

کنترل برش پانچ دیوار برشی در فنداسیون با استفاده از کانتور تنش برش داخلی

(ویرایش دوم) محمدهادی پورفر پاییز 1403 شیراز

این روزها معمولاً کفایت طراحی برش پانچ در پی در اطراف دیوارهای برشی کنترل نمیشود. در حالی که میدانیم شکست برشی بسیار نامطلوب است و تمام آیین نامه ها ضوابط را به گونه ای تنظیم کرده اند که از این نوع شکست دوری شود. با توجه به عملکرد دیوارهای برشی در سیستم باربر جانبی، کنترل برش پانچ برای دیوارها اهمیت دوچندان دارد. در شکل های زیر تمرکز بالای تنش در اطراف دیوارهای برشی یک فنداسیون واقعی در نمودار پوش تنش برشی نشان داده شده است.

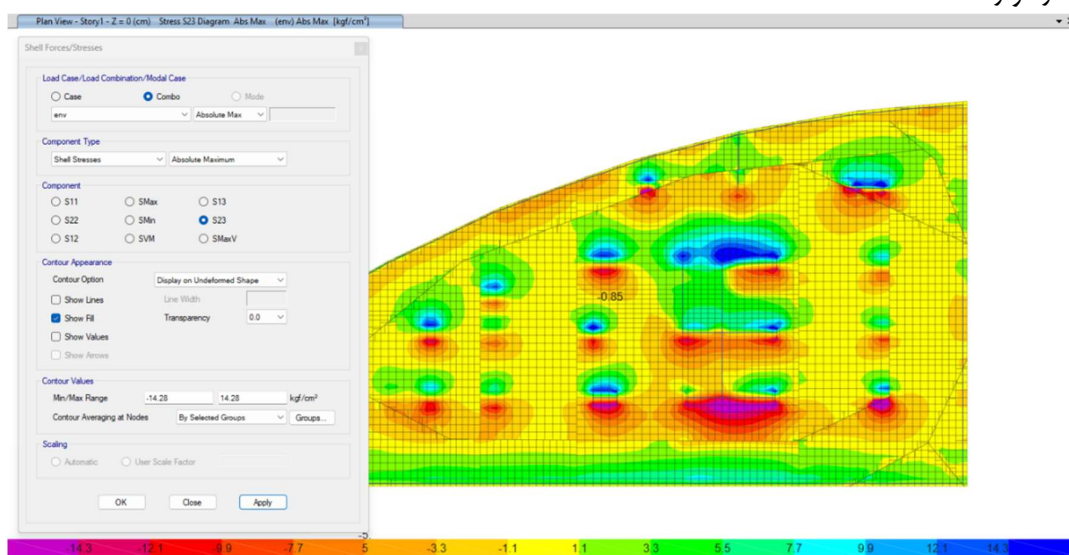
ACI_318 مقادیر "تنش مقاومت" در برابر برش پانچ برای دو حالت با آرماتور و بدون آرماتور برشی با لحاظ موقعیت و ابعاد بارگذاری ارائه میدهد. برای کنترل پانچ در نرم افزارها یا محاسبات دستی برای محاسبه "تنش برشی موجود" در مقطع بحرانی، نیروهای محوری و خمشی وارد به ستون یا دیوار به نحوی (با برآورده کردن معادلات تعادل) بر روی محیط بحرانی "توزیع" و سپس مقدار "حداکثر تنش موجود" با مقدار "تنش مقاومت" آیین نامه مقایسه میشود. انجام این کار برای دیوارهای برشی مشکل و در بعضی مواقع مانند مثال زیر تقریباً غیرممکن است.

