

Рис.6 Вертикальна стіна з окремих лінійних сталезалізобетонних елементів:
1 – залізобетонна плита; 2 – вертикальний сталевий пояс; 3 – сталеві розкоси;
4 – закладна деталь для з'єднання залізобетонних плит;
5 – стрижень для з'єднання елементів структури.

6. Вертикальні стіни, що утворюють замкнуті контури (рисунок 7). Такі конструкції можуть застосовуватися при будівництві резервуарів, сховищ для сипучих матеріалів. Залежно від особливості роботи конструкції елементи сталеві решітки можуть розміщуватись як у середині, так і зовні споруди.

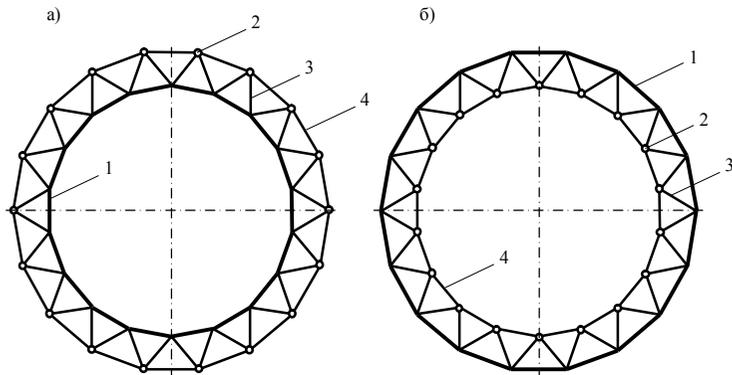


Рис.7 Вертикальні стіни з окремих лінійних сталезалізобетонних елементів, що утворюють контури: а) – структура, розташована зовні контура; б) – структура всередині 1 – залізобетонна плита; 2 – вертикальний сталевий пояс; 3 – сталеві розкоси; 4 – стрижень для з'єднання елементів структури.

Сталезалізобетонні структурні конструкції можуть покривати приміщення з різними прольотами, як досить значними, так і малими, тому їх геометричні розміри можуть бути різними. Висота залізобетонної плити, залежно від величини прольоту, може змінюватися в межах 50...200 мм при різних класах бетону за міцністю. При цьому можуть змінюватися розміри окремих чарунков та як наслідок висота структури в цілому. Від розмірів структури залежить і форма й величина перерізів сталевих елементів структури. Для конструкцій із великими прольотами раціонально застосовувати трубчасті профілі або кутики. При малих прольотах може бути доцільним застосування сталеві структури з арматурних стрижнів.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Стороженко Л.І. Тимошенко В.М. Нижник О.В. Гасій С.О. Мурза Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій - Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 261 с.
2. Трофимов В.И., Бегун Г.Б. Структурные конструкции. – М.: Стройиздат, 1972.
3. Стороженко Л.І., Тимошенко В.М., Гасій Г.М. Результати експериментальних досліджень сталезалізобетонної структурної конструкції //Зб. „Будівельні конструкції”. К.: НДІБК. – Вип. 67. – 2007. – С. 348-352.

УДК 624.131.383

О ВОЗМОЖНОСТИ УВЕЛИЧЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ЗА СЧЕТ РАБОТЫ ОСНОВАНИЯ В НЕЛИНЕЙНОЙ ФАЗЕ ДЕФОРМАЦИЙ с.н.с. Трегуб А.В., д.т.н., проф. Киричек Ю.А.

Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры

Постановка проблемы. Одним из способов ресурсосбережения является расчет и проектирование фундаментов с использованием нелинейных моделей деформирования грунта. В таких случаях несущая способность основания используется более рационально. Однако такой подход все еще недостаточно апробирован виду отсутствия достаточного количества опытных данных и надежных методов расчета. Одним из неисследованных вопросов является область целесообразного использования нелинейных методов расчета осадок фундаментов мелкого заложения.

Связь с научными и практическими заданиями и анализ последних исследований и публикаций. Изучению нелинейных деформаций грунтов посвящены работы Клепикова С.Н., Кушнера С.Г., Рыжова А.М., Мальшева М.В., Вялова С.С. и др. Опытные исследования выполнены Курдюмовым В.И. Пузыревским Н.П., Тугаенко Ю.Ф., Березанцевым В.Г., Зоценко Н.Л. и др.

