

Анализ расчета осадок зданий и сооружений

по методам актуализированных редакций

СНиП 2.02.01-83*(СП 22.13330.2011) «Основания зданий и сооружений»

и СНиП 2.02.03-85(СП 24.13330.2011) «Свайные фундаменты»

Сравнение с методами предшествующих нормативных документов:

СП 50-101-2004 и СП 50-102-2003

- В СП 50-101-2004 и СП 22.13330.2011 для расчета осадок фундамента нужно определить глубину сжимаемой толщи основания H_c , которая **принимается постоянной** (???) по всей площади фундамента. Но **условие $\sigma_z = k \gamma z$ дает существенно различные H_c под различными точками фундамента.**
- Если все же принять **$H_c = const$** , то в какой точке? Для прямоугольных в плане фундаментов эта точка - геометрический центр. Для кольцевого фундамента такой центр лежит вне фундамента. Для фундаментов более сложных форм в плане, а таких становится все больше, вопрос о выборе **H_c** в СП 50-101-2004 и СП 22.13330.2011 не рассматривается.
- А как быть с **H_c** для разновысоких зданий на одной общей плите?
- В СП 22.13330.2011 для **разных категорий** сооружений введены **две** разных модели: **сжимаемая толща линейно-деформируемого полупространства** (СТЛДП), а для предварительных расчетов неотчетственных сооружений – **линейно-деформируемый слой** (ЛДС). Между тем, расчеты с использованием этих моделей **одинаково трудоемки**. А ЛДС более достоверна в случае залегания скалы на небольшой глубине, но этот случай не рассмотрен.

Сейчас в СП 2010 принято $k=0.5$ при любой ширине фундамента, т.е. как в СНиП 2.02.02-85. «Основания гидротехнических сооружений», Но в СНиП 2.02.02-85– модуль деформации меняется скачком

$$E_i = E'_i \beta_{0,i} m_0 \quad \beta_{0,i} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu};$$

$$m_0 = m_c m_{pl};$$

m_c – коэффициент, учитывающий размеры фундамента и принимаемый равным 1 для сооружений, имеющих ширину менее 20 м или площадь менее 500 м²; в других случаях коэффициент m_c определяется по формуле

$$m_{c,i} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{\frac{n_i}{2}},$$

Расчет осадок для однородного основания выполняется с использованием осредненного по глубине модуля деформации

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \alpha_{1,i} h_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_{1,i} h_i}$$

Нелинейность

1. Неверен термин "линейно-"деформируемый слой (ЛДС) «линейно-"деформируемое» полупространство (ЛДП), т.к. осадки основания зависят от прилагаемой нагрузки **нелинейно**.

Пример

$$\text{Сжимаемая толща в одномерной задаче} \quad H_1 = \frac{p}{k\gamma} \quad (1)$$

p – равномерная нагрузка на основание; γ – объемный вес грунта; $k=0.5$

Осадка зависит от нагрузки по квадратичному, т.е. нелинейному закону

$$s_H = \frac{pH_1}{E_0} = \frac{p^2}{k\gamma E_0} \quad (2)$$

где E_0 – модуль деформации основания.

Учет образования зон разрушения грунта под краями фундамента увеличивает нелинейность осадок

Критерий «расчетное сопротивление грунта основания» давно устарел.

Расчетное сопротивление грунта основания R

Формула Пузыревского для глубины «пластических» зон

$$p = \frac{\pi(\gamma z_{MAX} + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + h)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

При $Z_{max}=b/4$ получаем $p=R$

Эволюция критерия линейной деформируемости грунтового основания с 1962 по 2010 г.: появление новых коэффициентов и логических условий

СНиП II-Б.1-62	СНиП II-15-74	СНиП 2.02.01-83	СП 50-101-2004	СП 0000 2010
Нормативное давление на основание п. 5.10, (12,13) A, B, D c^H, φ^H, γ^H	Расчетное давление на основание п.3.50 A, B, D h_0 $c_{II} \varphi_{II} \gamma_{II}$ m_1, m_2 k_u	Расчетное сопр. грунта основания п.2.34 $M\gamma, Mq, Mc,$ d $c_{II} \varphi_{II} \gamma_{II} \gamma'_{II}$ $\gamma_{c1} \gamma_{c2}$ k, k_d, k_z	Расчетное сопр. грунта основания п.5.5.8 $M\gamma, Mq, Mc$ d_p, d_b $c_{II} \varphi_{II} \gamma_{II} \gamma'_{II}$ $\gamma_{c1} \gamma_{c2}$ k, k_d $k_z=1$ если $b < 10\text{м}$ $k_z=8/b+0.2$ если $b \geq 10\text{м}$	Расчетное сопр. грунта основания п.5.6.7 $M\gamma, Mq, Mc$ d_p, d_b $c_{II} \varphi_{II} \gamma_{II} \gamma'_{II}$ $\gamma_{c1} \gamma_{c2}$ k, k_d $k_z=1$ если $b < 10\text{м}$ $k_z=8/b+0.2$ если $b \geq 10\text{м}$

В СНиП и СП вместо **простой** формулы Пузыревского дана таблица с **136** значениями коэффициентов $M\gamma, Mq$ и Mc и **Приложение Д с 10 таблицами** для определения расчетного сопротивления.

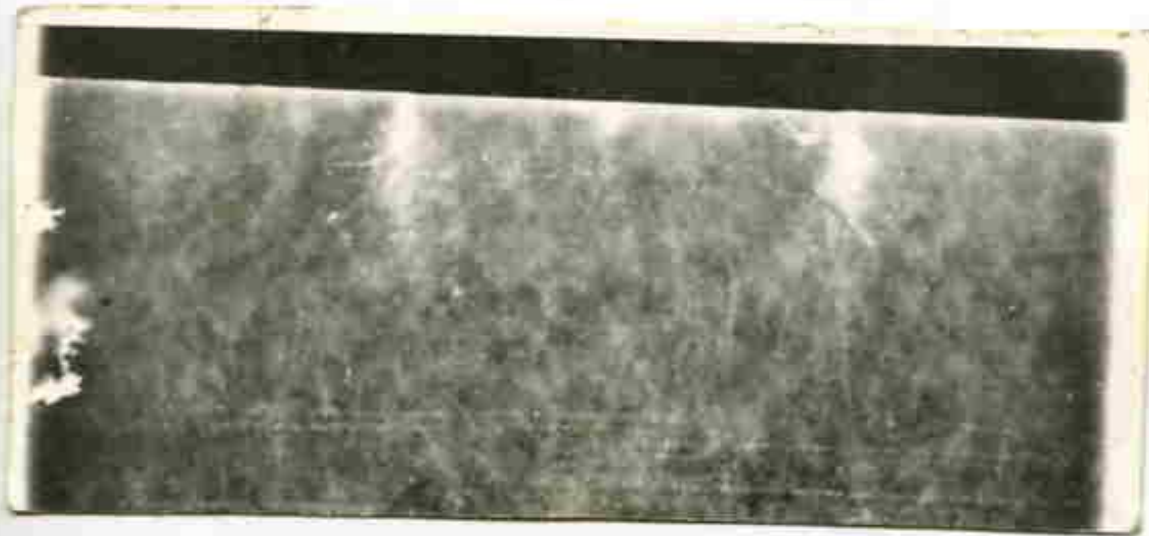
При использовании "ЛДС" и "СТЛДП" **не учитывается образование зон разрушения грунта (прорезка)** под краями фундамента. В строгих решениях контактные давления, под краями фундамента бесконечны, что затрудняет использование численных методов, приводит к искажению результатов расчета усилий в фундаментах, прогибов, кренов и осадок.

Благодаря прорезке контактные давления под краями фундамента конечны, Прорезка дает свой **вклад в нелинейность** зависимости «нагрузка-осадка» особенно для оснований, сложенных слабыми грунтами

Прорезка – простейший способ учета образования зон разрушения под краями фундамента



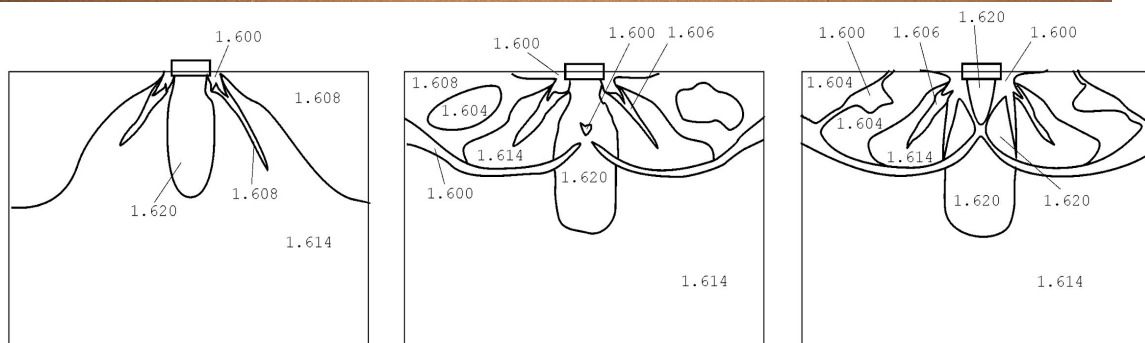
Михеев, Серебряный, Смородинов ОФМГ 1961



