

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКИ НА СЕЙСМІЧНІ ДІЇ

За результатами ЗСР України [10], територія Запорізької області відноситься до району з сейсмічністю 6 балів, тому необхідно проводити розрахунки на сейсмічні дії при проектуванні будівельних об'єктів навіть звичайного рівня відповідальності.

3.1 Сполучення навантажень

При проектуванні будівель і споруд для будівництва у сейсмічно небезпечних районах, окрім розрахунків на основне сполучення навантажень, належить також виконувати розрахунки на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій – проектних землетрусів (ПЗ) і максимальних розрахункових землетрусів (МРЗ).

Сейсмічні навантаження, що відповідають ПЗ, повинні використовуватись при проектуванні та зведенні будівель і споруд масового будівництва із застосуванням карт ЗСР А і В для території України або детальних карт для територій Криму та Одеської області.

Сейсмічні навантаження, що відповідають МРЗ, повинні використовуватись при проектуванні відповідальних об'єктів (великі гідротехнічні споруди, екологічно небезпечні виробництва тощо) із застосуванням карти ЗСР С для територій України або детальних карт для території Криму та Одеської області.

При цьому в особливе сполучення навантажень входять постійні, можливі довготривалі та короткочасні навантаження, сейсмічні дії, а також дії, що обумовлені деформаціями основи при замочуванні просідаючих ґрунтів. В

останньому випадку особливе сполучення є комбінацією сейсмічного навантаження, яке діє у напрямку, найбільш небезпечному для даної конструкції або споруди у цілому, з можливими варіантами просідань під дією власної ваги ґрунтів.

При розрахунку будівель і споруд на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів до розрахункових значень навантажень вводяться коефіцієнти сполучень за табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Значення коефіцієнтів сполучень

Види навантажень	Значення коефіцієнта
Постійні для залізобетонних, кам'яних, дерев'яних Конструкцій	0,9
Постійні для металевих конструкцій	0,95
Тимчасові тривалі	0,8
Короткочасні на перекриття та покриття	0,5

При розрахунку на особливе сполучення за вимогами діючих нормативних документів не враховуються:

- температурні кліматичні дії;
- вітрові навантаження;
- динамічні дії від обладнання і транспорту;
- гальмівні та бокові зусилля від руху кранів.

При визначенні розрахункового вертикального сейсмічного 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, належить виконувати на основі спеціальних наукових досліджень.

Розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження від ваги мостів і візків кранів належить враховувати в напрямку, перпендикулярному до осі підкранових балок. Однак зниження кранових навантажень, передбачене нормами щодо навантажень та дій, не виконується. Також не враховується

можливість розташування двох кранів на однокранових коліях у суміжних кроках колон будівлі.

3.2 Методи розрахунків та їх застосування

Розрахунки споруд на особливі сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій належить виконувати із використанням спектрального методу або прямого динамічного методу із застосуванням інструментальних записів прискорень ґрунту при землетрусах або стандартного набору синтезованих акселерограм.

Методи, що застосовуються при розрахунках на сейсмічні дії, наведено в табл. 3.2. Розрахунки за спектральним методом належить виконувати для всіх будівель і споруд. У разі розбіжності результатів розрахунку за спектральним методом і прямим динамічним методом належить приймати більш не вигідне рішення (при цьому розрахункові сейсмічні навантаження приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом).

Для будівель і споруд простої геометричної форми із симетричним і регулярним розміщенням мас і жорсткостей розрахункові сейсмічні навантаження належить приймати такими, що діють горизонтально, як правило, у напрямку поздовжньої і поперечної осі плану будівлі або споруди. Дію сейсмічних навантажень у різних напрямках належить приймати відокремлено.

При розрахунку споруд із несиметричним і нерегулярним розташуванням мас і жорсткостей належить враховувати найбільш небезпечні для даної конструкції або її елементів напрямки дії сейсмічних навантажень. У тих випадках, коли визначення небезпечного напрямку дії сейсмічного навантаження викликає труднощі, рекомендується виконувати незалежні розрахунки конструкції при трьох взаємно ортогональних напрямках дії сейсмічних сил.

Таблиця 3.2 – Методи, що застосовуються при розрахунках

№	Метод розрахунку	Типи споруд
1	а) Спектральний метод із застосуванням спрощених розрахункових моделей споруд з урахуванням поступальних коливань. б) Спектральний метод із урахуванням, окрім поступальних, крутильних сейсмічних дій (сейсмічного моменту, нерівномірного поля коливань ґрунту)	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 сейсмічністю 6 балів
2	Прямий динамічний метод, при якому розрахункові сейсмічні навантаження та моменти приймаються не нижче навантажень, визначених за спектральним методом, згідно з п. 1, б даної таблиці	Будівлі та споруди із принципово новими конструктивними рішеннями, які не пройшли експериментальної перевірки. Об'єкти підвищеного рівня відповідальності при використанні коефіцієнтів надійності $\gamma_n > 1$. Будівлі та споруди заввишки понад 50 м та споруди з прогонами більше 30 м. Будівлі та споруди, оснащені системою сейсмоізоляції та іншими системами регулювання сейсмічної реакції

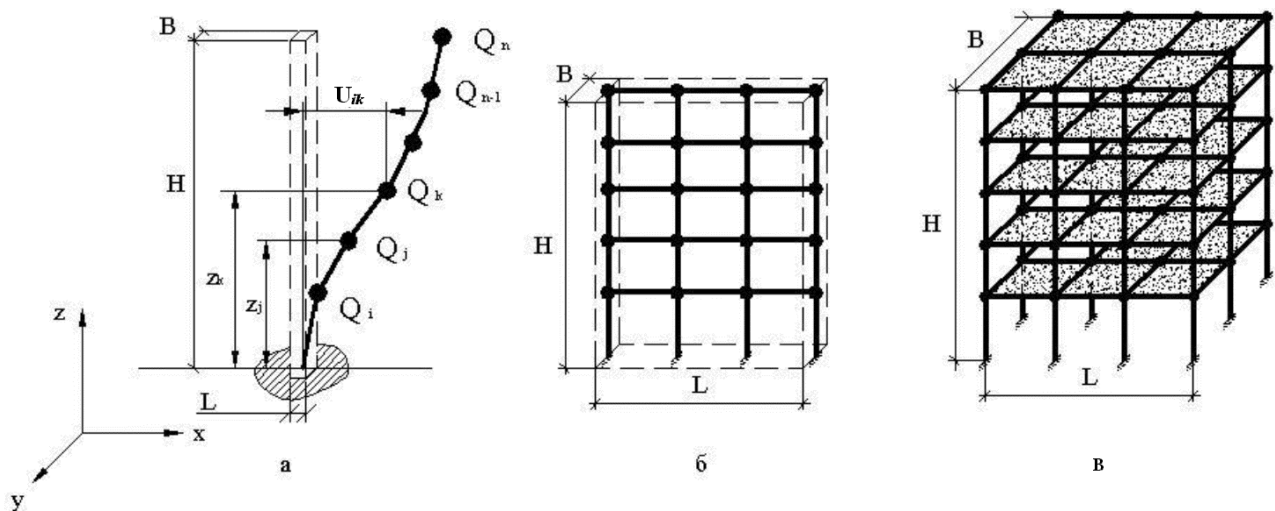
Вертикальну складову сейсмічної дії необхідно враховувати при розрахунку:

- горизонтальних і похилих консольних конструкцій;
- рам, арок, ферм і просторових покриттів будівель і споруд при прогонах 24 м і більше – для майданчика сейсмічністю 7 балів; 18 м і більше – 8 балів; 12 м і більше – для майданчика сейсмічністю 9 балів;
- міцності несучих стін з кам'яної кладки;
- споруд і фундаментів на стійкість, перекидання і ковзання;
- пальових конструкцій з високим ростверком;
- опорних елементів сейсмоізоляції;

- перекриттів і фундаментних плит, для яких здійснюється перевірка на продавлювання (перекриття у складі безригельних каркасів, фундаментні плити висотних будівель із наскрізними нижніми поверхами тощо);
- будівель і споруд на стійкість проти перекидання і ковзання.