Анализ зависимостей осадок от давления, передаваемого фундаментом на основание, рассмотрен в работах Клепикова С.Н. и Кушнера С.Г., однако практическая целесообразность использования оснований в нелинейной фазе нагружения не сформулирована. Решение данного вопроса позволит при проектировании фундаментов рационально выбирать модели работы основания и обеспечивать ресурсосбережение в проектировании.

Цель работы: на основании анализа теории и опытных данных классифицировать основания с учетом целесообразности использования их для работы в нелинейно-деформируемой фазе, то есть другими словами определить, для каких случаев целесообразно приложение нагрузок, превышающих расчетное сопротивление.

Изложение основного материала исследований.

Известно, что с увеличением заглубления фундамента возможность потери прочности основания из-за выпора грунта на поверхность уменьшается. Однако не установлено, при каком заглублении, и на каких грунтах, имеет практический смысл использовать нелинейную область нагружения при проектировании фундаментов зданий и сооружений.

Результаты опытных исследований [1-11] позволили выделить характерные кривые, отражающие зависимость «нагрузка-осадка фундамента» при различном заглублении фундамента, которые можно представить в следующем виде (рис. 1).

Случай 1:

- а) Фундамент достаточно заглублен ($d/b=1,5...5,0$), расположен на надёжных грунтах, выпор на поверхность невозможен.
- б) Фундамент мало заглублен ($d/b=0...1,5$), расположен на надёжных грунтах, выпор грунта на поверхность возможен.

Случай 2:

- а) Фундамент достаточно заглублен, расположен на слабых грунтах, выпор грунта на поверхность невозможен.
- б) Фундамент мало заглублен, расположен на слабых грунтах, выпор грунта на поверхность возможен.

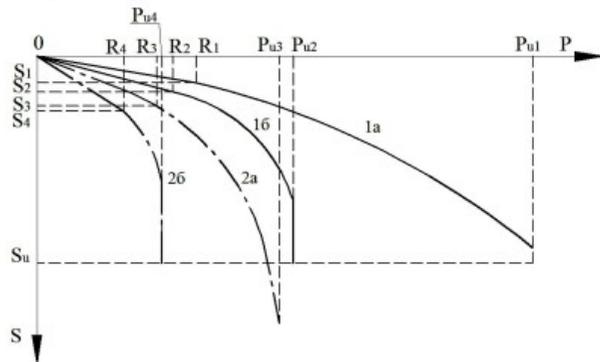


Рис. 1. Влияние заглубления штампа на осадки: P_{u1}, P_{u2}, \dots - предельное сопротивление основания; R_1, R_2, \dots - расчетное сопротивление основания; S_1, S_2, \dots - осадка, соответствующая расчетному давлению.

Анализ опытных данных показывает, что к случаю 1а можно отнести опыты Мусса штампами $1 \times 1 \text{ м}$ с глубиной заложения $4,18 \text{ м}$ на пылеватых песках средней плотности [1]. Установлено, что в нелинейном диапазоне нагрузок с увеличением глубины заложения фундамента кривая «нагрузка-осадка» выпрямляется и даже может приобретать форму прямой. Для того же

штампа и на том же грунте, но при меньшем его заглублении ($d=2,16 \text{ м}$) кривая имеет более пологое очертание. Линейный участок занимает $1/4$ величины всего диапазона нагружения. При таких условиях использование нагрузок превышающих расчетное сопротивление является целесообразным и позволит проектировать более ресурсосберегающие фундаменты. К случаю 1б можно отнести опыты [1], когда штампы расположены на прочных грунтах при небольшом заглублении до $d=0,5 \text{ м}$. Здесь разрушение основания и выпор грунта произошли уже при относительно небольшом давлении. Однако отмечены случаи, когда при небольшом заглублении штампа ($d=0,5 \text{ м}$) на плотных малосжимаемых мелких песках с модулем деформации свыше 50 МПа выпор грунта не происходил [2]. К случаю 2а можно отнести опыты проф. Ю.Ф. Тугаенко [3] на лессовых грунтах и Н.Л. Зоценко на суглинке мягкопластичной консистенции [4]. Пылевато-глинистые грунты мягкопластичной консистенции и лессовые грунты характеризуются значительной деформируемостью по сравнению с песками, но при достаточном заглублении фундамента характер осадки имеет более пологое очертание. Опыты на лессовых грунтах штампами относительно неглубокого заложения можно отнести к случаю 2б [3]. Уже при относительно небольших давлениях кривая «нагрузка-осадка» переходила в почти вертикальное положение.

