



دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

تأثیر مقدار و توزیع ضریب عکس العمل بستر در طراحی پی‌های گسترده

توسط: امیر علیپور برکادهی

استاد راهنما: دکتر جعفر بلوری بزار

استاد مشاور: دکتر عباس کرم‌الدین

خلاصه رساله مقطع کارشناسی ارشد در رشته مهندسی عمران - ژئوتکنیک

دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

1390

چکیده

تحلیل پی‌های گسترده توسط روش وینکلر یکی از رویکردهای عملی و کاربردی جهت طراحی سازه‌ای فونداسیون‌های گسترده می‌باشد. در این رویکرد، خاک بستر توسط فنرهای مجزا از هم در زیر فونداسیون شبیه‌سازی می‌شود. به دلیل اینکه در روش مذکور خاک توسط فنرهای مجزا که دارای رفتاری مستقل از هم هستند شبیه‌سازی شده است لذا رفتار خاک در این مدل مشابه یک محیط پیوسته نبوده و بنابراین این مساله نقطه ضعفی برای مدل وینکلر محسوب می‌گردد. برای غلبه بر این نقطه ضعف و جهت رسیدن به یک مدل رفتاری سازگار با واقعیت، روش‌های اصلاحی مختلفی پیشنهاد شده که در واقع سختی فنرهای مجزا در مدل وینکلر را به نحوی اعم از مستقیم و یا غیرمستقیم بایکدیگر مرتبط سازد. جهت مقاصد کاربردی در طراحی‌ها، معمولاً از روش ضریب عکس‌العمل بستر توزیع شده در پلان فونداسیون به جای اتصال مکانیکی فنرها به هم استفاده می‌شود. روش مذکور با نام مدول عکس‌العمل بستر اصلاح شده نیز نامیده می‌گردد. در تحقیق حاضر اثر مقدار و توزیع ضریب عکس‌العمل بستر بر روی طراحی فونداسیون‌های گسترده بررسی گردیده است. پارامترهای مختلفی شامل صلبیت و سختی سیستم خاک-فونداسیون در این مطالعه بررسی شده و نتایج یک سری از تحلیل‌های انجام شده ارائه گردیده است. همچنین صلبیت نسبی فونداسیون به عنوان یکی از اساسی‌ترین متغیرهای طراحی شناسایی شده است. توزیع مدول عکس‌العمل بستر بر اساس روش‌های مختلفی اعم از روش‌های ساده پیشنهادی توسط دستورات عمل‌ها و آیین‌نامه‌ها تا روش‌های پیچیده‌تر که توسط مدل‌سازی اجزای محدود انجام می‌گردند، محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد که طراحی پی‌های گسترده صلب به مقدار مدول عکس‌العمل بستر حساسیت نداشته ولی توزیع مدول عکس‌العمل بستر به عنوان یک متغیر اساسی در طراحی فونداسیون می‌باشد.

کلمات کلیدی: **PLAXIS 3D FOUNDATION**، پی گسترده، صلبیت، سختی، ضریب واکنش بستر، فشار

تماسی، لنگر خمشی

فهرست مطالب

2	چکیده
5	1- مقدمه
5	2- مروری بر ادبیات فنی
11	3- اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر
14	4- اثر توزیع مدول عکس‌العمل بستر
16	5- تحلیل و بحث روی نتایج
21	6- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری
28	7- مراجع

فهرست اشکال

- شکل 1 - تاثیر صلبیت نسبی روی لنگر خمشی و فشار تماسی فونداسیون (Hemesley, 1998) 8
- شکل 2 - روشهای پیشنهادی محققین برای توزیع ks 10
- شکل 3 - نتایج تحلیل یک پی گسترده تحت بار متمرکز (a نشست، b) لنگر خمشی (Daloglu & vallabhan, 2000) 11
- شکل 4 - نتایج تحلیل یک پی گسترده تحت بار گسترده یکنواخت (a نشست، b) لنگر خمشی (Daloglu & vallabhan, 2000) ... 11
- شکل 5 - پلان فونداسیون گسترده و بارگذاری 13
- شکل 6 - اثر مقدار ضریب عکسالعمل بستر بر روی لنگر خمشی حداکثر 13
- شکل 7 - روشهای مختلف توزیع ks در پلان 15
- شکل 8 - الگوریتم استفاده شده جهت اصلاح ks در روشهای 5 و 6 15
- شکل 9 - حساسیت مقدار پارامتر بی بعد پیشنهادی برای ks به انعطافپذیری نسبی 17
- شکل 10 - اثر روشهای مختلف در نظرگیری توزیع ks بر روی پروفیل لنگر خمشی (RF=159 یا h=0.5m) 18
- شکل 11 - اثر روشهای مختلف در نظرگیری توزیع ks بر روی پروفیل لنگر خمشی (RF=20 یا h=1.0m) 18
- شکل 12 - اثر روشهای مختلف در نظرگیری توزیع ks بر روی پروفیل لنگر خمشی (RF=0.16 یا h=5.0m) 18
- شکل 13 - تغییرات نشست حداکثر، نشست حداقل، اختلاف نشست، فشار تماسی حداکثر، فشار تماسی حداقل، لنگر خمشی مثبت حداکثر، لنگر خمشی منفی حداکثر و لنگر خمشی در مرکز فونداسیون 19
- شکل 14 - امتیازدهی روشهای مختلف در پیشبینی رفتار فونداسیون 20

1- مقدمه

کاربرد موفقیت‌آمیز اصول مهندسی سازه مستقیماً در ارتباط با توانایی مهندس طراح در بحث مدل‌سازی سازه و شرایط خاک زیر آن به جهت تحلیل دقیق و نتیجتاً طراحی صحیح می‌باشد. خاک یک مصالح بسیار پیچیده جهت مدل‌سازی می‌باشد و پیش‌بینی اندرکنش مسائل خاک-سازه به صورت دقیق بسیار دشوار است، لذا دست‌یابی به یک مدل واقعی جهت تحلیل فونداسیون امر پیچیده‌ای است. به ویژه اینکه استفاده از پی‌های گسترده مستقر بر روی محیط خاکی یکی از متداول‌ترین سیستم‌های ساخت و ساز نیز می‌باشد و این نوع فونداسیون در پروژه‌های مسکونی، تجاری، صنعتی، سازه‌های بنیادی و انبارها استفاده می‌گردد. پی‌های گسترده با نام Mat یا Raft که جهت انتقال بار ستون در ساختمان‌های چندین طبقه استفاده می‌شوند از متداول‌ترین نمونه‌هایی هستند که در آن دال‌های بتنی مستقر بر محیط خاک، بارهای سنگینی را منتقل می‌کنند. در همه این سازه‌ها، بسیار مهم است که مقادیر جابجایی‌ها و لنگرهای خمشی فونداسیون یا دقت مناسبی محاسبه گردد تا منجر به یک طراحی ایمن و اقتصادی گردد.

یکی از ابتدایی‌ترین مدل‌ها جهت شبیه‌سازی رفتار خاک زیر فونداسیون مدل وینکلر می‌باشد. در این مدل خاک توسط یکسری فنرهای مجزا از هم که رفتار الاستیک خطی دارند شبیه‌سازی می‌گردد. مدل وینکلر ابتدا در سال 1967 توسط دکتر وینکلر، پروفیسور دانشگاه فنی پراگ معرفی گردید. از آن زمان تاکنون، فونداسیون وینکلر به دلیل سادگی، بطور وسیعی بین مهندسين سازه و ژئوتکنیک استفاده شده است. هرچند فقدان ارتباط برشی بین فنرهای مجاور تاحدی موثر بودن این مدل را کاهش داده، و منجر شده که مهندسين به سراغ مدل‌سازی‌های اجزای محدود خاک برای به دست آوردن نتایج دقیق‌تر روند. جهت غلبه بر این نقیصه، و جهت حصول یک رفتار سازگار با واقعیت، روش‌های اصلاحی مختلفی برای مدل وینکلر مورد بررسی قرار گرفته است که به نحو مستقیم یا غیرمستقیم سعی در ایجاد یک ارتباط بین فنرهای مجزا داشته است. برای مقاصد کاربردی، معمولاً از مدول عکس‌العمل بستر متغیر در پلان فونداسیون، به جای اتصال فنرهای مجاور به یکدیگر، استفاده می‌گردد. به روش مذکور روش عکس‌العمل بستر اصلاح شده عنوان می‌گردد. در تحقیق حاضر، اثر مقدار و توزیع ضریب (مدول) عکس‌العمل بستر به عنوان متغیرهایی که بر روی طراحی فونداسیون گسترده اثر دارند بررسی شده است.

2- مروری بر ادبیات فنی

مدل وینکلر (1987) یکی از مدل‌های ساده و کلاسیک در تحلیل فونداسیون می‌باشد. در این مدل، خاک توسط بی‌نهایت فنر مجزا از هم شبیه‌سازی شده است که در آن یک مقدار ثابت k_s که به نام مدول عکس‌العمل بستر شهرت دارد به عنوان سختی فنر به کار می‌رود. از روش‌های ذیل می‌توان مقدار k_s را تعیین نمود:

- آزمایش بارگذاری صفحه
- روابط تجربی
- محاسبه نشست یک فونداسیون تحت بار یکنواخت و استفاده از رابطه $k_s=q/s$
- روش‌های تحلیلی که مربوط به حل یک مساله خاص اندرکنش خاک-سازه می‌باشند.

در جدول 1، مجموعه کاملی از روابط مدول عکس‌العمل بستر ارائه شده است. مطالعات نشان می‌دهد که مدول عکس‌العمل بستر یک مشخصه ذاتی خاک نبوده و به پارامترهای مختلف خاک-فونداسیون مانند هندسه فونداسیون، عمق استقرار، شرایط کوتاه و دراز مدت و صلبیت فونداسیون بستگی دارد.

فلسفه پشت روابط تحلیلی برای تعیین k_s بر اساس حل یک مساله خاص اندرکنش خاک-فونداسیون است. با مساوی قرار دادن نتایج تحلیل به دست آمده از دو مدل مختلف که یکی مدل وینکر بوده و دیگری یک مدل پیچیده‌تر مانند مدل الاستیک نیم-فضا است، رابطه بین k_s و پارامترهای مدل پیشرفته‌تر حاصل می‌گردد.

مساله یک تیر به طول بی‌نهایت روی بستر الاستیک توسط محققان زیادی مانند بایوت (1937)، مرگور (1937)، هتني (1946)، ريسنر (1959) لئونتیو و ولاسو (1966) در طول سالیان گذشته مورد بررسی قرار گرفت. مطالعات نشان داد که نیروهای داخلی ایجاد شده در فونداسیون شدیداً به انعطاف‌پذیری نسبی (یا صلبیت نسبی) فونداسیون بستگی دارد.

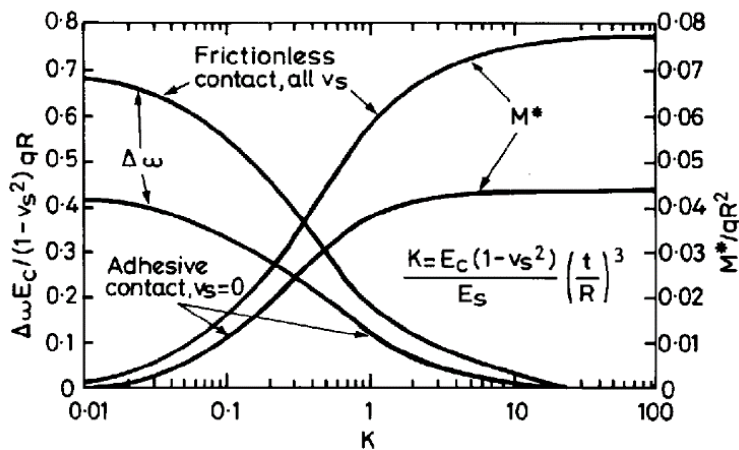
محققان دیگر، مساله تیر به طول محدود بر بستر ارتجاعی را حل نمودند. بسته به مدل فرض شده و هندسه فونداسیون، یک پارامتر بی‌بعد در روابط به دست آمده مشاهده شده است که آنرا انعطاف‌پذیری نسبی یا صلبیت نسبی نامیده‌اند. در حقیقت، پارامتر انعطاف‌پذیری نسبی، اثر اندرکنش خاک-فونداسیون را کنترل می‌نماید. مجموعه کاملی از معیارهای رفتار صلب فونداسیون در جدول 2 گردآوری شده است.

در شکل 1-الف اثر پارامتر صلبیت نسبی K روی نتایج تحلیل یک پی گسترده تحت بار نقطه‌ای نشان داده شده است. هنگامی که K افزایش یابد، نتایج نشان دهنده کاهش در نشست حداکثر و افزایش در مقدار لنگر خمشی است که به صورت بی‌بعد بیان شده است. نرخ تغییرات (شیب منحنی) به شدت تابع مقدار K است.

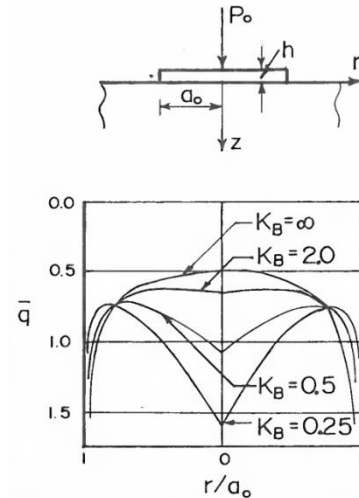
هنگامی که مقدار K کوچک باشد، که به معنی فونداسیون انعطاف‌پذیر است، نرخ کاهش نشست و نرخ افزایش لنگر خمشی بسیار کم است. به عبارت دیگر، چنانچه K بین 0.1 الی 10 باشد، نتایج تحلیل بسیار به K حساس است. همچنین تنش تماسی نیز متأثر از صلبیت می‌باشد. همانطور که در شکل 1-ب نشان داده شده است، فشار تماسی به شدت مرتبط با صلبیت نسبی فونداسیون است. چنانچه یک پی بسیار انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شود، فشار تماسی زیر فونداسیون به شکل متمرکز میل می‌نماید که بسیار شبیه بار نقطه‌ای بالای فونداسیون است.

بایوت (1937) مساله یک تیر به طول بی‌نهایت تحت بار متمرکز مستقر بر یک بستر الاستیک نیم-فضا را حل نمود. او یک رابطه تحلیلی برای k_s استخراج نمود. با مساوی قرار دادن لنگر خمشی به دست آمده از دو راه حل، امکان ایجاد رابطه ای تحلیلی برای k_s بوجود آمد. این نوع روابط تحلیلی مقادیر مدول الاستیک خاک E ، نسبت پواسون خاک و مشخصات فونداسیون مانند مدول الاستیک فونداسیون E_b و ممان اینرسی مقطع عرضی فونداسیون I را به k_s مرتبط می‌کنند. وسیک (1963) مساله مشابهی را توسط مساوی قرار دادن نشست‌ها در دو مدل حل نمود و توانست رابطه ای برای k_s ارائه دهد.

