معاونت معماری و شهرسازی شهرداری شیراز
مدیریت کنترل ونظارت ساختمان

دستورالعمل طراحی پی های سطحی در ساختمان های متعارف

دستورالعمل شماره ۱-۱۰۴-۹۳

کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان

به نام یگانه معمار هستی

ویرایش سوم مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران تحت عنوان «پی و پی سازی»، با ایجاد تغییراتی مهم در سال ۱۳۹۲ و پیش از انتشار ویرایش سوم مبحث ششم و نیز ویرایش چهارم مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران به چاپ رسید. با توجه به پراکندگی مطالب مرتبط با پی در چهار مبحث مذکور و نیز برخی ابهامات موجود در مبحث هفتم، تهیه و تدوین دستورالعملی به منظور ایجاد وحدت رویه در تحلیل و طراحی پی ساختمان ها در دستور کار کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز قرار گرفت. لذا پس از برگزاری جلسات مشترک با کارگروه ژئوتکنیک این مدیریت، این دستورالعمل تهیه و تدوین گردید. در این مجموعه سعی شده ابتدا کلیه مطالب مرتبط با پی از مباحث ۶ ، ۷ ، ۹ و ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران جمع آوری شده سپس ارتباط این مطالب با یکدیگر تبیین گردد. همچنین در صورت نیاز ، مطالب تکمیلی جهت هر موضوع از سایرمراجع معتبر استخراج و ضمیمه گردیده است . در نهایت مراحل مختلف طرح پی بصورت خلاصه و گام به گام منطبق با مفاد مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران ارائه شده است.

همچنین به همراه این دستورالعمل، نقشه پهنه بندی ژئوتکنیکی شهر شیراز منضم به جداول مربوط به پارامترهای حداکثری قابل فرض در طراحی پی، ارائه گردیده تا در پروژه هایی که به دلیل عدم الزام مقررات ملی ، مطالعات ژئوتکنیک برای آن انجام نمی گردد، مورد استفاده طراحان سازه قرار گیرد.

تغییرات و مطالب جدید عنوان شده در مبحث هفتم مقررات ملی عبارتند از:

۱- ارائه روش طراحی حالات حدی مقاومت (Strength Limit State) به همراه روش تنش مجاز و نیز معرفی روش حالات حدی بهره برداری (Service Limit State) جهت کنترل تغییر شکل پی.
۲- ارائه ترکیبات بار جدید بر مبنای مبحث ششم مقررات ملی و آیین نامه های معتبر بین المللی.
۳- ارائه تقسیم بندی کامل تر جهت انواع پی سطحی بر مبنای هندسه.
۴- ارائه تقسیم بندی پی به صلب و انعطاف پذیر جهت انجام طراحی ومعرفی تنش متوسط و حداکثر جهت بررسی وضعیت خاک زیر پی.
۵- ارائه مطالب تکمیلی در خصوص دیوارهای حایل و پی های عمیق .

با وجود تلاشهای فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای فنی، نگارشی،ابهام و ایهام نیست. از این رو از شما مهندسان گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه اشکال و ابهام مراتب را به نشانی الکترونیکی shirazmn.str@gmail.com گزارش فرمایید تا موجبات شناسایی و برطرف نمودن آنها فراهم گردد.

همچنین از اعضاء کارگروه ژئوتکنیک، آقایان: دکتر محمد تقی ایزدی ، دکتر قاسم حبیب آگهی ، مهندس هومن حیدریان ، مهندس هادی شمس (نماینده شهرداری شیراز)، دکتر منصور مصلی نژاد و مهندس علی رضا معدلی که ضمن شرکت در جلسات مشترک با ارائه نظرات کارشناسی در تهیه این دستورالعمل کارگروه سازه را همراهی نمودند، قدردانی می گردد.

اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیرمحمد ادریسی

مهندس محمدرضا بهارلو (مدیرطرح)

مهندس سید علی رضا حکمت آرا

دکتر داود صفری

مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز

کارگروه سازه

زمستان ۱۳۹۳

فهرست مندرجات

موضوع **صفحه**

-مقدمه.....الف
۱-هدف.....۱
۲-علائم اختصاری.....۱
۳-تقسیم بندی پی بر مبنای عمق استقرار.....۲
۴-تقسیم بندی پی بر مبنای هندسه و رفتار.....۶-۳
۵-تقسیم بندی پی از نظر صلبیت.....۸-۷
۶-مودهای مختلف شکست در طراحی پی.....۹
۷-روش های طراحی ژئوتکنیکی پی ۱۳- ۱۰
۸- کنترل نشست در سطح بهره برداری.....۱۷- ۱۴
۹-مدول بستر در تحلیل پی های انعطاف پذیر..... ۱۸
۱۰- روش گام به گام طراحی پی های سطحی.....۲۱- ۱۸
پیوست ۱- کنترل تقریبی صلبیت پی.....۲۵-۲۲
پیوست ۲- تعیین ضریب ارتجاعی بستر در لبه و مرکز پی انعطاف پذیر.....۳۰-۲۶
پیوست ۳- نکات ویژه طراحی سازه ای پی.....۳۴-۳۱
پیوست ۴-مثال طراحی پی تک.....۳۶-۳۵
پیوست ۵-کنترل برش تیری و برش منگنه ای.....۴۰-۳۷
پیوست ۶- حدود مجاز نشست و چرخش در آیین نامه های مختلف.....۴۵-۴۱
پیوست ۷ - معرفی ترکیب بارها در طراحی به روش حالتهای حدی بهره برداری.....۴۹-۴۶
پیوست۸-نقشه پهنه بندی ژئوتکنیکی شهر شیراز وپارامترهای پیشنهادی.....۵۰

۱- هدف

هدف از تدوین این دستورالعمل ایجاد سهولت و هماهنگی در بکارگیری مباحث مختلف مقررات ملی ساختمان ایران و ایجاد وحدت رویه در طراحی سازه ای و ژئوتکنیکی پی می باشد.

۲-علائم اختصاری

علایم به کار رفته در روابط این دستورالعمل منطبق بر مقررات ملی ساختمانی ایران و عبارتند از :

B: عرض پی

D_F: عمق استقرار پی

L: طول پی

K_s: مدول ارتجاعی بستر

S_T: نشست کل یک نقطه از سازه

Δ_{ST}: اختلاف نشست بین دو بخش از سازه

α: شیب بین دو نقطه متوالی

β: اعوجاج زاویه ای = $\Delta_{(ij)ST}$ /L_{ij} (L_{ij} فاصله بین دو نقطه یا فاصله بین دو ستون است.)

ω: کج شدگی سازه

Δ: خیز نسبی

Δ/L: نسبت خیز

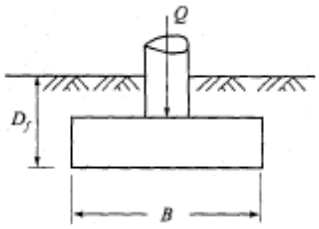
سایر علائم بکار رفته در بخش بارگذاری، منطبق با دستورالعمل ۲-۱۰۲-۹۳ تحت عنوان « ترکیب بارها در طراحی ساختمانهای متعارف به روش حالتهای حدی » ارائه شده توسط کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز می باشد.

۳–تقسیم بندی پی از نظر عمق استقرار

پی ها از نظر عمق استقرار به سه دسته به شرح زیر تقسیم می گردند:

۳-الف)پی های سطحی

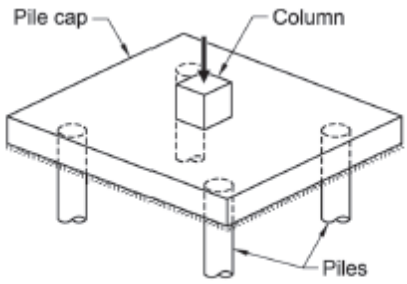
پی های سطحی به پی هایی گفته می شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین ساخته می شوند، بطوریکه عمق استقرار آنها کمتر از سه برابر عرض پی باشد $(D/B\leq3)$. این پی ها شامل: پی های منفرد، مرکب، نواری، شبکه ای و گسترده می باشند. (شکل۱)



شکل۱-پی سطحی

۳-ب)پی های عمیق یا شمع ها:

در این گونه پی ها عمق استقرار پی بزرگتر یا مساوی ۱۰ برابر بعد افقی آنها می باشد $(D/B\geq10)$. این پی ها شامل: انواع شمع ها، دیوارک ها و دیوارهای جداکننده می باشند. (شکل۲)



Deep foundation system with piles and pile cap

شکل۲-پی عمیق

۳-ج)پی های نیمه عمیق

پی هایی که در حدفاصل بین پی های سطحی و پی های عمیق قرار دارند در دسته پی های نیمه عمیق قرار می گیرند. در اینگونه پی ها عمق استقرار پی بزرگتر از سه برابر و کوچکتر از ۱۰ برابر عرض پی می باشد (3<D/B<10) . بطور مثال پی های صندوقه ای در این گروه قرار دارند و می توانند در جهت اطمینان مثل پی های سطحی طراحی شوند.

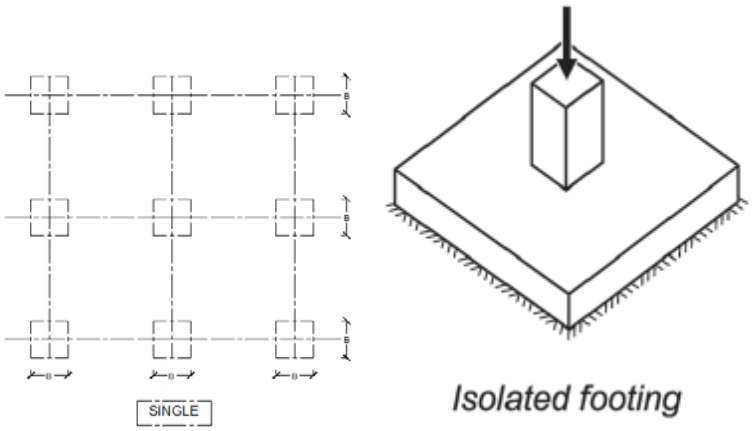
۴–تقسیم بندی پی های سطحی از نظر هندسه و رفتار

پی ها از نظر هندسه و رفتار به پنج دسته به شرح زیر تقسیم می گردند:

۴-الف) پی منفرد یا تکی SINGLEFOOTING

پی منفرد به پی هایی اطلاق می گرددکه تنها حامل بار یک ستون باشند. این پی ها معمولاً متشکل از دال مربعی یا دایره ای بوده و شامل انواع بتنی غیر مسلح، بتن مسلح معمولی، با سطوح شیبدار و پله ای میباشد. (شکل۳)

در انجام مطالعات ژئوتکنیک جهت بررسی عرض موثر پی تکی اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن ها باشد B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B مبنای محاسبات قرار می گیرد.

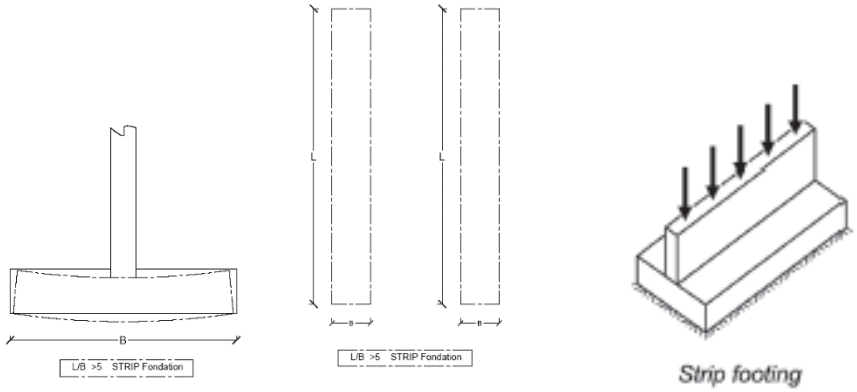


شکل۳-پی تکی

۴-ب) پی نواری Strip Footing

در پی های نواری نسبت طول به عرض از ۴ بیشتر بوده و عمده تغییر شکل پی و خمش آن حول محور طولی می باشد. به عنوان مثال می توان از پی های زیر دیوارهای باربر به عنوان نمونه ای از این دسته اشاره نمود. (شکل۴)

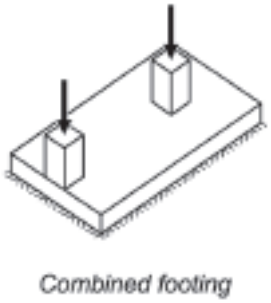
در انجام مطالعات ژئوتکنیک جهت بررسی عرض موثر پی نواری اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از ۱/۵ برابر مجموع عرض آن ها باشد، B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B مبنای محاسبات قرار می گیرد.



شکل۴-پی نواری

۴-ج) پی مرکب Combined Footing

در برخی موارد بنا بر ضرورت پی های تکی ستون های مستقر در یک محور با یکدیگر ادغام شده و پی مرکب تشکیل می گردد. بر خلاف پی های نواری عمده تغییر شکل و خمش این گونه پی ها حول محور عرضی بوده و رفتار آنها متفاوت از عملکرد پی های منفردی است که توسط کلاف به یکدیگر متصل می شوند. (شکل۵)

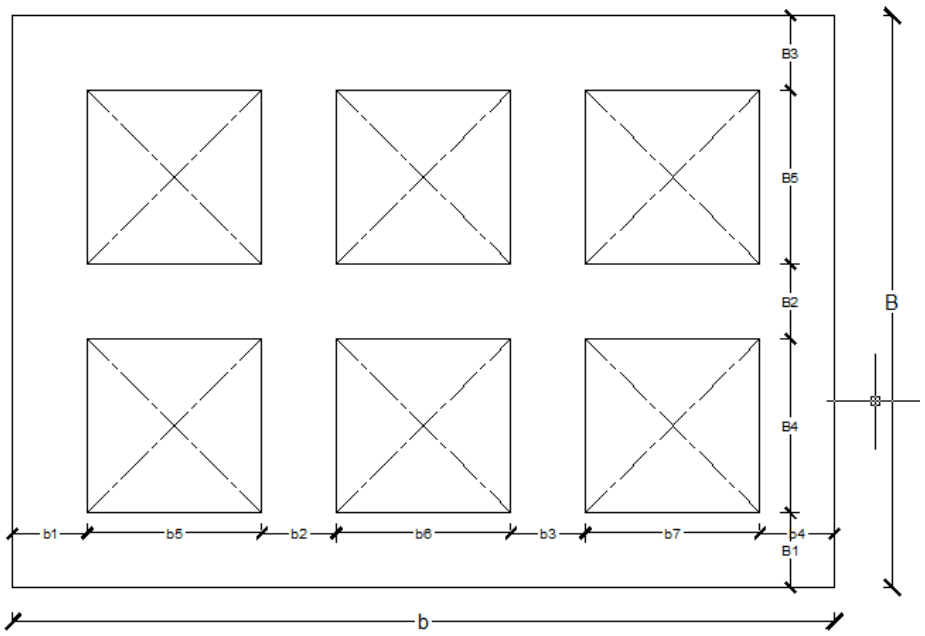


شکل۵-پی مرکب

۴-د) پی شبکه ای Grid Foundation

پی شبکه ای حاصل از ترکیب و ادغام پی های مرکب در جهت های متعامد می باشد. بطوریکه مجموعه ایجاد شده معمولاً رفتاری مشابه پی گسترده دارد. (شکل ۶)

در انجام مطالعات ژئوتکنیک جهت بررسی عرض موثر پی شبکه ای اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیش از ۱/۵ برابر مجموع عرض آن ها باشد، B را عرض یک پی (b_i) و رفتار آن بصورت پی مرکب در نظر گرفته می شود. در غیر این صورت، B برابر عرض کل پی درنظر گرفته می شود و رفتار کلی پی مشابه پی های گسترده خواهد بود.



اگر $\begin{Bmatrix} b5 < 1.5(b1 + b2) \\ b6 < 1.5(b2 + b3) \\ b7 < 1.5(b3 + b4) \end{Bmatrix}$ باشد، عرض پی برابر b و رفتار پی مرکب در نظر گرفته می شود.

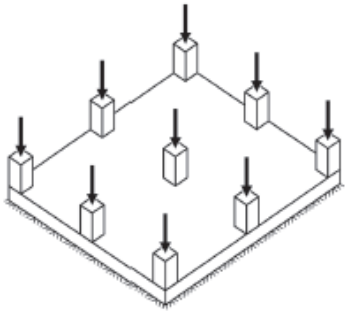
اگر $\begin{Bmatrix} B4 < 1.5(B1 + B2) \\ B5 < 1.5(B2 + B3) \end{Bmatrix}$ باشد، عرض پی برابر B و رفتار پی گسترده در نظر گرفته می شود.

شکل۶-پی شبکه ای

۴-هـ) پی گسترده Mat or Raft Foundation

پی گسترده شامل یک دال (Slab) یکپارچه بوده که کلیه واکنش های تکیه گاهی ستونها و دیوارها را تحمل می نماید. در این گونه پی ها توزیع تنش بصورت نسبتاً یکنواخت انجام گرفته و معمولاً در زیر بارهای سنگین و موضعی تمرکز تنش کمتر است. به همین دلیل نشست نامتجانس کمتری در این دسته از پی ها صورت می گیرد. (شکل۷)

در انجام مطالعات ژئوتکنیک جهت بررسی عرض موثر پی گسترده، عرض کل پی به عنوان B در نظر گرفته می شود.