В ходе исследований отмечено, что для каждого отдельного участка кривой $S = f(P)$ характерен различный темп нарастания осадки $\frac{\Delta S}{\Delta P}$

зависит от размеров, формы и глубины заложения фундамента, а также от деформационных характеристик основания. К последним относят модуль деформации E в диапазоне нагрузок $0 \leq P \leq P_{н.кр.}$, и за пределами $E_{п1}$ при

$P_{н.кр.} \leq P \leq P_{пред}$ и коэффициента поперечной деформации ν .

Известно, что формула Шлейхера, которая используется для расчета модуля деформации, включает: $E_{ш}$ – характеристику сжимаемости грунта, выраженную в виде отношения $\frac{\Delta P}{\Delta S}$, и его способности деформироваться в поперечном направлении, что отображает коэффициент ν , глубину заложения d , коэффициент учитывающий форму K_1 и ширину b (диаметр) подошвы штампа.

$$E_{ш} = (1 - \nu^2) K_p \cdot K_1 \cdot b \cdot \frac{\Delta P}{\Delta S}, \quad (1)$$

где коэффициент K_p принимается в зависимости от заглубления штампа d/b (значение K_p , равные 1; 0,9; 0,82; 0,77; 0,73; и 0,7 соответствуют отношению d/b - 0; 1; 2; 3; 4 и более 5). Коэффициент K_1 , учитывающий форму штампа (0,79 – для круглого; 0,88 – квадратного; 1,08; 1,33; 1,44; 1,61 и 1,72 для прямоугольного с соотношением сторон соответственно 1,5; 2; 3; 4 и 5.

Основным параметром, который характеризует кривую «нагрузка-осадка» является модуль деформации. Формула Шлейхера была использована для расчета модуля деформации E . Модуль деформации определен по опытным графикам, а кривая $S = f(P)$ при $P_{н.кр.} \leq P \leq P_{пред}$ рассматривалась как дробно-линейная функция. Коэффициент поперечной деформации ν в нелинейной фазе зависит от действующего давления и изменяется в ходе деформаций. Из двух характеристик деформируемости (E и ν) наибольшее влияние на осадку оказывает модуль деформации [1]. Большее влияние на осадку будет в случае невозможности бокового расширения грунта. В наших исследованиях использовались опытные данные штампов неглубокого заложения, где возможность бокового расширения грунта имеется. Поэтому в расчетах использовался постоянный для данного вида грунта коэффициент поперечной деформации.

Модуль деформации был использован как критерий, позволяющий определить целесообразность использования фундаментов при давлениях превышающих расчетное сопротивление. Общая оценка таких исследований позволила определить область рационального применения нелинейных моделей деформирования грунта.

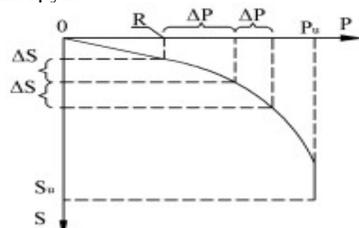
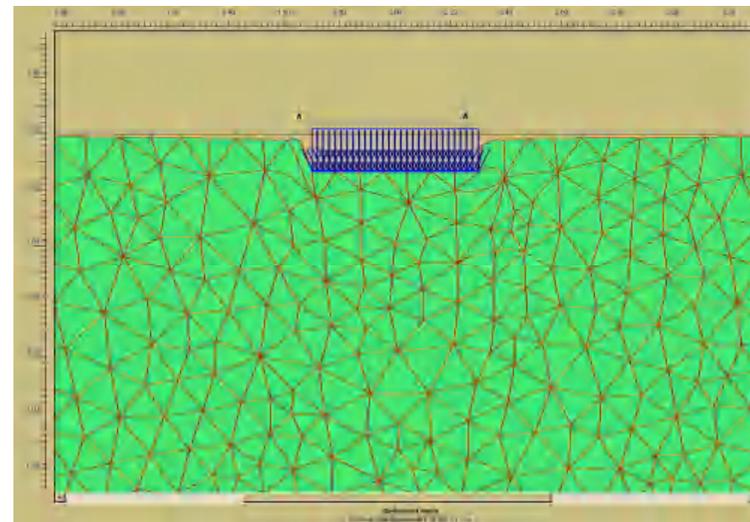


