$

A.3.2.2 برای استرات بطری شکل

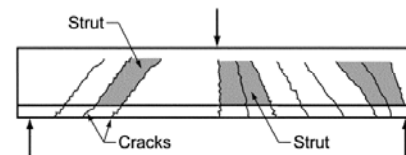
(a) با میلگردهای مورد نیاز A.3.3 $\beta_s = 0.75$

(b) بدون میلگردهای مورد نیاز در A.3.3 $\beta_s = 0.60\lambda$

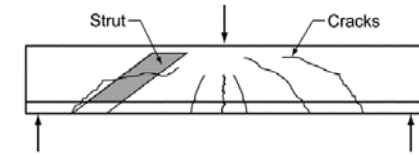
مقدار λ از جدول ۱-۶-۸ محاسبه میشود

A.3.2.3 برای اعضای کششی در استرات یا بال های فشاری اعضا... $\beta_s = 0.40$

A.3.2.4 برای سایر موارد $\beta_s = 0.60\lambda$



(a) Struts in a beam web with inclined cracks parallel to struts - Section A.3.2.4



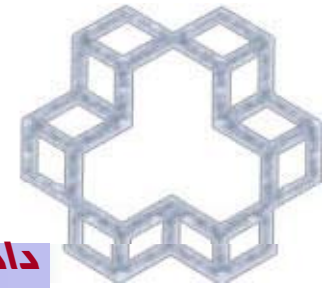
(b) Struts crossed by skew cracks - Section A.3.2.4

8.6 — Lightweight concrete

8.6.1 — To account for the use of lightweight concrete, unless specifically noted otherwise, a modification factor λ appears as a multiplier of $\sqrt{f'_c}$ in all applicable equations and sections of this Code, where $\lambda = 0.85$ for sand-lightweight concrete and 0.75 for all-lightweight concrete. Linear interpolation between 0.75 and 0.85 shall be permitted, on the basis of volumetric fractions, when a portion of the lightweight fine aggregate is replaced with normalweight fine aggregate. Linear interpolation between 0.85 and 1.0 shall be permitted, on the basis of volumetric fractions, for concrete containing normalweight fine aggregate and a blend of lightweight and normalweight coarse aggregates. For normalweight concrete, $\lambda = 1.0$. If average splitting tensile strength of lightweight concrete, f_{ct} , is specified, $\lambda = f_{ct}/(6.7 \sqrt{f'_c}) \leq 1.0$.

A3.2.4

مقدار β_s مندرج در بند A.3.2.4 برای اجزای فشاری کاربرد دارد که شامل ضوابط بندهای A3.2.1, A3.2.2, A3.2.3 نباشند. نمونه هایی از این حالت شامل اجزای فشاری در ناحیه تحت فشار جان تیر هست که در آن ترک های قطری موازی شبیه به حالتی هستند که جان بصورت اجزای فشاری مورب تقسیم بندی شده و اجزای فشاری دارای یک زاویه با ترک ها باشند.



میلگردهای محصور کننده:

ترک های طولی استرات ها مانع رسیدن آنها به مقاومت فشاری نهایی اشان میشود
 برای جلوگیری از شکست طولی استرات ها باید از میلگردهای افقی و قائم به منظور مقاومت در برابر نیرو های کششی استفاده شود.
 T طبق رابطه زیر بدست می آید:
 بنابراین استرات باید بوسیله میلگردهای تقریباً عمود بر آن قطع شود با مقاومت جاری شدن:

$$T = \frac{C}{2} \left(\frac{b_{ef} + a}{b_{ef}} \right) \quad A_s f_y \geq \Sigma \left[\frac{C}{4} \left(1 - \frac{a}{b_{ef}} \right) \right] \quad (18-5)$$

Σ جمع مقادیر دو انتهای استرات

اگر میلگرد با زاویه θ نسبت به استرات قرار داشته باشد، $A_s f_y \sin \theta$ باید به نسبت $\sin \theta$ در دو جهت تقسیم شود، این میلگردها، میلگردهای محصور کننده میباشند.

بجای استفاده از مدل **Strut & Tie** برای محاسبه میلگردهای لازم برای کنترل ترک میتوان از بخش **A.3.3.1**، آئین نامه **ACI** که روابطی را جهت کنترل ترک ارائه داده استفاده کرد.

A.3.3. اگر مقدار β_s که در رابطه **A.3.2.2a** داده شده استفاده شود باید در محور استرات از میلگردهای عرضی استفاده شود تا بتواند تنش های کششی عرضی را تحمل کند، در اینجا فرض میشود که در استرات از نسبت طولی به عرضی ۲ به ۱ استفاده شده است.

A.3.3.1. برای f_c' کوچکتر از 42 Mpa ملزومات معادله **A.3.3** باید بکار گرفته شود تا محور استرات که با میلگردهای عرضی همراه است رابطه زیر را ارضاء کند.

$$\Sigma \frac{A_{s_i}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003$$

(A-4)

A_{s_i} : مساحت کل میلگردها با فاصله s_i از هم در لایه i ام

α_i زاویه میلگردها با استرات

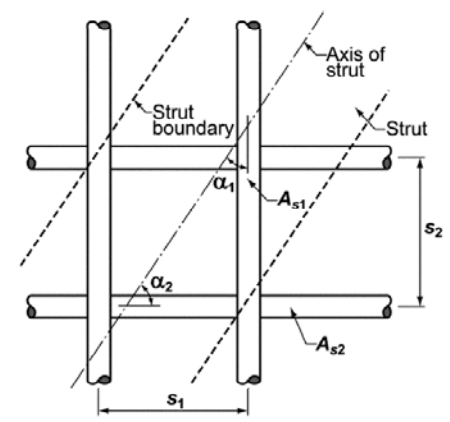
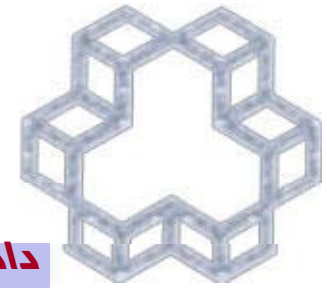


Fig. RA.3.3—Reinforcement crossing a strut.



