

4. Надежность систем энергетики. Терминология : сб. рекомендуемых терминов. – М. : Наука, 1980. – Вып. 95. – 44 с.
5. Руденко Ю. Н. Надежность систем энергетики / Ю. Н. Руденко, И. А. Ушаков // М. : Наука, 1989. – 325 с.
6. Иродов В. Ф. Математическое моделирование элементарного участка системы воздушно-лучистого отопления / Л. В. Солод., А. В. Кобыща // Вісник Придніпр. держ. акад. будівниц. та архітект. – Д. : ПДАБА, 2001. – № 4. – С. 41 – 46.
7. Иродов Вячеслав. Расчет температурных удлинений инфракрасного трубчатого газового обогревателя / Валерия Ткачева, Леонтина Солод // Theoretical Foundations of Civil Engineering. – 2011. – V. 19. – P. 381 – 386.
8. Хацкевич Ю. В. Разработка алгоритма оперативного управления системами воздушно-лучистого отопления на газовом топливе / Ю. В. Хацкевич // Сб. науч. тр. НГУ. – 2006. – № 26. – Т. 2 – С. 15 – 22.
9. Болотских Н. Н. Совершенствование методики расчета систем отопления газовыми трубчатыми инфракрасными нагревателями. // Наук. вісник будівництва : ХДТУБА, ХОТВ АБУ. – 2009. – Вип. 54. – С. 76 – 91.
10. Tkachova Valeriya. Controllability estimation for heating systems with infrares tube heaters // Технологический аудит и резервы производства. – 2013. – Ч. 1. – № 5/1(7). – С. 31 – 32.
11. Дудкин К. Расчет теплового и гидравлического режима при проектировании многоконтурных трубчатых газовых нагревателей / К. Дудкин, В. Ткачева, В. Данишевский // Theoretical Foundations of Civil Engineering, Polish – Ukrainian transactions. Vol. 20. – Warsaw : Warsaw University of Technology, 2013. – P. 531 – 536.

УДК 624.154:624.151

О ДОСТОВЕРНОСТИ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ РОСТВЕРКА СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА С ОСНОВАНИЕМ

А. Н. Моторный, маг., с. н. с., Н. А. Моторный, к. т. н., доц.

Ключевые слова: забивная свая, буронабивная свая, буроналивная свая, межсвайное пространство, межскважинное пространство, контакт подошвы ростверка с основанием

Введение. При анализе работы свай в делювиальных и аллювиально-делювиальных глинистых грунтах, а также в слабых водонасыщенных глинистых грунтах часто даются «рациональные» предложения об учёте или возможном учёте работы ростверка свайного фундамента с основанием. Это частично повышает несущую способность свайного фундамента, в целом достигается снижение материалоемкости и стоимости работ нулевого цикла. В этом варианте предлагается следующая схема учёта дополнительной несущей способности свайного фундамента за счёт включения в работу ростверка.

а) Свайный фундамент по несущей способности разделяется на два блока:

Первый блок – несущая способность куста свай равная

$$N_c = n \cdot F_d \quad (1)$$

где: n – количество свай в кусте;

F_d – несущая способность одиночных свай вычисленных согласно ДБН.В 2.1-10-2009. Зміна 1, по предлагаемым формулам или по данным статических испытаний свай.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i) \kappa H \quad (2)$$

или $F_d : S = \xi \cdot S_{u,mb} \kappa H$

где: γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте, принимается равным =1;

R – расчётное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа; (табл. Н.2.1 ДБН).

$A_{св}$ – площадь поперечного сечения ствола сваи в месте опирания его на грунт основания, м²;

U – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i – расчётное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности свай, кПа; (принимается по таблице Н.2.1 ДБН В 2.1-10-2009, зміна 1).

h_i – толщина i -го слоя грунта соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м;

$\gamma_{св}, \gamma_{сф}$ – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сборных свай и способа изготовления монолитных свай.

S – осадка сваи от передаваемой на неё нагрузки при статических испытаниях свай, см;

$S_{u,mi}$ – значение предельно-допустимой осадки основания для проектируемого здания или сооружения, м (согласно ДБН В 2.1-10-2009) табл. И.1 приложения И. ДБН В 2.1-10-2009;

ξ – коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания или сооружения $S_{u,mi}$ к осадке сваи полученной при статических испытаниях сваи принимается равным $\xi = 0,2$ при условной стабилизации осадки сваи равной = 0,1мм/час;