شکل۷-پی گسترده

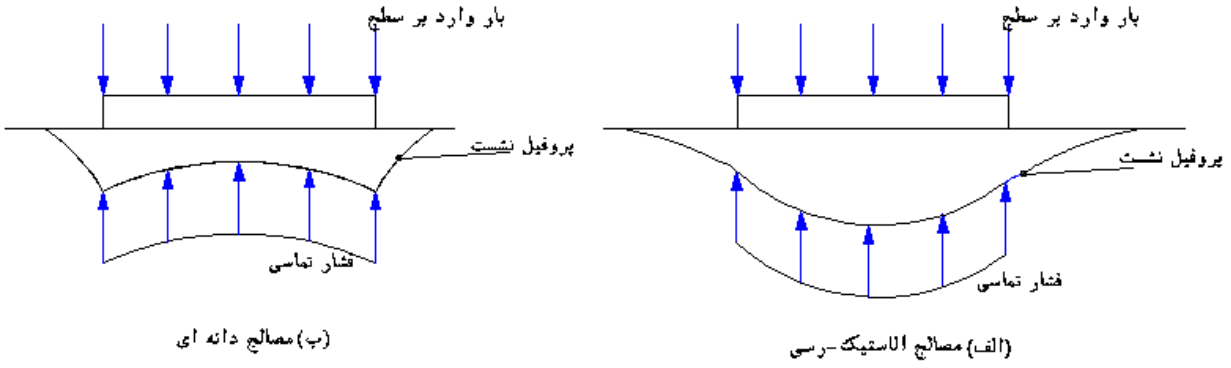
❖ ***با توجه به تقسیم بندی های پنج گانه فوق بخش عمده فونداسیون هایی که در ساختمان های متعارف با آنها مواجه هستیم در دسته پی های شبکه ای یا گسترده قرار می گیرند. لازم به ذکر است در پی های شبکه ای نیز عموماً پس از بررسی عرض موثر، عرض کل پی مبنای محاسبه ظرفیت باربری بوده و هنگام محاسبات بایستی از پارامترهای مربوط به پی گسترده بهره گیری نمود. به عبارت دیگر پارامترهای ارائه شده برای پی نواری و تکی در گزارش های ژئوتکنیک برای این گونه ساختمانها به ندرت به کارگرفته می شوند.***

۵–تقسیم بندی پی ها از نظر صلبیت

بررسی تنش های زیر پی و نشست پی بر روی بستر الاستیک وابستگی قابل توجهی به صلبیت یا انعطاف پذیری سازه پی و نیز جنس بستر دارد بنابراین درک مفاهیم بنیادی و تفاوت های رفتاری آن ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است.
پی ها از این نظر صلبیت به دو دسته تقسیم می گردند:

۵–الف) پی انعطاف پذیر Flexible Foundation

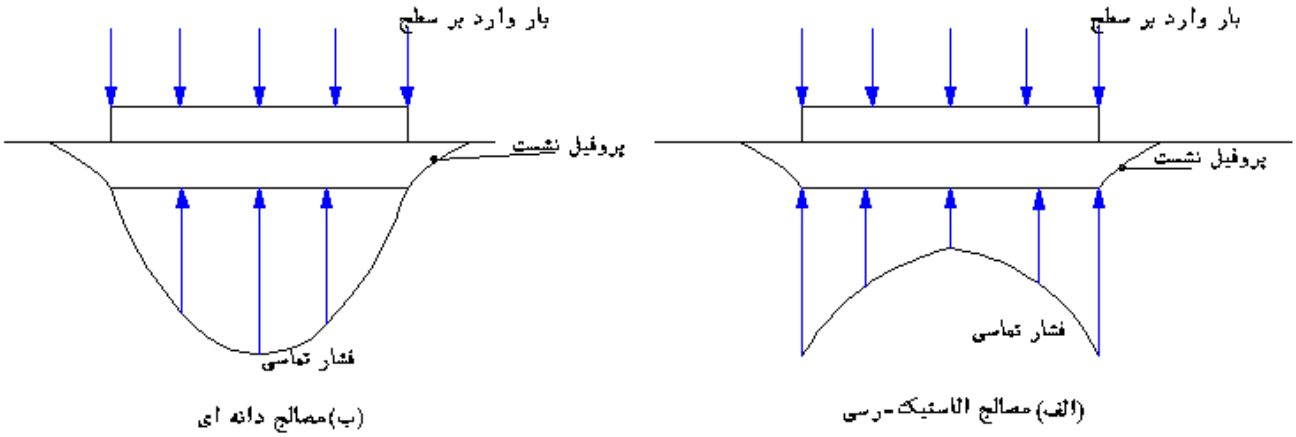
هنگامی که پی انعطاف پذیر بر بستر الاستیک در معرض باری با توزیع یکنواخت قرار گیرد، فشار تماسی یکنواخت خواهد بود و پروفیل نشست بستر نیز مشابه شکل ۸–الف می باشد.
درصورتیکه همین پی بر بستری با خاک دانه ای قرار گیرد دچار نشست های الاستیک بزرگتری در لبه ها نسبت به مرکز خواهد شد ولی فشار تماسی همچنان بصورت یکنواخت خواهد بود. (شکل ۸–ب)
علت نشست های بزرگتر در لبه ها فقدان محصور شدگی جانبی در خاک بستر می باشد.



شکل ۸–پروفیل نشست و فشار تماسی پی انعطاف پذیر بر روی بستر : الف)رسیب)ماسه ای

۵-ب) پی صلب Rigid Foundation

در پی های صلب با هر نوع خاک بستر اعم از الاستیک و مصالح دانه ای ، نشست در تمام نقاط یکسان خواهد بود ولی توزیع فشار تماسی غیر یکنواخت بوده و بسته به مصالح بستر مطابق شکل های ۹-الف و ۹-ب می باشد.



شکل ۹-پروفیل نشست و فشار تماسی پی صلب بر روی بستر: الف)رسی ب)ماسه ای

❖ ***با توجه به توضیحات فوق، در بررسی تنش زیر پی و نشست آن همواره نیازمند شناخت کاملی از صلبیت یا انعطاف پذیری پی خواهیم بود. بدین منظور درپیوست یکم همین دستورالعمل روش های عملی جهت کنترل صلبیت پی آمده است.***

۶- مودهای محتمل شکست در طراحی پی:

حالات مختلف شکست پی که در طراحی باید مورد کنترل و ارزیابی قرار گیرند عبارتند از:

الف- از دست رفتن پایداری کلی پی. (Loss of Stability)

ب- شکست ناشی از کمبود ظرفیت باربری. (Bearing resistance failure)

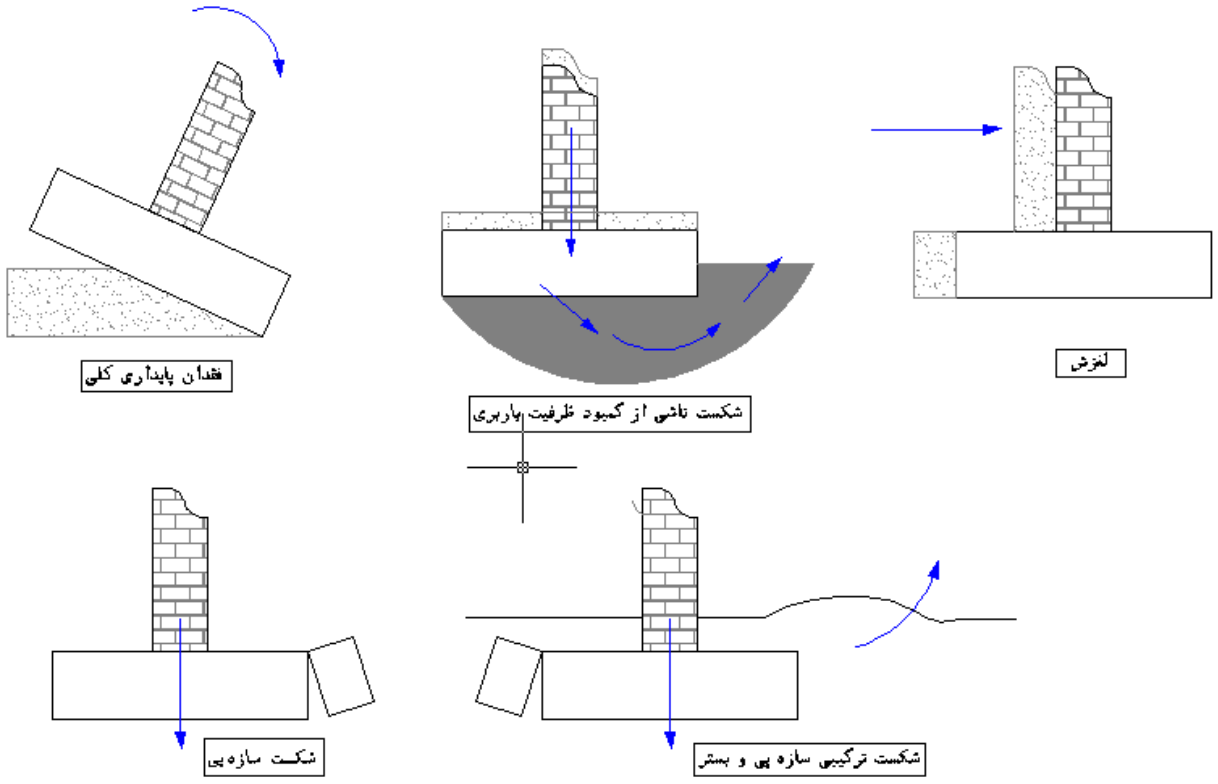
ج- شکست ناشی از لغزش پی. (Failure by sliding)

د- شکست ترکیبی (توام) در بستر فونداسیون و سازه پی. (Combined failure in the ground andinstructure)

هـ- نشست های اضافی. (Excessive settlement)

و- بالا آمدگی بستر تحت اثر تورم خاک، یخبندان و ... . (Excessive heave due toswelling,frost& othercauses)

ز- ارتعاش های غیرمنتظره. (Unexcepteable vibrations)



شکل۱۰-مودهای مختلف شکست پی

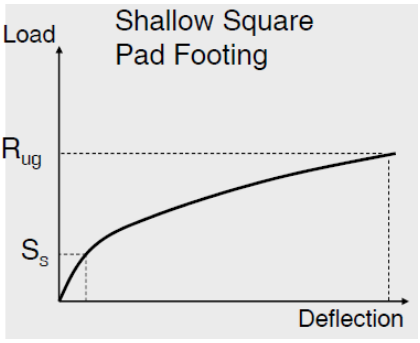
۷- روش های طراحی ژئوتکنیکی پی:

تا پیش از دهه ۶۰ میلادی روش تنش مجاز بعنوان روش اصلی طراحی شناخته شده و بکار می رفت. از سال های ۱۹۶۰تا ۱۹۷۰به تدریج مشکلات روش تنش مجاز مورد توجه قرار گرفت که از مهمترین آنها می توان به مواردی چون: عدم توجه کافی به شکست های احتمالی تحت اثر عوامل جزئی (هرچند با احتمال وقوع کم) و نیز ارائه طرح های غیر اقتصادی به دلیل تجمیع کلیه عوامل تاثیر گذار با اعمال ضریب اطمینان کلی اشاره نمود. لذا در جهت رفع نقایص مذکور، روش حالات حدی به تدریج جایگزین روش تنش مجاز شد.

شایان ذکر است اخیراً اصلاحاتی در روش تنش مجاز صورت گرفته است که بکارگیری آن، نتایج تحلیل و طراحی را به روش حالات حدی نزدیک می نماید. نمودهای جدیدی از این روش در ویرایش سوم مبحث هفتم مقررات ملی ایران ارائه شده است.

۷-الف) روش تنش مجاز

در روش تنش مجاز بارها عمدتاً با ضریب یک در محاسبات نیرو لحاظ شده و تنش فشاری وارد بر خاک محاسبه می گردد. سپس با اعمال ضریب اطمینان مناسب تنش مجاز خاک محاسبه شده ودر نهایت طراحی انجام می گردد. همچنین میزان نشست و تغییر شکل پی نیز تحت اثر بارهای وارده با ضریب واحد برآورد و با حداکثر نشست مجاز کنترل می گردد. به عبارت دیگر در این روش ضریب اطمینان در محاسبه نشست برابر یک در نظر گرفته می شود. در این روش ضریب اطمینان عبارت است از: نسبت ظرفیت نهایی به بار مجاز، که این ضریب وابسته به میزان تغییر شکل های قابل تحمل، سختی پی در ناحیه خطی و غیرخطی و عدم اطمینان در رفتار و مصالح می باشد. (شکل ۱۱)



$$F.S. = Rug/Ss$$

شکل۱۱-مفهوم روش تنش مجازو ضریب اطمینان

۷-الف-۱)الزامات روش تنش مجاز

- کنترل تنش های زیر پی در این روش با استفاده ازترکیبات بار مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام می گردد. توضیح اینکه افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای شامل بار جانبی مجاز نمی باشد. همچنین ترکیب بارهای مزبور با فرض استفاده از ضریب رفتار در سطح نهایی ساختمان (R_u) می باشد.

- ضرایب اطمینان می باید با توجه به نوع گسیختگی به نحو مناسبی لحاظ گردد، لیکن مقدار آن نباید از مقادیر جدول ۱ کمتر در نظر گرفته شود. لازم بذکر است با توجه به اعمال ضریب کاهشی ۰/۷۵ در ترکیبات بار مبحث ششم، افزایش ۳۳ درصدی تنش مجاز در شرایط لرزه ای صحیح نبوده و ضریب اطمینان می باید بر اساس جدول ۱ (در شرایط استاتیکی) در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر مادام که از ترکیب بارهای مزبور برای طراحی استفاده می شود، بکارگیری سایر جداولی که ضریب اطمینان را برای شرایط بارگذاری لرزه ای ارائه می نمایند مجاز نیست.

جدول ۱- حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- پی نواری)

گسیختگی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۲	۱/۵	۴	۱/۵

- کنترل تنش زیر پی باید بر اساس شرایط مندرج در جدول ۲ انجام گیرد.

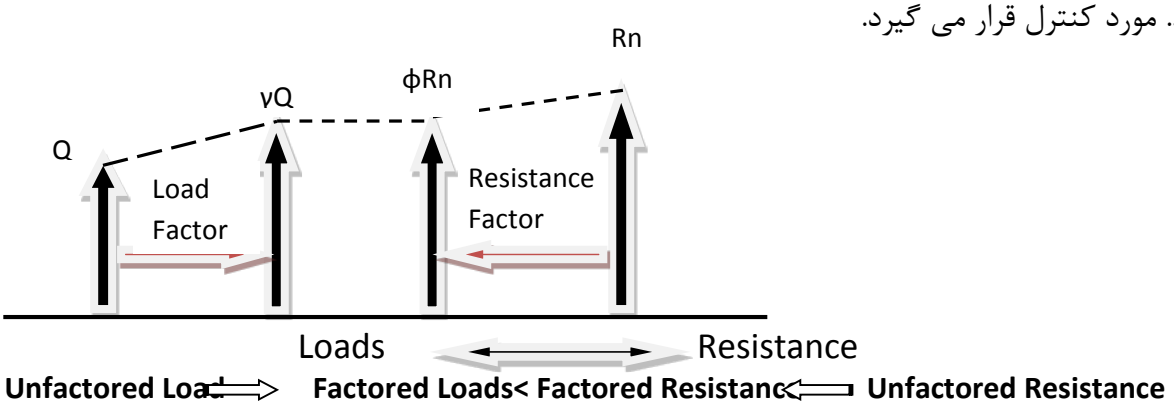
جدول ۲- وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک / نوع پی	دانه ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز> تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش حداکثر
انعطاف پذیر	ظرفیت باربری مجاز> تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز> تنش متوسط

- کنترل نشست باید در حالت حدی بهره برداری انجام گیرد و مقدار آن نباید از نشست مجاز بیشتر باشد. ترکیبات بار در حالت حدی بهره برداری در پیوست ۷ این دستورالعمل ارائه شده است.

۷-ب) روش حالت های حدی

در این روش پی ها برای حالت های حدی مقاومت و حالت های حدی بهره برداری به طور جداگانه مورد بررسی قرار می گیرند. در حالت های حدی مقاومت ضرایب افزایش بار به جهت عدم اطمینان در برآورد میزان بار و ضرایب کاهش مقاومت به جهت عدم اطمینان در کیفیت مصالح به عنوان ضرایب ایمنی اعمال می گردند (شکل۱۲). بدیهی است برای کنترل نشست و تغییر شکل ها در حالت های حدی بهره برداری از ضرایب یک جهت کاهش مقاومت و افزایش بار استفاده می گردد. همچنین نشست ها و تغییر شکل ها در این حالت بدون تاثیر بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و.... مورد کنترل قرار می گیرد.



شکل۱۲-مفهوم روش حدی-افزایش بار با ضریب بارو کاهش مقاومت با ضریب کاهش مقاومت

۷-ب-۱) الزامات روش حالت های حدی

- طراحی در سطح نهایی می باید با اعمال ضرایب افزایش بار (مطابق دستورالعمل ۲-۱۰۲-۹۳ مدیریت کنترل و نظارت شهرداری شیراز) و کاهش مقاومت (مطابق جدول ۳) انجام گردد.

جدول۳- ضرایب کاهش مقاومت

کنترل ها	ضرایب مقاومت
پایداری کلی	۰/۶۶
ظرفیت باربری	۰/۴۵
واژگونی	۰/۵۰
لغزش	۰/۸۰
فشارمقاوم خاک	۰/۴۵

- لازم بذکر است با توجه به اینکه اثر همزمانی بار های ثقلی و بار جانبی زلزله در ترکیبات بار حالت های حدی پیش بینی گردیده است، به بکارگیری سایر جداولی که ضرایب مقاومت را برای شرایط بارگذاری لرزه ای ارائه می نمایند مجاز نیست.
- کنترل نشست باید در حالت های حدی بهره برداری انجام گردد، که در آن ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت عموماً برابر یک می باشند. همچنین مقدار نشست محاسبه شده نباید از حداکثر نشست مجاز فراتر باشد.
- کنترل تنش زیر پی در حالت حدی نهایی می باید بر اساس شرایط مندرج در جدول ۲ انجام گردد، ولی لازم است به جای ظرفیت باربری مجاز از ظرفیت باربری نهایی کاهش یافته استفاده شود.

