

НАРЕДБА ЗА ИЗМЕНЕНИЕ И ДОПЪЛНЕНИЕ
на Наредба № 2 от 2007 г. за проектиране на сгради и съоръжения в
земетръсни райони (ДВ, бр. 68 от 2007 г.)

Г л а в а п ъ р в а

ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ

Раздел I

Основни изисквания

Чл. 1. (1) С тази наредба се определят изискванията при проектирането на сгради и строителни съоръжения в земетръсни райони, наричани за краткост „строежи“.

(2) Наредбата се прилага при проектирането на нови строежи, както и при реконструкции, основни обновявания, основни ремонти, преустройства, надстройкаване или промяна на предназначението на съществуващи строежи.

(3) Наредбата не се прилага при проектирането на строителните конструкции на атомни електроцентрали и на съоръженията за производство и съхранение на силно токсични летливи и течни вещества.

Чл. 2. При проектирането на строежите се осигурява надеждността (носимоспособността, експлоатационната годност и дълготрайността) на конструкциите и на земната основа при експлоатационни и сеизмични въздействия.

Чл. 3. Надеждността на строежите за сеизмични въздействия се постига при спазване изискванията на тази наредба и на съответните нормативни актове за проектиране, изпълнение, контрол и поддържане на строежите.

Чл. 4. (1) Строежите се проектират и изпълняват така, че по време на проектния експлоатационен срок да удовлетворяват със съответната степен на надеждност всяко от следните изисквания:

1. да издържат на изчислителното сеизмично въздействие без локално или общо разрушаване и да запазват конструктивната си цялост и *носеща способност за поемане на постоянните и променливите натоварвания след земетресение при повреди на отделни техни елементи или на ограничени части от тях;*

2. да издържат на сеизмични въздействия с по-голяма вероятност за възникване, отколкото изчислителното сеизмично въздействие, без поява на повреди и свързаните с това ограничения за експлоатация, стойността на които може да се окаже непропорционално висока в сравнение със стойността на самата конструкция.

(2) Носещите конструкции на строежите се осигуряват за носеща способност, коравина **и дуктилност*** чрез изчисления и конструиране за сеизмични въздействия, като се използват характеристиките на избраните строителни продукти, адекватни модели и методите за изчисляване и конструиране, при спазване на изискванията за контрол при проектирането, изпълнението и експлоатацията на строежите.

(3) Конструкциите на строежите се проектират от лица с пълна проектантска правоспособност, с изключение на строежите от пета и шеста категория съгласно Закона за камарите на архитектите и инженерите в инвестиционното проектиране.

Чл. 5. (1) В сградите (неосигурени и осигурени на сеизмични въздействия) се допуска да се извършват строителни и монтажни работи (СМР) **свързани с промяна в конструкцията на строежа**, в т.ч. реконструкция, основно обновяване, основен ремонт, преустройство, надстрояване или промяна на предназначението и натоварванията, **които са извън обхвата на чл. 151 от Закона за устройство на територията (ЗУТ)**, при следните условия:

1. извършено обследване на цялата сграда съгласно глава трета „Обследване на съществуващи строежи” от Наредба № 5 от 2006 г. за техническите паспорти на строежите (ДВ, бр. 7 от 2007 г.), в т.ч. за сеизмичната ѝ осигуреност;

2. съставен и регистриран технически паспорт на строежа в съответствие с ЗУТ,(чл.176а÷176в от закона).

3. положителна оценка за сеизмична осигуреност;

4. спазване на допустимата височина и етажност на сградите съгласно чл. 33;

5. инвестиционен проект, съгласуван, оценен и одобрен по реда на ЗУТ.

Чл. 6. (1) Докладът от обследването по чл. 5, ал. 1, т. 1 включва оценка на техническите характеристики на сградата за съответствие или несъответствие с изискванията на нормативни актове, действащи към годината на въвеждането на строежите в експлоатация, както и възможността за удовлетворяване на съществените изисквания по чл. 169, ал. 1 ЗУТ, в т.ч. оценка за сеизмичната ѝ осигуреност, спрямо актуалните за времето на обследване нормативни актове.

(2) Оценката за сеизмичната осигуреност на строежа е положителна по отношение на възприетите критерии за оценка, ако той е в съответствие с изискванията на нормативни актове, действащи към момента на обследване или на въвеждане на строежа в експлоатация.

(3) Допускат се отклонение от нормативните изисквания по отношение на сеизмичната осигуреност на съществуващи строежи с ограничен експлоатационен срок и на строежи, които са исторически паметници

(4) Приема се, че са налице несъществени изменения в конструкциите на строежите когато при обследването им носещата способност и коравина, включително сеизмичната осигуреност и дълготрайност са в съответствие с изискванията на нормативните актове, действащи към годината на въвеждането им в експлоатация и не са установени дефекти (деформации и/или повреди) и/или предишни промени, свързани с нарушаване на проектната им носещата способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, при условие че:

1. извършените промени в експлоатационните условия и въздействия могат да се поемат с наличните резерви в носещата способност и коравина на строителната конструкция, без да се нарушават нормативните изисквания към строежа;

2. промените в масата на строежа са незначителни (с не повече от 5%) в сравнение със съществуващата маса на съответното етажно ниво, които конструкцията е в състояние да поеме;

3. допълнително направените отвори в неносещи преградно-разпределителни стени и/или архитектурни елементи (неучастващи в поемането на вероятните вертикални и хоризонтални натоварвания и въздействия върху конструкцията), както и при частичното или пълното им премахване, което не води до съществени промени (с не повече от 5%) в изчислителната коравина, дуктилност, регулярност и функционалност на съществуващата строителна конструкция;

4. промените в строежа отговарят на изискването за относителна неизменяемост на носещата способност, коравина и дуктилност на конструкцията.

Раздел II

Област на приложение. Избор на строителна площадка и основни изисквания

Чл. 7. (1) При избора на строителна площадка трябва да се има предвид, че:

1. благоприятни в сеизмично отношение са почвите от групи А, В и С съгласно табл. 1 при ниво на подземните води на дълбочина 4 m и повече, мерено от повърхността на терена;

2. неблагоприятни и малко пригодни за строеж терени в земетръсни райони са:

а) силно изветрели земни породи;

б) стръмни терени с наклони, по-големи от 1:3, включително скални терени, ако в тях има неблагоприятно разположени повърхнини на хлъзгане (пукнатини, тектонски нарушения и др.);

в) терени, подложени на карстови процеси, на срутване или намиращи се в зоните на минни галерии;

г) терени, разположени непосредствено до нескални скатове;

д) водонаситени, тинести и заблатени почви;

3. непригодни за строеж в земетръсни райони са:

а) терени с пасивни и активни свлачища, ако не са предварително укрепени;

б) терени с активни разломи.

Таблица 1

Групи почви	Описание на почвения профил	Показатели			
		V_{s30} , m/s	N_{spt} , удари/30cm	C_u , kPa	Формули за определяне на β_i
А	Скали или други скални образувания, които включват не повече от 5 m по-слаби повърхностни видове	> 800	-	-	(3)
В	Много плътни пясъци, чакъли или много твърда глина с мощност не по-малка от 30 м , които се характеризират с нарастващи почвени показатели в дълбочина	360 - 800	> 50	> 250	(3)
С	Мощни депозити от плътни до средно плътни пясъци, чакъли или твърдопластична глина с дебелина от няколко десетки (повече от 30 м) до стотици метри	180 - 360	15 - 50	70 – 360	(4)
Д	Депозити от рехки до средно плътни несвързани почви (със или без свързани в тях прослойки) или депозити от предимно меки до твърдопластични свързани почви	< 180	> 15	< 70	(5)
Е	Почвен профил, изграден от повърхостен алувиален слой с V_s както при групи почви С и Д, с мощност от 5 до 20 m, подложен от по-корав материал с $V_s > 800$ m/s	-	-	-	(4) и (5) в зависимост от вида и предприетите мерки за подобряване на горния почвен пласт и начина на фундиране

Забележки:

1. Означенията в табл. 1 са, както следва:

V_{s30} е среднотежестната стойност на скоростта на напречните сеизмични вълни в горните 30 m от земната основа, m/s;

N_{spt} - броят на ударите за проникване на върха на стандартния динамичен пенетрометър в почвата на дълбочина 30 cm;

C_u - недренираната якост на срязване на почвата.

2. При изключителни случаи, непосочени в табл. 1, за слаби и особени почви се провеждат полеви изпитвания и микросеизмично райониране.

(2) Не се допуска строителство върху терени, за които чрез микросеизмично райониране е доказано, че сеизмичният коефициент (K_c) е по-голям от 0,4, с изключение на сградите и съоръженията от клас на значимост I съгласно табл. 2.

Таблица 2

Класове на значимост на строежите и стойности на коефициента C

Клас на значимост на строежите*	Видове строежи по категории съгласно чл. 137, ал. 1 ЗУТ	Коефициент на значимост C
IV	Сгради и съоръжения, целостта на които по време на земетресението е от изключително значение за сигурността и опазването на живота на хората, животните, имуществото и околната среда и които са строежи от: - първа категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 1 ЗУТ; - втора категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 2, буква "д" ЗУТ, -трета категория, съгласно чл. 137, ал. 1, т. 3, буква "в" ЗУТ, с височина над 20етажа	1,50
III	Сгради и съоръжения, за които последствията вследствие на разрушенията от земетръс са значителни и които са строежи от: - втора категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 2 ЗУТ, с изключение на строежите по буква "д"; - трета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 3 ЗУТ, буква "в" , с височина от 10 до 20етажа	1,20
II	Сгради и съоръжения, за които последствията вследствие на разрушенията от земетръс са незначителни и които са строежи от: - трета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 3, буква "в" ЗУТ, с височина до 10 етажа; - четвърта категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 4 ЗУТ	1,00

	- пета категория, с изключение на строежите по чл. 137, ал. 1, т. 5, буква "в" ЗУТ	
I	Сгради и съоръжения с много малко значение за обществена безопасност, които са строежи от: - пета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 5, буква "в" ЗУТ; <i>-временни строежи, за които в заданието за проектиране е определено изискване за сеизмичната им осигуреност.</i>	0,80
	<i>Сгради и съоръжения които не се изчисляват за сеизмични въздействия</i> - строежите от шеста категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 6, ЗУТ	0,00

*Класовете на значимост на строежите са определени в БДС EN 1998-1, т.4.2.5.

Чл. 8. (1) При проектирането на сгради и съоръжения в земетръсни райони се спазват следните основни принципи:

- 1. простота на конструкцията;**
- 2.еднообразие, симетрия и статическа неопределимост на конструкцията;**
- 3.носимоспособност и коравина на огъване в две взаимно перпендикулярни направления;**
- 4. носимоспособност и коравина на усукване;**
- 5. диафрагмено поведение на етажното ниво;**
- 6. фундиране, осигуряващо едно и също сеизмично въздействие в основата на строежа**

(2) Строежите се категоризират като регулярни и нерегулярни, въз основа на което се избира изчислителният им модел и се уточнява стойността на коефициента им на реагиране. Критериите за регулярност в план и по височина са посочени БДС EN 1998-1, т.4.2.3.

(3) Не се допускат архитектурни решения на строежите, при които:

1. не се постига конструктивно осигуряване срещу сеизмични въздействия;
2. съществува чувствителност на конструкциите към сеизмични въздействия.

Чл. 9. Сглобяемите конструкции се проектират при възможност с едроразмерни елементи, **надежно** свързани помежду им, **като при сглобяемите стоманобетонните конструкции местата на съединенията между елементи се замонолитват.** Местата на съединенията се разполагат при възможност извън зоната на максималните усилия. Между стенните и

други подобни *сглобяеми* елементи се предвиждат непрекъснати или гъсто разположени връзки. Проектирането на връзки, които предизвикват концентрация на напреженията в отделни места на елементите, следва да се ограничава.

Г л а в а в т о р а

ОПРЕДЕЛЯНЕ НА СЕИЗМИЧНИТЕ СИЛИ

Чл. 10. (1) *Конструкциите на сградите и съоръженията се изчисляват задължително и за действието на сеизмични сили. При изчисляването им се използват равнинни (двуизмерни – 2D) или пространствени (триизмерни – 3D) динамични модели. При използване на методите за оценка чрез спектрите на реагиране сеизмичните сили, приложени в местата на съсредоточените маси, се приемат като еквивалентни статични натоварвания в приетите направления.*

(2) *Сеизмичното въздействие се представя идеализирано с пространствен изчислителен модел, който се състои от три взаимно ортогонални компоненти на ускоренията на основата. Първите две са хоризонтални, а третата е вертикална. Всяка от компонентите се дефинира като ускорения, които са функция във времето и са равномерно разпределени в основата на изчисляваната конструкция. За въвеждането на компонентите на ускорението \ddot{v}_{g1} , \ddot{v}_{g2} и \ddot{v}_{g3} се използват локалните оси 1, 2, и 3 на сеизмичното въздействие. Трите компоненти на ускоренията се представят чрез изчислителните спектри на реагиране съответно $S_{a1}(T)$, $S_{a2}(T)$ и $S_{az}(T)$ (виж Приложение 5).*

(3) *При изчисленията геометрията на конструкцията се въвежда в глобалната координатна система, на която осите са взаимно ортогонални. Осите X и Y лежат в хоризонтална равнина, а оста Z е вертикална и съвпада с локална ос 3 на вертикалната компонента на сеизмичното въздействие. Ъгълът, който се образува в хоризонталната равнина при основата на конструкцията между ос X и 1 (Y и 2) е ъгъл на сеизмичното въздействие θ (виж Приложение 5).*

(4) *За нерегулярни в план и по височина строежи (Приложение 6) се използва пространствен модел на сеизмичното въздействие с три компоненти и пространствен изчислителен модел за тяхната конструкция. Моделът трябва да позволява да се отчетат и ефектите*

от усуквателните движения на конструкцията.

(5) За регулярни в план, както и за нерегулярни в план, но регулярни по височина строежи (Приложение 6, т.3), може да се приеме, че сеизмичните въздействия са приложени поотделно в направление на надлъжните и напречните им оси. При това конструкцията се моделира с два независими изчислителни модела за всяко направление, като ефектите от усукването се отчитат по чл.25.

(6) Вертикалното сеизмично въздействие се отчита при изчисляването на:

1. хоризонтални и наклонени конзолни конструкции;
2. горното строене на мостови конструкции;
3. рамки, дъги, ферми, пространствени покривни конструкции на сгради и съоръжения с отвор 24 m и по-голям;
4. сгради и съоръжения срещу обръщане и хлъзгане;
5. тухлени и каменни конструкции.

6. строежи, съдържащи някои от следните конструктивни елементи: безредови плочи (с или без капители), балкони, еркери, насадени колони и места със значителни съсредоточени маси.

Чл. 11. (1) Сеизмичните сили спадат към особените натоварвания. Съчетанията от натоварвания, включващи сеизмични сили, се отнасят към извънредните съчетания. Коефициентът на съчетание за усилията от сеизмичните въздействия се приема 1,0. За усилията от останалите натоварвания коефициентът на съчетание се определя съгласно Наредба № 3 от 2004 г. за основните положения за проектиране на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях (обн., ДВ, бр. 92 от 2004 г.; попр., бр. 98 от 2004 г.; изм. и доп., бр. 33 от 2005 г.).

(2) Коефициентът на сигурност по предназначение на сградите и съоръженията за извънредни съчетания на натоварвания, включващи и усилията от сеизмични сили, се приема 1,0.

Чл. 12. Коефициентите на натоварване при определяне на изчислителните сеизмични сили се приемат съгласно приложение № 1.

Чл. 13. (1) При изчисляването на конструкциите на сеизмични въздействия не се отчитат: динамичните товари, предизвикани от машини и съоръжения; спирателните и страничните сили от движението на кранове, слягането на фундаментите, теглото на окачени товари върху гъвкави окачвачи, както и температурно-климатичните въздействия.

(2) При мостови кранове вертикалните сеизмични сили се определят, като се отчитат теглото на мостовия кран, теглото на тележката и теглото на полезния товар, равно на товароподемността на крана, умножена с коефициент 0,3.

(3) Хоризонталните сеизмични сили, предизвикани от теглото на мостови кранове, се отчитат само в направление, перпендикулярно на подкрановия път. Тези сили се определят, както следва:

1. при окачен товар върху въже (меко окачване) - само от собственото тегло на крана и теглото на тележката;

2. при кораво окачване на полезния товар - от теглото на крана, теглото на тележката и теглото на полезния товар, равно на товароподемността на крана.

(4) При определяне на сеизмичните сили в колоните на многокорабни промишлени сгради с няколко мостови крана, разположени в една напречна ос, се отчита натоварването от най-тежкия кран.

Чл. 14. В извънредното съчетание, в което участват натоварванията от земетръс, натоварванията от вятър не се включва, освен в случаите, посочени в алинея (2).

(2). За високи строежи (сгради с височина над 30 етажа, кули, мачти, комини и други подобни строежи), за които въздействията от вятър са основните кратковременни хоризонтални натоварвания, начинът на съчетаване на ефектите от земетръс и вятър при определяне на най-неблагоприятното извънредно съчетание на натоварванията се определя от съответните специализирани нормативни актове за проектирането им.

Чл. 15. (1) При изчисления с използване на изчислителните спектри на ускоренията, приетият за основен спектър на реагиране се определя по формулата:

$$S_a(t) = CK_c R \beta(T) g, \quad (1),$$

където:

C е коефициент на значимост на сградите и съоръженията; стойностите на *C* са съгласно табл. 2;

K_c - сеизмичен коефициент, който представлява отношението на приетото изчислително ускорение на почвата за всяка сеизмична степен и земното ускорение;

R - коефициент на реагиране на конструкцията при сеизмични въздействия в зависимост от нейната дуктилност; стойностите на *R* са съгласно табл. 3;

$\beta(T)$ - динамичен коефициент, който зависи от периода *T* на свободните незатихващи трептения и който определя формата на

спектралната крива $S_a(T)$ на ускоренията. Стойностите на коефициента при форма i с период T_i са дефинирани в ал. 3;

g - земно ускорение.

(1a) Изчислителните стойности на сеизмичните сили E_{ik} се определят при условие, че ъгълът на сеизмичното въздействие $\theta=0$ (виж Приложение 5, фиг. 5-3) и при условие, че конструкцията е подложена на всяка от трите компоненти на въздействието поотделно. В този случай сеизмичното въздействие по направление на ос X се представя чрез изчислителния спектър на реагиране S_{a1} , сеизмичното въздействие по ос Y се представя чрез изчислителния спектър на реагиране S_{a2} , а вертикалното сеизмично въздействие се представя с изчислителния спектър S_{az} . Сеизмичните сили E_{ik} се определят за действието на всяка една от трите компоненти на сеизмичното въздействие поотделно.

При действие на единствена компонента на сеизмичното въздействие по направление на ос X , представено със спектър S_a (виж Приложение 5, фиг. 5-4) сеизмичната сила E_{ik} се изчислява по формулата:

$$E_{ik} = \eta_{ik} m_k S_a(T_i), \quad (2),$$

където

η_{ik} е коефициент на разпределение на сеизмичното натоварване при форма i , и се изчислява по формула (6);

m_k - масата, която се движи по направление на степен на свобода с номер k .

Изчислителните стойности на сеизмичните сили, при действието на компонента на въздействието само по Y и от компонента само по Z се определят аналогично по форм. (2) като изчислителните спектри на тези две компоненти заменят $S_a(T_i)$ във форм. (2) (виж Приложение 5, форм. 5-1).

Формула (2) се прилага, както при равнинни така и при пространствени модели на сгради и съоръжения.