Второй блок – несущая способность ростверка равная

$$N_p = A_{н.р.} \cdot \sigma_{ср.} \quad (\text{кН}), \quad (3)$$

$A_{н.р.}$ – площадь подошвы ростверка за вычетом площади поперечного сечения сваи в кусте

$$A_{н.р.} = A_p - n \cdot A_{св.}, \text{м}^2 \quad (4)$$

$\sigma_{ср.}$ – среднее напряжение под подошвой ростверка

$$\sigma_{ср.} = \frac{\sum N}{A_{уф}}, \quad (5)$$

где: $\sum N$ – общая вертикальная нагрузка, передаваемая на свайный фундамент;

$$\sum N = N_{своп} + N_{уф} \quad (6)$$

$N_{уф}$ – вес условного фундамента;

$$N_{уф} = V_{уф} \cdot \gamma_{ср.}; \quad V_{уф} = A_{уф} \cdot l_{св.}; \quad (7)$$

$A_{уф}$ – площадь условного фундамента;

$A_{уф} = (b_p + 2l_{св.} \cdot \text{tg } \varphi_{ср}/4) \cdot (l_p + 2l_{св.} \cdot \text{tg } \varphi_{ср}/4)$ – для забивных свай,

$A_{уф} = (l_p - \varnothing_{св.}) \cdot (b_p - \varnothing_{св.})$ – для буронабивных и буронабивных свай,

$l_p, b_p, \varnothing_{св.}$ – соответственно: длина ростверка, ширина ростверка и диаметр сваи;

n – количество свай в кусте,

$A_{св.}$ – площадь поперечного сечения ствола сваи, м²;

Общая несущая способность свайного фундамента равняется $N_c + N_p$, кН.

Для обоснования правомочности учёта совместной работы ростверка с основанием проследим формирование напряженно-деформированного состояния массива грунта в основании нижних концов и вокруг ствола изготавливаемых свай свайных фундаментов в зависимости от технологии изготовления свай (забивные, буронабивные, буронабивные по разным технологиям).

Забивные сваи. В процессе забивки сваи, вокруг её ствола и под остриём формируется уплотненное ядро, которое распространяется от головы сваи до острия под средним углом $\varphi_{ср}/4$. При этом в процессе погружения сформированное «ядро» погружается вместе с остриём сваи, постепенно увеличиваясь в диаметре с глубиной погружения, до конечных размеров $r = l_{св.} \cdot \text{tg } \varphi_{ср}/4$. При этом конечная форма «ядра» шарообразна, что приводит к образованию в плоскости острия уплотнённого слоя толщиной $h_{упл.} = r = l_{св.} \cdot \text{tg } \varphi_{ср}/4$. Так как диаметр уплотнённого ядра больше сечения ствола, а само уплотнённое ядро погружается вместе с остриём, то вокруг ствола сваи формируется щель переменной толщины по глубине, равной –

«щель» в верхней части ($l_{св.} = h_b \cdot \text{tg } \frac{\varphi_{ср}}{4} - d$) до нижней части ($l_{св.} = h_b \cdot \text{tg } \frac{\varphi_{ср}}{4} - d_{св.}$); где h_b –

глубина буферного слоя, l – длина ствола сваи. Таким образом за счёт формирования уплотнённого ядра в уровне острия сваи толщина щели с глубиной увеличивается и контакт боковой поверхности ствола сваи с грунтом отсутствует (на период погружения свай), это в свою очередь облегчает погружение сваи в процессе забивки (снимаются силы трения грунта на боковую поверхность ствола сваи). При этом напряжение на грани стенки сформированной «скважины» стремится к $\kappa = 0$. Это даёт предпосылки утверждать о проявлении перемещения грунта от оси межсвайного пространства к стенкам сформированной «скважины», вокруг ствола забиваемой(забивной) сваи (перемещение из области с большим давлением в области с низким давлением).

Перемещаясь к стенкам сформированной «скважины», грунт заполняет образованную вокруг ствола сваи щель (при забивке сваи сваебойным агрегатом), охватывает боковую поверхность ствола сваи и начинает передавать силы трения грунта на ее боковую поверхность при перемещении сваи вниз от передачи на неё вертикальной нагрузки от сооружения.

Перемещение грунта от середины межсвайного пространства к стволу сваи, приводит к разрыхлению межсвайного пространства.

Объём перемещённого грунта от середины межсвайного пространства определяется из условия, что объём щели заполненной грунтом равняется объёму перемещенного грунта, т. е. $V_{щ} = V_{н.зр}$, при этом плотность грунта в поперечном направлении одинакова.

Объём щели из расчета формирования уплотнённого ядра и его перемещение вместе с остриём сваи, может быть определён по предварительной формуле:

$$V_{щ} = 1/3 \cdot l_{св} (S_n + S_в + \sqrt{S_n \times S_в}),$$

где: $S_n = \pi (l_{св} \cdot tg \frac{\varphi}{4})^2 - d^2$; площадь нижнего основания «ядра».

$S_в = d^2$ площадь верхнего основания «ядра».

$S_{ит} \rightarrow S_n$ площадь нетто основания «ядра».

