

элементов каркаса для оценки распределения горизонтальных усилий между стенами здания (вертикальными диафрагмами) с использованием упрощенного подхода.

3. Разработана упрощенная методика, учитывающая влияние соотношения жесткостей всех элементов каркаса малоэтажного здания на распределение горизонтальных усилий между вертикальными диафрагмами, которая может быть использована на стадии разработки объемно-планировочного решения и предварительного назначения конструктивных параметров элементов каркаса здания.

4. Значения горизонтальных усилий, воспринимаемых отдельными вертикальными диафрагмами каркаса, полученных по разработанной упрощенной методике, могут отличаться на почти 50 % от усилий, полученных при распределении нагрузки пропорционально жесткостям вертикальных диафрагм (допущение об абсолютно жестком перекрытии), что учитывается соответствующими коэффициентами.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. **Байков В. Н.** Железобетонные конструкции: Общий курс. [Учеб. для вузов]. – 5-е изд., перераб и доп. / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов // – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

2. **Дроздов П. Ф.** Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. [Учеб. пособ. для вузов]. Изд. 2-е, перераб. и доп. / Дроздов П. Ф. – М. : Стройиздат, 1977. – 223 с.

3. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. – К. : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 78 с.

4. Рекомендации по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках. – М., 1980. – 25 с.

5. **Савицький М. В.** Вплив конструктивних особливостей на жорсткість стін-діафрагм в каркасних будівлях з ЛСТК / М. В. Савицький, О. Г. Зінкевич, А. М. Зінкевич // Вісник Дніпропет. нац. ун-ту залізнич. Трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2011. – Вип. 37. – С. 169 – 173.

6. Residential structural design guide: 2000 Edition [Text] – W., 2000. – 434 p.

УДК 624.131.53:004.94

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ИХ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С ГРУНТОВЫМ МАССИВОМ

Т. Д. Никифорова, к. т. н., доц.

Ключевые слова: заглубленные здания, контактные напряжения, конечноэлементная модель, напряжённно-деформированное состояние

Постановка проблемы. Начало прошлого столетия характеризуется комплексным освоением подземного пространства. Во всем мире построено и запроектировано множество объектов, которые можно отнести к группе заглубленных или подземных зданий. В основном это объекты подземной инфраструктуры.

Наряду со строительством подземных инженерных сооружений, промышленных и общественных зданий, объектов специального назначения во всем мире быстрыми темпами развивается проектирование и строительство заглубленных жилых зданий.

Цель строительства заглубленных жилых зданий – поддержать или улучшить взаимоотношения с окружающей средой, улучшить энергетические характеристики здания за счёт рационального выбора места строительства, ориентации здания по ветру и солнцу, использования защитных свойств рельефа и благоприятных качеств, расположенных рядом водоёмов, лесов и т. д. Имеющиеся сегодня техника и технологии позволяют создать комфортное, красивое, экологически чистое, дешёвое в строительстве и эксплуатации жильё.

Однако заглубленные здания представляют собой сложную геотехническую систему. На напряжённно-деформируемое состояние конструкций, взаимодействующих с грунтом, большое влияние оказывает точность определения контактных напряжений, возникающих на поверхности контакта конструкции и грунтового массива.

Анализ публикаций. Вопросам комплексного освоения подземного пространства посвящены труды Д. С. Конюхова [1; 2], А. А. Шилина [3], В. А. Ивахнюка [4] и др., где приводится широкий обзор истории освоения подземного пространства в различных странах мира с точки зрения архитектурно-строительной практики.