3.3 Спектральний метод розрахунку

При визначенні розрахункових значень горизонтальних сейсмічних навантажень на будівлі та споруди висотою H , яка перевищує у 2 і більше разів її ширину B і довжину L допускається приймати розрахункову схему у вигляді багатомасового пружно-деформованого консольного стержня, жорстко закріпленого на основі, який несе зосереджені маси вагою Q_k , розташовані на рівні перекриттів, і здійснює коливальний рух за одним із напрямків x або y (рис. 3.1, а).



- а) у вигляді багатомасового консольного стержня;
- б) у вигляді багатомасової перехресної системи;
- в) у вигляді просторової динамічної моделі.

Рисунок 3.1 – Розрахункові схеми будівель і споруд

При ширині будівлі B , яка в 3 і більше разів менша від двох інших її розмірів (H і L), допускається приймати розрахункову схему у вигляді багатомасової пружно-деформованої перехресної системи із зосередженими у вузлах масами, розташованими на рівні перекриттів (рис. 3.1, б).

Як правило, рекомендується використовувати просторові розрахункові динамічні моделі із зосередженими у вузлах масами (рис. 3.1, в).

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

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (3.1)$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі, приймається за табл. 3.3; при розрахунку вище розташованих поверхів значення k_1 приймається у відповідності з конструктивними рішеннями цих поверхів;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруди, який приймається за табл. 3.4;

k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів і визначається за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \quad (3.2)$$

де n – кількість поверхів в будівлі; максимальне значення k_3 приймається не більше 2,0 для рамних, рамно-в'язевих і в'язевих систем, а для стінових і каркасно-стінових конструктивних систем – не більше 1,8;

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

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{rp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (3.3)$$

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

a_0 – відносне прискорення ґрунту, яке приймається рівним 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 відповідно для районів сейсмічністю 6, 7, 8 і 9 балів; при використанні карт А і В – в залежності від розрахункових значень a_0 згідно з табл. 3.5;

$k_{зр}$ – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів, вводиться, якщо визначення сейсмічності майданчика виконане на основі матеріалів інженерно-геологічних вишукувань і приймається за табл. 3.6;

β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -ій формі власних коливань будівлі або споруди;

η_{ki} – коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди і від місця розташування навантаження (рис. 3.1), визначається за формулою:

а) для консольної розрахункової схеми

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.4)$$

де $U_{i(zk)}$ і $U_{i(zj)}$ – переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за i -ю формою;

n – число зосереджених навантажень;

б) для перехресної та просторової розрахункових схем

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j) \cos(U_{ki}, U_0)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (3.5)$$

де $\cos(U_{ki}, U_0)$ – косинуси кутів між напрямками переміщення U_{ki} і вектора сейсмічної дії U_0 .

Таблиця 3.3 – Коефіцієнт k_1 , що враховує непружні деформації та локальні пошкодження елементів будівель

№	Конструктивні рішення систем і несучих елементів	Значення k_1 при сейсмічності, балів		
		6	7-8	9
1	Споруди, в яких пошкодження або непружні деформації не допускаються, а також при визначенні додаткових моментів від вертикальних навантажень	1,0		
2	Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені залишкові деформації та пошкодження, що утруднюють нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей і збереженні обладнання, які зводяться:	0,25		
	- зі сталевим каркасом;		0,25	0,3
	- із залізобетонним каркасом без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості;		0,35	0,45
	- із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості;		0,3	0,4
	- зі стінами з монолітного залізобетону та з великих залізобетонних панелей;		0,25	0,35
	- з несучими стінами із крупних блоків і каркасно-кам'яними		0,35	0,4
	- з несучими стінами з кам'яної або цегляної кладки;		0,4	0,45
- на несучих опорах систем сейсмоізоляції		0,6	0,7	
3	Елементи будівель, що розраховуються на «місцеві» сейсмічні навантаження (заповнення каркасів і перегородки при розрахунках із площини, парапети, козирки тощо)	0,4	0,5	0,55
4	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

Значення спектрального коефіцієнта динамічності β_i , що залежать від категорії ґрунту за сейсмічними властивостями і від періоду i -го тону власних коливань споруди, визначаються за графіками (рис. 3.2) або за табл. 3.7.

Розраховуючи високі споруди невеликих розмірів у плані (башти, щогли, димові труби, окремо розташовані шахти ліфтів, а також залізобетонні каркасні будівлі), значення коефіцієнта k_2 належить приймати за табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Коефіцієнт відповідальності споруд k_2

№	Характеристика споруд	Значення
1	Особливо відповідальні та унікальні споруди, в тому числі виробничі корпуси, складські будівлі хімічної промисловості з токсичними і отруйними речовинами, вибухонебезпечні корпуси хіміко-фармацевтичної і споруди нафтохімічної промисловості	1,5
2	Споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей (вокзали, аеропорти, театри, цирки, музеї, виставкові і концертні зали з числом місць більше 1000 чоловік, криті ринки та стадіони). Будівлі та споруди, функціонування яких необхідне при землетрусі або при ліквідації його наслідків (системи енерго- і водозабезпечення, системи пожежогасіння, телефонного зв'язку, 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 и 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 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, а також великопрогонові споруди ($L \geq 30$ м)	1,4
6	Каркасні будівлі, стінове заповнення яких не впливає на їх деформації, при відношенні висоти стояків h до їх 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	Інші житлові, громадські та виробничі будівлі	1,0
9	Будівлі та споруди, руйнування яких не пов'язано із загибеллю людей, втратою матеріальних і культурних цінностей і не викликає припинення безперервних технологічних процесів або забруднення навколишнього середовища	0,5

Вертикальне сейсмічне навантаження визначається за формулами (3.1) і (3.2); значення відносних прискорень ґрунту a_0 приймаються із множителем 0,7. При розрахунку будівель на стійкість проти перекидання або ковзання, а також при розрахунках конструкцій на міцність і деформативність, вертикальні сейсмічні навантаження треба визначати при значенні коефіцієнта $k_1 = 0,5$.