Принебрегая величинами второго порядка малости (d^2 относительно $l_{св}^2$ получим окончательный объём щели

$$V_{щ} = 1/3 \cdot l_{св} [l^2 tg^2 \frac{\varphi}{4} + d(l \cdot tg \frac{\varphi}{4})] = 1/3 \cdot l_{св} \cdot l \cdot tg \frac{\varphi}{4} (l \cdot tg \frac{\varphi}{4} + d). \quad (8)$$

Для заполнения образовавшейся щели грунтом необходимо перемещение грунта из межсвайного пространства в объёме равном объёму щели. Распределение этого объёма по высоте, вертикали и горизонтали неравномерное: в уровне верха (головы) сваи перемещение грунта минимальное, в плоскости острия сваи максимальное. В связи с этим разрыхление грунта в межсвайном пространстве также будет неравномерным и запишется зависимостью $(n)e = f(h)$, т. е. значение e – в верхней части (у головы сваи) минимальное, внизу, у острия сваи, максимальное.

В результате изменение пористости или коэффициента пористости будет зависеть от функции $e = f(l \cdot tg \frac{\varphi}{4})$ и плотность грунта в верхней части ρ – будет значительно больше

нежели в уровне плоскости острия свай. Поэтому в процессе производства работ по устройству свайных фундаментов и их эксплуатации начинают проявляться «провальные» деформации грунта в межсвайном пространстве. В результате указанных деформаций нарушается контакт подошвы ростверка с грунтом, формируется щель, между грунтом и ростверком. Размер щели будет зависеть от вертикальной «провальной» деформации разрыхлённого грунта в межсвайном пространстве, которая будет значительно больше осадки свайного фундамента, в связи с чем контакт ростверка с грунтом межсвайного пространства не возобновляется и включение ростверка в работу невозможно.

Следует также отметить, что в процессе проявления вертикальных «провальных» деформаций грунта в межсвайном пространстве формируется лунка в форме близкой к параболическому призматиду, внутренняя поверхность которого при стечении всех возможных обстоятельств связанных с деформацией грунта в межсвайном пространстве не сможет контактировать с поверхностью ростверка, что дополнительно подтверждает предположение о невозможности включения ростверка в работу свайного фундамента.

Возможная деформация «разрыхлённого» грунта может быть вычислена по существующим формулам механики грунтов, без учёта бокового расширения грунта

$$S_{разрых} = \Sigma \frac{P_i h_i}{E_{разрых}}; \quad (9)$$

где: P – давление от собственного веса грунта на «арочную» кровлю: $P = \gamma \cdot h_i$

h_i – длина сваи (размер от головы сваи до сформированного уплотнённого слоя под нижним концом сваи).

$E_{разрых}$ – модуль деформации разрыхлённого грунта, который может быть определен косвенно по сформированной полости «разрыхления из условия равенства объёма перемещённого грунта к стволу» сваи. Если же данных для определения модуля деформации разрыхлённого грунта недостаточно, то рекомендуется предварительно $E_{разр}$ назначать не более – 5 МПа. (меньше 5.0 МПа). Тогда осадка массива разрыхлённого грунта будет равняться

$$S_{разр} = \gamma \cdot h^2 / E_{разрых} \quad (10)$$

и для конкретных условий $\gamma = 15 \text{ кН/м}^3$, $h = 10 \text{ м}$; $E = 5,0 \text{ Мпа}$ осадка разрыхлённого межсвайного массива может быть равна $S_{\text{разр.}} = 15,0 \cdot 10^2 / 5000 = 30 \text{ см}$, что значительно больше возможной осадки свайного фундамента. Поэтому при любой деформации основания свайного фундамента, контакт подошвы ростверка с грунтом межсвайного пространства не возможен, что не даёт права учитывать совместную работу ростверка свайного фундамента с его основанием. Учитывая, что в процессе эксплуатации происходит самоуплотнение (доуплотнение) разрыхленного грунта в межсвайном пространстве от его собственного веса, контакт подошвы ростверка с самоуплотняющимся грунтом не восстанавливается, что дополнительно подтверждает несостоятельность вопросов по учету совместной работы ростверка с основанием.

Включение ростверка в работу «возможно при исключении работы свай в свайном фундаменте. Это возможно при устройстве свайных фундаментов в лёссовых просадочных грунтах с неполной прорезкой просадочной толщи при подъёме уровня подземных вод (замачивание снизу вверх) когда остриё сваи теряет опорный слой при просадке нижнего слоя просадочного грунта, а силы трения грунта на боковую поверхность сваи снижается до минимума. Учитывая, что действующие нормативные документы запрещают проектирование и устройство свайных фундаментов без полной прорезки просадочной толщи, то предлагаемый вариант потери опорного грунта под нижним концом сваи при просадке грунта (замачивание снизу вверх) не возможно. Поэтому передача нагрузки на грунт и включение ростверка в работу свайного фундамента из забивных свай не возможна.

