

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ ПРИ УСТРОЙСТВЕ СТЕНЫ В ГРУНТЕ НА РАСЧЕТ ОГРАЖДАЮЩИХ И РАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КОТЛОВАНА

ШУЛЯТЬЕВ О.А.

АО «НИЦ “Строительство”», г. Москва, Россия, niiosp35@yandex.ru

МИНАКОВ Д.К.

АО «НИЦ “Строительство”», г. Москва, Россия, sigurdvelsung@mail.ru, 8(916)832-99-21

АННОТАЦИЯ

При устройстве стены в грунте происходит изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива. Согласно результатам численного моделирования, выполненного в работе Conti с соавторами для песчаных грунтов и в работе Schäfer и Triantafyllidis для нормально и слабо переуплотненных глинистых грунтов, учет данного изменения НДС приводит к существенному увеличению расчетных деформаций ограждающих и распорных конструкций котлована и усилий, действующих в них. В рассмотренных работах стадия бетонирования моделировалась «традиционным», самым распространенным на настоящий момент способом – при помощи нагрузок, прикладываемых к стенкам траншеи, определяемых по билинейной зависимости, предложенной Lings с соавторами. Существенным недостатком данного метода является то, что он не учитывает уменьшение давления свежего бетона на стенки траншеи с течением времени, которое неоднократно фиксировалось в результате мониторинга на различных объектах. Для устранения данного недостатка авторами настоящей статьи предложено для песчаных грунтов моделировать стадию бетонирования в два этапа. На первом этапе прикладываемая к стенкам траншеи нагрузка определяется традиционным способом по билинейной зависимости, на втором этапе нагрузка, действующая на стенки траншеи, уменьшается до уровня гидростатического давления глинистого раствора, что в целом соответствует опытным данным. Численное моделирование устройства котлована в песчаных грунтах, выполненное в настоящей работе различными методами, показало следующее. Расчет ограждающих и распорных конструкций котлована в песчаных грунтах, выполняемый без учета изменения НДС грунтового массива в результате устройства стены в грунте, может привести к существенной недооценке деформаций рассматриваемых конструкций и усилий, действующих в них. Если расчет ограждающих и распорных конструкций котлована ведется с учетом изменения НДС грунтового массива в результате устройства стены в грунте, однако стадия бетонирования при этом моделируется «традиционным» способом без учета уменьшения давления свежего бетона с течением времени, то это приводит к существенному завышению деформаций данных конструкций и усилий, действующих в них.

Введение

При устройстве стены в грунте траншейного типа происходит изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива. Данное изменение обусловлено, главным образом, разницей между начальными полными горизонтальными напряжениями, действующими в грунтовом массиве, и давлением на стенки траншеи глинистого раствора и свежего бетона в процессе устройства стены в грунте.

Основной целью настоящей работы является исследование влияния изменения НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте на расчет ограждающих и распорных конструкций котлована. Для достижения поставленной цели был произведен поиск и анализ научных источников, затрагивающих тему работы, а также по различным

методикам, включая собственную, основанную на работах M.L. Lings [10] и С.М. Loreck [11, 12] с соавторами, была выполнена серия численных расчетов, моделирующих устройство котлована под защитой стены в грунте и нескольких ярусов распорок в песчаных грунтах. Ограничение численных расчетов песчаными грунтами связано с тем, что изменение НДС грунтового массива в водонасыщенных глинистых грунтах осложнено консолидационными процессами и вследствие этого представляет собой более сложную задачу, требующую рассмотрения в рамках отдельной работы. При этом выполненный в рамках настоящей работы поиск и анализ научных источников не ограничивался только песчаными грунтами – рассматривались все работы, затрагивающие вопрос изменения НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте и его влияния на расчет распорных и ограждающих конструкций котлована.

Текущее состояние вопроса

Численное моделирование изменения НДС грунтового массива в результате устройства стены в грунте представляет собой довольно сложную и трудоемкую задачу. Вследствие этого при численном моделировании устройства котлованов в большинстве случаев стена в грунте моделируется за один шаг, сразу в виде готовой конструкции – плиты с заданной жесткостью. При таком способе численного моделирования игнорируется изменение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве в результате устройства стены в грунте. Давление грунта на ограждающую конструкцию в этом случае непосредственно перед откопкой котлована будет равным давлению покоя. Помимо указанного способа моделирования устройства стены в грунте сразу в виде готовой конструкции существует также метод, позволяющий учесть основные стадии ее возведения: откопку траншеи и бетонирование. Стадия откопки, как правило, моделируется при данном методе путем удаления грунта из траншеи с заменой его нагрузкой, эквивалентной давлению глинистого раствора на стенки траншеи. Аналогично моделируется и стадия бетонирования, нагрузка на стенки траншеи при этом задается эквивалентной давлению свежего бетона. После выполнения указанных стадий моделирования отключают все нагрузки на стенки траншеи, а сама траншея заполняется материалом со свойствами затвердевшего бетона. В иностранной англоязычной литературе закрепились следующие краткие обозначения различных методов численного моделирования устройства стены в грунте:

- 1) WIP (Wished in place);
- 2) WIM (Wall installation modelled).

WIP метод соответствует методу моделирования стены в грунте сразу в виде готовой конструкции. WIM метод соответствует методу моделирования стены в грунте, учитывающему основные этапы ее возведения. При WIP методе изменение НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте не моделируется, при WIM – моделируется.

С учетом трудоемкости метода WIM его применение при расчете ограждающих и распорных конструкций котлованов нуждается в обосновании. Иными словами, для практической целесообразности применения метода WIM необходимо, чтобы изменение НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте оказывало существенное влияние на результаты расчетов ограждающих и распорных конструкций котлована (расчетные значения деформаций и усилий в распорных и ограждающих конструкциях).

Авторами настоящей статьи был выполнен поиск и анализ имеющихся научных источников на предмет влияния изменения НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте на результаты расчетов ограждающих и распорных конструкций котлованов.

В работе M.L. Lings с соавторами [9] выполнено сравнение фактических и расчетных горизонтальных перемещений стены в грунте при откопке котлована для

строительства подземного паркинга в г. Кембридж (Великобритания), согласно которому численный расчет переоценивает значения перемещений. Грунты на данном объекте представлены сильно переуплотненными глинами, характеризующимися большими значениями давления покоя, что связано с геологической историей их формирования. Аналогичные результаты были получены и на другой площадке со сходными инженерно-геологическими условиями (сильно переуплотненные глины), расположенной в г. Лондоне, при строительстве британской библиотеки [18].

Завышенные значения расчетных перемещений стены в грунте для рассматриваемых объектов в Лондоне и Кембридже, согласно работе R. Schäfer [16], могут быть вызваны тем, что численные расчеты выполнялись без учета изменения НДС при устройстве ограждающей конструкции (метод WIP). В сильно переуплотненных глинах устройство стены в грунте может вызвать уменьшение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве. Это связано с тем, что давление свежего бетона на стенки траншеи меньше начальных горизонтальных напряжений, действующих в данных грунтах. Согласно численному моделированию устройства стены в грунте на рассматриваемом объекте в г. Кембридж, выполненному в работе С. W. W. Ng и R. W. M. Yan [14], уменьшение горизонтальных напряжений составило до 30%. Таким образом, на ограждающую конструкцию перед началом откопки котлована действовало активное давление грунта, которое меньше давления покоя. Уменьшение горизонтальных напряжений при устройстве стены в грунте в сильно переуплотненных глинах подтверждается также результатами численного моделирования, выполненного в работе S. M. Gourvenec и W. Powrie [4].

