

بسم الله الرحمن الرحيم

خلاصه نکات مبحث ۷



(مناسب جهت آزمون محاسبات)

امید که کمکی باشد هرچند ناچیز برای ارتقای دانش جامعه مهندسی

این نوشتار را

تقدیم می کنم به

روح پدر بزرگوارم

حمید همتیان پور

هزینه استفاده از این جزوه قرائت فاتحه‌ای همراه با صلوات برای شادی روح پدر تدوین کننده

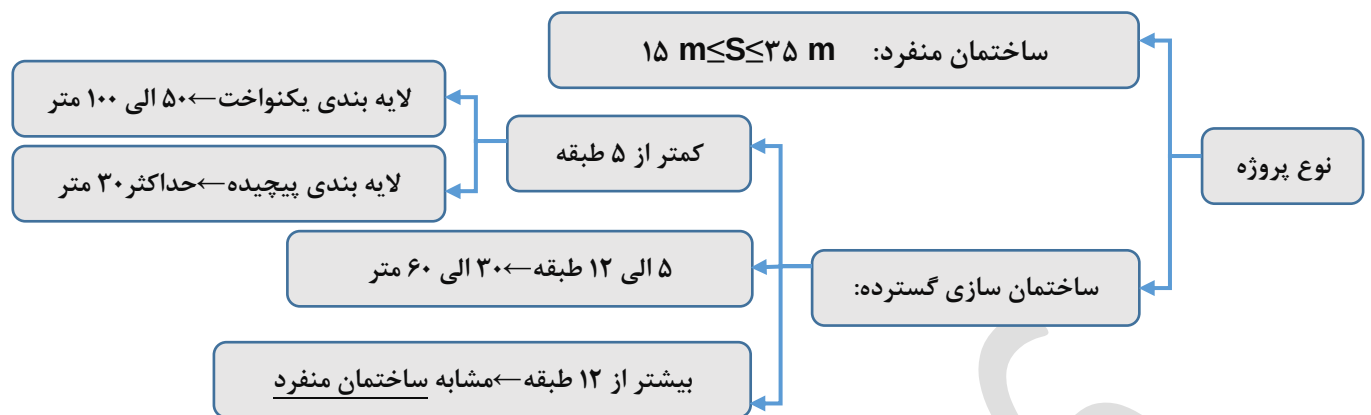
telegram: @hh_1366

فهرست مطالب

۳.....	تعیین فاصله و تعداد گمانه ها.....
۵.....	تعیین عمق گمانه.....
۶.....	ملاحظات گودبرداری - ارزیابی خطر گود.....
۷.....	مسئولیت های گودبرداری - پایش گود.....
۸.....	پی های سطحی.....
۹.....	نشست پی های سطحی.....
۱۰.....	محاسبه تنش در خاک زیر پی (پی مستطیلی) در پی های سطحی.....
۱۳.....	لغزش افقی پی های سطحی.....
۱۳.....	مقطع بحرانی در خمش و برش.....
۱۵.....	ضرایب اطمینان ، کاهش مقاومت و بار در طراحی پیه های سطحی - فاصله مناسب پی از گود.....
۱۶.....	ارزیابی شرایط خاک پشت دیوار.....
۱۷.....	فشار جانبی خاک (استاتیکی).....
۱۸.....	فشار جانبی خاک در هنگام زلزله (دینامیکی).....
۱۹.....	محاسبه نیرو و لنگر ناشی از فشار جانبی خاک.....
۲۰.....	کنترل واژگونی و لغزش دیوار حائل وزنی (صلب).....
۲۱.....	جدول ضریب اطمینان و ضرایب مقاومت سازه های نگهبان صلب - خاکریزها و شیروانیها.....
۲۲.....	کنترل واژگونی و لغزش دیوارهای سپر گونه.....
۲۲.....	ضرایب مقاومت دیوارهای انعطاف پذیر.....
۲۳.....	ضرایب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت دیوارهای خاک مسلح.....
۲۳.....	ضریب اطمینان مسلح کننده ها.....
۲۳.....	ضریب اطمینان در ارتباط با نیروی بیرون کشیدن مهارها.....
۲۳.....	ضریب کاهش نیروی مقاوم نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح.....
۲۴.....	آزمایش مهاربندی ها - بالازدگی کف گود.....
۲۵.....	نشست شمع ها.....
۲۵.....	نیرویه های وارد بر شمعها در خاک های روانگرا.....
۲۶.....	ظرفیت باربری شمع تحت بار فشاری.....
۲۸.....	ظرفیت باربری شمع تحت بار کششی.....

تعیین فاصله و تعداد گمانه ها

تعیین فاصله گمانه ها



تعیین تعداد گمانه ها

$$n_{\text{کل}} = n_{\text{اضافی}} + n_{\text{از جدول}}$$

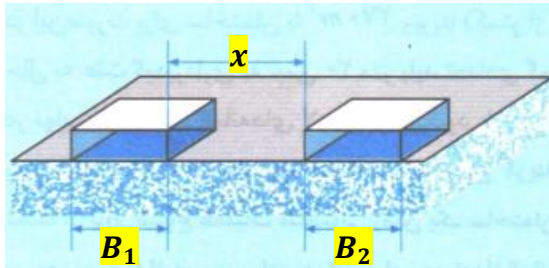
تعداد گمانه		اهمیت ساختمان	مساحت
عمق گود بیشتر از ۲۰ متر	عمق گود تا ۲۰ متر		
۵	۳	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع
۳	۲	متوسط	
۲	۱	کم	
۶	۴	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع
۵	۳	متوسط	
۳	۲	کم	

- چنانچه نتایج حاصل از گمانه های جدول فوق عدم یکنواختی را در زمین نشان دهد یا لایه بندی پیچیده زمین باشد (مثل چین خوردگی ها، مجاور گسل ها، نزدیک رودخانه ها و کوه ها، زمین های بسیار ناهموار و دره ها) - افزودن گمانه به تشخیص مهندس ذیصلاح
- سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع - به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع حداقل ۲ گمانه به اعداد جدول فوق اضافه می گردد.

نوع کاربری ساختمان و سایر سازه ها	گروه ساختمان	
الف- ساختمانهای ضروری: این گروه شامل ساختمانهایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات میشود؛ مانند بیمارستانها و درمانگاهها، مراکز آتشنشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمانهای نیروگاهها و تأسیسات برقرسانی، برجهای مراقبت فرودگاهها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمانهایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر میباشد ب- ساختمانهای خطرزا: این گروه شامل ساختمانها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و درازمدت برای محیط زیست می شوند، مانند کارخانه های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص	ساختمان های (با اهمیت خیلی زیاد)	گروه (۱)
این گروه شامل سه دسته زیر است: الف- ساختمانهایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد میشود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم ها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات، فروشگاه های بزرگ، ترمینال های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از 300 نفر در زیر یک سقف باشد ب- ساختمانهایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی میگردد، مانند موزه ها، کتابخانه ها، و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری میشود. پ- ساختمان ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع میشود مانند پالایشگاه ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی	ساختمان های (با اهمیت زیاد)	گروه (۲)
این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این آییننامه، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر میباشد، مانند ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های چندطبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی	ساختمان های (با اهمیت متوسط)	گروه (۳)
این گروه شامل دو دسته زیر است: الف- ساختمان هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث میشود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن های نگهداری دام. ب- ساختمان های موقتی که مدت بهره برداری از آنها کمتر از 2 سال است	ساختمان های (با اهمیت کم)	گروه (۴)

تعیین عمق گمانه

تعیین عمق گمانه ها



❖ پی منفرد:

$$\begin{cases} x \geq B_1 + B_2 \implies d_1 (\text{عمق اولیه گمانه}) = \frac{B_1 + B_2}{2} \\ x < B_1 + B_2 \implies d_1 (\text{عمق اولیه گمانه}) = \text{بعد کوچک ساختمان (عرض ساختمان)} \end{cases}$$

بعد کوچک ساختمان (عرض ساختمان) = d_1 (عمق اولیه گمانه)

❖ پی نواری یا گسترده: ←

❖ محاسبه عمق دقیق گمانه:

اگر اطلاعات دقیق بار وارد بر پی و وزن مخصوص خاک را داشته باشیم عمق گمانه به صورت مقابل بدست می آید: $d_2 = \max(Z_1, Z_2)$

Z_1 : عمقی که تنش ناشی از اجزای ساختمان در آن عمق برابر ۱۰٪ تنش موثر است

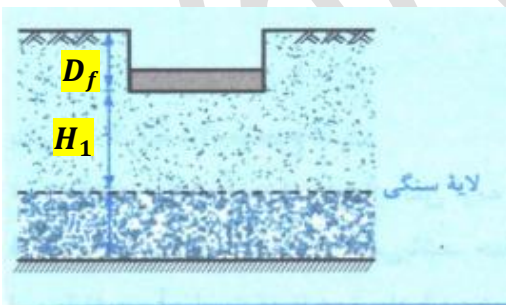
Z_2 : عمقی که تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق با ۱۰٪ تنش های ناشی از بار ساختمان در سطح خاک برابر است

❖ عمق نهایی گمانه:

اگر احداث ساختمان با گودبرداری همراه باشد: ←

$$d_{\text{عمق نهایی گمانه}} = \max(d_1, d_2) + D_f (\text{گودبرداری})$$

اثر بستر سنگی: ←



$$\begin{cases} H_1 < d \implies d_{\min} (\text{حداقل عمق گمانه}) = D_f + H_1 + 3 \\ H_1 > d \implies d_{\min} (\text{حداقل عمق گمانه}) = d + D_f \end{cases}$$

H_1 : عمق حفاری قبل از رسیدن به سنگ بستر

d : عمق گمانه

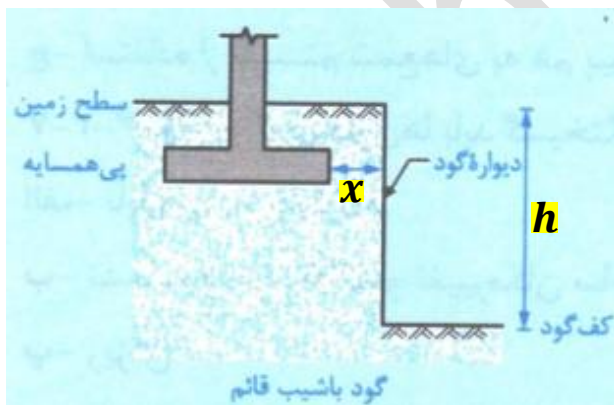
- حفر حداقل یک چاه دستی برای مشاهده بافت خاک ضروری است (حداکثر عمق تا تراز آب های زیرزمینی)

برای پی های عمیق یا شمع ها، گمانه ها و آزمایش های نفوذ یا سایر آزمایش های برجا باید تا عمقی صورت گیرد که شناسایی شرایط زمین با اطمینان کافی حاصل شود. این عمق معمولاً تا چهار برابر قطر شمع ($4D$) برای یک شمع علاوه بر طول شمع ادامه پیدا می کند. برای گروه شمع به اندازه $2B$ (عرض گروه) شمع پایین تر از نوک شمع ها گسترش داده شود.