No.	Reference	Equation	Comments										
1	Terzaghi, 1955	$k_s = k_1 \frac{B_1}{B}$	fine grained soils										
2	Terzaghi, 1955	$k_s = k_1 \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2$	coarse grained soils										
3	Al-Sandal et al., 1993	$k_s = k_1 \left(\frac{B^m + B_1}{2B} \right)^2$	coarse grained soils m=0.788+0.0025D _r (D _r : Relative Density)										
4	Terzaghi, 1955	$k_s = \frac{2}{3} k_s \left[1 + \frac{B}{2L} \right]$	rectangular foundation (L×B)										
5	Bowels, 1977	$k_s = k_1 \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2 \left[1 + \frac{2D}{B} \right] \leq 2k_1 \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2$	coarse grained soils										
6	Teng, 1962	$k_s = k_a \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2 \left[1 + \frac{2D}{B} \right] + k_b \frac{B_1}{B}$	all soils										
7	Recordon, 1957	$k_s = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)(1 + e_m)}{(e_1 - e_2)h_0}$	From oedometer test. e ₁ , e ₂ & e _m are void ratios at initial, end and middle of test										
8	Yukitaki, 1985	$k_s = (0.1 \text{ to } 1.0) \times N_{60} [\text{kg/cm}^3]$	correlation with SPT										
9	Bowels, 1997	$k_s = 40 \times (FS) \times q_a [\text{kN/m}^3]$	FS: factor of safety										
10	Vlasov & Leontievs, 1966	$k_s = \frac{E}{H(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	H: soil layer thickness										
11	Graßhoff, 1955	$k_s = \frac{q_{ave}}{S_{ave}}$	average subgrade reaction modulus										
12	Biot, 1937	$k_s = \frac{1.23E}{B(1 - \nu^2)} \left[\frac{Eb^4}{16CE_b I (1 - \nu^2)} \right]^{0.11}$	beam with an infinite length										
13	Vesic 1963; Barden, 1962, Christian, 1972	$k_s = \frac{0.65E}{B(1 - \nu^2)} \left[\frac{Eb^4}{E_b I} \right]^{\frac{1}{12}}, k_s = \frac{0.65E}{B(1 - \nu^2)}$	beam with an infinite length										
14	Bowels, 1982	$k_s = \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$	beam with an infinite length										
15	Galin, 1943	$k_s = \frac{\pi E}{2B(1 - \nu^2) \log(L/B)}$	rectangular foundation (L×B)										
16	Kogler&Lenszner, 1962	$k_s = \frac{2E}{b \times \log(1 + 2(H/B))}$	H: soil layer thickness beam with an infinite length										
17	Riti, 1967	$k_s = \frac{2.15}{h} \left(\frac{E^4}{E_b} \right)^{\frac{1}{3}}$	beam with an infinite length										
18	Gibson, 1967	$k_s = 2m$	elastic soil modulus with depth: E=3mz										
19	Elachachi, 2004	$k_s = \frac{E}{R(1 - \nu^2)}$	R: radius of a circular plate										
20	Borowicka, 1939	$k_s = \frac{2E}{\pi R(1 - \nu^2)}, k_s = \frac{2E \ln(3 - 4\nu)}{\pi R(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	smooth interface rough interface										
21	Bowels, 1998	$k_s = \frac{E}{B(1 - \nu^2) m I_F I_s}$	m: related to location in foundation										
22	Horvath, 1986	$k_s = \frac{A}{H}$ $k_s = \frac{E}{\ln(A + BH) - \ln(A)}$ $k_s = \frac{E}{2[(A + BH^{0.5}) - A \ln(A + BH^{0.5}) - A + A \ln(A)]}$	elastic soil modulus: E=A elastic soil modulus with depth: E=A+Bz elastic soil modulus with: depth: E=A+Bz ^{0.5}										
23	De Beerin Hahn, 1981	$k_s = 1.33 \times \frac{E}{\sqrt[3]{B^2 \times L}}$	rectangular foundation (L×B)										
24	Dimitrov, 1955	$k_s = \frac{\rho \times E}{(1 + \nu^2) \times B}$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>ρ</td> <td>1</td> <td>0.66</td> <td>0.45</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>L/B</td> <td>1</td> <td>3</td> <td>10</td> <td>50</td> </tr> </table>	ρ	1	0.66	0.45	0.3	L/B	1	3	10	50
ρ	1	0.66	0.45	0.3									
L/B	1	3	10	50									
25	Jacky, 1944	$k_s = \frac{2E}{3h}$	h: foundation thickness										
26	DIN 4018 & 4019	$k_s = \frac{E}{f \times B}$	f: shape factor of foundation										
27	Kögler & Scheidig, 1938	$k_s = \frac{E(L + 2h)}{L \times h}$	h: square foundation thickness										
		$k_s = \frac{2E}{B \times \ln \frac{B+2h}{B}}$	h: rectangular foundation thickness										
		$k_s = \frac{E}{h}$	h: strip foundation thickness										
28	Rausch, 1969	$k_s = \frac{E'}{f \times \sqrt{B \times L}}$	$E' = \frac{1 - (\nu + 2\nu^2)}{1 - \nu} \times E$										



الف



ب

شکل 1 - تاثیر صلبیت نسبی روی لنگر خمشی و فشار تماسی فونداسیون (Hemesley, 1998)

همچنین مقدار k_s می‌تواند توسط رابطه کلی با فرم $E(1/H+1/B+1/L)$ محاسبه شود. در اینجا، E مدول الاستیک خاک، B عرض فونداسیون، L طول فونداسیون و H ضخامت لایه خاک می‌باشد. والابان و دالوگلو (2000) روش مشابهی را بکار گرفته و توانستند توسط روش اجزای محدود پارامتر بی بعدی برای k_s استخراج نمایند. آنها با در نظر گرفتن موقعیت قرارگیری بار نقطه‌ای به صورت متغیر در پلان فونداسیون، توانستند توزیع k_s را در تمام پلان پی گسترده به دست آورند. در این روش از مدل و لاسو برای خاک استفاده شد که یک مدل پیشرفته نسبت به مدل وینکلر محسوب می‌شود. مقادیر اندازه‌گیری شده و مدل‌های رفتاری پیشرفته نشان می‌دهد که k_s نباید به صورت یکنوخت در پلان فونداسیون در نظر گرفته شود. روش‌های فنر شبه کوپل توسط برخی محققین برای حل این مساله پیشنهاد گردیده است. فقدان انتقال برش بین فنرهای مجاور هم در مدل وینکلر باعث گردیده که کارایی این مدل کاهش پیدا کند. برای غلبه بر این نقصان و جهت رسیدن به یک مدل سازگار با واقعیت، روش‌های مختلفی جهت کوپل کردن فنرها پیشنهاد شده که بصورت مستقیم یا غیرمستقیم سعی در درگیر نمودن فنرهای مجاور و بایکدیگر را دارد.

هنگامی که از یک مدل الاستیک نیم-فضا جهت اصلاح k_s استفاده شود، مشاهده شده است که برای k_s در گوشه و لبه فونداسیون، مقادیر بسیار بالایی به دست می‌آید. این مساله به آن دلیل است که در مدل الاستیک برای خاک، تمرکز تنش تماسی بالا در این مناطق بوجود می‌آید. بارواشو و (2009) نشان داد که گسیختگی‌های موضعی در لبه و گوشه فونداسیون اثر مهمی در پیشبینی فشار تماسی دارد. بنابراین جهت غلبه تمرکز تنش‌های غیرواقعی پیش‌بینی شده توسط مدل‌های الاستیک، لازم است از مدل‌های الاستوپلاستیک استفاده شود. در مدل وینکلر اثر کنج و لبه فونداسیون بر روی افزایش سختی و تنش تماسی فونداسیون و همچنین اندرکنش بین فنرها در نظر گرفته نمی‌شود. در نظر نگرفتن اثر کنج و لبه فونداسیون و همچنین اندرکنش بین فنرها باعث محاسبه جواب‌های غیرواقعی می‌شود. این نقصان مدل وینکلر توسط در نظر گرفتن مقدار غیریکنواخت k_s در پلان فونداسیون قابل اصلاح است. روش استفاده از ضریب فنر غیریکنواخت توسط Eurocode 7 و دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های دیگر نیز پیشنهاد شده است. الگوی کلی این روش‌ها تقسیم‌بندی پلان فونداسیون و اختصاص یک مقدار مشخص k_s به این نواحی است. در لبه‌ها و کنج‌های فونداسیون مقادیر بیشتری برای مدول عکس العمل بستر در نظر گرفته می‌شود. بوسیله این روش اثرات لبه و اندرکنش بین فنرها به صورت کاربردی در نظر گرفته می‌شود.

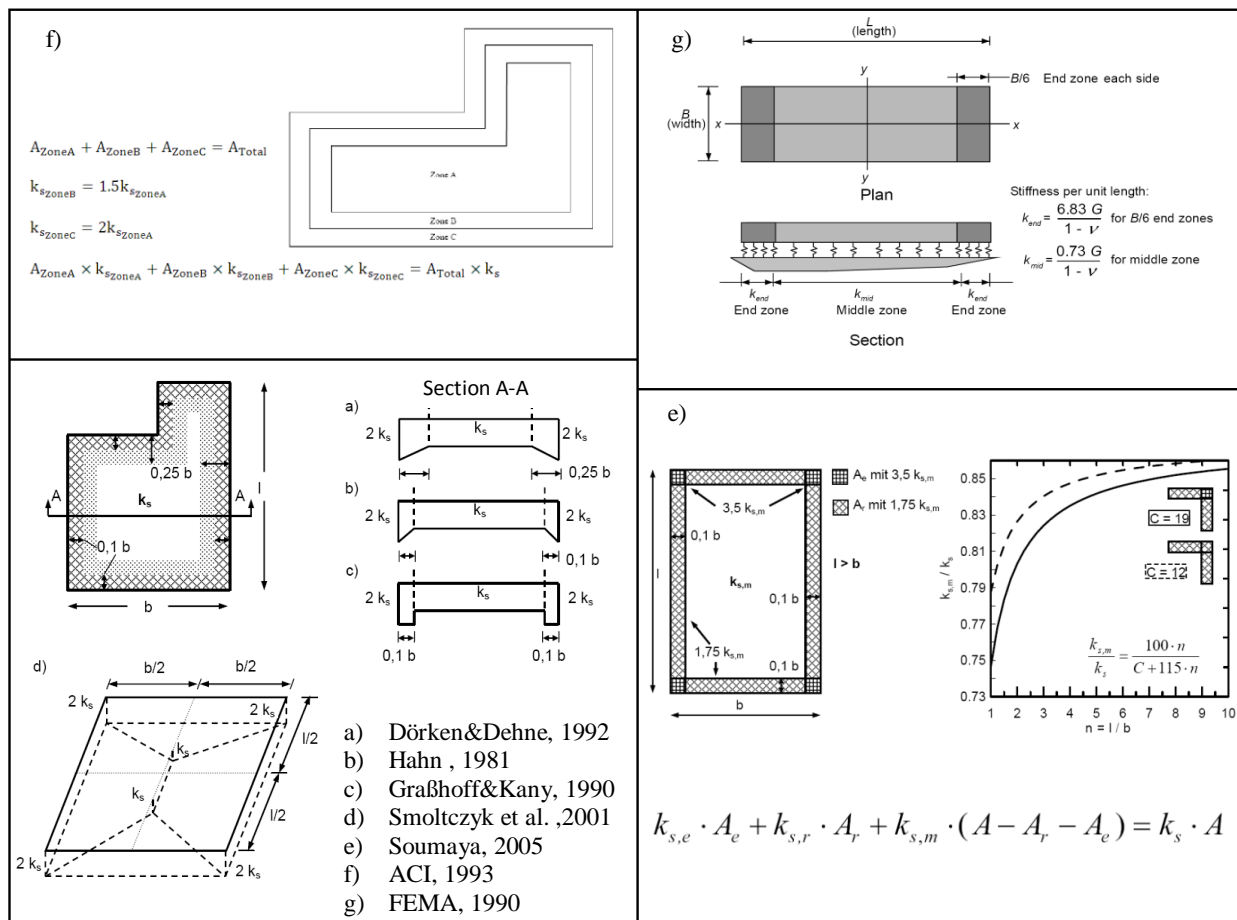
No.	Dimensionless parameter for relative rigidity	Rigidity criterion	Reference	Comments
1	$R_s = \frac{b^4 \pi E_s}{16(1 - \nu_s^2) E_b I}$	No Criteria	Biot (1937), Rvachev (1958)	A infinite beam on elastic half space by width b subjected to point load
2	$\lambda l = l \times \sqrt[4]{\frac{\kappa b}{4 E_b I}}$	$\lambda l < \frac{\pi}{4} \rightarrow$ rigid $\frac{\pi}{4} < \lambda l < \pi \rightarrow$ medium $\lambda l > \pi \rightarrow$ flexible	Hetenyi (1946)	A beam by width b and length l on soil springs (Winkler model)
3	$K_r = \frac{4(1 - \nu_s^2) E_b (h/l)^3}{3(1 - \nu_b^2) E_s}$	No Criteria	Borowicka (1938)	A beam by length l on elastic half space
4	$R = \frac{\pi E_s l^3 b}{32(1 - \nu_b^2) E_b I}$	No Criteria	Gorbonov-Pasadov (1940)	A beam by width b and length l on elastic half space
5	$\tilde{K}_r = \frac{16(1 - \nu_s^2) E_b I}{\pi E_s l^4}$	No Criteria	Brown (1969)	A beam by width b and length l on elastic half space (l/b=25)
6	$\lambda^* l = l \times \sqrt[3]{\frac{[(1 - \nu_s) G_s b^*]}{8(1 - 2\nu_s) E_b I}}$	$\lambda^* l < 0.86 \rightarrow$ rigid $0.86 < \lambda^* l < 1.85 \rightarrow$ medium $\lambda^* l > 1.85 \rightarrow$ flexible	Vlasov & Leontiev (1966)	A beam by width b and length l on two parametric soil model
7	$\lambda_{E l} = l \times \sqrt[4]{\frac{\pi E_s b}{32(1 - \nu_s^2) E_b I}}$	$\lambda_{E l} < 0.84 \rightarrow$ rigid $0.84 < \lambda_{E l} < 1.78 \rightarrow$ medium $\lambda_{E l} > 1.78 \rightarrow$ flexible	Gorbonov-Pasadov & Serebrjanyi (1961)	A beam by width b and length l on elastic half space
8	$\lambda = l \times \sqrt[4]{\frac{\kappa b}{4 E_b I}}$ $\kappa \cong \left[\frac{0.65 E_s}{1 - \nu_s^2} \right]^{12} \sqrt{\frac{E_s b^4}{E_b I}}$	$\lambda < 0.80 \rightarrow$ rigid $0.80 < \lambda < 2.25 \rightarrow$ medium $2.25 < \lambda < 5.00 \rightarrow$ flexible $\lambda > 5.00 \rightarrow$ very flexible	Vesic (1961)	A beam by width b and length l on elastic half space
9	$K_r = \frac{E_b}{E_s} (1 - \nu_s^2) \left(\frac{h}{a_0} \right)^3$	$K_r > 10 \rightarrow$ rigid $K_r < 0.1 \rightarrow$ flexible	Brown (1969)	Circular plate on elastic half space (a_0 =radius)
10	$K_r = \frac{\sum E I_i}{E_s B^3}$ $\sum E I_i = E I_f + \sum E I_{bi} + \sum \frac{E a h^3}{12}$	$K_r > 0.5 \rightarrow$ rigid $K_r < 0.5 \rightarrow$ flexible	Meyerhof (1953)	Approximate equation by consideration of superstructure rigidity
11	$K_G = \frac{12\pi(1 - \nu_b^2)}{(1 - \nu_s^2)} \left(\frac{E_s}{E_b} \right) \left(\frac{L}{h} \right)^2 \left(\frac{B}{h} \right)$	$K_G \leq \frac{8}{\sqrt{\frac{L}{B}}} \rightarrow$ rigid	Gorbonov-Pasadov & Serebrjanyi (1961)	A rectangle plate by width b and length l on elastic half space
12	$K_{rs} = 5.57 \frac{(1 - \nu_s^2)}{(1 - \nu_r^2)} \left(\frac{E_r}{E_s} \right) \left(\frac{B}{L} \right)^{0.5} \left(\frac{h}{L} \right)^3$	No Criteria	Horikoshi & Randolph (1997)	A rectangle plate by width b and length l on elastic half space

بر اساس Eurocode 7 (مشابه شکل 2-e) پلان یک پی گسترده توسط نواری به عرض 0.25L و 0.25B به 9 بخش تقسیم‌بندی شده است که در اینجا B و L عرض و طول فونداسیون مستطیل شکل است. در نواحی 4 کنج فونداسیون، مقدار فشار تماسی متوسط زیر فونداسیون بر اساس ترکیب بار اصلی EC7 بخش (b) 6.6.2 به میزان 50٪ افزایش داده می‌شود. در ناحیه میانی میزان فشار به مقدار 50٪ کاهش داده می‌شود. در 4 ناحیه باقی‌مانده نیز مقدار فشار تماسی، همان فشار متوسط زیر پی باقی خواهد ماند.

در این مورد این نکته حائز اهمیت است که آیین‌نامه مذکور اطلاعاتی در خصوص توزیع مدول عکس‌العمل بستر نداده و صرفاً در خصوص توزیع فشار تماسی روشی ارائه داده است. روش مذکور قابل استفاده جهت توزیع سختی خاک ریز نیز هست. برای این منظور ابتدا باید مدول عکس‌العمل بستر متوسط تعیین شود. روش‌های مختلفی توسط محققان جهت اصلاح k_s در پلان فونداسیون پیشنهاد شده است. روش نواحی مجزا (DAM) توسط آلریش (1990) پیشنهاد شده که بر اساس سازگاری نشست استوار است. در این روش از این الگوریتم تکرار جهت اصلاح k_s در هر ناحیه از فونداسیون استفاده شده است. مقادیر k_s به صورت تدریجی به نحوی اصلاح می‌شوند تا یک سازگاری بین نشست‌های حاصل شده از مدل وینکلر و یک مدل پیشرفته حاصل گردد. نرم‌افزار ELPLA یک نرم‌افزار تجاری (Kany, 2000) بر اساس روش نواحی مجزا (DAM). بر اساس روش DAM صلبیت فونداسیون نقش مهمی در محاسبه k_s بازی می‌کند. بنابراین مقادیر k_s به صلبیت فونداسیون وابسته است.