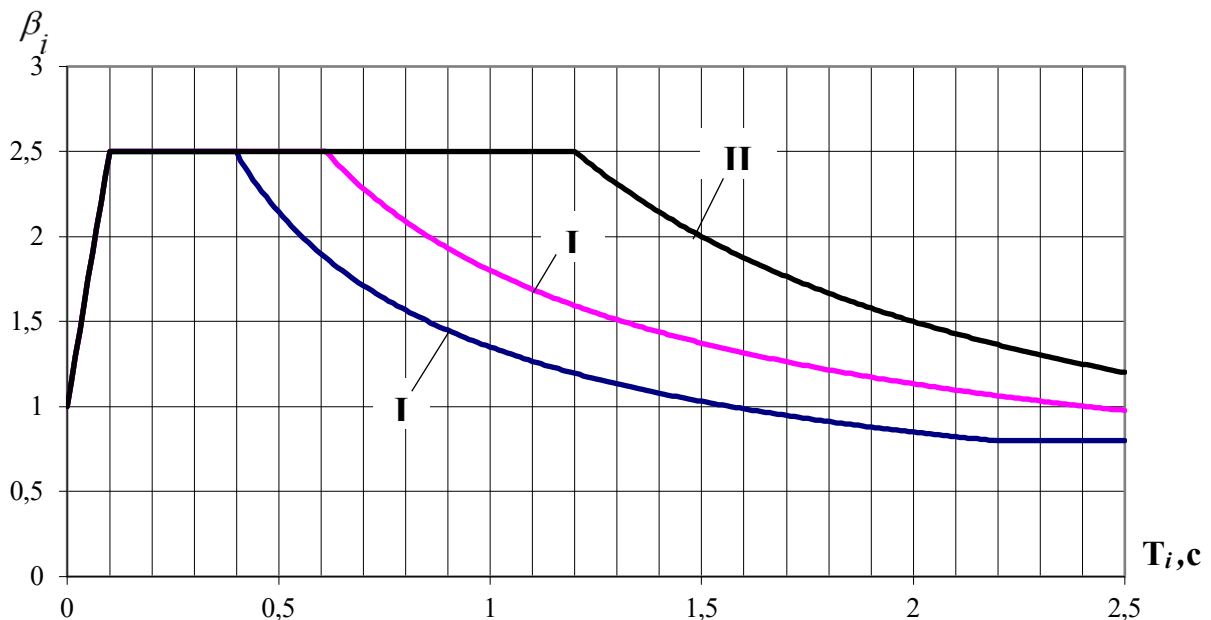
Таблиця 3.5 – Значення відносних прискорень a_0 для даного населеного пункту залежно від сполучень розрахункової сейсмічної інтенсивності

Номер сполучення	Інтенсивність за картами, бали		Розрахункові значення a_0
	A	B	
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

Таблиця 3.6 – Значення коефіцієнта k_{ep} , який враховує нелінійне деформування ґрунту при інтенсивних сейсмічних коливаннях

Категорія	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			

Рисунок 3.2 – Значення спектрального коефіцієнта динамічності β_i ,



в залежності від категорії ґрунту (I...III) за сейсмічними властивостями

Таблиця 3.7 – Значення коефіцієнта β_i

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

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) треба приймати найбільш не вигідним для напруженого стану елемента, що розглядається.

При розрахунках будівель заввишки 70 м треба враховувати додатковий момент від вертикальних навантажень (статичного і динамічного) внаслідок переміщень X_k , що виникають у результаті деформацій споруди і основи при сейсмічних діях і які визначаються при розрахунку системи «будівля – основа».

Переміщення (прогини) U_k і перекося поверхів (відношення різниці горизонтальних переміщень верху і низу k -го поверху до його висоти) визначаються від дії сейсмічних навантажень S_{ki} :

$$\Delta_k = \frac{(U_k - U_{k-1})}{H_{нов}}$$

Допустимі значення перекося поверхів треба приймати згідно з табл. 3.8.

Урахування вищих форм коливань здійснюється за формулою:

Таблиця 3.8 – Допустимі значення перекося поверхів

Несучі конструкції будівлі	Допустимий перекоп поверхів Δ_k
Будівлі зі сталевим каркасом	1 / 150
Будівлі із залізобетонним каркасом без вертикальних діафрагм або ядер жорсткості	1 / 150
Будівлі із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами або ядрами жорсткості	1 / 250
Будівлі зі стінами з монолітного залізобетону, з великих залізобетонних панелей та з великих блоків	1 / 350
Будівлі зі стінами з кам'яної кладки, каркасно-кам'яні	1 / 400

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (3.6)$$

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

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

n – число форм коливань, які враховуються.

Якщо значення періодів i -го чи $(i+1)$ -го тонів власних коливань будівлі відрізняються менше ніж на 10 %, то замість (3.6) необхідно застосовувати формулу (3.7), яка враховує взаємну кореляцію узагальнених координат:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + 2 \sum_{i=1}^n \rho_i |N_i N_{i+1}|}, \quad (3.7)$$

де коефіцієнт ρ_i визначається за табл. 3.9 залежно від співвідношення періодів власних коливань споруди за i -ю та $(i+1)$ -ою формами T_{i+1} / T_i .

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

Таблиця 3.9 – Значення коефіцієнтів кореляції

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

$$M_{is} = \frac{1}{\rho_i^2} \frac{\left(\sum_{j=1}^n Q_j U_{ij} \cos(U_{ij}, I_s) \right)^2}{\sum_{j=1}^n Q_j \cdot \cos(U_{ij}, I_s)}, \quad (3.8)$$

де $\rho_i^2 = \sum_{j=1}^n Q_j U_{ij}^2$;

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

Число форм власних коливань будівлі, 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 в горизонтальному напрямку і не менше 75 % цієї суми при коливаннях у вертикальному напрямку.

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

$$N = \sqrt{N_x^2 + N_y^2 + N_z^2}, \quad (3.9)$$

де N_x, N_y, N_z – значення відповідного параметра при сейсмічній дії вздовж осі x, y, z .

Для будівель з рівномірним розподілом жорсткостей і мас по висоті при розрахунках на основі консольної схеми (рис. 3.1, а) число форм власних коливань, що враховуються, належить 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.

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 (рис. 3.1, в).

При розрахунку будівель і споруд завдовжки або завширшки понад 30 м, а будівель 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 визначається за формулою:

$$M_k^{kp} = P_k (e_k + e), \quad (3.10)$$

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 0,15, де B – розмір будівлі в напрямку, перпендикулярному до дії сили S_{ki} ;

e – додатковий розрахунковий ексцентриситет від обертання ґрунту.

Значення e приймається $0,02 \cdot B$; $0,05 \cdot B$; $0,06 \cdot B$ при ґрунтах I, II і III категорій відповідно.

3.4 Прямий динамічний метод розрахунку

Прямі динамічні методи розрахунку будівель і споруд належить виконувати з використанням розрахункових акселерограм $a_i(t) = A_i \cdot y_i(t)$, де i – номер складової вектора коливань; A_i – максимальне значення амплітуди прискорень; $y_i(t)$ – нормована на одиницю функція, що описує коливання ґрунту в часі.