طراحی استرات های فشاری:

زمانیکه مدل Strut & Tie، مقاومت فشاری طبق مراحل زیر محاسبه میشود:
۱. اگر میلگرد عرضی در استرات وجود نداشته باشد، مقاومت استرات با محاسبه فشاری که سبب ترک میشود بدست می آید که مساوی یا بیشتر از رابطه زیر میباشد:

$$C_{cr} = 0.85(0.6\lambda)f'_c A_t$$

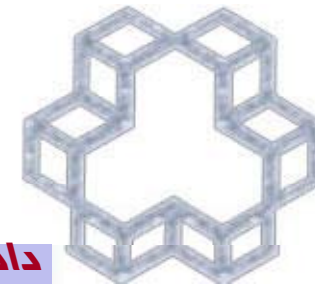
A پهنای گره ، t ضخامت المان.

۲. اگر استرات با میلگردهایی که معادله ۵-۱۸ یا A-4 را برآورده میکند ، همراه باشد ، مقاومت اسمی استرات با توجه به کوچکترین مقطع عرضی استرات و مقاومت مؤثر بتن که در A3 داده شده است، محاسبه میشود.

A.3.5

برای افزایش مقاومت یک جزء فشاری، امکان استفاده از آرماتور فشاری وجود دارد. آرماتور فشاری باید بصورت مناسب در محدوده یک جزء فشاری و به موازات محور آن مهار شده و توسط تنگها یا ماریچهای برآورد کننده ضوابط بند ۷.۱۰ محصور شود. در چنین حالتی، مقدار مقاومت اسمی آرماتور طولی یک جزء فشاری برابر با مقدار زیر است:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s$$



Tie های کششی:

مؤلفه اصلی دوم از یک مدل Strut & Tie ، Tie های کششی میباشد.
 Tie های کششی یک یا چند لایه از فولاد در جهات یکسان را نشان میدهد که با توجه به $A_{ts}f_y > F_{nt}$ طراحی شده اند.
 $F_{nt} = F_{ut}/f$: نیرویی است که بوسیله Tie تحمل میشود.
 این احتمال وجود دارد که به علت کافی نبودن مقاوت گیرداری انتها Tie های کششی بشکنند.
 لنگرگاه Tie ها در ناحیه گرهی یک بخش مهمی از طراحی D-region در مدل Strut & Tie میباشد.
 Tie های کششی بوسیله خطوط توپر در مدل Strut & Tie نشان داده میشوند، محور میلگردها در Tie باید متقارن با محور Tie ها در مدل Strut & Tie باشد.

A.4.2

عرض مؤثر جزء کششی که از آن در طراحی استفاده میشود، بر اساس توزیع آرماتور جزء کششی بین مقادیر زیر تغییر میکند.

الف) چنانچه میلگردهای جزء کششی در یک لایه باشند، عرض مؤثر جزء کششی را میتوان مطابق شکل RA.1.6(a) برابر قطر میلگرد جزء کششی بعلاوه دو برابر ضخامت پوشش تا صفحه میلگرد در نظر گرفت.

ب) حد بالایی عملی عرض جزء کششی را میتوان برابر عرض متناظر با عرض جزء کششی در یک ناحیه گرهی هیدرواستاتیک در نظر گرفت که بصورت زیر محاسبه میشود:

$$w_{t,max} = F_{nt} / (f_{ce} b_s)$$

بطوریکه f_{ce} برای ناحیه گرهی مطابق بند A.5.2 محاسبه میشود. چنانچه عرض جزء کششی از بند الف) بیشتر شود، مطابق شکل RA.1.6(b) باید آرماتور جزء کششی بصورت تقریباً یکنواخت در عرض و ضخامت جزء کششی توزیع شود.

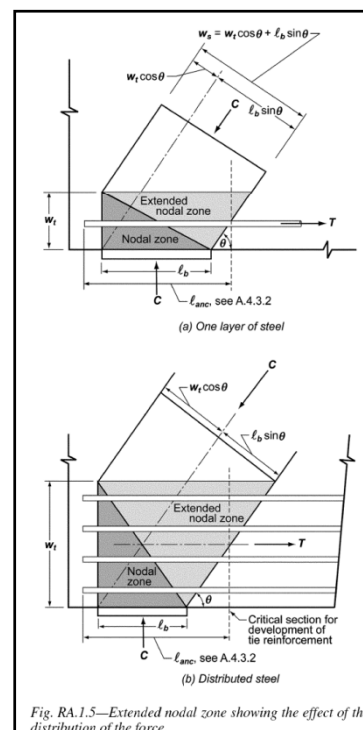
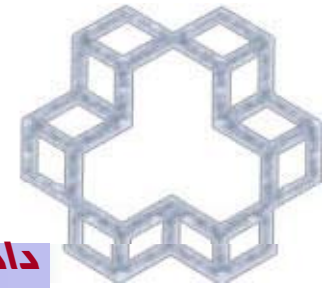


Fig. RA.1.5—Extended nodal zone showing the effect of the distribution of the force.