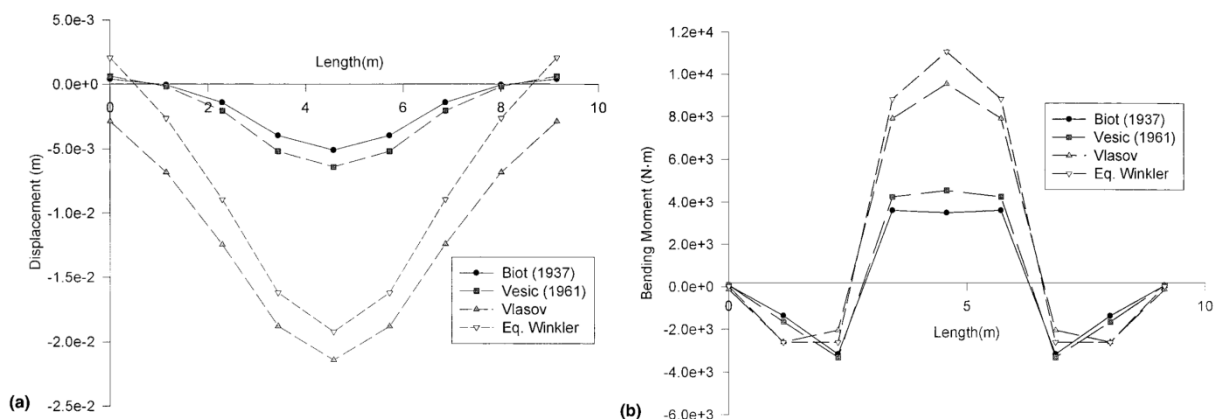
نرم‌افزار CROSS یک نرم‌افزار تجاری از مجموعه SCAD Office از مقادیر k_s غیر یکنواخت استفاده می‌کند (Fedorovskii & Bezvolev, 2000). هرچند در این نرم‌افزار مقادیر k_s بر اساس یک روش ساده از فرم $k_s = q/s$ محاسبه می‌شوند که مقادیر مدول عکس‌العمل بستر به صلبیت فونداسیون وابسته نمی‌باشند. در این روش نشست‌ها بدون در نظر گرفتن صلبیت فونداسیون محاسبه می‌شوند، بنابراین فقط بارهای وارده از فونداسیون در محاسبات وارد می‌شود. برخی از مطالعات انجام شده توسط

نرم‌افزار CROSS در مجله روسی Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering یافت می‌شود.

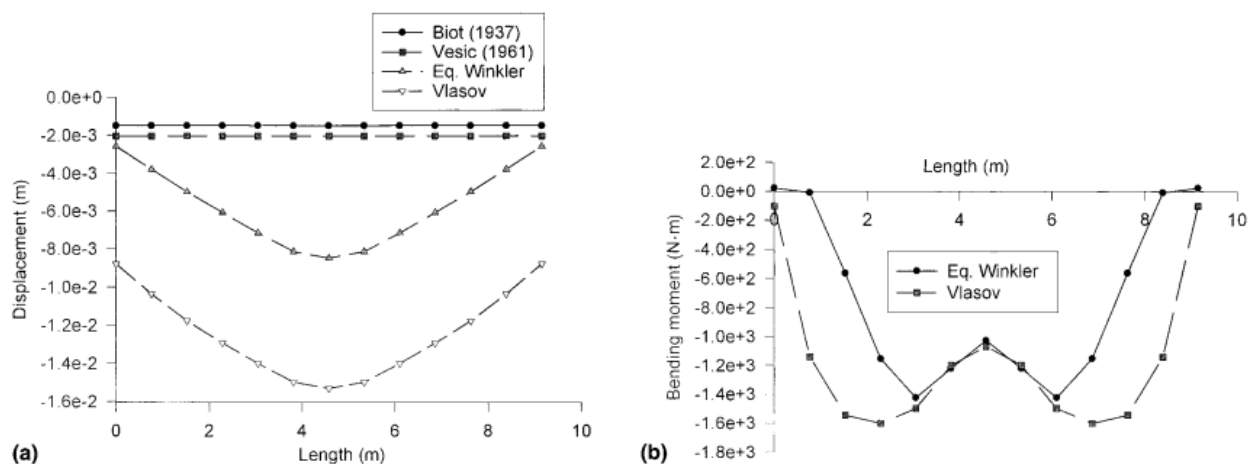


شکل 2 - روش‌های پیشنهادی محققین برای توزیع k_s

در شکل 4 نتایج تحلیل یک دال تحت بار گسترده یکنواخت نشان داده شده است (Daloglu & vallabhan, 2000). نتایج نشان می‌دهد که در نظر گیری مدول عکس‌العمل بستر غیر یکنواخت (روش وینکلر معادل) در پلان فونداسیون به نتایج سازگاری با مدل ولاسو منجر می‌شود. روش وینکلر معادل، منجر به یک بهبود منطقی در پیش‌بینی نشست و لنگر خمشی تحت بارگذاری یکنواخت می‌گردد. روش‌های پیشنهاد شده توسط بایو (1937) و وسیک (1981) از یک مقدار k_s بصورت یکنواخت استفاده می‌کنند. در حالیکه روش فنر وینکلر معادل یک روش وینکلر اصلاح شده است که بر اساس تحقیقات دالوگلو و والابان جهت رسیدن به نتایج سازگار با مدل ولاسو ساخته شده است. در اینجا مدل ولاسو یک مدل دو پارامتری الاستیک مشابه مدل الاستیک نیم‌فضا می‌باشد.



شکل 3 - نتایج تحلیل یک پی گسترده تحت بار متمرکز (a) نشست، (b) لنگر خمشی (Daloglu & vallabhan, 2000)



شکل 4 - نتایج تحلیل یک پی گسترده تحت بار گسترده یکنواخت (a) نشست، (b) لنگر خمشی (Daloglu & vallabhan, 2000)

3- اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر

بر اساس جدول 1، روابط زیادی برای k_s پیشنهاد شده است، بنابراین تحقیق در خصوص تاثیر مقدار مدول عکس‌العمل بستر بر طراحی فونداسیون‌ها گسترده ضروری به نظر می‌رسد. یک مدل مبنا که در واقع یک مدل محیط پیوسته الاستوپلاستیک سه بعدی است به عنوان یک مساله مجازی در نظر گرفته شده است. در مدل پیشرفته عددی خاک توسط مدل موهر-کولمب (MC) از نوع

ماسه سیلتی با وضعیت زهکشی شده به دلیل اینکه بارگذاری در شرایط درازمدت اعمال می‌شود در نظر گرفته شده است. به علاوه به دلیل ساده‌سازی، سطح آب در مساله وجود ندارد. در جدول 3 لیستی از پارامترهای مدل ارائه شده است که به عنوان مقادیر ثابت در تحلیل و مدل‌سازی در نظر گرفته شده است.

جدول 3- ثابت های مدل سازی در تحلیل

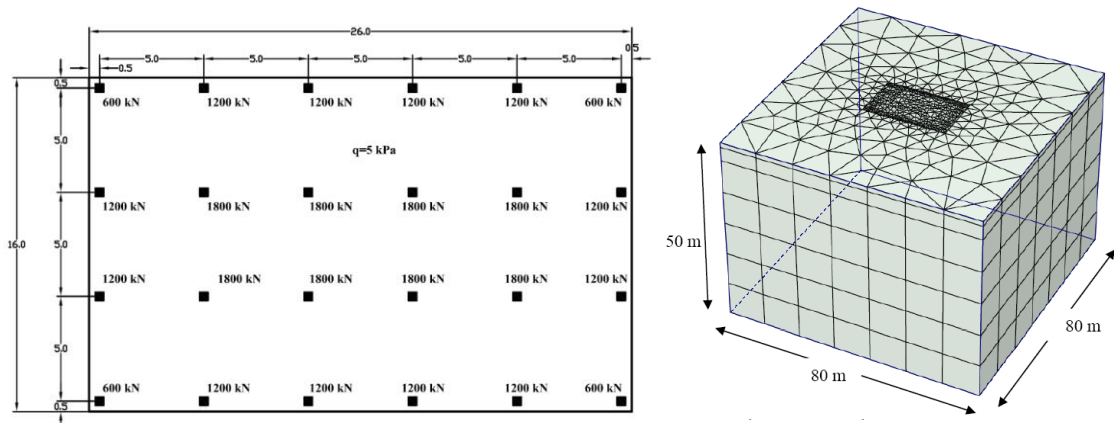
No.	Description	Parameter	Value	Unit
1	The length of the raft foundation	L	26	[m]
2	The width of the raft foundation	B	16	[m]
3	Elastic modulus of the raft foundation	E _b	26	[GPa]
4	Poisson ratio of the raft foundation	ν _b	0.2	[-]
5	Poisson ratio of the soil	ν _s	0.3	[-]
6	Soil's effective cohesion	c'	17	[kPa]
7	Soil's effective internal friction angle	φ'	29	[°]
8	Soil's thickness	H	50	[m]
9	Average contact pressure	q	80	[kPa]

جهت محاسبه فشار تماسی متوسط از مجموع کل بارهای نقطه‌ای در محل ستون‌ها استفاده شده است. مدول الاستیک خاک، ضخامت فونداسیون و الگوی توزیع k_s متغیرهای تحلیل هستند. بنابراین اثر صلبیت فونداسیون و سختی خاک زیرین در تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است. شکل 5 هندسه مدل، ابعاد و بارگذاری فونداسیون را نشان می‌دهد. مدل مبنا یک مدل اجزای محدود سه‌بعدی است که توسط نرم‌افزار PLAXIS 3D FOUNDATION v1.1 ایجاد شده است. بر اساس کیفیت مش‌بندی اجزای محدود در مدل سه بعدی نشان داده شده است.

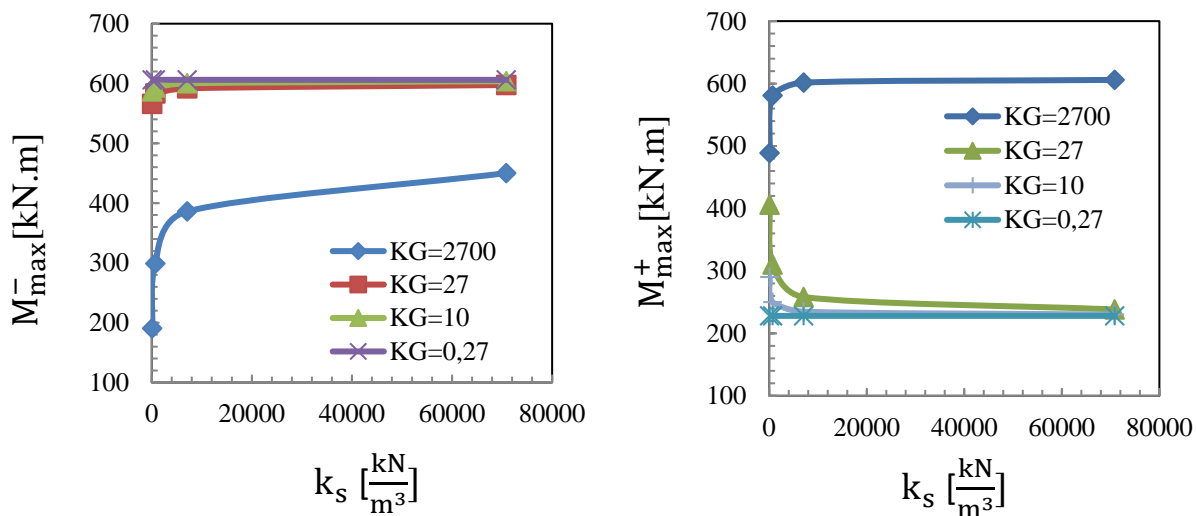
بر اساس جدول 4 ترکیب‌های مختلفی از مدول الاستیک خاک و ضخامت فونداسیون منجر به مقادیر مختلفی از مدول عکس‌العمل بستر و انعطاف‌پذیری نسبی (RF=K_G) برای پی گسترده گردیده است بنابراین امکان این مساله که اثر تغییرات در مقدار k_s بر روی لنگرهای خمشی ایجاد شده به ازای انعطاف‌پذیری‌های مختلف فونداسیون در نظر گرفته شود وجود دارد. جهت مطالعه اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر، مقادیر k_s یکنواخت از 70 الی 70,000 kN/m³ محاسبه شده است. در این قسمت از مطالعه فقط از مدل وینکلر جهت بررسی اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر بر روی طراحی فونداسیون شامل مقادیر مثبت و منفی لنگرخمشی حداکثر استفاده شده است. برای این منظور از نرم‌افزار SAFE v8 استفاده شده است. در شکل 6 اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر نشان داده شده است. تمام تحلیل‌های انجام شده بر اساس مقادیر مختلفی از انعطاف‌پذیری نسبی فونداسیون (RF=K_G) بر اساس رابطه ارائه شده توسط Pasadov و Gorbounov (1961) طبق جدول 2 انجام شده است. جهت محاسبه K_G مقادیر مختلفی از مدول الاستیک خاک طبق رابطه ذیل استفاده شده و مقدار K_G محاسبه شده است.

$$RF = K_G = \frac{12\pi(1 - \nu_b^2)}{(1 - \nu_s^2)} \left(\frac{E_s}{E_b}\right) \left(\frac{L}{2h}\right)^2 \left(\frac{B}{2h}\right)$$

برای مقادیر k_s بیشتر از حدود 7000 kN/m³، مقدار ks تاثیر چندانی بر روی طراحی فونداسیون ندارد، بنابراین اثر مقدار k_s از اهمیت کمی خصوصاً در زمانی که فونداسیون رفتار صلبی دارد برخوردار می‌باشد.



شکل 5 - پلان فونداسیون گسترده و بارگذاری



شکل 6 - اثر مقدار ضریب عکس‌العمل بستر بر روی لنگر خمشی حداکثر

جدول 4- نتایج تحلیل‌های انجام شده برای بررسی اثر مقدار k_s

Analysis No.	E_s	h	$RF=K_G$	S_{min}	S_{max}	k_s
	[MPa]	[m]	[-]	[mm]	[mm]	[kN/m ³]
1	1	0.03	2.70E+03	588	1400	7.08E+01
2	10	0.10	2.70E+03	59	140	7.08E+02
3	100	0.32	2.70E+03	6	14	7.08E+03
4	1000	1.00	2.70E+03	1	1	7.08E+04
5	1	0.32	2.70E+01	588	1400	7.08E+01
6	10	1.00	2.70E+01	59	140	7.08E+02
7	100	3.16	2.70E+01	6	14	7.08E+03
8	1000	10.00	2.70E+01	1	1	7.08E+04
9	1	0.52	1.00E+01	588	1400	7.08E+01
10	10	1.64	1.00E+01	59	140	7.08E+02
11	100	5.20	1.00E+01	6	14	7.08E+03
12	1000	16.40	1.00E+01	1	1	7.08E+04
13	1	3.16	2.70E-01	588	1400	7.08E+01
14	10	10.00	2.70E-01	59	140	7.08E+02
15	100	31.62	2.70E-01	6	14	7.08E+03
16	1000	100.00	2.70E-01	1	1	7.08E+04

4- اثر توزیع مدول عکس العمل بستر

بر اساس مطالعات قبلی انجام شده توسط محققین مختلف نشان داده شد که روش های اصلاحی مختلفی برای بهبود رفتار فونداسیون توسط مدل وینکلر پیشنهاد شده است. در تحقیق حاضر از روش های ذیل استفاده شده است:

- روش 1: روش وینکلر اصلاح شده بر اساس ACI (1993)
- روش 2: روش وینکلر اصلاح شده بر اساس Summaya (2005)
- روش 3: وینکلر اصلاح شده بر اساس Graßhoff & Kany (1990)
- روش 4: مقدار k_s بر اساس نشست های محاسبه شده از یک بار گسترده یکنواخت و بر اساس رابطه $k_s = q/s(x,y)$ که در این رابطه s نشست است که تابعی از موقعیت x و y است
- روش 5: اصلاح k_s بوسیله یک الگوریتم تکرار بر اساس فشارهای تماسی در مدل الاستوپلاستیک موهر-کولمب (MC) که توسط PLAXIS 3D FOUNDATION محاسبه شده است.
- روش 6: روی وینکلر اصلاح شده توسط روش نواحی مجزا (DAM)

برای شروع، ابتدا سطح فونداسیون بایستی به نواحی مجزایی تقسیم بندی شده و بر اساس شکل 7 به هر ناحیه مقدار مدول عکس العمل بستر آن ناحیه اختصاص داده شود. در روش 1، فونداسیون به سه ناحیه تقسیم بندی شده است. هر ناحیه یک مقدار مشخص از k_s مطابق روابط ذیل دارد. در ادامه روابط موجود بین k_s در نواحی مختلف ارائه شده است:

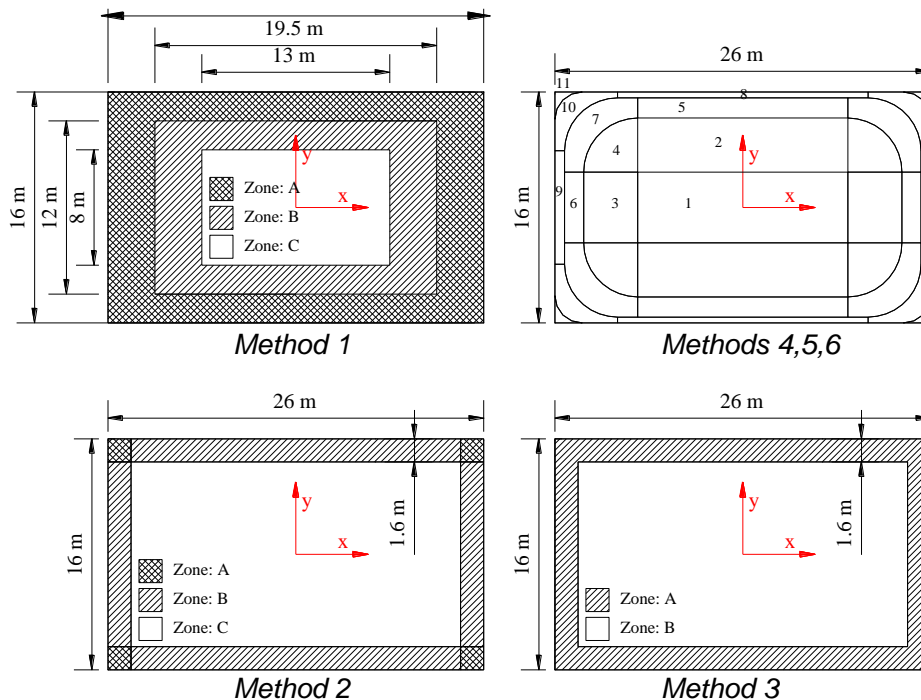
$$k_s^A = 2k_s^C \text{ and } k_s^B = 1.5k_s^C$$

در روش 2، نواحی کنج ها و لبه های فونداسیون طبق روابط ذیل شامل مقادیر مختلفی از k_s هستند:

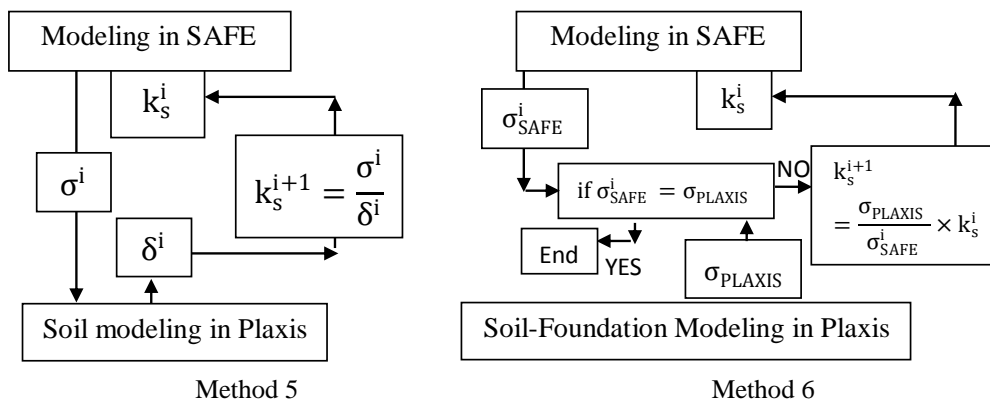
$$k_s^A = 3.5k_s^C \text{ and } k_s^B = 1.75k_s^C$$

در روش شماره 3 داریم: $k_s^A = 2k_s^B$

در روش های شماره 4، 5 و 6 سطح فونداسیون به 11 ناحیه تقسیم بندی شده است. اساس انتخاب این الگو، توزیع فشار تماسی زیر فونداسیون می باشد، زیرا فشار تماسی زیر فونداسیون بسیار توزیع غیر یکنواخت تری نسبت به نشست داشته و لذا بیشتر بر روی k_s تاثیر دارد. نتایج مطالعات نشان می دهد که توزیع فشار تماسی است که عمدتاً توزیع مدول عکس العمل بستر زیر فونداسیون را کنترل می کند. در روش 4، k_s بر اساس یک بار گسترده یکنواخت که منجر به ایجاد نشست شده است و سپس توسط تقسیم بار گسترده یکنواخت بر نشست ایجاد شده در هر ناحیه $(k_s(x,y) = q/s(x,y))$ محاسبه شده است. در اینجا مقدار s نشست ایجاد شده در هر ناحیه است که خود تابعی از x و y (موقعیت) می باشد، همچنین k_s نیز تابعی از x و y خواهد بود. در این روش، یک ناحیه مستطیل شکل تحت بار گسترده یکنواخت q ابتدا در PLAXIS 3D FOUNDATION مدل سازی شده است. پس از محاسبه نشست های متوسط در هر ناحیه، امکان محاسبه k_s در آن ناحیه وجود دارد. پروسه تکراری که در روش های 5 و 6 جهت محاسبه k_s استفاده شده است به صورت شماتیک در شکل 8 نشان داده شده است. روش های 5 و 6 بر اساس الگوریتم بهینه سازی هستند زیرا فرایند تکرار جهت یافتن k_s تا زمانی ادامه می یابد که سازگاری بین جواب SAFE و PLAXIS حاصل گردد. در واقع k_s در 11 ناحیه SAFE تنها متغیرهایی هستند که باید آنقدر تغییر نمایند تا سازگاری بین جواب های SAFE و PLAXIS حاصل شود.



شکل 7 - روش‌های مختلف توزیع k_s در پلان



شکل 8 - الگوریتم استفاده شده جهت اصلاح k_s در روش‌های 5 و 6

در روش 5 سازگاری زمانی حاصل می‌شود که تنش تماسی در هر 11 ناحیه به طور معقولی بین دو مدل یکسان شود. خاک و فونداسیون در نرم افزار PLAXIS 3D FOUNDATION v1.1 مدل‌سازی شده است و تنش تماسی متوسط در هر ناحیه از PLAXIS استخراج شده است. توسط یک الگوریتم تکرار، مقدار k_s در هر ناحیه آنقدر تغییر می‌یابد تا مقدار فشار تماسی زیر فونداسیون در SAFE و PLAXIS تقریباً یکسان شود. در روش 6، خاک در نرم‌افزار PLAXIS مدل شده درحالی‌که فونداسیون در SAFE مدل‌سازی شده است. فشار تماسی زیر فونداسیون در هر مرحله از SAFE استخراج شده و به PLAXIS جهت محاسبه نشست برده می‌شود. سپس نشست‌ها در دو مدل (SAFE & PLAXIS) مقایسه شده و مقادیر k_s بر اساس نسبت نشست دو مدل اصلاح می‌شوند. این پروسه تا زمانی که نشست‌های سازگاری بین دو مدل حاصل شود ادامه می‌یابد. تمام تحلیل‌های انجام شده بر اساس مقادیر مختلفی از انعطاف‌پذیری نسبی فونداسیون (RF=KG) بر اساس رابطه ارائه شده توسط Pasadov و Gorbounov (1961) طبق جدول 2 انجام شده است.

در جدول 5 متغیرهای تحلیل‌های انجام شده نشان داده شده است. متغیرها شامل روش‌های مختلف اصلاح مدل وینکلر، یک تحلیل با مقدار یکنواخت توزیع شده k_s ، یک تحلیل کامل 3D عددی از سیستم خاک-فونداسیون با PLAXIS 3D FOUNDATION و ضخامت فونداسیون می‌باشد.

5- تحلیل و بحث روی نتایج

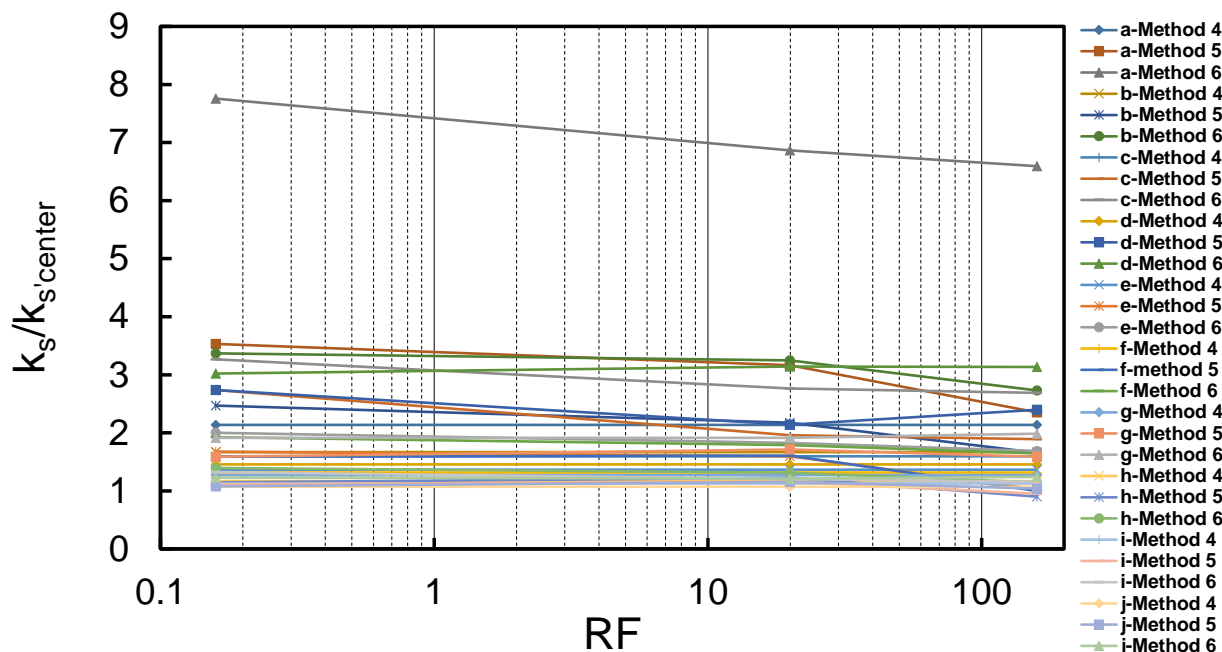
در این بخش، نتایج تحلیل ارائه شده و مورد بحث قرار می‌گیرد. تمامی مقادیر k_s محاسبه شده با روش‌های مختلف به صورت بی بعد شده در شکل 9 نشان داده شده است. مقادیر مختلف k_s در نواحی مختلف فونداسیون نسبت به مقدار k_s در میانه فونداسیون بی بعد شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که k_s چندان نسبت به تغییرات در انعطاف‌پذیری نسبی فونداسیون حساس نمی‌باشد. هنگامی که رفتار فونداسیون صلب باشد، مقدار k_s اصلاً به صلیبیت حساسیت ندارد، بنابراین الگوی توزیع k_s را می‌توان تقریباً ثابت در نظر گرفت.

ضریب $(k_s/k_{s,m})$ بین 1 الی 8 متغیر است که این مساله بستگی به روش بکار رفته جهت اصلاح k_s دارد. مقادیر بیشتر k_s به ترتیب در کنج‌ها و لبه‌ها می‌باشند. در شکل 10 اثر روش‌های مختلف توزیع k_s بر لنگر خمشی پی گسترده که به ازای یک نوار به عرض 2.5 متر در طول فونداسیون به دست آمده نشان داده شده است. نتایج مذکور به ازای سه صلیبیت مختلف برای فونداسیون به دست آمده‌اند. بر اساس نتایج به دست آمده، لنگرهای خمشی محاسبه شده توسط روش k_s یکنواخت تفاوت بسیاری با با جواب‌های به دست آمده بر روش‌های وینکلر اصلاح شده دارد، خصوصاً زمانی که رفتار فونداسیون بیشتر به سمت رفتار صلب باشد.

در شکل 13 تغییرات نشست حداقل، نشست حداکثر، نشست تفاضلی، فشار تماسی حداکثر، فشار تماسی حداقل، لنگر خمشی مثبت حداکثر، لنگر خمشی منفی حداکثر، و لنگر خمشی در مرکز نوار میانی فونداسیون نسبت به انعطاف‌پذیری نسبی (RF) نشان داده شده است. اگر انعطاف‌پذیری نسبی کمتر از $8/\sqrt{L/B}$ باشد، بر اساس معیار ارائه شده فونداسیون می‌توان بصورت صلب در نظر گرفته شود (Gorbonov-Pasadov & Serebrjanyi (1961) که این مقدار حدی در تحقیق حاضر برابر 6.3 است.

جدول 5- متغیرهای مدل در تحلیل

No.	Description	Legend or Value	Unit
1	Modified Winkler Methods (SAFE Software)	ACI (1993)	Method 1
2		Summaya (2005)	Method 2
3		Graßhoff & Kany (1990)	Method 3
4		$k_{s,(x,y)} = q/s(x,y)$	Method 4
5		Back analysis of contact stresses	Method 5
6		Discrete Area Method (DAM)	Method 6
7	Uniform k_s (SAFE Software)	k_s Constant	
8	3D numerical modelling by PLAXIS 3D FOUNDATION Software	Plaxis3DF	
9	Foundation's thickness	$h = 0.5$	[m]
		$h = 1$	[m]
		$h = 5$	[m]
10	$RF = \frac{12\pi(1 - \nu_b^2)}{(1 - \nu_s^2)} \left(\frac{E_s}{E_b}\right) \left(\frac{L}{2h}\right)^2 \left(\frac{B}{2h}\right)$	RF = 159.320	[-]
		RF = 19.915	
		RF = 0.159	



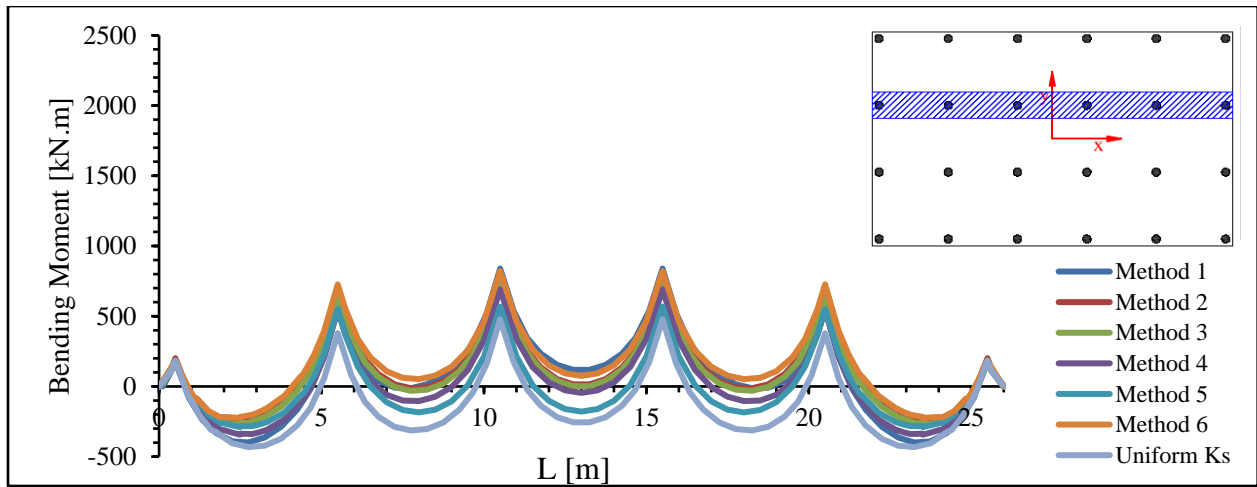
شکل 9 - حساسیت مقدار پارامتر بی بعد پیشنهادی برای k_s به انعطاف‌پذیری نسبی

چون در تحقیق پیش‌رو، مشخصات خاک، طول فونداسیون، و عرض فونداسیون به عنوان پارامترهای ثابت در نظر گرفته شده است، بنابراین مقدار صلبیت نسبی تنها تابعی از ضخامت فونداسیون (h) می‌باشد. در مطالعه حاضر مقدار h برابر 0.5، 1 و 5 متر در نظر گرفته شده است و از این رو مقدار انعطاف‌پذیری نسبی (RF) به ترتیب برابر 159.32، 19.92 و 0.16 بر اساس جدول 5 به دست می‌آید.