Разработке широкого комплекса теоретико-методических вопросов освоения сложного рельефа посвятили свои работы многие специалисты разных стран: Л. Джафарова (Болгария), З. Кресс, К. Бенкерт (Германия), П. Пинон (Франция), Я. Нейрн (Великобритания), Р. Энценхофер (Австрия), Д. Спиринг (Канада), Л. Буркхард (Швейцария) и др. В странах бывшего СССР следует отметить работы Е. А. Васильева, А. Г. Григоряна, П. П. Коваленко, Ю. И. Курбатова, Л. И. Лоповка, В. Ф. Макухина, Б. А. Маминайшвили, Г. А. Машковой, В. Р. Крогиуса, П. П. Туманяна и др.

Большинство сооружений по условиям работы конструкций имеют конечную жёсткость.

В связи с тем, что давление грунта на сооружения конечной жёсткости является функцией их прогибов, построение эпюр давления представляет собой весьма сложную задачу даже в простейшем случае однородного грунта. Анализ публикаций по данному вопросу показал, что имеющиеся строгие решения оказались непригодными для применения их в практических задачах, и поэтому построение эпюр давления грунта до сих пор производится по методам, не учитывающим в полной мере специфики взаимодействия грунта и конструкции [5 – 8].

Целью статьи является исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций заглубленных зданий с учетом их взаимодействия с грунтовым массивом и выбор рационального варианта конструкций заглубленного здания на основе анализа полученных результатов расчета.

Изложение материала. Сегодня, в связи с появлением и развитием численных методов расчета конструкций, используя готовые программные комплексы, можно достаточно точно смоделировать сложный процесс взаимодействия грунта и сооружения, а также определить напряженно-деформированное состояние грунтового массива. При этом достоверность результатов, полученных при численном моделировании, будет зависеть от того, насколько созданная расчетная модель соответствует реальным условиям.

Моделирование работы конструкций заглубленного сооружения включает в себя три основных этапа: выбор программного комплекса, моделирование и контроль результатов расчета.

Анализ программных комплексов показал, что расчет железобетонных конструкций заглубленного здания может быть выполнен в любом программном пакете, который обеспечивает возможность решения статической задачи с учетом физической и геометрической нелинейности, имеет в составе библиотеки конечный элемент, моделирующий поведение грунтового массива согласно известным моделям прочности грунта, и обеспечивает возможность задания контактных условий на границе «заглубленное здание – грунтовый массив».

Процесс моделирования предлагается проводить в три этапа: создание расчетной конечно-элементной модели заглубленного здания; создание расчетной конечноэлементной модели грунтового массива; моделирование поверхности контакта «заглубленная конструкция – грунтовый массив».

Для определения основных принципов и выявления особенностей моделирования конструкций заглубленного здания, взаимодействующих с грунтовым массивом, рассмотрена задача взаимодействия подпорной стены с грунтом (рис. 1). Численная модель данной задачи представлена на рисунке 2 (рассматривался случай плоской деформации). При этом варьировались как геометрические размеры конструкции, так и жесткостные характеристики. Напряженно-деформированное состояние конечноэлементной модели подпорной стены представлено на рисунке 3.

Для проверки адекватности деформированной схемы подпорной стены сравнивались значения контактных напряжений, полученные с помощью численного моделирования и аналитическим путем.

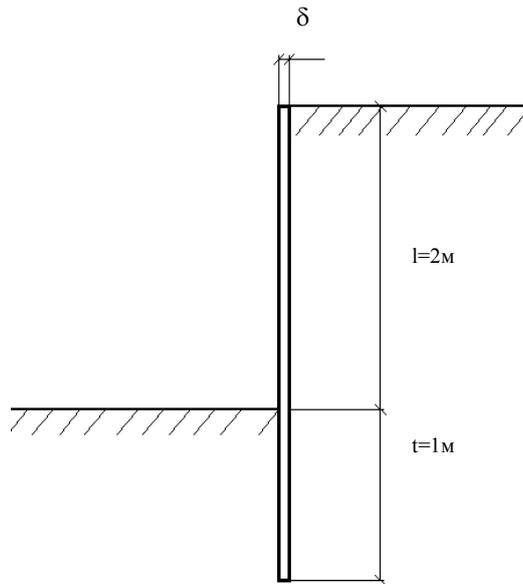


Рис. 1. Схема подпорной стены

Для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций, которые взаимодействуют с грунтом, как единой системы «заглубленное здание – грунтовый массив» были рассмотрены три расчетные модели, которые отличались способом моделирования контактной поверхности между бетонной конструкцией и грунтом (с использованием двух узловых КЭ 262, одноузловых КЭ 261 и без использования специальных конечных элементов).