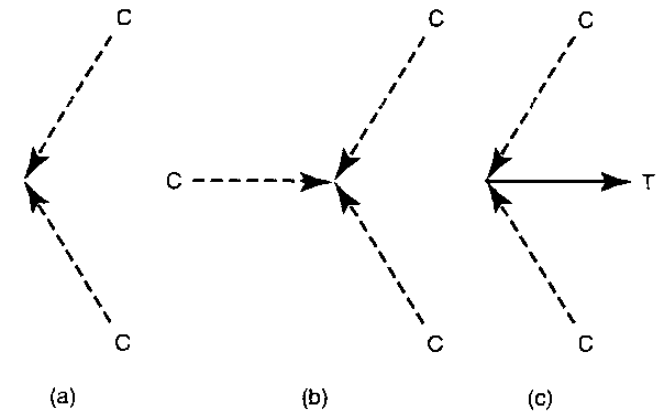
نواحی گرهی:

گره ها در مدل STRUT & TIE بعنوان نواحی گرهی شناخته میشوند. سه یا تعداد بیشتری نیرو در یک گره وارد میشود، نیروهایی که در یک گره وارد میشود باید در حالت تعادل باشند.

$$\Sigma F_x=0, \Sigma F_y=0, \Sigma M=0$$

شرط سوم بیان میکند که خط های هیدرواستاتیک محل اعمال نیرو باید از یک نقطه مشترک عبور کنند.

دو نیروی فشاری نشان داده شده در شکل A در حالت تعادل نیستند مگر اینکه یک نیروی سومی بکار گرفته شود (همانطور که در شکل B یا C نشان داده شده است).



نواحی گرهی به گروه های زیر تقسیم بندی شده اند:

CCC: اگر سه نیروی فشاری با هم در حالت تعادل باشند (شکل b)

CCT: اگر یک نیروی کششی باشد مانند شکل b.

گره های CTT و TTT نیز ممکن است اتفاق بیفتند.

۲ راه مشترک نواحی گرهی در شکل ۹-۱۸ و ۱۰-۱۸ نشان داده شده است.

فرض میشود که استرات های فشاری منشوری تحت تنش های فشاری تک محوری قرار دارند.

مقطعی عمود بر محور استرات تنها تحت تنش های فشاری قرار دارند در حالیکه

مقاطع با زوایای دیگر تحت تنش های فشاری برشی قرار دارند.

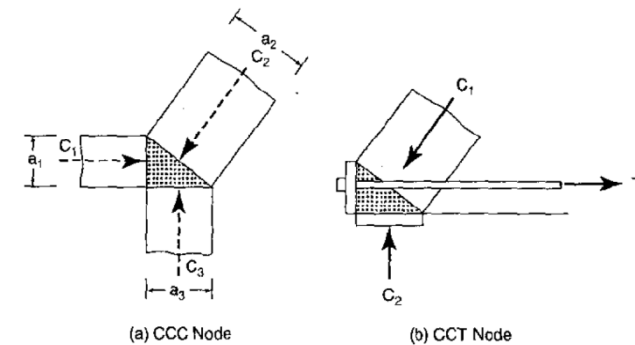
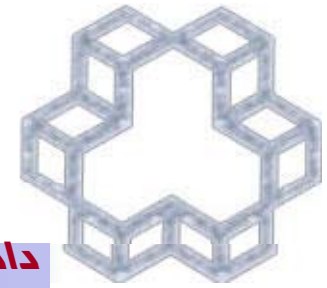


Fig. 18-9
Hydrostatic nodal zones.



نواحی گرهی با خرد شدن از بین میروند، Tie های کششی مهار شده در طراحی از نقاط با اهمیت میباشند اگر یک Tie کششی در یک ناحیه گرهی مهار شود یک ناسازگاری بین کرنش های کششی در میلگردها و کرنش های فشاری یتن در گره بوجود می آید، این امر باعث ضعیف شدن گره میشود.

یک روش قرارگیری نواحی گرهی، قرار دادن گره ها در زاویه های راست نسبت به محور strut ها یا tie هایی که در یک گره هستند، میباشند (همانطور که در شکل ۱۸.۹ نشان داده شده است) و فشار تکیه گاهی در هر قسمتی از گره یکسان باشد.

زمانیکه این امر برای گره C-C-C انجام شود، نسبت طول ها در هر قسمت گره بصورت روبرو میباشند: $a_1 : a_2 : a_3$ که با نسبت نیروها در اعضاء در محل تقاطع گره که بصورت $C_1 : C_2 : C_3$ میباشند برابر میباشند. (همانطور که در شکل ۹-۱۸ نشان داده شده است).

اگر یکی از نیروها کششی باشد، عرض آن قسمت از گره با استفاده از یک صفحه تکیه گاهی فرضی در انتهای Tie محاسبه میشود که فرض میشود یک فشار تکیه گاهی در گره برابر با تنش فشاری در محدوده گره اعمال شود. (همانطور که در شکل 18-9-b نشان داده شده است).

گره هایی که در این حالت قرار دارند، المانهای هیدرواستاتیک به حساب می آیند (به دلیل اینکه تنش های صفحه ای در این گره در همه جهات یکسان میباشند).

در این حالت دایره موهر برای تنش های صفحه ای به یک نقطه تبدیل میشود.

استفاده از المان های هیدرواستاتیک در طراحی بجز برای گره های CCC صحیح نمیباشد.

اخیراً طراحی نواحی گرهی با توجه به ناحیه گرهی که مشتمل بر بتن با الحاقات اعضایی که در گره قرار دارد، ساده سازی شده. (همانطور که در شکل ۱۰-۱۸ نشان داده شده است).

شکل 18-10-a یک گره CTT را نشان میدهد در اینجا میلگردها باید در قسمت چپ گره مهار شوند. طول ld که در لایه های پایینی میلگردها باید ادامه پیدا کند، نشان داده شده است.

