

Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта и ее приложение к статическому расчету тонких причальных стенок

*Д.т.н., профессор В.С. Коровкин,
ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»*

Ключевые слова: боковое давление грунта; тонкие подпорные причальные стенки; коэффициент постели

Расчет воднотранспортных гидротехнических сооружений, взаимодействующих с грунтом, в строгой постановке относится к числу смешанных упругопластических задач сплошной среды.

В настоящее время имеется значительное количество программных комплексов (Геомеханика, Plaxis, Msheet, ЛИРА и др.), использующих модель сплошной среды. Они позволяют численным методом вычислять напряженно-деформированное состояние сооружения в плоской и пространственной постановках с учетом упругих и предельных областей, что ранее было невозможно. Однако их использование в области портовой гидротехники больше относится к научной задаче, так как требует учета различных факторов. К ним относятся: различия в сопротивлении грунта сжатию и растяжению, переменная степень распределительной способности грунта, примыкающего к деформированной стенке, вплоть до ее полного исчезновения, которая возникает, например, при концевых смещениях опор, приводящих к существенной трансформации начального очертания эпюр давления по высоте, и т. д. [1–4 и др.]. Использование в месте контакта грунта со стенкой вертикальной прослойки грунта с пониженными прочностными характеристиками или шарнирного опирания, ограничения в интенсивности давлений и т. д. плохо описывает реальное поведение грунта в модели сплошной среды за тонкой подпорной стенкой [5, 6].

Несмотря на отсутствие в портовой практике строгого теоретического решения в определении давления грунта на деформированную стенку, численные методы модели сплошной среды применительно к этим стенкам по указанным выше причинам не получили распространения в проектной практике.

Отметим, что поведению грунта засыпки за стенкой более соответствует модель дискретной (зернистой) среды, раскрывающая физический механизм межзернового взаимодействия, чем модель сплошной среды, основанная на феноменологическом подходе [7].

Ввиду сложности учета многих факторов, воздействующих на сооружения, в портовой гидротехнике широко применяются различные инженерные решения [8], включая методы, учитывающие коэффициент постели (гипотеза Фусса–Винклера), но не учитывающие распределительную способность грунта. К ним относятся метод В.С. Христофорова, использующий два коэффициента постели: со стороны засыпки (для учета давления на стенку) и перед стенкой в грунте основания; метод ОАО «Ленморниипроект», используемый для расчета морских причальных сооружений, реализованный в программном комплексе САПР «Гидротехника» с принятым активным давлением грунта на стенку и др.

Ниже предлагается вариант расчета тонкой подпорной причальной стенки с учетом деформаций на основе инженерной кинематической теории контактного давления грунта [9].

Основные положения инженерной кинематической теории контактного давления грунта

Всем грунтам под нагрузкой свойственна нелинейная деформируемость с учетом линейного начального интервала изменения напряжений. На конечном этапе деформирования происходит разрушение грунта (выпор), вызванное действием предельных сдвиговых напряжений. В практике портовой гидротехники ввиду многообразия воздействующих на причальные сооружения факторов оказалось возможным для упрощения расчетов ограничиться решениями в постановке задач плоской деформации или одномерных задач [8].

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта и ее приложение к статическому расчету тонких причальных стенок

Для раскрытия статической неопределенности поведения грунта, взаимодействующего с конструкциями разного типа, при различной величине и характере нагрузки используется его безразмерная статическая или динамическая (с учетом инерционной добавки) диаграмма сжатия–растяжения, представленная в виде нелинейной функции. Относительный характер диаграммы деформирования контактных точек грунта не связан с масштабным фактором сооружения, что позволяет использовать единую кривую деформирования. Для замыкания диаграммы деформирования в рассматриваемой контактной точке используется величина предельного смещения, полученная с учетом пластического модуля деформации грунта.

В практическом приложении предлагаемая инженерная теория, отдельные фрагменты которой приведены в работе [9], позволяет решать широкий круг задач применительно к портовым и шельфовым гидротехническим сооружениям и включает следующие положения.

1. Деформируемая зона грунта в зависимости от величины и направления нагрузки

Независимо от типа фундамента принято, что напряженно-деформированное состояние грунта под нагрузкой определяется степенью сопротивления сжатию (растяжению) семейства условных полосок, располагаемых в деформируемой (активной) зоне.

Очертание и размер этой зоны зависят от величины внешней нагрузки и типа фундамента. В активной зоне происходит существенное перемещение грунтовых частиц, объединенных в воображаемые полоски, направление которых совпадает с траекторией движения частиц.

В допредельном случае эта зона занимает часть клина выпирания или обрушения (рис. 1). В предельном случае активная зона под горизонтальным фундаментом объединяет призмы обрушения и выпирания, разделенные наклонной границей уплотненного ядра (условной стенкой, рис. 1, б) [10]. В случае заглубленной подпорной стенки аналогичные призмы разделены этой стенкой (рис. 1, в) или анкерной плитой (рис. 1, г) [11]. В случае свайного основания возникает так называемая «внутренняя призма выпирания», не выходящая на поверхность (рис. 1, д) [10].

