



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

**БУДІВНИЦТВО У СЕЙСМІЧНИХ
РАЙОНАХ УКРАЇНИ**

ДБН В.1.1-12:2014

Видання офіційне

Київ
Міністерство регіонального розвитку, будівництва
та житлово-комунального господарства України
2014



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

**БУДІВНИЦТВО У СЕЙСМІЧНИХ
РАЙОНАХ УКРАЇНИ**

ДБН В.1.1-12:2014

Видання офіційне

Київ
Мінрегіон України
2014

ПЕРЕДМОВА

- 1 РОЗРОБЛЕНО:** Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК); ТОВ БудНДІЕП; КримНДІпроект; ВАТ КиївЗНДІЕП; Інститут геофізики ім. Суботіна НАНУ; Кримська експертна рада з оцінки сейсмічної небезпеки і прогнозу землетрусів; Одеська державна академія будівництва і архітектури; Інститут "КримГІНТІЗ"; ЧерноморНДІпроект; Національний авіаційний університет; Інститут геотехнічної механіки ім. Полякова НАНУ
- РОЗРОБНИКИ:** Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК): **Ю. Немчинов**, д-р техн. наук (науковий керівник); **К. Бабік**, канд. техн. наук; **А. Бамбура**, д-р техн. наук; **В. Богдан**; **Д. Богдан**, канд. техн. наук; **Ю. Болотов**, канд. техн. наук; **В. Гончар**; **Л. Жарко**, канд. техн. наук; **Ю. Калюх**, д-р техн. наук; **А. Кісіль**, канд. техн. наук; **В. Крітов**, канд. техн. наук; **А. Крищук**; **М. Мар'єнков**, д-р техн. наук; **О. Недзведська**; **В. Поклонський**, канд. техн. наук; **Р. Расюк**; **М. Сорока**, канд. техн. наук; **В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **О. Фесенко**, канд. техн. наук; **О. Хавкін**, канд. техн. наук; **К. Хавкін**; **Г. Шарапов**, канд. техн. наук; **В. Шуминський**, канд. техн. наук; **Я. Червинський**, канд. техн. наук; ТОВ БудНДІЕП: **Б. Гудков**, канд. техн. наук; КримНДІпроект: **І. Золотарьов**; **В. Кукунаєв**, д-р техн. наук; ВАТ КиївЗНДІЕП: **Г. Докторова**; **Г. Поляков**, канд. техн. наук; Інститут геофізики ім. Суботіна НАНУ: **О. Кендзера**, канд. фіз.-мат. наук; **В. Омельченко**, канд. г.-м. наук; Кримська експертна рада з оцінки сейсмічної небезпеки і прогнозу землетрусів: **В. Кульчицький**, канд. фіз.-мат. наук; **А. Пустовітенко**, канд. фіз.-мат. наук; **Б. Пустовітенко**, д-р фіз.-мат. наук; **О. Скляр**; Одеська державна академія будівництва і архітектури: **В. Дорофєєв**, д-р техн. наук; **К. Єгупов**, д-р техн. наук; **О. Мурашко**, канд. техн. наук; **С. Петраш**, канд. техн. наук; **І. Шеховцов**, канд. техн. наук; **Д. Якушев**; Інститут "КримГІНТІЗ": **Е. Кільвандер**, канд. техн. наук; **К. Сильченко**, канд. техн. наук; Група компаній ЛІРА-САПР: **О. Городецький**, д-р техн. наук; **Є. Стрелець-Стрелецький**, канд. техн. наук; **В. Максименко**, канд. техн. наук; ЧерноморНДІпроект: **А. Гололобов**; **А. Кац**; **О. Лень**; **А. Міщенко**; **М. Пойзнер**, д-р техн. наук; **А. Солодянкин**; **В. Стецюк**, канд. техн. наук; Національний авіаційний університет: **В. Колчунов**, д-р техн. наук; **І. Яковенко**, канд. техн. наук; Інститут геотехнічної механіки ім. Полякова НАНУ: **А. Булат**, акад., д-р техн. наук; **В. Дирда**, д-р техн. наук; **М. Лисиця**, канд. техн. наук;
- За участю:** Мінрегіон України (**О. Авдієнко**; **В. Глухов**)
НДІпроектреконструкція (**Л. Красовський**; **Г. Онищук**, д-р екон. наук, **А. Нечепорчук**)
Національний Києво-Печерський історико-культурний заповідник (**А. Антонюк**, канд. техн. наук)
Кримська академія природоохоронного і курортного будівництва (**Г. Бугаєвський**, д-р фіз.-мат. наук; **Е. Панюков**, д-р техн. наук)
Група компаній SCAD SOFT (**А. Перельмутер**, д-р техн. наук)
Київсоюздорпроект (**Г. Фукс**, канд. техн. наук)
Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору (**О. Трофимчук**, д-р техн. наук)

- Институт гідромеханіки НАНУ (**Б. Островерх**, канд. техн. наук;
О. Савицький, д-р техн. наук; **В. Сеймов**, д-р техн. наук)
Київський Національний університет будівництва і архітектури
(**В. Баженов**, д-р техн. наук; **А. Барашиков**, д-р техн. наук; **І. Бойко**, д-р
техн. наук; **П. Лизунов**, д-р техн. наук; **М. Корнієнко**, канд. техн. наук;
В. Сахаров, канд. техн. наук; **Д. Хохлін**, канд. техн. наук)
ТОВ "Укрінсталькон" ім. В.Шимановського (**М. Кондра**, канд. техн. наук;
І. Лебедич, канд. техн. наук; **М. Маньшин**)
ДП "УкрНДІІНТВ" (**І. Абрамов**, д-р техн. наук; **В. Соколов**, канд. техн.
наук; **Г. Стрижельчик**, канд. техн. наук)
- 2 ВНЕСЕНО: Департаментом містобудування, архітектури та планування територій
- 3 ПОГОДЖЕНО: Державний департамент пожежної безпеки України;
Державна служба гірничого нагляду та промислової безпеки України
- 4 ЗАТВЕРДЖЕНО: Наказом Мінрегіону України від 16.05.2014 № 143
НАБРАННЯ з 2014-10-01
ЧИННОСТІ:
- 5 НА ЗАМІНУ: ДБН В.1.1-12:2006

**Право власності на цей документ належить державі.
Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений, тиражований
і розповсюджений як офіційне видання без дозволу Міністерства регіонального
розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.**

© Мінрегіон України, 2014

Видавець нормативних документів у галузі будівництва
і промисловості будівельних матеріалів Мінрегіону України
Державне підприємство "Укранхбудінформ"

ЗМІСТ

	С.
Вступ	VI
1 Сфера застосування	1
2 Нормативні посилання	1
3 Терміни та визначення понять	2
4 Позначки та скорочення	5
5 Основні положення	11
5.1 Сейсмічна небезпека. Врахування впливу ґрунтових умов	11
5.2 Загальні принципи проектування сейсмостійких будівель і споруд	14
5.3 Сейсмічний моніторинг і паспортизація об'єктів будівництва	15
6 Розрахунки на сейсмічні впливи	16
6.1 Сполучення навантажень	16
6.2 Методи розрахунків та їх застосування	17
6.3 Спектральний метод розрахунку	18
6.4 Прямий динамічний метод розрахунку із застосуванням акселерограм	25
6.5 Розрахунки елементів конструкцій	29
7 Житлові, громадські, виробничі будівлі та споруди	31
7.1 Загальні положення	31
7.2 Основи та фундаменти	34
7.3 Перекриття та покриття	34
7.4 Перегородки, балкони, еркери, архітектурні елементи будівлі	35
7.5 Особливості проектування залізобетонних конструкцій	36
7.6 Каркасні будівлі	37
7.7 Будівлі з несучими стінами із монолітного залізобетону	38
7.8 Великопанельні будівлі	39
7.9 Будівлі зі стінами з великих блоків	40
7.10 Будівлі зі стінами з цегли або кам'яної кладки	41
7.11 Особливості проектування сталевих конструкцій	44
7.12 Конструктивні вимоги до будівель, що будуються в районах сейсмічності 6 балів	45
8 Транспортні споруди	46
8.1 Загальні положення	46
8.2 Трасування доріг	47
8.3 Земляне полотно та верхня будова шляху	47
8.4 Мости	47
8.5 Труби під насипами	50
8.6 Підпірні стіни	50
8.7 Тунелі	50
9 Гідротехнічні споруди	51
9.1 Загальні положення	51
9.2 Врахування сейсмічних впливів і визначення їх характеристик	52
9.3 Розрахунки споруд на сейсмічні впливи	54
9.4 Прямий динамічний метод	56

9.5	Лінійно-спектральний метод	57
9.6	Заходи щодо підвищення сейсмостійкості гідротехнічних споруд	57
9.7	Геодинамічний моніторинг гідротехнічних споруд	60
10	Укоси	60
10.1	Загальні вимоги	60
10.2	Методи розрахунку	60
10.3	Потенційно розріджувані ґрунти	61
10.4	Підвищене осідання ґрунтів при циклічних навантаженнях	62
11	Відновлення, підсилення та реконструкція будівель і споруд	62
12	Проектування систем сейсмоізоляції будівель	65
12.1	Загальні положення	65
12.2	Область застосування	65
12.3	Основні вимоги до систем сейсмоізоляції	65
12.4	Основні вимоги щодо проектування системи сейсмоізоляції	66
12.5	Основні вимоги щодо проектування і розрахунку елементів системи сейсмоізоляції	67
12.6	Основні положення динамічного розрахунку будівель з системою сейсмоізоляції	68
Додаток А		
	Перелік населених пунктів України, розташованих у сейсмічно небезпечних районах	70
Додаток Б		
	Карти загального сейсмічного районування (ЗСР) території України з врізкою карт Автономної Республіки Крим та Одеської області	75
Додаток В		
	Значення переважаючого періоду коливань неоднорідних ґрунтових товщ	83
Додаток Г		
	Визначення коефіцієнтів редуції і податливості при розрахунку нелінійних переміщень будівель на основі методу спектра несучої здатності	84
Додаток Д		
	Графіки непружних спектрів реакції будівель і споруд	94
Додаток Е		
	Розрахунок просторових моделей будівель і споруд складної конфігурації з урахуванням нерівномірного поля коливань ґрунту	98
Додаток Ж		
	Порівняльна таблиця призначення рівнів відповідальності/класів наслідків	103
Додаток И		
	Модифікований спектральний метод (з урахуванням кручення)	104
Додаток К		
	Врахування сейсмічних впливів при розрахунку стійкості схилів	108
	Бібліографія	109

ВСТУП

Ці будівельні норми встановлюють обов'язкові вимоги, яких треба дотримуватися при проектуванні, новому будівництві, реконструкції і експлуатації будівель і споруд різного призначення, що зводяться або розміщені на майданчиках із сейсмічністю 6 балів і вище за шкалою сейсмічної інтенсивності відповідно до ДСТУ Б В.1.1-28:2010, з метою захисту від негативного впливу сейсмічних подій на безпеку людей та збереження матеріальних і культурних цінностей.

При розробленні цих будівельних норм використані окремі напрацювання Робочої групи Міждержавної науково-технічної комісії із стандартизації, технічного нормування та сертифікації у складі: Ф. Оруджева (Азербайджанська Республіка); Е. Хачіяна (Республіка Вірменія); Г. Габричідзе (Грузія); М. Ашимбаєва, І. Іцкова (Республіка Казахстан); А. Золоткова (Республіка Молдова); Я. Айзенберга, В. Бронштейна, Ю. Назарова, В. Смірнова, В. Уломова, Г. Шестопова (Російська Федерація); Ш. Хакімова (Республіка Узбекистан).

Комплект карт Загального сейсмічного районування ЗСР-2004 – А0, А, В, С розроблений Інститутом геофізики НАН України та Кримською експертною радою з оцінки сейсмічної небезпеки і прогнозу землетрусів і затверджений для впровадження в цих будівельних нормах на спільному засіданні Міжвідомчої комісії із сейсмічного моніторингу та Наукової Ради з проблем геодинаміки і прогнозу землетрусів (Протокол № 1 від 16 лютого 2006 р.).

Відповідно до Закону України "Про будівельні норми" від 05.11.2009 р. № 1704-VI та постанови Кабінету Міністрів України від 13 квітня 2011 року № 471 "Про затвердження Програми перегляду державних будівельних норм і правил на період до 2015 року" ці будівельні норми були переглянуті з урахуванням результатів останніх досліджень у галузі сейсмостійкого будівництва, отриманих як фахівцями України, так і вченими європейських країн, країн СНД тощо. Ці будівельні норми відповідають концепції нормативних документів нового покоління, зокрема проектуванню сейсмостійких конструкцій із заданим рівнем забезпечення безпеки.

ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

БУДІВНИЦТВО У СЕЙСМІЧНИХ РАЙОНАХ УКРАЇНИ

СТРОИТЕЛЬСТВО В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ УКРАИНЫ

CONSTRUCTION IN SEISMIC REGIONS OF UKRAINE

Чинні від **2014-10-01**

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

Ці Норми поширюються на проектування, нове будівництво, реконструкцію і капітальний ремонт залізобетонних, сталебетонних, металевих, кам'яних, дерев'яних конструкцій будівель і споруд, що зводяться або розміщені на майданчиках із сейсмічністю 6 балів і вище за шкалою сейсмічної інтенсивності відповідно до ДСТУ Б В.1.1-28.

Вимоги цих Норм не поширюються на проектування атомних станцій, але можуть бути використані при виборі конкурентних майданчиків для об'єктів атомної енергетики.

Цими Нормами передбачається забезпечення цілісності конструкцій, вихід із ладу яких загрожує обваленням будівлі або її частин. При цьому можливі пошкодження елементів конструкцій, які не загрожують безпеці людей або втраті матеріальних і культурних цінностей.

Вимоги цих Норм є мінімальними. На вимогу замовника рівень розрахункових навантажень і конструктивних заходів може бути підвищено у порівнянні з вимогами цих Норм.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цих Нормах є посилання на такі нормативні акти та нормативні документи:

ДБН А.2.2-3:2012 Склад та зміст проектної документації на будівництво

ДБН В.1.1-1-94 Проектування і будівництво цивільних будівель із блоків і каменів пиляних вапняків кримських родовищ в сейсмічних районах

ДБН В.1.1-5-2000 Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах

ДБН В.1.1.7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва

ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування

ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-5-2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів

ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування

ДБН В.2.3-4-2000 Автомобільні дороги. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво

ДБН В.2.3-7-2010 Метрополітени

ДБН В.2.3-19-2008 Залізничні колії 1520 мм. Норми проектування

ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення

ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення

ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення

ДБН В.2.6-163-2010 Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу
ДСТУ Б.А.2.2-7:2010 Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони)
у складі проектної документації об'єктів. Основні положення

ДСТУ Б В.1.1-28:2010 Шкала сейсмічної інтенсивності

ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування

ДСТУ Б В.2.7-23-95 Розчини будівельні. Загальні технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ)

ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ)

ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва

ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT)

ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2: 1991, NEQ)

СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками (Фундаменты машин с динамическими навантаженнями)

РСН 65-87 Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ (Інженерні вишукування для будівництва. Сейсмічне микрорайонування. Технічні вимоги до виробництва робіт)

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

Нижче подано терміни, вжиті в цих нормах, та визначення позначених ними понять.

3.1 акселерограма землетрусу

Запис процесу зміни в часі прискорення коливань ґрунту (основи) для повного вектора коливань або його проекції на певний напрям

3.2 антисейсмічні заходи

Сукупність конструктивних і планувальних рішень, заснованих на виконанні вказівок норм, що забезпечує певний, регламентований нормами рівень сейсмостійкості будівель та споруд

3.3 вплив розрахунковий сейсмічний

Вектор сейсмічної сили, що визначається розрахунковим шляхом за формулою (6.1) або через експериментальне спостереження сейсмічного прискорення

3.4 висота будівлі

Різниця відміток рівня відмостки або спланованої поверхні землі, що прилягає до будівлі, і низу верхнього перекриття

3.5 в'язева система

Система, яка складається з рам (каркаса) і вертикальних діафрагм, стін і (або) ядер жорсткості. При цьому розрахункове горизонтальне навантаження повністю сприймається діафрагмами, стінами та (або) ядрами жорсткості

3.6 загальне сейсмічне районування

Картування потенційної сейсмічної небезпеки, обумовленої максимальними можливими землетрусами, вираженими в балах шкали сейсмічної інтенсивності, які необхідно враховувати при проектуванні і будівництві в сейсмічних районах

3.7 ізосейсти

Лінії на карті, які обмежують однакові рівні інтенсивності землетрусів (у балах) або у максимальних прискореннях коливань

3.8 інтенсивність землетрусу

Інтегральна міра прояву землетрусу в даному місці у вигляді впливу на людей, навколишні предмети, будівлі і споруди, природні ландшафти тощо, виражена в балах макросейсмічної шкали

3.9 каркасні будівлі

Будівлі з несучими рамами (каркасом), що повністю сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження. Взаємодіючі елементи рам (колони, стовпи та ригелі) чинять опір осьовим навантаженням, перерізуючим силам і згинальним моментам

3.10 каркасно-кам'яні будівлі

Будівлі з монолітними залізобетонними каркасами, при зведенні яких використовується спеціальна технологія: спочатку мурується кладка, яка використовується в якості опалубки при бетонуванні елементів каркаса

3.11 каркас із заповненням

Несуча система, що складається з рам, заповнених повністю або частково кладкою з використанням природних та штучних каменів, яка сприймає вертикальне навантаження спільно з елементами каркаса. Розподіл зусиль між рамами та заповненням здійснюється в залежності від конкретних конструктивних рішень з використанням відомих методів теорії споруд, будівельної механіки та опору матеріалів

3.12 комплексна конструкція

Стінова конструкція з кладки, виконаної з використанням цегли, бетонних блоків, пиляного вапняку або інших природних, або штучних каменів і підсилена залізобетонними включеннями, які не утворюють рами (каркас)

3.13 логарифмічний декремент коливань

Натуральний логарифм відношення амплітуд власних коливань будівлі $\delta = \ln (U_k / U_{k-1})$

3.14 лінійно-спектральний метод розрахунку сейсмостійкості

Метод, в якому величини сейсмічних навантажень визначаються за спектрами відгуку в залежності від частот і форм власних коливань конструкцій

3.15 максимальний розрахунковий землетрус

Розрахунковий рівень максимальної інтенсивності сейсмічних струшувань, які прогноуються на майданчику будівництва з періодичністю повторення один раз на 5000 – 10000 років

3.16 маловідповідальні будівлі і споруди

Склади, кранові та ремонтні естакади, підприємства торгівлі і побутового обслуговування із терміном експлуатації не більше 20 років, невеликі майстерні, тимчасові будівлі та споруди, торговельні павільйони та інші будівлі та споруди, руйнування яких не пов'язане із загибеллю людей, втратою матеріальних і культурних цінностей і не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища

3.17 монолітно-кам'яні будівлі

Будівлі з тришаровими або багатшаровими стінами, в яких бетонування основного несучого шару з монолітного залізобетону здійснюється з використанням двох зовнішніх шарів кладки, виконаних з природних або штучних каменів, що використовуються як незнімальна опалубка

3.18 осцилятор

Одномасова лінійно-пружна динамічна система, яка складається з маси, пружини та демпфера

3.19 паспорт динамічний майданчика будівництва, будівлі, споруди

Документ, що засвідчує відповідь (відгук) об'єкта на механічні впливи

3.20 період повторюваності сейсмічного впливу

Величина, що характеризує час (в роках) очікування появи в даному місці сейсмічних впливів певного рівня

3.21 поверхова акселерограма

Акселерограма відповіді (відгуку) будівлі на механічний або сейсмічний вплив на заданій висотній відмітці

3.22 проектний землетрус

Розрахунковий рівень максимальної інтенсивності сейсмічних струшувань, які прогножуються на майданчику будівництва з періодичністю повторення один раз на 500 – 1000 років

3.23 прямий динамічний метод розрахунку сейсмостійкості

Метод числового інтегрування рівнянь руху, який використовується для аналізу вимушених коливань конструкцій при сейсмічному впливі, заданому розрахунковими акселерограмами землетрусів

3.24 рамно-в'язева система

Система, яка складається з рам (каркаса) і вертикальних діафрагм, стін або ядер жорсткості та сприймає горизонтальні та вертикальні навантаження. При цьому горизонтальне та вертикальне навантаження розподіляється між рамами (каркасами) і вертикальними діафрагмами (та іншими елементами) в залежності від співвідношення жорсткостей цих елементів

3.25 розрахункова сейсмічна інтенсивність для майданчика

Величина прогнозованої інтенсивності сейсмічних струшувань, виражена в балах шкали сейсмічної інтенсивності або в інженерних термінах з урахуванням уточнених значень нормативної бальності і результатів сейсмічного мікрорайонування для різних ймовірностей перевищення (або неперевикнення) інтенсивності протягом певного проміжку часу

3.26 сейсмічні впливи

Сейсмічні струшування, яким піддається будівля або споруда під час землетрусу, виражені як у фізичних (інженерних) параметрах: амплітуда, період, тривалість, спектр, акселерограми, велограма тощо, так і в балах шкали сейсмічної інтенсивності

3.27 сейсмічне мікрорайонування

Комплекс інженерно-геологічних, геофізичних та інструментальних сейсмологічних досліджень для отримання кількісних оцінок впливу особливостей геологічної будови, сейсмічних властивостей ґрунтів, гідрогеологічних, геоморфологічних і тектонічних умов майданчика будівництва на інтенсивність сейсмічних впливів

3.28 сейсмічна небезпека

Імовірні максимальні сейсмічні впливи певної інтенсивності на заданій площі протягом заданого інтервалу часу

3.29 сейсмоізоляція

Зниження сейсмічних навантажень на споруду за рахунок використання спеціальних конструктивних елементів, які підвищують гнучкість і періоди власних коливань; підвищують поглинання (дисипацію) енергії сейсмічних коливань; резервних елементів, що виключаються з роботи або включаються в роботу за сейсмічного впливу

3.30 сейсмостійкість будівлі (споруди)

Здатність будівлі (споруди) зберігати після розрахункового землетрусу функції, передбачені проектом, що передбачають відсутність глобальних обвалень або руйнувань будівлі (споруди) або її частин, які можуть спричинити загибель і травмування людей; можливість продовження експлуатації будівлі (споруди) після відновлення або ремонту

3.31 сейсмічність майданчика будівництва

Інтенсивність ймовірних сейсмічних впливів на майданчику будівництва з відповідними періодами повторюваності протягом нормативного строку. Сейсмічність встановлюється у відповідності з картами загального сейсмічного районування та сейсмічного мікрорайонування майданчика будівництва. Вимірюється в балах за шкалою сейсмічної інтенсивності відповідно до ДСТУ Б В.1.1-28

3.32 синтезована акселерограма

Акселерограма, отримана аналітичним шляхом на основі статистичної обробки та аналізу деякої сукупності аналогових акселерограм

3.33 слабкий землетрус

Розрахунковий рівень максимальної інтенсивності сейсмічних струшувань, які прогнозуються на майданчику будівництва з періодичністю повторення один раз в 100 років

3.34 спектр коефіцієнтів динамічності

Безрозмірний спектр, отриманий діленням значень спектра відгуку осцилятора на максимальне абсолютне значення прискорення відповідної акселерограми

3.35 спектр відгуку

Розподіл максимальних значень прискорень відгуку матеріальної системи за частотами зовнішнього впливу, які залежать від співвідношення частотної характеристики системи і спектра впливу

3.36 спектр відгуку узагальнений

Спектр, отриманий за результатами обробки спектрів відгуку для набору аналогових та/або синтезованих акселерограм

3.37 суперструктура

Частина будівлі, споруди, яка розміщується вище поверхні сейсмоізоляції

3.38 субструктура

Частина будівлі, споруди, включаючи фундамент, яка розміщується нижче поверхні сейсмоізоляції

4 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

В цих Нормах застосовуються наступні позначки та скорочення:

Латинські великі літери

A_0, A, B, C	– позначення карт сейсмічної інтенсивності з різною повторюваністю сейсмічних впливів;
A	– узагальнений коефіцієнт, який використовується для визначення горизонтального сейсмічного (інерційного) навантаження при розрахунку стійкості схилів;
A_0	– величина прискорення коливань на максимальній горизонтальній складовій вектора прогнозованих сейсмічних рухів;
A_{\max}	– амплітуда максимального прискорення акселерограми;
B	– ширина будівлі (споруди);
$B_1(\lambda)$	– еквівалентна жорсткість стрижневих конструкцій на ділянках з похилими тріщинами;
C_j	– демпфування j -го поверху сейсмоізольованої будівлі;
E	– величина модуля деформації ґрунту;
E_0	– величина статичного модуля загальної деформації;
E_c	– величина статичного модуля пружності;
E_δ	– величина динамічного модуля пружності;
E_{st}	– величина модуля деформації ґрунту, отриманого за результатами випробувань зразків ґрунту при знакозмінних динамічних навантаженнях;

F_y^*	– границя текучості еквівалентної одномасової системи;
G_k	– величина модуля зсуву k -го шару ґрунту;
H	– висота будівлі (споруди);
H_s	– загальна потужність неоднорідної багат шарової товщі ґрунту;
H_k	– потужність k -го шару ґрунту;
I	– прогнозована інтенсивність сейсмічного впливу;
I_j	– момент інерції маси j -го поверху сейсмоізолюваної будівлі;
I_L	– показник текучості ґрунту;
I_s	– напрямок s -ої координатної осі (де s відповідає X, Y або Z);
I^p	– розрахункова сейсмічність будівельного майданчика;
$I^{норм}$	– нормативна сейсмічність будівельного майданчика;
I_ϕ	– момент інерції маси фундаменту сейсмоізолюваної будівлі;
K_1	– жорсткість еквівалентної одномасової системи;
K_j	– жорсткість j -го поверху сейсмоізолюваної будівлі;
K_x, K_y, K_ϕ	– жорсткість основи вздовж осей X, Y та при кутових коливаннях відповідно;
K_z	– коефіцієнт, що враховує розміри споруди в плані;
K_H	– коефіцієнт надійності (при розрахунку на міцність анкерних болтів, що закріплюють від зсуву опорні частини мосту на опорних ділянках);
L	– довжина будівлі (споруди);
$L_{ок}$	– значення "сумарного моменту" в точці k споруди від системи крутильних сейсмічних навантажень (сейсмічних моментів);
$M_1(\Delta t), M_2(\Delta t), M_3(\Delta t)$	– хвильові спектральні коефіцієнти;
$M_1(M_j)$	– модальна (еквівалентна) маса, що відповідає першій (або j -тій) формі коливань будівлі;
M_{ijk}	– величина крутильного сейсмічного навантаження (сейсмічного моменту) за i -тою формою коливань в точці k за j -тим напрямком;
M_{is}	– сума врахованих модальних мас при розрахунках за просторовими розрахунковими схемами;
M_j	– маса j -го поверху сейсмоізолюваної будівлі;
M_k^{kp}	– величина розрахункового сейсмічного моменту на рівні k -го поверху;
M_ϕ	– маса фундаменту сейсмоізолюваної будівлі;
N	– кількість точок (значень) акселерограми;
N_d	– розрахункове значення зусилля, напруження або іншого силового фактора, що відповідає розрахунковій комбінації сейсмічного та інших навантажень;
N_i	– величина відповідного фактора у розглянутому перерізі, що викликаний сейсмічними навантаженнями за i -ою формою коливань;
N_p	– доля розрахункового значення зусилля, напруження або іншого силового фактора, яка пов'язана з сейсмічним навантаженням;
N_p^h	– розрахункове значення зусилля, яке діє у горизонтальному напрямку у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі (споруди);
N_p^v	– розрахункове значення зусилля, яке діє у вертикальному напрямку у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі (споруди);
$N_{СПТ}$	– кількість ударів при виконанні стандартних випробувань методом динамічного зондування;

N_{stat}	– доля розрахункового значення силового фактора, яка обумовлена всіма врахованими навантаженнями, що увійшли у аварійне сполучення, окрім сейсмічного навантаження;
N_x, N_y, N_z	– величини зусиль, напружень, переміщень, деформацій за сейсмічного впливу вздовж осей X, Y, Z;
$\bar{P}_V(\bar{x}, t)$	– інерційні сили, розподілені за обсягом гідротехнічної споруди і її основи (а також бокових засипок і наносів);
P_k	– величина горизонтальних інерційних сил на рівні k -го поверху;
P_I	– показник пластичності ґрунту;
Q_k	– навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці k ;
R_0	– пружна реакція еквівалентної одномасової системи будівлі під час землетрусу;
R_p	– розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають вертикальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалося N_p^V ;
R_Q	– розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають горизонтальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалося N_p^h ;
R_{sc}	– розрахунковий опір арматури стиску для граничних станів першої групи;
R_T	– границя текучості еквівалентної одномасової системи;
R_μ	– коефіцієнт редукції (зниження сейсмічної реакції за рахунок прояву нелінійних властивостей);
S	– коефіцієнт, який характеризує властивості ґрунту згідно з ДСТУ-Н Б EN1998-1;
S_{0ki}	– горизонтальне сейсмічне навантаження за i -тою формою власних коливань будівлі (споруди);
$S_{a1} (S_{aj})$	– спектральне прискорення за першою (або j -тою) формою;
$S_{d1} (S_{dj})$	– спектральне переміщення за першою (або j -тою) формою;
S_{i1}	– зовнішні горизонтальні сейсмічні навантаження, прикладені до i -го рівня будівлі за першою формою коливань;
S_{ij}	– зовнішні горизонтальні сейсмічні навантаження, прикладені до i -го рівня будівлі за j -тою формою коливань;
\bar{S}_i	– зовнішні горизонтальні сейсмічні навантаження, прикладені до i -го рівня будівлі з урахуванням вищих форм коливань;
S_{ki}	– розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження, прикладене до точки k і яке відповідає i -тій формі власних коливань будівлі або споруди;
S_r	– коефіцієнт водонасичення ґрунтів;
$S_{осн}$	– сумарне горизонтальне сейсмічне навантаження;
T_o	– переважаючий період власних коливань ґрунтової товщі;
T_1	– період першої форми власних коливань будівлі (споруди);
T^*	– період коливань еквівалентної одномасової системи;
T_a, T_b, T_c	– межі зон, що відповідають чутливості динамічної системи до амплітуд прискорень, швидкостей і переміщень при землетрусі;
T_i	– період власних коливань будівлі (споруди) за i -тою формою;
$T_{повт}$	– період повторюваності землетрусів з певною інтенсивністю;
$T_{пер}$	– переважаючий період акселерограми;
$T_{сл}$	– призначений строк служби будівлі (споруди);
U_0	– переміщення ґрунту, викликане сейсмічним впливом;
$U_i(z_k), U_i(z_j)$	– переміщення будівлі (споруди) при власних коливаннях за i -тою формою;
U_{ikj}	– проекції за напрямком j зміщень вузла k за i -тою формою власних коливань будівлі (споруди);

U_k, U_{k-1}	– горизонтальні переміщення верху і низу k -го рівня (поверху) будівлі;
\dot{U}_0	– амплітуда максимального прискорення;
$\ddot{U}(\bar{x}, t)$	– вектор прискорення точки \bar{x} в момент часу t в абсолютному русі системи "основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)";
V_s	– швидкість поширення поперечних сейсмічних хвиль у ґрунті;
V_{sk}	– швидкість поширення поперечних хвиль у k -му шарі ґрунту;
W_1	– робота зусиль виділеної вертикальної одиничної смужки конструкції без накладення схеми тріщин;
W_2	– робота зусиль виділеної вертикальної одиничної смужки конструкції з урахуванням виявленої схеми тріщин від сейсмічного впливу;
X_k	– переміщення (прогини) поверхів;
$X_{ijk}(x_{jk})$	– переміщення k -ої маси в j -му напрямку при i -тій формі коливань;
$\dot{X}_0 = X_{i0}(t) $	– вектор прискорення поступального руху;
Z_{ijp}	– сумарне (з урахуванням поступального руху та обертання) переміщення p -ої маси за напрямком j -тої координати осі при коливаннях за i -тою формою.

Латинські малі літери

a_0	– розрахункова амплітуда відносного прискорення основи (в частках прискорення вільного падіння g), визначена з урахуванням реальних ґрунтових умов на майданчику будівництва;
a_{0iz}	– прискорення основи ізольованої будівлі (у рівні верху сейсмоопор);
$a_j(t)$	– амплітуда прискорення розрахункової акселерограми в момент часу t ;
a_{Π}	– значення максимального пікового прискорення в основі гідротехнічної споруди;
b	– висота стійки каркасної будівлі;
b_k	– товщина скінченного елемента, прилеглого до тріщин;
d	– діаметр стрижня;
d_0	– переміщення, яке відповідає пружній реакції еквівалентної одномасової системи при коливаннях будівлі під час землетрусу;
d_{ij}	– горизонтальне переміщення i -го рівня (поверху) розрахункової моделі за дії інерційних навантажень S_{ij} за j -тою формою коливань;
d_m, d_m^*	– максимальне нелінійне переміщення багатомасової системи та еквівалентної одномасової системи відповідно;
d_T, d_T^*	– переміщення, яке відповідає границі текучості багатомасової системи та еквівалентної одномасової системи відповідно;
d_t^*	– переміщення еквівалентної одномасової системи за певного рівня сейсмічного впливу;
e	– коефіцієнт пористості ґрунту;
e_0	– ексцентриситет рівнодіючої активних сил відносно центра ваги перерізу по підшві фундаментів;
e_k	– фактичний ексцентриситет між центром мас і центром жорсткостей k -го поверху;
e_s	– додатковий розрахунковий ексцентриситет від обертального руху ґрунту;
f_d	– розрахункова міцність кладки на стиск у напрямку навантаження;
f_{kj}	– ординати поля коливань ґрунту;
f_{vd}	– розрахункова міцність кладки на зсув;
f_{xk1}	– характеристична міцність кладки на вигин, площа руйнування якої паралельна горизонтальним швам кладки;

f_{xk2}	– характеристична міцність кладки на вигин, площа руйнування якої перпендикулярна горизонтальним швам кладки;
f_{ywd}	– розрахункове значення міцності поперечної арматури;
g	– прискорення вільного падіння ($9,81 \text{ м/с}^2$);
h	– поперечний розмір стояка каркасної будівлі;
i	– номер форми коливань, яка розглядається;
j	– номер напрямку, який розглядається;
k	– номер точки розрахункової моделі, яка розглядається;
k_1	– коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі (споруди);
k_2	– коефіцієнт, що враховує тип і призначення будівлі (споруди);
k_3	– коефіцієнт відповідальності, що враховує поверховість будівлі;
k_A	– коефіцієнт, що враховує вірогідність сейсмічної події протягом призначеного строку служби споруди, а також перехід від нормативного періоду повторюваності до періоду повторюваності, прийнятому для проектного землетрусу або максимального розрахункового землетрусу;
k_f	– коефіцієнт, який відображає ступінь неприйнятності пошкоджень у споруді;
k_ψ	– коефіцієнт, який враховує демпфуючі властивості конструкції;
k_{ep}	– коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів;
m	– коефіцієнт, що враховує підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження;
m_c	– коефіцієнт умов роботи (при розрахунку конструкцій мостів на стійкість проти перекидання);
m_i	– маса, зосереджена в i -му рівні (поверсі) розрахункової моделі;
m_k	– маса елемента споруди, віднесеного до вузла k (з урахуванням приєднаної маси води);
n	– кількість форм коливань, що враховуються;
t	– час;
r, t, z	– компоненти розрахункових акселерограм, відповідно горизонтальна радіальна, горизонтальна тангенціальна (перпендикулярна до радіальної) і вертикальна;
x_k, y_k	– горизонтальні координати точки k .

Грецькі великі літери

Δh	– висота гравітаційної хвилі;
Δl	– приріст сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика, одержаний при проведенні його сейсмічного мікрорайонування;
Δ_k	– перекис поверхів;
Δt	– крок дискретизації акселерограми;
Δx	– ширина вертикальної одиничної смужки, виділеної для визначення жорсткостей залізобетонних конструкцій з урахуванням наявних тріщин;
$V_{\Theta_{ijk}}$	– момент інерції маси k -ої точки відносно j -тої осі.

Грецькі малі літери

$\alpha_{ijk}(x_{jk})$	– кути повороту k -тої маси в j -ому напрямку при i -тій формі коливань;
$\ddot{\alpha}_0 = \left \ddot{\alpha}_{i0}(t) \right $	– вектор кутового прискорення обертання (ротації);
β_i	– спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -тій формі власних коливань будівлі (споруди);
$\beta(T^*)$	– спектральний коефіцієнт динамічності еквівалентної одномасової системи;

δ	– логарифмічний декремент коливань;
γ_s	– коефіцієнт, що враховує зниження міцності матеріалів при знакозмінних сейсмічних навантаженнях;
γ_{Ic}	– коефіцієнт сполучень навантажень;
γ_n	– коефіцієнт надійності за відповідальністю відповідно до ДБН В.1.2-14;
η_{ki}	– коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження;
$\bar{\eta}_i$	– коефіцієнт наведеної форми для i -го рівня;
$\bar{\eta}_{ijk}$	– коефіцієнт форми коливань для крутильної складової;
λ	– довжина сейсмічної хвилі;
μ	– коефіцієнт податливості;
ν	– співвідношення між максимальними прискореннями ґрунту при вертикальних і горизонтальних коливаннях;
$\nu_{\dot{X}_{j0}}, \nu_{\dot{\alpha}_{j0}}$	– напрямні косинуси вектора прискорення поступального руху і обертання ґрунтової основи;
ξ_R	– гранична відносна висота стиснутої зони бетону;
ζ	– значення параметрів згасання, встановлені на основі динамічних досліджень поведінки будівлі (споруди) за сейсмічних впливів;
ρ	– радіус ядра перерізу по подошві фундаменту зі сторони більш навантаженого краю перерізу;
ρ_j	– коефіцієнт кореляції узагальнених координат;
ρ_k	– щільність k -го шару ґрунту;
σ'_{vo}	– ефективний тиск верхніх порід, що діє на глибині, на якій виконувалися вимірювання при стандартних випробуваннях;
$\tau_{(x)}, \tau_{(z)}$	– дотичні напруження вздовж осей X і Z відповідно;
ψ_c	– коефіцієнт сполучення розрахункових навантажень;
ω	– інтенсивність кутових прискорень ротації;
ω_1	– мінімальна частота власних коливань;
ω_n	– частота останньої форми власних коливань, що враховується;
ω_c	– частота, що відповідає піковому значенню на спектрі дії акселерограми.

Скорочення

АР	– Автономна республіка
БРМ	– Багатомасова розрахункова модель
ГТС	– Гідротехнічна споруда
ГЕС	– Гідроелектростанція
ГСБ	– Гумово-свинцевий блок
ЕОМС	– Еквівалентна одномасова система
ЗСР	– Загальне сейсмічне районування
ІСС	– Інженерно-сейсмометрична служба
СЕ	– Скінченний елемент
ЛСМ	– Лінійно-спектральний метод
МКЕ	– Метод скінченних елементів
МРЗ	– Максимальний розрахунковий землетрус
НД	– Нормативний документ
НСР	– Нелінійний статичний розрахунок
ПДМ	– Прямий динамічний метод
ПЗ	– Проектний землетрус

РДМ	– Розрахункова динамічна модель
РМВ	– Розрахункова модель впливу
РСМ	– Розрахункова статична модель
РСН	– Республиканские строительные нормы (Республіканські будівельні норми)
СБ	– Сейсмоізолюючий блок
СЗ	– Слабкий землетрус
СМР	– Сейсмічне мікрорайонування
СНиП	– Строительные нормы и правила (Будівельні норми і правила)
СНЗ	– Спектр несучої здатності
ТЕЦ	– Теплоэлектроцентраль
СРТ	– Cone penetration test (Випробування методом статичного зондування)
SPТ	– Standart penetration test (Випробування методом динамічного зондування)

5 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ

5.1 Сейсмічна небезпека. Врахування впливу ґрунтових умов

5.1.1 Нормативну інтенсивність сейсмічних впливів в балах макросейсмічної шкали для району будівництва слід приймати на основі переліку населених пунктів України (додаток А) і комплекту карт загального сейсмічного районування (ЗСР-2004) території України (додаток Б).

Комплект включає карти:

- карти ЗСР: А; В; С – для всієї території України у масштабі 1:2 500 000;
- детальні карти ЗСР: А0; А; В; С – для територій АР Крим та Одеської області у масштабі 1:1 000 000 (врізки до карт ЗСР-2004 території України).

Зазначена на картах сейсмічна інтенсивність відноситься до ділянок із середніми за сейсмічними властивостями ґрунтами (II категорії згідно з таблицею 5.1).

Комплект карт ЗСР-2004 території України складається з:

- карта ЗСР-2004-А відповідає 10 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 500 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 згідно з ДБН В.1.2-14, а також класу наслідків (відповідальності) СС2 – для будівель заввишки до 73,5 м;

- карта ЗСР-2004-В відповідає 5 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 1000 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС2 згідно з ДБН В.1.2-14 – для будівель заввишки від 73,5 м до 100 м, а так само об'єктів, які належать до потенційно небезпечних, але не ідентифікуються як об'єкти підвищеної небезпеки відповідно до Закону України "Про об'єкти підвищеної небезпеки" [1];

- карта ЗСР-2004-С відповідає 1 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 5000 років. Карту слід застосовувати при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 згідно з ДБН В.1.2-14;

- детальна карта ЗСР-2004-А0 відповідає 39 % ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 100 років. Відповідні карти слід застосовувати при проектуванні тільки в АР Крим та Одеській області для будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 згідно з ДБН В.1.2-14 і категорії складності I відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.2-16.

Таблиця 5.1 – Нормативна сейсмічність майданчика будівництва в залежності від категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Нормативна сейсмічність майданчика будівництва за сейсмічності району, балів				Швидкості поширення сейсмічних хвиль в ґрунті, V_s , м/с
		6	7	8	9	
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабобивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30 % піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8	$V_s > 800$
II	Скельні ґрунти вивітрілі і сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти, за винятком віднесених до I категорії; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, маловологі та вологі; піски дрібні і пилюваті, щільні і середньої щільності маловологі; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ – для глин і суглинків, та $e < 0,7$ – для супісків	6	7	8	9	$500 < V_s < 800$
III	Піски пухкі незалежно від ступеня вологості та крупності; піски гравіюваті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності; піски дрібні та пилюваті, щільні та середньої щільності, вологі та водонасичені; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L > 0,5$; пилювато-глинисті ґрунти із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ – для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ – для супісків	7	8	9	10	$200 < V_s < 500$
IV	Піски пухкі водонасичені, схильні до розрідження; насипні та гумусні ґрунти; пливуні, біогенні ґрунти та мули	За результатами спеціальних досліджень				$V_s < 200$

Примітка 1. У випадку неоднорідного складу ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями, якщо у межах десятиметрового шару ґрунту, починаючи відлік від планувальної відмітки у випадку виймання і чорної відмітки у випадку насипання, сумарна потужність шарів, що відносяться до цієї категорії, перевищує 5 м.

Примітка 2. У разі прогнозування підйому рівня ґрунтових вод та (або) обводнення ґрунтів у процесі експлуатації будівлі, категорії ґрунту слід визначати в залежності від властивостей ґрунту (ступеня вологості, показника текучості) у замоченому стані (за винятком локального аварійного замочування, вплив якого при уточненні сейсмічності майданчика не враховується).

Примітка 3. Пилювато-глинисті ґрунти (зокрема просідаючі твердої консистенції або в твердому стані) при коефіцієнті пористості поблизу значень $e = 0,9$ – для глин і суглинків та $e = 0,7$ – для супісків можуть бути віднесені до II категорії за сейсмічними властивостями, якщо нормативне значення їх модуля деформації $E \geq 15$ МПа, а при експлуатації споруд будуть забезпечені умови непідтоплення ґрунтів основи. За відсутності даних щодо консистенції або вологості глинисті та піщані ґрунти при положенні рівня ґрунтових вод вище 5 м відносяться до III категорії.

Примітка 4. Переважаючий період власних коливань ґрунтової товщі визначається за результатом мікрорайонування. У разі відсутності даних сейсмічного мікрорайонування допускається визначати період власних коливань ґрунтової товщі за додатком В.

Примітка 5. Сейсмічність майданчика визначається в цілих балах. Для ґрунтових умов, за яких можливе визначення категорії ґрунту за сейсмічними властивостями як проміжне, визначення бальності за інтерполяцією не допускається, а остаточне рішення приймається вишуквальною організацією за результатами додаткових досліджень і/або комплексним аналізом.

Примітка 6. Насипні ущільнені ґрунти при їх відсіпанні і масиви укріплених ґрунтів залежно від їх зернового складу, показників e , I_L , S_r і величини модуля деформацій можуть бути віднесені вишуквальною організацією до II або III категорії за відповідними вимогами, які сформовані в описовій частині таблиці.

Визначення переліку об'єктів, до яких застосовуються карти ЗСР-2004, проводиться згідно з додатком А ДБН В.1.2-14 і чинним законодавством для об'єктів підвищеної небезпеки.

Рішення про вибір карти при проектуванні конкретного об'єкта і віднесення об'єкта до класу наслідків (відповідальності) приймається генеральним проектувальником відповідно до розділу 6 ДСТУ-Н Б В.1.2-16 та узгоджується із замовником. Інтенсивність сейсмічного впливу для об'єктів, що мають особливо важливе господарське та (або) соціальне значення і не врахованих в таблиці 6.4, приймається в залежності від сполучень розрахункової сейсмічної інтенсивності для даного району за картами ЗСР-2004-А і ЗСР-2004-В, за таблицею 6.5.

5.1.2 Розрахункову сейсмічну інтенсивність майданчика будівництва слід визначати з урахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування (СМР) майданчика, що виконується для районів з сейсмічністю 6 і більше балів відповідно до чинних нормативних документів України. Швидкість розповсюдження сейсмічних хвиль в ґрунті визначається під час виконання робіт з СМР з урахуванням вимог РСН 65.

У звітах про інженерно-геологічні вишукування слід вказувати категорію ґрунту за сейсмічними властивостями.

5.1.3 За відсутності результатів досліджень з сейсмічного мікрорайонування для об'єктів класу наслідків (відповідальності) СС1, СС2 допускається спрощене визначення сейсмічності майданчика будівництва на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань згідно з таблицею 5.1.

Зменшення розрахункової сейсмічності майданчика будівництва, зазначеної на картах ЗСР або затверджених картах СМР, за матеріалами загальних інженерно-геологічних вишукувань із застосуванням таблиці 5.1, не допускається.

Уточнення сейсмічності майданчиків будівництва, нормативна бальність яких визначається за картами ЗСР-2004-В та ЗСР-2004-С, а також майданчиків, розташованих поблизу меж зон зміни бальності, виконується обов'язково на основі спеціальних досліджень.

5.1.4 Проектування будівель і споруд для будівництва на майданчиках, за наявності в основі споруд просідаючих ґрунтів, слід здійснювати з урахуванням вимог ДБН В.1.1-5, частина II.

Вибір конструктивно-планувальних рішень будівель і споруд, а також призначення складу та обсягу захисних заходів, що забезпечують міцність і експлуатаційну придатність об'єктів, повинні здійснюватися виходячи з розрахункової сейсмічності майданчика будівництва, розміру та виду діючих навантажень, характеристик основ і параметрів, що характеризують майданчик будівництва з урахуванням потужності просадочної товщі, прогнозу замочування ґрунтів основ в межах всієї або частини просадочної товщі і прогнозованих осідань ґрунтів основи.