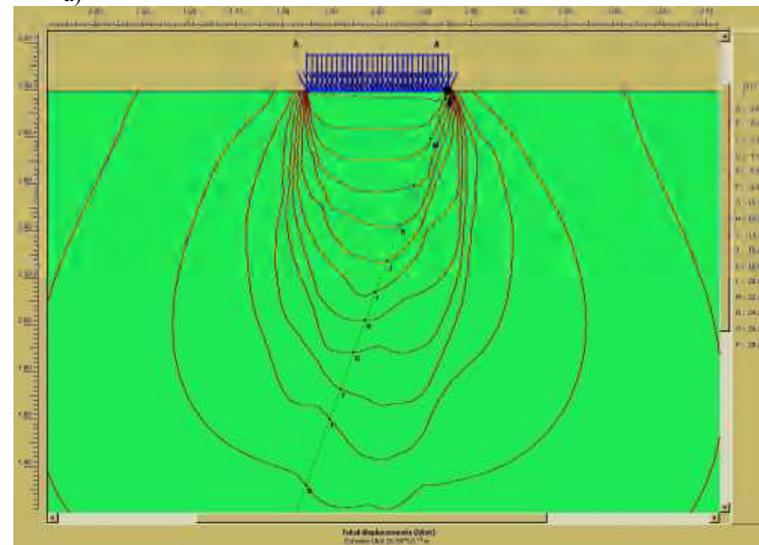
Рис. 2. К расчету E и E_{nl} по кривой $S = f(P)$

Из анализа экспериментальных кривых зависимости осадок от давлений [5] были установлены границы между фазами деформаций. В линейном диапазоне нагружения (примерно до расчетного сопротивления) угол наклона кривой графика был постоянным, во второй фазе угол увеличивался и уже перед разрушением основания и выпором грунта на поверхность, кривая приобретала вертикальное положение, а соотношение $\frac{\Delta P}{\Delta S}$ стремилось к нулю. По

экспериментальной кривой выбран оптимальный диапазон целесообразного нагружения, когда несущая способность еще далеко не исчерпана, а осадки стабилизированы. Данный участок соответствовал середине второй фазы деформаций. При расчете характеристики, соответствующей модулю деформации в нелинейной фазе, она соответствовала значению равному 9...9,5 МПа. При обработке опытных данных на кривой $S = f(P)$ этот результат использовался как критерий, ограничивающий осадки фундамента. Проверка несущей способности и отсутствие выпора грунта на поверхность при давлении соответствующем середине второй фазы деформаций (нелинейное нагружение) выполнена численным методом. Для этого, использован программный комплекс «PLAXIS» и воспроизведен эксперимент [5]. Результаты расчета подтверждают, что несущая способность основания обеспечена и выпор грунта отсутствует (рис. 3).



а)



б)

Рис. 3. Результаты численного расчета:
а) Схема деформирования основания (выпор отсутствует)
б) Линии общих деформаций грунта (вертикальных и горизонтальных)

Таким образом, ограничением диапазона эффективного использования несущей способности основания являлось давление, соответствующее участку кривой на графике со значением $E_{нп} = 10$ МПа.

В случае потери несущей способности фундамента, сдвига больших масс грунта угол наклона кривой графика увеличивается и предшествует выпору грунта, а значение модуля деформации стремится к нулю. Экспериментально такое состояние определяется из условия достижения четко выраженного сдвига грунта в стороны под нагрузкой, когда относительно незначительное увеличение нагрузки повлечет за собой большой прирост осадки, и чем ближе значение приложенной нагрузки к предельному значению, тем быстрее и значительнее деформация. Графически это определялось по наклону участков кривой $S = f(P)$ по точкам так называемых «переломов». Количественная оценка выполнена на основании анализа опытных графиков $S = f(P)$. Результаты обработки опытных данных представлены в таблице 1.