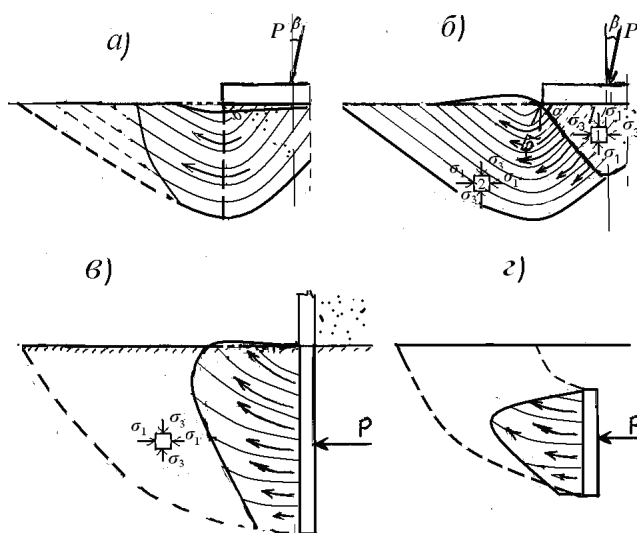


Рисунок 1. Деформируемые зоны грунта основания в разных типах конструкций (фундаментов) в зависимости от величины и направления нагрузки



Рисунок 2. Диаграмма связи функции бокового давления несвязного грунта в относительных величинах: 1 – плотный грунт; 2 – грунт средней плотности; 3 – рыхлый грунт; а, в – влияние уплотнения грунта от его сотрясения на кривую 2

2. Диаграмма сжатия – растяжения применительно к боковому давлению

Для описания поведения грунта, взаимодействующего в контактной точке с подпорной стенкой при ее смещении, рассмотрим кривые зависимости, приведенные на рисунке 2.

Принято, что известные значения коэффициентов активного λ_a и пассивного давления λ_n есть предельные значения $\lambda(e_x, \delta)$ нелинейной безразмерной степенной функции бокового давления. Функция бокового давления описывает диаграмму связи относительных величин давления и перемещения в зависимости от указателя направления смещения $e_x = \pm 1$ [9].

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта и ее приложение к статическому расчету тонких причальных стенок

3. Предельное смещение стенки, взаимодействующей с грунтом

Представляет практический интерес величина смещения низа стенки $\Delta_{x,y}^*$, вызывающая активное или пассивное давление грунта на глубине h , а также необходимая для замыкания диаграммы деформирования в рассматриваемой контактной точке. В работе [9] приведена величина предельного смещения, полученная упрощенно с учетом пластического модуля деформации грунта.

Зависимость давления грунта от вида смещения подпорной стенки

Интенсивность бокового давления грунта на стенку в зависимости от ее перемещения имеет вид:

$$\sigma_{x,y} = (q + \sum \gamma_i h_i) \lambda(e_x, \delta) + e_x \lambda_{nc(ac)}, \quad (1)$$

где q – нагрузка на засыпке; $\gamma_i h_i$ – удельный вес и высота i -го слоя.

В случае предельных значений $\lambda^*(e_x, \delta) = \lambda_n$ при $e_x = 1$ и λ_a при $e_x = -1$; $\lambda_{nc(ac)}^*(e_x, \delta) = e_x \lambda_{nc(ac)}$ выражение (1) описывает общепринятые значения пассивного и активного давления на стенку с учетом влияния сцепления.

Исследования показывают, что уравнение (1) более или менее правильно описывает интенсивность реактивного бокового давления грунта основания на стенку (рис. 3 в, з). Применительно к активному давлению это так только в частных случаях смещения: при повороте стенки от грунта относительно низа (рис. 3 а). В этом случае имеет место свободное перемещение грунтовых полосок, одна по другой, параллельно поверхности обрушения или выпирания (рис. 4 а).

При других видах смещения стенки линейный характер эпюры существенно искажается. Так, при повороте стенки от грунта относительно верхней точки или ее параллельном смещении эпюра бокового давления имеет параболический вид (рис. 3 б, е), а при прогибе стенки линейная эпюра активного давления приобретает седлообразный вид (рис. 3 ж, з).

Искажение линейных эпюр связано с тем, что теория предельного равновесия предполагает смещение застывшего грунтового клина. В действительности известно, что вследствие дискретности среды в смещаемом грунтовом клине имеют место локальные подвижки по высоте стенки условных грунтовых полосок (рис. 4).

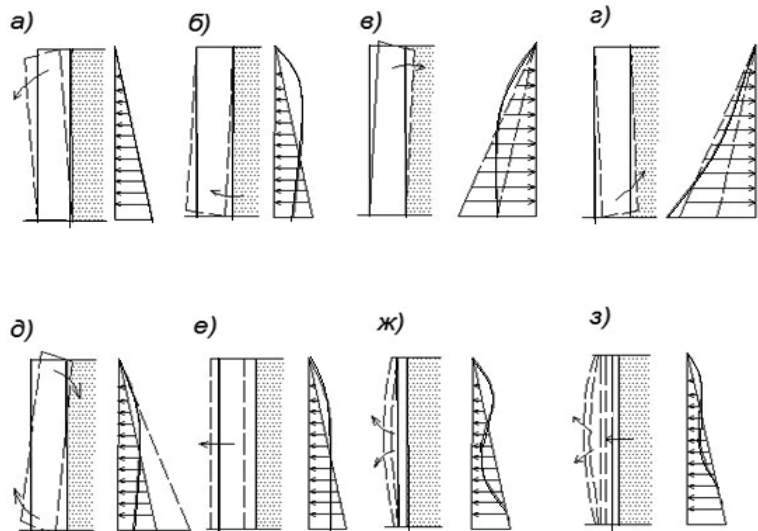


Рисунок 3. Эпюры бокового давления грунта в зависимости от вида перемещений подпорной стенки