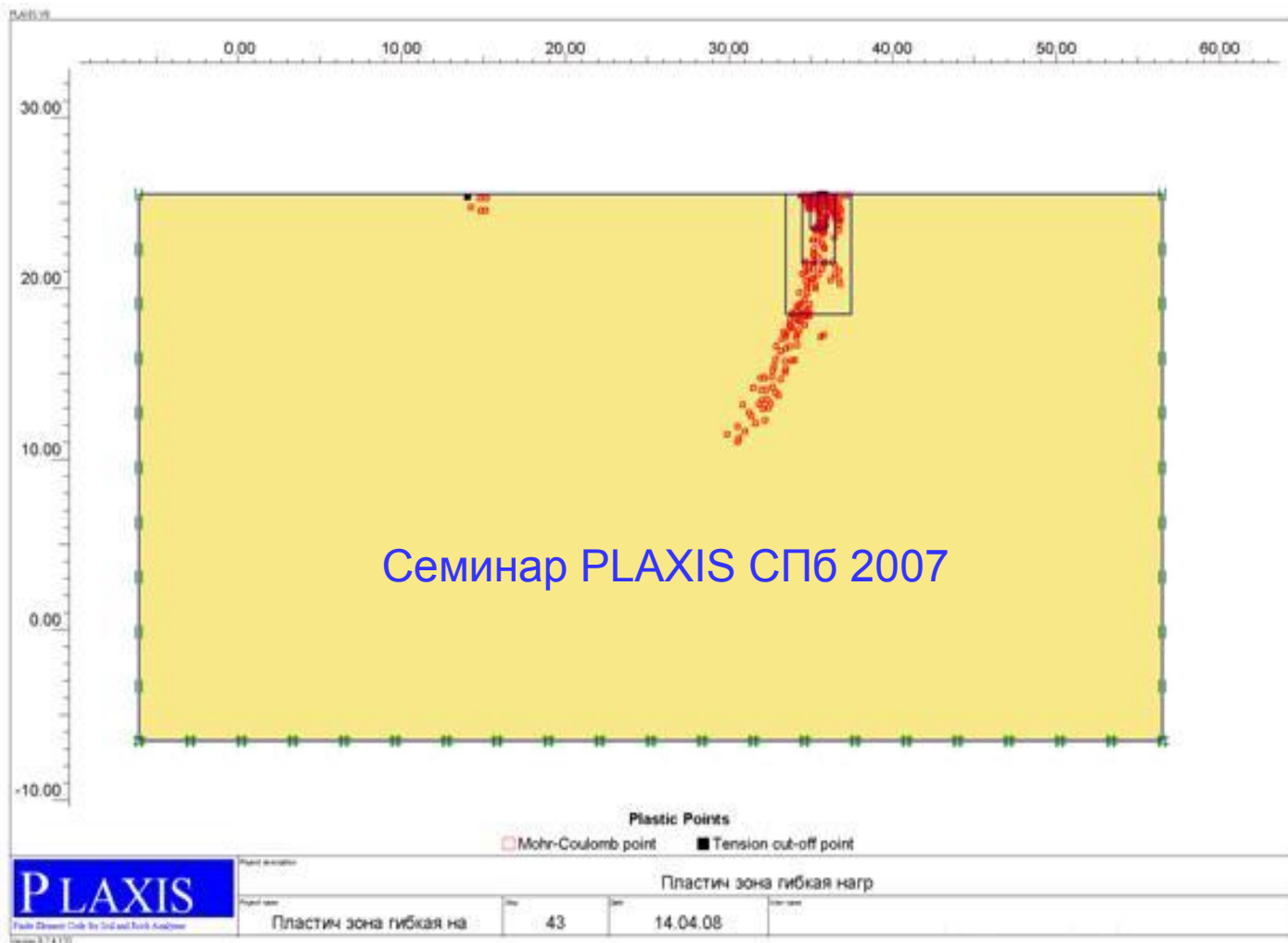
«Прорезка» грунта под краями

штампа

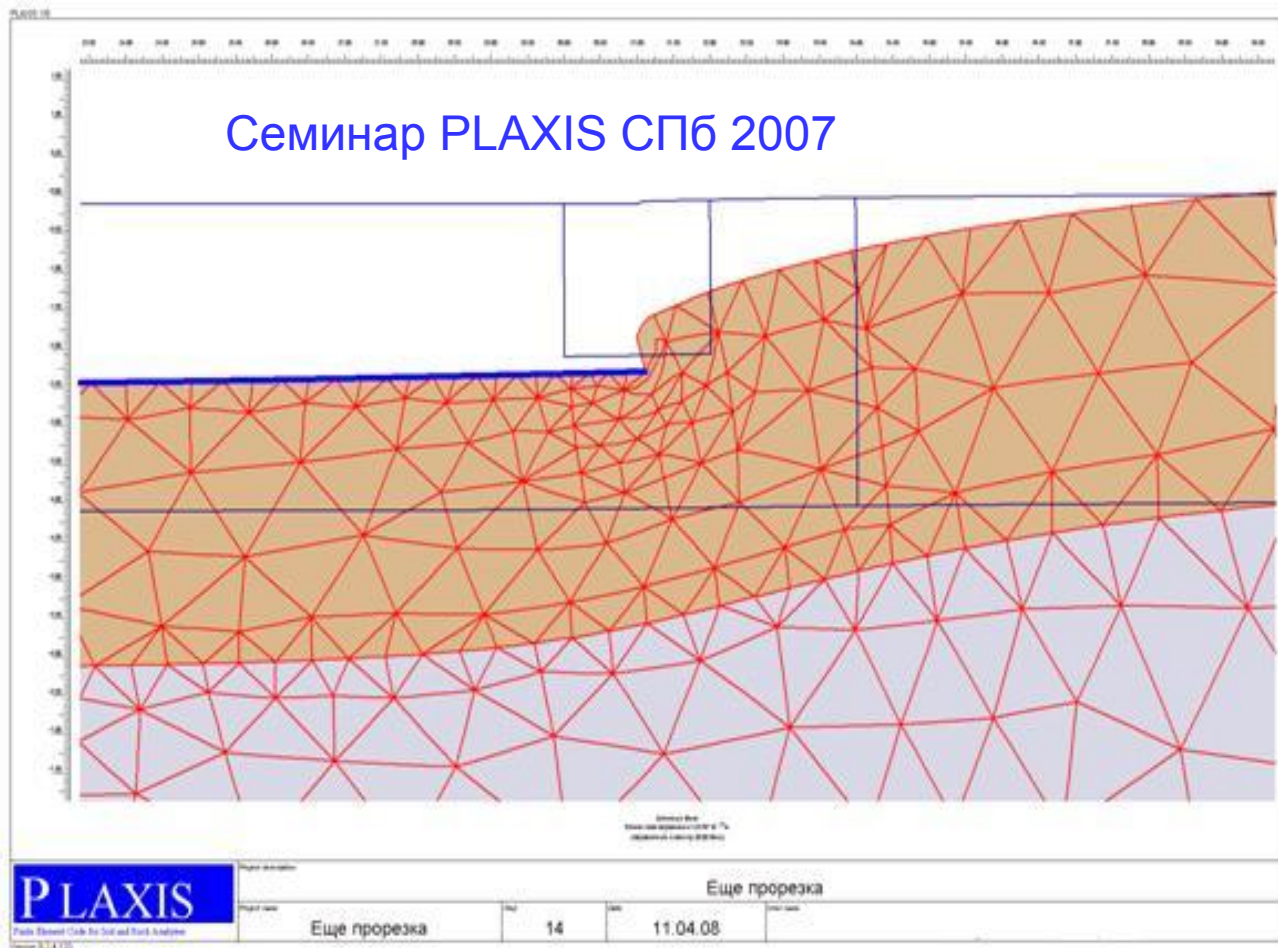
ОФМГ 2007, семинар PLAXIS СПб 2007



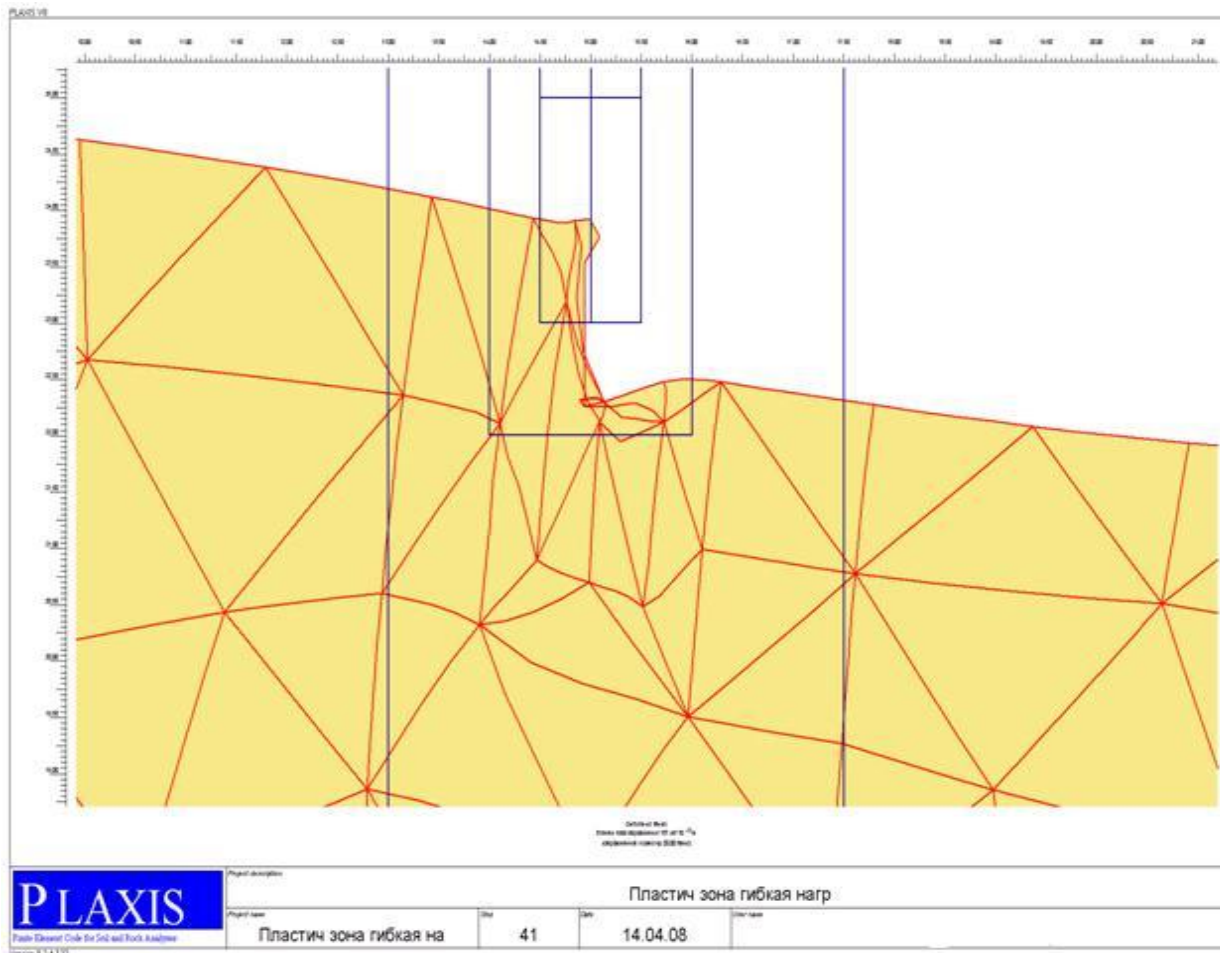
Болдырев и Никитин ОФМГ 1987



Плоская задача, равномерная нагрузка, слева грубое разбиение, а справа мелкое разбиение на МКЭ (вложенные друг в друга кластеры)