Буронабивные сваи (в устойчивых лёссовых грунтах). Бетонирование ведётся способом ВПТ (без бентонитового глинистого раствора). В процессе изготовления буронабивных свай бурение опережает бетонирование минимум на три скважины. (в отдельных случаях на 5 скважин). В этом случае проявляется горизонтальное перемещение грунта из межскважинного пространства к стенкам скважины. Интенсивность перемещения находится в прямой зависимости от природного давления грунта:

$$\sigma_g = \gamma \cdot h \cdot \xi = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \text{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Отсюда следует, что на грунт стенки скважины в верхней части скважины (устье) давление минимальное, в нижней части (в забое) максимальное, тогда (скорость) интенсивность перемещения грунта в нижней части скважины (в забое) значительно больше чем в верхней части, что приводит к неравномерному напряжённому состоянию грунта по стенкам скважины т.е. давление грунта на стену скважины запишется выражением:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_g^2 + \left[\sigma_g \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \text{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \right]^2} \quad (11)$$

Это позволяет предположить, что при данном давлении горизонтальная деформация грунта т. е. перемещение грунта от середины межскважинного пространства к стенкам скважин неравномерная с максимальным перемещением в уровне забоя скважины и минимальным в уровне устья. Таким образом формируется область разрыхления грунта в межскважинном пространстве в виде пирамиды или конуса с вершиной в уровне устья и основанием в уровне забоя. В связи с этим формируется область «зависания» поверхностного слоя межскважинного пространства, что в свою очередь формирует потенциальные «провалы» межскважинного пространства. При этом «провальные» вертикальные деформации значительно превышают деформации основания свайных фундаментов, чем объясняется нарушение контакта подошвы ростверка с основанием, меняется расчётная схема ростверка. Вместо «плиты» на упругом основании формируется плита опёртая на четырёх опорах (сваях) с нагрузкой на плиту $P = \sigma_{\text{ср.}}$;

где $\sigma_{\text{ср.}}$ – среднее давление на крышу ростверка (сверху) – $\sigma = \frac{N}{A}$; N – нагрузка на ростверк,

A – площадь ростверка. $A = \sigma_p \times l_p \text{ (м}^2\text{)}$.

Усилие в конструкции ростверка (момент), определяется согласно (3) по формуле:

$$M = \nu \sigma b^2 \quad (12)$$

Где: σ – среднее давление передаваемое на ростверк от сооружения;

b , a – расстояние между осями свай в ростверке в поперечном и продольном направлениях.

Прогиб конструкции ростверка определяем по формуле:

$$W = \nu \frac{\sigma b^4}{D} \quad (13)$$

Где: ν – соотношение сторон плиты ростверка: $\nu = \frac{l}{b}$;

D – цилиндрическая жесткость ростверка, принимается равной:

$$D = Eh^3 / 12(1 - \mu^2) \quad (14)$$

μ – коэффициент поперечной деформации. Коэффициент Пуассона = 0,16

Условия равновесия деформаций: $W \leq S_{\text{пров}}$

$S_{\text{пров}}$ – значение «провальной» деформации межскважинного пространства.

$S_{\text{пров}} = \frac{Ph}{E_{\text{разрых}}}$ – (без учета бокового расширения грунта).

$E_{\text{разрых}}$ – модуль деформации разрыхленного грунта. ($E_{\text{раз}} \leq 5$ МПа);

P – давление от веса зависающего грунта = $2/3 \gamma \dot{h}^1$.

\dot{h}^1 – высота деформируемого массива грунта принимается равной длине свай.

Этими деформациями подтверждается нарушение контакта подошвы ростверка свайного фундамента с основанием (формирование щели) и невозможности совместной работы ростверка с основанием.

Буронабивные сваи выполняемые под глинистой суспензией. Бетонирование ведётся способом ВПТ в неустойчивых грунтах с использованием бентонитовой суспензии. Бурение скважин ведётся под глинистой суспензией и после изготовления скважины эта же суспензия используется при изготовлении буронабивной сваи. В этом случае при выемке грунта в процессе бурения скважины пространство освободившееся от вынутаго грунта заполняется глинистой суспензией плотностью $\rho_c \leq 1,05$ т/м³. Напряжённое состояние грунта вокруг скважины определится равенством:

$$q_c = \gamma_c \dot{h}; \quad q_{zp} = \gamma_{zp} h \xi; \quad \Delta q = q_{zp} - q_c = h(\gamma_{zp} \xi - \gamma_c), \text{кПа} \quad (15)$$

где $q_{zp} = \gamma_{zp} h \left(\text{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2}) - 2 \text{Ctg}(45 - \frac{\varphi}{2}) \right)$;

тогда $\Delta q = \gamma_{zp} h \left(\text{tg}^2(45 - \frac{\varphi}{2}) - 2 \text{Ctg}(45 - \frac{\varphi}{2}) \right) - q_c h = h(\gamma_{zp} \xi - \gamma_c) - 2 \text{Ctg}(45 - \frac{\varphi}{2})$.