- توصیه می شود از احداث گود با عمق بیش از ۲۰ متر احتراز شود
- اگر عمق گود بیشتر از ۲۰ متر باشد:
 - مقدار تغییر شکل ها ۲۰٪ کاهش پیدا کند (۰,۸ برابر)
 - ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند (۱,۲ برابر)
 - تعداد گمانه ها نسبت به جدول ۵۰٪ افزایش یابد (۱,۵ برابر)
 - مطالعه جامع جریان آب های زیر زمینی در محدوده ای که شامل ساختگاه می شود، در طول دوره گودبرداری، ساخت و بهره برداری از ساختمان انجام پذیرد و گزارش آن ارائه گردد.
 - انجام مطالعه اثرات زیست محیطی احداث این گودها
 - انجام مطالعه کامل بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی
 - انجام پایش گود با روشهای پیشرفته و تجهیزات کامل در دوران ساخت و ارائه گزارش آن هر دو هفته یکبار

ارزیابی خطر گود: (بحرانی ترین حالت)

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود	عمق گود از تراز صفر	خطر گود
$\frac{h}{h_c} < 0.5$	صفر	$h < 6$	معمولی
$0.5 \leq \frac{h}{h_c} \leq 2$	بین صفر تا ۶	$4 \leq h \leq 10$	زیاد
$\frac{h}{h_c} > 2$	بزرگتر از ۶	$h > 10$	بسیار زیاد
h عمق گود مورد نظر و h_c عمق بحرانی که بر اساس تخمین اولیه c و ϕ بدست می آید			



$$\begin{cases} x \leq h \implies h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \\ x > h \implies h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} \end{cases}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

برخی حالت های خاص در ارزیابی گود قائم

- اگر آب جاری باشد (تراوش) - همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد
- خاکی که در آن گود برداری می شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل اعتماد باشد - خطر گود زیاد یا بسیار زیاد
- وجود تاسیسات شهری (خطوط اصلی آب، گاز و مخابرات) در مجاورت گود - خطر گود زیاد یا بسیار زیاد
- ساختمان موجود در حوزه ناپایداری گود دارای یکی از مشخصات زیر باشد - خطر گود همواره بسیار زیاد
 - ساختمان فاقد انسجام و یکپارچگی کافی برای تحمل نشست های افقی و قائم ساختمان بدون اسکلت و یا بدون پی پیوسته
 - بتنی (پی های نواری و گسترده) یا هرگونه ساختمانی که در آن نشانه آشکار فرسودگی و ضعف در باربری مشاهده گردد.
 - ساختمان با ارزش فرهنگی و تاریخی
 - ساختمان با اهمیت بسیار زیاد در استاندارد ۲۸۰۰ (جدول صفحه ۴ همین جزوه)

مسئولیت های گودبرداری-پایش گود

مسئولیت های گودبرداری			خطر گود
اجرا	نظارت	طراحی	
بیان نشده است	بیان نشده است	مهندس طراح (توصیه می شود کارفرما در کنار مهندس طراح در پایدار سازی گود از یک متخصص ذی صلاح استفاده نماید)	معمولی
بیان نشده است	ناظر ذیصلاح	شرکت ژئوتکنیک	زیاد
پیمانکار ذیصلاح	ناظر ذیصلاح	شرکت ژئوتکنیک	بسیار زیاد
حضور ناظر ژئوتکنیک در گودهای با خطر زیاد و بسیار زیاد در طول مدت اجرای عملیات گودبرداری و پایدار سازی گود به صورت تمام وقت و پیوسته در کارگاه ضروری است.			

مسئولیت های گودبرداری

ابزار پایش - مسئولیت پایش

ابزار پایش به طور معمول ← نشست سنج، کشش سنج، انحراف سنج، سلول های بارگذاری، پیزومتر و ...

ابزار پایش در گودهای با خطر بسیار زیاد ← پایش توسط حسگرهای مناسب علاوه بر عملیات نقشه برداری یا ژئودزی اجباری است

- مسئول تهیه برنامه پایش ← طراح گودبرداری
 - مسئولیت اجرای روزمره برنامه پایش (شامل تامین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر) ← پیمانکار پایش
 - اطلاع رسانی به موقع به کلیه دست اندر کاران پروژه ← از وظایف پیمانکار پایش
 - مسئولیت نظارت بر حسن اجرای انجام مراحل پایش ← ناظر پروژه
- در گودهای باخطر زیاد و بسیار زیاد ← انجام پایش ضروری

در گودهای با خطر معمولی در صورتی که شرایطی موجود باشد که انجام پایش را ضروری سازد باید این عملیات انجام گیرد

تحلیل پایداری و تغییر شکل گود

وجود بنا در حوزه تاثیر ناپایداری ← طراحی باید با در نظر گرفتن تغییر شکل ها انجام پذیرد. در این موارد تنها تامین پایداری جداره های گود کافی نیست. در این موارد تغییر مکان افقی و قائم مجاز باید با توجه به شرایط و ویژگی های تغییر شکل های مجاز تعیین شود.

تحلیل پایداری ← روشهای تعادل حدی و براساس روش تنش مجاز (حداقل ضرایب به شرط موقت بودن جدول زیر) و روش ضرایب بار و مقاومت

برای تحلیل پایداری گود ← بارمرده و زنده ساختمان ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته می شود

برای تحلیل گود ← در شرایط موقت (کمتر از یک سال) در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست

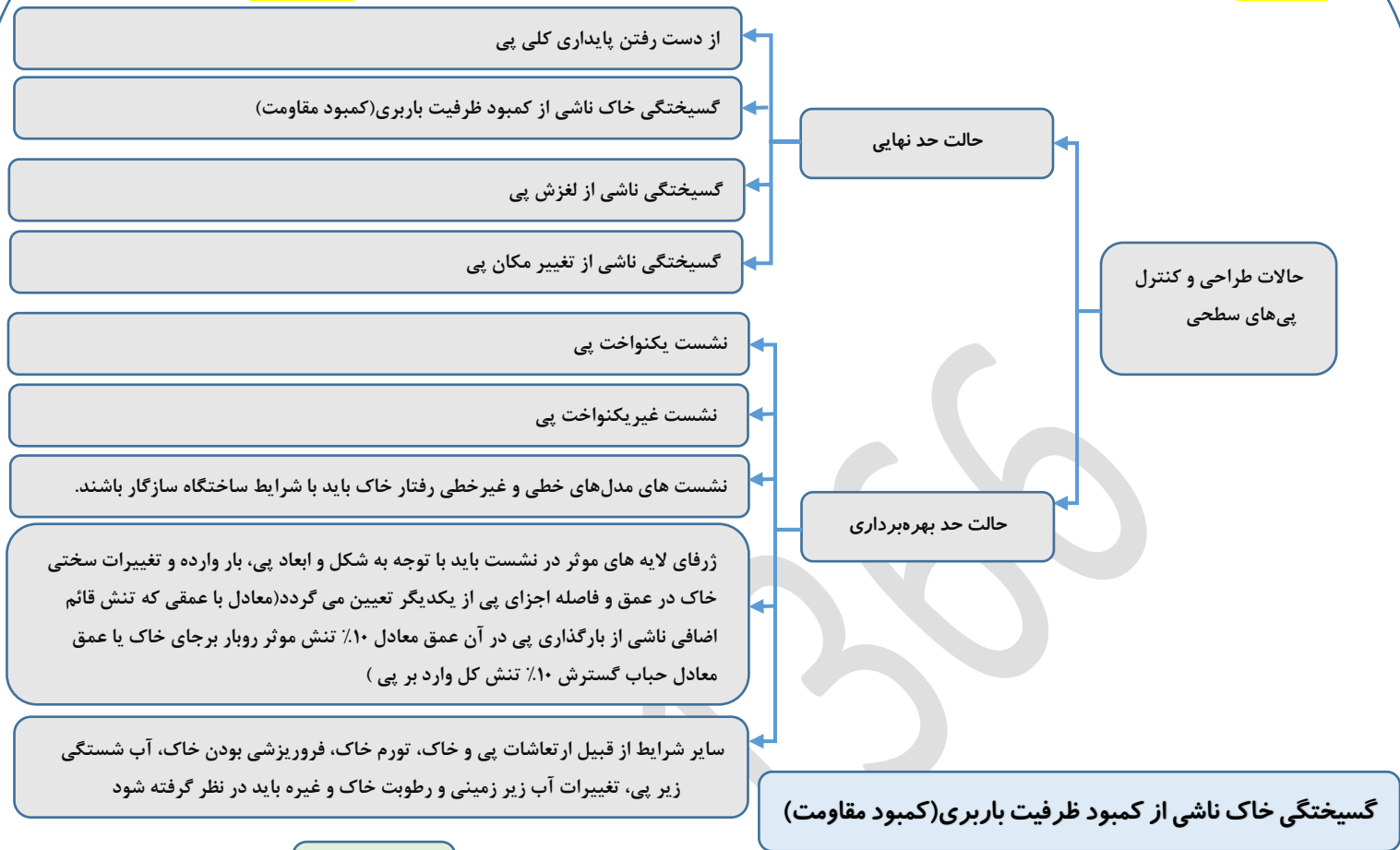
برای تحلیل گود ← در شرایط موقت نباشد باید نیروی زلزله در نظر گرفته شود و در انتخاب ضرایب اطمینان مناسب دوام مصالح لحاظ شود

وجود ساختمان در حوزه تاثیر ناپایداری ← حداقل ضرایب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی گود موقت باید ۱.۵ برابر در نظر گرفته شود

حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت	
نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
	موقت
شیب های خاکبرداری	1.3
پایداری کلی شیروانی	1.3
بالا آمدن کف گود	1.5

پی‌های سطحی

پی سطحی: فنداسیونی که عمق آن از سطح زمین (D_f) خیلی کم باشد به طوریکه اگر (B) عرض پی باشد رابطه $D_f \leq 3B$ برقرار است



$$F \leq R$$

ظرفیت باربری: حداکثر تنش فشاری قابل تحمل توسط خاک زیر پی

F: تنش طراحی حالت حدی مقاومت که شامل تنش حاصل از بار سازه (عمودی، افقی و لنگر)، وزن پی و خاک روی آن و بار ناشی از فشار آب در صورت وجود می باشد.

R: ظرفیت باربری نهایی خاک زیر سازه پی (در محاسبه باید کلیه ضرایب کاهشده یا افزایشده مربوط شکل، شرایط هندسی پی قرار گیری پی روی سطح شیبدار، خروج از مرکزیت و مایل بودن بار در نظر گرفته شود)

گسیختگی ناشی از لغزش پی ← بررسی در پی هایی که بارهای مورب یا افقی بر آنها وارد می شود.

$$H \leq S + P_p$$

H: مولفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است

S: نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه و خاک پی

P': نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه و خاک پی

خاک در شرایط زهکشی شده: $S = P' \tan(\delta)$

هر گونه چسبندگی موثر (C') نادیده گرفته می شود

$$\delta = \begin{cases} \varphi' & \text{پی ساخته شده با بتن درجا} \\ \frac{2}{3} \varphi' & \text{پی ساخته شده با بتن پیش ساخته} \end{cases}$$

A': مساحت موثر سطح زیرین پی

C_u: چسبندگی زهکشی نشده خاک

خاک در شرایط زهکشی نشده: $S = A' \cdot C_u$

P_p: نیروی رانشی مقاوم جلوی سازه پی که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می تواند بسیج شود.

نشست یکنواخت پی

$$S \leq S_a$$

S_a : نشست مجاز پی

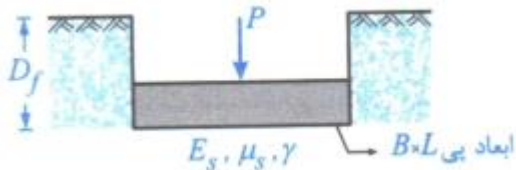
S : نشست یکنواخت حداکثر تحت بارهای سرویس، که شامل نشست های کوتاه مدت و بلند مدت (تحکیم و خزش)

$$S_e = qB \frac{1-\mu_s^2}{E_s} \times I_p \quad \text{نشست آنی}$$

$$S_e = \frac{q}{K_s} \quad \text{نشست آنی}$$

دایره $S_{\text{دایره}} < S_{\text{مربع}} < S_{\text{مستطیل}}$ با فرض ثابت بودن E_s, q, v, I و یکسان بودن مساحت

μ_s : نشست مجاز پی B : بعد کوچک پی E_s : مدول الاستیسیته خاک



I_p : ضریب تاثیر صلیبیت پی (وابسته به نسبت طول به عرض پی) q : تنش در زیر پی $q = \frac{P}{A} - \gamma D_f$ (تنش در زیر پی)

K_s : ضریب عکس العمل بستر پی تابع جنس خاک و ابعاد پی می باشد $(K_s = \frac{E_s}{B(1-\mu_s^2)} \times \frac{1}{I_p})$

در صورتی که خاک زیر پی یک لایه رس اشباع داشته باشیم باید نشست تحکیم را پی را هم حساب کنیم که در این صورت بار زنده وارد بر پی

$$F = DL + 0.5 LL \quad \leftarrow \text{باید با ضریب 0.5 لحاظ شود}$$

$$S_{\text{تحکیم}} = H_v \cdot M_v \Delta \sigma'$$

H_0 : ضخامت اولیه خاک رس در زیر پی B, L : ابعاد پی مستطیلی

M_v : ضریب تراکم پذیری حجمی خاک رس اشباع z : فاصله عمق وسط خاک رس اشباع از کف پی

$\Delta \sigma'$: اضافه تنش موثر ناشی از بارگذاری در خاک رس اشباع $(\Delta \sigma' = \frac{P}{(B+z)(L+z)})$

مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

نوع خاک	نوع پی	سیستم سازه ای	نشست یکنواخت (mm)	نشست غیر یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵	۱۲.۵
	نواری		۴۰	۲۰
	گسترده		۵۰	۲۵
رس	منفرد		۵۰	۲۵
	نواری		۷۰	۳۵
	گسترده		۱۰۰	۵۰

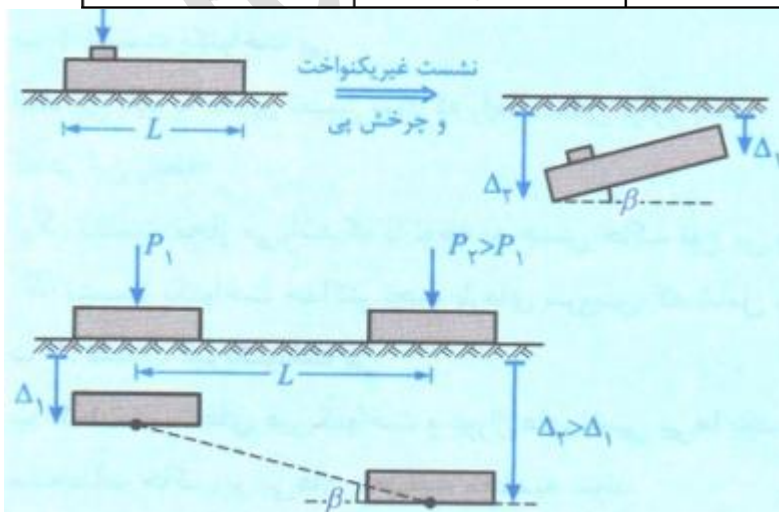
نشست غیر یکنواخت پی

$$\Delta_{\text{غیر یکنواخت}} = \Delta_2 - \Delta_1$$

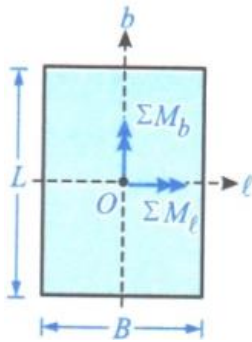
$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{L} \right)$$

مقادیر مجاز چرخش

نوع ساختمان	مقدار حداکثر چرخش R_3
حد خرابی (با اسکلت)	۰.۰۰۶۷
حد ایجاد ترک غیر سازه ای	۰.۰۰۳۳



محاسبه تنش در خاک زیر پی (پی مستطیلی) در پی‌های سطحی



$$e_b = \frac{\sum M_b}{\sum F_y}$$

$$e_l = \frac{\sum M_l}{\sum F_y}$$

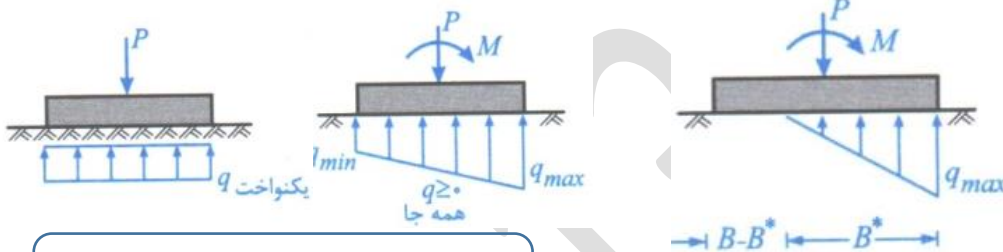
خروج از مرکزیت

محاسبه تنش های q_{max} ، q_{ave} و q_{min} در زیر یک پی سطحی تحت بار گذاری با خروج از مرکزیت یکطرفه

$$e_b = \frac{\sum M_b}{\sum F_y}$$

مرحله (1): محاسبه برایندها و لنگرها و خروج از مرکزیت بارگذاری نسبت به محور اصلی b و یا l

مرحله (2): کنترل e_b (و یا e_l) نسبت به $\frac{1}{6}$ بعد پی و اینکه پی به کشش می افتد یا نه



$$e_b \leq \frac{B}{6} \Rightarrow \text{پی به کشش نمی افتد}$$

$$e_b > \frac{B}{6} \Rightarrow \text{پی به کشش می افتد}$$

مرحله (3): محاسبه تنش های زیر پی

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{اگر پی به کشش نیافتد} \Rightarrow q_{max, min} = \frac{\sum F_y}{A_{پی}} \left(1 \pm \frac{6e_b}{B} \right), \quad q_{ave} = \frac{\sum F_y}{A_{پی}} \\ \text{اگر پی به کشش بیافتد} \Rightarrow q_{max} = \frac{4 \sum F_y}{3 L(B - 2e_b)} \text{ و } q_{min} = 0 \text{ و } q_{ave} = \frac{1}{2} q_{max} \end{array} \right.$$

$$B^* = 1.5(B - 2e_b) \text{ (طولی از پی که تحت فشار است)}$$

$$\Rightarrow q_{max} = q_{min} = q_{ave} = \frac{\sum F_y}{A_{پی}} \Rightarrow \text{توزیع تنش در زیر پی یکنواخت می شود} \Rightarrow \text{اگر خروج از مرکزیت صفر باشد}$$

در کلیه روابط فوق اگر خروج از مرکزیت به جای محور b ، نسبت به محور l باشد، جای e_b با e_l و B با L و B^* با L^* عوض می شود

در پی های منفرد $\frac{1}{4}$ عرض پی می تواند در کشش کار کند بدین منظور کافی است خروج از مرکزیت بارگذاری دارای شرط مقابل باشد:

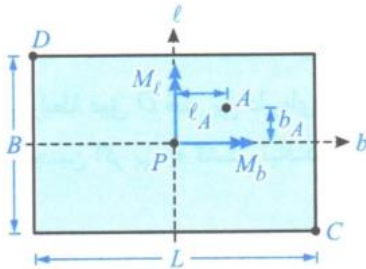
$$e_b \leq \frac{B}{4}$$

پی های گسترده و نواری نباید به کشش بیافتند

نکته ۱: یک پی مستطیلی را در نظر بگیرید که تحت خروج از محوریت دوطرفه باشد (e_b و $e_\ell \neq 0$) محاسبه تنش ها در زیر پی بستگی به این دارد که پی به کشش می افتد یا خیر. شرط به کشش نیافتادن پی مستطیلی تحت بارگذاری با خروج از محوریت دوطرفه به صورت زیر است:

$$\frac{e_b}{B} + \frac{e_\ell}{L} \leq 1 \leftrightarrow \text{پی به کشش نمی افتد}$$

در حالت اول که پی به کشش نمی افتد، برای پی شکل زیر می توانیم بنویسیم:



$$q_{max} = q_C = \frac{\sum F_y}{A_{پی}} \left(1 + \frac{e_b}{B} + \frac{e_\ell}{L} \right)$$

$$q_{min} = q_D = \frac{\sum F_y}{A_{پی}} \left(1 - \frac{e_b}{B} - \frac{e_\ell}{L} \right)$$

$$\text{یک نقطه دلخواه } A: q_A = \frac{\sum F_y}{A_{پی}} \pm \frac{M_b b_A}{I_b} \pm \frac{M_\ell l_A}{I_\ell}$$

در رابطه آخر، اگر لنگرهای M_b و M_ℓ نقطه موردنظر را تحت فشار قرار دهند، جمله مربوط به آن با علامت مثبت و در غیر این صورت اگر M_b و M_ℓ نقطه موردنظر را دچار کشش کنند، جمله مربوط به آن با علامت منفی در رابطه اعمال می گردند. همچنین I_b و I_ℓ ممان اینرسی پی حول محوره های b و ℓ است.

در حالت دوم که پی به کشش می افتد، محاسبات تنش ها بسیار سخت می شود و برای محاسبه تنش ها به نرم افزارهای کامپیوتری نیاز داریم.

نکته ۲: اگر پی غیرمستطیلی باشد، دیگر نمی توانیم از روابط گفته شده برای محاسبه تنش در این بحث استفاده کنیم. در این شرایط برای کنترل به کشش نیافتادن پی باید بنویسیم:

$$q_{min} \geq 0 \Rightarrow \frac{\sum F_z}{A_{پی}} - \frac{\sum M_x \cdot y}{I_x} - \frac{\sum M_y \cdot x}{I_y} \geq 0$$

در یک حالت خاص، اگر پی دایروی باشد، شرط فوق به صورت زیر تبدیل می شود:

$$\text{شرط به کشش نیافتادن پی دایروی} = \frac{\sum M}{\sum F_y} = \frac{D}{\lambda}$$

در رابطه فوق D قطر پی دایره ای است.

$$q = \frac{\sum F_z}{A_{پی}} \pm \frac{\sum M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{\sum M_y \cdot x}{I_y}$$

همچنین اگر پی به کشش نیافتد، مقدار تنش ها به صورت زیر به دست می آیند:

$$q \leq q_a = \min \begin{cases} \frac{q_{ult}}{F.S} \leftarrow \text{طراحی بر اساس ظرفیت باربری} \\ q_s \leftarrow \text{طراحی بر اساس نشست} \end{cases}$$

– مقدار q تنش ایجاد شده در زیر پی است که بسته به نوع پی (صلب یا انعطاف پذیر) و خاک زیر آن (دانه‌ای یا چسبنده) برابر تنش متوسط (q_{ave}) یا تنش حداکثر (q_{max}) ایجاد شده در زیر پی در نظر گرفته می شود.

وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری		
نوع پی	نوع خاک	دانه‌ای
صلب		$q_{ave} < q_a$
انعطاف پذیر		$q_{ave} < q_a$
		صرفاً چسبنده
		$q_{max} < q_a$
		$q_{ave} < q_a$

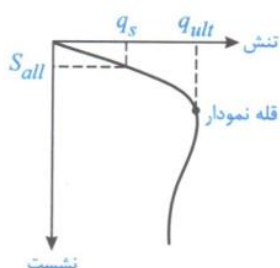
$$q_{ult} = cN_c + q'N_q + 0.5 B\gamma N_\gamma$$

c چسبندگی خاک، q' تنش موثر در عمق D_f (عمق کف پی) و B عرض پی است. N_c ، N_q ، و N_γ ضرایب ظرفیت باربری می باشند

– مقدار q_s تنش نظیر نشست مجاز است که با استفاده از فرمول های نشست آنی و یا نمودار تنش نشست به ازاء قرار دادن نشست مجاز در این فرمول ها یا نمودار ها بدست می آید و مقدار نشست مجاز بر اساس جدول زیر تعیین می شود.

مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی				
نوع خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست یکنواخت (mm)	نشست غیر یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵	۱۲.۵
	نواری		۴۰	۲۰
	گسترده		۵۰	۲۵
رس	منفرد		۵۰	۲۵
	نواری		۷۰	۳۵
	گسترده		۱۰۰	۵۰

$$q_s = \frac{S_e}{B \times \frac{1-\mu_s^2}{E_s} \times I_p}$$



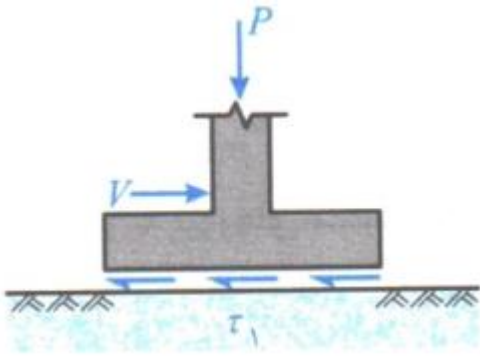
- قله این نمودار ظرفیت باربری نهایی q_{ult} پی را نشان می دهد
- با استفاده از نشست مجاز آئین نامه (S_{all}) و نمایش آن بر روی محور قائم تنش نظیر نشست مجاز یعنی q_s بدست می آید

$$q_a = \min\{q_s, \frac{q_{ult}}{F.S}\}$$

لغزش افقی پی‌های سطحی

نیروی مقاوم برشی

- سطح تماس بتن با خاک زیرش:



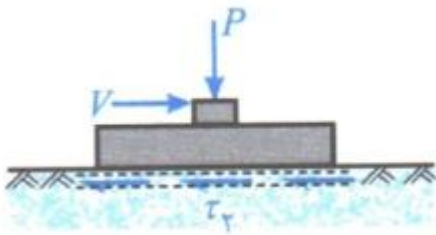
$$\tau_1 = C_a + \sigma_v \tan \delta, \quad \sigma_v = \frac{N}{A}$$

N : برآیند بارهای قائم وارد بر پی شامل نیروی ستون، وزن پی و ... می‌باشد

C_a : تنش چسبندگی بین بتن و خاک

$$\left. \begin{aligned} \delta = \varphi' & \leftarrow \text{پی ساخته شده با بتن درجا} \\ \delta = \frac{2}{3} \varphi' & \leftarrow \text{پی ساخته شده با بتن پیش ساخته} \end{aligned} \right\} \delta$$

- سطح تماس داخلی در خاک زیر پی:



$$\tau_2 = C + \sigma_v \tan \varphi, \quad \sigma_v = \frac{N}{A}$$

N : برآیند بارهای قائم وارد بر پی شامل نیروی ستون، وزن پی و ... می‌باشد.