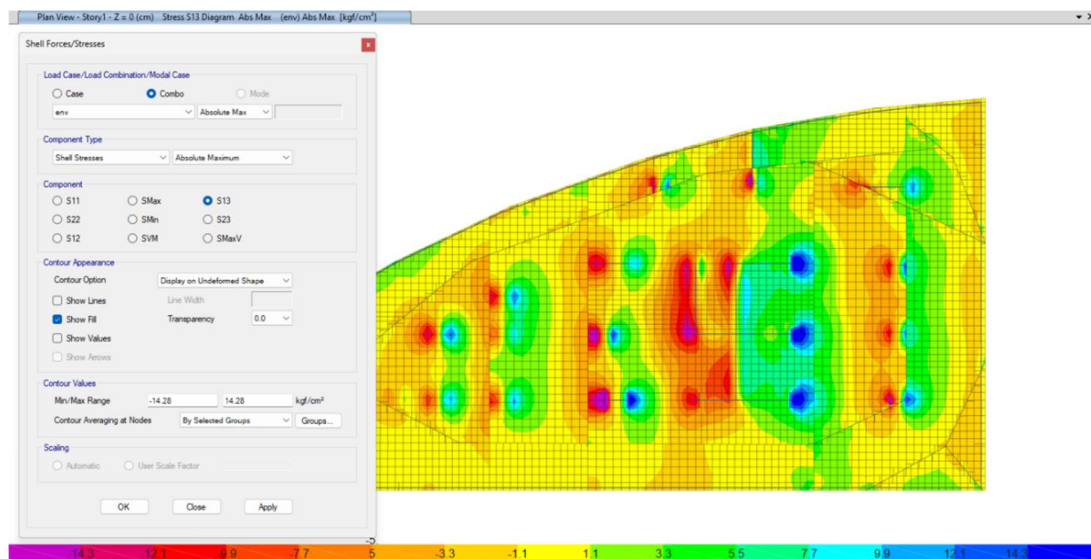
با تحلیل اجزای محدود، با برآورده شدن معادلات تعادل و همسازی، نیروهای داخلی از جمله تنش برشی بر روی محیط بحرانی، ناشی از اعمال انواع نیروهای خارجی وارد بر پی به آسانی قابل محاسبه هستند. طبیعتاً همان طور که از تمامی نتایج نیرویی و جابجایی نرم افزاری مثل safe استفاده میکنیم از مقادیر "تنش برشی موجود" در این نرم افزار هم می توانیم با اطمینان استفاده کنیم.

بنابراین برای کنترل پانچ، کافی است مقدار "تنش مقاومت" برشی را از فرمول های ACI_318 مستقیماً محاسبه و با کانتور "تنش برشی موجود" حاصل از تحلیل اجزای محدود در فاصله $d/2$ مقایسه کنیم.

این روش بسیار ساده تر از روشهای فعلی است چون نیازی به توجه به ملاحظات تعیین مقطع بحرانی در گوشه ها ندارد، چون تنش ها در این روش بر اساس هندسه پی و معادلات همسازی و تعادل محاسبه شده اند. از طرفی این روش دقیقتر است چون فرض بعید خطی بودن توزیع تنش که در روشهای ساده شده فعلی استفاده میشود در آن وجود ندارد و نسبت سختی ها در تحلیل دخیل هستند. خطی نبودن توزیع تنش در کنار دیوارها را میتوانید در کانتور نیروهای داخلی ببینید.

در ادامه، پیاده سازی روش پیشنهادی برای کنترل پانچ در یک پی واقعی در safe نشان داده شده است. شکل های زیر پوش نیروهای برشی این پی در دو راستا است.