Розрахунок будівель і споруд на сейсмічні впливи і впливи, обумовлені деформаціями основи при замочуванні просідаючих ґрунтів, слід виконувати на основі просторових розрахункових моделей.

5.1.5 На майданчиках, сейсмічність яких перевищує 9 балів, будівництво в кожному конкретному випадку допускається тільки за спеціального обґрунтування з дозволу центрального органу виконавчої влади з питань будівництва.

5.1.6 Без достатнього обґрунтування і проведення спеціальних інструментальних досліджень на майданчику не слід розташовувати споруди на ділянках, несприятливих у сейсмічному відношенні, до яких відносяться наступні майданчики будівництва:

- розташовані в зонах можливого прояву тектонічних розломів на поверхні;
- з осипами, обвалами, зсувами, гірничими виробками та падінням каміння;
- з крутістю схилів більше 15°;
- розташовані в зонах можливого проходження селєвих потоків, сходження снігових лавин;
- розташовані на цунамонебезпечних ділянках;
- складені ґрунтами IV категорії за сейсмічними властивостями;
- з проявами карсту і суфозії.

На майданчиках сейсмічністю 9 балів з несприятливими ґрунтовими умовами, а також на ґрунтах IV категорії за сейсмічними властивостями, не допускається багатопверхова житлова забудова, будівництво промислових підприємств і енергетичних об'єктів, не пов'язаних з обслуговуванням населення, яке проживає у даній місцевості, а також будівництво об'єктів з постійним або тимчасовим перебуванням у них 50 або більше осіб (школи, дитячі садки, лікарні, торгові центри, театри, кінотеатри тощо), де можливе велике скупчення людей. На цих майданчиках допускається розташовувати загальноміські зони відпочинку, зелені масиви, складські приміщення, автобази, гаражі, ремонтні майстерні, тимчасові сільськогосподарські, виробничі та інші одноповерхові приміщення.

Примітка. За необхідності будівництва будівель і споруд на майданчиках з крутизною схилу денної поверхні більше 15° слід передбачати додаткові заходи щодо забезпечення їх стійкості.

5.1.7 Проектуючи будівлі і споруди на просідаючих, зокрема обводнених лесових ґрунтах у сейсмічних районах, визначення зусиль у несучих конструкціях слід виконувати за найбільш несприятливими діями просідання основи.

5.1.8 Розраховуючи на сейсмічне навантаження споруди класу наслідків (відповідальності) СС2 і СС3, а також об'єкти з постійним або тимчасовим перебуванням у них 50 або більше осіб (школи, дитячі садки, лікарні, торгові центри, театри, кінотеатри тощо), слід враховувати їх найбільш вірогідні та наявні (для існуючої споруди) деформовані схеми при просіданні основи. Створення деформованої розрахункової схеми передбачає врахування зміни положення конструкцій у просторі та відносно одна одної, зміни форми самих конструкцій, зменшення жорсткості конструкцій та їх вузлів з причини виникнення тріщиноутворення й інших негативних процесів і явищ.

5.1.9 Розраховуючи існуючі об'єкти на ділянках зі складними та особливими умовами експлуатації, що призводять до значних нерівномірних деформацій основи і споруди (карст, підробка, вплив котлованів тощо), слід враховувати їх деформовані схеми (див. 5.1.8). При цьому вертикальну складову сейсмічної дії необхідно враховувати в розрахунках несучих вертикальних конструкцій будівель і споруд жорсткої або комбінованої конструктивних схем за наявності значної нерівномірної стисливості (деформативності) ґрунтів основи.

5.2 Загальні принципи проектування сейсмостійких будівель і споруд

5.2.1 Для будівель і споруд заввишки 73,5 м і вище, а також для об'єктів класу наслідків (відповідальності) СС3 згідно з ДБН В.1.2-14, слід застосовувати вимоги цих норм за сейсмічності майданчика будівництва 6 балів і більше, у тому числі з урахуванням положень 7.12.

При розробленні проектною документації необхідно забезпечувати відповідність проектних рішень вимогам ДСТУ Б.А.2.2-7.

5.2.2 Нові конструктивні схеми будівель і споруд на початку процесу проектування підлягають обов'язковому експертному опрацюванню відповідно до ДБН В.1.2-5.

5.2.3 Будівлі і споруди та їх окремі елементи повинні задовольняти вимоги нормативних документів, наведених у розділі 2 (якщо інше не обумовлено в цих нормах).

5.2.4 Розроблення проектною документації слід виконувати, виходячи з сейсмічної небезпеки майданчика будівництва, результатів розрахунків, виконаних відповідно до розділу 6, з урахуванням загальних принципів проектування та конструктивних вимог розділів 7 – 12.

5.2.5 Проектуючи сейсмостійкі будівлі і споруди, а також підсилюючи будівлі і споруди існуючої забудови, належить:

- приймати об'ємно-планувальні і конструктивні рішення, що забезпечують, як правило, симетричність і регулярність у плані та по висоті будівлі мас, жорсткостей та навантажень на перекриття;
- конфігурацію будівлі і розташування вертикальних несучих елементів приймати такими, щоб перші дві форми власних коливань були поступальними (не крутильними);

- застосовувати матеріали, конструкції та конструктивні схеми, що забезпечують найменші значення сейсмічних навантажень (легкі матеріали, сейсмоізоляцію, інші системи динамічного регулювання сейсмічного навантаження);
- створювати можливість розвинення у певних елементах конструкцій допустимих непружних деформацій;
- виконувати розрахунки конструкцій будівель і споруд з урахуванням нелінійного деформування конструкцій;
- передбачати конструктивні заходи, що забезпечують стійкість і геометричну незмінність конструкцій при розвиненні в елементах і з'єднаннях між ними непружних деформацій, а також таких, що виключають можливість їх крихкого руйнування;
- забезпечувати раціональне розміщення інженерного обладнання з урахуванням його впливу на рівень сейсмічного навантаження.

5.2.6 У разі використання сейсмоізоляції та інших систем динамічного регулювання сейсмічних навантажень, вибір тієї чи іншої системи, а також розрахунок і конструювання, повинні здійснюватися за участю спеціалізованих організацій.

5.3 Сейсмічний моніторинг і паспортизація об'єктів будівництва

5.3.1 Проектуючи будівлі і споруди класів наслідків (відповідальності) СС2 і СС3 та вказані у рядках 1 – 4 таблиці 6.4 за розрахункової сейсмічності майданчика будівництва 7 балів і вище за можливості проявів у вигляді зсувів, карстів, цунамі, різких змін напружено-деформованого стану конструкцій за впливів просадок ґрунту на майданчиках будівництва слід передбачати:

- сейсмологічний та інженерно-сейсмометричний моніторинг земної поверхні, конструкцій будівель і споруд та деформацій основ при землетрусах різної інтенсивності;
- проведення сейсмічного районування та мікрорайонування, перевірочних розрахунків сейсмостійкості та оцінку сейсмічного ризику у випадку змін сейсмічних умов майданчика будівництва, властивостей основи і споруди під час експлуатації;
- систему регламентних заходів персоналу відповідальних споруд щодо запобігання або зниження негативного впливу небезпечних сейсмічних процесів і явищ у період їх експлуатації.

Сейсмічний моніторинг проводиться у період будівництва та експлуатації будівель і споруд.

5.3.2 З метою одержання достовірної інформації про роботу конструкцій при землетрусах і коливаннях прилеглих до будівель ґрунтів у проектах характерних основних типів будівель масової забудови, будівель із принципово новими конструктивними рішеннями, а також особливо відповідальних споруд, слід передбачати розміщення станцій інженерно-сейсмометричної служби (ІСС).

Обов'язкове встановлення станцій ІСС повинне передбачатися на об'єктах заввишки понад 73,5 м і відповідальних будівлях і спорудах, а також на об'єктах експериментального будівництва.

5.3.3 Динамічна паспортизація об'єктів після закінчення будівництва, а також після обстеження та реконструкції здійснюється у відповідності з процедурою, зазначеною у відповідних нормативних актах.

5.3.4 Всі будівлі і споруди, вказані у 5.3.1, повинні підлягати обстеженню після кожної сейсмічної події інтенсивністю 7 балів і вище. За результатами сейсмічного моніторингу та виконання розрахунків проводиться оцінка сейсмостійкості будівлі або споруди та обґрунтовується необхідність підсилення її конструкцій з метою подальшої безпечної експлуатації.

6 РОЗРАХУНКИ НА СЕЙСМІЧНІ ВПЛИВИ

6.1 Сполучення навантажень

6.1.1 Проектуючи будівлі і споруди для будівництва у сейсмічно небезпечних районах, окрім розрахунків на основне сполучення навантажень, слід також виконувати розрахунки на аварійне сполучення навантажень з урахуванням наступних рівнів сейсмічного впливу – слабкого землетрусу (СЗ), проектного землетрусу (ПЗ) і максимального розрахункового землетрусу (МРЗ).

Сейсмічні навантаження, що відповідають СЗ, можуть використовуватися при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 і категорії складності І з використанням детальних карт ЗСР-2004-А0 (для територій АР Крим та Одеської області).

Сейсмічні навантаження, що відповідають ПЗ, повинні використовуватися при проектуванні будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС1, СС2 із застосуванням карт ЗСР-2004-А, а також класу наслідків (відповідальності) СС2 із застосуванням карт ЗСР-2004-В (для території України) або детальних карт ЗСР-2004-А і ЗСР-2004-В (для територій АР Крим та Одеської області) відповідно до 5.1.1.

Сейсмічні навантаження, що відповідають МРЗ, повинні використовуватися при проектуванні відповідальних об'єктів класу наслідків (відповідальності) СС3 із застосуванням карти ЗСР-2004-С (для території України) або детальної карти ЗСР-2004-С (для територій АР Крим та Одеської області).

При цьому в аварійне сполучення навантажень входять постійні навантаження, змінні тривалі і короткочасні навантаження, епізодичні навантаження (сейсмічні впливи).

Розраховуючи будівлі і споруди (крім транспортних і гідротехнічних) на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів, до розрахункових значень навантажень вводяться коефіцієнти сполучень за таблицею 6.1. Додатково слід враховувати коефіцієнти відповідальності залежно від класу наслідків (відповідальності) будівлі або споруди відповідно до ДБН В.1.2-14.

Таблиця 6.1 – Значення коефіцієнтів сполучень розрахункових навантажень

Види навантажень	Значення коефіцієнта сполучень розрахункових навантажень, ψ_c
Постійні для залізобетонних, кам'яних, дерев'яних конструкцій	0,9
Постійні для сталевих конструкцій	0,95
Тимчасові тривалі	0,8
Короткочасні (на перекриття та покриття)	0,5

6.1.2 Розраховуючи на аварійне сполучення, температурні кліматичні впливи, вітрові навантаження, динамічні впливи від обладнання і транспорту, тормозні та бокові зусилля від руху кранів не враховуються.

Визначаючи розрахункове вертикальне сейсмічне навантаження слід враховувати вагу моста крана, вагу візка, а також вагу вантажу, що дорівнює вантажопідйомності крана, з коефіцієнтом 0,3.

Розрахунок споруд і конструкцій, які мають маси на гнучких підвісках, слід виконувати на основі спеціальних наукових досліджень.

Розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження від ваги мостів і візків кранів слід враховувати в напрямку, перпендикулярному осі підкранових балок. Зниження кранових навантажень, передбачене ДБН В.1.2-2, при цьому не враховується.

Можливість розташування двох кранів на однокранових коліях у суміжних прогонах колон будівлі при цьому не враховується.

6.2 Методи розрахунків та їх застосування

6.2.1 Розрахунки споруд на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічного впливу слід виконувати із використанням:

- спектрального методу (розділ 6.3);
- прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або набору синтезованих акселерограм (розділ 6.4);
- нелінійного статичного розрахунку, що застосовується за необхідності врахування нелінійної реакції конструкцій та/або в якості альтернативи нелінійному динамічному розрахунку (додаток Г).

6.2.2 Методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні впливи, наведені в таблиці 6.2. Розрахунки за спектральним методом слід виконувати для всіх будівель і споруд. У разі розбіжності результатів розрахунку за спектральним методом і прямим динамічним методом слід приймати максимальні значення навантажень (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом відповідно до 6.3).

Таблиця 6.2 – Методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні впливи

Ч.ч.	Метод розрахунку	Типи будівель (споруд)
1	а) Спектральний метод із застосуванням спрощених розрахункових моделей споруд з урахуванням поступальних коливань згідно з 6.3.1 – 6.3.10; б) Спектральний метод із урахуванням, окрім поступальних, крутильних сейсмічних впливів (сейсмічного моменту, нерівномірного поля коливань ґрунту), відповідно до 6.3.11, 6.3.12	Будівлі та споруди простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані не більше 30 м; Будівлі та споруди несиметричні в плані або по висоті; Будівлі каркасні, заввишки понад 50 м у районах сейсмічності 6 балів
2	Прямий динамічний метод згідно з 6.4 (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження та моменти приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом згідно з 1, б) цієї таблиці)	Будівлі та споруди із принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки; Об'єкти класу наслідків (відповідальності) СС2 і СС3 згідно з ДБН В.1.2-14; Будівлі заввишки понад 16 поверхів і споруди заввишки 50 м і вище і споруди з прольотами понад 30 м; Будівлі та споруди, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції
3	Нелінійний статичний розрахунок	Будівлі простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей, із найменшим розміром у плані до 30 м включно; Будівлі, що оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції; Будівлі, що експлуатуються в сейсмічних районах, при визначенні їх сейсмостійкості, проектуванні їх реконструкції та підсилення

6.2.3 Для будівель і споруд простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей (відповідно до 1, а) таблиці 6.2) розрахункові сейсмічні навантаження слід приймати такими, що діють горизонтально, як правило, у напрямку повздовжньої і поперечної осі плану будівлі або споруди. Дію сейсмічних навантажень у вказаних напрямках слід приймати відокремлено.

Розраховуючи будівлі і споруди із несиметричним і нерегулярним розташуванням мас і жорсткостей слід виконувати розрахунки конструкції при трьох взаємно ортогональних напрямках дії сейсмічних сил, а розрахункові значення внутрішніх сил знаходити згідно з 6.3.12.

6.2.4 Вертикальну складову сейсмічного впливу необхідно враховувати, розраховуючи:

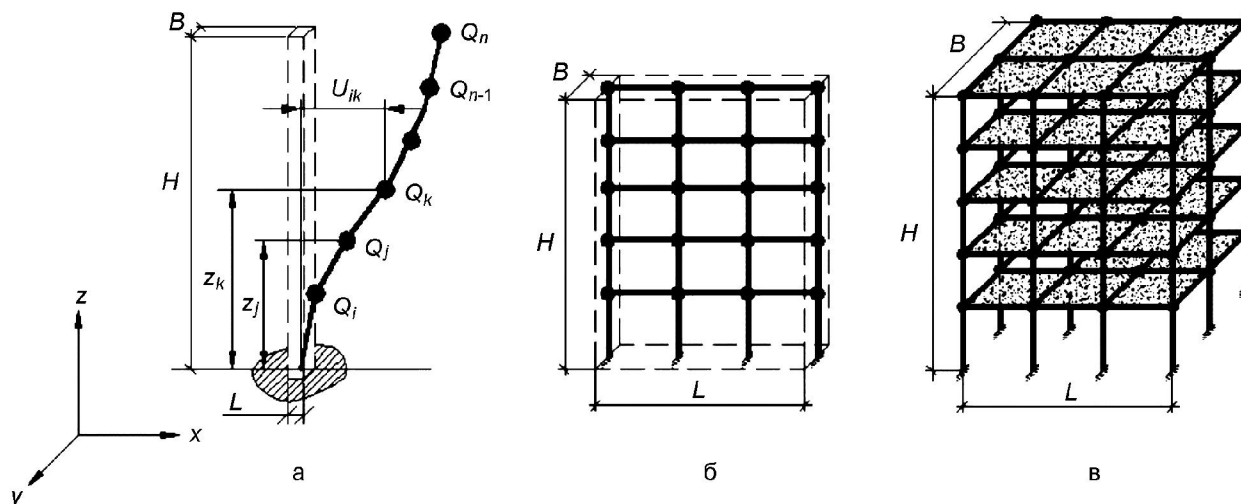
- горизонтальні і похилі консольні конструкції;
- рами, арки, ферми і просторові покриття будівель і споруд при прогонах: 24 м і більше для майданчика сейсмічністю 7 балів; 18 м і більше для майданчика сейсмічністю 8 балів; 12 м і більше для майданчика сейсмічністю 9 балів;
- міцність несучих стін з кам'яної кладки;
- споруди і фундаменти на стійкість проти перекидання і ковзання;
- пальові конструкції з високим ростверком;
- опорні елементи сейсмоізоляції;
- перекриття і фундаментні плити, для яких здійснюється перевірка на продавлювання (перекриття у складі безригельних каркасів, фундаментні плити висотних будівель із наскрізними нижніми поверхами тощо).

6.3 Спектральний метод розрахунку

6.3.1 Визначаючи розрахункові значення горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлі та споруди висотою H , яка перевищує у два і більше разів її ширину B і довжину L , допускається приймати розрахункову схему (рисунк 6.1, а) у вигляді багатомасового пружно-деформованого стрижня, жорстко закріпленого в основі, який несе зосереджені маси вагою Q_k , що розташовані на рівні перекриттів, і здійснює коливальний рух за одним із напрямків (x або y).

При ширині будівлі B , яка в три і більше разів менша від двох інших її розмірів (H і L), допускається приймати розрахункову схему (рисунк 6.1, б) у вигляді багатомасової перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриттів.

Як правило, рекомендується використовувати просторові розрахункові динамічні моделі із зосередженими у вузлах масами (рисунк 6.1, в).



а – багатомасовий консольний стрижень; б – багатомасова перехресна система; в – просторова динамічна модель

Рисунок 6.1 – Розрахункові схеми будівель і споруд

Розрахункове значення горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , прикладеного до точки k і яке відповідає i -тій формі власних коливань будівлі або споруди, треба визначати за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (6.1)$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі (споруди), значення якого приймається за таблицею 6.3. З метою проектування економічних сейсмостійких конструкцій із забезпеченням заданого рівня безпеки рекомендується використовувати методику, представлену в додатку Г, та графіки спектральних коефіцієнтів динамічності, наведені в додатку Д (в залежності від коефіцієнта податливості μ). Значення коефіцієнта k_1 повинно бути не меншим за вказане в таблиці 6.3.

Таблиця 6.3 – Коефіцієнт k_1 , що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів будівель (споруд)

Конструктивні рішення систем і несучих елементів	Значення k_1 за сейсмічності будівельного майданчика, балів		
	6	7-8	9
Будівлі і споруди, в яких пошкодження або непружні деформації не допускаються, а також при визначенні додаткових моментів від вертикальних навантажень (див. 6.3.6, 6.3.7)	1,0		
Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені залишкові деформації і пошкодження, що ускладнюють нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей і збереження обладнання, які зводяться: – зі сталевим каркасом;	0,25	0,25	0,3
– із залізобетонним каркасом без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості;	0,25	0,35	0,45
– із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості;	0,25	0,3	0,4
– зі стінами з монолітного залізобетону та з великих залізобетонних панелей;	0,25	0,25	0,35
– з несучими стінами із крупних блоків і каркасно-кам'яними;	0,25	0,35	0,4
– з несучими стінами з кам'яної або цегляної кладки;	0,25	0,4	0,45
– з системами сейсмоізоляції	0,25	$1/R_\mu$	$1/R_\mu$
Елементи будівель, що розраховуються на "місцеві" сейсмічні навантаження (заповнення каркасів і перегородки в розрахунках із площини, парапети, козирки тощо)	0,4	0,5	0,55
Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені значні залишкові деформації, тріщини, пошкодження окремих елементів, їх зміщення, що тимчасово призупиняє нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей	0,2	0,2	0,3
Примітка 1. Значення коефіцієнта редукції R_μ визначається за методикою додатка Г.			
Примітка 2. Проектування будівель з системами сейсмоізоляції виконується відповідно до розділу 12.			

k_2 – коефіцієнт, що враховує тип і призначення будівлі (споруди), приймається за таблицею 6.4 і використовується окремо від коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n згідно з ДБН 1.2-14.

Таблиця 6.4 – Коефіцієнт k_2 , що враховує тип і призначення будівлі (споруди)

Ч.ч.	Характеристика споруд	Значення k_2
1	Особливо відповідальні та унікальні споруди, в тому числі виробничі корпуси, складські будівлі хімічної промисловості з токсичними і отруйчими речовинами, вибухонебезпечні корпуси хімічно-фармацевтичної промисловості і споруди нафтохімічної промисловості	1,5
2	Споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей (великі вокзали, аеропорти, театри, цирки, музеї, виставкові і концертні зали з числом місць понад 1000 чоловік, криті ринки та стадіони). Будівлі та споруди, експлуатація яких необхідна при землетрусі або при ліквідації його наслідків (системи енерго- і водозабезпечення, системи пожежогасіння, телефонного і телеграфного зв'язків, виробничі корпуси важкої промисловості з безперервним циклом роботи, банки, державні і місцеві адміністративні органи тощо)	1,4
3	Будівлі і споруди лікарень на 100 ліжок і більше, пологових будинків, акушерських корпусів, станцій швидкої допомоги, шкіл, дитячих садків, вищих навчальних закладів, магістральних залізниць і автомобільних доріг та штучних споруд транспорту	1,3
4	Будівлі готелів, спальних корпусів для відпочинку на 250 місць і більше	1,2
5	Висотні споруди, невеликих у плані розмірів (башти, щогли, димові труби, шахти ліфтів, що стоять окремо тощо) при відношенні висоти споруди H до її ширини B , що дорівнює або більше 5, і великопрогонові споруди ($L \geq 30$ м)	1,4
6	Каркасні будівлі, стінове заповнення яких не впливає на їх деформативність, при відношенні висоти стійки h до її поперечного розміру b в напрямку дії сейсмічного навантаження, що дорівнює або більше 25	1,4
7	Те саме, але при h/b , що дорівнює або менше 15	1,0
8	Житлові, громадські та виробничі будівлі, що не вказані у рядках 1 – 7	1,0
9	Будівлі та споруди, руйнування яких не пов'язане із загибеллю людей, втратою матеріальних і культурних цінностей і не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища (склади, кранові та ремонтні естакади, підприємства торгівлі і побутового обслуговування з строком служби не більше 20 років, невеликі майстерні, тимчасові будівлі та споруди, торговельні павільйони тощо)	0,5

Примітка 1. Об'єкти за рядком 1 затверджуються відповідними центральними органами виконавчої влади.

Примітка 2. За проміжних значень h/b значення k_2 приймається за інтерполяцією.

Примітка 3. Коефіцієнт k_2 повинен прийматися тільки один раз для будівель, вказаних в рядках 3, 4, 5.

Примітка 4. При використанні карти А0 для маловідповідальних будівель і споруд (рядок 8) значення коефіцієнта k_2 приймається 1,0.

k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі заввишки понад 5 поверхів, визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,04 \cdot (n - 5), \quad (6.2)$$

де n – кількість поверхів будівлі.

Максимальне значення k_3 приймається не більше 1,6 (у тому числі для рамних, рамно-в'язевих і в'язевих систем), а для стінових і каркасно-стінових конструктивних систем – не більше 1,5.

S_{0ki} – горизонтальне сейсмічне навантаження за i -тою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{ep} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (6.3)$$

де Q_k – навантаження, що відповідає масі, прийнятій у якості зосередженої у точці k і визначається з урахуванням коефіцієнтів згідно з 6.1.1;

a_0 – розрахункова амплітуда прискорення основи, яка приймається 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 від прискорення вільного падіння g відповідно для районів сейсмічності 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт ЗСР-2004-А і ЗСР-2004-В, в залежності від розрахункових значень a_0 згідно з таблицею 6.5.

Таблиця 6.5 – Значення розрахункових відносних прискорень a_0 (в частках прискорення вільного падіння g) для даного майданчика (населеного пункту) залежно від сполучень розрахункової сейсмічної інтенсивності на картах А і В

Номер сполучення	Інтенсивність на картах, бали шкали сейсмічної інтенсивності згідно з ДСТУ Б В.1.1-28		Розрахункові значення a_0
	А (період повторюваності 500 років)	В (період повторюваності 1000 років)	
1	6	6	0,05
2	6	7	0,08
3	7	7	0,10
4	7	8	0,15
5	8	8	0,20
6	8	9	0,30
7	9	9	0,40

Примітка. Зазначені в таблиці бали сейсмічної інтенсивності повинні бути визначені з урахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування (СМР) майданчика будівництва як для повторюваності землетрусів 1 раз на 500 років, так і для повторюваності 1 раз на 1000 років.

k_{ep} – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконано на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань відповідно до таблиці 5.1 і приймається за таблицею 6.6.

Таблиця 6.6 – Значення коефіцієнта k_{ep} , який враховує нелінійне деформування ґрунту при інтенсивних сейсмічних коливаннях

Категорія ґрунту	Сейсмічність майданчика будівництва в балах			
	6	7	8	9
I	1,0	1,2	1,3	1,4
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,0	0,8	0,75	0,7
IV	За даними спеціальних досліджень			

β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -тій формі власних коливань будівлі або споруди. Приймається за рисунком 6.2 або таблицею 6.7 залежно від періоду i -тої форми власних коливань і категорії ґрунту за сейсмічними властивостями. При розрахунках будівель (споруд), зазначених у 1, б і 3 таблиці 6.2, слід приймати значення коефіцієнтів динамічності за графіками, наведеними у додатку Д залежно від коефіцієнта податливості μ , визначеного за додатком Г.

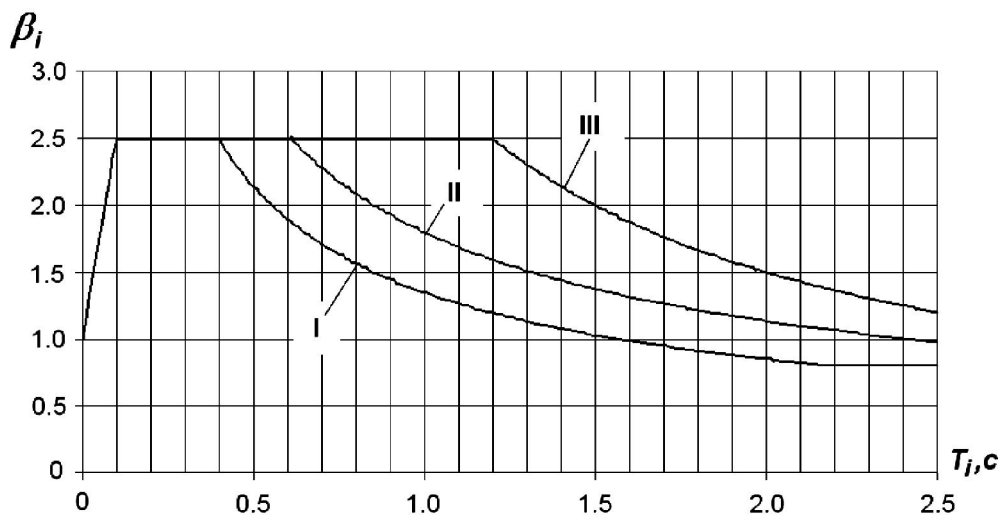


Рисунок 6.2 – Залежності спектрального коефіцієнта динамічності β_i від категорії (I-III) ґрунту за сейсмічними властивостями і періоду i -тої форми власних коливань будівлі T_i

Таблиця 6.7 – Значення коефіцієнта β_i

Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями	Ділянка графіка β_i при значенні T_i	Значення β_i або формула для розрахунку $\beta_i(T_i)$
I	При $T_i \leq 0,1$ с	$1 + 15 T_i$
	При $0,1$ с $< T_i \leq 0,4$ с	2,5
	При $T_i > 0,4$ с	$1,35 / T_i^{2/3}$
II	При $T_i \leq 0,1$ с	$1 + 15 T_i$
	При $0,1$ с $< T_i \leq 0,6$ с	2,5
	При $T_i > 0,6$ с	$1,8 / T_i^{2/3}$
III	При $T_i \leq 0,1$ с	$1 + 15 T_i$
	При $0,1$ с $< T_i \leq 1,2$ с	2,5
	При $T_i > 1,2$ с	$3 / T_i$
IV	За результатами спеціальних досліджень	

Примітка. Значення коефіцієнтів β_i слід приймати не менше 0,8 і не більше 2,5.

η_{ki} – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рисунок 6.1), визначається за формулами:
а) для консольної розрахункової схеми:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (6.4)$$

де $U_i(z_k)$ і $U_i(z_j)$ – переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за i -тою формою;

n – число зосереджених навантажень;

б) для перехресної та просторової розрахункових схем:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (6.5)$$

де $\cos(U_{ki}, U_0)$ – косинус кута між напрямком переміщення U_{ki} і вектором сейсмічного впливу U_0 .

6.3.2 Для попередньої оцінки сейсмічних навантажень і розрахункових динамічних моделей системи "основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)" допускається приймати наступні експериментальні залежності періодів власних коливань T_1 , с, за першою формою від висоти H , м, залізобетонних каркасних і безкаркасних будівель:

- каркасні: $T_1 = 0,055 \cdot H^{0,77}$;
- з монолітними стінами: $T_1 = 0,013 \cdot H$;
- великопанельні: $T_1 = 0,033 \cdot H^{0,81}$.

6.3.3 Розраховуючи високі споруди невеликих розмірів у плані, таких як башти, щогли, димові труби, відокремлені шахти ліфтів тощо, а також залізобетонні каркасні будівлі, значення коефіцієнта k_2 слід приймати за таблицею 6.4.

6.3.4 Вертикальне сейсмічне навантаження у випадках, передбачених в 6.2.4, слід визначати за формулами (6.1), (6.2) і (6.3), при цьому значення відносних прискорень ґрунту a_0 слід приймати із множителем 0,7, а коефіцієнт $k_1 = 0,5$.

6.3.5 Визначаючи зусилля у конструкціях, які підлягають розрахунку з урахуванням вертикальних сейсмічних навантажень, треба враховувати одночасну дію вертикальних і горизонтальних сейсмічних навантажень.

Напрямок вертикального навантаження (вверх або вниз) слід приймати так, щоб параметри напруженого стану елемента, що розглядається, були максимальними.

6.3.6 Розраховуючи будівлі заввишки 73,5 м і вище, слід враховувати додатковий момент від вертикальних навантажень (статичного та сейсмічного) внаслідок горизонтальних переміщень X_k , що виникають в результаті деформацій споруди і основи за сейсмічних впливів. Значення переміщень X_k будівлі в k -му рівні слід визначати з використанням нелінійного статичного розрахунку просторової моделі системи "основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)" за методикою додатку Г. Жорсткісні і демпфуючі характеристики конструкцій будівлі і основи слід визначати відповідно до 6.4.12 – 6.4.14.

6.3.7 Переміщення (прогини) U_k і перекося поверхів (відношення різниці горизонтальних переміщень верху і низу k -го поверху до його висоти) $\Delta_k = \frac{U_k - U_{k-1}}{H_L}$ визначаються від дії сейсмічних навантажень S_{ki} згідно з 6.3.1 з використанням методики додатка Г.

Допустимі значення перекося поверхів треба приймати згідно з таблицею 6.8.

Таблиця 6.8 – Допустимі значення перекосів поверхів для трьох експлуатаційних рівнів

Конструктивні схеми будівель	Міжповерховий перекоіс для експлуатаційного рівня		
	СЗ	ПЗ	МРЗ
Сталевий каркас	0,0067	0,012	0,02
Залізобетонний каркас без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості	0,0067	0,012	0,03
Залізобетонний каркас з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості	0,004	0,017	0,025
Безкаркасні монолітні залізобетонні, великопанельні і великоблочні	0,0028	0,01	0,02
Безкаркасні з кам'яними стінами або армокам'яні	0,0025	0,004	0,008
Каркасно-кам'яні будівлі	0,0025	0,004	0,008

Перелік експлуатаційних рівнів, прийнятий у цих нормах, виходить з наступних положень:

– відсутність пошкоджень і можливість продовження експлуатації будівлі після землетрусу – слабкий землетрус (СЗ);

– забезпечення безпеки життєдіяльності та можливість проведення ремонтно-відновлювальних робіт після помірного землетрусу – проектний землетрус (ПЗ);

– забезпечення стійкості споруди, збереження життя людей, цінного обладнання та інфраструктури, необхідної для ліквідації наслідків землетрусу – максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ).

Рівні впливу СЗ, ПЗ і МРЗ встановлені в додатку А картами сейсмічного районування ОСР-2004-А0, ОСР-2004-А (або ОСР-2004-В) і ОСР-2004-С відповідно. У таблиці 6.8 значення перекоісів для рівня впливу СЗ відповідають вимозі неприпустимості руйнування перегородок та огорожуючих конструкцій будівель і споруд.

6.3.8 Врахування вищих форм коливань здійснюється за формулою:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (6.6)$$

де N_p – зусилля, напруження або інші силові фактори в елементах конструкцій від сейсмічного навантаження;

N_i – значення відповідного фактора в перерізі, що розглядається як викликане сейсмічними навантаженнями за i -тою формою коливань;

n – число форм коливань, які враховуються.

6.3.9 Якщо значення періодів i -го чи $(i + 1)$ -го тонів власних коливань будівлі (споруди) відрізняються менше ніж на 10 %, то замість формули (6.6) необхідно застосовувати формулу (6.7), яка дає можливість враховувати взаємну кореляцію узагальнених координат:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + 2 \sum_{i=1}^n \rho_i |N_i N_{i+1}|}, \quad (6.7)$$

де значення коефіцієнта ρ_i визначаються за таблицею 6.9 в залежності від співвідношення періодів власних коливань споруди за i -тою та $(i + 1)$ -ою формами T_{i+1} / T_i .

Таблиця 6.9 – Значення коефіцієнтів кореляції ρ_j

Відношення періодів коливань T_{i+1}/T_i ($T_i > T_{i+1}$)	Коефіцієнт кореляції, ρ_j
1,0	1,0
0,97	0,9
0,95	0,8
0,93	0,7
0,9	0,5

6.3.10 Виконуючи розрахунок за просторовими розрахунковими схемами необхідно визначити суму врахованих модальних мас, які для i -тої форми власних коливань і напрямків вздовж s -ої координатної вісі вираховуються за формулою:

$$M_{is} = \frac{1}{\rho_i^2} \frac{\left(\sum_{k=1}^n Q_k U_{ik} \cos(U_{ik}, I_s) \right)^2}{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot \cos(U_{ik}, I_s)}, \quad (6.8)$$

де $\rho_i^2 = \sum_{k=1}^n Q_k U_{ik}^2$;

$\cos(U_{ik}, I_s)$ – косинус кута між переміщенням U_{ik} k -го вузла при власних коливаннях за i -тою формою і напрямком s -ої координатної осі I_s (X , Y або Z).

Число форм власних коливань будівлі (споруди), які враховуються при визначенні сейсмічних навантажень, необхідно приймати за умови, що сума модальних мас складає не менше 85 % повної суми модальних мас при коливаннях будівлі (споруди) в горизонтальному напрямку і не менше 75 % цієї суми при коливаннях у вертикальному напрямку.

Розраховані значення зусиль, напружень, переміщень, деформацій визначаються за формулою:

$$N = \sqrt{N_x^2 + N_y^2 + N_z^2}, \quad (6.9)$$

де N_x, N_y, N_z – значення відповідного параметра за сейсмічного впливу вздовж осі X, Y, Z .

Для будівель (споруд) із рівномірним розподілом жорсткостей і мас по висоті при розрахунках на основі консольної схеми (рисунок 6.1,а) число форм власних коливань, що враховуються, слід приймати не менше трьох, якщо значення періоду першої форми коливань $T_1 \geq 0,4$ с, і враховувати тільки першу основну форму коливань, якщо $T_1 < 0,4$ с.

6.3.11 Для будівель і споруд, які мають нерівномірний розподіл жорсткостей і мас у плані будівлі та по висоті, сейсмічні навантаження слід визначати за просторовою динамічною моделлю (рисунок 6.1,в і додаток Е).

6.3.12 Розраховуючи будівлі і споруди завдовжки або завширшки понад 30 м, а будівлі з несиметричним планом і до 30 м, необхідно враховувати крутильне сейсмічне навантаження (сейсмічний момент).

Значення розрахункового сейсмічного моменту M_k^{kp} на рівні k -го поверху допускається визначати за формулою:

$$M_k^{kp} = P_k (e_k + e_s), \quad (6.10)$$

де P_k – значення горизонтальних інерційних сил на рівні k -го поверху;

e_k – фактичний ексцентриситет між центром мас і центром жорсткостей k -го поверху, але не менше ніж $0,1B$, де B – розмір будівлі в напрямку, перпендикулярному до дії S_{ki} ;

e_s – додатковий розрахунковий ексцентриситет від обертального руху ґрунту.

Значення e_s приймається 0,02В; 0,05В; 0,06В при ґрунтах I, II і III категорії за сейсмічними властивостями відповідно.

Визначення розрахункового сейсмічного моменту може бути виконано за іншою обґрунтованою методикою.

6.4 Прямий динамічний метод розрахунку із застосуванням акселерограм

6.4.1 Прямі динамічні розрахунки будівель і споруд слід виконувати з використанням розрахункових акселерограм (інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або набору синтезованих акселерограм).

Розрахункові акселерограми повинні максимально повно моделювати сейсмічні коливання вільної поверхні ґрунту при землетрусах з близьких і віддалених сейсмоактивних зон з урахуванням особливостей випромінювання сейсмічних хвиль з осередку землетрусу, закономірностей загасання сейсмічних коливань з відстанню і резонансних властивостей ґрунту на будівельному (експлуатаційному) майданчику.

6.4.2 Проектуючи об'єкти класу наслідків (відповідальності) ССЗ в прямих динамічних розрахунках слід використовувати розрахункові акселерограми, побудовані для заданої ймовірності неперевикнення максимальних сейсмічних впливів, що відповідають карті ЗСР-2004-С. Розрахункові акселерограми будуються на основі інструментальних записів сильних і проміжних за інтенсивністю землетрусів, зареєстрованих безпосередньо на будівельному майданчику або в умовах, близьких до умов майданчика будівлі або споруди, що проектується.

6.4.3 Проектуючи будівлі і споруди, зазначені у 1, б і 2 таблиці 6.2, у прямих динамічних розрахунках допускається використовувати синтезовані акселерограми, побудовані з урахуванням умов будівельного майданчика і його положення щодо небезпечних сейсмогенних зон.

За відсутності інструментальних записів землетрусів, для створення розрахункових акселерограм можуть використовуватися методи їх синтезування з амплітудних спектрів, побудованих на основі графіків спектральних коефіцієнтів динамічності β_j (рисунок 6.2) і співвідношень між розрахунковою інтенсивністю сейсмічних струшувань та ймовірнісними значеннями максимальних прискорень коливань ґрунту (див. додаток Д до ДСТУ Б В.1.1-28).

Приріст сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов будівельного майданчика враховується або шляхом вибору відповідного графіка спектрального коефіцієнта динамічності β_j , або за результатами сейсмічного мікрорайонування.

6.4.4 До синтезованих акселерограм пред'являються наступні вимоги:

- крок дискретизації акселерограм в часі повинен відповідати частоті згортання спектра і при цьому становити не більше 0,01 с (частота дискретизації не менше 100 Гц);
- максимальна амплітуда акселерограми не повинна бути нижче стандартного значення максимального прискорення;
- на будь-якій частоті в діапазоні від 0,2 Гц до 33 Гц значення спектра реакції синтезованої акселерограми не повинні відхилятися від відповідних значень стандартного спектра більш ніж на 10 %;
- у момент закінчення акселерограми розраховані за нею швидкість і переміщення коливань повинні бути близькими до нуля.

6.4.5 Проектуючи будівлі і споруди, які не прив'язані до конкретного майданчика, в прямих динамічних розрахунках рекомендується використовувати набір трикомпонентних акселерограм (таблиця 6.10), що включають інструментальні записи сейсмічних подій – (рядки 1 – 5) і синтезовані довгоперіодні акселерограми (рядки 6 – 8), побудовані на основі записів коливань ґрунтів, зареєстрованих цифровими сейсмостанціями України при землетрусах з епіцентрами в горах Вранча (Румунія).

Амплітуди синтезованих акселерограм (рядки 6 – 8 таблиці 6.10), в залежності від сейсмічності майданчика 6, 7, 8 і 9 балів при виконанні прямих динамічних розрахунків будівель і споруд, необхідно множити у всіх випадках на масштабний коефіцієнт відповідно: 0,5; 1,0; 2,0 і 3,3.

Таблиця 6.10 – Параметри інструментальних записів і синтезованих акселерограм

Ч.ч.	Шифр акселерограми	Діапазон переважаючих періодів $T_{пер}$, с	Амплітуда максимального прискорення A_{max} , м/с ²	Крок дискретизації Δt , с	Кількість значень N
1	B034-r	0,15-0,65	3,478	0,02	2197
	B034-t	0,1-0,55	4,257	0,02	2198
	B034-z	0,05-0,25	1,169	0,02	2194
2	B037-r	0,1-0,5	2,643	0,02	1518
	B037-t	0,1-0,5	3,408	0,02	1520
	B037-z	0,05-0,4	1,298	0,02	1518
3	D056-r	0,1-0,6	3,094	0,02	3089
	D056-t	0,1-0,5	2,654	0,02	3094
	D056-z	0,1-0,4	1,533	0,02	3092
4	000155XA(r)	0,5-2,0	1,974	0,01	4839
	000155YA(t)	0,4-1,6	1,69	0,01	4842
	000155ZA(z)	0,1-1,0	1,026	0,01	4824
5	006757XA(r)	0,2-1	2,73	0,01	2168
	006757XA(t)	0,25-0,75	2,972	0,01	2168
	006757XA(z)	0,1-0,2	1,227	0,01	2168
6	Vb6r	0,9-1,5	1,528	0,00781	17500
	Vb6t	0,5-1,4	0,876	0,00781	17500
	Vb6z	0,5-0,9	0,525	0,00781	17500
7	Vb7r	1,0-1,7	1,168	0,01001	17430
	Vb7t	1,0-1,7	1,480	0,01001	17430
	Vb7z	1,0-1,7	1,126	0,01001	17430
8	Vb8r	1,1-2,0	1,384	0,01001	16750
	Vb8t	1,1-2,0	1,485	0,01001	16750
	Vb8z	0,4-1,0	1,088	0,01001	16750

Примітка. Індокси. r, t, z у шифрі акселерограми – горизонтальна радіальна, горизонтальна тангенціальна (перпендикулярна до радіальної) і вертикальна компоненти відповідно.

6.4.6 Максимальні значення прискорення відносяться до горизонтальних складових коливань. За відсутності інструментальних записів значення вертикальних прискорень ґрунту допускається приймати 0,7 від значень горизонтальних прискорень.

6.4.7 Виконуючи прямі динамічні розрахунки будівель і споруд на стадії "Проект", допускається використання набору розрахункових акселерограм, синтезованих відповідно до 6.4.3. При цьому необхідно приймати в якості розрахункових акселерограми, переважаючі періоди яких близькі до періодів власних коливань будівлі або споруди.

При робочому проектуванні слід використовувати розрахункові акселерограми, згенеровані з урахуванням результатів уточнення вихідної (нормативної) сейсмічності майданчика будівництва і результатів сейсмічного мікрорайонування. Фазові спектри розрахункових акселерограм при цьому слід визначати із реальних інструментальних записів сейсмічних подій (з небезпечних сейсмо-активних зон), зареєстрованих безпосередньо на будівельному майданчику або перерахованих для нього.

6.4.8 При прямих динамічних розрахунках будівель і споруд значення сейсмічних навантажень, переміщень і деформацій конструкції слід визначати з урахуванням особливостей нелінійного деформування конструкції і ґрунту основи.

Допускається виконувати розрахунок на вплив акселерограм еквівалентної одномасової динамічної системи, параметри якої визначаються за методом спектра несучої здатності згідно з додатком Г і відповідають динамічній реакції просторової багатомасової моделі будівлі.

6.4.9 При окремому використанні в розрахунках будівель і споруд горизонтальних і вертикальних компонент акселерограм слід приймати, зважаючи на найбільш небезпечні для будівлі або споруди напрямки сейсмічних впливів.

6.4.10 Прямі динамічні розрахунки будівель з системами сейсмоізоляції чи/або з адаптивними системами сейсмозахисту (в'язями, що включаються і виключаються, динамічними гасителями коливань, демпферними пристроями та іншими сейсмозахисними елементами) слід виконувати за наукового супроводу відповідно до ДБН В.1.2-5.

6.4.11 Оцінюючи сейсмостійкість і розраховуючи кріплення обладнання, встановленого на перекриттях будівлі або споруди, а також визначаючи сейсмічні навантаження на конструкції верхніх надбудованих поверхів, необхідно виконувати розрахунок поверхових акселерограм і поверхових спектрів відгуку.

Виконання зазначених розрахунків допускається проводити з використанням впливів в основі будівель і споруд у вигляді синтезованих акселерограм, розрахованих для регіональних і локальних умов будівельного майданчика.

6.4.12 Розрахунок спектрів відгуку осциляторів слід виконувати з кроком за частотою, наведеному в таблиці 6.11. У якості розрахункового значення спектра відгуку осцилятора слід приймати максимальне значення його прискорення з усього часового інтервалу дії поверхової акселерограми.

Таблиця 6.11 – Значення кроку за частотою в частотних діапазонах при розрахунках спектрів відгуку осциляторів

Частотні діапазони, Гц	Крок за частотою у відповідному діапазоні, Гц
0,2 – 3,0	0,10
3,0 – 3,6	0,15
3,6 – 5,0	0,20
5,0 – 8,0	0,25
8,0 – 15,0	0,50
15,0 – 18,0	1,00
18,0 – 22,0	2,00
22,0 – 34,0	3,00

Примітка. Додатково необхідно розраховувати спектри відгуку для частоти, що дорівнює власній частоті обладнання або конструкцій надбудованих поверхів.

6.4.13 При прямих динамічних розрахунках системи "основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)" рекомендується приймати експериментальні значення логарифмічних декрементів коливань ґрунту і конструкцій. У разі відсутності дослідних даних допускається приймати наступні значення декрементів коливань:

- залізобетонні, кам'яні, дерев'яні конструкції: $\delta = 0,3$;
- сталеві конструкції: $\delta = 0,15$.

Коефіцієнти жорсткості і демпфування основи допускається визначати за методикою СНІП 2.02.05. При цьому відносне демпфування основи слід приймати не більше 10 % від критичного затухання коливань (логарифмічний декремент коливань $\delta \leq 0,6$).

6.4.14 Розраховуючи систему "основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)" на сейсмічні впливи, допускається використовувати модулі деформації (E_{st}), отримані за результатами випробувань зразків ґрунту при знаковмінних динамічних навантаженнях.

6.4.15 При прямих динамічних розрахунках системи "основа – фундамент – надземна частина будівлі (споруди)" слід враховувати особливості нелінійного деформування ґрунтів та інерційні властивості ґрунтової основи.

6.5 Розрахунки елементів конструкцій

6.5.1 Підбір перерізів елементів конструкцій, їх вузлів і з'єднань здійснюється за несучою здатністю у припущенні статичного прикладення сейсмічних навантажень. У випадках, обґрунтованих технологічними вимогами, допускається виконувати розрахунок за другою групою граничних станів.