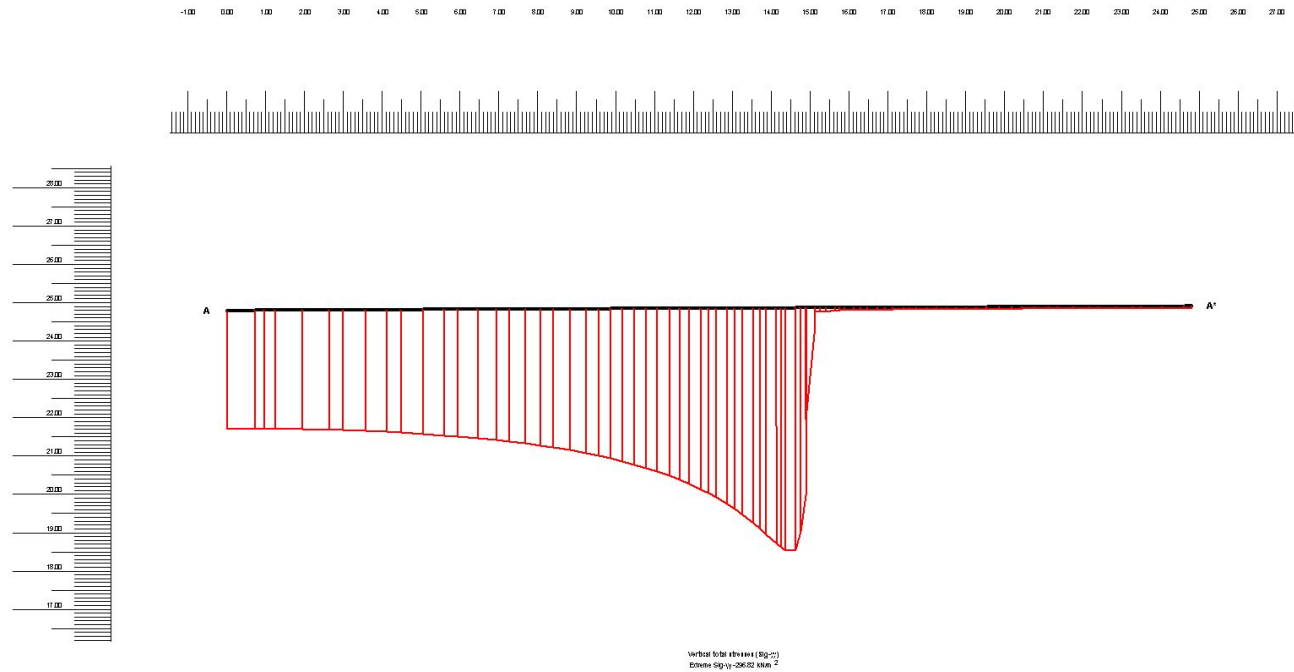


Скачок перемещений поверхности грунта под краем фундамента



Семинар PLAXIS СПб 2007

Край нагрузки. Сетка МКЭ сильно деформирована, разрыв грунт намечается, но не реализуется. Равномерная нагрузка $q=0.4$ МПа.



Семинар PLAXIS СПб 2007

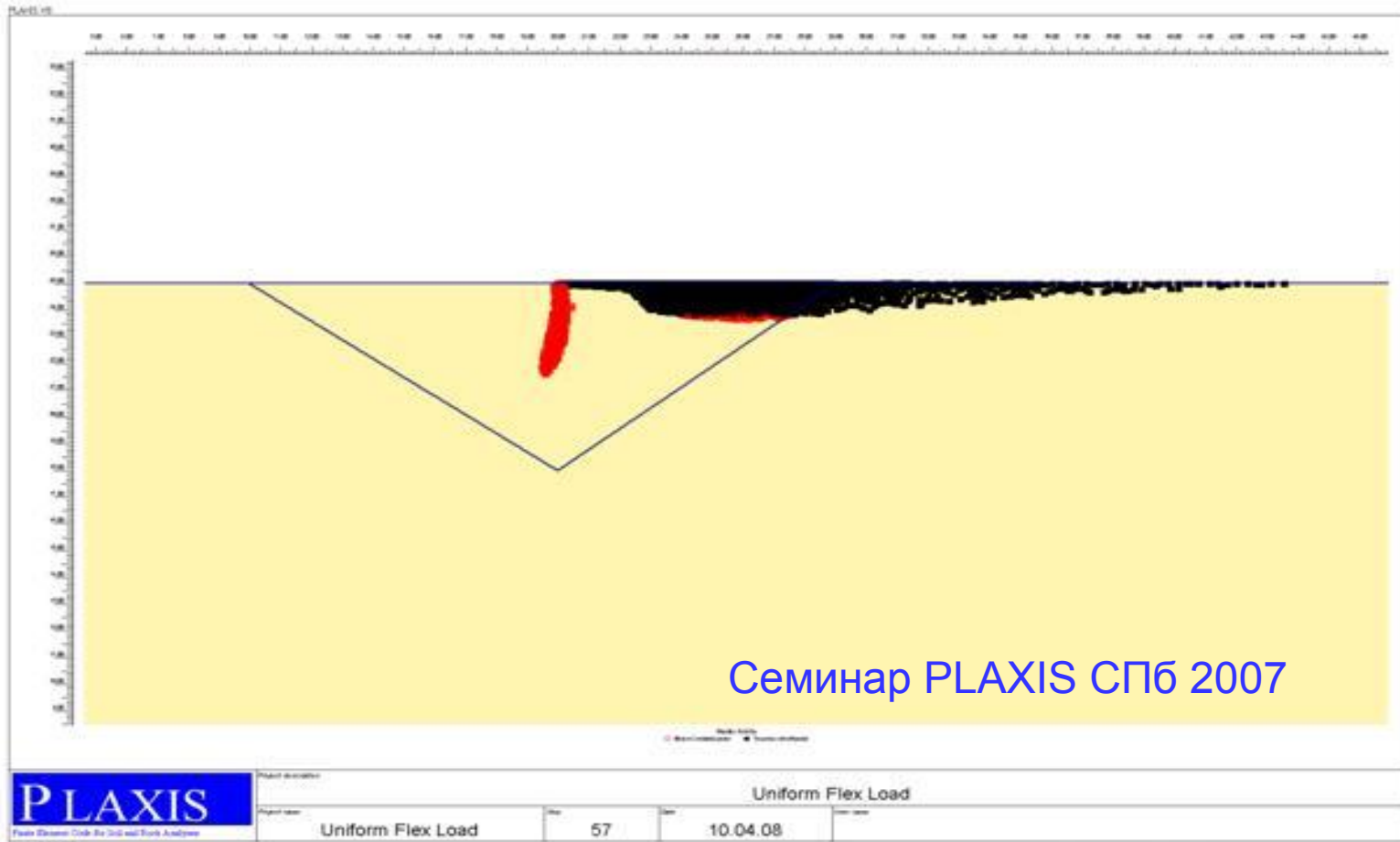


Project description		Штамп		
Project name	Шаг	Date	User name	
Штамп	17	25.03.08	Koxhiyoki Kabuto, Japan	

Распределение контактных давлений под штампом в осесимметричной задаче

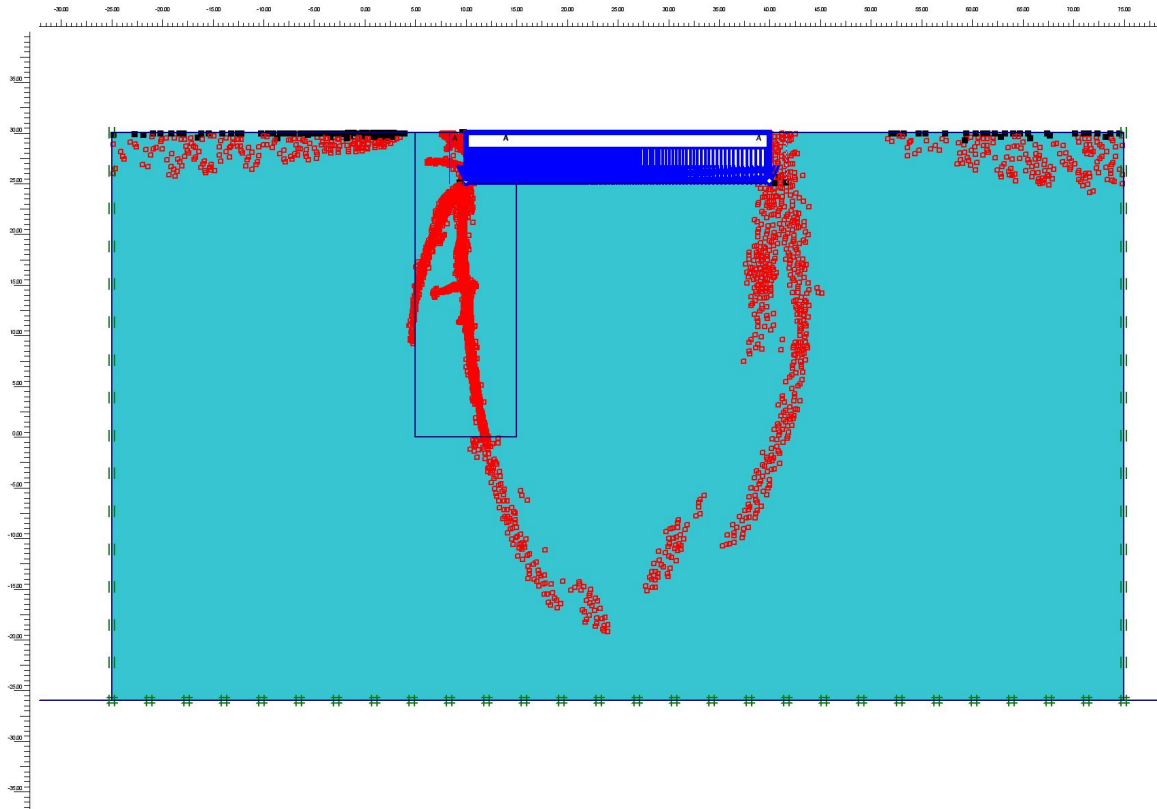


Расчет 11. **2D**. Жесткий фундамент шириной 30 м, $q=5$ кПа, Грунт: $E=30$ МПа, $c=5$ кПа, $\phi=33^\circ$. Даже при малой нагрузке возникают пластические зоны, форма которых зависит от измельчения сетки