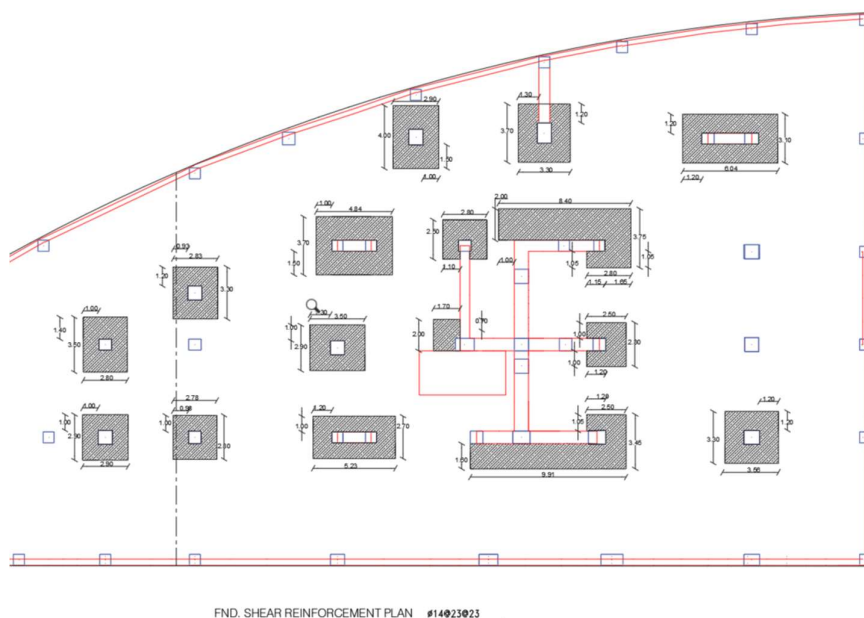
در این مثال مقادیر کران بالا و پایین کانتورها بر اساس مقاومت برشی بتن بدون وجود آرماتور انتخاب شده است. مقاومت بتن به تنهایی و یا با آرماتور توسط یک اکسل کوچک مطابق شکل پایین محاسبه شده است.

ACI 318 Punching Shear Stress Strenght			
d	145.00	cm	
b1	90.00	cm	
b2	90.00	cm	
fpc	300.00	kg/cm ²	
alfa	20.00		
phi	0.75		
landa s	1.00		
beta	1.00		
b0	360.00		
vc1	27.54		
vc2	47.03		
vc3	19.05		
vc	19.05		
phi*vc	14.29	kg/cm ²	without using shear rebars
Av	2.00	cm ²	
fyt	4000.00	kg/cm ²	
S1	23.00	cm	
S2	23.00	cm	
vs	15.12		
vc	9.18		
vn	24.30		
phi vn	18.23	kg/cm ²	with using shear rebars
vu max	20.78	kg/cm ²	max of Vu

مقدار آرماتور در این اکسل فی 16 در 23 در 23 سانتیمتر تنظیم شده، با وجود این مقدار آرماتور، تنش مقاوم 18.23 کیلوگرم بر سانتی متر مربع میباشد که بیشتر از تنش حداکثر در پی است. توجه کنید در این پی اگر تنش بیش از 20.78 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع میشد تنها راه، افزایش ضخامت فنداسیون یا افزایش مقاومت بتن بود.

با انتقال تصاویر بالا به AutoCAD و ترسیم نواحی مورد نیاز برای تقویت، نقشه آرماتور تقویتی برشی پی ترسیم شده است.

برای دقت بالاتر حذف فرض حداکثر بودن تنش در یکی از راستاهای اصلی بهتر است بجای استفاده از کانتور پوشش برش در راستاهای مختلف از کانتور برش حداکثر برای تمامی ترکیبات استفاده شود. همچنین لازم به ذکر است به دلیل فرض توزیع تنش به صورت خطی در روشهای فعلی و اینکه آیین نامه اثر تمرکز تنش در انتهای بارهای اعمال شده را در سمت مقاومت گنجانده، با توجه به اینکه این اثر در تحلیل اجزای محدود هم دیده میشود، استفاده از فرمولهای تنش مقاومت آیین نامه در جهت اطمینان است.