C : تنش چسبندگی (در خاک‌های دانه‌ای $C = C_a = 0$)

φ : زاویه اصطکاک داخلی خاک زیر پی (در خاک‌های رسی زهکشی نشده $\delta = \varphi = 0$)

$$F_{\text{مقاوم برشی}} = \min\{\tau_1, \tau_2\} \times A_{\text{پی}} = \min\{C_a A + N \tan \delta, C A + N \tan \varphi\}$$

- نیروی خاک (اگر پی داخل خاک باشد):

$$P_p = 0.5 \times \left(\frac{1}{\gamma} \times \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \gamma H^2 l, \quad K = 0.5 k_p \text{ مقاوم}$$

$$P_a = \left(\frac{1}{\gamma} \times \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) \gamma H^2 l, \quad K = k_a \text{ محرک}$$

اگر در اطلاعات سوال فقط ضرایب C_a و δ و یا C و φ داده شوند نیازی به محاسبه هر دو تنش τ_1 و τ_2 نیست و فقط τ نظیر همان اطلاعات داده شده را می‌یابیم

$$S = \{C_a A + N \tan \delta\} \quad \text{اگر حالت زهکشی شده یا زهکشی نشده باشیم}$$

$$S = N \tan(\delta) \quad \text{خاک در شرایط زهکشی شده:}$$

هر گونه چسبندگی موثر (C') نادیده گرفته می‌شود

$$S = A' \cdot C_u \quad \text{خاک در شرایط زهکشی نشده:}$$

$$F \cdot S_{\text{لغزش}} = \frac{S + P_p}{V + P_a}$$

N : نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه و خاک پی

$$\left. \begin{aligned} \delta = \varphi' & \leftarrow \text{پی ساخته شده با بتن درجا} \\ \delta = \frac{2}{3} \varphi' & \leftarrow \text{پی ساخته شده با بتن پیش ساخته} \end{aligned} \right\} \delta$$

A' : مساحت موثر سطح زیرین پی

C_u : چسبندگی زهکشی نشده خاک

$$\left\{ \begin{aligned} F \cdot S_{\text{لغزش}} &\geq F \cdot S_{\text{آئین نامه‌ای}} \implies \text{پی در مقابل لغزش مناسب است} \\ F \cdot S_{\text{لغزش}} &< F \cdot S_{\text{آئین نامه‌ای}} \implies \text{پی در مقابل لغزش مناسب نیست} \end{aligned} \right.$$

شرایط بارگذاری	استاتیکی	لرزه‌ای
$F \cdot S_{\text{لغزش}}$	۱.۵	۱.۲

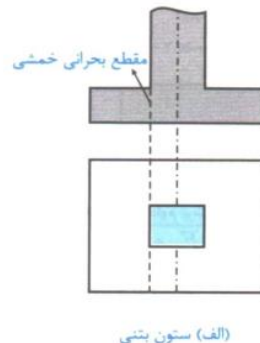
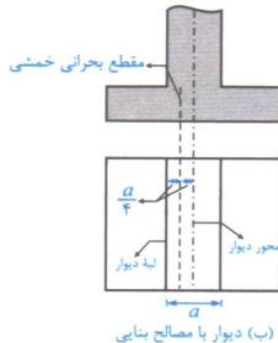
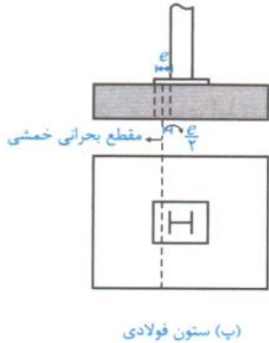
مقطع بحرانی در خمش و برش

مقطع بحرانی خمش

برای شالوده هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، در وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون می باشد

برای شالوده هایی که زیر دیوار با مصالح بنایی قرار دارند در وسط لبه دیوار تا محور دیوار می باشد

برای شالوده هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار بتنی قرار دارند در بر عناصر مزبور، متکی به شالوده می باشد



$$M_u = q_u \frac{B(L-a)^2}{8}$$

M_u : لنگر در مقطع بحرانی

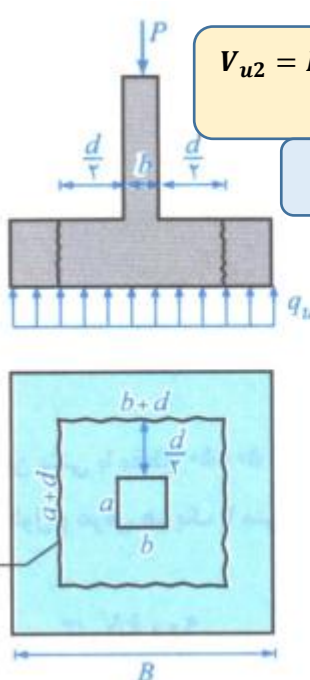
در شالوده های منفرد و زیر دیوار، باید امکان ایجاد لنگر خمشی منفی و لزوم آرماتور گذاری در بالای مقطع شالوده بررسی شود

مقطع بحرانی برش

مقطع بحرانی برای محاسبات برش یکطرفه به فاصله و برای برش دو طرفه به فاصله از محل های تعیین شده به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

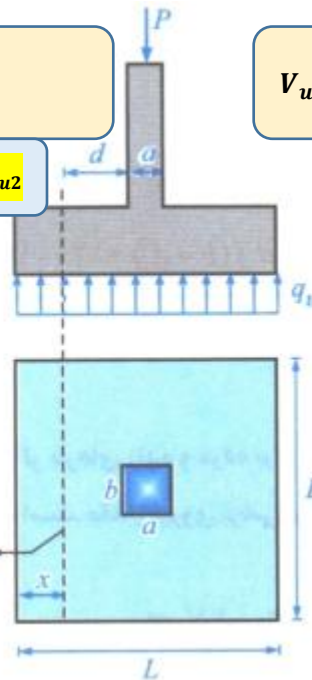
(الف) برای شالوده هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار بتنی قرار دارند در بر عناصر مزبور، متکی به شالوده می باشند

(ب) برای شالوده هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، در وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون ها می باشد



$$V_{u2} = P_u - q_u[(a+d)(b+d)]$$

V_{u2} : برش دو طرفه در مقطع بحرانی



$$V_{u1} = q_u B \left[\frac{(L-a)}{2} - d \right]$$

V_{u1} : برش یکطرفه در مقطع بحرانی

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL$$

L و B : طول و عرض پی

a و b : ابعاد ستون به ترتیب در جهت L و B

q_u : تنش یکنواخت ایجاد شده در زیر پی ($q_u = \frac{P_u}{A}$)

d : ارتفاع موثر پی

ضرایب اطمینان ، کاهش مقاومت و بار در طراحی پی‌های سطحی - فاصله مناسب پی از گود

حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی

تراوش		برشی				ضریب اطمینان
فشار رو به بالا	رگاب	پایداری کلی	واژگونی ساختمان	ظرفیت باربری	لغزش	
1.5	4	1.5	1.75	3	1.5	ضریب اطمینان

حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای					نوع گسستگی
پایداری کلی	واژگونی ساختمان	ظرفیت باربری	لغزش	ضریب اطمینان	
1.2	1.5	2	1.2	ضریب اطمینان	

$$FS = \frac{\text{برایند نیروها یا تنش‌های مقاوم}}{\text{برایند نیروها یا تنش‌های مخرب}}$$

ترکیب بار حالت بهره‌برداری

$$\begin{cases} F = F_D + 0.5F_L & \text{تنش مجاز خاک چسبنده} \\ 1 = \text{همه ضریب تقلیل‌ها} \end{cases}$$

ترکیب بار روش ضریب بار و مقاومت

$$\begin{cases} F = 1.2F_D + 1.6F_L & \text{شرایط استاتیکی} \\ F = 1.2F_D + F_L + F_E & \text{شرایط لرزه‌ای} \end{cases}$$

ترکیب بار روش تنش مجاز

$$\begin{cases} F = F_D + F_L & \text{شرایط استاتیکی} \\ F = F_D + \max\{(1.25F_L + 0.525F_E), 0.7F_E\} & \text{شرایط لرزه‌ای} \end{cases}$$

ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی و شرایط لرزه‌ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

کنترل‌ها	ضرایب مقاومت	
	شرایط استاتیکی	شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۱	۱.۲۵
ظرفیت باربری	۰.۵	۰.۷۵
واژگونی	۰.۷۵	۱
لغزش	۱	۱.۲۵

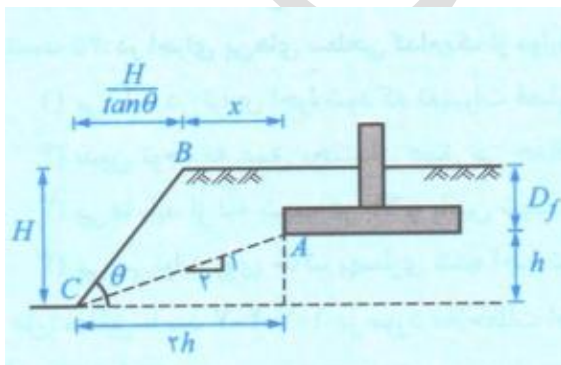
$$q_{ult,r} = \phi \times q_{ult} \quad (\text{ظرفیت باربری نهایی}) = \phi \quad (\text{ظرفیت باربری کاهش یافته})$$

$$F_{R,r} = \phi \times S \quad (\text{نیروی مقاوم کاهش یافته لغزش}) = \phi \quad (\text{لغزش})$$

شرایط لرزه‌ای نسبت به شرایط استاتیکی

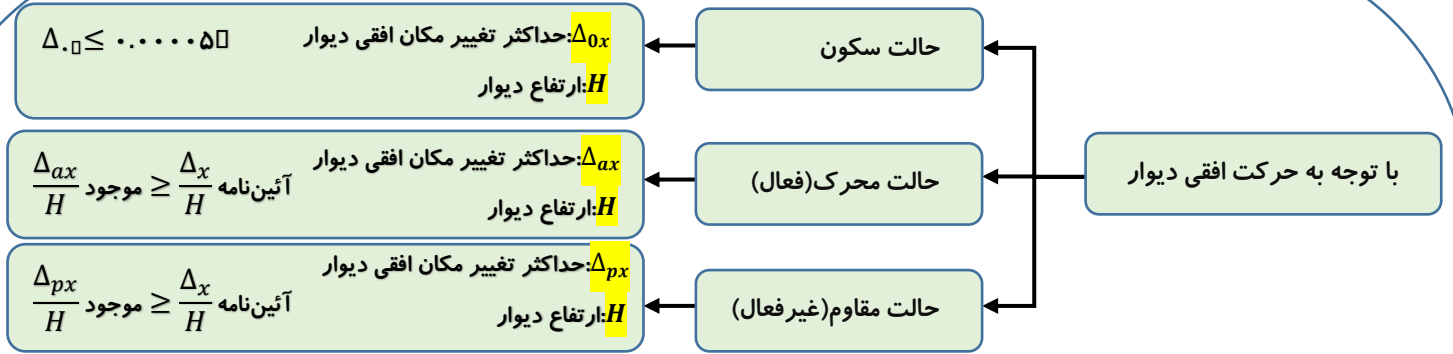
$$\begin{cases} \text{ظرفیت باربری کمتر کاهش می‌یابد} & q_{all} = \frac{q_{ult}}{FS} \xrightarrow{FS \text{ کمتر}} \\ \text{ظرفیت باربری کمتر کاهش می‌یابد} & q_{ult,r} = \phi q_{ult} \xrightarrow{\phi \text{ بیشتر}} \end{cases}$$