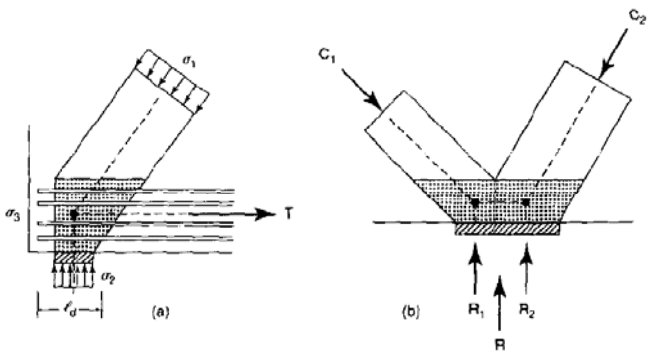
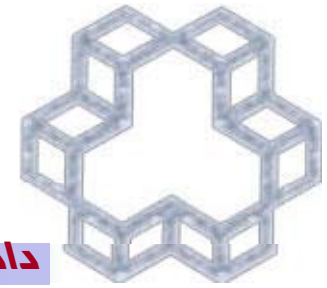


Fig. 18-10
Nodal zones within the intersections of members.

- تنش وجه عمودی گره با σ_3 نشان داده شده میشود که برابر با نیروی T میباشند که به بخش هایی تقسیم میشود:
1. تنش های $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ میتواند نابرابر باشد، به شرط اینکه شرایط زیر برقرار باشد.
 2. تنش ها محدود به معادله A3 باشد.
 3. تنش ها در هر وجهی ثابت باشد.
- مثال دیگری در شکل 18b نشان داده شده است در اینجا گره به دو قسمت تقسیم میشود، ضروری است که تنش ها به گره ها منتقل شوند و تنش ها در خطوط عمودی به دو گره تقسیم شوند که محدود به رابطه A3 باشد.



ناحیه بادبزنی:

یک ناحیه بادبزنی مجموعه ای از استرات های فشاری میباشد که از محل اعمال نیروی متمرکز عبور میکنند تا نیرو را بین مجموعه ای از Tie های کشش پخش کند (مثل خاموتها در تیرها) یک مثال در شکل ۱۱-۱۸ نشان داده شده است.

ناحیه فشاری:

ناحیه فشاری مجموعه ای از استرات های فشاری موازی هم میباشد که با Tie های کششی مناسب و تارهای فشاری ترکیب میشود مانند شکل ۱۱-۱۸

نیروی چرخشی، چرخش های U شکل

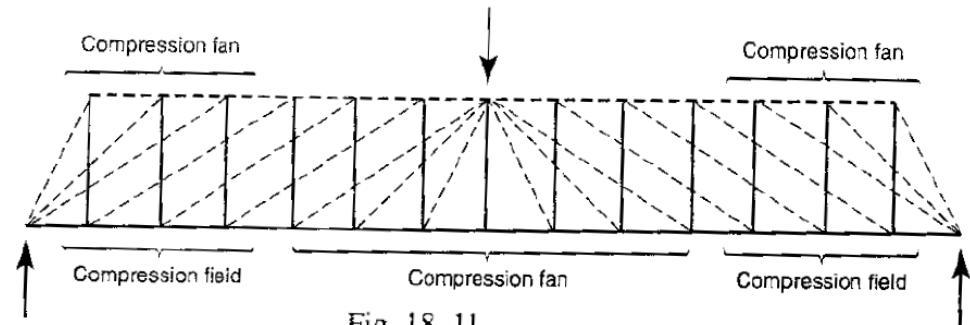
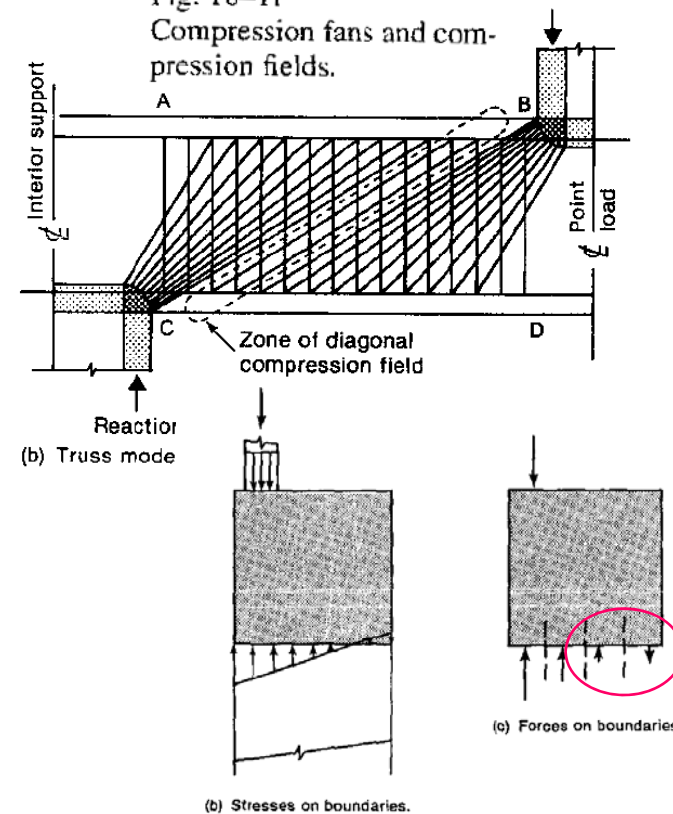


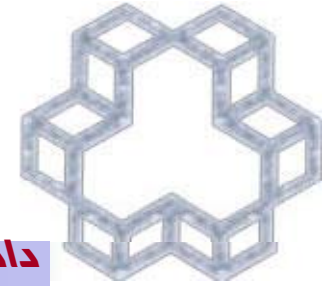
Fig. 18-11

Compression fans and compression fields.



(b) Stresses on boundaries.

(c) Forces on boundaries.