В работе R. Schäfer и T. Triantafyllidis [17] было выполнено моделирование устройства котлована глубиной 20 м в нормально и слабо переуплотнённых глинах при строительстве бизнес-центра в Тайбэе. Моделирование устройства стены в грунте при этом осуществлялось двумя различными методами: WIP и WIM. В результате были получены следующие значения максимальных перемещений ограждающей конструкции: 9 и 10 см для WIP и WIM метода соответственно. По данным же мониторинга максимальное перемещение ограждающей конструкции составило 11,5 см. Усилия во всех трех уровнях распорных конструкций, которые на данном объекте представлены железобетонными дисками перекрытий (бизнес-центр возводился по технологии «сверху-вниз»), на всех этапах откопки котлована оказались выше при расчете по методу WIM, чем при расчете по методу WIP. При этом максимальная разница в полученных результатах наблюдалась в верхнем уровне распорных конструкций, для которого она составила 50%. С увеличением глубины распорных конструкций разница в усилиях уменьшается, так для нижнего уровня расчеты по методу WIM и WIP дают практически одинаковые усилия. Выявленная разница в результатах расчетов ограждающих и распорных конструкций котлована, объясняется тем, что при моделировании по методу WIM в данных инженерно-геологических условиях происходит увеличение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве по всей высоте ограждающей конструкции за исключением самых нижних ее участков, расположенных ниже уровня дна котлована. Таким образом, при расчете по методу WIM на ограждающую конструкцию перед началом откопки действует пассивное давление грунта, которое больше давления покоя, действующего на данную конструкцию при расчете по методу WIP.

В работе R. Conti с соавторами [3] было выполнено моделирование устройства котлованов глубиной 5 и 10 м в песчаных грунтах без распорных конструкций. Стена в грунте при этом моделировалась методами WIP и WIM. В целом полученные результаты аналогичны результатам работы R. Schäfer и T. Triantafyllidis [17]. При моделировании устройства ограждающей конструкции по методу WIM в песчаных грунтах произошло увеличение горизонтальных напряжений. Это привело на стадии откопки котлована к увеличению горизонтальных перемещений стены в грунте и изгибающих моментов,

действующих в ней, по сравнению с расчетом по методу WIP. Для котлована глубиной 10 м и длины захватки 4 м увеличение максимальных горизонтальных перемещений составило примерно 100%, максимальных изгибающих моментов – 150%.

Среди отечественных работ следует выделить работу Р.А. Мангушева с соавторами [1]. Данная работа, вероятно, является первым опубликованным отечественным исследованием, в рамках которого было выполнено численное моделирование изменения НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте в трехмерной постановке задачи. В целом фокус данного исследования направлен на технологические осадки окружающей застройки. Кроме технологических осадок в работе [1] рассмотрены изгибающие моменты, действующие в стене в грунте, и предложен простой способ их вычисления по нормальным напряжениям, который был использован в настоящей работе.

Из рассмотренных работ можно сделать вывод о том, что изменение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве при устройстве стены в грунте может оказать существенное влияние на результаты расчетов ограждающих и распорных конструкций котлованов. Горизонтальное давление грунта, действующее на ограждающую конструкцию перед откопкой котлована, формируется на стадии бетонирования стены в грунте. Таким образом, большое значение имеет проблема определения давления свежего бетона на стенки траншеи.

Проблема определения давления свежего бетона на стенки траншеи при устройстве стены в грунте

Определение давления глинистого раствора на стенки траншеи при устройстве стены в грунте затруднений не вызывает, так оно вычисляется по гидростатическому закону с учетом удельного веса суспензии. Совсем по-другому обстоит дело с определением давления свежего бетона. Согласно многочисленным измерениям на различных опытных площадках, давление свежего бетона на стенки траншеи не подчиняется гидростатическому закону. На настоящий момент для определения давления свежего бетона на стенки траншеи наиболее часто используется билинейная зависимость (1), предложенная M.L. Lings с соавторами в 1994 году [10]. Данная зависимость использовалась, в том числе при моделировании устройства стены в грунте по методу WIM в рассмотренных выше работах R. Schäfer, C.W.W. Ng, S.M. Gourvenec и R. Conti с соавторами [3, 4, 14, 17]. Согласно билинейной зависимости (1), давление бетона на стенки траншеи до определенной глубины, называемой критической, является гидростатическим (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бетон}} \times 1 \text{ м}$). Ниже критической глубины давление бетонной смеси на стенки траншеи продолжает линейно возрастать, но с меньшей скоростью, зависящей от плотности глинистого раствора (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бентонит}} \times 1 \text{ м}$).

$$\sigma = \begin{cases} \gamma_{\text{бетон}} \times h & \text{при } h \leq h_{\text{крит}} \\ \gamma_{\text{бентонит}} \times h + (\gamma_{\text{бетон}} - \gamma_{\text{бентонит}}) \times h_{\text{крит}} & \text{при } h > h_{\text{крит}} \end{cases}, \quad (1)$$

где σ - давление свежего бетона на стенки траншеи, $\text{кН}/\text{м}^2$; $\gamma_{\text{бетон}}$ - объемный вес бетонной смеси, $\text{кН}/\text{м}^3$; $\gamma_{\text{бентонит}}$ - объемный вес глинистого раствора, $\text{кН}/\text{м}^3$; $h_{\text{крит}}$ - критическая глубина, м; h - глубина ниже уровня верха стены в грунте, м.

Следует подчеркнуть, что рассматриваемая билинейная зависимость (1) представляет собой огибающую максимального давления свежего бетона, действующего на стенки траншеи в процессе бетонирования. С некоторой долей приближения можно сказать, что в отдельных случаях данная зависимость соответствует моменту окончания бетонирования стены в грунте. Данная зависимость не учитывает уменьшение давления свежего бетона на стенки траншеи с течением времени, которое фиксировалось в

результате мониторинга на различных объектах. Уменьшение горизонтального давления свежего бетона (при большой глубине стены в грунте или медленной скорости бетонирования), согласно опытным данным [12], может наступить в нижней части стены в грунте еще до окончания работ по ее бетонированию. Относительно рассматриваемой проблемы влияния изменения НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте на расчет ограждающих и распорных конструкций котлована, тот факт, что билинейная зависимость (1) не учитывает уменьшение давления свежего бетона с течением времени, является серьезным ее недостатком. Использование билинейной зависимости (1) приводит к существенной переоценке горизонтального давления, действующего на стену в грунте перед откопкой котлована. С учетом того, что при моделировании устройства стены в грунте по методу WIM в рассмотренных выше работах [3, 4, 14, 17] использовалась билинейная зависимость (1), результаты данных работ нуждаются в ревизии. Можно предположить, что учет уменьшения давления свежего бетона для переуплотненных грунтов еще больше усилит эффект влияния устройства стены в грунте на расчет ограждающих и распорных конструкций котлована, а для нормальноуплотненных и слабопереуплотненных грунтов наоборот ослабит.

Расчетная модель, позволяющая оценить уменьшение горизонтального давления свежего бетона с течением времени была предложена в работах С.М. Loreck [11, 12]. Согласно расчетной модели С.М. Loreck, уменьшение давления свежего бетона на стенки траншеи вызвано двумя одновременно протекающими процессами:

- 1) Увеличением трения между свежим бетоном и стенками траншеи.
- 2) Уменьшением коэффициента бокового давления свежего бетона.

В результате увеличения трения между свежим бетоном и стенками траншеи часть вертикальной нагрузки от собственного веса столба бетона воспринимает грунт, в результате чего вертикальное давление в свежем бетоне падает. Данный эффект в научной литературе часто называют «эффектом силоса» (siloeffect). Это связано с тем, что еще в 1895 году в работе Н. Janssen [6] была предложена расчетная схема, учитывающая частичный перенос вертикальной нагрузки от собственного веса зерна за счет трения на стенки силоса. Опытным путем С.М. Loreck получил следующую зависимость для определения силы трения между бетоном и грунтом (2):

$$\tau(t) = -0,52 + e^{\left(\frac{t}{4}\right)^{2,5}}, \quad (2)$$

где t – время твердения бетона, ч.