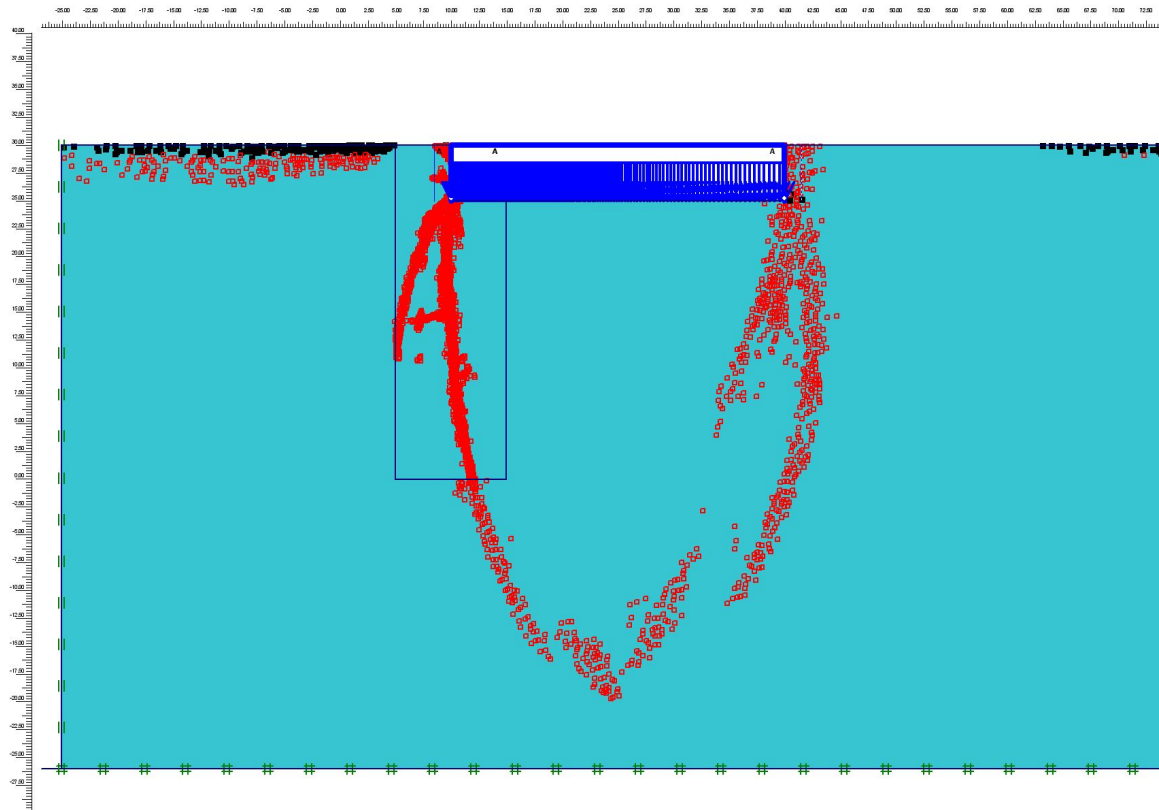
Осесимметричная задача. Равномерная нагрузка.
 Пластическая зона Кулона-Мора под краем штампа и
 растяжение за пределами нагруженной зоны

$$F_i=38^\circ \quad c=0.2 \text{ Тс/М}^2 \quad R_0=222.5 \text{ Тс/М}^2$$



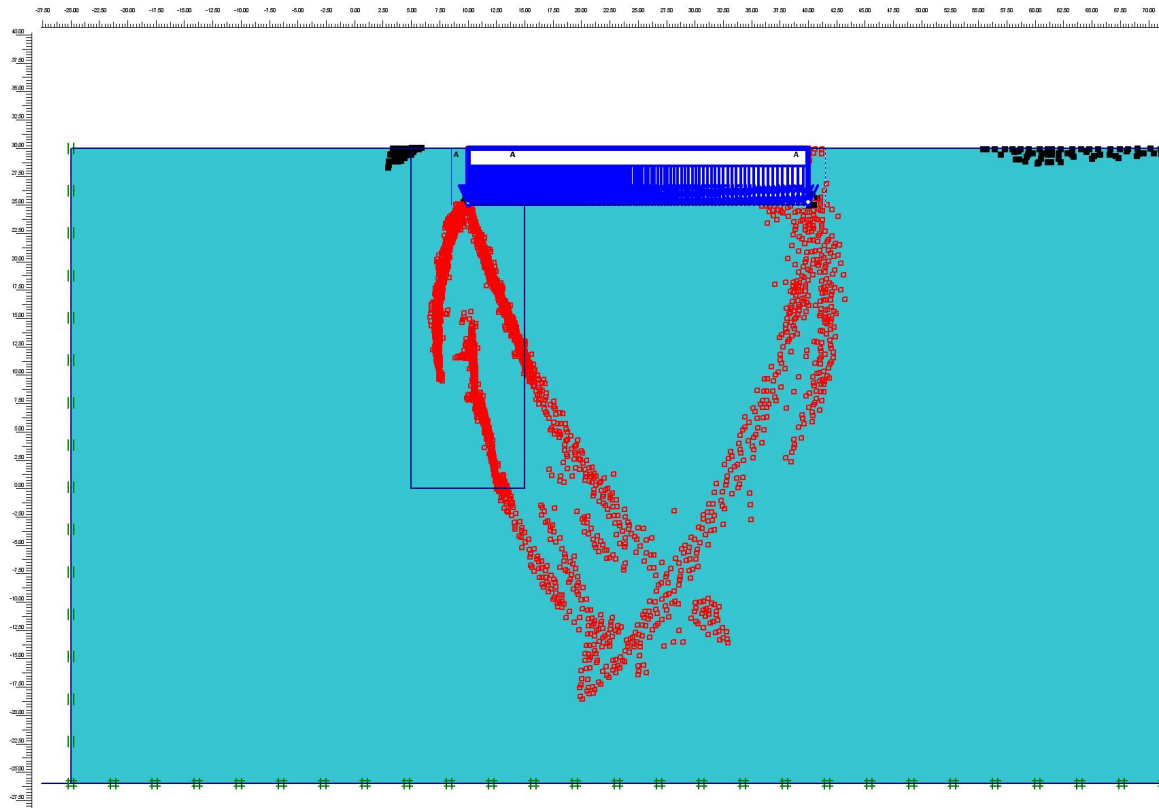
PLAXIS. Пластические зоны от равномерной нагрузки, равной R - расчетному сопротивлению грунта основания

$$F_i=36^0 \quad c=0.4 \text{ тс/м}^2 \quad R_0=194,6 \text{ тс/м}^2$$



PLAXIS. Пластические зоны от равномерной нагрузки, равной расчетному сопротивлению грунта основания

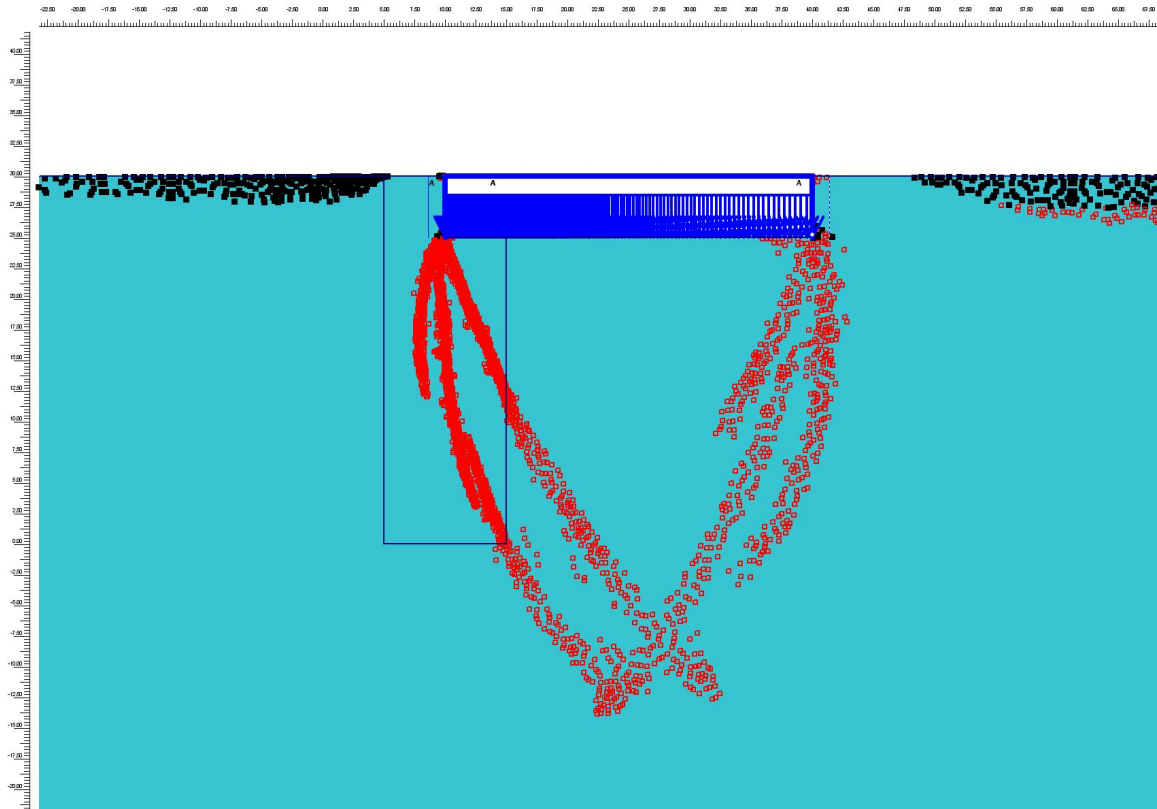
$$F_i = 27^\circ \quad c = 1,5 \text{ тс/м}^2 \quad R_0 = 111,6 \text{ тс/м}^2$$



PLAXIS. Смыкание пластических зон под равномерной нагрузкой, равной расчетному сопротивлению грунта основания R_0 .