مقاومت نواحی گرهی

A.5.1 مقاومت فشاری اسمی ناحیه گرهی F_{nm}

$$F_{nm} = f_{ce} A_{nz} \quad (A-7)$$

f_{ce} : مقاومت فشاری مؤثر بتن در ناحیه گرهی (در معادله A.5.2 داده شده است).
 A_{nz} : مساحت سطحی از گره که Strut & Tie عمل میکند برابر با کوچکترین مقدار a و b میباشد.
 (a) سطحی از ناحیه گرهی که در آن F_u وارد میشود. (عمود بر خطی که نیروی F_u وارد میشود).
 (b) سطحی از مقطع در ناحیه گرهی (عمود بر راستای اعمال نیرو بر مقطع)

A.5.2: بجز در حالتیکه میلگردهای محصور کننده در ناحیه گرهی وجود داشته باشد، تنش فشاری مؤثر محاسبه شده f_{ce} منتهی به نیروی Strut & Tie نباید از مقدار زیر تجاوز کند.

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (A-8)$$

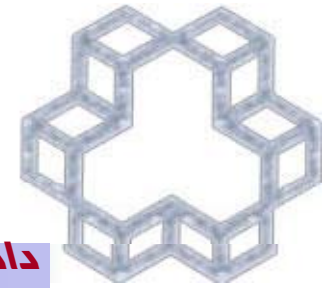
مقدار β_n در A.5.2.1 از A.5.2.3 داده شده است.

A.5.2.1 در ناحیه گرهی (C-C-C) محدود شده با استرات ها یا ناحیه تکیه گاهی یا هر دو $\beta_n = 1.0$

A.5.2.2 در ناحیه گرهی محصور شده (C-C-T) با یک Tie $\beta_n = 0.80$

A.5.2.3 در ناحیه گرهی محصور شده (C-T-T or T-T-T) با دو یا بیشتر Tie $\beta_n = 0.60$.

A.5.3 در یک مدل Strut & Tie سه بعدی، مساحت هر سطحی نباید کمتر از مقدار داده شده در A.5.1 باشد. و شکل هر قسمتی از نواحی گرهی باید مشابه شکل تصویر انتهایی استرات های متقارن با نواحی گرهی باشد.



تقسیم نواحی گرهی

در ناحیه گرهی نشان داده شده در شکل RA.1.6(a) عکس العمل R مساوی با مؤلفه های عمودی نیروهای C1, C2 میباشد. غالباً محاسبات راحتتر میشود اگر مؤلفه R تقسیم شود بر R1 که مساوی با مؤلفه عمودی C1 و R2 که مساوی با مؤلفه عمودی نیروی C2 میباشد, همانطور که در شکل RA.1.6(b) نشان داده شده است

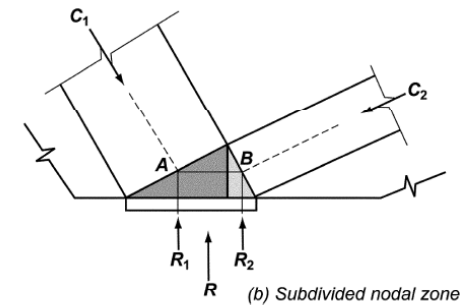
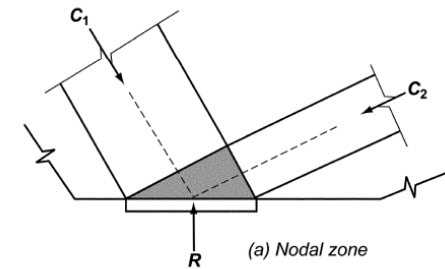
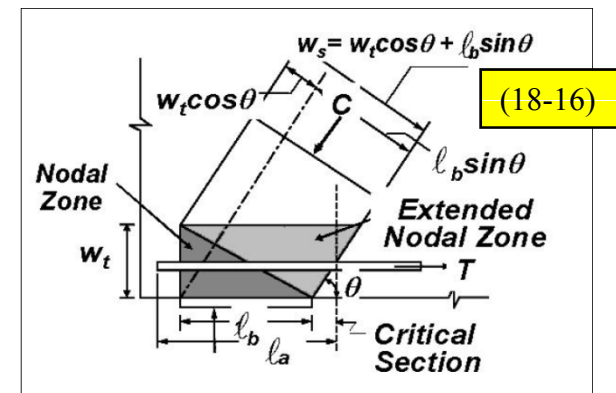
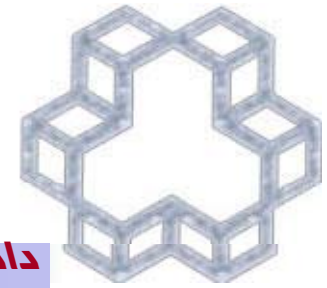


Fig. RA.1.6—Subdivision of nodal zone.

هندسه نواحی گرهی هیدرواستاتیک

اگر عرض (استرات w_s) با توجه به نیروی استرات محاسبه شده با استفاده از معادله $F_{nn} = f_{ce} A_{nz}$ بزرگتر از عرض داده شده بر طبق معادله ۱۶-۱۸ باشد, ضروری است که w_t یا l_b یا هر دو را افزایش دهیم تا عرض محاسبه شده با استفاده از رابطه ۱۶-۱۸ برابر یا بیشتر از عرض محاسبه شده بوسیله نیروی استرات شود.





مدل های Strut & Tie

میزان درستی و اعتبار یک مدل Strut & Tie در یک مسئله بستگی به این بستگی دارد که مدل موقعیت صحیحی را نشان دهد، تیرهای بتنی یک مقدار محدودی از بازتوزیع نیروهای داخلی را تحمل میکنند (به علت تغییر از حالت الاستیک ترک نخورده به حالت الاستیک ترک خورده و حالت پلاستیک ترک خورده اگر خرابی انتخاب شده به تغییر شکل های بسیار زیادی برای رسیدن به مرحله کاملاً پلاستیک نیاز داشته باشد)

مدل های Strut & Tie در دو مرحله رسم میشوند، در بیشتر موارد استرات ها را با خط هایی که از محور مرکزی عبور میکنند نشان میدهیم (همانطور که در شکل ۳-۱۸ نشان داده شده است).