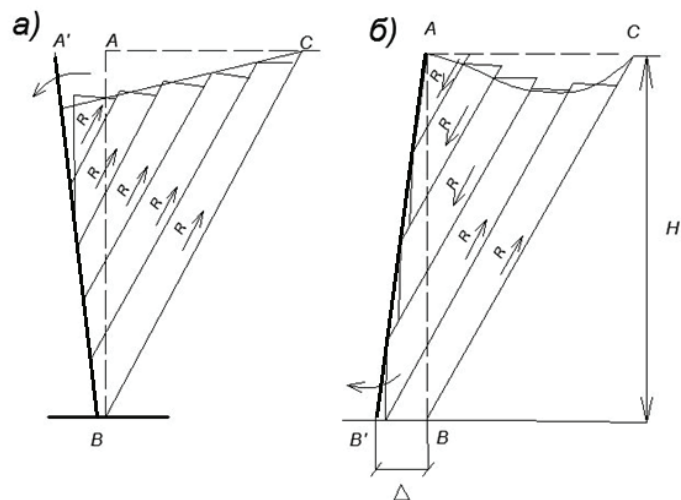


Рисунок 4. Направление сил трения при свободном (а) и стесненном (б) смещении полосок жесткой стенки [12]

При повороте стенки относительно нижней опоры возникает свободное смещение полосок грунта, реализующих силы трения одного знака, что отвечает классической схеме расчета (рис. 4 а). При повороте стенки относительно верхней опоры возникает стесненное смещение полосок грунта, реализующее силы трения разного знака, которые не отвечают классической схеме расчета (рис. 4 б). При этом нижняя полоска подвергается силам трения наибольшей величины, максимально уменьшающим интенсивность бокового давления.

Поскольку давление на стенку из опытов более или менее соответствует кулоновской равнодействующей давления призмы обрушения, то для соблюдения условия равновесия происходит перераспределение давления по высоте. Аналогичная картина возникает при прогибе гибкой стенки.

Для упрощенного определения дополнительных сил, уменьшающих боковое давление на стенку, для нижней полоски с максимальным смещением воспользуемся обобщенным законом Гука с учетом пластического модуля деформации растяжения:

$$\sigma_d = K_p \Delta E_p \cos(45^\circ - \varphi/2)/h, \quad (2)$$

где $K_p = 6 - 8$ – поправочный коэффициент, учитывающий приближенность расчетной схемы; Δ – горизонтальная проекция растяжения грунтовой полоски (рис. 4 б); $E_p = (0,06 - 0,08) E$ – пластический модуль деформации растяжения грунта, составляющий малую часть от нормативного модуля сжатия E . Меньшая часть в скобках относится к рыхлому (слабому) грунту.

Боковое давление в точке B с учетом σ_d , уменьшающего активное давление σ_a , равно (рис. 4 б):

$$\sigma_{кон} = \sigma_a - \sigma_d. \quad (3)$$

Ниже показано построение эпюр бокового давления на стенку при смещениях стенки, не описываемых уравнением (1), с использованием выражения (3).

Жесткая подпорная стенка. Упрощенное выражение для построения трансформированной эпюры бокового давления по высоте стенки, отвечающее рисунку 4 б, найдем из уравнения второго порядка:

$$\sigma_{x,y} = \sigma_{нач} + Ay + By^2, \quad (4)$$

где $A = 2(3F_k/H - 2\sigma_{нач} - \sigma_{кон})/H$ и $B = 3(-2F_k/H + \sigma_{нач} + \sigma_{кон})/H^2$ – постоянные; F_k – равнодействующая активного давления на стенку; $\sigma_{нач}$ – интенсивность активного давления на поверхности; $\sigma_{кон} = \sigma_a - \sigma_d$ – то же в нижней точке стенки B ; σ_a – активное давление; H – высота стенки.

Полученные значения $\sigma_{кон}$ при необходимости корректируются в запас прочности: $\sigma_{кон} \geq (0,4 - 0,6) \sigma_a$, где большее значение $\sigma_{кон}$ относится к рыхлым грунтам.

Гибкая подпорная стенка. Деформация этой стенки соответствует повороту верхней и нижней частей относительно опор (рис. 3 б и рис. 3 а). Для описания бокового давления грунта с учетом так называемого «арочного эффекта» для двух частей стенки используем уравнение (4), предварительно определив $\sigma_{кон}$ (3) в точке B от прогиба стенки (рис. 5 б). Величина $\sigma_{кон}$ корректируется в запас прочности: $\sigma_{кон} \geq 0,4\sigma_a$.

Используется следующий порядок определения давления на гибкую стенку.

1. Вначале строится эпюра давления для нижней части стенки высотой $0,5H$ с использованием известных ординат давлений в точках B и C . При определении постоянных используется $K_n F_k$, где K_n – поправочный коэффициент меньше единицы, учитывающий трансформацию площади трапеции $BCDE$ в площадь $BCDb$.

2. Эпюра бокового давления для верхней части стенки высотой $0,5H$ строится с использованием ординат давлений в точках A и B . При этом при определении постоянных используется $K_n F_k$, где K_n – поправочный коэффициент, который больше единицы и учитывает трансформацию площади треугольника ABE в площадь параболы ABb с учетом дополнительной площади bED (рис. 5 б).

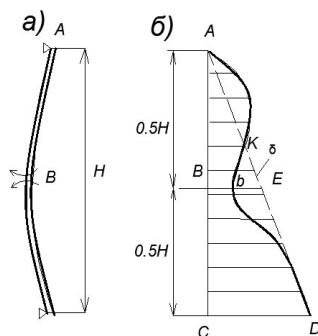


Рисунок 5. К построению эпюры бокового давления грунта с учетом его распределительной способности на деформированную стенку

Расчет на ПК причальной стенки с использованием традиционных деформационных показателей грунта с учетом перераспределения давления грунта представляет практический интерес.