❖ ***از آنجاکه ASCE7-10 بصورت مشترک مبنای بارگذاری آیین نامه های ACI و AISC می باشد، چنانچه در طراحی روسازه از آیین نامه های مذکور استفاده شده باشد، می باید از ترکیبات هماهنگ مندرج در دستورالعمل ۲-۱۰۲-۹۳ مدیریت کنترل و نظارت شهرداری شیراز جهت تحلیل سازه ای و ژئوتکنیکی پی استفاده گردد.***

۷-ب-۲) مزایای روش حالت های حدی نسبت به روش تنش مجاز

الف- اعمال ضرایب جزئی برای سطوح مختلف نامعینی و کنترل تمامی احتمالات مختلف شکست.

ب- الزام طراح سازه در اهمیت دادن به موضوع تغییر شکل و سایر حالات محتمل شکست به همان اندازه و اعتبار مقاومت.

ج- قابلیت بهبود طراحی بر مبنای هر دو ضابطه مقاومت و بهره برداری بجای تجمیع همه این عوامل در پارامتر ضریب اطمینان.

د- الزام به هماهنگی بیشتر بین مشاور ژئوتکنیک و مشاور سازه جهت بهبود نتایج طراحی و انطباق بیشتر با نتایج آزمایش و مشاهدات اجرایی.

هـ- ارائه تصویر واقعی تری از مقاومت نهایی بعنوان یک پارامتر اساسی بجای حد مجاز مقاومت در روش تنش مجاز.

در هرحال بکارگیری ضریب کاهش مقاومت منطقی تر از استفاده از ضریب اطمینان در روش تنش مجاز می باشد اما همواره چالش هایی نیز پیش روی روش حالات حدی بوده است که از جمله میتوان به موارد زیر اشاره نمود:

الف- برای مهندسینی که سالها به روش تنش مجاز طراحی کرده اند ایجاد تغییر چندان مطلوب نیست.

ب- ضرایب مقاومت با تغییر در روش طرح یا مکانیزم حاکم بر طرح ثابت نبوده و تغییر می کنند.

ج- تعیین ضرایب بار و مقاومت جهت دستیابی به نتیجه در مودهای مختلف شکست نیاز به داده های آماری و طرح الگوریتم های احتمالاتی مجزا خواهد داشت.

۸-نشست وکنترل آن در سطح بهره برداری

در هر دو روش تنش مجاز و روش حدی، کنترل نشست باید به صورت جداگانه در حالت حدی بهره برداری انجام شده و مقادیر محاسبه شده نباید از فراتر از مقدار مجاز باشد. در واقع سیستم های سازه ای و کلیه اعضای آنها باید به نحوی طراحی شوند که سختی کافی برای محدود شدن تغییر شکل ها، تغییر مکان های نسبی، ارتعاشات یا هرنوع تغییر شکلی که تاثیر نامناسب بر کاربری و عملکرد مورد نظر می گذارد را داشته باشند.

برای حالت های حدی بهره برداری، باید ترکیب بارهای مناسب بارهای مرده، زنده و سایر بارهای مرتبط با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود. در این ترکیب ها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و ... استفاده نمی شود. ترکیب بارها در حالت های حدی بهره برداری می باید مطابق پیوست هفتم این دستورالعمل به کار گرفته شوند.

در حالت حدی بهره برداری، ضرایب بار و مقاومت برابر یک بوده و مقدار نشست محاسبه شده نباید فراتر از حداکثر نشست مجاز باشد. همچنین باید توجه داشت که کنترل ابعاد شالوده برای زلزله سطح بهره برداری ضرورتی ندارد.

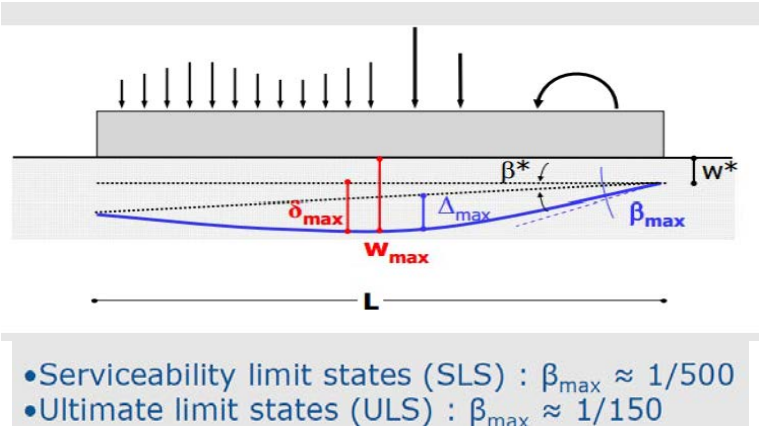
مقادیر مجاز اولیه برای نشست یکنواخت و غیر یکنواخت در جدول ۴ و مقادیر مجاز اولیه برای چرخش در جدول ۵ ارائه شده است. (شکل۱۳)

جدول۴-مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	نشست مجاز (میلی متر)	
		غیر یکنواخت	یکنواخت
ماسه	مفرد و نواری	۲۰	۲۵
	شبکه ای و گسترده	۲۰	۵۰
رس	منفرد و نواری	۲۵	۶۵
	شبکه ای و گسترده	۲۵	۶۵-۱۰۰

جدول ۵ -مقادیر مجاز چرخش

مقادیر ماکزیمم چرخش B (رادیان)	نوع ساختمان
(۰/۰۰۴یا1/250)	حد خرابی سازه ساختمان های دارای اسکلت - حد نهایی
(۰/۰۰۲ یا 1/500)	حد ایجاد ترک در ساختمان-حد سرویس

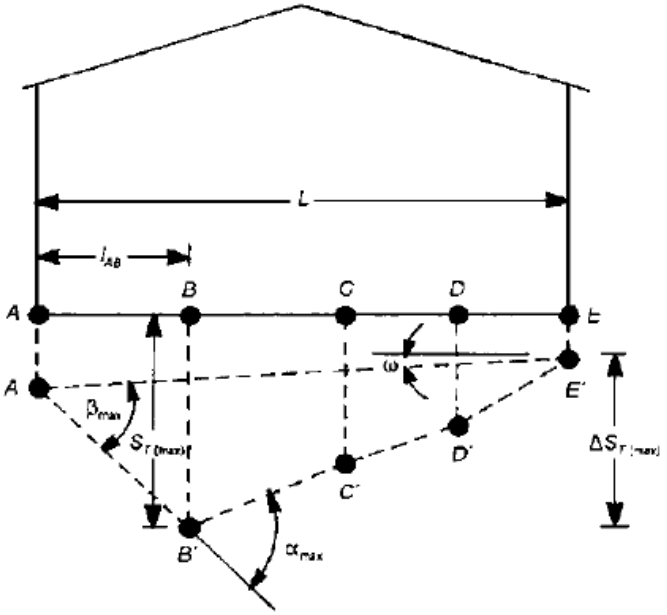


شکل ۱۳-پارامترهای چرخش زاویه ای(Angular Distorsion)

❖ *در هر دو روش تنش مجاز و حالات حدی، کنترل نشست و تغییر شکل در سطح بهره برداری و با ترکیبات بار ثقلی مطابق پیوست هفتم این دستورالعمل (بدون حضور زلزله) انجام می گردد. همچنین چرخش مجاز جهت محدود نمودن حد ترک در ساختمان نیز به همین صورت انجام گردیده و به میزان حداکثر ۰/۰۰۲ محدود می گردد. تنها جهت کنترل چرخش آستانه خرابی در ساختمان لازم است پی در حالت حد نهایی و با ترکیبات بار حالت های حدی (دستورالعمل ۲-۱۰۲-۹۳) مورد بررسی قرار گیرد .*

۸-الف) نشست تفاضلی(غیریکنواخت) وچرخش زاویه ای

به دلیل ناهمگنی خاک زیر پی و همچنین عدم تناسب و یکنواختی در بارهای وارد بر فونداسیون های سطحی، نشست پی در نقاط مختلف متفاوت می باشد، که این نشست نامتجانس می تواند باعث آسیب دیدن روسازه (Superstructure) گردد. لذا ضوابط خاصی برای تعیین نشست تفاضلی و مقادیر حدی این پارامترها وضع گردیده، تا سازه عملکرد مطلوبی داشته باشد. بورلند و ورث (Burland and worth) برای اولین بار پارامترهای نشست تفاضلی را مشابه شکل ۱۴ تعریف نمودند.



S_T: نشست کل یک نقطه از سازه.

Δ_{ST}: اختلاف نشست بین دو بخش از سازه.

α: شیب بین دو نقطه متوالی.

β: اعوجاج زاویه ای = $\Delta_{(ij)ST} / L_{ij}$

(L_{ij} فاصله بین دو نقطه یا فاصله بین دو ستون است.)

ω: کج شدگی سازه.

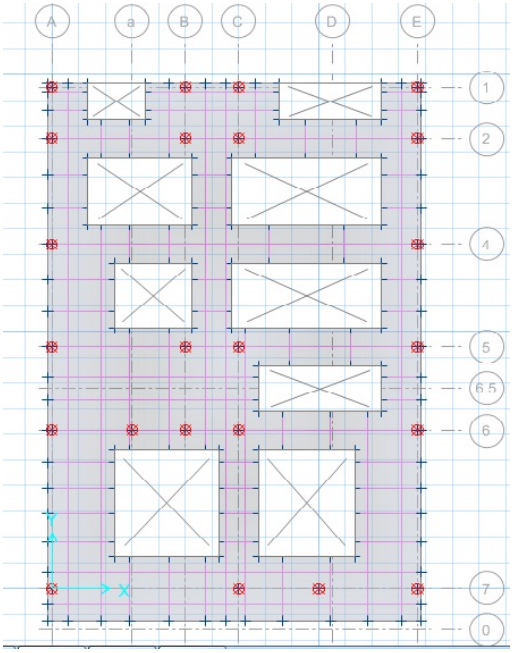
Δ: خیز نسبی.

Δ/L: نسبت خیز.

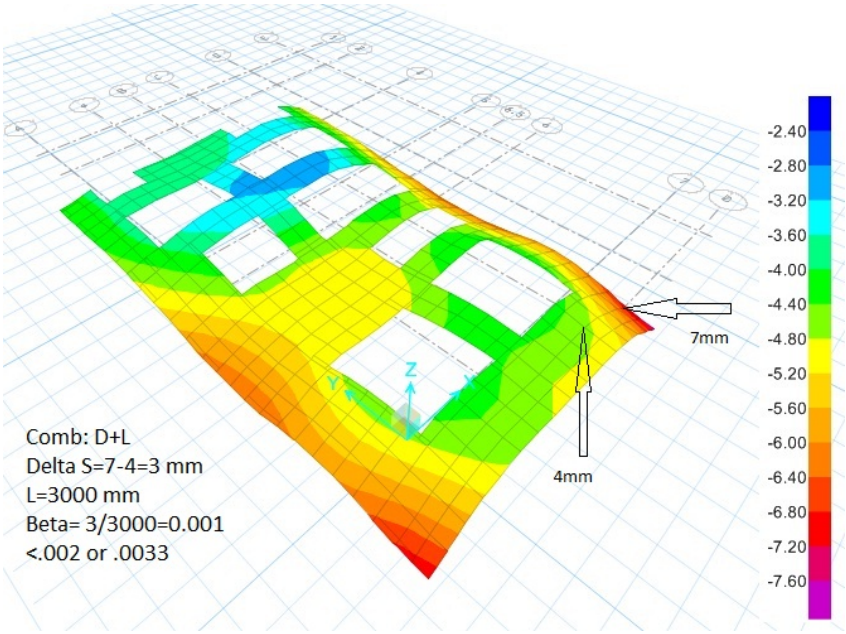
شکل ۱۴- پارامترهای نشست تفاضلی

نکته قابل توجه در تعریف پارامترهای مذکور تفاوت میان ω و β به عنوان زوایای کج شدگی کلی و چرخش موضعی سازه می باشد. معمولاً در بررسی چرخش در پی پارامتر β با توجه به ماهیت انعطاف پذیر اکثریت پی ها مورد توجه است که باید در حد فاصل هر دو ستون مجاور در سازه مورد بررسی قرار گیرد، در صورتیکه زاویه کج شدگی ω بصورت کلی تر و بیشتر در پی های صلب و با چرخش کلی مطرح می گردد. همچنین در بررسی نشست تفاضلی نیز نشست نسبی نقاط مجاور و نزدیک به هم (نه اختلاف بیشترین و کمترین نشست بدون در نظر گرفتن موقعیت آنها) مد نظر است.

بطور مثال در شکل های ۱۵ و ۱۶ نشست تفاضلی زیر ستون های 7D ,7E معادل ۳ میلیمتر و چرخش زاویه ای نسبی آنها معادل ۰/۰۰۱ و کمتر از آستانه ترک خوردگی می باشد. همچنین لازم است کنترل چرخش آستانه خرابی نیز به همین ترتیب و با بارهای شامل زلزله در حد نهایی انجام گردد.



شکل ۱۵-پلان هندسه و موقعیت ستون ها



شکل ۱۶-پلان تغییر شکل پی انعطاف پذیر

۹- مدول بستر در تحلیل پی های انعطاف پذیر

برای تحلیل پی های انعطاف پذیر و به دست آوردن تنش زیر پی نباید از فرض توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد. همچنین برای تحلیل سازه اینگونه پی ها می توان خاک را به صورت فنر (K_s) شبیه سازی نمود اما لازم است به نکات ذیل توجه شود:

الف- مقدار K_s می باید از آزمایش های معتبری نظیر بارگذاری صفحه و یا آزمایش فشارسنج (با اصلاحات لازم) به دست آید.

ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای K_s در تمام سطح زیر پی صحیح نبوده و متناسب با نشست اتفاق افتاده باید تغییر کند و افزایش سختی در در لبه ها توصیه می شود. (پیوست ۲)

نکته دیگر اینکه برای تحلیل دقیق نشست پی لازم است از مدل سازی محیط پیوسته برای خاک استفاده گردد.

۱۰- روش گام به گام تحلیل و طراحی فونداسیون

گام نخست: اعمال بارهای وارده به فونداسیون.

انتقال محل استقرار و واکنش های تکیه گاهی روسازه در حالات مختلف بارگذاری (ثقلی و جانبی) به نرم افزار طراحی پی.

گام دوم:تعیین اولیه هندسه کلی فونداسیون در پلان.

با توجه به تجربیات موجود در خصوص پی ساختمان های متعارف، هندسه نهایی پی این ساختمان ها معمولاً بصورت شبکه ای یا گسترده خواهد بود. به منظور عملکرد مناسب این گونه پی ها عرض نوارهای پی شبکه ای نباید از ۱۲۰ سانتیمتر کمتر در نظر گرفته شود، تا نسبت به عملکرد شبکه ای پی اطمینان بیشتری حاصل گردد. بدیهی است در موارد خاص جهت پی های تکی، نواری و یا مرکب، هندسه پی بعنوان حدس اولیه می باید با توجه به نیروهای وارده و با فرض تنش یکنواخت زیر پی تعیین گردد.

گام سوم: برآورد اولیه ضخامت پی.

برش یکطرفه و دوطرفه (منگنه ای) در پی ها، با محاسبات دستی و یا با کمک نرم افزار کنترل میشود و در حدس اولیه ضخامت پی طوری اتخاذ میگردد که کل نیروی برشی توسط بتن تحمل شده و نیازی به تعبیه آرماتورهای برشی

نباشد. بدیهی است در مراحل بعدی طراحی پی علاوه بر وضعیت تنش خاک، نشست و چرخش، میزان تراکم میلگردهای اصلی و تقویتی و همچنین مسایل اقتصادی طرح نیز در تعیین ضخامت نهایی پی موثر می باشند.

گام چهارم: تعیین ضریب ارتجاعی بستر Ks

ضریب ارتجاعی بستر می باید براساس نتایج مطالعات ژئوتکنیک معتبر در نظر گرفته شود. درخصوص ساختمان هایی که مطابق ضوابط مقررات ملی ساختمان ایران انجام مطالعات ژئوتکنیک برای آنها الزامی نباشد، طراح سازه باید پس از بازدید از محل ساختگاه و با استفاده از تجربیات موجود، نسبت به تعیین مقدار مناسب برای این پارامتر اقدام نماید، لیکن در هر حال مقادیر اتخاذ شده نباید از پارامترهای مندرج در پیوست ۸ این دستورالعمل بیشتر در نظر گرفته شوند.

گام پنجم: کنترل صلبیت یا انعطاف پذیری پی

با توجه به روابط ارائه شده در پیوست ۱ ، در این مرحله صلبیت یا انعطاف پذیری پی تعیین می گردد. درصورتیکه شرایط پی صلب تامین گردد می باید ضریب ارتجاعی متوسط بدست آمده از گام قبل بصورت یکنواخت در کل سطح پی لحاظ گردد. در پی های انعطاف پذیر بر خلاف پی های صلب، ضریب ارتجاعی بستر در نواحی پیرامونی معمولاً تا دو برابر بخش میانی پی می باشد. لذا در خصوص پی های گسترده انعطاف پذیر، لازم است مطابق پیوست ۲ این دستورالعمل ضریب ارتجاعی بستر متفاوتی را در کناره ها و میانه پی اعمال نمود.

همچنین در طراحی پی های شبکه ای می توان تمامی نوارهای پیرامونی (دور تا دور فونداسیون) را با ضریب ارتجاعی دوبرابر مقدار متوسط حاصل از گام چهارم در نظر گرفت.