Уменьшение коэффициента бокового давления свежего бетона подтверждается многочисленными опытами, выполненными в опалубке. В качестве примера можно привести работы Т. Proske и М. Specht [15, 19]. Особенностью бетонирования в траншеи при устройстве стены в грунте является наличие на контакте бетон/грунт водопроницаемой глинистой корочки. Как показали опыты С.М. Loreck [11, 12], уменьшению коэффициента бокового давления свежего бетона при устройстве стены в грунте способствуют консолидация насыщенной водой глинистой корочки и фильтрация через нее в грунт поровой/капиллярной воды из свежего бетона. Опытным путем С.М. Loreck получил следующую зависимость для определения коэффициента бокового давления свежего бетона (3):

$$\lambda(t) = \left(\frac{1}{3} - \frac{2}{15} \times \left(\frac{t}{11}\right)^{1,2}\right) \times \left(\cos\left(\frac{\pi \times t}{11}\right) + 2\right), \quad (3)$$

где t – время твердения бетона, ч.

В качестве нижней границы, до которой может уменьшиться давление свежего бетона в расчетной модели Loreck принято давление глинистого раствора, действовавшее

на стенки траншеи до начала бетонирования. Данный подход основывается на результатах мониторинга за давлением свежего бетона, собранных на различных опытных площадках.

На настоящий момент расчетная модель Loreck не получила широкого распространения, что связано, вероятно, с несколькими причинами:

- 1) сложность модели Loreck по сравнению с билинейной зависимостью (1);
- 2) основные результаты работы С.М. Loreck опубликованы на немецком языке [11, 12];

- 3) работы С.М. Loreck [11, 12] появились значительно позже работы М.Л. Lings с соавторами [10]. К этому времени уже было опубликовано много научных статей [4, 5, 7, 8, 13, 14, 16, 17, 20], основанных на билинейной зависимости (1). Данный пул статей сформировал отношение к проблеме моделирования стадии бетонирования как в целом решенному и закрытому работой М.Л. Lings с соавторами вопросу.

Разработка методики численного моделирования стадии бетонирования стены в грунте для песчаных грунтов

Существующие методики численного моделирования стадии бетонирования стены в грунте обладают рядом недостатков. Методика, основанная на билинейной зависимости (1), не учитывает уменьшение давления свежего бетона с течением времени, что приводит к недостоверной оценке горизонтального давления грунта на ограждающую конструкцию перед откопкой котлована. Недостатком методики, предложенной С.М. Loreck является ее сложность, кроме того, зависимости полученные для данной методики основываются на относительно небольшом количестве лабораторных опытов. Ввиду этого авторы настоящей статьи разработали собственную простую методику численного моделирования стены в грунте для песчаных грунтов, основанную на работах М.Л. Lings и С.М. Loreck с соавторами [10, 11, 12].

Давление свежего бетона на стенки траншеи до момента его твердения с течением времени постоянно изменяется. Для моделирования данного процесса в глинистых грунтах необходимо разбить стену в грунте на отдельные участки по высоте, также необходимо разбить на отрезки время от начала бетонирования стены в грунте до момента, когда бетон затвердеет и его давление на стенки траншеи перестанет меняться. Далее необходимо для каждого участка стены в грунте на каждом отрезке времени вычислить давление свежего бетона. После этого при помощи конечно-элементной расчетной программы можно замоделировать стадию бетонирования стены в грунте отдельными этапами, количество которых будет количеству отрезков, на которое было разбито время от начала бетонирования до момента, когда давление свежего бетона перестало меняться. Очевидно, что данный процесс является довольно трудоемким, особенно если нужно замоделировать не одну, а несколько захваток.

Ввиду того, что у песчаных грунтов отсутствует фильтрационная консолидация и для них не имеет значение, сколько по времени действовало на них то или иное давление свежего бетона, для данного типа грунта моделирование стадии бетонирования можно выполнить в первом приближении за один этап, сразу задав конечное давление свежего бетона. Однако данный способ моделирования за один этап не учитывает историю нагружения грунта, что может иметь значение для дальнейших расчетов ограждающих и распорных конструкций котлована. Ввиду этого предлагается моделировать стадию бетонирования в песчаных грунтах при помощи нагрузок в два этапа. На первом этапе нагрузка на стенки траншеи задается по билинейной зависимости (1). На втором этапе нагрузка на стенки траншеи принимается равной конечному давлению свежего бетона. Первый этап соответствует максимальной нагрузке, действующей на стенки траншеи на стадии бетонирования, второй этап – минимальной. Для моделирования первого этапа необходимо определить критическую глубину билинейной зависимости. Для моделирования второго этапа – определить конечное давление свежего бетона.

В работе M.L. Lings с соавторами [10] критическую высоту предложено определять как треть высоты стены в грунте. Данный подход базировался на анализе доступных к моменту публикации работы опытных данных с трех опытных захваток. В работе авторов настоящей статьи [2] было показано на основании обработки и анализа опытных данных с десяти опытных захваток, представленных в работе С.М. Loreck [12], что реальные значения критической высоты колеблются в широких пределах от 0,17 до 0,57Н, существенно отклоняясь от предсказанного M.L. Lings с соавторами значения равного 0,33Н. Ввиду этого на основании опытных данных [12] авторами настоящей статьи была выведена путем линейной аппроксимации простая формула (4) для определения критической высоты в зависимости от скорости бетонирования.

$$H_{\text{крит}}(V) = 0,85 \times V + 1,78, \quad (4)$$

где V – средняя скорость бетонирования стены в грунте, м/ч.

В расчетной модели Loreck, как уже указывалось выше, конечное давление свежего бетона на основании опытных данных было принято равным давлению глинистого раствора, действовавшему на стенки траншеи до начала бетонирования. При этом объяснения, почему давление падает каждый раз в различных инженерно-геологических условиях именно до уровня давления глинистого раствора в работах [11, 12] не представлено. Для проверки возможности применения подхода С.М. Loreck для определения конечного давления свежего бетона представим опытные данные [12] в графическом виде – на рис.1. На данном рисунке абсцисса каждой точки соответствуют глубине установки датчика давления, а ордината – отношению конечного (минимального) давления свежего бетона, зафиксированного датчиком, к гидростатическому давлению глинистого раствора на той же глубине, выраженному в процентах. Данный рисунок наглядно позволяет оценить насколько подход С.М. Loreck точно аппроксимирует опытные данные. Как видно из рис. 1, наибольшее превышение гидростатического давления глинистого раствора (до 110%) наблюдается в верхней части траншеи на глубине до 10 м. На глубинах свыше 11 м отношение давлений свежего бетона и глинистого раствора для всех точек находится в диапазоне 90-120%. Следует отметить, что наиболее последний и тщательно задокументированный опыт в Роттердаме показал очень маленькие отклонения показаний датчиков от гидростатического давления глинистого раствора: для 14 из 16 датчиков отклонения не превысили 15%. По мнению авторов настоящей статьи, на текущем уровне знаний о развитии давления свежего бетона на стенки траншеи, подход С.М. Loreck к определению конечного (минимального) давления свежего бетона следует признать оправданным и рациональным. При этом следует учитывать, что данный подход, вероятно, дает заниженные значения конечного давления свежего бетона для верхней части траншеи (глубиной до 10 м). По мере получения новых опытных данных и развития расчетных моделей, позволяющих объяснить падение давления свежего бетона до тех или иных уровней, возможно подход С.М. Loreck будет уточнен или заменен новым более точным.