Так как коэффициент бокового давления $0,5 < \xi \leq 1,0$ то $\gamma_{zp} \xi \leq \gamma_c$.

В этом случае перемещение грунта от межскважинного пространства к стенкам скважины не проявляется, т.е. нарушение целостности грунтового массива межскважинном пространстве не наблюдается. Это подтверждает предположение о том, что контакт подошвы ростверка с грунтом межскважинного пространства не нарушается.

Теперь проследим работу свай в кусте свайного фундамента из Б.Н.С.

Напряжённое состояние массива грунта под нижним концом свай предварительно можно определить по формуле:

$$\sigma = \frac{N + Q_{св} + Q_{zp}}{A_{\text{мас}}} \quad (16)$$

где N – действующая вертикальная нагрузка от сооружения на свайный фундамент, кН;

$Q_{св}$ – вес свай в кусте: $Q_{св} = A_{св} h_{св} \gamma_{св} n$ (кН).

$A_{св}$ – площадь поперечного сечения ствола Б.Н.С.; $A_{св} = \pi d_{св}^2 / 4$ (м²);

$h_{св}$ – длина сваи;

$\gamma_{св}$ – удельный вес материала сваи;

n – количество свай в кусте;

$A_{\text{мас}}$ – площадь нетто условного фундамента принимается равной $A_{\text{мас}} = A_{св} \times n$ (м²);

$Q_{\text{гр}}$ – вес грунта в межскваженном пространстве $Q_{\text{гр}} = (A - A_{св} n) \gamma_{св}$ (кН);

A – площадь куста свай по наружному периметру (м²).

Условие прочности грунта основания под нижними концами свай запишется в виде: $\sigma < R$
где:

R – расчётное сопротивление грунта основания под нижним концом сваи. R вычисляется согласно формуле (Е10), приложение Е, ДБН.В.2.1-10-2009. (для зданий без подвала),

$$R = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{\kappa} [M_y \times k_z \times b \gamma_2 + M_g \times \bar{d}_1 \times \gamma_2 + M_c \times C_2]$$

где: γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициент условий работы, принимаемые по табл.Е.7. ДБН.В.2.1-10-2009.

κ – коэффициент принимаемый равным =1, если характеристики грунтов основания определялись в лабораторных условиях и равным =1,1, если характеристики грунта основания определялись по таблицам. В – 1, В -2 ДБН.В.2.1-10-2009.

M_y, M_q, M_c – коэффициенты зависящие от угла внутреннего трения грунта основания и принимаются по табл. Е.8 ДБН.В.2.1-10-2009. (для грунта под нижним концом сваи);

b – ширина подошвы фундамента (по наружному периметру куста сваи);

C – расчётное значение удельного сцепления грунта (кПа), (для грунта под нижним концом сваи);

d – глубина заложения подошвы ростверка свайного фундамента;

$\bar{d} = l_{cv} + d$, (d – отметка подошвы пяты сваи), относительно природного рельефа.

Если условие $\sigma < R$ выполнено, то осадки свайного фундамента не превышают предельных

$S \leq S_u$ и «прокальвание» свай рабочего слоя невозможно, ростверк не может включиться в совместную работу свайного фундамента.

Буроинъекционные сваи изготавливаемые по технологии «пустотелого шнека». Согласно освоённой технологии изготовления буроинъекционных свай, в процессе бурения скважин и укладке бетона, скважина не «открывается», нарушения целостности грунтового массива вокруг скважины не проявляется, что не даёт предпосылок утверждать о возможном перемещении грунта, к стенке скважины, из области с высокими напряжениями в области с низкими напряжениями. В процессе бетонирования ствола формируется новое напряжённое состояние, в области стенок скважины и межскважинного пространства, которое принуждает к деформированию массива грунта вокруг скважины. Вследствие этого происходит деформация грунта в (межсвайном) межскважинном пространстве с формированием конусности ствола сваи (минимальный диаметр в забое скважины, максимальный в устье скважины). После укладки «литого» бетона, формирования ствола сваи (по технологии «пустотелого шнека»), бетонирования ростверка, бетон ствола сваи и ростверка набирают «свою» прочность в положенный для этого месячный период (28 дней). Так как для изготовления буроинъекционных свай применяется литой бетон с избытком воды, то в процессе гидратации составляющих бетонной смеси с избытком воды происходит «усадка бетона» в стволе сваи с образованием временной щели вокруг ствола, – снижению давления сваи на стенки скважины $p_\delta = p_{ep}$, что приводит к тому же перемещению грунта из середины межсвайного пространства к стволу сваи, за счёт чего снижается плотность грунта межсвайного пространства. Это приводит к его вертикальной деформации с нарушением контакта подошвы ростверка с грунтом межсвайного пространства. Поэтому учитывать работу ростверка в свайном фундаменте из буроинъекционных свай изготавливаемых по технологии «пустотелого шнека» неправомерно. В связи с тем, что в процессе бетонирования сваи (БИС), формируется конусный ствол с конусностью $i \geq 0,025$, а нижний конец сваи, как правило, опирается на прочные твёрдые или полутвёрдые (в водонасыщенном состоянии) глинистые грунты или на песчаные грунты (средней плотности или плотные, в зависимости от геологического строения площадки), то «прокальвание» свай опорного слоя или скольжение грунта по боковой поверхности ствола сваи практически невозможно, что даёт право обосновывать неправомерность учитывать работу ростверка в свайном фундаменте из буроинъекционных свай изготавливаемых по технологии «пустотелого шнека».