В результате сравнения полученных результатов расчета, для дальнейших исследований была принята пространственная расчетная конечноэлементная модель заглубленного здания, которая учитывает совместную работу конструкций здания с грунтовым массивом.

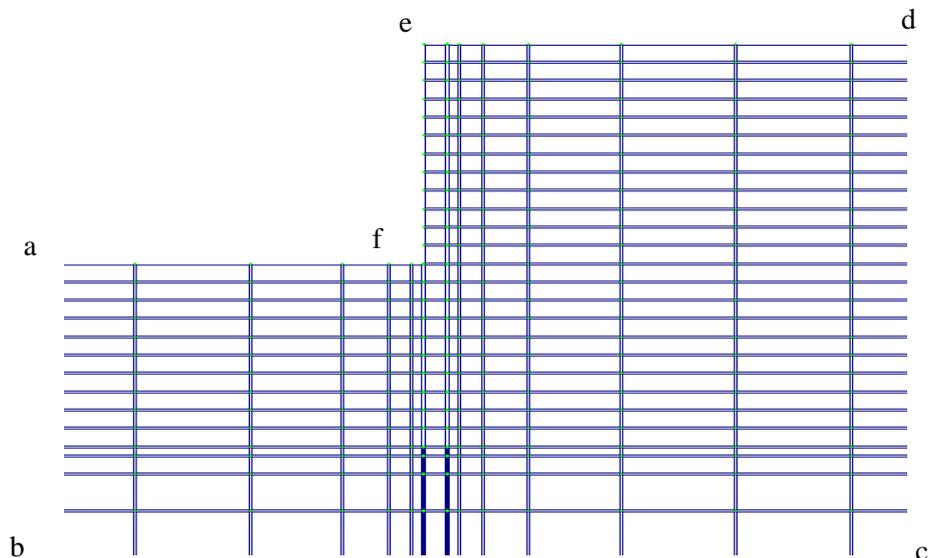


Рис. 2. Конечноэлементная модель подпорной стены

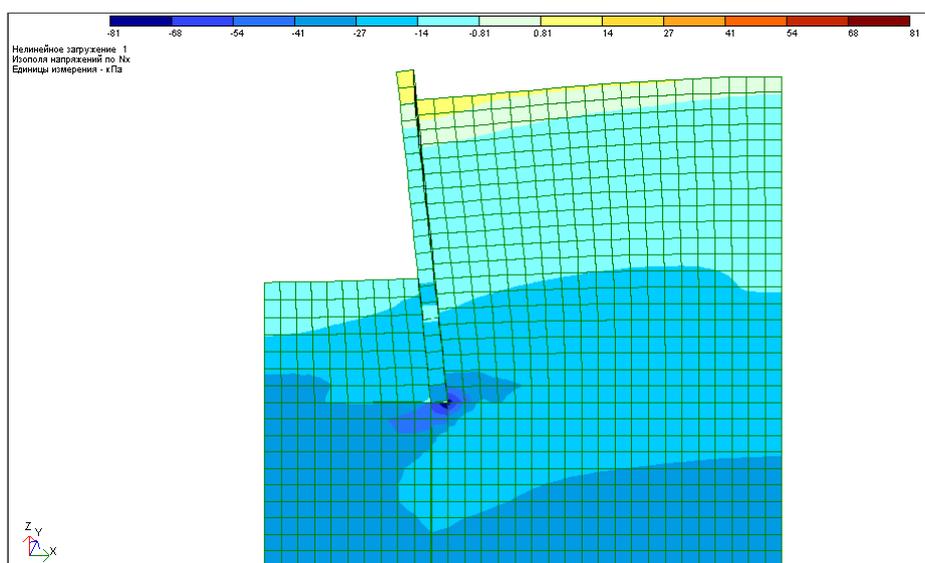


Рис. 3. Напряженно-деформированная схема системы «подпорная стена – грунтовой массив»