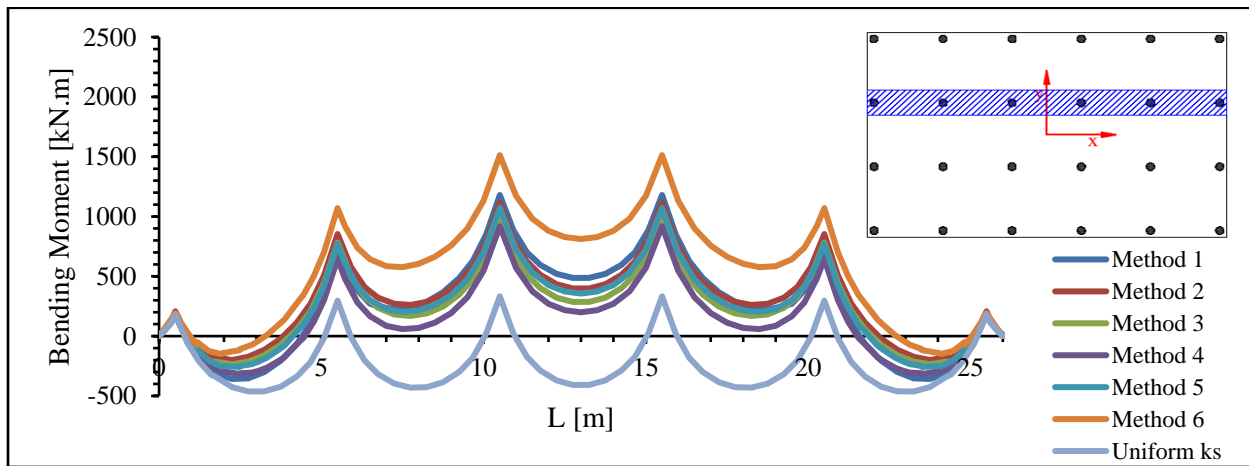
در روش‌های 1 الی 4 مقدار k_s مستقل از RF هستند. در روش 5 و 6، k_s وابسته به RF است هرچند مطالعات نشان داد که بر اساس شکل 9 مقدار این وابستگی بسیار کم بوده و لذا ضریب توزیع حساسیت کمی نسبت به RF دارد. در اینجا پارامترهای a تا j معادل $k_{s,i}/k_{s,m}$ هستند که i به ترتیب برابر نواحی 11 الی 2 بوده و m ناحیه میانی است. از طرف دیگر، نشست، فشار تماسی و لنگر خمشی فونداسیون گسترده تابعی از RF بوده و نسبت به تغییرات مقدار RF حساس می‌باشند.

شکل 13 تغییرات نشست حداقل، نشست حداکثر، فشار تماسی حداقل، فشار تماسی حداکثر، نشست تفاضلی، حداکثر لنگر خمشی مثبت، حداکثر لنگر خمشی منفی، و لنگر خمشی در مرکز نوار میانی به عرض 2.5 متر را نسبت به پارامتر RF که همان انعطاف‌پذیری نسبی فونداسیون بوده و متغیر است نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که به ازای RF کمتر از 6.3، حساسیت نتایج تحلیل نسبت به RF کم است هرچند بعد از این مقدار آستانه، نتایج به طرز محسوسی تغییر می‌یابند.

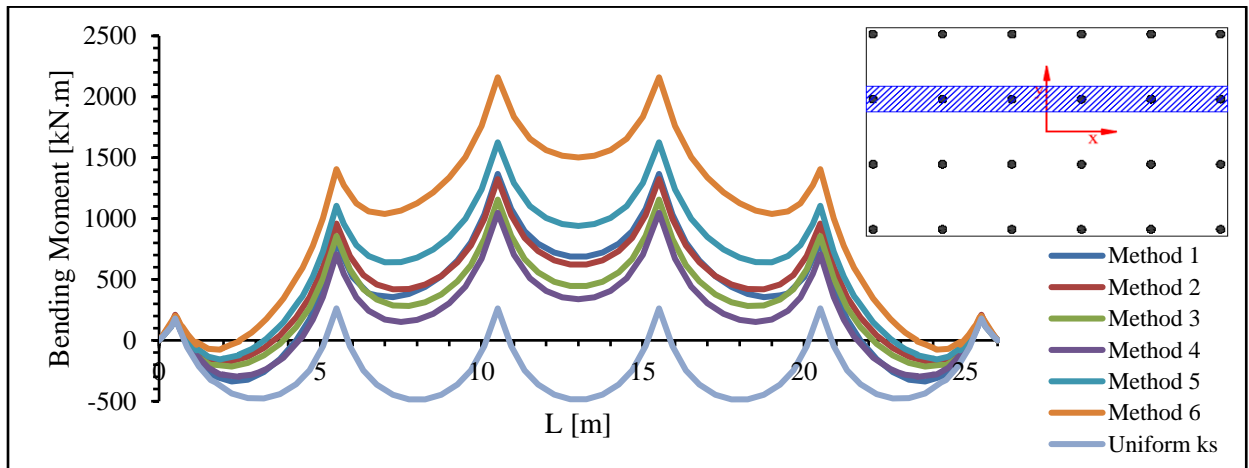
جهت دستیابی به یک تصویر شفاف‌تر از تحلیل‌های انجام شده، یک روش امتیازدهی جهت مقایسه روش‌های مختلف اصلاح مدل وینکلر به کار گرفته شد. بر اساس نزدیکی نتایج به روش‌های مختلف به نتایج تحلیل PLAXIS، امتیاز بین 0 الی 100 به روش‌ها اختصاص داده شد. شکل 14 نتایج امتیازدهی روش‌های مختلف را نشان می‌دهد. در نهایت متوسطی از امتیازهای به دست آمده نشان داد که روش 2 به طور معقولی خروجی‌های تحلیل را با دقت مناسب پیش‌بینی می‌کند. این روش ساده اصلاح مدل وینکلر که توسط محققین آلمانی پیشنهاد شده است، در عمل می‌تواند جهت اصلاح k_s در پلان فونداسیون به کار گرفته شود.



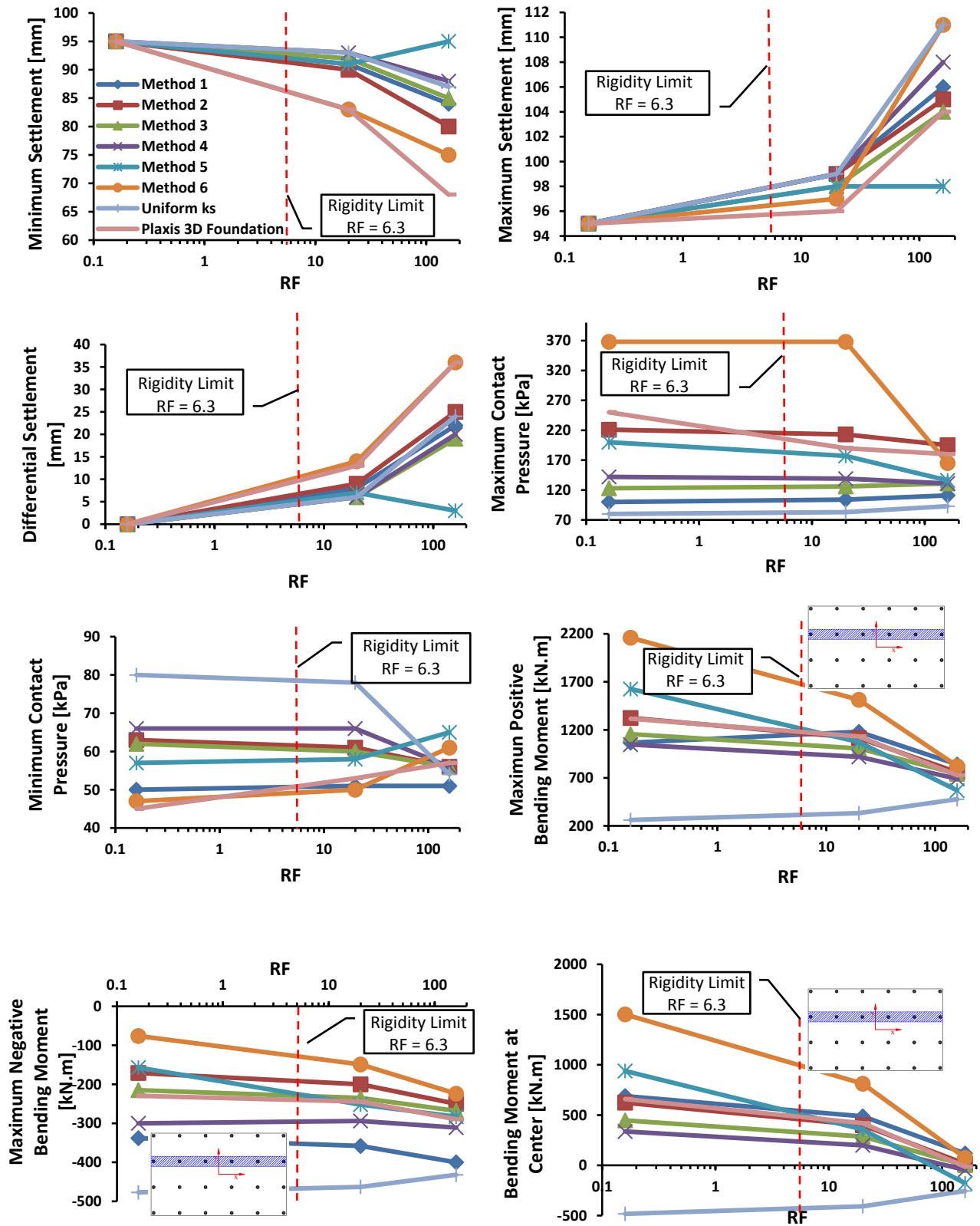
شکل 10 - اثر روش‌های مختلف در نظرگیری توزیع ks بر روی پروفیل لنگر خمشی ($h=0.5m$ یا $RF=159$)



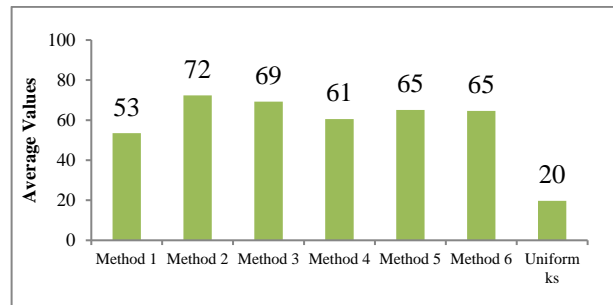
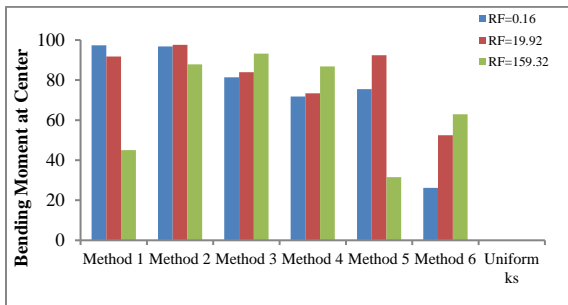
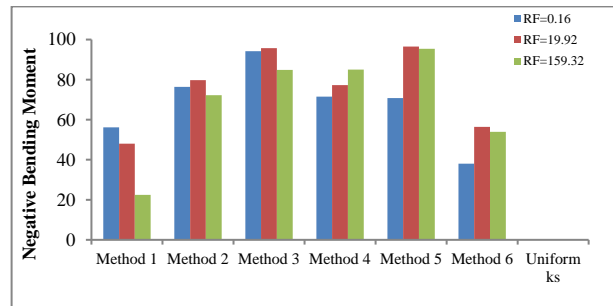
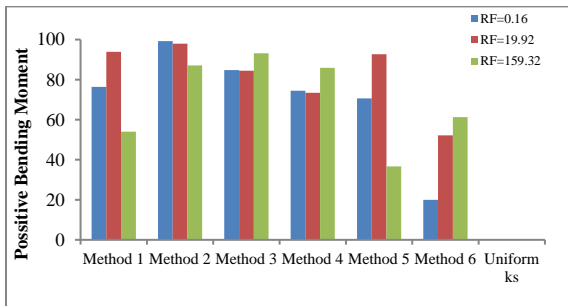
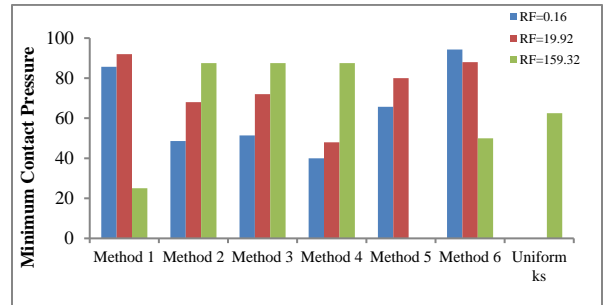
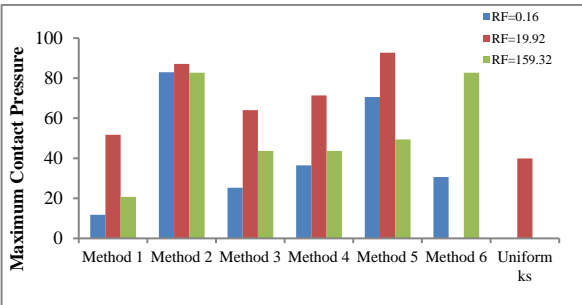
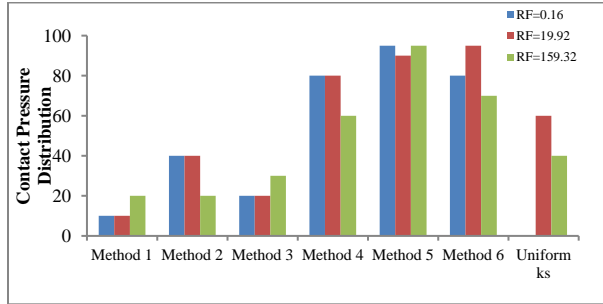
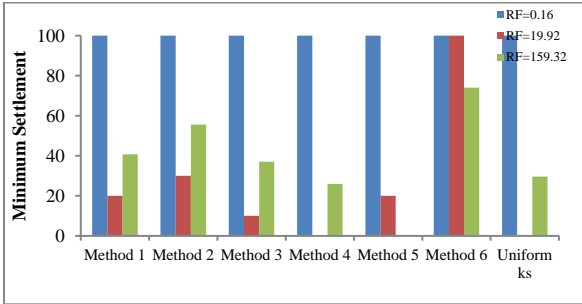
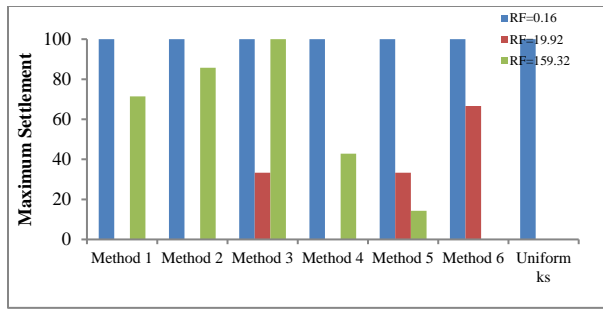
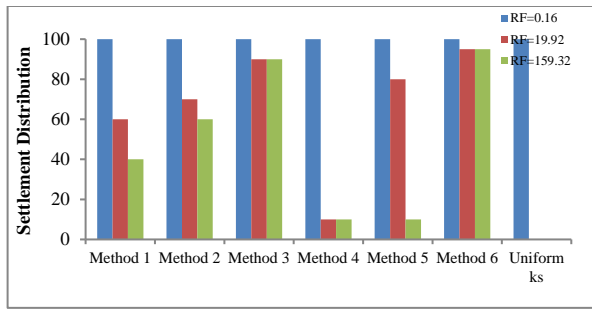
شکل 11 - اثر روش‌های مختلف در نظرگیری توزیع ks بر روی پروفیل لنگر خمشی ($h=1.0m$ یا $RF=20$)



شکل 12 - اثر روش‌های مختلف در نظرگیری توزیع ks بر روی پروفیل لنگر خمشی ($h=5.0m$ یا $RF=0.16$)



شکل 13 - تغییرات نشست حداکثر، نشست حداقل، اختلاف نشست، فشار تماسی حداکثر، فشار تماسی حداقل، لنگر خمشی مثبت حداکثر، لنگر خمشی منفی حداکثر و لنگر خمشی در مرکز فونداسیون



شکل 14 - امتیازدهی روش‌های مختلف در پیش‌بینی رفتار فونداسیون

6- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

فونداسیون وینکلر به دلیل سادگی بطور وسیعی بین مهندسين سازه و ژئوتکنیک استفاده شده است. در این مدل خاک توسط یک سری از فنرهای الاستیک خطی مجزا از هم شبیه‌سازی می‌شود. دکتر وینکلر، پرفسور دانشگاه فنی پراگ، اول کسی بود که مدل وینکلر را در سال 1867 معرفی کرد. ثابت فنر در مدل وینکلر همان مدول عکس‌العمل بستر است که توسط روش‌های مختلفی مانند آزمایش بارگذاری صفحه، روابط تجربی، محاسبه نشست یک ناحیه تحت بار گسترده یکنواخت و روش‌های تحلیلی قابل محاسبه است.

مطالعات نشان می‌دهد که مدول عکس‌العمل بستر یک مشخصه ذاتی خاک نبوده به پارامترهای متنوعی از سیستم خاک-فونداسیون مانند هندسه فونداسیون، عمق فونداسیون، رفتار کوتاه مدت خاک، رفتار بلند مدت خاک، و صلیبیت فونداسیون وابسته است. اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر بر اساس تنوعی از روابط پیش‌سنهاد شده توسط محققین به جهت نشان دادن این مساله که عدم قطعیت‌ها در مدول عکس‌العمل بستر تا چه حد بر روی اهمیت دارند بررسی شده است. تنوع گسترده‌ای از روابط پیشنهادی برای k_s وجود دارد که ضرورت تحقیق در خصوص اثر مقدار k_s بر روی طراحی پی گسترده را ایجاب می‌نماید.