اگر پی در بالای گود واقع شده باشد، فاصله مناسب پی از گود باید رعایت شود به‌طوری که یک خط باشیب ۲ (افقی) به ۱ (قائم) که از لبه سمت چپی پی (نقطه A) رسم می‌شود، نباید به دیواره گود (یعنی طول BC) برخورد کند. پس در حالت مرزی اگر خط را در پایین‌ترین نقطه گود (نقطه C) در نظر بگیریم، فاصله پی از لبه بالایی شیب (نقطه B) طبق رابطه زیر بدست می‌آید:



$$x = 2h - \frac{H}{\tan\theta}$$

ارزیابی شرایط خاک پشت دیوار



تغییر شکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار با ارتفاع H

$\frac{\Delta_x}{H}$		$\frac{\Delta_x}{H}$			نوع خاک
گودبرداری بیش از ۲۰ متر		$\frac{\Delta_x}{H}$	گودبرداری تا ۲۰ متر		
مقاوم	محرک		مقاوم	محرک	
۰.۰۰۰۸	۰.۰۰۰۰۸	۱۰	۰.۰۱	۰.۰۰۱	ماسه متراکم
۰.۰۱۶	۰.۰۰۰۱۶	۱۰	۰.۰۲	۰.۰۰۰۲	ماسه با تراکم متوسط
۰.۰۳۲	۰.۰۰۰۳۲	۱۰	۰.۰۴	۰.۰۰۰۴	ماسه سست
۰.۰۱۶	۰.۰۰۰۱۶	۱۰	۰.۰۲	۰.۰۰۰۲	لای متراکم
۰.۰۴	۰.۰۰۰۰۸	۵	۰.۰۵	۰.۰۰۱	رس متراکم
۰.۰۴۸	۰.۰۰۱۶	۳	۰.۰۶	۰.۰۰۲	رس نرم

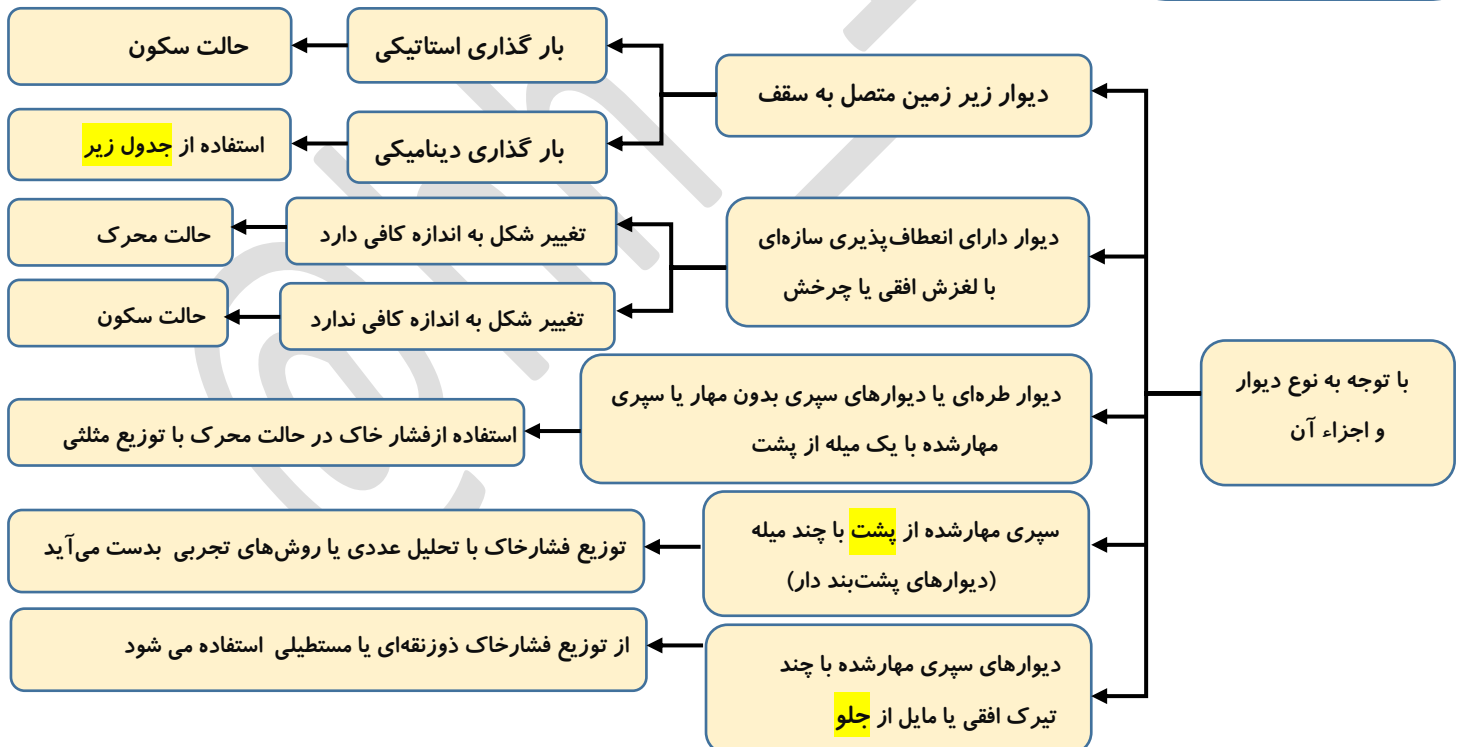
محرک: دیوار از خاک دور می شود

مقاوم: دیوار به خاک نزدیک می شود

نتایج حاصل از جدول:

$$\Delta = \frac{\Delta_x}{H}$$

- $\Delta_{\text{محرک}} > \Delta_{\text{سست}}$
- $\Delta_{\text{خاک دانه‌ای}} > \Delta_{\text{خاک چسبنده}}$
- $\Delta_{\text{حالت محرک}} > \Delta_{\text{حالت مقاوم}}$

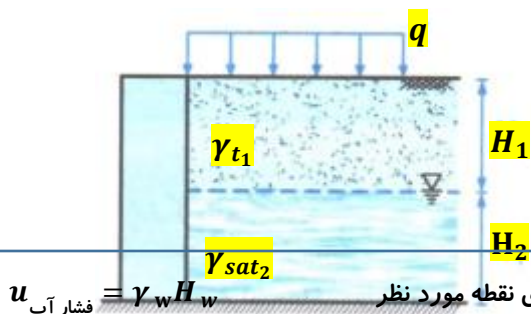


تعیین فشار دینامیکی خاک

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونو-اکابه یا فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

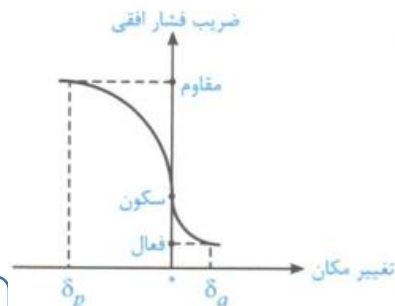
فشار جانبی خاک (استاتیکی)

شرایط سکون: دیوار حائل جابه جایی کمی نسبت خاک مجاورش داشته باشد (دیوار زیر زمین)



$$\sigma_h = \sigma'_h + u = k_0 \sigma'_v$$

$$k_0 = 1 - \sin \phi'$$



$$\sigma'_h \text{ (تنش موثر افقی)} \text{ و } \sigma'_v \text{ (تنش موثر قائم)} = \gamma_{t1} H_1 + \gamma'_{t2} H_2 + q, \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

شرایط مقاوم: دیوار حائل به اندازه کافی به خاک مجاورش نزدیک شود

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = k_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{k_p} + u$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1}{k_a}$$

$$\sigma'_h \text{ (تنش موثر افقی)} \xrightarrow{\text{شرایط مقاوم}} \sigma_p \text{ (فشار مقاوم)}$$

شرایط محرک: دیوار حائل به اندازه کافی از خاک مجاورش دور شود

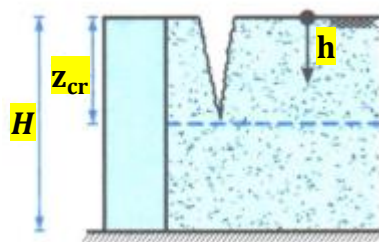
$$\sigma_h = \sigma'_h + u = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} + u$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_h \text{ (تنش موثر افقی)} \xrightarrow{\text{شرایط محرک}} \sigma_a \text{ (فشار محرک)}$$

ترک کششی: اگر خاک مجاور دیوار رسی بوده و در شرایط محرک قرار گرفته باشد احتمال بوجود آمدن ترک کششی هست

$$\begin{cases} \text{خاک رس خشک یا مرطوب} \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma_t \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}, \quad \gamma = \gamma_t \text{ یا } \gamma_d \\ \text{خاک رس اشباع در شرایط زهکشی نشده} \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}} - \frac{q}{\gamma_{sat}} \\ \text{خاک رس اشباع در شرایط زهکشی شده} \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'}, \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \end{cases}$$



در خاکهای چسبنده، حداکثر عمق پایدار و عمق ایمن و مجاز گودبرداری (بدون احداث سازه

$$\begin{cases} H_{max} \text{ (حداکثر عمق پایدار گود)} = 2z_{cr} \\ H_{all} \text{ (حداکثر عمق ایمن و مجاز گود)} = \frac{H_{max}}{F.S} \end{cases} \quad \text{نکته: برابر می شوند با:}$$

$$\begin{cases} h \leq z_{cr} \Rightarrow \sigma_a = 0 \\ h > z_{cr} \Rightarrow \sigma_a = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \end{cases}$$

ترکیب بارهای استاتیکی

روش تنش مجاز (ترکیب بارهای بدون ضریب افزایشده) $\leftarrow H$ و $H = F_h$ (فشار جانبی خاک)

روش حالت حدی (ترکیب بارهای ضریب دار) $\leftarrow 1.6 H$ و $H = F_h$ (فشار جانبی خاک)

فشار جانبی خاک در هنگام زلزله (دینامیکی)

فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار جانبی خاک در هنگام زلزله

$$\sigma_h = \Delta\sigma_h + \sigma_h$$

استاتیکی اضافه فشار زلزله لرزه‌ای

محاسبه اضافه فشار خاک هنگام زلزله ($\Delta\sigma_h$)

بسته به نوع خاک و شرایطی (سکون، محرک یا مقاوم) که می‌خواهیم فشار جانبی لرزه‌ای (دینامیکی) را محاسبه نماییم به شرح زیر است:

الف) خاک در شرایط سکون (خاک پشت دیوار حائل زیر زمین)

- خاک با تراکم بالا (خاک سخت) ← در شرایط سکون ($k = k_0$) در نظر گرفته و روش وود را پیشنهاد می‌کند
- خاک با تراکم متوسط (خاک سست) ← آئین‌نامه دو راه حل پیشنهاد می‌دهد:

۱. خاک را در حالت محرک ($k = k_a$) در نظر گرفته و از روش مونوبه-اکابه برای محاسبه اضافه فشار لرزه‌ای استفاده شود در این روش

$$\Delta\sigma_h = \sigma_h - \sigma_h$$

لرزه‌ای محاسبه شده و با تفاضل آن از استاتیکی مقدار اضافه فشار زلزله به دست می‌آید استاتیکی لرزه‌ای اضافه فشار زلزله

۲. اثر زلزله در نظر گرفته نشود (لرزه‌ای σ_h و $\Delta\sigma_h$ را محاسبه نکنیم) و مثل شرایط استاتیکی خاک را با فشار جانبی

سکون ($k = k_0$) در نظر بگیریم (و فقط استاتیکی σ_h را محاسبه کنیم) (این راه حل محافظه کارانه‌تر است)

ب) خاک در شرایط محرک یا مقاوم

و از روش مونوبه-اکابه برای محاسبه اضافه فشار لرزه‌ای استفاده شود در این روش لرزه‌ای σ_h محاسبه شده و با تفاضل آن از استاتیکی σ_h ،

$$\Delta\sigma_h = \sigma_h - \sigma_h$$

مقدار اضافه فشار زلزله به دست می‌آید استاتیکی لرزه‌ای اضافه فشار زلزله

به‌طور کلی $k_{ae} > k_a$ و $k_{pe} < k_p$ است یعنی زلزله فشار محرک را افزایش و فشار مقاوم را کاهش می‌دهد