Деформационные показатели грунта

Теория расчета конструкций, лежащих на деформируемом основании с одним и двумя коэффициентами постели, получила развитие в трудах П.Л. Пастернака, М.Н. Герсеванова, А.Н. Крылова, А.А. Уманского, Г.Д. Дутова, В.А. Киселева, С.С. Голушкевича, Б.Г. Королёва, Н.К. Снитко, В.З. Власова и многих других. Среди зарубежных ученых этой задачей занимались Н.М. Westergaard, Н. Bufler, Н. Lieb, G. Meier [13], Y.K. Cheung, O.C. Zienkiewicz [14], C.S. Desai, J.T. Christian [15], A.M. Ioannides и др.

Обобщенный коэффициент постели. Примем, что величина коэффициента постели засыпки применительно к тонким подпорным стенкам зависит от их перемещения. Для учета этого обстоятельства представим механическую модель комбинированного коэффициента постели, которая, кроме упругого тела Гука (H) и пластичного тела Сен-Венана (SV), включает структурный элемент (S). Этот элемент учитывает степень упрочнения и разупрочнения грунта в зависимости от величины и направления перемещения стенки, что сказывается на изменении жесткости пружины. Это создает нелинейность кривой деформирования. При величине предельного напряжения происходит неограниченная деформация.

Нелинейная связь между давлением и перемещением для каждой контактной точки в практических расчетах обычно заменяется участками с кусочно-постоянными показателями деформируемости.

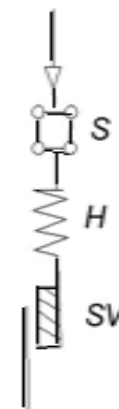


Рисунок 6. Механическая модель нелинейного деформирования грунта с учетом его структурного изменения

Порядок расчета тонкой стенки методом зеркального отображения

Указанный метод позволяет использовать общепринятые значения коэффициента постели для определения двухстороннего бокового давления грунта на стенку [16]. Расчет заанкерowanego больверка с учетом деформаций представляет три этапа вычислений в программном комплексе SCAD при разных схемах загрузки балки [17].

Первый этап включает базовый расчет стенки в виде балки с внешней нагрузкой посредством активного давления грунта. Балка опирается на анкерную опору и грунт основания, описываемый коэффициентом постели. Полученные значения отношения максимальных ординат в эпюре изгибающих моментов в пролете $M_{\text{прол}}$ и заделке $M_{\text{зад}}$ в виде коэффициента расчетной схемы $\alpha = M_{\text{прол}}/M_{\text{зад}}$ определяют различный характер работы низа стенки. Полное защемление – $\alpha = 1 - 1,35$; частичное защемление – $\alpha = 1,36 - 5$; свободное опирание – $\alpha > 5$. В зависимости от вида расчетной схемы на втором этапе расчета стенки принимаются соответствующие очертания эпюры коэффициента постели по высоте.

На втором этапе полученную на первом этапе величину анкерной реакции (с учетом неравномерности натяжения тяги $K=1,2$) и реактивного давления основания зеркально отображают в виде внешней нагрузки, действующей на балку со стороны воды. Балка опирается на грунт засыпки и основания, описываемый моделью коэффициента постели, эпюра которого связана с расчетной схемой сооружения.

Учет перераспределения давления грунта за стенкой в методе местных деформаций

При определении давления на стенку с использованием коэффициента постели обычно принимают отрицательную добавку давления, уменьшающую боковое давление [2, 18]. Существующее перераспределение давления грунта из-за деформации стенки методом местных деформаций не учитывает.

Предлагаемый инженерный прием позволяет учитывать распределительную способность грунта в подпорных стенках в этом методе [19]. Получено, что характер очертания эпюры бокового давления, зависящей от прогиба гибкой или смещения низа жесткой стенки (рис. 7 а, в), определяется аналогичным очертанием эпюры коэффициента постели по высоте стенки (рис. 7 б, г и д). Поскольку прогиб стенки или перемещение ее низа вызывает дополнительное разрыхление грунта за стенкой, это понижает значение коэффициента постели C_1 , а навал верхней части стенки на грунт вызывает его уплотнение и, соответственно, повышение C_1 .

Следовательно, исходя из первого этапа расчета, задаваясь эпюрой коэффициента постели в соответствии с расчетной схемой стенки, получаем трансформированную эпюру воздействия грунта на стенку. Ниже, в зависимости от расчетной схемы тонкой стенки, представлены очертания эпюры коэффициента постели.

Стенка полностью защемленная. Построив обычным способом линейную эпюру коэффициента постели C_1 по высоте стенки, разделим ее от анкера до дна на три равные части h , уменьшив коэффициент постели в средней части до $0,5 C_1$ (рис. 7 б). Площадь эпюры уменьшенной части перенесем в верхнюю часть стенки с максимальной ординатой на анкерной опоре.

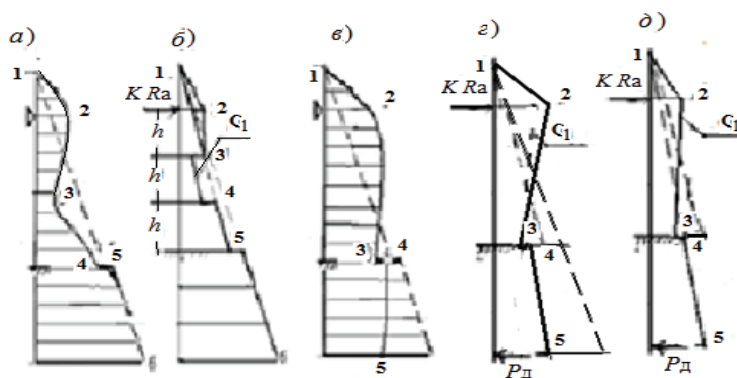


Рисунок 7. Эпюры коэффициента постели для гибкой (полностью защемленной, б) и жесткой (свободноопертой, г и д – слабый илистый грунт основания) подпорных стенок для учета перераспределения давления грунта

Стенка свободноопертая. В случае расчетной схемы свободного опирания стенки учитывается разрыхляющее влияние смещения нижнего конца стенки, уменьшающее величину C_1 (рис. 7, а). При однозначной эпюре изгибающих моментов для определения эпюры коэффициента постели можно воспользоваться упрощенным приемом.