گام ششم: کنترل تنش در زیر پی های نواری و تکی

نظر به اینکه در این گونه پی ها عموماً ظرفیت باربری برشی خاک حاکم بر طرح است، کنترل تنش خاک زیر پی ضروری می باشد. در صورتیکه پی صلب بر روی خاک صرفاً چسبنده باشد، مطابق جدول ۲ ظرفیت باربری مجاز خاک باید از تنش حداکثر زیر پی بیشتر باشد. در سایر حالات، پی صلب بر روی خاک دانه ای یا هرگونه پی انعطاف پذیر نیاز به کنترل تنش نقطه به نقطه نیست و طراحی را می توان بر اساس تنش موثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد. بدیهی است تنش در هیچ نقطه ای از زیر پی نباید منفی(کششی) باشد. این کار با حذف مرحله ای کشش در زیر پی و انتقال تنش به بخش های مجاور انجام می گردد. بطور مثال در نرم افزار Safe با فعال سازی گزینه غیرخطی Uplift و اصلاح هندسه پی می توان نسبت به حذف تنش های کششی و باز توزیع تنش اقدام نمود. در صورت عدم امکان حذف کشش استفاده از شمع، ریز شمع یا مهار توصیه می گردد.

در روش حالت های حدی، ضمن بکار گیری ترکیبات بار مربوطه، می باید از ظرفیت باربری کاهش یافته (ظرفیت باربری نهایی با اعمال ضریب کاهش مقاومت ۰/۴۵ مطابق جدول ۳) استفاده گردد.

بعنوان مثال برای بستری که دارای مقاومت نهایی ۴/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد، هنگام استفاده از روش تنش مجاز، مطابق جدول شماره ۱ پس از اعمال ضریب اطمینان برابر ۳ به مقاومت نهایی (۱/۵ = ۳ ÷ ۴/۵)، مقاومت مجاز ۱/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع مبنای طراحی قرار می گیرد. این در حالیست که در روش حالات حدی، مطابق جدول شماره ۳ پس از اعمال ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۴۵ به مقاومت نهایی (۲/۰۲۵ = ۰/۴۵ × ۴/۵)، از ظرفیت باربری کاهش یافته معادل ۲/۰۲۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده می شود.

ظرفیت باربری نهایی بستر می باید براساس نتایج مطالعات ژئوتکنیک معتبر در نظر گرفته شود. درخصوص ساختمان هایی که ضوابط مطابق مقررات ملی ساختمان ایران انجام مطالعات ژئوتکنیک برای آنها الزامی نباشد، طراح سازه باید پس از بازدید از محل ساختگاه و با استفاده از تجربیات موجود، نسبت به تعیین مقدار مناسب برای این پارامتر اقدام نماید، لیکن در هر حال مقادیر اتخاذ شده نباید از پارامترهای مندرج در پیوست ۸ این دستورالعمل بیشتر در نظر گرفته شوند.

تذکر مهم: با بکارگیری ترکیبات بار منطبق بر دستورالعمل شماره ۲-۱۰۲-۹۳ ، افزایش مقاومت خاک در شرایط لرزه ای مجاز نمی باشد. به عبارت دیگر در هنگام طراحی نیازی به استفاده از سایر جداولی که ضریب اطمینان و یا ضرایب کاهش مقاومت را بطور جداگانه در شرایط لرزه ای ارائه می نمایند، نیست.

گام هفتم: کنترل نشست و چرخش جهت پی های شبکه ای و گسترده

در فونداسیون های شبکه ای با عرض نوارهای بیش از ۱/۲ متر و ضخامت بیش از ۵۰ سانتیمتر و همچنین پی های گستردهمعمولاًکنترل نشست بر طرح حاکم بوده و کنترل ظرفیت باربری کم اهمیت می باشد. در این موارد کنترل نشست کلی، نشست تفاضلی و چرخش نسبی پی ضروری است.

کنترل نشست می باید با ترکیب بارهای حالت حدی بهره برداری انجام گردد. بطوریکه مقادیر نشست حاصله از تحلیل پی، فراتر از مقادیر حداکثری مجاز (مندرج در جدول شماره ۴) نباشند.

بدیهی است در گزارش مطالعات ژئوتکنیک باید ظرفیت باربری نهایی خاک در دو حالت کنترل ظرفیت باربری و کنترل نشست ارائه شود، تا امکان بررسی هر دو حالت برای طراح سازه میسر گردد.

در پی های گسترده یا شبکه ای که انعطاف پذیر هستند، بررسی تنش زیر پی معیار مناسبی برای طراحی پی نخواهد بود. افزایش تنش موضعی در گوشه ها و کناره های پی تا وقتی که اولاً نشست غیر یکنواخت از مقادیر جدول ۴ تجاوز نکند، و ثانیاً چرخش نسبی نقاط مختلف پی (Angular Distortion) در زیر ستون های مجاور از مقادیر جدول ۵ بیشتر نباشد، قابل صرفنظر خواهد بود. این مقادیرحدود اولیه آستانه ترک خوردگی در سازه و ایجاد خرابی در آن می باشند.

همچنین در شرایط خاصی که برای پی شبکه ای یا گسترده شرایط پی صلب تامین گردد، به جای چرخش زاویه ای، باید چرخش کلی پی (Tilting) برآورد شده و با حداکثر مقدار مجاز (۰/۰۰۴ رادیان) کنترل گردد.

آستانه ترک خوردگی با اعمال ترکیبات بار در سطح بهره برداری (بدون اعمال اثر زلزله)، و آستانه خرابی با اعمال ترکیبات بار در سطح نهایی (با اعمال اثر زلزله) مورد ارزیابی قرار می گیرد.

توصیه۱: در مورد افزایش تنش موضعی در گوشه های پی، میتوان به روش مناسبی تمرکز تنش اضافی ناشی از خطای روش های المان محدود در نرم افزار را تشخیص داده و آن را از حوزه قضاوت در خصوص کفایت ابعاد پی حذف نمود.

توصیه۲: در پی های شبکه ای عرض نوارها باید طوری انتخاب شوند که آرماتوربندی و بتن ریزی در محل های پر تراکم میلگردها باعث بروز مشکلات اجرایی نگردد.

گام هشتم: طراحی سازه ای پی

در این مرحله پس از تعیین هندسه مناسب و ضخامت قابل قبول برای پی، با اعمال ترکیب بارهای مناسب (مطابق دستورالعمل ۱-۱۰۲-۹۳) و تنظیم آیین نامه طراحی مربوطه، میزان میلگرد خمشی مورد نیاز در بخش های مختلف پی توسط نرم افزار محاسبه و ارائه می گردد. لازم به ذکر است در تحلیل و طراحی پی توسط نرم افزار، با توجه به ضابطه ضخامت به دهانه ۱۵٪ و به تناسب در صورت نیاز گزینه Thick Plate فعال می گردد.

همچنین در صورت نیاز به استفاده از شمع موارد ذیل توصیه میگردد:

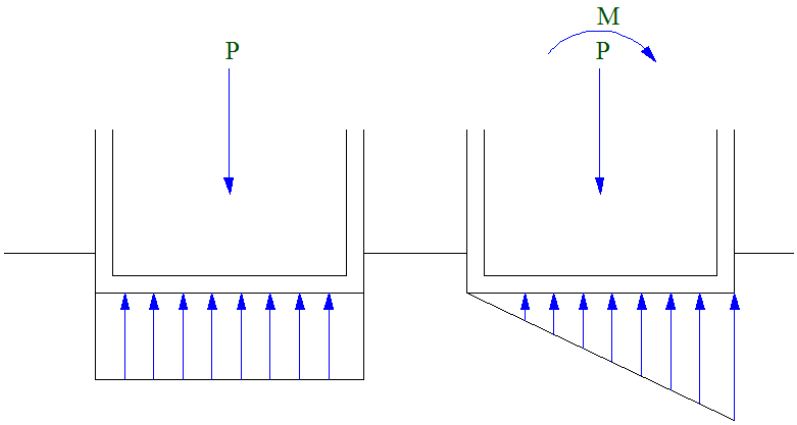
الف: از آرایش یکنواخت شمع در زیر پی به جای بکارگیری موضعی آن استفاده گردد.

ب: عمق شمع به گونه ای تعیین گردد که سختی واقعی متناسب با مشخصات بکارگرفته شده در مدل نرم افزاری را تامین نماید. برای این منظور مشاور ژئوتکنیک باید جدول سختی فنر معادل متناظر با ظرفیت باربری نهایی شمع های با قطر و عمق های متفاوت را تهیه و در اختیار طراح سازه قرار دهد.

با توجه به گستردگی مطالب و موضوعات مربوط به پی های عمیق، تهیه راهنمای کاربردی ویژه (به صورت مجزا) در دست تدوین می باشد که متعاقباً ارائه خواهد گردید. سایر نکات قابل توجه در طراحی سازه ای پی ها در پیوست ۳ همین دستورالعمل ارائه شده است.

پیوست ۱– کنترل تقریبی صلبیت پی

قدیمی ترین روش در تحلیل و طراحی پی های گسترده روش صلب Rigid Method می باشد. در این روش فرض بر آن بوده که ضخامت پی نسبت به دهانه تحت خمش آنقدر زیاد است که پی بصورت کاملاً یکنواخت بر روی بستر استقرار می یابد و تغییر شکل های آن بسیار ناچیز است. در این حالت مقدار و توزیع تنش زیر پی صرفاً بستگی به میزان بارهای وارده، وزن و وسعت پی خواهد داشت. لذا در صورتیکه بار بصورت عمودی و نقطه اثر آن مرکز سطح پی باشد توزیع تنش کاملاً یکنواخت میباشد، ولی در صورت وجود لنگر یا هرگونه خروج از محوریت بار نسبت به مرکز سطح پی، توزیع تنش ذوزنقه یا مثلثی خواهد بود (شکل ۱۷). با چنین فرضیاتی، توزیع تنش خطی بوده و محاسبه لنگرهای خمشی و تغییر شکل های غیر متجانس بسیار آسان خواهد بود.

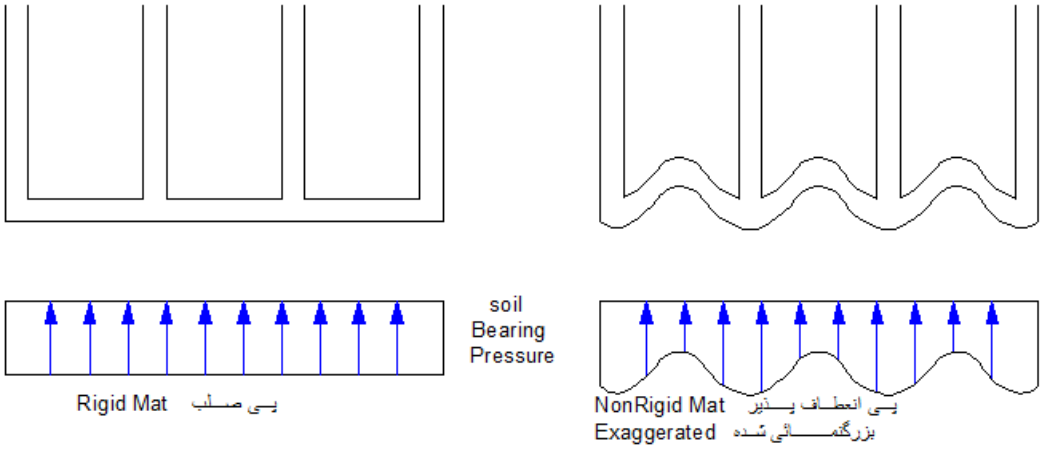


شکل-۱۷-توزیع تنش در زیر پی صلب

اما در پی هایی که ضخامت در آنها به گونه ای باشد که نتوان آنها را در رده پی های صلب قرار داد، تغییر شکل و نیز توزیع تنش یکنواخت نخواهد بود (شکل۱۸). لذا جهت تحلیل و طراحی آنها روش های دیگری باید به کار گرفته شود که در پیوست ۲ همین دستورالعمل به برخی از آنها اشاره شده است.

اما مطالعات انجام شده نشان می دهد که صلبیت یک پی علاوه بر ضخامت پی، دهانه های تحت خمش و سازه اصلی پی، به پارامترهای بستر نیز وابسته است.

از میان روش های مختلف کنترل صلبیت پی، روش زیر به عنوان یکی از مهمترین روش ها در این خصوص پیشنهاد می گردد:



شکل-۱۸-مقایسه توزیع تنش در زیر پی صلب و غیر صلب

نخستین گام در بررسی صلبیت پی گسترده برآورد مدول برشی اولیه خاک (G_0) است.

γ: وزن مخصوص خاک

V_s: سرعت موج برشی در خاک

g : شتاب ثقل

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g}$$

G_0: مدول برشی اولیه خاک (Kpa)

$[N_1]_{60}$: عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده در آزمایش S.P.T.

σ'_0: تنش موثر همه جانبه در عمق مورد بررسی(Kpa)

در تعیین مدول برشی اولیه خاک از آزمایش های ژئوسایسمیک واندازه گیری سرعت موج برشی در کرنش های کوچک استفاده می شود. در صورت عدم امکان آزمایش از روابط و روش های تجربی استفاده می گردد.

$$G_0 = 4375\ [N_1]_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma'_0}$$

سپس مدول برشی موثر خاک G بر حسب مدول برشی اولیه خاک G_0 و شتاب حداکثر سطح زمین از جدول ۶ اقتباس می گردد. (پارامتر مذکور می باید توسط مشاور ژئوتکنیک ارائه در گزارش مطالعات ارائه گردد.)

جدول ۶- نسبت G/G_0 براساس شتاب حداکثر در سطح زمین و نوع زمین

طبقه بندی نوع زمین بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران	شتاب حداکثر سطح زمین (g)			
	۰/۲	۰/۲۵	۰/۳۰	۰/۳۵
I	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۹۷	۰/۹۶
II	۰/۸۸	۰/۸۵	۰/۸۲	۰/۷۸
III	۰/۷۷	۰/۷۰	۰/۶۳	۰/۵۷
IV	۰/۴۲	۰/۳۳	۰/۲۳	۰/۱۴

در صورتی که نامساوی زیر برای بلندترین دهانه پی یا حداکثر فاصله بین ستون ها در پی برقرار باشد، رفتار پی صلب و در غیر اینصورت انعطاف پذیر است.

$$\frac{\mathbf{E_f I_f}}{\mathbf{l^4}} > \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\mathbf{K_{sv}B}$$

$$K_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\vartheta)}$$

در این روابط پارامترهای به کار رفته به شرح ذیل می باشند:

ν_f : ضریب پواسون مصالح بتن

E_f: مدول ارتجاعی بتن

D_f: عمق استقرار پی

B: عرض پی

L: طول پی

K_{sv}: مدول ارتجاعی بستر

l : فاصله بین دو ستون مجاور

در صورتیکه بررسی وضعیت پی نشان دهد که پی رفتار صلب دارد تنش زیر پی بصورت خطی و یکنواخت بوده و در هر نقطه زیر پی به مختصات x , y از رابطه زیر بدست می آید.

$$q = R\left(\frac{1}{A} + \frac{exX}{Iy} + \frac{eyY}{Ix}\right)$$

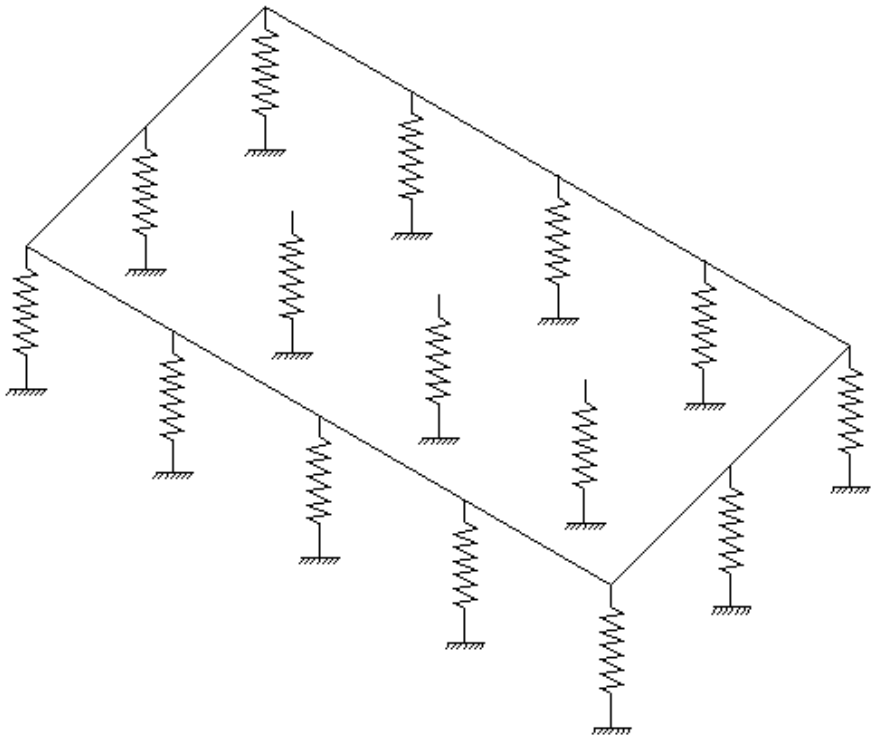
در این رابطه R برآیند نیروهای قائم روی پی A سطح پی (حاصل ضرب طول در عرض) و I_x و I_y ممان اینرسی پی حول محورهای طولی و عرضی و ex و ey خروج از مرکزیت برآیند نیروهای روی پی نسبت به مرکز سطح آن درراستای عرضی و طولی می باشد.

توجه: در صورت تامین شرایط صلبیت ، نرم افزار قادر خواهد بود رفتار مذکور را شبیه سازی نماید و نتایج به دست آمده با نتایج تحلیل دستی از روابط فوق یکسان خواهد بود.

در حالتی که بررسی وضعیت پی نشان دهد که پی رفتار انعطاف پذیر دارد تنش زیر پی بصورت غیر یکنواخت بوده و جهت تحلیل آن از تئوری تیر بر بستر ارتجاعی استفاده می شود که جزئیات آن در پیوست ۲ آمده است.