Розрахунки конструкцій будівель і споруд слід виконувати з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності.

6.5.2 Розрахункове значення зусилля, напруження або іншого силового фактора, що відповідає розрахунковій комбінації сейсмічного та інших навантажень, і за яким реалізується перевірка несучої здатності конструктивного елемента споруди, розраховується за наступною формулою:

$$N_d = \gamma_n N_{stat} + \frac{N_p}{m}, \quad (6.12)$$

де γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю;

N_{stat} – доля розрахункового значення силового фактора, яка обумовлена всіма врахованими навантаженнями, що увійшли в аварійне сполучення відповідно до 6.1.1, окрім сейсмічного навантаження;

N_p – доля розрахункового значення силового фактора, яка пов'язана з сейсмічним навантаженням і визначається відповідно до 6.3.8, 6.3.9.

m – коефіцієнт, що враховує підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях навантаження і визначається відповідно до 6.5.4.

Примітка. Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n визначається за таблицею 5 ДБН В.1.2-14 відповідно до класу наслідків (відповідальності) об'єкта будівництва та категорії відповідальності їх конструктивних елементів. При цьому для розрахунків на максимальні розрахункові землетруси (МРЗ) цей коефіцієнт приймається як для аварійної розрахункової ситуації, а при розрахунках на проектні землетруси (ПЗ) – як для перехідної розрахункової ситуації.

6.5.3 Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів слід обмежувати допустимі значення коефіцієнта γ_s , що враховує зниження міцності матеріалів при знаковмінних сейсмічних навантаженнях (таблиця 6.12).

Таблиця 6.12 – Гранично-допустимі значення параметра γ_s для залізобетонних і кам'яних несучих конструкцій в залежності від інтенсивності землетрусів в балах

Бали шкали сейсмічної інтенсивності ДСТУ Б В.1.1-28	Значення коефіцієнта γ_s
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

Примітка. Значення коефіцієнта γ_s для монолітних перекриттів, що перевіряються на продавлювання, можуть бути збільшені на 20 % за сейсмічності 7, 8 і 9 балів.

Для колон, стовпів і вузьких простінків (при перевірці на позацентровий стиск):

$$\frac{N_p^v}{R_p} \leq \gamma_s, \quad (6.13)$$

де N_p^v – розрахункове значення зусилля, визначене згідно з 6.5.2, яке діє у вертикальному напрямку у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

R_p – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які несуть вертикальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалося N_p^v .

Для широких простінків, діафрагм, поперечних стін (при перевірці на зріз та на головні розтягуювальні напруження):

$$\frac{N_p^h}{R_Q} \leq \gamma_s, \quad (6.14)$$

де N_p^h – розрахункове значення зусилля, визначене згідно з 6.5.2, яке діє у горизонтальному напрямку у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

R_Q – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають горизонтальні навантаження у тому ж перерізі, де визначалося N_p^h .

6.5.4 Розраховуючи елементи конструкцій на міцність і стійкість, окрім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються у відповідності до інших норм, слід вводити додатковий коефіцієнт m , що враховує підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження і який визначається згідно з таблицею 6.13.

Перерізи елементів слід приймати не меншими за отримані в результаті розрахунку на основне сполучення навантажень.

Таблиця 6.13 – Значення коефіцієнта m

Характеристика конструкції та з'єднань	Значення коефіцієнта m
Розраховуючи за несучою здатністю:	
Сталеві та дерев'яні конструкції	1,3
Залізобетонні з стрижневою і дровою арматурою (крім перевірки міцності похилих перерізів):	
а) з важкого бетону з арматурою класів А240С, А400С, А500С; а також А-I, А-II, А-III, Вр-I;	1,2
б) те саме з арматурою інших класів;	1,1
в) з легкого бетону;	1,1
г) з ніздрюватого бетону з арматурою усіх класів	1,0
Залізобетонні, які перевіряються за несучою спроможністю похилих перерізів:	
а) колони багатоповерхових будівель;	0,9
б) інші елементи	1,0
Кам'яні, армокам'яні і бетонні конструкції:	
а) при розрахунках на позацентрове стискання;	1,2
б) при розрахунках на зсув і розтяг	1,0
Зварні з'єднання	1,0

Кінець таблиці 6.13

Характеристика конструкції та з'єднань	Значення коефіцієнта m
Болтові та заклепувальні з'єднання	1,1
Розраховуючи на стійкість:	
Сталеві елементи гнучкістю вище 100	1,0
Те саме з гнучкістю до 20	1,2
Те саме з гнучкістю від 20 до 100	Від 1,2 до 1,0 за інтерполяцією
Примітка. Наведені в таблиці коефіцієнти вводяться тільки при розрахунку на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів.	

7 ЖИТЛОВІ, ГРОМАДСЬКІ, ВИРОБНИЧІ БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівель і споруд слід приймати з урахуванням положень розділу 5. Поверховість (висота) будівель не повинна перевищувати значень, вказаних у таблиці 7.1. Висота дошкільних дитячих закладів не повинна перевищувати двох поверхів, шкільних закладів і лікарень – трьох поверхів. Хірургічні та реанімаційні відділення в лікарнях слід розміщувати на нижніх двох поверхах.

Таблиця 7.1 – Поверховість житлових, громадських і промислових будівель в залежності від сейсмічності будівельного майданчика

Ч.ч.	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика, балів			
		6	7	8	9
1	Сталевий каркас	нс	нс	16	12
2	Залізобетонний каркас: – в'язевий або рамно-в'язевий із вертикальними залізобетонними діафрагмами, в'язями або ядрами жорсткості;	нс	16	12	9
	– рамний із діафрагмами зі штучної кладки;	нс	9	7	5
	– рамний без діафрагм;	12	7	5	3
	– безригельний із залізобетонними діафрагмами або ядрами жорсткості;	16	12	9	7
	– безригельний без діафрагм	7	4	3	2
3	Стіни з монолітного залізобетону	нс	24	20	12
4	Стіни великопанельні залізобетонні	нс	20	16	10
5	Каркасно-кам'яні	нс	10	7	5
6	Стіни з великих бетонних або віброцегляних блоків: – дворядної розрізки, з'єднаних між собою за допомогою закладних деталей або арматурних випусків;	9	5	4	2
	– дворядної розрізки, посилені суцільним вертикальним армуванням	нс	9	7	4

Кінець таблиці 7.1

Ч.ч.	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності будівельного майданчика, балів			
		6	7	8	9
7	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
8	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	2
9	Стіни комплексної конструкції з використанням стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів	4	2	2	1
10	Стіни дерев'яні щитові, рубані, брущаті	нс	3	2	1

Примітка 1. Вимоги до будівництва в 6-бальних зонах відповідно до 7.12.

Примітка 2. Висота поверху багатоповерхових будівель прийнята не більше 4 м для житлових і громадських будівель та 6 м для промислових.

Примітка 3. Позначення нс в таблиці вказує на те, що будівлі проектується за вимогами для несейсмічних районів.

Примітка 4. Під першим поверхом в даних нормах вважається об'єм, обмежений перекриттям, що лежить вище позначки заземлення будівлі в ґрунті. У кількості поверхів враховується також неповний поверх (машинні відділення ліфтових шахт тощо) у випадках, якщо його маса становить понад 30 % нижче розташованого ярусу. Для житлових та громадських будівель кількість поверхів може бути збільшена, а також повинна бути зменшена згідно з таблицею, якщо висота будівлі від позначки заземлення в ґрунті (наприклад, від позначки середньої планувальної відмітки) до позначки низу перекриття (покриття) не перевищує значення $(3,3n + 2,0)$ м, де n – кількість поверхів (рядки 1-10).

Примітка 5. Кількість поверхів у будівлях з кам'яними стінами (рядки 7 і 8) за гарантованого нормального зчеплення в кладці $f_{xk1} \geq 180$ кПа може бути збільшена в районах сейсмічності 7 і 8 балів на один поверх.

Примітка 6. За рядком 9 необхідно застосовувати блоки марки за щільністю не нижче D600 і за міцністю на стиск класу не менше C8/10.

Проектування будівель поверховістю більше ніж вказано у таблиці 7.1 допускається на основі обґрунтування, погодженого з центральним органом виконавчої влади з питань будівництва, як для об'єктів експериментального будівництва. Сейсмостійкість таких об'єктів слід забезпечувати влаштуванням систем сейсмоізоляції з врахуванням вимог 5.2.6 та розділу 12.

7.1.2 Довжина секцій всіх типів будівель, крім дерев'яних та зі стінами з ніздрюватих бетонних блоків, не повинна перевищувати за нормативної сейсмічності 7 і 8 балів – 80 м, 9 балів – 60 м, дерев'яних та зі стінами з ніздрюватого бетону – відповідно 40 м і 30 м.

Довжина секцій будівель зі сталевим каркасом за нормативної сейсмічності 7, 8 і 9 балів не повинна перевищувати 150 м. При цьому довжина секцій всіх типів будівель зі сталевим каркасом повинна відповідати вимогам нормативних документів для несейсмічного будівництва.

7.1.3 У будівлях з несучими стінами, крім зовнішніх поздовжніх стін, повинно бути не менше однієї внутрішньої поздовжньої стіни. Допускається не влаштовувати внутрішню поздовжню стіну в будинках заввишки до двох поверхів за необхідності забезпечення певних технологічних процесів і за умови забезпечення сейсмостійкості конструкцій будівлі.

7.1.4 Будівлі повинні мати правильну форму в плані. Суміжні ділянки будівлі вище або нижче планувальної позначки не повинні мати перепади по висоті понад 5 м.

7.1.5 Будівлі слід розділяти антисейсмічними швами на відсіки, якщо:

- їх об'ємно-планувальні та конструктивні рішення не відповідають вимогам 7.1.2, 7.1.4;
- окремі об'єми будівель в межах загального плану, які не є ядрами жорсткості, мають різко відмінні (більше 30 %) жорсткості або маси.

В одноповерхових будівлях заввишки до 10 м за сейсмічності 7 балів і менше антисейсмічні шви допускається не влаштовувати.

7.1.6 Антисейсмічні шви повинні розділяти будівлю за всією висотою. У фундаментах також рекомендується влаштовувати антисейсмічні шви.

Температурні та усадочні шви слід виконувати як антисейсмічні.

7.1.7 Антисейсмічні шви слід виконувати шляхом спорудження парних стін або рам, або рами та стіни.

Ширина антисейсмічних швів на кожному рівні повинна бути не меншою суми взаємних горизонтальних переміщень відсіків від розрахункового навантаження, визначених згідно з цими нормами. У будівлях жорстких конструктивних схем заввишки до 5 м ширину антисейсмічних швів слід приймати 30 мм, а для більшої висоти збільшувати не менш ніж на 20 мм на кожні 5 м висоти будівлі. Слід обґрунтовувати ширину прийнятих антисейсмічних швів розрахунком і призначати більше з двох розглянутих значень.

За наявності факторів, які можуть призвести до значних нерівномірних деформацій основи (просадні ґрунти, карст, підробка тощо), проектуючи антисейсмічні шви, необхідно врахувати можливі взаємні нахили сусідніх відсіків будівлі.

Конструкція прилягання секцій в зоні антисейсмічних швів не повинна перешкоджати їх взаємним горизонтальним переміщенням у разі землетрусів.

7.1.8 Сходові клітки слід передбачати закритими, з природним освітленням, як правило, через вікна в зовнішніх стінах. Розташування та кількість сходових кліток слід приймати у відповідності до протипожежних норм проектування будівель, але не менше однієї між антисейсмічними швами в будівлях заввишки більше трьох поверхів.

Влаштування основних сходових кліток у вигляді конструкцій, не з'єднаних із конструкціями будівель або споруд, не допускається.

7.1.9 Сходові клітки та ліфтові шахти каркасних будівель із заповненням, яке не включається в роботу каркасу, слід влаштовувати у вигляді ядер жорсткості, що сприймають сейсмічне навантаження або у вигляді вбудованих конструкцій з поповерховою розрізкою, які не впливають на жорсткість каркаса. Для будівель заввишки до п'яти поверхів за розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів, як правило, сходові клітки і ліфтові шахти допускається влаштовувати в межах плану будівлі у вигляді конструкцій, відокремлених від каркаса будівлі. В інших випадках необхідно забезпечити стійкість і роздільну роботу таких конструкцій.

Наведені вимоги також поширюються на протипожежні стіни 1-го типу, проектуючи які слід враховувати вимоги 4.4 ДБН В.1.1-7.

7.1.10 Сходи слід виконувати, як правило, з крупних збірних елементів, з'єднаних між собою за допомогою зварювання або з монолітного залізобетону. Допускається використання металевих або залізобетонних косоурів з набірними східцями за умови з'єднання за допомогою зварювання або на болтах косоурів з площадками та східців з косоурами.

Міжповерхові сходові площадки слід вмуровувати у стіни. В кам'яних будівлях площадки повинні вмуровуватися завглибшки не менше ніж на 250 мм.

Улаштування консольних східців, вмурованих у кам'яну кладку, не допускається.

7.1.11 Проектуючи будівлі і споруди, слід перевіряти розрахунком кріплення високого та важкого обладнання до несучих конструкцій будівель і споруд, а також враховувати сейсмічні зусилля, які виникають при цьому в несучих конструкціях.

7.1.12 У містах і селищах міського типу будівництво будівель із стінами з сирцевої цегли, саману та ґрунтоблоків заборонено. У сільських населених пунктах на майданчиках сейсмічністю до 8 балів допускається будівництво одноповерхових будівель із цих матеріалів за умови підсилення стін дерев'яним антисептованим каркасом із діагональними в'язями.

7.1.13 Жорсткість стін каркасних дерев'яних будівель повинна забезпечуватися розкосами або панелями з конструктивної фанери. Брусові та рубані стіни слід збирати на нагелях і болтах.

7.2 Основи та фундаменти

7.2.1 Проектування основ та фундаментів будівель (споруд) слід виконувати у відповідності до вимог нормативних документів з проектування основ та фундаментів будівель і споруд та пальових фундаментів.

Розрахунок буронабивних паль в процесі проектування, при виробництві яких здійснюється витягання обсадних труб, слід проводити зі зменшеними розрахунковими діаметрами порівняно з їх номінальними значеннями згідно з 2.3.5.2 ДБН В.2.6-98.

Глибину закладання фундаментів рекомендується збільшувати шляхом улаштування підвальных поверхів.

7.2.2 Фундаменти будівель заввишки 16 поверхів і вище на нескельних ґрунтах слід, як правило, приймати пальовими або у вигляді суцільної фундаментної плити із заглибленням підосви плити відносно відмітки планування не менше ніж на 4,5 м.

7.2.3 Фундаменти будівель, збудованих на нескельних ґрунтах повинні, як правило, влаштуватися на одному рівні, за винятком будівель заввишки до 5 поверхів, а палі передбачатися однакової довжини. Підвальні поверхи слід передбачати під усією будівлею. За розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів допускається влаштування підвалу під частиною будівлі. При цьому його слід розміщувати симетрично відносно головних осей будівлі.

Для будівель вище 12 поверхів влаштування підвалу під усією будівлею обов'язкове.

7.2.4 Будуючи на нескельних ґрунтах по верху збірних стрічкових фундаментів, слід укладати шар будівельного розчину марки М100 по міцності на стиск згідно з ДСТУ Б В.2.7-23 товщиною не менше ніж 40 мм і поздовжню арматуру діаметром 10 мм відповідно до ДСТУ 3760 у кількості три або чотири стрижні за сейсмічності 7 і 8 балів відповідно. Поздовжні стрижні повинні бути з'єднані поперечними стрижнями з відстанню між ними 300 мм – 400 мм. У випадку виконання стін підвалу зі збірних панелей або монолітними, що конструктивно з'єднані зі стрічковими фундаментами, закладення армованого шару будівельного розчину не вимагається.

У районах сейсмічності 9 балів стрічкові фундаменти повинні виконуватися, як правило, монолітними.

7.2.5 У фундаментах і стінах підвалу з крупних блоків повинна бути забезпечена перев'язка кладки в кожному ряді, а також у всіх кутах і перетинах на глибину не менше 1/3 висоти блока; фундаментні блоки слід укладати у вигляді суцільної стрічки. Для заповнення швів між блоками слід застосовувати будівельний розчин марки по міцності на стиск не нижче М50.

У будівлях за розрахункової сейсмічності 9 балів стіни підвалів повинні передбачатися монолітними або, за відповідного обґрунтування, збірно-монолітними.

У кожному ряді блоків у місцях кутів, прилягань та перетинів необхідно встановлювати арматурні сітки із заведенням їх на 70 см від місць перетинів стін.

7.2.6 Горизонтальні гідроізоляційні шари в будівлях слід виконувати з будівельного розчину на цементному в'язучому.

7.2.7 Фундаменти та стіни підвалів із бутобетону допускаються в будівлях до п'яти поверхів за розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів. Кількість бутового каміння міцністю на стиск не нижче 20 МПа не повинна перевищувати 25 % загального об'єму фундаментів і стін, клас бетону за міцністю на стиск – за розрахунком, але не нижче С12/15 згідно з ДСТУ Б В.2.7-176.

7.3 Перекриття та покриття

7.3.1 Перекриття та покриття слід виконувати у вигляді жорстких горизонтальних дисків, надійно з'єднаних з вертикальними конструкціями будівель, що забезпечують їх спільну роботу у разі сейсмічного впливу.

7.3.2 Жорсткість збірних залізобетонних перекриттів та покриттів слід забезпечувати за допомогою наступних конструктивних рішень:

– влаштуванням зварних з'єднань плит між собою, елементами каркаса або стінами;

– влаштуванням монолітних залізобетонних обв'язок (антисейсмічних поясів) з анкеруванням в них випусків арматури з плит;

– замонолічуванням швів між елементами перекриттів.

Бокові грані панелей (плит) перекриттів та покриттів повинні мати шпонкову або рифлену поверхню. Для зв'язку з антисейсмічним поясом, каркасом або стінами в панелях (плитах) слід передбачати арматурні випуски або закладні деталі.

Влаштовуючи прорізи у перекритті для сходових кліток і ліфтових шахт їх рекомендується розташовувати ближче до геометричного центра. При цьому проріз не повинен розімкнути контур перекриття. При ослабленні диску перекриття прорізом розмірами понад 50 % ширини будівлі необхідно передбачати додаткове підсилення перекриття у суміжних прогонах.

7.3.3 Довжина ділянки обпирання плит перекриттів та покриттів на несучі конструкції приймається не менше:

- на цегляні та кам'яні стіни 120 мм;
- на стіни з віброваних цегляних панелей або блоків 100 мм;
- на залізобетонні та бетонні стіни, на сталеві та залізобетонні балки (ригелі)
при обпиранні по двох сторонах. 80 мм;
- при обпиранні уздовж контуру 60 мм.

7.3.4 Обпирання дерев'яних, металевих і залізобетонних балок на кам'яні та бетонні стіни повинне бути не менше ніж 200 мм. Опорні ділянки балок повинні бути надійно прикріплені до несучих конструкцій будівель.

Перекриття у вигляді прогонів (балок) з вкладишами між ними повинні бути підсилені за допомогою шару монолітного армованого бетону класу не нижче класу бетону за міцністю на стиск С12/15, товщиною не менше ніж 40 мм.

7.3.5 У двоповерхових будівлях у районах сейсмічністю 7 балів, і в одноповерхових будівлях в районах сейсмічністю 8 балів при відстанях між стінами не більше 6 м в обох напрямках допускається влаштування дерев'яних перекриттів (покриттів). Балки перекриттів (покриттів) слід анкерувати в антисейсмічному поясі та влаштовувати на них діагональний настил.

7.3.6 Покриття будівель варто проектувати з конструкцій, що максимально знижують їх вагу, використовуючи, наприклад, в сталевих каркасах, профільований настил і ефективні утеплювачі.

7.3.7 Міжповерхові перекриття в будівлях зі сталевими каркасами рекомендується виконувати переважно монолітними залізобетонними. У випадках застосування збірних залізобетонних перекриттів слід передбачати конструктивні протизсувні заходи (монолітні обв'язувальні пояси, шпоночні стики між панелями тощо), аналогічні тим, що рекомендується для сейсмостійких будівель із залізобетонними каркасами.

7.3.8 Покриття і перекриття будівель, що об'єднують окремі елементи конструкції в просторовий каркас, повинні створювати жорсткий у своїй площині диск. Для збільшення жорсткості цього диска в покриттях із застосуванням сталевих профільованих настилу необхідно передбачати систему в'язей у площині верхніх поясів ферм, у якій роль розпірок можуть виконувати прогони.

7.3.9 Жорсткість покриттів, виконуваних із сталевих профільованих настилу, слід забезпечувати за рахунок кріплення листів профільованого настилу в кожній хвилі до прогонів або до верхніх поясів кроквяних конструкцій. Між собою листи профільованого настилу слід скріплювати заклепками, крок яких не повинен перевищувати 250 мм.

7.4 Перегородки, балкони, еркери, архітектурні елементи будівлі

7.4.1 Перегородки слід виконувати легкими, як правило, великопанельної або каркасної конструкції. Перегородки із дрібнорозмірних виробів (цегли, каменя із природних та штучних матеріалів, гіпсових плит тощо) можуть застосовуватися за сейсмічності 6, 7 і 8 балів у будівлях до дев'яти поверхів, а за сейсмічності 9 балів – у будівлях до п'яти поверхів.

7.4.2 Перегородки повинні бути прикріплені до вертикальних конструкцій будівель, а за довжини понад 3 м – і до перекриттів. Конструкція кріплення перегородок до несучих елементів будівлі повинна виключати можливість передачі на них горизонтальних навантажень, що діють в їх площині, забезпечуючи при цьому їх стійкість із площини.

Для забезпечення незалежного деформування перегородок слід передбачати антисейсмічні шви уздовж бічних вертикальних і верхніх горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається за максимальною величиною перекосу поверхів будівлі за дії розрахункових навантажень, але не менше ніж 20 мм.

Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом. Допускається виконувати перегородки підвісними з обмежувачем із їх площини.

7.4.3 Міцність перегородок та їх кріплень із площини повинна бути підтверджена розрахунком на дію місцевих сейсмічних навантажень. Нормальне зчеплення кладки перегородок із дрібно-розмірних виробів повинне бути $f_{xk1} \geq 60$ кПа.

7.4.4 Перегородки з цегли та каменю слід армувати за всією довжиною не рідше ніж через 70 см за висотою, а перегородки з гіпсових плит не рідше ніж через два ряди арматурними стрижнями загальним перерізом у шві не менше ніж $0,2 \text{ см}^2$. Перегородки, міцність яких не відповідає результатам розрахунку на навантаження з площини, а також за величини нормального зчеплення в кладці $f_{xk1} < 60$ кПа, слід підсилювати армуванням в зовнішніх шарах штукатурки та введенням додаткових вертикальних і горизонтальних елементів підсилення, з'єднаних з несучими конструкціями будівлі.

Дані вимоги не поширюються на стіни та перегородки з дрібноштучного ніздрюватого бетону, які повинні бути запроектовані за спеціальними нормативними документами.

7.4.5 Винос балконів у будівлях з цегляними та кам'яними стінами не повинен перевищувати 1,5 м.

7.4.6 У районах сейсмічністю до 8 балів включно допускається влаштування еркерів з підсиленням утворених у стінах прорізів залізобетонними рамами та із встановленням металевих в'язей стін еркерів з основними стінами.

7.4.7 Між стінами шахти ліфтів, які не є ядрами жорсткості, та несучими конструкціями будівель заввишки понад 5 поверхів, повинні передбачатися деформаційні шви завширшки не менше подвоєного горизонтального переміщення будівлі та не менше ніж 80 мм.

7.4.8 У покрівлях із дрібноштучних елементів (черепиця, покрівельна плитка тощо) необхідно передбачати кріплення кожного елемента до несучих конструкцій.

7.4.9 Оздоблення приміщень, призначених для постійного перебування в них людей, рекомендується виконувати з легких матеріалів. Облицьовування стін та інших частин будівель допускається за умови їх кріплення анкерами. Оштукатурювання стель за наявності залізобетонних перекриттів забороняється.

7.4.10 У фасадах житлових будівель не рекомендується використовувати важкі декоративні елементи, скульптурне оздоблення, карнизи і парапети. У випадку необхідності їх улаштування, кріплення цих елементів до будівлі проектується на основі окремого розрахунку.

7.5 Особливості проектування залізобетонних конструкцій

7.5.1 Проектування згинальних і позацентрово стиснутих залізобетонних елементів виконується відповідно до ДБН В 2.6-98 та ДСТУ Б В.2.6-156 з урахуванням вимог і рекомендацій цих Норм.

7.5.2 У позацентрово стиснутих елементах, а також у стиснутій зоні згинальних елементів при розрахунковій сейсмічності 8 та більше балів хомути повинні ставитися за розрахунком на відстанях при $f_{ywd} \leq 300$ МПа не більше ніж 400 мм, не більше ніж 12 найменших діаметрів поздовжніх стиснутих стрижнів при в'язаних каркасах, і не більше ніж 15 найменших діаметрів поздовжніх стиснутих стрижнів – при зварних.

При цьому поперечна арматура повинна забезпечувати закріплення стиснутих стрижнів від згинання в будь-якому напрямку.

Якщо загальне насичення позацентрово-стиснутого елемента поздовжньою арматурою перевищує 3 %, хомути повинні встановлюватися на відстані не більше $8 \varnothing$ і не більше ніж 250 мм.

У в'язаних каркасах кінці хомутів необхідно загинати навколо стрижнів поздовжньої арматури і заводити в середину тіла бетону не менше ніж на $6 \varnothing$ хомута.

7.5.3 У попередньо напружених конструкціях, які слід розраховувати на аварійне сполучення навантажень з урахуванням сейсмічного впливу, зусилля, що визначаються з умов несучої здатності перерізів, повинні перевищувати зусилля, які сприймаються перерізами при утворенні тріщин, не менше ніж на 25 %.

7.5.4 У попередньо напружених конструкціях не допускається застосовувати арматуру, для якої відносно подовження після розриву нижче 2 %.

7.5.5 За сейсмічності 9 балів не допускається застосовувати арматурні канати і стрижневу арматуру періодичного профілю діаметром більше 28 мм без спеціальних анкерів.

7.5.6 У попередньо напружених конструкціях із натягуванням арматури на бетон напружувану арматуру слід розміщувати в закритих каналах, які у подальшому замоноличуються бетонною сумішшю або спеціальним будівельним розчином.

7.6 Каркасні будівлі

7.6.1 У багатопверхових каркасних будівлях системою, що сприймає горизонтальне сейсмічне навантаження, може слугувати просторовий каркас із жорсткими рамними вузлами, просторовий каркас із жорсткими рамними вузлами із заповненням, яке приймає участь у сприйнятті сейсмічного навантаження, каркас із вертикальними в'язями, діафрагмами або ядрами жорсткості, безригельний каркас.

За розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів допускається застосовувати зовнішні кам'яні стіни і внутрішні залізобетонні або металеві рами (стояки). При цьому повинні виконуватися вимоги, встановлені для кам'яних будівель. Висота таких будівель не повинна перевищувати 7 м.

7.6.2 В одноповерхових каркасних будівлях може застосовуватися каркас зі стійками, що защемлені в фундаментах, і шарнірно або жорстко з'єднані з прогонними конструкціями. У каркасах зі стальними колонами з'єднання стійок з фундаментами може бути шарнірним.

У поздовжньому напрямку каркаси можуть виконуватися із встановленням в'язей між стійками. Жорсткість покриття забезпечується встановленням горизонтальних і вертикальних в'язей між фермами і ригелями, надійним закріпленням плит покриття і профільованого настилу до прогінних конструкцій.

7.6.3 Діафрагми, в'язі та ядра жорсткості, які сприймають горизонтальне навантаження, повинні бути суцільними за всією висотою будівлі та розташовуватися в обох напрямках рівномірно та симетрично відносно її центра ваги. Максимальна відстань між діафрагмами, як правило, не повинна перевищувати 12 м.

7.6.4 В якості огорожувальних стінових конструкцій слід застосовувати, як правило, легкі навісні панелі. Допускається влаштування цегляного та кам'яного заповнення, яке задовольняє вимоги 7.10.3 і 7.10.4.

Застосування ненесучих стін із кам'яної кладки допускається при кроці пристінних колон не більше ніж 6 м і при висоті стін 12 м, 9 м і 6 м на майданчиках сейсмічністю 7, 8 і 9 балів відповідно.

7.6.5 Ненесучі стіни повинні мати гнучкі в'язі з конструкціями каркаса, що не перешкоджають горизонтальним зміщенням каркаса вздовж стін. Між поверхнями стін і колонами каркаса повинен передбачатися проміжок не менше ніж 20 мм. Вздовж всієї довжини стін на рівні плит покриття і верху віконних прорізів та не більше як через 6 м за висотою в глухих стінах повинні передбачатися антисейсмічні пояси, з'єднані з каркасом будівлі гнучкими в'язями, що не перешкоджають горизонтальним зміщенням каркаса вздовж стін.

За сейсмічності 9 балів ненесучі стіни слід виконувати каркасно-кам'яними.

У місцях перетину поперечних стін із поздовжніми повинні влаштовуватися антисейсмічні шви на всю висоту будівлі.

7.6.6 Заповнення, яке бере участь у роботі каркаса, розраховується і конструюється, як діафрагма жорсткості. Ненесуче заповнення відокремлюється від елементів каркаса антисейсмічними швами. При цьому кладку стін з цегли або каменю треба в обов'язковому порядку підсилювати вертикальними залізобетонними включеннями (сердечниками) або металевими опорами.

7.6.7 Елементи збірних колон багатоповерхових каркасних будівель слід, за можливості, виготовляти висотою в декілька поверхів. Стики збірних колон повинні розташовуватися в зоні з найменшими згинальними моментами зі з'єднанням поздовжньої арматури ванною зваркою або парними накладками.

7.6.8 Центральна зона жорстких вузлів залізобетонних каркасів повинна бути підсилена побічним армуванням у вигляді зварних сіток, спіралей або замкнутих хомутиків, що встановлюються за розрахунком. Якщо за даними розрахунку побічне армування не потрібне, то центральну зону вузла слід армувати конструктивно замкнутими хомутами зі стрижнів діаметром не менше ніж 8 з кроком не більше ніж 100 мм. Ділянки ригелів і колон, які прилягають до жорстких вузлів на відстані, рівній полуторній висоті їх перерізу, повинні армуватися замкнутою поперечною арматурою (хомутами), встановленою за розрахунком, але не більше ніж через 100 мм.

7.6.9 У колонах рамних каркасів багатоповерхових будівель за сейсмічності 8 і 9 балів крок хомутиків не повинен перевищувати $0,5h$ і не більше ніж 300 мм, де h – найменший розмір сторони колони прямокутного або таврового перерізу. Діаметр хомутиків слід приймати не менше ніж 8 мм.

7.6.10 Товщину плит перекриттів безригельного каркаса слід приймати не менше ніж 200 мм, клас бетону за міцністю – не менше С16/20 і прольотом не більше ніж 6,6 м. В інших випадках слід передбачити заходи для запобігання в конструктивних рішеннях вузлів "плита – колона (пілястри)" можливого виникнення крихкого руйнування бетону при сейсмічних навантаженнях.

7.6.11 З'єднання робочої поздовжньої арматури в монолітних елементах повинно виконуватися:

а) у колонах і ригелях каркасних будівель зварюванням. У 6- та 7-бальних зонах при діаметрі поздовжньої арматури до 22 мм допускається з'єднання внапуск без зварювання, але при цьому довжина перепуску арматури повинна відповідати значенням, наведеним у нормативних документах на бетонні і залізобетонні конструкції, або стрижні повинні закінчуватися "лапками" або іншими анкерними пристроями;

б) у діафрагмах каркасних будівель, плитах перекриттів, шахтах ліфтів та інших елементах, крім зазначених у пункті а), зварюванням, а в 6-, 7- і 8-бальних районах допускається з'єднання арматури діаметром до 22 мм внапуск без зварювання.

7.7 Будівлі з несучими стінами із монолітного залізобетону

7.7.1 Монолітні будівлі слід проектувати, як правило, у вигляді перехресно-стінової системи з несучими або ненесучими зовнішніми залізобетонними стінами.

За техніко-економічного обґрунтування монолітні будівлі можуть проектуватися як стоволово-стінова конструкція з одним або декількома стволами.

7.7.2 Внутрішні поперечні та поздовжні стіни не повинні мати розривів та зламів у плані. Максимальна відстань між стінами не повинна перевищувати 7,2 м. У будівлях з ненесучими зовнішніми стінами слід передбачити не менше двох внутрішніх поздовжніх (поперечних) стін.

Виступ зовнішніх стін у плані допускається до 4 м за розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів, 2 м – при 9 балах.

7.7.3 Перекриття можуть передбачатися монолітними, збірними та збірно-монолітними.

7.7.4 Стіни лоджій повинні виконуватися як продовження зовнішніх стін.

7.7.5 Розраховуючи конструкції, слід перевіряти міцність горизонтальних і похилих перерізів глухих стін і простінків, вертикальних сполучень стін, нормальних перерізів у опорних зонах перемичок, перерізів у смузі між можливими похилими тріщинами та по похилій тріщині.

7.7.6 Слід передбачати конструктивне армування по полю стін вертикальною та горизонтальною арматурою з площею перерізу в кожній площині стіни не менше 0,025 % площі відповідного перерізу стіни, в перетинах стін, місцях різкої зміни товщини стіни, біля граней прорізів арматурою з площею перерізу не менше ніж 2 см².

7.7.7 Армування стін слід, як правило, виконувати просторовими каркасами, встановленими вертикально або горизонтально та з'єднаними окремими стрижнями. При цьому діаметр вертикальної арматури при конструктивному армуванні повинен бути не менше ніж 10 мм і крок не більше ніж 900 мм, горизонтальної – діаметр не менше ніж 6 мм, крок не більше ніж 600 мм. Армування широких простінків може виконуватися діагональними каркасами.

7.7.8 З'єднання стрижнів і арматурних каркасів при бетонуванні конструкцій монолітних будівель допускається здійснювати напуском в 7- і 8-бальних зонах при діаметрі стрижнів до 22 мм, в зонах 9 балів – напуском з "лапками" або з іншими анкерними пристроями на кінці. При діаметрі стрижнів більше 22 мм з'єднання повинне виконуватися за допомогою зварювання. Можливе стикування арматури за допомогою спеціальних механічних з'єднань (спресованих або різьбових муфт).

7.7.9 Перемички слід армувати просторовими каркасами та заводити їх за грань прорізів за вимогами нормативного документа на бетонні та залізобетонні конструкції, але не менше ніж на 500 мм. Високі перемички можуть армуватися діагональними каркасами.

7.7.10 Вертикальні стикові з'єднання стін слід армувати горизонтальними арматурними стрижнями, площа яких визначається розрахунком, але повинна бути не менше ніж 0,5 см² на 1 погонний метр шва в будівлях до 5 поверхів на 7- і 8-бальних територіях і не менше ніж 1 см² на 1 погонний метр шва в інших випадках.

7.8 Великопанельні будівлі

7.8.1 Великопанельні будівлі слід проектувати з поздовжніми та поперечними несучими наскрізними стінами. Поперечні та поздовжні стіни разом з перекриттями та покриттями утворюють єдину просторову систему, що сприймає сейсмічні навантаження. Виступи зовнішніх стін у плані не повинні перевищувати 3,0 м.

Панелі стін і перекриттів слід передбачати, як правило, розміром на кімнату. У будівлях з широким кроком поперечних стін (більше 4,2 м) допускається панелі перекриттів передбачати з двох елементів зі стикуванням між собою.

7.8.2 Армування стінових панелей слід виконувати двостороннім, у вигляді просторових каркасів або арматурних сіток. Площа вертикальної та горизонтальної арматури, що встановлюється на кожній площині панелі, повинна складати не менше ніж 0,025 % площі відповідного перерізу стіни.

Товщина внутрішнього несучого шару багатошарових панелей повинна визначатися за результатами розрахунку та прийматися не менше ніж 100 мм.

7.8.3 Вертикальні та горизонтальні стикові з'єднання панелей поздовжніх і поперечних стін між собою та з панелями перекриттів (покриттів) слід виконувати зварюванням арматурних випусків і закладних деталей або на болтах із замонолічуванням вертикальних і горизонтальних стиків дрібнозернистим бетоном.

Усі торцеві грані стикування панелей стін і перекриттів (покриттів) слід виконувати з рифленими або зубчастими поверхнями. Глибина (висота) шпонок і зубів приймається не менше ніж 4 см.

7.8.4 У місцях перетину стін повинна розміщуватися вертикальна арматура безперервно на всю висоту будівлі. Вертикальна арматура також повинна встановлюватися на гранях дверних і віконних прорізів та поповерхово стикуватися при регулярному розташуванні прорізів. Площа

поперечного перерізу арматури, яка встановлюється у стиках і на гранях прорізів, повинна визначатися за розрахунком, але прийматися не менше ніж 2 см².

У місцях перетину стін допускається розміщувати не більше 60 % розрахункової кількості вертикальної арматури.

7.8.5 Рішення стикових з'єднань повинні забезпечувати сприймання розрахункових зусиль розтягу та зсуву. Переріз металевих в'язей у стиках панелей (горизонтальних та вертикальних) визначається розрахунком, але їх мінімальний переріз повинен бути не менше ніж 1 см² на 1 погонний метр шва для будівель, які будуються в районах з сейсмічністю 7, 8 і 9 балів.

7.8.6 Вбудовані лоджії виконуються довжиною, яка дорівнює відстані між сусідніми несучими стінами. У будівлях на майданчиках сейсмічністю 8 і більше балів у площині зовнішніх стін в місцях розташування лоджій слід передбачати влаштування залізобетонних рам.

У будівлях до 5 поверхів за розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів допускається влаштування прибудованих лоджій з виносом не більше ніж 1,5 м та зв'язаних металевими в'язями з основними стінами.

7.9 Будівлі зі стінами з великих блоків

7.9.1 Стінові блоки можуть бути виготовлені з бетонів, у тому числі легких, а також виготовлені з цегли або інших штучних матеріалів з використанням вібрування. Необхідна величина нормального зчеплення цегли (каміння) з розчином у блоках визначається розрахунком, але повинна бути не меншою 120 кПа. При проектуванні і будівництві будівель з блоків пиляного вапняку необхідно керуватися вимогами ДБН В.1.1-1.

7.9.2 Стіни з великих блоків можуть бути:

а) дворядної та багаторядної розрізок. Зусилля в швах сприймаються силами тертя та шпонками. Кількість надземних поверхів у таких будівлях не повинна перевищувати трьох у 7-бальних зонах і одного – у 8-бальних;

б) дворядної розрізки, які з'єднуються між собою за допомогою зварювання закладних деталей або арматурних випусків;

в) дворядної розрізки, підсилених вертикальним ненапруженим або напруженим армуванням;

г) багаторядної розрізки, підсилених вертикальними залізобетонними включеннями.

Відстань між поперечними стінами слід приймати за таблицею 7.2.

Ширину кутових простінків слід приймати на 25 см більшою за вказану в таблиці 7.2.

Простінки меншої ширини та прорізи більшої ширини необхідно підсилювати залізобетонним обрамленням.

Допускається замість частини стін передбачати залізобетонні рами, але при цьому відстані між стінами не повинні перевищувати подвоєної відстані, наведеної в таблиці 7.2.

Таблиця 7.2 – Значення граничних розмірів елементів будівель в залежності від розрахункової сейсмічності

Параметри конструкцій	Граничні розміри, м, за розрахункової сейсмічності, балів			
	6	7	8	9
Ширина простінків, не менше:				
– у будівлях кам'яної та комплексної конструкцій;	0,64	0,77	1,16	1,55
– у каркасно-кам'яних будівлях	0,64	0,77	0,9	1,16
Ширина прорізів, не більше:				
– у будівлях кам'яної та комплексної конструкцій;	3,5	3,0	2,5	2,0
– у каркасно-кам'яних будівлях	4,0	3,5	3,0	2,0

Кінець таблиці 7.2

Параметри конструкцій	Граничні розміри, м, за розрахункової сейсмічності, балів			
	6	7	8	9
Співвідношення ширини простінка до ширини прорізу, не менше	0,3	0,35	0,5	0,8
Виступи стін у плані, не більше:				
– у кам'яних будівлях;	3,5	2,0	1,0	–
– у будівлях комплексної конструкції;	4,0	3,0	2,0	1,0
– у каркасно-кам'яних будівлях	–	5,0	4,0	3,0
Відстані між осями поперечних стін або рам, що їх замінюють (перевіряється розрахунком), не більше	20	15	12	9

7.9.3 Стінові блоки повинні бути армовані просторовими каркасами. Неармовані блоки допускаються в районах сейсмічності 7 балів у будівлях заввишки до трьох поверхів, а в районах сейсмічності 8 балів – в одноповерхових будівлях. Стінові блоки, як для зовнішніх, так і для внутрішніх стін, повинні використовуватися тільки з пазами зі шпоночною поверхнею на торцевих вертикальних гранях.

7.9.4 Антисейсмічні пояси в великоблочних будівлях можуть бути монолітними або збірно-монолітними з армованих блоків-перемичок. Блоки-перемички з'єднуються між собою в двох рівнях за висотою шляхом зварювання випусків арматури або закладних деталей з подальшим замонолічуванням.

7.9.5 На рівні перекриттів і покриттів, виконаних зі збірних залізобетонних плит, по всіх стінах повинні влаштовуватися антисейсмічні об'язки з монолітного бетону, які об'єднують випуски арматури з торців плит перекриттів та випуски з поясних блоків.

7.9.6 Зв'язок між поздовжніми та поперечними стінами забезпечується ретельним бетонуванням вертикальних пазів прилеглих блоків, укладанням арматурних сіток у кожному арматурному шві та антисейсмічними поясами.

7.9.7 Стрижні вертикальної арматури повинні бути встановлені на всю висоту будівлі в кутах, місцях зламів стін у плані та сполучення зовнішніх стін з внутрішніми, в обрамленні прорізів у внутрішніх стінах, по довжині глухих стін не більше ніж через 3 м, по довжині зовнішніх стін – в обрамленні простінків.

У разі безперервного вертикального армування поздовжня арматура пропускається через отвори в поясних блоках та стикується зварюванням.

Пази в блоках у місцях улаштування вертикальної арматури повинні замонолічуватися бетонною сумішшю на дрібному щебені класу за міцністю на стиск не менше С12/15 з вібруванням.

7.9.8 Вертикальна ненапружена арматура повинна встановлюватися переважно в тілі стінових блоків з їх торців та бути зв'язана з арматурою блоків.

Вертикальна арматура з подальшим натягом повинна передбачатися з обов'язковим ін'єктуванням каналів високомарочними будівельними розчинами.

Площа перерізу напруженої та ненапруженої вертикальної арматури визначається розрахунком, але повинна бути не менше ніж 2 см².

7.10 Будівлі зі стінами з цегли або кам'яної кладки

7.10.1 У залежності від типу підсилення стіни можуть бути:

- з цегляної (кам'яної) кладки;
- комплексної конструкції;
- каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні);

– підсилені вертикальним армуванням, попереднім напруженням або іншими експериментально обґрунтованими методами.

Несучі цегляні і кам'яні стіни повинні зводитися з кладки на розчинах зі спеціальними добавками, що підвищують зчеплення розчину з цеглою або каменем, з обов'язковим заповненням усіх вертикальних швів розчином.

Комплексні конструкції виконуються влаштуванням у кладці вертикальних залізобетонних включень (сердечників) або використанням тришарових стін, внутрішній шар яких із монолітного залізобетону.

Каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні) стіни передбачають підсилення монолітними залізобетонними колонами з використанням кладки в якості опалубки. Колони спільно з горизонтальними монолітними або збірно-монолітними поясами утворюють каркас з несучим заповненням із кладки.

7.10.2 Для кладки стін дозволяється застосовувати:

а) за сейсмічності 6, 7 і 8 балів цеглу суцільну або порожнисту марки не нижче ніж М75 згідно з ДСТУ Б В.2.7-61. Керамічні вироби з пустотністю до 35 % можуть бути застосовані в будівництві житлових будинків до 5-ти поверхів за інтенсивності сейсмічних впливів 7 і 8 балів за умови забезпечення міцності цегли та керамічного каменю не нижче ніж М150 і міцності розчину не нижче ніж М75 в реальних умовах будмайданчика при відповідному контролі за цими показниками. У 9-бальних зонах слід застосовувати тільки суцільну цеглу;

б) бетонні камені, суцільні та пустотілі блоки з бетону (у тому числі з легкого, густиною не менше ніж 800 кг/м^3) марки М50 і вище;

в) камені та блоки правильної форми з черепашників або вапняків марки не нижче М35 або туфів (крім фельзитового) та інших природних матеріалів марки М50 і вище;

г) розчини класу міцності на стиск не нижче ніж М50 на основі цементу з пластифікаторами та/або спеціальними добавками, які підвищують зчеплення розчину з цеглою або каменем.

7.10.3 Кам'яна кладка повинна мати значення характеристичної міцності на вигин по неперев'язаних швах (нормальне зчеплення) $f_{xk1} \geq 120 \text{ кПа}$.

У 7-бальних районах для малоповерхових будівель за розрахункового обґрунтування допускається використання кладки з більш низьким значенням характеристичної міцності на вигин, але не менше ніж $f_{xk1} = 60 \text{ кПа}$. При цьому висота будівель повинна бути не більше трьох поверхів, ширина простінків не менше ніж 0,9 м, ширина прорізів не більше ніж 2 м, а відстань між осями поперечних стін не більше ніж 12 м.

7.10.4 При проектуванні значення f_{xk1} слід призначати в залежності від результатів випробувань, що виконуються в районі будівництва.

7.10.5 Перевірка міцності кам'яних стінових конструкцій повинна виконуватися на позacentровий стиск, зріз і за похилими перерізами у площині стіни на головні напруження розтягу. Значення розрахункових опорів кладки f_d , f_{xd2} , f_{vd} по перев'язаних швах слід приймати згідно з ДБН В.2.6-162, а по неперев'язаних швах визначати в залежності від величини f_{xk1} , яку отримано за результатами випробувань, які виконуються в районі будівництва відповідно: $f_d = 0,45 f_{xk1}$, $f_{xk2} = 0,7 f_{xk1}$, $f_{vd} = 0,8 f_{xk1}$. Значення f_d , f_{xd2} , f_{vd} не повинні перевищувати відповідних значень при руйнуванні кладки по цеглі або каменю.

7.10.6 Розміри елементів капітальних стін із цегли та відстані між ними повинні перевірятися розрахунком та задовольняти вимогам, наведеним у таблиці 7.2.

Прорізи в капітальних стінах необхідно розташовувати рівномірно відносно один одного. Ширина простінків повинна бути однаковою за висотою будівлі.

Ширина димарів і вентиляційних каналів, що ослабляють капітальні стіни, не повинна перевищувати граничних розмірів прорізів, наведених у таблиці 7.2.

7.10.7 Внутрішню поздовжню стіну будівлі та крайні поперечні стіни слід виконувати без зламів.

7.10.8 Висота поверхів будівель з несучими стінами із штучної кладки, не підсилені залізобетонними включеннями, не повинна перевищувати за розрахункової сейсмічності 7, 8 і 9 балів

відповідно 5 м, 4 м і 3,2 м. Підсилюючи кладку залізобетонними включеннями (сердечниками), висоту поверху допускається приймати відповідно 6 м, 5 м, 4,2 м.