اگرچه در سطوح متراکم شده جهت استرات ها و شیب هایشان و تقاطع شان به شدت تحت تأثیر پهنا میباشد (مثل شکل ۴-۱۸) در چنین مسئله هایی لازم میباشد به پهنای استرات ها توجه شود و تمام یا قسمتی از مدل Strut & Tie کشیده شود.

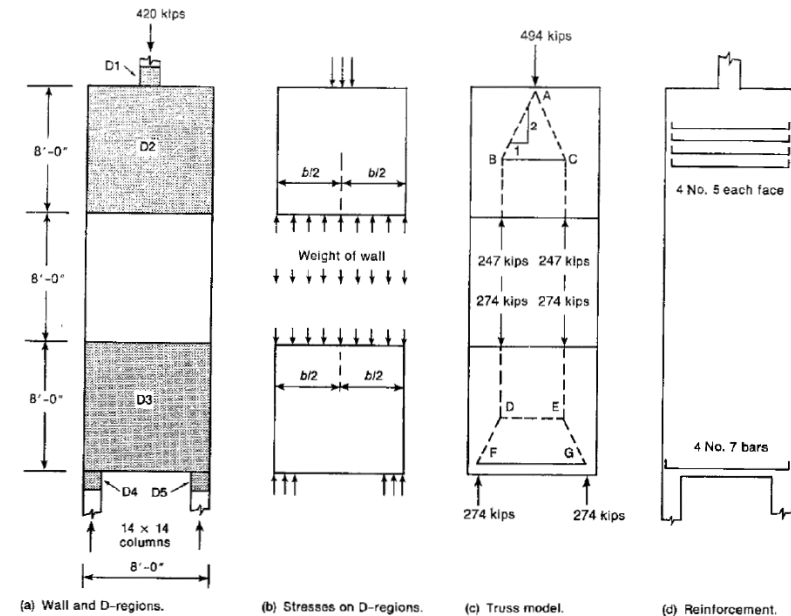
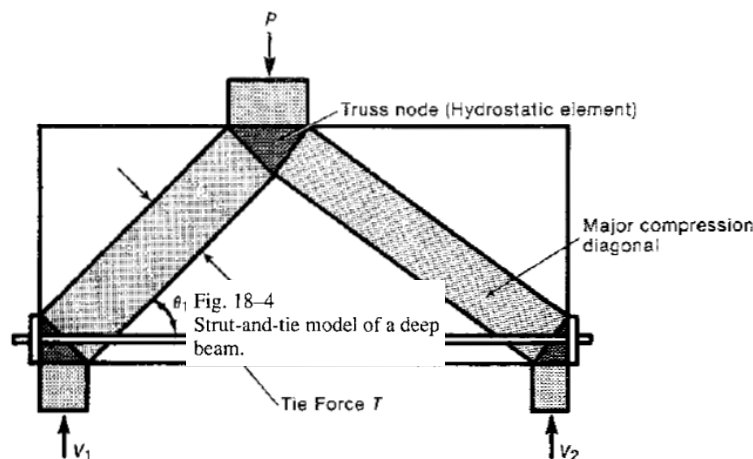
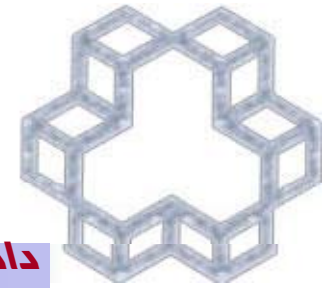


Fig. 18-3
D-regions in a wall—Example 18-1.



کمترین فولاد مورد نیاز

بارگذاریها مسیرهایی را انتخاب میکند که کمترین نیرو و تغییر شکل ها را دارد، بنابراین Tie های کششی شکل پذیرتر از استرات های فشاری میباشد، مدل با Tie های کوتاه تر و کمتر بهتر میباشد.

بنابراین مدل S&T شکل 18-16-a مناسبتر از مدل 18-16-b میباشد، به دلیل اینکه شکل 18-16-a $\sum F_i l_i \epsilon_{ni} = \text{minimum}$ معیارهای زیر برای انتخاب یک مدل مناسب پیشنهاد میشوند:

F_i, l_i : به ترتیب نیرو، طول و کرنش میانگین میباشد (در S&T i ام)

به دلیل کم بودن کرنش ها در بتن از استرات ها در جمع صرف نظر میشود (مثالی از خرپای نامناسب در شکل 17-18 نشان داده شده است) این شکل نیمی از یک تیر با تکیه گاه ساده با فولادهای خمشی و یک لایه از میلگردهای جان افقی در وسط عمق را نشان میدهد.

یک خرپای پلاستیک قابل قبول برای مدل کردن این تیر از دو خرپا تشکیل میشود، یکی برای استفاده فولادهای پایین تر بعنوان Tie های کششی و دیگری برای استفاده فولادهای بالایی.

برای یک ماده پلاستیک ایده آل ظرفیت مجموع برش های منتقل شده بوسیله خرپا میباشد. $V_1 + V_2$ اگرچه آزمایشات نشان میدهد که لایه های بالایی فولاد تأثیر بسیار کمی در مقاومت دارند.

وقتی این تیر تحت بارگذاری قرار میگیرد ابتدا Tie های پایینی تسلیم میشوند، تغییر شکل های بسیار بالایی برای تسلیم Tie های بالایی مورد نیاز میباشد و قبل از اینکه این اتفاق بیفتد معمولاً خرپای پایینی میشوند.