Величина прискорення коливань A_0 на максимальній горизонтальній

складовій вектора сейсмічних рухів у точці О, яка знаходиться у сейсмічній зоні з інтенсивністю I на відповідній карті загального сейсмічного районування, розраховується за допомогою формули:

$$A_0 = A_{i\max} = 2^{I+\Delta I-7+\frac{d}{D}}, \quad (3.11)$$

де d – відстань від точки О до середини відрізка прямої, проведеної через цю точку так, щоб довжина відрізка D , який відсікається обмежуючими зону ізосейсами, була мінімальною; значення d додатне, якщо точка О розташована у сторону зростання сейсмічної бальності відносно середини відрізка, і від’ємне – якщо у сторону зменшення;

ΔI – приріст сейсмічної бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика, одержаний при проведенні сейсмічного мікрорайонування.

Проектуючи особливо важливі об’єкти і об’єкти підвищеної небезпеки у прямих динамічних розрахунках належить використовувати розрахункові акселерограми, які побудовані для заданої вірогідності неперевищення максимальних сейсмічних дій, що відповідає карті ЗСР. Розрахункові акселерограми будуються на основі інструментальних записів сильних і проміжних за величиною землетрусів, що зареєстровані безпосередньо на будівельному майданчику або в умовах, близьких до умов майданчика споруди, яка проектується. Величини A_i у цьому випадку визначаються за допомогою робіт щодо уточнення сейсмічної небезпеки майданчика.

При проектуванні нетипових і відповідальних будівель та споруд у прямих динамічних розрахунках допускається використовувати синтезовані розрахункові акселерограми, побудовані з урахуванням умов майданчика і його положення відносно небезпечних сейсмогенних зон. У разі відсутності інструментальних записів для генерації розрахункових акселерограм можуть використовуватись розрахункові методи і дані щодо приросту сейсмічної

бальності за рахунок впливу місцевих ґрунтових умов майданчика – ΔI , що одержані при проведенні його сейсмічного мікрорайонування.

Якщо сейсмічне мікрорайонування майданчика не проводилось, прискорення A_0 необхідно визначати з урахуванням можливої зміни сейсмічності майданчика внаслідок впливу місцевих ґрунтових умов.

Проектуючи будівлі та споруди, які не прив'язані до конкретного майданчика, у прямих динамічних розрахунках рекомендується застосовувати пакет трикомпонентних синтезованих акселерограм, що наведені в табл. 3.10, і які були побудовані на основі записів коливань ґрунтів, зареєстрованих у різних регіонах України за допомогою цифрових сейсмостанцій. У табл. 3.10 r , t , z – відповідно компоненти: горизонтальна радіальна (напрямок «майданчик – осередок землетрусу»), горизонтальна тангенціальна (перпендикулярна до радіальної) і вертикальна.

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

Максимальні значення прискорень відносяться до горизонтальних складових коливань. У разі відсутності інструментальних записів значення вертикальних прискорень основи допускається приймати рівними 0,7 від значень горизонтальних прискорень.

При проведенні прямих динамічних розрахунків із використанням набору синтезованих акселерограм за табл. 3.10 необхідно приймати в якості розрахункових акселерограм, переважаючи періоди яких близькі до періодів власних коливань будівель за першою формою.

Значення сейсмічних навантажень, переміщень і деформацій конструкцій належить визначати з урахуванням особливостей нелінійного деформування конструкцій.

Таблиця 3.10 – Рекомендовані трикомпонентні синтезовані акселерограми

Шифр акселерограми	Діапазон переважаючих періодів $T_{пр}$, с
V_{b1r}	0,1...0,3
V_{b1t}	0,1...0,3
V_{b1z}	0,1...0,3
V_{b2r}	0,2...0,4
V_{b2t}	0,3...0,5
V_{b2z}	0,3...0,9
V_{b3r}	0,4...0,7
V_{b3t}	0,4...0,7
V_{b3z}	0,2...0,4
V_{b4r}	0,2...0,3
V_{b4t}	0,6...0,9
V_{b4z}	0,7...0,9
V_{b5r}	0,3...0,7
V_{b5t}	0,2...0,7
V_{b5z}	0,6...0,8
V_{b6r}	0,9...1,5
V_{b6t}	0,5...1,4
V_{b6z}	0,5...0,9
V_{b7r}	1,0...1,7
V_{b7t}	1,0...1,7
V_{b7z}	1,0...1,7
V_{b8r}	1,1...2,0
V_{b8t}	1,1...2,0
V_{b8z}	0,4...1,0

У разі роздільного використання у розрахунках будівель та споруд на дію горизонтальних і вертикальних компонент акселерограм належить приймати найбільш небезпечні напрямки сейсмічних дій.

Прямі динамічні розрахунки будівель із системами сейсмоізоляції, з адаптивними системами сейсмозахисту (з в'язями, що включаються і виключаються), динамічними гасителями коливань, демпфуючими пристроями та іншими сейсмозахисними елементами слід виконувати при науковому супроводі та за участю організацій, які мають ліцензію на виконання такого виду робіт.

При оцінці сейсмостійкості та розрахунках кріплення обладнання, що встановлене на перекриттях будівлі або споруди, а також при визначенні сейсмічних навантажень на сталеві конструкції верхніх надбудованих поверхів необхідно виконувати розрахунок поповерхових акселерограм і поповерхових спектрів відгуку. Виконання вказаних розрахунків допускається проводити з використанням в основі споруд дій у вигляді синтезованих акселерограм.

Розрахунок спектрів відгуку осциляторів належить виконувати з кроком за частотою, наведеним у табл. 3.11. У якості розрахункового значення спектра відгуку осцилятора необхідно приймати максимальне значення його прискорення з усього часового інтервалу дії поповерхової акселерограми. Додатково необхідно розраховувати спектри відгуку для частоти, що дорівнює власній частоті обладнання або конструкцій надбудованих поверхів.

Таблиця 3.11 – Значення кроку за частотою в частотних діапазонах при розрахунку 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

При прямих динамічних розрахунках системи «основа – фундамент – споруда» рекомендується приймати експериментальні значення логарифмічних декрементів коливань ґрунту і конструкцій. У випадку 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 та демпфування основи допускається визначати за

методикою [27]. При цьому відносно демпфування основи належить приймати не більше 10 % від критичного затухання коливань (логарифмічний декремент коливань $\delta \leq 0,6$).

3.5 Розрахунки елементів конструкцій

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 металевих конструкцій будівель і споруд належить виконувати з урахуванням нелінійного деформування матеріалу.

Для залізобетонних і кам'яних несучих елементів належить обмежувати допустимі значення параметра γ (табл. 3.12). Для колон, стовпів і вузьких простінків (при перевірці на позацентровий стиск):

$$\frac{\Sigma P}{R_p} \leq \gamma, \quad (3.12)$$

де ΣP – розрахункове сумарне статичне навантаження від власної ваги та інших вертикальних навантажень, включаючи сейсмічне, які діють 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 визначалось ΣP .

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

$$\frac{\Sigma Q}{R_Q} \leq \gamma, \quad (3.13)$$

де ΣQ – розрахункове сумарне горизонтальне навантаження, включаючи

сейсмічне, що діє у найбільш навантаженому перерізі несучих конструктивних елементів будівлі;

R_Q – розрахункова несуча здатність конструктивних елементів будівлі, які сприймають горизонтальні навантаження у тому ж перерізі.