Співвідношення висоти поверху до товщини стіни повинне бути не більше ніж 12.

7.10.9 На рівні перекриттів і покриттів, виконаних із збірних елементів, по всіх стінах без розривів повинні встановлюватися антисейсмічні пояси з монолітного залізобетону з неперервним армуванням.

Плити перекриттів (покриттів) повинні з'єднуватися з антисейсмічними поясами за допомогою анкерування випусків арматури або зварюванням закладних деталей. Антисейсмічні пояси верхнього поверху повинні бути зв'язані з кладкою вертикальними випусками арматури.

Необхідно влаштовувати стрижневі випуски з кладки в залізобетонний пояс, а також із пояса в кладку, що лежить вище, при висоті понад 40 см, та для влаштування кріплень мауерлата і фронтонів.

У будівлях з монолітними залізобетонними перекриттями, замуrowаними по контуру в стіни, у випадку опирання монолітного перекриття на всю товщину стіни, антисейсмічні пояси в рівні цих перекриттів допускається не влаштовувати.

7.10.10 Антисейсмічний пояс (з опорною ділянкою перекриття) повинен улаштовуватися, як правило, на всю ширину стіни; в зовнішніх стінах товщиною 500 мм і більше ширина пояса може бути менше на 100 мм – 150 мм. Висота пояса повинна бути не менше ніж 150 мм і не менше товщини плити перекриття, клас бетону за міцністю на стиск не нижче ніж С12/15. Поздовжня арматура поясів встановлюється за розрахунком, але не менше ніж чотири стрижні діаметром 10 мм за розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів і не менше ніж чотири стрижні діаметром 12 мм – при 9 балах.

По верху парапетів (заввишки понад 500 мм) і важкого балконного огородження рекомендується додавати зв'язуючі елементи.

7.10.11 У сполученнях стін у кладку повинні укладатися арматурні сітки загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше ніж 1 см^2 , довжиною не менше ніж 120 см у кожний бік через 70 см за висотою за сейсмічності 7 і 8 балів і через 50 см – при 9 балах.

7.10.12 Ділянки стін над горищним перекриттям заввишки більше 40 см, а також фронтони, повинні бути підсилені вертикальним армуванням або вертикальними залізобетонними включеннями, заанкерованими в антисейсмічний пояс.

7.10.13 У стінах комплексної конструкції сердечники повинні влаштовуватися в місцях сполучення стін, у віконних простінках, у місцях обрамлень дверних прорізів внутрішніх стін, на глухих ділянках стін кроком, який не перевищує висоту поверху. Сердечники повинні з'єднуватися з антисейсмічними поясами, анкеруватися за допомогою сіток у прилеглий кладці та виконуватися відкритими не менше ніж з одного боку. Якщо залізобетонні включення (сердечники) виконуються на торцях простінків, то поздовжня арматура включень повинна бути з'єднана хомутами, укладеними в горизонтальних швах кладки.

Внутрішній залізобетонний шар тришарових стін повинен мати товщину не менше ніж 100 мм і бетон класу за міцністю на стиск не нижче ніж С12/15. Зовнішні шари тришарових стін зв'язуються між собою горизонтальним армуванням. Перекриття та покриття повинні обпиратися на внутрішній залізобетонний шар стін.

7.10.14 У каркасно-кам'яних будівлях монолітні залізобетонні колони повинні виконуватися в місцях сполучень стін перерізом не менше ніж 40 см × 40 см, відкритими не менше ніж з одного боку, з бетону класу за міцністю на стиск не нижче ніж С12/15. Відстань між колонами допускається не більше ніж 8 м. Арматура колон повинна анкеруватися в поповерхових монолітних (збірно-монолітних) поясах і в фундаментах. Збірно-монолітні пояси повинні забезпечувати контакт кладки з монолітним бетоном не менше ніж на 60 % від загальної площі обпирання пояса на кладку. Поперечне армування колон виконується відповідно до вимог армування колон каркасних будівель.

7.10.15 У будівлях з несучими стінами перші поверхи, які використовуються в якості приміщень, що вимагають великої вільної площі, слід виконувати із залізобетонних або сталевих конструкцій.

7.10.16 Перемички повинні замуруватися в кладку на глибину не менше ніж 350 мм. При ширині прорізу до 1,5 м допускається замурування перемичок на 250 мм.

7.10.17 Дверні та віконні прорізи в кам'яних стінах сходових клітин за розрахункової сейсмічності 8 і 9 балів повинні мати залізобетонне обрамлення.

7.10.18 У будівлях на майданчиках сейсмічністю 9 балів виходи зі сходових клітин слід влаштовувати на дві сторони будівлі.

7.11 Особливості проектування сталевих конструкцій

7.11.1 Вибір матеріалів для сталевих каркасів повинен провадитися відповідно до додатка Е ДБН В.2.6-163 за сейсмічності майданчика будівництва до семи балів включно – як для конструкцій групи 2, вище семи балів – як для конструкцій групи 1. Зварні шви в з'єднаннях повинні виконуватися електродами, що забезпечують достатню пластичність з'єднання. При ручному дуговому зварюванні рекомендуються електроди типу Э42А, Э46А і Э50А згідно з додатком Ж ДБН В.2.6-163. Для болтових з'єднань рекомендуються болти класів точності В і С згідно з додатком Ж ДБН В.2.6-163.

7.11.2 Проектуючи сталеві несучі каркаси необхідно створювати умови для розвитку пластичних деформацій. При виборі конструктивних схем перевагу слід віддавати схемам, у яких зони пластичності виникають у першу чергу в в'язях і в горизонтальних елементах каркаса (ригелях, перемичках, обв'язувальних балках тощо). Слід, за можливості, виносити стики з зони максимальних напружень.

7.11.3 Сталеві колони багатопверхових каркасів рамного типу слід, як правило, проектувати замкнутого (коробчастого або кругового) перерізу однаково стійкого відносно головних осей інерції, а колони рамно-в'язевих каркасів двутаврового або замкнутого перерізів. Ригелі сталевих каркасів слід проектувати, як правило, із прокатних або зварних двутаврів.

Для елементів, що працюють в пружнопластичній стадії, повинні застосовуватися маловуглецеві і низьковуглецеві сталі з відносним подовженням не менше ніж 20 %.

7.11.4 Несуча здатність елементів сталевих каркасів повинна бути такою, щоб пластичні шарніри утворювалися в ригелях або в з'єднаннях ригелів із колонами, але не в колонах. Ця вимога може не дотримуватися, якщо стиск у колоні від постійного навантаження не перевищує 30 % від значення несучої здатності колони на стиск.

7.11.5 Відношення розрахункової висоти стінки колони до її товщини обмежується значеннями згідно з 1.6.4.2 ДБН В.2.6-163; його перевищення не допускається.

7.11.6 Вертикальні в'язі по колонам каркасів будівель необхідно передбачати розтягнутими для схеми в'язей у вигляді перехресних діагоналей і стисло-розтягнутими для напіврозкісної схеми з можливим використанням енергопоглиначів. При цьому гнучкість в'язей приймати не більшою ніж 150.

7.11.7 У болтових кріпленнях в'язей опір зрізу болтів повинен бути як мінімум у 1,2 рази більшим ніж опір зім'яттю поверхонь, що з'єднуються.

7.11.8 Деформативність сталевих каркасів під дією сейсмічного навантаження слід приймати з урахуванням вимог таблиці 6.8.

7.11.9 Проектуючи сталеві вежі рекомендується застосовувати конструктивні схеми, при яких елементи решітки суміжних граней (розкоси, стійки) сходяться в один вузол.

Фундаменти для сталевих веж рекомендується застосовувати, як правило, у вигляді суцільної плити. Застосовуючи окремо розташовані фундаменти для поясів вежі, необхідно забезпечувати жорсткий зв'язок між окремими фундаментами.

7.11.10 Проектуючи наземні резервуари, слід виконувати динамічний розрахунок, у якому враховуються горизонтальні і вертикальні навантаження від рідини, що заповнює резервуар, викликані сейсмічним впливом. Рекомендується резервуар вважати абсолютно жорстким, а рідину – в'язкою.

Для резервуарів із стаціонарним дахом у процесі динамічного розрахунку варто визначати висоту хвилі рідини і передбачати достатній проміжок між рівнем рідини і дахом, щоб уникнути гідродинамічного удару.

7.11.11 Проектуючи сталеві конструкції у разі потреби підвищення їх класу вогнестійкості, спосіб вогнезахисту має враховувати можливість їх деформації під дією сейсмічного навантаження.

7.12 Конструктивні вимоги до будівель, що будуються в районах сейсмічністю 6 балів

7.12.1 Проектуючи будівлі в районах сейсмічністю 6 балів, застосовують всі положення 7.1, зокрема, поверховість будівель не повинна, як правило, перевищувати значень, вказаних в таблиці 7.1.

Для будівництва будівель вищих, ніж зазначені в таблиці 7.1, необхідно виконати техніко-економічні та розрахункові обґрунтування. Довжина будівлі (секції) повинна бути не більше ніж 100 м.

7.12.2 Будівлі з цегляними (кам'яними) стінами слід передбачати, як правило, простої та симетричної форми в плані.

У будівлях заввишки 5 і більше поверхів повинно бути не менше однієї внутрішньої поздовжньої стіни, а відстані між поперечними стінами не повинні перевищувати 20 м.

Нижні поверхи, за необхідності отримання в них вільних площ, слід виконувати в залізобетонному або металевому каркасі.

7.12.3 У будівлях з цегляними стінами належить:

– у будівлях заввишки 4 і більше поверхів у сполученні стін укладати арматурні сітки кроком по висоті не більше ніж 100 см;

– у будівлях заввишки 5 і більше поверхів по всіх стінах у рівні перекриттів та покриттів улаштовувати монолітні залізобетонні обв'язки, армовані каркасом із двох поздовжніх стрижнів діаметром 10 мм. Для зв'язку з поверховими обв'язками плити повинні мати арматурні випуски або закладні деталі. Якщо плити перекриттів використовуються без арматурних випусків, то диск перекриття підсилюється влаштуванням між плитами з кроком від 5 до 6 м монолітних ділянок шириною не менше ніж 120 мм, армованих наскрізними арматурними каркасами, заанкерованими в прилеглих обв'язках перпендикулярного до напрямку;

– у будівлях заввишки 10 і більше поверхів стіни слід підсилювати вертикальними залізобетонними включеннями.

7.12.4 У великопанельних будівлях зовнішні та внутрішні стінові панелі повинні з'єднуватися між собою не менше ніж в двох рівнях за висотою поверху.

7.12.5 У залізобетонних рамних і безригельних каркасних будівлях належить:

– центральну зону жорстких вузлів армувати замкненими хомутами, які установлюються з кроком не більше ніж 100 мм;

– ділянки ригелів і колон, що прилягають до жорстких вузлів на відстані рівній 1,5 висоти їх перерізу, армувати замкненою поперечною арматурою (хомутами), які встановлюються з кроком не більше ніж 150 мм;

– передбачати між гранями перегородок, стінами, які не беруть участь в роботі каркаса, та конструкціями каркаса антисейсмічні шви шириною не менше ніж 20 мм.

8 ТРАНСПОРТНІ СПОРУДИ

8.1 Загальні положення

8.1.1 Цей розділ розповсюджується на проектування нових, капітальний ремонт і реконструкцію існуючих транспортних споруд, зокрема споруд особливої та підвищеної відповідальності, в тому числі на проектування залізничних шляхів I-IV категорій згідно з ДБН В.2.3-19, автомобільних доріг I-IV, III і IV категорій згідно з ДБН В.2.3-4, метрополітенів згідно з ДБН В.2.3-7, швидкісних міських доріг і магістральних вулиць, які пролягають в районах сейсмічності 7, 8 і 9 балів.

Виробничі, допоміжні, складські та інші будівлі транспортного призначення слід проектувати за вказівками розділів 6 і 7.

Проектуючи споруди на залізничних і автомобільних шляхах промислових підприємств, сейсмічні навантаження допускається враховувати за погодженням з організацією, яка затверджує проект.

Примітка. До числа особливо відповідальних транспортних споруд відносять мости через водотоки, віадуки, естакади, тунелі та лавинозахисні галереї довжиною більше 500 м на дорогах загальної мережі, багатоярусні транспортні розв'язки на міських дорогах, а також будівлі, в яких розташовуються служби та засоби управління роботою крупних вузлів транспортної мережі та мережі доріг у регіонах. Спорудами підвищеної відповідальності вважаються згадані вище об'єкти довжиною від 100 м до 500 м.

8.1.2 Крім антисейсмічних заходів, при проектуванні транспортних споруд у відповідних випадках необхідно передбачати інженерні заходи щодо захисту об'єктів від явищ, якими супроводжуються землетруси (тектонічних розривів ґрунту, зсувів, обвалів, селей, снігових лавин, цунамі, розрідження ґрунту, водно-піщаних і каламутних потоків). Оцінка стійкості схилів у гірській та пагорбистій місцевості, а також водонасичених пісків на рівнинах повинна виконуватися з урахуванням розрахункового сейсмічного впливу.

8.1.3 Розділом встановлюються спеціальні вимоги до проектування транспортних споруд за розрахунковою сейсмічністю 7, 8 і 9 балів.

Проекти тунелів і мостів довжиною понад 500 м необхідно розробляти, виходячи з розрахункової сейсмічності, що встановлюється за погодженням з організацією, яка затверджує проект, з урахуванням даних спеціальних інженерно-сейсмологічних досліджень.

Розрахункова сейсмічність для тунелів і мостів довжиною до 500 м включно та інших штучних споруд на залізничних та автомобільних шляхах I-III категорій, а також на швидкісних міських дорогах і магістральних вулицях приймається такою, що дорівнює сейсмічності майданчиків будівництва, але не більше 9 балів.

Примітка. Сейсмічність майданчиків будівництва тунелів і мостів довжиною до 500 м включно та інших шляхових штучних споруд, а також сейсмічність майданчиків будівництва насипів і виїмок, як правило, слід визначати на основі даних загальних інженерно-геологічних вишукувань за таблицею 5.1 з урахуванням додаткових вимог 8.1.4 – 8.1.8.

8.1.4 Виконуючи вишукування для будівництва транспортних споруд, що зводяться на майданчиках з особливими інженерно-геологічними умовами (майданчики зі складним рельєфом і геологією, русла та заплави річок, підземні виробки тощо) та проектуючи ці споруди, великоуламкові ґрунти маловологі з магматичних порід, що містять до 30 % піщано-глинистого заповнювача, а також піски гравіюваті щільні та середньої щільності водонасичені слід відносити до ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями; глинисті ґрунти з показником текучості ґрунту $0,25 < I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ для глин і суглинків та $e < 0,7$ для супісків – до ґрунтів III категорії.

8.1.5 Сейсмічність майданчиків будівництва тунелів слід визначати в залежності від сейсмічних властивостей ґрунту, в який закладено тунель.

8.1.6 Сейсмічність майданчиків будівництва опор мостів і підпірних стін з фундаментами мілкового закладання слід визначати в залежності від сейсмічних властивостей ґрунту, розташованого на відмітках закладання фундаментів.

8.1.7 Сейсмічність майданчиків будівництва опор мостів з фундаментами глибокого закладання, як правило, слід визначати в залежності від сейсмічних властивостей ґрунту верхнього 10-метрового шару, відраховуючи від природної поверхні ґрунту, а при зрізуванні ґрунту – від поверхні ґрунту після зрізування. В тих випадках, коли в розрахунку споруди враховуються сили інерції мас ґрунту, що прорізається фундаментом, сейсмічність площадки будівництва встановлюється в залежності від сейсмічних властивостей ґрунту, розташованого на відмітках закладання фундаментів.

8.1.8 Сейсмічність майданчиків будівництва насипів і труб під насипами слід визначати в залежності від сейсмічних властивостей ґрунту верхнього 10-метрового шару основи насипу.

8.1.9 Сейсмічність майданчиків будівництва виїмок допускається визначати в залежності від сейсмічних властивостей ґрунту 10 метрового шару, відраховуючи від контуру укосу виїмки.

8.2 Трасування доріг

8.2.1 При трасуванні доріг у районах сейсмічністю 7, 8 і 9 балів, як правило, слід обходити особливо несприятливі в інженерно-геологічному відношенні ділянки, зокрема зони можливих обвалів, зсувів і лавин.

8.2.2 Трасування доріг у районах сейсмічністю 8 і 9 балів по нескельним косогорам при крутизні укосу більше ніж 1:1,5 допускається тільки на підставі результатів спеціальних інженерно-геологічних вишукувань. Трасування доріг по декільком косогорам крутістю 1:1 і більше не допускається.

8.3 Земляне полотно та верхня будова шляху

8.3.1 При розрахунковій сейсмічності 9 балів і висоті насипів (глибині виїмок) понад 4 м коефіцієнти закладення укосів земляного полотна з нескельних ґрунтів слід приймати на 1:0,25 пологіше укосів, що проектуються для несейсмічних районів. Укоси крутизною 1:2,25 і менш круті допускається проектувати за нормами для несейсмічних районів.

Укоси виїмок і напіввиїмок, розташовані в скельних ґрунтах, а також укоси насипів великоуламкових ґрунтів із вмістом заповнювача менше ніж 20 % від маси, допускається проектувати за нормами для несейсмічних районів.

8.3.2 Влаштуваючи насипи під залізницю або автомобільну дорогу I категорії на насичених водою ґрунтах основу насипів слід, як правило, осушити.

8.3.3 У випадку використання для влаштування насипу різних ґрунтів відсіпання слід виконувати з поступовим переходом від важких ґрунтів у основі до ґрунтів більш легких зверху насипу.

8.3.4 Влаштуваючи земляне полотно на косогорах, основну площадку, як правило, слід виконувати або повністю на полці, яка врізана у схил, або цілком на насипу. Протяжність перехідних ділянок повинна бути мінімальною.

8.3.5 Проектуючи залізничне земляне полотно, розташоване на скельному косогорі, слід передбачати заходи щодо захисту шляхів від обвалів. У якості захисного заходу за розрахункової сейсмічності 8 і 9 балів слід передбачати влаштування між основною площадкою і верховим укосом або схилом уловлюючої траншеї, габарити якої повинні визначатися з урахуванням можливого об'єму обвалених ґрунтів. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні також можуть використовуватися уловлюючі стіни та інші захисні споруди відповідно до ДБН В.1.1-24.

8.3.6 За розрахункової сейсмічності 8 і 9 балів низовий укіс залізничного насипу, розташованого на косогорі крутизною понад 1:2, слід укріплювати підпірними стінами.

8.3.7 У районах сейсмічністю 8 і 9 балів залізничні шляхи, як правило, слід укладати на щебеневому баласті.

8.4 Мости

8.4.1 У сейсмічних районах переважно слід використовувати мости балочної системи з різними та нерозрізними прогонними будовами.

8.4.2 Арочні мости допускається використовувати тільки за наявності скельної основи. П'яти склепінь і арок слід обпірати на масивні опори та розташовувати на найбільш можливому низькому рівні. Верхню арочну будову слід проектувати наскрізною.

8.4.3 За розрахункової сейсмічності 9 балів слід, як правило, використовувати збірні, збірно-монолітні та монолітні залізобетонні конструкції опор, у тому числі конструкції зі стовпів, оболонок та інших залізобетонних елементів. Надводну частину проміжних опор допускається проектувати у вигляді залізобетонної рамної надбудови або окремих стовпів, зв'язаних розпірками.

8.4.4 За розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів допускається використовувати збірні, збірно-монолітні та монолітні бетонні опори з додатковими антисейсмічними конструктивними елементами.

8.4.5 Проектами збірно-монолітних бетонних опор із контурних блоків з монолітним ядром необхідно передбачати армування ядра конструктивною арматурою, що замурована в фундамент і в підфермову плиту, а також об'єднання контурних блоків з ядром за допомогою випусків арматури або іншими способами, які забезпечують надійне закріплення збірних елементів.

8.4.6 За розрахункової сейсмічності 9 балів проектами мостів із балочними розрізними прогонними будовами понад 18 м слід передбачати антисейсмічні пристрої для запобігання падіння прогонних будов з опор.

8.4.7 За розрахункової сейсмічності 9 балів розміри підфермової плити в балочних мостах з розрізними прогонними будовами довжиною $L > 50$ м, як правило, слід призначати такими, щоб відстань у плані вздовж осі моста від краю площадок для встановлення опорних частин до граней підфермової плити була не менше ніж $0,005L$.

8.4.8 Слід передбачати обпірання підшви фундаментів мілко закладання або нижніх кінців паль, стовпів і оболонок переважно на скельні або великоуламкові ґрунти, гравійні щільні піски, глинисті ґрунти твердої та напівтвердої консистенції.

8.4.9 За розрахункової сейсмічності 9 балів стійки опорних поперечних рам мостів на нескельних основах повинні мати спільний фундамент мілко закладання або обпіратися на плиту, яка об'єднує голови всіх паль (стовпів, оболонок).

8.4.10 Підшва фундаментів мілко закладання повинна бути горизонтальною. Фундаменти з уступами допускаються тільки при скельній основі.

8.4.11 Для середніх і великих мостів пальові опори та фундаменти з плитою, розташованою над ґрунтом, слід проектувати, використовуючи похилі палі перерізом до 400 мм × 400 мм або діаметром до 600 мм. Фундаменти та опори середніх і великих мостів допускається проектувати також з вертикальними палями перерізом не менше 600 мм × 600 мм або діаметром не менше ніж 800 мм незалежно від положення плити ростверку та з вертикальними палями перерізом 400 мм × 400 мм або діаметром до 600 мм у випадку, якщо плита ростверку заглиблюється в ґрунт.

8.4.12 Розрахунок мостів з урахуванням сейсмічних впливів слід виконувати на міцність, на стійкість конструкцій і за несучою здатністю ґрунтових основ фундаментів.

8.4.13 Розраховуючи мости слід враховувати спільну дію сейсмічних та постійних навантажень і впливів, вплив тертя в рухомих опорних частинах і навантажень від рухомого складу. Розрахунок мостів з урахуванням сейсмічних впливів слід виконувати як за присутності рухомого складу, так і за його відсутності на мосту.

Примітка 1. Спільну дію сейсмічного навантаження та навантаження від рухомого складу не потрібно враховувати при розрахунку залізничних мостів, що проектуються для зовнішніх під'їзних колій і для внутрішніх колій промислових підприємств (за винятком випадків, обумовлених у завданні на проектування), а також мостів, що проектуються для автомобільних доріг II, III та IV категорій).

Примітка 2. Сейсмічні навантаження не потрібно враховувати спільно з навантаженнями від транспортів і від ударів рухомого складу при розрахунку залізничних мостів, а також з навантаженнями від важких транспортних одиниць (НК-80 і НГ-60), з навантаженнями від гальмування та від ударів рухомого складу при розрахунку автодорожніх і міських мостів.

8.4.14 Розраховуючи мости з урахуванням сейсмічних впливів коефіцієнти сполучень навантажень слід приймати:

- для постійних навантажень і впливів, сейсмічних навантажень, які враховуються спільно з постійними навантаженнями, а також із дією тертя від постійних навантажень у рухливих опорних частинах – 1;
- для сейсмічних навантажень, дія яких враховується спільно з навантаженнями від рухомого складу залізниць та автомобільних доріг – 0,8;
- для навантажень від рухомого складу залізниць – 0,7;
- для навантажень від рухомого складу автомобільних доріг – 0,3.

8.4.15 Розраховуючи конструкції мостів на стійкість і розраховуючи прогонні споруди довжиною понад 18 м на міцність, слід враховувати сейсмічні навантаження, викликані вертикальною та горизонтальною складовими коливань ґрунту, при цьому сейсмічне навантаження, викликане вертикальною складовою коливань ґрунту, слід помножити на коефіцієнт 0,5.

При інших розрахунках конструкцій мостів сейсмічне навантаження, викликане вертикальною складовою коливань ґрунту, допускається не враховувати. Сейсмічні навантаження, викликані горизонтальними складовими коливань ґрунту, які направлені вздовж і поперек осі моста, слід враховувати окремо.

8.4.16 Розраховуючи мости, сейсмічні навантаження слід враховувати як сили інерції частин моста і рухомого складу, які виникають при коливаннях основи, а також у вигляді сейсмічного тиску ґрунту і води.

8.4.17 Сейсмічні навантаження від частин моста і рухомого складу слід визначати відповідно до вимог 6.2.3 з урахуванням пружних деформацій конструкцій і основи моста, а також ресор залізничного складу.

8.4.18 Розраховуючи мости, добуток коефіцієнта k_1 і a_0 слід приймати 0,025; 0,05 і 0,1 відповідно за розрахункової сейсмічності 7, 8 і 9 балів. Коефіцієнт β_i слід визначати за таблицею 6.7 для ґрунтів II категорії за сейсмічними властивостями. При визначенні сейсмічного навантаження, яке діє вздовж осі моста, маса залізничного рухомого складу не враховується.

8.4.19 Опори мостів слід розраховувати з урахуванням сейсмічного тиску води, якщо глибина ріки в межах біля опори перевищує 5 м. Сейсмічний тиск води допускається визначати відповідно до вимог розділу 9.

8.4.20 Розраховуючи на міцність анкерні болти, які закріплюють від зсуву опорні частини моста на опорних площадках, слід приймати коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1,5$. Коефіцієнт γ_n допускається приймати таким, що дорівнює одиниці у разі додаткового закріплення опорних частин за допомогою замуrowаних у бетон упорів або іншими способами, що забезпечують передачу на опору сейсмічного навантаження без участі анкерних болтів.

8.4.21 Розраховуючи конструкції мостів на стійкість проти перекидання, коефіцієнт умов роботи m_c слід приймати: для конструкцій, що опираються на окремі опори – 1; при перевірці перерізів бетонних конструкцій і фундаментів на скельних основах – 0,9; при перевірці фундаментів на нескельних основах – 0,8. При розрахунку на стійкість проти зсуву коефіцієнт умов роботи m_c слід приймати 0,9.

8.4.22 Розраховуючи основи фундаментів неглибокого закладання за несучою здатністю і при визначенні несучої здатності паль (за ґрунтом), вплив сейсмічних дій слід враховувати у відповідності до вимог нормативних документів щодо проектування будівель і споруд та нормативних документів щодо проектування основ та фундаментів.

8.4.23 Проектуючи фундаменти неглибокого закладання ексцентриситет e_0 рівнодіючої активних сил відносно центра ваги перерізу по підшві фундаментів обмежується наступними правилами:

- у перерізах по підшві фундаментів, закладених на нескельному ґрунті, – $e_0 \leq 1,5\rho$;

– у перерізах по підшві фундаментів, закладених на скельному ґрунті, – $e_o \leq 2,0\rho$; де ρ – радіус ядра перерізу по підшві фундаменту зі сторони більш навантаженого краю перерізу.

8.5 Труби під насипами

8.5.1 За розрахункової сейсмічності 9 балів слід застосовувати переважно залізобетонні труби з ланками замкнутого контуру. Довжину ланок, як правило, слід приймати не менше ніж 2 м.

8.5.2 У випадку застосування при розрахунковій сейсмічності 9 балів бетонних прямокутних труб з плоскими залізобетонними перекриттями необхідно передбачати з'єднання стін з фундаментом омоноличуванням випусків арматури. Бетонні стіни труб слід армувати конструктивною арматурою. Між роздільними фундаментами слід влаштовувати розпірки.

8.6 Підпірні стіни

8.6.1 Застосування кам'яної кладки насухо допускається для підпірних стін протяжністю не більше ніж 50 м (за винятком підпірних стін на залізницях при розрахунковій сейсмічності 8 і 9 балів і на автомобільних шляхах при розрахунковій сейсмічності 9 балів, коли кладка насухо не допускається).

У підпірних стінах заввишки 5 м і більше, що виконуються із каменів неправильної форми, слід через кожні 2 м по висоті улаштовувати прокладні ряди із каменів правильної форми.

8.6.2 Висота підпірних стін, рахуючи від підшви фундаментів, повинна бути не більше:

- а) стіни з бетону: за розрахункової сейсмічності 8 балів – 12 м; 9 балів – 10 м;
- б) стіни з бутобетону і кам'яної кладки на розчині: за розрахункової сейсмічності 8 балів – 12 м; 9 балів на залізницях – 8 м, на автомобільних шляхах – 10 м;
- в) стіни з кладки насухо – 3 м.

8.6.3 Підпірні стіни слід розділяти по довжині на секції наскрізними вертикальними швами з урахуванням розташування підшви кожної секції на однорідних ґрунтах. Довжина секції повинна бути не більшою ніж 15 м.

8.6.4 При розташуванні основ суміжних секцій у різних рівнях, перехід від одної відмітки основи до другої повинен виконуватися уступами з відношенням висоти уступу до його довжини 1:2.

8.6.5 Застосування підпірних стін у вигляді зворотніх склепінь не допускається.

8.7 Тунелі

8.7.1 Вибираючи трасу тунельного переходу необхідно, як правило, передбачати закладання тунелю поза зонами тектонічних розломів у однорідних за сейсмічною жорсткістю ґрунтах. При інших рівних умовах слід віддавати перевагу варіантам з більш глибокими закладаннями тунелю.

8.7.2 Для ділянок перетину тунелем тектонічних розломів, по яких можливе зрушення масиву гірських порід, при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні необхідно передбачати збільшення перерізу тунелю або гнучке з'єднання оздоблення.

8.7.3 За розрахункової сейсмічності 8 і 9 балів оздоблення тунелів слід проектувати замкненим. Для тунелів, що споруджуються відкритим способом, слід застосовувати цільносекційні збірні елементи. За розрахункової сейсмічності 7 балів оздоблення гірського тунелю допускається виконувати з набризк-бетону у поєднанні з анкерним кріпленням.

8.7.4 Портали тунелів і лобові підпірні стіни слід проектувати, як правило, залізобетонними. За розрахункової сейсмічності 7 балів допускається застосування бетонних порталів.

8.7.5 Для компенсації поздовжніх деформацій оздоблення слід влаштовувати антисейсмічні деформаційні шви, конструкція яких повинна допускати зміщення елементів оздоблення і збереження гідроізоляції.

8.7.6 У місцях прилягання до основного тунелю камер і допоміжних тунелів (вентиляційних, дренажних тощо) слід улаштовувати антисейсмічні деформаційні шви.

9 ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

9.1 Загальні положення

9.1.1 Положення цих норм встановлюють спеціальні вимоги для гідротехнічних споруд (ГТС), що розміщуються або розташовані в районах з нормативною сейсмічністю, що дорівнює 6 балів і вище за шкалою сейсмічної інтенсивності ДСТУ Б В.1.1-28.

Гідротехнічні споруди в залежності від соціально економічної відповідальності і наслідків можливих гідродинамічних аварій ділять на класи наслідків (відповідальності). Класи наслідків (відповідальності) призначають відповідно до таблиці 1 ДБН В.1.2-14.

Уточнювати класи наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд необхідно за їх технічними параметрами, соціально-економічною відповідальністю і умовам експлуатації згідно з обов'язковим додатком Г ДБН В.2.4-3.

Остаточний клас наслідків (відповідальності) основних гідротехнічних споруд (крім обумовлених в 2.1.5, 2.1.7, 2.1.8 ДБН В.2.4-3) необхідно приймати таким, що дорівнює найбільшому його значенню, прийнятому за таблицею 1 ДБН В.1.2-14 або за таблицями Г.1-Г.3 обов'язкового додатка Г ДБН В.2.4-3. Замовник проекту ГТС за відповідного обґрунтування може своїм рішенням підвищити клас наслідків (відповідальності) споруд порівняно з прийнятим.

Зазначені вимоги, а також вимоги ДБН В.2.4-3 слід виконувати при проектуванні, будівництві, введенні в експлуатацію, експлуатації, обстеженні технічного стану, оцінці безпеки, реконструкції, відновленні, консервації та виведенні з експлуатації ГТС.

9.1.2 Для забезпечення сейсмостійкості ГТС вимагається:

- проведення на стадії проектування комплексу спеціальних досліджень з метою установлення розрахункової сейсмічності будівельного майданчика, визначення розрахункових сейсмічних впливів, одержання набору сейсмічних записів або їх спектрів, які моделюють розрахункові сейсмічні впливи;
- виконання комплексу розрахунків (а за необхідності і модельних випробувань) щодо визначення напружено-деформованого стану, оцінки міцності та стійкості споруд, їх елементів та основ;
- застосування конструктивних рішень і матеріалів, що забезпечують сейсмостійкість споруд;
- включення до проектів особливо важливих споруд спеціального розділу щодо проведення моніторингу сейсмічних процесів і реакції ГТС на їх прояви у процесі експлуатації;
- періодичні обстеження стану ГТС і їх основ, в тому числі після кожного перенесеного землетрусу інтенсивністю не менше ніж 5 балів.

9.1.3 Обґрунтовуючи сейсмостійкість ГТС використовують сейсмічні впливи двох рівнів: проектний землетрус (ПЗ) і максимальний розрахунковий землетрус (МРЗ).

У якості ПЗ приймається землетрус із повторюваністю T один раз на 500 років (карта ЗСР-2004-А); МРЗ – один раз за 5000 років (карта ЗСР-2004-С). ПЗ повинен сприйматися гідротехнічною спорудою без порушення режиму її нормальної експлуатації. При цьому допускаються остаточні зміщення, тріщини та інші пошкодження, що не перешкоджають можливості ремонту споруди в умовах її нормального функціонування. МРЗ повинен сприйматися без загрози руйнування споруди або прориву напірного фронту. При цьому допускаються пошкодження ГТС та її основи.

9.1.4 Розрахункова сейсмічність майданчика ГТС I^P визначається як сума нормативної сейсмічності $I^{Норм}$ та прирощення сейсмічної інтенсивності ΔI за рахунок ґрунтових умов.

Нормативна сейсмічність $I^{Норм}$ визначається згідно з картами ЗСР-2004 і "Переліком населених пунктів..." (додатки А і Б).

Прирощення ΔI у балах шкали сейсмічної інтенсивності за рахунок ґрунтових умов майданчика ГТС визначається інструментальними і розрахунковими методами сейсмічного мікрорайонування (СМР). За відсутності відповідних досліджень на попередніх стадіях проектування допускається величину I^P приймати за таблицею 5.1 з використанням результатів інженерно-геологічних вишукувань на будівельному майданчику.

Як при сейсмічному мікрорайонуванні, так і при інженерно-геологічних вишукуваннях глибина шару дослідження сейсмічних властивостей ґрунту повинна визначатися, виходячи з особливостей геологічної будови майданчика, але не менше ніж 40 м від підшви споруди (для споруд підкласу СС2-2 і класу наслідків (відповідальності) СС1 за таблицею 9.1, що не входять у склад напірного фронту, – не менше ніж 20 м).

Категорія ґрунту і його фізико-механічні та сейсмічні характеристики повинні визначатися з урахуванням можливих техногенних змін властивостей ґрунтів у процесі будівництва і експлуатації споруд.

Таблиця 9.1 – Застосування методів розрахунку ГТС

Розрахунковий землетрус	Клас, підклас наслідків (відповідальності) споруди		
	СС3, СС2-1	СС2-2, СС1	СС3-СС1
	Водопідпірні, підземні та морські нафтогазопромислові споруди	Водопідпірні і підземні споруди	Решта ГТС
ПЗ	ПДМ	ЛСМ	ЛСМ
МРЗ	ПДМ	–	–

Примітка 1. ПДМ – прямиий динамічний метод розрахунку; ЛСМ – лінійно-спектральний метод розрахунку.
Примітка 2. Перелік споруд класів наслідків (відповідальності) СС3 і СС2-1, що відносяться до водопідпірних споруд, може бути розширений на розсуд проектної організації за рахунок напірних трубопроводів великого діаметра та інших об'єктів, руйнування яких за своїми наслідками ідентичне прориву напірного фронту.

9.1.5 У тих випадках, коли розрахункова сейсмічність майданчика будівництва визначається методами СМР, додатково встановлюються швидкісні, частотні та резонансні характеристики ґрунту основи споруди.

9.1.6 Будівництво гідротехнічних споруд на майданчиках з розрахунковою сейсмічністю 9 балів за наявності ґрунтів III категорії за сейсмічними властивостями вимагає спеціального об'єктування і допускається тільки у виключних випадках.

9.1.7 Проектування надводних будівель, кранових естакад, опор ЛЕП та інших супутніх об'єктів, що входять у склад гідровузлів, слід виконувати відповідно до розділів 6 і 7; при цьому розрахункову сейсмічність будівельного майданчика слід приймати відповідно до цього розділу.

У випадку розташування цих об'єктів, а також конструктивних елементів і технологічного обладнання на гідротехнічних спорудах, сейсмічний вплив задається прискоренням, що діє у відповідній точці основної споруди.

9.2 Врахування сейсмічних впливів і визначення їх характеристик

9.2.1 Сейсмічні впливи враховуються у тих випадках, коли величина складає 6 балів і більше. Сейсмічні впливи включаються у склад аварійних сполучень навантажень і впливів.

9.2.2 Для водопідпірних і підземних ГТС класів наслідків (відповідальності) СС3 і СС2-1, а також морських нафтогазопромислових споруд розрахункові сейсмічні впливи моделюються розрахунковими акселерограмами, які підбираються в залежності від розташування і характеристик основних зон виникнення осередків землетрусу з урахуванням даних щодо швидкісних, частотних і резонансних характеристик ґрунтів, які залягають в основі споруди, а також вздовж траси руху сейсмічних хвиль від осередку до об'єкта. Розрахункові акселерограми у загальному випадку задаються як трикомпонентні.

9.2.3 Для решти гідротехнічних споруд, що не вказані в 9.2.2, характеристикою розрахункового сейсмічного впливу служить величина сейсмічного прискорення основи, яка визначається відповідно до 9.5.1.

9.2.4 У розрахунках ГТС і їх основ враховуються сейсмічні навантаження, розподілені за обсягом споруди і його основи (а також бічних засипок і наносів).

Значення інерційних сил S_{ki} визначаються за формулою (6.1), в якій:

k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів споруди, слід приймати за таблицею 9.2;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруд слід приймати за таблицею 9.3.;

k_3 – коефіцієнт, що враховує кількість поверхів будівлі, приймається 1.

Таблиця 9.2 – Значення коефіцієнта k_1 , що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів гідротехнічних споруд

Тип конструкцій гідротехнічної споруди	Значення k_1 за сейсмічності майданчика, балів			
	6	7	8	9
Бетонні і залізобетонні	0,40	0,42	0,45	0,50
З ґрунтових матеріалів	0,29	0,3	0,31	0,32
Сталеві	0,25	0,26	0,28	0,31
Дерев'яні	0,19	0,2	0,21	0,22
Бутова кладка	0,42	0,45	0,47	0,49
Тканинні і полімерні	0,09	0,11	0,12	0,16

Таблиця 9.3 – Значення коефіцієнта відповідальності гідротехнічних споруд k_2

Ч.ч.	Характеристика споруди	Клас наслідків відмови функціонування	Значення k_2
1	Особливо відповідальні і унікальні споруди	СС3	1
2	Будівлі і споруди, експлуатація яких необхідна при землетрусі або при ліквідації його наслідків (системи енерго- і водопостачання, системи пожежогасіння)	СС3, СС2-2	0,8
3	Споруди, що забезпечують функціонування магістральних залізниць і автомобільних доріг, і штучні споруди транспорту	СС2-2, СС2-1	0,7
4	Споруди, руйнування яких не пов'язане з загибеллю людей, не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища	СС2-2, СС1	0,5

Примітка 1. Об'єкти за рядком 1 затверджуються центральними органами виконавчої влади.

Примітка 2. При використанні карти А0 для споруд класу СС1 значення коефіцієнта k_2 приймається 0,2.

У необхідних випадках враховуються взаємні зрушення блоків у основі споруди, що викликані проходженням сейсмічної хвилі.

Враховуються також можливі наслідки пов'язаних із землетрусом явищ, таких як:

- зміщення вздовж по тектонічним розломам;
- просідання ґрунту;
- обвали і зсуви;
- розрідження водонасичених або слабозв'язних ґрунтів;
- текучість глинистих тиксотропних ґрунтів.

9.3 Розрахунки споруд на сейсмічні впливи

9.3.1 Гідротехнічні споруди в залежності від виду і класу наслідків (відповідальності) споруди та рівня розрахункового землетрусу (ПЗ або МРЗ) розраховуються на сейсмічні впливи:

а) за прямим динамічним методом (ПДМ) із представленням сейсмічного впливу у вигляді набору записів сейсмічного руху основи як функції часу;

б) за лінійно-спектральним методом (ЛСМ).

Галузі застосування методів розрахунку ГТС на сейсмічні впливи наведено у таблиці 9.1.

9.3.2 Динамічні деформаційні характеристики та характеристики міцності матеріалів споруд і ґрунтів основ при розрахунку сейсмостійкості ГТС слід визначати експериментально.

У разі відсутності відповідних експериментальних даних у розрахунках за ЛСМ допускається використовувати кореляційні зв'язки між величинами статичного модуля загальної деформації E_0 (або статичного модуля пружності E_c) і динамічного модуля пружності E_d . Допускається також використання статичних характеристик міцності матеріалів споруди і ґрунтів основи з використанням при цьому додаткових коефіцієнтів умов роботи, які встановлюються нормами проектування конкретних споруд, для врахування впливу на ці характеристики короточасних динамічних впливів.

9.3.3 За наявності в основі, боковій засипці або тілі гідротехнічної споруди водонасичених незв'язних або слабозв'язних ґрунтів слід виконувати дослідження для оцінки області та ступеня можливого зрідження цих ґрунтів за сейсмічних впливів.

9.3.4 Розрахунок сейсмостійкості споруд на повторні сейсмічні впливи слід виконувати за вторинними схемами.

На попередніх стадіях проектування (за відсутності оцінок вірогідності виникнення повторних поштовхів на майданчику гідровузла, що розглядається) допускається виконувати перевірку сейсмостійкості у разі повторних землетрусів з інтенсивністю, зменшеною в порівнянні з інтенсивністю розрахункового землетрусу на 1 бал.

9.3.5 Для визначення напружено-деформованого стану ГТС за сейсмічних впливів слід застосовувати, як правило, розрахункові схеми, які відповідають таким, що й для розрахунку споруди на навантаження і впливи основного сполучення. При цьому слід враховувати напрям сейсмічного впливу відносно споруди і просторовий характер коливань споруди при землетрусі.

Для ряду споруд допускається використовувати двомірні розрахункові схеми: для гравітаційних і ґрунтових гребель у широких створах, підпірних стін та інших масивних споруд – розрахунки за схемою плоскої деформації; для аркових гребель і аналогічних до них конструкцій – розрахунки при схематизації вказаних споруд оболонками середньої товщини, а також пластинами, що працюють у серединній площині як згинальні плити.

В окремих випадках при спеціальному обґрунтуванні також допускається використовувати одномірні схеми, які застосовуються для конструкцій стрижневого типу.

У розрахунках враховується маса рідини, яка знаходиться у внутрішніх порожнинах і резервуарах споруд.

9.3.6 Розміри розрахункової області основи у сукупності з іншими ґрунтовими масивами повинні призначатися таким чином, щоб при збільшенні цих розмірів можна було знехтувати подальшим уточненням результатів розрахунку. Розміри розрахункової області, зайнятої ґрунтовими масивами, повинні давати можливість проявитися граничним станам, що характерні як для споруди, так і для ґрунтових масивів.

Для споруд, що входять у склад напірного фронту, розрахункова область основи, як правило, по своїй нижній границі повинна мати розміри не менше ніж $5H$, а по глибині від підшови споруди – не менше ніж $2H$, де H – характерний розмір споруди (для водопідпірних споруд H – висота споруди).

Якщо на глибині менше ніж $2H$ знаходяться породи, що характеризуються швидкостями розповсюдження пружних зсувних хвиль не менше ніж 1100 м/с, то допускається суміщувати підшову розрахункової області основи з покрівлею вказаних порід.

Для інших видів гідротехнічних споруд розміри розрахункової області основи приймаються проектними організаціями на підставі досвіду проектування подібних споруд.

9.3.7 На змочених поверхнях споруд слід враховувати їх взаємодію з водою при сейсмічних коливаннях. Таке врахування здійснюється шляхом розв'язання зв'язаної задачі гідропружності для системи "споруда – основа – водойма" або шляхом приєднання до маси споруди, віднесеної до точки k на змоченій поверхні споруди, відповідної маси води, що коливається. Приєднана маса води визначається для кожної із компонент вектора зміщень у прийнятій розрахунковій схемі споруди.

Сейсмічний тиск води на споруду допускається не враховувати, якщо глибина водойми біля споруди менше ніж 10 м.

З метою наближення розрахункової схеми до реальних динамічних процесів в системі "споруда – основа – шар рідини" прямі динамічні розрахунки з використанням акселерограм рекомендується виконувати з урахуванням інерційних та хвильових властивостей системи за участю науково-дослідних організацій, що мають розробки в даній галузі.

9.3.8 У розрахунках міцності ГТС з урахуванням сейсмічних впливів у випадку контакту бокових граней споруди з ґрунтом (в тому числі – наносами) слід враховувати вплив сейсмічних дій на величину бокового тиску ґрунту. Конкретні методи визначення бокового тиску ґрунту при врахуванні сейсмічного впливу в розрахунках міцності споруд приймаються проектними організаціями з урахуванням особливостей конструкції споруди і умов її експлуатації.

9.3.9 Перевірка стійкості ГТС та їх основ з урахуванням сейсмічних навантажень повинна здійснюватися відповідно до положень норм проектування конкретних споруд.

У тих випадках, коли за розрахунковою схемою при втраті стійкості споруда зсувається спільно з частиною ґрунтового масиву, в розрахунках стійкості споруд та їх основ слід враховувати сейсмічні сили у частині розрахункової області основи, яка зсувається.

У всіх випадках ґрунтові області, що зсуваються (укоси споруд із ґрунтових матеріалів, ґрунтові масиви, що складають основу, схили і засипка підпірних стін, а також наноси), визначаються з умови граничної рівноваги цих областей з урахуванням всіх навантажень і впливів аварійного сполучення, яке включає сейсмічні впливи.

Конкретні методи визначення граничного стану ґрунтових масивів, що зсуваються, у тому числі й у випадку визначення бокового тиску ґрунту при зсуві, приймаються проектними організаціями з урахуванням особливостей конструкції та умов експлуатації споруд.

Примітка. Якщо ґрунтові масиви примикають до бокових граней споруди з двох сторін, то в розрахунках стійкості слід приймати, що сейсмічні сили в обох ґрунтових масивах діють в одному напрямку і тим самим збільшують загальний тиск ґрунту на одну із бокових граней споруди, і одночасно зменшують тиск на протилежну грань.

9.3.10 У тих випадках, коли прогнозується відкладення наносів у верхній грані споруд, слід враховувати вплив цих наносів у розрахунках міцності та стійкості споруди за сейсмічних впливів. Особлива увага повинна приділятися встановленню можливого розрідження ґрунтів наносів за сейсмічних впливів і розмірів зони цього явища.

9.3.11 У створі споруди, в зоні водосховища і нижньому б'єфі підлягають перевірці на стійкість ділянки берегових схилів, потенційно небезпечних щодо можливості обвалення при землетрусах великих мас гірських споруд і окремих скельних масивів, результатом чого можуть бути пошкодження основних споруд гідровузла, утворення хвиль переливу та затоплення населених пунктів або промислових підприємств, різного роду порушення нормальної експлуатації гідротехнічної споруди.

Для берегових схилів "призначений строк служби" приймається таким, що дорівнює максимальному для споруд даного гідровузла.