1. При жесткой стенке и плотном грунте основания полученную эпюру коэффициента постели грунта основания уменьшают наполовину, а срезанную часть перераспределяют в анкерную область с максимальной ординатой на анкерной опоре (рис. 7 б).

2. При слабом глинистом грунте основания (не подверженного перераспределению давления) эпюра коэффициента постели основания сохраняется (рис. 7 в). Ордината коэффициента постели засыпки у дна уменьшается наполовину. Затем проводят ломаную линию коэффициента постели с максимальной ординатой на анкерном узле таким образом, чтобы площади срезаемой и перераспределяемой в верхнюю часть эпюр совпадали.

3. При частичном защемлении используется прием интерполяции двух эпюр с приоритетом в зависимости от степени защемления (рис. 7 г и д).

При расчетной схеме свободного опирания учитываются силы трения по низу стенки. Общая сила, уменьшающая реактивное давление грунта на торце стенки со стороны воды, равна:

$$P_0 = (G + E_a \operatorname{tg} \varphi_i) \operatorname{tg} \varphi_{\text{осн}} + 0.2R_a,$$

где G – вес стенки; E_a – равнодействующая активного давления; $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициент трения по низу стенки; $0.2R_a$ – нейтрализация увеличения давления в тяге.

Стенка частично защемленная. При построении эпюры коэффициента постели используется интерполяция двух крайних значений с приоритетом в зависимости от степени защемления (рис. 7 б и в). При этом общая площадь новой эпюры коэффициента постели не меняется.

На этом этапе расчета выполняется контроль трансформированной эпюры давления грунта за стенкой. В отдельных случаях в гибкой защемленной стенке эпюра бокового давления грунта в средней части пролета может иметь минимальное значение или быть отрицательной вследствие равенства значений коэффициента постели на сжатие и растяжение. В этом случае для запаса прочности рекомендуется корректировка значения интенсивности давления в средней части до значения $0,4 \sigma_a$.

Третий этап расчета повторяет первый с внешней нагрузкой на балку, полученной из второго этапа.

Расчет балки в виде балки, лежащей на упругом основании, в программе SCAD для каждого этапа включает: геометрическую схему с разбивкой на элементы 1–2 м (меньшая длина элемента для грунта основания); жесткость балки; дополнительную шарнирную опору внизу балки от вертикального смещения; коэффициенты постели; задание нагрузок.

Пример расчета. Определить усилия в заанкерованном бойлерке из трубошпунта диаметром 920 мм, свободной высотой 12 м, погруженном в двухслойный грунт основания из песка $\varphi = 31^\circ$ глубиной 3 м и глины $\varphi = 12^\circ$ и $c = 20$ кПа глубиной 4 м.

Первый расчетный этап. На этом этапе расчета за внешнюю нагрузку принимается кулоновская эпюра активного давления на стенку. Результаты вычислений первого этапа расчета причальной стенки приведены на рисунке 8.

В результате первого этапа расчета была получена однозначная эпюра изгибающих моментов, отвечающая расчетной схеме стенки свободного опирания грунта. Это позволило на втором этапе расчета стенки с отображенной нагрузкой на балку в виде сосредоточенной силы, равной анкерной реакции, и реактивного давления грунта основания использовать эпюру коэффициента постели, отвечающую рисунку 7 д.

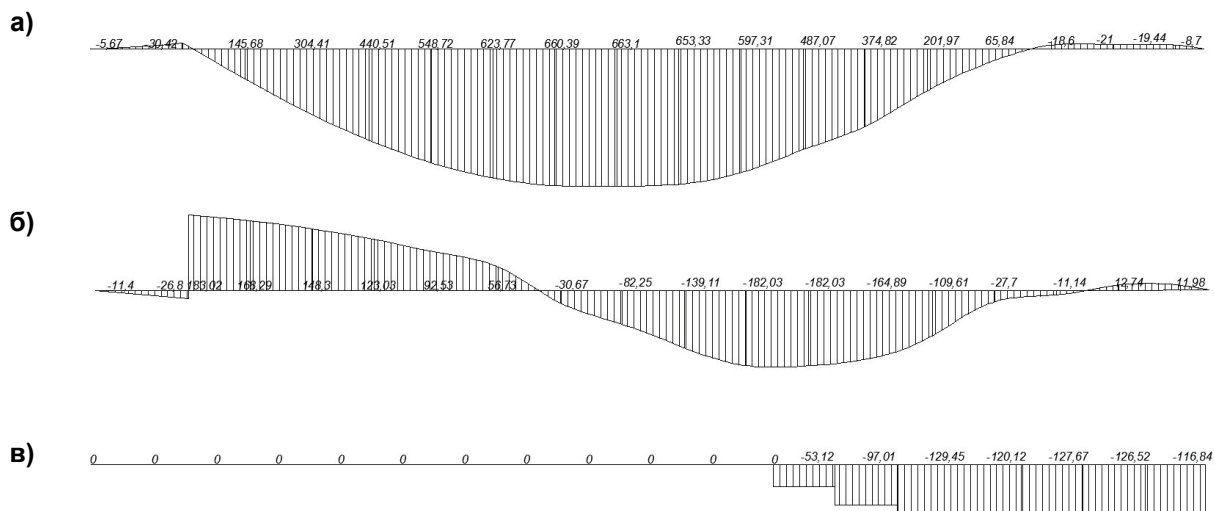


Рисунок 8. Результаты расчета первого этапа: а – эпюра изгибающих моментов; б – эпюра поперечных сил; в – эпюра реактивного давления разнородного грунта основания

На втором расчетном этапе получена эпюра реактивного давления грунта для балки, лежащей на грунте засыпки и основания, от действия сосредоточенной нагрузки анкерной реакции и реактивного давления грунта основания. Вид эпюры приведен на рисунке 9 а.