Формирование конусности ствола буроинъекционной сваи изготавливаемой по технологии «пустотелого шнека» прослеживается по следующим преобразованиям напряжённого состояния массива грунта вокруг и в основании буроинъекционной сваи в процессе её изготовления и эксплуатации:

- длина сваи, l_{cv} равняется высоте шнека $l_{cv} = h_{шн}$ (м);

- γ_δ – удельный вес бетона (кН/м³);

γ – удельный вес грунта в пределах длины сваи (кН/м³);

P_{ep} – давление от собственного веса грунта $P_{ep} = \gamma_{ep} \times h_{cv}$; $0 \leq P_{ep} \leq \gamma_{ep} \times h_{cv}$ (кН/м² = кПа);

P_δ – давление бетона $P_\delta = \gamma_\delta \times h_{cv} = \text{const}$, согласно технологии изготовления (кН/м² = кПа);

ΔP_0 – приращение давление на стенку скважины: $\Delta P = P_\delta - P_{zp} = h_{ce}(y_\delta - y_{zp})$ кПа;
 E_{zop} – модуль деформации грунта в горизонтальном направлении $E_{zop} = E_0 \times K_a$;
 K_a – коэффициент анизотропии $K_a = E_v / E_0$;
 E_0 – модуль общей деформации грунта ($E_0 = E_b$).

Деформация грунта в горизонтальном направлении (в уровне забоя скважины), (м);

$$S_{заб.} = \Delta P_3 l_{zop} / E_{zop} = \Delta P_3 5 \phi_{св} / E_{zop} \quad (17)$$

Деформация грунта стенки скважины в уровне устья скважины:

$$S_{уст.} = \frac{\Delta P_y 5 \phi_{св}}{E_{zop}} = \frac{P_\delta 5 \phi_{св}}{E_{zop}}, \text{ (м);} \quad (18)$$

где: ΔP_y – приращение давления на стенки скважины в уровне устья $\Delta P = P_\delta - 0 = P_\delta$ (кПа);

Г.С.Т. – условно принимается равной пять диаметров скважины. Г.С.Т. = $5\phi_{св}$.

ΔS_{zop} – разность горизонтальных деформаций стенки скважины в уровне устья и забоя.

$$\Delta S = S_{уст.} - S_{заб.} = \text{, (м);} \quad (19)$$

Конусность буроинъекционной сваи записывается в виде:

$$i = \frac{\Delta S}{l_{св}} \quad (20)$$

Учёт конусности « i » буроинъекционной сваи выполняемой по технологии «пустотелого шнека» обосновано при « i » $\geq 0,025$; т. е. $i = 5 P_\delta \phi_{св} / l_{св} E_{zop} \geq 0,025$

Подтверждением этому предположению может служить обоснование напряжённого состояния грунта вокруг ствола сваи и под нижним концом сваи по которому определяется несущая способность сваи F_d кН.

Несущую способность, F_d , кН (кгс), пирамидальных и конусных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$ допускается определять как сумму сил расчётных сопротивлений грунта основания на боковой поверхности сваи и под её нижним концом по формуле:

$$F_d = \sum_{i=1}^N A_i \cos \alpha [p_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{1,i}) + c_{1,i}] + (\dot{p}_i + n_2 c_{1,i}), \quad (21)$$

где: A_i – площадь боковой поверхности сваи в пределах i -ого слоя грунта, м^2 (см^2);

α – угол конусности сваи, град; $\alpha = \arctg i$;

φ_i, q – расчетные значения угла внутреннего трения φ град, и сцепления C кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$),

i -го слоя грунта;

d – сторона сечения нижнего конца сваи, м;

n_1, n_2 – коэффициенты, значения которых приведены в таблице (СНиП 2.02.03-85).