9.3.12 У розрахунках стійкості гідротехнічних споруд, їх основ і берегових схилів слід враховувати додатковий (динамічний) поровий тиск, що виникає під впливом сейсмічних дій, а також зміни деформаційних, міцнісних та інших характеристик ґрунту відповідно до 9.3.3.

9.3.13 Висоту гравітаційної хвилі Δh , м, яка враховується при призначенні перевищення гребеня греблі над розрахунковим горизонтом води, у випадку можливості сейсмодектонічних деформацій (зрушень) дна водосховища при землетрусах інтенсивністю I від 6 до 9 балів слід визначати за формулою:

$$\Delta h = 0,4 + 0,76 \cdot (I - 6) . \quad (9.1)$$

9.4 Прямий динамічний метод

9.4.1 Сейсмічне прискорення основи задається розрахунковою акселерограмою землетрусу, яка у загальному випадку являє собою трикомпонентну ($j = 1, 2, 3$) функцію прискорення коливань у часі $\ddot{U}_0(t)$. При цьому зміщення (деформації, напруження і зусилля) визначаються на всьому часовому інтервалі сейсмічного впливу на споруду.

Розрахункові акселерограми, на додаток до параметра a_{Π} , повинні також відповідати всім іншим параметрам, що характеризують розрахункову сейсмічну дію і вказані у 9.2.2. Якщо наявних сейсмологічних даних недостатньо для установлення пікових значень розрахункових прискорень a_{Π} , то на попередній стадії проектування допускається приймати, що значення a_{Π} визначається відповідно до 9.5.1.

Примітка. У якості вихідного сейсмічного впливу можуть задаватися як акселерограми, так і велосиграми або сейсмограми.

9.4.2 Розрахунок на ПЗ здійснюється, як правило, із застосуванням лінійного часового динамічного аналізу, а на МРЗ – нелінійного або лінійного часового динамічного аналізу.

Часовий динамічний аналіз (лінійний і нелінійний) здійснюється із застосуванням покрокового інтегрування диференціальних рівнянь, лінійний динамічний аналіз також допускається виконувати методом розкладення рішення в ряд за формами власних коливань.

9.4.3 Значення максимального пікового прискорення в основі споруди

$$a_{\Pi} = \max |\ddot{U}_0(t)| \quad (9.2)$$

повинне бути не менше прискорень, які визначаються при відповідній розрахунковій сейсмічності за картами сейсмічного зонування території країни або з використанням карт загального сейсмічного районування відповідно до 9.5.1.

9.4.4 Розрахунок гідротехнічних споруд виконується на спільну дію трьох компонент акселерограми. Результати розрахунку (зміщення, деформації, напруження, зусилля) визначаються для всіх моментів часу періоду дії акселерограми і з них вибираються екстремальні значення. При цьому отримані величини, що характеризують стан споруди при її коливаннях за напрямками осей X, Y, Z, підсумовуються за формулою 6.8.

9.4.5 Число форм власних коливань n , які враховуються у розрахунках із застосуванням розкладення рішення за вказаними формами, вибирається таким чином, щоб виконувалися умови:

$$\omega_n \geq 3\omega_1 , \quad (9.3)$$

$$\omega_n \geq 2\omega_c , \quad (9.4)$$

де ω_n – частота останньої форми власних коливань, які враховуються;

ω_1 – мінімальна частота власних коливань;

ω_c – частота, що відповідає піковому значенню на спектрі відгуку розрахункової акселерограми. При цьому число використаних форм коливань повинне складати не менше ніж 3.

9.4.6 Виконуючи динамічний аналіз сейсмостійкості слід використовувати значення параметрів загасання ζ , встановлені на основі динамічних досліджень поведінки споруд за сейсмічних впливів.

За відсутності експериментальних даних про реальні величини параметрів загасання в розрахунках сейсмостійкості допускається застосовувати наступні значення логарифмічних декрементів коливань:

- залізобетонні і кам'яні конструкції: $\delta = 0,3$;
- сталеві конструкції: $\delta = 0,15$.

5.4.7 Напружено-деформований стан підземних споруд слід визначати виходячи з єдиного динамічного розрахунку системи, що включає ґрунтове середовище, яке вміщує підземну споруду і саму споруду. У розрахунках підземних споруд типу гідротехнічних тунелів слід враховувати сейсмічний тиск води.

9.5 Лінійно-спектральний метод

9.5.1 У розрахунках споруд за лінійно-спектральним методом (ЛСМ) матеріали споруд і основи вважаються лінійно-пружними.

Горизонтальне сейсмічне навантаження за i -тою формою власних коливань споруди слід визначати за формулою 6.3. Значення a_0 слід приймати за таблицю 6.5.

9.5.2 Напрямок сейсмічного впливу \ddot{U}_0 при розрахунках за ЛСМ повинен вибиратися таким чином, щоб вплив був найбільш небезпечним для споруди.

За відсутності даних щодо співвідношення горизонтальної та вертикальної компонент сейсмічного впливу допускається розглядати два значення кута між вектором сейсмічного прискорення \ddot{U}_0 і горизонтальною площиною, а саме: 0° і 30° .

Протяжні тунелі допускається розраховувати на сейсмічний вплив у площині, нормальній до осі тунелю.

Окремо стоячі гідротехнічні споруди, змодельовані стрижнями, розраховуються на горизонтальні сейсмічні впливи у площинах найбільшої та найменшої жорсткості.

9.5.3 Допускається виконувати розрахунки, враховуючи наступне число форм власних коливань:

- у розрахунках за одномірною (консольною) схемою – не менше чотирьох ;
- у розрахунках за двомірними схемами не менше ніж 15 для бетонних споруд і 18 – для споруд із ґрунтових матеріалів;
- у розрахунках за просторовими схемами число форм, які враховуються, встановлюється у кожному конкретному випадку відповідно до 6.3.10, але не менше ніж 20 форм для бетонних споруд і 25 – для споруд із ґрунтових матеріалів.

9.5.4 Розрахункові значення зміщень (деформацій, напружень і зусиль), що виникають у споруді з урахуванням всіх форм власних коливань споруди, які враховуються при розрахунку, слід визначати за формулою (6.6).

9.6 Заходи щодо підвищення сейсмостійкості гідротехнічних споруд

9.6.1 За необхідності розташування споруд на ділянці тектонічного розлому основні споруди гідровузла (греблі, будівлі ГЕС, водоскиди) слід розміщувати на структурно єдиному тектонічному блоці, в межах якого виключена можливість взаємних зрушень частин споруди. За неможливості виключення взаємних зрушень частин споруди у проекті повинно бути розроблено спеціальні конструктивні заходи, що дозволяють сприймати диференційовані зрушення без шкоди для безпеки споруди.

9.6.2 Будівництво водопідпірних та інших споруд, що входять у склад напірного фронту, на зсувонебезпечних ділянках допускається тільки у разі здійснення заходів, які виключають утворення зсувних деформацій в основі споруди і берегових схилах у створі споруди. Розраховуючи стійкість схилів на зсувонебезпечних ділянках сейсмічні впливи рекомендується визначати за додатком К.

9.6.3 У разі можливості порушень стійкості споруди, а також розвитку надмірних деформацій у тілі споруди і в основі внаслідок розрідження та інших деструктивних змін стану ґрунтів у основі або тілі споруди під дією сейсмічних впливів, слід передбачати штучне ущільнення або закріплення цих ґрунтів.

9.6.4 Для кам'яно-земляних гребель у сейсмічних районах із верхової сторони ядер і екранів слід передбачати влаштування фільтрів (перехідних шарів); при цьому підбір складу першого шару фільтру повинен забезпечувати кольматацію (самозалічування) тріщин, які можуть утворюватися у протифільтраційному елементі при землетрусі.

9.6.5 Верхові водонасичені призми гребель із ґрунтових матеріалів слід проектувати із великозернистих ґрунтів з підвищеними коефіцієнтами неоднорідності і фільтрації (кам'яна накидка, гравіюваті, галькуваті ґрунти тощо), котрим властива обмежена здатність до розрідження за сейсмічних впливів. За необхідності зменшення об'єму великозернистого матеріалу в тілі верхової призми допускається введення горизонтальних шарів із великозернистих (великоуламкові) сильно дренуючих матеріалів.

Примітка. Положення даного пункту не розповсюджуються на гідротехнічні споруди із ґрунтових матеріалів з екраном.

9.6.6 З метою підвищення стійкості верхової упорної призми гребель із ґрунтових матеріалів з ядрами або діафрагмами за сейсмічних впливів слід розробляти заходи, які забезпечують зниження надлишкового порового тиску в ґрунтах, зокрема максимальне ущільнення незв'язних ґрунтів, укріплення укосів кам'яною накидкою, влаштування додаткових дренуючих шарів тощо.

9.6.7 Проектуючи греблі та інші водопідпірні споруди у сейсмічних районах, підвищення їх сейсмостійкості слід виконувати за допомогою заходів (одного або декількох) із нижченаведеного переліку, здійснюючи вибір на основі їх техніко-економічного порівняння:

- 1) уширення поперечного профілю греблі;
- 2) полегшення верхньої частини споруд шляхом застосування оголовків мінімальної ваги, влаштування верхньої частини споруди у вигляді стінки контрфорсної або рамної конструкції, виконання пустот у пригребеневій зоні споруди тощо;
- 3) заглиблення підшви споруди до скельних порід;
- 4) закріплення основи, складеної нескельними ґрунтами, шляхом ін'єктування цих ґрунтів;
- 5) обтискання бетону у верхової грані бетонних гребель за допомогою напружуваних анкерів;
- 6) захист напірної грані греблі з ґрунтових матеріалів водонепроникним екраном;
- 7) використання для масивних гравітаційних гребель клинової ("токтогульської") розрізки споруди на секції;
- 8) застосування просторово-працюючих масивних гравітаційних гребель;
- 9) влаштування периметрального шва для аркових гребель;
- 10) використання здвоєних контрфорсів або розташування розпірних балок між контрфорсами для контрфорсної греблі;
- 11) створення перед бетонною греблею стаціонарної повітряної подушки, що знижує інтенсивність гідродинамічного тиску на споруду, яка коливається;
- 12) влаштування антисейсмічних поясів;
- 13) використання "армованого ґрунту" для зведення земляних гребель.

9.6.8 Для підвищення сейсмостійкості гребель, що експлуатуються, які мають дефіцит сейсмостійкості, слід розглядати заходи 1, 2, 5, 10, 11 із переліку, приведеного в 9.6.7, а також ін'єкцію упорних призм ґрунтових гребель цементними або іншими розчинами.

9.6.9 Портові загороджувальні споруди за розрахункової сейсмічності майданчика 8 і 9 балів слід зводити з накидки каменя, звичайних і фасонних масивів або масивів гігантів. Кути нахилу укосів цих споруд за сейсмічності 8 і 9 балів слід зменшувати відповідно не менше ніж на 10 % і 20 % відносно допустимих у несейсмічних районах.

9.6.10 За спеціального обґрунтування портові загороджувальні споруди у вигляді конструкцій безрозпірного типу допускається зводити із розробкою заходів, що підвищують їх сейсмостійкість.

9.6.11 Проектуючи портові загороджувальні споруди, доцільно приймати технічні рішення, які підвищують їх сейсмостійкість, а саме:

- розташування споруд на основах, складених більш міцними ґрунтами;

– уширення підшви і надання поперечним перерізам цих споруд симетричного профілю (відносно вертикальної повздовжньої площини);

– улаштування за довжиною споруд антисейсмічних швів, у межах яких конструкція, ґрунтові умови, глибини, навантаження тощо незмінні.

9.6.12 Портові причальні споруди за розрахункової сейсмічності 8 і 9 балів слід, як правило, зводити у вигляді конструкцій, які не зазнають одностороннього тиску ґрунту. За неможливості дотримання цієї умови перевагу слід надавати заанкерованим стінкам із металевого шпунта при нескельних основах і стінкам із масивів-гігантів при скельних основах.

Для підвищення сейсмостійкості причалів і набережних типу збірних гравітаційних стін слід, як правило, укрупнювати розміри збірних елементів, а омонолічування конструкцій виконувати зі зварюванням випусків арматури або закладних деталей. За розрахункової сейсмічності майданчика, що не перевищує 8 балів, допускається застосування збірних гравітаційних стін у вигляді кладки з елементів типу звичайних масивів із виконанням конструктивних заходів для створення умов спільної роботи цих елементів.

9.6.13 Для конструкцій причалів естакадного типу в якості опор слід застосовувати сталеві труби, коробки із шпунта, попередньо напружені центрифуговані залізобетонні оболонки. Застосування призматичних залізобетонних паль допускається за спеціального обґрунтування.

Горизонтальну жорсткість естакад за необхідності слід забезпечувати, застосовуючи похилі палі або вводячи додаткові діагональні в'язі між окремими конструктивними елементами.

Конструкція в'язей між окремими секціями повинна виключати можливість крихкого руйнування цих в'язей за сейсмічних коливань. Доцільність з'єднання між собою окремих секцій спеціальними в'язями встановлюється за розрахунками на основне і аварійне сполучення навантажень.

9.6.14 Для підвищення сейсмостійкості причалів у вигляді заанкерених стін із металевого шпунта доцільно у якості анкерних опор використовувати козлові системи. У разі застосування у якості опор анкерних плит або анкерних стінок слід передбачати додаткові заходи щодо забезпечення їх сейсмостійкості (ретельного ущільнення ґрунту перед ними, улаштування призм із великоуламкових матеріалів тощо).

За розрахункової сейсмічності майданчика будівництва 7 і більше балів доцільно застосовувати спеціальні компенсатори для вирівнювання зусиль у анкерних тяжах і лицьових шпунтових стінах.

Кранові колії за шпунтовими стінами слід улаштовувати на пальовій основі.

9.6.15 Для підвищення сейсмостійкості конструкцій причалів гравітаційного типу слід, як правило, укрупнювати розміри збірних елементів. При цьому замонолічення окремих конструктивних елементів виконувати із зварюванням випусків арматури або сталевих закладних деталей.

За розрахункової сейсмічності будівельного майданчика, що не перевищує 8 балів, допускається застосування збірних конструкцій у вигляді кладки зі звичайних або пустотілих масивів при виконанні конструктивних заходів для створення умов їх спільної роботи.

9.6.16 Споруджуючи причали у вигляді заанкерених шпунтових стін або конструкцій з масивів-гігантів, або інших збірних елементів повинні передбачатися заходи, які сприяють зменшенню осадок територій.

Улаштування територій з мілкого піску шляхом рефулювання не допускається.

9.6.17 Покриття новоутворених територій повинні влаштовуватися зі збірних залізобетонних плит.

9.6.18 Ступінь сейсмостійкості портових ГТС, які експлуатуються, повинен оцінюватися за результатами інженерного обстеження на основі експериментального визначення фактичних динамічних характеристик споруд із наступними повірочними розрахунками на сейсмічні впливи відповідно до нормативних вимог.

9.7 Геодинамічний моніторинг гідротехнічних споруд

9.7.1 У проектах водопідірних споруд класів наслідків (відповідальності) СС3 і СС2-1 за розрахункової сейсмічності майданчика будівництва для ПЗ 7 балів і вище, а також за можливості небезпечних проявів інших геодинамічних процесів (сучасних тектонічних рухів, зсувів, різких змін напружено-деформованого стану або гідрогеологічного режиму верхніх частин вміщуючого геологічного середовища тощо) слід передбачати створення комплексної системи геодинамічного моніторингу, яка включає:

- сейсмологічний моніторинг за природними і техногенними землетрусами на ділянці греблі та поза зоною водосховища;
- інженерно-сейсмометричний моніторинг на спорудах і берегових приляганнях;
- геофізичний моніторинг фізико-механічних властивостей і напружено-деформованого стану споруди та основи, а також району розташування гідровузла;
- геодезичний моніторинг деформаційних процесів, що відбуваються у споруді і основі, а також земній поверхні в районі водосховища;
- тестові динамічні випробування споруди;
- проведення перевірочних розрахунків сейсмостійкості та оцінка сейсмічного ризику у випадку змін сейсмічних умов майданчика будівництва, властивостей основи і споруди під час експлуатації;
- систему регламентних заходів персоналу діючої гідротехнічної споруди щодо запобігання або зниження негативного впливу небезпечних геодинамічних процесів і явищ у період експлуатації.

Конкретні склад і методи спостережень та досліджень визначаються спеціалізованою організацією.

Геодинамічний моніторинг проводиться комплексно та охоплює період від початку будівництва до завершення експлуатації гідротехнічної споруди.

9.7.2 Всі ГТС незалежно від їх призначення, класу, конструкції та матеріалу виготовлення повинні підлягати обстеженню після кожної сейсмічної події інтенсивністю 5 балів і вище. При цьому повинні бути оперативно проаналізовані показання всіх видів контрольно-вимірювальної апаратури, встановленої у споруді, а також проведено огляд споруди. На основі встановлених фактів виконується експертна і розрахункова оцінка міцності, стійкості та експлуатаційних властивостей споруди.

10 УКОСИ

10.1 Загальні вимоги

10.1.1 Розробляючи проект, необхідно виконати перевірку стійкості ґрунтових основ для будівель, що зводяться на природних або штучних схилах, або поблизу таких схилів, з метою забезпечення безпеки та/або експлуатаційної надійності будівель при проектному землетрусі.

10.1.2 В умовах дії навантаження при землетрусі граничним станом для схилів є такий, після якого мають місце неприйнятно великі залишкові переміщення ґрунтового масиву в межах глибини, яка є значущою як для конструктивних, так і функціональних впливів на будівлі.

10.1.3 Перевірку стійкості можна не проводити для будівель класу наслідків (відповідальності) СС3, якщо відомо, що ґрунти основи на будівельному майданчику є стійкими.

10.2 Методи розрахунку

10.2.1 Реакція ґрунтових схилів на проектний землетрус повинна визначатися шляхом використання відомих методів динамічного розрахунку, таких як моделі на основі скінченних елементів або жорстких блоків, або з допомогою спрощених методів.

10.2.2 При моделюванні механічної поведінки ґрунту повинно бути прийнято до уваги пом'якшення реакції зі збільшенням деформації, а також можливі ефекти зростання тиску під впливом циклічного навантаження.

10.2.3 Перевірка стійкості може здійснюватися за допомогою спрощених методів, коли топографія поверхні і стратиграфія ґрунту не надають дуже різких порушень.

10.2.4 Умова граничного стану повинна бути підтверджена для найменш безпечної потенційної поверхні ковзання.

10.2.5 Умова граничного стану за експлуатаційною надійністю може бути перевірена шляхом обчислення залишкового переміщення масиву обвалення з використанням спрощеної динамічної моделі, складеної з жорстких блоків обвалення з протидіючими силами тертя та зчеплення на схилі. У цій моделі сейсмічний вплив має бути представлений змінним у часі.

Спрощені методи не повинні застосовуватися для ґрунтів, у яких можливе виникнення високих величин порового тиску води або значне ослаблення жорсткості під дією циклічного навантаження.

10.2.6 Зростання порового тиску необхідно оцінювати з використанням відповідних випробувань. За відсутності таких випробувань і з метою попереднього проектування це може бути оцінено з допомогою емпіричних залежностей.

10.2.7 Для водонасичених ґрунтів необхідно розглянути можливе ослаблення міцності і зростання порового тиску при циклічному навантаженні.

10.3 Потенційно розріджувані ґрунти

10.3.1 Зниження міцності на зсув і/або жорсткості, викликане збільшенням порового тиску води в насичених незв'язних ґрунтах в процесі коливань основи при землетрусі, які призводять до значних залишкових деформацій або навіть до стану майже нульового ефективного напруження в ґрунті, призводить до розрідження ґрунту.

10.3.2 Оцінка схильності до розрідження ґрунту повинна проводитися, якщо ґрунти мають протяжні шари або товсті лінзи рихлого піску, які містять дрібні фракції мулу/глини нижче рівня ґрунтових вод, а також коли рівень ґрунтових вод знаходиться близько до поверхні ґрунтів. Така оцінка повинна виконуватися для вільних польових умов майданчика.

10.3.3 Для проведення досліджень потенційного розрідження ґрунту рекомендується проводити на майданчику стандартні випробування методом динамічного зондування (SPT) або випробування методом статичного зондування (CPT), а також лабораторні дослідження кривих розподілу розміру зерен ґрунту.

10.3.4 Для стандартних випробувань методом динамічного зондування виміряні значення кількості ударів N_{SPT} , виражені в ударах/30 см, повинні бути нормовані за номінальним тиском верхніх шарів порід 100 кПа і за відношенням енергії удару до теоретичної енергії вільного падіння, що дорівнює 0,6. Для глибин менш ніж 3 м виміряні значення N_{SPT} слід зменшити на 25 %.

10.3.5 Рекомендується здійснювати оцінку впливу ефектів верхніх порід шляхом множення виміряного значення N_{SPT} на коефіцієнт $100 / (\sigma'_{v0})^{0,5}$, де σ'_{v0} , кПа – ефективний тиск верхніх порід, що діє на глибині, на якій виконувалося вимірювання при стандартних випробуваннях. Значення цього коефіцієнта повинно бути не меншим ніж 0,5, але не більшим ніж 2.

10.3.6 Визначення енергії вимагає множення значення кількості ударів N_{SPT} на коефіцієнт $ER/60$, де ER – величина, що у сто разів перевищує коефіцієнт використання енергії, характерний для випробувального обладнання.

10.3.7 Для будівель з фундаментами мілкого закладання оцінку схильності до розрідження можна не проводити, якщо насичені піщані ґрунти знаходяться на глибинах понад 15 м від поверхні ґрунту.

10.3.8 Небезпекою розрідження можна знехтувати, якщо $a_0 \cdot S < 0,15$, де a_0 – відносне прискорення ґрунту; S – коефіцієнт, який характеризує властивості ґрунту і визначений відповідно до 3.2.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1998-1, та виконується хоча б одна з наступних умов:

– піски мають вміст глини понад 20 % з показником пластичності $P_l > 10$;

– піски мають вміст мулу понад 35 % і, в той же час, кількість ударів при випробуваннях стандартним методом, нормалізована для ефектів верхніх шарів і коефіцієнта використання енергії, складає $N_1(60) > 20$;

– піски є чистими за кількості ударів за стандартних випробувань, нормалізованих для ефектів верхніх шарів і коефіцієнта використання енергії, $N_1(60) > 30$.

10.3.9 Якщо небезпекою розрідження не можна знехтувати, її необхідно оцінити загально-прийнятими методами інженерної геотехніки на підставі кореляції між вимірюваннями на місці і критичними циклічними напруженнями при зсуві, які виявляли розрідження під час минулих землетрусів.

10.3.10 Якщо ґрунти визнані схильними до розрідження і вважається, що наступні ефекти здатні вплинути на несучу здатність або стійкість фундаментів, для забезпечення стійкості фундаменту повинні бути вжиті заходи щодо поліпшення характеристик ґрунту і використання пальового ростверку.

10.3.11 Поліпшення ґрунту проти розрідження полягає або в ущільненні ґрунту для збільшення опору проникненню за межі небезпечного діапазона, або у використанні дренажу для зменшення надмірного тиску порової води, створюваного струсом ґрунту.

10.3.12 Використання тільки пальових фундаментів слід розглядати з обережністю у зв'язку з великими зусиллями, які можуть виникати в палях у зв'язку з втратою здатності до опору ґрунту в розріджуваному шарі або шарах ґрунту.

10.4 Підвищене осідання ґрунтів при циклічних навантаженнях

10.4.1 Схильність ґрунтів основи до ущільнення і надмірного осідання, які викликані циклічними напруженнями при землетрусі, повинна бути врахована, якщо на невеликій глибині є протяжні шари або потужні лінзи сипучих ґрунтів, ненасичених, незв'язних матеріалів.

10.4.2 Надмірне осідання може також відбуватися в дуже м'яких глинах через циклічне ослаблення їх міцності на зсув під впливом тривалого струсу ґрунтів основи.

10.4.3 Можливе ущільнення ґрунтів основи повинне виконуватися наявними методами інженерної геотехніки.

10.4.4 Якщо осідання, викликані ущільненням або циклічним ослабленням, виявляються здатними вплинути на стійкість фундаментів, слід приділяти увагу способам поліпшення властивостей ґрунтової основи.

11 ВІДНОВЛЕННЯ, ПІДСИЛЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

11.1 Вимоги цього розділу поширюються на будівлі та споруди:

- а) які отримали пошкодження під час землетрусу;
- б) збудовані без відповідних антисейсмічних заходів або за їх недостатності, а також у випадках зміни розрахункової сейсмічності території;
- в) які реконструюються.

11.2 Відновлення, підсилення та реконструкція будівель або споруд виконується:

- а) для переобладнання з метою часткової або повної зміни об'ємно-планувального рішення та (або) функціонального призначення;
- б) для підвищення сейсмостійкості або приведення у відповідність до вимог діючих норм;
- в) при підвищенні експлуатаційного навантаження на несучі елементи будівлі або споруди;
- г) при закінченні встановленого терміну експлуатації.

11.3 Вибираючи способи підсилення несейсмостійких житлових, громадських і промислових будівель необхідно керуватися загальними принципами проектування для сейсмічних районів, викладених у цих нормах. Елементи будівлі з недостатньою несучою здатністю виявляються за розрахунком. Розробляючи проект підсилення, незалежно від результатів розрахунку, слід враховувати конструктивні вимоги, викладені в розділі 7.

11.4 У випадках, коли повне виконання конструктивних вимог цих норм неможливе або їх виконання призводить до економічної недоцільності підсилення, допускається реалізація обґрунтованих розрахунком технічних рішень підсилення будівлі при неповній відповідності вимогам цих норм з їх погодженням у встановленому порядку. При цьому прийнятий рівень виконання вимог цих норм повинен бути обґрунтований в залежності від економічної доцільності та необхідного строку служби будівлі (споруди).

11.5 Відновлення, підсилення та реконструкція несучих конструкцій може мати наступні рівні:

- а) відновлення стану конструкцій до рівня, який передував пошкодженню;
- б) підвищення сейсмооснащенності до рівня вище початкового;
- в) підсилення несучих конструкцій до рівня, який відповідає вимогам діючих будівельних норм.

11.6 Рішення про відновлення або підсилення будівель (споруд) повинні прийматися з урахуванням їх фізичного або морального зносу та соціально-економічної доцільності заходів щодо відновлення або підсилення.

З метою визначення ступеню пошкодження або фізичного зносу, встановлення можливості подальшої експлуатації будівель (споруд) повинна виконуватися оцінка їх технічного стану та несучої здатності конструкцій.

11.7 Рівень відновлення, підсилення та реконструкції призначається замовником у залежності від відповідальності будівлі та її функціонального призначення, а також на основі результатів обстежень та вказується у завданні на проектування.

11.8 Проект підвищення сейсмостійкості будівель та споруд слід розробляти на основі проектно-документації та матеріалів детального натурального обстеження ґрунтової основи та конструктивних елементів будівлі.

У проекті слід використовувати, як правило, наступні технічні заходи:

- а) зміна об'ємно-планувальних рішень шляхом поділу будівель складних конструктивних схем на відсіки простої форми антисейсмічними швами, розбирання верхніх поверхів будівлі, влаштування додаткових елементів жорсткості для забезпечення симетричного розташування жорсткостей у межах відсіку та зменшення відстані між ними;
- б) підсилення стін, рам, вертикальних в'язей для забезпечення сприйняття зусиль від статичних і від розрахункових сейсмічних впливів;
- в) збільшення жорсткості дисків перекриття та надійності з'єднання їх елементів, улаштування або підсилення антисейсмічних поясів;
- г) забезпечення надійних зв'язків між стінами різних напрямків, між стінами та перекриттями;
- д) підсилення елементів з'єднання збірних конструкцій стін;
- е) підсилення конструктивної схеми будівлі (споруди), в тому числі шляхом введення системи додаткових конструктивних елементів;
- ж) зменшення сейсмічного навантаження, у тому числі шляхом зниження маси будівлі (споруди) і елементів підсилення;
- з) використання гасників коливань, сейсмоізоляції та інших методів регулювання сейсмічної реакції;
- і) зміна функціонального призначення (зниження рівня відповідальності).

Відновлюючи несучу здатність залізобетонних конструкцій з тріщинами до рівня від 0,7 до 0,9 відносно початкової величини допускається застосування ін'єктування будівельними розчинами на цементному зв'язуючому.

11.9 Визначення несучої здатності конструкцій повинне здійснюватися за результатами їх обстеження та оцінки технічного стану шляхом виконання розрахунку будівлі (споруди) на розрахункову сейсмічну дію з урахуванням даних інструментального вимірювання фактичної міцності матеріалів конструкції. При цьому розрахункове значення міцності матеріалів повинне визначатися на основі статистичного аналізу "розкиду" її величин, виміряних у межах поверху будівлі, як мінімальне значення у довірчому інтервалі нормального розподілу із забезпеченістю 0,95.

Підсилення конструкцій повинне призначатися на основі оцінки несучої здатності головних конструктивних елементів, відповідальних за загальну стійкість будівлі або споруди.

11.10 Проектуючи відновлення, підсилення або підвищення сейсмостійкості, необхідно передбачати максимальне збереження існуючих конструкцій без пошкоджень або елементів, для яких в результаті розрахунку на сейсмічні навантаження несуча здатність виявиться вище діючих зусиль. У подібних випадках не рекомендується призначати технічні рішення, що погіршують однорідність і цілісність конструкції, наприклад, використання залізобетонних стовпів шляхом прорізування кам'яної кладки, порушуючи при цьому її цілісність.

11.11 Оцінюючи несучу здатність конструкцій, що зберігаються, слід враховувати:

- а) просторову роботу;
- б) дійсну роботу вузлів сполучення елементів, у тому числі каркаса та стінового заповнення;
- в) перерозподіл зусиль за рахунок розвитку пластичних деформацій, в тому числі тріщиноутворення;
- г) відповідність конструктивної та розрахункової схем;
- д) спільну роботу елементів каркаса та перекриття;
- е) податливість ґрунтової основи.

Узагальнення найбільш поширених способів відновлення, підсилення та реконструкції наведено в таблиці 11.1.

Таблиця 11.1 – Класифікація способів реконструкції

Види конструкцій	Рівень реконструкції			
	Відновлення	Підсилення	Підвищення сейсмостійкості до рівня, що відповідає вимогам цих Норм	Заміна, демонтаж
Основа	– Ін'єктування	– Ін'єктування	– Додаткове ущільнення – Водозниження	–
Фундаменти	– Ін'єктування – Влаштування гідроізоляції	– Влаштування обойм розвантажних конструкцій	– Влаштування обойм розвантажних конструкцій – Зміна розрахункової схеми	– Розширення підшви фундаментів
Стіни та каркаси	– Ін'єктування – Нанесення армооболонки, штукатурок	– Покращення регулярності розподілу жорсткостей – Підсилення стін (оболонки, шпонки, скобки, стяжки), рам (обойми) – Підсилення зв'язків між стінами	– Покращення регулярності розподілу жорсткостей – Підсилення вертикальних в'язей жорсткості – Вертикальний натяг – Влаштування ядер жорсткості та розвантажних поясів – Зміна конструктивної схеми	– Демонтаж верхніх поверхів
Перекриття	– Ін'єктування	– Влаштування армованих стяжок – Збільшення перерізу	– Збільшення жорсткості перекриттів та анкерування їх у поясах стін – Натяг, зтяжки, шпренгелі – Зміна конструктивної схеми	– Заміна перекриттів
Покрівля	– Відновлення окремих елементів	– Збільшення перерізу	– Зміна конструктивної схеми	– Заміна елементів конструкцій

11.12 При реконструкції, особливо у випадках прибудов і/або надбудов, прийняті технічні рішення повинні забезпечувати потрібну сейсмостійкість усієї будівлі в цілому.

11.13 Використовуючи принципово нові конструктивні рішення підсилення або відновлення будівель та споруд, розробку проектної документації необхідно виконувати за наукового супроводу та за участі спеціалізованих науково-дослідних і проектних організацій відповідно до ДБН В.1.2-5.

11.14 Відновлені, підсилені та реконструйовані об'єкти підлягають обов'язковому прийняттю у встановленому для звичайних об'єктів порядку з обов'язковим складанням паспорта про технічний стан і клас (рівень) сейсмостійкості.

12 ПРОЕКТУВАННЯ СИСТЕМ СЕЙСМОІЗОЛЯЦІЇ БУДІВЕЛЬ

12.1 Загальні положення

12.1.1 Цей розділ містить загальні положення щодо проектування систем сейсмоізоляції будівель різного призначення.

12.1.2 У розділі розглядається пасивні системи сейсмоізоляції будівель, що не вимагають додаткових джерел енергії для забезпечення гасіння коливань.

12.1.3 Під сейсмоізоляцією мається на увазі ізоляція будівель від коливань ґрунту за сейсмічного впливу.

12.2 Область застосування

12.2.1 Система сейсмоізоляції застосовується в будівлях різного призначення; при цьому вона може бути використана як при будівництві нових, так і при реконструкції існуючих будівель.

12.2.2 Система сейсмоізоляції призначена для зниження сейсмічної реакції будівель і захисту їх від землетрусів. Вона може також застосовуватися при захисті будівельних об'єктів від промислових вібрацій і ударних хвиль, таких як хвилі від вибухів на кар'єрах, вібрацій від руху поїздів метрополітену, віброактивного промислового обладнання тощо.

12.2.3 Зменшення сейсмічної реакції досягається за рахунок збільшення періоду коливань основного тону ізольованої системи, зменшення амплітуд форми основного тону коливань, збільшення демпфування системи, а також комбінацією цих процесів.

12.2.4 Систему сейсмоізоляції слід розміщувати нижче основної маси конструкцій, як правило, між фундаментом і верхньою частиною будівлі (суперструктурою).

12.2.5 Система сейсмоізоляції складається з лінійних та нелінійних елементів (сейсмоізолюючих блоків), що мають високі пружні дисипативні властивості: пружин, гумових або гумометалевих блоків, фрикційних демпферів (сталевих або пластмасових блоків ковзання), пружно-пластичних (металевих і свинцевих блоків), пружно-в'язких гідравлічних демпферів тощо. Можна застосовувати окремі елементи або комбінації з них, використовувати пристрої опору вітровим навантаженням і пристрої з обмеження переміщень.

12.3 Основні вимоги до систем сейсмоізоляції

Системи сейсмоізоляції повинні мати:

- високу вертикальну жорсткість;
- низьку зсувну жорсткість для підвищення ефективності сейсмоізоляції в горизонтальному напрямку;
- можливість прояву великих горизонтальних переміщень при землетрусах;
- велику дисипацію енергії;
- обмежені переміщення в горизонтальному напрямку при несейсмічних навантаженнях;
- високу надійність і відсутність можливості відмови;
- високий рівень захисту інженерного обладнання і виключати пошкодження несучих елементів.

12.4 Основні вимоги щодо проектування системи сейсмоізоляції

12.4.1 Проектуючи систему сейсмоізоляції необхідно виконати наступні вимоги:

- центр жорсткості системи сейсмоізоляції повинен збігатися з центром мас надземної частини будівлі;
- схема розташування елементів системи в плані повинна відповідати розташуванню несучих елементів наземної і підземної частин будівлі;
- місця установки сейсмоопор повинні розташовуватися рівномірно з урахуванням конфігурації будівлі і розподілу вертикальних навантажень;
- пружні елементи опору вітровому навантаженню і обмежувачі переміщень повинні бути розташовані по периметру будівлі симетрично і рівномірно;
- відстань між елементами системи сейсмоізоляції під несучими конструкціями будівлі не повинні перевищувати розрахункові.

12.4.2 Між фундаментами і верхньою частиною конструкції будівлі (суперструктурою) повинно бути передбачено достатній простір для забезпечення огляду, технічного обслуговування і заміни елементів системи сейсмоізоляції.

12.4.3 Елементи системи сейсмоізоляції повинні бути закріплені як на фундаменті (субструктурі), так і на верхній частині конструкції будівлі (суперструктурі).

12.4.4 Система сейсмоізоляції повинна бути спроектована так, щоб вертикальні і горизонтальні коливання будівлі могли реєструватися спеціальною апаратурою (сейсмометрами і акселерометрами); при цьому моніторинг слід проводити на трьох рівнях: над і під системою сейсмоізоляції і на верхньому перекритті будівлі.

12.4.5 Матеріали (метали, пластмаси, гума тощо), що використовуються при виготовленні і монтажі елементів сейсмоізоляції, повинні відповідати існуючим нормативним документам.

12.4.6 Між ґрунтом і сейсмоізолюваною верхньою частиною будівлі необхідно передбачити достатній простір, щоб забезпечити переміщення ґрунту в усіх напрямках.

12.4.7 Елементи сейсмоізоляції повинні бути захищені від небезпечного впливу навколишнього середовища: вогню, агресивного впливу хімічних і біологічних компонентів. Необхідно передбачити протипожежний захист. Необхідно також підтримувати стан сейсмічних зазорів навколо системи ізоляції: елементи слід захищати від опадів, будівельного і побутового сміття тощо.

12.4.8 Службові комунікації будівель (трубопроводи, кабелі, системи вентиляції тощо) повинні включати гнучкі з'єднання і спеціальні компенсатори, які забезпечать рухливість надземної частини будівлі.

12.4.9 Сейсмоізолюючі блоки (СБ) слід розміщувати, як правило, на фундаменті або в рівні цокольних поверхів будівлі.

12.4.10 Фундаменти будівель повинні проектуватися відповідно до вимог діючих норм з проектування основ і фундаментів.

12.4.11 Фундаменти під СБ можуть бути: стрічковими, стовпчастими, палі з ростверком тощо. Стовпчасті фундаменти повинні бути з'єднані між собою жорсткими в'язями.

12.4.12 Для забезпечення рівномірного розподілу горизонтального і вертикального сейсмічних навантажень, яких зазнають ізолятори, над і під ними необхідно запроектувати жорстку систему з балок. Система верхніх балок повинна бути жорстко пов'язана з наземною частиною будівлі. Виникнення крутильних моментів в конструктивних елементах верхньої системи балок не допускається.

12.4.13 Система сейсмоізоляції може бути запроектована: з сейсмоізолюючих блоків із застосуванням спеціальних демпфуючих пристроїв, а також пристроїв з обмеження переміщень при горизонтальних навантаженнях (рівні коливань, що виникають в будівлі, повинні відповідати вимогам санітарних норм).

12.4.14 Місця влаштування систем сейсмоізоляції в плані слід розташовувати рівномірно з урахуванням конфігурації будівлі і розподілу вертикальних навантажень. Відстані між сейсмічними ізоляторами під несучими стінами не повинні перевищувати 3 м. Рекомендується розміщувати вертикальні сейсмоізолятори в одному горизонтальному рівні.

12.4.15 Мінімальний зазор між будівлею з сейсмоізоляцією і оточуючими підпірними стінами або іншими будівлями повинен бути не менше максимального розрахункового горизонтального переміщення сейсмоізольованої частини будівлі.

12.4.16 При влаштуванні декількох СБ на одному опорному елементі, відстань між двома сейсмозахисними блоками повинна забезпечувати їх установку і подальшу заміну.

12.4.17 Слід передбачити надійні з'єднання опорних пластин з наземними конструкціями і фундаментом, а також конструктивні заходи, що забезпечують сприйняття розрахункових зусиль у вузлах.

12.4.18 Вимоги до розміщення обладнання в будівлі, вимоги щодо забезпечення його безпеки за експлуатації встановлюються у проектній документації на основі міжнародних і національних стандартів.

12.4.19 Проектуючи будівлі з системою сейсмоізоляції, слід передбачати і перевіряти розрахунком кріплення високого і важкого обладнання до несучих конструкцій будівель, а також враховувати сейсмічні зусилля, що виникають при цьому в несучих конструкціях.

12.5 Основні вимоги щодо проектування і розрахунку елементів системи сейсмоізоляції

12.5.1 Гумові й гумометалеві елементи повинні бути запроектовані і розраховані з урахуванням вертикального і горизонтального навантажень від сейсмічного впливу і вітру з урахуванням умов навколишнього середовища, старіння гуми, зовнішньої температури і впливу шкідливих речовин.

12.5.2 Елементи системи сейсмоізоляції (гумові й гумометалеві елементи) повинні мати високу дисипацію енергії.

12.5.3 Конструкція системи сейсмоізоляції повинна бути такою, щоб залишатися стійкою і зберігати пружно-в'язкі характеристики за одночасної дії вертикальної і горизонтальної компонент сейсмічного впливу.

12.5.4 При проектуванні повинна бути виконана перевірка несучої здатності елементів системи сейсмоізоляції.

12.5.5 Механічні характеристики пружнов'язких елементів системи сейсмоізоляції (для даного випадку жорсткість гумових блоків на стиск і зсув) не повинні відрізнятися більше ніж на 5 % – 10 %.

12.5.6 Елементи системи сейсмоізоляції кріпляться до монолітних конструкцій (плит перекриття і ростверку) будівлі, розташованих зверху і знизу системи сейсмоізоляції.

12.5.7 Безпечне функціонування елементів системи сейсмоізоляції необхідно оцінювати при таких положеннях:

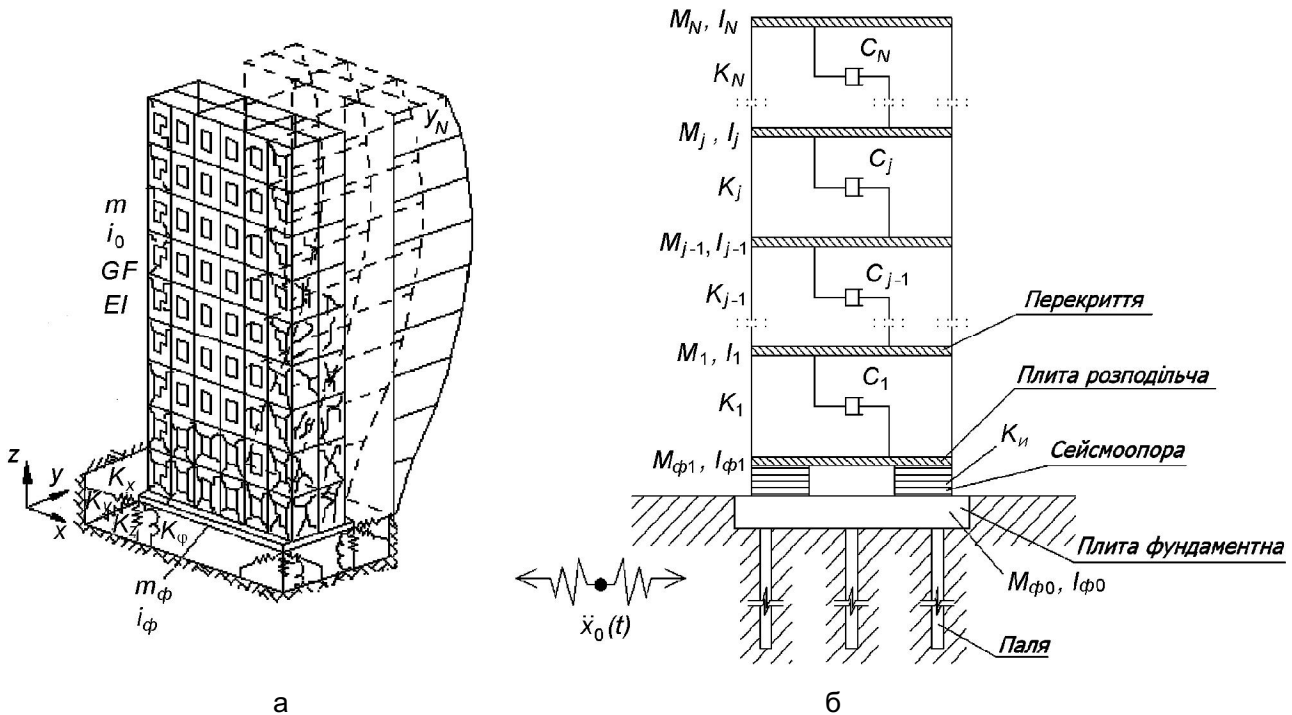
а) при максимально можливих вертикальних і горизонтальних зусиллях сейсмічного впливу, включаючи також ефекти перекидання;

б) сумарне горизонтальне переміщення верхньої частини будівлі необхідно розраховувати з урахуванням ефектів повзучості, температури і вертикальної деформації пружних елементів.

12.5.8 Стійкість гумових і гумометалевих пружно-в'язких елементів слід перевіряти при випробуванні блоків на горизонтальний зсув; його величина повинна відповідати проектному максимальному переміщенню за сейсмічного впливу.

12.6 Основні положення динамічного розрахунку будівель з системою сейсмоізоляції

12.6.1 Розраховуючи будівлі з системою сейсмоізоляції слід застосовувати просторову або плоску динамічну розрахункову модель системи "основа – фундамент – сейсмоопори – наземна частина будівлі (споруди)" (рисунок 12.1). При розрахунках необхідно дотримуватися наступної умови: періоди власних коливань будівлі на РСБ за основною формою коливань повинні бути не менше 1 с.



M_{ϕ}, I_{ϕ} – маса і момент інерції маси фундаменту; M_j, I_j, K_j, C_j – відповідно, маса, момент інерції маси, жорсткість і демпфування j -го поверху будівлі

Рисунок 12.1 – Умовна просторова динамічна модель будівлі на сейсмоопорах (а) і плоска модель в перетині по висоті (б)

12.6.2 Розрахункова просторова динамічна модель системи "основа – фундамент – сейсмоопори – наземна частина будівлі (споруди)" розробляється з урахуванням нелінійної роботи матеріалів конструкцій верхньої частини і фундаменту, фактичних жорсткосних і демпфуючих характеристик сейсмоопор, визначених за результатами випробувань.

Прямі динамічні розрахунки при цьому слід виконувати на впливи, задані акселерограмами будівельного майданчика, згенеровані на основі результатів робіт з сейсмічного мікрорайонування.

12.6.3 Розрахунок конструкцій будівлі, розташованих вище системи сейсмоізоляції, допускається виконувати за спектральним методом при значенні прискорення основи ізольованої будівлі a_{0iz} (у рівні верха сейсмоопор). При цьому значення a_{0iz} визначається за результатами розрахунку на акселерограми майданчика будівництва просторової моделі "основа – фундамент – сейсмоопори – наземна частина будівлі (споруди)" з урахуванням фактичних параметрів жорсткості і демпфування сейсмоопор при лінійній роботі конструкцій надземної частини будівлі.

Розрахунок сейсмічних навантажень на конструкції наземної частини будівлі проводять за формулами (6.1) – (6.5) при значенні коефіцієнта $k_1 = 1/R_{\mu}$, де коефіцієнт редукції R_{μ} визначається відповідно до додатка Г.

12.6.4 Потрібно виконувати розрахункову перевірку стійкості сейсмоізольованої будівлі проти перекидання за дії розрахункового землетрусу, заданого акселерограмами будівельного майданчика.

12.6.5 Значна деформативність сейсмоізоляторів вимагає розрахункового обґрунтування ширини антисейсмічних швів. Так як суміжні секції будівлі можуть коливатися асинхронно, мінімальна ширина антисейсмічних швів в рівні перекриттів повинна бути не менше подвоєного переміщення вздовж поперечної і поздовжньої осей секцій. Для визначення мінімально необхідних розмірів цих швів виконується розрахунок будівлі на дію експлуатаційних і сейсмічних навантажень, обчислених за спектральним методом 12.6.2 при коефіцієнті $k_1 = 1$ і на вплив акселерограм будівельного майданчика.