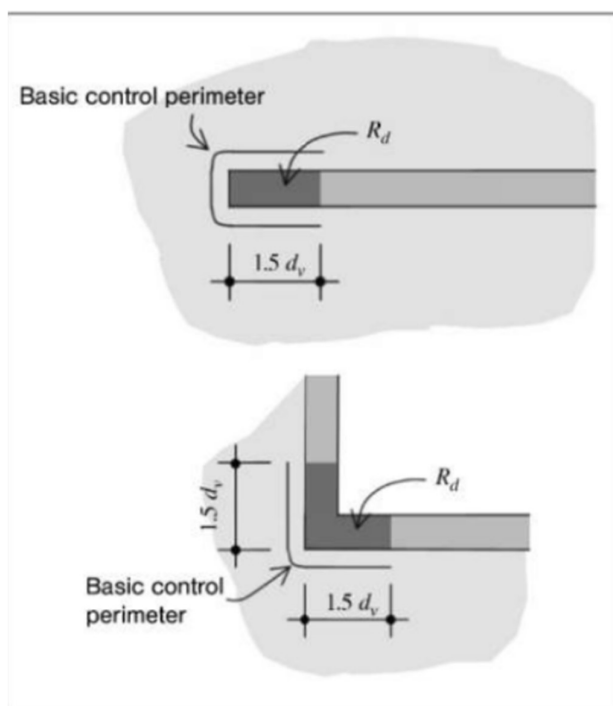


در یک پروژه تحقیقاتی کنترل برش پانچ در دالهای اطراف دیوارهای برشی، انجام شده توسط پروفسور میلی و همکاران در سال 2023 پیشنهاد شده است برای به دست آوردن نیاز برشی از مدل اجزای محدود استفاده شود و برای قسمتهای انتهایی و غیر انتهایی دیوارها به صورت جداگانه به ترتیب بر اساس ضابطه برش دو طرفه و یک طرفه ظرفیت محاسبه و با نیروهای متناظرش مقایسه شود.

در این تحقیق متوسط گیری برای نواحی غیر انتهایی (برش یک طرفه) مطابق با آیین نامه، پیشنهاد و علاوه بر آن با توجه به مشاهده باز توزیع قابل توجه برش در نواحی انتهایی، متوسط گیری برای قسمت انتهایی (برش دو طرفه) نیز قابل قبول دانسته است. همچنین در این تحقیق کنترل برش دالها برای بارهای زلزله مطابق روش آیین نامه براساس ظرفیت تغییر شکل و مقدار دریافت پیشنهاد شده که با توجه رفتار مورد انتظار از پی و قطعی بودن تسلیم دیوارهای برشی میتوان نیاز نیروهای زلزله را همانند نیاز لنگر غیر متعادل ثقلی و باد در نظر گرفت، دقیقاً به همین صورت که نیروها در نرمافزار safe در اختیار ما قرار دارد. قابل توجه است از ویرایش 2014 آیین نامه ACI318 پی ها طبق ضوابط مربوط به دالهای طرفه تحلیل و طراحی میشوند.

بنابراین طبق پیشنهاد این تحقیق در مواقعی که تمرکز تنش زیادی وجود دارد امکان متوسط گیری در ناحیه محدود (به اندازه 1.5 برابر عمق پی از هر گوشه ی دیوار) و مشخص شده قابل قبول میباشد.

عنوان تحقیق، شکل و مشخصات نواحی انتهایی و خلاصه پیشنهادات در زیر نشان داده شده است.



PUNCHING SHEAR AT WALL ENDS AND CORNERS

PREPARED BY:
ADVISORY PANEL:

SARAH KATE PUCHNER
JACK MOEHLE
CALEB STEWART
DAN BECH
BILL TREMAYNE
ANIKET TOLANI

SEAONC UNIVERSITY RESEARCH PROGRAM
UNIVERSITY OF CALIFORNIA AT BERKELEY
SPRING 2023

CHAPTER 11. CONCLUSIONS

74

Blade Walls/Wall Corners/Complex Wall Geometries

- Critical Section:
 - 1.5d from end of wall at a distance 0.5d away (see MC 2010)
- Recommended Demand:
 - Shear Demand for Gravity Forces (/length): v_{avg} from FEA
 - Unbalanced Moment Transfer for Gravity or Wind Combinations (/length): v_{avg} found directly from FEA without use of ACI equations
- Recommended Capacity (without shear Reinforcement):
 - Shear Capacity for Gravity Forces (/length): $4\sqrt{f'_c}d$
 - Unbalanced Moment Capacity for Gravity or Wind Combinations (/length): $4\sqrt{f'_c}d$
 - Seismic Capacity: ACI 318 Figure R18.14.5.1 using the effective drift ratio at the reduced critical section
- Recommended Capacity (with shear Reinforcement):
 - Shear Capacity for Gravity Forces (/length): $2\sqrt{f'_c}d + \frac{A_v f_{yt}}{b_o s}d$ (see Table 22.6.61 for shear studs)
 - Unbalanced Moment Capacity for Gravity or Wind Combinations (/length): $2\sqrt{f'_c}d + \frac{A_v f_{yt}}{b_o s}d$ (see Table 22.6.61 for shear studs)
 - Seismic Capacity: ACI 318 Figure R18.14.5.1 using effective drift ratio at the reduced critical section