Сопротивления грунта под остриём сваи p_i и на её боковой поверхности $p_{i,b}$, кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$), определяются по формуле:

$$p_i = p'_i = \frac{E_i}{\sqrt{P_0 i (1 - \mu^2 i) - 2 P_0 i (2 - \mu i)}} \xi (p_{p,i} + c_{1,i} \operatorname{ctg} \varphi_{1,i}) \quad (22)$$

где: E_i – модуль деформации грунта i -го слоя, кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$), определяемый по результатам прессиометрических испытаний;

μ_i – коэффициент Пуассона i -го слоя грунта, принимаемый в соответствии с требованиями ДБН.В.2.1-10-2009;

ξ – коэффициент, значения которого приведены в таблице.

Давление грунта $p_{0,i}$ и $p_{p,i}$, кПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$), определяются по формулам:

$$p_{0,i} = \frac{\mu i}{1 - \mu i} \gamma_{1,i} h_i; \quad p_{p,i} = p_{0,i} (1 + \sin \varphi_{1,i}) + c_{1,i} \cos \varphi_{1,i} \quad (23)$$

где: $\gamma_{1,i}$ – удельный вес грунта i -го слоя, $\text{кН}/\text{м}^3$ ($\text{кгс}/\text{см}^3$);

h^i – средняя глубина расположения i -го слоя грунта, м.

Выводы. На основании выполненного анализа работы свай в грунте с учётом проявляющихся технологических процессов в результате погружения забивных и изготовления буронабивных и буроинъекционных свай изготавливаемых по разной технологии («сухим» способом, под глинистым раствором, с использованием технологии ВПТ для буронабивных свай; с подачей раствора (бетона) бетононасосом снизу вверх; для буроинъекционных свай с использованием технологии «пустотелого шнека»), установлено:

1. В процессе погружения забивных свай формируется щель вокруг ствола сваи, что является причиной перемещения грунта находящегося вокруг ствола сваи от середины межсвайного пространства к стволу сваи. Это является причиной разрыхления грунта в межсвайном пространстве, проявления неравномерных деформаций разрыхлённого грунта межсвайного пространства и нарушении контакта подошвы ростверка с основанием. Поэтому ростверк не может включаться в совместную работу с основанием и увеличивать несущую способность свайного фундамента.

2. В процессе изготовления буронабивных свай изготавливаемых по технологии ВПТ в устойчивых глинистых грунтах (без применения глинистой суспензии) формируется область неравномерного разрыхления грунта в межскважинном пространстве в виде пирамиды или конуса с вершиной в устье и основанием в забое скважины. В связи с этим формируется область «зависания» поверхностного слоя межскважинного пространства, что в свою очередь формирует потенциальные «провалы» межсвайного пространства, чем объясняется нарушение контакта подошвы ростверка с основанием и невозможность учёта совместной работы ростверка с основанием.

3. При изготовлении буронабивных свай в неустойчивых грунтах под глинистым раствором, разрыхление грунта в межскважинном пространстве значительно снижается и практически стремится к нулю, за счёт передачи на стенки скважины давления от глинистой суспензии, которое компенсирует давление грунта из межскважинного пространства к стенке скважины. Формирование напряжённого состояния в основании буронабивных свай показывает, что «прокалывание» рабочего слоя грунта в основании буронабивных свай невозможно, чем исключается рабочий контакт ростверка с основанием и включение ростверка в работу свайного фундамента невозможно.

4. При изготовлении буроинъекционных свай с применением технологии «пустотелого шнека» за счёт применения литого бетона при изготовлении свай, в процессе гидратации составляющих бетонной смеси, из-за избытка воды (при большом водоцементном отношении) происходит усадка бетона по стволу сваи, формируется щель вокруг ствола сваи на границе ствол-стенка скважины. Это приводит к снижению напряжений на стенки скважины (стремящиеся к нулю) и к перемещению грунта из области с высоким давлением (межскважинное пространство) в области с низким давлением к стволу сваи, приводит к разрыхлению грунта в межскважинном пространстве, проявлению неравномерных вертикальных деформаций разрыхлённого грунта и нарушению контакта подошвы ростверка с основанием. Это явление подтверждает предположение о недостоверности включения ростверка в работу.

5. Изготовление буроинъекционных свай под глинистым раствором с подачей литого бетона бетононасосом снизу вверх (от забоя к устью скважины) повторяет ту же ситуацию, что и для буронабивной сваи изготавливаемым под глинистым раствором. Дополнительно применение литого бетона для изготовления буроинъекционной сваи в процессе гидратации составляющих бетонной смеси, приводит к усадке бетона, формированию щели между стволом сваи и стенками скважины, разрыхлению грунта в межскважинном пространстве и нарушению контакта подошвы ростверка с основанием. Поэтому предполагаемый рабочий контакт ростверка с основанием и включение ростверка в работу свайного фундамента невозможно.