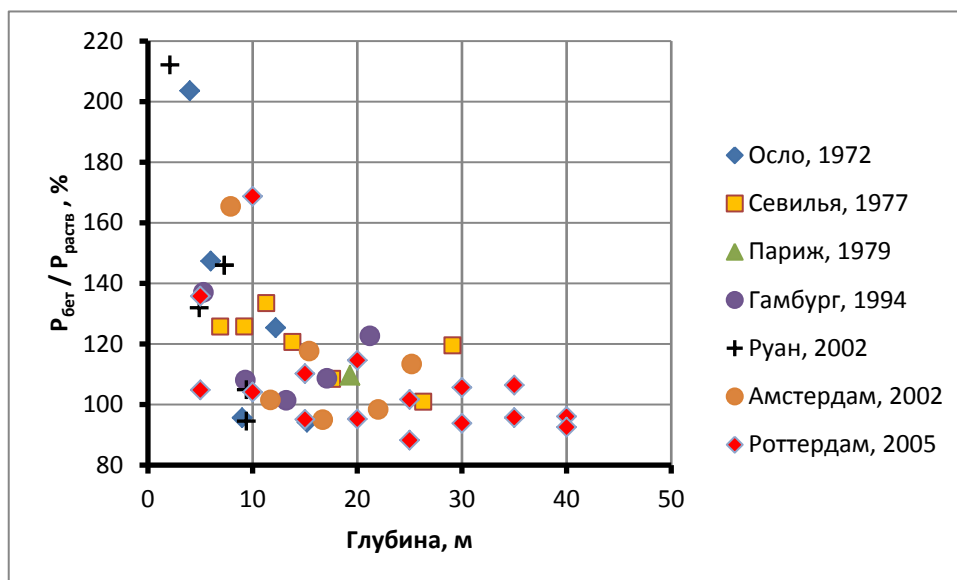


Рис. 1. Сравнение конечного (минимального) давления свежего бетона $P_{бет}$, согласно опытным данным, с гидростатическим давлением глинистого раствора $P_{раств}$

Численное моделирование устройства котлована

Численное моделирование устройства котлована выполнялось в трехмерной постановке задачи в программе PLAXIS 3D (рис. 2). Размер модели 62x32x39 (h). Глубина котлована составляет 22 м (рис. 3). Ограждающая конструкция – стена в грунте толщиной 1 м и высотой 34 м. Стена в грунте разбита на пять захваток (рис. 4). Длина двух крайних захваток – 4 м, трех средних – 8 м, что фактически с учетом граничных условий модели (на границах модели горизонтальные перемещения принимаются равными нулю) соответствует пяти захваткам длиной по 8 м. Последовательность устройства захваток стены в грунте принималась следующей: № 1, 3, 2, 5, 4. Распорные конструкции – стальные трубы $\varnothing 820 \times 8$ мм. Распорки устанавливаются в 4-х ярусах на глубине 2, 7, 12 и 17 м. Шаг распорок в горизонтальной плоскости – 4 м. Распорки упираются в распределительную балку, выполненную из трех двутавров 55Б2. Принятые параметры котлована и его ограждающих и распорных конструкциях являются типичными при строительстве станций метро в г. Москве.

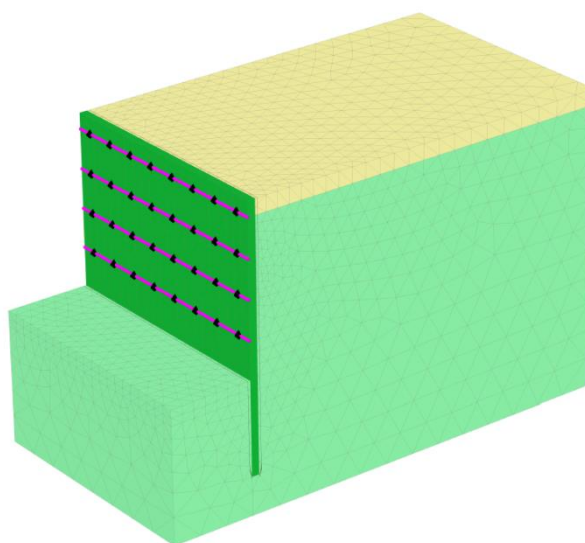


Рис. 2. Общий вид расчетной модели в PLAXIS 3D

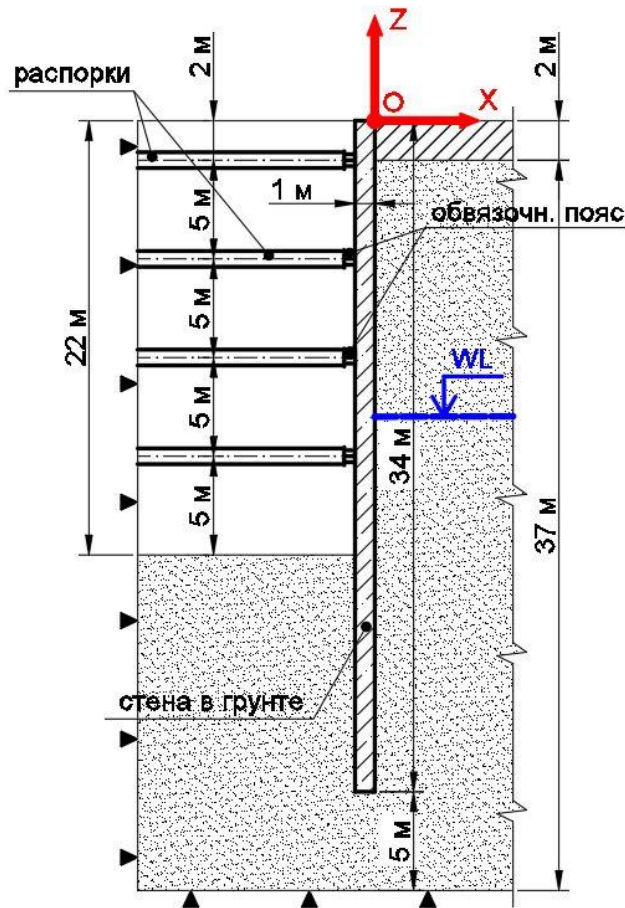


Рис. 3. Схема расчетной модели (разрез)

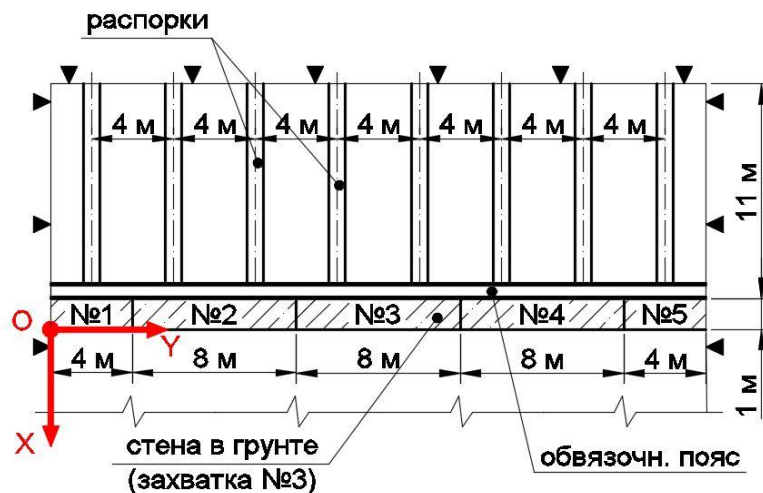


Рис. 4. Схема расчетной модели (план)

В модели было принято следующее инженерно-геологическое строение. До глубины 2 м залегают насыпные грунты, ниже – пески. Грунтовые воды расположены на глубине 15 м от поверхности земли. Модель грунта для насыпи – линейно упругая идеально пластическая модель Мор-Кулона ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $E = 15 \text{ МПа}$, $\nu = 0,35$, $c = 10 \text{ кПа}$, $\varphi = 15^\circ$), для песка – модель упрочняющегося грунта ($\gamma_{\text{unsat}} = 19 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ кН/м}^3$, $E_{50}^{\text{ref}} = 30 \text{ МПа}$, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 30 \text{ МПа}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 90 \text{ МПа}$, $m = 0,5$, $c = 1 \text{ кПа}$, $\varphi = 35^\circ$). Выбор для

песка модели упрочняющегося грунта обусловлен необходимостью учета истории нагружения грунтового массива горизонтальной нагрузкой от давления свежего бетона.