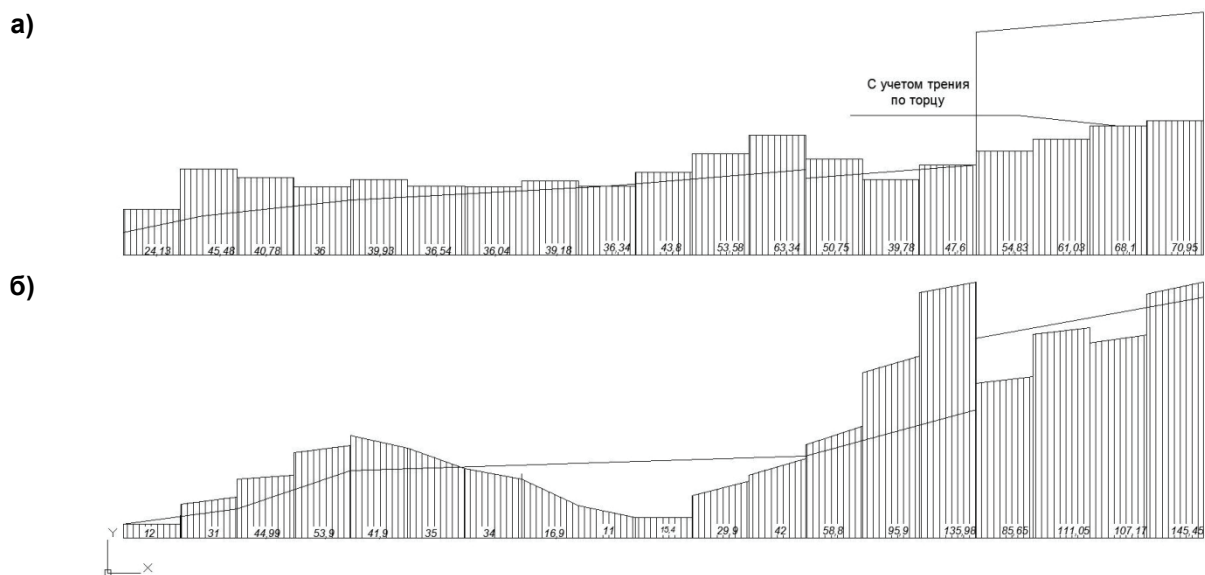


Рисунок 9. Результаты расчета второго этапа: а, б – эпюры реактивного давления разнородного грунта засыпки и основания для случая свободного опирания жесткой стенки с учетом сил трения по низу стенки (а) и защемления гибкой стенки (б)

Эпюре бокового давления грунта на стенку (рис. 9, а) соответствует эпюра коэффициента постели на рисунке 7, г, отвечающая схеме свободного опирания стенки (однозначная эпюра изгибающих моментов).

В случае гибкой стенки при расчетной схеме с защемлением (двузначная эпюра изгибающих моментов) эпюре коэффициента постели на рисунке 7, б, соответствует эпюра давления грунта на рисунке 9, б.

Третья расчетная схема. На третьем этапе повторяется расчетная схема балки первого этапа с той разницей, что вместо кулоновской эпюры принимается трансформированная эпюра бокового давления на стенку, полученная из второго этапа (рис. 9, а). Неравенство площадей кулоновской (линейной) и трансформированной эпюр бокового давления связано с учетом силы трения по подошве сооружения.

Результаты расчета. Усилия в бойверке на первом этапе расчета с кулоновской эпюрой давления грунта на стенку $M = 653,33$ кНм; $R_a = 209,82$ кН на 1 пог. м

Усилия в бойверке на третьем этапе расчета с трансформированной эпюрой бокового давления грунта на стенку $M = 738,67$ кНм; $R_a = 345,5$ кН на 1 пог.