Таблиця 3.12 – Гранично допустимі значення параметра γ для залізобетонних і кам'яних несучих конструкцій в залежності від інтенсивності землетрусів

Бали	Значення параметра γ
6	0,95
7	0,8
8	0,7
9	0,6

При розрахунку елементів конструкцій на міцність і стійкість, окрім коефіцієнтів умов роботи, що приймаються у відповідності з іншими нормами, належить вводити додаткові коефіцієнти m , що враховують підвищення механічних властивостей матеріалів при високих швидкостях завантаження і які визначаються згідно з таблицею 3.13.

Таблиця 3.13 – Значення коефіцієнтів m

Характеристика конструкцій та з'єднань	Значення m
1	2
При розрахунках на міцність	
1. Сталеві та дерев'яні конструкції	1,3
2. Залізобетонні із стержневою і дротяною арматурою (крім перевірки міцності похилих перерізів):	
а) з важкого бетону з арматурою класів А-I, А-II, А-III, Вр-I, А240С, А300С, А400С, А500С;	1,2
б) те саме, із арматурою інших класів;	1,1
в) з легкого бетону;	1,1
г) з ніздрюватого бетону з арматурою усіх класів	1,0
3. Залізобетонні, які перевіряються за міцністю похилих перерізів:	
а) колони багатоповерхових будівель;	0,9
б) інші елементи	1,0
1	2

4. Кам'яні, армокам'яні і бетонні конструкції:	
а) при розрахунках на позацентровий тиск;	1,2
б) при розрахунках на зсув і розтяг	1,0
5. Зварні з'єднання	1,0
6. Болтові та заклепочні з'єднання	1,1
При розрахунках на стійкість	
7. Сталеві елементи гнучкістю понад 100	1,0
8. Те саме з гнучкістю до 20	1,2
9. Те саме з гнучкістю від 20 до 100	1,2...1,0

РОЗДІЛ 4

ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Для будівель і споруд заввишки 50 м, а також для інших об'єктів підвищеного рівня відповідальності, при проектуванні яких повинні бути використані коефіцієнти надійності щодо відповідальності $\gamma_n > 1$, належить застосовувати загальні принципи проектування сейсмостійких споруд при сейсмічності майданчика будівництва 6 балів і більше.

Нові конструктивні схеми будівель і споруд на початку процесу проектування підлягають обов'язковій експертній проробці фахівцями науково-дослідних та проектних організацій, які спеціалізуються у галузі сейсмостійкого будівництва. Будівлі і споруди та їх окремі елементи також повинні задовольняти вимоги, які містяться в інших нормативних документах.

Проектну документацію належить розробляти, виходячи із сейсмічної небезпеки майданчика будівництва, результатів розрахунків з урахуванням загальних принципів проектування та конструктивних вимог.

При проектуванні сейсмостійких будівель і підсиленні будівель існуючої забудови належить:

- приймати об'ємно-планувальні і конструктивні рішення, що забезпечують, як правило, симетричність і регулярність розподілення у плані та по висоті будівлі мас, жорсткостей та навантажень на перекриття;

- застосовувати матеріали, конструкції та конструктивні схеми, що забезпечують найменші значення сейсмічних навантажень (легкі матеріали, сейсмоізоляцію, системи динамічного регулювання сейсмічного навантаження);

- створювати можливість розвитку у певних елементах конструкцій допустимих непружних деформацій;

- виконувати розрахунки металевих конструкцій будівель і споруд з урахуванням нелінійного деформування конструкцій;

- передбачати конструктивні заходи, що забезпечують стійкість і

геометричну незмінність конструкцій при розвитку в елементах і з'єднаннях між ними непружних деформацій, а також таких, що виключають можливість їх крихкого руйнування;

- розташовувати важке обладнання на мінімально можливому рівні по висоті будівлі.

У разі використання сейсмоізоляції та інших систем динамічного регулювання сейсмічних навантажень вибір тієї чи іншої системи, а також розрахунок і конструювання повинні здійснюватись за участі спеціалізованих проектних і наукових організацій [11].

4.1 Житлові, громадські, виробничі будівлі та споруди

Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівель і споруд належить приймати з урахуванням загальних принципів проектування сейсмостійких споруд. Поверховість (висота) будівель не повинна перевищувати значень, вказаних у табл. 4.1.

Висота дошкільних дитячих закладів не повинна перевищувати 2-х поверхів, шкільних закладів і лікарень – 3-х поверхів. Хірургічні й реанімаційні відділення в лікарнях належить розміщувати на нижніх 2-х поверхах.

Довжина секцій всіх типів будівель, крім дерев'яних та зі стінами з ніздрюватих бетонних блоків, не повинна перевищувати при розрахунковій 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.

У будівлях з несучими стінами, крім зовнішніх поздовжніх стін, повинно бути не менше однієї внутрішньої поздовжньої стіни.

Будівлі повинні мати правильну форму в плані. Суміжні ділянки будівлі вище або нижче планувальної відмітки не повинні мати перепади більше 5 м.

Перекриття в будівлях необхідно розташовувати на одному рівні.

Таблиця 4.1 – Поверховість житлових, громадських і промислових будівель в залежності від сейсмічності майданчика

№	Несучі конструкції будівлі	Кількість надземних поверхів при розрахунковій сейсмічності, 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 цегляних 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
7	Стіни комплексної конструкції з цегли, природного каменю і дрібно-штучних стінових бетонних виробів	12	5	4	3
8	Стіни з цегли, природного каменю і дрібноштучних стінових бетонних виробів	9	4	3	1
9	Стіни комплексної конструкції із стінових дрібних блоків з ніздрюватих бетонів	4	2	2	1
10	Стіни дерев'яні щитові, рублені, брущаті	нс	3	2	1

В табл. 4.1 помітка «нс» означає, що конструкції будівлі проектуються за вимогами для несейсмічних районів. Висота поверху багатоповерхових будівель прийнята не більше 4 м для житлових і громадських будівель та 6 м – для

промислових. У кількість надземних поверхів враховується поверх, більше половини висоти якого знаходиться вище планувальної відмітки землі, що прилягає до будівлі. Кількість поверхів у будівлях з кам'яними стінами при гарантованому нормальному зчепленні в кладці $f_{nt} \geq 180$ кПа (1,8 кг/см²) може бути збільшена в районах сейсмічності 7 і 8 балів на один поверх. Проектування будівель поверховістю більше ніж вказано у табл. 4.1 допускається на основі спеціального обґрунтування як для об'єктів експериментального будівництва.

Будівлі належить розділяти антисейсмічними швами на відсіки, якщо:

- їх об'ємно-планувальні та конструктивні рішення не відповідають загальним принципам проектування сейсмостійких споруд;

- 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 при сейсмічності 7 балів і менше антисейсмічні шви допускається не влаштовувати.