Спецификация выполненных численных расчетов представлена в табл. 1. Стена в грунте моделировалась как сразу в виде готовой конструкции без учета процесса ее устройства (методом WIP), так и с учетом данного процесса (методом WIM). Стадия откопки траншеи моделировалась во всех расчетах методом WIM одинаково – при помощи нагрузок, определяемых по гидростатическому закону с учетом удельного веса глинистого раствора. Стадия бетонирования моделировалась тремя различными способами, которые условно назовем WIM1, WIM2 и WIM3 (рис. 5). При расчете методом WIM1 давление свежего бетона на стенки траншеи определяется по билинейной зависимости (1), уменьшение давление свежего бетона с течением времени не учитывается. При расчете по методу WIM2 стадия бетонирования моделируется в два этапа. На первом этапе нагрузка на стенки траншеи определяется по билинейной зависимости (1), на втором нагрузка принимается равным гидростатическому давлению глинистого раствора, что позволяет учесть уменьшение давления свежего бетона с течением времени. При расчете методом WIM3 стадия бетонирования моделируется в один этап, нагрузка на стенки траншеи принимается равной гидростатическому давлению глинистого раствора. Сравнение результатов расчетов методами WIM2 и WIM3 позволяет оценить важность учета истории нагружения грунтового массива горизонтальной нагрузкой от давления свежего бетона. Готовая конструкция стены в грунте моделировалась во всех случаях (включая расчет методом WIP) одинаково – при помощи линейно-упругих объемных элементов. Модуль упругости для объемных элементов принимался равным – 32500 МПа (бетон В30), удельный вес – 24 кН/м³. Для оценки влияния критической глубины на результаты расчетов моделирование выполнялось при различных ее значениях: 5, 12 и 34 м. Критическая глубина равная 34 м тождественна гидростатическому давлению свежего бетона. Исходя из формулы (4), принятые при моделировании значения критической глубины соответствуют следующим скоростям бетонирования стены в грунте: 3, 8, 12,0 и 37,9 м/с соответственно. Удельный вес свежего бетона в расчетах принимался равным 24 кН/м³, глинистого раствора – 11 кН/м³.

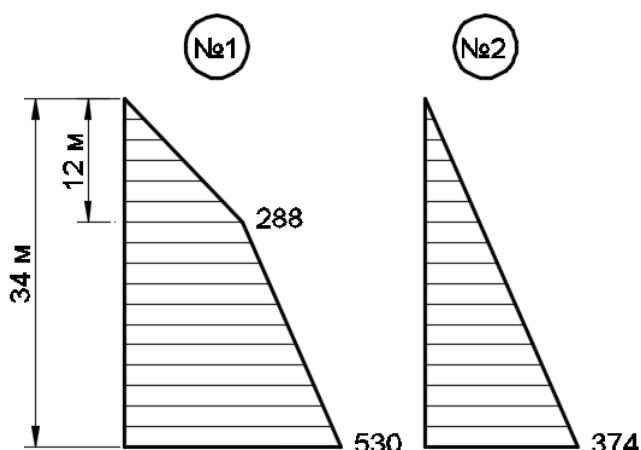
Таблица 1

Спецификация выполненных численных расчетов

№ расчета	Условное название расчета	Метод моделирования процесса устройства стены в грунте		Критическая глубина, м
		Откопка траншеи	Бетонирование	
1	WIP	не моделировался (WIP)		-
2	WIM1 H=5	нагрузкой*	WIM1	5
3	WIM1 H=12		WIM1	12
4	WIM1 H=34		WIM1	34
5	WIM2 H=5		WIM2	5
6	WIM2 H=12		WIM2	12
7	WIM2 H=34		WIM2	34
8	WIM3		WIM3	-

Примечание: * - нагрузка для стадии откопки траншеи вычислялась по гидростатическому закону с учетом удельного веса глинистого раствора

**Эпюры давления влажного бетона на
стенки траншеи (кПа)**



Формулы методов моделирования стадии бетонирования:

а) WIM1=№1 б) WIM2=№1→№2 в) WIM3=№2

Рис. 5. Принципиальная схема методов моделирования стадии бетонирования WIM1-WIM3 на примере расчета с критической глубиной равной 12 м

Результаты численного моделирования и их анализ

Согласно результатам численного моделирования, наименьшие горизонтальные перемещения стены в грунте соответствуют расчету WIP (табл. 2). Наибольшие горизонтальные перемещения при одной и той же критической глубине соответствуют серии расчетов WIM1.

Таблица 2

Максимальные горизонтальные перемещения стены в грунте при откопке котлована

Условное название расчета (см. табл. 1)	X_{max} , мм
WIP	25,1
WIM1 H=5 м	30,5
WIM1 H=12 м	40,2
WIM1 H=34 м	56
WIM2 H=5 м	27,6
WIM2 H=12 м	30,4
WIM2 H=34 м	37,9
WIM3	26,5

Особенностью численного моделирования стены в грунте объемными элементами, в отличие от моделирования плоскими элементами, является то, что в его результате мы получаем напряжения вместо усилий. От напряжений, действующих в любом сечении стены в грунте, можно перейти к моментам по формуле, известной из сопромата:

$$M = \sigma \times W \quad (5),$$

где σ – нормальное напряжение в сечении, кН/м^2 ; W – момент сопротивления сечения, м^3 .

Для того чтобы отделить нормальные напряжения, вызываемые изгибом, от нормальных напряжений, вызываемых продольным усилием, использовалась формула (6), предложенная в работе Р.А. Мангушева с соавторами [1].

$$\sigma = 0,5 \times (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \quad (6),$$

где σ_{max} и σ_{min} – максимальное и минимальное напряжение, действующее в сечении стены в грунте.

Значения максимального изгибающего момента, действующего в стене в грунте при откопке котлована, во всех расчетах примерно одинаковы (табл. 3), за исключением расчетов, где стадия бетонирования моделировалась по методу WIM1 и была принята значительная величина критической глубины (12 и 34 м). В указанных расчетах изгибающие моменты получились заметно больше, чем в других расчетах.

Таблица 3

Максимальные изгибающие моменты, действующие в стене в грунте при откопке котлована

Условное название расчета (см. табл. 1)	M_{max} , кН·м
WIP	1318
WIM1 H=5 м	1332
WIM1 H=12 м	1437
WIM1 H=34 м	1677
WIM2 H=5 м	1323
WIM2 H=12 м	1311
WIM2 H=34 м	1360
WIM3	1345

Согласно результатам численного моделирования, продольные усилия в распорках верхних ярусов сильно зависят от метода расчета и заданной критической глубины бетонирования (табл. 4). С увеличением глубины рассматриваемого яруса данная зависимость существенно ослабевает. Разница между расчетными значениями продольных усилий составляет до 124% для распорок самого верхнего яруса (№ 1) и до 10% для распорок самого нижнего яруса (№ 4).