اگرچه فونداسیون وینکلر (مدل وینکلر) بطور وسیعی بین مهندسين سازه و ژئوتکنیک به دلیل سادگی آن استفاده شده است، اما فقدان ارتباط برشی بین فنرهای مجاور تاحدی کارایی این مدل را کاسته است. جهت غلبه بر این مشکل و به جهت حصول یک مدل سازگارتر با واقعیت رفتاری خاک در قیاس با مدل‌های پیشرفته‌تر خاک-سازه مانند مدل‌ها بر پایه مکانیک محیط پیوسته، روش‌های مختلف جهت اصلاح مدل وینکلر که بطور مستقیم یا غیر مستقیم فنرها را باهم مرتبط می‌کنند پیشنهاد شده است. جهت مقاصد کاربردی طراحی، معمولاً مدول عکس‌العمل بستری که متغیر در پلان فونداسیون هستند به جای درگیر کردن مکانیکی فنرهای مجاور هم بکار می‌روند که به این روش روش مدول عکس‌العمل بستر اصلاح شده گفته می‌شود.

در تحقیق حاضر، اثر مقدار و توزیع مدول عکس‌العمل بستر در تحلیل و طراحی یک فونداسیون گسترده مستطیل شکل متداول بررسی شده است. یک فونداسیون گسترده به ابعاد 26 در 16 متر با مقدارهای متغیری از ضخامت که معرف صلیبیت‌های مختلف است، در نظر گرفته شده است. در ابتدا اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر بررسی شده درحالیکه مقدار انعطاف‌پذیری نسبی فونداسیون (RF) به عنوان یک متغیر اصلی در نظر گرفته شده است. مقدار RF یا همان انعطاف‌پذیری نسبی فونداسیون بر اساس رابطه گوریونوف و پاسادوف در سال 1961 برای پی‌های گسترده که بر روی محیط الاستیک قرار دارند محاسبه شده است.

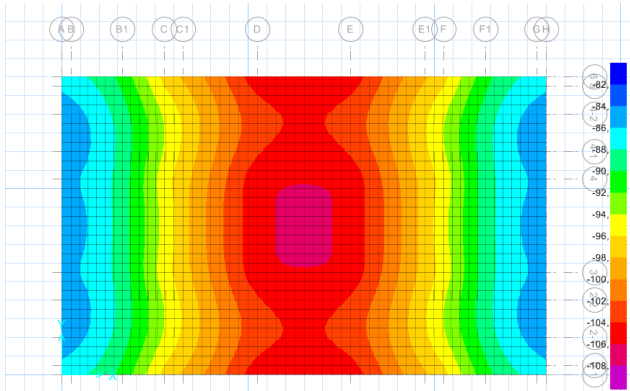
برای مطالعه اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر، مقدار k_s بصورت یکنواخت توزیع شده بین 70 الی $70,000 \text{ kN/m}^3$ در نظر گرفته شد. در این بخش از مطالعات صرفاً از یک مدل وینکلر جهت بررسی اثر مقدار مدول عکس‌العمل بستر بر تحلیل فونداسیون شامل مقادیر لنگر خمشی حداکثر مثبت و منفی استفاده شد. برای این منظور از نرم‌افزار SAFE v8 استفاده شد. نتایج نشان می‌دهد که برای مقادیر k_s بیشتر از حدود 7000 kN/m^3 ، مقدار k_s تاثیر چندانی بر روی طراحی فونداسیون ندارد، بنابراین اثر مقدار k_s از اهمیت کمی خصوصاً در زمانی که فونداسیون رفتار صلبی دارد برخوردار می‌باشد. جهت مقاصد کاربردی معمولاً از مدول عکس‌العمل بستر متغیر در پلان فونداسیون گسترده استفاده می‌شود. این روش به نام روش مدول عکس‌العمل بستر اصلاح شده شناخته شده است. در تحقیق حاضر، کارایی روش‌های مختلف اصلاح مدل وینکلر (MWMS) جهت پیش‌بینی نتایج یک پی گسترده که توسط مدل اجزای محدود پیچیده‌تری شبیه‌سازی شده است، بررسی شده است.

یک مدل سه‌بعدی اجزای محدود، بر اساس مکانیک محیط پیوسته با رفتار الاستوپلاستیک به عنوان مدل مبنا جهت مقایسه نتایج و همچنین جهت صحت‌سنجی استفاده شده است. در مدل عددی پیشرفته، خاک توسط مدل رفتاری موهر-کولمب (MCM) شبیه‌سازی شده است که معرف یک خاک ماسه سیلتی با رفتار زهکشی شده به دلیل اینکه بارگذاری روسازه در درازمدت اعمال می‌شود، است. به علاوه، به دلیل ساده‌سازی در مساله مورد نظر سطح آب زیرزمینی وجود ندارد. مدل مبنا یک مدل اجزای محدود سه‌بعدی است که توسط نرم‌افزار PLAXIS 3D FOUNDATION v1.1 ساخته شده است. بر اساس مطالعات جامعی که در ادبیات فنی موضوع در خصوص بحث مقدار و توزیع مدول عکس‌العمل بستر خاک (سختی خاک در مدل وینکلر) شده است، شش روش مختلف جهت بررسی اثر توزیع k_s بر روی طراحی یک فونداسیون گسترده مشخص مستطیل شکل، انتخاب شده است. روش‌های مختلف در نظر گرفته شده جهت اصلاح مدل وینکلر به شرح ذیل هستند:

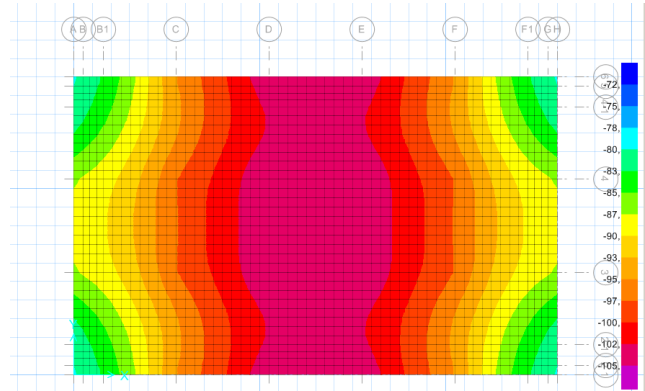
- روش 1: روش وینکلر اصلاح شده بر اساس (ACI 1993)
- روش 2: روش وینکلر اصلاح شده بر اساس (Summaya 2005)
- روش 3: وینکلر اصلاح شده بر اساس (Graßhoff & Kany 1990)
- روش 4: مقدار k_s بر اساس نشست‌های محاسبه شده از یک بار گسترده یکنواخت و بر اساس رابطه $k_s=q/s(x,y)$ که در این رابطه s نشست است که تابعی از موقعیت x و y است
- روش 5: اصلاح k_s بوسیله یک الگوریتم تکرار بر اساس فشارهای تماسی در مدل الاستوپلاستیک موهر-کولمب (MC) که توسط PLAXIS 3D FOUNDATION محاسبه شده است.
- روش 6: روی وینکلر اصلاح شده توسط روش نواحی مجزا (DAM)

در تمام روش‌های فوق‌الذکر، پلان فونداسیون به یکسری نواحی مجزا تقسیم‌بندی می‌شود. در هر ناحیه، یک مقدار k_s اختصاص داده می‌شود. در روش‌های 1 تا 4، مقادیر k_s ثابت بوده ولی در روش‌های 5 و 6 مقدار k_s در هر ناحیه به نحوی تغییر می‌یابد تا یک رفتار سازگار بین نتایج مدل وینکلر (SAFE) و PLAXIS 3D FOUNDATION از طریق یک الگوریتم تکرار به دست آید. در نهایت توسط مقایسه‌ای بین روش‌های اصلاح مدل وینکلر (MWM) و نتایج روش اجزای محدود توسط PLAXIS، روش دقیق اصلاح وینکلر که برای مقاصد عملی نیز مناسب باشد پیشنهاد می‌شود. مقایسه نیز بین نتایج حاصل شده از مدل کلاسیک وینکلر با مقدار ثابت k_s در پلان فونداسیون (بدون در نظر گرفتن توزیع k_s) با نتایج نتایج روش‌های دیگر انجام شده است.

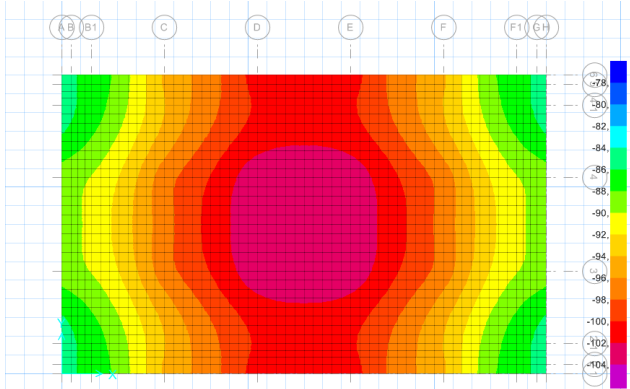
جهت اهداف مقایسه‌ای، مقادیر k_s در نواحی مختلف نسبت به k_s در مرکز فونداسیون بی‌بعد شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که k_s چندان نسبت به انعطاف‌پذیری فونداسیون حساس نمی‌باشد. هنگامی که رفتار فونداسیون صلب باشد، k_s اصلاً نسبت به میزان صلبیت حساس نیست، بنابراین توزیع k_s را میتوان تقریباً ثابت و مستقل از صلبیت در نظر گرفت. پارامتر $k_s/k_{s,m}$ بین 1 الی 8 بسته به روش اصلاح k_s متغیر می‌باشد. مقادیر بیشتر این ضریب در کنج‌ها و لبه‌های فونداسیون رخ می‌دهد. نتایج ارائه شده اثر توزیع k_s را بر روی لنگر خمشی پی گسترده نشان می‌دهد. بر اساس این نتایج لنگرهای خمشی محاسبه شده توسط روش k_s با توزیع یکنواخت (اصلاح نشده) بسیار متفاوت از نتایج روش‌های وینکلر اصلاح شده است خصوصاً زمانی که پی صلب رفتار می‌کند، بنابراین الگوی k_s یکنواخت می‌تواند به اختلافات فاحشی نسبت به نتایج مدل‌های وینکلر اصلاح شده منجر شود. علاوه بر آن میزان انعطاف‌پذیری نسبی پی گسترده یک پارامتر مهم و اساسی است که حاکم بر نیروهای سازه‌های ایجاد شده در پی گسترده می‌باشد.



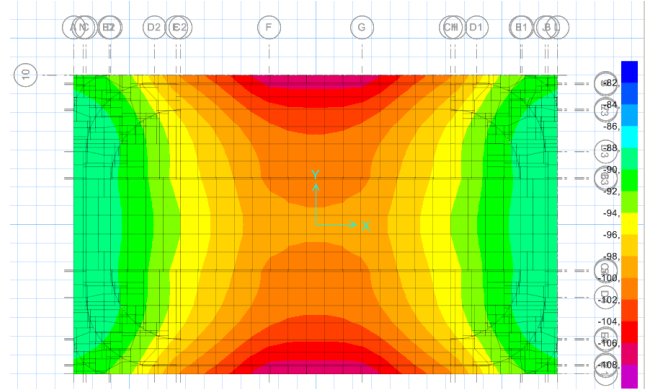
settlement – method 1 – $K = 159.32$



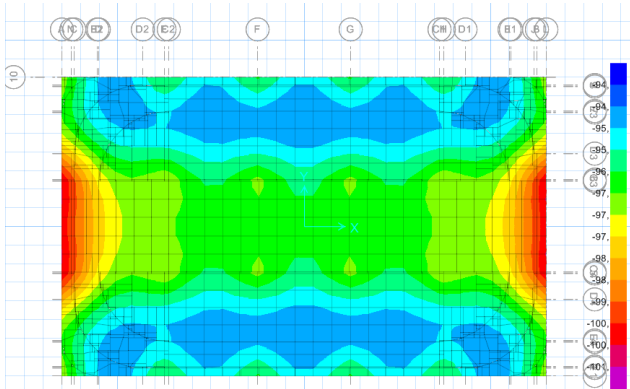
Settlement – method 2 – $K = 159.32$



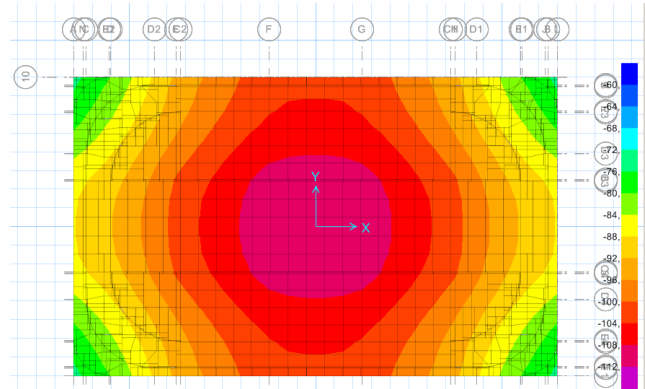
settlement – method 3 – $K = 159.32$



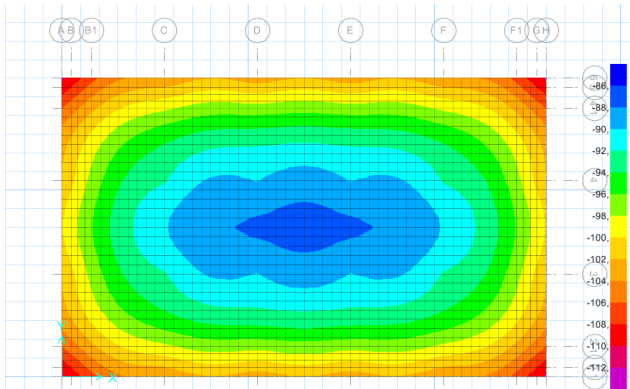
settlement – method 4 – $K = 159.32$



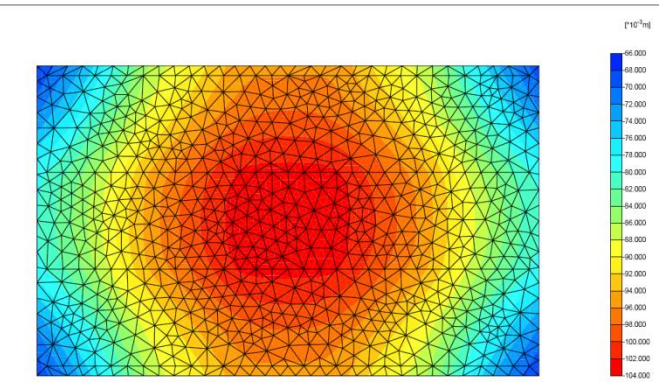
settlement – method 5 – $K = 159.32$



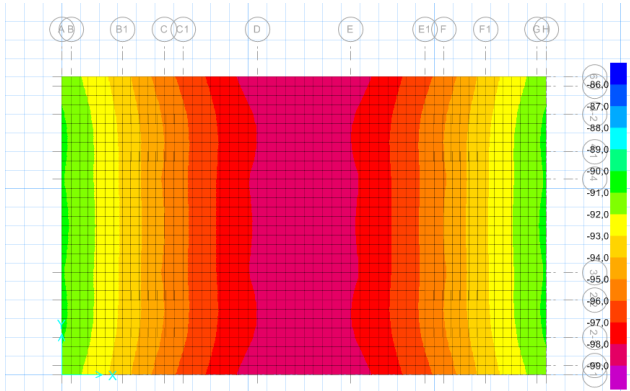
settlement – method 6 – $K = 159.32$



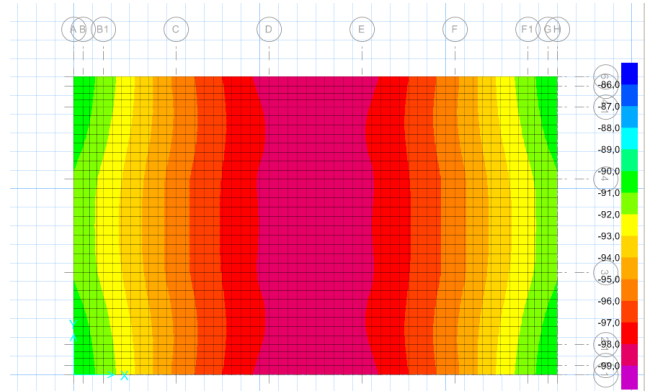
settlement – uniform k_s – $K = 159.32$



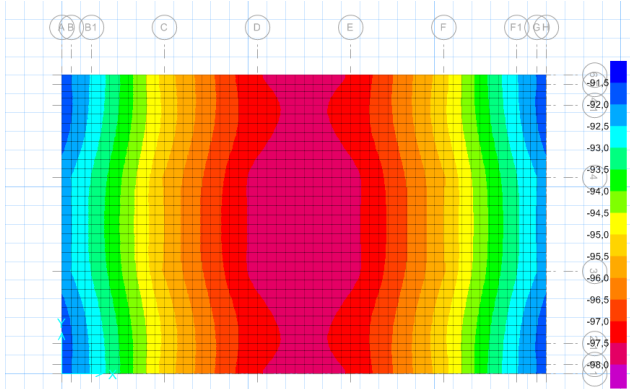
settlement – Plaxis 3D Foundation – $K = 159.32$