پیوست ۲– تعیین ضریب ارتجاعی بستر در لبه و مرکز پی انعطاف پذیر

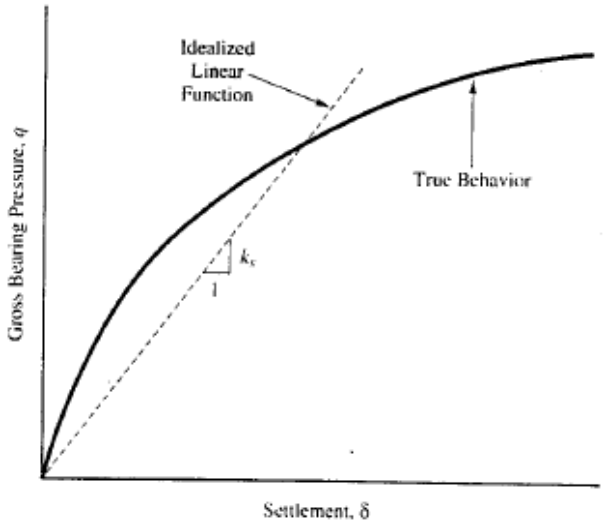
مدل های مبتنی بر شبیه سازی بستر با فنر جهت محاسبه برش، لنگر و تغییر شکل در پی گسترده به عنوان مبنایی جهت طرح سازه ای پی استفاده می شود. این روش نخستین بار توسط وینکلر در سال ۱۸۶۷ پیشنهاد گردید و به روش تیر بر بستر ارتجاعی معروف شد.



شکل۱۹-مدل وینکلر

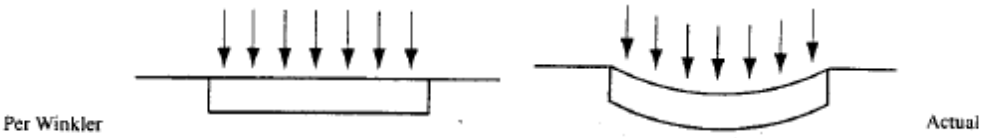
در شکل نخستین این روش فرض می شد که فنرها خطی بوده و مستقل از یکدیگر عمل می کنند و همه فنرها ثابت K_s دارند. در این روش افزایش تاب فشاری خاک در زیر ستون ها تاثیر مهمی در بهبود رفتار متقابل خاک و سازه پی نسبت به روش پی صلب دارد. لیکن ابهامات و نواقص در این روش در شبیه سازی اثر متقابل خاک و پی وجود دارد که بر خی از آنها عبارتند از:

۱- نمودار بار-نشست خاک غیر خطی است در حالی که مقدار K_s باید بصورت یک تابع خطی معادل مشابه شکل ۱۹ به کار گرفته شود.



شکل۲۰-مدل رفتاری تنش-تغییر شکل(واقعی غیرخطی و معادل شده خطی)

۲- در این روش ، پی گسترده با بارگذاری یکنواخت بر روی بستر یکنواخت و بصورت یکنواخت نشست خواهد کرد. به عبارت دیگر هیچ گونه نشست نا متقارنی وجود نداشته و همه فنرها بصورت یکنواخت فشرده خواهند شد. در حالی که می دانیم نشست در مرکز این پی به دلیل وجود تنش های اضافی در مرکز پی بیشتر از لبه ها خواهد بود.



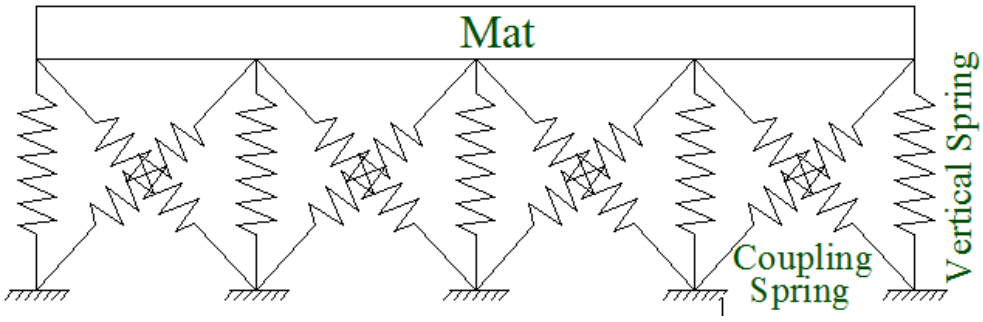
شکل۲۱-تغییر شکل واقعی پی گسترده غیر صلب و مدل وینکلر

۳- در واقعیت فنرها نمی توانند مستقل از یکدیگر عمل نمایند و فشار زیر پی گسترده در یک نقطه تحت تاثیر فنرهای مجاور خواهد بود.

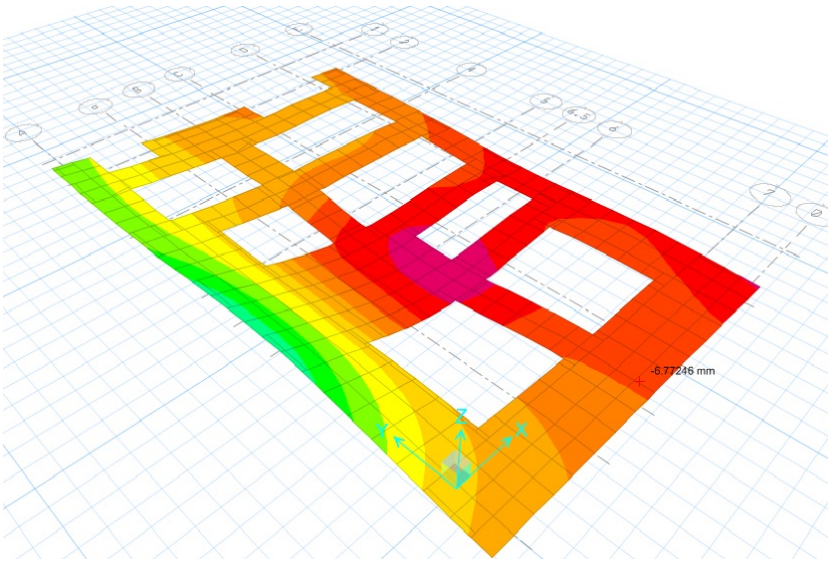
با توجه به موارد فوق مقدار مشخص و ثابتی نباید برای پارامتر K_s استفاده شود تا بتوان رفتار واقعی تری از اندرکنش خاک و پی ارائه نمود. وجود خطاهای متعدد مرتبط با موارد فوق و ارائه لنگر، برش و تغییر شکل های بالاتر از میزان واقعی باعث گردید تا روش اصلاح شده دیگری جهت بهبود عملکرد تحلیل و طراحی ارائه گردد.

❖ **روش کوپل Coupled Method**

در این روش جهت مقابله با نواقص روش وینکلر از فنرهای اضافی مطابق شکل ۲۲ استفاده می شود تا اندرکنش فنرها بر یکدیگر نیز در مدل اعمال گردد. مستقل عمل نکردن فنرهای قائم و اثرات متقابل آنها بر یکدیگر منجر به تغییر شکل واقعی تر (تغییر شکل بشقابی مطابق شکل ۲۳) شده ودقت محاسبات را افزایش می دهد. لیکن انتخاب مقدار K_s بخصوص برای فنرهای کوپل چندان ساده نیست.



شکل۲۲-مدل سازی فنرهای کوپله

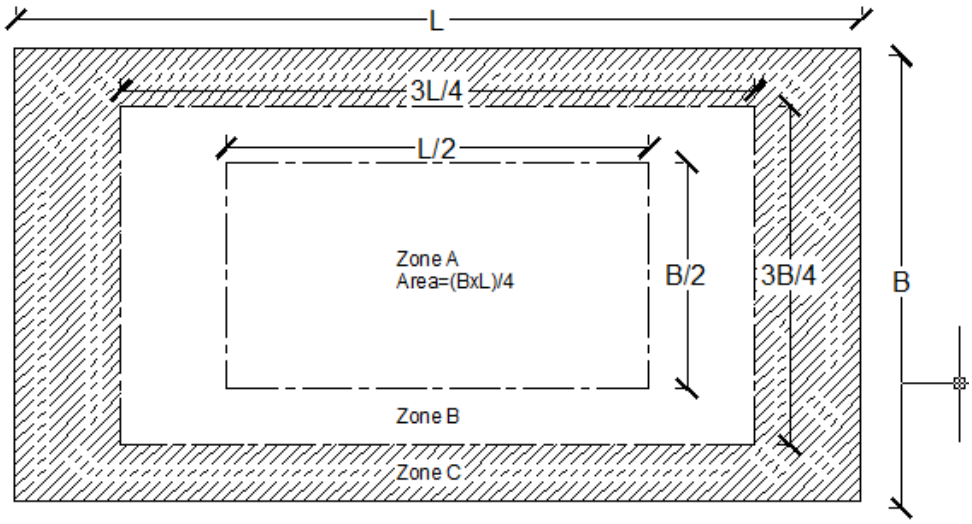


شکل ۲۳-تغییر شکل بشقابی پی شبکه ای

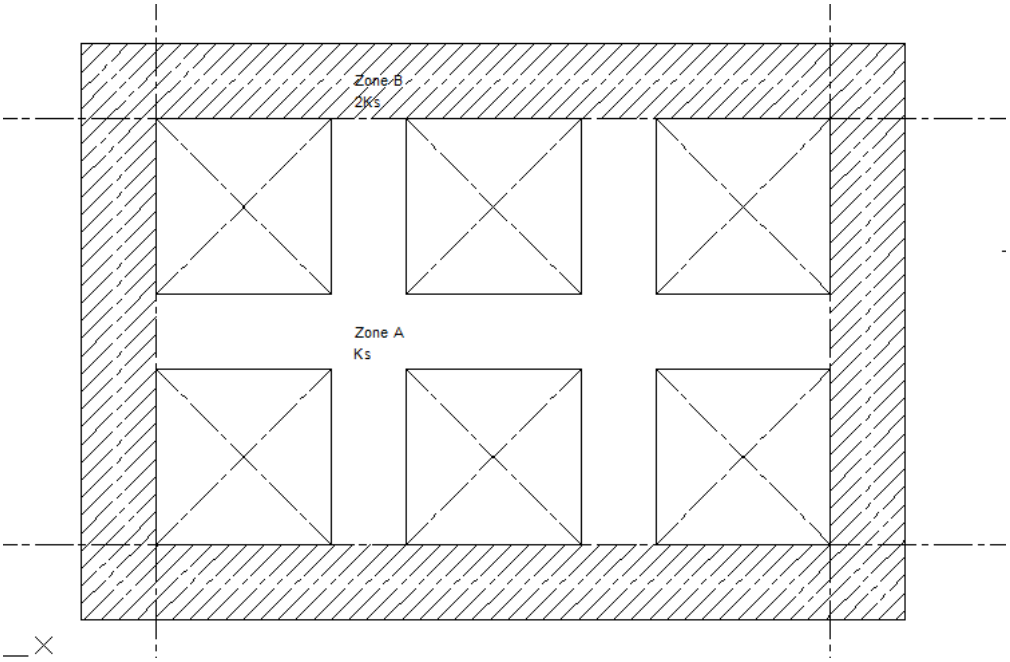
❖ **روش شبه کوپل Pseudo-Coupled**

این روش در سال ۱۹۹۳ ابتدای دهه ۹۰ میلادی (Liao, 1991 ; Horvath,1993) با هدف کاهش خطاهای مدل وینکلر و ایجاد سهولت در مدل کوپل ارائه گردید. بر این مبنا در این روش فنرها بصورت مستقل به سادگی روش وینکلر

عمل می کنند، لیکن مقادیر سختی K_s آنها با تغییر موقعیت ، متفاوت خواهد بود. این موضوع با افزایش سختی در کناره ها نسبت به وسط اعمال شده و منجر به بروز رفتار واقعی تر(تغییر شکل بشقابی پی گسترده) می گردد . اگرچه توصیه شده تا مقادیر سختی از نصف مقدار محاسباتی تا ۵ یا ۱۰ برابر آن تغییر کند و محافظه کارانه ترین طرح بر این مبنا ارائه گردد، لیکن نتایج تحقیقات نشان می دهد اگر سختی لبه ها نسبت به سختی مرکز پی تا حدود ۲ برابر افزایش یابد، نتایج قابل قبولی حاصل می گردد. (شکل های ۲۴ و۲۵) (ACI1993)



شکل ۲۴- تقسیم بندی سطح پی گسترده در روش شبه کوپل

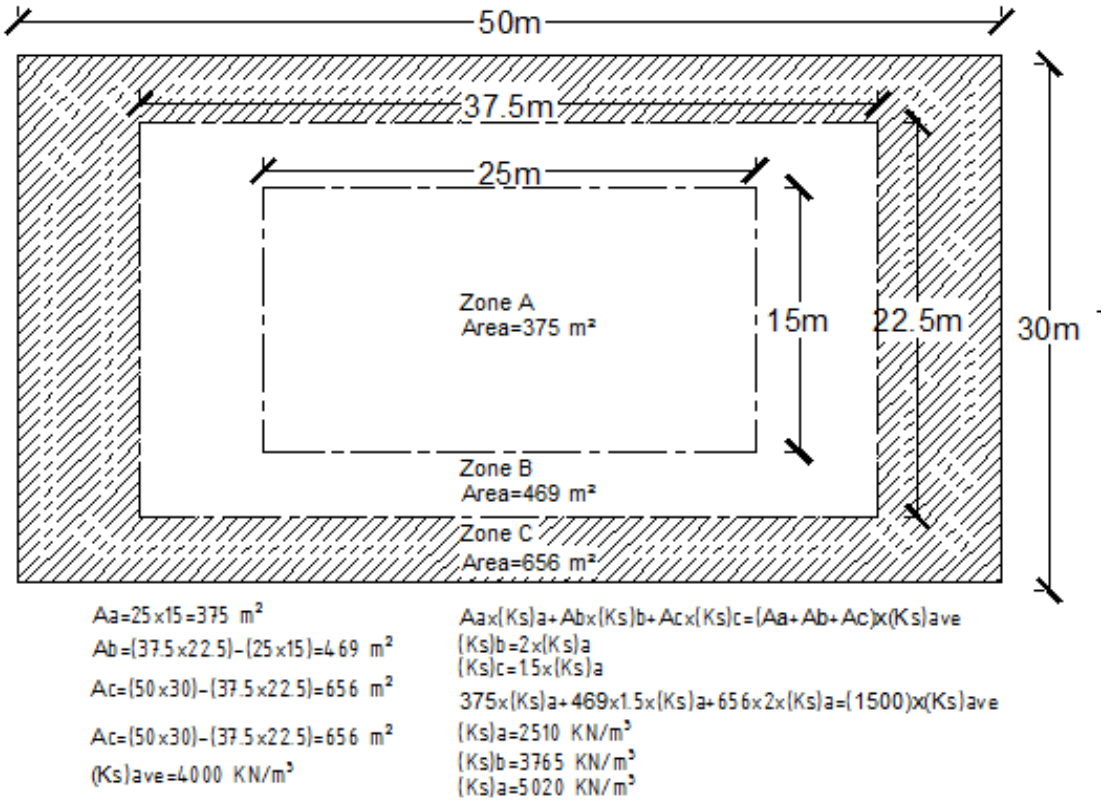


شکل ۲۵- تقسیم بندی پیشنهادی سطح پی شبکه ای در روش شبه کوپل

با توجه به توضیحات فوق مراحل مختلف این روش بصورت گام به گام به شرح ذیل ارائه می گردد:

۱- تقسیم پی گسترده به تعداد ۲ ناحیه ۳ ناحیه یا بیشتر همان گونه که در شکل ۲۴ نشان داده شده است.

۲- تعیین مقدار K_s در هر ناحیه- این مقادیر باید بصورت تدریجی از مرکز به سمت کناره ها افزایش یابد به صورتی که مقدار K_s در لبه های خارجی دو برابر مقدار متوسط محاسباتی $(K_s)_{Ave}$ در مرکز بوده و در نواحی میانی K_s بصورت خطی تغییر کند. (شکل ۲۶)



شکل ۲۶- پی گسترده در روش شبه کوپل- مثال عددی

❖ ***در هنگام تعریف سختی متغیر در هر یک از پی های گسترده و شبکه ای، در مرز بین بخش هایی از پی که مدول سختی تغییر می کند، کانتور تنش زیر پی نیز پیوستگی خود را از دست داده و بصورت آنی و پله ای تغییر خواهد نمود. حالت ایده آل آن است که تعداد نواحی آنقدر زیاد و نزدیک به هم تعریف گردد تا دقت محاسبات بیشتر شده و این خطای عددی به حداقل برسد. لیکن از آنجا که دستیابی به این موضوع در عمل میسر نیست ضمن پذیرش این میزان خطای عددی لازم است در کنترل برش تیری نیز، این تغییر آنی در تنش و برش به عنوان خطای عددی مورد توجه قرار گیرد.***

پیوست ۳–نکات ویژه تحلیل وطراحی سازه ای پی

۱) تحلیل پی گسترده عموما توسط نرم افزارهای المان محدود صورت می گیرد. دراین روند هندسه، بارگذاری و مشخصات پی و بستر بعنوان داده های ورودی تعریف شده و الگوی توزیع تنش، تغییر شکل ها، لنگرخمشی و برش بصورت داده های خروجی یا نتایج ارائه می شود. برخلاف پی های تکی که عموماً بصورت صلب زیر اثر بار متمرکز دیده شده و توزیع تنش زیر پی بصورت یکنواخت است، در پی های گسترده رفتار عموماً انعطاف پذیر پی منجر به تغییر شکل های متفاوت و درنتیجه توزیع و بازتوزیع متفاوت تنش زیر پی در بخش های مختلف می گردد. در این گونه پی ها سطح مقطع کل پی بدون ترک خوردگی در تحلیل وارد می گردد و سختی سازه نیز تا حد امکان در سختی پی مشارکت می نماید. بعنوان مثال دیوارهای برشی بصورت تیر عمیق در مدل وارد می گردند. همچنین در بخش هایی نظیر چاهک آسانسور توصیه می گردد در صورتیکه عمق چاهک از ضخامت پی کمتر باشد، کاهش سختی پی یا ممان اینرسی در این بخش لحاظ گردد (شکل۲۷)، و در صورتیکه عمق چاهک از ضخامت پی بیشتر باشد اثر همزمان کاهش سختی و آزادسازی سختی خمشی دیواره ها در تحلیل اعمال گردد. (شکل۲۸)

شکل ۲۷- کاهش ضخامت پی در محل چاهک آسانسور

شکل ۲۸- کاهش ضخامت پی و سختی خمشی دیواره در محل چاهک آسانسور

همچنین در اثر بشقابی شدن پی گسترده که به دلیل اختلاف فشار خاک در مرکز و لبه های پی ایجاد می گردد، سختی زیر پی متفاوت خواهد بود (پیوست ۲). این امر به دلیل محدود بودن محیط خاک در وسط پی و بازتوزیع کندتر

تنش ها در این بخش و در نتیجه تغییر شکل بیشتر در این ناحیه و آزادتر بودن محیط خاک در لبه ها امکان انتقال تنش و بازتوزیع سریعتر آن و در نتیجه تغییر شکل های کمتر در این بخش می باشد.