Таблица 4

Максимальные продольные усилия, действующие в распорках при откопке котлована

Условное название расчета (см. табл. 1)	Максимальное продольное усилие в распорке, кН			
	Ярус № 1	Ярус № 2	Ярус № 3	Ярус № 4
WIP	-438	-1604	-2632	-2396
WIM1 H=5 м	-894	-2007	-2772	-2490
WIM1 H=12 м	-980	-2604	-3104	-2472
WIM1 H=34 м	-924	-2867	-3585	-2626
WIM2 H=5 м	-609	-1734	-2738	-2411
WIM2 H=12 м	-668	-1874	-2714	-2459
WIM2 H=34 м	-689	-1968	-2767	-2463
WIM3	-498	-1695	-2747	-2407

Разница в полученных результатах численного моделирования устройства котлована обусловлена главным образом различным уровнем горизонтального давления грунта, действующего на стену в грунте перед откопкой котлована. Для исследования того, как меняются горизонтальные напряжения в грунтовом массиве в процессе устройства стены в грунте при различном способе моделирования стадии бетонирования, было подробно рассмотрено два расчета с одинаковой критической глубиной: WIM1 H = 12 и WIM2 H = 12.

Горизонтальные напряжения в грунтовом массиве на расстоянии 0,1 метра от центра захватки № 3 возрастают в обоих расчетах относительно начального уровня на стадии откопки траншеи (рис. 6 и 7). Это связано с тем, что гидростатическое давление глинистого раствора практически до уровня низа стены в грунте превосходит начальные полные горизонтальные напряжения, действующие в грунтовом массиве. На стадии бетонирования в расчете по методу WIM1 горизонтальные напряжения возрастают еще больше, тоже самое происходит и на первом этапе расчета по методу WIM2. Однако на втором этапе расчета по методу WIM2 горизонтальные напряжения уменьшаются снова до уровня, соответствующего откопке траншеи. Устройство соседних захваток вызывает уменьшение уровня горизонтальных напряжений в обоих расчетах.

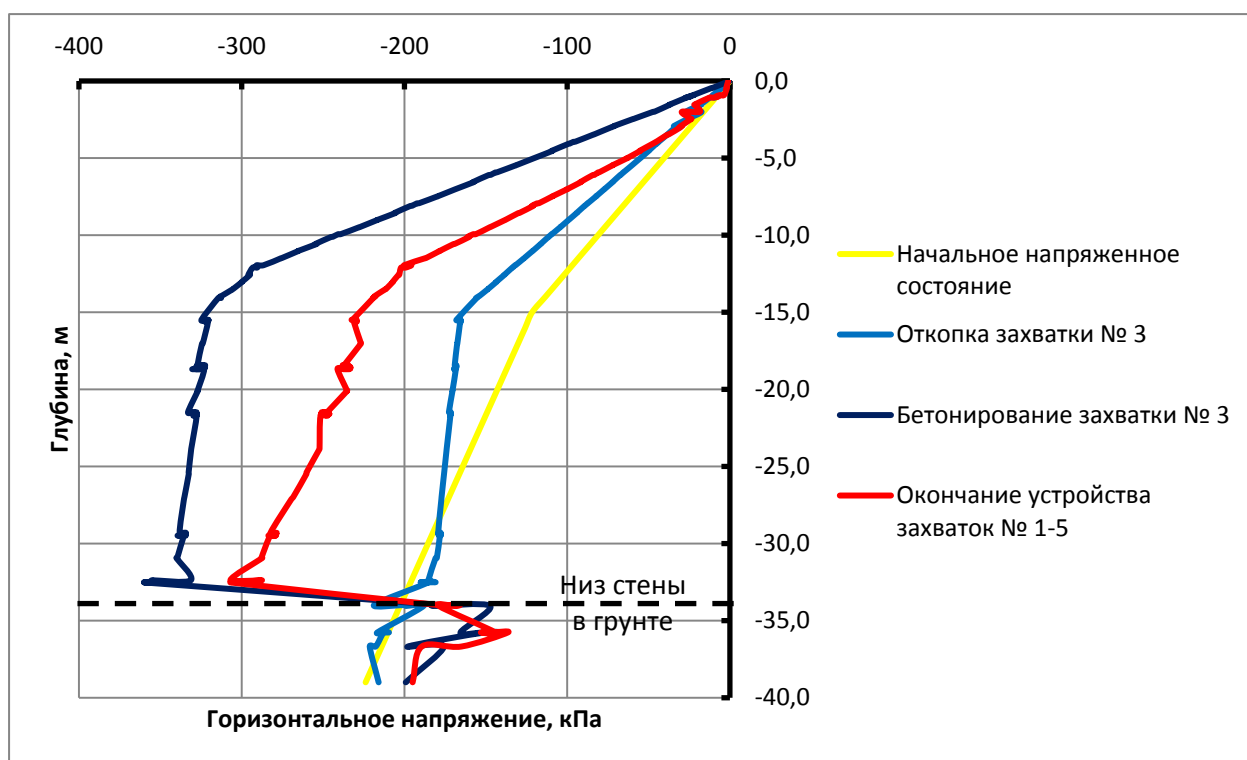


Рис. 6. Расчет WIM1 H = 12. Изменение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве на расстоянии 0,1 м от центра захватки № 3 в процессе устройства стены в грунте (захватки № 1-5)

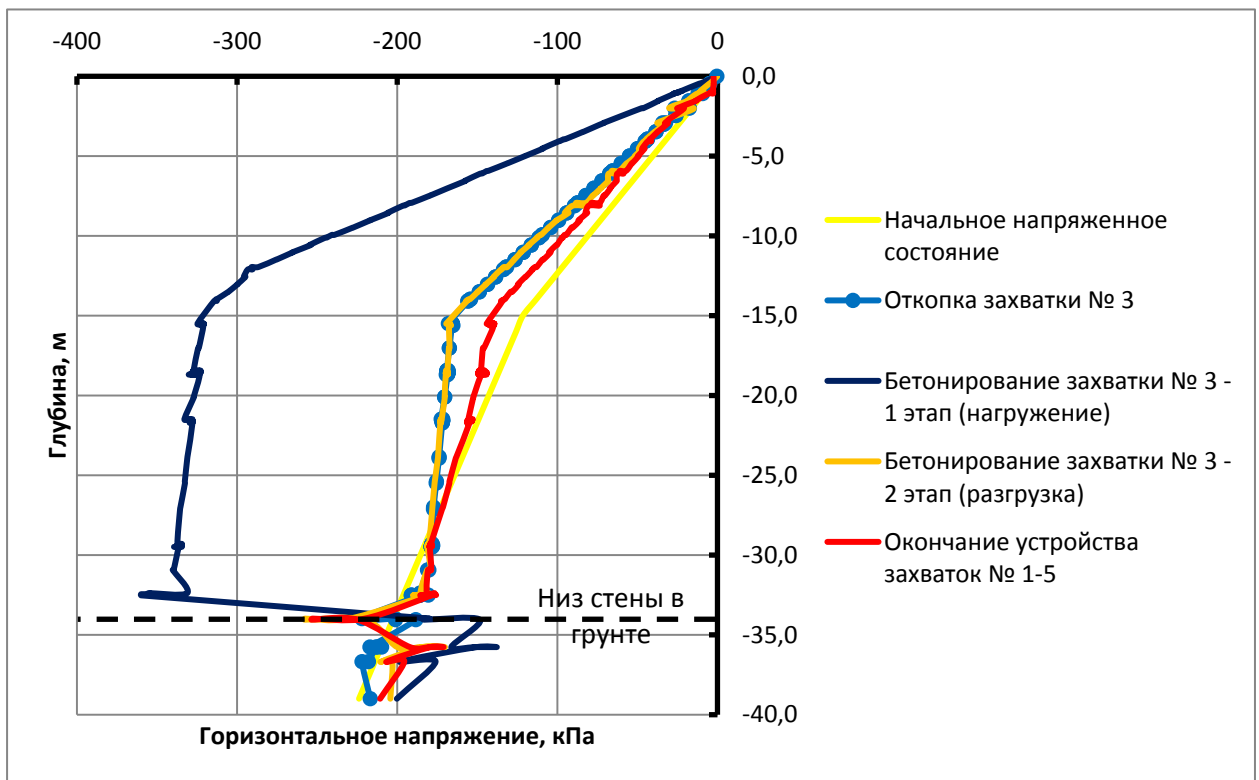


Рис. 7. Расчет WIM2 H = 12. Изменение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве на расстоянии 0,1 м от центра захватки № 3 в процессе устройства стены в грунте (захватки № 1-5)