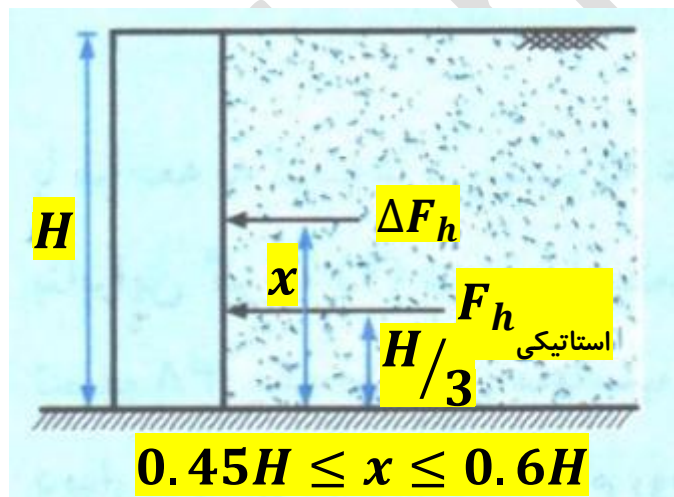
محل اثر نیروی ناشی از اضافه فشار خاک هنگام زلزله (ΔF_h)

محل اثر نیروی ناشی از اضافه فشار خاک هنگام زلزله (ΔF_h) در فاصله

0.45H الی 0.6H از پای دیوار در نظر گرفته می‌شود

دیوار صلب ← 0.45H

دیوار انعطاف‌پذیر ← 0.6H



ترکیب بارهای لرزه‌ای

روش تنش مجاز (ترکیب بارهای بدون ضریب افزایشدهنده) ← $D + 0.7E$ (استاتیکی $D = F_h$ و لرزه‌ای $E = \Delta F_h$)

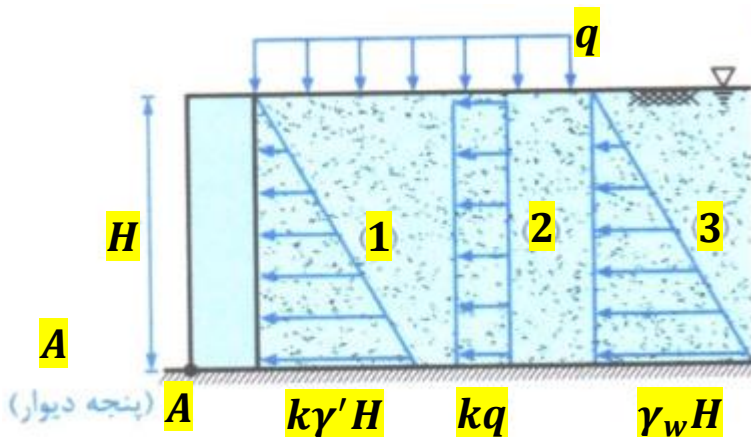
روش حالت حدی (ترکیب بارهای ضریب‌دار) ← $D + E$ (استاتیکی $D = F_h$ و لرزه‌ای $E = \Delta F_h$)

بار استاتیکی به صورت بار مرده در نظر گرفته می‌شود.

F_h (نیروی افقی وارد بر دیوار) = $\sum$ (طول دیوار $\times$ مساحت نمودار توزیع فشار) در نظر گرفته می شود

بازو: M (لنگر وارد بر دیوار حول نقطه A) = $\sum F_{hi} \times$ بازو

فاصله مرکز سطح نمودار توزیع فشار تا نقطه A

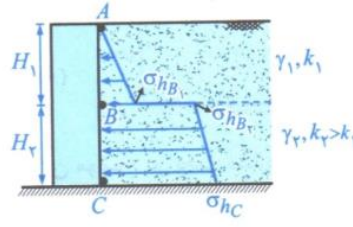
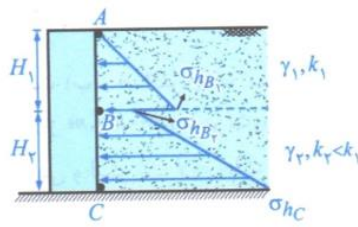
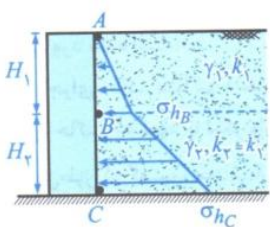


خاک یک لایه دانه ای با k و γ ثابت و $c' = 0$

$$F_h = \frac{1}{2} k \gamma' H^2 L + k q H L + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 L$$

$$M = \frac{1}{6} k \gamma' H^3 L + \frac{1}{2} k q H^2 L + \frac{1}{6} \gamma_w H^3 L$$

وجود چند لایه خاک در پشت دیوار



$$k_1 = k_2 = k \Rightarrow \sigma_{hB_1} = \sigma_{hB_2} = \sigma_{hB}$$

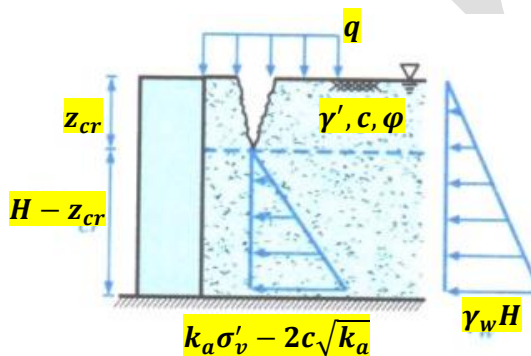
$$k_2 < k_1 \Rightarrow \sigma_{hB_2} < \sigma_{hB_1}$$

$$k_2 > k_1 \Rightarrow \sigma_{hB_2} > \sigma_{hB_1}$$

برای بدست آوردن نیرو و لنگر کافی است مقاطع دوزنقه ای تبدیل به مقاطع معمول (مثلث و مستطیل) شوند و آنگاه آنها را بدست آوریم

خاک چسبنده باشد و ترک کششی مطرح شود

خاک ترک خورده باشد ($z_{cr} > 0$):

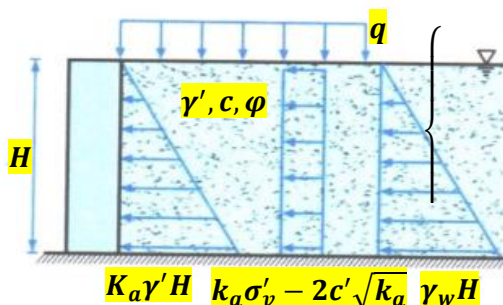


$$F_h = \frac{1}{2} k_a \gamma' (H - z_{cr})^2 L + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 L$$

$$M = \frac{1}{6} k \gamma' (H - z_{cr})^3 L + \frac{1}{6} \gamma_w H^3 L$$

$$\begin{cases} \text{خاک رس خشک یا مرطوب} \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma_t \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}, \quad \gamma = \gamma_t \text{ یا } \gamma_d \\ \text{خاک رس اشباع در شرایط زهکشی نشده} \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}} - \frac{q}{\gamma_{sat}} \\ \text{خاک رس اشباع در شرایط زهکشی شده} \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'}, \quad \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \end{cases}$$

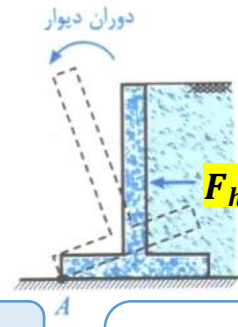
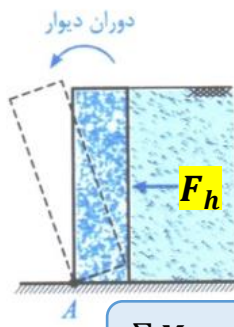
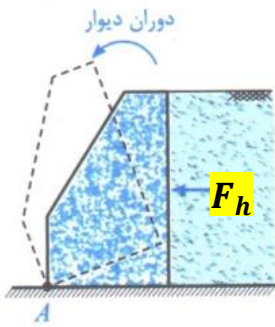
خاک ترک نخورده باشد ($z_{cr} \leq 0$) (قبل از وقوع ترک کششی):



$$F_h = \frac{1}{2} k \gamma' H^2 L + (k_a q - 2c \sqrt{k_a}) H L + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 L$$

$$M = \frac{1}{6} k \gamma' H^3 L + \frac{1}{2} (k_a q - 2c \sqrt{k_a}) H^2 L + \frac{1}{6} \gamma_w H^3 L$$

کنترل واژگونی



$$\sum M_{\text{مقاوم}} = \sum (w_i \times x_i)$$

$\sum w_i$: (وزن دیوار + وزن خاک روی آن)

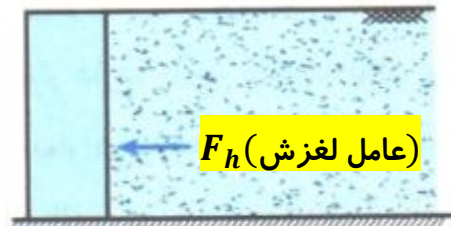
x_i : بازوی لنگر نسبت به پنجه دیوار (A)

روش تنش مجاز ← $FS_{\text{لغزش}} = \frac{\sum M_{\text{مقاوم}}}{\sum M_{\text{محرک}}} \geq FS_{\text{آیین نامه}}$

روش ضریب بار و مقاومت ← $M_{u\text{محرک}} \leq \phi M_{\text{مقاوم}}$

$M_A = \frac{1}{6} k \gamma' H^3 L + \frac{1}{2} k q H^2 L + \frac{1}{6} \gamma_w H^3 L$ $\Rightarrow$ یک لایه خاک
دانه‌ای اشباع که سربار q روی آن قرار دارد

ضرایب مقاومت بار و مقاومت (ϕ)				حداقل ضریب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز (FS)			
گودبرداری		گودبرداری		گودبرداری		گودبرداری	
با عمق بیش از ۲۰ متر		تا عمق ۲۰ متر		با عمق بیش از ۲۰ متر		تا عمق ۲۰ متر	
لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی
1.5	1.02	1.25	0.85	1.44	2.1	1.2	1.75
واژگونی				واژگونی			



F_R (عامل مقاوم)

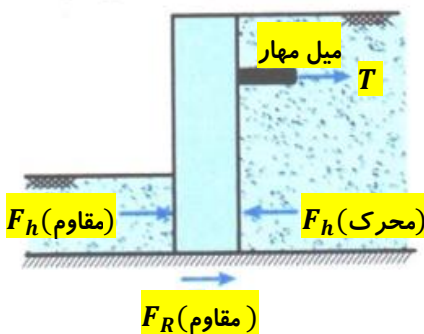
$$F_R = \min\{c'A + N \tan \phi', c_a A + N \tan \delta\}$$

کنترل لغزش

N : برآیند نیروهای قائم (وزن دیوار + وزن خاک روی آن) C' : چسبندگی خاک

ϕ' : زاویه اصطکاک داخلی خاک C_a : چسبندگی خاک و دیوار

δ : زاویه اصطکاک داخلی خاک و دیوار $\tan \delta$: ضریب اصطکاک کف دیوار و خاک



روش تنش مجاز ← $FS_{\text{لغزش}} = \frac{\sum F_{\text{مقاوم}}}{\sum F_{\text{محرک}}} \geq FS_{\text{آیین نامه}}$

روش ضریب بار و مقاومت ← $F_{u\text{محرک}} \leq \phi F_{\text{مقاوم}}$

$F_h = \frac{1}{2} k \gamma' H^2 L + k q H L + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 L$ $\Rightarrow$ یک لایه خاک دانه‌ای
اشباع که سربار q روی آن قرار دارد

ضرایب مقاومت بار و مقاومت (ϕ)				شرایط	
گودبرداری		گودبرداری		گودبرداری	
با عمق بیش از ۲۰ متر		تا عمق ۲۰ متر		با عمق بیش از ۲۰ متر	
لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی
1.5	1.2	1.25	1	1.5	1.2
لغزش					

حداقل ضریب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز (FS)							
گودبرداری تا عمق ۲۰ متر				گودبرداری با عمق بیش از ۲۰ متر			
مقاومت خاک مقابل		مقاومت خاک مقابل		مقاومت خاک مقابل		مقاومت خاک مقابل	
دیوار لحاظ نشود		دیوار لحاظ نشود		دیوار لحاظ نشود		دیوار لحاظ نشود	
لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی
1.5	1.2	2	2	1.8	1.44	2.4	2.4
لغزش							

جدول ضریب اطمینان و ضرایب مقاومت سازه‌های نگهبان صلب-خاکریزها و شیروانی‌ها

ضریب اطمینان و ضرایب دیوارهای صلب

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۱.۷۵	۱.۵	۳	۱.۵
لرزه‌ای	۱.۲	۱.۲	۲	۱.۳

در دیوارهای صلب بار قائم در تراز پی باید در ثلث ($\frac{1}{3}$) میانی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی باید مقدار ($\frac{B}{6}$) باشد (هیچ قسمتی از پی به کشش نیفتد) خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات وزنی ناپیوسته (نظیر بلوک بتنی) کافی است از ۰.۲۵ بیشتر نشود، یعنی اگر بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد مجاز است.