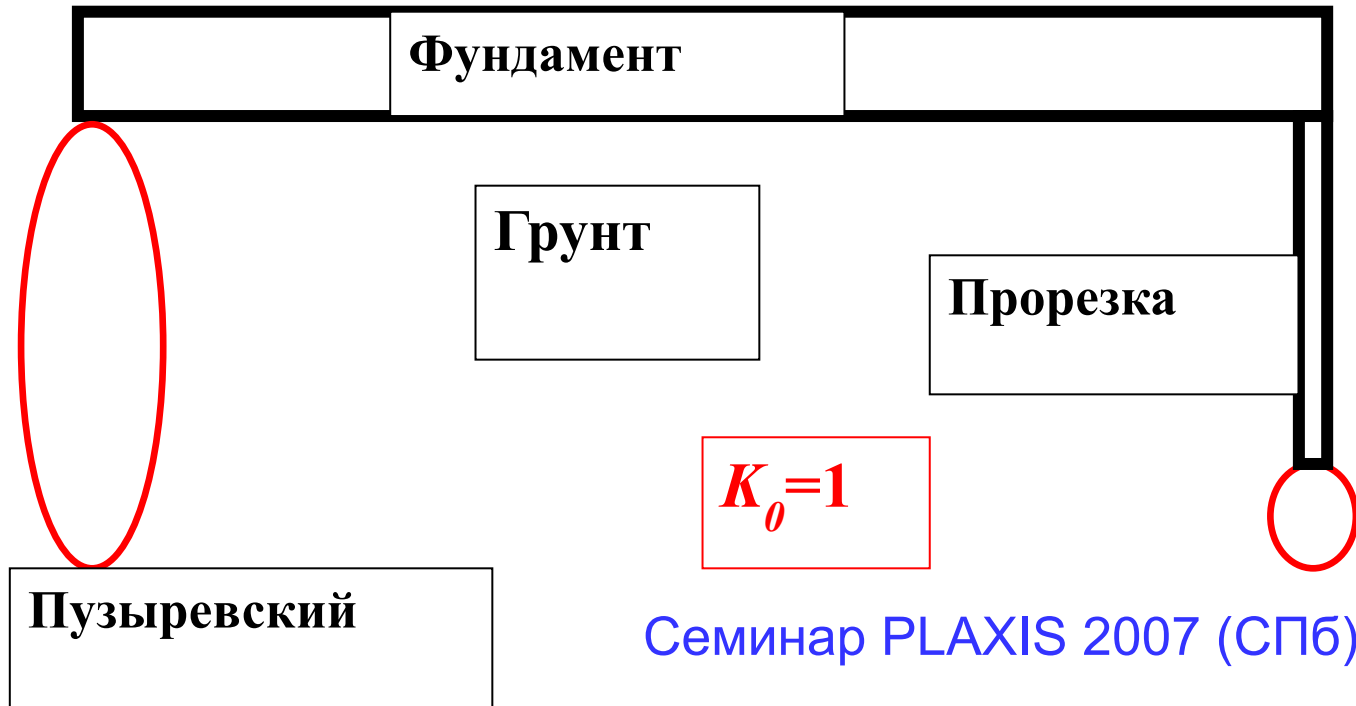
Под левым краем нагрузки мелкая, а под правым - крупная сетка КЭ.

$$F_i = 24^\circ \quad c = 1,3 \text{ ТС/М}^2 \quad R_0 = 90.1 \text{ ТС/М}^2$$



PLAXIS. Пластические зоны от равномерной нагрузки, равной расчетному сопротивлению грунта основания. Под левым краем фундамента мелкая сетка КЭ

Определение глубины прорезки



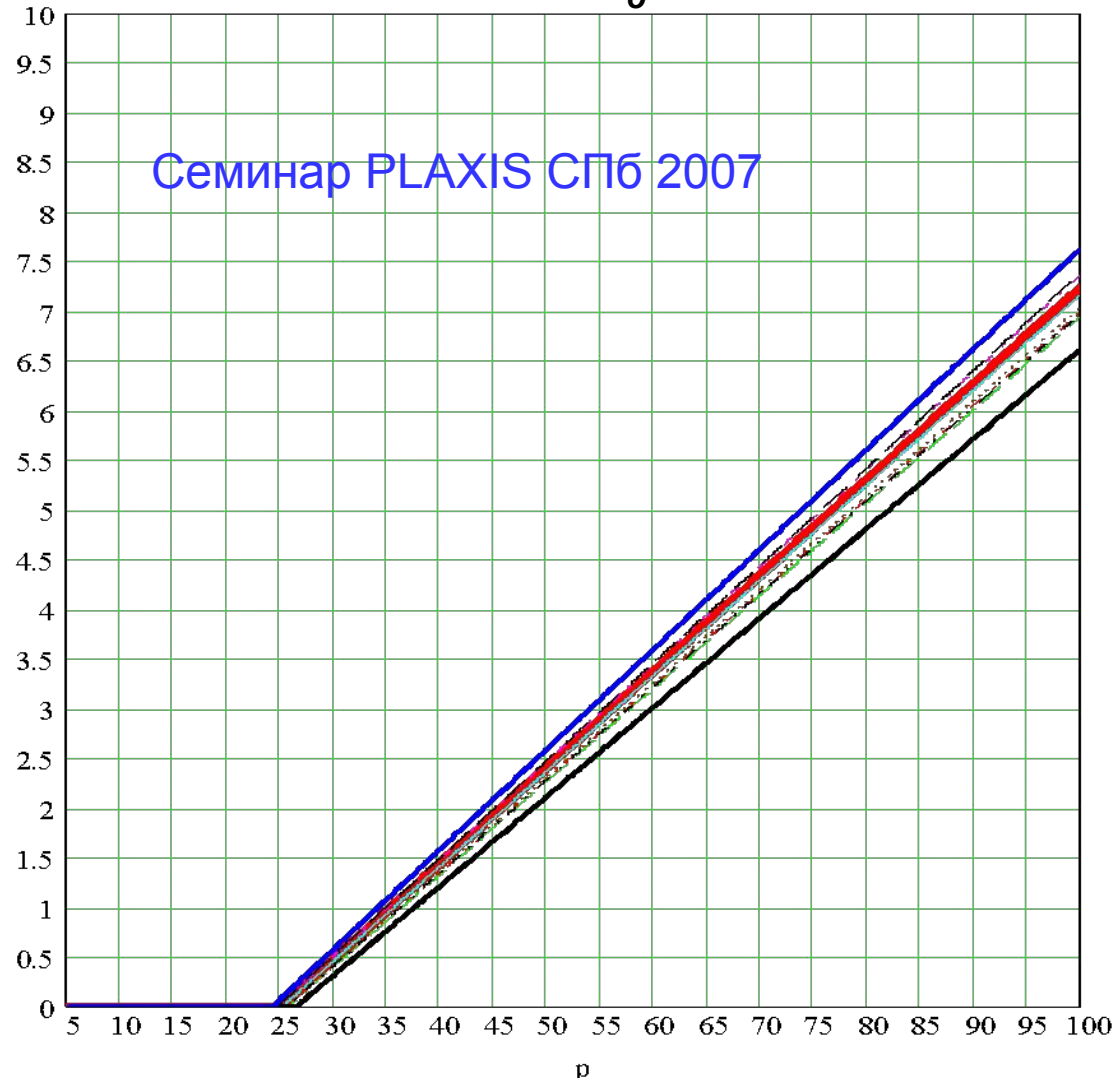
Замена «пластической» зоны Пузыревского на прорезку с точечной пластической зоной на нижнем конце.

Глубина «ПЗ» Пузыревского \leq глубина реальной ПЗ \leq глубина прорезки, т.е «ПЗ» Пузыревского=глубина реальной ПЗ=глубина прорезки

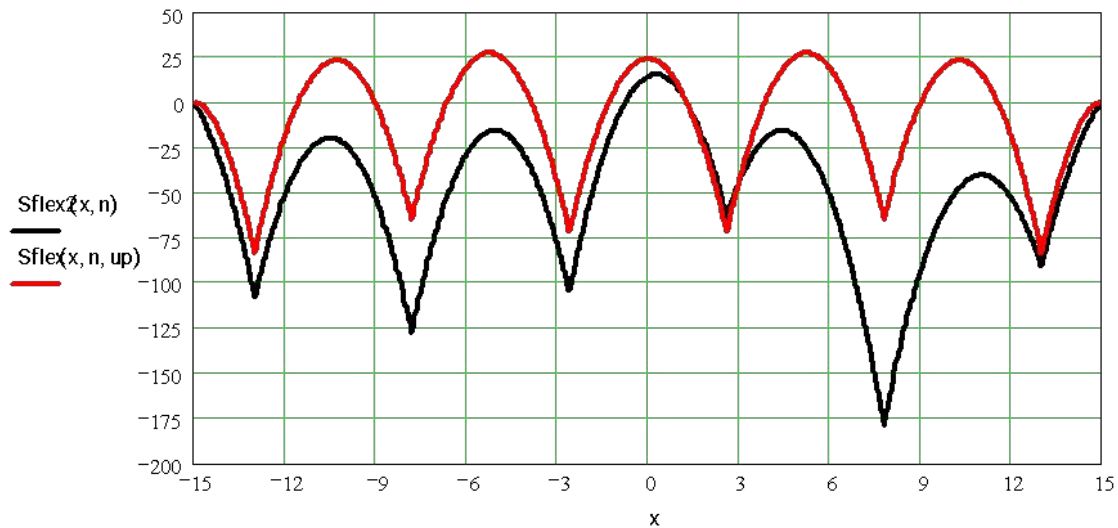
Без прорезки нельзя. Математическое моделирование показало, что усилия в фундаменте искажаются, если не учитывать прорезку.