Антисейсмічні шви повинні розділяти будівлю за всією висотою. Допускається на ділянках із сейсмічністю 7 і 8 балів, а також 9 балів (для ґрунтів I та II категорій за сейсмічними властивостями) не влаштовувати шов у фундаментах, окрім випадків, коли антисейсмічний шов співпадає з осадочним. Температурні та осадочні шви належить виконувати як антисейсмічні.

Антисейсмічні шви необхідно виконувати шляхом спорудження парних стін або рам. Ширина антисейсмічних швів на кожному рівні повинна бути не менше суми взаємних горизонтальних зміщень відсіків від розрахункового навантаження та не менше мінімальної, яку для будівель заввишки до 5 м належить приймати 30 мм і збільшувати на 20 мм на кожні 5 м висоти. Конструкція прилягання секцій у зоні антисейсмічних швів не повинна перешкоджати їх взаємним горизонтальним переміщенням у разі землетрусів.

Сходові клітки належить передбачати закритими з природним освітленням, через вікна в зовнішніх стінах. Розташування та кількість сходових кліток необхідно приймати у відповідності з нормативними документами за

протипожежними нормами, але не менше однієї між антисейсмічними швами в будівлях висотою більше 3-х поверхів. Влаштування основних сходових кліток у вигляді конструкцій, не з'єднаних із конструкціями будівель або споруд, не допускається.

Сходові клітки та ліфтові шахти каркасних будівель із заповненням, яке не включається в роботу, належить влаштовувати у вигляді ядер жорсткості, що сприймають сейсмічне навантаження, або у вигляді вбудованих конструкцій з поперховою розрізкою, які не впливають на жорсткість каркаса, а для будівель висотою до 5 поверхів при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів їх допускається влаштовувати в межах плану будівлі у вигляді конструкцій, відокремлених від каркаса будівлі.

Сходи належить 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 належить вмуровувати у стіни. В кам'яних будівлях площадки повинні вмуровуватись завглибшки не менше 250 мм. Улаштування консольних східців не допускається.

При проектуванні будівель і споруд необхідно 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.

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

Жорсткість стін каркасних дерев'яних будинків повинна забезпечуватися

розкосами або панелями з конструктивної фанери. Брущаті та рублені стіни належить збирати на нагелях і болтах.

4.2 Основи та фундаменти

Проектування фундаментів будівель належить виконувати у відповідності з вимогами нормативних документів щодо основ будівель і споруд та пальових фундаментів [9 та ін.]. Глибину закладання фундаментів рекомендується збільшувати шляхом улаштування підвальних поверхів.

Фундаменти будівель заввишки понад 16 поверхів на нескельних ґрунтах належить, як правило, приймати пальовими або у вигляді суцільної фундаментної плити із заглибленням підошви відносно відмітки мощення не менше ніж на 3,0 м. Для будівель вище 12 поверхів улаштування підвалу під усією будівлею обов'язкове.

Фундаменти будівель, збудованих на нескельних ґрунтах, повинні, як правило, влаштовуватися на одному рівні. Підвальні поверхи необхідно передбачати під усією будівлею. За розрахункової сейсмічності 7 і 8 балів допускається влаштування підвалу під частиною будівлі. При цьому його належить розміщувати симетрично відносно головних осей будівлі.

При будівництві на нескельних ґрунтах по верху збірних стрічкових фундаментів належить укладати шар розчину марки 100 завтовшки не менше 40 мм і поздовжню арматуру діаметром 10 мм у кількості 3 і 4 стержні при сейсмічності 7 і 8 балів відповідно. Поздовжні стержні повинні бути з'єднані поперечними з відстанню між ними 300...400 мм. У випадку виконання стін підвалу зі збірних панелей або монолітними, конструктивно з'єднаними зі стрічковими фундаментами, армований шар розчину не вимагається.

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

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 належить укласти у вигляді суцільної стрічки. Для заповнення швів між блоками треба застосовувати розчин марки не нижче 50.

У будівлях при розрахунковій сейсмічності 9 балів стіни підвалів повинні передбачатися, як правило, монолітними або 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. Горизонтальні гідроізоляційні шари в стінах будівель належить виконувати з цементного розчину.

Фундаменти та стіни підвалів із бутобетону допускаються в будівлях до п'яти поверхів при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів. Кількість бутового каміння марки не нижче 200 не повинна перевищувати 25 % загального об'єму фундаментів і стін, клас бетону обирається за розрахунком.

4.3 Перекриття та покриття

Перекриття та покриття належить виконувати у вигляді жорстких горизонтальних дисків, надійно з'єднаних з вертикальними конструкціями будівель, та такими, що забезпечують їх спільну роботу у разі сейсмічних дій.

Жорсткість збірних залізобетонних перекриттів та покриттів належить 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) належить передбачати арматурні випуски або закладні деталі.

При влаштуванні отворів у перекриттях для сходових кліток і ліфтових шахт їх рекомендується розташовувати ближче до геометричного центра. При цьому отвір не повинен розімкнути контур перекриття. При ослабленні диску перекриття отвором розмірами більше 50 % ширини будівлі необхідно передбачати додаткове підсилення перекриття у суміжних прогонах.

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

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

Обпирання дерев'яних, металевих і залізобетонних балок на кам'яні та бетонні стіни повинно бути не менше 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 С12/15 завтовшки не менше 40 мм.

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) належить анкерувати в антисейсмічному поясі та влаштовувати на них діагональний настил.

Покриття будівель варто проектувати з конструкцій, що максимально знижують їх вагу, використовуючи, наприклад, в металевих каркасах

профільований настил і ефективні утеплювачі.

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

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 сталевого профільованого настилу необхідно передбачати систему зв'язків у площині верхніх поясів ферм, у якій роль розпірок можуть виконувати прогони.

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

4.4 Перегородки, балкони, еркери, архітектурні елементи будівлі

Перегородки належить виконувати легкими, як правило, великопанельної або каркасної конструкцій. Перегородки із дрібнорозмірних виробів (цегли, каменя із природних та штучних матеріалів, гіпсових плит тощо) можуть застосовуватися при сейсмічності 6,7 і 8 балів у будівлях до 9-ти поверхів, а при сейсмічності 9 балів – у будівлях до 5-ти поверхів.

Перегородки повинні бути прикріплені до вертикальних конструкцій будівель, а при довжині більше 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 необхідно передбачати антисейсмічні шви уздовж вертикальних торцевих і верхніх горизонтальних граней перегородок і несучих конструкцій будівлі. Ширина швів приймається за максимальною величиною перекосу поверхів будівлі при дії розрахункових навантажень, але не менше 20 мм. Шви заповнюються пружним еластичним матеріалом. Допускається виконувати перегородки підвісними з обмежувачем із їх площини. Міцність перегородок та їх кріплення із площини повинна бути підтверджена розрахунком.

Перегородки з цегли та каменя необхідно армувати на всю довжину 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 0,2 см². Перегородки, міцність яких не відповідає результатам розрахунку на навантаження з площини, а також при величині нормального зчеплення в кладці менше 60 кПа (0,6 кг/см²), належить підсилювати армуванням у зовнішніх шарах штукатурки та введенням додаткового вертикального і горизонтального підсилення, з'єднаного з несучими конструкціями будівлі.