تحقیقات نشان می دهد اعمال سختی مناسب در سازه پی و بستر آن میتواند بین ۱ تا ۵ درصد در مقادیر فشار حداکثر زیر پی و ۵ تا ۵۰ درصد در مقادیر لنگر ایجاد شده در پی تاثیرگذار باشد.

۲) مهمترین اختلاف ورق های با ضخامت کم Thin Plateو ورق های ضخیم Thick Plate ، در مدل های رفتاری ورق ها، تاثیر و اهمیت تغییر شکل های برشی در ورق های ضخیم می باشد. در اختصاص مقطع پی از نوع گسترده یا شبکه ای و مرکب برای منظور نمودن تغییر شکل های برشی، در صورت وجود شرایطی خاص می باید گزینه Thick Plate فعال گردد. با فعال سازی این گزینه درطراحی پی، علاوه بر در نظر گرفتن تغییرشکلهای برشی، وزن پی نیز در محاسبات در نظر گرفته می شود، لیکن در طراحی دال های سقف نیازی به فعال کردن این گزینه نیست.

در خصوص حداقل ضخامت پی جهت رفتار ورق های ضخیم در مراجع مختلف نظریه های متفاوتی وجود دارد، لیکن آنچه در دستورالعمل و مباحث موجود در مجامع علمی تولید کننده نرم افزار توصیه شده آن است که: در صورتیکه حداقل ضخامت پی از یک پنجم تا یک دهم و بطور متوسط ۱۵ درصد دهانه تحت خمش پی (span of plate-bending curvature) بیشتر باشد، گزینه Thick Plate باید فعال گردد.

۳) به طور معمول در پی ها، برش یکطرفه و دوطرفه (پانچ) با محاسبات دستی یا توسط نرم افزار کنترل میشود و ضخامت پی به نحوی اتخاذ می گردد تا کل نیروی برشی توسط بتن پی تحمل گردیده و نیازی به آرماتور برشی نباشد (موردی که در بین طراحان در ایران هم مرسوم هست و عملاً آرماتور برشی در پی استفاده نمی شود). در این حالت حتی آیین نامه هم هیچ الزامی مبنی بر استفاده از آرماتور برشی حداقل ندارد. بنابراین در صورت کنترل برش یکطرفه و دوطرفه در پی می توان به طور کامل از کاربرد خاموت برشی حداقل صرفنظر کرد. روش های کنترل برش های مذکور در پیوست ۵ ارائه شده است.

۴)آیین نامه نوع دیگری از آرماتورهای عرضی موسوم به آرماتور افت و حرارت را برای پی ها الزامی کرده که ضوابط آن برای پی های معمول در مبحث نهم درج شده است. عملکرد این آرماتورها مقاومت در مقابل تنشهای کششی ناشی از جمع شدگی و انقباض بتن در پی است.

توجه: در پی های گسترده (رادیه) و پی های مرکب و شبکه ای که غالباً میلگرد خمشی محاسباتی قابل توجهی در هر دو جهت استفاده میشود، استفاده از میلگرد افت و حرارت عملاً موضوعیت ندارد (حاکم بر طراحی نیست). هر چند این

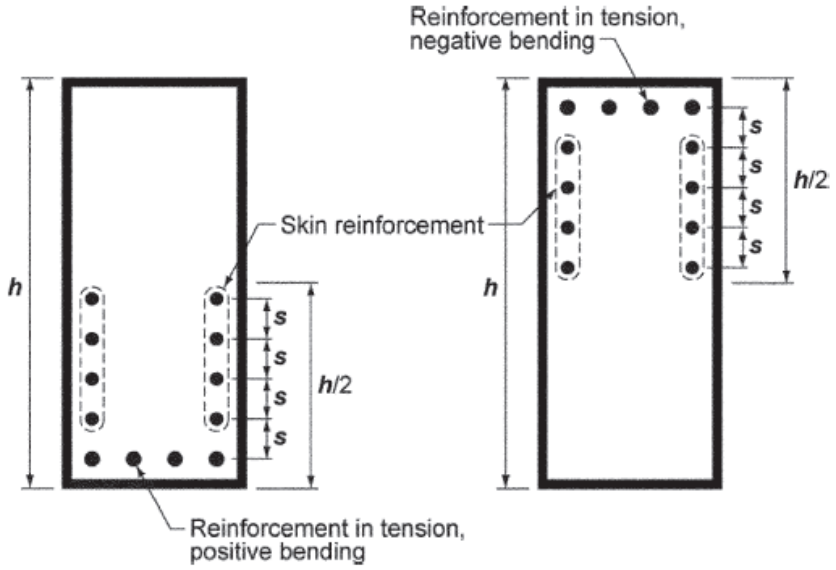
مورد باید در پی های گسترده و مرکب هم کنترل گردد، اما آرماتور افت و حرارت عموماً در پی های نواری کنترل کننده است.

۵) حداقلهای تعیین شده برای میلگردهای حرارتی (موضوع بند پیشین) باید در خصوص مجموع میلگردهای دو سفره بالایی و پایینی لحاظ گردد (نصف برای هر سفره)، لیکن غالباً طراحان به دلیل ایجاد تناسب در میلگرد های اصلی و تقویتی ۷۵ درصد کل میلگرد حداقل موضوع این بند را در شبکه میلگردهای بالا و پایین استفاده می نمایند.

۶) در پی های نواری معمولاً در جهت عرضی هم میلگرد خمشی مورد نیاز است. در حالتی که میلگرد محاسباتی در جهت طولی قابل توجه نباشد، میلگرد کششی می باید مطابق بند ۹-۲۰-۵-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران تعبیه گردد. (در این حالت، حداکثر دو مقدار میلگرد حداقل کششی و میلگرد افت و حرارت باید بکار برده شود.)

۷) مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، در پی ها حداقل قطر میلگردها ۱۰ میلیمتر و فواصل آنها از هم می باید حداقل ۱۰ و حداکثر ۳۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

۸) آرماتورهای گونه معمولاً در تیرهای عمیق و به منظور کنترل ترک و جلوگیری از آن در ناحیه کششی به کار می رود (شکل ۲۹). این آرماتورها در دو سفره بصورت عمودی و در نزدیکی وجه عمودی تیر در نزدیک ناحیه مذکور استقرار می یابد. عنوان تیر عمیق به تیرهایی اطلاق می گردد که ارتفاع (h) آنها بیش از ۹۰ سانتیمتر، یا عمق موثر (d) آنها بیش از ۷۵ سانتیمتر باشد. فاصله (s) میلگردهای گونه از ردیف میلگردهای اصلی معادل h/2-2(h-d) و مساحت کلی آنها برابر $A_{cs}\rho_{sk}$ می باشد. A_{cs} ازمجموع حاصلضرب فاصله میلگرد های گونه در دو برابر فاصله مرکز آن تا لبه بتن در جدار به دست می آید، و ρ_{sk} برای فضاهای داخلی برابر ۰/۰۱ و برای فضاهای خارجی معادل ۰/۰۰۸ می باشد. در هرحال فاصله بین میلگردها از یکدیگر نباید از ۲۰ سانتیمتر بیشتر در نظر گرفته شود. این میزان آرماتور در نوارهایی از پی مرکب یا شبکه ای که رفتار مستقل تیری دارند باید مورد توجه قرار گیرد.



شکل ۲۹- آرماتور گونه

همچنین در پی های حجیم نیز مقدار آرماتور جلدی معادل $A_b=1/100(1.6\ d_c\ S)$ می باید مورد استفاده قرار گیرد که مقدار آن در هرحال از یک میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر در هر ۲۰ سانتیمتر نباید کمتر باشد.

توجه: آرماتور مورد بحث با آرماتور پیچشی که در طراحی تیرهای عمیق مورد نیاز بوده و بنا بر توصیه آیین نامه می توان آن را در محیط تیر بصورت یکنواخت توزیع نمود متفاوت است.

پیوست ۴–مثال طرح پی تکی

-Maximum factored vertical load=4500 KN at ultimate state (Load includes weight of foundation)

-Depth of foundation =1.8 m

-Soil parameters :

- C=0
- Φ '=31̊
- γ=17.5 KN/m3

Find : Foundation size using LRFD

Bearing capacity factors for Φ '=31̊ (Terzaghi)

- ✓ Nc=40.4
- ✓ Nq=25.3
- ✓ Nγ=23.7

qult=1.3CNc+qNq+0.4γBNγ

Where q=γDf

qult=0+31.5x25.3+0.4x17.5xBx23.7

qult=797+166B

Reduction Factors according to table 1=0.45 for bearing capacity

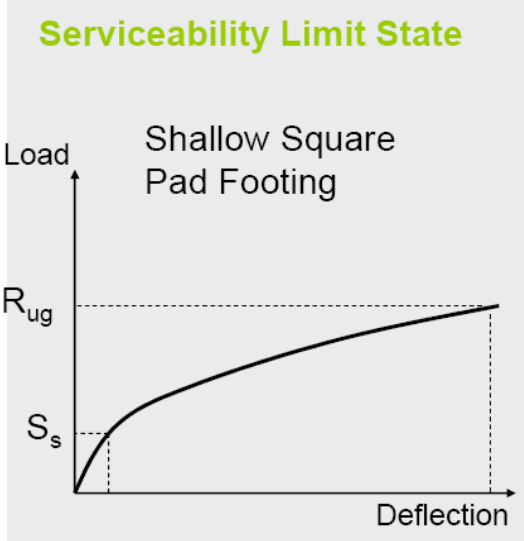
Pu<ϕPn= ϕqultA

Pu=4500<0.45(797+166B)B2

B>2.81≈2.90 meter

درمثال فوق صرفاً ظرفیت باربری حاکم بوده و با اعمال ضریب کاهش مقاومت در ظرفیت نهایی و مقایسه آن با بار ضریب دار حداقل عرض پی تکی به دست آمده است.

در مثال بعد طرح یک پی تکی جهت ظرفیت باربری و کنترل خدمت پذیری آن با کنترل نشست ارائه می گردد.



- ✓ S=1200 KN
- ✓ S* =1.3x1200=1560 KN
- ✓ Rug=600 KPa

@Working stress levelB=√ (S/qall) where qall=Rug/3

qall=R_{ug}/3=200 Kpa » B=2.45 m

Settlement =qB/E (1-μ2)Is where μ=0.3 , Is =1 for center of foundation

E @ working stress level=20 Mpa

Settlement=22 mm

@ Limit state level B=√ (S*/Rug*) where Rug* = øqu

R_{ug}^{*}=R_{ug}x0.7=420 Kpa» B=1.95 m

Serviceability Stress=S/B^2 =1200/(1.95^2)=316 KPa

E at service Level=16 MPa

Settlement =qB/E (1-μ2)Iswhere μ=0.3 , Is =1 for center of foundation

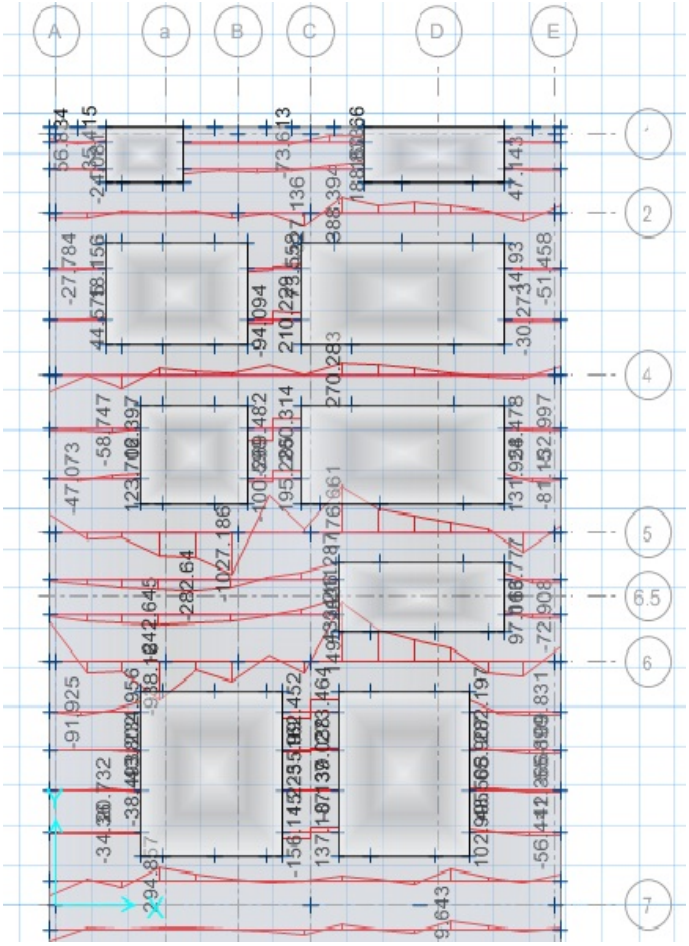
Settlement=35 mm

با توجه به ضابطه نشست حداکثر به نظر می رسد در حالت اخیر نیاز به تغییر در ابعاد پی به دلیل نشست باشد.

پیوست ۵–کنترل برش تیری و برش منگنه ای

❖ برش یک طرفه–برش تیری

این برش با نام برش با عملکرد تیر نیز خوانده می شود که می تواند باعث ایجاد ترک مورب و گسیختگی در نوارهای طراحی پی گردد. در واقع مقاطعی که نزدیک تکیه گاه می باشند همواره مستعد گسیختگی در اثر این برش هستند. جهت کنترل برش تیری پس از استخراج نیروهای برشی از نرم افزار در نوارهای مختلف آن را با ظرفیت برش مقطع $[Vc = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}(\, b \text{ w } d)]$ به شرح ذیل مقایسه می نماییم. (شکل ۳۰)

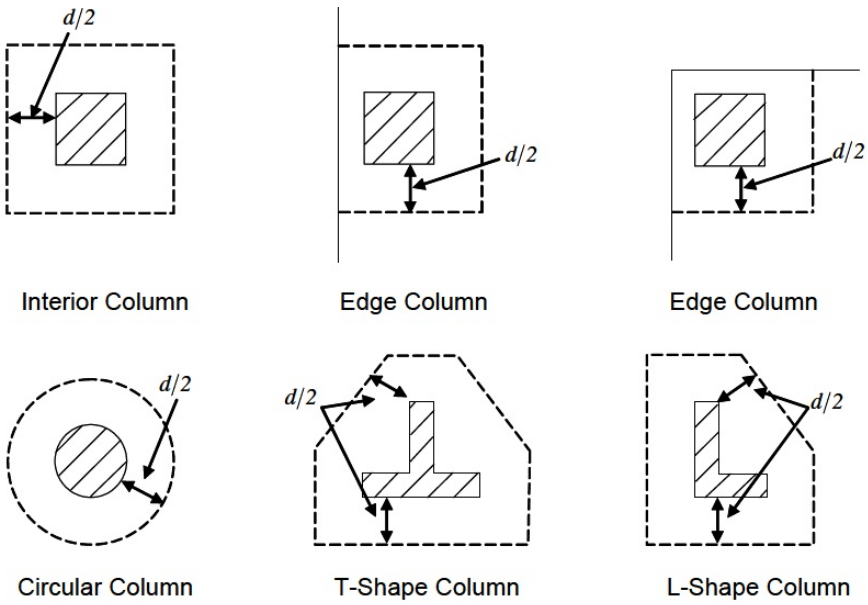


شکل ۳۰- نمودار برش در نوارهای پی شبکه ای

Vu=270 KN	f'c =25 MPa
b=1500 mm	ø=0.75
h=800 mm	øVc =0.75x√25x1500x 720/6=675000 N=675 KN
d=720 mm	Vu< øVc OK.

❖ **برش دو طرفه – منگنه ای**

برش دوطرفه یا منگنه ای منجر به ترک خوردگی مورب و برش دال پی در اطراف ستون، یا در موارد نادری در اطراف دیوار می گردد. نیروهای برشی اطراف ستون که در اثر انتقال بار از دال به تکیه گاه ها ایجاد می شوند، تمایل دارند تا ترک های قطری (بصورت مورب) در اطراف ستون با مقطع دایره ای یا مربع به شکل مخروط یا هرم ناقص ایجاد نمایند. زاویه برش معمولا ۴۵ درجه و محدوده بحرانی برش به فاصله نصف ارتفاع موثر دال از بر ستون می باشد. (شکل۳۱)



شکل ۳۱- محیط بحرانی برش دوطرفه

نرم افزار Safe جهت کنترل برش منگنه ای، برای هر ستون تمامی حالت های بحرانی (گوشه، میانی و کناری) را کنترل می کند. در برخی موارد ممکن است نوع برش منگنه ای در نظر گرفته شده در نرم افزار، با وضعیت استقرار ستون سازگار نباشد. این ناسازگاری بیشتر در مورد ستون های گوشه و لبه ای اتفاق می افتد که در صورت عدم اصلاح پارامترهای مربوطه در نرم افزار، خطای محاسباتی در این بخش رخ خواهد داد.