Зависимость глубины прорезки при разных способах определения K_o

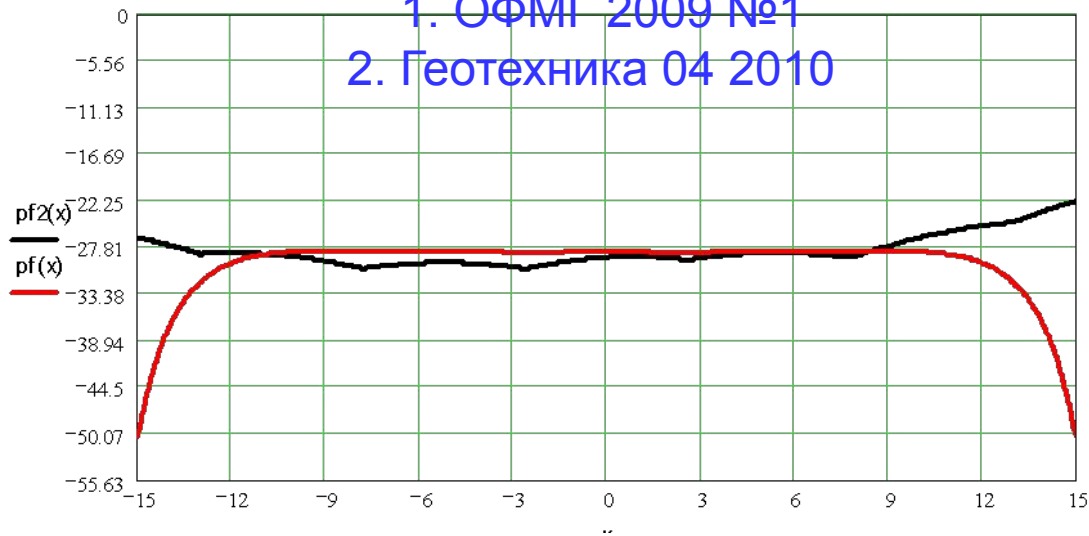
- $H_0(p, \text{Jaky})$
—
- $H_0(p, \text{Chernyaev})$
- - -
- $H_0(p, \text{Stroganov})$
—
- $H_0(p, \text{Berger})$
—
- $H_0(p, \text{Zidek})$
—
- $H_0(p, \text{Hartmann})$
- - -
- $H_0(p, \text{JakyHartmann})$
—
- $H_0(p, \text{Puzyrevsky})$
- - -
- $H_0(p, \text{Spalving})$
—
- $H_0(p, 1)$
—
- $H_0(p, 0.3)$
—
- $H_0(p, 1.5)$
- - -



Сб. 75 лет НИИОСП 2006

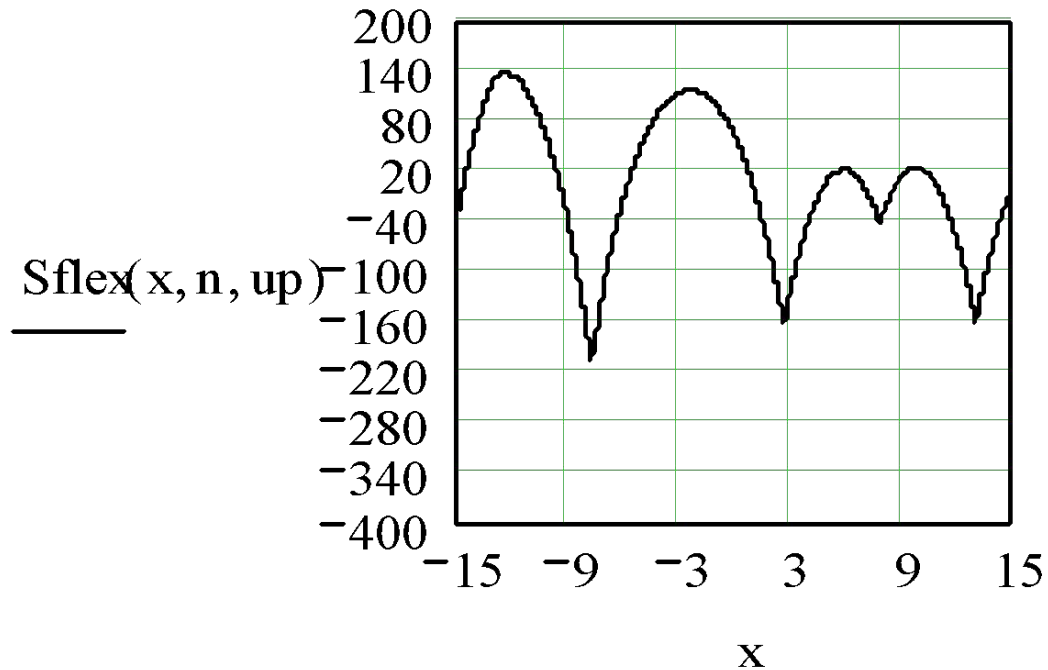


1. ОФМГ 2009 №1
 2. Геотехника 04 2010



$pf(15) = -50.628$

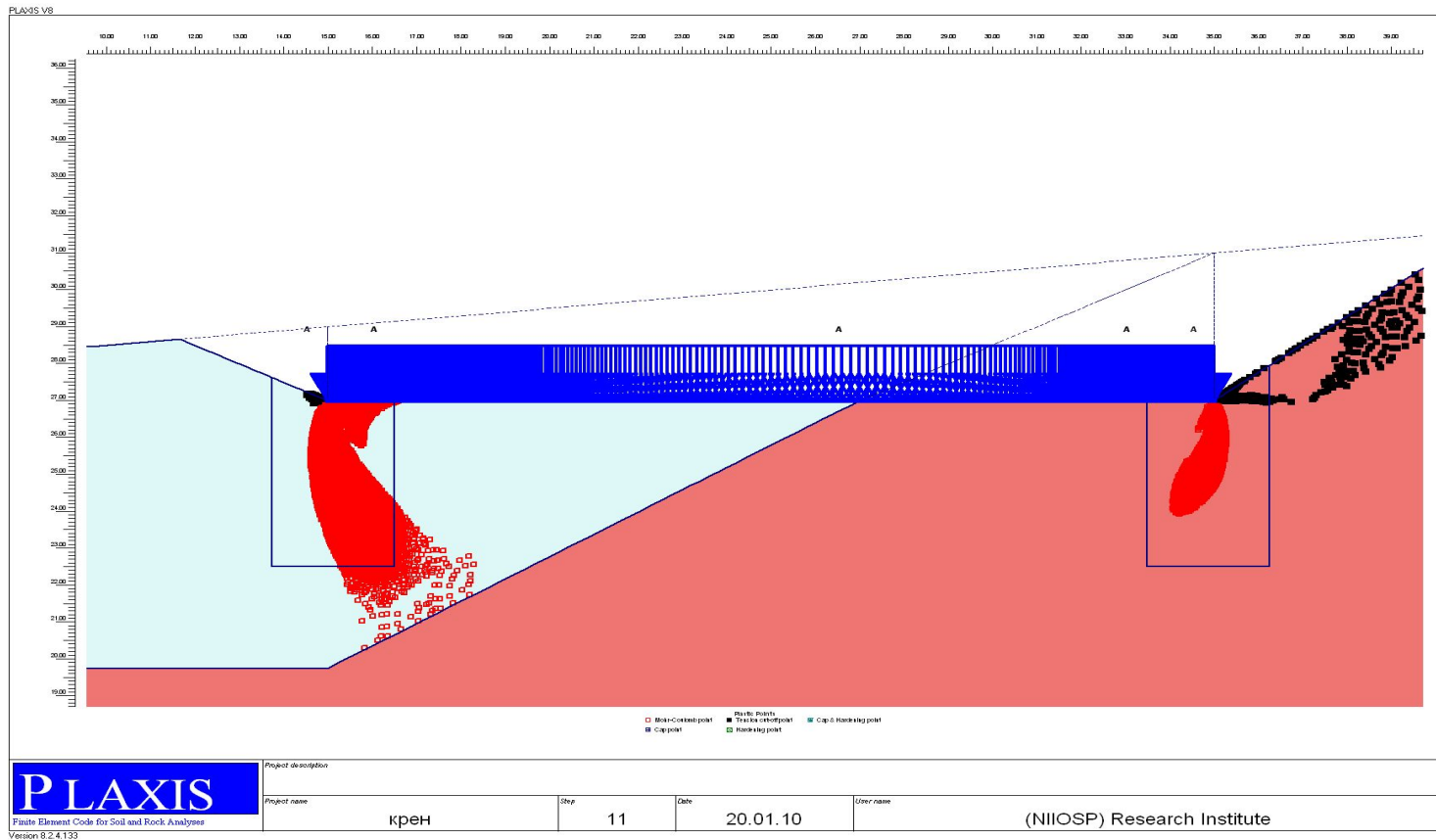
Неучет прорезки (черная эпюра) искажает результаты расчета



Расчет 13. **2D.** Искажение эпюры изгибающих моментов в фундаменте при незначительной глубине прорезки - 0.1 м. При нулевой прорезке система разрешающих уравнений коллапсирует

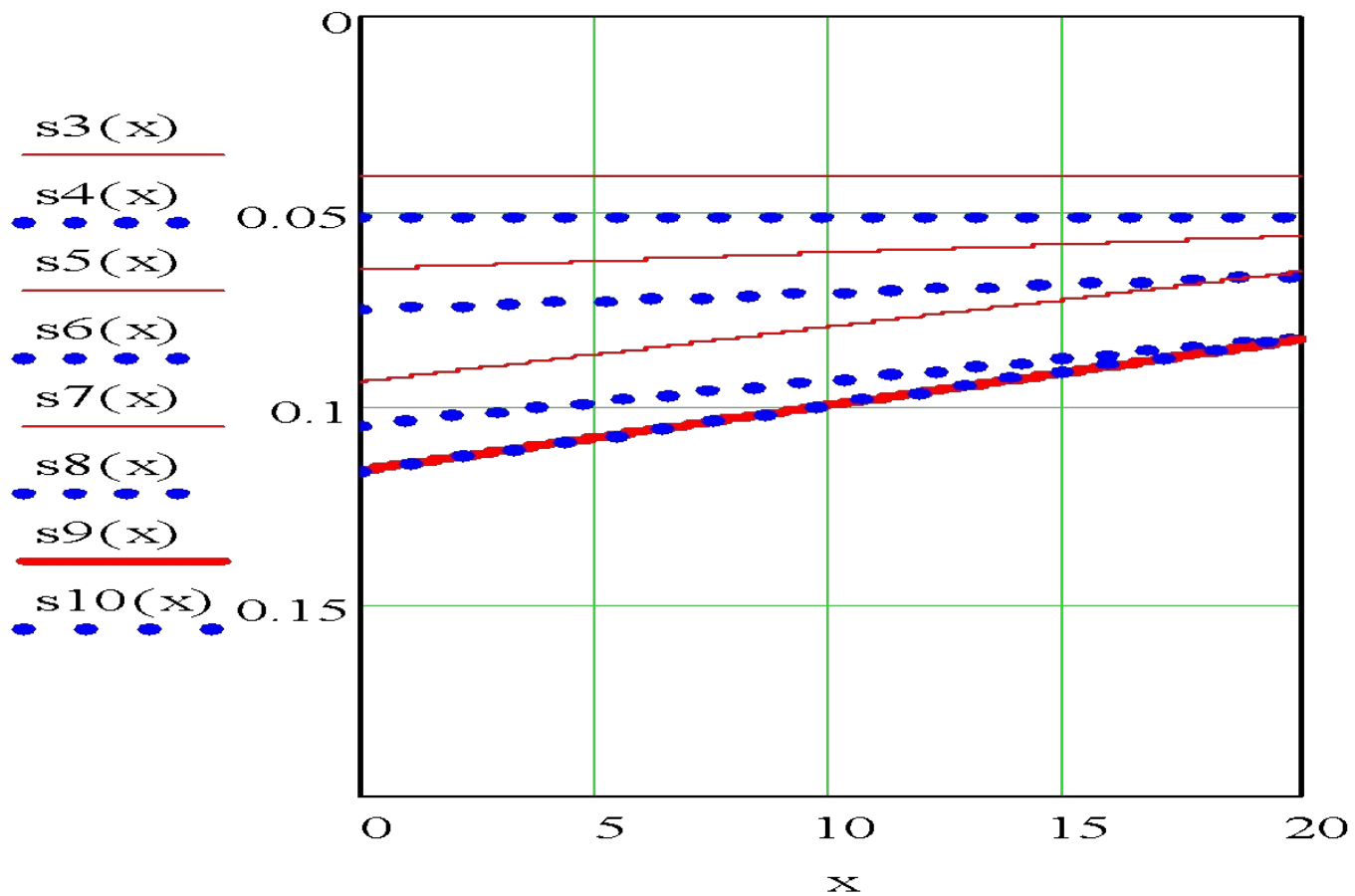
ОФМГ 2009 №1 и ранее

При различных значениях c и φ под краями фундамента возникают крены. Здесь различия c и φ были взяты по разбросу из инж-геол отчета