جدول ۵-۵-۷ ضرایب مقاومت دیوارهای صلب (ϕ)			
کنترل‌ها	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط لرزه‌ای	تعریف مقاومت
پایداری کلی	1	1.15	ممان یا نیروی مقاوم در برابر لغزش
ظرفیت باربری	0.5	0.75	ظرفیت باربری نهایی (q_u)
واژگونی	0.85	1.25	لنگر مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	1	1.25	نیروی مقاوم در برابر لغزش افقی

خاکریزی پشت دیوار

بهترین نوع مصالح ← SW, GP, GW, SP

شرط استفاده از خاک‌های SM, GC, GM, SC ← بتوان از سیستم‌های زهکشی مناسب استفاده و خاک را همواره در شرایط غیر اشباع و رطوبت کم نگه داشت.

انواع دیگر خاکها جهت استفاده به عنوان خاکریز مناسب نمی باشند، مگر آنکه تمهیدات لازم با نظر مشاور ذیصلاح (مانند روش‌های تثبیت با آهک، سیمان و غیره و تامین زهکشی) دیده شده باشند

ضرایب کاهش مقاوم در خاکریزها و شیروانی‌ها

جدول ۷-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت شیروانی (ϕ)		
کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	1	1.15
ظرفیت باربری	0.5	0.75
لغزش	0.9	0.95

کنترل واژگونی و لغزش دیوارهای سپرگونه

مهم‌ترین عامل در مقابل لغزش و واژگونی خاک مقاوم در مقابل دیوار است که نیرو و لنگر ناشی از آن برابر می‌شوند با :

$$F_{\text{مقاوم}} = \frac{1}{2} k_p \gamma' H^2 L$$

$$M_{\text{مقاوم}} = \frac{1}{6} k_p \gamma' H^3 L$$

اگر میل مهار نیز به دیوار متصل باشد آن را هم باید در نیرو و لنگر مقاوم لحاظ کنیم

$$FS_{\text{لغزش}} = \frac{\sum F_{\text{مقاوم}}}{\sum F_{\text{محرک}}} \geq FS_{\text{آئین‌نامه}}, \quad FS_{\text{واژگونی}} = \frac{\sum M_{\text{مقاوم}}}{\sum M_{\text{محرک}}} \geq FS_{\text{آئین‌نامه}}$$

حداقل ضریب اطمینان دیوارهای انعطاف‌پذیر سپری در طراحی به روش تنش مجاز (FS)			
گودبرداری با عمق بیش از ۲۰ متر		گودبرداری تا عمق ۲۰ متر	
لرزه‌ای	استاتیکی	لرزه‌ای	استاتیکی
1.44	2.1	1.2	1.75

ضریب اطمینان واژگونی سپری ← مشابه دیوارهای صلب (جدول فوق)

لغزش افقی سپری :

برای خاک‌های تحکیم نیافته ← ضریب اطمینان ($FS = 2$) بر فشار جانبی مقاوم جلوی سپر اعمال می‌شود تا مقدار نیروی مقاوم جلوی سپر کاهش یابد

برای خاک‌های تحکیم یافته ← ضریب اطمینان ($FS > 2$) بر فشار جانبی مقاوم جلوی سپر اعمال می‌شود تا مقدار نیروی مقاوم جلوی سپر کاهش یابد

افزایش عمق گیری سپر : در روش تنش مجاز طول مورد نیاز نفوذ سپر در خاک در (1.5) ضرب شود (اگر عمق مدفون مجهول باشد پس از محاسبه 1.5 برابر می‌شود)

ضریب اطمینان مهار : در صورتی که دیوار سپری مهار شده باشد برای محاسبه باربری مجاز

مهار تزریق در خاک ← $FS = 3$

مهار تزریقی در سنگ ← $FS = 4$

میل مهار به متصل سپر ← ضریب اطمینان مشابه سپرها انتخاب می‌شود

میل مهار به متصل شمع ← ضریب اطمینان شمع

جدول ۵-۶ ضرایب مقاومت دیوارهای انعطاف‌پذیر (ϕ)		
کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	1	1.15
واژگونی	0.85	1.25
لغزش	1	1.25
دیوار مهاری یا المان مقاوم	0.75	0.85
مقاومت کششی	0.8	0.8
مقاومت در برابر بیرون کشیدن	0.65	0.9
برای خاک	0.5	1
برای سنگ		

ضرایب مقاومت دیوارهای انعطاف‌پذیر

ضرایب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت دیوارهای خاک مسلح

ضرایب اطمینان کلی دیوارهای خاک مسلح

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	1.75	1.5	2	1.5
لرزه‌ای	1.2	1.2	2	1.3

مطابق ضرایب اطمینان دیوارهای صلب جدول (۷-۵-۳) به جز ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری که برابر ۲ می باشد

ضریب اطمینان مسلح کننده‌ها

ضریب اطمینان مربوط به تنش کششی مجاز مسلح کننده‌ها

برای فلزات (باتوجه به خوردگی محیط) $1.5 \leq FS \leq 1.7$

برای ژئوسنتتیک‌ها (بر اساس ضرایب اطمینان جزئی) $1.5 \leq FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd} \leq 2.5$

FS_{id} : ضریب اطمینان احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱,۱ تا ۱,۵ با توجه به روش اجرا)

FS_{cr} : ضریب اطمینان خزش (۱ تا ۳ با توجه به نوع مصالح)

FS_{cd} : ضریب اطمینان خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱,۵ با توجه به محیط)

FS_{bd} : ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۳)

$$T_a = T_{ult} \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right)$$

T_a : مقاومت کششی مجاز T_{ult} : مقاومت کششی نهایی

ضریب اطمینان در ارتباط با نیروی بیرون کشیدن مهارها:

ضریب اطمینان اتصال بین مهار و نمای خاک مسلح $FS = 1.5$

ضریب اطمینان بیرون کشیدن مهار مسلح کننده‌ها $FS = 1.5$

ضریب کاهش نیروی مقاوم نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح

جدول ۷-۵-۵ ضرایب مقاومت دیوارهای صلب (φ)			
کنترل‌ها	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط لرزه‌ای	تعریف مقاومت
پایداری کلی	1	1.15	ممان یا نیروی مقاوم در برابر لغزش
ظرفیت باربری	0.5	0.75	ظرفیت باربری نهایی (q_u)
واژگونی	0.85	1.25	لنگر مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	1	1.25	نیروی مقاوم در برابر لغزش افقی

دیوار های خارجی

جدول ۷-۵-۸ ضرایب کاهش مقاومت در پایداری داخلی دیوارهای خاک مسلح (مسلح کننده‌ها) (φ)			
نوع پایدار سازی	کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
مسلح کننده	مقاومت کششی تسمه فلزی	0.75	0.95
	مقاومت کششی مسلح کننده ژئوسنتتیک	0.9	1.2
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح کننده	0.9	0.95
	لغزش بین مسلح کننده و خاک	0.8	0.95

دیوار های داخلی

آزمایش مهاربندی ها - بالازدگی کف گود

مشخصات کابل‌های پیش‌تندگی و میلگردهایی که برای مهاربندی بکار گرفته می‌شوند، باد بر اساس آیین‌نامه‌های سازه‌ای مربوطه تعیین شوند طول آزاد مهاربندی‌ها نباید کمتر از ۵ متر انتخاب گردد.

آزمایش باربری مهارها

جدول ۷-۵-۹ آزمایش باربری مهارها			
حالت	شرایط کارگاه و خاک	بار آزمایش	حداقل تعداد آزمایش
۱	تجربه در خاک و مهار مورد نظر در نزدیکی کارگاه وجود داشته باشد	۱۵۰٪ بار طراحی (۱.۵ برابر بار طراحی)	۵٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند
۲	تجربه در آن خاک و مهار وجود داشته باشد، اما نه در نزدیکی کارگاه	۱۵۰٪ بار طراحی (۱.۵ برابر بار طراحی)	۵٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۲ الی ۳ مهار تا ۲۰۰٪ بار طراحی آزمایش شوند (۲ برابر بار طراحی)
۳	تجربه در آن خاک و مهار وجود نداشته باشد	۱۵۰٪ بار طراحی (۱.۵ برابر بار طراحی)	۱۰٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۲ الی ۳ مهار تا ۲۵۰٪ بار طراحی آزمایش شوند (۲.۵ برابر بار طراحی)

- انتهای کلیه آزمایش‌های فوق آزمایش خزش انجام گیرد
- اگر در آزمایش‌های فوق مهاری زیر ۲۰۰٪ بار طراحی گسیخته شود باید طراحی مجدد انجام شود. در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند می‌توان به جای ۱۵۰٪ در بار ۱۲۵٪ بار طراحی انجام شود (مهار موقت ← استفاده تا ۲ سال)
- آزمون‌های فوق باید با بارگذاری باربرداری جهت تعیین عملکرد مهارها انجام شود. هر پله بارگذاری و باربرداری حداقل ۲۵٪ بار طراحی باشد

آزمایش خزش مهارها

جدول ۷-۵-۱۰ آزمایش خزش مهارها			
خاک	مقدار بار	مدت نگهداری بار حداکثر در آزمایش خزش	نرخ قابل قبول
ماسه	۱۵۰٪ بار طراحی (۱.۵ برابر بار طراحی)	۱ الی ۲ ساعت	در نمودار تغییر مکان-لگاریتم زمان باید شیب در بازه ۲۰ دقیقه، کمتر از ۲ میلی متر باشد
رس	۱۵۰٪ بار طراحی (۱.۵ برابر بار طراحی)	۲۴ ساعت	

- در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند می‌توان به جای ۱۵۰٪ در بار ۱۲۵٪ بار طراحی انجام شود (مهار موقت ← استفاده تا ۲ سال)
- هنگامی یک مهار از نظر آزمایش خزش قابل قبول است که تحت بار گذاری مطرح شده، در هر ۲۰ دقیقه کمتر از 2mm تغییر مکان داشته باشد

ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف گود

ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف گود ← بالا زدگی کف گود باید کنترل شود ترجیحا $(\frac{\gamma H}{C} < 6)$ باشد.