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

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

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

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

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. У житлових будівлях не рекомендуються фасади з використанням важких декоративних елементів, скульптурних оздоблень, карнизів і парапетів. У випадку необхідності їх улаштування вони повинні бути прикріплені до будівлі на основі окремого розрахунку.

4.5 Особливості проектування залізобетонних конструкцій

При розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних та позацентрово стиснутих елементів граничну характеристику стиснутої зони бетону ζ_R належить приймати за [5]. У позацентрово стиснутих елементах, крім колон багатоповерхових будівель, а також у стиснутій зоні згинальних елементів при розрахунковій сейсмічності 8 та більше балів хомути повинні ставитися за розрахунком і на відстанях:

- при $f_{yd} \leq 400$ МПа (4000 кг/см²) – не більше 400 мм і не більше $12\varnothing$ при в'язаних каркасах, і не більше $15\varnothing$ – при зварних;

- при $f_{yd} \geq 450$ МПа (4500 кг/см²) – не більше 300 мм і не більше $10\varnothing$ при в'язаних каркасах, і не більше $12\varnothing$ – при зварних, де \varnothing – найменший діаметр поздовжніх стиснутих стержнів.

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 встановлюватись на відстані не більше $8\varnothing$ і не більше 250 мм.

У в'язаних каркасах кінці хомутів необхідно загинати навколо стержнів

подовжньої арматури та заводити в бетон не менше ніж на $6\varnothing$ хомута.

У попередньо напружених конструкціях, які належить розраховувати на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічної дії, зусилля, що визначаються з умов міцності перерізів, повинні перевищувати зусилля, які сприймаються перерізами при утворенні тріщин, не менше ніж на 25 %. Не допускається застосовувати арматуру, для якої відносне подовження після розриву нижче 2 %. У конструкціях із натягуванням арматури на бетон напружувану арматуру належить розміщувати в закритих каналах, які у подальшому замоноличуються бетоном або розчином.

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

4.6 Каркасні будівлі

У багатоповерхових 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 бере участь у сприйнятті сейсмічного навантаження, каркас із вертикальними в'язями, діафрагмами або ядрами жорсткості, безригельний каркас.

При розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів допускається застосування зовнішніх кам'яних стін і внутрішніх залізобетонних або сталевих рам. При цьому повинні дотримуватись вимоги, встановлені для кам'яних будівель. Висота таких будівель не повинна перевищувати 7 м.

В одноповерхових каркасних будівлях може застосовуватись каркас зі стояками, що защемлені в фундаментах, і шарнірно або жорстко з'єднані з прогоновими конструкціями. У каркасах зі сталевими колонами з'єднання

стояків з фундаментами може бути шарнірним. У поздовжньому напрямку каркаси можуть виконуватись із встановленням в'язей поміж стояками.

Жорсткість покриття забезпечується встановленням горизонтальних і вертикальних в'язей поміж фермами і ригелями, надійним закріпленням плит покриття і профільованого настилу до прогонових конструкцій.

Діафрагми, в'язі та ядра жорсткості повинні бути суцільними за всією висотою будівлі та розташовуватись в обох напрямках рівномірно та симетрично відносно її центра ваги.

В якості огорожувальних стінових конструкцій належить, як правило, застосовувати легкі навісні панелі. Допускається влаштування цегляного та кам'яного заповнення.

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

Самонесучі 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 20 мм. Вздовж всієї довжини стін на рівні плит покриття і верху віконних прорізів та не більше ніж через 6 м за висотою в глухих стінах повинні передбачатись антисейсмічні пояси, з'єднані з каркасом будівлі гнучкими в'язями. При сейсмічності 9 балів самонесучі стіни належить виконувати каркасно-кам'яними. У місцях перетину поперечних стін із поздовжніми повинні влаштовуватись антисейсмічні шви на всю висоту будівлі.

Заповнення, яке бере участь у роботі каркаса, розраховується і конструюється як діафрагма. Ненесуче заповнення відокремлюється від елементів каркаса антисейсмічними швами.

Елементи збірних колон багатоповерхових каркасних будівель належить, за можливості, виготовляти висотою в декілька поверхів. Стики збірних колон повинні розташовуватись в зоні з найменшими згинальними моментами зі

з'єднанням поздовжньої арматури ванною зваркою або парними накладками.

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

У колонах рамних каркасів багатоповерхових будівель при сейсмічності 8 і 9 балів крок хомутів не повинен перевищувати $0,5 \cdot h$ і не більше 300 мм, де h – найменший розмір сторони колони перерізу. Діаметр хомутів належить приймати не менше 8 мм. Товщину плит перекриттів безригельного каркаса треба приймати не менше 200 мм, клас бетону – не менше С15/20.

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 бути на 25 % більше значень, наведених у [5], або стержні повинні закінчуватися анкерними деталями;

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

Сталеві колони багатоповерхових каркасів рамного типу належить проектувати замкнутого (коробчастого або круглого) перерізу, рівностійкого відносно головних осей інерції, а колони рамно-в'язевих каркасів – двотаврового, хрестового або замкнутого перерізів. Ригелі сталевих каркасів слід

проектувати з прокатних або зварних двотаврів.

Стики колон необхідно відносити від вузлів рам і влаштовувати в зоні дії найменших згинальних моментів. У колонах рамних каркасів на рівні поясів ригелів повинні бути встановлені поперечні ребра жорсткості.

З метою зниження напружень у зварних з'єднаннях ригелів зі стояками опорні перерізи ригелів належить розвивати за рахунок збільшення ширини полук або влаштуванням вутів. Стики ригелів зі стояками допускається виконувати на високоміцних болтах. Для елементів, що працюють у пружно-пластичній стадії, повинні використовуватися маловуглецеві та низьколеговані сталі з відносним подовженням не менше 20 %.

4.7 Будівлі з несучими стінами з монолітного залізобетону

Монолітні будівлі належить проектувати у вигляді перехресно-стінової системи з несучими або ненесучими зовнішніми стінами; вони можуть проектуватися стоволової конструкції з одним або декількома стволами.

Внутрішні поперечні та поздовжні стіни повинні з'єднувати між собою зовнішні поздовжні поперечні стіни відповідно і не повинні мати розривів та зламів у плані. Максимальна відстань між стінами не повинна перевищувати 7,2 м. У будівлях з ненесучими зовнішніми стінами необхідно передбачати не менше двох внутрішніх поздовжніх або поперечних стін.

Виступ зовнішніх стін у плані допускається до 4 м при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів, 2 м – при 9 балах. Перекриття можуть передбачатися монолітними, збірними та збірно-монолітними. Стіни лоджій повинні бути продовженням зовнішніх стін.

При розрахунку конструкцій належить перевіряти міцність горизонтальних і похилих перерізів глухих стін і простінків, вертикальних сполучень стін, нормальних перерізів у опорних зонах перемичок, перерізів у

смугі між можливими похилими тріщинами та по похилій тріщині.

Належить 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 2 см².

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

З'єднання стрижнів і арматурних каркасів при бетонуванні конструкцій монолітних будівель допускається здійснювати в 7- і 8-бальних зонах при діаметрі стрижнів до 22 мм напуском, в зонах 9 балів – напуском з анкерними деталями на кінці. При діаметрі стержнів більше 22 мм з'єднання виконується за допомогою зварювання.