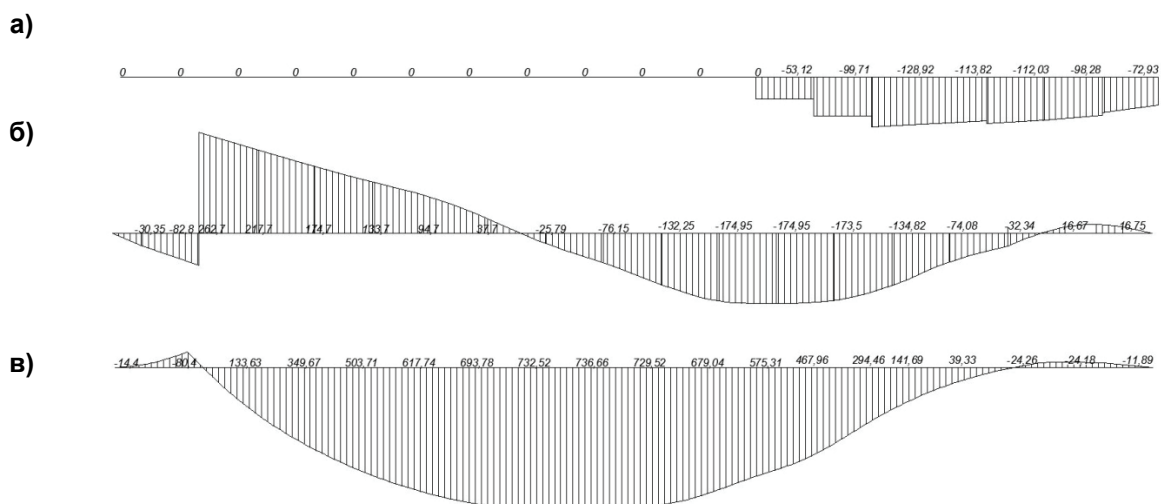


Рисунок 10. Результаты расчета третьего расчетного этапа: а – эпюра изгибающих моментов; б – эпюра реактивного давления основания на стенку; в – эпюра поперечных сил

В приведенном примере расчета методом зеркального отображения для расчетной схемы свободного опирания стенки, в отличие от расчета, использующего кулоновскую эпюру бокового давления грунта, величина анкерной реакции без учета $K = 1,2$ увеличилась примерно на 30%, а изгибающий момент повысился, соответственно, на 13%.

Для сравнения был выполнен упругопластический расчет данного примера с использованием модели Мора – Кулона в программе «PLAXIS». На рисунке 11 приведена деформация грунтового массива вместе со стенкой с разбивкой его на конечные элементы. На рисунке 12 представлены изолинии горизонтальных напряжений в грунтовом массиве. Эпюра контактного горизонтального напряжения по изолиниям за стенкой близка к кулоновской, что не соответствует экспериментальной (рис. 3 е). Данный факт указывает на несовершенство использования модели сплошной среды применительно к боковому давлению на тонкие подпорные стенки. В руководстве к данной программе говорится о коэффициенте интерфейса, который учитывает тонкую прослойку грунта, прилегающую к стенке с меньшими характеристиками для учета проскальзывания грунта и уменьшения его сцепления со стенкой. Тем не менее, есть основания полагать, что в эпюру изгибающих моментов на стенку, построенную без учета сил трения грунта по стенке, вводится понижающий коэффициент, учитывающий влияние трения. Максимальный изгибающий момент в программе «PLAXIS» при подобранном коэффициенте интерфейса 0,667 составил 657,36 кНм. Полученный методом зеркального отображения: первый этап расчета при кулоновской эпюре давления грунта на стенку – $M = 653,33$ кНм, третий этап расчета – $M = 738,67$ кНм.

Величина максимального изгибающего момента в стенке, полученная в программе «PLAXIS», несколько меньше значения на третьем этапе метода зеркального отображения (около 10%). Это связано с тем, что контактная эпюра давления на стенку в программе несколько не соответствует фактической (рис. 3 е) при данном типе смещения стенки.

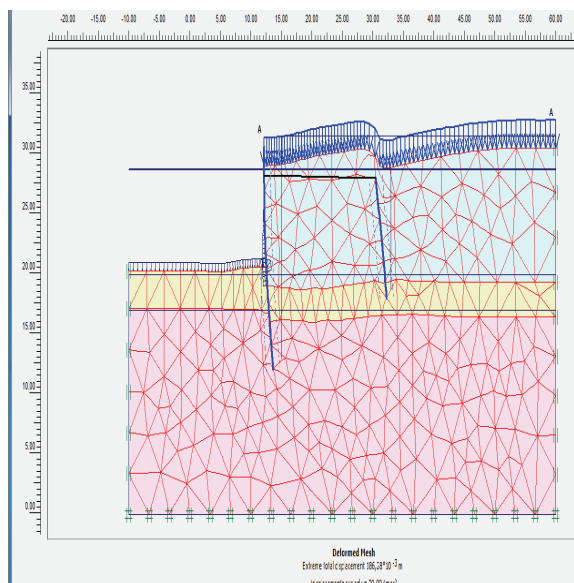


Рисунок 11. Схема деформации грунтового массива со стенкой

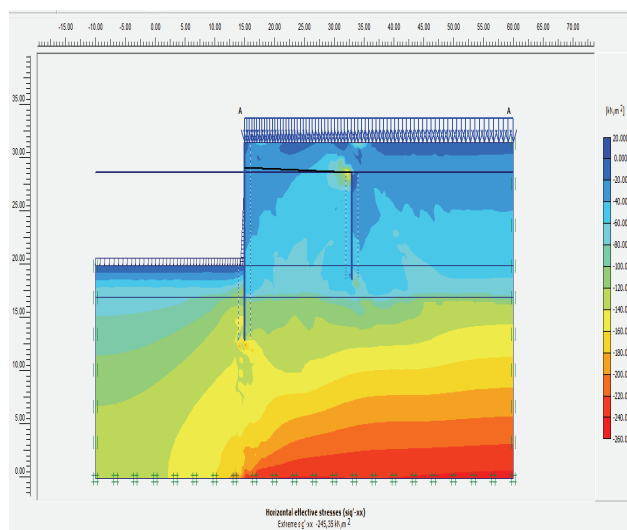


Рисунок 12. Схема изолиний горизонтальных напряжений

Выводы

1. Предложен вариант инженерной кинематической теории контактного давления грунта. Для раскрытия статической неопределенности поведения грунта, взаимодействующего с разными типами фундамента, под нагрузкой используется его безразмерная диаграмма сжатия – растяжения, представленная в виде нелинейной функции.