12.6.6 При розрахунку на вітрові навантаження розрахункове (середньоквадратичне значення) горизонтального прискорення перекриттів не повинне перевищувати допустимого, встановленого будівельними і санітарними нормами для житлових будівель.

12.6.7 При розробці проектів будівель для будівництва в сейсмонебезпечних районах рекомендується виконувати розрахунок вартості за двома варіантами (з сейсмоізоляцією і за її відсутності) з урахуванням результатів розрахунку фундаментів і конструкцій наземної частини на основні і сейсмічні навантаження. При цьому необхідно враховувати додаткові витрати на виготовлення і монтаж РСБ.

12.6.8 При влаштуванні сейсмоізоляції повинен бути обґрунтований розрахунком зазор з ґрунтом по периметру стін підземних цокольних поверхів для можливості вільних коливань будівлі на сейсмоопорах.

ДОДАТОК А
(обов'язковий)

**ПЕРЕЛІК НАСЕЛЕНИХ ПУНКТІВ УКРАЇНИ, РОЗТАШОВАНИХ
У СЕЙСМІЧНО НЕБЕЗПЕЧНИХ РАЙОНАХ**

А.1 У таблиці А.1 наведено перелік населених пунктів України, розташованих у сейсмічно небезпечних районах із зазначенням фонові сейсмічної інтенсивності в балах за шкалою ДСТУ Б.В.1.1-28 для середніх ґрунтових умов і трьох рівнів небезпеки: 10 % – карта ЗСР-2004-А; 5 % – карта ЗСР-2004-В і 1 % – карта ЗСР-2004-С протягом 50 років.

А.2 Сейсмічність у балах для населених пунктів України, які не згадуються у таблиці А.1, визначається безпосередньо за вказаними картами ЗСР-2004 -А0, А, В, С або уточнюється розробниками карт.

Таблиця А.1 – Перелік населених пунктів України, розташованих у сейсмічно небезпечних районах

Назва населених пунктів України	Карты ЗСР-2004			Назва населених пунктів України	Карты ЗСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Автономна Республіка Крим							
Азовське	7	7	8	Мирний	7	7	8
Алупка	8	9	10	Молодіжне	7	8	9
Алушта	8	9	10	Научний	8	8	9
Армянськ	6	6	7	Нижньогірський	7	7	8
Багерове	8	9	9	Новоозерне	7	7	8
Бахчисарай	8	8	9	Новоселівське	6	7	7
Білогірськ	8	8	9	Ореанда	8	9	10
Владиславівка	8	8	9	Орджонікідзе	8	8	9
Вільне	7	7	8	Паркове	8	9	10
Гаспра	8*)	9	10	Партеніт	8	9	10
Гвардійське	6	7	7	Первомайське	6	7	7
Голуба Затока	8	9	10	Планерське	8	8	9
Горностаївка	8	9	9	Понизівка	8*)	9	10
Гурзуф	8	9	10	Поштове	8	8	9
Джанкой	6	7	7	Приморський	8	8	9
Євпаторія	7	7	8	Роздольне	6	6	7
Заозерне	7	7	8	Саки	7	7	8
Зуя	7*)	8	8	Санаторне	8	9	10
Керч	8	9	9	Сімеїз	8*)	9	10
Кіровське	8	8	9	Сімферополь	7*)	8	8
Комсомольське	7	8	9	Советський	7	8	8
Кореїз	8*)	9	10	Старий Крим	8	8	9
Красногвардійське	7	7	8	Судак	8	9	9
Краснокам'янка	8	9	10	Феодосія	8	8	9
Красноперекопськ	6	6	7	Форос	8*)	9	10
Куйбишеве	8	8*)	9	Чорноморське	6	6	7
Леніне	8	8	9	Щебетівка	8	8	9
Лівадія	8*)	9	10	Щолкіне	8	8	9
Масандра	8*)	9	10	Яковенкове	8	9	9
Миколаївка	7	8	8	Ялта	8*)	9	10
Вінницька область							
Вінниця	–	–	6	Ладижин	6	6	7
Гайсин	–	6	6	Могилів-Подільський	6	6	7
Жмеринка	6	6	6	Хмільник	–	–	6
Калинівка	–	–	6	Ямпіль	6	7	7
Козятин	–	–	6				

Продовження таблиці А.1

Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004			Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Волинська область							
Володимир-Волинський	–	6	6	Луцьк	–	–	6
Горохів	–	6	7	Любомль	–	–	6
Камінь-Каширський	–	–	6	Нововолинськ	–	6	7
Ківерці	–	–	6	Рожище	–	–	6
Ковель	–	–	6				
Дніпропетровська область							
Вільногірськ	–	–	6	Новомосковськ	–	–	6
Дніпродзержинськ	–	–	6	Орджонікідзе	–	6	7
Дніпропетровськ	–	–	6	П'ятихатки	–	–	6
Жовті Води	–	–	6	Павлоград	–	–	6
Інгулець	–	6	7	Першотравенськ	–	–	6
Кривий Ріг	–	6	7	Синельникове	–	–	6
Марганець	–	6	7	Тернівка	–	–	6
Нікополь	–	6	7				
Донецька область							
Артемівськ	–	–	6	Красноармійськ	–	–	6
Горлівка	–	–	6	Макіївка	–	–	6
Димитрів	–	–	6	Маріуполь	–	6	7
Донецьк	–	–	6	Слов'янськ	–	–	6
Дружківка	–	–	6	Сніжне	–	–	6
Єнакієве	–	–	6	Торез	–	–	6
Костянтинівка	–	–	6	Харцизьк	–	–	6
Краматорськ	–	–	6	Шахтарськ	–	–	6
Житомирська область							
Бердичів	–	–	6	Коростишів	–	–	6
Житомир	–	–	6	Малин	–	–	6
Коростень	–	–	6	Новоград-Волинський	–	–	6
Закарпатська область							
Берегове	7	7	8	Рахів	7	7	8
Виноградів	7	7	8	Свалява	7	7	8
Вишкове	7	7	8	Солотвино	7	7	8
Дубове	7	7	8	Тячів	7	7	8
Іршава	7	7	8	Хуст	7	7	8
Міжгір'я	7	7	8	Чоп	7	7	8
Мукачеве	7	7	8	Ужгород	7	7	8
Запорізька область							
Бердянськ	–	6	7	Мелітополь	–	6	7
Дніпрорудне	–	6	7	Оріхів	–	6	7
Енергодар	–	6	7	Пологи	–	6	7
Запоріжжя	–	–	6	Токмак	–	6	7
Івано-Франківська область							
Болехів	6	7	8	Косів	6	7	8
Бурштин	6	6	7	Надвірна	6	7	8
Городенка	6	7	7	Перегіньське	6	7	8
Долина	6	7	8	Снятин	6	7	7
Івано-Франківськ	6	7	7	Тисмениця	6	7	7
Калуш	6	7	7	Тлумач	6	7	7
Коломия	6	7	7	Яремче	6	7	8
м. Київ							
Київ	–	–	6				

Продовження таблиці А.1

Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004			Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Київська область							
Біла Церква	–	–	6	Вишневе	–	–	6
Бориспіль	–	–	6	Ірпінь	–	–	6
Боярка	–	–	6	Обухів	–	–	6
Бровари	–	–	6	Переяслав-Хмельницький	–	–	6
Буча	–	–	6	Славутич	–	–	6
Васильків	–	–	6	Фастів	–	–	6
Вишгород	–	–	6	Яготин	–	–	6
Кіровоградська область							
Долинська	–	6	7	Новоукраїнка	–	6	7
Знам'янка	–	–	6	Олександрія	–	–	6
Кіровоград	–	–	6	Світловодськ	–	–	6
Луганська область							
Алчевськ	–	–	6	Луганськ	–	–	6
Антрацит	–	–	6	Ровеньки	–	–	6
Брянка	–	–	6	Рубіжне	–	–	6
Красний Луч	–	–	6	Свердловськ	–	–	6
Краснодон	–	–	6	Северодонецьк	–	–	6
Лисичанськ	–	–	6	Стаханов	–	–	6
Львівська область							
Борислав	6	7	8	Сколе	6	7	8
Броди	–	6	7	Сокаль	–	6	7
Дрогобич	6	7	7	Старий Самбір	6	7	8
Золочів	6	6	7	Стебник	6	7	7
Львів	6	6	7	Стрий	6	6	7
Новий Розділ	6	6	7	Трускавець	6	7	7
Новояворівськ	6	6	7	Турка	6	7	8
Самбір	6	6	7	Червоноград	–	6	7
Миколаївська область							
Баштанка	–	6	7	Миколаїв	–	6	7
Вознесенськ	–	6	7	Очаків	6	7	7
Врадіївка	6	6	7	Первомайськ	–	6	7
Новий Буг	–	6	7	Снігурівка	–	6	7
Нова Одеса	–	6	7	Южноукраїнськ	–	6	7
Одеська область							
Ананьїв	6	7	8	Красні Окни	6	7	8
Арциз	7	8	9	Лиманське	7	8	8
Балта	6	6*)	8	Любашівка	6	6	7
Березино	7	8	9	Миколаївка	6	6	7
Березівка	6	7	7	Нові Білярі	6	7	8
Білгород-Дністровський	7	7*)	8	Овідіополь	7	7	8
Біляївка	7	7	8	Одеса	7*)	7	8
Болград	8	9	9	Радісне	6	7	8
Бородино	7	8	9	Рені	8	9	10
Велика Михайлівка	7	7	8	Роздільна	7	7	8
Великодлинське	7	7	8	Саврань	6	6	7
Вилкове	7	8	9	Сарата	7	8	9
Затишшя	6	7	8	Серпневе	7	8	9
Затока	7	7	8	Слобідка	6	7	8
Зеленогірське	6	6	7	Суворове	8	8	9
Іванівка	6	7	8	Таїрове	7	7	8
Ізмаїл**)	8	9	9	Тарутине	7	8	9
Іллічівськ	7	7	8	Татарбунари	7	8	9

Продовження таблиці А.1

Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004			Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Кілія	8*)	8	9	Теплодар	7	7	8
Кодима	6	6	7	Фрунзівка	7	7	8
Комінтернівське	6	7	8	Ширяєве	6	7	8
Котовськ	6	7	8	Южне	6	7	8
Полтавська область							
Гадяч	–	–	6	Лубни	–	–	6
Карлівка	–	–	6	Миргород	–	–	6
Комсомольськ	–	–	6	Полтава	–	–	6
Кременчук	–	–	6				
Рівненська область							
Дубно	–	–	6	Кузнецовськ	–	–	6
Здолбунів	–	–	6	Рівне	–	–	6
Костопіль	–	–	6	Сарни	–	–	6
Севастополь (загальнодержавного підпорядкування)							
Балаклава	8	9	9	Любимівка	8	8	9
Верхньосадове	8	8	9	Кача	8	8	9
Інкерман	8	9*)	9	Севастополь	8	9*)	9*)
Сумська область							
Конотоп	–	–	6	Ромни	–	–	6
Лебедин	–	–	6	Тростянець	–	–	6
Охтирка	–	–	6				
Тернопільська область							
Бережани	6	6	7	Кременець	–	6	7
Борщів	6	6	7	Теребовля	6	6	7
Бучач	6	6	7	Тернопіль	6	6	7
Заліщики	6	7	7	Чортків	6	6	7
Збараж	6	6	7				
Харківська область							
Балаклея	–	–	6	Лозова	–	–	6
Дергачі	–	–	6	Люботин	–	–	6
Ізюм	–	–	6	Мерефа	–	–	6
Ківшарівка	–	–	6	Первомайський	–	–	6
Красноград	–	–	6	Харків	–	–	6
Куп'янськ	–	–	6	Чугуїв	–	–	6
Херсонська область							
Генічеськ	6	6	7	Скадовськ	–	6	7
Каховка	–	6	7	Херсон	–	6	7
Нова Каховка	–	6	7	Цюрупинськ	–	6	7
Хмельницька область							
Волочиськ	6	6	7	Славута	–	–	6
Кам'янець-Подільський	6	6	7	Старокостянтинів	–	–	6
Красилів	–	–	6	Хмельницький	–	6	7
Нетішин	–	–	6	Шепетівка	–	–	6
Полонне	–	–	6				
Черкаська область							
Ватутіно	–	–	6	Сміла	–	–	6
Звенигородка	–	–	6	Умань	–	6	7
Золотоноша	–	–	6	Черкаси	–	–	6
Канів	–	–	6	Шпола	–	–	6
Корсунь-Шевченківський	–	–	6				

Кінець таблиці А.1

Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004			Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Чернівецька область							
Вашківці	6	7	7	Новоселиця	6	7	7
Вижниця	6	7	8	Сокіряни	6	6	7
Герца	6	7	8	Сторожинець	6	7	8
Заставна	6	7	7	Хотин	6	7	7
Кіцмань	6	7	7	Чернівці	6 ^{***)}	7	7
Новодністровськ	6	6	7				
Чернігівська область							
Бахмач	–	–	6	Прилуки	–	–	6
Ніжин	–	–	6	Чернігів	–	–	6
<p>*) Пункт знаходиться в зоні зміни фонові сейсмічності.</p> <p>**) Нормативна бальність (м. Ізмаїл) відноситься до ґрунтів III категорії за сейсмічними властивостями.</p> <p>***) З урахуванням типу ґрунтів для м.Чернівці приймати сейсмічність 7 балів.</p>							

ДОДАТОК Б
(обов'язковий)

**КАРТИ ЗАГАЛЬНОГО СЕЙСМІЧНОГО РАЙОНУВАННЯ (ЗСР) ТЕРИТОРІЇ УКРАЇНИ
З ВРІЗКОЮ КАРТ АВТОНОМНОЇ РЕСПУБЛІКИ КРИМ ТА ОДЕСЬКОЇ ОБЛАСТІ**

Б.1 Додаток містить карти загального сейсмічного районування (ЗСР) території України з врізкою карт Автономної Республіки Крим та Одеської області з періодами повторюваності один раз на 500 років (карта ЗСР-2004-А, рисунок Б.1), 1000 років (карта ЗСР-2004-В, рисунок Б.2) і 5000 років (карта ЗСР-2004-С, рисунок Б.3) для середніх ґрунтових умов і ймовірності перевищення розрахункової інтенсивності протягом 50 років 10 %, 5 % і 1 % відповідно.

Б.2 Врізки карт ЗСР території АР Крим та Одеської області, крім карт А, В, С, доповнені картами ЗСР-2004-А0 (рисунок Б.4 – Б.11) для середнього періоду повторюваності 100 років і ймовірності перевищення заданих інтенсивностей 39 % протягом 50 років.

Примітка. Зазначені на картах ЗСР-2004 бали за шкалою MSK-64 відповідають балам шкали сейсмічної інтенсивності згідно з ДСТУ В.1.1-28.

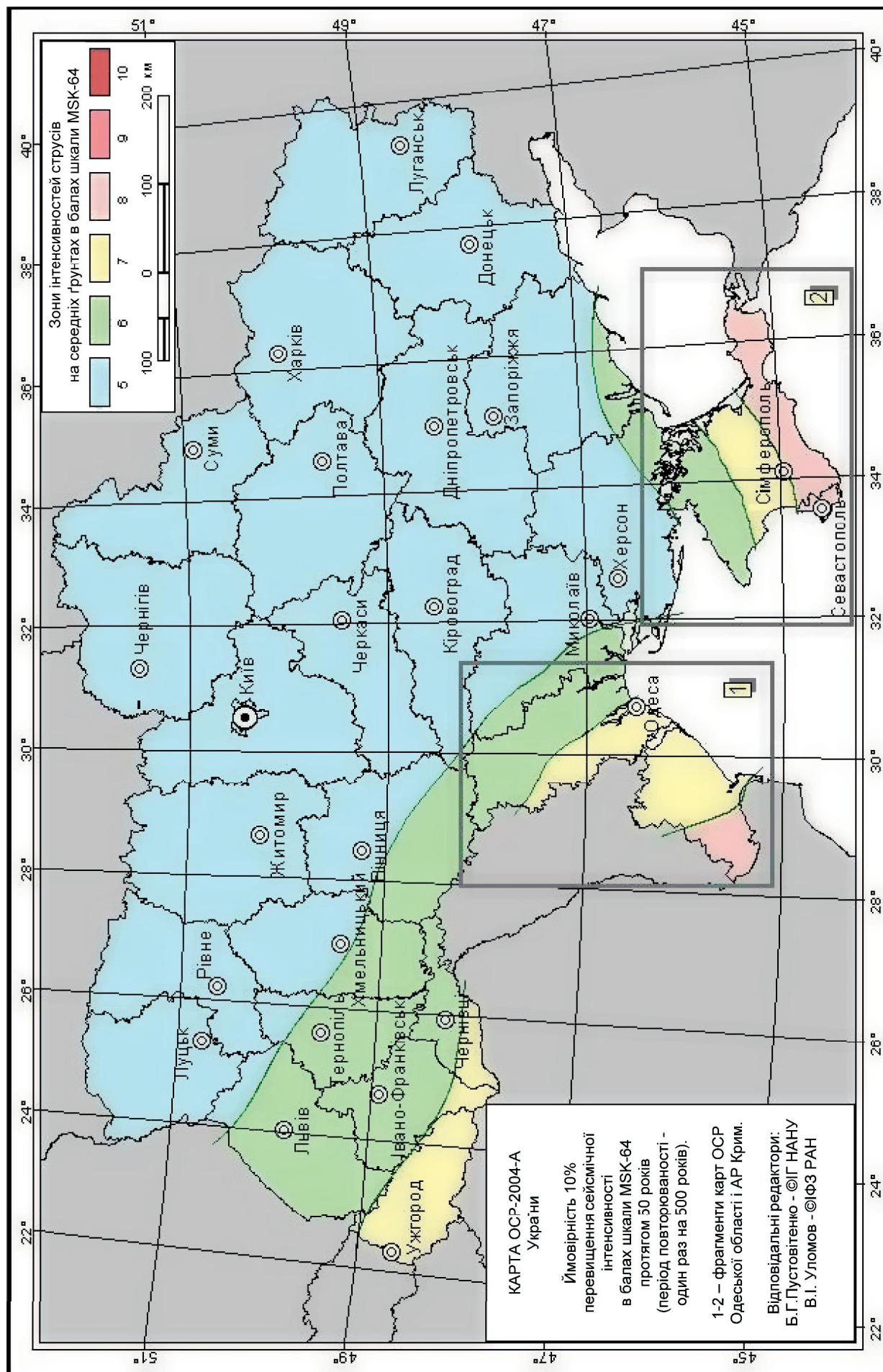


Рисунок Б.1 – Карта загального сейсмічного районування ЗСР-2004-А території України

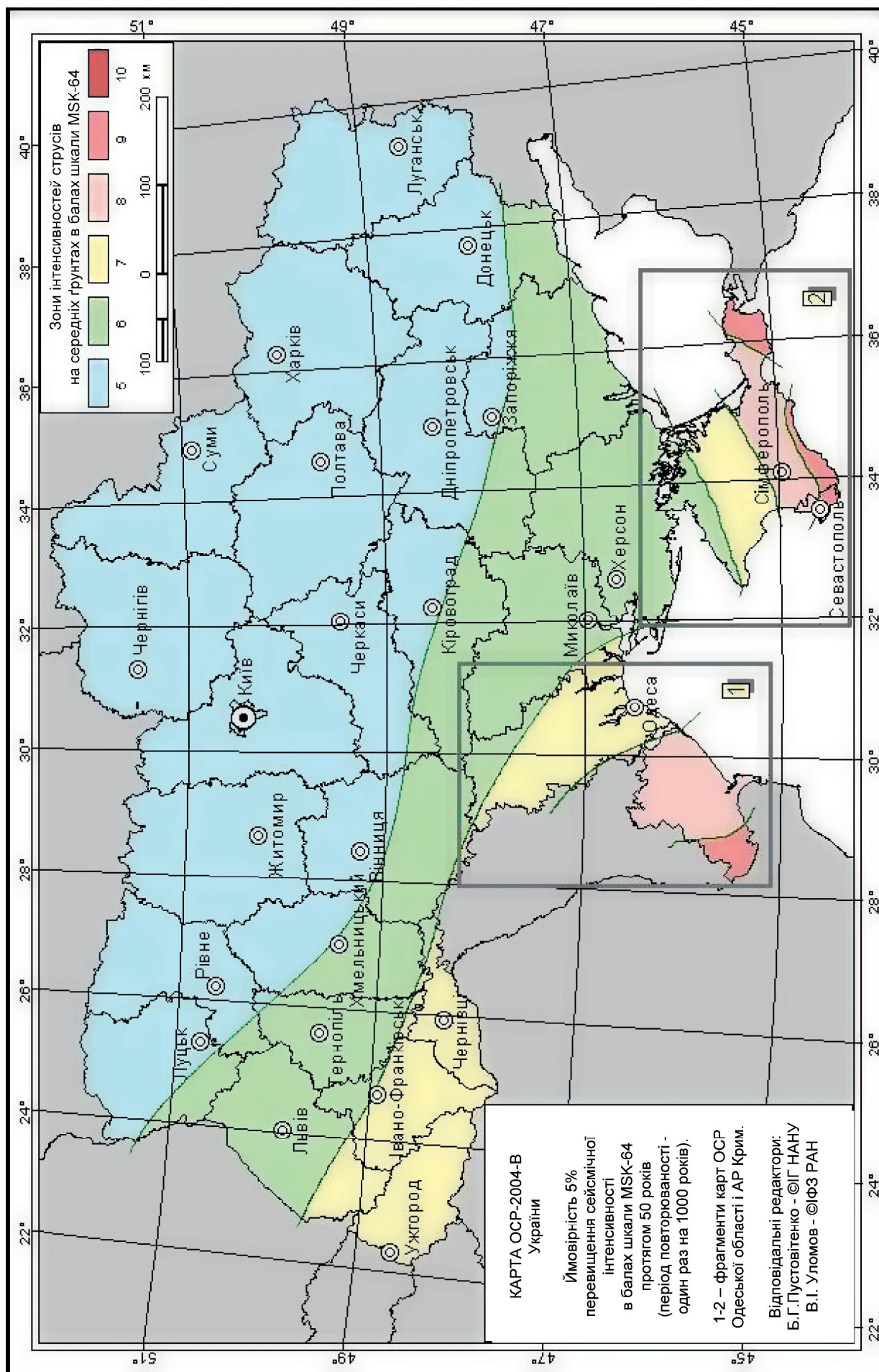


Рисунок Б.2 – Карта загального сейсмічного районування ЗСР-2004-В території України

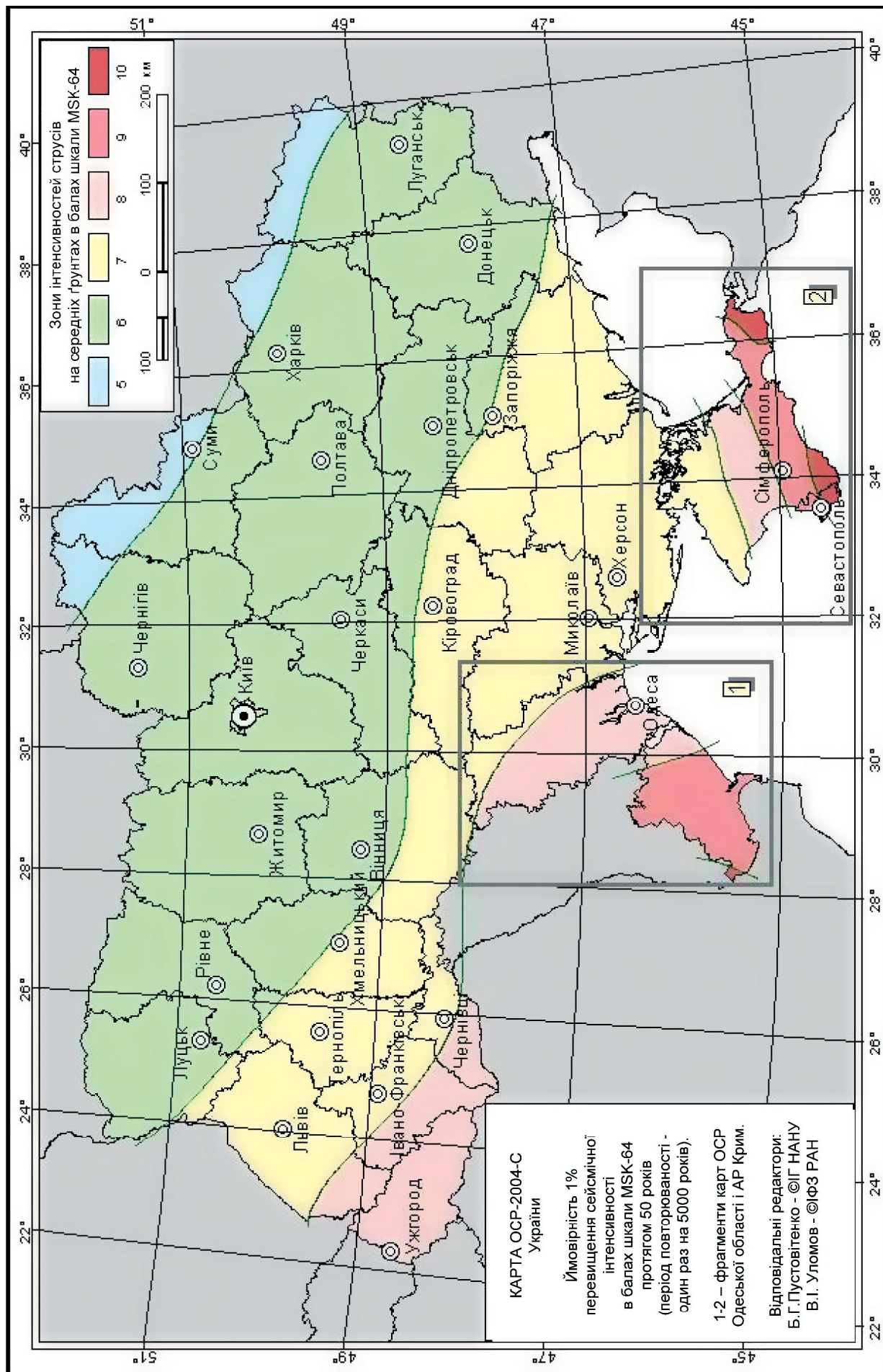


Рисунок Б.3 – Карта загального сейсмічного районування ЗСР-2004-С території України

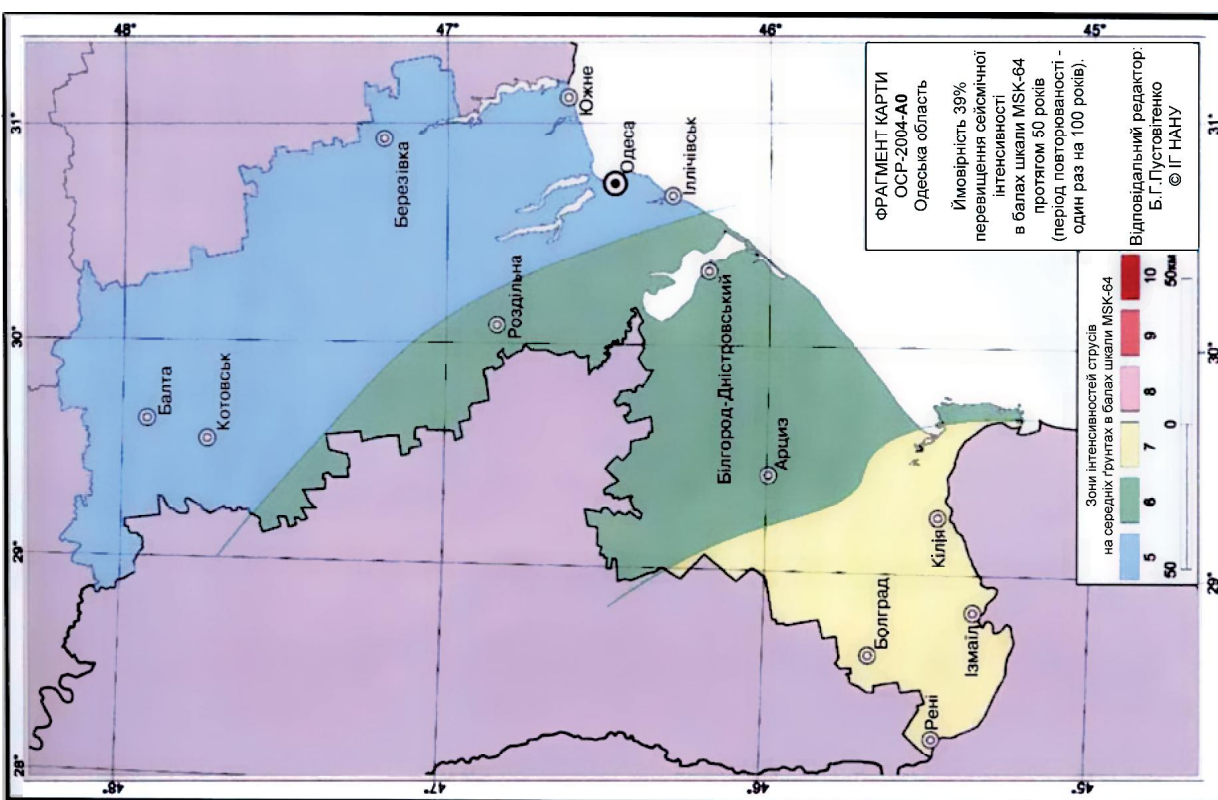


Рисунок Б.4 – Фрагмент карти ЗСР-2004-А0. Одеська область

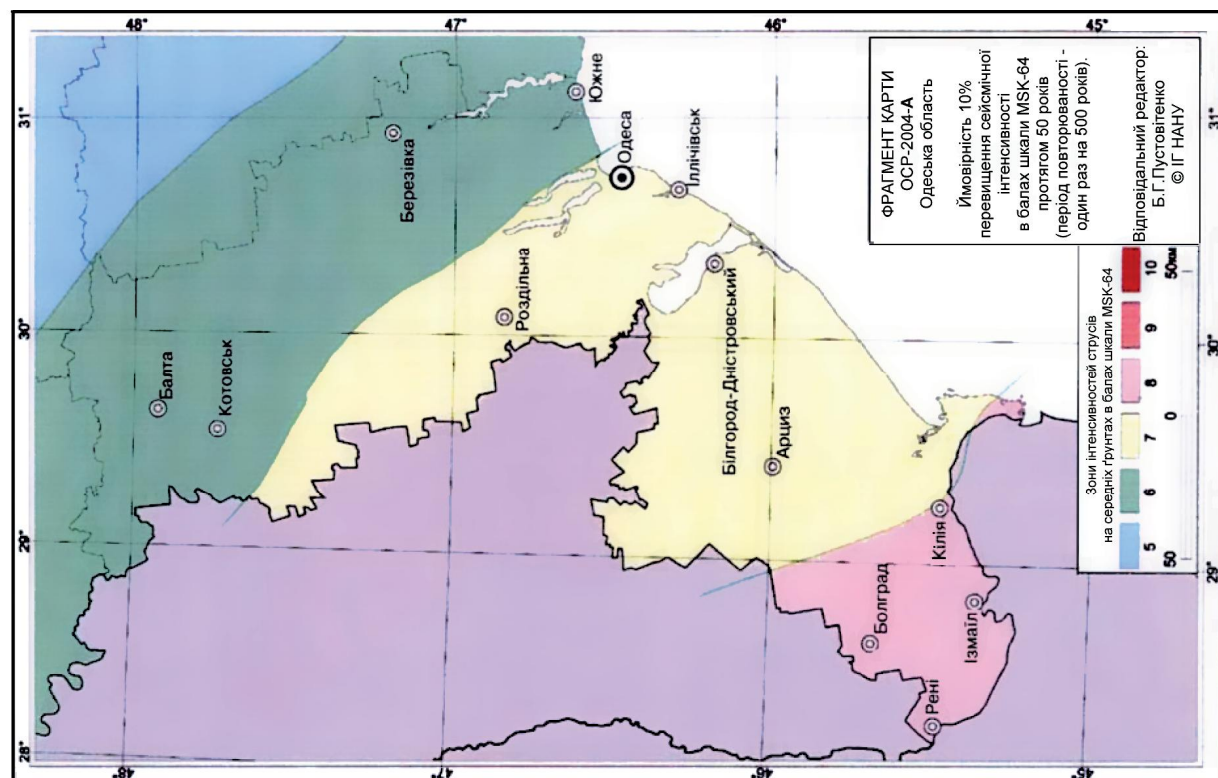


Рисунок Б.5 – Фрагмент карти ЗСР-2004-А. Одеська область

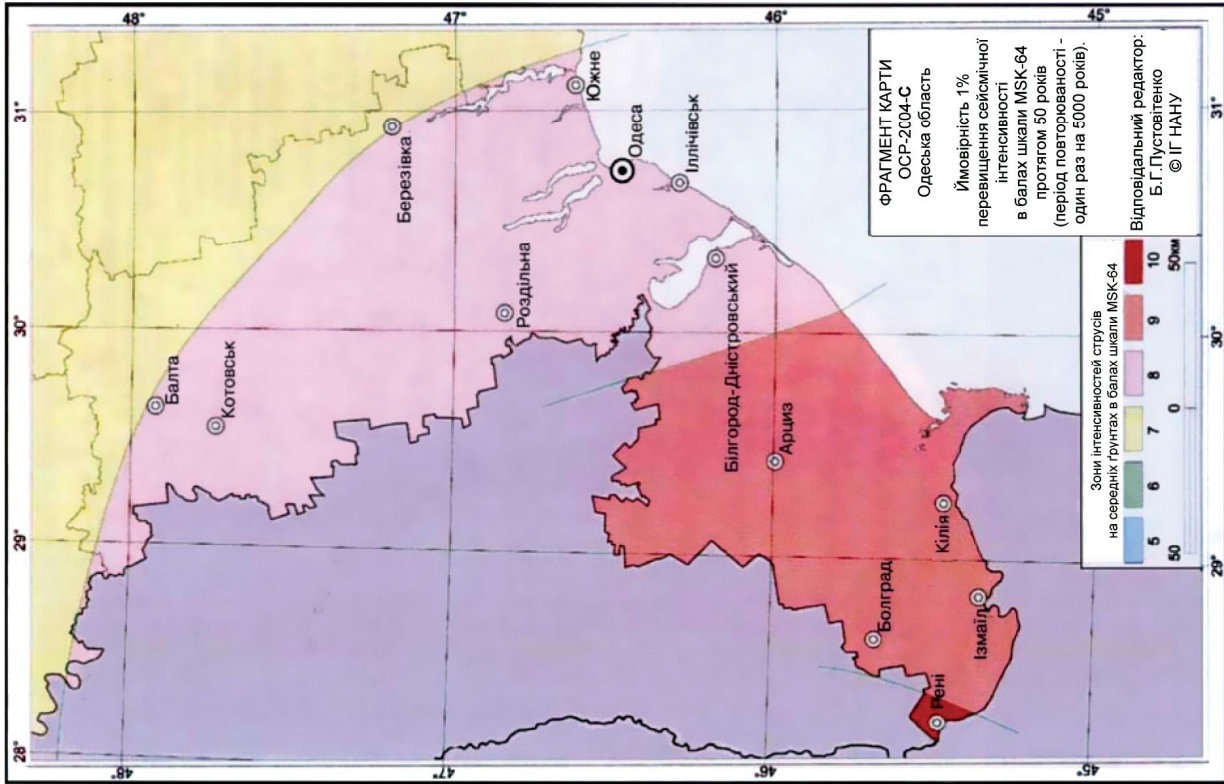


Рисунок Б.7 – Фрагмент карти ЗСР-2004-С. Одеська область

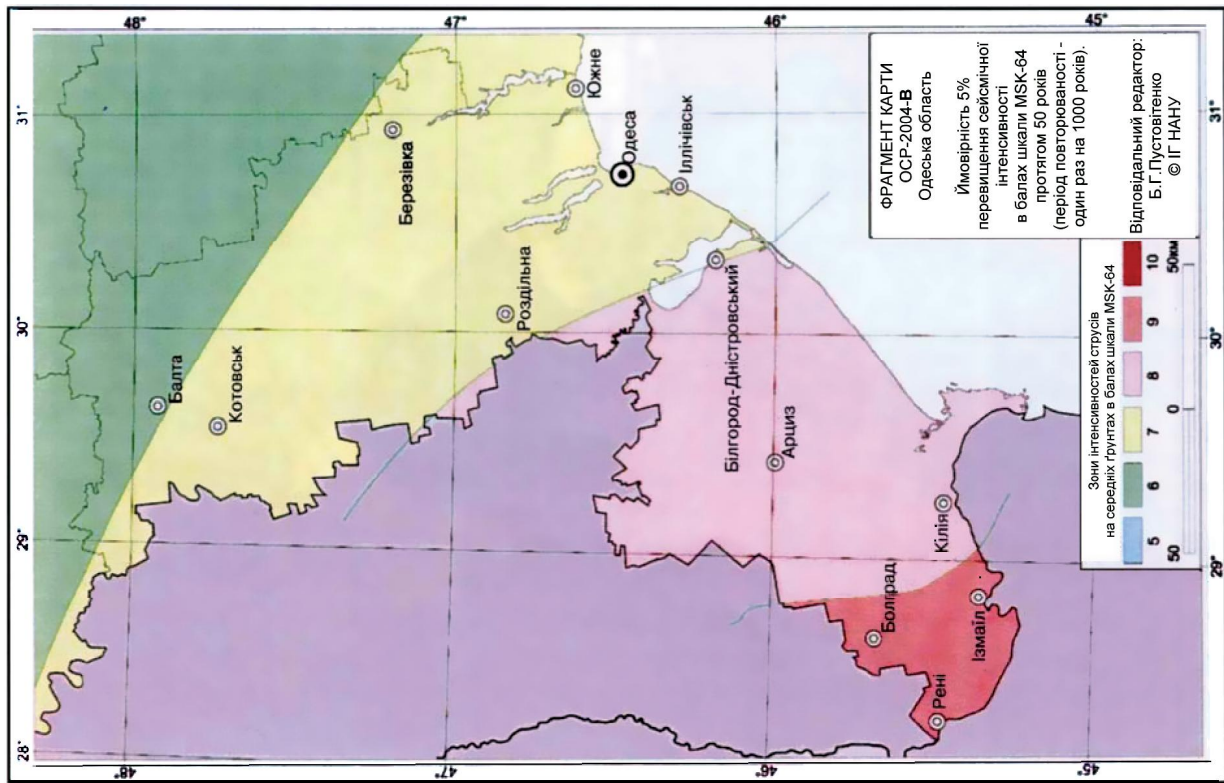


Рисунок Б.6 – Фрагмент карти ЗСР-2004-В. Одеська область

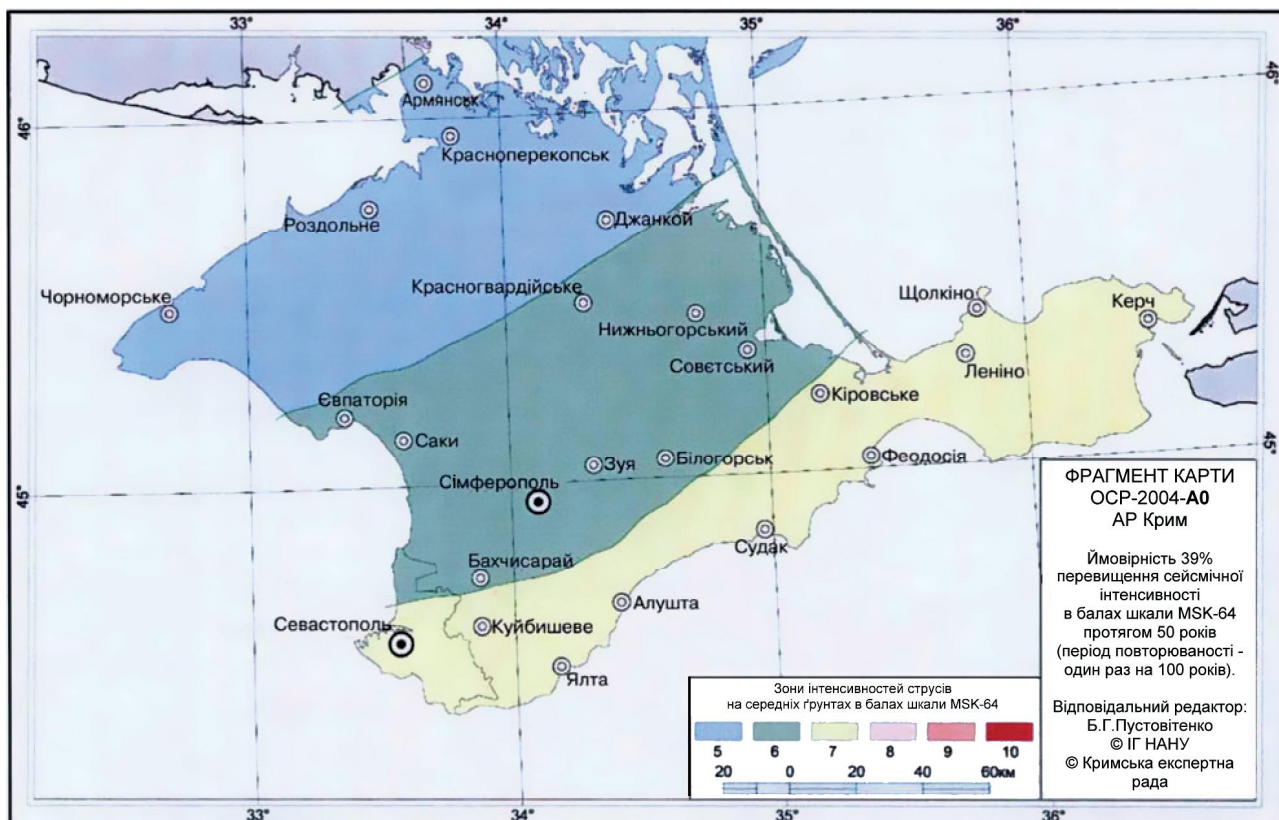


Рисунок Б.8 – Фрагмент карти ЗСР-2004-А0. Автономна Республіка Крим

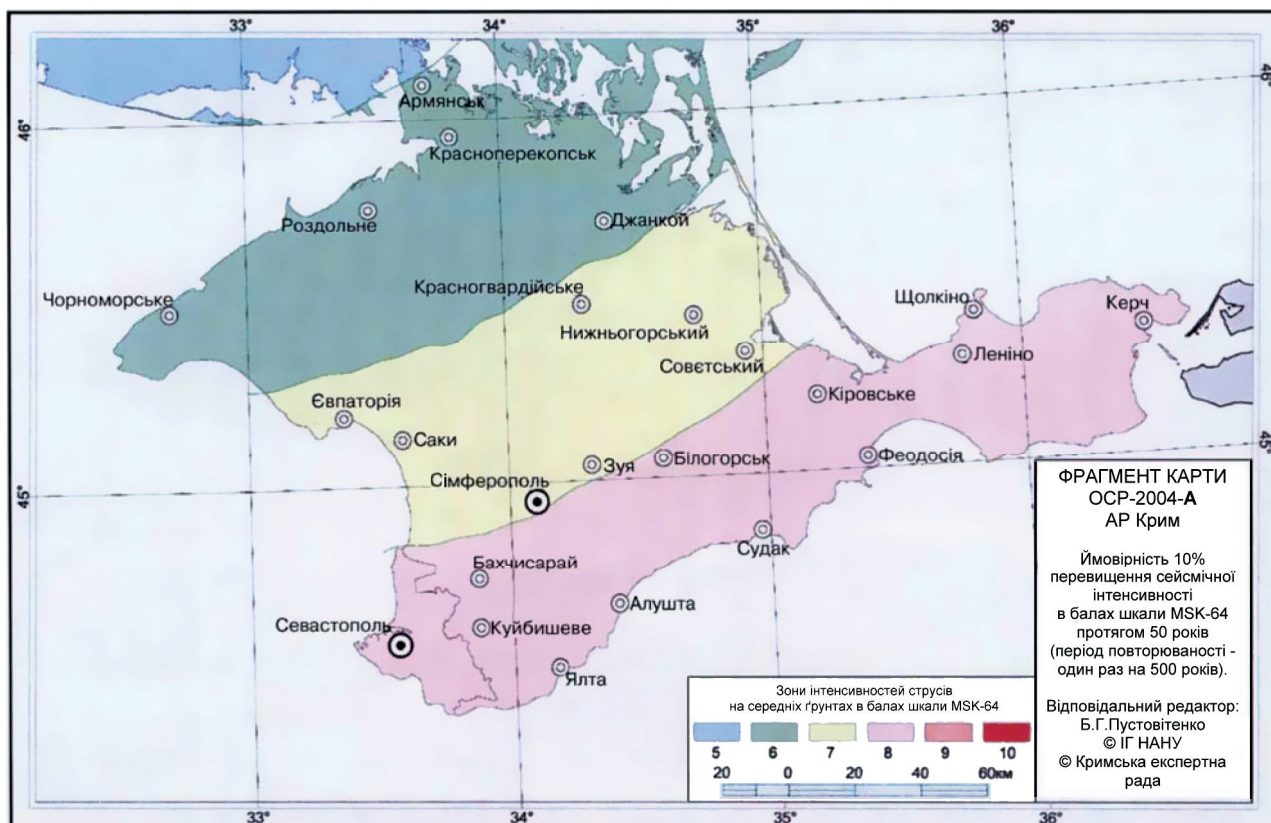


Рисунок Б.9 – Фрагмент карти ЗСР-2004-А. Автономна Республіка Крим

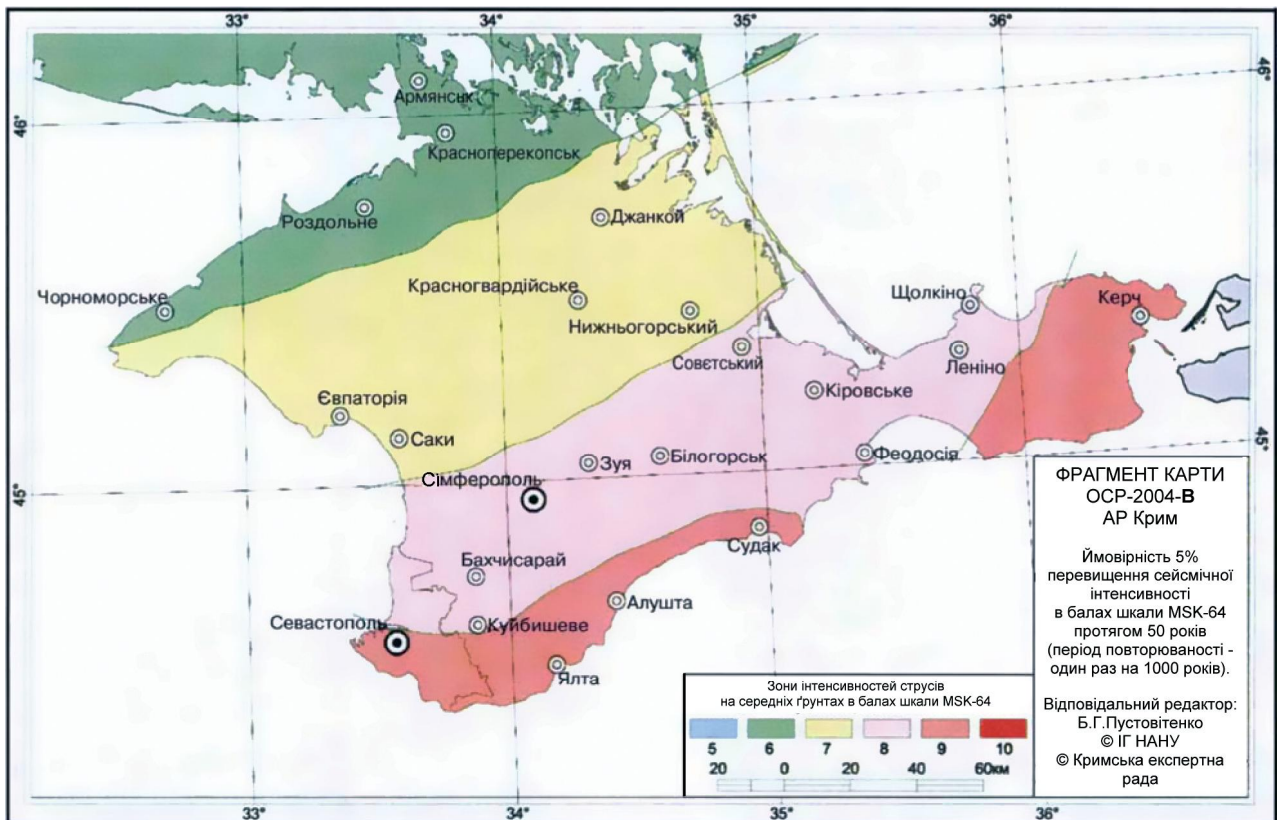


Рисунок Б.10 – Фрагмент карти ЗСР-2004-В. Автономна Республіка Крим

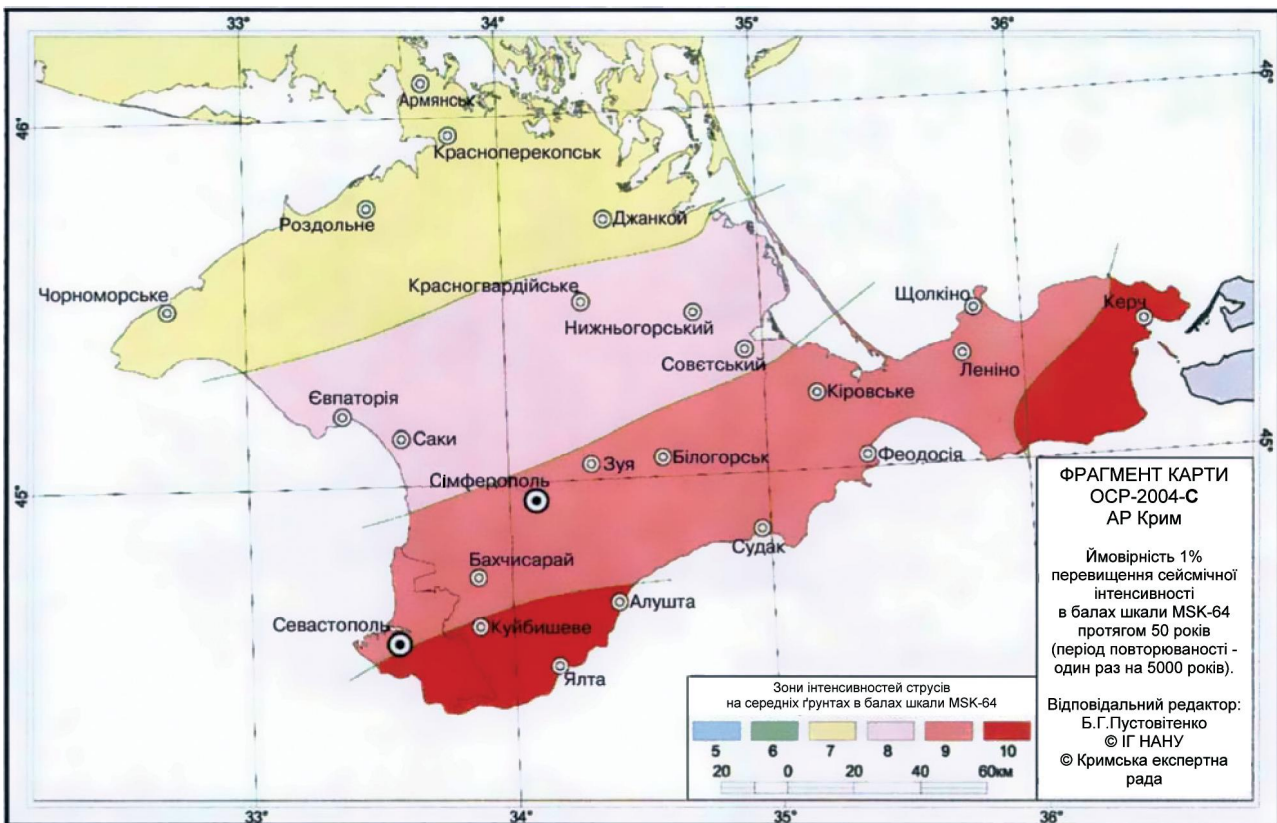


Рисунок Б.11 – Фрагмент карти ЗСР-2004-С. Автономна Республіка Крим

ДОДАТОК В
(довідковий)

**ЗНАЧЕННЯ ПЕРЕВАЖАЮЧОГО ПЕРІОДУ КОЛИВАНЬ
НЕОДНОРІДНИХ ҐРУНТОВИХ ТОВЩ**

В.1 Цей додаток рекомендується використовувати при визначенні значення переважуючого періоду коливань неоднорідних ґрунтових товщ, якщо характеристики різних шарів мало відрізняються один від одного.