Перемички належить армувати просторовими каркасами та заводити їх за грань отвору за вимогами [5], але не менше ніж на 500 мм. Високі перемички можуть армуватися діагональними каркасами.

Вертикальні стикові з'єднання стін належить армувати горизонтальними арматурними стержнями, площа яких визначається розрахунком, але повинна бути не менше 0,5 см² на 1 п.м шва в будівлях до п'яти поверхів на 7- і 8-бальних територіях і не менше 1 см² на 1 п. м шва в інших випадках.

4.8 Великопанельні будівлі

Великопанельні будівлі належить 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 м. Панелі стін і перекриттів належить передбачати розміром на кімнату. У будівлях з кроком поперечних стін більше 4,2 м допускається панелі перекриттів передбачати з двох елементів зі стикуванням між собою.

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

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

Вертикальні та горизонтальні стикові з'єднання панелей поздовжніх і поперечних стін між собою та з панелями перекриттів (покриттів) належить 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) належить виконувати з рифленими або зубчастими поверхнями. Глибина (висота) шпонок і зубів приймається не менше 4 см.

У місцях перетину стін повинна розміщуватися вертикальна арматура безперервна 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, визначається за розрахунком, але прийматися не менше 2 см².

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

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 1 см^2 на 1 п.м шва для будівель, які споруджуються в районах з сейсмічністю 7, 8 і 9 балів.

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 належить передбачати влаштування залізобетонних рам. У будівлях до 5 поверхів при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів допускається влаштування прибудованих лоджій з виносом не більше 1,5 м та зв'язаних металевими в'язями зі стінами.

4.9 Будівлі зі стінами з великих блоків

Стінові блоки можуть бути виготовлені з бетонів, у том числі легких, а також 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 менше 120 кПа ($1,2 \text{ кг/см}^2$). 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, або підсилені вертикальним ненапруженим або напруженим армуванням;

в) багаторядної розрізки, підсилені вертикальними залізобетонними включеннями.

Стінові блоки повинні бути армовані просторовими каркасами.

Неармовані блоки допускаються в районах сейсмічністю 7 балів у будівлях висотою до 3-х поверхів, а в районах сейсмічністю 8 балів – в 1-поверхових.

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 із замонолічуванням.

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

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

Стержні 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.

При неперервному вертикальному армуванні поздовжня арматура пропускається через отвори в поясних блоках та стикується зварюванням. Пази в блоках у місцях улаштування вертикальної арматури повинні замонолічуватися бетоном на дрібному щебені класу не менше С12/15.

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

4.10 Будівлі зі стінами з цегли або кам'яної кладки

В залежності від типу підсилення стіни можуть бути з цегляної (кам'яної) кладки; комплексної конструкції; каркасно-цегляні (каркасно-кам'яні); підсилені вертикальним армуванням або попереднім напруженням.

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 як опалубки. Колони спільно з горизонтальними монолітними або збірно-монолітними поясами утворюють каркас з несучим заповненням із кладки.

Для кладки стін дозволяється застосовувати при сейсмічності 6, 7 і 8 балів – цеглу порожнисту або повнотілу марки не нижче 75, з отворами розміром до 16 мм, пустотністю до 20 %, з ненаскрізними пустотами до 60 мм. У 9-бальних зонах належить приймати тільки повнотілу цеглу. Використання керамічних каменів дозволяється тільки у 7-бальних зонах у будівлях до 2-х поверхів. Також застосовуються бетонні камені, повнотілі та порожнисті блоки з бетону (у тому числі з легкого густиною від 1200 кг/м³) марки 50 і вище та ін.

Перевірка міцності кам'яних стінових конструкцій повинна виконуватися на позацентровий стиск, зріз і на похилих перерізах у площині стіни на головні напруження розтягу. Внутрішню поздовжню стіну будівлі та крайні поперечні стіни належить виконувати без зламів.

Висота поверхів будівель з несучими стінами із штучної кладки, не підсилені залізобетонними включеннями, не повинна перевищувати при розрахунковій сейсмічності 7, 8 і 9 балів відповідно 5 м, 4 м і 3,2 м. При підсиленні кладки залізобетонними включеннями висоту поверху допускається приймати відповідно 6 м, 5 м, 4,2 м.

Співвідношення висоти поверху до товщини стіни має бути не більше 12.

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 влаштування стержневих випусків з кладки в залізобетонний пояс, а також із пояса в кладку, що лежить вище, при висоті пояса більше 40 см, та влаштування кріплень мауерлата і фронтонів. У будівлях з монолітними залізобетонними перекриттями, замурованими по контуру в стіни, у випадку опирання монолітного перекриття на всю товщину стіни антисейсмічні пояси в рівні цих перекриттів допускається не влаштовувати.

Антисейсмічний пояс (з опорною ділянкою перекриття) повинен улаштовуватися, як правило, на всю ширину стіни; у зовнішніх стінах завтовшки 500 мм і більше ширина пояса може бути менше на 100...150 мм. Висота пояса повинна бути не менше 150 мм і не менше товщини плити перекриття, клас бетону не нижче С12/15. Поздовжня арматура поясів встановлюється за розрахунком, але не менше 4Ø10 при розрахунковій сейсмічності 7 і 8 балів і не менше 4Ø12 – при 9 балах.

У сполученнях стін у кладку повинні укладатися арматурні сітки загальною площею перерізу поздовжньої арматури не менше 1 см², завдовжки не менше 120 см у кожний бік через 70 см за висотою при сейсмічності 7 і 8 балів і через 50 см – при 9 балах.

Ділянки стін над горищним перекриттям, які мають висоту більше 40 см, та фронтони повинні бути підсилені вертикальним армуванням або залізобетонними включеннями, закріплені в антисейсмічному поясі.

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 прилеглій кладці та виконуватися відкритими не менше ніж з одного боку. Якщо залізобетонні включення 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 100 мм і бетон класу не нижче С12/15. Зовнішні шари тришарових стін зв'язуються між собою горизонтальним армуванням. Перекриття та покриття повинні обпиратися на внутрішній залізобетонний шар стін.

У каркасно-кам'яних будівлях монолітні залізобетонні колони повинні виконуватись у місцях сполучень стін перерізом не менше 40×40 см, відкритими не менше ніж з одного боку, з бетону класу не нижче С12/15. Відстань між колонами допускається не більше 8 м. Арматура колон повинна анкеруватися в поповерхових монолітних поясах і в фундаментах.

У будівлях з несучими стінами перші поверхи, які використовуються як приміщення, що вимагають великої вільної площі, належить виконувати із залізобетонних або сталевих конструкцій. Перемички повинні замуруватися у кладку на глибину не менше 350 мм. При ширині отвору до 1,5 м допускається замурування перемичок на 250 мм.

Дверні та віконні отвори в кам'яних стінах сходових кліток при розрахунковій сейсмічності 8 і 9 балів повинні мати залізобетонне обрамлення.

У будівлях на майданчиках сейсмічністю 9 балів виходи зі сходових кліток належить влаштовувати на дві сторони будівлі.