تشکر از مهندس مرتضی باقری، مهندس عباسی و دکتر علی رحیمی بابت انتشار و نظرخواهی، معرفی منابع و ارائه نظرات مفید برای مطالب اضافه شده در ویرایش دوم.

پیوست ها:

فرمول های excel:

d	145	cm		
b1	90	cm		
b2	90	cm		
fpc	300	kg/cm2		
alfa	20			
phi	0.75			
landa_s	1			
beta	=MAX(b1_b2_)/MIN(b1_b2_)			
b0	=2*(b1_+b2_)			
vc1	=0.53*(1+2/beta)*SQRT(fpc)*landa_s			
vc2	=0.27*(alfa*d/b0+2)*SQRT(fpc)*landa_s			
vc3	=1.1*SQRT(fpc)*landa_s			
vc	=MIN(vc1_vc2_vc3_)			
phi*vc	=vc*phi	kg/cm2	without using shear rebars	
Av	1.54	cm2		
fyt	4000	kg/cm2		
S1	23	cm		
S2	23	cm		
vs	=Av*fyt/(S1_*S2_)			
vc	=0.53*SQRT(fpc)*landa_s			
vn	=vs+vc_wr			
phi vn	=phi*vn	kg/cm2	with using shear rebars	
vu max	=1.6*SQRT(fpc)*phi	kg/cm2	max of Vu	

معادلات مربوطه در ACI_318:

Table 22.6.5.2— v_c for two-way members without shear reinforcement

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$\left(0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Notes:

- (i) λ_s is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.
- (ii) β is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.
- (iii) α_s is given in 22.6.5.3.

Table 22.6.6.1— v_c for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Critical sections	v_c	
Stirrups	All	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)

22.6.6.2 It shall be permitted to take λ_s as 1.0 if (a) or (b) is satisfied:

- (a) Stirrups are designed and detailed in accordance with 8.7.6 and $A_v/s \geq 0.17 \sqrt{f'_c} b_o/f_{yt}$.
- (b) Smooth headed shear stud reinforcement with stud shaft length not exceeding 250 mm is designed and detailed in accordance with 8.7.7 and $A_v/s \geq 0.17 \sqrt{f'_c} b_o/f_{yt}$.

22.6.6.3 For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.3.

Table 22.6.6.3—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$0.5\phi \sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$0.66\phi \sqrt{f'_c}$	(b)

22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 4\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(b)	$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(c)	$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$



APPENDICES & REFERENCES

591

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm ²	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
22.6.5.5	$\sqrt{f'_c} \leq 5.8 \text{ MPa}$ $f_{pc} \leq 3.5 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 19 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{pc} \leq 35 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 70 \text{ psi}$ $f_{pc} \leq 500 \text{ psi}$
22.6.5.5a	$v_c = (0.29\lambda_s\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (0.93\lambda_s\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (3.5\lambda_s\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$
22.6.5.5b	$v_c = 0.083\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = 0.27\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$
22.6.6.1(a) and (e)	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.53\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$2\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(b)	$0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$0.80\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$3\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(c)	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(0.53 + \frac{1.06}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(d)	$\left(0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(0.53 + \frac{0.27\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.6.2(a)	$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$	$\frac{A_v}{s} \geq 0.53\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$	$\frac{A_v}{s} \geq 2\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$
22.6.6.2(b)	$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$	$\frac{A_v}{s} \geq 0.53\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$	$\frac{A_v}{s} \geq 2\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$
22.6.6.3(a)	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$

Table