Таблица 3

Видове конструкции (описание, съответстващо на типовете конструкции)

Стойности на
коэффициента на
реагиране R^*

<i>Стоманобетонни конструкции*</i>		
Монолитни стоманобетонни конструкции		
Рамкови или еквивалентни на рамкови смесени системи	Едноетажни сгради с едно- и многоотворни рамки	0,3
	Многоетажни сгради с едноотворни рамки	0,28
	Многоетажни сгради с многоотворни рамки	0,25
	Скелетно-безгредови конструкции с рамки;	0,3
	Еквивалентни на рамкови смесени системи: <i>- едноотворни и многоотворни рамкови конструкции, съчетани със стени участващи в поемането на сеизмичните сили от:</i> <i>-стоманобетон,</i> <i>-бетон или тухлена зидария,</i>	0,28 0,35
Стенни системи или еквивалентни на стенни смесени системи	Стенна конструктивна система с по две стени в две основни направление	0,33
	Система от стени, несвързани с греди: <i>-скелетно-безгредови конструкции със стоманобетонни шайби;</i>	0,35
	<i>-скелетно-безгредови конструкции с тухлени или бетонни стени, участващи в поемане на сеизмичните сили;</i>	0,45
	- сгради, изпълнени по системите “Едроплощен кофраж” (ЕК), “Тунел-кофраж” (ТК), “Пълзящ кофраж” (ПК) и др.	0,28
	Система от стени, свързани с греди: <i>-скелетно-гредови конструкции със стоманобетонни шайби;</i> <i>-съчетание от стенни и скелетно-рамкови конструкции със стени, участващи в поемане на сеизмичните сили от:</i> <i>-стоманобетон</i>	0,25
	<i>-тухлена зидария или бетон</i>	0,28
	Еквивалентни на стенни смесени системи: <i>-сгради с шайби и рамки, изпълнени по системите ЕК, ТК, ПК и др.</i>	0,35 0,28

Сглобяеми стоманобетонни конструкции		
Рамкови или еквивалентни на рамкови смесени системи	Едноотворни скелетни конструкции без шайби; скелетни конструкции с един отвор, при които сеизмичните сили се поемат от колоните (конструкции с покривни ТТ панели, с виренделови греди и др.)	0,28
	Многоотворни скелетни конструкции без шайби; скелетни конструкции с повече от един отвор, при които сеизмичните сили се поемат от колоните (конструирани с покривни ТТ панели, с виренделови греди и др.)	0,25
	Скелетно-гредови конструкции с шайби Скелетни конструкции с един и повече отвори, при които сеизмичните сили се поемат от шайби, изпълнявани по системите МС 83, СКС-УС-73(86) и др.	0,28
	Многоетажни рамкови конструкции с корави възли; рамкови конструкции за големи вертикални натоварвания, изпълнявани по системата ИИС-20 и др.	0,25
	Безгредови конструкции с рамки или с рамки и шайби ; сгради, изпълнявани по системата ППП, Е1-72 и др.	0,28
Стенни системи или еквивалентни на стенни смесени системи	Конструкции от едроразмерни стени и подови елементи; сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС или др. безскелетни системи.	0,25
	Безгредови конструкции с шайби или с шайби и рамки; сгради, изпълнявани по системата ППП, Е1-72 и др.	0,28
Система “обърнато махало”	Съгласно БДС EN 1998-1, т.5.1.2	0,66
Система, гъвкава при усукване	Система с ядра	0,5
Зидани конструкции*		
Неармирани зидарии	Неармирани зидарии със стоманобетонни плочи и пояси, обрaмчени с колони	0,40
	Неармирани зидарии със стоманобетонни плочи и пояси, необрaмчени с колони**	0,50
	Неармирани зидарии с дървен гредоред без стоманобетонни пояси, необрaмчени с колони****	0,67
	Неармирани зидарии със замонолитени сглобяеми подови елементи и стоманобетонни пояси**** **Тези видове конструкции се разглеждат при обследване и оценка на съществуващи строежи	0,50

Армирани зидарии	Армирани зидарии със стоманобетонни плочи и пояси, необрамчени с колони	0,40
	Армирани зидарии със стоманобетонни плочи и пояси, обрамчени с колони	0,33
	Армирани зидарии със замонолитени сглобяеми подови елементи, обрамчени с колони	0,33
<i>Стоманени конструкции*</i>		
Видове***	Рамки с корави възли	0,25
	<i>Рамки комбинирани с вертикални връзки, конструирани като централно включващи се връзки в съответствие с БДС EN1998-1</i>	0,25
	<i>Рамки, комбинирани със свързани към рамките, пълнежни стоманобетонни стени</i>	0,30
	Скелетни конструкции, при които сеизмичните сили се поемат от колоните	0,25
	Стоманени скелети със стоманобетонни шайби или ядра	0,28
	<i>Конструкции „обърнато махало”</i>	0,50
<i>***За други видове стоманени конструкции за стойностите на коефициента на реагиране R могат да се приемат реципрочната стойност на коефициента на поведение за клас на дуктилност M от таблица 6.2 на БДС EN1998-1</i>		
<i>Дървени конструкции</i>		
Видове***	<i>Конзоли, греди, арки, ферми и рамки с корави възли със съединения сглобки</i>	0,60
	<i>Ковани с гвоздеи стенни панели с лепени диафрагми, свързани с гвоздеи и болтове, статически неопределими портални рамки с дюбелни и болтови съединения</i>	0,30
<i>***За други видове дървени конструкции за стойностите на коефициента на реагиране R могат да се приемат реципрочната стойност на коефициента на поведение от таблица 8.1 и 8.2 на БДС EN1998-1</i>		
<i>Строителни съоръжения*</i>		
Видове	Силози, бункери, резервоари и други подобни корави конструкции:	
	- от стоманобетон, подпрени върху дуктилна конструкция	0,40
	-стоманобетонни силузни клетки и резервоари, достигащи до фундамунтите	0,45
	- от стомана	0,28
	Високи съоръжения (комини, мачти, кули, естакади и др.):	
	- от стоманобетон	0,40
- от стомана	0,28	
Подпорни стени:		

- от бетон	0,50
- от стоманобетон	0,40
Водни и водоземни кули:	
- от стоманобетон	0,38
- от стомана	0,30
Язовирни стени от земни и земно-скални материали	0,60
Язовирни стени:	
- от бетон	0,50
- от стоманобетон	0,40
Други видове хидротехнически съоръжения	0,40
Мостове и други видове транспортни съоръжения	0,40
Подземни съоръжения	0,60

**За прогнозиране на поведението на изчисляваните конструкции при сеизмични въздействия могат да се използват и по-точни изчислителни методи за анализ като нелинеен статичен, модален спектрален или нелинеен във времето динамичен анализ.*

Забележки:

1. За нерегулярни по височина конструкции (Приложение 6, т.2) стойностите на R се увеличават с 25% и се приемат не по-големи от 0,67.

2. Когато етажните подови конструкции не съдържат дисипативни елементи се изчисляват и за вертикалната компонента на сеизмичните сили (виж чл.10, алб и чл.21, ал1).

(2) На картата за сеизмично райониране на Република България за период 1000 години (приложение № 2) и в списъка на населените места (приложение № 3) стойностите на K_c са означени с арабски цифри до стойността на съответната сеизмична степен, отбелязана с римски цифри. За строителни площадки, за които има или се предвижда микросеизмично райониране, стойностите на K_c се приемат по данните от микросеизмичното райониране.

(3) Динамичният коефициент $\beta_i(T_i)$ се определя по формули (3), (4) и (5) или от графиките на фиг. 1 в зависимост от собствения период T_i на трептения на конструкцията и групите почви съгласно табл. 1, както следва:

I. за групи почви А и В:

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{0,9}{T_i} \leq 2,5 \quad (3);$$

II. за група почви С:

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{1,2}{T_i} \leq 2,5 \quad (4);$$

III. за група почви D:

$$1,0 \leq \beta_i = \frac{1,6}{T_i} \leq 2,5 \quad (5).$$

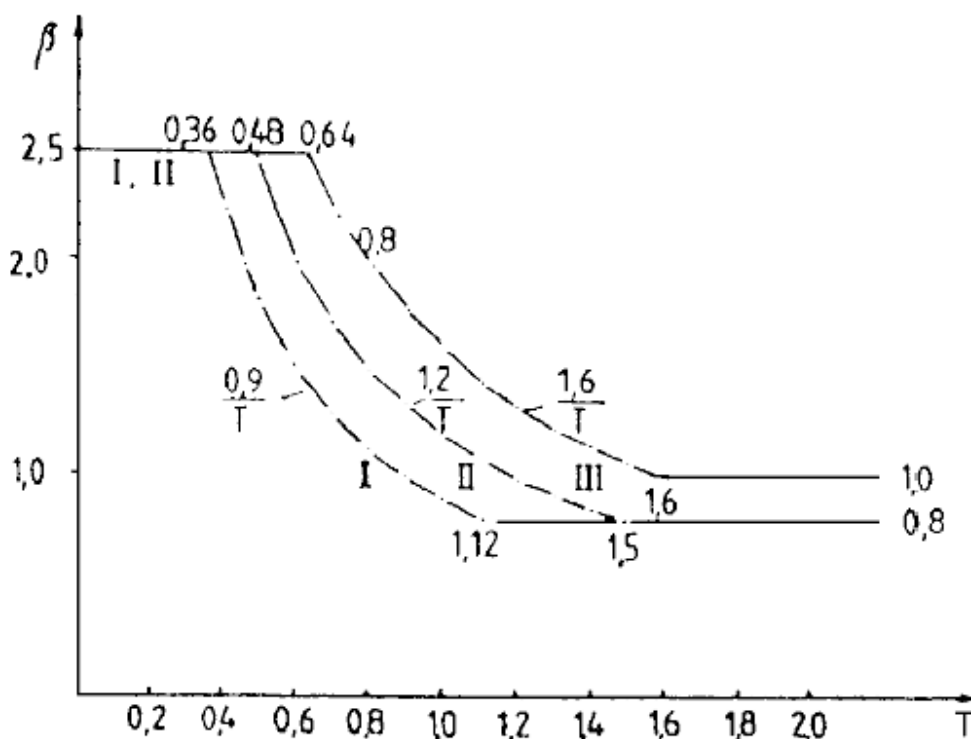
(4) При разнородна земна основа динамичният коефициент β_i се определя като среднотежестна стойност на коефициентите β_i за почвените пластовете под фундамента, залягащи до основната скала. За различни групи почви стойностите на V_s се отчитат от геоложкия доклад. Когато в инженерно-геоложкия доклад няма данни, стойностите на V_s се отчитат от таблични или други архивни данни.

(5) При фундиране върху пилоти динамичният коефициент β_i се приема като среднотежестна стойност на коефициентите β_i за носимоспособните

почвени пластове, в които навлизат пилотите.

(6) При почви, като неуплътнени насипи, течнопластични глини, рохки пясъци, тини, органични почви и др., непосочени в табл. 1, не се разрешава директно фундиране на сградите и съоръженията, ако не са изпълнени допълнителни мерки.

(7) Плътността на пясъчливите почви (с изключение на праховите пясъци) се определя главно чрез динамична пенетрация. Плътността на праховите пясъци и якостните показатели на течнопластичните глини, тините, органичните и други слаби почви се определят чрез статични пенетрации и крълчатки (кръстообразни сонди).



Фиг. 1

(8) Когато няма информация за консистенцията на свързаните почви или за плътността на пясъчливите почви, се допуска използването на данни от утвърдени регионални инженерно-геоложки карти.

(9) За строителни площадки, за които е извършено микросейсмично райониране, динамичният коефициент $\beta_i(T_i)$ се приема по данните на микросейсмичното райониране.

(10) При изчисляване на хидротехнически съоръжения зависимостта

$\beta_i(T_i)$ се определя съгласно чл. 152.

(11) Коефициентът на разпределение на изчислителното сеизмично натоварване η_{ik} се определя по формулата:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \alpha_i \quad (6),$$

където:

X_{ik} е ордината с номер k (k - степен на свобода) от i -тия модален вектор.

Коефициентът за участие α_i на форма i се определя с израза:

$$\alpha_i = \frac{\sum_j m_j X_{ij}^*}{M_i} \quad (6a),$$

където

X_{ij}^* е компонентата, принадлежаща на модален вектор i , насочена по направление на сеизмичното въздействие.

M_i - модалната* маса за форма i ; изчислява се по формулата:

$$M_i = \sum_k m_k X_{ik}^2 \quad (6b),$$

където:

m_k е масата, която се движи по направление на степен на свобода с номер k .

*Модалната маса M_i за форма i е масата на идеализиран модел с една степен на свобода, съответстващ на форма i , който е получен след прилагане на модалната трансформация и разпадане на системата от диференциални уравнения, с която се описва поведението на изчисляваната оригинална конструкция, (моделирана като система с краен брой степени на свобода), в независими уравнения.

(12) За сгради, моделирани с равнинни изчислителни модели с височина до пет етажа и при $T_i \leq 0,4$ s η_k може да се определя по опростената формула:

$$\eta_k = h_k \frac{\sum_j m_j h_j}{\sum_j m_j h_j^2} \quad (7),$$

където h_k и h_j са разстоянията h от точки (нива) "k" и "j", в които са съсредоточени масите, до горния ръб на фундамента.

(13) За нерегулярни в план и по височина строежи (Приложение 6) се отчитат пространствените трептения на конструкцията, като конструкцията се изследва поотделно за всяка компонента на сеизмичното въздействие, насочена по X, Y или Z, виж. Приложение 5, фиг. 5-4.

Чл. 16. Стойностите на коефициента на реагиране R съгласно табл. 3 се умножават допълнително със следните коефициенти:

1. за скелетни сгради, при които стенният пълнеж не оказва влияние върху деформативността им:

а) при $h/b \geq 25$ – с коефициент 1,50;

б) при $h/b \leq 15$ – с коефициент 1,00;

в) при $15 < h/b \leq 25$ – с коефициент, получен чрез интерполация между 1,0 и 1,50,

където:

h е етажната височина;

b - напречният размер на колоните в направление на действащите сеизмични сили;

2. за сгради с гъвкав първи или междинен етаж (под "гъвкав етаж" трябва да се разбира етаж, коравината на който е два пъти и повече по-малка от коравината на съседните етажи) – с коефициент 2,00; тази стойност се отнася само за определяне на усилията в гъвкавия етаж;

3. за сгради, фундирани върху пилоти с висок ростверк (повече от 1,0 m над терена) – с коефициент 1,50.

Чл. 17. Допуска се ефектите от сеизмичното въздействие (разрезни усилия, реакции и премествания) в конструкциите на строежите да се определят чрез интегриране на системата диференциални уравнения на движението, като се отчита развитието на пластични деформации и ускорението на основата се моделира с реални или изкуствени акселограми. В този случай максималното ускорение се приема не по-малко от $K_c g$, където K_c е сеизмичният коефициент за района, а g - земното ускорение.

Чл. 18. (1) Проверката за достатъчност на приетия брой форми на собствени трептения, отчетени при определяне на максималните стойности на усилията, реакциите и преместванията в конструкциите, се извършва с *коэффициента* на ефективната модална маса (ζ_n) по формулата:

$$\zeta_n = \frac{\sum_{i=1}^n M_i^*}{M_{total}} \leq 1 \quad (8),$$

където:

$\sum_{i=1}^n M_i^* = \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 M_i$ е сумата от ефективните модални маси;

ефективната модална маса за форма "i" $M_i^* = \alpha_i^2 M_i$ е активната част от общата маса на конструкцията, която се движи при форма "i";
 M_{total} – общата маса на конструкцията;

броят n на включените в анализа форми се определя от условието за постигане на необходимата точност на резултатите.

(2) Ефектите от сеизмичното въздействие в конструкциите се определят след изпълнението на следните две условия:

- сумата от ефективните модални маси на включените в анализа форми на трептене е поне 90% от тоталната маса на конструкцията в разглежданото направление ($\zeta_n \geq 0.90$);

- всички форми i, на които ефективната модалната маса $\alpha_i^2 M_i$ е по-голяма от 5% от тоталната маса трябва да бъдат отчетени в анализа.

(3) Ефектите от сеизмичното въздействие (усилия, реакции и премествания) в конструкциите, моделирани с равнинни модели при $T_1 > 0,4$ s, се определят, като се включват резултатите от реагирането на най-малко три форми на трептения или от реагирането на всички форми, за които $\zeta_n \geq 0,95$. При пространствени модели е достатъчно $\zeta_n \geq 0,9$.

(4) За хидротехнически съоръжения броят на формите, които се предвижда да се изследват, се определя в съответствие с изискванията на глава пета.

Чл. 19. Периодите (T_i) и формите (X_{ik} при $k = 1, 2 \dots n$) на собствените трептения на конструкцията се определят по методите на строителната механика в условията на еластични деформации.

Чл. 20. (1) Максималните стойности (F) на ефектите от сеизмичното въздействие (усилия, реакции и премествания) в конструкциите се определят чрез модално комбиниране и комбиниране по компоненти (по направления) – виж Приложение 5.

(2) Максималните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие (усилия, реакции и премествания) в конструкциите се определят като конструкцията се изследва за всяка една от трите компоненти на сеизмичното въздействие поотделно. Резултатите за ефектите от компонентите на въздействието от тези три групи решения се означават съответно с F_1, F_2, F_z и се получават чрез модално комбиниране. В зависимост от ъгъла на сеизмичното въздействие θ се използва една от двете възможни формулировки за комбиниране на резултатите по компоненти (виж Приложение 5).

1. изчислителните спектри на реагиране в хоризонталната равнина на основата се приемат $S_{a1} = S_{a2} = S_a$, където стойността на S_a е изчислена по чл. 15, ал. 1, т. 2 и при условие че $S_{az} = 0,9S_a$ по направление на оста z ; максималните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие $\max F$ не зависят от ъгъла θ (виж Приложение 5);

$$\max F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_z^2} \quad (9).$$

2. при условие, че хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие се представят чрез изчислителните спектри на реагиране $S_{a1} = S_a$ и $S_{a2} = aS_a$ ($0 \leq a \leq 1$), при което S_a е основният изчислителен спектър на реагиране, дефиниран с чл. 15, ал. 1, т. 2, максималните стойности на ефектите от въздействието зависят от ъгъла на сеизмичното въздействие θ и се определят с комбиниране по компоненти според указанията, дадени в Приложение 5. Вертикалната компонента на ускоренията $S_{az} = 0,9S_a$ не оказва влияние върху стойността на ъгъла θ , за който е определено $\max F$.

(3) Допуска се конструкциите, които не са чувствителни към вертикалната компонента на въздействието, да се изчисляват само за двете хоризонтални компоненти, при условие че $S_{az} = 0$.

(4) Модалното комбиниране по форми на трептене се извършва по правилата SRSS (корен квадратен от сумата на квадратите) или CQC (пълно квадратично комбиниране), както следва:

1. по правилото SRSS: максималните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие (усилия, реакции и премествания), получени от съвместното действие на n -форми на трептене, се определят по формулата:

$$F_j = \sqrt{\sum_{j=1}^n f_{ji}^2} \quad (10),$$

където:

F_j е изчислителната стойност на ефекта, получена от действието на компонента с номер j на сеизмичното въздействие ($j=1,2,3$);

f_{ji} - изчислителната стойност на ефекта, получена от действието на компонента с номер j на сеизмичното въздействие ($j=1,2,3$) при i -тата форма на трептене;

n - броят на отчетените форми на трептене.

Забележка. Формула (10) не се прилага за конструкции с близки периоди на трептене (при $\frac{T_j}{T_i} > 0,90$, където $T_j < T_i$).

2. по правилото СQC (приложение 5, формули 5-5 и 5-8):
Максималните стойности на ефектите, причинени от прилагане на една от компонентите на сеизмичното въздействие при отчитане на n -форми на трептене и при зададени стойности на ξ в границите от 0,01 до 0,10 (препоръчва се стойността 0,05) се определят чрез модално комбиниране по формулата:

$$f = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} f_i f_j} \quad (8a),$$

където

f_i и f_j са изчислителните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие съответно при $\tilde{i}^{тата}$ и $\tilde{j}^{тата}$ форми на трептене;

ρ_{ij} - корелационни коефициенти, които се определят по формулата

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 (1+r_{ij}) r_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-r_{ij}^2) + 4\xi^2 r_{ij} (1+r_{ij})^2},$$

в която $r_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} = \frac{T_j}{T_i}$ и ξ е стойността на коефициента на модалното затихване при $\tilde{i}^{тата}$ и $\tilde{j}^{тата}$ форми на трептене.

(5) Подробен алгоритъм за определяне на максималните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие чрез комбиниране по форми на трептене (модално) и по направление (компоненти) е представен в Приложение 5, т.2.

Чл. 21.(1) Вертикалното изчислително сеизмично въздействие за

случаите по чл. 10, ал. 6 се определя по формула (2), при $S_{az}=0,9S_a$ и $R=0,67$, а за зидани конструкции – съгласно чл. 84.

(2) Допуска се хоризонталните и наклонените конзолни елементи по чл. 54, ал. 1 и 2 и тяхното закрепване да се изчисляват като конзола с вертикално сеизмично натоварване, равно на $2,25CK_cQ$, където Q е теглото на съответния елемент.

Чл. 22. Конструкциите на сградите или съоръженията, като парапети, фронтони, орнаменти, комини, резервоари и др., и тяхното закрепване се изчисляват за хоризонтално сеизмично натоварване, равно на $2CK_cQ$, където Q е теглото на съответния елемент.

Чл. 23. (1) Стените (носеци и неносеци), панелите, преградите и тяхното закрепване се изчисляват за действието на хоризонтално изчислително сеизмично въздействие, действащо перпендикулярно на **равнината** им и равно на $0,6CK_cQ$, където Q е теглото на елемента.

(2) Закрепването на оборудването към конструкцията се изчислява въз основа на анализ на динамичното реагиране на системата конструкция-оборудване.

Чл. 24. *Хоризонталните сеизмични сили, поемани от вертикалните носещи елементи - шайби, рамки, колони и др., на всяко етажно ниво, се разпределят, както следва:*

1. за сгради с корави в равнината им подови конструкции (диафрагми) - чрез изравняване на хоризонталните премествания на подовата конструкция и хоризонталните премествания на вертикалните елементи в рамките на всеки етаж;

2. за сгради с подови конструкции, които не работят като корави хоризонтални диафрагми (например при сглобяемите подови конструкции, при които отделните елементи не са свързани помежду си, и др.) - чрез отчитане на деформативността на подовата конструкция; За сгради до пет етажа включително се допуска разпределението на вертикалните товари се допуска да се извършва пропорционално на вертикални товари, които се предават върху отделните хоризонтални елементи на етажното ниво.

Чл. 25. *При изчисляване на сгради и съоръжения с използване на равнинен изчислителен модел, с изключение на хидротехническите съоръжения, освен сеизмичните сили по хоризонталните оси се отчита и усукващият момент, предизвикан от тези сили, спрямо вертикалната ос на сградата или съоръжението, минаваща през центъра на коравината на всеки етаж. Ексцентрицитетът между центъра на масите и центъра на коравините на всяко етажно ниво не може да е по-*

малък от $0,05L_i$, където L_i е размерът на етажната подова конструкция, перпендикулярен на съответната сеизмична сила.

Чл. 26. (1) Замонолитените съединения между отделните конструктивни елементи на сглобяемите и сглобяемо-монолитните сгради и съоръжения се изчисляват и за усилията, които възникват от действието на сеизмичните сили в тях.

(2) При изчисляване на заварените монтажни съединения на стоманени елементи и на съединенията на стоманобетонни елементи в сглобяеми конструкции усилията, предизвикани от сеизмичните сили, се увеличават с 25 на сто.

Чл. 27. (1) При изчисленията на якост и устойчивост с отчитане на сеизмичното въздействие към изчислителните характеристики на материалите се въвежда допълнителен коефициент за условие на работа (γ_k) съгласно табл. 4.

Таблица 4

№ по ред	Стойности на коефициента за условие на работа γ_k	Коефициент γ_k
	Вид на конструкцията	
I.	<i>При изчисляване на якост</i>	
1.	Стоманени и дървени конструкции	1,4
2.	Стоманобетонни конструкции (без изчисляване на якост по наклонено сечение):	
	а) от обикновен бетон с армировка клас А-I, А-II, А-III, Т-IV и Вв-I;	1,2
	б) от обикновен бетон с армировка от други класове	
	в) за самостоятелни колони и колони на рамки, които поемат сеизмични сили с армировки от всички класове	
	г) от бетони с леки пълнители с армировка от всички класове	1,1
	д) от клетъчни бетони с армировка от всички класове	1,0
		1,1
		1,0
3.	Стоманобетонни конструкции (за изчисляване на якост по наклонено сечение):	
	а) греди и ригели	1,0
	б) колони	0,8

	в) плочи и греди при изчисляване на продънване	0,8
4.	Бетонни, тухлени и каменни конструкции	1,0
5.	Заваръчни съединения	1,0
6.	Болтове (обикновени и високоякостни), нитови и лепени съединения	1,1
II.	При изчисляване на устойчивост	
1.	Стоманени конструкции със стройност, по-голяма от 80	1,0
2.	Стоманени конструкции със стройност до 20	1,2
3.	Стоманени конструкции със стройност от 20 до 80	от 1,2 до 1,0 чрез интерполация

(2) Изчислителното съпротивление на натиск на армировката в стоманобетонни конструкции не трябва да е по-голямо от 450 МРа.

Чл. 28. (1) Относителните *междуетажни* еластични премествания, определени от изчислителните сеизмични сили по формула (2) за първа форма на свободни трептения, не трябва да надвишават следните стойности:

1. за сгради от клас на значимост IV, с изключение на едноетажните и двуетажните производствени сгради - $1/400 h$;

2. за едноетажни и двуетажни производствени сгради от клас на значимост IV - $1/250 h$;

3. за едноетажни и двуетажни производствени сгради от клас на значимост III и II - $1/180 h$;

4. за всички останали видове сгради от клас на значимост III и II - $1/250 h$, където h е височината на етаж.