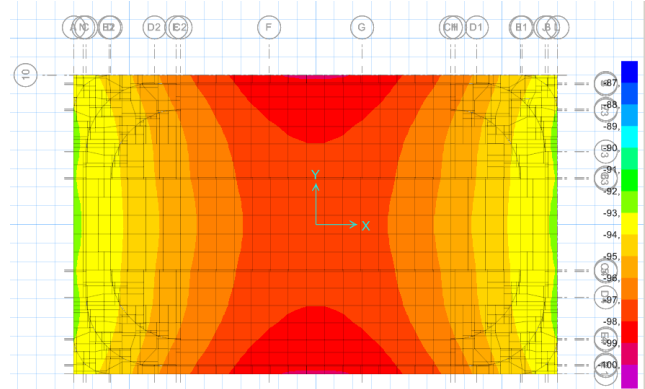
Settlement – method 1 – $K = 19.92$



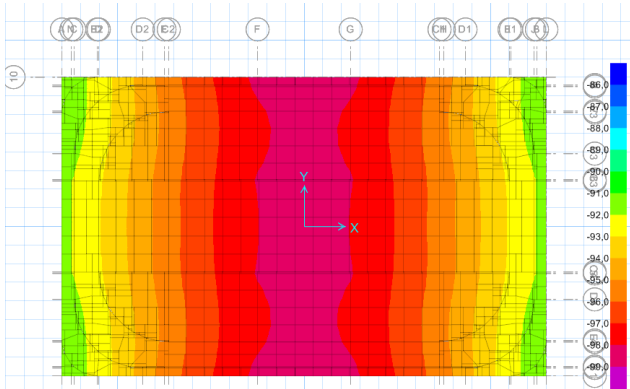
Settlement – method 2 – $K = 19.92$



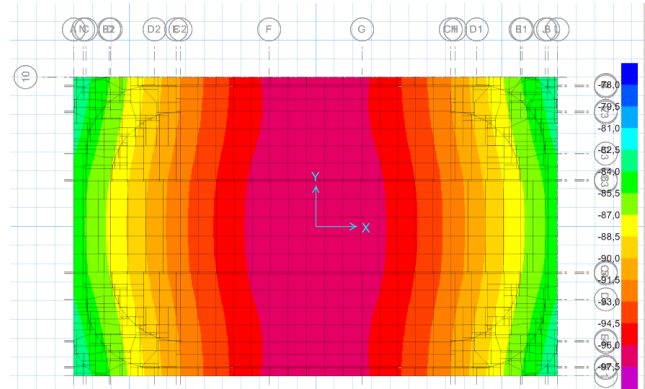
Settlement – method 3 – $K = 19.92$



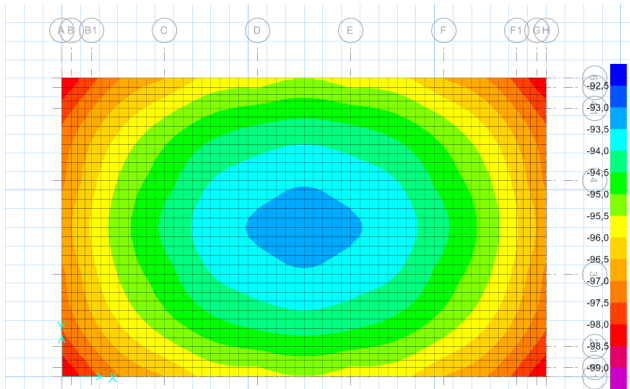
Settlement – method 4 – $K = 19.92$



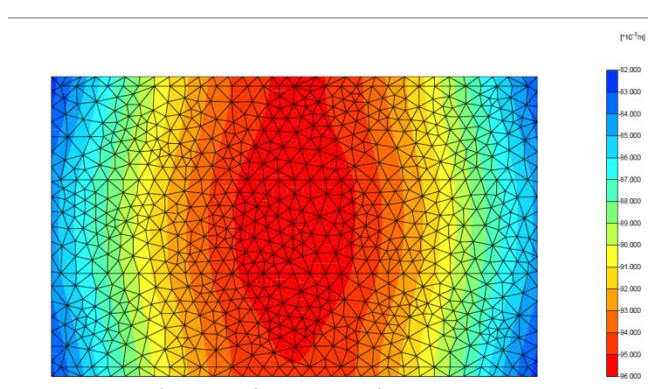
Settlement – method 5 – $K = 19.92$



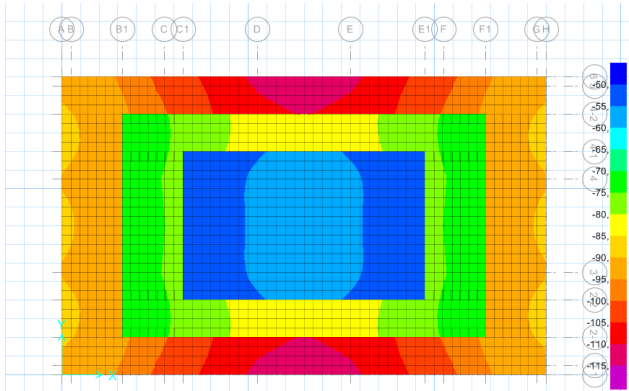
Settlement – method 6 – $K = 19.92$



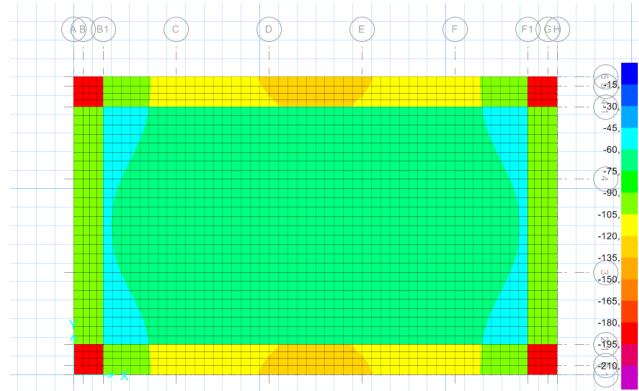
Settlement – uniform k_s – $K = 19.92$



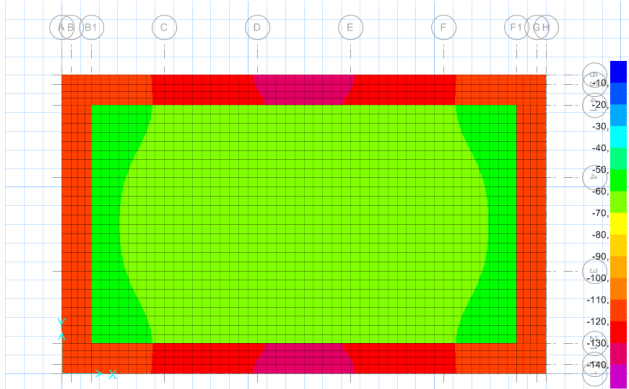
settlement – Plaxis 3D Foundation – $K = 19.92$



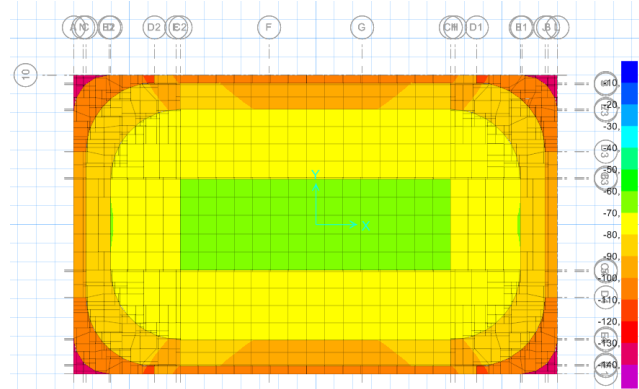
contact pressure – method 1 – $K = 159.32$



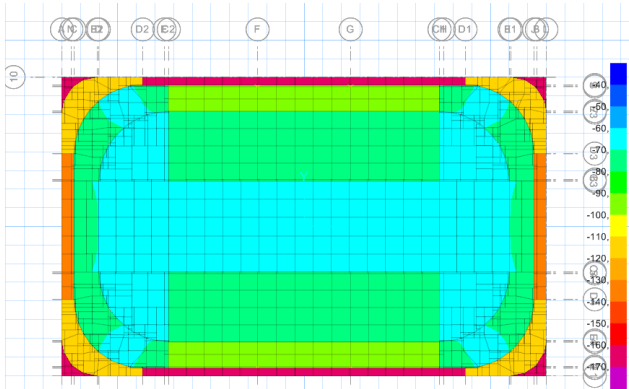
contact pressure – method 2 – $K = 159.32$



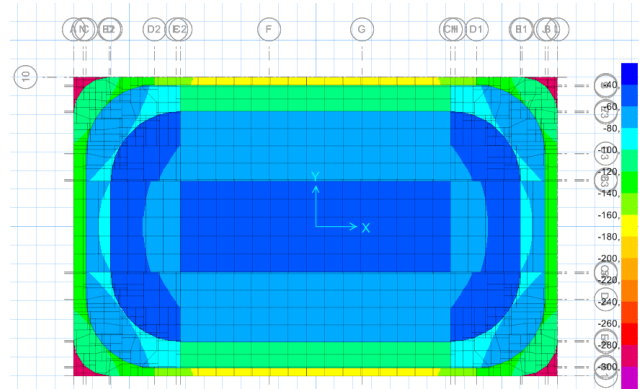
contact pressure – method 3 – $K = 159.32$



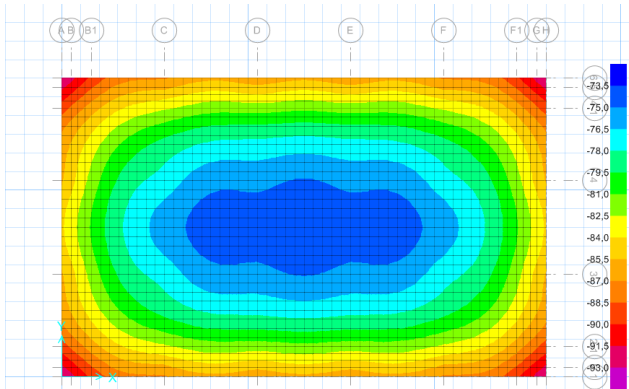
contact pressure – method 4 – $K = 159.32$



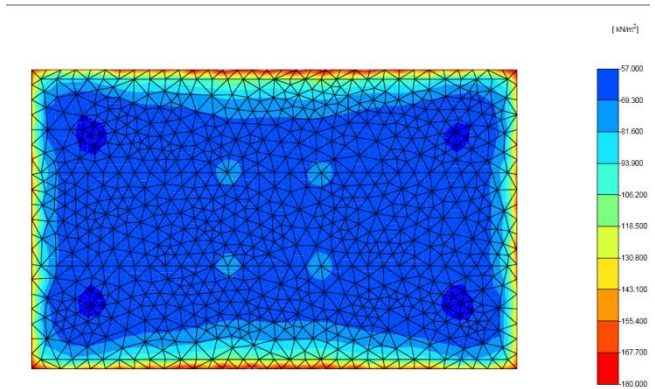
contact pressure – method 5 – $K = 159.32$



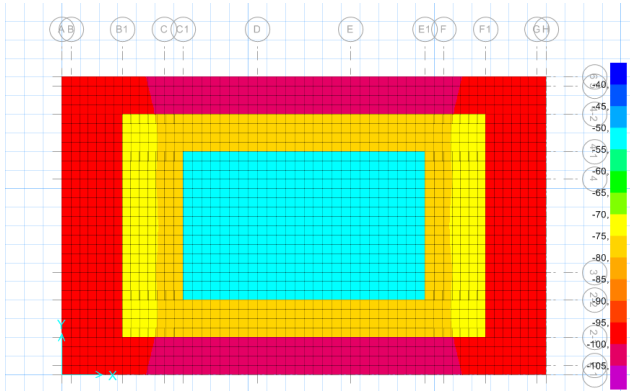
contact pressure – method 6 – $K = 159.32$



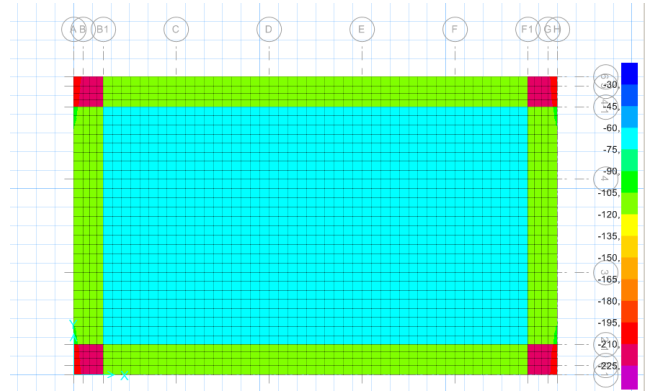
contact pressure – uniform k_s – $K = 159.32$



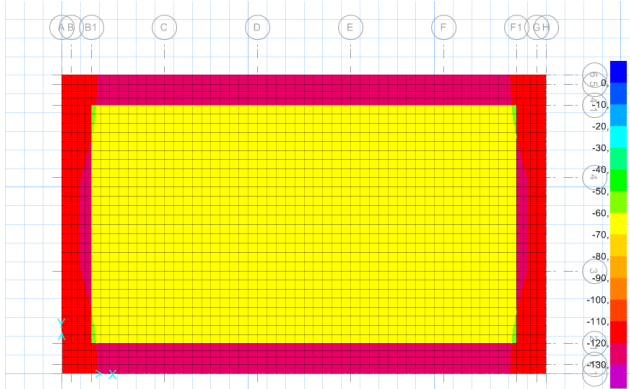
contact pressure – Plaxis 3D Foundation – $K = 159.32$



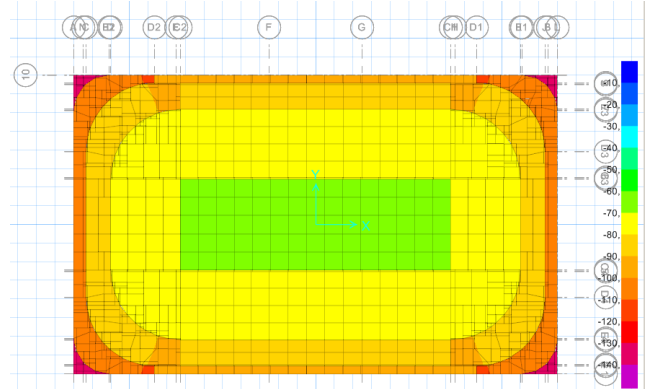
contact pressure – method 1 – $K = 19.92$



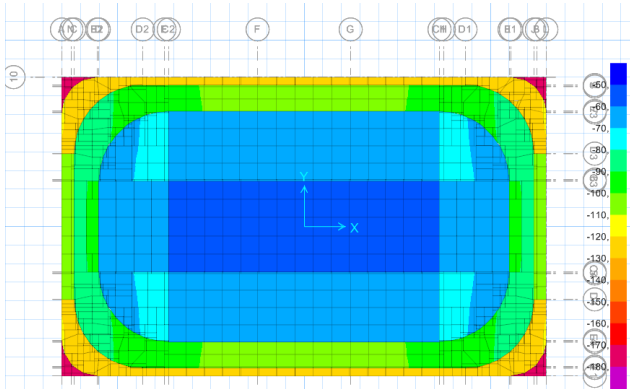
contact pressure – method 2 – $K = 19.92$



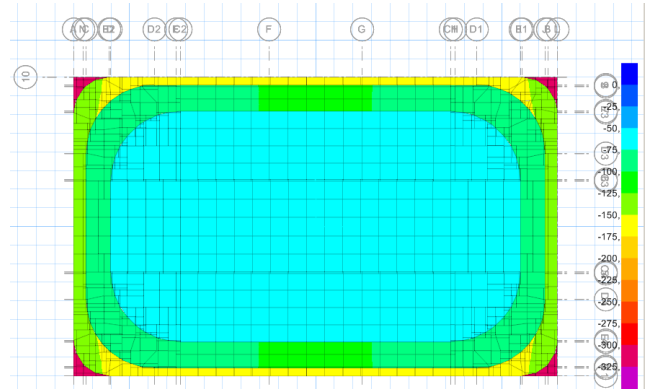
contact pressure – method 3 – $K = 19.92$



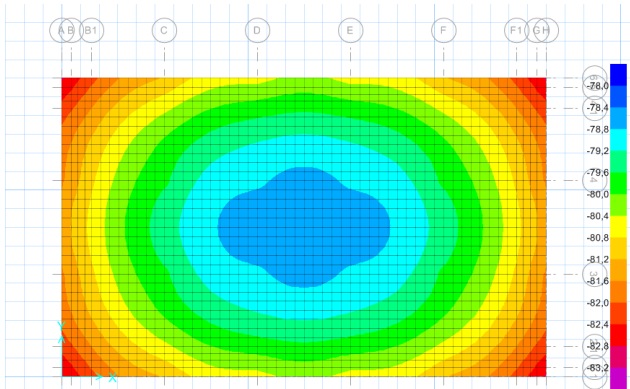
contact pressure – method 4 – $K = 19.92$