Для создания пространственной расчетной конечноэлементной модели заглубленного здания (рис. 4), учитывающей совместную работу конструкций с грунтовым массивом, использовались конечные элементы: КЭ 271 – физически нелинейный объемный конечный элемент грунта в форме параллелепипеда для моделирования грунтового массива; КЭ 44 – универсальный конечный элемент оболочки для моделирования конструкций заглубленного здания; КЭ 261 – одноузловой конечный элемент упругой связи для моделирования поверхности контакта системы «грунт – заглубленная конструкция», позволяющий смоделировать работу пружины (упругого основания).

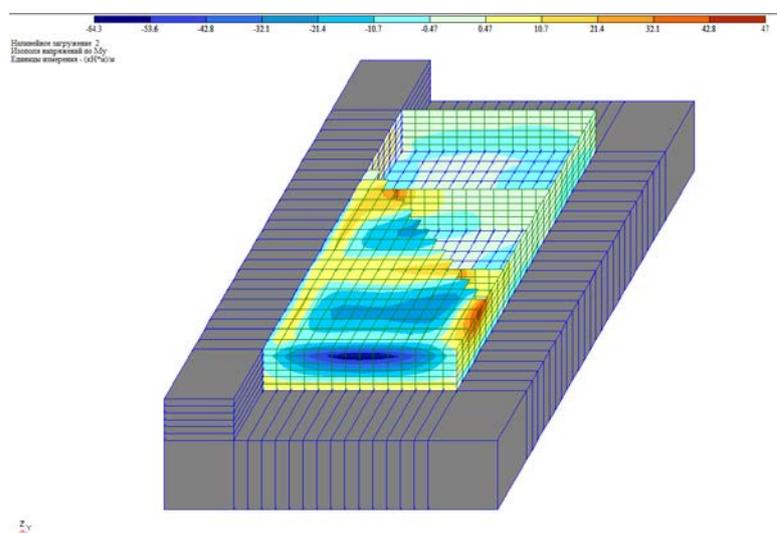


Рис. 4. Пространственная расчетная модель заглубленного здания

Выбор рационального варианта конструктивного решения заглубленного здания выполнялся на примере расчета и анализа пространственных компьютерных конечно-элементных моделей одноэтажного заглубленного здания размером в плане 14×24 м, высотой 3 м. Здание расположено на склоне. Массив грунтового основания принимался глубиной 27 м и 15 м в каждую сторону от здания.

При расчетах варьировалась толщина несущих наружных стен здания (200, 300 и 400 мм), а так же для анализа влияния пространственной жесткости здания на характер напряженно-деформированного состояния конструкций заглубленного здания варьировался шаг поперечных стен (4, 6, 8, 12 и 24 м), выполняющих роль диафрагм жесткости.

В результате расчета рассматриваемых вариантов заглубленного здания были получены значения внутренних усилий (табл. 1, 2) и выполнен подбор площади рабочей арматуры в элементах конструкций заглубленного здания (табл. 3).

Анализ полученных результатов расчета (табл. 1, 2) показывает, что продольные наружные стены заглубленного здания, граничащие с грунтом, воспринимают значительный изгибающий момент, вызванный боковым давлением грунта. При этом величина давления, а, следовательно, и величина изгибающего момента зависят от толщины стены, а также от шага поперечных стен. Для всех рассмотренных вариантов выполняется закономерность: чем меньше шаг поперечных стен, тем меньшее значение усилия изгиба возникает в сечениях элементов. Такие закономерности изменения внутренних усилий показывают, что при увеличении шага поперечных стен резко увеличивается расход арматуры.