نشست شمع‌ها

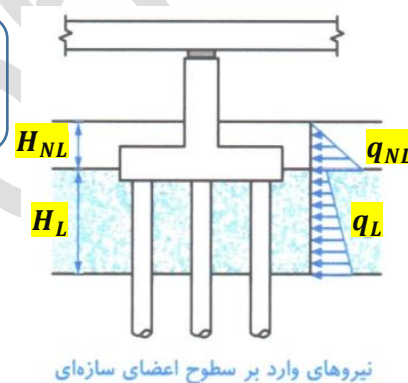
مقادیر مجاز نشست شمع تکی ← مشابه پی منفرد مقادیر مجاز نشست گروه شمع ← مشابه پی گسترده

مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی			
نوع خاک	نوع پی	نشست یکنواخت (mm)	نشست غیر یکنواخت (mm)
ماسه	شمع منفرد	25	12.5
	گروه شمع	50	25
رس	شمع منفرد	50	25
	گروه شمع	100	50

نیروی‌های وارد بر شمع‌ها در خاک‌های روانگرا

$$\begin{cases} q_{NL} = C_{NL} k_P \gamma_{NL} \cdot x & (0 \leq x \leq H_{NL}) \\ q_L = C_L (\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})) & (H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L) \end{cases}$$

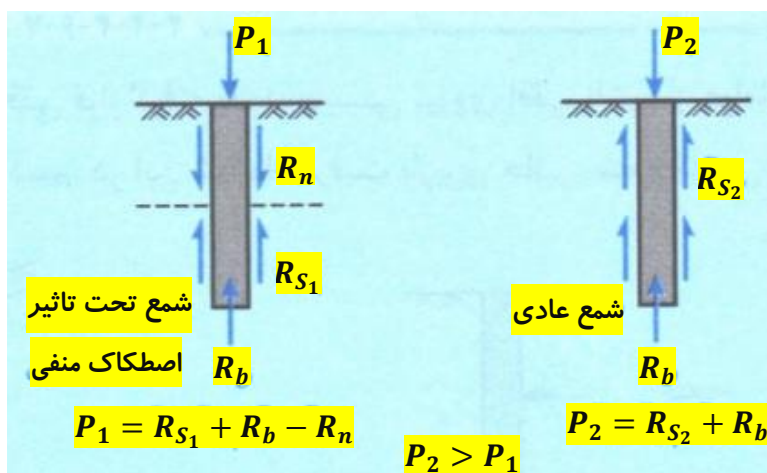
$$C_L = 0.3$$



جدول ۷-۶-۳ ضرایب C_{NL}

C_{NL} ضریب اصلاحی	$P_L (m^2)$ شاخص روانگرایی
0	$P_L \leq 5$
$\frac{(0.2P_L - 1)}{3}$	$5 < P_L \leq 20$
1	$P_L > 20$

ظرفیت باربری شمع تحت بار فشاری



$$R_c(R_{ultc}) \geq F_c$$

F_c : بار فشاری طراحی

R_c : ظرفیت باربری فشاری

R_b : مقاومت نوک شمع

R_s : مقاومت جداره شمع

R_n : نیروی ناشی از اصطکاک جدار منفی

$$R_c = R_b + R_s - R_n$$

$$R_b = q_b A_b$$

q_b : ظرفیت باربری نوک شمع A_b : مساحت موثر قاعده نوک شمع

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{s_i} A_{s_i}$$

q_{s_i} : ظرفیت باربری جداره شمع در لایه i A_{s_i} : مساحت موثر سطح جانبی شمع در لایه i

مقاومت نوک شمع

$$q_b = c N_c^* + q' N_q^*$$

c : چسبندگی خاک در اطراف و زیر نوک شمع q' : تنش موثر قائم در تراز نوک شمع

$$q_b = N_t \cdot S_u \quad \text{در خاک‌های چسبنده رسی}$$

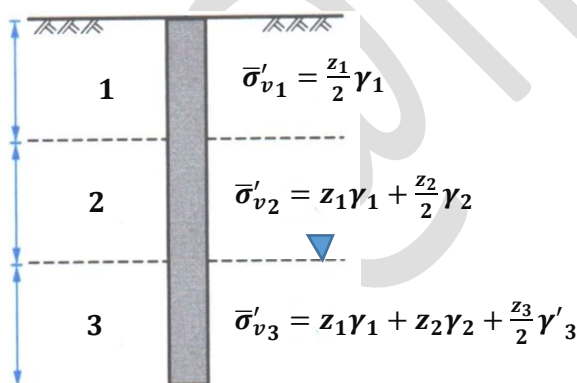
S_u : حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس در تراز نوک شمع

$$N_t = \begin{cases} 9 & d < 0.5 \\ 7 & 0.5 \leq d \leq 1 \\ 6 & d > 1 \end{cases} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} N_t: \text{ظرفیت باربری است که تابعی از قطر شمع است}$$

$$\text{مقاومت باربری جدار شمع} \begin{cases} \text{خاک‌های صرفاً چسبنده} \Rightarrow q_{s_i} = \alpha \cdot S_u = c_a & 0.3 \leq \alpha \leq 1 \\ \text{خاک‌های دانه‌ای} \Rightarrow q_{s_i} = \beta \bar{\sigma}'_v & 0.2 \leq \beta \leq 1.5 \end{cases}$$

S_u : حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک α : ضریب هم چسبندگی بتن و خاک c_a : چسبندگی جداره بتنی شمع و خاک

$\bar{\sigma}'_v$: تنش موثر خاک در وسط لایه مورد نظر β : فاکتور مقاومت جداره



$$\text{اگر } \beta \text{ را نداده باشد: } \bar{q}_s = k \bar{\sigma}'_v \tan \delta$$

$$k = \begin{cases} k_p & \text{شمع‌های کوبشی (پیش ساخته)} \\ k_0 & \text{شمع‌های درجاریز} \end{cases}$$

$$R_s = \frac{1}{2} k \gamma' \tan \delta (PL^2) \quad \text{اگر یک لایه خاک ماسه ای روی بقیه خاک‌ها داشته باشیم:}$$

- اگر شمع در یک لایه خاک دانه‌ای اجرا شده باشد تنش‌های و تا یک عمق مشخص افزایش می‌یابند و از آنجا به بعد ثابت خواهد ماند اما این موضوع در خاک‌های رسی برقرار نیست

ظرفیت باربری شمع تحت بار فشاری

- اگر از روش شمع‌های کاهنده نشست (پی-شمع) برای طراحی استفاده شود، نیازی به کنترل ضریب اطمینان ظرفیت باربری شمع‌های منفرد نیست اما ضریب اطمینان مناسب سرشمع (پی گسترده) باید تامین شده باشد.

بارمجاز طراحی شمع

روش مقاومت مجاز (بارهای عمدتاً بدون ضریب)

روش ضرایب بار و مقاومت

$$F_c \leq Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} = \frac{R_c}{F.S.}$$

Q_{ult} : بار نهائی (R_c) : بار مجاز

$F.S.$: ضریب اطمینان

F_c : بار فشاری طراحی (حاصل ترکیب بار)

$$F_c \leq \phi Q_{ult}$$

ϕ : ضریب کاهش مقاومت

جدول ۶-۷-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش مقاومت مجاز)		
ضریب اطمینان ($F.S.$)	روش تعیین ظرفیت باربری	نوع بار اعمالی
3	کوبشی	فشاری / کششی
4	درجاریز	
2.8	آزمایش نفوذ مخروط	
2.2	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری / کششی)	
2.5	آزمایش بارگذاری دینامیکی	جانبی
2.5	فقط روش تحلیلی	
2	آزمایش استاتیکی (جانبی)	

• عدد ضریب اطمینان ۲.۲ مربوط به آزمایشهای بارگذاری استاتیکی به شرطی قابل استفاده است که شمع تا بار گسیختگی بارگذاری شده باشد

• به شرط انجام آزمایشهای بارگذاری، علاوه بر "شمع‌های آزمایشی"، بر روی تعدادی یا درصدی از "شمع‌های اصلی"، می‌توان ضریب اطمینان را تا ۲ کاهش داد. نوع آزمایش، تعداد یا درصد آن و ترکیب آزمایش‌های مختلف با نظر مشاور ذیصلاح باید مشخص گردد.

جدول ۶-۷-۲ ضریب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (مقاومت نهائی)		
ضریب کاهش مقاومت	روش تعیین ظرفیت باربری	نوع بار اعمالی
0.5	کوبشی	فشاری / کششی
0.375	درجاریز	
0.55	آزمایش نفوذ مخروط	
0.68	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری / کششی)	
0.6	آزمایش بارگذاری دینامیکی	جانبی
0.6	فقط روش تحلیلی	
0.75	آزمایش استاتیکی (جانبی)	

گروه شمع تحت بار فشاری

$$R_{gc} = E_g \sum R_{ci}$$

R_{gc} : ظرفیت باربری گروه شمع

E_g : ضریب بازده گروه شمع

$$F_{gc} \leq \frac{R_{gc}}{F.S.}$$

$$F_{gc} \leq \phi R_{gc}$$

شمع‌های تحت بار جانبی

$$R_{tr}(R_{ult_{tr}}) \geq F_{tr}$$

F_{tr} : بار جانبی طراحی : R_{tr} : مقاومت جانبی شمع

بارمجاز طراحی شمع

روش مقاومت مجاز (بارهای عمدتاً بدون ضریب)

$$F_{tr} \leq Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} = \frac{R_{tr}}{F.S.}$$

Q_{ult} : بار نهائی (R_{tr}) : بار مجاز

$F.S.$: ضریب اطمینان

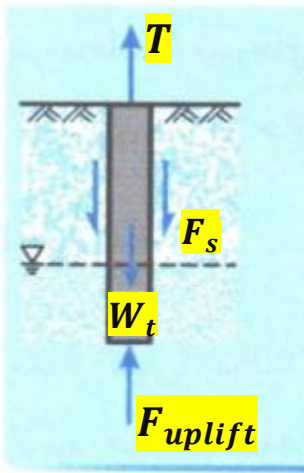
روش ضرایب بار و مقاومت

$$F_{tr} \leq \phi Q_{ult}$$

F_{tr} : بار جانبی طراحی

ϕ : ضریب کاهش مقاومت

ظرفیت باربری شمع تحت بار کششی



$$R_t(R_{ult_t}) \geq F_t$$

F_t : بار محوری کششی طراحی R_t : ظرفیت باربری کششی

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift}$$

W_t : وزن شمع و وزن بلوک خاک (در گروه شمع)

F_s : مقاومت جانبی جداره شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه شمع)

U_{uplift} : برابند نیروهای روبه بالای طراحی ناشی از فشار آب بالا برنده در زیر بلوک خاک

$$W_t = (\gamma V)_{\text{شمع}} = \gamma_{\text{بتن}} \times (A_b \times l)$$

l : طول شمع A_b : مساحت مقطع شمع

$$F_s = (0.7 \sim 0.85) R_s$$

مقاومت اصطکاک جدار کششی شمع های منفرد ۰.۷ تا ۰.۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری لحاظ می شود مگر

$$F_s = R_s$$

آنکه آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد

$$U_{uplift} = U_{\text{فشار آب در نوک شمع}} \quad A_b = (\gamma_w h_w) A_b$$

h_w : ارتفاع تراز آب بالای نوک شمع A_b : مساحت مقطع شمع

روش مقاومت مجاز (بارهای عمدتاً بدون ضریب)

بارمجاز طراحی شمع

Q_{ult} : بار نهائی (R_t) Q_{all} : بار مجاز

روش ضرایب بار و مقاومت

$$F_t \leq Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} = \frac{R_t}{F.S.}$$

$F.S.$: ضریب اطمینان

F_t : بار محوری کششی طراحی (حاصل ترکیب بار)

$$F_t \leq \phi Q_{ult}$$

ϕ : ضریب کاهش مقاومت

جدول ۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش مقاومت مجاز)		
نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	3
	درجاریز	4
	آزمایش نفوذ مخروط	2.8
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	2.2
جانبی	آزمایش بارگذاری دینامیکی	2.5
	فقط روش تحلیلی	2.5
	آزمایش استاتیکی (جانبی)	2

• عدد ضریب اطمینان ۲.۲ مربوط به آزمایشهای بارگذاری استاتیکی به شرطی قابل استفاده است که شمع تا بار گسیختگی بارگذاری شده باشد

• به شرط انجام آزمایشهای بارگذاری، علاوه بر "شمعهای آزمایشی"، بر روی تعدادی یا درصدی از "شمعهای اصلی"، می توان ضریب اطمینان را تا ۲ کاهش داد. نوع آزمایش، تعداد یا درصد آن و ترکیب آزمایشهای مختلف با نظر مشاور ذیصلاح باید مشخص گردد.

جدول ۷-۶-۲ ضریب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (مقاومت نهائی)		
نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	0.5
	درجاریز	0.375
	آزمایش نفوذ مخروط	0.55
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	0.68
جانبی	آزمایش بارگذاری دینامیکی	0.6
	فقط روش تحلیلی	0.6
	آزمایش استاتیکی (جانبی)	0.75

$$R_{gt} = E_g R_t$$

R_{gt} : ظرفیت باربری گروه شمع

گروه شمع تحت بار محوری کششی

E_g : ضریب بازده گروه شمع

$$R_t = \sum W_{ti} + \sum F_{si} - U_{uplift}$$

$$F_t \leq \frac{R_{gt}}{F.S.}$$

$$F_t \leq \phi R_{gt}$$

توصیه می شود حتما نکات نظارتی و اجرایی مبحث ۷ حتما مطالعه شود

@hh_1366