در خصوص کف ستون های کناری و گوشه دو حالت ممکن است رخ دهد:

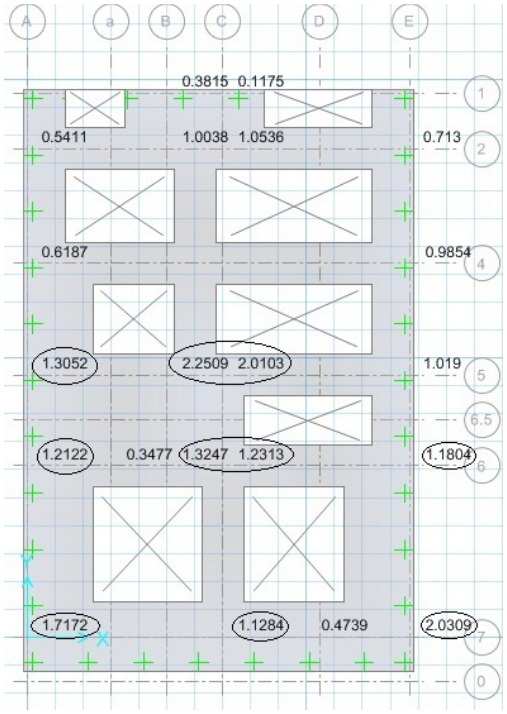
الف- اطراف ساختمان باز بوده و محدودیتی از لحاظ مجاورین وجود نداشته باشد:

در این حالت در ستون های کناری امکان برون زدگی پی و اجرای پاشنه وجود داشته و عملاً ستون مزبور مانند ستون میانی و در گوشه ها مانند ستون کناری می باشد. برای اطلاع از این موضوع می توان با مراجعه به خروجی Design>Show Design Table>Pumching Shear ، در ستون انتهایی Loc موقعیت ستونی که نرم

افزار Safe برای آن بحرانی ترین حالت را منظور و کنترل برش پانچ را انجام داده را مشاهده کرد. در ویرایش های ۱۲ و ما بعد نرم افزار SAFE امکان بازتعریف موقعیت ستون ها بصورت گوشه، کناری و میانی در مرحله طراحی فراهم آمده و به این ترتیب در صورت تشخیص کاربر و اصلاح موقعیت، خطای مذکور حذف خواهد شد. (شکل ۳۲)

ب- اطراف ساختمان محصور بوده و در مجاورت پی محدودیت وجود داشته باشد:

در این حالت اختلافی مابین محیط برش پانچ محاسباتی در نرم افزار Safe با محیط واقعی ناشی از خروج از مرکزیت ستون ها بوجود می آید. نرم افزار همواره مرکز کف ستون را برای هر نوع ستون در مرکز صفحه زیر ستون تشخیص میدهد. این امر در مورد ستون های گوشه و کناری ، کار محاسبات نرم افزار Safe را دچار مشکل می سازد بطوریکه در نتیجه آن محیط برش پانچ محاسباتی در نرم افزار Safe قدری بزرگتر از محیط واقعی آن در نظر گرفته شده، (بر خلاف جهت اطمینان) و منجر به کاهش برش دو طرفه محاسباتی در نرم افزار Safe از حالت واقعی آن میگردد. برای حل این مشکل می باید با بازتعریف و تنظیم ابعاد صفحه کف ستون نسبت به صحت محاسبات با کنترل دستی، اطمینان حاصل نمود.



شکل ۳۲- نسبت تنش در کنترل پانچ توسط نرم افزار

بعنوان مثال برش پانچ نشان داده شده در شکل ۳۲ در محور ۷ و محورهای کناری A , E دقت لازم را ندارد. با مراجعه به جزئیات مشاهده می گردد که موقعیت ستون به درستی تعریف نشده است، لذا پس از اصلاح این موقعیت و کنترل مجدد، محاسبات نرم افزار اصلاح می گردد.

ظرفیت برشی دوطرفه مقطع بتنی از حداقل مقدار سه رابطه زیر به دست می آید:

$$Vc = \frac{1}{3}\sqrt{f'c}bod$$

$$Vc = \frac{\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c}}{6}\ bod$$

$$Vc = \left(\alpha s\frac{d}{bo}+2\right)\sqrt{f'c}\frac{bod}{12}$$

در روابط فوق α_s وابسته به موقعیت ستون ها و به ترتیب برای ستون های میانی، کناری و گوشه برابر۴۰ و ۳۰ و۲۰ می باشد. همچنین β نسبت طول به عرض مقطع ستون می باشد.

در کنترل برش دو طرفه با توجه به توضیحات قبلی در خصوص احتمال اشتباه نرم افزار در تشخیص ستون های کناری و گوشه، توصیه می گردد در بخش هایی که احتمال بروز اشتباه داده می شود ضمن بازتعریف پارامترها ،مقادیر برش نهایی بحرانی (شامل اثرات اضافی لنگر) نیز استخراج شده و با حداقل ظرفیت برش دو طرفه به دست آمده از روابط فوق مقایسه گردد.

پیوست ۶–حدود مجاز نشست و چرخش در آیین نامه های مختلف

در این پیوست به بررسی توصیه های آیین نامه ها و مراجع مختلف در خصوص مقادیر نشست حداکثر، نشست تفاضلی و حداکثر مجاز اعوجاج زاویه ای پرداخته شده است. لازم بذک راست مقادیر مجاز مندرج در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران نیز تا حدی از این آیین نامه ها اقتباس گردیده است.

در سال ۱۹۵۶، اسکمپتون و مک دونالد مقادیر حدی زیر را برای حداکثر نشست، حداکثر نشست تفاضلی و حداکثر چرخش یا اعوجاج زاویه ای برای استفاده در آیین نامه های ساختمانی پیشنهاد نمودند.

نشست حداکثر $S_{T(max)}$

در ماسه ..... ۳۲ میلیمتر

در رس ..... ۴۵ میلیمتر

حداکثر نشست تفاضلی $\Delta S_{r(max)}$

فونداسیون منفرد در ماسه..... ۵۱ میلیمتر

فونداسیون منفرد در رس..... ۷۶ میلیمتر

پی گسترده در ماسه ..... ۷۶-۵۱ میلیمتر

پی گسترده در رس ..... ۱۲۷-۷۶ میلیمتر

حداکثر اعوجاج زاویه ای β_{max} ۱/۳۰۰

پولشین و توکار بر مبنای تجارب حرفه ای نسبت های خیز مجاز سازه ها را به صورت تابعی از L/H (L- طول، H- ارتفاع سازه) به صورت زیر ارائه داده اند:

$\Delta / L - 0/0003$ برای $L/H \leq 2$

$\Delta/L - 0/001$ برای $L/H - 8$

جدول ۷-آیین نامه شوروی سابق (۱۹۵۵) نیز، مقادیر مجاز تغییر شکل سازه ها

نوع سازه	L / H	Δ / L
ساختمان های چند طبقه و منازل مسکونی	≤ 3	0/0003 (برای ماسه) 0/0004 (برای رس)
	≥5	0/0005 (برای ماسه) 0/0007 (برای رس)
کارخانه های یک طبقه		0/001 (برای ماسه و رس)

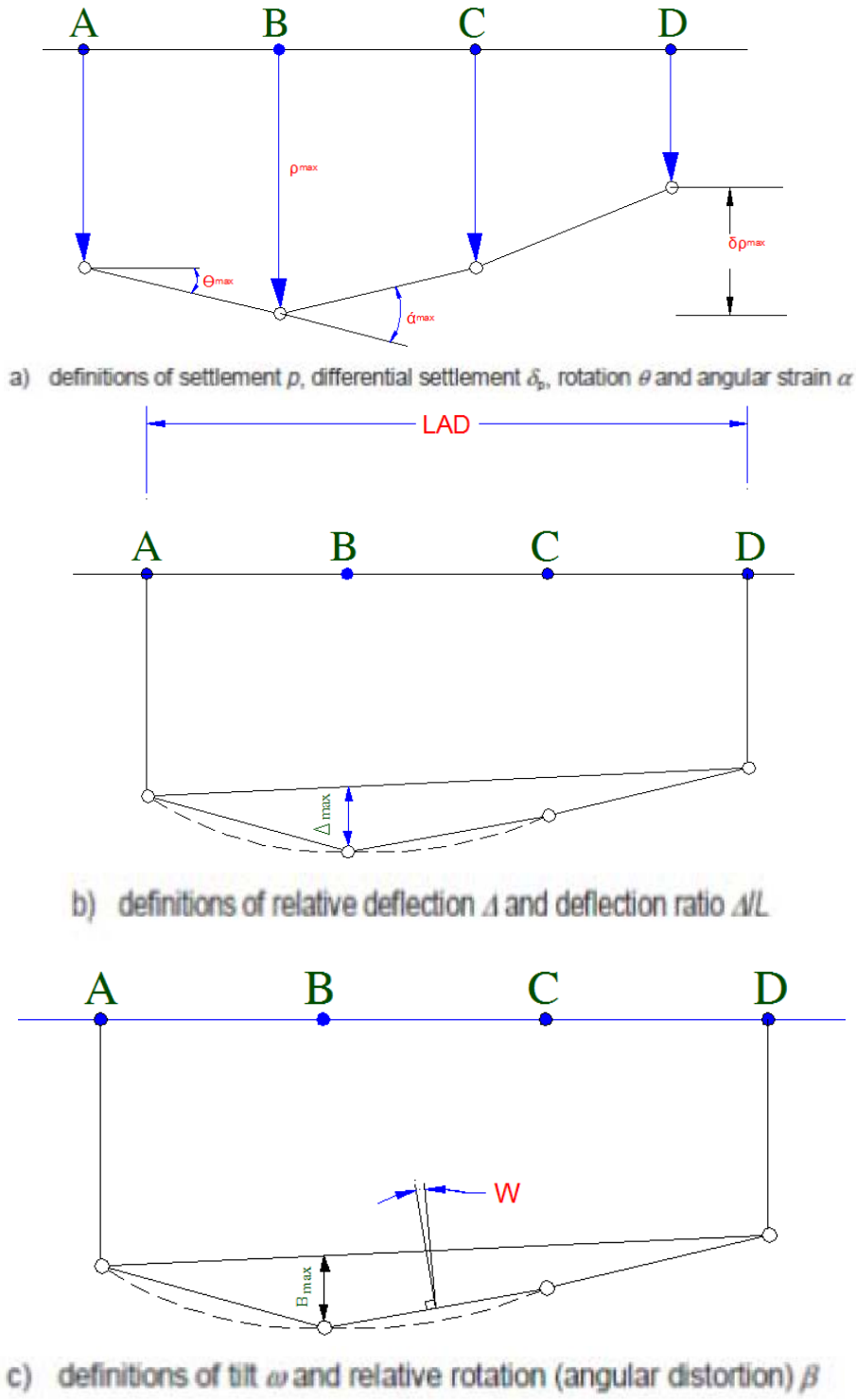
جدول ۸- زوایای چرخش حدی زیر(β_{max}) برای سازه های مختلف (بیروم)

β_{max}	رده آسیب های احتمالی
1/150	حد ایمن برای دیوارهای آجری انعطاف پذیر (L/H>4)
1/150	خطر آسیب سازه ای در اکثر سازه ها
1/150	ترک پانل ها و دیوارهای آجری
1/250	کج شدگی قابل روئیت ساختمان های صلب بلند
1/300	ترک خوردگی اولیه دیوارهای پانلی
1/500	حد ایمن برای جلوگیری از وقوع ترک در سازه
1/600	خطر برای چارچوب های دارای عضو قطری

کمیته استاندارد اروپا اخیراً مقادیری حدی برای حالت های حدی خدمت پذیری و حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون ها ارائه نموده که در جدول شماره ۹ آمده است.

جدول ۹- توصیه های کمیته استاندارد اروپا در رابطه با پارمترهای نشست های تفاضلی

مورد	پارامتر	مقدار	توضیح
مقادیر حدی خدمت پذیری	s_t	25mm 50mm	فونداسیون سطحی منفرد فونداسیون گسترده
	Δs_t	5mm 10mm 20mm	چارچوب با پوشش صلب چارچوب با پوشش انعطاف پذیر چارچوب های باز
	β	1/500	
حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون	s_t	50mm	فونداسیون سطحی منفرد
	Δs_t	20mm	فونداسیون سطحی منفرد
	β	~1/150	



شکل۳۳- مفهوم نشست های تفاضلی و چرخش

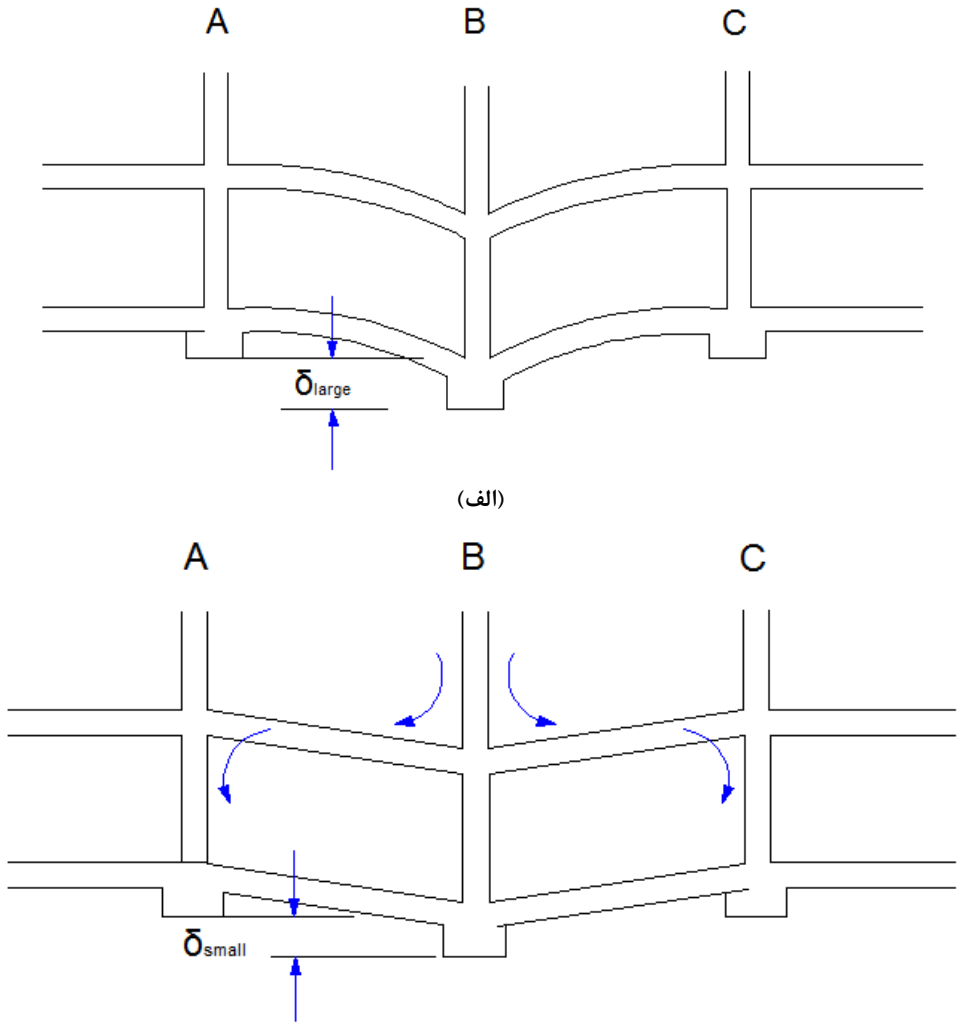
مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران نیز مبنای حد جابجایی های مجاز و چرخش مجاز پی ها را هماهنگ با توصیه های استاندارد اروپا ارائه داده است که طی جداول شماره ۴ و ۵ این دستورالعمل آورده شده است.

به منظور مقابله و یا تعدیل اثرات نشست و چرخش در سازه ها روش های متعددی پیشنهاد گردیده است. این روش ها شامل بهسازی بستر قبل از اجرای پی، طراحی پی بصورت وسیع تر، یا پی گسترده جهت ایجاد امکان بازتوزیع تنش وکاهش نشست، اجرای پی های عمیق و در برخی موارد ایجاد صلبیت بیشتر در روسازه جهت کاهش اثرات نشست نامتجانس و حتی در برخی موارد پذیرش حد مشخصی از جابجایی ها و ملحوظ نمودن آنها در طرح روسازه می باشد.

اقدامات سازه ای

صلبیت رو سازه به عنوان عامل مهمی در کنترل نشست های غیر یکنواخت می باشد. به عنوان مثال اسکلت های فلزی بدون مهاربند می توانند از نوع سازه با انعطاف پذیری بالا ودر مقابل اسکلت با مهاربندی و توام با دیوار برشی و یا سیستم های اسکلتی دیوار باربر از نوع سازه با انعطاف پذیری کم محسوب می شود. در سازه انعطاف پذیر جابجایی مستقل بخش های مختلف پی و نشست آن روی بخش های دیگر پی بی تاثیر خواهد بود و روسازه نیز نقش مهمی در کنترل و کاهش نشست های تفاضلی نخواهد داشت (شکل ۳۴-الف). برعکس در روسازه های با صلبیت بالا، اگر یک بخش از پی تمایل به نشست بیشتر در مقایسه با پی های مجاور داشته باشد، سختی زیاد اسکلت با تغییر جهت در نحوه و ظرفیت انتقال بار موجب تعدیل در نشست خواهد شد (شکل ۳۴-ب).

در هر حال در بسیاری موارد نیز می توان با کارگیری درزهای اجرایی در روسازه و یا با استفاده از مصالح فرم پذیر تا حد زیادی آثار مخرب نشست های نامتجانس را تقلیل داد. همچنین با استفاده از قاب های چوبی و یا فلزی، نماهای فلزی پانل های چوبی و یا کف های آسفالتی می توان نشست های غیر یکنواخت بزرگ یا انحرافات های زاویه ای تا حدود 1/150 را تحمل نماید.