Таблица 1

Значения внутренних усилий в элементах конструкций при разных жесткостных характеристиках здания

l, м	$\delta_{к.ст.}$, мм	$\delta_{зк.ст.}$, мм	Изгибающие моменты в элементах покрытия, кН*м				Изгибающие моменты в элементах фундамента, кН*м			
			M_x		M_y		M_x		M_y	
			max	min	max	min	max	min	max	min
4	200	200	13,28	-16,04	3,50	-5,49	7,84	-6,83	1,60	-1,83
4	300	200	13,26	-16,13	6,18	-5,57	7,61	-6,59	1,79	-1,78
4	400	200	13,25	-16,19	7,32	-5,62	7,43	-6,41	1,94	-1,74
6	200	200	40,00	-38,82	13,45	-13,50	10,33	-8,69	2,74	-2,39
6	300	200	39,88	-38,66	20,75	-13,59	10,08	-8,42	2,24	-2,34
6	400	200	39,84	-38,60	23,98	-13,64	9,92	-8,23	2,25	-2,29
8	200	200	80,62	-63,94	31,82	-25,57	14,50	-10,85	6,23	-2,98
8	300	200	79,39	-62,76	45,09	-25,84	14,09	-10,49	2,99	-2,91
8	400	200	78,93	-62,27	50,89	-25,96	13,89	-10,21	2,93	-2,85
12	200	200	161,91	-100,9	90,01	-72,97	23,37	-16,49	17,70	-4,36
12	300	200	153,16	-94,83	115,54	-73,55	22,06	-15,51	7,27	-4,14
12	400	200	149,81	-92,47	125,77	-73,80	21,55	-14,86	4,56	-3,99
24	200	200	147,96	-83,06	234,29	-198,63	30,24	-1,17	46,25	-1,21
24	300	200	129,52	-73,00	261,77	-181,59	26,97	-1,63	16,19	-3,77
24	400	200	123,29	-69,84	272,50	-176,08	25,93	-2,40	6,85	-7,75

Таблица 2

Значения внутренних усилий в продольных стенах, взаимодействующих с грунтом, при разных жесткостных характеристиках здания

l, м	$\delta_{к.ст.}$, мм	$\delta_{зк.ст.}$, мм	Изгибающие моменты в продольных стенах, граничащих с грунтом, кН*м				Изгибающие моменты в продольных стенах, которые не граничат с грунтом, кН*м			
			M_x		M_y		M_x		M_y	
			max	min	max	min	max	min	max	min
4	200	200	1,94	-2,37	2,11	-9,04	2,65	-1,94	9,00	-2,67
4	300	200	2,28	-3,87	4,11	-12,76	4,42	-2,37	13,39	-4,03
4	400	200	3,30	-5,26	6,06	-14,40	5,99	-3,39	15,31	-5,59
6	200	200	4,20	-5,56	2,73	-23,37	5,81	-4,62	23,34	-3,56
6	300	200	4,66	-8,03	4,16	-32,99	8,55	-5,23	34,12	-3,96
6	400	200	5,44	-9,08	5,89	-37,35	9,71	-6,45	38,80	-5,30
8	200	200	6,79	-10,23	3,14	-45,53	10,58	-7,65	45,78	-5,74
8	300	200	7,39	-14,37	4,57	-62,85	15,06	-8,82	64,78	-4,02
8	400	200	8,41	-16,19	5,43	-70,62	16,93	-9,76	72,69	-4,63
12	200	200	11,25	-23,16	5,74	-109,52	23,76	-12,87	110,96	-13,85
12	300	200	11,89	-30,23	4,90	-142,04	31,38	-14,28	146,17	-4,16
12	400	200	13,69	-33,21	5,22	-156,12	34,24	-15,52	159,62	-3,96
24	200	200	15,09	-52,38	10,68	-259,79	53,69	-17,07	265,41	-32,83
24	300	200	14,82	-59,77	3,65	-296,86	61,87	-15,09	306,00	-2,56
24	400	200	12,82	-62,53	4,78	-311,65	64,43	-12,36	318,93	-3,01