Таким образом изучая работу свай в глинистых грунтах с учетом технологии их погружения (для забивных свай) и технологии изготовления (для буронабивных свай в устойчивых и неустойчивых глинистых грунтах и буроинъекционных свай изготавливаемых по освоенным технологиям подачи литого бетона бетононасосом снизу вверх и подачи литого бетона с использованием технологии «пустотелого шнека») установлено, что подымающиеся вопросы учёта работы ростверка, вовлекая в работу грунт межсвайного и межскважинного пространства не обоснованы, так как в процессе изготовления свай и их эксплуатации (нарушается), отсутствует контакт подошвы ростверка с основанием (грунтом межсвайного и межскважинного пространства). А учёт работы ростверка приводит к необоснованному проектному увеличению нагрузки на свайный фундамент, что может привести к непланируемым и необратимым чрезвычайным ситуациям, которые потребуют дополнительных затрат на восстановление деформаций зданий и сооружений.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. **Моторный Н., Моторный А.** Обоснование работы сваи в грунте и формирование несущей способности свай в процессе её погружения и эксплуатации. THEORETICAL FOUNDATIONS OF CIVIL ENGINEERING / Збірник наукових праць «Теоретичні основи будівництва. – Warsaw, MA3, 2013. – № 20. – С. 501 – 508.

2. **Моторный Н., Моторный А., Рубанский В.** Влияние технологи изготовления буроналивных свай на их несущую способность / Збірник наукових праць «Теоретичні основи будівництва. – Warsaw, September, 2012. – № 20. – С. 458 – 466.

3. **Улицкий Н. Н., Рывкин С. А., Самолетов М. В., и др.** Железобетонные конструкции (расчет и конструирование) издание третье переработанное и дополненное. – К. : Будівельник, 1973. – С. 70 – 71.

4. ДБН. В.2.1-10-2009. Зміна 1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ. М.Р.Р. та Б.У. 2011. – С. 55.

5. **Кныш К. А., Моторный Н. А.** Практическое руководство по расчету деформаций оснований и тела земляных плотин за период их возведения и эксплуатации / Научно-технический отчет кафедры Оснований и фундаментов ДИСИ. по договору. – Д. : ДИСИ, 1970. – С. 63.

УДК 728.536:625.712.14

ЗВЕДЕННЯ МАЛОПОВЕРХОВИХ КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ З ВИКОРИСТАННЯМ ДЕРЕВИНИ

О. С. Дьяченко, ас., Л. Ю. Дьяченко, к.т.н., доц.

Ключові слова: *каркасно-панельне будівництво, доступне житло, мотелі, сендвіч-панель, орієнтовано-стружкові плити (ОСП), структурна ізолювана панель (СІП)*

Постановка проблеми та її зв'язок із науковими та практичними завданнями. Актуальність розширення будівництва мотелів зумовлена безперервним ростом потреб у мотельному забезпеченні, пов'язаним із низкою особливостей суспільного розвитку. До них належать: підвищення мобільності населення у зв'язку з ростом його культурного розвитку, забезпечення транспортних вантажопотоків; зростання автотранспортного потенціалу України. З кожним роком розвиваються міжнародні транспортні зв'язки й міжнародний туризм, також виникає необхідність прискореного й широкого обміну науковою інформацією й передовим досвідом шляхом проведення конференцій і нарад; організації виставок, фестивалів в Україні.

Через перенаселення великих міст і непомірну вартість міського житла одночасно іде активне формування позитивного іміджу замського проживання. Основні надії покладають на розвиток сфери котеджного домобудування. Відповідно, розвиток індустріального малоповерхового будівництва зумовлений потребою в доступному житлі в замських зонах великих і малих міст України, необхідністю зведення в короткий термін будинків різного призначення, житлових містечок для військовослужбовців і жителів районів, що перебувають в особливих і екстремальних умовах.

У зв'язку зі стрімким збільшенням темпу зростання будівництва на будівельному ринку з'являються нові матеріали, сучасні технології, що дозволяють у більшості випадків за високої якості будівель значно скоротити час їх зведення.

У разі створення замського будинку зазвичай виникає бажання побудувати його швидко. При цьому хочеться, щоб жити в ньому було комфортно: тепло, тихо і зручно. І поєднати ці бажання сьогодні цілком можливо. На допомогу приходять технології швидкого зведення будівель із дерев'яних каркасно-панельних конструкцій.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. В Україні особливою популярністю користуються швидкозведені будівлі, що споруджуються з легких огорожувальних конструкцій. Це пояснюється тим, що вони дозволяють швидко і з мінімальними тимчасовими і фізичними витратами зводити будівлі різної поверховості, різної форми і розмірів, при цьому термін служби таких будинків не менше 25 років. Унікальна технологія дерев'яного каркасно-панельного будівництва була розроблена у США понад півстоліття тому і відтоді постійно вдосконалюється і оптимізується, забезпечуючи ефективність і економічність будівництва.

У 1960-х роках архітектори прогнозували, що на початку ХХІ століття більшість людей буде жити в збірно-модульних житлах, побудованих за фантастично короткі терміни. Їх