(2) За сгради от клас на значимост I **относителните междуетажни еластични премествания не се нормират**!

Чл. 29. (1) При сгради допълнителните усилия от вертикалните товари вследствие преместванията на вертикалните носещи елементи (Р-делта ефект) не се отчитат, ако за всяко етажно ниво е спазено условието:

$$\Theta = \frac{Q \cdot \Delta}{F \cdot h \cdot R} \leq 0,10 \quad (11),$$

където:

Θ е коефициент на деформативност;

Q - общият вертикален товар над разглежданото етажно ниво;

Δ - относителното хоризонтално преместване, определено като разлика в еластичните премествания на две съседни етажни нива; еластичните премествания се определят за изчислителните сеизмични сили, определени по

формула (1), за първа форма на свободни трептения при статическа схема конзола, кораво запъната в основата;

F - напречната сила в разглежданото етажно ниво;

h - височината на етажа под разглежданото ниво;

R - коефициентът на реагиране по табл. 3.

(2) При стойности на Θ в границите $0,10 < \Theta \leq 0,20$ се отчитат допълнителните усилия от Р-делта ефекта. В този случай сумарните усилия, включващи и влиянието на Р-делта ефекта, се определят, като сеизмичните сили по формула (2) се умножат с коефициента $1/(1 - \Theta)$ за всяко етажно ниво. С увеличените сеизмични сили се определят напречните сили и огъващите моменти.

(3) При $\Theta > 0,20$ коравината на конструкцията на строежа се увеличава или конструкцията се изследва с по-точни методи.

Чл. 30. (1) Конструкциите на сградите и съоръженията се разделят със земетръсни фуги на динамично независими части (участъци) когато:

1. **строежите имат сложна форма в план, водеща до неблагоприятно сеизмично реагиране;**
2. **в строежи има съчетание на различни конструктивни схеми и /или системи**
3. **сградите със скелетни конструкции имат разлика в нивата на подовите конструкции на съседни участъци;**
4. **конструкциите на строежите имат разлика във височина на съседни участъци;**
5. **конструкциите на строежите имат разлика в нивото на фундиране ;**
6. **дълги в план строежи с дължина съизмерима с дължината на сеизмичната вълна;**

(2) **Допуска се конструкциите на строежите съгласно т.3 и т.4 на ал.(1) да не се разделят със земетръсни фуги, когато изчисленията се провеждат с пространствени динамични модели и се разработят необходимите конструктивни решения за поемане на завишените стойности на усилията в съответните зони. Стойностите на усилията в елементите в зоната с разлика в нивата на подовите конструкции (т.3) и в зоната с разлика във височина на съседни участъци (т.4), се умножават допълнително с коефициент 1,5. В моделите на конструкциите на сгради съгласно т.3, следва да се вземе под внимание и подаваемостта на земната основа.**

(3) **В райони с $K_c < 0,10$ за едноетажни сгради с височина до 10 т могат да не се предвиждат земетръсни фуги.**

Чл. 31. (1) При необходимост от земетръсните фуги съгласно чл. 30, те се проектират така, че да разделят строежа по цялата му височина до горния ръб на фундаментиите.

(2) Широчината на земетръсната фуга се определя по формулата:

$$\Delta = \sqrt{\left(\frac{\Delta_1}{R_1}\right)^2 + \left(\frac{\Delta_2}{R_2}\right)^2},$$

където:

Δ е необходимата минимална широчина на земетръсната фуга за предпазване от ефекта на удар на разделените с фугата строежа или части от тях;

Δ_1 и Δ_2 са преместванията при върха на двата съседни строежа с еднакви височини, а при различни височини - при върха на по-ниската сграда. Преместванията Δ_1 и Δ_2 се изчисляват в еластичен стадий на поведение на конструкциите, с изчислителни сеизмични сили съгласно формули (1) и (2) при коефициент на значимост $C = 1$;

R_1 и R_2 са коефициентите на реагиране на двете конструкции.

(3) При две съседни сгради с подови конструкции на едно и също ниво определената по ал. (2) широчина Δ на земетръсната фуга се редуцира с коефициент равен на 0,7, като се допуска необходимата минимална широчина на земетръсната фуга да се определи по формулата

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_1}{R_1} + \frac{\Delta_2}{R_2} \right)$$

(4) Широчината на земетръсната фуга Δ се приема не по-малка от $H/250$ и не по-малка от 5 см. H е височина на по-ниската сграда, измерена от горен ръб на фундамента до разглежданото ниво.

(5) Допуска се, за подземни съоръжения с дълбочина до 10т, минималната широчината на земетръсната фуга Δ да се приема не по-малка от 3 см

Чл. 32. (1) Разстояния между земетръсните фуги се определят от обемно планировъчното решение на сградите и от съответните изисквания на чл. 30 (1) за разделянето на конструкциите на динамично независими части.

(2) Максималното разстояние между земетръсните фуги се приема:

-за строежи със стоманен скелет - не по-голямо от 150 т;

-за всички останали строежи - не по-голямо от 60 m;

(3) Ако максималните разстояния между земетръсните фуги са по-големи от предписаните максимални разстояния между температурно-съсхвателните фуги при бетонните и стоманобетонни конструкции или между температурно-деформационните фуги при стоманените конструкции от съответните нормативни актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни или стоманени конструкции, то те се доказват с изчисления съгласно Наредба №3/04 по отношение на температурни климатични въздействия.

(4) Деформационните фуги и температурно-съсхвателните фуги се проектират и като земетръсни фуги.

Чл. 33. (1) Височината на сградата се определя съгласно чл. 24 ЗУТ. Допустимата височина и етажност на сградите са съгласно табл. 5.

Таблица 5

Допустима височина и етажност на сградите

№ по ред	Вид на сградата и на конструктивната система	Сеизмични райони с K_c					
		$0,05 \leq K_c < 0,15$		$0,15 \leq K_c < 0,27$		$K_c > 0,27$	
		височина, m	етажи, бр.	височина, m	етажи, бр.	височина, m	етажи, бр.
1.	Жилищни, общественообслужващи и производствени сгради от монолитен стоманобетон или със стоманен скелет	без ограничения					
2.	Безскелетни едропанелни сгради	39	12	30	9	27	8
3.	Скелетни едропанелни и други подобни сглобяеми сгради	45	14	39	12	30	9
4.	Сгради с пакетно-повдигани плочи	39	12	30	9	27	8
5.	Жилищни, общественообслужващи сгради и др. под. с монолитни стоманобетонни подови конструкции върху носещи тухлени стени, обрामчени със стоманобетонни колони и пояси	16	5	13	4	10	3
6.	Тухлени сгради с дървени						

	подови конструкции	7	2	4	1	-	-
7.	Свободно стоящи комини: - стоманобетонни, стоманени - тухлени с външни метални пръстени, с надлъжни ребра или с други усилвания	50		30		20	
8.	Тухлени комини без усилвания			не се		допускат	

(2) При проектирането на болници и училища броят на етажите в тях се определя в зависимост от стойността на сеизмичния коефициент за съответния район, както следва: за райони с $K_c \leq 0,27$ - до осем етажа; за райони с $K_c > 0,27$ - до пет етажа.

(3) Проектирането на строежи с височини над определените по ал. 1 се извършва с използване на дисипативни елементи, ефективността на които се доказва с нелинеен анализ.

Чл. 34. Земната основа на сградите и съоръженията се изчислява по първо гранично състояние (по носеща способност).

Чл. 35. Земната основа се изчислява по носеща способност, като се отчита и сеизмичното въздействие, при спазване изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите. В този случай общият коефициент на сигурност се приема не по-малък от 1,20.

Чл. 36. Коефициентът на сигурност срещу преобръщане и хлъзгане се определя съгласно нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите.

Чл. 37. При действието на моменти в двете направления на основната плоскост на фундаментите носещата способност на земната основа се определя поотделно за моментите, действащи във всяко направление, независимо един от друг.

Чл. 38. (1) При изчисляването на земната основа и на фундаментите за извънредно съчетание на товарите се допуска непълно опиране на основната плоскост на фундамента върху почвата (изключен опън), като се спазват следните условия: $e \leq B/3$ и $\sigma \leq 4R_0$, където B е размерът на фундамента в равнината на момента; e - ексцентрицитетът на изчислителния товар; σ - ръбовото почвено напрежение; R_0 - изчислителното натоварване на почвата.

(2) При корави фундаменти ръбовото почвено напрежение се определя по хипотезата на Навие при изключен опън.

(3) Фундаментите, в т.ч. височината и армировката им, се оразмеряват за разрезните усилия, получени от завишените почвени напрежения (до $4R_0$).

Чл. 39. При избора на фундаментите и на избените стени се отчитат

следните общи положения:

1. земетръсните пояси между единичните фундаменти се изчисляват в съответствие с нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите;

2. при подземни води на дълбочина 4 m и повече и при съответна технико-икономическа обосновка във високите сгради може да се проектира повече от един избен етаж;

3. пилотните фундаменти се проектират при спазване изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите;

4. при строителство в лъсови (пропадъчни) почви се спазват изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите.

Чл. 40. Не се допуска проектирането на сглобяеми бетонни и стоманобетонни избени стени и фундаменти, съставени от отделни елементи, за сеизмични райони с $K_c \geq 0,27$, както и за сеизмични райони със сложни инженерно-геоложки условия (силно наклонени терени, водонаситени почви с $R_0 \leq 150 \text{ kN/m}^2$, райони с физико-геоложки процеси и др. под.).

Чл. 41. (1) За сеизмични райони с $K_c \geq 0,27$ фундаментите на сградите или на отделните секции от тях се поставят на едно ниво. Това изискване се отнася и за ивичните и единичните фундаменти при фугите.

(2) При ивични фундаменти на съседни секции, положени на различни нива, переходът от ниската към високата част се проектира с отстъпи не по-високи от 0,60 m и с наклон 1:2. Ивичните фундаменти на двойните стени се проектират така, че да стъпват на едно ниво по протежение на 1 m от двете страни на земетръсната фуга.

(3) При проектиране на съседни единични фундаменти на различни нива се спазва условието:

$$\frac{\Delta h}{d} \leq \text{tg}(\varphi - \Delta\varphi) \quad (12),$$

където:

Δh е разликата в нивата на фундиране;

d - светлото разстояние между фундаментите;

φ - ъгълът на вътрешно триене на почвата;

$\Delta\varphi$ - намаляването на φ при сеизмично въздействие, което се приема, както следва:

- $\Delta\varphi = 2^\circ$ при $K_c = 0,10$;

- $\Delta\varphi = 3^\circ$ при $K_c = 0,15$;

- $\Delta\varphi = 5^\circ$ при $K_c = 0,27$.

(4) За междинни стойности на K_c стойностите на $\Delta\varphi$ се получават чрез интерполация.

(5) По изключение се допуска при почви от групи А и В съгласно табл. 1 две съседни секции да се фундират на различни нива или ако това се налага от технологични съображения, при условие че се докаже сеизмичната осигуреност на секциите.

Г л а в а т р е т а

КОНСТРУКТИВНИ ИЗИСКВАНИЯ ЗА ОСИГУРЯВАНЕ НА СГРАДИТЕ И СЪОРЪЖЕНИЯТА ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Раздел I

Общи положения

Чл. 42. В райони със сеизмичен коефициент $K_c \geq 0,10$ всички сгради, с изключение на сградите от клас на значимост I, задължително се изчисляват на сеизмични въздействия.

Чл. 43. Сградите и съоръженията в райони със сеизмичен коефициент $0,05 \leq K_c < 0,10$ може да не се изчисляват на сеизмични въздействия, при условие че се спазват конструктивните изисквания на тази глава.

Чл. 44. (1) Максималните разстояния в m между осите на вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили, се приемат не по-големи от разстоянията в табл. 6.

Таблица 6

Максимални разстояния между вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили

№ по ред	Вид на конструкцията на сградата	Сеизмични райони с K_c		
		$0,05 < K_c \leq 0,15$	$0,15 < K_c \leq 0,27$	$K_c > 0,27$
1.	Едропанелни сгради и сгради с носещи бетонни и стоманобетонни стени и монолитни подови конструкции, както и монолитни и сглобяеми			

	скелетни сгради	30	25	20
2.	Скелетно-безгредови конструкции и пакетно-повдигани плочи	25	20	18
3.	Обрамчени със стоманобетонни пояси и колони, носещи тухлени стени и монолитни или замонолитени сглобяеми стоманобетонни подови конструкции, обрамчени с пояси или стоманобетонни греди	20	15	12
4.	С носещи тухлени стени и стоманобетонни пояси и колони и незамонолитени подови конструкции (дървени, стоманобетонни, стоманени греди и др.)	12	9	6

(2) Вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили, се проектират предимно в две редици независимо от стойността на K_c .

(3) При едноетажни производствени сгради разстоянията между вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили, може да се приемат по-големи от разстоянията по табл. 6, ако това се докаже чрез изчисления.

Чл. 45. Тухлените калканни стени, както и фронтоните и атиките се обрамчват със стоманобетонни колони, разположени през не повече от 3 m осово разстояние, и с хоризонтални или наклонени стоманобетонни пояси, разположени също през не повече от 3 m осово разстояние по височина.

Чл. 46. Облицовъчните плочи на външни стени с площ, по-голяма от $0,1 \text{ m}^2$, и с дебелина, по-малка или равна на 40 mm, се анкерират към стените. Облицовъчни плочи с дебелина, по-голяма от 40 mm, може да се използват само ако са неразделна част от конструкцията на стените. Не се допуска облицоването на тавани с каменни и други тежки плочи.

Чл. 47. (1) Между две съседни земетръсни фуги се предвижда най-малко една стълбищна клетка.

(2) Не се допуска стълбищни клетки, които не са свързани с конструкцията на сградата, да се конструират самостоятелно, разположени извън очертаването на сградата.

Чл. 48. Земетръсните фуги се оформят с еластични материали по такъв начин, че да не възпрепятстват взаимните хоризонтални премествания на

отделни части на сградите и съоръженията.

Чл. 49. При проектирането се извършва проверка чрез изчисления на закрепващите връзки на тежкото оборудване към носещите конструкции на сградите и съоръженията.

Чл. 50. Сглобяемите стоманобетонни междуетажни и покривни конструкции на сградите се замонолитват и свързват с вертикалните носещи конструкции по начин, който осигурява съвместната им работа.

Чл. 51. При дървени междуетажни и покривни конструкции гредите се анкерират в земетръсни пояси и се укрепват с диагонални връзки.

Чл. 52. Неносещите елементи (преграждащи и ограждащи стени, скелетни пълнежи и др.) се предвиждат олекотени и свързани с носещата конструкция - колони, стени и др.

Чл. 53. Неносещите елементи и техните закрепващи връзки се изчисляват на сеизмични сили извън равнината им съгласно чл. 23.

Чл. 54. (1) Конзолното издаване на етажните и покривните конструкции, когато са на едно ниво с етажната или покривната конструкция, **се препоръчва да е** не по-голямо от:

1. за райони с $K_c \leq 0,27$:

а) за сгради, изпълнявани по монолитен начин и със сглобяеми скелетни конструкции - 1,80 m;

б) за сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС - 1,20 m;

2. за райони с $K_c > 0,27$:

а) за сгради, изпълнявани по монолитен начин и със сглобяеми скелетни конструкции - 1,50 m;

б) за сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС - 1,0 m.

(2) Когато конзолно издаващата се конструкция и подовата или покривната конструкция са на различни нива, максималното издаване се **препоръчва да е** не по-голямо от:

1. за сгради, изпълнявани по монолитен начин и със сглобяеми скелетни конструкции - 1,0 m;

2. за сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС - 0,70 m.

(3) За случаите по ал.1 и 2 конзолно издаващите се конструкции се осигуряват и изчисляват за действието на сеизмични сили съгласно чл. 21, ал.1 или ал. 2

(4) Конзолни издавания, по-големи от **препоръчителните по ал. 1 и 2**, се допускат при доказване чрез изчисления на сеизмичната осигуреност на конструкцията по чл.21, ал.1.

Фундаменти и сутеренни стени

Чл. 55. (1) Фундаментите на сгради и съоръжения в сеизмични райони се проектират при спазване изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите.

(2) За сеизмични райони с $K_c \leq 0,15$ се допуска фундаментите на едноетажни сгради от клас на значимост II да се изпълняват като сглобяеми ивични фундаменти. В този случай връзките във фугите се изчисляват за поемане на появяващите се разрезни усилия.

Чл. 56. Когато фундаментите и стените се изпълняват от зидани едроразмерни блокове, зидарията се превързва във всеки ред, ъгъл и място на пресичане с други зидове на дълбочина не по-малка от $1/3$ от височината на блока.

Чл. 57. При сгради и съоръжения в сеизмични райони с $K_c > 0,27$ в ъглите на хоризонталните фуги и в местата на пресичане на стените в сутерена се поставят армировъчни мрежи с дължина най-малко 2,0 m и с напречно сечение на надлъжната армировка не по-малко от $1,0 \text{ cm}^2$. Мрежите се поставят през 50 cm по височина.

Чл. 58. (1) Дълбочината на фундиране на строежите се доказва с проверка за устойчивост (крайно гранично състояние на носещата способност на земната основа при извънредно съчетание на натоварванията), като коефициентът на сигурност е 1,20.

(2) Минималната дълбочина на фундиране се приема, както следва:

1. за почви от група А –от 0,40 до 0,60 m, в зависимост от степента на изветряване на скалата;

2. за почви от групи В и С – $1/15$ от височината на сградата или съоръжението, но не по-малка от 0,80 m;

3. за почви от групи D и E - $1/10$ от височината на сградата или съоръжението, но не по-малка от 0,80 m.

Раздел III

Стоманобетонни конструкции

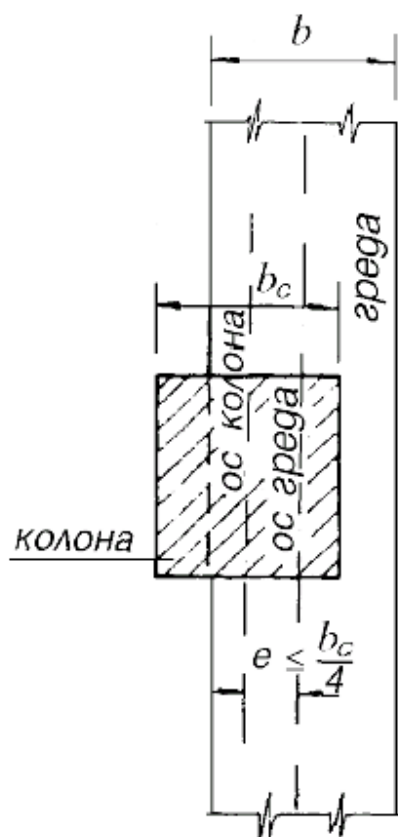
Чл. 59.(1) Монолитните стоманобетонни конструкции (колони, стойки на рамки, греди, ригели и шайби), които поемат сеизмичните сили, се конструират съгласно приложение № 4 – по табл. 1, 2, 3 и фиг. 1, 2, 3, което осигурява дуктилното им поведение.

(2) *Класът на бетона по якост на натиск за стоманобетонни конструкции, които поемат сеизмичните сили е не по нисък от B25.*

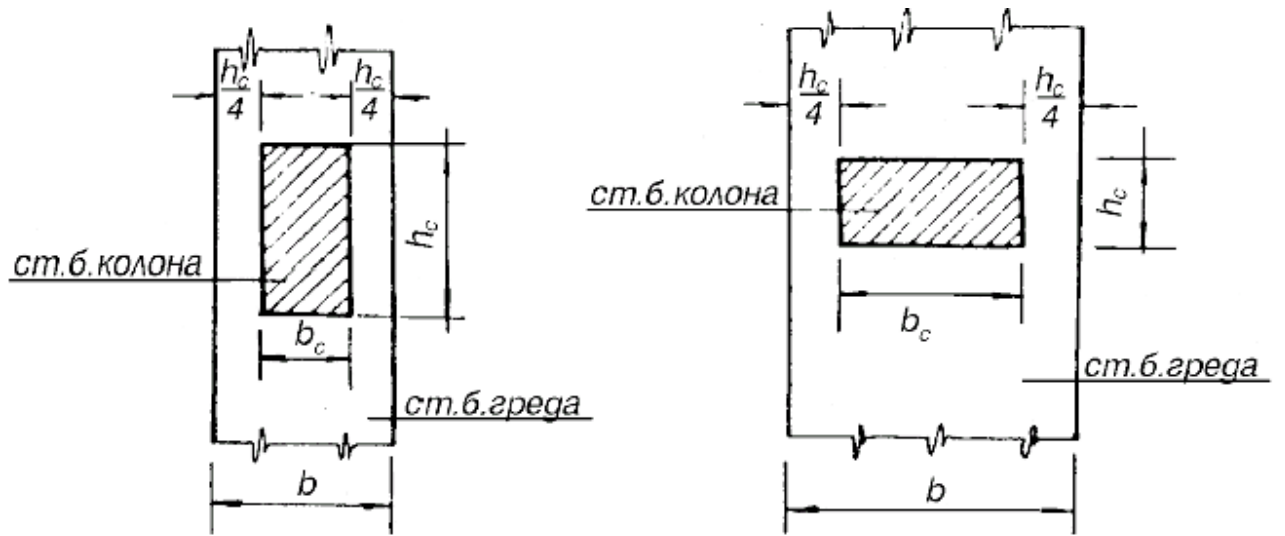
(3) Монолитните стоманобетонни конструкции, които не поемат сеизмични сили, се конструират при спазване изискванията на нормативните актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции.