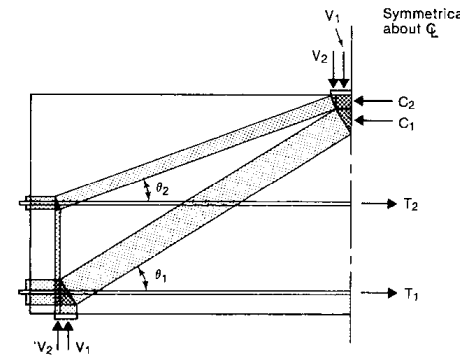
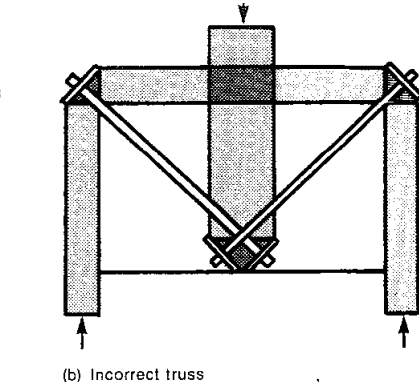
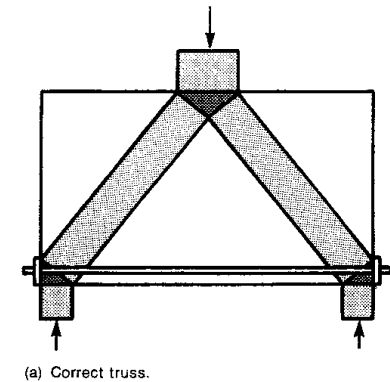
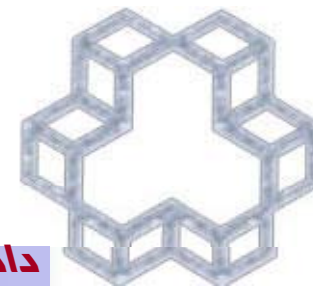


Fig. 18-17
Plastic truss-model for beam
with horizontal web rein-
forcement. (From Ref. 18-6.)

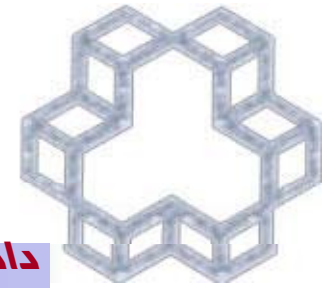
Fig. 18-16

Correct and incorrect trusses.



قسمت چهارم

تجزیه عملی



تیرهای عمیق:

تیرهای عمیق به تیرهایی گفته میشود که بار از یک سمت وارد میشود و از جهت مقابل بر اثر فرآیند اعضای فشاری و کششی معادل به تکیه گاهها منتقل میشود.

الف) عمق تیر از ۰.۲۵ دهانه تیر بزرگتر باشد.

ب) دهانه برش از دو برابر ارتفاع تیر کوچکتر شود.

طراحی این تیرها باید بر اساس یک تحلیل غیر خطی یا اعمال ضمیمه A انجام گردد.

۱۱.۷.۱ ، ۱۲.۱۰.۶ را ملاحظه کنید، کمانش جانبی باید در نظر گرفته شود.

۱۰.۷.۲ V_n تیرهای عمیق باید بر طبق ۱۱.۷ باشد.

۱۰.۷.۳ مساحت مینیمم میلگرد خمشی $A_{s,min}$ باید مطابق با ۱۰.۵ باشد.

۱۱.۷ تیرهای عمیق

۱۱.۷.۱ تیرهای عمیق، اعضای خمشی هستند که در یک وجه بارگذاری شده و تکیه گاهها در وجه مخالف آن قرار دارند، بصورتی که اجزای فشاری میتواند بین بارها و تکیه گاهها بوجود آیند، این اعضای خمشی دارای شرایط زیر هستند:

الف) طول دهانه آزاد کوچکتر یا مساوی چهار برابر عمق کلی عضو بوده ، یا

ب) نواحی دارای بارهای متمرکز، بین دو برابر عمق عضو از وجه تکیه گاهی میباشدند.

۱۱.۷.۲ تیرهای عمیق با استفاده از آنالیز غیر

خطی با توجه به ۱۰.۷.۱ یا با استفاده از ضمیمه A طراحی میشوند.

۱۱.۷.۳ V_n برای تیرهای عمیق نباید از مقدار زیر تجاوز کند.

$$10 \sqrt{f'_c} b_w d$$

۱۱.۷.۴ مساحت میلگردهای برشی عمود بر

$$0.0025 b_w s$$

میلگردهای کششی خمشی A_v نباید کمتر از S و نباید از کمترین مقادیر $d/5$ و $12in$ تجاوز کند.

۱۱.۷.۵ مساحت میلگرد A_{vh} برشی موازی با $0.0015 b_w s$

میلگردهای کششی خمشی $d/5$ باید کمتر از S و نباید از کمترین مقادیر $12in$ تجاوز کند.

۱۱.۷.۶ باید از میلگردهایی که معادله 3.A.3

را ارضاء میکند بجای میلگردهای افقی و عمودی که در معادله ۱۱.۷.۴ ، ۱۱.۷.۵ مشخص میباشد، استفاده کرد.