Требуемое количество арматуры в зависимости от шага поперечных стен и толщины наружных стен заглубленного здания

Шаг поперечных стен, м	Толщина наружных стен, мм	Расход арматуры, м ²					Всего
		Покрытие	Фун-т	Прод. стена-грунт	Прод. стена открытая	Попер. стены	
4	200	0.140638	0.209102	0.031026	0.03051	0.126026	0.537302
	300	0.140752	0.208304	0.039761	0.039354	0.127904	0.556075
	400	0.14132	0.19754	0.06062	0.060201	0.124359	0.58404
6	200	0.194019	0.211816	0.032597	0.032973	0.113173	0.584578
	300	0.194764	0.209988	0.047033	0.046705	0.113664	0.612154
	400	0.19477	0.20837	0.061687	0.061176	0.114473	0.640476
8	200	0.287528	0.214242	0.037119	0.038809	0.112563	0.690261
	300	0.283702	0.2133	0.050224	0.050364	0.113452	0.711042
	400	0.284472	0.210194	0.063572	0.063129	0.117916	0.739283
12	200	0.569584	0.23383	0.057675	0.064942	0.129232	1.055263
	300	0.55083	0.224392	0.066714	0.069521	0.122241	1.033698
	400	0.54675	0.21897	0.075082	0.075209	0.119726	1.035737
24	200	1.118862	0.324376	0.150144	0.182569	0.126244	1.902195
	300	1.048973	0.291034	0.122324	0.130044	0.108624	1.700999
	400	1.03695	0.272598	0.117151	0.116081	0.101874	1.644654

Из таблицы 3 видно, что, в сравнении с шагом поперечных стен 4 м, наибольший расход арматуры наблюдается в элементах покрытия (в 8 раз), в продольных стенах (почти в 5 раз), а также в фундаментах (в 1,5 – 2 раза). Расход бетона при этом, а, следовательно, и объем бетонных работ уменьшаются в 3,5 раза.

Для выбора наиболее рационального конструктивного решения заглубленного здания выполнен стоимостный анализ рассмотренных вариантов по материалу. Технико-экономическое сравнение рассчитываемых вариантов выполнено исходя из расчета общей стоимости арматуры, бетона и бетонных работ. В расчетах приняты: стоимость бетона 460 грн/м³, арматуры 3 220 грн. / т.

На рисунке 5 приведен график изменения стоимости арматуры, бетона и общей стоимости от шага поперечных стен заглубленного здания.

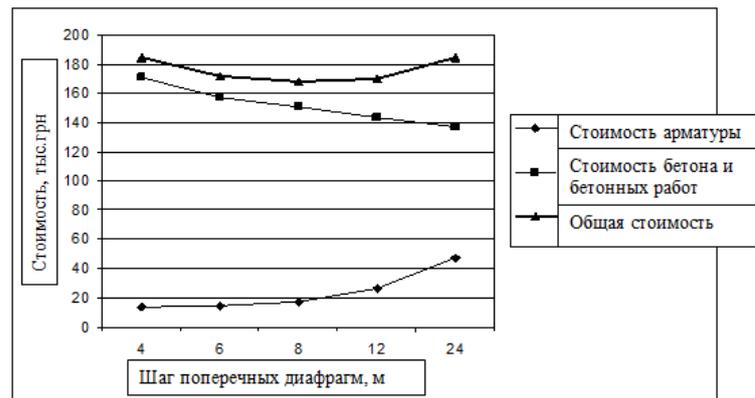


Рис. 5. График зависимости стоимости арматуры, бетона, бетонных работ и общей стоимости бетона и арматуры от шага поперечных диафрагм

Анализ данных графика (рис. 5) свидетельствует о том, что рациональным вариантом заглубленного здания, с точки зрения общей стоимости, является вариант с толщиной наружных и поперечных стен 200 мм и шаге поперечных стен (диафрагм) 8 м.