(4) Не се допуска използване на насадени стоманобетонни стени и колони върху плочи, поради концентрация на усилия и деформации в недисипативен елемент, с изключение на укрепващи вертикални пояси и неносещи зидани стени

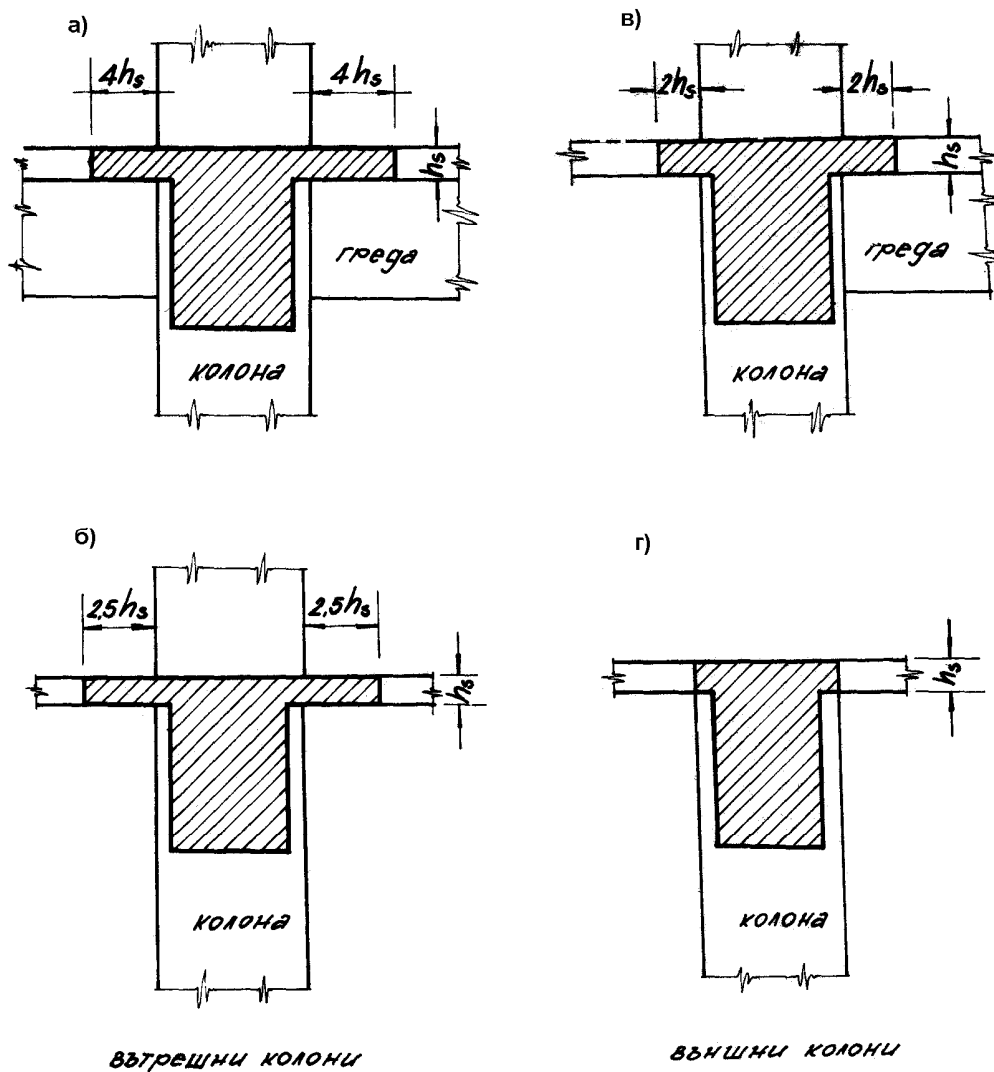
Чл. 60. При изчисляване на якост по нормални към надлъжната ос на елемента сечения, подложени на огъване и нецентричен натиск, характеристиката на натисковата зона на бетона ξ_R се определя в съответствие с изискванията на нормативните актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, като се умножи с коефициент 0,85.



Фиг. 2



Фиг. 3



Фиг. 4

Чл. 61. Снаждането на армировката в участъците на съединенията на елементите (колона-гредка, колона-колона, гредка-гредка) и в местата, където е възможно образуването на пластични зони, следва да се ограничава.

Чл. 62. При конструиране на колоните съгласно табл. 1 от приложение № 4 се допуска снаждане на надлъжната армировка в крайните сечения на колоните. В този случай разстоянието на стремената в участъка на снаждане на надлъжната армировка се приема не повече от шест пъти диаметъра на надлъжната армировка.

Чл. 63. В сглобяеми греди и плочи не се допуска снаждане посредством

застъпване на надлъжната опънна армировка на разстояние, по-малко от два пъти дебелината на елемента от мястото на съединенията. В този случай по цялата дължина на застъпването се предвиждат стремена.

Чл. 64. При нецентрично стъпване на гредите върху колоните ексцентрицитетът между геометричните центрове на двете сечения се приема не по-голям от $1/4$ от размера на колоната откъм страната на стъпване на гредата (фиг. 2).

Чл. 65. Максималната широчина на гредите, които стъпват върху стоманобетонни колони (фиг. 3), се определя по условието $b \leq b_c + \frac{h_c}{2} \leq 2bc$.

Чл. 66. (1) За двустранни и едностранни плочогредови сечения с плоча в натисковата зона, стъпващи върху стоманобетонни колони, се приема, че армировката в плочата работи съвместно с гредата (фиг. 4):

1. при вътрешни колони и при наличието на напречни греди - 4 пъти дебелината на плочата, мерено от ръба на колоната за всяка страна (фиг. 4а);

2. при вътрешни колони, когато липсват напречни греди - 2,5 пъти дебелината на плочата, мерено от ръба на колоната за всяка страна (фиг. 4б);

3. при външни колони и при наличието на напречни греди - 2 пъти дебелината на плочата, мерено от ръба на колоната за всяка страна (фиг. 4в);

4. при външни колони, когато липсват напречни греди - армировката, разположена в участъка на широчината на колоната (фиг. 4г).

(2) В случаите по ал. 1 най-малко 75 на сто от армировката минават през колоната или се анкерират в нея.

Раздел IV

Скелетни сглобяеми и монолитни сгради

Чл. 67. Хоризонталните сили в скелетните сглобяеми и монолитни сгради може да се поемат, както следва: от скелета; от скелета, запълнен със зидария; от скелета, укрепен с диагонални или вертикални връзки; от шайби или корави ядра или като комбинация от тези елементи.

Чл. 68. Възлите на стоманобетонния скелет се конструират съгласно чл. 59.

Чл. 69. За ограждащи стени на стоманобетонния скелет се използват леки стени от ефективни материали. За ограждащи стени се допуска използването на зидарии съгласно чл. 83.

Чл. 70. Допуска се използването на самоносещи стени в следните случаи:

1. при разстояние между колоните, обрамчващи стените, не по-голямо

от 7,20 m;

2. при височина на сградите, мерено от терена, изпълнявани в сеизмични райони със:

а) $0,05 \leq K_c < 0,15$ - до 20 m;

б) $0,15 \leq K_c \leq 0,27$ - до 18 m;

в) $K_c > 0,27$ - до 12 m.

Чл. 71. (1) При скелетни сгради зидарията на самоносещите стени се свързва със скелета на сградата посредством еластични връзки.

(2) Между самоносещите стени и колоните на скелета се предвижда фуга (междина) не по-малка от 20 mm, която се запълва с нискоякостни материали (като клас на якост на натиск на вароциментов разтвор M 1 N/mm² и др.).

(3) По цялата дължина на самоносещите стени на нивата на етажните конструкции се предвиждат земетръсни пояси, свързани със скелета на сградата.

Чл. 72. (1) Стълбищните и асансьорните клетки на скелетните сгради се конструират като вградени конструкции, разрязани на отделни етажни нива и неоказващи влияние върху коравината на скелета, или като корави ядра, свързани с конструкцията, продължаващи непрекъснато по височина на сградата и поемащи сеизмични сили.

(2) За скелетни сгради с височина до пет надземни етажа включително в сеизмични райони с $0,10 \leq K_c \leq 0,27$ се допуска стълбищните и асансьорните клетки в очертанието на сградата да се изпълняват като самостоятелни конструкции, отделени от скелета ѝ.

Чл. 73. Конструктивните схеми се избират така, че развитието на пластичните зони да става най-напред в хоризонталните елементи на скелета (ригели, щурцове, свързващи греди и др.).

Чл. 74. При проектиране на високи скелетни сгради над 16 етажа освен деформациите от огъване и хлъзгане се отчитат и деформациите от нормалните сили в колоните на скелета и деформациите на земната основа, като се извършва проверка на устойчивост срещу обръщане.

Чл. 75. Гредите (ригелите) независимо от приетата статическа схема при изчислението се свързват с крайните колони кораво.

Чл. 76. Когато сеизмичните сили се поемат от скелета и пълнежната зидария, класът на якост на натиск на разтвора за зидарията се определя чрез изчисления, като той не трябва да е по-нисък от:

1. за райони с $0,10 \leq K_c \leq 0,27$ - M 2,5 N/mm²;

2. за райони с $K_c > 0,27$ - M 5 N/mm².

Раздел V

Едропанелни сгради и сгради с монолитно излети стоманобетонни носещи стени

Чл. 77. Едропанелните сгради се проектират при спазване на следните изисквания:

1. хоризонталните и вертикалните диафрагми преминават непрекъснато през цялата площ и височина на сградата; допуска се по изключение прекъсване на вертикалните стенни диафрагми и замяната им с друг вид носещи конструкции, осигуряващи пренасянето на сеизмичните сили до фундамента;

2. подовите конструкции се проектират като хоризонтални диафрагми с достатъчна коравина, за да изравняват хоризонталните премествания между вертикалните носещи елементи на отделните нива;

3. лоджиите се проектират вградени с дължина, равна на разстоянието между две съседни стени; в местата на разместване на лоджиите, в равнината на външните стени се конструират стоманобетонни рамки;

4. сградите се проектират предимно със симетрично разположени надлъжни и напречни стени; изключение се допуска, при условие че се отчитат допълнителните усилия от усукване;

5. свързването между стенните и подовите панели осигурява поемането на явяващите се усилия и необходимата коравина на елементите.

Чл. 78. (1) Стенните панели може да се армират с пространствени скелети или заварени мрежи.

(2) Когато сеизмичните сили се поемат от трислойни външни стенни панели, вътрешният носещ бетонен слой се предвижда с дебелина най-малко 80 mm.

Чл. 79. Необходимото напречно сечение на металните връзки във фугите между панелите се определя чрез изчисления, като то не трябва да е по-малко от 1 cm^2 на един линеен метър фуга, а за сгради с височина до пет етажа в райони със сеизмичен коефициент $K_c \leq 0,27$ - не по-малко от $0,5 \text{ cm}^2$ на един линеен метър. Металните връзки се поставят на разстояние една от друга не по-голямо от 1,50 m.

Чл. 80. (1) Връзките между панелите се разполагат по контура в съответствие с изчислените усилия така, че да има възможност за развитието на нееластични деформации. Съединенията трябва да дават възможност за замонолитване и за контрол на изпълнението и да са непрекъснато разположени, за да се избегне концентрация на усилията.

(2) При поемане на срязващите усилия в хоризонталните фуги на стенните панели триенето не се отчита.

(3) При поемане на срязващите усилия във фугите се допуска да се отчита и силата на триенето, ако чрез изчисления се докаже, че при най-неблагоприятната комбинация на натоварване, включваща сеизмичните сили, в хоризонталните фуги на стенните панели действат натискови нормални сили. Силата на триене се приема не по-голяма от 30 на сто от минималната възможна натискова сила.

Раздел VI

Сгради с носещи зидани конструкции

Чл. 81. В сеизмични райони се допуска зиданите конструкции да се използват като носещи конструкции при спазване изискванията на табл. 5.

Чл. 82. (1) За носещи конструкции се използват плътни тухли или тухли с вертикални кухини при процент на кухинност не повече от 25. Максималният размер на вертикалните кухини се приема не по-голям от 12 mm.

(2) Не се допуска използването като носещи конструкции на тухли с надлъжни кухини, преминаващи успоредно или напречно на зида.

(3) За сеизмични райони с $K_c \leq 0,27$ се допуска използването на тухли с надлъжни кухини като неносещи ограждащи и преграждащи стени.

Чл. 83. Якостните показатели на използваните материали за зидарии, поемащи сеизмичните сили, трябва да отговарят на следните изисквания:

1. якостта на натиск на тухлите да е не по-ниска от $7,5 \text{ N/mm}^2$;
2. минималната якост на натиск на бетонните елементи за зидарии (в това число и от леки бетони с обемно тегло не по-малко от 1200 kg/m^3) да е не по-малка от 10 N/mm^2 ;
3. минималната якост на камъка за каменни зидарии да е не по-ниска от 10 N/mm^2 ;
4. минималният клас на якост на натиск на вароциментовия разтвор за зидарии, изпълнявани при летни условия, да е не по-нисък от $M 2,5 \text{ N/mm}^2$, а за зидарии, изпълнявани при зимни условия – не по-нисък от $M 5 \text{ N/mm}^2$;
5. за панели от зидани елементи класът на якост на натиск на разтвора да е не по-нисък от $M 5 \text{ N/mm}^2$.

Чл. 84. (1) Зиданите конструкции се изчисляват за едновременното действие на сеизмичните сили в хоризонтално и вертикално направление.

(2) Хоризонталната компонента на изчислителната сеизмична сила се определя по формула (1).

(3) Вертикалната компонента на сеизмичната сила се определя, както следва:

1. за сеизмични райони с $K_c \leq 0,15$ – 15 на сто от съответното вертикално статично натоварване;
2. за сеизмични райони с $K_c > 0,15$ – 30 на сто от съответното вертикално статично натоварване.

(4) Направлението на действие на вертикалната компонента (нагоре или надолу) се приема за най-неблагоприятното напрегнато състояние на разглеждания елемент.

Чл. 85. (1) При неармирани зидани конструкции етажната височина на сградите се приема не по-голяма от:

1. за райони с $K_c \leq 0,10$ - 5,0 m;
2. за райони с $0,10 < K_c \leq 0,27$ - 4,0 m;
3. за райони с $K_c > 0,27$ - 3,5 m.

(2) В случаите по ал. 1 отношението на етажната височина към дебелината на стената се приема не по-голямо от 14.

Чл. 86. Носещите тухлени стени се обрамчват със стоманобетонни колони и пояси.

Чл. 87. (1) В сгради със зидани носещи стени освен външните надлъжни стени се предвижда не по-малко от една вътрешна надлъжна стена.

(2) Разстоянието между осите на напречните стени се определя чрез изчисления, като то не трябва да е по-голямо от определеното в табл. 6.

Чл. 88. На нивото на етажните и покривните конструкции се предвиждат стоманобетонни пояси по всички носещи надлъжни и напречни стени с широчина, равна на широчината на зида, и с височина не по-малка от 200 mm. Поясите се проектират от бетон с клас по якост на натиск не по-нисък от В 15.

Чл. 89. Участъци от стени и корнизи, излизащи над покривите с повече от 400 mm, се армират или свързват с монолитни стоманобетонни колони и пояси.

Чл. 90. Размерите на елементите на зиданите конструкции, определени чрез изчисления, се приемат не по-малки от определените в табл. 7.

Таблица 7

Размери на елементите на зиданите конструкции

№ по ред	Елементи на зиданите конструкции	Сеизмични райони с K_c			Забележки
		$K_c \leq 0,10$	$0,10 < K_c \leq 0,27$	$K_c > 0,27$	
1.	Широчина на междупрозоречните стени	640 mm	900 mm	1160 mm	1. За ъглови междупрозоречни стени широчината се приема с 25 cm повече от посочените стойности. 2. Междупрозоречните стени с по-малка широчина се армират или обрамчват със стоманобетонни колони и пояси. Допускат се по-големи отвори, ако са обрамчени със стоманобетонни рамки.
2.	Широчина на отворите	не повече от 3,60 m	не повече от 3,0 m	не повече от 2,40 m	
3.	Отношение на широчината на междупрозоречните стени към широчината на отвора	не по-малко от 0,33	не по-малко от 0,50	не по-малко от 0,75	
4.	Издаване на стените в план	не повече от 2,0 m	не повече от 1 m	-	

Чл. 91. Щурцовете над отворите се предвиждат с широчината на зида, като стъпването върху него е най-малко 350 mm. При отвори до 1,5 m стъпването може да е 250 mm. В сгради с носещи тухлени стени щурцовете се свързват със стоманобетонни пояси.

Чл. 92. Междуетажните и покривните панели стъпват върху тухлени и каменни зидове посредством стоманобетонни пояси. Поясите преминават на нивото на панелите, а стъпването се приема не по-малко от:

1. при стени, изпълнени на място - 120 mm;
2. при стени от тухлени панели - 90 mm.

Чл. 93. (1) Гредите на стълбищните площадки се закотвят в зидарията

най-малко 250 mm и се анкерират.

(2) Сглобяемите стълбищни рамена и площадки се закрепват към етажните конструкции.

(3) Не се допускат конзолни стъпала, запънати в зидарията, без стоманобетонни греди и пояси.

Раздел VII

Предварително напрегнати стоманобетонни конструкции

Чл. 94. В предварително напрегнати стоманобетонни конструкции, които се изчисляват на извънредно съчетание на натоварванията, при отчитане на сеизмичните въздействия, усилията, определени от условията за якост на сеченията, трябва да превишават усилията при образуване на пукнатини не по-малко от 25 на сто.

Чл. 95. За напрегната армировка се предвижда армировка с браковъчен минимум на относително удължение при скъсване най-малко 4 на сто.

Чл. 96. (1) За елементи, напрегнати на стенд, се допуска използването на кръгъл гладък тел, ако в краищата на елементите са поставени закотвящи устройства.

(2) В земетръсни райони с $K_c > 0,27$ не се допуска използването на оребрени телове без закотвящи приспособления, както и на прътова армировка с периодичен профил с диаметър, по-голям от 28 mm.

Чл. 97. (1) В земетръсни райони се прилага напрегната армировка със сцепление с бетона.

(2) Допуска се прилагането на напрегната армировка без сцепление с бетона в следните случаи:

1. при подови и покривни конструкции, които не са включени като съдействащи елементи при оразмеряването на огъване на вертикалните носещи елементи (рамки, шайби), а служат само като хоризонтални диафрагми;

2. частично напрегнати греди, при които най-малко 80 на сто от носещата способност се осигурява с обикновена ненапрегната армировка.

Чл. 98. Участъците на анкерирание на напрегнатите снопове се разполагат извън зоните, в които се очаква развитието на пластични деформации.

Раздел VIII

Стоманени конструкции

Чл. 99. При проектирането на стоманени конструкции в сеизмични райони се използват материали, които отговарят на следните изисквания:

1. допускат развитието на нееластични деформации;
2. опънната якост (якостта при скъсване) е най-малко с 30 на сто по-висока от границата на провлачване на стоманата;
3. остатъчното удължение при скъсване е не по-малко от **15** на сто;
4. за силно натоварени на опън болтове и връзки се използват високоякостни стомани, които отговарят на изискванията на съответните спецификации.

Чл. 100. Подовите и покривните конструкции се проектират с коравина, която осигурява работата им в равнината като корав недеформируем диск.

Чл. 101. При проектирането на стоманени конструкции в сеизмични райони се спазват следните изисквания:

1. ограничава се използването на подвижни лагери за опирание на главните носещи елементи върху колоните;
2. хоризонталните диафрагми се осигуряват чрез подходящи връзки срещу отделянето им от подпорите;
3. гредите и фермите се осигуряват срещу странични премествания, като се вземат мерки за ограничаване поемането на хоризонталните сили от закрепващите болтове, работещи на срязване;
4. осигурява се възможност за развитието на пластични деформации в конструкциите; концентрацията на напреженията вследствие на нагъсто разположени заварки, наличие на отвори, вдлъбнатини, резки изменения на сеченията и др. се свежда до минимум.

Чл. 102. Максималната стройност на елементите на стоманените конструкции, при които меродавната изчислителна комбинация от усилия включва и сеизмичните сили (с изключение на въжените конструкции), се приема съгласно нормативния акт за проектиране на стоманени конструкции.

Глава четвърта

ТРАНСПОРТНИ СЪОРЪЖЕНИЯ

Раздел I

Общи положения

Чл. 103. (1) Изискванията на тази глава се прилагат при проектирането на основните елементи и съоръжения на железопътни линии, републикански и местни пътища за сеизмични райони с $K_c \geq 0,10$.

(2) Производствените, спомагателните, складовите и други сгради с транспортно предназначение се проектират при спазване изискванията на глави първа, втора и трета.

Чл. 104. Изчислителната сеизмична сила се определя по формула (1).

Чл. 105. При проектирането на тунели с дължина, по-голяма от 500 m, и на мостове с обща дължина, по-голяма от 500 m, с подпорно разстояние, по-голямо от 50 m, или с височина на опорите, по-голяма от 50 m, сеизмичният коефициент K_c и динамичните коефициенти β_i се определят въз основа на данни от геоложки и инженерно-сеизмологични изследвания.

Чл. 106. При проектирането на транспортни съоръжения, включително мостове и тунели, които не са посочени в чл. 105, K_c се приема съгласно приложение № 2.

Чл. 107. Числените стойности на коефициента на значимост C на транспортните съоръжения са съгласно табл. 2.

Чл. 108. Числените стойности на коефициента на реагиране R на транспортните съоръжения са съгласно табл. 3.

Чл. 109. При проучването и проектирането на транспортни съоръжения за площадки с особени инженерно-геоложки условия (наличие на минни разработки, на карст и др.п.) чакълестите почви се отнасят към група С съгласно табл. 1.

Чл. 110. Динамичните коефициенти β_i се определят по формули (3), (4) и (5), както следва:

1. за тунели - в зависимост от групата на почвата, в която е проектиран тунелът, а за тунели с дължина над 500 m - съгласно чл. 105;

2. за мостове и подпорни стени - в зависимост от почвата под нивото на фундирането, като при нееднородни почви се отчитат среднотежестните стойности съгласно чл. 15, ал. 4;

3. за насипи и тръби под насипи - в зависимост от почвата под основата на насипа и съгласно чл. 15, ал. 4.

Раздел II

Трасиране на пътища

Чл. 111. При трасирането на пътища в райони със сеизмичен коефициент $K_c \geq 0,10$ неблагоприятните участъци, като свлачища, зони на възможни срутвания, заблатени места и др.п., се избягват.

Чл. 112. (1) Допуска се трасирането на пътища в райони със сеизмичен коефициент $K_c \geq 0,15$ в нескални участъци при наклон, по-голям от 1:1,5, въз основа на специални инженерно-геоложки проучвания.

(2) Не се допуска трасирането на пътища в нескални участъци с наклон, по-голям или равен на 1:1.

Раздел III

Земно тяло и горно строене на железопътни линии

Чл. 113. (1) В райони със сеизмичен коефициент $K_c \geq 0,27$ и с височина на насипите (дълбочина на изкопите), по-голяма от 4 m, откосите на земното тяло от нескални почви се приемат с наклон 1:(b + 0,25), където 1:b е наклонът на откосите, проектирани в несеизмични райони. Откоси с наклон 1:2,25 и по-полегати от тях се проектират при спазване изискванията на тази наредба.

(2) Допуска се откоси на изкопи, разположени в скални почви, както и откоси на насипи от скални почви със съдържание на по-малко от 20 на сто запълнител да се проектират по същия начин както за несеизмични райони.

Чл. 114. Площадката на земното тяло върху склоновете се разполага изцяло върху тераса, изрязана в склона или изцяло върху насипа. Преходните участъци се проектират с минимална дължина.

Чл. 115. В райони със сеизмичен коефициент $K_c \geq 0,15$ железопътните насипи, разположени върху склонове при скални терени с наклон, по-голям от 1:1, се укрепват.

Раздел IV

Мостове

Чл. 116. Мостовете се разполагат извън зоните на тектоничните разломи, в участъци на речни долини с устойчиви склонове.