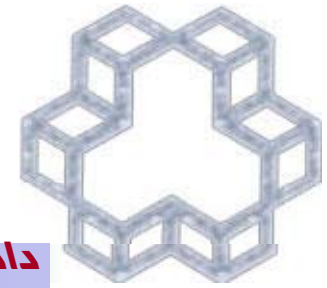
۱۰.۵ - حداقل آرماتور اعضای خمشی

۱۰.۵.۱ در هر مقطع از یک عضو خمشی که بر اساس نتایج تحلیل نیاز به آرماتور کششی باشد، بجز در موارد مندرج در بندهای ۱۰.۵.۲ ، ۱۰.۵.۳ ، ۱۰.۵.۴ ، آرماتور تعبیه شده در بتن نباید کمتر از مقدار زیر باشد

$$A_{s,min} = \frac{3 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

ولی حداقل برابر $1.4 b_w d / f_y$ باشد.

۱۰.۵.۲ برای تیرهای T شکل معین استاتیکی با بال تحت کشش ، مینیمم بزرگتر یا مساوی مقدار مشخص شده توسط رابطه (۱۰.۳) جایگزین شده توسط یا عرض بال باشد (هر کدام کوچکتر هستند)



مدل های Strut & Tie برای تیرهای عمیق:

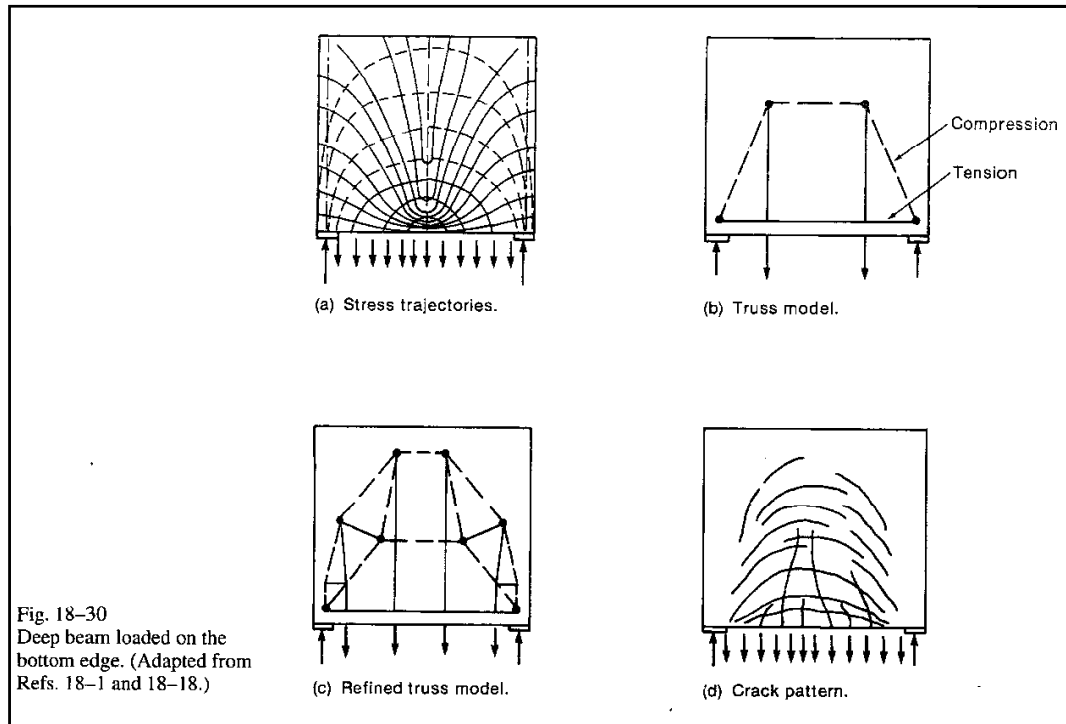


Fig. 18-30
Deep beam loaded on the bottom edge. (Adapted from Refs. 18-1 and 18-18.)

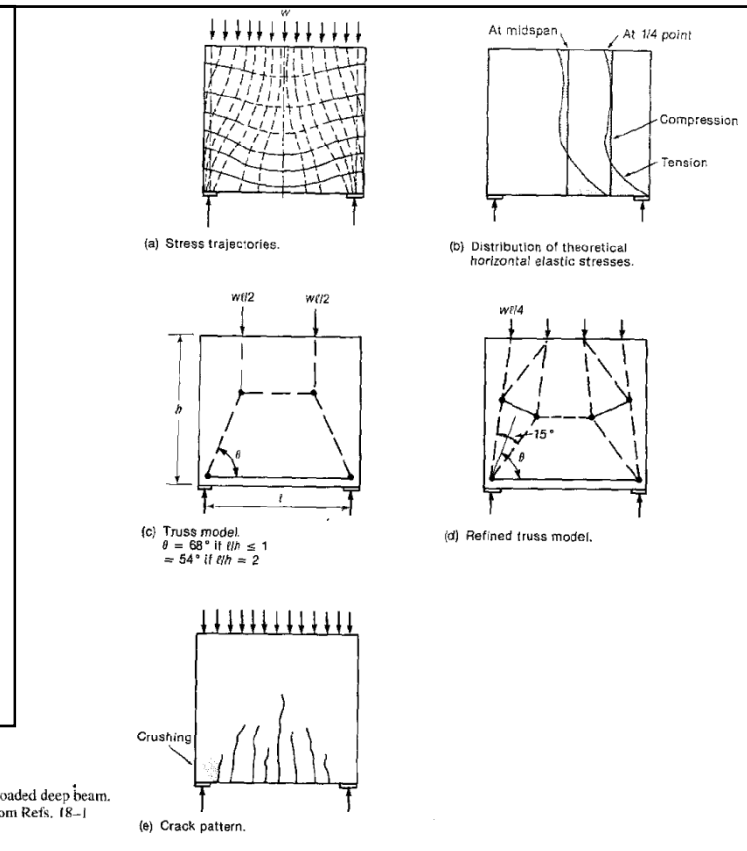


Fig. 18-29
Uniformly loaded deep beam. (Adapted from Refs. 18-1 and 18-18.)