2. Для замыкания уравнения нелинейной функции для контактной точки грунта на стенке упрощенно определяется его предельное смещение, полученное с учетом пластического модуля деформации, которое имеет самостоятельное значение.

3. Приведено уравнение бокового давления грунта, которое нелинейно зависит от смещения стенки.

4. Получено выражение дополнительной силы трения за стенкой, уменьшающее интенсивность активного давления в месте максимального прогиба стенки или смещения ее низа.

5. Принято, что существенное превышение реактивного давления в верхних слоях грунта основания перед гибкой стенкой есть результат влияния дополнительных сил трения при разно смещаемых условных полосках грунта.

6. Показана обобщенная механическая модель коэффициента постели для учета нелинейной зависимости, включающая последовательно, кроме упругого тела Гука (пружины) и пластического тела Сен-Венана, структурный элемент грунта, который отражает упрочнение или разупрочнение грунта изменением жесткости пружины в зависимости от деформации стенки.

7. Предложен инженерный прием учета перераспределения бокового давления на стенку за счет трансформации по высоте линейной эпюры коэффициента постели. В зависимости от расчетной схемы тонкой подпорной стенки интенсивность бокового давления принимает очертания, близкие к седлообразному, треугольному или параболическому виду.

8. Приведенное описание поведения грунта под нагрузкой независимо от конструктивного признака сооружения объединяет существующие частные случаи инженерного расчета конструкций, взаимодействующих с грунтом, в упругом или предельном состоянии и делает более понятной общую картину поведения грунта под нагрузкой в портовых гидротехнических сооружениях.

9. Предложена практическая реализация инженерной кинематической теории контактного давления грунта в методе зеркального отображения применительно к тонким причальным стенкам. Этот метод позволяет рассчитывать тонкую стенку в программном комплексе SCAD с боковым давлением грунта за стенкой в зависимости от ее расчетной схемы. Результаты расчета, в отличие от используемого в портовой гидротехнике метода (САПР «Гидротехника»), позволяют уточнить усилия в стенке в зависимости от характера ее расчетной схемы в большую или меньшую сторону.

Литература

1. Кочкурова Н.В. Численное моделирование одноанкерной шпунтовой стенки на основе ANSYS // Труды первой конференции пользователей программного обеспечения CAD-FEM GmbH. Под ред. А.С. Шадского. М., 2002. 558 с.
2. Гладков И.Л., Жемчугов А.А., Салмин И.А. Методика определения бокового давления грунта на гибкие подпорные стены в зависимости от горизонтальных перемещений // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей международной научно-технической конференции, 1–3 февраля 2012, Санкт-Петербург.
3. Фильков В.Ю. Использование метода конечных элементов при расчете тонких подпорных стенок // Материалы XXII Международной конференции «Математические методы в технике и технологиях». Псков: Издательство ППИ, 2009.
4. Далматов Б.И. [и др.] Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. М.–СПб.: АСВ, 2000. С. 437.
5. Миронов В.А., Софьин О.Е. Расчет деформации и устойчивости оползневого склона при городской застройке // Вестник БГТУ. 2005. №10. С. 405–408.
6. Миронов В.А., Софьин О.Е., Гудий Н.И., Гудий А.Н. Моделирование взаимодействия подпорной стены с грунтовым основанием // Перспективы развития дорожно-строительного комплекса – 2006. Международная научно-техническая конференция. 2006.
7. Баданин А.Н., Бугров А.К., Кротов А.В. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчанного основания // Инженерно-строительный журнал. 2012. №9. С. 29–34.
8. Смирнов Г.Н. [и др.] Порты и портовые сооружения. М.: АСВ, 2003. 463 с.
9. Коровкин В.С. Расчет бетонных камер судоходных шлюзов. СПб.: СПбГПУ, 2010. 64 с.
10. Ухов С.Б. [и др.] Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: АСВ, 1994. 524 с.
11. Кульмач П.П. [и др.] Морские гидротехнические сооружения. Часть II. Л.: ЛВВИСУ, 1991. 391 с.
12. Дуброва Г.А. Взаимодействие грунта и сооружений. М.: Речной транспорт, 1963. 216 с.
13. Bufler H., Lieb H., Meier G. Frictionless contact between an elastic stamp and elastic foundation // Ingenieur Archiv. 1982. Vol. 52. Pp. 63–76.
14. Cheung Y.K., Zienkiewicz O.C. Plate and tank on elastic foundation: An application of finite element method // International Journal of Solids and Structures. 1965. Vol. 1. No.4. Pp. 451–456.
15. Desai C.S., Christian J.T. Numerical methods in geotechnical engineering. New York: McGraw-Hill, 1977. 783 p.
16. Коровкин В.С. Универсальный метод расчета причальных набережных // Сб. докладов и тезис. Первая научно-практич. конфер. «Морские и речные порты России». М., 2002.
17. Коровкин В.С., Горынцев М.Н. К расчету глубоководных больверков // Сб. докладов и тезис. Вторая научно-практич. конфер. «Морские и речные порты России». М., 2004.
18. Курочкин С.Н., Мартыненко Ф.А. К вопросу об определении коэффициента постели при перемещении вертикальной стенки // Труды Союзмониипроекта. № 33. М., 1972.
19. Юрова Н.И., Коровкин В.С. Влияние характера эпюр коэффициента постели на напряженное состояние больверка // XXXIX неделя науки СПбГПУ. Материалы международной межвузовской НПК. Часть 1. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та. 2010. С. 49–50.

**Владимир Сергеевич Коровкин, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)2975954; эл. почта: korovkin40@yandex.ru*

© Коровкин В.С., 2013

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта и ее приложение к статическому расчету тонких причальных стенок