Чл. 117. При избора на конструктивна схема се предпочитат гредови мостове с прости и непрекъснати греди.

Чл. 118. Строителство на дъгови мостове се допуска само при наличието на скална основа. Петите на сводовете и на дъгите се опират на монолитни опори и се разполагат възможно по-ниско.

Чл. 119. В район със сеизмичен коефициент $K_c > 0,15$ минималното разстояние (l) в mm между челото на носещата греда и вътрешния ръб на устоя или стълба се определя по формулата:

$$l = a + 1,7L + 7H, \quad (13)$$

където:

a се приема, както следва:

- 150 mm - при отвор до 30 m;

- 250 mm - при отвор, по-голям от 30 m;

L е подпорното разстояние, m;

H - средната височина на колоните, m.

Чл. 120. В райони със сеизмичен коефициент $K_c > 0,15$ при нескална почва устоите или стълбовете на мостове с рамкови опорни конструкции се подпират върху общ фундамент.

Чл. 121. Основите на фундаментите се проектират хоризонтални. Отстъпи се допускат само при скални почви.

Чл. 122. Мостовете се изчисляват за якост, а при необходимост - и за устойчивост на конструкцията им при сеизмични въздействия.

Чл. 123. При изчисляването на мостовете се отчита съвместното действие на сеизмичните сили, на постоянните натоварвания, на триенето на подвижните части в опорните устройства и на натоварването от подвижния състав. Изчисляването се съобразява с наличието или липсата на подвижен състав върху моста.

Чл. 124. (1) При определяне на изчислителната сеизмична сила за мостове коефициентите на натоварване за различните видове товари се приемат съгласно приложение № 1.

(2) Коефициентите на съчетание на разрезните усилия от постоянни и

подвижни товари и сеизмични въздействия се приемат равни на 1.

Чл. 125. (1) При изчисляване на конструкциите на мостовете на устойчивост и при изчисляване на връхните конструкции на якост при отвори, по-големи от 18 m, се отчитат вертикалната и хоризонталната компонента на сеизмичното въздействие. В този случай вертикалната компонента се определя по формула (1), умножена с 0,50.

(2) Изчислителните сеизмични сили, съответстващи на хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие, се отчитат поотделно по оста и напречно на оста на моста.

Чл. 126. При изчисляване на опорните анкерни болтове на якост изчислителната сеизмична сила се умножава с 1,5. В случай че сеизмичното въздействие се предава на опората без участието на анкерните болтове, съответната изчислителна сеизмична сила не се увеличава.

Чл. 127. (1) При изчисляване на конструкциите на мостове срещу обръщане коефициентът на сигурност срещу обръщане се умножава със:

1. за конструкции върху общ фундамент - 0,9;
2. за конструкции, опиращи се на отделни опори - 1.

(2) При изчисляване на конструкциите на мостове срещу хлъзгане коефициентът на сигурност се умножава с 0,9.

Чл. 128. При проектиране на фундаменти ексцентрицитетът e_1 на равнодействащата на активните сили по отношение на центъра на тежестта на сечението на фундамента се ограничава, както следва:

1. при фундиране върху нескална основа $e_1 \leq 1,5\rho$;
2. при фундиране върху скална основа $e_1 \leq 2\rho$, където ρ е разстоянието от центъра на тежестта на стъпката на фундамента до най-отдалечената ядрова точка от страна на най-натоварения ръб.

Чл. 129. При изчисляването на якост и устойчивост на конструкциите по гранично състояние и по допустими напрежения коефициентът за условие на работа γ_k се приема съгласно табл. 4, като се отчитат и сеизмичните въздействия.

Раздел V

Тръби под насипи

Чл. 130. За райони със сеизмичен коефициент $K_c > 0,15$ се предвиждат предимно стоманобетонни тръби със затворен профил.

Чл. 131. Когато за райони със сеизмичен коефициент $K_c > 0,15$ се проектират стоманобетонни правоъгълни тръби, покрити със сглобяеми

стоманобетонни плочи, между плочите и стените се предвиждат връзки.

Раздел VI

Подпорни стени

Липсват конкретни предложения! Ще се включат ли текстове, свързани с измененията на чл.35, ал. 2 и 3, чл. 41 и чл.54 от „Нормите за проектиране на подпорни стени“?

Чл. 132. (1) Допуска се използването на суха каменна зидария за подпорни стени с височина до 3 m.

(2) Не се допуска използването на суха каменна зидария за подпорни стени за железопътни линии в райони с $K_c > 0,10$ и за автомобилни пътища в райони с $K_c > 0,15$.

Чл. 133. (1) Височината на подпорните стени, мерено от основата на фундамента за стени от бетон, бутобетон или каменна зидария на разтвор, се приема не по-голяма от:

1. за райони с $K_c \leq 0,15$ - 10 m;
2. за райони с $K_c > 0,15$ - 5 m.

(2) В случаите, които не са посочени в ал. 1, подпорните стени се проектират от стоманобетон.

Чл. 134. Подпорните стени се разделят с вертикални фуги на секции по дължина така, че стъпките на всяка секция да бъдат на еднородни почви. Дължината на секцията е не по-голяма от 12 m.

Чл. 135. При разполагане на основите на съседни секции на различни нива преходът на едното към другото ниво се осъществява на стъпала при отношение на височината към широчината на стъпалото 1:2.

Раздел VII

Тунели

Чл. 136. (1) При избора на трасето на тунела се избягват тектонични разломи, като се предпочитат почви с еднородни сеизмични характеристики.

(2) В участъците на тектонични разломи, които се пресичат от тунели и по които е възможно раздвижване на земни маси, се предвиждат съответните мерки за сигурност на съоръжението.

Чл. 137. За тунели в планински райони със сеизмичен коефициент $K_c \leq 0,15$ се допуска облицоване с торкретбетон, съчетано с анкерно закрепване

Чл. 138. В райони със сеизмичен коефициент $K_c \leq 0,15$ се допуска

използването на бетонни портали.

Чл. 139. В местата на присъединяване към основния тунел на камери и спомагателни тунели (вентилационни, дренажни и др.) се предвиждат деформационни фуги.

Г л а в а п е т а

ХИДРОТЕХНИЧЕСКИ СЪОРЪЖЕНИЯ

Раздел I

Общи положения

Чл. 140. (1) При проектирането на безнапорни съоръжения от всички класове на значимост и на водоподпорни съоръжения от класове III и II, както и за предварителни проучвания на водоподпорни съоръжения от клас IV съгласно табл. 2 сеизмичността на площадката се определя съгласно приложения № 2 и 3, като се отчитат и инженерно-геоложките данни за нея.

(2) При проектирането на водоподпорни съоръжения в райони с $K_c \leq 0,05$ и при почви от група D се приема $K_c = 0,10$.

(3) Проектирането на водоподпорни съоръжения в райони с $K_c > 0,27$ и при почви от група D се допуска след технико-икономическа обосновка.

Чл. 141. Водоподпорни съоръжения от клас IV се проектират по уточнени характеристики на сеизмичното въздействие, които се определят въз основа на микросеизмични изследвания.

Чл. 142. При проектирането водоподпорните съоръжения се осигуряват на сеизмични въздействия и за периода на изграждането им, като сеизмичният коефициент се умножава с 0,5.

Чл. 143. (1) Хидротехническите съоръжения, земната основа и бреговите склонове в отвора на съоръжението и в зоната на водохранилището се проектират при спазване изискванията на чл. 15 и чл. 151 и 152.

(2) За водоподпорни съоръжения от клас IV, разположени в райони с $K_c > 0,10$, може да се извършват допълнителни изчисления с реални или синтезирани акселограми, най-вероятни за района, в който попада съоръжението. Максималните амплитуди на ускоренията в земната основа се приемат не по-малко от $K_c g$. В този случай съоръженията се изчисляват на сеизмични въздействия при отчитане развитието на нееластични деформации в конструкцията и при допускане на частични повреди, които не застрашават

общата сигурност на съоръжението.

Чл. 144. Хидротехническите съоръжения и земната основа се изчисляват при спазване изискванията на нормите за проектиране на съответните видове съоръжения, като се отчита и изчислителното сеизмично въздействие, определено съгласно чл. 15. При изчисленията се вземат предвид сеизмичните въздействия от теглото на съоръжението, от присъединената водна маса (или хидродинамичното налягане), от вълните във водохранилището и от динамичните натоварвания на почвата, предизвикани от земетресение.

Чл. 145. (1) Деформационните и якостните характеристики на материалите в съоръжението се определят експериментално. Допуска се приемането на деформационни характеристики, осреднени по цялото сечение или по обема на съоръжението. При отчитане на сеизмичните въздействия съгласно чл. 15 се допуска използването на статичните якостни характеристики, като допълнителният коефициент γ_k за бетонни и стоманобетонни конструкции се приема 1,20.

(2) При динамичното изследване с реални и синтезирани акселограми се използват изчислителните динамични деформационни и якостни характеристики на материалите.

(3) При наличие на несвързани водонаситени почви в основата или в тялото на съоръжението се извършва оценка на минималната им допустима плътност, удовлетворяваща условието на динамична устойчивост на структурата, както и на възможността за намаляване на якостта на срязване вследствие втечняване на почвата при сеизмични въздействия.

Чл. 146. За съоръжения от земноskalни материали се допускат остатъчни деформации и частични повреди (слягания, премествания, пукнатини и др.), които няма да имат опасни последствия и да доведат до разрушаване на съоръжението, ако същите могат да бъдат отстранени след земетресение. Запазването на елементите на напорния фронт при повторно въздействие на земетръс трябва да се осигурява без ремонт с два пъти по-нисък сеизмичен коефициент. За бетонни и стоманобетонни хидротехнически съоръжения граничните състояния се определят в съответствие с изискванията на нормативните актове за конкретните видове съоръжения.

Чл. 147. Скалните масиви, образуващи бреговете склонове, преместването и падането на които може да предизвикат повреди на основните съоръжения на хидровъзела или да доведат до образуване на опасни преливни вълни, трябва да се проверяват на устойчивост и на сеизмични въздействия.

Чл. 148. За хидротехнически съоръжения от клас IV едновременно с изчисляването на сеизмични въздействия се извършват както

експериментални (в т.ч. моделни), така и натурни изследвания на частично изпълнени и действащи съоръжения за уточняване на динамичните характеристики на съоръженията и на методите за изчисления.

Чл. 149. За съоръженията от клас IV в проекта се включва задължително раздел по организация на инструментални наблюдения върху поведението на съоръженията, основата и бреговете склонове при земетресение.

Чл. 150. Сгради, кранови естакади, опори, електропроводи и други обекти в хидровъзела се проектират в съответствие с изискванията на глави първа, втора и трета.

Раздел II

Сеизмични въздействия

Чл. 151. (1) При изчисляване на водопровеждащи и хидротехнически съоръжения на якост по едномерна (конзолна) и двумерна схема се отчитат хоризонталните сеизмични въздействия по надлъжно и напречно направление спрямо оста на съоръженията. При изчисляването на пространствената схема се отчита и наклоненото действие на сеизмичните сили, които имат същите направления в план и ъгъл на наклона спрямо хоризонта 30° .

(2) При изчисляване на хидротехническите съоръжения на устойчивост се отчита най-опасното от посочените в ал. 1 направление на сеизмичните въздействия. Стойността на сеизмичното ускорение при основата се приема равна на $K_c g$.

Чл. 152. (1) В общия случай на изчисляване на хидротехническите съоръжения проекцията E_{ikj} на изчислителната сеизмична сила по направление j , приложена в точка "k", съответстваща на i -тата форма на собствените трептения и действаща върху елемент с тегло Q_k , се определя по формулата:

$$E_{ikj} = CRK_c \beta_i \eta_{ikj} Q_k \quad (14),$$

където:

R е коефициентът на реагиране съгласно табл. 3;

C - коефициентът на значимост на съоръженията съгласно табл. 2;

K_c - сеизмичният коефициент; определя се съгласно чл. 140, 141 и 142;

η_{ikj} - коефициентът на разпределение на изчислителното сеизмично

въздействие, съответстващо на i -тата форма на собствените трептения на конструкцията в точка "k" по направление j ; определя се по формула (6);

Q_k - теглото на елемента на съоръжението, отнесено към точка "k" и включващо присъединената водна маса в съответствие с изискванията на чл. 154;

β_i - динамичният коефициент, който се определя, както следва:

1. за почви групи А и В:

а) при $T_i > 0,10$ s - по формула (3);

б) при $T_i \leq 0,10$ s - по формулата:

$$\beta_i = 1,5 + 10T_i \leq 2,50 \quad (15);$$

2. за почви група С:

а) при $T_i > 0,15$ s - по формула (4);

б) при $T_i \leq 0,15$ s - по формулата:

$$\beta_i = 1,5 + 6,67T_i \leq 2,50 \quad (16);$$

3. за почви група D:

а) при $T_i > 0,2$ s - по формула (5);

б) при $T_i \leq 0,2$ s - по формулата:

$$\beta_i = 1,5 + 5T_i \leq 2,50 \quad (17).$$

(2) Коефициентът β_i се умножава допълнително със следните коефициенти:

1. за земноskalни съоръжения:

а) за площадки с $K_c \leq 0,15$ - с 0,7;

б) за площадки с $K_c > 0,15$ - с 0,65;

2. за бетонни и стоманобетонни водоподпорни съоръжения:

а) за площадки с $K_c \leq 0,15$ - с 1,0;

б) за площадки с $K_c > 0,15$ - с 0,8.

(3) Стойността на произведението на β_i и допълнителните коефициенти се приема не по-малка от 0,8.

Чл. 153. При изчисляване на хидротехническите съоръжения по едномерна схема за хоризонтално направление на сеизмичното въздействие сеизмичните сили се определят по формула (1). В случай на наклонено

сеизмично въздействие големината на K_c при определяне на хоризонталната компонента на сеизмичните сили се умножава с 0,87, а при определяне на вертикалната компонента - с 0,5, като се приема $\beta_i \eta_{ikj} = 1,0$.

Чл. 154. Теглото на елементите на съоръжението, потопени във вода, се определя, без да се включва водният подем. Теглото на водата в порите и празнините на елементите се приема като допълнително тегло. При отчитане на инерционното влияние на водата към Q_k се прибавя и теглото на присъединената водна маса, равна на $m_w g$, където m_w е присъединената водна маса, която се определя съгласно чл. 164 и чл. 165, а g е земното ускорение.

Чл. 155. При изчисляването на хидротехнически тунели и на други подземни съоръжения се отчитат поотделно:

1. сеизмичното въздействие, предизвикано от изменението на напрегнатото състояние на средата вследствие преминаването на сеизмичните вълни;

2. сеизмичните сили от собственото тегло Q_g на съоръжението, които се определят по формулата:

$$E_k = CRK_c K_h Q_k \quad (18);$$

3. сеизмичните сили от теглото Q_p на свода от скалната маса, които се определят по формулата:

$$E_p = CRK_c K_h Q_p \quad (19),$$

където K_h е коефициент, зависещ от дълбочината на съоръжението под повърхността на терена; при дълбочина до 100 m големината на K_h се изменя линейно от 1,0 до 0,5, а при дълбочина над 100 m K_h се приема равен на 0,5.

Чл. 156. Хидротехническите тунели се изчисляват на сеизмични въздействия при спазване изискванията на чл. 155. При изчисляването се отчита и хидродинамичното налягане, което се определя в съответствие с чл. 167.

Чл. 157. Сеизмичните сили върху корави масивни съоръжения, като ограждащи пристанищни съоръжения, бетонни преливни стени на нескална основа и др., се определят както за твърдо тяло на еластична основа.

Чл. 158. (1) При сеизмични въздействия активният (q_a) и пасивният (q_p) натиск на несвързаните почви върху подпорни стени, язовирни стени и подземни части на други хидротехнически съоръжения се определят

съответно по формулата:

$$q_a = C\rho_c gH \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \varepsilon)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \varepsilon) \cdot (1 + \sqrt{z})^2} \quad (20),$$

$$q_p = C\rho_c gH \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \varepsilon)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta - \varepsilon) \cdot (1 - \sqrt{z_1})^2},$$

където:

$$z = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \varepsilon) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\theta + \delta + \varepsilon)},$$

$$z_1 = \frac{\sin(\varphi + \alpha - \varepsilon) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\theta - \delta - \varepsilon)},$$

$$\rho_c g = \frac{\rho g}{\cos \varepsilon} \quad - \quad \text{при хоризонтално направление на}$$

сеизмичното въздействие;

$$\rho_c g = \rho g \frac{1 - 0,5CRK_c}{\cos \varepsilon} \quad - \quad \text{при наклонено направление на сеизмичното}$$

въздействие;

ρ е плътността на почвата при естествена влажност;

H - дълбочината на разглежданата точка от повърхността на стената, мерено от терена;

θ - ъгълът на наклона на повърхността на стената спрямо вертикалата;

α - ъгълът на наклона на повърхността на почвата спрямо хоризонта;

δ - ъгълът на триене между почвата и стената;

φ - ъгълът на вътрешно триене на почвата;

ε - ъгълът между вертикалната и резултантната от силата на тежестта ρg и сеизмичните сили $\rho g CRK_c$; ε се определя, както следва:

1. при наклонено направление на сеизмичното въздействие:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{0,87CRK_c}{1 - 0,5CRK_c};$$

2. при хоризонтално направление на сеизмичното въздействие:

$$\varepsilon = \operatorname{arctg}(CRK_c);$$

g - земното ускорение.

(2) За водонаситени почви q_a и q_p се определят по формулите съгласно ал. 1, като се използва теглото на почвата, облекчено от водния подем. Сеизмичната сила се определя от теглото на почвата във водонаситено състояние. В този случай ъгълът на отклонението на равнодействащата

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} \frac{\rho_d + \rho_w n}{\rho_d - (1-n)\rho_w} CRK_c,$$

където:

ρ_d е плътността на скелета на почвата;

ρ_w - плътността на водата;

n - обемът на порите на почвата.

(3) Натискът върху стената от насищащата почвата вода се определя по метода на статиката.

(4) Когато почвата е изцяло под вода, се отчита сеизмичното налягане на водата на повърхността на почвата. То се приема равно на сеизмичното налягане на водата върху повърхността на стената на същата дълбочина.

Чл. 159. (1) За съоръжения, изчислявани по едномерна (конзолна) схема, се отчитат не по-малко от три форми на свободните трептения. За съоръжения, изчислявани по двумерна схема, се отчитат не по-малко от 10 форми на свободните трептения за бетонни язовирни стени и не по-малко от 15 форми - за язовирни стени от земноskalни материали. За съоръжения от клас II се допуска да се работи с основния тон на свободните трептения и с приблизителната форма на трептене на съоръжението, съответстваща на този тон.

(2) Сеизмичните сили върху съоръженията, изчислявани по едномерна схема, се определят по формула (1), а коефициентът η_{ik} - по формула (6).

Чл. 160. Опростеният начин за определяне на сеизмичните сили по чл. 159 за съоръжения от клас II може да се използва за обосновка при изграждането на хидротехнически съоръжения.

Чл. 161. При изчисляването на устойчивостта на хидротехническите съоръжения сеизмичните сили върху хлъзгащата се част на неskalната земна основа се определят при стойност на сеизмичния коефициент $0,25 SK_c$.

Чл. 162. За хидротехнически съоръжения от земноskalни материали се извършва проверка за устойчивостта на откосите на хлъзгане при спазване изискванията на съответните нормативни актове. При изчисляване на сеизмичните товари върху съоръженията по двумерна и тримерна схема за проверка на устойчивостта на откосите се допуска да се работи с изчислителните сеизмични сили (E_{kj}) в точка "k" на съоръжението.

Изчислителните сеизмични сили се определят по формулата:

$$E_{kj} = CQ_k RKc \sqrt{\sum_{i=1}^n [\beta_i \eta_{ikj}]^2} \quad (21),$$

където β_i е динамичният коефициент, определен съгласно чл. 152, при отчитане и на допълнителните коефициенти.

Чл. 163. При изчисляване на хидротехническите съоръжения на сеизмични въздействия се отчита и инерционното влияние на водата.

Чл. 164. (1) Хоризонталната присъединена водна маса (m_w) за хидротехническите съоръжения, с изключение на съоръженията по чл. 165, попадаща се на единица площ от намокрената повърхност, се определя по формулата:

$$m_w = \rho_w \cdot h \cdot \mu \cdot \psi \quad (22),$$

където:

ρ_w е плътността на водата;

h - дълбочината на водата пред съоръжението, m;

μ е безразмерен коефициент, който се определя по табл. 8;

ψ - безразмерен коефициент, отчитащ ограничеността на дължината на водоема; ψ се приема, както следва:

- за $l/h \geq 3$ - $\psi = 1$,

- за $l/h < 3$ - по табл. 9;

l е разстоянието между съоръжението и срещуположния бряг на водоема (за шлюзове и подобни съоръжения – разстоянието между противоположните стени на конструкцията) на дълбочина $2/3 h$ от свободната повърхност на водата.

Таблица 8

№ по ред	Характер на трептенето на съоръжението	Коефициенти			
		μ	D	Ω	x
1.	Ротационни трептения на недеформируемо съоръжение с вертикална повърхнина откъм напорната страна, фундирано на подаваема земна основа при $Z_c \neq h$	$\frac{Z_c R_1 - \frac{2h}{\pi} G}{Z_c - Z}$	$\frac{Z_c R_1 - \frac{2h}{\pi} G}{Z_c - h}$	$\frac{0,543 Z_c - 0,325 h}{Z_c - h}$	$\frac{0,325 Z_c - 0,210 h}{0,543 Z_c - 0,325 h}$
2.	Хоризонтални постъпателни премествания при недеформируемо съоръжение: - с вертикална напорна страна - с наклонена напорна стена	R_1	R_1	0,543	0,6
		$R_1 \sin^3 \theta$	$R_1 \sin^2 \theta$	$0,543 R_1 \sin \theta$	0,6
3.	Хоризонтални постъпателни премествания на деформируемо съоръжение с вертикална повърхнина откъм напорна страна във V-образен отвор	μ_1	$D = \mu_1$	-	-
4.	Хоризонтални огъвателни трептения на	$\frac{R_1 + C_1(a-1)}{1 + C_3(a-1)}$	$R_1 + C_1(a-1)$	-	-

	съоръжение конзолен тип с вертикална напорна страна				
5.	Хоризонтални трептения от срязващи деформации на съоръжения конзолен тип с вертикална напорна страна	$\frac{aR_1 - C_2(a-1)}{a - (a-1)\frac{z^2}{h_2}}$	$aR_1 - C_2(a-1)$	-	-
6.	Хоризонтални трептения на отделно стоящи вертикални съоръжения (водни кули, мостови опори, пилоти с кръгло напречно сечение)	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{d_1}{2h}}$	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{d_1}{2h}}$	$\frac{\pi}{4(1 + \frac{d_1}{2h})}$	$\frac{2h + d_1}{4h + d_1}$
7.	Хоризонтални трептения на отделно стоящи вертикални съоръжения (водни кули, мостови опори, пилоти с квадратно напречно сечение)	$\left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{d_2}{2h}}$	$\left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{d_2}{2h}}$	$\frac{1}{1 + \frac{d_2}{2h}}$	$\frac{2h + d_2}{4h + d_2}$

Забележки:

1. Стойностите на коефициентите R_1 , G , μ_1 , C_1 , C_2 и C_3 се отчитат по табл. 10.
2. Означенията в табл. 8 са, както следва:
 z е ординатата на точката от напорната стена, за която се изчислява големината на присъединената водна маса (началото на координатната система се приема на нивото на водната повърхност);
 z_c - ординатата на центъра на завъртане, която се приема по изчисление, без да се

отчита влиянието на водната среда;

θ - ъгълът между напорната стена и хоризонта;

d_1 - диаметърът на напречното сечение, m;

d_2 - страната на квадратното напречно сечение, m;

a - отношението на ускорението на короната на стената (определено по изчисление, без да се отчита влиянието на водната среда) към големината на $(RK_c)g$.