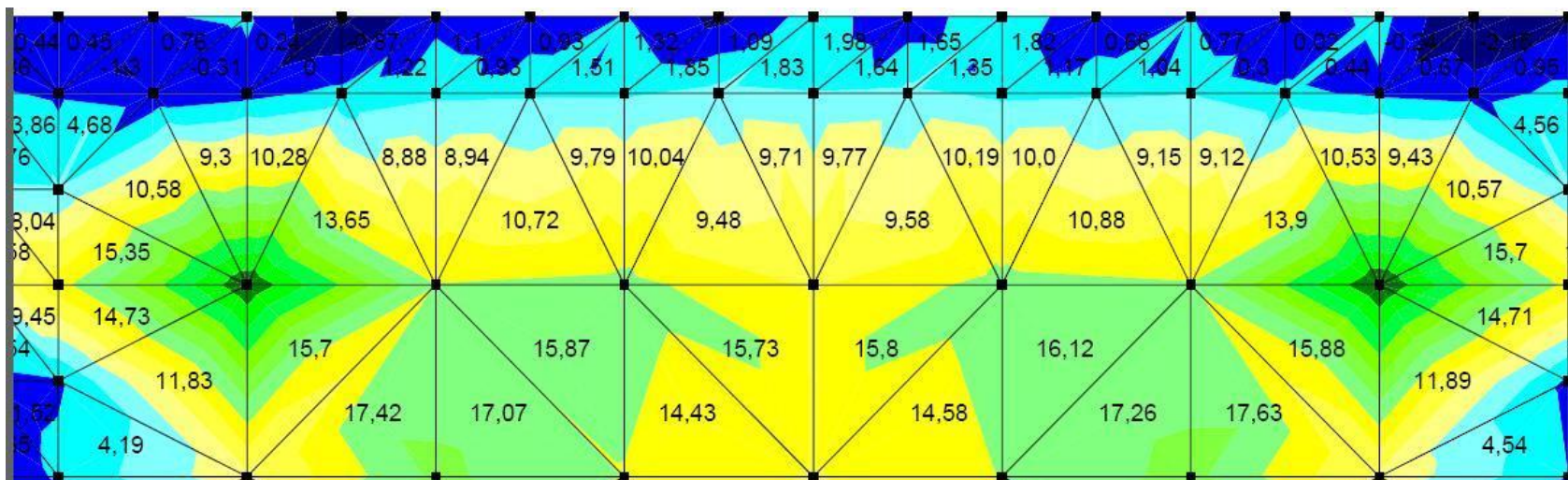


GeoMos 2010

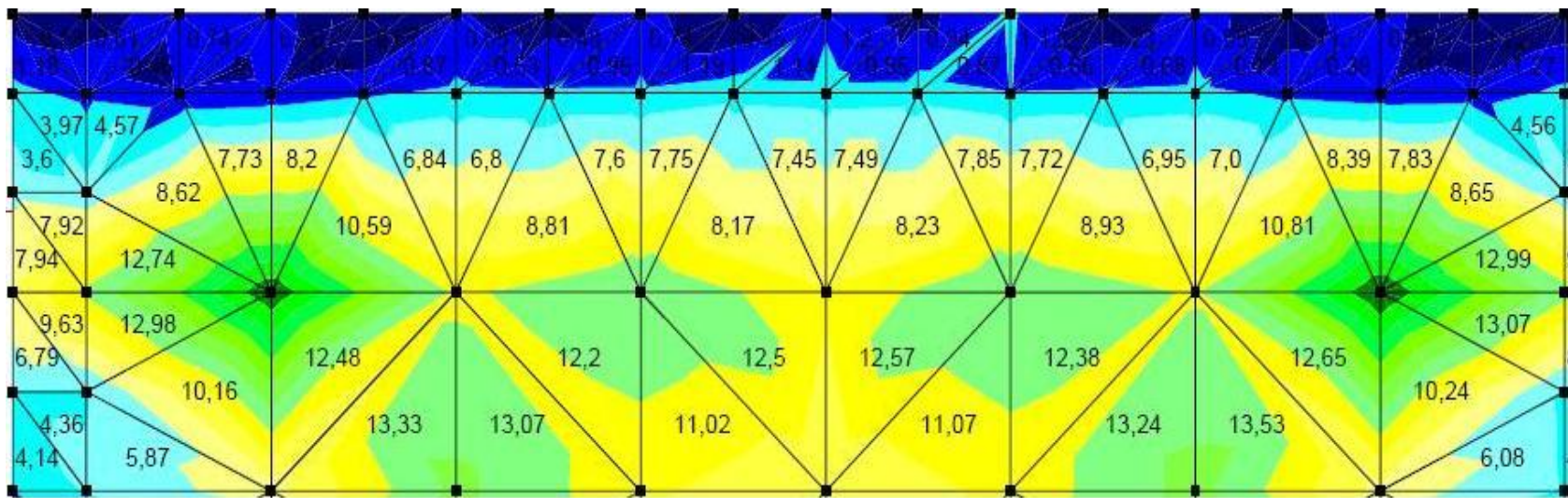
Крены фундамента из-за разброса σ и φ по данным изысканий



Полоса у верхнего края плиты **Сб. НИИОСП 2008 г.**

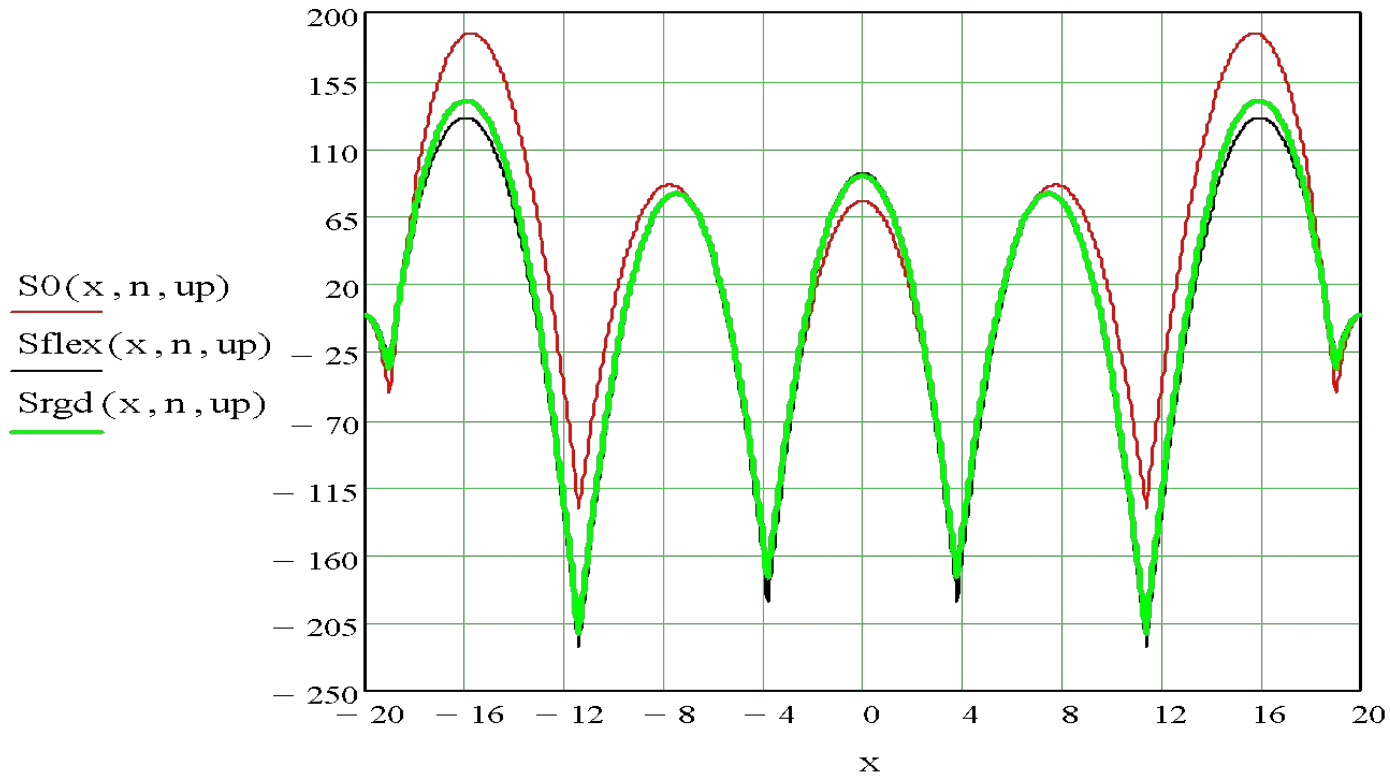


Фрагмент изополей M_x **без учета прорезки**



Фрагмент изополей M_x **с учетом прорезки**
(семинар SCAD Москва)

Влияние прорезки больше,
чем влияние величины жесткости сооружения. Консоль 1 м



«Геотехника 04» 2010

- без верхнего строения нагрузки на опоры одинаковы
- верхнее строение конечной жесткости
- верхнее строение бесконечной жесткости

Предлагается заменить

модель «сжимаемой толщии линейно-деформируемого полупространства»

на полупространство с модулем деформации $E(z)=E_0(1+Az)^2$

где $A=\gamma/(3p)$ из условий одномерной задачи

Если СТЛДП достоверна (откалибрована по данным мониторинга осадок), то достоверна и эта модель, т.к. они дают очень близкие значения осадок