شکل ۳۴- اثر صلبیت رو سازه بر نشست های غیر یکنواخت

(الف)رو سازه خیلی انعطلف پذیر قابلیت انتقال بار کم و متعاقب آن نشست های غیر یکنواخت بزرگتر (ب) رو سازه صلب قابلیت انتقال بار بیشتر متعاقب آن مقابله در برابر نشست ها ی غیر یکنواخت زیاد

پیوست ۷–معرفی ترکیب بارها در طراحی به روش حالتهای حدی بهره برداری

مطابق مبحث ششم و هفتم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ASCE/SEI 7-10 در طراحی ساختمانها به روش ضرایب بار و مقاومت، نظیر طراحی ساختمانهای فولادی بر اساس آیین نامه AISC-360-2010 یا طراحی ساختمانهای بتن آرمه بر اساس آیین نامه ACI-318M-11 می باید از ترکیب بارهای این قسمت استفاده شود.

طراحی سازه فونداسیونها می باید با استفاده از ترکیبات بارگذاری مندرج در دستورالعمل ۲-۱۰۲-۹۳ مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز انجام گردد. بطوریکه مقاومت طراحی آنها، بزرگتر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار مربوطه باشد.

برای حالت های بهره برداری موضوع بند ۶-۱-۳-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، باید ترکیب بارهای مناسب بارهای مرده، زنده و سایر بارهای مرتبط با توجه به مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان و یا سایر آیین نامه های طراحی مربوطه در نظر گرفته شود. در این ترکیب ها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و ... استفاده نمی شود.

همانگونه که قبلاً ذکر شد، کلیه نشست ها و تغییر شکل ها در هر دو روش تنش مجاز و حالات حدی در سطح بهره برداری و با ترکیبات بار ثقلی بدون حضور زلزله انجام می گردد. همچنین چرخش مجاز جهت محدود نمودن حد ترک در ساختمان نیز در سطح بهره برداری کنترل می گردد. تنها جهت محدودسازی چرخش آستانه خرابی در ساختمان لازم است پی در حد نهایی و با ترکیبات بار شامل زلزله طرح مورد بررسی قرار گیرد. لذا ترکیبات بار شامل زلزله در این دستورالعمل صرفاً در همین بخش کاربرد خواهند داشت. لازم بذکر است، با توجه به عدم ضرورت در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله در جهت رو به بالادر طراحی پی، ترکیبات بارگذاری مربوطه (شامل Fv–) از کل ترکیبات بارگذاری حذف شده اند.

همچنین مقادیر نشست یکنواخت ، غیر یکنواخت و چرخش پی ها ناشی از ترکیب بارهای بدون ضریب زیر می باید با مقادیر مجاز مربوطه مقایسه گردیده، و بر اساس معیارهای الف) پرهیز از ظاهر نگران کننده، ب) تامین عملکرد مناسب سازه و پ) تامین پایداری سازه مورد نظر و سازه های مجاور مد نظر قرار گیرد:

- **۱-الف : ترکیب بارهای ثقلی :**

Srv1 : **(DEAD + F) + H1**
Srv 2 ~ 4 : **(DEAD + F) + (LIVE1 + LIVE2) + (LIVEr یا SNOW یا R) + H1**

- **۱-ب : ترکیب بارهای شامل اثرات تغییر دما :**

TSrv1 ~ 2 : **DEAD + (H1 یا H2) ± T**
TSrv3 ~ 6 : **DEAD + (LIVE1 + LIVE2) + (LIVEr یا SNOW) + (H1 یا H2) ± T**

۲ : جزئیات ترکیب بارها در حالت های حدی بهره برداری :

- **۲-الف : جزئیات ترکیب بارهای ثقلی :**

Srv1 : **D + DC + DW + DWC + F + H1**

Srv2 : **D + DC + DW + DWC + F + L1 + L1c + L2 + L2c + Lr + Lrc + 1.6 Hxp + 1.6 Hxn + 1.6 Hyp + 1.6 Hyn**
Srv3 : **D + DC + DW + DWC + F + L1 + L1c + L2 + L2c + S + Sc + 1.6 Hxp + 1.6 Hxn + 1.6 Hyp + 1.6 Hyn**
Srv4 : **D + DC + DW + DWC + F + L1 + L1c + L2 + L2c + R + 1.6 Hxp + 1.6 Hxn + 1.6 Hyp + 1.6 Hyn**

- **۲-ب : جزئیات ترکیب بارهای اثرات تغییر دما :**

TSrv1. : **D + DC + DW + DWC + 0.9 Hxp + 0.9 Hxn + 0.9 Hyp + 0.9 Hyn + T**
TSrv2. : **D + DC + DW + DWC + 1.6 Hxp + 1.6 Hxn + 1.6 Hyp + 1.6 Hyn - T**

TSrv3. : **D + DC + DW + DWC + L1 + L1c + L2 + L2c + Lr + Lrc + 0.9 Hxp + 0.9 Hxn + 0.9 Hyp + 0.9 Hyn + T**
TSrv4. : **D + DC + DW + DWC + L1 + L1c + L2 + L2c + Lr + Lrc + 1.6 Hxp + 1.6 Hxn + 1.6 Hyp + 1.6 Hyn - T**
TSrv5. : **D + DC + DW + DWC + L1 + L1c + L2 + L2c + S + Sc + 0.9 Hxp + 0.9 Hxn + 0.9 Hyp + 0.9 Hyn + T**
TSrv6. : **D + DC + DW + DWC + L1 + L1c + L2 + L2c + S + Sc + 1.6 Hxp + 1.6 Hxn + 1.6 Hyp + 1.6 Hyn - T**

۳–معرفی نمونه ترکیب بارهای خلاصه شده در طراحی به روش حالت های حدی مقاومت

بطور مثال برای طراحی یک ساختمان متعارف بتن آرمه که به تشخیص مهندس محاسب بتوان از اثر بار باد صرفنظر نمود، ترکیبات بارگذاری حالتهای حدی مقاومت به شرح ذیل قابل استفاده می باشند:

۳–الف) ترکیب بارهای ثقلی :

Comb 1 : **1.4 (DEAD + F) + H1**

Comb 2 ~ 4 : **1.2 (DEAD + F) + 1.6 (LIVE1 + LIVE2) + 0.5 (LIVEr یا SNOW یا R) + H1**

Comb 5 ~ 7 : **1.2 (DEAD + F) + (0.5 LIVE1 + LIVE2) + 1.6 (LIVEr یا SNOW یا R) + H1**

۳–ب) ترکیب بارهای شامل زلزله استاتیکی :

Ecomb 1 ~ 16 : **1.2 (DEAD + F) + (0.5 LIVE1 + LIVE2) + 0.2 SNOW + (H3~H6) ± (Q1~Q8) + Fv**

Ecomb 33 ~ 48 :**0.9 (DEAD + F) + (H3~H6) ±(Q1~Q8) + Fv**

۳–ج) ترکیب بارهای شامل اثرات تغییر دما :

Tcomb 1 ~ 4 : **1.2 DEAD + 0.5 (LIVE1 + LIVE2) + 0.5 (LIVEr یا SNOW) + (H1 یا H2) ± 1.2 T**

Tcomb 5 ~ 8 : **1.2 DEAD + 1.6 (LIVE1 + LIVE2) + 1.6 (LIVEr یا SNOW) + (H1 یا H2) ± T**

جدول ۱۰- کاربرد ترکیبات مختلف بارگذاری در طراحی فونداسیون

ردیف	ترکیبات بارگذاری		طراحی سازه فونداسیون		کنترل شرایط بهره برداری(نشست و چرخش) روسازه بتن آرمه یا فولادی		
	موضوع	نام و شماره	روسازه فولادی	روسازه بتن آرمه	نشست کل و نشست تفاضلی	چرخش آستانه ترک خوردگی	چرخش آستانه خرابی
۱	ثقلی	Comb 1 ~ 7		■			
۲	ثقلی شامل بار جانبی فرضی	Ncomb 1 ~ 28	■				
۳	زلزله	Ecomb 1 ~ 16 Ecomb 33 ~ 48	■	■			■
۴	زلزله تشدید یافته استاتیکی	SP 1 ~ 16 SP 33 ~ 48	■				■
۵	اثرات تغییر دما(۱)	Tcomb 1 ~ 8	■	■			
۶	باد(۲)	Wcomb 1 ~ 28	■	■			■
۷	ثقلی	Srv 1 ~ 4			■	■	
۸	اثرات تغییر دما(۱)	TSrv 1 ~ 6			■	■	

توضیحات :

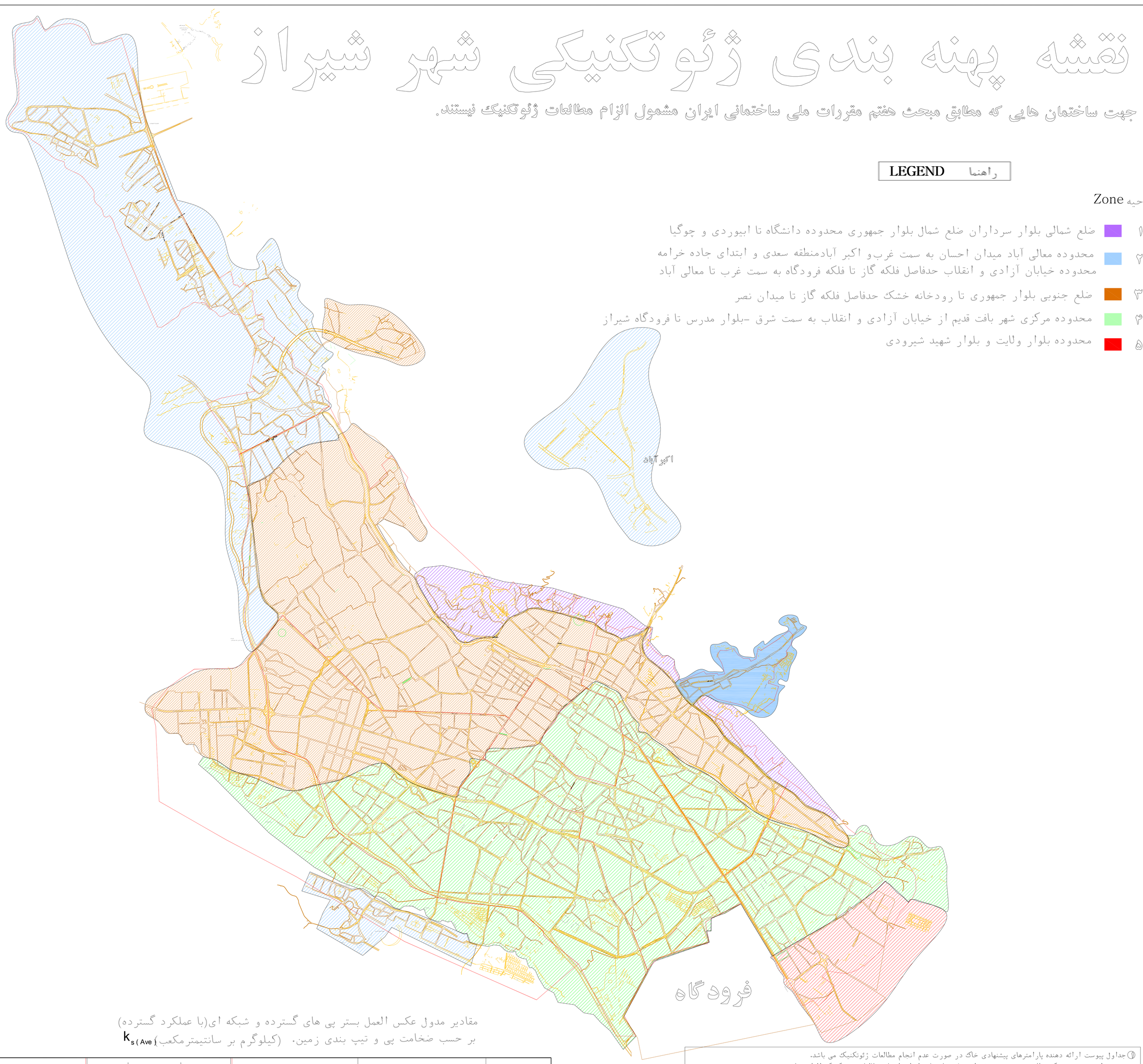
(۱) در صورتیکه مطابق ضوابط آیین نامه اثر تغییر شکلهای حرارتی یا جمع شدگی بتن در تحلیل سازه قابل صرفنظر کردن باشد، نیازی به منظور نمودن این ترکیبات بارگذاری نمی باشد.

(۲) در مواردی که با انجام بررسی های اولیه بتوان اثبات نمود که اثر بار زلزله در مقایسه با بار باد حاکم به طرح است، نیازی به منظور نمودن این ترکیبات بارگذاری نمی باشد.

پیوست ۸– نقشه پهنه بندی ژئوتکنیکی شهر شیراز وپارامترهای پیشنهادی

نقشه پهنه بندی ژئوتکنیکی شهر شیراز

جهت ساختمان هایی که مطابق مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران مشمول الزام مطالعات ژئوتکنیک نیستند.



مقادیر مدول عکس العمل بستر پی های گسترده و شبکه ای(با عملکرد گسترده)
بر حسب ضخامت پی و تیپ بندی زمین. (کیلوگرم بر سانتیمترمکعب) $k_{s\,(Ave)}$

Zone	توصیف زمین	مدول الاستیسیته پیشنهادی (کیلوگرم بر سانتیمترمربع) E_s	ضخامت پی -سانتیمتر $k_{s\,(Ave)}$ 60	70	80	90	100	تیپ خاک با فرض عدم مطالعات
۱	سنگ	5000	26	23	20	18	16	III
۲	مخلوط های درشت دانه	800	2.3	2.0	1.7	1.55	1.4	III
۳	رس متوسط تا سفت	400	0.9	0.8	0.7	0.65	0.6	III
۴	رس متوسط	300	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4	III
۵	رس با تراز آب زیرزمینی بالا	250	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3	IV

① جداول پیوست ارائه دهنده پارامترهای پیشنهادی خاک در صورت عدم انجام مطالعات ژئوتکنیک می باشد.
بدیهی است در صورتیکه مطابق مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران انجام مطالعات ژئوتکنیک الزامی باشد
یا کارفرمایان بنا به نظر و تشخیص مشاورین نسبت به انجام مطالعات ژئوتکنیک اقدام نمایند
پارامترهای مندرج در این جداول فاقد اعتباربوده و می بایست به گزارش ژئوتکنیک معتبر و مصوب مراجع صاحب صلاحیت استناد کرد.
همچنین ناظرین و طراحان موظفند در صورت برخورد با خاک دست ریز یا هرگونه خاکی که با مشخصات توصیفی در جداول پیوست مطابقت ندارد
ضمن درخواست انجام مطالعات ژئوتکنیک از استفاده از اطلاعات مندرج در این جداول خودداری نمایند.

② در ناحیه ۱ پهنه بندی شهر شیراز پارامترهای پیشنهادی بر مبنای فرض وجود سنگ توده ای و غیر واریزه ای بوده است.
در صورتی که در همین ناحیه در موارد خاص به بستر غیر سنگی یا سنگ خرد شده و واریزه ای برخورد گردد.
استفاده از پارامترهای مشابه در سایر نواحی با انجام مطالعات ژئوتکنیک پیشنهاد می گردد.

③ در هر یک از نواحی پهنه بندی شهر شیراز حتی در صورت امکان دستیابی به بستر لرزه ای از نوع ۱ یا ۲ مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران
بدون مطالعات ژئوتکنیک صرفا مجاز به استفاده از مشخصات بستر لرزه ای تیپ ۳ یا ۴ مطابق جدول مربوطه می باشیم.

④ در خصوص پی های گسترده و یا شبکه ای مرکب با رفتار شبیه پی گسترده عموما شکست برشی خاک در مقاومت های کم نامحتمل است لذا
در بررسی این گونه پی ها پارامتر مقاومت مجاز یا نهائی خاک کم اهمیت بوده و کنترل نشست حائز اهمیت می باشد. لذا در جداول این بخش
پارامترهای مذکور ارائه نشده و کنترل نشست پی زیر اثر بارهای سرویس مطابق ضوابط مقررات ملی مبحث هفتم و نیز کنترل چرخش
بر مبنای ضوابط مبحث هفتم الزامی است.

⑤ در خصوص پی های تکی و نواری معمولا شکست برشی خاک محتمل بوده و لذا پارامترهای مقاومت مجاز و نهایی برشی
مبنای طراحی پی خواهد بود بدیهی است در تنظیم پارامترهای پی تکی و نواری کنترل نشست انجام شده و نیازی کنترل مجدد آن نیست.

مقادیر مدول عکس العمل بستر پی های تکی ونواری k_s حداکثر مقاومت مجاز q_{all}(کیلوگرم بر سانتیمترمربع) مقادیر مدول عکس العمل بستر پی های تکی و نواری k_sو حداکثر مقاومت نهائی کاهش یافته خاک Φq_u (کیلوگرم بر سانتیمترمربع)

ناحیه Zone	توصیف زمین	مدول الاستیسیته پیشنهادی (کیلوگرم بر سانتیمترمربع) E_s	مدول عکس العمل بستر k_s (کیلوگرم بر سانتیمترمکعب)	حداکثر مقاومت نهائی کاهش یافته Φq_u (کیلوگرم بر سانتیمترمربع)	حداکثر تنش مجاز خاک q_{all} (کیلوگرم بر سانتیمترمربع)	تیپ خاک (لرزه ای) با فرض عدم مطالعات
				برای پی های تک به عرض حداکثر ۳متر و پی های نواری به عرض حداکثر۲ متر		
۱	سنگ	5000	1.0	3.3	2.5	III
۲	مخلوط های درشت دانه	800	0.8	2.7	2.0	III
۳	رس متوسط تا سفت	400	0.6	2.1	1.5	III
۴	رس متوسط	300	0.5	1.6	1.2	III
۵	رس با تراز آب زیرزمینی بالا	250	0.3	0.9	0.7	IV

شهرداری شیراز

تهیه شده در کارگروه مشترک سازه و ژئوتکنیک شهرداری شیراز