3. В случаите, когато ъгълът на наклона θ е равен на 75° , стойностите на безразмерните коефициенти се приемат както при вертикалната стена.

4. Стойността на безразмерния коефициент μ_1 за ключовото сечение на симетрични дъгови стени се приема съгласно табл. 10. За останалите сечения на дъговата стена стойността на този коефициент се увеличава линейно до $1,3 \mu_1$ в петите.

5. За случаите, които не са посочени в табл. 8, присъединената водна маса се определя чрез изчисления.

Таблица 9

l/h	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3
ψ	0,26	0,41	0,53	0,63	0,72	0,78	0,83	0,88	0,9	0,93	0,96	1

Таблица 10

Безразмерни коефициенти		Стойности на коефициентите R_1 , G , μ_1 , C_1 , C_2 и C_3									
		Отношение z/h									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	R_1	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,74
	G	0,12	0,23	0,34	0,45	0,55	0,64	0,72	0,79	0,83	0,85
μ_1	$\theta = 90^\circ$ $b/h = 3$	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
	$b/h = 2$	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
	$b/h = 1$	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44
$\theta = 30^\circ$ за всички отношения b/h		0,08	0,15	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,2	0,18	0,15
C_1		0,07	0,09	0,1	0,1	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
C_2		0,04	0,09	0,13	0,18	0,23	0,28	0,34	0,38	0,42	0,43
C_3		0,86	0,73	0,59	0,46	0,34	0,23	0,14	0,06	0,02	0

Забележка. b е широчината на отвора на нивото на водната повърхност.

(2) При извършване на предварителна оценка на характера на свободните трептения съгласно табл. 8 се допуска определянето на:

1. трептенията вследствие хлъзгане и завъртане на съоръжението в основата му като кораво тяло - при бетонни и стоманобетонни язовирни стени върху нескална основа;

2. трептенията вследствие деформациите от огъване и срязване на съоръженията - при бетонни и стоманобетонни язовирни стени върху скална основа;

3. деформациите от срязване на съоръжението - при язовирни стени от земноскални материали.

(3) Трептенията по ал. 1 се определят така, че да се получат максимални стойности на присъединената водна маса.

(4) Ако водата е от двете страни на съоръжението, присъединената водна маса се приема равна на сумата от присъединените водни маси, определени за всяка от страните на съоръжението.

Чл. 165. (1) За отделно стоящи съоръжения, като водни кули, мостови опори, пилоти и др., присъединената водна маса m_w , припадаща се на единица дължина от конструкцията, се определя по формулата:

$$m_w = \rho_w \cdot d^2 \cdot \mu \quad (23),$$

където:

d е диаметърът на кръглото сечение или страната на квадратното напречно сечение на съоръжението, m;

μ е безразмерен коефициент съгласно табл. 8.

(2) При трептенията на пилоти линейната присъединена водна маса m_w може да се приеме равна на водната маса, еквивалентна на обема на единица дължина на пилота.

Чл. 166. При изчисляване на безнапорните съоръжения на якост и устойчивост сеизмичното налягане на водата (p) може да се определя по следните начини:

1. при корави масивни ограждащи и кейови пристанищни хидротехнически съоръжения – по формулата:

$$p = CRK_c \rho_w g h D \psi$$

$$P = CRK_c \rho_w g h^2 \Omega \psi \quad (24);$$

$$h_1 = h x$$

2. при отделно стоящи съоръжения по чл. 165 – по формулата:

$$p_1 = CRK_c \rho_w g d^2 D$$

$$P_1 = CRK_c \rho_w g d^2 \Omega h \quad (25),$$

$$h_1 = hx$$

където:

p е ординатата на диаграмата на хидродинамичното налягане, отнесено към единица площ от повърхността на съоръжението;

p_1 - ординатата на диаграмата на хидродинамичното налягане, отнесено към единица височина на отделно стоящо съоръжение;

P - сумарното хидродинамично налягане на единица дължина на съоръжението;

P_1 - сумарното хидродинамично налягане на единица дължина за отделно стоящо съоръжение;

h_1 - разстоянието от приложната точка на резултантната на хидродинамичното налягане до повърхността на водата;

D, Ω, x са безразмерни коефициенти съгласно табл. 8.

Чл. 167. При напорни водопроводи хидродинамичното налягане (P_{\max}) се определя по формулата:

$$P_{\max} = \frac{CRK_c}{2\pi} \rho_w g C_w T_1 \quad (26),$$

където:

C_w е скоростта на звука във водата, равна на 1300 m/s;

T_1 - преобладаващият период на сеизмичните трептения на скалната маса, през която преминава съоръжението; когато няма данни, T_1 се приема 0,5 s.

Чл. 168. При изчисляване на хидротехническите съоръжения на вертикална компонента на сеизмично въздействие допълнителното сеизмично налягане на водата (P_v) върху наклонената стена на съоръжението се отчита по формулата:

$$P_v = 0,5 C \rho_w g z R K_c \sin \theta \quad (27),$$

където:

z е разстоянието на разглежданото сечение до водната повърхност;

θ - ъгълът на наклона на напорната стена спрямо вертикалата.

Чл. 169. Височината на гравитационната вълна във водохранилището в m вследствие на сеизмично-тектонски деформации при земетресения в райони със сеизмичен коефициент $K_c = 0,05 \div 0,40$ се отчита при определяне превишението на короната на стената над кота най-високо работно водно ниво по следните зависимости:

$$\begin{aligned} \text{при } K_c = 0,05 & \quad \Delta h = 0,40 \\ \text{при } K_c = 0,10 & \quad \Delta h = 1,20 \\ \text{при } K_c = 0,15 & \quad \Delta h = 2,00 \\ \text{при } K_c \geq 0,27 & \quad \Delta h = 2,70. \end{aligned} \tag{28}$$

Чл. 170. Допуска се хидротехническите съоръжения да се изчисляват, без да се отчита напорът на водата, когато сеизмичното въздействие е в направление, успоредно на напорния фронт.

Раздел III

Конструктивни изисквания към хидротехническите съоръжения

Чл. 171. Водоподпорните хидротехнически съоръжения в земетръсни райони се разполагат в участъци, отдалечени от тектонски разломи, по които могат да възникнат относителни премествания на скалните масиви.

Чл. 172. Основните съоръжения на хидровъзлите (язовирни стени, ВЕЦ, преливници) се разполагат на скални масиви, в границите на които е изключено възникване на премествания от наличието на разломи.

Чл. 173. Изграждането на бетонни водоподпорни съоръжения от класове на значимост IV и III в участъци, в границите на които противоположните брегови склонове са изградени от скални маси, различаващи се по механичните си свойства, се допуска след технико-икономическа обосновка.

Чл. 174. (1) При наличие на слаби почви в земната основа на съоръжението те се отстраняват или се предвиждат съответни мерки за уплътняването или укрепването им.

(2) При изграждане на хидротехнически съоръжения върху скални почви се обръща особено внимание на укрепването на почвите в земната основа на съоръжението.

Чл. 175. (1) При наличие на водонаситени несвързани почви в земната основа или в тялото на съоръжението се извършва оценка на възможностите от втечняването им при сеизмични въздействия.

(2) При опасност от втечняване на почвите в тялото на съоръжението или в земната основа се предвижда изкуствено уплътняване или укрепване на

почвите.

Чл. 176. (1) За водоупорни елементи на язовирни стени от земноskalни материали се прилагат полукорави или пластични ядра.

(2) В случаите по ал. 1 се предвиждат мерки за сигурността на връзката на противифилтрационните елементи със земната основа и бреговете склонове.

Чл. 177. (1) Водонасищаните насипни призми на водните откоси се проектират от едрозърнести земноskalни материали (каменни, чакълести и баластрови), неподатливи на втечняване при сеизмични въздействия. Когато няма такива материали, в призмите се изграждат хоризонтални дренажни слоеве.

(2) Изискванията по ал. 1 не се отнасят за съоръжения с екран върху водния откос.

Чл. 178. За повишаване устойчивостта на откосите на язовирни стени от земни материали при сеизмични въздействия се предвижда максимално уплътняване на външните призми, особено в горната им част, както и укрепване на откосите с едроломен камък или със стоманобетонни плочи.

Чл. 179. При определяне на местата на температурните и конструктивните фуги се отчита наличието на отслабени зони в земната основа на язовирната стена и бреговете склонове. За осигуряване на относителните премествания на части от съоръжението се проектират такива конструкции, които да не нарушават водоплътността на напорния фронт.

Чл. 180. Пристанищните оградни съоръжения (вълноломи и др.), разположени в райони с $K_c = 0,15$ и $0,27$, се проектират от камъни, от обикновени или фасонирани масиви или от масиви-гиганти. В този случай откосните ъгли на съоръженията се намаляват съответно с 10 или 20 на сто спрямо допустимите за неземетръсни райони.

Чл. 181. Кейовите съоръжения се проектират като конструкции, неподложени на едностранен земен натиск, или се прилагат заанкерирани стоманени шпунтови стени (при неskalна земна основа) и стени от масиви-гиганти (при skalна земна основа). За земетръсни райони с $K_c = 0,10$ до $0,15$ се допускат сглобяеми конструкции от обикновени масиви, като се предвиждат съответните конструктивни мерки за създаване на монолитност.

ДОПЪЛНИТЕЛНА РАЗПОРЕДБА

§ 1. По смисъла на наредбата:

1. “Основна скала” са плътни почви със скорост на разпространение на

напречните сеизмични вълни $V_s \geq 800$ m/s.

2. „Носимоспособни почвени пластове” са пластове, при които се отчита околното триене, включително съпротивлението на почвите под пилюта.

3. „Осигурени сгради” са сградите, които са проектирани съгласно Нормите за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони от 1987 г.

4. „Неосигурени сгради” са сградите, които са изградени преди 1987 г.

5. „Дуктилност” е свойството на конструкции да развиват пластични деформации при знакопроменливо натоварване без поява на крехки разрушения и съществено (с не-повече от 20%) намаляване на носещата им способност; дефинира се в БДС EN 1998-1, т.4.4.2.3)

6. 1. простота на конструкцията, позволява предвидимо сеизмично поведение, осигурява директно предаване на вертикалните и хоризонталните натоварвания върху основите и пространствено действие на конструкциите;

2. еднообразие (равномерно разпределение на вертикалните конструктивните елементи в план и непрекъснатост по височина) и симетрия на конструкцията. Равномерното разпределение на вертикалните конструктивните елементи в план позволява бързо и пряко предаване на инерционните сили; непрекъснатостта по височина ограничава появата на чувствителни към разрушаване зони; ограничаване на ефектите от усукване се постига чрез разпределение на вертикалните конструктивни елементи в план в съответствие с разпределението на масите; за осигуряване на еднообразие и симетрия на конструкцията, при необходимост сградите се разделят на динамично независими части чрез земетръсни фуги съгласно чл. 30

3. статическа неопределимост на конструкцията;

увеличаването на статическата неопределимост осигурява по-благоприятно преразпределение на ефектите от сеизмичното въздействие между елементите на конструкцията и по-ефективна дисипация на енергията от сеизмични въздействия.

4. носимоспособност и коравина на огъване на конструкцията в две взаимно перпендикулярни направления;

конструктивните схеми се избират симетрични с равномерно разположени маси и коравини в план по отношение на две взаимноперпендикулярни направления; разположението на вертикалните конструктивните елементи трябва да осигурява приблизително еднаква носимоспособност и коравина в двете направления и да ограничи развитието на значителни премествания, които

могат да доведат или до загуба на устойчивост, вследствие на ефектите от втори ред или до прекомерни повреди.

5. носимоспособност и коравина на усукване на конструкцията; разполагането на елементи, участващи в поемане на сеизмичното натоварване, в близост до периферията на сградата намалява ефектите от усукването и ограничава неравномерното натоварване на отделните конструктивни елементи;

7. диафрагмено поведение на етажно ниво (на етажните подови конструкции в равнината им); осигурява реагирането на конструкцията като единна пространствена система и участие на всички вертикални конструктивни елементи при поемане на ефектите от сеизмично въздействие; етажните подови конструкции трябва да са с необходимата носимоспособност и коравина в равнината им, в съответствие с конфигурацията им и наличието на отвори и да имат надежни връзки с вертикалните конструктивни елементи за да пренасят и разпределят ефективно сеизмичните сили към тях в съответствие с приетите изчислителни предпоставки;

8. подходящо фундиране; терените за строителство се избират с възможно най-малка сеизмична опасност; проектирането и изпълнението на фундаментите и на връзката им с връхната конструкция трябва да осигуряват цялата сграда да бъде подложена на едно и също сеизмично въздействие в основата ѝ.

14. „Регулярност“ е свойство на конструкцията, което позволява пространственото ѝ поведение при сеизмични въздействия да се представи с равниното ѝ реагиране в две взаимно перпендикулярни равнини. *Критериите за регулярност в план и по височина са посочени в Приложение 6 и БДС EN 1998-1, т.4.2.3.*

ПРЕХОДНИ И ЗАКЛЮЧИТЕЛНИ РАЗПОРЕДБИ

§ 2. Наредбата се издава на основание чл. 169, ал. 4 във връзка с чл. 169, ал. 1, т. 1 ЗУТ и отменя Нормите за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони, утвърдени със заповед № РД-02-14-9 от 15.I.1987 г. на председателя на Комитета по териториално и селищно устройство (КТСУ) и заповед № I-94 от 14.I.1987 г. на председателя на Българската академия на науките (БАН), отпечатани в “Нормативна база на проектирането и строителството” - специализирано издание на КТСУ и БАН, 1987 г.; изм. и доп., ДВ, бр. 6 от 1989 г.

§ 3. Наредбата се прилага за строежи, чието проектиране започва след влизането ѝ в сила.

§ 4. Указания по прилагането на наредбата дава министърът на регионалното развитие и благоустройството.

За министър: **Д. Михалевски**

Приложение № 1
към чл. 12, чл. 15, ал. 1 и 11
и чл. 124, ал. 1

Коефициенти на натоварване при определяне на изчислителните сеизмични сили

№ по ред	Вид на натоварванията	Коефициент на натоварване
1.	Постоянни	1,0
2.	Временни продължително действащи: - полезни товари за хранилища, складове и др. - всички останали	1,0 0,8
3.	Кратковременно действащи: - сняг - експлоатационни натоварвания за производствени сгради - експлоатационни натоварвания за жилищни и обществено-обслужващи сгради - експлоатационни (подвижни) натоварвания за железопътни мостове - експлоатационни (подвижни) натоварвания за автомобилни мостове - за всички останали случаи	0,8 0.5? 0,8 0,5 0,7 0.3 0,4 0.2 0,5

Приложение № 2
към чл. 15, ал. 2 и
чл. 106

Карта за сеизмично райониране на Република България за период 1000 години



**Списък на населените места със стойности на сеизмичния коефициент към картата
за сеизмично райониране на Република България**

Айтос - 0,10
Аксаково - 0,10
Александрово (Бс) - 0,10
Александрово (ВТ) - 0,15
Александрово (Лч) - 0,10
Александрово (СЗ) - 0,15
Александрово (Тщ) - 0,15
Александрово (Ш) - 0,10
Александрово (Яб) - 0,10
Алфатар - 0,10
Антоново - 0,15
Априлци (Пз) - 0,27
Ардино - 0,10
Асеновград - 0,27
Ахтопол - 0,10
Балчик - 0,27
Баните - 0,10
Банкя - 0,27
Банско - 0,27
Батак - 0,15
Белене - 0,15
Белица - 0,27
Белово - 0,27
Белоградчик - 0,05
Белослав - 0,10
Бенковски (В) - 0,10
Бенковски (Кж) - 0,10
Бенковски (Пд) - 0,27
Бенковски (С) - 0,15
Бенковски (СЗ) - 0,15
Бенковски (Тб) - 0,10
Берковица - 0,10
Благоевград - 0,27
Блатец (Кн) - 0,15

Блатец (Сл) - 0,15
Бобовдол - 0,15
Бобошево - 0,27
Божурище - 0,27
Бойница - 0,05
Бойчиновци - 0,10
Болярово - 0,10
Борино - 0,10
Борован - 0,10
Борово (Бл) - 0,15
Борово (Рс) - 0,15
Борово (См) - 0,27
Борово (СЗ) - 0,27
Ботевград - 0,10
Бр. Даскалови - 0,27
Брацигово - 0,27
Брегово - 0,10
Брезник - 0,27
Брезово (Лч) - 0,10
Брезово (Пд) - 0,27
Брезово (ВТ) - 0,15
Брусарци - 0,10
Бургас - 0,10
Бухово - 0,27
Българово - 0,10
Бяла (В) - 0,10
Бяла (Рс) - 0,15
Бяла Слатина - 0,10
Бяла черква - 0,15
Бял извор (Кж) - 0,10
Бял извор (СЗ) - 0,27
Варна - 0,10
В. Търново - 0,15
Велинград - 0,27
Венец (Бс) - 0,10
Венец (СЗ) - 0,27
Венец (Ш) - 0,10
Ветрино - 0,10
Ветово - 0,15
Видин - 0,10

Водица (В) - 0,10
Водица (Тщ) - 0,10
Войника - 0,10
Враца - 0,10
Вълчедръм - 0,10
Вълчидол - 0,10
Върбица - 0,10
Вършец - 0,10
Габаре - 0,10
Габер (С) - 0,27
Габер (Тб) - 0,10
Габрово - 0,10
Г. Хитрино - 0,10
Ген. Тошево - 0,15
Георги Дамяново - 0,10
Георги Трайков - 0,10
Главиница (Пз) - 0,27
Главиница (Сс) - 0,15
Годеч - 0,15
Горна Малина - 0,15
Горна Оряховица - 0,15
Гоце Делчев - 0,15
Градница (Гб) - 0,10
Градница (Тб) - 0,10
Грамада - 0,05
Грудово - 0,10
Гулянци - 0,15
Гурково (Тб) - 0,27
Гълъбово (Пд) - 0,27
Гълъбово (СЗ) - 0,27
Гърмен - 0,15
Гюешево - 0,15
Две могили - 0,15
Дебелец (ВТ) - 0,15
Дебелец (В) - 0,10
Девин - 0,10
Девня - 0,10
Дерманци - 0,10
Джебел - 0,10
Димитровград - 0,27

Димово (Вн) - 0,15
Добрич (Толбухин) – 0,15
Д. Митрополия - 0,10
Долна баня - 0,27
Д. Оряховица - 0,15
Д. Дъбник - 0,10
Доспат - 0,15
Драговищица - 0,27
Драгоман - 0,27
Дралфа - 0,15
Дряново (Гб) - 0,15
Дряново (См) - 0,15
Дряново (Хс) - 0,27
Дряново (Яб) - 0,15
Дулово - 0,10
Дунавци - 0,10
Дупница (Станке Димитров) - 0,27
Дълбоки - 0,15
Дългопол - 0,10
Елена (ВТ) - 0,10
Елена (Хс) - 0,15
Елин Пелин - 0,27
Елхово (СЗ) - 0,27
Елхово (Яб) - 0,15
Етрополе - 0,15
Завет (Бс) - 0,10
Завет (Рз) - 0,15
Зафирово - 0,15
Земен - 0,15
Златарица - 0,10
Златия (Мх) - 0,10
Златия (Тб) - 0,10
Златоград - 0,15
Ивайловград - 0,10
Иваново (Рс) - 0,15
Иваново (Хс) - 0,15
Иваново (Ш) - 0,10
Исперих - 0,10
Ихтиман - 0,15
Каблешково - 0,10

Каварна - 0,27
Казанлък - 0,15
Кайнарджа - 0,10
Калофер - 0,15
Калояновец - 0,27
Калояново (Пд) - 0,27
Калояново (Сл) - 0,15
Каолиново - 0,10
Карлово - 0,15
Карнобат - 0,10
Каспичан - 0,10
Катунци - 0,27
Кермен - 0,15
Килифарево - 0,10
Кирково - 0,10
Клисура (Бл) - 0,27
Клисура (Пд) - 0,15
Клисура (С) - 0,15
Кнежа - 0,10
Козлодуй - 0,10
Койнаре - 0,10
Копривщица - 0,15
Костенец - 0,27
Костинброд - 0,27
Котел - 0,10
Кочериново - 0,27
Кресна - 0,27
Криводол - 0,10
Кричим - 0,27
Крумовград - 0,10
Крушари - 0,10
Кубрат - 0,15
Кула - 0,05
Кърджали (независимо от картата за сеизмично райониране) - 0,15
Кюстендил - 0,15
Левски (В) - 0,10
Левски (Пл) - 0,10
Летница (Лч) - 0,10
Лехчево - 0,10
Ловеч - 0,10

Лозница (Рз) - 0,15
Лозница (Тб) - 0,10
Лом - 0,10
Луковит - 0,10
Лъки (См) - 0,15
Любимец - 0,15
Лясковец (ВТ) - 0,15
Лясковец (Хс) - 0,15
Мадан (См) - 0,10
Маджарово - 0,10
Макариополско - 0,10
Макреш - 0,05
М. Търново - 0,10
Марица (Хс) - 0,27
Медковец - 0,10
Мездра - 0,10
Мелник - 0,27
Мизия - 0,10
Монтана (Михайловград)- 0,10
Михалково - 0,15
Царево (Мичурин) - 0,10
Млекарево - 0,15
Млечино - 0,10
Момчилград - 0,10
Мъглиж - 0,15
Невестино (Бс) - 0,10
Невестино (Кн) - 0,15
Неделино - 0,10
Несебър - 0,10
Николаево (Пк) - 0,15
Николаево (Пл) - 0,10
Николаево (Сл) - 0,15
Николаево (СЗ) - 0,10
Никола Козлево - 0,10
Никопол - 0,15
Н. Загора - 0,15
Нови пазар - 0,10
Нови Искър (С) - 0,27
Ново село (Вд) - 0,10
Ново село (Рс) - 0,15