В.2 Розраховуючи системи "основа - фундамент – наземна частина будівлі (споруди)", період власних коливань ґрунтової товщі за відсутності експериментальних даних допускається визначати за наступними формулами:

$$T_0 = 4H_s \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n \rho_k \left[H_k + \frac{H_s}{\pi} \left(\sin \frac{\pi h_k}{H_s} - \sin \frac{\pi h_{k-1}}{H_s} \right) \right]}{\sum_{k=1}^n G_k \left[H_k + \frac{H_s}{\pi} \left(\sin \frac{\pi h_k}{H_s} - \sin \frac{\pi h_{k-1}}{H_s} \right) \right]}} \quad (\text{B.1})$$

або

$$T_0 = \frac{4H_s}{V_s^{cp}}; \quad V_s^{cp} = \frac{\sum_{k=1}^n H_k}{\sum_{k=1}^n V_{sk}}, \quad (\text{B.2})$$

де H_s – загальна потужність неоднорідної багатошарової товщі ґрунту (до корінних порід з $V_s > 800$ м/сек);

$H_k, \rho_k, G_k, V_{sk} = \sqrt{G_k / \rho_k}$ – відповідно потужність, щільність, модуль зсуву та швидкість розповсюдження поперечних хвиль k -го шару;

$h_k = \sum_{i=1}^k H_i$ ($h_0 = 0, h_n = H_s$);

n – кількість шарів.

В якості розрахункового значення T_0 приймається найбільше з двох значень, обчислених за формулами (B.1) і (B.2).

ДОДАТОК Г
(довідковий)

ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТІВ РЕДУКЦІЇ І ПОДАТЛИВОСТІ ПРИ РОЗРАХУНКУ НЕЛІНІЙНИХ ПЕРЕМІЩЕНЬ БУДІВЕЛЬ НА ОСНОВІ МЕТОДУ СПЕКТРА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ

Г.1 Загальні положення

Нелінійний статичний розрахунок (НСР) рекомендується застосовувати в наступних випадках:

- як альтернативу прямому динамічному методу з використанням пакета акселерограм зважаючи на можливі складність і громіздкість таких розрахунків, а також через значну невизначеність вихідних даних;
- при проектуванні будівель і споруд з використанням методології, заснованої на вивченні стану конструкцій при різних рівнях сейсмічного впливу (т.з. *Performance-Based Seismic Design*);
- при оцінці та відновленні сейсмостійкості будівель, що експлуатуються, з урахуванням їх фактичного технічного стану (дефектів, пошкоджень тощо).

НСР є інструментом оцінки несучої здатності конструкцій. Він передбачає монотонне навантаження нелінійних багатомасових розрахункових моделей (БРМ) набором розподілених сейсмічних горизонтальних сил до досягнення визначених меж переміщень у вибраному рівні. БРМ може бути навантажена аж до руйнування з метою оцінки її кінцевих деформацій і несучої здатності.

НСР є першим етапом двоетапної процедури, в результаті якої отримують криву (спектр) несучої здатності БРМ. Спектр несучої здатності (СНЗ) представляє собою відношення зсуву основи за сейсмічного впливу до горизонтальної реакції (переміщення) будівлі. СНЗ будується в координатах "спектральне прискорення – спектральне переміщення" з використанням залежностей "відновлююча сила – переміщення" для кожного рівня по висоті будівлі.

Отриманий СНЗ використовується для визначення переміщень еквівалентної одномасової системи (ЕОМС) за визначеного сейсмічного впливу шляхом нелінійного динамічного розрахунку ЕОМС. Таким чином, замінюючи БРМ на ЕОМС, уникають необхідності нелінійного динамічного розрахунку вихідної БРМ.

Крім того на основі СНЗ визначають коефіцієнти податливості, а також коефіцієнти редукції (зниження сейсмічної реакції) будівель за сейсмічних впливів.

Методологія, що використовує СНЗ, знайшла відображення в нормативних документах США [2-4] і ДСТУ-Н Б EN 1998-1, а також реалізована програмно у поширених розрахункових комплексах. Сучасні методики виконання НСР дозволяють враховувати у розрахунку несиметричність будівель і споруд в плані і по висоті, вплив вищих форм коливань для висотних будівель і протяжних споруд, взаємодію в системі "основа – фундамент – наземна частина будівлі (споруди)".

Г.2 Інженерна методика розрахунку непружних моделей будівель

Алгоритм розрахунку сейсмічної реакції (непружних переміщень) будівель на основі НСР передбачає наступні етапи:

Г.2.1 Із застосуванням програмного комплексу формується багатомасова розрахункова просторова модель будівлі (БРМ), що відображує в необхідній і достатній для цілей розрахунку мірі геометричні і жорсткісні характеристики конструкцій (як проектні, так і фактичні при оцінці сейсмостійкості існуючої будівлі), умови сполучення конструкцій і взаємодії з основою, параметри статичного вертикального навантаження тощо.

Г.2.2 Виконується розрахунок БРМ на сейсмічний вплив у лінійній постановці за спектральною методикою, в результаті якого визначаються:

- величини мас, зосереджених у кожному i -му рівні розрахункової схеми по висоті;
- частоти (періоди) коливань за j -тою формою;
- ординати j -тої форми коливань;
- розподіл інерційних навантажень S_{ij} для кожного i -го рівня розрахункової схеми по висоті за j -тою формою коливань.

Г.2.3 Для проведення нелінійного статичного розрахунку багатомасової системи в якості зовнішнього впливу приймається розподіл інерційних навантажень S_{ij} за j -тою формою коливань. Інерційні навантаження S_{ij} за j -тою формою коливань покроково прикладаються в кожен i -тий рівень розрахункової схеми по висоті. При цьому БРМ повинна відображати нелінійне деформування матеріалів конструкцій верхньої будови, фундаменту, а також нелінійну жорсткість і демпфування ґрунтової основи.

Г.2.4 У результаті нелінійного статичного розрахунку визначають значення переміщень d_{in} для кожного з i рівнів на кожному n -му кроці навантаження. За цими значеннями будують графіки залежностей "поперечна сила S_i – переміщення d_i " для кожного i -го рівня (поверху) розрахункової моделі.

Г.2.5 Спектр несучої здатності БРМ для j -тої форми коливань будується в координатах "спектральне прискорення S_{aj} – спектральне переміщення S_{dj} " (рисунок Г.1, а) з використанням наступних залежностей:

$$S_{aj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij} \right)^2} \sum_{i=1}^n S_{ij}; \quad (\text{Г.1})$$

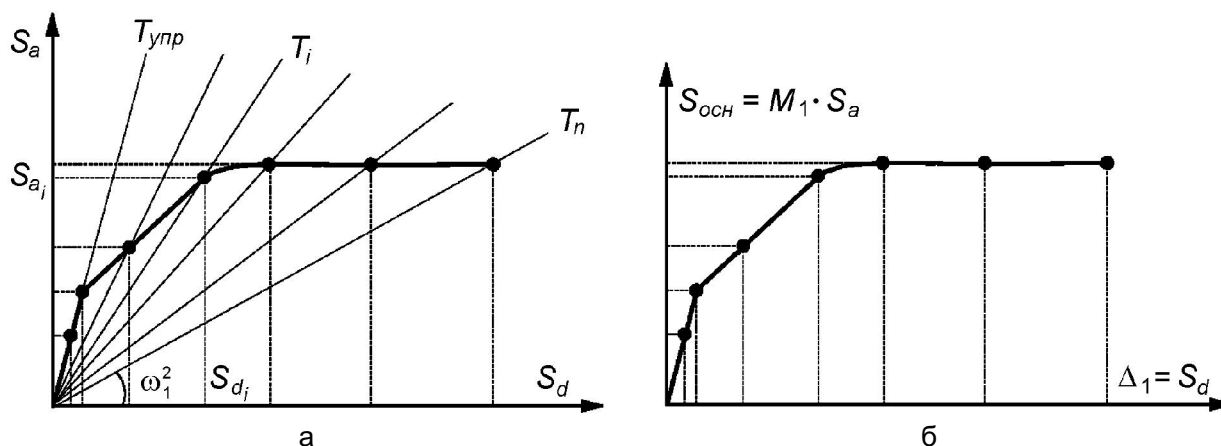
$$S_{dj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}} S_{aj}, \quad (\text{Г.2})$$

де m_i – маса, зосереджена в i -му рівні (поверхі) розрахункової моделі;

d_{ij} – горизонтальне переміщення i -го рівня (поверху) розрахункової моделі за дії інерційних навантажень S_{ij} за j -тою формою коливань.

Г.2.6 Для перетворення СНЗ в залежність "навантаження $S_{очн}$ – переміщення S_d " (рисунок Г.1, б), значення спектрального прискорення S_{aj} множиться на значення еквівалентної маси ЕОМС, що відповідає j -тій формі та обчислюється за наступною залежністю:

$$M_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}. \quad (\text{Г.3})$$



а – в координатах "спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d "; б – спектр, перетворений для ЕОМС, в координатах "зсувна сила $S_{очн}$ – переміщення S_d "

Рисунок Г.1 – Загальний вигляд спектра несучої здатності (СНЗ)

Г.2.7 Нелінійна реакція БРМ у вигляді переміщення верху будівлі визначається далі з використанням одного з наступних підходів:

- 1) динамічного розрахунку ЕОМС на вплив акселерограм землетрусів – відповідно до Г.3;
- 2) графічного методу на основі непружних спектрів реакцій – відповідно до Г.4.

Г.2.8 Для отриманого значення переміщення d_t^* визначаються переміщення і перекоси в різних рівнях (поверхах) БРМ на основі діаграм деформування поверхів розрахункової моделі (див. Г.2.4). Перевіряється міцність конструкцій будівлі і відповідність обчислених перекосів допустимим значенням (див. таблицю 6.8).

Г.2.9 Врахування впливу вищих форм при визначенні переміщень і зусиль в елементах конструкцій будівлі виконується відповідно до розділу 6 або з використанням зведеного розподілу горизонтальних сейсмічних навантажень, що враховує внесок кожної врахованої форми в загальну реакцію системи. Зведений розподіл допускається приймати у вигляді:

$$\bar{S}_i = \frac{m_i \cdot \bar{\eta}_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \bar{\eta}_i} \sum_{i=1}^n S_{1i}, \quad (\text{Г.4})$$

де S_{1i} і \bar{S}_i – зовнішні горизонтальні сейсмічні навантаження, прикладені до i -го рівня будівлі, відповідно, за першою формою та з урахуванням вищих форм коливань;
 $\bar{\eta}_i$ – коефіцієнт зведеної форми для i -го рівня:

$$\bar{\eta}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^k \eta_{ij}^2}, \quad (\text{Г.5})$$

де η_{ij} – коефіцієнт j -тої форми, що визначається за формулою (6.5).

Використання формул (Г.4) і (Г.5) дозволяє побудувати СНЗ з урахуванням впливу вищих форм коливань в результаті одного нелінійного статичного розрахунку БРМ.

Г.3 Динамічний розрахунок ЕОМС на вплив, заданий акселерограмами землетрусів

Г.3.1 За наявності акселерограм будівельного майданчика або при використанні набору рекомендованих акселерограм (див. таблицю 6.10) проводять нелінійний динамічний розрахунок ЕОМС.

Г.3.2 ЕОМС характеризується наступними параметрами:

- еквівалентна маса M_j – визначається за (Г.3);
- кругова частота ω_1 і період T_1 власних коливань – визначаються за наступними залежностями:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_1}{M_j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}}; \quad (\text{Г.6})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} \cdot d_{ij}}}, \quad (\text{Г.7})$$

де K_1 – початкова жорсткість ЕОМС;
 M_j – еквівалентна маса ЕОМС.

Г.3.3 Зміна жорсткості ЕОМС визначається спектром несучої здатності в координатах "навантаження $S_{очн}$ – переміщення S_d ", отриманим у результаті НСР згідно з Г.2.6.

Г.3.4 Для зручності застосування в розрахунку ця залежність може бути представлена у вигляді ідеалізованої білінійної залежності (рисунок Г.2).

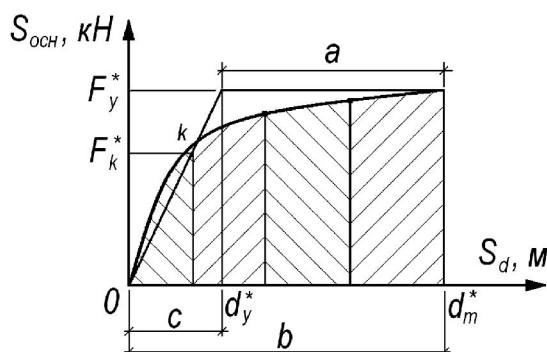


Рисунок Г.2 – До визначення параметрів ідеалізованої діаграми стану будівлі

Для цього приймається в якості максимального нелінійного переміщення значення $b = d_m^*$ та відповідна межа текучості еквівалентної одномасової системи $F_y^* = F_{\max}^*$. Як видно з рисунка Г.2, переміщення, що відповідає границі текучості, дорівнює $d_T^* = c = b - a$. Площа трапеції під ідеалізованою діаграмою залежить від одного невідомого a :

$$S^{id} = \frac{b+a}{2} \cdot F_y^* \quad (\text{Г.8})$$

Невідоме значення a визначають, виходячи з рівності площ під реальною та ідеалізованою діаграмами. Для цього реальну діаграму замінують кусково-лінійною. Площа під реальною кривою дорівнює сумі площі одного трикутника S_{\triangleright} і сумі площ декількох трапецій $\sum S_{mpi}$. Рівність площ під ідеалізованою і реальною кривими:

$$S^{id} = \frac{b+a}{2} \cdot F_y^* = S^p = S_{\triangleright} + \sum_i S_{mpi} \quad (\text{Г.9})$$

Параметр a визначається за (Г.8). Переміщення, що відповідає границі текучості, дорівнює $d_T^* = c = b - a$.

Г.3.5 Результатом нелінійного динамічного розрахунку є сейсмічна реакція ЕОМС у вигляді переміщення d_t^* , що відповідає переміщенню БРМ у рівні, для якого величина $\eta_{ij} = 1$, де η_{ij} – коефіцієнт j -тої форми, що залежить від її ординат і від місця прикладення навантаження (рівень i -го поверху) згідно з (6.4) і (6.5).

Г.4 Методика графічного визначення нелінійних переміщень будівель з використанням СНЗ

Нелінійні переміщення БРМ можуть бути визначені графічним методом, що представляє практичний інтерес. Метод полягає в порівнянні СНЗ, отриманого для БРМ в результаті нелінійного статичного розрахунку, і спектрів реакції нелінійного осцилятора, побудованих на основі графіків спектрального коефіцієнта динамічності β для ґрунтів першої, другої і третьої категорії за сейсмічними властивостями (рисунок 6.2).

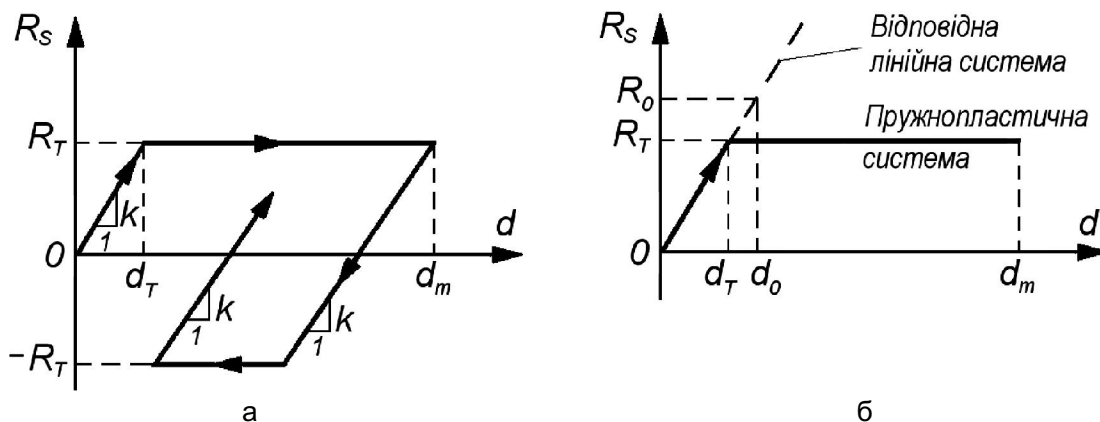
У додатку Д (рисунок Д.1) наведено графічні залежності спектральних коефіцієнтів динамічності осциляторів від періодів власних коливань і різних коефіцієнтів податливості, отримані на основі графіків спектральних коефіцієнтів динамічності.

Коефіцієнт податливості μ визначається за наступною залежністю:

$$\mu = \frac{d_m}{d_T} \quad (\text{Г.10})$$

де d_m – максимальне переміщення БРМ за результатами НСР;
 d_T – переміщення БРМ, що відповідає границі текучості БРМ.

Значення d_m і d_T визначаються за умови представлення БРМ у вигляді ідеалізованої пружно-пластичної системи (рисунок Г.3). При цьому використовуються наступні положення.



а – залежність "навантаження – переміщення" пружно-пластичної системи; б – порівняння сейсмічних реакцій пружно-пластичної системи і відповідної їй лінійної системи

Рисунок Г.3 – До визначення коефіцієнта податливості ідеалізованої пружно-пластичної системи

Коефіцієнт редукції (зниження сейсмічної реакції за рахунок прояву нелінійних властивостей) R_μ конструкції визначається за формулою:

$$R_\mu = \frac{R_0}{R_T} = \frac{d_0}{d_T}, \tag{Г.11}$$

де R_0 і d_0 – пружна реакція і відповідне їй переміщення при коливаннях будівлі під час землетрусу. Вони також є максимальними реакціями відповідної лінійної системи (ВЛС), що має жорсткість, яка дорівнює початковій жорсткості пружно-пластичної системи (див. рисунок Г.3, б);

R_T і d_T – границя текучості і відповідне їй переміщення.

Білінійна ідеалізація СНЗ багатомасової моделі здійснюється відповідно до Г.3.4.

Коефіцієнт непружної деформації, визначений як відношення між деформаціями непружної і відповідної лінійної системи, пов'язаний з μ і R_μ наступним чином:

$$\frac{d_m}{d_0} = \frac{\mu}{R_\mu}. \tag{Г.12}$$

Прискорення текучості при відомих границі текучості R_T і модальній масі M_1 дорівнює:

$$a_T = R_T / M_1. \tag{Г.13}$$

Співвідношення між μ , R_μ і періодом коливань T_i будівлі мають такий вигляд:

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b < T < T_c, \\ \mu & T > T_c \end{cases}, \tag{Г.14}$$

де T_a , T_b і T_c – межі зон (періоди) на графіку спектральних коефіцієнтів динамічності β , що відповідають чутливості динамічної системи до амплітуд прискорень, швидкостей і переміщень при землетрусі.

Графічні залежності, побудовані за формулою (Г.14), наведені на рисунку Г.4.

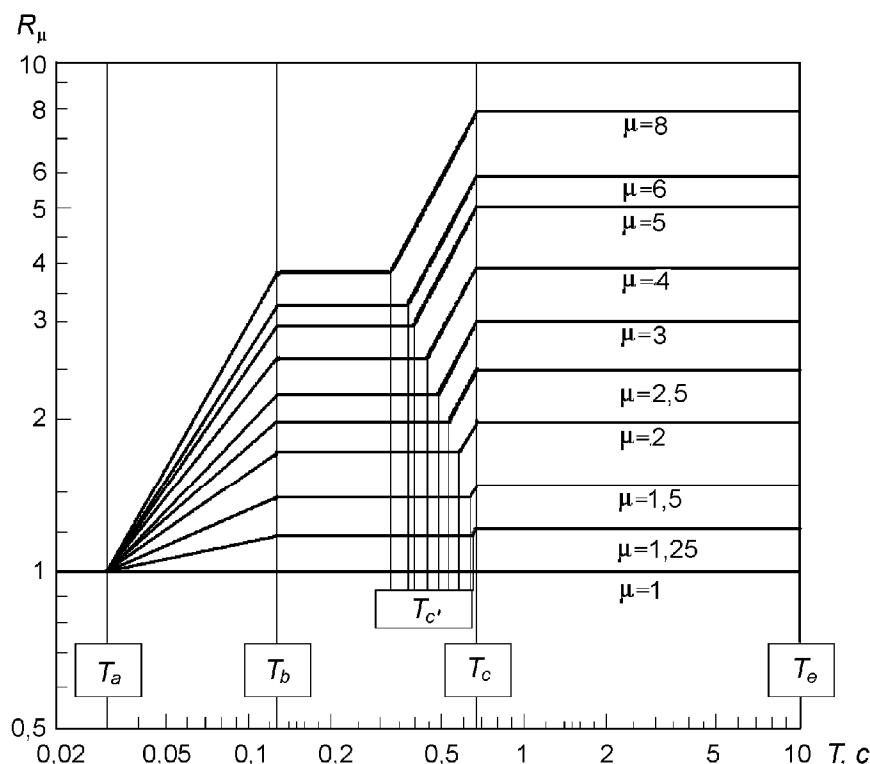


Рисунок Г.4 – Залежність коефіцієнта редукції R_{μ} від коефіцієнта податливості μ будівель з різними періодами власних коливань T

Співвідношення (Г.14) були використані при побудові графіків коефіцієнтів динамічності (див. додаток Д), які дозволяють визначати сейсмічні навантаження на будівлі і споруди з урахуванням нелінійного деформування матеріалів конструкцій.

Рисунок Г.5 демонструє приклад визначення нелінійних переміщень і коефіцієнтів податливості будівель з заданим періодом власних коливань $T_1 = 0,65$ с і трьома різними значеннями границі текучості, які визначені на основі СНЗ за результатами нелінійного статичного розрахунку просторової БРМ.

Радіальні лінії на графіку " $S_a - S_d$ " відповідають значенням квадрата кругової частоти ω , за якою визначається період власних коливань ЕОМС.

Період ЕОМС у вигляді ідеалізованої пружно-пластичної системи може бути визначений за такою залежністю:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1 \cdot d_T}{R_T}}. \quad (\text{Г.15})$$

Горизонтальні гілки графіків несучої здатності будівель перетинають криві спектрів непружних реакцій в одній або більше точках. Розділивши переміщення S_d у кожній точці перетину графіків на переміщення, що відповідає границі текучості будівлі d_T згідно з (Г.10), отримуємо значення коефіцієнтів податливості μ і нелінійних переміщень:

$$\mu_A^1 = \frac{d^1}{d_T^1} = 1,7; \quad \mu_A^2 = \frac{d^2}{d_T^1} = 3,75; \quad \mu_A^3 = \frac{d^3}{d_T^1} = 15,4; \quad \mu_B^1 = \frac{d^4}{d_T^2} = 2,8; \quad \mu_B^2 = \frac{d^5}{d_T^2} = 11; \quad \mu_C^1 = \frac{d^6}{d_T^3} = 1.$$

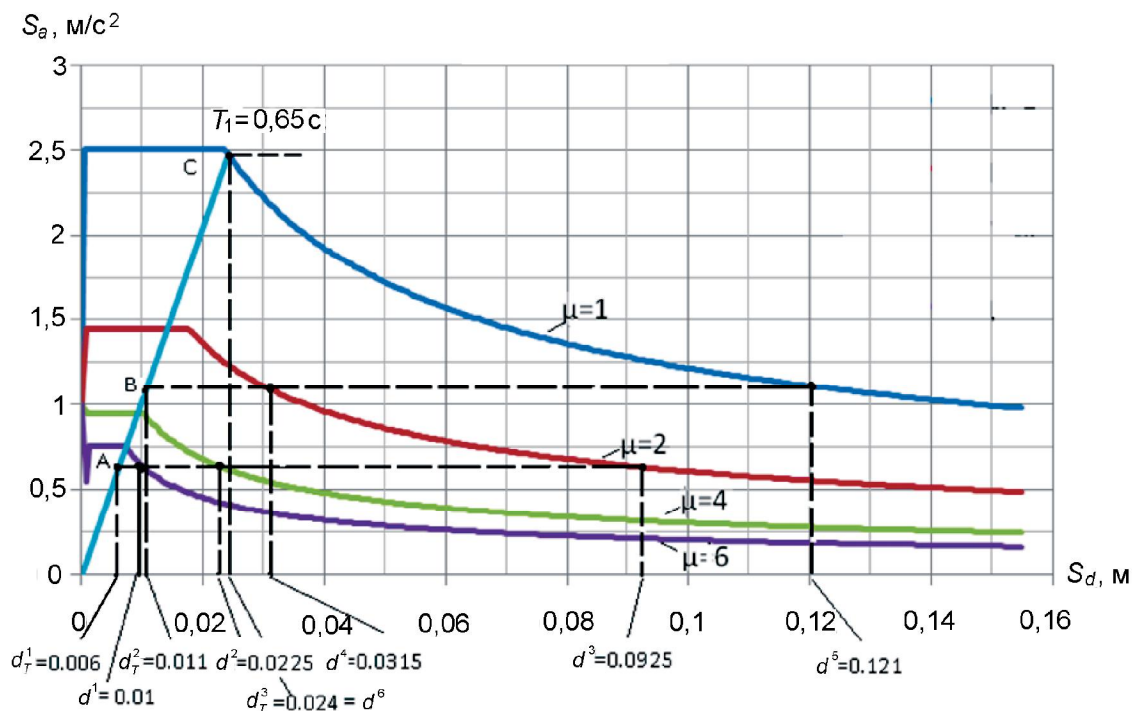


Рисунок Г.5 – Визначення нелінійних переміщень в залежності від коефіцієнтів податливості трьох будівель (А, В і С) із заданими значеннями переміщень текучості (d_T) за графічною залежністю "спектральне прискорення S_a – спектральне переміщення S_d " для ґрунтів 2-ї категорії за сейсмічними властивостями і інтенсивності землетрусу 7 балів

В одній з точок перетину розрахунковий коефіцієнт μ узгоджується (близький або дорівнює) зі значенням коефіцієнта податливості графіка спектра непружної реакції. Так, розрахункові коефіцієнти податливості будівель з періодом $T_1 = 0,65$ с і трьома значеннями переміщень, що відповідають границі текучості $d_T^1 = 0,006$ м, $d_T^2 = 0,011$ м і $d_T^3 = 0,025$ м, дорівнюють: $\mu_A = 3,75$; $\mu_B = 2,8$ і $\mu_C = 1$ відповідно.

Отримана точка перетину двох графіків відповідає нелінійному переміщенню d_t^* .

Цільові нелінійні переміщення будівель А, В і С відповідно складають: $d^1 = 0,0225$ м; $d^2 = 0,0315$ м; $d^3 = 0,024$ м.

Значення d_t^* можна визначити за наступними залежностями:

– для будівель з періодами T_1 , меншими або рівними T_c (права межа горизонтальної ділянки графіка спектрального коефіцієнта динамічності β), нелінійне переміщення визначається за формулою:

$$d_t^* = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{a}{(\omega^*)^2}; \quad (\text{Г.16})$$

– для будівель з періодами T_1 , більшими T_c , нелінійне переміщення визначається за формулою:

$$d_t^* = \mu \frac{a_T}{(\omega^*)^2}. \quad (\text{Г.17})$$

Г.5 Методика визначення жорсткостей залізобетонних конструкцій з урахуванням наявних тріщин

Г.5.1 Виконуючи оцінку сейсмостійкості будівель і споруд, що проектуються і експлуатуються, з урахуванням їх фактичного технічного стану, жорсткості плосконапружених стінових і стрижневих залізобетонних конструкцій, з урахуванням наявних тріщин, або тих, що приймаються по схемі конверта, допускається визначати методом одиничних смужок з використанням теорії складених стрижнів О.Р. Ржаніцина [5].

Г.5.2 На конструкцію, що розраховується, наноситься реальна схема тріщин (рисунок Г.6). За допомогою методу перерізів вирізається вертикальна окрема смужка (рисунки Г.6 і Г.7), яка розраховується за схемою складеного стрижня з монолітними швами за відсутності тріщин і податливими швами – за наявності тріщин у конструкції. Визначається робота W_1 зусиль виділеної вертикальної одиничної смужки (при використанні методу скінчених елементів одиничний розмір замінюється на значення Δx) за відсутності тріщин, а також визначається робота W_2 зусиль тієї ж одиничної смужки з урахуванням наявної схеми тріщин від сейсмічного впливу (або схеми "конверта").

Різниця робіт $\Delta W = W_1 - W_2$ розподіляється на сусідні скінченні елементи, прилеглі зверху і знизу до тріщин. При цьому нові значення товщини b_2 скінчених елементів, прилеглих до тріщин, визначаються за формулою:

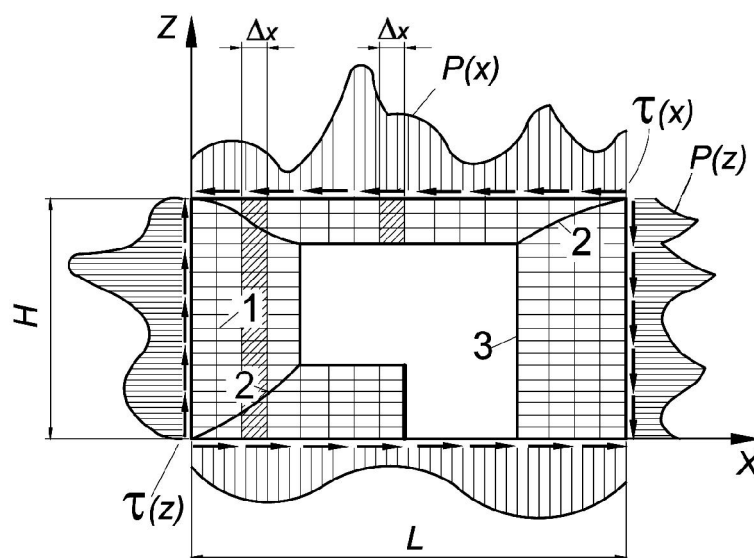
$$b_2 = \frac{\sum W_i - \Delta W}{\sum W_i} \cdot b_1, \quad (\text{Г.18})$$

де $\sum W_i$ – сума робіт у горизонтальних смугах, прилеглих до тріщин у межах виділеної вертикальної смужки;

ΔW – отримана різниця робіт;

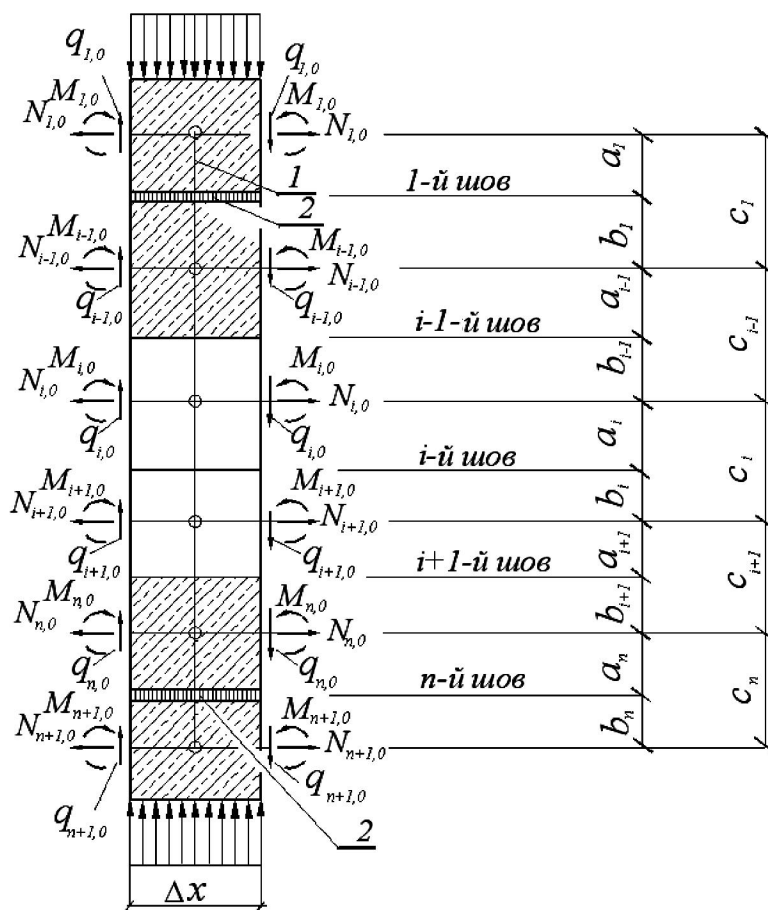
b_1 – початкова товщина скінченного елемента.

Кількість вертикальних смужок може бути повною (в межах всієї конструкції) або неповною – достатньо використовувати три – шість вертикальних смуг, а проміжні значення b_k визначають за лінійною інтерполяцією.



1 – межі горизонтальних смуг; 2 – тріщини; 3 – проріз

Рисунок Г.6 – До розрахунку плосконапружених залізобетонних конструкцій з віконними та дверними прорізами на сейсмічні впливи



1 – поперечні зв'язки; 2 – тріщини

Рисунок Г.7 – Вертикальна окрема смужка, розглянута за схемою складеного стрижня

Г.5.3 Методика дозволяє визначати жорсткості конструкцій і поверхів будівель і споруд, складених із залізобетонних плосконапружених і стрижневих конструкцій з тріщинами, за двома варіантами.

Г.5.3.1 Перший варіант виконується без зміни заданого на початку порядку і номерів плоских скінченних елементів (СЕ), на які розбивається плосконапружена конструкція для розрахунку за МСЕ. При цьому, в СЕ, прилеглих до тріщин, зменшується їх товщина, яка визначається за умови рівності робіт у спеціально виділених одиничних смужках за моделлю складеного стрижня, а для стрижневих конструкцій з використанням моделі еквівалентної плосконапруженої конструкції (рисунок Г.8).

Алгоритм розрахунку передбачає наявність ітераційного процесу, регульованого досягнутою точністю товщини зазначених СЕ, що прилягають до тріщин, і динамічних характеристик будівлі або споруди.

Для практичних розрахунків допускається визначати товщину СЕ, прилеглих до тріщин, з використанням різниці робіт тільки двох СЕ, прилеглих до горизонтальних і вертикальних відрізків модельованої тріщини (див. рисунок Г.8, б).

Робота кожної пари СЕ обчислюється двічі з використанням двоелементної консольної моделі: монолітне з'єднання двох СЕ (W_1) і після їх розшивки (W_2) (при цьому польове армування замінюється двома стрижневими СЕ, розташованими по краях плоских СЕ).

Усереднені зусилля у вузлах в горизонтальному і вертикальному напрямках двоелементної консольної моделі визначаються з нелінійного розрахунку всієї плосконапруженої конструкції. Для цього використовуються напруження в скінченних елементах бетону та арматури.

Переміщення вузлів визначаються з розрахунку двоелементної консольної моделі з доданими у вузлах навантаженнями. При цьому опорне закріплення двох вузлів консолі (шарнірно-рухоме і шарнірно-нерухоме) в цілях усереднення необхідно задавати як зліва, так і справа.

У місцях переходу горизонтальної ділянки тріщини до вертикальної роботи кутових плоских СЕ визначаються шляхом усереднення. У результаті нова товщина СЕ, прилеглих до тріщини, визначається за формулою:

$$b = \frac{W_1}{W_2} \cdot b_1. \quad (\text{Г.19})$$

Г.5.3.2 За другим варіантом визначаються жорсткості будівель і споруд з плоско-напруженими і стрижневими конструкціями з використанням спеціального прийому моделювання тріщин-щілин, які розташовуються по діагоналях конструкції (див. рисунки Г.6 і Г.8). При цьому арматурні стрижні плосконапружених конструкцій моделюються додатковими СЕ, а також враховується розкриття і закриття тріщин з урахуванням наявних можливостей обчислювальних комплексів на основі МСЕ.

Г.5.4 Жорсткість стрижневих конструкцій на ділянках з похилими тріщинами, у тому числі з тріщинами, що перетинаються (характерними за сейсмічних впливів для опорних ділянок і вузлів сполучень), визначається за допомогою спеціальної розрахункової моделі плосконапружених конструкцій (див. рисунок Г.8).

Жорсткість зазначених ділянок (смуг) замінюється еквівалентною жорсткістю:

$$B(\lambda) = \frac{M^2 \cdot \Delta x}{2 \cdot W_3}, \quad (\text{Г.20})$$

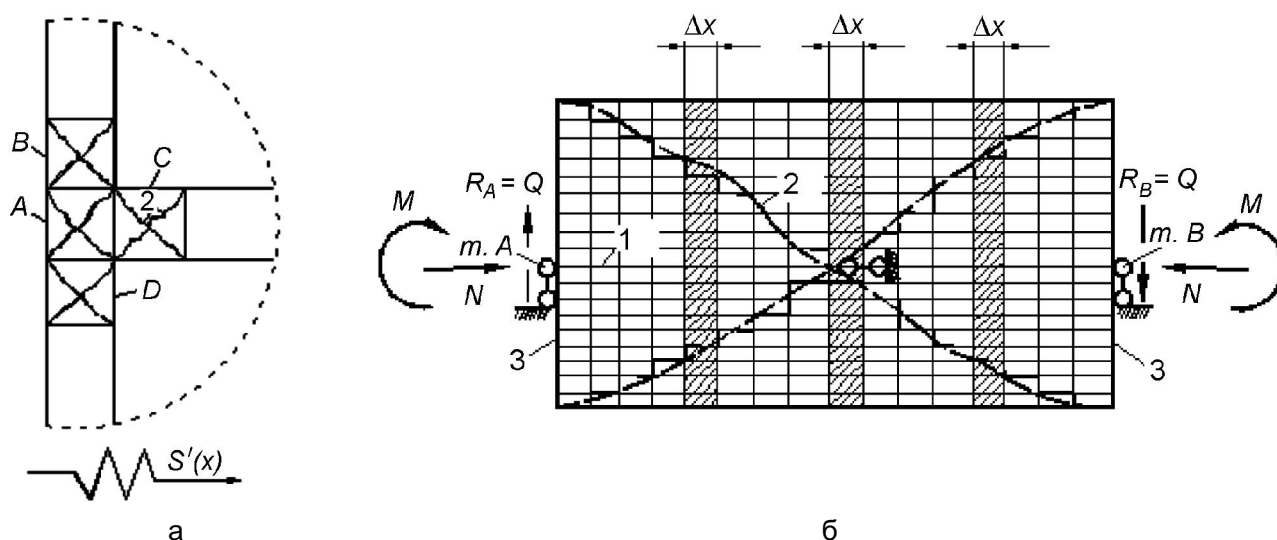
де W_3 – робота зусиль виділеної ділянки (смуги).

Ітераційний процес закінчується при досягненні заданої похибки $B_1(\lambda)$.

Для практичних розрахунків також допускається визначити товщину СЕ, прилеглих до тріщин, з використанням різниці робіт тільки двох СЕ, прилеглих до горизонтальних і вертикальних відрізків модельованої тріщини.