Ввиду того, что расчеты ведутся в объемной постановке задачи с учетом последовательности возведения захваток, горизонтальные напряжения в грунтовом массиве существенно различаются не только по высоте стены в грунте, но и по ее длине (см. рис. 8 и 9). При этом наблюдается качественная разница в характере изменения горизонтальных напряжений напротив центральной части захваток и их стыков. При увеличении горизонтальных напряжений напротив центральной части захваток (на стадии откопки траншеи или бетонирования) горизонтальные напряжения напротив стыков захваток уменьшаются. Финальные горизонтальные напряжения в результате устройства всей стены в грунте в районе стыков захваток существенно меньше, чем в районе их центральной части при расчете по методу WIM1, при расчете по методу WIM2 наблюдается обратная картина. Также существенная количественная разница в результатах наблюдается в зависимости от того какая захватка рассматривается.

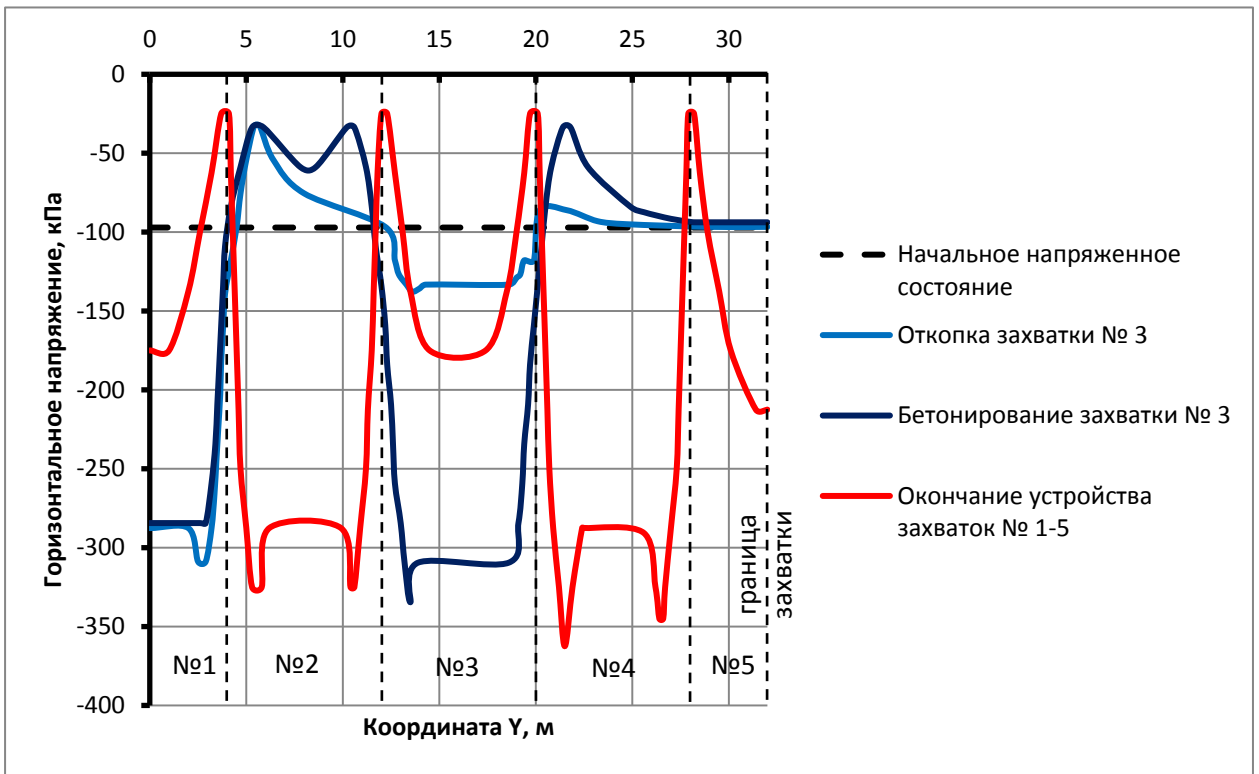


Рис. 8. Расчет WIM1 H = 12. Изменение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве на глубине 12 м на расстоянии 0,1 м от стены в грунте в процессе ее устройства (захватки № 1-5)

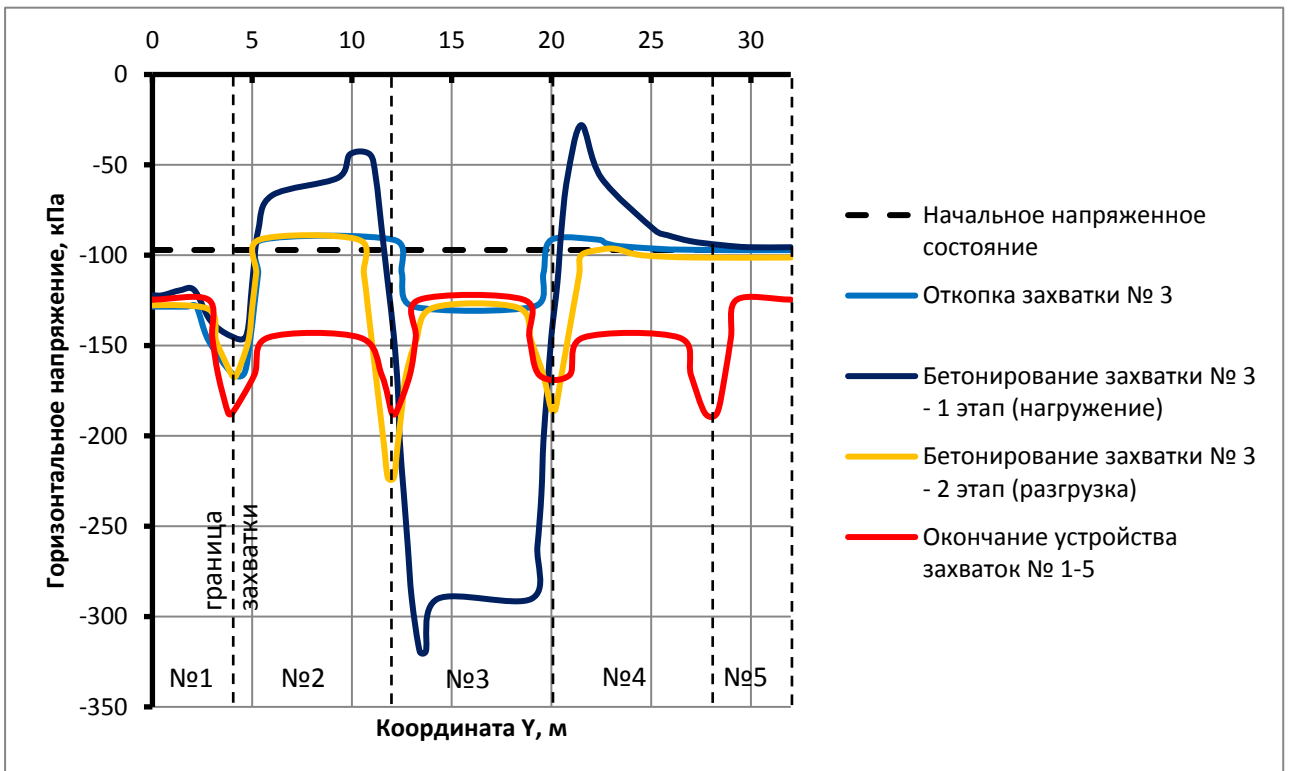


Рис. 9. Расчет WIM2 H = 12. Изменение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве на глубине 12 м на расстоянии 0,1 м от стены в грунте в процессе ее устройства (захватки № 1-5)

Выводы

1. Согласно результатам численного моделирования, выполненного для песчаных грунтов в работе R. Conti с соавторами, а для нормально и слабо переуплотненных глинистых грунтов в работе R. Schäfer и T. Triantafyllidis, учет изменения НДС грунтового массива в результате устройства стены в грунте, оказывает существенное влияние на расчет ограждающих и распорных конструкций котлована. Данное влияние заключается в увеличении расчетных деформаций ограждающих и распорных конструкций и расчетных усилий, действующих в них. Причиной увеличения расчетных деформаций и усилий в рассмотренных работах является приращение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве по сравнению с начальным уровнем при моделировании стадии бетонирования стены в грунте.