Выводы. 1. Для выявления особенностей моделирования конструкций заглубленного здания, взаимодействующих с грунтовым массивом, рассмотрена конечноэлементная модель подпорной стены. Анализ результатов расчета, полученных с помощью численного

моделирования и аналитическим путем, показывает, что расчет железобетонных конструкций заглубленного здания может быть выполнен в любом программном комплексе, который обеспечивает возможность решения статической задачи с учетом физической и геометрической нелинейности, имеет в составе библиотеки конечный элемент, моделирующий поведение грунтового массива согласно известным моделям прочности грунта и обеспечивает возможность задания контактных условий на границе «заглубленное здание – грунтовый массив».

2. Для выбора наиболее рационального конструктивного решения заглубленного здания, а также для анализа влияния пространственной жесткости здания на характер напряженно-деформированного состояния конструкций заглубленного здания рассмотрены варианты здания с различной толщиной наружных стен (200, 300 и 400 мм) и шаге поперечных внутренних стен толщиной 200 мм (4, 6, 8, 12 и 24 м).

3. Расчеты выполнялись на основе разработанных пространственных моделей заглубленного здания, в которых учитывалась совместная работа конструкций здания с грунтовым массивом.

4. В результате стоимостного анализа рассмотренных вариантов конструктивного решения заглубленных зданий установлено, что наиболее рациональным является вариант, в котором толщина наружных стен заглубленного здания составляет 200 мм, толщина и шаг поперечных стен составляют, соответственно, 200 мм и 8 м при классе бетона С 16/20.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. **Конюхов Д. С.** Использование подземного пространства: [учеб. пособие для вузов] / Дмитрий Сергеевич Конюхов – М. : Архитектура, 2004. – 296 с.

2. **Конюхов Д. С.** Строительство городских подземных сооружений мелкого заложения: специальные работы: [учеб. пособие для вузов] / Дмитрий Сергеевич Конюхов – М. : Архитектура, 2005. – 304 с.

3. **Шилин А. А.** Освоение подземного пространства (зарождение и развитие): [учеб. пособие для вузов] / А. А. Шилин – М. : Изд-во Московского гос. горного ун-та, 2005. – 305 с.

4. **Ивахнюк В. А.** Строительство и проектирование подземных и заглубленных сооружений. – М. : АСВ, 1999. – 150 с.

5. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие для студ. вузов / Под ред. С. Б. Ухова. – М. : Изд-во АСВ, 1994. – 527 с.

6. **Будин А. Я.** Тонкие подпорные стенки. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1974. – 191 с.

7. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1984. – 117 с.

8. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования: СНиП 2.01.15-90 / Госстрой СССР. – М. : Арендное производственное предприятие ЦИТП, 1991. – 32 с.

УДК 692:64.01:005.61+620.91

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАВИСИМОСТИ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТИ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ОТ ИХ АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ

Е. Л. Юрченко, к. т. н., доц., Е. А. Коваль, к. т. н.

Ключевые слова: энергоэффективность, малоэтажные жилые здания, архитектурно-конструктивные системы, удельное теплопотребление

Введение. Постановка проблемы. Энергоэффективность проектных решений оценивается по степени их соответствия нормативным удельным показателям потребления тепла на единицу общей площади жилых зданий. Однако из анализа действующей в Украине нормативно-технической базы для жилых зданий выявлены недостатки в нормах, регламентирующих уровень энергопотребления зданий, а именно: отсутствие зависимости энергоэффективности от архитектурно-конструктивных систем здания, которые существенно