На ділянках з нормальними тріщинами жорсткість стрижневих залізобетонних конструкцій визначається з використанням значення згинального моменту M і радіуса кривизни ρ за нормативною методикою ДБН В.2.6-98 для відповідної розглянутої i -тої зони (ділянку рекомендується поділити на 4 – 6 зон):

$$B_i(\lambda) = M_i \cdot \rho_i. \quad (\text{Г.21})$$

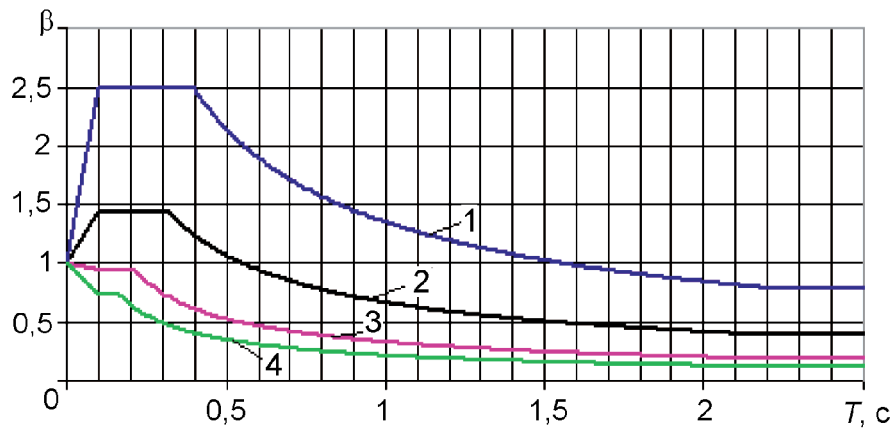


а – виділення характерних зон і схем тріщин; б – розрахункова модель для уточнення жорсткості виділених зон; 1 – межі горизонтальних смужок; 2 – тріщини; 3 – абсолютно жорсткі торцеві вставки

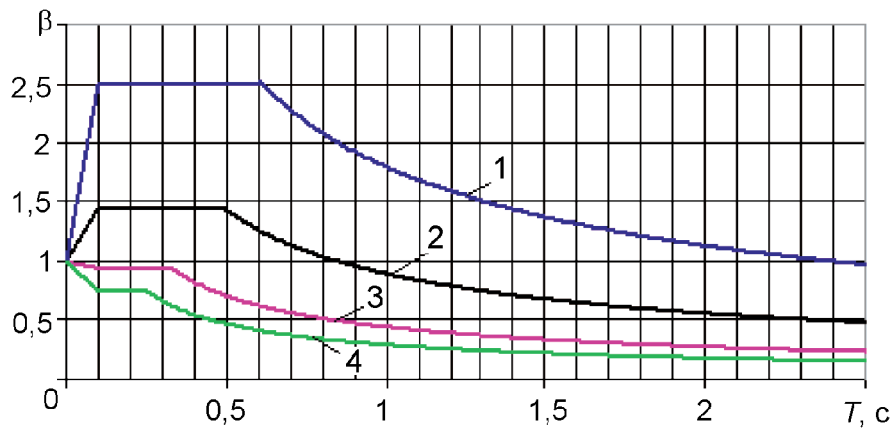
Рисунок Г.8 – До розрахунку стрижневих залізобетонних конструкцій на сейсмічні впливи

ДОДАТОК Д
(довідковий)

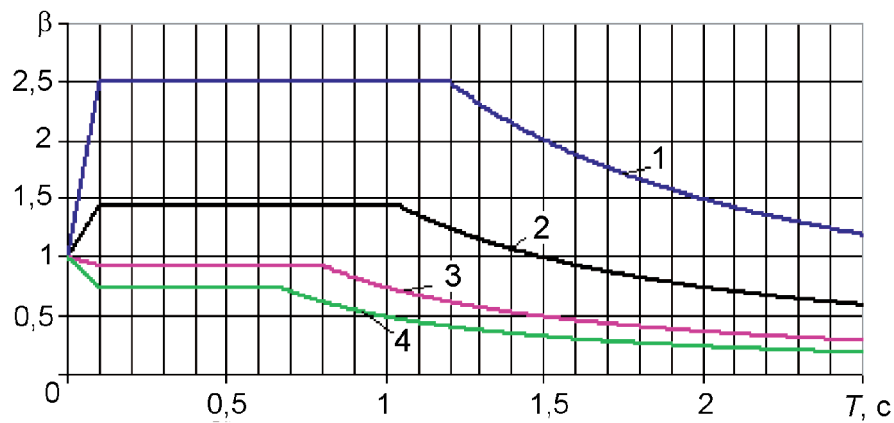
ГРАФІКИ НЕПРУЖНИХ СПЕКТРІВ РЕАКЦІ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД



а



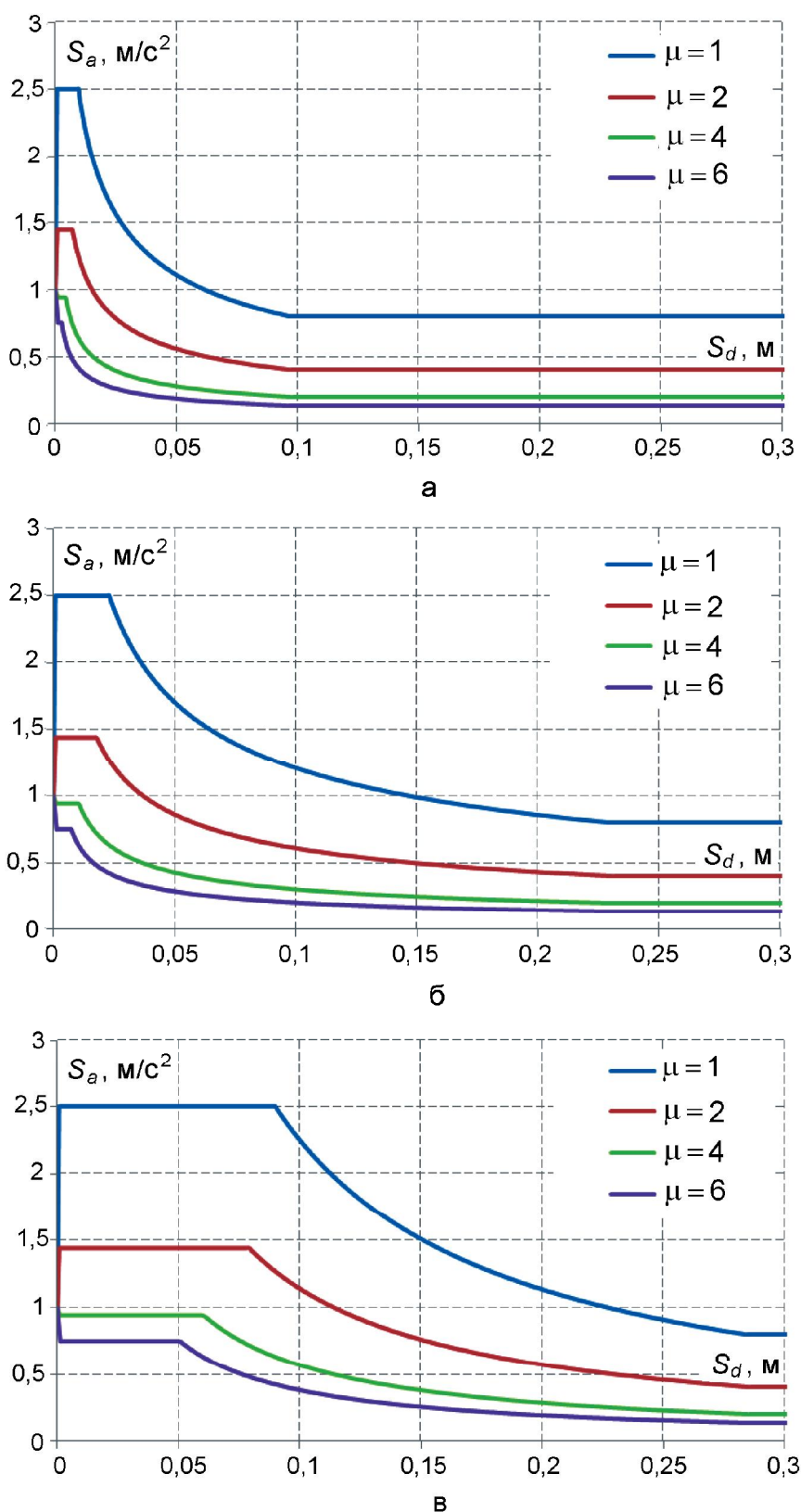
б



в

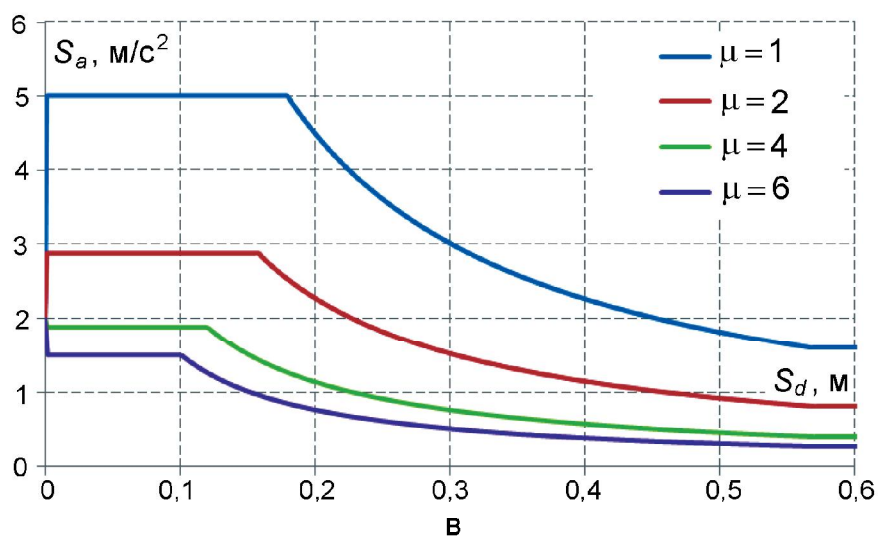
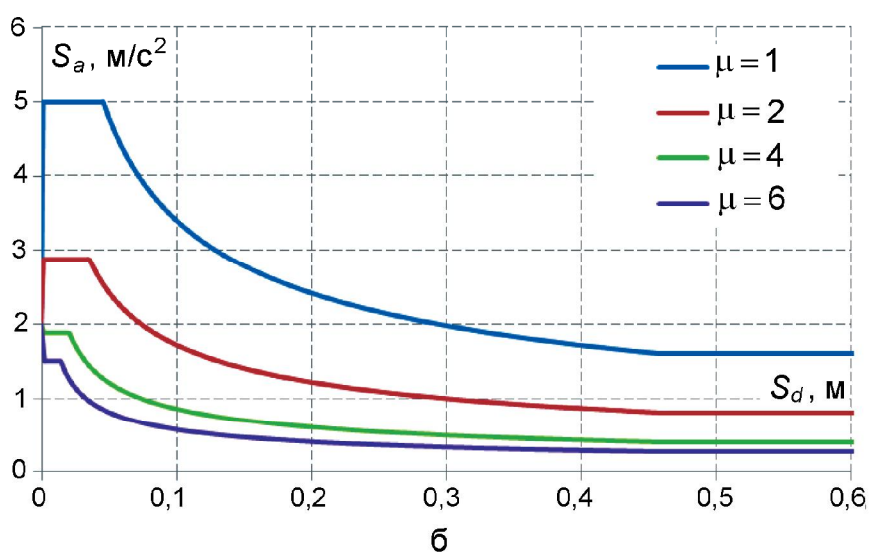
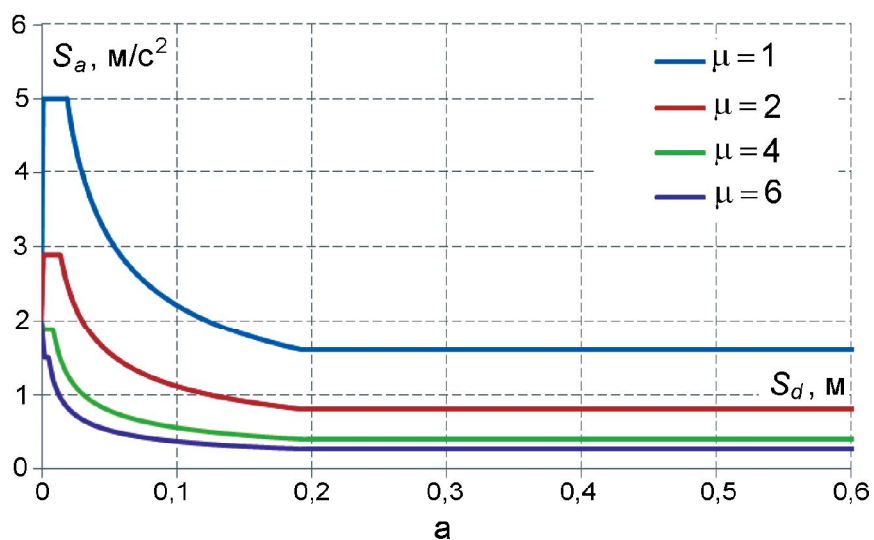
а – для першої (I), б – для другої (II), в – для третьої (III) категорій ґрунту за сейсмічними властивостями

Рисунок Д.1 – Залежності коефіцієнтів динамічності β від періодів власних коливань T і коефіцієнтів податливості $\mu = 1, 2, 4, 6$ (відповідні графіки 1, 2, 3 і 4) будівлі (споруди)



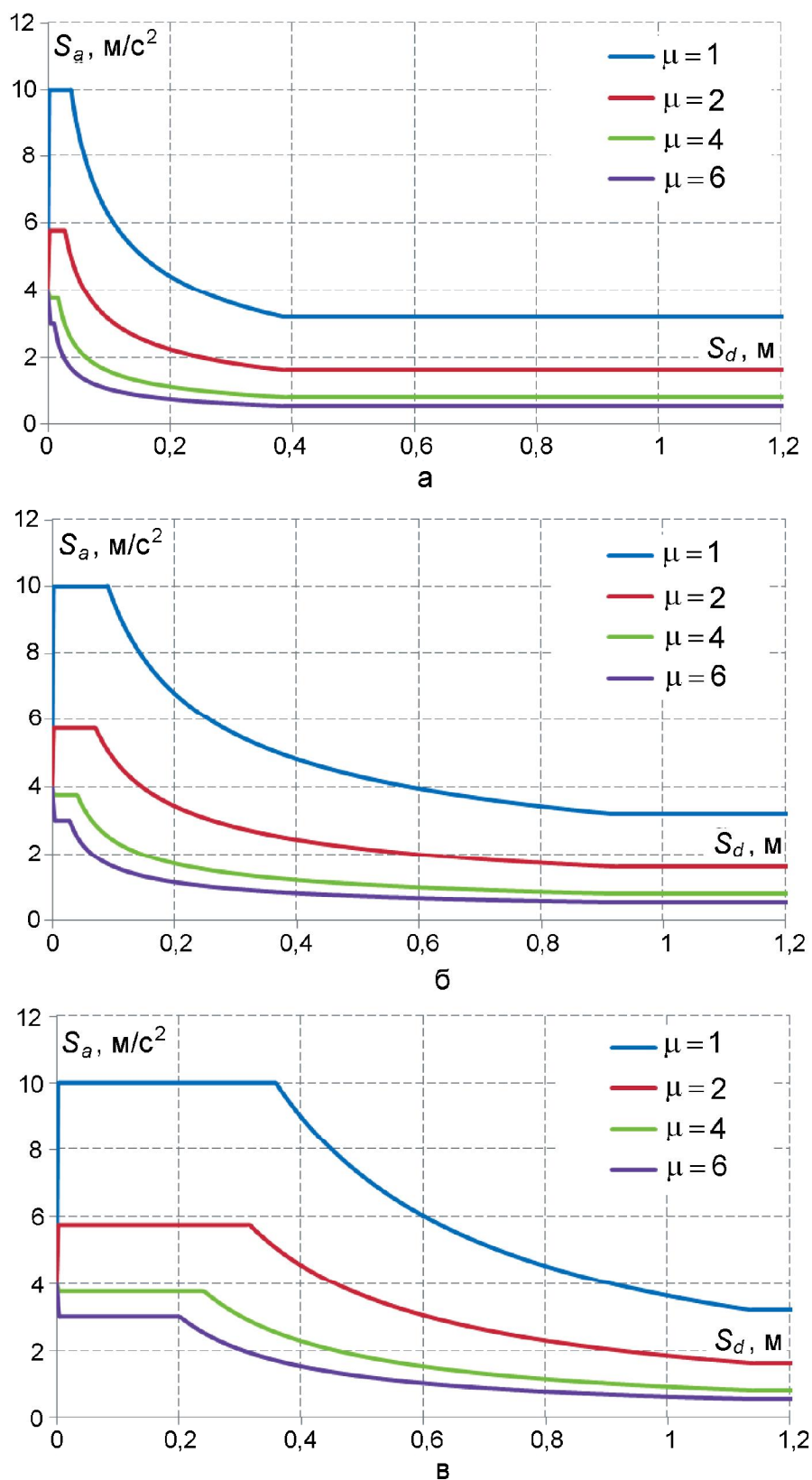
а – для першої (I), б – для другої (II), в – для третьої (III) категорій ґрунту за сейсмічними властивостями

Рисунок Д.2 – Графіки " $S_a - S_d$ " за сейсмічних впливів інтенсивністю 7 балів і різних коефіцієнтах податливості μ будівлі (споруди)



а – для першої (I), б – для другої (II), в – для третьої (III) категорій ґрунту за сейсмічними властивостями

Рисунок Д.3 – Графіки " $S_a - S_d$ " за сейсмічних впливів інтенсивністю 8 балів і різних коефіцієнтах податливості μ будівлі (споруди)



а – для першої (I), б – для другої (II), в – для третьої (III) категорій ґрунту за сейсмічними властивостями

Рисунок Д.4 – Графіки " $S_a - S_d$ " за сейсмічних впливів інтенсивністю 9 балів і різних коефіцієнтах податливості μ будівлі (споруди)

ДОДАТОК Е
(довідковий)РОЗРАХУНОК ПРОСТОРОВИХ МОДЕЛЕЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД СКЛАДНОЇ КОНФІГУРАЦІЇ
З УРАХУВАННЯМ НЕРІВНОМІРНОГО ПОЛЯ КОЛИВАНЬ ҐРУНТУ

Е.1 Рекомендації даного додатка стосуються будівель переважно прямокутної в плані форми, в яких у зв'язку з наявністю діафрагм і податливістю дисків міжповерхових перекриттів можлива поява крутильних і згинальних у плані форм власних коливань (рисунок Е.1).

Дослідження просторових моделей будівель різних конструктивних схем показують, що найбільш поширені типи форм за висотою та в плані можуть бути представлені вказаними на рисунку Е.1.

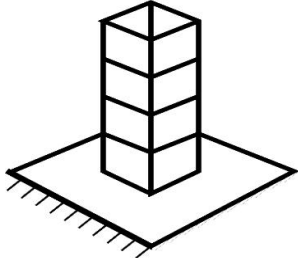
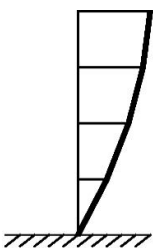
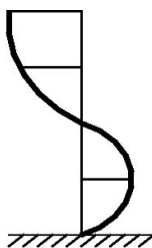
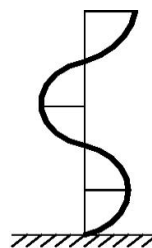
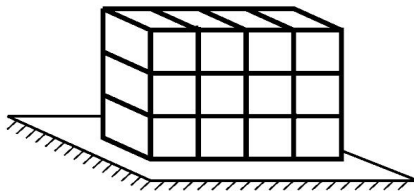

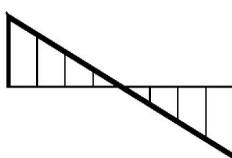
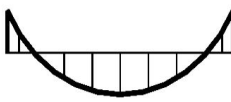
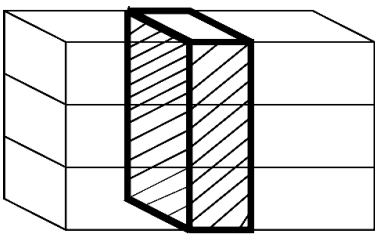
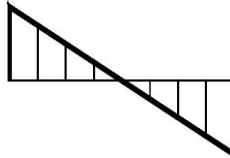
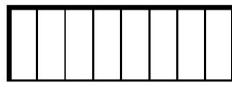
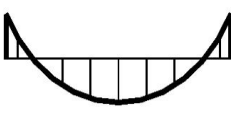
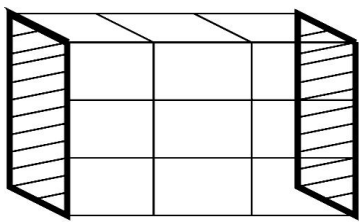
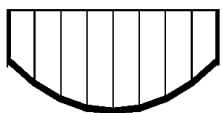
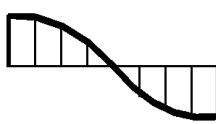

	СХЕМА	ТРИ ПЕРШІ ФОРМИ КОЛИВАНЬ БУДІВЛІ		
I	Будівля стовпчастого типу 	За висотою		
		1 форма 	2 форма 	3 форма 
II	Протяжна каркасна будівля 	За довжиною		
		1 форма 	2 форма 	3 форма 
III	Каркасна будівля з ядром жорсткості 	За довжиною		
		1 форма 	2 форма 	3 форма 
IV	Каркасна будівля з діафрагмами на торцях 	За довжиною		
		1 форма 	2 форма 	3 форма 

Рисунок Е.1 – Перші три форми коливань будівель різних конструктивних схем

Е.2 Визначення проєкцій сейсмічних сил S_{kij} на напрямок j сейсмічного навантаження S_{ki} при i -тій формі коливань, діючого на елемент вагою Q_k , віднесеною до точки k моделі будівлі (див. рисунок 6.1 розділу 6), здійснюється за формулою:

$$S_{kij} = k_1 k_2 k_{ep} Q_k \ddot{U}_0 \beta_i \eta_{kij} \quad (E.1)$$

У формулі Е.1 коефіцієнти k_1 , k_2 , k_{ep} , а також Q_k , \ddot{U}_0 та β_i визначаються за 6.3.1 цих Норм. Коефіцієнти форм η_{kij} визначаються за формулою:

$$\eta_{kij} = U_{kij} \frac{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 f_{kj} U_{kij} \cos(U_{kij}, \ddot{U}_0)}{\sum_k Q_k \sum_{j=1}^3 U_{kij}^2}, \quad (E.2)$$

де U_{kij} – проєкції переміщень точок k за трьома взаємно ортогональними напрямками ($j = 1, 2, 3$) для i -го тону власних коливань;

$\cos(U_{kij}, \ddot{U}_0)$ – косинуси кутів між напрямками вектора сейсмічного впливу \ddot{U}_0 і переміщеннями

f_{kj} – ординати поля коливань ґрунту, які визначають за формулами:
– для горизонтального напрямку 1 сейсмічного впливу (вздовж будівлі)

$$f_{k1} = M_1(\Delta t) + M_2(\Delta t) \left(1 - \frac{2x_k}{L} \right) + M_3(\Delta t) \cos 2\pi \left(\frac{x_k}{L} - \frac{1}{2} \right); \quad (E.3)$$

– для горизонтального напрямку 2 сейсмічного впливу (поперек будівлі)

$$f_{k2} = M_1(\Delta t) + M_2(\Delta t) \left(1 - \frac{2y_k}{B} \right) + M_3(\Delta t) \cos 2\pi \left(\frac{y_k}{B} - \frac{1}{2} \right); \quad (E.4)$$

– для вертикального напрямку 3 сейсмічного впливу при коливаннях будівлі на пружній основі

$$f_{k3} = v \left[M_1(\Delta t) + M_2(\Delta t) \left(1 - \frac{2x_k}{L} \right) \right]; \quad (E.5)$$

$M_1(\Delta t)$, $M_2(\Delta t)$, $M_3(\Delta t)$ – хвильові спектральні коефіцієнти, що визначаються в залежності від $\Delta t = L / V_s$ згідно з графіками на рисунку Е.2 або за таблицею Е.1;

V_s – швидкість поширення поперечних сейсмічних хвиль у ґрунті, м/с; приймається за даними сейсмічного мікрорайонування майданчика або за таблицею Е.2;

x_k , y_k – горизонтальні координати точки k , м;

v – співвідношення між максимальними прискореннями ґрунту при вертикальних і горизонтальних коливаннях ($v = 0,5 \dots 0,75$);

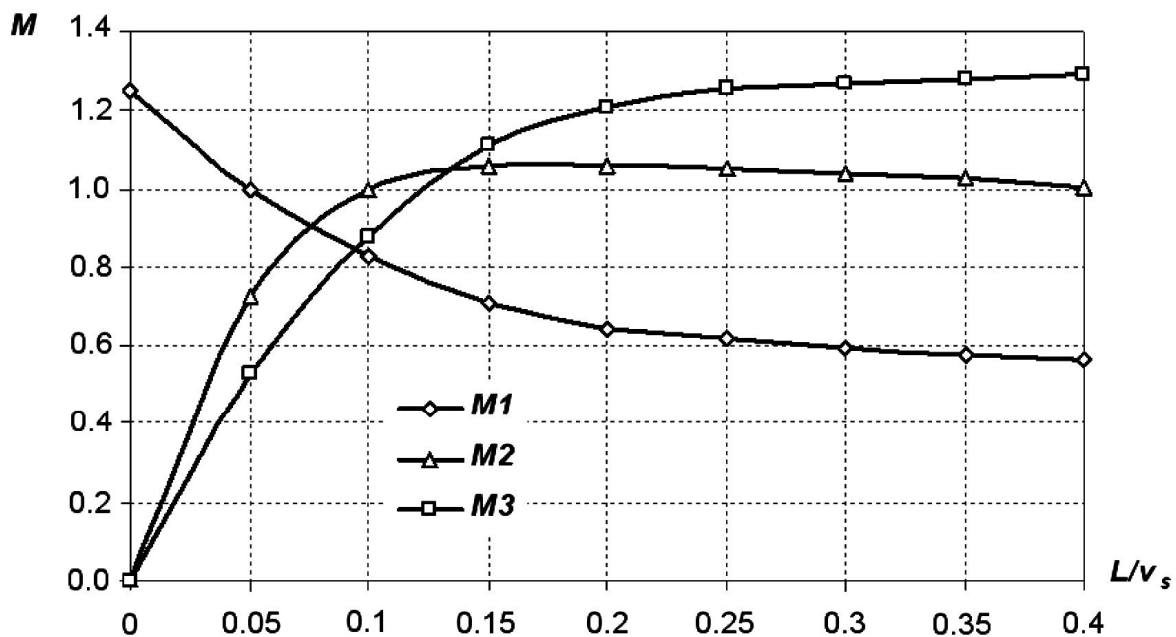
L , B – довжина та ширина будівлі, м.

Е.3 Розрахункові графіки для $M_j (L / V_s)$, осереднені за ансамблями акселерограм сейсмічного впливу інтенсивністю 7 і 8 балів, наведені на рисунку Е.2: M_1 – для поступальних, M_2 – для крутильних, M_3 – для згинальних у плані коливань.

Е.4 Схема дії сейсмічної хвилі в русі на будівлю регулярного типу (каркасні будівлі рамної конструктивної схеми, житлові великопанельні, цегляні, великоблочні) наведена на рисунку Е.3.

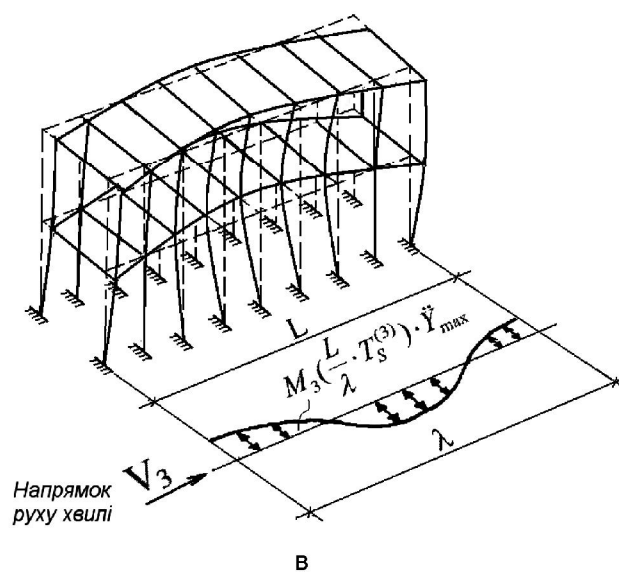
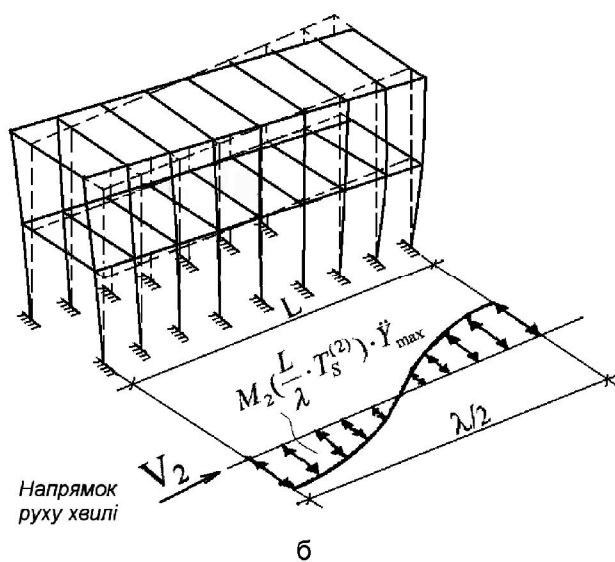
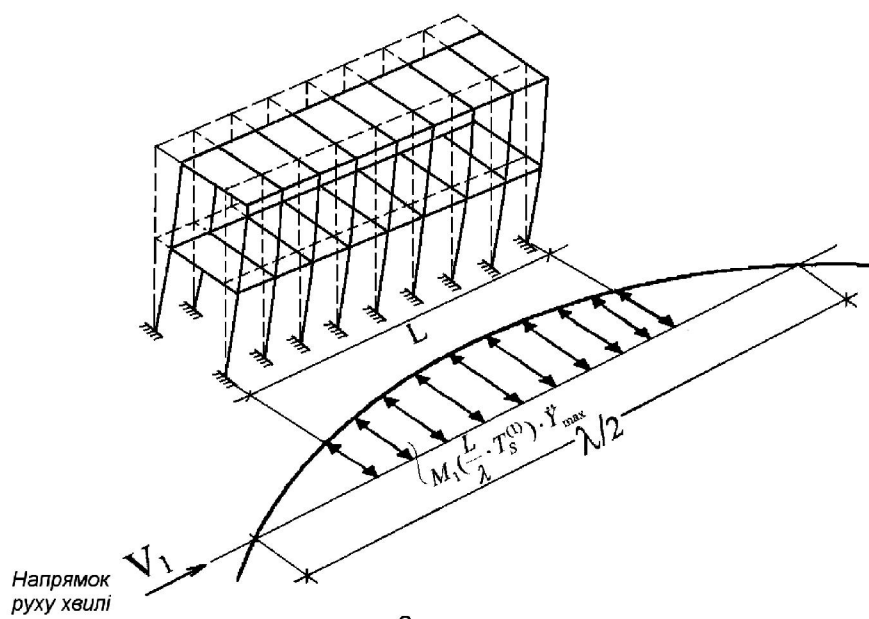
Таблиця Е.1 – Хвильові спектральні коефіцієнти $M_1(\Delta t)$, $M_2(\Delta t)$, $M_3(\Delta t)$

L/V_s	0,000	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070
M_1	1,250	1,180	1,130	1,080	1,040	1,000	0,960	0,920
M_2	0,000	0,250	0,380	0,520	0,620	0,730	0,820	0,880
M_3	0,000	0,110	0,220	0,350	0,450	0,530	0,620	0,680
L/V_s	0,080	0,090	0,100	0,110	0,120	0,130	0,140	0,150
M_1	0,890	0,860	0,830	0,800	0,770	0,750	0,730	0,710
M_2	0,930	0,970	1,000	1,030	1,040	1,050	1,060	1,060
M_3	0,750	0,820	0,880	0,940	0,990	1,040	1,080	1,110
L/V_s	0,160	0,170	0,180	0,190	0,200	0,210	0,220	0,230
M_1	0,690	0,670	0,660	0,650	0,645	0,637	0,635	0,627
M_2	1,060	1,060	1,060	1,059	1,059	1,058	1,057	1,056
M_3	1,140	1,160	1,180	1,19	1,210	1,222	1,233	1,245
L/V_s	0,240	0,250	0,260	0,270	0,280	0,290	0,300	0,310
M_1	0,620	0,618	0,610	0,603	0,601	0,599	0,597	0,593
M_2	1,054	1,052	1,051	1,049	1,046	1,044	1,041	1,038
M_3	1,251	1,256	1,258	1,260	1,263	1,264	1,266	1,269
L/V_s	0,320	0,330	0,340	0,350	0,360	0,370	0,380	0,390
M_1	0,589	0,586	0,582	0,579	0,576	0,572	0,569	0,566
M_2	1,035	1,032	1,029	1,025	1,021	1,017	1,013	1,008
M_3	1,271	1,274	1,276	1,279	1,281	1,283	1,286	1,288



M_1 – для поступальних; M_2 – для крутильних; M_3 – для згинальних у плані коливань будівель або споруд

Рисунок Е.2 – Залежності спектральних коефіцієнтів від співвідношення довжини будівлі L до швидкості сейсмічної хвилі в ґрунті V_s



а – поступальні коливання; б – крутильні коливання; в – згинальні у плані коливання

Рисунок Е.3 – Схеми дії біжучої сейсмічної хвилі довжиною на будівлі регулярного типу

Таблиця Е.2 – Швидкості розповсюдження хвиль у ґрунті

Ґрунти	Швидкість хвиль, км/с	Переважаючий період T_0 , с
Скельні		
Граніти	3,4	
Вапняки, сланці, гнейси (щільні)	2,0-2,6	0,1-0,15
Пісковики щільні	1,2-1,7	
Вапняки, сланці, порушені пісковики	0,9-1,4	
Напівскельні		
Гіпси	1,4-1,7	
Мергелі	1,1-1,5	0,15-0,2
Зцементовані піски	0,8-1,1	
Крупноуламкові		
Щебеневі та галькові	0,8-1,2	0,2-0,25
Гравійні з кристалічних порід	0,7	1,1
Піщані		
Піски гравіюваті та крупні	0,5-0,9	
Піски середньої крупності	0,5-0,8	0,25-0,3
Піски мілкі та пилуваті	0,4-0,7	
Глинисті		
Глини	0,5-0,9	
Суглинки	0,5-0,8	
Супіски	0,4-0,7	0,3-0,4
Суглинки при $e = 1$ і супіски при $e = 0,7$	0,3-0,5	
Насипні та гумусні		
Насипні	0,1-0,3	
Гумусні	0,1-0,2	
Обводнені		
Гравійно-галькові	0,6-1,2	
Глинисті (супіски, суглинки)	0,4-0,9	
Насипні та гумусні	0,1-0,3	0,5-0,8

ДОДАТОК Ж
(довідковий)

**ПОРІВНЯЛЬНА ТАБЛИЦЯ ПРИЗНАЧЕННЯ
РІВНІВ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ/КЛАСІВ НАСЛІДКІВ**

Вимоги ДБН В.1.1-12		Вимоги ДБН В.1.2-14	
Карти ЗСР – 2004	Рівень відповідальності будівлі або споруди	Клас наслідків відмови	Коефіцієнт надійності за відповідальністю, γ_n (табл. 5 ДБН В.1.2-14)
A0 тільки для території АР Крим та Одеської обл.	Знижений	СС1/категорія складності I згідно з ДБН А.2.2-3	0,95
A	Нормальний	СС1	0,95
B	Підвищений	СС2	0,975
C	Особливої відповідальності	СС3	1,05

И.4 Сейсмічний вплив є випадковим не тільки в часі, але й у просторі. Він має бути визначеним у тій області простору, в якій визначена РДМ будівлі (споруди).

Параметрами, що визначають сейсмічний вплив, є:

- інваріантна (незалежна від орієнтації в просторі) інтенсивність векторів впливу;
- спектральний склад;
- орієнтація векторів впливу у просторі.

При розрахунку будівель (споруд) можливі два способи визначення просторових моделей впливу:

- диференційована РМД, коли окремо для кожної точки ґрунтової основи задається вектор переміщень;
- інтегральна РМД, коли в межах масиву ґрунтової основи виконано осереднення і його рух у просторі як єдиного цілого визначено вектором прискорення поступального переміщення і вектором кутового прискорення ротації (обертання).

При розрахунках за інтегральною моделлю приймається наступна просторова РМВ:

а) параметри впливу належать до деякої області простору ("масиву") з геометричними розмірами, сумірними з розмірами будівлі (споруди) у плані;

б) рух "масиву" як єдиного цілого визначається двома інтегральними характеристиками:

- вектором прискорення поступального руху $\ddot{X}_0 = |X_{i0}(t)|$, ($i = 1, 2, 3$);
- вектором кутового прискорення обертання (ротації) $\ddot{\alpha}_0 = |\ddot{\alpha}_{i0}(t)|$, ($i = 1, 2, 3$);

в) інтенсивність кутових прискорень ротації приймається

$$W = \left| \begin{array}{c} \ddot{\alpha}_0 \\ \ddot{X}_0 \end{array} \right| = \overline{W}\chi, \text{ м}^{-1}, \quad (\text{И.1})$$

де $\overline{W} = 2 \cdot 10^{-2}$; $6 \cdot 10^{-2}$ і $9 \cdot 10^{-2}$, м^{-1} , для ґрунтів відповідно I, II і III категорій за сейсмічними властивостями відповідно до таблиці 5.1.

Значення χ визначаються за графіками на рисунку И.2 або визначаються за формулою

$$\chi = \exp[\gamma(B - 25)], \quad (\text{И.2})$$

де B – менший розмір будівлі (споруди) у плані;

$\gamma = -8 \cdot 10^{-4}$, $-4,8 \cdot 10^{-3}$ і $-1,2 \cdot 10^{-2}$, $1/\text{м}^{-1}$, для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями відповідно до таблиці 5.1.

г) спектральний склад впливу враховується спектром реакцій будівлі (споруди), характеристики якого приймаються однаковими для поступального та обертального рухів "масиву";

д) прискорення поступального та обертального рухів залежать від геометричних розмірів "масиву" та враховуються відповідно до вказівок И.6.

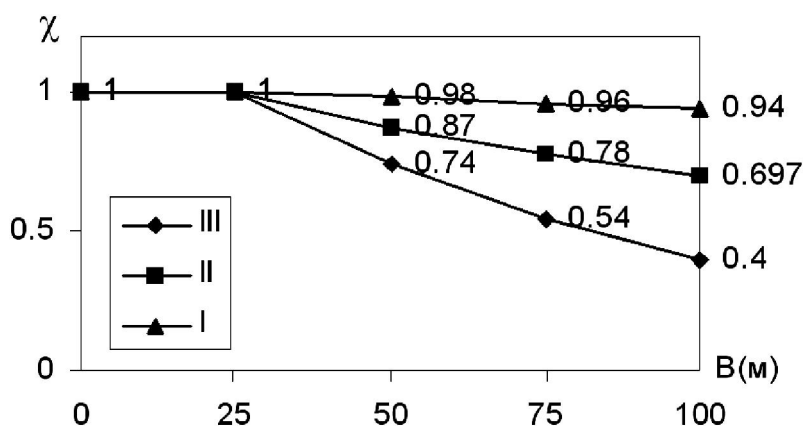


Рисунок И.2 – Графік значень χ

И.5 Значення крутильного сейсмічного навантаження (сейсмічного моменту) M_{ijk} за i -тою формою коливань у точці k в j -му напрямку визначається за формулою:

$$M_{ijk} = k_1 k_2 K_z g \Theta_{jk} A \beta_i \bar{\eta}_{ijk}, \quad (И.3)$$

де k_1, k_2, A, β_i – приймаються відповідно до 6.3.1;

g – прискорення сили тяжіння;

$\bar{\eta}_{ijk}$ – коефіцієнт форми коливань для крутильної складової, який визначається за И.7;

Θ_{jk} – момент інерції маси k -тої точки відносно j -тої осі.

И.6 Коефіцієнт K_z , що враховує розміри будівлі (споруди) в плані, визначається за рисунком И.3 або обчислюється за формулою

$$K_z = \exp[\alpha (B - 25)], \quad (И.4)$$

де B – менший розмір (ширина) будівлі (споруди) у плані;

$\alpha = -7,2 \cdot 10^{-3}, -1 \cdot 10^{-2}$ і $-1,6 \cdot 10^{-2}, \text{ м}^{-1}$, для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями відповідно до таблиці 5.1.

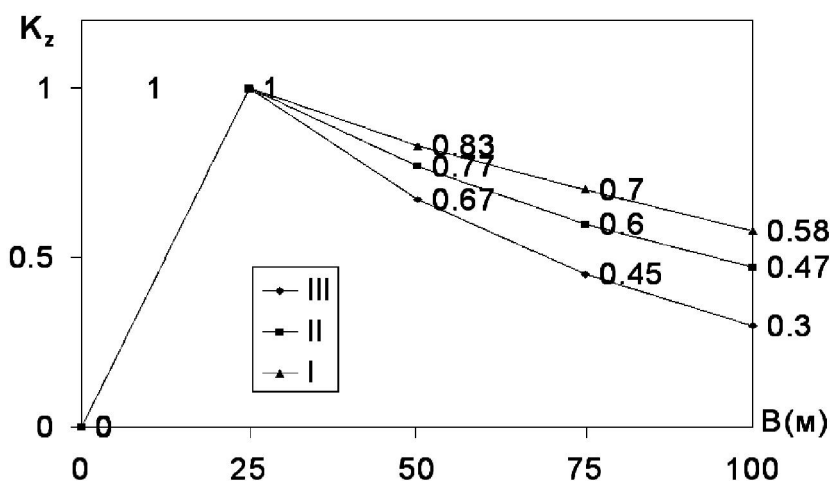


Рисунок И.3 – Графік значень коефіцієнта K_z

И.7 Коефіцієнти форм коливань η_{ijk} і $\bar{\eta}_{ijk}$ обчислюються за формулами:

$$\eta_{ijk} = X_{ijk}(x_{jk}) \cdot \eta_i; \quad \bar{\eta}_{ijk} = \alpha_{ijk}(x_{jk}) \cdot \eta_i, \quad (И.5)$$

де $X_{ijk}(x_{jk})$ і $\alpha_{ijk}(x_{jk})$ – відповідно переміщення та кути повороту k -тої ($k = 1, 2, \dots, n$) маси в j -му ($j = 1, 2, 3$) напрямку при i -тій формі коливань;

$$\eta_i = \frac{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^3 \{ Q_p Z_{ijp}(x_{jp}) + w(B) g \Theta_{jp} \alpha_{ijp}(x_{jp}) v_{\ddot{\alpha}_{j0}} \}}{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^3 \{ Q_p Z_{ijp}^2(x_{jp}) + g \Theta_{jp} \alpha_{ijp}^2(x_{jp}) \}}, \quad (И.6)$$

де Z_{ijp} – сумарне (з урахуванням поступального руху та ротації) переміщення p -ї маси за напрямком j -тої координати осі при коливаннях за i -тою формою, яке визначається як:

$$Z_{ijp} = \begin{cases} X_{i1p}(x_{jp}) \left[v_{\ddot{X}_{10}} + w(B) \left(x_{2p} v_{\ddot{\alpha}_{30}} - x_{3p} v_{\ddot{\alpha}_{20}} \right) \right] & \text{для } j = 1; \\ X_{i2p}(x_{jp}) \left[v_{\ddot{X}_{20}} + w(B) \left(x_{3p} v_{\ddot{\alpha}_{10}} - x_{1p} v_{\ddot{\alpha}_{30}} \right) \right] & \text{для } j = 2; \\ X_{i3p}(x_{jp}) \left[v_{\ddot{X}_{30}} + w(B) \left(x_{1p} v_{\ddot{\alpha}_{20}} - x_{2p} v_{\ddot{\alpha}_{10}} \right) \right] & \text{для } j = 3. \end{cases} \quad (И.7)$$

Символи, які визначають розстановку компонентів наступним чином:

1, 2, 3 – для $j = 1$; 2, 3, 1 – для $j = 2$; 3, 1, 2 для $j = 3$;

x_{jp} ($j = 1, 2, 3, p = 1, 2, \dots, n$) – координати p -тої маси;

$v_{\ddot{X}_{j0}}$ і $v_{\ddot{\alpha}_{j0}}$ ($j = 1, 2, 3$) – напрямні косинуси векторів прискорення поступального руху та обертання ґрунтової основи, що задовольняють наступним умовам нормування:

$$\sum_{j=1}^3 v_{\ddot{X}_{j0}}^2 = 1 \quad \text{та} \quad \sum_{j=1}^3 v_{\ddot{\alpha}_{j0}}^2 = 1. \quad (\text{И.8})$$

Система координат, у якій задаються значення x_{jp} , має початок на рівні поверхні землі в точці, що розташована у середині контура опорної системи будівлі (споруди) (наприклад, у центрі ваги її фундаментної плити).

Напрямні косинуси $v_{\ddot{X}_{j0}}$ та $v_{\ddot{\alpha}_{j0}}$ визначають орієнтацію векторів сейсмічного впливу \ddot{X}_0 і $\ddot{\alpha}_0$ у просторі та приймаються в розрахунок з умови найбільш небезпечного для конкретної конструкції споруди напрямку дії.

И.8 Для всіх споруд, крім указаних в 1, а таблиці 6.2, розрахункове значення крутильного сейсмічного навантаження, що припадає на будівлю (споруду) в точці k , слід визначати за формулою:

$$L_k = K_z L_{ok}, \quad (\text{И.9})$$

де L_{ok} – значення "сумарного моменту" в точці k будівлі (споруди) від системи крутильного сейсмічного навантаження (сейсмічних моментів), що визначаються відповідно до И.5.

ДОДАТОК К
(довідковий)

ВРАХУВАННЯ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ ПРИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ

К.1 Розраховуючи стійкість схилів враховують масив, з якого складається схил, який ймовірно за сейсмічного впливу може бути нестійким і зміщуватися по різних поверхнях ковзання.

К.2 Врахування сейсмічних впливів при розрахунку стійкості підірних стін і схилів для споруд з класом наслідків (відповідальності) відмови функціонування СС1, СС2 і СС3 допускається виконувати за плоскими розрахунковими схемами.

К.3 Категорія ґрунту основи масиву за сейсмічними властивостями визначається в межах 10-метрового шару, розташованого безпосередньо під ймовірною поверхнею ковзання.

К.4 Розраховуючи стійкість схилів, сейсмічні сили враховуються для районів з сейсмічністю 6 балів і вище.

К.5 Розрахункове значення горизонтального сейсмічного (інерційного) навантаження S_{ki} , прикладеного в центрі тяжіння фрагмента ґрунтового масиву, визначається за формулою 6.1. Значення спектрального коефіцієнта динамічності β_i і коефіцієнта η_{ki} для спрощених розрахункових схем допускається приймати 1,0. Значення коефіцієнтів k_1 , k_2 , k_3 приймаються у відповідності до п. 9.2.4.

К.6 Розрахунок стійкості схилів ведеться за двома схемами прикладення сейсмічного впливу до розрахункових блоків:

- горизонтальний сейсмічний вплив при куті між вектором сейсмічного впливу і горизонтальною площиною 0° ;
- похилий сейсмічний вплив при куті між вектором сейсмічного впливу і горизонтальною площиною 30° .

К.7 Сейсмічне навантаження прикладається за напрямком, що збільшує зсувні зусилля.

К.8 При похилому сейсмічному впливі горизонтальну складову сейсмічного навантаження визначають множенням значення, отриманого за К.5, на $\cos 30^\circ$, а вертикальну складову – на $\sin 30^\circ$. При цьому додатні значення вертикальної складової приймаються для активної частини схилу, від'ємні – для контрфорсної частини.

К.9 Загальне збільшення зсувних сил за похилого сейсмічного впливу на схил дорівнює сумі: горизонтальної складової сейсмічного навантаження і додаткових зсувних сил, що виникають внаслідок привантаження схилу вертикальною складовою сейсмічного навантаження.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Закон України "Про об'єкти підвищеної небезпеки" від 18.01.2001 р. № 2245-III
2. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 and 2, Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996. (Оцінка та підвищення сейсмостійкості бетонних будівель – Частина 1 та 2. Технічна рада комісії з сейсмічної безпеки штату Каліфорнія, США)
3. FEMA 273. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C. – October 1997. (Керівні принципи з відновлення сейсмостійкості будівель. Федеральне агентство США з питань надзвичайних ситуацій)
4. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. – November 2000. (Престандарт та зауваження щодо відновлення сейсмостійкості будівель. Американське товариство цивільних інженерів, США)
5. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с. (Ржаницин О.Р. Складені стрижні та пластинки).
6. Перелік видів діяльності та об'єктів, що становлять підвищену екологічну небезпеку (затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 27 липня 1995 р. № 554).
7. Методика оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру (затверджена постановою Кабінету міністрів України від 15 лютого 2002 р. № 175).
8. Положення про паспортизацію потенційно небезпечних об'єктів (затверджене наказом МНС України від 18.12.2000 р. № 338 та зареєстроване в Мін'юсті України 1.09.2005 за № 970/11250).
9. Кодекс цивільного захисту України від 02.10.2012 р. № 5403-VI.
10. Порядок і правила проведення обов'язкового страхування цивільної відповідальності суб'єктів господарювання за шкоду, яка може бути заподіяна пожежами та аваріями на об'єктах підвищеної небезпеки, діяльність на яких може призвести до аварії екологічного і санітарно-епідеміологічного характеру (затверджені постановою Кабінету Міністрів України від 16 листопада 2002 р. № 1788).

Ключові слова: сейсмічні райони України, сейсмічна небезпека, інтенсивність землетрусу, сейсмічне мікрорайонування, сейсмостійкість, будівлі і споруди, динамічна паспортизація, лінійно-спектральний метод, спектральний коефіцієнт динамічності, прямий динамічний метод, акселерограма, метод спектра несучої здатності, сейсмоізоляція і сейсмозахист, транспортні та гідротехнічні споруди, відновлення, підсилення і реконструкція будівель

Коректор – В.О. Князева
Комп'ютерна верстка – В.Б. Чукашкіна

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Mirion Pro"
Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".
вул. М. Кривоноса, 2А, м. Київ-37, 03037, Україна.
Тел. 249-36-62
Відділ реалізації: тел.факс (044) 249-36-62 (63, 64)
E-mail: uabi90@ukr.net

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.