2. В рассмотренных работах R. Conti и R. Schäfer с соавторами стадия бетонирования моделировалась «традиционным», самым распространенным на настоящий момент способом – при помощи нагрузок, прикладываемых к стенкам траншеи, определяемых по билинейной зависимости, предложенной M.L. Lings с соавторами. Существенным недостатком данного метода является то, что он не учитывает уменьшение давления свежего бетона на стенки траншеи с течением времени, которое неоднократно фиксировалось в результате мониторинга на различных объектах. Для устранения данного недостатка авторами настоящей статьи предложено для песчаных грунтов моделировать стадию бетонирования в два этапа. На первом этапе прикладываемая к стенкам траншеи нагрузка определяется традиционным способом по билинейной зависимости, на втором этапе нагрузка, действующая на стенки траншеи, уменьшается до уровня гидростатического давления глинистого раствора, что в целом соответствует опытным данным. В рамках настоящей работы «традиционный» метод моделирования стадии бетонирования получил условное название WIM1, а метод, учитывающий уменьшение давления свежего бетона – WIM2.

3. Численное моделирование устройства котлована в песчаных грунтах, выполненное в настоящей работе различными методами, показало следующее. Учет изменения НДС грунтового массива при устройстве стены в грунте приводит к увеличению расчетных деформаций ограждающих и распорных конструкций котлована и усилий, действующих в них, что совпадает с выводами, сделанными в работе R. Conti с соавторами. Величина прироста деформаций и усилий зависит от принятой в расчете критической глубины билинейной зависимости и метода моделирования стадии бетонирования. В целом деформации и усилия растут с увеличением критической глубины, что подчеркивает важность ее корректного определения. Значение критической глубины рекомендуется определять по формуле (4) в зависимости от средней скорости бетонирования стены в грунте. При одной и той же величине критической глубины метод WIM1 дает большие значения деформаций и усилий, чем метод WIM2. При критической глубине равной 12 м разница между двумя методами для максимального горизонтального перемещения стены в грунте, изгибающего момента, действующего в ней и продольного усилия в распорках верхнего яруса составила 32, 10 и 47 процента соответственно. Следует отметить, что даже при учете уменьшения давления свежего бетона (метод WIM2) расчетные значения максимального горизонтального перемещения стены в грунте и продольного усилия в распорках верхнего яруса оказались существенно больше (на 21 и 53 процента соответственно при критической глубине равной 12 м), чем при численном моделировании, выполненном без учета изменения НДС грунтового массива в результате устройства ограждающей конструкции котлована.

4. Согласно полученным в рамках настоящей работы результатам численного моделирования и анализа существующих научных источников, расчет ограждающих и распорных конструкций котлована в песчаных грунтах, выполняемый без учета изменения НДС грунтового массива в результате устройства стены в грунте, может привести к

существенной недооценке деформаций рассматриваемых конструкций и усилий, действующих в них. Данная недооценка усилий и деформаций будет особенно сильной в случае значительной величины критической глубины и низкого расположения уровня грунтовых вод. Если расчет ограждающих и распорных конструкций котлована ведется с учетом изменения НДС грунтового массива в результате устройства стены в грунте, однако стадия бетонирования при этом моделируется «традиционным» способом без учета уменьшения давления свежего бетона с течением времени (метод WIM1), то это приводит к существенному завышению деформаций данных конструкций и усилий, действующих в них.

Список литературы

1. Мангушев Р.А., Веселов А.А., Конюшков В.В., Сапин Д.А., 2012. Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте». Вестник гражданских инженеров, № 5 (34), с. 87-98.
2. Шулятьев О.А., Минаков Д.К., 2017. Давление свежего бетона на стенки траншеи при устройстве стены в грунте. Геотехника, № 6, с. 30-38.
3. Conti R., de Sanctis L., Viggiani G.M.B., 2012. Numerical modelling of installation effects for diaphragm walls in sand. Acta Geotechnica, Vol. 7, Issue 3, pp. 219-237.
4. Gourvenec S.M., Powrie W., 1999. Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation. Geotechnique, Vol. 49, Issue 6, pp. 801-823.
5. Gourvenec S.M., Powrie W., 2002. Three-dimensional effects in the construction of a long retaining wall. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, Vol. 155, Issue 3, pp. 163-173.
6. Janssen H., 1885. Versuche über Getreidedruck in Silozellen. VDI Zeitschrift, Vol. 39, pp. 1045-1049.
7. Lächler A., Neher H.P., Gebeyhu G., 2006. A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam. Proceedings of the international conference on numerical simulation of construction processes in geotechnical engineering for urban environment, Bochum, Germany, 23/24 March 2006, pp. 83-96.
8. Lächler A., Vermeer P.A., Wehnert M., 2007. Assessment of diaphragm wall stability and deformation. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 2007, pp. 1055-1060.
9. Lings M.L., Nash D.F.T., Ng C.W.W., Boyce M.D., 1991. Observed behavior of a deep excavation in Gault clay. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 1991, pp. 467-470.
10. Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T., 1994. The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, Vol. 107, Issue 3, 1994, pp. 163-172.
11. Loreck C., Triantafyllidis T., 2007. Berücksichtigung des Frischbetondrucks bei der FE-Simulation der Schlitzandherstellung. Die Bautechnik, No. 9, pp. 646-655.
12. Loreck C.M., 2008. Die Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Herstellung von Schlitzwänden. Institute für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Issue 39.
13. Ng C.W.W., Yan R.W.M., 1998. Stress Transfer and Deformation Mechanisms around a Diaphragm Wall Panel. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 7, pp. 638-648.
14. Ng C.W.W., Yan R.W.M., 1999. Three dimensional modeling of a diaphragm wall construction sequence. Geotechnique, Vol. 49, No. 6, pp. 825-834.
15. Proske T., 2005. Schalungsdruck bei Selbstverdichtendem Beton: Ein neues Konzept für die Berechnung. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 100, Issue 2, pp. 169-172.

16. Schäfer R., 2004. Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden. Institute für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Issue 36.
17. Schäfer R., Triantafyllidis T., 2006. The impact of diaphragm wall construction on the serviceability of adjacent strip foundations in soft ground. Proceedings of the international conference on numerical simulation of construction processes in geotechnical engineering for urban environment, Bochum, Germany, 2006, pp. 69-82.
18. Simpson B., 1992. Retaining structures – displacement and design. Geotechnique, Vol. 42, Issue 4. pp. 541-576.
19. Specht M., 1973. Die Belastung von Schalungen und Rüstung durch Frischbeton. Werner Verlag, Düsseldorf.
20. Wit de J.C.W.M., Lengkeek H.J., 2002. Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam - the final results. Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Toulouse, France, 2002, pp. 433-440.