Таблица 1

Результаты обработки полевых штамповых опытов

№ п/п	Расчетный случай	Размеры подошвы фундамента, м	Глубина заложения фундамента, м	Относительное заглубление, d/b	Модуль деформации E, МПа	Нелинейный модуль деформации E _{нп} , МПа	О возможности спользования фундаментов*	Количественная оценка	Источник
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Песок пылеватый маловлажный средней плотности									
1	1a	1x1	4,18	4,18	53.4	18...11	B	1.98R	[1]
2	1a	1x1	4,18	4,18	50.4	47...14	B	1.86R	[1]
3	1a	1x1	2,16	2,16	34.7	27...11	B	1.51R	[1]
4	2a	2x0.52	0	0	15	14...12	HP	1R	[1]
Песок пылеватый рыхлый маловлажный									
5	2a	1x1	0,5	0,5	11	7...3	H	-	[1]
Песок пылеватый средней плотности влажный									
6	16	1x1	0	0	8	5...2	H	-	[1]
7	16	1x1	0,5	0,5	30	30...22	B	2R	[3]
Песок мелкий маловлажный средней плотности									
8	16	1x1	0,5	0,5	54	38...24	B	3R	[1]
9	16	2x0.52	0,5	0,96	34	33	B	3R	[1]
10	16	∅ 0.798	0,5	0,707	63	63	B	3R	[2]
11	1a	∅ 0.798	1,4	1,98	16	14...7	HP	1,09R	[6]
12	1a	∅ 0.798	1,2	1,7	37	33...28	B	3R	[6]
13	16	∅ 0.798	0,5	0,707	40	27...20	B	3R	[6]
14	16	1,6x1,6	0,5	0,31	23,9	20...19	B	2R	[3]

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Песок мелкий влажный средней плотности									
15	1a	∅ 0.798	2	2.83	20.6	15...9	HP	1,5R	[8]
Песок мелкий маловлажный плотный									
16	16	2x0.52	0,5	0,96	35	19	B	3R	[1]
17	16	∅ 0.798	0,5	0,707	87.5	76...64	B	2R	[2]
18	16	∅ 1.0	0,5	0,564	95.6	50...35	B	3R	[2]
19	1a	∅ 0.798	1	1.41	32	17	B	3R	[6]
20	1a	∅ 0.798	1	1.41	71	42	B	3R	[6]
21	1a	∅ 0.5	1	2.27	36.3	27...20	B	3R	[4]
Песок средней крупности маловлажный средней плотности									
22	16	∅ 0.6	0	0	28.6	10...7	HP	1.1R	[5]
Супесь твердой консистенции									
23	1a	∅ 0.562	1	1.77	46	32...27	B	2R	[4]
Суглинок тугопластичный									
24	1a	∅ 0.7	2,8	4.52	16	12...9	HP	1.1R	[10]
25	1a	∅ 0.7	5	8.06	16	16...11	B	1,4R	[10]
Суглинок лессовый									
26	26	∅ 0.197	0	0	14	6...2	HP	1R	[3]
27	26	3,2x3,2	0	0	21.7	1,7...1	HP	1R	[3]
Суглинок полутвердый									
28	1a	∅ 0.798	3,7	5,2	15,9	3	HP	1*R	[11]

Примечание: * B – возможно; HP – не рекомендуется; H – невозможно.

Анализ результатов. Для плотных малосжимаемых песков модуль деформации в линейном и нелинейном диапазоне нагружения был постоянным, поэтому можно сделать вывод о том, что для данного случая в пределах давлений до 2R вполне применима модель линейно-деформируемого основания. С уменьшением плотности уменьшается модуль деформации, а нелинейность зависимости «нагрузка–осадка» увеличивается. Поэтому для большинства глинистых грунтов необходимо использовать нелинейные модели деформирования грунта.

Результаты исследований позволяют классифицировать грунты по модулю деформации с точки зрения их практического использования в нелинейной фазе.

1. Основания фундаментов мелкого заложения с модулем деформации грунта более 25 МПа можно классифицировать как рекомендуемые для приложения нагрузок, превышающих расчетное сопротивление. К таким грунтам относятся плотные и средней плотности пески и глинистые грунты

твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции. Обеспеченный резерв несущей способности в таком случае может составить до 2R и более.

2. Основания, сложенные грунтами с модулем деформации до 20 МПа не рекомендуются использовать для приложения нагрузок, превышающих расчетное сопротивление. Резерв несущей способности в таком случае незначительный.

3. При модуле деформации грунта менее 10 МПа превышают давлением по подошве величину расчетного сопротивления грунта небезопасно.