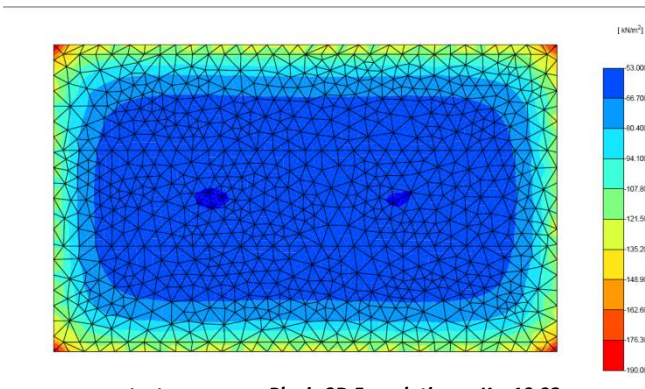
contact pressure – method 5 – $K = 19.92$



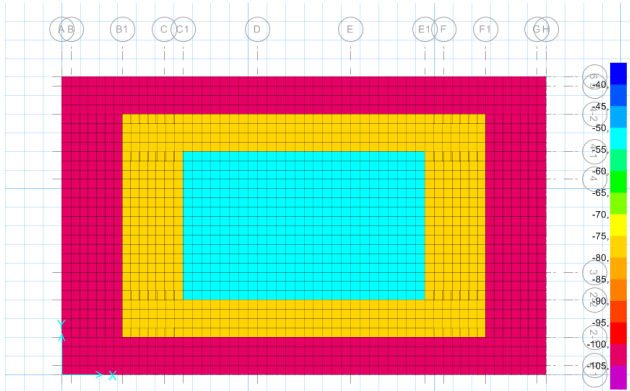
contact pressure – method 6 – $K = 19.92$



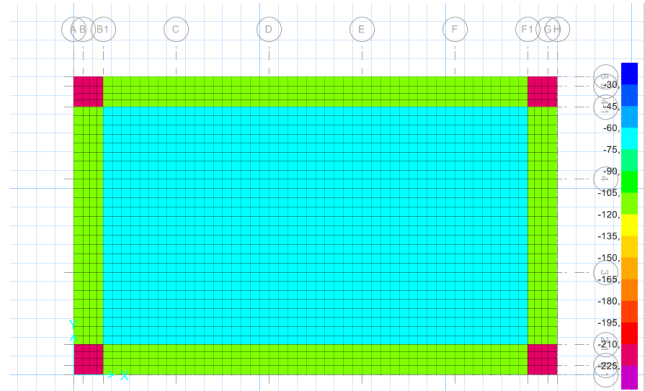
contact pressure – uniform k_s – $K = 19.92$



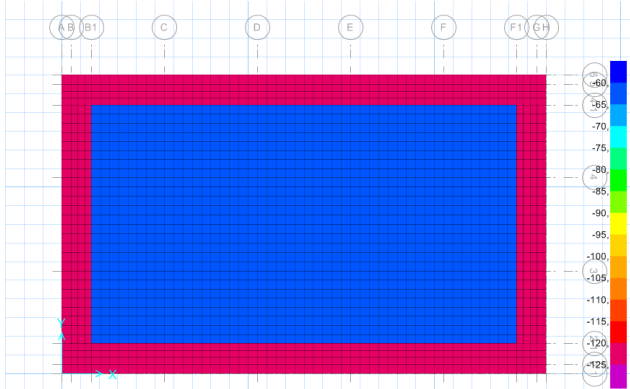
contact pressure – Plaxis 3D Foundation – $K = 19.92$



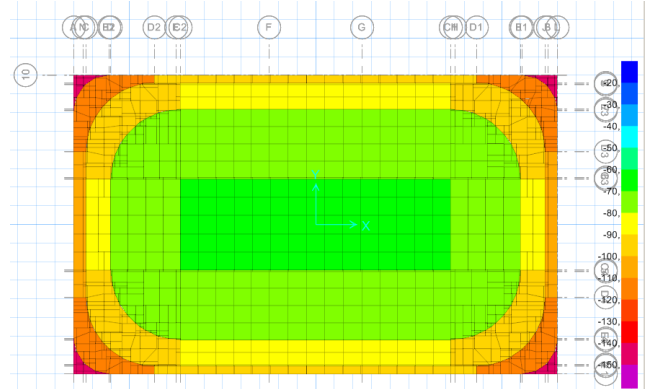
contact pressure – method 1 – $K = 0.16$



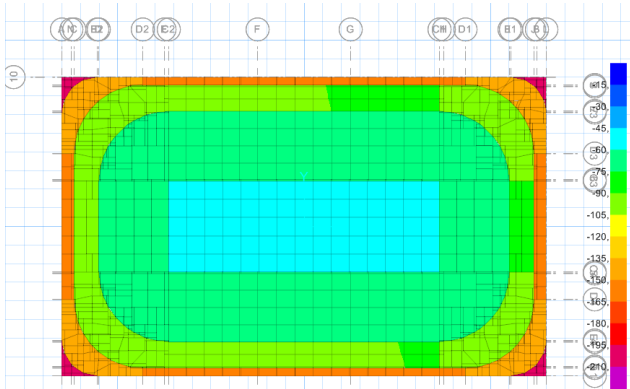
contact pressure – method 2 – $K = 0.16$



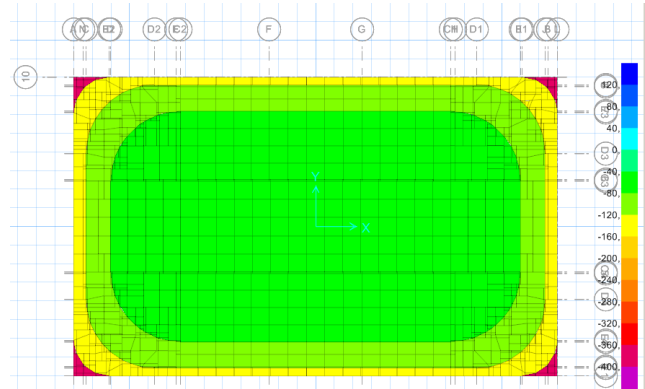
contact pressure – method 3 – $K = 0.16$



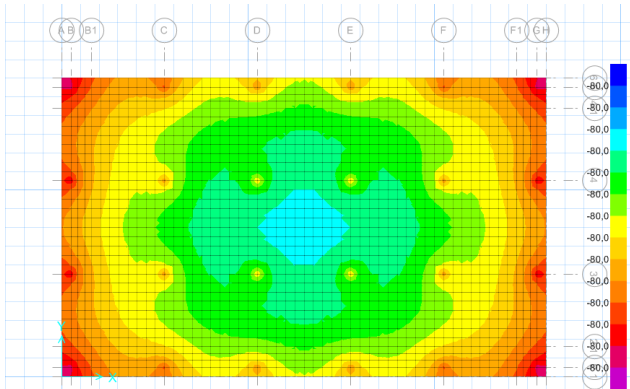
contact pressure – method 4 – $K = 0.16$



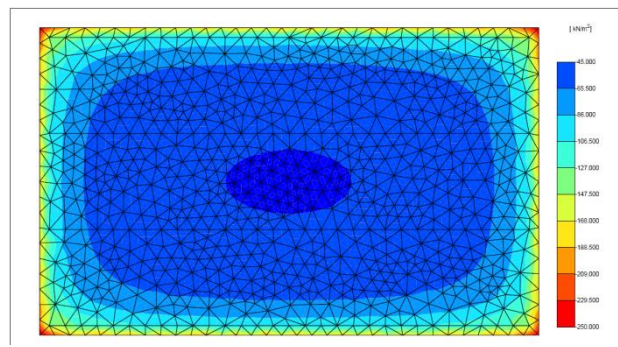
contact pressure – method 5 – $K = 0.16$



contact pressure – method 6 – $K = 0.16$



contact pressure – uniform k_s – $K = 0.16$



contact pressure – Plaxis 3D Foundation – $K = 0.16$

- ACI Committee 336_1989_“Closure to ‘Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats’.”*ACI Struct. J.*, 86_1_, 113–116.
- Biot, M. A., "Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation," *Journal of Applied Mechanics, Transactions American Society of Mechanical Engineers*, Vol. 4, No. 1, Mar., 1937, pp. A1-A7.
- Bowles, Joseph E., 1982. *Foundation Analysis and Design*, 3rd Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, 800 pp.
- Brebner, A., and Wright, W., "An Experimental Investigation to Determine the Variation in the Subgrade Modulus of a Sand Loaded by Plates of Different Breadths," *Geotechnique*, Vol. 3, 1953, p. 307-311.
- Carrier, W. D., and Christian, J. T., "Rigid Circular Plate Resting on a Non- Homogeneous Elastic Half-Space," *Geotechnique*, Vol. 23, No. 1, Mar., 1973, pp. 67-84.
- Daloglu, A.T., Vallabhan C.V.G., 2000, Values of k for slab on Winkler foundation, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, May, P.P. 463-71.
- Department of the Navy, 1982, “Soil Mechanics,” Design Manual NAVFAC DM-7.1. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, pp. 7.1-161 - 7.1-241.
- Dutta, S.C., Roy, R., 2002, A critical review on idealization and modeling for interaction among soil– foundation structure system, *Computers and structures*, Vol. 80, P.P. 1579-94.
- Elachachi et al, 2004, *Computers and Geotechnics*. 8. Biot, M.A., 1937, Bending of infinite beams on an elastic foundation. *J. Appl. Mech. Trans. Am. Soc. Mech. Eng.*, Vol. 59, A1-7.
- Frederick, Daniel, 1957, “Thick Rectangular Plates on an Elastic Foundation,” *Transactions, ASCE*, V. 122. pp. 1069-1085. Also, see Discussion, p. 1086, which corrects conclusions presented in paper.
- Ghali, A., and Neville, A. M.. 1972, *Structural Analysis: A Unified Classical and Matrix Approach*. Intext Educational Publishers(Now Harper and Row), Chapters 17-20.
- Hetenyi, M., 1946. *Beams on Elastic Foundation*. University of Michigan Press. Ann Arbor, pp. 100-106.
- Hicher, P.Y., 1996, Elastic properties of soils, *J. Eng. Mech. ASCE*, August, P.P. 641-7.
- Ho, M. M. K., and Lopes, R., "Contact Pressure of a Rigid Circular Foundation," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, May, 1969, pp. 791-802.
- Horvath, J. S. _1979_. “A study of analytical methods for determining the response of mat foundations to static loads.” Ph.D. dissertation, Polytechnic Institute of New York, Brooklyn, N.Y.
- Horvath, J. S. _1983_. “New subgrade model applied to mat foundations.” *J. Geotech. Engrg.*, 109_12_, 1567–1587.
- Horvath, J. S. _1984_. “Simplified elastic continuum applied to the laterally loaded pile problem—Part 1: Theory.” *Laterally loaded deep foundations: Analysis and performance—STP 835*, E. T. Mosley and C. D. Thompson, eds., ASTM, Philadelphia, 112–121.
- Horvath, J. S. _1988_. “Historical review and critique of mathematical models for plate- and beam-type foundation element subgrades.” *Rep.No. CE/GE-88-4*, Dept. of Civil Engineering, School of Engineering, Manhattan College, Bronx, N.Y.
- Horvath, J. S. _1989_. “Subgrade models for soil-structure interaction.” *Proc., Foundation Engineering Congress*, ASCE, New York, 599–612.
- Horvath, J. S. _1993a_. “Subgrade modeling for soil-structure interaction analysis of horizontal foundation elements.” *ASCE Metropolitan Section Structural and Geotechnical Groups Joint Meeting*, ASCE, New York.

- Horvath, J. S. _1993b_. "Subgrade modeling for soil-structure interaction analysis of horizontal foundation elements." *Rep. No. CE/GE-93-1*, Dept. Civil Engineering, School of Engineering, Manhattan College, Bronx, N.Y.
- M. I. Gorbunov-Posadov, T. A. Malikova, and V. I. Solomin, *Analysis of Structures on Elastic Beds*, Stroiizdat, Moscow (1984).
- Meyerhof, G. G., June 1953. "Some Recent Foundation Research and its Application to Design," *The Structural Engineer (London)*, V. 31, No. 6.
- Newmark, N. M., 1935. "Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations," *Experiment Station Circular No. 24*, University of Illinois, Urbana.
- Poulos, H. G., and Davis, E. H., *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., 1974.
- Reissner, E., "A Note on Deflections of Plates on a Viscoelastic Foundation," *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 25, *Transactions of the American Society of Mechanical Engineers*, Vol. 80, 1958, pp. 144-145.
- Saxena, S. K., "Foundation Mats and Pavement Slabs Resting on an Elastic Foundation-Analyzed Through a Physical Model," thesis presented to Duke University, North Carolina, in 1971, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Selvadurai, A.P.S. (1979). *Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction*, Elsevier, Amsterdam.
- Schultze E, Muhs H (1967) *Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten*. 2nd edn. Springer, Berlin
- Scott, R. F., 1981, *Foundation Analysis*, Prentice-Hall, Inc.. Englewood Cliffs, pp. 150-197.
- S. G. Bezzolev and S. O. Shulyat'ev, "Analyses of variable stiffness coefficients of the soil bed beneath the strip foundation of a high-rise building," *Tr. NIIOSP*, No. 99 (2008).
- Terzaghi. K., Dec. 1955, "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," *Geotechnique (London)*, V. 5, No. 4, pp. 297-326.
- Ulrich, E. J. _1995_. "Subgrade reaction in mat foundation design." *Design and performance of mat foundations; state-of-the-art review*, E. J. Ulrich, ed., ACI, Detroit, 95-116.
- Ulrich, E.J., 1988, "Geotechnical Considerations in Mat Foundation Design," *Structural and Geotechnical Lecture Series*, Illinois section, ASCE, Chicago.
- V. A. Barvashov, E. Z. Boltyanskii, and Yu.Yu. Chinilin, "Computerized study of the behavior of a variable stiffness "bed-foundation-superstructure" system by methods of mathematical modeling (addendum to a paper of the same title in the No. 3 issue of the 1987 journal)," *Osn., Fundam.Mekh.Gruntov*, No. 6 (1990).
- V. A. Barvashov, "Sensitivity of the 'bed-structure' system," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 3 (2007).
- V. A. Barvashov, "Problem of analyzing settlements based on recommendations of Building Code 50-101-2004," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 1 (2006).
- V. A. Barvashov, "On the geometrization of laminar soil masses," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 5 (2006).
- V. G. Fedorovskii and S. G. Bezzolev, "Settlement prediction for shallow foundations and selection of bed models for slab analysis," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 4, 10-18 (2000).
- V. I. Sheinin, E. P. Sarana, S. A. Artemov, and A. V. Favorov, "Algorithm and software for engineering analysis of foundation-slab settlements with allowance for load irregularities on the bed and nonuniformity of the mass," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 5 (2006).
- V. N. Shirokov and A. K. Murashev, "Calculation of bed settlements with allowance for the structural strength of the soils," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 5, 21-23 (1988).

V. P. Petrukhin, I. V. Kolybin, and V. I. Sheinin, "Geotechnical characteristics of the design and construction of high-rise buildings," *Vysot.Zdaniya*, No. 1 (2007).

Vesic, A. B., "Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis," *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 1961, pp. 845-850. .

Vesic, A. B., "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 87, No. EM2, Apr., 1961, pp. 35-53.

Vesic, A. B., and Johnson, W. H., "Model Studies of Beams Resting on a Silt Subgrade," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 89, No. SMI, Feb., 1963, pp. 1-31.

Vesic, A. S., and Saxena, S. K., "Analysis of Structural Behavior of AASHO Road test Rigid Pavements," *NCHRP Report No. 97*, Highway Research Board, Washington, D.C., 1970.

V. V. Orekhov, "Consideration of building construction when calculating foundation settlement and coefficients of subgrade reaction of the bed," *Osn.Fundam.Mekh.Gruntov*, No., 4 (2007).

V. V. Mikheev, M. I. Smorodinov, and R. V. Serebryanyi, "Zones of plastic deformation in beds," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 3 (1961).

Winterkorn, Hans F., and Fang, Hsai-Yang. 1975, *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Co., New York, pp.481-555.

Zienkiewicz. O. C., 1977, *The Finite Element Method*, 3rd Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, 808 pp. This report was submitted to letter ballot of the

Z. Kriksunov, A. V. Perel'muter, M. A. Perel'muter, A. I. Sementsov, and V. G. Fedorovskii, "CROSS – a program for determination of coefficients of subgrade reaction," *Osn., Fundam. Mekh.Gruntov*, No. 1 (2002).