Обител - 0,10
Окорш - 0,10
Омуртаг - 0,10
Опака - 0,10
Опан - 0,27
Оряхово (Вр) - 0,10
Оряхово (Хс) - 0,15
Павел баня - 0,10
Павликени - 0,10
Пазарджик - 0,27
Панагюрище - 0,15
Пелово - 0,10
Перник - 0,15
Перперек - 0,15
Перушица - 0,27
Петрич - 0,27
Пещера (См) - 0,10
Пещера (Пз) - 0,27
Пещера (Пк) - 0,15
Плачковци - 0,10
Плевен - 0,10
Пловдив - 0,27
Подем - 0,10
Подкова - 0,10
Полски Тръмбеш - 0,15
Поморие - 0,10
Попово (Тщ) - 0,15
Попово (Яб) - 0,15
Пордим - 0,10
Правец - 0,15
Преслав - 0,10
Провадия - 0,10
Проф. Иширково - 0,10
Първомай (Бл) - 0,27
Първомай (Пд) - 0,27
Раднево - 0,27
Радомир - 0,15
Разград - 0,10
Разлог - 0,27
Ракитово - 0,27

Раковски (Пд) - 0,27
Раковски (Рз) - 0,10
Раковски (Тб) - 0,27
Рила - 0,27
Роман - 0,10
Рудозем - 0,10
Руен (Бс) - 0,10
Руен (Пд) - 0,15
Русе - 0,15
Садина - 0,10
Садово (Бс) - 0,10
Садово (Бл) - 0,15
Садово (Вд) - 0,10
Садово (Пд) - 0,27
Самоков - 0,27
Самуил - 0,10
Сандански - 0,27
Сапарева баня - 0,27
Сатовча - 0,15
Свиленград - 0,10
Свищов - 0,15
Своге - 0,15
Севлиево - 0,15
Сеново - 0,15
Септември - 0,27
Силистра - 0,15
Симитли - 0,27
Ситово (Пд) - 0,27
Ситово (Сс) - 0,15
Ситово (Яб) - 0,15
Славейно - 0,10
Славяново (Пл) - 0,10
Славяново (Тщ) - 0,15
Славяново (Хс) - 0,15
Сливен - 0,15
Сливница (С) - 0,27
Сливница (Бл) - 0,27
Сливо поле - 0,15
Смилян - 0,10
Смолян - 0,10

Смоляновци - 0,10
Смядово - 0,10
Созопол - 0,10
Сопот - 0,15
София - 0,27
Златица и Пирдоп (Средногорие) - 0,15
Стамболийски - 0,27
Дупница (Станке Димитров) – 0,27
Стара Загора - 0,15
Стоките - 0,10
Стражица (ВТ) - 0,15
Стралджа - 0,15
Стрелча - 0,15
Струмяни - 0,27
Суворово - 0,10
Сингурларе - 0,10
Сухиндол - 0,10
Съединение (Бс) - 0,10
Съединение (Пд) - 0,27
Съединение (СЗ) - 0,27
Съединение (Тщ) - 0,10
Сърница (Пз) - 0,15
Сърница (Хс) - 0,27
Твърдица (Бс) - 0,10
Твърдица (Сл) - 0,15
Темелково - 0,15
Тенево - 0,15
Тервел - 0,10
Тетевен - 0,15
Добрич (Толбухин) - 0,15
Тополовград - 0,15
Троян (Лч) - 0,10
Троян (Хс) - 0,15
Трън - 0,27
Тръстеник (Пл) - 0,10
Тръстеник (Рс) - 0,15
Трявна - 0,10
Търговище - 0,15
Тутракан - 0,15
Угърчин - 0,10

Хайредин - 0,10
Харманли - 0,10
Хасково - 0,27
Хвойна - 0,27
Хисаря - 0,15
Хлебарово - 0,15
Царево (Мичурин)
Ценово (СЗ) - 0,27
Ценово (РС) - 0,15
Чепеларе - 0,15
Червен бряг - 0,10
Черногорово (ПЗ) - 0,27
Черноочене - 0,27
Чипровци - 0,10
Чирпан - 0,27
Чупрене - 0,10
Шабла - 0,27
Шипка - 0,15
Широка лъка - 0,10
Шумен - 0,10
Щръклево - 0,15
Юпер - 0,15
Ябланица - 0,15
Якомово - 0,10
Якоруда - 0,27
Ямбол - 0,15

Таблица 1

Конструктивни изисквания към монолитни колони и стойки на рамки

Показатели за колони и стойки на рамки	При сеизмичен коефициент	
	$0,05 < K_c \leq 0,15$	$K_c > 0,15$
$\min b_c$	250 mm	250 mm
$\max [l/b_c]$	25	20 (15 при свободен край)
l_c (дължина на критична зона)	h, но не по-малко от 1/6 и 450 mm	h, но не по-малко от 1/6 и 450 mm
μ_{\min}	0,01, но не по-малко от 4 Φ 14 при вързани стремена и 6 Φ 14 – при спирално армирани колони	0,01, но не по-малко от 4 Φ 14 при вързани стремена и 6 Φ 14 – при спирално армирани колони
μ_{\max}	0,04	0,04
l_s (дължина на снаждане)	= закотвящата дължина	= закотвящата дължина
$\max d_h$	300 mm	200 mm
$\max d$	$b_c/2$ за $bc \geq 300$, но не повече от 300 mm	$b_c/2$ за $bc \geq 300$, но не повече от 200 mm
$\max a_h$	b_c ; 12 Φ ; но не повече от 300 mm	b_c ; 10 Φ ; но не повече от 200 mm
$\max a_{hc}$	$b_c/2$, но не повече от 10 Φ и 150 mm	$b_c/2$, но не повече от 8 Φ и 100 mm
$\max a_{hs}$	$b_c/2$, но не повече от 10 Φ и 150 mm	$b_c/2$, но не повече от 8 Φ и 100 mm
$\min \Phi_h$	6,5 mm	8 mm
$\min \Phi_{hc}$	6,5 mm	8 mm
$\max [h_c/b_c]$	4	2,5
$\max \frac{N}{A_c R_{bn}}$	0,5	0,5

Таблица 2

Конструктивни изисквания към монолитни греди и ригели на рамки

Показатели за греди и ригели на рамки	При сеизмичен коефициент	
	$0,05 < K_c \leq 0,15$	$K_c > 0,15$
min b	200 mm	200 mm
max b	$h_c + 1/2h; \leq 2b_c$	$h_c + 1/2h; \leq 2b_c$
min h	300 mm	300 mm
h/b	$\leq 4,0$	$\leq 4,0$
l/b	$\geq 4,0$	$\geq 4,0$
μ_1 min	$\frac{1,4}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ в МПа})$	$\frac{1,4}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ в МПа})$
μ_1 max	$\frac{7}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ в МПа})$	$\frac{7}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ в МПа})$
min $\frac{\mu'_2}{\mu_2}$	1/3	1/2
min μ'_1	$\frac{1}{4}\mu_2$, но не по-малко от 2 $\Phi 12$ mm	$\frac{1}{4}\mu_2$, но не по-малко от 2 $\Phi 12$ mm
a_h	$\leq \begin{cases} h/2 \\ b \\ 250\text{mm} \end{cases}$	$\leq \begin{cases} h/2 \\ b \\ 250\text{mm} \end{cases}$
a_{hc}	$\leq \begin{cases} h/4 \\ 8\Phi \\ 200\text{mm} \end{cases}$	$\leq \begin{cases} h/4 \\ 6\Phi \\ 150\text{mm} \end{cases}$
min Φ_h	6 mm	6 mm
min Φ_{hc}	6 mm	6 mm
min l_1 : min l_2 min l'_1 : min l'_2	$l/4$	$l/4$
l_{a1}	25 Φ	25 Φ
l_{a2}	12 Φ	12 Φ

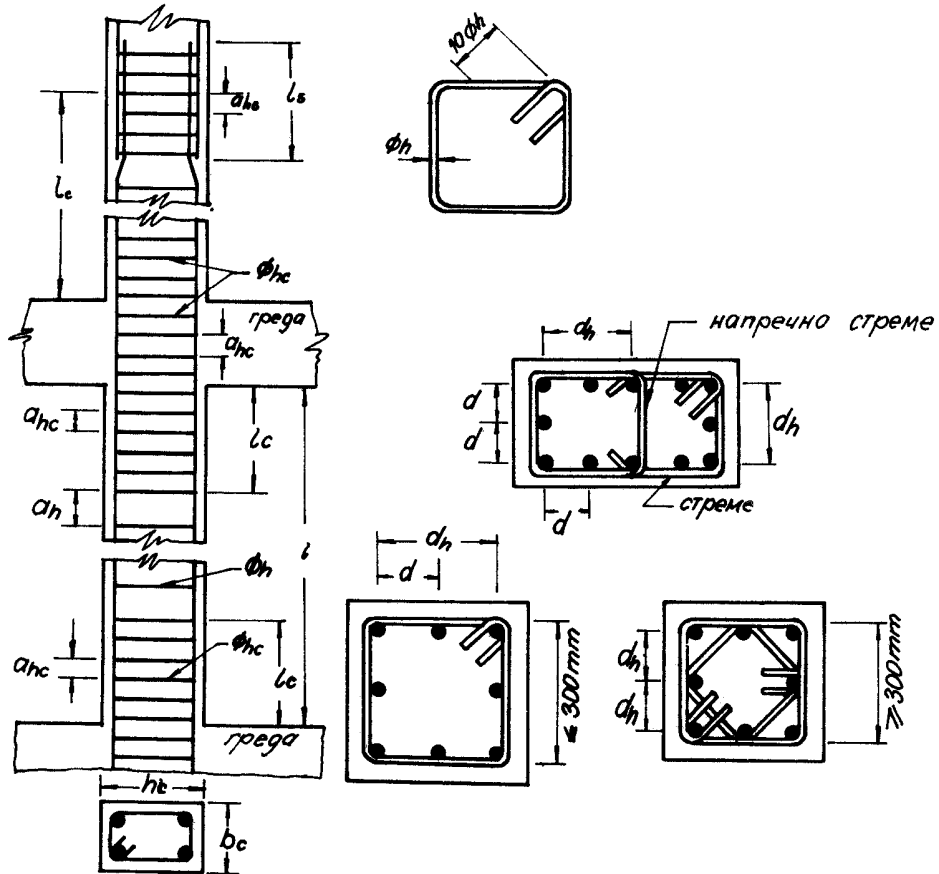
Таблица 3

Конструктивни изисквания към монолитни шайби

Показатели за шайби	При сеизмичен коефициент	
	$0,05 < K_c \leq 0,15$	$K_c > 0,15$
$\min b$	140 mm, но не по-малко от 1/25 от етажната височина	140 mm, но не по-малко от 1/20 от етажната височина
$\min \mu$ или μ_H *	0,0025	0,0025
$\max \mu_y$	0,035	0,035
$\max \Phi_y$ или Φ_H	$b/10$ - без крайните зони	$b/10$ - без крайните зони
$\max a_y$ или a_H	250	200
$\min A_{sc}$	4 Φ 12	4 Φ 14
напречни стремена в крайните зони	$\geq \Phi 6$ mm през 150 mm	$\geq \Phi 8$ mm през 150 mm
$\max [N / A_c R_{bn}]$	0,6	0,6
l_a	40 Φ	40 Φ

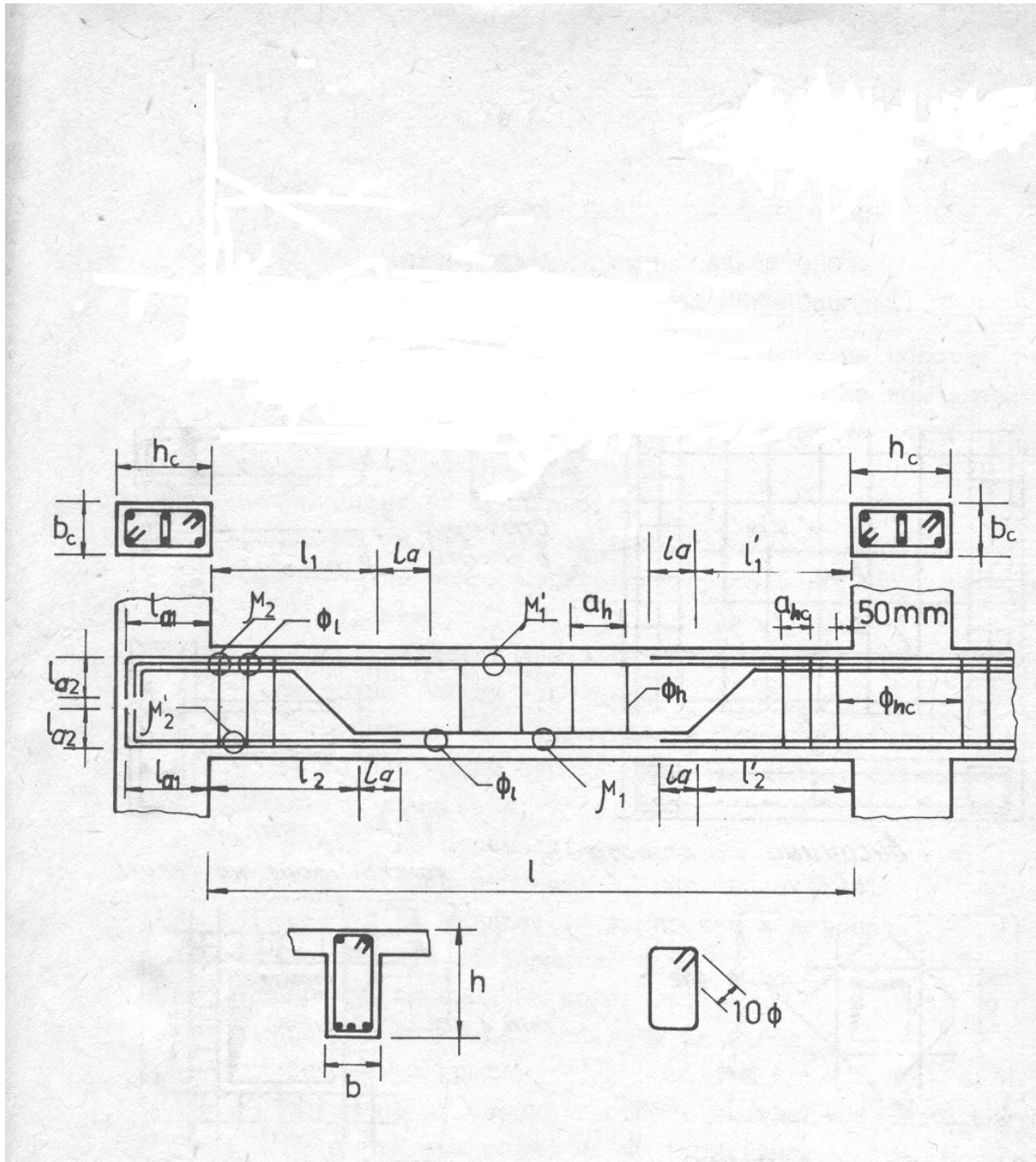
* В посочените стойности не се включва армировката в ъглите. Тези стойности включват армировката от двете страни на сечението.

Конструирание на монолитни колони



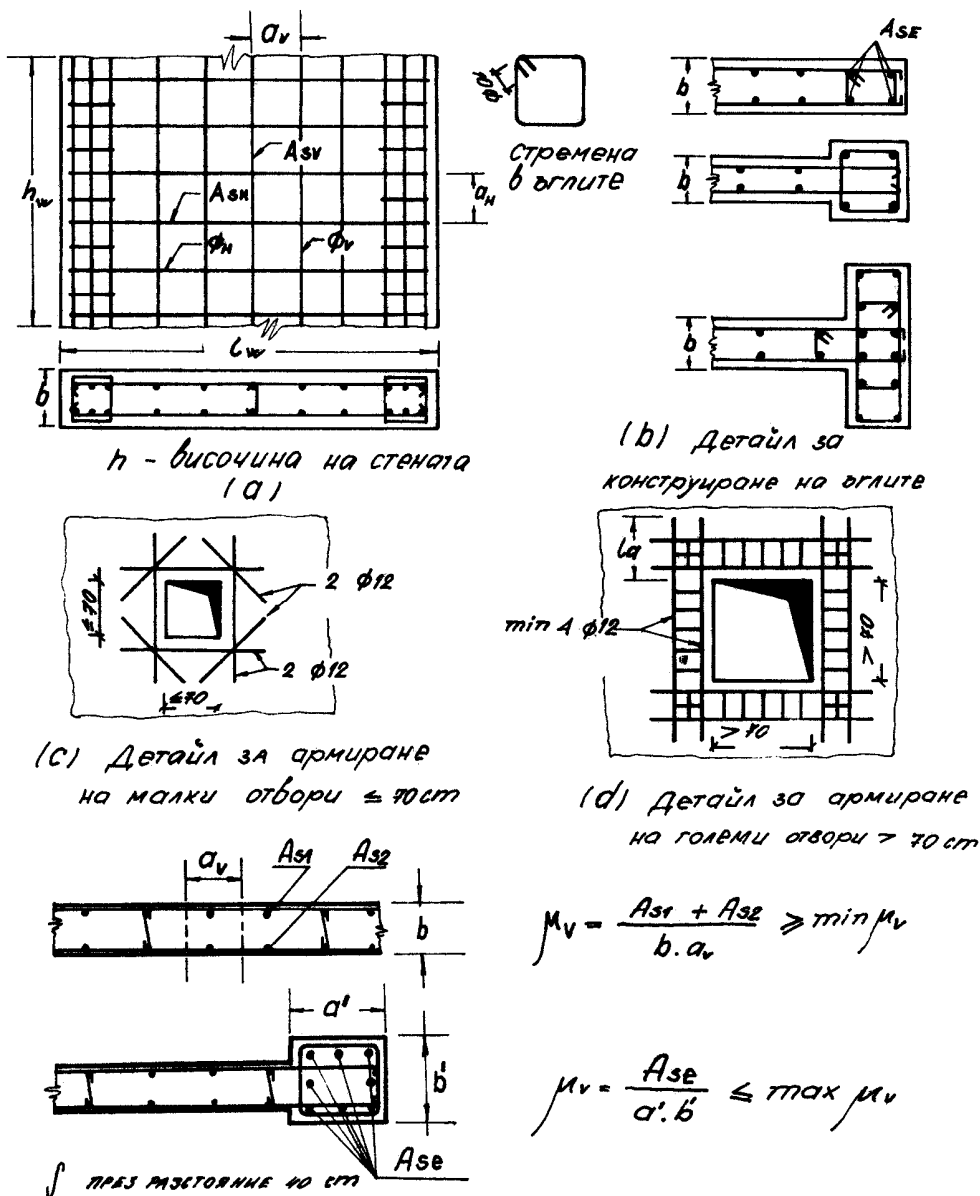
Фиг. 1 (табл. 1)

Конструирание на стоманобетонни греди



Фиг. 2 (табл. 2)

Конструирание на стоманобетонни монолитни шайби

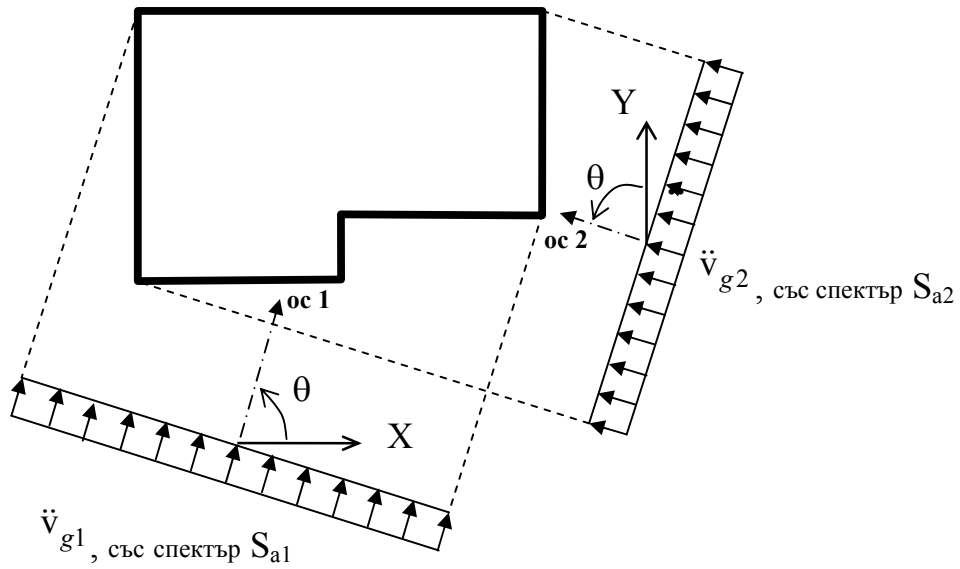


Фиг. 3 (табл. 3)

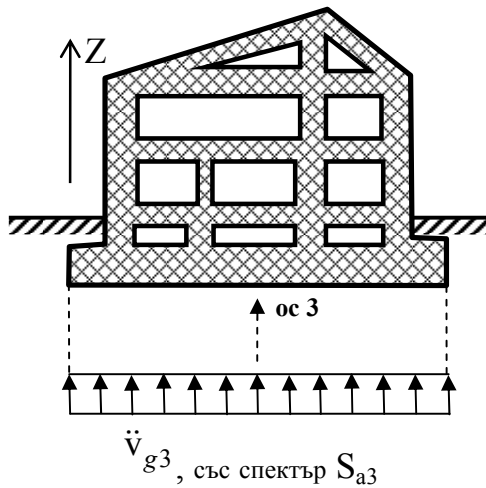
Забележка. Основните означения, използвани в приложение № 4, са:

- b_c - по-малкият размер на напречното сечение на колоната;
- h_c - по-големият размер на напречното сечение на колоната;
- l - дължината на колоната съгласно фиг. 1;
- l_c - дължината на критичната зона;
- m - коефициентът на армиране;

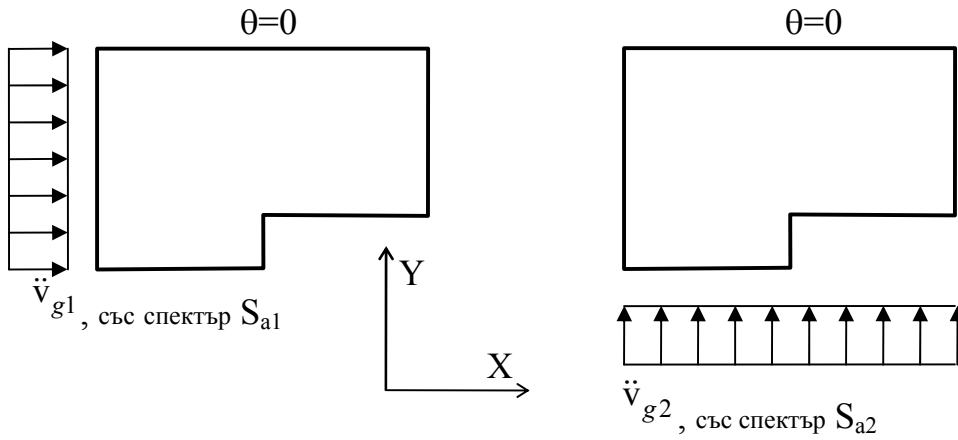
- l_s - дължината на снаждане на армировката;
 d_h - разстоянието между надлъжните пръти в колоните, обхванати със стремена;
 d - разстоянието между два съседни надлъжни пръта в колоните;
 a_h - разстоянието между стремената;
 a_{hc} - разстоянието между стремената в критичната зона;
 a_{hs} - разстоянието между стремената в зоната на снаждане на надлъжната армировка;
 F_h - диаметърът на стремената;
 F_{hc} - диаметърът на стремената в критичната зона;
 F - диаметърът на надлъжната армировка в колоната;
 N - изчислителната вертикална сила;
 A_c - напречното сечение на колоната;
 b - широчината на греда: дебелина на шайба;
 h - височината на греда;
 l_1, l'_1, l_2, l'_2 - разстоянието от опорните ръбове на гредите, след които надлъжната армировка не е необходима;
 l_a - дължината на закотвяне;
 l_w - дължината на шайбата;
 h_w - височината на шайбата;
 R_{sn} - нормативната якост на стоманата при границата на провлачване;
 R_{bn} - нормативната якост на бетона на натиск.