Выводы. На основании анализа теоретических и экспериментальных исследований работы оснований сформулированы требования к грунтовым условиям и ограничения для применения фундаментов мелкого заложения в нелинейной фазе нагрузок, предложена соответствующая классификация оснований.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. 3.: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
2. Заключение по результатам исследования грунтового основания моноблоков Запорожской АЭС/ ДИСИ каф. Оснований и фундаментов, 1985. – 20 с.
3. Тугаенко Ю.Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки: Монография. – Одесса: Астропринт, 2003. – 224 с.
4. Отчет по теме 796/69 «Проведение испытаний основания напорного бассейна Каховского магистрального канала штампами в шурфах»/ Полтавский инженерно-строительный институт, 1969. – 37 с.
5. Скормин Г.А., Малышев М.В. Экспериментальное исследование распределения напряжений в песчаном основании под круглым фундаментом в процессе роста нагрузки/ Основания, фундаменты и механика грунтов. №5. 1970. С. 1 – 4.
6. Результаты испытания грунтов статическими нагрузками. Запорожская АЭС. Блок №5 / "Атомтеплоэнерго". Харьковский отдел, 1985.
7. Болдырев Г.Г., Тер-Мартirosян З.Г., Малышев И.М. Численное моделирование оснований при больших деформациях / Российская геотехника – шаг в XXI век: Труды юбилейной конференции посвященной 50-летию РОМГТИФ. Москва, 2007. Т. I – С. 13 – 28.
8. Отчет об инженерно-геологических изысканиях на территории застройки м-кр. «Самарский» в г. Новомосковске Днепропетровской обл. / Днепропетровск: УкрВосток ГИИНИТИЗ, 1989. – 20 с.
9. Друкований М.Ф., Матвеев С.В., Корчевський Б.Б., Риндюк В.І., Черний В.Г., Шокарев С.В. Армвані основи будівель та споруд. Монографія. - Вінниця: "УНІВЕРСУМ-Вінниця", 2006. - 235 с.
10. Алехин А.Н. Метод расчета осадок грунтовых оснований с использованием нелинейной модели/ Реконструкция городов и геотехническое строительство, С-Пб. №8, 2004. С.156-161.
11. Отчет об инженерно-геологических изысканиях на площадке строительства жилых домов в с. Новоалександровке Днепропетровского р-на Днепропетровской обл. - Днепропетровск, УкрВосток ГИИНИТИЗ, 1984, - 48с.

УДК 699.86

МЕТОЛОГИЧНІ АСПЕКТИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ ТА ТЕПЛОВОЇ НАДІЙНОСТІ БУДИНКІВ

к.т.н., с.н.с. Фаренюк Г.Г.

Державне підприємство Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій, м. Київ

Рішення проблеми енергозбереження багато в чому визначає строки виходу України із тривалої економічної кризи. Максимальна економія енергії знижує залежність від країн-постачальників паливно-енергетичних ресурсів, зменшує енергоємність національних товарів. Будівельна галузь є традиційно затратною в енергетичному відношенні галуззю національної економіки. При цьому значні витрати енергії необхідні не тільки для створення об'єкту будівництва – будинку або споруди, але і на його експлуатацію на протязі всього життєвого циклу.

Робота присвячена вирішенню проблеми забезпечення енергоефективності будинків та споруд за рахунок розробки основ системного аналізу огорожувальних конструкцій за характеристиками теплової надійності та енергоефективності будинків.

Проблема енергозбереження є глобальною проблемою і її вирішенню приділяється максимальна увага в багатьох країнах світу. Світова енергетична криза 70-х років привела до появи нового науково-експериментального напрямку в будівництві, пов'язаного з проектуванням будинків з ефективним використанням енергії. Реалізація нового напрямку полягає у забезпеченні сумарного ефекту енергозбереження від використання архітектурних і інженерних конструктивних рішень, що забезпечують максимальну економію енергетичних ресурсів.

Важлива увага приділяється директивним вимогам до енергоефективності будинків. Європейським Парламентом та Радою ЄС була прийнята Директива 2002/91/ЕС [1], яка набрала чинності з першого січня 2003 року. Її головною метою є реалізація потенціалу економії енергії, який оцінюється в 50% від існуючих витрат, а також зниження викидів CO₂ в атмосферу на 45 млн. тон в рік. У Директиві прописані загальні умови методології розрахунку енергоефективності і мінімальні вимоги до показників енергоефективності для нового будівництва та реконструкції, а також особлива увага приділяється енергетичній сертифікації (енергетичній паспортизації) будівель.

Методологія проектування енергоефективних будівель полягає в системному аналізі або дослідженню операцій, направленому на пошук альтернативних рішень та кількісного обґрунтування оптимальних їх варіантів [2]. Схема взаємодії елементів будинку, як енергетичної системи, представлена на рис.1. Основний вплив на формування теплового режиму і, відповідно, енергетичного статусу будинку (енергетичних витрат на забезпечення необхідного теплового режиму) забезпечує теплоізоляційна оболонка. Від властивостей цієї енергетичної підсистеми залежить вибір параметрів підсистеми опалення. Технічні рішення теплоізоляційної оболонки