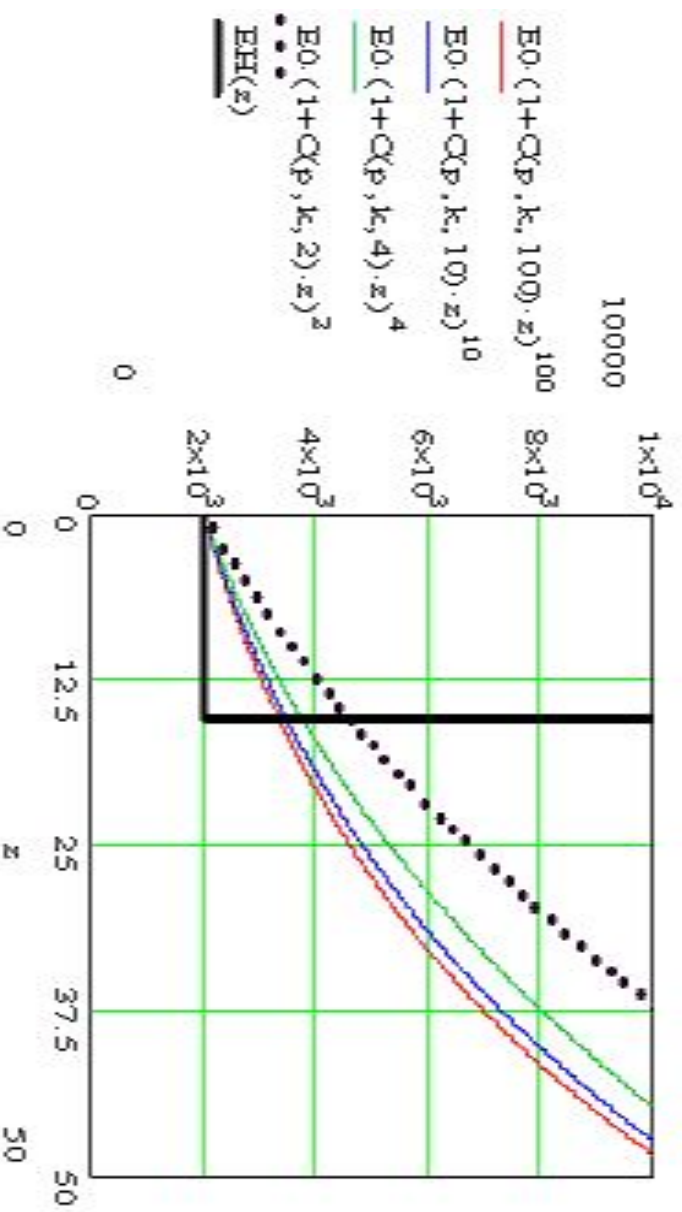
Тогда формула послойного интегрирования будет выглядеть так:

$$S=(1-\nu^2)S_0, \text{ где}$$

$$S_0 = \int_{h+H_0}^{\infty} \frac{[\sigma_z - (1 - \frac{1}{n})\sigma_{zy}]dz}{E(z)(1+Az)^2} + \int_h^{H_0+h} \frac{pdz}{E(z)(1+Az)^2}$$

h – заглубление фундамента, H_0 – глубина прорезки, $n=E/E_e$

∞ заменяется на большую величину, например на $4b$



SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	1.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	1.03	1.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	1.03	1.02	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	1.03	1.01	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	1.03	1.01	1	0.99	0.99	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.98	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.98	0.98	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	1.04	1.02	1.01	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0	0	0	0	0	0
10	0	0	1.05	1.03	1.01	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0	0	0	0	0
11	0	0	1.05	1.03	1.01	1	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0	0	0	0
12	0	0	1.05	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95	0	0	0
13	0	0	1.06	1.04	1.02	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0	0
14	0	0	1.06	1.04	1.03	1.01	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.95	0
15	0	0	1.06	1.05	1.03	1.01	1	0.98	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.96	0.96

Таблица 1. Отношения расчетных осадок S_2/S_H при следующих исходных данных: нагрузка $p=0.5$ МПа, заглубление $h=9$ м, $E_0=20$ МПа, $c=40$ кПа, $\varphi=12^\circ$, $\gamma=20$ кН/м³ ; размеры площадок: по горизонтали – длина $L=1,5,10, \dots, 70,75$ м; по вертикали – ширина $B=1,5,10, \dots, 70,75$ м. Прочный грунт - прорезки нет. $k=0.35$

SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	1	0.98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0.99	0.98	0.97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	1	0.97	0.96	0.96	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	1	0.98	0.96	0.95	0.95	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	1.01	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	1.02	0.99	0.97	0.95	0.94	0.94	0.93	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	1.02	0.99	0.97	0.95	0.95	0.94	0.93	0.94	0	0	0	0	0	0
10	0	0	1.03	1	0.98	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.93	0	0	0	0	0
11	0	0	1.03	1	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0	0	0	0
12	0	0	1.03	1.01	0.99	0.97	0.95	0.94	0.94	0.93	0.94	0.93	0.94	0	0	0
13	0	0	1.04	1.01	0.99	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.94	0.94	0	0
14	0	0	1.04	1.01	0.99	0.98	0.96	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.95	0
15	0	0	1.04	1.02	1	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.95	0.94	0.94	0.95	0.94	0.95

Таблица 2. $p=0.3$ МПа, а $h=2$ м, остальные данные такие, как в табл.1.
 Расчетная глубина прорезки 2.43 м. $k=0.35$

SS =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	1.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1.02	0.99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1.04	1	0.97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	1.04	1.02	0.97	0.97	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1.04	1.04	0.99	0.98	0.98	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1.04	1.05	1	0.99	0.99	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	1.04	1.06	1.02	1.01	1.01	1.02	1.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	1.04	1.06	1.03	1.02	1.03	1.02	1.04	1.07	0	0	0	0	0	0	0	0
8	1.04	1.07	1.04	1.02	1.03	1.04	1.06	1.06	1.05	0	0	0	0	0	0	0
9	1.04	1.07	1.04	1.03	1.04	1.05	1.06	1.08	1.07	1.02	0	0	0	0	0	0
10	1.04	1.07	1.05	1.04	1.05	1.07	1.07	1.09	1.08	1.04	1	0	0	0	0	0
11	1.04	1.07	1.05	1.05	1.06	1.07	1.08	1.11	1.09	1.05	1.01	0.97	0	0	0	0
12	1.04	1.07	1.05	1.05	1.06	1.08	1.09	1.12	1.1	1.06	1.02	0.98	0.94	0	0	0
13	1.04	1.07	1.06	1.05	1.07	1.09	1.09	1.12	1.11	1.07	1.03	0.99	0.95	0.96	0	0
14	1.04	1.07	1.06	1.06	1.07	1.07	1.1	1.13	1.12	1.07	1.03	0.99	0.96	0.97	0.97	0
15	1.04	1.07	1.06	1.06	1.07	1.08	1.11	1.14	1.12	1.08	1.04	1	0.96	0.97	0.98	0.99

Табл. 3. То же, что в табл.1, но при $p=0.1$ МПа и $h=2$ м. Прочный грунт – прорезки нет. $k=0.35$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SS = 7	0	0	0	0	0	0	0	0.99	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0.99	0.98	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.98	0.97	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.97	0.97	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0.94	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94

Табл. 4. $p=0.5$ МПа, $c=40$ кПа, $\varphi=15^\circ$, $h=2$ м. Глубина прорезки 13.06 м. Видно, что расчетное сопротивление превышает для $B < 55$ м. $k=0.35$

SzHxy =

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	2.06	1.59	1.48	1.43	1.41	1.41	1.41	1.43	1.48	1.59	2.06
1	1.54	1.16	1.1	1.07	1.06	1.06	1.06	1.07	1.1	1.16	1.54
2	1.44	1.11	1.05	1.02	1.01	1.01	1.01	1.02	1.05	1.11	1.44
3	1.41	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.41
4	1.39	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.39
5	1.39	1.09	1.03	1.01	1	0.99	1	1.01	1.03	1.09	1.39
6	1.39	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.39
7	1.41	1.09	1.03	1.01	1	1	1	1.01	1.03	1.09	1.41
8	1.44	1.11	1.05	1.02	1.01	1.01	1.01	1.02	1.05	1.11	1.44
9	1.54	1.16	1.1	1.07	1.06	1.06	1.06	1.07	1.1	1.16	1.54
10	2.06	1.59	1.48	1.43	1.41	1.41	1.41	1.43	1.48	1.59	2.06

Таблица 5. Отношения осадок

Исходные данные: $L=40$ м, $B=30$ м, $p=0.5$ МПа, $c=40$ кПа, $\varphi=15^\circ$, $h=2$ м, $k=0.35$.

Уровень подземных вод (УПВ)

Установившийся УПВ при нейтральном поровом давлении в грунте **не влияет** на глубину сжимаемой толщи и на осадки фундаментов.

Изменения УПВ – это крупномасштабное явление, которое влияет **на большую территорию, увеличивая осадки всех фундаментов на этой территории на одну и ту же величину**

Выталкивающие архимедовы силы, вызывают разгрузку основания, но соответствующие деформации незначительны, т.к. модуль деформации при разгрузке имеет большую величину.

Колебания УПВ **могут изменить свойства грунтов, но сжимаемая толща здесь не при чем.**

Напорные воды ниже слоя водоупора могут воспринимать всю внешнюю нагрузку (тогда фундамент всплывает) или ее часть (тогда из внешней нагрузки нужно вычесть поровое давление). Способ определения СТ в этом случае не

О расчете осадок свайных фундаментов

- Если принять, что свайное поле - это **свайное основание**, то **подошва фундамента – это подошва ростверка**, и для достаточно длинных свай нижняя граница сжимаемой толщи по СП 50-102-2003 может оказаться **выше нижних концов свай**, тогда сжимаемая толща принимается равной регламентируемой глубине изысканий, проводимых для определения расчетного сопротивления грунта основания по СП 50-101-2004:
 $H_c = b/2$ при $b < 10$ м и $H_c = 4 + 0.1b$ при $b \geq 10$ м. Почему?
- Если рассматривать свайный фундамент как **единой целое**, то его **подошва находится на уровне нижних концов свай**, и при определении сжимаемой толщи вес фундамента включает вес межсвайного грунта. Может получиться, что, чем длиннее сваи, тем глубже сжимаемая толща и больше осадки.
- При использовании предлагаемой модели таких парадоксов нет.