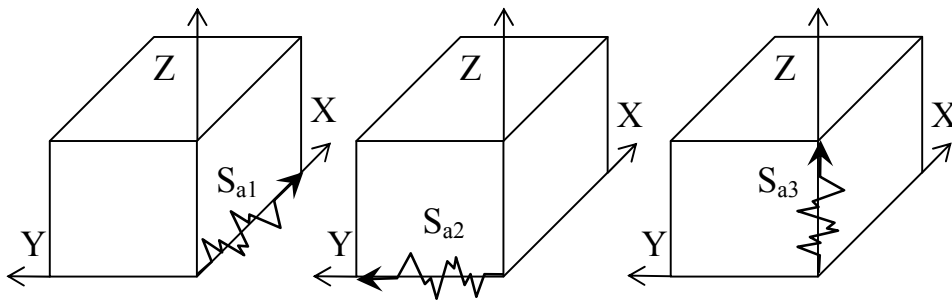
Фигура 5-1. Случай на най-общо разположение на хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие спрямо глобалните оси.



Фигура 5-2. Разпределение на вертикалните ускорения.



Фигура 5-3. Частен случай на разположение на хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие спрямо глобалните оси.



Фигура 5-4. Изчисляване на конструкцията за всяка от трите компоненти поотделно при условие, че $\theta=0$.

1. Спектрално дефиниране на изчислителното сеизмично въздействие

Изчислителните спектри на реагиране, чрез които се въвежда сеизмичното въздействие са означени с $S_{a1}(T)$, $S_{a2}(T)$ и $S_{az}(T)$. Те съответстват на компонентите на въздействието, показани на фиг. 5-4, насочени по глобалните оси на конструкцията X, Y и Z. И трите спектъра се изразяват чрез един основен спектър $S_a(T)$, дефиниран чрез формула (1):

$$\begin{aligned}
 S_{a1} &= S_a \\
 S_{a2} &= a S_a \\
 S_{az} &= 0.9 S_a
 \end{aligned}
 \tag{5-1},$$

където

a е коефициент, чиито стойности са между 0 и 1 ($0 \leq a \leq 1.0$).

2. Определяне на ефектите от сеизмичното въздействие

2.1 Комбиниране на резултатите по компоненти

Комбинирането на резултатите по компоненти (комбиниране по направления) се налага поради необходимостта да се получат стойностите на ефектите от въздействията от действието на всички компоненти едновременно.

Стойностите на ефектите F от сеизмичното въздействие се определят чрез комбиниране на ефектите F_j ($j = 1, 2, z$), получени от действието само на една от компонентите на въздействието (компонента j за разглеждания случай), насочена по една от глобалните координатни оси (фиг. 5-4).

$$F = \left[F_1^2 + a^2 F_2^2 - (1 - a^2)(F_1^2 - F_2^2) \sin^2 \theta + 2(1 - a^2) F_1 F_2 \sin \theta \cos \theta + F_z^2 \right]^{1/2}
 \tag{5-2},$$

където

F_1 е стойността на ефекта от сеизмичното въздействие, което има единствена компонента, действаща по направление на оста X и което е представено със спектър S_{a1} при $\theta=0$ (фиг. 5-4);

F_2 - стойността на ефекта от сеизмичното въздействие, което има единствена компонента, действаща по направление на оста Y и което е представено със спектър S_{a2} при $\theta=0$ (фиг. 5-4);

F_z - стойността на ефекта от сеизмичното въздействие, което има единствена компонента, действаща по направление на оста Z и което е представено със спектър $S_z = S_{az}$ (фиг. 5-4);

F_{1-2} - стойност, получена от две независими състояния: 1) сеизмично въздействие с единствена компонента, действаща по направление на оста X , представено със спектър S_{a1} при $\theta=0$; 2) сеизмично въздействие с единствена компонента, действаща по направление на оста Y , представено със спектър S_{a2} при $\theta=0$ (фиг. 5-4).

Чрез формула (5-2) се извършва комбиниране на резултатите за ефектите от въздействието, получени от независимото действие на всяка една от компонентите поотделно, действащи според фиг. 5-4.

При стойност на параметъра a различна от 1 ($a < 1$) F зависи от ъгъла на сеизмичното въздействие θ и се търси онази стойност на ъгъла θ_{cr} , при която ефектите от въздействието получават максималната си стойност ($F = F_{max}$):

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \left(\frac{2F_{1-2}}{F_1^2 - F_2^2} \right) \quad (5-3)$$

За стойност на ъгъла, определена с (5-3) максималната стойност на ефектите от въздействието F_{max} се получава по формула (5-2) чрез замяна на θ с θ_{cr} .

При стойност на параметъра $a = 1$ формула (5-2) се опростява и приема вида:

$$F_{max} = [F_1^2 + F_2^2 + F_z^2]^{1/2} \quad (5-4)$$

В този случай изчислителните спектри на реагиране за двете хоризонтални компоненти според формула (5-1) се трансформират в $S_{a1} = S_a$ и $S_{a2} = S_a$. Изчислителната стойност на ефектите от въздействието, дефинирана с (5-4) не зависи от ъгъла на сеизмичното въздействие θ и той може да има произволна стойност. Получената с (5-4) стойност за F е максимална и се основава на правилото *SRSS* (квадратен корен от сумата на квадратите – Square Root of the Sum of Squares).

2.2 Модално комбиниране на резултатите

Модалните максимуми на ефектите от въздействието са изчислени за различни моменти от времето и поради това се извършва модалното им комбиниране, чрез което се отчитат приносите на всички включени в анализа форми:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \left(\sum_n \sum_m f_{1n} \rho_{nm} f_{1m} \right)^{1/2} \\
 F_2 &= \left(\sum_n \sum_m f_{2n} \rho_{nm} f_{2m} \right)^{1/2} \\
 F_z &= \left(\sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm} \right)^{1/2}
 \end{aligned} \tag{5-5}$$

$$F_{1-2} = \sum_n \sum_m f_{1n} \rho_{nm} f_{2m}$$

където

f_{1n} и f_{1m} са стойностите на ефекта F_1 от сеизмичното въздействие, получени за форми n и m съответно;

f_{2n} и f_{2m} – стойностите на ефекта F_2 от сеизмичното въздействие, получени за форми n и m съответно;

f_{zn} и f_{zm} – стойностите на ефекта F_z от сеизмичното въздействие, получени за форми n и m съответно.

ρ_{nm} – корелационен коефициент, отнасящ се за форми m и n , който се изчислява по формулата:

$$\rho_{nm} = \frac{8\sqrt{\xi_n \xi_m} (\xi_n + r_{nm} \xi_m) r_{nm}^{3/2}}{(1 - r_{nm}^2)^2 + 4\xi_n \xi_m r_{nm} (1 + r_{nm}^2) + 4(\xi_n^2 + \xi_m^2) r_{nm}^2} \tag{5-6}$$

където

$r_{nm} = \frac{\omega_n}{\omega_m}$ е отношение на честотите за форми n и m , а ξ_n и ξ_m са коефициентите на затихване (спрямо критичните им стойности) за същите форми.

При условие, че на всички форми на трептене е наложен един и същи коефициент (постоянен) на фиктивно затихване ξ^* корелационните коефициенти се изчисляват по формулата:

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^{*2}(1+r_{nm})r_{nm}^{3/2}}{(1-r_{nm}^2)^2 + 4\xi^{*2}r_{nm}(1+r_{nm})^2} \quad (5-7)$$

Коефициентът на фиктивно затихване ξ^* е важен за корелацията на резултатите между модалните максимуми. При $\xi^* = \xi$ (ξ - модалното затихване за всички форми) корелационните коефициенти се изчисляват по формулата:

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r_{nm})r_{nm}^{3/2}}{(1-r_{nm}^2)^2 + 4\xi^2r_{nm}(1+r_{nm})^2} \quad (5-8)$$

като правилото за модално комбиниране е *CQC* (пълно квадратично комбиниране – Complete Quadratic Combination). За целта се прилагат формули (5-5) и (5-8) като се приема $\xi = 0.05$ (5%).

Забележка: Във формули (5-5) се извършва сумиране от 1 до приетия брой включени в анализа форми.

При $\xi^* = 0$ корелационните коефициенти ρ_{nm} , дефинирани с (5-7) се трансформират така, че $\rho_{nm} = 1$ за $n = m$ и $\rho_{nm} = 0$ за $n \neq m$. В този случай правилото за модално комбиниране се превръща в правилото *SRSS* (квадратен корен от сумата на квадратите – Square Root of the Sum of Squares). Формули (5-5) се трансформират в:

$$\begin{aligned} F_1 &= \left(\sum_n f_{1n}^2 \right)^{1/2} \\ F_2 &= \left(\sum_n f_{2n}^2 \right)^{1/2} \\ F_z &= \left(\sum_n f_{zn}^2 \right)^{1/2} \\ F_{1-2} &= \sum_n f_{1n} f_{2n} \end{aligned} \quad (5-9)$$

Забележка: Формули (5-9) не се прилагат за конструкции с близки периоди на трептене (за форми i и j при $\frac{T_j}{T_i} > 0,90$, където $T_j < T_i$).

Необходимият брой на формите, включени в анализа при извършване на сумиране по формули (5-5) и (5-9) се определя по формула (8).

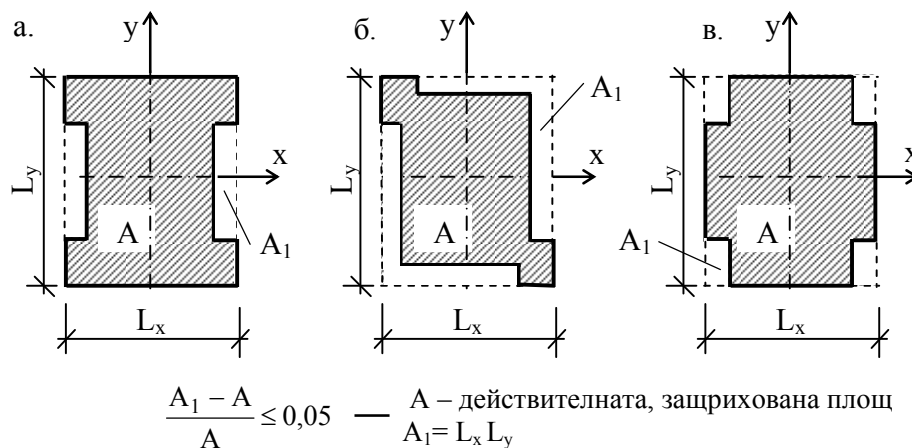
Приложение № 6

Критерии за регулярност

6 - 1. Критерии за регулярност в план

Конструкцията се категоризира като регулярна в план, ако удовлетворява всяко едно от условията (БДС EN 1998 – 1, т. 4.2.3.2):

1. Проста, симетрична и компактна геометрична форма на сградата в план. Ако съществуват издани или вдлъбнати части, действителната площ на сградата в план не се различава с повече от 5 % от площта, ограничена от обвивната контурна линия (фиг. 6 - 1);



Фиг. 6 - 1. Критерии за регулярност на геометричната форма на сградата в план

2. Отношението на дългата към късата страна на сградата в план е не по-голямо от 4;

3. Подовите конструкции са безкрайно корави в равнината си диафрагми.

Това условие е изпълнено, ако хоризонталните им премествания, определени с отчитане на действителната им коравина не превишават с повече от 10 % получените премествания при предпоставката за безкрайната им коравина (БДС EN 1998 – 1, т. 4.3.1(4)). Допуска да се приеме че стоманобетонните подови конструкции са безкрайно корави в равнината си, ако дебелината на плочите е не по-малка от 7 cm и са армирани в две взаимно перпендикулярни направления с минималната армировка, предписана в съответните нормативни актове (БДС EN 1998 – 1, т. 5.10 (1)). Наличието на отвори нарушава диафрагменото действие на подовите конструкции и влиянието им трябва да се докаже;

4. Равномерно разпределени в план маси;

5. Равномерно и симетрично разположени вертикални конструктивни елементи в две взаимно перпендикулярни направления, съобразени с необходимата коравина на огъване на конструкцията и разпределението на масите;

6. На всяко етажно ниво, както по направление x , така и по направление y е необходимо да са изпълнени условията:

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x \text{ и } r_x \geq l_s, \quad (6 - 1)$$

$$e_{oy} \leq 0,30 r_y \text{ и } r_y \geq l_s,$$

където e_{ox} и e_{oy} са разстоянията между центъра на масите и центъра на коравините (т.7, 8 и 9), съответно по направление x и y ,

r_x и r_y – етажните коефициенти на коравините за всеки етаж,
 l_s – инерционният радиус на етажната маса:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{ok}}{m}}, \quad (6 - 2)$$

където I_{ok} е етажният масов инерционен момент спрямо центъра на масите,

$$I_{ok} = \sum_i m_{i,k} a_{i,k}^2 \quad (6 - 3)$$

$a_{i,k}$ – разстоянието от масата m_i до центъра на масите на разглежданото етажно ниво k ;
 m – етажната маса.

Етажните коефициенти на коравините r_x и r_y се определят по формулите:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_t}{K_x}}, \quad (6 - 4)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_t}{K_y}},$$

където K_x и K_y са етажните коравини на огъване на вертикалната носеща конструкция под разглеждания етаж съответно по направление x и y ,

K_t – етажната коравина на усукване на вертикалната носеща конструкция под разглеждания етаж спрямо центъра на коравините. При изчисляването на

K_t е

прието, че собствената коравина на усукване на отделните елементи е пренебрежимо малка и приблизително равна на нула.

Коравините K_x , K_y и K_t се изчисляват за ненапукани бетонни сечения по формулите:

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{x,i},$$

$$K_y = \sum_{i=1}^n K_{y,i}, \quad (6 - 5)$$

$$K_t = \sum_{i=1}^n K_{x,i} \bar{y}_i^2 + \sum_{i=1}^n K_{y,i} \bar{x}_i^2,$$

където $K_{x,i}$ и $K_{y,i}$ са **коравините на огъване** (EI) на отделните вертикални конструктивни елементи (стени или рамки) под разглеждания етаж съответно по направление x и y ,

\bar{x}_i и \bar{y}_i – разстоянията от собствените оси на разглеждания елемент i до центъра на коравините,

n – броят на вертикалните конструктивни елементи.

7. Центърът на коравина се дефинира еднозначно само при едноетажни сгради като точка от безкрайно коравата в равнината ѝ хоризонтална подова конструкция, в която при прилагане на хоризонтална сила във всяко направление не се появява ротация;

8. При едноетажни сгради центърът на коравините се определя като център на коравините на огъване на вертикалните конструктивни елементи, които поемат сеизмичните сили;

9. При многоетажни сгради се допуска центърът на коравините за всяко етажно ниво да се определя както за едноетажни сгради при изпълнение на следните условия:

а) всички вертикални конструктивни елементи, поемащи сеизмичните сили, преминават без прекъсване от фундаментите до върха на сградата;

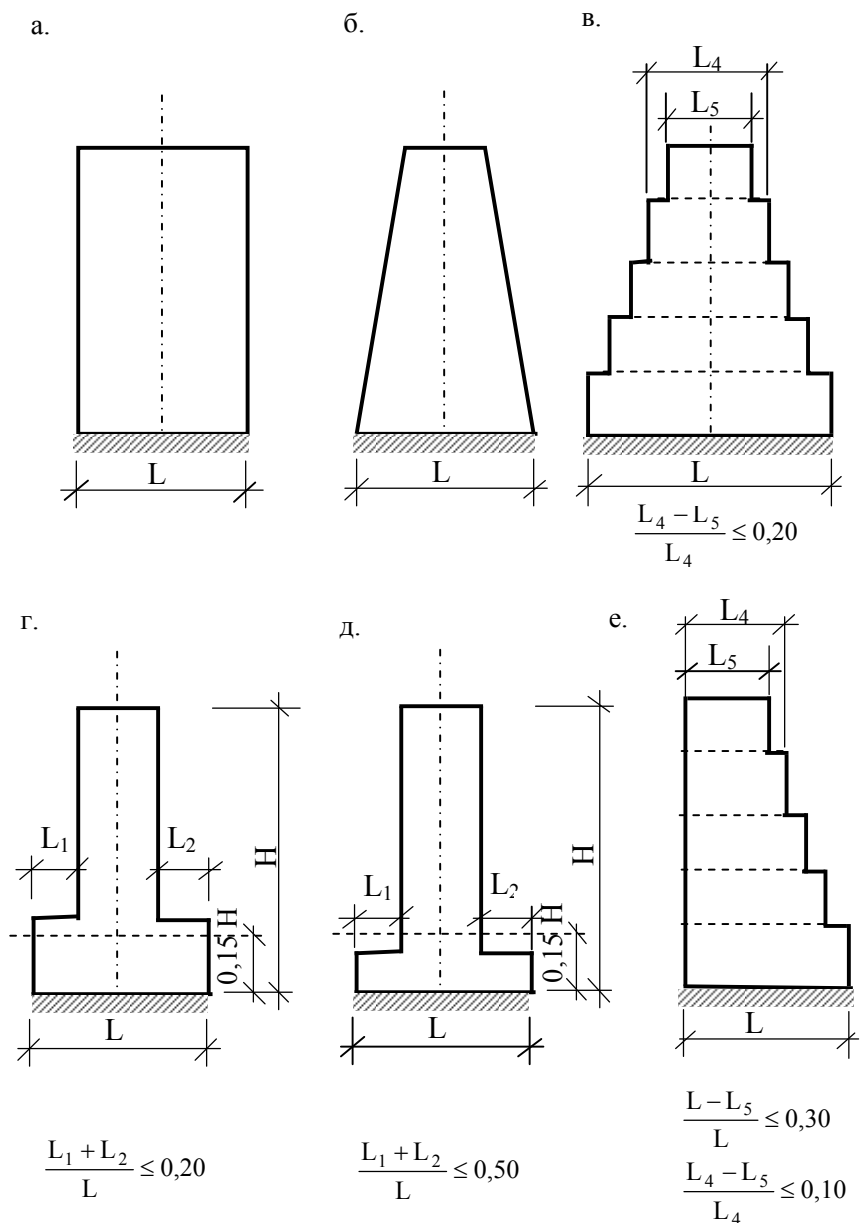
б) вертикалните конструктивни елементи, поемащи сеизмичните сили, са еднотипни (само рамки или само стени);

Ако изискванията (а) и (б) не са изпълнени, център на коравина не може да се определи еднозначно и сградите се разглеждат като нерегулярни в план.

6 - 2. Критерии за регулярност по височина

Конструкциите се категоризират като регулярни по височина, ако удовлетворяват всяко едно от условията (БДС EN 1998 – 1, т. 4.2.3.3):

1. Проста геометрична форма на сградата по височина, която не се променя или се прибира плавно, без резки скокове от основите към върха (фиг. 6 - 2,а и б). При наличието на отстъпи са в сила дадените на фиг. 6 - 2,в,г,д и е допълнителни изисквания за регулярност;



Фиг. 6 - 2. Критерии за регулярност на геометричната форма на сградите във височина

2. Всички вертикални конструктивни елементи (рамки, стени или ядра) преминават без прекъсване от фундаменти до покрива на сградата. Ако сградата е с отстъпи по височината си, вертикалните елементи стигат до горния им край;

3. Масите, коравината и носещата способност на огъване на конструкцията не се променят по височината на сградата или намаляват плавно, без резки скокове, от основите към върха ѝ, при което са удовлетворени следните условия:

$$0,8 \leq \frac{U_i}{U_{i+1}} \leq 1,2 \quad ,$$

$$0,9 \leq \frac{U_i}{U_m} \leq 1,1 \quad ,$$
(6 - 6)

където U_i и U_{i+1} са стойностите на масите, коравините и носещите способности в два съседни етажа i и $i+1$,

U_m – средната стойност на масите, коравините и носещите способности от всички етажи;

4. Наличието на пълнежна зидария в рамкови конструкции нарушава регулярността им по височина. В този случай се използват предписанията на БДС EN 1998 – 1, т. 4.3.6.3.2.

6-3. Отчитане на регулярността на сградите при избора на изчислителен модел

1. Конструкциите могат да се моделират с два равнинни изчислителни (2D) модела във вертикални равнини, успоредни на направленията на надлъжната и напречната им ос, ако удовлетворяват дадените в т. 6-1 критерии за регулярност в план (БДС EN 1998-1, т.4.3.3.1(7)). Допуска се чрез два равнинни модела да се моделират и нерегулярни в план, но регулярни по височина конструкции, ако отговарят на следните условия (БДС EN 1998-1, т.4.3.3.1(8)):

а) вертикалната конструкция се състои от разположени в две взаимно перпендикулярни направления еднотипни вертикални елементи;

б) подовите конструкции са безкрайно корави в равнината си диафрагми;

в) етажните центрове на коравините и на масите са съответно разположени приблизително по вертикални линия като и в двете хоризонтални направления, в които се извършва анализът, са удовлетворени условията:

$$r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2 \quad ,$$

$$r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2 \quad ,$$
(6 - 7)

където l_s , r_x , r_y , e_{ox} и e_{oy} са дефинирани в т. 6 – 1.

2. Конструкциите, които не отговарят на посочените по-горе условия, се моделират с пространствени (3D) модели.